

新版鋼結構設計技術規範中因應 我國載重與工程特性之相關參數研究

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 111 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組建議，不代表本機關意見)

PG11102-0058

11115G0019

新版鋼結構設計技術規範中 因應我國載重與工程特性之相關參數研究

受委託單位：中華民國鋼結構協會

研究主持人：王炤烈

共同主持人：林克強

指導委員：陳純森、蔡克銓

參與委員：方嘉宏、吳安傑、林曜滄、邱毓家、紀凱甯、栗正暉、
許協隆、張惠雲、莊勝智、陳中和、陳垂欣、陳誠直、
陳煥煒、鍾興陽、蕭博謙、林正偉、蔡益成、廖紋君

研究期程：中華民國 111 年 1 月至 111 年 12 月

研究經費：新台幣 109 萬元整

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 111 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組建議，不代表本機關意見)

目次

目次	I
表次	III
圖次	V
摘要	VII
第一章 前言	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究目標	2
1.3 研究方法	4
第二章 文獻資料蒐集	7
第三章 研究內容	11
3.1 研究課題	11
3.2 研究成果	52
第四章 結論與建議	57
參考書目	59
附錄一 建研所期中報告審查會審查意見及回覆表	附錄一-1
附錄二 建研所期末報告審查會審查意見及回覆表	附錄二-1
附錄三 「鋼結構設計技術規範(草案)」(2022 版)	附錄三-1
附錄四 AISC 342-22(draft) Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings (摘要內容)	附錄四-1
附錄五 本研究計畫舉辦委員座談會議內容彙整	附錄五-1

新版鋼結構設計技術規範中
因應我國載重與工程特性之相關參數研究

表次

表 3-1 AISC-LRFD 規範中之強度折減係數 ϕ	14
表 3-2 以 LRFD 為基準之本土化安全係數	17
表 3-3 以 LRFD 為基準之 ASD 安全係數	18
表 3-4 考量地震力載重組合之 ASD 安全係數比較表(載重組合 2)	20
表 3-5 考量地震力載重組合之 ASD 安全係數比較表(載重組合 3)	22
表 3-6 LRFD 與 ASD 載重組合差異比較表	24
表 3-7 鋼板規格材料內容規定比較表	29
表 3-8 本研究案鋼結構建築物樓板載重設定	34
表 3-9 本研究案 19 層鋼結構建築物活靜載重比統計表	37
表 3-10 本研究案 7 層鋼結構建築物活靜載重比統計表	38
表 3-11 ASCE/SEI 41-17 定義之鋼構件參數與性能層級限制	44
表 3-12 AISC 342-22 重新定義鋼構件參數與性能層級	46
表 3-13 AISC 342 考量之既有鋼結構參數設定表	48
表 3-14 建築技術規則樓板活載重規定值	50

圖次

圖 1-1 研究方法與流程.....	5
圖 3-1 LRFD 與 ASD, $\phi\Omega$ 值與活靜載重比值比較圖(載重組合 1).....	16
圖 3-2 LRFD 與 ASD, $\phi\Omega$ 值與活靜載重比值比較圖(載重組合 2、3).....	19
圖 3-3 本研究案十九層鋼結構建築物分析例	33
圖 3-4 本研究案七層鋼結構建築物分析例	34
圖 3-5 內柱位置之鋼結構構件不同載重種類加載差異表	36
圖 3-6 角柱位置之鋼結構構件不同載重種類加載差異表	36
圖 3-7 本研究案 19 層鋼結構建築物活靜載重比統計分佈圖(柱構件)	37
圖 3-8 本研究案 19 層鋼結構建築物活靜載重比統計分佈圖(梁構件)	38
圖 3-9 本研究案 7 層鋼結構建築物活靜載重比統計分佈圖(柱構件)	38
圖 3-10 本研究案 7 層鋼結構建築物活靜載重比統計分佈圖(梁構件)	39
圖 3-11 新版鋼構設計規範與 AISC 規範關聯圖	40
圖 3-12 AISC 360-16 相關規範架構圖	41
圖 3-13 AISC 360-22(draft)相關規範架構圖	41
圖 3-14 AISC 342-22(Draft) Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings	47
圖 3-15 ASCE/SEI 41-17 定義鋼結構與構件廣義力-變位關係圖	47
圖 3-16 AISC 342-22 重新定義鋼結構與構件廣義力-變位關係圖.....	48
圖 3-17 總重 5 噸之小貨車建議之軸重分配與集中載重	51

摘要

關鍵詞：鋼結構、設計規範、本土化參數、新式鋼材

我國現今的「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」為內政部營建署於民國 96 年 7 月 1 日頒佈實施，歷經 15 餘年之產業與專業技術進步，國內鋼結構工程技術有相當程度之變化與增進，包括材料規定、製造、吊裝與檢驗等方式均有改變。綜合國內、外新近鋼結構技術與規範之修訂方向與內容、及鋼結構施工技術發展與研究成果，針對我國未來鋼結構建築物設計之需要，已初步研擬新版的「鋼結構設計規範」草案。新版規範(草案)是依據美國鋼結構協會 AISC 規範架構與相關研究成果編定，然規範中有不少規定之背景條件與考量因素仍和我國情況不同，為使新版規範能符合我國情況，本研究針對我國鋼結構環境，研究符合我國鋼結構工程需要之內容。美國 AISC 是以活載重為靜載重的 3 倍來考慮相關載重組合，而台灣的載重大小反而是靜載重大於活載重大，此項載重情況會影響「容許應力設計法 ASD」與「極限強度設計法 LRFD」之架構，新版規範是將 ASD 與 LRFD 兩設計法合併在一起，以 LRFD 法為主來訂定規範內容，而 ASD 則以參數方式修改後使用，為使 ASD 在台灣能合理使用與推動，符合國內工程特性 ASD 設計法之安全係數可適度調整。

對於鋼板之材料規定，我國(CNS)大都參照日本規範，雖然目前新版鋼結構設計規範草案有參考兩者的差別，並依我國情況做調整，但針對較特殊的耐震結構物與特殊之施工方式，本研究完成新式鋼板材料因應我國本土耐震需要之最新材質定義與規格，可提供國內設計單位均一規格化之運用依據。台灣地區活載重大小對「容許應力設計法 ASD」與「極限強度設計法 LRFD」架構之影響，因應新版規範 ASD 與 LRFD 兩設計法合併使用之差異探討，LRFD 法為主之架構下，ASD 設計法可取更加經濟之參數，依本研究初步探討，ASD 安全係數可酌予放寬約 10%。

本研究相關成果，歸納出下述的主要結論：

1. 本次鋼結構設計技術規範修訂研擬研究，將現行規範的容許應力設計法與極限設計法兩冊合併為一冊。將容許強度設計法取代現行規範的容許應力設計法，並以構材極限強度與機率式載重準則結合的 LRFD 設計法為修訂基準，使容許強度設計法與 LRFD 設計法具相同安全等級的設計結果。
2. 為提升鋼結構建築的耐震設計有效性，本修訂版本於第十四章耐震設計中導入材料的預期實際強度概念，做為構材或元件的強度容量設計基準，以期確保

建築結構的實際受震行為與設計假設條件儘可能一致。

3. 本計畫之修訂草案新增國內工程實務需求，或具高效率耐震性能的耐震系統，包括：懸臂柱、挫屈束制斜撐與鋼板剪力牆等耐震結構系統，及相關耐震設計規定。合計本規範草案對於各種可用於耐震設計之結構系統，分別規定於規範草案之第十四章 14.5~14.14 中，包括 14.5 普通抗彎構架、14.6 部分抗彎構架、14.7 特殊抗彎構架、14.8 普通懸臂柱系統 14.9 特殊懸臂柱系統、14.10 普通同心斜撐構架、14.11 特殊同心斜撐構架、14.12 偏心斜撐構架、14.13 挫屈束制斜撐構架、14.14 特殊鋼板剪力牆。
4. 本次修訂的鋼結構設計技術規範(草案)大幅增列有關中空結構斷面(HSS)鋼管的接合規定，此部分有助於國內發展離岸風電支撐結構的本土化設計與施工技術。
5. 新增加鋼結構技術近期較先進設計觀念及方法，如結構火害條件設計、既有結構物評估與構材穩定性側撐等附錄。

此外，根據本研究之內容，提出下列具體的建議。以下分別從中長期方向進行說明：

- 建議一(中長期可行建議)：賡續進行「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範之修訂草案」審查；本研究計畫所完成之「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」修訂草案，由於與民國 96 年頒布的規範版本相比，變動幅度較大，建議將修訂完成之新版本草案且經本鋼結構設計規範修訂草案研擬之委員會研討確認後，將其草案提送內政部營建署審查，以更新現有「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」。
- 建議二(中長期建議)：陸續舉辦「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範修訂草案講習活動」；後續由內政部建築研究所與相關單位審慎檢視由座談與講習過程，收集各界反映意見，並妥適納入修訂草案內容，以持續精進規範制定之成果。

Abstract

Keywords: steel structure, design specification, local parameters, state-of-art steel materials

In Taiwan area, current "Design Specification for Design and Construction of Steel Structure Buildings" was promulgated and implemented by the Ministry of The Interior on July 1, 1996. After more than 15 years of industrial and professional technological progress, domestic steel structure engineering technology has undergone considerable changes and enhancements, including changes in material regulations, manufacturing, hoisting and inspection methods. Combining the revision direction and content of recent domestic and foreign steel structure technologies and specifications, as well as the development and research results of steel structure construction technology, in response to the needs of future steel structure building design in Taiwan, a new version of the "Steel Structure Design Specification" draft has been preliminarily developed. The new version of the code (draft) is based on the AISC code structure and related research results compiled by the American Institute of Steel Construction. However, the background conditions and considerations of many provisions in the code are still different from the situation in Taiwan steel industry. In order to make the new version of the code conform to the situation in Taiwan, the research is aimed at the steel structure environment conformation for Taiwan area, and the research meets the needs of steel structure engineering. AISC in the United States considers the relevant load combination based on the live load as three times the static load, while the load in Taiwan is that the static load is greater than the live load. This loading condition will affect the framework of Allowable Stress Design method(ASD) and Load and resistance factor design method(LRFD). The new version of the specification combines ASD and LRFD design methods together, the LRFD method is mainly used to formulate the specification content, while the ASD is used after modification in the form of parameters. In order to make the ASD can be used and promoted reasonably in Taiwan, the safety factor of the ASD design method that conforms to the domestic engineering characteristics can be adjusted appropriately.

For steel plate material regulations, Taiwan's code (CNS) mostly refers to Japanese standards, although the current draft of the new steel structure design code refers to the difference between the two, adjustment according to the situation in Taiwan should be done for further application. However, for more special earthquake-resistant structures and special construction methods, this research completes the latest material definition and specifications of new steel plate materials to meet local earthquake-resistant needs, which can provide a basis for uniform and standardized use by domestic design facilities. The impact of the live load in Taiwan on the frameworks of Allowable Stress Design method(ASD) and Load and resistance factor design method(LRFD), in response to the differences in the combined use of the two design methods ASD and LRFD in the new version of the code, under the framework of the LRFD method, ASD design The method can adopt more economical parameters. According to the preliminary discussion of this study, the ASD safety factor can be relaxed by about 10%.

The main conclusions of this research can be summarized as follows:

1. This study on the revision of the steel structure design technical specification combines the two volumes of the allowable stress design method and the limit design method of the current code into one volume.
2. In order to improve the effectiveness of the seismic design of steel structures, this revised version introduces the concept of expected actual strength of materials in Chapter 14 of seismic design, which serves as the basis for the design of the strength capacity of members or elements, as well as ensure the actual strength of the building structure. The seismic behavior is as consistent as possible with the design assumptions.
3. The revision draft on this research adds domestic engineering practice requirements, or seismic systems with high-efficiency seismic performance, including: seismic structural systems such as cantilever columns, buckled braces, and steel plate shear walls, and related seismic design regulations. In total, the various structural systems that can be used for seismic design in this draft code are stipulated in Chapter 14 14.5~14.14 of the draft code, including 14.5 Ordinary Moment-resistant Frame, 14.6 Partial Moment-resistant Frame, 14.7 Special Moment-resistant Frame, 14.8 General Cantilever Column System, 14.9 Special Cantilever Column System, 14.10 Ordinary Concentric Braced Frame, 14.11 Special Concentric Braced Frame, 14.12 Eccentric Braced Frame, 14.13 Buckling Restrained Braced System Frame, 14.14 Special Steel Plate Shear Wall.
4. This revision of the steel structure design technical specification (draft) has greatly added the combined regulations for hollow structural section (HSS) steel pipes. This part will help the domestic development of local facilities design and construction technology for offshore wind power support structures.
5. Addition to recent advanced design concepts and methods of steel structure technology, such as the design of structural fire damage conditions, evaluation of existing structures, and side braces for structural stability.

In addition, according to the content of this study, the following specific suggestions are put forward. The following are descriptions from the medium and long-term directions:

- Proposal 1 (Medium and long-term feasible proposal): Continuously reviewing the "Draft Revision of Technical Specifications for Steel Structure Design of Steel Structure Buildings", Compared with the specification version promulgated in 2007, the revision draft of "Technical Specifications for Steel Structure Design of Steel Structure Buildings" completed by this research project has changed greatly. After the committee discusses and confirms the revision draft of the design specification, the draft will be submitted to the Ministry of the Interior for review, so as to update the existing "Technical Specifications for Steel Structure Design of Steel Structure Buildings".

- Proposal 2 (Medium and long-term feasible proposal): Continuing to hold "Steel Structure Building Steel Structure Design Technical Code Revised Draft Conference", in the follow-up, The Architecture and Building Research Institute (ABRI) and relevant facilities will carefully review the discussion and conference conclusions, collect opinions from all workshops, and properly incorporate them into the content of the revised draft, so as to continuously improve the results of the specification content.

新版鋼結構設計技術規範中
因應我國載重與工程特性之相關參數研究



第一章 前言

1.1 研究背景

鋼結構建築由於強度高、重量輕、韌性佳、性能優越、造型活潑、施工快速，且其材料為可回收再利用的綠建材之一，已是一般建築物於結構系統與材料之主要選擇。我國鋼結構過去因鋼板供應問題，發展較為緩慢，直到 1969 年中國鋼鐵股份有限公司(簡稱中鋼)開始生產結構用鋼板後，我國鋼結構建築方才起步，其後隨著經濟發展，加上人口集中於都會區、用地有限等因素，造成建築物高層化，使得大量鋼結構建築如雨後春筍般的出現，近期鋼結構建築之發展更是突飛猛進，自 1980 年完成 26 層樓的台電大樓後，迄今於台灣超過 25 層以上之鋼結構建築物已近百棟，目前台灣的鋼結構建築工程已達國際頂尖水準。

依據 OECD (Organization for Economic Co-Operation and Development) 的統計，營建產業是全世界最大的產業之一，佔全球 GDP13.4%，約 7.5 兆美元(WSA2013)。同時，營建產業耗用鋼量為全世界鋼鐵產量之 50%以上。鋼結構產業既是鋼鐵工業中重要的關鍵性產業，也是營建產業中極為重要之一環，具有承上啟下帶動其他相關產業發展的關鍵特性，是一種勞力、技術、資金密集的產業，在台灣地狹人稠的環境，鋼鐵產業以及相關營建產業的重要性不言可喻。而台灣營建鋼結構產業的技術關鍵與工業標準在哪裡呢？首先，台灣地區營建用鋼結構僅占全台灣鋼鐵於 2013 年總產量約 3400 萬公噸的 5.0%~7.5%左右，與歐美日等先進國家 30%~40%(2010)左右(北歐國家甚至高達 85%以上)的比例仍存在相當之差距。自 921 地震之後，考慮住宅制震功能性需求以及安全等因素，住宅以及非住宅建築使用鋼結構的比例已經明顯提高。此外，東協以及印度正處於經濟起飛階段，各項公共建設以及營建需求不斷擴大。以印度為例，印度 2013 年營建用鋼量占其全國鋼鐵產量約 70%(WAS, 2013)，對於鋼結構之需求趨旺。值得一提的是，全球對於減碳及永續的要求越來越高，鋼鐵的使用不僅在減碳成效上較使用混凝土明顯有效，同時，鋼鐵的循環使用率超過 90%，更是環境永續建材的最佳選擇。因此，台灣鋼結構產業在因應國內、歐美日、中國大陸、東協以及紐澳等地區規範精進改變以及相

應之需求，預期仍具有相當大之發展空間。

鋼結構之材料雖然強度高、延展性好，但要建造成為承載能力高、耐震性佳之建築物，則需有良好的設計與施工。尤其鋼結構之構件組合均需透過銲接或螺栓接合，且需先在鋼構廠經裁切與製造，再載運至工地現場組裝，因此其斷面構造情形與接頭接合方式均需要有合適的分析與設計，並要考慮施工性與材料規格，另外鋼結構建築尚需注意耐久性與防火功能，所以鋼結構建築物之設計作業，需經詳細的規劃與分析，且嚴謹與繁雜的計算程序，方得完成，所以相關的規格與規範之制定即顯重要。

我國現今的「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」為內政部營建署於民國 96 年 7 月 1 日頒佈實施(曾於民國 99 年 9 月修改部分章節)，其公告至今已近 15 年。國內鋼結構工程技術在此期間亦有相當程度之變化與增進，包括材料規定、製造、吊裝與檢驗等方式均有改變。爰此，乃構想綜合國內、外新近鋼結構技術與規範之修訂方向與內容、及鋼結構施工技術發展與研究成果，擬針對我國未來鋼結構建築物設計之需要，研擬新版的「鋼結構設計規範」草案。

新版「鋼構造建築物鋼結構設計規範(草案)」已初步研擬完成，本次草案主要是依據美國鋼結構協會 AISC 規範，惟 AISC 規範是供美國使用，故該規範當中有不少規定之背景條件與考量因素和我國情況不同，為使新版規範能符合我國情況，宜針對我國鋼結構環境，再研究可符合我國鋼結構工程需要之內容。

1.2 研究目標

新版「鋼結構設計規範(草案)」雖初步研擬完成，惟該草案主要是以美國 AISC 360-16 與 AISC 341-16 為依據，經了解該規範中有不少考量條件和我國情況不同，為使新版規範能符合我國情況，宜再針對我國鋼結構使用情況、規範條件，及配合新版規範之考量條件，研究可符合我國鋼結構情況之規範內容。

例如美國 AISC 是以活載重為靜載重的 3 倍來考慮相關載重組合，而台灣的載重大小常是反過來，靜載重大於活載重大，此項載重情況會影響「容許應力設計法 ASD」與「極限強度設計法 LRFD」之架構，因新版規範是將 ASD 與 LRFD 兩設計法合併在一

起，以 LRFD 法為主來訂定規範內容，而 ASD 則以參數方式修改後使用，為使 ASD 在台灣能合理使用與推動，應再詳細檢討。

另外如風力大小，AISC 是配合美國 ANSI 採使用階段(service level)的風力，但我國耐風設計規範則是以強風階段(ultimate level)的風力，因力量大小會影響載重組合的設定。這些載重的使用情形與相關載重規範之規定情況，雖目前規範草案已有初步探討，但後續在推動新版規範前，仍宜再詳細研究。

對於鋼板之材料規定，我國(CNS)大都參照日本規範，雖然目前新版鋼結構設計規範草案有參考兩者的差別，並依我國情況做調整，但針對較特殊的耐震結構物與特殊之施工方式，本草案可能仍有不足，亦仍宜再詳細研究。

故為使我國新版鋼結構設計規範更精進、更臻完善，及符合工程需要與我國工程特性，故將再進行本項因應我國載重與工程特性及美國 AISC 規範所考量不同情況之比較與研究，並將依研究結果，修改新版規範之相關參數。

本研究將蒐集近期國內鋼結構設計、施工資料與國內、外最新鋼結構設計規範，包括參考美國鋼結構協會(American Institute of Steel Construction, AISC)於 2016 年修訂的鋼結構規範(AISC 360, 2016)與耐震特別規定(AISC 341, 2016)之精神及內容、及中華民國鋼結構協會於 2017 年修訂之「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」草案，與配合近年來我國耐震設計規範、耐風設計規範與 CNS 國家標準之修訂情形，研擬可滿足國內鋼構造建築物之功能與安全需求，並符合國際技術發展趨勢之新版「鋼結構設計規範」之頒布施行。而本研究預定目標如下所示：

- (一) 賡續蒐集 AISC 及其他先進國家對於鋼結構設計之相關規範。
- (二) 廣邀各界，釐清我國載重、材料等的使用情形與客性。
- (三) 舉辦座談會。
- (四) 研議需要修改處之鋼結構設計技術規範草案架構。
- (五) 編撰設計規範之技術條文與解說。
- (六) 提動我國鋼結構材料之使用與提升建築實務能力與民生福祉。

1.3 研究方法

本研究將蒐集國內相關鋼結構設計、施工資料、耐風與耐震設計規範，依據美國 AISC 360-16 與 AISC 341-16 之考慮條件及內容，研擬可滿足國內鋼構造建築物之環境與安全需求，並可符合國際技術發展之我國新版建築物鋼結構設計技術規範(草案)。

本研究採用之研究方法與說明如下所示：

- (1) 蒐集彙整美、日等先進國家之鋼結構設計與相關材料之規範：為求國內的鋼結構設計技術規範能與國際接軌，擬針對美、日等國外鋼結構建築設計規範進行資料蒐集，且擇重要、適合我國鋼結構工程之規範內容進行研析，俾利鋼結構設計技術規範更臻完善。
- (2) 邀集鋼結構相關學者與專家舉行座談會：為廣納學術研究與工程實務執行經驗，並達研發創新之需求，擬邀鋼結構專長之學校教授、研發中心、技術團體、工程顧問、技師公會、鋼結構製廠與專業施工廠商等舉行座談會，彙整鋼結構設計規範之修正建議與內容需求，力求鋼結構設計技術規範修正成果符合大眾所需。
- (3) 配合我國耐震設計規範、耐風設計規範與 CNS 修訂情形研擬合適之「鋼結構設計規範」(草案)：彙整與參照國外先進規範內容及配合我國工程各項需要與耐震設計規範、耐風設計規範、CNS 修訂情形，參採中華民國鋼結構協會已研修之鋼構造建築物鋼結構設計技術規範(106 年修訂草案)與資料，編訂合適之新版鋼結構規範草案章節架構、條文與解說，使其同時滿足國內工程界需要，並能符合國際發展趨勢及配合鋼結構技術之新近研究成果，以供做為內政部後續修訂新規範之依據。
- (4) 舉行說明會：藉由說明會的舉辦進行雙向溝通，除可對外宣導鋼結構規範修訂之精神，亦可廣納各界意見進行研議，並凝聚共識，俾使規範更能滿足各方期待。

本計畫整體研究方法與流程步驟如圖 1-1 所示。

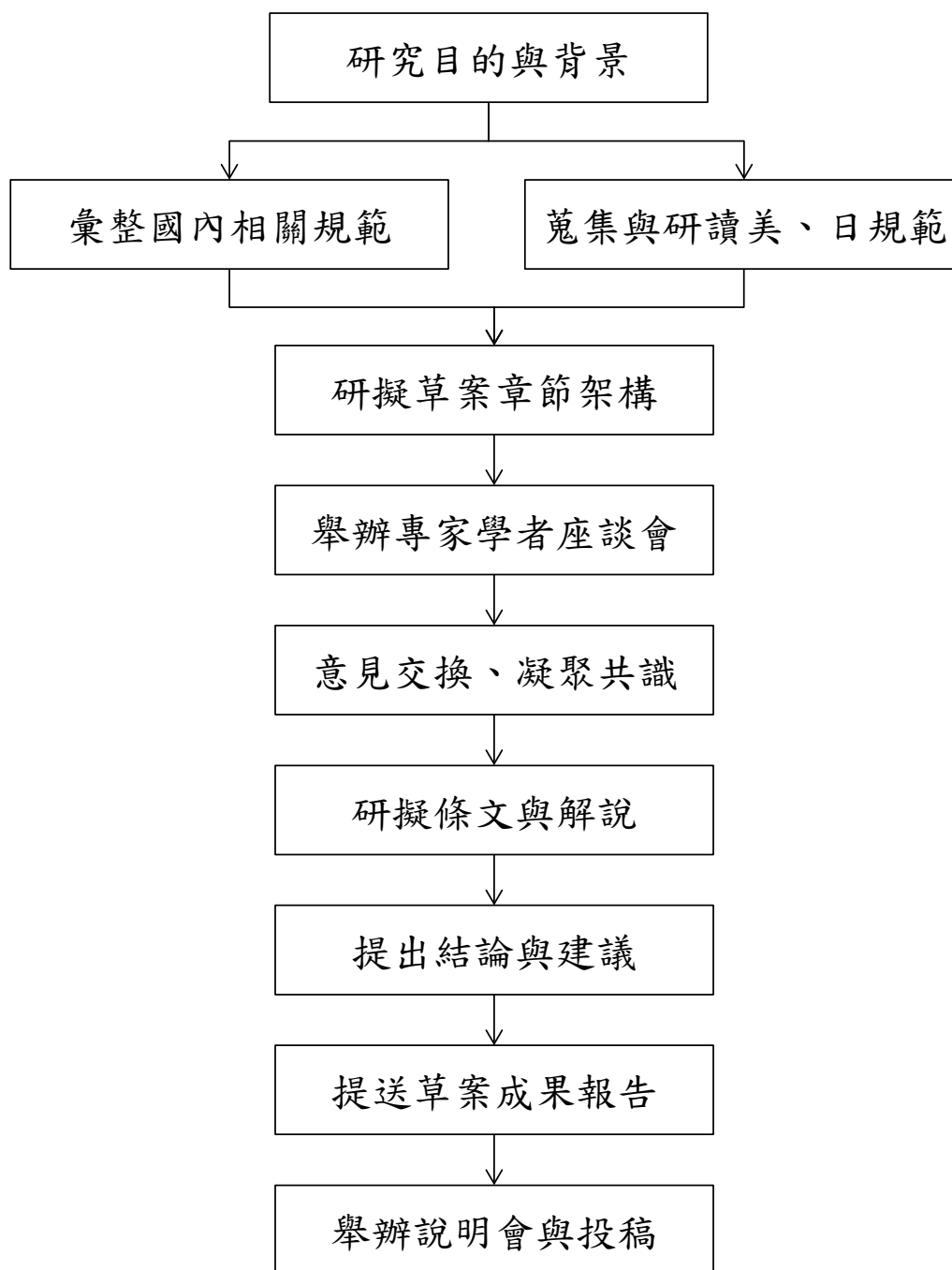


圖 1-1 研究方法與流程

第二章 文獻資料蒐集

鋼結構用於結構物上是自 1779 年於英格蘭塞文河上建造世界首座鑄鐵橋開始；在十九世紀 50 年代後，隨著平爐煉鋼法(open-hearth process)的問世，鋼結構工程得以迅速發展，包括 1876 年於法國完成艾菲爾鐵塔與 1884 年於芝加哥建造第一棟鋼結構建築物；第一次世界大戰後，更由於鋼材的進步與鋼結構理論之發展，摩天大樓迅速蓬勃起來，如 1931 年在紐約建造了 102 層、總高為 381 公尺高的帝國大廈，這座大樓於短短的一年又 45 天內完成建造，更同時展現鋼結構建築之優點與說明鋼結構技術之進步情況。鋼結構在建築工程之使用，開啟了建築史上一個嶄新紀元，目前鋼結構已是先進國家於建築工程上之主要選擇，而國民用鋼量之比值亦常被當作衡量一個國家工業化與現代化之指標。目前全世界各地建築均已大規模使用鋼結構，包括台灣的建築工程亦是如此，尤其台灣超過 25 層樓以上之高樓建築物幾乎都是採用鋼結構系統，後續規劃中超過 30 層超高樓建築亦都將採用鋼結構，故良好與合適之鋼結構設計規範將關係我國高層建築之安全性與發展情況。因此，我國近 14 年未修改之現行鋼結構工程設計規範更應配合國際趨勢與工程實際需求，與時俱進，予以更新，此即為本研究計畫之重要性。

我國於 2007 年公告之鋼構造建築物鋼結構設計技術規範分為「容許應力設計法」與「極限強度設計法」兩本，其中容許應力法規範主要參考美國 AISC 於 1989 年所出版的容許強度設計法(Allowable Stress Design, ASD)鋼結構建築規範(AISC, 1989)；極限強度設計法規範主要參考美國 AISC 於 1986 年所出版的載重與強度因子設計法(Load and Resistance Factor Design, LRFD)鋼結構建築規範(AISC, 1986)；而兩本規範中與耐震設計相關的規定則參考美國的鋼結構建築耐震規定(AISC, 1990, 1997)。而美國鋼結構協會於 2000 年以前，將鋼結構建築規範獨立分成容許強度設計法(ASD)及載重與強度因子設計法(LRFD)兩本規範。從 2005 年後，美國將 ASD 與 LRFD 兩種設計理念融合，而變成一本涵蓋 ASD 與 LRFD 的鋼結構建築規範，其後配合新進之研究成果與實務情形於 2010 年與 2016 年均再進行修訂，其規範內容是以 LRFD 為主，將其計算方式做適當整合做為 ASD 方法，我國新版鋼結構設計規範(草案)亦可參考近期美國鋼結構規範(AISC 360,

2016)之走向與構想。

目前我國鋼結構工程之「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」即為中華民國鋼結構協會捐贈之鋼結構工程設計規範，經內政部營建署審訂通過，成為「建築技術規則」架構下國家的鋼構造建築物鋼結構設計技術規範。對於鋼結構規範之編訂與維護是本協會長期主要工作項目之一，尤其建築物鋼結構之設計規範更是本協會最主要關注的規範。本協會創設迄今已 29 年(中華民國鋼結構協會成立於 82 年 6 月)，已完成幾版鋼結構工程設計規範，其中最近完成為民國 101 年 5 月的版本，該版規範是以美國 2010 年版的鋼結構規範(AISC 360-10)為依據。其實鋼結構協會對於鋼結構設計規範，除長期有一委員會在追蹤國際設計規範之走向，亦經常與業界討論需求，每年並舉辦數次研討會，更會定期公布該協會修改之各種規範與技術手冊，各出版物目前多為業界廣泛使用中。其中對於鋼構造建築物之鋼結構設計規範，自從前版國家審訂之規範(96 年)迄今，鋼結構協會已累積足夠修改內容，可再配合近期國外鋼結構設計規範之發展，及我國鋼結構技術發展情形與工程需要，以此為基礎，研擬新版鋼結構設計規範(草案)。

本計畫截至 6 月 30 日止所蒐集的國內、外重要文獻，除前述的美國鋼結相關規範外，尚有美國的 AWS 規範及日本、澳洲與歐盟等先進國家的鋼構規範，詳列如下所示：

- [1] 內政部營建署 (2011)，「結構混凝土設計規範」，內政部營建署，台北。
- [2] 內政部營建署 (2007a)，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-鋼結構容許應力設計法規範及解說」，內政部營建署，台北。
- [3] 內政部營建署 (2007b)，「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-鋼結構極限設計法規範及解說」，內政部營建署，台北。
- [4] 內政部營建署 (2008)，「建築技術規則」，內政部營建署，台北。
- [5] 中華民國鋼結構協會 (2012)，「鋼結構設計規範」，台北。
- [6] 中華民國鋼結構協會 (2008)，「鋼結構施工規範」，台北。
- [7] 中華民國鋼結構協會 (2019)，「鋼結構極限設計法設計手冊」，台北。
- [8] 中華民國鋼結構協會 (2014)，「房屋鋼結構接合型式選用參考手冊」，台北。
- [9] 中華民國鋼結構協會 (2015)，「鋼結構銲接之符號及常用語彙手冊」，台北。

- [10] 林克強、莊勝智、林志翰、李昭賢、林德宏 (2017),「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」,國家地震工程研究中心,研究報告 NCREE-17-003。

上述參考文獻多為國內、外鋼結構相關設計與施工規範、設計手冊等文獻,後續將擇重要且適合我國鋼結構規範內容進行研析,俾利新版的鋼結構設計規範(草案)更臻完善。

第三章 研究內容

3.1 研究課題

本研究案於民國 111 年 2 月 1 日起辦理相關研究資料蒐集，並進行相關課題研究，由於國內疫情自年初又再次大規模流行，相關專家學者委員之實體座談會議，為避免群聚及防疫考量，未能如期順利召集啟動，但為使本計畫之相關座談意見徵詢作業不致中斷，本研究成員工作成員仍積極電訪，或以遠距視訊方式蒐集各研究小組委員之重要寶貴意見，作為本計畫研究之課題與重點。

主要針對鋼結構規範的相關重點課題進行研討，各專家委員主要的研究具體課題建議方向，內容彙整如下所示：

- (1) 主要研討與編撰「鋼結構設計技術規範之修正研擬」，其以美國鋼結構協會 AISC 360-16 與 AISC 341-16 兩本規範為依據，進行新版鋼結構設計技術規範之修訂，期能透過本規範的編撰，提昇國內鋼結構建築之技術發展，並與國際進行接軌。
- (2) 本研究之相關參考規範如下所示：
 - (a) 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 99 年版。
 - (b) 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範(106 年修訂草案)。
 - (c) AISC 360-16。
 - (d) AISC 360-22 (Draft)。
 - (e) AISC 341-16。
 - (f) AISC 341-22 (Draft)。
- (3) 關於新版鋼結構設計規範(草案)中的 ASD 與 LRFD 兩種設計法，將採用美國 AISC 360-16 的方式，將兩種設計法合併，並以 LRFD 為主。
- (4) 國內鋼結構規範名稱將原規範名稱「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」，簡化為「鋼結構設計規範」。
- (5) 台灣地區活載重大小對「容許應力設計法 ASD」與「極限強度設計法 LRFD」架構之影響，因應新版規範 ASD 與 LRFD 兩設計法合併使用之差異探討，LRFD 法為主

之架構下，ASD 設計法之參數方式修正建議。

- (6) 新版規範之風力大小與載重組合之影響，應配合現行耐風設計規範，調整 AISC 是採使用階段(service level)的風力，探討力量大小影響載重組合的設定。我國耐風設計規範則是以強風階段(ultimate level)的風力，風力載重的使用情形與新版規範之載重規定，宜詳細研究。
- (7) 對於鋼板之材料規定，我國(CNS)大都參照日本規範，雖然目前新版鋼結構設計規範草案有參考兩者的差別，並依我國情況做調整，但針對較特殊的耐震結構物與特殊之施工方式，本草案可能仍有不足，亦仍宜再詳細研究。

故為使我國新版鋼結構設計規範更精進、更臻完善，及符合工程需要與我國工程特性，故將再進行本項因應我國載重與工程特性及美國 AISC 規範所考量不同情況之比較與研究，並將依研究結果，修改新版規範之相關參數。

3.1.1 活載重對 ASD 法與 LRFD 法架構之影響

建築技術規則構造編中有活載重的相關規定，早期且欠缺本土化的資訊。民國 87 年「建築物載重之現況調查與分析」計劃中，藉由實際的活載重調查，以獲取相關參數與活載重機率分佈型式；並利用建立之數學模式，求取各不同用途建築之最小設計活載重與活載重折減公式，已獲得初步之成果，並擴大涵蓋至對其他不同用途建築的背景調查基準。

工程師在進行建築物的結構設計時，除了必須依循建築技術規則建築構造編中所列之載重大小與相關的規定外，其中活載重部分是依據不同的使用用途，規定不同設計對象的最低活載重設計值。

建築技術規則相關活載重的設計標準：住宅的活載重是 200 公斤/平方公尺，商店或圖書閱覽室活載重是 300 公斤/平方公尺，若是書庫該活載重高達 600 公斤/平方公尺。

美國 AISC 是以活載重為靜載重的 3 倍來考慮相關載重組合，而台灣的載重大小常是反過來，靜載重大於活載重大，此項載重情況會影響「容許應力設計法 ASD」與「極限強度設計法 LRFD」之架構，因新版規範是將 ASD 與 LRFD 兩設計法合併在一起，

以 LRFD 法為主來訂定規範內容，而 ASD 則以參數方式修改後使用，為使 ASD 在台灣能合理使用與推動，應再詳細檢討。

影響結構安全的因素甚多，較主要者為材料強度及載重預估，過去常用的設計理念，是以折減材料之強度來作為設計之安全係數，此即為容許應力設計法，容許應力設計法對結構安全的掌握並非最佳的方法。近年來，設計方法逐漸傾向採取以可靠度分析為基礎之極限設計法，此法以機率模式，將材料強度之變異性與載重之變異性當作決定強度折減係數與載重係數的依據，使結構物的整體安全性，較能達到一致之水準。將強度函數與載重函令其相同時：

$$\phi R_m = \gamma Q_m$$

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

$$\phi R_n \geq \gamma Q_n$$

強度折減係數與安全指標之配合，須經不同載重組合計算與比較，此類計算甚為費時，在實際設計中，甚多實例其最大載重組合是由垂直力所控制，而垂直作用力之組合，亦是首先必須檢核之載重組合。若建築技術規則及相關規範中並無相關規定，則可採用本規範所列之載重組合。在訂定本規範所列之載重組合時，靜載重與活載重之統計資料，為引用美國地區之研究結果，因此在垂直力作用下之載重係數，本規範採用與美國地區相同之 $\phi R_n \geq 1.2D + 1.6L$ ，若考慮材料強度之分佈情形及設定安全指標 β 為 3.0 時，上式之 ϕ 值約在 0.8 至 0.85 之間。

表 3-1 為 AISC 規範委員會在 LRFD 規範中所決定之強度折減係數，我國之鋼構材質與製造標準與美國地區差異不大，在未有更進一步之廣泛調查資料可資運用前，本文之抵抗力部分暫時參照美國地區之研究成果。在求取風力載重係數時有關構件之抵抗力部分則只取較具有代表性之張力桿件、組合梁與柱構件，而風力大小除用全臺灣平均值外，另檢核臺北、臺中、高雄等大都會區，取其較保守者為本規範建議之載重係數。

表 3-1 AISC-LRFD 規範中之強度折減係數 ϕ

構 件	極 限 狀 態	ϕ
受拉構材	降 伏 極 限 狀 態	0.9
	撕 裂 極 限 狀 態	0.75
受壓構材	-	0.85
撓曲構材	-	0.9
組 合 梁	-	0.85
銲接接合	依銲接方式不同而定	0.75
		0.8
		0.9
螺栓接合	拉力及承壓強度極限狀態	0.75
	承壓型螺栓剪力極限狀態	0.65
	摩阻型螺栓剪力極限狀態	1.0
接合剪力斷裂	接合之剪力斷裂極限狀態	0.75
腹板或翼板 承受集中力	翼 板 局 部 彎 曲	0.9
	腹 板 局 部 降 伏	1.0
	腹 板 壓 褶	0.75
	腹 板 承 壓 挫 屈	0.9
	腹 板 側 移 挫 屈	0.85

我國規範草案是依 AISC 2016 規範，將 LRFD 與 ASD 合成一本，且整本規範草案均是以 LRFD 法來編訂，再將 LRFD 公式以參數方式，轉換成 ASD 公式來使用。AISC 從 1989 起，不再發行 ASD 設計手冊，因此 ASD 相關參數，應以 LRFD 為基準，調適合理對應之參數，藉以獲得一致的設計結果。1989 年，AISC 推行 LRFD 設計法時，主要基於一項重要之假設，即活載重效應約為靜載重效應之 3 倍，而本次規範之設計法合併的基本假設亦基於此，即 $L=3D$ ， L 為活載重效應， D 為靜載重效應。茲比較兩者設

計法之設計理念，取其中一種載重組合，靜載重加上活載重之載重組合(載重組合 1)，若要使兩種設計方法有相同的設計成果，可以設定：

$$\text{LRFD} : \phi R_n = 1.2D + 1.6L$$

$$\text{ASD} : \frac{R_n}{\Omega} = D + L$$

當設計結果期望相同時，同時取 $L = 3D$ 之假設，在式中 R_n 相同的情況下，有：

$$\text{LRFD} : R_n = \frac{(1.2D + 1.6L)}{\phi} = \frac{1.2D + 1.6 \times 3D}{\phi} = \frac{6D}{\phi}$$

$$\text{ASD} : R_n = \Omega(D + L) = \Omega(D + 3D) = \Omega 4D$$

$$\text{令兩者相同，即，} \phi \Omega = \frac{6D}{4D} = 1.5$$

亦即，AISC 是基於 $\phi \Omega = 1.5$ 之條件下，以 LRFD 之 ϕ 值為基準，適度調整設定 ASD

法所需之安全係數 Ω ， $\Omega = \frac{1.5}{\phi}$ 。以 $\phi = 0.9$ 為例， $\Omega = 1.5 / 0.9 = 1.67$ 。

但是由於國內 $L = 3D$ 之適用假設條件與 AISC 在美國本土之情況不同，若以活載重與靜載重之倍率來討論，設定 $L = mD$ ，為活靜載倍率值，前述之條件即為 $m = 3$ 之情形，但國內較為適用 m 值，大約為 $m = 0.33 \sim 0.55$ 之間，故應探討相對應之 ASD 安全係數合理範圍。

$$\phi \Omega = \frac{(1.2 + 1.6m)D}{(1 + m)D} = \frac{1.2 + 1.6m}{1 + m}$$

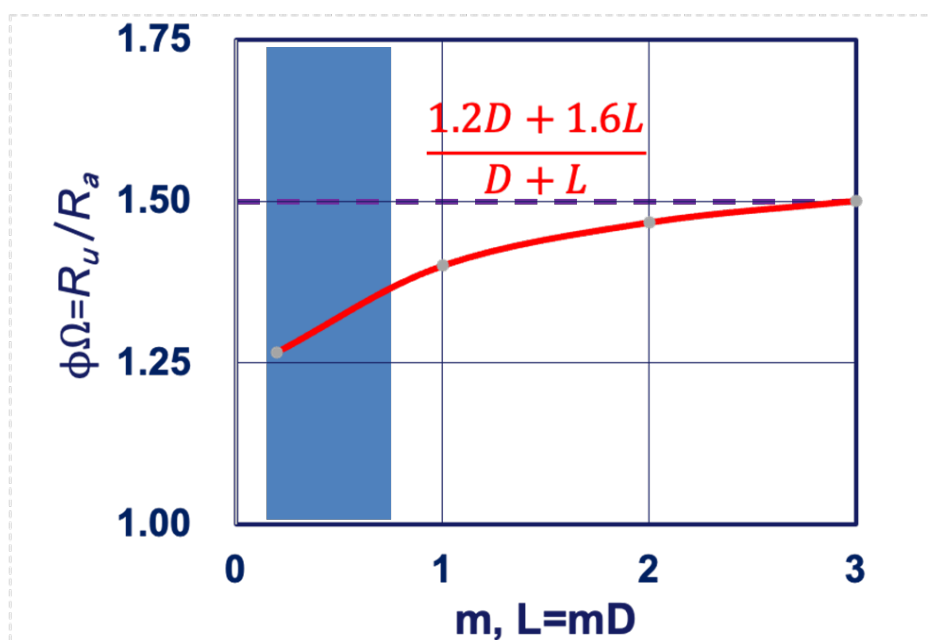


圖 3-1 LRFD 與 ASD， $\phi\Omega$ 值與活靜載重比值比較圖(載重組合 1)

但若仔細探討，以 $L=3D$ 的設定條件，利用前述條件進行計算，不同 ϕ 值應有不同的 ASD 設計法安全係數 Ω ，如表 3-3 所式，然而早期 ASD 規範其濃縮簡化為表 1 中之安全係數。而其設定之背景仍以 $L=3D$ 來出發。

考慮國內 $L=mD$ ， $m=0.35\sim0.55$ ，RC 約在 $0.33\sim0.45$ ，Steel 約在 $0.4\sim0.55$ 間，依

$\Omega = \frac{(1.2 + 1.6m)}{\phi(1 + m)}$ 所換算之 ASD 安全係數 Ω ，約落在 $1.30\sim2.06$ 之間，如表 3-2 所示。

表 3-3，為 LRFD 不同 ϕ 值與 ASD 採用之 Ω 對照表。

表 3-2 以 LRFD 為基準之本土化安全係數 Ω

m	$\Omega = \frac{\phi \Omega}{\phi}$					
	$\phi = 1.0$	$\phi = 0.9$	$\phi = 0.85$	$\phi = 0.8$	$\phi = 0.75$	$\phi = 0.65$
0.33	1.30	1.44	1.53	1.62	1.73	2.00
0.35	1.30	1.45	1.53	1.63	1.74	2.01
0.4	1.31	1.46	1.55	1.64	1.75	2.02
0.45	1.32	1.47	1.56	1.66	1.77	2.04
0.5	1.33	1.48	1.57	1.67	1.78	2.05
0.55	1.34	1.49	1.58	1.68	1.79	2.06
0.6	1.35	1.50	1.59	1.69	1.80	2.08
0.65	1.36	1.51	1.60	1.70	1.81	2.09
0.7	1.36	1.52	1.61	1.71	1.82	2.10
0.75	1.37	1.52	1.61	1.71	1.83	2.11
0.8	1.38	1.53	1.62	1.72	1.84	2.12
$m = 3$	1.50	1.67	1.76	1.88	2.00	2.31

表 3-3 以 LRFD 為基準之 ASD 安全係數 Ω

構件	極限狀態	ϕ	Ω		
			ASD 對應 Ω	$m=3$	本土化 $m=0.33\sim0.55$
受拉構材	降伏極限狀態	0.9	1.67	1.67	1.44~1.49
	撕裂極限狀態	0.75	2.0	2.0	1.73~1.79
受壓構材	-	0.85	1.67	1.76	1.53~1.58
撓曲構材	-	0.9	1.67	1.67	1.44~1.49
組合梁	-	0.85	1.67	1.76	1.53~1.58
銲接接合	依銲接方式不同而定	0.75	2.0	2.0	1.73~1.79
		0.8	1.5	1.88	1.62~1.68
		0.9	1.5	1.67	1.44~1.49
螺栓接合	拉力及承壓強度極限狀態	0.75	2.0	2.0	1.72~1.79
	承壓型螺栓剪力極限狀態	0.65	2.0	2.31	2.0~2.06
	摩阻型螺栓剪力極限狀態	1.0	1.5	1.5	1.30~1.34
接合剪力 斷裂	接合之剪力斷裂極限狀態	0.75	2.0	2.0	1.73~1.79
腹板或翼 板承受集 中力	翼板局部彎曲		1.67	1.67	1.44~1.49
	腹板局部降伏	1.0	1.5	1.5	1.30~1.34
	腹板壓褶	0.75	2.0	2.0	1.73~1.79
	腹板承壓挫屈	0.9	1.5	1.67	1.44~1.49
	腹板側移挫屈	0.85	1.67	1.76	1.53~1.58

在上述載重組合下，若以 LRFD 設計結果為基礎，在建築工程實務常用的 $m(=0.35\sim0.55)$ 值範圍，由 ASD 法採用 $\phi\Omega=1.5$ 的設計結果較為保守。

此外，進一步討論當地震力效應併入載重中計算時，其 $\phi\Omega$ 以國內設計環境採用之建築物耐震設計規範，將有圖 3-2 之結果， $\phi\Omega$ 約為 1.45~1.7 之間。其中，考量之地震力載重組合為本次新版鋼結構設計規範草擬之載重組合如下：

$$\frac{1.2D+L+E}{D+0.75L+0.7E} \quad (\text{載重組合 2})$$

$$\frac{1.2D+L+E}{D+0.7E} \quad (\text{載重組合 3})$$

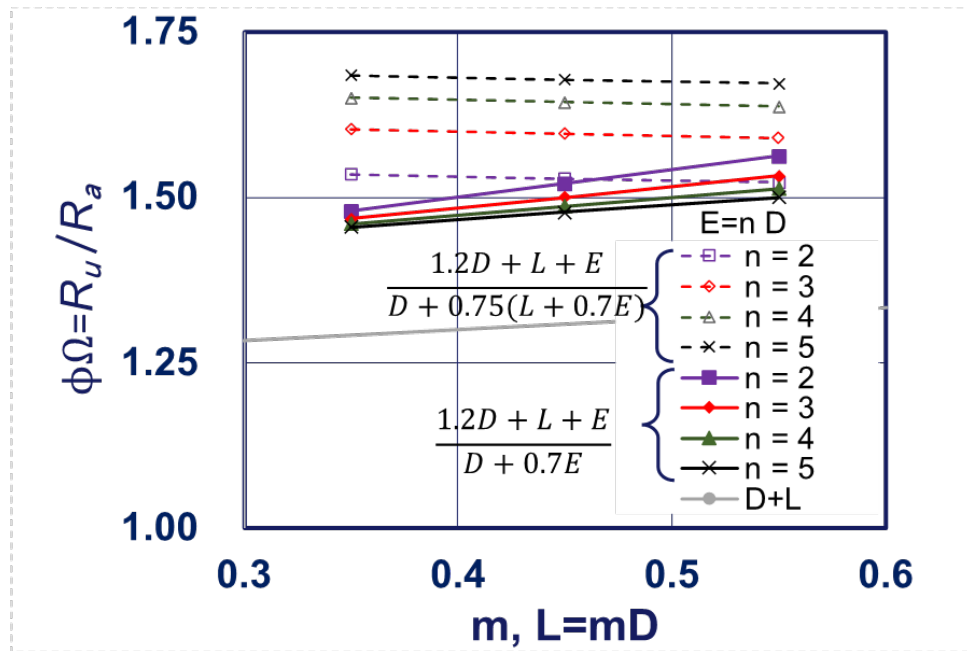


圖 3-2 LRFD 與 ASD， $\phi\Omega$ 值與活靜載重比值比較圖(載重組合 2、3)

以 LRFD 法設計結果為基礎， m 介於 0.35~0.55 間，以 $\phi\Omega=1.5$ 且在載重組合 2 下，由 ASD 法獲得較不保守的結果；在載重組合 3 下，ASD 法與 LRFD 法所得的結果較為一致。

因此，採用 $\phi\Omega=1.5$ 尚屬合理，而根據安全係數之設計理念，安全係數越大，將會大幅降低對構件可使用之容許應力或容許強度，相同的基本載重需求條件下，構件斷面或尺寸，將會大幅增加，亦即，與 LRFD 之設計成果相比較，安全係數越大，ASD 之設計成果會更加保守，也會引致過度的材料使用，較不符合經濟設計的現代理論。相關之 ASD 安全係數與 LRFD 折減係數之關係，如表 3-4 及 3-5 所示。

表 3-4 考量地震力載重組合之 ASD 安全係數比較表(載重組合 2)

$E = nD$	n=2	n=3	n=4	n=5
m	$\phi\Omega$ 值			
0.3	1.54	1.61	1.65	1.69
0.35	1.54	1.60	1.65	1.68
0.4	1.53	1.60	1.65	1.68
0.45	1.53	1.60	1.64	1.68
0.5	1.53	1.59	1.64	1.68
0.55	1.52	1.59	1.64	1.67
m	$\phi = 0.9$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	1.71	1.79	1.84	1.88
0.35	1.71	1.78	1.83	1.87
0.4	1.70	1.78	1.83	1.87
0.45	1.70	1.77	1.83	1.86
0.5	1.70	1.77	1.82	1.86
0.55	1.69	1.77	1.82	1.86
m	$\phi = 0.85$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	1.81	1.89	1.95	1.99
0.35	1.81	1.89	1.94	1.98
0.4	1.80	1.88	1.94	1.98
0.45	1.80	1.88	1.93	1.97
0.5	1.80	1.87	1.93	1.97
0.55	1.79	1.87	1.93	1.97
m	$\phi = 0.8$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	1.92	2.01	2.07	2.11
0.35	1.92	2.00	2.06	2.11
0.4	1.91	2.00	2.06	2.10
0.45	1.91	2.00	2.05	2.10
0.5	1.91	1.99	2.05	2.09
0.55	1.90	1.99	2.05	2.09
m	$\phi = 0.75$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	2.05	2.14	2.21	2.25
0.35	2.05	2.14	2.20	2.25
0.4	2.04	2.13	2.20	2.24
0.45	2.04	2.13	2.19	2.24
0.5	2.03	2.12	2.19	2.23
0.55	2.03	2.12	2.18	2.23
m	$\phi = 0.7$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	2.20	2.30	2.36	2.41
0.35	2.19	2.29	2.36	2.41
0.4	2.19	2.29	2.35	2.40
0.45	2.18	2.28	2.35	2.40
0.5	2.18	2.28	2.34	2.39
0.55	2.18	2.27	2.34	2.39

m	$\phi = 0.65$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	2.37	2.47	2.54	2.60
0.35	2.36	2.47	2.54	2.59
0.4	2.36	2.46	2.53	2.59
0.45	2.35	2.46	2.53	2.58
0.5	2.35	2.45	2.52	2.58
0.55	2.34	2.45	2.52	2.57

表 3-5 考量地震力載重組合之 ASD 安全係數比較表(載重組合 3)

$E = nD$	n=2	n=3	n=4	n=5
m	$\phi\Omega$ 值			
0.3	1.46	1.45	1.45	1.44
0.35	1.48	1.47	1.46	1.46
0.4	1.50	1.48	1.47	1.47
0.45	1.52	1.50	1.49	1.48
0.5	1.54	1.52	1.50	1.49
0.55	1.56	1.53	1.51	1.50
m	$\phi = 0.9$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	1.62	1.61	1.61	1.60
0.35	1.64	1.63	1.62	1.62
0.4	1.67	1.65	1.64	1.63
0.45	1.69	1.67	1.65	1.64
0.5	1.71	1.68	1.67	1.65
0.55	1.74	1.70	1.68	1.67
m	$\phi = 0.85$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	1.72	1.71	1.70	1.70
0.35	1.74	1.73	1.72	1.71
0.4	1.76	1.75	1.73	1.73
0.45	1.79	1.76	1.75	1.74
0.5	1.81	1.78	1.76	1.75
0.55	1.84	1.80	1.78	1.76
m	$\phi = 0.8$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	1.82	1.81	1.81	1.81
0.35	1.85	1.83	1.83	1.82
0.4	1.88	1.85	1.84	1.83
0.45	1.90	1.88	1.86	1.85
0.5	1.93	1.90	1.88	1.86
0.55	1.95	1.92	1.89	1.88
m	$\phi = 0.75$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	1.94	1.94	1.93	1.93
0.35	1.97	1.96	1.95	1.94
0.4	2.00	1.98	1.96	1.96
0.45	2.03	2.00	1.98	1.97
0.5	2.06	2.02	2.00	1.99
0.55	2.08	2.04	2.02	2.00
m	$\phi = 0.7$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	2.08	2.07	2.07	2.06
0.35	2.11	2.10	2.09	2.08
0.4	2.14	2.12	2.11	2.10
0.45	2.17	2.14	2.12	2.11
0.5	2.20	2.17	2.14	2.13
0.55	2.23	2.19	2.16	2.14

m	$\phi = 0.65$ ASD 安全係數 Ω			
0.3	2.24	2.23	2.23	2.22
0.35	2.28	2.26	2.25	2.24
0.4	2.31	2.28	2.27	2.26
0.45	2.34	2.31	2.29	2.27
0.5	2.37	2.33	2.31	2.29
0.55	2.40	2.36	2.33	2.31

由以上探討，可以看出新版規範雖是以 LRFD 方式訂定，但可利用規範(草案)[第 2.3.1 節設計方法]之公式，將 ASD 與 LRFD 兩設計結合合併在一起，即如採 ASD 法設計，可如本節探討，以本規範草案所列之 Ω 與 ϕ 係數，將 LRFD 之 R_u 強度轉換為 ASD 法之 R_a 需求強度，其他均可依規範草案所列方法設計。

3.1.2 新版規範草案載重組合與現行規範比較

對於載重組合中之風力大小，AISC 是配合美國 ANSI 採使用階段(service level)的風力，但我國耐風設計規範則是以強風階段(ultimate level)的風力，因力量大小會影響載重組合的設定。這些載重的使用情形與相關載重規範之規定情況，雖目前規範草案已有初步探討，但後續在推動新版規範前，仍宜再詳細研究。

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

$$\phi R_n \geq 1.2D + 0.5L + \gamma_w W$$

$$\phi R_n \geq 0.9D - \gamma_w W$$

取 $\gamma_D = 1.2$ ，是由於在靜載重與活載重組合時為 $1.2D + 1.6L$ ，在安全係數相同的前題下，可將 γ_w 調至較方便之常數，同理，在現行 AISC 之極限設計中，反向作用力時：

$\phi R_n \geq 0.9D - 0.3W$ 故將 γ_D 定於 0.9，並假設在極限狀態發生時，風載重與靜載重比介於 0.5 至 4.0 間，活載重與靜載重比值則代入 0.5 與 1.0，以求 γW 之變化情形。

由過去研究顯示，臺灣地區與臺北市、高雄市、臺中市的風力載重係數 γ_w 變化約在 1.4 至 1.6 之間，因此可保守的取 $\gamma_w = 1.6$ ，於是可寫為：

$$\phi R_n \geq 1.2D + 0.5L \pm 1.6W$$

同理在空載時受風力作用時， γ_w 的分佈在 1.4 至 1.7 之間，取 $\gamma_w = 1.6$ 為：
 $\phi R_n \geq 0.9D \pm 1.6W$

而使用上式之載重係數時，其標稱風力大小須依據「建築物耐風設計規範及解說」之規定辦理。

但因 ASCE 7-10 是取 strength-level 之風力，故其風力載重組合之係數是取 1.0 與 0.6。即，

$$\text{LRFD: } 1.2D + L \pm 1.0W, 0.9D \pm 1.0W$$

$$\text{ASD: } D \pm W, D + 0.75(L \pm 0.6W), 0.6D \pm 0.6W$$

我國風力規範是取 service-level 之風力，故我國規範草案應訂其風力載重組合之係數取 1.6 與 1.0。即，

$$\text{LRFD: } 1.2D + L \pm 1.6W, 0.9D \pm 1.6W$$

$$\text{ASD: } D \pm W, D + 0.75(L \pm 1.0W), 0.6D \pm 1.0W$$

由以上探討，新版規範草案載重組合與現行規範比較如下表所示：

表 3-6 LRFD 與 ASD 載重組合差異比較表

LRFD	ASD	
草案與現行	草 案	現 行
1.4D		
1.2D + 1.6L	D + L	D + L
1.2D + L ± 1.6W	D ± 1.0W	
	D + 0.75(L ± 1.0W)	D + 0.75(L ± 1.25W)
0.9D ± 1.6W	0.6D - 1.0W	0.7D - 1.25W
1.2D + L ± 1.0E	D ± 0.7E	
	D + 0.75(L ± 0.7E)	D + 0.75(L ± 0.8E)
0.9D ± 1.0E	0.6D - 0.7E	0.7D - 0.8E

$\alpha_y = 1.0$

評估結構物所受地震力，通常須考慮工址可能發生之最大加速度，及結構與土壤之互制作用，現行地震力規範中評估地震力之方法，是以等值的靜態作用力，取代繁複之動態分析，另外，結構物本身所能承受地震力之能力，是以結構系統所能提供之勁度與韌度來衡量。工址加速度值，與地震力有直接的關係，地震力對結構物所造成的破壞，是由於強震時之加速度造成，若以可能發生之最大加速度來設計，對一般結構物可能過於保守，但因強烈地震出現的機率，和規模大小呈反比關係，建築物之耐震設計容許在強烈的地震作用下，結構物可以產生相當的損害，但崩塌和生命的損失則必須避免。基於上述的考慮，並假設一般工程壽命使用週期為 50 年，且限定地震力所造成的加速度超過設計加速度之機率為百分之十，而若以回歸週期來表示則為 475 年。本節有關地震力之計算應依據「建築物耐震設計規範及解說」之規定辦理，惟其中起始降伏地震力放大倍數 α_y 應取 1.0。

3.1.3 我國鋼板材料標準問題

對於鋼板之材料規定，我國(CNS)大都參照日本規範，雖然目前新版鋼結構設計規範草案有參考兩者的差別，並依我國情況做調整，但針對較特殊的耐震結構物與特殊之施工方式，本草案可能仍有不足，亦仍宜再詳細研究。

由於在設計實務上，對鋼結構物美觀的要求日益增加，鋼管結構之桿件形狀可以直接製作為圓形、方形或矩形外觀，鋼結構桿件表面平順，無需太多表面修飾整型，視覺上較能直接呼應視覺景觀需求，且鋼管結構與等效斷面的開口型鋼相比，鋼管結構可以大量降低材料的使用量，有較少外露面積需進行日後的維護保養工作，降低檢查及養護維修成本，國內近年來採用鋼管作為結構構材設計的建築物亦逐年增加，廣泛應用在車站站體、大型展覽館或體育場，及超高樓層建築物等結構。

結構用鋼管(亦稱結構用中空斷面 Hollow Structural Section，簡稱 HSS)，或採用等厚度鋼板組焊而成之管狀(或箱形)斷面。因結構用鋼管之斷面不大，致內部橫隔板施作困難，因此對於鋼管結構之接頭設計方法，在美國鋼結構協會鋼結構房屋設計規範 (American Institute of Steel Construction Specification for Structural Steel Buildings，以下

簡稱 AISC 360-16 設計規範) 第 K 章, 及美國銲接協會(American Welding Society AWS D1.1 part D), 均有提供完整的設計方法, 並區分「耐震鋼管結構之接頭」與「非耐震鋼管結構之接頭」設計方法。此外, 美國鋼結構協會 AISC 所提供之第 24 號設計指引(hollow structural section connections), 及歐規 BS EN 1993-1-8 (Eurocode 3: Design of steel structures-Part 1-8: Design of joints) 第 7 章(Hollow section joints)等規範中, 亦有提供相關的之設計方法及設計例, 主要設計方法與原則大致相同。

在鋼管接頭的設計方法上, 均僅將各肢管以接合板或直接銲接於主管上, 在進一步檢核接頭之各種極限狀態之最小值, 作為接頭之安全性設計。目前國內現行鋼結構設計規範, 尚無鋼管結構之接頭設計方法, 而鋼管結構之應用越來越多, 國內製造生產鋼管構件之鋼鐵廠仍在草萌初期, 對於大量實務使用需求, 在設計、施工與監造之間, 訂立明確且一致的相關鋼結構材料與構件規定, 將結構用鋼管之構材規格、及設計相關規範, 融合國內經常引用之日本、歐盟、紐澳、美國等地區之現行規定, 提供工程師在設計階段具體參照, 未來亦可在施工規範修訂時可納入。

目前國內外冷彎成型結構用鋼管, 依製造方式主要分為:(1) 冷軋成型鋼管(cold roll-formed steel tube), 以鋼卷為素材, 展平後經過輥輪滾軋後銲接而成, CNS (或 JIS) STK、STKN、STKR、BCR (Box Column Roll)、ASTM A500 及 A1085 皆屬於冷軋成型鋼管;(2) 冷沖壓成型鋼管(cold press-formed steel tube), 以鋼板為素材, 油壓機沖壓彎折後銲接而成, BCP (Box Column Press) 及 ASTM A1065 皆屬於冷沖壓成型鋼管。

國內 CNS (或 JIS) STK 規格之圓形鋼管, 依強度不同分為 STK290、STK400、STK490、STK500 及 STK540, STK 機械性質及化學成分之規定, 可參考「鋼結構極限設計法設計手冊(TISC-020-2019)」。CNS (或 JIS) STKR 規格之矩形鋼管, 依強度不同分為 STKR400 及 STKR490, STKR 機械性質及化學成分之規定, 詳 TISC-020-2019。CNS (或 JIS) STK 及 STKR 之規格沒有碳當量之要求, 因此可銲性需依實際化學成分含量進行檢討, 此外磷與硫之容許含量亦偏高, 因此 CNS (或 JIS) STK 及 STKR 較不適合耐震結構使用。

適合耐震結構使用之圓形鋼管, 規格為 CNS (或 JIS) STKN, STKN, 其規格有碳

當量之要求，包含 STKN400W、STKN400B 及 STKN490B。其中以 CNS STKN400B 及 STKN490B 有降伏比 80%以下之要求，CNS（或 JIS）STKN 機械性質及化學成分之規定詳 TISC-020-2019。

適合耐震結構（尤其是柱桿件）使用之矩形鋼管規格，為日本一般社團法人日本鐵鋼連盟 JISF(The Japan Iron and Steel Federation)及其下日本鐵鋼認證標準物質(Japanese Iron and Steel Certified Reference Material，通稱 JSS)之 BCR（Box Column Roll）及 BCP（Box Column Press）斷面，BCR 及 BCP 機械性質及化學成分有明確之規定。

冷變形成型鋼管斷面，包括圓形 HSS 鋼管（Circular Hollow Section，簡稱 CHS）及矩形 HSS（Rectangular Hollow Section，簡稱 RHS）。圓形 HSS 表示方式如，其中 CHS 後的數字分別代表斷面之外徑（216.3 mm）及管壁厚度（8 mm）。矩形 HSS 表示方式如，其中 RHS 後的數字分別代表斷面之深度（200 mm）、寬度（100 mm）及管壁厚度（6 mm）。

CNS（或 JIS）之 STK 與 STKR 鋼管，以及 ASTM A500 鋼管，皆規定管壁厚度 3 mm 以上之鋼管，其管壁厚度容許誤差為 $\pm 10\%$ 。這個規定就現有鋼管製造技術而言偏寬鬆，因此鋼管製造者可以生產厚度明顯比標稱壁厚小 10%的鋼管，仍然可以符合規範之要求，因此生產單位一般多以厚度下限值進行製程控制。AISC360-16 設計規範第 B4.2 節中，即述及鋼管實測平均壁厚，僅為標稱壁厚之 93%，因此該規範認為，設計時應該使用 0.93 倍的標稱壁厚進行之，並稱這個厚度為「設計壁厚」。因此 TISC-020-2019，STK、STKR 及 A500 鋼管之斷面性質，皆採用設計壁厚（即 0.93 倍之標稱壁厚）計算之。鋼管尺寸表中，鋼管斷面性質標記星號「*」者，乃根據設計壁厚計算斷面性質（包括 A、I、S、Z 等），並稱之為「設計斷面性質」。

此外 CNS（或 JIS）STKN 規格之厚度容許負公差為-0.5mm；JISF BCP、BCR 規格之厚度容許負公差為-0.3mm，故除厚度 7mm 以下之 STKN 鋼管外，CNS STKN 及 JSS BCP、BCR 規格之 HSS 設計壁厚(t)建議比照 ASTM A1065 而採用標稱壁厚值。因此鉸接箱型斷面、鋼板冷彎成型之圓形中空斷面，及符合 STKN、BCR、BCP、ASTMA1085 及 ASTM A1065 等鋼管，已調降鋼管壁厚之容許誤差，而實測鋼管平均壁厚也與標稱壁

厚較接近，因此設計時不需針對鋼管壁厚折減。

ASTM A500 相關之 HSS，相同等級之圓形 HSS 與矩形 HSS，其降伏強度有所不同。ASTM A53 Gr. B 規格的 Pipe（以下稱為管材），被收納於 AISC360-16 設計規範中，亦被視為 CHS 之一種。AISC Steel Construction Manual（簡稱 AISC 鋼構造手冊 15th Ed.）中之可用強度(Available Strength)，HSS 部分是依據 ASTM A500 Gr. B 規格之材料強度，而管材部分則是依據 ASTM A53 Gr. B 規格之材料強度。

然而，ASTM A501 最近新增了 B 級規格，為經過熱處理之產品。製造過程類似冷彎成型 HSS，惟最後成形是在鋼材加熱至完全正常化溫度之後完成。這些由歐洲製造商生產之圓形、方形、矩形及橢圓形斷面（Packer, 2008），基本上是依照歐洲標準 EN10210 Part 1 及 Part 2 所生產，其中橢圓中空斷面之長軸及短軸長度比為 2：1。另外美國石油協會（American Petroleum Institute，簡稱 API）之規範收納直徑非常大的鋼管斷面，其外徑範圍在 10.3 mm（0.405 英吋）至 2134 mm（84 英吋）之間，且有許多不同等級之材料可以選用。

由於採用鋼管作為結構構材設計的建築物越來越多，其鋼管構材材質規格及接頭設計方法，有其特別規定，鋼管構材材質規格必須小心選用，其設計細節須考量周全，本研究將進一步整合鋼管結構相關設計規定，期其一致性，以免發生結構安全疑慮或使用性無法符合需求的現象。

表 3-7 鋼板規格材料內容規定比較表

		範圍	碳當量	降伏強度限制	拉力強度限制	降伏比	衝擊試驗	厚度向縮減率	超音波檢驗	含磷量	含硫量
台灣、日本	CNS 2947	SM-A 鋼板型鋼	X	X	O	X	X	X	X	0.035	0.035
		SM-B 鋼板型鋼	X	X	O	X	O	X	X	0.035	0.035
		SM-C 鋼板型鋼	X	X	O	X	O	X	X	0.035	0.035
		SM 570 鋼板	O	X	O	X	O	X	X	0.035	0.035
		SM 570M 鋼板	O	O	O	O	O	O	O	0.02	0.008
		SN-A 鋼板型鋼	X	X	O	X	X	X	X	0.050	0.050
CNS 13812		SN-B 鋼板型鋼	O	O	O	O	O	X	X	0.030	0.015
		SN-C 鋼板型鋼	O	O	O	O	O	O	O	0.020	0.008
美國		A 36 鋼板型鋼	X	X	X	X	X	X	X	0.040	0.050
		A 572-50 鋼板型鋼	X	X	X	X	X	X	X	0.040	0.050
		A913-50 型鋼	O	X	X	X	O	X	X	0.040	0.030
		A913-65 型鋼	O	X	X	X	O	X	X	0.030	0.030
		A992-50 型鋼	O	O	X	O	X	X	X	0.035	0.045

在設計或施工時，無法針對每一個細項做書面完整與妥善的規定，所以配合完整的規範以供引用，為工程實務上之迫切需要。但由於鋼結構過去相關的規範眾多，為了應付不同的需求亦常有增加、更新或修改、取消的情形。引用時就要多加注意或說明清楚，以確保不會誤用、誤解或導致爭議的情形。以下是本研究建議統之規範引用的內容。

事實上基礎螺栓 ASTM A307 較適用的規定為 ASTM F1554。以名稱來說 A307[1]為 Standard Specification for Carbon Steel Bolt, Studs, and Threaded Rod 60,000 psi Tensile Strength，F1554 名稱為 Standard Specification for Anchor Bolts, Steel 36, 55 and 105 ksi Yield Strength。(使用墊圈時 ASTM 的適用規定為 F436)請注意 F1554 才是針對基礎螺栓的規範。A307 事實上對基礎螺栓而言並沒有 F1554 詳盡，或者說 A307 僅提到螺桿而已。所以為了規範的完整避免困擾，基礎螺栓的規範建議以採用 ASTM F1554 較佳。

螺栓 ASTM A325 「Standard Specification for Structural Bolts, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength」，一般是以迴轉螺帽法鎖緊的並非斷尾螺栓。ASTM 對於斷尾螺栓規範的編號應為 F1852，「Standard Specification for "Twist Off" Type Tension Control Structural Bolt/Nut/Washer Assemblies, Steel, Heat Treated, 120/105 ksi Minimum Tensile Strength」(墊圈為 F436，螺帽規範為 A563)。所以設計使用斷尾螺栓時，就不應是 A325 螺栓。相似的更高強度的 A490 螺栓，使用斷尾機制時相應的規範

應為 F2280。

F10T 是六角頭的日規螺栓，螺栓規範編號是 JIS B1186（相當於 CNS 12209「控制扭矩之高強度螺栓、六角螺帽及平墊圈組」），S10T 則是圓頭螺栓是 JSS II-09 的螺栓編號（不是 JASS）。所以日本規格的高拉力螺栓規範應為 JIS F10T 以及 JSS II S10T。螺帽是 F10（或 F8 搭配 F8T），墊圈是 F35。

鋼鈹品質的重要檢查項目是鋼板夾層檢測。縱使物理試驗、化學成份均符合規範要求，也可能因製程控制的因素導致夾層。鋼板愈厚愈容易造成夾層。夾層很容易造成接頭處鋼板受到厚度方向應力而撕裂，如銲接收縮及彎矩應力等。但是鋼鈹夾層檢測有三種國家的規範：美國 ASTM A435、日本 JIS G0901 以及 CNS 12845。到底是用何種規範，必須要說明清楚，因為三種規範寬嚴的程度差距很大，也影響鋼板的價格。其中 ASTM A435 大概是鋼鈹夾層檢測採用最久與最多的，這與國內大都使用美規的設計方法應有一定的關係。也由於早期 ASTM A572 Gr50 等材質的大量使用，一般也都習慣 ASTM 的檢驗規定。但從 CNS 開始引進耐震性較佳的建築結構用鋼—CNS 13812 鋼板時，建築界也注意到 CNS13812 SN 鋼鈹在 C 系列，也就是柱子使用的鋼鈹在夾層檢測的規定是一定要使用 CNS 12845 的規定，也等於是說 CNS 規範在鋼鈹夾層檢測上，一定有不一樣的地方。實務上 CNS12845 比較起 ASTM A435 來說，的確嚴格許多。另外雖然 CNS13812 鋼板主要參照日本的規範規定，但鋼板夾層檢測是另外制定的 CNS12845 而非完全採用 JIS G0901 的方式。（一般認為 JIS G0901 較 CNS12845 稍微嚴格；相關比較將另文說明），但在 SN 鋼板 B 系列鋼板 CNS 13812 則規定以買賣雙方協議定之。也就是是否要用 CNS12845 來檢測是由買賣雙方自行協議（這規定與 CNS 560 規定鋼筋是否為水淬鋼筋「除非買方指定，否則由賣方決定」有些類似）。但一般均由買方提出需求（但賣方提出價格）。規範一般均標示依照設計圖說的規定，但若設計圖說未加以清楚說明，使用何種規範作檢測，就有模糊的空間了。所以常見到 CNS 的鋼鈹夾層檢測報告或鋼板材證是用 ASTM 規範去作的。所以如果設計者不加以清楚規定，是會有差別的。

新版規範草案 A992-50 等級鋼板，由於拉力強度限制，國內相關單位尚未有共識，

需進一步召集產官學各界專家，進一步協商，建議將其列為參考選用材料。

3.1.4 鋼結構載重組合受力特性差異

本研究，將以實務上之兩棟高低不同之鋼結構建築，進行設計成果分析比較，並利用 ETABS 分析軟體，探討不同樓層高度，在現行規範草案模擬受各種載重組合時各階段之結構行為，藉比較不同位置結構桿件之結果，包括軸力桿件、撓曲桿件、梁柱桿件等受力構材，對於格種受力狀態之力量占有比例，回饋於 ASD 設計法與 LRFD 設計法之參數基準，進而提供本計畫制定相關規範及業者在設計時之參考。

建築物結構系統，X 向為鋼結構特殊抗彎矩構架(SMRF)，Y 向亦為鋼結構特殊抗彎矩構架(SMRF)。地下室外牆為 70cm 厚 RC 連續壁，提供地下結構永久擋土支撐，抵抗側向土壓力，設計時並考慮需承受上部結構傳遞下來之側向剪力；基礎結構則採用基樁基礎以傳遞上部荷重至下方土壤承載層並抵抗地下水引致之水浮力。樓版以標準層室內為 15cm 厚之鋼承鈹 RC 樓版，部分採用 18cm 厚樓版；1F 地面層室外部分採用 25cm 厚鋼承鈹 RC 樓版、室內則為 15cm 厚之鋼承鈹 RC 樓版；地下室為 15cm 之鋼承鈹 RC 樓版，另車道版採用 20cm 厚鋼承鈹 RC 樓版。柱及大梁主構架柱及上部結構之大梁均為鋼骨結構構材，各主構件及接合部位均依耐震規範要求進行韌性設計及接合部韌性檢核。

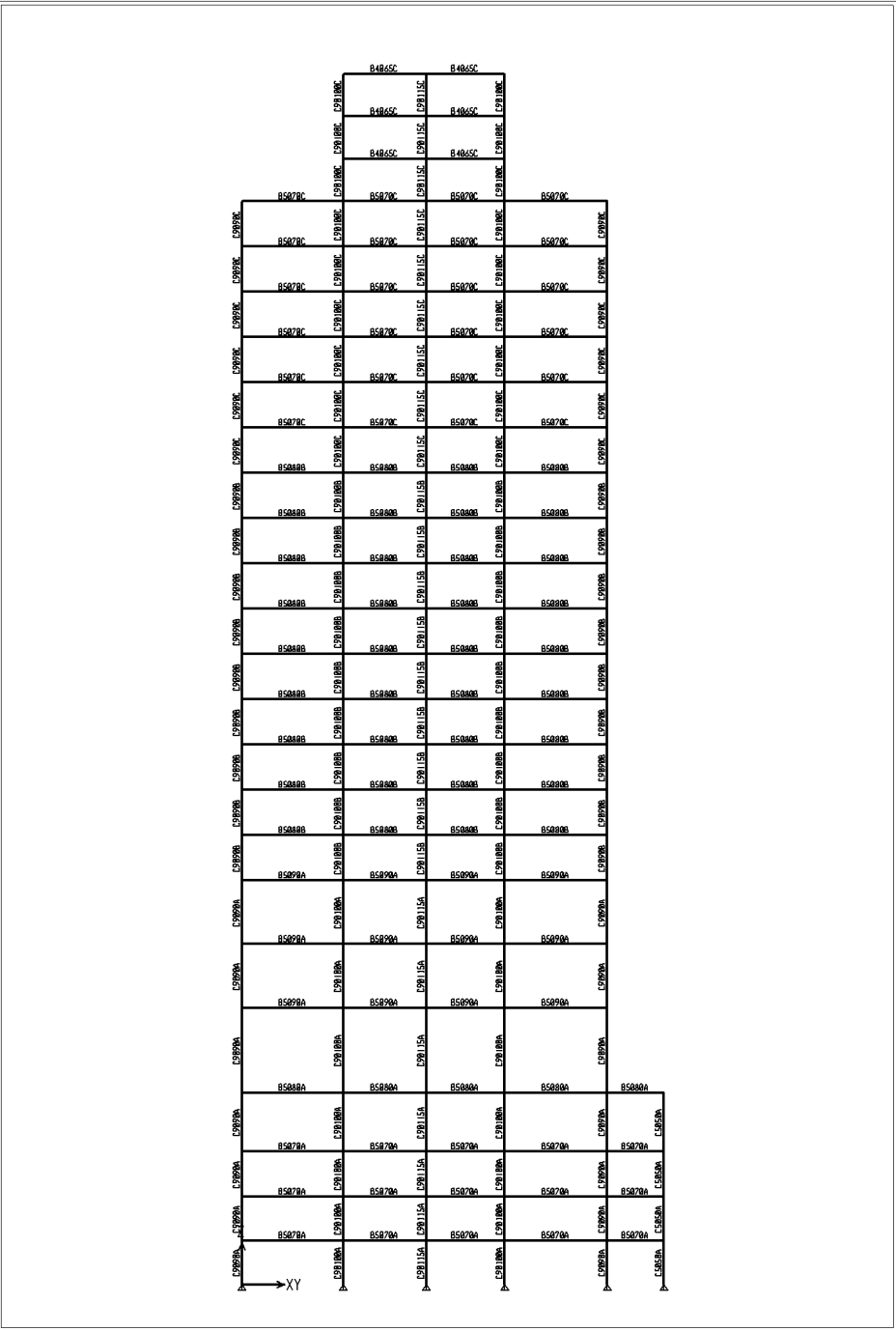
本研究，將以實務上之兩棟高低不同之鋼結構建築，進行設計成果分析比較，並利用 ETABS 分析軟體，探討不同樓層高度，在現行規範草案模擬受各種載重組合時各階段之結構行為，藉比較不同位置結構桿件之結果，包括軸力桿件、撓曲桿件、梁柱桿件等受力構材，對於格種受力狀態之力量占有比例，回饋於 ASD 設計法與 LRFD 設計法之參數基準，進而提供本計畫制定相關規範及業者在設計時之參考。

建築物結構系統，X 向為鋼結構特殊抗彎矩構架(SMRF)，Y 向亦為鋼結構特殊抗彎矩構架(SMRF)。地下室外牆為 70cm 厚 RC 連續壁，提供地下結構永久擋土支撐，抵抗側向土壓力，設計時並考慮需承受上部結構傳遞下來之側向剪力；基礎結構則採用基樁基礎以傳遞上部荷重至下方土壤承載層並抵抗地下水引致之水浮力。樓版以標準層室內

為 15cm 厚之鋼承鈹 RC 樓版，部分採用 18cm 厚樓版；1F 地面層室外部分採用 25cm 厚鋼承鈹 RC 樓版、室內則為 15cm 厚之鋼承鈹 RC 樓版；地下室為 15cm 之鋼承鈹 RC 樓版，另車道版採用 20cm 厚鋼承鈹 RC 樓版。柱及大梁主構架柱及上部結構之大梁均為鋼骨結構構材，各主構件及接合部位均依耐震規範要求進行韌性設計及接合部韌性檢核。

針本計畫之研究目標，擇取了兩個樓層高度之鋼構造建築物加以探討，其一為比較不同樓高，結構桿件受力所造成之差異；其二為探討結構物在不同載重組合下，同一建築物中，不同位置與受力特性之主要差異。前者分別以對稱型等不同結構平面及不同層數之建築物為分析的對象；後者亦設計了非對稱型等不同結構，取七層、十九層各不同層數的結構物來分析。期能從分析過程及其結果中確知各法之差異特性。

ETABS



ETABS v8.06 - File: 99005UP - September 7,2011 6:17
Elevation View - Y1 - Ton-m Units

圖 3-3 本研究案十九層鋼結構建築物分析例

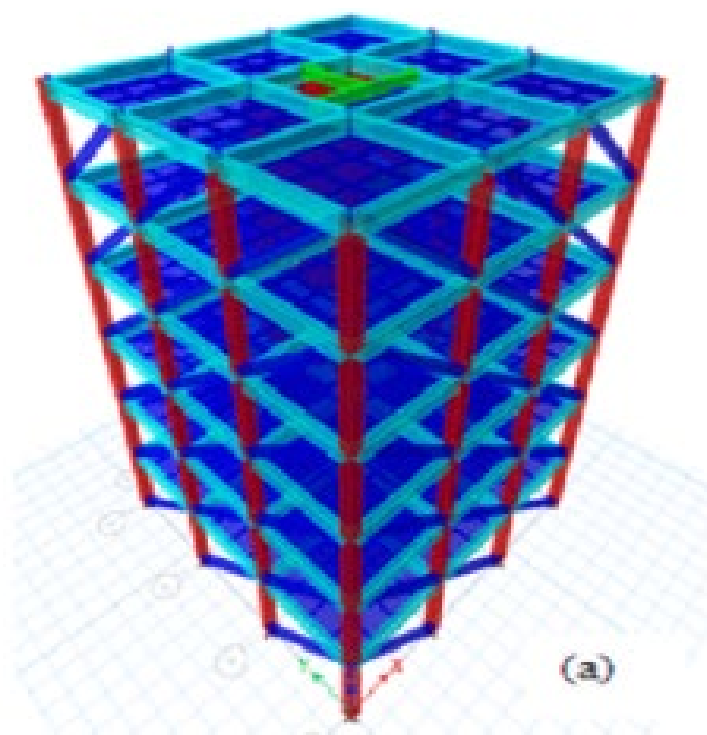


圖 3-4 本研究案七層鋼結構建築物分析例

表 3-8 本研究案鋼結構建築物樓板載重設定

樓板載重荷重表			
屋頂層:	鋼筋混凝土樓板	AVG. t= 15 cm	0.36 tf/m ²
	泡沫混凝土隔熱	AVG. t= 5 cm	0.05 tf/m ²
	PU防水層	AVG. t= 2 mm	0.001 tf/m ²
	鋪水泥磚面材		0.03 tf/m ²
	天花板或粉刷層		0.02 tf/m ²
靜載重			0.461 tf/m ²
活載重			0.5 tf/m ²
一般層:	鋼筋混凝土樓板	AVG. t= 15 cm	0.36 tf/m ²
	水泥砂漿粉底	AVG. t= 4 cm	0.08 tf/m ²
	鋪面材(含打底)		0.03 tf/m ²
靜載重			0.47 tf/m ²
活載重			0.2 tf/m ²

建築結構分析方法很多，這些方法亦均透過不同的假設來模擬結構物受力的實際情形。雖然這些假設或多或少都會造成若干誤差，但相較於一般正統的分析方法，經過假設簡化後的方法卻有使用簡單及執行快速的優點。因此，使用這些方法前勢須了解這些假設所造成之誤差情形、影響之程度，才能正確而快速地加以運用。本研究以靜力分析

的方式，配合 ETABS 結構設計及分析軟體建構模型，探討 2 種不同的 SMRF(韌性抗彎矩構架)系統結構之鋼結構設計與檢核，其間需先行檢核各構件之各種載重作用下之受力特性，其值係以現行建築技術規則、建築物耐震設計規範、建築物耐風設計規範來加以設訂，並進行分析，主要考量以線性分析為主，其後對於 ETABS 程式所計算出之鋼結構檢核，進行最佳化之鋼結構配置，再根據實際的鋼結構桿件斷面，求各斷面的塑性彎矩，間接求得各層柱剪力強度，集合各層柱剪力強度當作該層剪力強度，再與建築物耐震設計規範所求得各層設計地震力相除，比較上、下層之極限層剪力強度是否滿足規範規定有弱層存在，進行耐震檢核與設計，了解其設計成果在 ASD 與 LRFD 設計法下之差異，變化兩種國內常見建築物結構樓層形式，檢核容許層間相對側向位移角後，求得各桿件塑性彎矩，間接求得各柱桿件水平剪力強度，進而探討地震力對載重組合之影響研究。樓版活載重，以現行國內建築相關規定進行設定，包含棋盤載重等效應，而地震力與風力之側向力分佈等各種會影響結構反應的因素考慮進分析模型中，比較在不同建築高度之下建築物結構構件受力的差異。

本研究將以四個不同位置之鋼結構構件案例，選擇不同位置與受力型態的結果進行比較探討，分析不同選擇位置之構件受力特性結果，本研究依分析結果建議選擇合宜之容許應力設計法選用參數，以訂立本土化鋼結構建築物容許應力設計法之一致性安全係數。同時亦探討現階段規範草案所建議之容許應力設計法主要之安全係數考量，是否適合於國內建築環境使用。

一般而言，對於位於高樓層之梁構件，其受力行為係以彎矩為主，而受力來源梁中點主要為靜載重與活載重，梁端則受結構側向力所引致的彎矩為主，因此，高樓層之梁構件其載重組合受力成分與低層梁構件受力模式有不同之來源組成，在柱構件的比較方面，高樓層柱構件，以承受垂直載重為主要來源，低樓層之柱構件，則須負擔較多之結構側力作用下引致之軸力與彎矩，故其梁柱構件行為較為明顯。經由各類型不同結構構件類型，在樓層位置不同設定下進行設計，對於軸力(張力、壓力)、彎矩、扭矩、剪力之各種載重組合與構件對應之強度折減係數，將對 ASD 設計法之合理一致安全係數有顯著差異，故分析統計不同部位桿件其取用之安全係數，對規範草案統整考量 LRFD 與

ASD 設計法之設計結果一致性有重要貢獻。

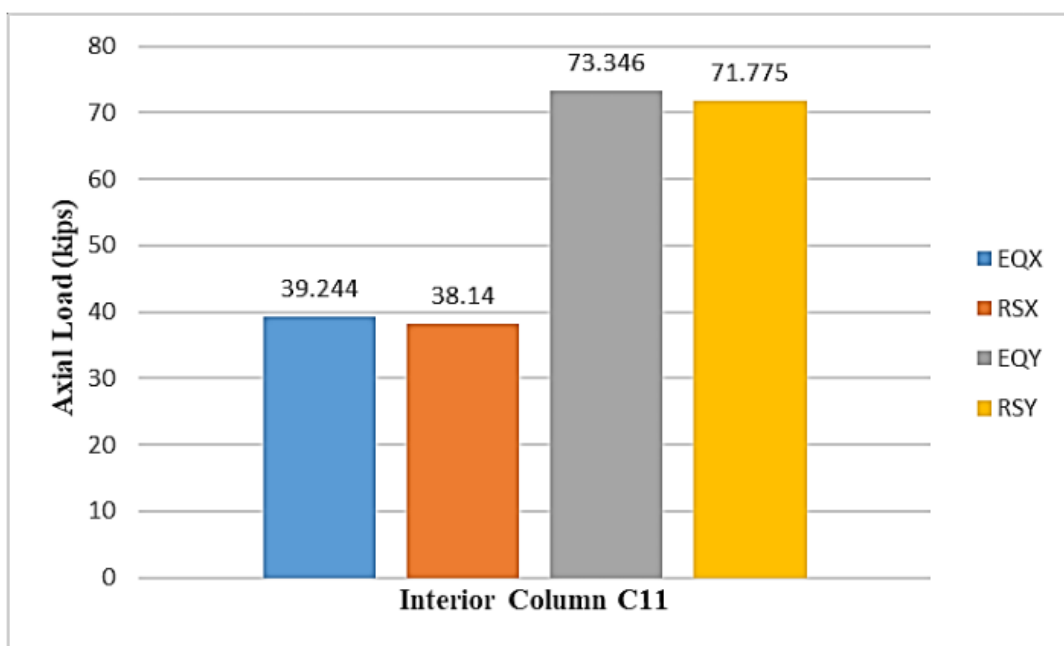


圖 3-5 內柱位置之鋼結構構件不同載重種類加載差異表

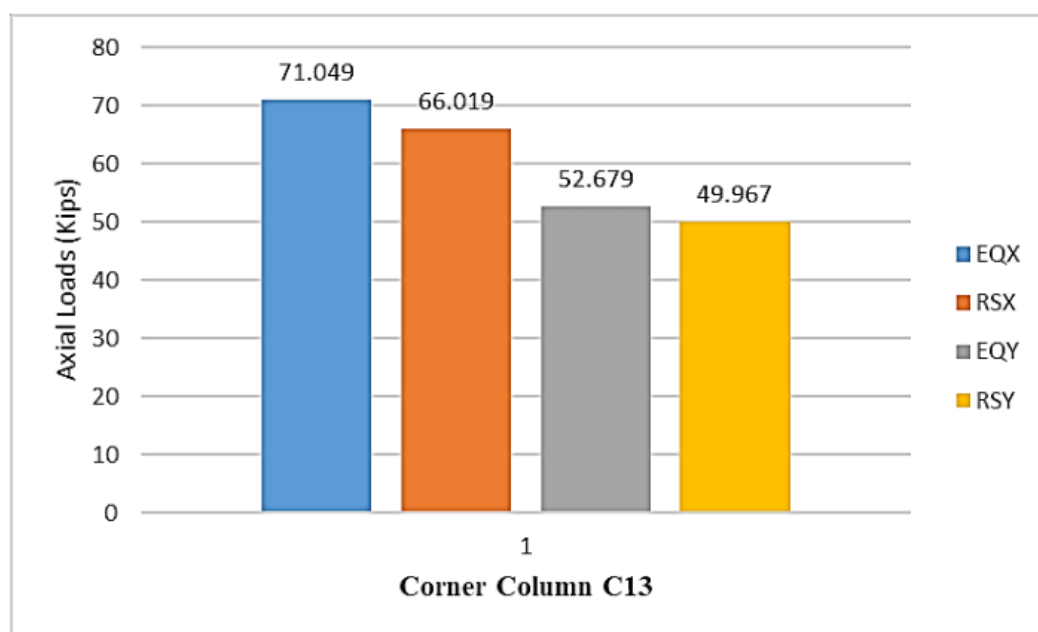


圖 3-6 角柱位置之鋼結構構件不同載重種類加載差異表

表 3-9 本研究案 19 層鋼結構建築物活靜載重比統計表

Floor No.	Column					Beam			
	P	V2	V3	M2	M3	V2	V3	M2	M3
19 F	0.684~0.519	0.554~0.410	0.656~0.016	0.301~0.479	0.052~0.532	0.299~0.581	0.309~0.583	0.147~0.482	0.445~0.563
18 F	0.376~0.381	0.776~0.486	0.335~0.191	0.087~0.507	0.314~0.584	0.337~0.536	0.252~0.451	0.256~0.518	0.327~0.513
17 F	0.198~0.617	0.794~0.422	0.315~0.955	0.069~0.473	0.195~0.413	0.054~0.553	0.175~0.504	0.277~0.554	0.258~0.392
16 F	0.539~0.306	0.165~0.420	0.404~0.512	0.251~0.534	0.187~0.507	0.291~0.440	0.162~0.421	0.042~0.544	0.146~0.429
15 F	0.361~0.451	0.174~0.434	0.542~0.023	0.113~0.533	0.080~0.467	0.210~0.452	0.185~0.481	0.240~0.430	0.387~0.475
14 F	0.318~0.357	0.120~0.442	0.506~0.086	0.283~0.501	0.289~0.509	0.065~0.483	0.163~0.487	0.286~0.376	0.338~0.481
13 F	0.510~0.660	0.635~0.356	0.478~0.539	0.271~0.564	0.159~0.391	0.157~0.516	0.025~0.400	0.146~0.381	0.134~0.459
12 F	0.381~0.362	0.639~0.351	0.335~0.378	0.305~0.369	0.037~0.411	0.272~0.559	0.267~0.534	0.018~0.425	0.266~0.413
11 F	0.398~0.416	0.277~0.346	0.378~0.154	0.266~0.450	0.066~0.412	0.136~0.362	0.152~0.430	0.155~0.451	0.297~0.502
10 F	0.448~0.278	0.305~0.396	0.233~0.166	0.231~0.352	0.107~0.390	0.280~0.367	0.268~0.386	0.031~0.503	0.152~0.358
9 F	0.378~0.567	0.435~0.327	0.147~0.233	0.011~0.455	0.266~0.525	0.241~0.526	0.096~0.455	0.248~0.422	0.367~0.416
8 F	0.451~0.555	0.524~0.328	0.593~0.251	-0.00~0.497	0.243~0.376	0.004~0.505	0.040~0.384	0.155~0.411	0.225~0.400
7 F	0.399~0.542	0.207~0.360	0.211~0.223	0.098~0.345	0.245~0.530	0.023~0.522	0.191~0.456	0.086~0.380	0.362~0.478
6 F	0.398~0.316	0.160~0.326	0.175~0.471	0.215~0.424	0.027~0.501	0.117~0.380	0.246~0.460	0.176~0.365	0.105~0.368
5 F	0.371~0.397	0.162~0.265	0.222~0.164	0.251~0.418	0.169~0.517	0.112~0.433	0.266~0.503	0.194~0.510	0.214~0.386
4 F	0.545~0.368	0.269~0.306	0.267~0.369	0.240~0.431	0.185~0.437	0.135~0.485	0.050~0.423	0.101~0.424	0.254~0.493
3 F	0.245~0.386	0.046~0.293	0.029~0.520	0.213~0.398	0.124~0.510	0.183~0.491	0.219~0.396	0.155~0.489	0.109~0.313
2 F	0.126~0.345	0.086~0.213	0.164~0.579	0.209~0.499	0.127~0.377	0.121~0.360	0.008~0.364	0.056~0.482	0.235~0.357
1 F	0.232~0.467	0.388~0.212	0.173~0.411	0.065~0.434	-0.03~0.331	0.095~0.301	0.233~0.498	-0.01~0.355	0.341~0.423

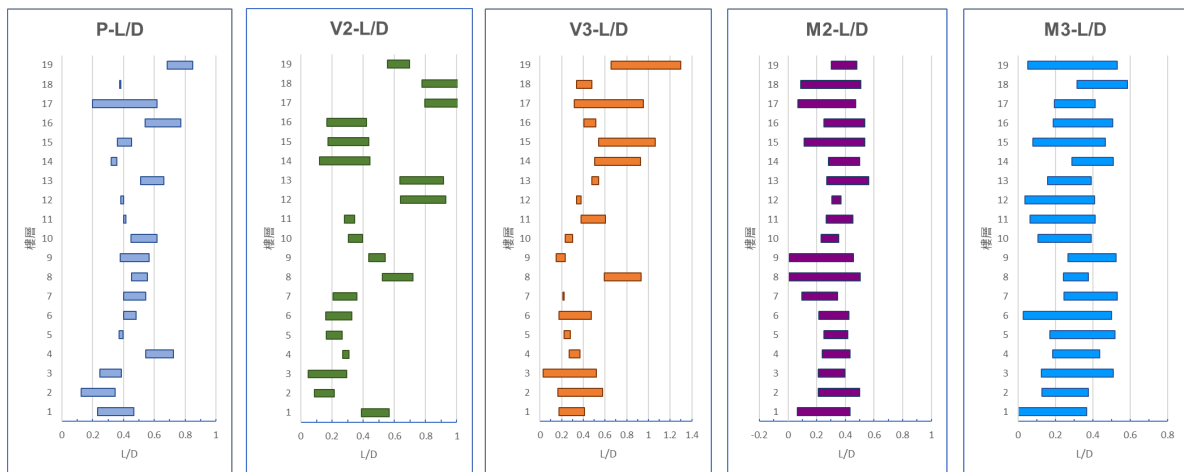


圖 3-7 本研究案 19 層鋼結構建築物活靜載重比統計分佈圖(柱構件)

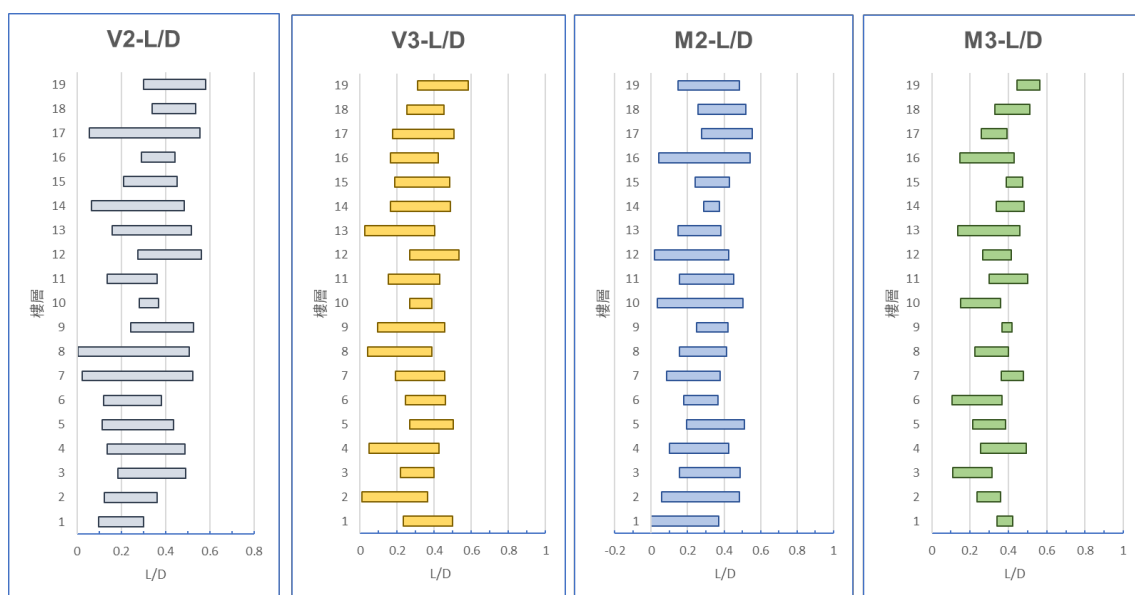


圖 3-8 本研究案 19 層鋼結構建築物活靜載重比統計分佈圖(梁構件)

表 3-10 本研究案 7 層鋼結構建築物活靜載重比統計表

Floor No.	Column					Beam			
	P	V2	V3	M2	M3	V2	V3	M2	M3
7 F	0.424~0.571	0.592~0.560	0.275~0.403	0.278~0.528	0.405~0.434	0.596~0.576	0.479~0.557	0.292~0.556	0.342~0.560
6 F	0.289~0.532	0.408~0.421	0.432~0.429	0.449~0.417	0.569~0.439	0.293~0.555	0.307~0.482	0.498~0.483	0.308~0.509
5 F	0.460~0.445	0.275~0.563	0.552~0.557	0.561~0.442	0.387~0.414	0.346~0.543	0.475~0.504	0.230~0.413	0.317~0.506
4 F	0.416~0.432	0.312~0.515	0.235~0.378	0.238~0.493	0.289~0.537	0.431~0.517	0.263~0.496	0.471~0.507	0.265~0.453
3 F	0.375~0.405	0.450~0.514	0.432~0.463	0.426~0.462	0.543~0.494	0.445~0.475	0.266~0.520	0.348~0.443	0.232~0.524
2 F	0.348~0.497	0.403~0.471	0.482~0.344	0.263~0.478	0.233~0.435	0.153~0.429	0.267~0.388	0.292~0.435	0.225~0.325
1 F	0.293~0.359	0.333~0.493	0.271~0.490	0.259~0.445	0.276~0.347	0.479~0.433	0.185~0.371	0.304~0.450	0.356~0.451

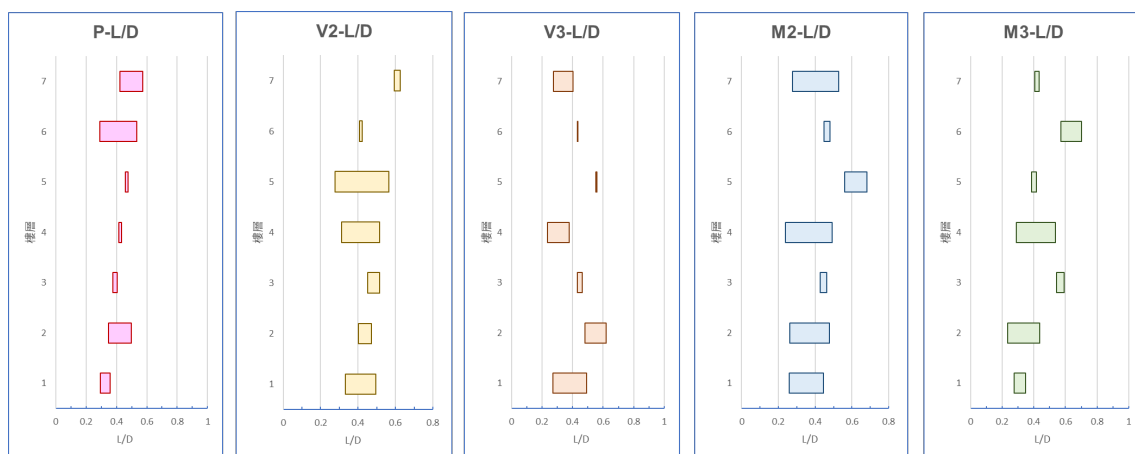


圖 3-9 本研究案 7 層鋼結構建築物活靜載重比統計分佈圖(柱構件)

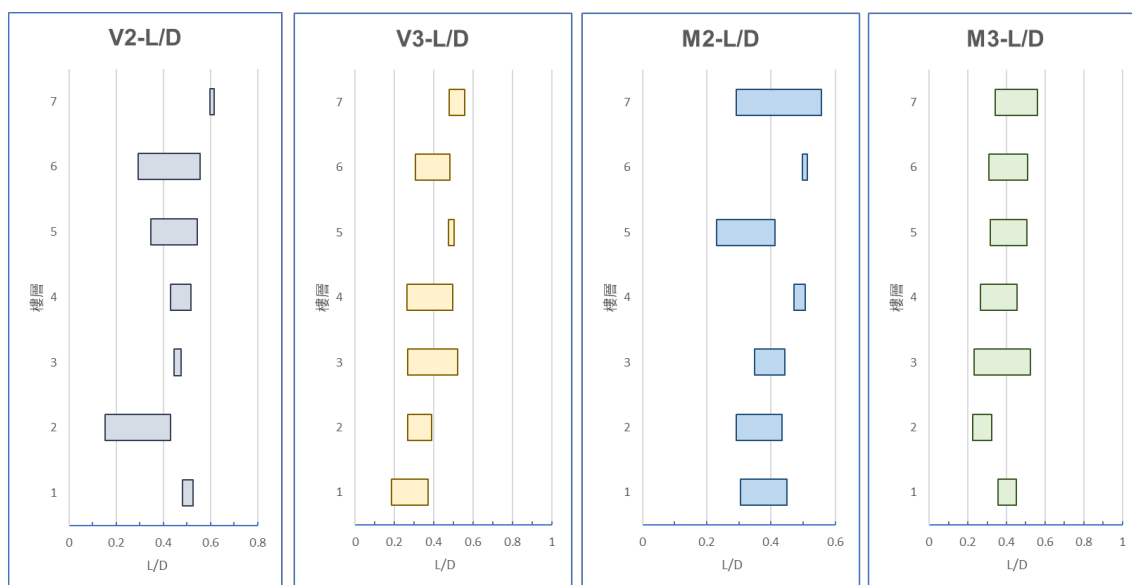


圖 3-10 本研究案 7 層鋼結構建築物活靜載重比統計分佈圖(梁構件)

3.1.5 既有鋼結構建築耐震能力評估與補強

前期研究成果，提出「新版鋼構造建築物鋼結構設計技術規範之修訂草案」研擬(簡稱新鋼構規範)，主要架構如圖 3-11 所示。該版規範草案是以美國 2016 年版的鋼造建築結構設計規範(AISC 360-16)為依據，但美國鋼結構協會(AISC)對於鋼結構設計規範，長期有委員會在追蹤國際設計規範之走向，亦經常與業界討論需求，並定期公布該協會修改之各種規範與技術手冊，由最新資訊顯示，ASIC 360 委員會刻正進行 AISC 360-22(draft)草案之意見徵詢彙整，並預定於 2022 年底審議後修編發行，而同時也進行 AISC 341-22(draft)草案意見徵詢，並將同時於 2022 年底修編發行。新鋼構規範係以 AISC 360 與 AISC 341 兩本規範將其合併，綜整編撰，並採用國內相關工程環境參數與慣例，統整後編製出草案。AISC 360-16 其主要分工規範架構，如圖 3-12 所示，依其組成來說，耐震設計之相關規定是另以 AISC 341-16 來加以規範，新版鋼構規範第十四章耐震設計篇，其主體即為 AISC 341-16 之內容與架構，美國新版 AISC 341-22(draft)中新修訂之部分並不多，故新版鋼構規範第十四章之內容仍適用於未來國際趨勢。而 AISC 360-16 中之「附錄 E-既有鋼結構之耐震評估與補強」相關配套細節，則是藉助 ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings 之內容第九章 STEEL AND IRON 章節加以規範，然而新版鋼構規範參照之 AISC 360-16 附錄 Appendix E 「既有構造物評

估」章節，係以原則性條文論述鋼構造建築之耐震評估與補強方向，AISC 組織已在 2020 年起推動新進一版鋼結構耐震評估與補強規範草案，已將該附錄之更完整內容與細節，另以 AISC 342-22(Draft) Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings 補充納入定義，並於 2022 年 3-4 月完成各方意見蒐集，預定於 2022 年底完成審議與發行，亦即，未來 AISC 342-22 審議發行後，將取代 ASCE/SEI 41-17 之地位，成為鋼結構建築物耐震評估與補強規範之主軸，脫離 ASCE/SEI 41 規範羈絆，AISC 342 與 AISC 360、AISC 341 等鋼結構建築專業規範同步更新與時俱進，也將更符合鋼結構建築設計相關規範之獨立完整架構，如圖 3-13 所示。

新版鋼結構設計規範(110版)章節架構

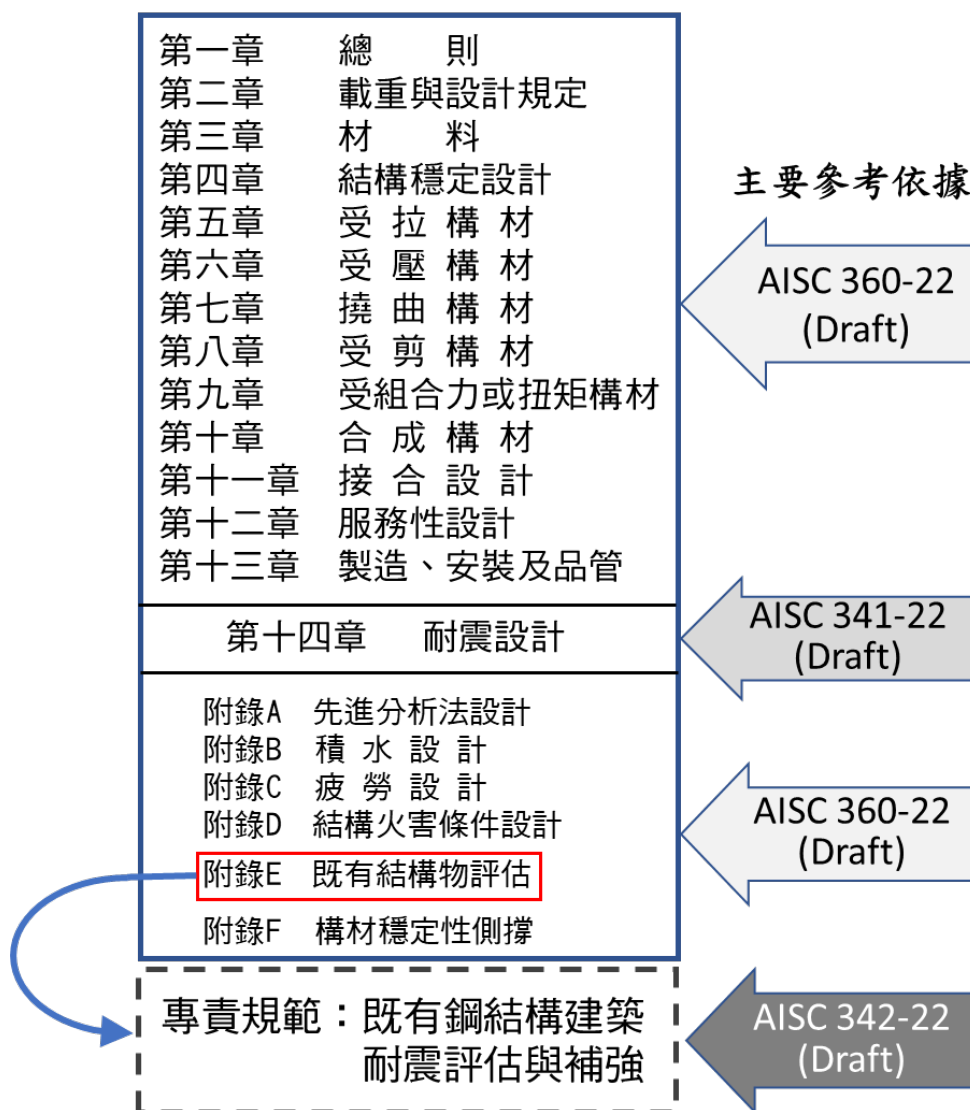


圖 3-11 新版鋼構設計規範與 AISC 規範關聯圖

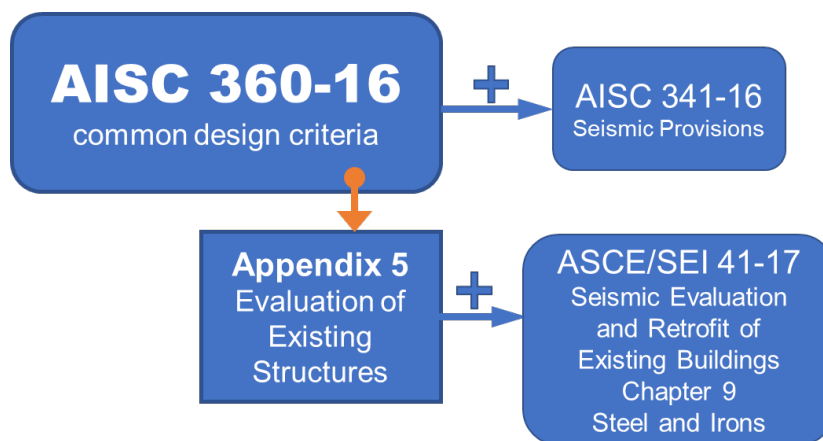


圖 3-12 AISC 360-16 相關規範架構圖

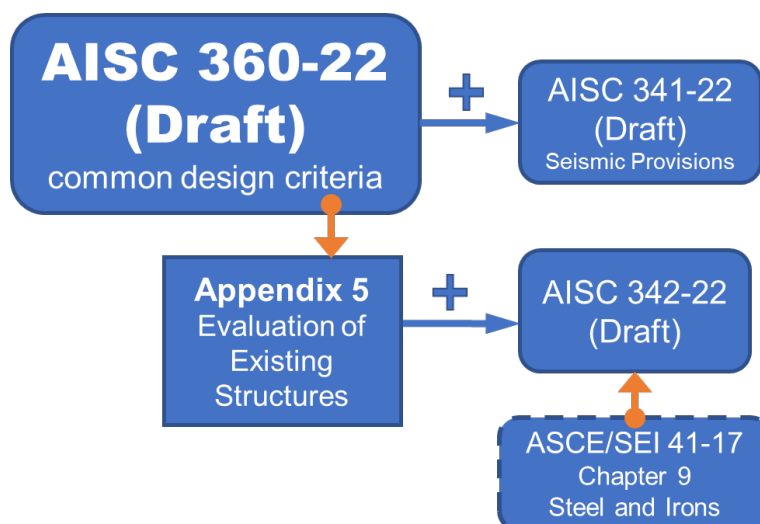


圖 3-13 AISC 360-22(draft)相關規範架構圖

對於既有鋼結構建築物耐震評估的相關規定，1996 年美國 ATC-40 採用容量震譜法進行耐震評估；1997 年，美國 FEMA 273 補充定義鋼結構容量曲線模型，對不同的構件 (梁、柱、斜撐) 依斷面性質、接頭形式等條件給予塑鉸性質參數設定的建議值。至 1999 年，CSI 使用 ATC-40 的容量震譜法作為結構分析程式 ETABS 中非彈性分析的理論來源。國內國家地震工程研究中心於 2018 年提出了鋼構造建築物耐震能力詳細評估的辦法，以容量震譜法與非線性靜力分析為基礎，並使用國內工程師普遍使用之 ETABS 程式進行非線性靜力側推分析。美國至 2013 年，於 ASCE/SEI 41-13 中規定了建築結構之耐震評估與補強準則，其中包含鋼筋混凝土、鋼結構、木構造、SRC 構造、複合構造等

之既有構造物耐震評估細節與方法。後續另改版至現行之 ASCE/SEI 41-17 版本，相關鋼構造之耐震評估方法，主要是對於抗彎矩系統之梁、柱非線性鉸參數，訂定評估應進行之相關檢核項目，包含鋼柱之軸力、軟層、結構之週期、最大基底剪力強度、軟弱層之檢核、結構之破壞模式及非線性鉸之參數等。ASCE 41-17 定義了三個性能層級(performance level)，包括：可即時居住(Immediate Occupancy, IO)、生命安全(Life Safety, LS)及防止崩塌(Collapse Prevention, CP)等結構安全等級，再於構件的彎矩與轉角的非線性關係曲線上，標示各性能層級如表 3.9 所示，在這些性能層級中，選擇一個作為耐震性能目標，若側推分析過程中有構件的非線性轉角達到選定的性能層級，此時對應的容量曲線上之性能點即耐震性能目標。上述之相關規定與後續改版，將由 AISC 342-22 之內容與架構接手，由該規範草案內容來看，是針對 ASCE/SEI 41-17 所定義之鋼構件參數依構件種類與受力特性，將其重新編排於章節 C 中，而結構形式對應之性能層級與容許接受準則，將其重新編排於章節 D 至章節 I 中。

“Component permissible performance parameters shall be determined in accordance with the general requirements in ASCE/SEI 41, Section 7.5, this chapter, Chapter C, and any system-specific requirements set forth in Chapters D through I.”

– AISC 342-22(draft)

有鑑於此，本研究參考 AISC 342-22(Draft) 所提之非線性鉸參數，並按照國內工程習慣，建議將其轉換為本土常用單位，供塑鉸參數檢核或作為手動計算塑鉸參數以輸入 ETABS 之依據，以利進行側推分析。AISC 342-22 針對抗彎矩鋼構造建築，採用建議之構件非線性鉸性質，考量傳統接頭及改良式接頭，研擬建議之性能目標，提出進行耐震評估時須檢核之項目與方法。

AISC 342-22(DRAFT)草案內容，主要特色如下：

- 如圖 3-12 所示之規範相互關聯圖，以及圖 3-13 之 AISC 342-22 章節架構表，可以了解 AISC 342-22 後續將成為 AISC 360 附錄 E 既有結構評估內容之主軸支援與細節文件。
- AISC 342-22 將原採用 ASCE/SEI 41-17 之耐震評估與補強內容加以重新編排，更

能符合 AISC 360 一般設計規範與 AISC 341 耐震設計規範之對應條文及規定，對整合鋼結構整體規範體系，更符合工程實務使用邏輯與思維。

- 近一步定義結構非線性性能之細節，ASCE 41-17 建議之非線性鉸的發展，是預期強度與梁柱構件轉角的關係曲線(Q 和 Q_y 分別是構件荷載和預期強度)，A 點表示原點，B 點為降伏強度點，C 點為極限強度點，D 點為殘餘強度點，E 點為極限轉角點，如圖 3-15 所示。而 AISC 342-22 則進步定義降伏後之鋼結構勁度，如圖 3-16 所示。
- 剪力塑鉸之精進與修訂，鋼造建築結構耐震能力詳細評估及其檢核之方法中，ASCE 41-13 所提之非線性鉸參數僅考慮彎矩塑較特性。而 AISC 342-22 則進一步考慮超強因子、放大降伏強度等特性。在非線性鉸之位移(變形)能力取決於構件斷面之寬厚比，塑性設計斷面或結實斷面與否。ASCE 41-13 並未提供剪力非線性鉸參數，而 AISC 342-22 則增加撓曲及剪力破壞之側力強度，考量剪力破壞及其非線鉸性質。
- 未來將與 AISC 360 及 AISC 341 規範同步更新，避免因受限 ASCE/SEI 41 中，非鋼結構章節是否配合修訂之牽絆，而無法將鋼結構耐震評估與補強之最新學理與技術同時修訂更新。
- 對於歷史鋼結構建物之材料力學性質，依年代與地域詳細規定適用之參數設定方式，如表 3-13 所示。

表 3-11 ASCE/SEI 41-17 定義之鋼構件參數與性能層級限制

Table 9-6. Acceptance Criteria for Linear Procedures—Structural Steel Components

<i>m</i> -Factors for Linear Procedures ^a					
Component/Action	IO	Primary		Secondary	
		LS	CP	LS	CP
Beams—Flexure					
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	2	6	8	10	12
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	1.25	2	3	3	4
c. Other	Linear interpolation between the values on lines <i>a</i> and <i>b</i> for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used.				
Columns in Compression or Tension—Flexure^{b,c}					
For $ P_{UF} /P_{ye} < 0.2$					
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 2.45\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\left(1 - 0.71\frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right)$	2	6	8	10	12
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 3.76\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\left(1 - 1.83\frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right)$	1.25	1.25	2	2	3
c. Other	Linear interpolation between the values on lines <i>a</i> and <i>b</i> for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used.				
For $ P_{UF} /P_{ye} \geq 0.2$					
a. $\frac{b_f}{2t_f} \leq 0.30\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ and $\frac{h}{t_w} \leq 0.77\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\left(2.93 - \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) \leq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	1.5 (1 – 5/3 $ P_{UF} /P_{ye} + 1 > 1$)	7.5 (1 – 5/3 $ P_{UF} /P_{ye} + 1 > 1$)	10.5 (1 – 5/3 $ P_{UF} /P_{ye} + 1 > 1$)	13.5 (1 – 5/3 $ P_{UF} /P_{ye} + 1 > 1$)	16.5 (1 – 5/3 $ P_{UF} /P_{ye} + 1 > 1$)
b. $\frac{b_f}{2t_f} \geq 0.38\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$ or $\frac{h}{t_w} \geq 1.12\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}\left(2.33 - \frac{ P_{UF} }{P_{ye}}\right) \geq 1.49\sqrt{\frac{E}{F_{ye}}}$	0.375 (1 – 5/3 $ P_{UF} /P_{ye} + 1 > 1$)	0.375 (1 – 5/3 $ P_{UF} /P_{ye} + 1 > 1$)	1.5 (1 – 5/3 $ P_{UF} /P_{ye} + 1 > 1$)	1.5 (1 – 5/3 $ P_{UF} /P_{ye} + 1 > 1$)	3 (1 – 5/3 $ P_{UF} /P_{ye} + 1 > 1$)
c. Other	Linear interpolation between the values on lines <i>a</i> and <i>b</i> for both flange slenderness (first term) and web slenderness (second term) shall be performed, and the lowest resulting value shall be used.				

Table 9-6 (Continued). Acceptance Criteria for Linear Procedures—Structural Steel Components

<i>m</i> -Factors for Linear Procedures ^a					
Component/Action	IO	Primary		Secondary	
		LS	CP	LS	CP
Column Panel Zones—Shear					
For $ P_{UF} /P_{ye} \leq 0.4$	1.5	8	11	12	12
For $ P_{UF} /P_{ye} > 0.4$	$2.5/3 (1 - P_{UF} /P_{ye}) + 1$	$35/3 (1 - P_{UF} /P_{ye}) + 1$	$50/3 (1 - P_{UF} /P_{ye}) + 1$	$55/3 (1 - P_{UF} /P_{ye}) + 1$	$55/3 (1 - P_{UF} /P_{ye}) + 1$
Fully Restrained Moment Connections—Flexure^d					
Welded unreinforced flange (WUF) ^d	1.0	4.3–0.083 <i>d</i>	3.9–0.043 <i>d</i>	4.3–0.048 <i>d</i>	5.5–0.064 <i>d</i>
Bottom haunch in WUF with slab	2.3	2.7	3.4	3.8	4.7
Bottom haunch in WUF without slab	1.8	2.1	2.5	2.8	3.3
Welded cover plate in WUF ^e	3.9–0.059 <i>d</i>	4.3–0.067 <i>d</i>	5.4–0.090 <i>d</i>	5.4–0.090 <i>d</i>	6.9–0.118 <i>d</i>
Improved WUF—bolted web ^e	2.0–0.016 <i>d</i>	2.3–0.021 <i>d</i>	3.1–0.032 <i>d</i>	4.9–0.048 <i>d</i>	6.2–0.065 <i>d</i>
Improved WUF—welded web	3.1	4.2	5.3	5.3	6.7
Free flange ^e	4.5–0.065 <i>d</i>	6.3–0.098 <i>d</i>	8.1–0.129 <i>d</i>	8.4–0.129 <i>d</i>	11.0–0.172 <i>d</i>
Reduced beam section ^e	3.5–0.016 <i>d</i>	4.9–0.025 <i>d</i>	6.2–0.032 <i>d</i>	6.5–0.025 <i>d</i>	8.4–0.032 <i>d</i>
Welded Flange Plates					
a. Flange plate net section	2.5	3.3	4.1	5.7	7.3
b. Other limit states	Force-controlled				
Welded bottom haunch	2.3	3.1	3.8	4.6	5.9
Welded top and bottom haunch	2.4	3.1	3.9	4.7	6.0
Welded cover—plated flanges	2.5	2.8	3.4	3.4	4.2
Partially Restrained Moment Connections—Flexure					
Top and Bottom Clip Angle ^f					
a. Shear failure of rivet or bolt (limit state 1) ^g	1.5	4	6	6	8
b. Tension failure of horizontal leg of angle (limit state 2)	1.25	1.5	2	1.5	2
c. Tension failure of rivet or bolt (limit state 3) ^g	1.25	1.5	2.5	4	4
d. Flexural failure of angle (limit state 4)	2	5	7	7	14
Double Split Tee ^f					
a. Shear failure of rivet or bolt (limit state 1) ^g	1.5	4	6	6	8
b. Tension failure of rivet or bolt (limit state 2) ^g	1.25	1.5	2.5	4	4
c. Tension failure of split tee stem (limit state 3)	1.25	1.5	2	1.5	2
d. Flexural failure of split tee (limit state 4)	2	5	7	7	14
Bolted Flange Plate ^f					
a. Failure in net section of flange plate or shear failure of bolts or rivets ^g	1.5	4	5	4	5
b. Weld failure or tension failure on gross section of plate	1.25	1.5	2	1.5	2
Bolted End Plate					
a. Yield of end plate	2	5.5	7	7	7
b. Yield of bolts	1.5	2	3	4	4
c. Failure of weld	1.25	1.5	2	3	3

Composite Top and Clip Angle Bottom ^f					
a. Failure of deck reinforcement	1.25	2	3	4	6
b. Local flange yielding and web crippling of column	1.5	4	6	5	7
c. Yield of bottom flange angle	1.5	4	6	6	7
d. Tensile yield of rivets or bolts at column flange	1.25	1.5	2.5	2.5	3.5
e. Shear yield of beam flange connections	1.25	2.5	3.5	3.5	4.5
Shear connection with slab ^g	2.4–0.011d _{bg}	—	—	13.0–0.290d _{bg}	17.0–0.387d _{bg}
Shear connection without slab ^g	8.9–0.193d _{bg}	—	—	13.0–0.290d _{bg}	17.0–0.387d _{bg}
Eccentrically Braced Frame (EBF) Link Beam—Shear and Flexure^{h,i}					
For IP _{UF} /IP _{ye} < 0.2					
a. $e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Shear-Controlled)	1.5	9	13	13	15
b. $e \geq \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Flexure-Controlled)	Same as for Beams and Columns				
c. $\frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Shear-Flexure)	Linear interpolation shall be used.				
For IP _{UF} /IP _{ye} ≥ 0.2					
a. $e \leq \frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Shear-Controlled)	3/4 (1 – 5/3 IP _{UF} /P _{ye}) + 1 ≥ 1	12 (1 – 5/3 IP _{UF} /P _{ye}) + 1 ≥ 1	18 (1 – 5/3 IP _{UF} /P _{ye}) + 1 ≥ 1	18 (1 – 5/3 IP _{UF} /P _{ye}) + 1 ≥ 1	21 (1 – 5/3 IP _{UF} /P _{ye}) + 1 ≥ 1
b. $e \geq \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Flexure-Controlled)	Same as for Columns				
c. $\frac{1.6 M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6 M_{CE}}{V_{CE}}$ (Shear-Flexure)	Linear interpolation shall be used.				
Braces in Compression (except EBF braces)					
a. Slender ^j $\frac{KI}{r} \geq 4.2\sqrt{E/F_y}$					
1. W, I, 2L in-plane ^k , 2C in-plane ^k	1.25	6	8	7	9
2. 2L out-of-plane ^k , 2C out-of-plane ^k	1.25	5	7	6	8
3. HSS, pipes, tubes, L	1.25	5	7	6	8
b. Stocky ^{j,i} $\frac{KI}{r} \leq 2.1\sqrt{E/F_y}$					
1. W, I, 2L in-plane ^k , 2C in-plane ^k	1.25	5	7	6	8
2. 2L out-of-plane ^k , 2C out-of-plane ^k	1.25	4	6	5	7
3. HSS, pipes, tubes	1.25	4	6	5	7

表 3-12 AISC 342-22 重新定義鋼構件參數與性能層級

TABLE C3.6 Modeling Parameters and Permissible Deformations for Nonlinear Analysis Procedures—Columns and Braces Subject to Flexure with Axial Compression or Tension^{[c], [d]}			
Axial Load Ratio and Section Compactness	Expected Deformation Capacity		
	Plastic Rotation Angle, rad		
	IO	LS	CP
Columns and Braces in Compression^{[a] [b]}			
1. highly ductile ($\lambda \leq \lambda_{mo}$) $a = 5.5 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.95} \left(\frac{L}{r_y} \right)^{-0.5} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}} \right)^{2.4} \leq 0.07$ $b = 20 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.9} \left(\frac{L}{r_y} \right)^{-0.5} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}} \right)^{3.4} \leq 0.07$ $c = 0.4 - 0.4 \frac{P_G}{P_{ye}}$	0.5a	0.75b	b
2. non-moderately ductile ($\lambda \geq \lambda_{mo}$) $a = 1.2 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}} \right)^{1.2} \left(1.4 \frac{L}{r_y} + 0.1 \frac{h}{t_w} + 0.9 \frac{b_f}{2t_f} \right)^{-1} - 0.0023 \geq 0$ $b = 2.5 \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}} \right)^{1.8} \left(0.1 \frac{L}{r_y} + 0.2 \frac{h}{t_w} + 2.7 \frac{b_f}{2t_f} \right)^{-1} - 0.0097 \geq 0$ $c = 0.5 - 0.5 \frac{P_G}{P_{ye}}$	0.5a	0.75b	b
3. Other: Linear interpolation between the values on lines 1. and 2. for both flange slenderness and web slenderness shall be performed, and the lower resulting value shall be used.			
4. Rectangular HSS and built-up box shapes ^[e] $a = 1.1(\lambda)^{-1.2} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}} \right)^{1.8} \leq 0.05$ $b = 0.5(\lambda)^{-0.6} \left(1 - \frac{P_G}{P_{ye}} \right)^{1.2} - 0.01 \leq 0.08$ $c = 0.25$	0.5a	0.75b	b
Columns and Braces in Tension^{[a] [b]}			
1. For $\frac{ P_G }{P_{ye}} < 0.2$ $a = 9\theta_y$ $b = 11\theta_y$ $c = 0.6$	θ_y	a	b

章節	標題	內容
	GLOSSARY	詞彙表
	ABBREVIATIONS	符號與縮寫
CHAPTER A	GENERAL PROVISIONS	總則
CHAPTER B	GENERAL REQUIREMENTS OF COMPONENTS	鋼構件之一般要求
CHAPTER C	COMPONENT PROPERTIES AND REQUIREMENTS	鋼構件性質與參數特定設定要求
CHAPTER D	STRUCTURAL STEEL MOMENT FRAMES	抗彎矩構架之耐震評估
CHAPTER E	STRUCTURAL STEEL BRACED FRAME AND STEEL PLATE SHEAR WALL REQUIREMENTS	含斜撐構架及鋼製剪力牆之耐震評估與要求
CHAPTER F	STRUCTURAL STEEL FRAMES WITH INFILLS	含填充牆結構之耐震評估
CHAPTER G	DIAPHRAGMS	樓板構造之模擬與耐震評估
CHAPTER H	STRUCTURAL STEEL PILE FOUNDATIONS	鋼製樁基礎之耐震評估
CHAPTER I	CAST AND WROUGHT IRON	鑄鐵及鍛鐵結構之耐震評估

圖 3-14 AISC 342-22(Draft) Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings 章節架構圖

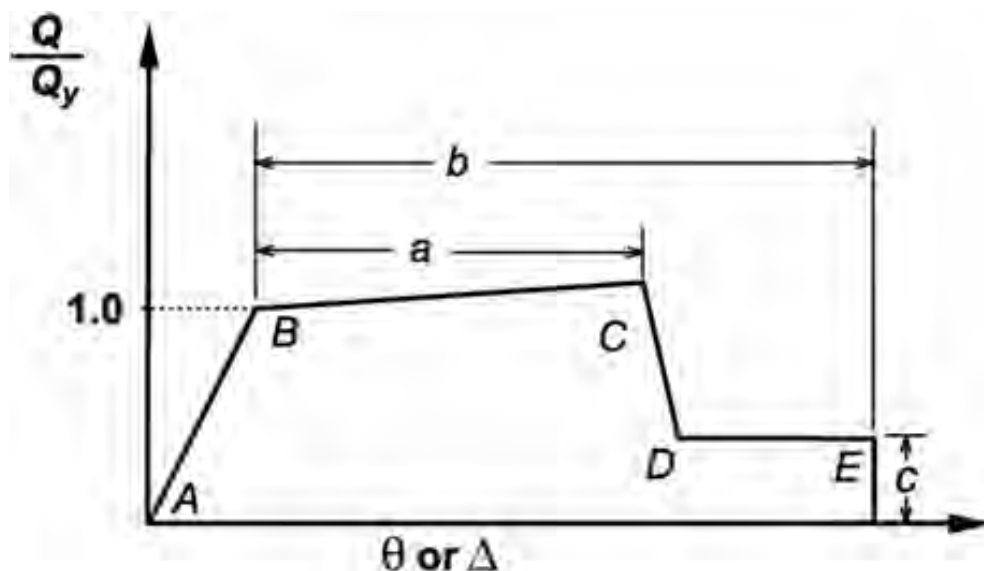


圖 3-15 ASCE/SEI 41-17 定義鋼結構與構件廣義力-變位關係圖

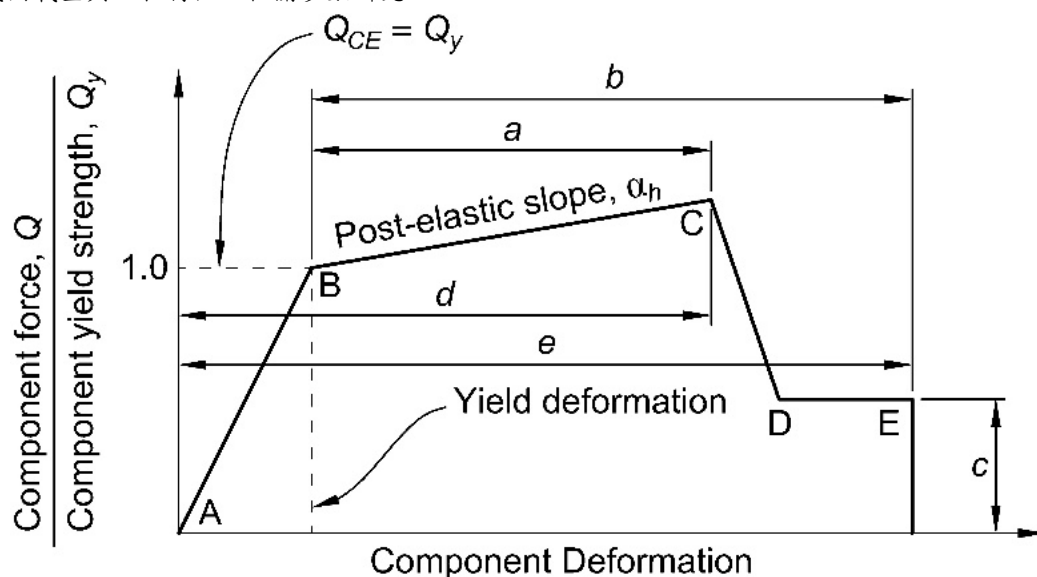


圖 3-16 AISC 342-22 重新定義鋼結構與構件廣義力-變位關係圖

表 3-13 AISC 342 考量之既有鋼結構參數設定表

TABLE A5.1 Default Properties for Steel Materials from 1901 and After				
Listing in Construction Documents	Date of Standard Specification	F_y and F_u , ksi (MPa)	Default F_{yL} and Default F_{uL} , ksi (MPa)	Default F_{ye} and Default F_{ue} , ksi (MPa)
Standard Specification is Listed	1901 to 1960	F_y and F_u are obtained from the standard specification	$F_{yL} = 1.0F_y$ $F_{uL} = 1.0F_u$	$F_{ye} = 1.1F_y$ $F_{ue} = 1.0F_u$
Standard Specification is Listed	1961 and After	F_y and F_u are obtained from the standard specification	$F_{yL} = 1.0F_y$ $F_{uL} = 1.0F_u$	$F_{ye} = 1.1F_y$ $F_{ue} = 1.1F_u$
F_y and F_u are Listed, but No Standard Specification is Listed	Not Applicable	F_y and F_u are as listed in construction documents	$F_{yL} = 1.0F_y$ $F_{uL} = 1.0F_u$	$F_{ye} = 1.1F_y$ $F_{ue} = 1.1F_u$
No Information Listed	Not Applicable	Default values not provided		

TABLE A5.2 Factors R_y and R_t for Use in Determining Alternative Default Expected Properties for Steel Materials from 1939 and After ^[a]		
Listing in Construction Documents	Date of Standard Specification	Factors R_y and R_t
Standard specification is listed as ASTM A7	1939 to 1960	$R_y = 1.15$ and $R_t = 1.05$
Standard specification is listed as ASTM A36	For wide-flange shapes:	
	1961 to 1970	$R_y = 1.2$ and $R_t = 1.15$
	1971 to 1980	$R_y = 1.3$ and $R_t = 1.15$
	1981 to 1993	$R_y = 1.4$ and $R_t = 1.2$
	For plates, bars, and all shapes other than wide-flange:	
	1961 to 1993	$R_y = 1.1$ and $R_t = 1.1$
The listed standard specification is also listed in Table I-6-1 of AISC Seismic Provisions (1997) Supplement No. 2	1994 to 2000	Use R_y and R_t for the listed specification from Table I-6-1 of the AISC Seismic Provisions (1997) Supplement No. 2
The listed standard specification is also listed in Table I-6-1 of ANSI/AISC 341-05	2001 to 2005	Use R_y and R_t for the listed specification from Table I-6-1 of ANSI/AISC 341-05
The listed standard specification is also listed in Table A3.1 of ANSI/AISC 341-10	2006 to 2010	Use R_y and R_t for the listed specification from Table A3.1 of ANSI/AISC 341-10
The listed standard specification is also listed in Table A3.1 of ANSI/AISC 341-16	2011 to 2016	Use R_y and R_t for the listed specification from Table A3.1 of ANSI/AISC 341-16
The listed standard specification is also listed in Table A3.2 of the Seismic Provisions	2017 to 2022	Use R_y and R_t for the listed specification from Table A3.2 of the Seismic Provisions
^[a] If there is no entry in this table corresponding to the standard specification that is listed in the construction documents, or if the applicable date of the standard specification listed in the construction documents is not included in this table, then Table A5.1 shall be used.		

隨著國內經濟發展的成熟以及社會基礎建設的進步，鋼結構建築的數量也不斷地持續成長，而台灣位處地震頻仍地帶，相關的耐震規範與標準，甚至鋼結構物的耐震性能要求，都隨著科技與工程技術日益精進而提高，但由於相關既有鋼構造評估方法細部準則仍付之闕如，國內應及早推動「既有鋼構造建築物之耐震評估與補強規範」的制訂工作，提供現階段以及未來工程實務上使用，不僅讓工程師或從業技師有一致的耐震評估方法與技術，同時也應逐步帶動國內鋼結構建築耐震補強的新科技與新思維，為整體鋼結構建築環境達成全面整備，產業上中下游各環節與國際同步無縫接軌。

3.1.6 國內鋼結構建築活載重之相關規定探討

本研究探討活載重對設計參數之相關影響，依期中審查會議討論事項，對國內活載重之相關規定再進行整理。進行鋼結構建築物相關結構設計時，需遵循國內之相關法規與規定辦理，其中有關載重之相關規定，目前主要皆規定於建築技術規則中，其中活載重之定義為：「垂直載重中不屬於靜載重者，均為活載重，活載重包括建築物室內人員、傢俱、設備、貯藏物品、活動隔間等。工廠建築應包括機器設備及堆置材料等。倉庫建築應包括貯藏物品、搬運車輛及吊裝設備等。積雪地區應包括雪載重。」(建築技術規則建築構造篇第一章第三節第十六條)，而建築技術規則建築構造篇第一章第三節第十七條則定義樓板最低應考量之均佈活載重，如下：「建築物構造之活載重，因樓地板之用途而不同，不得小於左表所列；不在表列之樓地板用途或使用情形與表列不同，應按實計算，並須詳列於結構計算書中。」，亦即，第十七條規定樓板在不同用途之下所對應的單位面積最低活載重，如下表。

表 3-14 建築技術規則樓板活載重規定值

樓 地 版 用 途 類 別	載 重 (公斤／平方公尺)
一、住宅、旅館客房、病房。	二〇〇
二、教室。	二五〇
三、辦公室、商店、餐廳、圖書閱覽室、醫院手術室及固定座位之集會堂、電影院、戲院、歌廳與演藝場等。	三〇〇
四、博物館、健身房、保齡球館、太平間、市場及無固定座位之集會堂、電影院、戲院歌廳與演藝場等。	四〇〇
五、百貨商場、拍賣商場、舞廳、夜總會、運動場及看臺、操練場、工作場、車庫、臨街看臺、太平樓梯與公共走廊。	五〇〇
六、倉庫、書庫	六〇〇
七、走廊、樓梯之活載重應與室載重相同，但供公眾使用人數眾多者如教室、集會堂等之公共走廊、樓梯每平方公尺不得少於四〇〇公斤。	
八、屋頂露臺之活載重得較室載重每平方公尺減少五〇公斤，但供公眾使用人數眾多者，每平方公尺不得少於三〇〇公斤。	

以發生延時來區分，活載重可將其區分為持續活載重(sustained live load; arbitrary point-in-time live load)與偶發活載重(extraordinary live load)，總活

載重為上述兩類活載重之組合。建築技術規則已多年未重新修訂相關活載重數值。葉祥海與陳瑞華[9]，曾於 2003 年提出「建築物設計載重規範」，整理出國內外活載重相關應用之數值，並調查國內佈分活載重實際分布情形，提出相關建議。其蒐集之相關載重規定，涵蓋 ASCE 7-02，IBC 2002、加拿大 NBCC、澳洲規範等活載重規定。

活載重除上述第十六條及第十七條之規定外，另有「車輛載重」、「集中載重」、「活隔間載重」、「欄杆橫力」、「架空吊車所受橫力」、「不作用途之屋頂活載重」及「吊車載重」等活載重形式須加以考量。另外，對於建築物構造承受活載重並有衝擊作用時，除另行實際測定者，按實計計算外，應依規定加算活載重。其中，有關車輛載重，第十九條規定：作業場、停車場如須通行車輛，其樓地板之活載重應按車輛後輪載重設計之。然實際運用於停車場、車庫等建築物設計時，車輛載重之設定仍莫衷一是，本研究蒐集國內常用之車輛載重採用數值，約以 500 kgf/m² 之均佈載重為最常見。但以 ASCE 7-02[5]之內容，停車場車輛考量之活載重標準值已從 50 psf(約 244 kgf/m²)，改為 40 psf(約

195 kgf/m²)，但仍規定集中載重 10,000 lbf，所造成之活載重效應，進行設計。相關規定之改變是由於 Prof. Wen[8] 等，於 2000 年進行現地調查與機率統計分析所得，若與國內普遍運用之車輛均佈載重比較，反而國內常見採用之均佈車輛活載重 500 kgf/m² 相對較大。而對於建築技術規則中應考慮之車輛後輪載重，國內一般設計者皆未真實考量。

參考日本建築學會出版之「建築物荷重設計指針·同解說」之規定，其積載荷重(即活載重)，考慮自動車車庫及自動車通路，基本積載重量為 2,200 N/m²，再加上等分佈換算係數，樓板構件設計之車輛均佈載重約為 4,000 N/m²，梁柱構件設計之車輛均佈載重約為 2,640 N/m²。其設定之統計背景為 12kN 之小型自動車，而集中載重則考慮 15kN 自動車於 2600mm×1400mm 作用面積之活載重效應。

對於國內停車場之車輛活載重，因集中載重作用力大小未規定於建築技術規則，僅以均佈載重考量，對於小跨徑(<6M)之樓板或梁構件，恐有低估車輛載重之虞。主要原因在於國內現針對小貨車之總重規格，於道路交通管理條例由 3.5 噸放寬至 5.0 噸，國內常見之停車場建築結構，大多考慮以供小型車使用為主，小型車包含小客車與小貨車，因此先對國內小型貨車使用集中活載重加以規範，將有相當大之助益，本研究建議可採 AASHTO[10]中定義之 H20-44 貨車載重軸重分配模式，將停車場建築車輛載重，以總重 5.0 噸小貨車設計活載重集中後輪軸重應至少考慮 4.0 噸，對應之輪重則取其之半 2.0 噸，如圖 3-17 所示。

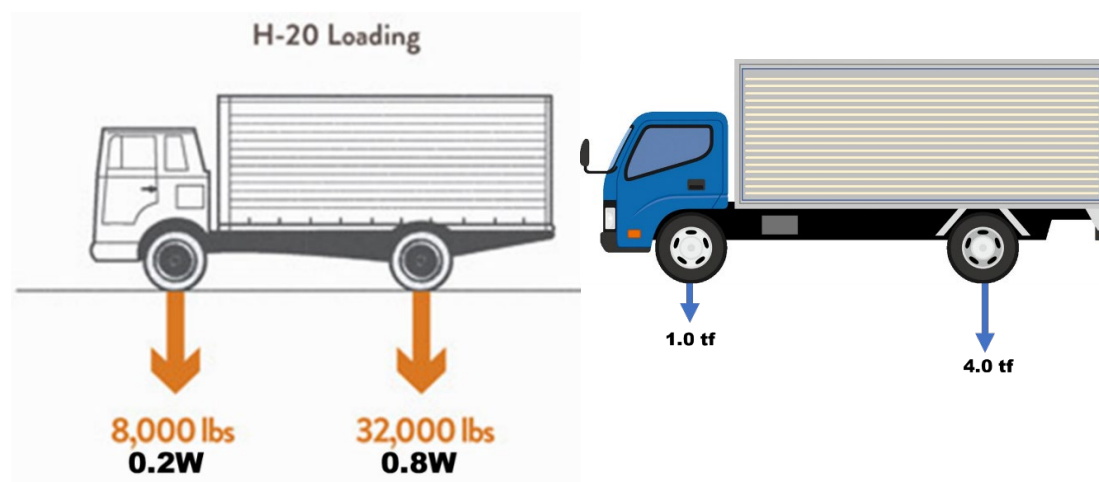


圖 3-17 總重 5 噸之小貨車建議之軸重分配與集中載重

3.2 研究成果

本計畫經由相關研究資料之蒐集、整理與透過例行委員會議研討，徵詢相關意見後，將本次研究報告主要內容，聚焦於國內鋼結構設計技術規範的修訂進行探討與研擬，以納入先進的鋼結構設計技術，提昇國內鋼結構建築之技術發展，並與國際進行接軌。透過本計畫的推動與執行，新版鋼結構設計技術規範(草案)已初步編撰完成，可歸納出下述的具體成果：

1. 審視目前國內的鋼結構規範內文，建議可搭配更多的細節圖說，以讓讀者研讀鋼結構設計技術規範時，更清楚明瞭條文的真正含意。
2. 台灣地區活載重大小對「容許應力設計法 ASD」與「極限強度設計法 LRFD」架構之影響，因應新版規範 ASD 與 LRFD 兩設計法合併使用之差異探討，LRFD 法為主之架構下，ASD 設計法可取更加經濟之參數。
3. 新版規範之風力大小與載重組合之影響，應配合現行耐風設計規範，調整 AISC 是採使用階段(service level)的風力，探討力量大小影響載重組合的設定。我國耐風設計規範則是以強風階段(ultimate level)的風力，風力載重的使用情形與新版規範之載重規定，國內風力統計特性與使用載重組合，配置正確之載重係數。
4. 對於鋼板之材料規定，我國(CNS)大都參照日本規範，雖然目前新版鋼結構設計規範草案有參考兩者的差別，並依我國情況做調整，但針對較特殊的耐震結構物與特殊之施工方式，本草案在統整國內鋼板取得與檢試驗的實務考量，對部分鋼材種類之規定允以調整。
5. 國內應及早推動「既有鋼構造建築物之耐震評估與補強規範」的制訂工作，提供現階段以及未來工程實務上使用，不僅讓工程師或從業技師有一致的耐震評估方法與技術，同時也應逐步帶動國內鋼結構建築耐震補強的新科技與新思維，為整體鋼結構建築環境達成全面整備
6. 國內現針對小貨車之總重規格，於道路交通管理條例由 3.5 噸放寬至 5.0 噸，國內常見之停車場建築結構，大多考慮以供小型車使用為主，對國內小型貨車使用

集中活載重加以規範，將有相當大之助益，本研究建議將停車場建築車輛載重，以總重 5.0 噸小貨車設計活載重集中後輪軸重應至少考慮 4.0 噸，對應之輪重則取其之半 2.0 噸。

附錄三為本計畫精進鋼結構設計規範編修的內容，附錄三僅呈現草案之部分內容，後續將會透過例行會議的研討及舉辦座談會逐步更新修訂內容。附錄四為 AISC 342-22(draft)之摘要原始文件，以供後續耐震評估與補強技術文件之參考使用。

本研究研擬新版鋼結構設計規範(草案)中對應本土化之參數研究，所帶來的成果與效益說明如下：

(1) 對建築發展短中長期方面之貢獻

國內既有鋼構造建築物鋼結構設計技術規範因已有近 14 年未更新，配合目前之鋼結構技術、材料標準與工程需要，且亦與國際同步，本案之執行就建築中長期的發展而言，將直接提升鋼結構設計水準與鋼構廠製造技術，並增進我國鋼結構建築之品質，尤其更可強化高層建築之耐震能力與安全性，亦能逐步驅使鋼結構施工作業更臻完善。

(2) 對於經濟建設與社會發展方面之效益

本案研擬「鋼結構設計規範」(草案)甚具應用價值，於辦理期間將邀集學者、專家舉行座談會，並將舉辦工程技術研討會，除經座談會研商所得之共識，可提供主管建築機關進行我國鋼結構規範修正時之參考，亦可藉技術研討會，增進我國鋼結構技術之進步與強化高層建築之能力，藉此鞏固國家建設標準與提升社會大眾之居住安全，進而促進國內鋼結構建築物與世界各先進國家標準一致，有效提升人民生活水準。

(3) 推廣應用計畫

本案預定舉辦一場工程研討會或說明會，宣導鋼結構工程之技術與發展。預計將可藉由本計畫所舉辦之研討會或說明會，讓國內土木、結構與建築工程人員深入了解鋼結構技術規範之沿革，及相關規範之最新規定和演變，以凝聚對鋼結構技術與標準之共識和提升我國鋼結構設計及施工水準，以及強化鋼結構設計與研究人才之培養；並可藉由規範對製作品質與組裝精度之要求，提高鋼構廠之技術與研發能力，以及增進與強化鋼結構施工人才之能力與專業化。

第四章 結論與建議

4.1 結論

國內鋼結構設計技術規範已有近 14 年未更新，於此期間國內、外鋼結構工程技術亦有相當程度之變化與增進，較先進的鋼結構設計觀念、方法、系統等亦被研發，並納入美國 AISC 360 與 341 規範中。爰此，本計畫針對國內鋼結構設計技術規範的修訂進行探討與研擬，以納入先進的鋼結構設計技術，提昇國內鋼結構建築之技術發展，並與國際進行接軌。透過本計畫的推動與執行，新版鋼結構設計技術規範(草案)已初步編撰完成，可歸納出下述的結論：

1. 本次鋼結構設計技術規範修訂研擬研究，將現行規範的容許應力設計法與極限設計法兩冊合併為一冊。將容許強度設計法取代現行規範的容許應力設計法，並以構材極限強度與機率式載重準則結合的 LRFD 設計法為修訂基準，使容許強度設計法與 LRFD 設計法具相同安全等級的設計結果。即有關 ASD 法之設計方式，可如本研究報告之第 3.1.1 節之內容說明進行設計。
2. 為提升鋼結構建築的耐震設計有效性，本修訂版本於第十四章耐震設計中導入材料的預期實際強度概念，做為構材或元件的強度容量設計基準，以期確保建築結構的實際受震行為與設計假設條件儘可能一致，驅使耐震消能元件的韌性能如預期地發展。
3. 本計畫之修訂草案新增國內工程實務需求，或具高效率耐震性能的耐震系統，包括：懸臂柱、挫屈束制斜撐與鋼板剪力牆等耐震結構系統，及相關耐震設計規定，可做為工程師於設計此類型的鋼結構建物之參考。合計本規範草案對於各種可用於耐震設計之結構系統，分別規定於規範草案之第十四章 14.5~14.14 中，包括 14.5 普通抗彎構架、14.6 部分抗彎構架、14.7 特殊抗彎構架、14.8 普通懸臂柱系統 14.9 特殊懸臂柱系統、14.10 普通同心斜撐構架、14.11 特殊同心斜撐構架、14.12 偏心斜撐構架、14.13 挫屈束制斜撐構架、14.14 特殊鋼板剪力牆。

4. 本次修訂的鋼結構設計技術規範(草案)大幅增列有關中空結構斷面(HSS)鋼管的接合規定，此部分有助於國內發展離岸風電支撐結構的本土化設計與施工技術。
5. 本次修訂的鋼結構設計規範(草案)之附錄部分，新增與鋼結構技術方面近期較先進的鋼結構設計觀念、方法及議題，如先進分析法設計、結構火害條件設計、既有結構物評估與構材穩定性側撐等附錄。其中部分附錄內容於建研所期中審查會議中，參與該會議之相關人員建議可將過去國內的相關研究納入於規範中，後續將會酌予參考相關的研究文獻，建立相關的條文。

4.2 建議

根據本研究之內容，提出下列具體的建議。以下分別從中長期方向進行說明：

建議一

中長期可行建議：進行「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範之修訂草案」審查。

主辦機關：內政部營建署。

協辦機關：內政部建築研究所、中華民國鋼結構協會、國家地震工程研究中心。

本研究計畫所完成之「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」修訂草案，由於與民國96年頒布的規範版本相比，變動幅度較大，建議將修訂完成之新版本草案且經本鋼結構設計規範修訂草案研擬之委員會研討確認後，將其草案提送內政部營建署審查，以更新現有「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」。

建議二

中長期建議：舉辦「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範修訂草案講習活動」。

主辦機關：內政部營建署。

協辦機關：內政部建築研究所、中華民國鋼結構協會、國家地震工程研究中心。

本協會後續將與內政部建築研究所及國家地震工程研究中心審慎檢視各界反映意見，並妥適納入修訂草案內容，及持續協助營建署辦理研究成果推廣講習。

參考書目

- [1] 內政部營建署 (2011),「結構混凝土設計規範」,內政部營建署,台北。
- [2] 內政部營建署 (2007a),「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-鋼結構容許應力設計法規範及解說」,內政部營建署,台北。
- [3] 內政部營建署 (2007b),「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-鋼結構極限設計法規範及解說」,內政部營建署,台北。
- [4] 內政部營建署 (2008),「建築技術規則」,內政部營建署,台北。
- [5] 中華民國鋼結構協會 (2012),「鋼結構設計規範」,台北。
- [6] 中華民國鋼結構協會 (2008),「鋼結構施工規範」,台北。
- [7] 中華民國鋼結構協會 (2019),「鋼結構極限設計法設計手冊」,台北。
- [8] 中華民國鋼結構協會 (2014),「房屋鋼結構接合型式選用參考手冊」,台北。
- [9] 中華民國鋼結構協會 (2015),「鋼結構銲接之符號及常用語彙手冊」,台北。
- [10] 林克強、莊勝智、林志翰、李昭賢、林德宏 (2017),「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」,國家地震工程研究中心,研究報告 NCREE-17-003。
- [11] AIJ (2014), Recommended Provisions for Seismic Damping Systems applied to Steel Structures, 「鋼構造制振設計指針」,一般社團法人,日本建築學會,東京。
- [12] AISC (1978), Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [13] AISC (1980), Manual of Steel Construction, 8th Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [14] AISC (1986), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [15] AISC (1989a), Manual of Steel Construction, 9th Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [16] AISC (1989b), Specification for Structural Steel Buildings—Allowable Stress Design and Plastic Design, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [17] AISC (1992), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [18] AISC (1997), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-97, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [19] AISC (2002), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-02, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [20] AISC (2005a), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [21] AISC (2005b), Specifications for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [22] AISC (2010), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

- [23] AISC (2010b), Specifications for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [24] AISC (2016), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [25] AISC (2016b), Specifications for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 360-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [26] AISC (2009), Supplement No. 1 to ANSI/AISC 358-05 Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, ANSI/AISC 358-05s1-09, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [27] ASCE (2002), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE-7-02, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [28] ASCE (2005), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE-7-05, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [29] ASCE (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE-7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [30] ASCE (2016), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ASCE-7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [31] AS (1998), Steel structures, Australian Standard, HOMEBUSH, NSW 2140.
- [32] AWS (2007), Specification for the Qualification of Welding Inspectors, AWS B4/B4.0M, American Welding Society, Miami, FL.
- [33] AWS (2009), Structural Welding Code—Seismic Supplement, ANSI/AWS D1.8/D1.8M, American Welding Society, Miami, FL.
- [34] AWS (2010), Structural Welding Code—Steel, AWS D1.1/D1.1M:2010, American Welding Society, Miami, FL.
- [35] BS (2005), Eurocode 3: Design of steel structures—Part 1-1: General rules and rules for buildings, British Standard.
- [36] 日本建築學會 (1998),「鋼構造限界狀態設計指針.同解説」,日本建築學會,東京。
- [37] 日本建築學會 (2005),「鋼構造設計規準-許容應力度設計法」,日本建築學會,東京。
- [38] 日本建築學會 (2006),「鋼構造接合部設計指針」,日本建築學會,東京。
- [39] 日本建築學會 (2008),「鋼構造耐火設計指針」,日本建築學會,東京。
- [40] 中華民國結構工程學會(民 80 年),「台灣區建築結構之設計載重」,陳希舜、陳生金、馬道奇。
- [41] 社團法人臺灣省土木技師公會(民 85 年),「結構用鋼管規格及其桿件接頭設計要點介紹」,陳正平。
- [42] 內政部建築研究所(民 88 年),「建築物活載重調查分析與技術規則相關條文部分之修正建議」,陳瑞華、蔡益超。
- [43] ASCE/SEI 41-17, Seismic evaluation and retrofit of existing buildings, American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, Virginia, 2017.

附錄一

建研所期中報告審查會審查意見及回覆表

項次	審查委員意見	意見回覆
張敬昌 總經理		
1	鋼結構設計規範除了在美國已有大幅修正精進外，我國相關的規範修訂也有很重大的意義，本研究案所訂定之題目，包含載重及工程相關特性研究，LRFD 涵蓋的研究項目非常多，但本研究短時間可以完成的項目應該十分有限，本研究著重在美國活載重是靜載重的 3 倍前提下，是否適用我國工程環境，其中將牽涉活載重的統計特性，包含平均數、標準差等，若再考慮工程材料在製造上的力學強度變異性，併納入規範中，將可提升工程設計安全機率的概念，更能夠符合原來規範制定的精神。	謝謝委員寶貴建議，將進一步蒐集國內載重統計相關研究成果，納入期末報告辦理
陳正平 技師		
1	工作應力法本質上使用的鋼材其供給的強度與強度設計法相同，工程師基本上不會同時用兩個方法設計，也避免弄錯，建議新版規範就不用將新建議的 ASD 設計法納進來，反而應保留現行 ASD 設計法的內容，對低矮建築物、鋼構廠房或工地的臨時支撐，都還是很實用，也可以限制其適用的建築高度。	本研究將提出理論與實務之具體差異內容，在期末報告中呈現，併於後續規範審查作業，提出委員之建議事項。
梁宇宸 副總經理		
1	本研究有提到載重組合的探討，AISC 所設定活載重是靜載重的 3 倍，應有考慮其超額使用的情況所定的，報告內容除風力載重有較大差異外，其他差異不大的部份，就建議不要更動，現行 ASD 規範若已便利使用，就不宜再增加複雜的設計規定。	感謝委員的建議，將於期末的成果報告中補充實務工程運用之合理採用方式，充分考量現行 ASD 設計法之便利優點。
楊國珍 教授		
1	本研究要探討本土環境之載重與工程特性，是值得肯定，但相關涉及範圍與工程量太大，短時間也不可能全面完整調查，而強度設計法有很強烈的	感謝委員的建議，本計畫是以 LRFD 與 ASD 之一致設計成果為出發，重新探討為達成此依目標之 ASD 法安全係數在國內

	統計與風險機率的概念，短時間國內要完成調查，是不容易有具體統計迴歸成果，建議研究團隊在精簡研究項目，訂出一年中可以探討研究重點。	適用的定性範圍，同時對耐風設計規範與 AISC 不同之計算基準確認應考量之載重組合係數。至於整體建築產業之活載重研究與安全風險探討，應屬建築技術規則範疇，本研究未納入調查與統計分析。
江支川 建築師		
1	日本的鋼結構呈現輕巧強韌，台灣的鋼結構反而是粗大笨重，是否在自重特性就有差別，而活載重我國與美日的差異應該會因國情不同而更大，所以適合台灣的活載重條件，請研究單位應加強探討。	謝謝委員寶貴建議，後續將蒐集日本常用之建築活載重，以了解國內設計環境之差異。
2	P. 43 靜載重案例設定是 0.461 tf/m^2 ，與日本資料約 0.38 tf/m^2 有相當的差異，顯示日本靜載重就遠低於台灣的建築物，現在日本東京有現存約 40 年鋼結構建築物，其鋼梁跨徑就達 28 公尺，鋼梁梁深也不到 1.1 公尺，是否就是因為國情不同，使得載重組合的考量產稱這樣的差異。	國內與國外在載重需求之設計環境確實有其地域性差異，新版規範亦戮力朝往經濟安全美觀輕巧之目標修訂，本研究去年度成果已釐清國外設定之設計條件，本年度將以本土設計案例與環境精進實務細節。
3	日本在地震力的載重組合中，是不考慮活載重，甚至只考慮很小部份的活載重，四層樓建築物活載重也可以折減，國內在這方面的研究要再精進，讓鋼結構建築的產業可以有更好的發展。	去年度在新版規範耐震篇有加強納入編定，相關耐震規範擬定之載重組合架構，將具體參考建築物耐震設計規範精神，訂定與本土化活載重之配套考量。
李台光 博士		
1	去年度本研究案之鋼結構設計規範已辦理修訂草案，同時去年度其他研究案亦有 SRC 中鋼構件寬厚比限制之具體研究建議，建議研究團隊納入考量，併入新版規範草案，加強合成構材章節之一致性與實用性。	委員之建議事項將評估後，整合相關內容，併入新版鋼結構設計規範，以加強合成構材規定一致性。
蔡綽芳 組長		
1	由於本所與營建署之分工，規範審查將由本所自行審查，為利後續規範審	遵照辦理。

	查作業效率，請本研究案相關工作會議、專家學者座談會、研討會等，務必通知邀請本所參加，避免本所後續審查作業無法掌握具體內容。	
黃國倫 博士		
1	內封面下方標題，應修正為委託研究報告。	遵照辦理配合修正。
2	目錄及圖、表目錄，請統一格式製作編寫，第二章所列之文獻列表，應以研究報告格式於報告中後附方式編排。期末報告應修正上述格式，並加入摘要。	遵照辦理，並於期末報告時配合修正。

附錄二

建研所期末報告審查會審查意見及回覆表

項次	審查委員意見	意見回覆
葉祥海 委員		
1	第四章成果與效益，建議改為「結論與建議」陳述，除可呈現成果與效益外，另可提示本研究與後續應作為事宜。	謝謝，將配合修正辦理。
2	研究內文 P.61 提及的：國內應及早推動「既有鋼構造建築物之耐震評估與補強規範」的制定工作，建議於「結論與建議」乙章中敘明，以為進一步研發之推展。	謝謝，將配合修正補充於結論內容。
3	第三章 3.1-研究課題，內容較多，有 5 個小節，惟內文編列僅至 3.1.4，其中 3.1.2 節重編；其中第 1、2、5 小節論及載重相關規定，建議將後者移至第 3 小節，層次上較為順便。又該節內容較多，建議在目錄中，請將該 5 個節目列出。	謝謝，將配合修正辦理。
4	在審查表預期目標列有：研擬「鋼構造建築物鋼結構設計規範」修正草案，特殊結構物與特殊施工方法規範建議乙項，經查在內文的 4 頁已提及「...但針對較特殊的耐震結構物與特殊之施工方式，本草案可能仍有不足，亦仍宜再詳細研究。」，但在研究課題乙節中並未見探討。	謝謝，將配合修正補充。
5	報告書後附(P-71)有「參考文獻」目錄中，惟內文相關引述部分，多未見標註參考文獻序號與頁碼。	謝謝，將配合修正。
陳正平 技師		
1	P3 最後一行：「載重組合」，建議改為「載重因數及其組合」，其他位置亦同。並建議應考量與各種構造結構設計規範及耐風、耐震設計規範之一致性。	謝謝，將遵照辦理配合修正。
2	P5 第二段最後一行：「規範草案」似為「規範草案」之誤。P30 第 1 段末行亦同。建議全面搜尋。	謝謝，將配合修正。

3	P39 末段第 1 行：「鋼板」建議改為「鋼板」。P40 第 1 行亦同。建議全面搜尋。	謝謝，將配合修正。
4	P66 倒數第 2 行：「載重係數」建議改為「載重因數」。建議全面搜尋並統一用語。	謝謝，將配合修正。
陳煥煒 委員		
1	第四章標題建議改為結論與建議。	謝謝，將配合修正。
2	認同未來新版鋼結構設計規範除參考美國 AISC 規範外，仍需符合國內情況，故宜針對國內結構環境，研究可適合鋼結構工程需要的內容。	謝謝委員指導，將持續進行相關研究，補充適合鋼結構工程需要之內容。
梁宇宸 委員		
1	此部分因涉及可靠度分析極為專業，影響營建成本無論正面或反面都極為巨大，建議可以邀請這方面專家來加入審查，例如台科大陳瑞華教授。	有關材料部分，目前本研究除參考美國 AISC 規範與日本 JIS，另主要是依我國 CNS 標準，相關材料修改曾經與各鋼構廠、CNS 討論後決定。
藍朝卿 委員		
1	鋼結構設計規範適合我國國情，技師公會深表認同。	謝謝委員寶貴建議。
2	將 ASD 與 LRFD 兩種規範合而為一，避免設計者混用，表示贊同。	將謝謝委員支持。
3	規範簡化為鋼結構設計規範，有限制僅適用於建築物嗎？	本次研究的規範是共建築物使用，但若有準用於其他非建築領域，將在解說中加註說明。
張敬昌 委員		
1	P4、P30、P66 請再確認設計風力之狀態描述。其中 ANSI(AISC)風力應是採用強度階段風力，而我國耐風設計則是採用使用階段風力(50 年回歸期等級)。所以 LRFD 之載重組合前者為 1.0W，後者為 1.6W。	謝謝，將依 AISC 內容在確認，目前本研究是參照 RC 規範方式，已使我國各規範對載重組合之規定一致。
2	P32 表 3-6 現行規範及草案之自重與活重載重組合應為 1.2D+1.6L	謝謝，誤植數字已修正。
3	AISC 新增鋼管接頭一章，惟已說明所提供之各種鋼管形式接頭強度公式，並不適用耐震，建議 P33「鋼管結構之接頭設計方法…」改為「非耐震鋼管結構之接頭設計方法…」。	謝謝委員寶貴建議，將配合修正。
4	P40 ASTM A992-50 應為型鋼規格(不包含鋼板)。如未包含鋼板時，建議標	謝謝委員建議，將配合調整。

	示為 A992-50 等級型鋼。	
未標示 委員名字		
1	請條列本案預期成果中，針對「鋼構造建築物鋼結構設計規範」鋼結構載重規範之修正建議。	本研究是建議將原兩本規範 (ASD、LRFD)，參考美國 AISC 規範方式，合併一本，不易一對一，採各條提出對照建議。
2	請條列本案預期成果中，針對特殊結構物與特殊施工方式規範建議。	謝謝，在所修訂內容中，已將各特殊結構物與特殊施工方式併入第 14 章耐震系統中。
3	請條列本案預期成果中，針對「鋼構造建築物鋼結構設計規範」之增修「容許應力設計法 ASD」章節。	本規範草案是依 AISC 建議，將 ASD 合併在規範中，不再有 ASD 章節。
4	附錄 C 是否已取得 AISC 之授權。	並無獲得 AISC 授權
李台光 博士		
1	ASD 的載重組合是否需要修改？還是保留現行的載重組合較偏保守。	ASD 載重組合因在美國已修正多年，配合國內其他風力地震力規範的演進，進行調整對國內的業界影響應該不大，並與 RC 設計規範一致是較好的作法。
2	規範草案第十四章，有關耐震設計有列出多種不同鋼結構系統名稱，是否有與建築物耐震設計規範所列出之結構系統對應？所涉及的韌性容量是否會有衝突？	新規範草案與耐震設計規範有一致的對應，更將舊規範不足的結構系統加以補充，應更符合現況業界適用。
3	簡報第 25 頁有提到加入日本及美國新的鋼構材料，因 CNS 規範中尚未納入，是否有明確的規格文件納入規範草案？	主要依 CNS 相關規定列於規範中，國外新材料屬參考臚列，要看業界有共識後再正式納入條文。
周楷峻 研究員		
1	提送之報告格式以及章節名稱，請依本所規定編製撰寫，另外章節內容修正建議部分，也要表列對照。	謝謝，對報告內容將遵照辦理。
蔡綽芳 組長		
1	請統一格式製作編寫。	謝謝，遵照辦理配合修正。
2	本案各次相關的會議或討論紀錄，請一併納入報告中，以利後續向營建署說明規範草案制定過程。	謝謝，遵照辦理。
3	規範中有修正的部分，要提供明確的解說。	謝謝，遵照辦理。
4	年底前有相關專家會議或研討會，請	謝謝，配合辦理。

	確實邀請本所參加。	

附錄三

「鋼結構設計技術規範(草案)」(2022 版)

目錄

I.符號.....	i-1
II.專有名詞.....	i-13
第一章 總則	1-1
1.1 制定依據.....	1-1
1.2 通則.....	1-1
1.3 適用範圍.....	1-1
1.4 規範解釋.....	1-2
1.5 耐震設計.....	1-3
1.6 製圖規定.....	1-3
1.7 材料常數與公式.....	1-4
第二章 載重與設計規定.....	2-1
2.1 一般規定.....	2-1
2.2 載重因子與載重組合.....	2-1
2.3 設計基準.....	2-2
2.4 構材性質.....	2-4
2.5 耐震設計.....	2-5
2.6 製圖規定.....	2-5
第三章 材料.....	3-1
3.1 一般規定.....	3-1
3.2 鋼結構用材料.....	3-1
第四章 結構穩定設計.....	4-1
4.1 一般規定.....	4-1
4.2 直接分析法.....	4-1

4.3 有效長度法	4-4
4.4 一階分析法	4-5
4.5 二階近似分析法	4-6
4.6 近似非彈性彎矩再分配	4-9
第五章 受拉構材	5-1
5.1 長細比限制	5-1
5.2 拉力強度	5-1
5.3 有效淨斷面積	5-2
5.4 組合構材	5-6
5.5 樞接構材	5-6
5.6 眼桿	5-7
第六章 受壓構材	6-1
6.1 一般規定	6-1
6.2 有效長度	6-2
6.3 無細長肢材構材之撓曲挫屈	6-3
6.4 無細長肢材的單角鋼及構材之扭轉與撓曲-扭轉挫屈	6-5
6.5 單角鋼受壓構材	6-9
6.6 受壓組合構材	6-11
6.7 具細長肢材之受壓構材	6-13
第七章 撓曲構材設計	7-1
7.1 一般規定	7-3
7.2 受強軸彎曲之結實槽型鋼與雙對稱 H 型鋼斷面構材	7-6
7.3 受強軸彎曲且具結實腹板與非結實或細長翼板之雙對稱 H 型 鋼斷面構材	7-9
7.4 受強軸彎曲且具結實或非結實腹板之其他 H 型鋼斷面構材...	7-10

7.5 受強軸彎曲且具細長腹板之雙對稱與單對稱 H 型鋼斷面構材	7-14
7.6 受弱軸彎曲之 H 型鋼與槽形斷面構材	7-16
7.7 方形與矩形中空斷面及箱型鋼斷面構材	7-17
7.8 圓形中空斷面	7-20
7.9 載重作用於對稱平面上之 T 型鋼與雙角鋼	7-20
7.10 單角鋼	7-26
7.11 矩形與圓形實心斷面構材	7-31
7.12 非對稱斷面	7-32
7.13 撓曲構材設計之相關規定	7-33
第八章 受剪構材	8-1
8.1 一般規定	8-1
8.2 H 型鋼斷面構材及槽鋼	8-1
8.3 單角鋼及 T 型鋼斷面構材	8-6
8.4 矩形中空斷面構材、箱型斷面構材及其他單對稱或雙對稱斷面構材	8-7
8.5 圓形中空斷面構材	8-8
8.6 雙對稱或單對稱斷面構材之弱軸剪力	8-8
8.7 腹板開孔之梁或大梁	8-9
第九章 受組合力或扭力構材	9-1
9.1 雙對稱或單對稱斷面構材承受彎矩及軸力	9-1
9.2 非對稱斷面及其他斷面構材承受彎矩及軸力	9-3
9.3 受扭矩、彎矩、剪力及軸之組合載重之構材	9-3
9.4 具螺栓孔翼板之受拉斷裂	9-6
第十章 合成構材	10-1
10.1 適用範圍	10-1

10.2 合成斷面之標稱強度	10-1
10.3 壓力構材	10-8
10.4 撓曲構材	10-13
10.5 軸壓力與彎矩共同作用	10-22
10.6 合成構件內之錨定物	10-24
10.7 特殊情況	10-29
第十一章 接合	11-1
11.1 一般規定	11-1
11.2 銲接	11-7
11.3 螺栓、螺牙桿件與栓接接合	11-19
11.4 構材受影響元件與接合元件	11-36
11.5 填板	11-40
11.6 續接	11-40
11.7 承壓強度	11-41
11.8 柱基板與混凝土基礎承壓	11-41
11.9 錨栓與埋置物	11-42
11.10 受集中力的翼板與腹板	11-43
11.11 中空斷面與箱型斷面接合的特別規定	11-55
第十二章 服務性設計	12-1
12.1 一般規定	12-1
12.2 撓度	12-1
12.3 側移	12-1
12.4 振動	12-1
12.5 風引致運動	12-1
12.6 熱脹與冷縮	12-1

12.7 接合滑移	12-1
第十三章 製作、安裝與品管	13-1
13.1 一般規定	13-1
第十四章 耐震設計	I-1
14.i 符號	I-1
14.ii 專有名詞	I-5
14.1 總則	14-1
14.2 材料與強度	14-2
14.3 基本設計規定	14-8
14.4 構材與接合設計規定	14-9
14.5 普通抗彎構架	14-38
14.6 部分抗彎構架	14-42
14.7 特殊抗彎構架	14-45
14.8 普通懸臂柱系統	14-53
14.9 特殊懸臂柱系統	14-54
14.10 普通同心斜撐構架	14-55
14.11 特殊同心斜撐構架	14-59
14.12 偏心斜撐構架	14-76
14.13 挫屈束制斜撐構架	14-93
14.14 特殊鋼板剪力牆	14-103
14.15 製造、安裝與品管	14-118
14.16 預先驗證合格與反復載重驗證試驗規定	14-129
附錄 A 進階分析設計	A-1
A.1 一般規定	A-1
A.2 彈性分析法設計	A-1

A.3 非彈性分析之設計	A-2
附錄 B 積水設計	B-1
B.1 適用範圍	B-1
B.1 積水簡化設計	B-1
B.2 積水改良設計	B-1
附錄 C 疲勞設計	C-1
C.1 適用範圍	C-1
C.2 載重狀況、鋼材之類型與部位	C-1
C.3 最大應力和應力差值	C-17
C.4 鋼材及銲接接合之容許應力差值	C-18
C.5 螺栓及螺牙桿件之容許應力差值	C-20
C.6 製造和安裝之特殊要求	C-20
附錄 D 結構防火設計	D-1
D.1 一般規定	D-1
D.2 火災情況分析的結構設計	D-2
D.3 驗證試驗法設計	D-7
附錄 E 既有結構物評估	E-1
E.1 一般規定	E-1
E.2 材料性質	E-1
E.3 結構分析評估	E-1
E.4 載重試驗評估	E-2
E.5 評估報告	E-2
附錄 F 構材穩定性側撐	F-1
F.1 一般規定	F-1
F.2 柱構材側撐	F-5

F.3 梁構材側撐	F-7
F.4 梁柱構材側撐	F-13
參考文獻	R-1

I.符號

A	角鋼斷面， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	7.10.2
A_{BM}	母材斷面， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	11.2.4
A_b	螺栓有或無螺牙段標稱斷面， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	11.3.6
A_c	混凝土斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	10.2.1b
A_c	混凝土樓版有效寬度內斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	10.3.2d
A_e	有效斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	6.7.2
A_e	有效淨斷面積 $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	5.2
A_e	折減後有效寬度 b_e 、 d_e 或 h_e 的有效斷面積總和， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	6.7
A_{fc}	受壓翼板斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	8.2.2
A_{fg}	受拉翼板全斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	7.13.1
A_{fn}	受拉翼板淨斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	7.13.1
A_{ft}	受拉翼板斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	8.2.2
A_g	構材全斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	2.4.3a
A_g	複合構材全斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	10.2.1
A_{gv}	受剪全斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	11.4.2
A_n	構材淨斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	2.4.3b
A_{nt}	受拉淨斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	11.4.3
A_{nv}	受剪淨斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	11.4.2
A_{pb}	承壓投影面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	11.7
A_s	鋼構材斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	10.2.1b
A_{sf}	剪力破壞路徑斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	5.5.1
A_{sr}	連續縱向鋼筋斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	10.2.1a
A_{sr}	混凝土樓板有效寬度內伸展縱向鋼筋斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	10.3.2d.2
A_t	受拉淨斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	C.5
A_T	附錄 D.1 節定義之設計基準火害所造成的標稱力與變形	D.1
A_w	腹板斷面積，整體深度乘以腹板厚度 d_{tw} ， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	8.2.1
A_{we}	鉚道有效斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	11.2.4
A_l	混凝土負載面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	10.6.3a
A_l	柱基板面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	11.8
A_2	混凝土支承面中幾何形狀相似於鋼柱基板且同心之最大面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	11.8
B	垂直接合平面的矩形中空斷面主構材整體寬度， $\text{cm} (\text{mm})$	表 5.3-1
B_b	垂直接合平面的矩形中空斷面支構材或板材整體寬， $\text{cm} (\text{mm})$	11.11.1
B_e	矩形中空斷面支構材或板材有效寬度， $\text{cm} (\text{mm})$	11.1.1
B_1	考量 $P-\delta$ 效應的放大係數	4.5
B_2	考慮 $P-\Delta$ 效應的放大係數	4.5
C	中空斷面之扭轉常數	9.3.1

鋼結構設計規範及解說

C_b	分段構材兩端有支撐且彎矩不均勻分布時的側向扭轉挫屈修正因子	7.1
C_f	疲勞分類表 C-1 中的常數	C.2
C_m	假設構材端點無相對位移時的等效均佈彎矩因子	4.5
C_{v1}	腹板剪力強度係數	8.2.1
C_{v2}	腹板剪力挫屈係數	8.2.2
C_w	翹曲常數	6.4
C_3	填充型複合受壓構材有效剛度係數	10.2.2b
D	圓形中空斷面外徑，cm (mm)	6.7.2
D	圓形中空斷面主構材外徑，cm (mm)	11.11.1
D	標稱靜載，tf (kN)	2.3.9
D	標稱靜載重率	附錄 E.4.1
D_b	圓形中空斷面支構材外徑，cm (mm)	11.11.1
D_u	在摩阻型接合中，反映安裝螺栓平均預拉力與規定最小預拉力比值的放大係數	11.3.8
E	鋼材彈性模數 = 2,040 tf/cm ² (200,000 MPa)	表 2.4-1
E_c	混凝土彈性模數，tf/cm ² (MPa)	10.2.1b
E_s	鋼材彈性模數 = 2,040 tf/cm ² (200,000 MPa)	10.2.1b
EI_{eff}	複合斷面有效勁度，tf-cm ²	10.2.1b
F_c	主構材可用應力，tf/cm ² (MPa)	11.11.1
F_{ca}	考慮點的可用軸向應力，tf/cm ² (MPa)	9.2
F_{cbw}, F_{cbz}	考慮點的可用撓曲應力，tf/cm ² (MPa)	9.2
F_{cr}	分析所得斷面挫屈應力，tf/cm ² (MPa)	9.3.3
F_{cr}	臨界應力，tf/cm ² (MPa)	6.3
F_{cr}	分析所得斷面側向扭轉挫屈應力，tf/cm ² (MPa)	7.12.2
F_{cr}	分析所得斷面局部挫屈應力，tf/cm ² (MPa)	7.12.3
F_e	彈性挫屈應力，tf/cm ² (MPa)	6.3
F_{el}	彈性局部挫屈應力，tf/cm ² (MPa)	6.7.1
F_{EXX}	銲材分類強度，tf/cm ² (MPa)	11.2.4
F_{in}	標稱握裹應力，tf/cm ² (MPa)	10.6.3c
F_L	高於非彈性挫屈極限狀態的標稱壓力強度，tf/cm ² (MPa)	7.4.2
F_{nBM}	母材標稱應力，tf/cm ² (MPa)	11.2.4
F_{nt}	表 11.3-2 的標稱拉應力，tf/cm ² (MPa)	11.3.1
F'_{nt}	含剪力效應的修正標稱拉應力，tf/cm ² (MPa)	11.3.7
F_{nv}	表 11.3-2 的標稱剪應力，tf/cm ² (MPa)	11.3.1
F_{nw}	銲材標稱應力，tf/cm ² (MPa)	11.2.4
F_{nw}	不考慮載重方向提升強度之填角銲材標稱應力(第 J 章)，tf/cm ² (MPa)	11.15
F_{SR}	容許應力範圍，tf/cm ² (MPa)	C.4
F_{TH}	低限容許應力範圍，表 A-3.1 中在無限定設計壽命下的最大應力範圍，tf/cm ² (MPa)	C.4

F_u	規定最小拉力強度，tf/cm ² (MPa)	5.2
F_u	規定最小拉力強度，tf/cm ² (MPa)	5.2
F_y	規定最小降伏應力 tf/cm ² (MPa)。本規範所指之“降伏應力”為規定最小降伏點(對有降伏點的鋼材而言)或規定降伏強度(對沒有降伏點的鋼材而言)	2.3.3
F_{yb}	中空斷面支構材或鋼板之規定最小降伏應力，tf/cm ² (MPa)	11.11.1
F_{yf}	翼板規定最小降伏應力，tf/cm ² (MPa)	11.10.1
F_{ysr}	鋼筋規定最小降伏應力，tf/cm ² (MPa)	10.2.1b
F_{yst}	加勁板規定最小降伏應力，tf/cm ² (MPa)	8.2.3
F_{yw}	腹板規定最小降伏強度，tf/cm ² (MPa)	8.2.3
G	鋼材剪力彈性模數 = 785 tf/cm ² (77,000 MPa)	6.4
H	矩形鋼構材最大橫向尺度，cm (mm)	10.6.3c
H	在所考慮的側移方向上，由側向力產生的總樓層剪力(用於計算 ΔH)，tf (kN)	4.5
H	矩形中空斷面構材於接合平面之整體高度，cm (mm)	11.11.1
H_b	中空斷面支構材於接合平面之整體高度，cm (mm)	11.11.1
I	慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	4.5
I_c	複合斷面彈性中性軸的混凝土斷面慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	10.2.1b
I_d	次要構材支撐上的鋼承板慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	附錄 B.1
I_p	主要構材慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	附錄 B.1
I_s	次要構材慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	附錄 B.1
I_s	複合斷面彈性中性軸的型鋼斷面慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	10.2.1b
I_{sr}	複合斷面彈性中性軸的鋼筋慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	10.2.1b
I_{st}	雙邊橫向加勁板對腹板中心軸的慣性矩，或單邊橫向加勁板對與腹板接觸面的慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	8.2.3
I_{st1}	加勁的框格腹板發展後挫屈全剪力強度所需的橫向加勁板最小慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	8.2.3
I_{st2}	發展剪力挫屈強度所需的橫向加勁板最小慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	8.2.3
I_x, I_y	主軸慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	6.4
I_{yeff}	有效面外慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	F.3.2a
I_{yc}	受壓翼板 Y 軸慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	7.4.2
I_{yt}	受拉翼板 Y 軸慣性矩，cm ⁴ (mm ⁴)	F.3.2a
J	扭轉常數，cm ⁴ (mm ⁴)	6.4
K	有效長度因子	6.2
K_x	X 軸撓曲挫屈有效長度因子	6.4
K_y	Y 軸撓曲挫屈有效長度因子	6.4
K_z	Z 軸扭轉挫屈有效長度因子	6.4
L	構材長度，cm (mm)	9.3.1
L	構材側向無支撐長度，cm (mm)	6.2

鋼結構設計規範及解說

L	跨距，cm (mm)	附錄 F.3.2a
L	桁架弦構材中心線工作點間的構材長度，cm (mm)	6.5
L	標稱活載重	2.3.9
L	標稱活載重率	附錄 E.4.1
L	標稱用途活載重，tf (kN)	附錄 D.1.4
L	樓層高，cm (mm)	4.4
L_b	防止受壓翼板側向位移或斷面扭轉的支撐點間長度，cm (mm) (9.1.2 有修改)	7.2.2
L_b	受力點翼板的最大側向無支撐長度，cm (mm)	11.10.4
L_{br}	格板內的無支撐長度，cm (mm)	附錄 F.2.1
L_{br}	鄰近點支撐的無支撐長度，cm (mm)	附錄 F.2.2
L_c	構材有效長度，cm (mm)	6.2
L_{cx}	X 軸挫屈的構材有效長度，cm (mm)	6.4
L_{cy}	Y 軸挫屈的構材有效長度，cm (mm) (9.1.3 有修改)	6.4
L_{cz}	Z 軸挫屈的構材有效長度，cm (mm) (9.1.3 有修改)	6.4
L_{cl}	彎曲平面內有效長度，基於構材端部在無側向位移假設下計算，可令等於構材側向無支撐長度，除非分析證明可使用較小值，cm (mm)	4.5
L_{in}	載重傳遞長度，cm (mm)	10.6.3c
L_p	降伏極限狀態下的限定側向無支撐長度，cm (mm)	7.2.2
L_p	主要構材長度，cm (mm)	附錄 B.1
L_r	非彈性側向扭轉挫屈極限狀態下的限定側向無支撐長度，cm (mm)	7.2.2
L_r	標稱屋頂活載重	附錄 E.4.1
L_s	次要構材長度，cm (mm)	B.1
L_v	最大剪力至零剪力位置間的距離，cm (mm)	8.5
L_x, L_y, L_z	構材於 X、Y、Z 軸的側向無支撐長度，cm (mm)	6.4
M_A	無支撐段四分之一點的彎矩絕對值，tf-cm (kN-mm)	7.1
M_a	容許強度設計法載重組合的需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	11.10.4
M_B	無支撐段中點的彎矩絕對值，tf-cm (kN-mm)	7.1
M_C	無支撐段四分之三點的彎矩絕對值，tf-cm (kN-mm)	7.1
M_c	可用彎矩強度，tf-cm (kN-mm)	9.1.1
M_{cr}	彈性側向扭轉挫屈彎矩 tf-cm (kN-mm)	7.10.2
M_{cx}, M_{cy}	依據第七章決定的可用撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	9.1.1
M_{cx}	依據第七章使用 $C_b = 1.0$ 計算，在強軸彎曲下之可用側向扭轉強度，tf-cm (kN-mm)	9.1.3
M_{cx}	翼板拉力破裂極限狀態下，依據 7.13.1 節決定的 X 軸可用撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	9.4
M_{lt}	結構只受側向平移時，使用載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法(ASD)載重組合所得的一階彎矩，tf-cm (kN-mm)	4.5
M_{max}	無支撐段的最大彎矩絕對值，tf-cm (kN-mm)	7.1

M_n	標稱撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	7.1
M_{nt}	結構受側向束制時，使用載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法(ASD)載重組合所得的一階彎矩，tf-cm (kN-mm)	4.5
M_p	塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)	表 2.4-1
M_p	複合斷面塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)	10.3.4b
M_r	使用載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法(ASD)載重組合所得的需求二階彎矩，tf-cm (kN-mm)	4.5
M_r	依據第四章使用載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法(ASD)載重組合所得的需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm) (是否要改成 9.1.1)	9.1.1
M_r	考慮的框架上，使用載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法(ASD)載重組合所得的梁構件需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	附錄 F.3.1a
M_r	鄰近點支撐之無支撐長度內，使用載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法(ASD)載重組合所得的梁構件最大需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	附錄 F.3.1b
M_{br}	支撐需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	附錄 F.3.2a
M_{ro}	接頭區受壓應力較小側的弦構材需求撓曲強度，tf (kN)	表 11.12-1
M_{r-ip}	使用載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法(ASD)載重組合所得的支構材面內需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	表 11.14-1
M_{r-op}	使用載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法(ASD)載重組合所得的支構材面外需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	表 11.14-1
M_{rx}, M_{ry}	需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	9.1.1
M_{rx}	依據第四章決定的螺栓孔處需求撓曲強度，所考慮的翼板受拉為正，受壓為負，tf-cm (kN-mm)	9.4
M_u	使用載重與強度因子設計法(LRFD)載重組合所得的需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	11.10.4
M_y	斷面最外緣達降伏的彎矩，tf-cm (kN-mm)	表 2.4-1
M_y	對應於受拉翼板降伏與受壓翼板初始降伏的降伏彎矩，tf-cm (kN-mm)	10.3.4b
M_y	彎曲軸的降伏彎矩，tf-cm (kN-mm)	7.9.1
M_{yc}	受壓翼板的降伏彎矩，tf-cm (kN-mm)	7.4.1
M_{yt}	受拉翼板的降伏彎矩，tf-cm (kN-mm)	7.4.4
M_l'	無支撐長度與 M_2 相異端之有效彎矩，tf-cm (kN-mm)	A.3.2c
M_l	無支撐長度端點的較小彎矩，tf-cm (kN-mm)	7.13.5
M_2	無支撐長度端點的較大彎矩，tf-cm (kN-mm)	7.13.5
N_i	施加於第 i 層之虛擬載重，tf (kN)	2.3b
N_i	額外側向載重，tf (kN)	4.4
O_v	重疊接合係數	11.13.1
P_a	使用容許強度設計法載重組合(ASD)所得的弦構材需求軸向強度，tf (kN)	表 11.12-1

鋼結構設計規範及解說

P_{br}	使用載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法載重組合(ASD)載重組合所得的端點與中間點支撐需求強度，tf(kN)	附錄 F.2.2
P_c	可用壓力強度，tf(kN)	9.1.1
P_c	拉力淨斷面破裂極限狀態下，螺栓孔處可用軸向強度，tf(kN)	9.4
P_{cy}	面外彎曲時可用軸向壓力強度，tf(kN)	9.1.3
P_e	依據第四章決定的彈性臨界挫屈載重，tf(kN)	10.2.1b
$P_{e\ story}$	考慮平移方向的樓層彈性臨界挫屈強度，tf(kN)	4.5
P_{el}	彎曲平面上的構材彈性臨界挫屈強度，tf(kN)	4.5
P_{lt}	結構僅受側向平移時，使用載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法載重組合(ASD)所得的一階軸向力，tf(kN)	4.5
P_{mf}	考慮平移方向上，樓層中若有彎矩構架，其所有柱構件的總垂直載重，tf(kN)	4.5
P_n	標稱軸向強度，tf(kN)	5.2
P_n	標稱壓力強度，tf(kN)	6.1
P_{no}	不考慮長度效應時，雙對稱複合構材在軸向負載下的標稱軸向壓力強度，tf(kN)	10.2.1b
P_{no}	雙對稱填充型複合構材軸向負載的可用壓力強度，tf(kN)	10.2.2b
P_{ns}	斷面壓力強度，tf(kN)	2.3
P_{nt}	結構在側向平移束制下，使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的一階軸力，tf(kN)	4.5
P_p	標稱承壓強度，tf(kN)	11.8
P_r	鄰近點支撐之無支撐長度內，使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的柱構件最大需求軸向強度，tf(kN)	附錄 F.2.2
P_r	使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的需求軸向壓力強度，tf(kN) (是否要改成 9.1.1 節)	2.3
P_r	所考慮框架上，使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的柱構件需求軸向強度，tf(kN)	附錄 F.2.1
P_r	使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的需求二階軸向強度，tf(kN)	4.5
P_r	依據第四章使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的需求軸向強度，tf(kN)	9.1.1
P_r	螺栓孔處構材需求軸向強度，受拉為正，受壓為負，tf(kN)	9.4
P_r	施載於複合構材的需求外力，tf(kN)	10.6.2a
P_{ro}	接頭區受壓應力較小側的弦構材需求軸向強度，tf(kN)	表 11.12-1
P_{story}	使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合下，支承該樓層的總垂直載重，包括不屬於抗側力系統的柱構件載重，tf(kN)	4.5
P_u	使用載重與強度因子設計法載重組合所得的弦構材需求軸向強度，tf(kN)	表 11.12-1
P_u	需求軸壓力，由載重與強度因子設計法的載重組合求得，tf(kN)	附錄 A.3.2

P_y	柱構材軸向降伏強度，tf (kN)	11.10.6
Q_f	弦應力交互作用參數	11.10.3
Q_g	考慮幾何效應的間隙桁架接頭參數	表 11.13-1
Q_n	單一鋼擴頭釘錨定器(植釘)或槽鋼錨定器的標稱強度，tf (kN)	10.3.2d.1
R	接點表面半徑，cm (mm)	表 11.2-2
R_a	使用容許強度設計法載重組合所得的所需強度	表 2.3-2
T_n	標稱扭轉強度，tf-cm (kN-mm)	9.3.1
T_r	依據第四章使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的需求扭轉強度，tf-cm (kN-mm)	9.3.2
T_u	使用載重與強度因子設計法載重組合所得的需求拉力，kips (kN)	11.3.9
U	剪力遲滯因子	5.3
U	使用強度比	表 11.12-1
U_{bs}	折減係數，用於計算塊狀剪力破裂強度	11.4.3
U_p	主構材應力指數	附錄 B.2
U_s	次構材應力指數	附錄 B.2
V'	鋼梁和混凝土樓版間由鋼錨定器所傳遞的標稱剪力	10.3.2d
V_{br}	垂直柱構件縱軸方向上的支撐系統需求剪力強度，tf (kN)	附錄 F.2.1
V_c	可用剪力強度，tf (kN)	9.3.2
V_{c1}	依 8.2.1 或 8.2.2 節定義之 V_n 計算而得的可用剪力強度，tf (kN)	8.2.3
V_{c2}	可用剪力挫屈強度，tf (kN)	8.2.3
V_n	標稱剪力強度，tf (kN)	8.1
V_r	所考慮格板的需求剪力強度，tf (kN)	8.2.3
V_r	依據第四章使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的需求剪力強度，tf (kN)	9.3.2
V'_r	傳遞至鋼或混凝土的需求縱向剪力，tf (kN)	10.6.1
Y_i	施加於第 i 層之重力載重，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得，tf (kN)	2.3
Z	對彎曲軸的塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)	7.7.1
Z_b	對彎曲軸的支構材塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)	11.14.1
Z_x	對 X 軸的塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)	表 2.4-1
Z_y	對 Y 軸的塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)	7.6.1
a	橫向加勁板淨間距，cm (mm)	7.13.2
a	接合點間距，cm (mm)	6.6.1
a	受力方向從樞接孔邊緣至構材邊緣的最短距離，cm (mm)	5.5.1
a	受拉板厚度方向的未銲接根面長度之半，cm (mm)	附錄 C.4
a'	由蓋板終端起，沿蓋板兩側的銲道長度，cm (mm)	7.13.3
a_w	由強軸彎矩作用造成腹板受壓面積的兩倍與受壓翼板面積的比值	7.4.2
b	受壓肢材全寬，cm (mm)	7.10.3
b	對於 H 型鋼構材，為翼板全寬度之半，cm (mm)	2.4.1a

鋼結構設計規範及解說

b	對於角鋼肢材與槽型鋼或 Z 型鋼翼板，為肢材或翼板全寬，cm (mm)	2.4.1a
b	對於鋼板，為不受力邊到第一排螺栓或鉚道間的距離，cm (mm)	2.4.1a
b	肢材寬度，cm (mm)	6.7.1
b	未加勁受壓肢材寬度；加勁受壓肢材寬度，cm (mm)	2.4.1
b	角鋼抗剪肢材寬度或 T 型鋼腹板深度，cm (mm)	8.3
b	肢材寬度，cm (mm)	7.10.2
b_{cf}	柱翼板寬度，cm (mm)	11.10.6
b_e	折減後有效寬度，cm (mm)	6.7.1
b_e	計算樞接構材拉力破裂強度的有效邊距，cm (mm)	5.5.1
b_f	翼板寬度，cm (mm)	2.4.1
b_{fc}	受壓翼板寬度，cm (mm)	7.4.2
b_{fi}	受拉翼板寬度，cm (mm)	8.2.2
b_l	角鋼較長肢材長度，cm (mm)	6.5
b_p	a 與 h 尺寸的較小者，cm (mm)	8.2.3
b_s	角鋼較短肢材長度，cm (mm)	6.5
b_s	單邊加勁者為加勁板寬度；成對加勁者為個別加勁板寬度的兩倍，cm (mm)	附錄 F.3.2a
c	中性軸到壓力最外緣的距離，cm (mm)	附錄 F.3.2a
c_l	表 6.7-1 決定的有效寬度缺陷調整因子	6.7.1
d	裁切成 T 型鋼前 H 型鋼的深度，cm (mm)	表 5.3-1
d	T 型鋼受壓深度或雙角鋼受壓腹板寬度，cm (mm)	7.9.2
d	螺栓標稱直徑，cm (mm)	11.3.3
d	構材全標稱深度，cm (mm)	2.4.1
d	矩形棒鋼深度，cm (mm)	7.11.1
d	直徑，cm (mm)	11.7
d	樞直徑，cm (mm)	5.5.1
d_b	梁構材深度，cm (mm)	11.10.6
d_b	標稱直徑(螺桿無牙段或圓桿直徑)，cm (mm)	附錄 C.5
d_c	柱構材深度，cm (mm)	11.10.6
d_e	T 型鋼有效寬度，cm (mm)	6.7.1
e	桁架接合偏心，遠離支構材為正，cm (mm)	11.13.1
f'_c	混凝土規定壓力強度，tf/cm ² (MPa)	10.1.2b
f_o	由標稱雨或雪載重造成蓄水引致的應力(不包含積水的影響)，與其他規定於 B.2 節的載重作用，tf/cm ² (MPa)	附錄 B.2
f_{ra}	依據第四章使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得在考慮點的需求軸向應力，tf/cm ² (MPa)	9.2
f_{rbw}, f_{rbz}	依據第四章使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得在考慮點(關鍵點)的需求撓曲應力，tf/cm ² (MPa)	9.2
f_{rv}	使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的需求剪	11.3.7

	應力， tf/cm^2 (MPa)	
g	螺栓軸線間的橫向間距，cm (mm)	2.4.3
g	間隙 K 型接合中兩支構材趾部間隙，忽略鉚道尺寸，cm (mm)	11.11.3
h	對於滾軋型鋼，為兩翼板間扣除填角部或角隅半徑的淨距離；對於組合型鋼，栓接時，為兩相鄰螺栓軸線間距離，或鉚接時，為翼板間淨距離，cm (mm)	2.4.1b
h	抗剪寬度，對於矩形中空斷面，為兩翼板間扣除內角隅半徑的淨距離；對於箱型斷面，為兩翼板間的淨距離，cm (mm)	8.4
h_c	對於熱軋型鋼，為重心到受壓翼板內面扣除角隅半徑之距離的兩倍。對於組合斷面，為受壓翼板螺栓(緊固器)軸線間最近距離，當採用鉚接時為兩受壓翼板內側面距離，cm (mm)	2.4.1
h_e	腹板有效寬度，cm (mm)	7.7.1
h_f	填板因子	11.3.8
h_o	翼板形心間距，cm (mm)	7.2.2
h_p	塑性中性軸到受壓翼板之最近螺栓(緊固器)軸線間距離的兩倍，當採用鉚接時，為兩受壓翼板內側面距離，cm (mm)	2.4.1b
k	翼板外緣到腹板角隅趾部距離，cm (mm)	11.10.2
k_c	細長未加勁肢材係數	表 2.4-1
k_{sc}	拉力與剪力組合的摩阻係數	11.3.9
k_v	腹板剪力挫屈係數	8.2.1
l	端部負載鉚道實際長度，cm (mm)	11.2.2
l	接合長度，cm (mm)	表 5.3-1
l_b	載重承壓長度，沿中空斷面構材軸向的方向(或在頂板負載條件下中空斷面構材的橫向寬度)，cm (mm)	11.11.2
l_b	承壓長度，cm (mm)	11.7
l_c	在受力方向上，螺栓孔的淨距或邊距，cm (mm)	11.3.10
l_e	計算鉚道強度時，矩形中空斷面開槽鉚與填角鉚的總有效鉚道長度，cm (mm)	11.15
l_{end}	弦構材端至支構材或板材較近側的距離，cm (mm)	11.11.1
l_{ov}	兩支構材沿弦構材軸向之連接面重疊長度，cm (mm)	11.11.3
l_p	重疊支構材在弦構材上的連接長度，cm (mm)	11.11.3
l_1, l_2	接合鉚道長度，cm (mm)	表 5.3-1
n	跨距內支撐點數	附錄 F.3.2a
n	單位長度的螺牙數	附錄 C.5
n_b	承載拉力的螺栓數	11.3.9
n_s	允許接合滑動所需的滑動面數	11.3.8
n_{SR}	設計年限中承受應力幅值的振動週次	附錄 C.4
p	牙距	附錄 C.5
p_b	複合斷面內鋼與混凝土握裹界面的周長，cm (mm)	10.6.3c

鋼結構設計規範及解說

r	迴轉半徑，cm (mm)	6.2
r	由下翼板溫度決定的保留因子	附錄 D.2.4
r_a	平行連接肢材軸線的迴轉半徑，cm (mm)	6.5
r_i	個別元件的最小迴轉半徑，cm (mm)	6.6.1
$\bar{r}_o$	對剪力中心的極座標迴轉半徑，cm (mm)	6.4
r_t	側向扭轉挫屈的有效迴轉半徑。對於受壓翼板貼有槽蓋或蓋板的 H 型鋼，為僅受強軸彎矩作用引致之撓壓翼板加上 1/3 受壓腹板面積的迴轉半徑，cm (mm)	7.4.2
r_x	對 X 軸的迴轉半徑，cm (mm)	6.4
r_y	對 Y 軸的迴轉半徑，cm (mm)	6.4
r_z	對弱軸的迴轉半徑，cm (mm)	6.5
s	任兩個連續孔的縱向間距，cm (mm)	2.4.3b
t	中性軸到受拉最外緣距離，cm (mm)	附錄 F.3.2a
t	管壁厚度，cm (mm)	6.7.2
t	角鋼肢材厚度，cm (mm)	7.10.2
t	矩形棒鋼平行彎曲軸寬度，cm (mm)	7.11.1
t	連接材厚度，cm (mm)	11.3.10
t	鋼板厚度，cm (mm)	5.5.1
t	填板總厚度，cm (mm)	11.5.2
t	中空斷面構材的設計管壁厚度，cm (mm)	2.4.2
t	中空斷面主構材的設計管壁厚度，cm (mm)	11.11.1
t	角鋼肢材厚度或 T 型鋼腹板厚度，cm (mm)	8.3
t_b	中空斷面支構材的設計管壁厚度或鋼板設計厚度，cm (mm)	11.11.1
t_{bi}	重疊上支構材厚度，cm (mm)	表 11.13-2
t_{bj}	重疊下支構材厚度，cm (mm)	表 11.13-2
t_{cf}	柱翼板厚度，cm (mm)	11.10.6
t_f	翼板厚度，cm (mm)	7.3.2
t_f	負載翼板厚度，cm (mm)	11.10.1
t_{fc}	受壓翼板厚度，cm (mm)	7.4.2
t_p	受拉鋼板厚度，cm (mm) .	附錄 C.4
t_{st}	腹部加勁板厚度，cm (mm)	附錄 F.3.2a
t_w	腹板厚度，cm (mm)	7.4.2
t_w	支構材或鋼板周邊的最小有效銲喉厚度，cm (mm)	11.15
w	蓋板寬度，cm (mm)	7.13.3
w	銲腳尺寸，cm (mm)	11.2.2b
w	對斷面強軸彎曲之下標符號	9.2
w	鋼板寬度，cm (mm)	表 5.3-1
w	在受拉鋼板厚度方向增強或等高填角銲腳尺寸，cm (mm)	附錄 C.4
w_c	混凝土單位體積重量($1.5 \leq w_c \leq 2.5$ tf/m ³)	10.2.1b

w_r	鋼承板樓版混凝土肋條平均寬度，cm (mm)	10.3.2c
x	對強軸彎曲之下標符號	9.1.1
x_o, y_o	相對於形心的剪力中心座標，cm (mm)	6.4
$\bar{x}$	接合偏心，cm (mm)	表 5.3-1
y	對弱軸彎曲之下標符號	9.1.1
z	對斷面弱軸彎曲之下標符號	9.2
α	容許強度設計法/載重與強度因子設計法的載重調整因子	2.3
β	公式 11.2-1 的長度折減因子	11.2.2b
β	寬度比，對於圓形中空斷面，為支構材直徑與弦構材直徑比值；對於矩形中空斷面，為整體支構材寬度與弦構材寬度比值	11.13.1
β_T	整體支撐系統的需求勁度，tf-cm/rad (kN-mm/rad)	F.3.2a
β_{br}	側撐系統的需求剪力勁度，tf/cm (kN/mm)	F.2.1a
β_{br}	側撐的需求撓曲勁度，tf/cm (kN/mm)	F.3.2a
β_{eff}	有效寬度比，為 K 形接合中兩支構材周長總和除以八倍弦構材寬度	11.13.1
β_{eop}	有效的外部貫穿參數	表 11.13-2
β_{sec}	包含腹板橫向加勁板效應的腹板扭曲勁度，tf-cm/rad (kN-mm/rad)	附錄 F.3.2a
β_w	單角鋼強軸的斷面性質，cm (mm)	7.10.2
Δ	由載重與強度因子設計法(LRFD)或容許強度設計法(ASD)載重組合引致的一階層間位移，cm (mm)	4.4
Δ_H	側向力引致在考慮平移方向的一階層間位移，cm (mm)	4.5
γ	弦構材長細比，對於圓形中空斷面，為半徑與管壁厚度比值；對於矩形中空斷面，為寬度之半與管壁厚度比值	11.13.1
ζ	間隙比，對於矩形中空斷面，為間隙 K 型接合的兩支構材間隙與弦構材寬比值	11.11.3
η	載重長度參數，僅適用於矩形中空斷面，為在接合平面內，支構材在弦構材上接觸長度與弦構材寬比值	11.13.1
λ	2.4.1 節定義的肢材寬厚比	6.7.1
λ_p	結實肢材的寬厚比限值	2.4.1
λ_{pd}	塑性設計的寬厚比限值	附錄 A.2.2
λ_{pf}	結實翼板的寬厚比限值	7.3.2
λ_{pw}	結實腹板的寬厚比限值	7.4.2
λ_r	非結實肢材的寬厚比限值	2.4.1
λ_{rf}	非結實翼板的寬厚比限值	7.3.2
λ_{rw}	非結實腹板的寬厚比限值	7.4.2
μ	A 級或 B 級表面的平均滑動係數，或藉由試驗獲得	11.3.8
ϕ	強度因子	2.3.1
ϕ_B	混凝土承壓強度因子	10.6.3a
ϕ_b	撓曲強度因子	9.1.1
ϕ_c	壓力強度因子	9.1.1

ϕ_c	複合柱軸力強度因子	10.2.1b
ϕ_{sf}	破壞路徑上的剪力強度因子	5.5.1
ϕ_T	扭矩強度因子	9.3.1
ϕ_t	拉力強度因子	9.1.2
ϕ_t	拉力破裂(拉破，待討論)強度因子	9.4
ϕ_v	剪力強度因子	8.1
Ω	安全因子	2.3.2
Ω_B	混凝土承壓安全因子	10.6.3a
Ω_b	撓曲安全因子	9.1.1
Ω_c	壓力安全因子	9.1.1
Ω_c	複合柱軸力安全因子	10.2.1b
Ω_{sf}	破壞路徑上剪力安全因子	2.5.1
Ω_T	扭矩安全因子	9.3.1
Ω_t	拉力安全因子	9.1.2
Ω_t	拉力破裂(拉破)安全因子	9.4
Ω_v	剪力安全因子	8.1
ρ_w	橫向加勁板兩側框格腹板的最大剪力比	8.2.3
ρ_{sr}	最小縱向鋼筋比	10.2.1
θ	作用力方向與鉚道長度方向所夾角度	11.2.4
θ	支構材與弦構材所夾銳角	11.13.1
τ_b	勁度折減參數	2.3

II.專有名詞

主動防火(active fire protection)：建築材料與系統，受火啟動後可減輕火害，或知會當事人採取行動以降低火害。

容許強度(allowable strength)：標稱強度除以安全因子。

容許應力(allowable stress)：容許強度除以適用斷面性質，如斷面模數或斷面積。

適用建築規範(applicable building code)：結構設計遵循的建築規範。

容許強度設計法(allowable strength design, ASD)：結構構件的設計方法，使其容許強度等於或大於在容許強度設計法載重組合下的需求強度。

容許強度設計法載重組合(ASD load combination)：適用建築規範中用於容許強度設計法的載重組合。

主管機關(authority having jurisdiction, AHJ)：負責管理與執行本規範條文的組織、政府機關、部門或個人。

可用強度(available strength)：設計強度或容許強度。

可用應力(available stress)：設計應力或是容許應力。

平均板肋寬度(average rib width)：鋼承板樓版中，波浪板肋平均寬度。

梁構材(beam)：主要做為抵抗彎矩的水平結構構材。

梁柱構材(beam-column)：抵抗軸力與彎矩的結構構材。

承壓(bearing)：在接合中，由螺栓傳遞至接合元件的剪力極限狀態。

承壓(局部壓力降伏)(bearing (local compressive yielding))：因構材受另一個構材或平面壓力作用的局部壓力降伏極限狀態。

承壓型接合(bearing-type connection)：由螺栓承壓於接合元件傳遞剪力的螺栓接合。

塊狀剪力破裂(block shear rupture)：在接合中，沿一路徑達拉力破裂且沿另一路徑達剪力降伏或剪力破裂的極限狀態。

箱型斷面(box section)：由四片鋼板在角落處銲接而成的方形或矩形雙對稱斷面。

斜撐構架(braced frame)：提供結構系統強度以抵抗側向力與穩定性之垂直桁架系統。

支撐構材或系統(bracing)：提供勁度和強度以限制另一構材在支撐點發生面外移動的構材或系統。

支構材(branch member)：在中空斷面接合中，終止於弦構材或主要構材的構材。

挫屈(buckling)：在臨界載重條件下，結構或其任何元件突然改變幾何形狀的極限狀態。

挫屈強度(buckling strength)：不穩定極限狀態的強度。

組合構材、橫斷面、斷面、型鋼(built-up member, cross section, section, shape)：由結構鋼材透過銲接或栓接製成的構材、橫斷面、斷面或型鋼。

預拱(camber)：在梁構材或桁架中，為補償載重將造成的變形而預製的曲率。

沙丕 V 形槽衝擊試驗(charpy V-notch impact test)：量測試體凹槽處能量韌性的標準動態試驗。

弦構材(chord member)：在中空斷面接合中，延伸通過桁架接合的主要構材。

包覆層(cladding)：結構外部包覆。

冷軋型鋼結構構材(cold-formed steel structural member)：利用剪切後薄鋼板材、適當長度鋼捲或鋼板經壓彎製成的型鋼，或利用冷或熱軋鋼捲或薄鋼板經滾軋製成的型鋼；與熱軋成型不同，冷軋成型作業程序均在室溫下進行，無需另外加熱。

集力構材(collector)：又稱匯力構材，為樓版與抗側力系統構材間的傳力構材。

鋼結構設計規範及解說

柱構材(column)：主要做為抵抗軸壓力的垂直結構構材。

柱基座(column base)：為傳遞上部鋼結構的載重至基礎，由結構型鋼、鋼板、連接器、螺栓和鋼棒在柱構件底部組合的裝置。

結實斷面(compact section)：局部挫屈發生前，能發展完全塑性應力分佈且具有轉角容量約為 3 的斷面。

防火區隔(compartmentation)：用具有特定耐火性元件圍成的建築空間。

全滲透開槽銲(complete-joint-penetration (CJP) groove weld)：銲道完全穿透接合鋼板厚度的開槽銲，但不適用於中空斷面接合。

複合(composite)：鋼與混凝土元件及構材在內力分佈時發揮一體作用的條件。

合成梁(composite beam)：與鋼筋混凝土樓版接觸並複合作用的結構鋼梁。

複合構件(composite component)：鋼和混凝土元件在內力分佈時發揮一體作用的構材、接合元件或組件，但以鋼錨定器埋入實心或鋼承板混凝土樓版的合成梁除外。

混凝土破裂面(concrete breakout surface)：鋼擴頭錨釘與其他部分混凝土分離後，鋼擴頭錨釘附近混凝土體的表面。

混凝土壓碎(concrete crushing)：混凝土達極限應變的壓力破壞極限狀態。

混凝土版托肩(concrete haunch)：在鋼承板建造的複合樓版系統中，停止使用鋼承板而於大梁側構成的實心混凝土斷面。

混凝土包覆梁(concrete-encased beam)：與樓版一體澆製並被混凝土完全包覆之梁。

接合(connection)：做為兩或多支構材間傳遞力量的結構元件與接頭組合。

營建文件(construction documents)：為取得建造執照與施工所需，描述建築設計，包含結構系統、構件、接合等的位置與物理特性，而彙整的圖說文件。

切除部(cope)：為符合相交構材形狀而在翼板上切除的部分。

蓋板(cover plate)：為增加斷面積、斷面模數或慣性矩，採銲接或栓接在構材翼板上的鋼板。

交叉接合(cross connection)：中空斷面接合，其主要構材橫向上支構材或連接元件的力，主要由另一側支構材或連接元件來平衡。

設計(design)：建立結構物理與其他性質的過程，以達期望強度、使用性、耐久性、施工性、經濟性及其他期望特性。使用本規範時，強度的設計包括決定需求強度與匹配足夠的可用強度。

設計基準火害(design-basis fire)：一組定義火災發展與燃燒產物在整體或局部建築內擴散的條件。

設計圖(design drawings)：呈現結構設計、位置及尺寸的圖說文件，包含平面圖、立面圖、剖面圖、細部詳圖、材料清單、圖表及註記。

設計載重(design load)：依據載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所決定的施加载重。

設計強度(design strength)：強度因子乘以標稱強度。

設計管壁厚度(design wall thickness)：用以決定斷面性質的中空斷面壁厚。

斜向加勁板(diagonal stiffener)：在梁柱交會區腹板單側或兩側，對角朝向柱翼板的腹板加勁板。

隔板(diaphragm)：傳遞面內力量至抗側力系統的屋頂、樓版、或其他薄膜或支撐系統。

橫隔板(diaphragm plate)：具面內剪力勁度與強度，用以傳遞力量至其他支承元件的鋼板。

直接膠結交互作用(direct bond interaction)：複合斷面中，以混凝土與鋼材間膠結應力傳力的機制。

變形破壞(distortional failure)：中空斷面接合中，矩形中空斷面弦構材變形成為菱形的極限狀態。

變形勁度(distortional stiffness)：腹板面外撓曲勁度。

雙曲率(double curvature)：梁跨距內具有一個或多個反曲點的變形形狀。

雙集中力(double-concentrated forces)：垂直施載於同一翼板面上，大小相等方向相反，形成一力偶的兩個力。

疊合板(doubler)：平行加附在梁或柱腹板之鋼板，以增加受集中力處的強度。

側位移(drift)：結構側向位移。

有效長度因子 K(effective length factor, K)：構材有效長度與未支撐長度的比值。

有效長度(effective length)：使用尤拉公式時，具有與簡支承條件相同強度的其他邊界條件的受壓構材長度。

有效淨斷面積(effective net area)：考量剪力遲滯效應而調整的淨斷面積。

有效斷面模數(effective section modulus)：考量細長受壓肢材挫屈而折減的斷面模數。

有效寬度(effective width)：在假設應力均勻分佈下，板或樓版的折減寬度。此假設均勻應力分佈的寬度對結構構材行為，與真實板或樓版內應力不均勻分佈情況有相同效應。

彈性分析(elastic analysis)：假設結構物移除載重後能回復原始幾何形狀的結構分析。

上升溫度(elevated temperatures)：超出預期環境的火災條件下，建築元件或結構所經歷的受熱條件。

包覆型複合構材(encased composite member)：由結構混凝土構材與單個或多個被包覆型鋼所構成的複合構材。

端部格板(end panel)：僅單側與框格相鄰的腹格板。

回頭鉸(end return)：在相同平面上繞過轉角的填角鉸長度。

簽證工程師(engineer of record)：負責簽署設計圖與規格文件的合格專業人員。

伸縮搖擺支承(expansion rocker)：具有曲面的支承，其上所承載的構材可藉支承的搖擺而伸縮。

伸縮滾動支承(expansion roller)：圓鋼棒支承，其上所承載的構材可藉支承的滾動而伸縮。

眼桿(eyebars)：均勻厚度的樞接受拉構材，由鍛造或熱切割而成，其桿頭的寬度比桿體寬，桿頭與桿體強度大約相等。

因數化載重(factored load)：載重因子與標稱載重的乘積。

緊固器(fastener)：螺栓、鉚釘或其他連接器的通用名詞。

疲勞(fatigue)：因活載重反復施載所導致裂縫初始產生與增長的極限狀態。

接合面(faying surface)：接合元件間傳遞剪力的接觸面。

充填型複合構材(filled composite member)：中空斷面或箱型斷面填充結構混凝土之複合構材。

鉸材(filler metal)：製作鉸接接頭所使用的金屬或合金。

填板(filler)：用以組構元件厚度的鋼板。

填角鉸補強(fillet weld reinforcement)：添加於開槽鉸道的填角鉸道。

填角鉸(fillet weld)：在元件交界面間製作成一般為三角形斷面的鉸接。

加工完成面(finished surface)：依據 ANSI/ASME B46.1 量測的粗糙度高度值等於或小於 12.5 μ m 的製造面。

火害(fire)：由光、火焰、熱或煙等任一項或全部所造成的破壞性燃燒。

防火屏障(fire barrier)：由耐火材料組成並依據經認可的標準耐火試驗測試合格的建築元件，以證明符合建築規範。

耐火性(fire resistance)：在設計使用條件下，避免或阻止過度的熱量、熱氣體或火焰通過，並能持續發揮規定功能的組件性質。

一階分析(first-order analysis)：依未變形結構之力平衡條件所進行的結構分析，忽略二階效應。

鋼結構設計規範及解說

密合承壓加勁板(fitted bearing stiffener)：用於支承處或集中載重處的加勁板，此加勁板與梁的單側或兩側翼板緊密接合，以透過承壓傳遞載重。

喇叭形斜角開槽銲(flare bevel groove weld)：曲面構材與平面構材接觸形成凹槽的銲接。

喇叭 V 形開槽銲(flare V-groove weld)：兩曲面構材所構成凹槽的銲接。

閃燃(flashover)：在密閉空間的火場中可燃性物質燃燒，繼而達到全面起火的狀態。

平直部寬度(flat width)：矩形中空斷面的標稱寬度扣除兩倍外角隅半徑；若不知角隅半徑，允許取總斷面寬度扣除三倍壁厚。

撓曲挫屈(flexural buckling)：受壓構材在無扭轉或無斷面形狀改變下，產生側向變形的挫屈模式。

撓曲扭轉挫屈(flexural-torsional buckling)：受壓構材在無斷面形狀改變下，同時產生彎曲與扭轉變形的挫屈模式。

力(force)：指定面積內分布應力的總和。

鋼承板(formed steel deck)：複合結構中，鋼材經冷軋以做為混凝土永久模板的承板。

完全束制彎矩接合(fully-restrained moment connection)：連接構材間用以傳遞彎矩且旋轉可忽略的接合。

軸線間距(gage)：緊固器軸線間的橫向間距。

有間隙接合(gapped connection)：在弦構材表面上，相交兩支構材間具有間隙或空隙的中空斷面桁架接合。

幾何軸(geometric axis)：平行腹板、翼板或角鋼肢材的軸。

大梁填板(girder filler)：使用鋼承板的複合樓版系統中，填充鋼承板邊緣與梁翼板間隙的窄片薄鋼板。

大梁構材(girder)：詳梁構材。

弧形槽(gouge)：為塑性變形或移除材料所產生的相對光滑表面凹槽或孔洞。

重力載重(gravity load)：作用方向向下的載重，例如靜載重與活載重。

螺栓夾持距離(grip (of bolt))：螺栓通過的材料厚度。

開槽銲(groove weld)：接合元件間凹槽中的銲接，詳 AWS D1.1/D1.1M。

連接板(gusset plate)：連接桁架構材、支撐桿、或接至梁或柱側撐的鋼板元件。

熱通量(heat flux)：單位表面積的輻射能。

熱釋放率(heat release rate)：燃燒材料產生熱能的速率。

水平剪力(horizontal shear)：複合梁中，鋼梁與混凝土交界面的剪力。

中空斷面(hollow structural section,HSS)：根據 A3.1a(b)節產品規格之一的方形、矩形或圓形中空鋼斷面。

非彈性分析(inelastic analysis)：考慮非彈性材料行為的結構分析，包括塑性分析。

面內不穩定(in-plane instability)：構材或構架平面內的挫屈極限狀態。

不穩定(instability)：構材、構架或結構承載時的極限狀態，此時載重或幾何形狀輕微變動即會造成大位移。

傳遞長度(introduction length)：包覆或填充型複合柱沿縱向需求剪力所假設傳入或傳出型鋼的長度。

接頭(joint)：兩個或多個端點、表面或邊緣相接的區域，依所使用的緊固器或銲接種類與力量傳遞方法來分類。

接頭偏心(joint eccentricity)：中空斷面接合中，從弦構材重心軸至支構材相交工作點的垂直距離。

k 區域(k-area)：從腹板與腹翼板填角的切點延伸進入腹板 38 mm 距離內的腹板區域(詳圖 C11.10-7)。

- K 形接合(K-connection)：中空斷面接合，主構材的橫向支構材或接合元件的力主要藉由其他同側支構材或接合元件中的力平衡。
- 繫材(lacing)：以格狀形式連接兩型鋼的板、角鋼或其他型鋼。
- 搭接接頭(lap joint)：平行面上兩重疊接合元件間的接頭。
- 側向支撐(lateral bracing)：設計用以避免結構構材發生側向挫屈或側向扭轉挫屈的構材或系統。
- 抗側力系統(lateral force-resisting system)：設計用以抵抗側向載重並提供整體結構穩定的結構系統。
- 側向載重(lateral load)：作用於側向方向的載重，例如風或地震效應。
- 側向扭轉挫屈(lateral-torsional buckling)：撓曲面外變形與對斷面剪力中心扭轉同時發生的撓曲構材挫屈模式。
- 靠柱(leaning column)：只能承載重力載重的柱構材，其接合不提供側向抵抗強度。
- 長度效應(length effects)：基於構材無支撐長度而折減強度的考量。
- 輕質混凝土(lightweight concrete)：依據 ASTM C567，穩定後密度小於或等於 1.84 kg/m^3 的結構用混凝土。
- 極限狀態(limit state)：結構或構件開始變得不適合使用，且被判其不再有預期功能（服務性極限狀態）或達極限承載能力（強度極限狀態）的條件。
- 載重(load)：建物建材、使用者及其所有物的重量、環境效應、差異運動、或受束制尺寸變化所導致的力或其他作用。
- 載重效應(load effect)：結構構材中由負載造成的力、應力與變形。
- 載重因子(load factor)：考慮實際載重與標稱載重間變異的因子，包含分析中載重轉換成載重效應的不確定性與同時發生一個以上極端載重的可能性。
- 載重轉換區(load transfer region)：載重直接施加於複合構材的區域，例如接合板的深度。
- 局部彎曲(local bending)：翼板在集中橫向力作用下大變形的極限狀態。
- 局部挫屈(local buckling)：斷面受壓肢材挫屈的極限狀態。
- 局部降伏(local yielding)：斷面肢材局部發生降伏。
- 載重與強度因子設計法(load and resistance factor design, LRFD)：結構構材設計方法，使在載重與強度因子設計法載重組合作用下，構材的設計強度等於或超過其需求強度。
- 載重與強度因子設計法載重組合(LRFD load combination)：建築規範中用於強度設計（載重與強度因子設計）的載重組合。
- 主構材(main member)：中空斷面接合中，與支構材或其他接合元件相接的弦構材、柱構材或其他中空斷面構材。
- 構材瑕疵(member imperfection)：個別構材（構材相交點間）沿長度上的點與其標稱位置相距的初始位移，例如構材因製造與製作造成的不直。
- 鏽皮(mill scale)：熱滾軋鋼的氧化面層。
- 彎矩接合(moment connection)：相接構材間傳遞彎矩的接合。
- 彎矩構架(moment frame)：提供強度抵抗側向載重並提供結構系統穩定的構架系統，主要藉由組成構材與其接合的剪力和撓曲提供。
- 負撓曲強度(negative flexural strength)：複合梁因撓曲於頂面產生受拉區的撓曲強度。
- 淨斷面積(net area)：考慮材料移除後的折減全斷面積。
- 標稱尺寸(nominal dimension)：斷面性質表中的指定或理論尺寸。
- 標稱載重(nominal load)：建築規範規定的載重大小。

鋼結構設計規範及解說

標稱板肋高度(nominal rib height)：鋼承板樓版中，鋼承板從底面最低點到頂面最高點的高度。

標稱強度(nominal strength)：結構或構材抵抗本規範所決定載重效應的強度(不包括強度因子或安全因子)。

非結實斷面(noncompact section)：受壓肢材在局部挫屈發生前能發展降伏應力，但無法發展轉角容量為 3 的斷面。

非破壞檢測(nondestructive testing)：不破壞材料且不影響材料或構材完整性的檢測程序。

凹槽能量韌性(notch toughness)：在規定溫度下吸收的能量，由沙丕 V 形槽衝擊試驗獲得。

虛擬載重(notional load)：結構分析中所施加的假設載重，為了考量設計條文所未考慮的破壞穩定效應。

面外挫屈(out-of-plane buckling)：柱、梁或梁柱構材考量側向挫屈或側向扭轉挫屈的極限狀態。

重疊接合(overlapped connection)：支構材相交重疊的中空斷面接合。

格板支撐(panel brace)：控制沿梁或柱構材長度方向兩相鄰支承點的相對運動，或同構架中兩樓層相對側位移的支撐。

交會區(panel zone)：由梁與柱構材翼板延伸通過接合所劃定之梁柱接合的腹板區，透過剪力格板傳遞彎矩。

部分滲透開槽銲(partial-joint-penetration (PJP) groove weld)：滲透深度小於連接元件全厚度的開槽銲接。

部分束制彎矩接合(partially restrained moment connection)：連接構材間用以傳遞彎矩但旋轉不能忽略的接合。

伸長率(percent elongation)：由拉伸試驗決定的位移韌性計量，為標距長度的最大伸長量除以原標距長度的百分比。

圓管(pipe)：詳中空斷面。

間距(pitch)：緊固器縱向心到心距離。沿螺栓軸向方向螺牙心到心的距離。

塑性分析(plastic analysis)：基於剛-塑性行為假設的結構分析，即整個結構滿足力平衡，且其應力等於或小於降伏應力。

塑性鉸(plastic hinge)：當結構構材達到塑性彎矩時所形成的完全降伏區。

塑性彎矩(plastic moment)：完全降伏的斷面所發展的理論彎矩強度。

塑性應力分佈法(plastic stress distribution method)：複合構材中，假設斷面的鋼材與混凝土達完全塑性的應力決定方法。

塑性化(plastification)：中空斷面接合中，弦構材在支構材接合處，其面外撓曲降伏線機制的極限狀態。

板梁(plate girder)：組合梁。

塞銲(plug weld)：在接頭一個元件中的圓孔進行銲接，以連接另一個元件。

點支撐(point brace)：在鄰近支撐點防止其他支撐發生側向位移或扭轉的獨立支撐。(詳格板支撐)

積水(ponding)：因平屋頂構架的變形而導致水的滯留。

正撓曲強度(positive flexural strength)：複合梁因撓曲於頂面產生受壓區的撓曲強度。

預力螺栓(pretensioned bolt)：鎖緊至規定最小預拉力的螺栓。

預力接頭(pretensioned joint)：具有鎖緊至規定最小預拉力之高強度螺栓的接頭。

充分伸展(properly developed)：混凝土壓碎前鋼筋達韌性降伏。鋼筋只要符合 ACI 318 規定，如伸展長度、間距與保護層，視為充分伸展。

槓抬作用(properly developed)：由施力點、螺栓與連接元件反力間槓桿作用引致的螺栓拉力放大效應。

貫穿載重(punching load)：中空斷面接合中，支構材力垂直於弦構材的分量。

P- δ 效應(P- δ effect)：作用在構材變形後接頭或節點間的載重效應。

P- Δ 效應(P- Δ effect)：作用在結構位移後接頭或節點位置的載重效應。在多層建築結構中，即作用在側向位移後地板與屋頂位置的載重影響。

品質保證(quality assurance)：為確保製造商與營造商所提供的材料與進行的作業符合核准的營建文件規定與參考標準，而進行的監督與檢測工作，品質保證包括建築規範所指定的「特別檢查」項目。

品質保證檢測員(quality assurance inspector, QAI)：工程進行中執行品質保證檢測的指定人員。

品質保證計畫(quality assurance plan, QAP)：由負責品質保證機構或公司提出的詳細監督與檢測程序，以確保符合核准的營建文件與參考標準。

品質管制(quality control)：製造或施工廠商實施管制與檢測，以確保符合核准的營建文件與參考標準。

品質管制檢測員(quality control inspector, QCI)：工程進行中執行品質管制檢測的指定人員。

品質管制計畫(quality control program, QCP)：製造或施工廠商維持詳細的製造或組立及檢測程序之計畫，以確保符合核准的設計圖、規格與參考標準。

凹角(reentrant)：切除部或銲接孔中，在突然改變方向上外露面凹狀的切孔。

需求強度(required strength)：作用於結構構材之力、應力與變形。由結構分析以載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合決定，或由本規範或標準規定。

強度因子(resistance factor, ϕ)：考慮存在於標稱與實際強度間變異與破壞行為及後果的因子。

束制構造(restrained construction)：建築物周圍或支承結構足以抵抗在預期升溫範圍內顯著的熱膨脹樓版、屋頂組件與個別梁構件。

反向曲率(reverse curvature)：詳雙曲率。

接頭根部(root of joint)：銲接接頭中構材彼此間最接近的部分。

轉角容量(rotation capacity)：非彈性轉角與明顯減載前達初始降伏之理想彈性轉角的比值。

破裂強度(rupture strength)：構材或接合元件破壞或撕裂的極限強度。

安全因子(safety factor, Ω)：考慮標稱與實際強度間變異、標稱與實際載重間變異、分析中轉換載重至載重效應的不確定性、及破壞行為與後果的因子。

二階效應(second-order effect)：載重作用在變形結構產生的額外效應，包含 P- δ 及 P- Δ 效應。

地震力抵抗系統(seismic force-resisting system)：結構系統的一部份，結構系統在設計時考慮提供規範(ASCE/SEI 7)所規定地震需求強度的系統。

地震反應修正因子(結構系統韌性容量 R)(seismic response modification factor, R)：地震載重效應折減至設計強度等級的因子。

使用(服務)載重組合(service load combination)：考量使用(服務)極限狀態下的載重組合。

使用(服務)載重(service load)：考量使用(服務)極限狀態下的載重。

使用(服務)極限狀態(serviceability limit state)：一般使用下，影響結構維持其外觀、維護性、耐久性、使用者舒適性或系統功能之能力的極限條件。

剪力挫屈(shear buckling)：鋼板元件（如梁腹板）在平面內受純剪力作用下的挫屈模式。

剪力遲滯(shear lag)：接合附近構材或接合元件的不均勻拉應力分佈。

剪力牆(shear wall)：牆平面內提供強度抵抗側向載重且提供結構系統穩定性的牆構件。

剪力降伏(貫穿)(shear yielding (punching))：中空斷面與支構材連接處之弦構材管壁面外剪力強度的極限狀態。

薄鋼板(sheet steel)：複合樓版系統中，用於鋼承板的封板或各式修整鋼材。

墊片(shim)：用以填滿接合或承壓面間空隙的薄片材料。

鋼結構設計規範及解說

側移挫屈(構架)(sidesway buckling (frame))：考量構架側移不穩定的穩定性極限狀態。

簡單接合(simple connection)：連接構材間可忽略彎矩傳遞的接合。

單集中力(single-concentrated force)：施加於構材翼板的正交拉力或壓力。

單曲率(single curvature)：跨距內無反曲點的梁構材變形形狀

細長肢材斷面(slender-element section)：具足夠細長的板肢材，因此在彈性範圍內會發生局部挫屈的斷面。

滑動(slip)：栓接接合中，在接合達到可用強度前，接合部發生相對運動的極限狀態。

摩阻型接合(slip-critical connection)：螺栓預張力的作用下，藉由接合面的摩擦力抵抗滑動的栓接接合。

槽銲(slot weld)：使用長槽孔連接二個元件的銲接。

緊貼接頭(snug-tightened joint)：接合疊層達第 J 章規定之密接狀態的接頭。

規範(specifications)：包含材料、標準及工藝規定的書面文件。

規定最小拉力強度(specified minimum tensile strength)：ASTM 所定義的材料規定拉力強度下限。

規定最小降伏應力(specified minimum yield stress)：ASTM 所定義的材料規定降伏應力下限。

續接(splice)：在兩結構元件端點結合，構成單一較長元件的接合。

穩定性(stability)：結構構材、構架或結構的負載條件，在載重或幾何形狀輕微擾動下不會造成大位移者。

鋼錨定器(steel anchor)：複合構材中銲接在鋼構材且受混凝土包覆的擴頭錨釘或熱軋槽鋼，以傳遞兩材料界面的剪力、拉力或兩者的組合力。

加勁肢材(stiffened element)：平板沿平行載重方向上，兩邊緣具面外連接元件的受壓肢材。

加勁板(stiffener)：附加於構材，做為分配載重、傳遞剪力或防止挫屈的結構元件，通常為角鋼或鋼板。

勁度(stiffness)：構材或結構抵抗變形的強度，為施加的力量(或力矩)與對應的位移(或轉角)之比值。

層間位移(storey drift)：樓層頂相對於底的水平撓度。

層間位移比(storey drift ratio)：層間位移除以樓層高。

應變諧和法(strain compatibility method)：複合構材中，考慮材料應力應變關係與其相對於斷面中性軸位置而決定應力的方法

強度極限狀態(strength limit state)：結構或其構材達到最大強度的極限條件。

應力(stress)：軸力、彎矩、剪力或扭矩所造成的單位面積力。

應力集中(stress concentration)：形狀突然變化或局部負載而導致顯著高於平均應力的局部應力。

強軸(strong axis)：斷面慣性矩較大的主形心軸。

結構分析(structural analysis)：根據結構力學原理決定構材與接合的載重效應。

結構構材(structural component)：構材、連接器、接合元件或組件。

結構完整性(structural integrity)：結構抵抗嚴重破壞的性能特徵。

結構鋼(structural steel)：AISC 鋼造建築與橋梁標準應用規範第 2.1 節定義的鋼材構件。

結構系統(structural system)：相互作用或影響的負載構件所結合之系統。

系統瑕疵(system imperfection)：構材相交點離標稱位置的初始位移，如柱構件因組立公差引致的面外不直度。

T 形接合(T-connection)：支構材或接合元件垂直於主要構材之中空斷面接合，其橫向於主要構材的力藉由主要構材的剪力平衡。

拉力強度(材料)(tensile strength (of material))：ASTM 所定義之材料可承受的最大拉應力。

拉力強度(構材)(tensile strength (of member))：構材可承受的最大拉力。

拉剪破裂(tension and shear rupture)：螺栓或其他種類機械式緊固器中，同時受拉力和剪力的極限破裂狀態。

拉力場效應(tension field action)：鋼格板在剪力作用下的行為，其中在腹板發展對角拉力與在橫向加勁板發展壓力，行為類似於普拉特桁架(Pratt truss)。

熱切割(thermally cut)：以瓦斯、等離子或雷射切割。

繫板(tie plate)：以剛性接合連結組合柱、梁或支撐構件中的兩平行組件的鋼板，其設計是為傳遞組件間剪力。

填角趾部(toe of fillet)：填角銲面與母材的交點，在熱軋型鋼中填角的切點。

扭轉支撐(torsional bracing)：抵抗梁或柱構件扭轉的支撐。

扭轉挫屈(torsional buckling)：沿受壓構材剪力中心軸扭轉的挫屈模式。

橫向鋼筋(transverse reinforcement)：包覆型複合柱中，提供型鋼周圍混凝土圍束形成閉合式之繫筋或銲接鋼線網的鋼筋。

橫向加勁板(transverse stiffener)：接於腹板且垂直翼板的腹板加勁板。

鋼管(tubing)：詳中空斷面。

旋轉螺帽法(turn-of-nut method)：高強度螺栓在達貼緊狀態後，旋轉螺帽達預定量以控制規定預拉力的程序。

無支撐長度(unbraced length)：構材支撐點之重心間距。

不均勻載重分佈(uneven load distribution)：中空斷面接合中，接合元件斷面內應力分佈不均勻的情況。

無約束端(unframed end)：未受到加勁板或接合元件限制轉動的構材端。

未加勁肢材(unstiffened element)：平板沿平行載重方向上，一邊緣具面外連接元件的受壓肢材。

非束制構造(unrestrained construction)：建築物中假設在預期升溫範圍內能自由旋轉且膨脹的樓版、屋頂組件與個別梁構件。

弱軸(weak axis)：斷面慣性矩較小的主形心軸。

耐候鋼(weathering steel)：有充分預護能力，可在無防護塗層下用於一般大氣環境（不包含海洋）的高強度低合金鋼。

腹板皺曲(web crippling)：鄰近集中加載或支承處腹板局部破壞的極限狀態。

腹板側向挫屈(web sidesway buckling)：在集中壓力處腹板受壓引致受拉翼板發生側向挫屈的極限狀態。

銲材(weld metal)：銲接過程中完全熔融的熔銲部分。銲材含有在銲接熱循環中所熔融的銲材與母材元素。

銲道根部(weld root)：詳接頭根部。

Y 型接合(Y-connection)：支構材或接合元件不垂直於主要構材之中空斷面接合，其橫向於主要構材的力藉由主要構材的剪力平衡。

降伏彎矩(yield moment)：受彎曲構材最外緣初達降伏應力的斷面彎矩。

降伏點(yield point)：ASTM 所定義，當材料的應變增加而應力未增加的初始應力。

降伏強度(yield strength)：ASTM 所定義的材料應力-應變偏移特定比例之應力。

降伏應力(yield stress)：表示材料降伏點或降伏強度的通用名詞。

降伏(yielding)：達降伏應力而發生非彈性變形的極限狀態。

降伏(塑性彎矩)(yielding (plastic moment))：當構材彎矩達塑性彎矩時，全斷面降伏。

降伏(降伏彎矩)(yielding (yield moment))：當構材彎矩達降伏彎矩時，斷面最外緣降伏。

第一章 總則

1.1 制定依據

本規範依據建築技術規則建築構造編第235條之1規定訂定之。

解說：

自民國88年(1999年)起，建築物鋼結構設計規範依據「建築技術規則」建築構造篇中第五章鋼結構之第235條之1的法源而訂定，規範名稱為「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」，並分為極限設計法(或稱「極限強度設計(ultimate strength design, USD)法」)與容許應力設計(allowable stress design, ASD)法兩冊，並於民國96年(2007年)修訂且使用至本版頒布日止。現今世界較先進的鋼結構設計規範逐漸採用極限設計法(美國AISC稱為載重與強度因子設計(load and resistance factor design, LRFD)法)，將設計基礎由材料的應力(stress)狀態轉換至構材的強度(strength)狀態。因此本規範依據此設計法的潮流演進，以構材強度為基礎，將原有的容許應力設計法改為容許強度設計(allowable strength design, ASD)法，並將前版規範的兩側合併為一冊。

1.2 通則

1.2.1 本規範中之「建築規範」係指「建築技術規則」。

1.2.2 本規範提供鋼結構構材與系統之設計、製造與施工之最基本要求。

解說：

本規範提供鋼結構、或鋼質管狀斷面(中空斷面, hollow structural section, HSS或組合箱型斷面)內灌混凝土結構構材或系統須應遵守的最低要求，採用更高的性能標準能仍符合本規範規定。

1.2.3 本規範的計量單位採用公式與國際單位制(SI制)並列，公制在前，國際單位制在後以()標示。

解說：

本規範的計量單位將工程實務常用的公制單位與國際單位制(SI制)並列，此除了配合CNS國家標準採用國際單位制(SI制)外，亦可與國際主要標準與規範(如ISO、JIS等標準，與日本、歐盟、美國等規範)接軌。其中公制單位沿用前版規範，採用公分(cm)、公噸力(tf)與秒(sec)之CTS制。

1.3 適用範圍

1.3.1 本規範適用於建築規範規定由純鋼構材或鋼管內灌混凝土構材組成之建築結構系統，及由鋼梁與鋼筋混凝土版複合之合成梁的設計、製造與安裝，但不包括冷軋型鋼結構與其他特殊結構。

1.3.2 本規範適用條款應可用於既有鋼結構系統的評估、修復與補強。

1.3.3 本規範適用條款應可用於建築規範未涵蓋的結構物。

解說：

本規範提供純鋼結構、或中空斷面(鋼管或箱型斷面)內灌混凝土結構應遵守的最低基本要求。鋼骨包覆混凝土或鋼筋混凝土構材構成之複合結構的分析、設計、製造與安裝要求，另規定於「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」，不適用於本規範。採用冷軋型鋼之結構構材與系統亦不適用本規範，參

考「冷軋型鋼構造建築物結構設計規範及解說」。

1.3.2 本規範適用條款應可用於既有鋼結構系統的評估、修復與補強。

解說：

本規範之相關條款應適用於既有鋼結構系統的評估、修復與補強，惟相關參數需考量既有鋼結構的腐蝕環境、受力條件、使用年限等因素的影響，以獲得適用的折減後參數。

1.3.3 本規範適用條款應可用於建築規範未涵蓋的結構物。

解說：

本規範之規定應可適用於非建築規範所屬之鋼構造結構物的設計、製造與施工，惟設計者應考量結構物所使用的鋼材特性、工址的環境條件、受力條件、與安全餘裕等因素，對使用參數做適當的調整，如廠房結構、工廠管架結構、岸上、離岸風機結構、海上鑽油平台結構...等。

1.3.4 在本規範適用範圍內，設計者為獲得符合設計原理所採用的設計方法與參數時，可利用符合實際之合理假條件的試驗或分析結果證明其適用性，並經具合法的審查會議同意後使用之。

解說：

本規定主要在提供符合本規範條款下，藉由更精進的試驗或分析研究，以獲得更精準或實用的設計方法或設計參數，使其適用研究所成果能適時解決鋼結構之設計、製造與施工等相關議題，但為求嚴謹與適法性，使用前須經具合法的審查會議同意。

1.3.5 不符本規範適用範圍之任何設計、施工或替代施工材料的系統，該系統的負責人員可經由分析或試驗證明其適用性，並依內政部頒布之「建築新技術新工法新設備及新材料認可申請要點」取得認可方可使用。

解說：

本規定適用於超越本規範條款要求之任何設計、施工或替代施工材料的系統。因此，在營建工程所採用的材料與工法中，若將超越本規範規定，或依其規定可能導致窒礙難行時，負責該材料或系統的廠商，可開發新材料、設備或工法，經分析或試驗證明，至少符合規範要求的性能。通過內政部「建築新技術新工法新設備及新材料認可申請要點」取得認可，為其法定准予使用的基礎。

1.4 規範解釋

1.4.1 除另有說明外，本節的解釋原則適用於全部規範。

1.4.2 本規範各章、節與附錄的內容，包含內文、標題、表、圖、與表及圖之附註，均應遵守。

1.4.3 本規範各章、節與附錄的解說旨在提供使用時的相關建議資訊，非本規範之一部分，亦不具約束力。

1.4.4 若使用時無特別說明，本規範之特定條款應較一般條款優先適用。

解說：

為避免規範引用的衝突疑義，一般而言，特定條款優先適用於一般條款。

1.5 耐震設計

耐震設計應符合本規範第十四章之規定。

解說：

臺灣地處地震帶，應加強有關耐震設計之要求。耐震設計規定詳本規範第十四章。

1.6 製圖規定

1.6.1 設計圖

設計圖應依照結構計算書之計算結果繪製，至少應包含下列各項：

- (a)建築結構之平面圖、立面圖、剖面圖及必要之詳細圖。平面圖應註明方位及與建築線之相關位置。圖上應註明使用尺寸之單位，且以 mm 為原則。
- (b)構材之斷面尺寸、強度規格及其相關位置。
- (c)接合詳細圖或接合所採用之接合型式及其接合處所承受之剪力、彎矩、扭力及軸力等力量之大小、方向及作用點。
- (d)桁架、大梁等必要之預拱。
- (e)一般規定事項：
 - (1)設計規範、設計載重及鋼構架型式。
 - (2)設計時所採用之活載重、靜載重、地震力、風力、施工載重及其他在設計時已考量之特殊載重。
 - (3)使用鋼材之規格及其降伏強度與抗拉強度。
 - (4)銲材、螺栓等接合材料之規格及強度。
 - (5)高強度螺栓接合應註明摩阻式接合或承壓式接合。
 - (6)必要時應加註直接承壓之柱與柱、柱與底板及加勁板之承壓面的加工程度。(直接承壓之柱與柱、柱與底板及加勁板之承壓面，必要時應加註需要加工之程度。)
 - (7)加勁材或斜撐應註明繪製施工圖所需之資料。
 - (8)繪製施工圖所需要之標稱載重及設計強度。

1.6.2 施工圖

鋼結構施工前應依據設計圖說，繪製施工圖。施工圖應註明各構材於製造、組合及安裝時所需之完整資料，至少應包含下列各項。

- (a)安裝圖：標示結構物之方位、構件之編號，及其相關位置之尺寸、工地接合之位置及其注意事項。必要時應提供吊裝重量、重心位置及順序。
- (b)製造圖：依設計圖說繪製，並註明下列各項資料：
 - (1)構材之尺寸、重量、數量、編號、表面處理方式及相關位置。
 - (2)配件(含吊耳)之尺寸、位置、數量及編號。
 - (3)螺栓之孔徑大小、位置及數量。
 - (4)銲接之型式、尺寸、長度及相關技術。

(5)螺栓或鉚接是否為廠製或現場施工及其他注意事項。

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

(d)原設計圖與製造、安裝等有關之規定均應分別加註於製造圖及安裝圖中。

1.6.3 製圖比例

設計圖及施工圖之比例，以能明確標示各項資料為原則。

解說：

結構圖之平面、立面之比例不宜小於1/100，而結構詳細圖之立面、剖面之比例不宜小於1/20。

1.6.4 圖線規定

繪畫圖線，應依CNS B1001「工程製圖之一般準則」之規定。

1.6.5 構材符號

構材符號依下列規定以英文字母表示之：

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

1.6.6 斷面形狀符號

斷面形狀符號依下列規定表示之：

BH：代表鉚接組合H型鋼，C：代表槽鋼，L：代表角鋼，H：代表H型鋼，T：代表T型鋼，I：代表標準I型鋼，PL：代表鋼板，PP：代表鋼管，RH：代表熱軋H型鋼，Z：代表Z型鋼，□或BOX：代表箱型鋼，RB：代表圓棒鋼。

1.6.7 鉚接符號

鉚接符號及標註符號方法應依CNS B1001-6「工程製圖之鉚接」或AWS之符號規定。

解說：

CNS B1001-6係參考ISO 2553所編撰。目前國際間使用的鉚接符號，主要有美國鉚接協會的AWS A2.4規範以及由歐洲主導的ISO 2553規範。國內一向習慣使用AWS規範，但是ISO卻擁有較佳系統之特性，國際間使用ISO的地區亦有越來越多之趨勢。同一工程所採用的鉚接符號只能擇一使用，不可混用。

1.7 材料常數與公式

1.7.1 鋼材

鋼結構所用結構鋼、鑄鋼、鍛鋼等鋼材之單位重為 7.85 tf/m^3 、彈性模數 E_s 為 $2,040 \text{ tf/cm}^2$ 、柏松比 ν 為0.3、與溫度伸縮係數為 $0.000012/^\circ\text{C}$ 。

1.7.2 混凝土材料

混凝土材料的力學性質應符合內政部營建署頒佈之「混凝土結構設計規範」規定辦理。

解說：

本規定之鋼材與混凝土材料的力學性質常數或公式是在常溫下求得，適用於一般建築結構設計與施工。但設計者應特別注意，用於極端溫度之結構時，該常數或公式可能略有差異。

彈性模數 E (elastic modulus)與剪力模數 G (shear modulus)的關係為 $G = E / [2(1 + \nu)]$ ，其中 ν 為柏松比

(Poisson's ratio)。鋼材的柏松比 ν 一般可取0.3，剪力模數 $G = 785 \text{ tf/cm}^2$ 。

混凝土設計時常用的重要力學參數一般採用混凝土抗壓強度推估，為使國內營建工程應用的一致性，混凝土的彈性模數與破裂模數等參數公式參照內政部營建署頒佈之「混凝土結構設計規範」的規定。

第二章 載重與設計規定

2.1 一般規定

構材與接合設計應符合構架系統的預期行為與結構分析中的假設。

2.2 載重因子與載重組合

結構及其構材所需提供之強度，須依係數化載重組合後之臨界狀況決定。臨界狀況可能在一種或多種載重作用時發生，其對應之標稱載重與載重組合應依據建築技術規則及相關規範規定辦理。若建築技術規則及相關規範中並無相關規定，則應檢核下列之載重組合。

(a) 載重與強度因子設計法

載重與強度因子設計法的載重因子與組合如下：

$$1.4D \quad (2.2-1)$$

$$1.2D+1.6L \quad (2.2-2)$$

$$1.2D+L\pm 1.6W \quad (2.2-3)$$

$$0.9D\pm 1.6W \quad (2.2-4)$$

$$1.2D+L\pm E \quad (2.2-5)$$

$$0.9D\pm E \quad (2.2-6)$$

(b) 容許強度設計法

容許強度設計法的載重因子與組合如下：

$$D+L \quad (2.2-7)$$

$$D\pm W \quad (2.2-8)$$

$$D+0.75(L+W) \quad (2.2-9)$$

$$0.6D\pm W \quad (2.2-10)$$

$$D\pm 0.7E \quad (2.2-11)$$

$$D+0.75(L+0.7E) \quad (2.2-12)$$

$$0.6D\pm 0.7E \quad (2.2-13)$$

下列情況下，載重可作調整：

- (1) 除供公眾使用場所、停車場、或活載重大於 0.5 tf/m^2 之區域外，公式(2.2-3)與(2.2-5)中 L 的載重因子可減至 0.5，且活載重不可再依受載面積折減。
- (2) 風力未因方向因素折減時，公式(2.2-3)、(2.2-4)、(2.2-8)、(2.2-9)與(2.2-10)中的 W 可以 0.8 W 取代。

其中：

D ：靜載重，依據「建築物耐震設計規範及解說」之規定。

L ：活載重，依據「建築物耐震設計規範及解說」之規定。

W ：風力載重，依據「建築物耐風設計規範及解說」之規定。

E ：地震力載重，依據「建築物耐震設計規範及解說」之規定，惟起始降伏地震力放大倍數 α_y 取 1.0。

2.3 設計基準

2.3.1 設計方法

(a) 載重與強度因子設計法

當每個結構構材的設計強度等於或超過根據載重與強度因子設計法(LRFD)載重組合所得的需求強度時，根據載重與強度因子設計法的規定進行設計可滿足本規範的要求。除2.3.2節中的規定外，本規範所有規定均適用。

$$R_u \leq \phi R_n \quad (2.3-1)$$

其中：

R_u ：使用載重與強度因子設計法LRFD載重組合的需求強度。

R_n ：標稱強度。

ϕ ：強度因子。

ϕR_n ：設計強度。

(b) 容許強度設計法

當每個結構構材的設計強度等於或超過根據容許強度設計法載重組合所得的需求強度時，根據容許強度設計法的規定進行設計可滿足本規範的要求。除2.3.1節中的規定外，本規範所有規定均適用。

$$R_a \leq R_n / \Omega \quad (2.3-2)$$

其中：

R_a ：使用容許強度設計法載重組合的需求強度。

R_n ：標稱強度。

Ω ：安全因子。

R_n / Ω ：容許強度。

2.3.2 需求強度

結構構材和接合的需求強度應由2.2節規定之適用載重組合的結構分析決定。允許使用彈性或非彈性分析進行設計，分析規定詳第三章。

2.3.3 接合與支承設計

接合元件應依第十一章規定設計，其受力與變形應符合接合預期的性能及結構設計使用的假設。接合允許本身的非彈性變形限制。在支承點處，梁與桁架應限制沿其縱軸旋轉，除非經分析證明不需束制。

(a) 簡單接合

簡單接合忽略傳遞彎矩。在結構分析中，簡單接合可假設在構入相接的元件間允許無束制的相對旋轉，且應具有足夠的旋轉能力，以容納由結構分析所得的需求轉角。

(b) 彎矩接合

彎矩接合允許使用完全束制與部分束制兩種類型接合。

(1) 完全束制彎矩接合

完全束制彎矩接合：係在相接構材間忽略其轉角以傳遞彎矩。在結構分析中，可以假設該接合不允許相對旋轉。完全束制接合應在強度極限狀態具有足夠的強度與勁

度，以維持相接構材間的初始角度。

(2)完全束制彎矩接合

部分束制抗彎接合：係在相接構材間不可忽略旋轉以傳遞彎矩。在結構分析中，應包括其接合的力與變形反應特性。部分束制接合的反應特性應為技術文獻所記載，或由分析或實驗方法建立而得。部分束制接合的組成元件應在強度極限狀態下具有足夠的強度、勁度與變形能力。

2.3.4 隔板與集力構材設計

隔板與集力構材應依2.2節規定所產生的載重，與符合第四至第十一章強度規定設計之。

2.3.5 混凝土錨定設計

鋼與混凝土間複合作用的錨定應依第十章規定設計。柱底與錨定鋼棒間應依第十一章規定設計之。

2.3.6 穩定性設計

結構與其構材元件應依第三章的穩定性規定設計之。

2.3.7 服務性設計

整體結構及個別構材與接合應依第十二章的服務性極限狀態評估之。

2.3.8 結構完整性設計

當建築規範要求進行結構完整性設計時，應符合本節規定。

(a)柱續接應具有等於或大於 $D+L$ 的標稱拉力強度，以提供柱構材續接間，或與下方緊鄰底座的續接分支面積。

其中：

D ：標稱靜載重，tf(N)。

L ：標稱活載重，tf(N)。

(b)梁端部接合的最小標稱軸拉強度應等於，

(1)依2.3.1(a)節載重與強度因子設計法進行設計時，為2/3倍垂直剪力需求強度的。

(2)依2.3.1(b)節容許強度設計法進行設計時，為1倍垂直剪力需求強度。

但不少於4.54 tf(4.48kN)。

(c)支撐柱之構材端部接合的標稱拉力強度應等於或大於，

(1)依2.3.1(a)節載重與強度因子設計法進行設計時，為2/3倍柱軸向需求強度的1%。

(2)依2.3.1(b)節容許強度設計法進行設計時，為1倍柱軸向需求強度。

2.3.9 積水設計

屋頂系統應進行結構分析以確保積水條件下的強度和穩定性。若屋頂系統表面有防止積水措施者除外。

2.3.10 疲勞設計

承受疲勞的構材與接合應符合附錄3的規定。附錄C所定義的疲勞，不必考慮地震力或風載重效應對建築物之典型抗側向力系統與周圍組件的影響。

2.3.11 火害設計

火害的設計應符合附錄D的規定。附錄D提供以(a)分析與(b)合格試驗之兩種火害條件的設計方法。符合建築規範的防火要求應視為符合附錄D的規定。

解說：

通過合格試驗的設計是大多數建築規範的規定方法。傳統上，在大多數由建築師為主要專業人員的計畫中，建築師為指定與協調防火要求的負責人。藉由分析的設計是一種較新的防火工程方法。指定負責設計火害條件的人員是每個計畫都要處理的契約事項。本節無意對負責結構設計的簽證工程師或設計團隊的任何其他成員產生或暗示其契約要求。

2.3.12 腐蝕效應設計

若腐蝕可能損害結構體的強度或使用性時，結構元件應設計以容忍腐蝕或應採取防腐蝕措施。

2.4 構材性質**2.4.1 局部挫屈的斷面分類**

對於受軸壓構材，斷面分類為非細長肢材或細長肢材斷面。非細長肢材斷面，其受壓肢材寬厚比應不超過表2.4.1a的 λ_r ；若受壓肢材寬厚比超過 λ_r 者為細長斷面。

對於受撓屈構材，斷面分類為結實、非結實或細長肢材斷面。為符合結實斷面，其翼板必須與腹板連續相接，其受壓肢材寬厚比應不大於表2.4.1b的寬厚比限制值 λ_p ；若一個或多個受壓肢材寬厚比超過 λ_p ，但不超過 λ_r ，則該斷面為非結實斷面；若任一受壓肢材寬厚比超過 λ_r ，則該斷面為細長斷面。

(a)未加勁肢材

平行受壓作用方向上沿單邊支承的未加勁元件，其寬度應符合下列規定：

1. H與T型鋼構材之翼板，寬度 b 為全翼板寬度 b_f 之半。
2. 角鋼肢材、及槽鋼與Z型鋼之翼板，寬度 b 為肢材或翼板全寬度。
3. 鋼板寬度 b 為自由邊到第一排螺栓(或緊固器)或鉸道間的距離。
4. T型鋼腹板， d 為斷面全深度。

(b)加勁肢材

平行受壓作用方向上沿兩邊支承的加勁元件，其寬度應符合下列規定：

1. 滾軋型鋼斷面腹板， h 為兩翼板間扣除各翼板趾部圓角的淨距離； h_c 為斷面質心到受壓翼板內緣扣除趾部圓角或角隅半徑後距離的兩倍。
2. 組合斷面腹板， h 為兩相鄰螺栓線間距離，或鉚接翼板間淨距離； h_c 為斷面質心到受壓翼板螺栓軸線間最近距離，或到受壓鉚接翼板內緣間距離的兩倍； h_p 為塑性中性軸到受壓翼板螺栓軸線間最近距離，或到受壓鉚接翼板內緣間距離的兩倍。
3. 組合斷面之翼板或橫隔板，寬度 b 為兩相鄰螺栓軸線間距離，或鉚道間距離。
4. 矩型中空斷面翼板，寬度 b 為兩腹板間淨距扣除每邊內側角隅半徑；矩形中空斷面之腹板深度， h 為兩翼板間淨距扣除每邊內角隅半徑。若角隅半徑未知， b 和 h 應取其外部尺寸扣除3倍管壁厚度，其中管壁厚度 t 應取2.4.2節規定的設計管壁厚度。
5. 圓形中空斷面，寬度應取外徑 D ，厚度 t 應取2.4.2節規定的設計管壁厚度。
6. 箱型斷面與其他加勁肢材的翼板或腹板，寬度 b 為提供肢材加勁間的淨距離。
7. 具開孔蓋板， b 為最接近螺栓軸線間的橫向距離，且蓋板的淨面積取最寬的孔。

2.4.2 中空斷面的設計管壁厚度

有關管狀斷面計算用的設計管壁厚度 t ，對於箱型斷面應取其標稱厚度；對於中空斷面應取標稱壁厚的0.93倍。

2.4.3 全斷面積與淨斷面積

(a) 全斷面積

構材的全斷面積 A_g 為其總橫斷面積。

(b) 淨斷面積

構材的淨斷面積 A_n 為各肢材厚度與淨寬度乘積之和，依下列規定計算：

1. 計算拉力和剪力的淨斷面積時，螺栓孔的寬度應取標稱孔徑加0.2cm (2 mm)。
2. 對於延伸穿過斜線或折線之連串螺栓孔部分，此部分的淨寬度為全寬度減去規定於本節之所有連串孔直徑或槽孔尺寸和，且對於每一連串孔軸距，加上 $s^2/4g$ ，

其中：

g ：螺栓軸距線間的橫向中心距，cm (mm)。

s ：任何兩個連續螺栓孔的縱向中心距，cm (mm)。

3. 對於角鋼，相鄰肢材的螺栓孔軸距應為角鋼背的軸距和扣除角鋼厚度。
4. 對於與中空斷面以槽鉚相接的接合板，淨斷面積 A_n 為全斷面積扣除其厚度與開槽所移除寬度的乘積。
5. 在決定塞鉚或槽鉚的淨斷面積時，不考慮鉚材所增加的淨斷面積。
6. 對於無開孔構材，淨斷面積 A_n 等於全斷面積 A_g 。

2.5 製作、安裝與品管

鋼結構的製作、安裝、品質管制應符合第十三章之規定。

2.6 既有結構物評估

既有鋼結構評估應符合附錄E之規定。

表2.4-1a 受軸壓構材之受壓肢材寬厚比

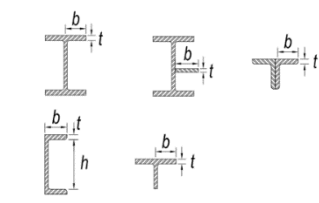
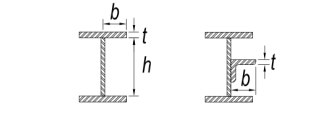
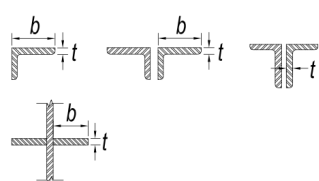
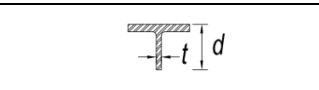
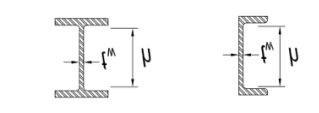
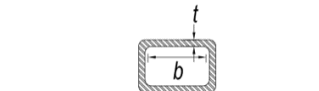
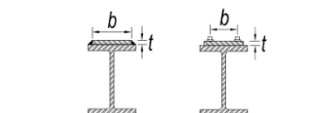
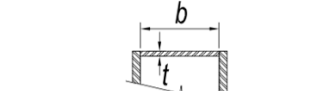
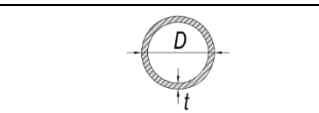
	情況	寬厚比	寬厚比界限 細長與非細長, λ_r	圖例
未加勁肢材	1. 滾軋H型鋼之翼板、滾軋H型鋼之突出板、連續接觸相接之雙角鋼突出肢、槽鋼之翼板、T型鋼之翼板。	b/t	$0.56\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2. 組合H型鋼之翼板、從組合H型鋼突出之板或角鋼肢材。	b/t	$0.64\sqrt{\frac{k_c E}{F_y}}^{[a]}$	
	3. 單角鋼肢材，分離雙角鋼肢材、與所有其他未加勁肢材。	b/t	$0.45\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4. T型鋼腹板	d/t	$0.75\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
加勁肢材	5. 雙對稱滾軋及組合H型鋼、與槽鋼之腹板。	h/t_w	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	6. 矩形中空斷面之管壁。	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7. 螺栓軸線或釐道線間的梁翼板蓋板與隔板。	b/t	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8. 所有其他加勁肢材	b/t	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9. 圓形中空斷面。	D/t	$0.11\frac{E}{F_y}$	
^[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$ ，但計算時，應不小於0.35或大於0.76。				

表2.4-1b 受撓曲構材之受壓肢材寬厚比

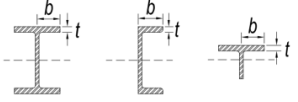
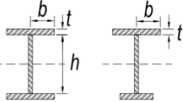
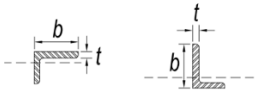
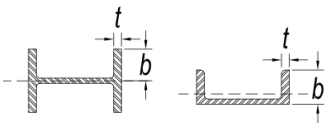
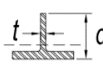
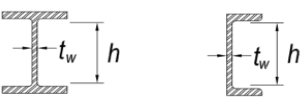
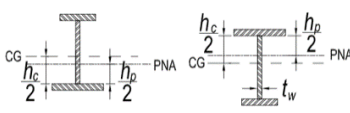
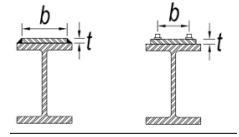
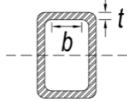
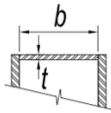
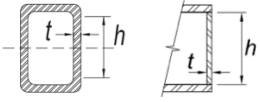
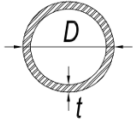
	情況	寬厚比	寬厚比界限		圖例
			結實與非結實 λ_p	非結實與細長 λ_r	
未加勁肢材	1. 滾軋H型、槽型與T型鋼之翼板。	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	2. 雙對稱與單對稱組合H型鋼之翼板	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.95\sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[a][b]}$	
	3. 單角鋼肢材。	b/t	$0.54\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$0.91\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	4. 弱軸彎曲之H型鋼與槽鋼之翼板。	b/t	$0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	5. T型鋼腹板。	b/t	$0.84\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.52\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
加勁肢材	6. 雙對稱H型鋼、與槽鋼之腹板。	h/t_w	$3.76\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	7. 單對稱H型鋼之腹板。	b/t	$\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(0.54\frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_r$ ^[c]	$5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	8. 螺栓軸線或鉚道線間的梁翼板蓋板與隔板。	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	9. 矩形中空斷面之翼板。	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.40\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	10. 箱型斷面之翼板。	b/t	$1.12\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$1.49\sqrt{\frac{E}{F_y}}$	

表2.4-1b 受撓曲構材之受壓肢材寬厚比(續)

	情況	寬厚比	寬厚比界限		圖例
			結實與非結實 λ_p	非結實與細長 λ_r	
加勁肢材	11. 矩形中空斷面與箱型斷面之腹板。	b/t	$2.42 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	$5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	
	12. 圓形中空斷面。	D/t	$0.07 \frac{E}{F_y}$	$0.31 \frac{E}{F_y}$	
^[a] $k_c = 4/\sqrt{h/t_w}$，但計算時，應不小於0.35或大於0.76。 ^[b] $F_L = 0.7F_y$，對於腹板為細長肢材之 H 型鋼構材，與 $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$ 之主軸彎曲且腹板為結實及非結實肢材的組合 H 型鋼構材。 $F_L = F_y S_{xt}/S_{xc} \geq 0.5F_y$，對於 $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$ 之主軸彎曲且腹板為結實及非結實肢材的組合 H 型鋼構材。其中 S_{xc} 與 S_{xt} 分別為受壓與受拉翼板之彈性斷面模數 $\text{cm}^3 (\text{mm}^3)$。 ^[c] M_y 為斷面最外緣達降伏的彎矩；$M_p = F_y Z_x$ 為塑性彎矩，tf-cm (N-mm)，其中 Z_x 為 x 軸的塑性斷面模數 $\text{cm}^3 (\text{mm}^3)$。 E：鋼材彈性模數=2,040 tf/cm² (200 GPa)，F_y：規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)， ENA(Elastic Neutral Axis)：彈性中性軸，PNA(Plastic Neutral Axis)：塑性中性軸。					

第三章 材料

3.1 一般規定

3.1.1 鋼結構材料

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

解說：

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

3.1.2 鋼結構材料檢驗

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

3.1.3 鋼結構材料品質證明

鋼結構使用之材料，應出具原生產廠家之品質證明書或公正檢驗機構之檢驗報告，文件內應有具體之數據及明確之陳述，以證明該材料符合所指定之材料標準。無廠家產品檢驗合格證明書之非整批零星鋼料或成品鋼料，依每5公噸及其不足5公噸部分、或依每一群或每種尺寸均須分別各做一組試驗。材料如因特殊情況，必須使用同等規格品時，除須經證明其材質及加工性均符合原規定外，並經原設計者簽認許可方可採用。如對鋼材的品質有疑義時，應抽樣檢驗，其結果應符合國家標準的規定與原設計的要求。

解說：

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

3.2 鋼結構用材料

3.2.1 結構用鋼板、棒鋼及型鋼

結構用鋼板、棒鋼及型鋼應符合下列國家標準規定。

CNS 2473 一般結構用軋鋼料
SS330、SS400、SS490、SS540

CNS 2947 銲接結構用軋鋼料
SM400A、SM400B、SM400C
SM490A、SM490B、SM490C
SM490YA、SM490YB
SM520B、SM520C
SM570

CNS 4269 銲接結構用耐候性熱軋鋼料

SMA400AW、SMA400AP、SMA400BW、SMA400BP、SMA400CW、
SMA400CP、
SMA490AW、SMA490AP、SMA490BW、SMA490BP、SMA490CW、
SMA490CP、
SMA570W、SMA570P
CNS 4620 高耐候性軋鋼料
SPA-H、SPA-C
CNS 6183 一般結構用輕型鋼
SSC400
CNS 6185 一般結構用鉚接H形輕型鋼
SWH400、SWH400L
CNS 7993 一般結構用鉚接H型鋼
WH400
CNS 9704 浪型鋼板
SDP1、SDP2、SDP3、SDP1G、SDP2G
CNS 11109 鉚接結構用高降伏強度鋼板
SHY 685、SHY 685N、SHY 685NS
CNS 13061 鐵塔用高強度鋼料
SH590P、SH590S
CNS 13812 建築結構用軋鋼料
SN400A、SN400B、SN400YB、SN400C、SN400YC
SN490B、SN490YB、SN490C、SN490YC

解說：

鋼結構主要構材所使用之材質，約分為三類：

1. 鉚接性良好之「建築結構用」以及「鉚接結構用」軋鋼料。
2. 可使用於鉚接結構之薄板材、冷軋加工材及鑄鋼等鋼材。
3. 使用於非鉚接結構之鋼鐵材料。

依據上述原則，3.2.1節至3.2.3節將鋼構造可使用之鋼板、棒鋼、型鋼、鋼管、鑄鋼料等，目前CNS正式頒布之有關編號列出以供設計者查閱，未列舉者可按3.1.2節處理。

由於國內大量採用以鋼板鉚接而成之組合型鋼，對於鋼板材料之選用應審慎為之，如SN、SM或SS系列並不相同，不可混用；由於SS系列鋼材因其材質未包括碳含量之限制，並不適用於採用鉚接接合之主要結構使用。

建築鋼結構用鋼之SN系列鋼材的特點為包括：規定降伏強度的上限、降伏強度與拉力強度比的上限、厚度方向斷面縮減率的下限、衝擊值的下值、與碳當量(Ceq)及鉚接冷裂敏感指數(Pcm)的上限等，故具有可確保塑性變形能力、鉚接性、與鋼板厚度方向機械性能等優點。

熱機處理 (TMCP, Thermo-mechanically Controlled Process) 鋼材，是一種以控制軋延及加速冷卻技術所生產之鋼材。一般鋼板厚度超過40mm時，不增加碳當量(Ceq)就會影響降伏強度，但運用TMCP之軋延-冷卻技術，不增加碳當量就能使鋼材（尤其是厚板）具有足夠的強度，同時保有良好的鉚接性。

低降伏強度鋼板，此種鋼材一般使用於較梁、柱等構材之降伏強度低的制震構材或元件，當地震發生時，本鋼材首先發生降伏以提供遲滯能，吸收地震輸入結構之能量，減低主結構於地震作用下之受損機率。本鋼材目前尚無CNS標準，只有廠家品名，如：CSC LYS100。

厚度較厚之鋼板於軋製過程中易產生夾層(lamination)缺陷，當鋼板承受厚度方向力量時（如梁柱接合

處之柱板，或銲接時會產生厚度方向應力的情況），夾層缺陷對鋼結構的品質會有顯著的負面影響。硫含量較低的鋼材（如SN-B、SN-C、SM570M-B、SM570M-CHW等鋼板），其夾層缺陷發生的機率較低，使用於箱型柱且厚度25mm以上之鋼板應進行超音波夾層檢驗，而不承受厚度方向應力且厚度不大於50mm之鋼板，通常無需額外進行超音波夾層檢驗。至於其他規格厚度25mm以上之鋼板，應以超音波或其它可靠之方法檢驗其是否含有夾層。

另外，鑄鋼件之使用與銲接，在設計及施工規範中皆無規定，因此僅列於解說。鑄鋼件可參考下列國家標準規定。

CNS 7143 銲接結構用鑄鋼件

SCW410、SCW450、SCW480、SCW550、SCW620

CNS 7145 結構用高強度碳鋼及低合金鋼鑄鋼件

SCC 3、SCC 5

SCMn 1、SCMn 2、SCMn 3、SCMn 5

SCSiMn 2

SCMnCr2、SCMnCr 3、SCMnCr 4

SCMnM 3

SCCrM 1、SCCrM3

SCMnCrM 2、SCMnCrM 3

SCNCRM 2

CNS 13812 建築結構用軋鋼料中SN400YB、SN400YC、SN490YB及SN490YC之鋼材，其降伏強度不隨鋼板厚度而改變，SN400YB及SN400YC降伏強度由 2.4 t/cm^2 (235 MPa)提高至 2.5 t/cm^2 (245 MPa)，SN490YB及SN490YC降伏強度則維持在 3.3 t/cm^2 (320 MPa)。

3.2.2 重型斷面

(a)熱軋重型斷面

翼板厚度超過50 mm之熱軋型鋼為熱軋重型斷面。做為主要承受因受拉或撓曲所引致之拉力，且翼板或全斷面使用全滲透開槽銲進行續接或與其他構材接合的熱軋重型斷面構材，應符合在21°C最小平均衝擊值不小於27焦耳(J)的沙丕V形槽衝擊試驗規定。若採栓接進行續接與接合，本節規定不適用。

當使用開槽銲將熱軋重型斷面銲接至其他型鋼表面時，本規定僅適用於全斷面受銲道熔融之型鋼。

(b)組合重型斷面

由厚度超過50 mm鋼板組成的組合斷面為組合重型斷面。做為主要承受因受拉或撓曲所引致之拉力，且使用以熔融鋼板厚度之全滲透開槽銲進行續接或與其他型鋼接合的組合重型鋼構材，應符合在21°C最小平均衝擊值不小於27焦耳(J)的沙丕V形槽衝擊試驗規定。

當使用開槽銲將組合重型斷面銲接至其他型鋼表面時，本規定僅適用於全斷面受銲道熔融之型鋼。

解說：

熱軋重型鋼之沙丕V形槽衝擊試驗，可依ASTM A6/6M 補充規定S30 中之替代核心位置進行試驗，即熱軋重型斷面位於腹板與翼板交會處，距翼板內緣1/4翼板厚度位置取樣，進行沙丕V形槽衝擊試驗。組合重型鋼之沙丕V形槽衝擊試驗，可依ASTM A673/A673M的頻率P (Frequency (P))取樣，依ASTM A6/6M 補充規定S5進行沙丕V形槽衝擊試驗。

3.2.3 結構用鋼管

結構用鋼管應符合下列國家標準規定。

- CNS 4435 一般結構用碳鋼鋼管
STK400、STK490、STK500、STK540
- CNS 15727 建築結構用碳鋼鋼管
STKN400W、STKN400B、STKN490B
- CNS 7141 一般結構用矩形碳鋼鋼管
STKR400、STKR490

解說：

CNS 4435及CNS 15727標準的鋼管皆為圓管，CNS 7141標準的鋼管為矩形管。

CNS 15727標準的STKN鋼管為適合耐震結構用圓鋼管。

結構用矩形鋼管依製作方式，可區分為冷軋(box column rolled, BCR)鋼管及冷沖壓(box column pressed, BCP)鋼管等兩種。BCR鋼管的製作流程，是先將鋼卷整平，然後冷軋成圓管狀並經高周波銲接、剷除銲冠後，再擠壓成方管或矩形管。BCR可使用連續性製程，將鋼捲直接製作成鋼管。BCP鋼管之製作流程有兩種，斷面較小者，將鋼板沖壓成矩形斷面，並以1道縱向潛弧銲接而成；斷面較大者，是將鋼板沖壓成U形，並以2道縱向潛弧銲道將兩個U形斷面銲接成矩形斷面。BCP鋼管尚無法使用連續製程製作。STKR鋼管通常採用BCR製程製作。

3.2.4 螺栓、螺帽、墊圈及剪力釘

結構用螺栓，螺帽、墊圈及剪力釘應符合下列國家標準規定。

螺栓、螺帽、墊圈

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

剪力釘

- CNS 4608 螺樁(熔接用)
- CNS 4687 電弧樁熔接用柱樁—螺紋樁
- CNS 4688 電弧樁熔接用柱樁—無螺紋樁

CNS 4689	電弧樁熔接用柱樁-混凝土固定及剪力連接樁
CNS 4690	電弧樁熔接用柱樁-T形樁
CNS 4691	尖端燃熔用螺樁
CNS 4692	尖端燃熔用無螺紋樁

解說：

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

結構用螺栓、螺帽、墊圈及剪力釘之選用，以符合國家標準(CNS)為原則，但經設計者同意時，得使用符合美國材料試驗協會ASTM A307、ASTM A325、ASTM A490等之材料，或AWS D1.1規定之材料或同級品。至於JIS或JSS規格品，可由原結構設計者依同級品相關規定認定之，如JSS II 09「構造用トルシア形高力ボルト・六角ナット・平座金のセット」之S10T螺栓；若採用JIS規格之產品，其強度應參照本規範第十一章「高強度螺栓接合」之相關規定。對高強度螺栓，除應確保必要之強度外，尚應針對耐火、延遲破壞及衝擊值問題，依使用條件慎重檢討其材質。

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

3.2.5 銲接材料

銲接材料應符合下列國家標準規定。

CNS 195	液體二氧化碳
CNS 2957	軟鋼用氣銲填充棒
CNS 2983	銲接用氫氣
CNS 13005	軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼TIG銲接用實心銲線及裸銲條
CNS 13014	碳鋼及低合金鋼用潛弧銲接實心銲線
CNS 13015	潛弧銲接用銲藥
CNS 13037	耐候性鋼用被覆銲條
CNS 13719	軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼用被覆銲條
CNS 14596	軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼氣遮護及自遮護電弧銲接用包藥銲線
CNS 14598	電熱氣體電弧銲接用包藥銲線
CNS 14599	耐候鋼用CO ₂ 氣體遮護電弧銲接包藥銲線
CNS 14601	軟鋼、高強度鋼及低溫用鋼MAG 及MIG銲接用實心銲線

解說：

本規範之銲接材料以符合國家標準(CNS)為原則。但考量國家標準可能尚未涵蓋所有的銲接材料，及個案的應用需求，因此可選用符合美國銲接協會(AWS)或日本產業標準(JIS)規定之銲接材料，為須經結構設計者認可方可使用。

第四章 結構穩定設計

4.1 一般規定

結構穩定性應考量下列效應以確保整體結構與其內部個別元件的穩定：

- (a)構材之撓曲、剪力與軸向變形，及會導致結構位移的所有其他元件與接合之變形。
- (b)二階效應(包含 $P-\Delta$ 與 $P-\delta$ 效應)。
- (c)幾何缺陷。
- (d)非線性引致之勁度減少，包含可能受殘餘應力影響而擴大的斷面部分降伏效應。
- (e)系統、構材與接合之強度與勁度的不確定性。

所有與載重有關的效應應計算至載重與強度因子設計法的載重組合或容許強度設計法載重組合的1.6倍。

考量前述效應之任何穩定性分析的合理設計法均可使用。本節有關穩定性設計的一般規定，適用於直接分析法(4.2節)與替代分析法，其中替代分析法包括有效長度法(4.3節)與一階分析法(4.4節)。

解說：(本節解說尚未討論)

穩定性分析之替代方法於附錄一與附錄七中詳述。附錄一所述之方法可將構件之施工誤差及非線性變形直接納入分析考量，此方法適用於複雜之結構。附錄七說明有效長度法與一階彈性分析法。

上述將(a)至(e)之影響考量於C1.1節與C1.2節所述之設計方法之說明，詳述於解說C1節與表C-C1.1

4.2 直接分析法

4.2.1 適用範圍

直接分析法適用於所有結構之彈性或非彈性分析。使用彈性分析時，需求強度應依4.2.2節之規定計算，可用強度應依4.2.3節之規定計算。使用進階分析時，應依附錄A之A.1節與A.2節或A.3節之規定。

4.2.2 需求強度

設計使用直接分析法時，結構構材的需求強度應由4.2.2節第1項的彈性分析求得，其分析應考量4.2.2節第2項的初始缺陷與第3項的勁度調整。

1.基本分析規定

結構分析應符合下列規定：

- (a)分析應考量構材之撓曲、剪力與軸向變形，及會導致結構位移的所有其他元件與接合之變形，其分析應納入結構穩定性所致之勁度折減，詳4.2.2節第3項之規定。
- (b)分析應考量 $P-\Delta$ 與 $P-\delta$ 效應之二階分析。若符合下列條件，可忽略 $P-\delta$ 效應：
 - (1)主要由垂直向柱、牆、或構架支承重力載重之結構。
 - (2)各樓層之最大二階分析與最大一階分析的側位移(以載重與強度因子設計法之載重組合或1.6倍容許強度設計法載重組合並依4.2.3節規定之勁度修正求得)比值不超過1.7。
 - (3)在考慮方向之抗彎構架柱構材，不得超過全部結構重力載重的三分之一。在所有

條件下，同時受壓與受撓之個別構材的評估須考量 $P-\delta$ 效應。

允許使用4.5節之近似二階分析法。

(c)分析應考量所有重力載重與可能影響結構穩定性之其他載重。

(d)對於載重與強度因子設計法之設計，二階分析法應施加载重與強度因子設計法之載重組合。對於容許強度設計法之設計，二階分析法應施加载重與容許強度設計法載重組合的1.6倍，且構材需求強度應以其分析結果除以1.6。

解說：(本節解說尚未討論)

於條文中所列之條件允許僅考慮 $P-\Delta$ 效應之二階分析(忽略因 $P-\delta$ 效應導致之結構反應)。在此情況終，個別構材評估所考量的 $P-\delta$ 效應時，可將其需求彎矩乘以定義於4.5節之 B_1 放大。

結構物所有垂直載重，包含靠柱所承載之垂直載重與非抗側力系統所承載之垂直載重。

2. 初始系統缺陷的考量

構材相交點間的初始缺陷對結構穩定性的效應，應以4.2.2節第2(a)項之規定在分析中直接模擬缺陷，或以4.2.2節第2(b)項之規定施加虛擬載重考量。

(a) 直接模擬缺陷

所有結構允許在分析中直接模擬缺陷以考量初始系統缺陷的效應。結構應以構材間的實際交點位置取代其標稱位置進行分析，初始位移量應為設計中考量的最大值，其初始位移型態應為對結構產生最大失穩效應者。

對於主要由垂直向柱、牆或構架支承重力載重之結構分析，當各樓層之最大二階分析與最大一階分析的層間側位移(以載重與強度因子設計法之載重組合或1.6倍容許強度設計法載重組合並依4.2.3節規定之勁度修正求得)比值不大於1.7時，允許僅以重力載重之載重組合而不包含側力之載重組合進行分析，以考量初始系統缺陷。

(b) 使用虛擬載重代表缺陷

對於主要由垂直向柱、牆或構架支承重力載重的結構，允許依本節規定在構材交點位置使用虛擬載重代表初始系統缺陷效應，其虛擬載重應施加於標稱幾何結構模型，並符合下列規定。

(1) 虛擬載重應如側向載重施加於各樓層。除4.2.2節第2(b)(4)項規定外，其虛擬載重應與其他側力相加，且含於所有載重組合。虛擬載重大小應為：

$$N_i = 0.002\alpha Y_i \quad (4.2-1)$$

其中：

α ：=1.0 (載重與強度因子設計法)；=1.6 (容許強度設計法)。

N_i ：施加於第*i*層之虛擬載重，tf (kN)。

Y_i ：施加於第*i*層之重力載重，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得，tf (kN)。

(2) 任一層虛擬載重 N_i 在該樓層的分佈應與重力載重的分佈相同，並應施加在產生最大失穩效應的方向。

(3) 虛擬載重公式(4.2-1)之係數0.002為考量1/500的標稱初始樓層不準度。若使用經合理證明的另一最大不準度，允許按比例調整此虛擬載重係數。

(4)當結構各樓層之最大二階分析與最大一階分析的層間側位移(以載重與強度因子設計法之載重組合或1.6倍容許強度設計法載重組合並依4.2.3節規定之勁度修正求得)比值不大於1.7時,允許僅以重力載重之載重組合而不包含側力之載重組合,以施加虛擬載重 N_i 。

解說：(本節解說尚未討論)

本節需考慮的缺陷為構材交點位置缺陷(系統缺陷)。一般建築結構中,此類型的主要缺陷來自於柱構材的不直度。使用本節條文設計時,個別構材的初始不直度(構材缺陷)不需考慮在結構分析中,而是在本規範第六章受壓構材設計條文中考量,且若符合規範的限制,不須在分析中直接考量。附錄A.2節提供直接分析法的延伸,在結構分析中模擬構材缺陷(初始不直度)。

在模擬缺陷時,考慮之初始位移應與加載引致及預期挫屈模態引致位移形狀相似,此初始位移量應依規範規定之容許施工誤差決定,或使用實際缺陷大小。

一般而言,虛擬載重概念適用於所有類型結構,且適用於構材兩交點位置與沿構材點位間的缺陷,而4.2.2節第2(b)之(1)至(4)項的特別規定僅適用於本節認定之特定結構等級與系統類別的缺陷。

使用虛擬載重會對結構產生額外(一般很小)虛構的基底剪力。正確的結構基礎水平反力可藉由施加一額外基底剪力(與總虛擬載重大小相等方向相反),且依各承載垂直載重構材之重力載重比例分布求得。其虛擬載重也可能產生額外(非虛構)的傾覆彎矩。

對於大部分之建築結構,關於虛擬載重的施加方向需符合下列要求:對於未包含側力的載重組合,需考量兩組互相正交之虛擬載重,施加在此兩正交方向之任一向的正與負向,且所有樓層施加在同一方向;對於包含側力之載重組合,虛擬載重施加在所有側力合力的方向。

柱構材最大容許不直度為1/500,如有其他規定此容許不直度,如規劃的柱位,可能有較為嚴格之不直度限制。

3. 勁度調整

決定構材需求強度之結構分析應使用折減後的勁度,如下列規定:

(a)係數0.8適用於對結構穩定性有益的所有勁度,結構的所有構材勁度允許使用此折減係數。

(b)勁度折減參數(τ_b)應使用於所有構材的撓曲勁度,其撓曲勁度被認為有助於結構的穩定。對於非複合構材, τ_b 定義如下。

(1)若 $\alpha P_r / P_{ns} \leq 0.5$

$$\tau_b = 1.0 \quad (4.2-2a)$$

(2)若 $\alpha P_r / P_{ns} > 0.5$

$$\tau_b = 4(\alpha P_r / P_{ns})[1 - (\alpha P_r / P_{ns})] \quad (4.2-2b)$$

其中:

α : =1.0 (載重與強度因子設計法); =1.6 (容許強度設計法)。

P_r : 需求軸壓力,tf(kN),由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得。

P_{ns} : 斷面壓力強度;對於非細長構材斷面, $P_{ns} = F_y A_g$; 對於細長構材斷面,

$P_{ns}=F_y A_e$ ，其中， A_e 定義於6.7節且 $F_n=F_y$ ，tf(kN)。

(c)適用4.2.2節第2項規定之結構，對於 $\alpha P_r / P_{ns} > 0.5$ 之非複合構材，若在各樓層施加之所有載重組合均包含 $0.001\alpha Y_i$ 虛擬載重，且加載方向符合4.2.2節第2(b)(1)項規定時，允許 $\tau_b = 1.0$ 取代 $\tau_b < 1.0$ 。其虛擬載重應考量構材交點處之可能初始缺陷效應，但不受4.2.2節第2(b)(4)項之規定限制。

(d)當採用非結構用鋼材之構材以提升結構穩定，且規範要求對於其他材料需使用較大的勁度折減時，其非結構用鋼材之構材應使用此較大的勁度折減。

解說：(本節解說尚未討論)

若僅對結構中部分桿件考慮勁度調整，可能導致結構發生額外之變形，此人為因素造成的額外變形，可能導致結構發生預期外之力量重分配。若同時考慮所有構件之勁度調整，包含未對結構提供穩定性之構件，可避免上述之力量重分配的現象。

同時考量前述(a)與(b)之要求，分析時應使用 $0.8\tau_b$ 與 0.8 分別乘以結構桿件之標稱彈性撓曲勁度以及其他之標稱彈性勁度。

4.2.3 可用強度

於直接分析法中，構材與接合之可用強度應依第五章至第十一章規定設計，不必考量整體結構穩定性。所有構材對於撓曲挫屈的有效長度應取其無支撐長度，經合理分析證明之較小者除外。

用於決定構材無支撐長度之側撐，應具有足夠的勁度與強度以限制構材在該側撐點運動。

解說：(本節解說尚未討論)

附錄F說明對於符合支撐要求之設計方法。附錄F對於支撐之設計要求不得用於整體結構抗側力系統中之支撐。

4.3 有效長度法

4.3.1 適用範圍

使用有效長度法應符合下列條件：

- (a) 主要由垂直向柱、牆或構架支承重力載重之結構。
- (b) 各樓層之最大二階分析與最大一階分析的層間側位移(以載重與強度因子設計法之載重組合或1.6倍容許強度設計法載重組合並依4.2.3節規定之勁度修正求得)比值不大於1.5。

4.3.2 需求強度

構材需求強度應依4.2.2節第1項規定之彈性分析結果決定，構材勁度應使用標稱勁度，不得依4.2.2節第1(a)項規定折減。分析中應施加依4.2.2節第2(b)項規定之虛擬載重。

4.3.3 可用強度

構件與接合的可用強度應依第五章至第十一章適用之規定計算。

受壓構材之撓曲挫屈有效長度 L_c 應取 KL ，其中 K 由下列規定決定， L 為構材側向無支

撐長度。

- (a) 對於斜撐系統、剪力牆系統與其他非由柱撓曲勁度提供側向穩定性的抗側力系統，其受壓構材有效長度係數 K 應取 1.0，經合理分析證明可用之較小者除外。
- (b) 對於抗彎構架系統與其他柱之撓曲勁度有助於提供側向穩定與強度之抗側力系統，其撓曲勁度有助於提供系統側向穩定與抗側力強度之柱構材，有效長度係數 K 或彈性臨界挫屈應力 F_e 應由結構的側移挫屈分析求得；其撓曲勁度對系統側向穩定與抗側力強度無貢獻之柱構材， K 為 1.0。

例外：當各樓層之最大二階分析與最大一階分析的層間側位移(以載重與強度因子設計法之載重組合或 1.6 倍容許強度設計法載重組合求得)比值不大於 1.1 時，所有柱構材之設計允許 K 取 1.0。

用於決定構材無支撐長度之側撐，應具有足夠的勁度與強度以防止限制構材在該側撐點運動。

解說：(本節解說尚未討論)

二階側位位移角與最大一階側位位移角之比值可由 4.5 節規定之 B_2 放大係數取代。

由於 4.2.2 節第 2(b) 之 (4) 項之規定在可使用有效長度法時皆能符合，因此等效載重僅需施加於重力方向之載重組合。

計算有效長度係數 K 的方法詳閱解說。

側撐之要求與符合要求的設計方法詳閱附錄 F，但附錄 F 對於側撐之規定不適用在用於整體結構之抗側力系統的斜撐。

4.4 一階分析法

4.4.1 適用範圍

使用一階分析法應符合下列條件：

- (a) 主要由垂直向柱、牆或構架支承重力載重之結構。
- (b) 抗彎構架中水平構材的軸向力不大於該構材在彎曲平面內的彈性臨界挫屈強度 P_{e1} 的 10% 時，計算公式 (4.5-5) 之 P_{e1} 中之 EI 取 $0.8EI$ ，且 L_{c1} 取構材的無支撐長度 ($K=1$)。
- (c) 各樓層之最大二階分析與最大一階分析的層間側位移(依載重與強度因子設計法之載重組合或 1.6 倍容許強度設計法載重組合並依 4.2.3 節規定之勁度修正求得)比值不大於 1.5。
- (d) 對於撓曲勁度有助於提供結構側向穩定之所有柱構材，其需求軸壓力應符合下列限制：

$$\alpha P_r \leq 0.5 P_{ns} \quad (4.4-1)$$

其中：

α ：=1.0 (載重與強度因子設計法)；=1.6 (容許強度設計法)。

P_r ：需求軸壓力，tf (kN)，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得。

P_{ns} ：斷面壓力強度；對於非細長構材， $P_{ns}=F_y A_g$ ；對於細長構材， $P_{ns}=F_y A_e$ ，其中，

A_e 定義於6.7節且 $F_n = F_y$, tf (kN)。

4.4.2 需求強度

構材需求強度應由符合下列額外規定之一階分析求得。其分析應考量構材之撓曲、剪力與軸向變形，及會導致結構位移之變形。

(a)結構各樓層之所有載重組合應包括額外側向載重 N_i ：

$$N_i = 2.1\alpha(\Delta/L)Y_i \geq 0.0042Y_i \quad (4.4-2)$$

其中：

α : =1.0 (載重與強度因子設計法)；=1.6 (容許強度設計法)。

Y_i : 施加於第*i*層之重力載重，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得，tf (kN)。

Δ/L : 結構所有樓層之 Δ 與 L 最大比值。

Δ : 一階分析之層間側位移，cm (mm)，依載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合求得。其中 Δ 於結構平面不同位置可能不同，應依垂直載重比例加權後取平均位移，或取最大值。

L : 樓層高度，cm (mm)。

任一層額外側向加載 N_i 在該樓層的分佈應與重力載重的分佈相同，並應施加在產生最大失穩效應的方向。

(b)無側移之梁柱構材彎矩放大應使用4.5節之 B_1 放大係數。

4.4.3 可用強度

構材與接合之可用強度應依第五章至第十一章適用的規定計算。

所有構材之撓曲挫屈有效長度應取其無支撐長度，經合理分析證明之較小者除外。

用於決定構材無支撐長度之側撐，應具有足夠的勁度與強度以限制構材在該側撐點運動。

解說：(本節解說尚未討論)

二階側位移角與最大一階側位移角之比值可由4.5節規定之 B_2 放大係數取代。

對大部分結構來說， N_i 的加載方向應符合以下要求：(a)對於不包括側向荷載的載重組合，考慮兩個交替的正交方向，以在兩個方向中的每一個方向上以正負方向增加額外的側向荷載，所有側向荷載在各樓層皆相同；(b)對於包含側向荷載的載重組合，所有施加之額外側向荷載，其施加方向應為載重組合中所有側力之合力方向。

因為容許強度設計法之一階分析未包含二階分析，不同於直接分析法與有效長度法之規定，因此進行分析時，不須將容許強度設計法載重組合放大1.6倍。

側撐之要求與符合要求的設計方法詳閱附錄F，但附錄F對於側撐之規定不適用在用於整體結構之抗側力系統的斜撐。

4.5 近似二階彈性分析法

4.5.1 適用範圍

結構的二階效應可透過兩個一階彈性分析結果近似放大需求強度。本節之程序僅適用於

主要由垂直向柱、牆或構架支承重力載重之結構，也允許使用此程序計算個別受壓構材的 $P-\delta$ 效應。本節方法不可使用附錄A進階分析的規定進行設計。

4.5.2 計算程序

構件之需求二階彎矩(M_r)與軸力(P_r)應依下列規定計算：

$$M_r = B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \quad (4.5-1)$$

$$P_r = P_{nt} + B_2 P_{lt} \quad (4.5-2)$$

其中：

B_1 ：考慮 $P-\delta$ 效應之放大係數，構材受壓彎與各向彎曲之 B_1 放大係數應依4.5.3節規定計算。對於未受軸壓僅受彎曲之構材， B_1 應取1.0。

B_2 ：考慮 $P-\Delta$ 效應之放大係數，結構各樓層且在各側向位移方向應依4.5.4節規定計算。

M_{lt} ：結構僅受側向位移引致之需求一階彎矩，tf-cm (kN-mm)，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得。

M_{nt} ：結構限制側向位移引致之需求一階彎矩，tf-cm (kN-mm)，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得。

M_r ：需求二階彎矩，tf-cm (kN-mm)，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得。

P_{lt} ：結構僅受側向位移引致之需求一階軸力，tf (kN)，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得。

P_{nt} ：結構限制側向位移引致之需求一階軸力，tf (kN)，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得。

P_r ：需求二階軸力，tf (kN)，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得。

4.5.3 $P-\delta$ 放大係數 B_1

構材受軸壓與各向彎曲之 B_1 放大係數計算如下：

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \alpha P_r / P_{el}} \geq 1 \quad (4.5-3)$$

其中：

α ：=1.0 (載重與強度因子設計法)；=1.6 (容許強度設計法)。

C_m ：等效均勻彎矩係數，假設構材端部沒有相對位移，計算如下：

(a)梁柱構材在面內彎曲之支承間無側向載重時，

$$C_m = 0.6 - 0.4(M_1/M_2) \quad (4.5-4)$$

其中， M_1 與 M_2 分別為在所考慮彎曲平面中構材未支撐段端部由一階分析計算所得之較小與較大彎矩值。 M_1/M_2 當構材雙曲變形為正，單曲變形為負。

(b)梁柱構材在支承間受側向載重時， C_m 應由分析決定或保守取1.0。

P_{el} ：構材在彎曲平面內的彈性臨界挫屈強度，假設構材端部沒有側向位移，tf(kN)。

$$: = \frac{\pi EI^*}{(L_{cl})^2} \quad (4.5-5)$$

其中：

EI^* ：分析中要求使用之撓曲剛度(使用直接分析法時為 $0.8\tau_b EI$ ，其中 τ_b 定義於第四章；使用有效長度法與一階分析法時為 EI)。

E ：鋼材彈性模數 = 2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。

I ：彎曲平面內之慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

L_{cl} ：彎曲平面內之有效長度，假設構材端部無側向位移，為該構材無支撐長度，經合理分析證明之較小者除外，cm (mm)。

公式(4.5-3)之 P_r 值允許使用一階分析結果估算(即 $P_r = P_{nt} + P_{lt}$)。

4.5.4 $P-\Delta$ 放大係數 B_2

各樓層在側向位移方向之放大係數 B_2 計算如下：

$$B_2 = \frac{1}{1 - \frac{\alpha P_{story}}{P_{e story}}} \geq 1 \quad (4.5-6)$$

其中：

α ：=1.0(載重與強度因子設計法)；=1.6(容許強度設計法)。

P_{story} ：樓層總垂直載重，包括非抗側力系統之柱構材載重，tf(kN)，由載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合求得。

$P_{e story}$ ：在考慮變形方向之樓層彈性臨界挫屈強度，tf(kN)，以側位移挫屈分析或下式計算：

$$= R_M \frac{HL}{\Delta_H} \quad (4.5-7)$$

H ：在考慮變形方向之總樓層剪力，由用於計算 Δ_H 的側向力所產生，tf(kN)。

L ：樓層高度，cm (mm)。

$$R_M : 1 - 0.15 \left(P_{mf} / P_{story} \right) \quad (4.5-8)$$

P_{mf} ：樓層中抗彎構架之柱構材在考慮平移方向的總垂直載重(=0，對於斜撐構架系統)，tf(kN)。

Δ_H ：在考慮平移方向由側向力引致之一階分析層間側位移，cm (mm)，使用分析要求的勁度計算。(使用直接分析法時，依4.2.2節第3項規定折減勁度)。其中 Δ_H 於結構平面不同位置可能不同，應依垂直載重比例加權後取平均位移，或取最大值。

解說：(本節解說尚未討論)

公式(4.5-1)和(4.5-2)適用於所有結構中所有構件。但須注意，除1以外的 B_1 值僅適用於梁柱中的彎矩； B_2 適用於抗側力系統構件(包括柱、梁、斜撐構件和剪力牆)中的彎矩和軸力。

如果樓層中含有抗彎構架， R_M 可取0.85作為下限值，否則 $R_M = 1$ 。公式(4.5-7)中的 H 和 Δ_H 可利用能提供該樓層側向勁度 H/Δ_H 之側向荷載計算。

4.6 近似非彈性彎矩再分配

由2.4.1節結實斷面肢材構成之靜不定梁構材，若僅受重力載重且符合本節無支撐長度規定時，其需求負彎矩，允許取支承負彎矩之90%，惟最大需求正彎矩亦應同步增加平均支承處負彎矩之10%，其中，支承負彎矩是由重力載重所引致且依本章規定之彈性分析求得。

對於鋼材強度 F_y 大於 4.6 tf/cm^2 (450 MPa) 之構材、受懸臂載重產生之彎矩、使用部分束制彎矩接合、或依附錄A.3節的非彈性分析進行設計者，不允許彎矩再分配。依2.3.1節載重與強度因子設計法及2.3.2節容許強度設計法之設計允許彎矩再分配，但依載重與強度因子設計法求得之需求軸力不得大於 $0.15\phi_c F_y A_g$ ，或依容許強度設計法求得之需求軸力不得大於 $0.15F_y A_g / \Omega_c$ ，其中， ϕ_c 與 Ω_c 由6.1節決定。 A_g 為構材全斷面積， cm^2 (mm^2)。 F_y 為規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

彎矩再分配構材之無側撐長度應符合 7.13 節第 5 項的規定。

第五章 受拉構材

5.1 長細比限制

受拉構材無最大長細比限制。

解說：

受拉構材之長細比為 L/r ，除受拉圓桿外，其值不宜超過300。

當構材主要用於承受拉力，縱然在某些載重作用下會承受小量之壓力，此構材之長細比限制與受拉構材相同。長細比上限值的建議是基於專業判斷與經濟上的實務考慮，盡可能減少製造、運輸及安裝過程中的意外損壞。限制長細比並非用於保證受拉構材的結構完整性，僅能確保一定程度的剛性，避免可能發生非預期的晃動或振動。受拉構材的平直度偏差只要在合理的公差範圍內就不會影響其強度，構材受拉會讓平直度偏差趨小，受壓趨大。

對於單角鋼而言，對Z軸的迴轉半徑會有最大 L/r ，除非 L/r 具有特殊支撐條件，也會有最大的有效長細比。

5.2 拉力強度

受拉構材之設計強度 $\phi_t P_n$ 與容許強度 P_n/Ω_t ，應取全斷面降伏強度或淨斷面斷裂強度之小者。

(a) 全斷面降伏：

$$P_n = F_y A_g \quad (5.2-1)$$

$$\phi_t = 0.90, \quad \Omega_t = 1.67$$

(b) 淨斷面斷裂：

$$P_n = F_u A_e \quad (5.2-2)$$

$$\phi_t = 0.75, \quad \Omega_t = 2.00$$

其中：

A_e ：有效淨斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

A_g ：構材全斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

F_y ：規定最小降伏應力， $\text{tf/cm}^2 (\text{MPa})$ 。

F_u ：規定最小抗拉強度， $\text{tf/cm}^2 (\text{MPa})$ 。

具孔或槽之銲接接合採塞孔、塞槽或填角銲時，公式(5.2-2)的計算應取孔位處之有效淨斷面積。

解說：

因應變硬化影響，受軸拉作用之韌性構材可承受大於全斷面積與規定最小降伏應力乘積之力，且不斷裂。然而，拉力構材因非可控的全斷面降伏導致過分伸長，不僅視為其使用界限，亦可能導致此構件所處結構系統的破壞。另一方面，視斷面積減小與鋼材其他力學性質，此構材可能在比全斷面降伏需求小的載重下，產生淨斷面斷裂破壞。因此，全斷面降伏與淨斷面斷裂兩者均可構成極限狀態。

構材在淨斷面積處的長度僅占長度之一小部分，與構材總長相比幾乎可忽略不計。在螺栓孔附近容易達應變硬化狀態，故此孔淨斷面積降伏不構成具實質意義的極限狀態。

對於中空斷面(Hollow Structure Section, HSS)構材，除承受週期性反復載重外，無證據顯示，控制其抗拉強度的因素與其他型鋼不同，因此亦適用5.2節規定。

5.3 有效淨斷面積

受拉構材之全斷面積 A_g 與淨斷面積 A_n 應依2.4.3節規定。

受拉構材之有效淨斷面積應依下式計算：

$$A_e = A_n U \quad (5.3-1)$$

其中：

U ：剪力遲滯因子，依表5.3-1計算。

A_n ：構材淨斷面積。

對於如RH、BH、T或H型鋼、WTs、STs與單角及雙角鋼等開口斷面的剪力遲滯因子 U ，可不小於接合肢材之全斷面積與構材全斷面積之比值，但此規定不適用於閉合斷面，如中空斷面，也不適用於鋼板。

表 5.3-1 受拉構材接合之剪力遲滯因子

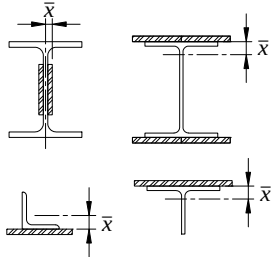
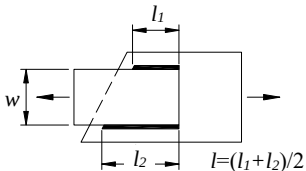
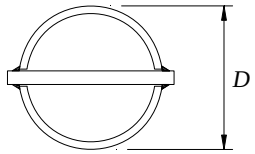
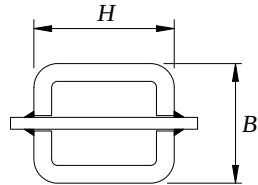
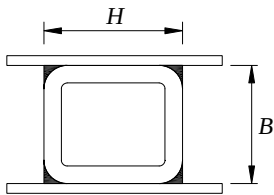
類型	肢材接合說明		剪力遲滯因子 U	說明
1	拉力載重經由螺栓或鉚道直接傳遞到各肢材(類型 4 至 6 除外)之受拉構材。		$U=1.00$	—
2	拉力載重經由螺栓或縱向鉚道，或經由縱向鉚道合併橫向鉚道傳遞到構材部分斷面而非全斷面之受拉構材(中空斷面除外)。若 RH、BH、T 或 I 型鋼可採類型 7，若角鋼可採類型 8。		$U=1-\bar{x}/L$	
3	拉力載重僅由橫向鉚道傳遞到構材部分斷面而非全斷面之受拉構材。		$U=1.00$ A_n = 直接連接肢材之面積	—
4 ^[a]	拉力載重僅由縱向鉚道傳遞之鋼板、角鋼、根部鉚接的槽鋼、T 型鋼與肢材接合的 H 型鋼構材， $\bar{x}$ 的規定詳類型 2。		$U = \frac{3l^2}{3l^2 + w^2} \left(1 - \frac{\bar{x}}{l} \right)$	
5	以單同心連接板嵌接之圓形中空斷面構材。		$L \geq 1.3D$ $U=1.00$ $1.3D > L \geq D$ $U=1-\bar{x}/L$ $\bar{x}=D/\pi$	
6	矩形中空斷面構材。	以單同心連接板嵌接。	$L \geq H$ ， $U=1-\bar{x}/L$ $\bar{x} = \frac{B^2 + 2BH}{4(B+H)}$	
		以兩側連接板接合。	$L \geq H$ ， $U=1-\bar{x}/L$ $\bar{x} = \frac{B^2}{4(B+H)}$	

表 5.3-1 受拉構材接合之剪力遲滯因子(續)

類型	肢材接合說明		剪力遲滯因子 U	說明
7	RH、BH、T 或 I 型鋼或由這些型鋼裁切之 T 型鋼構材(若 U 由類型 2 計算,可採較大值)。	在翼板接合,沿受力方向每行螺栓數不少於 3 支。	$b_f \geq 2/3d$, $U=0.90$ $b_f < 2/3d$, $U=0.85$	—
		在腹板接合,沿受力方向每行螺栓數不少於 4 支。	$U=0.70$	—
8	單角或雙角鋼構材(若 U 由類型 2 計算,可採較大值)。	沿受力方向每行螺栓數不少於 4 支。	$U=0.80$	—
		沿受力方向每行螺栓數為 3 支(沿受力方向每行螺栓數少於 3 支,以類型 2 計算)。	$U=0.60$	—

B : 垂直接合平面的矩形中空斷面構材整體寬度。
 D : 圓形中空斷面外徑。
 H : 矩形中空斷面構材於接合平面之整體高度。
 d : 斷面深度;對於T型鋼,裁切成T型鋼前H型鋼的深度。
 I : 接合長度。
 w : 鋼板寬度。
 $\bar{x}$: 接合偏心。
^[a] : 其中 l_1 與 l_2 不得小於 4 倍的鉚道尺寸。

解說：

本節考量適用於鉚接或栓接之拉力構材的剪力遲滯(shear lag)效應。剪力遲滯為考量接合構材中不均勻應力分佈的觀念,其中非所有肢材(如翼板、腹版、腳材等)均相接。折減係數應用於栓接構材的淨斷面積與鉚接構材的全斷面積。隨著結合長度的增長,剪力遲滯效應減小,公式 U 是以經驗表達此概念。使用此公式計算有效面積,約1,000組栓接試體(少數者例外)的估計強度大致在試驗結果 $\pm 10\%$ 範圍內(Munse and Chesson, 1963)。較新的研究(Easterling and Gonzales, 1993)提供了目前規定更進一步的證據。

對於任何給定的接合肢材剖面與配置, $\bar{x}$ 為接合平面或構材面至傳遞合力的構材斷面形心之垂直距離,如圖C5.3-1所示。長度 l 為螺栓列數或鉚道長度的函數,就栓接接合而言,此長度 l 是以受力方向上在同一行之開始與最後螺栓間的距離表示,為決定長度 l 的目的而言,此螺栓數量取接合中各行最多的螺栓數;對於交錯排列的栓接接合,取第一支到最後一支螺栓之距離,詳圖C5.3-2所示。

對於具有類似圖 C5.3-1 接合的受拉構材,需決定從構材受力至接合剪力平面間的距離。就翼板以螺栓接合(圖 C5.3-1(a))的 H 型鋼構材而言,其構材視為兩 T 型鋼。因該斷面對水平中心軸(x 軸)對稱,且此軸亦為塑性中性軸,其上半部面積對塑性軸的一次矩為 $Z_x/2$,其中, Z_x 為全斷面塑性斷面模數 $Z = \sum |A_i d_i|$ 。此中性軸上方面積為 $A/2$,故根據定義,形心位置為 Z_x/A 。因此以 $\bar{x}_1 = d/2 - Z_x/A$ 計算 U 。就腹板以螺栓接合(圖 C5.3-1(c))的 H 型鋼構材而言,其構材視為兩槽鋼,且剪力面取在腹板中心線,定義與前述討論相同,但在此與垂直軸相關,因此 $\bar{x} = Z_y/A$ 。需注意,應用此關係時,塑性中性軸必須位於對稱軸。因而此決定 $\bar{x}$ 的做法不能用於圖 C5.3-1(b)的例子,僅能從槽鋼的斷面性質決定。

若各行只有一支螺栓的接合,儘管沒有充分建立 U 值資訊,但使用接合肢材的淨斷面積為有效淨斷面積 A_e ,可能是保守的作法。然而,塊狀剪力(11.4.3節)及螺栓孔的承壓與撕裂(11.3.10節)極限狀態亦可能控制設計,故必須檢核。

接合肢材斷面積與全斷面積的比值為 U 值的合理下限值,且對於以 $(1-\bar{x}/l)$ 計算而得之 U 值很小或不存在的狀況下(例如當每一軸線使用一支螺栓,即 $l=0$)允許使用此下限值。此下限值類似其他設計規

範，例如美國高速公路橋梁設計規範 AASHTO (AASHTO, 2002)，允許以接合部分的斷面積加上未接合部分的全斷面積之半計算 U 值。

接合偏心的效應為接合(形式)和構材勁度的函數，且有時在設計受拉接合或構材時需要考慮。從過去應用歷史來看，工程師在設計僅受拉的斜撐時，忽略了構材和接合中偏心的效應。在圖C5.3-3情況(a)與(b)中，抵抗軸向載重所需的接合長度，通常會使偏心彎矩造成的螺栓軸力減小到可以忽略。在情況(c)中，構材與接合的柔性允許構材變形，使得在相當程度上可紓解所產生的偏心。

對於具縱向或縱向加上橫向的銲道接合， l 是平行受力方向(縱向)的銲道長度；對於不等長縱向銲道接合，則 l 取用平均長度，如圖C4.3-4。

受拉中空斷面(HSS)的端部接合，通常環繞中空斷面周邊銲接，在這種情況下，無剪力遲滯或全斷面積折減。或者，可以使用連接板的端部接合。可將單一連接板銲接於斷面中心線的縱向溝槽中。對於靜態受載接合，可以省略圍繞連接板端部的銲接，以防止連接板的可能銲蝕與避免必須熔填溝槽末端的間隙。在這種情況下，溝槽末端處構材的淨斷面積為臨界斷面積，如圖C4.3-5所示。或者，可使用一對連接板以喇叭型槽銲接於矩形中空斷面的兩側面，而不減少構材的全斷面積。

對於有連接板的端部接合，可簡化表5.3-1中類型2的剪力遲滯一般規定，且接合偏心量 $\bar{x}$ 可如類型5和6明確定義。在類型5和6中，意指銲接長度 l 不宜小於中空斷面構材的深度。在類型5中，根據研究(Cheng and Kulak, 2000)顯示，斷裂僅發生在短接合，在長接合中，圓形中空斷面受拉構材在其長度內頸縮，且引起構材降伏甚至斷裂，故當 $l \geq 1.3D$ 時使用 $U=1.00$ 。表5.3-1的類型6也可以應用於壁厚相同的箱型斷面，但組成箱型斷面的板間銲道尺寸，宜至少與連接板銲到箱型斷面壁厚上的銲道尺寸相同，此銲道長度是以抵抗連接元件受力所需的銲道長度加上長度 l 。

在 2016 年以前，表 5.3-1 未收錄兩鋼板以銲道長度較其間距短的接合情況。鑒於這種情況的需求，推導出類型 4 的剪力遲滯因子，此推導是基於連接部銲接段假設為兩端固定的梁模型(Fortney and Thornton, 2012)。

表5.3-1中，類型7和8的剪力遲滯因子，可替代類型2以 $1-\bar{x}/l$ 所決定的 U 值，允許取兩者之大值。

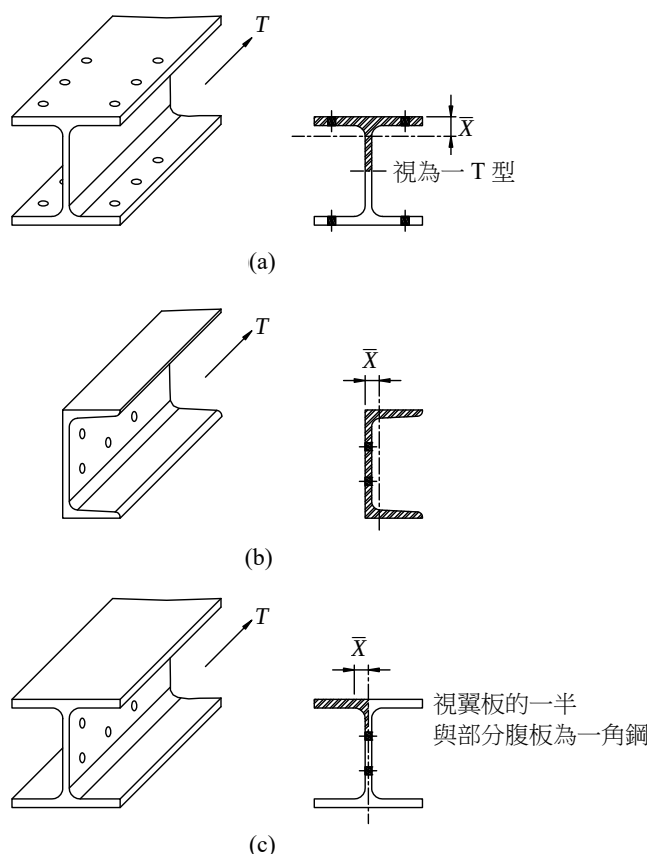


圖 C5.3-1 $\bar{x}$ 值之選取

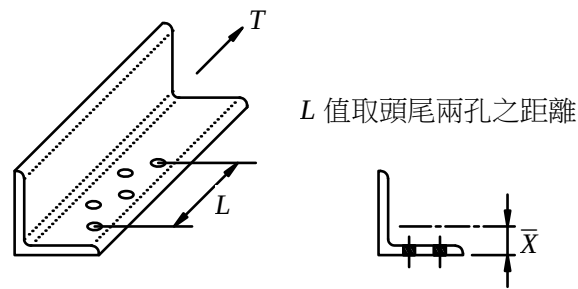
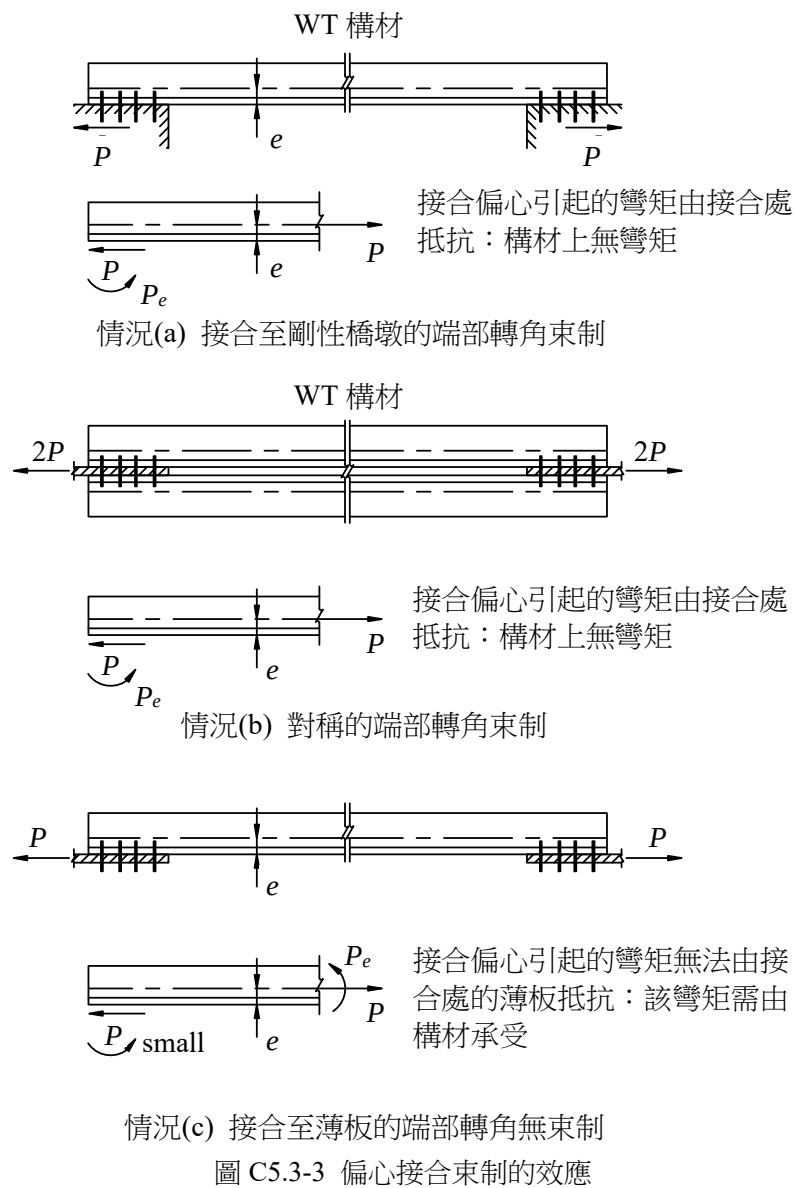


圖 C5.3-2 交錯排列螺栓孔之 $\bar{x}$ 與 l



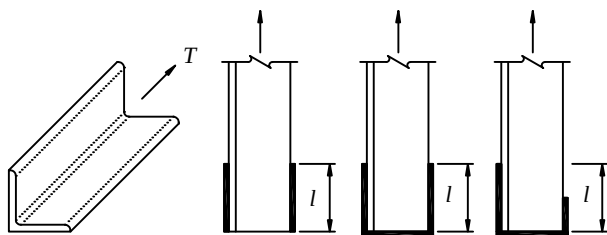
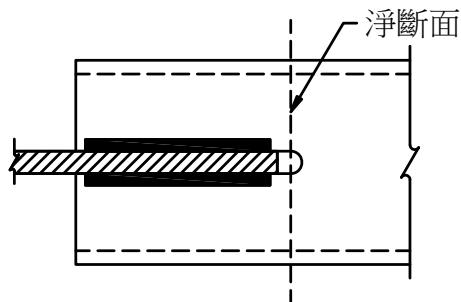
圖 C5.3-4 銲接接合時之 l 值

圖 C5.3-5 通過接(橫切)合板長條孔的淨斷面積

5.4 組合構材

組合受拉構材肢材間，連接鋼板與型鋼或兩鋼板的接合螺栓，其縱向間距應符合11.3.5節規定。組合受拉構材的開口側允許使用繫材、開孔蓋板或繫板。繫板的縱向長度應不小於兩側接合銲道或緊固器軸線距離之三分之二；厚度應不小於上述軸線距離的五十分之一。繫板上間隔銲道或緊固器的縱向間距不得超過150 mm。

解說：

各構件接合點的縱向間距宜限制使其構件在任合接合點間的長細比不超過300。

雖然本規範允許組合構材使用繫材、繫板與開孔蓋板配置，但並不常用。繫板的長度與厚度受緊固器(螺栓或銲道)軸線距離 h 限制。

5.5 樞接構材

5.5.1 拉力強度

樞接構材的設計強度 $\phi_t P_n$ 與容許強度 P_n / Ω_t ，應為拉力斷裂、剪力斷裂，承壓與降伏極限狀態下的較小值：

(a) 有效淨斷面積拉力斷裂：

$$P_n = F_u (2t b_e) \quad (5.5-1)$$

$$\phi_t = 0.75, \Omega_t = 2.00$$

(b) 有效面積剪力斷裂：

$$P_n = 0.6 C_r F_u A_{sf} \quad (5.5-2)$$

$$\phi_{sf} = 0.75, \Omega_{sf} = 2.00$$

其中：

A_{sf} ： $2t(a + d/2)$ ，為剪力破壞路徑斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

C_r ：樞接構材剪力斷裂之折減因子。

$=1.0$ ，當 $d_h - d \leq 1 \text{ mm}$ 。

$=0.95$ ，當 $1 \text{ mm} \leq d_h - d \leq 2 \text{ mm}$ 。

a ：受力方向從樞接孔邊緣至構材邊緣的最短距離，cm (mm)。

b_e ： $2t + 16$ (mm)，但不大於垂直於作用力方向樞孔邊至構材邊之距離。

d ：樞直徑，cm (mm)。

d_h ：孔直徑，cm (mm)。

t ：鋼板厚度，cm (mm)。

(c) 樞投影面積上承壓，依11.7節規定計算。

(d) 全斷面降伏，依5.2(a)節規定計算。

解說：

樞接構材有時會用在靜荷載很大的受拉構材，當活載重的變化足以導致樞孔中的樞梢磨損時，不建議用於受拉構材。樞孔及樞梢必須滿足本節中規定的尺寸要求。

對於類似的極限狀態，樞接構材的抗拉強度規定使用與本規範其他地方相同的 ϕ 和 Ω 值，但受拉與受剪的有效淨斷面積定義不同。

5.5.2 尺寸要求

樞接構材應符合下列規定：

(a) 樞孔應位於構材垂直受力方向之寬度中央。

(b) 樞接構材在承受所有載重下接合部預期發生相對位移時，樞孔直徑應不大於樞梢直徑1 mm。

(c) 樞孔處板寬度應不小於 $2b_e + d$ ，且平行於構材軸向方向樞孔承壓端外的最小延伸長 a 應不小於 $1.33b_e$ 。

(d) 樞孔外角隅，允許與構材軸向方向呈 45° 切割，惟與此切割垂直面上的樞孔外淨斷面積，應不小於與平行構材軸向方向於樞孔外所需的斷面。

解說：

樞接構材尺寸規定如圖C5.5-1所示。

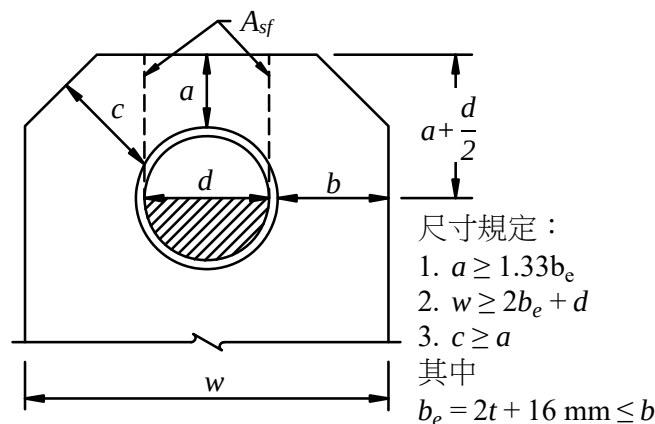


圖 C5.5-1 樞接構材尺寸要求

5.6 眼桿

5.6.1 拉力強度

眼桿之可用拉力強度計算應依5.2節與眼桿主體斷面積 A_g 決定。

計算時，眼桿主體寬度應不超過其厚度的8倍。

解說：

一般鍛造眼桿已被樞接鋼板或以鋼板熱切割而成的眼桿取代，本規範的眼桿比例規定是從長期鍛造眼桿的經驗發展而來。通過廣泛的破壞性測試發現，當眼桿以熱切割而不是鍛造製作時，可以提供同等的設計強度。對於斷面不均勻的樞接構材與無擴大圓頭構材，其保守的規則是基於實驗研究結果 (Johnston, 1939)。

當採用降伏應力大於 $4.9 \text{ tf/cm}^2 (485 \text{ MPa})$ 的鋼板時，眼桿需為粗短比例形狀，以避免在高設計應力下碟形變形(dishing)的可能。

眼桿拉力強度的決定與一般受拉構材相同，但計算時，眼桿主體寬度限制為8倍的厚度。

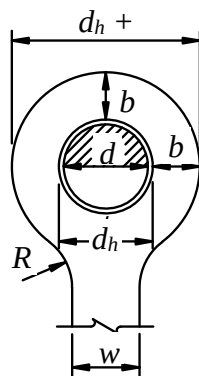
5.6.2 尺寸要求

眼桿應符合下列規定：

- 眼桿厚度應為均勻，在樞孔處不得加強，且有外緣圓弧與樞孔同心的圓頭。
- 眼桿圓頭與其主體間的轉換段半徑應不小於圓頭直徑。
- 樞梢直徑應不小於眼桿主體寬度的 $7/8$ ，且樞孔直徑應不大於樞梢直徑 1 mm 。
- 使用鋼材的 F_y 大於 $4.9 \text{ tf/cm}^2 (485 \text{ MPa})$ 時，樞孔直徑應不大於板厚的5倍，且眼桿主體寬度應相應縮減。
- 僅在使用外部螺帽將樞孔板與填板鎖至緊貼條件下，方允許眼桿的板厚小於 13 mm 。
- 在垂直於載重方向，樞孔邊緣至眼桿板邊緣的寬度應大於眼桿主體寬度的 $2/3$ ，且計算眼桿拉力強度時，應不大於眼桿主體寬度的 $3/4$ 。

解說：

眼桿的尺寸限制，詳圖C5.6-1所示，遵守這些限制條件可確保眼桿主體的拉力降伏為控制的極限狀態，因此，不需再檢核其他的極限狀態。



尺寸規定：

- $t \geq 1.3 \text{ cm (13 mm)}$ (本節第 5 項除外)
- $w \leq 8t$ (眼桿設計主體寬度 w 可大於其厚度的八倍，但計算拉力強度時 w 之上限為 $8t$)
- $d \geq 7/8w$
- $d_h \geq d+1 \text{ (mm)}$
- $R \geq d_h+2b$
- $2/3w \leq b \leq 3/4w$ (眼桿設計可 b 大於 $2/3w$ ，但計算拉力強度時之上限為 $3/4w$)

圖C5.6-1 眼桿尺寸要求

第六章 受壓構材

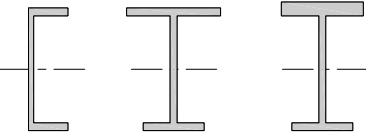
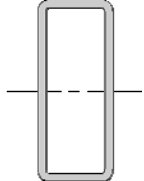
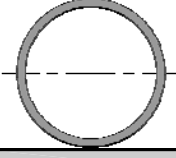
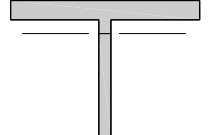
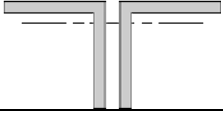
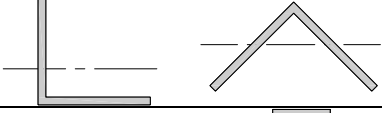
6.1 一般規定

設計壓力強度 $\phi_c P_n$ 與容許壓力強度 P_n/Ω_c 規定如下：

標稱壓力強度 P_n 應取適用撓曲挫屈、扭轉挫屈與撓曲-扭轉挫屈之極限狀態的最小者。

$$\phi_c = 0.90, \Omega_c = 1.67$$

表 6.1-1 斷面應用的選用表

斷面型式	無細長肢材		具細長肢材	
	章節	極限狀態	章節	極限狀態
	6.3 6.4	FB FTB	6.7	LB FB FTB
	6.3 6.4	FB FTB	6.7	LB FB FTB
	6.3	FB	6.7	LB FB
	6.3	FB	6.7	LB FB
	6.3 6.4	FB FTB	6.7	LB FB FTB
	6.6 6.3 6.4	FB FTB	6.6 6.7	LB FB FTB
	6.5		6.5	
	6.3	FB	N/A	N/A
除了單角鋼以外之非對稱型鋼	6.4	FTB	6.7	LB FTB
FB=撓曲挫屈，TB=扭轉挫屈，FTB=撓曲-扭轉挫屈，LB=局部挫屈，N/A=不適用				

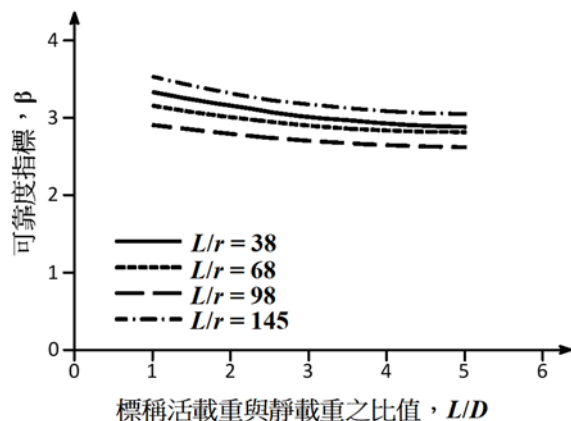
解說：

鋼結構設計規範與解說

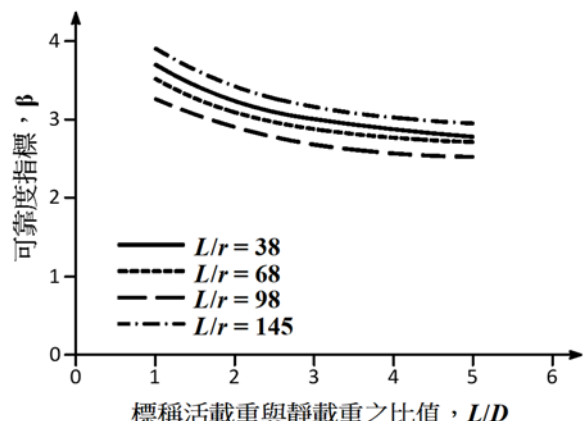
6.3節中的柱強度公式是基於研究數據轉換為強度公式而得(Ziemian, 2010; Tide, 1985, 2001)。這些公式與2005年AISC規範(AISC, 2005)使用者相同，並與最初LRFD規範(AISC, 1986)所建立的公式基本上相同。在2005年AISC規範中，強度因子 ϕ 從0.85增加到0.90，這是因為對大量額外鋼柱的強度分析和試驗結果的認知，並結合從1970及1980年代以來，業界實務應用原公式的改變。

在最初以機率為基礎的鋼柱強度研究中(Bjorhovde, 1972, 1978, 1988)，推薦了三條鋼柱強度曲線。此三條鋼柱設計曲線為相似量產製程鋼柱之強度曲線帶的近似平均曲線，此基於廣泛分析並經實尺寸試驗資料驗證(Bjorhovde, 1972)。例如，熱成形和冷成形的熱處理中空斷面鋼柱落在強度最高的數據帶[結構穩定研究委員會(Structural Stability Research Council, SSRC)鋼柱類別1P(Bjorhovde, 1972, 1988; Bjorhovde和Birkemoe, 1979; Ziemian, 2010)]；由邊滾軋鋼板(窄幅(齊邊)鋼板)銲接組合寬翼BH型鋼柱涵蓋在強度最低的數據帶(SSRC鋼柱類別3P)；最大群數據集中在結構穩定研究委員會SSRC鋼柱類別2P。如果最初的LRFD規範使用此三條鋼柱曲線代表不同的鋼柱類別，其機率分析將獲得強度因子 $\phi = 0.90$ 或甚至略高的結果(Galambos, 1983; Bjorhovde, 1988; Ziemian, 2010)。然而，對於所有鋼柱類型，LRFD規範決定只使用SSRC鋼柱類別2P的鋼柱曲線，這造成較大的數據散佈，也因而導致較大的變異係數，故此鋼柱公式採用強度因子 $\phi = 0.85$ ，以達到與鋼梁相當的可靠度水準(AISC, 1986)。

此後，業界實際應用的改變，包括：(a)銲接的組合型鋼已經不再使用邊滾軋鋼板(窄幅(齊邊)鋼板)製造，(b)現在最普遍使用的結構鋼材為ASTM A992/A992M，其規定最低降伏應力為 3.5 t/cm^2 (345 MPa)，及(c)煉鋼方法的改變，使得鋼材的品質更高與性質更佳。因此，使得降伏應力的等級與變異性獲得改善，因而造成有關材料性質變異係數的降低(Bartlett et al., 2003)。



圖C6.1-1 柱的可靠性(LRFD)



圖C6.1-2 柱的可靠性(ASD)

6.2 有效長度

用於計算構材長細比 L_c/r 的有效長度 L_c 應依第四章決定。

其中：

K ：有效長度因子。

L_c ：構材有效長度(= KL)，cm (mm)。

L ：構材側向無側撐長度，cm (mm)。

r ：迴轉半徑，cm (mm)。

解說：

對於受壓構材的有效長細比 L_c/r 不宜超過200，且有效長度係數 K 亦可使用其他經驗證的理論分析或實驗方式決定。本規範採用AISC 360-16 (AISC, 2016)規範的做法，現將AISC規範自1963年以來沿

用的有效長度符號 KL (AISC, 1963)改為 L_c 。如此是為了簡化各種挫屈模式的有效長度定義，而不定義具體的有效長度因子 K 。只有在有效長度因子 K 可適用的情況下，將有效長度定義為 KL 。這改變意識到，有多種方法可以決定有效長度，而不需要直接決定有效長度因子 K ，另外，對於某些挫屈模式（如：扭轉挫屈和撓曲-扭轉挫屈），傳統 K 值的使用並不是最好的方法。直接使用有效長度而不使用 K 因子，可視為回歸使用AISC規範於1961年版的方法(AISC, 1961)，當時AISC首次引入基於有效長度的柱強度公式。

最大極限長細比概念經歷了演變，從 1978 年 AISC 規範(AISC, 1978)中的強制性規定「...壓力構材的長細比 KL/r 不得超過 200...」，到 2005 年 AISC 規範(AISC, 2005)中完全沒有限制。1978 年的 ASD 與 1999 年的 LRFD 規範(AISC, 2000b)提供了從強制性限制過渡到 2005 年 AISC 規範中以附註方式說明其限制，指出「...長細比 KL/r 最好不要超過 200 ..」。但設計者應謹記，長細比大於 200 的柱，其臨界應力(公式 E3-3)將小於 0.438 tf/cm^2 (43 MPa)。傳統的長細比上限為 200，是基於專業判斷與務實的施工經濟、易操作性、以及在製作、運輸與組裝過程中需注意以減少因不慎的損壞。除製作與組裝者特別小心外，這些準則仍然有效且建議壓力構材不要超過此限制。

6.3 無細長肢材構材之撓曲挫屈

6.3.1 本節適用於 2.4.1 節所定義之無細長肢材的軸向受壓構材。

標稱壓力強度 P_n 應依撓曲挫屈極限狀態決定：

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (6.3-1)$$

臨界應力 F_{cr} 決定如下：

$$(a) \text{ 當 } \frac{L_c}{r} \leq 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{或 } \frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}} \right) F_y \quad (6.3-2)$$

$$(b) \text{ 當 } \frac{L_c}{r} > 4.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad \left(\text{或 } \frac{F_y}{F_e} > 2.25 \right)$$

$$F_{cr} = 0.877 F_e \quad (6.3-3)$$

其中：

A_g : 構材全斷面積， cm^2 (mm^2)。

E : 鋼材彈性模數 = $2,040 \text{ tf/cm}^2$ (200 GPa)。

F_e : 彈性挫屈應力，依4.3.3節規定與公式(6.3-4)計算，或依適用的彈性挫屈分析決定， tf/cm^2 (MPa)。

$$: = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{r} \right)^2} \quad (6.3-4)$$

F_y : 鋼材規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

r : 對斷面撓曲軸之迴轉半徑, $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

解說：

當扭轉有效長度大於側向有效長度時，6.4 節可能控制寬翼與類似型鋼柱構材的設計。

在本節(a)與(b)項中，計算適用範圍的兩個不等式，一個基於 L_c/r ，另一個基於 F_y/F_e ，對於撓曲挫屈，其結果相同。

本節適用定義於2.4節中無細長肢材的壓力構材。

本節與 LRFD 規範較早版本的鋼柱強度公式相同，只是在 2005 與 2010 年版的規範(AISC, 2005, 2010)

中，將長細比參數 $\lambda_c = \frac{KL}{\pi r} \sqrt{\frac{F_y}{E}}$ 改為更熟悉的長細比 KL/r ，在 2016 年以更簡單的長細比形式 L_c/r 表示。為了方便不先計算有效長度而直接計算彈性挫屈應力 F_e ，公式(6.3-2)與(6.3-3)的使用也提供 F_y/F_e 比值的限制，討論如下。

對於 $F_y = 3.52 \text{ tf/cm}^2 (345 \text{ MPa})$ 的例子，圖 C6.3-1 與 C6.3-2 顯示以前的柱設計曲線與 2005 年 AISC 規範者比較，本規範沿用此比較結果。這些曲線分別顯示了 LRFD 和 ASD 的柱可用強度隨長細比的變化。LRFD 曲線反映強度因子 ϕ 從 0.85 到 0.90 的變化，已在 6.1 節解說中解釋。與先前版本規範相比，這些柱強度公式提供較佳的經濟性。彈性和非彈性挫屈的界限以 $L/r = 4.71\sqrt{(E/F_y)}$ 或 $F_y/F_e = 2.25$ 定義之。此與 2005 年 AISC 規範中使用的 $F_e = 0.44 F_y$ 相同。方便起見，表 C6.3-1 列出常用 F_y 值所對應的界限。

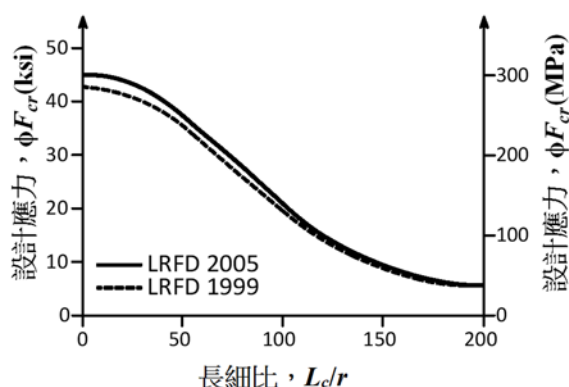


圖 C6.3-1 LRFD 柱曲線比較

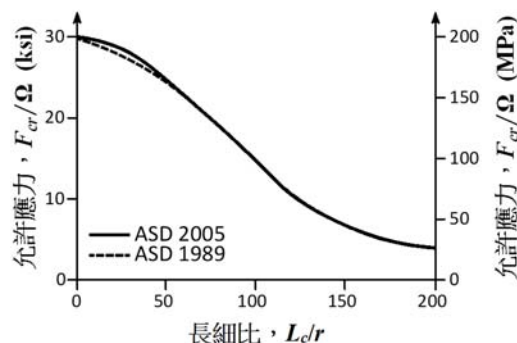


圖 C6.3-2 ASD 柱曲線比較

表 C6.3-1 $\frac{L_c}{r}$ 與 F_e 的界限

F_y tf/cm ² (MPa)	$\frac{L_c}{r}$	F_e tf/cm ² (MPa)
2.55 (250)	134	1.12 (110)
3.52 (345)	113	1.53 (150)
4.59 (450)	99.5	2.04 (200)
4.94 (485)	95.9	2.14 (210)

彈性臨界應力 F_e 為柱強度公式的關鍵參數之一，公式(6.3-4)呈現熟悉的 F_e 歐拉形式。然而， F_e 也可以透過其他方法決定，包括直接剛架挫屈分析，或如 6.4 節所述的扭轉或撓曲-扭轉挫屈分析。

6.3 節的柱強度公式可用於剛架挫屈和扭轉或撓曲-扭轉挫屈(6.4 節)；對於單角鋼構材，可使用修正後的長細比應用此強度公式(6.5 節)。

6.4 無細長肢材的單角鋼及構材之扭轉與撓曲-扭轉挫屈

6.4.1 本節適用於單軸對稱斷面與不對稱斷面構材、某些雙軸對稱斷面構材(如十字形或組合構材)、及當扭轉無支撐長度超過側向無支撐長度的雙軸對稱斷面構材，且斷面皆無細長肢材；亦適用於 $b/t \leq 0.71\sqrt{E/F_y}$ 的單角鋼，其中 b 為長肢材寬度， t 為其厚度。標稱壓力強度 P_n 應依扭轉與撓曲-扭轉挫屈的極限狀態決定：

$$P_n = F_{cr} A_g \quad (6.4-1)$$

臨界應力 F_{cr} 應依公式(6.3-2)或(6.3-3)並使用 6.4.2 節至 6.4.5 節之扭轉與撓曲-扭轉彈性挫屈應力 F_e 決定之。

6.4.2 對剪力中心扭轉之雙軸對稱斷面構材：

$$F_e = \left(\frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right) \frac{1}{I_x + I_y} \quad (6.4-2)$$

6.4.3 對剪力中心扭轉且 y 軸為對稱軸之單軸對稱斷面構材：

$$F_e = \left(\frac{F_{ey} + F_{ez}}{2H} \right) \left[1 - \sqrt{1 - \frac{4F_{ey}F_{ez}H}{(F_{ey} + F_{ez})^2}} \right] \quad (6.4-3)$$

解說：

當 x 軸為對稱軸時，上式中之 F_{ey} 以 F_{ex} 取代。

對於雙軸對稱的 I 型斷面， C_w 可用 $I_y h_0^2 / 4$ 計算以代替更精確的分析，其中 h_0 為 H 型鋼之兩翼板形心之距離。對於 T 型和雙角鋼，在計算 F_{ez} 時省略 C_w 項，並將 x_0 取為 0。

6.4.4 對剪力中心扭轉之非對稱斷面構材， F_e 為下列三次方程式根之最小者：

$$(F_e - F_{ex})(F_e - F_{ey})(F_e - F_{ez}) - F_e^2 (F_e - F_{ey}) \left(\frac{x_0}{\bar{r}_0} \right)^2 - F_e^2 (F_e - F_{ex}) \left(\frac{y_0}{\bar{r}_0} \right)^2 = 0 \quad (6.4-4)$$

其中：

C_w : 翹曲常數， cm^6 (mm^6)。

$$F_{ex} : \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cx}}{r_x} \right)^2} \quad (6.4-5)$$

$$F_{ey} : \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_{cy}}{r_y}\right)^2} \quad (6.4-6)$$

$$F_{ez} : \left[\frac{\pi^2 E C_w}{L_{cz}^2} + GJ \right] \frac{1}{A_g \bar{r}_0^2} \quad (6.4-7)$$

G : 鋼材剪力模數 = 785 tf/cm² (77,000 MPa)。

H : 撓曲常數

$$: = 1 - \frac{x_0^2 + y_0^2}{\bar{r}_0^2} \quad (6.4-8)$$

I_x, I_y : 主軸慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

J : 扭轉常數，cm⁴ (mm⁴)。

K_x : 對x軸撓曲挫屈之有效長度因子。

K_y : 對y軸撓曲挫屈之有效長度因子。

K_z : 對縱軸(z軸)扭轉挫屈之有效長度因子。

L_{cx} : 對x軸挫屈之構材有效長度(= $K_x L_x$)，cm (mm)。

L_{cy} : 對y軸挫屈之構材有效長度(= $K_y L_y$)，cm (mm)。

L_{cz} : 對縱軸(z軸)挫屈之構材有效長度(= $K_z L_z$)，cm (mm)。

L_x, L_y, L_z : 構材對各軸之側向無支撐長度，cm (mm)。

$\bar{r}_0$: 對剪力中心之極迴轉半徑，cm (mm)。

$$\bar{r}_0^2 : x_0^2 + y_0^2 + \frac{I_x + I_y}{A_g} \quad (6.4-9)$$

r_x, r_y : 對x與y軸之迴轉半徑，cm (mm)。

x_0, y_0 : 相對於斷面形心之剪力中心位置的 x 與 y 座標，cm (mm)。

解說：

對於雙軸對稱的H型鋼斷面， C_w 可用 $I_y h_0^2 / 4$ 計算以代替更精確的分析，其中 h_0 為H型鋼之兩翼板形心之距離。對於T型和雙角鋼，在計算 F_{ez} 時省略 C_w 項，並將 x_0 取為0。

6.4.5 對於側向支撐偏離剪力中心的構材，彈性挫屈應力 F_e 應由分析決定。

解說：

側向支撐偏離剪力中心的構材易發生約束軸之扭轉挫屈，此在解說中有所討論。

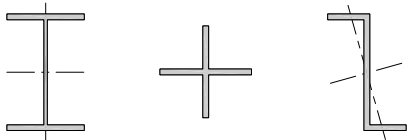
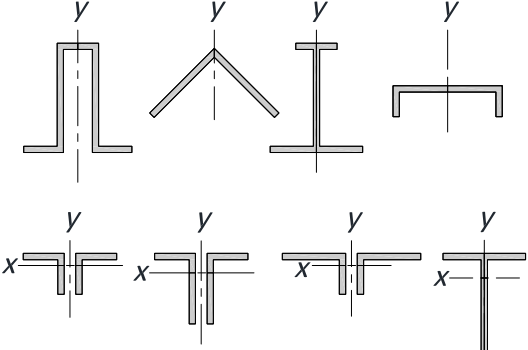
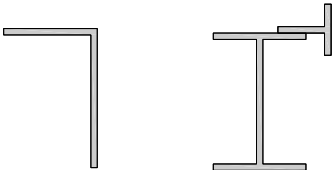
本節適用於不具2.4節均勻受壓細長肢材的單對稱與非對稱斷面構材，及某些雙對稱斷面構材(如十字形或組合柱)；當扭轉挫屈長度大於構材的撓曲挫屈長度時，也適用於雙對稱斷面構材。此外，儘管沒有適用於ASTM A36/A36M熱軋角鋼，但亦適用於 $b/t > 0.71\sqrt{E/F_y}$ 的單角鋼。本節中用於決定柱構

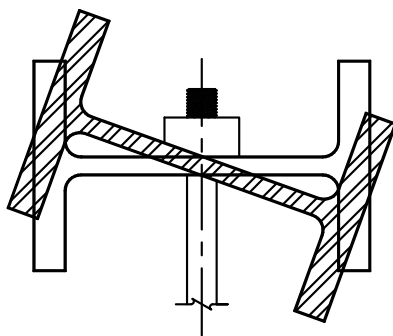
件的扭轉與撓曲-扭轉彈性挫屈載重公式，是在結構穩定的教科書和專著中推導而得(Bleich, 1952; Timoshenko and Gere, 1961; Galambos, 1968a; Chen and Atsuta, 1977; Galambos and Surovek, 2008, and Ziemian, 2010)。由於上述公式僅適用於彈性挫屈，故用於非彈性挫屈時，宜以第6.3節的適當公式進行修正。非彈性對翹曲扭轉的影響比聖維南(St. Venant)扭轉更為顯著。6.3節柱強度公式中，對於非彈性效應的考量，保守地採用全彈性扭轉或撓曲-扭轉挫屈應力決定 F_e 值。

對稱型鋼的扭轉挫屈和非對稱型鋼的撓曲-扭轉挫屈的破壞模式，通常不考慮在熱軋柱構材的設計，因其不會控制設計結果，或該臨界載重與弱軸撓曲挫屈載重相差不大。然而，對於以相對薄板肢材製造的對稱柱，及扭轉無支撐長度明顯大於弱軸撓曲的非對稱柱與對稱柱，其強度可能會由扭轉和撓曲-扭轉挫屈模式控制。本節提供決定柱構材彈性臨界應力的公式，表 C6.4-1 是選擇適當公式的指引。公式(6.4-4)是適用於雙對稱、單對稱與非對稱斷面型鋼的一般挫屈公式；公式(6.4-3)是由公式(6.4-4)推導而得，適用於以 Y 軸為對稱軸的單對稱型鋼特例(如 WT 斷面)。對於以 x 軸為對稱軸的構材，如槽型鋼，公式(6.4-3)中的 F_{ey} 以 F_{ex} 取代。

對於雙對稱型鋼，形心和剪力中心重合，使得 $x_0 = y_0 = 0$ ，因此，對於雙對稱斷面，公式(6.4-4)得出三個根，分別對應於對x軸的撓曲挫屈、對y軸的撓曲挫屈與對斷面剪力中心的扭轉挫屈，由最小者控制斷面的強度。大多數設計者都熟悉以考慮對x軸與y軸的撓曲挫屈評估寬翼柱構材的強度，然而，由公式(6.4-2)考慮的扭轉挫屈是另一種潛在的挫屈模式，當扭轉挫屈的無支撐長度超過弱軸撓曲挫屈的無支撐長度時，此模式應該加以考慮並可能會控制。公式(6.4-2)適用於對斷面剪力中心扭轉的柱構材，當使用圖C6.4-1所示的側向支撐細節時，即是這種情況。在此情況中，做為支撐的鋼棒限制柱構材於弱軸側向運動，但一般無法阻止斷面扭轉，因此扭轉挫屈的無支撐長度可能比弱軸撓曲者長，這是扭轉挫屈可能控制的例子。大多數常見柱構材的柱底板細節會束制柱底部扭轉。此外，往往也使用簡支與梁構材相接，即可提供充分的扭轉束制。許多在支撐點無法提供充分扭轉束制的例子，經常會在中間(柱兩端間)支撐位置發生扭轉。

表C6.4-1 對剪力中心扭轉與撓曲-扭轉挫屈的公式選擇

斷面類型	6.4 節中適用的公式
(a)所有雙對稱型鋼與 Z 型鋼(6.4.2 節) 	公式(6.4-2)
(b)單對稱構材，包括雙角鋼與 T 型構材(6.4.3 節) 	公式(6.4-3)
(c)不對稱形狀的情況(6.4.4 節) 	公式(6.4-4)



圖C6.4-1 導致剪力中心扭轉的側向支撐細節

許多常見的支撐可能會引起側向支撐偏離斷面剪力中心的情況，如受剪力隔板束制的柱子或屋頂桁架，其中剪力隔板與柱構材或弦材翼板外側的圍梁(girts)或桁條(purlin)相連。視主構材的方向，如圖C6.4.2所示，支撐可能沿弱軸或強軸偏移。由於圍梁或桁條的接合往往比較簡單，不能抑制扭轉，所以柱構材或桁架弦材容易受到扭轉挫屈影響。然而，在支撐對剪力中心偏移的一般情況下，構材容易受束制軸的扭轉挫屈影響。

Timoshenko 和 Gere(1961)提出下列束制軸扭轉挫屈公式：

支撐沿弱軸偏移 " a "，詳圖 C6.4-2(a)：

$$F_e = \omega \left[\frac{\pi^2 E I_y}{(L_{cz})^2} \left(\frac{h_0^2}{4} + a^2 \right) + GJ \right] \frac{1}{A r_0^2}$$

支撐沿強軸偏移 " b "，詳圖 C6.4.2(b)：

$$F_e = \omega \left[\frac{\pi^2 E I_y}{(L_{cz})^2} \left(\frac{h_0^2}{4} + \frac{I_x}{I_y} b^2 \right) + GJ \right] \frac{1}{A r_0^2}$$

其中，極座標迴轉半徑以下式表示：

$$r_0^2 = (r_x^2 + r_y^2 + a^2 + b^2)$$

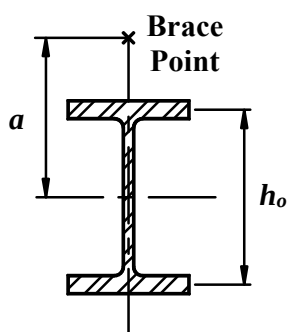
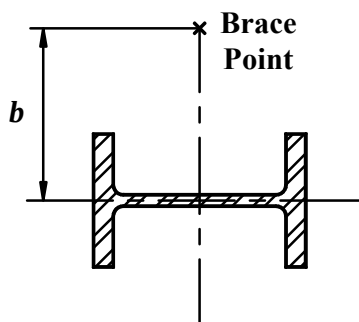
(a) 支撐沿弱軸偏移 a (b) 支撐沿強軸偏移 b

圖 C6.4-2 導致相對於剪力中心偏移的支撐細節

除 a 、 b 和 ω 外，這些方程中的項次與本節條文中的定義相同，其中， a 與 b 是相對於剪力中心的支撐偏移量； h_0 是兩翼板形心間的距離，如圖C6.4-2所示；經驗因子 ω 是為了考慮原始推導中的一些假設。Timoshenko和Gere(1961)的公式是假設剛性的連續橫向束制條件下所推導。因為柱構材一般會在分段支撐點間進行挫屈檢查，故連續支撐假設的影響並不顯著。但是，剛性側向支撐的假設，將導致具有有限支撐勁度系統的承載力下降，公式(C6.4-1)與(C6.4-2)中的 ω 因子為考慮有限支撐勁度的折減。

具適度勁度的支撐(如附錄F側向支撐規定中建議的勁度值)，其減幅相對較小，根據有限元素研究建議的數值為0.9(Errera, 1976; Helwig and Yura, 1999)。雙角鋼與T型鋼構材的挫屈強度曾於2010年AISC規範(AISC, 2010)提出具體的計算方法，但因過於保守，已被刪除，而傾向使用一般的撓曲-扭轉挫屈公式計算。

公式(6.4-2)與(6.4-7)中包含了扭轉挫屈有效長度 L_{CZ} ，此有效長度可保守地使用柱構材長度。為了能獲得更精確的結果，若柱構材兩端都有束制翹曲接合，例如，在柱構材的端部圍封，其圍封長度至少等於此構材斷面深度，則有效長度可取為0.5倍柱構材長度；若構材的一端為束制翹曲，另一端可自由翹曲，則有效長度可取柱構材長度的0.7倍。在支撐點應按附錄6的要求提供側向與（或）扭轉支撐。AISC設計指引9“鋼結構構材的扭轉分析”(Seaburg and Carter, 1997)，提供了鋼結構構材受扭轉荷載重的基本原理，也包含設計實例。

6.5 單角鋼受壓構材

6.5.1 單角鋼構材的標稱壓力強度 P_n 應為 6.3 節或 6.7 節撓曲挫屈，或 6.4 節撓曲扭轉挫屈極限狀態的最小者。當 $b/t \leq 0.71\sqrt{E/F_y}$ 時，不需考慮撓曲-扭轉挫屈。

單角鋼構材若符合下列條件，可以忽略偏心的影響，並使用6.5.1節第(a)或(b)項規定的有效長細比以軸向受壓構材方式進行評估：

- (1) 構材於兩端受壓，並加載在同一肢上。
- (2) 構材以鉚接或至少兩個螺栓的接合連接。
- (3) 無中間橫向載重。
- (4) L_c/r 不超過 200。
- (5) 對於不等邊的角鋼，長肢對短肢的肢長比值小於 1.7。

不符合以上條件或 6.5.1 節第(a)或(b)項中所述條件之單角鋼構材，應依第九章規定以軸力與撓曲組合載重計算。

(a) 角鋼做為單一構材，或平面桁架的腹桿，其與相鄰的腹桿皆連接到連接板或弦構材的同一側：

(1) 等邊角鋼或以長肢連接的不等邊角鋼：

$$(i) \text{ 當 } \frac{L}{r_a} \leq 80$$

$$\frac{L_c}{r} = 72 + 0.75 \frac{L}{r_a} \quad (6.5-1)$$

$$(ii) \text{ 當 } \frac{L}{r_a} > 80$$

$$\frac{L_c}{r} = 32 + 1.25 \frac{L}{r_a} \quad (6.5-2)$$

(2) 以短肢連接的不等邊角鋼，構材的 L_c/r 應由公式(6.5-1)與(6.5-2)計算再加上 $4[(b_l/b_s)^2 - 1]$ ，但應不小於 $0.95L/r_z$ 。

(b) 角鋼做為箱型或空間桁架的腹桿，其與相鄰的腹桿皆連接到連接板或弦構材的同一側：

(1) 等邊角鋼或以長肢連接的不等邊角鋼：

(i) 當 $\frac{L}{r_a} \leq 75$

$$\frac{L_c}{r} = 60 + 0.8 \frac{L}{r_a} \quad (6.5-3)$$

(ii) 當 $\frac{L}{r_a} > 75$

$$\frac{L_c}{r} = 45 + \frac{L}{r_a} \quad (6.5-4)$$

(2) 以短肢連接且肢長比小於 1.7 的不等邊角鋼，構材的 L_c/r 應由公式(6.5-3)與(6.5-4)計算再加上 $6\left[(b_l/b_s)^2 - 1\right]$ ，但應不小於 $0.82L/r_z$ 。

其中：

L ：桁架弦構材中心線上工作點間的構材長度，cm (mm)。

L_c ：對弱軸挫屈的構材有效長度，cm (mm)。

b_l ：角鋼長肢長度，cm (mm)。

b_s ：角鋼短肢長度，cm (mm)。

r_a ：對平行於連接肢的幾何軸迴轉半徑，cm (mm)。

r_z ：對弱軸的迴轉半徑，cm (mm)。

解說：

單角鋼的壓力強度是依據 6.3 節或 6.7 節撓曲挫屈，或依據 6.4 節撓曲-扭轉挫屈的極限狀態的最小者所決定。然而，根據 6.4 節規定，當單角鋼的 $b/t \leq 0.71\sqrt{E/F_y}$ 時，不需考慮撓曲-扭轉挫屈，此規定適用目前所有 $F_y = 2.5 \text{ tf/cm}^2$ 的熱軋角鋼，只有當 $b/t > 0.71\sqrt{E/F_y}$ 時，才需採用 6.4 節計算單角鋼的 F_e 。

在本節中提供了單一枝材受軸壓力之單角鋼的簡化設計流程，透過調整構材的長細比，而將角鋼視為軸向受載構材。而角鋼中一個肢材透過銲接或至少兩個螺栓連接到一塊接合板或另一個構材的突出肢。本節中所提到的等效長細比公式是假設對垂直於被連接之角鋼肢材的軸(面內)有顯著之束制，這會導致角鋼容易在平行於接合板的軸(面外)發生彎曲或挫屈，由於此原因，使用長細比參數 L/r_a ，其中下標 a 代表平行於被連接之角鋼肢材的軸，這可能是角鋼的 x 軸或 y 軸，取決於角鋼中哪一個肢材被連接。修正後的長細比間接反映角鋼受力的偏心，以及來自被角鋼所連接之構材的端點束制影響。

等效長細比公式也假設旋轉束制的程度，相較於公式(6.5-1)與(6.5-2)(6.5.1 節，參考情況(a))，公式(6.5-3)與(6.5-4)(6.5.1 節，參考情況(b))對平行於被連接肢材的軸，假設一個較高的旋轉束制程度，公式(6.5-3)與(6.5-4)本質上等效於 ASCE 10-97 (ASCE, 2000)中用於桁架式輸電塔中作為腹桿的等邊角鋼。

空間桁架中，構成平面形式之腹桿，會束制弦構材在節點處之扭轉，並因此提供對平行於被連接之角鋼肢材軸的顯著束制。具有良好扭轉束制的弦構材之平面桁架，可使用情況(b)之公式(6.5-3)與(6.5-4)。同樣地，在斜撐構架中，簡單的單角鋼對角斜撐可以被視為具有足夠的端點束制，如同情況(a)中的公式(6.5-1)與(6.5-2)可被用於這類單角鋼的設計，然而，此程序並非設定用於評估 X 型斜撐單角鋼的壓力強度。

在 6.5 節的程序中允許不等邊角鋼的短肢在端點被連接，但前提是其等效長細比隨長肢對短肢的肢長

比值函數增加，且設有 L/r_z 的上限值。

如果單角鋼受壓構材不能使用本節之程序評估，可使用 9.2 節的規定。在計算 P_n 時，應考慮端點束制情形所造成的有效長度，獲得對單角鋼斷面幾何軸的有效長度後，可使用 Lutz (1992) 所提出的程序計算柱構材的有效迴轉半徑，為得到不會過於保守的結果，亦可考量端點束制以減少承壓單角鋼的偏心，因此 f_{rbw} 與 f_{rbz} 被使用於公式(9.2-1)的撓曲項中。

6.6 受壓組合構材

6.6.1 適用範圍

本節適用於由兩支或兩支以上型鋼組成的組合構材，其組合是(a)藉由螺栓或銲接將型鋼相互連接，或(b)至少一個開口側以開孔蓋板，或繫帶加繫板將型鋼相互連接。端部連接應採用銲接或以摩阻型(預拉力)螺栓配合 A 或 B 級表面處理進行栓接。

解說：

受壓組合構材之端部接合可使用栓接，由基於剪力強度設計的螺栓承載構材全部的壓力荷載，惟螺栓須施予預張力。在受壓組合構材中，例如：桁架中的雙角鋼支桿，型鋼間些微的相對滑動會顯著降低支桿的壓力強度，因此，組合構材端部處型鋼間的接合應設計防止滑動。

本節係說明由兩個或多個型鋼以栓接或銲接相互接合構成之受壓組合構材的強度與尺寸規定。

本節所指的組合受壓構材(不包含銲接箱型受壓構材)，一種是以一定間距的銲道或螺栓相互連接緊鄰之型鋼；另一種是由繫帶或繫板連綴寬間隔之型鋼。組合構材的壓力強度是受到構材之整體挫屈與繫材在連綴點或中間接點間之局部挫屈的交互影響，Duan 等人(2002)稱此挫屈形式為複合式挫屈(compound buckling)。對於以上兩種組合受壓構材，將接合螺栓或銲道之間，或連綴點之間的個別型鋼長細比，限制不超過整體組合受壓構材主控長細比的 75%，此能有效地減輕複合式挫屈效應(Duan et al., 2002)。

6.6.2 標稱壓力強度

由兩支以上型鋼組成且以栓接或銲接相互連接的組合受壓構材，其標稱壓力強度應依 6.3、6.4 或 6.7 節計算，並考量以下修正。若因挫屈發生相對變形，使連接各型鋼間的連接器產生剪力，則以 $(L_c/r)_m$ 替換有效長細比 L_c/r ，以取代更精確的分析， $(L_c/r)_m$ 計算如下：

(a) 以旋緊至緊貼狀態之螺栓作為中間連接器：

$$\left(\frac{L_c}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{L_c}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{a}{r_i}\right)^2} \quad (6.6-1)$$

(b) 以銲接或以摩阻型(預拉力)螺栓配合 A 或 B 級表面處理作為中間連接器：

(1) 當 $a/r_i \leq 40$

$$\left(\frac{L_c}{r}\right)_m = \left(\frac{L_c}{r}\right)_o \quad (6.6-2a)$$

(2) 當 $a/r_i > 40$

$$\left(\frac{L_c}{r}\right)_m = \sqrt{\left(\frac{L_c}{r}\right)_o^2 + \left(\frac{K_i a}{r_i}\right)^2} \quad (6.6-2b)$$

其中：

- $\left(\frac{L_c}{r}\right)_m$: 組合構材修正後長細比。
- $\left(\frac{L_c}{r}\right)_o$: 組合構材在挫屈方向整體長細比。
- L_c : 組合構材有效長度，cm (mm)。
- K_i : 0.5，角鋼背對背組合。
: 0.75，槽鋼背對背組合。
: 0.86，其他。
- a : 連接器間距，cm (mm)。
- r_i : 各單元型鋼最小迴轉半徑，cm (mm)。

解說：

本節適用於各構材緊鄰的雙角鋼或雙槽鋼組合受壓構材，組合受壓構材的連接器之縱向間距必須使得個別型鋼的長細比 L_c/r 不超過組合構材整體長細比的四分之三。然而，此項要求並不確保組合受壓構材的有效長細比等於將此組合受壓構材視為單一構材的長細比。

為使組合構材能有效地做為結構構材使用，其端部接合應以銲接，或以摩阻型(預拉力)螺栓配合A或B級處理表面栓接。儘管如此，構材壓力強度將會受到中間連接器的受剪變形所影響，規範使用有效長細比來考量此效應，Zahn與Haaijer(1987)主要根據Zandonini(1985)的試驗資料發展一有效長細比經驗公式，並納入AISC規範。當使用摩阻型(預拉力)螺栓或銲接作為中間連接器，Aslani與Goel(1991)建立一個半分析公式，並用於1993，1999與2005的AISC規範中(AISC, 1993, 2000b, 2005)。隨著獲得更多的試驗資料，由Sato與Uang(2007)的統計評估結果顯示，本規範所使用的簡化公式具有相同的準確水準。螺栓間距小於強度所需的最大間距，是確保在連續接觸構件的接合面上完全緊密貼合。Brockenbrough(1983)提出暴露在大氣腐蝕環境之耐候鋼構材的特殊要求。

6.6.3 尺寸規定

受壓組合構材應符合下列規定：

- 由兩支或兩支以上型鋼組合的受壓構材，其個別型鋼間應以間隔 a 相互連接，使各個型鋼在連接器間的長細比 a/r_i 不超過組合構材整體長細比之3/4，且應以個別型鋼的最小迴轉半徑 r_i 計算其長細比。
- 直接承壓於底板或平整面之組合受壓構材端部，所有互相接觸的個別型鋼應以銲接或栓接。銲接時，銲道長度應大於其構材的最大寬度；栓接時，螺栓縱向間距應小於4倍螺栓直徑，接合長度應大於其構材最大寬度的1.5倍。

符合前述端部接合的組合受壓構材，中間部分其縱向螺栓或斷續銲接間距之配置應能傳遞其上所需之強度。受壓構材中連接一塊鋼板與一個型鋼或連接兩塊鋼板之螺栓，其縱向間距的限制應符合11.3.5節規定。其中，組合受壓構材的任一型鋼有外側

板時，當沿型鋼邊緣以等間距斷續銲接或在軸向列線提供栓接，其銲道或螺栓間距不得超過外側最薄板厚度之 $0.75\sqrt{E/F_y}$ 倍或 300 mm；當螺栓交錯排列，則軸向列線上的螺栓間距不得超過外側最薄板厚度之 $1.12\sqrt{E/F_y}$ 倍或 460 mm。

- (c) 由板或型鋼所構成之組合受壓構材的開口側，應設置具連續開孔(access holes)的開孔蓋板(perforated cover plate)。若符合下列規定，此板在開孔處的無支撐寬度(定義於 2.4.1 節)能提供其可用強度：
- (1) 蓋板之寬厚比應符合 2.4.1 節的界限。
 - (2) 開孔的長度(於受力方向)與寬度比應不大於 2。
 - (3) 於受力方向的兩開孔淨距離應不小於最近兩條螺栓線或銲道連接線的橫向距離。
 - (4) 開孔周圍邊緣上任一點的最小圓弧半徑應為 38 mm。
- (d) 開孔蓋板可用繫帶加上兩端繫板替代，如果中間部位繫帶的連續受阻，則該受阻區段可以使用繫板。繫板的配置應盡可能靠近端部。提供可用強度的構材中，端部繫板長度 L_1 應不小於構材中連接型鋼之兩螺栓或銲道軸向列線間距 D ，中間部繫板長度 L_2 應不小於 $0.5D$ 。端部繫板厚度 t_p 應不小於 $0.02D$ 。若採用銲接，與繫板連接的每邊銲道之總長度應不小於該繫板長度的 1/3；若採用栓接，繫板在受力方向的螺栓間距 P 應不大於 6 倍螺栓直徑，且每段至少應有 3 個螺栓。
- (e) 繫接的繫帶可採用扁鋼(flat bar)、角鋼、槽鋼或其他型鋼為之，其間距應使接合間型鋼之 L/r 不大於整體組合受壓構材主控長細比的 3/4。繫帶應設計提供垂直於構件軸向的剪力強度，其剪力強度等於組合受壓構材可用抗壓強度的 2%。對於單繫帶配置，繫帶的長細比 L/r 應不大於 140；雙繫帶配置，繫帶的長細比應不大於 200，且在繫帶的交點應予以連結。受壓繫帶的長度 L 於單繫帶時可取繫帶連接組合構材型鋼的螺栓或銲道間之無支撐長度，而於雙繫帶時則取前述無支撐長度的 70%。
- 其他間距要求，詳 11.3.5 節。

解說：

若開孔蓋板寬度 b 取最近兩條螺栓線間的橫向距離時，則使用表 2.4-1a 中情況 7 的寬厚比界限是保守的。板的淨面積取自於最寬孔的斷面。寬厚比界限的決定可以分析取代之。

繫帶與構材軸向的夾角，單繫帶宜不小於 60° ，雙繫帶宜不小於 45° 。當組合受壓構材中型鋼的銲道或螺栓軸向列線間距 D 大於 380 mm 時，宜採用雙繫帶或角鋼單繫帶。

本節提供有關組合受壓構材之連接器間距與端部接合的設計額外規定，亦提供繫接寬間隔之型鋼的組合受壓構材的設計規定，這些尺寸規定是基於工程判斷與經驗。決定開孔蓋板尺寸比例的條文是根據廣泛的實驗研究結果(Stang and Jaffe, 1948)。

6.7 具細長肢材之受壓構材

6.7.1 適用範圍

本節適用於具 2.4.1 節細長肢材之受壓構材。

6.7.2 標稱壓力強度

標稱抗壓強度 P_n 應取與局部挫屈交互作用之適用的撓曲挫屈、扭轉挫屈、與撓曲-扭轉挫屈極限狀態的最小者。

$$P_n = F_{cr} A_e \quad (6.7-1)$$

其中：

A_e ：有效斷面積總和；有效斷面積是以折減後的有效寬度 b_e 、 d_e 或 h_e 計算求得，或公式(6.7-6)或公式(6.7-7)定義的面積， cm^2 (mm^2)。

F_{cr} ：根據6.3或6.4節決定的臨界應力， tf/cm^2 (MPa)。單角鋼之 F_{cr} 僅依6.3節決定。

6.7.3 有效斷面積

(a) 非圓形中空斷面

計算有效斷面積時，細長肢材的有效寬度 b_e (T型鋼為 d_e ；腹板為 h_e) 計算如下：

$$\text{當 } \lambda \leq \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad b_e = b \quad (6.7-2)$$

$$\text{當 } \lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \quad b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \quad (6.7-3)$$

表 6.7-1 有效寬度缺陷調整因子 c_1 與 c_2

情況	細長肢材	c_1	c_2
(a)	加勁肢材，方形或矩形中空斷面管壁除外	0.18	1.31
(b)	方形或矩形中空斷面管壁	0.20	1.38
(c)	其他肢材	0.22	1.49

其中：

b ：肢材寬度(T型鋼為 d ；腹板為 h)， cm (mm)。

c_1 ：表6.7.1中的有效寬度缺陷調整因子。

$$c_2 = \frac{1 - \sqrt{1 - 4c_1}}{2c_1} \quad (6.7-4)$$

λ ：2.4.1節中定義的肢材寬厚比。

λ_r ：表2.4.1a中的寬厚比界限。

F_{el} ：由公式6.7-5或彈性局部挫屈分析決定的彈性局部挫屈應力 tf/cm^2 (MPa)。

$$= \left(c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right) F_y \quad (6.7-5)$$

(b) 圓形中空斷面

圓形中空斷面之有效斷面積 A_e 計算如下：

$$\text{當 } \frac{D}{t} \leq 0.11 \frac{E}{F_y}$$

$$A_e = A_g \quad (6.7-6)$$

$$\text{當 } 0.11 \frac{E}{F_y} < \frac{D}{t} < 0.45 \frac{E}{F_y}$$

$$A_e = \left[\frac{0.038E}{F_y (D/t)} + \frac{2}{3} \right] A_g \quad (6.7-7)$$

其中：

D ：圓形中空斷面外徑，cm (mm)。

t ：壁厚，cm (mm)。

解說：

有效面積 A_e 可由全面積 A_g 扣除各細長肢材的折減面積求得，折減面積為 $(b - b_e)t$ 。

結構工程師應用熱軋型鋼設計時，鮮少有機會用到 6.7 節。在熱軋型鋼設計中，本節最常之應用情況為：將梁型鋼當成柱構材使用、柱構材為具有細肢材的角鋼以及具細長腹板的 T 型柱。當柱構材由鉚接或栓接薄板成一體，或使用超高強度鋼時，需要特別注意其有效面積。

當柱斷面有一個或多個細長板肢材時，本節條文提出修正。若板肢材的寬厚比超過表 2.4-1a 中定義的界限值 λ_r 時，則認為此板肢材是細長的。

只要板肢材不是細長，它能在不發生局部挫屈下提供完全降伏應力；當斷面包含細長肢材時，則需考量因為局部與整體挫屈交互作用而導致強度容量的潛在折減。

1969 AISC 規範(AISC, 1969)採用 Q 因子方法處理具細長肢材的柱構材，此模仿 1969 AISI 冷軋鋼結構構件設計規範(AISI, 1969)的方法，在 1969 年之前，AISC 的做法是移除超過 λ_r 界限值的鋼板寬度，並檢查剩餘斷面是否符合容許應力，但此法被證明效率低且不經濟。

本規範使用了兩種不同的原理：未加勁肢材在達到理論的局部挫屈應力時，視為達到其極限狀態；另一方面，加勁肢材則是利用在軸向兩邊緣受到支撐之板材固有的後挫屈強度，例如在矩形中空斷面柱構材管壁與 I 型柱構材腹板，利用有效寬度的觀念獲得此增加的後挫屈強度。

此雙重原理反映了 1969 年冷軋鋼柱的設計方法，在 AISI 規範的後續版本，特別是北美冷軋鋼構件的設計規範(AISI, 2001, 2007, 2012，以下簡稱 AISI 北美規範)，對加勁與未加勁肢材都採用了有效寬度的概念，此概念也被採納於本規範中。

有效寬度法用以決定因局部挫屈所造成的強度折減，此法是由 von Kármán 等人(1932)所建立，由 Winter (1947)以經驗式修正，並由 Peköz (1987)推演至局部與整體挫屈的交互作用，詳 Ziemian (2010)的完整介紹。

細長肢材開始影響柱強度的轉折點 $\lambda_r \sqrt{F_y / F_{cr}}$ ，其為表 2.4.1a 中肢材寬厚比 λ_r 與反應柱構材細長效應 F_{cr} 的函數。此反應在有效寬度公式中最大應力為柱應力 F_{cr} (不同於 F_y) 的統一有效寬度法，這隱含表 2.4.1a 所指定具有細長肢材的柱構材強度取決於應力 F_{cr} ，可能不一定會因局部挫屈而導致強度降低。

AISC 360-10 版本之加勁肢材的有效寬度 b_e 表示為：

$$b_e = 1.92t \sqrt{\frac{E}{f}} \left(1 - \frac{0.34}{(b/t)} \sqrt{\frac{E}{f}} \right) \leq b \quad (\text{C6.7-1})$$

其中：

E ：彈性模數， tf/cm^2 (MPa)。

b ：加勁受壓肢材寬度， cm (mm)。

f ：不考慮細長肢材的臨界應力， tf/cm^2 (MPa)。

t ：肢材厚度， cm (mm)。

以上公式可與新的廣義有效寬度公式E7-3比較：

$$b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \quad (\text{C6.7-2})$$

其中， F_{el} 是局部彈性挫屈應力，而 c_1 是經驗校正因子，與缺陷敏感性相關，若理解公式(C6.7-3)，當 $\nu=0.3$ 、 $k=4.0$ 與 $c_1=0.18$ ，且令 $f=F_{cr}$ 時，公式(C6.7-1)與(C6.7-2)實質上是相等的。

$$F_{el} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \quad (\text{C6.7-3})$$

公式 E7-3 提供適用於加勁和未加勁肢材的有效寬度公式，此外，藉由代入彈性局部挫屈於此式中，也允許使用分析以提供 F_{el} ，詳(Seif and Schafer, 2010)。對於超高強度型鋼或由薄板組合的斷面，此公式特別有用。

公式(6.7-5)為彈性局部挫屈 F_{el} 的表示式，該式基於表2.4-1a中隱含的假設，並決定如下。

在寬厚比 $\lambda = \lambda_r$ ， $b = b_e$ ， $F_{el} = F_{el-r}$ 的限制下，意味著局部彈性挫屈應力與有效寬度比(b_e / b)分別表示如下：

$$F_{el-r} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{1}{\lambda_r} \right)^2 \quad (\text{C6.7-4})$$

$$\frac{b_e}{b} = 1 = \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el-r}}{F_y}} \right) \sqrt{\frac{F_{el-r}}{F_y}} \quad (\text{C6.7-5})$$

可用對應表2.4.1a之 λ_r 值反算鋼板挫屈係數 k ：

$$k = \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4c_1}}{2c_1} \right)^2 \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2} \frac{F_y}{E} \left(\frac{1}{\lambda_r} \right)^2 \quad (\text{C6.7-6})$$

這個關係提供隱含於表2.4.1a中與 k 一致之彈性局部挫屈應力的預測，代入後可得

$$F_{el} = \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 4c_1}}{2c_1} \frac{\lambda_r}{\lambda} \right)^2 F_y = \left(c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \right) F_y \quad (\text{C6.7-7})$$

因此，表 2.4-1a 中的 λ_r 可用於決定 k ，而 k 可用於決定彈性局部挫屈應力。此外， c_2 是由 c_1 單獨決定，並僅為了方便時使用。

在 AISI 北美規範的加勁與未加勁肢材，公式(6.7-3)長期以來使用 $c_1 = 0.22$ 。除了在 AISC 360 規範 2016 年先前版本有明確(且經校準)之有效寬度表示式的肢材外，在此所有肢材採用相同的 c_1 因子。

在處理特定細長肢材時，使用不便是公式(6.7-3)與明確使用 F_{cr} 的缺點。如果直接使用公式(6.7-5)，則公式(6.7-3)可簡化為：

$$b_e = \left(1 - c_1 c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \right)^2 c_2 \frac{\lambda_r}{\lambda} \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} b \quad (C6.7-8)$$

或者，更具體而言，對於表 6.7.1 中，

情況(a)的加勁肢材(方形或矩形中空斷面管壁除外)：

$$b_e = \left(1 - 0.24 \frac{\lambda_r}{\lambda} \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \right)^2 1.31 \frac{\lambda_r}{\lambda} \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} b \quad (C6.7-9)$$

情況(b)的加勁肢材，厚度均勻的方形與矩形中空斷面管壁：

$$b_e = \left(1 - 0.28 \frac{\lambda_r}{\lambda} \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \right)^2 1.38 \frac{\lambda_r}{\lambda} \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} b \quad (C6.7-10)$$

或情況(c)，所有其他肢材：

$$b_e = \left(1 - 0.33 \frac{\lambda_r}{\lambda} \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} \right)^2 1.49 \frac{\lambda_r}{\lambda} \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}} b \quad (C6.7-11)$$

若將與寬厚比界限 λ_r 相關的常數與表 6.7.1 的常數結合，此方程式可簡化為：

$$b_e = c_2 c_3 t \sqrt{\frac{k_c E}{F_{cr}}} \left(1 - \frac{c_1 c_2 c_3}{(b/t)} \sqrt{\frac{k_c E}{F_{cr}}} \right) \quad (C6.7-12)$$

表 C6.7-1 公式(C6.7-12)與(C6.7-13)的常數

表 2.4-1a 情況	表 6.7-1 情況	k_c	c_1	c_2	c_3	c_4	c_5
1	(c)	1.0	0.22	1.49	0.56	0.834	0.184
2	(c)	$k_c^{(a)}$	0.22	1.49	0.64	0.954	0.210
3	(c)	1.0	0.22	1.49	0.45	0.671	0.148
4	(c)	1.0	0.22	1.49	0.75	1.12	0.246
5	(a)	1.0	0.18	1.31	1.49	1.95	0.351
6	(b)	1.0	0.20	1.38	1.40	1.93	0.386
7	(a)	1.0	0.18	1.31	1.40	1.83	0.330
8	(a)	1.0	0.18	1.31	1.40	1.95	0.351
[a] $k_c = 4\sqrt{h/t_w}$ ，但因計算目的不得小於 0.35 或大於 0.76。							

鋼結構設計規範與解說

其中 c_3 是與表 2.4-1a 中寬厚比界限相關的常數(Geschwindner and Troemner, 2016)，結合公式(C6.7-12)中的 $c_4 = c_2 c_3$ 與 $c_5 = c_1 c_2 c_3$ 常數，成為：

$$b_e = c_4 t \sqrt{\frac{k_c E}{F_{cr}}} \left(1 - \frac{c_5}{(b/t)} \sqrt{\frac{k_c E}{F_{cr}}} \right) \quad (\text{C6.7-13})$$

表 C6.7-1 提供表 2.4-1a 中各種情況的 c_4 與 c_5 常數。

如同 Geschwindner 與 Troemner (2016)所發表的研究成果，本規範對具細長肢材受壓構材處理的變化，對於未加勁肢材壓力構件的影響最大；對於加勁肢材受壓構材的影響可以忽略不計(Geschwindner and Troemner, 2016)。

縱向受壓圓管柱的古典理論高估了實際的挫屈強度，經常高出 200%或更多，不可避免的形狀缺陷與載重偏心為實際強度低於理論強度的主要原因。本節限制是基於試驗結果(Sherman, 1976)，而不是以 $\frac{D}{t} \leq \frac{0.11E}{F_y}$ 時不發生局部挫屈的理論計算。當 $\frac{0.11E}{F_y} < \frac{D}{t} \leq \frac{0.45E}{F_y}$ 時，公式(6.7-7)提供局部挫屈的有

效面積折減，本規範不建議使用 $\frac{D}{t} > \frac{0.45E}{F_y}$ 的圓形中空斷面或鋼管柱。

遵循 SSRC 的建議(Ziemian, 2010)與用於其他具細長受壓肢材型鋼的方法，對於圓形斷面，本節使用一有效面積以考慮局部挫屈與柱挫屈間的交互作用。此有效面積是根據局部挫屈應力與降伏應力的比值決定，圓形斷面的局部挫屈應力取自於 AISI 非彈性作用的規定(Winter, 1970)，且基於製作(fabricated)及製造(manufactured)圓管試體的試驗結果，後續以製作圓管試體的試驗結果(Ziemian, 2010)證實該方程式是保守的。

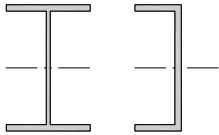
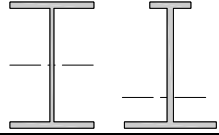
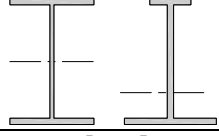
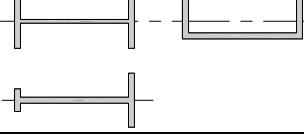
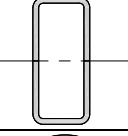
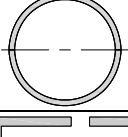
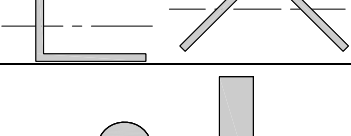
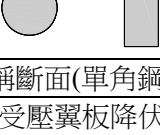
第七章 撓曲構材設計

本章適用於斷面主軸承受單純彎曲之構材。單純彎曲係指載重位於平行主軸面上且通過剪力中心，或構材於載重作用點與支撐點均有適當之扭轉束制。

解說：

本章各節之適用指引可參考表C7.1-1。

表 C7.1-1 本章節適用斷面與極限狀態對應

章節	斷面型式	翼板細長特性	腹板細長特性	極限狀態
7.2		C	C	Y、LTB
7.3		NC、S	C	LTB、FLB
7.4		C、NC、S	C、NC	CFY、LTB、FTB、TFY
7.5		C、NC、S	S	CFY、LTB、FTB、TFY
7.6		C、NC、S	N/A	Y、FLB
7.7		C、NC、S	C、NC、S	Y、FLB、WLB、LTB
7.8		N/A	N/A	Y、LB
7.9		C、NC、S	N/A	Y、LTB、FLB、WLB
7.10		N/A	N/A	Y、LTB、LLB
7.11		N/A	N/A	Y、LTB
7.12	非對稱斷面(單角鋼除外)	N/A	N/A	所有極限狀態

Y=降伏，CFY=受壓翼板降伏，LTB=側向扭轉挫屈，FLB=翼板局部挫屈，WLB=腹板局部挫屈，TFY=受拉翼板降伏，LLB=角鋼肢材局部挫屈，LB=局部挫屈，C=結實，NC=非結實，S=細長，N/A=不適用

鋼結構設計規範及解說

本章適用於斷面單一主軸承受單純彎曲之構材。亦即，構材承受平行於主軸平面且通過剪力中心之作用力，或所有荷重點與支撐點在構材軸向扭轉受到束制，則梁承受單純彎曲。本章之規定基於此假設，即所有構材之支撐點其構材軸向扭轉都受到束制。

7.2節提供受強軸彎曲之結實槽型鋼與雙對稱H型鋼斷面構材。本節中之規定可以滿足大多數設計工程師一般設計所需，其餘章節為結構工程師較少遇到之情況，表C7.1-1可做為使用本章的指引。本章之內容很廣泛且有很多看似艱難的公式；然而，對於大多數之設計，很少會使用到超出7.2節之範圍。腹板深度變化構材之撓曲強度可參考AISC設計指引25(Kaehler et al., 2010)。本章所涵蓋之章節，最大可能之標稱撓曲強度為塑性彎矩， $M_n = M_p$ 。在設計中標稱撓曲強度能夠達到塑性彎矩，代表對鋼材的最佳使用。為了達到 M_p ，梁斷面必須是結實斷面且構材具有足夠之側向支撐。

結實度取決於翼板與腹板寬厚比，如2.4節中所定義。當不滿足這些條件時，標稱撓曲強度會折減。在本章中所有斷面以同樣方式折減。對於具充分側向支撐之梁，當寬厚比 λ 小於 λ_p 屬塑性彎矩區域，此為結實斷面之條件。寬厚比大於 λ_p ，標稱撓曲強度呈線性降低至 λ 達到 λ_r 為止，此為非結實斷面之範圍。斷面寬厚比超過 λ_r 屬於細長肢材斷面之範圍。這三個範圍如圖C7.1-1所示，說明熱軋H型鋼斷面之翼板局部挫屈極限狀態。圖C7.1-1之曲線為翼板寬厚比($b_f/2t_f$)與標稱撓曲強度(M_n)之關係。對於側向扭轉挫屈之極限狀態，標稱撓曲強度 M_n 與側向無支撐段長度 L_b 間之基本關係如圖C7.1-2所示。圖中之實線為結實斷面簡支梁承受均佈彎矩， $C_b = 1.0$ 之情況。

基本曲線由 L_m 、 L_p 與 L_r 區分為四個主要區域。公式(7.2-5)定義 L_p ，於均佈彎矩作用下，側向無支撐段長度 L_b 比 L_p 小時，標稱撓曲強度可達 M_p 。公式(7.2-6)定義 L_r ，當側向無支撐段長度 L_b 比 L_r 大時，將發生彈性側向扭轉挫屈。非彈性側向扭轉挫屈之範圍在 L_p 處之極限 M_p 與在 L_r 處之 $0.7F_y S_x$ 之間，依公式(7.2-2)呈線性分佈。彈性區域之挫屈強度由公式(7.2-3)與公式(7.2-4)決定。

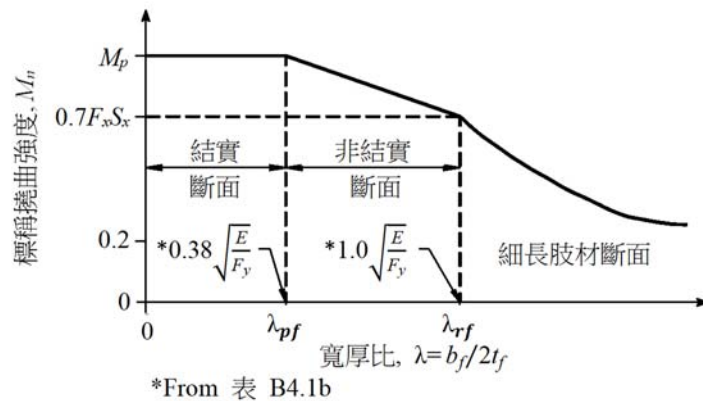


圖 C7.1-1 熱軋 H 型鋼斷面標稱撓曲強度與翼板寬厚比之關係

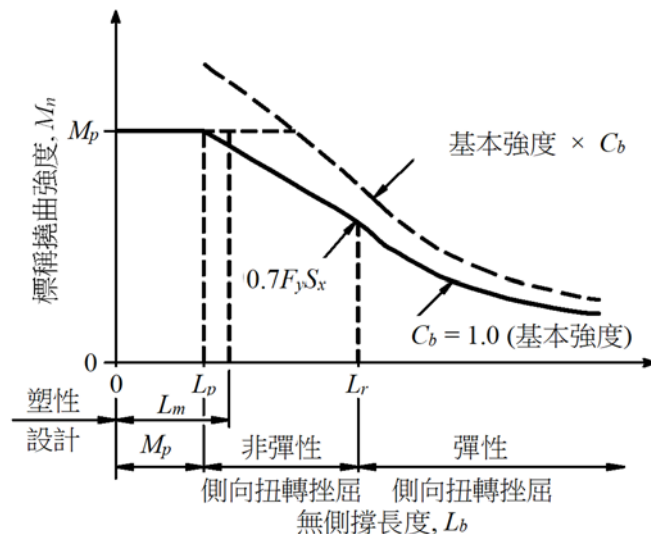


圖 C7.1-2 標稱撓曲強度與無側撐長度及彎矩梯度之關係

L_m 定義於7.13.5節，為塑性設計所需之最大無側撐長度。與彈性設計相比，塑性設計方法通常需要對無側撐長度進行更嚴格的限制，但 L_m 通常大於 L_p 。這是因為 L_m 直接考慮彎矩梯度，而彈性分析的設計係依靠 C_b 因子考量彎矩梯度效應，說明如下：

對於承受非均佈彎矩之構材，側向挫屈強度可將彈性和非彈性區域的基本強度乘以 C_b 而獲得，如圖C7.1-2所示。但是，在任何情況下，最大標稱撓曲強度都不能超過塑性彎矩 M_p 。注意，依公式(7.2-5)所得的 L_p 僅在 $C_b = 1.0$ 時才有物理意義。當 C_b 大於1.0，具較大無側撐長度之構材仍可發揮其塑性彎矩強度 M_p ，如圖C7.1-2中 $C_b > 1.0$ 的虛線所示。令公式(7.2-2)等於 M_p 並使用實際的 C_b 值求解 L_b ，可計算得 $M_n = M_p$ 時的最大無側撐長度。

7.1 一般規定

設計撓曲強度 $\phi_b M_n$ 與容許撓曲強度 M_n / Ω_b 應依下列規定：

(a) 本章使用

$$\phi_b = 0.90, \Omega_b = 1.67$$

標稱撓曲強度 M_n 應依7.2至7.13節之規定決定。

(b) 本章之規定係假設梁於支承處具有適當之扭轉束制。

(c) 本章之規定適用於單曲率之單對稱構材與所有雙對稱構材。

介於兩側撐點間之梁段承受非均佈彎矩時，其側向扭轉挫屈修正因子 C_b 依下式計算：

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (7.1-1)$$

其中：

$M_{\max}$ ：無側撐段內彎矩絕對值的最大值，tf-cm (N-mm)。

M_A ：無側撐段1/4長度處之彎矩絕對值，tf-cm (N-mm)。

M_B ：無側撐段2/4長度處之彎矩絕對值，tf-cm (N-mm)。

M_C ：無側撐段3/4長度處之彎矩絕對值，tf-cm (N-mm)。

固定端具翹曲束制且自由端無側撐之懸臂梁，其 C_b 值採用1.0。

(d) 在單軸對稱構材受到雙向曲率之彎曲，其兩個翼板之側向扭轉挫屈強度均應檢核。可用撓曲強度應大於或等於對應翼板受壓時之最大需求彎矩。

解說：

側撐點之間沒有橫向載重之雙對稱構材，公式(7.1-1) C_b 值可為：

- (1) 兩側撐點間之梁段為單曲率端點等值彎矩(均佈彎矩)， $C_b = 1.0$ 。
- (2) 兩側撐點間之梁段為雙向曲率端點等值彎矩(反曲率彎曲)， $C_b = 2.27$ 。
- (3) 兩側撐點間之梁段其中一端彎矩等於零時， $C_b = 1.67$ 。

對於單軸對稱構材，解說提供 C_b 更詳細之分析。解說中為 C_b 提供額外之公式，可以將各種邊界條件之影響納入考慮。

在本章中，無論控制的極限狀態為何，強度因子與安全因子皆保持不變。這包括7.13節所定義之極限狀態，該極限狀態係用於撓曲構材設計中有孔的受拉翼板，其破裂是控制極限狀態(Geschwindner, 2010a)。

另外，規範對撓曲構材之所有支承規定沿構材縱軸的旋轉須被束制。此有別於規範提及沿構材長度的無側撐狀況，惟構材支承點在任何情況下須保持受束制不扭轉。

鋼結構設計規範及解說

從 1961 年 AISC 規範(AISC, 1961)到 1986 年 LRFD 規範(AISC, 1986)，使用以下公式調整側向扭轉挫屈公式，以考慮在無側撐長度內彎矩圖之變化。

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq 2.3 \quad (C7.1-1)$$

其中：

M_1 ：無側撐長度端點之較小彎矩，tf-cm (N-mm)。

M_2 ：無側撐長度端點之較大彎矩，tf-cm (N-mm)。

當彎矩導致反向曲率時(M_1/M_2)為正，當彎矩導致單曲率時(M_1/M_2)為負。

前述公式僅適用於在側撐點間之彎矩圖係由直線組成，這種情況於梁設計中很少見。該公式提供由 Salvadori(1956)研究成果的下限值。公式(C7.1-1)可以應用於非線性彎矩圖，透過使用 M_2 與無側撐長度中點彎矩所構成之直線，並將直線上無側撐長度另一端之值當作 M_1 (AASHTO, 2014)。當側向無支撐段內任一點之彎矩大於 M_2 ，則使用公式(C7.1.1)時可將 C_b 保守地取為 1.0。Kirby 與 Nethercot(1979)提出了一個公式，該公式直接適用於無側撐段內之各種非線性彎矩圖。對原始公式進行了微調，得到公式(C7.1-2a)(即本規範公式(7.1-1))：

$$C_b = \frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \quad (C7.1-2a)$$

在無側撐長度內之彎矩圖明顯偏離直線時，該公式提供 C_b 更精確解，例如具固定端的梁在跨度內無側向支撐之情況下，受到均佈之橫向載重。相較於考慮側撐點間之彎矩圖係由直線所組成的公式(C7.1-1)相比，在大多數情況下，它給了稍微保守之結果。無論其位置如何，三個四分點彎矩與最大彎矩之絕對值都用在公式(C7.1-2a)中。Wong 與 Driver(2010)檢視了許多方法之後，推薦適用於雙對稱 H 型鋼構材的公式以替代四分點公式：

$$C_b = \frac{4M_{\max}}{\sqrt{M_{\max}^2 + 4M_A^2 + 7M_B^2 + 4M_C^2}} \quad (C7.1-2b)$$

在具有平緩非線性彎矩之條件下，該公式提供了較精進的預測。在所有情況下，無側撐段中之最大彎矩常用於比對標稱彎矩 M_n 。此外，在所有情況下都使用側撐點間之長度，而不是反曲點間之距離。公式(C7.1-2a)提供側向扭轉挫屈修正因子，適用於雙對稱斷面與單曲率之單對稱斷面，對應用於具有反向曲率之單對稱斷面時，公式(C7.1-2a)應修正。過去有學者針對單對稱 H 型鋼梁受重力作用的行為進行研究(Helwig et al., 1997)，該研究得出以下表示式：

$$C_b = \left(\frac{12.5M_{\max}}{2.5M_{\max} + 3M_A + 4M_B + 3M_C} \right) R_m \leq 3.0 \quad (C7.1-3)$$

對單曲率彎曲

$$R_m = 1$$

對反向曲率彎曲

$$R_m = 0.5 + 2 \left(\frac{I_{y \text{ Top}}}{I_y} \right)^2 \quad (C7.1-4)$$

其中：

$I_{y \text{ Top}}$ ：頂部翼板對腹板平面軸(斷面弱軸)之慣性矩， $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$ 。

I_y ：全斷面對腹板平面軸(斷面弱軸)之慣性矩， $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$ 。

公式(C7.1-3)是針對水平擺放之梁構材受橫向重力載重所建立。廣義情況下，上翼板定義為由腹板中心朝橫向載重相反方向側之翼板。公式(C7.1-3)中括號內之項與公式(C7.1-2a)完全相同，而因子 R_m 是單對稱斷面之修正值，當上翼板為大者時，其值大於 1，當上翼板為小者時，其值小於 1。對於受反

向曲率彎曲之單對稱斷面，應單獨處理每個受壓翼板，並將該可用撓曲強度與翼板產生壓力時之設計彎矩進行比較，以評估其側向扭轉挫屈強度。

前面討論之 C_b 因子定義為側撐點間距之函數。但是，在許多情況下，梁可能受反向曲率彎曲，並且其中一個翼板受到連續的側向支撐，連續側向支撐係由連續緊密間隔的小梁與/或通常用於屋頂或樓板系統的輕型鋼承板提供。儘管側向支撐對其中一個翼板提供顯著之束制，但是另一個翼板仍可能因反向曲率彎曲引起受壓而側向挫屈。許多 C_b 表示式已被發展出來，它們是載重種類、彎矩分佈與側撐條件之函數。對重力加載且上翼板具側向束制之熱軋 H 型鋼斷面梁， C_b 可用下式計算(Yura, 1995; Yura and Helwig, 2010)：

$$C_b = 3.0 - \frac{2}{3} \left(\frac{M_1}{M_0} \right) - \frac{8}{3} \left[\frac{M_{CL}}{(M_0 + M_1)^*} \right] \quad (C7.1-5)$$

其中：

M_0 ：無側撐長度中，在下翼板產生最大壓應力之端部彎矩，tf-cm (N-mm)。

M_1 ：無側撐長度中，相對於 M_0 另一端部彎矩，tf-cm (N-mm)。

M_{CL} ：無側撐長度中，中點彎矩，tf-cm (N-mm)。

$(M_0 + M_1)^*$ ：若 M_1 為正，即下翼板受拉，取 $M_1 = 0$ ，則 $(M_0 + M_1)^* = M_0$ 。

無側撐長度定義為扭轉束制點間之距離。彎矩之符號定義如圖 C7.1-3 所示。當 M_0 、 M_1 與 M_{CL} 在上翼板上產生壓力時取為正值，在下翼板受壓時取為負值，如圖所示。公式(C7.1-5)中最後一項加註星號，表示如果 M_1 為正，則在最後一項中 M_1 取為零。例如，考慮圖 C7.1-4 中所示之彎矩分佈， C_b 值將為：

$$C_b = 3.0 - \frac{2}{3} \left(\frac{+200}{-100} \right) - \frac{8}{3} \left[\frac{+50}{-100} \right] = 5.67$$

注意， $(M_0 + M_1)^*$ 取為 M_0 ，因為在此例 M_1 為正，故取 $M_1 = 0$ 。

在此情況下， $C_b = 5.67$ 用來計算梁無側撐長度為 6 m 之側向扭轉挫屈強度，此梁在無側撐長度段之兩端點上、下翼板的扭轉或側向移動受到束制。

在熱軋 H 型鋼屋頂梁受到風載重而抬升時會出現類似挫屈之問題。用於屋頂系統之輕型鋼承板通常在梁上翼板提供連續束制；然而，受到風載重而抬升時，可能大到足以使下翼板受壓。彎矩符號與圖 C7.1-3 中所示相同。該彎矩必須導致下翼板受壓 (M_{CL} 為負值)，才能讓梁產生挫屈。視端點彎矩為正值或負值，圖 C7.1-5 為三種不同表示式(Yura and Helwig, 2010)。如前所述，無側撐長度定義為上與下翼板都被限制側向移動或被限制扭轉支撐點之間距。

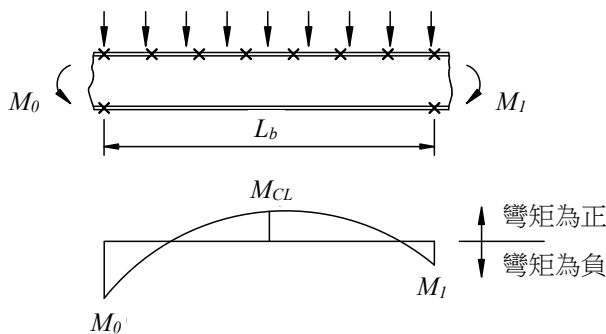


圖 C7.1-3 公式(C7.1-5)中彎矩符號定義

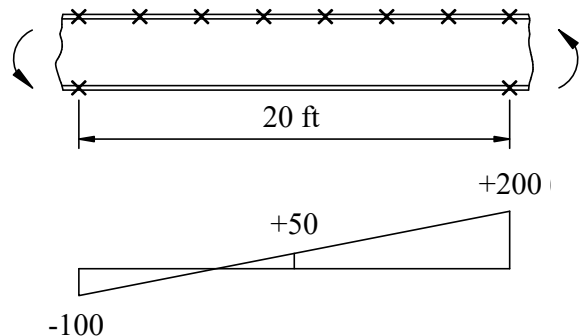
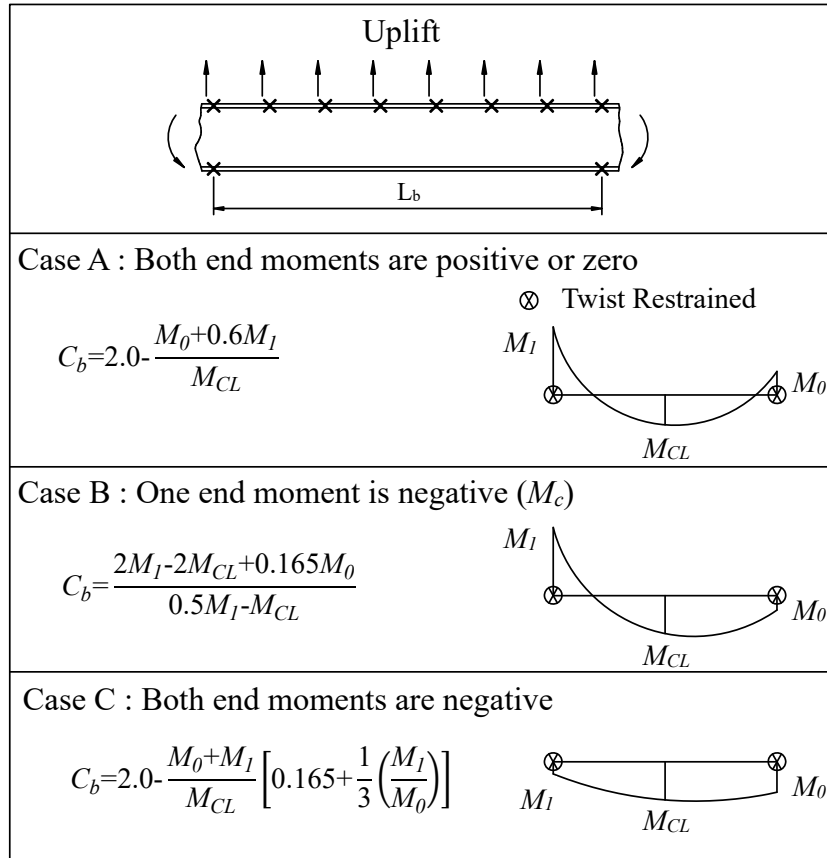


圖 C7.1-4 公式(C7.1-5)應用之彎矩圖範例

本章側向扭轉挫屈極限狀態公式假設載重施加於梁形心軸。除了某些包含無側撐懸臂條件，或在跨度內無側撐且在上翼板上施加顯著載重之構材條件外， C_b 可保守取 1.0。如果載重放在上翼板且翼板沒有側撐，則會產生失穩效應，從而減少臨界彎矩；反之，如果載重懸掛在無側撐之下翼板，則會產生

穩定效應，從而增加臨界彎矩(Ziemian, 2010)。對於上翼板無側撐之結實 H 型鋼構材承受載重，其保守的近似臨界彎矩可將公式(7.2-4)中之平方根項設為 1 求得。

在臨界彎矩公式中隱含有效長度因子等於 1，以表示最壞情況下簡單支撐之無側撐段。在臨界區段上，考慮相鄰未挫屈區段之任一端點束制可以增加其強度。在梁連續性對側向扭轉挫屈之影響的研究中，Ziemian (Ziemian, 2010)提出一簡單而保守的設計方法，該方法基於類似於端部束制之無側向位移柱，其有效長度因子小於 1。



圖C7.1-5 上翼板具側向連續束制之熱軋H型鋼梁受抬升載重下之 C_b 因子

7.2 受強軸彎曲之結實槽型鋼與雙對稱 H 型鋼斷面構材

本節適用於受強軸彎曲之具結實斷面的槽型鋼與雙對稱 H 型構材，其肢材寬厚比符合 2.4.1 節撓曲部分之相關規定。

標稱撓曲強度 M_n 應取降伏(塑性彎矩)與側向扭轉挫屈極限狀態之小者。

1. 降伏極限狀態

$$M_n = M_p = F_y Z_x \quad (7.2-1)$$

其中：

F_y ：規定最小降伏應力，tf/cm²(MPa)。

Z_x ：強軸之塑性斷面模數，cm³(mm³)。

2. 側向扭轉挫屈極限狀態

(a) 當 $L_b \leq L_p$ ，不適用側向扭轉挫屈極限狀態。

(b) 當 $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (7.2-2)$$

(c) 當 $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (7.2-3)$$

其中：

L_b : 受壓翼板之側向位移支撐點間或斷面之扭轉側撐點間之距離，cm(mm)

F_{cr} : 臨界應力，tf/cm² (MPa)。

$$: \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b / r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (7.2-4)$$

E : 鋼材彈性模數，2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。

J : 扭轉常數，cm⁴ (mm⁴)。

S_x : 強軸彈性斷面模數，cm³ (mm³)。

h_o : 上、下翼板形心間距離，cm (mm)。

L_p : 斷面達降伏極限狀態之最大無側撐長度，cm (mm)，依下式計算：

$$: 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7.2-5)$$

L_r : 斷面達非彈性側向扭轉挫屈極限狀態之最大無側撐長度，cm (mm)，依下式計算：

$$: 1.95 r_{ts} \frac{E}{0.7F_y} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left(\frac{0.7F_y}{E} \right)^2}} \quad (7.2-6)$$

其中：

r_y : 弱軸之迴轉半徑，cm (mm)。

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \quad (7.2-7)$$

係數 c 之決定如下：

(1) 雙對稱 H 型鋼斷面

$$c = 1 \quad (7.2-8a)$$

(2) 槽型鋼斷面

$$c = \frac{h_o}{2} \sqrt{\frac{I_y}{C_w}} \quad (7.2-8b)$$

其中：

I_y : 弱軸之慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

C_w : 斷面翹曲常數，cm⁶ (mm⁶)。

解說：

公式(7.2-4)中之平方根項可保守取1.0。

公式(7.2-3)與(7.2-4)會與下列雙對稱斷面之側向扭轉挫屈公式得到相同結果，下列雙對稱斷面之側向扭轉挫屈公式，已在本規範之先前版本中使用過：

$$M_{cr} = C_b \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w}$$

公式(7.2-3)與(7.2-4)之優點在於其形式非常類似於單對稱斷面之側向扭轉挫屈公式(7.4-4)與(7.4-5)。

具矩形翼板之雙對稱H型鋼斷面 $C_w = \frac{I_y h_o^2}{4}$ ，因此，公式(7.2-7)變成：

$$r_{ts}^2 = \frac{I_y h_o}{2S_x}$$

r_{ts} 可近似且保守地取受壓翼板與1/6腹板組成之T形斷面的弱軸迴轉半徑：

$$r_{ts} = \frac{b_f}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} \frac{h t_w}{b_f t_f} \right)}}$$

表 C7.2-1 標稱撓曲強度公式之比較

1999 AISC LRFD 規範公式	2005 及之後的規範公式
F1-1	F2-1
F1-2	F2-1
F1-13	F2-3

本節適用於具有結實斷面之 H 型鋼與槽型構材且對強軸彎曲；因此，唯一要考慮之極限狀態為側向扭轉挫屈。在 AISC *Steel Construction Manual* (AISC, 2011)中幾乎所有列出之熱軋 H 型鋼都可依照本節之規定進行設計，如本節解說所示。

本節中撓曲強度公式與 1999 LRFD 規範(AISC, 2000b) F1 節中相應之公式幾乎相同，並與 2005 及 2010 規範(AISC, 2005, 2010)中之公式相同。表 C7.2-1 列出撓曲強度對應公式。

1999 LRFD 規範(AISC, 2000b)與本規範間唯一區別在於非彈性與彈性挫屈交界點之應力已從 1999 版 $F_y - F_r$ 變為 $0.7F_y$ 。

在 2005 AISC Specification 之前的規範中，熱軋與銲接斷面之殘留應力 F_r 不同，分別為 0.70 tf/cm^2 (69 MPa)與 1.16 tf/cm^2 (110 MPa)，而自 2005 AISC 規範以來殘餘應力取為 $0.3F_y$ ，因此採用 $F_y - F_r = 0.7F_y$ 。這種改變是為了簡化計算；另外，此種變更稍微改善與實驗數據之相關性(White, 2008)。

公式(7.2-4)之彈性側向扭轉挫屈應力 F_{cr} ：

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (\text{C7.2-1})$$

與 1999 LRFD 規範中公式(F1-13)相同：

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} = \frac{C_b \pi}{L_b S_x} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad (\text{C7.2-2})$$

該公式可重新轉換為：

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{L_b^2} \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \sqrt{1 + \frac{GJ}{EC_w} \left(\frac{L_b}{\pi} \right)^2} \quad (\text{C7.2-3})$$

式中參數定義如下：

$$r_{ts}^2 = \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x}, \quad C_w = \frac{I_y h_o^2}{4} \quad \text{與} \quad c = 1$$

對於雙對稱 H 型鋼構材，公式(C7.2-1)是透過一些代數轉換之後而得。本節提供槽型鋼 c 值的替代定義，該定義係基於槽型鋼之 C_w ，而允許槽型斷面使用公式(C7.2-1)。

公式(7.2-5)與 1999 LRFD 規範中之公式(F1-4)相同，公式(7.2-6)對應於公式(F1-6)。在公式(7.2-4)令 $F_{cr} = 0.7F_y$ 以求解 L_b 。在 2010 AISC 規範，公式(F2-6)之格式已經改變，使得當 $J = 0$ 時， L_r 不至於無法定義；當 $J \neq 0$ 時，新舊兩種公式會得到相同之結果。 r_{ts} 可以近乎精確地取受壓翼板加上六分之一腹板之迴轉半徑。

這些規定比以前 ASD 的規定更簡單，是基於對梁極限狀態之行為有更多認識(White and Chang, 2007)。在這些規定中所獲得之最大容許應力可能略高於先前 $0.66F_y$ 之限制，因為構材之真實塑性強度可以在公式(7.2-1)中採用塑性斷面模數反映出來。本節對無側撐長度之規定係依照公式(7.2-2)及公式(7.2-3)。公式(7.2-2)用於非彈性側向扭轉挫屈，公式(7.2-3)用於彈性側向扭轉挫屈。在梁沒有足夠側撐之情況下，ASD 規範先前版本規定應力極限為 $0.6F_y$ ，並且要求檢查三個公式，選擇最大應力以決定側向無支撐梁之強度。根據現行規範，一旦決定無側撐段長度，就可以直接從這些公式中獲得構材強度。

7.3 受強軸彎曲且具結實腹板與非結實或細長翼板之雙對稱 H 型鋼斷面構材

本節適用於受強軸彎曲且具結實腹板與非結實或細長翼板之雙對稱 H 型鋼構材，其肢材寬厚比符合 2.4.1 節撓曲部分之相關規定。

標稱撓曲強度 M_n 應取側向扭轉挫屈與受壓翼板局部挫屈極限狀態之小者。

1. 側向扭轉挫屈

有關側向扭轉挫屈之相關規定應依照 7.2.2 節。

2. 受壓翼板局部挫屈

(a) 具非結實翼板之斷面

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7F_y S_x \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (7.3-1)$$

(b) 具細長翼板之斷面

$$M_n = \frac{0.9Ek_c S_x}{\lambda^2} \quad (7.3-2)$$

其中：

$$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}, \text{ 其計算結果應不小於 } 0.35, \text{ 亦不大於 } 0.76。$$

h : 2.4.1 節第(b)項中所定義的距離，cm (mm)。

$$\lambda = \frac{b_f}{2t_f}。$$

b_f : 翼板寬度，cm (mm)。

t_f : 翼板厚度，cm (mm)。

λ_{pf} : 即 λ_p ，為表 2.4-1b 中，結實翼板寬厚比之界限。

λ_{rf} : 即 λ_r ，為表 2.4-1b 中，非結實翼板寬厚比之界限。

解說：

本節為 7.2 節之補充，針對翼板斷面為非結實或細長之情況(詳圖 C7.1-1，其中 λ_{pf} 與 λ_{rf} 間 M_n 之線性變化在說明非結實行爲，超過 λ_{rf} 後之曲線在說明細長行爲)。任何結實腹板與非結實或細長翼板之雙對稱組合 H 型鋼構材都需要使用本節中之規定。

7.4 受強軸彎曲且具結實或非結實腹板之其他 H 型鋼斷面構材

本節適用於受強軸彎曲且具非結實腹板之雙對稱 H 型鋼斷面構材，及具非結實腹板之單對稱 H 型鋼斷面構材，且其腹板須連接在翼板寬度之中點，其肢材寬厚比符合 2.4.1 節撓曲部分之相關規定。

標稱撓曲強度 M_n 應取受壓翼板降伏、側向扭轉挫屈、受壓翼板局部挫屈與受拉翼板降伏極限狀態之最小者。

1. 受壓翼板降伏極限狀態

$$M_n = R_{pc} M_{yc} \quad (7.4-1)$$

其中：

M_{yc} ：即 $F_y S_{xc}$ ，受壓翼板降伏之彎矩，tf-cm (N-mm)。

R_{pc} ：腹板之塑性因子，詳 7.4 節第 2(c)(6) 項。

S_{xc} ：受壓翼板之彈性斷面模數， $\text{cm}^3 (\text{mm}^3)$ 。

2. 側向扭轉挫屈極限狀態

(a) 當 $L_b \leq L_p$ ，不適用側向扭轉挫屈極限狀態。

(b) 當 $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq R_{pc} M_{yc} \quad (7.4-2)$$

(c) 當 $L_b > L_r$

$$M_n = F_{cr} S_{xc} \leq R_{pc} M_{yc} \quad (7.4-3)$$

其中：

(1) M_{yc} ，受壓翼板降伏之彎矩，tf-cm (N-mm)：

$$M_{yc} = F_y S_{xc} \quad (7.4-4)$$

(2) F_{cr} ，臨界應力， $\text{tf}/\text{cm}^2 (\text{Mpa})$ ：

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_t)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{J}{S_{xc} h_o} \left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \quad (7.4-5)$$

當 $I_{yc}/I_y \leq 0.23$ ， J 應取為 0。

其中：

I_{yc} ：受壓翼板對 y 軸之慣性矩， $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$ 。

(3) F_L ，非彈性挫屈極限狀態下，受壓翼板標稱應力下限， $\text{tf}/\text{cm}^2 (\text{Mpa})$ ，計算如下：

(i) 當 $S_{xt}/S_{xc} \geq 0.7$

$$F_L = 0.7 F_y \quad (7.4-6a)$$

(ii) 當 $S_{xt}/S_{xc} < 0.7$

$$F_L = F_y \frac{S_{xt}}{S_{xc}} \geq 0.5 F_y \quad (7.4-6b)$$

其中：

S_{xt} ：受拉翼板之彈性斷面模數， $\text{cm}^3 (\text{mm}^3)$ 。

(4) L_p ，斷面可達降伏極限狀態之側向無支撐長度界限值， $\text{cm} (\text{mm})$ ，依下式計算：

$$L_p = 1.1 r_t \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7.4-7)$$

(5) L_r ，斷面可達非彈性側向扭轉挫屈極限狀態之側向無支撐長度界限值， $\text{cm} (\text{mm})$ ，依下式計算：

$$L_r = 1.95 r_t \frac{E}{F_L} \sqrt{\frac{J}{S_{xc} h_o} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_{xc} h_o}\right)^2 + 6.76 \left(\frac{F_L}{E}\right)^2}} \quad (7.4-8)$$

(6) R_{pc} ，腹板之塑性因子，依下列規定計算：

(i) 當 $I_{yc}/I_y > 0.23$

(a) 當 $h_c/t_w \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (7.4-9a)$$

(b) 當 $h_c/t_w > \lambda_{pw}$

$$R_{pc} = \left[\frac{M_p}{M_{yc}} - \left(\frac{M_p}{M_{yc}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yc}} \quad (7.4-9b)$$

(ii) 當 $I_{yc}/I_y \leq 0.23$

$$R_{pc} = 1.0 \quad (7.4-10)$$

其中：

$$M_p := F_y Z_x \leq 1.6 F_y S_{x1}$$

h_c ：對於熱軋型鋼斷面，形心至受壓翼板內緣扣除角隅半徑後距離之兩倍；
對於銲接組合斷面，形心至受壓翼板內緣距離之兩倍；對於螺栓組合斷面，形心至受壓翼板內最近螺栓線間距離之兩倍， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

$$\lambda := h_c/t_w$$

λ_{pw} ：即 λ_p ，為表2.4-1b中，結實腹板寬厚比之界限。

λ_{rw} ：即 λ_r ，為表2.4-1b中，非結實腹板寬厚比之界限。

(7) r_t ，用於側向扭轉挫屈之有效迴轉半徑， $\text{cm} (\text{mm})$ ，可依下式計算：

(i) 具矩形受壓翼板之H型鋼斷面

$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{6} a_w \right)}} \quad (7.4-11)$$

其中：

$$a_w := \frac{h_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \quad (7.4-12)$$

b_{fc} ：受壓翼板之寬度， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

t_{fc} ：受壓翼板之厚度， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

t_w ：腹板厚度，cm (mm)。

(ii) 對於受壓翼板具蓋板或槽鋼蓋之H型鋼斷面

r_t ：受強軸彎矩作用引致之撓壓翼板加上1/3受壓腹板面積的迴轉半徑，cm (mm)。

3. 受壓翼板局部挫屈極限狀態

(a) 具結實翼板之斷面，不適用局部挫屈極限狀態。

(b) 具非結實翼板之斷面

$$M_n = R_{pc} M_{yc} - (R_{pc} M_{yc} - F_L S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (7.4-13)$$

(c) 具細長翼板之斷面

$$M_n = \frac{0.9 E k_c S_{xc}}{\lambda^2} \quad (7.4-14)$$

其中：

F_L ：定義於公式(7.4-6a)與(7.4-6b)，tf/cm² (Mpa)。

R_{pc} ：腹板之塑性因子，依公式(7.4-9a)、(7.4-9b)或(7.4-10)計算。

$k_c = \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ ，其計算結果應不小於0.35，亦不大於0.76。

$\lambda = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$ 。

λ_{pf} ：即 λ_p ，為表2.4-1b中，結實翼板寬厚比之界限。

λ_{rf} ：即 λ_r ，為表2.4-1b中，非結實翼板寬厚比之界限。

4. 受拉翼板降伏極限狀態

(a) 當 $S_{xt} \geq S_{xc}$ ，不適用受拉翼板降伏極限狀態。

(b) 當 $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = R_{pt} M_{yt} \quad (7.4-15)$$

其中：

$M_{yt} = F_y S_{xt}$ ，受拉翼板之降伏彎矩，tf-cm (N-mm)。

R_{pt} ：對應於受拉翼板降伏極限狀態之腹板塑性因子，依下列規定計算：

(1) 當 $I_{yc}/I_y > 0.23$

(i) 當 $h_c/t_w \leq \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (7.4-16a)$$

(ii) 當 $h_c/t_w > \lambda_{pw}$

$$R_{pt} = \left[\frac{M_p}{M_{yt}} - \left(\frac{M_p}{M_{yt}} - 1 \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pw}}{\lambda_{rw} - \lambda_{pw}} \right) \right] \leq \frac{M_p}{M_{yt}} \quad (7.4-16b)$$

(2) 當 $I_{yc}/I_y \leq 0.23$

$$R_{pt} = 1.0 \quad (7.4-17)$$

其中：

$$M_p := F_y Z_x \leq 1.6 F_y S_x。$$

$$\lambda := \frac{h_c}{t_w}。$$

λ_{pw} ：即 λ_p ，為表 2.4-1b 中，結實腹板寬厚比之界限。

λ_{rw} ：即 λ_r ，為表 2.4-1b 中，非結實腹板寬厚比之界限。

解說：

本節適用的 H 型鋼構材亦可使用 7.5 節進行保守設計。

本節條文適用於具有非結實腹板之雙對稱 H 型鋼梁，與具有結實或非結實腹板之單對稱 H 型鋼構材 (詳表 C7.1-1)。本節也適用於不含細長腹板之鉚接 H 型鋼梁，翼板可為結實、非結實或細長肢材。本節之內容係基於 White 之研究 (White, 2008)。7.5 節考慮具有細長腹板之 H 型鋼斷面。

本節考慮四種極限狀態：(a) 受壓翼板降伏、(b) 側向扭轉挫屈、(c) 受壓翼板局部挫屈、及 (d) 受拉翼板降伏。將受壓翼板之降伏彎矩乘以 R_{pc} 因子與受拉翼板之降伏彎矩乘以 R_{pt} 因子，乃是間接地考量腹板非彈性局部挫屈之影響。

這兩個因子可以從 1 變化至 M_p/M_{yc} 及 $M_p/M_{yt} \leq 1.6$ ，最大限制 1.6 是為防止過早降伏可能引致在服務載重條件下產生非彈性反應。此兩因子可保守地假設為 1.0，儘管在許多情況下，此假設過於保守而不合理。提供下列步驟以計算 R_{pc} 與 R_{pt} 。

步驟 1. 計算 h_p 與 h_c ，其定義如圖 C7.4-1。

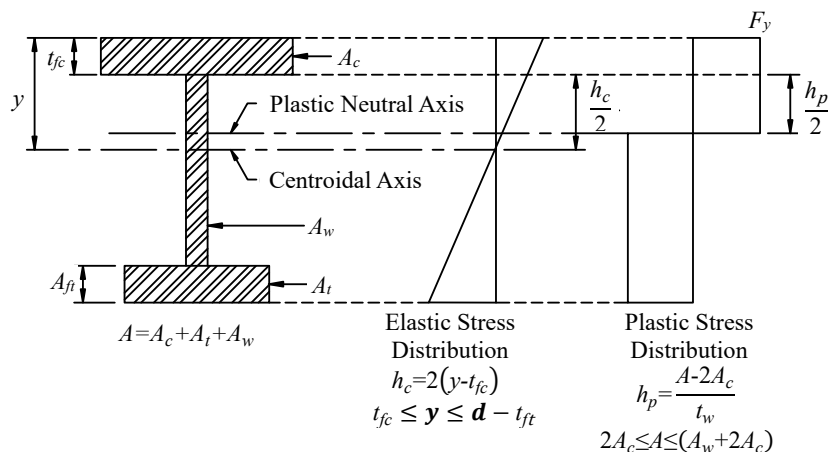


圖 C7.4-1 彈性與塑性應力分佈

步驟 2. 計算腹板之寬厚比與受壓、受拉之降伏彎矩：

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda = \frac{h_c}{t_w} \\ S_{xc} = \frac{I_x}{y} \quad ; \quad S_{xt} = \frac{I_x}{d - y} \\ M_{yc} = F_y S_{xc} \quad ; \quad M_{yt} = F_y S_{xt} \end{array} \right. \quad (C7.4-1)$$

步驟 3. 計算 λ_{pw} 與 λ_{rw} ：

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_{pw} = \frac{\frac{h_c}{h_p} \sqrt{\frac{E}{F_y}}}{\left(\frac{0.54M_p}{M_y} - 0.09 \right)^2} \leq 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ \lambda_{rw} = 5.70 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \end{array} \right\} \quad (C7.4-2)$$

若 $\lambda > \lambda_{rw}$ ，為細長腹板，且設計由 7.5 節控制。

反之，在塑性中性軸位於受壓翼板內之極端情況下， $h_p=0$ 且腹板可考慮為結實。

步驟 4. 使用本節計算 R_{pc} 與 R_{pt} 。

受壓翼板基本最大標稱彎矩 $R_{pc}M_{yc} = R_{pc}F_yS_{xc}$ ，對受拉翼板降伏的基本最大標稱彎矩 $R_{pt}M_{yt} = R_{pt}F_yS_{xt}$ ，這僅適用於 $M_{yt} < M_{yc}$ 或 $S_{xt} < S_{xc}$ (具有較大受壓翼板的梁)。本節對於雙對稱構材之規範等同於 7.2、7.3 節之規定，公式(7.2-4)、(7.2-6)與公式(7.4-5)、(7.4-8)幾乎相同，前者使用 S_x 而後者使用 S_{xc} ，兩者均表示受壓側之彈性斷面模數。當受壓翼板小於受拉翼板時，這是一種傾向些許保守之簡化，反之，受壓翼板大於受拉翼板時，則有些不保守(White and Jung, 2003)。若受拉翼板小於受壓翼板，則需要檢查受拉翼板降伏(詳 7.4.4 節)。

為獲得更準確的解答，特別是當載重未作用於構材之形心時，設計者將被引導參考下列學者之研究(Galambos, 2001)、(White and Jung, 2003)及(Ziemian, 2010)。學者 White 與 Jung 提供以下替代公式代替公式(7.4-5)與公式(7.4-8)：

$$M_n = C_b \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} \left[\frac{\beta_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\beta_x}{2} \right)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0.0390 \frac{J}{C_w} L_b^2 \right)} \right] \quad (C7.4-3)$$

$$L_r = \frac{1.38E\sqrt{I_y J}}{S_{xc}F_L} \sqrt{\frac{2.6\beta_x F_L S_{xc}}{EJ} + 1 + \sqrt{\left(\frac{2.6\beta_x F_L S_{xc}}{EJ} + 1 \right)^2 + \frac{27.0C_w}{I_y} \left(\frac{F_L S_{xc}}{EJ} \right)^2}} \quad (C7.4-4)$$

其中單對稱係數 $\beta_x = 0.9h\alpha \left(\frac{I_{yc}}{I_{yt}} - 1 \right)$ ，翹曲常數 $C_w = h^2 I_{yc} \alpha$ ，其中 $\alpha = \frac{1}{\frac{I_{yc}}{I_{yt}} + 1}$ ， F_L 為因降伏而引致側

向扭轉挫屈所產生的撓曲壓應力。在公式(7.4-6a)與(7.4-6b)中，該應力一般取受壓翼板 $0.7F_y$ 或當受拉翼板達到降伏強度時的受壓翼板應力的較小值，但不小於 $0.5F_y$ 。

7.5 受強軸彎曲且具細長腹板之雙對稱與單對稱 H 型鋼斷面構材

本節適用於受強軸彎曲且具細長腹板雙對稱及單對稱 H 型鋼斷面構材，且其腹板須連接在翼板寬度之中點，其肢材寬厚比符合 2.4.1 節撓曲部分之相關規定。

標稱撓曲強度 M_n 應取受壓翼板降伏、側向扭轉挫屈、受壓翼板局部挫屈與受拉翼板降伏極限狀態之最小者。

1. 受壓翼板降伏極限狀態

$$M_n = R_{pg} F_y S_{xc} \quad (7.5-1)$$

2. 側向扭轉挫屈極限狀態

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (7.5-2)$$

(a) 當 $L_b \leq L_p$ ，不適用側向扭轉挫屈極限狀態。

(b) 當 $L_p < L_b \leq L_r$

$$F_{cr} = C_b \left[F_y - (0.3F_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq F_y \quad (7.5-3)$$

(c) 當 $L_b > L_r$

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{\left(\frac{L_b}{r_t} \right)^2} \leq F_y \quad (7.5-4)$$

其中：

L_p ：定義如公式(7.4-7)。

$$L_r := \pi r_t \sqrt{\frac{E}{0.7F_y}} \quad (7.5-5)$$

r_t ：用於側向扭轉挫屈之有效迴轉半徑，詳7.4節，cm (mm)。

R_{pg} ：彎曲強度折減因子，計算如下：

$$R_{pg} = 1 - \frac{a_w}{1200 + 300a_w} \left(\frac{h_c}{t_w} - 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq 1.0 \quad (7.5-6)$$

其中：

a_w ：依公式(7.4-12)計算之，但其值應不大於10。

3. 受壓翼板局部挫屈極限狀態

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (7.5-7)$$

(a) 具結實受壓翼板之斷面，不適用受壓翼板局部挫屈極限狀態。

(b) 具非結實受壓翼板之斷面

$$F_{cr} = \left[F_y - (0.3F_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \quad (7.5-8)$$

(c) 具細長受壓翼板之斷面

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\lambda^2} \quad (7.5-9)$$

其中：

$k_c := \frac{4}{\sqrt{h/t_w}}$ ，其計算結果應不小於0.35，亦不大於0.76。

$\lambda := \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$ 。

$\lambda_{pf} := \lambda_p$ ，為表2.4-1b中結實翼板之寬厚比界限。

$\lambda_{rf} := \lambda_r$ ，為表2.4-1b中非結實翼板之寬厚比界限。

4. 受拉翼板降伏極限狀態

(a) 當 $S_{xt} \geq S_{xc}$ ，不適用受拉翼板降伏極限狀態。

(b) 當 $S_{xt} < S_{xc}$

$$M_n = F_y S_{xt} \quad (7.5-10)$$

解說：

本節適用於具有細長腹板之雙對稱與單對稱的 H 型鋼斷面構材，即 $h_c / t_w > \lambda_r = 5.70 \sqrt{(E / F_y)}$ 。與 7.4 節之情況一樣，考慮四種極限狀態：(a) 受壓翼板降伏；(b) 側向扭轉挫屈；(c) 受壓翼板局部挫屈；(d) 受拉翼板降伏。自 1963 年以來，本節之規定幾乎沒有變化。這些規定係基於 Basler 與 Thürlimann 之研究 (Basler and Thürlimann, 1963)。

在 7.4 節與本節中，公式之間不連續。梁之 $F_y = 3.5 \text{ tf/cm}^2$ (345 MPa) 時，腹板寬厚比 $h/t_w = 137$ 與 $h/t_w = 138$ ，這兩個寬厚比在界限值之兩側，造成梁之彎曲強度會有差異。這個差距是由 7.4 節與本節預測側向扭轉挫屈強度之不連續性所造成，因為本節中隱含使用 $J = 0$ 。然而，對於典型 H 型鋼構材其腹板寬厚比接近非結實界限者， J 對側向扭轉挫屈強度之影響相對較小(例如，在計算 L_r 時，計入 J 值與令 $J = 0$ ，兩者通常相差小於 10%)。針對具細長腹板 H 型鋼斷面構材，本節隱含地使用 $J = 0$ 旨在考慮腹板扭曲撓度對側向扭轉挫屈強度之影響。

7.6 受弱軸彎曲之 H 型鋼與槽形斷面構材

本節適用於受弱軸彎曲之 H 型鋼與槽形斷面構材。標稱撓曲強度 M_n 應取降伏極限狀態(塑性彎矩)與翼板局部挫屈極限狀態之小者。

1. 降伏極限狀態

$$M_n = M_p = F_y Z_y \leq 1.6 F_y S_y \quad (7.6-1)$$

其中：

S_y ：對 y 軸之彈性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

Z_y ：對 y 軸之塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

2. 翼板局部挫屈極限狀態

(a) 具結實翼板之斷面，不適用翼板局部挫屈極限狀態。

(b) 具非結實翼板之斷面

$$M_n = M_p - \left(M_p - 0.7 F_y S_y \right) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (7.6-2)$$

(c) 具細長翼板之斷面

$$M_n = F_{cr} S_y \quad (7.6-3)$$

其中：

$$F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{b}{t_f} \right)^2} \quad (7.6-4)$$

b ：H 型鋼斷面為 $b_f / 2$ ，槽形斷面為 b_f ， cm (mm)。

t_f ：翼板厚度， cm (mm)。

$$\lambda = \frac{b}{t_f}。$$

λ_{pf} : 即 λ_p , 為表2.4-1b中結實翼板之寬厚比界限。

λ_{rf} : 即 λ_r , 為表2.4-1b中非結實翼板之寬厚比界限。

解說：

對弱軸撓曲之 H 型鋼與槽形斷面構材不會發生側向扭轉挫屈或腹板局部挫屈。唯一要考慮之極限狀態是降伏與翼板局部挫屈。表 2.4-1b 中熱軋 H 型鋼構材對強軸與弱軸彎曲之寬厚比界限相同，這是一種保守的簡化。公式(7.6-1)中 $1.6F_y S_y$ 之限制，旨在確保弱軸彎曲之槽形鋼不會出現過早之降伏，導致在服務載重條件下之非彈性反應。H 型鋼斷面之弱軸塑性彎矩容量很少超過此限制值。

7.7 方形與矩形中空斷面及箱型鋼斷面構材

本節適用於受強軸或弱軸彎曲且具結實、非結實或細長肢材之方形與矩形中空斷面與箱型鋼斷面構材，其肢材寬厚比符合2.4.1節撓曲部分之相關規定。

標稱撓曲強度 M_n 應取降伏(塑性彎矩)、翼板局部挫屈、腹板局部挫屈及側向扭轉挫屈極限狀態之最小者。

1. 降伏極限狀態

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (7.7-1)$$

其中：

Z : 對彎曲軸之塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

Z_y : 對y軸之塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

2. 翼板局部挫屈極限狀態

(a) 具結實斷面構材，不適用翼板局部挫屈極限狀態。

(b) 具非結實翼板之斷面

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(3.57 \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 4.0 \right) \leq M_p \quad (7.7-2)$$

其中：

S : 對彎曲軸之彈性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

b : 受壓翼板寬度，詳第2.4.1節第(b)項， cm (mm)。

(c) 具細長翼板之斷面

$$M_n = F_y S_e \quad (7.7-3)$$

其中：

S_e : 以受壓翼板有效寬度 b_e 求得之有效斷面模數， cm^3 (mm^3)，受壓翼板有效寬度 b_e 依下式計算：

(1) 方形與矩形中空斷面

$$b_e = 1.92 t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.38}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b \quad (7.7-4)$$

(2) 箱型斷面

$$b_e = 1.92t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.34}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b \quad (7.7-5)$$

3. 腹板局部挫屈極限狀態

(a) 具結實斷面構材，不適用腹板局部挫屈極限狀態。

(b) 具非結實腹板之斷面

$$M_n = M_p - (M_p - F_y S) \left(0.305 \frac{h}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} - 0.738 \right) \leq M_p \quad (7.7-6)$$

其中：

h ：腹板深度，詳2.4.1節第(b)項，cm (mm)。

(c) 具細長腹板之斷面

(1) 受壓翼板降伏

$$M_n = R_{pg} F_y S \quad (7.7-7)$$

(2) 受壓翼板局部挫屈

$$M_n = R_{pg} F_{cr} S_{xc} \quad (7.7-8)$$

及

$$F_{cr} = \frac{0.9Ek_c}{\left(\frac{b}{t_f} \right)^2} \quad (7.7-9)$$

其中：

R_{pg} ：詳公式(7.5-6)，其中 $a_w = 2ht_w / (bt_f)$ 。

$k_c = 4.0$ 。

4. 側向扭轉挫屈極限狀態

(a) 當 $L_b \leq L_p$ ，不適用側向扭轉挫屈極限狀態。

(b) 當 $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (7.7-10)$$

(c) 當 $L_b > L_r$

$$M_n = 2EC_b \frac{\sqrt{JA_g}}{L_b / r_y} \leq M_p \quad (7.7-11)$$

其中：

A_g ：構材全斷面積， cm^2 (mm^2)。

L_p ：斷面可達降伏極限狀態之最大側向無支撐長度，cm (mm)，依下式計算之：

$$L_p = 0.13Er_y \frac{\sqrt{JA_g}}{M_p} \quad (7.7-12)$$

L_r ：斷面可達非彈性側向扭轉挫屈極限狀態之最大側向無支撐長度，cm (mm)，依下

式計算之：

$$L_r = 2Er_y \frac{\sqrt{JA_g}}{0.7F_y S_x} \quad (7.7-13)$$

解說：

當公式(7.7-9)計得之 F_{cr} 大於 F_y 時，構材強度將由本節中其他極限狀態控制。

中空斷面構材不具細長腹板。

側向扭轉挫屈不會發生在方形或對弱軸彎曲之斷面。對於中空斷面構材，在側向扭轉挫屈導致撓曲強度顯著降低前，通常撓度已經控制設計。對於箱型鋼構材也是如此，通常僅深寬比偏大的斷面才有側向扭轉挫屈之考量。

本節中空斷面與箱型鋼斷面之標稱撓曲強度規定，包括降伏、翼板局部挫屈、腹板局部挫屈與側向扭轉挫屈極限狀態。

非結實矩形中空斷面之局部挫屈規定與前述幾節相同：當 $b/t \leq \lambda_p$ 時， $M_n = M_p$ ；當 $\lambda_p < b/t \leq \lambda_r$ 時， M_n 在 M_p 到 $F_y S_x$ 區間呈線性變化。當 b/t 超過 λ_r 時，受壓翼板之有效寬度公式與 2010 年 AISC 規範(AISC, 2010)中受軸壓矩形中空斷面相同，但應力須使用降伏應力。此意味當翼板達到極限後挫屈強度時，受壓翼板角隅應力已達降伏。當使用有效翼板寬度時，標稱撓曲強度由使用偏移中性軸計算所得之受壓翼板有效斷面模數決定。受壓與受拉翼板皆使用有效寬度可計算得保守的標稱撓曲強度，藉此保持斷面的對稱性並簡化計算。對於箱型鋼斷面， λ_r 與 2010 年 AISC 規範中均勻受壓細長肢材者相同。

雖然在撓曲受壓之矩形中空斷面，不具細長腹板，但在 7.3(3)節中仍提供箱型鋼斷面可能具細長腹板的計算方法。採用在 7.5 節中 H 型鋼構材 a_w 值的兩倍，以計入兩個腹板。

由於封閉斷面的高抗扭性，對應於塑性彎矩與降伏彎矩之臨界無支撐段長度 L_p 與 L_r 通常相對較大。舉例來說，如圖 C7.7-1 所示，標準中空斷面中具最大深度與寬度比之一的 HSS508×101.6×7.9，其 L_p 為 2.0 m 且 L_r 為 42 m。該構材對應於最大撓度限制之跨深比為 24 或跨度為 12 m，以 12 m 跨度來說，對於側向扭轉挫屈，在塑性與降伏彎矩間使用線性遞減，塑性彎矩僅減少 7%。在大多數的中空斷面設計實務中，存在彎矩梯度與大於 1 的側向扭轉挫屈修正因子 C_b ，此折減將可忽略。

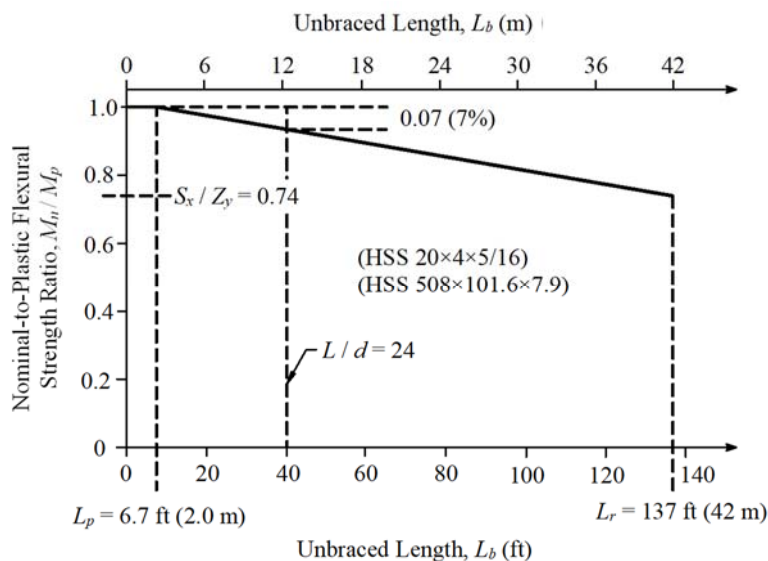


圖 C7.7-1 側向扭轉挫屈之矩形中空斷面[$F_y = 310$ MPa]

本章增加 7.7.4 節，用以考量極狹窄的箱型鋼斷面、壁厚較最大深度與寬度比之中空斷面者薄的箱型鋼斷面之側向扭轉挫屈。本規定源自 1989 年 AISC 規範(AISC, 1989)，於其後續版本中被刪除。

7.8 圓形中空斷面

本節適用於 D/t 值小於 $0.45E/f_y$ 之圓形中空斷面。其標稱撓曲強度 M_n ，依降伏極限狀態與局部挫屈極限狀態計算之，並取其較小值。

1. 降伏極限狀態

$$M_n = M_p = F_y Z \quad (7.8-1)$$

其中：

Z ：對彎曲軸之塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

Z_y ：對y軸之塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

2. 局部挫屈極限狀態

(a) 結實斷面，不適用局部挫屈極限狀態。

(b) 非結實斷面

$$M_n = \left[\frac{0.021E}{(D/t)} + F_y \right] S \quad (7.8-2)$$

(c) 斷面具細長管壁

$$M_n = F_{cr} S \quad (7.8-3)$$

其中：

D ：圓形中空斷面外徑， cm (mm)。

$$F_{cr} = \frac{0.33E}{\left(\frac{D}{t} \right)} \quad (7.8-4)$$

t ：斷面設計壁厚， cm (mm)。

S ：彈性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

解說：

圓形中空斷面不受側向扭轉挫屈影響。圓形中空斷面的破壞模式與後挫屈行為可分為三類(Sherman, 1992 ; Ziemian, 2010)：

(a) 對於較低的 D/t 值，彎矩-轉角曲線圖中會出現較長塑性平台。圓形斷面逐漸橢圓化，最終形成局部浪狀挫屈，且抗彎矩能力隨後緩慢衰減。由於應變硬化，撓曲強度可能超過理論塑性彎矩。

(b) 對於中等的 D/t 值，圓形中空斷面幾乎能達到塑性彎矩，但會形成單一局部挫屈，且撓曲強度伴隨些微或無塑性平台區之行為緩慢衰減。

(c) 對於較高的 D/t 值，多重挫屈會突然發生，圓形中空斷面幾乎不會橢圓化且撓曲強度快速遞減。

圓形中空斷面撓曲強度的規定反映了這三個區域的行為，此規定基於五個實驗計畫的結果，包括熱成型無縫管、電阻銲管與電銲管(Ziemian, 2010)。

7.9 載重作用於對稱平面上之 T 型鋼與雙角鋼

本節適用於載重作用於對稱平面上之 T 型鋼與雙角鋼。

標稱撓曲強度 M_n 應取降伏極限狀態、側向扭轉挫屈極限狀態、翼板局部挫屈極限狀態及腹板局部挫屈極限狀態之最小者。

1. 降伏極限狀態

$$M_n = M_p \quad (7.9-1)$$

其中：

(a) 當T型鋼與雙角鋼腹板受拉力

$$M_p = F_y Z_x \leq 1.6 M_y \quad (7.9-2)$$

其中：

M_y ：對撓曲軸的降伏彎矩，tf-cm (N-mm)。

$$:= F_y S_x \quad (7.9-3)$$

(b) 當T型鋼腹板受壓力

$$M_p = M_y \quad (7.9-4)$$

(c) 當雙角鋼腹板受壓力

$$M_p = 1.5 M_y \quad (7.9-5)$$

2. 側向扭轉挫屈極限狀態

(a) T型鋼與雙角鋼腹板受拉力

(1) 當 $L_b \leq L_p$ ，不適用側向扭轉挫屈極限狀態。

(2) 當 $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \quad (7.9-6)$$

(3) 當 $L_b > L_r$

$$M_n = M_{cr} \quad (7.9-7)$$

其中：

$$L_p := 1.76 r_y \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7.9-8)$$

$$L_r := 1.95 \left(\frac{E}{F_y} \right) \frac{\sqrt{I_y J}}{S_x} \sqrt{2.36 \left(\frac{F_y}{E} \right) \frac{d S_x}{J} + 1} \quad (7.9-9)$$

$$M_{cr} := \frac{1.95 E}{L_b} \sqrt{I_y J} \left(B + \sqrt{1 + B^2} \right) \quad (7.9-10)$$

$$B := 2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (7.9-11)$$

d ：受拉之T型鋼深度或雙角鋼腹板深度，cm (mm)。

(b) T型鋼與雙角鋼之腹板於側撐點間任一處受到壓力， M_{cr} 依公式(7.9-10)計算，其 B 值如下：

$$B = -2.3 \left(\frac{d}{L_b} \right) \sqrt{\frac{I_y}{J}} \quad (7.9-12)$$

其中：

d ：受壓之T型鋼深度或雙角鋼腹板深度，cm (mm)。

(1) T型鋼腹板。

$$M_n = M_{cr} \leq M_y \quad (7.9-13)$$

(2) 雙角鋼腹板， M_n 依公式(7.10-2)與(7.10-3)計算，其中 M_{cr} 參考公式(7.9-10)， M_y 參考公式(7.9-3)。

3. 翼板局部挫屈極限狀態

(a) T型鋼翼板

(1) 當斷面具結實翼板且翼板受撓曲壓力時，不適用翼板局部挫屈極限狀態。

(2) 當斷面具非結實翼板且翼板受撓曲壓力時

$$M_n = \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_{xc}) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \right] \leq 1.6M_y \quad (7.9-14)$$

(3) 當斷面具細長翼板且翼板受撓曲壓力時

$$M_n = \frac{0.7ES_{xc}}{\left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^2} \quad (7.9-15)$$

其中：

S_{xc} ：對應於受壓翼板之彈性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

λ ： $=b_f/2t_f$ 。

λ_{pf} ： $=\lambda_p$ ，結實翼板寬厚比之界限值，參考表2.4-1b。

λ_{rf} ： $=\lambda_r$ ，非結實翼板寬厚比之界限值，參考表2.4-1b。

(b) 雙角鋼翼板

當雙角鋼翼板受壓時，其撓曲標稱強度 M_n 應依7.10.3節決定之，其中 S_c 為對應於受壓翼板之彈性斷面模數。

4. 受撓曲壓力腹板局部挫屈之極限狀態

(a) T型鋼腹板

$$M_n = F_{cr} S_x \quad (7.9-16)$$

其中：

S_x ：對x軸之彈性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

F_{cr} ：臨界應力 F_{cr} ，依下列公式決定：

$$(1) \text{ 當 } \frac{d}{t_w} \leq 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = F_y \quad (7.9-17)$$

$$(2) \text{ 當 } 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{d}{t_w} \leq 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \left(1.43 - 0.515 \frac{d}{t_w} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right) F_y \quad (7.9-18)$$

$$(3) \text{ 當 } \frac{d}{t_w} > 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$F_{cr} = \frac{1.52E}{\left(\frac{d}{t_w} \right)^2} \quad (7.9-19)$$

(b) 雙角鋼腹板

腹板受壓之雙角鋼，其撓曲標稱強度 M_n 應依 7.10.3 節決定之，其中 S_c 為雙角鋼對 x 軸之彈性斷面模數。

解說：

本節介紹載重作用於對稱平面上之 T 型鋼或雙角鋼的撓曲強度。先前版本規範沒有區分 T 型鋼與雙角鋼，導致有例子顯示雙角鋼強度比兩個單角鋼強度小，緣此，本規範提供個別的規定來解決雙角鋼比兩個單角鋼強度小的議題。若雙角鋼應具備與兩單角鋼相同強度，可參考 7.10 節之相關規定。

單對稱 T 形梁側向扭轉挫屈強度係由一個相當複雜的公式計算(Ziemian, 2010)。AISC 360-10 規範 (AISC, 2010) 的公式(F9-4)是基於 Kitipornchai 與 Trahair (1980) 的簡化公式。另見 Ellifritt 等人之文獻 (Ellifritt et al., 1992)。

規範 7.9.2 節中，當構材腹板受拉時，也就是當翼板受壓時，側向扭轉挫屈極限狀態做了大量的修改。AISC 360-10 規範從全塑性彎矩突然轉變為彈性挫屈範圍。因此塑性範圍經常延伸到梁的一段相當長度。從全塑性彎矩 M_p 到降伏彎矩 M_y 的新線性變化，如圖 C7.9-1 中的虛線所示，使與 H 型鋼梁的側向扭轉挫屈規定一致。應注意，塑性彎矩與降伏彎矩之比值 M_p/M_y 超過 1.6，且受撓曲之 T 型與雙角鋼梁其比值通常約為 1.8。塑性彎矩值限制於 $1.6M_y$ 以防止在使用載重下潛在早期降伏。當雙角鋼腹板受壓時，塑性彎矩限制於 $1.5M_y$ ，而當 T 型鋼腹板處受壓時，塑性彎矩限制於 M_y 。至目前為止，尚未有研究顯示當 T 型鋼腹板受壓時斷面可以達到的強度，因此，採用前述保守限制。

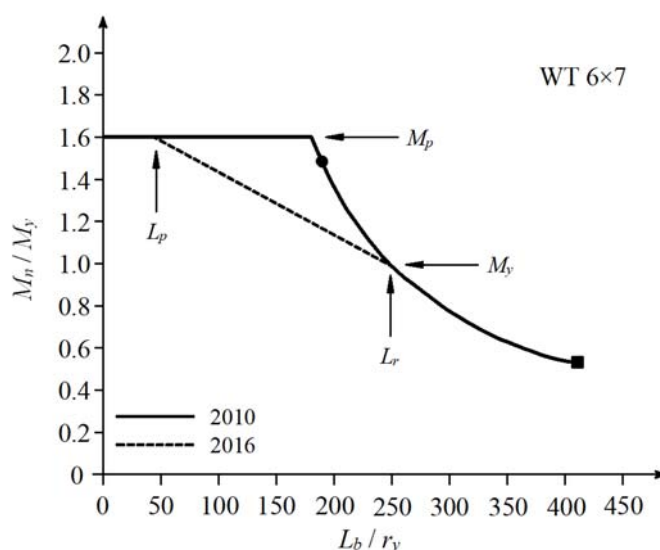


圖 C7.9-1 AISC 360-16 與-10 規範對於 T 型鋼腹板受拉之側向扭轉挫屈公式比較

圖 C7.9-1 中實線定義 AISC 360-10 規範中標稱彎矩準則，虛線表示 AISC 360-16 版中修改過的圖形。圖中 WT6x7 是極端例子。對於大多數形狀， L_p 是不切實際的長度。此圖中還有兩個額外點：方形實

心符號■是當在自重下構材中心撓度等於 $L_p/1000$ 時的長度，圓形實心符號●是當跨深比等於 24 時的長度。

腹板受壓之 T 型鋼梁使用 H 型鋼梁的 C_b 因子是不保守的。對於這種情況， C_b 適合用 1.0。當梁撓曲呈雙向曲率時，腹板受壓部分將控制側向扭轉挫屈強度，即使此彎矩可能較小於其他 C_b 值約等於 1.0 之無支撐長度部分的彎矩。這是因為腹板受壓 T 型鋼梁的側向扭轉挫屈強度可能僅約腹板受拉 T 型鋼梁的強度的四分之一。由於挫屈強度對彎矩圖反應靈敏，因此在 7.9.2 節中保守地將 C_b 視為 1.0。在腹板受拉的情況下，端部接合細節設計時，應最小化可能造成腹板受壓之端部束制彎矩。

在撓曲壓應力梯度下，AISC 360-05 規範沒有規定 T 型鋼腹板與雙角鋼腹板之局部挫屈強度。AISC 360-05 規範中對應本節的解說解釋，當無側撐長度 L_b 接近零時，局部挫屈強度係由側向扭轉挫屈極限狀態公式(7.9-4)計算。雖然這被認為是當時可接受的近似值，但它導致規範使用者產生混淆及許多問題。因此，AISC 360-10 規範添加 F9.4 節「T 型鋼與雙角鋼腹板處於撓曲壓力下之局部挫屈」，提供一組明確的公式。

以下提供這些公式的推導來解釋其變化。矩形板彈性挫屈典型公式為(Zieman, 2010)：

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 Ek}{12(1-\nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (C7.9-1)$$

其中：

ν : 0.3 (柏松比)。

b/t : 板之寬厚比。

k : 板挫屈係數。

對於 T 型鋼斷面之腹板，寬厚比等於 d/t_w 。圖 C7.9-2 中兩個矩形板固定在頂部，底部為自由端，並分別承受具均勻與線性變化之壓應力。對應的板挫屈係數 k 為 1.33 與 1.61。

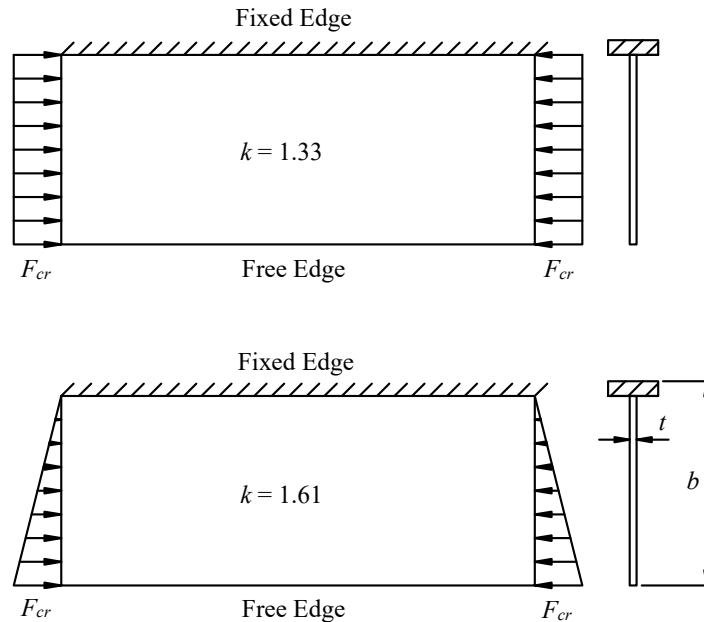


圖 C7.9-2 均勻與線性變化之壓應力條件下的板挫屈係數

圖 C7.9-3 顯示先前用於發展 AISC 規範中局部挫屈準則的廣義示意圖。縱座標是臨界應力與降伏應力之比，橫座標是無因次單位的寬厚比。

$$\bar{\lambda} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (C7.9-2)$$

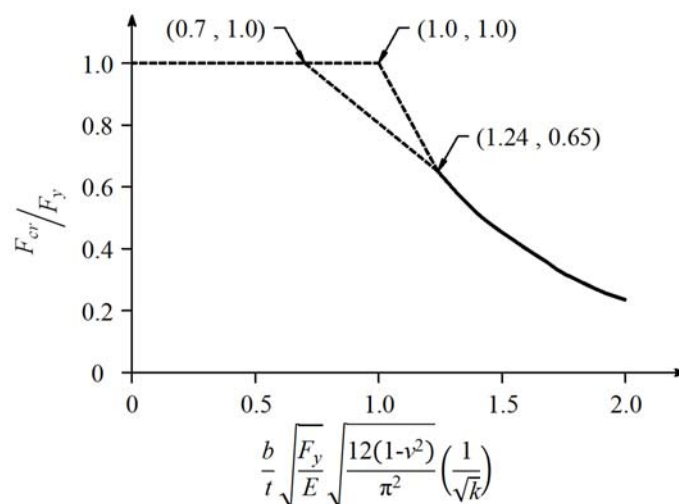


圖 7.9-3 板局部挫屈極限狀態之廣義示意圖

在傳統作法中，只要 $\bar{\lambda} \leq 0.7$ ，即假設臨界應力 F_{cr} 等於降伏應力 F_y 。當 $\bar{\lambda} = 1.24$ 時，開始發生公式(C7.9-1)所控制的彈性挫屈應力，且 $F_{cr} = 0.65F_y$ (1.24, 0.65)。在此兩點間(詳圖 C7.9-3 中座標(0.7, 1.0)與(1.24, 0.65))假設線性轉換以考量初始撓度與殘餘應力。雖然這些假設是主觀的經驗值，但已被證明滿足目前所需。圖 C7.9-3 中曲線顯示，T 型鋼腹板受撓曲壓力時所採用公式的圖形，寬厚比的上限在 $F_{cr} = F_y$ 時以 $\nu = 0.3$ 與 $k = 0.61$ 代入公式(C7.9-2)求得：

$$\bar{\lambda} = 0.7 = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \rightarrow \frac{b}{t} = \frac{d}{t_w} = 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\left(\frac{d}{t_w}\right)_p = \lambda_p = 0.84 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

如表 2.4-1b 之情況 5。

彈性挫屈範圍假設與對弱軸撓曲寬翼梁翼板之局部挫屈公式(7.6-4)相同，詳下式：

$$F_{cr} = \frac{0.69 E}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2}$$

此公式其板挫屈係數 $k = 0.76$ ，這對受撓曲壓力之 T 型鋼腹板而言是非常保守的假設。在 AISC 規範任務委員會 4 (Task Committee 4) 中，由 Richard Kaehler 與 Benjamin Schafer 對熱軋 WT 梁的彈性板穩定性進行廣泛的直接分析，該熱軋 WT 梁受撓曲引致腹板尖端受壓時，發現板挫屈係數的適當值為 $k = 1.68$ ，得到公式(7.9-19)：

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E k}{12 (1-\nu^2) \left(\frac{b}{t}\right)^2} = \frac{1.52 E}{\left(\frac{d}{t_w}\right)^2}$$

非結實與細長範圍間的轉換點為：

$$\left(\frac{d}{t_w}\right)_r = \lambda_r = 1.52 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

如表 2.4-1b 之情況 5。

圖 C7.9-4 說明 AISC 規範 2016 與 2010 年版腹板局部挫屈曲線之比較。

T 型鋼與雙角鋼對 y 軸之撓曲不常發生，且本規範並未涵蓋此情況。然而，要解決這個問題可以使用公式(7.6-1)至(7.6-3)檢核翼板的降伏極限狀態與局部挫屈極限狀態；假設把翼板當作矩形梁，依照公式(7.11-2)至(7.11-4)可以保守計算側向扭轉挫屈；或者，使用下式之彈性臨界彎矩：

$$M_e = \frac{\pi}{L_b} \sqrt{EI_x GJ} \quad (C7.9-3)$$

代入公式(7.10-2)或(7.10-3)中以得到標稱撓曲強度。

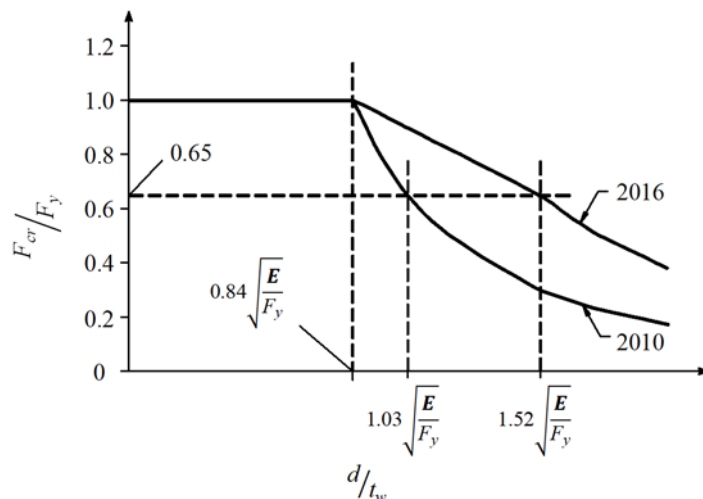


圖 C7.9-4 T 型鋼腹板於撓壓下之局部挫屈

7.10 單角鋼

本節適用於沿構材長度具或不具連續側向束制之單角鋼。

沿構材長度具連續側向扭轉束制之單角鋼，其設計可基於對幾何形心軸(x, y)之彎曲。沿構材長度不具連續側向扭轉束制之單角鋼，除另有規定允許對幾何形心軸之彎曲外，其設計應採用對主軸之彎曲。

構材承受彎矩與軸力之組合應力比，應符合9.2節之規定。

標稱撓曲強度 M_n 應取降伏極限狀態、側向扭轉挫屈極限狀態及肢材局部挫屈極限狀態之最小者。

1. 降伏極限狀態

$$M_n = 1.5M_y \quad (7.10-1)$$

2. 側向扭轉挫屈極限狀態

沿構材長度內不具連續側向扭轉束制之單角鋼。

(a) 當 $M_y/M_{cr} \leq 1.0$

$$M_n = \left(1.92 - 1.17 \sqrt{\frac{M_y}{M_{cr}}} \right) M_y \leq 1.5M_y \quad (7.10-2)$$

(b) 當 $M_y/M_{cr} > 1.0$

$$M_n = \left(0.92 - \frac{0.17M_{cr}}{M_y} \right) M_{cr} \quad (7.10-3)$$

其中：

M_{cr} ：為彈性側向扭轉挫屈彎矩，決定如下。

(1) 單角鋼承受強主軸彎曲

$$M_{cr} = \frac{9EA r_z t C_b}{8L_b} \left[\sqrt{1 + \left(4.4 \frac{\beta_w r_z}{L_b t} \right)^2} + 4.4 \frac{\beta_w r_z}{L_b t} \right] \quad (7.10-4)$$

其中：

C_b ：依公式(7.1-1)計算且應不大於1.5。

A ：角鋼全斷面積， cm^2 (mm^2)。

L_b ：構材無側撐長度， cm (mm)。

r_z ：弱主軸迴轉半徑， cm (mm)。

t ：角鋼肢材厚度， cm (mm)。

β_w ：對強主軸之單角鋼斷面性質， cm (mm)。不等邊角鋼短肢受壓時 β_w 為正，長肢受壓 β_w 為負，等邊角鋼 β_w 為0。若不等邊角鋼長肢於無支撐長度內任一處受壓， β_w 為負。

(2) 不受軸壓之等邊角鋼對幾何形心軸之彎曲

(i) 未具側向扭轉束制：

(a) 最大壓力在趾部(自由端)

$$M_{cr} = \frac{0.58Eb^4tC_b}{L_b^2} \left[\sqrt{1 + 0.88 \left(\frac{L_b t}{b^2} \right)^2} - 1 \right] \quad (7.10-5a)$$

(b) 最大拉力在趾部(自由端)

$$M_{cr} = \frac{0.58Eb^4tC_b}{L_b^2} \left[\sqrt{1 + 0.88 \left(\frac{L_b t}{b^2} \right)^2} + 1 \right] \quad (7.10-5b)$$

其中：

M_y ：應取幾何斷面模數計算之0.8倍降伏彎矩 M_y 。

b ：肢材寬度， cm (mm)。

(ii) 僅最大彎矩處具側向扭轉束制：

M_{cr} 應取公式(7.10-5a)或(7.10-5b)計算求得之1.25倍，此時 M_y 應取幾何斷面模數計算之降伏彎矩 M_y 。

3. 局部挫屈極限狀態

肢材局部挫屈極限狀態適用於肢材趾部(自由端)受壓時。

(a) 斷面為結實斷面，不適用肢材局部挫屈極限狀態。

(b) 斷面具非結實肢材

$$M_n = F_y S_c \left[2.43 - 1.72 \left(\frac{b}{t} \right) \sqrt{\frac{F_y}{E}} \right] \quad (7.10-6)$$

(c) 斷面具細長肢材

$$M_n = F_{cr} S_c \quad (7.10-7)$$

其中：

$$F_{cr} = \frac{0.71E}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (7.10-8)$$

S_c ：對應於彎曲軸在趾部(自由端)受壓之彈性斷面模數， cm^3 (mm^3)。惟當等邊角鋼不具側向扭轉束制，且對幾何形心軸彎曲時， S_c 應取對幾何形心軸之斷面模數的0.8倍。

b ：受壓肢材全寬度， cm (mm)。

解說：

斷面幾何形心軸係指斷面性質計算時使用平行與垂直於單角鋼肢材之x軸與y軸。

當單角鋼承受弱主軸彎曲時，僅須考慮降伏極限狀態及肢材局部挫屈極限狀態。

對於單角鋼腹板趾部(自由端)受壓，且跨深比小於或等於下式計算值時， M_n 可取 M_y 。

$$\frac{1.64E}{F_y} \sqrt{\left(\frac{t}{b}\right)^2 - 1.4 \frac{F_y}{E}}$$

單角鋼之撓曲強度極限分別依單角鋼之降伏、側向扭轉挫屈、肢材局部挫屈等之極限狀態訂定。除了強調不等邊角鋼之一般條件外，等邊角鋼被視為特殊情況。此外，等邊角鋼受幾何形心軸彎曲為常見情況，故單獨處理。

角鋼肢材末端指的是角鋼兩肢材的自由邊。在多數無束制彎曲的情況下，兩末端之彎曲應力將具相同的狀態(受拉或受壓)。對幾何形心軸之束制彎曲，末端應力將具不同的狀態。應當檢查末端之受拉與受壓的規定，但在大多數情況下，可以明顯知道哪一個會控制。

單角鋼也需考量適當的使用性限制，特別是對於較長且無受束制撓曲之構材，比起側向扭轉挫屈或肢材局部挫屈強度，撓度更可能控制角鋼的使用性。

本節規定參照標稱撓曲強度之常見形式(詳圖C7.1-2)，該圖有全塑性區、降伏彎矩之過渡區與局部挫屈區。如單角鋼梁之側向扭轉挫屈界限詳圖C7.10-1。

1. 降伏極限狀態

全降伏強度限制至1.5倍的降伏彎矩，該極限是塑性彎矩與降伏彎矩之比的最大值， M_p/M_y ，也可以表示為 Z/S 。該比值也稱為形狀因子。因為這些規定適用所有撓曲情況，對於角鋼可對任意軸彎曲時，公式(7.10-1)中的限制確保角鋼塑性彎矩的上限。此因子過去使用較保守的1.25。

有研究(Earls and Galambos, 1997)指出該因子使用1.5會是更好的上限值。由於角鋼的形狀因子超過1.5，在不穩定性不會控制的情況下，結實構材的標稱設計強度 $M_n = 1.5M_y$ 是合適的。

2. 側向扭轉挫屈極限狀態

側向扭轉挫屈可能會限制無側撐單角鋼撓曲強度。如圖C7.10-1所示，公式(7.10-3)表示彈性挫屈部分的最大標稱撓曲強度 M_n 等於理論降伏彎矩 M_y (此時 $M_y/M_{cr} = 1.0$) 的75%。

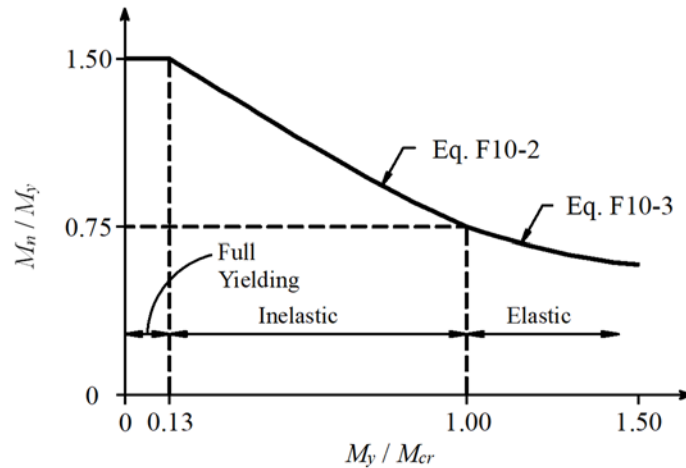


圖 C7.10-1 單角鋼梁之側向扭轉挫屈界限

公式(7.10-2)表示 $0.75M_y$ 與 $1.5M_y$ 間的非彈性挫屈過渡公式。當理論挫屈彎矩 M_{cr} 到達或超過 $7.7M_y$ 時，將發生梁最大撓曲強度 $M_n = 1.5M_y$ 。 M_y 是公式(7.10-2)與公式(7.10-3)中的第一降伏點，此 M_y 與公式(7.10-1)中的 M_y 相同。這些公式是修正自澳洲學者有關撓曲單角鋼的研究成果(AISC, 1975; Leigh and Lay, 1978, 1984; Madugula and Kennedy, 1985)。

在側向無束制單角鋼沿一枝材受到彎曲時，該角鋼將在側向與彎曲方向上偏轉。可經由分解載重與/或彎矩至主軸分量，並由主軸撓曲效應的總和來評估其行為。提供第7.10.2(2)節之(i)小節是為了簡化與加快等邊角鋼常見情況之計算。對此等邊角鋼的無束制彎曲，在等邊角鋼末端(沿彎曲方向)所產生的最大正應力(法向應力)，將比用幾何形心軸斷面模數計算出的應力高約25%。公式(7.10-5a)與公式(7.10-5b)得出的 M_{cr} 值與使用0.8倍幾何形心軸斷面模數得出的 M_y 值反映圖C7.10-2中對傾斜軸的彎曲。Dumonteil (2009)比較採用幾何形心軸與主軸之側向扭轉挫屈的計算結果。

用幾何形心軸慣性矩算出的撓度須再增加82%才會近似總撓度。撓度有兩個分量：垂直分量(在施加载重的方向上)，此分量為用幾何形心軸慣性矩算出的撓度之1.56倍；水平分量，此分量為用幾何形心軸慣性矩算出的撓度之0.94倍。總合成撓度大致是在對角鋼弱軸彎曲的方向上(詳圖C7.10-2)。在評估使用性時應考慮此無束制彎曲之撓度，比起側向扭轉挫屈，設計通常會由此撓度控制。

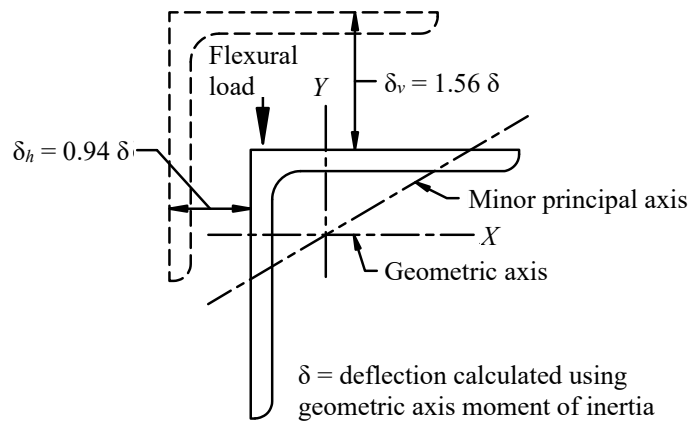


圖 C7.10-2 側向無束制等邊角鋼對幾何形心軸彎曲之撓度

水平撓度分量大約是垂直撓度分量的60%，這意味著要達到純垂直撓度所需的側向束制力必須是所施加载重的60%(或產生一彎矩為所施加彎矩的60%)，這是值得注意的。

側向扭轉挫屈之極限為公式(7.10-5a)所定義之 M_{cr} (Leigh and Lay, 1978, 1984)，公式(7.10-5a)是基於公式(C7.10-1)所延伸出來：

$$M_{cr} = \frac{2.33Eb^4t}{(1+3\cos^2\theta)(KL)^2} \left[\sqrt{\sin^2\theta + \frac{0.156(1+3\cos^2\theta)(KL)^2t^2}{b^4}} + \sin\theta \right] \quad (C7.10-1)$$

(等邊角鋼臨界彎矩之通用公式)對於角鋼末端應力為受壓狀態，則 $\theta = -45^\circ$ (詳圖C7.10-3)。當最大角鋼末端應力受拉且源自對幾何形心軸撓曲時，全斷面撓曲強度也會受限於側向扭轉挫屈(特別是採用7.10.2節中撓曲強度限制)，公式(C7.10-1)以 $\theta = 45^\circ$ 代入，會得到公式(7.10-5b)，最後一項為+1而不是-1。

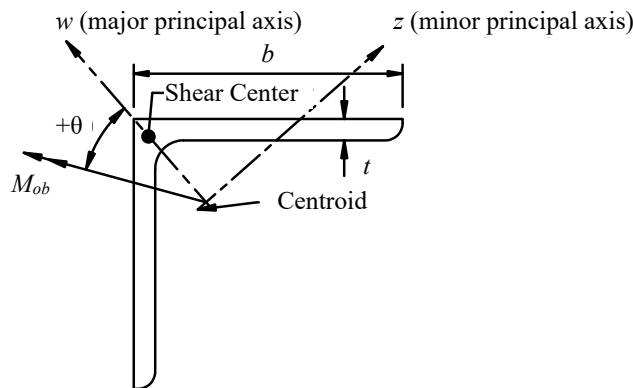


圖 C7.10-3 等邊角鋼之一般彎矩載重

單角鋼無束制時，平行作用彎曲軸之角鋼肢材末端應力與另一肢材末端處的最大應力具有相同狀態(受拉或受壓)。對於等邊角鋼，此應力約為最大應力的三分之一。在評估這種角鋼時，僅需根據最大應力來檢查角鋼肢材末端的標稱撓曲強度。若角鋼受軸向壓力載重，由於無法計算交互作用公式之適當的彎矩放大因子，因此無法使用7.10.2(2)節之撓曲極限強度。

對於不等邊角鋼與受壓且無側向扭轉束制之等邊角鋼，在所有情況下，均須將施加的載重或彎矩分解至兩主軸分量，並且依照第九章中交互作用公式進行雙軸彎曲設計。

在單角鋼承受主軸彎曲的情況下，公式(7.10-4)與公式(7.10-2)及(7.10-3)結合，可控制角鋼抵抗整體側向扭轉挫屈的可用彎矩。此基於 $\theta = 0^\circ$ 代入公式(C7.10-1)時的 M_{cr} 。

僅當 $M_{cr} < 7.7M_y$ 時，側向扭轉挫屈會將強度減小到 $1.5M_y$ 以下(參考圖C7.10-1)。承受主軸彎曲之等邊角鋼，當 $L_b/t \geq 3700C_b/F_y$ 時會發生此種情況。若 $L_b t/b^2$ 參數很小(在此種情況下小於約 $0.44C_b$)，則局部挫屈控制可用彎矩，且無需評估基於側向扭轉挫屈的 M_n 。局部挫屈極限狀態須依照7.10.3節進行檢查。

角鋼強軸(w軸)之側向扭轉挫屈係由公式(7.10-4)之 M_{cr} 控制。不等邊角鋼斷面性質 β_w 不為零，反映剪力中心相對於斷面主軸之位置，及均佈彎曲下之彎曲方向。當剪力中心於撓曲受壓， β_w 為正且 M_{cr} 為最大值；當剪力中心於撓曲受拉， β_w 為負且 M_{cr} 為最小值(詳圖C7.10-4)。 β_w 效應與單對稱H型鋼梁的行為一致，當受壓翼板大於受拉翼板時，該對稱H形鋼梁會更加穩定。

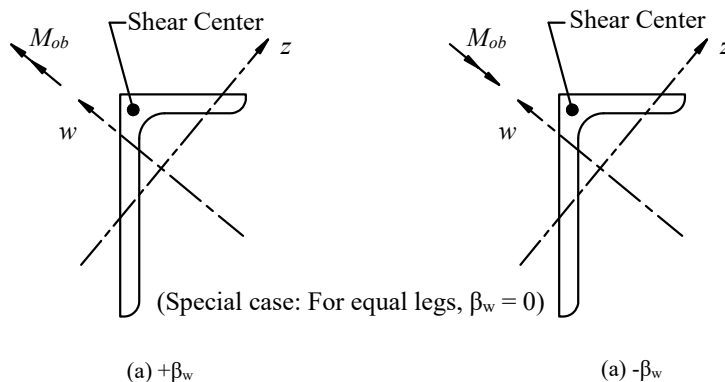


圖 C7.10-4 彎矩作用下之不等邊角鋼

對於雙向曲率之彎曲，無支撐長度中一部分 β_w 為正，其餘部分 β_w 為負。為使保守，將整段無支撐長度之 β_w 取為負值。

基本上 β_w 因子與角鋼厚度無關(與平均值的偏差小於1%)，且主要為肢材寬的函數。設計時可用表

C7.10-1所示的平均值。

表 C7.10-1 角鋼 β_w 值

Angle size, in. (mm)	β_w , in. (mm) ^[a]
8 × 6 (203 × 152)	3.31 (84.1)
8 × 4 (203 × 102)	5.48 (139)
7 × 4 (178 × 102)	4.37 (111)
6 × 4 (152 × 102)	3.14 (79.8)
6 × 3½ (152 × 89)	3.69 (93.7)
5 × 3½ (127 × 89)	2.40 (61.0)
5 × 3 (127 × 76)	2.99 (75.9)
4 × 3½ (102 × 89)	0.87 (22.1)
4 × 3 (102 × 76)	1.65 (41.9)
3½ × 3 (89 × 76)	0.87 (22.1)
3½ × 2½ (89 × 64)	1.62 (41.1)
3 × 2½ (76 × 64)	0.86 (21.8)
3 × 2 (76 × 51)	1.56 (39.6)
2½ × 2 (64 × 51)	0.85 (21.6)
2½ × 1½ (64 × 38)	1.49 (37.8)
Equal legs	0.00

^[a] $\beta_w = \frac{1}{I_w} \int_A z (w^2 + z^2) dA - 2z_o$
where
 z_o = coordinate along the z-axis of the shear center with respect to the centroid, in. (mm)
 I_w = moment of inertia for the major principal axis, in.⁴ (mm⁴)
 β_w has a positive or negative value depending on the direction of bending (see Figure C-F10.4).

3. 肢材局部挫屈極限狀態

AISC 360-10規範所修改之 b/t 界限值，更能代表撓曲極限，而不是使用單角鋼在均佈壓力之極限值。通常撓曲應力沿角鋼肢材的長度變化，從而允許使用規定的應力極限。即使是對幾何形心軸撓曲且沿一肢材產生均佈壓力的案例，與Earls and Galambos(1997)研究成果相比，使用這些限制可提供較保守值。

7.11 矩形與圓形實心斷面構材

本節適用於矩形實心斷面對任一幾何形心軸與圓形實心斷面之彎曲。標稱撓曲強度 M_n 應取降伏極限狀態(塑性彎矩)與側向扭轉挫屈極限狀態之較小值。

1. 降伏極限狀態

受強軸彎曲且 $\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$ 之矩形實心斷面、弱軸彎曲之矩形實心斷面與圓形實心斷面：

$$M_n = M_p = F_y Z \leq 1.6 F_y S_x \quad (7.11-1)$$

其中：

d ：矩形實心斷面之深度，cm (mm)。

t ：矩形實心斷面平行彎曲軸之寬度，cm (mm)。

2. 側向扭轉挫屈極限狀態

(a) 受強軸彎曲且 $\frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{0.08E}{F_y}$ 之矩形實心斷面，不適用側向扭轉挫屈極限狀態。

(b) 受強軸彎曲且 $\frac{0.08E}{F_y} < \frac{L_b d}{t^2} \leq \frac{1.9E}{F_y}$ 之矩形實心斷面。

$$M_n = C_b \left[1.52 - 0.274 \left(\frac{L_b d}{t^2} \right) \frac{F_y}{E} \right] M_y \leq M_p \quad (7.11-2)$$

其中：

L_b ：受壓段具抗側向位移支撐或具抗斷面扭轉支撐時，其支撐點間之距離，cm (mm)。

(c) 受強軸彎曲且 $\frac{L_b d}{t^2} > \frac{1.9E}{F_y}$ 之矩形實心斷面

$$M_n = F_{cr} S_x \leq M_p \quad (7.11-3)$$

其中：

$$F_{cr} = \frac{1.9E C_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \quad (7.11-4)$$

(d) 受弱軸彎曲之矩形實心斷面與圓形實心斷面，不需考慮側向扭轉挫屈極限狀態。

解說：

本節規定適用於實心圓形與實心矩形斷面。這些構材普遍的極限狀態能達到全塑性彎矩 M_p 。但深度大於寬度的實心矩形斷面之側向扭轉挫屈是例外。此設計規定與1999年LRFD規範(AISC, 2000b)表A-F1.1的規定相同，並且與自AISC 360-05規範(AISC, 2005)以來使用的規定相同。形狀因子 Z/S ，矩形斷面為1.5，圓形斷面為1.7，因此，必須考慮使用性問題，例如在服務載重下的過度撓度或永久變形。

7.12 非對稱斷面

本節適用於所有非對稱斷面構材，但單角鋼除外。

標稱撓曲強度 M_n 應取降伏極限狀態、側向扭轉挫屈極限狀態及局部挫屈極限狀態之最小者。

$$M_n = F_n S_{\min} \quad (7.12-1)$$

其中：

$S_{\min}$ ：彎曲軸之最小彈性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

1. 降伏極限狀態

$$F_n = F_y \quad (7.12-2)$$

2. 側向扭轉挫屈極限狀態

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (7.12-3)$$

其中：

F_{cr} ：依分析所得之側向扭轉挫屈斷面應力， tf/cm^2 (MPa)。

3. 局部挫屈極限狀態

$$F_n = F_{cr} \leq F_y \quad (7.12-4)$$

其中：

F_{cr} ：依分析所得之局部挫屈斷面應力，tf/cm² (MPa)。

解說：

對某些特定形狀、無側撐長度與彎矩圖，本節中的設計規定可能過於保守。為了提高經濟性，建議採用附錄A.3之規定計算，作為非對稱形狀構材標稱撓曲強度的替代方法。

若是 Z 形斷面構材，其側向扭轉挫屈極限狀態之 F_{cr} 建議採用具相同翼板與腹板尺寸槽鋼之 $0.5F_{cr}$ 。當設計工程師遇到斷面對稱的梁構材，或遇到第七章其他節次中沒有規定的其他型鋼時，其應力極限為降伏應力或彈性挫屈應力。應力分佈與/或彈性挫屈應力需依據結構力學、教科書或手冊的原則決定之，例如SSRC指引(Ziemian, 2010)、期刊論文或有限元素分析。或者，設計者可選擇本章前面節次中提到的眾多斷面以避免此問題。

7.13 撓曲構材設計之相關規定

1. 受拉翼板具螺栓孔之強度折減

本節適用於具標準或加大螺栓孔與在平行受力方向開短或長槽孔之熱軋、鉚接組合及具蓋板之梁構材，其撓曲強度係依全斷面撓曲強度的比例進行計算者。除考慮本章前述章節規定之極限狀態外，標稱撓曲強度 M_n 亦應檢核受拉翼板拉力斷裂極限狀態予以限制。

(a) 當 $F_u A_{fn} \geq Y_t F_y A_{fg}$ ，翼板拉力斷裂極限狀態不適用。

(b) 當 $F_u A_{fn} < Y_t F_y A_{fg}$ ，受拉翼板開孔處之標稱撓曲強度 M_n 應不超過下式之值：

$$M_n = \frac{F_u A_{fn}}{A_{fg}} S_x \quad (7.13-1)$$

其中：

A_{fg} ：受拉翼板全斷面積，依2.4.3節第(a)項計算，cm² (mm²)。

A_{fn} ：受拉翼板淨斷面積，依2.4.3節第(b)項計算，cm² (mm²)。

F_u ：規定抗拉強度，tf/cm² (MPa)。

S_x ：對x軸之最小彈性斷面模數，cm³ (mm³)。

Y_t ：當 $F_y/F_u \leq 0.8$ ，其值為1.0；其他情形，其值為1.1。

2. H型鋼構材斷面尺寸之比例限制

單對稱H型鋼斷面應符合以下限制：

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (7.13-2)$$

具細長腹板H型鋼斷面亦應符合以下限制：

(a) 當 $\frac{a}{h} \leq 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_w} \right)_{max} = 12.0 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (7.13-3)$$

(b) 當 $\frac{a}{h} > 1.5$

$$\left(\frac{h}{t_w}\right)_{\max} = \frac{0.40E}{F_y} \quad (7.13-4)$$

其中：

a ：橫向加勁板間之淨距，cm (mm)。

未設置橫向加勁板之梁，其 h/t_w 不得超過260，且腹板面積與受壓翼板面積之比值不得超過10。

3. 蓋板

具蓋板構材，應符合下述規定：

- 銲接組合梁翼板可使用一系列板續接或增設蓋板，調整厚度或寬度。
- 接合翼板與腹板或蓋板與翼板之高強度螺栓或銲道，須抵抗因彎曲引致該梁之全部水平剪力。高強度螺栓或間隔銲道其縱向分佈應依所匹配之剪力強度配置。
- 螺栓或間隔銲道，縱向間距應分別不超過6.6節或5.4節中受壓或受拉組合構材規定的最大間距。直接加載在翼板上的載重，除非採用直接承壓傳遞外，否則連接翼板與腹板之螺栓或銲道亦須足以傳遞此載重。
- 部分長度蓋板應延伸出理論截止點適當長度，且延伸部分應透過摩阻型高強度螺栓或銲道接合固定，以發展理論截止點所需強度。摩阻型高強度螺栓與銲道之設計應依11.2.2節、11.3.9節或2.3.11節之規定。
- 對於銲接蓋板，端部應自理論截止點向外延伸 a' 之距離，並以兩側縱向連續銲道，或兩側縱向合併橫向連續銲道連接至梁翼板，其強度應符合蓋板在理論截止點所需強度。蓋板末端延伸長度 a' 定義如下。

- 當蓋板末端全寬有連續橫向銲道且銲道尺寸等於或大於四分之三板厚時

$$a' = w \quad (7.13-5)$$

其中：

w ：蓋板寬度，cm (mm)。

- 當蓋板末端全寬有連續橫向銲道且銲道尺寸小於四分之三板厚時

$$a' = 1.5w \quad (7.13-6)$$

- 當蓋板末端無橫向銲道時

$$a' = 2w \quad (7.13-7)$$

4. 組成梁

若兩支或多支梁並排組成撓曲構材時，梁間應依6.6.2節規定接合。當集中載重從一支梁傳遞到另一支梁或多支梁時，各梁間橫隔桿件應具足夠之勁度與強度以分配載重，且橫隔桿件應以銲接或螺栓固定於各梁之間。

5. 彎矩再分配之無側撐長度

對於靜不定梁依2.3.3節規定進行彎矩再分配時，與重新分配端點彎矩位置相鄰的受壓翼板無側撐長度 L_b 應不超過 L_m 。 L_m 定義如下：

- 雙對稱或單對稱H型鋼斷面梁承受腹板面內載重，且受壓翼板尺寸大於或等於受拉翼板時。

$$L_m = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (7.13-8)$$

- 強軸彎曲之矩形實心斷面或對稱箱型斷面。

$$L_m = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (7.13-9)$$

其中：

F_y ：受壓翼板規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

M_1 ：無側撐段端部較小彎矩，tf-cm (N-mm)。

M_2 ：無側撐段端部較大彎矩，tf-cm (N-mm)。

r_y ：對y軸迴轉半徑，cm (mm)。

無側撐段為雙向曲率撓曲時 M_1/M_2 為正，無側撐段為單曲率時 M_1/M_2 為負。

圓形斷面、方形斷面及弱軸彎曲之任何梁斷面，其 L_b 不受此限制。

解說：

1. 受拉翼板具螺栓孔之強度折減

從歷史上看，受拉翼板具螺栓孔之熱軋梁與板梁其強度比例規定，係基於以下之情況，一是與材料強度無關的百分比折減，二是翼板拉力破裂與翼板拉力降伏強度之計算關係，其強度因子或安全因子已包括在計算中。這兩種情況，其規定是基於鋼之最小降伏應力 $F_y = 2.53 \text{ tf/cm}^2$ (250 MPa) 或更小的試驗而制定的。

近期研究(Dexter and Altstadt, 2004; Yuan et al., 2004)指出，透過比較 $F_y A_{fg}$ 與 $F_u A_{fn}$ ，對淨斷面上的撓曲強度能有更佳的預測，惟 F_y/F_u 超過0.8時要做些微調整。若開孔除去的材料足以影響構材強度，則將臨界應力從 F_y 調整為 $F_u A_{fn}/A_{fg}$ ，並將此值保守地應用於彈性斷面模數 S_x 。

本章通篇使用的強度因子與安全因子， $\phi = 0.9$ 與 $\Omega = 1.67$ ，通常用於降伏極限狀態。如果由於開孔導致拉力翼板破裂，本章條文仍用相同的強度因子與安全因子。由於公式(7.13-1)為彈性斷面模數乘上始終小於降伏強度的應力，因此可以證明，當 $Z/S \leq 1.2$ 時，該強度因子與安全因子能得出保守的結果。當 $Z/S > 1.2$ 時，並使用更精確的破裂強度模型(Geschwindner, 2010a)，也可以證明是保守的。

2. H型鋼構材斷面尺寸之比例限制

本節的規定直接取自1999年LRFD規範(AISC, 2000b)附錄G的G1節，且自AISC 360-05規範(AISC, 2005)以來都相同，自1963年以來，即為板梁設計要求的一部分，其推導來自Basler與Thürlimann (1963)的研究。腹板深厚比限制是用以防止翼板挫屈延伸到腹板，公式(7.13-4)係修改自1999 LRFD 規範中的對應公式(A-G1-2)，將殘餘應力定義從定值的1.15tf/cm² (110 MPa)變為AISC 360-05規範的降伏應力的30%，如下所示：

$$\frac{0.48E}{\sqrt{F_y(F_y + 16.5)}} \approx \frac{0.48E}{\sqrt{F_y(F_y + 0.3F_y)}} = \frac{0.42E}{F_y} \quad (C7.13-1)$$

3. 蓋板

蓋板可不需延伸到梁或板梁的全部長度，蓋板與梁間的端部接合設計應使理論截止點處能承受蓋板全部受力。若蓋板端部之組合梁的需求強度超過其可用降伏強度，即超過 $\phi M_n = \phi F_y S_x$ (LRFD) 或 $M_n/\Omega = F_y S_x/\Omega$ (ASD) 時，蓋板端部的受力可透過全斷面彈塑性分析決定，但其值也可保守取蓋板全降伏強度(LRFD)或蓋板全降伏強度除以1.5 (ASD)。若蓋板端部之組合梁的需求強度未超過其可用降伏強度時，可以用彈性分佈， MQ/I ，決定蓋板端部的受力。

蓋板兩端部側邊之最小鉚道長度規定係反映鉚道應力分佈不均現象，此鉚道應力分佈不均係由短接合中之剪力遲滯所致。

本規範取消限制螺栓連接梁上蓋板面積的規定，因為當考慮蓋板尺寸時，沒有理由將螺栓連接梁與鉚接梁進行任何不同的處理。

5. 彎矩再分配的無側撐長度

在2.3.3節規定的彎矩再分配可參考本節，以設定可彎矩再分配的最大無支撐長度 L_m 。自1949年以來，這些規定已列於AISC規範(AISC, 1949)中，彎矩再分配時，與連續梁中類似構材相比，部分具非彈性旋轉構材需要間距更小的側撐。然而， L_m 的值通常大於 L_p ，這是因為 L_m 公式直接考慮了彎矩梯度，而彈性分析中，基於7.1.1節規定的 C_b 因子設計以反應彎矩梯度的好處。對於受主軸彎曲且受壓翼板等於或大於受拉翼板之雙對稱與單對稱H型鋼斷面構材，以及對主軸彎曲之矩形實心斷面與對稱箱型鋼梁，公式(7.13-8)與公式(7.13-9)分別定義彎矩再分配附近的最大容許無支撐長度。這些公式與AISC 360-05規範(AISC, 2005)附錄1及1999 LRFD規範(AISC, 2000b)中的公式相同，是基於Yura等人(1978)之研究，此與1989年AISC規範(AISC, 1989)第N章所對應的公式不同。

第八章 受剪構材

本章規定構材之受剪設計要求，包括單對稱或雙對稱斷面構材之腹板於其平面承受剪力、單角鋼及中空斷面構材承受剪力、及單對稱或雙對稱斷面構材於其弱軸承受剪力。

8.1 一般規定

設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 與容許剪力強度 V_n / Ω_v 應依下列規定：

(a) 本章除 8.2.1 節第(a)項以外之各節。

$$\phi_v = 0.9, \quad \Omega_v = 1.67。$$

(b) 標稱剪力強度 V_n 依 8.2 節至 8.7 節相關規定決定之。

解說：

本章適用於構材之腹板承受剪力的設計規定，包括腹板平面受剪之H型鋼斷面、單角鋼、T型鋼斷面及中空斷面構材。本章亦適用弱軸受剪之H型鋼斷面與T型鋼斷面構材的翼板。

8.2 H 型鋼斷面構材與槽鋼

8.2.1 無拉力場作用之腹板剪力強度

標稱剪力強度 V_n 規定如下：

$$V_n = 0.6 F_y A_w C_{v1} \quad (8.2-1)$$

其中：

F_y ：鋼材之規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

A_w ：腹板斷面積，為斷面全深度與腹板厚度之乘積 = $d \cdot t_w$ ，cm² (mm²)。

(a) 熱軋 H 型鋼斷面構材腹板之 $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$ 時

$$\phi_v = 1.0, \quad \Omega_v = 1.5$$

且

$$C_{v1} = 1.0 \quad (8.2-2)$$

其中：

E ：鋼材彈性模數 = 2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。

h ：兩翼板間扣除填角或角隅半徑的淨距，cm (mm)。

t_w ：腹板厚度，cm (mm)。

(b) 其餘 H 型鋼斷面構材及槽鋼

(1) 腹板剪力強度係數， C_{v1} ，依下列決定之：

(i) 若 $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_{v1} = 1.0 \quad (8.2-3)$$

其中：

h ：銲接組合斷面，翼板間之淨距，cm (mm)。

：栓接組合斷面，螺栓軸線間之距離，cm (mm)。

(ii) 若 $h/t_w > 1.10\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_{v1} = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (8.2-4)$$

(2) 腹板剪力挫屈係數， k_v ，依下列決定之：

(i) 無橫向加勁板之腹板

$$k_v = 5.34$$

(ii) 具橫向加勁板之腹板

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (8.2-5)$$

$$= 5.34 \cdot \text{當 } a/h > 3.0$$

其中：

a ：橫向加勁板間之淨距，cm (mm)。

解說：

本節說明兩種剪力強度預測方法。8.2.1節之方法考慮構材未加勁腹板之後挫屈剪力強度、構材橫向加勁板間距大於 $3h$ 及構材端部區框格橫向加勁板間距小於 $3h$ 之情形，8.2.2節之方法則考慮構材中央區框格橫向加勁板間距小於或等於 $3h$ 之腹板後挫屈剪力強度。剪力與彎矩互制作用不需考慮，因為計算之剪力及彎矩強度均已具有充分之安全性(White et al., 2008; Daley et al., 2016)。

本節說明H型鋼斷面構材於腹板平面承受剪力及彎矩時之剪力強度規定，亦適用於因腹板應力重新分布但尚無法發展古典拉力場作用之後挫屈強度。設計上為求方便，可以較保守方式，不使用拉力場作用產生之強度提升效果。

腹板標稱剪力強度可依公式(8.2-1)計算，其值為降伏剪力($0.6F_y A_w$)與剪力後挫屈強度折減因子(C_{v1})之乘積。此公式係基於旋轉應力場理論(Rotated Stress Field Theory) (Höglund, 1997)，此理論中包含了配置或未配置橫向加勁板構材之腹板因應力重新分布而達到之後挫屈強度。Höglund建議之公式，可用於具剛性端部支撐(本質上為橫跨於翼板之垂直梁)或非剛性端部支撐(例如具一般承載加勁板)之構材。適用於後者之公式係使用列於先前版本之AISC規範，廣為熟悉之 C_v ，並於本節略做修正(Daley et al., 2016; Studer et al., 2015)。

8.2.1(a)節有關腹板深厚比 $h/t_w \leq 2.24\sqrt{E/F_y}$ 之熱軋H型鋼斷面構材規定，與1999年及更早版本之LRFD規範相近，其差異為 ϕ 值由前者之0.90增加為後者之1.00(其安全因子相應地由1.67降為1.50)，這些規定因此與1989年之容許應力設計(AISC, 1989)相符。 ϕ 值由0.90調整為1.00係基於相關試驗結果，且剪力降伏相較於拉力降伏與壓力降伏對熱軋H型鋼斷面構材整體性能影響較小，因此，此僅適用於熱軋H型鋼斷面構材的剪力降伏極限狀態。

8.2.1(b)節使用圖C8.2-1之剪力後挫屈強度折減因子(C_{v1})，此曲線包含兩部分，惟AISC 360-10規範8.2.1節(AISC, 2010)之 C_v 則包含三部分。

若腹板之 $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E/F_{yw}}$ ，其標稱剪力強度 V_n 是基於 $C_{v1} = 1.0$ (公式(8.2-3))計算之腹板剪力降伏強度。此 h/t_w 降伏極限係由小幅增加Höglund(1997)之建議值計算所得，以與先前依據Cooper等人(1978)研究提出之降伏極限相符。

當腹板之 $h/t_w > 1.10\sqrt{k_v E/F_{yw}}$ ，腹板剪力強度依非剛性端點支承之腹板剪力挫屈強度及後續之後挫屈強度決定之。公式(8.2-4)之強度折減因子(C_{v1})，係由Höglund(1997)建議之挫屈強度加上後挫屈強度和除以剪力降伏強度之比值，並略為增加以更符合試驗結果(Daley et al., 2016; Studer et al., 2015)。

四邊簡支並承受純剪之框格鋼板挫屈係數， k_v ，可依下列公式(Zieman, 2010)決定之。

$$k_v = \begin{cases} 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2}, & a/h \leq 1 \\ 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2}, & a/h > 1 \end{cases} \quad (C8.2-1)$$

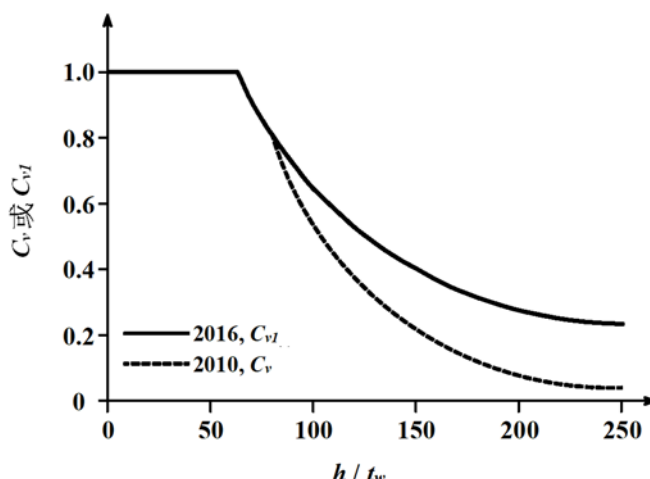


圖 C8.2-1 $F_y = 3.5 \text{ tf/cm}^2$ (345 MPa)鋼材之剪力挫屈係數

為簡單起見，本規範及AASHTO(2014)規範在不減損準確性前提下，已依Vincent(1969)之研究，將這些公式簡化如下。

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (C8.2-2)$$

寬高比(a/h)超過3之框格腹板，鋼板之挫屈係數 k_v 為5.34，此值稍大於先前版本規範使用之5.0，並與Höglund(1997)之研究結果相符。

先前版本規範中， a/h 之限制為 $\left[260/(h/t_w)\right]^2$ ，此係基於Basler(1961)下列之論述：「在較大的腹板寬厚比(h/t_w)條件下，加勁板間距不可任意放大。縱然腹板足以抵抗剪力，然在製造或承載時可能產生無法控制之扭曲變形」。實驗結果顯示，H型鋼斷面構材可達不考慮前述限制下之計算強度(White and Barker, 2008; White et al., 2008)。再者，若 $a/h > 1.5$ 且 $F_y = 3.5 \text{ tf/cm}^2$ ，公式(7.13-4)將限制 $(h/t_w)_{max}$ 為232，若 $a/h \leq 1.5$ 且 $F_y = 3.5 \text{ tf/cm}^2$ ，公式(7.13-4)將限制腹板 $(h/t_w)_{max}$ 為289，這些限制被認為足以控制製造及組裝時之扭曲變形。工程師應了解，具有非常細長腹板之斷面，較易受11.10.2節、11.10.3節及11.10.5節有關腹板局部降伏、腹板局部皺曲及腹板受壓挫屈極限狀態控制。因此，在某些情形下，這些極限狀態可能控制實際之最大腹板寬厚比。

本節之規定係假設構材承受單向漸增載重，若撓曲構材可能承受例如大地震產生之反向載重，造成腹板大區域之反復降伏，則可能採用特別的設計考量(Popov, 1980)。

Lee等人(Lee et al., 2008)曾針對 $a/h \leq 6$ 之構材提出一個強度預測方法，惟此方法不能直接應用於具有較長腹板框格之構材。平均而言，此方法具準確性，但當使用 $\phi = 0.9$ 時(Daley et al., 2016)，此法所得結果不夠保守，所需之計算亦較Höglund (Höglund, 1997)提出之方法為多。

8.2.2 具拉力場作用且 $a/h \leq 3$ 之中央區腹板框格剪力強度

標稱剪力強度 V_n 規定如下：

(a) 當 $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E / F_y}$

$$V_n = 0.6F_y A_w \quad (8.2-6)$$

(b) 當 $h/t_w > 1.10\sqrt{k_v E / F_y}$

(1) 若 $2A_w / (A_{fc} + A_{ft}) \leq 2.5$ 、 $h/b_{fc} \leq 6.0$ 與 $h/b_{ft} \leq 6.0$

$$V_n = 0.6F_y A_w \left[C_{v2} + \frac{1 - C_{v2}}{1.15\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad (8.2-7)$$

(2) 其他

$$V_n = 0.6F_y A_w \left\{ C_{v2} + \frac{1 - C_{v2}}{1.15 \left[a/h + \sqrt{1 + (a/h)^2} \right]} \right\} \quad (8.2-8)$$

其中：

腹板剪力挫屈係數， C_{v2} ，依下列決定之：

(i) 若 $h/t_w \leq 1.10\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_{v2} = 1.0 \quad (8.2-9)$$

(ii) 若 $1.10\sqrt{k_v E / F_y} < h/t_w \leq 1.37\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_{v2} = \frac{1.10\sqrt{k_v E / F_y}}{h/t_w} \quad (8.2-10)$$

(iii) 若 $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E / F_y}$

$$C_{v2} = \frac{1.51k_v E}{(h/t_w)^2 F_y} \quad (8.2-11)$$

其中：

A_{fc} ：受壓翼板斷面積， cm^2 (mm^2)。

A_{ft} ：受拉翼板斷面積， cm^2 (mm^2)。

b_{fc} ：受壓翼板寬度， cm (mm)。

b_{ft} ：受拉翼板寬度， cm (mm)。

k_v ：詳8.2.1節規定定義。

標稱剪力強度可為8.2.1節與8.2.2節所得之較大值。

解說：

未符合8.2.2(b)(1)節規定之構材，若依8.2.1節規定可能求得較高之預測強度。

組合斷面構材框格腹板上下受翼板支撐，側邊則受橫向加勁板圍繞，因此，其可承受遠超過腹板挫屈強度之載重。當其達到腹板理論挫屈極限時，將產生些微之腹板側向變形，這些變形結構上並不重要，因為結構其他機構仍可提供進一步之強度。

若橫向加勁板配置間距適當並具有足夠勁度以抵抗挫屈後腹板之面外變形，框格腹板在達到剪力強度極限前，可形成顯著之對角拉力場。此時，腹板之行為類似由受拉斜桿及提供穩定之橫向加勁板所扮演的受壓垂直桿所組成之普拉特桁架(Pratt truss)，此普拉特桁架可提供強度以抵抗線性挫屈理論未考

慮之剪力。

板梁之腹板可發展拉力場作用之關鍵因素為加勁板具有足夠之撓曲剛度以穩定腹板全長。對只有一側有加勁板之端部區框格而言，很多情況下，這些區域可提供之拉力場錨定極為有限，因此，可忽略其作用。另外，當框格的長寬比增大時，因為拉力場作用而提升的強度將會減低，因此，當 a/h 超過3時，拉力場作用不得計入。

Basler及Thürlimann(Basler and Thürlimann, 1963)與Basler(Basler, 1961)發展基於拉力場作用之分析方法，並應用廣泛試驗成果驗證(Basler et al., 1960)。公式(8.2-7)係基於前述研究而得，公式括弧內第二項代表因為拉力場作用增加之框格剪力強度。經與其他多種腹板剪力強度分析方法比較，公式(8.2-7)具有優勢，因此，被White和Barker(White and Barker, 2008)推薦做為界定中央區加勁框格腹板剪力強度之計算方法。

當腹板使用拉力場作用設計時，AISC 360-05以前版本要求考慮撓曲與剪力強度的交互作用。White等人之研究(White et al., 2008)顯示，若大梁斷面符合 $2A_w / (A_{fc} + A_{ft}) > 2.5$ 、 $h/b_{ft} > 6.0$ 與 $h/b_{fc} > 6.0$ 等條件，可以藉使用較小之拉力場作用剪力強度來忽略剪力與撓曲強度之交互作用。由這些限制證實翼板與腹板比值較小之H型鋼構材，8.2.2節不允許使用傳統完全拉力場作用之公式(8.2-7)。對於未符合前述條件之設計情況，公式(8.2-8)提供了一個適用的折減拉力場強度，稱為「真實巴斯勒(true Basler)」拉力場強度。真實巴斯勒之拉力場強度係基於部分拉力場之發展，公式(8.2-7)之計算強度則係基於理論之完全拉力場發展。類似之限制詳AASHTO(AASHTO, 2014)之規定。

8.2.3 橫向加勁板

橫向加勁板之設計依下列決定之：

- (a) 腹板 $h/t_w \leq 2.46\sqrt{E/F_y}$ ，或 8.2.1 節規定中以 $k_v=5.34$ 計算之可用剪力強度大於需求剪力強度時，可不設置橫向加勁板。
- (b) 橫向加勁板若不需提供承壓強度以傳遞集中載重或反力時，則不需與拉力翼板相接。連接橫向加勁板至腹板之鉚道，應於距離腹板與翼板接合鉚道趾部、或腹板與翼板填角鉚道處四至六倍腹板厚度位置停止。當使用單側加勁板時，若為矩形板，應連接於壓力翼板，以抵抗因翼板扭矩產生之上拉效應。
- (c) 用於連接加勁板與梁構材腹板之螺栓，其中心間距應不大於 30 cm (300 mm)。若使用斷續填角鉚，鉚道間之淨距應不大於 16 倍腹板厚度或 25 cm (250 mm)。

$$(d) \quad (b/t)_{st} \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{F_{yst}}} \quad (8.2-12)$$

$$(e) \quad I_{st} \geq I_{st2} + (I_{st1} - I_{st2})\rho_w \quad (8.2-13)$$

其中：

F_{yst} : 加勁板之規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

F_{yw} : 腹板之規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

I_{st} : 繞成對加勁板之腹板中心軸、或單片加勁板與腹板接觸面之橫向加勁板慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

$$I_{st1} : = \frac{h^4 \rho_{st}^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad (8.2-14)$$

: 發展加勁框格腹板間全部剪力後挫屈強度， $V_r = V_{cl}$ ，所需之橫向加勁板最小慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

$$I_{st2} : = \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] b_p t_w^3 \geq 0.5 b_p t_w^3 \quad (8.2-15)$$

：發展腹板剪力挫屈強度， $V_r = V_{c2}$ ，所需之橫向加勁板最小慣性矩， cm^4 (mm^4)。

V_{c1} ：依8.2.1節或8.2.2節計算之可用剪力強度 V_n ， tf (N) 。

V_{c2} ：可用剪力強度， tf (N) ，依 $V_n = 0.6 F_y A_w C_{v2}$ 計算。

V_r ：框格所考慮之需求剪力強度， tf (N) 。

b_p ： a 與 h 之較小值， cm (mm) 。

$(b/t)_{st}$ ：加勁板寬厚比。

ρ_{st} ： F_{yw}/F_{yst} 與1.0之較大值。

ρ_w ：橫向加勁板兩側腹板框格內之最大剪力比， $(V_r - V_{c2}) / (V_{c1} - V_{c2}) \geq 0$ 。

解說：

I_{st} 可保守地取為 I_{st1} 。根據8.2.1節及8.2.2節，達到腹板剪力後挫屈強度所需之加勁板的最小慣性矩 I_{st2} 則可由公式(8.2-15)求得。若需求之後挫屈剪力強度較小時，可使用公式(8.2-13)之線性內插方式，求得於發展腹板剪力挫屈強度與腹板剪力後挫屈強度間所需之慣性矩。

許多研究(Horne and Grayson, 1983; Rahal and Harding, 1990a, 1990b, 1991; Stanway et al., 1993, 1996; Lee et al., 2002b; Xie and Chapman, 2003; Kim et al., 2007; Kim and White, 2014)顯示，H型鋼大梁中，設計用於發展含拉力場效應之剪力後挫屈強度的橫向加勁板，由於提供腹板側向變形束制，因此主要受彎矩載重。證據顯示，雖然拉力場作用通常導致橫向加勁板承受軸壓力但即使在規範允許之最細長的腹板上，由後挫屈腹板傳遞之軸壓力效應仍較側向載重引致之軸壓力小，因此，不再規定前版AISC 360規範有關橫向加勁板斷面積之要求。而在計及腹板後挫屈抵抗強度之情況下，規範增加對加勁板撓曲剛度之需求。公式(8.2-13)之規定與AASHTO (AASHTO, 2014)相同。

8.3 單角鋼與 T 型鋼斷面構材

單角鋼肢材或 T 型鋼腹板之標稱剪力強度 V_n 規定如下：

$$V_n = 0.6 F_y b t C_{v2} \quad (8.3-1)$$

其中：

C_{v2} ：腹板剪力挫屈強度係數，依8.2.2節之定義，以 b/t 取代 h/t_w ，且 $k_v = 1.2$ 。

b ：角鋼抗剪肢材寬度或 T 型鋼腹板深度， cm (mm) 。

t ：角鋼肢材厚度或 T 型鋼腹板厚度， cm (mm) 。

解說：

單角鋼構材及 T 型鋼腹板之剪應力為彎矩沿構材長度梯度變化(撓剪)和扭矩作用的結果。

角鋼因撓剪引致之最大彈性應力為：

$$f_v = \frac{1.5 V_b}{b t} \quad (\text{C8.3-1})$$

其中， V_b 為平行於寬度為 b 、厚度為 t 的角鋼肢材剪力分量，此應力在厚度上為定值，且以角鋼兩肢材計算所得之大者決定。係數1.5係依等邊角鋼於斷面一主軸加載之情形求得，若加載於等邊角鋼之

一幾何軸，此係數為1.35。係數介於此極限狀態間，以 $V_b Q / It$ 保守計算中性軸位置的最大應力。若僅考慮撓剪時，由於材料非線性行為及應力重新分布，可以角鋼肢材之均布撓剪應力 V_b / bt 代替之。

角鋼若無側向支撐抵抗扭轉，將產生橫向載重與其距剪力中心垂直距離乘積之扭矩，其剪力中心為角鋼兩肢材中心線之交點。扭矩由純扭(聖維南扭轉)及翹曲扭轉兩者之剪力行為抵抗(Seaburg and Carter, 1997)。與聖維南扭轉相較，翹曲扭轉引致之剪應力較小(通常小於20%)，實務應用上可予以忽略。此施加之扭矩可由沿著角鋼肢材寬度上為定值之純剪應力所抵抗(除肢材趾部局部區域外)，其最大值可由下列公式概估：

$$f_v = \frac{M_T t}{J} = \frac{3M_T}{At} \quad (\text{C8.3-2})$$

其中：

A : 角鋼斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

J : 扭轉常數(若無可參考的精算值，可以 $\sum (bt^3/3)$ 概估)， $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$ 。

M_T : 扭矩， tf-cm (N-mm) 。

翹曲效應可參考 Gjelsvik 之相關研究(Gjelsvik, 1981)。側向無束制之橫向載重引致之扭矩也會產生與撓曲應力疊加之翹曲正向應力。然而，由於單角鋼之翹曲扭轉強度甚低，其引起之撓曲效應如同翹曲剪力效應，實務應用上均可予以忽略。

8.4 矩形中空斷面構材、箱型斷面構材及其他單對稱或雙對稱斷面構材

標稱剪力強度 V_n 規定如下：

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v2} \quad (\text{8.4-1})$$

矩形中空斷面與箱型斷面

A_w : $= 2ht$ ， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

C_{v2} : 腹板剪力挫屈強度係數，依8.2.2節之定義，以 h/t 取代 h/t_w ，且 $k_v = 5$ 。

h : 抗剪寬度，對於矩形中空斷面，為兩翼板間扣除內角隅半徑的淨距離；對於箱型斷面，為兩翼板間的淨距離， cm (mm) 。若角隅半徑未知， h 應為對應之外側尺寸扣除三倍鋼板厚度之值。

t : 設計之鋼板厚度，依2.4.2節規定， cm (mm) 。

其餘單對稱或雙對稱斷面

A_w : 單一腹板面積或腹板所有深度總和與厚度乘積所得之面積， dt_w ， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

C_{v2} : 腹板剪力挫屈強度係數，依8.2.2節之定義，以 h/t 取代 h/t_w ，且 $k_v = 5$ 。

h : 抗剪寬度， cm (mm) 。

: 銲接組合斷面，為翼板間之淨距， cm (mm) 。

: 栓接組合斷面，為螺栓軸線間之距離， cm (mm) 。

t : 腹板厚度，依2.4.2節規定， cm (mm) 。

解說：

若腹板寬厚比 h/t_w 未超過降伏界限，矩形中空斷面或箱型鋼斷面腹板之剪力強度取剪力降伏強度 ϕ ，否則為剪力挫屈強度。由於缺乏實驗驗證資料，未包含8.2.1節所提之後挫屈強度。

8.5 圓形中空斷面構材

依剪力降伏極限狀態或剪力挫屈極限狀態決定之圓形中空斷面構材標稱剪力強度， V_n ，規定如下：

$$V_n = F_{cr} A_g / 2 \quad (8.5-1)$$

其中：

F_{cr} ：為下列之較大者：

$$F_{cr} = \frac{1.60E}{\sqrt{\frac{L_v}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^{5/4}}} \quad (8.5-2a)$$

及

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t} \right)^{3/2}} \quad (8.5-2b)$$

但應不超過 $0.6F_y$ 。

A_g ：構材總斷面積， cm^2 (mm^2)。

D ：外徑， cm (mm)。

L_v ：最大剪力至零剪力間之距離， cm (mm)。

t ：斷面設計管壁厚度， cm (mm)。

解說：

對於 D/t 超過100、高強度鋼材及長度較長之圓形中空斷面構材，其強度由剪力挫屈之公式(8.5-2a)及(8.5-2b)控制。就標準斷面而言，其強度通常由剪力降伏控制且 $F_{cr} = 0.6F_y$ 。

圓形中空斷面構材承受橫向剪力的相關資訊不多，因此這些建議係基於圓管承受扭矩的局部挫屈。然而，由於扭矩在構材長度內通常為定值，而橫向剪力通常具有梯度，因此，相關研究建議，橫向剪力引致之臨界應力可取為扭矩引致臨界應力之1.3倍(Brockenbrough and Johnston, 1981; Ziemian, 2010)。扭矩公式適用於構材全長，但對橫向剪力而言，使用構材最大剪力與零剪力間之長度是合理的。只有薄中空斷面可能需要依其初始剪力降伏進行剪力強度折減。

標稱剪力強度 V_n 計算公式中，係假設中性軸位置之剪應力(VQ/Ib)為 F_{cr} 。對於半徑為 R 、厚度為 t 之薄壁圓形中空斷面，則 $I = \pi R^3 t$ ， $Q = 2R^2 t$ 及 $b = 2t$ ，可得形心位置之應力為 $V / \pi R t$ ，其中分母可視為圓形中空斷面積之半。

8.6 雙對稱或單對稱斷面構材之弱軸剪力

雙對稱或單對稱斷面構材承受弱軸方向載重且無扭矩時，各抗剪肢材之標稱剪力強度 V_n 規定如下：

$$V_n = 0.6F_y b_f t_f C_{v2} \quad (8.6-1)$$

其中：

C_{v2} ：腹板剪力挫屈強度係數，依8.2.2節之定義，H型鋼斷面與T型鋼斷面以 $b_f / 2t_f$ 取代 h/t_w 或槽鋼斷面以 b_f / t_f 取代 h/t_w ，且 $k_v = 1.2$ 。

b_f ：翼板寬度， cm (mm)。

t_f : 翼板厚度, cm (mm)。

解說：

對於滾軋H型鋼斷面，降伏強度小於 4.92 tf/cm^2 (485 MPa)時， $C_{v2} = 1.0$ 。

若H型鋼斷面構材翼板寬厚比($b_f / 2t_f$)或槽鋼翼板寬厚比(b_f / t_f)未超過 $1.10\sqrt{k_v E / F_y}$ ，則翼板之弱軸剪力強度為其剪力降伏強度，否則為其剪力挫屈強度。由於缺乏實驗資料之驗證，前述情形未包含剪力後挫屈強度，故使用8.2.2節之剪力挫屈係數 C_{v2} 。翼板因具有一自由邊，故板挫屈係數 $k_v = 1.2$ 。

所有熱軋型鋼斷面之翼板最大寬厚比為 $b_f / t_f = b_f / 2t_f = 13.8$ ，以 $F_y = 7.0 \text{ tf/cm}^2$ (690 MPa)經 $1.10\sqrt{k_v E / F_y}$ 計算而得之下限值為 $1.10\sqrt{(1.2)(2040) / 7.0} = 20.6$ 。

除了翼板非常細長之組合型鋼外，最大翼板寬厚比不會超過降伏界限的下限值，因此 $C_{v2} = 1.0$ 。

8.7 腹板開孔梁構材

應考慮腹板開孔對鋼梁剪力強度之影響。當開孔處之需求強度大於可用強度時，應予以補強。

解說：

為了容納各種機械、電氣和其他系統，可採用腹板開孔。受壓翼板或腹板局部挫屈、開孔上方或下方T形受壓區域之局部挫屈或降伏、側向挫屈及彎矩與剪力之互制、或使用性之強度極限狀態，均可能控制具腹板開孔之撓曲構材設計。開孔的位置、大小及數量對設計均相當重要，此經驗限制值已被確認。對鋼梁及複合梁，評估此效應與補強需求設計的一般程序，詳見ASCE具開孔鋼梁設計準則(ASCE, 1999)，另AISC設計指引2「腹板開孔之鋼梁與複合梁」(Darwin, 1990)及ASCE (ASCE, 1992a, 1992b)提供背景資訊。

第九章 受組合力或扭力構材

本章適用於受軸力與有或無扭矩之單軸或雙軸彎矩，及僅受扭矩之構材。

解說：(本節解說尚未討論)

本規範第五、六、七及八章說明構材承受軸拉、軸壓、彎矩、剪力等單一型式載重，或承受多種外力然可視為單一型式載重之設計規定。本章則說明構材承受二種或二種以上前述載重之組合、或其再加上扭矩時之設計規定。這些規定可分為下列二類：(a)可以考慮所需強度與可用強度比值總和之交互公式處理之大多數情形，(b)考慮各種載重產生之應力總和與規定之挫屈或降伏應力比值之情形。設計者僅在罕見之情形下，方需參考第H2及H3節之規定。

9.1 受彎矩與軸力之雙或單對稱斷面構材

9.1.1 受彎矩與壓力之雙或單對稱斷面構材

雙或單對稱斷面構材受斷面幾何軸(x 及/或 y 軸)彎矩與壓力交互作用時，應依公式(9.1-1a)與(9.1-1b)之規定限制：

$$(a) \text{ 當 } \frac{P_r}{P_c} \geq 0.2$$

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (9.1-1a)$$

$$(b) \text{ 當 } \frac{P_r}{P_c} < 0.2$$

$$\frac{P_r}{2P_c} + \left(\frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) \leq 1.0 \quad (9.1-1b)$$

其中：

P_r ：需求壓力，依第四章載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合規定計算，tf(N)。

P_c ：可用壓力強度， ϕP_n 或 P_n / Ω ，依第六章規定計算，tf(N)。

M_r ：需求彎矩，依第四章載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合規定計算，tf-cm (N-mm)。

M_c ：可用彎矩強度， ϕM_n 或 M_n / Ω ，依第七章規定計算，tf-cm (N-mm)。

x ：對強軸彎曲之下標符號。

y ：對弱軸彎曲之下標符號。

9.1.2 受彎矩與拉力之雙或單對稱斷面構材

雙或單對稱斷面構材受斷面幾何軸(x 及/或 y)彎矩與拉力交互作用時，應依公式(9.1-1a)與(9.1-1b)之規定限制：

其中：

P_r ：需求拉力，依第四章使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合規定計算，tf(N)。

P_c ：可用拉力強度， ϕP_n 或 P_n / Ω ，依第五章規定計算，tf(N)。

對於雙對稱斷面構材，若同時承受拉力與彎矩時，第七章之 C_b 可乘以 $\sqrt{1 + \frac{\alpha P_r}{P_{ey}}}$ 。

其中：

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} \quad (9.1-2)$$

α ：= 1.0 (載重與強度因子設計法)；= 1.6 (容許強度設計法)。

E ：鋼材彈性模數 = 2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。

I_y ：對y軸慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

L_b ：受壓翼板抵抗側向位移點或斷面束制扭轉點間之長度，cm (mm)。

9.1.3 受單軸彎矩與壓力之雙對稱熱軋結實斷面構材

雙對稱熱軋結實斷面構材受壓力與斷面強軸彎矩之組合載重時，若扭轉挫屈之有效長度小於或等於對y軸(弱軸)之有效撓曲挫屈長度， $L_{cz} \leq L_{cy}$ 時，可使用面內穩定與、面外挫屈或側向扭轉挫屈之兩獨立極限狀態，分別代替 9.1.1 節規定之組合。

其中：

L_{cy} ：對y軸挫屈之有效長度，cm (mm)。

L_{cz} ：對構材縱軸挫屈之有效長度，cm (mm)。

構材之 M_{ry}/M_{cy} 若大於或等於 0.05，應依 9.1.1 節之規定。

(a) 對於面內穩定性極限狀態，公式(9.1-1a)及(9.1-1b)中， P_c 應取面內彎曲之可用壓力強度，且 M_{cx} 應取降伏極限狀態對應之可用彎矩強度。

(b) 對於面外挫屈或側向扭轉挫屈極限狀態，

$$\frac{P_r}{P_{cy}} \left(1.5 - 0.5 \frac{P_r}{P_{cy}} \right) + \left(\frac{M_{rx}}{C_b M_{cx}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (9.1-3)$$

其中：

P_{cy} ：面外彎曲之可用壓力強度，tf(N)。

C_b ：依7.1節決定之側向扭轉挫屈修正因子。

M_{cx} ：依第七章規定並使用 $C_b=1.0$ 計算，在強軸彎曲下之可用側向扭轉強度，tf-cm (N-mm)。

解說：(本節解說尚未討論)

公式(9.1-1)與(9.1-2)之所有項目皆取正值。

公式(9.1-3)計算所得 $C_b M_{cx}$ 可能大於依載重與強度因子設計法計算之 $\phi_b M_{px}$ 或容許強度設計法之 M_{px}/Ω_b ，其所有變數皆取正值。梁柱構材之降伏強度可依公式9.1-1決定。

本節包含雙對稱及單對稱斷面構材承受彎矩及軸力組合與彎矩及扭矩組合之設計規定。本節規定適用

熱軋寬翼斷面、槽鋼、T形斷面、圓形中空斷面、方形中空斷面、矩形中空斷面、圓形實心斷面、方形實心斷面、矩形實心斷面、菱形實心斷面及任何可能由鋼板或其他斷面以焊接或栓接製作而成之雙對稱或單對稱斷面。交互公式包含繞斷面單一主軸或二主軸之撓曲及軸向壓力或拉力。9.1.1節先前包含之 I_{yc}/I_y 比值限制經查並無必要，因此予以移除。

1923年第一版AISC規範(AISC, 1923)規定彎矩和壓力引致之應力應予疊加，其總和不得超過容許之值。首次出現於1936年AISC(1936)規範之交互公式規定，承受軸向及撓曲應力之構材，其設計應使 $f_a/F_a + f_b/F_b$ 不超過1，其中， F_a 及 F_b 分別為規範之容許軸向應力及容許撓曲應力， f_a 及 f_b 分別為軸力及彎矩引致之應力。前述線性交互公式持續使用，直到1961年之AISC規範(AISC, 1961)予以修訂，以涵蓋構架穩定及考慮構材兩端二次彎矩之 $P-\delta$ 效應(公式C9.1-1)。樓層側位移引致二階彎矩之 $P-\Delta$ 效應，則未包含在內。

9.2 受彎矩與軸力之非對稱斷面及其他斷面構材

本節適用不含 9.1 節型鋼構材受撓曲與軸向應力之交互作用，對於任何型鋼構材均允許本節替代 9.1 節之規定。

$$\left| \frac{f_{ra}}{F_{ca}} + \frac{f_{rbw}}{F_{cbw}} + \frac{f_{rbz}}{F_{cbz}} \right| \leq 1.0 \quad (9.2-1)$$

其中：

f_{ra} : 檢核位置之需求軸向應力，依第四章載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合規定計算， tf/cm^2 (MPa)。

F_{ca} : 檢核位置之可用軸向應力，壓力依第六章計算，拉力依5.2節計算， tf/cm^2 (MPa)。

f_{rbw}, f_{rbz} : 檢核位置之需求撓曲應力，依第四章載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合規定計算， tf/cm^2 (MPa)。

F_{cbw}, F_{cbz} : 檢核位置之可用撓曲應力，依第七章計算， tf/cm^2 (MPa)。

w : 對斷面強軸彎曲之下標符號。

z : 對斷面弱軸彎曲之下標符號。

構材斷面臨界點應依主彎曲軸產生撓曲應力以公式(9.2-1)進行檢核。依受力情形，撓曲項可增加或扣除軸力項。當軸力為壓力時，應依第四章考量二次彎矩效應。

允許以更詳細之彎矩與拉力交互作用分析方法取代公式(9.2-1)。

解說：(本節解說尚未討論)

下標符號 w 及 z 係指非對稱斷面之二主軸，雙對稱斷面構材中，其可以下標符號 x 及 y 代替。

9.3 受扭矩、彎矩、剪力及軸力組合載重之構材

9.3.1 受扭矩之圓形與矩形中空斷面構材

依扭轉降伏與扭轉挫屈極限狀態，圓形與矩形中空斷面構材之設計扭矩強度($\phi_T T_n$)與容許扭矩強度(T_n/Ω_T)，由下列規定決定之：

$$T_n = F_{cr} C \quad (9.3-1)$$

$$\phi_T = 0.9, \quad \Omega_T = 1.67$$

其中：

C ：中空斷面之扭轉常數， $\text{cm}^3 (\text{mm}^3)$ 。

臨界應力(F_{cr})應由下列決定之：

(a) 圓形中空斷面，其臨界應力(F_{cr})為下列之較大者

$$(1) F_{cr} = \frac{1.23E}{\sqrt{\frac{L}{D} \left(\frac{D}{t} \right)^{5/4}}} \quad (9.3-2a)$$

及

$$(2) F_{cr} = \frac{0.60E}{\left(\frac{D}{t} \right)^{3/2}} \quad (9.3-2b)$$

但不得超過 $0.6F_y$ 。

其中：

D ：中空斷面之外徑， $\text{cm}^3 (\text{mm}^3)$ 。

L ：構材長度， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

t ：2.4.2節定義之設計壁厚， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

(b) 矩形中空斷面

$$(1) \text{當 } h/t \leq 2.45\sqrt{E/F_y}$$

$$F_{cr} = 0.6F_y \quad (9.3-3)$$

$$(2) \text{當 } 2.45\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 3.07\sqrt{E/F_y}$$

$$F_{cr} = \frac{0.6F_y \left(2.45\sqrt{E/F_y} \right)}{h/t} \quad (9.3-4)$$

$$(3) \text{當 } 3.07\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 260$$

$$F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{(h/t)^2} \quad (9.3-5)$$

其中：

h ：2.4.1節第(b)4項定義之平直部寬度， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

9.3.2 受扭矩、剪力、彎矩及軸力組合載重之中空斷面構材

當中空斷面構材之需求扭矩(T_r)小於其可用扭矩強度(T_c)之 20%時，其扭矩、剪力、彎矩及有無軸力之交互作用，可由 9.1 節決定，且其扭矩效應可予以忽略。當檢核位置之 T_r 超過 T_c 之 20%時，扭矩、剪力、彎矩及有無軸力之交互作用，應依下列規定限制：

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} + \frac{M_{ry}}{M_{cy}} \right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c} \right)^2 \leq 1.0 \quad (9.3-6)$$

其中：

V_r / V_c : 應取 x 軸或 y 軸之大者。

P_r : 需求軸力，依第四章載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合規定計算，tf(N)。

P_c : 可用拉力或壓力強度， ϕP_n 或 P_n / Ω ，依第五章或第六章規定計算，tf(N)。

M_{rx} 、 M_{ry} : 需求彎矩，依第四章載重與強度因子設計法或容許應力設計法之載重組合規定計算，tf-cm (N-mm)。

M_c : 可用彎矩強度， ϕM_n 或 M_n / Ω ，依第七章規定計算，tf-cm(N-mm)。

V_r : 需求剪力，依第四章載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合規定計算，tf(N)。

V_c : 可用剪力強度， ϕV_n 或 V_n / Ω ，依第八章規定計算，tf(N)。

T_r : 需求扭矩，依第四章載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合規定計算，tf-cm (N-mm)。

T_c : 可用扭矩強度， $\phi_T T_n$ 或 T_n / Ω_T ，依9.3.1節規定計算，tf-cm (N-mm)。

x : 對強軸彎曲之下標符號。

y : 對弱軸彎曲之下標符號。

9.3.3 受扭矩與組合應力之非中空斷面構材

非中空斷面構材之可用扭矩強度，應為正向應力降伏、剪應力降伏或挫屈之極限狀態所得之最小值，其規定如下：

$$\phi_T = 0.9, \quad \Omega_T = 1.67$$

(a) 正向應力降伏極限狀態

$$F_n = F_y \quad (9.3-7)$$

(b) 剪應力降伏極限狀態

$$F_n = 0.6 F_y \quad (9.3-8)$$

(c) 挫屈極限狀態

$$F_n = F_{cr} \quad (9.3-9)$$

其中：

F_{cr} : 分析所得之斷面挫屈應力，tf/cm² (MPa)。

解說：(本節解說尚未討論)

斷面扭轉常數可保守估計如下：

圓形中空斷面構材： $C = \pi(D-t)^2 t / 2$ 。

矩形中空斷面構材： $C = 2(B-t)(H-t)t - 4.5(4-\pi)t^3$ 。

9.4 具螺栓孔翼板之受拉斷裂

受拉翼板在螺栓開孔位置，其斷面受軸力與主軸彎矩組合載重下，翼板受拉斷裂強度應符合公式(9.4-1)規定。各翼板由軸力與彎矩組合所引致的拉力應分別檢核。

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1.0 \quad (9.4-1)$$

其中：

- P_r ：螺栓開孔位置之構材需求軸力，依第四章載重與強度因子設計法或容許應力設計法之載重組合規定計算，拉力為正，壓力為負，tf(N)。
- P_c ：螺栓開孔位置淨斷面受拉斷裂極限狀態之可用軸力強度， ϕP_n 或 P_n/Ω ，依5.2節(b)項規定計算，tf(N)。
- M_{rx} ：螺栓開孔位置之需求彎矩，依第四章載重與強度因子設計法或容許應力設計法之載重組合規定計算，其檢核翼板受拉為正，受壓為負，tf-cm (N-mm)。
- M_{cx} ：翼板受拉斷裂極限狀態之強軸可用彎矩強度， ϕM_n 或 M_n/Ω ，依7.13.1節規定計算。當撓曲不適用受拉斷裂極限狀態時，可採用不計入螺栓開孔之斷面塑性彎矩 M_p ，tf-cm (N-mm)。

第十章 合成構材

(本章節條文與解說尚未討論)

10.1 適用範圍

本章適用於由鋼骨與混凝土及鋼骨與鋼筋混凝土共同作用之合成構材，以及鋼骨梁支撐混凝土樓版且與樓版共同作用以抵抗彎矩之合成梁。含剪力釘或混凝土包覆之簡支及連續合成梁，不論施工時有無設置臨時支撐，均涵蓋在內。

合成構材所使用之混凝土與鋼筋材料，需符合『混凝土結構設計規範』之規定。若無可靠的試驗及分析證明材料之使用無虞，則所使用材料之強度應受下列之限制：

常重混凝土之抗壓強度不得小於 0.21 tf/cm^2 ，且不得大於 0.56 tf/cm^2 ；輕質混凝土抗壓強度不得小於 0.21 tf/cm^2 ，且不得大於 0.42 tf/cm^2 。

鋼筋及鋼材之降伏強度不得超過 5.25 tf/cm^2 。

解說：

本章鋼骨斷面包含熱軋型鋼、組成型鋼、鋼管、鉚接箱型柱，鋼骨與混凝土或鋼骨與鋼筋混凝土共同作用之結構構材型態可概分為5類：(1)鋼骨與RC版共同作用之構材；(2)鋼筋混凝土包覆鋼骨之構材；(3)鋼管填充混凝土之構材；(4)鉚接箱型柱填充混凝土之構材；(5)混凝土包覆鋼骨之構材。國內合成梁構材包括上述第(1)及第(2)類構材，合成柱構材包括上述第(2)至(4)類構材，第(5)類構材則甚少使用。上述第(2)類及第(5)類統稱包覆型合成構材，第(3)類及第(4)類統稱填充型合成構材。

若使用混凝土強度 f'_c 大於 0.56 tf/cm^2 於合成構材中，則構材之勁度計算可依混凝土強度計入，除非有可靠的試驗或分析證明，否則強度需受限於本節之規定。有關AISC360-10對合成構材中常重混凝土強度 f'_c 上限為 0.70 tf/cm^2 ，國外實驗研究報告中之試驗試體，因受限試驗設備之容量，常以小尺寸試體試驗，且研究內容以鋼管填充混凝土合成構材居多，與國內常用包覆型斷面為建築斷面之情形不符。綜合國內外許多包覆型及填充型合成構材採用過高混凝土強度之試驗結果，仍有許多疑慮，本規範仍維持前一版本(營建署,2007b)混凝土強度 f'_c 上限為 0.56 tf/cm^2 之規定。

若依本章節設計之合成斷面，不得與「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」混合使用，因設計理念不一致，故所考慮其它配套事項亦不相同，無法兩規範混合使用。

10.2 合成斷面之標稱強度

合成斷面之標稱強度可依據下列方法決定：(1)塑性應力分佈法；(2)應變諧和法。計算合成斷面之標稱強度時，混凝土之拉力強度應忽略不計。

合成構材型鋼斷面之肢材寬厚比限制，應符合10.2.3節及10.2.4節之規定。

解說：

合成斷面之強度應在本規範提出的兩個方法中，擇一計算之。一為變形諧和法，這是一般鋼筋混凝土的計算方法相同，但合成斷面因含鋼骨與鋼筋，造成計算過於繁複。另一個是塑性應力分佈方法，它是變形諧和法中一延伸方法，塑性應力分佈法對於一般的設計情況下，提供了一種簡單且方便快捷的計算方法，因此建議第一優先使用這種方法。

10.2.1 塑性應力分佈法

計算標稱強度時，假設鋼材及主筋之拉應力或壓應力均達到降伏應力 F_y 、混凝土之壓應力達到 $0.85 f'_c$ 。填充型圓管構件，考慮其具較佳圍束混凝土效應，混凝土之壓應力允許達到 $0.95 f'_c$ 。

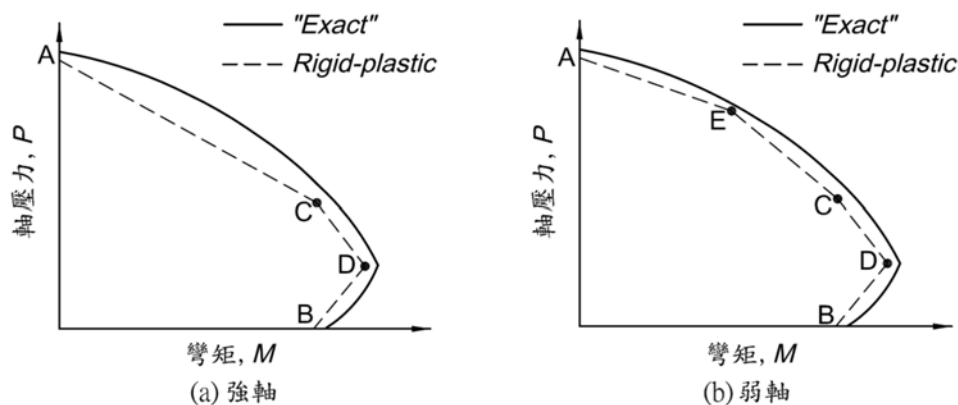
10.2.2 應變諧合法

假設斷面之應變呈線性分佈，混凝土受壓最大應變等於0.003。斷面分析時，應使用合理之鋼材及混凝土應力-應變關係。

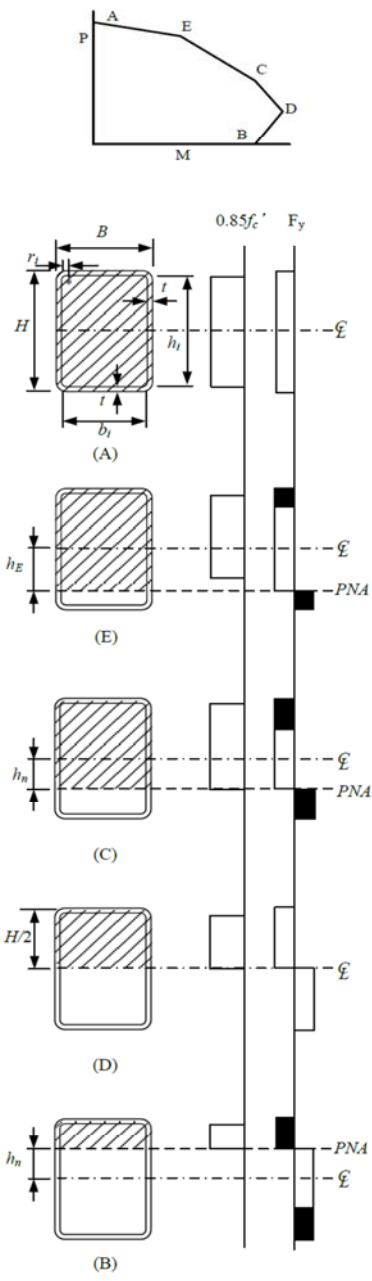
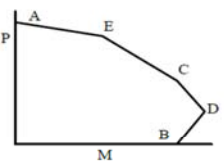
解說：

塑性應力分佈法是基於整個斷面呈塑性應力狀態之假設來進行斷面強度分析。混凝土有效壓力區之應力假設為 $0.85 f'_c$ 且為均勻分佈，鋼筋及鋼骨斷面不論在壓力區或拉力區，應力假設為均勻分佈且其大小為鋼筋或鋼材之標稱降伏應力。

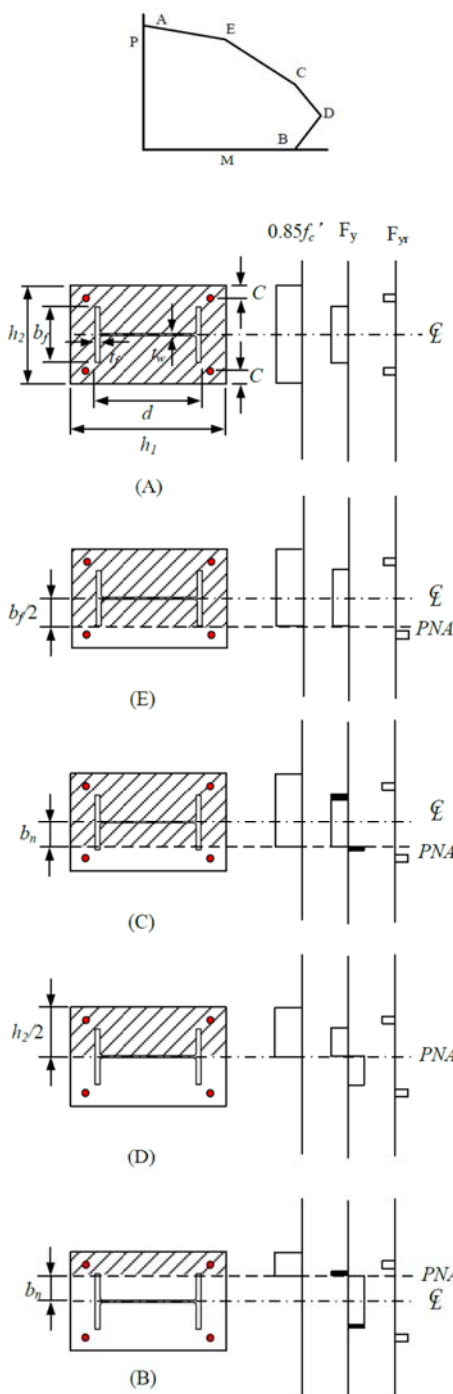
基於上述簡單之假設，斷面在不同的軸力與彎矩組合下，都可以獲得斷面強度之近似值。圖C10.2-1虛線所示為以塑性應力分佈法計算之合成斷面軸力-彎矩交互影響曲線，實線為鋼筋混凝土斷面之軸力-彎矩交互影響曲線，兩者非常類似。包覆型SRC斷面之交互影響曲線，可以保守的以一連串直線連結4至5個控制點(Roik and Bergmann, 1992; Ziemian, 2010)，如圖C10.2-1中A、B、C、D及E所示，近似之。AISC Design Examples V14.1中提供幾種合成斷面，計算這些控制點之方式，如圖C10.2-2a~C10.2-2d所示(Geschwindner, L.F. 2010)。



圖C10.2-1 合成斷面之軸力-彎矩交互影響曲線比較圖(精確與簡化)

填充型 (HSS) 合成斷面之塑性容量-主軸彎曲			
斷面	應力分佈	點	定義之方程式
		A	$P_A = A_s F_y + 0.85 f'_c A_c$ $M_A = 0$ $A_s = \text{鋼骨斷面積}$ $A_c = b_i h_i - 0.858 r_i^2$ $b_i = B - 2t$ $h_i = H - 2t$ $r_i = t$
		E	$P_E = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} + 0.85 f'_c b_i h_E + 4 F_y t h_E$ $M_E = M_D - Z_{sE} F_y - \frac{Z_{cE}}{2} (0.85 f'_c)$ $Z_{sE} = 2 t h_E^2$ $Z_{cE} = b_i h_E^2$ $h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{H}{4}$
		C	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + \frac{Z_c}{2} (0.85 f'_c)$ $Z_s = \text{HSS 主軸塑性模數}$ $Z_c = \frac{b_i h_i^2}{4} - 0.192 r_i^3$
		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{Z_{cn}}{2} (0.85 f'_c)$ $Z_{sn} = 2 t h_n^2$ $Z_{cn} = b_i h_n^2$ $h_n = \frac{0.85 f'_c A_c}{2(0.85 f'_c b_i + 4 t F_y)} \leq \frac{h_i}{2}$

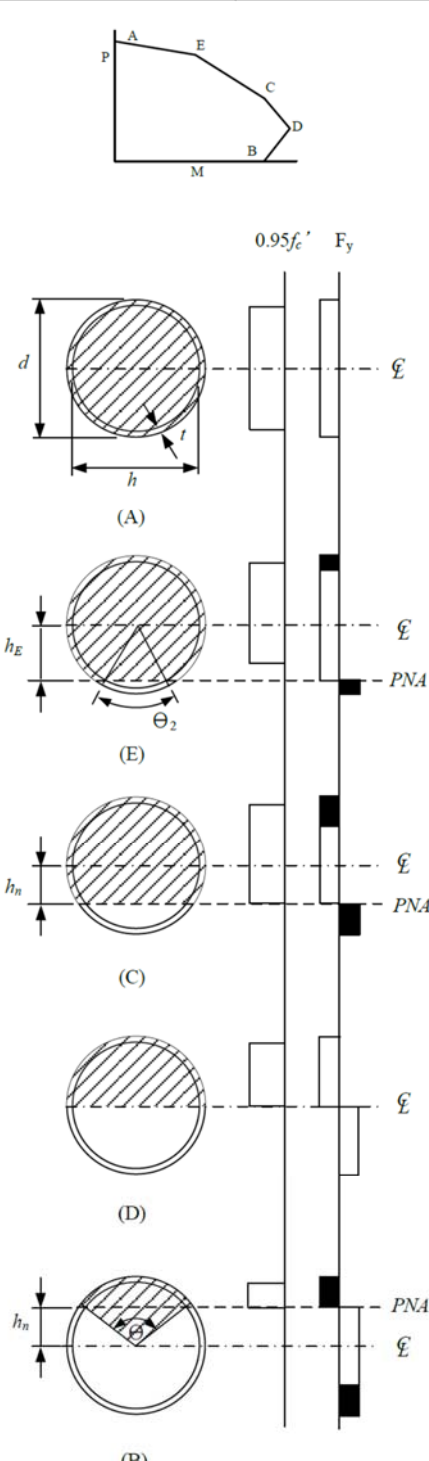
圖C10.2-2a H型鋼強軸控制點

混凝土包覆H型鋼斷面之塑性容量-弱軸彎曲			
斷面	應力分佈	點	定義之方程式
		A	$P_A = A_s F_y + A_{sr} F_{yr} + 0.85 f'_c A_c$ $M_A = 0$ $A_s = \text{鋼骨斷面積}$ $A_{sr} = \text{連續鋼筋之斷面積}$ $A_c = h_1 h_2 - A_s - A_{sr}$
		E	$P_E = A_s F_y + (0.85 f'_c) \left[A_c - \frac{h_1}{2} (h_2 - b_f) + \frac{A_{sr}}{2} \right]$ $M_E = M_D - Z_{sE} F_y - \frac{Z_{cE}}{2} (0.85 f'_c)$ $Z_{sE} = Z_s = \text{鋼骨斷面之弱軸塑性模數}$ $Z_{cE} = \frac{h_1 b_f^2}{4} - Z_{sE}$
		C	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + Z_r F_{yr} + \frac{Z_c}{2} (0.85 f'_c)$ $Z_r = A_{sr} \left(\frac{h_2}{2} - C \right)$ $Z_c = \frac{h_1 h_n^2}{4} - Z_s - Z_r$
		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{Z_{cn}}{2} (0.85 f'_c)$ $Z_{cn} = h_1 h_n^2 - Z_{sn}$ 若 h_n 在翼板內 $\left(\frac{t_w}{2} < h_n \leq \frac{b_f}{2} \right)$ $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s + 2 t_f b_f) - 2 F_y (A_s - 2 t_f b_f)}{2 [4 F_y t_f + (h_1 - 2 t_f) 0.85 f'_c]}$ $Z_{sn} = Z_s - 2 t_f \left(\frac{b_f}{2} - h_n \right) \left(\frac{b_f}{2} + h_n \right)$ 若 h_n 在翼板外緣 $\left(h_n > \frac{b_f}{2} \right)$ $h_n = \frac{0.85 f'_c (A_c + A_s) - 2 F_y A_s}{2 (0.85 f'_c h_1)}$ $Z_{sn} = Z_s$

圖C10.2-2b H型鋼弱軸控制點

填充型 (HSS) 合成斷面之塑性容量-主軸彎曲			
斷面	應力分佈	點	定義之方程式
		A	$P_A = A_s F_y + 0.85 f'_c A_c$ $M_A = 0$ $A_s = \text{鋼骨斷面積}$ $A_c = b_i h_i - 0.858 r_i^2$ $b_i = B - 2t$ $h_i = H - 2t$ $r_i = t$
		E	$P_E = \frac{0.85 f'_c A_c}{2} + 0.85 f'_c b_i h_E + 4 F_y t h_E$ $M_E = M_D - Z_{sE} F_y - \frac{Z_{cE}}{2} (0.85 f'_c)$ $Z_{sE} = 2 t h_E^2$ $Z_{cE} = b_i h_E^2$ $h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{H}{4}$
		C	$P_C = 0.85 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		D	$P_D = \frac{0.85 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + \frac{Z_c}{2} (0.85 f'_c)$ $Z_s = \text{HSS 主軸塑性模數}$ $Z_c = \frac{b_i h_i^2}{4} - 0.192 r_i^3$
		B	$P_B = 0$ $M_B = M_D - Z_{sn} F_y - \frac{Z_{cn}}{2} (0.85 f'_c)$ $Z_{sn} = 2 t h_n^2$ $Z_{cn} = b_i h_n^2$ $h_n = \frac{0.85 f'_c A_c}{2(0.85 f'_c b_i + 4 t F_y)} \leq \frac{h_i}{2}$

圖C10.2-2c HSS斷面控制點

填充型（圓形）合成斷面之塑性容量-任意軸彎曲			
斷面	應力分佈	點	定義之方程式
		A	$P_A = A_s F_y + 0.95 f'_c A_c$ $M_A = 0$ $A_s = \pi (dt - t^2)$ $A_c = \frac{\pi h^2}{4}$
		E	$P_E = P_A - \frac{1}{4} \left[F_y (d^2 - h^2) + \frac{0.95 f'_c h^2}{2} \right] (\theta_2 - \sin \theta_2)$ $M_E = Z_{sE} F_y + \frac{Z_{cE}}{2} (0.95 f'_c)$ $Z_{cE} = \frac{h^3}{6} \sin^3 \left(\frac{\theta_2}{2} \right)$ $Z_{sE} = \frac{(d^3 - h^3)}{6} \sin \left(\frac{\theta_2}{2} \right)$ $h_E = \frac{h_n}{2} + \frac{h}{4}$ $\theta_2 = \pi - 2 \arcsin \left(\frac{2h_E}{h} \right)$
		C	$P_C = 0.95 f'_c A_c$ $M_C = M_B$
		D	$P_D = \frac{0.95 f'_c A_c}{2}$ $M_D = Z_s F_y + \frac{Z_c}{2} (0.95 f'_c)$ $Z_s = \frac{d^3}{6} - Z_c \text{ 塑性模數, } Z_c = \frac{h^3}{6}$
		B	$P_B = 0$ $M_B = Z_{sB} F_y + \frac{Z_{cB}}{2} (0.95 f'_c)$ $Z_{sB} = \frac{(d^3 - h^3)}{6} \sin \left(\frac{\theta}{2} \right), Z_{cB} = \frac{h^3}{6} \sin^3 \left(\frac{\theta}{2} \right)$ $\theta = \frac{0.026 k_c - 2 k_s}{0.0848 k_c} + \frac{\sqrt{(0.026 k_c + 2 k_s)^2 + 0.857 k_c k_s}}{0.0848 k_c} \text{ (rad)}$ $k_c = f'_c h^2$ $k_s = F_y \left(\frac{d-t}{2} \right) t \text{ (假設為薄管)}$ $h_n = \frac{h}{2} \sin \left(\frac{\pi - \theta}{2} \right) \leq \frac{h}{2}$

圖C10.2-2d 圓形斷面控制點

受壓合成構材的塑性應力分佈法假設在鋼骨與混凝土部分沒有發生滑動，且有寬厚比之限制要求，避免在構件降伏或混凝土開裂時產生鋼板局部挫屈。測試和分析結果顯示，在極限狀態下含剪力釘(或剪力連接器)之混凝土包覆型斷面，前述骨與混凝土沒有滑動之假設及寬厚比限制之要求，是合理的 (Galambos, 1998; Hajjar, 2000; Shanmugam and Lakshmi, 2001)。中空圓形(HSS)SRC斷面中，鋼骨對混凝土有如環箍筋般提供有效之圍束，故允許混凝土之應力增加至 $0.95f'_c$ (Leon and Aho, 2002)。

根據相似之假設，但允許鋼梁和與其合成之混凝土版間有滑動產生，也可以採用簡化的方法，計得合成梁斷面之撓曲強度。嚴格來講，這樣的分析方法忽略鋼骨與混凝土間滑動的影響，而是以剪力連接的強度為計算斷面強度之依據。如果剪力連接強度超過(a)正彎矩時鋼骨全斷面張力降伏或混凝土樓版產生之壓應力，或(b)負彎矩時樓板中縱向鋼筋產生降伏或鋼骨產生全斷面壓應力，就可以假設為完全相互作用。當提供之剪力釘數量足以完全發展出強撓曲強度時，可以忽略先前降伏產生的任何滑動狀態。

如果沒有完全相互作用，則梁桿件屬於部分合成。滑動對部分合成梁的彈性特性有重要的影響，應該計算檢核之。部分合成梁在工作載重下之撓度及應力計算方法可以根據10.4.2節之解說為之。

10.2.3 填充型合成構材鋼骨斷面受壓肢之寬厚比限制

寬厚比之限制可分成 λ_{pl} 、 λ_p 及 λ_r 最大值之限制，而受力形式為軸壓力及撓曲亦有不同，其規定如表10.2-1。

表 10.2-1 填充型合成構材鋼骨斷面受壓肢之寬厚比限制

構材	寬厚比	寬厚比限制			
		λ_{pl}		λ_p	λ_r
		$F_y > 3.5$ tf / cm ²	$F_y \leq 3.5$ tf / cm ²	-	-
受撓曲矩形鋼管或箱型斷面之翼板	b / t	$63 / \sqrt{F_y}$	$78 / \sqrt{F_y}$	$102 / \sqrt{F_y}$	$135 / \sqrt{F_y}$
受撓曲矩形鋼管或箱型斷面之腹板	h / t	$63 / \sqrt{F_y}$	$78 / \sqrt{F_y}$	$135 / \sqrt{F_y}$	$226 / \sqrt{F_y}$
受撓曲之圓管	D / t	$155 / F_y$	$170 / F_y$	$184 / F_y$	$630 / F_y$
受軸壓力矩形鋼管或箱型斷面之管壁	b / t	$63 / \sqrt{F_y}$	$78 / \sqrt{F_y}$	$102 / \sqrt{F_y}$	$135 / \sqrt{F_y}$
受軸壓力之圓管	D / t	$155 / F_y$	$232 / F_y$	$306 / F_y$	$388 / F_y$

解說：

填充型合成構材之行為基本上是不同於鋼構材，內填充混凝土對勁度、強度及韌性均會有重大的影響，如果鋼骨斷面積減少時，混凝土之貢獻將會變得很重要。

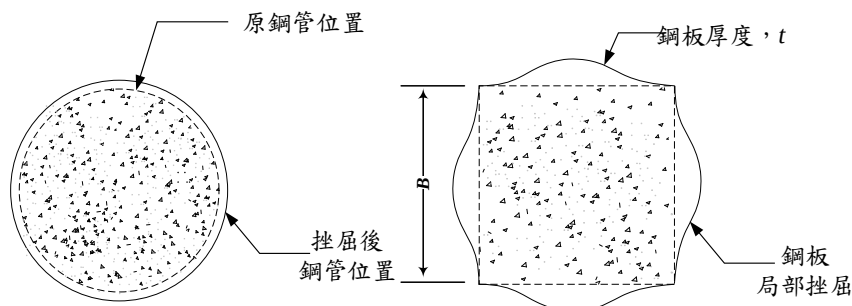
鋼管內填充混凝土對鋼材局部挫屈有重大的影響，因內填充混凝土的關係，抑制了鋼骨往內部變形進而改變了鋼管的挫屈模態(橫斷面及沿著桿件方向兩者均改變)，如圖C10.2-3及C10.2-4所示。Bradford et al.(1998)分析填充型合成構材之彈性挫屈行為，對矩形鋼管的研究，顯示出用於模擬管壁局部挫屈之版局部挫屈公式，其挫屈係數(即係數)從中空矩形管之4.00(Ziemian,2010)增加至鋼管內填充混凝土之10.6。所以填充型斷面比中空斷面之鋼板彈性挫屈應力增加了2.65倍。同樣的Bradford et al.(2002)研究顯示圓形填充型斷面比圓形中空斷面之鋼板彈性挫屈應力增加了1.73倍。

對矩形填充型合成斷面，管壁彈性挫屈強度 F_{cr} 是從版彈性挫屈公式簡化成式10.3-13，這公式指出當鋼板 b/t 小於或等於 $135/\sqrt{F_y}$ 時鋼材降伏會比挫屈先發生，因此這數值被定為非結實肢材及細長肢材之分界值 λ_r 。這分界值並未計入殘留應力及起始彎曲，因為內填充混凝土之存在，管壁寬厚比有較大之分界值，導致實際斷面有較大之容許 b/t ，因此局部挫屈不容易發生，也通常不會影響的鋼骨的強度。由於 b/t 大於 $226/\sqrt{F_y}$ 之相關試驗數據甚少，且考慮太過於細長之中空管壁在澆置混凝土時容易產生變形及額外施工應力，因此寬厚比不宜大於 $226/\sqrt{F_y}$ 。受撓曲之壓力側翼板，其行為與受軸壓柱斷面各肢材之行為相似，因此受撓曲之翼板，其 b/t 之限制與受壓柱之肢材相同。撓曲斷面之腹板，其結實肢材與非結實肢材之界線 λ_p 可以保守的取 $135/\sqrt{F_y}$ ，非結實與細長肢材之界線 λ_r 可以保守的

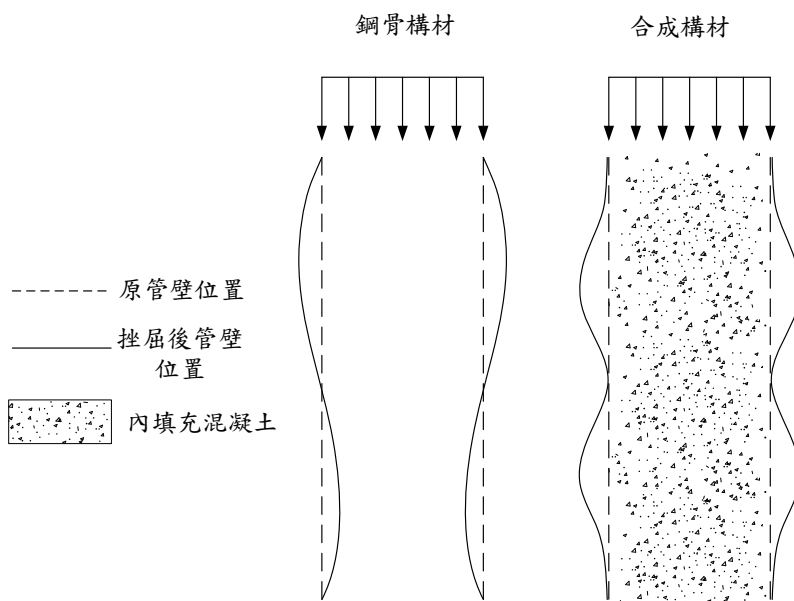
取。

受軸壓力之圓形內填充混凝土斷面，非結實肢材與細長肢材之界限 λ_r 取 $388/\sqrt{F_y}$ ，約為1.73倍中空圓管斷面之規定，這是Bradford et al. (2002)較早期的研究內容，此研究有較佳的試驗資料佐證。由於 D/t 大於 $630/\sqrt{F_y}$ 之相關試驗數據甚少，且考慮太過於細長之中空管壁在澆置混凝土時容易產生變形及額外施工應力，因此圓管管壁之寬厚比不宜大於 $630/\sqrt{F_y}$ 。受撓曲之圓形內填充混凝土斷面，肢材之結實與非結實之界限 λ_p 在表10.2-1中是保守的取1.25倍圓形中空斷面($145/\sqrt{F_y}$)之規定。非結實肢材與細長肢材之界限 λ_r 可以保守的取 $630/\sqrt{F_y}$ ，與圓形中空斷面容許最大值相同，此值之限制也因缺乏實驗數據及限制混凝土澆置變形而訂(Varma and Zhang, 2009)。

包覆型合成構材鋼骨斷面肢材，AISC規範沒有寬厚比的限制，而日本則有相關規定。雖然包覆型合成構材之鋼骨包覆在混凝土中，在非耐震構材中基本上沒有局部挫屈之疑慮，但是耐震構材在強烈地震下混凝土可能剝落，此時鋼骨肢材還是會有局部挫屈之疑慮，因此採納日本規範之作法，仍然對鋼骨肢材之寬厚比作限制。



圖C10.2-3 填充型合成構材橫斷面之挫屈模態



圖C10.2-4 填充型合成構材縱向之挫屈模態

10.3 壓力構材

本節包含二種承受軸壓力之構材，分別為鋼管填充混凝土之構材及鉚接箱型柱填充混凝土之構材。鋼骨之斷面積不得少於合成斷面總斷面積之2%。

解說：

本節詳列填充型(含鋼管填充混凝土及鉚接箱型柱填充混凝土)合成構材之設計方式，設計者可依使用之斷面型式選擇適當的設計規定條文。

斷面軸向強度是依據所謂斷面極限強度分析模型計算之(Leon et al., 2007; Leon and Hajjar, 2008)。此模型與先前版本之LRFD規範相似，主要不同處是允許計入全部鋼筋與混凝土強度，而不是之前版本的只計入70%。除此之外，而本規範是將桿件的強度以力量的方式呈現，而先前的規範乃將力量轉換成等值應力的方式呈現。先前的規範將鋼筋與混凝土所提供之強度任意折減，因此無法精確的預測具低鋼筋比之合成構材的強度。

考慮長度效應之設計，其方法與純鋼構受壓構材相同。即使有些方程式之格式不同，本章計算強度所使用的公式基本上與第七章相同。當斷面之混凝土所佔比例減少，構材之設計強度會逐漸趨近於純鋼結構構材(即使這兩種材料有不同的反力及安全係數)。比較本規範與試驗資料顯示，所建立的模型是偏保守的，但變異係數頗高(Leon et al., 2007)。有關合成斷面最小鋼骨比的的限制，先前規範規定為4%，而AISC 360-10規定為1%，本規範在此與「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(營建署,2011c)一致，均規定為2%。

10.3.1 填充型合成構材之設計強度

設計軸壓強度為雙軸對稱鋼管填充混凝土合成構材之標稱強度，由下式決定：

1. 結實斷面

$$P_{no} = P_p \quad (10.3-1)$$

其中：

$$P_p = F_y A_s + C_2 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (10.3-2)$$

矩形斷面： $C_2=0.85$ 、圓形斷面： $C_2=0.95$ 。

2. 半結實斷面

$$P_{no} = P_p - \frac{P_p - P_y}{(\lambda_r - \lambda_p)^2} (\lambda - \lambda_p)^2 \quad (10.3-3)$$

其中：

λ 、 λ_p 及 λ_r ：肢材之寬厚比，依 10.2.3 節規定之。

P_p ：依公式(10.3-2)規定。

$$P_y = F_y A_s + 0.7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (10.3-4)$$

3. 細長肢材斷面

$$P_{no} = F_{cr} A_s + 0.7 f'_c \left(A_c + A_{sr} \frac{E_s}{E_c} \right) \quad (10.3-5)$$

其中：

$$F_{cr} = \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t} \right)^2} \quad (\text{矩形管}) \quad (10.3-6)$$

$$F_{cr} = \frac{0.72F_y}{\left(\left(\frac{D}{t} \right) \frac{F_y}{E_s} \right)^{0.2}} \quad (\text{圓形管}) \quad (10.3-7)$$

$$EI_{eff} : \text{合成斷面之有效彈性剛度, tf-cm}^2 \text{ (Kn-mm}^2\text{)}。$$

$$: = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (10.3-8)$$

$$C_3 : \text{鋼管填充混凝土構材之有效剛度係數。}$$

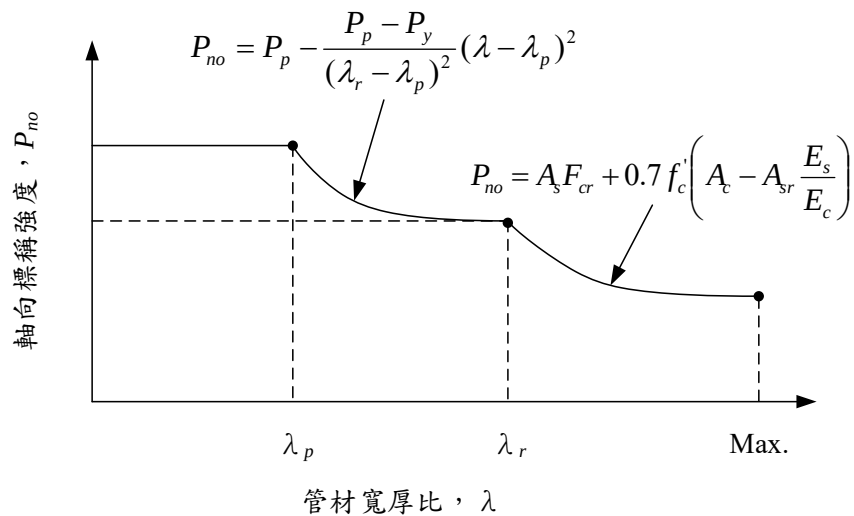
$$: = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (10.3-9)$$

解說：

填充型合成構材之鋼骨部分，可分成結實斷面、半結實斷面及細長肢材斷面三種，並分別依表10.2-1 肢材寬厚比決定其抗壓強度。

結實中空斷面(HSS)有足夠的厚度讓斷面發展出軸壓降伏強度，且提供混凝土圍束，讓混凝土發展出抗壓強度(0.85或0.95 f'_c)。半結實斷面有足夠的厚度讓鋼骨發展出軸壓降伏強度，但是當混凝土達0.7 f'_c 壓應力後，鋼骨無法提供足夠的圍束效應，讓混凝土充分發展出強度，且混凝土會開始產生嚴重的非彈性變形與體積擴張。細長肢材斷面既不能讓鋼骨斷面在縱向發展出降伏強度，且當混凝土達0.7 f'_c 壓應力後也不能提供混凝土足夠的圍束效應，讓混凝土充分發展出強度，且混凝土會開始產生嚴重的非彈性變形與體積擴張(Varma and Zhang, 2009)。

圖C10.3-1顯示填充型合成斷面之標稱軸壓強度 P_{no} 與鋼管斷面寬厚比之關係曲線。該圖顯示，結實斷面可以發展出斷面之塑性軸壓強度 P_p 。半結實斷面之軸壓強度 P_{no} ，介於塑性強度 P_p 與降伏強度 P_y 之間，其強度可依肢材寬厚比以二次方程式內差求得。內差採二次曲線之原因，是鋼管圍束混凝土的能力隨著肢材寬厚比增加而迅速下降。細長肢材斷面無法發展鋼管之臨界挫屈應力 F_{cr} ，且混凝土亦無法達到0.7 f'_c (Varma and Zhang, 2009)。



圖C10.3-1 填充型合成構材標稱軸壓強度 P_{no} 與鋼管斷面寬厚比關係曲線

10.3.2 鉚接箱型柱填充混凝土構材之設計強度

鉚接箱型柱受壓斷面肢材之寬厚比小於或等於 λ_p 者，設計軸壓強度 $\phi_c P_n$ ，其中 $\phi_c=0.75$ ， P_n 為雙軸對稱鉚接箱型柱填充混凝土合成構材之標稱強度， P_n 由公式(10.3-10)至(10.3-11)決定之。

當 $\lambda_{cc} \leq 1.5$

$$P_n = P_{no} (0.211\lambda_{cc}^3 - 0.57\lambda_{cc}^2 - 0.06\lambda_{cc} + 1.0) \quad (10.3-10)$$

當 $\lambda_{cc} > 1.5$

$$P_n = 0.764P_e \quad (10.3-11)$$

其中 P_{no} 依 10.3.1 節規定。

解說：

鉚接組合型箱型柱，其標稱強度之計算應參考第七章規定。國內建築用鉚接組合箱型柱通常會使用到電熱熔渣鉚來連接橫隔板與柱板，內填充混凝土之箱型柱，其板寬厚比可以大幅放寬，導致柱板厚度可以大幅縮小，但柱板太薄(如19 mm)帶來電熱熔渣鉚接熔穿柱板或柱板表面鋼材晶粒粗大化的疑慮(梁宇宸,2012)，設計時應注意。

10.3.4 軸向載重傳遞**1. 所需傳遞之力量**

受軸力之包覆型及填充型合成構件，若載重需在鋼骨與鋼筋混凝土間傳遞時，所需傳遞力量之決定應符合下述要求：

- (1) 當外力直接施加在鋼骨斷面時，鋼骨與混凝土間所需傳遞之力量 V_r' 應以公式(10.3-12)計算之。

$$V_r' = P_r (1 - A_s F_y / P_{no}) \quad (10.3-12)$$

其中：

P_r ：合成構件所承受之外力，tf (kN)。

A_s ：鋼骨斷面積， cm^2 (mm^2)。

F_y ：鋼骨材料之降伏應力，tf/ cm^2 (MPa)。

P_{no} ：合成構件之標稱壓力強度，不需考慮長細效應，依 10.3.1 至 10.3.2 節規定，tf (kN)。

- (2) 當外力直接施加在鋼筋混凝土部分，鋼骨與混凝土間所需傳遞之力量 V_r' 應依式(10.3-13)計算之。

$$V_r' = P_r (A_s F_y / P_{no}) \quad (10.3-13)$$

- (3) 當外力同時施加於鋼骨與混凝土時，鋼骨與混凝土間所需傳遞之力量 V_r' 應由全斷面力平衡條件求得。

2. 軸力傳遞機制軸力傳遞機制

分成直接承壓、剪力及直接握裹，各傳遞機制之設計強度分別規定於後。直接握裹機制之強度不得與其他機制之強度疊加。除非有明確的論證，否則直接承壓機制與剪力機制之強度亦不得疊加。

- (1) 直接承壓

當載重在合成構材以一般直接承壓機制傳遞時，其設計強度 $\phi_B P_n$ 依下列規定計算：

$$R_n = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \quad (10.3-14)$$

$$\phi_B = 0.65$$

其中：

A_1 ：混凝土支承上之承壓面積， cm^2 (mm^2)。

A_2 ：在混凝土支承面上與載重面積同心且幾何圖形相似之最大面積， cm^2 (mm^2)。

$\sqrt{A_2 / A_1}$ 值需小於或等於 2。

(2) 剪力

載重在合成構材中以剪力釘傳遞時，其設計強度 $\phi_v P_n$ 依下列規定計算：

$$R_n = \Sigma Q_{nv} \quad (10.3-15)$$

$$\phi_v = 0.65$$

其中：

ΣQ_{nv} ：剪力釘之剪力強度總和，剪力錨定依本章第 10.6 節規定，配置細部依 10.6.2 節規定。

(3) 直接握裹

- a. 當載重在矩形鋼管填充混凝土及鉚接箱型柱填充混凝土合成構材中，以直接握裹傳遞時，鋼材與混凝土間之握裹強度 R_n 依下列規定計算：

$$R_n = B^2 C_{in} F_{in} \quad (10.3-16)$$

$$\phi_B = 0.45$$

- b. 當載重在圓形鋼管填充混凝土合成構材中，以直接握裹傳遞時，鋼材與混凝土間之握裹強度 R_n 依下列規定計算：

$$R_n = 0.25 \pi D^2 C_{in} F_{in} \frac{1}{2} \quad (10.3-17)$$

$$\phi_B = 0.45$$

其中：

C_{in} ：2；若力量傳遞處桿件僅向上或向下延伸。

：4；若力量傳遞處桿件向上及向下延伸。

F_{in} ：標稱握裹應力 $0.004 \text{ tf} / \text{cm}^2$ 。

B ：考量握裹傳遞力之鋼管寬度， cm (mm)。

D ：圓管外尺寸， cm (mm)。

- c. 當載重在圓形鋼管填充混凝土合成構材中，以直接握裹傳遞時，鋼材與混凝土間之握裹強度 R_n 依下列規定計算：

3. 細部設計要求

以剪力釘傳遞縱向剪力時，必須配置於載重傳遞有效長度範圍內，此長度不得超過載重傳遞之上、下 2 倍合成構材之最小橫向尺寸或直徑。以有效直接承壓與剪力傳遞共同作用傳遞軸力時，剪力傳遞有效長度不得超過 4 倍合成構材之最小橫向尺寸

或直徑。剪力釘之配置除應符合 10.6 節之規定外，並須排列於至少兩個鋼骨表面，且其分佈應對稱於鋼骨斷面之軸線。

解說：

載重通常經由桿件接頭、混凝土直接承壓或兩者之組合傳遞至合成構材，接頭之設計應依第十一章及本節規定，檢核所有可能之極限狀態。填充型合成構材在檢核混凝土承壓極限狀態時，應注意混凝土圍束帶來的影響(詳述於後)。

一旦導入之載重經由已提供之傳遞路徑傳遞至桿件，傳遞所需求之縱向剪力可由合成斷面內力平衡求得，鋼骨與混凝土間之介面必須要設計。本節規定了各種載重情況下，計算鋼骨與混凝土間傳遞縱向剪力大小之方法，也規定了縱向剪力傳遞之機制。

10.4 撓曲構材

合成撓曲構材包含梁版合成及填充型等二種。

解說：

梁版合成構材係指含剪力釘之鋼梁與混凝土樓版共同作用之撓曲構材，包含鋼梁與混凝土實心樓版之結合及鋼梁與含鋼浪板混凝土樓版之結合，且鋼梁與混凝土樓版間有剪力釘結合者。

10.4.1 一般規定

1. 有效寬度

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

- (1) 梁跨度之八分之一，梁跨度為梁支承中心至中心之距離。
- (2) 梁中心與鄰梁中心間距之一半。
- (3) 梁中心至版邊之距離。

2. 施工中合成梁之強度

未使用臨時支撐時，鋼骨本身斷面須有足夠強度以承受混凝土未達標稱抗壓強度 f'_c 百分之 75 前之所有載重，鋼梁之設計撓曲強度須依 8.2 節之規定求得。

解說：

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

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

施工中如果模板沒有與鋼骨上翼板接著在一起，模板即無法提供鋼骨上翼板連續之側向支撐，此時鋼梁之撓曲強度可能受對應之未支撐長度控制，參閱 8.2 節之規定。

LRFD 規範對施工中之載重未做其他特別的規定來避免構材在施工中降伏。依照 8.2 節，施工中之最大係數化彎矩為 $0.9F_yZ$ (F_yZ 為塑性彎矩)，近乎降伏彎矩 F_yS (註： $0.9F_yZ \approx 0.9 \times 1.1 \times F_yS \approx F_yS$)。

因此本節之規定可以避免施工中構材之彎矩超過降伏彎矩。

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

10.4.2 梁版合成構材之設計強度

梁版合成構材為鋼梁與一等厚之混凝土實心版合成作用，之間以剪力釘連結，若改採鋼梁與鋼浪版結合時，需依 10.4.3 節規定之。

1. 受正彎矩時，斷面之設計撓曲強度 $\phi_b M_n$ 依下列規定決定之：

(1) 當 $h/t_w \leq 170/\sqrt{F_{yf}}$ 時

$\phi_b = 0.9$ ； M_n 應依合成斷面之塑性應力分佈計得，塑性應力分佈情況應依據第 10.4.4 節求得之水平剪力決定之。

(2) 當 $h/t_w > 170/\sqrt{F_{yf}}$ 時

$\phi_b = 0.9$ ； M_n 應依彈性應力之疊加計得，臨時支撐之效應應該考慮在內。

2. 受負彎矩時，斷面之設計撓曲強度 $\phi_b M_n$ 可單獨以鋼骨斷面依第 7 章之規定計得。

設計撓曲強度 $\phi_b M_n$ 亦可依 $\phi_b = 0.9$ 及 M_n 由合成斷面之塑性應力分佈計得，但須符合下列條件：

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

(2) 在負彎矩區內，須用剪力釘將混凝土版連接至鋼梁上。

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

其中塑性應力分佈情況應依據 10.4.4 節求得之水平剪力決定之。

解說：

本節適用於含剪力釘之單跨或連續合成梁，且不論其於施工中是否使用臨時支撐。

正彎矩之強度與勁度：

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

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

正彎矩之塑性應力分佈：

當撓曲強度由如圖 C10.4-1 所示塑性應力分佈求得時，混凝土版之壓力 C 取下列三式之最小值：

$$C = A_{sw} F_{yw} + 2A_{sf} F_{yf} \quad (C10.4-1)$$

$$C = 0.85 f'_c A_c \quad (C10.4-2)$$

$$C = \Sigma Q_n \quad (C10.4-3)$$

對於非混合鋼骨斷面，公式(C10.4-1)可改成 $C = A_s F_y$ 。

其中：

f'_c ：混凝土之標稱抗壓強度，tf/cm² (MPa)。

A_c ：有效寬度內之混凝土版面積，cm² (mm²)。

A_s : 鋼骨斷面之斷面積, cm^2 (mm^2)。

A_{sw} : 鋼骨腹板之斷面面積, cm^2 (mm^2)。

A_{sf} : 鋼骨翼板之斷面面積, cm^2 (mm^2)。

F_y : 鋼材之標稱降伏強度, tf/cm^2 (MPa)。

F_{yw} : 鋼骨腹板之標稱降伏強度, tf/cm^2 (MPa)。

F_{yf} : 鋼骨翼板之標稱降伏, tf/cm^2 (MPa)。

ΣQ_n : 最大正彎矩與彎矩為零之間, 所有剪力釘標稱強度之總和。

對於非由式(C10.4-2)控制之情形, 可忽略樓版縱向鋼筋之壓力。當式(C10.4-2)控制時可將有效混凝土版寬內之鋼筋斷面積與鋼筋降伏應力之乘積計入。

混凝土壓力塊之深度為：

$$a = \frac{C}{0.85 f'_c b} \quad (\text{C10.4-4})$$

其中, b : 混凝土版之有效寬度

完全合成梁之 C 值受鋼骨之降伏強度或混凝土版之抗壓強度控制, 其 C 值分別採用公式(C10.4-1)或(C10.4-2)計算之。部分合成梁依剪力釘之數量及強度決定其 C 值, 以公式(C10.4-3)計算之。

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

合成梁之正標稱塑性彎矩可參考圖 C10.4-1 及公式(C10.4-5)計算之。

$$M_n = C(d_1 + d_2) + P_y(d_3 - d_2) \quad (\text{C10.4-5})$$

其中：

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

d_1 : 斷面混凝土壓力中心(C 之位置)至鋼骨上緣之距離, cm (mm)。

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

d_3 : P_y 作用位置至鋼骨上緣之距離, cm (mm)。

公式(C10.4-5)基本上適用於合成斷面包含有單軸或雙軸對稱之混合或非混鋼骨斷面。

部分合成梁之近似彈性質：

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

$$I_{equiv} = I_s + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (I_{tr} - I_s) \quad (\text{C10.4-6})$$

其中：

I_s : 鋼骨斷面之慣性矩, cm^4 (mm^4)。

I_{tr} : 完全合成梁未開裂轉換斷面之慣性矩, cm^4 (mm^4)。

ΣQ_n : 彎矩與零彎矩之間剪力釘之總強度, tf (kN)。

C_f : 完全合成梁於混凝土版內之壓力, 取公式(C10.4-1)及(C10.4-2)之較小值。

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

$$S_{eff} = S_s + \sqrt{(\Sigma Q_n / C_f)} (S_{tr} - S_s) \quad (\text{C10.4-7})$$

其中：

S_s : 鋼骨斷面對應於受拉翼板之斷面模數, cm^3 (mm^3)。

S_{tr} : 完全合成未開裂轉換斷面對應於鋼骨受拉翼板之斷面模數, cm^3 (mm^3)。

當 $\Sigma Q_n / C_f$ 小於 0.25 時，公式(C10.4-6)及(C10.4-7)不得使用，以避免過度的滑動與梁勁度過低。過去之研究發現，當使用之剪力釘低於完全合成梁之需求量時，公式(C10.4-6)及(C10.4-7)可分別適當的反映出梁勁度及強度之折減(Grant et al. 1977)。

要在一般結構設計時準確的計算合成梁構材之變位，似乎不是一件很實際的事。試驗結果顯示，承受短期載重的梁，其有效慣性矩 I_{eff} 比以線彈性假設計算而得之慣性矩 I_{equiv} 小 15~30%。因此，若欲求得較準確的變位，有效慣性矩應取 $0.75 I_{equiv}$ (Leon, 1990; Leon and Alsamsam, 1993)。此外，也可以使用有效慣性矩的下限值 I_{lb} ，如式(C10.4-8)所示。

$$I_{lb} = I_x + A_s (Y_{ENA} - d_3)^2 + (\Sigma Q_n / F_y) (2d_3 + d_1 - Y_{ENA})^2 \quad (C10.4-8)$$

其中：

d_1 ：混凝土版中縱向鋼筋之形心至鋼骨上緣之距離，cm (mm)。

d_3 ： P_{yc} 作用位置至鋼骨上緣之距離，cm (mm)。

I_{lb} ：慣性矩下限值， cm^3 (mm^3)。

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

合成梁之長期變位(如潛變及乾縮引致者)也可計得。一般設計者不容易取得混凝土基本性質的資料，簡化的分析模式，一些文獻(Viest et al. 1958；Branson 1964；Chien and Ritchie 1984；Viest et al. 1997)等所建議者，皆可用來計算長期變位。

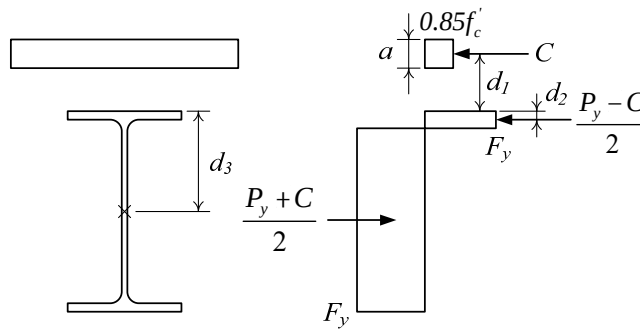


圖 C10.4-1 合成梁斷面正彎矩作用下塑性應力分佈

負彎矩之強度：

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

(1)負彎矩之塑性應力分佈：

當合成斷面中之鋼骨為具有適當側向支撐之結實斷面，且鋼筋之細部足以發展出其強度時，斷面之標稱撓曲強度可由圖 C10.4-2 之塑性應力分佈求得。鋼筋之拉力 T 取下兩式之較小值：

$$T = A_s F_{yr} \quad (C10.4-9)$$

$$T = \Sigma Q_n \quad (C10.4-10)$$

其中：

A_s ：平行於鋼梁，配置於有效混凝土版寬內樓版鋼筋之斷面積， cm^2 (mm^2)。

F_{yr} ：混凝土版內鋼筋之標稱降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

ΣQ_n ：最大彎矩與彎矩為零間，任一側所有剪力釘標稱強度之總和， tf (kN)。

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

合成梁之負標稱塑性彎矩可採用式(C10.4-11)計算之。

$$M_n = T(d_1 + d_2) + P_{yc}(d_3 - d_2) \quad (C10.4-11)$$

其中：

P_{yc} ：鋼骨斷面之壓力強度；對非混合(non-hybrid)斷面而言

： $A_s F_y$ ，tf (kN)。

d_1 ：混凝土版中縱向鋼筋之形心至鋼骨上緣之距離，cm (mm)。

d_2 ：鋼骨斷面拉力中心至鋼骨上緣之距離，cm (mm)。

d_3 ： P_{yc} 作用位置至鋼骨上緣之距離，cm (mm)。

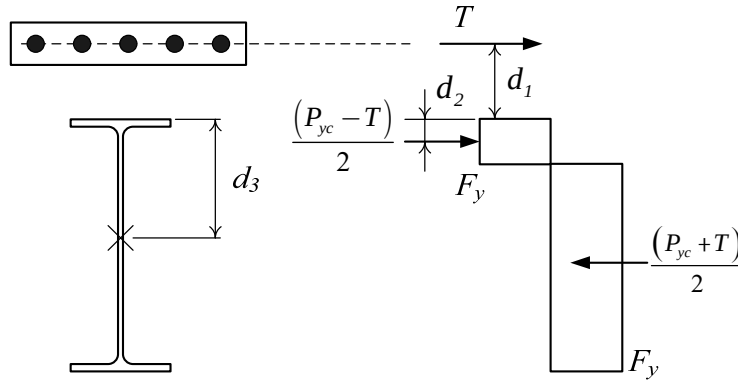


圖 C10.4-2 合成梁斷面負彎矩作用下塑性應力分佈

同時承受正、負彎矩桿件之勁度：

對同時承受正、負彎矩之合成梁，計算勁度所需之慣性矩 I_t 可採加權平均的方式計算，如公式(C10.4-12)所示。

$$I_t = aI_{pos} + bI_{neg} \quad (C10.4-12)$$

其中：

I_{pos} ：正彎矩之有效慣性矩， cm^4 (mm^4)。

I_{neg} ：負彎矩之有效慣性矩， cm^4 (mm^4)。

有效慣性矩是開裂斷面並考慮合成程度，以轉換斷面的方式計算而得的慣性矩。只承受垂直載重之連續梁，公式(C10.4-12)中之 a 值可取 0.6、b 值可取 0.4。在計算抗彎矩構架之側向位移時，合成梁之 a 及 b 值可取 0.5。

樓版內之橫向鋼筋：

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

10.4.3 具鋼浪板之梁版合成構材

1. 基本要求

鋼梁與鋼浪板及其上之混凝土版共同組成之合成構造，其設計撓曲強度，應依 10.4.2 節之規定並依照下述修正計算之。

- (1) 本節適用於標稱肋梁高度不大於 75 mm 之鋼浪板。混凝土肋梁或托肩之平均寬度 w_r 不得小於 50 mm，但計算時 w_r 不得取超過鋼浪板頂端之最小淨寬。
- (2) 混凝土版須以鉚接於鋼梁上之剪力釘與鋼梁連接，剪力釘之直徑應小於或等於 19 mm。鉚接於鋼梁上剪力釘須鉚穿鋼浪板或直接鉚於鋼梁上。安裝完成之剪力釘，須突出鋼浪板頂部 38 mm 以上。
- (3) 鋼浪板上之混凝土版厚度不得少於 50 mm。

(4) 為抵抗上舉力，鋼浪板須固定於支撐構件上，固定方式可使用剪力釘、剪力釘與鉚道之組合或其他設計者指定之構件為之，且其間距不得大於 460 mm。

2. 肋梁垂直於鋼梁之鋼浪板

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

3. 肋梁平行於鋼梁之鋼浪板

(1) 在計算斷面性質及 10.6 節之 A_c 時，可以將鋼浪板頂部以下之混凝土包括在內。

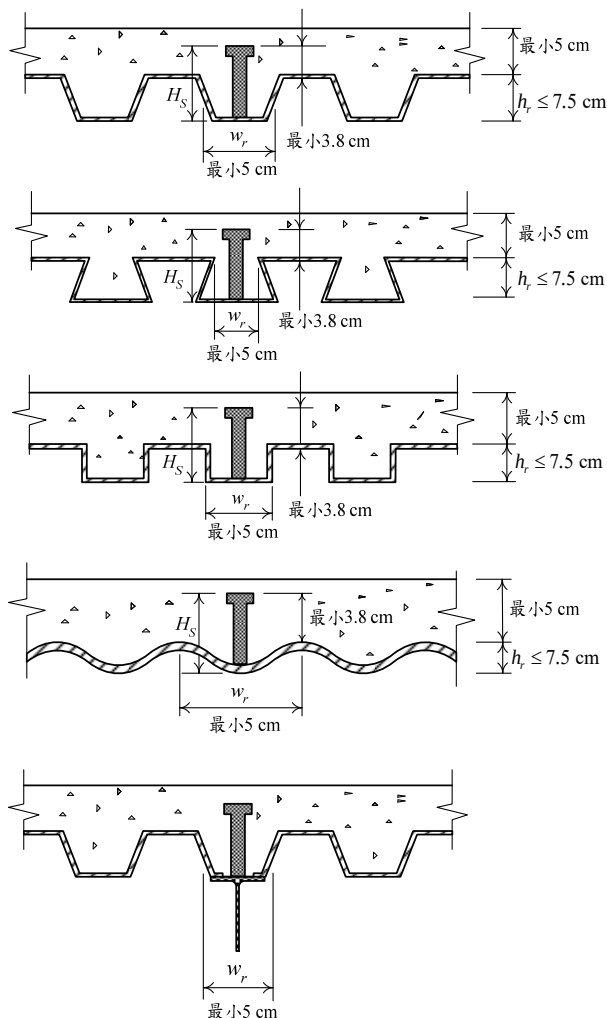
(2) 鋼骨梁上之鋼浪板可以沿縱向切開並橫向拉開配置，將肋梁加寬成一混凝土托肩。

(3) 當鋼浪板之標稱深度大於或等於 38 mm 時，第一個剪力釘處之托肩或肋梁之平均寬度 w_r 不得小於 50 mm，在橫向每增加一並排之剪力釘，托肩或肋梁之平均寬度應增加 4 倍剪力釘直徑。

解說：

本節中專門用語詳圖 C10.4-3 之說明。

當剪力釘用於具有鋼浪板之鋼梁上時，剪力釘須直接鉚穿鋼浪板或穿過鋼浪板上之預留孔或現場鑽的孔並鉚在鋼梁翼板上。通常剪力釘直接鉚穿鋼浪板，惟當單層鋼浪板厚度大於 1.5 mm 或雙層鋼浪板且每層厚度大於 1.2 mm，或鋼浪板鍍鋅量大於 0.38 kgf/m² 時，必須採用經認可的方法施工。



圖C10.4-3 鋼浪板及剪力釘

10.4.4 鋼梁與混凝土樓版間之水平剪力傳遞

1. 正彎矩之情況

鋼梁與混凝土版間之水平剪力假設全由剪力釘傳遞。在混凝土承受彎曲壓力下，最大正彎矩至零彎矩間之總水平剪力 V' 應為下列三種情況中之最小者：

混凝土壓碎

$$V' = 0.85 f'_c A_c \quad (10.4-1)$$

鋼骨斷面拉力降伏

$$V' = F_y A_s \quad (10.4-2)$$

剪力釘之剪力強度

$$V' = \Sigma Q_n \quad (10.4-3)$$

其中：

f'_c : 混凝土之標稱抗壓強度，tf/cm² (MPa)。

A_c : 在有效寬度內之混凝土斷面積，cm² (mm²)。

A_s : 鋼骨之斷面積，cm² (mm²)。

F_y : 鋼骨標稱降伏應力，tf/cm² (MPa)。

ΣQ_n : 最大正彎矩至零彎矩間剪力釘之總標稱剪力強度，tf (kN)。

2. 負彎矩之情況

合成斷面連續梁在負彎矩區內之縱向鋼筋與鋼骨共同作用時，則最大負彎矩至零彎矩間之總水平剪力 V' 為下列二者之較小者。

版鋼筋拉力降伏極限狀態下

$$V' = F_{ysr} A_{sr} \quad (10.4-4)$$

剪力釘在合成構材極限狀態下之剪力強度

$$V' = \Sigma Q_n \quad (10.4-5)$$

其中：

A_{sr} : 混凝土版有效寬度內具足夠發展長度之縱向鋼筋之斷面積，cm² (mm²)。

F_{ysr} : 縱向鋼筋之標稱降伏應力，tf/cm² (MPa)。

ΣQ_n : 最大負彎矩至零彎矩間剪力釘之總標稱剪力強度，tf (kN)。

解說：

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

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

10.4.5 填充型合成構材之撓曲強度

填充型合成構材之強度，受斷面局部挫屈性質之影響，斷面局部挫屈性質應依 10.2.3 節之規定決定之。構材之設計撓曲強度為 $\phi_b M_n$ ，其中 $\phi_b = 0.9$ ， M_n 依下列規定決定之：

1. 結實斷面

$$M_n = M_p \quad (10.4-8)$$

其中：

M_p ：考慮合成效應，依塑性應力分佈或應變諧和法求得之撓曲強度，tf-cm²。

2. 半結實斷面

$$M_n = M_p - (M_p - M_y) \left(\frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} \right) \quad (10.4-9)$$

其中：

λ ：控制之肢材寬厚比， λ_p 及 λ_r 依 10.2.3 節規定之。

M_y ：降伏彎矩；拉力側翼板已降伏且受壓側鋼材剛達降伏時所對應之彎矩，tf-cm²。計算 M_y 時混凝土應力假設為線性分佈，混凝土最大壓應力不超過 $0.7 f'_c$ ，且鋼材應力不超過 F_y 。

3. 細長肢材斷面

細長肢材斷面之 M_n 為合成斷面拉力側鋼板剛達降伏所對應之彎矩。受壓側鋼材之應力不得超過局部挫屈應力 F_{cr} ， F_{cr} 依公式(10.3-13)及(10.3-14)計算之。混凝土應力假設為線性分佈，混凝土最大壓應力不超過 $0.7 f'_c$ 。

解說：

填充型合成斷面試驗顯示：(1)鋼管可以徹底減少可能之側向扭轉不穩定，(2)內填充混凝土改變了鋼管的挫屈模式，且(3)握裹破壞不會妨礙填充型合成梁彎矩強度之發展(Leon et al., 2007)。

圖 C10.4-6 顯示填充型合成梁標稱撓曲強度 M_n 與鋼管寬厚比之關係曲線。如圖所示，結實斷面可發展全塑性彎矩強度 M_p 。半結實斷面之標稱強度 M_n 可採用線性內差的方式求得應於管材 λ 之彎矩強度，該強度應介於塑性彎矩 M_p 及降伏彎矩 M_y 之間。細長肢材斷面之強度則限制在鋼骨剛降伏時所對應之彎矩 M_{cr} ， M_{cr} 之定義是拉力側翼板剛達降伏，壓力側翼板達臨界挫屈應力 F_{cr} ，且混凝土應力以線性分佈，且令混凝土最大壓應力等於 $0.70 f'_c$ (Varma and Zhang, 2009)。依據上述方法計算之標稱撓曲強度，相對於試驗結果(Varma and Zhang, 2009)是偏保守的。圖 C10.4-7 顯示填充型矩形合成斷面，計算撓曲強度時之典型應力分佈。

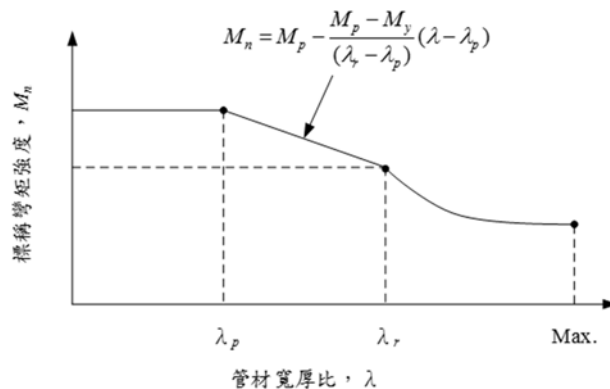


圖 C10.4-6 填充型合成梁標稱撓曲強度與鋼管寬厚比

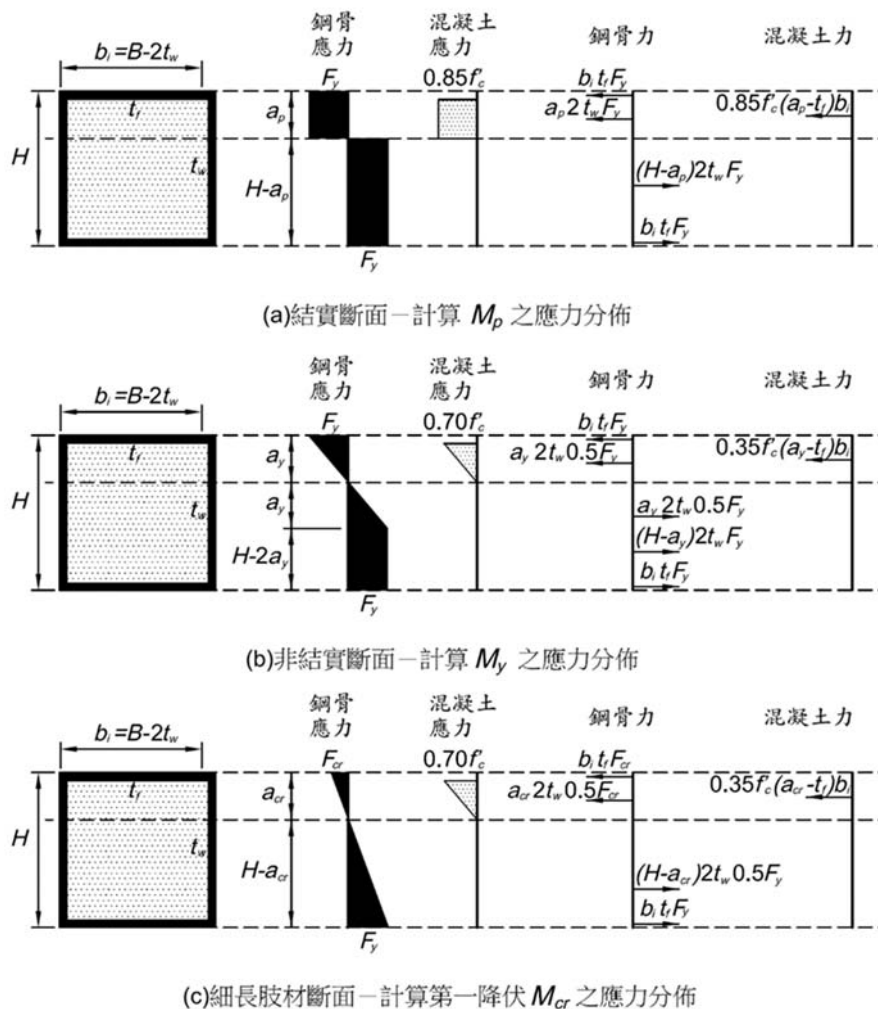


圖 C10.4-7 填充型箱型斷面計算標稱撓曲強度應力分佈圖

10.4.6 設計剪力強度

1. 包覆型及填充型合成構材，其設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 可由下列任一方法求得：

- (1) 忽略混凝土之貢獻，只考慮合成斷面中鋼骨斷面所提供之設計剪力強度，並應依 8.3 節之規定計算之。
- (2) 只考慮合成斷面中鋼筋混凝土之設計剪力強度(包括混凝土與剪力鋼筋)，依「混凝土結構設計規範」之規定計算之。其中 $\phi_v = 0.75$ 。
- (3) 由鋼骨斷面標稱剪力強度與鋼筋混凝土中之剪力鋼筋標稱剪力強度之和， $\phi_v : 0.75$ ，其中鋼骨標稱剪力強度計算依據 8.3 節之規定，混凝土剪力鋼筋標稱剪力強度由「混凝土結構設計規範」之規定計算之。

2. 具鋼浪板之梁版合成構材，其剪力強度由鋼骨腹板提供之，並應依 8.3 節之規定計算。

解說：

1. 對於填充型合成構材規範提供三種方法用以決定其剪力強度：

- (1) 依第八章計算鋼梁之剪力強度，此方法是允許設計者忽略混凝土之貢獻，直接使用第八章相關條款計算。
- (2) 只考慮合成斷面中鋼筋混凝土提供之剪力強度(混凝土加橫向鋼筋)，依「混凝土結構設計規範」之規定計算，其中強度折減因子亦依據「混凝土結構設計規範」之規定。
- (3) 疊加鋼骨斷面所提供之剪力強度與鋼筋混凝土中橫向鋼筋所提供之剪力強度。此方法鋼骨斷面之標稱剪力強度依第八章規定計算，橫向鋼筋標稱剪力強度依「混凝土結構設計規範」之規定計算之，這兩種標稱剪力強度疊加後，整體強度之折減因子 ϕ_v 採 0.75。
雖然將鋼骨與鋼筋混凝土之強度疊加，是合乎邏輯的建議，但沒有充分的研究結果可用來印證之。

2. 此方法直接保守的忽略混凝土版對剪力強度的貢獻。

10.5 軸壓力與彎矩共同作用

軸壓力與彎矩共同作用應依第五章考慮構架穩定，軸壓強度及彎矩強度分別依據本章節 10.3 節及 10.4 節之規定計算。包覆型及結實填充型斷面之合成構材承受軸壓力及彎矩時，應依 9.2 節之規定設計，或採用 10.2 節之 P - M 影響曲線設計。半結實及細長肢材填充型斷面之合成構材，應依 9.2 節之規定設計。

解說：

合成梁-柱之強度需求，須根據第四章規定之二階分析，或放大一階分析求得。使用第四章之直接分析法時，合成壓力構件之勁度應該做適當之折減，折減後之勁度 EI^* 可依第 10.3.1 之規定計算。對於軸壓力與彎矩共同作用之合成構材，本規範允許沿用第 9.2 節只考慮鋼骨桿件之方式檢討。本規範亦允許採用 10.2 節類似鋼筋混凝土桿件設計之方式，進行合成斷面軸力與彎矩交互影響之分析。

填充型合成構材所提供之軸向與彎矩強度，分別以第 10.3.1 節及第 10.4.5 節之規定計算之。

以下將介紹三種不同設計合成梁-柱桿件之方法，這些方法均可適用於包覆型合成構材及具結實斷面之填充型合成構材。前兩種方法是基於塑性應力分佈之差異，第三種方法則參考 AISC Design Guide 6, Load and Resistance Factor Design of W-shapes Encased in Concrete (Griffis, 1992)，這是比較早期之規範所使用的方法。變形諧和法則類似於混凝土結構設計規範所採用之方法。半結實及細長肢材之填充型合成構材不能使用第二種方法(Varma and Zhang, 2009)進行設計。

方法一：即 9.2 節規定之交互影響公式。本法適用於一般建築常用雙對稱合成梁-柱桿件，評估軸壓力與彎矩聯合作用下之桿件強度，採 9.2 節交互影響方程式(圖 C10.5-1)是偏保守。本規定亦適用於承受軸拉力與彎矩聯合作用之桿件，保守的程度通常取決於混凝土相對於鋼骨對全部強度之貢獻。以 9.2 節交互影響公式來預測強度時，鋼骨承擔的載重越大，公式之保守程度越低。例如：此公式使用於高強度混凝土時，比使用於低強度混凝土時保守。採用此法之優勢包含：(1)與鋼骨梁-柱構材使用相同之交互影響公式，及(2)交互影響曲線只需進行兩個斷面分析，一個是純彎矩(點 B)的情況，另一個是純軸壓(點 A)的情況。

含半結實及細長肢材之填充型合成斷面，只能使用方法一之交互影響方程式設計之。不採其它兩種方法，乃是因為缺少足夠的研究證明這些方法可使用於非結實斷面或細長肢材斷面。相對廣泛之試驗資料顯示，採用方法一預估標稱強度是相對保守的(Varma and Zhang, 2009)。

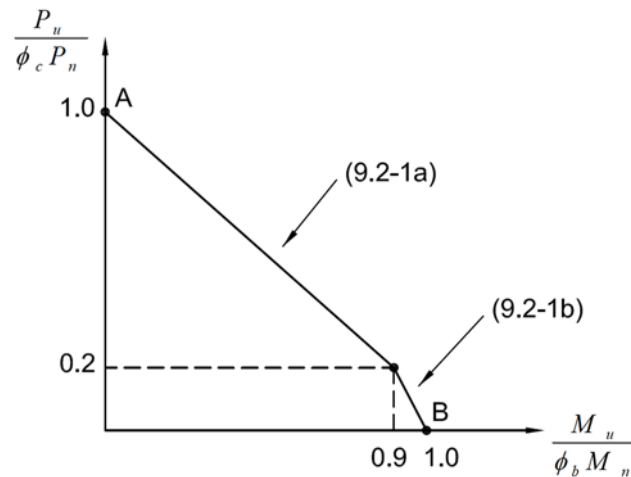


圖 C10.5-1 設計合成梁柱交互影響曲線-方法一

方法二：依塑性應力分佈求得之交互影響曲線。此法適用於雙對稱合成梁-柱桿件，以塑性應力分佈求得軸壓力與撓曲強度之交互影響關係。依此法計算之交互影響曲線如圖 C10.5-2 所示，圖中四個控制點可由各自之條件，假設塑性應力分佈求得，各控制點之強度可依 AISC Design Examples available at www.aisc.org (Geschwindner, 2010b)簡化方法計算之，如圖 C10.2-2 所示。A 點依 10.3 節計算純軸壓強度；B 點依 10.4 節計算撓曲強度；C 點則是塑性中立軸位置剛好可以獲得與 B 點相同之彎矩強度，但包含軸壓力；D 點軸壓力為 C 點之半。斷面之標稱強度可採用這些控制點線性內差之方式求得，然而採用此法時，需要注意下述情況。當 A、C、D 點考慮桿件之長細比之影響時，A-C-D-B 曲線會移動到 A'-C'-D'-B，再考慮強度折減係數時，交互影響曲線會移動到 A''-C''-D''-B''。有時候，D'' 可能還留在 B-D 線段之右側，產生高估設計強度的現象，此時可採用 A''-C''-B'' 交互影響線進行設計，如圖 C10.5-3 虛線所示。

承受弱軸彎矩之包覆型寬翼型鋼斷面，其軸力與彎矩之交互影響曲線包含一個位於 A 與 C 之間之任意一點 E(詳 C10.2-1)。通常 E 點之塑性中立軸取鋼骨翼板外緣處，以更準確反應包覆型斷面弱軸彎曲之特性。前述強軸彎矩高估強度的現象也應該在弱軸彎矩時進行檢核，必要時採用類似的方式進行設計之修正。

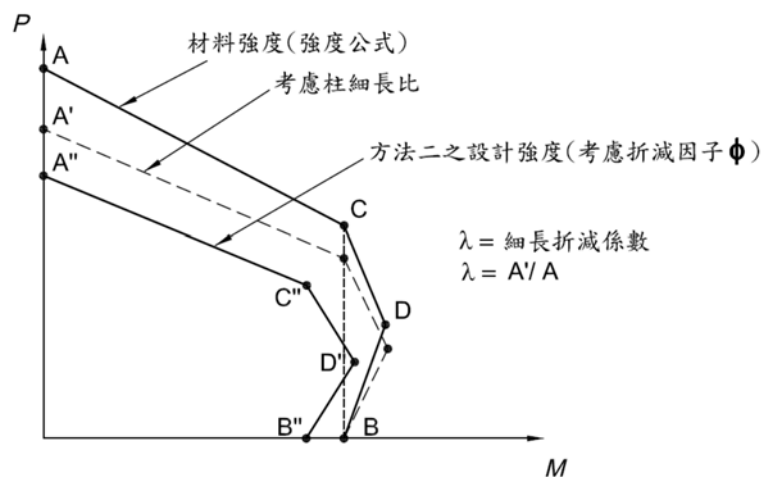


圖 C10.5-2 設計合成梁柱交互影響曲線-方法二

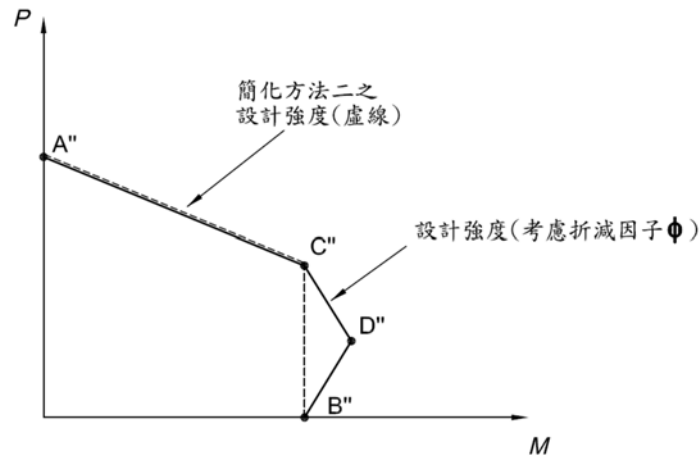


圖 C10.5-3 設計合成梁柱交互影響曲線-簡化方法二

承受軸壓與雙軸彎矩聯合作用之合成梁-柱構材，可參考 A''-C''-B''(圖 C10.5-3)交互影響線，推導出其交互影響方程式，如公式(C10.5-1)所示。其中，強軸彎矩計得之軸力強度與弱軸彎矩計得之軸力強度可能不相等，此時應使用強度較小者檢核。

(1) 當 $P_u < P_C$

$$\frac{M_{ux}}{M_{Cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Cy}} \leq 1 \quad (\text{C10.5-1a})$$

(2) 當 $P_u > P_C$ $P_u > P_C$

$$\frac{P_u - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{ux}}{M_{Cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Cy}} \leq 1 \quad (\text{C10.5-1b})$$

其中

P_u ：經載重組合後之所需之壓力強度，tf (kN)。

P_A ：圖 C10.5-3 之 A''點處之設計軸壓強度，依第 10.3 節規定，tf (kN)。

P_C ：C''點處之設計軸壓強度，tf (kN)。

M_u ：經載重組合後之所需之撓曲強度，tf-cm² (MPa)。

M_C ：C''點處之設計撓曲強度，依第 10.4 節規定，tf-cm² (MPa)。

方法三：使用 AISC Design Guide 6, Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete (Griffis, 1992)建議之方法。此法是基於較早版本規範之規定，AISC Design Guide 6 提供設計表格可以直接使用，根據此方法所得之軸壓及彎矩強度會偏保守。較早規範之強度折減因子與現行規範有些微的差異，採用現行規範規定之折減因子，仍然夠保守。

10.6 合成構件內之錨定物

本節所指之錨定物為剪力釘，梁版合成構材之錨定物可依 10.6.1 節之規定設計，其它合成構材依 10.6.2 節之規定設計。

解說：

本節規定之錨定物泛指剪力釘，先前規範版本將剪力釘均以適用於梁版合成構材之情形套用至其它合成構材，本規範將剪力釘分成梁版合成構材及其它合成構材，其它合成構材不只包含包覆型及填充型合成構材，也包含所有需以剪力釘傳遞力量之構材。梁版合成構材之剪力釘依 10.6.1 節之規定設計，其它合成構件依 10.6.2 節規定設計之。

10.6.1 梁版合成構材內之剪力釘

1. 剪力釘之材質及配置

- (1) 剪力釘材料應符合第三章之規定。
- (2) 剪力釘應埋置於每立方公尺重量不少於 1.45 噸之混凝土中。而混凝土材料應符合相關規範之規定。
- (3) 剪力釘銲接後之長度不得小於 4 倍剪力釘之直徑。
- (4) 剪力釘之直徑不得大於 2.5 倍鋼骨翼板之厚度，惟剪力釘銲接於鋼骨腹板正上方之翼板者除外。
- (5) 最大正彎矩或最大負彎矩至零彎矩間之剪力釘，可依其所需數目以等間距配置。惟在任一集中載重至臨近零彎矩間之剪力釘數目，須足以發展出桿件在集中載重處所需之最大彎矩。
- (6) 剪力釘側向至少應有 2.5 cm 混凝土保護層，但設置在鋼浪板肋梁上之剪力釘不在此限。剪力釘沿剪力之方向，其中心至混凝土邊緣之距離，常重混凝土至少應為 20 cm，輕質混凝土至少應為 25 cm。本款之規定亦可採用「混凝土結構設計規範」附錄 D 之規定取代之。
- (7) 剪力釘中心之最小間距，在梁之軸方向為 6 倍剪力釘直徑，在梁之橫方向為 4 倍剪力釘直徑；但鋼浪板肋梁上之剪力釘，任意方向之最小間距為 4 倍剪力釘直徑。剪力釘中心之最大間距不得超過 8 倍混凝土版總厚度或 90 cm。

2. 剪力釘之標稱強度

埋置於均勻厚度混凝土版或含鋼浪板之混凝土版內，單一剪力釘之標稱強度為：

$$Q_n = 0.5A_{sa}\sqrt{f'_c E_c} \leq R_g R_p A_{sa} F_u \quad (10.6-1)$$

其中：

A_{sa} ：剪力釘之斷面積， cm^2 (mm^2)。

f'_c ：混凝土之抗壓強度， tf/cm^2 (MPa)。

F_u ：剪力釘之標稱抗拉強度， tf/cm^2 (MPa)。

E_c ：混凝土之彈性模數， tf/cm^2 (MPa)。

R_g ：1.0；(1) 鋼浪板肋梁與型鋼垂直，每一肋梁與型鋼交會處銲接一個貫穿鋼浪板之剪力釘；(2) 一排剪力釘直接銲接於型鋼上；(3) 鋼浪板肋梁與型鋼平行，任意排數剪力釘貫穿鋼浪板銲接於梁翼板，且鋼浪板肋梁平均寬度與深度之比值 ≥ 1.5 。

：0.85；(1) 鋼浪板肋梁與型鋼垂直，每一肋梁與型鋼交會處銲接二個貫穿鋼浪板之剪力釘；(2) 鋼浪板肋梁與型鋼平行，一排剪力釘貫穿鋼浪板銲接於梁翼板，且鋼浪板肋梁平均寬度與深度之比值 < 1.5 。

：0.7；鋼浪板肋梁與型鋼垂直，每一肋梁與型鋼交會處銲接三個(含)以上貫穿鋼浪板之剪力釘。

R_p ：0.75；(1) 剪力釘直接銲接於型鋼上；(2) 鋼浪板肋梁與型鋼垂直，剪力釘貫穿鋼浪板，且 $e_{mid-ht} \geq 5 \text{ cm}$ ；(3) 鋼浪板肋梁與型鋼平行，剪力釘貫穿鋼浪板。

：0.6；鋼浪板肋梁與型鋼垂直，剪力釘貫穿鋼浪板，且 $e_{mid-ht} < 5 \text{ cm}$ 。

e_{mid-ht} ：剪力釘受力側，鋼浪板 1/2 肋梁高度處至剪力釘桿身邊緣之淨距離。

3. 所需剪力釘之數目

最大正彎矩或最大負彎矩至零彎矩間所需剪力釘之數目，為以 10.4.4 節計算出之總水平剪力，除以根據本節所計算得之單一剪力釘之標稱強度計得。

解說：

若剪力釘不安裝於鋼骨腹板正上方，則剪力釘可能在未發揮其剪力強度前，即將鋼骨翼板撕裂。為防止此破壞模式出現，規定剪力釘不位於腹板正上方者，其直徑不得大於翼板厚度之二倍半(Goble 1968)。

無論等厚混凝土版或鋼浪板肋梁與鋼梁平行之混凝土版，剪力釘在梁軸方向之最小間距為 6 倍釘直徑。這間距反映出混凝土版剪力面之形成(Ollgaard et al. 1971)。因大多數試驗資料皆以 4 倍剪力釘直徑為最小橫向間距，故取 4 倍剪力釘直徑為剪力釘之最小橫向間距。假如鋼梁之翼板較窄，可將剪力釘錯開配置，錯開後剪力釘之橫向間距不得小於 3 倍剪力釘直徑。當鋼浪板肋梁與鋼梁平行，而所須剪力釘數量多於肋梁上能安裝之數量時，可將鋼浪板沿縱向切開並拉開配置，以提供足夠之安裝位置。圖 C10.6-1 為剪力釘可能之配置方式。

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

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

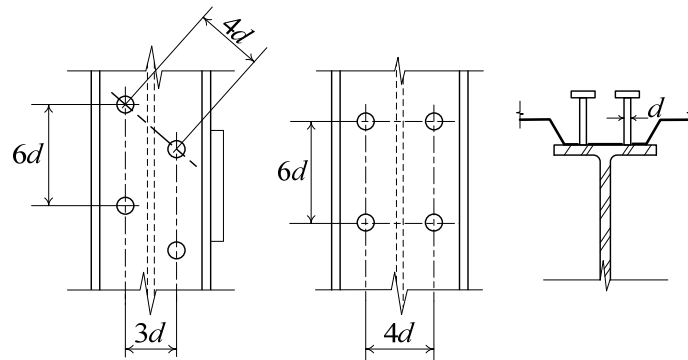


圖 C10.6-1 剪力釘可能之配置方式

梁版合成構材之剪力釘強度公式，是基於近幾年發表的大量研究成果(Jayas and Hosain, 1988a, 1988b; Mottram and Johnson, 1990; Easterling et al., 1993; Roddenberry et al., 2002a)。式 10.6-1 中 R_g 與 R_p 參數之設定，可以讓發展合成梁強度之需求與世界各國規範相近。其它規範之條文與 AISC 類似，但是加拿大規範對剪力釘標稱強度乘以強度折減係數 $\phi = 0.8$ (加拿大規範, CSA, 2009)，而歐盟規範使用甚至更小的分項安全係數($\phi = 0.6$ ，Eurocode 4，CEN 2003)。AISC 規範中，剪力釘之強度折減係數已包含在梁版合成構材之強度折減係數。

大部分現今使用於合成梁版構材之鋼浪板，其一凹槽中央處均有一加勁肋(stiffening rib)，因此剪力釘固定位置須偏離凹槽中央。許多研究成果都顯示出，剪力釘固定位置不同時梁的行為也不相同(Lawson, 1992; Easterling et al., 1993; Van der Sanden, 1995; Yuan, 1996; Johnson and Yuan, 1998; Roddenberry et al., 2002a, 2002b)。剪力釘固定的位置可分為弱位(不利的)與強位(有利的)如圖 C10.6-2 所示。研究結果顯示鉚穿鋼浪版之剪力釘，其最大強度可達 0.7 至 $0.75 F_u A_{s_a}$ 。若剪力釘固定於弱位，其強度可能降低至 $0.5 F_u A_{s_a}$ 。

使用鋼浪板之混凝土樓版，且剪力釘固定於鋼浪板肋梁中，當鋼浪板肋梁方向與型鋼垂直時，剪力釘

強度可合理的由式 10.6-1 來評估。該式預設剪力釘固定於弱位。AISC(1997a)與美國鋼浪板協會(SDI, 2001)建議剪力釘需設計配置在強位，但對施工者而言，要判斷出強位或弱位不是一件容易的事。

現今大部分的合成樓版，由於以完全合成斷面進行設計未必比較經濟，因此通常使用局部合成斷面設計之，此時斷面之極限強度取決於剪力釘強度。圖 C10.6-3 顯示合成程度(以 $\Sigma Q_n / F_y A_s$ 之比值呈現)與撓曲強度之關係曲線。由圖 C10.6-3 可以看出相對於撓曲強度微小的改變，剪力釘強度卻有很大的變化。

剪力釘需求在 2005 年 AISC 規範有了改變，其原因並不是有結構破壞或性能不足。設計者使用過去之規範進行既有結構強度評估時，需注意圖 C10.6-3 中之曲線，在合成程度偏 1.0 之範圍內其斜率相對平坦，所以很大的剪力釘強度折減不會導致撓曲強度依比例減少。除此之外，現有的設計方法並沒有包含所有可能的剪力傳遞機制，主要原因是這些剪力傳遞機制很難或不可能量化。如第 10.4.1 節之解說，當梁之合成程度降低，剪力釘變形之需求會增加，因此設計者應使用合成程度大於 50% 進行設計。

2010 AISC 規範規定之折減係數 R_p ，在不使用鋼浪板的情況從 1.0 降至 0.75。2005 年 AISC 規範開始使用包含 R_p 與 R_g 之設計方法。 R_p 與 R_g 之發展主要源自於 Roddenberry et al. (2002a)之研究，而該研究集中在剪力釘貫穿鋼浪板的情況。該研究指出，實心版應採折減因子 $R_p = 0.75$ 的趨勢，但是沒有足夠的試驗數據印證之。近幾年完成的研究結構顯示折減係數採用 0.75 是合適的(Pallarés and Hajjar, 2010a)。

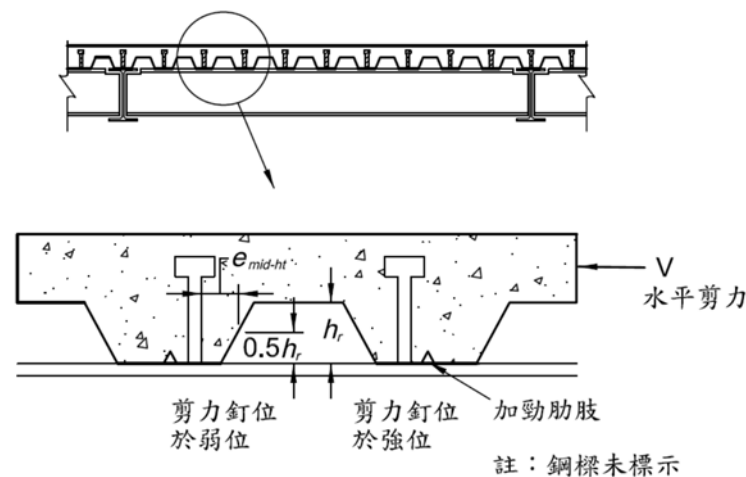


圖 C10.6-2 含加勁肋鋼浪板上剪力釘之弱位與強位

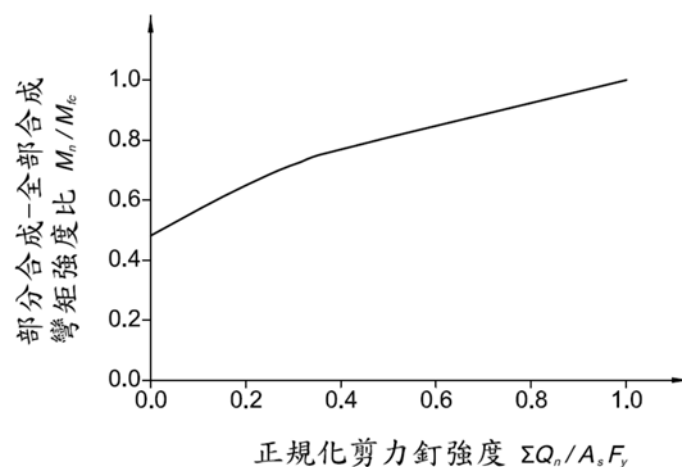


圖 C10.6-3 正規化撓曲強度與剪力連結強度比之關係
(W16×31, F_y : 50 ksi, Y_2 : 4.5 in.) (Easterling et al., 1993)

10.6.2 合成構件內之剪力釘

本節規定之設計方法，為剪力釘以現場澆置混凝土之方式，連結在合成構材內。剪力釘應依「混凝土結構設計規範」附篇 D 之規定設計之。剪力釘之材質及配置應符合下列規定：

- (1) 剪力釘材料應符合第三章之規定。
- (2) 剪力釘應埋置於重量不少於 1.45 之混凝土中，混凝土材料應符合相關規範之規定。
- (3) 埋置於常重混凝土中之剪力釘只承受剪力時，其銲接後之長度應大於 5 倍剪力釘之直徑。埋置於輕質混凝土中之剪力釘只承受剪力時，其銲接後之長度應大於 7 倍剪力釘之直徑。
- (4) 剪力釘側向應最少有 2.5 cm 厚之混凝土淨保護層。
- (5) 任意方向上剪力釘中心至中心距離需 4 倍以上之剪力釘直徑。
- (6) 剪力釘中心至中心之最大間距不得超過 32 倍剪力釘桿身直徑。
- (7) 剪力釘除直接銲接於鋼骨腹板正上方之翼板外，其直徑不得大於 2.5 倍鋼骨翼板之厚度。

解說：

本節主要針對使用於鋼骨與混凝土合成桿件之載重傳遞區之剪力釘設計。包括壓力桿件、梁柱桿件、包覆型合成梁、填充型合成梁、耦合梁及合成牆(圖 C10.6-4)。在這些桿件中，剪力釘可能承受剪力、拉力或兩者之聯合作用力。由於載重傳遞區域之剪力釘強度需要被直接評估，因此與第 11 章螺栓結合一樣，剪力釘之設計強度應該以標稱強度乘以強度折減係數求得。

本規範並不包含鋼骨與混凝土不具合成效應之桿件。版梁合成構材(包括實心混凝土樓版及含鋼浪板模板之混凝土樓版)中之剪力釘應參照第 10.6.1 節之規定。

大量的試驗結果顯示，置於常重混凝土中之剪力釘，在剪力釘全長與桿身直徑比值超過 5 時，剪力釘之破壞主要發生在剪力釘桿身或是銲道。若剪力釘置於輕質混凝土中，則剪力釘之全長與桿身直徑比值應達到 7 (Pallarés and Hajjar, 2010a)。當置於常重混凝土之剪力釘承受拉力或拉力與剪力共同作用時，如果剪力釘全長與桿身直徑之比值大於 8 時，則剪力釘之破壞，主要還是發生在剪力釘桿身或是銲道。如果剪力釘置於輕質混凝土中並承受拉力，則該係數增加至 10。剪力釘在輕質混凝土內承受剪力及拉力聯合作用時，沒有足夠的研究結果可供參考。對於此部分，建議採用「混凝土結構設計規範」附篇 D 或 ACI 318(ACI, 2008)附篇 D 來設計。

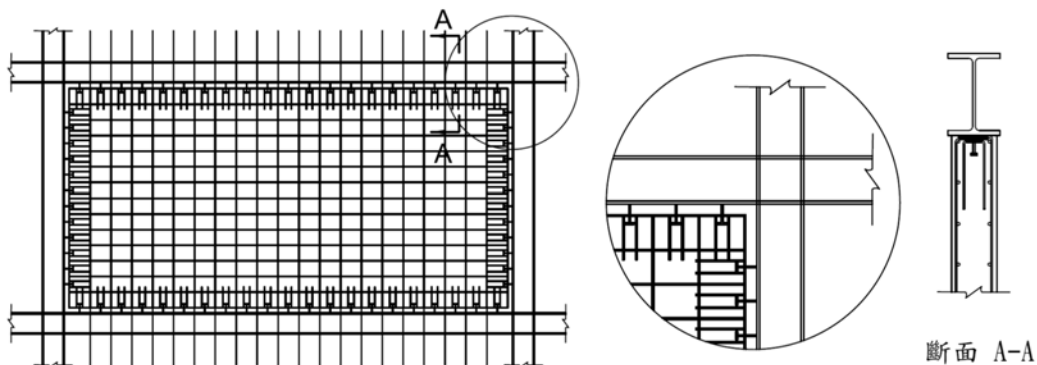


圖 C10.6-4 剪力釘承受拉力時之鋼筋配置細部

使用「混凝土結構設計規範」附篇 D 之規定，進行剪力釘在混凝土壓碎破壞模式下強度之評估，是很複雜的。通常合成桿件中之剪力釘與混凝土表面之間都有充分的距離，其破壞模式通常不是由混凝土壓碎破壞或是混凝土 breakout 控制。工程師應自行判斷上述破壞模式是否可以被排除，如果可以則可

以使用下述簡化之方法評估剪力釘強度。如果上述破壞模式可以經由配置錨定補強筋排除之，此時亦可使用下述簡化之方式評估剪力釘強度。惟錨定補強筋需符合 AIC 318 (2008)附篇 D 第 D6.2.9 節之規定。

單顆剪力釘之設計強度為 $\phi_v Q_{nv}$ ，其中 Q_{nv} 為剪力釘標稱剪力強度，依下式計算之。

$$Q_{nv} = F_u A_{sa} \quad (C10.6-1)$$

$$\phi_v = 0.65$$

其中：

A_{sa} ：剪力釘之斷面積， cm^2 (mm^2)。

F_u ：剪力釘之標稱抗拉強度， tf/cm^2 (MPa)。

若剪力釘承受拉力與剪力聯合作用力時，建議配置錨定補強筋以避免過早之破壞。錨定補強筋需符合 AIC 318 (2008)附篇 D 第 D5.2.9 節之規定。

若剪力釘埋設於混凝土，剪力釘中心距剪力釘側邊混凝土邊緣之距離大於或等於 1.5 倍剪力釘長度，且剪力釘與剪力釘心到心之間距大於或等於 3 倍剪力釘長度者，則單一剪力釘抗拉強度依下式計算。

$$Q_{nt} = F_u A_{sa} \quad (C10.6-2)$$

$$\phi_t = 0.75$$

如果剪力釘不受”Breakout”破壞模式控制，又剪力釘中心距剪力釘側邊混凝土邊緣之距離大於或等於 1.5 倍剪力釘長度，且剪力釘與剪力釘心到心之間距大於或等於 3 倍剪力釘長度者，則剪力及拉力聯合作用之單一剪力釘，其標稱強度依下式決定之。

$$\left[\left(\frac{Q_{rt}}{Q_{ct}} \right)^{5/3} + \left(\frac{Q_{rv}}{Q_{cv}} \right)^{5/3} \right] \leq 1.0 \quad (C10.6-3)$$

其中：

Q_{ct} ： $\phi_t Q_{nt}$ 設計拉力強度，依公式(C10.6-2)計算。

Q_{rt} ：需求之拉力強度。

Q_{cv} ： $\phi_v Q_{nv}$ 設計剪力強度，依公式(C10.6-1)計算。

Q_{rv} ：需求之剪力強度。

10.7 特殊情況

合成構造不符合本章之規定者，應以適當之結構試驗檢驗之。

第十一章 接合

本章適用不受疲勞載重之接合元件、連接器、及因構材連接而受影響的元件。

解說：

本章規定不涵蓋受週期性載重之接合設計，風與其他環境荷載通常不視為週期性載重。中空斷面與箱型鋼構材的接合詳11.11節至11.15節，疲勞規定詳附錄C。

11.1 一般規定

11.1.1 設計基準

接合的設計強度 ϕR_n 與容許強度 R_n/Ω 應根據本章與第二章的規定決定之。

接合的需求強度，應由規定設計載重的結構分析、符合實際採用的構造形式或依相稱於該接合處連接構材需求強度等方式決定之。

當相交的軸力構材形心軸非交於一點時，應考慮偏心效應。

解說：

未定義設計載重的情況下，需考慮最小設計載重。長久以來，LRFD使用4.54 tf (44 kN)與ASD使用2.72 tf (27 kN)為合理值，對於較小的元件，例如繫帶、吊桿、圍梁或類似的小構材，需使用更適合該部件尺寸與用途的載重。在指定接合最小載重時，需考慮設計要求與施工載重。

11.1.2 簡單接合

梁構材與桁架的簡單接合，除非設計文件另有說明外，應設計為柔性接合，且允許僅用所受的剪力設計。接合處允許有限度的非彈性變形，以容納簡支梁端部之旋轉。

解說：

本節與2.3.3(a)節考慮簡單接合。2.3.3(a)節為方便分析，對簡單接合的定義做了理想化的假設。依此假設所做的結構分析，其結果即成為接合所須抵抗之力量與變形的設計基準。本節著眼於接合元件的實際設置以達需求強度。因此，2.3.3(a)節建立了模型化的假設，以決定本節所用的設計力量與變形。

本節與2.3.3(a)節並不相互牴觸。如果假設使用「簡單」接合分析，則最終設計的實際接合表現需與假設一致。簡單接合需能符合需求的旋轉，並且不得引入顯著改變旋轉反應的強度與剛度。

11.1.3 彎矩接合

梁構材與桁架的束制端部接合，應設計以承受接合剛度所引致彎矩與剪力之組合效應。2.3.3節第(b)項提供彎矩接合遵循的準則。

解說：

決定接合設計需求強度的分析規定詳第四章。

2.3.3(b)節定義兩類的彎矩接合：完全束制(Fully Restrained, FR)與部分束制(Partially Restrained, PR)。FR彎矩接合必須具有足夠的強度與剛度傳遞彎矩，及保持連接構材間的角度。PR彎矩接合設計用於傳遞彎矩，但在承受載重時，連接構材間允許相對旋轉。PR接合的反應特性必須記錄在技術文獻中或

透過分析或實驗建立。PR接合的組成元件需具有足夠的強度、剛度與變形能力以符合設計假設。

11.1.4 具承壓接合的受壓構材

靠承壓傳遞載重的受壓構材應符合下列規定：

- (1) 在續接處以承壓板或端部平整加工提供支承之柱構材，應有足夠的連接器使所有部件保持正確位置。
- (2) 除柱構材外以端部平整加工提供支承之受壓構材，應配置續接材料與其連接器將所有部件固定於正確位置，且其需求強度應為下列較小者：
 - (i) 軸向拉力為構材需求壓力強度之50%。
 - (ii) 構材需求壓力強度2%之橫向載重所引致的彎矩與剪力。橫向載重應施加在續接處，不包括作用在構材上的其他載重。該構材應視為鉸接，以決定續接處的剪力與彎矩。

解說：

所有壓力接頭也應依2.2節規定載重組合所引致的拉力檢核強度。

本節條文第(2)項「柱構件以外加工提供支承之受壓構材」的規定旨在考慮構材的不直度，並在結構中提供一定程度的強健性，以抵抗在設計中未明確考慮之非預期或意外的側向載重。

自1946年以來，AISC規範已有類似11.1.4(2)(i)節的規定，要求續接材料與連接器至少具構材需求抗壓強度之50%的可用強度。現行規範則澄清續接材料與連接器的需求強度應以拉力設計，以避免壓力不會對連接器產生作用的不確定性。

要求續接材料與連接器需能發展出構材強度的50%，雖然簡單，但可能太保守。11.1.4(2)(ii)節規範提供了一種替代方案，能夠直接符合上述設計精神。以構材需求抗壓強度2%作為橫向載重，可模擬末端略微不規則或其他施工條件所致的續接處摺曲之效果。要求接合足以抵抗上述橫力所引致的彎矩與剪力，也提供了一定程度的結構強健性。

11.1.5 重型斷面的續接

當拉力或撓曲引致的拉力，透過3.2節定義之重型斷面續接且以全滲透開槽鉚道(CJP)傳遞時，適用以下規定：

- (1) 材料凹槽能量韌性規定，詳3.2節。
- (2) 鉚接扇形孔細節，詳11.1.6 節。
- (3) 鉚材規定，詳11.2.6節。
- (4) 熱切割表面處理與檢查規定，詳鋼結構施工規範。

前述規定不適用於鉚接組合金鋼構件肢材的續接。

解說：

重型斷面之全滲透開槽鉚續接可能有鉚接收縮的不利影響。因受壓而縮尺也承受拉力的構材可能較不易受到收縮損傷之影響，如果它們的續接是利用在翼板和填角鉚的腹板上進行部分滲透開槽鉚接，或使用螺栓於部分或全部的續接。

在冷卻至環境溫度過程中，凝固但仍高溫的鉚接金屬會顯著收縮。不能自由移動元件間大的開槽鉚接產生的收縮，則會使鄰近鉚道的材料應變超過降伏應變。厚板的鉚接收縮在厚度方向受到限制，且在寬度與長度方向發展三軸應力，此可能會抑制其韌性變形能力。在這些情況下，脆性斷裂的可能性會

增加。

重型熱軋型鋼腹板與翼板交會區與厚板的內部，可能含有粗晶粒結構與(或)較低凹槽能量韌性，其他區域較不顯著。

翼板厚度超過 50 mm 的熱軋型鋼或重型銲接組合型鋼構材之續接，可使用如圖C11.1-1所示之螺栓續接、填角銲搭接或銲接與栓接併用的細節，以避免潛在且有害的銲接收縮應變。原適用於中等厚度材料的銲接細節與技術，用於更厚板時，常需變更或補足以符合更嚴格要求。

AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015)的規定適用於大多數結構銲接情況之最低要求。但在設計與製作翼板厚度超過50 mm之熱軋型鋼與類似組合斷面的銲接續接時，需特別考慮下列細節：

- (1) 受拉構材需符合第三章解說中要求之衝擊韌性規定。
- (2) 需使用大小適當(詳11.1.6節)的銲接扇形孔尺寸，以更為緩解集中的銲接收縮應變與避免正交方向的銲道交疊，並提供足夠的空間以便進行高精度的開孔、銲接及易於檢查。
- (3) 熱切割需要預熱，以盡量減少形成硬表面層(詳13.2.2節)
- (4) 需研磨切削部與銲接扇形孔處，並磨亮去除硬表面層。

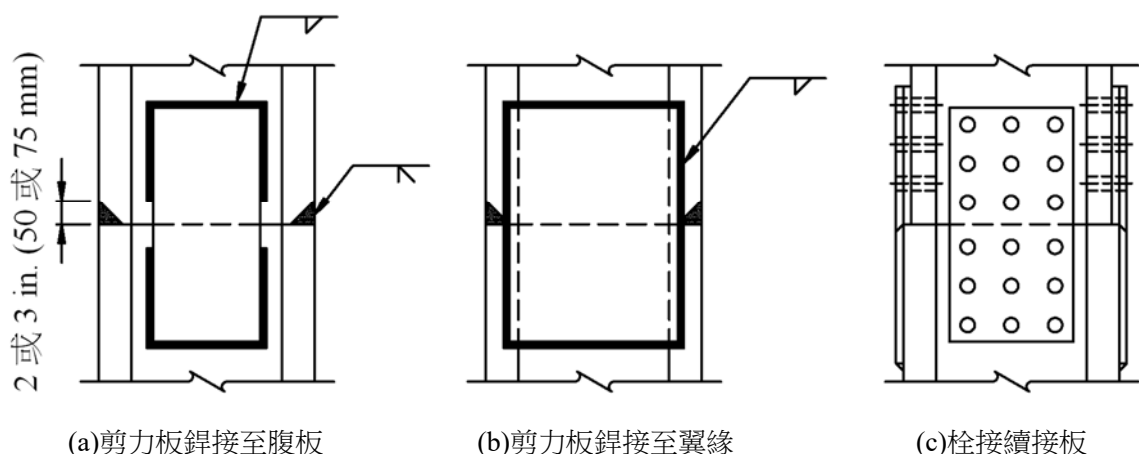
除了桁架弦構材的受拉續接與受撓構材的受拉翼板外，其他受拉重型斷面之接頭，在設計與製作過程中需特別考慮。

可使用其他不致產生收縮應變的細節。當接合的傳力接近構材本身強度時，直接開槽銲接頭仍是最有效的選擇。

直到1999年，AISC規範要求須移除所有重型斷面續接的背襯板與銲接起迄弧板，之後，此規定被認為沒有必要而被刻意刪除，在某些情況下這些規定弊大於利。故本規範乃允許簽證技師依據專業判斷，於合適時指定移除。

過去移除背襯板的規定，在某些情況下，必須在不適當的位置執行；即修復背割區需以仰銲進行。這可能需要不易進入的設備、不同銲接設備、過程與/或程序、及其他實務上的限制，可能遭遇困難。當由鋼板構成的箱型斷面由內部續接時，進入內部移除必要的背墊板通常是不可能的。

留在續接觸的短銲接起迄弧板引致應力不大，即使銲接起迄弧板處可能含有品質較差的銲接金屬是眾所皆知的，但由此起迄弧板引致的應力小，應立集中效應並不顯著。



圖C11.1-1 降低銲接束制拉應力的替代續接方式

AISC 360-16的先前版本要求對重型斷面續接之熱切割銲接扇形孔進行磁粒或液滲檢測。因在符合AISC 360-16相關規定時很少發生由熱切割所導致的開裂，非正式文件的證據建議不需此檢測，故刪除此規定。前述對銲接扇形孔進行磁粒檢測或滲透檢測，現已改為目視檢測(詳表13.5.5.4-3)。

11.1.6 鉚接扇形孔

鉚接扇形孔應符合下列規定：

- (a) 為便於鉚接施工，所有鉚接扇形孔應提供鉚接背襯板所需的空間。
- (b) 鉚接扇形孔距鉚接趾部的長度不得小於開孔板厚度的1.5倍，或不小於38 mm。
- (c) 鉚接扇形孔高度不小於開孔板厚度，或不小於19 mm，亦不須超過50 mm。
- (d) 對於切割前先滾軋或鉚接的斷面，腹板的邊緣應從翼板表面以斜線或弧線銜接鉚接扇形孔之彎曲段。
- (e) 對於熱軋型鋼或腹板與翼板以全滲透開槽鉚接合的組合斷面，鉚接扇形孔應無缺口或尖銳的折角。
- (f) 鉚接扇形孔的圓弧半徑不得小於10 mm。
- (g) 對於腹板與翼板以填角鉚或部分滲透開槽鉚接合的組合斷面，鉚接扇形孔應無缺口或尖銳的折角。
- (h) 對於鉚接組合型斷面，腹板與翼板鉚道終止於鉚接扇形孔前距離至少等該鉚道尺寸，則允許鉚接扇形孔垂直終止於翼板。
- (i) 對於3.2.2節所定義的重型斷面，鉚接扇形孔的熱切割表面應磨亮金屬。
- (j) 若鉚接扇形孔之彎曲轉變段採預先鑽孔或鋸孔，則不需再磨平。

解說：

結構元件的組立常需要鉚接開扇形孔。這些結構細節之幾何形狀會影響組件的性能。梁切削部與鉚接扇形孔之尺寸與形狀，對鉚接金屬的難易程度、非破壞檢測的執行能力、及該細節所造成的幾何不連續應力大小，會有重要影響。

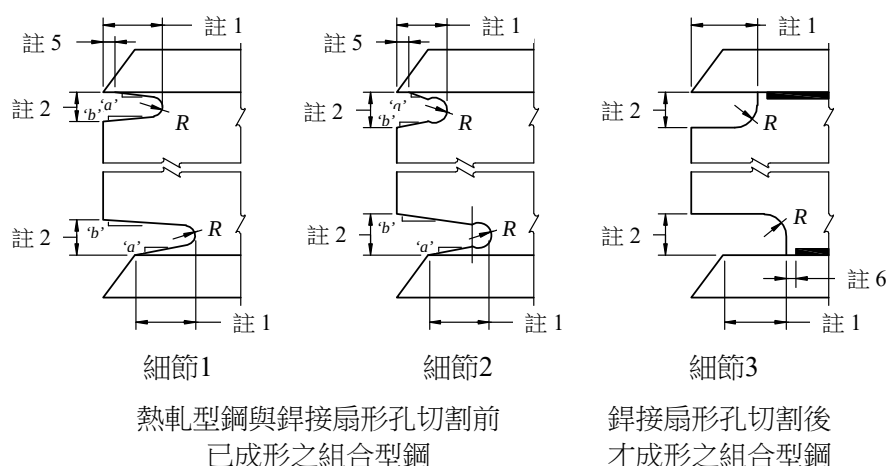
要求鉚接扇形孔距鉚接趾部的長度不得小於開孔板厚度的1.5倍(詳圖C11.1-2)，以利鉚接施工。該最小長度將可容納腹板與翼板交接處之大量鉚接收縮應變。

鉚接扇形孔的高度必須提供足夠的空間，方便鉚接與檢查，並且必須足夠大，以允許鉚接鉚工經過且越過腹板完整熔填鉚接金屬。鉚接扇形孔高度等於1.0倍開孔板厚度但不小於19 mm者，已可符合鉚接與檢查的要求。鉚接扇形孔高度不需超過50 mm。

腹板與翼板間鉚接扇型孔凹角的幾何形狀決定該位置的應力集中程度，半徑很小的90°凹角會產生非常高的應力集中，可能導致翼板破裂，因此，為了盡可能減少該處的應力集中，腹板邊緣從翼板面以斜線或弧線銜接到鉚接扇型孔的凹角面。

沿鉚接扇型孔周邊的應力集中也會影響接頭性能，因此，要求鉚接扇形孔需無應力升高因子，如缺口或剝修缺陷等。

組合型鋼腹板與翼板間鉚道停止於鉚接扇形孔前，可以減少該斷面腹板與翼板交接處的應力集中，因此，對於腹板與翼緣以填角鉚或部分滲透開槽鉚連接的組合型鋼，若鉚道終止於距鉚接扇形孔端部等於或大於一倍鉚接尺寸時，腹板的鉚接扇形孔可垂直終止於翼板。



- 註：這些圖為從背襯板一側之銲接接合的典型細節，其細節說明如下。
1. 長度：大於 $1.5t_w$ 或 38 mm。
 2. 高度：大於 $1.0t_w$ 或 19 mm，但不得大於 50 mm。
 3. R ：至少為 10 mm。定義於 3.2.2 節中重型鋼銲接扇形孔之熱切割表面應予以研磨。
 4. 斜率 ' a ' 形成腹板至翼板的過渡區域。斜率 ' b ' 可為水平。
 5. 上翼板底部具有合適的外廓，使背墊板能緊密貼合。
 6. 組合構材的腹板與翼板接合銲道與銲接扇形孔邊緣保持至少一倍銲道尺寸的距離。

圖C11.1-2 銲接扇形孔幾何細節

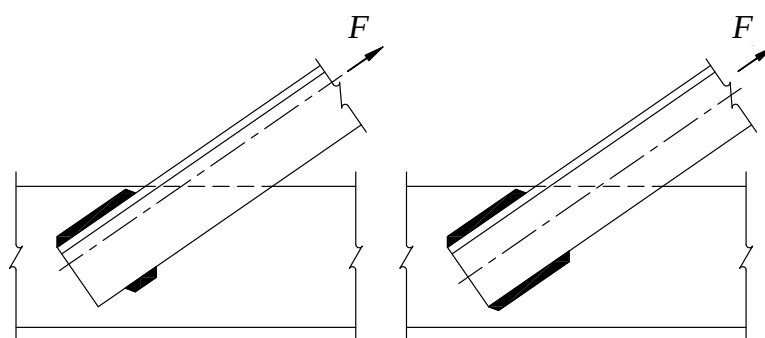
11.1.7 銲道與螺栓配置

構材端部傳遞軸向力的銲道群或螺栓群，應使其重心與構材重心一致，有規定允許偏心者除外。單角鋼、雙角鋼與類似構材的端部接合不適用於前述規定。

解說：

單角鋼與雙角鋼的構材重心與連接的螺栓或鉚釘之重心間有些微偏心，此對構材靜態強度的影響極小，一般均予忽略。試驗研究(Gibson and Wake, 1942)顯示，上述作法對靜載結構中的銲接構材是有效的。

然而，研究(Klöppel and Seeger, 1964)顯示，受偏心載重銲接角鋼之疲勞強度低或疲勞壽命短。當軸向循環載重施加到端部銲接角鋼，若其銲道與中性軸不平衡時，產生之彎矩將引致垂直於銲軸方向之反復拉應力，而填角銲根部之缺陷將造成不利的影響。因此，此類構材受反復載重時，其銲道配置需予以平衡(詳圖C11.1-3)。



銲道重心位於角鋼中性軸 銲道重心位於角鋼寬度中心

圖C11.1-3 平衡銲道

11.1.8 螺栓與鉚道組合

螺栓應不考慮與鉚道共同分擔載重，其組合接合應由鉚道承擔全部載重；除了在剪力接合設計中考慮螺栓與鉚道於共同接合面上符合應變一致性時，螺栓可與鉚道共同分擔載重。

高強度螺栓與縱向填角鉚組合接頭之可用強度 ϕR_n 與 R_n / Ω 由下列二者加總決定：

- (1) 螺栓標稱抗滑動強度 R_n ，依公式(11.3-4)計算之摩阻型螺栓之抗滑強度，。
- (2) 鉚道標稱強度 R_n ，依11.2.4節之規定。

惟應符合條件(a)至(d)：

- (a) 對於組合接頭 $\phi = 0.75$ ， $\Omega = 2.00$ 。
- (b) 當高強度螺栓依表11.3-1規定採用旋轉螺帽法施加預拉力時，縱向填角鉚的可用強度應不小於接合需求強度之50%。
- (c) 當高強度螺栓依表11.3-1規定採用旋轉螺帽法以外的方法施加預拉力時，縱向填角鉚的可用強度應不小於接合需求強度之70%。
- (d) 高強度螺栓的可用強度應不小於接合需求強度之33%。

螺栓與縱向鉚道組合之接合強度可不少於單獨栓接強度或單獨鉚接強度。

解說：

如先前幾個規範版本，除在接合面抵抗剪力之情況外，本規範不允許承壓型螺栓與鉚道分擔載重。接合強度係基於螺栓與鉚接共同作用的強度，接合的各個組件在極限載重下變形的諧和性是決定接合強度的重要因素。實體測試(Kulak and Grondin, 2003)與有限元素模型(Shi et al., 2011)顯示，設計為摩阻型接合並依要求適當鎖緊的螺栓，可以與縱向填角鉚分擔載重，惟各別分擔載重比例應合理。其限制是鉚道最低50%，而高強度螺栓最低33%。橫向鉚道的強度不可與螺栓的強度合併，因為橫向鉚道的延展性較差。本節的規定通常適用於接合補強以適應更高設計載重的情況，或者現場平均抗滑係數可能不符合設計假定值的情況(在這種情況下需根據RCSC規範(RCSC, 2014)的附錄A進行特別測試，以驗證最後補強設計使用的抗滑係數 μ 值)。

本節條文有關接合強度規定之目的，是確保組合接頭在鉚道斷裂前可提供需求強度，這定義了極限載重大小。極限載重由鉚道強度與螺栓預力抗滑強度定義，不需要另外檢查承壓或撕裂強度。螺栓與鉚道組合之標稱強度使用單一強度因子($\phi = 0.75$)或安全因子($\Omega = 2.00$)相較於單獨使用安裝於標準孔的摩阻型螺栓接合，而使用更高的強度因子($\phi = 1.0$)與較低的安全因子($\Omega = 1.50$)；前者可提高接合的可靠性。對於既有高強度螺栓之接合，如當初不是使用旋轉螺帽法鎖緊者，屬ASTM F3125 A325或A325M級的螺栓加轉1/3圈，屬A490或A490M級的螺栓加轉1/2圈，則該螺栓可視同以本節所述之旋轉螺帽法施加預力。RCSC規範並不排斥螺栓過度扭轉，此額外的扭轉可能會導致螺栓於旋轉時發生斷裂，損壞的螺栓可以相同規格之螺栓更換，並使用旋轉螺帽法安裝。值得注意的是接合強度不需取小於單獨栓接強度或單獨鉚接強度。螺栓附近的鉚接入熱不會改變螺栓的機械性能。

螺栓與鉚道組合接合的限制，不適用螺栓與鉚道使用於不同接合面的情況，如典型的小梁到大梁與梁到柱的栓接/鉚接接合，以及其他類似的接合(Kulak et al., 1987)。

11.1.9 既有鉚釘或螺栓結構之鉚接修改

對結構進行鉚接修改時，允許使用既有鉚釘、與具標準孔或垂直於載重方向之短槽孔鎖緊至摩阻型接合要求的高強度螺栓，以抵抗修改時的載重，後續增加之需求強度應由鉚道承擔，惟鉚道可用強度應大於接合需求強度之25%。

解說：

本節規定通常建議用於建築設計變更或現場修改。不建議新設計使用共同接合面上的螺栓與鉚道之合併強度。

11.1.10 高強度螺栓與既有鉚釘組合

依11.3節規定設計之摩阻型接合，高強度螺栓允許與既有鉚釘分擔載重。

解說：

當高強度螺栓與鉚釘併用時，鉚釘的變形延展性允許直接將兩種連接器強度相加。

11.2 鉚道

11.2.1 開槽鉚道

a.有效面積

開槽鉚道的有效面積應為鉚接長度乘以有效喉厚。全滲透開槽鉚的有效喉厚應為接合部的較薄板厚度。

當鉚道熔填至與母材表面齊平時，部分滲透開槽鉚的有效喉厚應符合表11.2-1之規定，喇叭形開槽鉚的有效喉厚應如表11.2-2之規定。

當鉚道熔填低於母材表面時，部分滲透開槽鉚或喇叭形開槽鉚的有效喉厚應符合表11.2-1或表11.2-2之規定，減去母材表面到鉚道表面的量測最大垂直尺寸。

表 11.2-1 部分滲透開槽鉚的有效喉厚

鉚接方法	鉚接姿勢 平鉚(F)、橫鉚(H) 立鉚(V)、仰鉚(OH)	開槽類型 (鋼構造建築物鋼結構 施工規範，圖4.2-3)	有效喉厚
遮護金屬電弧鉚 (SMAW)	全部	J或U形開槽 60°雙斜開槽	開槽深度
氣體遮護金屬電弧鉚 (GMAW) 包藥鉚線電弧鉚 (FCAW)			
潛弧鉚(SAW)		J或U形開槽 60°單斜或雙斜開槽	
氣體遮護金屬電弧鉚 (GMAW) 包藥鉚線電弧鉚 (FCAW)	平鉚、橫鉚	45°單斜開槽	開槽深度
遮護金屬電弧鉚 (SMAW)	全部	45°單斜開槽	開槽深度 減3 mm
氣體遮護電弧鉚 (GMAW) 包藥鉚線電弧鉚 (FCAW)	立鉚、仰鉚		

表 11.2-2 喇叭形開槽銲道有效喉厚

銲接方法	單喇叭形開槽 ^[a]	雙喇叭形開槽
氣體遮護金屬電弧銲(GMAW)與包藥銲線電弧銲(氣體遮護)(FCAW-G)	5/8 R	3/4 R
遮護金屬電弧銲(SMAW)與包藥銲線電弧銲(自遮護)(FCAW-S)	5/16 R	5/8 R
潛弧銲(SAW)	5/16 R	1/2 R
^[a] $R < 10 \text{ mm}$ (3/8 in)之單喇叭形開槽，其有效喉厚僅能採計加銲於齊平銲道外之加強填角銲。 R =接頭表面半徑(對矩形中空斷面可假設為 $2t$)，cm (mm)。		

已核定的銲接程序規範書(WPS)，允許有效喉厚大於表 11.2-2 與鋼構造建築物鋼結構施工規範圖 4.2-3 的喇叭形開槽銲的預檢定部分滲透開槽銲，惟廠商須藉由試驗驗證此較大有效喉厚品質一致。試驗時，試驗樣品應取與銲道軸垂直，位於銲道中間段與端部之斷面，此試驗樣品須能涵蓋製造所使用範圍之各種尺寸的組合。施作增加有效喉厚之銲道時，單道銲道與多道銲道之根部銲道應使用機械化、自動化、或類似機器人程序進行銲接，其電流及銲接速度須與試驗時相同，電流不減少且無速度不增加。

解說：

表11.2-1中之開槽類型詳鋼構造建築物鋼結構施工規範圖4.2-3。

表11.2-1與11.2-2顯示，部分滲透銲與喇叭形開槽銲的有效銲喉取決於銲接程序與姿勢，建議設計圖說需標示所需的強度或所需的有效喉厚尺寸，並允許製造商選擇銲接程序以決定符合其規定的銲接姿勢。採用大於表11.2-2的有效喉厚可經由試驗認證。對接開槽銲表面銲冠部分補銲不計入有效銲喉厚，但T接與角接之補強銲計入有效喉厚。詳AWS D1.1/D1.1M 2015附件A(AWS, 2015)。

b.限制

部分滲透開槽銲的最小有效喉厚，應不小於傳遞計算力量所需的尺寸，或表11.2-3中所示的尺寸。最小銲接尺寸由接合部中較薄者決定。

表 11.2-3 部分滲透開槽銲的有效喉厚

接合部的較薄材料厚度 t ，mm	最小有效喉厚 ^[a] ，mm
$t \leq 6$	3
$6 < t \leq 12$	5
$12 < t \leq 19$	6
$19 < t \leq 38$	8
$38 < t \leq 57$	10
$57 < t \leq 150$	13
$t > 150$	16
^[a] 詳表 11.2-1。	

解說：

表11.2-3列出部分滲透(PJP)開槽銲的最小有效喉厚。注意，對於部分滲透開槽銲道，表11.2-3中鋼板厚超過150 mm者，其最小銲喉為16 mm；而對於填角銲道，表11.2-4中鋼板厚超過19 mm者，最小填角銲腳長只有8 mm。

部分滲透開槽銲額外增加銲道厚度，目的在使銲道與材料厚度間有合理的比例。在銲道趾部受旋轉的

接合，不鼓勵使用單側部分滲透開槽銲。

11.2.2 填角銲道

a. 有效面積

填角銲道的有效面積應為有效長度與有效喉厚的乘積。填角銲道的有效喉厚應為設計銲道的根部與表面間最短距離。若依核定的銲接程序規範書證實銲接根部以上的熔滲深度均勻，則允許增加填角銲的有效喉厚，惟施工廠商須透過試驗確立此較大有效喉厚之作法。試驗時，試驗樣品應取與銲道垂直，位於銲道中間段及端部之斷面。施作增加有效喉厚之銲道時，單道銲道與多道銲道之根部銲道應使用機械化、自動化、或類似機器人程序進行銲接，其電流及銲接速度須與試驗時相同，電流不減少且速度不增加。

對於孔與槽中的填角銲，有效長度應為沿通過銲喉平面中心的銲接中心線長度。填角重疊時，有效面積不應超過孔或槽內接合平面的標稱截面積。

解說：

填角銲的有效喉厚不包括補銲，也不包括任何超出銲道根部的熔透部分。某些銲接程序會造成超出銲道根部的熔透，此熔透部分貢獻了銲道強度。然而，必須證明所使用的銲接程序會產生此種增加的熔透。實務上，這可由橫切接頭之銲接起迄弧板的斷面獲得，一旦完成此步驟，只要沒更改銲接程序，就不需進一步測試。

b. 限制

填角銲道應符合以下限制條件：

- (a) 填角銲道最小尺寸應不小於傳遞計算力所需尺寸，亦不小於表11.2-4所列尺寸。這些限制不適用於開槽銲之填角銲道補強。
- (b) 接合部的填角銲道之最大尺寸應為：
 - (1) 沿厚度小於6 mm材料之邊緣者，不大於材料厚度。
 - (2) 沿厚度為6 mm或以上材料之邊緣者，不大於材料厚度減去2 mm，除非設計與製造文件上特別指定獲得全銲喉厚度。在銲接條件中，若能明確地驗證銲腳尺寸，則母材邊緣與銲接趾部間距離允許小於2 mm。
- (c) 用於強度設計的填角銲道最小長度應不小於標稱銲腳尺寸之4倍，或有效銲道尺寸不應超過其長度的1/4。
- (d) 端部受載之填角銲道有效長度應如下決定：
 - (1) 填角銲道長度不超過銲腳尺寸100倍時，有效長度允許取實際長度。
 - (2) 填角銲道長度超過銲腳尺寸100倍時，有效長度應取實際長度乘以折減因子 β ：

$$\beta = 1.2 - 0.002(l/w) \leq 1.0 \quad (11.2-1)$$

其中：

l ：端部受載填角銲道實際長度，mm。

w ：銲腳尺寸，mm。

- (3) 填角銲道長度超過銲腳尺寸(w) 300倍時，有效長度應取 $180w$ 。

- (e) 允許使用斷續填角銲道傳遞接頭或接合面的計算應力與連接組合構材的組件。斷續填角銲之任一段長度應不小於4倍銲腳尺寸，最小為38 mm。
- (f) 在搭銲接頭中，最小搭銲長度應為接合部較薄板厚的5倍，但不少於25 mm。僅用橫向填角銲道承受連接板或桿軸向應力的搭銲接頭，除非搭銲部撓度能充分抑制以防止在最大載重下打開，否則應沿兩個搭銲部件的端部進行填角銲。
- (g) 填角銲端部處應注意細節，以免在受拉情況下母材產生缺口。若銲接會阻礙假設計條件所需的變形，此處應不以銲接接合。
- (h) 孔或槽中的填角銲道允許用於搭銲接頭中傳遞剪力與抵抗垂直於接合面的載重，或用以防止搭銲部的挫屈或分離及連接組合構材中的組件。依11.2節的規定，填角銲道可重疊，但孔或槽的填角銲不視為塞銲或槽銲。
- (i) 對於槽中的填角銲道，槽的端部應為半圓形，其半徑應不小於此開槽板的厚度，但端部延伸至板邊緣者除外。

表 11.2-4 填角銲道最小尺寸

接合部較薄板厚，mm	填角銲最小銲腳尺寸 ^[a] ，mm
$t \leq 6$	3
$6 < t \leq 13$	5
$13 < t \leq 19$	6
$t > 19$	8
^[a] 當使用非低氫系銲條時，須使用單道銲接。 註：填角銲之最大銲腳尺寸詳 11.2.2 節第 b 項。	

解說：

關於端部接合中縱向填角銲道長度對連接構材有效面積的影響詳4.3節。

填角銲端部處應注意細節，以免在受拉情況下母材產生缺口(notch)，此可能在正常製作條件下發生。

避免母材出現缺口的可接受作法是，填角銲道停止在離母材邊緣約等於銲道尺寸的距離。在大多數銲道中，此停止距離的影響在強度計算中可以忽略不計。

為允許連接部份間相對變形，在接頭端部銲道的停止距離有兩種常見的細節：

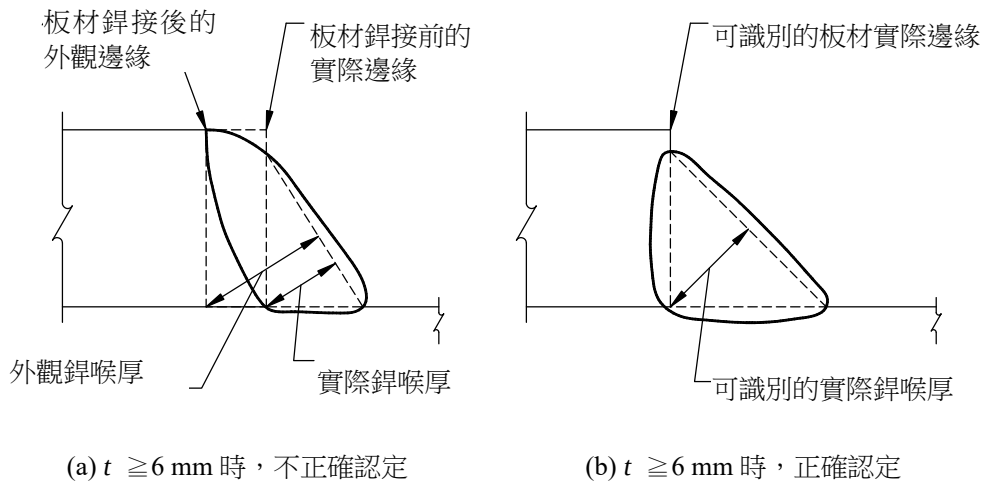
- 在梁以角鋼夾持接合的突出肢材銲道，若於角鋼突出肢材上緣施作回頭銲時，銲道停止點距該角鋼外趾部不超過4倍銲腳尺寸，也不大於該肢材寬度的一半，詳圖C11.2-7。
- 除非橫向加勁板端部銲接到梁翼板，連接此加勁板到厚度不大於19 mm梁腹板的填角銲，宜停至翼板與腹板填角銲趾部前4到6倍腹板厚度距離的位置。

填角銲端部細節可詳工廠標準細節。

表11.2-4提供接合部較薄板厚所對應的填角銲最小銲腳尺寸。此規定不是基於強度考量，而是考慮厚板對小銲道的淬火效應。銲接金屬的快速冷卻會導致韌性損失，此外，由厚板所提供銲材收縮之束制會造成銲道開裂。

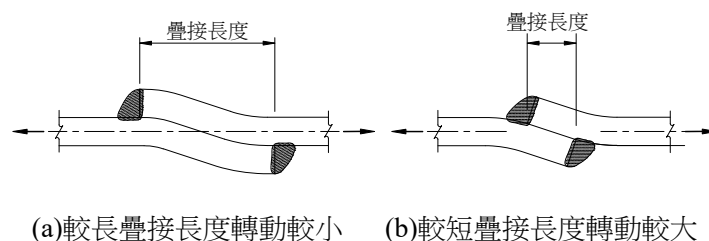
使用較薄板決定最小銲腳尺寸，是基於普遍使用“低氫系”銲材。由於8 mm填角銲為遮護金屬電弧銲(SMAW)之單道熔填銲接最大尺寸，且在鋼構造建築物鋼結構施工規範中用於厚度大於19 mm的材料被認為預先驗證合格，但是仍須符合鋼構造建築物鋼結構施工規範的最低預熱溫度與道間溫度要求。設計圖說應反映這些最小尺寸與製作此最小尺寸的銲接方法。

對於較厚板材的搭銲接頭，銲接可能會熔掉上部板材角落，使得外觀看起來是滿尺寸，但實際上需求銲喉厚尺寸不足，詳圖C11.2-1(a)。對於較薄板材，即使邊緣被熔掉，也可能達到設計的銲喉厚。因此，當板材為6 mm或更厚時，填角銲最大尺寸比板厚 t 小2 mm，此足以確保維持板材邊緣，詳圖C11.2-1(b)。

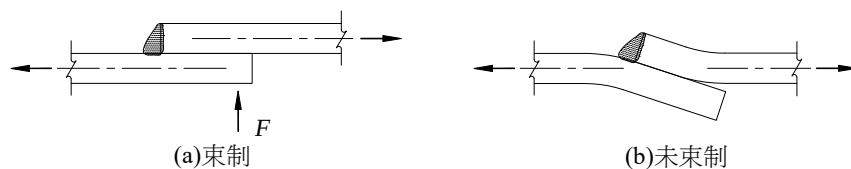


圖C11.2-1 板材邊緣影響填角銲喉厚之認定

藉著提供疊接接合處5倍較薄板材厚度之最小疊接長度，接頭受拉時不會產生過大的旋轉，如圖C11.2-2(a)所示，其中，圖C11.2-2(b)所示的條件使填角銲受到較大扭轉。如圖C11.2-3(b)所示，填角銲疊接接合在張力下有張開的趨勢，並在銲道根部產生撕裂作用，除非此接合受到如圖C11.2-3(a)所 F 力的束制。最小疊接長度降低因柏松效應所致的應力。



圖C11.2-2 不同疊接長度之填角銲轉動情形



圖C11.2-3 疊接接合束制

銲道趾部承受轉動的接頭不建議使用單側填角銲。對於發展填角銲全長度之強度而言，回頭銲並非必要且其強度效應可忽略不計，但建議使用此細節以確保在整個銲道長度內維持銲道尺寸、增強柔性端部接合反復加載的抗疲勞強度、與增加此類接合的塑性變形能力。

制定本規範用的銲道強度數據是不含回頭銲強度，包括Higgins與Preece的研究(Higgins and Preece, 1968)、Lyse與Schreiner的支座角鋼試驗(Lyse and Schreiner, 1935)、Lyse與Gibson的支座與頂部角鋼試驗(Lyse and Gibson, 1937)、Johnston與Deits於梁腹板直接採用填角銲與柱或梁構件銲接的試驗(Johnston and Deits, 1942)、以及Butler等人的銲接接合受偏心載重試驗(Butler et al., 1972)。因此，當提供需求銲道尺寸時，目前的強度值與接頭設計模型不要求端部回頭銲。Johnsto與Green (Johnsto and Green, 1940)的研究結果顯示，在無回頭銲條件下，更符合無末端約束(換句話說，接合的柔性)之設計假設下的變形，也證實，當有回頭銲時，儘管強度沒有顯著差異，但接合會獲得更大的塑性變形。

當使用平行於應力方向之縱向填角銲傳遞載重至軸向受力構材端部時，此縱向填角銲稱為「端部受載」。此端部受載銲道的典型案例包括(但不限於)：(a)軸向受力構材端部的縱向銲接疊接接頭、(b)連接承壓加勁材的銲道、與(c)類似情況。非端部受載的縱向受載填角銲的典型案例包括(但不限於)：(a)

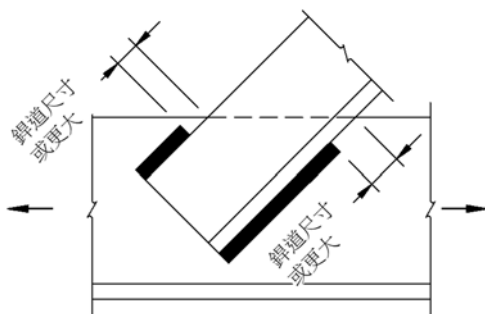
連接鋼板或型鋼以形成組合斷面的銲道，其中剪力作用於銲接長度的增量取決於剪力沿構材長度的分佈、與(b)連接於梁腹板的接合角鋼與剪力板的銲道，因為從梁或梁腹板到銲道的剪力流在整個銲接長度上基本上是均勻的；此即，儘管是平行於銲接軸線加載，但銲道並非端部受載。折減係數 β 也不適用於將加勁材連接於腹板的銲道，因為加勁材與銲道僅作為保持腹板平整，不受計算的軸向應力影響。

沿端部受載填角銲長度的應力分佈並非均勻，取決於縱向填角銲勁度與其相對於連接材勁度間的關係。根據經驗，當銲道長度等於或小於約100倍的銲接尺寸時，假設全長有效是合理的。銲接長度大於銲接尺寸100倍時，有效長度應取小於實際長度。11.2.2節b項提供的折減因子 β ，此公式與歐洲根據過去有限元素分析與試驗研究所發展的簡化指數公式(CEN (CEN, 2005a))近似。該規定是基於填角銲腳尺寸小於6 mm的填角銲道標稱強度，與基於銲腳尺寸不小於6 mm填角銲道者根據使用性界限在銲道端部位移略小於1 mm變形的組合考量而得。此 β 因子之經驗數學式，隨著銲接長度與銲腳尺寸(w)的比值增加到300以上時，會有銲接長度越長而銲接強度越低的不合理情況。因此，當銲接長度大於300倍銲腳尺寸(w)時，有效長度取 $0.6(300)w = 180w$ 。

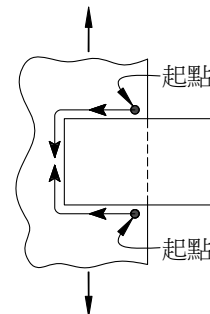
在多數情況下，填角銲終止不影響接合的強度或使用性。然而，某些銲道的熔填的情況將影響原預期的接合功能，發生大小與頻率足夠大的反復載重時，缺口可能影響靜態強度或抵抗初始裂縫發生之能力，對於這些情況，指定接合端部的銲接終止細節，以提供所需的銲接型態與性能。在非關鍵的銲接型態與缺口情況下，銲道允許在端部終止，在大多數情況下，銲道在接合端部前終止不會降低銲接強度。銲道強度的計算通常不考慮因銲接較接合端部短1到2個銲接尺寸所致的微小銲接面積損失，只有銲接長度相當短時，強度才會顯著受到影響。

以下情況需要特別注意：

- (1) 疊接接合中，當一元件銲接疊接延伸超過被疊接元件端部或邊緣外，且若被疊接元件在疊接起點受到拉應力的作用，則銲接終止於受力邊緣有一短距離是重要的細節。對於一典型的例子而言，如桁架中T型鋼弦材與腹桿間的疊接接合，銲接不應延伸到T型鋼腹板邊緣(詳圖C11.2-4)。為避免在關鍵位置產生意外缺口的最佳作法，是在稍微離開邊緣處起弧並往遠離邊緣方向銲接(詳圖C11.2-5)。在接合角鋼延伸超過梁腹板端部處採用銲接時，梁腹板的自由端承受零應力，詳圖C11.2-6。故允許接合角鋼連續三邊銲接，頂端及底緣銲道延伸至梁端(詳圖 C11.2-6)。

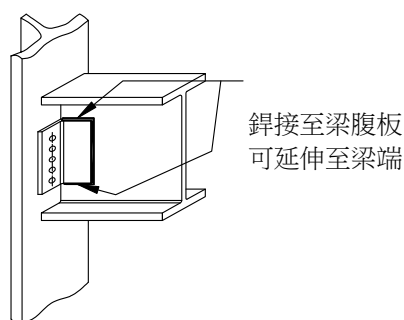


圖C11.2-4 填角銲道接近拉力邊緣

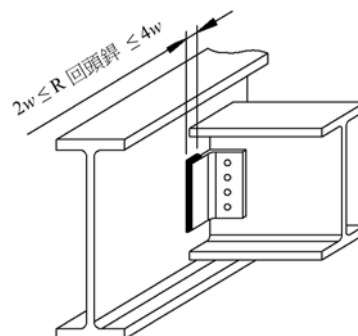


圖C11.2-5 避免發生缺口的建議銲接行徑

- (2) 對於以角鋼或T型鋼作為接合，當結構設計中假設為柔性接合時，為提供接合的柔性，在突出肢材或翼板的受拉邊緣必須在其長度上保持一定部分不銲接。試驗結果顯示，無論有無回頭銲，接合的靜態強度相同。因此，回頭銲並非必須的，但若使用，其長度必需限制在不超過4倍銲接尺寸(Johnston and Green, 1940)(詳圖 C11.2-7)。



圖C11.2-6 接合角鋼之填角銲細節



圖C11.2-7 受非疲勞載重下採用回頭銲之柔性接合

- (3) 根據經驗，當板梁腹板之中間橫向加勁材上下緣未與翼板銲接時(通常的作法)，在正常的鐵路或卡車運輸過程中，在運輸支承點附近翼板可能發生小扭轉變形，並可能造成高的面外彎曲應力(甚至達降伏)，與在腹板接翼板間銲道趾部產生疲勞開裂，即使使用密接的加勁板，也觀察到此現象。若加勁板在遠離腹板接翼板銲道處終止銲接，以提供「喘息空間」，此可有效地限制其面外應力的強度，並防止其開裂。此未銲接距離不宜超過6倍腹板厚度，以免在未銲接長度內發生腹板受壓挫屈。
- (4) 對於共同平面接合的相對兩側填角銲，在從一側到另一側的轉角處連續熔填銲接時，很難不在銲道轉角處產生凹陷；因此，銲道必須在轉角處中斷(詳圖C11.2-8)。AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015) 增加一個特殊例外，工程師需要密封接頭時，允許在共同平面的兩側使用連續銲道。

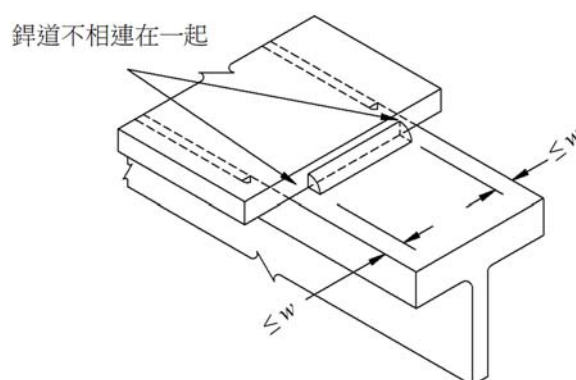


圖 C11.2-8 共同平面接合的相對兩側填角銲細節

11.2.3 塞孔與塞槽銲道

a. 有效面積

塞孔與塞槽銲道的有效剪力面積應為在接合平面上孔或槽的標稱橫斷面積。

解說：

塞孔銲是在構材的圓孔中進行銲接，將該構材熔合至另一構材。塞槽銲是在構材的槽孔中進行銲接，將該構件熔合至另一個構材。塞孔銲與塞槽銲均僅適用於疊接接頭。當塞孔或塞槽銲道應用於承受反復載重的結構時，應注意這些銲道的疲勞性能是有限的。

圓孔或槽孔內的填角銲不是塞孔銲或塞槽銲。「熔銲」通常用於鋼承板連接到支撐鋼材的銲接，與塞孔銲不同。

當塞孔和塞槽鉚道符合11.2.3b節的細節規定時，鉚接強度由鉚道與母材間的熔合區尺寸決定。其有效面積是由圓孔或槽孔的總面積決定之。

b. 限制

塞孔或塞槽鉚道允許用於傳遞疊接接合的剪力，或防止疊接部的挫屈或分離，及連接組合構材的組件，其限制如下：

- (a) 塞孔鉚的孔徑應不小於開孔板厚加上8 mm(進位至較大的偶數mm)，亦應不大於其最小直徑加上3 mm或2.25倍鉚接厚度。
- (b) 塞孔鉚的最小中心距應為4倍孔徑。
- (c) 塞槽鉚的槽長應不超過10倍鉚接厚度。
- (d) 塞槽鉚寬度應不小於開槽板厚加上8 mm(進位至較大的偶數mm)，亦應不大於2.25倍鉚接厚度。
- (e) 開槽端部應為半圓形，或其角隅半徑不小於開槽板厚。
- (f) 塞槽鉚橫向最小行距應為4倍槽寬。
- (g) 塞槽鉚縱向最小中心距應為2倍槽長。
- (h) 開孔或開槽板厚不大於16 mm者，塞孔或塞槽鉚接厚度應為該板厚；超過16 mm者，鉚接厚度應至少為板厚之半，且不少於16 mm。

解說：

塞孔與塞槽鉚道僅限於受剪力載重，或用於防止元件橫斷面挫屈的情況，例如用於較深滾軋型鋼的腹部疊合板。塞孔與塞槽鉚僅允許用於抵抗連接材料間之剪力載重，不能用於直接抵抗垂直接合面的拉力。此限制不適用於孔或槽中的填角鉚。

這些孔與槽尺寸的幾何限制是為了提供有助於良好熔填的幾何形狀。深而窄的槽與孔使得鉚接設備難以進入，且不易看到鉚接金屬熔填的孔洞底部。在其難以進入處，熔填可能不確實導致接合強度降低。

11.2.4 強度

- (a) 鉚接接合的設計強度 ϕR_n 與容許強度 R_n/Ω ，應為母材拉斷極限狀態、母材剪斷極限狀態及鉚材斷裂極限狀態強度之小者。

對於母材

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (11.2-2)$$

對於全滲透開槽、部分滲透開槽、及塞孔與塞槽鉚道

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (11.2-3)$$

對於填角鉚道

$$R_n = F_{nw} A_{we} k_{ds} \quad (11.2-4)$$

其中：

A_{BM} ：母材斷面積， cm^2 (mm^2)。

A_{we} ：鉚材有效面積， cm^2 (mm^2)。

F_{nBM} : 母材標稱應力, kg/cm² (MPa)。

F_{nw} : 鐸材標稱應力, kg/cm² (MPa)。

k_{ds} : 填角鐸方向強度增加因子。

(1) 考量填角鐸道各肢材的應變諧和

$$k_{ds} = (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta) \quad (11.2-5)$$

(2) 受拉矩形中空斷面端部的填角鐸道

$$k_{ds} = 1.0$$

(3) 其他條件

$$k_{ds} = 1.0$$

θ : 需求力量作用線與鐸道縱向軸間之夾角。

ϕ 、 Ω 、 F_{nBM} 和 F_{nw} 的值與其限制詳表 11.2-5。

(b) 對於同心加載且具均勻腳長之填角鐸群與載重的縱向或橫向方向一致時，填角鐸道群的標稱強度 R_n 可依下式決定：

$$R_n = 0.85 F_{nw} A_{wel} + 1.5 F_{nw} A_{wet} \quad (11.2-6)$$

其中：

A_{wel} : 縱向受載填角鐸道有效面積, cm² (mm²)。

A_{wet} : 橫向受載填角鐸道有效面積, cm² (mm²)。

表 11.2-5 鐸焊接接頭可用強度

載種類型/ 相對鐸道軸之方向	材料	ϕ 與 Ω	標稱應力 (F_{nBM} or F_{nw}) tf/cm ² (MPa)	有效面積 (A_{BM} or A_{we}) cm ² (mm ²)	鐸材需求強度等級 ^{[a][b]}
全滲透開槽鐸道					
拉力/ 垂直鐸道軸	接頭強度受母材控制。				使用相稱鐸材。對背襯板不移除的T接與角接接頭，需要鐸材的凹槽能量韌性。詳 11.2.6 節。
壓力/ 垂直鐸道軸	接頭強度受母材控制。				允許鐸材強度等級與相稱鐸材相同或低一等級。
拉力或壓力/ 平行鐸道軸	接頭部的鐸道設計，允許忽略平行鐸道軸的拉力或壓力。				允許鐸材強度等級與相稱鐸材強度相同或較低等級。
剪力	接頭強度受母材控制。				應使用相稱鐸材 ^[c] 。

表 11.2-5 銲接接頭可用強度(續)

載種類型/ 相對銲道軸之方向	材料	ϕ 與 Ω	標稱應力 (F_{nBM} or F_{nw}) tf/cm ² (MPa)	有效面積 (A_{BM} or A_{we}) cm ² (mm ²)	銲材需求強度等級 ^{[a][b]}
部分滲透開槽銲道，包括喇叭型與單斜喇叭型					
拉力/ 垂直銲道軸	母材	$\phi=0.75$ $\Omega=2.00$	F_u	詳11.4節	
	銲材	$\phi=0.80$ $\Omega=1.88$	$0.60F_{EXX}$	詳11.2.1.a節	
壓力/ 依11.1.4節第2項規定，設計用於非柱構材之承壓接合	接頭部的銲道設計，允許忽略壓應力。				
壓力/ 非設計於承壓之接合	母材	$\phi=0.90$ $\Omega=1.67$	F_y	詳11.4節	
	銲材	$\phi=0.80$ $\Omega=1.88$	$0.90F_{EXX}$	詳11.2.1節第a項	
拉力或壓力/ 平行銲道軸	接頭部的銲道設計時，允許忽略平行銲道軸的拉力或力。				允許銲材強度等級與相稱銲材強度相同或較低等級。
Shear 剪力	母材	11.4節控制			
	銲道	$\phi=0.75$ $\Omega=2.00$	$0.60F_{EXX}$	詳11.2.1節第a項	
填角銲道，包括孔與槽熔填及斜T形接頭					
Shear 剪力	母材	11.4節控制			允許銲材強度等級與相稱銲材強度相同或較低等級。
	銲材	$\phi=0.75$ $\Omega=2.00$	$0.60F_{EXX}$ ^[d]	詳11.2.2節第a項	
拉力或壓力/ 平行銲道軸	接頭部的銲道設計時，允許忽略平行銲道軸的拉力或壓力。				
塞孔與塞槽銲道					
剪力/ 平行於有效面積之接合面	母材	11.4節控制			允許銲材強度等級與相稱銲材強度相同或較低等級。
	銲材	$\phi=0.75$ $\Omega=2.00$	$0.60F_{EXX}$	詳11.2.3節第a項	

^[a] 相稱銲材，詳鋼構造建築物鋼結構施工規範。

^[b] 允許銲材強度等級比相稱銲材高一級。

^[c] 強度等級較相稱銲材低的銲材，允許用於組合斷面中腹板與翼板間之開槽銲以傳遞剪力，或用於有高束制需求之處。在這些應用中，應詳細地說明接頭銲接細節，且銲道設計應使用材料厚度作為有效喉厚，其中 $\phi=0.8$ ， $\Omega=1.88$ 與 $0.6F_{EXX}$ 為標稱強度。

^[d] 亦適用11.2.4節第(b)項之規定。

解說：

瞬時中心法是基於應變諧和性計算各方向銲道組成的填角銲群強度之有效方法。

對於具有均勻銲腳尺寸且連接至通過重心加載及具均勻勁度的元件之線形銲道群，要滿足應變諧和，因此允許增加方向性強度。線形銲道群為所有元素皆在同一線上或平行的。

由縱向與橫向於施載方向的元素所組成填角銲群，其標稱強度可依據11.2.4節第(a)項計算，且忽略方向性強度增加。

銲接強度取決於母材或銲材之強度。表11.2-5列出了標稱銲接強度， ϕ 與 Ω 因子，及銲材強度等級之限制。

無論是在受拉或受壓載重下，含全滲透(CJP)開槽銲接頭的強度，均取決於母材的強度，不需計算全滲透開槽銲的銲道強度。應用於拉力時，需使用鋼造建築物鋼結構施工規範表4.2-1中所定義之匹配強度的銲材；應用於壓力時，允許使用降低一強度等級，最多降低 0.71 tf/cm^2 (70 MPa)的銲材。

平行於銲道軸線受拉或受壓之全滲透開槽銲道，如箱型鋼柱的開槽銲轉角，其接頭不會傳遞主要載重，在這種情況下，不需計算全滲透開槽銲道的強度。

全滲透開槽銲之受拉接頭目的在提供與母材相同的強度，因此需使用相稱銲材。當銲材強度不匹配時，全滲透開槽銲已證明不會出現受壓破壞，雖然在發生不可接受變形前，低於銲材強度的不匹配量尚未確定，但一個標準強度等級是保守且允許的。根據銲材分類強度設計接頭銲道強度時，可以使用等於或小於匹配銲材的強度計算，惟銲材的選用仍需遵守鋼構造建築物鋼結構施工規範之規定。

部分滲透(PJP)開槽銲接頭的受壓標稱強度高於其他接頭，因為直到明顯高於降伏強度時銲材才觀察到其受壓極限狀態。

依11.1.4(2)節設計之含部分滲透開槽銲接合，其受壓強度不受銲材限制，因為周圍母材可傳遞受壓載重；若不依11.1.4(2)節設計，其含部分滲透開槽銲接合，需考慮銲材或母材皆可能為該接合中的關鍵部分的。

部分滲透PJP開槽銲拉力強度中在 F_{EXX} 乘上的因子0.6是源自1960年代初期，是為補償一些不確定因子，如：接頭未熔合區的缺口效應及無法以非破壞檢測評估銲道根部的品質；並非暗示其拉力破壞模式是由有效喉厚上的剪應力引起(如填角銲)。

在低地震風險區以承受壓力載重為主之柱構件續接，歷來以相對較小的部分滲透PJP開槽銲道接合，通常安裝的輔助措施能抵抗施工載重。柱構材續接處與底板主要承受壓力。13.4.4節認為，在一般製作的產品中，接頭的整個接觸面可能無法完全貼平，因此提供確保某種接觸條件的規則，以限制銲材與周圍母材間的潛在變形，此銲接目的是將柱固定到位，且接合面需精度較高之接合細節，而不是傳遞壓力載重。此外，一般施工實務可容忍柱續接中非常小變形的影響。同樣地，對底板與一般施工實務的要求是確保在底板有某種程度的承壓。因此不需要考慮銲材的壓應力，因為銲材會變形而隨後在鋼柱承壓時停止。

其他以部分滲透PJP開槽銲接合的構材，可能承受非預期載重，且存在可容忍之間隙，此接合以端部平整加工支承時，雖密合可能不符13.4.4節規定，但可以預期某種程度的承壓，且使用表11.2-5中的因子、強度與有效面積設計銲道，以抵抗11.1.4(2)節定義的載重；此接合未以端部平整加工支承時，使用表11.2-5中的可用強度與面積設計銲道以承擔所有載重。

在表11.2-5中，填角銲的標稱強度由有效銲喉面積決定，而連接部的強度由各自板材厚度決定。圖C-11.2-9說明填角銲與母材的剪力面：

- (1) 平面1-1，強度由材料A的剪力強度控制。
- (2) 平面2-2，強度由銲材的剪力強度控制。
- (3) 平面3-3，強度由材料B的剪力強度控制。

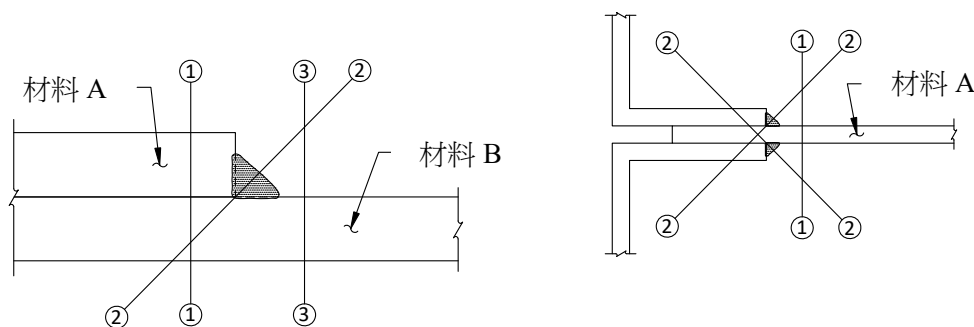


圖 C11.2-9 填角銲道縱向受剪之剪力面

銲接接頭的強度是每個剪力傳遞面之強度計算的最小者。注意，1-1與3-3剖面位於遠離銲道與母材間

熔合區域。試驗已證實，在決定填角銲的剪力強度時，該熔合區的應力並非關鍵(Preece, 1968)。圖C11.2-10顯示塞孔銲與部分滲透PJP開槽銲之銲道與母材的剪力面。

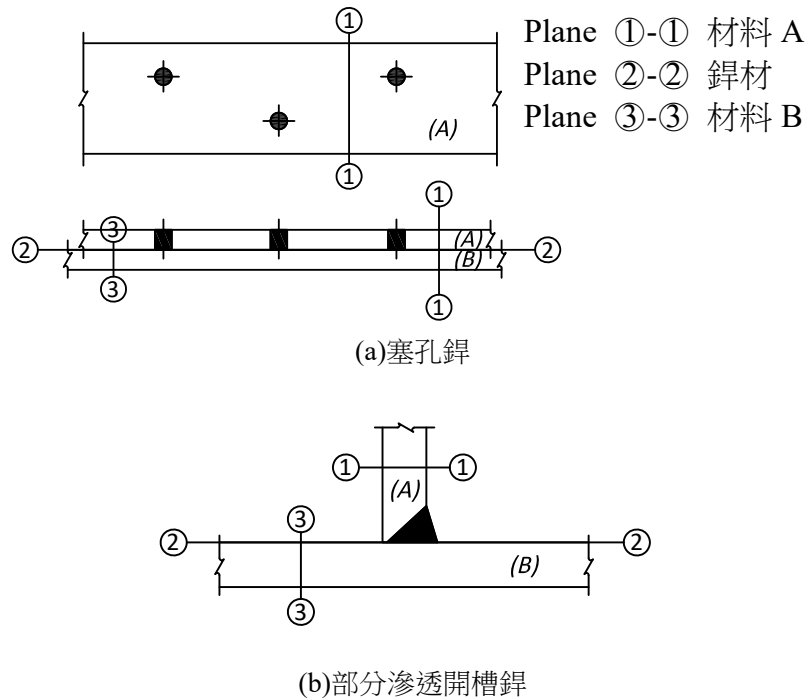


圖 C11.2-10 塞孔銲與部分滲透 PJP 開槽銲道之剪力面

瞬時旋轉中心法為計算銲道群強度的有效方法，該銲道群是由與相對於載重不同方向的銲道肢材組成。瞬時旋轉中心法考慮銲道群肢材間的應變諧和。AISC鋼結構施工手冊(AISC, 2011)討論了此方法的作法與更廣泛的解釋。

11.2.5 組合銲道

若單一接合包含兩種類型以上之銲道(開槽銲、填角銲、塞孔銲、塞槽銲)，應參照銲群的軸線分別計算各類型銲道強度，以決定組合銲道強度。

解說：

在決定同一接合內含部分滲透PJP開槽銲與填角銲道的組合強度時，總銲喉尺寸不是填角銲喉與開槽銲喉的簡單加總。在這種情況下，必須決定組合銲道的合成銲喉(從根部到銲道完成面的最短尺寸)，並根據該尺寸進行設計。

11.2.6 銲材規定

全滲透開槽銲受垂直有效面積拉力作用時，其銲材選用應符合相稱銲材的規定。

下列接合的銲材在4 °C或更低溫度下，其規定沙丕V形凹槽能量韌性應至少27 J：

- (a) 受垂直有效面積拉力作用且鋼背襯板不移除之全滲透開槽銲的T型與角隅接合，使用部分滲透開槽銲的標稱強度與強度因子或安全因子設計的接合除外。
 - (b) 定義於3.2節之重型斷面且在垂直有效面積方向受拉的全滲透開槽銲續接。
- 製造商的合格證明應可視為符合規定的證明。

解說：

母材對應之相稱銲材規定參閱鋼構造建築物鋼結構施工規範之表4.2-1。

與缺口效應有關之施載與殘餘應力、及因背墊板所造成之幾何不連續會提高斷裂的敏感性，此外，某些銲材與特定程序組合將導致銲道的凹槽能量韌性較低。因此，對於承受更高施載應力與能量韌性需求的接合，本規範要求銲材的最低規定能量韌性。對於翼板厚度超過50 mm的熱軋型鋼，銲材所需的能量韌性等級應選擇較母材規定者更保守一個等級。

11.2.7 銲材混用

當指定沙丕V形凹槽能量韌性時，所有熔填於同一接合的所有銲材，包括點銲、打底銲道與後續各層銲道的銲序耗材應相容，以確保複合銲道的凹槽能量韌性。

解說：

當使用不相容的銲材組合且複合銲道有凹槽能量韌性需求時，可能會出現問題。例如，以含鋁脫氧劑的銲條使用自遮護程序熔填的點銲，接續以潛弧銲(SAW)多道銲接時，儘管每個銲序本身都規定使用凹槽韌性銲材，但也可能會使此複合銲道的凹槽韌性較低。

對不同類型銲材進行銲接的潛在疑慮，是在兩種銲材之一採用自遮蔽包藥電弧銲(FCAW-s)銲序熔填的情況，過去已經證明此對拉力與伸長量等影響不顯著，但對凹槽韌性影響最大。市場上已有許多自遮蔽包藥電弧銲與其他銲序相容的組合。

11.3 螺栓、螺牙桿件與栓接接合

11.3.1 高強度螺栓

本規範依材料強度將高強度螺栓分類如下：

強度等級8 符合CNS 11328與CNS 12209 F8T之高強度螺栓。

強度等級10 符合CNS 11325與CNS 12209 F10T之高強度螺栓。

螺栓組裝時，包括與墊圈相鄰的所有接合面應除去鏽皮，但緊密黑皮除外。

(a)下列情況接合，螺栓允許安裝至緊貼狀態：

(1)承壓型接合，符合6.6節規定者除外。

(2)僅使用強度等級8螺栓，且不考慮因振動或載重變動所致之鬆動或疲勞的受拉或拉剪接合。

(b)下列情況接合，螺栓應施加預拉力：

(1)本規範規定應施加預拉力的接合。

(2)受顯著反復載重的接合。

(3)受無反向力的疲勞接合。

(4)採用F8T螺栓的受拉疲勞接合。

(5)採用F10T螺栓的受拉或拉剪接合。

(6)受振動載重處需考慮螺栓鬆動影響的接合。

(7)由兩型鋼組成的組合構材端部接合，兩型鋼間以螺栓連接，或至少一個開口側以開孔蓋板或繫板繫接，如6.6.1節規定者。

(c)下列情況接合，螺栓應設計為摩阻型：

- (1)受反向力的疲勞接合。
- (2)採用加大孔的接合。
- (3)採用槽孔的接合，但受載與槽孔長軸方向約呈正交(80至100度間)者除外。
- (4)接合面滑動對結構性能有不利影響的接合。
- (5)符合7.13節第3(d)項中部分長度蓋板規定的栓接延伸部分。

螺栓須鎖緊至預拉力或摩阻狀態者應清楚地標示於設計圖上，鎖緊力詳表11.3-1中規定的最小螺栓預拉力，並須用合適方法檢測之。

表 11.3-1 F8T 與 F10T 之螺栓最小預拉力(CNS 3934, 11328, 12209)

螺栓稱號	無螺紋桿部 標稱直徑 D (mm)	標稱應力 面積 A_s (mm ²)	F8T P_{pt} [a] tf (kN)	F10T P_{pt} [a] tf (kN)
M12 × 1.75	12	84.3	4.7 (46)	5.9 (58)
M16 × 2.0	16	157	8.8 (86)	11.0 (108)
M20 × 2.5	20	245	13.7 (135)	17.2 (168)
M22 × 2.5	22	303	17.0 (166)	21.2 (208)
M24 × 3.0	24	353	19.8 (194)	24.7 (242)
M27 × 3.0	27	459	25.7 (252)	32.1 (315)
M30 × 3.5	30	561	31.4 (308)	39.3 (385)
[a]等於螺栓最小抗拉強度的 0.70 倍，並根據 CNS 11328 與 12209 計算。				

表11.3-2 螺栓與錨栓標稱強度

種類	標稱拉力強度 F_t tf/cm ² (MPa) [a][b]	承壓型接合之標稱剪力強度 F_{nv} tf/cm ² (MPa) [c]	
		剪力面有螺牙	剪力面無螺牙
強度等級4，F4.8普通螺栓 (CNS 3934)	3.1 (300) [c]	1.8 (180) [d]	
強度等級8，F8T 高強度螺栓	6.0 (589)	3.6 (353)	4.5 (442)
強度等級10，F10T 高強度螺栓	7.5 (736)	4.5 (441)	5.6 (552)
3.2.4節基礎錨栓或螺桿之螺牙部	$0.750 F_u$	$0.450 F_u$	$0.563 F_u$
[a] 高強度螺栓的受拉疲勞載重詳附錄C。			
[b] 可使用螺牙部或螺栓的受拉應力面積(A_s ，詳表11.3-1)乘上其規定最小抗拉應力(F_u)的標稱拉力強度取代 $0.75 F_u$ 。			
[c] 栓接配置長度大於950 mm的端部受載接合，應以83.3%折減表中之 F_{nv} 值。栓接配置長度為連接兩元件之一接合面在平行受力方向之首尾螺栓間最大距離。			
[d] 對於F4.8螺栓，當連接部的夾持厚度超過5倍螺栓直徑，每增加2 mm，表中值應減少1%。			

解說：

國內CNS高強度螺栓標準主要引用日本工業標準JIS B 1186訂定，故本規範之高強度螺栓過去以來均以日規的F8T與F10T為基礎。然而，本設計規範與相關施工規範主要參考美國的規範(如AISC)制定，此高強度螺栓的材料涉及ASTM A325與A490材質。儘管F8T與A325或F10T與A490螺栓之材質強度等級相當，但根據不同材質強度與不同單位牙距(英制牙與SI公制牙)之不同應力面積(stress area)計算，相似直徑螺栓的設計強度差異甚至高達10%以上，應避免互用。

根據國內高強度F8T與F10T螺栓材質規定(詳CNS 11328 (CNS, 1985)與CNS 12209 (CNS, 1988))，規定最小抗拉強度分別為8.0 tf/cm² (785 MPa)與10.0 tf/cm² (980 MPa)，與日本F8T與F10T者的800與1000

MPa略有不同(僅單位換算的差異)。另美規的A325與A490螺栓材質之規定最小抗拉強度分別為120 ksi (8.5 t/cm² 或830 MPa)與150 ksi (10.6 t/cm² 或1040 MPa)(詳ASTM F3125/F3125M (ASTM, 2021))。F8T與A325及F10T與A490分別屬於相同強度等級之螺栓材質，但強度約有6%差異。

本節有關高強度螺栓的規定主要參考AISC 360-16 (AISC, 2016)「RCSC Specification for Structural joints Using High-Strength Bolts」(RCSC, 2020)與日本建築學會「鋼構造接合部設計指針」(AIJ, 2012)等相關規定。日本建築學會「鋼構造接合部設計指針」已將F14T (抗拉強度為1400 MPa)螺栓材料列入，並已應用於建築結構中，但為降低“延遲破壞(delayed fracture)”發生的風險，其螺牙細節須特別考量，故需經主管機關認定後方可使用。美國AISC 360-16規範已將Group 200 (強度等級200 ksi)(抗拉強度14.1 t/cm², 1380 MPa)螺栓(與F14T相同強度等級螺栓)納入規範中，引用ASTM F3111 (ASTM, 2016)重型六角頭結構螺栓組與ASTM F3043 (ASTM, 2015)圓形頭扭斷(twist off)結構螺栓組，此兩標準中之螺牙規格僅有英制牙，且牙型與ASTM F3125不同，應特別注意。強度等級200 ksi (Group 200)之高強度螺栓因仍有“氫脆(hydrogen embrittlement)”風險，因此RCSC 2020尚未允許使用。若欲使用200 ksi強度等級螺栓，其螺栓鋼材的生產主要儘可能降低內部氫脆風險，且螺栓牙型的設計著重於儘可能減少應力與應變集中，包括增加螺栓頭內部半徑、螺牙靠近桿部之過渡段、與螺牙根部更寬、更平滑的半徑。根據ASTM標準，Group 200 (強度等級200 ksi)螺栓組的使用僅限於特定建築位置與非腐蝕性環境條件。國內建築鋼結構若欲使用F14T等級之高強度螺栓，可根據1.3.5節之規定，取得內政部「建築新技術新工法新設備及新材料」認可後使用之。

在建築鋼結構中，一般而言，高強度結構用螺栓大多使用於室內，多無抗腐蝕需求，但若受海洋大氣影響或位於戶外直接暴露於潮濕大氣之建築或橋梁鋼結構接合，其高強度螺栓往往被要求採用鍍鋅處理，對於強度等級為10.0 t/cm² (980 MPa)之F10T或150 ksi之A490高強度螺栓，採用熱浸鍍鋅(hot-dip galvanizing)或機械鍍鋅(mechanical galvanizing)時，可能會引致氫脆與延遲破壞效應，在此不利的破壞效應尚未完全研究清楚前，F10T或A490高強度螺栓不允許熱浸鍍鋅或機械鍍鋅處理(AIJ, 2012; RCSC, 2020)，僅允許F8T或A325高強度螺栓進行熱浸鍍鋅或機械鍍鋅處理。因此本次修訂增加F8T高強度螺栓規格，使得高強度螺栓若有鍍鋅需求時，亦可增加選用符合國內CNS標準之F8T高強度螺栓。

本規範所採用的F8T與F10T螺栓是以現行國家標準CNS 11328之高強度六角螺栓，與CNS 12209之高強度扭力控制(TC)螺栓為依據，並考量國內鋼結構設計與施工規範係參考美國AISC規範，其規定取螺栓抗拉強度之70%為鎖固螺栓的最小預拉力，列於表11.3.1，其中，預拉力是依考慮螺牙部之應力面積(stress area)計算。根據ASTM F3125/F3125M (ASTM 2021)，A325與A490之英制牙與SI制牙高強度螺栓的最小預拉力分別參考表C11.3-1(a)與(b)。日規F14T高強度螺栓的最小預拉力參考表C11.3-1(c) (AIJ 2012)；根據ASTM F3043與F3111標準之Grade 2計算(ASTM 2015, 1016)，美規Group 200(ksi)高強度螺栓的最小預拉力參考表C11.3-1(d)。

如使用日本鋼結構協會規格(JSS II 09-1996) (JSSC, 1996)S10T圓頭螺栓，其強度可比照F10T (AIJ, 2012)。

螺栓的使用需以包括一個螺栓本體、一個強度相稱的螺帽、與一個或兩個強度相稱的墊圈(圓頭一個、六角頭兩個)組成之螺栓組為基礎。螺栓組應依不同標準規定之規格組成，不得混用。螺栓組若需鍍鋅時，需經潤滑處理，其螺桿與螺帽須來自相同製造商，且經相同鍍鋅處理者應置於同一容器運送。

表 C11.3-1(a) A325 與 A490 螺栓最小預拉力(英制) (ASTM F3125)

螺栓稱號	無螺牙部 標稱直徑 D (in)	螺牙部 標稱應力面積 A_s (in ²)	A325 P_{pt} ^[a] tf (kN)	A490 P_{pt} ^[a] tf (kN)
1/2	1/2	0.142	5.4 (53)	6.8 (66)
5/8	5/8	0.226	8.6 (85)	10.8 (106)
3/4	3/4	0.334	12.7 (125)	15.9 (156)
7/8	7/8	0.462	17.6 (173)	22.0 (216)
1	1	0.606	23.1 (227)	28.9 (283)
1 1/8	1 1/8	0.763	29.1 (285)	36.4 (357)
1 1/4	1 1/4	0.969	37.0 (363)	46.2 (453)
1 3/8	1 3/8	1.155	44.0 (432)	55.1 (540)
1 1/2	1 1/2	1.405	53.6 (526)	67.0 (657)
^[a] 等於螺栓最小抗拉強度的0.70倍，並根據ASTM F3125計算。				

表 C11.3-1(b) A325 與 A490 螺栓最小預拉力(SI 制) (ASTM F3125M)

螺栓稱號	無螺牙部 標稱直徑 D (mm)	螺牙部 標稱應力面積 A_s (mm ²)	A325 P_{pt} ^[a] tf (kN)	A490 P_{pt} ^[a] tf (kN)
M12	12	84.3	5.0 (49)	6.3 (61)
M16	16	157	9.3 (91)	11.7 (114)
M20	20	245	14.5 (142)	18.2 (178)
M22	22	303	17.9 (176)	22.5 (221)
M24	24	353	20.9 (205)	26.2 (257)
M27	27	459	27.2 (267)	34.1 (334)
M30	30	561	33.2 (326)	41.6 (408)
M36	36	817	48.4 (475)	60.6 (595)
^[a] 等於螺栓最小抗拉強度的0.70倍，並根據ASTM F3125M計算。				

表 C11.3-1(c) F14T 螺栓最小預拉力 (AIJ 2012)

螺栓稱號	無螺牙部 標稱直徑 D (mm)	螺牙部 標稱應力面積 ^[a] A_s (mm ²)	F14T P_{pt} ^[a] tf (kN)
M16	16	201	20.1 (197)
M20	20	314	31.4 (308)
M22	22	380	38.0 (372)
M24	24	452	45.2 (443)
^[a] 等於螺栓最小抗拉強度的0.70倍，並根據日本建築學會「鋼構造接合部設計指針」(AIJ 2012)建議之標稱應力面積計算。			

表 C11.3-1(d) AISC 360 Group 200 螺栓最小預拉力 (ASTM F3043, F3111)

螺栓稱號	無螺牙部 標稱直徑 D (in)	螺牙部 標稱應力面積 A_s (in ²)	Group 200 (ksi) $P_{pt}^{[a]}$ tf (kN)
1	1	0.640	40.7 (90)
1 1/8	1 1/8	0.808	51.4 (113)
1 1/4	1 1/4	1.019	64.8 (143)
[a]等於螺栓最小抗拉強度的0.70倍，並根據ASTM F3043與F3111標準之Grade 2計算。			

表11.3-2與表C11.3-2中的標稱拉力強度值是從以下公式獲得。

$$F_{nt} = 0.75F_u \quad (C11.3-1)$$

此式中的因子0.75是考慮螺栓螺紋部的有效受拉面積與標稱螺栓尺寸的無螺牙柄部斷面積之近似比例。因此， A_b 定義為螺栓無螺牙段標稱直徑所得的斷面積，且表11.3-2中的 F_{nt} 值以 $0.75F_u$ 計算之。

公式(C11.3-1)之拉力強度與螺栓最初安裝為預力或緊貼條件無關。試驗證實，與F8T之強度等級相同之A325螺栓在受拉但不受疲勞的載重作用下，其性能不受起始的安裝條件所影響(Amrine and Swanson, 2004; Johnson, 1996; Murray et al., 1992)。雖然此方程式是為螺栓接合發展而得，但也可保守地用於有螺牙部(Kulak et al., 1987)。

先前ASTM A325或A325M標準，直徑超過25 mm螺栓的規定最小抗拉強度 F_u 較低，這種差異在ASTM F3125標準中已不存在，此已反映在表C11.3-1的最小螺栓預力。

表11.3-2中的標稱抗剪強度值是考慮剪力面無螺牙與剪力面有螺牙條件，分別依下列公式(C11.3-2)與(C11.3-3)計算求得：

(a) 當剪力面無螺牙時

$$F_{nv} = 0.563F_u \quad (C11.3-2)$$

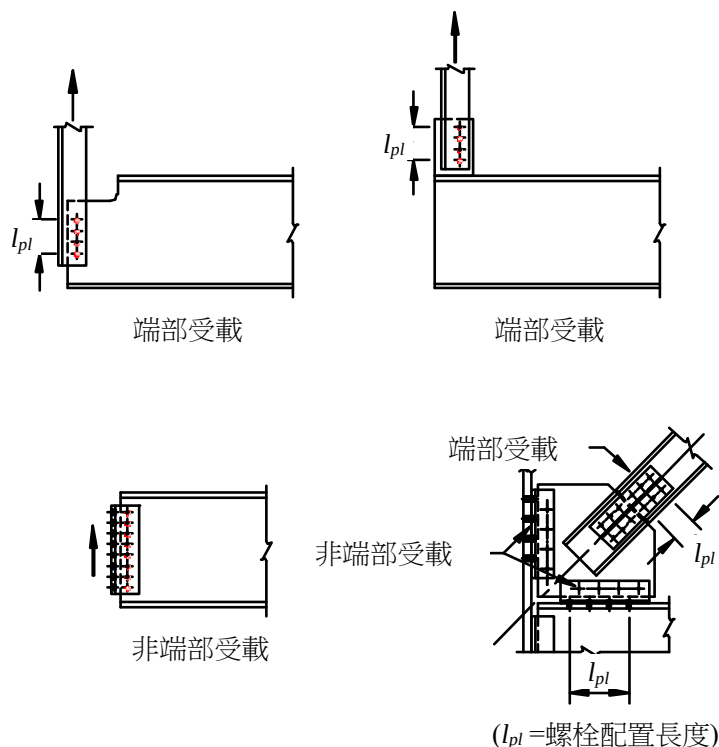
(b) 當剪力面有螺牙時

$$F_{nv} = 0.450F_u \quad (C11.3-3)$$

公式(C11.3-2)的因子0.563，是考慮剪力/拉力比0.625與接合長度折減因子0.90的效應，其中，此接合長度折減因子0.90適用於長度不超過950 mm (38 in.)的接合。。承壓型接合中結合前述因子0.90的剪力強度因子 ϕ 與安全因子 Ω ，可涵蓋接合不大於950 mm之差異應變與二階效應的影響。公式(C11.3-2)的因子0.450是0.563的80 %，此考慮當剪力面有螺牙時，螺牙部斷面積的減少。

在僅由幾個螺栓組成且長度約不超過400 mm (16 in.)的接合中，差異應變對承壓螺栓的剪力影響可以忽略不計(Kulak et al., 1987; Fisher et al., 1978; Tide, 2010)。在較長的拉與壓接合中，差異應變會造成螺栓間的不均勻載重分佈，其中靠近端部的螺栓承受非與總載重等比例分配的力量，因此降低每顆螺栓的最大強度。本規範不限制接合長度，但對長度超過950 mm的接合，在決定螺栓剪力強度時，要求以0.75代替前述的0.90折減因子，係將表 11.3-2 與表 C11.3-2 中附註^[b]的標稱剪力強度乘以 $0.75/0.90 = 0.833$ 的結果取代之。

前述討論主要適用於端部受載之受拉與受壓接合，為使設計簡單，對於長度不大於950 mm的接合適用相同標稱剪力強度。對於長度大於950 mm的梁構件剪力型接合，無需進行第二次折減。端部受載與非端部受載接合例如圖C11.3-1所示。



圖C11.3-1 端部受載與非端部受載接合例

表C11.3-2 螺栓與錨栓標稱強度

螺栓種類	標稱拉力強度 F_t tf/cm ² (MPa) ^{[a][b]}	承壓型接合之標稱剪力強度 F_{nv} , tf/cm ² (MPa)	
		剪力面有螺牙	剪力面無螺牙
A307螺栓	3.2 (309) ^[c]	1.9 (185) ^[d]	1.9 (185) ^[d]
A325高強度螺栓	6.0 (589)	3.6 (353)	4.5 (442)
A490高強度螺栓	7.5 (736)	4.5 (441)	5.6 (552)
基礎錨栓或螺桿之螺牙部	$0.75 F_u$	$0.450 F_u$	$0.563 F_u$
AISC Group 200高強度螺栓	10.5 (1030)	6.3 (618)	7.9 (773)
F14T高強度螺栓	10.7 (1050)	6.4 (630)	8.0 (788)

^[a] 高強度螺栓的受拉疲勞載重詳附錄C。
^[b] 可使用螺牙部或螺栓的受拉應力面積(A_s , 詳表11.3-1)乘上其規定最小抗拉應力(F_u)的標稱拉力強度取代 $0.75 F_u$ 。
^[c] 栓接配置長度大於950 mm的端部受載接合, 應以83.3%折減表中之 F_{nv} 值。栓接配置長度為連接兩元件之一接合面在平行受力方向之首尾螺栓間最大距離。
^[d] 對於A307螺栓, 當連接部的夾持厚度超過5倍螺栓直徑, 每增加2 mm, 表中值應減少1%。

緊密安裝是最經濟的安裝程序, 且允許承壓型接合中的螺栓使用, 除非規範要求(螺栓)施加預力。只有受拉力或剪力與拉力複合作用的Group A螺栓, 與和受剪力的Group B螺栓, 在鬆動或疲勞不為設計考慮因素的情況下, 允許緊密安裝。兩項研究已發現, 即使使用ASTM A490螺栓, 同一接合內螺栓的預力程度不同可能導致強度降低。更多細節參閱解說11.3.6節。

對緊密安裝的螺栓, 沒有規定的最小或最大預力。唯一的要求是螺栓使板牢固接觸。因為材料厚度與銲接可能導致(板)的變形, 接合部分可能無法接觸。

在結構設計的一些實際案例中, 接合需要滑動以允許接合在受控的方式下擴展與收縮。無論是否需要垂直於滑動方向的方向上傳力, 螺帽都應使用扳手擰緊, 然後迴轉四分之一圈。此外, 建議使螺栓螺紋變形或使用防鬆螺帽或併緊螺帽, 以確保螺帽在使用條件下不會進一步迴轉。螺紋變形通常是在一個位置以冷鑿與錘子來完成的。注意, 不建議將螺帽點銲到螺栓螺紋段上。

11.3.2 螺栓孔尺寸與適用條件

螺栓接合應符合下列規定：

- (a) 螺栓孔最大尺寸在表11.3-3，除了混凝土基礎中錨桿位置有公差要求外，柱底細節允許使用較大的孔。
- (b) 標準孔或垂直載重方向的短槽孔應採用符合表11.3-3的規定，加大孔、平行於載重的短槽孔或長槽孔須經簽證工程師同意方可使用。
- (c) 以標準孔設計的摩阻型接合允許使用最大6 mm之填隙片，此螺栓標稱剪力強度依標準孔計算，不必採用較低的槽孔規定強度。
- (d) 加大孔允許用於摩阻型接合中所有連接的鋼板，但不得用於承壓型接合者。
- (e) 短槽孔允許用於摩阻型或承壓型接合中所有連接層鋼板。對於摩阻型接合，槽可不考慮載重方向；對於承壓型接合，槽長度方向應垂直於載重方向。
- (f) 長槽孔用於摩阻型或承壓型接合時，僅允許用於個別接合面的一層連接鋼板。對於摩阻型接合，槽可不考慮載重方向；對於承壓型接合，槽長度方向應垂直於載重方向。
- (g) 高強度螺栓之墊圈應符合CNS標準之F35墊圈。

表 11.3-3 螺栓孔標稱尺寸(mm)

螺栓直徑(mm)	孔尺寸(mm)			
	標準孔 (直徑)	加大孔 (直徑)	短槽孔 (寬度×長度)	長槽孔 (寬度×長度)
M12	14	16	14×18	14×30
M16	18	20	18×22	18×40
M20	22	24	22×26	22×50
M22	24	28	24×30	24×55
M24	27	30	27×32	27×60
M27	30	35	30×37	30×67
M30	33	38	33×40	33×75
≥M36	d+3	d+8	(d+3)×(d+10)	(d+3)×2.5d

解說：

F35墊圈規定詳CNS 11328與CNS 12209。

標準孔或垂直於載重方向之短槽孔允許用於符合本規範規定的所有應用。為容納製作公差，且提供採用較大螺栓直徑時依比例放大接合尺寸所需之旋轉能力，直徑24 mm (1 in.)或更大的螺栓，標準孔尺寸為螺栓直徑加3 mm (1/8 in.)；直徑小於24 mm者，標準孔尺寸為螺栓直徑加2 mm (1/16 in.)(此為換算成mm單位後，進位置整數而得，此乃考量工業化開孔設備孔徑之公制規格多為mm的整數為單位)。當摩阻型接合之標準孔配合使用開口槽孔之填隙片(finger shime)填縫時，若填隙片厚度不大於6 mm，其標稱剪力強度無需依槽孔規定折減。組立過程中為提供構架調整的自由度，經設計者同意，允許使用三種類型的擴大孔，這些孔的標稱最大尺寸列於表11.3-3(或表C11.3-3)。這些擴大孔僅限於高強度螺栓的接合，並應符合11.3.3節與11.3.4節的規定。

表 C11.3-3 螺栓孔標稱尺寸

Bolt Diameter, in. 螺栓直徑(in.)	孔尺寸(in.)			
	Standard (Dia.) 標準孔 (直徑)	Oversize (Dia.) 加大孔 (直徑)	Short-Slot (Width x Length) 短槽孔 (寬度×長度)	Long-Slot (Width x Length) 長槽孔 (寬度×長度)
1/2	9/16	5/8	9/16×11/16	9/16 × 1 1/4
5/8	11/16	13/16	11/16×7/8	11/16×1 5/16
3/4	13/16	15/16	13/16×1	13/16×1 7/8
7/8	15/16	1 1/16	15/16×1 1/8	15/16×2 3/16
1	1 1/8	1 1/4	1 1/8 × 1 5/16	1 1/8 × 2 1/2
≥1 1/8	d + 1 1/8	d + 5/16	(d+1/8)×(d+3/8)	(d+1/16)×(2.5d)

11.3.3 最小間距

標準孔、加大孔或槽孔間的中心距應不小於螺栓標稱直徑 d 的 $2\frac{2}{3}$ 倍，且淨距應不小於 d 。

解說：

實務上，標準孔、加大孔或槽孔間中心距採用 $3d$ 為佳。最小間距使用 $2\frac{2}{3}d$ 是為了便於施工，但不必符合11.3.10節的承壓與撕裂強度規定。

11.3.4 最小邊距

(1)標準孔中心至連接部邊距，應不小於表11.3-4中的值或應符合11.3.10節的規定。

(2)加大孔或槽孔中心至連接部邊距，應不小於標準孔中心到連接部邊距加上表11.3-5中的邊距增量 C_2 。

表 11.3-4 標準孔中心^[b]至連接部最小邊距^[a]

螺栓直徑 (mm)	最小邊距 (mm)
12	19
16	22
20	26
22	28
24	30
27	34
30	38
36	46
超過36	1.25 d
^[a] 若滿足11.3.10節與11.4節的規定，必要時允許使用較小邊距。不允許小於一個螺栓直徑的邊距，除非經簽證工程師同意。 ^[b] 加大孔或短槽孔詳表11.3-5。	

表 11.3-5 邊距增量值 C_2 (mm)

螺栓直徑	加大孔	槽孔		
		垂直長軸之邊		平行長軸之邊
		短槽	長槽 ^[a]	
≤ 22	2	3	0.75 d	0
24	3	3		
≥ 27	3	5		
^[a] 當槽長小於表11.3-3之最大容許值時，C ₂ 可減少最大與實際槽長差值之半。				

解說：

表11.3-4與表C11.3-4的邊距是基於標準製造實務與製作工藝公差所訂的最小邊距。必須符合11.3.10與11.4節的規定。

在2010年以前版本的AISC規範中，分別將軋製或熱切割邊與剪切邊之最小邊距列於表11.3-4與表C11.3-4。11.3.10節與11.4節適用於熱切割、鋸切與剪切邊，用於防止超過承壓與撕裂極限狀態，且符合所有螺栓孔。因此，表11.3-4與表C11.3-4的邊距規定是製作工藝標準，不再取決於邊緣條件或製造方法。

表 C11.3-4 標準孔中心^[b]至連接部的最小邊距^[a]

螺栓直徑 (in.)	最小邊距 (in.)
1/2	3/4
5/8	7/8
3/4	1
7/8	1 1/8
1	1 1/4
1 1/8	1 1/2
1 1/4	1 5/8
超過 1 1/4	1 1/4 d
^[a] 若滿足11.3.10節與11.4節的規定，必要時允許使用較小邊距。不允許小於一個螺栓直徑的邊距，除非經簽證者同意。	
^[b] 加大孔或槽孔詳表C11.3-5。	

表 C11.3-5 邊距增量 C_2 (in.)

螺栓標稱直徑 (in.)	加大孔 (in.)	槽孔		
		垂直長軸之邊		平行長軸之邊
		短槽	長槽 ^[a]	
≤ 7/8	1/8	1/8	3/4d	0
1	1/8	1/8		
≥ 11/8	1/8	3/16		
^[a] 當槽長小於表C11.3-3之最大容許值時，C ₂ 可減少最大與實際槽長差值之半。				

11.3.5 最大間距與邊距

(1) 螺栓中心至最近接觸部的最大邊距，應不大於連接部厚度的12倍或150 mm。

(2) 鋼板與型鋼間或兩鋼板間連續接觸的螺栓縱向間距規定如下：

(a) 塗裝構材或不受腐蝕作用之未塗裝構材，間距應不大於連接部較薄板厚的24倍或300 mm。

(b)受大氣腐蝕之未塗裝耐候鋼構材，間距應不大於連接部較薄板厚的14倍或180 mm。

解說：

本節間距的(a)與(b)尺寸規定不適用於兩型鋼連續接觸所組成之元件。

限制邊距不超過連接部分厚度12倍或150 mm，其目的是提供在油漆失效情況下的濕氣排除，以防止連接部間的腐蝕可能累積與迫使其分離。對暴露於大氣腐蝕的未塗裝耐候鋼之連接部，需更加嚴格限制。

縱向間距僅適用於由型鋼與鋼板或兩鋼板所組成的元件。對於不受腐蝕作用的背靠背角鋼連接等元件，其縱向間距可依照結構需求決定。

11.3.6 螺栓與螺牙部的拉力與剪力強度

在緊貼或預力條件下，高強度螺栓或螺牙部的設計拉力及剪力強度 ϕR_n ，與容許拉力及剪力強度 R_n/Ω ，應依以下的拉力斷裂與剪力斷裂極限狀態決定：

$$R_n = F_n A_b \quad (11.3-1)$$

$$\phi_v = 0.75, \quad \Omega_v = 2.00$$

其中：

A_b ：螺栓無螺牙部標稱直徑計算而得的標稱斷面積， mm^2 (cm^2)。

F_n ：為標稱拉應力 F_t ，或為標稱剪應力 F_v ，詳表11.3-2， tf/cm^2 (MPa)。

需求拉力應包括因連接部變形產生之槓抬作用所致的拉力。

解說：

螺栓的剪力強度取決於受剪處通過螺栓的無螺牙柄部或螺牙部。短螺栓生產時可能為全段皆為螺牙部螺栓，故其剪力強度由螺牙部決定。

緊貼或預力之高強度螺栓或螺牙部可抵抗的力，可能受到11.3.10節中螺栓孔處的承壓強度限制。個別螺栓的有效強度可取11.3.6節螺栓剪力強度，及11.3.10節螺栓孔處承壓強度與撕裂強度的小者；螺栓群的強度取個別螺栓有效強度的總和。

螺栓的拉力受載通常因接合部變形而伴隨產生彎曲，因此，其強度因子 ϕ 與安全因子 Ω 相對保守。

決定螺栓的剪力強度時，面積 A_b 是由螺栓標稱面積乘以剪力面數量而得，其中螺栓標稱面積是由螺栓標稱直徑計算。當設計栓接接合時，可保守地應用螺牙部的強度公式。表中ASTM A307螺栓的標稱強度是從公式(C11.3-3)獲得，適用於所有情況，與螺牙位置無關。

11.3.7 承壓型接合受拉力與剪力聯合作用

拉力與剪力聯合作用之螺栓可用拉力強度，應依拉剪斷裂極限狀態決定：

$$R_n = F'_t A_b \quad (11.3-2a)$$

或

$$R_n = F'_{nv} A_b \quad (11.3-2b)$$

$$\phi = 0.75, \Omega = 2.00$$

其中：

F'_{nt} ：剪應力效應修正後的標稱拉應力，tf/cm² (MPa)。

$$: = 1.3F_{nt} - \frac{F_{nt}}{\phi F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (11.3-3a)$$

$$: = 1.3F_{nt} - \frac{\Omega F_{nt}}{F_{nv}} f_{rv} \leq F_{nt} \quad (11.3-3b)$$

F'_{nv} ：拉應力效應修正後的標稱剪應力，tf/cm² (MPa)。

$$: = 1.3F_{nv} - \frac{F_{nv}}{\phi F_{nt}} f_t \leq F_{nv} \quad (11.3-3a)$$

$$: = 1.3F_{nv} - \frac{\Omega F_{nv}}{F_{nt}} f_t \leq F_{nv} \quad (11.3-3b)$$

F_{nt} ：表11.3-2之標稱拉應力，tf/cm² (MPa)。

F_{nv} ：表11.3-2之標稱剪應力，tf/cm² (MPa)。

f_{rv} ：載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合下的需求剪應力，tf/cm² (MPa)。

f_t ：載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合下的需求拉應力，tf/cm² (MPa)。螺栓的可用剪應力或可用拉應力應分別大於等於需求剪應力 f_{rv} 與需求拉應力 f_t 。

解說：

注意：依據公式(11.3-3a)、(11.3-3b)、(11.3-3c)或(11.3-3d)，其需求剪應力 f_{rv} 或拉應力 f_t 分別小於其可用應力 30% 時，不需要考慮拉-剪應力互制的影響。

試驗顯示，螺栓由外力產生拉-剪互制作用的強度可用橢圓方程式來準確定義(Kulak et al., 1987)。關係式表示為：

LRFD設計法：

$$\left(\frac{f_t}{\phi F_{nt}} \right)^2 + \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}} \right)^2 = 1 \quad (C11.3-4a)$$

ASD設計法：

$$\left(\frac{\Omega f_t}{F_{nt}} \right)^2 + \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}} \right)^2 = 1 \quad (C11.3-4b)$$

其中：

f_v ：需求剪應力，tf/cm² (MPa)。

f_t ：需求拉應力，tf/cm² (MPa)。

F_{nv} ：標稱剪應力，tf/cm² (MPa)。

F_{nt} ：標稱拉應力，tf/cm² (MPa)。

如圖C11.3-2所示，橢圓關係可用三條直線取代，其差異很小。中間段斜線部分表示如下：

鋼結構設計規範與解說

LRFD設計法：

$$\left(\frac{f_t}{\phi F_{nt}}\right) + \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right) = 1.3 \quad (\text{C11.3-5a})$$

ASD設計法：

$$\left(\frac{\Omega f_t}{F_{nt}}\right) + \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}}\right) = 1.3 \quad (\text{C11.3-5b})$$

依此可導出公式(11.3-3a)與(11.3-3b)(Carter et al., 1997)。

公式(C11.3-5a)與(C11.3-5b)提供的好處是，當某一應力(拉或剪)相當大時，另一應力不需進行修正。注意，公式(11.3-3a)與(11.3-3b)可以改寫，以找到標稱剪應力 F'_{nv} (為拉應力 f_t 的函數)。公式如下：

LRFD設計法：

$$F'_{nv} = 1.3F_{nv} - \frac{F_{nv}}{\phi F_{nt}} f_t \leq F_{nv} \quad (\text{C11.3-6a})$$

ASD設計法：

$$F'_{nv} = 1.3F_{nv} - \frac{\Omega F_{nv}}{F_{nt}} f_t \leq F_{nv} \quad (\text{C11.3-6b})$$

本節是採用線性關係。通常使用橢圓關係是可接受的(如圖C11.3-2)，使用橢圓解的類似公式如下：

LRFD設計法：

$$F'_{nv} = F_{nt} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right)^2} \quad (\text{C11.3-7a})$$

ASD設計法：

$$F'_{nv} = F_{nt} \sqrt{1 - \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}}\right)^2} \quad (\text{C11.3-7b})$$

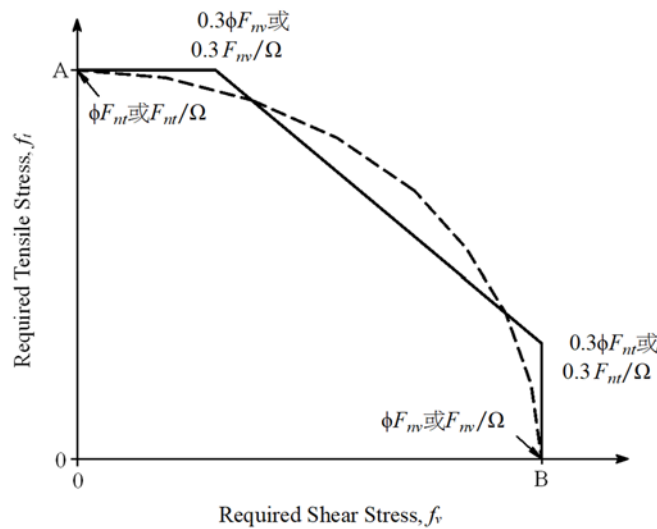


圖 C11.3-2 橢圓解的直線表示

11.3.9 摩阻型接合的高強度螺栓

摩阻型接合應設計防止滑動且達承壓型接合的極限狀態。當摩阻型螺栓通過填板時，所有滑動面均應提供設計的需求抗滑強度。

單顆螺栓在滑動極限狀態下的可用抗滑強度應為：

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (11.3-4)$$

(a)標準孔與垂直於載重方向的短槽孔

$$\phi = 1.00, \Omega = 1.50$$

(b)加大孔與平行於載重方向的短槽孔

$$\phi = 0.85, \Omega = 1.76$$

(c)長槽孔

$$\phi = 0.70, \Omega = 2.14$$

其中：

μ ：A或B級表面的平均滑動係數，可依下列決定，或由試驗決定：

(1) A級表面(未塗裝具乾淨黑皮之表面、經噴砂後採A級塗裝之表面或鍍鋅處理後經粗糙化之表面)

$$\mu = 0.30。$$

(2) B級表面(噴砂後未塗裝或噴砂後採B級塗裝表面)

$$\mu = 0.50。$$

D_u ：=1.13，為反映螺栓平均安裝預力與規定最小預力的比值。簽證工程師可同意使用其他值。

T_b ：表11.3-1所列螺栓最小預力，tf(kN)。

h_f ：填板因子，如下決定：

(1)連接部間一片填板

$$h_f = 1.0。$$

(2)連接部間兩片或更多填板

$$h_f = 0.85。$$

n_s ：接合的允許滑動平面數。

解說：

多年來，摩阻型接合的設計規定基本保持不變。最初使用2 mm (1/16英吋)間隙的標準孔規定，是基於以校正扳手鎖緊時在規範載重下有10%的滑動機率，這約與1.4到1.5倍規範載重的滑動設計相當。因為抗滑強度被視為使用性的設計議題，因此以適當安全因子決定。

根據RCSC *Guide to the Design Criteria for Bolted and Riveted Joints* (Kulak et al., 1987)，本節修訂包括加大孔與槽孔的規定，將加大孔的可用強度降低15 %、垂直於載重方向長槽孔者降低30 %、與平行於載重方向長槽孔者降低40 % (Allan and Fisher, 1968)。

除了略為改變且增加LRFD的規定外，直到2005年版AISC規範(AISC, 2005)才為簽證者選用之摩阻型接合增加更高可靠度等級的設計。增加此規定有兩個原因。

首先，使用加大孔的摩阻型接合已相當普遍，因該接合提供了經濟性，特別是對於大型栓接桁架與重型垂直支撐系統。在RCSC規範(RCSC, 2014)的解說中指出，只有簽證者能確定在使用載重下潛在滑動是否會降低構架抵抗係數化載重之能力，但未提供如何做到的任何指引。若在使用載重下，滑動會降低構架抵抗係數化載重的能力，2005年版AISC規範提供了一個在係數化載重下抵抗滑動的設計程序。

其次，這些接合往往需要大的填板細節，但開發這填充物的必要性及如何做是一個問題。1999年版LRFD規範(AISC, 2000b)指出，作為開發填板的替代方案是，「接頭應設計為摩阻型接合」。RCSC設計準則同時指出，「接頭應設計為摩阻型接合，接合的抗滑能力應不因填板或墊片的存在而降低」。兩者都要求將接頭當作承壓型接合進行檢核，這通常需要開發大型的填板。

對於具加大孔的接合，這兩個問題的答案似乎都提供了一種設計方法，在強度上防止滑動且不需對接合檢核承壓強度。為了做到這一點，有必要先儘可能接近地確定該加大孔的抗滑強度特性，以建立接合在係數化載重下可抵抗滑動的適當抗滑強度等級。

2010年版AISC規範(AISC, 2010)摩阻型接合的規定主要來自以下三個研究計畫的成果：

- (1) Dusicka與Iwai (Dusicka and Iwai, 2007)為RCSC評估具填板的摩阻型接合，提供有關此接合的相關研究結果。
- (2) Grondin等人(Grondin et al., 2007)的研究由兩部分組成，包括匯整已知來源的抗滑強度數據，與分析該數據之摩阻型接合的可靠度，評估長跨度屋頂桁架之結構型式，以了解摩阻型接合之滑動是否需要更高的可靠度。
- (3) Borello等人(Borello et al., 2009)進行了16組標準孔與加大孔的大尺寸摩阻型接合試驗，探討有、無厚填板的行為。

基於上述的研究，在2010年版AISC規範有關摩阻型接合的規定特別考量以下內容：

A 級表面滑動係數：Grondin等人(Grondin et al., 2007)嚴謹地評估測試程序並剔除許多不符施載程序要求的測試。其結果建議A級表面的滑動係數介於0.31與0.32間，部分問題是被認為是去除黑皮表面的變異性。目前的資料顯示，鍍鋅表面仍需更多研究，以確定是否需要改變這類型表面的滑動係數。

加大孔與預力損失：Borello等人(Borello et al., 2009)證實沒有額外的預力損失，且加大孔的接合與標準孔的對照組有類似的抗滑強度。

旋轉螺帽法之較高預拉力：設計時難以事先知道使用何種預拉力方法，故以校正 D_u 值方法建立的 D_u 值為1.13。然而，當簽證者同意時，規範允許使用較高的 D_u 值。

承壓剪力強度：Borello等人(Borello et al., 2009)證實，無論填板尺寸如何，加大孔的接合都可在使用填板時發展可用承壓強度。雖然剪力強度隨填板尺寸不同而有所變異，但當此承壓強度為發展時，厚填板的剪力強度最大折減約15 %。

摩阻型接合中的填板：Borello等人(Borello et al., 2009)指出，填板厚度不會降低接合的抗滑強度。Borello等人(Borello et al., 2009)及Dusicka與Iwai (Dusicka and Iwai, 2007)等人指出，多片填板(如圖C11.3-3所示)會降低抗滑強度。考慮填板數量的因子應包含在設計公式中。銲接在接合構材或連接板上的板不是填板，故不需此折減因子。

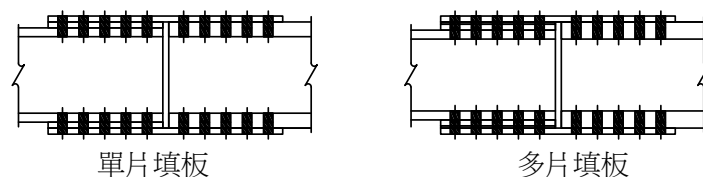


圖 C11.3-3 單片或多片填板配置

2010年版AISC規範(AISC, 2010)之摩阻型接合的規定基於以下結論：

- (1) A級表面之摩阻型接合的強度平均值與變異係數支持使用滑動係數 $\mu = 0.31$ ，而不是0.33或0.35。在

兩種抗滑等級(A與B)使用相同的強度因子下，預期使用 $\mu = 0.30$ 將獲得更一致的可靠性，且強度與安全因子也反映了此值。

(2)反映使用多片填板 h_f 因子之標稱抗滑強度詳公式(C11.3-8)：

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (C11.3-8)$$

其中：

h_f ：填板因子，為反映因多片填板而減少抗滑強度的係數。

(3) D_u 為統計分析而得的參數，是以安裝方法與最小規定預拉力為參數，並以所選用的滑動等級機率而發展的統計方式，用以計算標稱抗滑強度。

(4)填板表面需與接合中其他接合面有相同或更高的滑動係數。

(5)加大孔與槽孔的設計抗滑強度折減不是由於試驗抗滑強度的降低，而是用於反映滑動的後果，儘管 ϕ 在此繼續維持0.85，但清楚地記錄到接合抗滑強度的增加。

對於採用表面適當處理之單片任意厚度填板的摩阻型接合設計，可不降低抗滑強度。具多片填板的摩阻型接合設計，若所有接合面均為B級或A級表面，且以旋轉螺帽法施加預力，可不降低抗滑強度。此對多片填板的規定是基於B級表面的額外可靠度，或以旋轉螺帽法施加更高預力的基礎訂定。

本規範也認可一種用於6.6節中組合受壓構材的特殊類型摩阻型接合，雖然該接合要求螺栓需預力且接合面至少為A 級表面，但設計時設計螺栓的承壓強度。這是基於防止受壓構材之端部元件間相對運動的需求。

用旋轉螺帽施加螺栓預力時，加大孔與平行載重方向槽孔的抗滑強度可靠度，超過規範中與主要構材標稱強度相關的可靠度，如表C11.3-1所示。使用其他鎖固方法的抗滑強度可靠度超過先前的等級，且其連接部在預期發生非彈性變形的載重下仍足以防止滑動。由於標準孔受滑動的影響小於加大孔者，因此允許標準孔的可靠度因子低於加大孔者。關於這些接合可靠度所增加的資料，允許回到類似RCSC規範(RCSC, 2014)與AISC規範先前版本考慮抗滑強度的單一設計等級。

表C11.3-1 抗滑強度可靠因子 β

Group	Class	旋轉螺帽法		其他	
		標準孔、 平行槽孔	加大孔	標準孔、 平行槽孔	加大孔
Group A (A325)	Class A ($\mu=0.30$)	2.39	2.92	1.82	2.41
	Class B ($\mu=0.50$)	2.78	3.52	2.17	2.83
Group B (A490)	Class A ($\mu=0.30$)	2.01	2.63	1.53	2.13
	Class B ($\mu=0.50$)	2.47	3.20	1.86	2.54

11.3.9 摩阻型接合受拉力與剪力聯合作用

當摩阻型接合受拉而降低淨夾緊力時，規定於11.3.8節之單顆螺栓的可用抗滑強度應乘折減因子 k_{sc} ，如下所示：

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \quad (11.3-5a)$$

$$k_{sc} = 1 - \frac{1.5T_a}{D_u T_b n_b} \quad (11.3-5b)$$

其中：

T_u ：載重與強度因子設計法載重組合的需求拉力，tf (kN)。

T_a ：容許強度設計法載重組合的需求拉力，tf (kN)。

T_b ：表11.3-1所列螺栓最小預力，tf (kN)。

D_u ： $=1.13$ ，為反映螺栓平均安裝預力與規定最小預力的比值。簽證工程師可同意使用其他值。

n_b ：受拉螺栓數量。

11.3.10 螺栓孔承壓與撕裂強度

承壓與撕裂極限狀態之螺栓孔可用強度 ϕR_n 與 R_n/Ω 應如下決定：

$$\phi = 0.75, \quad \Omega = 2.00$$

連接材料之標稱承壓強度規定如下：

a. 緊貼或預力的高強度螺栓接合(層間牢固接觸)

1. 對於標準孔、加大孔與載重方向無關之短槽孔，或平行載重方向之長槽孔的接合，單顆螺栓之接合元件強度應為下列較小者：

(a) 承壓

(i) 在服務載重下，設計時考慮螺栓孔變形

$$R_n = 2.4dtF_u \quad (11.3-6a)$$

(ii) 在服務載重下，設計時不考慮螺栓孔變形

$$R_n = 3.0dtF_u \quad (11.3-6b)$$

(b) 撕裂

(i) 在服務載重下，設計時考慮螺栓孔變形

$$R_n = 1.2l_c t F_u \quad (11.3-6c)$$

(ii) 在服務載重下，設計時不考慮螺栓孔變形

$$R_n = 1.5l_c t F_u \quad (11.3-6d)$$

2. 對於垂直載重方向之長槽孔的接合，單顆螺栓之接合元件強度應為下列較小者：

(a) 承壓

$$R_n = 2.0dtF_u \quad (11.3-6e)$$

(b) 撕裂

$$R_n = 1.0l_c t F_u \quad (11.3-6f)$$

b.以螺栓或螺桿穿過未加勁之箱型斷面或中空斷面構材的接合

(a) 承壓應符合11.7節與公式(11.7-1)的規定

(b) 撕裂

(i) 標準孔或垂直載重方向短槽孔接合的單顆螺栓

(1)在服務載重下，設計時考慮螺栓孔變形

$$R_n = 1.2l_c t F_u \quad (11.3-6g)$$

(2)在服務載重下，設計時不考慮螺栓孔變形

$$R_n = 1.5l_c t F_u \quad (11.3-6h)$$

(ii) 垂直載重方向長槽孔接合的單顆螺栓

$$R_n = 1.0l_c t F_u \quad (11.3-6i)$$

其中：

F_u ：連接材料的規定最小拉力強度， tf/cm^2 (MPa)。

d ：螺栓標稱直徑， cm (mm)。

l_c ：在載重方向上，孔邊緣與相鄰孔邊緣或材料邊緣間的淨距， cm (mm)。

t ：連接材料的厚度， cm (mm)。

承壓型與摩阻型接合均應檢核承壓與撕裂強度。符合11.3.2節之加大孔與平行載重方向之短槽孔或長槽孔僅限用於摩阻型接合。

解說：

樁接之承壓強度規定與螺栓者不同；參閱11.7節。

承壓強度值是做為提供承載螺栓材料的強度評估，並非做為螺栓的保護，螺栓不需保護。據此，無論螺栓的剪力強度或承壓區有無螺牙，相同的承壓值適用於所有栓接接合。

材料承壓強度可能受孔的承壓變形或鋼板材料之撕裂的限制。先前版本規範中，此兩種極限狀態由一個公式定義，稱為承壓極限狀態。此版本將兩極限狀態分開，允許清楚地參考個別的限制條件與對應的公式。Kim與Yura(Kim and Yura, 1996)及Lewis與Zwerneman(Lewis and Zwerneman, 1996)確認在承壓條件下的承壓強度規定，其中標稱承壓強度 R_n 等於 $CdtF_u$ ，且視孔的類型或孔在極限載重作用下橢圓變形的可接受性， C 等於2.4、3.0或2.0，如11.3.10節所述，。但無論如何，該研究也顯示，當撕裂破壞控制時，需要不同的承壓強度規定。因此，本節提供含淨距 l_c 變數之承壓強度公式，此與RCSC(RCSC, 2014)的公式一致。

Frank與Yura(Frank and Yura, 1981)證實，特別在淨斷面上當承壓力與高拉應力組合時，即使不發生斷裂，隨著承壓力增加超過 $2.4dtF_u$ ，通常會開始產生大於6 mm之孔伸長率。對於垂直載重方向的長槽孔，在承壓力大於 $2.0dtF_u$ 時有相同的結果。在最大強度下， $3.0dtF_u$ 的上限強度預期孔橢圓化(變形大於6 mm)。

此外，為了簡化與歸納這些承壓強度的計算，目前條文是基於淨距公式。過去規範條文考量不同螺栓孔型與與受力方向之調整因子的邊距與間距，以及最小邊距的規定。個別螺栓的有效剪力強度取符合11.3.6節螺栓剪力強度，與符合11.3.10節螺栓孔承壓與撕裂強度的小者。螺栓群的強度是應變諧和的函數，取決於螺栓與連接部的相對勁度。對於如AISC *Steel Construction Manual* (AISC, 2011)中所示的

典型接合，可計算連接部個別螺栓在剪力、承壓與撕裂極限狀態的強度，並加總螺栓剪力或每個螺栓控制之承壓或撕裂極限狀態的最低值，以決定螺栓群強度。其目的是為使本規範處理承壓與撕裂兩個別公式與前版規範處理組合公式的方式相同。如此忽略這些極限狀態在多個連接部件中相互作用的可能性，但常見的接合細節受此交互作用影響相當小，此種簡化有益於實務設計。非典型接合可能對此交互作用較敏感，因此需要更準確的方法評估。

11.3.11 特殊螺栓

表11.3-2以外的特殊螺栓標稱強度應經試驗驗證。

11.3.12 與受拉螺栓相接的管壁強度

當受拉螺栓與未加勁之箱型斷面或中空斷面的管壁相接時，管壁的強度應以合理分析決定。

解說：

對於傳遞螺栓拉力到中空斷面管壁的接合配置，必須使用合理的分析決定適當的極限狀態，除了適於受拉螺栓外，可能也包括管壁的降伏線機制或受拉貫穿極限狀態。

11.4 構材受影響元件與接合元件

本節適用於接合處的構材元件與連接元件，例如板、接合板、角鋼與托架。

11.4.1 受拉元件強度

受拉力影響與拉力接合元件，其設計強度 ϕR_n 與容許強度 R_n/Ω 應為拉力降伏與拉力斷裂極限狀態之小者。

(a) 接合元件之拉力降伏極限狀態

$$R_n = F_y A_g \quad (11.4-1)$$

$$\phi = 0.90, \quad \Omega = 1.67$$

其中：

A_g ：受拉全斷面積， cm^2 (mm^2)。

(b) 接合元件之拉力斷裂極限狀態

$$R_n = F_u A_e \quad (11.4-2)$$

$$\phi = 0.75, \quad \Omega = 2.00$$

其中：

A_e ：5.3節定義之有效淨斷面積， cm^2 (mm^2)。

解說：

連接板的有效淨面積可能因如Whitmore斷面方法所計算的應力分佈而受到限制。

試驗顯示， A_e 可能受限於應力在構材中的分佈能力。在這些情況下，應使用如Whitmore斷面的分析程序決定 A_e 。

11.4.2 受剪元件強度

受剪力影響與剪力接合元件，其可用剪力強度應為剪力降伏與剪力斷裂極限狀態之小者：

(a) 元件之剪力降伏極限狀態：

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv} \quad (11.4-3)$$

$$\phi = 1.00, \Omega = 1.50$$

其中：

A_{gv} ：受剪全斷面積， cm^2 (mm^2)。

(b) 元件之剪力斷裂極限狀態：

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} \quad (11.4-4)$$

$$\phi = 0.75, \Omega = 2.00$$

其中：

A_{nv} ：受剪淨斷面積， cm^2 (mm^2)。

解說：

AISC規範於2005年以前版本，其剪力降伏強度因子為0.90，相當於安全係數1.67。在1989年ASD規範(AISC, 1989)中，剪力降伏容許應力為 $0.4F_y$ ，相當於安全係數1.5。為了使2005年版規範的LRFD方法與其版本的ASD規範一致，剪力降伏的強度因子與安全係數分別變為1.0和1.5。此增加LRFD設計強度約10%，其係基於過去使用ASD法已獲得令人滿意表現的長期歷史。

11.4.3 塊狀剪力強度

塊狀剪力破裂極限狀態下，沿一條或多條剪力破壞路徑與沿垂直拉力破壞路徑的可用強度應以下式決定：

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60 F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (11.4-5)$$

$$\phi = 0.75, \Omega = 2.00$$

其中：

A_{nt} ：受拉淨斷面積， cm^2 (mm^2)。

U_{bs} ：=1 (均勻拉應力)。

：=0.5 (不均勻拉應力)。

解說：

削切梁的試驗指出，沿圖C11.4-1所示之螺栓孔周邊會發生撕裂破壞模式(斷裂) (Birkemoe and Gilmor, 1978)。此塊狀剪力模式結合一平面上的拉力破壞與垂直平面的剪力破壞，其破壞路徑由螺栓孔中心線定義。同樣的情況存在於梁削切處的銲接接合，拉力面是銲道水平部分的長度，且剪力面是從水平銲道延伸到削切底緣。

剪力塊狀破壞模式不限於梁的削切端，其他例如圖C11.4-1與C11.4-2所示，銲接接合的周圍也需檢核

鋼結構設計規範與解說

塊狀剪力破壞模式。

本規範採用保守模型來預測塊狀剪力(破壞)強度。削切梁腹板與角鋼的破壞模式與接合板者不同，因僅一側平面提供剪力強度，在這種情況下，提供總強度的塊狀材料需有些旋轉。

雖然在端部淨斷面平面觀察到拉力破壞，但拉應力的分佈不一定是均勻的(Ricles and Yura, 1983 ; Kulak and Grondin, 2001 ; Hardash and Bjorhovde, 1985)。公式(11.4-5)中包含折減因子 U_{bs} ，以近似拉力面上的非均勻應力分佈。圖C-11.4.2(b)中的兩排接合的拉應力分佈不均勻，因為最靠近梁端那排螺栓排承受了大部分剪力載重。

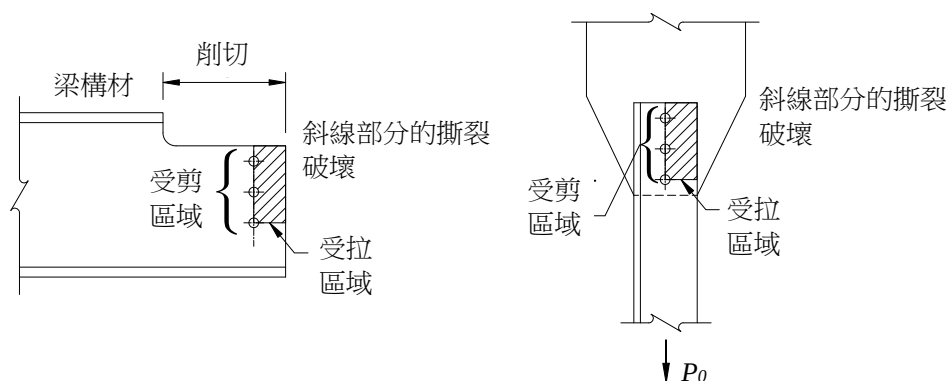
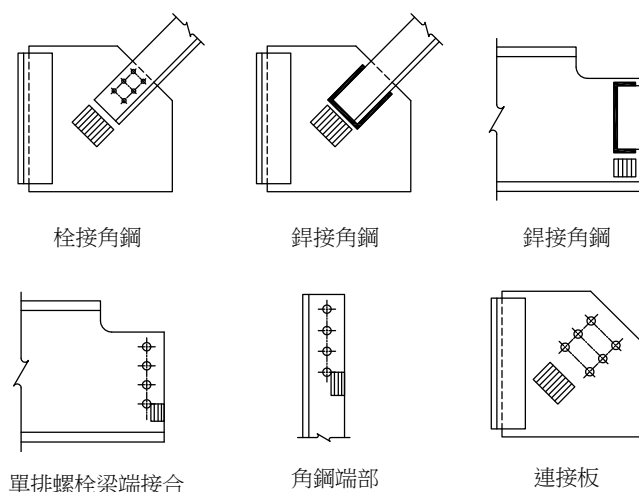
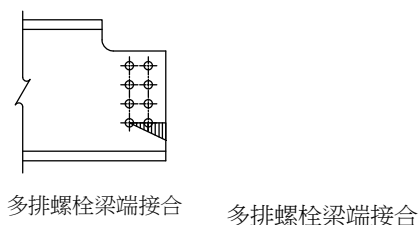


圖 C11.4-1 塊狀剪力破壞極限狀態的破壞面



(a) $U_{bs} = 1$ 的例子



(b) $U_{bs} = 0.5$ 的例子

圖 C11.4-1 塊狀剪力之拉應力分佈

對於圖C11.4-2中未列的條件， U_{bs} 可取為 $(1 - e/l)$ ，其中 e/l 是載重偏心與強度形心比值除以剪力塊長度。這與相關報告(Kulak and Grondin, 2001 ; Kulak and Grondin, 2002 ; Yura et al., 1982)的數據相符。塊狀剪力(破壞)是一種破裂或撕裂現象，而不是降伏的極限狀態。然而，如果 $0.6F_u A_{nv}$ 超過 $0.6F_y A_{gv}$ ，

當拉力面開始撕裂，剪力面可能會發生降伏。因此，公式(11.4-5)限制 $0.6F_u A_{nv}$ 不大於 $0.6F_y A_{gv}$ (Hardash and Bjorhovde, 1985)。公式(11.4-5)與第五章受拉構材的原理一致，其中全斷面積用於降伏極限狀態，而淨斷面積用於斷裂極限狀態。

11.4.4 受壓元件強度

降伏與挫屈極限狀態下，受壓接合元件的可用強度應以下式決定：

(a) 當 $L_c/r \leq 25$

$$P_n = F_y A_g \quad (11.4-6)$$

$$\phi = 0.90, \Omega = 1.67$$

(b) 當 $L_c/r > 25$ ，適用第六章規定。

其中：

L_c ：= KL = 有效長度，cm (mm)。

K ：有效長度因子。

L ：肢材側向無支撐長度，cm (mm)。

解說：

用於計算接合元件壓力強度之有效長度因子與端部束制條件有關，當採用直接分析法時不一定取1.0。為簡化接合計算，當元件長細比不大於25時，元件受壓時的標稱強度為 $F_y A_g$ ，此與使用第六章規定所得結果略有增加。對於更細長的元件，可適用第六章規定。

兩構材構成的角落接合板，因在兩構材邊緣受到束制，很難決定此元件的側向無支撐長度 L 或有效長度因子 K 。Dowswell (Dowswell, 2006) 提供根據經驗數據以決定 K 與 L 的指針。當接合板結實 ($t_g > t_b$) 時可以假設長細比小於或等於 25，而不需要檢查挫屈。

11.4.5 受撓元件強度

受影響構材的可用撓曲強度應為撓曲降伏、局部挫屈、撓曲側向扭轉挫屈與撓曲斷裂極限狀態之小者。

解說：

受影響構材與接合的元件通常足夠短且足夠厚，以至於撓曲效應(如果存在的話)不會影響設計。當此元件足夠長且足夠薄以至於必須考慮撓曲效應時，AISC *Steel Construction Manual* (AISC, 2007) 提供幾個特定條件相關的指針。AISC手冊的第9部分包含檢核削切梁撓曲強度的程序，也涵蓋槓抬作用的討論，其中包括角鋼組成接合、端板接合、翼板與其他類似元件的弱軸撓曲強度檢核。第10部分為決定單板剪力接合之延伸配置撓曲強度的程序。對於所有其他情況，可使用7.11節所提供的檢核。

接合元件之可用撓曲強度，使用LRFD設計法時可取 $0.9F_y Z_{gross}$ 與 $0.75F_u Z_{net}$ 之小者；使用ASD設計法時取 $F_y Z_{gross} / 1.67$ 與 $F_u Z_{net} / 2.00$ 之小者。使用這些值時，必須考慮大撓度與支撐構材或板不穩定的結果。如果考慮撓度，應檢核對於 $0.9F_y S_{gross}$ 的係數化載重 (Mohr and Murray, 2008)。

淨塑性斷面模數 Z_{net} 為：

奇數排螺栓，

$$Z_{net} = \frac{1}{4}t(s - d'_h)(n^2s - d'_h) \quad (C11.4-1)$$

偶數排螺栓，

$$Z_{net} = \frac{1}{4}t(s - d'_h)n^2s \quad (C11.4-2)$$

7.13.1節包含受拉翼板有孔構材有關強度折減的檢核，其中某些情況可能受淨撓曲斷裂控制。

11.5 填板

11.5.1 銲接接合之填板

接合需使用填板傳遞力量時，其填板與接合銲道應符合本節之規定。

a. 薄填板

填板厚度小於6 mm者應不得用於傳遞應力。當填板厚度小於6 mm，或厚度大於等於6 mm但不足以傳遞連接部間力量時，填板應與連接部外側邊緣齊平，且銲道尺寸應為需求尺寸加上填板厚度。

b. 厚填板

當填板厚度足以傳遞連接部間力量時，填板應延伸至外側連接元件邊緣外。外側連接元件與填板間的銲道應足以傳遞力量至填板上，且填板與內側連接元件間的銲道應足以傳遞力量。

11.5.2 承壓型栓接接合之填板

經由厚度等於或小於6 mm填板受載的螺栓，其剪力強度可不折減。經由厚度大於6 mm填板受載的螺栓，應符合下列任一規定：

(a) 螺栓剪力強度應乘以下式因子：

$$1 - 0.0154(t - 6)$$

但不小於0.85。

其中， t 為填板總厚度(mm)。

(b) 填板應銲接或延伸至接合外以栓接至連接元件，以使力量均勻分布在連接元件與填板的組合斷面上。

(c) 接合的尺寸應增加以容納(b)項所要求的螺栓數量。

解說：

Borello等人的研究報告(Borello et. al., 2009)對具填板之螺栓接合設計帶來重大變化。AISC 360規範自2010年(AISC, 2010)開始，若螺栓是以剪力強度乘以0.85因子設計，則不需再特別考量填板厚度超過19 mm對承壓型接合的影響。試驗顯示，以銲接填板抵抗其設計載重可防止螺栓的剪力強度損失(Borello et. al., 2009)。

填板可用於續接不同板厚的銲接疊接接合，或接合中可能存在偏移之處。

11.6 續接

板梁與梁的開槽鉚續接應依較小續接斷面的標稱強度設計。板梁與梁斷面的其他型式續接應依力作用於續接處的所需強度設計。

11.7 承壓強度

承壓(局部壓力降伏)極限狀態的接觸面設計承壓強度 ϕR_n 與容許承壓強度 R_n/Ω 應依以下規定計算：

$$\phi = 0.75, \Omega = 2.00$$

標稱承壓強度 R_n 應依以下條件決定：

(a) 經研磨之表面，擴孔、鑽孔與鉸孔之樞梢及承壓加勁板之端部

$$R_n = 1.8 F_y A_{pb} \quad (11.7-1)$$

其中：

A_{pb} ：承壓投影面積， cm^2 (mm^2)。

F_y ：規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

(b) 滾動支承與搖動支承

(1) 當 d 不大於 63 cm 時

$$R_n = \frac{1.2(F_y - 0.915)l_b d}{20} \quad (\text{tf, tf/cm}^2) \quad (11.7-2)$$

$$R_n = \frac{1.2(F_y - 90)l_b d}{20} \quad (\text{N, MPa})$$

(2) 當 d 大於 63 cm 時

$$R_n = \frac{9.6(F_y - 0.915)l_b \sqrt{d}}{20} \quad (\text{tf, tf/cm}^2) \quad (11.7-3)$$

$$R_n = \frac{30.2(F_y - 90)l_b \sqrt{d}}{20} \quad (\text{N, MPa})$$

其中：

d ：直徑，cm (mm)。

l_b ：承壓長度，cm (mm)。

解說：

一般而言，研磨表面的承壓強度設計，是由標稱載重下的承壓(局部壓力降伏)極限狀態控制，研磨接觸面的標稱承壓強度超過降伏強度，因隨著變形增加的後降伏強度提供足夠的安全性。樞接試驗 (Johnston, 1939) 與搖動支承試驗 (Wilson, 1934) 已證實此種行為。

11.8 柱基板與混凝土基礎承壓

柱載重傳遞至基腳與基礎的相關規定。

在缺乏規範規定的條件下，混凝土壓碎極限狀態的設計承壓強度 $\phi_c P_p$ 與容許承壓強度 P_p/Ω_c 允許依以下規定計算：

$$\phi_c = 0.65, \Omega_c = 2.31$$

標稱承壓強度 P_p 以下列條件決定：

(a) 柱基板面積等於混凝土可支承面積

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \quad (11.8-1)$$

(b) 柱基板面積小於混凝土可支承面積

$$P_p = 0.85 f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \leq 1.7 f'_c A_1 \quad (11.8-2)$$

其中：

A_1 ：柱基板面積， cm^2 (mm^2)。

A_2 ：混凝土支承面中幾何形狀相似於鋼柱基板且同心之最大面積， cm^2 (mm^2)。

f'_c ：混凝土規定壓力強度， t/cm^2 (MPa)。

解說：

本節規定與土木401-110 (土木水利學會，2021)中22.8.2節規定相同。

11.9 錨栓與埋置物

錨栓應依作用於整體結構載重之柱底所需強度設計，包含2.2節規定載重組合產生彎矩引致的淨拉力。錨栓應依表11.3-2螺牙部之規定設計。

傳遞力量至混凝土基礎的錨栓設計，應符合「混凝土結構設計規範」之規定。

當錨栓用於抵抗水平力，設計時應考慮孔徑、錨栓施工公差與柱構材的水平位移。

當以CNS 12209墊圈或板墊圈與孔相接之螺帽提供足夠承壓時，柱底板允許使用加大孔或長槽孔。

解說：

柱基需考量混凝土的承壓設計，包含柱構件需要抵抗底板的水平力。柱基設計詳AISC設計指引1 “Base Plate and Anchor Rod Design”第二版 (Fisher and Kloiber, 2006)。

本節建議的孔徑、對應的墊圈尺寸與螺帽，可參考AISC Steel Construction Manual。

關於埋置設計與剪力摩擦設計可詳混凝土結構設計規範。

「錨栓」是指埋置在混凝土中錨定鋼結構含螺牙之鋼棒，而非結構螺栓，且以材料的規定強度依表11.3-2之螺牙部強度設計。

一般而言，錨栓的最大設計拉力是由柱底彎矩所產生，並隨建築物在側向載重作用之傾倒趨勢所引起的上舉而增加。

柱基的剪力很少藉由柱底板與錨栓間的承壓抵抗，即使考慮可能的最低滑動係數，由柱垂直載重所引致的摩擦力通常足以將剪力從柱底傳遞至基礎。可能的例外是，在斜撐構架與抗彎構架的基座，其中較大的剪力可能需透過埋入柱基或於基礎頂部裝設剪力樺以傳遞剪力。

建議使用表C11.9-1的錨栓孔尺寸，以吸收預埋錨栓時可能的施工誤差。當使用合適墊圈時，這些較大孔徑對支撐結構的完整性是無害的。沖壓或熱切割產生的微圓錐孔是可接受的。

若使用板墊圈以消除水平剪力，於設計時需考慮錨栓的彎曲，且錨栓配置需能容納板墊圈的間隙。在此情況下，需特別注意銲道間隙、可施工性、板墊圈邊距、及錨栓與孔邊緣間容許誤差的影響。

錨栓配置與基礎鋼筋的配置設計及底板整體尺寸設計之協調性是很重要的。建議錨栓底部的錨定裝置盡可能小，以避免與基礎鋼筋衝突。重型六角螺帽或鍛造頭足以發展混凝土的剪力錐。對於底板與錨栓的設計可詳AISC設計指引1 “Base Plate and Anchor Rod Design” (Fisher and Kloiber, 2006)。對於埋置設計可詳混凝土設計規範。

表 C11.9-1 錨栓孔直徑(mm)

錨栓直徑 (mm)	錨栓孔直徑 (mm)
18	32
22	36
24	42
27	48
30	51
33	54
36	60
39	63
42	74

11.10 受集中力的翼板與腹板

本節適用於單或雙集中力垂直施加於寬翼斷面與類似組合型鋼的翼板。單集中力為拉力或壓力；雙集中力為一拉力與一壓力，且作用於受力構材的同一側形成一力偶。

當需求強度超過由本節所列極限狀態決定之可用強度時，應裝設加勁板或疊合板，其尺寸應根據需求強度與極限狀態的可用強度差計算，加勁板應符合11.10.8節之規定，疊合板亦應符合11.10.9節之規定。

依據11.10.7節之規定，梁的無束制端部需配置加勁板。

解說：

懸臂構材端部之規定可詳附錄F.3節。

本規範將翼板與腹板的強度規定分為代表不同極限狀態的不同類別，包括：翼板局部彎曲(11.10.1節)、腹板局部降伏(11.10.2節)、腹板局部皺曲(11.10.3節)、腹板側位移挫屈(11.10.4節)、腹板受壓挫屈(11.10.5節)與腹板交會區剪力(11.10.6節)。這些極限狀態的規定適用於兩種不同類型的垂直構材翼板之集中力：

- (1) 受拉(如由受拉吊架傳遞)或受壓(如梁內部承壓板、梁端反力與其他承壓接合等傳遞)的單集中力。
- (2) 在受載構材同一側由一拉力與一壓力形成一力偶的雙集中力，如由鉚接與栓接彎矩接合傳遞至柱翼板)。

翼板局部彎曲僅適用於拉力，腹板局部降伏同時適用於拉力與壓力，其餘極限狀態僅適用於壓力。

當集中力超過適用極限狀態的可用強度時，才需要橫向加勁板(亦稱為連續板)與腹板疊合板。選用較重的構材通常比採用此種加勁方法更為經濟(Carter, 1999; Troup, 1999)。雖然受力需求也可取傳遞力量之貼附板的全斷面積乘上規定最小降伏強度 F_y ，但受力需求也可由各種載重情況中的最大翼板力決定。加勁板或疊合板及其鉚道的尺寸，是依受力需求與適用極限狀態強度之差而定。加勁板的細節與其他規定詳11.10.7與11.10.8節；疊合板的要求詳11.10.9節。

11.10節條文適用於寬翼斷面與類似的組合型鋼，在符合某些條件時，也可應用於其他型鋼。各小節相關的解說提供有關試驗與假設的更進一步細節，也提供有關檢核應用於其他斷面的簡要指引。當應用於多個腹板的構材，例如矩形中空斷面及箱型鋼構材，其強度的計算應乘上腹板數量。

翼板局部彎曲是假設一單集中線載重橫向施加至梁腹板上，一般不適用於其他型鋼或其他載重條件。例如：點載重(像螺栓受拉所傳遞的點載重)通常使用降伏線法求得(Dowswell, 2013)。腹板局部降伏規定是假設集中載重以2.5比1的斜率分布展開於構材中，該模型可能適用於滾軋寬翼斷面以外的情況。例如，可用於決定槽鋼腹板在背面傳遞集中載重時之局部降伏強度；亦適用於中空斷面，其中， k 一般取角隅外半徑，若該半徑未知，則可假定為 $1.5t$ (t 為板厚)，如2.4.1節第(b)項第4點所述。若在腹板與翼板的交接處有填角銲時，通常假設會有通過該銲道的額外應力分佈。腹板局部皺曲已應用在中空斷面構材上，假設 t_f 及 t_w 皆等於設計壁厚，且深度 d 等於中空斷面側壁的平部尺寸，當半徑未知時，通常假設為 $1.5t$ ，深度 d 為 $H - 3t$ ，其中， H 為中空斷面總深度。對於箱型鋼斷面， d 與 h 可取翼板間的淨距。公式(11.10-4)、(11.10-5a)與(11.10-5b)假設於翼板與腹板間有束制，但當組合斷面元件間以小銲道或斷續銲道連接時可能不存在束制。對於如中空斷面的典型閉合斷面，通常不考慮腹板側位移挫屈。腹板受壓挫屈已應用在中空斷面構材上，假設 t_f 及 t_w 皆等於設計壁厚，深度 d 等於中空斷面側壁的平部尺寸，對於箱型鋼斷面， h 可取兩翼板間的淨距。公式(11.10-8)是假設於腹板端部為鉸接束制。腹板交會區剪力方程式適用於熱軋寬翼斷面與類似的組合金鋼。11.10.6節中的方程式忽略腹板穩定性，但對於腹板較薄、深度較深的構材，其穩定性不宜忽視，詳本規範第八章與AISC設計指引16 “*Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections*” (Murray and Shoe maker, 2002)。由於翼板變形導致的額外非彈性剪力強度已在公式(11.10-11)與(11.10-12)考慮，此強度不宜應用於熱軋寬翼斷面及類似組合金鋼以外的斷面。儘管本規範僅對熱軋寬翼斷面提供明確的方程式，但其他類型構材可能需考慮交會區剪力，如中空斷面及箱型鋼斷面在交會區傳遞彎矩的情形。

11.10.1 翼板局部彎曲

本節適用於受拉單集中力與雙集中力的受拉部分。

翼板局部彎曲極限狀態的設計強度 ϕR_n 與容許強度 R_n/Ω 應依下式計算：

$$R_n = 6.25 F_{yf} t_f^2 \quad (11.10-1)$$

$$\phi = 0.90, \Omega = 1.67$$

其中：

F_{yf} ：翼板規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

t_f ：受載翼板的厚度，cm (mm)。

若載重橫跨構材翼板長度小於 $0.15b_f$ 時，則無需檢核公式(11.10-1)，其中 b_f 為構材翼板寬度。

當集中力作用於距構材端部小於 $10t_f$ 處時， R_n 應減少50%。

若需要，應裝設雙側橫向加勁板。

解說：

當透過橫跨翼板之銲接鋼板施加拉力時，其翼板需具足夠剛性以防止翼板變形與在腹板上銲道所對應的高應力集中。

對於局部翼板彎曲的有效柱翼板長度為 $12t_f$ (Graham et al., 1960)。因此，假設從施加集中力處開始算起，在翼板上每個方向的 $6t_f$ 距離處形成降伏線。為發展與該模型假設一致的固定邊緣，公式(11.10-1)的全翼板彎曲強度，需一額外的 $4t_f$ 距離，因此總共 $10t_f$ 。在缺乏適用的研究成果時，對於集中力距構材端部的距離小於 $10t_f$ 情況下，建議採用50%的強度折減。

強度公式(11.10-1)最初是為彎矩接合所發展，但亦適用於單集中力，如銲接於梁下翼板且橫向接於梁

腹板的懸吊板。在原始的試驗中，公式(11.10-1)計算的強度旨在為鉚道斷裂提供所需力量的下限，此因翼板變形對鉚道產生不均勻應力與應變需求，而加劇鉚道斷裂的發生。

近期以最小沙丕V形凹槽能量韌性規定的鉚道試驗結果顯示，當超過公式(11.10-1)計算出的強度時，破壞模式不再是鉚道斷裂。相反地，發現公式(J10-1)算出的強度總是小於典型柱斷面中將兩側翼板端部受拉分離6 mm (Hajjar et al., 2003; Prochnow et al., 2000)所需的力量。翼板變形量在ASTM A6/A6M標準中容許誤差的等級，且若翼板變形超過此等級，相信可能對構材其他方面性能不利，如翼板局部挫屈，雖然此變形亦可能發生在受壓正向力的情況中，但習慣上翼板局部彎曲僅檢核拉力(因原本關注的是鉚道斷裂)，而不需檢核壓力。

11.10.1節之規定不適用於彎矩端板與T型端板接合。對於這些接合，可詳AISC設計指引13 “*Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications*” (Carter, 1999)或AISC *Steel Construction Manual* (AISC, 2011)。

11.10.2 腹板局部降伏

本節適用單集中力與雙集中力的受拉或受壓部分。

腹板局部降伏極限狀態的可用強度應依下列規定決定：

$$\phi = 1.00, \Omega = 1.50$$

標稱強度 R_n 應依下列規定計算：

(a) 當集中力作用於距構材端部大於 d 處時

$$R_n = F_{yw} t_w (5k + l_b) \quad (11.10-2)$$

(b) 當集中力作用於距構材端部不大於 d 處時

$$R_n = F_{yw} t_w (2.5k + l_b) \quad (11.10-3)$$

其中：

d : 構材全標稱深度，cm (mm)。

F_{yw} : 腹板規定最小降伏強度，tf/cm² (MPa)。

k : 翼板外緣到腹板角隅部距離，cm (mm)。

l_b : 承壓長度，cm (mm)。

t_w : 腹板厚度，cm (mm)。

若需要，應裝設雙側橫向加勁板或單側疊合板。

解說：

腹板局部降伏規定(公式(11.10-2)與(11.10-3))適用於承壓與彎矩接合的壓力與拉力，這些規定旨在限制力量傳遞至構材腹板的降伏長度，是基於兩側直接鉚接的梁與柱接合試驗結果(十字形試體試驗)(Sherbourne and Jensen, 1957)，且考慮2比1斜率擴展的應力區推導而得。Graham等人的試驗結果(Graham et al., 1960)建議，2.5比1的應力梯度更加合適。相關的試驗證實公式(11.10-2)與(11.10-3)的規定稍偏保守，且降伏限制在與2.5比1斜率一致的長度範圍內(Hajjar et al., 2003; Prochnow et al., 2000)。

11.10.3 腹板局部皺曲

本節適用於受壓單集中力或雙集中力的受壓部分。

腹板局部皺曲極限狀態的設計強度 ϕR_n 與容許強度 R_n/Ω 應依下列規定決定：

$$\phi = 0.75, \Omega = 2.00$$

標稱強度 R_n 應依下列規定計算：

(a) 當集中壓力作用於距構材端部不小於 $d/2$ 處時

$$R_n = 0.80t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} Q_f \quad (11.10-4)$$

(b) 當集中壓力作用於距構材端部小於 $d/2$ 處時

(1) $l_b/d \leq 0.2$

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} Q_f \quad (11.10-5a)$$

(2) $l_b/d > 0.2$

$$R_n = 0.40t_w^2 \left[1 + \left(\frac{4l_b}{d} - 0.2 \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} Q_f \quad (11.10-5b)$$

其中：

d ：構材全標稱深度，cm (mm)。

Q_f ：弦應力相互作用參數

：=1.0，對於寬翼斷面與受拉的中空斷面(連接面)。

：詳表11.11-3，對於中空斷面的所有其他條件。

若需要，應裝設單側橫向加勁板、雙側橫向加勁板、或至少為3/4腹板深度的單側疊合板。

解說：

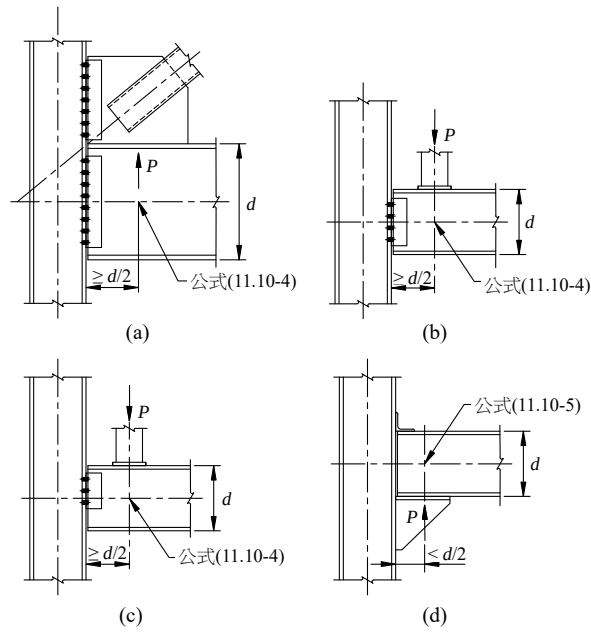
腹板局部皺曲之規定(公式(11.10-4)與(11.10-5))僅適用壓力情況。最初「腹板皺曲(web crippling)」一詞用於描述現稱為腹板局部降伏的現象，而後被認為亦可適當預測腹板皺曲現象。AISC LRFD第一版規範(AISC, 1986)為第一個區分腹板局部降伏與腹板局部皺曲的AISC規範。腹板局部皺曲定義為，載重下方之腹板直接壓皺成挫屈波狀，發生於較細長腹板；而腹板局部降伏是在相同區域的降伏，發生於較結實腹板。

公式(11.10-4)與(11.10-5)是基於Roberts的研究成果(Roberts, 1981)。 $l_b/d > 0.2$ 之 R_n 公式(11.10-5b)的增加是在額外試驗後所建立，以更適當地表示在構材端部具較長承壓長度的影響(Elgaaly and Salkar, 1991)。所有試驗均在無其他任何接合或樓板等預期有益貢獻的純鋼梁進行，因此，由此產生的條文對於此類應用被認為是保守的。Kaczinski等人(Kaczinski et al., 1994)針對細長腹板之多孔箱型梁的試驗結果確認，這些規定亦適用於該類型構材。

該公式為承壓接合所開發，但一般亦可適用於彎矩接合。公式(11.10-5a)與(11.10-5b)目的是應用在腹板未受支撐的梁端，例如，固定座接合的端部。當使用腹板接合作為梁端部接合時，應使用公式(11.10-4)計算腹板局部皺曲極限狀態之可用強度。當檢核不同接合條件之腹板局部皺曲時，圖C11.10-1說明公式(11.10-4)與(11.10-5)的適當應用例。

在與受載翼板相鄰的腹板已觀察到腹板局部皺曲現象的發生。基於此原因，需以單側3/4深之加勁板或單側疊合板以排除此種極限狀態。本規範更改加勁板深度以反應Salker等人的研究成果(Salkar et al.,

2015)。



圖C11.10-1 腹板局部皺曲公式之應用例

11.10.4 腹板側位移挫屈

本節僅適用於施加在構材上的受壓單集中力，其中在該集中力作用點處，其受壓翼板與受拉翼板間的側向相對位移不受束制。

腹板側位移挫屈極限狀態的可用強度應依下列規定決定：

$$\phi = 0.85, \Omega = 1.76$$

標稱強度 R_n 應依下列規定計算：

(a) 若受壓翼板束制旋轉

(1) 當 $(h/t_w)/(L_b/b_f) \leq 2.3$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[1 + 0.4 \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right] \quad (11.10-6)$$

(2) 當 $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 2.3$ ，不適用腹板側位移挫屈極限狀態。

當腹板需求強度超過可用強度時，應在受拉翼板處裝設局部側向支撐，或裝設雙側橫向加勁板或單側疊合板。

(b) 若受壓翼板未束制旋轉

(1) 當 $(h/t_w)/(L_b/b_f) \leq 1.7$

$$R_n = \frac{C_r t_w^3 t_f}{h^2} \left[0.4 \left(\frac{h/t_w}{L_b/b_f} \right)^3 \right] \quad (11.10-7)$$

(2) 當 $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 1.7$ ，不適用腹板側位移挫屈極限狀態。

當腹板需求強度超過可用強度時，應在兩翼板的集中力施加處裝設局部側向支撐。

在公式(11.10-6)與(11.10-7)中，符號定義如下：

C_r : =67,600 t/cm² (6.6×10^6 MPa)，當在受力處 $\alpha_s M_r < M_y$ 時。

: =33,800 t/cm² (3.3×10^6 MPa)，當在受力處 $\alpha_s M_r \geq M_y$ 時。

L_b : 受力點翼板的最大側向無支撐長度，cm (mm)。

M_r : 使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合的需求撓曲強度，tf/mm² (MPa)。

b_f : 翼板寬度，cm (mm)。

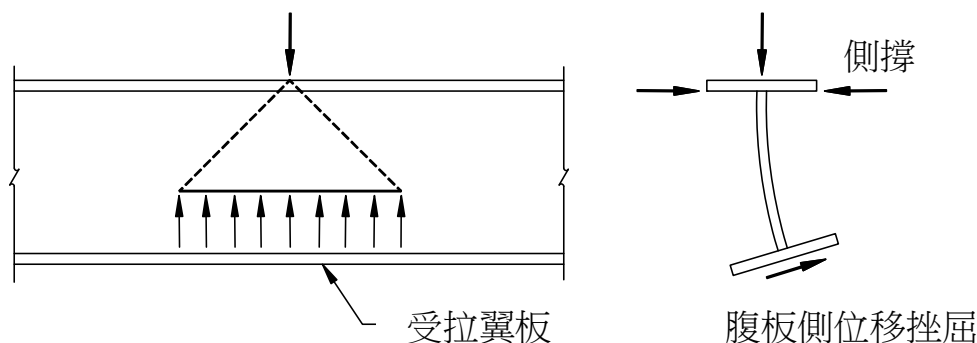
h : 對於滾軋型鋼，為兩翼板間扣除填角部或角隅半徑的淨距離；對於組合金鋼，栓接時，為兩相鄰螺栓軸線間距離，或銲接時，為翼板間淨距離，cm (mm)。

α_s : =1.0 (重與強度因子設計法)；1.5 (容許強度設計法)。

解說：

有關適當束制之決定詳附錄F。

腹板側位移挫屈規定(公式(11.10-6)與(11.10-7))僅適用承壓接合的壓力，不適用彎矩接合。腹板側位移挫屈的條文是由梁試驗(Summers and Yura, 1982; Elgaaly, 1983)中觀察到幾個非預期破壞而發展的。在這些試驗中，受壓翼板在集中載重處有側撐，腹板因集中載重施加於翼板而受壓，造成受拉翼板側之腹板側位移挫屈(詳圖C11.10-2)。



圖C11.10-2 腹板側位移挫屈

下列情況將不會發生腹板側位移挫屈：

(a) 束制旋轉之翼板(如連接至樓版者)，當

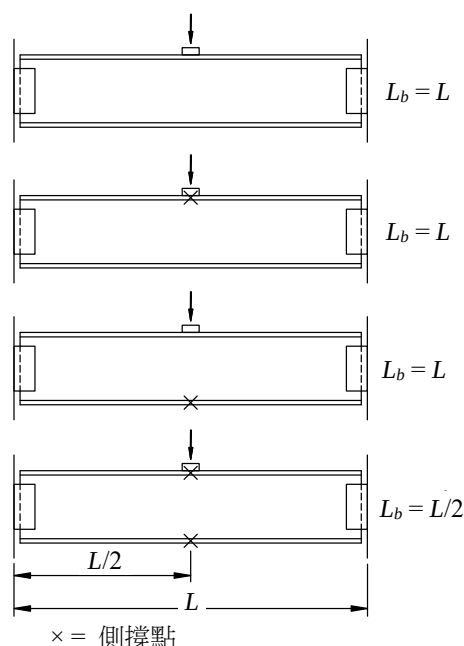
$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} > 2.3 \quad (C11.10-1)$$

(b) 未束制旋轉之翼板，當

$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} > 1.7 \quad (C11.10-2)$$

其中 L_b 如圖C11.10-3所示。

腹板側位移挫屈可藉由在加載處設計適當的側撐或加勁板予以防止。建議於兩翼板之集中力作用點設計局部側撐，提供集中力1%之力。若使用加勁板，其加勁板需從加載點延伸至少一半梁深。此外，需採雙側加勁板之設計以承受全部載重。若於受載翼板允許旋轉，加勁板或疊合板的設計均無效。



圖C11.10-3 腹板側位移挫屈的無側撐翼板長度

11.10.5 腹板受壓挫屈

本節適用於施加在構材受壓處兩翼板之一對受壓單集中力或一對雙集中力的受壓部分。

腹板受壓挫屈極限狀態之可用強度應依下式計算：

$$R_n = \left(\frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h} \right) Q_f \quad (11.10-8)$$

$$\phi = 0.90, \Omega = 1.67$$

其中：

Q_f := 1.0，對於寬翼斷面與受拉的中空斷面(連接面)。

：對於所有其他的中空斷面情況如表11.11-3。

當一對集中壓力作用於距構材端部小於 $d/2$ 處時， R_n 應減少50%。

若需要，應裝設延伸至腹板全深度的單側橫向加勁板、雙側橫向加勁板或單側疊合板。

解說：

腹板受壓挫屈規定(公式(11.10-8))僅適用於構材在同一斷面的兩翼板受壓力作用，如受重力載重之兩背靠背彎矩接合的下翼板。在此情況下，需限制構材腹板的細長條件，以避免發生挫屈的可能性。公式(11.10-8)適用於 l_b/d 約小於1之一對彎矩接合及作用在構材兩翼板的成對壓力，其中 l_b 為承壓長度， d 為構材深度。當 l_b/d 較大時，此構材腹板應依據第六章以受壓構材設計。

公式(11.10-8)是以內部構材加載情況為基礎。在缺乏合適研究的情況下，對於其壓力靠近構材端部者，建議採用 50%的強度折減。

11.10.6 交會區腹板剪力

本節適用於施加在構材交會區單側或雙側翼板之雙集中力。

交會區腹板之剪力降伏極限狀態的可用強度應依下列規定決定：

$$\phi = 0.90, \Omega = 1.67$$

標稱強度 R_n 應依下列規定計算：

(a) 當分析中未考慮非彈性交會區變形對構架穩定性的影響時：

(1) 當 $\alpha P_r \leq 0.4 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \quad (11.10-9)$$

(2) 當 $\alpha P_r > 0.4 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \quad (11.10-10)$$

(b) 當分析中考慮非彈性交會區變形對構架穩定性的影響時：

(1) 當 $\alpha P_r \leq 0.75 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (11.10-11)$$

(2) 當 $\alpha P_r > 0.75 P_y$

$$R_n = 0.60 F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3 b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2 \alpha P_r}{P_y} \right) \quad (11.10-12)$$

在公式(11.10-9)至(11.10-12)中，符號定義如下：

A_g ：構材全斷面積， cm^2 (mm^2)。

F_y ：柱腹板之規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

P_r ：使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的需求軸向強度， tf (kN)。

P_y ： $= F_y A_g$ ，柱構材軸向降伏強度， tf (kN)。

b_{cf} ：柱翼板寬度， cm (mm)。

d_b ：梁構材深度， cm (mm)。

d_c ：柱構材深度， cm (mm)。

t_{cf} ：柱翼板厚度， cm (mm)。

t_w ：柱腹板厚度， cm (mm)。

α ： $= 1.0$ (載重與強度因子設計法)； $= 1.6$ (容許強度設計法)。

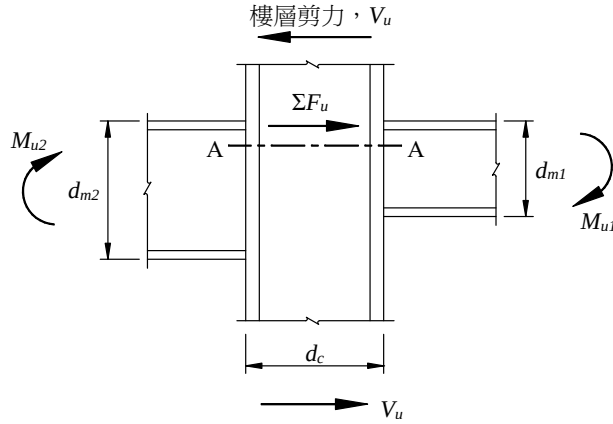
若需要，應於剛性接合腹板相同平面之接合邊界內裝設疊合板或雙側對角加勁板。
疊合板設計規定詳11.10.9節。

解說：

本節提出寬翼斷面與類似的組合金鋼之交會區行為。交會區剪力可能亦發生在其他構材，如中空斷面、

深度較深與漸變斷面的組合金鋼。對於一般情況，剪力強度依據第八章決定。

在腹板共平面的兩個或多個構材之剛性接合交會區，柱腹板剪應力可能很大。當沿圖C11.10-4中的A-A平面之需求強度 ΣR_u (LRFD)或 ΣR_a (ASD)分別超過柱腹板的可用強度 ϕR_n 或 R_n/Ω 時，腹板需加勁。



圖C11.10-4 交會區之LRFD受力圖(ASD受力相似)

依據2.3.1(a)節LRFD法設計()

$$\Sigma F_u = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} - V_u \quad (C11.10-3a)$$

其中：

$$M_{u1} : = M_{u1L} + M_{u1G}$$

：=在接合中右梁(詳圖C11.10-4)由係數化側向載重引致之彎矩 M_{u1L} 與係數化重力載重引致之彎矩 M_{u1G} 的和，tf-m (kN-mm)。

$$M_{u2} : = M_{u2L} - M_{u2G}$$

：=在接合中左梁(詳圖C11.10-4)由係數化側向載重引致彎矩 M_{u2L} 與係數化重力載重引致之彎矩 M_{u2G} 的差，tf-m (kN-mm)。

d_{m1} 、 d_{m2} ：在彎矩接合中，翼板力量間的距離，cm (mm)。

依據2.3.1(b)節ASD法設計()

$$\Sigma F_a = \frac{M_{a1}}{d_{m1}} + \frac{M_{a2}}{d_{m2}} - V_a \quad (C11.10-3b)$$

其中：

$$M_{a1} : = M_{a1L} + M_{a1G}$$

：=在接合中右梁由標稱側向載重引致之彎矩 M_{a1L} 與標稱重力載重引致之彎矩 M_{a1G} 的和，tf-m (kN-mm)。

$$M_{a2} : = M_{a2L} - M_{a2G}$$

：=在接合中左梁由標稱側向載重引致之彎矩 M_{a2L} 與標稱重力載重引致之彎矩 M_{a2G} 的差，tf-m (kN-mm)。

長久以來 d_m 保守地使用0.95倍梁深。

若 $\Sigma F_u \leq \phi R_n$ (LRFD)或 $\Sigma F_a \leq R_n/\Omega$ (ASD)，換句話說， $t_{req} \leq t_w$ ，不需補強，其中 t_w 為柱腹板厚度。

公式(11.10-9)與(11.10-10)將交會區行為限制在彈性範圍內。雖然此種接合交會區具有較一般初始剪力

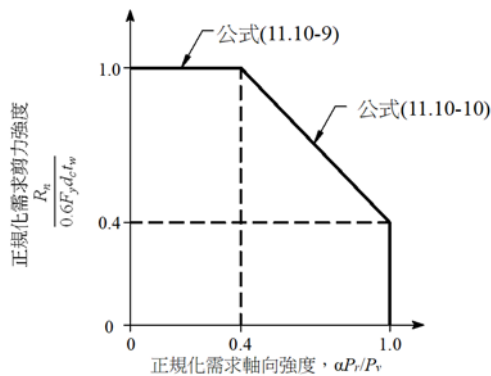
鋼結構設計規範與解說

降伏大的變形容量，但對應的非彈性接頭變形可能對構架或樓層的強度與穩定性產生不利的影響 (Fielding and Huang, 1971; Fielding and Chen, 1973)。交會區剪力降伏影響整體構架的勁度，因此，所產生的二階效應可能顯著。公式(11.10-10)為交會區彈性行為的剪力-軸力交互作用表示式，如圖C11.10-5所示。

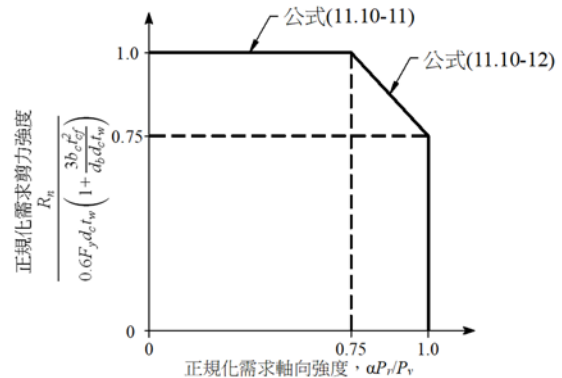
若交會區提供適當的接合韌性且構架分析考慮其非彈性變形，則公式(11.10-11)與(11.10-12)中的額外非彈性剪力強度以因子 $\left(1+3b_f t_f^2 / d_b d t_w\right)$ 考量之 (Krawinkler, 1978)。

交會區剪力強度因非彈性變形的增加已常用於高地震風險的構架設計，且為發展構成其交會區之構材強度亦可使用。

公式(11.10-12)之剪力-軸力交互作用表示式(如圖C11.10-6)顯示，當交會區完全剪力降伏時，柱軸向載重由翼板承擔。



圖C11.10-5 剪力與軸力交互作用-彈性



圖C11.10-6 剪力與軸力交互作用-非彈性

11.10.7 梁構材的無約束端

梁構材在無約束端部延縱軸未束制旋轉時，應裝設雙側全腹板深度的橫向加勁板。

解說：

梁構材在非約束端需配置全深度的加勁板，以避免沿縱軸扭轉。此加勁板為全腹板深度，即連接至受束制的翼板，而不需要超出遠端翼板之填角趾部，除非因其他目的需要連接至遠端翼板，如抵抗來自翼板遠端集中載重的壓力。

11.10.8 受集中力之加勁板額外規定

受集中拉力處之加勁板應依據11.4.1節的規定設計，且應與受載翼板與腹板銲接。加勁板與翼板的接合銲道應依需求強度與可用強度差決定，與腹板的接合銲道應由傳遞至加勁板端部的拉力差決定。

受集中壓力處之加勁板應依據11.4.4節之規定設計，且應承載在或銲接於受載翼板上，並與腹板銲接。加勁板與翼板的接合銲道應依需求強度與適用極限狀態的可用強度差決定，與腹板的接合銲道應由傳遞至加勁板端部的壓力差決定。承壓加勁板，詳11.7節。

作用於梁或板梁構材翼板的橫向全深度加勁板，應根據6.6.2節與11.4.4節的規定視為軸向受壓構材(柱)設計。該構材性質應使用 $0.75h$ 之有效長度與兩加勁板所組成的橫斷面決定之，且構材內部與端部加勁板處的局部腹板寬度分別取 $25t_w$ 與 $12t_w$ 。連接全深度承載加勁板至腹板之銲道應由每一加勁板傳遞至腹板的壓力差決定。

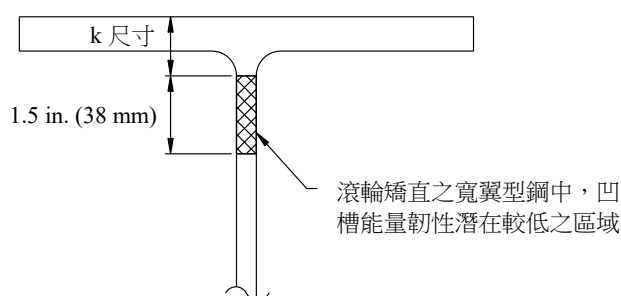
橫向與對角加勁板應符合下列額外規定：

- (a) 任一加勁板寬度加上1/2柱腹板厚度應不小於傳遞集中力之翼板或彎矩連接板寬度的1/3。
- (b) 加勁板厚度應不小於傳遞集中力之翼板或彎矩連接板厚度的1/2，亦不小於其寬度除以16。
- (c) 除11.10.3、11.10.5與11.10.7節規定外，橫向加勁板應至少延伸構材深度的1/2。

解說：

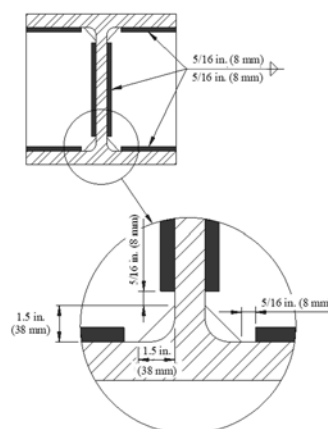
關於柱加勁板設計指引，詳Carter (Carter, 1999)、Troup (Troup, 1999)與Murray and Sumner (Murray and Sumner, 2004)。

對於以滾輪矯直的H型鋼，有時在腹板緊鄰翼板附近發現凹槽韌性降低的區域，稱為k區域，如圖C11.10-7(Kaufmann et al., 2001)所示。k區域的定義是從腹板與翼-腹板填角(AISC k尺寸)的切點向k尺寸外之腹板延伸38 mm的腹板區域。1994年北嶺地震後，有採用較厚橫向加勁板以開槽銲接至腹板與翼板，且使用較厚疊合板在疊合板與翼板間隙以開槽銲接的趨勢，這些銲道受到高度限制，並可能在某些製造條件過程中導致開裂(Tide, 1999)。AISC(AISC, 1997b)建議連續板的銲道終止遠離k區域。



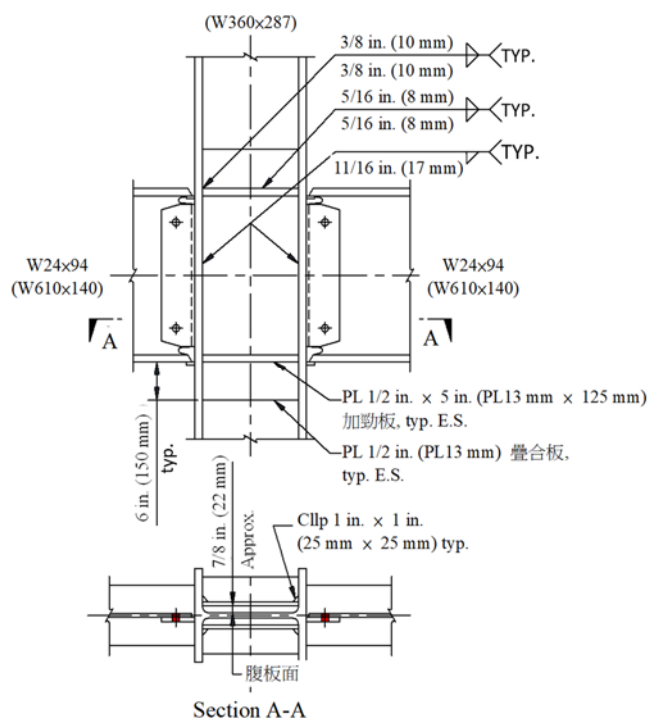
圖C11.10-7 寬翼型鋼之典型k區域

鋼板拉力試驗(Dexter and Melendrez, 2000; Prochnow et al., 2000; Hajjar et al., 2003)與實尺寸梁柱接合試驗(Bjorhovde et al., 1999; Dexter et al., 2001; Lee et al., 2002a)顯示，若柱加勁板採用填角銲與腹板及翼板銲接、加勁板在角隅處至少切除38 mm，且填角銲停止於距鋼板切除邊緣一倍銲接腳長處(如圖C11.10-8所示)，則可避免前述問題的發生。這些試驗亦顯示，加勁板與翼板或腹板不需採用開槽銲接合，使用填角銲性能良好且無任何問題。若擔心使用填角銲的加勁板性能發展，沿翼板之角隅截角尺寸可為20 mm，沿腹板者維持為38 mm。



圖C11.10-8 加勁板填角銲避免接觸k區域的建議位置

試驗亦顯示將疊合板以填角銲至翼板銲接的可行性，如圖C11.10-9所示(Prochnow et al., 2000; Dexter et al., 2001; Lee et al., 2002a; Hajjar et al., 2003)，這些研究發現，疊合板不需使用開槽銲接，且無需與柱腹板接觸就能充分發揮效用。



圖C11.10-9 疊合板與加勁板之填角銲接細節範例

11.10.9 受集中力之疊合板額外規定

疊合板所需之壓力強度應依第六章規定設計。

疊合板所需之拉力強度應依第五章規定設計。

疊合板所需之剪力強度(詳11.10.6節)應依第八章規定設計。

疊合板應符合下列額外規定：

- (a) 疊合板之厚度與範圍應提供等於或超過需求強度。
- (b) 疊合板應以銲接傳遞所負擔之力量。

解說：

若需要，疊合板需以適用載重類型的極限狀態規定設計。構材元件與疊合板的強度總和需超過需求強度，且疊合板需以銲接與構材元件相接。

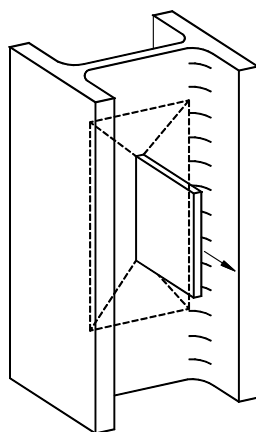
11.10.10 鋼板元件受面外之橫向力

當鋼板元件受面外之橫向力時，應依據11.4.2與11.4.5節考量剪力與撓曲極限狀態的標稱強度。

解說：

撓曲強度可依降伏線理論檢核，剪力強度可依貫穿剪力模型決定。進一步討論可詳AISC *Steel Construction Manual Part 9*。

抵抗鋼板元件面內的橫向力接合設計(如圖C11.10-10所示)，通常不是最佳解答，但需有足夠的撓曲與剪力強度。本節僅提出強度，而勁度也是考慮因素，特別針對彎矩接合，需符合2.3.4節。簡支梁接合需要提供旋轉韌性，且通常不需為撓曲設計橫向板元件。



圖C11.10-10 由板元件之橫向力引起的降伏線

11.11 中空斷面與箱型斷面接合的特別規定

11.11.1 中空斷面接合的一般規定與設計參數

本節為中空斷面構材接合與均勻壁厚箱型斷面構材接合的特別規定，其中箱型斷面之肢材間在接合區為全滲透開槽銲接。

支構材與弦構材的中心線應位於同一平面。矩形中空斷面接合限制所有構材方向平行於該管壁平面的方向。

本節提供用於板材與中空斷面構材接合、及中空斷面構材間接合的設計參數。

接合的設計強度 ϕR_n 、 ϕM_n 、 ϕP_n 與容許強度 R_n/Ω 、 M_n/Ω 、 P_n/Ω 應依本節與第二章規定計算。

1. 參數定義

A_g : 構材全斷面積， cm^2 (mm^2)。

B : 垂直接合平面的矩形中空斷面弦構材整體寬度， cm (mm)。

B_b : 垂直接合平面的矩形中空斷面支構材或板材整體寬度， cm (mm)。

B_e : 橫向元件局部降伏之矩形中空斷面支構材或板材的有效寬度， cm (mm)。

B_{ep} : 貫穿剪力之矩形中空斷面支構材或板材的有效寬度， cm (mm)。

D : 圓形中空斷面弦構材外徑， cm (mm)。

D_b : 圓形中空斷面支構材外徑， cm (mm)。

F_c : 弦構材可用應力， tf/cm^2 (MPa)。

: $=F_y$ ，對於載重與強度因子設計法；

: $=0.60F_y$ ，對於容許強度設計法。

F_u : 中空斷面弦構材材料之規定最小拉力強度， tf/cm^2 (MPa)。

F_y : 中空斷面弦構材材料之規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

F_{yb} : 中空斷面支構材或板材之規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

H : 接合平面內的矩形中空斷面弦構材整體高度， cm (mm)。

H_b : 接合平面內的矩形中空斷面支構材整體高度, cm (mm)。

Q_f : 弦構材的應力交互作用參數。

l_{end} : 弦構材端至支構材或板材較近側的距離, cm (mm)。

t : 中空斷面弦構材的設計壁厚, cm (mm)。

t_b : 中空斷面支構材的設計壁厚或板材設計厚度, cm (mm)。

β : 寬度比, 對於圓形中空斷面, 為支構材直徑與弦構材直徑比值= D_b / D ; 對於矩形中空斷面, 為支構材寬度與弦構材寬度比值= B_b / B 。

β_{eff} : 有效寬度比, 為K型接合中兩支構材周長總和除以八倍弦材寬度。

γ : 弦構材寬厚比, 對於圓型中空斷面, 為半徑與壁厚比值= $D / 2t$; 對於矩型中空斷面, 為寬度之半與壁厚比值= $B / 2t$ 。

η : 載重長度參數, 只適用於矩型中空斷面, 為在接合平面內, 支構材在弦構材上接觸長度與弦構材寬比值= l_b / B 。

θ : 支構材與弦構材所夾的銳角, 度。

2. 矩形中空斷面

a. 矩形中空斷面接合的有效寬度

垂直矩形中空斷面構材縱向之元件(板材或矩形中空斷面支構材)在傳遞構件(面)橫向力分量時, 其有效寬度應取:

$$B_e = \left(\frac{10t}{B} \right) \left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b} \right) B_b \leq B_b \quad (11.11-1)$$

鄰近橫向元件(板材或矩形中空斷面支構材)之矩形中空斷面構材, 在考量剪力降伏(貫穿)時, 其有效寬度應取:

$$B_{ep} = \left(\frac{10t}{B} \right) B_b \leq B_b \quad (11.11-2)$$

3. 弦構材應力交互作用參數

弦構材應力函數 Q_f 應取:

(a) 中空斷面弦構材連接面受拉時, $Q_f=1$ 。

(b) 圓形中空斷面弦構材連接面受壓時,

$$Q_f = 1 - 0.3U(1+U) \leq 1.0 \quad (11.11-3)$$

(c) 矩形中空斷面弦構材連接面受壓時:

(1) T、Y、X 型及橫向板材接合

$$0.4 \leq Q_f = 1.3 - 0.4 \left(\frac{U}{\beta} \right) \leq 1.0 \quad (11.11-4)$$

(2) 間隙 K 型接合

$$0.4 \leq Q_f = 1.3 - 0.4 \left(\frac{U}{\beta_{eff}} \right) \leq 1.0 \quad (11.11-5)$$

(3) 縱向板材接合

$$Q_f = 1 - 0.3U(1+U) \leq 1.0 \quad (11.11-3)$$

其中：

$$U = \left| \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right| \leq 1.0 \quad (11.11-6)$$

P_{ro} 與 M_{ro} 為中空斷面弦構材在接合側的需求軸力與彎矩。對於圓形中空斷面，由較低壓應力的接合側決定；對於矩形中空斷面，由較高壓應力的接合側決定。 $P_{ro} = P_u$ 、 $M_{ro} = M_u$ (載重與強度因子設計法)； $P_{ro} = P_a$ 、 $M_{ro} = M_a$ (容許強度設計法)。

適用範圍：

$D/t \leq 50$ ，對於圓形中空斷面之 T、Y 及 K 型接合。

$D/t \leq 40$ ，對於圓形中空斷面之 X 型接合。

B/t 與 $H/t \leq 35$ ，對於矩形中空斷面間隙 K 型接合，及 T、Y 與 X 型接合。

$F_y \leq 3.7 \text{ t/cm}^2$ (360 MPa)，且 $F_y / F_u \leq 0.8$ 。

4.端部距離

弦構材在接合兩側符合以下之最小端部距離 l_{end} 時，可採用其接合可用強度。

(a)矩形中空斷面

$$l_{end} \geq B\sqrt{1-\beta} \quad , \quad \beta \leq 0.85 \quad (11.11-7)$$

(b)圓形中空斷面

$$l_{end} \geq D \left(1.25 - \frac{\beta}{2} \right) \quad (11.11-8)$$

當接合距弦構材未加固端小於 l_{end} 時，接合可用強度應減少 50 %。

解說：(本節解說尚未討論)

本節中計算的接頭強度，包括第十一章的適用部分，僅基於強度極限狀態。若接合的過度變形可能導致使用性或穩定性問題，請參閱以下解說。

接合強度通常受中空斷面構材的尺寸控制，尤其是桁架弦構材的壁厚，這必須在初始設計中加以考慮。為確保能夠設計經濟可靠的接合，接合應該在設計構件時被考慮。弦構材與支構材之間的角度小於 30° 會使得銲接與檢測變得困難，應該要避免。所提供的適用性限制反映了迄今為止所進行試驗的限制、消除不合需要的極限狀態措施，及於解說中討論的其他考量。有關螺栓穿過構材的規定，請參閱 11.3.11 節第(b)項部分。

11.4 節提出元件於受拉、受壓、受撓或受剪影響下的強度。於本節之有效寬度用於建議當檢核各極限狀態時所使用的有效面積。於下面的解說中提供進一步指引。

本節介紹壁厚均勻之中空斷面(HSS)和箱型斷面的接合強度，其中箱型斷面在接合區域的肢材間銲道為全滲透開槽銲接。這些規定是基於中空斷面(HSS)的相關研究報告成果，其中大部分是自 1960 年代以來由 CIDECT(Committee for International Development and Education on Construction of Tubular structures)贊助研究與彙整而成。本研究工作也得到 IIW(International Institute of Welding)“管狀結構”小組委員會 XVE 的嚴格審查。中空斷面(HSS)接合設計建議與該小組委員會所提大致一致(IIW, 1989)。對 IIW 某些極限狀態建議規定，本規範已在其他地方採用相同極限狀態的公式透過一些小幅修改完成。這些 IIW 接合設計的建議也已在 CIDECT 的 *Design Guide*(Wardenier et al., 1991; Packer et al., 1992)、加拿大鋼結構協會(Canadian Institute of Steel Construction)的 *Design Guide* (Packer and Henderson, 1997)與 CEN(CEN, 2005a)中實施和補充，此部分設計建議也包含在 AWS(AWS, 2015)中。直到 1980 年代中期的 CIDECT 研究計畫所產生的大量研究數據在 CIDECT 專著第 6 號 (Giddings and

Wardenier, 1986)中進行了總結。有關 CIDECT 出版物和報告的更多信息，參考其網站：www.cidict.com。

本節不禁止使用超出所列適用範圍的接頭；但是，本規範和解說在這樣做時不提供接頭容量或指引。這些接頭設計的合理方法則留給了技師。這篇解說對應該考慮的失效模式给出了一些見解。但是，稍後提出的一些討論涉及哪些限制狀態需要檢查，哪些可以消除，以及何時可以消除，在超出適用範圍時可能適用也可能不適用。還有一種值得注意的失效模式(弦桿面的局部挫屈)在規範和解說中都被排除在考慮範圍之外，因為在測試中，它保持在限制範圍內時沒有控制接頭強度。當在第 K 章(11.11 節至 11.15 節)列出的適用範圍之外設計施作時，設計者應調查所有潛在的失效模式。

當使用非彈性有限元分析時，厚殼($T \times T \times T$)單元中的峰值應變在公稱容量下不應超過 $0.02/T$ ，其中 T 是厚度，單位為英寸。

本節中計算的接頭容量僅基於強度的極限狀態。這些規定中沒有考慮接頭變形極限狀態。IIW 的 XV-E 小組委員會在他們最近的設計建議 (IIW, 2012)中採用了圓形 $0.03D$ 和矩形 HSS 之 $0.03B$ 的極限作為最大可接受的接頭位移，垂直於主構件面在極限負載能力。該極限狀態相當於服務載荷下接頭變形的大約 1%。

本節的大部分內容與之前的 IIW 設計建議 (IIW, 1989) 一致，但已確定採用 HSS 的接頭變形極限狀態將與本規範不一致，其中不包括接頭的變形極限狀態；然而，設計人員應該意識到在某些 HSS 接頭配置中可能出現相對較大的接頭變形。為了滿足新的變形極限狀態，IIW 和 ISO 對 T、Y、X 和 K 間隙接頭的有效範圍以及接頭強度的計算進行了一些修改，包括基於弦桿的強度折減的變化或主要成員應力函數 Q_f 。在僅使用強度校核時不需要減少弦應力的主要構件的高張力區域中，弦應力函數的變化特別明顯。對於受張力的主要桿件而言， Q_f 目前為 1.0。

如果接頭變形因服務性或穩定性而產生問題，則可以使用 IIW (IIW, 2012)或 CIDECT (Wardenier et al., 2008；Packer et al., 2009)的建議。

11.11.2 與 11.11.3 節的範圍指出，分支桿件和弦桿件的中心線必須位於一個平面內。對於其他配置，例如多平面接頭、具有部分或完全展平的分支桿件末端的接頭、雙弦桿接頭、具有偏移以使其中心線不與弦桿的中心線相交的分支桿件的接頭，或與圓形分支桿件接頭到方形或矩形弦桿件，IIW (IIW, 1989)、CIDECT (Wardenier et al., 1991；Packer et al., 1992)、CISC (Packer and Henderson, 1997；Marshall, 1992 年；AWS, 2015)，或者可以使用其他經過驗證的設計指南或測試。

為符合第 K 章(11.11 節至 11.15 節)的要求，箱型鋼斷面構件需要在接頭區域進行全接頭貫穿槽銲 (groove seam welds)，以確保桿件的每個面都作為一個單一的元素，在各接頭類型、幾何參數和載重模式的所有可能失效模式下能夠發揮其全部強度。此約束保證箱型鋼斷面接頭的行為方式類似於具有相同適用失效模式的 HSS 桿件接頭。基於所有可能的接頭失效模式的最大影響程度來決定沿著每個桿件的接頭區域的長度。Wardenier (Wardenier, 1982)對矩形 HSS 桁架接頭和矩形 HSS 彎矩接頭描述了這些失效模式。一個保守的距離等於該桿件與接頭中相交桿件的面寬度，可用於定義接頭區域。

本節中的接頭可用強度假定主要桿件在接頭的兩側都有足夠的端距， l_{end} 。表 11.11-1(a)、11.11-2(a)及 11.11-3(a)中添加了新的適用性限制，它限制了分支桿或板可以連接到弦桿末端的距離。當分支桿或板連接到弦的末端附近時，沒有足夠的長度來形成通常假設的降伏線模式。如果分支桿或板的距離至少等於與弦桿端的限制距離，則可以顯示修改後的降伏線模式產生相等的強度。當末端距離小於限制時，蓋板或降低負載是普遍接受的替代方案。負載的減少可能不與末端距離的呈線性比例。當分支桿或板比指示的更靠近弦桿的未加固端時，表 11.11-2 與 11.11-3 中預測的強度可以保守地減少 50%。提供負載的分支桿或板必須具有足夠的橫向約束。

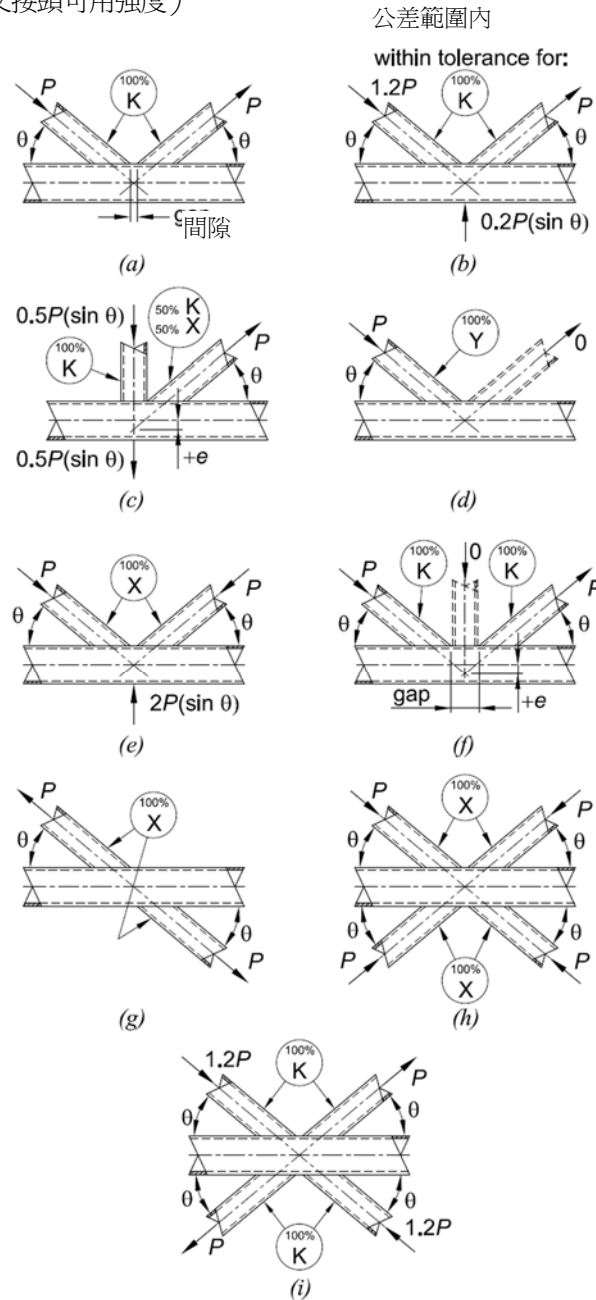
圓形和矩形 HSS 桿件端部附加蓋板有助於加強桿件端部。如果在所有側面都銲接了蓋板，則可以保守地處理施加在桿件末端附近的橫向載重，就好像它施加到連續桿件上並在遠離桿件末端施加载重的情況下一樣。因此，對於蓋板，沒有最小端距要求。蓋板將允許 HSS 桿件發展接頭面的強度(塑性或剪切屈服)或側壁的強度(屈服或削弱)。

HSS 桁架式接頭是基於接頭內力傳遞的方法分為 K(包括 N)、Y(包括 T)或交叉(也稱為 X)接頭，而不是在接

頭的物理外觀上。這種分類的例子如圖C11.11-1所示。

當分支桿件將其一部分載重以K接頭傳遞，一部分載重以T、Y或交叉接頭傳遞時，每個分支桿的充分性(adequacy)由所涉及的每種載重傳遞類型之分支桿載重比例的線性相互作用決定。圖C11.11-1(b)所示的K接頭說明垂直於弦桿的分支力分量可能相差20%之多，但仍被視為表現出K接頭行為。這是為了調和由一系列之接點上載重所引起的沿典型桁架的分支桿件力的微小變化。然而，圖C11.11-1(c)中的N接頭具有垂直於弦桿構件的分支力分量的比率為2:1。在這種情況下，接頭被分析為“純”K接頭(具有平衡的分支桿力)和交叉接頭(因為分支載重在對角方向的其餘載重通過接頭傳遞)，如圖C11.13-3。對於該接頭處的對角張力分支桿件，還進行以下檢查：

$$\left(\frac{0.5P_r \sin \theta}{\text{K接頭可用強度}} \right) + \left(\frac{0.5P_r \sin \theta}{\text{交叉接頭可用強度}} \right) \leq 1.0$$



圖C11.11-1 中空斷面接頭分類實例

主要由於弦桿中連接斷面的柔度(flexibility)，分支桿件的整個寬度可能無效。由此產生的不均勻載重分佈可能導致受壓分支桿件的局部挫屈或受張力分支桿件的過早降伏破壞。對於橫向於 HSS 弦桿件縱軸的板構材(plate framing)，板的整個區域可能無效。對於 T、Y 和交叉接頭，HSS 分支桿件中橫向

於弦桿的兩個板可能僅部分有效，然而對於有間隙的 K 型接頭，橫向於弦桿的分支桿件上之僅有一個壁可能部分有效，因為 HSS 弦桿將被來自另一個桿件的相等但相反方向的力“加強”。這反映在有間隙 K 接頭的方程中。有效寬度項 B_e 在 11.11.2 節部分中作介紹以整合單獨的有效寬度項，例如雖出現在 2010 AISC 規範中的 b_{eoi} 與 b_{eov} ，但也提供了等效資訊。有效寬度參數與計算有效寬度 B_e 時的常數 10、為 0.80 的 ϕ 因子與為 1.88 的 Ω 因子皆源自對橫向板對於 HSS 接頭的研究(Davies and Packer, 1982)。運用與衝擊剪力下之極限狀態相同的邏輯，AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015)中全面的採用了 0.95 的 ϕ 因子與 1.58 的 Ω 因子，並將其延續到本規範。IIW (IIW, 1989)中使用的 ϕ 因子為 1.00。

當分支桿件(板或 HSS)寬度超過連接的弦桿寬度的 85%時，可以假設來自分支桿件的橫向力主要從分支桿件傳遞到弦桿件的側板。在這種情況下，與 I 型斷面腹板上的集中力、腹板局部降伏(11.10.2 節部分)、腹板局部皺曲(cripping)(11.10.3 節部分)和腹板受壓挫屈(11.10.5 節部分)相關的極限狀態，可用於決定弦桿的側板壁的強度。

當分支桿件(板或 HSS)寬度小於連接的弦桿寬度的 85%時，來自分支桿件的橫向力必須通過弦桿面傳遞到側板。此時必須檢查弦桿上的彎矩與剪力。

接頭弦桿面彎曲的分析降伏線解決方法用於限制接頭變形，並且已知遠低於最終接頭強度。因此，1.00 的因子 ϕ 或 1.50 的因子 Ω 是合適的。當分支桿件寬度超過弦桿寬度的 85%時，降伏線失效機制將導致非關鍵接頭容量(noncritical connection capacity)。

衝擊剪力可以基於分支桿件周圍的有效衝擊剪力周長，考慮來自 11.11.2 節部分的有效寬度，總分支桿件周長是該長度的上限。

11.11.2 中空斷面上的集中力

1. 參數定義

l_b ：載重承壓長度，沿中空斷面構材軸向方向(或頂板負載條件下中空斷面構材的橫向寬度)，cm (mm)。

2. 圓形中空斷面

於表 11.11-1(a)的限制範圍內，板材對圓形中空斷面接合的可用強度應依表 11.11-1 決定。

3. 矩形中空斷面

具有集中載重之矩形中空斷面的可用強度應符合 11.1 至 11.10 節的適用極限狀態。

表 11.11-1 板材與圓形中空斷面接合之可用強度

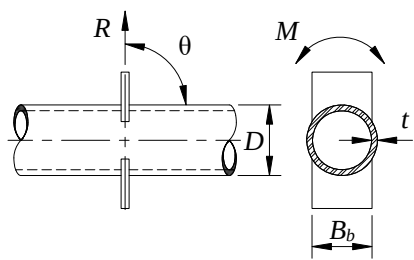
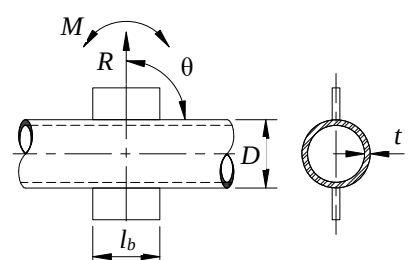
接合型式	接合可用強度	板材彎曲	
橫向板材之 T、Y 與 X 型接合 	極限狀態：中空斷面局部降伏		
	板材軸向強度	面內	面外
	$R_n \sin \theta = F_y t^2 \left(\frac{5.5}{1 - 0.81 \frac{B_b}{D}} \right) Q_f$ (11.11-9a)	-	$M_n = 0.5 B_b R_n$ (11.11-9b)
	$\phi = 0.90 \quad , \quad \Omega = 1.67$		
縱向板材 T、Y 與 X 型接合 	極限狀態：中空斷面塑性		
	板材軸向強度	面內	面外
	$R_n \sin \theta = 5.5 F_y t^2 \left(1 + 0.25 \frac{l_b}{D} \right) Q_f$ (11.11-10a)	$M_n = 0.8 l_b R_n$ (11.11-10b)	-
	$\phi = 0.90 \quad , \quad \Omega = 1.67$		

表 11.11-1(a) 表 11.11-1 的適用範圍

中空斷面直徑壁厚比	: $D/t \leq 50$, 對於板支材承受軸力或彎矩之 T 型接合 $D/t \leq 40$, 對於板支材承受軸力或彎矩之 X 型接合
寬度比	: $0.2 < B_b / D \leq 1.0$, 對於橫向板支材接合
材料強度	: $F_y \leq 3.7 \text{ t/cm}^2 \text{ (360 MPa)}$
降抗比(韌性)	: $F_y / F_u \leq 0.8$

解說：(本節解說尚未討論)

本節雖然涉及 HSS 上的所有集中力，但此特別針對板到 HSS 的銲接接頭。

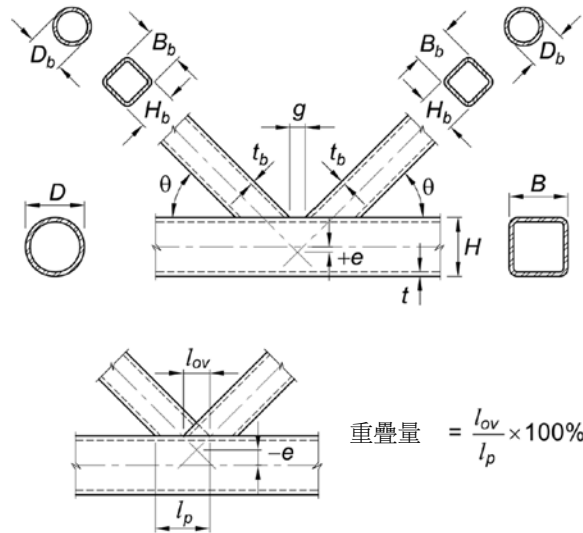
寬翼板的梁到 HSS 的 PR 彎矩接頭可以建模為梁翼板上的一對橫向板，在此忽略腹板的影響。因此，梁上彎矩由梁翼板中的力偶產生。而接頭的抗彎強度由板到 HSS 接頭強度乘以梁翼板中心之間的距離決定。

1. 參數定義

圖 C11.11-2 說明了第 K 章(11.11 節至 11.15 節)中使用的一些符號。

2. 圓形中空斷面

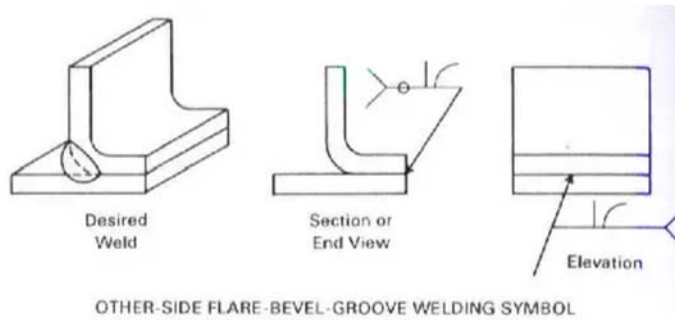
表 11.11-1A 中的適用性限制主要源於對迄今為止進行的測試的限制。



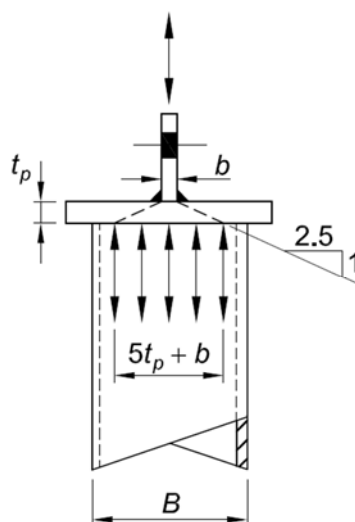
圖C11.11-2 中空斷面接頭之一般符號

3. 矩形中空斷面

將單板剪力接頭連接到HSS柱時，在AISC手冊(AISC, 2011)涵蓋了基於大量寬翼板樑和矩形中空斷面型鋼柱的簡易桁架接頭進行了研究的Sherman和Ales (Sherman and Ales, 1991)及Sherman (Sherman, 1995b, 1996)的建議，其中傳遞的載重主要是剪力。就成本審查方面，單板和單角鋼(single-angle)接頭最經濟，雙角鋼(double-angle)和角鋸之T型鋼(fillet-welded tee)接頭更貴。通板(Through-plate)和喇叭型槽鋸T型鋼(flare-bevel welded tee)接頭是最昂貴的(Sherman, 1995b)。在廣泛的接頭測試中，矩形HSS柱只有一個極限狀態：當厚的剪力板連接到相對較薄的HSS時，因樑的端部旋轉產生的衝擊剪力破壞。在先前的規範版本中，HSS壁的可用剪力強度與板的可用拉伸強度進行了比較。由於檢查僅適用於單板剪切連接，已從規範中刪除。因此在AISC手冊中添加了一項檢查，用於調查由於偏心施加梁端部反作用力而導致的HSS壁上衝擊剪力，偏心是從HSS壁到螺栓組重心的距離。



如圖C11.11-3所示，通過蓋板(或短T型鋼(T-stub)的翼板)傳遞載重的方形或矩形HSS的壁強度可以通過考慮局部降伏和局部折曲的極限狀態來計算。通常，矩形HSS的尺寸可以為 $B \times H$ ，但圖示顯示了支承長度(bearing length) (或寬度) b ，定向為將橫向載重分散到尺寸為 B 的壁中。保守的分佈斜率可以從T型鋼之腹板(tee web)的每個面 (Wardenier et al., 1991; Kitipornchai and Traves, 1989)，相對於局部降伏所產生 $(5t_p + b)$ 的分散載荷寬度假設為2.5:1。如果該值小於 B ，則只有兩個尺寸為 B 的側壁才能有效抵抗載重，甚至它們也只是部分有效。如果 $(5t_p + b) \geq B$ ，則矩形HSS的四個壁都將參與抵抗載重，並且都將完全有效；然而，蓋板(或短T型鋼(T-stub)的翼板)必須足夠厚才能發生這種情況。如果鋸腳(weld leg)尺寸已知，則假設載重從鋸趾開始分散是可以接受的。忽略鋸縫的影響是保守的。如圖C11.11-3 所示，相同載重分散模型也可以應用於圓形 HSS 到蓋板接頭。



圖C11.11-3 從通過蓋板之一集中力的載重分散情況

如果藉由將板穿過HSS中的槽，然後將板銲接到HSS的前後表面以形成“貫通板接頭”，從而實現縱向板到矩形HSS的接頭，則標稱強度可以取為等於每板壁的降伏線強度總和 (Kosteski and Packer, 2003)。

11.11.3 中空斷面的桁架接頭

中空斷面桁架接合，是由一個或多個支構材直接與一連續弦構材銲接所組成的接合，其接合分類如下：

- 當一支構材貫穿力 $P_r \sin \theta$ 與弦構材的梁剪力平衡時，支構材垂直於弦構材者，為 T 型接合，否則為 Y 型接合。
- 當一支構材貫穿力 $P_r \sin \theta$ 與在接合同一側的其他支構材的載重大致平衡(20 %以內)時，為 K 型接合。其間隙位於載重平衡的主要支構材間。
- 當一支構材貫穿力 $P_r \sin \theta$ 經由弦構材傳遞且由另一側之支構材平衡時，為 X 型接合。
- 當一接合有兩個以上的主要支構材，或支構材在多個平面上時，為通用或多平面接合。

當支構材將其部分載重以 K 型接合，且部分載重以 T、Y 或 X 型接合傳遞時，其接合各傳遞力量應以各可用強度總和的比例內插決定。

以中空斷面採用銲接連接支構材與弦構材的桁架，在允許在適用範圍內的偏心，不須考慮偏心彎矩造成的影響。

1. 參數定義

O_v : $= l_{ov} / l_p \times 100$, %。

e : 桁架接合偏心，遠離支構材為正，cm (mm)。

g : 間隙K型接合中兩支構材趾部間隙，忽略銲道尺寸，cm (mm)。

l_b : $= H_b / \sin \theta$, cm (mm)。

l_{ov} : 兩支構材沿弦構材軸向之連接面重疊長度，cm (mm)。

l_p : 重疊支構材在弦構材上的連接長度，cm (mm)。

ζ : 間隙比，對於矩形中空斷面，為間隙K型接合的兩支構材間隙與弦構材寬比值 $= g / B$ 。

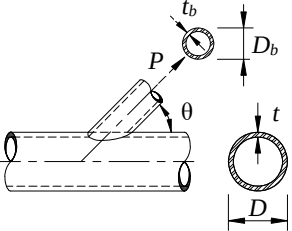
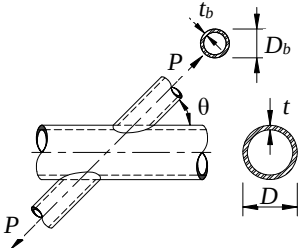
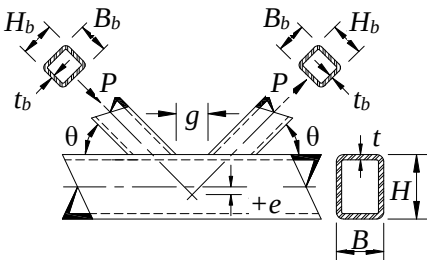
2. 圓形中空斷面

圓形中空斷面桁架接合的可用強度，在表 11.11-2(a)限制範圍內，應取表 11.11-2 所考慮極限狀態的最小值。

3. 矩形中空斷面

矩形中空斷面桁架接合的可用強度，在表 11.11-3(a)限制範圍內，應取表 11.11-3 與 11.1 至 11.10 節所考慮極限狀態的最小值。

表 11.11-2 圓形中空斷面桁架接合之可用強度

接合型式	接合可用軸向強度
當 $D_{b(tens/comp)} < (D - 2t)$ 時，對於 T、Y、X 型與間隙 K 型接合之一般檢核	極限狀態：剪力降伏(貫穿) $P_n = 0.6F_y t \pi D_b \left(\frac{1 + \sin \theta}{2 \sin^2 \theta} \right) \quad (11.11-11)$ $\phi = 0.95, \Omega = 1.58$
T 與 Y 型接合 	極限狀態：弦構材塑性 $P_n \sin \theta = F_y t^2 (3.1 + 15.6 \beta^2) \gamma^{0.2} Q_f \quad (11.11-12)$ $\phi = 0.90, \Omega = 1.67$
X 型接合 	極限狀態：弦構材塑性 $P_n \sin \theta = F_y t^2 \left(\frac{5.7}{1 - 0.81 \beta} \right) Q_f \quad (11.11-13)$ $\phi = 0.90, \Omega = 1.67$
間隙或交疊 K 型接合 	極限狀態：弦構材塑性 $(P_n \sin \theta)_{comp. \text{ branch}} = F_y t^2 \left(2.0 + 11.33 \frac{D_{b \text{ comp.}}}{D} \right) Q_g Q_f \quad (11.11-14)$ $(P_n \sin \theta)_{tens. \text{ branch}} = (P_n \sin \theta)_{comp. \text{ branch}} \quad (11.11-15)$ $\phi = 0.90, \Omega = 1.67$

公式

$$Q_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024 \gamma^{1.2}}{\exp\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right) + 1} \right] \quad (11.11-16)$$

注意， $\exp(x)$ 等於 e^x ，其中 $e = 2.71828$ 為自然對數的底數。

表 11.11-2(a) 表 11.11-2 的適用範圍

節點偏心：	$-0.55 \leq e/D \leq 0.25$ ，對於 K 型接合
弦構材壁體長細比：	$D/t \leq 50$ ，對於 T、Y 與 K 型接合 $D/t \leq 40$ ，對於 X 型接合
支構材壁體長細比：	$D_b/t_b \leq 50$ ，對於受拉與受壓支構材 $D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$ ，對於受壓支構材
支、弦構材寬度比：	$0.2 < D_b/D \leq 1.0$ ，對於 T、Y 型與交疊 K 型接合 $0.4 < D_b/D \leq 1.0$ ，對於間隙 K 型接合
間隙：	$g \leq t_{b \text{ comp.}} + t_{b \text{ tens.}}$ ，對於間隙 K 型接合
交疊：	$25\% \leq O_v \leq 100\%$ ，對於交疊 K 型接合
支構材壁厚：	$t_{b \text{ overlapping}} \leq t_{b \text{ overlapped}}$ ，對於交疊 K 型接合的支構材
材料強度：	F_y 與 $F_{yb} \leq 3.7 \text{ t/cm}^2$ (360 MPa)
降抗比(韌性)：	$F_y/F_u \leq 0.8$ ，弦與支構材

表 11.11-3 矩形中空斷面桁架接合之可用強度

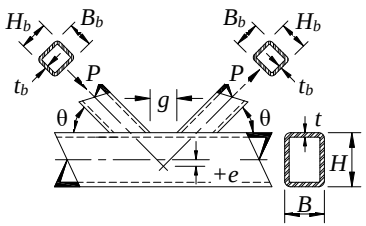
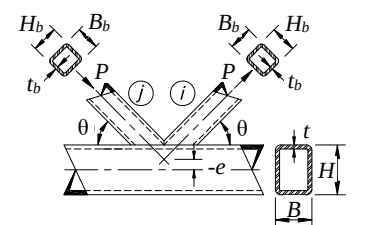
接合型式	接合可用軸向強度
間隙 K 型接合 	極限狀態：所有 β 值之弦構材壁體塑性 $P_n \sin \theta = F_y t^2 (9.8 \beta_{eff} \gamma^{0.5}) Q_f \quad (11.11-17)$ $\phi = 0.90$，$\Omega = 1.67$
	極限狀態：剪力降伏(貫穿)，當 $B_b < B - 2t$ 這個極限狀態不需要檢查方形支構材不須檢核本極限狀態 $P_n \sin \theta = 0.6 F_y t B (2\eta + \beta + \beta_{eop}) \quad (11.11-18)$ $\phi = 0.95$，$\Omega = 1.58$
	極限狀態：弦構材在間隙區之側壁體剪力 依 8.4 節決定 $P_n \sin \theta$ 方形弦構材不須檢核該極限狀態
	極限狀態：支構材因載重分佈不均的局部降伏 方形支構材或 $B/t \geq 15$ 不須檢核本極限狀態 $P_n = F_{yb} t_b (2H_b + B_b + B_e - 4t_b) \quad (11.11-19)$ $\phi = 0.95$，$\Omega = 1.58$
交疊 K 型接合  請注意，交疊 K 型接合中顯示的力方向可能會顛倒；由 i 與 j 控制桿件標示。	極限狀態：支構材因載重分佈不均的局部降伏 $\phi = 0.95$，$\Omega = 1.58$ 當 $25\% \leq O_v < 50\%$，$P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} \left[\frac{O_v}{50} (2H_{bi} - 4t_{bi}) + B_{ei} + B_{ej} \right] \quad (11.11-20)$ 當 $50\% \leq O_v < 80\%$，$P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} (2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{ei} + B_{ej}) \quad (11.11-21)$ 當 $80\% \leq O_v \leq 100\%$，$P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} (2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + B_{ej}) \quad (11.11-22)$ 下標 i 是指重疊支構材，下標 j 是指被疊支構材 $P_{n,j} = P_{n,i} \left(\frac{F_{ybj} A_{bj}}{F_{ybi} A_{bi}} \right) \quad (11.11-23)$
公式	
$\beta_{eff} = \left[(B_b + H_b)_{comp. \text{ branch}} + (B_b + H_b)_{tens. \text{ branch}} \right] / 4B \quad (11.11-24)$	
$\beta_{eop} = \frac{5\beta}{\gamma} \leq \beta \quad (11.11-25)$	

表 11.11-3A 表 11.11-3 的適用範圍

節點偏心	: $-0.55 \leq e/H \leq 0.25$ ，對於K型接合
弦構材壁體細長比	: B/t 與 $H/t \leq 35$ ，對於間隙K型接合、T、Y與X型接合
支材壁細長比	: $B/t \leq 30$ ，對於交疊K型接合 $H/t \leq 35$ ，對於交疊K型接合 B_b/t_b 與 $H_b/t_b \leq 35$ ，對於受拉支構材 $\leq 1.25 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$ 或35，對於間隙K型接合、T、Y與X型接合之受壓支構材 $\leq 1.1 \sqrt{\frac{E}{F_{yb}}}$ ，對於交疊K型接合之受壓支構材
寬度比	: B_b/B 與 $H_b/B \geq 0.25$ ，對於交疊K型接合、T、Y、X型接合
高寬比	: $0.5 \leq H_b/B_b \leq 2.0$ 與 $0.5 \leq H/B \leq 2.0$
交疊比	: $25\% \leq O_v \leq 100\%$ ，對於交疊K型接合
支構材寬度比	: $B_{bi}/B_{bj} \geq 0.75$ ，對於有交疊K型接合，其中下標i是指重疊支構材，下標j是指被疊支構材
支構材厚度比	: $t_{bi}/t_{bj} \leq 1.0$ ，對於交疊K型接合，其中下標i是指重疊支構材，下標j是指被疊支構材
材料強度	: F_y 與 $F_{yb} \leq 3.7 \text{ t/cm}^2 (360 \text{ MPa})$
阻抗比(韌性)	: F_y/F_u 與 $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$
間隙 K 型接合的額外限制	
寬度比	: $\frac{B_b}{B}$ 與 $\frac{H_b}{B} \geq 0.1 + \frac{\gamma}{50}$ $\beta_{eff} \geq 0.35$
間隙比	: $\zeta = g/B \geq 0.5(1 - \beta_{eff})$
間隙	: $g \geq t_{b \text{ comp. branch}} + t_{b \text{ tens. branch}}$
支構材尺寸	: 兩支構材均為方形時，(較小 B_b) ≥ 0.63 (較大 B_b)

解說：(本節解說尚未討論)

一個分支垂直於弦的K連接通常稱為N連接。

對於一般或多平面之中空斷面桁架接頭未定義極限狀態。

在表11.11-3A的限制之外，第十一章的限制狀態仍然適用，第十一章的適用限制狀態沒有定義。

表11.11-3A中的最大間隙尺寸將由 e/h 限制控制。如果間隙很大，則視為兩個Y形連接。

30°的最小分支桿夾角是製造時良好的實際限制。較小的分支角度是可能的，但應事先與製造商達成協議。

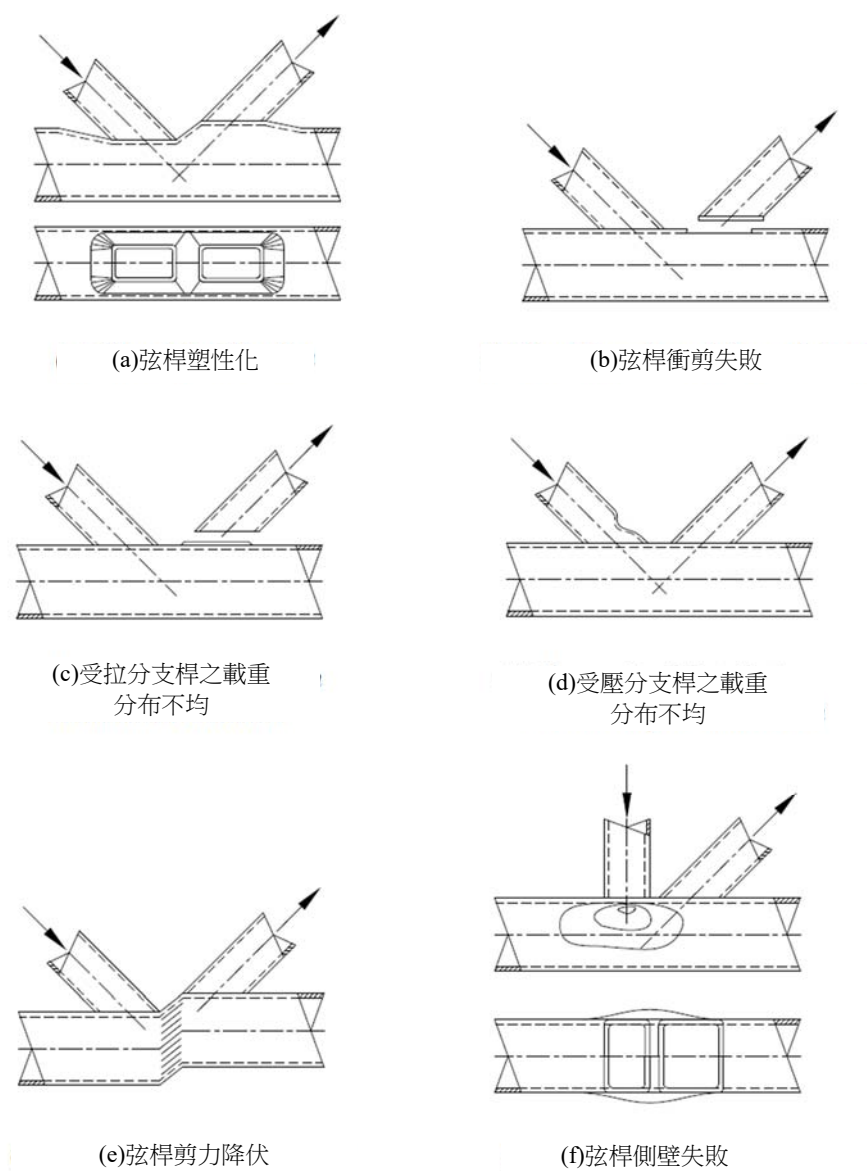
表11.11-2A與表11.11-3A中的適用範圍通常代表已在實驗中驗證方程的參數範圍。以下限制需要解釋。

應用了對最小重疊的限制，以便分支桿件之間有足夠的相互連接，以達到從一個分支桿件到另一個分支桿件的有效剪力傳遞。

如果有間隙的K(或N)接頭[例如圖C11.11-1(a)]中的間隙尺寸過大並超過偏心限制允許的值，則K

接頭應視為兩個獨立的Y接頭。在交叉接頭中，例如圖C11.11-1(e)，其中兩分支桿件很靠近或重疊，兩個分支桿的“足跡(footprint)”結合可以作為弦桿上的加載區域。在K接頭中，例如圖C11.11-1(d)，其中分支桿件具有很小或幾乎沒有的負載，該接頭可被視為Y接頭，如圖所示。

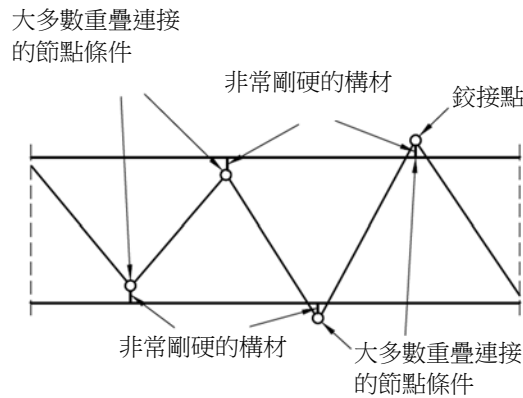
銲接HSS接頭的設計基於接頭特定的幾何形狀和載重時可能出現的潛在極限狀態，而這些狀態又代表了在規定的適用範圍內可能發生的失效模式。圖C11.11-4给出了一些典型的桁架接頭失效模式，如矩形HSS所示。



圖C11.11-4 中空斷面間桁架接頭之典型極限狀態

表11.11-2與11.11-3中的接頭僅用於承受軸向載重的分支桿件。將導致具有軸向載荷的分支桿的兩種分析方法是：

- (a) 鉸接分析，或
- (b) 使用腹板到連續弦桿的鉸接頭進行分析，如圖C11.11-5所示。



圖C11.11-5 使用腹板到連續弦桿的鉸接頭之模擬假設

1. 參數定義

一些參數在圖C11.11-2中定義。

2. 圓形HSS

限制受壓分支桿件的細長比，使接頭強度不會因分支桿件局部挫曲而降低。

基於Packer (Packer, 2004)對間隙K接頭的最小寬度比限制，當寬度比小於0.4時，根據American Petroleum Institute (API, 1993)提出的設計此類接頭的公式進行評估，公式(11.11-14)可能變得不保守。

規定了對最小間隙尺寸的限制，以便有足夠的空間使分支桿件趾部的銲接能夠順利地進行。最小間隙限制還確保不會出現過度的載重集中，並反映了測試的限制。

應用了對最小重疊的限制，以便分支之間有足夠的互連，以實現從一個分支到另一個分支的有效剪力傳遞。

表11.11-2中對於T、Y、交叉和K接頭的規定，除衝剪規定外，一般基於具有95 %可信度的半經驗“特徵強度”表達式，考慮到實驗測試結果的變化以及機械和幾何特性的典型變化。然後將這些“特徵強度”表達式乘以LRFD的強度係數或除以ASD的安全係數，以進一步考慮相關的失效模式。

在弦桿件塑性化破壞模式的情況下， $\phi = 0.90$ 與 $\Omega = 1.67$ ，而在衝剪的情況下， $\phi = 0.95$ 與 $\Omega = 1.58$ 。對於衝剪的情況，許多建議或規範中的 $\phi = 1.0$ (相當於 $\Omega = 1.5$)[例如，IIW (IIW, 1989)、Wardenier等人 (Wardenier et al., 1991)及Packer與Henderson (Packer and Henderson, 1997)]以反映超出分析標稱強度表達式的較大程度的預備強度，其本身基於材料的剪力降伏(而不是極限)強度。然而，在本規範中， $\phi = 0.95$ 與 $\Omega = 1.58$ 用於保持與表11.13-2中類似失效模式的因素的一致性。

如果拉伸應力 F_u 被用作衝擊剪力斷裂標準的基礎，則伴隨的 ϕ 將為0.75， Ω 將為2.00，如本規範中的其他地方。那麼 $0.75(0.6F_u) = 0.45F_u$ 將產生與 $0.95(0.6F_u) = 0.57F_u$ 非常相似的值，實際上後者對於指定標稱 F_y / F_u 比率小於0.79的HSS更為保守。當 $D_b > (D - 2t)$ 時，不需要檢查公式(11.11-11)，因為這是分支桿件可以衝入(或拔出)主要桿件的物理極限。

對於軸向加載的K接頭中的圓形HSS，受壓分支桿件的大小決定了接頭強度。因此，公式(11.11-14)中的項 $D_{b, comp}$ 僅與受壓分支桿件有關，而不是兩個分支桿件的平均值。因此，如果需要將接頭強度表示為受張力分支桿件中的力，則可以使用公式(11.11-15)將公式(11.11-14)中的答案解析為受張力分支桿件的方向，不必以 D_b 作為張力分支重複類似於公式(11.11-14)的計算。

3. 矩形HSS

根據Packer與Henderson (Packer and Henderson, 1997)的說法，表11.11-3A中對最小間隙比的限制是從IIW (IIW, 1989)修改而來的，更加實用。最小間隙尺寸 g 僅指定為有足夠的空間可用，以便在分支桿件的腳趾處順利進行銲接。最小間隙限制還確保不會出現過度的負載集中，並反映了測試的限制。

衝剪的極限狀態，在公式(11.11-18)中很明顯，基於分支桿周圍的有效衝剪周長，總分支桿件周長是該長度的上限。公式(11.11-18)中的 β_{eop} 表示與橫向於弦桿軸向的分支桿壁之相鄰的弦桿面有效衝剪寬度比。該 β_{eop} 項包含 $\phi=0.80$ 或 $\Omega=1.88$ 。通常應用於一個維度的矩形分支桿件足跡，AWS認為這與全面的表達式 $\phi=0.95$ 或 $\Omega=1.58$ 相似，因此該衝擊剪力表達式出現在AWS (AWS, 2015)中的 $\phi=0.95$ 。此 $\phi=0.95$ 或 $\Omega=1.58$ 已延續到本規範中，此主題將在11.13.2節之解說中進一步討論。表11.11-3中為公式(11.11-18)指定的限制指出此失效模式在物理上是不可能或不重要的。特別要注意的是，剪力降伏對於方形HSS分支桿件並不重要。

對於軸向加載、有間隙的K接頭，在分支桿件的“壓拉”作用下弦桿接頭面的塑性化是迄今為止最普遍和最嚴重的失效模式。事實上，如果所有HSS構材都是正方形，則這種失效模式很關鍵，而公式(11.11-17)是唯一需要檢查的模式。這個弦桿面塑性化公式是一個半經驗的“特徵強度”表達式，其置信度為95%，考慮了實驗測試結果的變化以及機械和幾何性能的典型變化。將公式(11.11-17)乘以LRFD的 ϕ 因子或除以ASD的 Ω 因子，以進一步考慮失效模式並提供適當的安全餘度。該方程的可靠性校準(Packer et al., 1984)使用263個有間隙的K接頭的數據庫和電阻係數的指數表達式(安全指數為3.0，分離係數為0.55)導出了 $\phi=0.89$ 與相應的 $\Omega=1.69$ ，同時還施加了參數的有效性限制。由於這種失效模式在測試數據庫中占主導地位，因此沒有足夠的支持測試數據來校準公式(11.11-18)與(11.11-19)。

對於間隙K接頭的間隙中弦桿的剪力降伏極限狀態，表11.11-3與國際慣例[例如，IIW (IIW, 1989)]的不同之處在於推薦應用本規範的另一部分8.4節。僅當弦桿構件是矩形而不是正方形時才需要檢查該極限狀態，並且弦桿截面的較短壁位於桁架的平面內，因此由於較短的弦桿而提供了弦桿的臨界剪力條件。存在於弦桿件的間隙區域中的軸向力也可能對間隙區域中的弦桿側壁的剪力強度具有影響。

對於K接頭，包括間隙接頭和重疊接頭在內。請注意，與具有間隙的K接頭相比，重疊K接頭的製造通常更困難且更昂貴。然而，重疊接頭通常會產生具有更高靜態強度和抗疲勞性以及比間隙K接頭更硬的桁架。

對於滿足表11.11-3A中適用性限制的矩形HSS，重疊接頭設計要考慮的唯一失效模式是分支桿件中載重分佈不均的極限狀態，表現為受壓分支桿件的局部挫屈或受拉分支桿件的過早降伏。設計程序假定一個分支桿僅鉚接到弦桿上，因此在其末端只有一個切口。這可以被認為是一種很好的做法，“直通桿件(thru member)”被稱為被重疊桿件。對於小於100%的部分重疊，另一個分支桿在其末端被雙重切割並鉚接到直通分支桿和弦桿上。

選擇作為“直通”或被重疊桿件的分支桿件應該是總寬度較大的分支。如果兩個分支桿的寬度相同，則較粗的分支桿件應是被重疊的分支桿件。

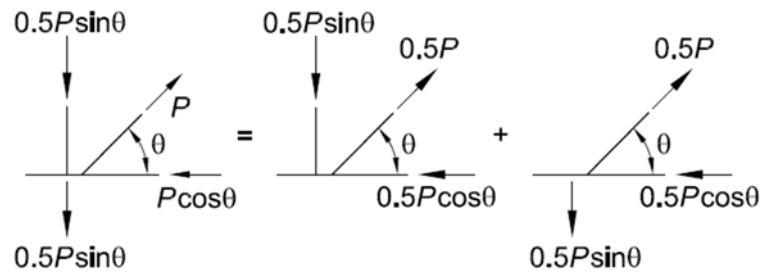
對於要控制的單一失效模式(例如，不會因為一個分支桿件穿入或拉離另一個分支桿件而導致失效)，對各種接頭參數設置了限制，包括兩個分支桿件的相對寬度和相對厚度。上述的矩形HSS製造建議也適用於圓形HSS重疊K接頭，但後者涉及更複雜的分支桿件末端剖析以提供良好的鞍座(saddle)配合。

重疊矩形HSS K接頭強度計算(公式(11.11-20、11.11-21及11.11-22)最初只對重疊分支桿件進行，無論它是處於拉伸還是受壓狀態，然後被重疊分支的強度從中決定。在分支桿件力的接頭強度方程中，基於重疊分支的四個側壁的承載貢獻，並遵循國際鉚接協會的設計建議(IIW, 1989; Packer and Henderson, 1997; AWS, 2015)。橫向於弦桿的重疊分支桿件壁的有效寬度 B_e 取決於與分支桿件接觸到的表面的柔度，並且來自板到HSS的有效寬度測量(Rolloos, 1969; Wardenier et al., 1981; Davies and Packer, 1982)。

公式(11.11-20)、(11.11-21)及(11.11-22)的適用性取決於重疊量 O_v ，其中 $O_v = (l_{ov} / l_p) \times 100$ 。重要的是要注意 l_p 是重疊分支在弦桿的連接面上的投影長度(或假想足跡)，即使它沒有物理上的與弦桿接觸到。此外， l_{ov} 是在分支重疊區域下方沿弦桿的連接面測量的重疊長度，如圖C11.11-1所示。

當一個分支完全位於另一個分支上時，會出現100%的最大重疊。在這種情況下，重疊分支桿件有

時會稍微向上移動到被重疊分支桿件，以便重疊分支桿件的根部可以角銲到被重疊分支桿件的表面。如果以這種方式製造接頭，則會產生略大於100%的重疊。在這種情況下，矩形HSS接頭的接頭強度可以通過公式(11.13-12)計算，但 B_{bi} 項被另一個 B_e 項代替。此外，關於銲接細節，已經通過實驗發現，只要兩個分支桿件力垂直於弦桿的力分量基本上相互平衡且前提是銲縫是為接頭的分支桿件壁的降伏能力而設計的。如果兩個分支力的法向分量相差超過20%或使用有效長度方法設計到分支桿件的銲縫，則“隱藏趾(hidden toe)”應完全銲接到弦桿上。解釋11.15節提供了更多討論。如果垂直於弦的兩個分支力的分量實際上確實存在顯著差異，則還應使用組合足跡和垂直於弦桿的淨力檢查接頭的行為是T、Y或交叉接頭(詳圖C11.11-6)。



圖C11.11-6 不均衡分支桿載重之K型接頭的檢核

對於在靜載荷下以T、Y、X及間隙K接頭與矩形弦桿接頭的圓形分支桿件的设计，如果分支桿與弦桿的寬度比 D_b / B 小於 0.85。由Packer等人支持(Packer et al., 2007)，轉換涉及用寬度 $B_b = \pi D_b / 4$ 與相同厚度的等效方形分支替換直徑為 D_b 的圓形分支(或多個分支)；那麼表11.11-3中矩形HSS到矩形HSS接頭中的弦桿壁塑性設計規則可以應用於圓形HSS到矩形HSS接頭上。對於圓形HSS到矩形HSS的重疊K接頭，如果弦寬比 D_b / B 小於 0.8，則可以使用轉換方法來檢查由於 $\beta \geq 0.25$ 的載荷分佈不均勻導致的分支的局部降伏。HSS接頭的許多失效模式取決於分支桿件的周長或橫截面積，圓形HSS的周長和面積與方形HSS的周長和面積之比為 $\pi : 4$ 。

11.11.4 中空斷面之彎矩接合

中空斷面彎矩接合，是由一個或多個支構材直接與一連續弦構材銲接所組成的接合，其支構材受彎矩載重。其接合分類為：

- (a) 當一支構材與弦構材垂直相接，為T型接合；當一支構材與弦構材非垂直相接，即為Y型連接。
- (b) 當弦構材的相對兩側都有支構材，為X型接合。

1. 參數定義

Z_b ：支構材受彎曲軸的塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

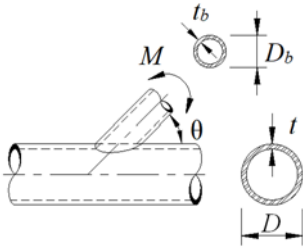
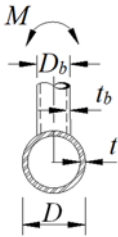
2. 圓形中空斷面

圓形中空斷面彎矩接合的可用強度限制範圍詳表 11.11-4(a)，可用強度應取表 11.11-4 中各適用極限狀態的最小值。

3. 矩形中空斷面

矩形中空斷面彎矩接合的可用強度 ϕP_n 和 P_n / Ω 限制範圍詳表 11.11-5(a)，可用強度應取表 11.11-5 與本章中各極限狀態的最小值。

表11.11-4 圓形中空斷面彎矩接合之可用強度

接頭樣式	接頭可用撓曲強度
T、Y與X型接合支構材受面內彎曲 	極限狀態：弦構材塑性化 $M_{n-ip} \sin \theta = 5.39 F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta \left(\frac{D_b}{\sin \theta} \right) Q_f \quad (11.11-26)$ $\phi = 0.90$，$\Omega = 1.67$
	極限狀態：剪力降伏(貫穿)， 當 $D_b < (D - 2t)$ $M_{n-ip} = 0.6 F_y t D_b^2 \left(\frac{1 + 3 \sin \theta}{4 \sin^2 \theta} \right) \quad (11.11-27)$ $\phi = 0.95$，$\Omega = 1.58$
T、Y與X型接合支構材受面外彎曲 	極限狀態：弦構材塑性化 $M_{n-op} = \frac{F_y t^2 D_b}{\sin \theta} \left(\frac{3.0}{1 - 0.8 \beta} \right) Q_f \quad (11.11-28)$ $\phi = 0.90$，$\Omega = 1.67$
	極限狀態：剪力降伏(貫穿)， 當 $D_b < (D - 2t)$ $M_{n-op} = 0.6 F_y t D_b^2 \left(\frac{3 + \sin \theta}{4 \sin^2 \theta} \right) \quad (11.11-29)$ $\phi = 0.95$，$\Omega = 1.58$

T、Y與X型接合中，支構材受軸力、面內彎矩與面外彎矩載重效應的任意組合時：

$$\frac{P_r}{P_c} + \left(\frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}} \right)^2 + \frac{M_{r-op}}{M_{c-op}} \leq 1.0 \quad (11.11-30)$$

P_r ：使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法的支構材需求軸力，tf (kN)。

M_{r-ip} ：使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法的支構材需求面內彎矩，tf-cm (N-mm)。

M_{r-op} ：使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法的支構材需求面外彎矩，tf-cm (N-mm)。

P_c ：表11.11-2的可用軸向強度，tf (kN)。

M_{c-op} ：可用面外彎矩強度，tf-cm (N-mm)。

M_{c-ip} ：可用面內彎矩強度，tf-cm (N-mm)。

表11.11-4A 表11.14-1的適用範圍

弦構材壁體長細比	： $D / t \leq 50$ ，對T與Y型接合 $D / t \leq 40$ ，X型接合
支構材壁體長細比	： $D_b / t_b \leq 50$ $D_b / t_b \leq 0.05E / F_{yb}$
寬度比	： $0.2 < D_b / D \leq 1.0$
材料強度	： F_y 與 $F_{yb} \leq 3.7 \text{ t/cm}^2 (360 \text{ MPa})$
降抗比(韌性)	： F_y / F_u 與 $F_{yb} / F_{ub} \leq 0.8$

表11.11-5 矩形中空斷面彎矩接合之可用強度

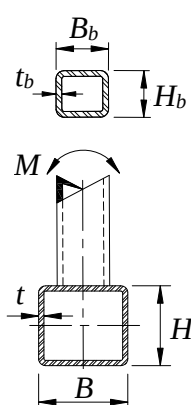
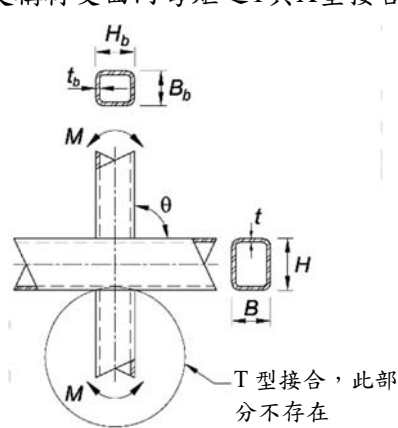
接合型式	接合可用撓曲強度
支構材受面外彎矩之T與X型接合 	極限狀態：弦構材側壁局部降伏 $M_{n-op} = F_y^* t (B - t) (H_b + 5t) \quad (11.11-31)$ $\phi = 1.00$, $\Omega = 1.50$
支構材受面內彎矩之T與X型接合  T型接合，此部分不存在	極限狀態：弦構材側壁局部降伏 當 $\beta \geq 0.85$, $M_{n-ip} = 0.5 F_y^* t (H_b + 5t)^2 \quad (11.11-33)$ $\phi = 1.00$, $\Omega = 1.50$
T與X型接合，支構材受軸力、面內彎矩與面外彎矩載重效應的任意組合時： $\frac{P_r}{P_c} + \left(\frac{M_{r-ip}}{M_{c-ip}} \right) + \frac{M_{r-op}}{M_{c-op}} \leq 1.0 \quad (11.11-34)$ P_r : 使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法的支構材需求軸力，tf (kN)。 M_{r-ip} : 使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法的支構材需求面內彎矩，tf-cm (N-mm)。 M_{r-op} : 使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法的支構材需求面外彎矩，tf-cm (N-mm)。 P_c : 表11.11-2的可用軸向強度，tf (kN)。 M_{c-op} : 可用面外彎矩強度，tf-cm (N-mm)。 M_{c-ip} : 可用面內彎矩強度，tf-cm (N-mm)。	
功能 F_y^* : $= F_y$, 對於T型接合；$= 0.85 F_y$, 對於X型接合。 P_{ro} : $= P_u$, 對於載重與強度因子設計法；$= P_a$, 對於容許強度設計法。 M_{ro} : $= M_u$, 對於載重與強度因子設計法；$= M_a$, 對於容許強度設計法。	

表11.11-5(a) 表11.11-5的適用範圍

支、弦構材夾角	: $\theta \cong 90^\circ$
弦構材壁體長細比	: B/t 與 $H/t \leq 35$
支構材壁體長細比	: B_b/t_b 與 $H_b/t_b \leq 35$ $\leq 1.25\sqrt{(E/F_{yb})}$
寬度比	: $B_b/B \geq 0.25$
高寬比	: $0.5 \leq H_b/B_b \leq 2.0$ 與 $0.5 \leq H/B \leq 2.0$
材料強度	: F_y 與 $F_{yb} \leq 3.7 \text{ t/cm}^2 (360 \text{ MPa})$
延展性	: F_y/E_u 與 $F_{yb}/E_{ub} \leq 0.8$

解說：(本節解說尚未討論)

在表11.11-5A的限制之外，第十一章的限制狀態仍然適用，第十一章的適用限制狀態沒有定義。

表11.13-2A中的最大間隙尺寸將由 e/H 限制控制。如果間隙很大，則視為兩個Y形連接。

在表11.14-2A的限制之外，第十一章的限制狀態仍然適用， ϕP_n 和 P_n/Ω 的適用限制狀態沒有定義。

本節關於彎矩載重下HSS-to-HSS接頭的適用於具有部分約束或完全約束彎矩接頭的桁架，例如Vierendeel梁。本節的規定通常不適用於11.13節部分所涵蓋的典型平面三角桁架，因為後者是以不會導致腹桿中的彎矩的方式進行分析(詳11.13節解說)。因此，本規範不包括在分支桿件上具有彎矩載重的K接頭。

HSS彎矩接頭基於弦桿塑性和衝剪破壞的極限狀態， ϕ 與 Ω 係數與11.11.3節一致，而矩形HSS彎矩接頭的設計標準可以基於弦桿連接面的塑性極限狀態，不均勻的載荷分佈，以及弦桿壁局部降伏、損壞和挫曲。“弦桿扭曲失效”模式僅適用於在分支桿上具有平面外彎矩的矩形HSS T接頭。可以通過使用加勁板或隔板來保持弦桿的矩形橫截面形狀，從而防止分支的菱形扭曲。本節之公式的適用性限制主要來自11.11.3節。CIDECT設計指南第9號(Kurobane et al., 2004)也採用了本節的公式。

11.11.5 板材與支構材連接至中空斷面之銲道

支構材接合之可用強度，考量中空斷面間接合壁體或橫向板材與中空斷面接合中，其元件的相對勁度差異而導致沿銲道之載重傳遞的不均勻性，應考慮交互作用且符合下列規定：

$$R_n \text{ 或 } P_n = F_{nw} t_w l_e \quad (11.11-35)$$

$$M_{n-ip} = F_{nw} S_{ip} \quad (11.11-36)$$

$$M_{n-op} = F_{nw} S_{op} \quad (11.11-37)$$

(a) 對於填角銲

$$\phi = 0.75, \Omega = 2.00$$

(b) 對於部分滲透開槽銲

$$\phi = 0.80, \Omega = 1.88$$

其中：

F_{nw} ：不考慮填角銲道在載重方向強度提升之銲材標稱應力， tf/cm^2 (MPa)。

S_{ip} ：面內彎曲銲道的有效彈性斷面模數(表11.11-6)， cm^3 (mm^3)。

S_{op} ：面外彎曲銲道的有效彈性斷面模數(表11.11-6)， cm^3 (mm^3)。

l_e ：計算銲道強度時，中空斷面之開槽銲與填角銲的總有效銲道長度， cm (mm)。

t_w ：支構材或板材四周的最小有效銲喉厚， cm (mm)。

當依表 11.11-3 設計之矩形中空斷面交疊 K 型接合，且支構材在弦構材正交方向的 80% 分力受到平衡(即正交於弦構材面的支構材力差不超過 20%)時，若銲至被疊支構材的其餘銲道在各處都能發揮被疊支構材壁體全部容量，則可忽略重疊支構材下的隱藏銲道。

若支構材銲道能沿支構材整體周長(或沿板材整個長度)發展支構材管壁全部強度，則不需符合表 11.11-6 與 11.11-7 中的銲接檢核。

表 11.11-6 矩形中空斷面接合的有效銲接特性

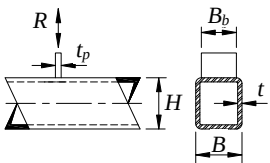
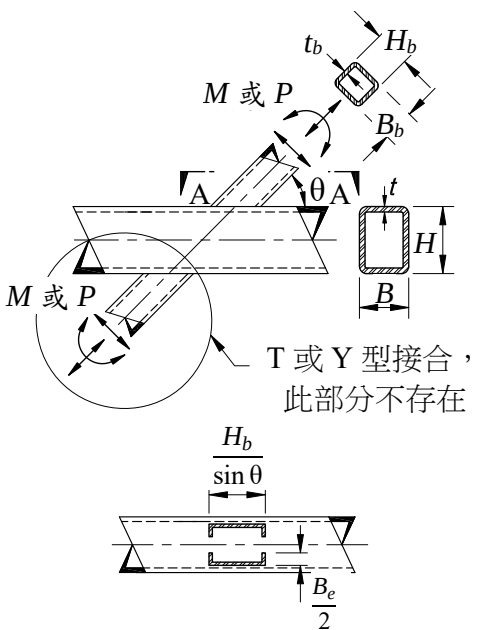
接合型式	銲道性質
受板材軸力的橫向板材 T 與 X 型接合 	有效銲道性質 $l_e = 2B_e \quad (11.11-38)$ 其中，l_e 為在橫向板兩側之總有效銲道長度。
受支構材軸力或彎矩的 T、Y 與 X 型接合  Section A-A：有效銲道	銲接有效特性 $l_e = \frac{2H_b}{\sin \theta} + 2B_e \quad (11.11-39)$ $S_{ip} = \frac{t_w}{3} \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right)^2 + t_w B_e \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right) \quad (11.11-40)$ $S_{op} = t_w \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right) B_b + \frac{t_w}{3} (B_b^2) - \frac{(t_w/3)(B_b - B_e)^3}{B_b} \quad (11.11-41)$ 當 $\beta > 0.85$ 或 $\theta > 50^\circ$，$B_e/2$ 應不超過 $B_b/4$。

表 11.11-6 矩形中空斷面接合的有效銲接特性(續)

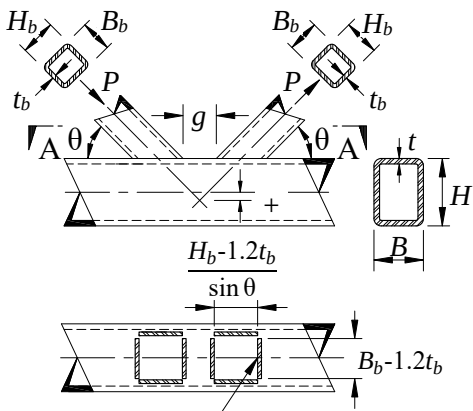
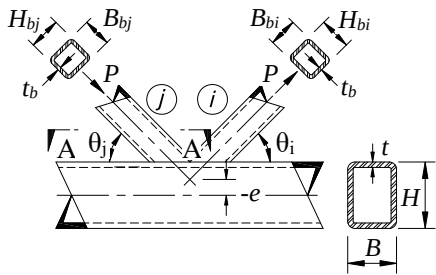
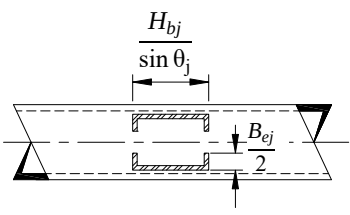
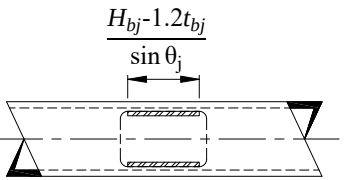
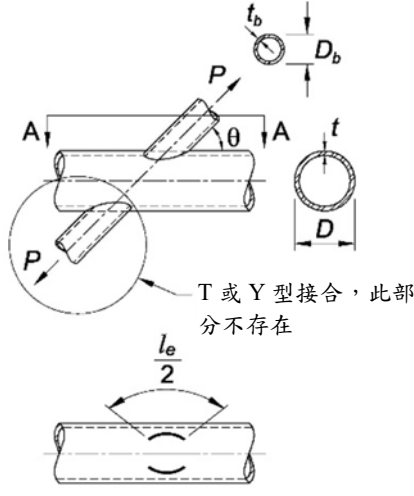
接合型式	銲道性質
受支構材軸向力的間隙 K 型接合  當 $\theta \leq 50^\circ$，第 4 邊有效 Section A-A：$\theta \geq 60^\circ$ 時之有效銲道	有效銲道性質 當 $\theta \leq 50^\circ$：$l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin \theta} + 2(B_b - 1.2t_b)$ (11.11-42) 當 $\theta \geq 60^\circ$：$l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin \theta} + B_b - 1.2t_b$ (11.11-43) 當 $50^\circ < \theta < 60^\circ$，應使用線性內插決定 l_e。
受支構材軸力的交疊 K 型接合  請注意，交疊 K 型接合中顯示的力方向可能會顛倒；由 i 與 j 控制構材的標示。  Section A-A：有效銲道 當 $B_{bj} / B \leq 0.85$ 或 $\theta_j \leq 50^\circ$  Section A-A：有效銲道 當 $B_{bj} / B > 0.85$ 或 $\theta_j > 50^\circ$	重疊構材的有效銲道性質(所有尺寸都用於重疊支構材 i) 當 $25\% \leq O_v < 50\%$： $l_{e,i} = \frac{2O_v}{50} \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin \theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + B_{ei} + B_{ej}$ (11.11-44) 當 $50\% \leq O_v < 80\%$： $l_{e,i} = 2 \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin \theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + B_{ei} + B_{ej}$ (11.11-45) 當 $80\% \leq O_v \leq 100\%$： $l_{e,i} = 2 \left[\left(1 - \frac{O_v}{100} \right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin \theta_i} \right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)} \right) \right] + B_{bi} + B_{ej}$ (11.11-46) 當 $B_{bi} / B > 0.85$ 或 $\theta_i > 50^\circ$，$B_{ei} / 2$ 應不超過 $B_{bi} / 4$，及當 $B_{bi} / B_{bj} > 0.85$ 或 $(180 - \theta_i - \theta_j) > 50^\circ$，$B_{ej} / 2$ 應不超過 $B_{bi} / 4$。 下標 i 指的是重疊支構材，下標 j 指的是被疊支構材。 被疊構材的有效銲道性質(所有尺寸都用於被疊支構材 j) $l_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\sin \theta_j} + 2B_{ej}$ (11.11-47) 當 $B_{bj} / B > 0.85$ 或 $\theta_j > 50^\circ$： $l_{e,j} = \frac{2(H_{bj} - 1.2t_{bj})}{\sin \theta_j}$ (11.11-48)

表 11.11-7 圓形中空斷面接合的有效銲接性質

接合型式	銲道性質
受支構材軸向力的 T、Y 與 X 型接合  T 或 Y 型接合，此部分不存在 Section A-A：有效銲道	有效銲道性質 當 $0.1 \leq \beta \leq 0.5$、$60^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ 及 $10 \leq D/t \leq 50$： $l_e = \frac{4}{\sqrt{2\beta(D/t)}} l_w \leq l_w \quad (11.11-49)$ 其中 l_w 支構材的總銲道長度，可從 3D 相交圓柱模型獲得，或從下面公式獲得： $l_w = \pi D_b \frac{1 + 1/\sin \theta}{2} \quad (11.11-50)$

解說：(本節解說尚未討論)

此處使用的允許縮小銲縫尺寸的方法假定圍繞HSS分支的整個周邊的銲縫尺寸恆定。需要特別注意連接至矩形中空斷面之等寬(或接近等寬)的接合，這些接合沿連接的匹配邊緣結合了部分接頭穿透坡口銲縫，角銲縫通常橫跨弦構材面。

本節將板和分支桿件與HSS表面的所有銲接規則合併為一個部分。

由於垂直於其表面加载的主要桿件和承載平行於其表面的薄膜力(membrane forces)的分支桿件的相對柔度不同，跨銲縫的載重傳遞非常不均勻，並且局部降伏可在接頭達到其設計載重之前被預測。

為防止銲縫逐漸失效並確保節點的延展性，簡單的T、Y及K接頭銲縫應能夠在其極限強度下發展分支桿件的降伏強度。當使用相稱的填充金屬與AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015)中用於T、Y及K接頭的預認證接頭細節時，或者當接頭的有效喉部對於 $F_y \leq 50 \text{ ksi}$ (345 MPa)根據歐洲規範3 (CEN, 2005a)的分支構件，角銲縫等於分支桿件厚度的1.1倍。

或者，矩形中空斷面(RHSS)的銲縫可以設計為“適合目的”，以通過使用所謂的“有效長度概念”來抵抗通常在RHSS桁架式接頭中已知的分支桿件力。許多HSS桁架腹桿承受低軸向載荷，在這種情況下，這種銲接設計理念是理想的。然而，必須通過使用銲縫有效長度來考慮由於連接HSS面的柔度而導致的銲縫周長的不均勻載荷。表11.11-6中給出了承受分支軸向載重(和/或在某些情況下的彎矩載重)的板與各種矩形HSS接頭的合適有效長度。其中一些規定與AWS (AWS, 2015)中給出的規定相似，並且基於研究銲接失效的全尺寸HSS接頭與桁架測試(Frater and Packer, 1992a, 1992b; Packer and Cassidy, 1995)。

用於確定帶有彎矩的T、Y與交叉接頭以及重疊接頭的銲縫尺寸的有效長度是基於對用於桿件本身設計的有效長度概念的合理推斷。表11.11-6顯示了有效銲縫長度(其中大部分小於總銲縫長度的100 %)位置的圖表。

當有效長度越接近設計銲縫，相對於HSS的中心，因為分支與連接面的角度和/或寬度比(分支構件相對於連接面的寬度)增加，分支桿件連接到主要桿件的接頭沿其邊緣變得更硬。因此，用於確定銲縫尺寸的有效長度可能會隨著分支桿件的角度(當相對於連接面超過 50° 時)或分支桿件的寬度增加(產生超過0.85的寬度比)而減少。請注意，為了便於計算並且由於誤差很小，在某些情況下，為了確定銲接線截面特性，將銲角假定為正方形。

如11.11.3節之解說所述，當重疊接頭中的鉚縫足以提高其餘桿件壁的強度時，實驗發現可以消除被重疊分支桿件“隱趾”上的鉚縫，條件是兩個分支桿件上垂直於弦桿方向的分力彼此平衡。如果兩個分支桿件的該方向分力相差超過20%，則“隱趾”應完全鉚接到弦桿上。如果在重疊接頭中使用“適合目的”鉚縫設計理念，即使有效鉚縫長度可能遠小於HSS的周長，也應完成隱藏鉚縫。這有助於解釋由於接頭旋轉和面變形而使得在典型HSS接頭中可能發生的力矩，但在設計中沒有直接考慮。

除非進一步調查證明，否則在本節中不允許在桁架式接頭中鉚接到HSS構件的表面時，通常用於角鉚縫設計的方向強度增加。此外，表11.11-6所示所有情況下的設計鉚縫尺寸，包括前面討論的重疊感件下方的隱藏鉚縫，是圍繞接頭周邊的最小鉚喉；將橫截面周邊具有不同喉部尺寸的鉚縫組的各個部分的強度相加並不是HSS接頭設計的可行方法。

第十二章 使用性設計

本章適用於結構及其構材之撓度、側移、振動、風引致運動、熱變形與接合滑移等使用性極限狀態的評估。

12.1 一般規定

使用性是指在正常使用的情況下，建築物可以保持原有外觀、維護性、耐用性與居住者舒適度等功能的一種狀態，應依結構預期功能選擇符合結構行為使用性的極限值(例如，最大的撓度與加速度)。其使用性應使用適用的載重組合評估。

12.2 撓度

結構構材與結構系統應限制其撓度，以避免損害其使用性。

12.3 側移

結構應限制側位移，以避免損害其使用性。

12.4 振動

結構應考慮振動對居住者舒適度與結構功能的影響，其中，振動源包括居住者的活動載重、振動的機械與其他由結構引致者。

12.5 風引致運動

建築結構物應考慮風引致運動效應對居住者舒適度的影響。

12.6 熱脹與冷縮

建築結構物應考慮熱脹冷縮效應。

12.7 接合滑移

結構設計應包括接合滑移效應，其中，螺栓接合的滑移可能會產生損害結構使用性的變形。接合的設計應儘可能避免滑移。

第十三章 製作、安裝與品管

13.1 一般規定

- 1.鋼結構之製作、安裝及品管應依據「鋼構造建築物鋼結構施工規範」之規定辦理。
- 2.鋼構件應在工廠加工製作再運送至工地安裝，若必須在工地加工製作時，應經審查認可。

解說：

鋼結構之設計與施工之品質有密切的關連，為避免設計與施工之品質標準產生不一致現象，在本章作原則上之規定。有關鋼結構施工較詳盡之規定應依照內政部頒布之「鋼構造建築物鋼結構施工規範」，並參考中華民國鋼結構協會研訂之「鋼結構品質管制作業標準」(中華民國鋼結構協會，2022)辦理。鋼結構製作前應依據設計圖說事先繪製施工詳圖，其內容應至少包含製造圖與安裝圖。

第十四章 耐震設計

14.i 符號

A_c	垂直邊構材斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	14.14.5.2
A_g	全斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	14.7.4.1
A_{lw}	連桿腹板斷面積(不含翼板)， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	14.12.5.2
A_s	鋼核心斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	14.4.1.4b
A_{sc}	降伏段鋼核心斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	14.13.5.2
A_{sh}	箍筋最少面積 t ， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	14.4.1.4b
A_{st}	連桿加勁板之水平斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$	14.12.5.2
C_a	軸向需求強度與可用降伏強度比	Table 14.4-1
C_d	與支撐相對勁度及曲率有關的係數	14.4.1.2a
D	建築物中結構構材與永久固定設施引致的靜載重， tf (kN)	14.4.1.4b
D	圓形中空結構斷面外徑 cm (mm)	Table 14.4-1
D	孔徑， cm (mm)	14.14.7.1
E	地震力效應， tf (kN)	14.5.4.1
E	鋼材彈性模數 = $2040 \text{ tf/cm}^2 (200,000 \text{ MPa})$	Table 14.4-1
E_{cl}	受容量限制的水平和地震力效應	14.5.6.2
F_{cr}	臨界應力， $\text{tf/cm}^2 (\text{MPa})$	14.10.6.1
F_{cre}	使用預期降伏應力依 360 第 E 章計算的臨界應力， $\text{tf/cm}^2 (\text{MPa})$	14.10.6.1
F_y	規定最小降伏應力(MPa)。如 360 所稱的「降伏應力」，指的是規定最小降伏點應力(對於有降伏點的鋼材)，或規定降伏強度(對於沒有降伏點的鋼材)	14.2.3
F_{yb}	梁構材規定最小降伏應力， $\text{tf/cm}^2 (\text{MPa})$	14.7.4.1
F_{yc}	柱構材規定最小降伏應力， $\text{tf/cm}^2 (\text{MPa})$	14.7.4.1
F_{ysc}	鋼核心規定最小降伏應力，或拉伸試驗所得實際降伏應力， $\text{tf/cm}^2 (\text{MPa})$	14.13..5.2
F_{ysr}	箍筋規定最小降伏應力， $\text{tf/cm}^2 (\text{MPa})$	14.4.1.4b
F_u	規定最小拉力強度， $\text{tf/cm}^2 (\text{MPa})$	14.2.3
H	樓層高度， cm (mm)	14.4.2.5c
H_c	在梁接合間的柱構材淨高度， cm (mm)	14.11.6.4
H_c	梁構材翼板間的柱構材淨高度， cm (mm)	14.14.7.1
I_b	水平邊構材垂直於腹板平面的慣性矩， $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$	14.14.4.1
I_c	垂直邊構材垂直於腹板平面的慣性矩， $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$	14.14.4.1
I_x	連桿在偏心斜撐構架面外慣性矩 (EBF = Eccentrically Braced Frames)， $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$	14.12.5.2
I_y	連桿在偏心斜撐構架面內慣性矩 $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$	14.12.5.2
I_y	鋼板 Y 軸慣性矩， $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$	14.14.7.2
K	有效長度因子	14.10.5.2

L	考量使用用途與移動設備引致的活載重	14.4.1.4
L	柱構材長度，cm (mm)	14.7.4.3
L	斜撐長度，cm (mm)	14.10.5.2
L	垂直邊構材中心線距離，cm (mm)	14.14.4.1
L_b	阻止受壓翼板側向位移或阻止全斷面扭轉的支撐點間長度，cm (mm)	14.4.1.2a
L_c	有效長度，cm (mm)	14.10.5.2
L_{cf}	梁構材淨長度，cm (mm)	14.5.6.2
L_{cf}	柱構材翼板間淨距離，cm (mm)	14.14.5.2
L_h	依試驗報告或 ANSI/AISC 358 定義的梁構材塑鉸間距離，cm (mm)	14.6.6.4
M_a	使用容許強度設計法載重組合所得的需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	14.4.1.2c
M_f	柱面最大可能彎矩，tf-cm (kN-mm)	14.7.6.6
$M_{n,PR}$	部分束制接合的標稱撓曲強度(在 0.02 弧度轉角下)，tf-cm (kN-mm)	14.5.6.3
M_p	塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)	14.5.6.2
M_p	連桿塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)	14.12.4.1
M_{pc}	柱構材的塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)	14.4.2.5c
$M_{p,exp}$	預期撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	14.4.1.2c
M_{pr}	依 ANSI/AISC 358、或符合本規範 K1 節或 K2 節決定的塑鉸處最大可能彎矩，tf-cm (kN-mm)	14.7.4.1
M_r	需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	14.4.1.2a
M_u	使用載重與強度因子設計法載重組合所得的需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)	14.4.1.2c
M_v	載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合下，塑鉸處至柱心經剪力放大引致的額外彎矩，tf-cm (kN-mm)	14.7.4.1
M_{pb}^*	根據 E3.4a 節定義之梁構材預期撓曲強度的投影，tf-cm (kN-mm)	14.7.4.1
M_{cpc}^*	根據 E3.4a 節定義之柱構件標稱撓曲強度的投影，tf-cm (kN-mm)	14.7.4.1
N_r	開孔的水平列數	14.14.7.1
P_a	使用容許強度設計法載重組合所得的需求軸向強度，tf (kN)	Table 14.4-1
P_{ac}	使用容許強度設計法載重組合所得的需求壓力強度，tf (kN)	14.7.4.1
P_c	可用軸向強度，tf (kN) .	14.7.4.1
P_n	標稱軸向壓力強度，tf (kN)	14.4.1.4b
P_r	需求軸向壓力強度，tf (kN)	14.7.4.1
P_{rc}	需求軸向壓力強度，tf (kN)	14.8.4.1
P_u	使用載重與強度因子設計法載重組合所得的需求軸向強度，tf (kN)	Table 14.4-1
P_{uc}	使用載重與強度因子設計法載重組合所得的需求壓力強度，tf (kN)	14.7.4.1
P_y	軸向降伏強度，tf (kN)	Table 14.4-1
P_{ysc}	鋼核心軸向降伏強度，tf (kN)	14.13.2.1

$P_{ysc-max}$	鋼核心最大規定軸向降伏強度，tf/cm ² (MPa)	14.13.4.4
$P_{ysc-min}$	鋼核心最小規定軸向降伏強度，tf/cm ² (MPa)	14.13.4.4
R	切除半徑	14.14.7.2
R_n	標稱強度，tf (kN)	14.2.3
R_t	預期拉力強度與規定最小拉力強度比值	14.2.3
R_y	預期降伏應力與規定最小降伏應力比值	14.2.3
S_{diag}	開孔中心最短距離	14.14.7.1
V_a	使用容許強度設計法載重組合所得的需求剪力強度，tf (kN)	14.5.6.2
V_n	連桿標稱剪力強度，tf (kN)	14.12.3
V_p	連桿塑性剪力強度，tf (kN)	14.12.4.1
V_r	使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合所得的需求剪力強度，tf (kN)	14.12.5.2
V_u	使用載重與強度因子設計法載重組合所得的需求剪力強度，tf (kN)	14.5.6.2
V_y	剪力降伏強度，tf (kN)	14.12.5.2
Z	對彎曲軸的塑性斷面模數，cm (mm ³)	14.4.1.2a
Z_c	柱構材對彎曲軸的塑性斷面模數，cm ³ (mm ³)	14.7.4.1
Z_x	對 X 軸的塑性斷面模數，cm ³ (mm ³)	14.6.6.7
a	接合點間距，cm (mm)	14.11.5.2
b	定義於本規範(AISC 360 B4.1 節)的受壓肢材寬度，cm (mm)	Table 14.4-1
b	箱型斷面內部寬度，cm (mm)	14.12.5.2
b_{bf}	梁翼板寬度，cm (mm)	14.7.6.6
b_f	翼板寬度，cm (mm)	14.4.2.5b
d	梁構材整體深度，cm (mm)	Table 14.1-1
d	螺栓標稱直徑，cm (mm)	14.4.2.2
d	連桿整體深度，cm (mm)	14.12.5.2
d_z	接合處較深梁構材的 $d-2t_f$ ，cm (mm)	14.7.6.5
d^*	梁翼板形心間或梁翼板與柱面接合間的距離，cm (mm)	14.7.6.6
e	偏心斜撐構架中，兩斜撐端部間或斜撐與柱面間的連桿淨距離，cm (mm)	14.12.5.2
f'_c	混凝土規定抗壓強度，tf/cm ² (MPa)	14.2.1.4b
h	對於熱軋型鋼，為兩翼板間扣除填角銲或角隅半徑的淨距離；對於組合斷面，為兩相鄰螺栓(緊固器)軸線間距離或銲接梁翼板間(使用銲接時)的淨距離；對於 T 型斷面，為整體深度；對於矩形中空結構斷面，為兩翼板間扣除內角隅半徑的淨距離，cm (mm)	Table 14.1-1
h	水平邊構材中心線距離，cm (mm)	14.14.4.1
h_{cc}	複合柱構材斷面圍束核心區橫向箍筋心到心的距離，cm (mm)	14.4.1.4b
h_o	翼板形心間距，cm (mm)	14.4.1.2c
r	控制的迴轉半徑，cm (mm)	14.7.4.3

r_i	個別元件的最小迴轉半徑，cm (mm)	14.11.5.2
r_y	對 y 軸的迴轉半徑，cm (mm)	14.4.1.2a
s	橫向鋼筋間距，cm (mm)	14.4.1.4b
t	肢材厚度，cm (mm)	Table 14.4-1
t	柱構材腹板或各疊合板厚度，cm (mm)	14.7.6.5
t	受厚度方向應變之鋼板厚度，cm (mm)	14.15.8.2c
t_{bf}	梁翼板厚度，cm (mm)	14.7.4.3
t_{eff}	有效腹板厚度，cm (mm)	14.14.7.1
t_f	翼板厚度，cm (mm)	14.4.2.5b
t_{lim}	柱翼板厚度限制，cm (mm)	14.7.6.6
t_p	接合板厚度，cm (mm)	14.11.6.3
t_w	腹板厚度，cm (mm)	14.12.5.2
t_w	腹板厚度，cm (mm)	14.14.7.1
w_z	柱翼板間交會區寬度，cm (mm)	14.7.6.5
Δ	設計樓層側位移，cm (mm)	14.12.4.1
Δ_b	用於控制試體加載的變形量(對於子結構試體，為斜撐端部總旋轉量；對於斜撐試體，為斜撐軸向總變形量)，cm (mm)	14.16.3.4b
Δ_{bm}	至少等於設計樓層側位移對應的變形量 Δ_b ，cm (mm)	14.16.3.4c
Δ_{by}	試體初始降伏對應的變形量 Δ_b ，cm (mm)	14.16.3.4c
Ω	安全因子	14.3.3.2
Ω_c	壓力安全因子	Table 14.4-1
Ω_v	梁柱接合交會區的剪力強度安全因子	14.7.6.5
α	腹板降伏線與鉛垂線夾角，degrees	14.14.5.2
α	開孔陣列中最近孔心線與鉛垂線的夾角，degrees	14.14.7.1
α_s	載重與強度因子設計法-容許強度設計法的強度等級調整因子，載重與強度因子設計法為 1.0；容許強度設計法為 1.5	14.4.1.2a
β	壓力強度調整因子	14.13.2.1
γ_{total}	連桿總旋轉角，rad	14.16.2.4c
θ	樓層位移角，rad	14.16.2.4b
$\lambda_{hd}, \lambda_{md}$	分別對應高韌性與中度韌性受壓肢材的極限細長參數	14.4.1.1b
ϕ	強度因子	14.3.3.2
ϕ_c	壓力強度因子	Table 14.4-1
ϕ_v	剪力強度因子	14.7.6.5
ω	應變硬化調整因子	14.13.2.1

14.ii 專有名詞

調整斜撐強度(weld access holes shall not be required)：挫屈束制斜撐構架中，在兩倍設計層間位移對應變形下之斜撐強度。

調整連桿剪力強度(Adjusted link shear strength)：包括材料超強與應變硬化的連桿剪力強度。

容許強度(Allowable strength)：標稱強度除以安全因子， R_n / Ω 。

適用建築規範(Applicable building code)：結構設計遵循的建築規範。

容許強度設計法(Allowable Strength Design, ASD)：結構構件的設計方法，使其容許強度等於或大於在容許強度設計法載重組合下的需求強度。

容許強度設計法載重組合(ASD load combination)：適用建築規範中用於容許強度設計法的載重組合。

主管機關(Authority having jurisdiction)：負責管理與執行本規範條文的組織、政府相關部門或個人。

可用強度(Available strength)：設計強度或容許強度。

邊構材(Boundary member)：沿牆體或樓版邊緣以型鋼且(或)縱與橫向鋼筋所強化的部分。

斜撐試體(Brace test specimen)：實驗室模擬原型結構中斜撐之挫屈束制斜撐的試驗元件。

斜撐構架(Braced frame)：提供結構系統強度以抵抗側向力與穩定性之垂直桁架系統。

挫屈束制斜撐(Buckling-restrained brace)：由鋼核心與挫屈束制系統(詳 14.13 節)組成，並按 14.16.3 節規定之試驗合格的預先製造組裝或製作加工的斜撐構件。

挫屈束制斜撐構架(Buckling-restrained braced frame, BRBF)：使用挫屈束制斜撐且符合 14.13 節規定的斜撐構架。

挫屈束制系統(Buckling-restraining system)：挫屈束制斜撐構架中，限制鋼核心挫屈的束制系統。此系統包含鋼核心周圍的束制單元與相鄰接合的結構元件。挫屈束制系統的目的是在兩倍設計層間位移對應的變形下，允許鋼核心橫向膨脹與縱向收縮。

束制單元(Casing)：抵抗束制核心挫屈而產生橫向力的元件，束制單元須能將此橫向力傳遞至挫屈束制系統的其他部分。束制單元沿斜撐軸向幾乎不受力。

容量限制地震力(Capacity-limited seismic load)：依據本規範規定所決定的容量限制水平地震力效應 E_{cl} ，以取代 E_{mh} ，並應用於適用建築規範中所規定的載重組合。

集力構材(Collector)：又稱匯力構材，為隔版與抗側力系統中垂直抗力元件間的傳力構材。

柱基座(Column base)：為傳遞上部鋼結構的載重至基礎，由結構型鋼、鋼板、連接器、螺栓和鋼棒在柱構件底部組合的裝置。

完整加載迴圈(Complete loading cycle)：從零力量至下一零力量的變形迴圈，包含一正與一負的峰值。

連續板(Continuity plates)：交會區上、下的柱構件加勁板，又稱為橫向加勁板。

連接梁(Coupling beam)：連接相鄰鋼筋混凝土牆元件的鋼梁或合成梁，使其共同作用抵抗側向力。

必要關鍵銲接(Demand critical weld)：本規範所指定的銲接。

設計地震地表運動(Design earthquake ground motion)：建築規範規定之設計反應譜所代表的地表運動。

設計層間位移(Design story drift)：建築規範決定之設計等級地震力引致(包含預期非彈性效應)的計算層間位移

設計強度(Design strength)：強度因子乘以標稱強度。

斜撐(Diagonal brace)：斜撐構架中主要承受軸力的斜向結構構材。

韌性極限狀態(Ductile limit state)：包括構材、接合降伏與栓孔承壓變形，以及符合表 14.4-1 耐震結實限制之構材挫屈的韌性極限狀態。構材或接合的破裂，或接合元件的挫屈，並非韌性極限狀態。

偏心斜撐構架(Eccentrically braced frame, EBF)：符合 14.12 節規定，且每支斜撐構材至少有一端與梁構材相接處距離另一梁斜撐接合處，或梁柱接合處具特定的偏心率。

簽證工程師(Engineer of record, EOR)：負責簽署設計圖與規格文件的合格專業人員。

豁免柱(Exempted column)：韌性抗彎構架中，未符合公式(14.7-1)(強柱弱梁)規定的柱構材。

預期拉力強度(Expected tensile strength)：構材拉力強度，等於規定最小拉力強度 F_u 與 R_t 的乘積。

預期降伏強度(Expected yield strength)：構材受拉降伏強度，等於預期降伏應力與 A_g 的乘積。

預期降伏應力(Expected yield stress)：材料降伏應力，等於規定最小降伏應力 F_y 與 R_y 的乘積。

面承壓板(Face bearing plates)：埋置於鋼筋混凝土牆或柱構件面上並銲接於結構鋼梁之承壓板，此板位於鋼筋混凝土表面經由局部限制並藉由直接承壓傳遞載重至混凝土。

填充型合成柱(Filled composite column)。填充結構混凝土的中空結構斷面鋼柱。

完全合成梁(Fully composite beam)：具足夠數量鋼擴頭錨釘，可發展合成斷面標稱塑性撓曲強度的合成梁。

高韌性構材(Highly ductile member)：符合 14.4.1 節高韌性構材規定的構材。

水平邊構材(Horizontal boundary element, HBE)：特殊鋼板剪力牆系統中，以一接合連接一個或多個腹板的梁構材。

內部邊界構材(Intermediate boundary element, IBE)：特殊鋼板剪力牆系統中，除了梁與柱之外，提供強度抵抗牆體在鄰近開孔處之腹板拉力的構材。

部分彎矩構架(Intermediate moment frame, IMF)：符合 14.6 節規定的彎矩構架系統。

倒 V 形斜撐構架(inverted-V-braced frame)：詳 V 形斜撐構架。

k 區域(k-area)：從腹板與腹翼板填角的切點延伸進入腹板 38 mm (1.5 英吋)距離內的腹板區域。

K 形斜撐構架(K-braced frame)：兩組以上的斜撐與柱接合於一點(除了梁-柱或橫撐-鋼柱接合)的斜撐構架形式。

連桿(Link)：偏心斜撐構架系統中，兩斜撐接合間，或斜撐與鋼柱接合間之梁段。連桿長度定義為兩個斜撐端點間或斜撐與柱面間的淨距離。

連桿腹部加勁板(Link intermediate web stiffeners)：偏心斜撐構架系統中，配置於連桿腹板的豎向加勁板。

連桿轉角(Link rotation angle)：當總層間位移等於設計層間位移時，連桿與連桿外梁段間的非彈性轉角。

總連桿轉角(Link rotation angle, total)：連桿兩端間的相對位移(未變形連桿的橫向變形)除以連桿長度。總連桿轉角包括連桿梁與接於連桿端構材的彈性與非彈性變形量。

連桿設計剪力強度(Link design shear strength)：連桿基於其撓曲或剪力強度所得的可用剪力強度較小值。

最低預期工作溫度(Lowest anticipated service temperature, LAST)：最低的日常溫度，或其他的合適溫度，如簽證工程師設定的合適溫度。

載重與強度因子設計法(Load and Resistance Factor Design, LRFD)：結構構材設計方法，使在

載重與強度因子設計法載重組合作用下，構材的設計強度等於或超過其需求強度。

載重與強度因子設計法載重組合(LRFD Load Combination)：建築規範中用於強度設計(載重與強度因子設計)的載重組合。

材料試片(Material test plate)：用來測試決定力學性質之鋼材或鋁材樣本經機械加工的試驗試片。

構材支撐(Member brace)：提供勁度及強度以控制另一構材於支撐點在構架面外方向位移的構材。

中等韌性構材(Moderately ductile member)：符合 14.4.1 節中等韌性構材規定的構材。

多層式斜撐構架(Multi-tiered braced frame, MTBF)：在樓版或面外支撐高程間，具有兩或多層斜撐的斜撐構架配置。

標稱強度(Nominal strength)：結構或構材抵抗本規範所決定載重效應的強度(不包括強度因子或安全因子)。

普通懸臂柱系統(Ordinary cantilever column system, OCCS)。由一根或多根柱構材懸臂支承於下方基礎或樓板，並符合 14.8 節規定的地震力抵抗系統。

普通同心斜撐構架(Ordinary concentrically braced frame, OCBF)：符合 14.10 節規定的對角斜撐構架，此斜撐構架系統中所有構材主要承受軸向力。

普通彎矩構架(Ordinary moment frame, OMF)：符合 14.5 節規定的彎矩構架系統。

超強因子(Overstrength factor, Ω_o)：建築規範所規定的因子，為決定本規範所需的超強地震載重。

超強地震載重(Overstrength seismic load)：包括由超強因子所決定的水平地震載重效應，並應用於建築規範的載重組合。

部份合成梁(Partially composite beam)：含由鋼擴頭錨釘強度控制其標稱撓曲強度之複合樓版鋼梁。

部份束制複合接合(Partially restrained composite connection)：規範定義之部份或完全合成梁與鋼柱相接的部份束制接合，其撓曲強度是由樓版鋼筋與在鋼梁下翼板之鋼座角鋼或類似接合所構成的力偶提供。

塑鉸(Plastic hinge)：當結構構材達到塑性彎矩時所形成的降伏區，其構材除了受塑性彎矩束制外，假設猶如鉸接可更進一步地旋轉。

動力驅動緊固器(Power-actuated fastener)：以爆炸性粉末、氣體燃燒、或壓縮空氣或其他氣體驅動，將緊固器嵌進結構鋼材的釘狀緊固器。

預先驗證合格接合(Prequalified connection)：符合 14.16.1 節或 ANSI/AISC 358 規定的接合。

保護區(Protected zone)：構材或接合中限制加工與附掛物的範圍。

原型元件(Prototype)：用於(SMF, IMF, EBF, BRBF, C-IMF, C-SMF 與 C-PRMF)建築物的接合或斜撐。

規定(Provisions)：係指參考本文件，台灣鋼結構設計規範修訂草案。

品質驗證計畫(Quality assurance plan)：資格、程序、品質檢驗、資源與紀錄外書面說明，以做為提供結構物符合工程師之品質要求、規格與合約文件的驗證。

減弱梁斷面(Reduced beam section)：梁構材在特定長度內減少橫斷面積，促使構材中形成一非彈性區。

需求強度(Required strength)：作用於結構構材之力、應力與變形。由結構分析以載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合決定，或依本規範規定。

強度因子(Resistance factor)：考慮存在於標稱與實際強度間變異與破壞行為及後果的因子

風險類別(Risk category)：依據建築規範中結構物用途所指定的分類。

安全因子(Safety factor, Ω)：考慮標稱與實際強度間變異、標稱與實際載重間變異、分析中轉換載重至載重效應的不確定性、及破壞行為與後果的因子。

地震設計類別(Seismic design category)：結構根據風險類別與工址設計地震地表運動的嚴重程度所指定的分類。

地震力抵抗系統(Seismic force-resisting system, SFRS)：結構系統的一部份，結構系統在設計時考慮提供建築規範所規定地震需求強度的系統。

地震反應修正係數(Seismic response modification coefficient, R)：對應於適用建築規範所規定強度等級之折減地震力效應的因子。

特殊懸臂柱系統(Special cantilever column system, SCCS)：由一根或多根柱構材懸臂支承於下方基礎或樓版板，並符合 E6 節規定的地震力抵抗系統。

普通懸臂柱系統(Ordinary cantilever column system, OCCS)：由一根或多根柱構材懸臂支承於下方基礎或樓板，並符合 14.9 節規定的地震力抵抗系統。

特殊同心斜撐構架(Special concentrically braced frame, SCBF)：符合 14.11 節規定的對角斜撐構架，其中此斜撐構架系統中所有構材主要承受軸向力。

普通同心斜撐構架(Ordinary concentrically braced frame, OCBF)：符合 14.10 節規定的對角斜撐構架，此斜撐構架系統中所有構材主要承受軸向力。

特殊彎矩構架(Special moment frame, SMF)：符合 14.7 節規定的彎矩構架系統。

特殊鋼板剪力牆(Special plate shear wall, SPSW)：符合 14.14 節規定的鋼板剪力牆系統。

規範(Specification)：係指參考台灣鋼結構設計規範修訂草案。

鋼核心(Steel core)：挫屈束制斜撐的軸力抵抗元件，其鋼核心包含一降伏段與傳遞其軸力至鄰接元件的接合，也可包含束制單元外管及介於凸出材與降伏段間的轉換段外的凸出材。

層間變位角(Story drift angle)：層間位移除以樓層高。

水平支撐(Strut)：多層式斜撐構架中，相互連接柱構材上斜撐接合點的水平構材。

子結構試驗試體(Subassembly test specimen)：構材、接合與試驗裝置的組合體，其儘可能接近地複製原型結構的實際邊界條件、負載與變形。

試驗構架(Test setup)：用於支承與加載試體的支承夾具、加載設備與側向支撐。

試驗試體(Test specimen)：構材、接合或子結構試驗試體。

試驗子結構試驗(Test subassembly)：試體與其試驗構架相關部分的組合。

V 形斜撐構架(V-braced frame)：位於梁上或梁下的一對對角斜撐，相接於梁淨跨內一點的同心斜撐構架(SCBF, OCBF, BRBF, C-OBF or C-SCBF)，其中斜撐在梁下方者，也稱為倒 V 形斜撐構架系統。

垂直邊構材(Vertical boundary element, VBE)：特殊鋼板剪力牆系統中，以一接合連接一個或多個腹板的柱構件。

水平邊構材(Horizontal boundary element, HBE)：特殊鋼板剪力牆系統中，以一接合連接一個或多個腹板的梁構材。

X 形斜撐構架(X-braced frame)：一對對角斜撐在鄰近斜撐中點相交的同心斜撐構架。

降伏長度比(Yield length ratio)：挫屈束制斜撐中，核心斷面積為 A_{sc} 的長度與斜撐中心線和梁或柱中心線相交兩端點間長度的比值。

14.1 總則

14.1.1 適用範圍

本章適用於抵抗地震力之側向力抵抗系統，包括：彎矩構架系統、斜撐與剪力牆構架系統、及二元系統。

(A) 彎矩構架系統包括：

- 14.5節 普通彎矩構架
- 14.6節 中等彎矩構架
- 14.7節 特殊彎矩構架
- 14.8節 普通懸臂柱系統
- 14.9節 特殊懸臂柱系統

(B) 斜撐與剪力牆構架系統：

- 14.10節 普通同心斜撐構架
- 14.11節 特殊同心斜撐構架
- 14.12節 偏心斜撐構架
- 14.13節 挫屈束制斜撐構架
- 14.14節 特殊鋼板剪力牆構架

(C) 二元系統：

本章所指的二元系統，係為斜撐構架或剪力牆構架與特殊彎矩構架合併使用以抵抗地震力之結構系統，須具完整豎向承重之立體構架，且全部地震力須由特殊彎矩構架與斜撐或剪力牆構架依其勁度與互制作用共同承擔，惟特殊彎矩構架至少須能抵抗全部設計地震力之四分之一。

解說：

本章有關耐震設計的相關規定，主要引用AISC 341與ASCE 7的相關要求，並參考國內、外震害教訓與相關的研究成果究綜合而成。

本章涵蓋的地震力抵抗系統主要引用自2016年版的AISC 341「鋼結構建築耐震規定」，其中，考量「特殊桁架彎矩構架系統」於國內工程實務的需求甚低，故本規範未摘錄其中。

斜撐或剪力牆構架與特殊彎矩構架合用以抵抗地震力的二元系統，根據「建築物耐震設計規範及解說」的規定，特殊彎矩構架至少須足以抵抗25%的地震力及所產生的效應，斜撐或剪力牆構架不需單獨抵抗100%的設計地震力。

本章所述的設計地震力為「建築物耐震設計規範及解說」所規定者。

14.1.2 結構設計圖說與規格

14.1.2.1 一般規定

結構設計圖及規範應列出所需進行之工作，並包含本規範與建築規範之規定，與下列適用的項目：

- (1) 指定地震力抵抗系統。
- (2) 標示地震力抵抗系統的構材與接合。
- (3) 保護區位置與尺寸。
- (4) 抗地震力系統中混凝土樓版與鋼元件接合細節。
- (5) 必要的施工與吊裝圖說。

14.1.2.2 鋼構造

除14.1.2.1節規定外，鋼構造之結構設計圖說及規格亦應包含下列適用項目：

- (1) 接合型式。
- (2) 接合材料的規格與尺寸。
- (3) 關鍵銲道位置。
- (4) 發展非彈性轉角的連接板位置。
- (5) 須符合沙丕衝擊韌性規定的接合板位置。
- (6) 若鋼結構未包覆且維持溫度不低於10°C時，結構的最低預期使用溫度。
- (7) 銲接背墊板應移除的位置。
- (8) 銲接背墊板可留置並需施作填角銲的位置。
- (9) 採用填角銲加強開槽銲或改善接合幾何形狀的位置。
- (10) 起迄弧板應移除的位置。
- (11) 漸變轉換的續接位置。
- (12) 本規範規定以外的銲接扇形孔與其形狀及細節。
- (13) 需要特定裝配順序、銲接順序、銲接技術或其他特殊預防措施的接頭。

14.2 材料與強度

14.2.1 鋼材規格

- (1) 抵抗地震力構材之材料應符合下列規格：

CNS 2947 銲接結構用軋鋼料

SM400A、SM400B、SM400C、SM400A-A、SM400B-A
 SM490A、SM490B、SM490C、SM490A-A、SM490B-A
 SM490YA、SM490YB
 SM520B、SM520C
 SM570

CNS 13812 建築結構用軋鋼料

SN400B、SN400C、SN400YB、SN400YC
 SN490B、SN490C、SN490YB、SN490YC

CNS 4269 銲接結構用耐候性熱軋鋼料

SMA400AW、SMA400AP、SMA400BW、SMA400BP、SMA400CW、
 SMA400CP、
 SMA490AW、SMA490AP、SMA490BW、SMA490BP、SMA490CW、
 SMA490CP、

CNS 4435 一般結構用碳鋼鋼管

STK400、STK490

CNS 7141 一般結構用矩形碳鋼鋼管

STKR400、STKR490

CNS 15727 建築結構用碳鋼鋼管

STKN400W、STKN400B、STKN490B

(2) 銲接組合箱型斷面柱構材之材料應符合下列規格：

CNS 13812 建築結構用軋鋼料

SN400B、SN400C、SN400YB、SN400YC

SN490B、SN490C、SN490YB、SN490YC

惟柱板厚度不小於40mm時，應使用SN400C、SN400YC、SN490C與SN490YC。

(3) 耐震系統中，柱構材應使用標稱降伏應力不超過 4.5 tf/cm^2 (440 MPa)之鋼材；梁或斜撐構材等預期在大地震作用下進入非線性變形的構材，應使用標稱降伏應力不超過 3.5 tf/cm^2 (345 MPa)之鋼材。

(4) 鋼材強度高於前述規定時，應以試驗或其他合理方式證明，該鋼材能提供適當的施工性，且構成的構材、元件或接合等符合其變形能力的規定。

解說：

CNS 2947「熔接結構用軋鋼料」之規定主要沿用JIS G3106「熔接構造用壓延鋼材」，其鋼材編號前兩個字母為SM，一般以SM系列稱之。CNS 13812「建築構造用軋鋼料」之規定則主要沿用JIS G3136「建築構造用壓延鋼材」，其鋼材編號前兩個字母為SN，一般以SN系列稱之。日本規範係鑒於既有建築銲接用SM鋼板的機械性能與銲接性能無法充分滿足耐震與施工性的需求，例如以鋼板含碳量標準0.18%及銲條0.1%的銲接組合進行評估，當入熱量在80 KJ/cm就有銲接熱裂的可能，因此於1994年推出建築用SN鋼材。推廣初期因為價格與鋼廠的生產能力等因素而較少使用，但在1995年阪神地震發生後，SM鋼板的制式規格被公認無法適用於所有的建築耐震構材，日本通產省工技所已於同年11月公告取消SM材適用範圍中的「建築」項目。目前日本鋼構規範則規定耐震構材應使用SN材，其中SN400B及SN490B除標稱強度分別與SM400及SM490相近外，還具有狹降伏強度及低降伏比之特性，更適合使用於耐震構材，同時訂定碳當量之限制以提供更明確的可銲接性指標，而造成層裂原因之一的S、P雜質含量標準也較為嚴格，故較適用於使用潛弧銲等高入熱量銲接之組合型鋼。而SN400C及SN490C則對鋼板厚度方向之性質與超音波檢驗有額外之要求，規格中並再降低S、P之成分含量，特別合適用於鋼板較厚之巨型構材或需使用高入熱與高束制性銲接之構材。SN鋼材之標稱降伏應力會隨板厚而改變，造成設計上的困擾，為了解決此困擾CNS增列SN-Y規格之鋼材，此鋼材之標稱降伏應力不隨板厚而改變。設計者如欲使用SN-Y規格之鋼材應於設計圖說中明確標示清楚。強度較高的SM520及SM570鋼材因無相對應強度等級的SN制式鋼材，如使用於耐震構材時須採用合適的修訂規格。

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

依ASTM之規格，傳統使用於耐震結構之鋼材為A36及A572(Grade 50)，因A36鋼板之實際強度與標稱強度的比值較高而導致韌性設計結果變異性較高，故不建議使用。此外亦可選用A242、A441、A500(Grade B及C)、A501、A572(Grade 42)及A588。自1994北嶺地震發生後，因既有鋼材的變異性過高，在AISC推動下所開發的ASTM A992規格型鋼(不含鋼板規格)，因具有降伏強度範圍限制及降伏比要求(0.85以下)而被建議取代A36及A572(Grade 50)型鋼，由於美國地區以使用熱軋型鋼為主，鋼材的銲接性以滿足低入熱銲接為主，且規範同時要求以較為嚴謹的細部設計與施工配合之，因此鋼板材質的基本規格相對於CNS規格仍然較低，相對於日本地區，因配合較高效率的銲接施工，雖使用規格較

高之鋼板及較大之彈性設計地震力，但其細部要求仍漸趨嚴格，如設計時使用美規鋼板而細部要求採習用的日本寬鬆施工習慣，則會得到不安全的組合結果。國內所使用的構材以組合型鋼為主，銲接方法等則主要參考日本，因此耐震構材應以使用CNS 13812為原則。美國ASTM與我國CNS鋼板之基本規格比較表列如表C14.2-1（表中○代表有制式規格，X代表無規定或需協商）。

由表C14.2-1 常見結構鋼材之比較可見美系之鋼材規格相較於JIS、CNS 之鋼材規格寬鬆，日系規格中則以SN-C 最為嚴格。表C14.2-2、C14.2-3 為SM570系列鋼材化性及機械性質之比較，其中SM570M系列較為特殊之規定包括降伏應力之範圍、拉力強度之範圍、降伏比、厚度方向斷面縮減率，此外有較嚴格之磷、硫含量規定。由表中之各項規格可見影響鋼材之耐震性能除銲接性外，降伏應力及拉力強度之範圍、降伏比及厚度方向(Z方向)之性質亦甚為重要，但傳統之鋼材對此並無明確規定。降伏應力之範圍規定在於避免鋼材之強度遠高於規範值致產生非預期之破壞。未進行接頭韌性細部設計之梁柱接頭，如採較低降伏比之鋼材可延伸其塑性鉸區，提高梁柱接頭之韌性容量。但對於具韌性細部設計之梁柱接頭(如減弱式接頭)，鋼材降伏比太低會提高梁柱接頭處柱面梁翼板銲道所受之應力，容易造成銲道斷裂，此時使用過低降伏比之鋼材未必對結構耐震有利。目前耐震結構用鋼材之降伏比一般規定在0.80或0.85以下，應為合理之範圍。Z方向之斷面縮減率規定則在於避免鋼板受面外力量時產生撕裂現象，其亦受硫含量(硫化物)所影響，因此對於採高入熱銲接之銲接箱型柱應採用SN-B、SN-C或SM570M-C HW之鋼板，而若採高入熱銲接且厚度在40mm以上(含)之銲接箱型柱應採用SN-C或SM570M-C HW之鋼板。依據研究結果顯示(梁宇宸,2012)，當箱型柱柱板厚度為22mm而搭配銲道寬度為25mm之ESW銲道或柱板厚度為28mm並搭配銲道寬度為50mm之ESW銲道時，銲道外的柱面溫度已達約1000℃。為減緩高入熱銲接對於柱面材質脆化之影響，同時考慮一般ESW銲道之最小施工寬度為25mm，建議當箱型柱柱板厚度為22mm以下及柱板厚度為28mm而施作寬度為50mm之ESW銲道時，應配合水冷式降溫設備以控制ESW（或EGW）施作時之柱面溫度。此外受較大塑性變形之桿件，如梁桿件，則應採用SN-B或SN-C之鋼材。

近年來鋼材亦逐漸往高強度發展，如因應耐震與施工需求而提升性能規格的SM570M-B，SM570M-C HW之SM570M系列之鋼材亦受重視，但使用高強度鋼時應注意採用匹配銲材，其銲接程序亦較嚴格，如較小板厚即需預熱，預熱溫度也通常較高，故以使用於厚板較具效益，銲接作業並應確實依檢定合格之銲接程序施作使能符結構需求。若特殊工程採用不同於國家標準規格之鋼材，或採用新開發之鋼材，則需比照前述之鋼材規定，考量其物性與化性，厚度方向特性等，其加工、銲接性能與銲接後之機械性能經充分試驗驗證而其結構行為皆等同或優於現行之鋼材，而其構件及接頭之強度與變形能力均符合耐震需求時方可使用。

本規範採用FEMA之建議，要求全滲透銲道使用之相稱銲材應於-29℃時至少具有27焦耳之衝擊韌性值。AISC 360-10則採用AWS之建議，當結構之最低環境溫度不低於10℃時，以-18℃時具有27焦耳之衝擊韌性值作為耐震系統中相稱銲材的規格標準，同時針對具有韌性需求考量的銲道，增加21℃時具有54焦耳之衝擊韌性值規格要求。而對於最低環境溫度低於10℃時之結構，前述之-18℃衝擊韌性試驗溫度則需依據最低環境溫度與10℃間的差值調降之。

圓鋼管CNS STKN規格主要針對耐震結構而訂定。至於矩形鋼管，CNS目前還沒有針對耐震結構使用之矩形管訂定規格，JIS目前也沒有相關規定可供參考。結構用矩形鋼管依製作方式可分成冷滾軋（BCR）及冷沖壓（BCP）。冷滾軋由鋼卷經過冷彎、銲接製作而成，受到鋼卷鋼板厚度及寬度的影響，通常鋼管厚度及寬度較小；冷沖壓則由鋼板經過冷彎、銲接製作而成，鋼管厚度及寬度可以很大。日本之日鐵住金建材株式會社研發適合耐震結構使用之BCR及BCP方形鋼管，BCR鋼管方面有BCR 235及U 365（或UBCR 365）矩形鋼管，並經過日本國土交通大臣之認可。BCR 235及U 365的材料規範中，機械性質方面規定了降伏應力及抗拉強度之上、下限值，也有降伏比之規定，化學性質方面則對於磷、硫含量有較嚴格的規定，比STKR鋼材更適合耐震結構使用。BCP鋼管方面，基本上使用耐震用鋼板進行冷彎加工，BCP235之強度基本上等同於SN400鋼板，而BCP325之強度則等同於SN490鋼材。依鋼材材質之不同，使用於耐震結構的鋼板有SN-B及SN-C兩個等級，而BCP也有BCP325B及BCP325C之分。

表C14.2-1 常見結構鋼材之比較

規格 種類		適用 範圍	碳當量 或冷裂 敏感係 數	降伏應 力範圍 限制	拉力強 度範圍 限制	降伏 比	軋延向 衝擊試驗	厚度 向斷 面縮 減率	超音波 檢驗	含磷量 上限	含硫量 上限
台灣 日本	SM-A 系列	型鋼 鋼板	X	X	○ ⁽¹⁾ (5-6.2 tf/cm ²)	X	X	X	X	0.035	0.035
	SM-B 系列	型鋼 鋼板	X	X	○ ⁽¹⁾ (5-6.2 tf/cm ²)	X	○ (27 焦耳 @0°C)	X	X	0.035	0.035
	SM-C 系列	型鋼 鋼板	X	X	○ ⁽¹⁾ (5-6.2 tf/cm ²)	X	○ (47 焦耳 @0°C)	X	X	0.035	0.035
	SM570	鋼板	○	X	○	X	○ (47 焦耳@- 5°C)	X	X	0.035	0.035
	SM570M-C HW ⁽²⁾	鋼板	○	○	○	○	○	○	○	0.020	0.008
	SN-A 系列 (無 50KG 級)	型鋼 鋼板	X	X	○	X	X	X	X	0.050	0.050
	SN-B 系列	型鋼 鋼板	○	○ ⁽¹⁾ (3.3-4.5 tf/cm ²)	○ ⁽¹⁾ (5-6.2 tf/cm ²)	○ (0.80)	○ (27 焦耳 @0°C)	X	X	0.030	0.015
	SN-C 系列	型鋼 鋼板	○	○ ⁽¹⁾ (3.3-4.5 tf/cm ²)	○ ⁽¹⁾ (5-6.2 tf/cm ²)	○ (0.80)	○ (27 焦耳 @0°C)	○ (3 個平均 25%)	○	0.020	0.008
美國	A36	型鋼 鋼板	X	X	○	X	X	X	X	0.040	0.050
	A572-50	型鋼 鋼板	X	X	X	X	X	X	X	0.040	0.050
	A913-50	型鋼	○	X	X	X	○ (54 焦耳 @21°C)	X	X	0.040	0.030
	A992	型鋼	○	○ ⁽¹⁾ (3.5-4.55 tf/cm ²)	X	○ (0.85)	X	X	X	0.035	0.045

註：

(1)：表中規格值除SM570、SM570M-C HW外，係以抗拉強度為50KG級且鋼板厚度為40mm以下之鋼材為代表。

(2)：SM570M-C HW為中鋼公司之規格，見表C14.2-2及表C14.2-3。

表C14.2-2 SM570與SM570M系列鋼材之化性

鋼 種	厚度範圍 (mm)	化 學 成 份 %						
		C	Si	Mn	P	S	C _{eq}	P _{cm}
SM570	13 ≤ t ≤ 50	0.18 以下	0.55 以下	1.70 以下	0.035 以下	0.035 以下	0.44 以下	0.28 以下
	50 < t ≤ 100						0.47 以下	0.30 以下
SM570M-B	13 ≤ t < 50			1.60 以下	0.030 以下	0.008	0.44 以下	0.29 以下
	50 ≤ t ≤ 60						0.46 以下	
SM570M-C SM570M-C HW	16 ≤ t < 50				0.020 以下	0.008 以下	0.44 以下	0.29 以下
	50 ≤ t ≤ 80						0.46 以下	

表 C14.2-3 SM570 與 SM570M 系列鋼材之機械性質

鋼 種	厚度範圍 (mm)	機 械 性 質								
		降伏 應力 MPa	抗拉 強度 MPa	降 伏 比 %	降 伏 比 %	ZRa%(註1)		-5℃衝擊試驗		
						平 均 值	個 別 值	試驗 位置 (註5)	衝擊值 (J)	試 片
SM570	16 < t ≤ 40	450以上	570~720		19~26 (註2)	-		t/4	47 以上	V 形 槽 、 試 片 平 行 軋 延 方 向
	40 < t ≤ 75	430以上								
SM570M-B	13 ≤ t ≤ 40	420~540	570~720	85 以下	19~26 (註2)	-		t/4	47 以上	
	40 < t < 50			-				t/4	47 以上	
	50 ≤ t ≤ 60			25 以上		15 以上	t/4 t/2	47 以上 27 以上		
SM570M-C	16 ≤ t < 50	420~540	570~720	85 以下	19~26 (註2)	25 以上	15 以上	t/4	47 以上	
SM570M -C HW(註3)	50 ≤ t ≤ 80							t/4	47 以上	
								t/2	27 以上	

註：

- (1) 厚度向斷面縮率ZRa要求標準：三塊一組平均值25% min，個別值15% min。
- (2) 板厚 $\leq 16\text{mm}$ 時用No.5試片，伸長率EL(%)19以上。板厚 $> 16\text{mm}$ 時用No.5試片，伸長率EL(%)為26以上。
板厚 $> 20\text{mm}$ 時用No.4試片，伸長率EL(%)為20以上。
- (3) SM570M-C HW 以ESW或EGW等高入熱量方式銲接且入熱量 $\leq 880\text{KJ/cm}$ 時，其銲接熱影響區(HAZ)衝擊值於-5°C須達15 J以上。
- (4) SM570M-B、SM570M-C及SM570M-C HW鋼須依JIS G0901 Class Y進行建築結構用鋼之超音波(UT)檢測。
- (5) 板厚 $\leq 28\text{mm}$ 時可自鋼板表面下2mm之內開始取樣。

14.2.2 關鍵銲道之銲材規格

環境溫度不低於0°C時，地震力抵抗系統中使用遮護金屬電弧銲接、潛弧銲接、氣體遮護金屬電弧銲接、與包藥銲線電弧銲接等銲接方法製作之關鍵銲道，其相稱銲材應於-30°C時至少具有27焦耳之衝擊韌性值。

14.2.3 預期材料強度

- (1) 當本章規定要求時，構材或其接合等元件的需求強度應由構材或相鄰構材的預期降伏應力 $R_y F_y$ 決定之。
- (2) 當需決定構材與需求強度相同極限狀態的標稱強度 R_n 時，允許使用預期降伏應力 $R_y F_y$ 與預期拉力強度 $R_t F_u$ 分別取代 F_y 與 F_u 。

其中：

F_y ：為鋼材規定最小降伏應力，tf/cm²(MPa)。

F_u ：為鋼材規定最小拉力強度，tf/cm²(MPa)。

R_y ：為鋼材預期降伏應力與規定最小降伏應力之比，詳表14.2.3.1。

R_t ：為鋼材預期拉力強度與規定最小拉力強度之比值，詳表14.2.3.1。

表14.2-4 鋼材之 R_y 與 R_t 值

鋼材	R_y	R_t
SN400	1.25	1.15
SN490	1.20	1.15
SM570M-B SM570M-C SM570M-C HW	1.15	1.10

解說：

本章在進行耐震設計時採用構材所使用材料的預期強度作為設計基礎，其目的是在降低材料的實際應用強度與設計標稱強度的差異，提升結構耐震設計的有效性，儘可能使耐震設計中結構構材或元件發展塑性變形的先後順序，如提供消釋能量的元件或構材、強柱弱梁比等，能符合本設計規範的預期。鋼材的預期降伏應力與預期拉力強度分別由 $R_y F_y$ 與 $R_t F_u$ 決定，其中 R_y 為預期降伏應力與規定最小降伏應力之比值， R_t 為預期拉力強度與規定最小拉力強度之比值。對於國內鋼結構工程實務中經常使用之SN系列鋼材，因材料標準CNS 13812中已限制材料降伏應力與拉力強度的上下限，故材料的實際強度應可預期地落在此上下限區間中。近年來，國內隨著建築物興建高度的提升，且大跨徑梁構材的應用日益普遍，使得柱或梁構材的強度需求增加，以致600 MPa等級的SM 570鋼材應用日益普遍。如前所述，做為地震力抵抗系統(SFRS)的構材，建議採用具有上強度限制的鋼材，以符合本規範的耐震設計精神。現行CNS 2947標準中之SM 570 鋼材仍未提供強度上限限制，因此鋼材的實際強度變異較大。中鋼公司為提供國內鋼結構建築的耐震設計需求，已開發具有強度上限限制的SM 570M系列鋼材。故若結構之地震力抵抗系統採用600 MPa等級鋼材時，建議選用具有強度上限限制之鋼材或SM 570M系列鋼材。

具強度上限限制之SN與SM 570M系列鋼材，在無適當的統計資料可供使用前， R_y 與 R_t 可分別依據各鋼材之降伏與拉力強度的上下限平均值除以該鋼材的規定最小降伏與拉力強度，並取適當值決定之，詳表14.2-4。有關強度無上限限制之鋼材，除非有可靠的統計資料作為佐證， R_y 與 R_t 宜建議採用表C14.2-1所列之值。

表C14.2-1 鋼材之 R_y 與 R_t 值

鋼材強度等級 (MPa)	R_y	R_t
400	1.50	1.30
490	1.35	1.25
520、570	1.30	1.25

14.2.4 重型斷面

對於地震力抵抗系統之結構鋼材，除須符合3.2.2節之規定外，翼板厚度不小於38 mm的熱軋型鋼，與使用於下列情況之板厚不小於50 mm的鋼板，其沙丕V形槽衝擊試驗應符合在21°C

最小平均衝擊值不小於27焦耳(J)。

- (1) 鋼板組合的構材。
- (2) 地震力作用下預期發展非彈性應變的接合板。
- (3) 挫屈束制斜撐的鋼核心。

解說：

有關熱軋與鋼板重型斷面之沙丕V形槽衝擊試驗的取樣位置、頻率與試驗方法，詳3.2.2節之解說辦理。

14.3 基本設計規定

14.3.1 基本耐震設計要求

- (a) 結構的需求強度、與各種耐震設計等級及建物高度及不規則之限制等相關耐震設計要求，應符合建築規範的規定。
- (b) 設計樓層側位移與樓層側位移限制，應依建築規範的相關規定決定之。

14.3.2 載重與載重組合

結構設計時除應依2.2節檢核各種載重組合之強度需求外，若其他條文規定須考慮放大地震力 E' 之情況時，使用 $E' = 1.4F_u E$ ，其中， E 為地震力， F_u 為結構系統地震力折減係數。若使用放大地震力 E' 時，其載重組合如下，且不需同時考慮正交方向之地震力。

- (a) 載重與強度因子設計法

$$1.2D + L \pm E' \quad (14.3.2-1)$$

$$0.9D \pm E' \quad (14.3.2-2)$$

- (b) 容許強度設計法

$$D \pm 0.7E' \quad (14.3.2-3)$$

$$D \pm 0.75(L + E') \quad (14.3.2-4)$$

$$0.6D \pm 0.7E' \quad (14.3.2-5)$$

其中，除供公眾使用場所、停車場、或活載重大於 0.5 tf/m^2 (4.90 kN/m^2) 之區域外，公式(2.2-3)與(2.2-5)中 L 的載重因子可減至0.5，且活載重不可再依受載面積折減。

14.3.3 設計基準

14.3.3.1 需求強度

結構構材與接合的需求強度應取下列之大者。

- (a) 根據結構分析或第四章決定，並依14.3.2節載重組合計算的需求強度。
- (b) 根據14.5節至14.14節規定的需求強度。

14.3.3.2 可用強度

除非本章修正規定外，結構系統、構材與接合的可用強度應依據第五章至第十一章計算，並依下列決定之。

- (a) 載重與強度因子設計法：可用強度為設計強度 ϕR_n 。
- (b) 容許強度設計法：可用強度為容許強度 R_n / Ω 。

14.3.4 系統類型

地震力抵抗系統應包含一個或多個彎矩構架、斜撐構架或剪力牆系統，其構架系統應分別符合14.5節至14.14節之規定。

14.3.5 隔板、弦構材與集力構材

14.3.5.1 通則

隔板與弦構材應依據2.2節之載重與載重組合進行設計。集力構材應依據14.3.2節包含放大地震力超強效應的載重組合進行設計。

14.3.5.2 桁架隔板

當採用桁架隔板時，桁架的所有構材及其接合都應依據14.3.2節包含放大地震力超強效應的載重組合進行設計。

例外：

- (a) 桁架隔板之對角構材及其接合，若符合14.11.4.1節、14.11.5.1節、14.11.5.2節與14.11.6.3節之規定時，不需施加本節規定之力量。K型或V型配置的斜撐與支承除自重以外之重力載重的斜撐，不適用本例外情況。
- (b) 設計使桁架隔板為三維系統的一部分者，若此三維的地震力抵抗系統由普通彎矩構架、普通同心斜撐構架或其組合組成，且符合14.10.4.2節及14.10.5節桁架對角構材之規定與符合14.10.6節接合之規定時，不需施加本節規定之力量。

解說：

例外(a)中，桁架隔板之弦構材的作用類似於垂直特殊同心斜撐構架的柱構材，並應滿足高韌性構材的要求，如同14.11.5.1節之柱構材規定。

14.4 構材與接合設計規定

本節提供構材與接合設計的一般規定。

14.4.1 構材規定

抗震系統中抗彎、斜撐與剪力牆構架的構材，應符合本節與本規範其他相關規定。

14.4.1.1 斷面韌性分類

對於第14.5節至14.14節與14.4.4節所定義之系統，屬於中等韌性或高韌性的構材應符合本節規定。

(a) 韌性構材的斷面規定

中等韌性或高韌性的鋼構材斷面，其翼板與腹板應連續接合。

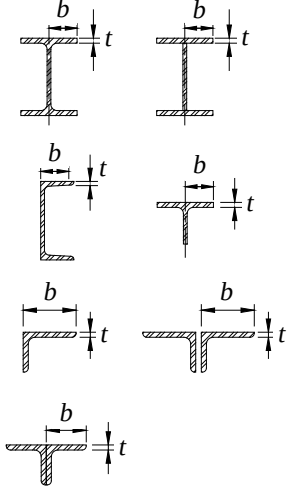
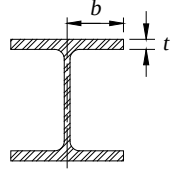
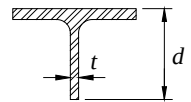
混凝土充填之複合柱構材，應符合14.4.1.4節第b項之中等韌性與高韌性構材的規定。

(b) 鋼與複合斷面之寬厚比限制

屬於中等韌性構材者，受壓肢材之寬厚比應不大於表14.4-1中之 λ_{md} 。

屬於高韌性構材者，受壓肢材之寬厚比應不大於表14.4-1中之 λ_{hd} 。

表14.4-1a 中等韌性及高韌性構材之受壓肢材寬厚比限制(鋼斷面之未加勁肢材)

肢材		寬厚比	寬厚比限制		圖例
			λ_{hd} 高韌性構材	λ_{md} 中等韌性構材	
未加勁肢材	熱軋或組合H型钢、槽型钢與T型钢的翼板；單角鋼或分離雙角鋼構材的肢材；連續接觸成對之角鋼的突肢材	b/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	符合 14.4.4 節 H型钢樁的翼板	b/t	不適用	$0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	T型钢的腹板	d/t	$0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[a]}$	$0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	

^[a] 對於T型钢受壓構材，若符合下列條件之一者，其高韌性構材之腹板寬厚比限制應為 $0.40 \sqrt{(E / R_y F_y)}$ ：

(1)受壓構材在腹板平面內發生挫屈。

(2)T型钢端部偏心接合的軸壓載重僅傳遞至翼板外側，可降低腹板端點壓應力者。

其中：

E ：鋼材彈性模數，2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。

R_y ：預期降伏應力與鋼材規定最小降伏應力的比值。

F_y ：鋼材規定最小降伏強度，tf/cm² (MPa)。

表14.4-1b 中等韌性及高韌性構材之受壓肢材寬厚比限制(鋼斷面之加勁肢材)

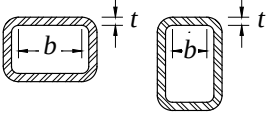
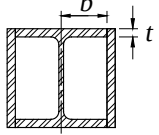
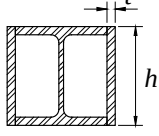
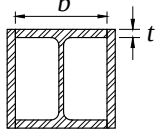
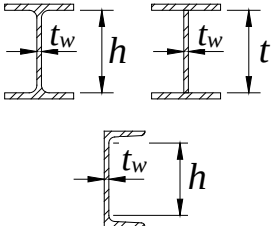
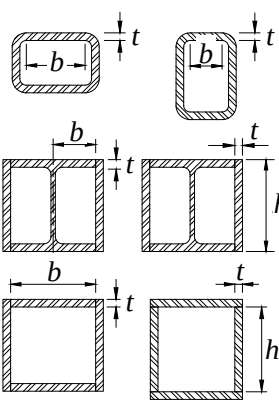
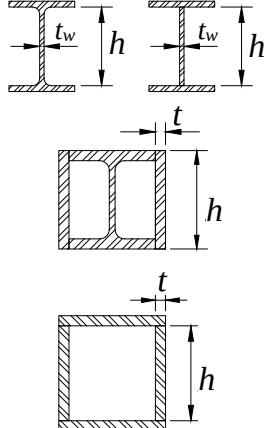
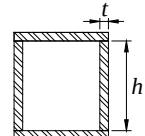
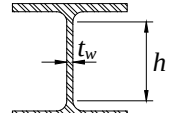
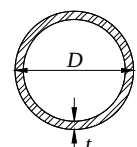
肢材		寬厚比	寬厚比限制		圖例
			λ_{nd} 高韌性構材	λ_{md} 中等韌性構材	
加勁肢材	對角斜撐之矩形中空斷面的管壁	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	由H型鋼組合之箱型斷面的翼板	b/t			
	由H型鋼組合之箱型斷面的側板、與對角斜撐之組合箱型斷面的管壁	h/t			
加勁肢材	連桿之組合箱型斷面的翼板	b/t	$0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$0.76 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	熱軋或組合H型鋼、與對角斜撐之槽型鋼的腹板	h/t_w			
	當梁或柱構材之翼板因軸力、彎矩、或其組合力作用產生均勻壓力時： 1. 矩形中空斷面之管壁 2. 由H型鋼組合之箱型斷面的翼板及側板、與組合箱型斷面的腹板及翼板	b/t h/t			

表14.4-1b(續) 中等韌性及高韌性構材之受壓肢材寬厚比限制(鋼斷面之加勁肢材)

構材		寬厚比	寬厚比限制		圖例
			λ_{hd} 高韌性構材	λ_{md} 中等韌性構材	
加勁肢材	當梁、柱、或連桿之腹板受撓或受軸力與彎矩組合力作用時： 1. 熱軋或組合H型鋼斷面或槽型鋼腹板 ^[b] 2. 由H型鋼組成之箱型斷面的側板 3. 組合箱型斷面之腹板	h/t_w h/t h/t	當 $C_a \leq 0.114$ $2.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 1.04 C_a)$ 當 $C_a > 0.114$ $0.88 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.68 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ 其中 $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	當 $C_a \leq 0.114$ $3.96 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (1 - 3.04 C_a)$ 當 $C_a > 0.114$ $1.29 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} (2.12 - C_a)$ $\geq 1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ 其中 $C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y}$ (LRFD) $C_a = \frac{\Omega_c P_a}{P_y}$ (ASD) $P_y = R_y F_y A_g$	
	偏心斜撐構架連桿之箱型斷面的腹板	h/t	$0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	H型鋼樁的腹板	h/t_w	不適用	$1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	圓形中空斷面的管壁 ^[c]	D/t	$0.053 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.062 \frac{E}{R_y F_y}$ ^[d]	

^[b] 特殊抗彎構架系統中的H型鋼梁，其 C_a 值不大於0.114者，寬厚比 h/t_w 應不大於 $2.57 \sqrt{(E/R_y F_y)}$ 。

中等抗彎構架系統中的H型鋼梁，其 C_a 值不大於0.114者，寬厚比不得超過 $3.96 \sqrt{(E/R_y F_y)}$ 。

^[c] 設計壁厚 t 用於中空斷面壁厚的計算，詳2.4.2節之定義。

^[d] 梁或柱構材之圓形中空斷面，其徑厚比應不大於 $0.077(E/R_y F_y)$ 。

其中：

E ：鋼材彈性模數，2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。

F_y ：鋼材規定最小降伏強度，tf/cm² (MPa)。

P_a ：採用容許強度設計法載重組合之需求軸力，tf (kN)。

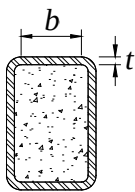
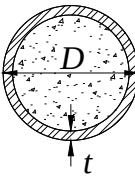
P_u ：採用載重與強度因子設計法載重組合之需求軸力，tf (kN)。

R_y ：預期降伏應力與鋼材規定最小降伏應力的比值。

ϕ_c ：壓力強度因子。

Ω_c ：壓力安全因子。

表14.4-1c 中等韌性及高韌性構材受壓肢之寬厚比限制(混凝土充填之複合構材)

肢材		寬厚比	寬厚比限制		圖例
			λ_{hd} 高韌性構材	λ_{md} 中等韌性構材	
複合斷面	1. 混凝土充填之矩形中空斷面複合構材的管壁 ^[c] 2. 混凝土充填之箱型斷面複合構材的腹板與翼板	b/t	$1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	$2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$	
	混凝土充填之圓形中空斷面複合構材的管壁 ^[c]	D/t	$0.085 \frac{E}{R_y F_y}$	$0.17 \frac{E}{R_y F_y}$	
^[c] 設計壁厚 t 用於中空斷面壁厚的計算，詳2.4.2節之定義。 其中： E：鋼材彈性模數，2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。 F_y：鋼材最小降伏強度，tf/cm² (MPa)。 F_y：鋼材規定最小降伏強度，tf/cm² (MPa)。 R_y：預期降伏應力與鋼材規定最小降伏應力的比值。					

解說：(本節解說尚未討論)

對於預期會產生塑性變形的地震力抵抗系統(SFRS)構材，可區分為中等韌性及高韌性構材。在設計地震作用下，預期中等韌性構材可承受小於 0.02 強度或更低之塑性轉角，而高韌性構材則可顯著地承受 0.04 強度或更大的塑性轉角。構材旋轉角是由撓曲或撓曲挫屈所引起。中等韌性及高韌性構材之要求僅適用於本規範中所指定的部分。

為了使中等到高塑性地震力抵抗系統(SFRS)構材可達到需求的非彈性變形，構材翼板必須與腹板連續連接。此要求不排除使用由鋼板或型鋼構成的組合構材。組合構材應遵守規範中的要求以及任何額外規定，或 ANSI / AISC 358(AISC, 2016b)中針對所採用的系統或接合類型的任何附加要求。

局部挫屈會導致很高的局部應變，這種應變若重複發生時(例如由地震引起的低週次疲勞)將導致預期應發揮韌性的構材過早斷裂。為了在需要中等至高塑性的地震力抵抗系統(SFRS)構材中可提供可靠的非彈性變形，受壓構件的寬厚比應小於或等於在承受非彈性應力時可抵抗局部挫屈的範圍。表 14.4.1 提供了寬度與厚度的比率，該比率對應於之中等韌性和高韌性構材預期的非彈性行為。中等韌性構材的寬厚比限制對應於規範表 2.4-1b 中的 λ_p 值，但不包含圓形和矩形中空斷面(HSS)、WT 型鋼的腹板和在撓曲受壓側的腹板。儘管規範於表 2.4.1b 中定出受壓結實構件的寬厚比限制為 λ_p ，足以防止在應變硬化開始之前發生局部挫屈，但依現有的試驗數據顯示，這些限制不足以滿足地震力抵抗系統(SFRS)構材中高韌性構材所需的非彈性能力。表 14.4-1 中高韌性構件的寬厚比限制 λ_{hd} ，被認為足以滿足這些構材可能遇到的更高韌性要求(Sawyer, 1961; Lay, 1965; Kemp, 1986; Bansal, 1971)。

本版規定在表 14.4-1 的寬厚比公式中增加了 R_y 項，將材料強度調整為預期的材料強度。通常需要對材料進行各種等級的認證，其中有些材料的降伏強度差異很大。無論是 ASTM A36 / A36M 產品還是 A992 / A992M 產品，H 型鋼梁都可以獲得“雙重認證”。未經多級認證的 A36 / A36M 材料仍然可能具

有接近 3.5 tf/cm^2 (345 MPa) 的降伏應力。故使用 A36 / A36M 指定的最小降伏應力所得的構材斷面，可以滿足 $F_y = 2.52 \text{ tf/cm}^2$ (250 MPa) 的鋼寬度及厚度要求，但不能滿足 $F_y = 3.5 \text{ tf/cm}^2$ (345 MPa) 的鋼寬度及厚度要求。若結構中採用的斷面實際降伏應力須接近 3.5 tf/cm^2 (345 MPa)，當遇到由重大地震引起的非彈性變形時，它可能會過早發生局部挫屈。為了避免這種情況，已將 R_y 參數合併到寬厚比的限制中。寬厚比公式已經過重新修訂，使用 ASTM A572/A572M Grade 50 (345), ASTM A992/A992M, ASTM A913/A913M Grades 65 (450)、70 (485), 及 ASTM A500/A500M Grade B 等常用材料的預期降伏強度可得到相同的結果。

根據 Haaijer and Thurlimann (1958), Perlynn and Kulak (1974), and Dawe and Kulak (1986) 的針對高韌性構材進行使用熱軋、組合 H 型鋼用作梁或柱，主要研究寬厚比、細長比在單向施力及雙向受壓的形況下對韌性的影響。使用的細長比限制，與 Dawe 和 Kulak (1986) 提出的細長比修改結果一致。

特殊抗彎矩構架(SMF)中的梁，在軸向力為零的情況，修改後的結果與 Uang and Fan(2001)和 FEMA 350(FEMA, 2000a)的建議一致。中等韌性的梁或柱構材、加勁腹板的寬厚比限制與規範附錄 1 中的值相對應。在 SMF 和中級抗彎矩構架(IMF)中的 I 形梁，當 C_u 小於或等於 0.114 時，軸向壓縮對腹板細長比限制的影響可以忽略不計(見表 14.4.1 的註腳 b)。此例外狀況為承受小軸向壓力對梁腹板挫屈的影響比系統中的柱子對系統性能的損害小。

設計地震引起的軸向力可能接近對角斜撐的抗拉強度。為了防止做為斜撐的 H 型鋼腹板發生局部挫屈，必須滿足規範表 3.4.1a 規定的承受軸向壓縮構材的非細長構件的腹板寬厚比限制。

用於梁或柱的中空斷面構材被設計為中等韌性構材，預計不會發生撓曲挫屈。因此，放寬斷面寬厚比至規範表 3.4.1b 的 λ_p 值(請參見表 5.1.1 的腳註 c)。

在兩種情況下，允許用於高韌性構材的 T 型鋼腹板寬厚比略有放寬(參見表 14.4-1 的註腳 a)。放寬值對應於規範表 2.4-1b 中的 λ_p 值。第一種情況為，預計會在 T 型鋼腹板平面周圍發生挫屈，T 型鋼腹板本身幾乎不會發生非彈性變形。第二種情況為，利用 T 型鋼以栓接或銲接方式於 T 型鋼的翼板外側接合，而不與腹板接合。於 T 型鋼中性軸承受因偏心軸向荷載產生之彎曲應力，會減小腹板端部的壓應力。目前，關於 T 型鋼腹板的挫屈尚無足夠的數據或研究，故尚不足以允許高韌性及中度韌性 T 型鋼得到更大的放寬。

在鋼製 H 形樁的使用壽命期間，它主要承受軸向壓力，並作為軸向力的柱。

因此，須滿足規範格表 2.4.1 中訂定之 b/t 比限制。在大地震期間，由於樁帽和樁基的側向變形，使得鋼製 H 形樁成為梁柱系統，得抵抗較大的彎矩和上舉力。依據反復載重試驗(Astaneh-Asl and Ravat, 1997)結果，滿足表 14.4-1 寬厚比限制的樁在多次反復加載之後才會發生局部挫屈。但是，這種局部挫屈在反復載重測試期間或在測試停止後對樁的反復性能沒有太大影響，且樁會回到僅有承受軸向載荷狀態。上述規定，先前版本規範要求 H 型樁構材具有較高的韌性。

根據在試驗中表現良好的 H 形樁截面的寬厚比，在本版規定中放寬了這一要求(Astaneh-Asl 等人, 1994; Astaneh-Asl 和 Ravat, 1997)。進一步說明請參見解說 14.4.4.1。

前版本要求偏心斜撐構架(EBF)的連桿橫斷面的寬厚比與特殊抗彎矩構架(SMF)的梁相同。但於規範 14.12.5.2 節第 1 項中，允許斜撐在某些情況下滿足中等韌性構材的寬厚比限制。有關更多討論，請參見解說 14.12.5 節。

合成構材的寬厚比規定與 2010 版美國 AISC 360 規範(AISC, 2010)相同。

14.4.1.2 梁構材穩定性側撐

在 14.5 節至 14.14 節需求下，應提供符合本規定的穩定性側撐，以束制受彎矩且屬於中等韌性或高韌性構材之梁構材的側向扭轉挫屈。

a. 中等韌性構材

中等韌性鋼梁構材的側撐應符合下列規定：

(a)梁構材應於兩翼板提供側向支撐，或應於斷面提供節點扭轉支撐。

(b)梁構材側撐應符合附錄F的梁構材側向與扭轉支撐規定，其中 $C_d = 1.0$ ，構材需求彎矩應為：

$$M_r = R_y F_y Z / \alpha_s \quad (14.4-1)$$

其中：

R_y ：預期降伏應力與鋼材規定最小降伏強度之比值。

Z ：塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

α_s ：強度等級調整因子。

：=1.0，載重與強度因子設計法；=1.5，容許強度設計法。

(c)梁構材側撐最大間距為

$$L_b = 0.19 r_y E / (R_y F_y) \quad (14.4-2)$$

其中：

r_y ：對y軸之迴轉半徑，cm (mm)。

b.高韌性構材

高韌性梁構材，除符合14.4.1.2節第a項規定外，高韌性梁構材側撐最大間距為

$$L_b = 0.095 r_y E / (R_y F_y)。$$

c.塑鉸位置的特殊側撐

特殊側撐應配置於鄰近14.5節至14.14節規定的預期塑鉸位置。

梁構材之側撐應符合下列規定：

(a)梁構材應於兩翼板提供側向支撐，或應於斷面提供節點扭轉支撐。

(b)鄰近塑鉸區之每一翼板的側向支撐需求強度應為：

$$P_r = 0.06 R_y F_y Z / (\alpha_s h_o) \quad (14.4-3)$$

其中：

h_o ：兩翼板形心間之距離，cm (mm)。

提供鄰近塑鉸區的扭轉支撐需求強度應為：

$$M_r = 0.06 R_y F_y Z / \alpha_s \quad (14.4-4)$$

(b)需求側撐勁度應符合附錄F的梁構材側向與扭轉側撐規定，其中 $C_d = 1.0$ ，且梁構材需求彎矩應取：

$$M_r = R_y F_y Z / \alpha_s \quad (14.4-5)$$

解說：(本節解說尚未討論)

除了梁構材(如中度或特殊抗彎構架之梁構材)需提供符合規範 14.5 節至 14.14 節等要求之穩定性側撐外，14.9 節所述之特殊懸臂柱系統(SCCS)，柱構材亦須滿足穩定性側撐之要求。

解說 14.4.1.1 節中針對特定中等韌性和高韌性構材的梁支撐要求對預期會發生的非彈性降伏進行穩定性討論。

對於中等韌性梁構材，穩定支撐間距 $0.17 r_y E / F_y$ 的限制要求已修改為 $0.19 r_y E / (R_y F_y)$ 。對於降伏比 R_y 為 1.1 的材料，變化很小。對於具有較高降伏比 R_y 的材料，該方程式將增加要求以反應較高的預期降伏應力。修改後的公式得出的限制與 2010 年中度抗彎矩構架(IMF)梁規定相同，因為中度抗彎矩構架(IMF)梁的非彈性行為被認為是中等韌性梁的代表。由於耐震系統的最低要求層間位移角為中度

抗彎矩構架系統的兩倍，因此對中度抗彎矩構架梁使用不那麼嚴格的最大穩定間隔要求(大於 SMF 梁兩倍)是合適的。14.4.1.2 節的解說對梁的穩定性支撐有進一步的討論。

梁除了採點支撐外，還允許依據規範附錄 6 採用點扭轉支撐和框架支撐。雖然梁的點扭轉支撐適用承受較小軸力或無軸壓力的情況，但當梁承受較大軸力時則可能需要側向支撐或側向支撐與點扭轉支撐相結合，以防止梁產生軸向挫屈。

根據規範附錄 F 公式(F-5)及(F-7)計算所需的支撐強度，公式假設梁之上翼緣受力時，使用 $C_d = 1$ 是合理的。將規範公式(F-5)及(F-7)與公式(CF-8a)和(CF-8b)式進行比較，其中規範方程式基於 $C_t = 2$ 的保守假設。在耐震構架中，於梁柱接頭之彎矩應採用 $C_t = 1$ 。嚴格來說，正確的計算方式是在所有位置採用 $C_t = 1$ 和 $C_d = 1$ 的方程式，除了在反曲點支撐處採 $C_d = 2$ 。目前的規定暗示 $C_t (C_d) = 2$ 與 $C_t = 2$ 和 $C_d = 1$ 的隱含值的乘積。

高韌性構材穩定支撐的間距不得超過 $0.095r_y E / (R_y F_y)$ 。 R_y 值修正使須大於 1.1，為了能減少構材的支撐間距，以調整其更高的預期降伏應力。由於非彈性行為的程度代表了高韌性構材，故間距的調整與先前規範對特殊抗彎矩構架中(SMF)的梁要求有相同之結果。SMF 的梁的間距要求，最初是基於對塑性設計對側向支撐的檢核，且受限於梁受反復載重試驗數據資料，Nakashima 等人(2002 年)對特殊抗彎矩構架(SMF)中梁的側向支撐進行了更詳細的研究。這項研究顯示，梁橫向支撐支撐為 $0.095r_y E / (R_y F_y)$ 是合適的，並且偏保守側，以達到 0.04 強度的層間位移。

除了沿梁長度的支撐外，本節亦規定在高韌性構材的預期塑性鉸位置附近放置穩定支撐。這樣的方式可以追溯到 1960 年代初，塑性設計的最初發展。

在抗彎矩構架結構中，許多接合細節都試圖將塑性鉸從梁柱接合處移出一小段距離。作為 SAC 計畫(FEMA, 2000a)的一部分進行的試驗顯示，典型合成樓版提供的支撐足以避免強度過度降低，以達到所需 0.04 強度的層間位移。因此，FEMA 建議在合成樓版結構梁柱接合處附近的塑性鉸位置可不放置側向支撐。這些規定允許放置側向或扭轉支撐，以符合用於證明設計合理性。對於預期層間位移大於 0.04 強度或需要提高性能的情況，設計者可以決定在這些塑性鉸附近提供額外的穩定性支撐。如果使用側向支撐，則應提供塑性鉸位置梁翼板預期 6% 的設計強度。如果使用縮減梁截面連接方式，則在計算支撐力時可考慮縮減翼緣寬度。如果使用了點扭轉支撐，則應提供塑性鉸梁預期彎曲強度的 6% 的設計強度。支撐接合處應依規範 14.4.1.3 節考慮被保護區的要求。

14.4.1.3 保護區

在本規範指定為保護區的構材或接合元件區域內，禁止由製造或安裝程序、與其他附加物造成 14.15 節所規定的不連續。

例外：經依 14.16.1 節預先驗證合格接合，或依 14.16.2 與 14.16.3 節驗證合格試驗計畫決定者，允許在保護區內銲接剪力釘或其他連接器。

解說：(本節解說尚未討論)

FEMA / SAC 試驗顯示，承受較大非彈性應變的區域對於由銲接處、斷面快速變化處、被貫穿構件處或在施工過程中引起不連續性的缺陷具有敏感性。因此，在承受較大非彈性應變的區域中，禁止依 14.15.2.1 節的規定進行會導致應力不連續的設計。這些規定將這些地區指定為保護區。保護區於本規範及 ANSI / AISC 358 中皆有指定類型的系統。保護區的一些範例包括抗彎矩塑鉸區、偏心斜撐構架(EBF)的連結以及特殊同心斜撐構架(SCBF)的對角斜撐。

並非所有產生非彈性變形的區域都被指定為保護區。例如，抗彎矩構架系統的梁柱節點區不是保護區。應該注意的是，降伏應變並不僅限於塑鉸區域，在所有會產生不連續之區域可能發生。

14.4.1.4 柱構材

抗彎、斜撐與剪力牆構架之柱構材，應符合本節規定。

a. 需求強度

抗震系統之柱構材需求強度，應由下列較大效應者決定：

(a) 依14.5節至14.14節各系統之分析規定所得的載重效應。

(b) 由超強地震力所得之軸力。除非由施加於柱側向支撐間之載重所引致的彎矩外，其他彎矩允許忽略不計。

對於相交構架之共用柱構材，需求軸力的決定，包括超強地震力或容量設計地震力，應考慮所有構架同時發生非彈性的可能性。載重作用方向應選擇對柱構材產生最嚴苛的載重效應者。

例外：

(a) 允許依4.2.3節規定，採用同時考慮兩組正交方向之地表運動的三維非線性分析，決定此柱構材需求軸力。

(b) 相交構架之共用柱構材為14.5節、14.10節之構架系統或其組合的部分者，不需以上述載重效應設計。

b. 混凝土充填柱構材

本節適用於符合14.15節限制之柱構材。混凝土充填之複合柱構材應符合第十章的規定設計。

解說：(本節解說尚未討論)

地震力抵抗系統中的柱需具有足夠的強度，以抵抗相關章節中規定的特定荷載要求。如果相關章節沒規定，則柱必須足以承受建築規範中的載重組合規定及本規範 14.4.1.4 節第(a)之 2 項的要求。

作為地震力抵抗系統一部分的柱必須具有足夠的強度，以避免整體挫屈或拉伸斷裂。自 1980 年代後期以來，之前版本的規範和其他規範及標準中皆包含了與本節類似的要求。柱的設計需求強度表示可以合理的限制所施加的軸力。

依所需承受的力量來設計可防止柱失效。且允許在不考慮柱端可能同時發生彎曲力矩的情況下應用這些軸向力。研究顯示，柱可以承受因層間位移而導致端部顯著旋轉時高達 $0.75F_y$ 的軸力(Newell 和 Uang, 2008)。通常以 $K = 1.0$ 檢核柱設計。該方法基於地震力抵抗系統柱所產生之彎矩在柱端最大，並且會造成柱呈現雙曲率。在這種情況下，彎矩不會造成柱挫屈，故以 $K = 1.0$ 的假設是保守的。然而，由於施加在側向支撐點之間的荷載而產生的彎矩可能會造成柱挫屈，因此，設計時需同時考慮柱軸力的存在。

顯然，上述方法不能保證柱不會降伏，軸力與彎矩的組合通常能使柱端產生降伏。柱發生降伏可能是合併大彎矩和普通軸力而引起，這在一般抗彎矩構架是常見的情況；或由層間位移引起柱端產生彎矩合併大軸力所造成，這常見於斜撐構架系統。雖然柱的降伏可能會造成嚴重且難以修復的損害，但一般來說，它不會導致柱斷裂或整體挫屈，而危及生命安全。

儘管於規範 14.4.1.4 節第(a)項中的規定被認為已提供了合理之保證，但應了解這只是最低標準，如果需要更高的需求或可靠度，則可能需有其他的考量。例如，以非線性分析時柱端彎矩在未發生反向彎矩時，柱可能已產生挫屈。

如果柱屬於耐震設計類別(Seismic Design Category, SDC) D、E 和 F 中相交構架的一部分，ASCE/SEI 7 要求於分析時需同時包括一個方向上受 100%的設計地震力加上其正交方向上受 30%的設計地震力的影響，或同時於二正交方向加上地表動力歷時加速度。對於具有高 R 值的系統，即使 30%的設計地震力也可能使結構降伏，並且考慮到 100%的地震力可能發生在相對於給定結構軸的任何方向上，顯然正交系統同時發生降伏是可能的，並且應在設計中考慮。

判斷是否需要結合相交構架同時降伏產生的軸向力。正交側向構架同時降伏的程度與配置和設計有關，並取決於所採系統開始降伏時的預期變形和層間位移。以及取決於勁度和超強度，抗彎矩構架通

常在層間位移達到 1%時還保持彈性，但斜撐構架系統則在達到該偏移量的一半之前即產生降伏。

內灌混凝土柱構件在細部接合及設計強度的基本要求和限制與規範第一章中的規定相同。由於中空斷面(HSS)內以混凝土填充構材尚未在試驗中確定其抗剪強度的貢獻，故其抗剪強度僅能保守地限制在標稱剪力降伏強度。在無相關試驗前，建議採用(Furlong, 1997； ECS, 1994)方法計算。即使採用這種保守的方法，斷面大於 750 mm 以上的充填合成柱之設計很少受抗剪強度控制。換句話說，充填鋼管合成柱的抗剪強度可以被視為鋼筋混凝土柱中包覆鋼管，其僅被視為抗剪鋼筋，而忽略其剪力降伏強度。然而，依 ACI 318 所述剪力強度的上限為混凝土壓碎強度的函數，故這種方法僅適用於合成柱內鋼骨與混凝土面積比相對較低的柱子(Furlong, 1997)。

14.4.1.5 合成樓版橫隔板

抗震作用之合成樓版與屋頂樓版橫隔版的設計應符合下列規定：

(a) 載重傳遞

應提供橫隔板與邊界構材、集力構材及水平構架系統構材間傳遞載重的設計細節。

(b) 標稱剪力強度

合成樓版橫隔版的標稱面內剪力強度，應依「混凝土結構設計規範」規定，取鋼承版肋條以上鋼筋混凝土的剪力強度。另者，此合成樓版橫隔版的標稱剪力強度可依混凝土樓版的面內剪力試驗決定。

解說：(本節解說尚未討論)

在合成構造中，樓版和屋頂版通常由合成或非合成鋼承板組成，並與結構構架接合，形成面內合成橫隔板以傳遞與分配地震荷載。通常，基於面外剪力和撓曲行為以及設計假設，將合成與非合成區分開來。

合成金屬鋼承板樓版是於鋼承板上填充混凝土共同作用，以抵抗樓版及屋頂版由垂直載重而產生之面外撓曲和剪力。合成樓版的撓曲強度及抗剪強度於規範已有完整的設計流程(ASCE, 1991a, 1991b； AISI, 2007； SDI, 2001, 2007, 2011)。

非合成金屬鋼承板是指在建造過程中，鋼承板僅視為模板使用，外力由單向或雙向鋼筋混凝土版承受。尤其是屋頂採用非合成的金屬鋼承板，可以承受所有垂直荷載及覆蓋充填於其上方的混凝土，而不依賴鋼承板面外的強度和勁度。鋼承板上方的混凝土能抑制挫屈的產生，可形成橫隔板增加面內的強度和勁度。

橫隔板在地震力抵抗系統中，對地震力傳遞與分配占重要的角色，故設計上需注意力量傳遞路徑及相關的細節(Sabelli 等人, 2011)。在某些情況下，還應包括來自其他樓層的荷載，例如結構勁度變化導致力量重分配。另建議由鋼承板組成合成樓版所形成的橫隔板，設計所需之抗剪強度與勁度根據相關試驗與適用的建築法規(SDI, 2001, 2004, 2007, 2011)。此外，在文獻中已有對合成橫隔板的相關研究(Easterling and Porter, 1994)。

隨著鋼承板上混凝土厚度的增加，抗剪強度可以接近相同厚度的混凝土版的抗剪強度。例如，在覆蓋深度在 50mm 與 150mm 之間的合成鋼承板樓版中，測得的剪應力約為 $0.926\sqrt{f_c'}$ (其中 $\sqrt{f_c'}$ 單位為 kgf/cm²)。在這種情況下，混凝土鋼承板形成之橫隔板強度，可保守的依據鋼筋混凝土設計原則(ACI, 2014)，僅考慮鋼承板上方的混凝土及鋼筋，而忽略鋼承板凹槽中的混凝土效益。

剪力通常通過集力構材和邊界構件中的銲接與(或)剪力錨栓來傳遞。對於混凝土填充構材，通常利用如鋼擴頭釘錨定器的機械裝置，使在樓版和集力構材/邊界構件間傳遞橫隔板所受之力，尤其是在具有不連續性的複雜形狀的橫隔板中。但是對於低矮建築物，在沒有突然不連續的橫隔板或抗震力抵抗系統，可以接受標準的金屬鋼承板安裝程序。

14.4.1.6 組合構材

本節說明組合構材之各元件間接合的規定，此特定規定未於本規範之各構架系統中規定者。

承受非彈性行為之組合構材，其各元件間接合應以非彈性行為所產生的預期力量設計。

預期不承受非彈性行為之組合構材，其各元件間接合應以超強地震力設計。

當組合構材之各元件間接合位於在保護區內時，則其接合應在保護區長度範圍內提供較弱元件之 $R_y F_y t_p / \alpha_s$ 的可用強度。

組合構材的接合應採用預先驗證合格或經驗證試驗合格的接合。

解說：(本節解說尚未討論)

可以由型鋼或鋼板連接起來組合成一個完整的構材，以承受預期之荷載。ANSI/AISC 358 提供了當 I 型與箱型柱採用組合構材時，採用預認證的彎矩接合的方式。規範 14.11 節則提供組合對角斜撐的方式。規範 14.12 節則提供了以鉸接方式組合 H 型鋼與箱型鋼斷面的方式。

其他系統可以亦可以採用型鋼及(或)鋼板組成的組合構材，只要它們的接合方式可承受設計預期的荷載即可。如果在大地震中預期構材會發生非彈性變形，則構件之間的接合須能承受該變形引致的力量。相關章節對設計基本上會說明何時發生預期的非彈性變形以及在哪些構材或構件中。

例如，特殊同心斜撐構架(SCBF)的對角斜撐接合，通常需要軸向拉力強度 $R_y F_y A_g / \alpha_s$ ，並且接合必須使能避免支撐挫屈。因此，必須確定斜撐挫屈的方向，使斜撐構件之接合能抵抗所需承受荷載的大小及方向。

普通同心斜撐構架(OCBF)的對角斜撐接合，通常受含超強度地震力在內的載重組合所產生之力控制。因此這些端部接合力，已可確定構件之間相互接合所需的力量，故斜撐端部接合板設計不需考慮面內或面外的挫屈。

承受撓曲之抗彎矩構架，組合單元之間的水平剪力與柱面接合處的垂直剪力大小有關。相關章節提供了如何決定此力的方向。例如，規範 14.5 節提供了如何決定梁在柱面處的剪力，該剪力可用來確定翼板和腹板之間的水平剪力。抗彎矩構架中梁柱構件間的接合設計，必須同時考慮樓層間的水平剪力及梁柱節點區的高水平剪力。

在指定保護區的地方，通常會在該位置發生非彈性變形。例如抗彎矩構架靠近柱面之梁保護區，其接合應加強較弱構件(通常是梁腹)的強度，這通常可採全滲透開槽銲接或採合乎比例的兩側角銲來達成。應注意依 ANSI/AISC 358 規定以彎矩接合中的組合斷面，不允許以角銲接合，除非符合規範 14.9 節，在特殊懸臂式立柱系統柱的保護區內，可以允許角銲接合。

14.4.2 接合

14.4.2.1 通則

屬於抗震系統之接合、接頭與連接元件(螺栓)，應符合第11章與本節的額外規定。

不屬於抗震系統一部分的柱構材續接與基座，應符合14.4.2.5第a、c項與14.4.2.6節的規定。

依本規範規定屬於保護區的接合元件，應符合14.4.1.3與14.15節的規定。

解說：(本節解說尚未討論)

滿足以下條件之一，可以確保各個地震力抵抗系統(SFRS)中構材的接合是適當的：

- (1) 某些系統中的接合已通過試驗確認，能確保足夠的性能(例如中級抗彎矩構架、特殊抗彎矩構架之梁柱接合以及挫屈束制斜撐構架之斜撐與連接板的接合)。

- (2) 在某些系統中，構材的接合目的在抵抗接合構材或相鄰構材所需的強度，因此，最大接合力將受到構材預期強度的限制(例如，特殊同心斜撐構架及挫屈束制斜撐構架之對角斜撐與偏心斜撐構架之連桿)。
- (3) 某些構材的接合必須設計為能夠抵抗包含超強地震力在內的載重組合。(例如，柱的續接處，集力構材及普通同心斜撐構架之對角斜撐)。

回顧這些規定及 ASCE/SEI 7，顯示地震力抵抗系統(SFRS)的接合至少需滿足上述條件之一。因此，2005 年規範中有關接合設計確保韌性極限狀態的要求已在 2010 年規範中刪除。

14.4.2.2 栓接接合

栓接接合應符合下列規定：

- (a) 採用標準孔或與受載方向垂直之短槽孔的栓接接合可用剪力強度，應依11.3.6節與11.3.10節之承壓型接頭計算；當在服務載重下考慮螺栓孔變形時，應依11.3.10節之標稱螺栓承壓與撕裂強度設計。

例外：當接合的需求強度是基於構材或元件的預期強度決定時，若設計不考慮變形因素，其接合可用強度可使用11.3.10節的螺栓承壓與撕裂強度。

- (b) 螺栓與鉚道應不設計作為共同分擔接頭之受力或在接合中相同力量之分力。

- (c) 螺栓接頭之螺栓孔應為標準孔或與加載方向垂直的短槽孔，以螺栓剪力傳遞地震力；另允許使用為擴大孔或短槽孔，以螺栓的拉力傳遞地震力，而非剪力。

例外：

- (1) 對於對角斜撐，當接合採摩阻型接頭設計時，僅在接合單側允許使用擴大孔。

- (2) 經依14.16.1節預先驗證合格接合決定，或依14.16.2與14.16.3節驗證合格試驗計畫決定者，允許其他的螺栓孔型式。

- (d) 所有螺栓應使用預拉力高強度螺栓，接合面應符合11.3.8節A級或更高等級表面處理之摩阻型接合規定。

例外：在下列受力條件時，接合面允許使用滑動係數小於A級表面處理的塗層

- (1) 符合14.5節規定的端板抗彎接合。

- (2) 地震力經由螺栓拉力或承壓而非剪力傳遞的栓接接頭。

解說：(本節解說尚未討論)

構材受力時，例如對角斜撐的軸力，在整個接合中應完全由單一型式的接頭所承擔(換言之，完全由螺栓抵抗或完全由鉚道抵抗)。然而，接合內螺栓所抵抗的力與鉚接所抵抗的力互為垂直時，例如抗彎矩接合中翼板以鉚接傳遞撓曲應力，腹板以栓接傳遞剪力，則不視為共同分擔力量。

採用擴大孔接合的對角斜撐，還必須滿足其他及極限狀態，包括螺栓承壓與螺栓剪力接合的需求強度，已符合規範 14.10 節至 14.13 節中所規定。

為使接合能承受反復設計載重，如構材與(或)接合構材有發生非彈性變形的可能性，因此須在地震力抵抗系統(SFRS)的螺栓採用預拉力螺栓接合。然而，在地震時螺栓在所有情況下都不能且不需要防止滑動，即使對於有滑動控制的接合也是如此。依據本規範要求將螺栓接合按比例分配為預拉力承壓接合，但其接合面應按 A 級或更佳的滑動控制接合。也就是說，只要接合面具有可以提供最小的滑動係數 $\mu = 0.30$ ，螺栓就可依設計強度設計摩阻型螺栓接合，所得到的標稱摩阻性可將受中度地震的破壞降至最低。此需求適用於接合面主要承受剪力之情形。若接合面主要承受地震荷載作用拉伸或壓縮的情況下，例如以螺栓連接的端板來承受力矩，可以放寬對接合面的要求。

實務上可接受的做法是將螺栓接合指定為摩阻型，以簡化對具有滑動控制需求之接合面的預拉力螺栓設計。然而，當允許製造商的接合設計，指定必須採用摩阻型螺栓的接合時，會(或)導致需要採用更

多數量的螺栓。

為防止地震作用下由於連接板間的滑動引起螺栓過度變形，於地震力抵抗系統(SFRS)的螺栓孔僅限於使用標準孔(包括用於直徑為 25 mm 及更大螺栓，其孔徑大於螺栓直徑 3 mm 的標準孔)，以及採用與受力方向垂直之短槽孔。對於沒有傳遞地震剪力需求的螺栓接合，允許使用擴大孔，短槽孔和長槽孔。例如一支集力梁端部採用端板接合，受地震力作用使梁受軸力時，其力量傳遞是靠梁端部接合來傳遞拉力，或靠梁端部接合來承載。重力荷載是靠螺栓剪力來傳遞，而不是地震荷載的影響。

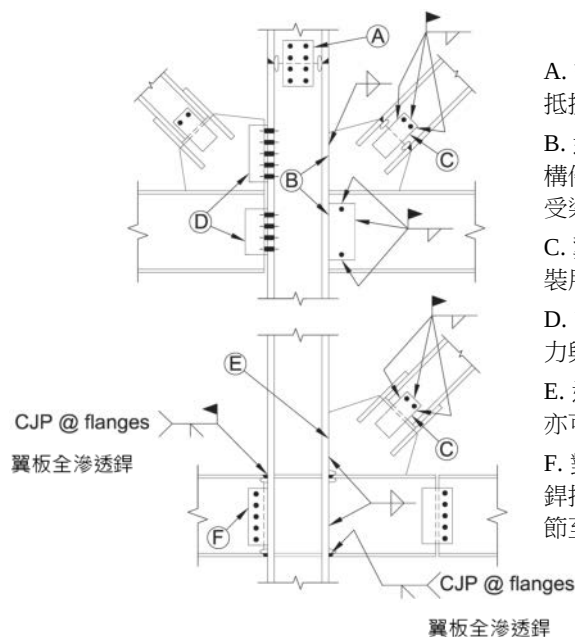
對於開孔型式的例外情形，已經由接合試驗得到證明。此外，於規範 14.10 節至 14.13 節中，對於對角斜撐採用摩阻型螺栓接合時可允許採用擴大孔。接合螺栓滑動極限狀態所需的強度規定於相關章節中。如 FEMA 355D(FEMA, 2000d)中所述，在大多數實際應用上，螺栓以擴大孔的接合方式來承受彎矩，由試驗顯示可視為完全束制接合。對於對角斜撐螺栓採擴大孔的接合方式亦具有相似的性能。對角斜撐採用摩阻型螺栓的擴大孔接合時，對於滑動控制於現場施工時應允許更大的公差，但在大多數地震事件中仍應保有其抗滑動性。當採擴大孔接合之摩阻型螺栓，在極端情況下螺栓發生滑動時，其行為仍應類似具有完全束制之接合。若螺栓產生滑動則層間位移將略為增大，故層間位移的計算應考慮螺栓滑動的影響。為了使滑動量最小，採擴大孔的螺栓接合將僅限於單層板的接合方式。對於採大直徑的螺栓，也可以透過將擴大孔孔徑限制於不大於螺栓直徑的 5 mm 以內，以減少滑移量，而非規範允許的最大孔徑。根據規範 11.3.8 節，接合採用擴大孔的摩阻型螺栓需求反映於擴大孔設計強度的降低。適當的安裝擴大孔中的螺栓將不會造成預拉力的損失，但規範說明在大的靜態荷載下，仍會因螺栓的滑動降低設計強度。故顯示採擴大孔接合的整體行為與採標準孔接合的行為相似(Kulak 等人, 1987)。

構材採承壓型螺栓接合時，為防止螺栓因過度變形，在規範 11.3.10 節中將變形作為設計考慮因素，以限制承壓和撕裂強度。本規範作此限制目的是將承壓/撕裂變形最大值限制在約 6 mm 以下。然而應該認識到，地震事件中的實際荷載可能比設計中預期的要大得多，並且螺栓孔的實際變形可能會超過該理論極限。但是，該限制對於中度地震將有效地將損壞降到最低。對於螺栓接合的例外情形，在這種螺栓接合下，需求力乃由構材或相鄰構材的承載能力決定。對於這種情況，接合力量不太可能被大大超過。因此，對於不考慮變形的設計限制下，可以將承壓和撕裂強度增加到規範 11.3.10 節中允許的值，但仍應考慮額外變形產生時的後果。例如，抗彎矩構架中之斷面較淺的梁其翼板採栓接時，額外的樓層位移發生時，由於螺栓變形增加將導致梁額外的旋轉。

接合或接頭處禁止同時以螺栓及鉚接共同抵抗其所受之剪力。由於當接合板承受反復載重時會產生非彈性變形的可能性，螺栓在顯著地震力下可能會超過其抗滑動阻抗，使螺栓由摩阻轉為承壓，而與螺栓共同抵抗剪力之鉚接將不會產生類似的變形，尤其在承受反復載重時更是如此。因此，鉚接往往會承受全部剪力，若鉚接未依此進行設計，則可能導致破壞。故規定在接頭承受剪力情況下禁止由螺栓及鉚接共同承擔其所受之剪力。除了禁止在共同的接合面上分擔荷載外，還禁止在其他條件下在不同構件之間分擔共同的力。例如，斜撐與梁柱接頭的接合配置，使斜撐的垂直分力由梁腹板及斜撐與柱接合之連接板共同抵抗。(詳圖 C14.4.2-1 及有問題的連接圖 C14.4.2-2)。由於這兩個桿件在共同的剪力面，限制了變形能力，因此如果一個構件採鉚接而另一個採栓接時，則可能由採鉚接接頭的構件承受所有剪力。當與柱接合的這些構件同時採栓接或同時採鉚接時，將可由這些桿件共同抵抗所受之外力。同樣的，寬翼斜撐桿件的接合設計也不應於腹板採栓接，以分擔斜撐翼板採鉚接接合時所承受之軸力(反之亦然)。

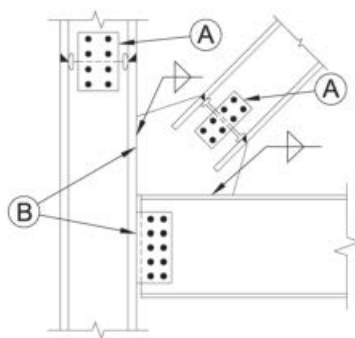
構件的某一部位可採栓接設計使承受一定方向的力量，而另一部位可採鉚接設計來抵抗另一方向的力量或剪力。例如，梁柱接頭採彎矩接合時，設計上可採梁翼板以鉚接方式來傳遞撓曲及(或)軸向力，而腹板採栓接以傳遞梁所受的剪力。同樣地，柱的續接可採翼板鉚接來傳遞軸向力與(或)彎矩，而柱腹板以栓接方式來傳遞水平剪力。在這兩種情況下，翼板和腹板接合之間都應具有足夠的變形能力，以使螺栓能夠抵抗與鉚接無關的荷載。

規範並無禁止在現場採鉚接接合時使用組立螺栓，例如寬翼梁採彎矩接合時，於腹板採用剪力板，這種情況下，螺栓僅用來承受梁組立時的臨時荷載，但鉚接部分則需設計來抵抗該構件中所有預期的外力。



- A. 設計上可將螺栓接合的腹板抵抗柱剪力而銲接之翼板抵抗軸力與(或)彎矩。
- B. 連接板與梁腹板以銲接方式與柱接合時，將允許此二構件共同抵抗斜撐的垂直分力。需注意，螺栓僅用於承受梁組立時所產生之臨時力量。
- C. 翼板和腹板均採銲接接合以抵抗軸力，螺栓僅用於安裝用。
- D. 梁腹板與連接板採用螺栓與柱接合，可共同承受垂直力與水平力。
- E. 連接板與梁腹板可採現場銲接方式與柱接合。梁翼板亦可採銲接方式與柱接合，以傳遞彎矩和軸力。
- F. 對於梁彎矩接合，腹板採螺栓接合抵抗剪力，翼板則採銲接以抵抗彎矩力與軸向力(彎矩接合必須滿足規範 14.5 節至 14.9 節有關地震的相關規定)。

圖 C14.4.2-1 避免混淆銲接與栓接間力量分配的理想接合方式



- A. 斜撐或立柱構材其腹板採栓接，翼板採銲接時，不應設計為能共同抵抗軸向力。
- B. 斜撐之連接板以銲接方式與柱接合，而梁腹板以栓接與柱接合，其力量傳遞上與全採銲接接合或全採栓接不同。連接板以銲接方式與柱接合處，將趨向於承受所有於柱面的垂直力(即斜撐的垂直分力加上梁的反力)。此外，水平力通過腹板螺栓傳遞至柱面時，會受到勁度較強的銲接連接板阻擋。故連接板與梁交接處的銲接處將趨向於承受所有於斜撐的水平分力。力量通過梁柱接合區時，剪力將繞過剪力板而經由連接板來傳遞。力量的平衡需要於連接板與柱及梁接合處增加額外的彎矩，以及力量傳遞時，將會在連接板與柱及梁的銲接處產生極大的力量。

圖 C14.4.2-2 栓接/銲接構材接合可能產生之問題

14.4.2.3 銲接接合

銲接接合應依第十一章規定設計。

解說：(本節解說尚未討論)

規範第十一章中規定了銲接接頭設計的一般要求。對於附加的特定系統或接合型式於本規範的其他地方規定。2005 年規範還對角銲的韌性和銲接程序定出相關條款。這些條款中於本規範 14.1.3 及 14.15.2.3 節中規定。

14.4.2.4 連續板與加勁板

熱軋型鋼之連續板與腹板加勁板的設計，允許依14.15節截角尺寸規定，減少與構材翼板及腹板相接之接觸長度。

解說：(本節解說尚未討論)

依據規範 14.15.2.4 節及 AWS D1.8/D1.8M 第 4.1 節熱軋型鋼其腹板或翼板之連續板與加勁板以銲接方式接合時，可減少銲接長度之需求，詳圖 C14.4.2-3(a)和(b)說明。寬翼熱軋型鋼角隅 K 區域需避免銲接。請參閱規範 14.1.3 節和 AWS D1.8/D1.8M 第 4 節解說之討論。

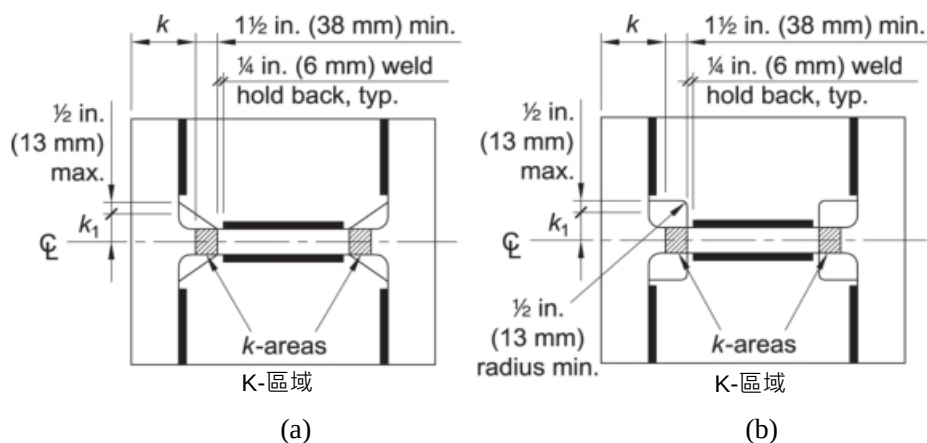


圖 C14.4.2-3 連接板的配置

14.4.2.5 柱續接

a. 續接位置

對於建築物的所有柱構材，包括不屬於抗震系統者，其柱續接位置應至少距離梁柱接合1.2 m以上。

解說：(本節解說尚未討論)

如可能，柱續接位置應距離樓板完成面至 1.2 m(1200 mm)以上，使在組立下一層柱前可安裝周邊安全拉索，以提升施工方便性

柱續接位置應遠離梁柱接合區，以減少撓曲的影響。對於一般的建築物，最小距離為 1.2m。當柱續接位置位於樓板上方 1.2 至 1.5 m 處，由於可及性及方便性，將簡化柱現場組裝施工。一般而言，設計時建議將柱續接位置設於樓高中間三分之一處。少數建築物樓高無法滿足柱續接需求時，實務上續接位置則建議盡量靠近地板完成面與上方梁之下翼板間中點位置。若柱續接位置與安全法規相抵觸時，例如由鋼結構協商規則制定諮詢委員會(SENAC)制定的 OSHA 鋼結構安全標準(OSHA, 2010)，譬如轉換柱採續接接合或被懸臂梁打斷的柱採續接接合。然而，若續接位置的強度需求滿足規範 14.4.2.5 節規定時則可採用。

b. 需求強度

(1) 抗震系統之柱續接需求強度應為下列之大者：

(a) 14.5 節至 14.14 節與 14.4.1.4 節第 a 項決定的柱構材需求強度。

(b) 超強地震力決定的需求強度。

(2) 當柱構材的任何部分承受超強地震力決定之計算淨拉力效應時，其銲接續接應符合下列所有規定：

(a) 若接頭採用部分滲透開槽銲接，其可用強度應至少為需求強度的 200%。

例外：若引用 14.6.6.7 節或 14.7.6.7 節的例外情形，本規定排除部分滲透開槽銲接。

(b) 每一翼板續接的可用強度應至少為 $0.5R_yF_yb_ft_f/\alpha_s$ 。

其中：

F_y ：規定最小降伏應力，tf/cm² (kN/mm²)。

R_y ：預期降伏應力與規定最小降伏應力的比值。

b_f : 翼板寬度, cm (mm), 取柱接合中之較小者。

t_f : 翼板厚度, cm (mm), 取柱接合中之較小者。

(c)當柱構材續接是以全滲透開槽銲道對接, 且較小翼板之任意位置的拉應力超過 $0.30F_y/\alpha_s$ 時, 在不相等厚度或寬度的翼板間需漸變轉換。

解說：(本節解說尚未討論)

除彎矩構架外, 柱續接位置須依 14.4.2.5 節第(b)項規定, 其設計強度必須大於或等於由因數化(包含軸力、彎矩及剪力)載重組合合計得之需求強度。

柱厚翼板的續接採用部分滲透開槽銲, 在拉力荷載下幾乎沒有延展性(Popov and Stephen, 1977; Bruneau et al., 1987)。於是, 柱採用部分滲透開槽銲續接時, 除需發展續接斷面 100%之需求強度外, 尚需對銲接鋼材進行鋼材之沙丕韌性衝擊試驗(Charpy V-notch, CVN)。

依 14.4.2.5 節第(b)之 2 之 b 項中的最小設計強度的計算包括比值係數 R_y 。該值必需使最小設計強度不小於柱翼板預期降伏強度之一半。當採用全滲透開槽銲(CJP)時將能滿足上述需求。然而, 在應用上當需要以錐形轉換斷面以減少應力集中, 依據 14.4.2.5 節第(b)之 2 之 c 項在柱翼板之寬度或厚度變化處將可能產生局部降伏。張應力之計算應採用彈性斷面模數 S , 將均佈軸向應力與一個或多個彈性彎曲應力相加而得。

在最大考量地震下, 應評估柱的續接處採用部分滲透(PJP)開槽銲時, 可能產生的張力荷載。當可能產生張力荷載時, 建議對柱續接處做一些限制, 以抵抗相對的橫向位移, 因為採 PJP 開槽位置的強度可能會因抵抗此張力荷載而耗盡。例如, 於柱翼板處採用續接板或於柱腹部採用足夠寬的續接板, 讓柱續接後仍保持一直線。由振動台試驗顯示, 當柱被抬起後未固定在基座上, 鋼構架的性能仍然在容許範圍(Huckelbridge and Cloug, 1977)。

這些規定適用於一般的構架配置方式。對於高瘦型構架的柱底, 有顯著的傾倒力量時, 此抗彎矩構架的柱, 產生撓曲應力大於軸壓力時, 則需有額外的考量。當柱續接處柱斷面有較大變化且其樓層高度較高, 或存在有多個樓層僅有單一曲率, 致柱有挫屈疑慮時, 設計者應特別檢視該情況。在這些和類似情況下, 對柱的續接需有特別的要求。

既使柱續接採用部分滲透(PJP)開槽銲, 而不採用全滲透(CJP)開槽銲, 於未施作部分滲透(PJP)開槽銲處的鋼板因應力不連續, 將如開孔處一樣產生應力集中。若僅於一側施作 PJP 開槽銲, 將如開孔一樣產生邊緣裂縫現象(Barsom and Rolfe, 1999)。若於兩側皆施作 PJP 開槽銲, 將如開孔一樣產生隱密裂紋現象。這些如開孔一樣的內部裂縫強度, 可由破壞力學方法來計算。依據設計的構造、幾何或變形特性, 該處分析上可採用彈塑性或塑性有限元素分析來確保。計算強度的準確性將取決於有限元素模型和所使用的網格大小, 包含母材、熱影響區及銲條與的假設強度和斷裂韌性, 以及殘餘應力的大小和在接頭中的分佈。

c.需求剪力強度

對於建築物的所有柱構件, 包括不屬於抗震系統者, 相對於柱構材兩正交軸之柱構材續接需求剪力強度應為 $M_{pc}/\alpha_s H$, 其中, M_{pc} 為考慮方向之柱斷面較小塑性彎矩, H 為樓層高度, 允許取相鄰樓層間構架中心線的距離, 或相鄰樓版頂緣間的距離。

抗震系統之柱構材續接需求剪力強度, 應為上述規定或依14.4.2.5節第b(1)項決定之需求剪力強度的大者。

解說：(本節解說尚未討論)

抗彎矩構架建築物的非彈性分析(FEMA, 2000f)顯示, 不屬於地震力抵抗系統(SFRS)中的柱, 對於幫助在樓層間地震剪力分佈的重要性。即使梁以樞接方式與柱接合, 相鄰樓層間發生非均勻的層間位移, 也能發展出極大的彎矩與剪力。基此, 建議柱的續接需能在兩個正交方向上, 皆能承受因柱受極大的

彎矩所造成的剪力。因此，地震力抵抗系統(SFRS)的柱續接，必須能承受因層間位移所產生之極大力量，或滿足規範 14.5 節至 14.14 節相關系統的特定要求。

FEMA 350(FEMA, 2000a)建議：“不屬於地震力抵抗系之柱續接位置應於柱高中央三分之一之處，並且在兩個正交方向上皆有足夠的抗剪能力，使得柱承受最大剪力時仍能保持在其柱線上。”相關的建議，應計算假設在兩個正交方向上的柱底產生塑角時所得到的剪力。

進一步說明，(Krawinkler, 2001)引用 FEMA 355C(FEMA, 2000d)的非線性分析，顯示通常此類柱的剪力將小於 $2M_{pc}/H$ 的一半，其中 M_{pc} 為柱的標稱塑性彎矩強度， H 為樓層高度。因此，規範 14.2.2.5 節第(c)項要求續接處的剪力應以 $M_{pc}/(\alpha_s H)$ 計算。

d. 柱構材續接型式

柱構材續接允許採用栓接、鉚接、或不同柱分別採用栓接或鉚接。續接型式應符合 14.5 節至 14.14 節所有的特別規定。

抗震系統中柱構材腹板續接之續接板或槽鋼應配置於柱腹板兩側。

對於使用開槽鉚道的鉚接對接續接，鉚接起迄弧導板應移除且研磨平順，鉚接背襯板不需移除。

解說：(本節解說尚未討論)

柱續接方式以腹板栓接多數工程師及承包商首選之接合方法，因為此方法在鋼柱組裝上較具便利性，並且以鋼板放置在腹板的兩側時，無論是採用栓接還是鉚接接合，既使柱翼板續接處發生斷裂時，柱仍可以保持直線。當設計柱續接處之腹板採全滲透開槽鉚(CJP)時，則可於腹板之一側設置一片鋼板當成鉚接時之背襯板，這片鋼板也有助於鋼柱的組立。在大多數情況，柱續接不建議採部分滲透(PJP)開槽鉚，因考慮到以此鉚接方式於接合處會產生應力集中，當柱翼板續接處發生斷裂時，可能也會導致腹板續接處發生斷裂。除非用於中度抗彎矩構架(IMF)、特殊抗彎矩構架(SMF)、特殊桁架抗彎矩構架(STMF)，允許採用部分滲透(PJP)開槽鉚。

柱續接採用開槽鉚的背襯板可予以保留，其理由乃其與梁柱的接合不同，因為柱於翼板及腹板續接採鉚接之背襯板不會因橫力作用產生缺陷。

14.4.2.6 柱基座

所有柱構材，包含不屬於抗震系統者，其柱基座的需求強度應依本節決定。

柱基座之鋼構件，包含柱基板、錨定鋼棒、加勁板與剪力樑，其可用強度應符合本規範規定。

使用開槽鉚道與柱基板鉚接的柱構材，其鉚接起迄弧導板與背襯板均應移除，除了位於翼板內側及H型鋼腹板側面之背襯板，且以連續8 mm之填角鉚與柱基板鉚接者不須移除。柱翼板內側禁止使用填角鉚與背襯板鉚接。中空斷面或箱型斷面柱構材內的背襯板不須移除。

柱基座的混凝土與鋼筋可用強度應符合「混凝土結構設計規範」之規定。當錨定鋼棒的設計，其韌性需求是假設由埋置於鋼筋混凝土內之錨定鋼棒變形提供時，設計應符合「混凝土結構設計規範」之規定。另者，當韌性需求是在其他位置，則錨定於鋼筋混凝土中之鋼棒，其有效強度可允許依據其他位置發生變形產生之最大載重進行設計，包括材料超強度與應變硬化的效應。

解說：(本節解說尚未討論)

當採用鋼筋混凝土為錨定設計的一部分時，則要考慮錨定破壞模式，與在預期破壞面兩側配置鋼筋。內容詳 ACI 318 第 17 章的規定與本規範的解說。

柱基板必須具有足夠的強度，使設計的系統能發展預期之延展性，以達到期望之結構性能。

柱基板的設計載重應與構材間所需的力相同。如果系統之接合用於設計放大之地震力或構材強度造成之荷載，則必須針對這些荷載條件設計柱基板之接合。

柱基板被視為柱的續接，故柱基板的強度須滿足規範 14.4.2.5 節之規定。

對角斜撐構材與基基板接合處，需依其需求抗拉強度分解為軸力和剪力，以確認柱基礎之受力。

於規範 14.4.2.6 節中刪除了曾經增加有關柱與基礎板採開槽銲接合所需的導銲板與背襯板，以適用於規範 14.5 節至 14.14 節中的所有地震力抵抗系統(SFRS)。當柱與基礎板以全滲透開槽銲(CJP)接合時之背襯板會產生橫向缺陷，故必須銲接後需將背襯板去除。對於一般抗彎矩構架(OMF)、中度抗彎矩構架(IMF)及特殊抗彎矩構架(SMF)系統，如果依 ANSI/AISC 358 第 3 章(AISC,2016b)規定以角銲補銲時，則允許在梁柱接頭採 CJP 彎矩接合時，梁上翼板之背襯板可不予移除。同樣的，寬翼型柱之翼板與腹板內部有鋼筋以角銲方式銲接於背襯板與柱基板間，則導銲板可不必移除。

a. 需求軸力

屬於抗震系統的柱基座，包含與基礎的連接件，其需求軸力應為與柱基座相接之鋼構件的需求接合強度垂直分量總和，但應不小於下列之大者：

- (a) 依超強地震力計算所得的柱軸力。
- (b) 依 14.4.2.5 節規定的柱續接需求軸力。

解說：(本節解說尚未討論)

垂直分量包含柱軸力及與柱基板接合的斜向構材其軸力的垂直分量。規範 14.4.2.5 節包含參考 14.4.1.4 節第(a)項與 14.5 節至 14.14 節。若對角斜撐在柱的兩側，在加總垂直分量時應考慮斜撐壓力挫屈效應，見規範 14.11.3 節規定。

依據規範 14.4.1.4 節第(a)項和 14.4.2.5 節第(b)項中柱的需求強度，結合所有與其支撐所需接合強度的垂直分量，計算出柱基板所需的軸向(垂直)強度。

b. 需求剪力

柱基座，包含不屬於抗震系統，且與基礎相接的連接件，其需求剪力應為以下與柱基座相接鋼構件之需求接合強度水平分量總和。

- (a) 對於對角斜撐，其水平分量應由抗震系統的對角斜撐接合需求強度決定。
- (b) 對於柱構材，其水平分量應為下列之小者：

(1) 柱構材之 $2R_y F_y Z / (\alpha_s H)$ 。

(2) 以超強地震力計算所得的剪力。

- (c) 水平構件需求強度的總和應不小於柱構材的 $0.7 F_y Z / (\alpha_s H)$ 。

例外：

- (a) 兩端均為鉸接的單樓層柱不需符合 14.4.2.6 節第(b)與(c)項的規定。
- (b) 14.5、14.10 節或其組合構架系統的柱構材不需符合 14.4.2.6 節的規定。
- (c) 14.4.2.6 節第(b)(c)規定之最小需求剪力強度，不需大於柱構材傳遞至基礎的最大載重效應，其中，此最大載重效應是依非線性分析、或於一樓或二樓(非同時)產生 $0.025H$ 層間位移之非彈性分析所得的載重效應。

解說：(本節解說尚未討論)

水平分量包含柱剪力及與柱基板連接之對角構件軸力的水平分量。不屬於地震力抵抗系統(SFRS)柱的

水平力通常不會受規範 5.2.6b(c)節的控制。

地震力抵抗系統(SFRS)之柱基板抗剪(水平)強度乃依一種機制計算，即以一樓柱之柱頂及柱底形成塑鉸時，並結合其所支撐所需接合強度的水平分量。柱的剪力分量不必超過對應於超強地震引致之力量。如解說 5.2.5c 節所述，不屬於地震力抵抗系統之柱可能會受到層間位移之影響而產生極大的剪力，特別是當樓層間存在不均勻位移角時更是如此。同樣的，不屬於地震力抵抗系統之柱基板將有需承受較高的剪力需求。包含不屬於地震力抵抗系統中的柱在內的所有柱基板，都需承受最低剪力的需求。若柱基板的需求剪力小於基礎層柱以樞接方式僅受重力時之剪力，則允許與柱兩端皆為固接時因建築物變位所引致較小之剪力。依規範 5.2.6b 節所述之例外情形為，若有單層樓於兩端皆採簡單接合的柱，當層間位移皆不會使柱兩端發生撓曲時，則不會有剪力產生。

規範增加一例外情形，即柱剪力乃依據規範 4.3 節之線性分析而得，則可減小由於柱彎矩而引致在柱基板的最小需求剪力。

規範 14.5、14.10 節中之結構系統預期具有有限之非彈性行為。因此，在這些系統中，不屬於地震力抵抗系統之柱，於結構一樓和二樓間發生不均勻層間位移時所產生之剪力將最小，故這些系統不需要計算最小剪力。

另外，柱的剪力可以透過分析來確定，該分析需考慮層間位移為一樓或二樓樓高的 0.025 倍，但不能同時發生。可採用單跨度懸臂柱的簡單模型進行分析，如圖 C14.4.2-4 所示。柱基板的剪力是由於 $0.025h$ 的撓度產生。需注意由層間位移造成之剪力通常弱軸小於強軸。

從柱底板傳遞到支撐混凝土基座的剪力有幾種可能的機制。底板與水泥砂漿和混凝土之間之表面摩擦可能為初始載荷路徑，尤其是在錨定鋼棒已施預力的情況。除非柱基板的剪力伴隨足夠的拉力大於靜荷載，否則該機制有可能抵抗部分或全部剪力。但是許多建築規範規定在抵抗規範規定之地震力時不能考慮彼此間的摩擦力，因此必須採用另一種設計計算方法。其他幾種可能的機制如將錨定鋼棒桿施作於底板上、施作水泥砂漿槽將剪力樺置於其內、或將柱埋入平板或地梁中。請詳圖 C14.4.2-5。

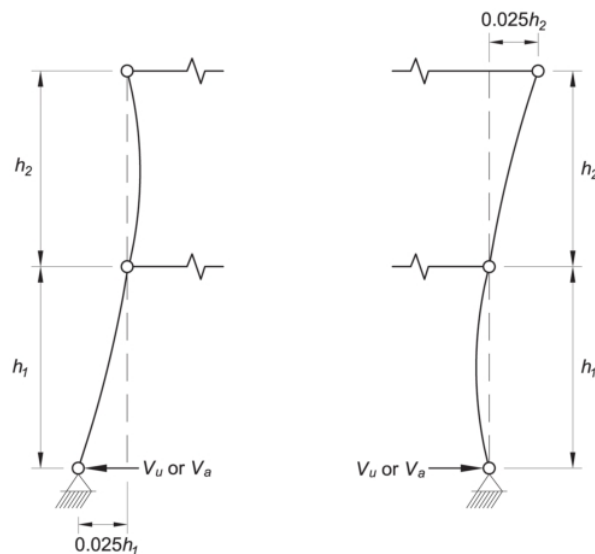


圖 C14.4.2-4 柱位移模型

錨定鋼棒之設計通常用於較小的剪力荷載。如果以底板的摩擦力取代了錨定鋼棒產生位移，則表示發生剪力極限狀態，錨定鋼棒通常需檢核其剪力和拉力之合應力。另外，也可以考慮將錨定鋼棒支撐在基礎板上，但是通常基礎板厚度較厚以至於剪力極限狀態不會發生問題。需注意錨定鋼棒通常採用擴大孔，並且可能需要銲接墊圈將力從基礎板傳遞到錨定鋼棒，當剪力通過錨定鋼棒傳遞時，會使錨定鋼棒產生彎曲。

儘管必須考慮銲接和施工問題，但對於需傳遞很大剪力載荷時，應考慮使用剪力樺。如果還有拉力與(或)傾覆載荷時，則需再採用錨定鋼棒來抵抗。

基礎具有很大的邊距時，混凝土的破壞強度將由混凝土的斷裂控制；ACI 318 第 17 章中規定的混凝土容量設計(CCD)方法可提供相對準確的混凝土主要強度估算。對於邊距較小的基礎，混凝土剪力樺

破壞強度由混凝土的拉力強度控制。ACI 349(ACI,2006)和 AISC 設計指南 1，底板和錨定鋼棒設計 (AISC,2010b)中以 45°圓錐破壞法提供了合理估算混凝土剪力樺強度。依據剪力樺有限的物理試驗，建議以這兩種方法中所得之強度較低者來估算混凝土剪力樺破壞強度(Gomez et al., 2009)。

在埋入柱的情況下，可以利用周圍混凝土的承載強度。需注意必須將混凝土構件設計為抵抗所受之力，並將其傳遞到基礎的其他部分或土壤中。

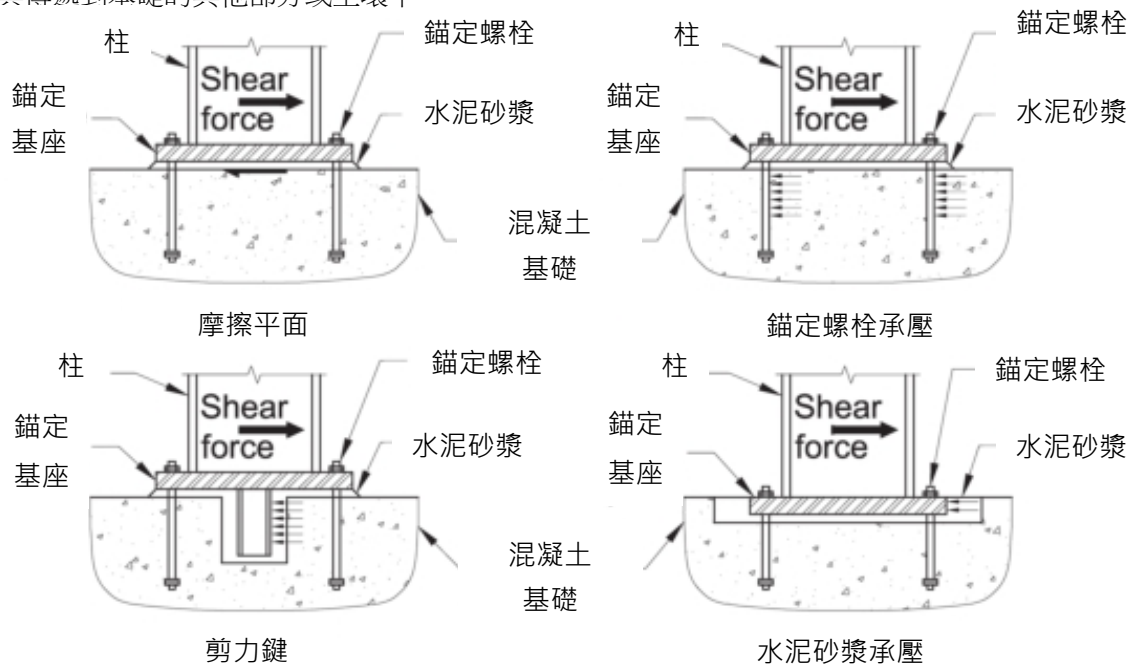


圖 C14.4.2-5 剪力傳遞機制—柱之支承基礎

當柱基板埋置於基礎內時，可以視為如剪力樺可以傳遞剪力。有時透過鉚接到柱的鋼筋將剪力傳遞到混凝土梁上較為方便。圖 C14.4.2-6 說明了兩個將剪力傳遞到混凝土梁的範例。鋼筋必須有足夠長度使地梁鋼筋能夠搭接，以將力傳遞給基礎其他位置。

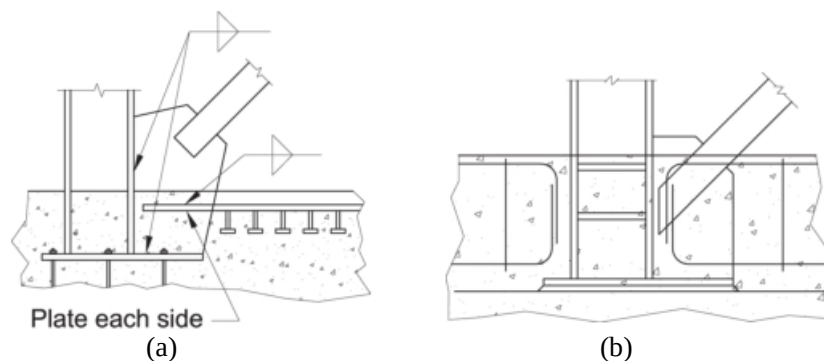


圖 C14.4.2-6 剪力傳遞至混凝土梁範例

c. 需求彎矩

採用彎矩接合與基礎連接的抗震系統柱基座，包含與柱基板相接之連接件，其需求彎矩應為下列與柱基座相接鋼構件之需求接合彎矩的總和。

(a)對於對角斜撐，其需求彎矩應至少為對角斜撐接合的需求彎矩。

(b)對於柱構材，其需求彎矩應為下列之小者：

(1)柱構材之 $1.1R_y F_y Z / \alpha_s$ 。

(2)若柱基座或基礎之韌性限制狀態控制設計時，為依超強地震力計算所得的彎矩。

解說：(本節解說尚未討論)

柱與柱基板採鉸接接合時，其彎矩可忽略不計。

撓曲構架的柱基板可有幾種不同的類型，如下所示：

- (1) 能提供剛性底座之組件，該剛性底座組件夠堅固能使柱產生降伏。設計人員應採用與剛性完全束制連接相同之設計原則。這樣的連接可以採用厚底板、直角、蓋板或其他必要之加強以形成柱鉸接。在使用直角型接合時，鉸接會出現在直角以上，應適當考慮鉸接處柱之穩定性。剛性底座組件範例請參見圖 C14.4.2-7，可以將其設計為鉸接柱。在某些情況下，會在混凝土梁中發生降伏而不是在柱，在此情況下，混凝土梁設計應符合 ACI 318 第 18 章的規定。

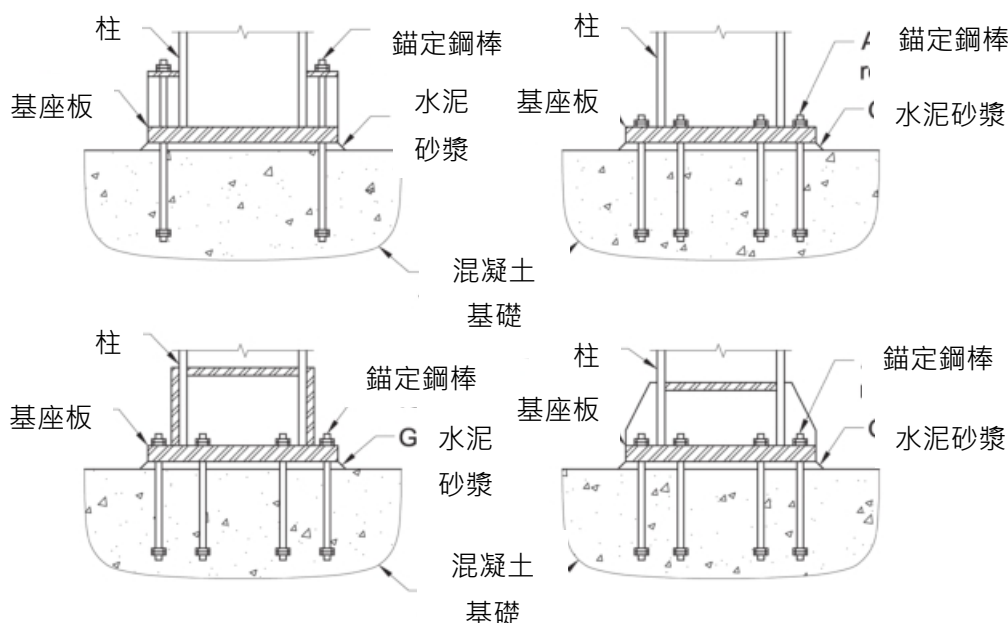


圖 C14.4.2-7 彎矩構架之剛性基座範例

- (2) 在大尺寸柱底部可限制變位角，並且使用“樞接基礎板”。設計人員應確保能夠將所需柱底板和錨定鋼棒之抗剪承載力保持在可能發生的最大旋轉角。如果不採取特殊措施，柱基板之連接通常會提供部分旋轉固定。
- (3) 依據規範 14.4.2.6 節第 c 之(b)之(2)項的要求，柱基板彎矩必須大於等於使用超強地震力計算所得出之彎矩。由於此力矩小於柱之抗彎強度，因此必須確保在接合或基礎處都可產生韌性的極限狀態，以避免接合失敗。若允許柱在某些彎矩下，其行為有如固接，但其柱產生如鉸接前柱底已產生降伏，則可採“部分固定”之接合。可以透過類似於端板接合之柱基板彎曲，作為錨定基座之彎曲構件、基礎之延性降伏、基礎之上舉或錨定鋼棒的伸長來達成。針對後者，ACI 318 第 17 章提供相關規範，以確保錨定鋼棒的伸長早於混凝土破裂的發生。
- (4) 柱基板可連續到假設之地震基面以下(例如：埋於基礎、侷促空間或地梁)，以此方式則柱基板無需剛性連接，亦能確保柱子的固定性。設計者應了解柱會發生鉸的行為，即在地震基面之上或在地梁中。如果預期柱在地梁中會出現鉸的行為，則須符合 ACI 318 第 18 章的規定設計地梁。應以構架的預期強度 $R_y F_y$ ，來計算地震力基面下柱端的水平剪力。有關柱基板固定在地梁內的範例，請詳圖 C14.4.2-8。

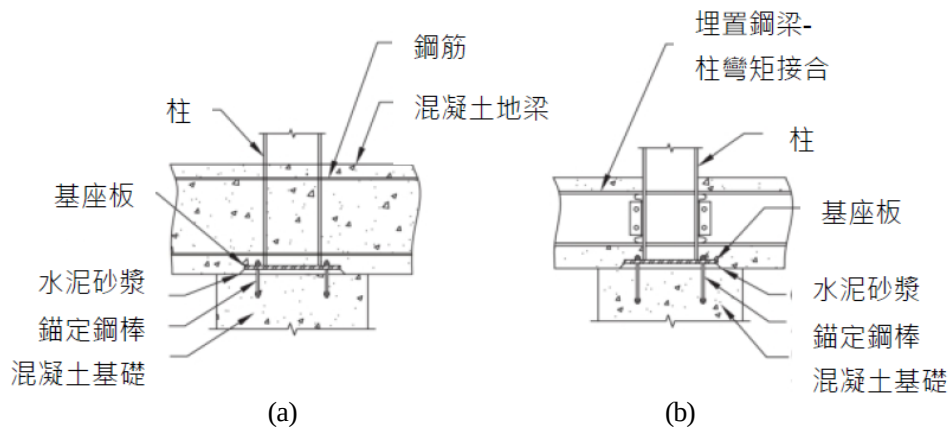


圖 C14.4.2-8 柱基板固定於地梁內範例

根據實驗觀察，當發展出以下任一降伏條件時，柱基板將可達到其極限強度(Gomez et al.,2010)：

- (1) 柱基板受拉側和受壓側的彎曲降伏。
- (2) 受拉側錨定鋼棒受軸向力降伏。
- (3) 混凝土或水泥砂漿的擠碎破壞。

歷史上，三角形混凝土應力塊和矩形混凝土應力塊都可用於柱基板板分析。矩形應力塊與試驗結果具有最佳的一致性(Gomez 等人, 2010)。

14.4.2.7 複合接合

本節適用於建築物採用鋼與混凝土複合系統的接合，其中，地震力在鋼與鋼筋混凝土構件間傳遞，其接合強度的計算方法應符合本節規定。除非接合強度是以分析或試驗決定，否則用於接合設計的模型應符合下列規定：

(a)鋼與鋼筋混凝土間的力量傳遞應藉由：

- (1)內部承壓機制的直接承壓；
- (2)剪力接合；
- (3)由垂直於剪力傳遞面的鋼筋所提供夾持力的剪力摩擦；
- (4)上述方法的組合。

允許組合不同機制的貢獻，惟這些機制的勁度與變形容量應相容。就接合傳力機制的目的而言，應忽略鋼結構與鋼筋混凝土間的任何潛在握裹強度。

(b)標稱承壓與剪力摩擦強度應符合「混凝土結構設計規範」的規定。除非經反復載重試驗證實具有較高的強度，否則複合抗震系統之標稱承壓與剪力摩擦強度應折減25%。

(c)當鋼梁埋入鋼筋混凝土柱或牆時，應於鋼梁翼板間提供由加勁板組成的面承壓板。

(d)接合中鋼筋混凝土構件的全部拉力應由鋼筋提供；混凝土圍束應由橫向鋼筋提供。所有鋼筋應充分發展拉力或壓力，若需要，應超出不需抵抗力量的範圍。伸展長度應依「混凝土結構設計規範」規定決定。

(e)複合接合應符合下列額外規定：

- (1)當以樓版傳遞水平力時，應設計並錨定樓版鋼筋，以提供樓版中所有臨界斷面的面內拉力，包括與集力梁、柱、對角斜撐與牆的相連接合。
- (2)對於鋼或複合梁構材與鋼筋混凝土或包覆型複合柱構材間的接合，柱構材接合區應提供橫向箍筋，以符合「混凝土結構設計規範」的規定，以下修正者除外。

- (i) 構入接合之型鋼在銲接至梁翼板之間面承壓板寬度範圍內被視為提供圍束者。
- (ii) 當續接的圍束由面承壓板或防止混凝土保護層剝落的方法提供時，周圍的橫向鋼筋允許疊接續接。
- (iii) 鋼筋混凝土或複合柱構材之縱向鋼筋尺寸與配置，應進行細節設計，以減少穿越梁柱接合之鋼筋，因傳遞接合區深度由柱彎矩變化所引致之高應力產生的滑移。

解說：(本節解說尚未討論)

合成構材的接合簡化了傳統鋼結構和混凝土結構相關之特殊情況。例如，與結構鋼相比，合成構材的接合避免或減少使用現場銲接，且與鋼筋混凝土相比很少發生主梁鋼筋錨定和伸展長度的問題。

考慮到合成結構和接合許多的替代配置，合成結構中的接合幾乎沒有標準細部詳圖(Griffis,1992；Goel,1992a；Goel,1993)。但是，可以針對適用於地震設計中多個接合細節進行測試。迄今為止大多數合成結構中，工程師都使用基本力學、平衡、鋼構和混凝土結構的現行規範、測試數據和良好的判斷力來設計接合。本節中的規定旨在透過立基本行為假設來幫助標準化和改進接合設計，這些基本行為假設用於開發設計模型，且該模型滿足抗震設計接合中的內力平衡。

一般規定

變形能力的要求既適用於僅受重力之接合，也適用於地震力抵抗系統之接合。僅受重力之接合其延展性需求旨在避免重力接合出現破壞，因為重力接合可能具有旋轉束制，但旋轉能力有限。例如，圖 C14.4.2-9 說明鋼筋混凝土牆和鋼梁間之接合，該接合旨在抵抗重力載荷，而不是地震力抵抗系統的一部分。但是需要將接合設計為在結構非彈性地震變形下施加的旋轉與(或)彎矩下保持其垂直抗剪強度。

依據接合構材之標稱強度計算所需的接合強度時，應考慮所有可能使標稱強度到一般設計計算值以上之構材。例如，在梁設計中常常忽略由樓版鋼筋提供的負彎矩強度，但其會增加通過梁到柱接合的彎矩。另一個例子為填充的中心結構斷面(HSS)支撐，在確定所需的接合強度時應考慮因混凝土而導致支撐的拉伸和壓縮強度增加的情形。由於對這些條件是針對具體情況評估，因此這些條款未規定任何允許強度來補充超強度的狀況。但是接合之鋼構材、混凝土或合成構材中鋼筋需要依據預期降伏強度來計算所需之接合強度。

標稱接合強度

通常，鋼構和混凝土之間力量之傳遞將通過附著力、粘結力、摩擦力和直接承載力來達成。標稱強度計算不允許包含附著與粘結力，因為：(1)這些機制在非彈性反復載重是無效的；及(2)力量轉移的有效性將隨著鋼構表面狀況以及混凝土的收縮和固結而產生極大變化。

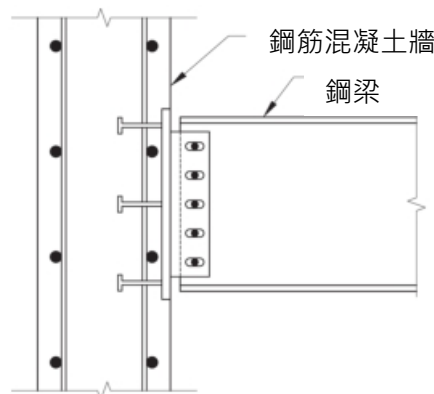


圖 C14.4.2-9 垂直載重下鋼梁與鋼筋混凝土牆之剪力接合

來自鋼筋綁紮或螺栓夾擠行為或載重壓應力的摩擦力傳遞計算，應依據 ACI 318 的規定來計算。由於 ACI 318 中的剪力摩擦力規範主要是基於單向試驗，其值與預期較大非彈性反復應力處減少了 25%。

該值的降低，除其未出現於 ACI 318 中，且於本文亦缺乏有關合成結構的配置經驗，故可視為保守的需求。

在許多合成材料接合處，鋼材會被包覆於混凝土中，這可抑制或完全防止局部挫屈。對於可能產生非彈性反復載重的耐震設計，混凝土包覆效果只在混凝土得到適當圍束下才有效。圍束的其中一種方法是將鋼筋完全錨定到構材的圍束核心中(詳 ACI 318 第 18 章中關於箍筋的要求)。另外，在混凝土包覆厚度非常厚的情況下，即使沒有利用鋼筋特別加固，構材仍有可能產生足夠的圍束效果。後者的圍束效果應透過試驗來證實。

對於鋼梁(或合成梁)和鋼筋混凝土(或合成)柱之間的完全包覆連接如圖 C14.4.2-10 所示，梁柱節點區的標稱剪力強度，可以鋼筋混凝土與鋼剪力板之貢獻加總計算(詳圖 C14.4.2-11)。用於計算梁柱節點區標稱剪力強度的這種強度疊加被用於細部設計指南(Deierlein et al., 1989; ASCE, 1994; Parra-Montesinos and Wight, 2001)中，這些合成接頭受到試驗數據支持(Sheikhet al., 1989; Kanno and Deierlein, 1997; Nishiyama et al., 1990; Parra-Montesinos and Wight, 2001)。

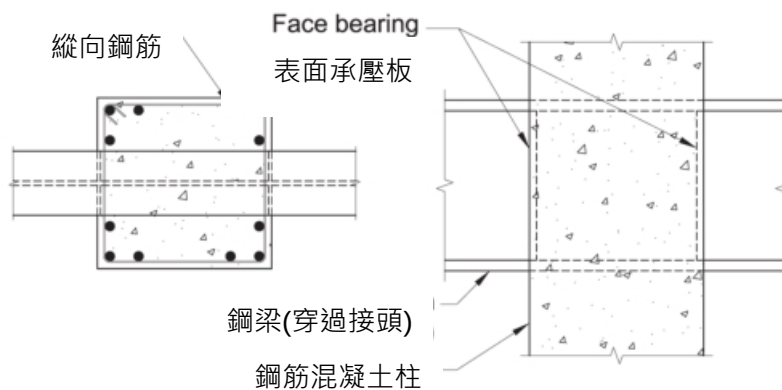


圖 C14.4.2-10 鋼筋混凝土柱與鋼梁之彎矩接合

接合區域內及周圍的鋼筋具有抵抗計算拉伸內力及提供混凝土圍束的雙重作用。可使用滿足平衡的模型來計算拉伸內力(例如，古典的梁柱理論、近似桁架、壓拉桿模型)。圍束需求通常是基於試驗資料和過去結構性能表現所推衍的經驗模型(ACI, 2002; Kitayama et al., 1987)。

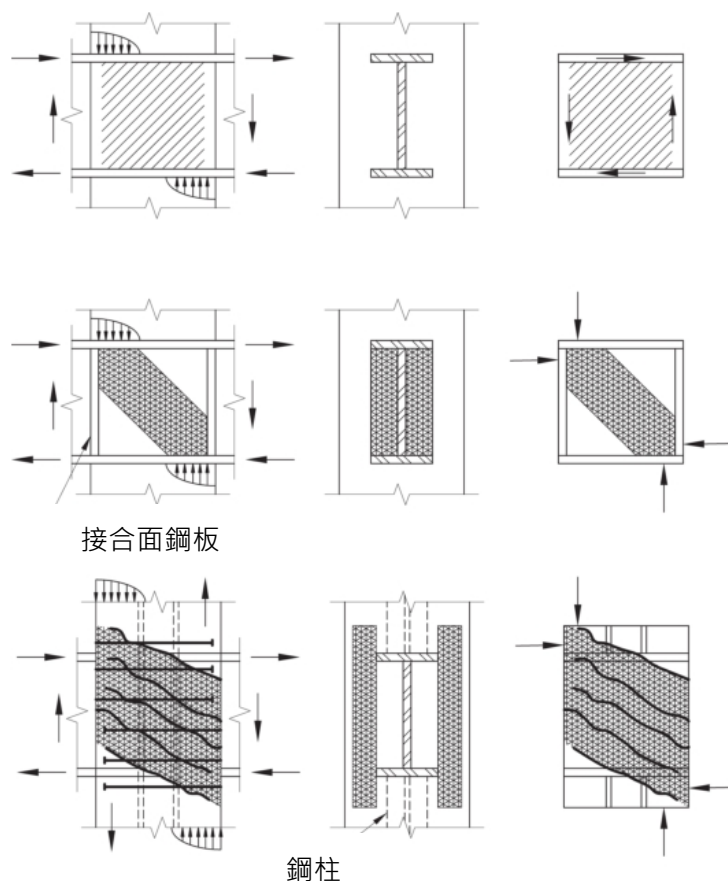


圖 C14.4.2-11 鋼梁與鋼筋混凝土柱接合區之剪力傳遞機制(Deierlein et al.,1989)

- (1) 在諸如合成部分抗彎矩構架(C-PRMF)的接合中，混凝土樓板與鋼柱間力的傳遞需要詳細描述。對於 C-PRMF 中的接合(詳圖 C14.4.2-12)，混凝土對鋼柱翼板的握裹強度須被檢查(Green 等人, 2004)。只有樓板實心的部分(肋梁上方的區域)應被計算，並且標稱握裹強度應被限制在 $1.2f'_c$ (Ammerman and Leon,1990)。此外，因為力的傳遞意味著將於樓板鋼筋與柱翼板間形成很大的壓桿，所以應在樓板中提供足夠的橫向鋼筋以形成拉桿。根據平衡計算，橫向鋼筋量應與提供的縱向鋼筋量相同，並且應在有效板寬的任一邊至少延伸 300 mm。
- (2) 由於接頭尺寸限制及鋼筋壅擠的情形，所以通常難以依 ACI 318 所指定柱橫向鋼筋於接頭的伸展長度。因此，重要的是在 ACI 318 第 18 章及 ACI 352R-02(ACI,2002), Kitayama 等人(1987), Sheikh and Uzumeri(1980), Park 等人,(1982),與 Saatcioglu(1991)中對鋼筋混凝土接合的特殊要求及建議。類似圖 C-D2.10 合成梁柱接頭的試驗數據(Sheikh et al., 1989; Kanno and Deierlein,1997; Nishiyama et al., 1990)指出附著在鋼梁表面上的受力(加勁)板，提供了有效的混凝土圍束。
- (3) 就如鋼筋混凝土接合一樣，在通過梁柱接頭傳遞大圍束應力到柱鋼筋時，導致鋼筋在極限荷載產生滑移。現今實務上依據 ACI 352R-02 所述，透過限制縱向鋼筋的最大尺寸來控制鋼筋混凝土接頭之鋼筋滑移。

目前，本文還沒有任何定義梁柱節點區的剪力強度規範；然而，對該項目已有相關研究進行。下列即為研究中計算填充型合成構材梁柱節點區的剪力強度公式：

$$V_n = V_c + V_{st} + V_{wn} \quad (C14.4-1)$$

其中：

$$V_c = 0.586\gamma A_{cp} f'_c \cdot tf \text{ (kN)} \quad (C14.4-1)$$

γ : 28(填充型矩形柱)。

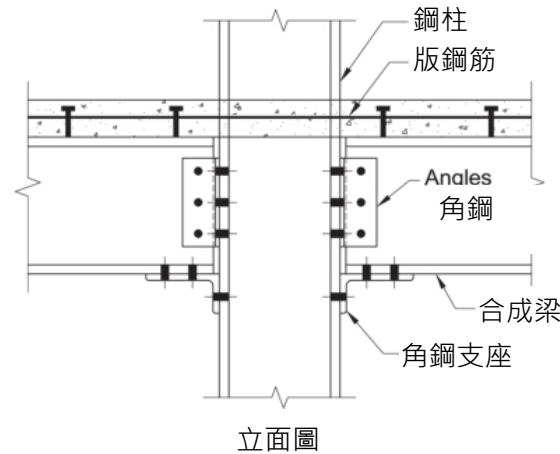
: 24(填充型圓形柱)。

A_{cp} : 節點區的混凝土核心面積， cm^2 (mm^2)。

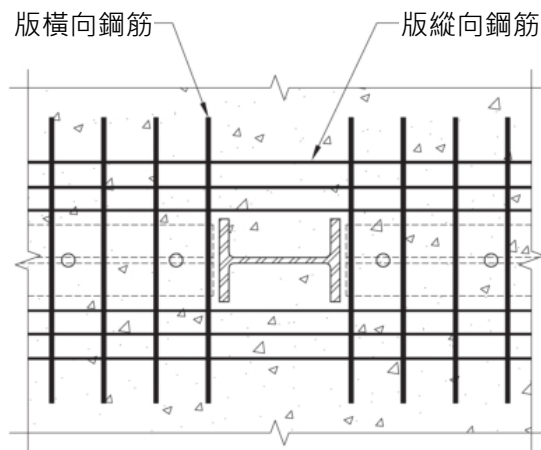
V_{st} ：根據規範 10.4.1 節計算之填充型合成柱剪力強度，tf (kN)。

V_{wn} ：根據規範公式(8.2-1)計算之直通梁接合中鋼梁腹板的剪力強度，tf (kN)。

填充型合成柱的梁柱節點區抗剪強度方程式是基於 Elremaily 和 Koester (2000)進行的研究。填充合成材料柱的面板區域抗剪強度方程式是基於 Elremaily 和 Koester (2000)進行的研究。這些方程式的使用已由 Fischer 和 Varma (2015)進行了說明。



立面圖



平面圖

圖 C14.4.2-12 合成部分抗彎矩構架的接合

14.4.2.8 鋼錨定

當鋼擴頭錨定器或銲接鋼筋錨定器用於中等或特殊抗震系統時，其剪力與拉力強度應依第十章規定之強度折減25%，且鋼擴頭錨定器直徑應不大於19 mm。

解說：(本節解說尚未討論)

對於採用中級或特殊地震力抵抗系統的結構中，以超強地震力設計的重力與匯集構材不需折減 25%。承受剪力與剪力和拉力的組合載重的鋼擴頭釘錨定器試驗顯示強度會隨著反復載重而降低(McMullin and Astaneh-Asl, 1994; Civjan and Singh, 2003; Saari et al., 2004)。Pallarés 和 Hajjar(2010a, 2010b)收集了大量的鋼擴頭釘錨定器承受剪力與剪力和拉力的組合載重的試驗數據，並記錄了合成構材在中級或特殊地震力抵抗系統(SFRS)，若鋼擴頭釘錨定器降伏則設計強度會降伏 25%，符合規範中對鋼擴頭釘錨定器受反復載重而降伏時設計強度會降低是適當的。依據(Lee et al., 2005； Wang et al., 2011)的試驗數據確認直徑達 2.5cm(25mm)的鋼擴頭釘錨定器在承受單向荷載時的設計強度。然而，適用的反復載重試驗數據幾乎用於直徑最大為 1.9cm(19mm)的鋼擴頭釘錨定器，因此，規定將鋼擴頭釘錨定器的直徑限制在 1.9cm (19mm)以下。

14.4.3 非抗震系統構材與接合的變形諧合

當依「建築物耐震設計規範」之規定，非抗震系統之構材與接合須符合變形諧合時，其構材應設計以抵抗重力載重效應與側向變形效應的組合，其中，側向變形是依「建築物耐震設計規範」考慮韌性計算所得之設計層間位移。

解說：(本節解說尚未討論)

ASCE / SEI 7 規範對於鋼結構及合成構材與接合皆規定上述之要求。應考慮規範 11.1.2 節允許構材端部旋轉的撓曲剪力接合以符合本要求。在構材能提供自限性(self-limiting)且不會造成不穩定的變形時，其接合或構材可允許非彈性變形。

受地震力作用下地震力抵抗系統(SFRS)之樓層變位，其中不屬於 SFRS 的構材及其接合可能會承受重力載重以外的力。ASCE/SEI 7 之 12.12.5 節要求，不屬於 SFRS 的結構桿件必須能夠抵抗重力載荷以及由於地震力作用下而產生層間位移所導致之任何附加力的共同作用。由設計層間位移而導致的載重效應需考慮極限或係數化載重。在不導致不穩定狀態的情況下，在這些載重下，構材和接合的非彈性變形是可接受的。

相鄰樓層的不均勻層間位移可能會在多層樓的柱中產生顯著的彎矩。這些彎矩通常發生在變位最大的樓層。當在樓層中提供適當的側向支撐，並且採用結實斷面的柱時，則可以承受這些彎矩所引起柱的非彈性降伏(Newell and Uang, 2008)。由這些彎矩引起柱續接處的高剪力，於規範 14.4.2.5 節第 c 項已有定出柱的抗剪強度需求。規範 14.4.2.5 節第 a 項中對柱續接位置的要求，目的在將柱續接位置置於彎矩較小之處。同樣地，於規範 14.4.2.6 節第 b 項亦有定出因層間位移所產生的柱基底剪力。

不論單層或多樓層柱有斜柱存在時，層間位移的 $P-\Delta$ 效應也會在大梁中產生額外軸力。梁柱接頭或橫隔板設計時，應考慮能抵抗由斜柱所產生的水平力。對於斜率固定的單層或多樓層柱，只有在樓層中的梁反力有水平存在，才能在該層達到力平衡。然而，多樓層柱當相鄰樓層間柱斜率不同時，整支柱的軸力會參與其中，使水平向的力達到平衡。圖 C14.4.3-1 比較了斜柱對樓層水平力的影響。同樣地，多樓層柱於樓層間有不同的層間位移時，將使柱產生彎矩及剪力，梁與有固定斜率的柱採簡單接合時，則不會產生彎矩。

未使用等值側向力分析法來精確估算層間位移量，而使用模態反應譜分析來估算層間位移量也是有問題的，因為在軟體分析中不是每個模態逐一追蹤的。然而，柱的剪力可由模態追蹤。另外，水平力可透過將柱與橫隔板分離並以連接構件方式來決定。也可改以變化柱斜率來計算，該變化可由彎矩(模態追蹤)來估算。

梁柱接頭需要設計合理且簡單的接合，以避免產生顯著的彎矩。根據規範 11.1 節，接合處的非彈性變形是種可接受的方法來達到需求轉角。可參考 AISC 鋼結構設計手冊(AISC, 2011)Part 10 的標準剪力接合，使接合處可充分的轉角而不會產生顯著的彎矩。已證明支撐重力載重的雙角鋼可達到 0.05 至 0.09 強度的最大轉角，而且適用於含重力和軸力組合如寬翼 T 型鋼之接合，亦被證明可達到 0.05 至 0.07 強度的轉角(Astaneh-Asl, 2005a)。剪力板的接合(單向板)雖然剛度較雙角鋼大，受重力載重下仍顯示出可承受 0.026 至 0.103 強度的旋轉以及受反復載重下可承受 0.09 強度的旋轉(Astaneh-Asl, 2005b)。注意，若減少剪力板中螺栓的數量，則剪力板接合深度亦會減小，將會增加剪力板的旋轉角度。其他梁柱接合形式，若能提供足夠的旋轉韌性亦可被接受。AISC 鋼結構設計手冊的 PART9 中，提供了具有旋轉韌性之端板及 WT 接合方式指南，可應用於各種接合以確保韌性。

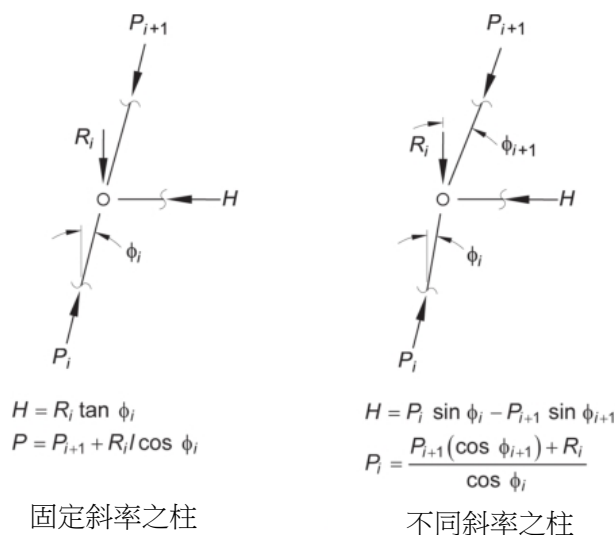


圖 C14.4.3-1 斜柱對層間水平力的影響

梁柱採彎矩接合，可能會由於層間位移而有承受非彈性的旋轉需求，因此需有詳細設計，以保持重力下能支撐，並在設計層間位移時提供對地震力(例如軸向力集力構材)的任何所需抵抗之力。滿足一般抗彎矩構架要求的接合或符合特殊同心斜撐構架(SCBF)、偏心斜撐構架(EBF)、挫屈束制斜撐構架(BRBF)的梁柱接頭的接合連接板需求(例如規範 14.11.2.6 節第 b 項)均提供了此種抵抗力和變形能力。

14.4.4 H 型鋼樁

14.4.4.1 設計規定

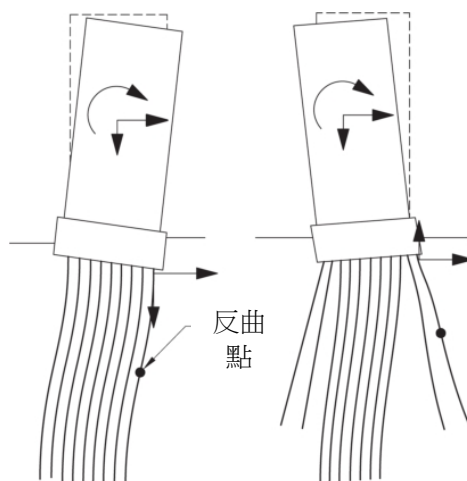
H 型鋼樁的設計應符合本規範受組合載重構材設計的規定，且符合 14.4.1.1 節中等韌性構材的規定。

解說：(本節解說尚未討論)

有關 H 型鋼樁耐震設計的規定是基於有關 H 型鋼樁在近期地震(包括 1994 年北嶺地震)中的實際行為的數據(Astaneh-Asl 等人, 1994)以及全尺度反復載重的樁試驗結果(Astaneh-Asl 和 Ravat, 1997)。在試驗中，五個具有鋼筋混凝土樁帽的 H 型鋼樁，承受實際大地震中的垂直及水平反復變位。有三個試體是垂直樁，兩個試體是斜樁。試驗中三個垂直樁試體在反復載重作用下，在鋼筋混凝土樁帽下方的鋼樁中形成了具很好延展性且穩定的塑鉸。當施加非常大的非彈性反復荷載，在塑鉸區域內的翼板會產生局部挫屈。最終，翼板在低週次反復載重下產生疲勞斷裂或樁產生整體的挫屈。然而，樁在局部挫屈區域發生破壞之前，塑鉸旋轉已超過 0.06 弧度及超過 20 次反復載重，垂直樁可承受 40 到 65 迴圈的極大非彈性反復垂直和水平位移。

在地震發生之前，特別是垂直樁主要承受重力所造成的垂直載重。在地震發生期間，樁會受到垂直及水平位移，如圖 C14.4.4-1 所示。這些水平、垂直位移會在樁中產生軸力(軸壓力和可能的上舉拉力)、彎矩及剪力。

在上層較軟的土壤或土壤易於發生液化的位置，樁可能會橫向產生特別大的變位。以 1994 年北嶺地震中的 H 型鋼樁性能表現為例(Astaneh-Asl et al., 1994)，對 H 型鋼樁上層位於軟土中或部分裸露的情況進行了研究。在 H 型鋼樁試驗中，將實際的水平、垂直反復位移施加於樁試體。圖 C14.4.4-2 顯示一個試體承受軸力與彎矩的試驗結果。根據試驗結果得出 H 型鋼樁的設計，應依據規範中含有載重組合的規定來進行。位於軟弱土壤的 H 型鋼樁預計會發生顯著的橫向位移及彎矩，並可能在樁帽下方產生塑鉸。因此，置於軟弱土壤的 H 型鋼樁須用結實斷面，確保其韌性以發展出非彈性行為。Astaneh 對 H 型鋼樁的研究說明採用結實斷面的翼板不如求嚴格要求寬翼梁的寬厚比，具有更好的性能。



(a)僅有垂直樁

(b)垂直樁及斜樁並存

圖 C14.4.4-1 力量各別施加於樁時樁所產生的變形

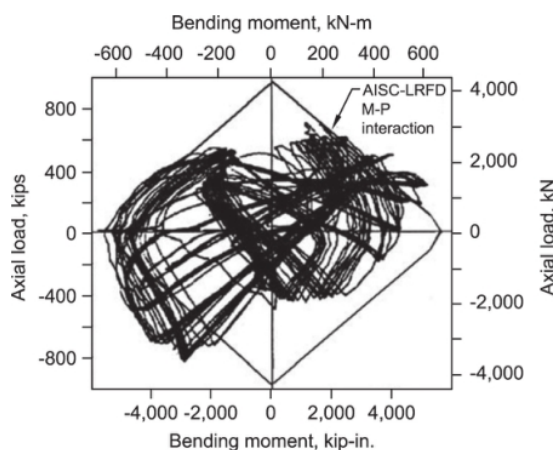


圖 C-D4.2. H 型鋼樁同時受軸力及彎矩試驗之交互影響圖

14.4.4.2 傾斜 H 型鋼樁

樁群中同時存在斜樁與垂直樁時，垂直樁應設計為單獨承載靜載重與活載重的組合效應，不計入傾斜樁的貢獻。

解說：(本節解說尚未討論)

由垂直 H 型鋼樁試體顯示承受反復載重時，具有非常好的延展性及顯著的消能效果。對 1994 年北嶺地震中 H 型鋼樁性能的案例研究(Astaneh-Asl et al., 1994)顯示，群樁中僅垂直樁才具有此優異性能。而斜樁試體顯示其延展性不

如垂直樁。斜樁在破壞前，僅能承受 7 至 17 次的大非彈性反復載重。根據相對有限對斜樁受實際地震時的資料，有可能在大地震發生期間，群樁中的斜樁有可能發生破壞，且於震後無法再承受載重。因為有前述的可能性，不建議以受損的斜樁來承受載重，除非有經過實際的反復載重試驗，證明在大地震後能承受一部分的載重。耐震設計屬於類別 D、E 和 F 中的垂直樁，應設計能單獨承受載重，且不計斜樁的貢獻。

14.4.4.3 拉力

每根樁的拉力應以機械方式，如剪力樺、鋼筋或鉚接至樁埋入的短桿件，傳遞至樁帽。

對於H型鋼樁，樁帽與樁間接合的設計拉力應不小於鋼樁壓力容量的10%。

例外：接合的抗拉容量不需大於超強地震力效應的需求強度。在包含超強地震力的設計中，當基礎或支承結構不依賴樁的拉力容量維持穩定性時，接合不需設計抵抗拉力。

解說：(本節解說尚未討論)

由於傾倒力矩，樁可能有拉力產生。受拉力的樁在其埋入區域內應具有足夠的機械構件，使能樁所承受之拉力傳遞至樁帽或基礎內。

14.4.4.4 保護區

每根樁自樁帽底部往下一倍樁徑的長度範圍，應指定為符合14.4.1.3與14.15節規定的保護區。

解說：(本節解說尚未討論)

在預期的大地震下，於軟弱土壤中的 H 型鋼樁，在樁帽或基礎下方將產生塑鉸。故在樁帽下方長度等於樁斷面深度內，禁止使用機械構件和銲接。該區域因此被定義為保護區。

14.5 普通抗彎構架

14.5.1 適用範圍

普通抗彎構架應依本節規定設計。

14.5.2 設計基準

依本節規定設計之普通抗彎構架，其構件與接合預期提供最小非彈性變形容量。

解說：(本節解說尚未討論)

與部分抗彎構架(IMF)系統及特殊抗彎構架(SMF)系統相比，普通抗彎構架僅預期提供較低等級之非彈性變形能力。為補償此較低等級之韌性，普通抗彎構架使用較小 R 值設計，提供較部分抗彎構架及特殊抗彎構架大之側向強度。此高強度、低韌性之普通抗彎構架系統，其研究與試驗較高韌性系統者少，因此普通抗彎構架系統之設計規定大多基於學理判斷，而較少基於研究證據。由於普通抗彎構架有限的韌性，與對其韌性性能的有限瞭解，因此ASCE/SEI 7(ASCE, 2016)規範中設定其使用時之有效的高度與其他限制。

雖然普通抗彎構架之設計基準為提供最小非彈性變形能力，但針對如部份及特殊抗彎構架之要求能力則無量化的定義。即便缺少量化的非彈性變形規定，但普通抗彎構架設計之整體目的，為避免在側向載重作用下所反應之高脆性行為。

提供最小非彈性變形能力，即避免高脆性行為，此普通抗彎構架設計規定之基本目的為，在地震載重下之反應，接合破壞不應為第一個顯著非彈性事件，此乃基於接合的破壞一般為鋼結構中韌性較差的破壞模式之一。因此，隨著普通抗彎構架之側向載重的增加，其目的為此彈性反應的限制非由接合破壞控制，而以其他極限狀態控制，如達到梁柱構件之極限撓曲強度或極限剪力強度，或達到交會區之極限剪力強度等。對於如部分抗彎構架與特殊抗彎構架之較高韌性系統而言，欲將非彈性發生於特定構架元件，例如特殊抗彎構架之非彈性變形欲主要以梁構件撓曲降伏形式提供，普通抗彎構架不適用此非彈性變形形式，而允許初始非彈性反應發生於任一構架元件。

因此，對於普通抗彎構架之基本設計要求，乃提供具有強壯接合之構架，即如上所述，接合應有足夠的強度，使構架在地震荷重下之反應，接合破壞不應為第一個顯著非彈性事件。此適用於構架中所有接合，包含梁柱接合、柱續接與柱底接合。14.4.2節涵蓋普通抗彎構架之柱續接與柱底接合之規定，

14.5.6節則包含梁柱接合之規定。

普通抗彎構架所考慮之設計及細節規定，其限制較部分抗彎構架及特殊抗彎構架者少。普通抗彎構架之規定試圖涵蓋困難或不可能符合部分抗彎構架或特殊抗彎構架資格之大部分抗彎構架系統，包括如金屬建築系統、隅撐構架、梁與(或)柱構件為桁架之抗彎構架(但非特殊桁梁抗彎構架)、梁與(或)柱構件為鋼管之抗彎構架等。

普通抗彎構架之隅撐系統-隅撐系統乃使用一軸力斜撐構件將梁與柱構件結合形成一抗彎接合者，藉由梁與柱之撓曲強度抵抗側向載重，此系統能設計成為一普通抗彎構架。隅撐系統可考慮為類似拱頭型式接合之抗彎構架；此梁柱接合同時承受軸力與剪力，而隅撐僅承受軸力。隅撐系統之設計方法是為了設計梁柱接合、斜撐及斜撐端部接合發展至柱或梁或可被系統傳遞最大彎矩 $1.1R_y M_p / \alpha_s$ 所需之力， M_p 為柱或梁與隅撐系統相交點之塑性撓曲強度。柱與梁構件在隅撐處，應提供直接或間接之面外側向支撐，以符合規範附錄F之規定。

14.5.3 分析

本系統無分析相關規定。

14.5.4 系統規定

本系統無系統需求相關規定。

解說：(本節解說尚未討論)

不同於特殊抗彎構架，對於普通抗彎構架沒有梁柱彎矩比(即強柱弱梁)之規定。因此，普通抗彎構架系統可設計使非彈性發生於柱構件上。

14.5.5 構材

14.5.5.1 一般規定

除本規範限制外，普通抗彎構架之構材無其他寬厚比限制，且梁與其接合亦無穩定性側撐規定；結構用鋼梁允許與鋼筋混凝土版複合共同抵抗重力載重。

14.5.5.2 保護區

普通抗彎構架之構材無指定保護區。

解說：(本節解說尚未討論)

不同於特殊抗彎構架，對於普通抗彎構架沒有梁柱彎矩比(即強柱弱梁)之規定。因此，普通抗彎構架系統可設計使非彈性發生於柱構件上。

14.5.6 接合

梁柱接合可為符合本節規定之完全束制或部分束制抗彎接合。

14.5.6.1 關鍵銲道

梁翼與柱之全滲透開槽銲道為關鍵銲接，且應符合14.2.2與14.15.2.3節之規定。

14.5.6.2 完全束制抗彎接合

完全束制抗彎接合為地震力抵抗系統之一部分者應符合下列規定之一：

- (a)完全束制抗彎接合之需求彎矩應取梁構材預期撓曲強度 $R_y M_p$ 之1.1倍且除以 α_s 設計，其中 $\alpha_s = 1.0$ (載重與強度因子設計法)， $\alpha_s = 1.5$ (容許強度設計法)。

接合之需求剪力 V_r 應依下式之容量設計地震力效應 E_d 決定：

$$E_{cl} = 2(1.1R_y M_p) / L_{cf} \quad (14.5-1)$$

其中：

L_{cf} ：梁構材淨長，cm (mm)。

M_p ：梁構材塑性彎矩， $= F_y Z$ ，tf-cm (kN-mm)。

R_y ：預期降伏應力與規定最小降伏應力 F_y 之比值。

連續版配置應符合11.10節之規定。

- (b)完全束制抗彎接合的需求彎矩與需求剪力，應分別以系統傳遞至接合處之最大彎矩與對應的剪力設計，且應包括材料超強與應變硬化效應。

除使用系統傳遞至接合處之最大彎矩作為需求撓曲強度設計連續板外，連續板設計應符合本節第(a)項的規定。

- (c)寬翼梁構材與寬翼柱構材翼板之完全束制抗彎接合應符合14.6.6節或14.7.6節規定，或符合下列規定：

(1)梁翼板應以全滲透開槽銲道與柱翼板接合。

(2)梁構材之腹板扇形開孔應採用經驗證能提供接合所需強度與變形的形狀與品質要求。

(3)連續板與柱翼板銲接接合之需求強度應不小於連續板與柱翼板接觸面之可用強度。或者，連續板應符合14.7.6.6節第2項之規定。

(4)梁腹板與柱翼板接合，應於上下扇形開孔間使用全滲透開槽銲接，或使用栓接單板剪力接合，依14.5.6.2節第(a)項之需求剪力設計。

解說：(本節解說尚未討論)

限制傳遞至接頭之最大彎矩與其對應之剪力的可能因素包括柱降伏、交會區降伏，以及使用漸變腹板構件時梁距離接合一段距離所產生之撓曲強度。

對全束制抗彎接合而言，交會區之剪力強度應依據鋼造建築結構設計規範(AISC 360-10)J10.6節條文檢核。交會區之需求剪力強度應根據適用的建築規範不含超強地震力之載重組合所得之梁端彎矩計算。

對於依據包含特殊、部分與普通抗彎構架之相關條文設計的所有抗彎構架系統，其梁柱接合皆視為影響構架耐震性能之關鍵元素。對於特殊與部分抗彎構架系統，接合設計必須基於符合14.16.2節之驗證試驗，或藉由符合14.16.1節預先驗證接合的使用。對於普通抗彎構架，其接合不須預先驗證，也不需經試驗驗證。當然，梁柱接合之設計可依據強度計算或規定的要求。本節提供普通抗彎構架之梁柱接合設計與細節。

本節提供完全束制抗彎接合三種設計選項，滿足此三種設計選項之任何一者視為可接受。注意，對於所有選項，交會區之需求剪力強度，可由基本規範之規定載重計算，且依規範11.10.6節計算有效剪力強度。這可能獲得構架之初使降伏發生在交會區的設計，因由於交會區展現高韌性特性，故此被視為可接受的行為。

第一種選項，允許梁柱接合取梁構件 $1.1R_y M_p / \alpha_s$ 之梁撓曲強度設計之，式中係數1.1乃考慮梁構件有限的應變硬化與其他可能的超強來源。梁柱接合之需求剪力強度採用規範規定之載重組合計算，其中剪力強度對地震載重所造成限制容量剪力之相關接合以公式(14.5-1)計算，其接合之有效強度依本規範計算。注意，為滿足這些強度要求，可能需要加強此接合，例如使用在梁構件上貼加蓋板或拱頭。當依據11.10.1節至11.10.3節檢核是否須使用連續板時，也應使用定義於本節之接合需求撓曲強度，即梁構件之 $1.1R_y M_p / \alpha_s$ 。然而，當決定柱交會區之需求剪力強度時，不必使用此彎矩值，如上所述，交會區之需求剪力強度使用基本規範之規定載重計算之。

第二種選項，允許以系統傳遞至接合之最大彎矩與剪力設計梁柱接合。限制力量傳遞至接合之因素，包括柱降伏、交會區降伏、基礎上舉或超強地震載重。在柱構件降伏情況下，可假設柱構件達到

$1.1R_y M_p / \alpha_s$ 之極限彎矩，以計算接合處之力量。在交會區降伏情況下，可假設交會區剪力，為由公式(11.10-11)與(11.10-12)求得剪力，以計算接合處之力量。如在典型使用之金屬建築系統，具漸變腹板斷面構件之構架，在距接合一段距離處，一般將會先達到梁構件(樑)或柱構件之撓曲強度。此一情況，梁柱接合可以沿著構件長度方向任一點先達到構件撓曲強度所引致之力量設計。局部挫屈或側向扭轉挫屈控制之構件撓曲強度，可使用第七章之標稱撓曲強度 M_n 的公式估計。然而計算 M_n 之下限方法則不適用，且工程師須盡量考量可穩定梁之項目以建立合理上限，甚至是在梁設計時常被忽略者，由於其難以量化、較不常出現等，特別是不適合使用 $C_b = 1.0$ ，應使用 C_b 之實際值。此外，鋼承板之穩定效應抑制梁的側向及扭轉應納入上限的考量中，而 M_p 可作為上限使用。

梁柱接合之第三種選項，在寬翼梁接至寬翼柱翼板之條件下為規定選項。本節指定之規定接合，類似於FEMA 350 (FEMA, 2000a)中所述之無加勁翼板銲接-腹板栓接(WUF-B)接合。此種接合之主要特徵包含，梁翼接柱構件之全節點滲透(CJP)銲道視為必要關鍵銲道處理，背墊板與起迄弧板使用與特殊抗彎構架相同規定之處理細節，與使用特殊銲接扇形開孔之幾何與品質要求。試驗結果已證實，滿足這些規定之梁柱接合，於接合破壞前梁構件或交會區能發展適當等級之韌性(Han et al., 2007)。

第三種選項亦允許部分或特殊抗彎構架系統所容許之梁柱接合，應用在普通抗彎構架之任何接合。因此，任何在ANSI/AISC 358預先驗證過之部分或特殊抗彎構架接合，可使用於普通抗彎構架。然而，當普通抗彎構架採用ANSI/AISC 358之預先驗證接合時，指定於ANSI/AISC 358但於普通抗彎構架無規定之項目，可不要求。例如，ANSI/AISC 358預先驗證合格之WUF-W接合能使用於普通抗彎構架，然而，當此接合使用在普通抗彎構架時，指定在ANSI/AISC 358之項目，包括部分或特殊抗彎構架之梁與柱構件之寬厚比限制、梁穩定性側撐要求與柱交會區剪力強度規定、特殊抗彎構架之梁柱彎矩比要求、或保護區要求等可不要求。對於普通抗彎構架皆不要求這些項目，因此，當WUF-W接合使用在普通抗彎構架時，也不要求。類似的註解適用於所有經ANSI/AISC 358預先驗證合格之接合。

14.5.6.3 部分束制抗彎接合

部分束制抗彎接合應符合下列規定：

- (a)接合應依2.2節與2.3節適用之載重組合所得的最大彎矩與剪力設計。
- (b)接合的設計應考慮包含整體構架穩定性效應的勁度、強度與變形容量。
- (c)接合的標稱撓曲強度 $M_{n,PR}$ 應不小於該接合梁塑性彎矩強度 M_p 的50%。

例外：對於一層樓之結構， $M_{n,PR}$ 應不小於該接合柱塑性彎矩強度(M_p)的50%。

- (d) V_r 應依公式(14.5-1)決定，其中 M_p 取 $M_{n,PR}$ 。

解說：(本節解說尚未討論)

雖然14.5.6.3節給予部分束制抗彎接合之強度規定，但未提供完整的設計要求規定。部分束制抗彎接合可容許具備小於梁或柱接合之撓曲強度。發生地震時，相較於梁或柱，通常會在接合處產生非彈性作用。如同14.5.6.3節第(b)項所述，設計者須考慮地震時構架之部分束制抗彎接合的剛性、強度及變形容量。因此需要進行非線性歷時分析及精準建模，藉此演示部分束制抗彎接合之表現。

對於部分束制抗彎接合之設計資訊，讀者可參考Leon (1990)、Leon (1994)、Leon and Ammerman (1990)、Leon and Forcier (1992)、Bjorhovde et al. (1990)、Hsieh and Deierlein (1991)、Leon et al., (1996)與FEMA 355D (FEMA, 2000e)。

14.5.7 結構鋼桁架與柱構材組成之普通抗彎構架

當符合下列規定時，普通抗彎構架允許由結構鋼桁架與柱構材組成。

14.5.7.1 分析規定

鋼桁架的地震力效應 E 應由 14.5.7.4 節規定之桁架端部的軸力與彎矩代表。

14.5.7.2 設計基準

由結構鋼桁架與柱構材組成之普通抗彎構架僅限用於一層樓結構。

14.5.7.3 系統規定

柱構材應在抗彎接合桁架之上、下弦構材高程處提供面外側撐，其穩定力應符合附錄 F.2.1 節斜撐框架側撐之柱構材側撐規定。側撐設計應符合附錄 F.4 節梁柱側撐規定，且使用與 14.5.7.4 節接合設計力一致的柱軸力與彎矩。

14.5.7.4 桁架與柱接合

桁架與柱接合應為完全束制抗彎接合，其接合設計應傳遞上、下弦構材不小於下列最小者之軸力：

(a) 桁架弦構材斷面的預期降伏強度 $R_y F_y A_{g, chord} / \alpha_s$ 。

(b) 與柱構材預期撓曲強度 $1.1 R_y M_{p, column} / \alpha_s$ 有關的弦構材力量。

(c) 與連接桁架上、下弦構材間之柱構材預期剪力強度所對應彎矩有關的弦構材力量。

桁架與柱構材接合應設計以傳遞地震力效應作用於桁架各端點所引致之剪力。

14.6 部分抗彎構架

14.6.1 適用範圍

部分抗彎構架應依本節規定設計。

14.6.2 設計基準

依本節規定設計之部分抗彎構架，預期藉由梁與柱構材之撓曲降伏、及柱交會區之剪力降伏，以提供有限的非彈性變形能力。包含交會區與連續板的梁柱接合設計，應根據 14.6.6.2 節提供之性能與 14.6.6.3 節驗證相符的接合試驗決定。

解說：(本節解說尚未討論)

部分抗彎構架基於已試驗過之設計結果，目的在提供有限程度之非彈性轉角容量。由於部分抗彎構架相較於特殊抗彎構架具有較小的轉角容量，因此 ASCE/SEI 7 要求使用較低之地震反應修正係數 R ，並在其使用上訂定有效高度與其他限制。

儘管特殊抗彎構架之設計目的在限制大多數非彈性變形發生於梁構件，但部分抗彎構架之非彈性側向位移容量允許從梁、柱構件與交會區。部分抗彎構架接合是根據 14.16.2 節載重程序規定之 0.02 弧度的合格層間位移角試驗設計。因在設計中使用較小的 R 值且/或較大的 C_d / R 值，故假設藉由使用比特殊抗彎構架所需尺寸大的構件，以達到此有限的接合轉角。特殊抗彎構架解說 14.7 節提供與部分抗彎構架相關的額外解說。

14.6.3 分析

本系統無分析相關規定。

14.6.4 系統規定

14.6.4.1 梁構材的穩定性側撐

梁構材的側撐應符合 14.4.1.2 節第 a 項中等韌性構材的規定。

此外，除經試驗證明外，梁側撐應配置於靠近集中力、斷面變換、與其他經分析證實其部分抗彎構架在非彈性變形下塑鉸形成處。穩定性側撐的配置應與預先驗證合

格之接合者相符，否則應依14.16.1節或14.16.2節決定。
鄰近塑鉸之側撐需求強度應符合14.4.1.2節第c項之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

詳解說14.4.1.2節第a項中等韌性構件之穩定性側撐，與解說14.7.4.2節之解說。

14.6.5 構材

14.6.5.1 一般規定

部分抗彎構架之構材應符合14.4.1節中等韌性構材之規定，經試驗證明合格除外。
在部分抗彎構架中，結構用鋼梁允許與鋼筋混凝土版複合共同抵抗重力載重。

14.6.5.2 梁翼板

在定義於14.6.5.3節之保護區內，梁翼板面積應採漸進變化，不允許梁翼鑽孔或梁翼寬度裁切。惟經試驗或合格資料證明該設計所得之梁翼板型式可發展穩定塑鉸，可提供所需之層間位移角者外，其翼板型式應依14.16.1節或14.16.2節決定。

14.6.5.3 保護區

梁構材端部承受非彈性應變之區域應指定為保護區，且符合14.4.1.3節之規定。保護區範圍應依14.16.1節或14.16.2節決定。

解說：(本節解說尚未討論)

部分抗彎構架梁端部之塑鉸區應視為保護區。根據14.6.6.3節，塑鉸區應為建立接合之預先驗證或驗證試驗程序的一部分。一般而言，對於無加勁之接合，保護區範圍應為從柱面起延伸超過塑鉸點半個梁深之範圍。

本節參考14.4.1節，提供組合型構件腹板與翼板接合之規定，與構件之翼板及腹板的寬厚比要求。因部分抗彎構架之梁與柱構件的轉角需求預期較特殊抗彎構架者低，所以部分抗彎構架之寬厚比限制較特殊抗彎構架者寬鬆。進一步的討論可詳解說14.7.5.1節。

本節之規定與14.7.5.2節者相同，詳解說14.7.5.2節。

保護區之解說，詳解說14.4.1.3節。

14.6.6 接合

14.6.6.1 關鍵鉸道

下列鉸道為關鍵鉸道，應符合14.2.2節與14.15.2.3節之規定：

(a)柱續接之開槽鉸道。

(b)柱與柱底板之接合鉸道。

例外：當符合下列兩項條件時，不須考慮為關鍵鉸道：

(1)因束制條件使柱構材位於或接近柱底板處不發生塑鉸者。

(2)柱構材在含超強地震力之載重組合下不受淨拉力者。

(c)梁翼及梁腹與柱間之全滲透開槽鉸道，依14.16.1節或14.16.2節決定者除外。

解說：(本節解說尚未討論)

對於必要關鍵鉸接的指定，應採用如ANSI/AISC 358的標準與滿足特定接合與節點的試驗，以取代本規範條文中的一般條款。本規範條文顯示雖然某一特別鉸接被指定為必要關鍵鉸接，但更為特定標準或試驗不做此指定，則應由此更為特定的標準或試驗控制。同樣地，被這些標準與試驗指定為必要關

鍵銲接者，可能未被本規範認定必要關鍵銲接。

本節之規定與14.7.6.1節相同，詳解說14.7.6.1節。

14.6.6.2 梁柱接合規定

抗地震力系統之梁柱接合應符合下列規定：

- (1)接合應提供至少0.02弧度的層間位移角。
- (2)其接合在0.02弧度層間位移角時，於柱面之撓曲強度應至少為該梁構材預期塑性彎矩 $1.1R_y M_p$ 的0.8倍，其中 $R_y M_p$ 可不大於依實際材料強度求得之 M_p 。

解說：(本節解說尚未討論)

部分抗彎構架接合合格所需之最小層間位移角為0.02弧度，而特殊抗彎構架接合為0.04弧度。對於此種類之構架，乃基於應用可取得之試驗與分析研究，主要包含在FEMA (2000d)與FEMA (2000f)，所得的工程判斷建立之。

ANSI/AISC 358 (AISC, 2016b)敘述9種不同接合，這些接合已預先驗證合格，並可使用在部分與特殊兩種抗彎構架系統中。此預先驗證合格的接合包含：梁斷面減弱(RBS)、未加勁延伸端板栓接(BUEEP)、加勁延伸端板栓接(BSEEP)、翼板栓接(BFP)、未加強梁翼銲接-腹板銲接(WUF-W)與Kaiser栓接托架栓接(KBB)接合、ConXtech ConXL、SidePlate、Simpson強箍筋強構架抗彎接合。雖然在少數接合中，部分抗彎構架接合所使用之限制條件較特殊抗彎構架者寬鬆，但一般來說，其他接合在部分與特殊抗彎構架之使用限制條件兩種皆相同。

14.6.6.3 一致性驗證

用於抗地震力系統之梁柱接合應以下列任一項以符合14.6.6.2節之規定：

- (a)符合14.16.1節之部分抗彎構架接合。
- (b)依14.16.2節反復試驗驗證結果之規定，應至少提供兩組反復載重接合試驗結果且符合下列任一項規定：
 - (1)發表於研究文獻的試驗，或執行可代表該計畫條件之其他專案所記載的試驗，惟應符合14.16.2節之限制。
 - (2)為該專案而執行之試驗，且此試驗能代表專案之構材尺寸、材料強度、接合配置與相符的接合製作程序者，惟應符合14.16.2節之限制。

解說：(本節解說尚未討論)

部分抗彎構架接合除需求層間位移角較小外，其一致性驗證規定與特殊抗彎構架者相同。參考解說14.7.6.3節。

14.6.6.4 需求剪力強度

接合之需求剪力應以容量設計地震力效應決定，容量設計地震力 E_{cl} 應依下列公式計算：

$$E_{cl}=2[1.1R_y M_p]/L_h \quad (14.6-1)$$

其中：

L_h ：梁構材塑鉸間距離，cm (mm)。

M_p ：塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)。

R_y ：預期降伏應力與規定最小降伏應力 F_y 之比值。

例外：接合之需求剪力強度應可依14.16.1節或14.16.2節決定，以取代公式(14.6-1)。

解說：(本節解說尚未討論)

部分與特殊抗彎構架之接合需求剪力強度均相同。詳解說14.7.6.4節。

14.6.6.5 交會區

交會區無額外規定。

解說：(本節解說尚未討論)

交會區之剪力強度應依據11.10.6節條文檢核。交會區之需求剪力強度應依據適用的建築規範中不含放大地震力之載重組合所得之梁端彎矩計算。

部分抗彎構架之交會區，需依據鋼造建築結構設計規範11.10.6節之要求設計，本規範沒有更進一步的規定。如在解說14.6.2節所述，允許交會區降伏做為貢獻部分抗彎構架轉角容量之非彈性行為的一部分，且對於預期性能而言，鋼造建築結構設計規範之規定被認為適當的。

14.6.6.6 連續板

連續板應符合14.7.6.6節之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

本節之要求與14.7.6.6節相同。更進一步討論詳解說14.7.6.6節。

14.6.6.7 柱續接

柱續接應符合14.7.6.7節之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

本節之要求與14.7.6.7節相同。更進一步討論詳解說14.7.6.7節。

14.7 特殊抗彎構架

14.7.1 適用範圍

特殊抗彎構架應依本節設計。

14.7.2 設計基準

依本節設計之特殊抗彎構架，是藉由梁構材之撓曲降伏與柱交會區之有限降伏，預期提供顯著非彈性變形能力，或透過梁柱接合降伏的實證分析與測試，證實抗彎構架系統的等效性能。除本節允許者外，柱構材應設計較全降伏且發展應變硬化之梁構材強。柱構材在基面層底部允許發生撓曲降伏。包含交會區與連續板之梁柱接合，應依提供14.7.6.2節所需性能，且證實與14.7.6.3節規定一致的接合試驗設計。

14.7.3 分析

對於由獨立平面構架所組成之特殊抗彎構架系統，無額外的分析規定。

對於包含正交或多軸向之任意兩特殊抗彎構架相交之柱構材的抗彎構架系統，於14.7.4.1節

的柱構材分析應考慮在兩相交方向梁構材同時降伏的可能性。

解說：(本節解說尚未討論)

針對上述柱構件，需求軸向載重定義於14.4.1.4節第a之2項中。

14.7.4 系統規定

14.7.4.1 彎矩比

梁柱接合應符合下列關係：

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (14.7-1)$$

其中：

$\sum M_{pc}^*$ ：接頭上、下由柱構材標稱撓曲強度推算至梁中心線之和，且考量梁構材在端部增加的深度之影響，此撓曲強度應考慮柱軸力之折減。 $\sum M_{pc}^*$ 允許以下式決定：

$$\sum M_{pc}^* = \sum Z_c (F_{yc} - \alpha_s P_r / A_g) \quad (14.7-2)$$

當接頭兩側梁之中心線未同軸時，使用此兩梁中心線之中線。

$\sum M_{pb}^*$ ：梁塑鉸處預期撓曲強度推算至柱中心線之和。 $\sum M_{pb}^*$ 允許以下式決定：

$$\sum M_{pb}^* = \sum (M_{pr} + \alpha_s M_v) \quad (14.7-3)$$

A_g ：柱全斷面積， in^2 (mm^2)。

F_{yb} ：梁構材規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

F_{yc} ：柱構材規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

M_{pr} ：塑鉸的最大可能彎矩，依14.16.1節或14.16.2節決定。

M_v ：由塑鉸位置至柱中心線間剪力引致的額外彎矩， tf-cm (kN-mm)，其中，剪力分別由載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合求得。

P_r ：依14.4.1.4節第a項規定之需求軸壓力， tf (kN)。

Z_c ：柱對彎曲軸之塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

例外：當符合下列(a)或(b)項條件時，公式(14.7-1)不適用。

(a)除使用超強地震力決定之載重組合外，其餘載重組合所得 $\alpha_s P_{rc}$ 小於 $0.3P_{yc}$ 之柱構材，且符合下列任一項者：

(1)單層樓建築或多層樓建築頂層之柱構材。

(2)符合條件(i)與(ii)之柱構材：

條件(i)：不符合公式(14.7-1)之所有豁免柱構材的樓層可用剪力強度總和小於該樓層所有抗彎構架柱在同方向力的可用剪力強度總和之20%者。

條件(ii)：任一抗彎構架之柱線上不符合公式(14.7-1)之所有豁免柱構材的樓層可用剪力強度總和小於該柱線上所有抗彎構架柱構材的可用剪力強度總和之33%。

就本例外之目的而言，柱線定義為柱位於單一線上或位於與該柱線垂直之平面尺度10%的平行線內。

柱構材之可用軸向降伏強度 P_{yc} 應以下式決定：

$$P_{yc} = F_{yc} A_g \quad (14.7-4)$$

柱構材之需求軸力為 P_{rc} ，分別使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法之載重組合求得。

(b)任一樓層之可用與需求剪力強度比值較上一樓層大50%之柱構材。

解說：(本節解說尚未討論)

詳解說14.4.1.2節第a項中等韌性構件之穩定性側撐，與解說14.7.4.2節之額外註解。

上述例外之目的為：以計算獲得之極限強度做為柱之有效剪力強度，此極限強度乃考慮每個端點受限於連接梁之撓曲強度或柱本身之撓曲強度除以 H ， H 為樓層高度。

14.7.4.2 梁構材之穩定性側撐

梁構材應具適當側撐以符合14.4.1.2節第b項高韌性構材之規定。

此外，除經試驗證明外，梁側撐應配置靠近集中力、斷面變化、與其他經分析證實其特殊抗彎構架在非彈性變形下形成塑鉸處。其側撐的配置應與預先驗證合格之接合者相符，此預先驗證合格之接合應依14.16.1節或依14.16.2節決定。

鄰近塑鉸處穩定性側撐的需求強度與勁度應符合14.4.1.2節第c項之規定。

14.7.4.3 梁柱接合之穩定性側撐

1.側撐接合

當梁與柱構材之腹板共面，且柱構材於交會區外保持彈性時，則梁柱接合之柱翼板僅需在與梁上翼板高程處配置穩定性側撐。當公式(14.7-1)計算所得之柱梁彎矩比大於2時，允許假設柱構材保持彈性。

當柱於交會區外未能保持彈性，則應符合下列規定：

(a)柱翼板應在梁上、下翼板高程處配置側撐。穩定性側撐允許採用直接或間接方式提供。

(b)個別柱翼板側撐之需求強度應以2%之可用梁翼強度 $F_y b_f t_{bf}$ 除以 α_s 設計，其中， b_f 為梁翼板寬度，cm (mm)， t_{bf} 為梁翼板厚度cm (mm)， $\alpha_s = 1.0$ (載重與強度因子設計法)， $\alpha_s = 1.5$ (容許強度設計法)。

2.無側撐接合

在梁柱接合處垂直於抗震構架平面無側撐之柱構材，應符合第九章之規定，符合下列者除外：

(a)柱構材需求強度應由包含超強地震力之載重組合決定。

超強地震力 E_{mh} 不大於梁構材可用撓曲強度或交會區可用剪力強度所得之構架可用強度的125%。

(b)柱構材長細比 L/r 應不超過60，其中， L 為柱長度，cm (mm)， r 為控制的迴轉半徑，cm (mm)。

(c)垂直於抗震構架平面之柱構材需求撓曲強度，除考慮柱翼板側向位移所引致二次彎矩外，亦應包含依14.7.4.3節第1(b)項所得梁翼板力量所引致的彎矩。

解說：(本節解說尚未討論)

柱翼板之直接穩定性側撐可採用接於柱翼板或鄰近欲支撐點之斜撐構件或其他構件，如鋼承板及樓板等，以達成抵抗側向挫屈者。間接穩定性側撐是指經由不直接接於柱翼板之構件及接合勁度達成側撐

者，而是透過柱腹板或加勁板作用。

14.7.5 構材

14.7.5.1 基本規定

梁與柱構材應符合14.4.1.1節高韌性構材規定，經試驗證明合格除外。

在特殊抗彎構架中，結構用鋼梁允許與鋼筋混凝土版複合共同抵抗重力載重。

14.7.5.2 梁翼板

塑鉸區內之梁翼板面積應採漸進變化，不允許梁翼鑽孔或梁翼寬度裁切。惟經試驗或合格資料證明該設計所得之梁翼板型式可發展穩定塑鉸，可提供所需之層間位移角者除外。其翼板型式應依14.16.1節或14.16.2節決定。

14.7.5.3 保護區

梁構材端部承受非彈性應變之區域應指定為保護區，且符合14.4.1.3節之規定。保護區範圍應依14.16.1節或14.16.2節決定。

解說：(本節解說尚未討論)

特殊抗彎構架(SMF)梁端部之塑鉸區應視為保護區。根據14.7.6.3節，塑鉸區應為建立接合之預先驗證或驗證試驗程序的一部分。一般而言，對於無加勁之接合，保護區範圍應為從柱面起延伸超過塑鉸點半個梁深之範圍。

14.7.6 接合

14.7.6.1 關鍵鉗道

下列鉗道為關鍵鉗道，應符合14.2.2與14.15.2.3節之規定：

(a)柱續接之開槽鉗道。

(b)柱與柱底板之接合鉗道。

例外：當符合下列兩項條件時，不須考慮為關鍵鉗道：

(1)因束制條件使柱構材位於或接近柱底板處不發生塑鉸者。

(2)柱構材在含超強地震力之載重組合下不受淨拉力者。

(c)梁翼及梁腹與柱間之全滲透開槽鉗道，依14.16.1節或14.16.2節決定者除外。

解說：(本節解說尚未討論)

對於必要關鍵鉗接的指定，應採用如ANSI/AISC 358的標準與滿足特定接合與節點的試驗，以取代本規範條文中的一般條款。本規範條文顯示雖然某一特別鉗接被指定為必要關鍵鉗接，但更為特定的標準或試驗不做此指定，則應由此更為特定的標準或14.16節試驗控制之要求。同樣地，被這些標準與試驗指定為必要鉗接者，可能未被本規範認為必要鉗接。

14.7.6.2 梁柱接合

抗地震力系統中之梁柱接合應符合下列規定：

(1)接合應提供至少0.04弧度的層間位移角。

(2)其接合在0.04弧度層間位移角時，於柱面之撓曲強度應至少為該梁構材預期望性彎矩 $1.1R_y M_p$ 的0.8倍，其中 $R_y M_p$ 可不大於依實際材料強度求得之 M_p 。

14.7.6.3 一致性驗證

用於抗地震力系統之梁柱接合應以下列任一項以符合14.7.6.2節之規定：

- (a)符合14.16.1節之特殊抗彎構架接合。
- (b)依14.16.2節反復試驗驗證結果之條文，應至少提供兩組反復載重接合試驗結果且符合下列任一項規定：
 - (1)發表於研究文獻的試驗，或執行可代表該計畫條件之其他專案所記載的試驗，惟應符合14.16.2節之限制。
 - (2)為該專案而執行之試驗，且此試驗能代表專案之構材尺寸、材料強度、接合配置與相符的接合製作程序者，惟應符合14.16.2節之限制。

14.7.6.4 需求剪力強度

接合之需求剪力應以容量設計地震力效應決定，容量設計地震力效應 E_{cl} 應依下列公式計算：

$$E_{cl} = 2M_{pr} / L_h \quad (14.7-5)$$

其中：

L_h ：梁構材塑鉸間距離，cm (mm)。

M_{pr} ：塑鉸最大可能彎矩，定義於14.7.4.1節，tf-cm (kN-mm)。

當公式(14.7-5)之 E_{cl} 用於容許強度設計法，並加入其他短期載重之載重組合時，其短期載重因子之0.75不適用於 E_{cl} 。

當不符合14.7.4.1節之公式(14.7-1)時，其剪力 E_{cl} 允許依柱預期撓曲強度之1.1倍對應的梁端彎矩計算。

14.7.6.5 交會區**1. 需求剪力強度**

交會區之需求剪力強度應以塑鉸處預期彎矩推估至柱面之總和決定。設計剪力強度應為 $\phi_v R_n$ ，容許剪力強度應為 R_n / Ω_v ，其中， $\phi_v = 1.0$ ， $\Omega_v = 1.50$ 。

當分析中考慮交會區非彈性變形對構架穩定性之影響時，剪力降伏極限狀態之標稱剪力強度 R_n 應依11.10.6節決定。

或者，交會區之需求厚度應依試驗或預先驗證合格接合之交會區強度設計。

當不符合14.7.4.1節之公式(14.7-1)時，計算交會區需求剪力之梁彎矩不需大於柱預期撓曲強度之1.1倍。

2. 交會區板厚

柱腹板與疊合板(如有使用)之個別厚度 t 應符合下列規定：

$$t \geq (d_z + w_z) / 90 \quad (14.7-6)$$

其中：

t ：柱腹板或個別疊合板厚度，cm (mm)。

d_z ：接合中較深梁構材之 $d-2t_f$ ，cm (mm)。

w_z ：柱翼板間之交會區寬度，cm (mm)。

當柱腹板與疊合板間使用塞鐸結合時，允許使用交會區總厚度以符合公式(14.7-6)。此外，柱腹板與疊合板之個別厚度需符合公式(14.7-6)，其中 d_z 與 w_z 為塞鐸間修正後的距離。當需要使用塞鐸時，應提供最少四道塞鐸且符合公式(14.7-6)的間距。

3. 交會區之疊合板

若使用疊合板，其厚度不得小於6 mm，且應符合下列規定：

當交會區之需求強度大於可用強度或交會區不符合公式(14.7-6)時，則應提供疊合板。疊合板應以與腹板貼合或與腹板隔開方式配置。疊合板與柱腹板貼合設計時，疊合板與柱腹板間之間隙允許最大值為2 mm；疊合板與腹板隔開設計時，疊合板應成對且對稱配置於柱腹板兩側。

疊合板與腹板貼合時，應使用部分滲透開槽鐸或填角鐸從疊合板邊緣延伸至柱翼板。疊合板與腹板隔開時，應使用全滲透開槽鐸、部分滲透開槽鐸或填角鐸與柱翼板鐸接。部分滲透開槽鐸或填角鐸的需求強度應等於疊合板厚度的可用剪力降伏強度。

(a) 無連續板之疊合板

疊合板及連接疊合板與柱翼板之鐸道，應延伸至較深之抗彎構架梁頂部或底部外至少150 mm。對於疊合板與腹板貼合者，若疊合板與柱腹板個別厚度符合公式(14.7-6)時，疊合板之頂或底緣不需鐸接；若疊合板與柱腹板個別厚度不符合公式(14.7-6)時，疊合板之頂或底緣應分別提供符合表11.2-4之最小尺寸的填角鐸，此鐸道應在距柱之翼腹填角趾部38 mm處終止。

(b) 有連續板之疊合板

疊合板允許延伸至連續板外，或配置於連續板間。

(1) 延伸至連續板外之疊合板

延伸至連續板外之疊合板應與腹板貼合，該延伸疊合板及其與柱翼板之連接鐸道，應延伸至較深之抗彎構架梁的頂部或底部外至少150 mm，連續板應依14.7.6.6節第2(c)項規定與延伸疊合板鐸接，而疊合板之頂緣與底緣不需鐸接。

(2) 配置於連續板間之疊合板

配置於連續板間之疊合板可與柱腹板貼合或隔開。疊合板與柱翼板間之鐸道應延伸至連續板，但允許停止於距連續板小於25 mm處；疊合板之頂緣與底緣應與連接至柱腹板之連續板全長度鐸接。疊合板與連續板接合之需求強度應等於疊合板厚度與連續板貼合全長度之可用剪力降伏強度的75%。

解說：(本節解說尚未討論)

當一梁構件垂直於柱腹板對疊合板之接合時，除了交會區剪力外，疊合板須依據梁端部反映之剪力設計尺寸。當鐸接連續板至延伸疊合板時，須考量連續板與疊合板之間的力轉移。

14.7.6.6 連續板

連續板應符合本節規定。

例外：本節不適用下列情況。

(a) 依14.16.1節決定的連續板。

(b)接合試驗子結構在省略連續板，且與原型梁、柱構材尺寸及梁跨距相符的條件下，依14.16.2節規定試驗合格之接合。

1.需要連續板的條件

下列情況應提供連續板：

(a)當柱面處之需求強度大於依規範11.10節規定使用適用之局部極限狀態所得柱的可用強度時，連續板應符合11.10節與14.7.6.6節第2項之規定。

對於梁翼板與柱翼板銲接之接合，柱構材應有足夠的可用強度以抵抗柱面最大可能彎矩 M_f 。

(b)當柱翼板厚度小於下列之限制厚度 t_{lim} ：

(1)當梁翼板與寬翼或組合H型鋼柱翼板銲接時，其柱翼板限制厚度為：

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{6} \quad (14.7-7)$$

(2)當梁翼板與寬翼H型鋼組成之箱型柱的H型鋼翼板銲接時，其柱翼板限制厚度為：

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{12} \quad (14.7-8)$$

2.連續板規定

當連續板依14.6.6.6節與14.7.6.6節第1項規定須使用時，應符合本節規定。

(a)連續板寬度

連續板寬度應依下列規定決定：

(1)對於寬翼H型鋼柱，連續板寬度應由柱腹板最少延伸至較寬梁翼板外緣。

(2)對於寬翼H型鋼組成之箱型柱，連續板應由柱腹板延伸至側板全寬。

(b)連續板厚度

連續板最小厚度應依下列規定決定：

(1)對於單梁接合，連續板厚度應至少為梁翼板厚度之50%。

(2)對於雙梁接合，連續板厚度應至少為兩梁較厚翼板厚度之75%。

(3)連續板寬厚比應符合

$$b/t \leq 0.56 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}} \quad (14.7-9)$$

(c)連續板銲接

連續板應使用全滲透開槽銲或填角銲與柱翼板銲接。使用填角銲時，任一側之銲道尺寸至少等於連續板厚度的75%。

連續板應使用開槽銲或填角銲與柱腹板或疊合板銲接，其銲接接合需求強度應為下列之小者：

(1)連續板與連接梁翼板之柱翼板接觸面的可用拉力強度和。

(2)與柱腹板或疊合板接觸面的連續板可用剪力強度。

(3)當連續板與柱腹板銲接時，柱腹板之可用剪力強度；或當連續板與疊合板銲接時，疊合板之可用剪力強度。

解說：(本節解說尚未討論)

梁翼板力 P_f 相對應於柱面最大可能彎矩，可由下列公式定義：

對於梁腹板使用栓接接於柱構件之接合，計算 P_f 可假設僅梁翼板參與傳遞彎矩 M_f ：

$$P_f = \frac{M_f}{\alpha_s d^*}$$

針對梁腹板銲接於柱構件之接合，計算 P_f 可假設梁翼板與腹板皆參與傳遞彎矩 M_f ：

$$P_f = \frac{0.85M_f}{\alpha_s d^*}$$

其中：

M_f ：柱面最大可能彎矩，根據ANSI/AISC 358針對彎矩接合預先驗證之規範，或測試驗證之規範決定，tf-cm (kN-mm)。

P_f ：針對柱局部限制狀態之柱面需求強度，tf (kN)。

d^* ：梁翼板或梁翼板連接至柱面之質心間的距離，cm (mm)。

本連續板之要求僅適用於寬翼柱斷面，對於決定箱型鋼斷面柱之連續板規定的細節公式尚未開發。值得注意的是，抗彎接合之性能是取決於在橫跨梁柱翼板銲道之分佈應變時柱翼板之勁度。設計者需考量箱型鋼斷面柱翼板與抵抗梁翼力量之子結構測試相比對之相對勁度。

14.7.6.7 柱續接

柱續接應符合14.4.2.5節之規定。

例外：包括適當應力集中因子或破壞力學應力強度因子之柱續接需求強度，不需大於依非線性分析所決定的強度。

1. 柱翼板使用全滲透開槽銲續接

當翼板使用銲接續接時，應使用全滲透開槽銲，但14.7.6.7節第2項允許者除外。

2. 柱翼板使用部分滲透開槽銲續接

當柱之規定最小降伏應力不大於4.2 tf/cm² (415 MPa)，且較厚翼板厚度至少大於較薄翼板厚度5%時，翼板續接允許使用部分滲透開槽銲，且應符合下列規定：

- (a) 部分滲透開槽銲應提供較薄柱翼板厚度85%的最小總有效喉厚。
- (b) 從較薄翼板外側至較厚翼板外側應提供銲道厚度的平順轉換。該轉換之斜率不得大於1:2.5，且斜率可採斜銲接表面、截除較厚翼板厚度至不大於較薄翼板厚度的5%，或此兩種方法的組合而成。
- (c) 不同寬度之柱翼板間的漸變轉換，應符合14.4.2.5節第b(2)(c)項的規定。
- (d) 當使用雙斜面開槽銲之翼板(例如：在翼板兩側)銲接時：
 - (1) 未熔合根部中間應置於較薄翼板中間厚度之半的範圍。
 - (2) 應在需開槽銲接準備作業的柱斷面提供符合本規範的扇形開孔。
- (e) 當較薄翼板厚度不大於63 mm且為單斜面開槽銲接時，應不需扇形開孔。

3. 柱腹板使用全滲透開槽銲續接

腹板銲接應在腹板開槽且須延伸至扇形開孔，銲接端部可從開槽端點退縮約一倍銲道尺寸，以分段多層銲道銲接。

4. 柱腹板使用部分滲透開槽銲續接

當翼板使用符合14.7.6.7節第2項規定之部分滲透開槽銲，且較厚腹板厚度至少大於較薄腹板厚度5%時，腹板續接允許使用部分滲透開槽銲，且應符合下列規定：

- (a) 部分滲透開槽銲應提供較薄柱腹板厚度85%的最小總有效喉厚。

(b)從較薄腹板外側至較厚腹板外側應提供銲道厚度的平順轉換。

(c)當使用單斜開槽銲時，較薄腹板厚度不得大於63 mm。

(d)當不使用扇形開孔時，腹板應在兩k區域間全長開槽進行腹板銲接，銲接端部可從開槽端點退縮約一倍銲道尺寸，以分段多層銲道銲接。

(e)當使用扇形開孔時，腹板應在扇形開孔間全長開槽進行腹板銲接，銲接端部可從開槽端點退縮約一倍銲道尺寸，以分段多層銲道銲接。

5. 柱構材栓接續接

柱構材之栓接續接應至少具有較小柱構材 $R_y F_y Z_x / \alpha_s$ 的需求彎矩，其中 Z_x 為對 x 軸塑性斷面模數。柱腹板續接之需求剪力應至少為 $\sum M_{pc} / (\alpha_s H_c)$ ，其中 $\sum M_{pc}$ 為該柱構材上、下端之塑性彎矩總和。

14.8 普通懸臂柱系統

14.8.1 適用範圍

普通懸臂柱系統應依本節設計。

14.8.2 設計基準

依本節設計之普通懸臂柱系統，預期藉由柱構材之撓曲降伏以提供最小的非彈性變形能力。

14.8.3 分析

本系統無額外的分析規定。

14.8.4 系統規定

14.8.4.1 柱構材

柱構材應使用含超強地震力之載重組合設計。對於這些載重組合，其需求軸力 P_{rc} 應不超過可用軸向強度 P_{yc} 的15%。

14.8.4.1 柱之穩定性側撐

無額外的柱穩定性側撐規定。

14.8.5 構材

14.8.5.1 基本規定

無額外的基本規定。

14.8.5.2 柱翼板

無額外的柱翼板規定。

14.8.5.3 保護區

無指定保護區。

14.8.6 接合

本系統無關鍵銲道。

14.9 特殊懸臂柱系統

14.9.1 適用範圍

特殊懸臂柱系統應依本節設計。

14.9.2 設計基準

依本節設計之特殊懸臂柱系統，預期藉由柱構材之撓曲降伏以提供有限的非彈性變形能力。

14.9.3 分析

本系統無額外的分析規定。

14.9.4 系統規定

14.9.4.1 柱構件

柱構材應使用含超強地震力之載重組合設計。對於這些載重組合，其需求軸力 P_{rc} 應不超過可用軸向強度 P_{yc} 的15%。

14.9.4.2 柱之穩定性側撐

本節所需側撐的作用是抑制懸臂柱的側向扭轉挫屈，以在柱基處發展撓曲降伏。當柱構材受強軸彎曲時，應在柱構材頂端與中間位置(必要時)提供側撐，以符合下列規定：

- (a)柱構材兩翼板應設置側向支撐以抵抗側向扭轉挫屈，或其橫斷面應設置節點抗扭側撐以抑制側向扭轉挫屈。
- (b)側撐應符合附錄F斜撐框架的側向或節點扭轉側撐的規定，其中 C_d 為1.0，且構材需求彎矩應依14.4.1.2節公式(14.4-1(b))計算。
- (c)對於雙對稱H型鋼構材，側撐最大間距為：

$$L_{bc} = [0.12 - 0.076(M_1 / M_2)] \frac{r_y E}{R_y F_y} \quad (14.9-1)$$

其中：

L_{bc} ：懸臂柱之基底與側撐點間或兩側撐點間的長度，其中，側撐點用以抵抗兩翼板側向位移或抑制斷面扭轉，cm (mm)。

M_1 ：柱構材頂端彎矩，tf-cm (N-mm)。

M_2 ：柱構材底端彎矩，tf-cm (N-mm)。

當彎矩 M_1 與彎矩 M_2 使同一翼板同時造成壓力或拉力時， M_1 / M_2 取正值，否則取負值。

- (d)對於矩形中空斷面或箱型斷面，側撐最大間距為：

$$L_{bc} = [0.17 - 0.10(M_1 / M_2)] \frac{r_y E}{R_y F_y} \geq 0.10 \frac{r_y E}{R_y F_y} \quad (14.9-2)$$

除外：

- (a)對於方形或圓形中空斷面或方形箱型斷面，側撐可省略。

- (b)僅對弱軸作用之任何懸臂柱斷面，側撐可省略

- (c)當懸臂柱從基座至頂端之長度不大於依公式(14.9-1)或(14.9-2)計算所得最大間距

之半時，其強軸受彎者側撐可省略。

14.9.5 構材

14.9.5.1 基本規定

柱構材應符合14.4.1.1節高韌性構材的規定。

14.9.5.2 柱翼板

柱翼板斷面在14.9.5.3節所定義之保護區內不允許劇烈變化。

14.9.5.3 保護區

柱基承受非彈性應變區域應指定為保護區。保護區應符合14.4.3節規定，且其長度應為柱構材深度的兩倍。

14.9.6 接合

下列銲道為關鍵銲道，且應符合14.2.2節與14.15.2.3節規定：

- (1)柱續接之開槽銲道。
- (2)柱與基座底板接合之銲道。

14.10 普通同心斜撐構架

14.10.1 適用範圍

普通同心斜撐構架應依本節規定設計。

解說：

普通同心斜撐構架(OCBF)與其他斜撐構架系統比較，有最低限度的設計要求。本規範假設適用的建築規範大大地限制普通同心斜撐構架的允許使用範圍，同時規定低的 R 因子以滿足低的韌性需求。具體來說，假設ASCE/SEI 7(ASCE, 2010)所提供的限制將控制此結構系統的使用。

本適用範圍包含在隔震系統上部之普通同心斜撐構架。14.10.7節之規定適用於以 R_f 等於1.0之普通同心斜撐構架系統設計。 R_f 定義在ASCE/SEI 7中作為「在隔震系統上部有關地震力抵抗系統類型的數值係數」。此普通同心斜撐構架系統在設計等級地震力下預期會保持必要的彈性，也因此設計中不需滿足如14.10.4.1節提供顯著非線性反應的條文。

14.10.2 設計基準

本節適用於同心接合之構材組成的斜撐構架。若構材設計中已考慮超強地震力所得之偏心彎矩時，其偏心量允許小於一倍梁深。

依本節規定設計之普通同心斜撐構架，其構材與接合預期提供有限的非彈性變形容量。

解說：

普通同心斜撐構架應在ASCE/SEI 7之系統中被指定採用較低值的 R 因子，故不預期受到大的非彈性需求。

14.10.3 分析

本系統無額外的分析規定。

解說：

因普通同心斜撐構架預期有限的非彈性需求，故以本條文之補充規定使用超強地震力之彈性分析已足夠。

14.10.4 系統規定**14.13.4.1 V型與倒V型斜撐構架**

V型與倒V型普通同心斜撐構架之梁構材，在遠離梁柱接合之斜撐接合處應為連續，且應符合下列規定：

- (a) 梁構材之需求強度應假設在斜撐不承載靜載重與活載重條件下決定。在考慮含地震力效應之載重組合時，梁構材之地震力效應 E 應依下列決定：
 - (1) 斜撐之拉力應取下列之小者：
 - (i) 含超強地震力之載重效應。
 - (ii) 系統可發展之最大力。
 - (2) 斜撐之壓力應取 $0.3P_n$ 。其中， P_n 為標稱軸壓力強度， t_f (kN)。
- (b) 梁構材在斜撐交點處須配置一組側向支撐。該構材具有足夠面外強度與勁度以確保相鄰側撐點間之穩定性者除外。

解說：

V型與倒V型斜撐在相交梁構件上引入一較高不平衡力。有別於特殊同心斜撐構架(SCBF)之規定，要求在斜撐相交之梁構件應以斜撐之預期降伏強度設計，以避免在梁構件上產生塑鉸機構，此對應的普通同心斜撐構架條文允許梁構件基於系統可發展之最大力設計。有別於特殊同心斜撐構架，此普通同心斜撐的放寬是認為，普通同心斜撐構架在即將發生系統破壞模式的時機下，梁力量較由接合斜撐之預期降伏強度所引致者不顯著，與特殊同心斜撐構架者不同。決定系統所發展之最大力量的方法詳14.11.6.3節第(1)項之解說。

14.13.4.2 K型斜撐構架

普通同心斜撐構架不可使用K型斜撐構架。

解說：

K型斜撐之後彈性性能不佳。斜撐挫屈後，斜撐拉力作用對柱構件引致大的彎矩，此可能導致柱構件挫屈。無處理後果嚴重之穩定性議題的適當設計流程可使用。

14.10.4.3 多層式斜撐構架

普通同心斜撐構架可允許設置為多層式斜撐構架，惟須符合下列規定：

- (a) 斜撐應在每層正反成對配置。
- (b) 斜撐構架應在每層配置面內水平支桿。
- (c) 柱構材在每一水平支桿與柱之接合位置應配置扭轉側撐。
- (d) 斜撐接合需求強度應由載重組合決定，地震力效應為超強地震力的1.5倍。

- (e)水平支撐需求軸力應由載重組合決定，地震力效應為超強地震力的1.5倍。在拉-壓之X型斜撐中，其力量應以不考慮受壓斜撐之條件決定。
- (f) 柱構材需求軸力應由載重組合決定，地震力效應為超強地震力的1.5倍。
- (g)針對所有載重組合，受軸壓力的柱構材應設計以抵抗因二次與幾何缺陷效應引致的彎矩。缺陷效應允許至少為施加於每層結構之面外水平虛擬載重，且等於由該層接於柱構材之壓力斜撐引致垂直載重的0.006倍。
- (h)當使用僅能受拉之斜撐時，若符合下列條件，則不需符合(d)、(e)與(f)項之規定：
- (1)長細比不小於200之斜撐。
 - (2)斜撐構架之柱構材設計以抵抗額外的面內彎矩時，其彎矩是由各層以預期斜撐強度之容量設計地震力決定之不平衡側向力引致者。其中，預期斜撐受拉強度為 $R_y F_y A_g$ 。
- 其中：
- F_y ：規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。
- R_y ：預期降伏應力與規定最小降伏應力 F_y 之比值。
- 任一層之不平衡側向力應不小於該層上、下方斜撐較大抵抗水平分量的5%。

解說：

多層式斜撐構架之詳細說明提供特殊同心斜撐構架於註釋中，和多層式特殊同心斜撐構架相比，由於多層式普通同心斜撐構架須要降低韌性，因此針對多層式普通同心斜撐構架提供更簡便之設計要求。在此方法中，基於構架彈性分析在 $R=3.25$ 之條件下設計，而此地震設計僅限用於斜撐構架。接合、支柱及柱構件是以地震力3倍進行設計，藉此強化構件之穩固性。3倍地震力相當於1.5倍之超強度地震載重，例如換算成 R 值為 $3.25/3=1.08$ ，數值大約等於彈性反應相關之力水平。接合、柱及支柱如此高的強度需求，才能確保這些構件能夠抵抗斜撐傳遞之最大限度的力強度。而接合或支柱的破壞可能會誘發柱產生高強度非平衡水平載重，事實上由於構架中層並沒有與結構中其他側向載重抵抗構件接合，因此可能會危及構架的完整性。針對柱構件，強化設計載重，為間接、更為簡單之方式提供柱構件具備足夠強度，以抵抗由非均勻斜撐力及相鄰層間變形所造成之面內撓曲需求。設計用於多層式斜撐構架之柱扭轉斜撐的支柱、支柱接合，其益處以透過試驗研究(Stoakes and Fahnstock, 2013)顯示，也已納入本規範中。針對僅有張力斜撐之特殊案例，每一組斜撐之細長比應控制至少為200，可發現支柱及接合較不容易產生斜撐壓力挫屈之狀況，因為此類斜撐受到壓力或撓曲強度帶來之超強度影響較小，而斜撐挫屈所造成之水平非平衡斜撐載重亦小，因此斜撐的柱、接合、支柱之設計要求則回歸於普通同心斜撐構架的基本要求。

然而在建築物中，構架並非每層都與其他側向載重抵抗構件接合，(例如：構架中層，並沒有隔板能夠幫助分散載重至其他側向載重抵抗系統)，因此會造成多層構架產生潛在漸進降伏，進一步導致平面構架中產生柱的撓曲需求。因此，由於計算層間剪力強度之差異，柱要檢查面內彎矩，而剪力之最小值規定須大於5%層上及層下剪力容量。此力之最小值也用於掌握由材料降伏強度差異性造成之斜撐強度潛在差異，這些潛在面內力強度及彎矩需求，可藉由將額外柱構件與每層斜撐構架適當接合進而分散。須注意，相同之要求不得用於具有張力壓力斜撐的多層式普通同心斜撐構架中(控制每個斜撐之細長比低於200)，因為這些構架中的柱構件已經承受放大3倍之較高有效載重。

14.10.5 構材

14.10.5.1 基本規定

斜撐應符合14.4.1.1節中度韌性構材規定。

例外：構架中僅能受拉且長細比大於200之斜撐不需符合本節規定。

解說：

普通同心斜撐構架預期只提供中度韌性。根據2010年版本規範，構件之韌性要求已修正為滿足中度韌性構件。

14.10.5.2 長細比

V型或倒V型斜撐之長細比應為

$$\frac{L_c}{r} \leq 4\sqrt{E / F_y} \quad (14.10-1)$$

其中：

E ：鋼材彈性模數 = 2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。

L_c ：有效斜撐長度(= KL)，cm (mm)。

K ：有效長度因子。

r ：控制方向之迴轉半徑，cm (mm)。

解說：

在V型與倒V型斜撐構架中，不允許使用細長斜撐。此在限制斜撐挫屈後相接構件所發展之不平衡力，詳解說14.11.4.3節。

14.10.5.3 梁構材

梁構材與其接合之需求強度應由超強地震力決定。

解說：

在歷屆版本之鋼構規範中，假定梁構件與梁接合視為匯集構件，因此梁構件設計須符合超強度地震載重ASCE/SEI 7，故此項規範本次特別明訂2016鋼構規範中。

14.10.6 接合**14.10.6.1 斜撐接合**

斜撐接合需求強度應由超強地震力決定。

例外：斜撐接合需求強度不需大於下列條件：

- (a)受拉力時，為斜撐預期降伏強度除以 α_s ，即 $R_y F_y A_g / \alpha_s$ ，其中， α_s 為力量等級調整因子， $\alpha_s = 1.0$ (載重與強度因子設計法)， $\alpha_s = 1.5$ (容許強度設計法)。
- (b)受壓力時，為斜撐預期壓力強度除以 α_s ，即取 $R_y F_y A_g / \alpha_s$ 或 $1.1 F_{cre} A_g / \alpha_s$ 之小者，其中， F_{cre} 依第六章臨界應力 F_{cr} 公式計算(以預期降伏應力 $R_y F_y$ 取代 F_y)，且斜撐長度應不大於斜撐端點間之距離。
- (c)當接合使用擴大孔時，螺栓滑動極限狀態的需求強度不需大於不含地震力超強的載重組合。

解說：

斜撐接合是依據超強度地震載重及容許將力限制為預期斜撐強度之例外進行設計，目的是為確保斜撐降伏或挫屈能在接合限制狀態破壞前發生，包括構件淨斷面斷裂之接合極限狀態，容許斜撐接合之要求強度相對於的超強度地震載重為適當的考慮系統以有限韌性的設計求得。

本規範允許當使用14.4.2.2節第c項例外(1)之過大尺寸栓孔時，容許使用小於符合其他極限狀態所需力量之螺栓滑動設計。此反應螺栓滑動不會造成接合破壞，且此相關的能量消散可用於減少地震反應。其他極限狀態，如螺栓剪力及螺栓承載/開裂，需要設計為符合前述討論之特例的超強度地震載重。

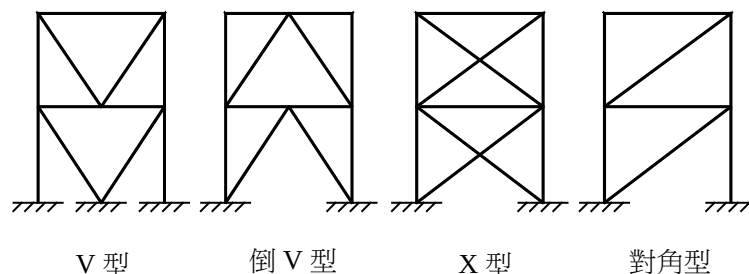
14.11 特殊同心斜撐構架

14.11.1 適用範圍

特殊同心斜撐構架應依本節規定設計。

解說：(本節解說尚未討論)

特殊同心斜撐構架(SCBF)是指構件中心線在某一點符合接頭要求，以形成抵抗側向力的垂直桁架系統的斜撐構架。圖C14.11.1-1中顯示了一些普通同心斜撐構架配置型式，包括對角型、X型、V型或倒V型斜撐。不允許在任何特殊同心斜撐構架(SCBF)中採用單向受拉斜撐。由於同心斜撐構架的幾何形狀，使其能夠在彈性範圍內為主要承受軸力構件提供完全的桁架作用。但是，在中等到嚴重的地震活動期間，斜撐構件及其連接預計要在其挫屈後承受極大的非彈性變形。



圖C14.11.1-1 同心斜撐配置型式

14.11.2 設計基準

本節適用於同心接合之構材組成的斜撐構架。其偏心率允許小於一倍梁深，惟設計時應考慮該偏心所引致之構材與接合的力量，且不改變預期非彈性變形容量的來源。

依本節規定設計之特殊同心斜撐構架，預期主要由斜撐受壓挫屈與受拉降伏，以提供顯著非彈性變形容量。

解說：(本節解說尚未討論)

特殊同心斜撐構架不同於以韌性作為設計要求之普通同心斜撐構架(包含採用鋼筋系統之斜撐構架， R 因子等於3)，本規範規定之特殊同心斜撐構架在主要地震中，應發展出穩定且具韌性之反應

於烈震中，同心斜撐構架之斜撐構件於反復拉力與壓力作用下而大量變形，由於斜撐或連接板受壓時之撓曲挫屈側向變形，導致斜撐發展出如抗彎矩構架之梁柱構件所發展之彎矩塑性轉角。一般同心斜撐構架之斜撐構件，預期於0.3%至0.5%之中等層間側位移角變形下發生拉降伏或壓挫屈反應。於烈震中，斜撐挫屈後之軸向變形量可達10至20倍之降伏變形量，為了避免如此反復軸向變形對構架造成永久性的破壞，斜撐構件及接合須適當設計。

由過去地震及實驗室測試結果顯示，造成較少考慮韌性構架設計及細節之同心斜撐構架破壞如斜撐接合或斜撐構件斷裂的原因，通常是缺乏韌性下之脆性破壞。不結實的斜撐構件會引發嚴重的局部挫屈，並使得大量彎矩應變集中於發生局部挫屈之部位進而導致韌性降低。斜撐斷裂所導致較大之層間變形大量提高梁與柱及其接合之韌性需求。

由過去研究證實，經適當配置與適當構件設計之同心斜撐構架，具有相較於前述發生破壞之構架系統優異之韌性。由Goel發表之大量分析與試驗結果顯示，經改善之設計參數如寬厚比之限制(降低局部

挫屈的可能性)、降低接縫間隙寬度以及特殊設計之端部接合,可大幅改善同心斜撐構架於斜撐壓挫屈後之行為(Goel,1992b; Goel, 1992 c),此研究發展成果皆為特殊同心斜撐構架設計要求之基礎。過去對於同心斜撐構架設計,藉由限制斜撐整體撓曲挫屈以達到可靠之反應。對角斜撐構架系統反復載重試驗顯示,若局部挫屈導致之脆性斷裂、穩定性問題以及接合破壞能加以避免,斜撐於整體撓曲挫屈後得以消散能量。按照本規範對於韌性要求且適當設計斜撐構件,可以承受大量非線性反復變形且不會發生早發性的破壞。

分析研究顯示(Tang and Goel, 1987; Hassan and Goel, 1991),嚴格依據早期規範設計之同心斜撐構架,於預見之斜撐破壞下卻於顯著之消能行為,而大部分的破壞發生於產生塑性轉角處(因缺乏韌性導致之局部挫屈)或接合,塑性轉角通常於斜撐兩端與斜撐中點產生。然而在施加相同地震歷時下,經適當設計且具穩定韌性行為斜撐系統之數值模型可以發展出完整且穩定之遲滯行為且無破壞發生。由Wallance與Krawinkler (1985)以及Tang與Goel (1989)之實尺寸試驗中亦觀察到相似之結果。經嚴格且詳細要求設計之特殊同心斜撐構架,於循環變形消散需求之烈震下具有較可靠之表現,因此,建築技術規則對於特殊同心斜撐構架之設計載重較普通同心斜撐構架低。

14.11.3 分析

特殊同心斜撐構架之柱、梁、水平支桿與接合的需求強度,應以容量設計之地震力效應決定,取下列分析所得之大者:

- (a)分析時,假設所有斜撐皆發展其預期壓力或拉力強度。
- (b)分析時,假設所有受拉斜撐皆發展其預期拉力強度,且所有受壓斜撐皆發展其後挫屈強度。
- (c)對於多層式斜撐構架,分析時,可代表從最弱層至最強層逐漸降伏且挫屈者,且應考慮兩個方向的構架受載。

每次分析僅以單向加載斜撐對應的拉力或壓力,其拉力或壓力的決定不考慮重力載重效應。構架受載的每個方向均應分析。對於包括在正交或多軸向之任意兩構架相交之柱構材系統,其分析應考慮在兩方向斜撐同時降伏的可能性。

斜撐預期拉力強度為 $R_y F_y A_g$, 其中 A_g 為全斷面積, $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

斜撐預期壓力強度允許取 $R_y F_y A_g$ 或 $(1/0.877) F_{cre} A_g$ 之小者,其中, F_{cre} 依第六章臨界應力 F_{cr} 公式計算時,以預期降伏應力 $R_y F_y$ 取代 F_y , 且斜撐長度應不大於斜撐端點間之距離。

斜撐預期後挫屈強度最大可取0.3倍斜撐預期壓力強度。

例外:

- (a)地震側向變形所導致之撓曲力可忽略不計。
- (b)柱構材需求強度不需大於下列之小者:
 - (1) 基礎抗結構傾覆所對應之上舉力。
 - (2) 合理之非線性分析所得的力量。
- (c)斜撐接合需求強度應符合14.11.6.3節之規定。
- (d)計算V型與倒V型斜撐構架之梁構材需求強度時,預期斜撐拉力強度不大於預期斜撐壓力強度。

解說:(本節解說尚未討論)

對於允許使用之材料,細長比為200(14.11.5.2節允許之最大值)之斜撐在彈性挫屈下,對應 $0.3F_{cr}$ 之值為2.1 ksi。此值可用於14.11.3(ii)節任意細長比之斜撐,以充分估計構入構件之需求強度。

以彈性分析作為設計基礎之特殊同心斜撐構架,預期在最大考量地震下,因斜撐壓挫屈與拉降伏而造成大量非線性變形反應。當梁及柱之挫屈得以避免,斜撐構架系統才能發揮充足之韌性,因此,特殊

同心斜撐構架之彈性分析須加以補充以達到更為完備之設計結果。斜撐之需求強度，通常由依照建築技術規則要求之分析結果決定。本節所規定之分析要求，用以決定斜撐構架之梁、柱與斜撐接合之設計強度，以抵抗斜撐之降伏軸力。較早期2010版本之規範中，特殊同心斜撐構架預期之非線性反應，透過一系列設計要求取代特定構件以彈性分析而得之需求強度，其中包含：

- (1)V形與倒V形斜撐構架之梁軸力。
- (2)斜撐接合之設計力量需求。
- (3)柱之設計力量需求。

上述之設計規定，目的在於不進行非線性分析之下，得到近似非線性反應之力量需求。而這些設計要求除著重於彈性分析之缺陷外，亦定義了下列所述之構件：

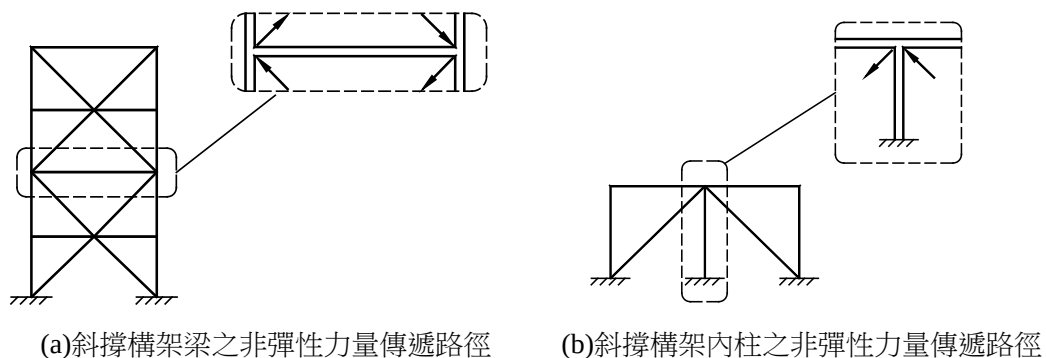
- (1)兩層樓X形斜撐構架中，未與斜撐相交之梁(如圖C14.11.3-1(a)三樓梁)。
- (2)多跨斜撐構架系統之內柱(如圖C14.11.3-1(b)所示)。

與其制定新的設計規定(並提高複雜度)以補足早期規範之缺失，本規範藉由進行塑性機構分析(最簡易之彈性分析)之規定，使得須明確考量非線性行為之要求更為簡易，期許工程師對於韌性結構系統進行分析時能加以思考這類結構系統之反應行為。由於斜撐受壓反應與受拉反應不同，應分為兩組分析如下：

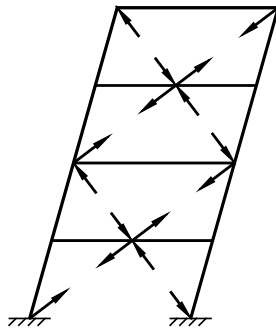
- (1)一組分析考量所有斜撐構件皆發展出最大軸力。
- (2)一組分析考量受拉斜撐發展出其最大軸力強度，而受壓斜撐考量發生挫屈後顯著比例之軸力強度下降。

斜撐間受壓與受拉之關係，由結構第一模態變形決定，換言之，考量所有柱皆往同一方向傾斜而非相反之曲率(如圖C14.11.3-2所示)。與柱傾斜方向相反之變形也須加以考慮。與前一版本規範相同的部分，為計算柱之最大軸力時，可將設計層間位移所造成之撓曲力忽略不計，因此可以利用試算表簡易之軟體直接計算地震力作用下之柱軸力。分析過程中需利用斜撐預期之受拉與受壓強度，試驗結果顯示，一般斜撐構件挫屈後之殘餘軸壓強度至少為30%之初始軸壓強度(Hassan與Goel, 1991)。本規範要求柱構件須設計以抵抗由全塑性機制產生之力(如:斜撐之降伏、挫屈)，除非根據第C3節非線性分析之結果，顯示使用較少的力即可具備足夠之可靠性。

前版之鋼構規範根據減少多層式結構誘發降伏發生之可能性，可容許使用超強度地震載重以代替斜撐全容量接合。但不幸的是，研究結果顯示，減少的效果不如預期，且對於特定建築結構而言並不重要(Richards, 2009)。



圖C14.11.3-1 斜撐構架系統非彈性力量傳遞路徑示意



圖C14.11.3-2 預期的斜撐構架機制

14.11.4 系統規定

14.11.4.1 側力分配

沿任一斜撐軸線，斜撐應採交互方向配置，使得各軸線方向的總水平力，至少30%但不超過70%由受拉斜撐提供。惟各斜撐之可用強度大於考量超強地震力所得的需求強度者除外。對於本條文的目的是而言，前述之斜撐軸線係指單軸線或平行斜撐軸線之平面偏移量不大於建築與其斜撐軸線正交方向之平面尺度的10%。

例外：對於符合下述規定的建築物，斜撐軸線可排除上述的側向力分配規定。

1. 沿此排除的軸線上，每一斜撐的需求壓力為其超強地震力。
2. 以單獨或組合方式移除不符規定的斜撐軸線不會導致樓層強度降低超過 33%，也不使系統達到規範極端扭轉不規則的條件。

當沿構架軸線在同一斜撐跨度內無反向的對角斜撐時，樓版、集力構材與水平構架系統元件的需求強度，應以依14.11.3節分析規定之後挫屈行為所產生且能在斜撐跨度間傳遞的力量決定。集力構材的需求強度不需大於含超強地震力且移除受壓構材模型之載重組合所得的需求力量，但應不小於依規範規定載重所得的需求力量。

解說：(本節解說尚未討論)

由於斜撐構件之挫屈強度與挫屈後之軸壓強度與受拉強度有很大的差異，本規範之精神在於平衡建築物於整體寬度與深度範圍內之拉力與壓力，達到良好的平衡可以避免累積非線性變形。

除非斜撐斷面適度放大使斜撐構件完全保持彈性反應，而這類型的例外可以適用於結構中少部分之斜撐。由於各斜撐之超強差異極大，非線性變形需求可能集中(且被放大)於少部分之斜撐中，因此，斜撐尺寸仍建議案其需求強度適當設計。

14.11.4.2 V型與倒V型斜撐構架

遠離梁柱接合與斜撐相交之梁構材應符合下列規定：

- (a) 柱構材間之梁構材應為連續。
- (b) 梁構材應具有側向支撐以符合14.4.1.2節第(a)項中等韌性構材的規定。

至少在V型(或倒V型)構架之斜撐交點配置一組側向支撐，但梁構材具有足夠面外強度與勁度以確保相鄰支撐點間之穩定性者除外。

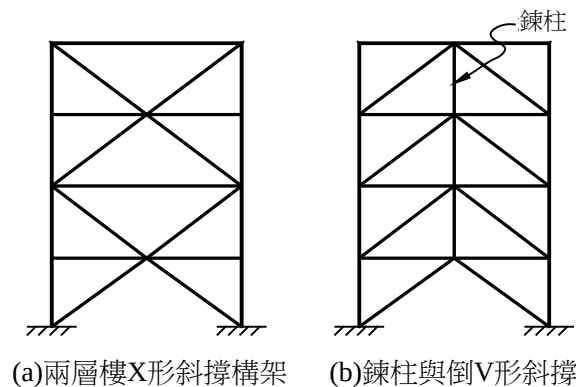
解說：(本節解說尚未討論)

V形與倒V形斜撐構架需須特別注意，因此本規範將此類型配置獨立說明。特殊同心斜撐構架於側向變形持續加載下，其預期反應為受壓斜撐發生挫屈，受壓強度下降同時，受拉斜撐之拉力持續增加至

降伏強度，當此預期反應發生於V形與倒V形斜撐構架中，與斜撐相交之梁、梁之接合以及支撐此梁之構件，必須抵抗垂直向之不平衡力。

於樓層間分別交錯配置V形與倒V形斜撐，如兩層樓X形斜撐配置(Khatib et al., 1988)或使用鍊柱，可以減少不平衡力之負面效應。

兩層式X型斜撐系統及鍊柱系統顯示於圖C14.11.4-1中，兩層式X型及鍊柱斜撐構架可設計具有非彈性及預期V型特殊同心斜撐構架之表現。這些結構亦可捕捉梁在其他層增加的非彈性軸向載重，能夠設計具有非彈性表現優於V型斜撐之特殊同心斜撐構架的預期表現之兩層X型斜撐及鍊構架，透過比例構件抑制單層機制(Khatib et al., 1988)，進一步的資訊詳見Khatib et al. (1988), Yang et al. (2008), and Tremblay and Tirca (2003)。



圖C14.11.4-1 斜撐構架型式

斜撐接合不應依照上述方式配置，因為會造成構架之梁或柱被中斷以允許連續斜撐構架，本規範針對改進斜撐系統在接合之面外穩定性是必要的。

斜撐與梁之接合處應設置充足之側向支撐以避免梁產生不利之側向扭轉挫屈，接合處之穩定性除受到梁軸力與梁彎矩影響，亦受到斜撐挫屈或挫屈後之不平直變形所產生之扭轉所影響。本規範對於斜撐之規定，無法確保此種接合在上述之情況下之扭轉穩定性，因此，對於梁撓曲強度之額外要求應加以考慮。

14.11.4.3 K型斜撐構架

特殊同心斜撐構架不可使用K型斜撐構架。

解說：(本節解說尚未討論)

由於柱承受斜撐造成之不平衡側力可能導致柱破壞，為了不使柱承受不平衡側力，K形斜撐構架配置通常不用於同心斜撐構架，且禁止使用於特殊同心斜撐構架。

14.11.4.4 純拉力構架

特殊同心斜撐構架不可使用僅能受拉構架。

解說：(本節解說尚未討論)

純拉力斜撐構架在設計中忽略壓力強度僅考慮拉力。

本規範尚未制定只承受拉力之斜撐用於特殊同心斜撐構架，因此，只承受拉力之斜撐不得使用於特殊同心斜撐構架系統中。(只承受拉力之斜撐允許使用於普通同心斜撐構架中)。

14.11.4.5 多層式斜撐構架

特殊同心斜撐構架可允許設置為多層式特殊同心斜撐構架，惟須符合下列規定：

(a)斜撐應在每層正反成對配置。

(b)水平支桿應符合下列規定：

(1)每層應配置水平支桿。

(2)遠離水平支桿與柱構材接合且與斜撐相交的水平支桿應符合14.11.4.2節之規定。當斜撐發生面外挫屈時，側撐或最小面外強度與勁度規定的檢核應考慮斜撐挫屈引起的扭轉力矩。其扭轉力矩應為對應於臨界挫屈軸之斜撐 $1.1 R_y M_p / \alpha_s$ 的力矩，但不需大於對應於斜撐接合撓曲強度的力矩，其中， M_p 為塑性彎矩(tf-cm (kN-mm))； α_s 力量等級調整因子， $\alpha_s = 1.0$ (載重與強度因子設計法)， $\alpha_s = 1.5$ (容許強度設計法)。

(c)柱構材應符合下列規定：

(1)柱構材應在水平支桿與柱構材接合處提供扭轉側撐。

(2)柱構材應具有足夠強度以抵抗斜撐挫屈引起的力量，其力量應為臨界挫屈軸之斜撐 $1.1 R_y M_p / \alpha_s$ 對應的力量，但不需大於斜撐接合撓曲強度對應的力量。

(3)對於所有載重組合，受軸壓的柱構材應設計以抵抗二次與幾何瑕疵效應所導致的彎矩。在最低限度，幾何瑕疵效應允許以施加在每層構架面外的水平虛擬載重表示，且至少為受壓或受拉斜撐與同層相交受壓柱構材產生之垂直載重的0.006倍。在所有情況下，定義4.5節的係數 $B1$ 不需大於2.0。

(d)多層式斜撐構架之各層應符合相關規範之層間位移限制，且偏移量應不大於層高的2%。

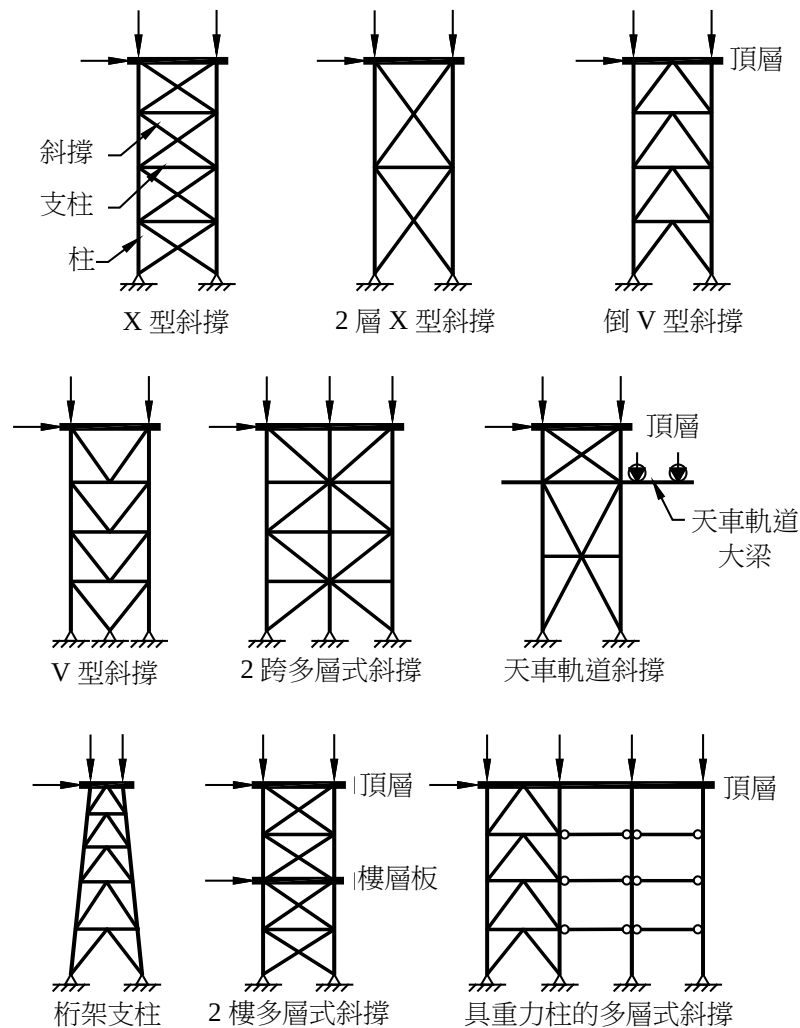
解說：(本節解說尚未討論)

一證明梁構件具有足夠的面外強度與勁度的方法，為施加定義於附錄F公式(F.3-3)之側撐力至梁上下翼板以形成一扭轉力偶。此載重應與14.11.3節分析所得之撓曲強度同時考慮。關於此扭轉載重所提供之梁構件(與其束制材)勁度應足以滿足附錄F公式(F.3-4)之要求。

多層式斜撐構架為樓板間或面外支撐位置具有二個以上多層的斜撐構架。多層式斜撐構架普遍用於無法施作從基礎跨至屋頂之單斜撐構件的單層建築結構。圖C14.11.4-2所示，可透過多種斜撐構型進行建造且具備一個以上之跨距。在工業應用上，斜撐構架可用於縱向起重機軌道支撐或桁架樁腳支撐設備，例如：輸送帶。

多層式斜撐構架亦用於挑高樓高之多樓層建築如：體育場、音樂廳等。多層式斜撐構架之柱構件，通常為I型構件取向，而造成沿強軸面外挫屈及縮減長度之沿弱軸面內挫屈。沿斜撐構架方向，重力柱可與每層支柱水平連接，創造出更短的面內挫屈長度。

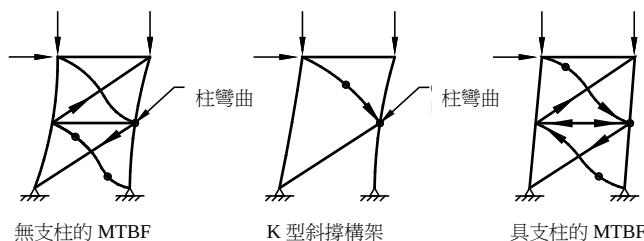
相對於多層結構中的傳統斜撐構架，多層式斜撐構架並無樓板針對面外柱提供側向斜撐。於地震時誘發柱構件產生面外變形之力，可能會影響到構架面外穩定性，須在設計時列入考量。



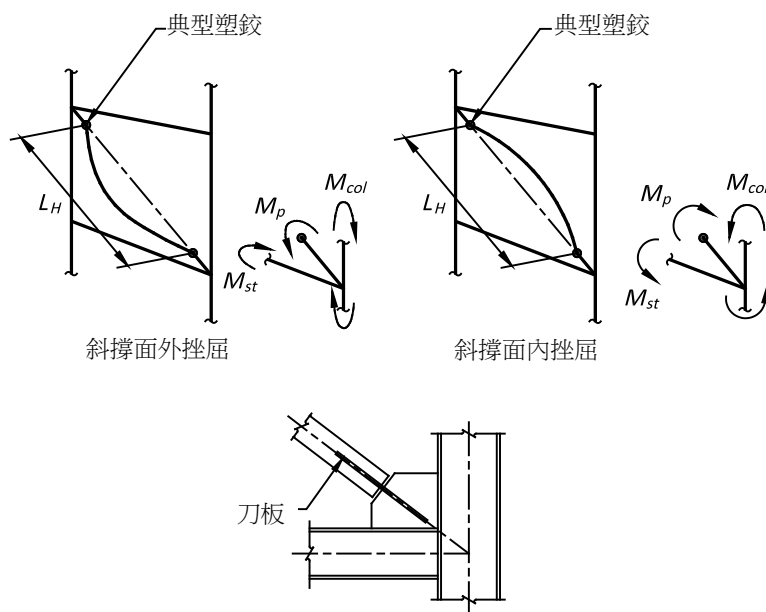
圖C14.11.4-2 典型多層式斜撐構架配置

其中還包括承受軸向載重之相交構件瑕疵所導致之面外力，或構架之面外挫屈。此類效應會影響到未受側向載重之細長柱構件，就如同未受橫向風載重之內部斜撐柱構件。在V型或倒V型斜撐構架中的支柱通常無側向斜撐，當受到斜撐挫屈所引起之扭轉時，須均衡其面外穩定性。根據14.11.5.1節之要求，支架須滿足適度韌性構件之需求，而此條件可能造成V型或倒V型斜撐構架無法施作。多層式斜撐構架的非彈性反應也會產生額外的面內要求，進而危害構架穩定性。尤其是在梁柱相交點壓力構架挫屈後的非平衡水平載重，可能會造成柱構件發生顯著的面內彎矩。發生於多層式斜撐構架之斜撐降伏與挫屈，傾向沿構架高漸進發展，此情形會造成斜撐板產生不均勻位移，因此須額外考量面內撓曲需求。透過水平支柱導入樓層結構可有效抵抗非平衡水平斜撐力，但是不均勻斜撐降伏所產生之彎矩須透過柱構件有效抵抗。軸向壓力結合面內及面外彎矩，會由於初始瑕疵及非彈性效應導致柱構件產生撓曲扭轉挫屈。柱構件須具備最小面內撓曲剛性，防止過度位移甚至產生過早斜撐破裂。相對於其他斜撐系統，設計多層式斜撐構架時，須明確考量柱構件抗彎要求並符合抗震表現，而鋼構規範中已導入新的要求，特別針對多層式斜撐構架訂定相關規定與細則。在每一斜撐構架中，樓層剪力須透過斜撐構架所表現之張力與壓力進行抵抗，確保構架能夠針對每個方向之張力展現對稱非彈性反應。水平支柱須配置於每一樓層結構中，抵抗在梁柱接合點之斜撐挫屈所引發的非平衡水平載重。在缺乏支柱之情況下，非平衡水平力會對柱構件強加顯著的面內撓曲需求並可能導致柱挫屈，如同K型斜撐構架之情形(詳圖C14.11.4-3)。產生斜撐挫屈後，支柱能夠確保側向載重透過張力作用斜撐及支柱壓力，轉換至整體樓高。支柱壓力最大值需透過分析決定，如同14.11.3節狀況(b)所述，假設張力斜撐可抵抗相對預期力且壓力斜撐可抵抗預期後挫屈強度。一旦構架再次受拉後產生挫屈及後續校直，斜撐構件會施加彎矩於接合處且將其他構件構入接合處。當斜撐構架產生面內及面外挫屈且扭轉彎矩施加

於柱上，此兩種彎矩分別為垂直與水平彎矩，等同構架預期撓曲抗力(詳圖C14.11.4-4)。若斜撐接合能詳細調節韌性非彈性轉角，則彎矩可限制為1.1倍之 R_y 接合標稱撓曲抗力。值得注意的是面外斜撐挫屈並不會誘發梁柱接合處面外力轉移，且在工作點產生之挫屈可被視為與斜撐撓曲抗力或斜撐接合相關的彎矩。面外彎矩須藉由柱構件抵抗，而扭轉彎矩通常會被水平面上的彎曲支柱抵抗(詳圖C14.11.4-4)。當斜撐構架與接合細部於面內挫屈，而斜撐挫屈將導致面內彎矩施加於柱與支架上(詳圖C14.11.4-4)，此類彎矩可藉由柱、支柱或兩者之組合抵抗，取決於接合細節與相對構件剛性。斜撐挫屈面內接合通常細部於鄰近結合處的斜撐挫屈塑鉸，在此情況下，彎矩需求可能很高且會影響柱相應之斜撐預期撓曲強度。彎矩需求可藉由刀板接合細部於板彎之非彈性轉角顯著降低，或是提供非剛性隔板接合於寬翼柱的腹板，而柱腹板之撓度可調節與斜撐挫屈關聯之轉角。針對面外斜撐挫屈，柱構件中心線之彎矩可等同於發展於斜撐構架或斜撐接合之彎矩。



圖C14.11.4-3 多層式BRB構架中受壓構材之角色



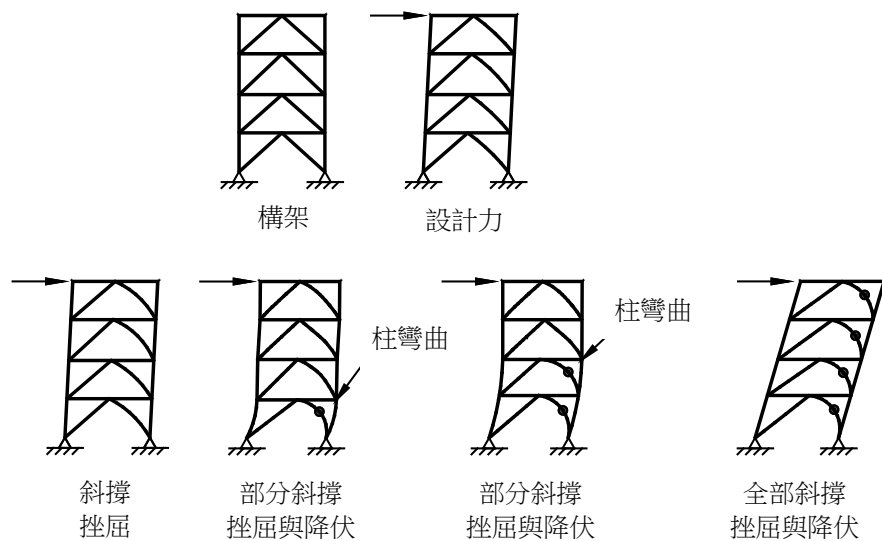
圖C14.11.4-4 挫屈斜撐索引致之載重

在V型或倒V型斜撐中，支柱亦作為梁抵抗斜撐挫屈構架所產生之非平衡垂直載重。不存在樓板的樓層結構中，梁可藉由提供足夠強度與剛性抵抗扭轉，進一步具備側向穩定性，如V型或倒V型斜撐。如前所述，提供梁具備足夠強度與剛性亦能符合中度韌性構件之要求，但不適用特定結構。針對面外斜撐挫屈，誘發之額外扭矩須列入設計考量。

在多層式斜撐構架之斜撐面板，其功用為連接基礎與屋頂或層間。目前有研究指出，斜撐挫屈與降伏通常會沿構架高度逐步發展，導致非均衡層位移亦包括柱面內彎矩(Imanpour et al., 2013)。此現象圖示於圖C14.11.4-5，圖中顯示四層雪弗龍(倒V)斜撐構架，當斜撐張力降伏開始發展時，彎矩現象就更為明顯，進一步造成相對較大的位移及後挫屈之壓力斜撐強度劣化，然而相鄰層之斜撐張力降伏則尚未被誘發產生。發生地震時，此類情況會依序發生，從最弱之層板開始傳佈，直到整體樓層皆產生斜撐張力降伏現象。柱構件之軸向壓力與彎矩組合，可能會造成柱構件在達到完整塑性機構前，產生面內撓曲不穩定性，使所有斜撐構架產生張力降伏並在壓力下達到後挫屈強度。此表現在不同層高或不同層間強度變化之構架更為明顯，然而，類似反應可在同層之構架觀察到，由構架層間構件強度性質、

瑕疵及邊界條件之不可避免的變異性所導致。

14.11.3節包含第三分析案例，評估施加於多層式特殊同心斜撐構架柱構件之撓曲需求，作為沿構架高度之斜撐非彈性反應過程。針對簡易構架，柱構件及軸向載重可透過手動計算測定，如同14.11.3節提及之分析案例(a)與(b)。針對更加複雜構型之多層式特殊同心斜撐構架，非線性靜力(彈塑性)分析可用於擷取預期序列之斜撐降伏及所造成之構件力。在上述兩案例中，相較於分析案例(b)，分析會進行直至產生完全斜撐挫屈及達到降伏機制。或者，柱構件力可藉由非線性反應歷程分析測定，此方法適用於具有大量層數更高的構架，構架之斜撐降伏僅會發展於構架高度的一部份，造成撓曲需求之減少。手動計算標示於此，若使用非線性分析(靜力或動態)，須根據章節C規範進行。建模與分析指導準則可參照Imanpour等人(2016a, 2016b)。模組須處理斜撐降伏及挫屈反應，在靜力非線性分析中，須強調斜撐壓力強度劣化率，藉此重現循環地震需求下的預期條件(Imanpour and Tremblay, 2014)。針對均勻構架之非線性分析，單層之斜撐強度須特意減少一定值(約減少5%)，藉此重現預期實際構架其斜撐挫屈與降伏之起始與接續進程。當構架從頂層或底層發生斜撐挫屈時，通常會使柱構件產生更危險之狀況，如下圖所示：

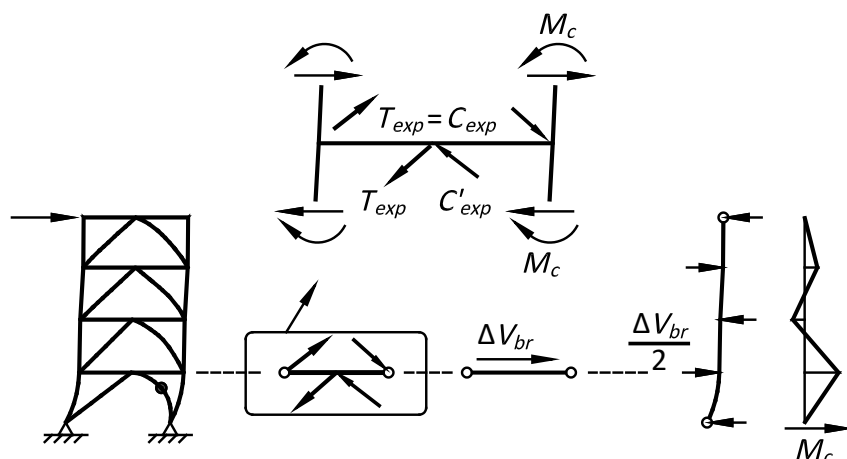


圖C14.11.4-5 多層式特殊同心斜撐構架中斜撐之劇烈挫屈與降伏情形

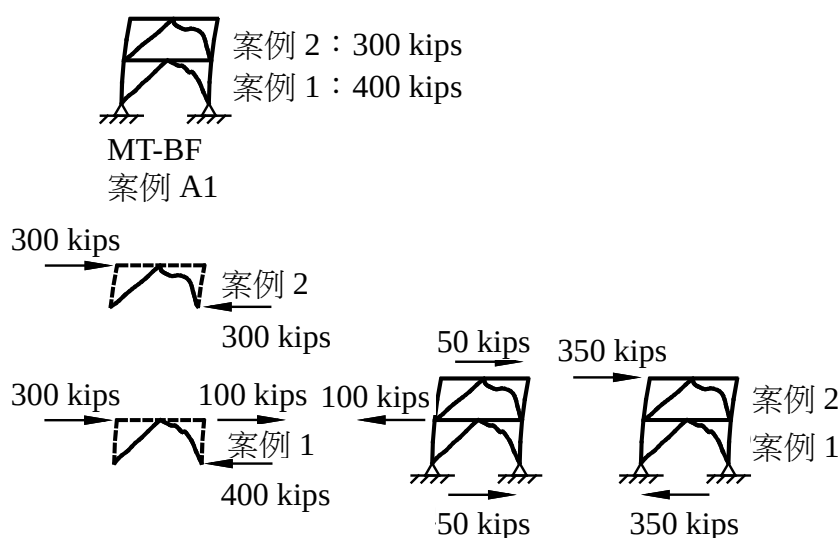
針對承受漸增側向載重之勻稱構架，所有壓力斜撐挫屈為近乎同時發生，接續為發生於張力斜撐之斜撐降伏，其載重逐漸增加時具有最高之壓力比，而在斜撐挫屈發生後構架會出現斜撐力再分配之情況。圖C14.11.4-6中表示斜撐降伏起始於構架第一層(底層)，當斜撐構架拉伸時，層中的位移量增加導致柱構件產生彎矩。壓力斜撐之強度於第一層減少，斜撐構架所支撐之整體樓層剪力亦減少。水平平衡透過柱構件彎矩時產生之剪力維持。當構架第二層的張力斜撐達預期降伏強度 T_{exp} 時，柱撓曲達到最大值，而構架第一層之壓力斜撐強度已降低至預期後挫屈強度 C'_{exp} 。在第二層中，壓力斜撐仍承受近似於預期挫屈強度之載重 C_{exp} ，而非平衡斜撐樓層剪力之保守估計值 ΔV_{br} ，公式如下：

$$\Delta V_{br} = (T_{exp} + C_{exp})_2 \cos \theta_2 - (T_{exp} + C'_{exp})_1 \cos \theta_1 \quad (C14.11.4-1)$$

發生於構架第一層與第二層之斜撐力情況，分別對照於14.11.3節的分析案例(a)與(b)。圖C14.11.4-7為兩層式倒V型斜撐構型之數值範例，圖形顯示斜撐降伏起始於第二層時，構架一層與二層間斜撐樓層剪力強度之差異(400 kips - 300 kips = 100 kips)。針對此情形，由於柱剪力處於相反之方向，因此整體構架剪力會低於最強樓板之斜撐容量。如圖所示，非平衡斜撐樓層剪力受到由靜力所支撐之兩組柱與構件所抵抗，而受斜撐構架所誘發之軸向載重也可被測量出，包括在頂部樓層之垂直非平衡斜撐載重效應。在多層式斜撐構架中，非平衡樓層剪力受到所有柱構件抵抗，沿斜撐線之重力柱通常透過水平支柱構件與多層式斜撐構架連接，如此可減少面內挫屈長度。



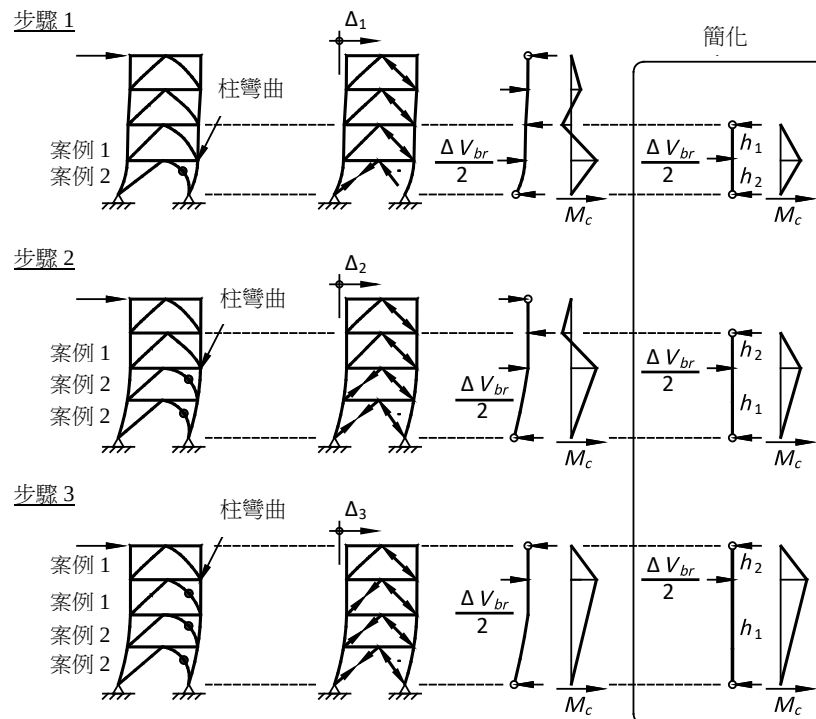
圖C14.11.4-6 多層式特殊同心斜撐構架中不平衡斜撐樓層剪力情形



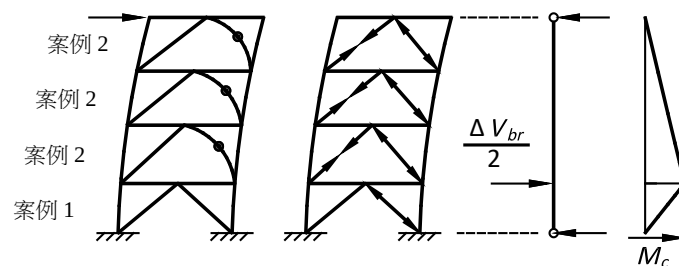
圖C14.11.4-7 倒V字形斜撐配置之兩層樓構架中柱之面內撓曲需求(於二樓之斜撐發生降伏)

在此情況中，部分非平衡樓層剪力受重力柱所抵抗，因此降低對斜撐構架柱構件的需求。撓曲需求則分布於斜撐構架與重力柱之間，作為相對撓曲剛性性質之功能(Imanpour et al., 2015)，而接合支架須設計能夠承受前述分布所引起的軸向載重，且重力柱須抵抗軸向壓力加上所分擔之撓曲需求總和。在三層以上的構架中，沿高度發展之斜撐降伏及挫屈會導致一系列誘發多種彎矩需求之情況，針對起始於均勻構架底層之斜撐降伏情形描述於圖C14.11.4-8。圖中表示案例1與案例2分別對照於14.11.3節的案例(a)與(b)，彎矩則可透過忽略柱構件於樓層頂端連續性所引發的張力降伏進行估計(案例1)。在此簡化模組中柱構件作為一簡單支撐構件，抵抗其在分析案例1與2之層間構架所承受的非平衡斜撐樓層剪力。特別針對此案例屬於案例2之情況，相鄰層間的非平衡斜撐樓層剪力為零，而對非均衡斜撐強度之構架需考慮額外的力。設計時不需考慮所有情況，由於僅會有少數案例誘發柱構件軸向載重與面內彎矩之危險組合。對於均衡構架，當頂部之非彈性反應傳遞至樓層構造並觸發斜撐降伏時，面內彎矩及軸向載重之最大值可能會從最底層構架發生(圖C14.11.4-9)。

驗證柱構件時，須考慮由斜撐挫屈或瑕疵所引起的面外彎矩，由於其可能會導致危急狀況的產生。具有不同斜撐尺寸之均勻幾何構架，可能會造成更多複雜的反應，如圖C14.11.4-10所示。



圖C14.11.4-8 均勻多層式特殊同心斜撐構架中柱之面內撓曲需求

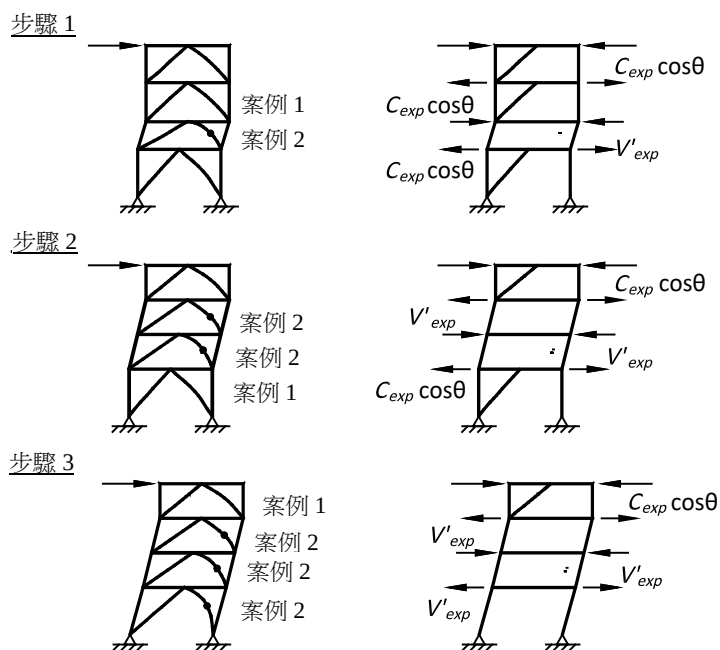


圖C14.11.4-9 由頂層發生之斜撐降伏情形

斜撐降伏的傳遞會依據相對斜撐樓層剪力抗力及此類型構架合適的非線性分析，此外柱撓曲需求可藉由一組線性靜力分析及結構模組進行測定，而該結構模組則以水平力相對應之水平構件預期強度取代挫屈及降伏構架。在每一分析中，應用於構架頂部的水平載重經過調整，使範例(a)適用此樓層張力斜撐條件，操作過程表示於圖C14.11.4-10。斜撐降伏起始於構架第二層，接續發展至第三層與第一層，圖中水平力 V'_{exp} 對應於斜撐樓層剪力則依據斜撐預期後挫屈 C'_{exp} 測定，柱軸向載重則藉由斜撐強度之垂直分量總和測定。柱構件的面內彎矩，極度取決於不同層斜撐壓力強度 C_{exp} 與 C'_{exp} 間的差異。非線性反應分析(Imanpour et al., 2016a, 2016b)顯示較不嚴重的條件通常存在於實際地表運動之下，降伏樓層之壓力斜撐力值通常高於 C'_{exp} ，而觸發斜撐降伏之樓層壓力斜撐，已喪失部分壓力強度，因此導致其 ΔV_{br} 值小於公式(C14.11.4-1)所預測之數值。由於材料降伏強度與斜撐邊界條件，保守性的方法被視為斜撐強度變異性之補償，因此計算須使用規範定義之 C_{exp} 與 C'_{exp} 值。當斜撐挫屈反應明確於非線性動態分析中建模，材料變異性須藉由改變具有最大彎矩樓層之斜撐降伏強度以進行考慮，預期之較高需求發生於沿構架高度改變之斜撐尺寸或斜撐傾角。當斜撐尺寸保持一致時，即使層高改變，較高需求仍可被觀察出，因此須注意配置構架幾何與斜撐尺寸藉此將需求最小化。

數值模擬指出在某些案例中，面內柱降伏會降低面外柱撓曲挫屈強度(Stoakes and Fahnestock, 2013)。而此降低現象，在兩層式構架的中間高度柱產生面內柱降伏時更為明顯，然而面內柱降伏對面外撓曲挫屈之有害影響，可藉由提供扭轉斜撐進而緩解，由於其滿足Helwig and Yura(1999)所提出每層構架的最小剛性及強度要求。柱扭轉斜撐可藉由移動層級支柱的面外撓曲剛性進而提供，I型支架導向使位於水平面的腹板透過強軸彎矩，進而有效提供扭轉剛性及強度之方法。支架亦須抵抗斜撐面外挫屈

施加的面內扭轉彎矩，桁柱接合須詳細的發展需求之強度與剛性。



圖C14.11.4-10 非均勻多層式特殊同心斜撐構架中基於線彈性分析之柱面內撓曲需求

在斜撐構架及支柱之軸向力可能會由於柱面外線外接合點的瑕疵，進而誘發柱面外水平載重。前述力效應會受柱軸向壓力表現所導致的二級非彈性效應而增大，而瑕疵效應則發生於任何載重組合包括：側向載重、地震載重。而此類效應可藉由直接分析法加上明確考量幾何瑕疵進行評估。另外，鋼構規範之水平標準載重可應用於幾何瑕疵與非彈性效應的評估，當應用此類載重時，二級效應仍須藉由直接二級分析法或近似二級分析法進行評估，而構件須經 B_1 係數放大，如附錄8所述。此外，放大係數 B_1 不能超過鋼構規範規定之最大值，防止運用柱構件展現有限面外剛性。

柱剪力變形為柱彎矩造成整體構架位移與變形之總和，考量挫屈斜撐之合理範圍，故此變形量限制於2%以下。

14.11.5 構材

14.11.5.1 基本規定

柱、梁與斜撐構材應符合14.4.1.1節高韌性構材之規定。多層式特殊同心斜撐構架之水平支撐應符合14.4.1.1節中等韌性構材之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

一般來說，斜撐整體挫屈後，於中點產生塑鉸，此時斜撐僅存少量或完全喪失韌性。局部挫屈於塑鉸發生處可能造成大量應變變形，並於較低之層間側位移下導致斜撐斷裂。由過去研究發現，結實斷面之斜撐可以藉由防止局部挫屈而顯著提升韌性(Goel, 1992b; Hassan與Goel, 1991; Tang與Goel, 1989)。在非線性反復加載下，為減低局部挫屈及後續斷裂之負面影響，受壓斜撐構件之寬厚不得高於結實斷面之要求。試驗結果顯示，因局部挫屈導致斜撐斷裂，普遍發生於寬厚比高於前述限制(Hassan與Goel, 1991; Tang與Goel, 1989)之矩形型鋼斷面，即使是符合本規範之耐震寬厚比要求之方形型鋼斷面，因局部挫屈導致斜撐斷裂可能限制整體的性能表現(Yang與Mahin, 2005)。特殊同心斜撐構架柱之撓曲強度以及轉角容量已證實對於特殊同心斜撐構架穩定性有顯著的影響(Tremblay, 2001, 2003)，因此前述之限制也適用於特殊同心斜撐構架柱中。過去亦證實，藉由柱發展非線性轉角變形，特殊同心斜撐構架可以承受顯著之樓層側位移變形(Sabelli et al., 2003)。矩形型鋼斷面之斜撐構件可藉由下列方式以

提高韌性與斷裂前之壽命。型鋼之管壁可利用長向加勁板加勁，如肋板或小型角鋼構成如帽子形狀之配置(Liu與Goel, 1987)。過去研究發現，斜撐內填充純混凝土可以有效降低構件於挫屈後發生嚴重局部挫屈的可能性(Liu與Goel, 1988; Lee與Goel, 1987)。基於上述之研究試驗結果，Goel與Lee(1992)得以建立經驗公式，用以決定填充混凝土之矩形型鋼斷面斜撐構件之有效寬厚比，有效寬厚比可由實際寬厚比乘上係數 $[(0.0082KL/r) + 0.264]$ 而得，其中 KL/r 為構件之有效細長比，需介於35與90之間。上述填充混凝土之目的為避免型鋼管壁發生局部挫屈之負面影響。替代採用單一大尺寸型鋼斷面之方式，可以採用並聯兩組斷面較小之型鋼，其端部與單一接合板或十字形接合板接合，與雙角鋼或雙槽以背對背之作法相似(Lee與Goel, 1990)。採用此類型之雙管斷面包含許多優點：減少斜撐接合問題、在相同斷面寬度下，雙管斷面可採較小之寬厚比、面內挫屈變形大多可以避免因面外挫屈對於接合板凹折之影響、藉由構件產生之三處塑性轉角以達到較佳之能量消散效果、不同於單一斜撐於單一接合板配置下發生面外挫屈時之有效長度因子 K 為1.0，雙管斜撐之有效長度因子 K 接近0.5而有較大之強度。

14.11.5.2 斜撐

斜撐應符合下列規定：

(a)斜撐長細比 L_c/r 應不大於200。

其中：

L_c ：斜撐有效長度= KL ，cm (mm)。

r ：控制的迴轉半徑，cm (mm)。

(b)組合斜撐之連接器間距應使得個別肢材在連接器間之長細比 a/r_i 不大於組合斜撐主控長細比的0.4倍。

其中：

a ：連接器間距，cm (mm)。

r_i ：個別元件最小迴轉半徑，cm (mm)。

連接器的可用剪力強度和應不小於任一股材的可用拉力強度。組合構件應至少使用兩個連接器，且均勻配置於斜撐淨長的中央四分之一範圍內。

例外：當斜撐對臨界挫屈軸挫屈不會對連接器產生剪力時，連接器不需符合本條文規定。(注意格式統一及是否還要調整例外格式)

(c)斜撐有效淨斷面積應不小於其全斷面積。斜撐使用加勁材時，應符合下列規定：

(1)加勁材之規定最小降伏強度應至少為斜撐之規定最小降伏強度。

(2)加勁材與斜撐接合應有足夠強度，使得在任一縮小斷面側可發展加勁材的預期強度。

解說：(本節解說尚未討論)

斜撐構件之需求強度為所對應之淨斷面斷裂極限狀態下之預期斜撐強度決定，需特別注意某些使用於斜撐構件之鋼材，其預期降伏強度明顯高於最小規定降伏強度，部分鋼材之預期降伏強度甚至與預期拉力強度相當，在此情況下，顯著之斜撐斷面縮減是不被允許的，且斜撐斷面於接合處需要局部加勁，此情況適用於利用刀板連接接合板與採用ASTM A53或A500鋼材之斜撐(例如圓管、方形鋼管、矩形鋼管或圓形型鋼斜撐)時，斜撐於接合處因安裝所需之擴孔而使得斷面積減少之情形，若斜撐斷面未加勁，淨斷面斷裂破壞將成為控制之極現狀態，斜撐之韌性可能因此大幅減少(Korol, 1996; Cheng et al., 1998)。斜撐斷面加勁可利用鋼板銲接於鋼管上，以增加斜撐開孔處之有效淨斷面積(Yang與Mahin, 2005)。由Cheng的試驗結果發現，斜撐與接合板間採用兩道連續之回頭銲(而非一般採用於接合板邊緣段開支四條銲道形式)之性能表現優異，然而，此種回頭銲在現地施工中不亦施作，且可能造成潛在應力提升並導致裂縫產生。當斜撐斷面無縮減，或是當斜撐斷面經補強使得其有效淨斷面積大於斜

撐斷面積時，則不須遵照上述之規定。斜撐無斷面積縮減與補強之目的在於避免淨斷面在斜撐發展顯著韌性變形時發生破壞。若採補強方式，用以補強之構件需與斜撐連接，使其應力能與斜撐之設計應力一致。用以補強之構件與斜撐連接處之設計強度，建議為任一側斷面縮減處所需之補強強度。

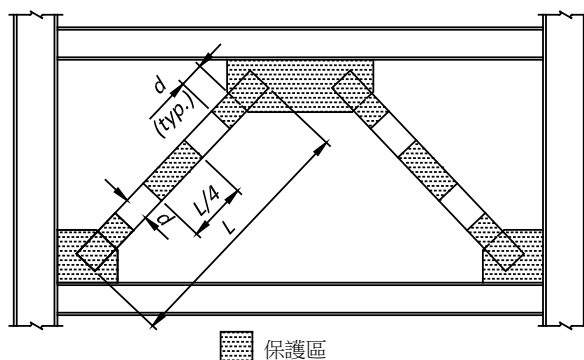
14.11.5.3 保護區

特殊同心斜撐構架之保護區應符合14.4.1.3節與下列之規定：

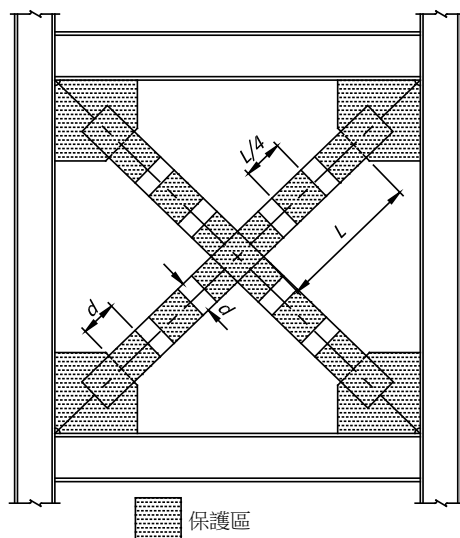
- (a)對於斜撐，在斜撐長度的中央四分之一範圍，與鄰近接合在挫屈平面內一倍斜撐深度的區域。
- (b)斜撐連接至梁與柱構材之元件。
- (c)對於V型與倒V型斜撐構架之梁構材以14.11.3節第(d)項之例外設計者，鄰近接合隅板邊緣一倍梁深度的區域。

解說：(本節解說尚未討論)

在特殊同心斜撐構架之隅板及斜撐預期發生塑性轉角之非彈性變形區域，以鉚接將附屬物接合可能導致此區域發生斷裂破壞。圖C14.11.5-1與圖C14.11.5-2所示為倒V形與X形斜撐構架之保護區。需特別注意X形斜撐構架中，一半斜撐長度範圍內為保護區，且塑性轉角預期發生於斜撐之任一四分點中。



圖C14.11.5-1 倒V形斜撐構架保護區範圍



圖C14.11.5-2 X形斜撐構架保護區範圍

14.11.6 接合

14.11.6.1 關鍵鉚道

下列銲道為關鍵銲道，應符合14.2.2節與14.15.2.3節之規定：

(a)柱續接開槽銲道。

(b)柱與柱基板接合銲道。

例外：當符合下列兩條件時，不需視為關鍵銲道：

(1) 柱構材鄰近柱底板區域因束制條件而不發生塑鉸者。

(2) 柱構材在含超強地震力之載重組合下不受淨拉力者。

(c)梁柱接合符合14.11.6.2節第(b)項規定之銲道。

解說：(本節解說尚未討論)

柱續接之開槽銲接為必要銲接，原因如下，首先，儘管柱續接之脆性破壞模式與影響尚未被徹底研究，然而，此類型之破壞模式仍被認為對構架之安全造成危害；其次，當地震發生過程中，柱續接處之真實力量難以估計，且柱反曲點位置隨地震歷時不同而有所改變，無法有效地透過分析而得知。因此，當分析結果顯示構架之柱銲接在規定之載重組合作用下(考量放大地震力)而無拉力作用，此分析結果無法作為設計需求之有效依據。由於柱續接的關鍵特性以及無法準確估計柱續接處之力量需求，本規範目的意於使柱續接處成為構架中強度最高者，且採用保守之設計方法。於是，為避免柱續接處開槽銲之脆性破壞的發生，柱續接處為必要銲接。部分開槽銲接包含於此要求中，因為未融合之部分特別容易導致部分開槽銲接發生脆性破壞。

14.11.6.2 梁柱接合

當斜撐或接合板在梁柱接合處與梁、柱構材相接時，其接合應符合下列規定之一：

(a)該接合應符合2.3.3節第(a)項規定之鉸接接合，其需求轉角取0.025弧度；

(b)該接合設計應抵抗下列彎矩之小者：

(1)預期梁撓曲強度 $R_y M_p$ 所對應之彎矩乘上1.1且除以 α_s 。

(2)總預期柱撓曲強度總 $\sum(R_y F_y Z)$ 對應之彎矩乘上1.1且除以 α_s 。

其中：

F_y ：規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

M_p ：梁構材塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)。

Z ：對彎曲軸之塑性斷面模數，cm³ (mm³)。

該彎矩應考慮斜撐接合與梁接合之需求強度的組合，其中，包括使用超強地震載重所得之樓版集力構材的力量。

(c)梁柱接合應符合14.5.6.2節第(c)項之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

斜撐構架易發生顯著之非線性變形，伴隨梁柱接合處產生顯著之轉角。梁柱接合與隅板之設計若未考量此轉角之效應，則容易發生破裂破壞。近期試驗結果(Uriz與Mahin, 2004)顯示，斜撐構架之設計若未考量結合處之勁度與力量需求可能無法達到預期之表現。本規範提供兩種方式供工程師選擇，第一種為簡易接合(需求轉角為0.025弧度)，Manual Part 10 (AISC, 2011)所顯示之接合，能夠容納0.03弧度之旋轉，因此符合簡易接合之要求。然而重要的是須了解到在許多結構中，連接板與梁相互剛性的表現，應使用在梁柱接合與連接板柱接合中，進而針對變形需求達到所需之旋轉韌性。例如由伊利諾大學(Stoakes與Fahnestock, 2010)之試驗配置，使得梁及柱間能有效地相對旋轉。如圖C14.11.6-1所示。在此範例中，重要的是連接板柱接合具有類似梁柱接合之變形特徵，主要透過相似雙角鋼接合達成。(此處示意之接合並不代表14.11.6.3節中所討論一般特殊同心斜撐構架之塑鉸區域)。

類似結構使用栓接對栓接之雙角鋼，將連接板與主要構件接合，且梁對柱已經過McManus等人(2013)之測試如圖C14.11.6-2所示，而McManus等人亦建議梁、連接板對柱腹板之非加勁接合，可容許梁與連接板透過柱腹板之撓曲產生相對於柱構件之轉角變形，從而降低連接板、梁及柱之束縮力的產生。結果是由較大構架位移所造成結構性構件損害之敏感性降低。Fahnestock等人(2006)亦測試將旋轉變形機制設置於隅板範圍外。Thornton與Muir(2008)亦提出類似之設計概念。如圖C14.11.6-3所示。這些結構亦藉由容許轉角變形發生於梁柱與隅板柱接合面外以降低束縮力。第二種方式為完全束制之剛接接合，其最大彎矩可由接合之梁或柱預期強度決定。第三個選項已經加入目前版本之鋼構規範中，且亦為全束制抗彎接合。與提供接合之要求強度不同，第三選項之規定要求為普通抗彎構架接合之替代方案。

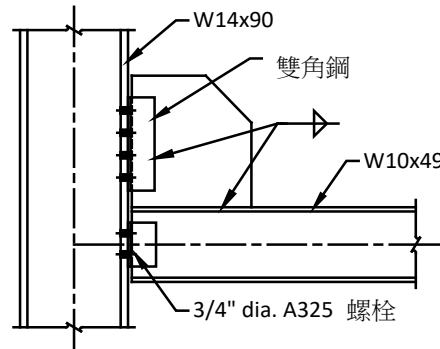


圖 C14.11.6-1 容許轉角變形之梁柱接合(Stoakes and Fahnestock, 2010)

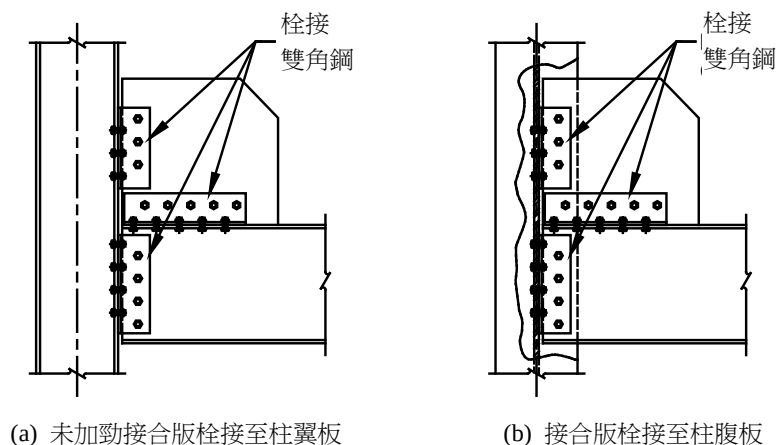


圖 C14.11.6-2 容許轉角變形之全栓接梁柱結合

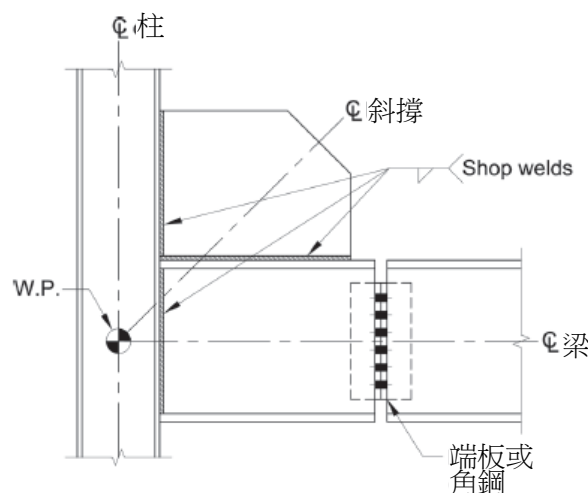


圖 C14.11.6-3 容許轉角變形之梁柱接合

14.11.6.3 斜撐接合

若斜撐接合包含特殊同心斜撐構架的梁柱接合時，其斜撐接合之需求拉力、壓力於彎矩應以下列規定決定。這些需求強度允許單獨作用，不考慮交互影響。

1. 需求拉力

需求拉力應為下列之小者：

(a) 斜撐預期降伏拉力 $R_y F_y A_g$ 除以 α_s 決定。

例外：斜撐不需符合公式(11.4-1)與(11.4-2)對此載重的規定。

(b) 分析所得由系統傳遞至斜撐之最大載重效應。

當接合使用擴大孔時，螺栓滑動極限狀態的需求強度不需大於含超強地震力的載重效應。

2. 需求壓力

斜撐接合應設計以提供挫屈極限狀態之需求壓力，即為斜撐預期壓力強度除以 α_s ，其中，斜撐預期壓力強度定義於14.11.3節。

3. 斜撐挫屈調整

斜撐接合應設計以抵抗因斜撐挫屈所致之彎矩或轉角，符合下列任一條文者視為符合本節規定：

(a) 需求彎矩：設計抵抗因斜撐挫屈引致彎矩之斜撐接合，其需求彎矩為預期斜撐可用撓曲強度之1.1倍除以 α_s 。其中，預期斜撐撓曲強度應由斜撐對臨界挫屈軸之 $R_y M_p$ 決定。

(b) 轉角容量：設計抵抗因斜撐挫屈引致旋轉之斜撐接合，其轉角容量應提供在設計樓層側位移下的需求轉角。該接合允許非彈性轉角。

4. 接合板

對於面外斜撐挫屈，接合板直接與梁翼板或柱翼板相接的銲道，應具有 $0.6 R_y F_y t_p / \alpha_s$ 乘上接合長度的可用剪力強度。

其中：

F_y ：接合板之規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

R_y ：預期降伏應力與接合板規定最小降伏應力 F_y 的比。

t_p ：為接合板之厚度， cm (mm)。

例外：另者，這些銲道也可設計具有可用強度，以抵抗對應於14.11.6.3節第2項之斜撐力引致之接合板邊緣力，並與這些力量存在所得接合之接合板弱軸彎矩的組合者。

解說：(本節解說尚未討論)

本節例外適用於斷面縮減或由於剪力延遲效應造成淨斷面積明顯減少之斜撐。典型例子為與隅板接合之開長條孔鋼管斜撐。14.11.5.2節要求開孔或開槽斜撐應加勁，以使有效淨斷面積大於全斷面積。用於檢核接合極限狀態之斜撐強度，如斜撐塊狀剪力，可使用14.2.3節所允許之預期材料強度決定。

對於其他極限狀態，採用載重(a)與(b)。

非彈性轉角容量通常藉由斜撐端部終止於單隅板限制彎折線前之彎折提供。

接合隅板之預期期剪力強度可使用雙邊填角銲達成，而填角銲腳尺寸等於ASTM A572 Grade 50板之 $0.74 t_p$ ，及ASTM A36板之 $0.62 t_p$ 與E70電極。例外可適用較小之銲接。

14.11.6.4 柱續接

柱續接應符合14.4.2.5節之規定，當採用開槽鉚續接時，應為全滲透開槽鉚。

柱之續接應設計至少發展相接構材中較小塑性彎矩 M_p 除以 α_s 之50%。

需求剪力強度應為 $(\sum M_p / \alpha_s) / H_c$ 。

其中：

H_c ：兩相鄰梁柱接合間之柱構材淨高，包括結構樓版，cm (mm)。

$\sum M_p$ ：柱構材上、下端塑性彎矩 $F_y Z$ 的總和，tf-cm (kN-mm)。

解說：(本節解說尚未討論)

當強震發生時，於斜撐挫屈與降伏後，同心斜撐構架之柱會發展顯著之非線性彎矩變形，儘管於彈性設計過程中，柱之彎矩強度並未納入設計考量，特殊同心斜撐構架柱應符合結實斷面之規定，以及充足之剪力與彎矩強度以確保在構架反復變形下能持續維持側向強度。此外，在預期斜撐降伏後所發展之力量作用下，柱之續接應擁有充足之強度以避免破壞發生。數值分析結果顯示，特殊同心斜撐構架除了使用於二元系統外，柱可能承受至少40%之樓層側力(Tanh與Goel, 1987; Hassan與Goel, 1991)。採用特殊同心斜撐構架與特殊抗彎矩構架之二元系統時，同為兩系統之柱可能承受至少50%之樓層側力。儘管個別斜撐構件緊縮之遲滯迴圈反應，特殊同心斜撐構架之特性在於能提供整體構架飽滿之遲滯迴圈反應(Hassan與Goel, 1991; Black等人, 1980)，如圖C14.11.6-4所示。

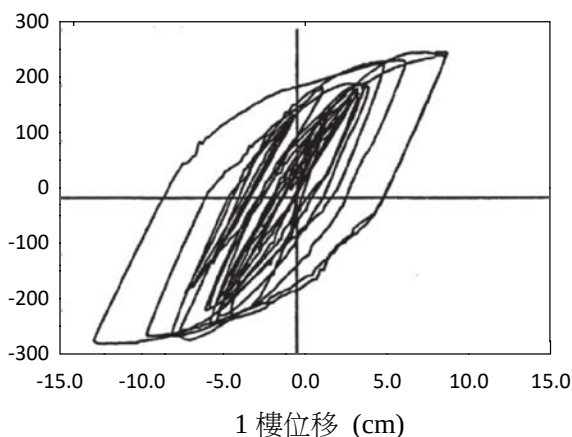


圖 C14.11.6-4 特殊同心斜撐構架基底剪力與樓層變形關係圖

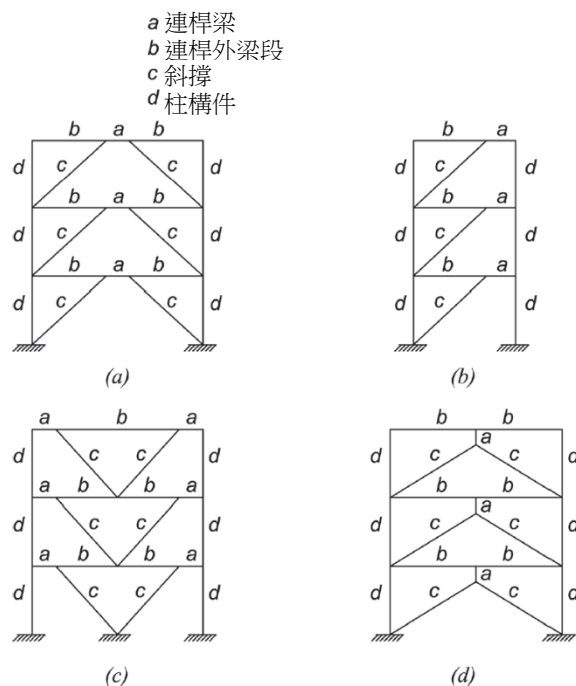
14.12 偏心斜撐構架

14.12.1 適用範圍

偏心斜撐構架應依本節規定設計。

解說：(本節解說尚未討論)

偏心斜撐構架由柱、梁與斜撐組成，其主要特徵在於每根斜撐構件至少一端與稱之為連桿梁之短梁段接合，藉由此連桿梁之剪力或彎矩傳遞斜撐之受力，而連桿梁定義為梁構件中心線與兩斜撐中心線交會點間，或梁構件中心線在與斜撐及柱中心線交會點間之水平偏心距。與同心斜撐構架對照，偏心斜撐構架之梁構件承受高的剪力與彎矩。圖C14.12.1-1描述偏心斜撐構架使用例，並於圖上標示偏心斜撐構架之關鍵元件，包括連桿梁、連桿外梁段、斜撐與柱構件。



圖C14.12.1-1 偏心斜撐構架案例

本條文主要適用於連桿梁為水平構件，且位於柱與斜撐間或兩斜撐間之偏心斜撐構架設計。對於斜撐配置為倒Y字型之偏心斜撐構架，如圖C14.12.1-1(d)所示，連桿梁連接於梁的下方，若採用此種配置，須於斜撐與垂直連桿梁之交會點提供側向支撐，除非經詳細計算證明此設計不需側向支撐。

14.12.2 設計基準

本節適用於一種斜撐構架，其構架中每一斜撐之一端與梁構材的相交點距該梁與相鄰斜撐或柱構材中心線相交點有偏心者，此偏心段在受剪力與彎矩作用下形成連桿。若設計符合其構材與接合的力量，且不改變預期非彈性變形容量的來源時，遠離連桿之斜撐接合允許小於1倍梁深之偏心距。

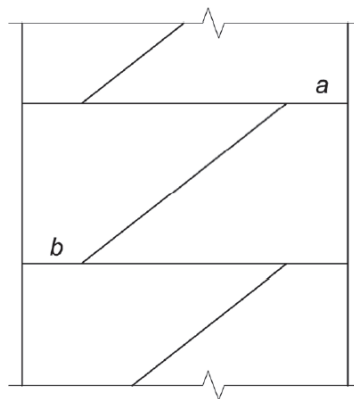
依本節設計之偏心斜撐構架，預期由連桿梁之剪力或撓曲降伏提供顯著非彈性變形容量。

當連桿直接與柱構材連接，其接合設計應提供14.12.6.5節第1項規定的性能，且證實與14.12.6.5節第2項規定的一致。

解說：(本節解說尚未討論)

過去的研究證實，偏心斜撐構架(EBF)特別採用短的連桿梁時，可提供與特殊同心斜撐構架(SCBF)和普通同心斜撐構架(OCBF)相近之彈性勁度；若不採用過短之連桿梁時，在進入非彈性範圍，可提供與特殊抗彎構架(SMF)相當之優異韌性與能量消散能力(Roeder and Popov, 1978; Libby, 1981; Merovich et al., 1982; Hjelmstad and Popov, 1983; Malley and Popov, 1984; Kasai and Popov, 1986a, 1986b; Ricles and Popov, 1987a, 1987b; Engelhardt and Popov, 1989a, 1989b; Popov et al., 1989)。偏心斜撐構架在地震載重下，其非彈性行為主要限制在連桿梁。本條文之目的是為了確保連桿梁之反復降伏能穩定發展，使連桿梁在發展完全降伏且應變硬化之力量下，斜撐、柱與連桿外梁段部分維持必要的彈性反應。

在某些斜撐配置下，例如圖C14.12.2-1所示之斜撐兩端均與連桿梁接合，連桿梁可能無法完全有效。若上層連桿梁之設計剪力強度明顯低於下層者，則上層連桿梁將產生非線性變形，並限制斜撐傳遞至下層連桿梁之力量。當發生這種情況時，上層連桿梁稱為有效連桿梁，而下層連桿梁則稱為無效連桿梁。在偏心斜撐構架中，無效連桿梁的存在會增加分析之困難度。



連桿梁 a(有效連桿梁)之 $\phi V_n <$ 連桿梁 b 之 ϕV_n (無效連桿梁)

圖C14.12.2-1 偏心斜撐構架之有效與無效連桿梁

由塑性構架分析顯示，在某些情況下，無效連桿梁在靜載重、活載重與地震力之載重組合作用下將會發生降伏，進而削減構架強度使其低於預期(Kasai and Popov, 1984)。此外，由於無效連桿梁仍須如有效連桿梁進行細部設計與製作，且預期為無效之連桿梁可另外設計為鉸接，故增加不必要的製作成本。因此建議採用確保每一連桿梁均為有效之偏心斜撐構架配置，如圖C14.11.1-1所提出之配置方式。更多的偏心斜撐構架設計建議可參照Popov等人(Popov et al. 1989)之研究成果。

偏心斜撐構架之柱構件應依循容量設計原理設計，使構架在無任一柱構件發生破壞且無軟層形成下，能發揮全部的強度與變形容量。此規定對低層建築而言，並不是嚴重的不利條款，然而對連桿梁尺寸由位移控制考量所決定之高層建築物，此規定很難達成。在這種情況下，預期設計者將採用非線性分析技術進行分析。

柱構件之塑鉸應避免產生，因若連桿梁之塑鉸同時形成，可能會造成軟層的發生。柱設計之需求強度參照第14.4.1.4節與14.12.3節之規定。

特殊的箱型連桿梁(由組合管狀斷面組成)之額外設計要求已加入本規範中。箱型連桿梁通常不易受側向扭轉挫屈影響，且採用此種連桿梁之偏心斜撐構架已證實(Berman and Bruneau, 2007, 2008a, 2008b)，當連桿梁斷面符合結實斷面規定者，即使不提供連桿梁側向支撐，可提供好的韌性行為，此可能為適用偏心斜撐構架但無法提供側向支撐位置的好處，如兩電梯核心間之構架或建築物中庭之外觀構架。

由於在無樓板的情況下提供連桿梁足夠側向支撐之困難性，偏心斜撐構架通常應用於多層式斜撐構架是不實用的，除非按比例使用之箱型連桿以達到不需使用側向支撐。足夠之研究尚未佐證多層式偏心斜撐構架與箱型連桿一同使用之表現，因此上述系統並無未記錄於本規範中。

14.12.3 分析

斜撐與其接合、連桿外梁段及柱構材之需求強度，應使用容量設計地震力效應決定。容量設計地震力效應 E_{cl} ，應取對應於調整後連桿剪力強度之連桿端部力量所發展的構材力量。調整後連桿梁剪力強度應取 R_y 倍之連桿梁標稱剪力強度 V_n ，對於H型鋼斷面連桿乘以1.25；對於箱型斷面連桿乘以1.4。其中， V_n 依14.12.5.2節第2項規定求得。

例外：

- (a)設計連桿外梁段時，容量設計地震力效應 E_{cl} 允許取依本節所得強度之0.88倍。
- (b)在此容量設計中，可忽略地震位移所導致之彎矩，而須考量施加於側向支撐點間柱構材載重所引致之彎矩。
- (c)柱構材需求強度不需大於下列之小者：
 - (1)基礎抗傾覆拉拔強度所對應之力量。
 - (2)合理之非線性分析所得之力量。

連桿梁剪力方向應依每次分析之載重方向分配，在分配這些力量時不考慮重力載重效應。對於系統包括由正交或多軸方向之兩相交構架構成的柱構材者，其分析應考慮兩個方向之梁構材同時降伏的可能性。

連桿之非彈性轉角應由該樓層設計側位移角之非彈性部分決定，另者，允許由非線性分析決定。

解說：(本節解說尚未討論)

用於偏心斜撐構架之構件設計，其地震力效應 E ，例如14.12.5節公式中之軸力需求強度，應由上述之分析方法計算。

連桿梁需求強度通常根據ASCE/SEI 7規定之分析求得，而本章規定之分析則用於求取斜撐、柱構件、連桿外梁段與斜撐接合之需求強度。基本上，本節之規定即為將上述各構件之設計規則改寫成分析的形式。

本規範之目的是在確保偏心斜撐構架之降伏與消能主要發生於連桿梁。因此，柱構件、對角斜撐與連桿外梁段必須設計以抵抗連桿梁發展完全降伏與應變硬化所引致之力量，即斜撐與梁之設計必須依循容量設計原理，以發展連桿梁之全部非彈性容量。在偏心斜撐構架中，連桿外梁段發生有限的降伏有時候是難以避免的，只要梁與斜撐具有足夠強度發展連桿梁之全部非彈性強度與變形容量，此類降伏將不會對偏心斜撐構架之性能有不利的影響。

在大部分的偏心斜撐配置中，對角斜撐與梁構件將承受很大的軸力與明顯彎矩。因此，對角斜撐與梁構件應視為梁柱構件設計。

對角斜撐與連桿外梁段之設計，應考慮完全降伏與應變硬化之連桿梁所能發展之合理估計的最大載重。為此目的，由(公式14.12-1)所定義之連桿梁標稱剪力強度 V_n ，由下列兩因子進行提升之。首先，標稱剪力強度是以 R_y 增加，此因子是考慮連桿梁之實際材料降伏強度會超過規定最小降伏強度的可能性。其次，為考慮連桿梁之應變硬化效應，前述所得之連桿梁預期剪力強度 $R_y V_n$ ，再被進一步的增加。

實驗顯示，連桿梁可發展出高度的應變硬化。最近採用ASTM A992/A992M鋼材製作之熱軋寬翼斷面連桿梁的試驗結果(Arce, 2002)顯示，因應變硬化所增加之強度為1.2到1.45倍，平均約為1.3倍。過去採用ASTM A36/A36M鋼材製作之熱軋寬翼斷面連桿梁的試驗結果顯示，因應變硬化所增加之強度有時候會超過1.5倍(Hjelmstad and Popov, 1983; Engelhardt and Popov, 1989a)。此外，近期針對用於大型橋梁結構之大型鉚接組合寬翼斷面連桿梁之試驗結果顯示，應變硬化因子接近2.0 (McDaniel et al., 2002; Dusicka and Itani, 2002)，但這些斷面通常有部分比例與熱軋型鋼明顯不同。

過去研究者在設計對角斜撐與連桿外梁段時，通常建議強度放大因子1.5(Popov and Engelhardt, 1988)以考慮連桿梁之預期強度與應變硬化。然而，以設計對角斜撐之目的而言，本規範考慮應變硬化效應之強度放大因子僅採用1.25。強度放大因子選擇小於1.5之原因包括：連桿梁使用 R_y 因子計算預期材料強度，而斜撐者則無考慮此因子，同時在設計斜撐強度時，使用強度因子或安全係數。此外，對於近期以ASTM A992/A992M鋼材之熱軋寬翼斷面連桿梁的試驗結果顯示，此強度放大因子之數值接近但略小於試驗平均值。設計者應瞭解連桿梁的應變硬化因子有時候會超過上述數值，因此獲得保守的對角斜撐設計是適當的。此外，當採用極厚翼板與極短長度($e < M_p / V_p$)的大型組合連桿梁斷面時，設計者應考慮應變硬化因子大幅超過1.25的可能性(Richards, 2004)。

根據以上所述，對角斜撐需求強度可取下列連桿梁剪力與彎矩所發展之力。

$$\text{當 } e \leq \frac{2M_p}{V_p}$$

$$\text{連桿梁剪力} = 1.25R_y V_p \quad (\text{C14.12-1})$$

$$\text{連桿梁端彎矩} = \frac{e(1.25R_y V_p)}{2} \quad (\text{C14.12-2})$$

$$\text{當 } e > \frac{2M_p}{V_p}$$

$$\text{連桿梁剪力} = \frac{2(1.25R_y M_p)}{e} \quad (\text{C14.12-3})$$

$$\text{連桿梁端彎矩} = 1.25R_y M_p \quad (\text{C14.12-4})$$

上述公式假設連桿梁在降伏且塑性變形下，連桿梁兩端彎矩相等。對於長度小於 $1.6M_p/V_p$ 且與柱構件相接之連桿梁，其兩端彎矩並不完全相等(Kasai and Popov, 1986a)，對於此種狀況，連桿梁之極限力量可由下式推估而得。

$$\text{當連桿梁與柱相接且 } e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \text{ 時}$$

$$\text{連桿梁剪力} = 1.25R_y V_p \quad (\text{C14.12-5})$$

$$\text{連桿梁與柱相接端彎矩} = R_y M_p \quad (\text{C14.12-6})$$

$$\text{連桿梁與斜撐相接端彎矩} = [e(1.25R_y V_p) - R_y M_p] \geq 0.75R_y M_p \quad (\text{C14.12-7})$$

連桿梁剪力將對對角斜撐產生軸力，且對於大部份的偏心斜撐構架配置，也將於連桿外梁段造成大量軸力。梁構件或斜撐之軸力與連桿梁剪力的比值主要受偏心斜撐構架的幾何形狀控制，不受偏心斜撐構架的非線性行為影響(Engelhardt and Popov, 1989a)。因此該比值可由彈性構架分析決定，並做為放大梁構件與斜撐軸力，以達到對應於上述公式所定義之連桿梁剪力的載重層級。此外，只要梁構件與斜撐設計保持必要的彈性，連桿梁與梁及斜撐相接之端部彎矩可由彈性構架分析估計。

一般的做法是將梁構件與斜撐的力量乘上一預期的比值，此比值為連桿梁之應變硬化剪力強度與分析所得剪力需求之比；也可使用自由體圖根據連桿梁強度決定這些力量，且以彈性分析分配彎矩，舉例來說，若在側向力作用下一偏心斜撐構架之彈性分析結果顯示，連桿梁端彎矩的 80% 由連桿外梁段承受，其餘的 20% 由斜撐承擔，則由上述公式所得之極限連桿梁端彎矩，可依相同之比例分配至連桿外梁段與斜撐。若中心線交點落在連桿梁之外時，使用後者方法應特別注意，詳 14.12.5.2 節解說。

最後，在非彈性範圍內，連桿梁端彎矩如何分配至連桿外梁段與斜撐，可進行非彈性構架分析得到更精確的估計。

如上所述，本規範假設當連桿梁在大塑性轉角下產生變形時，其預期剪力強度將因應變硬化而增大 1.25 倍。然而，在設計連桿外梁段時，本規範則允許將地震力折減 0.88 倍，與本規範 2005 年版之因子 1.1 一致($1.25 \times 0.88 = 1.1$)。這種為了設計連桿外梁段而放寬連桿梁極限強度的做法反應了以下觀點，只要確保梁構件的穩定性，複合樓板梁的存在大幅提升梁構件強度，並限制梁構件的降伏，此將不會對偏心斜撐構架的性能造成不利的影響。因此雖然設計者應瞭解梁構件上所發展之實際力量將明顯大於採用係數 1.1 計算所得者，但此較小的梁需求強度值將受到樓板對梁構件抵抗軸力及彎矩與限制降伏之貢獻而紓解。根據本方法，在分析 H 型鋼斷面之連桿梁時，應變硬化因子被要求為 1.25，在梁上所發展之軸力與彎矩可採用 $1.1/1.25 = 0.88$ 之因子進行折減。而在無複合樓板的情況下，設計者應考慮連桿梁之應變硬化因子為 1.25 計算梁需求強度。

在偏心斜撐構架中連桿外梁段的設計有時候可能有問題。在某些情況下，連桿外段不足以承受連桿梁極限力所造成的需求強度。在這種情況下，因為連桿外梁段與連桿梁通常為同一構件，因此增加梁斷面尺寸無法提供解決方法，增加梁尺寸也就增加連桿梁尺寸，反之增加了連桿梁的極限力，也因而增加梁的需求強度。本規範採用以 1.1 倍為連桿梁強度放大因子估計梁需求強度之放寬做法，主要是因為設計者反應了這樣的問題，且基於如上所述複合樓板與限制梁構件降伏的有利效應，使偏心斜撐構架之性能不因需求強度的放寬而有所下降的觀點。相對於較長之連桿梁，梁構件的設計問題也能使用剪力降伏連桿梁($e \leq 1.6M_p/V_p$)簡化之。剪力降伏連桿梁之端部彎矩小於較長連桿梁者，也因此較小的彎矩將會被傳遞至梁構件上。透過將斜撐與梁構件中心線交點配置於連桿梁內部的方式，梁彎矩可進一步的減小，如下所述，提供大撓曲勁度的斜撐，可使大部份的連桿梁端彎矩傳遞至斜撐上以遠離梁構件，可大幅減少梁構件之彎矩。在這種情況下，斜撐需設計以承受這些較大的彎矩，且斜撐與連

桿梁之接合需設計為完全剛性接合。許多斜撐接合細節承受軸力與彎矩作用之試驗結果記錄於 Engelhardt 與 Popov 在 1989 年發表的文章中(Engelhardt and Popov, 1989a)。最後，對於連桿梁的設計亦可考慮使用組合斷面。

若連桿外梁段與連桿梁如一般為相同構件時，連桿外梁段的高軸力會使梁斷面的選取變得複雜。這些軸力可藉由選取較佳的配置方式，得以減少或消除。具有中央連桿梁的構架可採用 Engelhardt 與 Popov 於 1989 年(Engelhardt and Popov, 1989b)建議之兩層樓 X 型配置，消除上層梁構件的軸力，如圖 C14.12.3-1 所示。連桿梁與柱相接之構架，構架分攤斜撐與柱構件間連桿梁的剪力。選取較佳的跨距尺寸與連桿梁長度，可將柱構件承受構架剪力的比例提高，使得斜撐受力之水平分量減到最低，進而將此樓層以下連桿外梁段的軸力減到最低。更具體來說，構架的配置建議避免斜撐與梁構件間之夾角過小(不小於 40 度)(Engelhardt et al., 1992)。

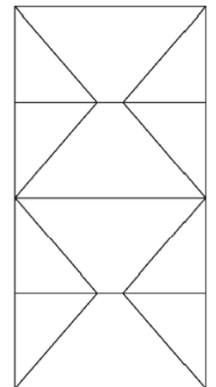


圖 C14.12.3-1 兩層式 X 型偏心斜撐構架配置(Engelhardt and Popov, 1989b)

偏心斜撐構架中，對角斜撐接合與對角斜撐之需求強度相同。類似於對角斜撐與連桿外梁段，偏心斜撐構架之柱構件也應使用容量設計原理設計，亦即柱構件之設計應能承受連桿梁完全降伏與應變硬化所發展之最大力量。如 14.12.5.2 節與本節解說之討論，由連桿梁完全降伏與應變硬化所發展之最大力量可以 $1.25R_y$ 倍之標稱剪力強度 V_n 估計，其中係數 1.25 為考慮應變硬化之放大因子。對於柱構件的容量設計，本節容許降低應變硬化因子至 1.1(以 0.88 乘上地震力， $1.25(0.88)=1.1$)。此放寬反應了在此柱構件以上樓層的所有連桿梁不可能同時達到最大剪力強度的觀點。

因此對於多樓層之偏心斜撐構架，該柱構件以上樓層所有連桿梁採用 1.25 倍應變硬化因子可能太過保守。對於僅有幾層樓之低樓層偏心斜撐構架，設計者在進行柱構件的容量設計時，應考慮增加連桿梁之應變硬化因子至 1.25，因為所有連桿梁有很大可能性同時達到最大剪力強度。對於較高的建築物，此 1.1 倍放大因子可能過於保守。在線性分析的基礎上，還沒有發展出可靠的方法估算此降低的力量，設計者可進行非線性分析。

除了本節的規定外，偏心斜撐構架之柱構件也必須根據 14.4.1.4 節第 a 項適用於所有系統之規定進行檢核。

試驗結果(Berman and Bruneau 2006, 2008a, 2008b)顯示，組合斷面連桿梁之應變硬化大於寬翼斷面之連桿梁，箱型斷面連桿梁與 Richards 於 2004 年所提出之寬翼斷面連桿梁(Richards, 2004)之超強因子比較中，Berman 與 Bruneau 指出，矩形組合箱型斷面連桿梁之最大強度通常大於寬翼斷面連桿梁者 11%，對應之斜撐、梁(連桿外梁段)與柱構件所考慮的設計力量也應做相應的增加。

14.12.4 系統規定

14.12.4.1 連桿轉角

當總層間位移等於設計層間位移 Δ 時，連桿轉角為連桿與連桿外梁段間之非彈性轉角。連桿轉角應不大於下列值：

(a) 對於連桿梁長度不大於 $1.6M_p/V_p$ 者：0.08 弧度。

(b)對於連桿梁長度不小於 $2.6M_p/V_p$ 者：0.02弧度。

(c)對於連桿梁長度介於 $1.6M_p/V_p$ 與 $2.6M_p/V_p$ 者，應以上述值線性內插求得。

其中：

M_p ：連桿塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)。

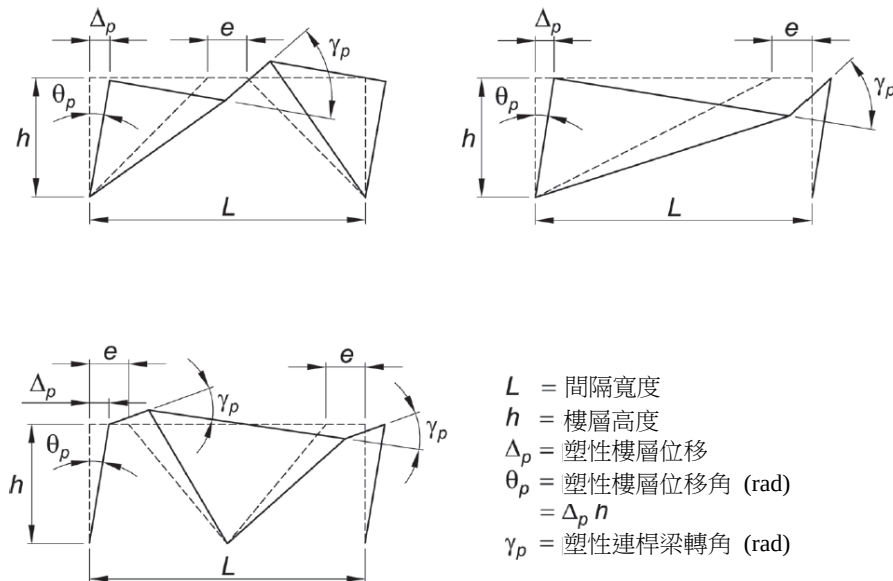
V_p ：為連桿塑性剪力，tf (kN)。

解說：(本節解說尚未討論)

如14.16.2.4節第c項所述，連桿梁總轉角是控制連桿梁與柱接合試驗的基準。在試驗試體中，連桿梁總轉角是簡單地取連桿梁之一端與對應於另一端的相對位移除以連桿梁長度計算而得。連桿梁總轉角反應了連桿梁之彈性與非彈性變形，以及連桿梁端轉角。當連桿梁總轉角被用於試驗控制時，連桿梁與柱接合之合格標準是依據連桿梁的非彈性轉角。

為確保偏心斜撐構架有合乎要求的行為，於劇烈地震下連桿梁預期產生之非彈性變形不應超過連桿梁之非彈性變形容量。在本規範中，連桿梁轉角是用於描述連桿梁非彈性變形的變數。連桿梁轉角為連桿梁與部分連桿外梁段間的塑性轉角。

連桿梁轉角可假設偏心斜撐構架以剛塑性機構變形推估而得，如圖C14.12.4-1中各種偏心斜撐構架配置所示。圖中連桿梁轉角以 γ_p 表示，連桿梁轉角與塑性樓層位移角 θ_p 相關，採用圖C14.12.4-1所示之關係。同樣地，塑性樓層位移角可由塑性樓層位移 Δ_p ，除以樓層高度 h 。塑性樓層位移等於設計樓層位移與彈性樓層位移之差。另外，連桿梁轉角可以非彈性動力分析更精確地決定。



圖C14.12.4-1 連桿轉角

連桿梁的非線性反應受連桿梁長度嚴重地影響，而連桿梁長度則是與連桿梁斷面 M_p/V_p 的比值有關。當連桿梁長度不大於 $1.6M_p/V_p$ 時，剪力降伏將主導非彈性反應；若梁桿梁長度大於 $2.6M_p/V_p$ 時，撓曲降伏將控制非彈性反應；對於連桿梁長度介於兩者之間時，非彈性反應將結合剪力與撓曲降伏。連桿梁之非彈性變形容量，對於剪力降伏連桿梁者通常為最大，而對於撓曲降伏連桿梁者則為最小。基於試驗的證據，對剪力連桿 ($e \leq 1.6M_p/V_p$)，連桿梁轉角限制在0.08弧度，而對彎矩連桿 ($e \geq 2.6M_p/V_p$)，則限制在0.02弧度。對於連桿梁在結合剪力與撓曲降伏之範圍 ($1.6M_p/V_p < e < 2.6M_p/V_p$) 內，連桿梁轉角之限制可根據連桿梁的長度在0.08與0.02弧度間線性內插求得。

試驗(Whittaker et al., 1987; Foutch, 1989)與分析(Popov et al., 1989)結果已經證明，一樓的連桿梁通常發生最大的非彈性變形。在極端情況下，此可能導致發生軟層的趨勢。塑性連桿梁轉角在高樓層有減少的

傾向，且隨著構架周期的增加而遞減。因此對於嚴苛的耐震應用，建議在地面上二或三層連桿梁採取保守的設計，此保守設計可藉由提供連桿梁的有效剪力強度至少大於需求剪力強度10%以上的做法達成。

14.12.4.2 連桿側撐

H型鋼斷面之連桿應在其端部之上、下翼板提供側撐。在連桿預期塑鉸處之側撐，應具依14.4.1.2節第c項規定的可用強度與勁度。

解說：(本節解說尚未討論)

為確保連桿梁有穩定的非彈性行為，其端部需提供側向束制以抵抗面外位移與扭轉。本節規定連桿梁端部側向支撐的需求強度與勁度。在一般應用中，複合樓板可預期在連桿梁上翼板提供足夠的側向支撐。然而，複合樓板不能夠提供連桿梁下翼板的側向支撐，因此建議藉由橫向梁或合適的替代方案直接支撐。

在完全無側向支撐之全偏心斜撐構架配置的試驗結果(Berman and Bruneau, 2007)顯示，採用組合箱型斷面之連桿梁無發生側向扭轉挫屈。雖然細長箱型斷面(明顯高度大於寬度)可能產生側向扭轉挫屈，但此種斷面之需求未支撐長度仍明顯大於寬翼斷面連桿梁。因此，除了特殊高寬比外，採用組合箱型斷面連桿梁將不需配置側向支撐。根據本規範設計之組合箱型斷面連桿梁，毋須任何實體側向支撐即可確保良好的耐震性能，作用於構架面外、斜撐與梁構件接合交點之側向力及勁度要求已被保守的規定，避免使用強度或勁度過低(構架面外)而無法對斜撐提供充分側向束制之連桿梁。

14.12.5 構材

14.12.5.1 基本規定

斜撐應符合14.4.1.1節中等韌性構材之寬厚比限制。

柱構材應符合14.4.1.1節第b項高韌性構材之寬厚比限制。

當連桿外梁段與連桿為不同斷面時，該梁構材應符合14.4.1.1節中等韌性構材之寬厚比限制。

解說：(本節解說尚未討論)

在連桿梁全面降伏並進入應變硬化所產生之力量作用下，斜撐與連桿外梁段基本上保持彈性。斜撐與連桿梁外梁段兩者主要承受高軸力與彎矩之共同作用，故應視為梁柱構件設計。

當連桿外梁段與連桿梁為相同斷面時，其強度可用14.2.3節允許之預期材料性質決定。

偏心斜撐構架之韌性需求集中於連桿梁上。經適當設計的偏心斜撐構架中，斜撐、柱構件與連桿外梁段應僅有輕微的降伏。只要斜撐之設計強度高於連桿梁時(如本條文規定之目的)，則連桿梁將作為保險絲之用，以限制傳遞至斜撐的最大載重，而排除斜撐挫屈的可能性。因此，在特殊同心斜撐構架(SCBF)系統中，許多欲使斜撐允許發生穩定反復挫屈之設計條文，不適用於偏心斜撐構架(EBF)。同樣地，連桿梁也限制了傳遞至連桿外梁段的載重，因此若連桿外梁段較連桿梁強壯並與柱構件相接時，可排除此部分梁段之破壞。對大部分偏心斜撐構架之配置而言，此梁段與連桿梁為同一連續之寬翼斷面構件，在此種情況下，此梁段之有效強度可以 R_y 因子放大。若連桿梁與梁段為相同構件，任何在連桿梁降伏強度上的提升也將會增加在連桿外梁段上。

14.12.5.2 連桿

連桿應提供由兩斜撐中心線與梁中心線交點間(或連桿梁與柱相接時，斜撐與梁中心線及梁與柱中心線交點間)之偏心所引致之剪力與彎矩。斜撐接合延伸至另一斜

撐接合間之連桿為梁間連桿；斜撐接合至柱面之連桿為柱接連桿，惟連桿與柱之接合須符合14.12.6.5節規定。

1. 限制

連桿應為H型鋼斷面(熱軋寬翼斷面或組合斷面)或寬翼H型鋼組成之箱型斷面，不可使用中空斷面。

連桿應符合14.4.1.1節高韌性構材之規定。

例外：H型鋼斷面且長度 $e \leq 1.6M_p / V_p$ 之連桿，其翼板允許符合中等韌性構材之規定；寬翼H型鋼組成之箱型斷面且長度 $e \leq 1.6M_p / V_p$ 之連桿，其腹板允許符合中等韌性構材之規定。

連桿的單一或數個個別腹板應為單一厚度，不允許以疊合板補強或腹板開口。

對於組合斷面之連桿，其腹板與翼板應以全滲透開槽銲道接合。

對於寬翼H型鋼組成之箱型斷面的連桿，其慣性矩 I_y 應大於 $0.67 I_x$ ，其中， I_y 為連桿對平行偏心斜撐構架平面軸之慣性矩， I_x 為連桿對垂直偏心斜撐構架平面軸之慣性矩。

2. 剪力強度

連桿設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 與容許剪力強度 V_n / Ω_v ，應為腹板剪力降伏或全斷面撓曲降伏兩種極限狀態所得之小者。

$\phi_v = 0.90$ ， $\Omega_v = 1.67$ 。

(a) 剪力降伏極限狀態：

$$V_n = V_p \quad (14.12-1)$$

其中：

$$V_p : = 0.6F_y A_{tw} \text{，當 } \alpha_s P_r / P_y \leq 0.15 \text{ 時} \quad (14.12-2)$$

$$: = 0.6F_y A_{tw} \sqrt{1 - (\alpha_s P_r / P_y)^2} \text{，當 } \alpha_s P_r / P_y > 0.15 \text{ 時} \quad (14.12-3)$$

A_{tw} ：連桿之腹板面積(不包含翼板)， cm^2 (mm^2)。

$$: = (d - 2t_f)t_w \text{，對於H型斷面連桿} \quad (14.12-4)$$

$$: = 2(d - 2t_f)t_w \text{，對於箱型斷面連桿} \quad (14.12-5)$$

P_r ：使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合之需求軸力，tf (kN)。

$$P_y : \text{軸向降伏強度} = F_y A_g \quad (14.12-6)$$

d ：連桿深度，cm (mm)。

t_f ：翼板厚度，cm (mm)。

t_w ：腹板厚度，cm (mm)。

(b) 撓曲降伏極限狀態：

$$V_n = 2M_p / e \quad (14.12-7)$$

其中：

$$M_p : = F_y Z \text{，當 } \alpha_s P_r / P_y \leq 0.15 \text{ 時} \quad (14.12-8)$$

$$:= F_y Z \left[\frac{1 - \alpha_s P_r / P_y}{0.85} \right], \text{ 當 } \alpha_s P_r / P_y > 0.15 \text{ 時} \quad (14.12-9)$$

Z : 對彎曲軸之塑性斷面模數, cm^3 (mm^3)。

e : 連桿長度, 為兩斜撐與連桿接合端點間淨距, 或斜撐與連桿接合端點至柱面之淨距。

3. 連桿長度

若 $\alpha_s P_r / P_y > 0.15$, 連桿長度限制如下:

當 $\rho' \leq 0.5$ 時

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (14.12-10)$$

當 $\rho' > 0.5$ 時

$$e \leq \frac{1.6M_p}{V_p} (1.15 - 0.3\rho') \quad (14.12-11)$$

其中:

$$\rho' := \frac{P_r / P_y}{V_r / V_y} \quad (14.12-12)$$

V_r : 使用載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合之需求剪力, tf (kN)。

$$V_y : \text{剪力降伏強度} = 0.6F_y A_{tw}, \text{tf} (\text{kN}). \quad (14.12-13)$$

4. H型鋼斷面連桿之加勁板

連桿在斜撐端點之腹板兩側應配置與腹板同深之端部腹板加勁板。加勁板之總寬度不小於 $b_f - 2t_w$, 且厚度不小於 $0.75t_w$ 或 10 mm 之大者, 其中, b_f 與 t_w 分別為連桿之翼板寬度與腹板厚度。

連桿應提供下列規定之中間腹板加勁板:

(a) 連桿長度不大於 $1.6M_p / V_p$ 者:

當連桿轉角為 0.08 弧度時, 中間腹板加勁板間距不大於 $(30t_w - d / 5)$;

當連桿轉角為 0.02 弧度時, 中間腹板加勁板間距不大於 $(52t_w - d / 5)$;

當連桿梁轉角介於 0.08 與 0.02 弧度時, 其加勁板間距應以線性內插求得。

其中, t_w 為連桿腹板厚度, d 為連桿深度。

(b) 連桿長度不小於 $2.6M_p / V_p$ 且小於 $5M_p / V_p$ 者:

連桿應在距兩端點 1.5 倍翼板寬處配置中間腹板加勁板。

(c) 連桿長度介於 $1.6M_p / V_p$ 與 $2.6M_p / V_p$ 者:

連桿應配置符合(a)與(b)規定之中間腹板加勁板。

(d) 連桿長度超過 $5M_p / V_p$ 者:

連桿不需配置中間腹板加勁板。

中間腹板加勁板之高度應為梁腹全深。對於連桿深度小於 630 mm 者, 其加勁板應配置在連桿腹板單側, 厚度不小於 t_w 與 10 mm 之大者, 寬度不小於 $(b_f / 2) - t_w$;

對於連桿深度不小於630 mm者，前述規定之加勁板應配置在連桿腹板兩側。

連桿加勁板與腹板之連接填角銲道需求強度應為 $F_y A_{st} / \alpha_s$ ；連桿加勁板與翼板之連接填角銲道需求強度應為 $F_y A_{st} / (4\alpha_s)$ 。其中， A_{st} 為連桿加勁板水平橫斷面積， F_y 為加勁板規定最小降伏應力， α_s 為力等級調整係數，載重與強度係數設計法 $\alpha_s = 1.0$ ，或容許強度設計法 $\alpha_s = 1.5$ 。

5. 箱型斷面連桿之加勁板

連桿在斜撐端點之腹板應配置單側與腹板同深之端部腹板加勁板，其加勁板可銲接於箱型連桿腹板的內側或外側表面。加勁板寬度不小於 $b/2$ ，且厚度不小於 $0.75t_w$ 或 13 mm 之大者，其中， b 與 t_w 分別為箱型斷面連桿之內部寬度與腹板厚度。

箱型斷面連桿應提供下列規定之中間腹板加勁板：

(a) 連桿長度不大於 $1.6M_p / V_p$ 且腹板深厚比 $h/t_w \geq 0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ 者

應至少單側配置與腹板同深之中間腹板加勁板，且可銲接於箱型連桿腹板的內側或外側表面，其間距不大於 $20t_w - (d - 2t_f)/8$ 。

(b) 連桿長度不大於 $1.6M_p / V_p$ 且腹板深厚比 $h/t_w < 0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ 者

不需配置中間腹板加勁板。

(c) 連桿長度大於 $1.6M_p / V_p$ 者

不需配置腹板中間加勁板。

中間腹板加勁板之高度應為梁腹全深，且可銲接於箱型連桿梁腹板的內側或外側表面。

連桿加勁板與腹板之連接填角銲道需求強度應為 $F_y A_{st} / \alpha_s$ 。其中， A_{st} 為連桿加勁板水平橫斷面積， F_y 為加勁板規定最小降伏應力， α_s 為力等級調整係數，載重與強度係數設計法 $\alpha_s = 1.0$ ，或容許強度設計法 $\alpha_s = 1.5$ 。

解說：(本節解說尚未討論)

低軸力之連桿梁，其長度無上限限制。規定於14.12.4.1節之連桿梁轉角限制可獲得實用之連桿梁長度下限值。

偏心斜撐構架之非彈性行為主要發生在連桿梁內。本節一般規定之目的是在確保穩定的非彈性行為可發展於連桿梁上。

在連桿梁與斜撐接合處，連桿梁長度是定義在斜撐接合處之邊緣(詳見圖C14.12.5-1，使用中空方管斷面(HSS)之斜撐詳見圖C14.12.5-2)。採用角隅板之斜撐接合細節，其配置通常使隅板邊緣垂直對齊於斜撐與梁構件中心線之交點。對於不採用角隅板之斜撐接合細節，斜撐與連桿梁端部交點可能無法垂直對齊於斜撐與梁構件中心線之交點，兩者中心線之交點可能落在連桿梁內(圖C14.12.5-1)或連桿梁外(圖C14.12.5-3)。在任何情況下，連桿外梁段與斜撐之彎矩可由模擬構件中心線交點之分析求得，以提供對應於如14.12.3節規定依其預期應變硬化連桿梁容量分析所得之力量等級。然而，以此中心線的分析將不會得到正確的連桿梁彎矩，詳見下列解說的第1項與圖C14.12.5-1。在所有狀況下，連桿梁端彎矩可用下式更精確地獲得：

$$M = V \cdot e / 2 \quad (C14.12-8)$$

其中， V 等於在所考慮條件下的連桿梁剪力(即為對應於設計基底剪力或符合14.12.3節連桿梁達完全降伏且應變硬化之連桿梁剪力)。然而，在一般設計流程中，連桿梁端彎矩並不能直接用於選取連桿

梁構件。14.12.5.2節第(2)項是根據連桿梁長度將連桿梁撓曲強度轉換為等效剪力。與需求剪力強度相比，等效剪力強度足以用於連桿梁之設計，且以中心線模型之分析結果可不需修正，直接採用。

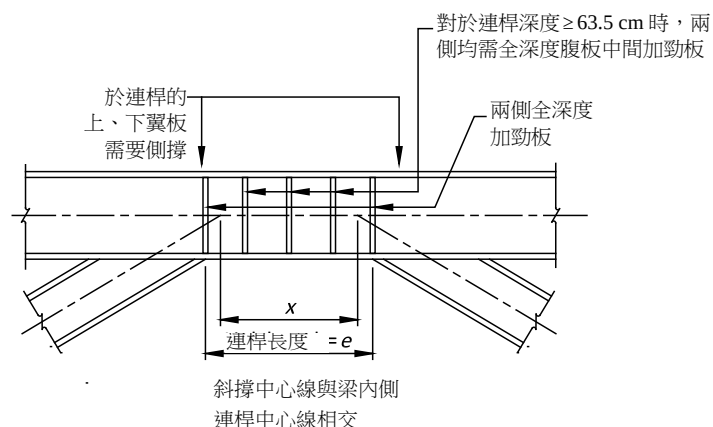


圖 C14.12.5-1 採用寬翼斷面斜撐之偏心斜撐構架($x < e$)

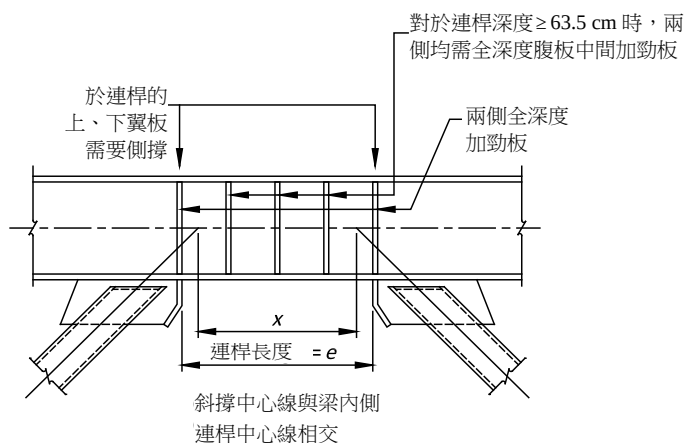


圖 C14.12.5-2 採用方管(HSS)斜撐之偏心斜撐構架($x < e$)

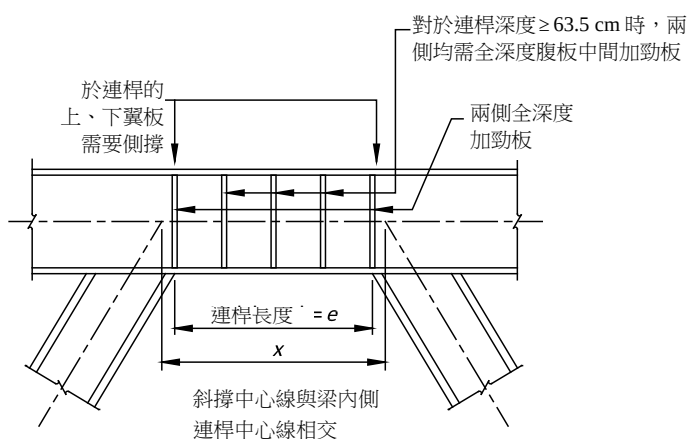


圖 C14.12.5-3 採用寬翼斷面斜撐之偏心斜撐構架($x > e$)

1.限制

連桿梁之寬厚比限制規定於表14.4.1-1，規範先前版本要求連桿梁之斷面須滿足與特殊抗彎構架(SMF)梁斷面相同之寬厚比標準。根據連桿梁局部挫屈的研究結果(Okazaki et al., 2004a; Richards et al., 2004)顯示，連桿梁翼板寬厚比限制僅需滿足中等韌性構件之結實斷面限制，對應於 λ_p 之新限制列於鋼造建築結構設計規範之表2.4-1b中。而組合箱型斷面連桿梁細長比的限制，是為避免獲得斷

面高度明顯大於寬度(這可能發生側向扭轉挫屈)之連桿梁,根據Berman與Bruneau(2008a, 2008b)之研究建議長度 $e \leq 1.6M_p / V_p$ 之組合箱型斷面連桿梁,其腹板寬厚比應小於 $1.67\sqrt{E/F_y}$ (為解決材料超強度之情形已修正為 $1.75\sqrt{E/F_y}$,於表14.4.1-1中);而對於長度 $e > 1.6M_p / V_p$ 之組合箱型斷面連桿梁,建議其腹板寬厚比應小於 $0.64\sqrt{E/F_y}$ (為解決材料超強度之情形已修正為 $0.67\sqrt{E/F_y}$,於表14.4.11中)。除了位於斜撐構架中間跨度之連桿梁試體外,其他均未進行過試驗。連桿梁不允許採用腹板疊合板加勁,因為此種加勁方式可能不會完全參與如預期之非彈性變形。此外,由於梁腹滲透銲可能對連桿梁非彈性行為有不利影響,所以在連桿梁範圍內梁腹板滲透銲不允許使用。

AISC 360-05版之規範要求,梁構件與斜撐中心線交點應落在連桿梁端部或連桿梁範圍內,此限制之原因為若梁構件與斜撐中心線交點落在連桿梁範圍外,則連桿外梁段會產生額外彎矩。然而對某些構件尺寸與斜撐接合幾何形式,梁構件與斜撐中心線交點位置落在連桿梁位置外有時候是不可避免的;進一步來說,只要在設計時已考慮梁構件額外彎矩,其交點落在連桿梁範圍外之情況是可接受的。因此,為使在偏心斜撐構架設計上有較大彈性,此限制已被移除。

當梁構件與斜撐中心線交點間距離 x 超過連桿梁長度 e 時,如圖C14.12.5-3所示,連桿外梁段與斜撐(若為彎矩接合)所承受之彎矩和會超過連桿梁端部彎矩。相反地,若連桿梁長度 e 超過梁構件與斜撐中心線交點間距離 x 時,如圖C14.12.5-1與圖C14.12.5-2所示,在設計等級之連桿梁端部彎矩將大於使用中心線模型分析所得之彎矩。在這兩種狀況下,應特別注意以確保在設計等級具有足夠強度,且在對應於連桿梁完全降伏與應變硬化之側位移下,適當地估計連桿外梁段與斜撐之力量。

2. 剪力強度

連桿梁之標稱剪力強度,是以連桿梁端部彎矩在非彈性範圍內保持靜態平衡的假設決定,其標稱剪力強度 V_n 取連桿梁斷面塑性剪力強度或兩倍塑性彎矩除以連桿梁長度之小者。據此,連桿梁標稱剪力強度可由下式計算:

$$V_n = \begin{cases} V_p & \text{for } e \leq \frac{2M_p}{V_p} \\ \frac{2M_p}{e} & \text{for } e > \frac{2M_p}{V_p} \end{cases} \quad (\text{C14.12-9})$$

若連桿梁之需求軸力強度不超過連桿梁標稱降伏強度 P_y 之15%,則連桿梁受軸力之影響可忽略。一般而言,由於斜撐載重的水平分量會傳遞至連桿外梁段,故此軸力可以忽略。然而,當構架之配置導致連桿梁會發展出較大軸力時,例如來自支撐柱或經修改之偏心斜撐構架配置,其有效剪力強度與連桿梁長度均會被折減(分別根據14.12.5.2節第(2)與(3)項之規定)。

3. 連桿梁長度

連桿梁在高軸力且承受撓曲降伏所造成之轉角,尚未有足夠之研究,因此,在會發展高軸力之連桿梁應限制長度,以確保由剪力降伏而非撓曲降伏控制,進而確保穩定的非彈性行為。

4. H型鋼斷面連桿梁之加勁板

經適當的細節與束制設計之連桿梁腹板,在嚴重的反復載重作用下,可提供穩定、韌性與可預測的行為。故連桿梁之設計需要特別注意腹板厚度與加勁板細節。在所有連桿梁兩端需配置全深度加勁板,用以傳遞連桿梁剪力至反力元件,並防止連桿梁腹板挫屈。

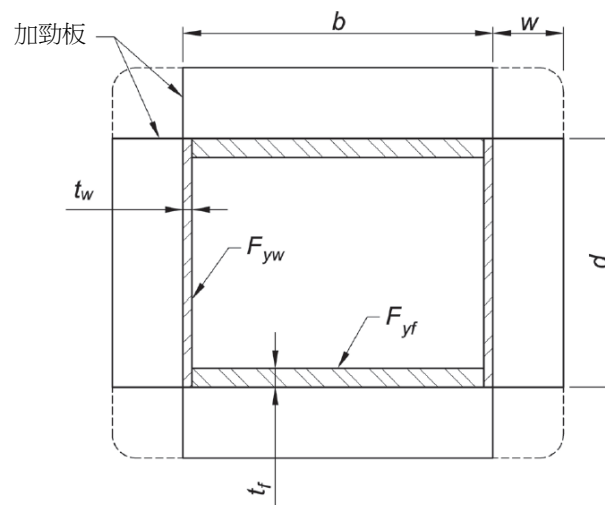
剪力連桿梁($e \leq 1.6M_p / V_p$)中間腹板加勁板之最大間距與連桿梁轉角的大小有關(Kasai and Popov, 1986b),當轉角增加需要較密的間距。在剪力降伏連桿梁之中間腹板加勁板,提供延緩腹板非彈性剪力挫屈的發生。長度大於 $2.6M_p / V_p$ 且小於 $5M_p / V_p$ 之撓曲降伏連桿梁,應在距連桿梁端部1.5倍梁翼板寬度處配置中間加勁板,以限制因翼板局部挫屈與側向扭轉挫屈所造成的強度衰減。連桿梁長度介於剪力與撓曲降伏限制者,須同時符合剪力與撓曲連桿梁之加勁板規定。當連桿梁長度大於 $5M_p / V_p$ 時,則不需配置中間腹板加勁板。連桿梁中間腹板加勁板應延伸至連桿梁全深,以有效地抵抗腹板剪力挫屈,並限制因腹板局部挫屈與側向扭轉挫屈所造成之強度衰減。當連桿梁深度大於或等於63.5 cm時,加勁板應配置於腹板兩側。當連桿梁深度小於63.5 cm時,加勁板僅須單側配置。

5.箱型鋼斷面連桿梁之加勁板

與寬翼斷面連桿梁類似，剪力降伏箱型斷面連桿梁($e \leq 1.6M_p / V_p$)之加勁板最大間距與連桿梁轉角大小有關。連桿梁可發展轉角至0.08弧度之最大需求間距公式是由Berman與Bruneau (2005a)推導而得(規定為 $20t_w - (d - 2t_f) / 8$)；對於轉角0.02弧度限制之類似公式，亦被推導，其加勁板最大需求間距為 $37t_w - (d - 2t_f) / 8$ 。然而，試驗與分析之數據僅支持對於0.08弧度之連桿梁轉角，須配置較密之加勁板。因此，直到獲得有效的數據前，對於所有連桿梁均需採用此較嚴格之加勁板間距規定。

連桿梁中間腹板加勁板之使用已證實，可明顯提升具腹板深厚比 h/t_w 介於0.64至 $1.67\sqrt{(E/F_y)}$ 之組合箱型連桿梁的剪力強度(Berman and Bruneau 2006, 2008a, 2008b)。對於 h/t_w 小於等於 $0.64\sqrt{(E/F_y)}$ 之剪力連桿梁，其極限狀態由翼板挫屈控制，且中間加勁板無效，因此對於腹板深厚比小於 $0.64\sqrt{(E/F_y)}$ 之連桿梁，不需配置中間腹板加勁板，此版本之規範為了解決材料超強度之情況將其轉換為 $0.67\sqrt{(E/F_y)}$ 。對長度超過 $1.6M_p / V_p$ 之連桿梁，腹板與翼板兩者之受壓局部挫屈(由塑性彎矩發展有關之壓應力所造成)主導了連桿梁強度的衰減，此挫屈不會因中間腹板加勁板的存在而被影響，因此，長度超過 $1.6M_p / V_p$ 之連桿梁，不需配置中間腹板加勁板。

Berman and Bruneau (2006, 2008a, 2008b)以組合箱型斷面連桿梁使用中間加勁板進行試驗與數值模擬，這些加勁板鉚於翼板和腹板上，典型橫斷面如圖C14.12.5-4所示。然而，加勁板的存在並不會對翼板的挫屈造成衝擊，因此這些加勁板可不需與翼板連合，這可對圖C14.12.5-4之細節有所幫助，特別的是，中間加勁板可以配置於組合箱型連桿梁之內側，以改善抗腐蝕性與於加勁板間累積廢棄物之風險(金勁板暴露於外側的情況)，且提升建築設計的要求。回顧文獻(Malley and Popov, 1983; Bleich, 1952; Salmon and Johnson, 1996)顯示，決定中間加勁板尺寸之最小需求面積與慣性矩公式的推導，和加勁板與翼板的接合無關。其中H型鋼斷面連桿梁之腹板加勁板也可用於提供翼板的穩定性(Malley and Popov, 1983)，而對於組合箱型斷面者則無此功能；因此，組合箱型連桿梁之中間加勁板與翼板的鉚接並非關鍵且也不必要。



圖C14.12.5-4 配置中間加勁板之組合箱型連桿梁斷面

14.12.5.3 保護區

偏心斜撐構架之連桿為保護區，且應符合14.4.1.3節之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

連桿梁，即預期發生非彈性應變區域，為保護區。

14.12.6 接合

14.12.6.1 關鍵鉸道

下列鉸道為關鍵鉸道，應符合14.2.2節與14.15.2.3節之規定：

(a)柱續接開槽鉸道。

(b)柱與柱基板接合鉸道。

例外：當符合下列兩條件時，不需視為關鍵鉸道：

(1)柱構材鄰近柱底板區域因束制條件而不發生塑鉸者。

(2)柱構材在含超強地震力之載重組合下不受淨拉力者。

(c)梁柱接合符合14.12.6.2節第(b)項規定之鉸道。

(d)柱接連桿之翼板或腹板與柱構材相接之鉸道。

(e)組合連桿之腹板與翼板接合鉸道。

解說：(本節解說尚未討論)

鉸材之非彈性應變可能發生在柱底、柱續接處與偏心斜撐構架之彎矩接合。此外，也可能在組合連桿梁構件之鉸道。因此這些鉸道必須被視為必要關鍵鉸道，詳見14.11.6.1節之解說。

14.12.6.2 梁柱接合

當斜撐或接合板在梁柱接合處與梁、柱構材相接時，其接合應符合下列規定之一：

(a)接合應符合2.3.3節第(a)項規定之鉸接接合，其需求轉角取0.025弧度；。

(b)該接合設計應抵抗下列彎矩之小者：

(1) 預期梁撓曲強度 $R_y M_p$ 所對應之彎矩乘上1.1且除以 α_s 。

(2) 總預期柱撓曲強度總 $\sum (R_y F_y Z)$ 對應之彎矩乘上1.1且除以 α_s 。

其中：

F_y ：柱構材規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

M_p ：梁構材塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)。

Z ：柱構材對彎曲軸之塑性斷面模數，cm³ (mm³)。

此彎矩應考慮斜撐接合與梁接合之需求強度的組合，包括由超強地震力決定之樓版集力構材的力量。

(c)梁柱接合應符合14.5.6.2節第(c)項之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

詳見14.11.6.2節之解說。

14.12.6.3 斜撐接合

當接合使用擴大孔時，螺栓滑動極限狀態之需求強度不需大於由超強地震力所決定之地震力效應。

設計抵抗連桿端部彎矩之斜撐接合應設計為完全束制接合。

解說：(本節解說尚未討論)

在AISC 360-05版規範中，斜撐接合需以與設計斜撐相同之力量(由完全降伏且應變硬化之連桿梁所造成之力量)進行設計；然而，斜撐接合也需以對應於斜撐標稱挫屈強度之軸壓力進行設計。此第二個規定已被刪除，偏心斜撐構架之斜撐應設計以避免挫屈發生，且斜撐接合的設計不必考慮保守的斜撐

挫屈強度。斜撐接合需設計以抵抗對應於連桿梁降伏與應變硬化之力量。使用14.12.3節之應變硬化因子(H型鋼斷面連桿梁為1.25，箱型鋼斷面連桿梁為1.4)與試驗所得之某些數值相比是有點偏低。然而，對於非韌性極限狀態，應使用較低的強度折減因子，因此接合的可靠度仍然足夠。螺栓滑動已從禁止發生的極限狀態中移除。在最大的可信地震作用下，若排除承壓破壞與塊狀剪力破壞，則超出此極限狀態的後果並不被認為嚴重。

基督城2010年及2011年發生的地震中，觀察出偏心斜撐構架的連桿破裂現象(Clifton et al., 2011)，透過有限元素分析進行調查後，發現當斜撐構架進入連桿梁且無使用隔板時，偏心連桿加勁板相連之梁柱翼板接合點可能會導致嚴重的韌性需求，以及連桿外側的早期破壞(Imani and Bruneau, 2015; Kanvinde et al., 2014)如圖C14.12.6-1所示。針對前述情況，無法透過調整斜撐部分達到上述條件，有限元素分析結果顯示，透過移動連桿加勁板消除加勁板端部與梁柱翼板接合點之間的偏移，即使梁柱中心線之相交點落入連桿內部，亦能夠有效改善偏心斜撐構架之整體表現(Imani and Bruneau, 2015)。

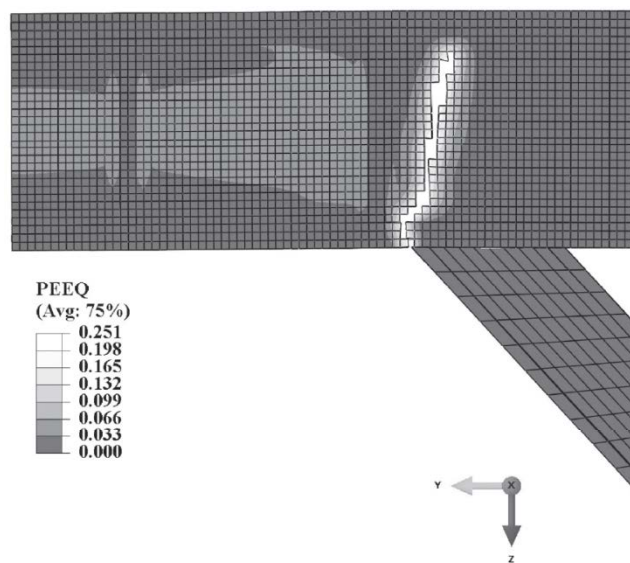


圖 C14.12.6-1 連桿加勁與斜撐翼板間偏移之斷裂模擬(有或無等效塑性應力輪廓線)
(Imani and Bruneau, 2015)

14.12.6.4 柱續接

柱續接應符合14.4.2.5節之規定，當採用開槽鉚續接時，應為全滲透開槽鉚。

柱之續接應設計至少發展相接構材中較小塑性彎矩 M_p 除以 α_s 之50%。

需求剪力強度應為 $(\sum M_p / \alpha_s) / H_c$ 。

其中：

H_c : 兩相鄰梁柱接合間之柱構材淨高，包括結構樓版，cm (mm)。

$\sum M_p$: 柱構材上、下端塑性彎矩 $F_y Z$ 的總和，tf-cm (kN-mm)。

解說：(本節解說尚未討論)

詳見14.11.6.4節之解說。

14.12.6.5 連桿與柱構材接合

1.設計規定

連桿與柱構材接合應為完全束制彎矩接合，且符合下列規定：

(a)此接合應能承受14.12.4.1節規定之連桿轉角。

(b)連桿達需求轉角之接合剪力強度應至少為連桿預期剪力強度 $R_y V_n$ ，其中， V_n 是由14.12.5.2節第2項規定決定。

(c)連桿達需求轉角之接合撓曲強度應至少為連桿標稱剪力強度 V_n 對應之彎矩，其中， V_n 是由14.12.5.2節第2項規定決定。

2. 一致性驗證

連桿與柱構材接合應依下列任一方法以符合上節之規定：

(a)使用符合14.16.1節規定之偏心斜撐構架預先驗證合格的接合。

(b)提供符合14.16.2節規定之合格反復載重試驗結果。應至少提供兩組反復載重試驗結果，且符合下列任一規定者：

(1)發表於研究文獻的試驗，或執行可代表該計畫條件之其他專案所記載的試驗，惟應符合14.16.2節之限制。

(2)為該專案而執行之試驗，且此試驗能代表專案之構材尺寸、材料強度、接合配置與相符的接合製作程序者，惟應符合14.16.2節之限制。

例外：若符合下列所有條件，則不需進行接合反復載重試驗：

(1)連桿與柱構材接合的加勁，以避免連桿在加勁長度內降伏。

(2)加勁斷面與其接合之可用強度不小於由14.12.3節調整後連桿梁剪力強度計算所得之需求強度。

(3)連桿長度(取加勁端點至斜撐接合之長度)不大於 $1.6M_p / V_p$ 。

(4)連桿與加勁界面處配置符合14.12.5.2節第(4)項規定之與腹板同深的加勁板。

解說：(本節解說尚未討論)

本規範中沒有預先驗證合格之連桿梁與柱接合。

在 1994 年北嶺地震前，連桿梁與柱之接合通常以與特殊抗彎構架之梁柱接合大致相似的方法施作，因而偏心斜撐構架之連桿梁與柱構件接合，可能面臨許多在抗彎構架接合所觀察到的共同問題。因此，類似特殊抗彎構架梁柱接合的作法，規範要求根據 14.16.2 節進行試驗，以驗證連桿梁與柱構件接合之性能，或根據 14.16.1 節之規定，使用預先驗證合格之連桿梁與柱構件接合，在本規範出版時尚未有預先驗證合格接合。偏心斜撐構架中連桿梁與柱接合之載重與變形需求和特殊抗彎構架之梁柱接合者有大幅度的差異，設計者應注意，可用於特殊抗彎構架之梁柱接合，當被用於偏心斜撐構架之連桿梁與柱構件接合時，不一定能充分發揮其效能。因此連桿梁與柱構件之接合須進行試驗，其試驗必須適當模擬於偏心斜撐構架中預期發展之力量與非彈性變形。例如梁翼切削接合已被證實用於特殊抗彎構架有良好的行為，然而，由於連桿梁上高的彎矩梯度通常並不適用於連桿梁與柱構件之接合。相似地，最近的研究(Okazaki, 2004; Okazaki et al., 2004b)已證實，用於抗彎構架有良好性能之其他梁柱接合細節(例如未加強梁翼銲接-腹板銲接與無加勁式翼板細節)，用於偏心斜撐構架之連桿梁與柱構件接合時，其性能不佳。在本規範出版時，正進行符合連桿梁與柱構件接合細節的研發。因此建議設計者可參考最新發展的研究文獻。直到可取得連桿梁與柱構件接合的進一步研究成果前，避免使用連桿梁與柱構件相連之偏心斜撐構架配置是比較有利的作法。

當接合以拱頭加勁或採用其他適當之加勁方法設計，以避免非彈性行為發生於鄰近柱構件之加勁區時，本規範對於剪力連桿，允許使用未經試驗驗證之連桿梁與柱構件接合，此類接合範例如圖 C14.12.6-2 所示。如 14.12.3 節規定在完全降伏且應變硬化之連桿梁強度作用下，加勁區域應保持必要之彈性，而連桿外梁段為例外並不適用。意即，此加勁接合應設計以抵抗由預期連桿剪力強度 $R_y V_n$ 乘上考慮應變硬化因子 1.25 所發展之連桿梁剪力與彎矩。另一種如圖 C14.12.6-1 所示之加勁連桿梁與柱構件接合的細節，此在柱構件旁第一個連桿梁腹板配置一對平行腹板之加勁板的加勁接合細節，初步試驗

與分析結果顯示此接合性能相當可期待。此連桿梁與柱構件之接合細節敘述於 Okazaki 等人之研究 (2009)。或者，偏心斜撐構架完全避免使用連桿梁與柱構件接合之配置。本規範並未明確指出連桿梁與柱接合之梁柱交會區設計規定。基於有限的研究(Okazaki, 2004)建議，連桿梁與柱構件接合之交會區設計方法，與特殊抗彎構架梁柱接合之柱交會區設計類似(見 14.7.6.5 節)，其交會區之需求剪力強度由 14.12.3 節規定之分析求得。

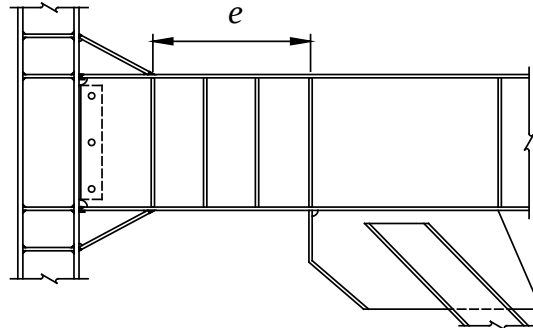


圖 C14.12.6-2 加勁連桿梁與柱構件接合之範例

14.13 挫屈束制斜撐構架

14.13.1 範圍

鋼造挫屈束制斜撐構架應依本節條文設計。

解說：(本節解說尚未討論)

挫屈束制支撐構架屬特別形式之同心斜撐構架。如同特殊同心斜撐構架，挫屈束制支撐構架中的構件中心線交會於一點，以構成完整之垂直抗側向力桁架系統。在設計層間位移角對應之力量與變形，挫屈束制支撐構架可避免斜撐撓曲挫屈及所伴隨之強度下降效應，因此韌性及能量吸收優於特殊同心斜撐構架；特殊同心斜撐構架斜撐挫屈之效應詳14.11節。圖C14.11-1為可能之同心斜撐構架型式，X型與K型斜撐配置不得用於挫屈束制支撐構架。圖C14.13-1為挫屈束制支撐組成示意圖(Tremblay et al., 1999)。

14.13.2 設計基準

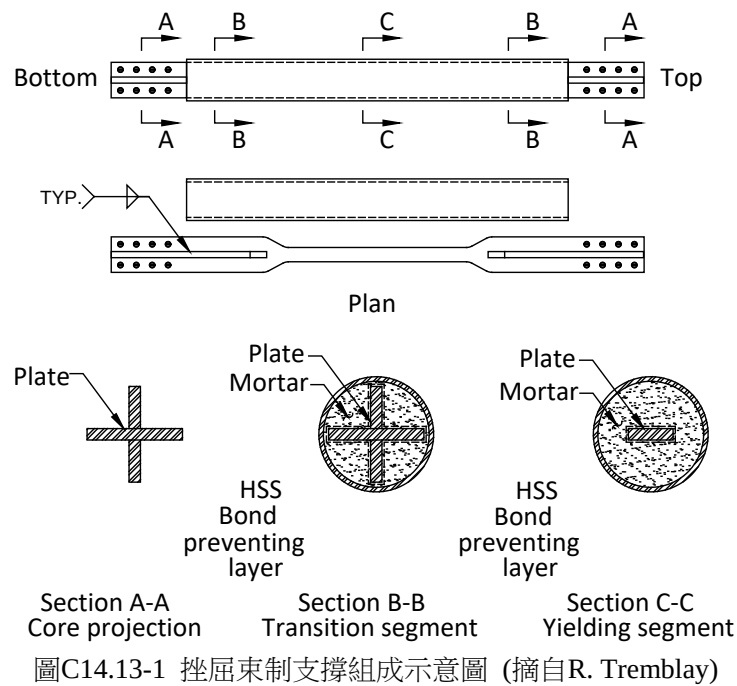
本節適用於特殊製作斜撐與梁、柱構材同心連接之構架。若設計中構材與接合已考慮偏心所引致的力量，且不改變預期非線性變形容量的來源時，允許偏心小於一倍梁深。

依本節條文設計之挫屈束制斜撐構架，預期主要藉由斜撐受拉與受壓降伏提供顯著非線性變形能力。斜撐設計應符合14.13.5.2節第1與2項之性能規定，並符合14.13.5.2節第3項之試驗驗證規定。斜撐應設計、試驗與細部設計以提供預期變形，其預期變形除由重力載重引致構架變形所產生的斜撐變形外，應於至少為0.02弧度層間位移角或兩倍設計層間位移角之大者。

挫屈束制斜撐構架之設計應在設計地震下主要由斜撐受拉與受壓降伏提供非彈性變形。

解說：(本節解說尚未討論)

挫屈束制支撐構架之特點為斜撐構件受壓與受拉均具非線性降伏能力，並藉由斜撐構件穩定的拉壓降伏迴圈消散能量 (Clark et al., 1999)。圖C14.13-2為挫屈束制支撐特有的遲滯行為與挫屈斜撐之比較，挫屈束制支撐藉由限制鋼核心挫屈以達到此遲滯行為。軸向應力與抗撓曲挫屈能力相互獨立，即軸力僅局限於鋼核心，而挫屈束制機構(常為鋼管)則負責抵抗斜撐鋼核心整體與高模態挫屈。

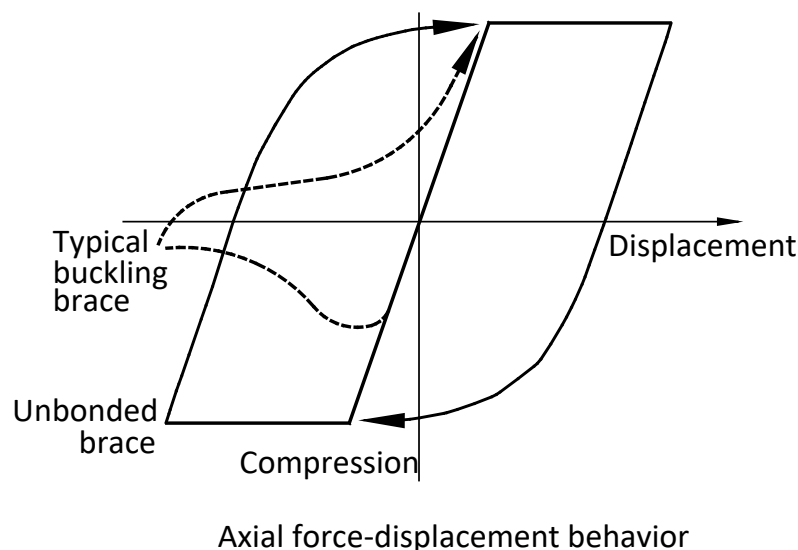


圖C14.13-1 挫屈束制支撐組成示意圖 (摘自R. Tremblay)

挫屈束制支撐構架由柱、梁及斜撐構件組成，這些構件主要承受軸力；其斜撐構件即挫屈束制支撐，由鋼核心與包覆鋼核心之挫屈束制系統所組成。除了圖C14.13-1之示意圖外，亦可參考文獻Watanabe et al. (1988)、Wada et al. (1994)及Clark et al. (1999)之挫屈束制支撐實例。挫屈束制支撐鋼核心為主要消能構件，在中大型地震下，鋼核心預期會發生顯著之非線性變形。

挫屈束制支撐構架可以提供與偏心斜撐構架相當的彈性勁度。實尺寸試驗結果顯示，經適當設計之挫屈束制斜撐可藉由顯著的非線性變形，發展拉壓對稱且穩定之遲滯行為(Watanabe等人, 1988; Wada等人, 1998; Clark等人, 1999; Tremblay等人, 1999)。挫屈束制支撐構架藉由束制鋼核心挫屈，使韌性與能量消散之能力與特殊抗彎矩構架相當，且高於特殊同心斜撐構架。

本規範是基於使用經試驗驗證合格之斜撐設計而制定，旨在確保斜撐只應用於已驗證的變形能力範圍內，且在設計地震所對應之最大非線性位移下，可避免斜撐穩定降伏以外的破壞模式。採線性方法分析時，此系統之最大非線性位移可定義為兩倍之設計層間位移。採非線性歷時分析時，最大非線性層間位移可直接由分析結果取得。至少0.02弧度層間位移角作為斜撐測試(參照第14.16.3節)之預期變形量，且作為細節設計之建議。此方法與ASCE/SEI 7及FEMA P-750 (FEMA, 2009)所規定設計層間位移的線性分析公式一致。應特別注意，當實際地震引致之位移量超過計算值時，將大幅降低接合處之穩定度，因此斜撐之變形能力應大於線性靜力分析值。



圖C14.13-2 挫屈束制支撐遲滯行為(摘自Seismic Isolation Engineering)

預期斜撐變形之兩倍設計層間位移角，為50年超越機率10%地震之最大層間側位移平均值(Fahnestock et al., 2003; Sabelli et al., 2003)。近斷層及更強烈的地表運動將導致斜撐變形需求高於本規定，當斜撐變形需求超過設計變形量時，可能使斜撐發展出如挫屈之不良行為，但不致造成結構物倒塌。較大變形量之斜撐設計與試驗可提供更高的可靠度及較佳的性能表現。

採用本規定時，強烈建議考量斜撐配置與所佔抗側力之比例對建築物降伏機制發展之影響。斜撐軸向降伏強度 P_{ysc} 可準確地由鋼核心斷面積決定，而該斷面積可利用指定之斜撐強度除以由材料拉力試驗所得之降伏強度，並考慮強度折減因子後求得($A_{sc}=P_u/(\Phi/F_y)$)。某些情況下，鋼核心斷面積將由斜撐勁度決定，以限制層間位移。在任一情況下，相較於傳統斜撐構架，謹慎配置斜撐斷面可使整體建築物有較佳之降伏分布。

除本規範外，建議工程師參考下列參考文獻以進一步了解挫屈束制支撐構架系統: Uang and Nakashima (2003); Watanabe et al. (1988); Reina and Normile (1997); Clark et al. (1999); Tremblay et al. (1999); and Kalyanaraman et al. (1998)。

本設計規範之挫屈束制支撐構架建立在可靠的斜撐性能表現，為確保此性能表現，需建立一品質保證計畫。除標準施工規範(AISC, 2010c)與本規範第十一與第十三章規定外，其他可做為品質保證之依據如下：

- (1)斜撐製造特別檢核：包含確認製造、直度與定位公差，以及採非破壞檢測方式檢核生產完成之斜撐
- (2)斜撐製造者參與認可之品質認證計畫：認證文件應包含製造者之品質保證計畫遵照鋼構規範、本規範及標準施工規範之規定。斜撐製程與品質控管程序應與試驗試體相當，或優於試驗試體。

14.13.2.1 斜撐強度

調整後斜撐強度應基於試驗結果及本節規定決定。

斜撐之接合與相鄰構材應設計以抵抗調整後斜撐強度對應之力量。

調整後斜撐壓力強度為 $\beta\omega R_y P_{ysc}$ 。

其中：

β ：壓力強度調整因子。

ω ：應變硬化調整因子。

P_{ysc} ：核心軸向降伏強度，tf/cm² (MPa)。

調整後斜撐拉力強度為 $\omega R_y P_{ysc}$ 。

若 P_{ysc} 由材料拉力試驗所得之降伏應力決定時，則 R_y 取1.0。

解說：(本節解說尚未討論)

為確保本系統具適當行為，斜撐的測試是必須的。對於已設計完成斜撐之試驗適用性定義於14.16.3節。試驗的引證可供挫屈束制支撐構架設計採用：於系統中斜撐所能發展之最大力量由試驗結果決定，此最大力量用於14.13.3節規定之分析中。

14.13.2.2 調整因子

調整因子應定義如下：

壓力強度調整因子 β ：應由14.13.5.2節規定的驗證試驗中，試體在預期變形下之最大壓力與最大拉力比值決定，取兩組驗證試驗之大者，且不小於1.0。

應變硬化調整因子 ω ：應由14.13.5.2節規定的驗證試驗中，試體在預期變形下之最大拉力與其降伏強度比值決定，取兩組驗證試驗之大者。當符合14.16.3.2節規定之子結構試驗的試體核心鋼材與原型元件者不同時， ω 值應由原型元件中核心

鋼材的拉伸試驗結果決定。

14.13.2.3 斜撐變形

預期斜撐變形應由14.13.2節規定之層間位移角或由非線性分析結果決定。

解說：(本節解說尚未討論)

壓力強度調整因子 β 解釋了近期挫屈束制支撐試驗結果中(SIE, 1999a and 1999b)，壓力超強(相對於拉力強度)的現象；而應變硬化調整因子 ω 則說明了應變硬化效應。圖C14.13-3為斜撐雙線性軸力與變形關係示意圖，其中，壓力強度調整因子 β 及應變硬化調整因子 ω 與斜撐力量及核心鋼材標稱降伏強度有關；此兩因子定義如下：

$$\beta = \frac{\beta \omega F_{ysc} A_{sc}}{\omega F_{ysc} A_{sc}} = \frac{P_{max}}{T_{max}} \quad (C14.13-1)$$

$$\omega = \frac{\omega F_{ysc} A_{sc}}{F_{ysc} A_{sc}} = \frac{T_{max}}{F_{ysc} A_{sc}} \quad (C14.13-2)$$

其中：

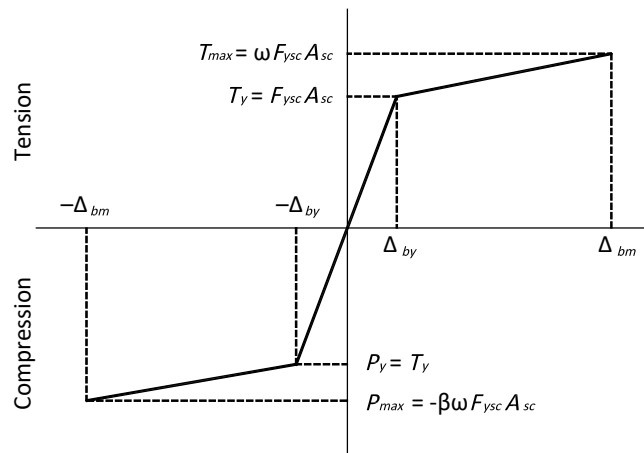
A_{sc} ：鋼核心降伏段之斷面積， cm^2 (mm^2)。

F_{ysc} ：拉力試驗量測所得之鋼核心降伏強度， tf/cm^2 (MPa)。

P_{max} ：最大壓力， tf (kN)。

T_{max} ：兩倍設計層間位移角對應之變形(第K3.4c節定義之 $2.0\Delta_{bm}$)範圍內的最大拉力， tf (kN)

鋼核心之最小規定降伏應力 F_y ，通常不作為決定上述參數之依據，應以第14.16.3節拉伸試驗求得之真實降伏應力 F_{ysc} 取代之。挫屈束制斜撐之 β 與 ω 小於1者與事實不符，且不適用於本規範。



圖C14.13-3 斜撐軸力與變形關係示意圖

用於斜撐接合與梁柱設計之預期斜撐強度應以不同的超強來源放大調整，除前述之應變硬化因子 ω 與壓力強度調整因子 β 外，亦包含材料強度之預期放大效應(採用 R_y)。若斜撐核心鋼材降伏應力由拉伸試驗取得，且用於設計鋼核心斷面積，以準確地提供所需的可用強度，則材料強度之預期放大效應可以忽略。使用拉伸試驗結果時，須在製造挫屈束制斜撐降伏核心的每片板之製造點上進行；而使用材質證明之試驗結果並不同於拉伸試驗。若核心板是由棒型鋼胚所製造，材料試片應在相同爐號及厚度中以每5噸(最多)鋼材為間隔製作。其他造成強度超強的來源，如鋼核心斷面積的不精確，亦須一併考慮；但鋼核心之製造公差一般忽略不計。

14.13.3 分析

挫屈束制斜撐構架中柱、梁、支桿與接合的需求強度，應使用容量設計地震載重效應決定。各構材在容量設計水平地震載重效應 E_{cl} ，應取所有斜撐發展至調整後受壓或受拉強度對

應的力量。

斜撐對應於受拉或壓之力量應依各分析的載重方向求得，此力量的決定不考慮重力載重效應。應對構架受載的每個方向進行分析。對於系統包括由正交或多軸方向之兩相交構架構成的柱構材者，其分析應考慮兩個方向之斜撐構材同時降伏的可能性。

調整後斜撐拉力強度應依14.13.2.1節規定決定。

例外：

(a) 由地震側向變形所導致之彎矩可忽略不計，但由柱構材側向支撐間之載重(包括14.13.4.4節規定者)所導致的彎矩須納入考量。

(b) 柱構材需求強度不需大於下列之小者：

- (1) 基礎抗傾覆拉拔強度所對應的力量，且應符合14.13.4.4節第4項柱構材面內載重規定。
- (2) 合理之非線性分析所得的力量。

解說：(本節解說尚未討論)

梁及柱設計應考量與其相接斜撐預期發展之最大軸力，本規範將此要求規定於分析規定中，與2005年及2010年版本要求於設計規定中相同。

14.13.4 系統規定

14.13.4.1 V型與倒V型斜撐構架

V型與倒V型斜撐構架應符合下列規定：

- (a) 與斜撐相交之梁與支桿構材，其接合與支承構材的需求強度，應在假設斜撐不承載靜載重與活載重條件下，依對應之載重組合決定。在考慮含地震力效應之載重組合時，梁之地震力效應 E 應以調整後斜撐拉力與壓力決定。
- (b) 柱構材間之梁或支桿構材應為連續，且應具有側向支撐以符合14.4.1.2節第(a)項中等韌性構材的規定。

至少在V型(或倒V型)構架之斜撐交點配置一組側向支撐，但梁構材具有足夠面外強度與勁度以確保相鄰支撐點間之穩定性者除外。

解說：(本節解說尚未討論)

梁具有足夠面外強度與勁度時，即梁在水平面彎曲滿足如鋼造建築結構設計規範所要求柱節點支撐之需求強度與勁度， P_r 可取斜撐需求壓力強度。

在特殊同心斜撐構中，V型斜撐構架之特色乃是在其中一支斜撐挫屈後，其變形模式會發生改變，這是因為傳統斜撐挫屈後之負勁度及斜撐拉力與壓力強度之差異所導致。由於挫屈束制支撐不會因受壓挫屈而強度衰減，且受拉與受壓之斜撐強度僅有微小差異，因此V型斜撐構架配置型式之設計需求則相對次要。圖C14.13-4所示為斜撐壓力強度超強所導致之梁垂直變位效應，此效應將增加斜撐之變形需求，導致斜撐受拉變形量高於受壓變形量(因受壓強度高於受拉強度)。

因此，採用V型斜撐構架時，考量斜撐試驗所得之拉力與壓力強度差異，梁需提供充分的強度以確保兩組斜撐在合理的樓層側位移下皆能降伏，斜撐之變形能力需考量因梁垂直變位所導致之額外變形需求。由於此額外變形需求將影響其他的設計要求，如斜撐試驗加載歷時(參照14.16.3.4節第c項)及接合穩定度(參照14.13.6節)，應避免於V型斜撐構架配置中採用柔度過高的梁。若採用如圖C14.11-2所示之斜撐構架配置，則不適用本節規範之規定。

14.13.4.2 K型斜撐構架

挫屈束制斜撐構架不允許採用K型斜撐構架。

解說：(本節解說尚未討論)

由於可能導致柱構件之非線性撓曲需求，因此挫屈束制支撐構架不允許採用K型斜撐構架。

14.13.4.3 側向力分布

當14.13.2.2節定義之壓力強度調整因子 β 大於1.3時，側向力分布應符合下列規定：沿任一斜撐軸線，斜撐應採交互方向配置，使得各軸線方向的總水平力，至少30%但不超過70%是由受拉斜撐提供。惟各斜撐之可用強度大於考量超強地震力所得的需求強度者除外。對於本條文的目的是而言，前述之斜撐軸線係指單軸線或平行軸線之平面偏移量不大於建築與其斜撐軸線正交方向之平面尺度的10%。

14.13.4.4 多層式斜撐構架

當符合下列規定時，挫屈束制斜撐構架可配置為多層式挫屈束制斜撐構架：

(a)在各斜撐與柱構材接合處應配置水平支桿構材。

(b)柱構材應符合下列規定：

(1)多層式斜撐構架的柱構材應於該構架之面外支撐點高度間設計為簡支承，且應符合下列各層之面內載重需求的大者：

(i)相鄰層間由調整後斜撐強度導致構架剪力總和所引起的載重，應依14.13.3節進行分析，分析時應考慮核心強度所容許的變異性。

(ii)最小虛擬載重，等於相鄰層較高強度之調整後斜撐構架剪力的0.005倍。應施加此虛擬載重以獲得柱構材的最大載重效應。

(2)柱構材應於各支桿構材與柱接合處提供抗扭側撐。

(c)多層式斜撐構架各層之層間位移角應符合相關規範限制，且不超過2%弧度。

解說：(本節解說尚未討論)

應用於多層式挫屈束制支撐構架時，建議採需求斜撐容量 P_{ySC} 指定BRB設計參數，而非指定需求核心斷面積，以降低材料變因之影響，且較能達到相等或近乎相同之設計容量。

柱構件抗扭轉的要求一般可利用支撐構件與柱構件連接，以抑制其扭轉移動。支撐構件應具備足夠的撓曲強度與勁度，並與柱構件採適當接合以達其抗扭功能。

多層式斜撐構架定義為兩樓板間或兩面外支撐處間具兩層以上的斜撐配置構架，各層間皆具支撐構件，因此不屬於K型斜撐構架。本規範規定支撐構件橫跨於兩構架柱內，但構架外的支撐構件可作為構架設計的一部分，以抵抗分析所得之面內彎矩。

於多層式挫屈束制支撐構架系統中，柱構件的面內強度需求來自於不同層的強度容量及BRB拉壓強度差異所造成的不平衡力。受到不同層構架容量及挫曲束制斜撐超強度張力與壓力變化而導致的非平衡載重，施加並產生面內柱需求。根據Imanpour等人(2016a, 2016b, 2015)的研究顯示，挫屈束制支撐構架為目前所有多層式斜撐構架中最穩定之構型。

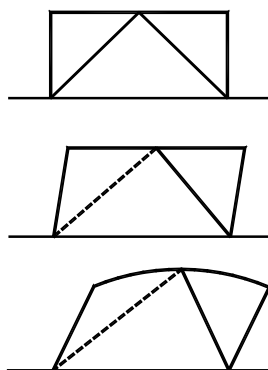


圖 C14.13-4 V 型與倒 V 型挫屈束制支撐構架後降伏變形模式改變

這些研究顯示，多層式挫屈束制支撐構架並非為單層變形機制，層與層間可能發生不同的斜撐超強反應；若柱構件或其他抵抗構架不足以承載這類載重，可能會導致柱的面內降伏，更多資訊詳見註解14.11.4.5節。雖然這種現象已針對特殊同心斜撐構架進行研究，且顯示主要發生於側向變形集中層；但對於降低特殊同心斜撐構架中柱構件潛在的不穩定預防措施，同樣建議於挫屈束制支撐構架中採用。各斜撐接合處的柱構件抗扭轉斜撐對於提供柱構件穩定性是必要的，可藉由層間支撐構件撓曲勁度所提供，前述要求滿足Helwig and Yura (1999)所提出之建議。

鋼構規範允許多層式挫屈束制斜撐構架可使用與典型挫屈束制斜撐構架相似之規定進行設計，各層之調整後斜撐強度則用於設計構架中的支撐與柱。不同於典型建築案例，層間具不同強度容量或有超強不平衡的可能時，將使多層式斜撐構架的柱構件撓曲。Imanpour and Tremblay (2014)發現將調整後斜撐強度應用於多層式挫屈束制斜撐構架時，會過度預測柱構件的潛在彎矩。

然而，在每層斜撐均配置於同一方向的特殊案例中，會導致施加於柱構件的彎矩為零，為不保守的設計條件。

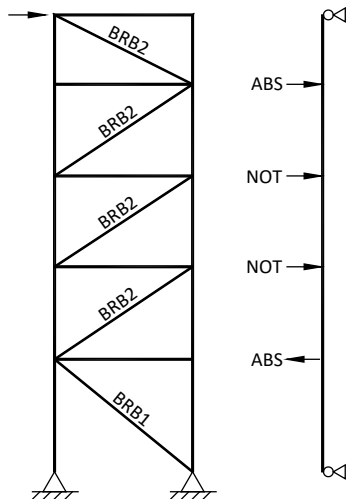
為解決此問題，設計應考量與0.5%之各層調整後斜撐強度相應的最小虛擬載重；依前述施加於各層的面內載重，可利用靜力平衡方法將多層式挫屈束制斜撐構架柱的底部與頂部視為簡單支承進行分析。前述方法量化之柱彎矩可能來自於各層斜撐應變的不同、核心斷面尺寸的公差、材料試驗與實際核心降伏強度間可能的微小差異；但不包含因 R_y ，或因以固定斷面積及允許的核心鋼材降伏強度範圍導致的層間強度容量差異。

雖然並無證據顯示此材料變異不利於多層式挫屈束制斜撐構架，但與預期斜撐降伏強度範圍有關之係數已列於鋼構規範中。以要需求容量 P_{ysc} 而非核心斷面積 A_{sc} 指定挫屈束制斜撐規格，為控制各層強度容量的簡單方法，可使構架各層強度容量相似，且降低柱的面內彎矩。

如圖C14.13-5所示，ABS表示施加於柱因調整後斜撐強度差異所導致的不平衡力，NOT則代表最小需求虛擬載重。在此範例中只有第二與第五層具有因不平衡力，且該載重大於最小虛擬載重。

NOT載重應施加於使柱產生最大抗彎的方向上，且分析需考量兩個方向的地震力。

一系列之柱構件可能用於上述的載重分析，在此案例中，設計應考量面內層載重與柱軸向壓力。



圖C14.13-5 多層式斜撐構架立面圖

14.13.5 構材

14.13.5.1 一般規定

柱構材應符合14.4.1.1節高等韌性構材之規定。

梁構材應符合14.4.1.1節中等韌性構材之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

前版本之鋼構規範要求梁與柱須採用高度韌性斷面，主要源自考量抗彎構架及其他系統對於達0.弧度

之穩定全塑鉸發展是必要之需求；而挫屈束制斜撐構架之梁與柱則是針對斜撐之強度進行設計，且目的為當發生地震時能夠保持基本的彈性。

14.13.5.2 對角斜撐

1. 組成

斜撐應由鋼核心與束制鋼核心挫屈之系統組成。

(a) 鋼核心

鋼核心厚度大於50 mm之鋼板應符合14.2.4節最小凹槽能量韌性之規定。

鋼核心不允許續接。

(b) 挫屈束制系統

挫屈束制系統由圍束鋼核心之外管組成。於穩定性計算中，與鋼核心連接之梁、柱與接合板應視為此系統的一部分。

在預期變形下，挫屈束制系統應限制鋼核心局部與整體挫屈。

2. 可用強度

鋼核心應設計以抵抗斜撐全部軸力。

依降伏極限狀態，斜撐受拉與受壓之設計強度 ϕP_{ysc} (載重與強度因子設計法)，與容許強度 P_{ysc} / Ω (容許強度設計法)應以下式決定：

$$P_{ysc} = F_{ysc} A_{sc} \quad (F4-1)$$

$$\phi = 0.90, \Omega = 1.67$$

其中：

A_{sc} ：鋼核心降伏段之斷面積， cm^2 (mm^2)。

F_{ysc} ：鋼核心之最小規定降伏應力或由拉伸試驗所得之實際降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

3. 一致性驗證

斜撐設計應符合14.16.3節之程序與合格標準的品質驗證反復載重試驗結果。品質驗證試驗結果應至少由兩組成功之試驗組成；其中一組符合14.16.3.2節斜撐接合轉角需求的子結構試驗，另一組為符合14.16.3.3節單軸或子結構試驗。若原型結構之軸向降伏強度 P_{ysc} 低於符合14.16.3節規定之所有驗證合格試驗時，應受14.16.3.3節第c(b)項規定的相似性限制，使試體之鋼核心軸向降伏強度不超過原型結構的150%。此兩試驗應依下列之一為之：

(a)發表於研究文獻的試驗，或執行其他專案所記載之試驗。

(b)該專案執行之試驗。

對於與試驗試體不同尺寸之構材，可依合理分析方法對試驗結果進行內插或外插調整；此合理分析方法應證實應力分布及內部應力大小與試驗子結構相符或差異不大，且考慮材料性質變異的不利效應。試驗結果的外插應基於相近尺寸之鋼核心與挫屈束制系統的組合。當試驗符合14.16.3節規定時，其結果可做為設計的依據。

解說：(本節解說尚未討論)

藉由14.13.5.2節第3項所述之試驗證明符合本條文之規定。

由斜撐調整後強度計算之載重效應不需以系統超強因子 Ω_0 放大。

1.組成

(a)鋼核心

鋼核心包含降伏段以及核心接合段，亦可於核心接合段與降伏段間包含轉換段。鋼核心降伏段斷面積應適當設計使得其降伏強度與依據適用建築物規範所得之需求相當，此設計有助於確保降伏能分布於建築內多個樓層。相反地，若部分斜撐過度設計(如所有樓層皆採用相同尺寸之斜撐)可能導致僅在少數樓層中發生不良之非線性變形集中。降伏段之長度與斷面積，及非降伏段之長度與面積，共同決定斜撐之勁度，降伏段長度與斜撐傾角決定在設計層間側位移角下之應變需求。

在一般斜撐設計中，為進行斜撐與構架間之接合，鋼核心接合段需延伸出套管。此未圍束區域之挫屈為不良之破壞模式，應予以避免。

在一般實務中，設計者指定核心鋼板尺寸及鋼材與強度等級。符合鋼材規格之鋼材應力應變特性範圍可能有大幅的變異，可能造成顯著的斜撐超強，此超強必須反應於接合及構架梁柱構件的設計。為了更嚴格定義可允許之斜撐強度範圍或鋼核心斷面積(與斜撐勁度)範圍，設計者可以指定可接受之降伏應力限制範圍；斜撐供應者可依材料拉伸試驗結果選擇核心斷面尺寸以滿足設計要求。設計者應注意此方法可能導致斜撐軸向勁度的偏差，而最大偏差量則視可接受之材料強度範圍而定。為了適當求取建築物的週期與預期變形，在建築物分析時，採用此方法之設計者也應考慮可能之勁度範圍。

鋼核心強度以新符號 F_{ysc} 表示，由規定最小降伏應力或由拉伸試驗決定之實際降伏應力定義。使用拉伸試驗結果定義之 F_{ysc} 者，在計算調整後斜撐強度可不考慮 R_y (參照解說第14.13.2.1節)；此乃承認鋼核心材料之拉伸試驗實際上於第K3節條文規定之事實，且拉伸試驗可提供更估算可靠的預期強度。

(b)挫屈束制系統

本專門術語乃敘述提供斜撐穩定性之元件，以避免整體挫屈，包括套管與連接核心之元件；挫屈束制系統之適用性應由試驗驗證。

2.可用強度

挫屈束制支撐之標稱強度僅由核心斷面積與材料降伏強度決定；如試驗所證明，可避免挫屈行為。

3.一致性驗證

挫屈束制支撐構架之設計，需參考相似尺寸試驗試體與包含轉角需求之子結構的成功試驗；前者為單軸試驗，目的在驗證適當的斜撐遲滯行為，後者之目的為確認整體斜撐設計概念，並驗證對應於構架變形之轉角不會導致鋼核心接合段、套管與鋼核心相連處之破壞，或危及斜撐之遲滯行為。一組試驗可同時滿足14.16.3節規定之子結構與單軸斜撐兩試驗，但對於某些構架型式之子結構試驗，斜撐軸力不易取得，因而須進行個別的斜撐試驗。圖C14.16.3-1為子結構試驗範例(Tremblay et al., 1999)。

14.13.5.3 保護區

保護區包括斜撐的鋼核心與連接其鋼核心至梁或柱構材之元件，且應符合14.4.1.3節之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

預期進入非線性變形之鋼核心及其所連接之梁與柱，包含接合板與其接合，均為保護區。

14.13.6 接合**14.13.6.1 關鍵銲道**

下列之銲道為關鍵銲道，應符合14.2.2與14.15.2.3節之條文規定：

- (a)柱續接的開槽銲道。
- (b)柱與柱底板接合銲道。

例外：當符合下列兩條件時，不須考慮為關鍵銲道：

- (1)柱構材鄰近柱底板區域因束制條件而不發生塑鉸者。
- (2)柱構材在含超強地震力之載重組合下不受淨拉力者。
- (c)符合14.13.6.2節第(c)項規定之梁柱接合鉚道需。

解說：(本節解說尚未討論)

鉚道非彈性應變可能產生於柱底板與柱續接處，因此上述鉚道應視為必要關鍵鉚道，詳解說第14.11.6.1節。

14.13.6.2 梁柱接合

當斜撐或接合板在梁柱接合處與梁、柱構材相接時，其接合應符合下列規定之一：

- (a) 該接合應符合2.3.3節第(a)項規定之鉸接接合，其需求轉角取0.025弧度；
- (b) 該接合設計應抵抗下列彎矩之小者：

- (1)預期梁撓曲強度 $R_y M_p$ 所對應之彎矩乘上1.1且除以 α_s 。

其中：

M_p ：塑性彎矩，tf-m (kN-mm)。

- (2)總預期柱撓曲強度 $\sum (R_y F_y Z)$ 對應之彎矩乘上1.1且除以 α_s 。

其中：

Z ：對彎曲軸之塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

α_s ：強度調整因子。載重與強度因子設計法為1.0；容許強度設計法為1.5。

該彎矩應考慮斜撐接合及梁接合之需求強度的組合，其中，包括使用超強地震載重所得之樓版集力構材力量。

- (c)梁柱接合應符合14.4.6.2節第(c)項之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

梁柱接合參照解說第14.11.6b節。

14.13.6.3 斜撐接合

1. 需求強度

斜撐接合受拉與受壓之需求強度(包括屬於挫屈束制斜撐系統一部份之梁柱接合)應為14.13.2.1節調整後斜撐強度除以 α_s 求得。

當接合使用擴大孔時，螺栓滑動極限狀態之需求強度不必超過 P_{ysc} / α_s 。

2. 接合板規定

接合設計應提供與試驗配置一致的接合板側向支撐。

解說：(本節解說尚未討論)

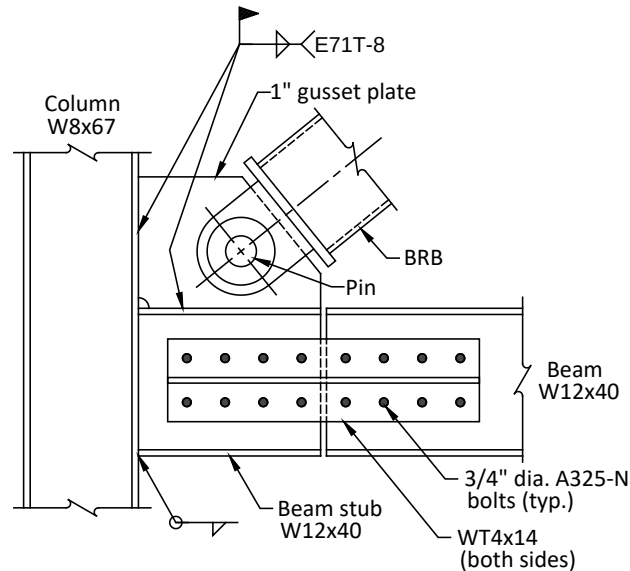
本接合板接合設計規定可藉由以符合試驗所得之橫向支撐力做為設計接合板之橫向力、增加接合板加勁板以抵抗此橫向支撐力、或提供接合板側向支撐之方式達成。試驗中接合板未採用橫向支撐者不需配置，任何與鋼核心連接之側撐接合附加元件必須包含於驗證試驗中。

斜撐接合於鋼核心降伏後不得發生降伏，應以斜撐之預期最大力量作為設計依據(參照解說第14.13.5.2節)。設計者應注意斜撐接合螺栓在低於設計強度30%的力量下可能發生滑移，但此滑移現象並不視為不利於挫屈束制支撐構架系統行為，且與14.4.2.2節規定之設計方法一致。

近期在與穩定性及破壞有關之試驗研究證實，接合板接合為挫屈束制支撐構架設計之關鍵項目(Tsai

等人, 2003; Lopez等人, 2004)；其不穩定性的趨勢與挫屈束制支撐接合部之撓曲勁度及接合部與套管間之撓曲連續程度有關。此挫屈束制支撐構架設計之議題為持續研究之項目，故鼓勵設計者參考已出版之研究成果。若試驗試體足以代表建築物之實際情形時，此試驗可驗證接合板之穩定性。值得一提的是，構架於地震中可能同時受到面內與面外方向的變形，設計接合板時應更加保守使其穩定性得以確保。

如圖C14.13-5所示，Fahnestock等人(2006)利用WT型鋼在梁構件腹板兩側續接，有效地在接合板外形成一鉸接合；該接合除了滿足第14.13.6.2節規定外，也紓解接合板之面內彎矩及其相關的不穩定效應。



圖C14.13-6 塑鉸接合之細節

14.13.6.4 柱續接

柱續接應符合14.4.2.5節之規定。若採用開槽鉚接續接者，應為全滲透開槽鉚接。柱續接設計應至少能發展續接構材中較小塑性彎矩 M_p 者除以 α_s 之50 %。

需求剪力 V_r 應依下式計算：

$$V_r = \frac{M_p}{\alpha_s H_c} \quad (14.13-2)$$

其中：

H_c : 兩相鄰梁接合間之柱淨高(包含結構樓版)，cm (mm)。

$\sum M_p$: 柱構材上、下端部塑性彎矩 $F_y Z$ 的總和，tf-cm。

解說：(本節解說尚未討論)

柱續接參照解說第14.11.6.4節。

14.14 特殊鋼板剪力牆

14.14.1 適用範圍

特殊鋼板剪力牆應依本節條文設計，適用於具有與梁、柱構材相接之鋼腹板牆體構架。

解說：(本節解說尚未討論)

在特殊鋼板剪力牆中，與四周水平及垂直邊構件相接之高寬厚比且未加勁鋼板牆體，在地震作用下，設計達到降伏且發揮韌性的遲滯行為(參照圖C14.14.1-1)。所有水平邊構件均與垂直邊構件剛性相接，

使其抗彎接合能發展水平邊構件之預期塑性彎矩。每面鋼板牆體須以邊構件包圍之。

過去對特殊鋼板剪力牆施加反復非線性準靜態與動態載重的試驗研究，已證實其具有發展韌性行為與消散可觀能量之能力(Thorburn et al., 1983; Timler and Kulak, 1983; Tromposch and Kulak, 1987; Roberts and Sabouri-Ghomi, 1992; Caccese et al., 1993; Driver et al., 1997; Elgaaly, 1998; Rezai, 1999; Lubell et al., 2000; Grondin and Behbahannidard, 2001; Berman and Bruneau, 2003a; Zhao and Astanteh-Asl, 2004; Berman and Bruneau, 2005b; Sabouri-Ghomi et al., 2005; Deng et al. 2008; Qu et al., 2008; Choi and Park, 2009; Qu and Bruneau, 2009; Vian et al., 2009a)。此結果已被不少運用有限元素分析與其他分析技術的解析研究所證實(Sabouri-Ghomi and Roberts, 1992; Elgaaly et al., 1993; Elgaaly and Liu, 1997; Driver et al., 1997; Dastfan and Driver, 2008; Bhowmick et al., 2009; Purba and Bruneau, 2009; Shishkin et al., 2009; Vian et al., 2009b)。

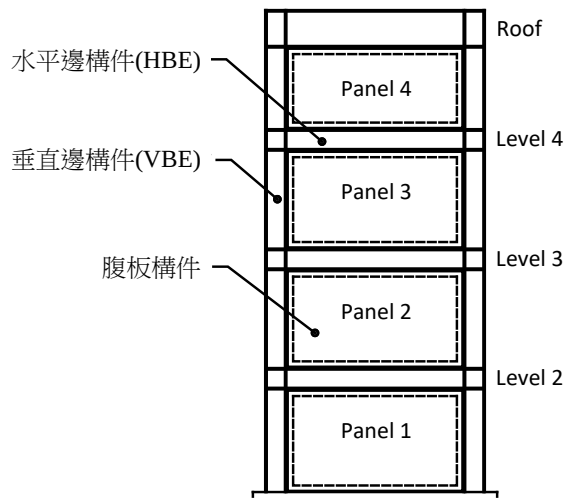


圖 C14.14.1-1 特殊鋼板剪力牆之示意圖

14.14.2 設計基準

依本節條文設計之特殊鋼板剪力牆，預期主要藉由腹板牆體降伏與水平邊構材端部塑鉸提供顯著的非彈性變形容量。垂直邊構材不允許發生剪力降伏；垂直邊構材亦不允許發生撓曲降伏，在柱基處除外。

解說：(本節解說尚未討論)

鋼板牆體的降伏，係藉由與鉛垂線夾角接近 45° 方向上之拉力場發展、且在其正交方向上的鋼板挫屈而發生。過去研究結果顯示，可適當調整特殊鋼板剪力牆之垂直與水平邊構件尺寸，使所有鋼板牆體之全斷面均能發展拉力場行為。除了具非常剛性之水平與垂直邊構件的案例外，牆體降伏以漸進的方式發展至遍佈每面牆體。因為牆體不會受壓降伏，因此除了由水平邊構件發展塑鉸對整體系統所貢獻之遲滯消能外，特殊鋼板剪力牆在受重覆循環荷載下的持續降伏，必須在受漸增側位移荷重下才可能發生。

在過去研究(Driver et al., 1997)中，邊構件的降伏大約貢獻25至30%的系統承載強度。然而，此貢獻會隨腹板長寬比之函數不同而有所改變。

除了在水平邊構件端部產生塑鉸外，當鋼板牆體全面降伏時，其周圍的水平與垂直邊構件應設計以保持彈性。在垂直邊構件(當垂直邊構件以能夠發展塑性彎矩之方式與結構基礎接合)及水平邊構件端部必須產生塑鉸以發展系統的塑性崩塌機構。在發展系統的塑性崩塌機構時，在水平邊構件端部產生塑鉸是必要的；在水平邊構件跨度中央範圍產生塑鉸，可能會局部地阻礙鋼板的降伏，屬於不恰當之行為，且可能導致：(1)水平邊構件產生塑性增量變形的顯著累積；(2)內填板之部分降伏；(3)相對較低之球狀塑性強度；(4)總(彈性及塑性)水平邊構件轉角等於當防止內跨塑鉸產生時數值的兩倍(Purba and Bruneau, 2012)。有些設計者使用切削型梁斷面接合於水平邊構件之端部，以確保降伏僅發生於切

削型斷面中。切削型梁斷面塑鉸在水平邊構件中的位置及強度，通常隨特殊抗彎構架之計算而有所不同，而這些應以此為目的開發方程式的建立(Qu and Bruneau, 2010a, 2011; Bruneau et al., 2011)。

適當與不適當的垂直邊構件降伏行為都曾在過去試驗中觀察到，在缺乏量化適當降伏之發生條件的理論公式(及支持此公式的試驗驗證)下，垂直邊構件保持彈性反應是合理的保守要求。

研究文獻往往將鋼板牆的行為比作垂直板梁，意指特殊鋼板剪力牆的牆體透過拉力場行為抵抗剪力，且其垂直邊構件承受傾倒彎矩。雖然這種類比的方法有助於對特殊鋼板剪力牆之行為提供概念上的理解，但此兩系統於行為與強度上仍存在許多明顯的差異。過去研究顯示，在特殊鋼板剪力牆中，採用結構型鋼做為垂直與水平邊構件(如同其他與特殊鋼板剪力牆密切相關之幾何尺寸與細節)能有利地影響拉力場的發展角度，且可使用更大寬厚比之鋼板牆體(可忽略對角壓力強度)。在特殊鋼板剪力牆中，需要配置適當尺寸的頂部與底部水平邊構件，以撐持結構系統上下兩端處所發展之顯著拉力場。為了防止翼板挫屈或因運輸需求所規定之板梁腹板最大寬厚比限制，不適用於不同構造的特殊鋼板剪力牆。基於此理由，將鋼造建築結構設計規範中梁的設計規定應用在特殊鋼板剪力牆之設計並不恰當(Berman and Bruneau, 2004)。

14.14.3 分析

特殊鋼板剪力牆的腹板牆體分析應不承載重力載重。

- (a)腹板牆體的需求強度應為該剪力牆構架分析所得需求剪力的100%。僅由水平與垂直邊構材組成之梁柱構架的需求強度，應不小於該整體構架分析所得剪力的25%。
- (b)特殊鋼板剪力牆之水平、垂直邊構材與接合的設計需求強度，應以容量設計之地震力效應決定。容量設計地震力效應 E_{cl} 應由所有腹板牆體假設承受對應於14.14.5.2節規定 α 角之預期拉力強度，且水平邊構材端部承受 $1.1R_y M_p / \alpha_s$ 彎矩之分析所得的力量。

其中：

F_y ：規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

M_p ：塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)。

R_y ：預期降伏應力與規定最小降伏應力 F_y 之比值。

α_s ：力量等級調整因子。 $=1.0$ ，載重與強度係數設計法
 $=1.5$ ，容許強度設計法。

對於構架的每個受載方向都應分析，在正交或多軸方向之兩相交構架包含共用柱構材之系統，其分析應考慮在兩個方向之腹板牆體同時發生降伏的可能性。

腹板牆體之預期降伏應力應取 $R_y F_y$ 。當使用穿孔型牆體時，其有效預期拉應力定義於14.14.7.1節第(4)項。

例外：垂直邊構材之需求強度應不大於非線性分析所得之力量。

解說：(本節解說尚未討論)

分析須考慮公式(14.5-1)所得之剪力。在某些案例中水平邊構件之設計將由適用的建築規範中的分析所控制。

邊界梁、柱構件可能有高剪力需求，因此剪力降伏需被評估。

相對於具有抵抗整體法規規範之樓層剪力設計的特殊鋼板剪力牆，符合FEMA P-695程序(FEMA, 2009b)之增量動態分析，已顯示藉由分配腹板與界限構架之間樓層應用剪力而設計的特殊鋼板剪力牆，無法具有符合要求之抵抗崩塌的安全邊界，且具有高度可能產生過度位移(Purba and Bruneau, 2014a, 2014b, 2014c)。

一項不相關之額外要求規定組成垂直及水平邊構件之構架強度，應至少為分散於特殊鋼板剪力牆之樓

層剪力的25。此要求之目的為確保最小邊界構架之表現，以防止過度位移，考量沿抵抗地震力之邊界構架，直到動態反應觸發特殊鋼板剪力牆位移並超過先前搭到的最大值。Dowden and Bruneau (2014) 所進行之振動台測試，顯示出當在填充版降伏後進行相同地震激發時，特殊鋼板剪力牆與弱邊界構架如何產生更大的位移，雖然後拉預力自復位構架有使用於此研究中，但特殊鋼板剪力牆具有弱邊界構架因此會具有相似的表現，更糟的是不具有自復位之能力。

根據容量設計理論，所有邊構件(水平與垂直邊構件)應設計能抵抗全面降伏之牆體拉力場所發展的最大力量。特殊鋼板剪力牆邊構件上所發展之軸力、剪力與彎矩，係為系統對於整體傾倒與剪力、及牆體拉力場行為所反應之結果。在計算系統與構件反應時必須考慮實際的牆體厚度，因為市場可取得或銲接所要求之最小厚度會造成使用的牆體厚度大於需求厚度。

在剪力牆頂部的鋼板牆體，應以水平邊構件撐持拉力場的垂直分量。此水平邊構件應具備足夠的強度，使牆體全寬度能發展全面拉伸降伏。在剪力牆底部的鋼板牆體，其拉力場的垂直分量也需要被水平邊構件撐持。此水平邊構件應具備足夠的強度，使牆體全寬度能發展全面拉伸降伏，此可藉由將水平邊構件連續錨定於基礎來達成。

對於剪力牆的中間水平邊構件，來自其上、下方牆體之正交應力的預期變化通常不大，或當上、下方牆體厚度相同的情況下，無正交應力變化。頂部與底部水平邊構件在一般情況下尺寸較大；中間水平邊構件相對較小。

在設計水平邊構件時，拉力場所造成之垂直應力會降低水平邊構件塑性彎矩，承認此效應可能是重要的。同時，水平邊構件的自由體圖，需考慮作用在其上、下方之拉力場水平分量的偏心所引致之額外剪力與彎矩(Qu and Bruneau 2008, 2010a)。

構件上(與接合處)之力量與彎矩，包括由拉力場效應造成之內力，可由平面構架分析決定之。如解說第F5.5b節中所述，鋼板牆體可用一系列斜向且端部鉸接的板條(strip)模擬，在此種分析中，每面牆體最少使用10根等間距且端部鉸接的板條元素。

目前已有幾種可達到容量設計，並決定作用於垂直邊構件之力量的分析方法，在一些適用於特殊鋼板剪力牆的範例方法中已採用。如同前述之理由，在所有案例中都須考慮鋼板牆體的實際厚度。

非線性側推分析。鋼板剪力牆分析模型，可將強度為 $R_y F_y A_s$ 的雙線性彈塑性牆體元素沿 α 角方向建入模型，在水平邊構件的端部亦會放置雙線性塑鉸。以此模型所執行的標準側推分析，將提供牆體發展至降伏時邊界構架上的軸力、剪力與彎矩。須進行個別檢核，以證實水平邊構件除了在其端部位置外不會產生塑鉸。

間接容量設計方法。加拿大標準協會(Canadian Standards Association Standard)之標準「鋼結構極限狀態設計Limit States Design of Steel Structures」(CSA, 2001)建議垂直邊構件之載重可由重力載重，與經放大因子 B 放大之地震載重組合決定之，

$$B = \frac{V_e}{V_u} \quad (C14.14-1)$$

其中：

V_e ：剪力牆底部牆體之預期剪力強度，可由實際提供牆體厚度決定之。

$$= 0.5 R_y F_y t_w L \sin 2\alpha$$

V_u ：剪力牆底部之係數化地震剪力。

在決定垂直邊構件上載重時，放大因子 B 可不必大於 R 。

垂直邊構件之設計軸力應由定義如下的傾倒彎矩分布決定之：

(1) 剪力牆底部放大後傾倒彎矩為 BM_u ，其中 M_u 為對應於地震力 V_u 之牆底係數化傾倒彎矩。

(2) 此放大後傾倒彎矩 BM_u 從牆底向上延伸一高度 H ，但 H 不可低於兩層樓高。

(3) 高度 H 以上之放大後傾倒彎矩，是以線性遞減分布，減至剪力牆頂部下一個樓層處之 1 倍的係數化傾倒彎矩，但不必超過該處對應於 V_u 之係數化傾倒彎矩的 R 倍。

垂直邊構件上由鋼板牆體拉力場造成之局部彎矩需求應乘上放大因子 B 。

此方法可對於垂直邊構件容量設計之力量需求提供一合理的估算結果。然而，如前所述，由Berman與Bruneau (2008c)之研究成果顯示，此法可能並不保守。此程序乃依賴對於設計地震載重之板條模型(或等效模型)的彈性分析，隨之將分析所得垂直邊構件彎矩需求以因子 B 放大之。因此，此法所得之彎矩分布圖與鋼板剪力牆變形在形狀上與側推分析所得者相似。同樣地，以因子 B 放大設計側力之傾倒彎矩所計算的垂直邊構件軸力，所獲得之軸力分布圖具合適的形狀。

然而依據上述流程，其放大因子由底層一樓牆體求得，但不包括邊界構架可能影響的強度。特殊鋼板剪力牆之水平與垂直邊構件尺寸大，且由邊界抗彎構架承載基底剪力可為顯著的。

因此，依據本方法所估算之垂直邊構件需求，小於垂直邊構件在發展塑鉸前，所有樓層鋼板牆體達全面降伏之所需者。此外，在若干案例中，實際提供與設計地震力需求之牆體厚度比，在上方樓層者可能大於下方樓層。在這些情況下，間接容量設計方法可能會低估上方樓層垂直邊構件的設計載重，而無法達成容量設計。就真實的容量設計而言，在決定放大因子 B 時，忽略這些效應會導致邊界柱構件之設計載重的低估。因此，在決定因子 B 時應使用全面崩塌機構，其公式於後述流程中提出(參照公式(C14.14-15))。

塑性與線性組合分析。與側推分析比較，本流程已證實能提供精確的垂直邊構件反應結果(Berman and Bruneau, 2008c)。假設一特殊鋼板剪力牆之鋼板牆體與水平邊構件根據本規定之係數化載重(或者，對於水平邊構件設計而言，為係數化載重或鋼板牆體降伏之大者)完成設計，垂直邊構件之需求容量可由如圖C14.14.3-1所示之四層樓特殊鋼板剪力牆的垂直邊構件自由體圖決定之。這些自由體圖包含代表第 i 樓層鋼板牆體降伏的均佈力 ω_{xci} 與 ω_{yci} 、水平邊構件產生塑鉸之彎矩 M_{prli} 與 M_{prri} 、垂直邊構件軸力 P_{bli} 與 P_{bri} 、考量塑性崩塌機構所對應之側向地震力 F_i 、及對應於這些側向地震力的柱底反力 R_{yl} 、 R_{xl} 、 R_{yr} 與 R_{xr} 。這些載重可如下述方式決定之：

(1)因第 i 樓層鋼板牆體降伏而施加於垂直(ω_{yci} 與 ω_{xci})與水平(ω_{ybi} 與 ω_{xbi})邊構件上之均佈載重可由下式決定：

$$\omega_{yci} = \left(\frac{1}{2}\right)F_{yp}t_{wi}\sin 2\alpha \quad (C14.14-2)$$

$$\omega_{xci} = F_{yp}t_{wi}(\sin \alpha)^2 \quad (C14.14-3)$$

$$\omega_{ybi} = F_{yp}t_{wi}(\cos \alpha)^2 \quad (C14.14-4)$$

$$\omega_{xbi} = \left(\frac{1}{2}\right)F_{yp}t_{wi}\sin 2\alpha \quad (C14.14-5)$$

其中， F_{yp} 為鋼板牆體降伏應力， t_{wi} 為第 i 樓層鋼板牆體厚度。

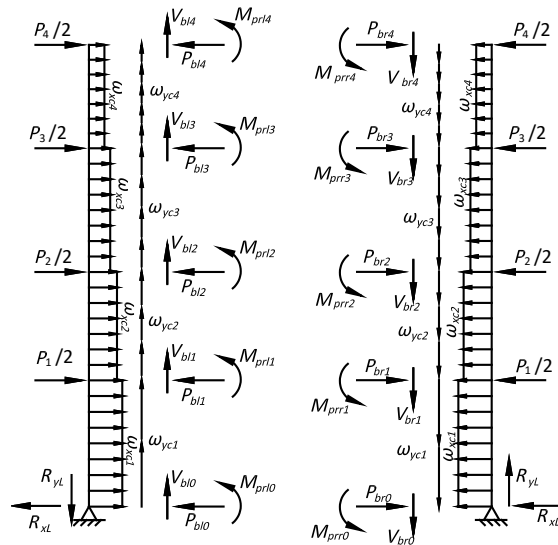


圖 C14.14.3-1 垂直邊構件自由體圖

(2)如圖C14.14.3-2所示之垂直邊構件彈性模型，被提出作為估算水平邊構件軸力的一部分。此模型包含一代表垂直邊構件的連續梁元素，其底部為鉸支承，且在中間與頂部之水平邊構件位置以彈性彈簧支撐。在第*i*樓層水平邊構件之彈簧勁度 k_{bi} ，可取水平邊構件考慮一半跨度(或對於相當深的垂直邊構件，考慮水平邊構件全長)的軸向勁度，即：

$$k_{bi} = \frac{A_{bi}E}{L/2} \quad (C14.14-6)$$

其中， A_{bi} 為水平邊構件之斷面積、 L 為跨度、 E 為彈性模數。此垂直邊構件模型將受到沿各樓層所施加的牆體降伏拉力水平分量 ω_{xci} 與分析所得彈簧力 P_{si} 。

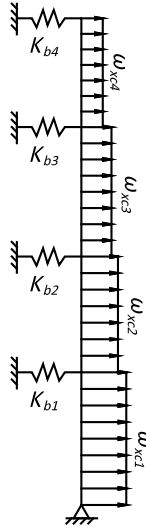


圖 C14.14.3-2 含水平邊構件彈簧之垂直邊構件彈性模型

(3)由鋼板牆體降伏力水平分量 ω_{xbi} 所造成之中間與頂部水平邊構件軸力分量，如圖C14.14.3-3所假設之分布。須注意到，底部水平邊構件之分布情況與頂部水平邊構件者相反。將此軸力分量與線性垂直邊構件模型之彈簧力組合，可獲得下列求取中間與頂部水平邊構件左、右端軸力(分別為 P_{bli} 與 P_{bri})之公式：

$$P_{bli} = -(\omega_{xbi} - \omega_{xbi+1})\frac{L}{2} + P_{si} \quad (C14.14-7)$$

$$P_{bri} = (\omega_{xbi} - \omega_{xbi+1})\frac{L}{2} + P_{si} \quad (C14.14-8)$$

其中，彈簧力 P_{si} 應為負值，此代表對水平邊構件施加壓力。如上所述，在底部水平邊構件上由 ω_{xbi} 與 ω_{xbi+1} 所造成之軸力，可視為圖C14.14.3-3所示者之鏡射圖。其中，在底部水平邊構件下方並無鋼板牆體之特例中， ω_{xbi} 為零。此外，在底部水平邊構件位置並不考慮彈簧力，此乃因作為底部垂直邊構件下半部之鋼板降伏力水平分量，已匯入如下所述之塑性崩塌機構分析所決定之底部反力。因此，底部水平邊構件左、右端軸力 P_{bli} 與 P_{bri} 為：

$$P_{bli} = \omega_{xbi}\frac{L}{2} \quad (C14.14-9)$$

$$P_{bri} = -\omega_{xbi}\frac{L}{2} \quad (C14.14-10)$$

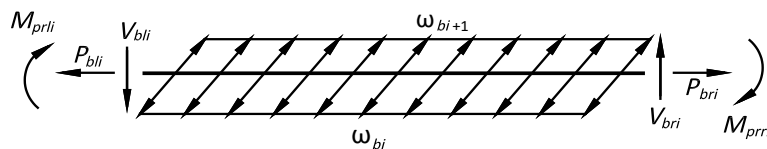


圖 C14.14.3-3 水平邊構件自由體圖

(4)水平邊構件之折減後塑性彎矩容量可估計為：

$$\text{若 } 1.18 \left(1 - \frac{|P_{bli}|}{F_{yb} A_{bi}} \right) \leq 1.0$$

$$M_{prli} = 1.18 \left(1 - \frac{|P_{bli}|}{F_{yb} A_{bi}} \right) Z_{xbi} F_{yb} \quad (\text{C14.14-11})$$

$$\text{若 } 1.18 \left(1 - \frac{|P_{bli}|}{F_{yb} A_{bi}} \right) > 1.0$$

$$M_{prli} = Z_{xbi} F_{yb} \quad (\text{C14.14-12})$$

其中 F_{yb} 為水平邊構件之預期降伏應力乘以1.1以計算應變硬化(如 $1.1R_y F_y$)， A_{bi} 為第*i*樓層水平邊構件之斷面積，且 Z_{xbi} 為第*i*樓層水平邊構件之塑性斷面模數。

(5)所有水平邊構件左、右兩端之剪力 V_{bl} 與 V_{br} 可由下式決定：

$$V_{bri} = \frac{M_{prri} + M_{prli}}{L} + (\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1}) \frac{L}{2} \quad (\text{C14.14-13})$$

$$V_{bli} = V_{bri} - (\omega_{ybi} - \omega_{ybi+1}) \frac{L}{2} \quad (\text{C14.14-14})$$

(6)作用於特殊鋼板剪力牆崩塌機構之載重可得自：

$$\sum_{i=1}^{n_s} F_i H_i = \sum_{i=0}^{n_s} M_{prli} + \sum_{i=0}^{n_s} M_{prri} + \sum_{i=1}^{n_s} \frac{1}{2} (t_{wi} - t_{wi+1}) F_{yp} L H_i \sin(2\alpha_i) \quad (\text{C14.14-15})$$

其中， F_i 為造成該機構各樓層所施加之側向力， H_i 為剪力牆底至各樓層的高度，其他項目如先前之定義。須注意，水平邊構件塑性彎矩加總運算之下標由零開始，因此包括底部水平邊構件(標示為HBE₀)。為了使公式(C14.14-15)計算形成該機構之側向力，必須假設這些側向力沿結構高度之分布形式，即側向力 F_1 、 F_2 ...間的關係。為達此目的，可使用與規範之設計側向地震力相同的分布形式。

(7)左、右柱底水平反力 R_{xl} 與 R_{xr} 之決定，可由崩塌基底剪力除以2，再分別加上(左柱)與減去(右柱)垂直邊構件模型中的鉸支承反力 R_{bs} 。垂直基底反力，可使用崩塌機構所計算之傾倒彎矩估算：

$$R_{yl} = \frac{\sum_{i=1}^{n_s} F_i H_i}{L} \quad \text{與} \quad R_{yr} = -R_{yl} \quad (\text{C14.14-16})$$

(8)一旦垂直邊構件自由體圖中所有力量被求算完成，即可獲得垂直邊構件的彎矩、軸力與剪力分布圖。這些力量分布圖能決定垂直邊構件的最小設計內力，使其能承受鋼板牆體之完全降伏與水平邊構件之塑鉸發展。

垂直邊構件在此分析所得之高剪力下必須設計保持彈性。現有文獻已顯示，垂直邊構件發生剪力降伏導致不合適非彈性行為的案例(Qu and Bruneau, 2008; Qu and Bruneau, 2010b)。

初步設計。為初步合宜配置水平邊構件、垂直邊構件與鋼板牆體之尺寸，特殊鋼板剪力牆可以具有對角拉力桿件的垂直桁架近似模擬。每面鋼板牆體可由樓層中的單根對角拉力斜撐表示。在先假設一拉力場角度下，牆體厚度 t_w 可決定為：

$$t_w = \frac{2A\Omega_s \sin \theta}{L \sin 2\alpha} \quad (\text{C14.14-17})$$

其中：

A ：等效拉力斜撐面積， cm^2 (mm^2)。

- θ : 等效拉力斜撐軸向與鉛垂線之夾角。
 : 垂直邊構件中心線距離, $\text{cm}^2(\text{mm}^2)$ 。
 α : 根據第F5.5a節由鉛垂線算起之假設拉力場角度。
 Ω_s : 系統超強因子, 如FEMA 369 (FEMA, 2001)所定義, 對特殊鋼板剪力牆取1.2 (Berman and Bruneau, 2003b)。

A 是以滿足結構側位移要求之一等效斜撐尺寸初始估算。

14.14.4 系統規定

14.14.4.1 邊構材勁度

水平與垂直邊構材應使在設計樓層側位移下整體腹板牆體發展降伏。水平與垂直邊構材勁度應符合下列規定：

- (1) 垂直邊構材對垂直牆體平面軸之慣性矩 I_c 應不小於 $0.0031t_w h^4 / L$ 。
- (2) 水平邊構材對垂直牆體平面軸之慣性矩 I_b 不得小於 $0.0031L^4 / h$ 乘以上、下牆體之厚度差。

其中：

- t_w : 腹板牆體厚度, $\text{cm}(\text{mm})$ 。
 L : 垂直邊構材中心線間距離, $\text{cm}(\text{mm})$ 。
 h : 水平邊構材中心線間距離, $\text{cm}(\text{mm})$ 。

14.14.4.2 水平與垂直邊構材接合彎矩比

不含腹板牆體效應之所有水平與垂直邊構材接合應符合14.7.4.1節中梁柱彎矩比之規定。

14.14.4.3 側向支撐

水平邊構材應受側向支撐以符合14.4.1.2節第(a)項中等韌性構材之規定。

14.14.4.4 腹板牆體開孔

腹板牆體開孔的四周邊界應配置延伸至腹板牆體全寬與全高之內部加勁邊界元件。。經試驗與分析證實可行或符合14.14.7節規定者除外。

解說：(本節解說尚未討論)

牆體寬高比：AISC 341-05版耐震特別規定在特殊鋼板剪力牆設計中，將其應用範圍限制在牆體寬高比為 $0.8 < L/h < 2.5$ 的範圍內。此限制首次於2003年版的FEMA 450文件 “*NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*” (FEMA, 2003)中提出，係按照美國當時對此結構系統相對有限經驗所提出的保守措施。從那時起，依據本規範及採用較低牆體寬高比之特殊鋼板剪力牆，已被觀察到其行為表現良好。例如，寬高比 L/h 為0.6的特殊鋼板剪力牆試體 (Lee and Tsai, 2008)展現韌性遲滯行為，足以媲美具較大寬高比的剪力牆。

寬高比 L/h ，並無理論的上限值，但在依循本設計要求所蘊含之容量設計原則下，當特殊鋼板剪力牆之牆體寬高比增加時，需要逐漸增大的水平邊構件，此將形成一實際應用上的限制。超出此限制之特殊鋼板剪力牆設計，將變得不經濟且不實用，同時，只要工程師能確保在目標側位移反應下所有板條元素都能發展降伏 (Bruneau and Bhagwagar, 2002)，牆體寬高比不需要任何上限值 (例如2.5)。

過去研究聚焦在牆體寬厚比 L/t_w 為300到800範圍的剪力牆。雖然此比值並無理論上限值，但側位移限制將會間接地控制此比例。牆體之寬薄特性的要求提供此比值之下限值。基於這些理由，此寬厚比不須指定任何限制。

在2005年級2010年版之鋼構規範的勁度要求之目的為避免垂直邊構件過高的面內柔度與挫屈。然而，近期研究工作指出，此方法與指定之限制可能與垂直邊構件在面內與面外方之性能良好與否並無關聯，

且加勁邊界構件主要用於確保腹板之全降伏的位移能較小(Qu and Bruneau, 2010b)。而亦有實驗顯示具有垂直邊構件加勁之特殊鋼板剪力牆超過規定限度，仍可符合達到性能要求(Lee and Tsai, 2008)。14.14.4.1節所提供之加勁限制，可方便的設計具有足夠加勁之邊界構件，以發展在設計位移之腹板全降伏，工程師亦可展示其他方法，如推測分析，亦可達到設計目的。

為使特殊鋼板剪力牆系統發揮合適的性能，必須提供邊構件穩定性。過去經驗顯示，特殊鋼板剪力牆具符合中等韌性抗彎構架細節之梁柱接合規定者，能展現韌性的行為。因此，其側向支撐之規定被指定滿足中等韌性構件之要求。此外，所有水平與垂直邊構件之交點需有側向支撐，以確保整面牆體之穩定性。

鋼板牆體的大型開孔會造成顯著的局部需求，因此必須以類似系統其餘部分之型式配置水平與垂直邊構件。當必須開孔時，可使包圍開孔的水平與垂直邊構件，將特殊鋼板剪力牆分割為較小的特殊鋼板剪力牆。除了14.14.7節中所述結構系統外，特殊鋼板剪力牆其牆體開孔未以水平或垂直邊構件包圍者，尚未被實驗驗證。本規定允許經分析或試驗驗證有效之其他型式開孔。

14.14.5 構材

14.14.5.1 基本規定

水平邊構材、垂直邊構材與內部加勁邊界元件應符合14.4.1.1節高韌性構材之規定。

14.14.5.2 腹板牆體

腹板牆體之設計剪力強度 ϕV_n 與容許剪力強度 V_n / Ω ，應依下式之剪力降伏極限狀態決定：

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (14.14-1)$$

$$\phi = 0.90, \quad \Omega = 1.67$$

其中：

L_{cf} ：柱翼板淨間距，cm (mm)。

t_w ：腹板牆體厚度，cm (mm)。

α ：腹板牆體降伏拉力場相對於鉛垂線角度(度)。 α 可取45°。

14.14.5.3 水平邊構材

水平邊構材應設計以防止其在梁柱接合處以外的區域發生撓曲降伏，應符合下列條件之一：

- (a)水平邊構材具抵抗重力載重與腹板牆體降伏所造成簡支梁最大彎矩兩倍之可用強度。
- (b)水平邊構材具抵抗重力載重與腹板牆體降伏所造成簡支梁最大彎矩之可用強度，且梁翼切削接合之切削量為梁翼板寬度之半。

14.14.5.4 保護區

特殊鋼板剪力牆之保護區應符合14.4.1.3節之規定，包含如下：

- (a)特殊鋼板剪力牆的腹板牆體。
- (b)腹板牆體連接至水平與垂直邊構材的元件。
- (c)水平邊構材端部塑鉸區，係由柱面算起一倍水平邊構材深度之區域，或14.7.5.3節指定者。

解說：(本節解說尚未討論)

Dastfan and Driver (2008)證實，依據現行規定設計之特殊鋼板剪力牆，其強度基本上與板條元素角度

的關係不敏感。且在整個設計中使用單一角度 40° ，大致上可獲得些微保守的設計結果。

為使特殊鋼板剪力牆系統的塑性機構發展，在水平與垂直邊構件上預期會發生某種程度的局部降伏。基於此理由，水平與垂直邊構件應遵循表14.4.1-1中所列之特殊抗彎矩構架要求。

側向力是由鋼板牆體沿14.14.5.2節所定義之方向 α 上拉伸所發展之拉力場傳遞。當鋼板牆體之水平與垂直邊構件斷面尺寸不同時，為決定 α ， A_b 之計算可取水平邊構件斷面積的平均值，且 A_c 與 I_c 之計算可分別取垂直邊構件斷面積與轉動慣性矩之平均值。

鋼板牆體之塑性剪力強度為 $0.5R_yF_yt_wL_{cf}(\sin 2\alpha)$ ，其標稱強度可由此值除以系統超因子獲取，系統超強因子定義於FEMA 369 (FEMA, 2003)，且對於特殊鋼板剪力牆取1.2 (Berman and Bruneau, 2003b)。

為了分析之目的，上述塑性剪力強度之推導，每面牆體可假設以一系列 $\square$ 角且端部鉸接的斜向板條模擬(詳圖C14.14.5-1)。過去研究已顯示，在對每面鋼板牆體使用至少10根等間距的板條模擬之情況下，此模型能提供一實際可行的結果，如圖C14.14.5-2所示之例子。

特殊鋼板剪力牆所使用鋼材的規定最小降伏應力，應依據14.2.3節之規定。然而，特殊鋼板剪力牆的鋼板牆體，也可選用特殊的高韌性低降伏強度鋼材，其規定最小降伏應力在0.8到2.3 tf/cm²的範圍內。

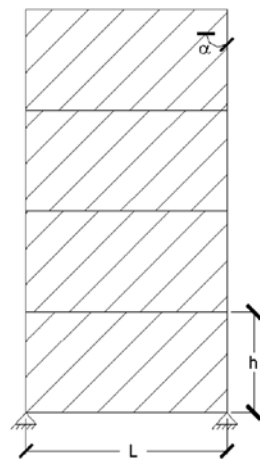


圖 C14.14.5-1 特殊鋼板剪力牆之板條模型

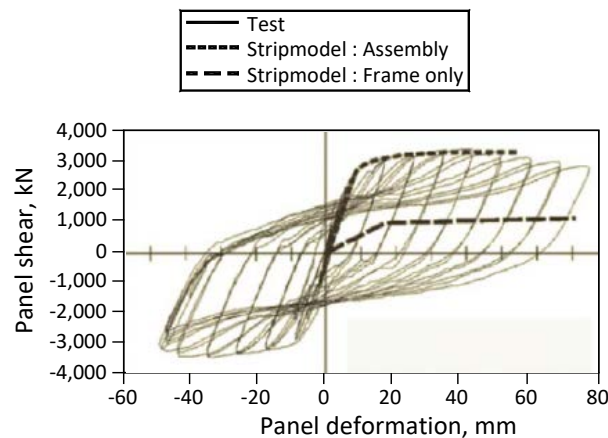


圖 C14.14.5-2 一座多層樓鋼板剪力牆構架底部牆體之試驗結果與板條模型預測強度之比較
(摘自Driver et al., 1997)

Purba and Bruneau(2012, 2014a)演示跨水平邊構件中的塑鉸會產生塑性增量變形之過度累積，及鋼板填充牆的部分降伏與相對應降低之球型塑性強度。14.14.5.3節提供二種設計方法，進而防止內跨水平邊構件塑鉸。

(1)提供水平邊構件塑性斷面模數相等於：

$$Z_i = \frac{\omega_{ybi} I_b^2}{4F_{yb}} \quad (\text{CF5-18})$$

其中 L_b 與 F_{yb} 分別表示水平邊構件跨距及降伏壓力， ω_{ybi} 表示鋼板填充牆之垂直構件，定義如下：

$$\omega_{ybi} = F_{yb} t_{pi} \cos^2 \alpha \quad (\text{CF5-19})$$

其中， F_{yb} 與 t_{pi} 分別為鋼板填充牆降伏壓力與填充厚度， α 為張力場傾角。相當於設計水平邊構件抵抗與 $(\omega_{ybi} L_b^2) / 4$ 相同之彎矩。

(2)在水平邊構件端部使用減弱梁斷面，以確保塑鉸僅發展於減弱梁斷面，須注意水平邊構件中，減弱梁斷面塑鉸之位置與強度會和一般計算特殊抗彎構架的方式不同，且此類情況須建立專用公式 (Qu and Bruneau, 2010a, 2011; Bruneau et al., 2011)。

更多關於上述設計之方法，詳見 Vian and Bruneau(2005)。

特殊鋼板剪力牆中預期會發展顯著非彈性變形部分，及其接合處被指定為符合14.4.1.3節要求之保護區。

14.14.6 接合

14.14.6.1 關鍵鉗道

下列鉗道為關鍵鉗道，應符合14.2.2與14.15.2.3節之規定：

(a)柱續接開槽鉗道。

(b)柱構材與基板間鉗道。

例外：當符合下列兩條件時，不需考慮為關鍵鉗道：

(1) 柱構材鄰近柱底板區域因束制條件而不發生塑鉸者。

(2) 柱構材在含超強地震力之載重組合下不受淨拉力者。

(c)水平與垂直邊構材接合鉗道。

解說：(本節解說尚未討論)

鉗道非彈性應變可能產生於偏心斜撐構架柱底板、柱續接，因此上述鉗道應視為必要關鍵鉗道，詳14.11.6.1節之解說。

必要關鍵鉗道需遵循14.2.2節規定，與所有地震力抵抗系統(SFRS，Seismic Force Resisting System)之類似規定一致。

14.14.6.2 水平與垂直邊構材接合

水平與垂直邊構材接合應符合14.5.6.2節之規定：

1.需求強度

水平與垂直邊構材接合的需求剪力強度應以容量設計地震力效應決定。其容量設計地震力效應 E_{cl} ，應取公式(14.5-1)與腹板牆體在 α 角方向拉力降伏之預期降伏強度疊加所造成的剪力。

2.梁柱交會區

與特殊鋼板剪力牆頂層或底層水平邊構材相鄰之垂直邊構材梁柱交會區應符合14.7.6.5節規定。

解說：(本節解說尚未討論)

梁柱接合參照解說14.11.6.2節。

14.14.6.3 腹板牆體與邊構材接合

腹板牆體與鄰近邊構材接合的需求強度應為腹板牆體在 α 角方向的受拉預期降伏強度。

14.14.6.4 柱續接

柱構材之續接應符合14.4.2.5節之規定。當以銲接續接時，應採用全滲透開槽銲。柱構材之續接應至少可發展相接較小構材之50%塑性彎矩 M_p 除以 α_s 的彎矩強度。其需求剪力強度 V_r 應以公式(14.13-2)決定。

解說：(本節解說尚未討論)

由於特殊鋼板剪力牆具高初始勁度，因此整體系統的側位移與水平邊構件端部塑鉸轉角需求，預期會較特殊抗彎構架者小。14.6.6.2節中針對中等韌性抗彎構架之要求，被認為適用於水平接垂直邊構件之接合。

考慮到水平邊構件端部預期會產生塑鉸，水平與垂直邊構件之接合應能夠發展水平邊構件之塑性強度。

梁柱交會區規定不適用於中間水平邊構件，此處通常是小水平邊構件與大垂直邊構件相接。工程師應使用工程判斷，以識別交會區之特殊情況，其中應確認中間水平邊構件與垂直邊構件相接的梁柱交會區之適當性。

牆體與周圍水平及垂直邊構件之接合，需發展牆體預期拉力強度。在螺栓接合案例中，淨斷面亦須提供此強度。

板條模型可用來模擬特殊鋼板剪力牆的行為，及牆體在 α 角方向的拉伸降伏。整座剪力牆之所有牆體可取平均之單一斜角分析，牆體板條之預期拉伸強度定義為 $R_y F_y A_s$ 。

其中：

A_s ：單一板條的斷面積 = $(L \cos \alpha + H \sin \alpha) / n$ ， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

L ：牆體寬度， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

H ：牆體高度， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

n ：單一牆體的板條數量，且應取大於或等於10。

透過與實體試驗資料比較，本分析方法已顯示足以預測特殊鋼板剪力牆的性能。然而，一般認為其他先進分析技術[如有限元素法(FEM)]也能用於特殊鋼板剪力牆之設計。若使用如非線性(幾何與材料)有限元素法之模型，應以正式發表的實驗結果校正之，以確認應用的可靠度。牆體與邊構件接合之設計，亦應預先考慮牆體之挫屈，且應提供牆體某種最小程度的面外旋轉束制(Caccese et al., 1993)。

14.4.2.5節之解說已敘述確保柱構件續接之良好性能的重要性。

14.14.7 開孔型腹板牆體

14.14.7.1 規則排列之圓形孔

符合本節規定之開孔鋼板可作為特殊鋼板剪力牆的腹板牆體。開孔的腹板牆體應採用相同孔徑以陣列型式均勻分布於整面牆體之規則孔型，使其孔與鉛垂線呈一致角度斜向對齊，且在水平與垂直方向上應分別至少有四排孔。開孔邊緣之表面粗糙度應不大於 $13\mu\text{m}$ 。

1. 強度

開孔牆體之設計剪力強度 ϕV_n 與容許剪力強度 V_n / Ω ，應依下式之剪力降伏極限狀態強度決定，其中牆體開孔斜線與鉛垂線夾角為 45° 。

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \left(1 - \frac{0.7D}{S_{diag}}\right) \quad (14.14-3)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

其中：

D ：孔直徑，cm (mm)。

S_{diag} ：在45°開孔斜線上之孔最小中心距，cm (mm)。

2. 孔間距

孔斜向間距 S_{diag} 應不小於 $1.67D$

腹板牆體與水平或垂直邊構材接合至第一個孔位間的距離，應至少為1倍孔徑 D ，但應不大於 $D + 0.7S_{diag}$ 。

3. 勁度

符合上述開孔規則之腹板牆體，其面內勁度應依下式之有效厚度 t_{eff} 計算：

$$t_{eff} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right) \left(1 - \frac{N_r D \sin \alpha}{H_c} \right)} t_w \quad (14.14-4)$$

其中：

H_c ：梁翼板間之柱構材(腹板牆體)淨高，cm (mm)。

N_r ：陣列孔之水平列數。

t_w ：腹板牆體厚度，cm (mm)。

α ：陣列孔之最短孔心線與鉛垂線夾角(45°)。

4. 有效預期拉應力

用於分析之有效預期拉應力為 $R_y F_y (1 - 0.7D/S_{diag})$ 。

解說：(本節解說尚未討論)

根據14.14.7.1節，開孔型牆體產生平行於對齊開孔之牆體降伏，因此針對14.14.7.1節所述之情況， α 等於45°

特殊開孔型鋼板剪力牆(Special perforated steel plate walls, SPSPW)是特殊鋼板剪力牆的一種特例，利用特殊的牆體開孔安排使各項設施管線能穿過牆體，且當無法取得較薄鋼板時，可用來降低實體牆體的強度與勁度至設計需求的程度。此概念已被分析與實驗證明有效，且此系統保有達到強烈地震所對應之側位移需求的韌性(Vian and Bruneau, 2005; Vian *et al.*, 2009a; Vian *et al.*, 2009b; Purba and Bruneau, 2007)。此系統的一種典型開孔配置如圖C-F5.7所示，針對具有四條水平線開孔及七條垂直線開孔之例子。此設計公式提供於F5.7a節中，已經過驗證至少具有四條水平及垂直線之開孔。

注意，雖然一般公式可推導出與水平方向呈現任何角度之直線開孔，但公式(14.14-3)僅適用與水平方向對角傾斜45°之特殊情況，因為此為最簡單、實用的配置，且此方向為設計此方程式時唯一考慮之方向(Purba and Bruneau, 2007)。如圖C14.14.7-1所示，開孔型腹板是根據平行開孔方向上斷面所發展的腹板降伏，因此公式(14.14-2)不適用於開孔型鋼板剪力牆。

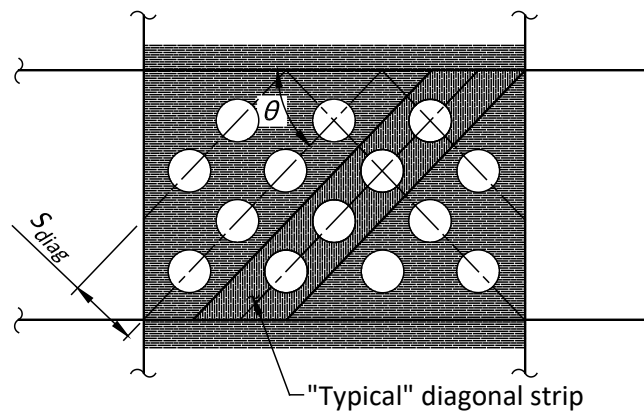


圖 C14.14.7-1 特殊開孔型鋼板剪力牆細節與典型斜向板條之示意圖

在中低樓層建築使用熱軋鋼設計特殊鋼板剪力牆時，經常會碰到需求牆體厚度低於市售可獲得之最小鋼板厚度。在類似例子中，使用此最小可獲得之鋼板厚度將導致大的牆體超強、牆體周圍垂直與水平邊構所相應之大的設計需求、與一個整體上較不經濟的系統。使用輕型與冷作鋼板牆體，曾在改善此問題的嘗試中提出(Berman and Bruneau, 2003a, 2005b)。特殊開孔型鋼板剪力牆透過配置一系列規則網格的開孔，已取代降低牆體之強度，此解決方法同時有助於處理實務上設施管線穿越特殊鋼板剪力牆的顧慮。在一正常無開孔之特殊鋼板剪力牆中，其位於水平與垂直邊構件間整體構架跨度內之充填牆體，是一個阻隔元件，因此原本可在此位置穿越的設施管線，須改道至另一跨度或穿越一個被水平與垂直邊構件包圍的牆體開孔，這導致額外的材料用量(為了外加的加勁)或增加勞力(例如，在更新工程中改變通風管的位置)。特殊開孔型鋼板剪力牆提供一個較經濟的選項。

14.14.7.2 加勁型角隅開孔

腹板牆體角隅處允許開四分之一圓孔，惟在切除區之內緣須以弧形板補強，其弧形板應設計以發展實心牆體的完整強度，且在設計樓層側位移所對應之構架變形下能維持其強度。

1. 拉力設計

在不考慮其他力量作用下，弧形板由腹板牆體拉力場作用對應的需求拉力 P_r ，應依下式計算：

$$P_r = \frac{R_y F_y t_w R^2 / \alpha_s}{4e} \quad (14.14-5)$$

其中：

F_y ：腹板牆體之規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

R ：切除孔半徑，cm (mm)。

R_y ：預期降伏強度與規定最小降伏應力之比值。

$$e : R(1 - \sqrt{2} / 2) \cdot \text{cm (mm)} \quad (14.14-6)$$

2. 軸力與彎矩組合之設計

在不考慮其他力量作用下，弧形板由梁柱接合變形所引致牆體平面方向上之軸壓力 P_r 與彎矩 M_r 組合效應對應的需求強度，應以下式計算：

$$P_r = \frac{15EI_y}{\alpha_s (16e^2)} \left(\frac{\Delta}{H} \right) \quad (14.14-7)$$

$$M_r = P_r e \quad (14.14-8)$$

其中：

E ：鋼材彈性模數 = 2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。

H ：樓層高度，cm (mm)。

I_y ：弧形板之弱軸慣性距，cm⁴ (mm⁴)。

Δ ：設計樓層側位移，cm (mm)。

水平與垂直邊構材之設計應能抵抗弧形板端部作用之軸力與彎矩的組合需求強度。

解說：(本節解說尚未討論)

一設計用來傳遞牆體力量至邊構架之加勁型開孔，也可允許設施管線穿越牆體。當提供設施通道時，本建議系統提供類似實體牆體之特殊鋼板剪力牆系統的強度與勁度。開孔緊鄰設置在柱構件旁且位於鋼板牆體的上端角落處。大型設施管線常被安排位於此處。在水平邊構件心至心距離6.5 ft (2000 mm) 的1/2縮尺試體中，配置半徑49 cm的角落開孔，已被Vian and Bruneau (2005)與Purba and Bruneau (2007)以實驗與分析方法成功地驗證。

作用於加勁拱形板(在開孔邊緣的曲線加勁板)的力量，是由牆體降伏拉力所造成之拱效應，與特殊鋼板剪力牆角落處角度變化所造成之推擠效應之組合(詳圖C14.14.7-2與C14.14.7-3)。後者用以計算「張開」角落處(圖C14.14.7-2之左上角、假設其不受牆體拉力作用)拱形板之最大需求厚度。拱形板之寬度，並非為參與計算互制公式解的參數，且由考慮以抵抗在「閉合」角落處(圖C14.14.7-2之右上角)、因牆體拉力所造成拱力量軸向分量之需求強度保守求取之。由於此牆體拉力所造成之拱力量之分量，與由構架角落張開(圖C14.14.7-3)所造成者方向相反，故實際作用於拱形板上之力，將小於上述設計方法中依考慮個別分量所計算者。

注意，在牆體面內加勁拱形板上貼加一鋼板，以利在施工現場將填充牆體與拱形板相連時，此會造成一個剛度較高的拱形斷面，可能會在大側位移下局部降伏(由於與構架角落變形諧和關係)。然而，Vian and Bruneau (2005)與Purba and Bruneau (2007)的研究顯示，依據上述流程所選擇之平板厚度，具足夠強度獨自承受所有載重，且較具剛度與強度之T型斷面(由於增加上述之連接用鋼板)之存在，並不危害結構系統之性能。

為確認所選用之加勁斷面不會造成不良的隅撐效應(knee-brace effect)，或不會使柱或梁構件之降伏突然發生在塑鉸區以外的區域，非線性靜力側推分析為一可使用之工具。

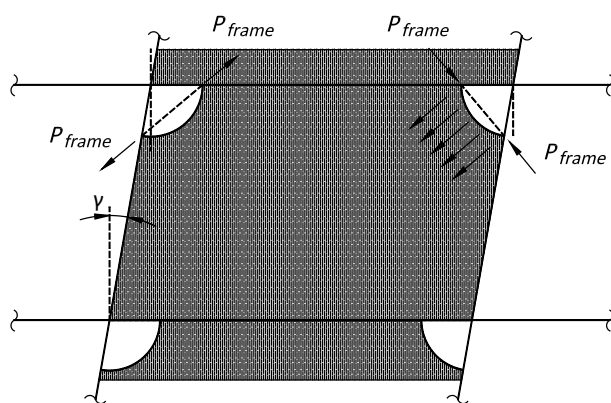


圖 C14.14.7-2 構架變形所造成之拱端反力與在加勁型角落開孔處因拉力場作用所造成之拱上牆體拉力

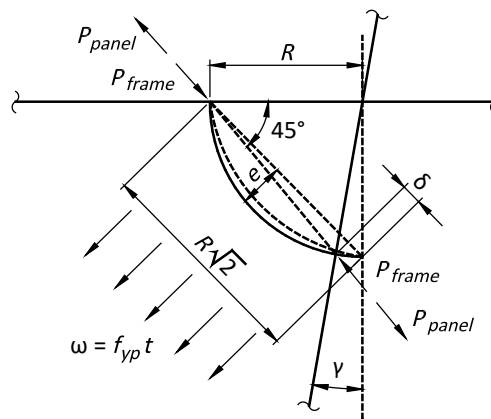


圖 C14.14.7-3 右側拱開孔的變形形狀與作用於其上的力量

(本節條文尚未討論)

14.15 製造、安裝與品管

本章節主要描述製造、施工、品質控制與品質保證之要求。

14.15.1 製造與施工圖

14.15.1.1 鋼結構製造圖

製造圖應指示須執行之工作，包含: AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*、相關建築規範、14.1.4節及下列要求之項目：

- (a)預拉力螺栓之位置。
- (b)Class A級(或更高等級)接合面之位置。
- (c)設計為可發揮非彈性轉角之連結板，必須依實際比例繪製。
- (d)銲接工作孔之尺寸、表面粗糙度及完成面要求。
- (e)由製造廠商執行之非破壞檢測。

14.15.1.2 組立圖

組立圖應指示須執行之工作，包含AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*、相關建築規範、14.1.4節及下列要求之項目：

- (a)預拉力螺栓之位置。
- (b)需要特定裝配次序、銲接順序、銲接技術或其他特殊預防措施的接頭或接頭組。

14.15.1.3 複合構造物之製造及組立圖

包含鋼與混凝土的複合構造物，其中鋼構件的製造及組立圖應符合14.15.1.1及14.15.1.2節的要求。

解說：(本節解說尚未討論)

除非依據本章所之修改條文內容，第十三章之相關要求也必須一併考慮。

鋼筋混凝土及複合結構物適用ACI 315 *Details and Detailing of Concrete Reinforcement* 及 ACI 315R *Manual of Engineering and Placing Drawings for Reinforced Concrete Structures*之規定。

鋼造建築及橋梁標準常規規範，ANSI/AISC 303,Section 4.2.1(a) (AISC, 2016c)要求將合約文件(設計圖說及專案規範)中的資訊轉為精確且完整的核准文件。因此在設計圖紙和專案規範中必須遵循的相關項目，在製造和安裝時，應納入製造及組立圖或專案內之標準說明中。

對於鋼筋混凝土及複合鋼骨混凝土結構,建議依循下列規範：Details and Detailing of Concrete Reinforcement, ACI 315 (ACI, 1999), Manual of Engineering and Placing Drawings for Reinforced Concrete Structures, ACI 315R (ACI, 2004a), 及 ACI Detailing Manual, ACI SP-66 (ACI, 2004b), 包括Building

Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, ACI318 (ACI, 2014)第18章中所之修改事項，及Recommendations for Design of Beam-Column Connections in Monolithic Reinforced Concrete Structures, ACI 352 (ACI, 2002)。

(本節條文尚未討論)

14.15.2 製造與組立

14.15.2.1 保護區

依據本規範或ANSI/AISC 358規範所設計之保護區，應符合下列要求：

- (a)保護區內為了製造與組立所施作之開孔、點銲、臨時組立件、電弧氣刨及未指定之熱切割等，須依照簽證工程師之要求進行修復並記錄。
- (b)擴頭錨定器不得配置於保護區內鋼梁翼板上。
- (c)允許安裝鋼承板所需之點銲。
- (d)不得於保護區內鋼梁翼板進行鋼承板鋪設滲透銲接，但若採直徑0.18 in以下之火藥擊釘則可被允許。
- (e)固定樓板外周收邊角鋼、帷幕牆、隔間牆、管道、管線與其他構造所需的銲道、螺栓、火藥擊釘不得設置於保護區內。

例外：

保護區內的其他附加構造，必須由簽證工程師所指定、核准。請參閱14.4.1.3節。

解說：(本節解說尚未討論)

應力集中可能導致高塑性應變區發生斷裂，因此禁止於保護區內施作銲接輔助吊具。若輔助吊具係以電弧點銲固定於結構鋼板，則較不會產生應力集中。以電弧點銲接輔助夾具之全尺寸抗彎矩接合試體的性能並不受電弧點銲影響(Toellner et al., 2015)。此外，一系列以直徑4.5mm頭螺紋火藥擊釘固定或是以間距50mm與邊距25 mm網格型式銲接輔助吊具的全尺寸抗彎矩試體試驗，以這類型銲接的試體皆滿足了SMF資格標準(Toellner et al., 2015)。與沒有輔助吊具的試體相比，在反復載重與位移曲線的包絡線、消能行為以及斷裂前的強度衰減之差異可以忽略不計。依據上述結果，輔助吊具以直徑4.6 mm以下的火藥擊釘與電弧點銲是可以被允許的。

雖然利用銲接及火藥擊釘固定的輔助吊具可被允許，但此類的輔助吊具在其他應用上則被禁止。而在其他應用上，這些輔助吊具可不受結構鋼所需相同的品質控制(QC)及品質保證(QA)標準管制的技術人員安裝。上述的禁止規定反映出輔助吊具可能因缺乏品質控管及檢驗，而無法保證與上述試驗結果一致的性能。

某些例外情況下，允許簽證技師指定或核准在保護區內施作輔助吊具。若輔助吊具緊鄰構件邊緣或是以過於緊密方式施作時，則不被允許。保護區內的所有輔助吊具都應有適當的QC及QA。

保護區內，組立輔助器具與輔助吊具必需要滿足相關安全規定。若在保護區內需配置組立輔助器具與輔助吊具時，則需有良好的銲接施工品質，包含適當的預熱。組立完成後，組立輔助器具與輔助吊具需要被移除，並將保護區表面進一步研磨至平滑面，以避免任何切口效應，在此類情況或其他狀況下，保護區需被修復。所有此類的維修皆必須得到工程師的核准，以確保構件在承受地震力時，構件不會因應力集中作用導致斷裂。

(本節條文尚未討論)

14.15.2.2 螺栓接合

螺栓接合須符合14.4.2.2的要求。

解說：(本節解說尚未討論)

於規範中，高強度螺栓的預設安裝是貼緊緊固狀態安裝。在14.4.2.2節中，SFRS採用的是具有Class A

滑移係數或更高接合面預設狀態之預拉力螺栓。

(本節條文尚未討論)

14.15.2.3 銲接接合

銲道及銲接接合應符合AWS D1.8/D1.8M及*Structural Welding Code—Steel* (以下簡稱AWS D1.1/D1.1M)之規定。

銲接程序規範書(WPS)應由簽證工程師核准。

解說：(本節解說尚未討論)

AWS D1.8/D1.8M是專門為耐震系統銲接額外要求而編寫的，並盡可能依本規範進行調整。AWS D1.8/D1.8M有關製造和安裝的要求如下，包括規範(強制性)附件：

- 1.通則。
- 2.引用規範。
- 3.術語及定義。
- 4.銲接接頭細部大樣。
- 5.銲工資格考試。
- 6.製造。

附件A 銲接程序規範銲材臨界需求銲接入熱包絡測試。

附件B 銲材之混合CVN測試(其中一種填充金屬為FCAW-S)。

附件D 受限進入銲道補充銲工資格。

附件E FCAW銲材擴展暴露極限補充測試。

由於連續板的應變量會減少，本規範允許保留少量銲接引弧板在連續板上，而銲接端點當中殘餘的不連續銲道應只有輕微影響。

此外，由於MT.AWS D1.8/D1.8M之第6條標題為“製造，”連續板上之引弧板清除點不受其限制，但AWS本意為所有AWS D1.8/D1.8M內之條款同樣適用於規範中所述之製造及組裝工作。

在連續板上，由於連續板的應變量減少，且銲接端點中的不連續銲道對其影響甚少，本規範允許保留少量銲接引弧材。此外，連續板上之引弧板清除區不受MT.AWS D1.8/D1.8M之第6條限制，但AWS本意為所有AWS D1.8/D1.8M內之條款同樣適用於規範中所述之製造及組立工作。

(本節條文尚未討論)

14.15.2.4 連續板及加勁板

連續板及熱軋型鋼腹板角隅細部，應符合AWS D1.8/D1.8M 4.1.條文規定。

解說：(本節解說尚未討論)

安置在熱軋型鋼腹版的連續板及加勁板角隅細部應按照AWS D1.8/D1.8M 4.1.條規定。

與2010年的版本一樣，在銲接接合細節的規定係參考AWS D1.8/D1.8M，取代2005年版附錄W中所述的細節。

由於銲接填充金屬的選擇與正確的使用方法對於達到必要的強度、切口的韌性以及品質是極為重要的因素，因此需要審查與核可銲接程序規範書。如必要時，簽證工程師可以委託外部顧問審查這些文件。

銲接有時會被指定施作於接合板全長，為避免銲道不連續，可移除的引弧板可使銲道的起點與終點保持在銲接區域以外。由於銲道末端在去除引弧板後需要無缺口的外表面，因此必須採用適當的方式移除。

在連續板處，靠近柱翼緣尖端處的連續板至柱翼緣銲道的末端允許使用完整的引弧板，若有適當的細節，通常可有效地被移除。由於該銲道上應變需求遠小於梁柱翼板側的銲道，允許在連續板至柱銲道端點外側保留6mm的引弧板，並且在允許的範圍內，銲道不連續性的可能性很小。此外，引弧板於梁柱接頭處

需完全被移除，以利第14.15.6.2節第f項規定的磁粉測試，但對於連續板銲道則不需該測試。由於夾具尺寸的限制及k-Area面積的考量，在與柱翼銲接的連續板另一端靠近柱範圍，通常不希望施作引弧板。若在該位置施作引弧板，由於移除的過程可能利大於弊，所以不建議移除。

(本節條文尚未討論)

14.15.3 品質控制與品質保證之適用範圍

製造者、組裝者或其他承包商視需要應提供本章所規定之品質控制要求，當主管機關、適用的建築規範、採購者、所有者或簽證技師要求時，應由其他機構提供本章所規定之品質保證要求。除依據鋼構規範N7節允許者外，非破壞檢測應由負責品質保證的機構或公司執行。

解說：(本節解說尚未討論)

對於大部份抵抗地震力系統，本節之品質保證計畫被認為足夠且有效，無需修改即能使用，此品質保證計畫是為了確保抵抗地震力系統能顯著免除嚴重降低系統韌性之缺陷。在某些情況下(例如無贅餘度之主要傳力構件或位置不易進入執行之工作)，可能需要輔助試驗。此外，任何製造者或組裝者所提之品質控制計畫已證明有能力執行工程案所指定品質保證之工作，該工程案可考慮修改其品質控制計畫。

(本節條文尚未討論)

14.15.4 製造者與組裝者文件

14.15.4.1 鋼構造須遞交之文件

除鋼構規範13.7.1節所要求外，在重要的製造與組裝作業前，應提出下列文件由簽證技師或委任之設計者審核：

- (a) 銲接程序規範書(WPS)
- (b) 與工程使用之銲材、銲藥與遮護氣體一致的製造廠證明文件。
- (c) 對於必要關鍵銲道，如適用，為銲材符合凹槽韌性補充要求之製造商認證證明。
當銲材製造商無提供此補充要求之認證文件時，製造者或組裝者視需要進行必要之試驗，以提供適用的試驗報告。
- (d) 工程所使用遮蔽金屬電弧銲、包藥電弧銲與氣體遮護電弧銲複合銲材之製造商產品資料表或分類資訊。
- (e) 螺栓安裝程序。
- (f) 指定交付簽證技師之節點或節點組的特定組裝順序、銲接程序、銲接技術或其他特別預防措施等相關文件。

14.15.4.2 鋼構造有效審核文件

在製造與組裝前，製造者與組裝者為達到簽證技師或其指定者於合約中要求審核之額外文件，如適用，為有效文件。竣工後，製造商和建商至少應保留文件一年。

14.15.4.3 複合構造須遞交之文件

在混凝土產出或澆置前，如適用，負責的承包商應遞交下列文件提供簽證技師或其指定者審核：

- (a) 混凝土配比設計與試驗報告。
- (b) 鋼筋製造圖。
- (c) 混凝土澆置順序、技術與限制。

14.15.4.4 複合構造有效審核文件

除了特定遞交的文件外，在製造與組裝前，由負責承包商提供簽證技師或其指定

者審核之下列文件，如適用，為有效文件：

- (a)鋼筋之材料試驗報告。
 - (b)檢測程序。
 - (c)不符合要求之處理程序。
 - (d)物料管理程序。
 - (e)依AWS D1.4/D1.4M要求的銲工技術資格證明記錄。
 - (f)品質控制檢測員資格證明。
- 竣工後，負責承包商至少應保留文件一年。

(本節條文尚未討論)

14.15.5 品質保證機構文件

負責品質保證之機構應遞交下列文件給予主管機關、簽證技師及業主或其指定者：

- (a)品質保證機構的操作監測與控制之書面文件，應包括：
 - (1)機構檢測人員任用與管理程序，即描述檢測人員資格與認證訓練、經歷與測驗要求。
 - (2)機構檢測程序，包括一般檢測、物料管理與目視銲接檢測。
- (b)本工程指定之管理與品質保證人員資格。
- (c)本工程指定之檢測人員與非破壞試驗技術的資格記錄。
- (d)本工程所執行非破壞試驗之程序與所採用設備之校正記錄。
- (e)對複合構造而言，混凝土試驗程序與設備。

(本節條文尚未討論)

14.15.6 檢測與非破壞試驗人員

目視銲接檢測與非破壞試驗，除符合鋼構規範N4.1與N4.2節之要求外，應由符合AWS D1.8/D1.8M規範7.2款資格之專業人員執行。超音波檢測技術，除鋼構規範13.8.3節之要求外，應由符合AWS D1.8/D1.8M的7.2.4款資格之專業人員執行。

解說：(本節解說尚未討論)

國際規範委員會特別檢測專案計畫之建議應可作為栓接檢測人員資格之最低要求。

(本節條文尚未討論)

14.15.7 檢核作業

對於地震力抵抗系統，品質控制與品質保證之檢測作業與文件，為14.15.6至14.15.10節中之表格所提供者。使用下列項目填入該表格中：

1.觀察(O)

檢測人員應以隨機且每天之頻率觀察這些功能，其操作不必因等待觀察而延遲。

2.執行(P)

在最後驗收前應執行檢測。

3.建檔(D)

檢測人員應準備依合約文件所執行完成作業之報告，此報告表中不需提供有關節點安裝、銲接程序規範書制定、完整的銲道與其他列入表格中個別項目之詳細量測細節。對於工廠製造者，報告應載明已檢測組件之標記；對於現場作業者，報告應顯示參考格線與已

檢測樓層與高層。不符合約文件之工作與此不符合規定者是否得到滿意之修復應記載於檢測報告中。

4. 協調檢測

註記由品質控制與品質保證兩者執行之工作，品質控制與品質保證間檢測功能之協調允許符合鋼構規範N5.3節之規定。

(本節條文尚未討論)

14.15.8 銲接檢測與非破壞試驗

銲接檢測與非破壞試驗應滿足鋼構規範、本節與AWS D1.8/D1.8M之要求。

1. 目視銲接檢測

除AWS D1.8/D1.8M的特別修正者外，適用鋼構規範所有規定。品質控制與品質保證人員應至少執行列於表14.15-1、14.15-2與14.15-3之目視銲接檢測作業。

2. 銲接接合之非破壞試驗

除了鋼構規範13.9.5節規定外，銲接接合之非破壞試驗應符合本節之要求。

a. 全節點滲透開槽銲接非破壞試驗

所有母材厚度大於等於8 mm之所有全節點滲透開槽銲道應進行超音波試驗，而母材厚度小於8 mm者，則不需要超音波試驗。銲道的不連續性應基於AWS D1.1/D1.1M 表6.2之評判基準判定接受與否，所有梁柱全節點滲透開槽銲道之25%應進行磁粒試驗。超音波與磁粒試驗比例允許分別依據14.15.8節第2之g項與h項降低。

除外：

針對結構風險等級I或II之普通抗彎構架，全節點滲透開槽銲道的超音波試驗、磁粒試驗只適用必要銲接。

b. 柱續接、柱構件對底板部分節點滲透開槽銲道之非破壞試驗

品質保證針對部分節點滲透開槽銲道之柱續接、柱構件對底板的超音波試驗須達到100%，超音波試驗比例可根據14.15.8節第2之g項之規範降低。

超音波試驗需依據書面程序進行，且試驗技師需通過AWS D1.8/D1.8M認證。

進程序與技師認證時，銲接接頭模型至少需包含單斜面及雙斜面部分節點滲透開槽銲道接頭各一，藉此詳細提供傳感器存取限制，近似銲道面與柱腹板所遇到之情況。

開槽銲縫外之不連續拒絕訊號須視為程序及人為操作失誤，而程序認證所使用之模型，可接受之人為誤差為1.5 mm。

可採用符合AWS D1.1/D1.1M附錄Q規範的替代技術進行超音波試驗之銲道檢測。在開槽銲縫間的銲道不連續性，應依據AWS D1.1/D1.1M表6.2之標準進行判定，判定標準須列於AWS D1.1/D1.1M附錄Q，採用替代技術則不在此限。

c. 母材層狀撕裂與層裂之非破壞試驗

母材厚度大於38 mm之T型接合或角落接合受厚度方向拉力者，與其銲接母材厚度大於19 mm且採全節點滲透開槽銲接時，在接合完成後，應從銲道熔融線背側及鄰近區域以超音波檢測不連續性，任何在母材表面 $t/4$ 內所發現之不連續應基於AWS D1.1/D1.1M表6.2之評判基準判定接受與否， t 為受厚度方向應變之鋼板厚度。

d. 梁翼切口與梁腹扇形開孔之非破壞試驗

於疊接與對接情況，當熱軋型鋼之翼板寬度超過38 mm或組合型鋼之腹板寬度超過38 mm時，在銲接續接接合處，梁翼切口與梁腹扇形開孔之焰切表面，應以磁粒試驗或滲透液試驗法檢測。

e. 梁翼切削修補之非破壞試驗

梁翼切削表面若尖銳角採用銲接修補或磨平移除者，在銲道與附近區域應以磁粒試驗法檢測。

f. 銲接起迄弧導板移除位置

在已移除銲接起迄弧導板之銲道端部，依14.15.8節第2之a項要求所進行超音波檢測之相同梁柱銲接接合處，應以磁粒試驗法檢測，此磁粒試驗法之檢測率可依14.15.8節第2之h項規定降低。在連續板銲接之起迄弧導板移除位置不需磁粒檢測。

g. 超音波檢測率的降低

除了必要關鍵銲道不可降低外，超音波檢測率允許依照鋼構規範N5.5e節降低。

h. 磁粒檢測率的降低

經由簽證技師與主管機關的核准，全節點滲透開槽銲道可減少磁粒檢測數量，對於每個銲工或銲接操作員而言，若銲道之磁粒檢測合格率不高於5%時，則磁粒檢測可降低至10%。每個工作應取一組採樣進行降低檢測率的評估，一組採樣至少完成20個銲道。不合格率為含不合格瑕疵之銲道數除以已完成檢測之銲道數。在k區、修補位置、背墊板移除位置與扇形開孔之銲道禁止降低磁粒檢測率。

表14.15-1 銲接前目視檢測作業

銲接前目視檢測作業	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
材料識別(類別/等級)	O	—	O	—
銲工識別系統	O	—	O	—
開槽銲道的配置(包括節點幾何形狀) -接合準備作業 -尺寸(排列、根寬、根部表面、開槽角度) -潔淨度(鋼材表面條件) -點銲(點銲品質與位置) -背墊板種類與適當性(若適用)	P/O**	—	O	—
扇形開孔之外表面形狀與表面處理	O	—	O	—
填角銲的配置 -尺寸(排列、根部間隙) -潔淨度(鋼材表面條件) -點銲(點銲品質與位置)	P/O**	—	O	—
**對於任一銲工製作十組銲道符合本試驗作業之性能者，當此銲工證明了其作業要求並具有技術與工具，以驗證這些項目時，指定為”執行”之作業應可降低為”觀察”，且該銲工可執行此作業。一旦檢測人員判定該銲工無法連續達到該作業之性能，該作業應回到”執行”狀態，直到檢測人員對該銲工執行的檢測作業重新建立足夠的保證為止。				

表14.15-2 銲接時目視檢測作業

銲接時目視檢測 作業	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
銲接程序規範書 主要項目 -銲接設備設定 -銲接速度 -選用銲材 -遮護氣體種類/流速 -預熱處理 -層間維持溫度(最小/最大) -適當銲接姿勢(F, V, H, OH) -除經核可否則避免銲材混用	O	—	O	—
聘用合格銲工	O	—	O	—
銲接耗材的管控 -包裝 -暴露管理	O	—	O	—
環境條件 -限制內之風速 -降水與溫度	O	—	O	—
銲接技術 -層間與最後銲道清潔 -每道銲接均符合剖面限制 -每道銲接均滿足品質要求	O	—	O	—
不在已開裂的點 銲上銲接	O	—	O	—

表14.15-3 銲接後目視檢測作業

銲接後目視檢測作業	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
銲道潔淨	O	—	O	—
銲道尺寸、長度與位置	P	—	P	—
道滿足目視驗收標準 -禁止裂縫 -銲材與母材融合度 -斷面凹陷 -銲道剖面與尺寸 -銲缺 -孔隙	P	D	P	D
K區域 ¹	P	D	P	D
補強或沿輪廓填角銲之配置(若需要時)	P	D	P	D
背墊板移除、起迄弧導板移與表面處理、及增加填角銲(若需要時)	P	D	P	D
修復項目	P	—	P	D
¹ 當在疊合板、連續板或加勁板與k區銲接處，目視檢查腹板K區之75 mm內的銲縫。目視檢查不可在銲接完成48小時內施作。				

解說：(本節解說尚未討論)

AWS D1.8/D1.8M是專門為地震力抵抗系統銲接之額外要求而撰寫，可能已與本規定有關者整合，AWS D1.8/D1.8M中有關檢測與非破壞試驗之要求已列於下列章節中：

1.一般要求

7.檢測

附錄F 超音波檢測員之考核補充規定

附件G 磁粒試驗程序補充規定

附件H 超音波試驗之裂縫尺寸量測

針對結構風險等級III或IV，13.9.5節第b項規定品質保證對於所有全節點滲透開槽銲道的超音波試驗，需受制於母材厚度大於8 mm之對銲續接、T型接合或角落接合的橫向張力載重。

(本節條文尚未討論)

14.15.9 高強度螺栓栓接檢測

栓接檢測應滿足鋼構規範13.9.6節與本節之規定，且應由品質控制與品質保證人員執行，至少執行列於表14.15-4、14.15-5與14.15-6之作業。

表14.15-4 栓接前檢測作業

栓接前檢測作業	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
接合細節選用的適合釘栓元件	O	—	O	—
接合細節選用的適當栓接程序	O	—	O	—
接合元件，包括適當的接合面條件與螺栓孔準備，若指定，應符合適用的規定。	O	—	O	—
由安裝人員為觀察採用釘栓組裝方法而執行之預組驗證試驗。	P	D	O	D
提供螺栓、螺帽、墊片與其他釘栓元件之適當貯存。	O	—	O	—

表14.15-5 栓接時檢測作業

栓接時檢測作業	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
安裝於所有螺栓孔與墊片之釘栓組裝需要之位置(若需要)	O	—	O	—
施加預力作業前達到貼緊條件之接合點	O	—	O	—
不隨扳手轉動之防止釘栓旋轉元件	O	—	O	—
螺栓從最剛性點至自由邊有系統地依序施加預力	O	—	O	—

表14.15-6 栓接後檢測作業

栓接後檢測作業	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
合格與不合格接合文件	P	D	P	D

(本節條文尚未討論)

14.15.10 其他鋼結構測試

其他鋼構檢測應滿足鋼構規範13.9.7節與本節之規定，此檢測應由品質控制與品質保證人員執行，適用處應進行列於表14.15-7之檢測作業。

表14.15-7 其他檢測作業

其他檢測作業	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
梁翼切削要求，若適用 -外型與完成面 -尺寸公差	P	D	P	D
保護區-製造者或組裝者不可開孔與製作未經核准之連接物，如適用時	P	D	P	D

解說：(本節解說尚未討論)

保護區應由隨後其他工作完成之廠商檢測，包含帷幕牆、機械、電氣、配管與內牆等工作。詳見14.1.4節。

(本節條文尚未討論)

14.15.11 複合結構檢測

在適用處，複合結構檢測應滿足鋼構規範13.10節與本節之規定，此檢測應由承包商負責品質控制與品質保證人員執行。

在適用處，複合結構之結構鋼材檢測應符合本節之規定，鋼筋混凝土應遵守ACI 318規範之要求，且銲接鋼筋應符合14.15.8節第1項之適用規定。

適用於複合構造類別者，應至少執行表14.15-8、14.15-9與14.15-10之檢測作業。

表14.15-8 混凝土澆置前複合結構檢測

混凝土澆置前複合結構檢測	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
鋼筋材料識別(類別/等級)	O	—	O	—
非ASTM A706/A706M材質之鋼筋含碳當量的決定	O	—	O	—
適當的鋼筋尺寸、間距與方向	O	—	O	—
鋼筋在工地不可再彎	O	—	O	—
鋼筋需要的綁扎與支撐	O	—	O	—
提供鋼筋所需的間隙	O	—	O	—
複合構件有足夠尺寸	O	—	O	—

表14.15-9 混凝土澆置時複合結構檢測

混凝土澆置時複合結構檢測	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
混凝土:材料識別(配比設計、抗壓	O	D	O	D

強度、最大粗骨材粒徑、最大坍度)				
在運送卡車或幫浦的加水限制	O	D	O	D
避免析離的適當澆置技術	O	—	O	—

表14.15-10 混凝土澆置後複合結構檢測

混凝土澆置後複合結構檢測	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
混凝土在特定齡期最小指定抗壓強度的達成	—	D	—	D

(本節條文尚未討論)

14.15.12 H型鋼樁檢測

在適用處，樁材檢測應滿足本節之規定，此檢測應由承包商負責品質控制與品質保證檢測人員執行列於表14.15-11之檢測作業。

表14.15-11 H型鋼樁檢測

樁體檢測	品質控制		品質保證	
	作業	文件	作業	文件
保護區-負責承包商不可開孔與製作未經核准之連接物，如適用時	P	D	P	D

14.16 預先驗證合格與反復載重驗證試驗規定

本章適用於合格驗證與預先驗證合格試驗之規定。

14.16.1 預先驗證合格之梁柱接合及連桿柱接合

14.16.1.1 範圍

本節提供特殊抗彎構架、部分抗彎構架、複合特殊抗彎構架、或複合部分抗彎構架之梁柱抗彎接合、及偏心斜撐構架之連桿柱接合的預先驗證合格最低要求。在符合本節預先驗證合格的限制條件下，應允許使用經預先驗證合格的接合，不需進行為該專案執行之反復載重驗證試驗。當預先驗證合格的限制條件與設計規定抵觸本規範時，以預先驗證合格的限制條件與設計規定為基準。

14.16.1.2 一般規定

a. 預先驗證合格基準

接合應以分析研究與設計模型，且基於14.16.1.3節規定的試驗數據預先驗證合格進行。在符合預先驗證限制範圍內之一致與可靠的基礎上，預先驗證合格的綜合證據須足以確認接合可提供其特殊、部分、複合特殊與複合部分抗彎構架的需求層間位移、或其偏心斜撐構架的需求連桿轉角，且須識別影響接合勁度、強度、與變形容量及抗震系統之所有適用的接合極限狀態。接合的預先驗證應

包含14.16.1.4節所列之設計參數效應。

b. 預先驗證合格之授權

預先驗證合格接合與其預先驗證相關限制規定，應由主管機關授權的接合預先驗證審查小組制定。

14.16.1.3 試驗規定

用於接合預先驗證合格的試驗數據應符合14.16.2節規定。接合預先驗證審查小組應決定接合預先驗證的試驗數量與參數。當預先驗證合格接合的限制條件改變，接合預先驗證審查小組也應提供相同資訊。應以不同的試體執行足夠數量的試驗，證明接合有能力與可靠度，以提供特殊、部分、複合特殊與複合部分抗彎構架之梁柱接合的需求層間位移角、及偏心斜撐構架之連桿柱接合的需求連桿轉角。預先驗證合格的構材尺寸限制應不超過14.16.2.3節第b項之規定。

解說：(本節解說尚未討論)

本規定的宗旨為將實驗室試驗數據做為資格預審的主要依據，接合試驗應符合14.16.2節的要求。FEMA 350規定了接頭資格預審或變更接頭資格預審限制所需不同樣本的最少測試次數。然而，規範(Provisions)沒有規定支承資格預審或支承變更資格預審限制所需的測試次數。支承資格預審決定所需的測試數量和測試變量範圍將高度依賴接頭的特性及其他支承數據的可用性因此，本節要求CPRP確定接頭的試驗數量和類型是否足以保證資格預審或變更資格預審限制。FEMA 350 和規範(Provisions)皆提及“不相同”的測試樣本，表示在資格預審測試計畫中應調查可能影響接合性能的各種潛在的變數。也可能需要測試標稱相同樣本的複製品，以研究失效前後性能的可重複性，並證明失效機制的一致性。鼓勵個人計畫測試支承的資格預審提前諮詢CPRP，以對計畫進行初步評估。

用於支承資格預審的測試必須符合14.16.2節的規定，該節要求至少將試體加載到指定的層間變位角，SMF請參閱14.7.3.6節第b項，IMF請參閱14.6.2.6節第b項，EBF的旋轉彈簧角度請參閱14.12.3.4節。這些規定不包含FEMA 350額外建議的失敗時接頭容許旋轉角。然而，出於資格預審的目的，最好將試體加載到更大的變形程度，以展示最終的極限控制破壞模式。

支承的資格預審需要清楚地了解支承的控制破壞模式，換句話說，控制接頭的強度與變形能力的失敗模式。因此，必須提供支承接頭模型的整個加載測試數據，從初始彈性行為到非彈性行為，到最後極限破壞。彎矩接頭試驗試體發展的層間變位角是抗彎矩構架中樑柱接頭主要的驗收標準。在真實的建築物中，層間變位角的定義是以樓層側向變位除上樓層高，其中變位包含彈性及非彈性的變形。在試驗試體中，層間變位角可以直接由試體的為移計求得。SAC(1997)提供了定義接頭試體層間變位角的指南。

當CPRP考慮對接頭進行資格預審時，該接頭的所有測試數據必需可供CPRP審查，其中包含有關最終接頭或相關接頭測試失敗的數據，不須提交與最終設計無關的初步測試配置資料。然而，接頭區強弱面交會區的參數研究需與開發測試的最終接頭試體相符，尋求接頭資格預審的個人有義務提供整個已知的接頭測試數據庫，此類數據對於評估接頭的可靠性至關重要。請注意，不成功的測試並不一定會排除資格預審，特別是如果在接頭設計程序中已經確定並已解決了不成功的原因。舉例來說，假設對不同尺寸的試體進行十次測試，其中有一次測試不成功，應確定不成功的原因，如果可能的話，應調整接頭設計程序，以排除失敗的可能性，並且不會使其他九項測試無效，之後應進行後續測驗以驗證最終提議的設計程序。

14.16.1.4 預先驗證的參數

本章節列出以下影響接合性能的參數，在進行預先驗證時需要考量這些參數。接合預先驗證審查小組應制定各參數的容許限制值。

a. 特殊與部分抗彎構架的梁與柱構材參數，及偏心斜撐構架的連桿與柱構材參

數。

- (a) 斷面形狀：寬翼、箱型或其他斷面。
- (b) 斷面加工方式：軋製、銲接或其他方式。
- (c) 深度(mm)。
- (d) 單位長度重量(kg/m)。
- (e) 翼板厚度(mm)。
- (f) 材料規格。
- (g) 特殊與部分抗彎構架的梁構材跨深比，或偏心斜撐構架的連桿長度。
- (h) 斷面肢材寬厚比。
- (i) 側向支撐。
- (j) 柱與梁或連桿之方向性：梁構材或連桿與柱構材翼板、柱構材腹板、或柱構材翼板及腹板兩者之連接，或其他連接方式。
- (k) 其他特定接合所考量之相關參數。

b. 複合特殊與複合部分抗彎構架的梁與柱構材參數

- (a) 複合梁或柱構材中之鋼構材：依14.16.1.4節第a項規定的參數。
- (b) 複合梁與柱構材的總深度。
- (c) 複合梁構材的跨深比。
- (d) 鋼筋的材料規格與尺寸
- (e) 鋼筋伸展與續接規定。
- (f) 橫向鋼筋規定。
- (g) 混凝土抗壓強度及單位重。
- (h) 錨定裝置的材料規格與尺寸。
- (i) 其他特定接合所考量之相關參數。

c. 梁接柱或連桿接柱的設計細節

- (a) 特殊抗彎、部分抗彎與偏心斜撐構架的交會區強度。
- (b) 複合特殊與部分抗彎構架的接合強度。
- (c) 特殊抗彎、部分抗彎與偏心斜撐構架的疊合板接合細節。
- (d) 複合特殊與部分抗彎構架的接合鋼筋細節。
- (e) 梁構材與柱構材或連桿與柱構材的彎矩比。

d. 連續板與橫隔板

- (a) 需使用連續板或橫隔板條件的判別。
- (b) 厚度、寬度及深度。
- (c) 貼附板細節。

e. 銲接

- (a) 位置、尺寸與範圍(包含回頭銲)、型式(全滲透開槽銲、部分滲透開槽銲、填角銲等)及任何加強或表面處理的要求。
- (b) 銲材的分級強度與沙丕V形凹槽衝擊韌性。
- (c) 銲接背襯板與起迄弧板的細節與處理。
- (d) 銲接扇形開孔：尺寸、幾何形狀與完成面。

(e) 除14.15節銲接品質管制與確認之規定外，還應包含非破壞檢測方法、檢測頻率、合格標準與文件規定。

f. 螺栓

- (a) 螺栓直徑。
- (b) 螺栓強度等級：F10T、S10T、F8T、S8T或其他等。
- (c) 安裝規定：預力、緊貼或其他。
- (d) 孔型式：標準、擴大、短槽、長槽或其他。
- (e) 孔加工方法：鑽孔、軋壓法、預軋壓法及擴孔或其他。
- (f) 其他特定接合所考量之相關參數。

g. 複合特殊與複合部分抗彎構架使用之鋼筋

- (a) 縱向與橫向鋼筋位置。
- (b) 保護層規定。
- (c) 彎鉤型式與其他相關鋼筋細節。

h. 品質管制與品質確認

超出14.15節規定的額外要求。

i. 額外的接合細節

接合預先驗證審查小組對特定接合特別考量之所有超出設計與施工規範的相關變數及工藝參數。

解說：(本節解說尚未討論)

本節提供可能影響接頭性能的變數列表，這些變數應該可以在資格預審中加以考慮，接頭預審委員會(CPRP)應考慮每個變數對接頭性能的應想可能性，並為每個變數件力應用限制。實驗測試或數值分析研究考慮本節中列出的所有變數是不必須的，也不實用，僅有接頭預審委員會(CPRP)認為有必要時才需要探討這些變數的影響。然而，無論在測試或分析研究中明確考慮那些變數，接頭預審委員會(CPRP)仍應考慮本節中列出的所有變數的可能影響，並指定適當的限制。

14.16.1.5 設計程序

對於預先驗證合格接合，須提供一套全面性的設計程序。在預先驗證合格的限制下，其設計程序須呈現所有適用的極限狀態。

解說：(本節解說尚未討論)

為了對接頭進行資格預審，必須提供詳細的與測試結果一致並解決所有相關限制狀態的設計程序。根據14.16.1.6節的要求，此設計程序必須包含在資格預審紀錄中。在FEMA 350中可以找到此類設計程序的格式和範例。

14.16.1.6 預先驗證合格紀錄

經預先驗證合格接合，應提供下列資訊的書面預先驗證合格記錄。

- (a) 預先驗證合格接合的一般說明，與清楚標示該接合特徵與構件的圖說。
- (b) 接合在彈性及非彈性範圍之預期行為的描述、非彈性行為的預期位置、及控制接合強度與變形容量之極限狀態的描述。
- (c) 接合經預先驗證合格的系統：特殊抗彎構架、部分抗彎構架、偏心斜撐構架、

複合特殊抗彎構架、或複合部分抗彎構架。

- (d) 14.16.1.4節所列預先驗證合格之適用變數的限制。
- (e) 關鍵銲道。
- (f) 接合包含保護區範圍的定義。
- (g) 接合設計流程的詳細描述，詳14.16.1.5節規定。
- (h) 提供作為預先驗證合格依據的試驗報告、研究報告及其他出版品等參考文獻。
- (i) 品質管制與確認流程的摘要。

解說：(本節解說尚未討論)

接頭資格預審需要書面的資格預審紀錄。其中必須至少包含14.16.1.6節列出的條例。資格預審紀錄應以條列式提供設計人員確定的接頭是用性和限制性，及設計接頭所需的資訊。不需要包含實驗室測試或分析研究的詳細數據。但是測試報告、研究報告和其他出版物都應該詳列在參考文獻清單中。這些參考文獻應盡可能在公共領域提供，以容許對數據進行獨立審查，並確保資格預審過程的完整性和可信度。FEMA 350 (FEMA, 2000a) 提供了一個範例，說明要通過接頭資格預審所需的資料類型及格式。對於通過接頭預審委員會(CPRP)資格預審的接頭，ANSI/AISC 358作為資格預審紀錄。

14.16.2 梁柱接合與連桿柱接合的反復載重試驗

14.16.2.1 範圍

本節提供符合特殊抗彎構架、部分抗彎構架、複合特殊抗彎構架、或複合部分抗彎構架之梁柱抗彎接合、及偏心斜撐構架之連桿柱接合的反復載重試驗規定。本試驗的目的是為提供梁柱接合或連桿柱接合符合本規範強度、層間變位角或連桿旋轉角規定的證據。當簽證工程師與主管機關核准時，允許改變試驗規定。

解說：(本節解說尚未討論)

由於 1994 年北嶺地震中梁柱彎矩接合發生大量破壞，促使了梁柱彎矩接合試驗要求的發展。為了改善接合在未來地震下的性能，需要進行實驗室測試，以確認接合設計、接合細節、材料或工法的可能潛在問題。試驗要求反應了一個觀點，即僅透過分析方法是無法可靠地預測嚴重反復荷載下的接合行為，但接合試驗可能昂貴費時，因此，撰寫本節規範的目的是盡可能提供最簡易的測試需求，同時仍可合理保障按照這些條文進行接合測試，可確保接合在地震中可以滿足需求。由於真實建築物的條件與本節規定的測試條件有所差異，有可能需要進規範規定以外的測試以確保結合性能。許多在地震載重下影響接合性能的因素尚未完全了解，因此，盡可能在接近實際建築物的條件下進行測試，最可以符合預期的接合性能。

本規範無意對個別專案工程的接合提供常規接合試驗，反而是期望大多數專案，能使用先前已根據 14.16.1 節進行資格預審的結合細節。如果使用的接合元件還沒有經過預審，則必須根據 14.16.2 節進行測試，驗證其節接合性能。但即使在這種情況下，也可以引用相關文獻來證明接合滿足本規範規定的強度和轉角要求，因此，預期將只有極少數的特定專案需要進行接合測試。

儘管本節中的規定主要針對抗彎矩構架進行梁柱接合測試，但其也適用於 EBF 系統中連桿梁與柱接合的反復載重試驗。雖然北嶺地震發生後，沒有關於連桿梁與柱接合破壞的報告，但不能因此推斷連桿梁與柱接合的耐震效果是令人滿意的，因為似乎只有很少的此類接合在北嶺地震下受到強烈的衝擊許多導致北嶺地震中梁柱彎矩接合性能不佳的情況也可能造成 EBF 中連桿梁與柱接合的破壞。

此外，最近有關連桿梁與柱接合的研究(Okazaki et al., 2004b; Okazaki, 2004)也顯示，採用北嶺地震之前的此類接合設計與施工，在實驗中性能表現不佳。因此，在本規範中，同樣的測試要求適用於梁柱彎矩接合和連桿梁柱接合，2016 年版的規範增加了對 C-SMF 和 C-IMF 梁柱接合測試的要求。在開發測試程序時，設計者應該注意到主管機關可能會增加本節未涵蓋的額外測試和報告要求。

其他組織或機構制定的測試指南或要求，包含：SAC (FEMA, 2000a; SAC, 1997)、ICC Evaluation Service (ICC, 2008)或洛杉磯郡發布的指南(County of Los Angeles Department of Public Works, 1996)。在開發測試程序之前，應諮詢主管機關，以確保測試程序滿足要求。即使沒有被要求，設計人員也可能在前述的參考資料中發現有用的資源，來發展測試計畫。

14.16.2.2 子結構試驗規定

子結構試驗應儘可能複製原型結構在地震力作用下的實際情形。子結構應包括下列特徵：

- (a) 試體應至少包括一柱構材，且單側或兩側與梁構材或連桿連接。
- (b) 試體的反曲點應與原型結構在地震力作用下的預期反曲點相同。
- (c) 子結構試驗在施力或反力點附近，視需要，允許採用側撐以提供試體的側向穩定。子結構試驗不允許配置額外的側撐，於原型結構有側撐者除外。

解說：(本節解說尚未討論)

許多不同類型的子構架和測試試體已用於測試抗彎接合，典型的子構架是平面構材，由單支柱子與連接單側或是雙側的梁組成。試體可以藉由梁端或柱端來進行加載。典型的彎矩接合子構架可以在文獻中找到，例如 SAC (1996) 和 Popov et al. (1996)。

在規範的一般情況下，試體不需要包含複合樓板或也不用對柱施加軸力，然而這些效應可能會對接合性能產生影響，如果為了獲得更符合真實情況的測試結果，應可以考慮將其包含載測試程序中，可以在 Popov et al. (1996)、Leon 等人 (1997)和 Tremblay 等人 (1997)文獻中，找到包含複合樓板和柱施加軸力的子構架測試範例。許多不同形式子構架可能適用於模擬特定的條件，例如帶有以正交接合的梁柱試體，由單支柱與單支梁組成的平面構件試體，代表可接受的最小彎矩接合子構架試體的。但在適當和可行的情況下，可考慮更全面和更符合實際條件的子構架，以獲得更可靠的測試結果。

在以下文獻中可以找到連桿梁與柱接合的子構架範例：Hjelmstad and Popov (1983)、Kasai and Popov (1986c)、Ricles and Popov (1987b)、Engelhardt and Popov (1989a)、Dusicka 和 Itani (2002)、McDaniel 等人(2002)、Arce (2002)及 Okazaki 等人(2004b)。

14.16.2.3 基本試驗變數

試體應儘可能複製原型結構實際的相關設計、細節、製造特徵與材料性質，應包括下列變數：

a. 非彈性轉角的來源

非彈性轉角應依試體變形的分析計算求得。非彈性轉角的來源包括(但不限於)構材的降伏、接合元件與連接件的降伏、鋼筋的降伏、混凝土的非彈性變形、及構材與接合元件間的滑動。對於特殊抗彎構架、部分抗彎構架、複合特殊抗彎構架、與複合部分抗彎構架的梁柱抗彎接合，非彈性轉角是假設來自於柱與梁構材中心線交點產生的非彈性轉角計算求得。對於偏心斜撐構架的連桿柱接合，非彈性轉角是假設於連桿中心線與柱面交點產生的非彈性轉角計算求得。試體與原型結構預期相同的構材與接合(即梁構材或連桿、柱構材交會區、柱構材交會區外部、或接合的相關元件等)，由非彈性作用所發展的非彈性轉角百分比應在以下的限制範圍內。試體中每個構材或接合所發展的總非彈性旋轉百分比，應在原型結構對應之構材或接合所發展總非彈性旋轉角預期百分比的25%以內。

b. 構材

試體梁構材或連桿的尺寸應符合下列限制：

- (a) 試體梁構材或連桿的深度應不小於原型者的 90%。
- (b) 對於特殊抗彎構架、部分抗彎構架與偏心斜撐構架，試體梁構材或連桿的單位長度重量應不小於原型者的 75%。
- (c) 對於複合特殊抗彎構架與複合部分抗彎構架，試體梁構材的單位長度重量，應不小於原型者的 75%。

依 14.16.2.3 節第 a 項的規定，試體之柱構材尺寸應正確代表原型結構柱構材的非彈性行為。此外，對於特殊抗彎構架、部分抗彎構架與偏心斜撐構架，試體柱構材的深度應不小於原型者的 90%；對於複合特殊抗彎構架與複合部分抗彎構架，試體柱之鋼構材的深度應不小於原型者的 90%。

鋼構材試體的受壓肢材寬厚比，應符合規範中特殊抗彎構架、部分抗彎構架、偏心斜撐構架、複合特殊抗彎構架、或複合部分抗彎構架規定的構材寬厚比限制。

例外：如果符合下列兩個條件，試驗構材的受壓肢材寬厚比允許超過本規範規定的寬厚比限制。

- (a) 試體中構材的受壓肢材寬厚比不小於原型構材者。
- (b) 試體設計目的在抑制局部挫屈的特徵，如：鋼構材的混凝土包覆、鋼構材的混凝土填充與其他類似的特徵，應能代表原型結構者。

若經由審查小組與主管機關同意，允許外插超出本節的限制條件。

c. 鋼筋量、尺寸與細節

試體中縱向鋼筋總斷面積應不小於原型者的 75%，且單根鋼筋的斷面積應不小於原型者的 70%。

試體之鋼筋錨定、伸展與搭接的設計觀念與方法應能代表原型結構者。

橫向鋼筋的數量、配置與彎鉤型式應能代表原型結構的握裹、圍束與錨定條件。

d. 接合細節

試體的接合細節應儘可能接近原型結構者，且其接合元件應全尺寸代表原型結構者。

e. 連續板

試體連續板的尺寸與接合細節應儘可能接近原型結構者。

f. 鋼構材與接合元件的鋼材強度

對於以降伏提供非彈性轉角的鋼構材與接合元件，應符合下列額外規定：

- (a) 依 14.16.2.6 節第 a 項規定所決定的降伏強度。本節禁止使用材證試驗報告的降伏應力值取代實際試驗的降伏應力。
- (b) 依 14.16.2.6 節第 a 項試驗規定所得的梁翼板降伏強度，應不小於原型結構對應元件之鋼材強度 $R_y F_y$ 的 15%。
- (c) 柱構材與接合元件的降伏強度應不大於或小於原型結構對應元件之鋼材強度 $R_y F_y$ 的 15%，其中， $R_y F_y$ 應依 14.1.3 節規定決定。

g. 鋼材強度與鋼筋強度等級

試體的鋼筋應與原型結構對應的鋼筋規格一致。試體中鋼筋的規定最小降伏應力應不小於原型結構對應之鋼筋者。

h. 混凝土強度與單位重

試體之構材或接合元件的混凝土規定抗壓強度，應不小於原型結構對應者的

75%，且不大於125%。

試體之混凝土抗壓強度應依14.16.2.6節第d項規定決定。

試體之構材或接合元件的混凝土單位重應與原型結構對應者相同。

i. 銲接接合

試體的銲道應符合下列規定：

- (a) 試體銲接應符合施工規範規定的銲接程序規範書進行，其銲接程序規範書的銲接基本變數應符合施工規範規定，且應在銲材製造商所列的參數範圍內。試體銲材的拉力強度與沙丕V形凹槽衝擊韌性，應符合第14.16.2.6節第e項規定的試驗決定，且與銲接程序規範書規定的銲材分類、製造商、品牌、商品名稱、直徑與平均入熱量相同。本節不允許使用製造商制式規格報告文件的拉力強度與衝擊韌性值取代實際試驗結果。
- (b) 試體銲材的規定最小拉力強度應與原型結構採用之銲材者相同。依14.16.2.6節第c項規定試驗之銲材抗拉強度，應不超過原型結構銲材規定抗拉強度170 MPa。
- (c) 試體銲材的V形凹槽韌性應不大於原型結構對應的銲材韌性。依14.16.2.6節第c項規定之試驗銲材V形凹槽韌性，應不大於原型結構銲材者的50%，且不大於34焦耳。
- (d) 試體銲道的銲接姿勢應與原型結構者相同。
- (e) 試體銲接細節，例如背襯板、起迄弧端板與銲接扇形孔，應與原型結構者相同。除非原型結構銲道已移除的銲接背襯板與起迄弧端板，否則試體對應的銲接背襯板與起迄弧端板不可移除。
- (f) 試體銲道的檢驗與非破壞檢測方法，及其驗收標準，應與原型結構銲道者相同。

j. 栓接接合

試體栓接部份應儘可能接近原型結構者。此外，試體栓接部份應符合下列規定：

- (a) 試體使用的螺栓等級應與原型結構者相同，但允許使用重型六角螺栓代替相同規格的扭矩控制型斷尾螺栓。
- (b) 試體使用的螺栓孔類型與方向(標準、擴大、短槽、長槽或其他孔)應與原型結構對應者相同。
- (c) 當非彈性轉角是由接合之栓接部分的降伏或滑動發展時，原型結構用於製作對應螺栓孔的方式，應與試體者相當或有較佳的品質。
- (d) 試體與原型結構對應的螺栓應有相同的安裝(預拉法或其他法)與接合面處理(無規定、A 級或 B 級滑動阻抗、或其他)。

k. 鋼與混凝土間的力量傳遞

試體構材與連接元件之鋼與混凝土間的力量傳遞方式，包括直接承壓、剪力接合與摩擦等，應與原型結構者相同。

解說：(本節解說尚未討論)

根據上述標準，原型所指定採用鋼材的等級，其對應的最小降伏強度 F_y ，可允許在受試鋼材最大降伏強度 F_y 的1.15 倍(或以內)。在生產中，應使用鋼鐵製造商的材料測試報告中規定的值檢查該限值。

根據本節第i(b)項中的標準，如果試體的銲材抗拉强度高於標稱最小拉力強度170 MPa，原型的銲接採用之銲材與銲接程序規範(WPS)，其不得低於材料試驗版中測得的拉力強度的170 MPa。在這種強況下，應使用全銲接拉力試體來確定銲材抗拉強度。測試鈑在美國銲接學會(AWS) D1.8/D1.8M條款中A6中描述，並如美國銲接學會(AWS) D1.8/D1.8M圖A.1所示。

根據第i(c)項中的標準，若試體銲材的沙丕V形槽衝擊材料試驗測試結果大於標稱值34 J或50%(取大

者)，原型銲材與銲接程序規範(WPS)的銲接沙丕沙丕V形槽衝擊不可小於34 J或低於33%(取小者)。於此種情況下，可以採用五個V形槽測試來確定原型銲材與銲接程序規範(WPS)所對應的銲接性能。試驗板在美國銲接學會(AWS) D1.8/D1.8M 條款A6中描述，並如美國銲接學會(AWS) 1.8/1.8M圖A.1中顯示。

如果滿足14.16.2.3節i之(b)項和(c)項的要求，用於原型的銲材可以有不同的等級分類、製造商、品牌或商品名稱與直徑。為了驗證替代銲材，應進行第14.16.2.6節第e項中規定的測試。

本節宗旨在確保試體與原型結構的非彈性轉角，在對應的構件和連接構件中預期的行為一致。例如，如果原型彎矩接合被設計成基本上所有的非彈性轉角都是梁的降伏產生，那麼試體也要採用相同的方式設計和執行。若試體因梁柱交會區降伏，而產生幾乎全部的非彈性轉角，此原型結構將不能被審核通過，是由於主要的非彈性行為被預設為梁的彎曲降伏所致。

由於材料特性的正常變異性，非彈性行為的實際位置可能在試體與原型結構中的預期位置略有不同。與原型結構的設計相比，允許在試體的構件或連接元件產生的總非彈性轉角有 25% 的差異。因此，對於上面的例子，預期原型結構中梁彎曲降伏佔總非彈性轉角 100%，於試體中的梁彎曲降伏至少應佔總非彈性轉角 75%，如此才能核可此接合形式。

對於 EBF 中的連桿梁柱接合，試體中連桿梁預期的降伏類型 (剪力降伏、彎曲降伏或剪力和彎曲降伏的組合)，基本上應與原型相同。例如，對表現良好的剪力降伏連桿梁($e \leq 1.6M_p / V_p$)接合細部，應用在在彎曲降伏連桿梁($e > 2.6M_p / V_p$)不一定會有好的表現。在這些情況下，連桿梁柱接合的載重和變形需求將顯著不同。

設計者清楚地瞭解原型結構和試體非彈性轉角的產生方式，以滿足本節的要求。

在接合測試中測量的關鍵參數之一是在試體中產生的非彈性轉角。規範中的合格標準是基於層間變位角，其中包括彈性和非彈性轉角。然而，非彈性轉角為地震下接合性能的重要指標，仍應在接合測試中進行測量和報告。過去，研究人員對於彎矩接合的非彈性轉角使用了多種不同的定義，這使得要在實驗中的對照更困難。為了提高試驗結果報告方式的一致性，本規範要求彎矩接合試體的非彈性轉角需假設其所有非彈性變位以梁與柱之中心線交點作為中心點旋轉。根據這個定義，非彈性轉角等於層間變位角的非彈性部分。先前的規範定義的彎矩接合試體的非彈性轉角是以柱面為中心。為了與 SAC 的建議 (SAC, 1997; FEMA, 2000a)保持一致，定義已更改為柱的中心線。

對於連桿梁柱接合的試驗，關鍵的合格參數是連桿梁非彈性轉角，在本規定中也稱為連桿梁旋轉角度。連桿梁旋轉角度是根據對試體變形分析來確定，通常可以定義為：連桿梁端部之間相對位移的非彈性部分除以連桿長度。此類計算例可以參考 Kasai and Popov (1986c); Ricles and Popov (1987a); Engelhardt and Popov (1989a); and Arce (2002)。

章節的宗旨是期望試體中使用的構件尺寸應接近原型原尺寸。該要求的目的是確保減低試體的潛在比例因子不利影響。隨著梁變得更深更重，它們產生非彈性轉角的能力可能會有所減弱(Roeder and Foutch, 1996; Blodgett, 2001)。儘管尚未完全了解這種比例因子影響，但已經確定了至少兩種可能的有害比例因子影響。首先，隨著梁變得更深，通常需要更大的非彈性應變才能產生相同等級的非彈性轉角。其次，伴隨著較厚材料連接而產生的既有束制會影響接合性能。

由於這種潛在比例因子的不利影響，測試體本中使用的梁尺寸必須符合本章節中的限制。對於 C-SMF 和 C-IMF 系統，構成試驗梁的鋼構件單位長度重量必須符合規定的限制。但是，對試體中梁的單位長度總重量沒有限制。

本章節僅規定測試結果可以按比例放大到更深或更重構件的限制，對於按比例縮小到更淺或更輕構件並沒有限制。沒有此限制是為了避免過多的試驗要求，因為有可信的證據說明了在放大比例測試時，更可能發生放大比例不利影響。儘管如此，建議在使用非常深或重構件的測試結果來驗證更小或更輕的接合時要謹慎。最好使用能夠真實表帶原型構件的尺寸來獲得測試結果。由於沒有關於比例效應影響的定量研究結果，因此本章節中訂定的限制是自行判斷決定。

在為試體選擇梁尺寸時，除了截面的深度和重量外，還應考慮其他幾個因素。其中一個因素是梁翼板和腹板的寬厚比(b/t ratios)。梁的寬厚比可能對梁彎曲降伏產生塑性轉角的試體性能有重要影響，

與具有低寬厚比的梁相比，具有高寬厚比的梁會在較低程度的非彈性轉角下產生局部挫屈，這種局部挫屈會導致梁的強度降低，因此可能會降低接合的載重需求。具有非常低寬厚比的梁可能幾乎沒有局部挫屈，因此會使其接合承受更大的彎矩。另一方面，具有高寬厚比的梁將在翼板和腹板挫屈的部位遭受高度局部變形，這可能接續引發斷裂。因此，需要對一定寬厚比範圍內的梁進行試驗以評估這些影響。對於 C-SMF 和 C-IMF 系統，寬厚比與構成複合系統一部分的鋼構件有關。對於某些複合系統，鋼構件的局部挫屈可能會受到混凝土構件的抑制。例如，用混凝土填充鋼管或將鋼構件包裹在混凝土中可能會延遲發生並降低局部挫屈的嚴重程度。在設計試體以及考慮如何將測試結果推展到原型時應考慮這些影響。

這些規定還要求測試柱的深度至少為原型柱深度的 90%。由 SAC 計劃部分的試驗成果，與深柱接合的性能可能與 W12 和 W14 柱接合的性能不同(Chi and Uang, 2002)。Ricles 等人於近期發表了關於與深柱彎矩接合的研究(2004b)。對於 C-SMF 和 C-IMF 系統，此限制僅適用於構成合成柱的鋼結構構件的深度，而不適用於合成柱的整體深度。

除了分別遵守梁尺寸限制和柱尺寸限制外，試體中使用的梁和柱尺寸組合應合理地反映原型中使用的梁和柱尺寸的配對。例如，考慮一個需要使用 W36 梁連接到 W36 柱的建築設計。針對此建物的接合，成功進行了使用 W36 梁連接到 W14 柱的試體試驗和使用 W24 梁接合到 W36 柱的試體試驗。分別滿足 14.16.2.3 節第 b 項梁尺寸限制的試體，以及滿足 14.16.2.3 節第 b 項柱尺寸限制的試體，此連接的試驗數據是可用的。儘管如此，這些測試不適合驗證對於 W36 梁連接到 W36 柱的連接，因為試驗試體中使用的梁和柱尺寸組合與原型的梁和柱尺寸組合並沒有在 14.16.2.3 節第 b 項的限制範圍內。

鋼結構的實際降伏應力可能遠大於其規定的最小值。在藉由降伏提供非彈性轉角的構件中，更高程度的實際降伏應力可能會因於降伏之前在接合處產生更大的力，從而對接合性能不利。例如，考慮一個美國材料和試驗協會 ASTM A36/A36M 鋼材的梁，藉由降伏產生非彈性轉角的彎矩接合設計。如果梁的實際降伏應力為 380 MPa，則接合需要承受的彎矩比梁的實際降伏應力為 250 MPa 時高 50%。因此，本節要求用於試體的材料能呈現這種可能的超強狀況，因為這將提供最嚴格的接合試驗。

作為應用這些規定的一個例子，再次考慮一個藉由梁降伏來產生非彈性轉角的試體。為了使接合符合美國材料和試驗協會 ASTM A992/A992M 梁的要求，試驗的梁必須具有至少 324 MPa ($=0.85R_y F_y$ for ASTM A992/A992M)的降伏應力。試驗梁的腹板和翼板都需要符合這個最小降伏應力。

本節的要求僅適用於試體藉由降伏產生非彈性轉角的構件或接合元件。本節的要求不適用於意圖保持彈性的構件或接合元件。

這些規定的目的是確保試體上的銲接盡可能地複製實際原型上的銲接。因此，要求銲接參數在製造商規定的範圍內，例如電流和電壓。其他基本參數，如鋼材等級、接合類型、根部開槽、包含夾角度和預熱溫度，皆需要符合美國銲接學會 AWS D1.1/D1.1M 規定。本節的目的不是規定試體銲接採用的銲條必須與原型上使用的銲條具有相同的 AWS 分類、直徑或品牌。

14.16.2.4 加載歷程

a. 一般規定

對於特殊抗彎構架、部分抗彎構架、複合特殊抗彎構架、與複合部分抗彎構架，其梁柱彎矩接合試體應施加符合第 14.16.2.4 節第 b 項規定的反復載重；對於偏心斜撐構架，其連桿柱接合試體應施加符合第 14.16.2.4 節第 c 項規定的反復載重。

對於特殊抗彎構架、部分抗彎構架、複合特殊抗彎構架、與複合部分抗彎構架，用於驗證與柱構材正交受載之梁柱接合的加載順序，應使用 14.16.2.4 節第 b 項規定的加載順序對兩軸施加。對每個軸向的梁構材應以最嚴苛的組合代表驗證合格或預先驗證合格接合的評判基準。

為取代對每個軸向同時施加 14.16.2.4 節第 b 項規定的載重順序，可對一軸施加符合 14.16.2.4 節第 b 項規定的載重順序，且同時對該正交軸梁構材施加其梁構材預期強度相等的固定載重。

允許使用經證明與 14.16.2.4 節第 b 項與第 c 項等同或更嚴苛的加載順序。

b. 梁柱彎矩接合反復載重試驗的加載順序

特殊抗彎構架、部分抗彎構架、複合特殊抗彎構架、與複合部分抗彎構架之合格梁柱彎矩接合的反復載重試驗，應對試體依序施加下列層間位移角 θ 為基礎的變形量：

(a) $\theta=0.00375$ 弧度，6 個迴圈。

(b) $\theta=0.005$ 弧度，6 個迴圈。

(c) $\theta=0.0075$ 弧度，6 個迴圈。

(d) $\theta=0.01$ 弧度，4 個迴圈。

(e) $\theta=0.015$ 弧度，2 個迴圈。

(f) $\theta=0.02$ 弧度，2 個迴圈。

(g) $\theta=0.03$ 弧度，2 個迴圈。

(h) $\theta=0.04$ 弧度，2 個迴圈。

以 $\theta=0.01$ 弧度增量加載兩迴圈的順序繼續加載。

c. 偏心斜撐構架之連桿柱接合的加載順序

偏心斜撐構架之合格的連桿柱接合反復載重試驗，應對試體依序施加下列總連桿旋轉角 γ_{total} 為基礎的變形量：

(a) $\gamma_{total}=0.00375$ 弧度，6 個迴圈。

(b) $\gamma_{total}=0.005$ 弧度，6 個迴圈。

(c) $\gamma_{total}=0.0075$ 弧度，6 個迴圈。

(d) $\gamma_{total}=0.01$ 弧度，6 個迴圈。

(e) $\gamma_{total}=0.015$ 弧度，4 個迴圈。

(f) $\gamma_{total}=0.02$ 弧度，4 個迴圈。

(g) $\gamma_{total}=0.03$ 弧度，2 個迴圈。

(h) $\gamma_{total}=0.04$ 弧度，1 個迴圈。

(i) $\gamma_{total}=0.05$ 弧度，1 個迴圈。

(j) $\gamma_{total}=0.07$ 弧度，1 個迴圈。

(k) $\gamma_{total}=0.09$ 弧度，1 個迴圈。

以 $\gamma_{total}=0.02$ 弧度增量加載一迴圈的順序繼續加載。

解說：(本節解說尚未討論)

對於柱的雙軸向載重，目的是要求使用 14.16.2.4 節第 b 項中指定的擬靜態加載(可變載重)且加載兩個軸向。不禁止使用 14.16.2.4 節第 b 項施加同時變化的載重的選項，儘管如此，如何協調兩個加載的順序大概需由接合預審委員會(CPRP) 提供判斷。試圖解釋如何在規定中協調加載的順序似乎不合理，因為不同的連接方式可能會建議不同階段的載重。提醒提議者和審查者必須考慮加載程序的協調。儘管沒有明確說明，雙軸對稱柱不需要對兩個軸進行重複測試。

該規定要求測試包括尋求資格預審的最嚴苛的梁載重組合。對於某些系統，尤其是複合系統，“尺寸最大的梁”可能並不總是代表最嚴苛的情況。

這些規定提供了一種選項，施加可變載重至少於一個軸線上，等同於在正交軸施加不變（靜態）載重，該載重等於正交方向上梁的預期需求。靜態載重的使用，等於正交梁的預期強度，旨在解決缺乏測試數據的問題，該數據表明應該如何以及以什麼大小同時施加可變載重。如果提議者和審查者認為交替加載更合適，則規定允許其他加載程序。

14.16.2.4節第b項中規定的梁柱彎矩連接的加載程序取自 SAC/BD-97/02, Protocol for Fabrication, Inspection, Testing, and Documentation of Beam Column Connection Tests and Other Experimental Specimens (SAC, 1997)。有關加載程序的更多詳細資料及有關測試流程的更多有用資訊，請參閱此文獻。規定的加載程序並不代表特定地震的需求。該加載程序是以一系列的地震力在一系列鋼構抗彎矩構架進行非線性歷時分析而開發出來的。在建立規定的加載程序和接合驗收標準時，需考慮了這些分析中梁柱接合承受的最大變形、累積變形量及消散能量。如果設計人員對抗彎矩構架進行非線性歷時分析以評估對梁柱連接的要求，則在將分析預測的連接要求與提出的要求進行比較時，需要進行許多的判斷。使用規定的加載程序在連接試體上。然而，一般而言，如果累積塑性變形和失效前試體承受的總消散能量等於或大於非線性時間預測的相同量，則可以預期接合提供令人滿意的性能。在評估累積塑性變形時，應同時考慮接合處的總轉角(彈性加非彈性)和非彈性轉角。可參考 SAC/BD-00/10 (SAC, 2000)以獲得更多資訊。

14.16.2.4節第c項參考Richard與Uang (2003)以及Richards (2004)的成果，製定了用於連桿梁柱接合的資格測試加載程序。

ATC-24 *Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures* (ATC, 1992)中規定的加載程序被認為是14.16.2.4節第b項和第c項之規定中可接受的替代方案。此外，任何其他加載程序都可以用於梁柱彎矩接合或連桿梁柱接合，只要加載程序等於或比14.16.2.4節第b項和第c項中規定的加載程序更嚴格。被視為等效或更嚴格的替代加載程序應滿足以下要求：

(1)非彈性加載循環次數應至少與規定加載程序產生的非彈性加載循環次數一樣多；(2)累積塑性變形應至少與規定加載程序產生的累積塑性變形一樣大。

本節條文不要求動態加載。採用緩慢施加的反復載重，如同在接合試驗文獻中常見的一樣，對於本規範而言是可接受的。一般而言，進行動態加載試驗會大幅提高試驗成本，而且很少實驗室有相關設備可以加載動態載重到大尺度的試驗試體。此外，有關鋼結構試體動態加載影響的研究，並沒有證明動態試驗有明顯的必要性。儘管如此，動態地應用所需的加載程序，使用實際地震加載的典型加載率，可能會更好地呈現接合的預期性能，並可在可行的情況下加以考慮。

14.16.2.5 量測儀器

試驗應安裝充分的量測儀器，以量測或計算 14.16.2.7 節所列的數值。

14.16.2.6 材料試驗規定

a.鋼材拉伸試驗規定

鋼材的拉伸試驗應依 14.16.2.6 節第 c 項規定，由材料試驗鋼板取樣的試片進行測試，且材料試驗鋼板應取自與試體相同爐號的鋼材。經認證的材料拉伸試驗結果應列入報告中，但不可取代本節要求之實體試驗。應對試體的以下部位進行拉伸試驗並列入報告：

- (a)梁與柱構材在標準位置取樣的翼板與腹板。
- (b)由降伏提供非彈性轉角的任何接合元件。

b.鋼筋拉伸試驗規定

鋼筋材料的拉伸試驗應依 14.16.2.6 節第 c 項規定的鋼筋試件進行測試。材料試驗之鋼筋應取自與試體相同爐號的鋼筋。經認證的材料拉力測試結果應列入報告，但不可取代本節要求之實體試驗。

c.鋼材與鋼筋材料的拉伸試驗法

鋼材與鋼筋材料拉力試驗應依 CNS 2112 規定取樣，且依 CNS 2111 規定進行試驗，以決定材料的降伏強度、拉力強度與伸長量。

d. 混凝土試驗規定

混凝土材料之圓柱抗壓試體應依 CNS 1231 規定製造與養護。用於試驗試體之混凝土每批應至少測試三個圓柱試體，並在驗證合格試體之反復載重試驗結束的前後 5 天內進行。混凝土圓柱試體的抗壓試驗應依 CNS 1232 規定試驗。三個圓柱試體的平均抗壓強度，應不小於該混凝土規定抗壓強度的 90%，且不大於 150%與 210 kgf/cm^2 (20.7 MPa)。

例外：當三個圓柱試體的平均抗壓強度超出上述限制時，若能提供計算或其他證據以證明混凝土強度差異對接合性能的影響時，則該試體仍可採用。

e. 鐸材材料試驗規定

鐸材試驗應從取自材料試驗板材之試件測試，該材料試驗板材與試體使用相同的鐸材等級、製造商、品牌或商品名稱、直徑，並使用與試體鐸接相同的平均入熱量。本節不允許使用製造商制式合格證明的拉力強度與衝擊韌性值取代實際試驗結果。

製作試體與材料試驗板材應使用相同強度等級及類型的母材，與相同的鐸接程序規範書。雖然不需要使用相同的入熱量，但若製作材料試驗板材的平均入熱量超過試驗試體者 $\pm 20\%$ 時，則應重新製作材料試驗板材並測試。

解說：(本節解說尚未討論)

試體中會達到降伏而導致非彈性轉角的鋼構件和接合構件，需要進行材料抗拉試驗，必須藉由測試以證明符合 14.16.2.3 節第 f 項的要求，並允許對試體反應進行適當的分析。不允許將經過認證的材料出廠測試報告中的張力測試結果用於此，經認證的工廠測試報告中的降伏應力值可能無法充分代表試體構件的實際降伏強度，因為材料取樣位置和用於認證工廠測試報告的張力測試方法不同，可能會產生差異。

ASTM 標準的抗拉試驗允許有上升伏點，降伏強度可以使用 0.2% 應變平移或 0.5% 伸長率求得。對於承受大變形反復載重非彈性應變的鋼構件，上升伏點可能會誤導實際材料行為的判斷。因此，雖然美國材料和試驗協會 (ASTM) 允許使用上限降伏點，但在本節中是不允許的。本節要求使用 0.2% 應變平移方法確定降伏應力，該方法基於對所有構件使用通用試體尺寸的獨立測試。這符合 SAC 調查期間的協議。

由於材料抗拉試驗可能使用不同幾何形狀的試體、測試規範和試體位置，因此材料測試報告中存在差異是可以預期的。美國材料和試驗協會 ASTM A6 的附錄 X2 討論了各種可能造成同一爐號鋼材拉伸性能變化的原因，根據之前的研究成果參考附錄，可以知道若採用 ASTM 的標準，降伏強度標準偏差值可以達到 8%。

因為表 14.2.3.1 中的強度比是使用標準生產商材料測試報告數據制定的，專案的材料不需要再進行此特殊測試。只有在製造前的材料發生問題時，才需要對專案的材料進行補充測試。

本節僅要求對鋼構件和接合元件進行抗拉試驗。然而，額外的材料測試有時可能有助於解釋和推斷測試結果，在某些情況下可能會有用的外加測試包含：沙丕 V 形槽衝擊試驗、硬度測試、化學分析等。在適當的情況下，可考慮進行額外的材料測試。

對於 C-SMF 和 C-IMF 試體，還需要對鋼筋和混凝土進行材料測試。與標稱混凝土抗壓強度相比，實際抗壓強度可能存在顯著差異，因此對試體中實際測試的混凝土抗壓強度與標稱值的不同作了限制。如果可以證明超出這些限制的混凝土差異，不會導致試體和原型之間的接合性能出現不可接受的差異，則可以不需有這些限制。

14.16.2.7 試驗報告規定

對於每個試體，應編寫符合主管機關與本節規定的書面試驗報告。該報告應完整記錄試驗的所有關鍵特性與結果，且應包括下列資訊：

- (a)子結構試驗的文件或具體描述，包括主要尺寸、加載點及反力點的邊界條件、與側向支撐的位置。
- (b)接合細節文件，應顯示構材尺寸、鋼材等級、所有接合元件的尺寸、包含銲材的銲接細節、螺栓孔的尺寸及位置、螺栓的尺寸及強度等級、混凝土的規定抗壓強度及單位重、鋼筋尺寸及等級、鋼筋配置位置、鋼筋續接及錨定細節、與接合的所有其他相關細節。
- (c)試體所有其他基本變數的列表，如 14.16.2.3 節所列者。
- (d)施加之力量或位移歷程的表或圖。
- (e)指定為關鍵銲道的列表。
- (f)構材與接合被指定為保護區的區域定義。
- (g)試體加載力量與位移關係圖。圖中的位移應在力量加載點或附近量測，且試體量測力量與位移的位置應清楚標示。
- (h)梁柱彎矩接合的梁彎矩與層間位移角關係圖，或連桿柱接合的連桿剪力與連桿轉角關係圖。對於梁柱接合，梁彎矩與層間位移角應計算至柱構材中心。
- (i)試體發展的層間位移角與總非彈性轉角。應確認試體中貢獻總非彈性轉角的元件、敘述每個元件對總非彈性轉角貢獻的比例、與明確呈現非彈性轉角的計算方法。
- (j)依時序的試驗觀察列表，包括鋼材元件降伏、滑移、不穩定、裂縫及斷裂、混凝土開裂、與試體任何部位之其他損壞的觀察。
- (k)試體的控制破壞模式。若試驗在破壞前終止，應明確說明終止試驗的原因。
- (l)指定於 14.16.2.6 節的材料試驗結果。
- (m)銲接程序規範書與銲接檢測報告。

試體或試驗結果的額外文件、圖說、數據與討論等資訊，允許列於報告中。

14.16.2.8 合格準則

試驗試體應符合本規範特殊抗彎構架、部分抗彎構架、複合特殊抗彎構架、複合部分抗彎構架、或偏心斜撐構架接合的強度與層間位移角或連桿轉角規定，且至少應維持一完整加載迴圈。

14.16.3 挫屈束制斜撐反復載重驗證試驗

14.16.3.1 範圍

本節涵蓋挫屈束制斜撐本體與挫屈束制斜撐子結構的反復載重驗證試驗規定。

挫屈束制斜撐之斜撐單軸試驗的目的，是在提供該斜撐符合規範強度與非彈性變形規定的證據，也可為設計相接構件以決定最大斜撐力量。挫屈束制斜撐之斜撐子結構試驗的目的，是在提供此斜撐設計能符合構架設計相關之變形與轉角的證據。此外，斜撐子結構試驗主要是在證實斜撐在子結構中的遲滯行為與斜撐單軸試驗結果一致。

當簽證工程師與主管機關核准時，允許改變試驗規定。本節僅提供簡化試驗條件的最低標準建議。

解說：(本節解說尚未討論)

本節規範需先介紹幾個新的參數。 Δ_{bm} 表示軸向變形量以及轉角變形量，此兩個變形量皆為透過檢核

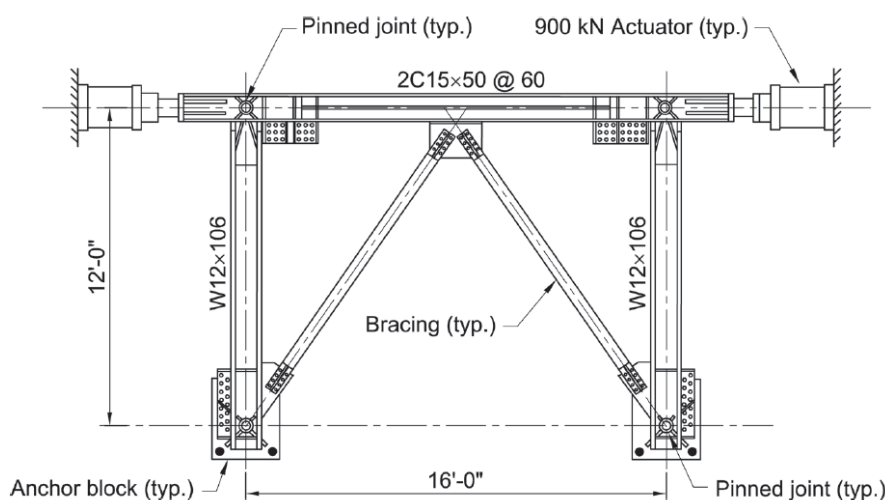
結構物在設計層間位移 Δ_m 下，並計算接頭側向變形以及轉角變形需求。

決定建築物中施加在斜撐上的最大轉角可能需要付出一定程度的努力。工程師在一個專案中可能傾向選擇一個合理的數值(例如層間位移)，可簡單地證明該數值對於每一個類型斜撐皆是保守的，並且是在每一個斜撐的性能範圍內。

本節提供兩種類型的試驗。第一種為斜撐構架試驗，如14.16.3.2節敘述，圖C14.16.3-1為一試驗範例。第二種試驗即為單斜撐試體試驗，如14.16.3.3節敘述，單斜撐試驗可允許施作單軸試驗。

本規範發展試驗規定的動機是由於結構工程師可用的挫屈束制斜撐系統(BRBF)實驗數據相對少量。此外，更沒有BRBF系統的承受嚴重的地震反應數據。因此，相較於傳統的鋼結構構架，對於BRBF的耐震能力的了解相對的有限。

BRBF的結構行為明顯不同於傳統的斜撐構架或是其他鋼結構地震力側向統。在地震力作用下，影響斜撐性能的各種因素尚未得到完整的認識，試驗的規定事項主要係確保斜撐的行為可以符合實際需求，並且加強對於BRBF系統的理解。



圖C14.16.3-1 子結構試驗範例

斜撐試體以及斜撐框的試驗相當且昂貴與耗時。因此，本章節目的在於盡可能地提供最簡易的試驗規定事項，但是依據本規範進行的單斜撐試體與斜撐構架試驗結果，依然合理的保證試驗結果可以滿足原型BRBF系統在真實地震力下的行為表現。

本規範無意推動對個別專案中一般施工項目的常規試驗。在大部分情況下，在文獻中或是由斜撐製造商提供的試驗報告，可證明斜撐或是斜撐構架配置滿足規範中對強度以及非彈性轉角的規定。不論如何，這些試驗應滿足本節之試驗規定。

本節規範容許提交基於類似條件下先前試驗的數據。隨著各類型的斜撐試驗數據的增加，可預期額外的試驗需求會逐漸降低。這些規定允許斜撐製造廠商透過使用文件化的設計方法設計斜撐。

大多數的試驗主要著重於發展單軸向加載構件試驗。而規範目的主要著重於斜撐構架試驗，可以對斜撐加載軸向以及轉角變形量的組合型試驗。這亦反映出僅透過分析方法，無法可靠地預測斜撐容許轉角變形量的觀點。在解說14.16.3.2節有更加完整討論斜撐構架試驗規定事項。

若在真實結構物有著與試驗條件截然不同的環境，則可能需要進行不在本節規定試驗規定事項內的額外試驗，以確保斜撐的性能係能滿足預期的需求。在發展試驗計畫前，需先諮詢適當的主管機關以確保試驗計畫滿足所有的試驗規定事項。

斜撐首次顯著的降伏變形量係用於發展在14.16.3.4節第c項描述的試驗加載歷程。需要利用該降伏變形量決定斜撐的實際累積非彈性的變形需求。若採用核心鋼材的標稱降伏應力決定試驗加載歷程，則會因為顯著的材料超強因素的存在，而導致高估試驗加載的非彈性變形總量。

14.16.3.2 斜撐子結構試體

斜撐子結構試體應符合下列規定：

- (a)斜撐子結構試體提供非彈性轉角的力學機制，應與原型結構者相同。斜撐子結構試體的旋轉變形需求應不小於原型結構者。
 - (b)斜撐子結構試體的鋼核心軸向降伏強度應不小於原型斜撐者的90%，其中，此兩者鋼核心軸向降伏強度，分別為兩者鋼核心斷面積與該鋼材拉伸試驗所得降伏強度的乘積。
 - (c)斜撐子結構試體的鋼核心斷面形狀與配置方向應須與原型斜撐者相同。
 - (d)為比較斜撐子結構試體與原型結構斜撐的旋轉變形需求，斜撐子結構試體與原型結構應使用相同的設計方法。在穩定性計算中，連接鋼核心的梁、柱構材與接合板應視為此系統的一部分。
 - (e)基於原型斜撐接合設計、鋼核心設計穩定性、整體挫屈、與其他有關斜撐子結構試體組裝細節，但不包含原型斜撐接合板，計算所得的安全界限，應不小於斜撐子結構試體者。若符合14.16.3.3節驗證合格的斜撐試體亦經本節斜撐子結構試驗規定試驗合格，可使用符合14.16.3.3節第(a)項與本節之整體挫屈所需安全因子的小者。
 - (f)斜撐子結構試體的側向支撐應複製原型結構者。
 - (g)斜撐試體與原型斜撐應依相同之品質管制與確認的過程與程序製作。
- 若經由審查小組與主管機關同意，允許外插超出本節的限制條件。

解說：(本節解說尚未討論)

斜撐構架試驗目的係驗證斜撐的能力，特別是核心鋼材的延伸段以及挫屈束制的機制，以容許能同時承受軸向以及轉角的變形需求而不破壞。

比起單軸斜撐試驗試體，斜撐構架試驗被認為是相當困難且昂貴費時的。然而，因為斜撐同時承受軸力以及轉角變形需求使其行為複雜，以及相對缺乏的斜撐構架試驗數據。基於上述原因，更應進行斜撐構架的試驗以驗證其性能。

並非每個專案都需要執行斜撐構架試驗。反而係期望斜撐製造廠商在一個合理的範圍內，多執行規範規定的斜撐軸向加載、核心鋼材配置以及其他不同參數的試驗。期望這些試驗數據在後續能提供給其他專案的工程師。因此，鼓勵製造廠商能執行試驗以確定裝置性能極限並減少對專案中斜撐構架的試驗需求。

對原型與斜撐試驗試體的軸向降伏強度量測有相似的規定，而非針對特專案作試驗，這更適合製造廠商的產品試驗。比較斜撐構架試驗試體中斜撐以及原型斜撐的試片拉伸試驗結果係建立兩者的相似性一種方法。當兩者的相似性確定後，可以接受預製試驗試體的鋼材以及原型斜撐的鋼材從不同鋼胚產出。

各類型的斜撐構架配置可用於對試驗試體同時加載軸力以及轉角變形量需求。圖C-K3.2為可能的斜撐構架配置。若實驗設備能夠在合理的程度上，重現斜撐端部的軸力與轉角的組合變形時，斜撐構架不需要包含連接梁與柱。

轉角變形需求可能剛好集中在挫屈束制區域外的核心鋼材延伸段部分。根據轉角變形需求的大小，會在核心鋼材延伸段發展有限的彎矩降伏。轉角需求也可用其他方式來消除，例如挫屈束制層或是力學機制的公差、斜撐以及核心鋼材延伸段的彈性柔度或是透過使用鉸接或球面承壓組件消除。在斜撐構架試驗中，對轉角需求能有顯著地貢獻的元件會是工程師最感興趣的部分。

雖然根據14.16.3.3節第c之(b)項允許對斜撐試驗試體的大小縮放範圍是相當的大，但斜撐構架仍不允許比原型小太多。這係預期斜撐構架試驗應與原型有一定程度的相似性，才能據以確認設計的性能可以獲得滿足。

斜撐構架試驗試體的軸力容量應大於原型的軸力容量。然而，斜撐會有較大的軸向作用力需求的可能性。如斜撐降伏時作用力大到使斜撐構架無法承受時，在主管機關的核准以及審查委員評估下，工程師可依規範執行替代的試驗。替代試驗可包含但不限於非線性有限元素分析、局部試體試驗與縮尺試驗，以及在適當的或是必要的情況下結合實尺寸的單軸試驗。

核心鋼材材料沒被納入規定事項內，更重要關鍵的參數是計算核心鋼材穩定性的安全界限，應滿足或超過原型的安全界限。設計方法中應包含計算核心鋼材穩定性的方法。

考量到斜撐構架試驗通常被認為比單斜撐試驗的規定標準更嚴格，因此認為斜撐性能試驗的兩個試驗試體皆可能作為斜撐構架試驗執行。在此情況下，將會有兩個試驗可用於決定整體挫屈的安全係數。在設計中不一定使用較保守的係數，實驗設備空間通常不足，無法測試實尺寸斜撐以評估準確的安全係數，導致對於整體挫屈的安全係數計算是相當保守的。當有具代表性的斜撐構架試驗可執行時，並不建議採用較保守的安全係數。

斜撐構架試驗試體必須要同時承受與原型相似的軸向以及轉角變形。一般的認知，完全相同的斜撐在結構物不同位置下，會承受不同的最大軸向以及轉角變形需求。此外，在同一斜撐兩端最大轉角以及軸向變形需求也會不同。對試驗計畫來說，工程師應簡化假設來決定最合適的軸向以及轉角需求。

有些斜撐構架配置會要求一個固定的變形量，然而另一變形量則如上述的測試條件下作改變。在這樣情況下，轉角量可施加並且維持在最大值，而軸向變形量則根據所需的加載歷程進行。工程師可能希望對相同的斜撐構架執行後續的試驗以達到斜撐的性能點。

14.16.3.3 斜撐單軸試體

斜撐單軸試體應儘可能複製原型斜撐實際的相關設計、細節、製造特徵與材料性質。

a. 斜撐單軸試體設計

斜撐單軸試體與原型斜撐應採用相同的設計方法，設計計算應至少證實下列規定：

- (a) 原型斜撐抵抗整體挫屈穩定性的計算安全界限，應不小於斜撐單軸試體者。
- (b) 斜撐單軸試體與原型斜撐的計算安全界限，應說明材料性質的差異性，包含降伏應力、極限應力、極限伸長量、與衝擊韌性等。

b. 斜撐單軸試體製作

斜撐單軸試體與原型斜撐應依相同之品質管制與確認的過程與程序製作

c. 斜撐單軸試體與原型斜撐的相似性

斜撐單軸試體應符合下列規定：

- (a) 斜撐單軸試體的鋼核心斷面形狀與配置方向應與原型斜撐者相同。
- (b) 斜撐單軸試體的鋼核心軸向降伏強度(P_{ysc})應分別不小於原型斜撐者的70%，亦不大於原型斜撐者的120%，其中，此兩者鋼核心軸向降伏強度，分別為兩者鋼核心斷面積與該鋼材拉伸試驗所得降伏強度的乘積。
- (c) 斜撐單軸試體之鋼核心與挫屈束制機制間的脫層材料與方法應與原型斜撐者相同。

若經由審查小組與主管機關同意，允許外插超出本節的限制條件。

d. 接合細節

斜撐單軸試體的接合細節應儘可能複製原型斜撐者。

e. 材料性質

1. 鋼核心

斜撐單軸試體的鋼核心應符合下列規定：

(a)斜撐單軸試體鋼核心的規定最小降伏應力應與原型斜撐者相同。

(b)斜撐單軸試體鋼核心的材料試驗降伏應力應至少為原型斜撐由拉伸試片所得者的90%。

(c)斜撐單軸試體鋼核心的規定最小極限應力與應變應不大於原型斜撐者。

2. 挫屈束制機制

斜撐單軸試體挫屈束制機制的材料應與原型斜撐者相同。

f. 接合

斜撐單軸試體的銲接、栓接與鉸接接合應儘可能複製原型斜撐者。

解說：(本節解說尚未討論)

斜撐試驗目的係建立BRBF系統的基本設計參數

對單軸試驗來說，允許先前試驗數據(相似性)的規定相對於斜撐構架的限制要來得少。斜撐構架試驗試體的規定已在解說14.16.3.2節討論。

斜撐系統有相當大量的單軸試驗已經執行完成，並鼓勵工程師提供之前試驗數據以滿足這些規範。而執行完成的斜撐構架試驗則是相對少量的，斜撐構架試驗被認為對整體斜撐性能更嚴格的試驗。

一般認為，斜撐製造廠商為了達到斜撐的性能，採用的公差相較於其他鋼結構構件要來得嚴格。工程師不應過度規定斜撐的規格，因規範的目的是透過基於性能為本的加工，達到斜撐的製造及供應。若採用相同的品質管理、品質保證製程製造試體斜撐與原型斜撐，以及相同的設計方法設計斜撐，應該已經足夠。

工程師也應認識到製造商的製程隨著時間而有改善，在生產斜撐試驗試體以及原型的品管及品保流程也有所改變。在這情況下係需要合理的判斷。

在斜撐構架或是單軸斜撐試驗規劃階段，可能存在一些因素造成試體在試驗階段偏離參數，這些因素包括：

- 缺乏與實際結構物中等效的梁、柱以及斜撐尺寸。
- 在實驗室中試驗佈置的限制
- 運送以及現場組立的限制
- 油壓千斤頂與斜撐構架接合，需需要強化接合點鄰近的構架，但在實際建築結構沒有卻有強化。

在特定情況下，主管機關與審查委員可能會認為這些差異是可接受的，這些可接受差異本質上隸屬於專案的特殊情況，因此不適合在本解說中進一步地陳述。對於這些情況，建議簽證技師可以說明足以達成下列目標：

- 合理的尺度比例
- 相似的設計方法
- 足夠的系統強度
- 原型的核心鋼材有穩定的挫屈束制機制
- 原型有足夠的轉角容量
- 原型有足夠的累積應變能力

在許多情況下，對存在於原型接合的細節進行額外的測試是不切實際的，本規範無意要求執行這些實驗。一般而言，由於已經知道斜撐的軸向容量與核心鋼材延伸段的極限撓曲容量，在核心鋼材延伸段與連接板接合處的需求已被明確定義。雖然螺栓或是銲接連接板接合的後續設計本身就是一個複雜議題，並且需要更進一步研究，但是這些接合部位並非為試驗計劃的重點。

為了達成引用先前試驗數據來符合本規範的目的，對於斜撐試驗與斜撐構架試驗之間的相似性規定事

項，可以排除考慮核心鋼材延伸段與構架之間的接合處。

在可能的情況下，若要引用先前的試驗數據，請詳見解說14.16.3.2節。

本規定目的在於確保斜撐試體端部接合可以合理地代表在原型端部接合。由於製造或是組裝的限制，整形、接合面處裡、螺栓、插梢孔製造或尺寸等會有差異。在特定情況下，該差異可能不會對反復載重試驗的成功產生不利的影響，但斜撐端部接合可接受差異性的最終決定，取決於建築主管機關的意見。

14.16.3.4 加載歷程

a. 一般規定

試體應承受符合14.16.3.4節第b項與第c項規定的反復載重。允許超過14.16.3.4節第c項規定的額外加載增量，每個迴圈應包含達到該規定變形量的全拉與全壓行程。

b. 試驗控制變形

試驗應控制施加試體的軸向或旋轉變形 Δ_b 進行。允許施加最大旋轉變形，並維持下列加載協定的軸向變形。

c. 加載順序

試體應施加载重以產生下列變形，其中，此變形是指斜撐單軸試體的鋼核心軸向變形，與斜撐子結構試體所需的旋轉變形。加載順序如下：

(a) $\Delta_b = \Delta_{by}$ ，2個迴圈。

(b) $\Delta_b = 0.5 \Delta_{bm}$ ，2個迴圈。

(c) $\Delta_b = 1.0 \Delta_{bm}$ ，2個迴圈。

(d) $\Delta_b = 1.5 \Delta_{bm}$ ，2個迴圈。

(e) $\Delta_b = 2.0 \Delta_{bm}$ ，2個迴圈。

(f) 額外完整加載迴圈試驗：

$\Delta_b = 1.5 \Delta_{bm}$ ，對於斜撐單軸試體，累積非彈性軸向變形達至少200倍降伏變形；對於斜撐子結構試體，不需進行此試驗。

其中：

Δ_{bm} ：至少為設計層間位移對應的變形量，應不小於該樓層高度的1%。

Δ_{by} ：試體初始降伏對應的變形量。

在最大與累積的非彈性變形上，其他經證實為等同或更嚴苛的加載順序，亦可做為驗證試體合格的加載順序。

解說：(本節解說尚未討論)

加載歷程要求每一個試驗斜撐能達到2.0倍的設計層間位移韌性能力，及200倍的降伏變形累積的非彈性軸向韌性容量。這兩項規定係根據研究該結構系統的性能，並對結構模型執行一系列非線性動力分析的成果，韌性容量要求代表平均反應值(Sabelli et al., 2003)。雖然累積韌性要求明顯高於在設計地震力下的反應，但根據斜撐試驗結果顯示，此數值相當容易達到，未來有更多的試驗數據以及結構分析結果引用後，這些要求可能會重新訂定。

試驗加載位移歷程須藉由定義斜撐降伏變形量 Δ_{by} 以及對應到設計層間位移 Δ_{bm} 的斜撐變形量的比值計算。該比值通常與位移放大係數(如建築規範中定義)相對於斜撐真實的超強因子的比值相同，最小超強因子係由強度因子設計法(LRFD)的強度因子或是容許應力法(ASD)在14.13.5.2節第2項中的安全

係數決定。

工程師應注意斜撐變形需求 Δ_{bm} 至少要大於1%的層間位移角，提供超出限制的設計層間位移所須超強因子，無法作為降低試驗加載歷程規定的依據。試驗要求至少兩倍的最小值(即為2%的層間位移角)。

表C-K3.1提供斜撐試驗的加載位移範例，該範例係假設斜撐變形對應的設計層間位移為降伏變形量的4.0倍，同時假設該設計層間位移也大於1%層間位移角的最低要求。然後根據第14.16.3.4節第c項之規定建立試驗加載位移歷程。為了計算累積的非彈性變形量，加載迴圈中斜撐變形量由設計層間位移 Δ_{bm} 的倍數轉換為斜撐降伏變形 Δ_{by} 的倍數。累積的非彈性變形量在 $2.0 \Delta_{bm}$ 加載位移完成後，仍小於斜撐試驗累積的非彈性變形量 $200 \Delta_{by}$ 的最低要求，因此需要額外加載位移歷程，其加載位移量為 $1.5 \Delta_{bm}$ 。在額外4個加載位移迴圈後，累積的非彈性變形量達到最低要求。

本規範並未要求動態加載試驗，大多數的斜撐試驗文獻皆以緩慢加載反復載重進行試驗，本規範接受靜態加載方式執行試驗。一般而言，進行動態加載試驗會大幅提高試驗成本，而且很少實驗室有相關設備可以加載動態載重大尺度的試驗試體。此外，有關鋼結構試體動態加載影響的研究，並沒有證明動態試驗有明顯的必要性。

若認為加載速率效應可能對原型中鋼材核心材料有潛在重要的影響，則可藉由改變試片拉伸試驗 (Coupon Test) 的加載速率快慢，來模擬靜態與動態試驗，評估其行為的改變，然後根據其結果作為斜撐試驗結果的評估因素。

14.16.3.5 量測儀器

試驗應安裝充分的量測儀器，以量測或計算14.16.3.7節所列的數值。

解說：(本節解說尚未討論)

訂定最低儀器的要求是為了獲得必要的數據。在特定情況下，採用替代的儀器仍足以達到這些量測目的。

14.16.3.6 材料試驗規定

a. 拉伸試驗規定

材料拉伸試驗應依14.16.3.6節第b項規定，由取自與製作斜撐鋼核心同批爐號鋼材的試片進行試驗。經認證的材料拉伸試驗結果應列入報告中，但不可取代本節要求之實體試驗。

b. 拉伸試驗法

鋼材與鋼筋材料拉伸試驗應依CNS 2112規定取樣，且依CNS 2111規定進行試驗，以決定材料的降伏強度、拉力強度與伸長量。惟鋼核心與其拉伸試片的縱向方向應一致。

解說：(本節解說尚未討論)

用於製作試體的鋼材核心材料必須執行拉伸試驗。一般來說，試片拉伸試驗結果與全尺寸單軸試驗中觀察的拉力降伏強度之間有良好的一致性，本節規定的材料試驗與梁柱彎矩接合試驗的規定一致，更多相關內容詳解說14.16.2.6節。

14.16.3.7 試驗報告規定

對於每個試體，應編寫符合本節規定的書面試驗報告。該報告應完整記錄試驗的所有關鍵特性與結果。報告應包括下列資訊：

- (a) 試體的文件或具體描述，包括主要尺寸、加載點及反力點的邊界條件、與側向支撐的位置。
 - (b) 接合細節文件，應顯示構材尺寸、鋼材等級、所有接合元件的尺寸、包含銲材的銲接細節、螺栓的尺寸及位置或鉸接孔、螺栓或樞桿的尺寸及強度等級、與接合的所有其他相關細節。
 - (c) 試體所有其他基本變數的列表，如 14.16.3.2 節與 14.16.3.3 節所列者。
 - (d) 施加之力量或位移歷程的表或圖。
 - (e) 試體加載力量與變形 Δ_b 關係圖。應清楚說明決定此變形的的方法，且明確標示試體量測力量與變形的的位置。
 - (f) 依時序的試驗觀察列表，包括沿試體方向之降伏、滑移、不穩定、橫向位移、與試體及接合任何部位之斷裂的觀察。
 - (g) 14.16.3.6 節規定的材料試驗結果。
 - (h) 製作試體的製造品質管制與品質確認計畫書，應包括銲接程序規範書與銲接檢測報告。
- 試體或試驗結果的額外文件、圖說、數據與討論等資訊，允許列於報告中。

解說: (本節解說尚未討論)

試驗結果報告必須與試驗數據保持一致性，可用以決定應變硬化以及壓力超強因子等要求。當非線性模型普及化，以試驗數據來校正非線性元件成為重要的用途。少量試驗數據可能超出斜撐的設計範圍，這類型的數據對於驗證該結構系統的可靠度係相當有幫助。

14.16.3.8 合格準則

應至少執行一組符合 14.16.3.2 節規定的斜撐子結構試驗，或一組符合 14.16.3.3 節規定的斜撐單軸試驗。在規定的試驗歷程範圍內，所有的試驗應符合下列規定：

- (a) 試驗之施力與位移圖應呈現穩定，與具有重複且正向增量勁度的行為。
- (b) 應無斷裂、斜撐不穩定或斜撐端部接合的破壞。
- (c) 對於斜撐試驗，在變位大於降伏變位 Δ_{by} 的每個迴圈中，其最大拉力與壓力應不小於鋼核心的標稱強度。
- (d) 對於斜撐試驗，在變位大於降伏變位 Δ_{by} 的每個迴圈中，其最大壓力與最大拉力比值應不大於 1.5。

經審查委員審查與主管機關核可，斜撐單軸試驗或斜撐框子結構試驗允許採用其他的合格準則。

解說: (本節解說尚未討論)

判定合格標準，至少需要提交的試驗數據必須包含一個斜撐構架試驗以及一個單軸試驗結果。在大多數情況下，若滿足的 14.16.3.3 節的規定，斜撐構架試驗亦可作為斜撐試驗的結果。若專案執行特定的斜撐構架試驗，最簡單的方式可能為執行兩個斜撐構架試驗來滿足本節相關規定。就本節規定目的而言，若有兩個斜撐配置成 V 型，或其他型式組成一個斜撐構架試驗，也是被認可的。

根據將試驗試體接合到斜撐構架、實驗器具以及所使用的量測系統，螺栓的滑動現象可能出現在一些試驗的力與位移歷程紀錄中。這可能導致在力與位移途中出現一系列向下的尖刺圖形，並且通常不引起關注，但前提是，該行為不會對斜撐或是斜撐接合的性能產生不利的影響。

合格標準目的在提供最低的要求。第 14.16.3.8 節規定事項 (d) 中係數 1.5 的限制，係基於試驗數據而提出對 β 的限制， β 是壓力強度調整係數。目前，所有斜撐都應該要滿足此規定。

附錄A 進階分析設計

本附錄允許使用進階的結構分析方法，以直接模擬結構系統與構材的缺陷，及/或容許構材與接合因局部挫屈後之力與彎矩重分配。

A.1 一般規定

本附錄允許的分析方法應確保結構在其變形形狀中符合力量平衡與變形諧和，包括構材所有撓曲、剪力、軸向與扭轉的變形，及會導致結構位移的所有其他元件與接合之變形。

使用本附錄分析方法的设计應以載重與強度因子設計法且依2.3.1節規定執行。

A.2. 彈性分析法設計

A.2.1 一般穩定性規定

符合本節限制的所有結構，可透過直接模擬結構系統與構材缺陷之二階彈性分析進行設計。適用4.1節所有規定，也需符合下列的額外規定與例外情況。所有與載重相關的效應以載重與強度因子設計法的載重組合計算。

應考量扭轉的影響，包括對構材變形與二階效應的影響。

本節的方法僅適用於雙對稱構材，包含H型鋼、中空斷面與箱型斷面。其他類型構材若能證明適用於此方法者亦可使用。

A.2.2 需求強度計算

對於使用包括直接模擬結構系統與構材缺陷之二階彈性分析的設計，結構構材的需求強度應符合4.2.2節的分析規定，額外規定與例外情況如下所述。

1. 一般分析規定

結構分析應符合下列規定：

(a)分析應考量構材扭轉變形。

(b)分析應考慮幾何非線性，包括結構的 $P-\Delta$ 、 $P-\delta$ 與扭轉效應。不可使用4.5節近似二階分析法。

(c)在所有情況下，分析應直接模擬因構材之兩交點偏離其標稱位置(系統缺陷)，與構材沿長度方向之初始不直度或偏移(構材缺陷)的初始缺陷效應。設計時應採用最大可能的初始缺陷位移，即在所考慮的載重組合下，此初始位移類型應為對結構產生最大失穩效應者。不得使用虛擬載重代表任一類型的初始缺陷。

2. 勁度調整

用以決定需求強度的結構分析應使用4.2.3節第3項之勁度折減。此包括係數0.8與 τ_b 的勁度折減，應使用在有助於結構穩定的所有勁度。不得使用虛擬載重代表 τ_b 引致的二階效應。

A.2.3 可用強度計算

對於使用包括直接模擬結構系統與構材缺陷之二階彈性分析的設計，結構構材的可用強度應依第五章到第十一章的規定計算，下列無需考慮整體結構穩定性的規定者除外。

構材的標稱抗壓強度 P_n 可取全斷面抗壓強度 $F_y A_g$ 或具細長肢材的 $F_y A_e$ ，其中 A_e 定義於6.7節。

解說：(本節解說尚未討論)

此方法要求對結構進行嚴格的二階分析。許多辦公大樓設計的分析過程以傳統的二階分析方法分析，該方法僅包括 $P-\Delta$ 與 $P-\delta$ 效應，而沒有考慮與構件扭轉相關的二階效應，這對無支撐長度接近或超過 L_r 的構件有極大的影響。此處定義的二階分析包括因翹曲束制而產生的額外構件扭轉強度和勁度的效益，此效益可保守地忽略，詳參閱解說。

在分析初始缺陷時，應考慮與由載重和預期挫屈所致之位移相似的初始位移。構件交點之初始偏移量(系統缺陷)大小應基於允許的施工公差，如AISC鋼結構建築和橋樑規範或其他要求，或根據已知的實際缺陷。當這些偏移量是由於施工誤差引起時，應根據規範規定的不垂直度考慮公差1/500，對於構件的不直度(構件缺陷)，通常考慮1/1000的公差。其他要求則參考解說。

勁度折減包含影響扭矩之構件扭轉特性(GJ 及 EC_w)，其中一種作法為採用 $0.8\tau_b$ 以折減之 E 與 G ，並保留構件斷面之原始幾何條件。

若僅考慮此勁度折減於部分構件，可能會造成結構產生人為的扭曲並導致預期外的力量重新分配。此問題可以藉由將折減勁度考慮於所有構件，包含未對於穩定性產生貢獻的構件。

A.3 非彈性分析之設計**A.3.1 一般規定**

結構系統及其構材與接合的可用強度應不小於非彈性分析所得的需求強度。本節條文不適用於耐震設計。

非彈性分析應考量：(a)撓曲、剪力、軸向與扭轉的構材變形，及會導致結構位移的所有其他元件與接合之變形；(b)二階效應(包含 $P-\Delta$ 、 $P-\delta$ 與扭轉效應)；(c)幾何缺陷；(d)非彈性導致的勁度折減，包括可能受殘餘應力影響而擴大的斷面部分降伏效應，與(e)系統、構材與接合之強度與勁度的不確定性。

當本分析提供較高之可靠度時，由本節先前規定之非彈性分析所得的強度極限狀態不受本規範對應的條文限制。未由非彈性分析所得的強度極限狀態應依第五章至第十一章的規定評估。

接合應符合2.3.3節之規定。

受非彈變形影響的構材與接合應具有與結構系統之預期行為一致的韌性。不允許因構材或接合斷裂導致的力量重分配。

允許使用非彈性分析設計構材與接合以符合此一般規定的任何方法。符合上述強度規定之非彈性分析的設計方法、A.3.2節的韌性規定與A.3.3節的分析規定均符合此一般規定。

A.3.2 韌性規定

肢材降伏的構材與接合應適當設計，使各元件的非彈性變形需求小於或等於其非彈性變形容量。產生塑鉸之鋼構材應符合下列規定，以替代確保非彈性變形需求小於或等於其非彈性變形容量。

1. 材料

產生塑性鉸之鋼構材的規定最小降伏應力 F_y 應不大於 4.6 tf/cm^2 (450MPa)。

2. 斷面

構材在產生塑鉸位置之斷面應為受壓肢材寬厚比不大於 λ_{pd} 的雙對稱斷面，其中 λ_{pd} 除依下列條件修正外，其餘等於表2.4-1b的 λ_p ：

(a)受壓彎之H型鋼、矩形中空斷面與箱型斷面的腹板寬厚比 h/t_w ：

(1) 當 $P_u/\phi_c P_y \leq 0.125$

$$\lambda_{pd} = 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(1 - \frac{2.75 P_u}{\phi_c P_y} \right)} \quad (\text{A.3-1})$$

(2) 當 $P_u/\phi_c P_y > 0.125$

$$\lambda_{pd} = 1.12 \sqrt{\frac{E}{F_y} \left(2.33 - \frac{P_u}{\phi_c P_y} \right)} \geq 1.49 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{A.3-2})$$

其中：

P_u ：需求軸壓力，由載重與強度因子設計法的載重組合求得，tf (kN)。

P_y ：軸向降伏強度 $= F_y A_g$ ，tf (kN)。

h ：詳2.4.1節的定義，cm (mm)。

t_w ：腹板厚度，cm (mm)。

ϕ_c ：受壓之強度折減因子 $= 0.90$ 。

(b) 矩形中空斷面與箱型斷面之翼板，及螺栓或銲接接合線間之翼板蓋板的寬厚比 b/t 。

$$\lambda_{pd} = 0.94 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{A.3-3})$$

其中：

b ：詳2.4.1節的定義，cm (mm)。

t ：詳2.4.1節的定義，cm (mm)。

(c) 受撓之圓形中空斷面的徑厚比 D/t

$$\lambda_{pd} = 0.045 \frac{E}{F_y} \quad (\text{A.3-4})$$

其中：

D ：圓形中空斷面外徑，cm (mm)。

3. 無支撐長度

產生塑性鉸的均勻構材之無支撐長度 L_b 應大於下列計算的 L_{pd} 。對於僅受撓或受撓與受拉組合的構材， L_b 應取受壓翼板防止側向位移之支撐點間的長度，或避免斷面扭轉之支撐點間的長度。對於受撓與受壓組合的構材， L_b 應取抵抗弱軸側向位移與斷面扭轉之支撐點間的長度。

(a) 強軸受彎之H型鋼斷面構材：

$$L_{pd} = \left(0.12 - 0.076 \frac{M_1'}{M_2} \right) \frac{E}{F_y} r_y \quad (\text{A.3-5})$$

其中：

r_y ：對弱軸之迴轉半徑，cm (mm)。

(1) 當支撐長度範圍內任一位置之彎矩值大於 M_2 ：

$$M_1'/M_2 = +1 \quad (\text{A.3-6a})$$

否則：

$$(2) \text{ 當 } M_{mid} \leq (M_1 + M_2)/2$$

$$M_1' = M_1 \quad (\text{A.3-6b})$$

$$(3) \text{ 當 } M_{mid} > (M_1 + M_2)/2$$

$$M_1' = (2M_{mid} - M_2) < M_2 \quad (\text{A.3-6c})$$

其中：

M_1 ：無支撐長度端點之較小彎矩值，tf-cm (N-mm)。

M_2 ：無支撐長度端點之較大彎矩值(取正值)，tf-cm (N-mm)。

M_{mid} ：無支撐長度中點彎矩值，tf-cm (N-mm)。

M_1' ：無支撐長度與 M_2 相異端之有效彎矩，tf-cm (N-mm)。

當 M_1 或 M_{mid} 分別與 M_2 在同一側翼板受壓時， M_1 與 M_{mid} 取正值，否則取負值。

(b)強軸受彎之矩形實心斷面、矩形中空斷面與箱型斷面

$$L_{pd} = \left(0.17 - 0.10 \frac{M_1'}{M_2} \right) \frac{E}{F_y} r_y \geq 0.10 \frac{E}{F_y} r_y \quad (\text{A.3-7})$$

對於所有受軸壓與產生塑鉸之構材，對強軸與弱軸之側向無支撐長度應分別不大於 $4.71r_x\sqrt{E/F_y}$ 與 $4.71r_y\sqrt{E/F_y}$ 。

產生塑鉸之構材符合下列條件者無 L_{pd} 的限制：

(a)僅受彎曲，或受拉彎之圓形或方形斷面構材。

(b)僅弱軸受彎曲，或弱軸受拉彎作用之構材。

(c)僅受拉之構材。

4.軸力

為確保產生塑鉸之受壓構材的韌性，需求軸壓力不可大於 $0.75F_yA_g$ 。

A.3.3 分析規定

結構分析應符合A.3.1節之一般規定，允許以符合本節二階非彈性分析之規定執行。

例外：對於未受軸壓的連續梁，允許進行一階非彈性或塑性分析，不必符合A.3.3節第2與3項的規定。

1.材料的性質與降伏準則

分析時，所有鋼構材與接合的規定最小降伏應力 F_y 與勁度應以0.9的因子折減，符合A.3.3節第3項規定者除外。

非彈性反應的計算應考量軸力與強、弱軸彎矩的影響。

構材斷面的塑性強度應於分析中以其軸力與強、弱軸彎矩表示的完美彈塑性降伏準則，或以完美彈塑性材料的應力-應變關係直接模擬。

2.幾何缺陷

在所有情況下，分析應直接模擬因構材之兩交點偏離其標稱位置(系統缺陷)，與構材沿長度方向之初始不直度或偏移(構件缺陷)的初始缺陷效應。設計時應採用最大可能的初始缺陷位移，即在所考慮的載重組合下，此初始位移類型應為對結構產生

最大失穩效應者。不得使用虛擬載重代表任一類型的初始缺陷。

3. 殘餘應力與部分降伏的效應

分析應包含殘餘應力與部分降伏的影響。在分析中直接模擬此效應，或依4.2.2節第3項規定折減所有結構元件的勁度。

若符合4.2.2節第3項之規定，則勁度折減與斷面強度可依下列規定計算：

(a) A.3.3節第1項採折減因子0.9折減勁度者，應以彈性模數 E 乘上0.8之折減取代。

(b) 以軸力與強、弱軸彎矩表示之完美彈塑性降伏準則應符合公式(9.1-1a)與(9.1-1b)定義之斷面強度限制，其中 $P_c = 0.9P_y$ ， $M_{cx} = 0.9M_{px}$ 與 $M_{cy} = 0.9M_{py}$ 。

解說：(本節解說尚未討論)

本節之設計規定與A.2節之需求無關。

符合此規定而進行一般塑性分析和設計的規定請參閱解說。

附錄 B 積水設計

B.1 適用範圍

本附錄提供屋頂系統是否具有足夠強度與勁度以抵抗積水的方法。此方法適用於梁構材均勻配置且其載重均勻加載之矩形平版屋頂。

屋頂系統符合 B.2 或 B.3 節規定的構材，應可視為具有足夠的強度與勁度以防止積水。

B.2 積水簡化設計

若符合下列兩個條件，屋頂系統在積水情況下視為穩定且無需額外考量：

$$C_p + 0.9C_s \leq 0.25 \quad (\text{B.2-1})$$

$$I_d \geq 3940S^4 \quad (\text{B.2-2})$$

其中：

$$C_p = \frac{504L_s L_p^4}{I_p} \quad (\text{B.2-3})$$

$$C_s = \frac{504S L_s^4}{I_s} \quad (\text{B.2-4})$$

I_d ：次要構材支撐的鋼承板慣性矩， mm^4/m 。

I_p ：主要構材慣性矩， mm^4 。

I_s ：次要構材慣性矩， mm^4 。

L_p ：主要構材長度， m 。

L_s ：次要構材長度， m 。

S ：次要構材間距， m 。

對於桁架與鋼桁小梁，在上述公式中使用時，慣性矩 I_p 與 I_s 的計算應包括腹桿應變的影響。鋼承板在主要構材的直接支撐下應視為次要構材。

解說：(本節解說尚未討論)

當僅使用桁架或托梁弦材區域來計算慣性矩時，由於腹板構材應變其慣性矩通常應減少15%。

B.3 積水改良設計

當需要比公式(B.2-1)與(B.2-2)更準確地評估構架勁度時，允許使用本節規定。

定義應力指數為：

$$U_p = \left(\frac{0.8F_y - f_o}{f_o} \right)_p, \text{ 主要構材} \quad (\text{B.3-1})$$

$$U_s = \left(\frac{0.8F_y - f_o}{f_o} \right)_s, \text{ 次要構材} \quad (\text{B.3-2})$$

其中：

F_y ：規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

f_o ：由標稱雨或雪載重(不包括積水作用)，與依 2.2 節規定之其他載重同時作用而造成蓄水

所引致的應力。

由主要與次要構材組成的屋頂構架，依下列方法評估組合勁度。使用圖 B.3-1 帶入計算所得之主構材的應力指數 U_p ，水平移動到次要構材計算所得之 C_s 柔度係數曲線，並向下移動獲得橫坐標之柔度係數上限值。主要構材之使用 C_p 值若不大於前述所得之柔度係數上限值，則主要與次要構材組成的組合勁度足以避免積水；若否，則需剛性較大的主要或次要構材，或兩者的組合。

使用圖 B.3-2 須遵循類似步驟。

以一系列由牆支承之等間距梁構材組成的屋頂構架，依下列方法評估勁度。此梁構材視為受無限剛性之主構材支撐的次要構材。於此情況，使用圖 B.3-2 帶入計算所得之應力指數 U_s ，其柔度係數上限值 C_s 由 U_s 值的水平線與 $C_p=0$ 的曲線交點決定。

由較小深跨比且跨於直接支承在柱構材之梁構材間的鋼承板屋頂，依下列方法評估防止積水的穩定性。使用圖 B.3-1 或圖 B.3-2，將屋頂鋼承板視為次要構材，其 C_s 為 1 m 寬度的柔度係數 ($S=1.0$)。

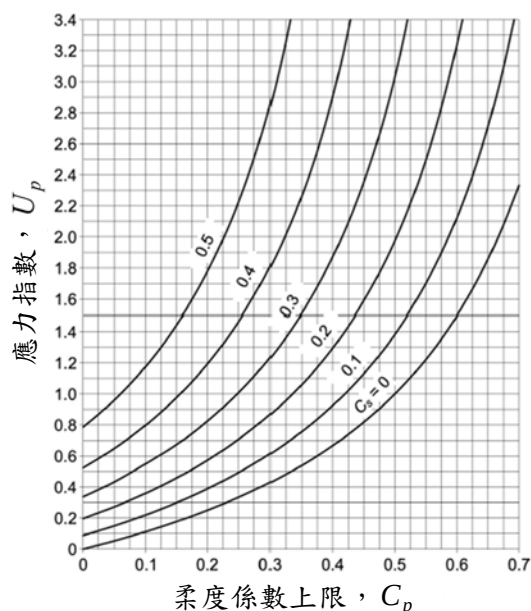


圖 B.3-1 主要構材系統的柔度係數限制

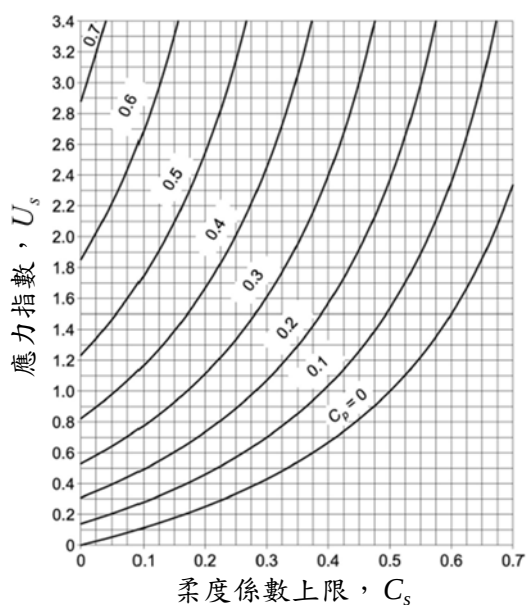


圖 B.3-2 次要構材系統的柔度係數限制

附錄C 疲勞設計

(本附錄條文與解說尚未討論)

C.1 適用範圍

受疲勞載重之構材及接合應依照本附錄之規定設計之。本規範中，疲勞定義為構材經足夠多次之應力變動後所產生之斷裂現象，此種斷裂現象受應力差值、反復載重次數及結構細部影響。

應力差值之定義為某一點因服務活載重變動所造成之應力變化幅度，若應力改變方向，其值為該處反復張應力與壓應力絕對值之和，或反復剪應力兩個方向絕對值之和。

全滲透開槽銲時，依公式(C.4-1)計算的應力差值只適用於有超音波或射線檢查的電銲，並滿足鋼結構施工規範的 4.5 節之檢驗要求者。

若服務活載重變動次數小於 20,000 次，則無須評估其耐疲勞性。

若服務活載重變動造成之應力差值小於應力差值門檻 F_{TH} ，則無須評估其耐疲勞性。

本附錄所述之耐疲勞性，適用於有適當防蝕或僅受輕度腐蝕性環境之結構。

本附錄所述之耐疲勞性，只適用溫度不超過 150°C 之結構。

設計者應提供包括接合的詳細圖或明確訂出設計的結構使用年限內之循環次數、剪力、彎矩、扭力及軸力的最大值與應力差值。

解說：

本附錄對受疲勞載重之構材及接合之各項要求係針對橋梁、廠房之天車梁、設備基礎或類似會發生疲勞之構材與接合。但是設計規範規定下之地震力、風力設計並不需要考慮本附錄之規定。

若服務活載重變動範圍內應力都是壓力，則不須考慮疲勞。

C.2 載重狀況、鋼材之類型與部位

設計承受反復變動服務活載重之構件與接頭，應考慮應力反復次數、服務活載重變動下之應力差值以及疲勞細部之分類。疲勞設計參數，如表 C-1。

表C-1 疲勞設計參數

說明	應力分類	C_f	應力差值 門檻 F_{TH} (tf/cm ²)	潛在之裂縫起點
第 1 節 鋼材遠離任何電銲				
1.1 軋製或乾淨表面之母材，不包含未塗裝之耐候鋼。焰切邊之粗糙度不大於 25μm，且無內彎角。	A	250x10 ⁸	1.68	遠離所有電銲與結構接頭
1.2 未塗裝之耐候鋼，具軋製或乾淨表面。焰切邊緣粗糙度不大於 25μm，且無內彎角。	B	120x10 ⁸	1.12	遠離所有電銲與結構接頭
1.3 有鑽孔或擴孔之構件。構件在截除、切割處有內彎角及其他幾何不連續，並符合本附錄 5.6 節之規定者。但扇形銲接孔除外。	B	120x10 ⁸	1.12	在任意外緣或孔周圍
1.4 軋製斷面，具符合 11.6.4 節及本附錄 E.6 節之扇形銲接孔。桿件設置鑽孔或擴孔用螺栓與輕量斜撐連接。	C	44x10 ⁸	0.70	在扇形銲接孔的銲接彎角或次要螺栓接合之小孔

表 C-1 疲勞設計參數(續)

說明	應力分類	C_f	應力差值 門檻 F_{TH} (tf/cm ²)	潛在之裂縫起點
第 2 節 機械接合所連結之材料				
2.1 採用摩阻型高強度螺栓疊接接合之母材全斷面積	B	120×10^8	1.12	通過接近螺栓孔之全斷面
2.2 採用承壓型高強度螺栓疊接接合之母材淨斷面積，但鋼板表面及螺栓安裝符合摩阻型接合之要求。	B	120×10^8	1.12	起始於淨斷面之孔邊
2.3 採用未施加預拉力螺栓接合之母材淨斷面。不包含眼桿及樞接板。	D	22×10^8	0.49	起始於淨斷面之孔邊
2.4 眼桿或樞接板之母材淨斷面	E	11×10^8	0.32	起始於淨斷面之孔邊

表 C-1 疲勞設計參數(續)

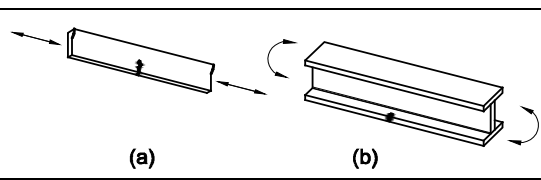
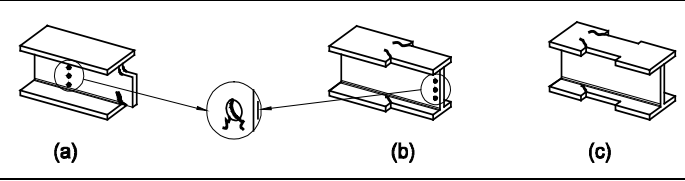
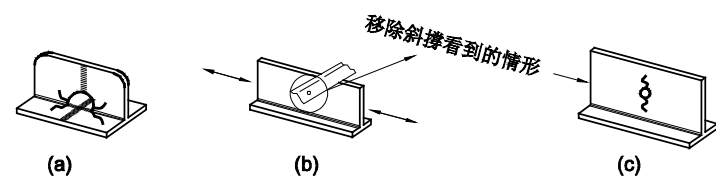
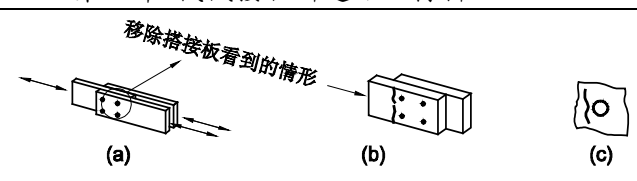
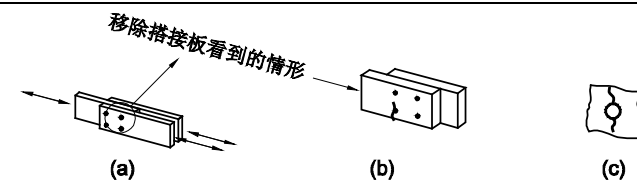
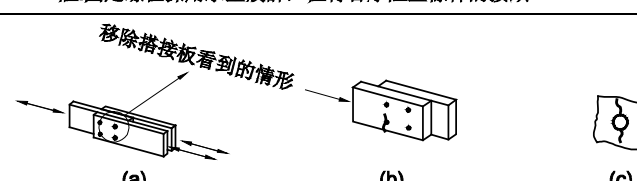
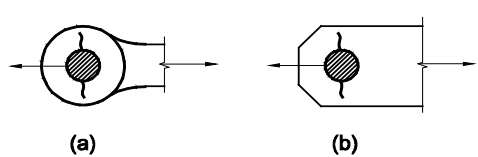
圖例	
第 1 節 鋼材遠離任何電銲	
1.1	 (a) (b)
1.2	
1.3	 (a) (b) (c)
1.4	 (a) (b) (c)
第 2 節 機械接合所連結之材料	
2.1	 (a) (b) (c) 註:圖是採用摩擦型螺栓接頭
2.2	 (a) (b) (c) 註:圖是螺栓採用承壓設計, 但符合摩擦型條件的接頭
2.3	 (a) (b) (c) 註:圖示剛好鎖緊的螺栓, 鉋釘或其他緊固件。
2.4	 (a) (b)

表 C-1 疲勞設計參數(續)

說明	應力分類	C_f	應力差值 門檻 F_{TH} (tf/cm ²)	潛在之裂縫起點
第 3 節 組合斷面中連接肢材之鐸道				
3.1 無附加物構材之母材與鐸道，構材以鋼板或型鋼採連續縱向全滲透鐸道或用填角鐸道組合而成，採用全滲透鐸道時，應於另一側背鏟後補鐸(即雙面開槽之全滲透鐸道或移除背襯板之單邊開槽之全滲透鐸)。	B	120×10^8	1.12	遠離鐸道端部之鐸道表面或鐸道內部的不連續處
3.2 無附加物構材之母材與鐸道，構材以鋼板或型鋼，採連續縱向具背襯板全滲透鐸道或部分滲透開槽鐸道組合而成。全滲透鐸道鐸接後，背襯板未移除。	B'	61×10^8	0.85	鐸道表面或鐸道內部的不連續處，包括連接背襯板之鐸道
3.3 母材在扇形鐸接孔之縱向鐸道終點。	D	22×10^8	0.49	從電鐸終點延伸至腹板或翼板
3.4 母材在縱向斷續填角鐸道之端點	E	11×10^8	0.32	母材在斷續鐸道之兩端
3.5： (1) 蓋板比翼板窄時，位於縱向鐸道端部或蓋板端部橫向鐸道處之母材。 (2) 蓋板比翼版寬時，蓋板端部橫向鐸道處之母材。 翼板厚度 $t_f \leq 20mm$ 翼板厚度 $t_f > 20mm$	E E'	11×10^8 3.9×10^8	0.32 0.18	鐸道終點鐸趾處之翼板、縱向鐸道終點處之翼板或蓋版比翼板寬時之翼板邊緣
3.6 蓋板比翼板寬且無端部橫向鐸道時之縱向鐸道端部處之母材。	E'	3.9×10^8	0.18	在蓋板電鐸端部之翼板邊緣

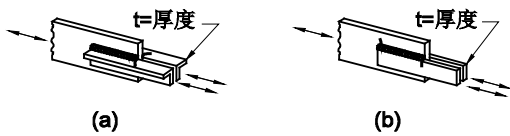
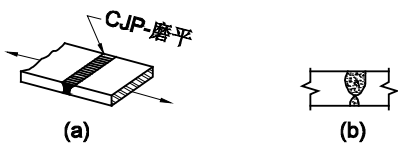
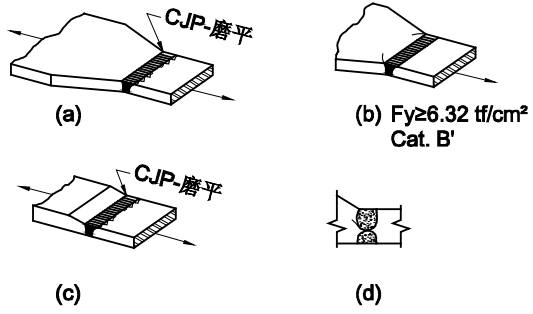
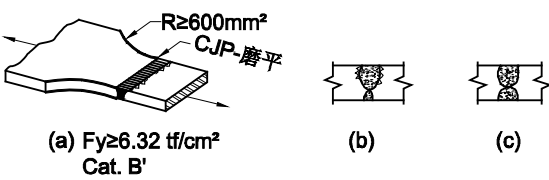
表 C-1 疲勞設計參數(續)

圖例	
第 3 節 組合斷面中連接肢材之銲道	
3.1	(a) (b) (c)
3.2	(a) (b) (c)
3.3	(a) (b)
3.4	(a) (b)
3.5	(a) (b) (c)
3.6	(a) (b)

表C-1 疲勞設計參數(續)

說明	應力分類	C_f	應力差值 門檻 F_{TH} (tf/cm ²)	潛在之裂縫起點
第 4 節 具縱向填角銲道之端部接頭				
4.1 以縱向銲接連接之受軸力桿件，位於桿件交接處端部之母材。銲道應平衡配置避免偏心。 $t \leq 12mm$ $t > 12mm$	E E'	11×10^8 3.9×10^8	0.32 0.18	由銲道端部延伸至母材
第 5 節 垂直於應力方向之銲接接合				
5.1 熱軋或組合斷面對接處，位於或鄰近全滲透開槽銲道之銲材與母材，銲道之銲冠有沿應力方向磨平，並依照鋼結構施工規範 4.5 節之要求，進行銲道超音波或放射線檢驗且合格。	B	120×10^8	1.12	在銲道內部之不連續處或沿熔融面
5.2 鋼板對接處，平行應力方向之厚度或寬度漸變段斜率不大於 1:2.5，位於或鄰近全滲透開槽銲道之銲材與母材，銲道之銲冠有沿應力方向磨平，並依照鋼結構施工規範 4.5 節之要求，進行銲道超音波或放射線檢驗且合格。 $F_y < 6.32 \text{ tf/cm}^2$ $F_y \geq 6.32 \text{ tf/cm}^2$	B B'	120×10^8 61×10^8	1.12 0.85	銲道之內部不連續處、沿熔融面或漸變段起點(當 $F_y \geq 6.32 \text{ tf/cm}^2$)
5.3 母材降伏強度大或等於 6.32 tf/cm 與銲道位於或鄰近全滲透開槽銲道續接，銲道之銲冠有沿應力方向磨平，平行應力方向，鋼板寬度方向採用圓弧形漸變段，其半徑不小於 600 mm，圓弧端點與開槽銲道正交，並依照鋼結構施工規範 4.5 節之要求，進行銲道超音波或放射線檢驗且合格。	B	120×10^8	1.12	在銲道內部之不連續處或沿熔融面

表C-1 疲勞設計參數(續)

圖例	
第 4 節 具縱向填角銲道之端部接頭	
4.1	 (a) (b)
第 5 節 垂直於應力方向之銲接接合	
5.1	 (a) (b)
5.2	 (a) (b) $F_y \geq 6.32 \text{ tf/cm}^2$ Cat. B' (c) (d)
5.3	 (a) $R \geq 600 \text{ mm}^2$ $F_y \geq 6.32 \text{ tf/cm}^2$ Cat. B' (b) (c)

表C-1 疲勞設計參數(續)

說明	應力分類	C_f	應力差值 門檻 F_{TH} (tf/cm ²)	潛在之裂縫起點
第 5 節 電銲接頭垂直於應力方向				
5.4 銲道與母材位於或鄰近 T 形接合、L 形接合或對接續接中，銲冠未移除之全滲透開槽銲道銲趾，若厚度方向有漸變段，其斜率不大於 1:2.5，並依照鋼結構施工規範 4.5 節之要求，進行銲道超音波或放射線檢驗且合格。	C	44×10^8	0.70	銲道銲趾之表面不連續處，延伸進入母材或銲道
5.5 銲道與母材在受拉力鋼板端部之橫方向，以部分滲透開槽銲道 T 形接合、L 形接合或對接，有補強或圍繞之填角銲道。 F_{sr} 應取銲趾或根部開裂容許應力差值之小值。 裂縫起始於銲道之銲趾：	C	44×10^8	0.70	銲道銲趾之幾何不連續處，延伸進入母材
裂縫起始於銲道之根部：	C'	公式 (C.4-4)	未提供	受拉力之銲道根部，延伸進入並穿過銲道
5.6 銲道與母材在受拉力鋼板端部之橫方向，在鋼板對側採用成對之填角銲。 F_{sr} 應取銲趾或根部開裂容許應力差值之小值。 裂縫起始於銲道之銲趾：	C	44×10^8	0.70	銲道銲趾之幾何不連續處，延伸進入母材
裂縫起始於銲道之根部：	C''	公式 (C.4-5)	未提供	受拉力之銲道根部，延伸進入並穿過銲道
5.7 母材在受拉力鋼板、鋼梁之腹板或翼板，橫向加勁板之橫向填角銲道銲趾處。	C	44×10^8	0.70	填角銲道銲趾之幾何不連續處，延伸進入母材

表C-1 疲勞設計參數(續)

圖例	
第 5 節 電銲接頭垂直於應力方向	
5.4	因彎拉應力引起之潛在裂縫之起點
5.5	潛在可能因為彎拉應力產生裂縫之位置
5.6	潛在因為彎拉應力產生裂縫
5.7	

表C-1 疲勞設計參數(續)

說明	應力分類	C_f	應力差值 門檻 F_{TH} (tf/cm ²)	潛在之裂縫起點
第 6 節 橫向構材銲接接合處之母材				
6.1 母材於細部結構處，如圖示，細部結構採用全滲透開槽銲道接合，只受縱向載重，當細部結構包含半徑為 R 之圓弧，銲道終點經磨順，並依照鋼結構施工規範 4.5 節之要求，進行銲道超音波或放射線檢驗且合格。 $R \geq 600mm$ $600mm > R \geq 150mm$ $150mm > R \geq 50mm$ $50mm > R$	B C D E	120×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8	1.12 0.70 0.50 0.32	構材邊靠近圓弧端點處
6.2 母材於細部結構處，如圖示，細部結構所連接之母材厚度相同，且採用全滲透開槽銲道接合，受橫向力同時不論有無受縱向力，當細部結構包含半徑為 R 之圓弧，銲道終點經磨順，並依照鋼結構施工規範 4.5 節之要求，進行銲道超音波或放射線檢驗且合格。 當銲冠被移除時： $R \geq 600mm$ $600mm > R \geq 150mm$ $150mm > R \geq 50mm$ $50mm > R$ 當銲冠未被移除時： $R \geq 600mm$ $600mm > R \geq 150mm$ $150mm > R \geq 50mm$ $50mm > R$	B C D E C C D E	120×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8 44×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8	1.12 0.70 0.50 0.32 0.70 0.70 0.50 0.32	靠近圓弧端點處、銲道、熔融面、構材或附加物 在沿構材邊緣或附加物之銲趾處

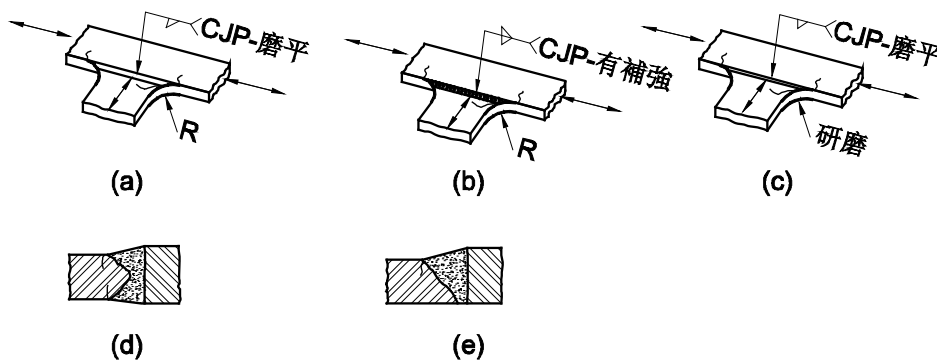
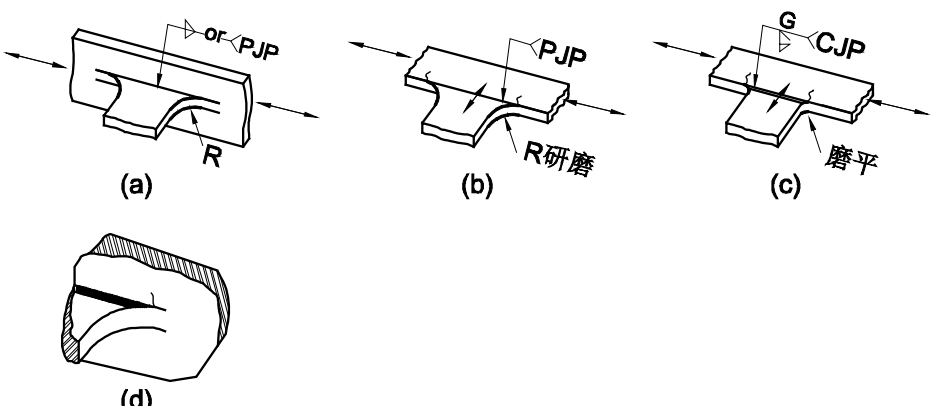
表C-1 疲勞設計參數(續)

圖例	
第 6 節 橫向構材銲接接合處之母材	
6.1	(a) (b) (c)
6.2	(a) (b) (c) (d) (e)

表 C-1 疲勞設計參數(續)

說明	應力分類	C_f	應力差值 門檻 F_{TH} (tf/cm ²)	潛在之裂縫起點
第 6 節 橫向構材銲接接合處之母材				
6.3 母材於細部結構處，細部結構所連接之母材厚度不同，且採用全滲透開槽銲道接合，受橫向力(不論是否受縱向力)，當細部結構包含半徑為 R 之圓弧，銲道終點經磨順，並依照鋼結構施工規範 4.5 節之要求，進行銲道超音波或放射線檢驗且合格。 當銲冠被移除時： $R > 50mm$ $R \leq 50mm$ 當銲冠未被移除時： 任何半徑	D E E	22×10^8 11×10^8 11×10^8	0.50 0.32 0.32	在沿較薄母材邊緣之銲趾處 在小半徑銲道終點 在沿較薄母材邊緣之銲趾處
6.4 受縱向力之母材於橫向構材處，橫向構材不論有無橫向力，以平行應力方向之填角銲或半滲透開槽銲道接合，當細部結構包含半徑為 R 之圓弧，銲道終點經磨順 $R > 50mm$ $R \leq 50mm$	D E	22×10^8 11×10^8	0.50 0.32	起始於在電銲終止處之母材或在延伸進入母材銲道趾部

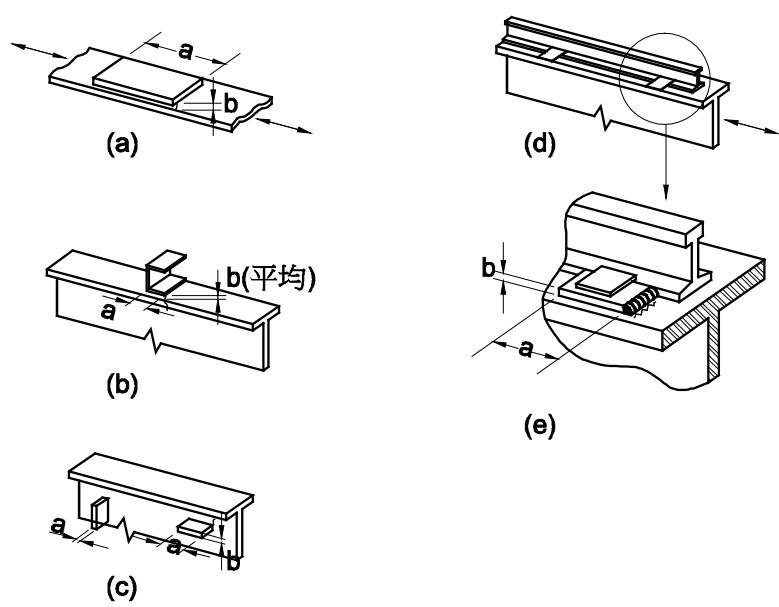
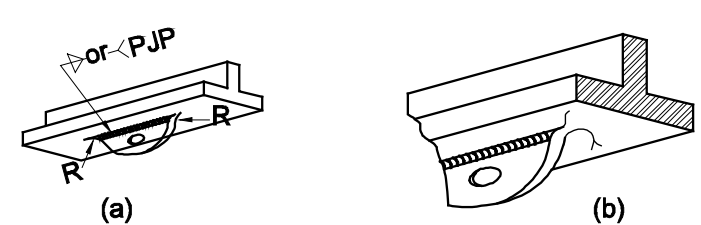
表C-1 疲勞設計參數(續)

圖例	
第 6 節 橫向構材銲接接合處之母材	
6.3	 Diagram (a) shows a weld joint with a CJP (Complete Joint Penetration) and a fillet weld with radius R. The label 'CJP-磨平' indicates the CJP is ground smooth. Diagram (b) shows a weld joint with a CJP and a fillet weld with radius R. The label 'CJP-有補強' indicates the CJP has reinforcement. Diagram (c) shows a weld joint with a CJP and a fillet weld with radius R. The label 'CJP-磨平' indicates the CJP is ground smooth, and '研磨' indicates grinding. Diagram (d) shows a cross-section of a weld joint with a fillet weld and a stress distribution diagram. Diagram (e) shows a cross-section of a weld joint with a fillet weld and a stress distribution diagram.
6.4	 Diagram (a) shows a weld joint with a PJP (Partial Joint Penetration) and a fillet weld with radius R. The label 'or PJP' indicates the joint is a partial joint penetration. Diagram (b) shows a weld joint with a PJP and a fillet weld with radius R. The label 'PJP' indicates the joint is a partial joint penetration, and 'R 研磨' indicates grinding of the radius. Diagram (c) shows a weld joint with a G (Groove) and a CJP (Complete Joint Penetration). The label 'CJP' indicates the joint is a complete joint penetration, and '磨平' indicates grinding. Diagram (d) shows a cross-section of a weld joint with a fillet weld and a stress distribution diagram.

表C-1 疲勞設計參數(續)

說明	應力分類	C_f	應力差值 門檻 F_{TH} (tf/cm^2)	潛在之裂縫起點
第 7 節 在短附加物處之母材 1				
7.1 受縱向應力母材於細部結構處，細部結構之銲道平行或垂直於應力方向，細部結構未包含圓弧段，附加物在應力方向長度為 a，厚度為 b： $a < 50mm$ $50mm \leq a \leq 12b$ 與 $100mm$ 之小值 $a > 100mm$，且 $b > 20mm$ $a > 12b$ 與 $100mm$ 之小值，且 $b \leq 20mm$	C D E E'	44×10^8 22×10^8 11×10^8 3.9×10^8	0.70 0.50 0.32 0.18	銲道端點或銲趾之母材，延伸進入母材
7.2 受縱向應力母材於細部結構處，細部結構以填角銲道或半滲透開槽銲道接合，不論細部結構有無受橫向力，細部結構包含半徑為 R 之圓弧，銲道終點經磨順： $R > 50mm$ $R \leq 50mm$	D E	22×10^8 11×10^8	0.50 0.32	銲道端點之母材或在延伸進入母材之銲趾處
1 "附加物" 係指任何銲接於主構材之鋼件。附加物之存在造成主構材內之應力流不連續，導致主構材抵抗疲勞能力之降低。				

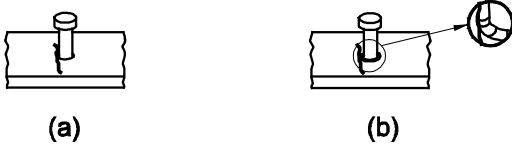
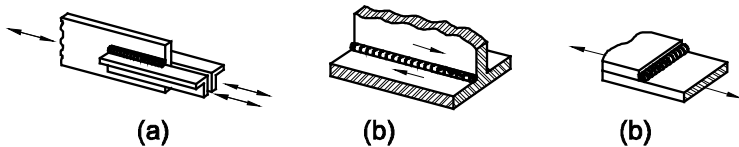
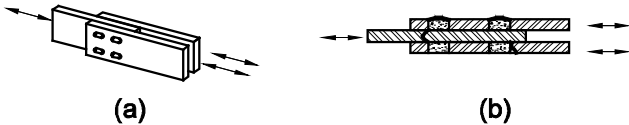
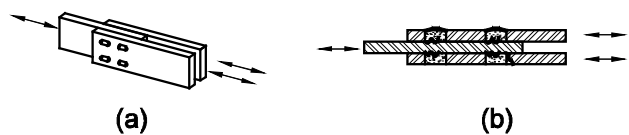
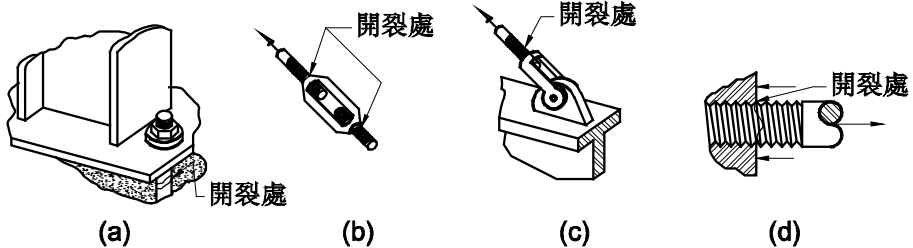
表C-1 疲勞設計參數(續)

圖例	
第 7 節 在短附加物處之母材 1	
7.1	 Diagrams (a) through (e) illustrate various fatigue crack configurations in a base metal under different loading conditions. (a) shows a crack of length a and width b under tension. (b) shows a crack of length a and average width $b(\text{平均})$ under tension. (c) shows a crack of length a and width b under tension. (d) shows a crack of length a and width b under tension. (e) shows a crack of length a and width b under tension.
7.2	 Diagrams (a) and (b) illustrate fatigue crack configurations in a base metal under different loading conditions. (a) shows a crack of length a and width b under tension, with a note indicating $\Delta \sigma < PJP$ and R. (b) shows a crack of length a and width b under tension, with a note indicating R.

表C-1 疲勞設計參數(續)

說明	應力 分類	C_f	應力差值 門檻 F_{TH} (tf/cm^2)	潛在之裂縫起點
第 8 節 其他				
8.1 母材於剪力釘銲接處，剪力釘以填角銲或植釘銲與母材接合。	C	44×10^8	0.70	在銲道趾部之母材
8.2 承受剪力之縱向或橫向填角銲道。	F	150×10^{10} (公式 A-5.4-2)	0.56	起始於填角銲道之根部，延伸進入銲道
8.3 母材於塞孔銲道或塞槽銲道處	E	11×10^8	0.32	塞孔銲道或塞槽銲道端點之母材，延伸進入母材
8.4 承受剪力之塞孔銲道或塞槽銲道	F	150×10^{10} (公式 A-5.4-2)	0.56	搭接處之銲道表面，延伸進入銲道
8.5 鎖至緊貼狀態之高強度螺栓、一般螺栓、錨定螺桿、螺牙拉桿。張力面積承受活載重與槓抬作用引致之應力差幅。	G	3.9×10^8	0.49	螺紋之根部，延伸進入螺栓或螺牙桿件

表C-1 疲勞設計參數(續)

圖例	
第 8 節 其他	
8.1	 (a) (b)
8.2	 (a) (b) (b)
8.3	 (a) (b)
8.4	 (a) (b)
8.5	 (a) (b) (c) (d)

C.3 最大應力和應力差值

計算應力時應以彈性分析為依據，載重應採用服務載重，應力不需要因為幾何不連續而再乘以應力集中放大係數。

受軸向拉力的螺栓和螺桿，計算應力時應包括槓抬作用的影響。在軸向應力與彎矩組合之各最大應力，應為負載同時施加之應力。

對於具有對稱軸斷面的構件，螺栓和鉚道應以對稱佈置為原則，若有偏心亦應考慮其對應力的影響。

對於受軸向力的角鋼，若接合鉚道之重心位於角鋼斷面重心在連接肢之投影和連接肢中心之範圍內，其偏心之影響可忽略。否則，接頭偏心之影響應納入應力差值之計算。

C.4 鋼材及鉚接接合之容許應力差值

鋼材及鉚接接合在服務活載重變動下之應力差值，不得超過依下列規定計算之容許應力差值。

應力分類 A、B、B'、C、D、E 和 E' 之容許應力差值 F_{SR} ，應依公式(C.4-1)計算：

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f \times 3.48 \times 10^{-4}}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq F_{TH} \quad (C.4-1)$$

其中：

C_f ：常數，依表 C-1 的應力分類。

F_{SR} ：容許應力差值，tf/cm² (MPa)。

F_{TH} ：應力差值門檻，依照表 C-1，tf/cm² (MPa)。

n_{SR} ：設計年限內應力差值之總作用週次 = 平均每日應力差值作用週次 × 365 × 年(設計年限)。

應力分類 F 之容許應力差值 F_{SR} ，應依公式(C.4-2)計算：

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f \times 1.3 \times 10^{-7}}{n_{SR}} \right)^{0.167} \geq F_{TH} \quad (C.4-2)$$

受拉力鋼板之端部以全滲透開槽鉚(CJP)、部分滲透開槽鉚(PJP)、填角鉚或前述鉚接型式組合施作成十字形接合、T 形接合或 L 形接合時，其鉚道趾部之容許應力差值，應依下列規定決定：

1. 應力分類 C 之受拉力鋼板，其容許應力差值 F_{SR} ，應依公式(C.4-3)計算：

$$F_{SR} = \left(\frac{C_f \times 1.5 \times 10^6}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq F_{TH} \quad (C.4-3)$$

2. 應力分類 C' 之受拉力鋼板，若採用橫向 PJP 開槽鉚，不論有無補強角鉚，其容許應力差值 F_{SR} ，應依公式(C.4-4)計算：

$$F_{SR} = R_{PJP} \left(\frac{C_f \times 1.5 \times 10^6}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq F_{TH} \quad (C.4-4)$$

其中：

R_{PJP} ：橫向 PJP 開槽鉚之折減係數，依下列公式計算：

$$R_{PJP} := \left(\frac{0.955 - 0.867 \left(\frac{2a}{tp} \right) + 1.058 \left(\frac{w}{tp} \right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (C.4-5)$$

$2a$: 受拉力鋼板端部銲接面厚度方向未銲接之尺寸, cm (mm)。

w : 補強角銲在受拉力鋼板厚度方向之尺寸, cm (mm)。

t_p : 受拉力鋼板之厚度, cm (mm)。

3.應力分類 C''之受拉力鋼板, 若採用橫向填角銲, 其容許應力差值 F_{SR} , 應依公式 A-5.4-6 計算。

$$F_{SR} = R_{FIL} \left(\frac{1.523 \times 10^6}{n_{SR}} \right)^{0.333} \quad (C.4-6)$$

其中：

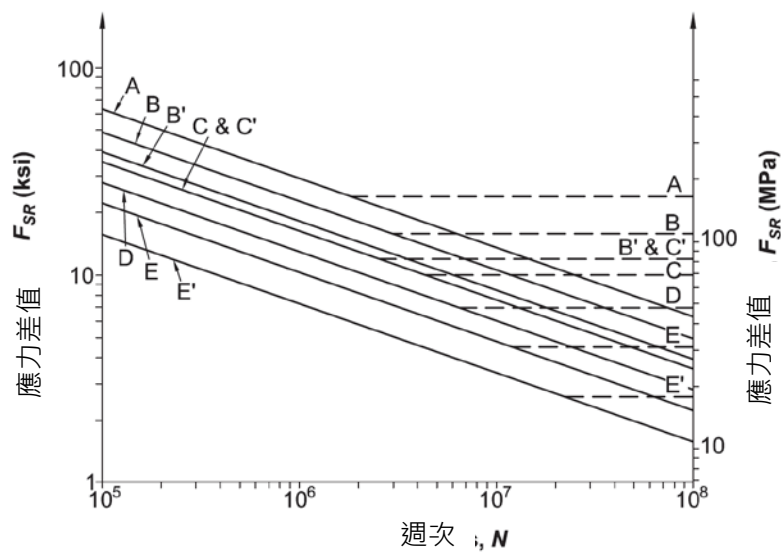
R_{FIL} : 接頭僅使用一對橫向填角銲道時, 容許應力差值之折減係數。

$$R_{FIL} \left(\frac{0.088 + 1.058 \left(\frac{w}{tp} \right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (C.4-7)$$

解說：

抗疲勞能力經由造成損壞之週次 N 與應力差值 S_r 之指數關係推導, 成為 $N = \frac{C_f}{S_r^n}$ 形式。

以上之關係常被畫成線性對數函數 ($\log N = A - n \log S_r$)。圖CC.4-1係將抗疲勞曲線分成 A, B, B', C, C', D, E and E'等類。這些關係依照美國與國際上(Keating and Fisher, 1986)大量試驗之資料庫所建立的。容許應力差值已經依照 C_f 係數調整。



圖CC.4-1抗疲勞曲線

C.5 螺栓及螺牙桿件之容許應力差值

螺栓與螺牙桿件在服務活載重變動下之應力差值，不得超過依下列規定計算之容許應力差值：

- 1.以螺栓或螺牙桿件傳遞剪力時，其連接材料在服務活載重變動下之最大容許應力差值，不得超過公式(C.4-1)所規定之容許應力差值，其中 C_f 與 F_{TH} 依表 C-1 第 2 節之規定。
- 2.以切割、研磨或冷軋方式製作螺牙之高強度螺栓、普通螺栓和螺牙桿件，其受軸向力、彎矩加上由槓抬作用在淨斷面所造成最大拉應力差值，不得超過公式(C.5-1)(應力分類 G)計算之容許應力差值。拉力淨斷面積 A_t ，依照公式(C.5-2)。

$$F_{SR} = \left(\frac{1.28 \times 10^{11}}{n_{SR}} \right)^{0.333} \geq 0.49 \quad (C.5-1)$$

$$A_t = \frac{\pi}{4} \left(d_b - \frac{0.9743}{n} \right)^2 \quad (C.5-2)$$

其中：

d_b ：標稱直徑(即桿身直徑)，cm (mm)。

n ：每 cm 螺牙數。

在螺栓夾距內的材料有非鋼材，或螺栓預拉力未達表 11.3-1 之值，所有加載在接頭上之軸向力與彎矩以及槓抬作用之影響，應假設全部由螺栓或螺牙桿件承受。

在螺栓夾距內的材料只有鋼材，且螺栓預拉力達表 11.3-1 之值，可依照連接鋼材與螺栓之相對勁度進行分析，求得因全部服務載重、彎矩以及槓抬作用所產生之螺栓應力差值。替代方法，應力差值應該假設由螺栓或螺牙桿件之淨拉力面積，承受 20% 因靜載重、活載重與其他載重產生軸力與彎矩之絕對值。

C.6 製造和安裝之特殊要求

若使用縱向背襯板時可無移除，但必須採用連續之縱向背襯板且須以連續填角銲固定之。若接頭較長，背襯板需要續接時，應以全滲透銲道對接，並於組立前將銲冠磨平。

採用橫向全滲透銲道之接合承受拉力時，若採用背襯板，則背襯板應該全部移除，且移除後銲道應進行背剷然後補銲。採用橫向全滲透銲道之 T 型或 L 型接合，另須在內凹角加一道腳長 $t/4$ 但不須超過 10 mm 之補強填角銲。

鋼材之熱切邊若受疲勞應力，其表面粗糙度不得超過 25 μm 。

切割、截除及扇形銲接孔之彎角，其半徑不得小於 10 mm，並應以預鑽再擴孔、沖孔再擴孔或熱切割製作之，若採用熱切割，切割表面應研磨光亮平順。

在拉應力區的橫向對接接頭，銲接時應使用導銲板，且銲接起弧與熄弧應在導銲板上為之。不得使用銲液擋板取代導銲板。導銲板應於銲接後移除，銲道端部應與構件邊緣齊平且表面應研磨平順。

承受疲勞載重填角銲之回頭銲，應符合 11.2.2 節之規定。

附錄 D 結構防火設計

本附錄提供在火災情況下鋼構元件、構架與系統之設計與評估準則。其準則提供材料在高溫時之入熱量、熱膨脹與力學性質衰減的確定，這些材料性質將導致結構元件與系統在高溫下強度與勁度的逐漸下降。

解說：(本節解說尚未討論)

本附錄所謂的“高溫”是指僅由火災引起的溫度。

本附錄的規定乃結合2018 *International Building Code*、ASCE/SEI/SFPE 29-05 *Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection*、Eurocode 3 *Design of Steel Structures: Part 1.2*結構火害設計之一般規定、與Eurocode 4 *Design of Composite Steel and Concrete Structures: Part 1.2*結構火害設計之一般規定的條文。

D.1 一般規定

本附錄採用的方法提供符合本節中概述之設計應用的法規證據。

D.1.1 性能目標

結構元件、構材與構架系統應在設計基準火災下能維持承載功能，且符合建築特定用途的其他性能規定。

結構耐火性的方法或防火屏障的設計準則需評估承載結構的變形時，應採用變形準則。在起火的區劃內，由設計基準火災產生的力量與變形應不導致水平或垂直區劃的破裂。

D.1.2 工程分析設計

允許使用 D.2 節的分析方法說明鋼構架在設計基準火災情況下的預期性能。D.2 節的方法提供符合 D.1.1 節所確立之性能目標的證據。

在符合適用建築規範的規定下，允許使用 D.2 節的分析方法以證明替代材料或方法的等效性。

使用 D.2 節之火災情況的結構設計，應符合 2.3.1 節的規定以載重與強度因子設計法設計，惟依 D.2.4 節第 3 項之進階分析進行設計者除外。環境強度因子應與載重與強度因子設計法一起使用。

D.1.3 驗證試驗法設計

鋼構架允許使用 D.3 節的驗證試驗法依適用建築規範要求的標準防火測試協定說明其耐火性能。

D.1.4 載重組合與需求強度

當適用建築規範無防火設計規定時，結構與其元件的需求強度，應依下列之重力載重組合決定：

$$(0.9 \text{ 或 } 1.2) D + A_T + 0.5L \quad (D.1-1)$$

其中：

A_T ：D.2.1 節定義之設計基準火災導致的標稱力量與變形。

D ：標稱靜載重。

L ：標稱活載重。

虛擬載重 $N_i = 0.002Y_i$ 應與公式(D.1-1)規定的載重結合。其中， N_i 為 4.2.2 節第 2(b) 項定義且施加在構架第 i 層的虛擬載重， Y_i 為施加在構架第 i 層以公式(D.1-1)計算的重力載

重。除另有規定外， D 與 L 為建築物耐震設計規範規定的標稱載重。

解說：(本節解說尚未討論)

ASCE/SEI 7第2.5節包含特殊事件(包括火災)的公式(D.1-1)。通常依據ASCE/SEI7考慮減少活載重。

D.2 火災情況分析的結構設計

結構構材、元件與構架可依本節規定進行高溫設計。

D.2.1 設計基準火災

設計基準火災應先確定，以描述結構的加熱條件與冷卻條件。其加熱與冷卻條件應與存在於設定火災區域內的可燃物與防火區劃特性有關。在決定總可燃物載量時，應考慮基於空間用途的燃料載量密度。加熱與冷卻條件應依熱通量或由火災產生的上部氣體層溫度給定。加熱與冷卻條件隨時間的變化，應依火災持續的時間決定。

本節分析法應符合適用建築規範允許之替代材料、設計與方法的規定。當 D.2 節中的分析方法用以證明 D.3 節驗證試驗所得之小時等級的等效性時，允許依 CNS 12514-1 決定設計基準火災。

1. 局部火災

當火災的熱釋放率不足以造成閃燃時，可假設為局部火災。在此情況下，從火焰與煙霧到結構的輻射熱通量，應使用可燃物的成分、燃料陣列的佈置與燃料佔用的地板面積決定。

2. 閃燃後區劃火災

當火災的熱釋放率足以造成閃燃時，可假設為閃燃後區劃火災。由火災引起的溫度與時間曲線的決定應包括可燃物載量、空間的通風特性(自然與機械)、區劃大小及區劃邊界的熱特性。

特定區域的火災持續時間應根據空間中的總可燃物質量或燃料載量決定。無論是局部火災或閃燃後區劃火災，其火災持續時間是由總可燃物質量除以質量損失率決定。

3. 開口噴出火焰

外部結構因閃燃後區劃火災於從窗戶或其他牆壁開口噴射出火焰的曝露效應，應與內部火災通過開口的熱輻射一併考慮。火焰噴射的形狀與長度應一併考慮火焰與外部鋼結構間的距離以決定鋼所受的熱通量。應使用 D.2.1 節第 2 項的方法描述內部區劃火災的特性。

4. 主動防火系統

在描述設計基準火災時，應考慮主動防火系統的影響。

若在無灑水系統之空間安裝自動排煙與排熱口時，應由計算決定產生的煙溫。

D.2.2 火災情況下結構系統的溫度

由設計基準火災引起之加熱條件所引致結構構材、元件與構架的溫度，應以熱傳分析決定。

D.2.3 高溫時之材料性質

高溫時之材料性質應由實驗數據決定。如缺乏實驗數據，允許使用本節規定的材料性質，其材料性質不適用於降伏強度大於 4.6 tf/cm^2 (450 MPa) 之鋼材，或標稱抗壓強度大於 560 kgf/cm^2 (55 MPa) 之混凝土。

1. 熱伸長

熱膨脹係數應取下列之值：

(a) 結構鋼材與鋼筋：溫度高於 66°C 時，熱膨脹係數應為 $1.4 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ 。

(b)混凝土：溫度高於 66℃ 時，常重混凝土熱膨脹係數應為 $1.8 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ ，輕質混凝土熱膨脹係數應為 $7.9 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ 。

2. 高溫時的力學性質

構架的結構分析應考慮結構構材、元件與系統之強度與勁度的衰減。

(a)對於鋼材，在高溫 T 時用於結構分析的參數 $F_y(T)$ 、 $F_p(T)$ 、 $E(T)$ 與 $G(T)$ 應使用表 D.2-1 定義之各折減係數 k 乘以該常溫(20℃)性質。其中， $F_p(T)$ 、 $F_y(T)$ 、 $E(T)$ 與 $G(T)$ 分別為在高溫 T 時鋼材之比例限度強度、降伏強度、彈性模數與剪力彈性模數。表 D.2-1 內的各折減係數 k 允許依溫度 T 內插求得。

(b)對於混凝土，在高溫 T 時用於結構分析的參數 $f'_c(T)$ 、 $E_c(T)$ 與 $\varepsilon_{cu}(T)$ 應使用表 D.2-2 定義之各折減係數 k 乘以該常溫(20℃)性質。其中， $f'_c(T)$ 、 $E_c(T)$ 與 $\varepsilon_{cu}(T)$ 分別為在高溫 T 時混凝土之抗壓強度、彈性模數與極限壓應變。表 D.2-2 內的各折減係數 k 允許依溫度 T 內插求得。輕質混凝土之 ε_{cu} 應從試驗獲得。

(c)對於螺栓，在高溫 T 時用於結構分析的參數 $F_u(T)$ 與 $F_v(T)$ 應使用表 D.2-3 定義之各折減係數 k 乘以該常溫(20℃)性質。其中， $F_u(T)$ 與 $F_v(T)$ 分別為在高溫 T 時螺栓之拉力強度與剪力強度。表 D.2-3 內的各折減係數 k 允許依溫度 T 內插求得。

表 D.2-1 碳鋼在高溫時之力學性質

溫度 °C	$k_E = E(T) / E$ $= G(T) / G$	$k_p = F_p(T) / F_y$	$k_y = F_y(T) / F_y$
20	1.00	1.00	1.00
100	1.00	1.00	1.00
200	0.90	0.807	1.00
300	0.80	0.613	1.00
400	0.70	0.42	1.00
500	0.60	0.36	0.78
600	0.31	0.18	0.47
700	0.13	0.075	0.23
800	0.09	0.05	0.11
900	0.0675	0.0375	0.06
1000	0.045	0.025	0.04
1100	0.0225	0.0125	0.02
1200	0.00	0.00	0.00

表 D.2-2 混凝土在高溫時之力學性質

溫度 °C	$k_c = f'_c(T) / f'_c$		$E_c(T) / E_c$	$\varepsilon_{cu}(T), \%$
	常重混凝土	輕質混凝土		常重混凝土
20	1.00	1.00	1.00	0.25
100	0.95	1.00	0.92	0.35
200	0.90	1.00	0.75	0.46
300	0.85	1.00	0.60	0.59
400	0.74	0.89	0.43	0.75
500	0.60	0.76	0.27	0.97
600	0.45	0.64	0.14	1.20
700	0.30	0.52	0.083	1.37
800	0.17	0.40	0.066	1.45
900	0.09	0.27	0.050	1.49
1000	0.04	0.16	0.033	1.50
1100	0.01	0.05	0.018	1.50
1200	0.00	0.00	0.000	1.50

表 D.2-3 高強度螺栓與鉚道在高溫時之力學性質

螺栓溫度°F (°C)	$F_{nt}(T)/F_{nt}$ 或 $F_{nv}(T)/F_{nv}$	$F_{nw}(T)/F_{nw}$
20	1.000	1.000
100	0.968	1.000
150	0.952	1.000
200	0.935	1.000
300	0.903	1.000
400	0.775	0.876
500	0.550	0.627
600	0.220	0.378
700	0.100	0.130
800	0.067	0.074
900	0.033	0.018
1000	0.000	0.000

D.2.4 結構設計規定**1. 結構完整性**

結構構架與基礎應能夠提供強度與變形能力成為一完整系統，以承受在火災期間並符合其規定的變形限制而產生的結構作用。此結構系統應設計以承受局部破壞，且使整個結構系統保持穩定。構架穩定性與需求強度應依 4.1 節規定計算。

結構應提供連續的載重路徑，以傳遞火災從曝露區至最終抵抗位置的所有力量。

內填充混凝土之複合構材應評估外部鋼元件透氣孔的尺寸與間距，避免該鋼元件因內蒸汽壓力蓄積引致的需求強度超過適用的強度極限狀態。透氣孔尺寸與間距可採用考慮斷面熱傳遞、混凝土含水量、防火措施與其構材允許蓄積壓力的任何合理方法計算。

2. 強度需求與變形限制

結構系統應依結構力學原理所建構的數學模型，與評估該模型中結構構材因設計基準火災溫度產生的內力與變形，以證明符合規定。

個別構材的設計可用強度應具有抵抗依此決定之需求剪力、軸力與彎矩。

在設計基準火災下，結構構材的設計與細節應能抵抗所施加之載重與變形，以符合 D.1.1 節的性能目標。當所提供之耐火方法需依變形準則評估時，結構系統或其構材在設計基準火災下，其變形應不超過規定的限制。

合成樓版在相鄰構架支承處的設計，若能提供接合增加拉力與重分配重力載重需求所引致的效應，其耐火性應允許包括薄膜作用。

3. 進階分析法設計

所有鋼結構建築物的火災情況均可使用進階分析法設計，應依 D.2.1 節的設計基準火災為基準，其分析應包括所造成的熱反應與力學反應。

由設計基準火災導致之熱反應應在每個結構元件產生溫度場，並依 D.2.2 節規定考慮結構元件與防火材料隨溫度改變的熱性質。

結構系統受到設計基準火災計算所得之熱反應，其力學反應導致力與變形。力學反應應明確考慮鋼材隨溫度升高而造成強度與勁度降低、熱膨脹效應、非彈性行為與載重重分配、大變形、時間相依效應(如潛變)、及高溫時材料性質變化而引致的不確定性。邊界條件與接合固接性須與結構設計相符。材料性質應符合 D.2.3 節的規定。

最終的分析應考慮相關的極限狀態，例如：過度的撓度、接合破裂、與整體或局部挫屈。

4. 簡單分析法設計

本節中的分析方法可用於個別構材在火災期間之高溫性能評估。

在曝火期間的支承與束制條件(力、彎矩與邊界條件)可適用常溫下的條件, 假設維持不變。鋼與合成構材的熱反應可使用一維熱傳方程式模擬, 並使用 D.2 節第 1 項設計基準火災決定之最高鋼材溫度。對於撓曲構材, 最高鋼材溫度應指定其下翼板溫度。

鋼材溫度不大於 200°C 時, 構材與接合之設計強度可不考慮於標稱強度之溫度效應。

(a) 受拉設計

構材標稱拉力強度應依 D.2.3 節第 2 項規定的鋼材性質並使用第五章之規定計算, 其溫度假設以最高鋼材溫度均勻分佈於斷面中。

(b) 受壓設計

標稱壓力強度應依 D.2.3 節第 2 項中規定的鋼材性質以公式(D.2-1)取代公式(6.3-2)與(6.3-3), 並使用第六章之規定計算撓曲挫屈的標稱壓力強度:

$$F_{cr}(T) = \left[0.42 \sqrt{\frac{F_y(T)}{F_e(T)}} \right] F_y(T) \quad (D.2-1)$$

其中:

$F_y(T)$: 高溫 T 時之降伏應力, tf/cm^2 (MPa)。

$F_e(T)$: 高溫 T 時之臨界彈性挫屈應力, tf/cm^2 (MPa), 以公式(6.3-4)與 $E(T)$ 計算。

$F_y(T)$ 與 $F_e(T)$ 是使用表 D.2-1 的係數求得。

(c) 受撓曲設計

對於鋼梁, 可假設以下翼板計算所得溫度定值分佈於構材全深度。

構材標稱撓曲強度應依 D.2.3 節第 2 項規定的鋼材性質以公式(D.2-2)至(D.2-9)取代公式(7.2-2)至(7.2-6), 並使用第七章之規定計算無側撐雙對稱斷面構材之側向扭轉挫屈的標稱撓曲強度。

(1) 當 $L_b \leq L_r(T)$

$$M_n(T) = C_b \left\{ F_L(T) S_x + [M_p(T) - M_r(T)] \left[1 - \frac{L_b}{L_r(T)} \right]^{c_x} \right\} \leq M_p(T) \quad (D.2-2)$$

(2) 當 $L_b > L_r(T)$

$$M_n(T) = F_{cr}(T) S_x \leq M_p(T) \quad (D.2-3)$$

其中:

$$F_{cr}(T) = \frac{C_b \pi^2 E(T)}{\left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (D.2-4)$$

$$L_r(T) = 1.95 r_{ts} \frac{E(T)}{F_L(T)} \sqrt{\frac{Jc}{S_x h_o} + \sqrt{\left(\frac{Jc}{S_x h_o} \right)^2 + 6.76 \left[\frac{F_L(T)}{E(T)} \right]^2}} \quad (D.2-5)$$

$$M_r(T) = F_L(T) S_x \quad (D.2-6)$$

$$F_L(T) : = F_y(k_p - 0.3k_y) \quad (D.2-7)$$

$$M_p(T) : = F_y(T)Z_x \quad (D.2-8)$$

$$c_x : = 0.6 + \frac{T}{250} \leq 3.0 \quad (D.2-9)$$

T : 鋼材因意外火曝引致的高溫， $^{\circ}\text{C}$ 。

高溫時材料性質 $E(T)$ 與 $F_y(T)$ ，及係數 k_p 與 k_y 是依表 D.2-1 計算，其他符號於第七章。

(d) 合成梁撓曲設計

對於合成梁，下翼板至腹板中心的溫度應取下翼板計算所得溫度定值分佈，從腹板中心到梁上翼板的溫度應依線性降低但不超過 25%。

合成撓曲構材標稱強度應以鋼材與熱反應之溫度變化一致的折減降伏應力，並使用第十章的規定決定。或者，其標稱撓曲強度 $M_n(T)$ 可使用下翼板溫度 T 計算，如下所示：

$$M_n(T) = k_{cb} M_n \quad (D.2-10)$$

其中：

M_n : 常溫下依第十章規定計算的標稱撓曲強度。

k_{cb} : 與下翼板溫度 T 有關之標稱撓曲強度折減係數，詳表 D.2-4 所示。

表 D.2-4 合成撓曲構材之標稱撓曲強度折減係數

下翼板溫度 $^{\circ}\text{C}$	$k_{cb} = M_n(T) / M_n$
20	1.00
100	0.99
200	0.97
300	0.95
400	0.91
500	0.78
600	0.59
700	0.39
800	0.21
900	0.10
1000	0.04
1100	0.00

(e) 受剪設計

構材標稱剪力強度應依 D.2.3 節第 2 項規定之鋼材性質並使用第八章之規定計算，其假設斷面溫度均勻分佈。

(f) 受組合力與扭矩設計

構材受軸力與對一或兩軸彎矩組合，且無論有無扭矩，其標稱強度應依 D.2.4 節第 4 項結構設計規定，使用第九章之規定計算設計軸向與撓曲強度；應依 D.2.3 節第 2 項高溫時之鋼材性質，使用第九章之規定計算扭矩強度，其中假設斷面溫度均勻分佈。

解說：(本節解說尚未討論)

在低於 200°C 的溫度下，以簡單分析法計算構件強度時，無需考慮鋼材性質的降低；然而，由高溫引起的力量和變形必須考慮。

對於大多數火災情況，均勻加熱和溫度控制著受壓設計。解說中引用了一種方法，考慮不均勻加熱與

因而產生的熱梯度對受壓構件設計強度的影響。因來自曝火樓層的上方和下方樓層較冷柱的旋轉束制，靠桿(重力)柱的強度可以增加。解說中討論了一種考慮旋轉束制有益影響的方法。

D.3 驗證試驗法設計

D.3.1 驗證標準

鋼構造建築的構材與元件應符合CNS 12514-1標準之規定，亦可依D.2節之進階分析法結合CNS 12514-1標準之設計基準火災的火曝試驗，以證明此類標準耐火等級的等效性。

D.3.2 束制構造

對於建築物樓版與屋頂的組件與個別梁，在預期高溫範圍內其周圍或支承結構分別能抵抗與提供由熱膨脹導致的力量與變形時，即存在束制條件。

支撐混凝土版的鋼梁與構架，以鉚接或栓接至整體構架之構材時，應視為束制構造。

D.3.3 非束制構造

不支承混凝土版的鋼梁與構架應視為非束制構造，但構材以栓接或鉚接連接至經特別設計與配置可抵抗高溫效應之周圍構造者除外。

支承於單跨牆體或多跨之端部牆體上的鋼構材應視為非束制構造，但若牆體的設計與配置可抵抗熱膨脹效應者除外。

附錄 E 既有結構物評估

本附錄適用於在簽證工程師要求或合約文件規定時，利用結構分析、載重試驗或結合結構分析與載重試驗之方法，評估既有結構的強度與勁度。符合本附錄的載重測試適用於施加在既有屋頂或樓板的靜態重力載重。

E.1. 一般規定

本附錄條文適用於既有鋼結構物為：(a)驗證特定組合之設計載重，或(b)決定抵抗載重構材或系統之可用強度的評估。當簽證工程師於合約文件指定時，其評估應依 E.3 節的結構分析、E.4 節的載重試驗、或結合結構分析與載重試驗進行評估。

E.2 材料性質

依本附錄進行評估時，允許使用 3.2 節所列以外的鋼種。

E.2.1 需求試驗的決定

簽證工程師應決定 E.2.5 節至 E.2.6 節規定所需的具體試驗，並指明其位置。允許使用適用的專案工程記錄，以減少或免除試驗的需求。

E.2.2 拉力性質

使用 E.3 節結構分析與 E.4 節載重試驗評估時，應建立構材材料的拉力性質，包含降伏應力、抗拉強度與伸長率。製造商或測試實驗室依照 CNS 規定程序提供的材質證明報告或試驗證明報告亦可作為評估的依據。否則，應依 CNS 2111 對結構元件進行拉伸試驗，其取樣試片類型應符合 CNS 2112 規定。

E.2.3 化學成分

若既有結構的修復或修改預期使用銲接時，其鋼材應檢測化學成分以制訂銲接程序規範書。製造商或測試實驗室依 CNS 規定程序提供的材質證明報告或試驗證明報告亦可作為評估的依據。否則，應依 CNS 14570 相關標準的規定進行化性分析，其試驗樣品可使用測定拉伸性能試驗的試片，或於相同位置取樣。

E.2.4 母材衝擊韌性

若定義於 3.2.2 節重型斷面與鋼板的銲接受拉續接接合對結構性能有關鍵性影響時，其鋼材的沙丕凹槽衝擊韌性應符合 3.2.2 節的規定；但若無法符合，則簽證工程師應決定是否需要採取補救措施。

E.2.5 銲材

若結構性能取決於既有的銲接接合時，應取具有代表性的銲材樣品，並進行化學分析與力學試驗以獲得代表此銲材的特性。應判定缺陷大小與其影響，若無法符合結構銲道的相關規定，則簽證工程師應決定是否需要採取補救措施。

E.2.6 螺栓與鉚釘

應檢測具代表性的螺栓樣品以決定標記與分類。若目視檢驗無法對螺栓進行分類時，應取代表性的螺栓樣品，依 CNS 3935 規定試驗以決定其抗拉強度，或可假設為 ASTM A307 螺栓。鉚釘除非藉由文件或測試確定為更高等級，否則可假設為 ASTM A502 Grade 1。

E.3 結構分析評估

E.3.1 尺寸資料

本節評估所使用的所有尺寸，例如跨度、柱高、構材間距、斜撐位置、斷面尺寸、厚度與接合細節等，應在現地調查中決定，或允許從適用的專案設計或具關鍵價值之現場

證明的製作文件決定。

E.3.2 強度評估

構材與接合的力(載重效應)應由適用於結構評估的結構分析決定，其載重效應應依2.2節載重與因子設計法之載重與載重組合求得。

構材與接合的可用強度應依第二章至第十一章及附錄E的適用規定計算。

E.3.3 使用性評估

若需要，應計算並記錄工作載重下的變形。

E.4 載重試驗評估

E.4.1 一般規定

本節僅適用施加於既有屋頂或樓版的靜態垂直重力載重。

若使用載重試驗時，簽證工程師應先分析結構、準備測試計劃，並製定試驗的書面程序。考慮簽證工程師應於計畫中定義倒塌與(/或)永久變形的等級，並包括在試驗期間防止任何狀況發生的程序。

E.4.2 以試驗方式決定載重額度

為決定既有地板或屋頂結構的測試載重等級，試驗載重應依簽證工程師的計劃逐漸增加，且在各載重階段應目視檢查結構之損壞或即將破壞的跡象。若遇到前述跡象或任何其他異常情況，應採取防止倒塌的措施。

結構的試驗強度應取最大施加的試驗載重加上現場的靜載重。樓版結構的活載重額度應以 $1.2D + 1.6L$ 為測試強度決定之，其中， D 為結構的標稱靜載重， L 為結構試驗後求得之標稱活載重。對於屋頂結構，應以 L_r 、 R 或 S 替代 L 。

其中：

L_r ：標稱屋頂活載重。

R ：由雨水或雪引致的標稱載重，但不包括積水。

S ：標稱雪載重。

若適用的建築規範要求更嚴格的載重組合時，應符合其規定。

當達到使用載重且確認非彈性結構行為開始後，應周期性卸載，以記錄永久變形量與非彈性變形的大小。在試驗期間應參考加載前的初始位置監測關鍵位置的結構變形(例如構材的變形)，以證明在維持最大試驗載重一小時後，其結構變形的增加量不會超過維持載重開始時的10%。若需再證明符合規定，可重複此試驗程序。

移除試驗載重後，仍應記錄24小時的結構變形以確定永久變形量。

若無法對整體結構進行載重試驗時，應選擇一單元或至少包含一個代表最關鍵條件且完整跨間區域進行測試。

E.4.3 使用性評估

當指定進行載重試驗時，應漸增加載至結構的工作載重。此載重應維持一小時，並應記錄維持一小時期間之起始與結束時的變形。

E.5 評估報告

既有結構評估完成後，簽證工程師應撰寫評估報告，報告應說明此評估是依結構分析、載重試驗或結合結構分析與載重試驗所執行。此外，當採用載重試驗時，報告書應包括進行試驗

時所使用的載重與載重組合，及載重-變形與時間-變位關係，亦應包括設計文件、材料試驗報告與輔助材料試驗等所有相關資訊。報告應說明其結構(包括所有構材與接合)是否能承受此載重效應。

附錄 F 構材穩定性側撐

本附錄提供側撐所需的最小強度與勁度，以發展柱、梁或梁柱構材的需求強度。

解說：(本節解說尚未討論)

對於抗側力系統的穩定性要求已於第四章中敘述。本附錄的規定適用於一般不包含在整體結構分析模型中的支撐，但卻可提供單柱構件、梁構件和梁柱構件所需的穩定性。對應此附錄的註釋亦提供了如何使用這些規定來提升桁架穩定性的指南。

本章節主要提供附錄 F 中對梁、柱及梁柱構件為保持穩定性，對其支撐的設計及發展應用背景的說明。對於桁架穩定性支撐的設計，其受壓弦桿可對應於梁構件的受壓翼板。本章節包括特定支撐對桁架系統及其他系統的應用。

F.1 一般規定

側撐系統應具有本附錄規定的強度與勁度。當一側撐系統同時支撐多個構材時，其側撐的強度與勁度應符合所有被支撐構材之需求強度的總和，且應考慮該系統中個別元件的柔度。側撐所提供勁度的評估，應考慮接合與錨定細節的效應。

側撐構材與其接合的可用強度與勁度應分別不小於其需求強度與勁度。經合理分析結果顯示其較小值者除外。

在端部與中間有側撐點之柱、梁與梁柱構材的設計為符合F.2、F.3與F.4節之規定，可依第六章與第七章中定義的長度 L_c 與 L_b ，且取其側撐點間距離。

下列項目用以代替F.2、F.3與F.4節規定：

- (a)側撐的需求強度與勁度可使用符合第四章或附錄A規定的二階分析求得，且包括側撐點偏移標稱位置的型態，此型態將對側撐引致最大需求。
- (b)側撐的需求勁度可依挫屈分析決定的理想勁度乘以 $2/\phi$ (載重與強度因子設計法)或 2Ω (容許強度設計法)求得。側撐的需求強度可依F.2、F.3與F.4節的規定決定。
- (c)對於上述分析方法，在端部與中間有側撐點且符合上述規定之構材，設計時，有效長度 L_c 與 L_b 可取小於其側撐點間距離。

解說：(本節解說尚未討論)

對於支撐強度和勁度更詳細分析在註釋中提供。框架支撐(前版規範稱之為相對支撐)用於控制限制支撐點之間一段支撐構件的角度偏差(亦即該段的一端相對於另一端的橫向位移)。點式支撐(以前稱為節點支撐)用於控制限制支撐點處的位移，而無需與相鄰支撐點有互制關係。連續支撐系統係沿整體構件長度配置的支撐所組成。

F.2、F.3及F.4節中對的穩定性支撐要求是基於常見支撐條件下的理想化挫屈分析模型得到。對於更複雜的支撐條件，可透過數值分析方法以獲得更大的通用性、準確性和效率性。F.1節的解說就為上述考慮提供了指引。

Winter(1958, 1960)發展了對於支撐設計的概念，其中必須同時滿足兩種要求：強度及勁度。Ziemian(2010)亦提供了對此議題的額外討論。附錄F對支撐之設計要求是基於上述要求，並據此考慮2種通用的支撐系統：(1)框架式支撐；(2)點式支撐，如圖CF-1所示。在過去數版的規範中，“相對性支撐”即為本版規範所指的框架式支撐，而“節點式支撐”即為本版規範所指的點式支撐。本版規範做此更動是為了使用詞上更為精確。

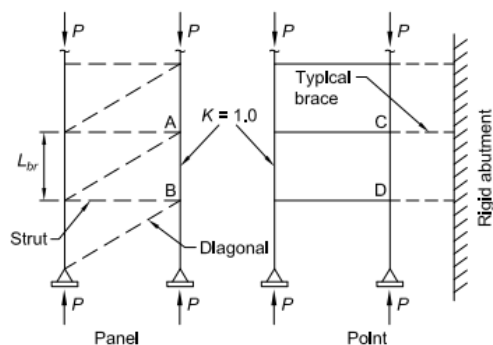
所謂的框架式支撐系統，對於柱構件來說，是沿著柱長提供兩點支撐。兩點間的距離定義為無支撐長度 L_{br} 。圖CF-1(a)中顯示了框架式支撐系統係由斜桿及直桿組成，此組合系統可抑制圖中無側撐長度 L_{br} 兩端A、B兩點的變形。斜桿及直桿的內力是由此系統所支撐的梁及柱構件的內力分解而成，斜桿

鋼結構設計規範及解說

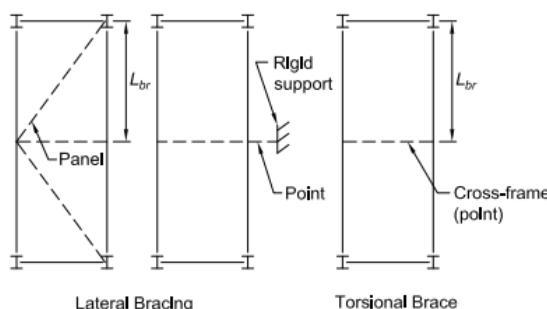
及直桿共同提供了框架式支撐系統的強度及勁度。然而，當直桿為樓板梁構件及斜桿為斜撐構件時，通常樓板梁構件的軸向勁度遠大於斜撐勁度。在此條件下，框架式支撐系統的強度及勁度被斜撐所控制。

所謂的點式支撐，是柱構材僅在支撐點上限制其移動，且相鄰支撐點間沒有直接的互制效應。在兩個相鄰支撐點上之長度定義為 L_{br} 。圖CF-1(a)亦顯示了節點側撐系統係由一系列由支撐點(C點，D點)連結至剛性支座的獨立構件所組成。這些獨立構件的內力“非”由被支撐構件的內力分解而成。

梁的斜撐框架側撐系統通常係由具斜桿的系統組成，如圖CF-1(b)所示。但梁的節點側撐系統通常具有一個連桿連結至外在的支承(通常是其他側向支撐)；或者是在兩個相鄰的梁構材間具有一組抗扭立面構架，進而使梁構件在該處有抗扭(而非抵抗側向變形)的能力。



(a)柱構材側撐

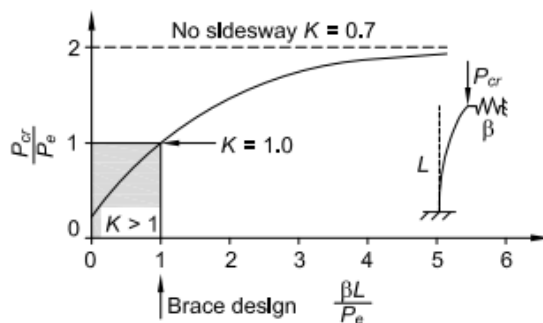


(b)梁構材側撐

圖CF-1 側撐系統類型

6.2及6.3節中所提對支撐的設計要求足以讓構件在有效長度下，產生最大強度，此處所指的有效長度係指兩個支撐點間梁或柱構件的無支撐稱長度 L_c 或 L_b 。滿足6.2及6.3節中所提的設計要求一般來說仍無法讓梁柱構件產生對應當 L_c 或 L_b 小於 L_{br} 時的強度。意即，上述梁或柱構件強度的發展是基於有效長度係數 K 小於1.0而得。

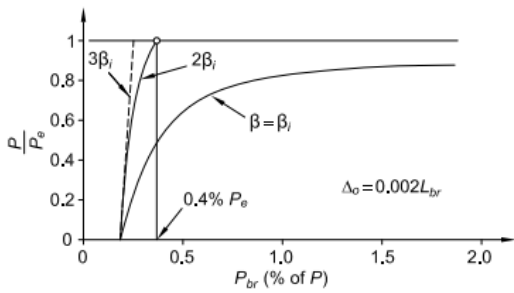
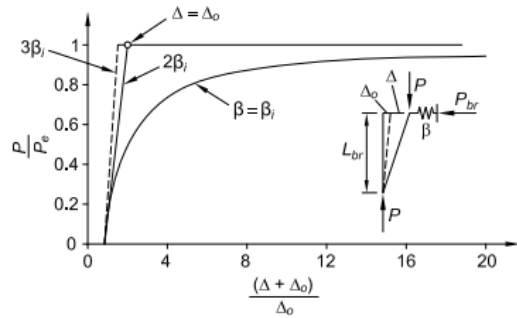
圖CF-2展示了一根在自由端具支撐的懸臂柱，其挫屈臨界載重與支撐勁度間的相對關係。若理想化支撐的勁度，使 $L_c = L_{br} = L$ ，此系統的臨界挫屈載重為 $P_{cr} = P_e = \pi^2 EI / L_{br}^2$ ，則所對應的支承勁度為 P_e / L_{br} 。若支撐的勁度為 $5P_e / L_{br}$ ，則該系統臨界挫屈載重提高至 $P_{cr} = \pi^2 EI / (0.7L_{br})^2$ 的95%，此時的 $L_c = 0.7L_{br}$ 。若支撐勁度趨近於無窮大，則臨界挫屈載重 $P_{cr} = \pi^2 EI / (0.7L_{br})^2$ 。



圖CF-2 懸臂柱構件頂部具有可變剛度的支撐

此外，有關支撐是否可達到特定的轉角或韌性限制的決定，已超出了本附錄所限定的範圍。F.2節和F.3節中分別針對柱和梁構件，規定了支撐所需的勁度，定義為 β_{br} ，其為理想化支撐勁度乘以 $2/\phi$ (LRFD)和 2Ω (ASD)，其中 $\phi=0.75$ ， $\Omega=2.00$ 。支撐的需求強度 P_{br} 為考慮支撐於支點處的初始缺陷(或是柱構件的面外初始變形) Δ_o 和支撐勁度 β 。支撐強度需求是得自不考慮 ϕ 及 Ω 下的標稱支撐勁度。支撐的設計採用了獨立的阻抗係數和安全係數來共同提供強度。

對於柱構件的框架支撐系統來說，支撐勁度、柱載重及側向變位間的關係如圖CF-3所示。如果支撐勁度 β 等於完美垂直構件的理想支撐勁度 β_i (註:此處沒定義 β_i ，應為 P_e/L (Yura and Helwig, (1995))，則此系統的側向位移隨著 P 接近 P_e 而變大。如此大的位移會產生很大的支撐反力，因此就工程實務上來說，變形(Δ)必須保持在一個較小的範圍。



Member-Out-of-Straightness. Winter (1960) developed the concept of a dual criteria for bracing design, strength and stiffness, and he derived the interrelationship between them using simple models. He showed that the brace force is a function of the initial column out-of-straightness, Δ_o , and the brace stiffness β . The concept is illustrated for the relative brace system shown in Figure 3, where the brace, represented by the spring at the top of the column, controls the movement at the top Δ relative to the column base. Summation of moments about point A gives $P\Delta_T = \beta L(\Delta_T - \Delta_o)$ where $\Delta_T = \Delta + \Delta_o$. If $\Delta_o = 0$ (an initially perfectly plumb member), then $P_{cr} = \beta L$ which indicates that the load increases as the brace stiffness. The brace stiffness required in the sway mode to reach the load corresponding to Euler buckling between brace points, P_e , is called the ideal stiffness, β_i , where $\beta_i = P_e/L$ in this case.

圖CF-3 初始構件不垂直的影響

對於圖CF-3所示的框架支撐系統，若使支撐勁度 β_{br} 等於 $2\beta_i$ ，並且假設初始位移 $\Delta_o = L_{br}/500$ ，則 $V_{br} = 0.004P_e$ 。在前述的公式中，如圖CF-4所示， L_{br} 是相鄰支撐點之間的距離， β_o 是由(1)安裝誤差；(2)垂直力及側力的一階效應；(3)結構側向載重，以及(4)或其他來源造成的一階效應(此效應發生於桿件軸向受壓前)，例如溫差，接合滑移等，而引致支撐點的相對橫向位移。如第三章的附註中所述， β_o 採 $L_{br}/500$ 為反應吊裝公差，該公差源自於AISC《鋼結構建築和橋樑標準實踐規範》(AISC, 2016a)中所規定的構架最大面外不垂直度。同樣的，對於梁的抗扭支撐，初始旋轉角 θ_o 假設為 $L_{br}/(500h_o)$ ，其中 h_o 為翼板形心之間的距離。對於 β_o 和 θ_o 的其他規定，規範允許按比例修正支撐所需的強度 V_{br} 、 P_{br} 及 M_{br} 。

對於多柱具有支撐的情況，考量到柱構件不可能皆朝同一方向產生面外公差，Chen and Tong(1994)建議利用安裝公差公式 $\Delta_o = L_{br}/(\sqrt{500n_o})$ 來計算之平均初始位移。其中， n_o 為具支撐的柱構件數量，且每根柱均引入隨機分佈的面外公差 Δ_o 。

被折減的面外公差 Δ_o 與導致支撐點之間產生額外的面外偏移的一階效應相加後，確定了支撐系統的總力。在這種情況下，假設使用框架支撐系統，則該系統中的總剪力可由CF-1得出。

$$V_{br} = V_{1st} + 2 \frac{P_r}{L_{br}} \Delta_{o,total} \quad (CF-1)$$

其中：

L_{br} ：框格內的無支撐長度，cm (mm)。

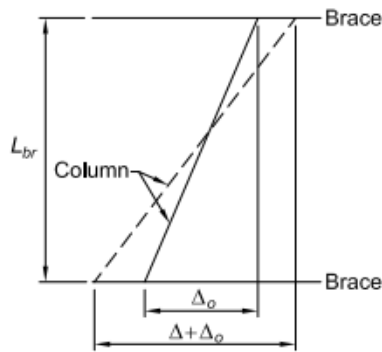
P_r : 受支撐柱構件中軸力的總和，tf (kN)。

V_{1st} : 支撐系統中由垂直力及(或)側向力引致的一階剪力或結構上的側向載重，或溫度效應等，tf (kN)。

$\Delta_{o,total}$: 由於(1)組立公差，(2)垂直力及(或)側向載重造成的一階效應，或(3)其他來源造成的一階效應(此效應發生於桿件軸向受壓前)，例如溫差，接合滑移等，造成在無支撐長度的兩端點之間的總相對位移，cm (mm)。

在支撐系統的一階力量未知的情況下，若實際提供的支撐勁度(未折減之標稱勁度) β_{act} 大於 β_{br} ，則側向框架支撐強度需求 V_{br} ，或側向點支撐的支撐強度需求 P_{br} ，可以用以下因子修正：

$$\frac{1}{2 - \frac{\beta_{br}}{\beta_{act}}} \quad (CF-2)$$



圖CF-4 框架與點式支撐之初始位移定義

在框架支撐系統中，若一階剪力有被考慮，則公式(CF-2)所得之係數可用於修正公式(CF-1)的第二項中，成為公式(CF-3)。

$$V_{br} = V_{1st} + \frac{1}{1 - \frac{\beta_{br}}{\beta_{act}}} \frac{P_r}{L_{br}} \Delta_{o,total} \quad (CF-3)$$

若將式(CF-2)中的 β_{br} 帶入式(CF-3)，可看出框架支撐系統的總剪力為一階剪力加上受支撐的總垂直載重， P_r ，作用在框架的二階變形下所產生的 $P-\Delta$ 效應(Griffis and White, 2013)所產生的二階剪力。公式(CF-3)中的第二項是假設柱構件兩端受支撐處皆為鉸接，此即Winter提出的點支撐模型(Winter, 1960)。為了考慮構件穿越過支撐點時之曲率及連續性所引致的額外支撐力量，公式(F.2-1)中所定義的支撐力量會被放大，此效應將於F.2節中說明。

經由White等人的研究發現(Prado and White, 2015; Lokhande and White, 2015)，公式(CF-2)對於在增加 β_{act}/β_{br} 的條件下，有低估抗扭支撐需求強度的趨勢。所以此公式並不建議使用於抗扭支撐。

若支撐系統中的接合為柔性或允許滑動，則此效應需被考慮於支撐需求中。接合及支撐系統應被視為串聯進行勁度的計算。因此，對於點支撐來說，實際的支撐勁度是與接合及支撐勁度用串聯的方式來表示，如公式(CF-4)所示。實際的支撐系統勁度 β_{act} ，是比接合勁度 β_{conn} 及支撐勁度 β_{brace} 還小。在計算支撐力量的需求時，只要 Δ_o 夠小，足以讓構件到達其最大強度時仍完好，則可藉由增加 Δ_o 的方式來將接合的滑動的效應考慮進去。

$$\frac{1}{\beta_{act}} = \frac{1}{\beta_{conn}} + \frac{1}{\beta_{brace}} \quad (CF-4)$$

除非接合只採用數顆螺栓接合，否則以標準孔接合所產生的接合滑動不需要被考慮。此外，本附錄還考慮了Chen和Tong(1994)的建議，即每個構件的初始位移 Δ_o 或 θ_o 不太可能相同的事實。當評估數排柱或梁的支撐時，必須考慮支撐力的累積，這可能會導致每個柱或梁位移不一致。一般來說，可通過增加支撐的數量及勁度來最小化支撐力。在某些情況下，支撐勁度的需求可有效率地通過挫屈分析得到

理想支撐勁度的 $2/\phi$ (LRFD)或 2Ω (ASD)倍來求取。

儘管此方法可以應用於任何柱，梁和梁柱構件，但吾人感興趣的特定情況包括：支撐間距沿構件長度變化顯著的構件，例如具有階梯形和(或)錐形幾何形狀的構件，此種情況會造成支撐的勁度和強度在構件的某一個部分具高需求，而在其他部分則為低需求，而使用較輕巧之支撐。

挫屈分析應同時考慮與構件彈性和非彈性強度極限狀態下相應的勁度折減。Togay等人(2015)總結了對應於第六章柱構件挫屈和第七章H型鋼構件側向扭轉挫屈極限狀態下的勁度折減因子。對於ASD設計而言，必須在1.6倍ASD載重組合下進行挫屈分析，然後將所得的理想支撐勁度值乘以 $2\Omega/1.6$ ，以獲得所需的支撐勁度。

F.2 柱構材側撐

個別柱構材在長度方向之端點與中間點允許使用斜撐框架側撐(panel bracing)或節點側撐(point bracing)提供側向支撐。

解說：(本節解說尚未討論)

本附錄僅提供側向支撐的要求，並假設柱側向支撐位於柱的剪力中心。如6.4節中所述，當側向支撐不能防止扭轉時，柱子可能發生扭轉挫屈。當側向支撐偏離剪力中心時，柱可能產生軸向束制下的扭轉挫屈，這部分亦已在6.4節及其解說中說明。

F.2.1 斜撐框架側撐

斜撐框架側撐系統應具有本節規定的強度與勁度，其側撐系統與柱構材的接合應具有F.2.2節之節點側撐規定的強度。

垂直柱構材縱軸方向之側撐系統的需求剪力強度為：

$$V_{br} = 0.005P_r \quad (F.2-1)$$

其需求剪力勁度為：

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{2P_r}{L_{br}} \right) \text{ (載重與強度因子設計法)} \quad (F.2-2a)$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{2P_r}{L_{br}} \right) \text{ (容許強度設計法)} \quad (F.2-2b)$$

$$\phi = 0.75, \quad \Omega = 2.00$$

其中：

L_{br} ：所考慮斜撐框架側撐間之無側撐長度，cm (mm)。

P_r ：柱構材考慮斜撐框架側撐內之無側撐長度，且依載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合的需求軸向強度，tf (kN)。

解說：(本節解說尚未討論)

如果連接到框架支撐系統的接合勁度與框架支撐系統本身的勁度相當，則框架支撐系統及其接合的功能如同框架及點式支撐系統，並以串聯的形式來共同提供側撐勁度。此類情況可使用F.1節中所列的替代分析方法評估。

F.2.2 節點側撐

垂直柱構材縱軸方向在端點與中間點之節點側撐的需求強度為：

$$P_{br} = 0.01P_r \quad (F.2-3)$$

其側撐需求勁度為：

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{8P_r}{L_{br}} \right) \text{ (載重與強度因子設計法)} \quad (F.2-4a)$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{8P_r}{L_{br}} \right) \text{ (容許強度設計法)} \quad (F.2-4b)$$

$$\phi = 0.75, \quad \Omega = 2.00$$

其中：

L_{br} ：相鄰節點側撐間之無側撐長度，cm (mm)。

P_r ：柱構材考慮相鄰節點側撐間之無撐長度，且依載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合的最大需求軸向強度，tf (kN)。

當相鄰節點側撐間有不同的 P_r / L_{br} 值時，應以最大值決定其需求側撐勁度。

對於個別柱構材的中間節點側撐，公式(F.2-4a)或(F.2-4b)中的 L_{br} 不必小於對應於柱構材需求軸向強度 P_r 的最大有效長度 L_c 。

解說：(本節解說尚未討論)

本節介紹柱的側向支撐。有關柱抗扭支撐的建議，請參Helwig和Yura(1999)的研究。6.4節解說討論在剪力中心以外的位置設置側向束制時柱強度的計算，因而產生軸向受束制的扭轉挫屈破壞模式。有關梁柱構件在其剪力中心以外位置的側向束制，在一般情況下其側向束制的要求於6.4節解說中介紹。

對於柱構件的點式支撐，支撐臨界勁度為柱構件上支撐數量的函數(Winter, 1958, 1960)。對於單一中點支撐， $\beta_i = 2P_r / L_{br}$ ，對於多點支撐， $\beta_i = 4P_r / L_{br}$ 。點式支撐臨界勁度與支撐數量 n 之間的關係可以用近似式表示(Yura, 1995)：

$$\beta_i = \left(4 - \frac{2}{n} \right) \frac{P_r}{L_{br}} \quad (CF-5)$$

對於公式(F.2-4)中的支撐勁度要求，考慮了最極端的情況(多點支撐)，即 $\beta_{br} = 2 \times 4P_r / L_{br}$ 。公式(F.2-4)中的支撐勁度可以乘以下列係數，用以計算實際的支撐數：

$$\left(\frac{2n-1}{2n} \right) \quad (CF-6)$$

在公式(F.2-4)中，當實際支撐間距小於有效長度 L_c (使柱強度可達到 P_r 之柱長)時，由於勁度與 L_{br} 成反比，因此計算出的支撐需求勁度可能變得非常保守。在這種情況下， L_{br} 可以取 L_c 。這種做法構成了使用於部分支撐的簡化設計方法。意即，此類支撐足以發展柱構件所需的強度，但不足以發展對應於 $L_c = L_{br}$ 的柱強度。對於公式(F.3-4)中的梁的點式側向支撐，也可以使用此替代方法計算。

例如，W12×53(W310×79)，材料性質為ASTM A992/A992M的柱構件，對於LRFD， $P_u = 1,800$ kN，對於ASD， $P_a = 1200$ kN，其最大無支撐長度可至5.5 m。假如實際支撐間距為2.4 m，或可於公式(F.2-4)中使用5.5 m來計算所需的勁度。在公式(F.2-4)中，使 $L_c = L_{br}$ 可合理地評估支撐勁度；但是，在某些情況下，此方法非常保守。藉由將支撐系統視為連續支撐系統或直接決定部分被撐構件的挫屈強度和於其相應的理想支撐勁度，可獲得更高的準確度(Lutz and Fisher, 1985；Ziemian, 2010；Togay et al., 2015)。所需的支撐勁度取為理想支撐勁度的 $2/\phi$ (LRFD)或 2Ω (ASD)。需注意的是，如同F.1節解說中所述，對ASD來說，理想的支撐勁度必須使用適當的載重組合乘以1.6倍求得，然後將所得的理想支撐

勁度值乘以 $2\Omega/1.6$ 以得到支撐勁度的需求。

關於支撐強度的需求，Winter所提供的點支撐模型僅考慮了支撐點的側向位移引致的力增量，並推導出該支撐點對應的支撐力為 $0.008P_r$ 。為了考慮因構件曲率和構件在支撐點之間的連續性所引致的額外支撐力，將理論之支撐力在公式(F.2-3)中增加到 $0.01P_r$ 。此外，因跨越支撐點的構件曲率和連續性對框架支撐的需求亦產生一定程度的影響性，故於公式(F.2-1)的框架支撐強度需求自 $0.004P_r$ 增加到 $0.005P_r$ 。公式(F.3-1)和(F.3-3)對梁的框架和點式側向支撐強度需求也有類似的增幅。

F.3 梁構材側撐

梁構材應在支撐點限制其縱軸旋轉。當在支撐點間的設計假設有一支撐點時，應提供側向支撐、抗扭支撐或此兩者的組合，以限制上、下翼板產生相對位移(即抵抗扭轉)。在承受雙曲彎曲的梁構材中，反曲點應不視為支撐點，但在該位置提供支撐者除外。

本節適用於雙對稱與單對稱H型鋼梁構材的側撐，其構材在對稱平面內受彎且軸力為零。

F.3.1 側向支撐

梁構材的側撐需設置在或靠近受壓翼板，下列者除外：

- (a)在懸臂梁自由端，側撐應設置在或靠近梁上翼板(或受拉翼板)。
 - (b)受雙曲彎曲梁構材之側撐，於最接近反曲點之支撐點應在或靠近兩翼板設置側撐。
- 梁構材允許使用斜撐框架或節點側撐提供側向支撐。

F.3.1.1 斜撐框架側撐

斜撐框架側撐系統應具有本節規定的強度與勁度，其側撐系統與梁構材的接合應具有F.3.1.2節節點側撐規定者的強度。

側撐系統的需求剪力強度為：

$$V_{br} = 0.01 \left(\frac{M_r C_d}{h_o} \right) \quad (F.3-1)$$

其需求剪力勁度為：

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{4M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \quad (\text{載重與強度因子設計法}) \quad (F.3-2a)$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{4M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \quad (\text{容許強度設計法}) \quad (F.3-2b)$$

$$\phi = 0.75, \quad \Omega = 2.00$$

其中：

C_d : =1.0，以下情況除外：

: =2.0，承受雙曲彎曲之梁構材在最靠近反曲點之側撐。

L_{br} : 所考慮斜撐框架側撐間的無側撐長度，cm (mm)。

M_r : 在所考慮的斜撐框架側撐中，梁構材依載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合求得之需求彎矩強度，tf-cm (kN-mm)。

h_o : 翼板形心間之距離，cm (mm)。

解說：(本節解說尚未討論)

斜撐框架側撐中，接合勁度之分配應依照F.2.1節之規定設計。

F.3.1.2 節點側撐

垂直梁構材縱軸方向在端點與中間點之節點側撐的需求強度為：

$$P_{br} = 0.02 \left(\frac{M_r C_d}{h_o} \right) \quad (F.3-3)$$

其側撐需求勁度為：

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10 M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \quad (\text{載重與強度因子設計法}) \quad (F.3-4a)$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{10 M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \quad (\text{容許強度設計法}) \quad (F.3-4b)$$

$$\phi = 0.75, \quad \Omega = 2.00$$

其中：

L_{br} ：相鄰節點側撐間之無側撐長度。

M_r ：梁構材在相鄰節點側撐之無側撐長度間，依載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合的最大需求撓曲強度，tf-cm (kN-mm)。

當相鄰節點側撐間有不同的 M_r / L_{br} 值，應以最大值決定其需求側撐勁度。

對於個別梁構材的中間節點側撐，公式(F.3-4a)或(F.3-4b)中的 L_{br} 不必取小於對應於梁構材需求撓曲強度 M_r 的最大有效長度 L_b 。

解說：(本節解說尚未討論)

梁的支撐必須控制斷面的扭轉，但不必防止其側向位移。側向支撐(例如連接到簡支樑的壓力翼緣上的鋼小梁和抗扭支撐(例如相鄰大樑之間的橫框架或垂直隔板元件)均可用於控制扭轉。但需注意，在梁斷面剪力中心附近設置的側向支撐系統通常無法抗扭。

對於受反向曲率作用的梁，未被支撐的反曲點不能視為支撐點，因為該點會發生明顯的扭轉(Ziemian, 2010)。在鄰近反曲點處的支撐必須在兩翼板或其近翼板處連接，以防止扭轉，或可直接提供抗扭支撐。在反曲點附近，僅在單片翼板上設置側向支撐是無效的。本節對於梁支撐的要求基於Yura(2001)的建議。

側向支撐: 梁的側向支撐，其對於勁度的要求可由學者Winter所提供的方式估算：

$$\beta_{br} = \frac{2 N_i C_t P_f C_d}{\phi L_{br}} \quad (CF-7)$$

其中：

C_d ：雙曲率因子，包含反曲點的無支撐長度對側向支撐的潛在更大需求，並且僅應用於最接近反曲點的點支撐或包含反曲點的無支撐長度相對應的框架支撐，作為框架支撐在最接近反曲點的相鄰非支撐長度中(可參前述第六章定義)。

： $= 1 + (M_S / M_L)^2$ ，其中 C_d 之定義如上所述。

： $= 1.0$ ，其他情況。

C_t ：1.0(當載重作用於形心)。

： $= 1 + (1.2 / n)$ (當載重作用於上翼板)。

I_{yc} : 壓力翼板對弱軸之慣性矩, cm^4 (mm^4)。

M_L : 在全長範圍內導致具側撐的翼板受壓的最大力矩絕對值。該長度包含具反曲點的無支撐長度和最接近該反曲點的相鄰無支撐長度所組成(可參前述第六章定義), tf-cm (kN-mm)。

M_S : 在全長範圍內導致支撐翼板受拉的最大彎矩絕對值。該長度包含具反曲點的無支撐長度和最接近該反曲點的相鄰無支撐長度所組成(可參前述第E篇定義), tf-cm (kN-mm)。

N_i : 1.0 (框架支撐)。

: $= 4 - 2/n$ (點支撐)。

P_f : 梁壓力翼板的力量, tf (kN)。

n : 支撐數量。

C_d 在1和2之間變化, 並且僅應用於最接近反曲點的點支撐或用於包含反曲點的未支撐長度的框架支撐和最接近反曲點的相鄰框架支撐。

對於數量任意的點式支撐, $2N_i C_i$ 可以保守地近似為10, 對於框架支撐可以取4。式中的 P_f 可以由 M_r / h_o 近似求得, 如此可將公式(CF-7)簡化為公式(F.3-2)和(F.3-4)所規定的勁度需求。吾人亦可以使用公式(CF-7)代替公式(F.3-2)和(F.3-4)。

對框架支撐的強度要求為

$$P_{br} = \frac{0.005 M_r C_i C_d}{h_o} \quad (\text{CF-8a})$$

對點式支撐的強度要求為

$$P_{br} = \frac{0.01 M_r C_i C_d}{h_o} \quad (\text{CF-8b})$$

上述要求是基於壓力翼板初始側向位移 $\Delta_o = 0.002 L_{br}$ 的假設。藉由假設由上翼板加載 ($C_i = 2$), 則由公式(CF-8a)和(CF-8b)可推導出公式(F.3-1)和(F.3-3)所提的支撐強度需求。吾人亦可以使用公式(CF-8a)和(CF-8b)分別代替公式(F.3-1)和式(F.3-2)。

F.3.2 抗扭側撐

梁構材允許在任意橫斷面處配置抗扭側撐, 其側撐不需配置靠近受壓翼板。

解說: (本節解說尚未討論)

抗扭支撐可用點支撐來達成, 例如交叉框架、彎矩連接梁或垂直隔板元件; 或使用連續支撐, 例如板或鋼承板。

F.3.2.1 節點側撐

對梁構材縱軸方向, 側撐的需求撓曲強度為:

$$M_{br} = \frac{0.024 M_r L}{n C_b L_{br}} \quad (\text{F.3-5})$$

其需求撓曲勁度為:

$$\beta_{br} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}\right)} \quad (\text{F.3-6})$$

其中：

$$\beta_T = \frac{1}{\phi} \frac{2.4L}{nEI_{yeff}} \left(\frac{M_r}{C_b} \right)^2 \quad (\text{載重與強度因子設計法}) \quad (F.3-7a)$$

$$\beta_T = \Omega \frac{2.4L}{nEI_{yeff}} \left(\frac{M_r}{C_b} \right)^2 \quad (\text{容許強度設計法}) \quad (F.3-7b)$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_o} \left(\frac{1.5h_o t_w^3}{12} + \frac{t_{st} b_s^3}{12} \right) \quad (F.3-8)$$

$$\phi = 0.75, \quad \Omega = 3.00$$

E : 鋼材彈性模數=2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。

I_{yeff} : 有效面外慣性矩= $I_{yc} + (t/c)I_{yt}$ 。

I_{yc} : 受壓翼板之 Y 軸慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

I_{yt} : 受拉翼板之 Y 軸慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

L : 構材跨徑長，cm (mm)。

L_{br} : 相鄰節點側撐間之無側撐長度，cm (mm)。

M_r : 梁構材在相鄰節點側撐之無側撐長度間，依載重與強度因子設計法或容許強度設計法載重組合的最大撓曲強度，**tf-cm (kN-mm)**。

M_r / C_b : M_r 與彎矩梯度因子 C_b 比之最大值。

b_s : 對於單側加勁板，為加勁板寬度，cm (mm)。

對於雙側加勁板，為加勁板寬度的兩倍，cm (mm)。

c : 中性軸到受壓最外緣距離，cm (mm)。

n : 跨徑間側撐點數量。

t : 中性軸到受拉最外緣距離，cm (mm)。

t_w : 梁腹板厚度，cm (mm)。

t_{st} : 梁腹加勁板厚度，cm (mm)。

β_T : 整體側撐系統的需求勁度，tf-cm/rad (kN-mm/rad)。

β_{sec} : 腹板扭轉勁度，包括梁腹橫向加勁板效應，tf-cm/rad (kN-mm/rad)。

若腹板需配置加勁板時，其加勁板應延伸至被支撐構材全深，且若抗扭側撐連接至翼板時，該加勁板亦應與翼板相接；另者，對於不與抗扭側撐連接之翼板，其加勁板允許停止於距該梁翼內緣 $4t_w$ 的距離。

公式(F.3-5)中 L_{br} 不必取小於對應梁構材需求撓曲強度 M_r 的最大無側撐長度。

解說：(本節解說尚未討論)

因為彎矩項為平方，故公式(F.3-7a)及(F.3-7b)中的 $\Omega = 1.5^2 / \phi = 3.0$ 。

當側向框架在上下翼板附近連接，或支撐使用與梁深度大致相同的垂直隔板元件時，此時 β_{sec} 可取為無限大， $\beta_{br} = \beta_T$ 。

若 $\beta_{sec} < \beta_T$ ，則公式(F.3-6)所計為負值，意味著由於腹板扭轉勁度不足，梁抗扭支撐失效。

對於雙對稱構件，其 $c = t$ 和 $I_{yeff} = I_y$ 。

F.3.2.2 連續側撐

連續抗扭側撐規定如下：

- (a) 沿梁構材軸向方向側撐的單位長度需求強度，應採公式(F.3-5)之側撐撓曲強度除以對應於梁構材需求撓曲強度 M_r 的最大無側撐長度，其中 M_r 應取梁跨徑中的最大值。
- (b) 單位長度的側撐勁度需求應依公式(F.3-6)與(F.3-7)計算，其中 $L/n=1.0$ 。
- (c) 腹板扭轉勁度應取：

$$\beta_{sec} = \frac{3.3Et_w^3}{12h_o} \quad (F.3-9)$$

解說：(本節解說尚未討論)

抗扭支撐既可以沿著梁進行連續性的設置(例如鋼承板或一般板)，也可以沿著梁進行點式設置(例如橫向構架或次要梁構件)。

關於梁的抗扭行為，只要妥善控制梁斷面的扭轉變形，相接在拉力翼板上的抗扭支撐與接在梁深中點或壓力翼板上的支撐一樣有效。

儘管梁的抗扭行為通常對支撐的位置不敏感，但支撐於斷面上的位置會影響支撐本身的勁度；例如，接在下翼板上的抗扭支撐是趨於單曲率彎曲的行為(其抗彎勁度為 $2EI/L$)，而接在上翼板上的支撐是趨於以反曲率彎曲的行為(其抗彎勁度為 $6EI/L$)。

若評估抗扭支撐勁度時考慮其接合可撓性(Ziemian, 2010)，則被支撐梁其支撐可使用部分束制接合。抗扭支撐的相關要求是基於Taylor及Ojalvo(1966)所提出的梁沿長度方向上具有連續抗扭支撐時提出其挫屈強度，Yura(2001)亦針對梁斷面扭轉變形對此挫屈強度進行修正：

$$M_r \leq M_{cr} = \sqrt{(C_{bu}M_o)^2 + \frac{C_b^2 EI_{yeff} \beta_T}{2C_{tt}}} \quad (CF-9)$$

$C_{bu}M_o$ 所指的是無設置抗扭支撐下的梁挫屈強度。當上翼板加載時， $C_{tt} = 1.2$ ；對於形心加載之情況， $C_{tt} = 1.0$ 。 $\beta_T = n\beta_T/L$ 是跨度 L 中單位長度的連續抗扭支撐勁度，或可等效的使用 n 個點支撐，每個點支撐的勁度為 β_T 。公式中所採用的“2”用以表示梁的初始面外不平整度(所以理論連續抗扭支撐勁度取為 $\beta_T/2$)。若忽略無支撐梁的挫屈項，吾人可以得出如公式(F.3-7)所示抗扭支撐勁度的保守式。對於雙對稱的H型鋼斷面， I_{yeff} 為腹板平面內沿主軸的慣性矩 I_y 。對於單對稱的H型鋼斷面，其為：

$$I_{yeff} = I_{yc} + \left(\frac{t}{c}\right) I_{yt} \quad (CF-10)$$

其中：

I_{yc} 及 I_{yt} ：為受壓及受拉翼板沿著腹板平面內(弱軸)旋轉之慣性矩。

I_{yc} 及 I_{yt} ：為受壓及受拉翼板(之弱軸)對腹板面內慣性矩。

c ：中性軸至最外緣壓力側之距離，cm (mm)。

t ：中性軸至最外緣拉力側之距離，cm (mm)。

根據假設的初始扭轉缺陷 $\theta_o = 0.002L_b/h_o$ 來推導梁抗扭支撐的強度需求，其中 h_o 等於梁全深。基於使用兩倍理想扭轉支撐勁度使之其成為有效支撐勁度，吾人可將抗扭支撐所需的彎矩強度估為 $M_{rb} = \beta_T \theta_o$ 。使用公式(F.3-7)，在沒有 ϕ 或 Ω 之情況下，抗扭支撐的強度需求為

$$M_{br} = \beta_T \theta_o = \left(\frac{2.4LM_r^2}{nEI_{yeff}C_b^2} \right) \left(\frac{L_{br}}{500h_o} \right) \quad (CF-11)$$

在解說中，將上式簡化為公式(F.3-5)，在此以公式(CF-12)呈現

$$M_{br} = \left(\frac{0.024 M_r L}{n C_b L_{br}} \right) \quad (\text{CF-12})$$

該方程式的發展基於以下假設：全彈性梁的勁度可用來幫助抗扭支撐抵抗支撐點的位移。此外，該推導不考慮以下因素：在側向扭轉挫屈強度受到降伏極限狀態限制的梁構件中，由於彎矩梯度效應而引起的側向扭轉挫屈強度之增量小於係數 C_b (例如，對於結實斷面梁，無論 C_b 值大小，抗彎強度都不會大於 $\phi_b M_p$)。

此外，在上翼板加載的情況下， C_u 係數 1.2 一般會被 $C_b > 1.0$ 抵消。Prado 與 White(2015) 及 Lokhande 與 White(2015) 研究了一系列在不同的構件非彈性極限狀態下支撐的行為。研究發現，在所有情況下，使用構件彎矩的 2% 即可以準確地評估抗扭支撐的強度需求。根據這些研究的結果，公式(F.3-5)已簡化為 $0.02 M_r$ 。

公式(F.3-6)中的 β_{sec} 項及公式(F.3-8)和(F.3-9)中定義的 β_{sec} 項已考慮斷面扭轉變形。支撐點處的腹板加勁肋可減少橫斷面變形，並提高抗扭支撐的效率。如果在上下翼板附近都安裝了交叉框架，或使垂直隔板元件的深度與大梁的深度大致相同，則腹板變形將不明顯， β_{sec} 可被視為無窮大。公式(F.3-6)給出了支撐撓曲勁度 β_{br} 之需求， β_{br} 可通過下式求得，該式為包括變形效應的支撐系統勁度：

$$\frac{1}{\beta_T} = \frac{1}{\beta_{br}} + \frac{1}{\beta_{sec}} \quad (\text{CF-13})$$

Yura(2001)提供了處理橫斷面變形的其他指引，適用於支撐系統僅通過被支撐構件一部分深度的情況。平行弦桁架的兩個弦僅承受彎曲載重，並且兩個弦都延伸到跨度的末端並連接到支撐，可以視為與梁構件相同。公式(F.3-1)至(F.3-5)中，可以將 M_r 視為弦材最大壓力乘以桁架深度來決定抗扭支撐強度和勁度需求。當使用全深交叉框架進行支撐時，無需考慮橫斷面變形效應 β_{sec} 。當任一弦桿未延伸到跨度的末端時，應考慮使用交叉框架或繫桿來控制跨度在末端的扭轉。

梁:點式抗扭支撐與壓力翼板處的側向支撐結合。最近的研究(Prado and White, 2015; Lokhande and White, 2015) 顯示，對於在彎曲條件中受壓翼板上具有點式抗扭支撐與框架或點式側向支撐組合的梁，可以相對地降低於 6.3.1 和 6.3.2 節中指定的抗扭及側向支撐勁度基本值，但應滿足以下互制方程：

$$\frac{\beta_{Tbr}}{\beta_{Tbro}} + \frac{\beta_{Lbr}}{\beta_{Lbro}} \geq 1.0 \quad (\text{CF-14})$$

其中：

β_{Lbr} : 實際或所提供的側向支撐勁度，tf/cm (kN/mm)。

β_{Lbro} : 按公式(F.3-2)所得之框架支撐側向勁度需求或按公式(F.3-4)所得之點式支撐側向勁度的需求，tf/cm (kN/mm)。

β_{Tbr} : 實際或所提供的抗扭支撐勁度，tf/cm (kN/mm)。

β_{Tbro} : 按公式(F.3-6)所得之抗扭支撐勁度需求，tf/cm (kN/mm)。

梁:點式抗扭支撐與拉力翼板處的側向支撐結合。梁彎曲其受拉翼板上具有點式抗扭支撐與框架或向側向點支撐組合的梁，適用公式(CF-14)。此外，抗扭支撐勁度需求應大於或等於 $\beta_{Pbro} h_o^2$ 或 β_{Tbro} 的較小者。

其中：

β_{Pbro} : 由公式(F.3-4)求得的側向點支撐勁度需求，計算時使用兩抗扭支撐間的無支撐長度，tf/cm (kN/mm)。

h_o : 翼板形心間之距離，cm (mm)。

F.3.1 節及 F.3.2 節的規定是用來計算側向及扭轉支撐的強度需求。

藉由結合抗扭和側向支撐，從而降低了梁支撐需求。可從公式(CF-14)了解，當同時使用側向和抗扭支撐的組合時，由於抑制了支撐點處的扭轉和側向運動，因此對於梁構件的抗扭和側向支撐勁度需求通

常亦會隨之降低。

據研究顯示(Yura et al., 1992; Prado and White, 2015; Lokhande and White, 2015)，如果在承受彎曲受壓翼板處或其附近提供側向支撐，則該線性交互方程式可保守地評估對支撐勁度的需求。對於側向支撐位於受拉翼板處或其附近的情況，側向支撐系統本身無效。但是，在側向支撐系統勁度變大的情況下，點式的抗扭支撐可有效地作為受壓翼板的側向支撐。

在研究(Prado and White, 2015; Lokhande and White, 2015)中顯示，若將公式(F.3-4)的點式側向支撐勁度之要求 β_{Pbro} 乘以 h_o^2 ，則可精確地得到保守估計下之抗扭支撐勁度的最小極限值。該極限值是用於限制由公式(CF-14)所得之抗扭支撐勁度的需求，該需求是由點式抗扭支撐與受拉翼板上的側向支撐所組成。

更進一步，對於 $\beta_{Pbro}h_o^2$ 大於按公式(F.3-6)所得基本抗扭支撐勁度的狀況，其抗扭支撐勁度不必大於公式(F.3-6)的要求。單獨的側向和抗扭支撐部構件的最低要求強度仍受F.3.1節和F.3.2節的限制。各部件的強度需求不一定會因支撐的組合而降低。

F.4 梁柱構材側撐

梁柱構材之側撐的需求軸向強度與勁度應依 F.2 節規定設計，其需求撓曲強度與勁度應依 F.3 節規定設計，其值應依下列方式組合：

- (a) 當使用斜撐框架側撐時，側撐需求強度應取公式(F.2-1)與(F.3-1)計算值的總和；其需求勁度應為取公式(F.2-2)與(F.3-2)計算值的總和。
- (b) 當使用節點側撐時，側撐需求強度應取公式(F.2-3)與(F.3-3)計算值的總和；其需求勁度應取公式(F.2-4)與(F.3-4)計算值的總和。其中，公式(F.2-4)與(F.3-4)中，對於梁柱構材的 L_{br} 應取實際無側撐長度；F.2.2 節與 F.3.1.2 節中的 L_{br} 不必小於對應梁柱構材需求軸向強度 P_r 與需求撓曲強度 M_r 的最大允許有效長度。
- (c) 當使用抗扭側撐提供撓曲強度與使用斜撐框架或節點側撐提供軸力強度相結合時，其需求強度與勁度需求應由實際側撐細節之元件所提供強度行為一致的組合或分佈決定。
- (d) 當軸力與撓曲的阻合應力效應導致兩翼板均受壓時，應在兩翼板配置側向支撐，或應在兩翼板以側向與抗扭支撐組合，提供側向束制。

解說：(本節解說尚未討論)

本版規範對梁柱支撐構件的規定略有修改，以反應最新的研究成果(Lokhande and White, 2015; White et al., 2011)。此外，本研究還提出了額外的梁柱支撐構件設計準則。由側向和抗扭支撐組成的梁柱支撐構件，適用以下規則：

- (1) 側向支撐勁度需求可根據所需的構件軸向力 P_r ，配合式(F.2-2)來決定框架側撐勁度，或使用公式(F.2-4)來確定使用點式側向支撐之勁度。公式(F.2-4)中， L_{br} 可以作為實際的無支撐長度； L_{br} 不必小於依F.2.2節中規定基於 P_r 的最大允許有效長度。
- (2) 所需的扭轉支撐勁度可依公式(F.3-6)來決定，其等效力矩等於 $M_r + P_r h_o / 2$ ，其中 P_r 是被支撐構件的軸力。
- (3) 根據軸力需求的1.3倍($1.3P_r$)，吾人可使用式(F.2-1)(框架側向支撐)或公式(F.2-3)(點式側向支撐)來決定側向支撐強度需求。
- (4) 抗扭支撐強度需求可依式(F.3-5)決定，其等效力矩等於 $M_r + P_r h_o / 2$ ，其中 P_r 是被支撐構件的軸力。

由單獨側向支撐系統支撐的梁柱構件：由單獨側向支撐系統所支撐的梁柱構件，該支撐系統連接到整體構件長度上的受壓翼板或其附近位置的情況，適用於以下規則：

- (1) 對於框架支撐，當對向的翼板在整體構件長度上承受因軸力和彎矩導致的淨拉力時，其支撐勁度

需求可依公式(F.2-2)配合等效軸力 $P_r / 2$ 所計算之值，及依公式(F.3-2)配合彎矩需求 M_r 所計算之值的總和。支撐強度需求可依公式(F.2-1)配合等效軸力 $P_r / 2$ 所計算之值和公式(F.3-1)配合彎矩需求 M_r 所計算的值總和決定。

- (2) 對於框架支撐，當對向的翼板在整體構件長度上承受因軸力和彎矩導致的淨壓力時，其支撐勁度需求可依公式(F.2-2)配合等效軸力 $2.5P_r$ 所計算之值，及依公式(F.3-2)配合彎矩需求 M_r 所計算之值的總和決定。支撐強度需求可依公式(F.2-1)配合等效軸力 $2.5P_r$ 所計算之值和公式(F.3-1)配合彎矩需求 M_r 所計算的值總和決定。
- (3) 對於點式支撐，當對向的翼板在整體構件長度上承受因軸力和彎矩導致的淨拉力時，所需的支撐勁度可取為依公式(F.2-4)配合等效軸力 $P_r / 2$ 所計算之值，及以公式(F.3-4)配合彎矩需求 M_r 所計算之值的總和決定。公式(F.2-4)和(F.3-4)中， L_{br} 可以作為實際無支撐長度。 L_{br} 之計算不應採用附錄F.2.2和F.3.1.2節中的規定，即 L_{br} 不必小於由 P_r 和 M_r 計算所得的最大允許有效長度。支撐強度需求可依公式(F.2-3)配合等效軸力 $P_r / 2$ ，以及公式(F.3-3)配合彎矩需求 M_r 之總和決定。
- (4) 對於點式支撐，當對向的翼板在整體構件長度上承受因軸力和彎矩導致的淨壓力時，所需的支撐勁度可取為依公式(F.2-4)配合等效軸力 $2.5P_r$ 所計算之值，及以公式(F.3-4)配合彎矩需求 M_r 所計算之值的總和決定。公式(F.2-4)和(F.3-4)中， L_{br} 可以作為實際無支撐長度。 L_{br} 之計算不應採用附錄F.2.2和F.3.1.2節中的規定，即 L_{br} 不必小於由 P_r 和 M_r 計算所得的最大允許有效長度。支撐強度需求可依公式(F.2-3)配合等效軸力 $2.5P_r$ ，以及公式(F.3-3)配合彎矩需求 M_r 之總和決定。

在應用這些規則時，如構件承受大於 $P_c / 10$ 的軸力時，沒有側向支撐的翼板長細比 L_{br} / r_{yf} 不應大於 200。

其中：

L_{br} ：具有較大無支撐長度的翼板其側向束制點間的無支撐長度，cm (mm)。

P_c ：依第六章計算，構件的可用軸力強度，tf (kN)。

r_{yf} ：具有較大無支撐長度的翼板繞其平行於腹板平面主軸的迴轉半徑，cm (mm)。

當其中一個翼板以更近的間隔進行支撐，而另一個翼板的支撐間距較大時，上述規定避免了使潛在的支撐需求的過度放大。

總結—梁柱構件支撐的附加指南：於前述討論，梁柱支撐構件設計指南中建議分別使用F.2節和F.3節中對於柱和梁的要求並將其簡化組合。由側向和抗扭支撐組成支撐的梁柱構件，側向支撐依F.2節的柱支撐規定所設計，其中要求軸向強度 $1.0P_r$ 用於決定側向支撐勁度需求，及軸向強度 $1.3P_r$ 用於決定側向支撐強度需求。

相應地，抗扭支撐構件是依F.3節的梁抗扭支撐規定設計的，其使用 $(M_r / C_b) + P_r h_o / 2$ 來計算等效彎矩。該表達式中的第二項說明了由於軸壓力，引致抗扭支撐的需求增加。對於由單一側向支撐系統所支撐的梁柱構件，該支撐系統連接在翼板處或其附近，當整體構件長度上受到彎曲壓縮的狀況下，對向的翼板在梁長度內的任何位置受到軸力和彎矩作用下所造成的淨張力時，其側向支撐需求可依F.2節對柱支撐配合軸向力 $P_r / 2$ ，及F.3節的對梁抗扭支撐配合彎矩 M_r 總和後進行設計。其餘一般性的支撐配置其支撐要求可以利用挫屈分析或二階載重撓曲分析來決定，如F.1 節所述。

參考文獻

- 內政部營建署 (2011), 「結構混凝土設計規範」, 內政部營建署, 台北。
- 內政部營建署 (2007a), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-鋼結構容許應力設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
- 內政部營建署 (2007b), 「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範-鋼結構極限設計法規範及解說」, 內政部營建署, 台北。
- 內政部營建署 (2008), 「建築技術規則」, 內政部營建署, 台北。
- 中華民國鋼結構協會 (2012), 「鋼結構設計規範」, 台北。
- 中華民國鋼結構協會 (2008), 「鋼結構施工規範」, 台北。
- 中華民國鋼結構協會 (2019), 「鋼結構極限設計法設計手冊」, 台北。
- 中華民國鋼結構協會 (2014), 「房屋鋼結構接合型式選用參考手冊」, 台北。
- 中華民國鋼結構協會 (2015), 「鋼結構銲接之符號及常用語彙手冊」, 台北。
- 林克強、莊勝智、林志翰、李昭賢、林德宏 (2017), 「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」, 國家地震工程研究中心, 研究報告NCREE-17-003。
- 日本建築學會 (1998), 「鋼構造限界狀態設計指針.同解說」, 日本建築學會, 東京。
- 日本建築學會 (2005), 「鋼構造設計規準-許容應力度設計法」, 日本建築學會, 東京。
- 日本建築學會 (2006), 「鋼構造接合部設計指針」, 日本建築學會, 東京。
- 日本建築學會 (2008), 「鋼構造耐火設計指針」, 日本建築學會, 東京。
- AASHTO (2002), *Standard Specifications for Highway Bridges*, 17th Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- AASHTO (2014), *LRFD Bridge Design Specifications*, 7th Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.
- ACI (1997), *Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures*, ACI 209R-92, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- ACI (2008), *Building Code Requirements for Structural Concrete*, ACI 318-08 and ACI 318M-08, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- ACI (2010a), *Specifications for Tolerances for Concrete Construction and Materials and Commentary*, ACI 117-10, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- ACI (2010b), *Specification for Structural Concrete*, ACI 301-10, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- ACI (2013), *Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures*, ACI 349-13, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- ACI (2014), *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*, ACI 318-14 and ACI 318M-14, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.
- Agarwal, A. and Varma, A.H. (2011), "Design of Steel Columns for Fire Loading Including Effects of Rotational Restraints," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 48, No.4, pp. 297–314.
- Agarwal, A., Choe, L. and Varma, A.H. (2014a), "Fire Design of Steel Columns: Effects of Thermal Gradients," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 93, pp. 107–118.
- Agarwal, A., Selden, K. and Varma, A.H. (2014b), "Stability Behavior of Steel Building Structures in Fire Conditions: Role of Composite Floor System with Shear-Tab Connections," *Journal of Structural Fire Engineering*, Multi Science Publishing, Vol. 5, No. 2, pp. 77–96.
- Agarwal, A. and Varma, A.H. (2014), "Fire Induced Progressive Collapse of Steel Building Structures: The Role of Interior Gravity Columns," *Engineering Structures*, Special Issue on Fire Analysis of Structures, Elsevier, Vol. 58, pp. 129–140.
- Aghayere, A. and Vigil, J. (2014), *Structural Steel Design, A Practice Oriented Approach*, 2nd Ed., Prentice Hall, NJ.
- AISC (1923), *Standard Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, New York, NY, June 1.

- AISC (1936), *Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, New York, NY, June.
- AISC (1946), *Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, New York, NY, February.
- AISC (1949), *Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, New York, NY, June 23.
- AISC (1961), *Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, New York, NY, November 30.
- AISC (1963), *Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, New York, NY, April 17.
- AISC (1969), *Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, February 12.
- AISC (1973), “Commentary on Highly Restrained Welded Connections,” *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 10, No. 3, pp. 61–73.
- AISC (1975), *Australian Standard AS1250*, Australian Institute of Steel Construction, Sydney, Australia.
- AISC (1978), *Specification for the Design, Fabrication, and Erection of Structural Steel for Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, November 1.
- AISC (1986), *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, September 1.
- AISC (1989), *Specification for Structural Steel Buildings—Allowable Stress Design and Plastic Design*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, June.
- AISC (1993), *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, December 1.
- AISC (1997a), *A Guide to Engineering and Quality Criteria for Steel Structures*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (1997b), “AISC Advisory Statement on Mechanical Properties Near the Fillet of Wide Flange Shapes and Interim Recommendations, January 10, 1997,” *Modern Steel Construction*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, February, p. 18.
- AISC (2000a), *Specification for the Design of Steel Hollow Structural Sections*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2000b), *Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, December 27.
- AISC (2005), *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-05, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, March 9.
- AISC (2006), *Standard for Steel Building Structures*, AISC 201-06, Certification Program for Structural Steel Fabricators, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2010), *Specification for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, June 22.
- AISC (2011), *Steel Construction Manual*, 14th Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2012), *Seismic Design Manual*, 2nd Ed., American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2016a), *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*, ANSI/AISC 303-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2016b), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2016c), *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*, ANSI/AISC 358-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC-SSRC (2003a), “Background and Illustrative Examples on Proposed Direct Analysis Method for Stability Design of Moment Frames,” Technical White Paper, AISC Technical Committee 10, AISC-SSRC Ad Hoc Committee on Frame Stability, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC-SSRC (2003b), “Basic Design for Stability: Lecture 3—Frame Stability—Alignment Charts and Modifications,” American Institute of Steel Construction and Structural Stability Research Council, Chicago, IL.

- AISI (1969), *Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- AISI (1970), “Interior Corrosion of Structural Steel Closed Sections,” Bulletin 18, February, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- AISI (1979), *Fire-Safe Structural Design—A Design Guide*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- AISI (2001), *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- AISI (2007), *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, ANSI/AISI Standard S100 2007, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- AISI (2012), *North American Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members*, AISI S100-12, American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- Allan, R.N. and Fisher, J.W. (1968), “Bolted Joints with Oversize and Slotted Holes,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 94, No. ST9, pp. 2,061–2,080.
- Amrine, J.J. and Swanson, J.A. (2004), “Effects of Variable Pretension on Bolted Connection Behavior,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 41, No. 3, pp. 107–116.
- Ang, A.H-S. and Tang, H.T. (1984), *Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Vol.II: Decision, Risk and Reliability*, John Wiley & Sons Inc., New York, NY.
- Ang, K.M. and Morris, G.A. (1984), “Analysis of Three-Dimensional Frames with Flexible Beam-Column Connections,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press, Vol. 11, No. 2, pp. 245–254.
- ANSI (1972), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ANSI A58.1-1972, American National Standards Institute, New York.
- API (1993), *Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Load and Resistance Factor Design*, 1st Ed., American Petroleum Institute, Washington, DC, July.
- API (2012), *Specification for Line Pipe*, 45th Ed., American Petroleum Institute, Washington, DC.
- ASCE (1971), *Plastic Design in Steel, A Guide and a Commentary*, ASCE Manuals and Reports on Engineering Practice No. 41, American Society of Civil Engineers, New York, NY.
- ASCE (1978), *Journal of the Structural Division*, Vol. 104, No. ST9, American Society of Civil Engineers, New York, NY.
- ASCE (1979), *Structural Design of Tall Steel Buildings*, American Society of Civil Engineers, New York, NY.
- ASCE (1981), “Planning and Environmental Criteria for Tall Buildings, A Monograph on Planning and Design of Tall Buildings,” Vol. PC, Chapter PC-13, American Society of Civil Engineers, New York, NY.
- ASCE (1988), “Wind Drift Design of Steel-Framed Buildings: State of the Art,” Task Committee on Drift Control of Steel Building Structures, *Journal of the Structural Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 114, No. 9, pp. 2,085–2,108.
- ASCE (1992a), “Proposed Specification for Structural Steel Beams with Web Openings,” Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 118, No. ST12, pp. 3,315–3,324.
- ASCE (1992b), “Commentary on Proposed Specification for Structural Steel Beams with Web Openings,” Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete, *Journal of Structural Engineering*, American Society of Civil Engineers, Vol. 118, No. ST12, pp. 3,325–3,349.
- ASCE (1997), *Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: Implications for American Steel Design*, Task Committee on Effective Length, American Society of Civil Engineers, New York, NY.
- ASCE (1999), *Specification for Structural Steel Beams with Web Openings*, ASCE/SEI 23-97, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE (2000), *Design of Latticed Steel Transmission Structures*, ASCE 10-97, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE (2003), *Seismic Evaluation of Existing Buildings*, ASCE/SEI 31-03, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE (2005), *Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection*, ASCE/SEI/SFPE 29-05, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE (2008), *Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection*, ASCE/SEI/SFPE 29-08, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

- ASCE (2010), *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-10, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE (2013), *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, ASCE/SEI 41-13, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE (2014), *Design Loads on Structures During Construction*, ASCE/SEI 37-14, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- ASCE (2016), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*, ASCE/SEI 7-16, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- Aslani, F. and Goel, S.C. (1991), “An Analytical Criteria for Buckling Strength of Built-Up Compression Members,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 28, No. 4, pp. 159–168.
- ASME (1995), *Unified Inch Screw Threads (UNJ Thread Form)*, B1.15, American Society of Mechanical Engineers, New York, NY.
- ASME (2010), *Fasteners for Use in Structural Applications*, B18.2.6, American Society of Mechanical Engineers, New York, NY.
- ASNT (2011a), *Personnel Qualification and Certification in Nondestructive Testing*, ASNT SNT-TC-1A-2011, American Society of Nondestructive Testing, Columbus, OH.
- ASNT (2011b), *Standard for Qualification and Certification of Nondestructive Testing Personnel*, ANSI/ASNT CP-189-2011, American Society of Nondestructive Testing, Columbus, OH.
- ASTM (1967), *Specification for High Tensile Strength Carbon-Silicon Steel Plates for Boilers and Other Pressure Vessels*, ASTM 212, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2006), *Standard Test Methods for Determining Effects of Large Hydrocarbon Pool Fires on Structural Members and Assemblies*, ASTM E1529-06, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2009a), *Standard Specification for Zinc Coating (Hot-Dip) on Iron and Steel Hardware*, ASTM A153/153M-09, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2009b), *Standard Test Methods for Fire Tests of Building Construction and Materials*, ASTM E119-09c, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2012a), *Standard Specification for Steel Castings, Surface Acceptance Standards, Magnetic Particle and Liquid Penetrant Inspection*, ASTM A903/A903M-99(2012)e1, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2012b), *Standard Practice for Castings, Carbon, Low-Alloy, and Martensitic Stainless Steel, Ultrasonic Examination Thereof*, ASTM A609/A609M-91(2012), ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2013a), *Standard Reference Photographs for Magnetic Particle Indications on Ferrous Castings*, ASTM E125-63(2013), ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2013b), *Standard Practice for Safeguarding Against Warpage and Distortion During Hot-Dip Galvanizing of Steel Assemblies*, ASTM A384/A384M-13, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2014), *Standard Practice for Safeguarding Against Embrittlement of Hot-Dip Galvanized Structural Steel Products and Procedure for Detecting Embrittlement*, ASTM A143/A143M, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2015a), *Standard Practice for Providing High-Quality Zinc Coatings (Hot-Dip)*, ASTM A385/A385M-15, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2015b), *Standard Practice for Repair of Damaged and Uncoated Areas of Hot Dip Galvanized Coatings*, ASTM A780/A780M-15, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2015c), *Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coatings on Iron and Steel Products*, ASTM A123/A123M-09, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2015d), *Standard Practice for Steel Castings, Surface Acceptance Standards, Visual Examination*, ASTM A802-95(2015), ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2015e), *Standard Practice for Radiographic Examination of Metallic Castings*, ASTM E1030/E1030M, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM (2016), *Standard Practice for Ultrasonic Examination of Steel Forgings*, ASTM A388/A388M-16, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ATC (1978), “Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings,” Publication 3-06, Applied Technology Council, Redwood City, CA, June.
- Austin, W.J. (1961), “Strength and Design of Metal Beam-Columns,” *Journal of the Structural Division*, ASCE,

Vol. 87, No. ST4, pp.1–32.

- AWS (2007), *Specification for Carbon Steel Electrodes and Fluxes for Submerged Arc Welding*, AWS A5.17/A5.17M-97 (R2007), American Welding Society, Miami, FL.
- AWS (2012), *Specification for Carbon Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding*, AWS A5.1/A5.1M:2012, American Welding Society, Miami, FL.
- AWS (2013), *Specification for the Qualification of Welding Inspectors*, 2nd Ed., AWS B5.1.2013-AMD 1, November 14, 2012, Amendment October 7, 2014, American Welding Society, Miami, FL.
- AWS (2014), *Specification for Low-Alloy Steel Electrodes for Shielded Metal Arc Welding*, AWS A5.5/A5.5M:2014, American Welding Society, Miami, FL.
- AWS (2015), *Structural Welding Code—Steel*, AWS D1.1/D1.1M:2015, American Welding Society, Miami, FL.
- Bailey, C. (2004), “Membrane Action of Composite Floor Systems in Fire,” *Proceedings of Third International Workshop, Structures in Fire*, Ottawa, ON, Canada, May.
- Bartlett, R.M., Dexter, R.J., Graeser, M.D., Jelinek, J.J., Schmidt, B.J. and Galambos, T.V. (2003), “Updating Standard Shape Material Properties Database for Design and Reliability,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 40, No. 1, pp. 2–14.
- Basler, K., Yen, B.T., Mueller, J.A. and Thürlimann, B. (1960), “Web Buckling Tests on Welded Plate Girders,” *Welding Research Council Bulletin No. 64*, September, New York, NY.
- Basler, K. (1961), “Strength of Plate Girders in Shear,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, pp. 151–180.
- Basler, K. and Thürlimann, B. (1963), “Strength of Plate Girders in Bending,” *Transactions*, ASCE, Vol. 128, Part II, pp. 655–682.
- Bathe, K. (1995), *Finite Element Procedures*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.
- Bednar, J., Wald, F., Vodicka, J. and Kohoutkova, A. (2013), “Experiments on Membrane Action of Composite Floors With Steel Fibre Reinforced Concrete Slab Exposed to Fire,” *Fire Safety Journal*, Elsevier, Vol. 59, pp. 111–121.
- Beedle, L.S. (1958), *Plastic Design of Steel Frames*, John Wiley & Sons Inc., New York, NY.
- Bigos, J., Smith, G.W., Ball, E.F. and Foehl, P.J. (1954), “Shop Paint and Painting Practice,” *Proceedings of AISC National Engineering Conference*, Milwaukee, WI, AISC, Chicago, IL.
- Bijlaard, F.S.K., Gresnigt, A.M. and van der Vegte, G.J. (eds.) (2005), *Connections in Steel Structures V*, Bouwen met Staal, Delft, the Netherlands.
- Birkemoe, P.C. and Gilmor, M.I. (1978), “Behavior of Bearing-Critical Double-Angle Beam Connections,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 15, No. 4, pp. 109–115.
- Birnstiel, C. and Iffland, J.S.B. (1980), “Factors Influencing Frame Stability,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 106, No. 2, pp. 491–504.
- Bjorhovde, R. (1972), “Deterministic and Probabilistic Approaches to the Strength of Steel Columns,” Ph.D. Dissertation, Lehigh University, Bethlehem, PA, May.
- Bjorhovde, R. (1978), “The Safety of Steel Columns,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, pp. 1,371–1,387.
- Bjorhovde, R. and Birkemoe, P.C. (1979), “Limit States Design of HSS Columns,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press, Vol. 6, No. 2, pp. 276–291.
- Bjorhovde, R., Brozzetti, J. and Colson, A. (eds.) (1988), *Connections in Steel Structures: Behaviour, Strength and Design*, Elsevier Applied Science, London, England.
- Bjorhovde, R. (1988), “Columns: From Theory to Practice,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 25, No. 1, pp. 21–34.
- Bjorhovde, R., Colson, A. and Brozzetti, J. (1990), “Classification System for Beam-to-Column Connections,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 11, pp. 3,059–3,076.
- Bjorhovde, R., Colson, A., Haaijer, G. and Stark, J.W.B. (eds.) (1992), *Connections in Steel Structures II: Behavior, Strength and Design*, AISC, Chicago, IL.
- Bjorhovde, R., Colson, A. and Zandonini, R. (eds.) (1996), *Connections in Steel Structures III: Behaviour, Strength and Design*, Pergamon Press, London, England.
- Bjorhovde, R., Goland, L.J. and Benac, D.J. (1999), “Tests of Full-Scale Beam-to-Column Connections,” Southwest Research Institute, San Antonio, TX and Nucor-Yamato Steel Company, Blytheville, AR.
- Bjorhovde, R. (2006), “Cold Bending of Wide-Flange Shapes for Construction,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 43, No. 4, pp. 271–286.

- Bjorhovde, R., Bijlaard, F.S.K. and Geschwindner, L.F. (eds.) (2008), *Connections in Steel Structures VI*, AISC, Chicago, IL.
- Bleich, F. (1952), *Buckling Strength of Metal Structures*, McGraw-Hill, New York, NY.
- Blodgett, O.W. (1967), “The Question of Corrosion in Hollow Steel Sections,” *Welding Design Studies in Steel Structures*, Lincoln Electric Company, D610.163, Cleveland, OH, August.
- Borello, D.J., Denavit, M.D. and Hajjar, J.F. (2009), “Behavior of Bolted Steel Slip-Critical Connections with Fillers,” Report No. NSEL-017, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL, August.
- Bradford, M.A., Wright, H.D. and Uy, B. (1998), “Local Buckling of the Steel Skin in Lightweight Composites Induced by Creep and Shrinkage,” *Advances in Structural Engineering*, Multi Science Publishing, Vol. 2, No. 1, pp. 25–34.
- Bradford, M.A., Loh, H.Y. and Uy, B. (2002), “Slenderness Limits for Filled Circular Steel Tubes,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 58, No. 2, pp. 243–252.
- Bridge, R.Q. and Bizzanelli, P. (1997), Imperfections in Steel Structures, *Proceedings—1997 Annual Technical Session, and Meeting*, SSRC, pp. 447–458.
- Bridge, R.Q. (1998), “The Inclusion of Imperfections in Probability-Based Limit States Design,” *Proceedings of the 1998 Structural Engineering World Congress*, San Francisco, CA, July.
- Brockenbrough, R.B. and Johnston, B.G. (1981), *USS Steel Design Manual*, United States Steel Corporation, Pittsburgh, PA.
- Brockenbrough, R.L. (1983), “Considerations in the Design of Bolted Joints for Weathering Steel,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 20, No. 1, pp. 40–45.
- Brockenbrough, R.L. (2002), *AISC Rehabilitation and Retrofit Guide, A Reference for Historic Shapes and Specifications*, Design Guide 15, AISC, Chicago, IL.
- Brosnan, D.P. and Uang, C.M. (1995), “Effective Width of Composite L-Beams in Buildings,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 30, No. 2, pp. 73–81.
- Bruneau, M., Uang, C.-M. and Sabelli, R. (2011), *Ductile Design of Steel Structures*, 2nd Ed., McGraw Hill, New York, NY.
- BSSC (2003), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, FEMA 450-1, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
- BSSC (2009), *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*, FEMA P-750, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
- BSSC (2015), *NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures*, FEMA P-1050, Building Seismic Safety Council, Washington, DC.
- Buonopane, S.G. and Schafer, B.W. (2006), “Reliability of Steel Frames Designed with Advanced Analysis,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 132, No. 2, pp. 267–276.
- Butler, L.J., Pal, S. and Kulak, G.L. (1972), “Eccentrically Loaded Welded Connections,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 98, No. ST5, pp. 989–1,005.
- Carter, C.J., Tide, R.H. and Yura, J.A. (1997), “A Summary of Changes and Derivation of LRFD Bolt Design Provisions,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 34, No. 3, pp. 75–81.
- Carter, C.J. (1999), *Stiffening of Wide-Flange Columns at Moment Connections: Wind and Seismic Applications*, Design Guide 13, AISC, Chicago, IL.
- CEN (1991), *Eurocode 1: Basis of Design and Actions on Structures*, EC1 1991-2-2, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- CEN (2005a), *Eurocode 3: Design of Steel Structures*, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- CEN (2005b), *Eurocode 3: Design of Steel Structures*, Part 1-2: General Rules, Structural Fire Design, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- CEN (2009), *Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures*, Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- Charney, F.A. and Johnson, R. (1986), *The Effect of Joint Deformations on the Drift of Steel Frame Structures*, Structures Congress, New Orleans, LA, ASCE, September 15–18.
- Charney, F.A. (1990), “Wind Drift Serviceability Limit State Design of Multi-story Buildings,” *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, IAWQ, Vol. 36, pp. 203–212.

- Chen, P.W. and Robertson, L.E. (1972), "Human Perception Thresholds of Horizontal Motion," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 98, No. ST8, pp. 1,681–1,695.
- Chen, S. and Tong, G. (1994), "Design for Stability: Correct Use of Braces," *Steel Structures*, Journal of the Singapore Structural Steel Society, SSSS, Vol. 5, No. 1, December, pp. 15–23.
- Chen, W.F. and Atsuta, T. (1976), *Theory of Beam-Columns, Volume I: In-Plane Behavior and Design, and Volume II: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill, New York, NY.
- Chen, W.F. and Atsuta, T. (1977), *Theory of Beam Columns, Volume II: Space Behavior and Design*, McGraw-Hill, New York, NY.
- Chen, W.F. and Lui, E.M. (1987), *Structural Stability: Theory and Implementation*, Elsevier, New York, NY.
- Chen, W.F. and Lui, E.M. (1991), *Stability Design of Steel Frames*, CRC Press, Boca Raton, FL.
- Chen, W.F. and Toma, S. (eds.) (1994), *Advanced Analysis of Steel Frames: Theory, Software and Applications*, CRC Press, Boca Raton, FL.
- Chen, W.F. and Sohal, I. (1995), *Plastic Design and Second-Order Analysis of Steel Frames*, Springer Verlag, New York, NY.
- Chen, W.F., Goto, Y. and Liew, J.Y.R. (1995), *Stability Design of Semi-Rigid Frames*, John Wiley & Sons Inc., New York, NY.
- Chen, W.F. and Kim, S.E. (1997), *LRFD Steel Design Using Advanced Analysis*, CRC Press, Boca Raton, FL.
- Cheng, J.J.R. and Kulak, G.L. (2000), "Gusset Plate Connection to Round HSS Tension Members," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 37, No. 4, pp. 133–139.
- Chien, E.Y.L. and Ritchie, J.K. (1984), *Composite Floor Systems*, CISC, Willowdale, Ontario, Canada.
- Choe, L., Agarwal, A. and Varma A.H. (2016), "Steel Columns Subjected to Thermal Gradients from Fire Loading: Experimental Evaluations," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 142, No. 7.
- Clarke, M.J., Bridge, R.Q., Hancock, G.J. and Trahair, N.S. (1992), "Advanced Analysis of Steel Building Frames," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 23, No. 1–3, pp. 1–29.
- Cooke, G.M.E. (1988), "An Introduction to the Mechanical Properties of Structural Steel at Elevated Temperatures," *Fire Safety Journal*, Elsevier, Vol. 13, pp. 45–54.
- Cooney, R.C. and King, A.B. (1988), "Serviceability Criteria for Buildings," BRANZ Report SR14, BRANZ, Porirua, New Zealand.
- Cooper, P.B., Galambos, T.V. and Ravindra, M.K. (1978), "LRFD Criteria for Plate Girders," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, pp. 1,389–1,407.
- Crisfield, M.A. (1991), *Nonlinear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, John Wiley & Sons Inc., New York, NY.
- CSA (2009), *Limit States Design of Steel Structures*, CSA Standard S16-09, Canadian Standards Association, Rexdale, Ontario, Canada.
- CSA (2013), *General Requirements for Rolled or Welded Structural Quality Steel/Structural Quality Steel*, CAN/CSA-G40.20/G40.21-13, Canadian Standards Association, Mississauga, Ontario, Canada.
- Daley, A.J., Davis, D.B. and White, D.W. (2016), "Research—Shear Strength of Unstiffened Steel I-Section Members," University of Kentucky, Lexington, KY and Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.
- Darwin, D. (1990), *Steel and Composite Beams with Web Openings*, Design Guide 2, AISC, Chicago, IL.
- Davaran, A. (2001) "Effective Length Factor for Discontinuous X-Bracing Systems," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 2, pp. 106–112.
- Davies, G. and Packer, J.A. (1982), "Predicting the Strength of Branch Plate—RHS Connections for Punching Shear," *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press, Vol. 9, pp. 458–467.
- Deierlein, G.G., Hajjar, J.F., Yura, J.A, White, D.W. and Baker, W.F. (2002), "Proposed New Provisions for Frame Stability Using Second-Order Analysis," *Proceedings—Annual Stability Conference*, SSRC, Seattle, WA.
- Deierlein, G.G., Reinhorn, A.M. and Willford, M.R. (2010), "Nonlinear Structural Analysis for Seismic Design," NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 4, produced by the NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, NIST GCR 10-917-5.
- Dekker, N.W., Kemp, A.R. and Trincherro, P. (1995), "Factors Influencing the Strength of Continuous Composite Beams in Negative Bending," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 34, Nos. 2–3, pp. 161–

185.

- Denavit, M.D. and Hajjar, J.F. (2014), “Characterization of Behavior of Steel-Concrete Composite Members and Frames with Applications for Design,” Report No. NSEL-034, Newmark Structural Laboratory Report Series (ISSN 1940-9826), Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.
- Denavit, M.D., Hajjar, J.F., Perea, T. and Leon, R.T. (2016a), “Stability Analysis and Design of Composite Structures,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 142, No. 3, pp. 1–12.
- Denavit, M.D., Hajjar, J.F. and Leon, R.T. (2016b), “Cross Section Strength of Circular Concrete-Filled Steel Tube Beam-Columns,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 53, No. 2, pp. 99–105.
- Dexter, R.J. and Melendrez, M.I. (2000), “Through-Thickness Properties of Column Flanges in Welded Moment Connections,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 126, No. 1, pp. 24–31.
- Dexter, R.J., Hajjar, J.F., Prochnow, S.D., Graeser, M.D., Galambos, T.V. and Cotton, S.C. (2001), “Evaluation of the Design Requirements for Column Stiffeners and Doublers and the Variation in Properties of A992 Shapes,” *Proceedings of the North American Steel Construction Conference*, Fort Lauderdale, FL, May 9-12, 2001, AISC, Chicago, IL, pp. 14.1–14.21.
- Dexter, R.J. and Altstadt, S.A. (2004), “Strength and Ductility of Tension Flanges in Girders,” *Recent Developments in Bridge Engineering, Proceedings of the Second New York City Bridge Conference*, October 20-21, 2003, New York, NY, Mahmoud, K.M. (ed.), A.A. Balkema/Swets & Zeitlinger, Lisse, the Netherlands, pp. 67–81.
- Dowswell, B. (2006), “Effective Length Factors for Gusset Plate Buckling,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 43, No. 2, pp. 91–101.
- Dowswell, B. (2013), “Flange Bending in Single Curvature,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 50, No. 2, pp. 71–99.
- Duan, L., Reno, M. and Uang, C.M. (2002), “Effect of Compound Buckling on Compression Strength of Built-Up Members,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 39, No. 1, pp. 30–37.
- Dumonteil, P. (2009), “Design Aspects of Single Angle Members,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 46, No. 4, pp. 273–288.
- Dusicka, P. and Iwai, R. (2007), “Development of Linked Column Frame Lateral Load Resisting System,” 2nd Progress Report for the American Institute of Steel Construction and Oregon Iron Works, Portland State University, Portland, OR.
- Earls, C.J. and Galambos, T.V. (1997), “Design Recommendations for Equal Leg Single Angle Flexural Members,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 43, Nos. 1-3, pp. 65–85.
- Easterling, W.S., Gibbings, D.R. and Murray, T.M. (1993), “Strength of Shear Studs in Steel Deck on Composite Beams and Joists,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 30, No. 2, pp. 44–55.
- Easterling, W.S. and Gonzales, L. (1993), “Shear Lag Effects in Steel Tension Members,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 30, No. 3, pp. 77–89.
- ECCS (1984), *Ultimate Limit States Calculations of Sway Frames With Rigid Joints*, Publications No. 33, European Convention for Constructional Steelwork, Rotterdam, The Netherlands.
- ECCS (2001), *Model Code on Fire Engineering*, 1st Ed., European Convention for Constructional Steelwork Technical Committee 3, Brussels, Belgium.
- Elgaaly, M. (1983), “Web Design under Compressive Edge Loads,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 20, No. 4, pp. 153–171.
- Elgaaly, M. and Salkar, R. (1991), “Web Crippling Under Edge Loading,” *Proceedings*, National Steel Construction Conference, Washington, DC, AISC.
- Ellifritt, D.S., Wine, G., Spoto, T. and Samuel, S. (1992), “Flexural Strength of WT Sections,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 29, No. 2, pp. 67–74.
- Ellingwood, B. and Leyendecker, E.V. (1978), “Approaches for Design Against Progressive Collapse,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. 3, pp. 413–423.
- Ellingwood, B.E., MacGregor, J.G., Galambos, T.V. and Cornell, C.A. (1982), “Probability-Based Load Criteria: Load Factors and Load Combinations,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. 5, pp. 978–997.
- Ellingwood, B. and Corotis, R.B. (1991), “Load Combinations for Building Exposed to Fires,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 28, No. 1, pp. 37–44.
- El-Tayem, A.A. and Goel, S.C. (1986), “Effective Length Factor for the Design of XBracing Systems,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 23, No. 1, pp. 41–45.

- El-Zanaty, M.H., Murray, D.W. and Bjorhovde, R. (1980), "Inelastic Behavior of Multistory Steel Frames," Structural Engineering Report No. 83, University of Alberta, Alberta, BC.
- Errera, S. (1976), "Design of I-shaped Columns with Diaphragm Bracing," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 102, No. ST9, pp. 1,685–1,701.
- Felton, L.P. and Dobbs, M.W. (1967), "Optimum Design of Tubes for Bending and Torsion," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 93, No. ST4, pp. 185–200.
- FEMA (1995), *Interim Guidelines: Evaluation, Repair, Modification and Design of Welded Steel Moment Frame Structures*, Bulletin No. 267, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA (1997), "Seismic Performance of Bolted and Riveted Connections" *Background Reports; Metallurgy, Fracture Mechanics, Welding, Moment Connections and Frame Systems Behavior*, Bulletin No. 288, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA (2000), *Steel Moment-Frame Buildings: Design Criteria for New Buildings*, FEMA-350, Prepared by the SAC Joint Venture for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FHWA (1999), "FHWA Demonstration Project—Heat Straightening Repair for Damaged Steel Bridges," FHWA Report No. FHWA-IF-99-004, Federal Highway Administration, Washington, DC.
- FIA (1985), *Forging Industry Handbook*, Forging Industry Association, Cleveland, OH.
- Fielding, D.J. and Huang, J.S. (1971), "Shear in Steel Beam-to-Column Connections," *The Welding Journal*, AWS, Vol. 50, No. 7, Research Supplement, pp. 313–326.
- Fielding, D.J. and Chen, W.F. (1973), "Steel Frame Analysis and Connection Shear Deformation," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 99, No. ST1, pp. 1–18.
- Fisher, J.W., Frank, K.H., Hirt, M.A. and McNamee, B.M. (1970), "Effect of Weldments on the Fatigue Strength of Beams," Report 102, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC.
- Fisher, J.W., Albrecht, P.A., Yen, B.T., Klingerman, D.J. and McNamee, B.M. (1974), "Fatigue Strength of Steel Beams with Welded Stiffeners and Attachments," Report 147, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC.
- Fisher, J.W., Galambos, T.V., Kulak, G.L. and Ravindra, M.K. (1978), "Load and Resistance Factor Design Criteria for Connectors," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, pp. 1,427–1,441.
- Fisher, J.M. and West, M.A. (1997), *Erection Bracing of Low-Rise Structural Steel Buildings*, Design Guide 10, AISC, Chicago, IL.
- Fisher, J.M. and Kloiber, L.A. (2006), *Base Plate and Anchor Rod Design*, 2nd Ed., Design Guide 1, AISC, Chicago, IL.
- Fisher, J.W. and Pugh, C.W. (2007), *Technical Digest 3: Structural Design of Steel Joist Roofs to Resist Ponding Loads*, SJI, Myrtle Beach, SC.
- Fischer, E. and Varma, A.H. (2015), "Numerical Models for Predicting Fire Behavior of Composite Beams with Simple Connections," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 111, August, pp. 112–125.
- Fortney, P.J. and Thornton, W.A. (2012), "Recommendations for Shear Lag Factors for Longitudinally Welded Tension Members," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 49, No. 1, pp. 11–32.
- Frank, K.H. and Fisher, J.W. (1979), "Fatigue Strength of Fillet Welded Cruciform Joints," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 105, No. ST9.
- Frank, K.H. and Yura, J.A. (1981), "An Experimental Study of Bolted Shear Connections," FHWA/RD-81/148, Federal Highway Administration, Washington, DC, December.
- Frater, G.S. and Packer, J.A. (1992a), "Weldment Design for RHS Truss Connections. I: Applications," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 10, pp. 2,784–2,803.
- Frater, G.S. and Packer, J.A. (1992b), "Weldment Design for RHS Truss Connections. II: Experimentation," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 10, pp. 2,804–2,820.
- Freeman, S. (1977), "Racking Tests of High Rise Building Partitions," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 103, No. 8, pp. 1,673–1,685.
- Galambos, T.V. (1968a), *Structural Members and Frames*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ.
- Galambos, T.V. (1968b), "Deformation and Energy Absorption Capacity of Steel Structures in the Inelastic Range," *Steel Research for Construction Bulletin No. 8*, AISI, Washington, DC.
- Galambos, T.V. (1978), "Proposed Criteria for Load and Resistance Factor Design of Steel Building Structures," *AISI Bulletin No. 27*, AISI, Washington, DC, January.

- Galambos, T.V. and Ravindra, M.K. (1978), “Properties of Steel for Use in LRFD,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, pp. 1,459–1,468.
- Galambos, T.V., Ellingwood, B., MacGregor, J.G. and Cornell, C.A. (1982), “Probability-Based Load Criteria: Assessment of Current Design Practice,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. ST5, pp. 959–977.
- Galambos, T.V. (1983), “Reliability of Axially Loaded Columns,” *Engineering Structures*, AISC, Vol. 5, No. 1, pp. 73–78.
- Galambos, T.V. and Ellingwood, B. (1986), “Serviceability Limit States: Deflections,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 112, No. 1, pp. 67–84.
- Galambos, T.V. (2001), “Strength of Singly Symmetric I-Shaped Beam-Columns,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 38, No. 2, pp. 65–77.
- Galambos, T.V. and Surovek, A.E. (2008), *Structural Stability of Steel—Concepts and Applications for Structural Engineers*, John Wiley & Sons Inc., New York, NY.
- Geschwindner, L.F. (2002), “A Practical Approach to Frame Analysis, Stability and Leaning Columns,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 39, No. 4, pp. 167–181.
- Geschwindner, L.F. (2010a), “Notes on the Impact of Hole Reduction on the Flexural Strength of Rolled Beams,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 47, No. 1, pp. 37–40.
- Geschwindner, L.F. (2010b), “Discussion of Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part II: Application of Design Provisions for the 2005 AISC Specification,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 47, No. 2, pp. 131–139.
- Geschwindner, L.F. and Gustafson, K. (2010), “Single-Plate Shear Connection Design to Meet Structural Integrity Requirements,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 47, No. 3, pp. 125–202.
- Geschwindner, L.F. and Troemner, M. (2016), “Notes on the AISC 360-16 Provisions for Slender Compression Elements in Compression Members,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 53, No. 3, pp. 137–146.
- Gewain, R.G. and Troup, E.W.J. (2001), “Restrained Fire Resistance Ratings in Structural Steel Buildings,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 38, No. 2, pp. 78–89.
- Gibson, G.T. and Wake, B.T. (1942), “An Investigation of Welded Connections for Angle Tension Members,” *The Welding Journal*, AWS, January, p. 44.
- Giddings, T.W. and Wardenier, J. (1986), “The Strength and Behaviour of Statically Loaded Welded Connections in Structural Hollow Sections,” CIDECT Monograph No. 6, Sections 1-10, British Steel Corporation Tubes Division, Corby, England.
- Gioncu, V. and Petcu, D. (1997), “Available Rotation Capacity of Wide-Flange Beams and Beam-Columns, Part 1. Theoretical Approaches, and Part 2. Experimental and Numerical Tests,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 43, Nos. 1-3, pp. 161–244.
- Gjelsvik, A. (1981), *The Theory of Thin-Walled Bars*, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- Goble, G.G. (1968), “Shear Strength of Thin Flange Composite Specimens,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 5, No. 2, pp. 62–65.
- Gonzalez, F. and Lange, J. (2009), “Behaviour of High Strength Grade 10.9 Bolts Under Fire Conditions,” *Proceedings, Application of Structural Fire Design*, Prague, Czech Republic.
- Goverdhan, A.V. (1983), “A Collection of Experimental Moment Rotation Curves: Evaluation of Predicting Equations for Semi-Rigid Connections,” M.S. Thesis, Vanderbilt University, Nashville, TN.
- Graham, J.D., Sherbourne, A.N. and Khabbaz, R.N. (1959), “Welded Interior Beam-to-Column Connections,” AISC, New York, NY.
- Graham, J.D., Sherbourne, A.N., Khabbaz, R.N. and Jensen, C.D. (1960), “Welded Interior Beam-to-Column Connections,” *Bulletin*, WRC, No. 63, pp. 1–28.
- Grant, J.A., Fisher, J.W. and Slutter, R.G. (1977), “Composite Beams with Formed Steel Deck,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 14, No. 1, pp. 24–43.
- Griffis, L.G. (1992), *Load and Resistance Factor Design of W-Shapes Encased in Concrete*, Design Guide 6, AISC, Chicago, IL.
- Griffis, L.G. (1993), “Serviceability Limit States Under Wind Load,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 30, No. 1, pp. 1–16.
- Griffis, L.G. and White, D.W. (2013), *Stability Design of Steel Buildings*, Design Guide 28, AISC, Chicago, IL.
- Grondin, G., Jin, M. and Josi, G. (2007), “Slip Critical Bolted Connections—A Reliability Analysis for the Design

- at the Ultimate Limit State,” Preliminary Report prepared for the American Institute of Steel Construction, University of Alberta, Edmonton, Alberta, CA.
- Gustafson, K. (2009), “Meeting the 2009 IBC Structural Integrity Requirements,” *Proceedings of the North American Steel Construction Conference*, Phoenix, AZ, AISC.
- Hajjar, J.F. (2000), “Concrete-Filled Steel Tube Columns under Earthquake Loads,” *Progress in Structural Engineering and Materials*, John Wiley & Sons, Vol. 2, No. 1, pp. 72–82.
- Hajjar, J.F., Dexter, R.J., Ojard, S.D., Ye, Y. and Cotton, S.C. (2003), “Continuity Plate Detailing for Steel Moment-Resisting Connections,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 40, No. 4, pp. 81–97.
- Han L.H., Yao, G.H. and Zhao, X.L. (2005), “Tests and Calculations for Hollow Structural Steel (HSS) Stub Columns Filled with Self-Consolidating Concrete (SCC),” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 61, No. 9, pp. 1,241–1,269.
- Hansen, R.J., Reed, J.W. and Vanmarcke, E.H. (1973), “Human Response to Wind-Induced Motion of Buildings,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 99, No. ST7, pp. 1,589–1,606.
- Hanus F., Zilli G. and Franssen J.M. (2010), “Experimental Investigations and Analytical Model for the Behavior of Grade 8.8 Bolts and Butt Welds Under Heating and Subsequent Cooling,” *Sixth International Conference on Structures in Fire*, June, DEStech Publications, Inc., East Lansing, MI.
- Hanus F., Zilli, G. and Franssen J.M. (2011), “Behavior of Grade 8.8 Bolts Under Natural Fire Conditions—Tests and Model,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 67, pp. 1,292–1,298.
- Hardash, S.G. and Bjorhovde, R. (1985), “New Design Criteria for Gusset Plates in Tension,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 22, No. 2, pp. 77–94.
- Helwig, T.A., Frank, K.H. and Yura, J.A. (1997), “Lateral-Torsional Buckling of Singly-Symmetric I-Beams,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 9, pp. 1,172–1,179.
- Helwig, Todd A. and Yura, J.A. (1999), “Torsional Bracing of Columns,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 5, pp. 547–555.
- Hertzberg, R.W., Vinci, R.P. and Hertzberg, J.L. (2012), *Deformation and Fracture Mechanics of Engineering Materials*, 5th Ed., John Wiley & Sons.
- Higgins, T.R. and Preece, F.R. (1968), “AWS-AISC Fillet Weld Study, Longitudinal and Transverse Shear Tests,” Internal Report, Testing Engineers, Inc., Oakland, CA, May 31.
- Höglund, T. (1997), “Shear Buckling Resistance of Steel and Aluminum Plate Girders,” *Thin-Walled Structures*, Elsevier, Vol. 29, No. 1-4, pp. 13–30.
- Horne, M.R. and Morris, L.J. (1982), *Plastic Design of Low-Rise Frames*, MIT Press, Cambridge, MA.
- Horne, M.R. and Grayson, W.R. (1983), “Parametric Finite Element Study of Transverse Stiffeners for Webs in Shear,” *Instability and Plastic Collapse of Steel Structures*, Proceedings of the Michael R. Horne Conference, L.J. Morris (ed.), Granada Publishing, London, pp. 329–341.
- Hsieh, S.H. and Deierlein, G.G. (1991), “Nonlinear Analysis of Three-Dimensional Steel Frames with Semi-Rigid Connections,” *Computers and Structures*, Elsevier, Vol. 41, No. 5, pp. 995–1,009.
- Huang, Z., Burgess, I. and Plank, R. (2004), “Fire Resistance of Composite Floors Subject to Compartment Fires,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 60, pp. 339–360.
- ICC (2015), *International Building Code*, International Code Council, Falls Church, VA.
- IIW (1989), “Design Recommendations for Hollow Section Joints—Predominantly Statically Loaded,” 2nd Ed., IIW Document XV-701-89, IIW Annual Assembly, Sub commission XV-E, International Institute of Welding, Helsinki, Finland.
- IIW (2012), “Static Design Procedure for Welded Hollow Section Joints—Recommendations,” 2nd Ed., IIW Document XV-1402-12, IIW Annual Assembly, Subcommission XV-E, International Institute of Welding, Denver, CO.
- Irwin, A.W. (1986), “Motion in Tall Buildings,” *Second Century of the Skyscraper*, L.S. Beedle (ed.), Van Nostrand Reinhold Co., New York, NY.
- Islam, M.S., Ellingwood, B. and Corotis, R.B. (1990), “Dynamic Response of Tall Buildings to Stochastic Wind Load,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 11, pp. 2,982–3,002.
- ISO (1977), “Bases for the Design of Structures—Deformations of Buildings at the Serviceability Limit States,” ISO 4356, International Standards Organization, Geneva, Switzerland.
- Iwankiw, N. (1984), “Note on Beam-Column Moment Amplification Factor,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 21, No. 1, pp. 21–23.

- Jacobs, W.J. and Goverdhan, A.V. (2010), "Review and Comparison of Encased Composite Steel-Concrete Column Detailing Requirements," *Composite Construction in Steel and Concrete VI*, R. Leon et al. (eds.), ASCE, Reston, VA.
- Jayas, B.S. and Hosain, M.U. (1988a), "Composite Beams with Perpendicular Ribbed Metal Deck," *Composite Construction in Steel and Concrete II*, C.D. Buckner and I.M. Viest (eds.), ASCE, New York, NY, pp. 511–526.
- Jayas, B.S. and Hosain, M.U. (1988b), "Behaviour of Headed Studs in Composite Beams: Push-Out Tests," *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press, Vol. 15, pp. 240–253.
- Johnson, D.L. (1985), "An Investigation into the Interaction of Flanges and Webs in Wide-Flange Shapes," *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Cleveland, OH, April 16-17, 1985, SSRC, Bethlehem, PA, pp. 397–405.
- Johnson, D.L. (1996), "Final Report on Tee Stub Tests," Butler Corporation Research Report, Grandview, MO, May.
- Johnson, R.P. and Molenstra, I.N. (1991), "Partial shear connection in composite beams for buildings," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, ICE, Vol. 91, Issue 4, pp. 679–704.
- Johnson, R.P. and Yuan, H. (1998), "Existing Rules and New Tests for Stud Shear Connectors in Troughs of Profiled Sheeting," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*, ICE, Vol. 128, No. 3, pp. 244–251.
- Johnston, B.G. (1939), "Pin-Connected Plate Links," *Transactions*, ASCE, Vol. 104, pp. 314–339.
- Johnston, B.G. and Green, L.F. (1940), "Flexible Welded Angle Connections," *The Welding Journal*, AWS, October.
- Johnston, B.G. and Deits, G.R. (1942), "Tests of Miscellaneous Welded Building Connections," *The Welding Journal*, AWS, November, p. 5.
- Johnston, B.G. (ed.) (1976), *Guide to Stability Design for Metal Structures*, 3rd Ed., SSRC, John Wiley & Sons, Inc., New York, NY.
- Kaczinski, M.R., Schneider, C.R., Dexter, R.J. and Lu, L.-W. (1994), "Local Web Crippling of Unstiffened Multi-Cell Box Sections," *Proceedings of the ASCE Structures Congress '94*, Atlanta, GA, Vol. 1, ASCE, New York, NY, pp. 343–348.
- Kaehler, R.C., White, D.W. and Kim, Y.D. (2010), *Frame Design Using Web-Tapered Members*, Design Guide 25, MBMA and AISC, Chicago, IL.
- Kanchanalai, T. (1977), *The Design and Behavior of Beam-Columns in Unbraced Steel Frames*, AISI Project No. 189, Report No. 2, Civil Engineering/Structures Research Lab, University of Texas, Austin, TX.
- Kanchanalai, T. and Lu, L.-W. (1979), "Analysis and Design of Framed Columns under Minor Axis Bending," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 16, No. 2, pp. 29–41.
- Kato, B. (1990), "Deformation Capacity of Steel Structures," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 17, No. 1-2, pp. 33–94.
- Kaufmann, E.J., Metrovich, B., Pense, A.W. and Fisher, J.W. (2001), "Effect of Manufacturing Process on k-Area Properties and Service Performance," *Proceedings of the North American Steel Construction Conference*, Fort Lauderdale, FL, May 9–12, 2001, AISC, Chicago, IL, pp. 17.1–17.24.
- Kavanagh, T.C. (1962), "Effective Length of Framed Columns," *Transactions, Part II*, ASCE, Vol. 127, pp. 81–101.
- Keating, P.B. and Fisher, J.W. (1986), "Evaluation of Fatigue Tests and Design Criteria on Welded Details," NCHRP Report No. 286, TRB, Washington DC, September.
- Kemp, A.R. (1996), "Inelastic Local and Lateral Buckling in Design Codes," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 122, No. 4, pp. 374–382.
- Ketter, R.L. (1961), "Further Studies of the Strength of Beam-Columns," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 87, No. ST6, pp. 135–152.
- Kim, H.J. and Yura, J.A. (1996), "The Effect of End Distance on the Bearing Strength of Bolted Connections," PMFSEL Report No. 96-1, University of Texas, Austin, TX.
- Kim, Y.D., Jung, S.-K. and White, D.W. (2007), "Transverse Stiffener Requirements in Straight and Horizontally Curved Steel I-Girders," *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, Vol. 12, No. 2, pp. 174–183.
- Kim, Y. and White, D. (2014), "Transverse Stiffener Requirements to Develop Shear-Buckling and Postbuckling Resistance of Steel I-Girders," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 140, No. 4.
- Kirby, P.A. and Nethercot, D.A. (1979), *Design for Structural Stability*, John Wiley & Sons Inc., New York, NY.

- Kirby, B.R. and Preston, R.R. (1988), “High Temperature Properties of Hot-Rolled Structural Steels for Use in Fire Engineering Design Studies,” *Fire Safety Journal*, Elsevier, Vol. 13, pp. 27–37.
- Kirby B.R. (1995), “The Behavior of High-Strength Grade 8.8 Bolts in Fire,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 33, No. 1-2, pp. 3–38.
- Kishi, N. and Chen, W.F. (1986), “Data Base of Steel Beam-to-Column Connections,” Vol. 1 and 2, Structural Engineering Report No. CE-STR-86-26, School of Civil Engineering, Purdue University, West Lafayette, IN.
- Kitipornchai, S. and Trahair, N.S. (1980), “Buckling Properties of Monosymmetric I-Beams,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 106, No. ST5, pp. 941–957.
- Kitipornchai, S. and Traves, W.H. (1989), “Welded-Tee End Connections for Circular Hollow Tubes,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 12, pp. 3,155–3,170.
- Klöppel, K. and Seeger, T. (1964), “Dauerversuche Mit Einschnittigen HV-Verbindungen Aus ST37,” *Der Stahlbau*, Vol. 33, No. 8, August, pp. 225–245 and Vol. 33, No. 11, November, pp. 335–346.
- Kodur, V., Kand, S. and Khaliq, W. (2012), “Effect of Temperature on Thermal Properties and Mechanical Properties of Steel Bolts,” *Journal of Materials Engineering*, ASCE, Vol. 24, No. 6, pp. 765–774.
- Kosteski, N. and Packer, J.A. (2003), “Longitudinal Plate and Through Plate-to-HSS Welded Connections,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 129, No. 4, pp. 478–486.
- Kulak, G.L., Fisher, J.W. and Struik, J.H.A. (1987), *Guide to Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*, 2nd Ed., John Wiley & Sons Inc., New York, NY.
- Kulak, G.L. and Grondin, G.Y. (2001), “AISC LRFD Rules for Block Shear—A Review,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 38, No. 4, pp. 199–203.
- Kulak, G.L. (2002), *High Strength Bolts: A Primer for Structural Engineers*, Design Guide 17, AISC, Chicago, IL.
- Kulak, G.L. and Grondin, G.Y. (2002), “Closure: AISC LRFD Rules for Block Shear—A Review,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 39, No. 4, p. 241.
- Kulak, G.L. and Grondin, G.Y. (2003), “Strength of Joints that Combine Bolts and Welds,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 40, No. 2, pp. 89–98.
- Kurobane, Y., Packer, J.A., Wardenier, J. and Yeomans, N.F. (2004), “Design Guide for Structural Hollow Section Column Connections,” CIDECT Design Guide No. 9, CIDECT (ed.) and Verlag TÜV Rheinland, Köln, Germany.
- Lai, Z., Varma, A.H. and Zhang, K. (2014), “Noncompact and Slender Rectangular CFT Members: Experimental Database, Analysis, and Design,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 101, October, pp. 455–468.
- Lai, Z. and Varma, A.H. (2015), “Noncompact and Slender Circular CFT Members: Experimental Database, Analysis, and Design,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 106, March, pp. 220–233.
- Lai, Z., Varma, A.H. and Griffis, L.G. (2016), “Analysis and Design of Noncompact and Slender CFT Beam-columns,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 142, No. 1, pp. 1–14.
- Lai, Z. and Varma, A.H. (2016), “Effective Stress-Strain Relationships for Analysis of Noncompact and Slender Filled Composite (CFT) Members,” *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 124, pp. 457–472.
- Lawson, R.M. (1992), “Shear Connection in Composite Beams,” *Composite Construction in Steel and Concrete II*, W.S. Easterling and W.M.K. Roddis, (eds.), ASCE, New York, NY.
- Lee, D., Cotton, S., Dexter, R.J., Hajjar, J.F., Ye, Y. and Ojard, S.D. (2002a), “Column Stiffener Detailing and Panel Zone Behavior of Steel Moment Frame Connections,” Report No. ST-01-3.2, Department of Civil Engineering, University of Minnesota, Minneapolis, MN.
- Lee, S.C., Yoo, C.H. and Yoon, D.Y. (2002b), “Behavior of Intermediate Transverse Stiffeners Attached on Web Panels,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 3, pp. 337–345.
- Lee, S.C., Lee, D.S. and Yoo, C.H. (2008), “Ultimate Shear Strength of Long Web Panels,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 64, No. 12, pp. 1,357–1,365.
- Leigh, J.M. and Lay, M.G. (1978), “Laterally Unsupported Angles with Equal and Unequal Legs,” Report MRL 22/2, July, Melbourne Research Laboratories, Clayton, Victoria, Australia.
- Leigh, J.M. and Lay, M.G. (1984), “The Design of Laterally Unsupported Angles,” *Steel Design Current Practice*, Section 2, Bending Members, AISC, Chicago, IL, January.
- LeMessurier, W.J. (1976), “A Practical Method of Second Order Analysis, Part 1—Pin-Jointed Frames,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 13, No. 4, pp. 89–96.
- LeMessurier, W.J. (1977), “A Practical Method of Second Order Analysis, Part 2—Rigid Frames,” *Engineering*

- Journal*, AISC, Vol. 14, No. 2, pp. 49–67.
- LeMessurier, W.J. (1995), “Simplified K Factors for Stiffness Controlled Designs,” *Restructuring: America and Beyond, Proceedings of ASCE Structures Congress XIII*, Boston, MA, ASCE, New York, NY, pp. 1,797–1,812.
- Leon, R.T. (1990), “Serviceability of Composite Floor,” *Proceedings of the 1990 National Steel Construction Conference*, AISC, pp. 18:1–18:23.
- Leon, R.T. and Alsamsam, I. (1993), Performance and Serviceability of Composite Floors, *Structural Engineering in Natural Hazards Mitigation: Proceedings of the ASCE Structures Congress*, Irvine, CA, ASCE, pp. 1,479–1,484.
- Leon, R.T. (1994), “Composite Semi-Rigid Construction,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 31, No. 2, pp. 57–67.
- Leon, R.T., Hoffman, J. and Staeger, T. (1996), *Design of Partially Restrained Composite Connections*, Design Guide 8, AISC, Chicago, IL.
- Leon, R.T. and Easterling, W.S. (eds.) (2002), *Connections in Steel Structures IV—Behavior, Strength and Design*, AISC, Chicago, IL.
- Leon, R.T., Kim, D.K. and Hajjar, J.F. (2007), “Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 1: Formulation of Design Provisions for the 2005 AISC Specification,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 44, No. 4, pp. 341–358.
- Leon, R.T. and Hajjar, J.F. (2008), “Limit State Response of Composite Columns and Beam-Columns Part 2: Application of Design Provisions for the 2005 AISC Specification,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 45, No. 1, pp. 21–46.
- Leon, R.T., Perea, T., Hajjar, J.F. and Denavit, M.D. (2011), “Towards Systems Behavior Factors for Composite Frames: Experimental and Analytical Studies,” Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, IL.
- Lewis, B.E. and Zwerneman, F.J. (1996), “Edge Distance, Spacing, and Bearing in Bolted Connections,” Research Report, Department of Civil and Environmental Engineering, Oklahoma State University, Stillwater, OK, July.
- Li, G., Li, M. and Yin, Y. (2001), “Experimental Studies on the Behavior of High-Strength Bolts Made of 20MnTiB Steel at Elevated Temperatures,” *China Civil Engineering Journal*, Vol. 34, No. 5, pp. 100–104 (in Chinese).
- Liang, Q.Q. (2009), “Performance-Based Analysis of Concrete-Filled Steel Tubular Beam-Columns, Part I: Theory and algorithms,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 65, No. 2, pp. 363–372.
- Liew, J.Y., White, D.W. and Chen, W.F. (1993), “Second-Order Refined Plastic-Hinge Analysis for Frame Design, Parts I and II,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 11, pp. 3,196–3,237.
- Lokhande, A. and White, D.W. (2015), “Evaluation of Steel I-Section Beam and Beam-Column Bracing Requirements by Test Simulation,” Research Report to the American Institute of Steel Construction, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, June, 286 p.
- Lorenz, R.F., Kato, B. and Chen, W.F. (eds.) (1993), *Semi-Rigid Connections in Steel Frames*, CTBUH, Bethlehem, PA.
- Lou, G., Yu, S. and Wang, R. (2010), “Experimental Study of Mechanical Properties of High-Strength Bolts After Fire,” *Sixth International Conference Structures in Fire*, East Lansing, MI.
- Lu, Y.O. and Kennedy, D.J.L. (1994), “The Flexural Behaviour of Concrete-Filled Hollow Structural Sections,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press, Vol. 21, No. 1, pp. 111–130.
- Lui, Z. and Goel, S.C. (1987), “Investigation of Concrete-Filled Steel Tubes Under Cyclic Bending and Buckling,” UMCE Report 87-3, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- Lutz, L.A. and Fisher, J.M. (1985), “A Unified Approach for Stability Bracing Requirements,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 22, No. 4, pp. 163–167.
- Lutz, L.A. (1992), “Critical Slenderness of Compression Members with Effective Lengths about Non-Principal Axes,” *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Pittsburgh, PA, SSRC, Bethlehem, PA.
- Lyons, C.J., Easterling, W.S. and Murray, T.M. (1994), “Strength of Welded Shear Studs, Volumes I and II,” Report No. CE/VPI-ST 94-07, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.
- Lyse, I. and Schreiner, N.G. (1935), “An Investigation of Welded Seat Angle Connections,” *The Welding Journal*, AWS, February, p. 1.
- Lyse, I. and Gibson, G.J. (1937), “Effect of Welded Top Angles on Beam-Column Connections,” *The Welding Journal*, AWS, October.
- Madugula, M.K.S. and Kennedy, J.B. (1985), *Single and Compound Angle Members*, Elsevier, New York, NY.

- Maleck, A.E. and White, D.W. (2003), "Direct Analysis Approach for the Assessment of Frame Stability: Verification Studies," *Proceedings—Annual Technical Session and Meeting*, Baltimore, MD, SSRC, pp. 423–441.
- Marino, F.J. (1966), "Ponding of Two-Way Roof Systems," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 3, No. 3, pp. 93–100.
- Marshall, P.W. (1992), *Design of Welded Tubular Connections: Basis and Use of AWS Code Provisions*, Elsevier, Amsterdam, the Netherlands.
- Martinez-Garcia, J.M. and Ziemian, R.D. (2006), "Benchmark Studies to Compare Frame Stability Provisions," *Proceedings—Annual Technical Session and Meeting*, San Antonio, TX, SSRC, pp. 425–442.
- McGuire, W. (1992), "Computer-Aided Analysis," *Constructional Steel Design: An International Guide*, P.J. Dowling, J.E. Harding and R. Bjorhovde (eds.), Elsevier, New York, NY, pp. 915–932.
- McGuire, W., Gallagher, R.H. and Ziemian, R.D. (2000), *Matrix Structural Analysis*, 2nd Ed., John Wiley & Sons Inc., New York, NY.
- Mohr, B.A. and Murray, T.M. (2008), "Bending Strength of Steel Bracket and Splice Plates," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 45, No. 2, pp. 97–106.
- Moon, J., Yoon, K., Han, T. and Lee, H. (2008), "Out-of-plane Buckling and Design of X-bracing Systems with Discontinuous Diagonals," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 64, No. 3, pp. 285–294.
- Mottram, J.T. and Johnson, R.P. (1990), "Push Tests on Studs Welded Through Profiled Steel Sheeting," *The Structural Engineer*, ISE, Vol. 68, No. 10, pp. 187–193.
- Mujagic, J.R. and Easterling, W.S. (2009), "Reliability Assessment of Composite Beams," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 65, No. 12, pp. 2,111–2,128.
- Mujagic, J.R., Easterling, W.S., Bennett, J.S. and Varma, A.H. (2015), "Assessment of Shear Connection Ductility in Composite Beams—Implications on the U.S. Design Practice," Report No. CE/VPI-15/12, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.
- Munse, W.H. and Chesson, Jr., E., (1963), "Riveted and Bolted Joints: Net Section Design," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 89, No. ST1, pp. 107–126.
- Murray, T.M., Kline, D.P. and Rojani, K.B. (1992), "Use of Snug-Tightened Bolts in End-Plate Connections," *Connections in Steel Structures II*, R. Bjorhovde, A. Colson, G. Haaijer and J.W.B. Stark, (eds.), AISC, Chicago, IL.
- Murray, T.M. and Shoemaker, W.L. (2002), *Flush and Extended Multiple-Row Moment End-Plate Connections*, Design Guide 16, AISC, Chicago, IL.
- Murray, T.M. and Sumner, E.A. (2004), *End-Plate Moment Connections—Wind and Seismic Applications*, Design Guide 4, 2nd Ed., AISC, Chicago, IL.
- Murray, T.M., Allen, D.E. and Ungar, E.E. (2016), *Vibrations of Steel-Framed Structural Systems Due to Human Activity*, Design Guide 11, 2nd Ed., AISC, Chicago, IL.
- Nair, S. (1997), "Practical Application of Energy Methods to Structural Stability Problems," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 34, No. 4, pp. 126–134.
- Nelson (1977), *Embedment Properties of Headed Studs*, TRW Nelson Stud Welding Division, Lorain, OH.
- Nethercot, D.A. (1985), "Steel Beam to Column Connections—A Review of Test Data and Their Applicability to the Evaluation of the Joint Behaviour of the Performance of Steel Frames," CIRIA, London, England.
- Newmark, N.M., Siess, C.P. and Viest, I.M. (1951), Tests and Analysis of Composite Beams with Incomplete Interaction," *Proceedings*, SESA, Vol. 9, pp. 75–92.
- Newman, G. (1999), "The Cardington Fire Tests," *Proceedings of the North American Steel Construction Conference*, Toronto, Canada, AISC, Chicago, IL, pp. 28.1–28.22.
- NFPA (2002a), *Standard for the Inspection, Testing, and Maintenance of Water-Based Fire Protection Systems*, NFPA 25, National Fire Protection Association, Quincy, MA.
- NFPA (2002b), *Standard on Smoke and Heat Venting*, NFPA 204, National Fire Protection Association, Quincy, MA.
- NFPA (2012), *Standard for Determination of Fire Loads for Use in Structural Fire Protection Design*, NFPA 557, National Fire Protection Association, Quincy, MA.
- NFPA (2015), *Building Construction and Safety Codes*, NFPA 5000, National Fire Protection Association, Quincy, MA.
- Nowak, A.S. and Collins, K.R. (2000), *Reliability of Structures*, McGraw-Hill, New York, NY.

- NRC (1974), “Expansion Joints in Buildings,” Technical Report No. 65, Standing Committee on Structural Engineering of the Federal Construction Council, Building Research Advisory Board, Division of Engineering, National Research Council, National Academy of Sciences, Washington, DC.
- NRCC (1990), *National Building Code of Canada*, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario, Canada.
- Oehlers, D.J. and Coughlan, C.G. (1986), “The Shear Stiffness of Stud Shear Connections in Composite Beams,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 6, No. 4, pp. 273–284.
- Oehlers, D.J. and Bradford, M.A. (1995), *Composite Steel and Concrete Members*, Elsevier, Tarrytown, NY.
- Oehlers, D.J. and Sved, G. (1995), “Flexural Strength of Composite Beams with Limited Slip Capacity Shear Connectors,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 6, pp. 932–938.
- Ollgaard, J.G., Slutter, R.G. and Fisher, J.W. (1971), “Shear Strength of Stud Shear Connections in Lightweight and Normal Weight Concrete,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 8, No. 2, pp. 55–64.
- OSHA (2015), *Safety and Health Regulations for Construction*, Standards—29 CFR 1926 Subpart R—Steel Erection, Occupational Safety and Health Administration, Washington, DC.
- Packer, J.A., Birkemoe, P.C. and Tucker, W.J. (1984), “Canadian Implementation of CIDECT Monograph No. 6,” CIDECT Report No. 5AJ-84/9-E, University of Toronto, Toronto, Canada.
- Packer, J.A., Wardenier, J., Kurobane, Y., Dutta, D. and Yeomans, N. (1992), “Design Guide for Rectangular Hollow Section (RHS) Joints under Predominantly Static Loading,” CIDECT Design Guide No. 3, CIDECT (ed.) and Verlag TÜV Rheinland, Köln, Germany.
- Packer, J.A. and Cassidy, C.E. (1995), “Effective Weld Length for HSS T, Y and X Connections,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 121, No. 10, pp. 1,402–1,408.
- Packer, J.A. and Henderson, J.E. (1997), *Hollow Structural Section Connections and Trusses—A Design Guide*, 2nd Ed., CISC, Toronto, Canada.
- Packer, J.A. (2004), “Reliability of Welded Tubular K-Connection Resistance Expressions,” International Institute of Welding (IIW) Document XV-E-04-291, University of Toronto, Toronto, Canada.
- Packer, J.A., Mashiri, F.R., Zhao, X.L. and Willibald, S. (2007), “Static and Fatigue Design of CHS-to-RHS Welded Connections Using a Branch Conversion Method,” *Journal of Constructional Research*, Elsevier, Vol. 63, No. 1, pp. 82–95.
- Packer, J.A., Wardenier, J., Zhao, X.-L., van der Vegte, G.L. and Kurobane, Y. (2009), *Design Guide for Rectangular Hollow Section (RHS) Joints under Predominately Static Loading*, 2nd Ed., CIDECT, Geneva, Switzerland.
- Pallarés, L. and Hajjar, J.F. (2010a), “Headed Steel Stud Anchors in Composite Structures: Part II. Tension and Interaction,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 66, No. 2, February, pp. 213–228.
- Pallarés, L. and Hajjar, J.F. (2010b), “Headed Steel Stud Anchors in Composite Structures: Part I. Shear,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 66, No. 2, February, pp. 198–212.
- Pate-Cornell, E. (1994), “Quantitative Safety Goals for Risk Management of Industrial Facilities,” *Structural Safety*, Elsevier, Vol. 13, No. 3, pp. 145–157.
- Peköz, T. (1987), *Development of a Unified Approach to the Design of Cold-Formed Steel Members*, AISI, Washington, DC.
- Picard, A. and Beaulieu, D. (1987), “Design of Diagonal Cross Bracings Part 1: Theoretical Study,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 24, No. 3, pp. 122–126.
- Popov, E.P. and Stephen, R.M. (1977), “Capacity of Columns with Splice Imperfections,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 14, No. 1, pp. 16–23.
- Popov, E.P. (1980), “An Update on Eccentric Seismic Bracing,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 17, No. 3, pp. 70–71.
- Prado, E. and White, D.W. (2015), “Assessment of Basic Steel I-Section Beam Bracing Requirements by Test Simulation,” Research Report to the Metal Building Manufacturers Association, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, June, 243 p.
- Preece, F.R. (1968), “AWS-AISC Fillet Weld Study—Longitudinal and Transverse Shear Tests,” Testing Engineers, Inc., Los Angeles, CA, May.
- Prion, H.G.L. and Boehme, J. (1994), “Beam-column behaviour of steel tubes filled with high strength concrete,” *Canadian Journal of Civil Engineering*, NRC Research Press, Vol. 21, No. 2, pp. 207–218.
- Prochnow, S.D., Ye, Y., Dexter, R.J., Hajjar, J.F. and Cotton, S.C. (2000), “Local Flange Bending and Local Web Yielding Limit States in Steel Moment Resisting Connections,” *Connections in Steel Structures IV—Behavior*,

- Strength and Design*, R.T. Leon and W.S. Easterling (eds.), AISC, Chicago, IL, pp. 318–328.
- Rahal, K.N. and Harding, J.E. (1990a), “Transversely Stiffened Girder Webs Subjected to Shear Loading—Part 1: Behaviour,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, ICE, March, pp. 47–65.
- Rahal, K.N. and Harding, J.E. (1990b), “Transversely Stiffened Girder Webs Subjected to Shear Loading—Part 2: Stiffener Design,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, ICE, March, pp. 67–87.
- Rahal, K.N. and Harding, J.E. (1991), “Transversely Stiffened Girder Webs Subjected to Combined In-Plane Loading,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, ICE, June, pp. 237–258.
- Ravindra, M.K. and Galambos, T.V. (1978), “Load and Resistance Factor Design for Steel,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, pp. 1,337–1,353.
- RCSC (2014), *Specification for Structural Joints Using High Strength Bolts*, Research Council on Structural Connections, AISC, Chicago, IL.
- Ricles, J.M. and Yura, J.A. (1983), “Strength of Double-Row Bolted Web Connections,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 109, No. ST1, pp. 126–142.
- Roberts, R., Fisher, J.E., Irwin, G.R., Boyer, K.D., Hausmann, H., Krishna, G.V., Morf, V. and Slockbower, R.E. (1980), *Fatigue and Fracture Resistance of a Welded Bridge Detail*, Advances in Fracture Research, Pergamon Press, pp. 2,101–2,108.
- Roberts, T.M. (1981), “Slender Plate Girders Subjected to Edge Loading,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Part 2, ICE, No. 71, September.
- Robinson, H. and Naraine, K.S. (1988), “Slip and Uplift Effects in Composite Beams,” *Proceedings, Engineering Foundation Conference on Composite Construction*, ASCE, pp. 487–497.
- Roddenberry, M.R., Easterling, W.S. and Murray, T.M. (2002a), “Behavior and Strength of Welded Stud Shear Connectors,” Report No. CE/VPI-02/04, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, VA.
- Roddenberry, M.R., Lyons, J.C., Easterling, W.S. and Murray, T.M. (2002b), “Performance and Strength of Welded Shear Studs,” *Composite Construction in Steel and Concrete IV*, J.F. Hajjar, M. Hosain, W.S. Easterling and B.M. Shahrooz (eds.), ASCE, Reston, VA, pp. 458–469.
- Roeder, C.W., Cameron, B. and Brown, C.B. (1999), “Composite Action in Concrete Filled Tubes,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 125, No. 5, pp. 477–484.
- Roik, K. and Bergmann, R. (1992), “Composite Column,” *Constructional Steel Design: An International Guide*, P.J. Dowling, J.E. Harding and R. Bjorhovde, (eds.), Elsevier, London.
- Rolloos, A. (1969), “The Effective Weld Length of Beam to Column Connections without Stiffening Plates,” Stevin Report 6-69-7-HL, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands.
- Ruddy, J. (1986), “Ponding of Concrete Deck Floors,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 23, No. 3, pp. 107–115.
- Ruddy, J.L., Marlo, J.P., Ioannides, S.A. and Alfawakhiri, F. (2003), *Fire Resistance of Structural Steel Framing*, Design Guide 19, AISC, Chicago, IL.
- Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S. and Nishiyama, I. (2004), “Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube Short Columns,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 130, No. 2, pp. 180–188.
- Salari, M., Spacone, E., Shing, P. and Frangopol, D. (1998), “Nonlinear Analysis of Composite Beams with Deformable Shear Connectors,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 10, pp. 1,148–1,158.
- Salari, M. and Spacone, E. (2001), “Analysis of Steel-Concrete Composite Frames with Bond Slip,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 11, pp. 1,243–1,250.
- Salkar, R., Salkar, A. and Davids, W. (2015), “Crippling of Webs with Partial-Depth Stiffeners under Patch Loading,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 52, No. 4, pp. 221–231.
- Salmon, C.G., Johnson, J.E. and Malhas, F.A. (2008), *Steel Structures: Design and Behavior*, Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ.
- Salvadori, M. (1956), “Lateral Buckling of Eccentrically Loaded I-Columns,” *Transactions*, ASCE, Vol. 122, No. 1.
- Sato, A. and Uang, C.M. (2007), “Modified Slenderness Ratio for Built-up Members,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 44, No. 3, pp. 269–280.
- Schilling, C.G. (1965), Buckling Strength of Circular Tubes, *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST5, pp. 325–348.
- Schuster, J.W. (1997), *Structural Steel Fabrication Practices*, McGraw-Hill, New York, NY.
- SDI (2001), *Standard Practice Details*, Steel Deck Institute, Fox River Grove, IL.

- SDI (2015), *Diaphragm Design Manual*, Steel Deck Institute, Fox River Grove, IL.
- Seaburg, P.A. and Carter, C.J. (1997), *Torsional Analysis of Structural Steel Members*, Design Guide 9, AISC, Chicago, IL.
- Seif, M. and Schafer, B.W. (2010), “Local Buckling of Structural Steel Shapes,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 66, No. 10, pp. 1,232–1,247.
- Selden, K. (2014), “Structural Behavior and Design of Composite Beams Subjected to Fire,” Ph.D. Dissertation, Purdue University, School of Civil Engineering.
- Selden, K., Varma, A.H. and Mujagic, J. (2015), “Consideration of Shear Stud Slip in the Design of Partially Composite Beams,” Structures Congress, Portland Oregon, ASCE, pp. 888–899.
- Selden, K., Fischer, E. and Varma, A.H. (2016), “Experimental Investigation of Composite Beams with Shear Connections Subjected to Fire Loading,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 142, No. 2.
- Selden, K. and Varma, A.H. (2016), “Flexural Capacity of Composite Beams Subjected to Fire: Fiber-Based Models and Benchmarking,” *Fire Technology*, Springer Science + Business Media New York, July, Vol. 52, Issue 4, pp. 995–1,014.
- SFPE (2002), *Handbook of Fire Protection Engineering*, 3rd Ed., P.J. DiNenno (ed.), NFPA, Quincy, MA.
- SFPE (2011), *Engineering Standard on Calculating Fire Exposures to Structures*, SFPE S.01, Society of Fire Protection Engineers, Bethesda, MD.
- SFSA (1995), *Steel Castings Handbook*, Steel Founders’ Society of America and ASM International, Crystal Lake, IL.
- SFSA (2009), *Steel Castings Handbook, Supplement 2*, Steel Founders’ Society of America, Crystal Lake, IL.
- Shanmugam, N.E. and Lakshmi, B. (2001), “State of the Art Report on Steel-Concrete Composite Columns,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 57, No. 10, pp. 1,041–1,080.
- Sherbourne, A.N. and Jensen, C.D. (1957), “Direct Welded Beam Column Connections,” Report. No. 233.12, Fritz Engineering Laboratory, Lehigh University, Bethlehem, PA.
- Sherman, D.R. (1976), “Tentative Criteria for Structural Applications of Steel Tubing and Pipe,” AISI, Washington, DC, August.
- Sherman, D.R. and Tanavde, A.S. (1984), “Comparative Study of Flexural Capacity of Pipes,” Internal Report, Department of Civil Engineering, University of Wisconsin-Milwaukee, WI, March.
- Sherman, D.R. and Ales, J.M. (1991), “The Design of Shear Tabs with Tubular Columns,” *Proceedings of the National Steel Construction Conference*, Washington, DC, AISC, Chicago, IL, pp. 1.2–1.22.
- Sherman, D.R. (1992), “Tubular Members,” *Constructional Steel Design—An International Guide*, P.J. Dowling, J.H. Harding and R. Bjorhovde (eds.), Elsevier, London, pp. 91–104.
- Sherman, D.R. (1995a), “Stability Related Deterioration of Structures,” *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Kansas City, MO, SSRC, Bethlehem, PA.
- Sherman, D.R. (1995b), “Simple Framing Connections to HSS Columns,” *Proceedings, National Steel Construction Conference*, San Antonio, TX, AISC, pp. 30.1–30.16.
- Sherman, D.R. (1996), “Designing with Structural Tubing,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 33, No. 3, pp.101–109.
- Shi, Y.I., Wang, L., Wang, Y.Q., Ma, J.S. and Bai, R.S. (2011), “Proposed Design Method of Combined Connections with Bolts and Longitudinal Welds,” *Applied Mechanics and Materials*, Trans Tech Publications, Inc., Vols. 94-96, pp. 923–928.
- Slutter, R.G. and Driscoll, G.C. (1965), “Flexural Strength of Steel-Concrete Composite Beams,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 91, No. ST2, pp. 71–99.
- SSPC (2002), *SSPC Painting Manual Volume 1 Good Painting Practices*, 4th Ed., The Society for Protective Coatings, Pittsburgh, PA.
- SSPC (2012), *SSPC Painting Manual Volume 2 Systems and Specifications*, The Society for Protective Coatings, Pittsburgh, PA.
- Stang, A.H. and Jaffe, B.S. (1948), *Perforated Cover Plates for Steel Columns*, Research Paper RP1861, National Bureau of Standards, Washington, DC.
- Stanway, G.S., Chapman, J.C. and Dowling, P.J. (1993), “Behaviour of a Web Plate in Shear with an Intermediate Stiffener,” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, ICE, Vol. 99, August, pp. 327–344.

- Stanway, G.S., Chapman, J.C. and Dowling, P.J. (1996), "A Design Model for Intermediate Web Stiffeners," *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Structures and Buildings*, ICE, Vol. 116, February, pp. 54–68.
- Studer, R.P., Binion, C.D. and Davis, D.B. (2015), "Shear Strength of Tapered I-Shaped Steel Members," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 112, No. 9, pp. 167–174.
- Summers, P.A. and Yura, J.A. (1982), "The Behavior of Beams Subjected to Concentrated Loads," Report No. 82-5, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas, Austin, TX, August.
- Surovek, A., White, D. and Leon, R. (2005), "Direct Analysis for Design Evaluation of Partially Restrained Steel Framing Systems," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 9, pp. 1,376–1,389.
- Surovek, A.E. (ed.) (2010), *Guidelines for the Use of Direct Second-Order Inelastic Analysis in Steel Frame Design*, Report of the Special Project Committee on Advanced Analysis, Technical Committee on Compression and Flexural Members of the Structural Engineering Institute, ASCE.
- Takagi, J. and Deierlein, G.G. (2007), "Strength Design Criteria for Steel Members at Elevated Temperatures," *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 63, pp. 1,036–1,050.
- Taylor, A.C. and Ojalvo, M. (1966), "Torsional Restraint of Lateral Buckling," *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 92, No. ST2, pp. 115–129.
- Thoft-Christensen, P. and Murotsu, Y. (1986), *Application of Structural System Reliability Theory*, Springer Verlag, Berlin.
- Tide, R.H.R. (1985), "Reasonable Column Design Equations," *Proceedings of the Annual Technical Session and Meeting*, Cleveland, OH, SSRC, Bethlehem, PA.
- Tide, R.H.R. (1999), "Evaluation of Steel Properties and Cracking in the 'k'-area of W Shapes," *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 22, pp. 128–124.
- Tide, R.H.R. (2001), "A Technical Note: Derivation of the LRFD Column Design Equations," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 38, No. 3, pp. 137–139.
- Tide, R.H.R. (2010), "Bolt Shear Design Considerations," *Engineering Journal*, AISC, Vol. 47, No. 1, pp. 47–64.
- Timoshenko, S.P. (1956), *Strength of Materials*, Vol. II, 3rd Ed., D. Van Nostrand, New York, NY.
- Timoshenko, S.P. and Gere, J.M. (1961), *Theory of Elastic Stability*, McGraw-Hill Book Company, New York, NY.
- Togay, O., Jeong, W.Y., Bishop, C.D. and White, D.W. (2015), "Toward a More Comprehensive Approach for Design Using Buckling Analysis," *Proceedings of the Annual Stability Conference*, Nashville, TN, SSRC, pp. 391–410.
- Troup, E.W. (1999), "Effective Contract and Shop Drawings for Structural Steel," *Proceedings of the AISC National Steel Construction Conference*, Toronto, Ontario, AISC, Chicago, IL, pp. 37-1–37-15.
- Van der Sanden, P.G.F.J. (1996), "The Behaviour of a Headed Stud Connection in a 'New' Push Test including a Ribbed Slab. Tests: Main Report," BKO Report No. 95-15, Eindhoven University of Technology, Eindhoven, the Netherlands, March.
- Varma, A.H., Ricles, J.M., Sause, R. and Lu, L.W. (2002), "Experimental Behavior of High Strength Square Concrete Filled Steel Tube (CFT) Columns," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 3, pp. 309–318.
- Vickery, B.J., Isyumov, N. and Davenport, A.G. (1983), "The Role of Damping, Mass and Stiffness in the Reduction of Wind Effects on Structures," *Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics*, Elsevier, Vol. 11, Nos. 1-3, pp. 285–294.
- Viest, I.M., Siess, C.P., Appleton, J.H. and Newmark, N. (1952), "Full-Scale Tests of Channel Shear Connectors and Composite T-Beams," Bulletin Series No. 405, Vol. 50, No. 29, University of Illinois Engineering Experiment Station, University of Illinois, Urbana, IL.
- Viest, I.M., Colaco, J.P., Furlong, R.W., Griffis, L.G., Leon, R.T. and Wyllie, L.A., Jr. (1997), *Composite Construction: Design for Buildings*, McGraw-Hill, New York, NY.
- Vincent, G.S. (1969), "Tentative Criteria for Load Factor Design of Steel Highway Bridges," *Bulletin No. 15*, AISI, Washington, D.C.
- von Karman, T., Sechler, E.E. and Donnell, L.H. (1932), "The Strength of Thin Plates in Compression," *Transactions*, ASME, Vol. 54.
- Wardenier, J., Davies, G. and Stolle, P. (1981), "The Effective Width of Branch Plate to RHS Chord Connections in Cross Joints," Stevin Report 6-81-6, Delft University of Technology, Delft, the Netherlands.
- Wardenier, J. (1982), *Hollow Section Joints*, Delft University Press, Delft, the Netherlands.

- Wardenier, J., Kurobane, Y., Packer, J.A., Dutta, D. and Yeomans, N. (1991), *Design Guide for Circular Hollow Section (CHS) Joints Under Predominantly Static Loading*, CIDECT Design Guide No. 1, CIDECT (ed.) and Verlag TUV Rheinland, Koln, Germany.
- Wardenier, J., Kurobane, Y., Packer, J.A., van der Vegte, G.L. and Zhao, X.L. (2008), *Design Guide for Circular Hollow Section (CHS) Joints under Predominately Static Loading* 2nd Ed., CIDECT, Geneva, Switzerland.
- West, M.A., Fisher, J.M. and Griffis, L.G. (2003), *Serviceability Design Considerations for Steel Buildings*, Design Guide 3, 2nd Ed., AISC, Chicago, IL.
- Wheeler, A. and Bridge, R. (2006), “The Behaviour of Circular Concrete-Filled Thin-Walled Steel Tubes in Flexure,” *Proceedings, Composite Construction in Steel and Concrete V*, Kruger National Park, South Africa, July 18–23, 2004, R.T. Leon and Lange, J. (eds.), ASCE, Reston, Virginia, pp. 413–423.
- White, D.W. and Chen, W.F. (ed.) (1993), *Plastic Hinge Based Methods for Advanced Analysis and Design of Steel Frames: An Assessment of State-of-the-Art*, SSRC, Bethlehem, PA.
- White, D.W. and Hajjar, J.F. (1997a), “Design of Steel Frames without Consideration of Effective Length,” *Engineering Structures*, Elsevier, Vol. 19, No. 10, pp. 797–810.
- White, D.W. and Hajjar, J.F. (1997b), “Buckling Models and Stability Design of Steel Frames: a Unified Approach,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 42, No. 3, pp. 171–207.
- White, D.W. and Jung, S.K. (2003), “Simplified Lateral-Torsional Buckling Equations for Singly-Symmetric I-Section Members,” *Structural Engineering, Mechanics and Materials Report No. 24b*, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA.
- White, D.W. and Grubb, M.A. (2005), “Unified Resistance Equations for Design of Curved and Tangent Steel Bridge I-Girders,” *Proceedings, 6th International Bridge Engineering Conference*, Boston, MA, TRB, July, pp. 121–128.
- White, D.W. and Chang, C.J. (2007), “Improved Flexural Stability Design of I-Section Members in AISC (2005)—A Case Study Comparison to AISC (1989) ASD,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 44, No. 4, pp. 291–304.
- White, D.W. (2008), “Unified Flexural Resistance Equations for Stability Design of Steel I-Section Members—Overview,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 9, pp. 1,405–1,424.
- White, D.W. and Barker, M. (2008), “Shear Resistance of Transversely-Stiffened Steel I-Girders,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 9, pp. 1,425–1,436.
- White, D.W., Barker, M.G. and Azizinamini, A. (2008), “Shear Strength and Moment-Shear Interaction in Transversely Stiffened Steel I-Girders,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 134, No. 9, 1,437–1,449.
- White, D.W. and Goverdhan, A.V. (2008), “Design of PR Frames Using the AISC Direct Analysis Method,” in *Connections in Steel Structures VI*, R. Bjorhovde, F.S.K. Bijlaard and L.F. Geschwindner (eds.), AISC, Chicago, IL, pp. 255–264.
- White, D.W., Sharma, A., Kim, Y.D. and Bishop, C.D. (2011), “Flange Stability Bracing Behavior in Metal Building Frame Systems,” *Research Report to Metal Building Manufacturers Association*, Structural Engineering Mechanics and Materials Report No. 11-74, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, Atlanta, GA, 353 p.
- Wilkinson, T. and Hancock, G.J. (1998), “Tests to Examine Compact Web Slenderness of Cold-Formed RHS,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 10, pp. 1,166–1,174.
- Wilkinson, T. and Hancock, G.J. (2002), “Predicting the Rotation Capacity of Cold-Formed RHS Beams Using Finite Element Analysis,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 58, No. 11, pp. 1,455–1,471.
- Wilson, W.M. (1934), “The Bearing Value of Rollers,” *Bulletin No. 263*, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL.
- Winter, G. (1947), “Strength of Thin Steel Compression Flanges,” *Transactions*, ASCE, Vol. 112, p. 547.
- Winter, G. (1958), “Lateral Bracing of Columns and Beams,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 84, No. ST3, pp. 1,561–1–1,561–22.
- Winter, G. (1960), “Lateral Bracing of Columns and Beams,” *Transactions*, ASCE, Vol. 125, Part 1, pp. 809–825.
- Winter, G. (1968), *Commentary on the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Members*, AISI, Washington, DC.
- Winter, G. (1970), *Light Gage Cold-Formed Steel Design Manual: Commentary of the 1968 Edition*, AISI, Washington, DC.

- Wong, M.B. (2009), *Plastic Analysis and Design of Steel Structures*, Butterworth-Heinemann, Burlington, MA.
- Wong, E. and Driver, R. (2010), Critical Evaluation of Equivalent Moment Factor Procedures for Laterally Unsupported Beams, *Engineering Journal*, AISC, Vol. 47, No. 1, pp. 1–20 and Closure, Vol. 47, No. 4, pp. 281–283.
- Xie, M. and Chapman, J.C. (2003), “Design of Web Stiffeners: Axial Forces,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol. 59, pp. 1,035–1,056.
- Yam, M. and Cheng, J. (1990), “Fatigue Strength of Coped Steel Beams,” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 116, No. 9, pp. 2,447–2,463.
- Yu, L. and Frank, K. (2009), “Shear Behavior of A325 and A490 High-Strength Bolts in Fire and Post-Fire,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 46, No. 2, pp. 99–106.
- Yuan, H. (1996), “The Resistances of Stud Shear Connectors with Profiled Sheeting,” Ph.D. Dissertation, Department of Engineering, The University of Warwick, Coventry, England.
- Yuan, Q., Swanson, J. and Rassati, G.A. (2004), “An Investigation of Hole Making Practices in the Fabrication of Structural Steel,” Internal Report, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Cincinnati, Cincinnati, OH.
- Yura, J.A. (1971), “The Effective Length of Columns in Unbraced Frames,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 8, No. 2, pp. 37–42.
- Yura, J.A., Galambos, T.V. and Ravindra, K. (1978), “The Bending Resistance of Steel Beams,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 104, No. ST9, pp. 1,355–1,370.
- Yura, J.A., Birkemoe, P.C. and Ricles, J.M. (1982), “Beam Web Shear Connections: An Experimental Study,” *Journal of the Structural Division*, ASCE, Vol. 108, No. ST2, pp. 311–326.
- Yura, J., Phillips, B., Raju, S. and Webb, S. (1992), “Bracing of Steel Beams in Bridges,” Research Report 1239-4F, Center for Transportation Research, University of Texas, Austin, TX, 80 p.
- Yura, J.A. (1995), “Bracing for Stability—State-of-the-Art,” *Proceedings of the ASCE Structures Congress XIII*, Boston, MA, ASCE, New York, NY, pp. 88–103.
- Yura, J.A. (2001), “Fundamentals of Beam Bracing,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 38, No.1, pp. 11–26.
- Yura, J.A. and Helwig, T.A. (2010), “Buckling of Beams with Inflection Points,” *Proceedings, Annual Stability Conference*, Orlando, FL, North American Steel Construction Conference, SSRC.
- Zahn, C.J. and Haaijer, G. (1987), “Effect of Connector Spacing on Double Angle Compressive Strength,” Materials and Member Behavior, *Proceedings, Structures Congress*, ASCE, Orlando, FL, pp. 199–212.
- Zandonini, R. (1985), “Stability of Compact Built-Up Struts: Experimental Investigation and Numerical Simulation,” *Costruzioni Metalliche*, No. 4.
- Zhang, J., Denavit, M.D., Hajjar, J.F. and Lu, X. (2012), “Bond Behavior of Concrete-Filled Steel Tube (CFT) Structures,” *Engineering Journal*, AISC, Vol. 49, No. 4, pp. 169–185. (Errata: Vol. 50, No. 3, pp. 201–203).
- Zhao, B., Roosefid, M. and Vassart, O. (2008), “Full-scale Test of a Steel and Concrete Composite Floor Exposed to ISO Fire,” *Structures in Fire, Proceedings of the 5th International Conference*, Singapore.
- Zhao, H. and Leon, R.T. (2013), *Elastic Load-Deflection Behavior of Simply-Supported Composite Beams*, SEM Report 13/09, Via Department of Civil and Environmental Engineering, Virginia Tech, Blacksburg, VA, 95 p.
- Ziemian, R.D., McGuire, W. and Deierlein, G. (1992), “Inelastic Limit States Design, Part I: Planar Frame Studies, and Part II: Three-Dimensional Frame Study,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 9, pp. 2,532–2,567.
- Ziemian, R.D. and Miller, A.R. (1997), “Inelastic Analysis and Design: Frames With Members in Minor-Axis Bending,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 123, No. 2, pp. 151–157.
- Ziemian, R.D. and McGuire, W. (2002), “Modified Tangent Modulus Approach, A Contribution to Plastic Hinge Analysis,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 128, No. 10, pp. 1,301–1,307.
- Ziemian, R.D., McGuire, W. and Seo, D.W. (2008), “On the Inelastic Strength of Beam-Columns under Biaxial Bending,” *Proceedings—Annual Stability Conference*, SSRC, Nashville, TN.
- Ziemian, R.D. (ed.) (2010), *Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures*, 6th Ed., John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ.
- Zona, A. and Ranzi, G. (2014), “Shear Connection Slip Demand in Composite Steel-Concrete Beams With Solid Slab,” *Journal of Constructional Steel Research*, Elsevier, Vol.102, pp. 266–281.

附錄四

**AISC 342-22(draft) Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of
Existing Structural Steel Buildings (摘要內容)**

AISC 342-XX

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

DRAFT dated January 5, 2022
(Not yet) Approved by the
Committee on Specifications



PUBLIC REVIEW DRAFT
(JAN. 7 TO FEB. 21, 2022)

PREFACE

(This Preface is not part of ANSI/AISC 342-22, *Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings*; it is included for informational purposes only.)

These Provisions are based upon past successful usage and advances in the state of knowledge relative to the retrofit of structures subjected to seismic loads. Where required by ASCE/SEI 41-17, these Provisions are intended to be used in conjunction with the *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-22.

The Provisions are ANSI-approved and have been developed as a consensus document using ANSI-accredited procedures to provide a uniform practice for the seismic retrofit of steel-framed buildings, and also those buildings that may include composite, cast iron, and wrought iron elements. The intention is to provide design criteria to be used in conjunction with ASCE/SEI 41-17. It is intended that the next edition of ASCE/SEI 41 adopt these Provisions to replace Chapter 9 of that standard. The intention is also to provide design criteria for routine use and not to provide specific criteria for infrequently encountered problems, which occur in the full range of structural design.

The Provisions are a result of the consensus deliberations of a committee of structural engineers with wide experience and high professional standing, representing a wide geographical distribution throughout the United States. The committee includes approximately equal numbers of engineers in private practice and code agencies, engineers involved in research and teaching, and engineers employed by steel fabricating and producing companies. The contributions and assistance of more than 50 additional professional volunteers working in task committees are also hereby acknowledged.

The Symbols, Glossary, and Abbreviations to these Provisions are an integral part of the Provisions. The Symbols, Glossary, and Abbreviations are consistent with those used in ASCE/SEI 41-17 for ease of adoption by the next edition of ASCE/SEI 41, and for ease of use with ASCE/SEI 41-17. A nonmandatory Commentary has been prepared to provide background for the Provisions. The user is encouraged to consult the Commentary. Additionally, nonmandatory User Notes are interspersed throughout the Provisions to provide concise and practical guidance in the application of the provisions.

This Specification was approved by the Committee on Specifications:

James O. Malley, Chair	Judy Liu
Scott F. Armbrust, Vice Chair	Duane K. Miller
Allen Adams	Larry S. Muir
Taha D. Al-Shawaf	Thomas M. Murray, Emeritus
William F. Baker	R. Shankar Nair, Emeritus
John M. Barsom, Emeritus	Conrad Paulson
Reidar Bjorhovde, Emeritus	Douglas A. Rees-Evans
Roger L. Brockenbrough, Emeritus	Rafael Sabelli
Susan B. Burmeister	Thomas A. Sabol
Gregory G. Deierlein	Fahim H. Sadek
Bo Dowswell	Benjamin W. Schafer
Carol J. Drucker	Robert E. Shaw, Jr.
W. Samuel Easterling	Donald R. Sherman, Emeritus
Bruce R. Ellingwood, Emeritus	W. Lee Shoemaker

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

Draft dated January 5, 2022

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

- 53 Michael D. Engelhardt William A. Thornton, Emeritus
 54 Shu-Jin Fang, Emeritus Raymond H.R. Tide, Emeritus
 55 James M. Fisher, Emeritus Chia-Ming Uang
 56 John W. Fisher, Emeritus Amit H. Varma
 57 Theodore V. Galambos, Emeritus Donald W. White
 58 Michael E. Gase Jamie Winans
 59 Louis F. Geschwindner Ronald D. Ziemian
 60 Ramon E. Gilsanz Cynthia J. Duncan, Secretary
 61 Lawrence G. Griffis
 62 Jerome F. Hajjar
 63 Ronald O. Hamburger
 64 Patrick M. Hassett
 65 Tony C. Hazel
 66 Todd A. Helwig
 67 Richard A. Henige, Jr.
 68 Mark V. Holland
 69 John D. Hooper
 70 Nestor R. Iwankiw
 71 William P. Jacobs, V
 72 Ronald J. Janowiak
 73 Lawrence A. Kloiber, Emeritus
 74 Lawrence F. Kruth
 75 Jay W. Larson
 76 Roberto T. Leon
- 77 The Committee honors former members, vice-chair, Patrick J. Fortney, and emeritus members, Duane S. Ellifritt and
 78 Reidar Bjorhovde, who passed away during this cycle.
- 79 The Committee gratefully acknowledges AISC Board Oversight, Matt Smith; the advisory members, Carlos Aguirre
 80 and Tiziano Perea; and the following Task Committee 7 (Evaluation and Repair) and staff members for their
 81 involvement in the development of this document.
- 82 Conrad Paulson, Chair Charles Roeder
 83 John Harris, Vice Chair Rafael Sabelli
 84 Mark Denavit Nathaniel Gonner, Secretary
 85 Christine Freisinger
 86 Ronald O. Hamburger
 87 Alfred Herget
 88 Jeffrey Keileh
 89 Roberto T. Leon
 90 James O. Malley
 91 Bonnie Manley
 92 Jason McCormick
 93 Duane K. Miller
 94 Robert Pekelnicky

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

Draft dated January 5, 2022

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

SYMBOLS

Some definitions in the list below have been simplified in the interest of brevity. In all cases, the definitions given in the body of these provisions govern. Symbols without text definitions, or used only in one location and defined at that location, are omitted in some cases. The section or table number in the righthand column refers to the Section where the symbol is first defined.

Symbol	Definition	Section
A_b	Gross area of rivet or bolt, in. ² (mm ²)	C5.3a.2(a)(i)
A_{cf}	Area of column flange, in. ² (mm ²)	C4.4a.2
A_{conn}	Cross-sectional area of BRB connection, in. ² (mm ²)	C3.4a.1.b
A_{core}	Cross-sectional area of BRB core, in. ² (mm ²)	C3.4a.1.b
A_e	Effective net area of horizontal angle leg, in. ² (mm ²)	C5.3a.2(a)(ii)
A_e	Effective net area of split-tee stem, in. ² (mm ²)	C5.3a.2(b)(iii)
A_e	Effective net area of flange plate, in. ² (mm ²)	C5.3a.2(c)
A_g	Gross area of cross section, in. ² (mm ²)	C3.2b
A_g	Gross area of flange plate, in. ² (mm ²)	C5.3a.2(c)
A_g	Gross area of gusset plate, in. ² (mm ²)	C7.2b
A_g	Gross area of horizontal angle leg, in. ² (mm ²)	C5.3a.2(a)(ii)
A_g	Gross area of smaller member, in. ² (mm ²)	C5.3b.3.b
A_g	Gross area of split-tee stem, in. ² (mm ²)	C5.3a.2(b)
A_{nt}	Net area subject to tension, in. ² (mm ²)	C7.3b.3
A_{nv}	Net area subject to shear, in. ² (mm ²)	C7.3b.3
A_s	Effective shear area of the cross section, in. ² (mm ²)	C2.4a.1.b
B_w	Effective gusset plate width, in. (mm)	C7.2b
E	Modulus of elasticity of steel = 29,000 ksi (200 000 MPa)	C2.4a.1.b
E_{ci}	Modulus of elasticity of cast iron = 20,000 ksi (138 000 MPa)	I3.1
F_{cr}	Critical stress, ksi (MPa)	I3
F_{crL}	Critical stress of the plate computed using F_{yL} , ksi (MPa)	C7.3b.4
F_e	Elastic buckling stress, ksi (MPa)	I3.1
F_{nt}	Nominal tensile stress of bolt or driven rivet, given in <i>Specification</i> Section J3.7 or <i>Specification</i> Appendix 5, Section 5.3, ksi (MPa)	C5.3a.2(a)(iii)
F_{nv}	Nominal shear stress of bolt or driven rivet for bearing-type connections, given in <i>Specification</i> Section J3.7 or <i>Specification</i> Appendix 5, Section 5.3, ksi (MPa)	C5.3a.2(a)(i)
F_{nw}	Nominal stress of weld metal, ksi (MPa)	C5.3a.2(c)
F_{te}	Expected tensile stress of bolt or rivet, taken as F_{nt} , given in the <i>Specification</i> , ksi (MPa)	C5.3a.2(a)(iii)
F_u	Specified minimum tensile strength, ksi (MPa)	A5.2a
F_{ue}	Expected tensile strength, ksi (MPa)	A5.2a
F_{uL}	Lower-bound tensile strength, ksi (MPa)	A5.2a
F_{ve}	Expected shear stress of bolt or rivet, taken as F_{nv} , given in the <i>Specification</i> , ksi (MPa)	C5.3a.2(a)(i)

503

504

505

506

CHAPTER A

507

GENERAL PROVISIONS

508 This chapter states the scope of the Provisions, summarizes referenced specifications, code and standard
509 documents, general requirements, and provides requirements for condition assessment, material properties,
510 and subassembly tests.

511 This chapter is organized as follows:

- 512 A1. Scope
- 513 A2. Referenced Specifications, Codes, and Standards
- 514 A3. General Requirements
- 515 A4. Document Review and Condition Assessment
- 516 A5. Material Properties
- 517 A6. Subassembly Tests

518 A1. SCOPE

519 The *Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings*, hereafter
520 referred to as these Provisions, shall govern the seismic evaluation and retrofit of structural steel,
521 composite steel-concrete, wrought iron, and cast iron components of existing buildings subject to
522 seismic forces and deformations. The requirements of these Provisions shall apply to existing
523 components of a building system, retrofitted components of a building system, and new components
524 added to an existing building system.

525 *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, hereafter referred to as ASCE/SEI 41, shall
526 be used to compute the force and deformation demands on all primary and secondary structural steel,
527 composite, wrought iron, and cast iron components.

528 Existing and new components shall be evaluated in accordance with the requirements in these
529 Provisions. Where required by ASCE/SEI 41, these Provisions are intended to be used in
530 conjunction with the *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341, hereafter
531 referred to as the *Seismic Provisions*. The strength of existing and new components shall be
532 determined by considering the applicable provisions of Chapters B through K of the *Specification*
533 *for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 360, hereafter referred to as the *Specification*.

534 These Provisions include the Symbols, the Glossary, Abbreviations, and Chapters A through I. The
535 Commentary to these Provisions and the User Notes interspersed throughout are not part of these
536 Provisions. The phrases “is permitted” and “are permitted” in this document identify provisions that

comply with these Provisions, but are not mandatory.

User Note: The *Specification* sets forth the overarching procedures to determine the strength of structural steel members and their connections, which are collectively called components in these Provisions. There are specific instances in these Provisions where an alternate formulation for strength is specified. In such cases, the alternate provides for lower strength than would be obtained from the *Specification* for the specific action or condition being referenced.

A2. REFERENCED SPECIFICATIONS, CODES, AND STANDARDS

The following specifications, codes, and standards are referenced in these Provisions:

(a) American Concrete Institute (ACI)

ACI 318-19 *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*

ACI 318M-19 *Metric Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*

(b) American Institute of Steel Construction (AISC)

ANSI/AISC 360-22 *Specification for Structural Steel Buildings*

ANSI/AISC 341-22 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*

ANSI/AISC 358-22 *Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications*

(c) American Institute of Steel Construction (AISC)—Past Versions of Standards

AISC *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (1997) Supplement No. 2 (2000)*

ANSI/AISC 341-05 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*

ANSI/AISC 341-10 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*

ANSI/AISC 341-16 *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*

(d) American Iron and Steel Institute (AISI)

ANSI/AISI S310-20 *North American Standard for the Design of Profiled Steel Diaphragm Panels*

(e) American Society of Civil Engineers (ASCE)

ASCE/SEI 41-17 *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*

(f) ASTM International (ASTM)

ASTM A6/A6M-19 *Standard Specification for General Requirements for Rolled Structural Steel Bars, Plates, Shapes, and Sheet Piling*

(g) ASTM International (ASTM)—Withdrawn and Superseded Standards

ASTM A7 (1939–1967) *Specification for Steel for Bridges and Buildings*

ASTM A36 (1960-1993) *Standard Specification for Carbon Structural Steel*

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

Draft dated January 5, 2022

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

ASTM A373 (1958–1966) *Specification for Structural Steel for Welding*
 ASTM A441 (1963–1988) *Specification for High-Strength Low Alloy Structural Manganese Vanadium Steel*

User Note: Because of these Provisions' unique application to existing buildings, the requirements herein cite ASTM standard specifications that have been withdrawn, which means that the standard specification is considered obsolete and is no longer maintained by ASTM. Availability of withdrawn standard specifications may be limited. The Commentary provides information regarding alternative sources for information specified in the withdrawn standard specifications of interest to users of these Provisions.

(h) American Welding Society (AWS)

AWS D1.1/D1.1M-2020 *Structural Welding Code—Steel*
 AWS D1.8/D1.8M-2021 *Structural Welding Code—Seismic Supplement*

(i) Steel Deck Institute (SDI)

ANSI/SDI C-2017 *Standard for Composite Steel Floor Deck-Slabs*
 ANSI/SDI NC-2017 *Standard for Non-Composite Steel Floor Deck*

A3. GENERAL REQUIREMENTS

A document review and condition assessment shall be conducted in accordance with Section A4.

Material properties of existing components shall be determined in accordance with Section A5.

Testing of subassemblies of components shall be in accordance with Section A6.

General analysis and design requirements for components shall be in accordance with Chapter B.

A4. DOCUMENT REVIEW AND CONDITION ASSESSMENT

1. General

A condition assessment of the existing structure shall be performed as specified in this section and in ASCE/SEI 41, Section 3.2 and Section 6.2, where applicable.

User Note: ASCE/SEI 41, Section 3.2 and Section 6.2, provide requirements for the condition assessment that are in addition to the requirements given in these Provisions.

The condition assessment shall include a review of available construction documents to identify the gravity and lateral load-carrying systems, components of these systems, and any modifications to these systems, their components, and the overall configuration of the structure. Where the available construction documents fail to provide adequate information to identify these aspects of the structure, field survey drawings shall be prepared as required by the data collection requirements of ASCE/SEI 41, Section 6.2. In the absence of

construction documents, or where available construction documents do not provide the required connection information, assessment of connections shall be conducted in accordance with Section A4.3.

User Note: ASCE/SEI 41, Section 6.2, indicates that construction documents of interest include design drawings, specifications, material test records, and quality assurance reports covering original construction and subsequent modifications to the structure.

A condition assessment shall include the following:

- (a) Examination of the physical condition of representative components and documentation of the presence of any degradation
- (b) Verification of the presence and configuration of representative components, and the continuity of load paths among representative components of the systems
- (c) Identification and documentation of other conditions, including neighboring party walls and buildings, the presence of nonstructural components that influence building performance, and prior structural modification
- (d) Visual inspection of representative structural components involved in seismic force resistance to verify information shown on available documents
- (e) Collection of information needed to obtain representative component properties in accordance with Section A4.4
- (f) Collection of information needed to develop the analytical model in accordance with Section B1.1
- (g) Collection of information needed to select a knowledge factor, κ , in accordance with Section B1.2

User Note: If coverings or other obstructions exist that prevent visual access to a component, a partial visual inspection may be performed through the use of drilled holes and a fiberscope, or a complete visual inspection may be performed by removal of covering materials.

In addition to the requirements of this section, visual or comprehensive condition assessments shall be performed in accordance with Sections A4.2 or A4.3, respectively, where required by the data collection requirements of ASCE/SEI 41, Section 6.2. Components shall be characterized in accordance with Section A4.4.

2. Visual Condition Assessment

If available construction documents specify the details of the connections, at least one connection of each connection type and a portion of each connected component shall be exposed and visually inspected. Bolt heads shall be examined for grade marks and the grade recorded, where grade marks are found. If no deviations from the available drawings exist, the inspected connection is permitted to be considered as representative. If the inspected connection deviates from the available drawings, visual inspection of additional connections of that connection type and its connected components shall be performed until the extent of deviations is determined.

User Note: Connections of the same connection type are characterized by similar limit states and similar modes of nonlinear behavior. Refer to the Commentary for additional information.

2a. Buildings Previously Subjected to Ground Shaking

Existing buildings that have been subjected to ground shaking with a peak acceleration of $0.2g$ or greater, where g is the acceleration of gravity = 32.2 ft/s^2 (9.81 m/s^2), shall be inspected by a registered design professional to determine the extent of damage to existing components. Inspection protocols shall use a visual inspection approach to identify damage that significantly reduces the seismic force resistance of the structural system. Inspection for damage due to past ground shaking need not be performed where documentation exists indicating that such an inspection was previously performed by a registered design professional after the ground shaking occurred, and the documentation identifies what damage was discovered and any subsequent repair actions that were taken.

3. Comprehensive Condition Assessment

In the absence of construction documents, or where available construction documents do not provide the required connection information, at least three connections of each connection type for primary structural components shall be identified and each identified connection and its connected component shall be exposed and visually inspected. Bolt heads shall be examined for grade marks and the grade recorded, where grade marks are found. If no deviations within a connection type group are observed, the inspected connections shall be considered as representative of that connection type. If deviations within a connection type group are observed, additional connections of the same connection type and their connected components shall be visually inspected until the extent of deviations is determined.

The requirements of Section A4.2a are also applicable to a comprehensive condition assessment.

4. Component Properties

The following characteristics of representative components shall be obtained:

- (a) Size and thickness of connecting materials, including cover plates, bracing, and stiffeners
- (b) Cross-sectional area, section moduli, moment of inertia, and torsional properties
- (c) As-built configuration of connections
- (d) Current physical condition of base metal and connector materials, including presence of deformation and extent of deterioration

In the absence of deterioration of a component, use of documented geometric properties of components, connecting elements, and fasteners is permitted.

User Note: Documented geometric properties of components and fasteners can be found in publications by AISC, AISI, ASTM, materials manufacturers, and trade associations.

A5. MATERIAL PROPERTIES

1. General

Material properties shall be based on available construction documents, test reports, manufacturers' data, and as-built conditions as required by these Provisions and as specified in ASCE/SEI 41, Section 3.2. Where such

documentation fails to provide adequate information to quantify material properties or capacities of assemblies, such documentation shall be supplemented by sampling and testing of in-place materials, mock-up tests of assemblies, and assessments of existing conditions, as required by these Provisions and as specified in ASCE/SEI 41, Section 6.2.

User Note: Material properties typically of interest include properties related to: yield stress, tensile strength, elongation, and notch toughness.

Where permitted by ASCE/SEI 41, Section 6.2, default material properties shall be determined in accordance with Section A5.2. Where default material properties cannot be determined in accordance with Section A5.2, or where materials testing is required by these Provisions or by ASCE/SEI 41, Section 6.2, testing to quantify properties of in-place material shall be in accordance with Sections A5.3 and extent of testing shall comply with the requirements of Section A5.4.

User Note: These Provisions include requirements for both materials properties determined by sampling and testing, and default values for materials properties that may be used without the need for testing. Default values for material properties determined in accordance with Section A5.2 may be used only where permitted by these Provisions or ASCE/SEI 41. Otherwise, material properties are to be determined by sampling and testing of in-place materials, and subsequent analysis of the test results, in accordance with Sections A5.3 and A5.4 and ASCE/SEI 41.

User Note: The predecessor documents to these Provisions provided various requirements for determination of lower-bound yield stress and tensile strength, sometimes using specified minimum values and at times using values greater than specified minimum based on a rule-of-thumb approach for analysis of materials test data. These Provisions resolve such differences by always establishing lower-bound values for yield stress and tensile strength as specified minimum values as determined from information found in available construction documents, or as equivalent specified minimum values derived from reliability-based statistical analysis of materials test data. Refer to the Commentary and to User Notes in Section A5.3b for additional information.

User Note: The approach of using specified minimum material strengths as lower-bound material strengths provides appropriate lower-bound component strengths where the component strength is highly correlated with material strength.

The material properties of steel reinforcement and concrete in composite members shall be determined in accordance with the requirements of ASCE/SEI 41, Section 10.2.

2. Default Material Properties

2a. Structural Steel Materials from 1901 and After

Default lower-bound material properties, F_{yL} and F_{uL} , and expected material properties, F_{ye} and F_{ue} , shall be determined in accordance with Table A5.1, where F_{yL} is the lower-bound yield stress, F_{uL} is the lower-bound tensile strength, F_{ye} is the expected yield stress, and F_{ue} is the expected tensile strength.

Exception: Where Table A5.2 includes the standard specification that is listed in the available construction documents, including the applicable date of the listed standard specification, default material properties shall

3. Testing to Determine Properties of In-Place Materials

Where testing is required by these Provisions or ASCE/SEI 41, the properties of in-place material shall be determined through removal of samples of the in-place material and subsequent laboratory testing of the removed samples. Laboratory testing of samples to determine properties of the in-place material shall be performed in compliance with standards published by ASTM, AISI, or AWS, as applicable, and in accordance with *Specification* Appendix 5. Alternatively, it is permitted to use in-situ testing of in-place materials where the testing and subsequent data analyses are in accordance with standard test methods.

3a. Sampling and Repair of Sampled Locations

Where the decreased section strength caused by sampling becomes lower than the required capacity, the affected component having the lost section shall be temporarily supported and subsequently repaired to restore the required capacity before temporary supports are removed.

User Note: Sampling locations should be carefully selected, with due consideration given to the loss of capacity and the ease of repair. Sampling should take place in regions of components where the decreased section strength caused by the sampling remains higher than the demands in the component at the reduced section to resist forces and deformations. It is strongly advised that sampling should avoid locations where significant inelastic behavior is expected under seismic ground shaking.

Where a weld or a portion of a weld is to be sampled for testing, details regarding weld sample removal shall be defined.

Where repairs are necessary to compensate for removed material, including where a weld sample is removed, details describing the repairs to the sampled component shall be defined. All welds associated with the repair shall be ground smooth. The repair shall be designed to provide equivalent or better strength and deformation capability as compared to the existing condition.

Where a fastener such as a bolt or rivet is removed for testing, a new bolt of the same nominal diameter and of at least the same tensile strength as the removed connector shall be installed and pretensioned at the time of sampling to replace the removed connector.

3b. Interpretation of Test Results

Expected properties of in-place material shall be taken as mean test values.

Lower-bound properties of in-place material shall be taken as an equivalent specified minimum value determined from test values, such that it is 90% confident that 95% of the test values fall above the equivalent specified minimum value, except that where the in-place material is identified in the available construction documents as conforming to a standard specification or where specified minimum values are listed in the available construction documents, lower-bound properties of the in-place material need not be taken as less than the specified minimum properties listed in the standard specification or in the available construction documents, respectively.

User Note: Refer to the Commentary for description of a statistical procedure that may be used to determine an equivalent specified minimum value as specified in this requirement.

User Note: This statistical analysis for lower-bound properties is intended to be applied to test values obtained from tensile tests on samples removed from in-place materials. Results from tests of subassemblies of components are to be reduced in accordance with Section A6.

4. Extent of Testing of In-Place Materials

The extent of testing required to determine properties of the in-place material of steel and wrought iron components shall be in accordance with Sections A5.4a, A5.4b, or A5.4c, as required by the data collection requirements in ASCE/SEI 41, Section 6.2.

Sampling of cast iron is not required.

User Note: It is inadvisable to sample the historical cast iron that falls under the scope of these Provisions. Refer to the Commentary for further information.

4a. Testing Not Required

Materials testing is not required if material properties are specified on the available construction documents that include certified material test reports or certified reports of tests made in accordance with ASTM A6/A6M. The results of material tests obtained from such reports are permitted to be taken as properties of in-place material for both usual testing and comprehensive testing when statistically analyzed in accordance with Section A5.3b.

Where default yield stress and default tensile strength, both lower-bound and expected, for structural steel materials from 1901 and after are established in accordance with Section A5.2a, it is permitted to use the resulting default yield stress and default tensile strength as the yield stress and tensile strength, respectively, of the in-place materials without additional testing for both usual testing and comprehensive testing.

4b. Usual Testing

The minimum number of tests to determine properties of in-place material for usual data collection is based on the following criteria:

- (a) In the absence of construction documents defining properties of the in-place material, at least one strength sample from each component type shall be removed from in-place material and subsequently tested to determine yield stress and tensile strength of the in-place material.
- (b) In the absence of construction documents defining filler metal classification and welding processes used for existing welds, default values for weld metal strength are permitted to be used as the existing weld metal strength, provided that the standard specification used to produce the existing steel is defined in the construction documents and the existing steel is permitted for use with prequalified welding procedure specifications (WPS) in accordance with Table B3.1. Alternatively, at least one sample of existing weld metal for each component type having welded joints shall be obtained for laboratory testing to establish weld metal strength, or weld metal strength is permitted to be determined by hardness testing on existing welds in the structure without removal of weld metal samples.

User Note: Guidance for hardness testing of existing steels is provided in Commentary Section A5.3.

4c. Comprehensive Testing

The minimum number of tests to determine properties of the in-place material for comprehensive data collection is based on the following criteria:

- (a) Where available construction documents defining properties of the in-place material are inconclusive, or do not exist, but the date of construction is known and the material used is confirmed to be carbon steel, at least three tensile strength samples or three bolts and rivets, as applicable, shall be randomly removed from each component type and subsequently tested to determine yield stress, where applicable, and tensile strength of the in-place material.
- (b) In the absence of construction documents defining properties of the in-place material, at least two tensile strength samples or two bolts and rivets, as applicable, shall be removed from each component type for every four floors or every 200,000 ft² (19 000 m²) and subsequently tested to determine yield stress, where applicable, and tensile strength of the in-place material. If it is determined from testing that more than one material grade exists, additional sampling and testing shall be performed until the extent of each grade in component fabrication has been established.
- (c) For historical structural wrought iron or pre-standardized structural steel, at least three tensile strength samples shall be removed for each component type for every four floors or 200,000 ft² (19 000 m²) of construction and subsequently tested to determine tensile properties of the in-place material. If initial tests provide material properties that are consistent with properties given in Table A5.3, further tests shall be required only for every six floors or 300,000 ft² (28 000 m²) of construction. If these tests provide material properties with significant differences, additional tests shall be performed until the extent of different materials is established.
- (d) In the absence of construction documents defining filler metal classification and welding processes used for existing welds, default values for weld metal strength are permitted to be used provided that the standard specification used to produce the existing steel is defined in the available construction documents and the existing steel is permitted for use with prequalified WPS in accordance with Table B3.1. Alternatively, at least two samples of each component type having welded joints shall be obtained for laboratory testing. The testing shall determine the weld metal strength and CVN impact toughness. The CVN tests shall be performed at a temperature not greater than the lowest ambient service temperature (LAST) plus 20°F (11°C), but not higher than +70°F (+21°C). In lieu of tensile testing, it is permitted to determine the hardness of the welds in the structure without removal of weld metal samples.

User Note: Guidance for hardness testing of existing steels is provided in Commentary Section A5.3.

For other properties of in-place materials, a minimum of three tests shall be conducted.

The results of any testing of in-place material of structural steel and wrought iron shall be compared to the default lower-bound values in Tables A5.1 and A5.3 for the particular era of building construction, where the standard specification used with Table A5.1 is permitted to be taken as the standard specification representing the commercially dominant grade of structural steel for the applicable era of building construction. The amount of testing shall be doubled if the expected and lower-bound yield stress and tensile strength determined from testing of the in-place material are lower than the default lower-bound values.

User Note: Refer to Commentary Section A5.2 for an abridged summary of selected commercially dominant historical standard specifications.

CHAPTER B

GENERAL REQUIREMENTS OF COMPONENTS

This chapter addresses the required characteristics of components to be used to determine compliance with the selected performance objective. The component characteristics are stiffness, strength, and permissible performance parameters.

Every structural component resisting seismic force or deformations in an existing building is to be evaluated in accordance with ASCE/SEI 41. The level of effort required depends on the Tier procedure selected, as defined in ASCE/SEI 41, Chapter 1, and the associated analysis procedure performed.

The chapter is organized as follows:

- B1. General
- B2. Component Stiffness, Strength, and Permissible Performance Parameters
- B3. Retrofit Measures

B1. GENERAL

1. Basis of the Analytical Model

The results of the condition assessment, as specified in Section A4, shall be used to quantify the following items needed to create an analytical model of the building for structural analysis.

- (a) Component section properties and dimensions;
- (b) Component configuration and eccentricities;
- (c) Interaction of nonstructural components and their involvement in seismic force resistance; and
- (d) Presence and effects of alterations to the structural system.

If no damage, alteration, or degradation is observed in the condition assessment, component section properties shall be taken from available construction documents, unless the actual properties are known to be otherwise. If sectional material loss or deterioration has occurred, the loss shall be quantified by direct measurement and section properties shall be reduced accordingly using principles of structural mechanics. All deviations noted between available construction records and as-built conditions shall be accounted for in the structural analysis.

2. Knowledge Factor

The data collected, condition assessment, and materials testing shall be used to determine the knowledge factor, κ .

2a. Structural Steel

The knowledge factor, κ , for computation of the permissible performance parameters for steel components shall be selected in accordance with ASCE/SEI 41, Section 6.2.4.

2b. Cast Iron and Wrought Iron

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

Draft dated January 5, 2022

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

1008 For computation of cast iron and wrought iron component capacities, a knowledge factor, κ , shall be taken
1009 as 0.75.

1010 **B2. COMPONENT STIFFNESS, STRENGTH, AND PERMISSIBLE PERFORMANCE PARAMETERS**

1011 **1. General**

1012 The behavior of a component action for a specific system shall be designated as either deformation-controlled
1013 or force-controlled in accordance with Chapters D through I.

1014 Use of default material properties from Chapter A of these provisions to determine component strengths is
1015 permitted in accordance with ASCE/SEI 41, Chapter 7.

1016 **2. Stiffness Criteria**

1017 Component stiffness shall be calculated in accordance with Chapter C and any system-specific requirements
1018 set forth in Chapters D through I.

1019 **3. Strength Criteria**

1020 Component strengths for both existing and new components shall be determined in accordance with the
1021 general requirements in ASCE/SEI 41, Section 7.5, this chapter, Chapter C, and any system-specific
1022 requirements set forth in Chapters D through I. Unless otherwise required in these provisions, component
1023 strength shall be determined using the provisions for nominal strength provided for in *Specification* Chapters
1024 B through K, substituting expected or lower-bound properties as determined using these Provisions for the
1025 specified minimum properties of the *Specification*. Where a component is not covered by the *Specification*
1026 or these Provisions, component strengths are permitted to be obtained by testing in accordance with
1027 ASCE/SEI 41, Section 7.6, or by analysis using accepted principles of structural mechanics, subject to the
1028 approval of the authority having jurisdiction.

1029 **User Note:** When using material properties of these Provisions to determine component strength on the basis
1030 of the calculation methods of the *Specification*, the resulting component strength is not factored by a
1031 resistance factor (i.e., ϕ) or a safety factor (i.e., Ω) when evaluating the component in these Provisions.

1032 **3a. Deformation-Controlled Actions**

1033 Strengths for deformation-controlled actions on components shall be classified as expected component
1034 strengths, Q_{CE} . Where calculations are used to determine expected component strength, expected material
1035 properties, including strain hardening where applicable, shall be used.

1036 **3b. Force-Controlled Actions**

1037 Strengths for force-controlled actions on components shall be classified as lower-bound component strengths,
1038 Q_{CL} . Where calculations are used to determine lower-bound component strength, lower-bound material
1039 properties shall be used. Where calculations are used to determine lower-bound component strength, a factor
1040 of 0.85 shall be applied to elastic buckling limit states.

1041 **User Note:** Elastic buckling limit states refer to those that the strength is a function of the member or section
1042 slenderness and the modulus of elasticity, but not material yield stress. Some examples include elastic

flexural buckling of components in compression, elastic lateral-torsional buckling, and elastic shear buckling.

4. Permissible Performance Parameters

Component permissible performance parameters shall be determined in accordance with the general requirements in ASCE/SEI 41, Section 7.5, this chapter, Chapter C, and any system-specific requirements set forth in Chapters D through I.

User Note: The acceptance criteria in ASCE/SEI 41, Section 7.5, is the verification process that a force or deformation demand on a component action does not exceed the permissible performance parameter for that action for a given performance level. Permissible performance parameters for a component action are given in terms of a permissible strength or permissible deformation, dependent upon the analysis type selected, and represent the capacity of an action in a component for a given performance level.

4a. Deformation-Controlled Actions

For linear analysis procedures, the permissible strength for a deformation-controlled action shall be taken as the expected component strength set forth in Section B2.3a adjusted by a component capacity modification factor, m .

For nonlinear analysis procedures, the permissible deformation, determined in Chapter C, for a deformation-controlled action shall be taken as the expected deformation capacity.

4b. Force-Controlled Actions

For linear and nonlinear analysis procedures, the permissible strength for a force-controlled action is taken as the lower-bound component strength set forth in Section B2.3b.

User Note: The force-deformation behavior of a force-controlled action can be modeled in a nonlinear analysis in accordance with ASCE 41, Section 7.5.1.2.

B3. RETROFIT MEASURES

1. General

Seismic retrofit measures shall satisfy the requirements of these Provisions and the applicable provisions of ASCE/SEI 41.

If replacement of an existing component is selected as the retrofit measure, the new component shall be assessed in accordance with these Provisions and detailed and constructed in accordance with the applicable building code.

2. Welds—General

Where welding to existing structural steel components is required as part of a retrofit, the requirements of Table B3.1 shall apply in addition to the requirements of *Structural Welding Code—Steel* (AWS D1.1/D1.1M), hereafter referred to as AWS D1.1/D1.1M. For welding of components that are comprised entirely of new structural steel, without any welding to existing structural steel, the requirements of AWS D1.1/D1.1M shall apply.

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

Draft dated January 5, 2022

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

CHAPTER C

COMPONENT PROPERTIES AND REQUIREMENTS

This chapter addresses the stiffness and strength of steel and composite steel-concrete members and connections subject to seismic forces and deformations. Expected (deformation-controlled) and lower-bound (force-controlled) strengths are given.

There are four analysis procedures detailed in ASCE/SEI 41 as follows:

- (a) Linear static procedure
- (b) Linear dynamic procedure
- (c) Nonlinear static procedure
- (d) Nonlinear dynamic procedure

A performance objective is a set of building performance levels, each coupled with a seismic hazard level. Additionally in this chapter, permissible performance parameters (component capacity modification factor and expected deformation capacity) for primary and secondary structural components are given for three structural performance levels, as defined in ASCE/SEI 41, Chapter 2, and for each analysis type (linear and nonlinear), as follows:

- (a) Immediate Occupancy (IO)
- (b) Life Safety (LS)
- (c) Collapse Prevention (CP)

For linear analysis procedures, permissible strengths are given independently for primary and secondary components, as defined in ASCE/SEI 41, Section 7.5. For nonlinear analysis procedures, permissible deformations are applicable for both primary and secondary components. Interpolation of permissible performance parameters to intermediate performance levels not listed in these Provisions, such as Damage Control and Limited Safety, shall be in accordance with ASCE/SEI 41, Chapter 2.

This chapter is organized as follows:

- C1. General
- C2. Beams
- C3. Members Subject to Axial or Combined Loading
- C4. Panel Zones
- C5. Beam and Column Connections
- C6. Steel Plate used as Shear Walls
- C7. Braced-Frame Connections

C1. GENERAL

ASCE/SEI 41 requires that all structural components subject to seismic forces and deformations be modeled such that forces and deformations induced in the components can be estimated. The analysis procedure selected for assessment will necessitate which component characteristics are required in the analytical component model and means to model the component.

For linear analysis procedures, the force-deformation model shall account for all significant sources of deformation that affect the behavior of the structure, either explicitly or implicitly.

User Note: Complete representation of the nonlinear force-deformation behavior is not required for linear analysis. However, approximate secant stiffnesses may be needed to represent the effects of connection flexibility, concrete cracking of composite components, bolt slip, and similar phenomena.

User Note: A significant source of deformation by a component may be included in the analytical model either explicitly, by directly modeling the component with finite elements and springs, or implicitly, by modifying the nominal properties of the finite elements representing adjacent components. For example, the beam in a reduced beam section moment connection can be modeled with independent line elements for a segment at the beam ends or the beam can be modeled prismatically with a single line element having a reduced stiffness.

For nonlinear analysis procedures, when constructing the nonlinear force-deformation model, the force-deformation behavior of a component shall be determined in accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.5, with the permissible performance parameters provided in this chapter. Figure C1.1 depicts Type 1 response, as defined in ASCE/SEI 41, Section 7.5, for use with the modeling parameters of these Provisions. Alternatively, this model may be derived from testing or analysis in accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.6.

User Note: In the case presented in Figure C1.1, the Provisions use a fully yielded component action to define Point B. Point C represents the peak inelastic strength of the component action and its associated deformation. Point D represents the residual strength of the component action and its associated deformation. Other model types are discussed in ASCE/SEI 41, Section 7.5.

When a component exhibits a total deformation at Point C greater than two times the yield deformation, the post-elastic slope, α_h , is the ratio of the inelastic stiffness to the elastic stiffness, and it can be positive or negative. If α_h is negative, then the peak inelastic strength is less than the yield strength.

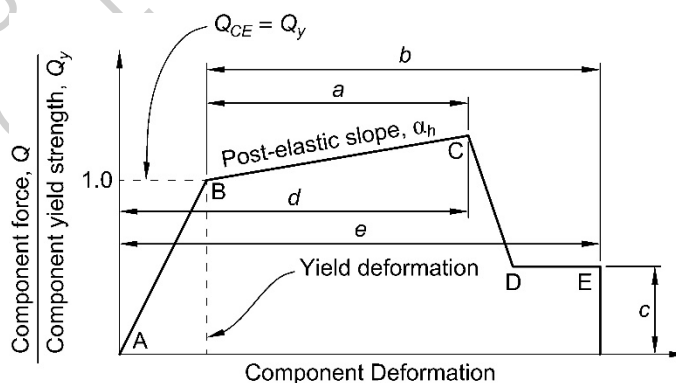


Fig. C1.1. Generalized force-deformation relation for steel components (Type 1 component behavior).

1165 C2. BEAMS

1166 1. General

1167 The component characteristics of steel and composite steel-concrete beams subject to seismic forces or
1168 deformations from flexural and/or shear actions shall be determined in accordance with this Section. This
1169 section shall apply to a member when the axial force (compression or tension) in the member does not exceed
1170 10% of the expected compressive strength, P_{CE} , or the expected tensile strength, T_{CE} , whichever applies,
1171 determined in accordance with Section C3.3a.1.

1172
1173 The flexural and shear behavior of a beam shall be designated as either deformation-controlled or force-
1174 controlled in accordance with Chapters D through I.

1175
1176 If the clear length between supports that resist translation in the direction of the shear force, L_v , is greater
1177 than $2.6M_{CE}/V_{CE}$, where M_{CE} is the expected flexural strength and V_{CE} is the expected shear strength, the
1178 beam shall be designated as flexure-controlled. If L_v is less than $1.6M_{CE}/V_{CE}$, the beam shall be designated
1179 as shear-controlled. For lengths of L_v between $1.6M_{CE}/V_{CE}$ and $2.6M_{CE}/V_{CE}$, the beam shall be
1180 designated as shear-flexure-controlled. M_{CE} and V_{CE} shall be determined in accordance with Section C2.3.

1181
1182 Provisions for connections between beams and other structural components are provided in Section C5.

1183 2. Stiffness

1184 The calculation of stiffness of steel beams, either bare or composite with concrete, shall be based on principles
1185 of structural mechanics and as specified in the *Specification* unless superseded by supplemental provisions
1186 of this section or system-specific sections in Chapters D through I.

1187
1188 The force-deformation model shall account for all significant sources of deformation that affect its behavior,
1189 including those from axial, flexural, and shear actions.

1190 2a. Flexural Stiffness

1191 For components encased in concrete, the flexural stiffness shall be determined using full composite action, a
1192 cracked section at the onset of yield, and an equivalent width equal to the minimum web width of the concrete
1193 section. An effective width of the concrete floor slab, as permitted in *Specification* Section I3.1a, is permitted
1194 to be considered if an identifiable shear transfer mechanism between the concrete slab and the steel flange is
1195 shown to meet the applicable permissible performance parameters for the selected performance level.

1196 2b. Axial Stiffness

1197 For components fully encased in concrete and where axial tensile forces remain below the cracking limit, the
1198 axial stiffness shall be determined using 100% of the steel and 70% of the concrete area, assuming full
1199 composite action, if confining reinforcement consisting of at least a No. 3 (10 mm) at 12 in. (300 mm) spacing
1200 or a No. 4 (13 mm) at 16 in. (400 mm) spacing is provided, and the spacing of the confining reinforcement
1201 is no more than 0.5 times the least encasing dimension. If this confining reinforcement requirement is not
1202 satisfied, the axial stiffness shall be determined assuming no composite action is achievable.

Concrete confined on at least three sides, or over 75% of its perimeter, by elements of the steel component shall be permitted to be considered adequately confined to provide full composite action.

2c. Shear Stiffness

For composite beams, the shear stiffness shall be taken as that of the steel section alone, unless otherwise justified by test or analysis.

3. Strength

The flexural and shear strengths of a beam shall be determined in accordance with this section.

3a. Deformation-Controlled Actions

1. Expected Flexural Strength

The expected flexural strength, M_{CE} , shall be determined using equations for nominal flexural strength, M_n , given in *Specification* Chapter F, except that the expected yield stress, F_{ye} , determined in accordance with Chapter A, shall be substituted for the specified minimum yield stress, F_y , and the expected strength, $Q_{CE} = M_{CE}$. For the limit state of shear yielding, M_{CE} shall not be taken greater than $V_{CE}L_v/2$, or as required by analysis based on support conditions, where V_{CE} is determined in accordance with Section C2.3a.2.

For beams expected to experience inelastic action through flexural yielding, the beam shall have adequate compactness or be sufficiently braced laterally to develop the expected plastic flexural strength, M_{pe} , of the section determined using the equation for M_n from *Specification* Chapter F for the limit state of yielding at the yielding locations, except that F_{ye} shall be substituted for F_y . In this case, the expected component strength, $Q_{CE} = Q_y = M_{CE}$, where Q_y is the expected component yield strength; otherwise, $Q_{CE} < Q_y$.

For beams fully encased in concrete where confining reinforcement is provided to ensure that the concrete remains in place during seismic loading, the limit states of local buckling and lateral-torsional buckling need not be considered.

2. Expected Shear Strength

The expected shear strength, V_{CE} , shall be determined using equations for nominal shear strength, V_n , given in *Specification* Chapter G, except that F_{ye} shall be substituted for F_y , and the expected component strength, $Q_{CE} = V_{CE}$.

For beams expected to experience inelastic action through shear yielding, the shear yielding zone shall be sufficiently stiffened or the section shall have adequate compactness to prevent shear buckling before shear yielding in order to develop the expected plastic shear strength, V_{pe} , determined using equations for nominal shear strength, V_n , given in *Seismic Provisions* Section F3, with F_{ye} substituted for F_y . In this case, $Q_{CE} = Q_y = V_{CE}$; otherwise, $Q_{CE} < Q_y$. Stiffener strength, stiffness, spacing, and web compactness shall be in accordance with the requirements in *Seismic Provisions* Section F3.

3b. Force-Controlled Actions

1. Lower-Bound Flexural Strength

The lower-bound flexural strength, M_{CL} , shall be determined using equations for nominal strength, M_n , given in *Specification* Chapter F, except that the lower-bound yield stress determined in accordance with Chapter A, F_{yL} , shall be substituted for F_y , and the lower-bound component strength, $Q_{CL} = M_{CL}$. For the limit state of shear yielding, M_{CL} shall not be taken greater than $V_{CL} L_v / 2$, or as required by analysis based on support conditions, where the lower-bound shear strength, V_{CL} , is determined in accordance with Section C2.3b.2.

2. Lower-Bound Shear Strength

The lower-bound shear strength, V_{CL} , shall be determined using equations for nominal strength, V_n , given in *Specification* Chapter G, except that F_{yL} shall be substituted for F_y , and $Q_{CL} = V_{CL}$.

4. Permissible Performance Parameters

Permissible strengths and deformations for flexural and shear actions in a beam shall be computed in accordance with this section.

4a. Deformation-Controlled Actions

1. Flexural Actions

a. Linear Analysis Procedures

When linear analysis procedures are used and the flexural behavior is considered deformation-controlled, the expected flexural strength, $Q_{CE} = M_{CE}$, shall be determined in accordance with Section C2.3a.1 and m taken from Table C2.1. If $M_{CE} < M_{pe}$, then m shall be replaced by the effective component capacity modification factor due to lateral-torsional buckling, m_e , determined from Equation C2-1.

$$m_e = m - (m - 1) \left[\frac{M_{pe} - M_{CE}}{M_{pe} - (0.7 F_{ye}) S} \right] \geq 1.0 \quad (C2-1)$$

where

M_{pe} = expected plastic flexural strength of the section, at the location of the plastic hinge, about the axis of bending defined in Section C2.3a.1, kip-in. (N-mm)
 S = elastic section modulus about the axis of bending, in.³ (mm³)

If M_{CE} is limited by the limit state of shear yielding, the beam shall be assessed in accordance with Section C2.4a.2.

For beams fully encased in concrete where confining reinforcement is provided to ensure that the concrete remains in place during seismic loading, the limit states of local buckling and lateral-

flexural action as 3% of the elastic slope. Further modification of the curve is permitted if a greater value for α_h is justified by testing or analysis.

When the flexural behavior is considered deformation-controlled, the plastic chord rotation, θ_p , predicted by analysis shall be not greater than the permissible plastic chord rotation provided in Table C2.2 for a given performance level. If the beam is flexure-controlled, the yield chord rotation, θ_y , shall be determined from analysis as the rotation at which the computed moment at the location of flexural yielding is M_{CE} . If the beam is flexure-controlled and fully-restrained at both ends without consideration of the panel zone stiffness, and loading is such that the point of inflection under seismic loading is located at the beam midspan, it is permitted to determine θ_y from Equation C2-2. Otherwise, if the beam is shear-controlled or shear-flexure-controlled, θ_y shall be taken as the shear yield deformation, γ_y , determined from Section C2.4a.2.b.

$$\theta_y = \frac{M_{CE} L_{CL} (1 + \eta)}{6EI} \quad (C2-2)$$

where

$$\begin{aligned} A_s &= \text{effective shear area of the cross section, in.}^2 \text{ (mm}^2\text{)} \\ &\quad \text{(for a wide-flange section in strong-axis bending, } A_s = d_b t_w \text{)} \\ E &= \text{modulus of elasticity of steel} = 29,000 \text{ ksi (200 000 MPa)} \\ G &= \text{shear modulus of elasticity of steel} = 11,200 \text{ ksi (77 200 MPa)} \\ I &= \text{moment of inertia about the axis of bending, in.}^4 \text{ (mm}^4\text{)} \\ L_{CL} &= \text{length of beam taken between column centerlines, in. (mm)} \\ d_b &= \text{depth of beam, in. (mm)} \\ t_w &= \text{thickness of web, in. (mm)} \\ \eta &= \frac{12EI}{L_{CL}^2 G A_s} \end{aligned} \quad (C2-3)$$

Where shear deformation in a beam does not change the component deformation by more than 5% or is not included in the analysis of the analytical model, it is permitted to take η as zero.

User Note: Shear deformation (accounted for by η) in a flexure-controlled beam with a length greater than $10M_{CE}/V_{CE}$ is generally small and can be neglected in Equation C2-2.

If $M_{CE} < M_{pe}$, the values in Table C2.2 shall be multiplied by the factor, Ψ , determined from Equation C2-4:

$$\Psi = \left[1 - \frac{M_{pe} - M_{CE}}{M_{pe} - (0.7F_{ye}) S} \right] \geq 0 \quad (C2-4)$$

C3. MEMBERS SUBJECT TO AXIAL OR COMBINED LOADING

1. General

The component characteristics of steel and composite steel-concrete members subject to seismic forces or deformation from axial action alone, or flexural and/or shear actions with concurrent axial action, shall be determined in accordance with this Section. This section shall apply to a member when the axial force (compression or tension) in the member equals or exceeds 10% of P_{CE} or T_{CE} , whichever applies, determined in accordance with Section C3.3a.1.

User Note: Beams with an axial force equal to or exceeding 10% of P_{CE} or T_{CE} should be evaluated in accordance with Section C3. Most beams in braced frames meet this requirement. Beams meeting this criterion are denoted as columns in this section.

The axial, flexural, and shear behavior of a column or brace shall be designated as either deformation-controlled or force-controlled in accordance with Chapters D through I.

If the clear length between supports that resist translation in the direction of shear force, L_v , is greater than $2.6M_{CE}/V_{CE}$, the column or brace shall be designated as flexure-controlled. If L_v is less than $1.6M_{CE}/V_{CE}$, the column or brace shall be designated as shear-controlled. For lengths of L_v between $1.6M_{CE}/V_{CE}$ and $2.6M_{CE}/V_{CE}$, the column or brace shall be designated as shear-flexure-controlled. M_{CE} and V_{CE} , the expected flexural and shear strengths, respectively, shall consider the effect of axial force interaction, determined in accordance with Section C3.3.

Provisions for connections of columns and braces to other structural components are provided in Sections C5 and C7.

Buckling braces shall use the generalized force-deformation relation in Figure C3.1 for both the compressive and tensile response. This relation accounts for the degradation in brace strength with increasing deformation. The parameters shall be computed differently for tensile and compressive brace response as specified in Section C3.4.

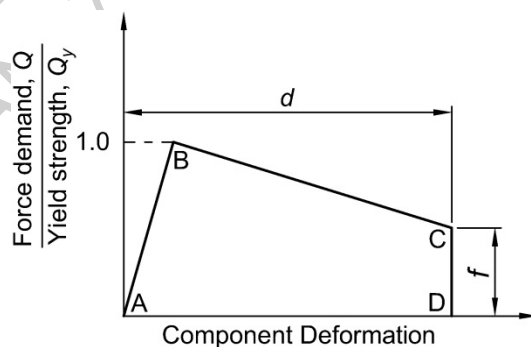


Fig. C3.1. Generalized force-deformation relation for buckling braces and their connections acting together.

2. Stiffness

The stiffness of columns or braces shall be based on principles of structural mechanics and as specified in the *Specification* unless superseded by supplemental provisions of this section or system-specific sections in Chapters D through I.

The force-deformation model for a column or brace shall account for all significant sources of deformation that affect its behavior, including those from axial, flexural, and shear actions.

2a. Axial Stiffness

Elastic stiffness of a buckling brace shall be calculated or modeled using the end-to-end brace length, L_{ee} . Buckling braces that are filled with concrete shall consider the full composite stiffness of the uncracked concrete in compression if the development of composite action can be justified; otherwise, the brace stiffness shall be based on the steel element only. Concrete fill in buckling braces, which engages the end connections of the brace, shall be evaluated as fully composite members with respect to compressive stiffness and resistance.

For buckling-restrained braces, the axial stiffness shall be modeled with the stiffness of the yielding core segment and transition segment added in series. A transition segment shall include the properties of the brace that is stiffened from the end of the core to the gusset connection. It is permitted to assume the gusset and beam-to-column connection as rigid relative to the brace.

For components fully encased in concrete and where axial tensile forces remain below the cracking limit, the axial stiffness shall be determined using 100% of the steel and 70% of the concrete area, assuming full composite action, if confining reinforcement consisting of at least a No. 3 (10 mm) at 12 in. (300 mm) spacing or a No. 4 (13 mm) at 16 in. (400 mm) spacing is provided, and the spacing of the confining reinforcement is no more than 0.5 times the least encasing dimension. If this confining reinforcement requirement is not satisfied, the axial stiffness shall be determined assuming no composite action is achievable. Concrete confined on at least three sides, or over 75% of its perimeter, by elements of the steel component is permitted to be considered adequately confined to provide full composite action.

2b. Flexural Stiffness

The flexural stiffness of a column or brace, EI_c , shall be modified by the stiffness reduction parameter, τ_b , as given in *Specification* Section C2.3, except that P_{ye} shall be substituted for P_{ns} ; and P_{UF} shall be substituted for αP_r ,

where

I_c = moment of inertia of a column or brace about the axis of bending, in.⁴ (mm⁴)

P_{UF} = axial compressive force determined as a force-controlled action in accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.5, kips (N)

P_{ns} = cross-section compressive strength, kips (N)

P_r = required axial compressive strength using load and resistance factor design (LRFD) or allowable strength design (ASD) load combinations, kips (N)

1454 $P_{ye} = A_g F_{ye}$ = expected axial yield strength, kips (N)
 1455 A_g = gross area of cross section, in.² (mm²)
 1456 α = ASD/LRFD force level adjustment factor, specified in the *Specification*

1457 For nonlinear analysis of buckling braces, the flexural stiffness shall be modeled using the requirements of
 1458 Section E1.2b.

1459 The flexural stiffness of column or brace encased in concrete shall satisfy the requirements in Section C2.2a.

1460 **2c. Shear Stiffness**

1461 For composite members, the shear stiffness shall be taken as that of the steel section alone, unless otherwise
 1462 justified by rational analysis.

1463 **3. Strength**

1464 The axial, flexural, and shear strengths of a column or brace shall be computed in accordance with this section.

1465 **3a. Deformation-Controlled Actions**

1466 **1. Expected Axial Strength**

1467 The expected compressive strength, P_{CE} , of a steel column or brace, or a concrete-filled brace in which
 1468 the concrete does not engage the brace end connections, shall be determined using equations for nominal
 1469 compressive strength, P_n , given in *Specification* Chapter E, except that F_{ye} shall be substituted for F_y .

1470 For buckling braces, the effective length, L_c , for calculation of member slenderness, L_c/r , shall be
 1471 determined using the end-to-end brace length, L_{ee} ,
 1472

1473 where

1474 K = effective length factor

1475 $L_c = KL_{ee}$ = effective length, in. (mm)

1476 r = radius of gyration, in. (mm)

1477 The expected tensile strength, T_{CE} , shall be determined using equations for nominal axial strength, P_n ,
 1478 given in *Specification* Chapter D, except that F_{ye} shall be substituted for F_y , and the expected tensile
 1479 strength, F_{ue} , shall be substituted for the specified minimum tensile strength, F_u .

1480 The expected compressive and tensile strength for a buckling-restrained brace, P_{CE} , shall be the net area
 1481 of the core multiplied by the expected yield stress, F_{ye} . For strength and modeling parameters, F_{ye} shall
 1482 be taken as the specified minimum yield stress, F_y , multiplied by the ratio of the expected yield stress to
 1483 the specified minimum yield stress, R_y , from *Seismic Provisions* Table A3.2. Where the yield stress is
 1484 specified as a range, F_{ye} shall be based on the highest yield stress in the range for the determination of
 1485 the maximum brace force. If F_{ye} is established by testing, that value shall be used. The buckling-
 1486 restrained brace (BRB) casing system shall be designed to resist the maximum force that the steel core

can develop. The maximum force that the core can develop in compression shall be determined as $\beta\omega P_{CE}$, and the maximum force that can be developed in tension as ωP_{CE} . Factors β and ω are the compression strength adjustment factor and the strain-hardening adjustment factor, respectively, as defined in *Seismic Provisions* Section F4.2. These factors shall be based on qualification testing, as described in the *Seismic Provisions*. Alternatively, for linear analysis, it is permitted to use $\beta = 1.1$ and $\omega = 1.3$ if no testing is available.

2. Expected Flexural Strength

The expected flexural strength, M_{CE} , of a column or brace shall be determined in accordance with Section C2.3a.1.

For columns or braces expected to experience inelastic action through flexural yielding, the column or brace shall have adequate compactness or be sufficiently braced laterally to develop the expected plastic flexural strength of the section at the yielding locations that accounts for the interaction of axial force and bi-axial moments, if required. In this case, the expected component strength, $M_{CE} = Q_{CE} = Q_y$; otherwise, $Q_{CE} < Q_y$.

User Note: When buckling braces are modeled with line elements that capture their nonlinear axial force-deformation behavior, including the effects of buckling, it is not necessary to explicitly evaluate their flexural strength. However, where explicit modeling of flexural behavior is performed to capture brace behavior, flexural strength should be evaluated in accordance with these requirements.

3. Expected Shear Strength

The expected shear strength, V_{CE} , of a column or brace shall be determined in accordance with Section C2.3a.2.

For columns or braces expected to experience inelastic action through shear yielding, the shear yielding zone shall be sufficiently stiffened or the section shall have adequate compactness to prevent shear buckling before shear yielding in order to develop the expected plastic shear strength of the section that accounts for the interaction of axial force and bi-axial shears, if required. In this case, the expected component strength, $V_{CE} = Q_{CE} = Q_y$; otherwise, $Q_{CE} < Q_y$.

3b. Force-Controlled Actions

1. Lower-Bound Axial Strength

The lower-bound compressive strength, P_{CL} , of a column or brace shall be determined using equations for nominal strength, P_n , given in *Specification* Chapter E, except that F_{yL} shall be substituted for F_y .

The lower-bound tensile strength, T_{CL} , of a column or brace shall be determined using equations for nominal strength, P_n , given in *Specification* Chapter D, except that F_{yL} shall be substituted for F_y .

$$M_{pcey} = M_{CE} = \left(1 - \frac{|P_{UF}|}{4P_{ye}}\right) M_{pey} \quad (C3-7)$$

(2) When $\frac{|P_{UF}|}{P_{ye}} \geq 0.4\kappa$

$$M_{pcey} = M_{CE} = \frac{3}{2} \left(1 - \frac{|P_{UF}|}{P_{ye}}\right) M_{pey} \quad (C3-8)$$

- 1616
- 1617 M_{pex} = expected plastic flexural strength of the section about the x -axis in the absence
- 1618 of axial force, determined in accordance with Section C2.3a.1 at $P_{UF} = 0$, kip-
- 1619 in. (N-mm)
- 1620 M_{pey} = expected plastic flexural strength of the section about the y -axis in the absence
- 1621 of axial force, determined in accordance with Section C2.3a.1 at $P_{UF} = 0$, kip-
- 1622 in. (N-mm)
- 1623 P_{UF} = axial force (compression or tension) determined as a force-controlled action in
- 1624 accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.5, kips (N)
- 1625 m_x = component capacity modification factor, m , for column flexure about the x -
- 1626 axis at P_{UF} in accordance with Table C3.5
- 1627 m_y = component capacity modification factor, m , for column flexure about the y -
- 1628 axis at P_{UF} in accordance with Table C3.5
- 1629 κ = knowledge factor, determined in accordance with ASCE/SEI 41, Section 6.2.4

2. Member Strength

1630

1631 A steel column or brace in compression shall satisfy Equations C3-9, C3-10, and C3-11 for a

1632 given performance level.

1633 If the out-of-plane moment, M_{Ux} or M_{Uy} , is less than 0.15 times the out-of-plane flexural strength,

1634 M_{Cx} or M_{Cy} , whichever applies, then the flexural behavior shall be designated as in-plane-

1635 controlled and it is permitted to neglect the effects of the out-of-plane moment in Equation C3-

1636 9.

1637 If M_{CxLTB} or M_{CyLTB} is less than M_{pex} , or M_{CyLB} is less than M_{pey} , then m_x or m_y , as applicable, in

1638 Equation C3-9 shall be replaced by m_e , determined from Equation C2-1, except that M_{CxLTB} ,

1639 M_{CyLTB} , or M_{CyLB} , as applicable, shall be substituted for M_{CE} .

$$\frac{M_{Ux}}{m_x M_{Cx}} + \frac{M_{Uy}}{m_y M_{Cy}} \leq \kappa \quad (C3-9)$$

1640

1641 and

$$\frac{|P_{UF}|}{P_{ye}} \leq 0.75\kappa \quad (C3-10)$$

1642

1643 and

$$\frac{|P_{UF}|}{P_{CL}} \leq \kappa \quad (C3-11)$$

where

M_{Cx} = flexural strength of the member about the major principal axis (x -axis) at P_{UF} , kip-in. (N-mm). If flexure is deformation-controlled, $M_{Cx} = M_{CEx}$; otherwise, flexure is force-controlled and $M_{Cx} = M_{CLx}$.

For lateral-torsional buckling of wide-flange and HSS sections, M_{Cx} is determined as follows:

(1) When $\frac{|P_{UF}|}{P_{CL}} < 0.2\kappa$

$$M_{Cx} = \left(1 - \frac{|P_{UF}|}{2P_{CL}}\right) M_{CxLTB} \quad (C3-12)$$

(2) When $\frac{|P_{UF}|}{P_{CL}} \geq 0.2\kappa$

$$M_{Cx} = \frac{9}{8} \left(1 - \frac{|P_{UF}|}{P_{CL}}\right) M_{CxLTB} \quad (C3-13)$$

For local buckling of all sections, M_{Cx} shall be determined using Equations C3-12 and C3-13, except that M_{CxLB} shall be substituted for M_{CxLTB} .

M_{CxLB} = local buckling flexural strength of the member about the x -axis in the absence of axial force, kip-in. (N-mm), determined in accordance with Section C2.3a.1 or C2.3b.1. If flexure is deformation-controlled, $M_{CxLB} = M_{CExLB}$; otherwise, flexure is force-controlled and $M_{CxLB} = M_{CLxLB}$.

M_{CxLTB} = lateral-torsional buckling flexural strength of the member about the x -axis in the absence of axial force, kip-in. (N-mm). If flexure is deformation-controlled, $M_{CxLTB} = M_{CExLTB}$, otherwise flexure is force-controlled and $M_{CxLTB} = M_{CLxLTB}$.

M_{Cy} = flexural strength of the member about the minor principal axis (y -axis) at P_{UF} , kip-in. (N-mm). If flexure is deformation-controlled, $M_{Cy} = M_{CEy}$; otherwise, flexure is force-controlled and $M_{Cy} = M_{CLy}$.

For all sections, M_{Cy} shall be taken as M_{pcey} , determined in accordance with Section C3.4a.2.a.1, unless governed by local buckling. If the section is governed by local buckling, M_{Cy} shall be determined using Equations C3-12 and C3-13, except that M_{CyLB} shall be substituted for M_{CxLTB} .

M_{CyLB} = local buckling flexural strength of the member about the y -axis in the absence of axial force, kip-in. (N-mm), determined in accordance with Section C2.3a.1 or C2.3b.1. If flexure is deformation-controlled, $M_{CyLB} = M_{CEyLB}$; otherwise, flexure is force-controlled and $M_{CyLB} = M_{CLyLB}$.

M_{CEx} = expected flexural strength of the member about the x -axis, kip-in. (N-mm)

1678	$M_{CE\lambda LB}$	=	expected local buckling flexural strength of the member about the x -axis in the
1679			absence of axial force, kip-in. (N-mm)
1680	$M_{CE\lambda LTB}$	=	expected lateral-torsional buckling flexural strength of the member about the
1681			x -axis in the absence of axial force, kip-in. (N-mm). $M_{CE\lambda LTB}$ shall be
1682			determined using equations for M_n for lateral-torsional buckling limit states
1683			given in <i>Specification</i> Chapter F, without the upper bound limit of the plastic
1684			bending moment, M_p , except that F_{ye} shall be substituted for F_y .
1685	M_{CEy}	=	expected flexural strength of the member about the y -axis, kip-in. (N-mm)
1686	M_{CEyLB}	=	expected local buckling flexural strength of the member about the y -axis in the
1687			absence of axial force, kip-in. (N-mm)
1688	M_{CLx}	=	lower-bound flexural strength of the member about the x -axis, kip-in. (N-mm)
1689	M_{CLxLB}	=	expected local buckling flexural strength of the member about the x -axis in the
1690			absence of axial force, kip-in. (N-mm)
1691	$M_{CL\lambda LTB}$	=	lower-bound lateral-torsional buckling flexural strength of the member about
1692			the x -axis in the absence of axial force, kip-in. (N-mm). $M_{CL\lambda LTB}$ shall be
1693			determined using equations for M_n for lateral-torsional buckling limit states
1694			given in <i>Specification</i> Chapter F, without the upper bound limit M_p , except that
1695			F_{yL} shall be substituted for F_y .
1696	M_{CLy}	=	lower-bound flexural strength of the member about the y -axis, kip-in. (N-mm)
1697	M_{CLyLB}	=	lower-bound local buckling flexural strength of the member about the y -axis
1698			in the absence of axial force, kip-in. (N-mm)
1699	M_{Ux}	=	bending moment about the x -axis, kip-in. (N-mm). If flexure is deformation-
1700			controlled, $M_{Ux} = M_{UDx}$; otherwise, flexure is force-controlled and $M_{Ux} = M_{UFx}$,
1701			kip-in. (N-mm)
1702	M_{Uy}	=	bending moment about the y -axis, kip-in. (N-mm). If flexure is deformation-
1703			controlled, $M_{Uy} = M_{UDy}$; otherwise, flexure is force-controlled and $M_{Uy} = M_{UFy}$,
1704			kip-in. (N-mm)
1705	M_{UFx}	=	bending moment about the x -axis determined as a force-controlled action in
1706			accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.5, kip-in. (N-mm)
1707	M_{UFy}	=	bending moment about the y -axis determined as a force-controlled action in
1708			accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.5, kip-in. (N-mm)
1709	P_{CL}	=	lower-bound compressive strength determined in accordance with Section
1710			C3.3b.1, kips (N)

1711 A steel column or brace in tension shall satisfy Equation C3-9, except that P_{CL} shall be taken as
 1712 the expected tensile strength, T_{CE} , if the axial action is deformation-controlled or the lower-
 1713 bound tensile strength, T_{CL} , if the axial action is force-controlled; these strengths shall be
 1714 determined in accordance with Section C3.3a.1 and Section C3.3b.1, respectively.

1715 If a column or brace yields in tension, it shall satisfy Equation C3-14 for each performance
 1716 level:

$$1717 \quad \frac{P_{UD}}{m_t T_{CE}} \leq \kappa \quad (C3-14)$$

1718 where

1719	P_{UD}	=	tensile force in the member determined as a deformation-controlled action in
1720			accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.5, kips (N)
1721	m_t	=	component capacity modification factor, m , for column or brace in axial tension

$$\gamma_y = \frac{F_{ye}}{G\sqrt{3}} \sqrt{1 - \left(\frac{|P_{UF}|}{P_{ye}} \right)^2} \quad (C4-1)$$

Where the beam flanges are welded to the column flange, the permissible plastic shear deformation of the panel zone, $\gamma_{p,pz}$, shall be determined from Equations C4-2 or C4-3, when both of the following conditions are met:

- (a) $V_{PZ}/V_{ye} > 1.10$, where V_{PZ} is determined from Equation C5-21 and V_{ye} is determined in accordance with Section C4.3a.
 - (b) beam flange-to-column flange connection welds are located where column flanges are susceptible to local inelastic deformation.
- (1) For connections where the beam flange-to-column flange connection is made with CJP groove welds that do not meet the requirements of *Seismic Provisions* Section A3.4

$$\gamma_{p,pz} = \frac{0.092F_y}{G} \left(\alpha + \frac{3.45}{\alpha} \right) \left[1 - \left(\frac{|P_{UF}|}{2P_{ye,cf}} \right)^2 \right] \leq 6\gamma_y \quad (C4-2)$$

- (2) For connections where the beam flange-to-column flange connection is made with CJP groove welds that meet the requirements of *Seismic Provisions* Section A3.4

$$\gamma_{p,pz} = \frac{0.183F_y}{G} \left(\alpha + \frac{3.45}{\alpha} \right) \left[1 - \left(\frac{|P_{UF}|}{2P_{ye,cf}} \right)^2 \right] \leq 10\gamma_y \quad (C4-3)$$

where

- $P_{ye,cf} = A_{cf}F_{ye}$ = expected axial yield strength of the column flange, kips (N)
 A_{cf} = area of column flange = $b_{cf}t_{cf}$, in.² (mm²)
 b_{cf} = width of the column flange, in. (mm)
 t_{cf} = thickness of the column flange, in. (mm)
 $\alpha = \frac{d_b}{t_{cf}}$
 d_b = smallest depth of the connecting beams at a panel zone, in. (mm)

For all other cases, $\gamma_{p,pz}$ is permitted to be determined according to Equation C4-3.

Where the beam flanges are welded to the column flange, the permissible ultimate shear deformation of the panel zone, $\gamma_{u,pz}$, shall be based on the ultimate plastic rotation of the beam-column connection, the b parameter in Table C5.5.

b. Nonlinear Analysis Procedures

When nonlinear analysis procedures are used and the flexural, shear, or axial behavior of a connection is considered force-controlled, Q_{CL} of the connection shall be determined in accordance with Section C5.3b.

2. FR and PR Beam-to-Column Moment Connections

FR and PR connections shall meet the requirements of Section C5.4b.1.

The upper-bound beam flexural strength shall be used to determine the required connection strength. The upper-bound flexural strength shall be taken as M_{pe} .

3. Column-to-Base Connections

Column-to-base connections shall meet the requirements of Section C5.4b.1.

The upper-bound flexural strength of column-to-base connections shall be included under the range of conditions considered. The upper-bound flexural strength of column-to-base connections shall include the effective flexural resistance resulting from the compressive load in the column, and shall assume the development of full tension strength of the anchor rods.

5. Anchorage to Concrete

Connections of steel components to concrete components shall comply with the requirements of these Provisions and ASCE/SEI 41, Chapter 10, for classification of actions as deformation-controlled or force-controlled, and determination of associated strengths.

The capacity of connections between steel components and concrete components shall be the lowest value determined for the limit states of strength of the steel components, strength of connection plates, and strength of anchor rods and their embedment in the concrete.

The capacity of column-to-base connections shall be the lowest strength determined based on the following limit states: strength of welds or anchor rods, bearing strength of the concrete, and yield strength of the base plate.

The capacity of anchor rod connections between column-to-base connections and concrete substrata shall be the lowest strength determined based on the following limit states: shear or tensile yield strength of the anchor rods, loss of bond between the anchor rods and the concrete, or failure of the concrete. Anchor rod strengths for each failure type or limit state shall be the nominal strengths determined in accordance with ACI 318 (or ACI 318M), or according to other procedures approved by the AHJ.

For base plate yielding, bolt yielding, and weld failure within a column-to-base connection, the value for m stipulated in this section based on the respective limit states for a PR end plate connection shall be used. Column-to-base connection limit states controlled by anchor rod failure modes governed by the concrete shall be considered a force-controlled action.

C6. STEEL PLATE USED AS SHEAR WALLS

1. General

The component characteristics of steel plate used as shear walls subject to seismic forces or deformations from shear action, with no concurrent axial action, shall be determined in accordance with this section. This section applies to steel plate shear walls, with web plates sufficiently thick or stiffened to prevent shear buckling, that primarily resist loads or deformations through shear strength and stiffness. This section does not apply to shear walls subject to shear buckling.

The shear behavior of a steel plate shear wall shall be designated as either deformation-controlled or force-controlled in accordance with Chapters D through I.

2. Stiffness

The stiffness of steel plate shear walls shall be based on principles of structural mechanics and as specified in the *Specification* unless superseded by supplemental provisions of this section or system-specific sections in Chapters D through I.

The force-deformation model for a steel plate shear wall shall account for all significant sources of deformation that affect its behavior, including those from axial, flexural, and shear actions.

2a. Flexural Stiffness

There are no additional requirements beyond those specified in Section C6.2.

2b. Axial Stiffness

There are no additional requirements beyond those specified in Section C6.2.

2c. Shear Stiffness

If the steel plate wall includes concrete encasement or backing, then the shear stiffness of the plate wall shall be determined using full composite action, including the effects of cracking, provided a mechanism exists that provides sufficient transfer and distribution of forces to the surrounding boundary elements.

It is permitted to analyze a steel plate shear wall using plane stress finite elements with beams and columns as horizontal and vertical boundary elements, respectively. The elastic shear stiffness of a steel plate wall with a web plate that is sufficiently thick or stiffened to avoid shear buckling, K_w , shall be determined in accordance with Equation C6-1 unless another method based on principles of structural mechanics is used:

$$K_w = \frac{Gat_w}{h} \quad (C6-1)$$

where

a = clear width of wall between vertical boundary elements, in. (mm)

h = clear height of wall between horizontal boundary elements, in. (mm)

t_w = thickness of steel plate shear wall, in. (mm)

User Note: Equation C6-1 does not account for the change in elastic stiffness for shear buckling of an unstiffened plate wall prior to achieving shear yielding, nor does it capture composite action with concrete. The equivalent elastic stiffness of a buckled wall or composite wall at yield should be determined based on principles of structural mechanics or analysis.

3. Strength

The shear strength of steel plate shear walls shall be determined in accordance with this section.

The shear strength of the concrete encasement or backing is permitted to be included in the shear strength of the steel plate wall provided a transfer mechanism exists that provides full composite action and distribution of forces to the surrounding boundary elements beyond the anticipated plastic deformations. Otherwise, the shear strength of a composite plate wall shall neglect the effect of the concrete.

3a. Deformation-Controlled Actions

The expected shear strength, V_{CE} , of a steel plate wall shall be determined using equations for nominal shear strength, V_n , given in *Specification* Chapter G, except that F_{ye} shall be substituted for F_y , and $Q_{CE} = V_{CE}$.

Alternatively, for an unstiffened plate wall, it is permitted to determine the expected shear strength using equations for nominal shear strength, V_n , given in *Seismic Provisions* Section F5, except that F_{ye} shall be substituted for F_y .

For plate walls expected to experience inelastic action through shear yielding, the wall shall have a web plate that is sufficiently thick or stiffened to prevent shear buckling, and $Q_{CE} = Q_y = V_{CE}$. Stiffener strength, stiffness, and spacing shall be in accordance with the requirements for plate girders given in *Specification* Chapter G. In lieu of providing stiffeners, it is permitted to encase or back the plate wall in concrete; the expected shear strength is permitted to be computed taking h/t_w in *Specification* Chapter G equal to zero.

3b. Force-Controlled Actions

The lower-bound shear strength, V_{CL} , of a steel plate wall shall be determined using equations for nominal shear strength, V_n , given in *Specification* Chapter G, except that F_{yL} shall be substituted for F_y , and $Q_{CL} = V_{CL}$.

2644 C7. BRACED-FRAME CONNECTIONS

2645 1. General

2646 For the purposes of this section, braced-frame connections join one or more braces to beams and columns
2647 that resist seismic forces and deformations. Three types of braced frames are considered: concentrically
2648 braced frames, eccentrically braced frames, and buckling-restrained braced frames, as discussed in Chapter
2649 E. In these elements, braced frame connections are located at the brace-beam-column, brace-column, or
2650 brace-beam intersection, depending on the bracing configuration. For evaluation, the connection shall be
2651 designated as configured to either restrain or accommodate end rotation of the brace as defined in *Seismic*
2652 *Provisions* Section F2.6c.3. Individual component limit states of a braced-frame connection shall be
2653 designated as either deformation-controlled or force-controlled actions as described in Section C7.3.

2654 Braced-frame connections shall be evaluated for the combined loading conditions resulting from (1) axial
2655 tension or compression of the brace(s); (2) flexural demands of the braces that are expected to buckle; and
2656 (3) axial, shear, and flexural demands resulting from restraint of the adjacent beams and/or columns. For
2657 deformation-controlled connections, accurate modeling approaches, as discussed in Chapter E, are required
2658 to determine the deformation demands. Stiffness, as well as force and deformation capacities, of braced-
2659 frame connections are provided herein.

2660 2. Stiffness

2661 The stiffness of braces, beams, and columns within the extents of the brace end connection shall be based on
2662 principles of structural mechanics and as specified in the *Specification* unless superseded by supplemental
2663 provisions of this section or system-specific sections in Chapters D through I.

2664 2a. Rotation-Restrained Connections at Brace Ends

2665 The rotational stiffness of a connection that restrains end rotation of the brace is permitted to be evaluated as
2666 rigid.

2667 2b. Rotation-Accommodating Connections at Brace Ends

2668 When a buckling brace is implicitly modeled with an axial element that models the nonlinear behavior of the
2669 braced frame using the parameters defined in Section C3.2 and described in Section E1.2b, the rotational
2670 stiffness of a connection that accommodates end rotation of the brace is permitted to be evaluated as rigid,
2671 except to account for effects on adjacent members as required by Section C7.2c.

2672 When a buckling brace is explicitly modeled using two-dimensional nonlinear beam-column elements,
2673 rotational stiffness of a rotation-accommodating connection, such as a gusset plate or knife plate, shall be
2674 computed based on the effective gusset plate width, B_w , and the average unrestrained length of the gusset
2675 plate, L_{avg} .

2676 **User Note:** Braced-end connections may conservatively be modeled as pinned. Where assessments using
2677 such simplified modeling indicate the need for retrofit, the engineer should consider using the more accurate
2678 connection model for a more accurate assessment.

2680 **User Note:** The effective gusset plate width, B_w , may conservatively be determined using a 37° projection,
2681 with that projection limited by any unconnected edge of the gusset. The effective width of a knife plate may
2682 be determined similarly but is often restricted by the gross width of the plate.

2683 The elastic rotational spring stiffness, K_θ , in the plane of brace buckling shall be determined as:

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

Draft dated January 5, 2022

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

CHAPTER D

STRUCTURAL STEEL MOMENT FRAMES

Steel moment frames develop their seismic resistance primarily through bending of beams and columns and moment-resisting beam-to-column connections. This chapter describes requirements for the primary and secondary structural steel components of moment frames. Unless otherwise noted in this chapter, these requirements are in addition to any requirement prescribed in Chapter C.

The chapter is organized as follows:

- D1. General
- D2. Stiffness
- D3. Strength
- D4. Permissible Performance Parameters
- D5. Retrofit Measures

D1. GENERAL

Moment frames shall consist of beams and columns connected by one or more of the connections defined in Table C5.1 or Table C5.2. Modeling procedures, permissible performance parameters, and retrofit measures for moment frames with fully restrained (FR) and partially restrained (PR) beam-to-column connections shall be as determined in Sections D2 through D5.

D2. STIFFNESS

1. Linear Analysis Procedures

If linear analysis procedures are used, the following criteria shall apply:

- (a) Moment frames shall be composed of columns, beams, connections, and panel zones. Elastic axial stiffness, shear stiffness, and flexural stiffness of each component shall be determined as specified for each component in Chapter C.
- (b) FR and PR beam-to-column connections shall be modeled as specified in Section C5.
- (c) Panel zones shall be modeled as specified in Section C4.
- (d) Column-to-base connections shall be modeled as specified in Section C5.

2. Nonlinear Static Procedure

If the nonlinear static procedure is used, the following criteria shall apply:

- (a) Elastic stiffness properties of components shall be modeled as specified in Section D2.1.

(b) Inelastic action in components shall be represented in the analytical model by nonlinear force-deformation relationships, incorporating multi-force interaction effects where needed, derived from testing or analysis; and

(c) Behavior specific to a component not addressed in this section that can influence the stiffness of a component by more than 5% shall be considered in the analytical model.

User Note: Examples of behavior that can influence the stiffness of a component by more than 5% include panel-zone shear deformations, bolt slippage, composite action, and base anchorage flexibility.

3. Nonlinear Dynamic Procedure

If the nonlinear dynamic procedure is used, in addition to the requirements in Section D2.2, the complete hysteretic behavior of each component shall be determined in accordance with Section B2 and Chapter C.

D3. STRENGTH

Component strengths shall be determined in accordance with Section B2 and Chapter C. Classification of component actions as deformation-controlled or force-controlled shall be in accordance with Section D4.

D4. PERMISSIBLE PERFORMANCE PARAMETERS

1. General

Component permissible strengths and deformations shall be determined in accordance with Section B2 and this section.

The following criteria shall apply.

(a) Flexure actions in FR and PR beam-to-column moment connections listed in Tables C5.1 and C5.2 shall be considered deformation-controlled actions.

(b) Flexural actions in beams and columns shall be considered deformation-controlled.

(c) Axial compression action is force-controlled for all components. Axial tension action is deformation-controlled for all components.

(d) Shear actions in panel zones and beams are considered deformation-controlled; shear actions in columns and FR and PR beam-to-column connections are considered force-controlled.

2. Linear Analysis Procedures

For linear analysis procedures, calculated component actions shall be compared with permissible strengths in accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.5.2. The component capacity modification factors, m , for computing the permissible strengths for structural steel components shall be determined from Chapter C. Limit states for which no values for m are provided for a component in Chapter C shall be considered force-controlled.

CHAPTER E

STRUCTURAL STEEL BRACED FRAME AND STEEL PLATE SHEAR WALL REQUIREMENTS

Steel braced frames and steel plate shear walls are those elements that develop seismic resistance primarily through either axial forces in the bracing components or shear forces in the shear wall components, respectively. This chapter describes the element-specific requirements for the primary and secondary structural steel components of steel braced frames or steel plate shear walls. Unless otherwise noted in this chapter, these requirements are in addition to any requirement prescribed in Chapter C.

The chapter is organized as follows:

- E1. Centrally Braced Frames (CBF)
- E2. Eccentrically Braced Frames (EBF)
- E3. Buckling-Restrained Braced Frames (BRBF)
- E4. Steel Plate Shear Walls

E1. CONCENTRICALLY BRACED FRAMES (CBF)

1. General

Centrally braced frames (CBF) are braced frames where component work lines intersect at a single point at a connection, or at multiple points with the distance between points of intersection being the eccentricity. Bending caused by such eccentricities shall be considered in the modeling and evaluation of the components.

Strength and deformation limits of CBF meeting all requirements of *Seismic Provisions* Section F2 shall be defined employing this section and Section C3. The strength and deformation limits of all other CBF shall be defined by the lowest strength and deformation capacity permitted by the combination of Sections C3 and C7.

2. Stiffness

2a. Linear Analysis Procedures

If linear analysis procedures are used, the following criteria shall apply:

- (a) Elastic axial stiffness, shear stiffness, and flexural stiffness of all components shall be determined in accordance with Chapter C.
- (b) Fully restrained (FR) and partially restrained (PR) beam-to-column moment connections shall be modeled as specified in Sections C5 and D1. Beam-column connections with corner gusset plates shall be modeled as specified in Section C7. Panel zones, if applicable, shall be modeled as specified in Section C4.

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings
Draft dated January 5, 2022

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

CHAPTER G

DIAPHRAGMS

ASCE/SEI 41, Chapter 7, includes provisions for classification of diaphragms, mathematical modeling, diaphragm chords, diaphragm collectors, and diaphragm ties. Specific provisions for diaphragms considered in this Chapter include steel deck diaphragms that are either (1) bare, (2) filled with reinforced structural concrete, or (3) filled with unreinforced or insulating (nonstructural) concrete topping. Additional requirements are provided for diaphragm elements, including steel truss diaphragms, archaic diaphragms, and chord and collector elements.

The chapter is organized as follows:

- G1. Bare Steel Deck Diaphragms
- G2. Steel Deck Diaphragms with Reinforced Concrete Structural Topping
- G3. Steel Deck Diaphragms with Unreinforced Structural Concrete Topping or Lightweight Insulating Concrete
- G4. Horizontal Steel Truss Diaphragms
- G5. Archaic Diaphragms—Shallow Brick Arches Spanning Between Structural Steel Floor Beams
- G6. Chord and Collector Elements

G1. BARE STEEL DECK DIAPHRAGMS

1. General

Steel deck diaphragms shall be composed of profiled steel panels. Panels (decking units) shall be attached to each other at side-laps by welds, crimping (such as button punching), or mechanical fasteners, and shall be attached to the structural steel supports by welds or by mechanical fasteners. Bare steel deck diaphragms are permitted to resist diaphragm seismic loads acting alone or in conjunction with supplementary horizontal steel truss diaphragms designed in accordance with the requirements of Section G4. Structural steel frame components, to which bare steel deck diaphragms are attached, shall be considered to be the chord and collector elements.

The criteria of this section shall apply to existing diaphragms and to stiffened, strengthened, or otherwise retrofitted diaphragms. Interaction of new and existing components of retrofitted diaphragms shall be evaluated to ensure strain compatibility. Load transfer mechanisms between new and existing diaphragm components shall be evaluated.

2. Stiffness

Bare steel deck diaphragms shall be classified as flexible, stiff, or rigid in accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.2.9. The stiffness shall be determined in accordance with ANSI/AISI S310.

The force-deformation model for bare steel deck diaphragms shall include profile buckling and/or yielding, and local deformations at side-lap and structural (support) connectors.

3. Strength

Strength of bare steel deck diaphragms shall be determined in accordance with this section.

3a. Deformation-Controlled Actions

For strength based on deformation-controlled actions, the expected strength, Q_{CE} , for bare steel deck diaphragms shall be determined by modifying the nominal diaphragm strength, S_n , determined in accordance with ANSI/AISI S310. If the nominal strength is controlled by panel buckling, the expected strength shall be determined as $1.1S_{nb}$, where S_{nb} is the nominal shear strength per unit length of a diaphragm controlled by out-of-plane buckling. If the nominal strength is controlled by side-lap or structural connections, the expected strength depends on the connectors employed, as follows:

- (a) If power actuated fasteners are used for the structural connections the expected strength shall be determined as $1.2S_{nf}$, where S_{nf} is the nominal shear strength per unit length of diaphragm controlled by connections.
- (b) For all other structural or side-lap connections within the scope of ANSI/AISI S310, the expected strength shall be determined as $1.0S_{nf}$.

3b. Force-Controlled Actions

For strength based on force-controlled actions, the lower-bound shear strength, Q_{CL} , for bare steel deck diaphragms shall be determined by modifying the nominal diaphragm strength, S_n , determined in accordance with ANSI/AISI S310. If the nominal strength is controlled by panel buckling, S_{nb} , the lower-bound strength shall be determined as $0.9S_{nb}$. If the nominal strength is controlled by side-lap or structural connections, S_{nf} , the expected strength depends on the connectors employed, as follows:

- (a) If power actuated fasteners are used for the structural connections, the lower-bound strength shall be determined as $1.0S_{nf}$.
- (b) If welds are used for the structural or side-lap connectors, the lower-bound strength shall be determined as $0.8S_{nf}$. For all other side-lap or structural connections within the scope of ANSI/AISI S310, the expected strength shall be determined as $0.9S_{nf}$.

4. Permissible Performance Parameters

For life safety or lower performance levels, bearing support or anchorage of the deck shall be maintained. For higher performance levels than life safety, the amount of damage to the connections shall not impair the load transfer between the diaphragm and the structural steel frame. Deformations shall not exceed the threshold of deflections that cause unacceptable damage to other components, either structural or nonstructural, at the target performance level(s). Permissible performance parameters for collectors shall be as specified in Section G6.4.

4a. Deformation-Controlled Actions

1. Linear Analysis Procedures

Bare steel deck is permitted to be designated as deformation-controlled. When the strength of a bare steel deck diaphragm is considered deformation-controlled, the expected component strength, Q_{CE} , shall be determined from Section G1.3a and m taken from Table G1.1.

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

Draft dated January 5, 2022

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

G2. STEEL DECK DIAPHRAGMS WITH REINFORCED CONCRETE STRUCTURAL TOPPING

1. General

Steel deck diaphragms with reinforced concrete structural topping, consisting of either composite or a noncomposite construction, are permitted to resist seismic diaphragm loads. The concrete fill shall be either normal or lightweight structural concrete, with reinforcing composed of welded wire reinforcing or reinforcing bars. It is permitted in all instances to ignore the contributions of any reinforcing and apply the provisions of Section G3 in lieu of this section. Panels (decking units) shall be attached to each other at side-laps by welds, crimping, or mechanical fasteners and shall be attached to structural steel supports by welds or by steel headed stud anchors. The structural steel framing components to which the topped steel deck diaphragms are attached, or the reinforcing steel within the concrete structural topping, are permitted to be considered the chord and collector elements.

The criteria of this section shall apply to existing diaphragms and new and retrofitted diaphragms. Interaction of new and existing components of retrofitted diaphragms shall be evaluated for strain compatibility. Load transfer mechanisms between new and existing diaphragm components shall be considered in determining the flexibility of the diaphragm.

2. Stiffness

For existing steel deck diaphragms with reinforced concrete structural topping, a rigid diaphragm assumption is permitted if the span-to-depth ratio is not greater than 5:1. For greater span-to-depth ratios, and in cases with plan irregularities, diaphragm stiffness shall be explicitly included in the analysis in accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.2.9. Diaphragm stiffness shall be determined using the cast-in-place concrete diaphragm provisions of ASCE/SEI 41, Section 10.10.2.2, for the slab above the top of the steel deck or another method with a representative concrete thickness approved by the authority having jurisdiction (AHJ).

Inelastic properties of diaphragms shall not be included in inelastic seismic analyses if the weak link in the diaphragm is connection failure.

3. Strength

The strength of steel deck diaphragms with reinforced concrete structural topping shall be determined in accordance with this section.

3a. Deformation-Controlled Actions

The expected component strength, Q_{CE} , of steel deck diaphragms with reinforced concrete structural topping shall be determined by ASCE/SEI 41, Section 10.10.2.3, considering the reinforced slab above the top of the steel deck or by another procedure approved by the AHJ. Expected component strengths, Q_{CE} , for steel headed stud anchors shall be equal to the nominal strengths specified in *Specification* Chapter I for steel headed stud anchors, except that the expected tensile strength, F_{ue} , shall be substituted for the specified minimum tensile strength, F_u . F_{ue} shall be determined in accordance with Section A5.2.

Alternatively, the expected component strength, Q_{CE} , of steel deck diaphragms with reinforced concrete structural topping shall be taken as two times the allowable strength values specified in the applicable building code unless a larger value is justified by test data or manufacturer data.

3b. Force-Controlled Actions

The lower-bound component strength, Q_{CL} , of steel deck diaphragms with reinforced concrete structural topping shall be determined by ASCE/SEI 41, Section 10.10.2.3, considering the reinforced slab above the top of the steel deck or by another procedure approved by the AHJ. Lower-bound component strengths, Q_{CL} , for steel headed stud anchors shall be equal to the nominal strengths specified in *Specification* Chapter I for steel headed stud anchors, except that the lower-bound tensile strength, F_{uL} , shall be substituted for F_u . F_{uL} shall be determined in accordance with Section A5.2.

4. Permissible Performance Parameters

For life safety or lower performance levels, bearing support or anchorage shall be maintained. For higher performance levels than life safety, the amount of damage to the connections or cracking in concrete-filled slabs shall not impair the load transfer between the diaphragm and the structural steel frame. Deformations shall be limited to be below the threshold of deflections that cause damage to other components, either structural or nonstructural, at specified performance levels. Permissible performance parameters for collectors shall be as specified in Section G6.4.

Steel headed stud anchors for structural steel beams designed to act compositely with the slab shall have the design strength to transfer both diaphragm shears and composite beam shears. Where the beams are encased in concrete, use of bond between the structural steel and the concrete is permitted to transfer loads.

4a. Deformation-Controlled Actions

1. Linear Analysis Procedures

When the strength of a steel deck diaphragm with reinforced concrete structural topping is considered deformation-controlled, the expected component strength, Q_{CE} , shall be determined from Section G2.3a and m taken from ASCE/SEI 41, Table 10-21 and Table 10-22, as specified in ASCE/SEI 41, Section 10.10.2.4.

2. Nonlinear Analysis Procedures

The generalized force-deformation curve shown in Figure C1.1, with the modeling parameters a , b , and c as defined in ASCE/SEI 41, Tables 10-19 and 10-20, and as specified in ASCE/SEI 41, Section 10.10.2.4, shall be used for steel deck diaphragms with reinforced concrete structural topping. Alternatively, these relationships may be derived from testing or analysis.

When the shear strength of a steel deck diaphragm with reinforced concrete structural topping is considered deformation-controlled, the total shear deformation, γ , shall be evaluated against the permissible shear deformations provided in ASCE/SEI 41, Table 10-19 and Table 10-20, as specified in ASCE/SEI 41, Section 10.10.2.4.

4b. Force-Controlled Actions

1. Linear Analysis Procedures

When the strength of a steel deck diaphragm with reinforced concrete structural topping is considered

force-controlled, the lower-bound shear strength, Q_{CL} , shall be determined in accordance with Section G2.3b.

2. Nonlinear Analysis Procedures

When the shear strength of a steel deck diaphragm with reinforced concrete structural topping is considered force-controlled, the total shear deformation, γ , of the diaphragm shall not exceed point B as defined in the generalized force-deformation curve of Figure C1.1 with initial stiffness defined in Section G2.2 and strength defined in Section G2.3. The lower-bound shear strength, Q_{CL} , determined in accordance with Section G2.3b, shall not be less than the maximum force determined by ASCE/SEI 41, Section 7.5.3.2.3.

5. Retrofit Measures

Seismic retrofit measures for steel deck diaphragms with reinforced concrete structural topping shall satisfy the requirements of this section, Section B3, and ASCE/SEI 41.

G3. STEEL DECK DIAPHRAGMS WITH UNREINFORCED STRUCTURAL CONCRETE TOPPING OR LIGHTWEIGHT INSULATING CONCRETE

1. General

Seismic diaphragm loads are permitted to be resisted by steel deck diaphragms with unreinforced concrete, concrete with temperature and shrinkage reinforcing with or without headed stud anchors, or lightweight insulating concrete as defined in ANSI/AISI S310. The provisions of this section apply to plain concrete or where the reinforcing qualifies as temperature and shrinkage reinforcement in accordance with either ANSI/SDI C, Section 2.4.B.15.a.1, for composite steel deck-slabs, or with ANSI/SDI NC, Section 2.4.B.2, for noncomposite steel deck with concrete. Panels (decking units) shall be attached to each other at side-laps by welds, crimping, or mechanical fasteners and shall be attached to structural steel supports by welds or by steel headed stud anchors. The structural steel frame components to which the topped steel deck diaphragm is attached shall be considered the chord and collector elements.

The criteria of this section shall apply to existing diaphragms and to stiffened, strengthened, or otherwise retrofitted diaphragms. Interaction of new and existing components of retrofitted diaphragms shall be evaluated to ensure strain compatibility. Load transfer mechanisms between new and existing diaphragm components shall be evaluated.

2. Stiffness

Steel deck diaphragms with unreinforced structural concrete topping or lightweight insulating concrete shall be classified as flexible, stiff, or rigid in accordance with ASCE/SEI 41, Section 7.2.9. The diaphragm stiffness shall be determined in accordance with ANSI/AISI S310.

3. Strength

The strength of steel deck diaphragms with unreinforced structural concrete topping or lightweight insulating concrete shall be determined in accordance with this section.

steel deck. Where either a bare steel deck roof or structural concrete fill over steel deck is provided, relative rigidities between the steel truss and the bare steel deck roof or structural concrete fill over steel deck shall be considered in the analysis.

The criteria of this section shall apply to existing truss diaphragms, retrofitted truss diaphragms, and new diaphragms added to an existing building.

Where steel truss diaphragms are added as part of a retrofit plan, interaction of new and existing components of strengthened diaphragm elements (stiffness compatibility) shall be evaluated, and the load transfer mechanisms between new and existing diaphragm components shall be considered in determining the stiffness of the strengthened diaphragm.

Load transfer mechanisms between new diaphragm components and existing frames shall be considered in determining the stiffness of the diaphragm or frame element.

2. Stiffness

2a. Linear Analysis Procedures

Steel truss diaphragm elements shall be modeled as horizontal truss components (similar to structural steel braced frames) where axial stiffness controls deflections. Connections are permitted to be modeled as pinned except where connections provide moment resistance or where eccentricities exist at the connections. In such cases, connection rigidities shall be modeled. Stiffness of truss diaphragms shall be explicitly considered in distribution of seismic forces to vertical components.

2b. Nonlinear Analysis Procedures

Inelastic models similar to those of structural steel braced frames shall be used for truss components where nonlinear behavior of truss components occurs. Elastic properties of truss diaphragms are permitted in the model for inelastic seismic analyses where nonlinear behavior of truss components does not occur.

3. Strength

The strength of truss diaphragm members shall be determined as specified for structural steel braced frame members in Chapter E and using the appropriate expected or lower-bound properties as provided in Chapter A. Lateral support of truss diaphragm members provided by steel deck, with or without concrete fill, shall be considered in the evaluation of truss diaphragm strengths. Gravity load effects shall be included in the required strength for those members that support gravity loads.

4. Permissible Performance Parameters

Permissible performance parameters for horizontal steel truss diaphragm components shall be as specified for concentrically braced frames in Section E1.4.

5. Retrofit Measures

Seismic retrofit measures for steel truss diaphragms shall meet the requirements of this section, Section B3, and ASCE/SEI 41.

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

Draft dated January 5, 2022

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

3605 **G5. ARCHAIC DIAPHRAGMS—SHALLOW BRICK ARCHES SPANNING BETWEEN STRUCTURAL**
3606 **STEEL FLOOR BEAMS**

3607 **1. General**

3608 Archaic diaphragms in structural steel buildings are those consisting of shallow masonry arches that span
3609 between structural steel or wrought iron beams, with the arches packed tightly between the floor beams to
3610 provide the necessary resistance to arch thrust.

3611 **2. Stiffness**

3612 **2a. Linear Analysis Procedures**

3613 Existing archaic diaphragms shall be modeled as a horizontal diaphragm with equivalent thickness of
3614 masonry arches and concrete fill. Modeling of the archaic diaphragm as a truss with structural steel or
3615 wrought iron beams as tension components and arches as compression components is permitted. The stiffness
3616 of archaic diaphragms shall be considered in determining the distribution of seismic forces to vertical
3617 components. Analysis results shall be evaluated to verify that diaphragm response remains elastic as assumed.

3618 Interaction of new and existing components of strengthened diaphragms shall be evaluated by checking the
3619 strain compatibility of the two classes of components in cases where new structural components are added
3620 as part of a seismic retrofit. Load transfer mechanisms between new and existing diaphragm components
3621 shall be considered in determining the stiffness of the strengthened diaphragm.

3622 **2b. Nonlinear Analysis Procedures**

3623 Response of archaic diaphragms shall remain elastic unless otherwise approved by the AHJ.

3624 **3. Strength**

3625 Member strengths of archaic diaphragm components are permitted to be determined assuming that no tension
3626 strength exists for all components except for structural steel or wrought iron beams. Gravity load effects shall
3627 be included for components of these diaphragms. Force transfer mechanisms between the various
3628 components of the diaphragm, and between the diaphragm and the frame, shall be evaluated to verify the
3629 completion of the load path.

3630 **4. Permissible Performance Parameters**

3631 Archaic diaphragms shall be considered force-controlled. For life safety or lower performance levels,
3632 diaphragm deformations and displacements shall not lead to a loss of bearing support for the components of
3633 the arches. For higher performance levels than life safety, the deformation caused by diagonal tension shall
3634 not result in the loss of the load transfer mechanism. Deformations shall be limited below the threshold of
3635 deflections that cause damage to other components, either structural or nonstructural, at specified
3636 performance levels. These values shall be established in conjunction with those for structural steel or wrought
3637 iron frames.

5. Retrofit Measures

Seismic retrofit measures for archaic diaphragms shall satisfy the requirements of this section, Section B3, and ASCE/SEI 41.

G6. CHORD AND COLLECTOR ELEMENTS

1. General

Structural steel framing that supports the diaphragm and frames either the perimeter of the diaphragm, an interior opening, a discontinuity, or a reentrant corner, are permitted to be considered as chord elements. Structural steel framing that serves to transfer force between diaphragms and members of the lateral force resisting system, or distributes forces within the diaphragm or seismic force-resisting system, are permitted to be considered to be collector elements. Where structural concrete is present, additional slab reinforcement is permitted to provide tensile strength while the slab carries chord or collector compression. The structural steel framing that transfers lateral loads shall be attached to the deck with spot welds by steel headed stud anchors or by other approved methods.

2. Stiffness

Modeling assumptions specified for equivalent structural steel frame members in these Provisions shall be used for chord and collector elements.

3. Strength

The strength of structural steel chords and collectors shall be as specified in Section C3 for members subjected to combined axial force and flexure, and using the appropriate expected or lower-bound properties as provided in Chapter A. Chord and collector connections shall be considered force-controlled. The strength of steel reinforcing bars, embedded in concrete slabs, acting as chords or collectors shall be determined in accordance with the requirements of ASCE/SEI 41, Chapter 10.

4. Permissible Performance Parameters

Inelastic action in chords and collectors is permitted if it is permitted in the diaphragm. Where such actions are permissible, chords and collectors shall be considered deformation controlled. The component capacity modification factors, m , shall be taken from applicable components in Chapter C, and inelastic permissible performance parameters shall be taken from components of moment frames with FR beam-to-column moment connections in Chapter D. Where inelastic action is not permitted, chords and collectors shall be considered force-controlled components. Where chord and collector elements are force-controlled, the force-controlled action caused by gravity loads and earthquake forces, Q_{UF} , need not exceed the total force that can be delivered to the component by the expected strength of the diaphragm or the vertical components resisting seismic forces. For life safety or lower performance levels, the deformations and displacements of chord and collector components shall not result in the loss of vertical support. For higher performance levels than life safety, the deformations and displacements of chords and collectors shall not impair the load path.

Welds and connectors joining the diaphragms to the chords and collectors shall be considered force-controlled. If all connections meet the permissible performance parameters, the diaphragm shall be considered to prevent buckling of the chord member within the plane of the diaphragm. Where chords or collectors carry gravity loads in combination with seismic loads, they shall be designed as members with combined axial load and

Seismic Provisions for Evaluation and Retrofit of Existing Structural Steel Buildings

Draft dated January 5, 2022

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

CHAPTER H

STRUCTURAL STEEL PILE FOUNDATIONS

H1. GENERAL

A pile provides strength and stiffness to the foundation either by bearing directly on soil or rock, by friction along the pile length in contact with the soil, or by a combination of these mechanisms. Foundations shall be evaluated as specified in ASCE/SEI 41, Chapter 8. Concrete components of foundations shall be evaluated as specified in ASCE/SEI 41, Chapter 10. The evaluation and design of structural steel piles shall comply with the requirements of these Provisions.

H2. STIFFNESS

If the pile cap is below grade, the foundation stiffness from the pile cap bearing against the soil is permitted to be represented by equivalent soil springs derived as specified in ASCE/SEI 41, Chapter 8. Additional stiffness of the piles is permitted to be derived through bending and bearing against the soil. For piles in a group, the reduction in each pile's contribution to the total foundation stiffness and strength shall be made to account for group effects. Additional requirements for determining the stiffness shall be as specified in ASCE/SEI 41, Chapter 8.

H3. STRENGTH

Except in sites subject to liquefaction of soils, it is permitted to neglect buckling of portions of piles embedded in the ground. Flexural demands in piles shall be determined either by nonlinear methods, or by elastic methods for which the pile is treated as a cantilever column above a calculated point of fixity.

H4. PERMISSIBLE PERFORMANCE PARAMETERS

The permissible performance parameters for the axial force and maximum moments on the pile shall be as specified for a structural steel column in Section C3.4, where the lower-bound axial compression and flexural strengths shall be computed for an unbraced length equal to zero for those portions of piles that are embedded in nonliquefiable soils.

Connections between structural steel piles and pile caps shall be considered force-controlled.

H5. RETROFIT MEASURES

Seismic retrofit measures for structural steel pile foundations shall meet the requirements of this chapter, Section B3, and ASCE/SEI 41.

CHAPTER I

CAST AND WROUGHT IRON

II. GENERAL

Framing that includes existing components of cast iron, wrought iron, or both is permitted to participate in resisting seismic forces in combination with concrete or masonry walls. Subject to the limitations of this chapter, existing wrought iron and cast iron components of structural framing are permitted to be assessed and designed to resist seismic forces or deformations as primary or secondary components.

User Note: The historical gray cast iron covered by these Provisions can be highly susceptible to tensile failures, although it is capable of providing significant compressive strength. The historical wrought iron covered by these provisions is capable of developing yield strength and ductility in tension, although through-thickness tensile properties of wrought iron are noticeably reduced as compared to its tensile properties in the longitudinal (rolling) direction. The Commentary provides further discussion.

I2. STIFFNESS

The stiffness of cast and wrought iron components shall be calculated using elastic section properties and a modulus of elasticity of 20,000 ksi (138 000 MPa) for cast iron and 25,000 ksi (170 000 MPa) for wrought iron, unless a different value is obtained by testing or other methods approved by the authority having jurisdiction.

I3. STRENGTH

Component strengths shall be determined in accordance with Section B2 and the requirements of this section.

1. Cast Iron

Cast iron components shall not be used to resist tensile stresses from axial or flexural actions.

User Note: Because of the metallurgical nature of historical cast iron, beams made from historical cast iron are believed to have little-to-no seismic toughness and as a result should not be used to resist seismic actions. Due to similar concerns, the limitation on tensile stresses in historical cast iron columns is applicable to any tensile stress, whether arising from axial actions, flexural actions, or combined axial and flexural actions.

The lower-bound compressive strength, $Q_{CL} = P_{CL}$, of a cast iron column shall be determined from Equation I3-1.

$$P_{CL} = A_g F_{cr} \quad (I3-1)$$

The critical stress, F_{cr} , is determined as follows:

(a) When $\frac{L_c}{r} \leq 108$

$$F_{cr} = 17 \text{ ksi} \quad (I3-2)$$

$$F_{cr} = 117 \text{ MPa} \quad (I3-2M)$$

(b) When $\frac{L_c}{r} > 108$

$$F_{cr} = F_e \quad (I3-3)$$

where

A_g = gross area of the cross section, in.² (mm²)

F_e = elastic buckling stress, ksi (MPa)

$$= \frac{\pi^2 E_{ci}}{\left(\frac{L_c}{r}\right)^2} \quad (I3-4)$$

E_{ci} = modulus of elasticity of cast iron

= 20,000 ksi (138 000 MPa)

L_c = laterally unbraced length of column, in. (mm)

r = radius of gyration, in. (mm)

3751 2. Wrought Iron

3752 Lower-bound strength of a wrought iron component is permitted to be determined by considering the
3753 applicable provisions of the *Specification*, where the properties of wrought iron are substituted for the
3754 properties of structural steel. Lower-bound yield stress and lower-bound tensile strength shall be taken from
3755 Table A5.3, unless determined by testing in accordance with Section A5, and the modulus of elasticity shall
3756 be taken as 25,000 ksi (170 000 MPa).

3757 14. PERMISSIBLE PERFORMANCE PARAMETERS

3758 Component permissible performance parameters shall be determined in accordance with Section B2 and the
3759 requirements of this section.

3760 1. Cast Iron

3761 Actions on cast iron components shall be force-controlled.

3762 The ability of cast iron components to resist the deformations at the selected seismic hazard level shall be
3763 evaluated. In this evaluation, cast iron components are not permitted to resist tensile stresses.

3764 2. Wrought Iron

3765 Actions on wrought iron components shall be force-controlled.

3766 The ability of wrought iron components to resist the deformations at the selected seismic hazard level shall
3767 be evaluated.

3768 15. RETROFIT MEASURES

3769 Seismic retrofit measures for structural frames including cast iron components, wrought iron components, or
3770 both, shall satisfy the requirements of this chapter, Section B3, and ASCE/SEI 41.

附錄五

本研究計畫舉辦委員座談會議內容彙整

本計畫於 2022 年期間共召開例行委員座談會議 6 次(如圖附錄五-1 所示)，其中 5 月 27 日以前的會議因受疫情影響，皆改為以視訊會議的方式進行研討，委員例行會議的辦理情形如圖附錄五-2 所示。本年度主要討論議題如下：

- 因台灣位處地震帶上，鋼結構設計技術規範中的耐震設計章節特顯重要。本次新編撰的鋼結構設計技術規範(草案)之耐震設計內容，主要參考美國 AISC 341-16 耐震別規定，新增現階段國內、外於工程上較先進及常見的結構系統，包含普通懸臂柱系統、特殊懸臂柱系統、挫屈束制斜撐構架與特殊鋼板剪力牆。另亦參考美國 AISC 341-16 中的預先驗證與反復載重驗證試驗規定，將其規定適當地放入新版鋼結構設計規範規範(草案)中。
- 有關中空結構斷面(Hollow Structural Section, HSS)鋼管的接合規定應增列於本次規範(草案)修訂版本中。

中華民國111年（西元2022年）政府行政機關辦公日曆表

一 月							二 月							三 月						
日	一	二	三	四	五	六	日	一	二	三	四	五	六	日	一	二	三	四	五	六
						1 廿九		1 正月大	2 初二	3 初三	4 初四	5 初五			1 廿九	2 三十	3 二月小	4 初二	5 初三	
2 三十	3 十二小	4 初二	5 初三	6 初四	7 初五	8 初六	6 初六	7 初七	8 初八	9 初九	10 初十	11 十一	12 十二	6 初四	7 初五	8 初六	9 初七	10 初八	11 初九	12 初十
9 初七	10 初八	11 初九	12 初十	13 十一	14 十二	15 十三	13 十三	14 十四	15 十五	16 十六	17 十七	18 十八	19 十九	13 初四	14 初五	15 初六	16 初七	17 初八	18 初九	19 初十
16 初七	17 初八	18 初九	19 初十	20 十一	21 十二	22 十三	20 十三	21 十四	22 十五	23 十六	24 十七	25 十八	26 十九	20 十一	21 十二	22 十三	23 十四	24 十五	25 十六	26 十七
14 初五	15 初六	16 初七	17 初八	18 初九	19 初十	20 十一	22 十二	23 十三	24 十四	25 十五	26 十六	27 十七	28 十八	20 十一	21 十二	22 十三	23 十四	24 十五	25 十六	26 十七
23 廿一	24 廿二	25 廿三	26 廿四	27 廿五	28 廿六	29 廿七	27 廿七	28 廿八						27 廿五	28 廿六	29 廿七	30 廿八	31 廿九		
30 廿八	31 廿九																			

四 月							五 月							六 月						
日	一	二	三	四	五	六	日	一	二	三	四	五	六	日	一	二	三	四	五	六
					1 三月大	2 初二		1 四月小	2 初三	3 初四	4 初五	5 初六	6 初七			1 初三	2 初四	3 初五	4 初六	
3 初三	4 清明	5 清明	6 初六	7 初七	8 初八	9 初九	8 初八	9 初九	10 初十	11 十一	12 十二	13 十三	14 十四	5 初七	6 芒種	7 初九	8 初十	9 十一	10 十二	11 十三
10 初十	11 十一	12 十二	13 十三	14 十四	15 十五	16 十六	15 十五	16 十六	17 十七	18 十八	19 十九	20 二十	21 二十一	12 初八	13 初九	14 初十	15 十一	16 十二	17 十三	18 十四
17 初十	18 十一	19 十二	20 十三	21 十四	22 十五	23 十六	22 十五	23 十六	24 十七	25 十八	26 十九	27 二十	28 二十一	19 初九	20 初十	21 十一	22 十二	23 十三	24 十四	25 十五
19 初九	20 初十	21 十一	22 十二	23 十三	24 十四	25 十五	22 十二	23 十三	24 十四	25 十五	26 十六	27 十七	28 十八	19 初九	20 初十	21 十一	22 十二	23 十三	24 十四	25 十五
24 廿四	25 廿五	26 廿六	27 廿七	28 廿八	29 廿九	30 三十	29 廿九	30 五月大	31 初二					26 廿八	27 廿九	28 三十	29 六月大	30 初二		

七 月							八 月							九 月						
日	一	二	三	四	五	六	日	一	二	三	四	五	六	日	一	二	三	四	五	六
					1 初三	2 初四		1 初四	2 初五	3 初六	4 初七	5 初八	6 初九			1 初七	2 初八	3 初九	4 初十	5 十一
3 初五	4 初六	5 初七	6 初八	7 初九	8 初十	9 十一	7 初九	8 初十	9 十一	10 十二	11 十三	12 十四	13 十五	4 初九	5 初十	6 十一	7 十二	8 十三	9 十四	10 十五
10 初十	11 十一	12 十二	13 十三	14 十四	15 十五	16 十六	14 十一	15 十二	16 十三	17 十四	18 十五	19 十六	20 十七	11 初十	12 十一	13 十二	14 十三	15 十四	16 十五	17 十六
17 初十	18 十一	19 十二	20 十三	21 十四	22 十五	23 十六	17 十一	18 十二	19 十三	20 十四	21 十五	22 十六	23 十七	18 十一	19 十二	20 十三	21 十四	22 十五	23 十六	24 十七
19 初九	20 初十	21 十一	22 十二	23 十三	24 十四	25 十五	21 十二	22 十三	23 十四	24 十五	25 十六	26 十七	27 十八	18 十一	19 十二	20 十三	21 十四	22 十五	23 十六	24 十七
24 廿六	25 廿七	26 廿八	27 廿九	28 三十	29 七月小	30 初二	28 初二	29 初三	30 初四	31 初五				25 十三	26 十四	27 十五	28 十六	29 十七	30 十八	31 十九

十 月							十一 月							十二 月						
日	一	二	三	四	五	六	日	一	二	三	四	五	六	日	一	二	三	四	五	六
					1 初六	2 初七							1 初五					1 初八	2 初九	3 初十
2 初七	3 初八	4 初九	5 初十	6 十一	7 十二	8 十三	6 初七	7 初八	8 初九	9 初十	10 十一	11 十二	12 十三	4 初十	5 十一	6 十二	7 十三	8 十四	9 十五	10 十六
9 初七	10 初八	11 初九	12 初十	13 十一	14 十二	15 十三	13 初九	14 初十	15 十一	16 十二	17 十三	18 十四	19 十五	11 初十	12 十一	13 十二	14 十三	15 十四	16 十五	17 十六
14 初五	15 初六	16 初七	17 初八	18 初九	19 初十	20 十一	20 初十	21 十一	22 十二	23 十三	24 十四	25 十五	26 十六	18 初十	19 十一	20 十二	21 十三	22 十四	23 十五	24 十六
16 初五	17 初六	18 初七	19 初八	20 初九	21 初十	22 十一	20 初十	21 十一	22 十二	23 十三	24 十四	25 十五	26 十六	18 初十	19 十一	20 十二	21 十三	22 十四	23 十五	24 十六
23 廿一	24 廿二	25 廿三	26 廿四	27 廿五	28 廿六	29 廿七	27 廿七	28 廿八	29 廿九	30 三十	十一月小	初二	初三	25 廿五	26 廿六	27 廿七	28 廿八	29 廿九	30 三十	31 十一月大
23 初五	24 初六	25 初七	26 初八	27 初九	28 初十	29 十一	27 初四	28 初五	29 初六	30 初七				25 初三	26 初四	27 初五	28 初六	29 初七	30 初八	31 初九

圖附錄五-1 2022 年期間鋼結構規範修訂委員座談會辦理時程



圖附錄五-2 2022 年期間鋼結構規範修訂委員座談會情形