

鋼構造建築物鋼結構 設計技術規範之修正研擬

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 110 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組建議，不代表本機關意見)

鋼構造建築物鋼結構設計技術規範之修正研擬

內政部建築研究所委託研究報告(110年度)

PG 11002-0007

11015G0017

鋼構造建築物鋼結構 設計技術規範之修訂研擬

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、林保均、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

研究期程：中華民國 110 年 1 月至 110 年 12 月

研究經費：新台幣 119 萬 4 仟元整

內政部建築研究所委託研究報告

中華民國 110 年 12 月

(本報告內容及建議，純屬研究小組建議，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..... | 2 |
| 第二章 文獻資料蒐集..... | 5 |
| 第三章 研究內容..... | 9 |
| 3.1 研究課題..... | 9 |
| 3.2 研究成果..... | 9 |
| 第四章 結論與建議..... | 17 |
| 參考書目 | 19 |
| 附錄一 建研所期中審查會議紀錄..... | 21 |
| 附錄二 建研所期末審查會議紀錄..... | 29 |
| 附件一 鋼結構設計規範及解說修訂版(草案) | 35 |

鋼構造建築物鋼結構
設計技術規範之修訂研擬

表次

| | |
|---|----|
| 表 2-1 台灣鋼構造建築物鋼結構設計技術規範沿革 | 7 |
| 表 2-2 美國鋼造建築結構設計規範沿革 | 7 |
| 表 3-1 新版鋼結構設計技術規範(草案)與現行規範之差異..... | 12 |
| 表 3-2 新版鋼結構設計技術規範(草案)之耐震設計章節與現行規範之差異 | 12 |
| 表 3-3 10 月 15 日新版鋼結構設計技術規範(草案)說明會(I)議程..... | 13 |
| 表 3-4 10 月 27 日新版鋼結構設計技術規範(草案)說明會(II)議程 | 13 |
| 表 3-5 12 月 9 日 2021 鋼結構設計規範修正研擬成果研討會議程 | 14 |

鋼構造建築物鋼結構
設計技術規範之修訂研擬

圖次

| | |
|-------------------------------------|----|
| 圖 1-1 研究方法與流程..... | 4 |
| 圖 3-1 期初座談會議辦理情形..... | 15 |
| 圖 3-2 2021 年期間鋼結構規範修訂委員會議辦理時程 | 15 |
| 圖 3-3 例行委員會議的辦理情形 | 16 |

鋼構造建築物鋼結構
設計技術規範之修訂研擬

摘要

關鍵詞：鋼結構、設計、規範、耐震

一、研究緣起

國內建築鋼結構設計規範始於民國 88 年(1999)，根據「建築技術規則」的法源制定，規範名稱為「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」，分為「鋼結構容許應力設計法規範及解說」與「鋼結構極限設計法規範及解說」兩冊。此規範於民國 96 年(2007)修訂，並沿用至今，已逾 14 年。國內鋼結構設計規範的訂定，主要以美國鋼結構協會(AISC)出版之設計規範為藍本。現行鋼結構設計規範的容許應力設計法與極限設計法，分別依據 AISC 於 1989 年的容許應力設計法(Allowable Stress Design, ASD)與 1999 年的載重與強度因子設計法(Load and Resistance Factor Design, LRFD)修訂，相對美國現行 2016 年版 AISC 360(鋼結構建築規範)與 AISC 341(鋼結構建築耐震規定)已相距 17 年，且 AISC 360 與 341 的新修訂版本已近尾聲，預計於 2022 年出版，屆時更將差異超過 20 年。在此期間，較先進的鋼結構設計觀念、方法、系統等已被研發，並納入 AISC 360 與 341 規範中。因此，本研究針對國內鋼結構設計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。

二、研究方法與過程

為延續現行規範的一致性，本次國內鋼結構設計規範修訂是以 AISC 360 與 341 之 2016 年版為基礎，並參考國內工程實務與研究成果等修訂之。本次鋼結構設計規範修訂研擬研究，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(Allowable Strength Design, 仍稱為 ASD)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(probability-based)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。為提升鋼結構建築的耐震設計有效性，本修訂版本在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。除此之外，本修訂草案也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(BRB)與鋼板剪力牆(SPSW)等耐震結構系統，及相關耐震設計規定。在本修訂版本研擬研究中，也增加耐震構材、元件、接合與構架的驗證試驗規定章節，以提出驗證試驗之方法、程序與合格標準有一致的規範；也可做為設計者驗證所設計或開發者所研發之耐震構材、元件、接合或構架的有效性。有關中空結構斷面(hollow structural section, HSS)鋼管的接

合規定也大幅增列於本修訂版本中，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。

本鋼結構設計規範修訂草案研擬工作，是集合國內具有學識專精且志願付出參與的技師、學者與研究人員等，組成「鋼結構設計規範修訂草案研擬」委員會執行之，針對本草案研究是以分章且逐條討論的程序進行。各委員奉獻自己的閒暇時間研擬各章節內容，並共舉行超過 30 次逐條討論會議，以求條文制定的嚴謹、規範的完整性、國內的適用性、前後的一致性等基本原則。在委員會各參與委員的無私奉獻與辛勤工作，本修訂草案得以完成，並往修訂國家鋼結構設計規範的方向邁進。

三、主要建議事項

根據本研究之內容，提出下列具體的建議。以下分別從短期可行建議與中長期性建議加以說明。

進行「新版鋼結構設計技術規範中因應我國工程特性之相關參數研究」：立即可行建議

主辦機關：內政部建築研究所。

協辦機關：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」修訂草案中，由於部分參數是參照美國 AISC 規範資料擬定，該參數尚應再針對我國載重規定與載重情況、鋼料規定與施工方式的不同作探討，以使新版規範後續在使用時，能更符合我國的其他規定與工程環境。

提供「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範之修訂草案」參考：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所。

協辦機關：內政部營建署、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，建議將本研究修訂之新版草案內容提供給內政部營建署參考，以更新現有「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」。

Abstract

Keywords: steel structure, design, specification, seismic

The domestic structural steel building design specification began in 1999. According to the legal source of “Building Technical Regulations”, the name of specification is “Design and Technique Specifications of Steel Structures for Buildings”, which is divided into “Specification and Commentary of Allowable Stress Design Method for Steel Structures” and “Specification and Commentary of Ultimate Strength Design Method for Steel Structures”. This specification was revised in 2007 and has been used for more than 14 years. The establishment of domestic steel structure design specification is mainly based on the design specification published by the American Institute of Steel Construction (AISC). The allowable stress design method and the ultimate strength design method of the current steel structure design specifications are revised according to the Allowable Stress Design (ASD) method of AISC in 1989 and the Load and Resistance Factor Design (LRFD) method of AISC in 1999. Compared with the current 2016 version of AISC 360 (Specification for Structural Steel Buildings) and AISC 341 (Seismic Provisions for Structural Steel Buildings), it has been 17 years away. Moreover, the new revised version of AISC 360 and 341 are coming to an end, and it is expected to be published in 2022. By then, the difference will be more than 20 years. During this period, more advanced steel structure design concepts, methods, and systems have been developed and incorporated into AISC 360 and 341 specifications. Therefore, this research will discuss and study the revision of domestic steel structure design specification in order to incorporate advanced steel structure design technology.

In order to maintain the consistency of the current specifications, this revision of the domestic steel structure design specification is based on the 2016 version of AISC 360 and 341, and revised with reference to domestic engineering practices and research results. In this study, the two volumes of the allowable stress design method and the limit design method of the current specification were combined into one volume. The allowable strength design method will replace the allowable stress design method of the current specification. And based on the LRFD design method combining the ultimate strength of the member with the probability-based load criterion as the revised standard, the allowable strength design method and the LRFD design method have the same safety level design results. In order to improve the effectiveness of the seismic design of structural steel buildings, this revised edition introduces the expected actual strength concept of materials in Seismic Design of Chapter 14 as the design basis for the strength capacity of the members or elements. And ensure that the actual seismic behavior of the building structure is as consistent as possible with the design assumptions, and drive the ductility of the seismic energy dissipation components to develop as expected. In addition, this revised draft also adds domestic engineering practical requirements, or seismic systems with high-efficiency

seismic performance, including: seismic structural systems such as cantilever columns, buckling-restrained braced (BRB), and special plate shear walls, and related seismic design regulations. In the research and development of this revised edition, the chapters on the verification test regulations for seismic structures, components, connections and frames are also added to propose that the verification test methods and procedures are consistent with the qualification standards. It can also be used to verify the effectiveness of seismic structures, components, joints or frames designed or developed by designers or developers. The requirements for the connecting of steel hollow structural section (HSS) pipes have also been significantly added to this revised edition. This part is helpful for the development of localized design and construction technology for offshore wind power supporting structures in Taiwan.

The draft revision work of this steel structure design specification is a collection of domestic technicians, scholars and researchers who have knowledge and expertise and volunteer participation to form the "Revision Draft of Steel Structure Design Specification" committee for execution. The research on this draft is conducted in a chapter-by-chapter and article-by-article discussion procedure. Each committee member devotes his free time to study the content of each chapter, and had held more than 30 article-by-article discussion meetings in order to seek basic principles such as rigorous formulation of the provisions, completeness of specifications, domestic applicability, and consistency. With the selfless dedication and hard work of the participating members of the committee, this revised draft was completed and moved towards the revision of the national steel structure design specification.

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。鋼結構材料首次用於結構物上是在 1779 年於英格蘭塞文河上建造世界首座鑄鐵橋開始；於十九世紀 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 年於法國所完成的艾菲爾鐵塔與 1884 年於芝加哥建造世界第一棟鋼結構摩天大樓(芝加哥家庭保險大樓)；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，過去我國鋼結構因鋼板供應問題，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超過百棟，目前台灣的鋼結構建築工程已達國際頂尖水準。

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訂即顯重要。

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，而良好與合適之鋼結構設計規範亦將關係我國高層建築之安全性與發展情況。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。

1.2 研究目標

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 年修訂的鋼造建築結構設計規範(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，並符合國際鋼結構技術發展趨勢之新版「鋼結構設計規範」(草案)。而本研究預定目標如下所示：

- (1) 賡續蒐集先進國家對於鋼結構之相關規範與我國各項鋼結構技術規範。
- (2) 研究先進國家鋼結構相關規範之考量與發展方向。
- (3) 廣邀各界釐清對規範需求與建議之座談會。
- (4) 研議鋼結構設計技術規範草案之架構。
- (5) 編撰鋼結構設計技術規範草案之技術條文與解說。
- (6) 辦理推廣說明會與工程研討會。
- (7) 提升我國建築實務能力與民生福祉。

1.3 研究方法

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。

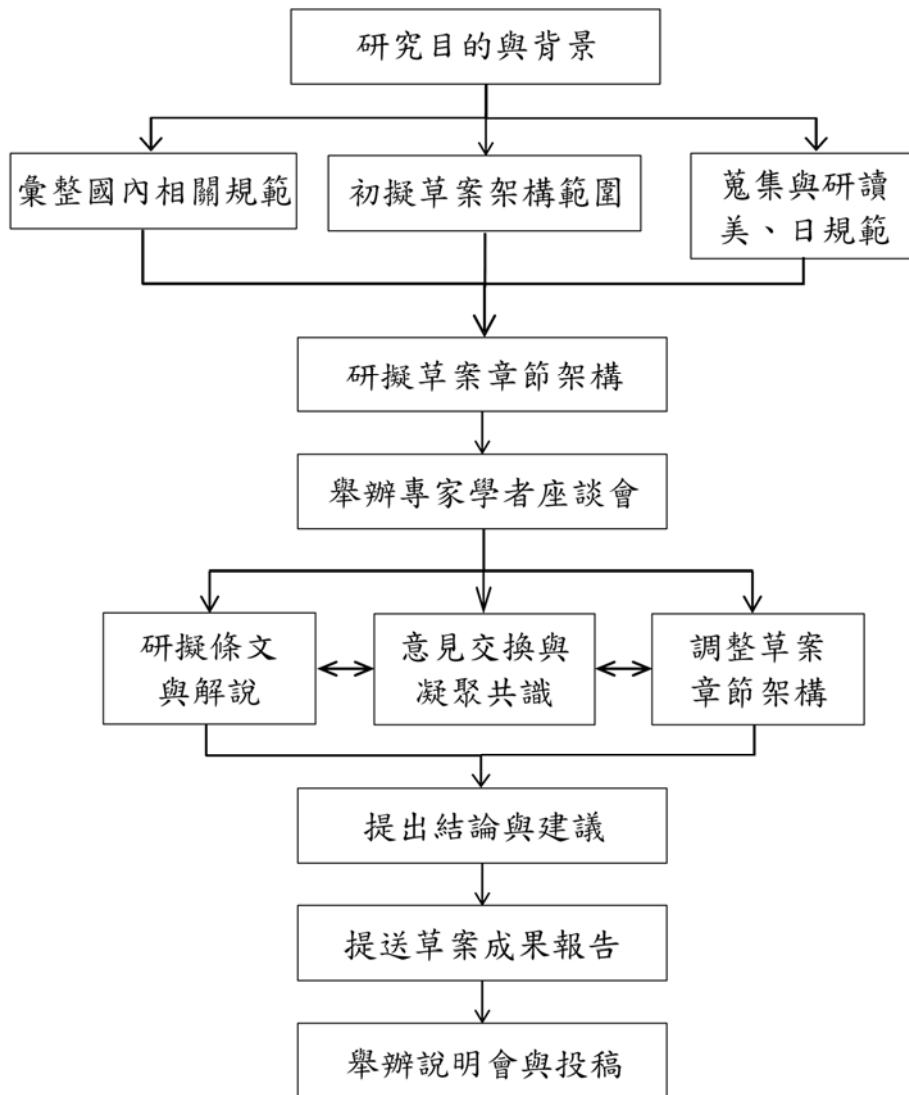


圖 1-1 研究方法與流程

第二章 文獻資料蒐集

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，其中容許應力法規範主要參考美國 AISC 於 1989 年所出版的鋼造建築結構設計規範-容許強度設計(Allowable Stress Design, ASD)法(AISC, 1989)；極限強度設計法規範主要參考美國 AISC 於 1999 年所出版的鋼造建築結構設計規範-載重與強度因子設計 (Load and Resistance Factor Design, LRFD)法(AISC, 1999)；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)。美國鋼結構協會於 2000 年以前，將鋼造建築結構設計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，台灣與美國鋼結構規範的沿革可詳表 2-1 與表 2-2 所示。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。

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

鋼造建築結構設計規範(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，詳列如本報告的參考書目章節中。參考書目多為國內、外鋼結構相關設計與施工規範、設計手冊等文獻，本計畫將擇重要且適合我國鋼結構設計術規範內容進行研析，俾利新版規範的修正研擬(草案)更臻完善。

表 2-1 台灣鋼構造建築物鋼結構設計技術規範沿革

| 建築技術規則 | | 參考規範 (美國) |
|-----------------|-------|---|
| 民國64年 (1975) | | AISC 1969 <i>Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings</i> |
| 民國71年 (1982) | | AISC 1978 <i>Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings</i> |
| 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 | | 參考規範 (美國) |
| 容許應力設計法 | 極限設計法 | |
| 民國88年 (1999) | | <ul style="list-style-type: none"> ● Specification for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design (1989) ● Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel (1993) |
| 民國96年 (2007) | | <ul style="list-style-type: none"> ● Specification for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design (1989) ● LRFD Specification for Structural Steel Buildings (1999) |

表 2-2 美國鋼造建築結構設計規範沿革

| Allowable Stress Design ASD | Load and Resistance Factor Design LRFD | Seismic Provisions |
|---|--|---|
| Standard Specification for Structural Steel Buildings 1923, 1928 Specification for the Design, Fabrication and Erection of Structural Steel for Buildings 1934, 1936, 1937, 1941 1942 (War Production Board National Emergency) 1946, 1949, 1961, 1969 1978 Specification for Structural Steel Buildings-Allowable Stress Design and Plastic Design 1989 | - | - |
| - | Load and Resistance Factor Design (LRFD) Specification for Structural Steel Buildings 1986 1993 1999 | Seismic Provisions for Structural Steel Buildings 1990, 1992, 1997 Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 341) 2002, 2005, 2010, 2016, 2022 (Draft) |
| AISC 360 | | |
| Specification for Structural Steel Buildings (ANSI/AISC 360) Combined ASD and LRFD (here, ASD is Allowable Strength Design) 2005, 2010, 2016, 2022 (Draft) | | |

鋼構造建築物鋼結構
設計技術規範之修訂研擬

第三章 研究內容

3.1 研究課題

本計畫已於民國 110 年 2 月 27 日召開期初座談會議(會議過程如圖 3-1 所示),主要針對鋼結構規範的相關重點課題與修訂目標進行研討,透過本次會議的舉辦,可歸納出的重點結論如下所示:

- (1) 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)。
- (2) 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。
- (3) 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」。
- (4) 鋼結構規範的符號與專有名詞將置於第一章前面,並於每一符號與專有名詞後面註記對應章節。
- (5) 新版鋼結構設計規範草案所用單位將採公制與 SI 制並列方式。
- (6) 新版鋼結構設計規範草案擬將合成構材(Composite Members)中與鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC)相關的部分章節內容移除。

3.2 研究成果

本計畫於 2021 年期間共召開例行委員會議超過 30 次(如圖 3-2 所示),其中 6 月 2 日以後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 3-3 所示。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後,

進行新版鋼結構設計技術規範之修正研擬(草案)與編撰，其內容如附件一所示。該草案版本之內容為參考美國的鋼結構規範 AISC 360-16 及耐震特別規定 341-16，並與國內現行的鋼結構規範對照，所初步編修的版本，其新版鋼結構設計技術規範(草案)之內容與現行規範之差異概述如下(如表 3-1 與表 3-2 所示)：

1. 將原規範各章節最後一節的符號說明部分，全部統一移至最前面的符號說明中，並於每一符號後面顯示出現章節，以方便查詢。而於專有名詞部分，亦是統一放置於規範的最前面，可讓讀者於閱讀規範前，先行瞭解專有名詞的定義。由於耐震設計的章節篇幅較多，故於耐震設計章節出現的符號與專有名詞，獨立放置於耐震設計章節的前面。
2. 本次編撰的鋼結構設計技術規範(草案)之內容將新增結構穩定設計及受剪構材的章節，且將原規範中第四章刪除，並將其內容回歸至原對應章節，其餘章節內容酌於參考美國 AISC 360-16 規範及 AISC 341-16 耐震特別規定，與配合國內現行鋼結構設計、施工技術發展情形及工程需求，於條文規定與解說部分進行修正。
3. 本次編撰的鋼結構設計規範(草案)之附錄部分，將原規範的附錄 1 至附錄 3 的內容回歸原對應章節，另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。
4. 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(草案)中。
5. 有關中空結構斷面(Hollow Structural Section, HSS)鋼管的接合規定也大幅增列於本次規範(草案)修訂版本中。

目前本鋼結構設計技術規範草案已初步研擬完成，因本次規範草案較目前既有規範

有大幅度修改，為盡早讓我國從事鋼結構建築工程人員，包括學術研究單位、設計技師與建築師、施工與製造人員、營造廠與鋼構工廠、技師公會等了解本次規範草案的目的與內容，故於 10 月 15 日與 10 月 27 日各舉辦一次說明會，期望能藉由說明會的舉辦進行溝通與說明，除可宣導新版規範草案修訂之精神與內容，亦可接受各界對目前鋼結構技術之議題進行研議，俾使新版規範草案更能滿足各方期待，並提升我國鋼結構技術能力與民生福祉。本次說明會雖因疫情關係，僅能以線上視訊方式辦理，但兩場說明會均有超過 200 人的參與，足以看出鋼結構設計技術規範的重要性。第一場說明會(10 月 15 日)安排包含國內鋼結構設計技術規範的沿革、設計準則，及鋼結構設計技術規範中的受拉構件、受壓構件與撓曲構件等章節的介紹。第二場說明會(10 月 27 日)除延續介紹國內鋼結構設計技術規範的沿革、設計準則外，特針對規範的耐震設計章節內容進行說明，兩場說明會的議程表如表 3-3 與表 3-4 所示。目前國內於 11 月後，疫情狀況稍微趨緩，已可開放舉辦室內活動，故預計將於 12 月 9 日，舉辦實體的 2021 鋼結構設計規範修正研擬成果研討會，其議程如表 3-5 所示。但受限於防疫措施，其研討會的人數上限設定為 100 人。

表 3-1 新版鋼結構設計技術規範(草案)與現行規範之差異

| 鋼結構設計技術規範(草案) (110 年版) | | 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 極限設計法 (LRFD)(96 年版) | |
|---------------------------|--------------|--|--------------------|
| 第一章 | 總 則 | 第一章 | 總 則 |
| 第二章 | 載重與設計規定 | 第二章 | 載 重 |
| 第三章 | 材 料 | 第三章 | 材 料 |
| 第四章 | 結構穩定設計(新增) | 第四章 | 一 般 要 求 |
| 第五章 | 受拉構材 | 第五章 | 受拉構材 |
| 第六章 | 受壓構材 | 第六章 | 受壓構材 |
| 第七章 | 撓曲構材 | 第七章 | 撓曲構材 |
| 第八章 | 受剪構材(新增) | 第八章 | 構材承受組合力及扭矩 |
| 第九章 | 受組合力或扭矩構材 | 第九章 | 合成構材 |
| 第十章 | 合成構材 | 第十章 | 接合設計 |
| 第十一章 | 接合設計 | 第十一章 | 其他考慮事項 |
| 第十二章 | 服務性設計 | 第十二章 | 製造、安裝及品管 |
| 第十三章 | 製造、安裝及品管 | 第十三章 | 耐震設計 |
| 第十四章 | 耐震設計 | | |
| 附錄 A | 先進分析法設計(新增) | 附錄 1 | 細長受壓肢材之局部挫屈 |
| 附錄 B | 積水設計 | 附錄 2 | 撓曲扭轉挫屈 |
| 附錄 C | 疲勞設計 | 附錄 3 | 撓曲構材補充規定 |
| 附錄 D | 結構火害條件設計(新增) | 附錄 4 | 積水載重之設計 |
| 附錄 E | 既有結構物評估(新增) | 附錄 5 | 疲勞應力設計 |
| 附錄 F | 構材穩定性側撐(新增) | | |

表 3-2 新版鋼結構設計技術規範(草案)之耐震設計章節與現行規範之差異

| 鋼結構設計技術規範(草案) (110 年版) 第十四章 耐震設計 | | 鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 極限設計法 (LRFD)(96 年版) 第十三章 耐震設計 | |
|--|-------------------------|---|-----------|
| 14.1 | 總 則 | 13.1 | 適用範圍 |
| 14.2 | 材料與強度 | 13.2 | 材料與構材強度 |
| 14.3 | 基本設計規定 | 13.3 | 放大設計地震力 |
| 14.4 | 構材與接合設計規定 | 13.4 | 柱設計要求 |
| 14.5 | 普通抗彎構架 | 13.5 | 普通抗彎矩構架 |
| 14.6 | 中等抗彎構架 | 13.6 | 韌性抗彎矩構架 |
| 14.7 | 特殊抗彎構架 | 13.7 | 部分韌性抗彎矩構架 |
| 14.8 | 普通懸臂柱系統(新增) | 13.8 | 特殊同心斜撐構架 |
| 14.9 | 特殊懸臂柱系統(新增) | 13.9 | 篇心斜撐構架之規定 |
| 14.10 | 普通同心斜撐構架 | 13.10 | 施工品質要求 |
| 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(新增) | | |
| 14.14 | 特殊鋼板剪力牆(新增) | | |
| 14.15 | 製造、安裝與品管 | | |
| 14.16 | 預先驗證與反復載重驗證 試驗規定(新增) | | |

表 3-3 10 月 15 日新版鋼結構設計技術規範(草案)說明會(I)議程

| 時間 | 議題內容 | 主講人 | 主持人 | |
|--------------------------------|-------------|-----------|-------------|------------------|
| 110 年 10 月 15 日 | 08:30-08:50 | 報到 | | |
| | 08:50-09:00 | 開場說明 | 鋼結構協會 | 王炤烈 計畫主 持人 |
| | 09:00-09:10 | 長官致詞 | 建築研究所 | |
| | 09:10-09:40 | 鋼結構設計規範沿革 | 王炤烈 董事長 | |
| | 09:40-10:10 | 鋼結構設計準則 | 林克強 教授 | |
| | 10:10-10:40 | 受拉構材 | 陳煥煒 副總經理 | |
| | 10:40-10:55 | 休息 | | 林克強 協同主 持人 |
| | 10:55-11:25 | 受壓構材 | 鍾興陽 教授 | |
| | 11:25-11:55 | 撓曲構材 | 陳中和 技師 | |
| | 11:55-12:15 | 綜合討論 | | |

表 3-4 10 月 27 日新版鋼結構設計技術規範(草案)說明會(II)議程

| 時間 | 議題內容 | 主講人 | 主持人 | |
|--------------------------------|-------------|---------------------|------------|------------------|
| 110 年 10 月 27 日 | 08:30-08:50 | 報到 | | |
| | 08:50-09:00 | 開場說明 | 鋼結構協會 | 王炤烈 計畫主 持人 |
| | 09:00-09:10 | 長官致詞 | 建築研究所 | |
| | 09:10-09:40 | 鋼結構耐震設計規範 沿革 | 王炤烈 董事長 | |
| | 09:40-10:10 | 耐震設計基本要求 | 林克強 教授 | |
| | 10:10-10:40 | 普通、特殊懸臂柱系統 | 陳垂欣 教授 | |
| | 10:40-10:55 | 休息 | | 林克強 協同主 持人 |
| | 10:55-11:25 | 挫屈束制斜撐構架 特殊鋼板剪力牆 | 吳安傑 研究員 | |
| | 11:25-11:55 | 預先驗證與反復載重 驗證試驗規定 | 栗正暉 董事長 | |
| | 11:55-12:15 | 綜合討論 | | |

表 3-5 12 月 9 日 2021 鋼結構設計規範修正研擬成果研討會議程

| 時間 | 議題內容 | 主講人 | 主持人 | |
|-------------------------------|-------------|---------------------|-------------|------------|
| 110 年 12 月 9 日 | 13:00-13:20 | 報到 | | |
| | 13:20-14:10 | 開場說明 | 鋼結構協會 | 王炤烈 理事長 |
| | | 長官致詞 | 建築研究所 | |
| | | 鋼結構設計規範沿革 | 王炤烈 理事長 | 蔡克銓 教授 |
| | 14:10-15:00 | 鋼結構設計準則 | 林克強 研究員 | 蔡克銓 教授 |
| | | 受壓構材 | 鍾興陽 教授 | |
| | 15:00-15:20 | 休息 | | |
| | 15:20-16:10 | 撓曲構材 | 陳中和 技師 | 王炤烈 理事長 |
| | | 挫屈束制支撐耐震設計 | 吳安傑 副研究員 | |
| | 16:10-17:00 | 預先驗證與反復載重 驗證試驗規定 | 栗正暉 董事長 | 林克強 研究員 |
| 綜合討論 | | 王炤烈 理事長 | | |



圖 3-1 期初座談會議辦理情形

中華民國110年（西元2021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 | 2 | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
| 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | |
| 十 | 廿一 | 小 | 廿三 | 廿四 | 廿五 | 廿六 | 廿六 | 廿七 | 廿八 | 廿九 | 三十 | 正月小 | 初二 | 廿四 | 廿五 | 廿六 | 廿七 | 廿八 | 廿九 | 二月大 | |
| 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | |
| 廿七 | 廿八 | 廿九 | 二 | 初三 | 初四 | 初五 | 初三 | 初四 | 初五 | 初六 | 雨水 | 初八 | 初九 | 初二 | 初三 | 初四 | 初五 | 初六 | 初七 | 初八 | |
| 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | |
| 初五 | 初六 | 初七 | 初八 | 初九 | 初十 | 十一 | 初十 | 十一 | 十二 | 十三 | 十四 | 十五 | 十六 | 初九 | 初十 | 十一 | 十二 | 十三 | 十四 | 十五 | |
| 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 28 | | | | | | | 28 | 29 | 30 | 31 | | | | |
| 十二 | 十三 | 十四 | 十五 | 十六 | 十七 | 十八 | 十九 | | | | | | | 十六 | 十七 | 十八 | 十九 | | | | |
| 31 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 十九 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| 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 | 2 | 3 | | | | | | 1 | 2 | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 |
| 廿四 | 廿五 | 廿六 | 廿七 | 廿八 | 廿九 | 三十 | 廿一 | 廿二 | 廿三 | 立 | 廿五 | 廿六 | 廿七 | 廿六 | 廿七 | 廿八 | 廿九 | 五月大 | 初 | 初三 |
| 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 |
| 三十 | 三月大 | 初二 | 初三 | 初四 | 初五 | 初六 | 廿八 | 廿九 | 三十 | 四月小 | 初二 | 初三 | 初四 | 初四 | 初五 | 初六 | 初七 | 初八 | 初九 | 初十 |
| 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 |
| 初七 | 初八 | 初九 | 初十 | 十一 | 十二 | 十三 | 初五 | 初六 | 初七 | 初八 | 初九 | 小 | 十一 | 十一 | 十二 | 十三 | 十四 | 十五 | 十六 | 十七 |
| 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 27 | 28 | 29 | 30 | | | |
| 十四 | 十五 | 十六 | 十七 | 十八 | 十九 | | 十二 | 十三 | 十四 | 十五 | 十六 | 十七 | 十八 | 十八 | 十九 | 二十 | 廿一 | | | |
| | | | | | | | 十九 | 二十 | | | | | | | | | | | | |

| 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 | 2 | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | | | | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 廿五 | 廿六 | 廿七 | 小 | 廿九 | 三十 | 六月小 | 廿一 | 廿二 | 廿三 | 初 | 初三 | 初四 | 初五 | 廿九 | 三十 | 初 | 初二 | 初三 | 初四 | 初五 |
| 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 |
| 初二 | 初三 | 初四 | 初五 | 初六 | 初七 | 初八 | 初八 | 初九 | 初十 | 十一 | 十二 | 十三 | 十四 | 初六 | 初七 | 初八 | 初九 | 初十 | 十一 | 十二 |
| 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 |
| 初九 | 初十 | 十一 | 十二 | 大 | 十四 | 十五 | 初五 | 初六 | 初七 | 初八 | 初九 | 十 | 十一 | 十三 | 十四 | 十五 | 十六 | 秋 | 十八 | 十九 |
| 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | 29 | 30 | 31 | | | | | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | | |
| 十六 | 十七 | 十八 | 十九 | 二十 | 廿一 | 廿二 | 廿三 | 廿四 | | | | | 二十 | 廿一 | 廿二 | 廿三 | 廿四 | | | |

| 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 | 2 | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | | | | 1 | 2 | 3 | 4 |
| 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 |
| 廿七 | 廿八 | 廿九 | 九 | 初 | 寒 | 初四 | 廿七 | 廿八 | 廿九 | 三十 | 十月小 | 十一 | 初二 | 初三 | 初四 | 初五 | 初六 | 初七 | 初八 | |
| 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 |
| 初五 | 初六 | 初七 | 初八 | 初九 | 初十 | 十一 | 初十 | 十一 | 十二 | 十三 | 十四 | 十五 | 十六 | 初九 | 初十 | 十一 | 十二 | 十三 | 十四 | 十五 |
| 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 | 26 | 27 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 | 25 |
| 十二 | 十三 | 十四 | 十五 | 十六 | 十七 | 十八 | 初九 | 初十 | 十一 | 十二 | 十三 | 十四 | 十五 | 十六 | 十七 | 十八 | 十九 | 二十 | 廿一 | 廿二 |
| 24 | 25 | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 28 | 29 | 30 | | | | | 26 | 27 | 28 | 29 | 30 | 31 | |
| 十九 | 二十 | 廿一 | 廿二 | 廿三 | 廿四 | 廿五 | 廿四 | 廿五 | 廿六 | | | | | 廿三 | 廿四 | 廿五 | 廿六 | 廿七 | 廿八 | 廿九 |
| 31 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 廿六 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

圖 3-2 2021 年期間鋼結構規範修訂委員會議辦理時程

鋼構造建築物鋼結構
設計技術規範之修訂研擬



圖 3-3 例行委員會議的辦理情形

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與建議：

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，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。
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。

6. 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。

4.2 建議

根據本研究之內容，提出下列具體的建議。以下分別從短期可行建議與中長期性建議加以說明。

建議一

進行「新版鋼結構設計技術規範中因應我國工程特性之相關參數研究」：立即可行建議
主辦機關：內政部建築研究所。

協辦機關：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」修訂草案中，由於有一些參數是參照美國 AISC 規範資料擬定，該部分尚應再針對我國載重規定與載重情況、鋼料規定與施工方式的不同作探討，以使新版規範後續在使用時，能更符合我國的其他規定與工程環境。

建議二

提供「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範之修訂草案」參考：中長期建議

主辦機關：內政部建築研究所。

協辦機關：內政部營建署、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，建議將本研究修訂之新版草案內容提供給內政部營建署參考，以更新現有「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」。

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.同解說」,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。

附錄一
建研所期中審查會議記錄

| 項次 | 審查委員意見 | 意見回覆 |
|---------|---|---|
| 石正義 建築師 | | |
| 1 | 附錄 A 建議補「目錄」 | 遵照辦理。(因本次鋼結構規範修訂草案篇幅較大，待完成所有草案內容後，附錄 A 的目錄將於期末成果報告中呈現。 |
| 2 | P11 (3)有提到原規範名稱要改為「鋼結構設計規範」與「鋼構造建築物鋼結構施工規範」，名稱上關係性不強，是否有需要更改。 | 原規範名稱為「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」。預計將規範名稱簡化為「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」，此名稱會再徵詢各界的意見後，再決定。 |
| 3 | 附錄 AP10 只提到六角形螺栓及其施工，未提到斷尾螺栓，現在建築工程甚至土木工程使用斷尾螺栓很多，建議將斷尾螺栓一併列入，並就斷尾螺栓斷尾後的檢查如用 DTI 或其他方法，一併提出，以強化施工的謹慎性與品質。 | 本次規範修訂草案，會將國內鋼結構業界常用的螺栓材質及規格與對應的國家標準納入。但本次規範修訂草案的內容不包含施工上的檢查，請詳其他相關規定；目前在鋼結構協會的設計手冊上有相關規定，將研究將相關資料列在本規範草案之附錄中。 |
| 宋裕祺 教授 | | |
| 1 | <p>P.2-5 第二章 2.2 載重係數與載重組合</p> <p>依據 P.11 會議結論所擘劃之本規範將參採 AISC360-16 整合 ASD 與 LRFD 方式辦理</p> <p>(a) 惟本報告有關安全係數 Ω 與強度折減係數 ϕ 之整合原則，是否同 AISC 為 $\Omega=1.5/\phi$、是否已於何處說明其對應原則，敬請澄清與說明。</p> <p>(b) 建議表 C2.2-1 增列 Ω 欄位，以茲對照，請卓參。</p> | <p>本計畫已於期中簡報說明 Ω 與 ϕ 的關係，後續將於期末的成果報告中新增說明 Ω 與 ϕ 的關係，並於表 C2.2-1(期中報告表編號)增列對應的 Ω 值。</p> |
| 2 | <p>P.3-5 第三章 材料 3.4 螺栓、螺帽、墊圈及剪力釘</p> <p>建議於本節解說，補充熱浸鍍鋅適用的 H.S.B.規格及注意事項，供實務應用之指引，請卓參。</p> | <p>感謝委員的建議，遵照辦理。</p> |
| 3 | <p>P.5-2~ P.5-12 第五章結構穩定設計 5.2 直接分析法, 5.3 有效長度法, 5.4 一階分析法</p> <p>有關上述三節，意見如下：</p> | <p>(a) 於 AISC 中的 α 值，該值於 LRFD 為 1.0、於 ASD 為 1.6，其值將會參酌美國鋼結構規範予以修正。</p> <p>(b)感謝委員的建議，遵照辦理。</p> <p>(c)感謝委員的建議，遵照辦理。</p> |

| | <p>(a) 對於模擬 P-Δ 的 Imperfection 的 Notional Loads N_i 及計算構件斷面之勁度折減 t_b 時的 P_u/P_y，兩者於 AISC 中對於分別適用 ASD 與 LRFD 時，尚有修正一係數 α，本規範未見此修正，請澄清與說明。</p> <p>(b) 直接設計法對於國內工程師尚稱新穎，此方法對於分析軟體的假設驗證與模擬細節有諸多考究之處，考量為避免工程師誤用與不夠理解，建議解說增新參考文獻 (AISC Design Guide 28 - Stability Design of Steel Buildings) 以提供設計指引，供卓參。</p> <p>(c) 直接設計法對於載重組合之搭配，亦有相對應的規定，建議於期末報告中補足。</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------|---|---|---|---|---------------------------------------|----------------------|---|---|---|---------------------|---|---|---|-------------------|---|---|---|-------------------------|---|---|---|------------------|---|---|---|--------------------|---|---|---|-----------------------|---|---|---|------------------|---|---|---|------------------------|---|---|---|----------------------|---|---|---|-------------|--------------------------------------|---|---------------------------------------|----------------------|---|---|---|---------------------|---|---|---|-------------------|---|---|---|-------------------------|---|---|---|------------------|---|---|---|--------------------|---|---|---|-----------------------|---|---|---|------------------|---|---|---|------------------------|---|---|---|----------------------|---|---|---|-----------------------------|
| <p>4</p> | <p>第十四章 耐震設計 第 14.5 普通抗彎矩構架(OMF) 第 14.6 韌性抗彎矩構架(SMF) 第 14.7 部分韌性抗彎矩構架(IMF) 上述三種結構系統檢核要求不盡相同，建議可參考「AISC Seismic Design Manual-2nd Ed, 2012」表 4-1，分列各結構系統之檢核項目及本規範對應章節，增進工程師對於結構系統差異理解與本規範條文之應用，如下圖：</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <table border="1" data-bbox="387 1317 603 1626"> <caption>Table 4-1 Comparison of Requirements for SMF, IMF and OMF</caption> <thead> <tr> <th>Requirement</th> <th>Special Moment Resisting Frame (SMF)</th> <th>Intermediate Moment Resisting Frame (IMF)</th> <th>Ordinary Moment Resisting Frame (OMF)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Member End Stiffness</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Rotation</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Moment</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Displacement</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Drift</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Torsion</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Axial Load</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Shear</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Temperature</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Corrosion</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> </tbody> </table> <table border="1" data-bbox="619 1317 858 1626"> <caption>Table 4-1 (continued) Comparison of Requirements for SMF, IMF and OMF</caption> <thead> <tr> <th>Requirement</th> <th>Special Moment Resisting Frame (SMF)</th> <th>Intermediate Moment Resisting Frame (IMF)</th> <th>Ordinary Moment Resisting Frame (OMF)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Member End Stiffness</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Rotation</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Moment</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Displacement</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Drift</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Torsion</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Axial Load</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Shear</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Temperature</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> <tr> <td>Member End Corrosion</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> <td>Must be considered in the design of the member.</td> </tr> </tbody> </table> </div> | Requirement | Special Moment Resisting Frame (SMF) | Intermediate Moment Resisting Frame (IMF) | Ordinary Moment Resisting Frame (OMF) | Member End Stiffness | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Rotation | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Moment | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Displacement | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Drift | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Torsion | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Axial Load | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Shear | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Temperature | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Corrosion | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Requirement | Special Moment Resisting Frame (SMF) | Intermediate Moment Resisting Frame (IMF) | Ordinary Moment Resisting Frame (OMF) | Member End Stiffness | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Rotation | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Moment | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Displacement | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Drift | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Torsion | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Axial Load | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Shear | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Temperature | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Member End Corrosion | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | <p>感謝委員提供的文獻，將酌予納入規範內容。</p> |
| Requirement | Special Moment Resisting Frame (SMF) | Intermediate Moment Resisting Frame (IMF) | Ordinary Moment Resisting Frame (OMF) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Stiffness | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Rotation | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Moment | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Displacement | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Drift | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Torsion | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Axial Load | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Shear | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Temperature | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Corrosion | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Requirement | Special Moment Resisting Frame (SMF) | Intermediate Moment Resisting Frame (IMF) | Ordinary Moment Resisting Frame (OMF) | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Stiffness | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Rotation | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Moment | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Displacement | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Drift | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Torsion | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Axial Load | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Shear | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Temperature | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Member End Corrosion | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | Must be considered in the design of the member. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>5</p> | <p>P.14-1 第十四章 耐震設計 14.1 適用範圍 關於本文所述適用耐震結構系統之名稱並未涵蓋本章所全部結構系統(例如：不含第 14.7 節 IMF、第 14.9 節 SCBF 等；另本章章節，亦未見普通斜撐構架之條文)，請澄清或說明</p> | <p>將再酌予修正補齊。</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <p>6</p> | <p>P.14-1</p> | <p>感謝委員的建議，將酌予納入規範</p> | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

| | | |
|----------|---|---|
| | <p>第十四章 耐震設計 14.1 適用範圍</p> <p>本規範所列結構系統，建議加強與「建築物耐震設計規範(以下簡稱，耐震規範)」表 1-3 所列結構系統類別之連結，建議補充說明如下：</p> <p>(a) 因我國耐震規範以「構架系統」與「抗彎矩構架系統」區分梁柱構架之耐震結構設計要求。上述兩者，對於工程師在引用本規範條文進行設計時，現況仍存在模糊情事。建議於本規範引用耐震規範用詞，清晰說明本規範與耐震規範之結構系統名稱間的連結性，舉例說明如下。</p> <p>(b) 本規範所稱 IMF、SMF 與 C-SMF 係對應耐震規範之「抗彎矩構架系統」。</p> <p>(c) 本規範所稱 EBF、SCBF 與 BRBF 係對應耐震規範之「構架系統」；若上述系統與韌性抗彎矩構架共同抵抗水平力，則其構架系統尚須滿足第 14.6 節之規定(同第 14.9 節解說之提醒加註)。惟目前「第 14.10 節偏心斜撐構架」、「第 14.12 節鋼板剪力牆構架」及「第 14.11 節挫曲束制斜撐構架」均未見同上述之特別提醒，建議補充。</p> | <p>內容。</p> |
| <p>7</p> | <p>P.14-25 第十四章 耐震設計 14.6.5 梁與柱彎矩強度比</p> <p>關於報告中頁面空白處，既有條文是否有增刪，請澄清或說明。</p> | <p>此為排版問題，並無既有條文增加或刪除的情況。</p> |
| <p>8</p> | <p>P.14-29 第十四章 耐震設計 14.8 韌性抗彎矩構架中之合成構材(C-SMF)</p> <p>對於本結構系統之「梁與柱彎矩強度比」檢核，因 C-SMF 與 SMF 精神相同，但 SMF 的檢核公式 14.6-3 無法直接引用，建議是否於本節條文或解說增補，請卓參。(或併同意見第 4 條，同列對照表中說明)</p> | <p>感謝委員的建議，將酌予修正。</p> |
| <p>9</p> | <p>P.14-64 第十四章 耐震設計 14.11.2 斜撐接合(BRB)</p> <p>關於應變硬化修正因子 ω 及壓力強度調</p> | <p>感謝委員的建議，將依據國內累積的實驗資料，對 BRB 的應變硬化修正因子 ω 及壓力強度調整因子 β 給予建議的數值範圍。</p> |

| | | |
|---------|--|---|
| | 整因子 β ，建議可依據國內累積實驗經驗，給予建議之數值範圍。 | |
| 劉光晏 教授 | | |
| 1 | 報告內容除規範草案外，宜補充規範研擬背景及相關規範脈絡，提供使用者檢索規範發展歷史。 | 感謝委員的建議，將於期末的成果報告中補充說明國內規範的沿革。 |
| 2 | 主文與解說之文字格式宜力求一致，若干公式中有遺漏及亂碼，亦請重新檢視及更換。 | 會再重新檢視報告與附錄內容，並進行修正，其修正內容將於期末的成果報告中呈現。 |
| 3 | 附錄內容列有「附錄 D 結構火害條件設計」、「附錄 E 既有結構物評估」，因建研所已完成多項相關研究案，亦可納入國內研究成果。 | 感謝委員的建議，將評估其適用性，酌予納入規範內容。 |
| 蔡榮根 技師 | | |
| 1 | 我國鋼結構設計規範已十餘年未修改，原有規範內容與目前常採用之耐震結構型式已有些不相符，且美國 AISC 鋼結構規範已修改多版，我國確實有需要編訂新鋼結構規範之必要。 | 感謝委員的建議，遵照辦理。 |
| 2 | 本次研究團隊提出之研究方向主要是參考美國 AISC 360-14 規範，惟我國鋼板、鍍材之規格與美國規格不同，請注意；另我國習慣之鋼構斷面、施工方式亦與美國略有不同，亦請注意。 | 雖鋼結構規範修訂草案內容主要參考美國鋼結構規範(AISC 360-16)，但針對鋼板、鍍材規格、鋼構斷面及施工方式等項目，會實際依國內鋼結構業界常見的內容納入規範中。 |
| 3 | 目前我國鋼結構設計規範分為 ASD 與 LRFD 兩本，本次研究團隊參考耐震需求與國際走向，是擬合併成一本，而把兩規範之計算方式併在「設計方式」裡面，原則可行，惟注意兩方法之安全係數的考量要相同。 | 感謝委員的建議，遵照辦理。 |
| 4 | 過去我國鋼結構規範之修改，常僅部分修改，造成很多名詞與符號較混亂，建議本次新規範能比照新 RC 規範，能全本統一，以避免造成使用時之誤會。 | 感謝委員的建議，遵照辦理。 |
| 楊勝德 建築師 | | |
| 1 | 首先要感謝王炤烈理事長、及全體委員，花了這麼大的心力，來完成這一本規範的修訂。 記得民國 60 年代中油、中鋼建廠初期，我們就已依賴 AISC 相關的規範來做設計與施工；96 年鋼結構協會有出版規範及解說，99 年有修正版；經過 50 年來的推演，AISC 規範不斷的更新我們的規範 | 本次的鋼結構規範修訂草案，會將外灌或外包覆的合成構材刪除，不會與現在正在進行修訂的鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範衝突。 |

| | | |
|-----------------|---|---|
| | <p>也跟著更新，促進本土鋼結構技術的進步。</p> <p>以下就幾個問題請教王焯烈理事長： 第 10 章、合成構材專章；第 14 章耐震設計，韌性抗彎矩構架中之合成構材，也有很多的規定。這些規定跟 91 年建研所之鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說 (SRC) 草案版本，及正在研修的版本，有無相互關聯？</p> | |
| 2 | <p>P. 10-1 常重混凝土之抗壓強度不得小於 210 kg/cm²，跟 2021 新版鋼筋混凝土設計規範最小強度 245 kg/cm² 是否有討論空間？</p> <p>混凝土強度與水密性及耐久性，有大約成正比的關係。新版鋼筋混凝土設計規範將使用於耐震構架之混凝土 28 天最低抗壓強度由現行 210 kg/cm² 提高為 245 kg/cm²。</p> | <p>將配合新版混凝土結構設計規範修正常重混凝土的抗壓強度規定，並提請委員會討論。</p> |
| 3 | <p>P.10-3 公式數碼有跑掉了，有好幾頁都跑掉了，可能要詳細檢查一下。</p> | <p>遵照辦理。</p> |
| 4 | <p>P.12-2 F_{xf}，公式(12.2-1)，應該為 F_{yf} 翼板之標稱降伏強度，請校核。</p> <p>P.12-20 F_y，柱腹板標稱降伏強度，應該指稱一材料標稱降伏強度；與解說文內容 P.12-18 最後第 5 行有矛盾。</p> | <p>遵照辦理。</p> |
| 5 | <p>第 14 章耐震設計 P.14.8 節，韌性抗彎矩構架中之合成構材，增加很多規定。</p> <p>P.14-24 梁與柱彎矩強化比 >1.0、公式 (14.6-3)，與舊版規範 P.13-15 為 >1.25，強柱弱梁觀念不一樣，有何原因要特別改變或是筆誤。</p> | <p>目前鋼結構規範修訂草案為依據美國 AISC 341-16，其強柱弱梁彎矩強度比為 1.0，而台灣現行鋼結構規範則為 1.25，此彎矩強度比值會透過例行委員會議的研討，決定一適當的比值。</p> |
| 6 | <p>附錄「目錄」部分 附錄 A、附錄 B 沒有章節目次，不容易查閱。 附錄 B P.1-1E、F、G、H 與 D4 結識指哪一章節？可能為原文標示？</p> | <p>待全文內容較為明確後，並於期末的成果報告中呈現章節目次。而附錄 B 的 P.1-1 出現的 E、F、G、H 與 D4 為原 AISC 341-16 的章節編號。</p> |
| <p>簡文儀 常務理事</p> | | |
| 1 | <p>首先感謝主持人、研究團隊、各位專家學者對我們營造業的用心。相關議題研究，團隊都有深入了解市場轉變與未來需求，簡報內容明確，加上各位專案委員對內容有所提醒及注意建議相關事項，本人代表本會予以高度肯定與期待。綜合今天三個議題，本會有幾項小提醒，如希</p> | <p>感謝審查委員對本計畫正面之肯定，其建議事項將經評估後，依其可行性或適用性逐步辦理。</p> |

鋼構造建築物鋼結構

設計技術規範之修訂研擬

| | | |
|--------|--|---|
| | 望研究資料，能多加注意材料使用、採購相關法規(範)、成本效益...等，在政策規範下，執行效應數據調查分析。再者相關執行應由公共工程先行規格化推行。同時超前擴大相關工班人員技術訓練儲備。 | |
| 陳建忠 組長 | | |
| 1 | 有關鋼構防火，請會後洽本人提供過去經驗與文獻， | 遵照辦理。 |
| 2 | 耐震獨立成一章是否有去檢視結構耐震設計規範以及前面各章是否不是規範耐震之規定。 | 鋼結構規範修訂草案中的耐震設計獨立成一章，其內容與國內建築物耐震設計規範的內容並無衝突。而耐震設計以前的章節主要為進行鋼結構設計時，各種材料與構件的基本強度設計規定。 |
| 3 | 宜加強學會與本所之意見交流。尤其是合約內容諮詢會議之類。疫情期間可利用視訊會議等方便作業。 | 遵照辦理。 |

附錄二

建研所期末審查會議記錄

| 項次 | 審查委員意見 | 意見回覆 |
|--------|---|---|
| 劉光晏 教授 | | |
| 1 | 草案內容引用國外規範圖表，建議重繪並以中文標註。 | 感謝委員的建議，目前草案中所引用國外規範的圖表正在重新繪製中，後續完成版將放入。 |
| 2 | 主文中引用 ASTM、AWS，是否查閱並改用 CNS 相關規範條文文主(仿照土木 401-110 規範研擬方式)。 | 感謝委員的建議，草案中將再檢討，會盡量引用 CNS 標準，CNS 標準不足時，才引用他國標準，並會標示出處。 |
| 3 | 符號放在各章之前，或放在全書之前，請統一編排方式。 | 目前草案除第十四章外均放在全書之前，其中第十四章耐震設計篇因內容較多、較特殊，故是比照現有規範，將與耐震設計有關之符號放置於該章內。將於全書前面符號部分，說明與耐震設計有關之符號是另放置於第十四章內 |
| 4 | 部份解說篇幅較長，宜適度分段以助閱讀。 | 感謝委員的建議，遵照辦理。 |
| 5 | 圖 C-F5.7 宜放在第 14.14.7 節。 | 將於成果報告中修正。 |
| 6 | 附錄 D 之第 D-3 頁，表 D.2-1、D.2-2、D.2-3 之依據為何?請參考建研所相關報告修正，並使用台灣本土資料。 | 感謝委員的建議，於委員會中將台灣本土火害相關資料納入討論。 |
| 郭詩毅 教授 | | |
| 1 | 參考 AISC 360-16 規範，納入鋼結構業界常見的內容如對鋼板、鉸材規格、鋼構斷面、施工方式等，報告已有一定的完整性。 | 感謝委員對本計畫正面之肯定。 |
| 2 | 補充規範研擬的背景及相關規範脈絡，對使用者檢索有幫助。 | 感謝委員的建議，於本成果報告第二章中，已提及鋼結構規範的沿革及脈絡，將再補充。 |
| 3 | 報告加強圖說、比對+說明的表現方式，可增加報告的可讀性。 | 感謝委員的建議，未來將依此方向編輯圖說。 |
| 4 | 過去規範修改常僅部分修改，造成常見名詞、符號混亂的問題，建議本次統一整合。 | 感謝委員的建議，本次的規範修訂將會特別注意此一問題進行整合。 |
| 5 | 第四章結論建議的部份，可以增加後續研究的需求說明。 | 感謝委員的建議，遵照辦理，例如草案中與我國載重有關之因素研究及與我國材料標準有關之規定研究，將建議後續辦理。 |
| 黃然 教授 | | |
| 1 | 鋼構造、鋼造或鋼結構，請統一。 | 感謝委員的建議，將會於規範修訂草案中統一名稱。 |
| 2 | 各章字型請統一。 | 目前已於規範的條文部份，統一使用標楷體；於解說的部分統一使用 |

| | | |
|---------|---|--|
| | | 新細明體。 |
| 3 | 於附件一之 i-3 頁中， $G=11,200 \text{ tf/cm}^2$ (MPa)，有誤。 | 謝謝指正，G 值確實有誤，該錯誤將於成果報告中修正。 |
| 4 | SI、國際標準(單位)。 | 本規範修訂草案中，仍先沿用現行規範版本之單位，並將對應的 SI 制單位以括號表示。 |
| 5 | 單位轉換是否互選用同一公式，請再確認。 | 感謝委員的建議，本次的規範修訂將會特別注意及確認單位轉換與對應公式間的關係。 |
| 6 | 本次報告中部份 MPa 單位的 P 誤植為小寫。 | 謝謝指正，將於成果報告中修正。 |
| 江支川 建築師 | | |
| 1 | 本研究網羅國內精銳鋼結構專家學者，歷經 24 次逐條討論，並收集國內外規範參考，應為嚴謹完整的研究案。 | 感謝委員對本計畫正面之肯定。 |
| 2 | 目錄第七章與第十三章題目有誤。第十二章服務性設計內容(12-1 頁)無涉及專業技術，建議刪除或追加論述。 | 感謝委員的建議，於委員會中將再討論此議題，是要刪除或追加論述此章節內容。 |
| 3 | 研究報告中有不少插圖(例如 11-9 頁)，建議將英文字翻譯成中文，避免誤解。將來成為國家規範，也應以中文為主，如有參考國外規範插圖建議重新繪製。 | 感謝委員的建議，未來草案將會重新繪製圖說。 |
| 4 | 日本的鋼結構設計規範，非常簡明扼要值得參考。第七章雖論述撓曲構材設計，但是鋼梁撓曲不可大於 1/300，懸臂鋼梁必須小於 1/250 等規定，是否應納入規範。 | 感謝委員的建議，將參酌日本鋼結構設計規範，並適當納入本規範修正草案中。 |
| 5 | 日本阪神大地震，鋼結構出現兩項瑕疵，(1)鋼梁端部之脆性破壞，(2)大尺寸鋼柱之脆性破壞。國外的經驗教訓是否也應納入第十一章成為規範考慮重點。 | 感謝委員的建議，將參酌日本鋼結構設計規範，並適當納入本規範修正草案中。 |
| 6 | 第十四章(14-57 頁)有關隔震系統之敘述，應該與鋼結構無直接關聯，建議刪除(14.10.7)或成立專章論述。 | 感謝委員的建議，因結構系統是鋼結構重要部分，而隔震構造會與結構系統有關，對於此議題將於委員會中再討論，是否刪除或調整編排方式與內容寫法。 |
| 7 | 台灣鋼梁的梁端切削非常普及，但是規範並沒有涉及，是否應該在第十一章接合章節，追加論述比較完整實際。 | 謝謝委員意見，本規範修訂草案目前是僅對鋼構梁柱接合之耐震性能加以規定，並無接合鋼梁的型式說明。 |
| 陳建忠 組長 | | |
| 1 | 兩場說明會出席者逾 400 人，成效良好。 | 感謝對本計畫正面之肯定。 |
| 2 | 請加強對建築師公會團體推廣宣導。 | 遵照辦理。 |
| 3 | 附錄 D 中，有關結構防火相關名詞可參 | 遵照指示，將於委員會中將結構防 |

| | | |
|--------|---|--|
| | 考本所出版之建築結構防火驗證手冊。(附錄 D 之標題不易閱讀)(該手冊主要為火害保有時間，而本規範在強調火害及鋼構力學性質) | 火相關名詞納入討論，並適時酌予參考建築結構防火驗證手冊。 |
| 4 | 台灣風力載重是較嚴或較寬，請提供轉本所風實驗室訂規範參考。 | 遵照辦理。 |
| 陶其駿 主任 | | |
| 1 | 挫屈束制斜撐構架之相關設計規定，業正式納於本研究案成果設計技術規範(修正草案)第 14.13 節之規定，而相應於對「挫屈束制支撐構件」之試驗規定，目前都規定於建築物耐震設計規範及解說(修正案)第 1.7 節結構系統，且先前於耐震設計規範修正草案之審議時，亦有多位學長專家如：台大蔡克銓教授，建議有關挫屈束制支撐構件之試驗規定，未來俟鋼構設計規範有檢討之時，宜予適當納入其規定，俾符設計與測試規定能合一。 | 感謝委員的建議，本次規範修訂草案已將挫屈束制斜撐構架之相關設計規定納入，同時亦已將其相關的試驗規定納入。 |
| 2 | 國內對挫屈束制支撐構件相關試驗規定已完成於營建署的審議程序，故建議本研究可直接引用相關試驗規定之文字，可避免發生兩規範規定相異之窘境，未來耐震設計規範之修正時，直接引用鋼構設計規範規定即可。 | 本規範修訂草案之挫屈束制支撐構件相關試驗規定，將會參考美國 AISC 341-16 之相關規定，並同時參考國內相關規範的試驗規定，並於委員會中說明且整合對挫屈束制支撐構件之相關共識，來訂定之。 |

附件一

鋼結構設計規範修訂版(草案)

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 |
| 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 構材承受扭矩、彎矩、剪力及有無軸力之組合載重 | 9-5 |
| 9.4 具開孔翼板承受拉力之斷裂 | 9-7 |
| 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 | 11-6 |
| 11.3 螺栓與螺紋部分 | 11-21 |
| 11.4 構材受影響元件與接合元件 | 11-34 |
| 11.5 填板 | 11-38 |
| 11.6 續接 | 11-38 |
| 11.7 承壓強度 | 11-39 |
| 11.8 混凝土的柱基礎與承壓 | 11-39 |
| 11.9 錨栓與埋置物 | 11-40 |
| 11.10 承受集中力的翼板與腹板 | 11-41 |
| 11.11 一般規定與中空斷面接頭的參數 | 11-52 |
| 11.12 在中空斷面上的集中力 | 11-54 |
| 11.13 中空斷面之間的桁架接頭 | 11-55 |
| 11.14 中空斷面之間的力矩接頭 | 11-59 |
| 11.15 矩形高速鋼的板和分支銲縫 | 11-62 |
| 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 風致運動 | 12-1 |
| 12.6 熱膨脹與收縮 | 12-1 |
| 12.7 接合處滑動 | 12-2 |
| 第十三章 服務性設計 | 13-1 |
| 13.1 鋼結構製造圖與組立圖 | 13-1 |
| 13.2 鋼結構製造 | 13-1 |
| 13.3 工廠塗裝 | 13-4 |
| 13.4 鋼結構組立 | 13-5 |
| 13.5 品質控制和品質保證 | 13-6 |
| 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 | 14-37 |
| 14.6 部分抗彎構架 | 14-41 |
| 14.7 特殊抗彎構架 | 14-44 |
| 14.8 普通懸臂柱系統 | 14-52 |
| 14.9 特殊懸臂柱系統 | 14-53 |
| 14.10 普通同心斜撐構架 | 14-54 |
| 14.11 特殊同心斜撐構架 | 14-58 |
| 14.12 偏心斜撐構架 | 14-75 |

| | |
|-----------------------------|------------|
| 14.13 挫屈束制斜撐構架 | 14-92 |
| 14.14 特殊鋼板剪力牆 | 14-102 |
| 14.15 製造、安裝與品管 | 14-117 |
| 14.16 預先驗證與反復載重驗證試驗規定 | 14-127 |
| 附錄 A 進階分析設計 | A-1 |
| A.1 一般要求 | A-1 |
| A.2 彈性分析設計 | A-1 |
| A.3 非線性分析設計 | A-2 |
| 附錄 B 積水設計 | 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 結構火害條件設計 | D-1 |
| D.1 一般規定 | D-1 |
| D.2 以分析進行火災情況下的結構設計 | D-2 |
| D.3 以驗證試驗設計 | D-7 |
| 附錄 E 既有結構務評估 | E-1 |
| E.1 一般規定 | E-1 |
| E.2 材料性質 | E-1 |

| | |
|--------------------------|------------|
| E.3 以結構分析法進行評估 | E-1 |
| E.4 以載重試驗進行評估 | E-2 |
| E.5 評估報告..... | E-2 |
| 附錄 F 構材穩定性支撐..... | F-1 |
| F.1 一般規定 | F-1 |
| F.2 柱構件穩定性支撐..... | F-5 |
| F.3 梁式支撐 | F-7 |
| F.4 梁柱構件支撐 | F-13 |
| 參考文獻..... | R-1 |

I. 符號

| | | |
|----------|---|-----------|
| A | 角鋼斷面， cm^2 (mm^2) | 7.10.2 |
| A_{BM} | 母材斷面， cm^2 (mm^2) | 11.2.4 |
| A_b | 螺栓有或無螺牙段標稱斷面， cm^2 (mm^2) | 11.3.6 |
| A_c | 混凝土斷面積， cm^2 (mm^2) | 10.2.1b |
| A_c | 混凝土樓版有效寬度內斷面積， cm^2 (mm^2) | 10.3.2d |
| A_e | 有效斷面積， cm^2 (mm^2) | 6.7.2 |
| A_e | 有效淨斷面積 cm^2 (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， cm^2 (mm^2) | 6.7 |
| A_{fc} | 受壓翼板斷面積， cm^2 (mm^2) | 8.2.2 |
| A_{fg} | 受拉翼板全斷面積， cm^2 (mm^2) | 7.13.1 |
| A_{fn} | 受拉翼板淨斷面積， cm^2 (mm^2) | 7.13.1 |
| A_{ft} | 受拉翼板斷面積， cm^2 (mm^2) | 8.2.2 |
| A_g | 構材全斷面積， cm^2 (mm^2) | 2.4.3a |
| A_g | 複合構材全斷面積， cm^2 (mm^2) | 10.2.1 |
| A_{gv} | 受剪全斷面積， cm^2 (mm^2) | 11.4.2 |
| A_n | 構材淨斷面積， cm^2 (mm^2) | 2.4.3b |
| A_{nt} | 受拉淨斷面積， cm^2 (mm^2) | 11.4.3 |
| A_{nv} | 受剪淨斷面積， cm^2 (mm^2) | 11.4.2 |
| A_{pb} | 承壓投影面積， cm^2 (mm^2) | 11.7 |
| A_s | 鋼構材斷面積， cm^2 (mm^2) | 10.2.1b |
| A_{sf} | 剪力破壞路徑斷面積， cm^2 (mm^2) | 5.5.1 |
| A_{sr} | 連續縱向鋼筋斷面積， cm^2 (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， cm^2 (mm^2) | 10.3.2d.2 |
| A_t | 受拉淨斷面積， cm^2 (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_w ， cm^2 (mm^2) | 8.2.1 |
| A_{we} | 鐸道有效斷面積， cm^2 (mm^2) | 11.2.4 |
| A_l | 混凝土負載面積， cm^2 (mm^2) | 10.6.3a |
| A_l | 混凝土支承上鋼材同心承壓斷面積， cm^2 (mm^2) | 11.8 |
| A_2 | 與負載區幾何相似的同軸支承部分最大面積， cm^2 (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， cm (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， cm (mm) | 11.11.1 |
| B_e | 矩形中空斷面支構材或板材有效寬度， cm (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 | 中空斷面扭轉常數 | 9.3.1 |
| 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} | 鋁材分類強度，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} | 鋁材標稱應力，tf/cm ² (MPa) | 11.2.4 |
| F_{nw} | 不考慮載重方向提升強度之填角鋁材標稱應力(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 | 受次要構材支承的鋼承板慣性矩， cm^4 (mm^4) | 附錄 B.1 |
| I_p | 主構材慣性矩， 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 |
| L | 跨距，cm (mm) | 附錄 F.3.2a |

鋼結構設計規範及解說

| | | |
|------------------|--|----------|
| 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) | 7.2.2 |
| L_b | 受力點上沿任一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) | 6.4 |
| L_{cz} | Z 軸挫屈的構材有效長度，cm (mm) | 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 | 可用撓曲強度，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} | 對強軸彎曲時，依據第七章使用 $C_b = 1.0$ 決定的可用側向扭轉強度 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 | 4.5 |

| | | |
|------------------|--|-----------|
| | 計法(ASD)載重組合所得的一階彎矩，tf-cm (kN-mm) | |
| 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) | 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_1' | 與 M_2 相反的無支撐長度端點有效彎矩，tf-cm (kN-mm) | A.3.2c |
| M_1 | 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 | 施加在第 i 層的虛擬載重，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 |
| 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 | 可用軸向強度，tf (kN) | 9.1.1 |

鋼結構設計規範及解說

| | | |
|----------------|--|-----------|
| 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) | 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 | 使用載重與強度因子設計法載重組合所得的需求軸向壓力強度，tf (kN) | 附錄 A.3.2 |
| P_y | 柱構件軸向降伏強度，tf (kN) | 11.10.6 |
| Q_f | 弦構材應力交互作用參數 | 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 | 在載重與強度因子設計法或容許強度設計法的載重組合中, 作用在第 i 層的重力載重, 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 |
| 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銲道間的距離, cm (mm) | 2.4.1a |

鋼結構設計規範及解說

| | | |
|--------------------|--|-----------|
| 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 | 構材標稱全深度，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應力，tf/cm ² (MPa) | 11.3.7 |
| g | 螺栓軸線間的橫向間距，cm (mm) | 2.4.3 |

| | | |
|------------|--|-----------|
| g | 有間隙 K 型接合中兩支構材趾部間隙，忽略銲道尺寸，cm (mm) | 11.13.1 |
| h | 對於熱軋或冷彎型鋼腹板，為兩翼板間扣除填角或角隅半徑的淨距離； 對於組合斷面腹板，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；對於矩形中空斷面，為兩翼板間扣除內角隅半徑的淨距離，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，當採用銲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，當採用銲接時，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 | 端部負載銲道實際長度，cm (mm) | 11.2.2 |
| l | 接合長度，cm (mm) | 表 5.3-1 |
| l_b | 沿中空斷面構材軸向的載重承壓長度(在頂板負載條件下，為中空斷面構材的橫向寬度)，cm (mm) | 11.12.1 |
| 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 | 計算銲道強度時，矩形中空斷面開槽銲與填角銲的總有效銲道長度， 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} | 兩連接支構材沿弦構材接合面的重疊長度，cm (mm) | 11.13.1 |
| l_p | 重疊支構材在弦構材上的投影長度，cm (mm) | 11.13.1 |
| l_1, l_2 | 接合銲道長度，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 |
| r | 迴轉半徑，cm (mm) | 6.2 |

鋼結構設計規範及解說

| | | |
|-------------|--|-----------|
| 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 | 與強軸彎曲有關的下標符號 | 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($1.5 \leq w_c \leq 2.5 \text{ tf/m}^3$) | 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 | 與強軸彎曲有關的下標符號 | 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 | 與弱軸彎曲有關的下標符號 | 9.1.1 |
| z | 與弱軸彎曲有關的下標符號 | 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 | 弦構材細長比, 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, 為有間隙 K 型接合的兩支構材間隙與弦構材寬比值 | 11.13.1 |
| 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 |

鋼結構設計規範及解說

| | | |
|---------------|-------------------|---------|
| 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 | 作用力方向與銲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。
- 回頭鐸(end return)：在相同平面上繞過轉角的填角鐸長度。
- 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)：均勻厚度的框接受拉構材，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。
- 鐸材(filler metal)：製作鐸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。
- 填角鐸補強(fillet weld reinforcement)：添加於開槽鐸道的填角鐸道。
- 填角鐸(fillet weld)：在元件交界面間製作成一般為三角形斷面的鐸接。
- 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。

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。
- 使用性載重組合(service load combination)：考量使用性極限狀態下的載重組合。
- 使用性載重(service load)：考量使用性極限狀態下的載重。
- 使用性極限狀態(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(story drift)：樓層頂相對於底的水平撓度。

層間位移比(story 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。

鋼結構設計規範及解說

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筋本要求。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) 鋸材、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) 螺栓或銲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：代表銲接組合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 銲接符號

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

解說：

CNS B1001-6係參考ISO 2553所編撰。目前國際間使用的銲接符號，主要有美國銲接協會的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。同一工程所採用的銲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：

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

$$1.4D+1.6L \quad (2.2-2)$$

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

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

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

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

(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 $0.8W$ 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。

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

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)或鉚道間的距離。
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，或銲接翼板間淨距離； h_c 為斷面質心到受壓翼板螺栓軸線間最近距離，或到受壓銲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，或到受壓銲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，或銲道間距離。
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銲相接的接合板，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. 在決定塞銲或槽銲的淨斷面積時，不考慮銲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 。

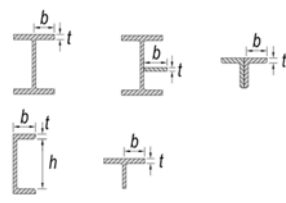
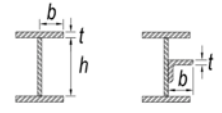
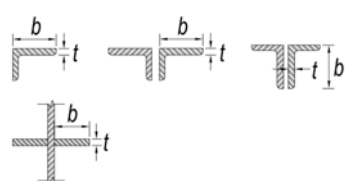
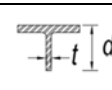
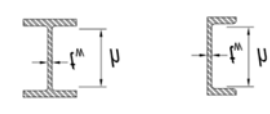

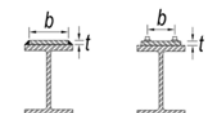
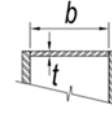
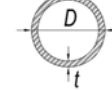
2.5 製作、安裝與品管

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. 螺栓軸線或銲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

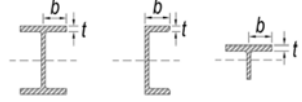
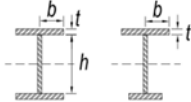
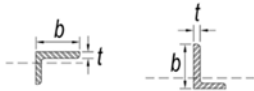
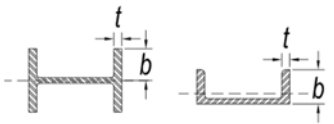
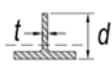
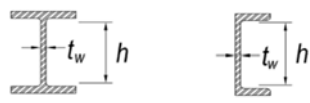
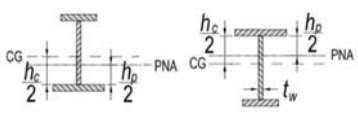
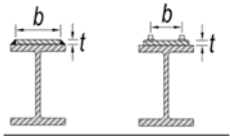
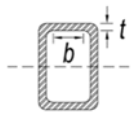
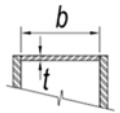
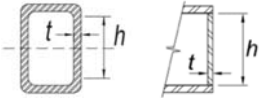
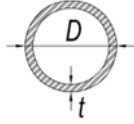
| | 情況 | 寬厚比 | 寬厚比界限 | | 圖例 |
|-------|------------------------|---------|--|-------------------------------------|---|
| | | | 結實與非結實 λ_p | 非結實與細長 λ_r | |
| 未加勁肢材 | 1. 滾軋H型、槽型與T型鋼之翼板。 | b/t | $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $1.0\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 2. 雙對稱與單對稱組合H型鋼之翼板 | b/t | $0.38\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ | $0.95\sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[a][b]}$ |  |
| | 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 | $\frac{\frac{h_c}{h_p}\sqrt{\frac{E}{F_y}}^{[c]}}{\left(0.54\frac{M_p}{M_y} - 0.09\right)^2} \leq \lambda_r$ | $5.70\sqrt{\frac{E}{F_y}}$ |  |
| | 8. 螺栓軸線或銲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 cm^3 (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 cm^3 (mm^3)。

E ：鋼材彈性模數 = $2,040 \text{ tf/cm}^2$ (200 GPa)， F_y ：規定最小降伏應力， tf/cm^2 (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 一般結構用銲接H形輕型鋼
SWH400、SWH400L
CNS 7993 一般結構用銲接H型鋼
WH400
CNS 9704 浪型鋼板
SDP1、SDP2、SDP3、SDP1G、SDP2G
CNS 11109 銲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. 銲接性良好之「建築結構用」以及「銲接結構用」軋鋼料。
2. 可使用於銲接結構之薄板材、冷軋加工材及鑄鋼等鋼材。
3. 使用於非銲接結構之鋼鐵材料。

依據上述原則，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銲接而成之組合型鋼，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，並不適用於採用銲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)及銲接冷裂敏感指數(Pcm)的上限等，故具有可確保塑性變形能力、銲接性、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，同時保有良好的銲接性。

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 重型鋼

(a) 熱軋重型鋼

翼板厚度超過50 mm之熱軋型鋼為熱軋重型鋼。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。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鋼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) 組合重型鋼

由厚度超過50 mm鋼板組成的組合斷面為組合重型鋼。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鋼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道縱向潛弧銲道將兩個口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 | 軟鋼用氬銲填充料棒 |
| 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

結構穩定性須確保整體結構與其內部各別構件之穩定度。分析時須將下列所述對於整體結構與各別構件穩定性之影響納入考量：

- (a) 導致結構之變形之構件及接合之撓曲、剪力和軸向變形。
- (b) 二階效應(包含 $P-\Delta$ 與 $P-\delta$ 效應)。
- (c) 幾何缺陷。
- (d) 因非線性變形而減少之勁度，包含斷面局部降伏之影響，此局部降伏可能因殘餘應力之影響而擴大。
- (e) 其他有關結構系統、桿件及接合之強度與勁度之不確定因素。

考量外力加載導致之效應時所考量之載重，需採極限設計法載重組合，或容許強度設計法載重組合之1.6倍。

任何合理且能將前述之影響納入考量之穩定性分析方法皆可使用，包含4.1.1節與4.1.2節所述之方法。

一般穩定性要求應符合本節之規定，並可按照相關規定使用有效長度法(4.3節)或一階分析法(4.4節)作為直接分析法之替代方法。

4.2 直接分析法

4.2.1 適用範圍

利用彈性或非線性分析之直接分析設計法可適用於所有結構。利用彈性分析進行設計時，需求強度須按照4.2.2節之規定計算，可用強度須按照4.2.3節之規定計算。利用進階分析時，須符合本規範之附錄1中1.1節、1.2節或1.3節之規定。

4.2.2 需求強度計算

使用直接分析法計算需求強度時，結構之構件需求強度需由符合4.2.2.1節規定之彈性分析計算求得，此彈性分析需包含考量4.2.2.2節對於初始缺陷與4.2.2.3節對於勁度調整之規定。

1. 基本分析要求

結構分析需符合下列需求：

- (a) 分析需考量導致結構之變形之所有構件及接合之撓曲、剪力、軸向變形，勁度折減對於結構穩定性之影響應納入分析考量，詳細規定於4.2.2節第3項中。
- (b) 分析須為考量 $P-\Delta$ 與 $P-\delta$ 效應之二階分析，若符合下列所有需求，可將 $P-\delta$ 效應忽略：
 - (1) 僅承受重力之垂直向柱、牆、或構架。
 - (2) 因二階效應所導致之最大側位移角與因一階效應導致之最大側位移角之比值不超過1.7，其中，兩者之側位移角應由極限設計法之載重組合或容許強度設計法載重組合之1.6倍計算而得。
 - (3) 用於抵抗考量地震力側向變形之抗彎構架柱構件，不得承載超過三分之一以上之

整體結構垂直載重，受壓與撓曲之個別構件計算時皆須考量 $P-\delta$ 效應。

(c)對於所有可能影響結構穩定性之結構物所有垂直載重與其他荷重皆須納入分析考量。

(d)採用極限設計法設計時，二階分析需考量極限設計法之載重組合。採用容許強度設計法設計時，二階分析需考量容許強度設計法載重組合之1.6倍，構件之需求強度為分析結果除以1.6倍。

解說：

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)須符合上述之要求。其中，對於個別構件計算所考量之 $P-\delta$ 效應，可將其需求撓曲強度乘以 B_1 放大， B_1 定義於4.5節中。此外，4.5節提供用於二階分析之近似法皆可使用。

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.結構系統初始缺陷

構件與構件連接位置之初始缺陷對於結構穩定性之影響，可按照4.2.2節第2(a)項規定，直接將此初始缺陷量包含於分析模型中，或按照4.2.2節第2(b)項規定施加等效載重。

一般建築結構中，主要初始缺陷來自於柱構件之垂直度。各別構件之初始彎曲程度(構件初始缺陷)在本節規定之分析過程中不需考慮，而是在本規範第六章受壓構件設計過程中考量，若符合標準規範之限制，則不須在分析中考量。附錄A.2節說明直接分析法考量構件初始缺陷(初始彎曲程度)於結構分析之方法。

(a)初始缺陷之直接模擬

對於所有結構，結構初始缺陷效應可藉由將構件初始缺陷直接包含於分析模型中，其中，構件與構件連接之結點為其初始之位置。所施加之初始位移應為設計中所考量之最大位移量，並採用對結構產生不穩定影響之初始位移分布中最大者。

(b)以等效載重模擬初始缺陷

對於主要透過垂直柱、牆或構架承載垂直載重之結構，可採用符合本節規定之等效載重模擬初始缺陷，等效載重需施加於構件與構件連接之結點，此結點位置應為結構初始之位置。

(1)除4.2.2節第2(b)(4)項規定外，等效載重應以水平載重施加於各樓層，等效載重應與其他側力相加，並將其包含於所有載重組合中，等效載重之計算如下：

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

其中：

α : 1.0 (極限強度設計法)；1.6 (容許強度設計法)。

N_i : 施加於第*i*樓層之等效載重，tf (kN)。

Y_i : 施加於第*i*樓層之極限強度設計法載重組合或容許強度設計法載重組合之垂直載重，tf (kN)。

(2)施加在第 N_i 層之等效載重於此樓層內之分布與垂直重力分布相同，等效載重之方向為對結構產生不穩定影響之最大者。

(3)等效載重計算公式(4.2-1)中之係數0.002為考量1/500之標稱初始彎曲程度，若能

合理估算此彎曲程度，公式(4.2-1)中之係數可按所估算知彎曲程度線性調整。

- (4)於結構因二階效應所導致之最大側位移角與因一階效應導致之最大側位移角之比值不超過1.7，其中，兩者之側位移角應由極限設計法之載重組合或容許強度設計法載重組合之1.6倍計算而得，可只在含垂直載重之載重組合中考量等效載重 N_i ，含側力之載重組合則可不考量等效載重 N_i 。

解說：

本節中之初始缺陷為構件與構件連接位置之初始缺陷。

初始缺陷模擬應包含類似由於載重與預期挫屈所導致之位移配置，初始位移之大小應基於標準規範規定之容許施工誤差決定，或根據實際已知之初始缺陷。對於主要透過垂直柱、牆或構架承載垂直載重之結構，考慮系統初始缺陷時，允許僅將包含垂直載重之載重組合納入分析考量，包含側力之載重組合可排除，前述之結構中，須符合每層樓之最大二階效應層間側位移角與最大一階效應層間側位移角(由極限設計法載重組合或1.6倍之容許強度設計法載重組合並考量依4.2.3節之規定修正勁度計算取得)之比值不得大於1.7之要求。

一般而言，等效載重概念適用於所有類型結構系統，並包含其內部所有桿件與桿件連接之節點，以及沿桿件之點位。而4.2.2節第2(b)之(1)至(4)項規定之特殊需求僅對於相應之特定結構分類與初始缺陷種類。

使用等效載重可能導致結構產生額外且極少量之虛擬基底剪力。藉由施加一額外基底剪力，此基底剪力與所有等效載重總和之大小相同方向相反，並將此基底剪力按照各承載垂直載重構件之力量比例分布於其中，可得到正確之結構基底剪力。等效載重也可能造成額外之傾覆彎矩，但此傾覆彎矩為實際之結構反應。

對於大部分之建築結構，對於所施加等效載重之方向需符合下列要求：對於未包含側力之載重組合，需考量兩組互相正交之等效載重，兩組等校載重以正負區分其方向，施加於每一樓層時須保持同一方向；對於包含側力之載重組合，等效載重之施加方向應與所有側力之合力方向相同。

標準規範規定柱之最大容許彎曲程度為1/500，如有其他規定此容許彎曲程度，如柱於平面之位置，則可能有較為嚴格之最大容許彎曲程度之限制。

3. 勁度調整

利用勁度調整計算構件需求強度所進行之結構分析，須符合下列要求：

- (a)對結構提供穩定性之勁度來源需乘以0.8做調整，也可將此折減係數調整結構中所有桿件之勁度。
- (b)所有對結構提供穩定性構件之撓曲勁度應以係數 τ_b 進行折減。對於非合成構材之桿件， τ_b 應按下列規定計算(合成構材桿件之 τ_b 規定於10.1.5節中)。

$$(1) \text{若 } \alpha P_r / P_{ns} \leq 0.5$$

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

$$(2) \text{若 } \alpha P_r / P_{ns} > 0.5$$

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

其中：

α : 1.0 (極限強度設計法) ; 1.6 (容許強度設計法)。

P_r : 考量極限強度設計法或容許強度設計法載重組合之需求軸壓強度，tf (kN)。

P_{ns} : 斷面抗壓強度；對於非細長構件斷面， $P_{ns}=F_y A_g$ ；對於細長構件斷面， $P_{ns}=F_y A_e$ ，其中， A_e 定義於6.7節中，tf (kN)。

(c)符合4.2.2節第2項規定之結構，對於構件之 $\alpha P_r / P_{ns} > 0.5$ 時應採用 $\tau_b < 1.0$ ，但如果所有樓層之載重組合皆包含等效載重 $0.001\alpha Y_i$ ，且加載方向符合4.2.2節第2(b)之(1)項之規定，允許對所有非合成構件採用 $\tau_b = 1.0$ 。此處之等效載重須包含於考量桿件與桿件連接之節點之初始缺陷，且不受限於本規範4.2.2節第2(b)之(4)項之規定。

(d)構件中若包含非結構用鋼材料且對結構提供穩定性，且規範規定對於其他類材料應有較大之勁度折減時，此勁度折減應考量於上述之含非結構用鋼材料之構件中。

解說：

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 可用強度計算

於直接分析設計法中，構件與接合之可用強度應按照本規範第五章至第十一章之規定設計，並不考量整體結構之穩定性。計算構件撓曲挫屈之有效長度，若未透過合理之分析，應使用未支撐長度作為有效長度。

以斜撐作為構件之支撐時，斜撐應有具足夠之勁度與強度以限制構件與斜撐接合處之位移與變形。

解說：

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 使用限制

使用有效長度法應符合下列條件：

(a) 主要由柱、牆或構架承載重力之結構。

(b) 所有樓層中最大二階側位移角與最大一階側位移角之比值(考慮極限強度設計法之載重組合與1.6倍之容許強度設計法載重組合，並採用未根據4.2.2節第3項規定調整之勁度)等於或小於1.5。

4.3.2 需求強度

構件之需求強度應根據4.2.2節第1項規定之彈性分析結果決定，但不得依4.2.2節第1(a)項規定折減勁度。所有鋼構件應使用標稱勁度。分析應採用4.2.2節第2(b)項規定之等效載重。

4.3.3 可用強度

構件與接合之可用強度計算應符合第五章至第十一章之規定，計算撓曲挫屈時，受壓構件有效長度 L_c 應為 KL ，其中 K 由以下兩點規定計算， L 為構件側向未支撐長度。

- (a) 斜撐系統、剪力牆系統以及其他非藉由柱撓曲勁度提供側向穩定性之抗側力系統，其受壓構件有效長度係數 K 應為1，採用較小之係數應透過合理的分析取得。
- (b) 抗彎構架系統與其他藉由柱撓曲勁度提供側向勁度與穩定性之抗側力系統，其中撓曲勁度對於側向穩定性與抗側力有貢獻之柱構件，其有效長度係數 K 或彈性臨界挫屈應力 F_c 應由可側移之結構挫屈分析計算而得。對於撓曲勁度在側向穩定性與抗側力無貢獻之柱構件， K 為1.0。

例外：

當所有樓層之最大二階側位移角與最大一階側位移角(由極限強度設計法載重組合或1.6倍容許強度設計法載重組合決定)比值等於或小於1.1時， $K=1.0$ 。

作為側向支撐用途之側撐應擁有足夠的勁度與強度以防止構件在側撐處產生未移。

解說：

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。

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 使用限制

使用一階分析法的應符合下列條件：

- (a) 主要由柱、牆或構架承載重力之結構。
- (b) 所有樓層中最大二階側位移角與最大一階側位移角之比值(考慮極限強度設計法之載重組合與1.6倍之容許強度設計法載重組合，並採用未根據4.2.2節第3項規定調整之勁度)等於或小於1.5。
- (c) 對於撓曲勁度提供結構側向穩定性之柱構件，其需求軸壓強度應符合以下限制：

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

其中：

- α : 1.0 (極限強度設計法)。
- : 1.6 (容許強度設計法)。

P_r ：極限強度設計法或容許強度設計法載重組合下之需求軸壓強度，tf(kN)。

P_{ns} ：全斷面軸壓強度；對於非細長構件， $P_{ns}=F_y A_g$ ，對於細長構件， $P_{ns}=F_y A_e$ ，其中 A_e 定義於6.7節中，tf(kN)。

4.4.2 需求強度

由一階分析所得之構件需求強度，需另符合以下兩點要求，分析應考量構件撓曲、剪力與軸向變形，以及其他導致結構位移之變形。

(a)所有載重組合於結構每一樓層應包含一額外側向載重 N_i ：

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

其中：

α ：1.0(極限強度設計法)。

：1.6(容許強度設計法)。

Y_i ：極限強度設計法或容許強度設計法載重組合於結構第*i*層之重力荷載，tf(kN)。

Δ/L ：結構所有樓層中，最大 Δ 與 L 之比值。

Δ ：極限強度設計法或容許強度設計法載重組合下一階分析層間側位移，cm(mm)。其中 Δ 於結構平面中各處可能不同，應按照垂直載重進行加權後取平均，或直接取最大值。

L ：樓高，cm(mm)。

於任一樓層外加之側向加載 N_i 應以與重力荷載相同的方式分佈在該樓層，加載方向為能夠導致最不穩定效應者。

(b)非側移之梁柱桿件彎矩放大係數，包含4.5節規定之 B_1 放大係數。

4.4.3 可用強度

構件與接合之可用強度應按照第五章至第十一章相應之規定計算。

除非透過合理的分析外，所有構件之撓曲挫屈有效長度應為其未支撐長度。

作為側向支撐用途之側撐應擁有足夠的勁度與強度以防止構件在側撐處產生未移。

解說：

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 二階近似分析法

4.5.1 適用範圍

本節之內容僅限於主要通過垂直柱、牆或構架承載重力荷載的結構，但允許使用本附錄規定的方法計算任一受壓構件的 $P-\delta$ 效應。

4.5.2 分析程序

構件所需之二階撓曲強度(M_r)、軸向強度(P_r)應由以下規定計算：

$$M_r = B_1 M_{m1} + B_2 M_{l1} \quad (4.5-1)$$

$$P_r = P_m + B_2 P_{l1} \quad (4.5-2)$$

其中：

B_1 ：考慮 $P-\delta$ 效應之放大係數，應按照4.5.2.1節規定計算各桿件受壓與各方向之撓曲作用。對於未受軸壓之桿件， B_1 應為1.0。

B_2 ：考慮 $P-\Delta$ 效應之放大係數，應按照4.5.2.2節規定考慮結構各樓層於各方向上之側向變形。

M_{l1} ：在極限強度設計法或容許強度設計法載重組合下，僅因結構側向變形所致之一階彎矩，tf-cm (kN-mm)。

M_{m1} ：在極限強度設計法或容許強度設計法載重組合下，受結構側向變形限制之一階彎矩，tf-cm (kN-mm)。

M_r ：使用極限強度設計法或容許強度設計法載重組合所需的二階彎曲強度，tf-cm (kN-mm)。

P_{l1} ：使用極限強度設計法或容許強度設計法載重組合，僅因結構的側向位移所致之一階軸力，tf (kN)。

P_m ：使用極限強度設計法或容許強度設計法載重組合下，結構受到側向變形限制之一階軸力，tf (kN)。

P_r ：極限強度設計法或容許強度設計法載重組合下之二階軸向需求強度，tf (kN)。

1. $P-\delta$ 放大係數 B_1

受軸壓與各方向上之彎矩的 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 (極限強度設計法)。

：1.6 (容許強度設計法)。

C_m ：等效均勻彎矩係數，假設構件端部沒有相對位移，計算如下：

(a) 梁柱構件在彎曲平面內與側向支撐間未受到側向載重

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

其中由一階分析計算之 M_1 和 M_2 ，分別為較小和較大的彎矩，分別是在所考慮的彎曲平面中未支撐構件部分的端部處。 M_1/M_2 在構件變形曲率方向改變時為正，單曲率時為負。

(b)對於在支撐之間承受側向荷載的梁柱構件， C_m 應透過分析決定或保守取為1.0。

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

$$= \frac{\pi EI^*}{(L_{c1})^2} \quad (4.5-5)$$

其中：

EI^* ：分析中使用之需求撓曲勁度(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 ：鋼彈性模數=2,040 tf/cm² (200,000 MPa)。

I ：沿彎矩方向之慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

L_{c1} ：彎曲平面內之有效長度，假設構件端部無側移，應為構件未支撐長度，或透過分析證明可採用較小之數值，cm (mm)。

P_r ($P_r = P_{nt} + P_{ti}$) 可由公式(4.5-3)規定之一階分析計算。

2. $P-\Delta$ 放大係數 B_2

各樓層在各方向之側向位移放大係數 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 (極限強度設計法)。

：1.6 (容許強度設計法)。

P_{story} ：極限強度設計法或容許強度設計法荷載組合之垂直荷載，包括不屬於抗側力系統柱中的荷載，tf(kN)。

$P_{e story}$ ：樓層中在考慮變形方向上的彈性臨界挫屈強度，tf(kN)，以側位移挫屈分析計算，或計算如下：

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

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

L ：樓高，cm (mm)。

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

P_{nf} ：樓層中抗彎構架柱在所考慮的平移方向上的總垂直荷載，(對於斜撐構架系統=0)，tf(kN)。

Δ_H ：由於側向力作用在所考慮的位移方向上一階層間側位移，cm (mm)，使用分析中所需的剛度計算。(使用直接分析法時，按照4.2.2節第3項規定折減勁度)。當 Δ_H 在結構平面上改變時，應與垂直荷載成比例分布，或直接採用最大值。

解說：

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。

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以及經濟上的實務考慮，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：

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

$$\phi_t = 0.90 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega_t = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) 淨斷面斷裂：

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

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega_t = 2.00 \text{ (ASD)}$$

其中：

A_e ：有效淨斷面積， cm^2 (mm^2)。

A_g ：構材全斷面積， cm^2 (mm^2)。

F_y ：規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

F_u ：規定最小抗拉強度， tf/cm^2 (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 及淨斷面積 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：

$$A_e = A_n U \tag{5.3-1}$$

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

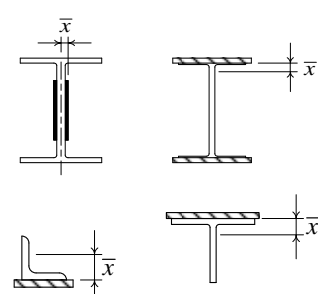
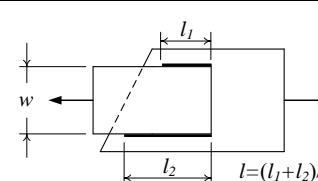
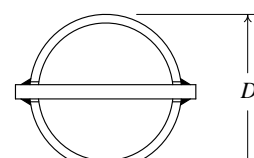
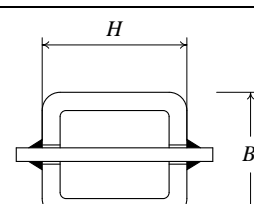
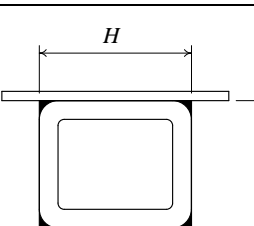
| 類型 | 肢材接合說明 | 剪力遲滯因子 U | 說明 |
|------------------|--|---|---|
| 1 | 拉力載重經由螺栓或鉚道直接傳遞到各肢材(類型 4 至 6 除外)之受拉構材。 | $U=1.00$ | — |
| 2 | 拉力載重經由螺栓或縱向鉚道，或經由縱向鉚道合併橫向鉚道傳遞到構材部分斷面而非全斷面之受拉構材(中空斷面除外)。若 RH、BH、T 或 I 型鋼可採類型 7，若角鋼可採類型 8。 | $U=1-\bar{x}/L$ |  |
| 3 | 拉力載重僅由橫向鉚道傳遞到構材部分斷面而非全斷面之受拉構材。 | $U=1.00$ A_n = 直接連接肢材之面積 | — |
| 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。 | $L \geq 1.3D \quad U=1.00$ $1.3D > L \geq D$ $U=1-\bar{x}/L$ $\bar{x}=D/\pi$ |  |
| 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。
 l : 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 倍的鐸道尺寸。

解說：

本節考量適用於鐸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鐸接構材的全斷面積。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 為螺栓列數或鐸道長度的函數, 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。

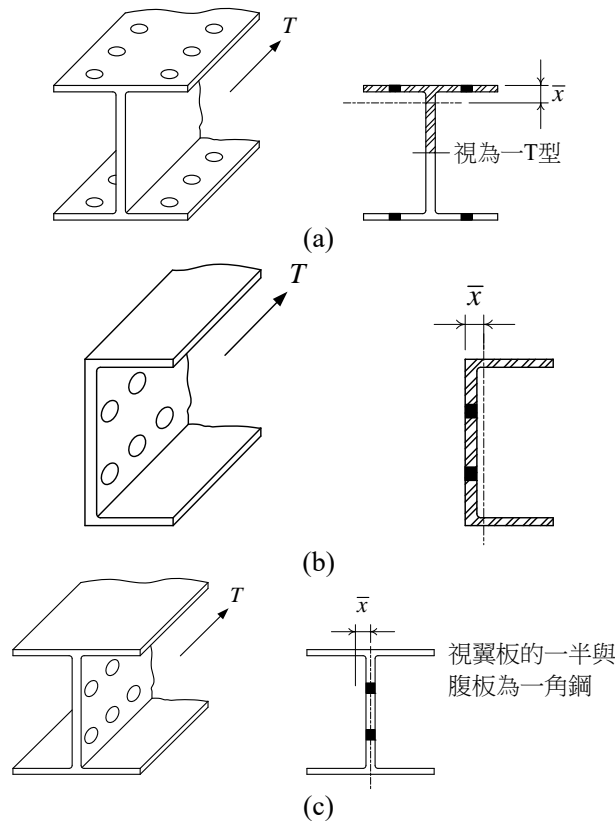


圖 C5.3-1 \bar{x} 值之選取

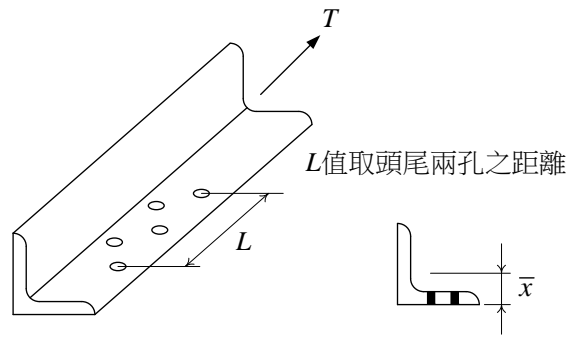


圖 C5.3-2 交錯排列螺栓孔之 \bar{x} 與 l

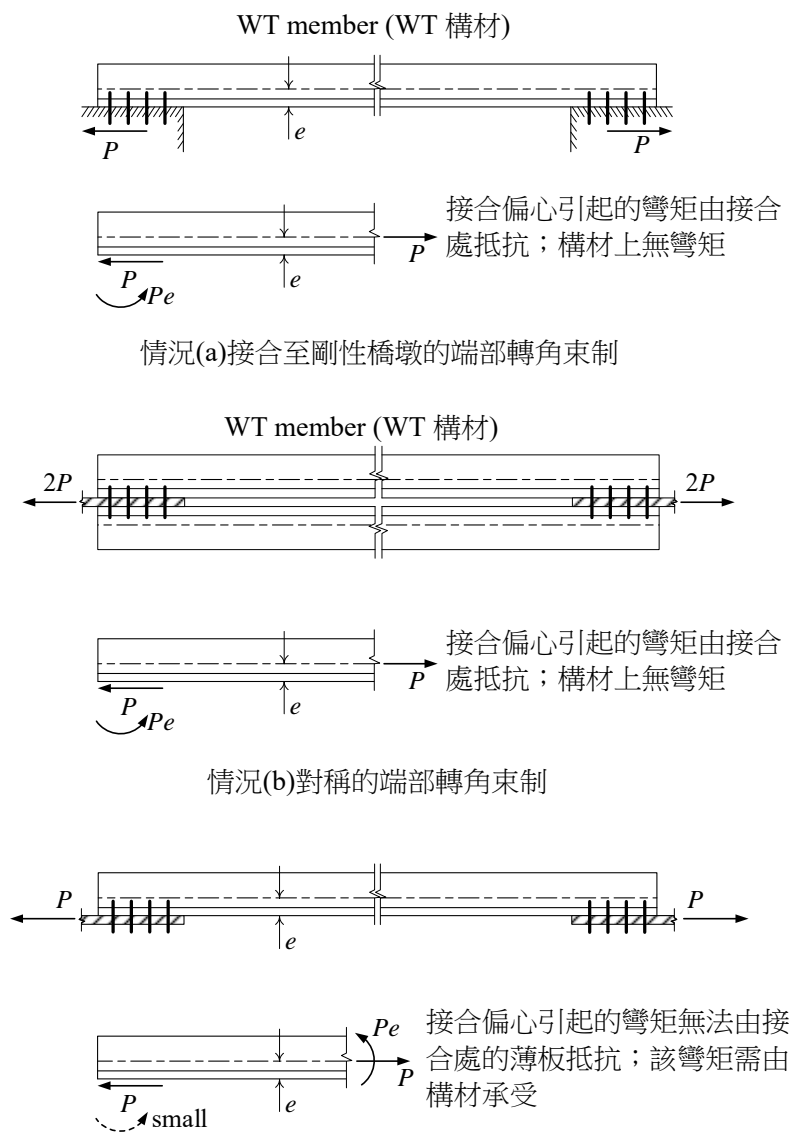


圖 C5.3-3 偏心接合束制的效應

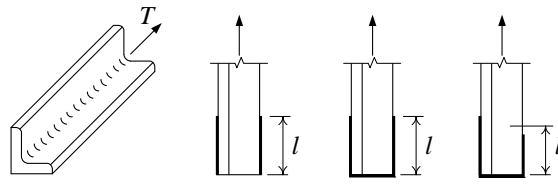


圖 C5.3-4 銲接接合時之 l 值

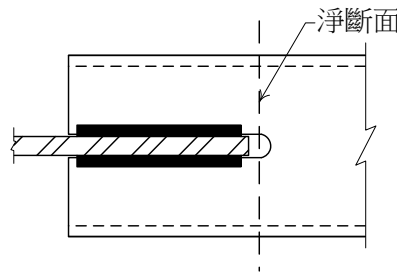


圖 C5.3-5 通過接(橫切)合板長條孔的淨斷面積

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：

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

$$\phi_t = 0.75 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega_t = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(b) 有效面積剪力斷裂：

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

$$\phi_{sf} = 0.75 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega_{sf} = 2.00 \text{ (ASD)}$$

其中：

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

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)。

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要求：

(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。

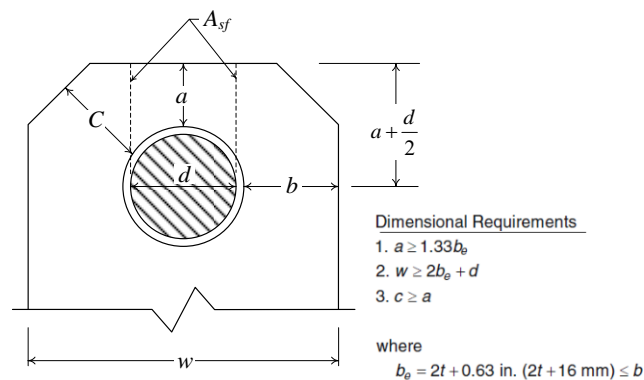


圖 C5.5-1 樞接構材尺寸要求

5.6 眼桿

5.6.1 拉力強度

眼桿之可用拉力強度計算應根據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 tf/cm^2 (485 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。

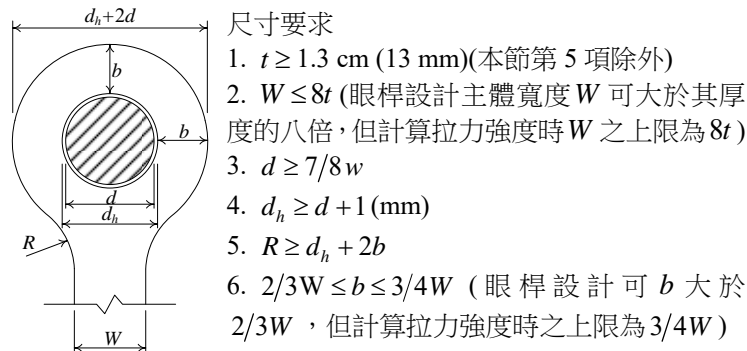
5.6.2 尺寸要求

眼桿應符合下列要求：

- (a) 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。
- (b) 眼桿圓頭與其主體間的轉換段半徑應不小於圓頭直徑。
- (c) 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 。
- (d) 使用鋼材的 F_y 大於 4.9 tf/cm^2 (485 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。
- (e) 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 。
- (f) 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。



圖C-5.6-1 眼桿尺寸要求

第六章 受壓構材

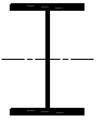
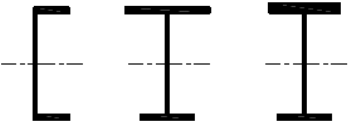

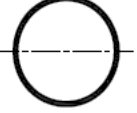
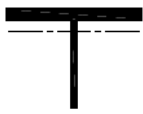

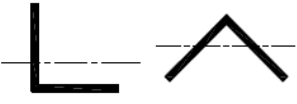

6.1 一般規定

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。

$$\phi_c = 0.90 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega_c = 1.67 \text{ (ASD)}$$

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 |

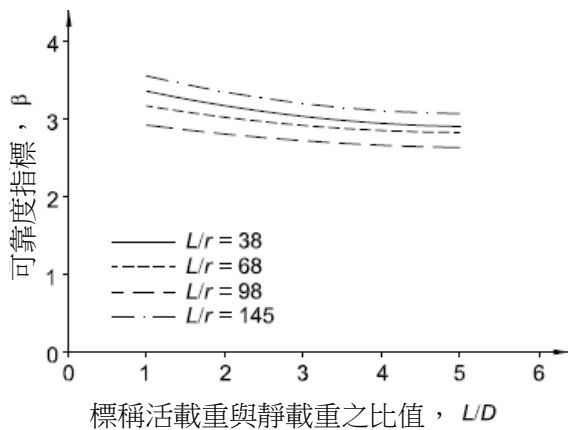
FB=撓曲挫屈，TB=扭轉挫屈，FTB=撓曲-扭轉挫屈，LB=局部挫屈，N/A=不適用

解說：

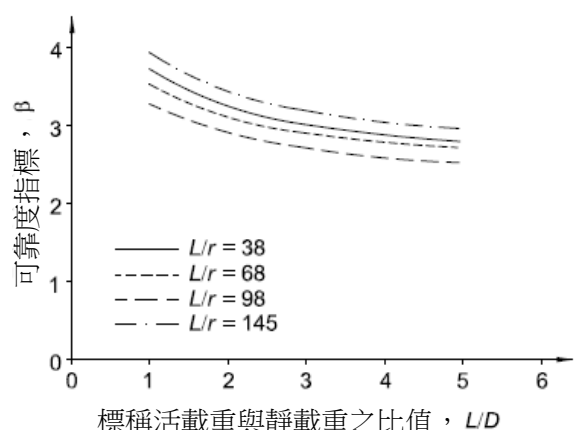
6.3節中的柱強度公式是基於研究數據轉換為強度公式而得(Ziemian, 2010; Tide, 1985, 2001)。這些公式與2005年AISC規範(AISC, 2005)使用者相同，並與最初LRFD規範(AISC, 1986)所建立的公式基本上相同。在2005年AISC規範中，強度因子 ϕ 從0.85增加到0.90，這是因為對大量額外鋼柱的強度分析和試驗結果的認知，並結合從1970及1980年代以來，業界實務應用原公式的改變。

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 應根據第四章確定。

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 ：旋轉半徑，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，而不用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 應依據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，依據 4.3.3 節規定與公式 (6.3-4) 計算，或依據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。

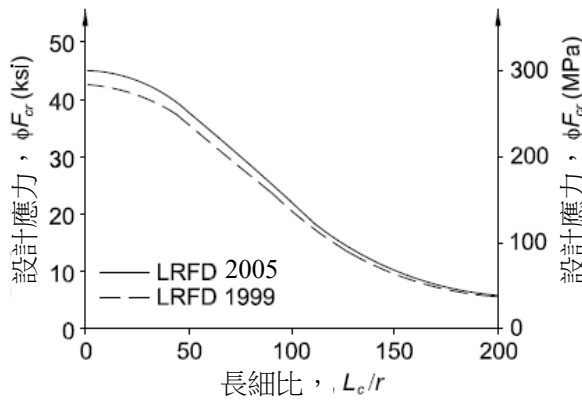


圖 C6.3-1 LRFD 柱曲線比較

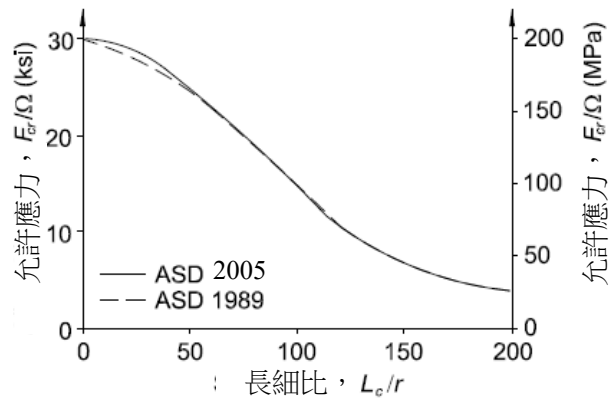


圖 C6.3-2 ASD 柱曲線比較

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 應根據扭轉與撓曲-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} 應根據公式(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：

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

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)。

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

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

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

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。


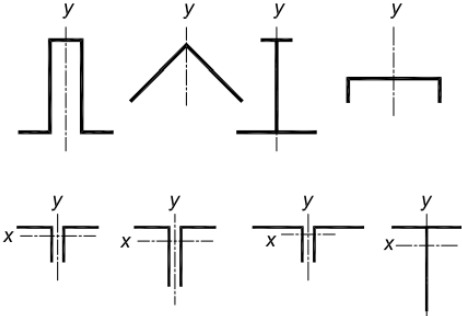
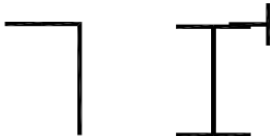
本節適用於不具2.4節均勻受壓細長肢材的單對稱與非對稱斷面構材，及某些雙對稱斷面構材(如十字形或組合柱)；當扭轉挫屈長度大於構材的撓曲挫屈長度時，也適用於雙對稱斷面構材。此外，儘管沒有適用於ASTM A36/A36M熱軋角鋼，但亦適用於 $b/t > 0.71\sqrt{E/F_y}$ 的單角鋼。本節中用於決定柱構

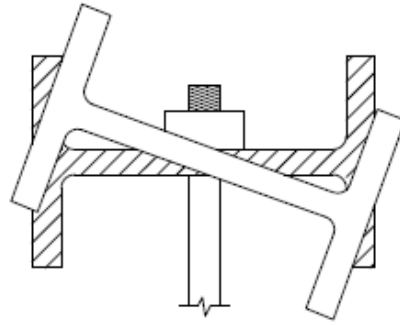
件的扭轉與撓曲-扭轉彈性挫屈載重公式，是在結構穩定的教科書和專著中推導而得(Bleich, 1952; Timoshenko and Gere, 1961; Galambos, 1968a; Chen and Atsuta, 1977; Galambos and Surovek, 2008, and Ziemian, 2010)。由於上述公式僅適用於彈性挫屈，故用於非彈性挫屈時，宜以第6.3節的適當公式進行修正。非彈性對翹曲扭轉的影響比聖維南(St. Venant)扭轉更為顯著。6.3節柱強度公式中，對於非彈性效應的考量，保守地採用全彈性扭轉或撓曲-扭轉挫屈應力決定 F_e 值。

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)：

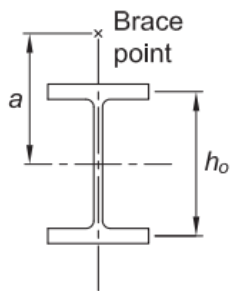
$$F_e = \omega \left[\frac{\pi^2 EI_y}{(L_{cz})^2} \left(\frac{h_0^2}{4} + a^2 \right) + GJ \right] \frac{1}{Ar_0^2}$$

支撐沿強軸偏移 "b"，詳圖 C6.4.2(b)：

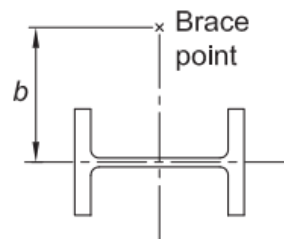
$$F_e = \omega \left[\frac{\pi^2 EI_y}{(L_{cz})^2} \left(\frac{h_0^2}{4} + \frac{I_x}{I_y} b^2 \right) + GJ \right] \frac{1}{Ar_0^2}$$

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(若適用)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(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) 構材以銲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(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)和(6.5-2)計算再加上

$$4 \left[\left(\frac{b_l}{b_s} \right)^2 - 1 \right], \text{ 但應不小於 } 0.95 L/r_z。$$

(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：

$$(i) \text{當 } \frac{L}{r_a} \leq 75$$

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

$$(ii) \text{當 } \frac{L}{r_a} > 75$$

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

(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)和(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肢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_c 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：

- (a) 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。
- (b) 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綴受阻，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 $0.02D$ 。(符號有無重複待確認，並標註於圖)。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} 僅根據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：

$$\text{當 } \lambda \leq \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$$

$$b_e = b \quad (6.7-2)$$

$$\text{當 } \lambda > \lambda_r \sqrt{\frac{F_y}{F_{cr}}}$$

$$b_e = b \left(1 - c_1 \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \right) \sqrt{\frac{F_{el}}{F_{cr}}} \quad (6.7-3)$$

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)。

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

(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。當柱構材由鉸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：

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

其中：

- E : 彈性模數，tf/cm² (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/cm² (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：

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

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。

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

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：

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

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

可用對應表2.4.1a之 λ_r 值反算鋼板挫屈係數 k ：

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

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

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

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。

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 $c_4 = c_2c_3$ 與 $c_5 = c_1c_2c_3$ 常數，成為：

$$b_e = c_4 t \sqrt{\frac{k_c E}{F_{cr}}} \left(1 - \frac{c_5}{(b/t)} \sqrt{\frac{k_c E}{F_{cr}}} \right) \quad (C6.7-13)$$

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。

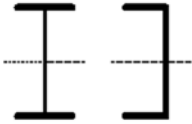
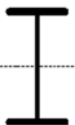
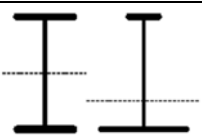
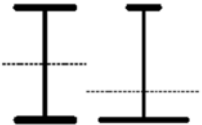
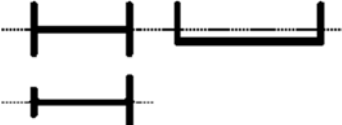

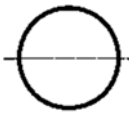

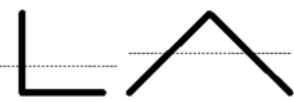

第七章 撓曲構材設計

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及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 |

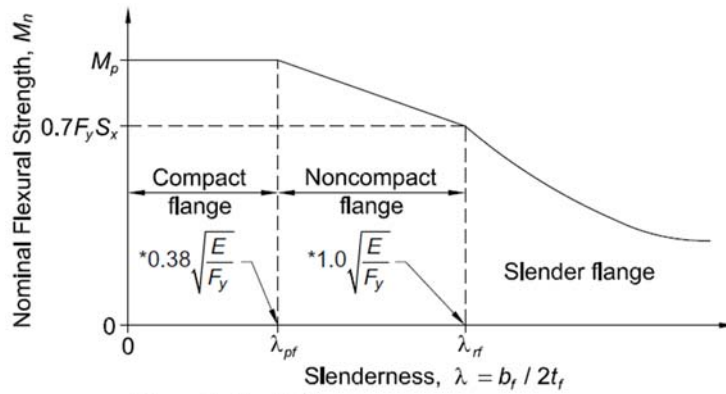
Y=降伏，CFY=受壓翼板降伏，LTB=側向扭轉挫屈，FLB=翼板局部挫屈，WLB=腹板局部挫屈，TFY=受拉翼板降伏，LLB=角鋼肢材局部挫屈，LB=局部挫屈，C=結實，NC=非結實，S=細長，N/A=不適用

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。



* From Table B4.1b

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

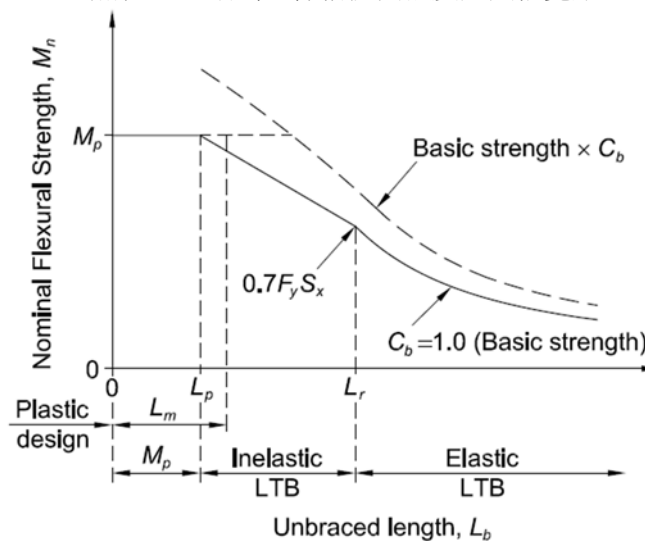


圖 C7.1-2 標稱撓曲強度與無側撐長度及彎矩梯度之關係

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

$$\phi_b = 0.90 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega_b = 1.67 \text{ (ASD)}$$

標稱撓曲強度 M_n 應根據 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。

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

$$R_m = 0.5 + 2 \left(\frac{I_{y\ Top}}{I_y} \right)^2 \quad (C7.1-4)$$

其中：

$I_{y\ Top}$ ：頂部翼板對腹板平面軸(斷面弱軸)之慣性矩， cm^4 (mm^4)。

I_y ：全斷面對腹板平面軸(斷面弱軸)之慣性矩， cm^4 (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。

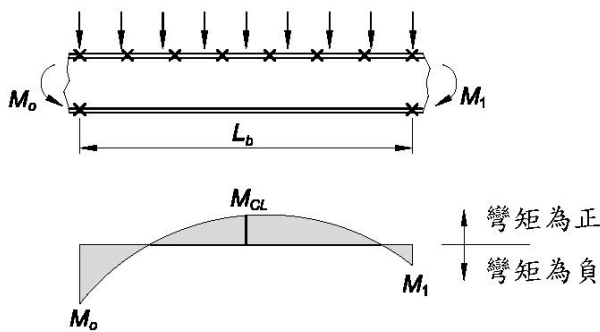


圖 C7.1-3 公式(C7.1-5)中彎矩符號定義

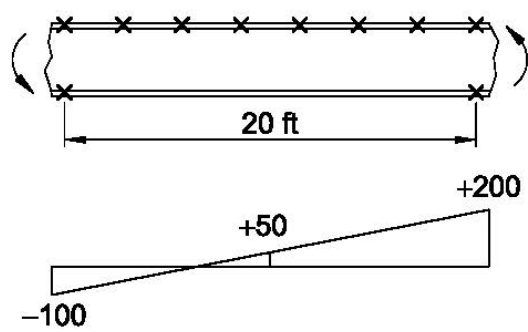
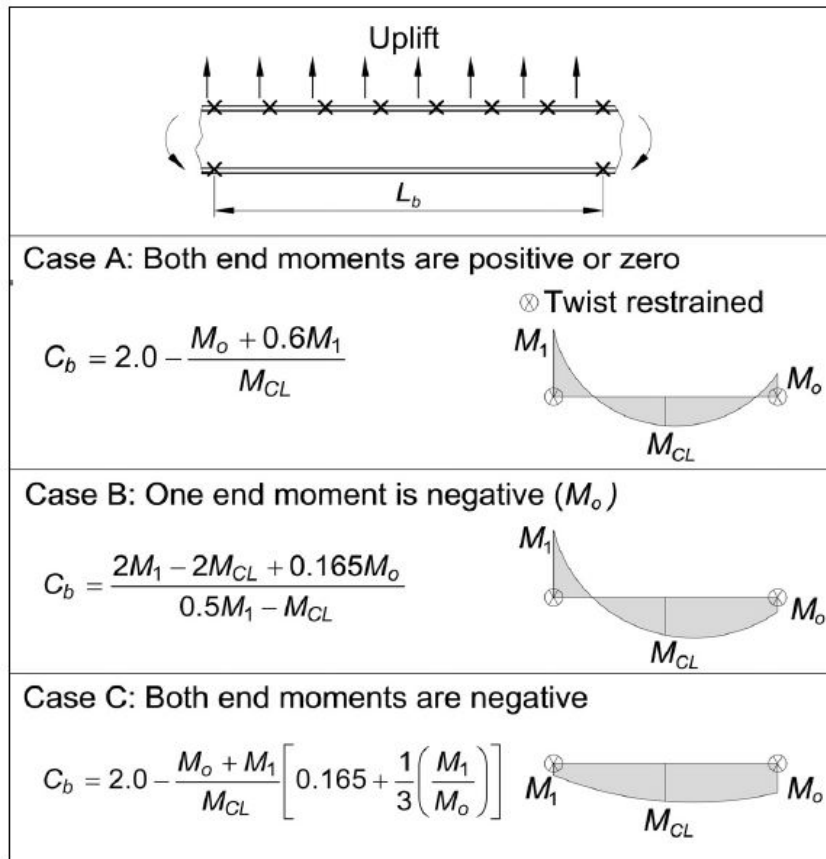


圖 C7.1-4 公式(C7.1-5)應用之彎矩圖範例

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(Zieman, 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之槽型鋼與雙對稱 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/cm^2 (MPa)。

Z_x ：強軸之塑性斷面模數， cm^3 (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 $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = C_b \left[M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \right] \leq M_p \quad (7.2-2)$$

(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，2040 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} ：

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{(L_b/r_{ts})^2} \sqrt{1 + 0.078 \frac{Jc}{S_x h_o} \left(\frac{L_b}{r_{ts}} \right)^2} \quad (C7.2-1)$$

與 1999 LRFD 規範中公式(F1-13)相同：

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} = \frac{C_b \pi}{L_b S_x} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L_b} \right)^2 I_y C_w} \quad (C7.2-2)$$

該公式可重新轉換為：

$$F_{cr} = \frac{C_b \pi^2 E}{L_b^2} \frac{\sqrt{I_y C_w}}{S_x} \sqrt{1 + \frac{GJ}{EC_w} \left(\frac{L_b}{\pi} \right)^2} \quad (C7.2-3)$$

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及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

$$M_n = M_p - (M_p - 0.7F_y S_x) \left(\frac{\lambda - \lambda_{pf}}{\lambda_{rf} - \lambda_{pf}} \right) \quad (7.3-1)$$

(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 : 2.4.1b 節中所定義的距離，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為，超過 λ_{rf} 後之曲線在說明細長行為)。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 7.4.2(c)(6) 節。

S_{xc} ：受壓翼板之彈性斷面模數， cm^3 (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， tf/cm^2 (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， cm^4 (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， tf/cm^2 (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：

$$M_p := F_y Z_x \leq 1.6 F_y S_x。$$

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) 對於受壓翼板具盖板或槽鋼蓋之H型鋼斷面

r_i : 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)與公式(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。

λ : $= \frac{b_{fc}}{2t_{fc}}$ 。

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銲接 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。

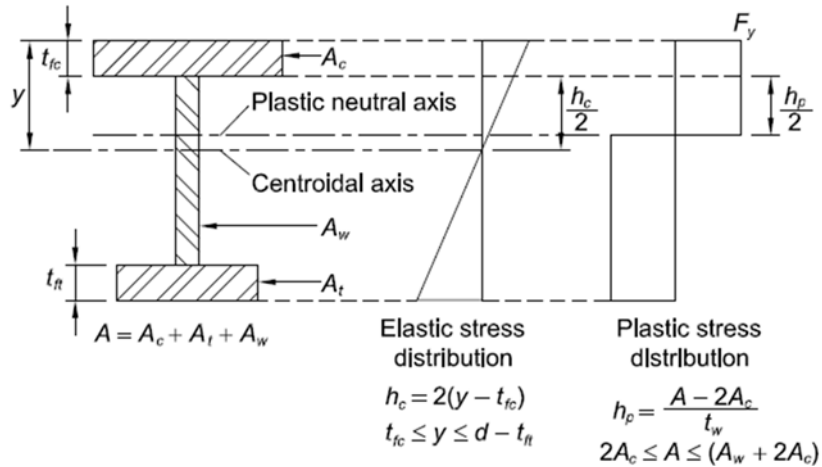


圖 C7.4-1 彈性與塑性應力分佈

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 $R_{pc} M_{yc} = R_{pc} F_y S_{xc}$ ，對受拉翼板降伏的基本最大標稱彎矩 $R_{pt} M_{yt} = R_{pt} F_y S_{xt}$ ，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)：

$$M_n = C_b \frac{\pi^2 E I_y}{L_b^2} \left[\frac{\beta_x}{2} + \sqrt{\left(\frac{\beta_x}{2} \right)^2 + \frac{C_w}{I_y} \left(1 + 0.0390 \frac{J}{C_w} L_b^2 \right)} \right] \quad (C7.4-3)$$

$$L_r = \frac{1.38 E \sqrt{I_y J}}{S_{xc} F_L} \sqrt{\frac{2.6 \beta_x F_L S_{xc}}{EJ} + 1 + \sqrt{\left(\frac{2.6 \beta_x F_L S_{xc}}{EJ} + 1 \right)^2 + \frac{27.0 C_w}{I_y} \left(\frac{F_L S_{xc}}{EJ} \right)^2}} \quad (C7.4-4)$$

其中單對稱係數 $\beta_x = 0.9 h \alpha \left(\frac{I_{yc}}{I_{yt}} - 1 \right)$ ，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 $0.7 F_y$ 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 $0.5 F_y$ 。

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 $F_y = 3.5 \text{ tf/cm}^2 (345 \text{ MPa})$ 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)及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， $\text{cm}^3 (\text{mm}^3)$ 。

Z_y ：對 y 軸之塑性斷面模數， $\text{cm}^3 (\text{mm}^3)$ 。

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：

$$F_{cr} = \frac{0.69E}{\left(\frac{b}{t_f} \right)^2} \quad (7.6-4)$$

b ：H 型鋼斷面為 $b_f/2$ ，槽形斷面為 b_f ， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

t_f ：翼板厚度， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

$$\lambda = \frac{b}{t_f}。$$

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及箱型鋼斷面構材，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(b)節， 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) 箱型鋼斷面

$$b_e = 1.92t_f \sqrt{\frac{E}{F_y}} \left(1 - \frac{0.34}{b/t_f} \sqrt{\frac{E}{F_y}} \right) \leq b \quad (7.7-5)$$

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，詳第 2.4.1(b)節，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：

$$L_r = 2E_r \frac{\sqrt{J A_g}}{0.7 F_y S_x} \quad (7.7-13)$$

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。

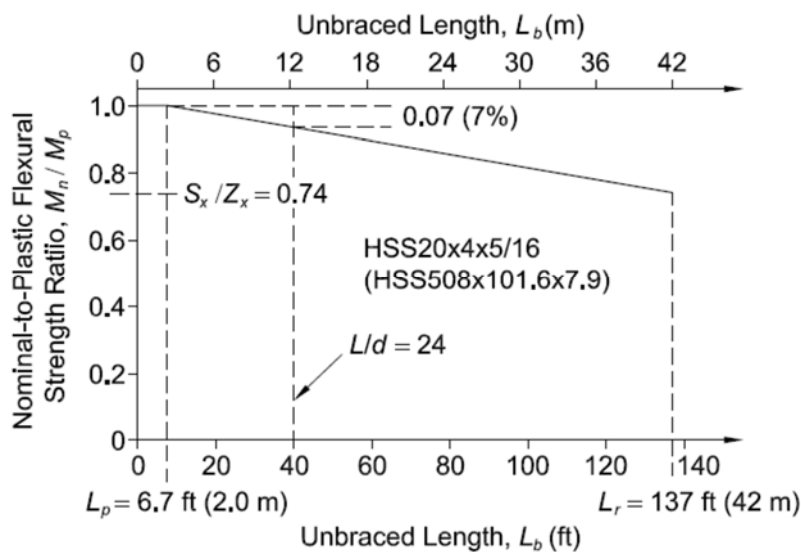


圖 C7.7-1 側向扭轉挫屈之矩形中空斷面 [$F_y = 310 \text{ MPa}$]

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 ，依降伏極限狀態及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. Local Buckling

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、電阻鐸管與電鐸管(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)。

$$Z_x = F_y S_x \quad (7.9-3)$$

(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 $L_p < L_b \leq L_r$

$$M_n = M_p - \left(M_p - M_y \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_r - L_p} \right) \quad (7.9-6)$$

(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 應依據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 應依據 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。

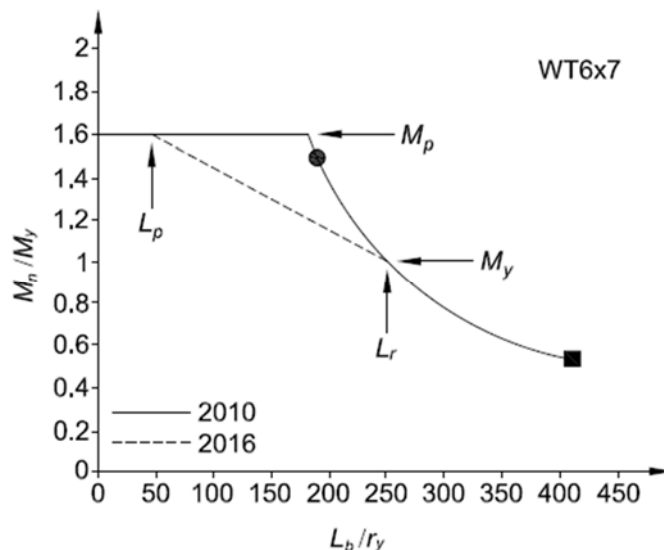


圖 C7.9-1 AISC 360-16 與-10 規範對於 T 型鋼腹板受拉之側向扭轉挫屈公式比較

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。

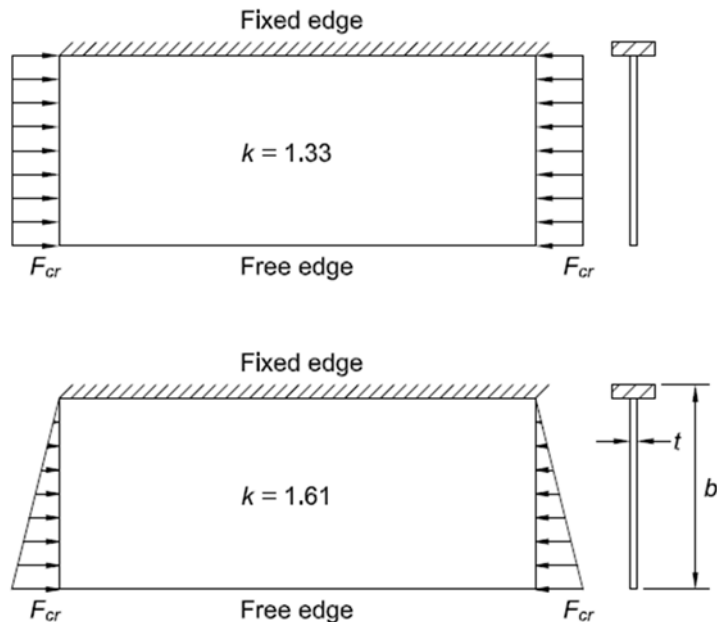


圖 C7.9-2 均勻與線性變化之壓應力條件下的板挫屈係數

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。

$$\bar{\lambda} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (C7.9-2)$$

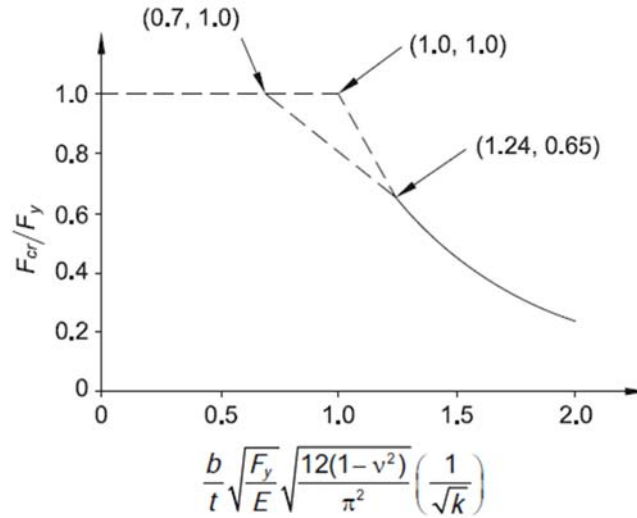


圖 7.9-3 板局部挫屈極限狀態之廣義示意圖

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。

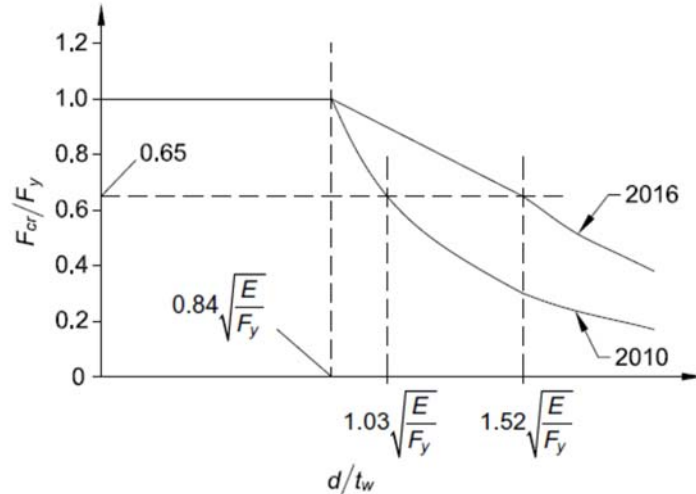


圖 C7.9-4 T 型鋼腹板於撓壓下之局部挫屈

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 ：根據公式(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%。

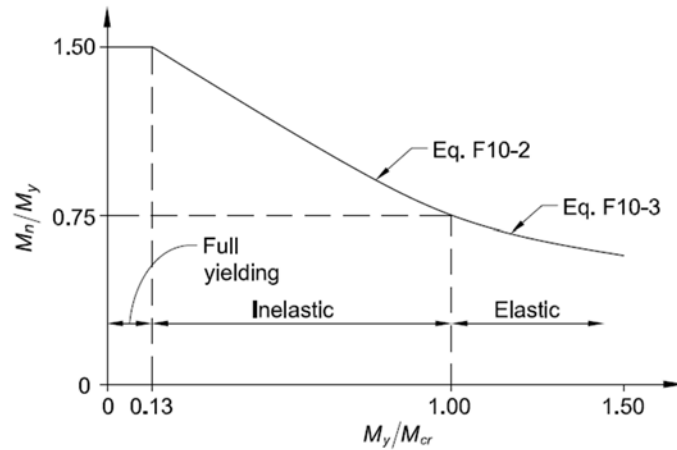


圖 C7.10-1 單角鋼梁之側向扭轉挫屈界限

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。

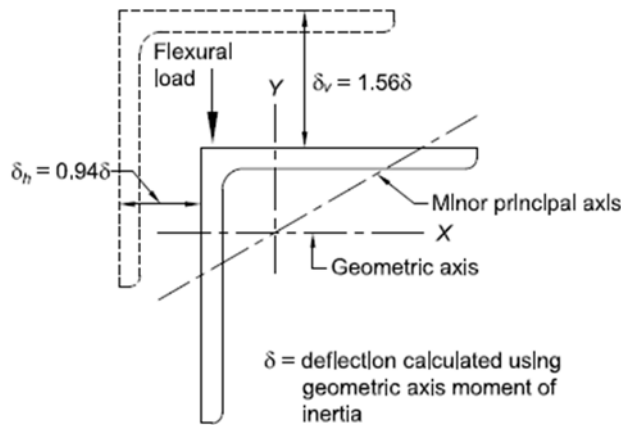


圖 C7.10-2 側向無束制等邊角鋼對幾何形心軸彎曲之撓度

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。

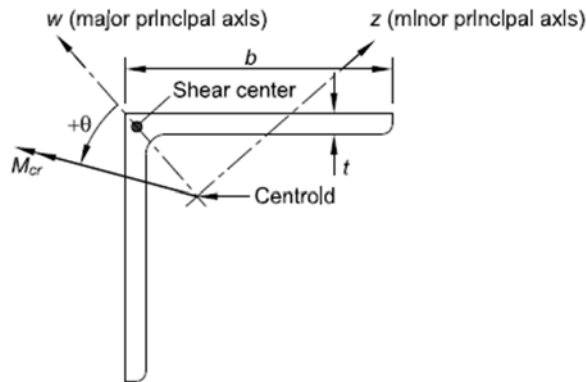


圖 C7.10-3 等邊角鋼之一般彎矩載重

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。

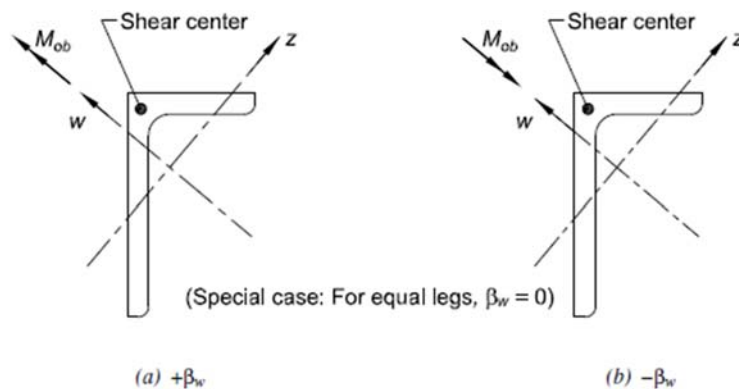


圖 C7.10-4 彎矩作用下之不等邊角鋼

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] $\beta_w = \frac{1}{I_w} \int z(w^2 + z^2) dA - 2z_0$
 where
 z_0 = 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及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)及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：

$$F_{cr} = \frac{1.9EC_b}{\frac{L_b d}{t^2}} \quad (7.11-4)$$

(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不對稱的梁構材，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及在平行受力方向開短或長槽孔之熱軋、銲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(a)節計算，cm² (mm²)。

A_{fn} ：受拉翼板淨斷面積，依2.4.3(b)節計算，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型鋼斷面應滿足以下限制：

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_y} \leq 0.9 \quad (7.13-2)$$

具細長腹板H型鋼斷面亦應滿足以下限制：

(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：

- (a) 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。
- (b) 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。
- (c) 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。
- (d) 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。摩阻型高強度螺栓及銲道之設計應依11.2.2節、11.3.8節或2.3.11節之規定。
- (e) 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。

- (1) 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)。

- (2) 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

$$a' = 1.5w \quad (7.13-6)$$

- (3) 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：

- (a) 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。

$$L_m = \left[0.12 + 0.076 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (7.13-8)$$

- (b) 強軸彎曲之矩形實心斷面或對稱箱型鋼斷面。

$$L_m = \left[0.17 + 0.10 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) \right] \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \geq 0.10 \left(\frac{E}{F_y} \right) r_y \quad (7.13-9)$$

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 1.15 tf/cm^2 (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(a) 節以外之各節

$$\phi_v = 0.9 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega_v = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(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 型鋼斷面構材及槽鋼

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 $h/t_w \leq 2.24 \sqrt{E/F_y}$

$$\phi_v = 1.0 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega_v = 1.5 \text{ (ASD)}$$

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

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \quad (8.2-5)$$

$$= 5.34 \quad \text{當 } a/h > 3.0$$

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。本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內部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。

腹板稱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)或之構材或非剛性端部支撐(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。

$$k_v = \begin{cases} 4.00 + \frac{5.34}{(a/h)^2}, & a/h \leq 1 \\ 5.34 + \frac{4.00}{(a/h)^2}, & a/h > 1 \end{cases} \quad (C8.2-1)$$

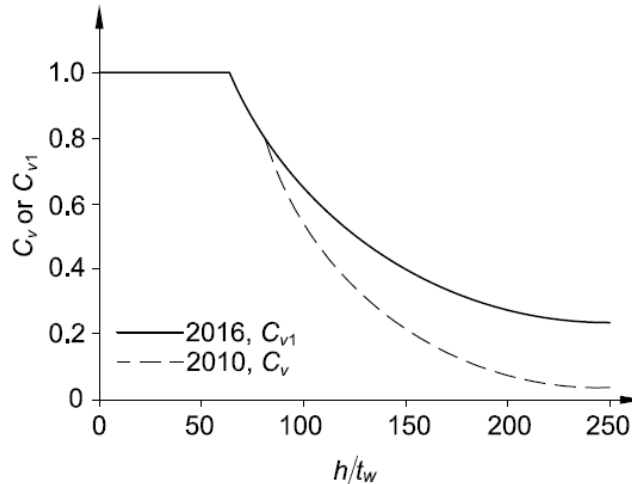


圖 C8.2-1 $F_y = 3.5 \text{ tf/cm}^2$ (345 MPa)時剪力挫屈係數

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 $[260/(h/t_w)]^2$ ，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，若構材可能承受例如大地震產生之反復載重，造成腹板大區域之反復降伏，則應對其進行特別考量

Lee等人(2008)曾針對 $a/h \leq 6$ 之構材提出一個強度預測方法，惟此方法未能直接應用於具有較長腹板格間之構材。一般而言，此方法具準確性，但當使用 $\phi = 0.9$ 時，此法所得結果，較不保守，此方法需要之計算亦較Höglund (1997)提出之方法為多。

8.2.2 考量拉力場作用且 $a/h \leq 3$ 之跨徑內腹板之剪力強度

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) 其餘情形

$$V_n = 0.6F_y A_w \left\{ C_{v2} + \frac{1 - C_{v2}}{1.15 \left[a/h + \sqrt{1 + (a/h)^2} \right]} \right\} \quad (8.2-8)$$

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 $h/t_w > 1.37\sqrt{k_v E/F_y}$

$$C_{v2} = \frac{1.10\sqrt{k_v E/F_y}}{h/t_w} \quad (8.2-11)$$

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 ：依8.2.1節規定定義。

標稱剪力強度可為8.2.1節及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。

組合斷面構材格間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，這些變形結構上並無意義，因為結構其他部分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，腹板格間可在達到剪力強度極限前，形成有效之對角拉力場。此時，腹板之行為類似由拉力斜桿和由橫向加勁板提供穩定之垂直壓力桿組成之普拉特桁架(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到之剪

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，對端部格間而言，將有一個格間僅具單邊束制。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，當格間的尺度比增大時，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。

基於拉力場作用之分析方法已被發展出來(Basler and Thürlimann, 1963; Basler, 1961)，並經過完整之試驗確認(Basler et al., 1960)。公式(8.2-7)係植基於Basler等人(1960)之研究，公式括弧內第二項代表因為剪力場作用增加之格間剪力強度。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 (2008) 推薦做為界定加勁內格間腹板剪力強度之計算方法。

AISC 360-05以前版本要求明列依拉力場作用設計之腹板的撓曲與剪力強度互制作用，White等人之研究(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，則其撓曲與剪力強度互制作用可以使用較小之拉力場作用忽略之。對翼板與腹板比值較小之I形大梁而言，8.2.2節不允許使用公式(8.2-7)所規定傳統之完全拉力場作用。就未符合前述條件之設計而言，公式(8.2-8)提供一個稱為真正巴斯勒(true Basler)張力場強度之可用折減張力場強度。真正巴斯勒張力場強度係基於部分張力場之發展，公式(8.2-7)則係基於理論之完全拉力場發展。類似之限制可見於AASHTO (2014)之規定。

8.2.3 橫向加勁板

橫向加勁板之設計，依下列規定：

- (a) 腹板 $h/t_w \leq 2.46\sqrt{E/F_y}$ 或依 8.2.1 節規定中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，可於拉力翼板前停止。連結橫向加勁板至腹板之銲道，應於距離腹板與翼板接合銲道趾部或腹板與翼板填角銲道四至六倍腹板厚度位置停止。當使用單側加勁板時，若其為矩形板，應連接於壓力翼板，以抵抗扭矩於翼板產生之上拉效應。
- (c) 用於結合加勁板及大梁腹板之螺栓中心間距不得大於 30 cm (300 mm)。若使用間續填角銲接，銲道間之淨距不得大於 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} : 繞配置成對加勁板之腹板中心軸或繞單片加勁板與腹板接觸面之橫向加勁板慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

$$I_{st1} : = \frac{h^4 \rho_{st}^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \quad (8.2-14)$$

: 發展加勁腹板格間全部剪力後挫屈強度，所需之橫向加勁板最小慣性矩，cm⁴ (mm⁴)。

$$I_{st2} \quad : = \left[\frac{2.5}{(a/h)^2} - 2 \right] b_p t_w^3 \geq 0.5 b_p t_w^3 \quad (8.2-15)$$

：發展腹板剪力挫屈強度，所需之橫向加勁板最小慣性矩， $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$ 。

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 : 考慮的隔間之需求剪力強度， 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之最大剪力比， $(V_r - V_{c2})/(V_{c1} - V_{c2}) \geq 0$ 。

解說：

I_{st} 可保守地使用 I_{st1} 取代。公式(8.2-15)提供8.2.1節及8.2.2節中，達到腹板剪力後挫屈強度所需之加勁板最小慣性矩之計算方法。若需求之剪力後挫屈強度較小，可使用公式(8.2-13)，於發展腹板剪力挫屈強度和腹板剪力後挫屈強度所需最小慣性矩之間，以插值方式求得。

許多研究顯示(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)，H型鋼大梁中，設計用以獲得含張力場效應剪力後挫屈強度之橫向加勁板，由於其提供腹板側向變形之束制，因此橫向加勁板主要受彎矩載重。研究顯示，由於拉力場作用，有部分軸向壓力會作用於橫向加勁板，然而，就算在規範允許之最細長之腹板上，因腹板挫屈後傳遞之壓力所引起之效應，較諸側向載重引起之效應，仍屬微小，因此，AISC 360規範先前版本有關橫向加勁板斷面積之要求，不再列入，反之，規範中增加與腹板後挫屈抵抗強度相關之加勁板撓曲剛度之需求。公式(8.2-13)之規定與AASHTO (2014) 之要求相同。

8.3 單角鋼及 T 型鋼斷面構材

角鋼或 T 型斷面之單一枝材標稱剪力強度 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節中 $h/t_w = b/t$ 及 $k_v = 1.2$ 之規定定義。

b : 抵抗剪力之角鋼肢材寬度或 T 型鋼斷面肢材深度， cm (mm) 。

t : 角鋼或 T 型鋼斷面肢材厚度， cm (mm) 。

解說：

單角鋼構材及 T 形斷面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：

$$f_v = \frac{1.5 V_b}{b t} \quad (C8.3-1)$$

其中 V_b 為平行於寬度為 b 、厚度為 t 的角鋼之剪力分量，此應力於厚度方向為固定值，角鋼兩肢材應力均應計算以求得最大值。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

之形心軸，此係數為1.35。介於此極限狀態間之係數，可保守地以 $V_b Q/It$ 計算，以求得中性軸位置之最大應力。若僅考慮撓曲產生之剪力，由於材料之非線性行為及應力重新分布，亦可以角鋼肢材之均布撓曲剪應力 V_b/bt 代替之。

角鋼若未於其側向束制以抵抗扭轉，將因此產生扭矩，扭矩大小為施加之載重與位於角鋼兩肢材中心線交點之剪力中心垂直距離(e)之乘積。扭矩由純扭(聖維南扭矩)及翹曲扭矩引致之剪力行為抵抗(Seaburg and Carter, 1997)。具束制之翹曲扭矩引致之剪應力小於聖維南扭矩引致者(通常小於20%)，實務應用上可予以忽略。因此，施加之扭矩可視為由沿著角鋼肢材寬度固定之純剪應力抵抗，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， cm^2 (mm^2)。

J ：扭矩常數(若無計算值，可以 $\sum(bt^3/3)$ 概估)， cm^4 (mm^4)。

M_T ：扭矩， tf-cm (N-mm)。

翹曲之效應可參考 Gjelsvik 之相關研究(1981)。側向未束制之橫向載重引致之扭矩也會產生與撓曲應力疊加之正向應力。然而，由於單角鋼之翹曲扭矩強度甚低，此應力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：

$$V_n = 0.6F_y A_w C_{v2} \quad (\text{8.4-1})$$

對矩形中空斷面及箱型斷面

A_w ：= $2ht$ ， cm^2 (mm^2)。

C_{v2} ：腹板剪力挫屈強度係數，依8.2.2節中 $h/t_w = h/t$ 及 $k_v = 5$ 之規定定義。

h ：抵抗剪力之鋼板寬度， cm (mm)，為矩形中空斷面翼板間扣除各邊內側角隅半徑後之淨距或箱型斷面翼板間之淨距。若角隅半徑未知， h 可為考量之鋼板外側尺寸扣除三倍鋼板壁厚之值。

t ：設計之鋼板壁厚，依2.4.2節規定， cm (mm)。

對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 ， cm^2 (mm^2)。

C_{v2} ：腹板剪力挫屈強度係數，依8.2.2節中 $h/t_w = h/t$ 及 $k_v = 5$ 之規定定義。

h ：抵抗剪力之鋼板寬度， cm (mm)。

：對銲接組合斷面，為翼板間之淨距， cm (mm)。

：對栓接組合斷面，為螺栓軸線間之距離， cm (mm)。

t ：腹板壁厚，依2.4.2節規定， cm (mm)。

解說：

矩形中空斷面或箱型斷面腹板之剪力強度可取為其剪力降伏強度(若腹板長細比未超過降伏極限)或剪力挫屈強度。由於缺乏實驗資料之驗證，8.2.1節未包含後挫屈強度之規定。

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

$$F_{cr} = \frac{0.78E}{\left(\frac{D}{t}\right)^{3/2}} \quad (8.5-2b)$$

但不得超過 $0.6F_y$ 。

A_g ：構材之總斷面積， cm^2 (mm^2)。

D ：斷面外徑， cm (mm)。

L_v ：最大剪力斷面至零剪力斷面之距離， cm (mm)。

t ：斷面設計壁厚， cm (mm)。

解說：

D/t 超過 100、高強度鋼材及長度較長之構材，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筒承受扭矩的局部挫屈。由於扭矩在構材長度內通常為常數，然而橫向剪力通常是具有梯度，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)。扭矩公式中可使用構材全長，然而，對橫向剪力而言，其可合理使用構材最大剪力斷面和零剪力斷面間之距離。只有較薄的結構中空斷面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} 。若薄壁圓型中空斷面之半徑為 R 、厚度為 t ，則 $I = \pi R^3 t$ ， $Q = 2R^2 t$ 及 $b = 2t$ 。依此，形心位置之應力為 $V/\pi R t$ ，其中分母為此圓型中空斷面積的一半。

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於其弱軸方向加載且未包含扭矩時，各抵抗剪力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 節中 $k_v = 1.2$ ，H 型鋼斷面及 T 型鋼斷面 $h/t_w = b_f/2t_f$ 或槽鋼斷面 $h/t_w = b_f/t_f$ 之規定定義。

b_f : 翼板寬度, cm (mm)。

t_f : 翼板厚度, cm (mm)。

解說：

ASTM A6鋼材中，降伏強度小於 4.92 tf/cm^2 (485 MPa)之所有H型鋼斷面，其 $C_{v2} = 1.0$ 。

若H型鋼斷面構材翼板長細比($b_f/2t_f$)或槽鋼翼板長細比(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，另以8.2.2節之剪力挫屈係數(C_{v2})規定之。

所有熱軋斷面之鋼板最大長細比為 $b_f/t_f = b_f/2t_f = 13.8$ ，其下限為 $1.10\sqrt{k_v E/F_y}$ ，若以 $F_y = 7.3 \text{ tf/cm}^2$ (690 MPa)計算，其值為： $1.10\sqrt{(1.2)(2040)/7.03} = 20.5$ 。

鋼板最大長細比不會超過降伏狀態的下限值，因此，除了非常細長之組合斷面外， $C_{v2} = 1.0$ 。

8.7 腹板開孔之梁或大梁

所有腹板開孔對鋼梁及複合梁剪力強度之影響，應予以考慮。開孔處之需求強度大於可用強度時，應予以補強。

解說：

腹板開孔可用以安裝不同型式之機械、電氣和其他系統。考量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設計使用性之強度極限狀態，均可能控制腹板開孔之撓曲構材設計。開孔的位置、大小和數目對設計均極為重要，其極限狀態已有相關實驗資訊。上述效應對鋼梁及複合梁影響及相關補強需求之評估準則，可見於ASCE Specification for Structural Steel Beams with Web Openings (ASCE, 1999)，其背景資訊可見於AISC Design Guide 2, Steel and Composite Beams with Web Openings (Darwin, 1990)及ASCE (1992a, 1992b)。

第九章 受組合力或扭力構材

本章適用於承受軸力及單軸或雙軸彎矩、軸力及有無扭矩，以及僅承受扭矩構材之設計。

9.1 雙對稱或單對稱斷面構材承受彎矩及軸力

9.1.1 雙對稱或單對稱斷面構材承受彎矩及壓力

雙對稱或單對稱斷面構材承受繞斷面幾何軸(x 及/或 y)彎矩與壓力交互作用時，應依公式(9.1-1a)及(9.1-1b)之規定：

(a) 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) 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 ：需求軸力強度，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 ：可用軸力強度，依第九章規定計算，tf(N)。

M_r ：需求彎矩強度，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，依第七章規定計算，tf-cm(N-mm)。

x ：強軸彎曲之下標符號。

y ：弱軸彎曲之下標符號。

依 2.3.1 節設計相關規定(載重與強度因子設計法)

P_r ：需求軸力強度，依第四章載重與強度因子設計法之載重組合規定計算，tf(N)。

P_c ： $=\phi_c P_n$ ，設計軸力強度，依第六章規定計算，tf(N)。

M_r ：需求彎矩強度，依第四章載重與強度因子設計法之載重組合規定計算，tf-cm(N-mm)。

M_c ： $=\phi_b M_n$ ，設計彎矩強度，依第七章規定計算，tf-cm(N-mm)。

ϕ_c ：壓力強度因子=0.90。

ϕ_b ：彎矩強度因子=0.90。

依 2.3.2 節設計相關規定(容許強度設計法)

P_r : 需求軸力強度, 依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算, tf(N)。

P_c : $= P_n / \Omega_c$, 容許軸力強度, 依第六章規定計算, tf(N)。

M_r : 需求彎矩強度, 依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算, tf-cm (N-mm)。

M_c : $= M_n / \Omega_b$, 設計彎矩強度, 依第七章規定計算, tf-cm (N-mm)。

Ω_c : 壓力安全因子= 1.67。

Ω_b : 彎矩安全因子= 1.67。

9.1.2 雙對稱或單對稱斷面構材承受彎矩及拉力

雙對稱或單對稱斷面構材承受繞斷面幾何軸(x 及/或 y)彎矩與拉力交互作用時, 應依公式(9.1-1a)及(9.1-1b)之規定:

其中:

依 2.3.1 節設計相關規定 (載重與強度因子設計法)

P_r : 需求軸力強度, 依第四章載重與強度因子設計法之載重組合規定計算, tf(N)。

P_c : $= \phi_t P_n$, 設計軸力強度, 依5.2節規定計算, tf(N)。

M_r : 需求彎矩強度, 依第四章載重與強度因子設計法之載重組合規定計算, tf-cm (N-mm)。

M_c : $= \phi_b M_n$, 設計彎矩強度, 依第七章規定計算, tf-cm(N-mm)。

ϕ_t : 拉力強度因子(參見5.2節)。

ϕ_b : 彎矩強度因子= 0.90。

依 2.3.2 節設計相關規定 (容許強度設計法)

P_r : 需求軸力強度, 依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算, tf(N)。

P_c : $= P_n / \Omega_t$, 容許軸力強度, 依5.2節規定計算, tf(N)。

M_r : 需求彎矩強度, 依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算, tf-cm (N-mm)。

M_c : $= M_n / \Omega_b$, 容許彎矩強度, 依第七章規定計算, tf-cm (N-mm)。

Ω_t : 拉力安全因子(參見5.2節)。

Ω_b : 彎矩安全因子= 1.67。

雙對稱斷面構材中, 若同時承受軸拉力與彎矩, 第七章之 C_b 可乘以 $\sqrt{1 + \frac{\alpha P_r}{P_{ey}}}$ 。

其中:

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

$$P_{ey} = \frac{\pi^2 EI_y}{L_b^2} \quad (9.1-2)$$

且

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

I_y ：繞 y 軸之慣性矩， cm^4 (mm^4)。

L_b ：壓力翼板側向位移受支撐或斷面扭轉受束制位置間之長度， cm (mm)。

9.1.3 雙對稱熱軋結實斷面構材承受單軸彎矩及壓力

雙對稱熱軋結實斷面構材承受壓力及主要繞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繞 y 軸撓曲挫屈之有效長度， $L_{cz} \leq L_{cy}$ ，可使用面內挫屈、面外挫屈或側向扭轉挫屈等二獨立之極限狀態，分別代替 9.1.1 節之規定組合。

其中：

L_{cy} ：繞 y 軸挫屈之有效長度， cm (mm)。

L_{cz} ：繞構材中心軸挫屈之有效長度， 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) 考量面內挫屈極限狀態時，公式(9.1-1a)及(9.1-1b)中之 P_c 應使用撓曲平面之可用壓力強度， M_{cx} 則應使用降伏極限狀態對應之可用彎矩強度。

(b) 考量面外挫屈或側向扭轉挫屈極限狀態時

$$\frac{P_r}{P_{cy}} \left(1.5 - 0.5 \frac{P_r}{P_{cy}} \right) + \left(\frac{M_{rx}}{C_b M_{cx}} \right)^2 \leq 1.0 \quad (9.1-3)$$

其中：

P_{cy} ：撓曲平面外之可用壓力強度， 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 $C_b=1.0$ 計算之強軸彎曲下可用側向扭轉挫屈強度， tf-cm (N-mm)。

解說：

9.2 節之要求可用以代替本節之規定。

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 。梁柱構材之降伏強度可依公式 9.1-1 決定。

9.2 非對稱斷面及其他斷面構材承受彎矩及軸力

本節說明斷面形狀未包含於 9.1 節之構材承受彎矩與軸向應力之交互作用，任何形狀斷面構材均可使用本節要求以代替 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， 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/cm² (MPa)。

F_{cbw}, F_{cbz} : 檢核位置之可用撓曲應力，tf/cm² (MPa)。

w : 繞斷面強軸彎曲之下標符號。

z : 繞斷面弱軸彎曲之下標符號。

依 2.3.1 節設計之相關規定 (載重與強度因子設計法)

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/cm² (MPa)。

F_{ca} : $=\phi_c F_{cr}$ ，設計軸向應力，壓力依第六章規定，拉力依5.2節規定，tf/cm² (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之載重組合規定計算，tf/cm² (MPa)。

F_{cbw}, F_{cbz} : $=\frac{\phi_b M_n}{S}$ ，設計撓曲應力，依第七章規定計算，tf-cm(N-mm)。S 為檢核位置之斷面模數，應考慮應力之正負號。

ϕ_c : 壓力強度因子= 0.90。

ϕ_t : 拉力強度因子(參見5.2節)。

ϕ_b : 彎矩強度因子= 0.90。

依 2.3.2 節設計之相關規定 (容許強度設計法)

f_{ra} : 檢核位置之需求軸向應力，依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算，tf/cm² (MPa)。

F_{ca} : 容許軸向應力，壓力依第六章規定，拉力依5.2節規定，tf/cm² (MPa)。

f_{rbw}, f_{rbz} : 檢核位置之需求撓曲應力，依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算，tf/cm² (MPa)。

F_{cbw}, F_{cbz} : $=\frac{M_n}{\Omega_b S}$ ，容許撓曲應力，依第七章規定計算，tf-cm(N-mm)。S 為檢核位置之斷面模數，應考慮應力之正負號。

Ω_c : 壓力安全因子= 1.67。

Ω_t : 拉力安全因子(參見5.2節)。

Ω_b : 彎矩安全因子= 1.67。

構材斷面關鍵點應依其承受繞主軸撓曲產生之應力性質，以公式(9.2-1)進行檢核。依受力情形，撓曲應力可加於軸向應力或自軸向應力減除。當軸向力為壓力時，應依第四章之規定，考量二次彎矩效應。

若有更詳細之彎矩與拉力交互作用分析方法，可用以取代公式(9.2-1)。

解說：

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 構材承受扭矩、彎矩、剪力及有無軸力之組合載重

9.3.1 圓形及矩形中空斷面構材承受扭矩

依扭轉降伏及扭轉挫屈極限狀態，圓形及矩形中空斷面構材之設計扭矩強度($\phi_T T_n$)及容許扭矩強度(T_n/Ω_T)，由下列規定決定之：

$$T_n = F_{cr} C \quad (9.3-1)$$

$$\phi_T = 0.9 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega_T = 1.67 \text{ (ASD)}$$

其中：

C ：中空斷面構材斷面扭轉常數， cm^3 (mm^3)。

臨界應力 (F_{cr}) 應由下列決定之：

(a) 圓形中空斷面構材，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 ：中空斷面構材斷面扭轉常數， cm^3 (mm^3)。

L ：構材長度， cm (mm)。

t ：2.4.2節定義之斷面設計壁厚， cm (mm)。

(b) 矩形中空斷面構材者

$$(1) \text{ 當 } h/t \leq 2.45\sqrt{E/F_y}$$

$$F_{cr} = 0.6F_y \quad (9.3-3)$$

$$(2) \text{ 當 } 2.45\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 3.07\sqrt{E/F_y}$$

$$F_{cr} = \frac{0.6F_y (2.45\sqrt{E/F_y})}{h/t} \quad (9.3-4)$$

$$(3) \text{ 當 } 3.07\sqrt{E/F_y} < h/t \leq 260$$

$$F_{cr} = \frac{0.458\pi^2 E}{(h/t)^2} \quad (9.3-5)$$

其中：

h ：2.4.1b(d)節定義之平行部寬度， cm (mm)。

9.3.2 中空斷面構材承受扭矩、剪力、彎矩及軸力組合載重

中空斷面構材需求扭矩強度(T_r)小於其可用扭矩強度(T_c)之 20%時，其扭矩、剪力、彎矩及有無軸力組合載重之交互作用，可依 H1 節規定決定，且其扭矩效應可予以忽略。當構材檢核位置之 T_r 超過 T_c 之 20%時，扭矩、剪力、彎矩及有無軸力組合載重之交互作用，應依下列予以限制：

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c}\right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c}\right)^2 \leq 1.0 \quad (9.3-6)$$

其中：

依 2.3.1 節設計之相關規定(載重與強度因子設計法)

P_r ：需求軸力強度，依第四章載重與強度因子設計法之載重組合規定計算，tf(N)。

P_c ： $=\phi P_n$ ，設計拉力或壓力強度，依第五章或第六章規定計算，tf(N)。

M_r ：需求彎矩強度，依第四章載重與強度因子設計法之載重組合規定計算，tf-cm (N-mm)。

M_c ： $=\phi_b M_n$ ，設計彎矩強度，依第七章規定計算，tf-cm(N-mm)。

V_r ：需求剪力強度，依第四章載重與強度因子設計法之載重組合規定計算，tf(N)。

V_c ： $=\phi_v V_n$ ，設計剪力強度，依第八章規定計算，tf(N)。

T_r ：需求扭矩強度，依第四章載重與強度因子設計法之載重組合規定計算，tf-cm (N-mm)。

T_c ： $=\phi_T T_n$ ，設計扭矩強度，依9.3.1節規定計算，tf-cm (N-mm)。

依 2.3.2 節設計之相關規定(容許強度設計法)

P_r ：需求軸力強度，依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算，tf(N)。

P_c ： $=P_n/\Omega$ ，容許拉力或壓力強度，依第五章或第六章規定計算，tf(N)。

M_r ：需求彎矩強度，依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算，tf-cm (N-mm)。

M_c ： $=M_n/\Omega_b$ ，容許彎矩強度，依第七章規定計算，tf-cm(N-mm)。

V_r ：需求剪力強度，依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算，tf(N)。

V_c ： $=V_n/\Omega_v$ ，容許剪力強度，依第八章規定計算，tf(N)。

T_r ：需求扭矩強度，依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算，tf-cm (N-mm)。

T_c ： $=T_n/\Omega_T$ ，容許扭矩強度，依 8.3.1 節規定計算，tf-cm (N-mm)。

9.3.3 非中空斷面構材承受扭矩及組合應力

非中空斷面構材之可用扭矩強度，為依正應力降伏、剪應力剪力降伏或挫屈等極限狀態計算所得之最小值，其規定如下：

$$\phi_T = 0.9 \quad (\text{LRFD}), \quad \Omega_T = 1.67 \quad (\text{ASD})$$

(a) 正應力降伏極限狀態

$$F_n = F_y \quad (9.3-7)$$

(b) 剪應力剪力降伏極限狀態

$$F_n = 0.6F_y \quad (9.3-8)$$

(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)。

構材中仍保持彈性區域之附近，允許發展有限度之局部降伏。

解說：

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。

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 具開孔翼板承受拉力之斷裂

軸力及繞斷面主軸彎矩組合載重下，承受拉力翼板之螺栓開孔位置，其翼板受拉斷裂強度，應依公式(9.4-1)決定。軸力及彎矩組合載重下，各承受拉力之翼板應分別檢核。

$$\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_{rx}}{M_{cx}} \leq 1.0 \quad (9.4-1)$$

其中：

P_r ：螺栓開孔位置之構材需求軸力強度，依第四章規定計算，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，tf (N)。

M_{rx} ：螺栓開孔位置之需求彎矩強度，依第四章規定計算，受檢核之翼板承受拉力時為正，承受壓力時為負，tf-cm (N-mm)。

M_{cx} ：考慮翼板受拉斷裂極限狀態之繞強軸可用彎矩強度，依7.13.1節規定計算。當彎矩引致受拉斷裂極限狀態不適用時，可採用不計入螺栓開孔之斷面塑性彎矩 M_p ，tf-cm (N-mm)。

依 2.3.1 節設計之相關規定 (載重與強度因子設計法)

P_r ：需求軸力強度，依第4章載重與強度因子設計法之載重組合規定計算，tf (N)。

P_c ： $=\phi_t P_n$ ，受拉斷裂極限狀態之設計軸力強度，依5.2(b)節規定計算，tf (N)。

M_{rx} ：需求彎矩強度，依第4章載重與強度因子設計法之載重組合規定計算，tf-cm (N-mm)。

M_{cx} ： $=\phi_b M_n$ ，設計彎矩強度，依7.13.1節規定計算或不計入螺栓開孔之斷面塑性彎矩 (M_p)，tf-cm (N-mm)。

ϕ_t : 受拉斷裂強度因子= 0.75。

ϕ_b : 彎矩強度因子= 0.90。

依 2.3.2 節設計之相關規定 (容許強度設計法)

P_r : 需求軸力強度，依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算，tf (N)。

P_c : $= P_n / \Omega_t$ ，受拉斷裂極限狀態之容許軸力強度，依5.2(b)節規定計算，tf (N)。

M_{rx} : 需求彎矩強度，依第四章容許強度設計法之載重組合規定計算，tf-cm (N-mm)。

M_{cx} : $= M_n / \Omega_b$ ，容許彎矩強度，依7.13.1節規定計算或不計入螺栓開孔之斷面塑性彎矩(M_p)，tf-cm (N-mm)。

Ω_t : 受拉斷裂安全因子= 2.00。

Ω_b : 彎矩安全因子= 1.67。

第十章 合成構材

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 $0.85f'_c$ 。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 $0.95f'_c$ 。

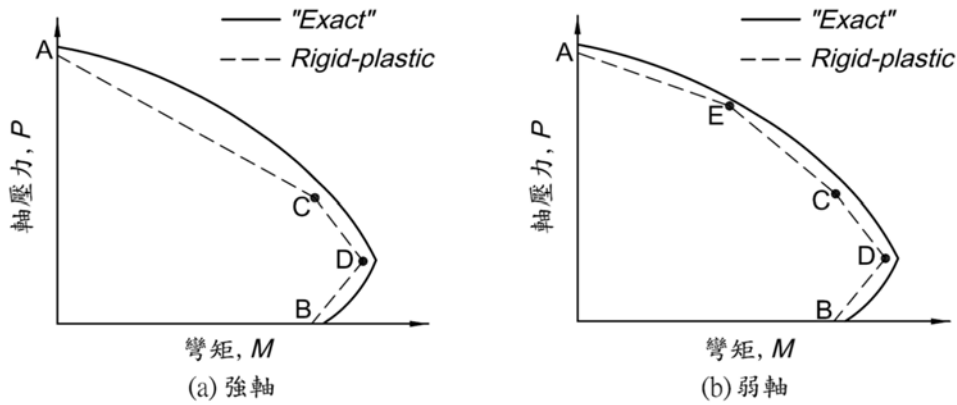
10.2.2 應變諧合法

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C10.2-2c HSS斷面控制點

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 最大限制之限制，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。

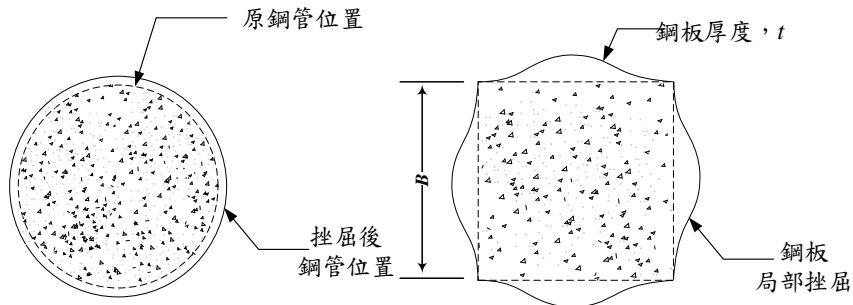
鋼管內填充混凝土對鋼材局部挫屈有重大的影響，因內填充混凝土的關係，抑制了鋼骨往內部變形進而改變了鋼管的挫屈模態(橫斷面及沿著桿件方向兩者均改變)，如圖C10.2-3及C10.2-4所示。Bradford et al.(1998)分析填充型合成構材之彈性挫屈行為，對矩形鋼管的研究，顯示出用於模擬管壁局部挫屈之版局部挫屈公式，其挫屈係數(即係數)從中空矩形管之4.00(Ziemian,2010)增加至鋼管內填充混凝土之10.6。所以填充型斷面比中空斷面之鋼板彈性挫屈應力增加了2.65倍。同樣的Bradford et al.(2002)研究顯示圓形填充型斷面比圓形中空斷面之鋼板彈性挫屈應力增加了1.73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

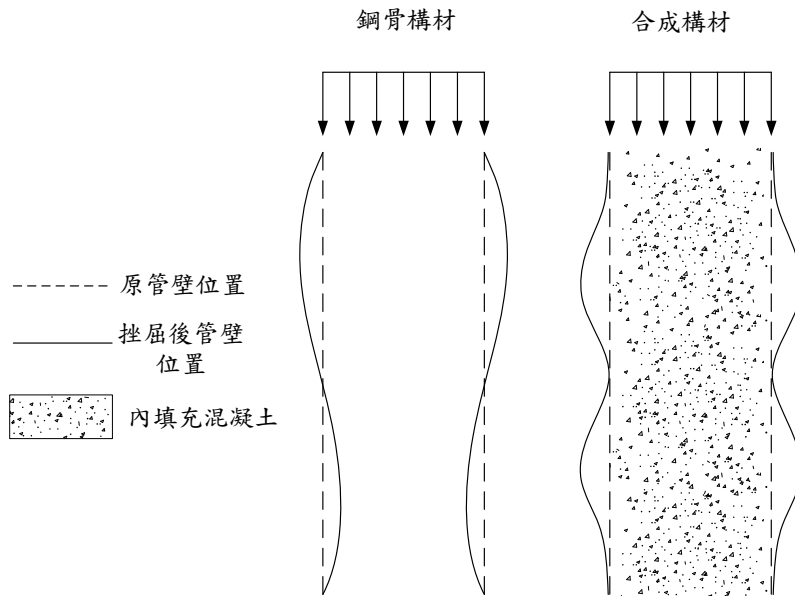
取。

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線 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式



圖C10.2-4 填充型合成構材縱向之挫屈模式

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：

$$F_{cr} := \frac{9E_s}{\left(\frac{b}{t}\right)^2} \quad (\text{矩形管}) \quad (10.3-6)$$

$$F_{cr} := \frac{0.72F_y}{\left(\left(\frac{D}{t}\right) \frac{F_y}{E_s}\right)^{0.2}} \quad (\text{圓形管}) \quad (10.3-7)$$

$$EI_{eff} : \text{合成斷面之有效彈性剛度, tf-cm}^2 \text{ (Kn-mm}^2\text{)}。$$

$$: = E_s I_s + E_s I_{sr} + C_3 E_c I_c \quad (10.3-8)$$

$$C_3 : \text{鋼管填充混凝土構材之有效剛度係數。}$$

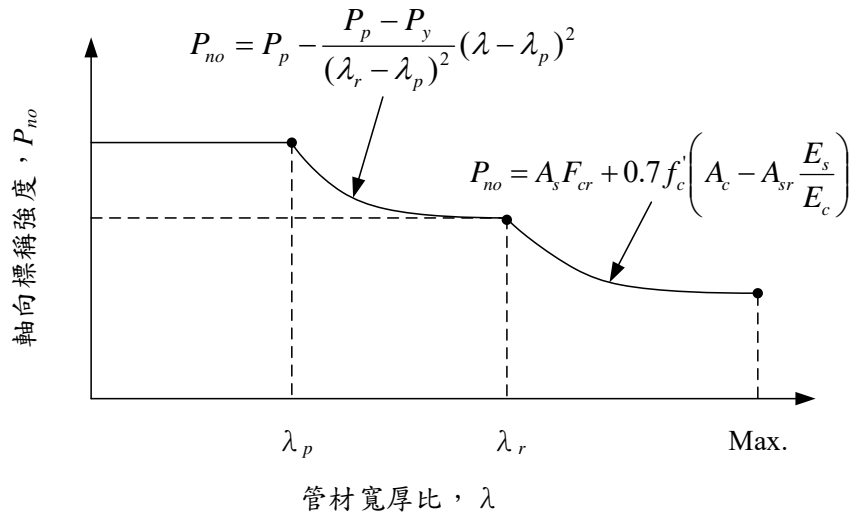
$$: = 0.6 + 2 \left(\frac{A_s}{A_c + A_s} \right) \leq 0.9 \quad (10.3-9)$$

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 銲接箱型柱填充混凝土構材之設計強度

銲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 為雙軸對稱銲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：

銲接組成型箱型柱，其標稱強度之計算應參考第七章規定。國內建築用銲接組箱型柱通常會使用到電熱熔渣銲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)帶來電熱熔渣銲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銲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 2 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_{yf} : 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:

$$a = \frac{C}{0.85f'_c b} \quad (\text{C10.4-4})$$

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} ： $\left[A_3 d_3 + (\Sigma Q_n / F_y) (2d_3 + d_1) / (A_s + (\Sigma Q_n / F_y)) \right]$

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。

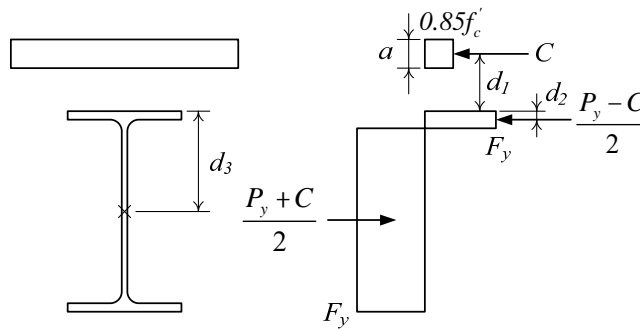


圖 C10.4-1 合成梁斷面正彎矩作用下塑性應力分佈

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)。

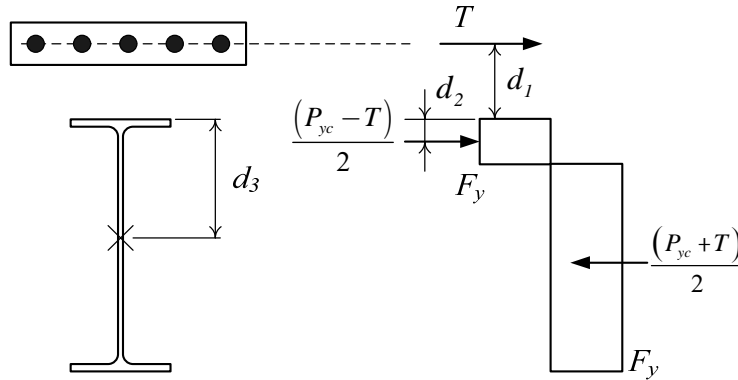


圖 C10.4-2 合成梁斷面負彎矩作用下塑性應力分佈

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、剪力釘與鉸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。

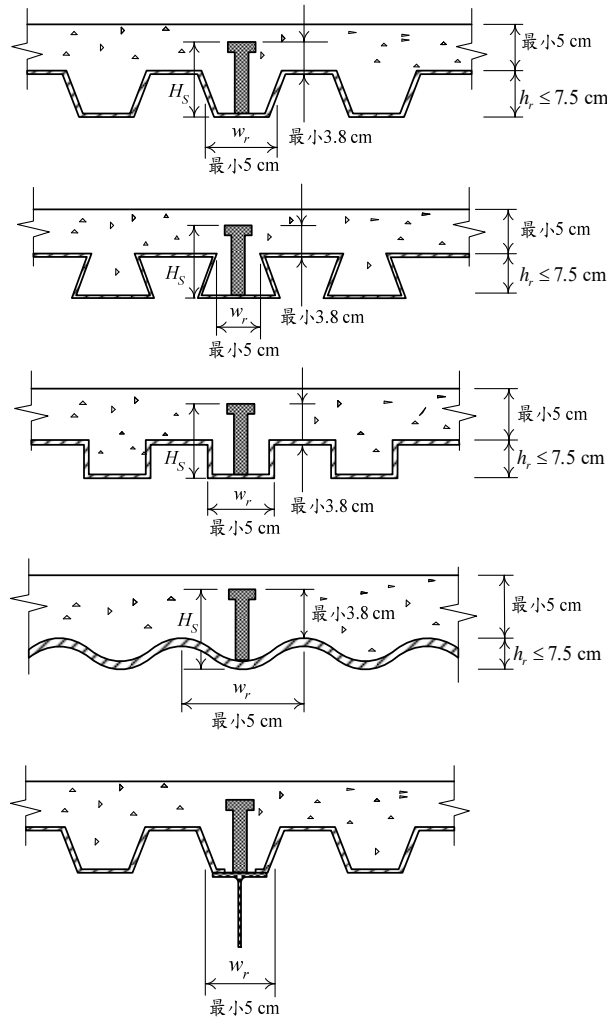
(2) 鋼骨梁上之鋼浪板可以沿縱向切開並橫向拉開配置，將肋梁加寬成一混凝土托肩。

(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，剪力釘須直接鉸穿鋼浪板或穿過鋼浪板上之預留孔或現場鑽的孔並鉸在鋼梁翼板上。通常剪力釘直接鉸穿鋼浪板，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

$$V' = 0.85f'_c A_c \quad (10.4-1)$$

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 $0.7f'_c$ ，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 $0.7f'_c$ 。

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 $0.70f'_c$ (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。

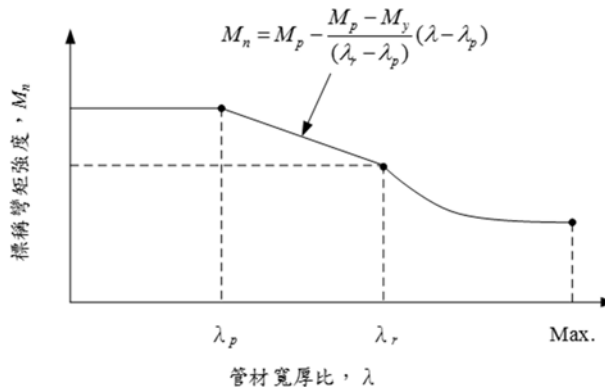


圖 C10.4-6 填充型合成梁標稱撓曲強度與鋼管寬厚比

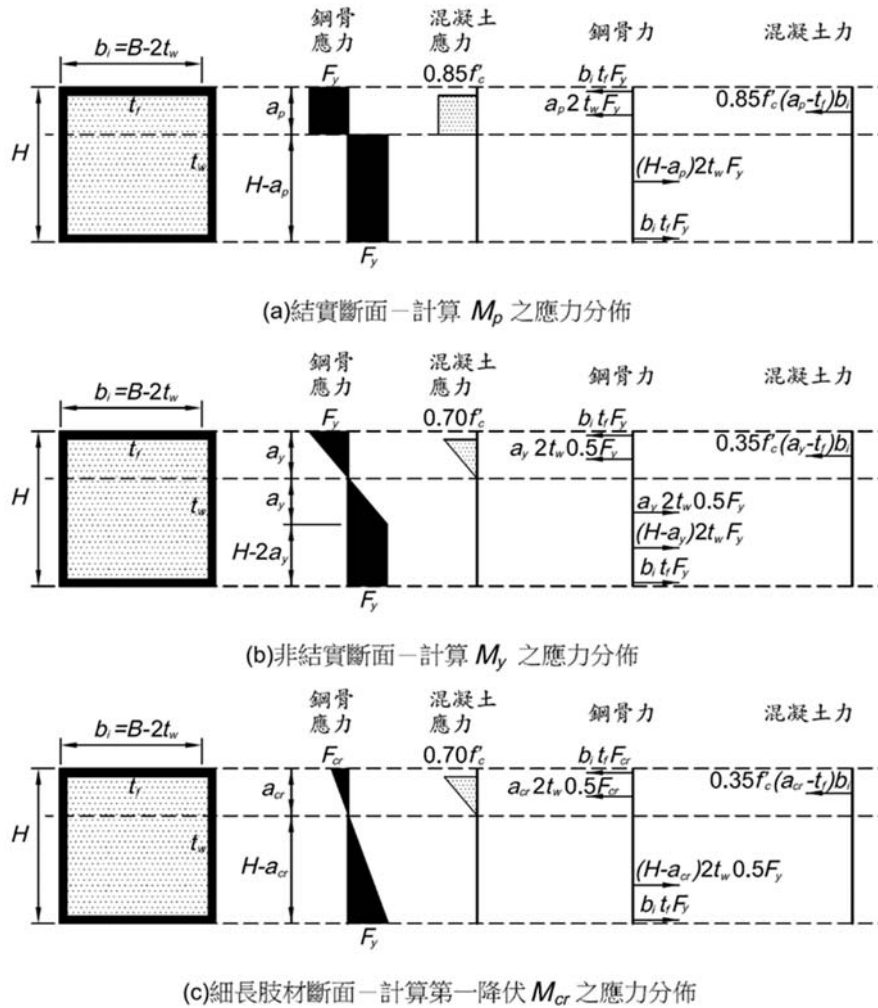


圖 C10.4-7 填充型箱型斷面計算標稱撓曲強度應力分佈圖

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)。

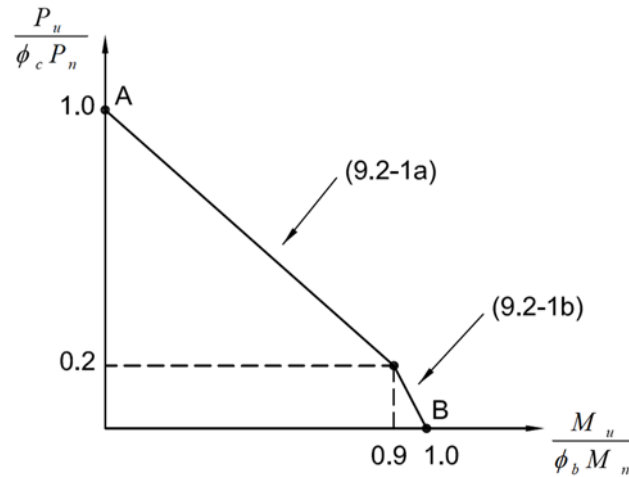


圖 C10.5-1 設計合成梁柱交互影響曲線-方法一

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。

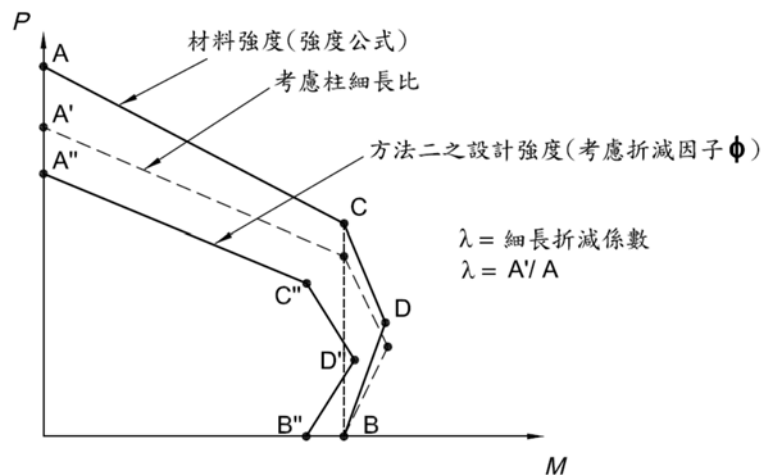


圖 C10.5-2 設計合成梁柱交互影響曲線-方法二

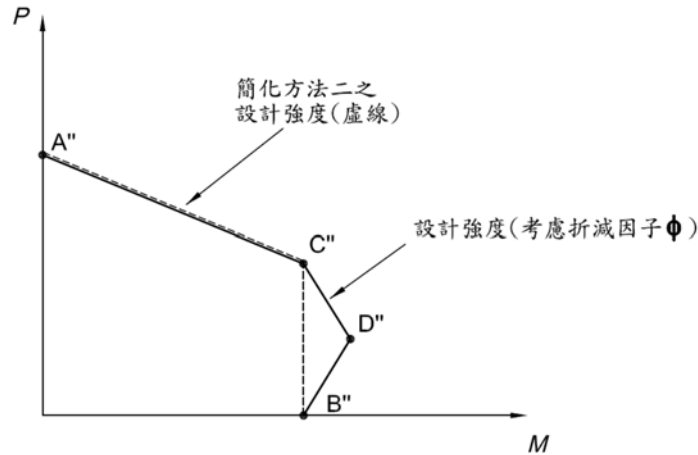


圖 C10.5-3 設計合成梁柱交互影響曲線-簡化方法二

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，強軸彎曲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 $P_u < P_C$

$$\frac{M_{ux}}{M_{Cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Cy}} \leq 1 \tag{C10.5-1a}$$

(2) 當 $P_u > P_C$ $P_u > P_C$

$$\frac{P_u - P_C}{P_A - P_C} + \frac{M_{ux}}{M_{Cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{Cy}} \leq 1 \tag{C10.5-1b}$$

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 $e_{mid-hf} \geq 5 \text{ cm}$ ；(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 $e_{mid-hf} < 5 \text{ cm}$ 。

e_{mid-hf} ：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。

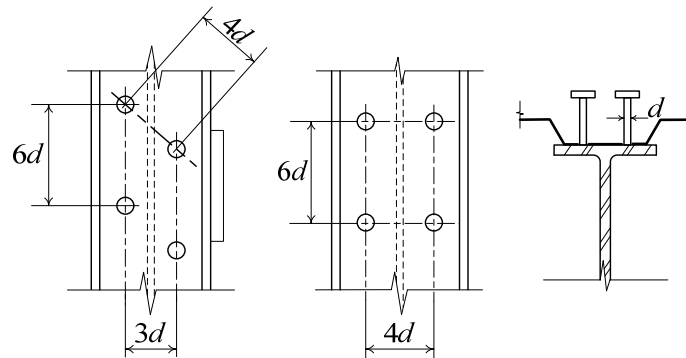


圖 C10.6-1 剪力釘可能之配置方式

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 $F_u A_{sa}$ 。若剪力釘固定於弱位，其強度可能降低至 0.5 $F_u A_{sa}$ 。

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)。

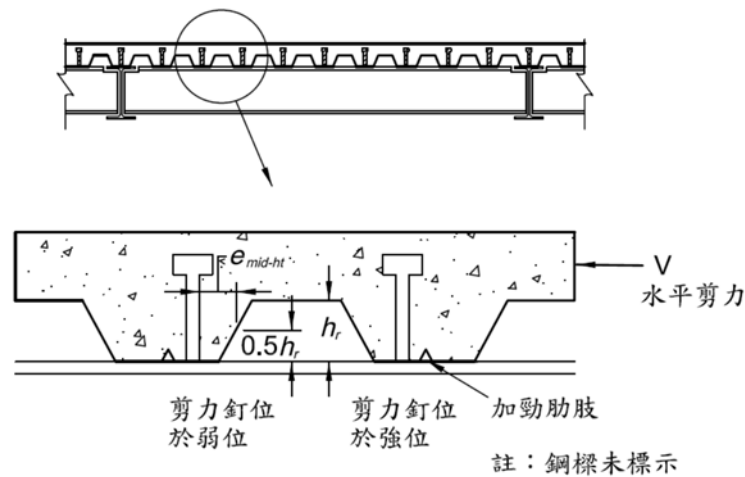


圖 C10.6-2 含加勁肋鋼浪板上剪力釘之弱位與強位

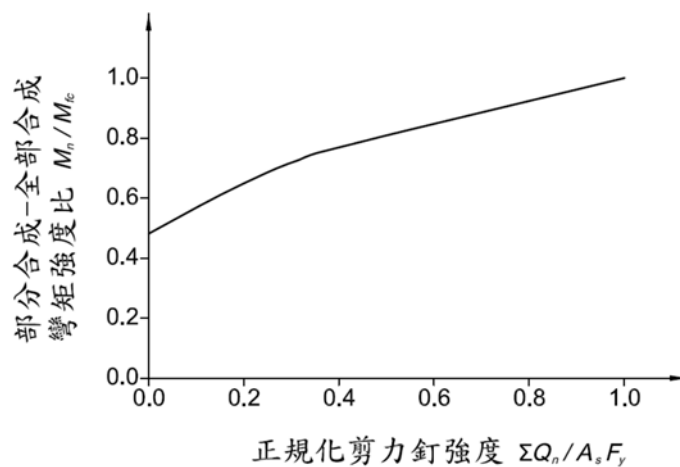


圖 C10.6-3 正規化撓曲強度與剪力連結強度比之關係 (W16×31, F_y : 50 ksi, Y_2 : 4.5 in.) (Easterling et al., 1993)

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。

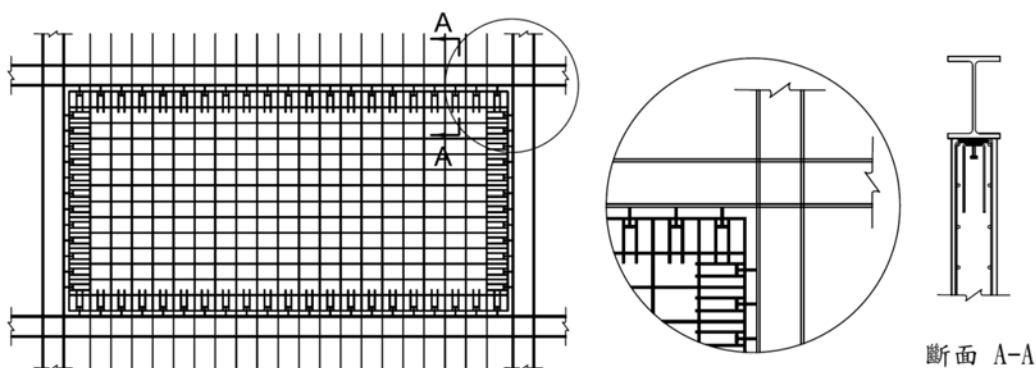


圖 C10.6-4 剪力釘承受拉力時之鋼筋配置細部

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。

$$Q_{nv} = F_u A_{sa} \quad (\text{C10.6-1})$$

$$\phi_v = 0.65$$

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。

$$Q_{nt} = F_u A_{sa} \quad (\text{C10.6-2})$$

$$\phi_t = 0.75$$

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。

$$\left[\left(\frac{Q_{rt}}{Q_{ct}} \right)^{5/3} + \left(\frac{Q_{rv}}{Q_{cv}} \right)^{5/3} \right] \leq 1.0 \quad (\text{C10.6-3})$$

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

本章介紹接合元件、連接器、及連接構件的受影響元件，其不承受疲勞載重，亦闡述了中空斷面構材與壁厚均勻的箱型斷面接頭之額外要求，其中箱型斷面肢材之間的縫銲(seam weld)是在接頭區域的全滲透開槽銲接(CJP)。

解說：

本章規定涵蓋不受反復載重之接合的設計，風和其他環境載荷通常不被視為反復載重。這些規定通常適用於中空斷面與箱型鋼構材以外的接合，而中空斷面與箱型剛構材的接合詳11.11節至11.15節，而疲勞規定見附錄C。

11.1 一般規定

11.1.1 設計基準

接合的設計強度 ϕR_n 和容許強度 R_n/Ω 應根據本章與第二章的規定來決定。

接合的需求強度應由對指定設計載荷的結構分析來決定，並與所指定的結構類型相符，或如此處規定應為連接構件的要求強度之一部分。

如果軸向受力構件的重力軸不相交於一點，應考慮偏心影響。

解說：

未定義設計載重的情況下，應考慮最小設計載重。歷史上，LRFD之44 kN與ASD之27 kN已被用作合理值。對於較小的元件，例如繫帶、下垂桿、圍梁或類似的小構材，應使用更適合零件尺寸與用途的載重。在指定接合最小載重時，應考慮設計要求與施工載重。

11.1.2 簡單接合

小梁，大樑和桁架的簡單接合應設計為柔性的，且僅允許與作用剪力成比例，除非設計文件另有說明。

柔性梁接合應容納簡支梁端旋轉。

接合允許一些非彈性但自限的變形，以容納簡支梁端旋轉。

解說：

未定義設計載重的情況下，應考慮最小設計載重。2.3.4a節與本節考慮了簡單接合。2.3.4a節為了分析的目的以理想化的方式定義簡單接合(解說2.3.4節進一步詳細說明)。分析所做的假設決定了作為設計基準的分析結果(對於接合，這意味著接合所須抵抗之力與變形)。11.1.2節側重於接合元件的實際比例，以達到所需的耐力。因此，2.3.4a節建立了建模假設，以決定本節所用的設計載重與變形。

2.3.4a節與本節並不相互牴觸。如果假設使用「簡單」接合進行分析，則最終設計的實際接合表現須與假設一致。簡單接合須能滿足要求的旋轉，並且不得引入顯著改變旋轉反應的強度與剛度。

11.1.3 抗彎矩接合

受束制的小梁，大梁和桁架的端部接合，應設計成能承受接合剛度所致彎矩和剪力之

合力作用。

2.3.6b節提供了彎矩接合的反應標準。

解說：

決定接合設計強度需求的分析要求詳第四章。2.3.4b節定義了兩類的抗彎接合：完全約束(FR)與部分約束(PR)。FR抗彎接合必須具有足夠的強度與剛度來傳遞彎矩，和保持連接構材間的角度。PR抗彎接合設計用於傳遞彎矩，但也允許在承受載重時連接構材間的旋轉。PR接合的反應特性必須記錄在技術文件中或透過分析或實驗來建立。PR接合的組成元件須具有足夠的強度、勁度與變形能力以滿足設計假設。決定接合設計強度需求的分析要求詳第四章。

11.1.4 有承壓接頭的受壓構材

靠承壓傳遞載重的受壓構材應符合以下要求：

- (1) 當柱支持在承板上或加工後支持在續接處，應有足夠接合以固定所有組件到位。
- (2) 當柱以外受壓構材加工後支持，應配置續接材料與接合以固定所有部分成行，且要求強度為以下較小者：
 - (i) 軸向拉力為構材要求抗壓強度之50%；或
 - (ii) 橫向載重所致的彎矩和剪力等於構材要求壓力強度的2%。

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和彎矩。

解說：

所有壓力接頭也應按比例抵抗，依2.2節規定之載重組合所致的任何拉力。「非用於承壓的柱子之受壓構材」規定旨在考慮構材的不直度，並在結構中提供一定程度的堅固性，以抵抗在設計中未清楚地考慮的不明確或意外地側向載重。

自1946年AISC規範中就有類似11.1.4(2)(i)節的規定，要求接頭材料與連接器的可用強度至少為所需抗壓強度之50%。目前規範闡述此一要求，說明比例於續接材料與連接器的力為拉力。當接合的壓力對連接器無作用，此可避免如何處理其不確定性的情況。

續接材料與連接器比例於所需構材強度的50%很簡單，但如此可能很保守。11.1.4(2)(ii)節規範提供了一種替代方案，直接處理這些規定的設計意圖。以構材所需抗壓強度的2%的橫向載重，模擬末端略微不規則或其他施工條件所致的續接處扭結之效果。比例於產生的彎矩與剪力之接合，也提供了一定程度的結構穩健性。

11.1.5 重型斷面的續接

當拉力或撓曲所致的拉力要透過重型斷面的續接傳遞時，如3.2節，藉全滲透開槽銲(CJP)，適用以下規定：

- (1) 材料凹槽能量韌性如3.2節；
- (2) 銲接開孔細節如11.1.6節；
- (3) 銲材要求如11.2.6節；與
- (4) 熱切割表面的準備和檢查要求如13.2.2節。

前述規定不適用於在組合斷面前銲接的組合斷面之元件的續接。

解說：

重型斷面之CJP開槽銲接續接可能有銲接收縮的不利影響。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銲的腹板上進行部分接頭滲透(PJP)開槽銲接，或使用螺栓於部分或全部的續接。凝固但仍高溫的銲接金屬在冷卻至環境溫度時會顯著收縮。因不能隨收縮自由移動，元件間的開槽銲接之收縮會造銲接相鄰的材料產生降伏以上的應變。厚材料中的銲接收縮在厚度方向，寬度與長度方向都受到限制，所致的三軸應力可能會抑制其韌性變形之能力。在這些條件下，脆性斷裂的可能性會增加。

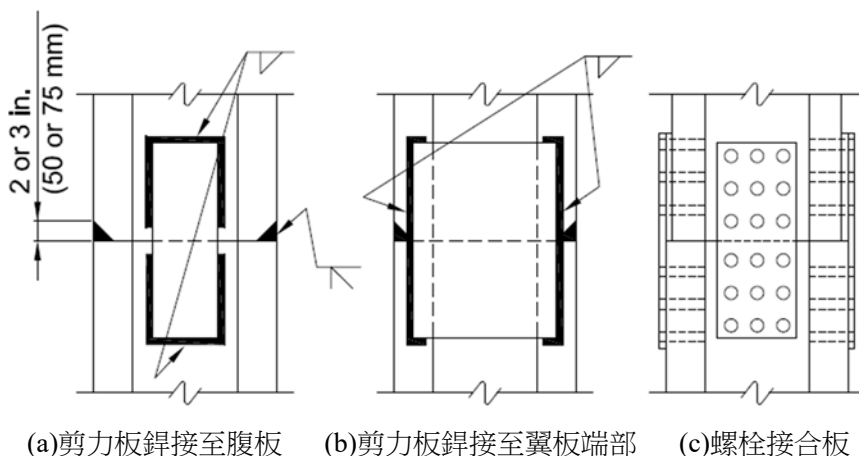
當續接翼板厚度超過 50 mm的熱軋型鋼或重型銲接組合構材時，可以藉螺栓續接、填角銲搭接或銲接與螺栓併用續接細節，避免這些潛在的有害銲接收縮應變(詳圖C11.1-1)。適用於中等厚度材料的銲接細節與技術，常須改變或補足更嚴格要求以用於更厚材料。

AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2010) 規定適用於大多數結構銲接情況之最低要求。但在設計與製造翼板厚度超過50 mm熱軋型鋼和類似的銲接組合斷面時，必須特別考慮銲接續接各方面細節：

- (1) 受拉構件應要求缺口韌性規定；見解說第三章。
- (2) 要求大尺寸銲接開孔(見11.1.6節)，以從銲接收縮應變提供增加的緩解，避免正交方向上銲縫緊密接合，並為開孔準備過程之高品質施工提供足夠的間距，與便於檢查。
- (3) 熱切割需要預熱，以盡量減少形成硬表面層(見13.2.2節)
- (4) 要求研磨蓋板與光亮金屬上的銲接開孔去除硬表面層，同時使用磁粉或染料滲透方法進行檢查，以驗證過渡區沒有缺口與裂縫。

除了桁架弦構材的受拉續接與受撓構材的受拉翼板，在設計與製造過程中應特別考慮受拉重型斷面構成的其他接頭。可以使用不產生收縮應變的其他細節。在傳遞的力接近構材強度之接合中，直接開槽銲接接頭可能仍是最有效的選擇。本規範早期版本要求從重型斷面所有續接須移除被襯板與銲接墊片。這些要求被刻意刪除，因其被認為是不必要的，且在某些情況下可能會弊大於利。本規範仍允許簽證技師判斷合適時指定移除(被襯板與銲接墊片)。以前移除被襯板的要求，在某些情況下，必須錯位進行此類操作；也就是說，修復背刨區所需的銲接必須在頭頂位置進行。這在取得進入設備、不同銲接設備和/或程序，及其他實際束制，可能遭遇困難。

當箱形斷面由續接與板製成時，通常不可能觸及(移除背襯板所需的)內側。留在接頭上的銲接墊片充當“短的支撐”，且幾乎不產生應力。



圖C11.1-1 替代續接之最小銲接拉應力限制

11.1.6 銲接開孔

- (a) 為便於銲接操作的所有銲接開孔，應詳細地安排提供空間作銲接打底。

- (b) 銲接開孔距銲接趾部的長度不得小於其製作材料厚度的1.5倍，或不小於38 mm。
- (c) 銲接開孔高度不小於其材料厚度，或不小於19 mm，亦不須超過50 mm。
- (d) 對切割前先滾軋或銲接的斷面，腹板的邊緣應從翼板表面傾斜或彎曲到銲接開孔的返折面。
- (e) 用全滲透(CJP)開槽銲接的熱滾型鋼或組合斷面，銲接開孔應無缺口或尖銳的折角。
- (f) 銲接開孔的弧度不得小於10 mm。
- (g) 用填角銲或部分滲透銲接(PJP)開槽銲接的組合斷面，銲接開孔應無缺口或尖銳的折角。
- (h) 只要銲接終止距離銲接開孔至少等於銲接尺寸，則允許銲接開孔垂直終止於翼板。
- (i) 如3.2節重型斷面，銲接開孔的熱切割表面應打磨成光亮的金屬，並在續接銲接之前通過磁粒或染料滲透法檢查。
- (j) 如果銲接開孔的曲線過渡段是預鑽孔或鋸孔所作成的，則該部分的開孔無需打磨。其他斷面的銲接開孔無需打磨或用染料滲透劑或磁粒作檢查。

解說：

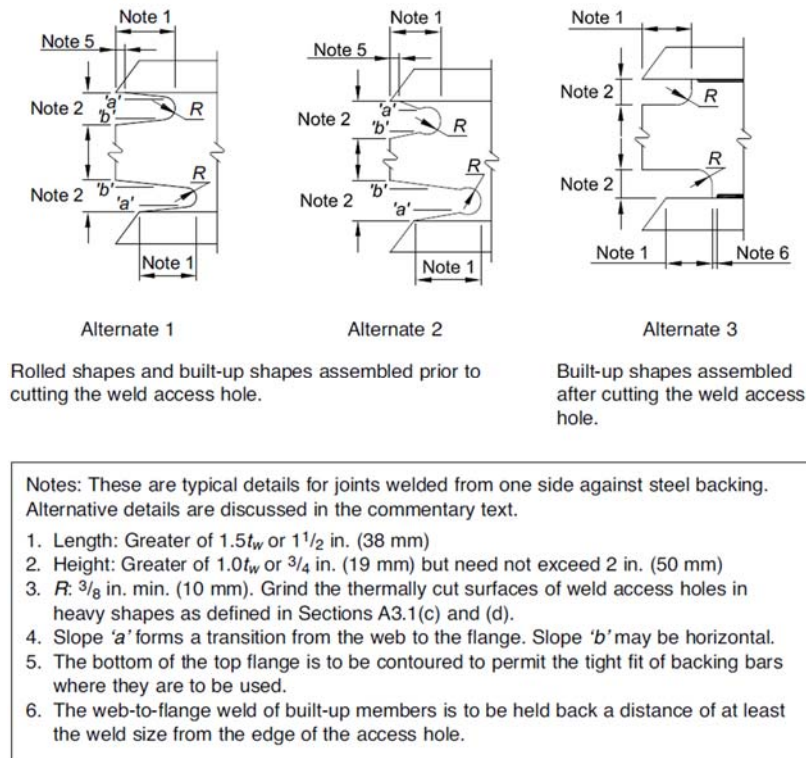
組立結構元件時常需要銲接開孔。這些結構細節之幾何形狀會影響組件的性能。梁頂部與銲接之開孔尺寸與形狀，對沉積完好銲縫金屬的難易程度、進行非破壞檢測的能力以及由這些細節產生的幾何不連續處的應力大小，會有重要影響。

方便銲接操作的銲接開孔，從銲接準備的趾部起之最小長度(見圖C11.1-2)要求等於鑽孔材料厚度之1.5倍。該最小長度將預期伴隨著腹板與翼板交接處之大量銲接收縮應變。

銲接開孔的高度必須提供足夠的間距以便於銲接和檢查，並且必須足夠大以允許通過與超出腹板(銲工)沉積完好的銲接金屬。高度等於帶孔材料厚度1.0倍但不小於19 mm之銲接開孔已被判斷為滿足(這些)銲接與檢查要求。銲接開孔高度不需超過50 mm。

腹板與翼板間導角的幾何形狀決定了該位置的應力集中程度。半徑很小的90°導角會產生非常高的應力集中，可能導致翼板破裂。因此，為了最大限度地減少該位置的應力集中，腹板邊緣從翼板表面到銲接開孔的導角表面作傾斜或彎曲。

沿銲接開孔周邊的應力集中也會影響接頭性能。因此，要求銲接開孔無缺口與鑿孔等應力升高點。藉著銲接終止在遠離開孔的地方，可以減少組合斷面的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銲或開槽部分滲透銲連接的組合斷面，銲接開孔可以垂直終止於翼緣，前提是銲接終止距離等於或大於銲接開孔一個以上的銲接尺寸。



圖C11.1-2 銲接開孔幾何

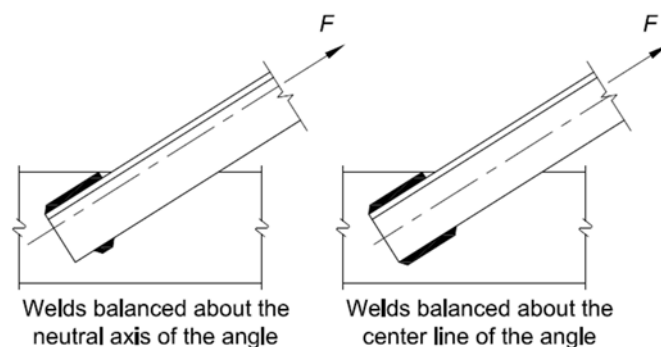
11.1.7 銲接與螺栓的位置

除非規定偏心，在構材末端傳遞軸向力的成群之銲接或螺栓，應調整尺寸以使整群的重心與構材重心重合。前述規定不適用於單角鋼，雙角鋼與類似構件的端部接合。

解說：

單角鋼與雙角鋼的構材重心軸與連接的螺栓或鉚釘之重心間有微小偏心長期以來一直被忽視，故其對此類構材靜態強度的影響被忽略不計。試驗(Gibson & 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，偏心加载的銲接角鋼之疲勞壽命已被證明是很短的(Klöppel and Seeger, 1964)。當軸向循環載重施加到端部銲接角鋼，交互變換的拉伸應力垂直於銲接軸線時填角銲根部的缺口可能是有害的，因為對中性軸彎矩不平衡而發生這種情況。因此，此類構材受反復載重時需要平衡的銲接(見圖C11.1-3)。



圖C11.1-3 平衡銲接

11.1.8 螺栓與銲接併用

螺栓不應被考慮與銲接併用分擔載重，除了用3.4節允許的任何等級螺栓之剪力接合外，其安裝在垂直於載重方向的標準孔或短槽中，允許考慮與縱向受載的填角銲分擔載荷。在此類接合中，螺栓的可用強度不應大於接合中承壓型螺栓的可用強度之50%。

在對結構進行銲接改修時，已鎖緊至摩阻型接合(slip-critical connection)所要求之既有鉚釘和高強度螺栓允許用來承載改修時的載重，而銲接只需提供額外所需強度即可。

解說：

與以前的版本一樣，本規範不允許螺栓與銲接分擔載重，但剪力接合中的螺栓除外。然而，根據最近的研究(Kulak & Grondin, 2003)載重分擔條件已有重大變化。

對於具有縱向填角銲的抗剪街頭，在與載重方向垂直的橫向標準孔或短槽孔的螺栓允許縱向銲道分擔載重，但螺栓貢獻限制為同一接合承壓可用強度之50%。

ASTM A307 與高強度螺栓都是允許的。螺栓附近的銲接熱不會改變螺栓機械性質。

在對既有結構進行改修時，如果銲接前螺栓預力程度如表11.3-1或表11.3-1M，鉚接接合與高強度螺栓接合允許使用銲接，抵抗改修時除既有靜載所致的以外載重。對螺栓接合之銲接限制不適用於典型的螺栓/銲接梁到梁與梁到柱的接合以及其他類似的接合(Kulak等, 1987)。

11.1.9 高強度螺栓與鉚釘併用

在新建和改修中，依11.3節規定設計之摩阻型接合(slip-critical connection)，允許考慮高強度螺栓與既有鉚釘分擔載重。

解說：

當高強度螺栓與鉚釘併用時，鉚釘的延展性允許直接將兩種緊固件強度相加。

11.1.10 螺栓與銲接接合之限制

有預力螺栓或銲接的接頭應用於以下接合：

- (1) 高度38 m以上之多層結構的柱續接。
- (2) 所有梁與柱的接合以及梁接合，其柱支撐於高度38 m以上結構。
- (3) 承載50 kN以上吊車之結構物：屋頂桁架之續接，桁架與柱之接合、柱之續接、柱之斜撐、隅撐及吊車支撐。
- (4) 承載機器運轉或受衝擊、反復應力之結構之接合，除非另外規定，可使用ASTM A307螺栓或高強度螺。

解說：

當接合滑動可能對結構性能有害或螺帽可能鬆脫，就需要預力螺栓，摩阻型螺栓接合或銲接。對於所有其他接合，建議使用面貼鎖緊的高強度螺栓。

11.2 銲接

AWS D1.1/D1.1M的所有規定均適用於本規範，除了適用於本規範所列出的部分規定代替以下引用的AWS規定：

- (1) 11.1.6節代替AWS D1.1/D1.1M之5.17.1節。
- (2) 11.2.2a節代替AWS D1.1/D1.1M之2.4.2.10節。
- (3) 表11.2-2代替AWS D1.1/D1.1M之表2.1。
- (4) 表11.2-5代替AWS D1.1/D1.1M之表2.3。
- (5) 附錄C之表C-1代替 AWS D1.1/D1.1M之表2.5。
- (6) 2.3.11節與附錄3代替AWS D1.1/D1.1M之2節Part C。
- (7) 13.2.2節代替AWS D1.1/D1.1M之5.15.4.3節與5.15.4.4節。

解說：

銲接類型的選擇[全滲透銲(CJP)，填角銲與部分滲透銲(PJP)]取決於基本接合幾何形狀(對接與T形或轉角)，以及所需的強度與其他以下討論之問題。

11.2.1 開槽銲接

a. 有效面積

開槽銲接的有效面積應為銲接長度乘以有效喉厚。

全滲透(CJP)開槽銲接的有效喉厚應為連接較薄部分的厚度。

部分滲透(PJP)開槽銲接的有效喉厚應如表11.2-1所示。

表 11.2-1 部分滲透(PJP)開槽銲接的有效喉厚

| 銲接方法 | 銲接姿勢 平銲、橫銲 立銲、仰銲 | 開槽類型 (AWS D1.1/D1.1M, 圖3.3) | 有效喉厚 |
|--------------------------------|------------------------|--------------------------------|------------------------|
| 被覆金屬電弧銲接 氣體遮蔽電弧銲 包藥銲線電弧銲 | 全部 | J 或 U 形開槽 60° V 形 | 開槽深度 |
| 潛弧銲 | | J 或 U 形開槽 60° V 形 | |
| 氣體遮蔽電弧銲 包藥銲線電弧銲 | 平銲, 橫銲 | 45° 斜角 | 開槽深度 |
| 被覆金屬電弧銲接 氣體遮蔽電弧銲 包藥銲線電弧銲 | 全部 立銲, 仰銲 | 45° 斜角 | 開槽深度減 3 mm (1/8 in) |

表 11.2-2 喇叭形開槽銲接的有效喉厚

| 銲接方法 | 喇叭型斜槽 | 喇叭型 V 槽 |
|--------------------------------------|--------|---------|
| 氣體遮蔽電弧銲(GMAW) 氣護包藥銲線電弧銲(FCAW-G) | 5/8 R | 3/4 R |
| 被覆金屬電弧銲接(SMAW) 自屏蔽包藥銲線電弧銲(FCAW-S) | 5/16 R | 5/8 R |
| 潛弧銲 (SAW) | 5/16 R | 1/2 R |

^[a] R < 10 mm (3/8 in) 喇叭型斜槽，僅用於填充齊平接頭補強填角銲。一般註解: R = 接頭表面半徑(對中空方形斷面可假設為2t)，mm (in)。

表 11.2-3 部分滲透開槽銲的有效喉厚

| 連接的較薄部分材料厚度，mm (in) | 最小有效喉厚， ^[a] mm (in) |
|---------------------------|--------------------------------|
| 含 6 (1/4) | 3 (1/8) |
| 超過 6 (1/4)至 13 (1/2) | 5 (3/16) |
| 超過 13 (1/2)至 19 (3/4) | 6 (1/4) |
| 超過 19 (3/4)至 38 (1 1/2) | 8 (5/16) |
| 超過 38 (1 1/2)至 57 (2 1/4) | 10 (3/8) |
| 超過 57 (2 1/4)至 150 (6) | 13 (1/2) |
| 超過 150 (6) | 16 (5/8) |

^[a] 詳表 11.2-1。

解說：

部分滲透開槽銲的有效喉厚依銲接方法與銲接姿勢決定。設計圖說應標明所需的有效喉厚或要求的銲接強度，且製作廠商應根據銲接方法和銲接姿勢來仔細地製作接頭。當表面齊平填充至圓桿表面或90°彎折成形斷面或中空方形斷面時，喇叭形開槽銲之有效喉厚如表11.2-2所示，否則試驗證明有其他有效喉厚。少於齊平填充的喇叭形開槽銲之有效喉厚應如表11.2-2所示，到銲接表面減去從齊平線到母材表面的最大垂直尺寸。對於給定的銲接程序規範(WPS)，有效喉厚允許比表11.2-2的大，前提是製造廠商可合格建立量產這種較大的有效喉厚。合格應包括在中段和末端對垂直於軸線的銲道進行切割。此類分割應用代表性範圍的材料尺寸以多種組合方式進行。表11.2-1和11.2-2指出，部分滲透銲與擴口開槽銲的有效銲喉取決於銲接程序與銲接的位置。建議設計圖說應指出所需的強度或所需的有效銲喉尺寸，並允許製造商選擇程序與決定滿足規定要求的位置。大於表11.2-2的有效銲喉可由試驗認定。補銲不用於決定開槽銲的有效銲喉，但有效銲喉考慮了T形與轉角接合之加強銲接。參閱AWS D1.1/D1.1M 附件A (AWS, 2010年)。

b. 限制

部分滲透(PJP)開槽銲的最小有效喉厚不應小於傳遞計算力所需的尺寸或表11.2-3所示的。最小銲接尺寸由連接的兩部分中較薄部分決定。

解說：

表11.2-3列出PJP開槽銲的最小有效銲喉厚度。注意，表11.2-3的PJP開槽銲之板厚超過150 mm，而最小銲喉為16 mm；對於填角銲，表11.2-4的開槽銲之板厚超過19 mm，而最小銲喉為8 mm。

PJP開槽銲之附加厚度旨在提供銲接與材料厚度間的合理比例。對銲接趾部旋轉的接頭中不鼓勵用單面PJP開槽銲。

11.2.2 填角銲**a. 有效面積**

填角銲的有效面積應為有效長度乘以有效喉厚。填角銲的有效喉厚應為允許的最短距離，如果銲接方法與參數經試驗證實，連續滲透超出圖示的銲接根部。

對於孔和槽中的填角銲，有效長度應為沿通過銲喉的平面中心的銲接中心線之長度。在填角重疊的情況下，有效面積不應超過接合面平面內孔或槽的標稱截面積。

表 11.2-4 填角銲最小尺寸

| 連接的較薄部分材料厚度，mm (in) | 最小有效喉厚， ^[a] mm (in) |
|------------------------|--------------------------------|
| 包含 6 (1/4) | 3 (1/8) |
| 超過 6 (1/4) 到 13 (1/2) | 5 (3/16) |
| 超過 13 (1/2) 到 19 (3/4) | 6 (1/4) |
| 超過 19 (3/4) | 8 (5/16) |

^[a] 填角銲之銲角尺寸，需用單道銲接。
註：填角銲之最大尺寸詳 11.2.2b 節。

解說：

填角銲的有效銲喉不包括補銲，也不包括任何超出銲接根部之融透。

某些銲接程序會產生超出銲接根部的一致性融透。這種融透有助於銲接強度。然而，有必要證明所使用的銲接程序會產生這種增加的融透。實務上，這可在最初藉接頭徑流板切橫截面來達成。一旦此步驟完成，只要不更改銲接程序，就不需要進一步測試。

b. 限制

填角銲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。這些規定不適用於部分或完全滲透開槽銲之填角銲補強。被連接部份的填角銲之最大尺寸應為：

- (a) 沿邊材料厚小於 6 mm；不大於材料厚度。
- (b) 沿邊材料厚 6 mm 或以上；不大於材料厚度減去 2 mm，除非圖說上特別指定銲接要獲得全喉厚度。銲接狀態下，若能明確地驗證銲接尺寸，則允許母材邊緣與銲接趾部間的距離小於 2 mm。
- (c) 根據強度設計填角銲的最小長度應不小於公稱銲接尺寸之 4 倍，否則應考慮有效銲接尺寸不超過其長度的 4 分之一。如果縱向填角銲單獨用於扁鋼受拉構材的端部接合，則每個填角銲的長度應不小於它們之間的垂直距離。有關端部接合中縱向填角銲長度對連接構材有效面積之影響，詳 5.3 節。
- (d) 端載填角銲的長度不超過銲接尺寸 100 倍時，允許取有效長度等於實際長度；端載填角銲長度超過銲接尺寸 100 倍時，有效長度應取實際長度乘下列的折減係數：

$$\beta = 1.2 - 0.002(l/w) \leq 1.0 \quad (11.2-1)$$

其中：

l ：端載填角銲實際長度，mm。

w ：銲腳尺寸，mm。

端載填角銲長度超過銲腳尺寸 (w) 300 倍時，有效長度應取 $180w$ 。

- (e) 間續的填角銲允許使用在接頭或接合面上傳遞計算應力，與連接組合構材的組件。間續的填角銲之任何段長度應不小於銲接尺寸 4 倍，最小為 38 mm。
- (f) 在搭接接頭中，搭接最小量應為連接較薄部分厚度之 5 倍，但不少於 25 mm。搭接接頭僅用橫向填角銲連接承受軸向應力的板或桿，應沿兩個搭接部件的端部進行填角銲，除非搭接部分撓度被充分抑制以防止在最大載重下接頭打開。
- (g) 除非有以下限制，否則填角銲終端應允許停在或延伸到局部的末端或側面，或加框。

- (1) 在構材的重疊元件，其一個連接部分延伸到另一個受到計算拉伸應力的連接部分的邊緣外，填角銲終端應不小於從邊緣的銲接尺寸。
- (2) 對突出元件要求柔度之接合，末端折返時折返長度不應超過銲接公稱尺寸的4倍，也不應超過該部分寬度的一半。
- (3) 填角銲連接橫向加勁材到19 mm厚或以下的板梁腹板，從腹板到翼緣銲接的腹板趾部應終止於不少於腹板厚度的4倍，也不大於6倍，除非加勁材端部銲接到翼板。
- (4) 出現在共同平面相反側的填角銲應中斷在兩個銲接共同的轉角處。

解說：

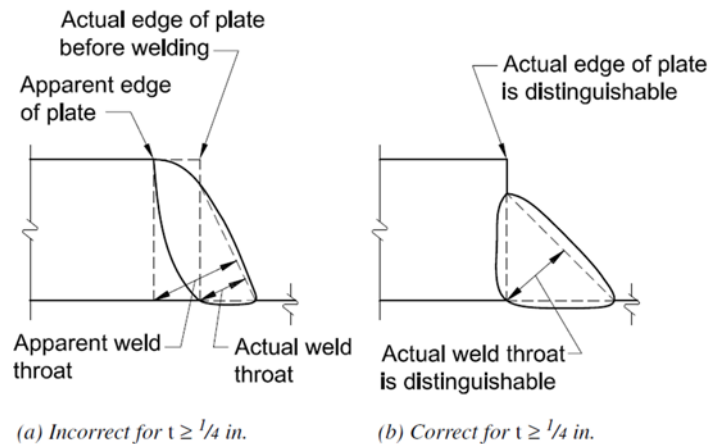
填角銲終端應在距接頭邊緣約一個銲接尺寸的位置，以盡量減少在母材的缺口。除連接加勁材到梁腹板者，填角銲終止在接頭末端不為校正原因。

孔或槽中的填角銲允許用於搭接接頭中傳遞剪力和抵抗垂直於接合面的載重，或防止搭接部分的挫屈或分離，以及連接組合構材的組件。根據11.2節規定，上述填角銲可以重疊。孔或槽中的填角銲不應視為塞銲或槽銲。

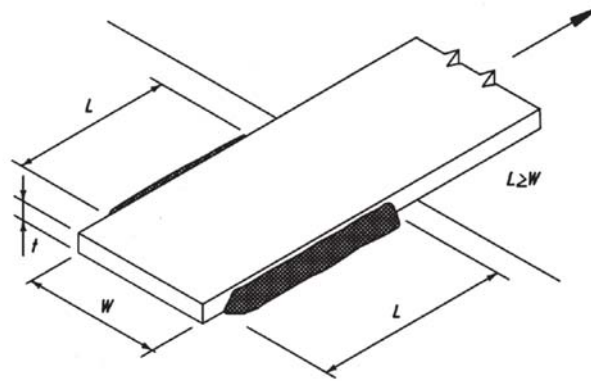
表11.2-4對接合部份較薄部分的給定厚度提供填角銲之最小尺寸。這些要求不是基於強度考量，而是小銲件的較厚材料之淬火影響。銲接金屬的快速冷卻可能減損韌性。此外，較厚材料對銲接金屬收縮之束制可能造成銲接裂縫。

使用較薄部分來決定最小銲接尺寸，是基於使用被認為是“低氫”填充金屬之普遍性。因為SMAW程序單道銲接最大的填角銲是8 mm且仍可被視為通過AWS D1.1/D1.1M預先驗證，8 mm可用於所有厚度大於19 mm的材料，但是最低的預熱溫度與層間溫度仍須符合 AWS D1.1/D1.1M。設計圖說應反映這些最小尺寸，與製作具有這些最小尺寸的銲件。

對於搭接接頭中較厚的構材，銲工可能會熔掉上角，使銲接看起來像是全尺寸，但實際上缺少要求的銲喉尺寸，見圖C11.2-1(a)。在較薄的構材上，即使邊緣被熔掉，也可能作成完整的銲喉。因此，當板為6 mm或更厚時，填角銲最大尺寸比板厚小2 mm，這足以確保保持邊緣。見圖C11.2-1(b)。



圖C11.2-1 平板邊緣定義



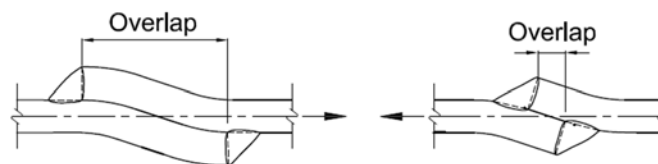
圖C11.2-2 縱向填角銲

如果在接合中單獨使用縱向填角銲(見圖C11.2-2)，11.2.2b節因為剪力延遲(Freeman, 1930)要求每個銲道的長度至少等於連接材料的寬度。

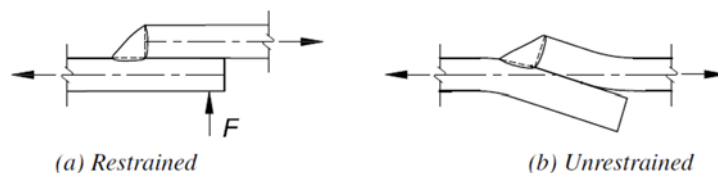
藉著提供搭接接頭較薄部分厚度5倍之最小搭接(長度)，接頭受拉時不會產生過大的旋轉，如圖C-11.2-3所示。如圖C-11.2-4(b)所示，填角銲搭接接頭在張力下往往會張開並在銲縫根部產生撕裂作用，除非如圖C-11.2-4(a)所示受到力 F 之束至。最小(搭接)長度減少泊松效應所致的應力。

承受對銲接趾部轉動的接頭不建議使用單面填角銲。端部折返對於填角銲接合的全長發展並非不可或缺的，且對強度之影響可忽略。這些使用已被建議用以確保在整個銲接長度上維持銲接尺寸，增強反復加載柔性端部接合的抗疲勞強度，與增加此類接合的塑性變形能力。

制定規範用的銲接強度數據沒有端點折返的。這包括Higgins和Preece (1968)報告的研究，Lyse和Schreiner (1935)中的支座角鋼測試，Lyse和Gibson (1937)中的支座與頂部角鋼測試，Johnston和Deits (1942)對直接填角銲接梁腹板到柱或梁的測試，以及Butler等人報告的銲接接合偏心加載測試(1972)。因此，當提供要求的銲接尺寸時，目前的強度值與接頭設計模型不要求末端折返。Johnsto 和 Green (1940)指出，與無末端約束(換句話說，接頭柔度)的設計假設一致的運動在末端折返的情況下被加強。他們還證實，有末端折返時，接合會產生更大的塑性變形，儘管強度沒有顯著差異。



圖C11.2-3 最小搭接長度



圖C11.2-4 接頭搭限制

當平行於應力的縱向填角銲將載重傳遞到軸向加載構材的端部時，這些銲件被說是“端部加載”。此類銲件的典型例包括但不限於(a)在軸向受力構材末端的縱向銲接搭接接頭，(b)連接承壓加勁材的銲道，以及(c)類似情況。

不被視為端部加載的縱向受載填角銲之典型例包括但不限於(a)連接板或型鋼以形成組合斷面的銲道，其中剪力施加到銲接長度的每個增量上，取決於剪力沿構材長度的分佈，(b)連接梁腹接合角鋼與剪力板的銲道，因為從梁或梁腹板到銲接的剪力流在整個銲接長度上基本上是均勻的；也就是說，儘管是平行於銲接軸線加載的，但銲道並非端部加載。

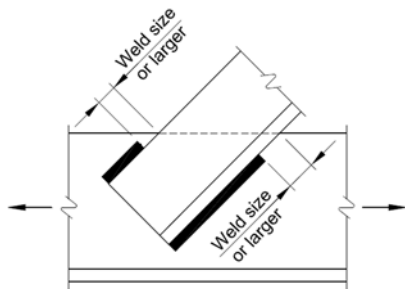
折減係數 β 也不適用於將加勁材連接到腹板的銲道，因為加勁材和銲道不受計算的軸向應力之影響，而僅用於保持腹板平坦。端部加載填角銲沿長度分佈的應力並不均勻，其取決於縱向填角銲勁度與相對於連接材料勁度間的複雜關係。根據經驗，當銲接長度等於或小於約100倍的銲接尺寸時，可以合理地假設全長有效。銲接長度大於銲接尺寸的100倍時，應取小於實際長度之有效長度。

11.2.2b節中提供的折減係數 β 與CEN (2005)給的等效，它是由歐洲進行多年的有限元素研究與測試所發展的指數公式所簡化近似。該規定是基於對銲腳尺寸小於6 mm的填角銲之標稱強度，與銲腳尺寸6 mm或更大的銲道基於判斷的使用性界限在銲道端部位移略小於1 mm。給定的 β 因子之經驗數學式，隨著銲接長度與銲腳尺寸的比值 w 增加到300以上，銲接有效長度開始減少，此將不合邏輯地使銲接長度越長的強度越低。因此，當銲接長度大於銲腳尺寸的300倍時，有效長度取 $0.6(300)^w=180w$ 。

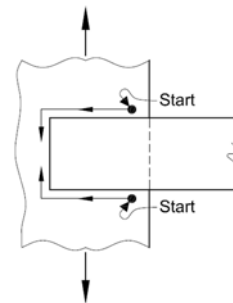
在大多數情況下，填角銲終止不會影響接合的強度或使用性。然而，在某些情況下，銲道的熔附會影響接合預設功能，且如果出現足夠大小與頻率的反復載重，缺口可能影響靜態強度和/或裂紋初始發生之抵抗能力。對於這些情況，指定接頭末端的(銲接)終止細節以提供所需的剖面與性能。在剖面與缺口不太重要的情況下，允許(銲接)到最後終止。在大多數情況下，在接頭末端附近停止銲接不會降低銲接強度。計算銲接強度通常不考慮因接頭端部銲接短1到2個銲接尺寸所致的銲接面積之小損失。只有較短的銲接長度會顯著影響(銲接強度)。

以下情況需要特別注意：

- (1) 對於搭接接頭，其中一部分延伸到銲接部分的端部或邊緣之外，且該部分若在搭接開始時受到計算的拉應力，則很重要的是距受力邊緣有一段短距離才銲接終止。對一個典型的例子，如桁架之T形弦材與腹材間的搭接接頭，銲接不應延伸到 T 形柄部的邊緣(見圖C11.2-5)。在這個關鍵位置避免意外缺口的最佳技術是在邊緣稍微向後的一點起弧，然後在遠離邊緣的方向上繼續銲接(見圖C11.2-6)。
- (2) 當構架角超出梁腹板銲接端部時，梁腹板的自由端承受零應力；因此，允許填角銲連續延伸穿過梁的頂端、沿邊與底端到末端(見圖C11.2-7)。

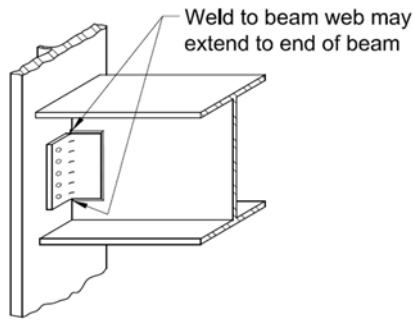


圖C11.2-5 填角銲道近拉力邊緣

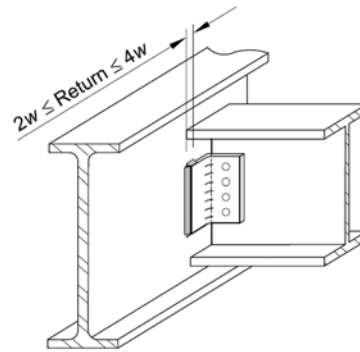


圖C11.2-6 銲道建議方向以避免意外缺口

- (3) 對於結構設計中假定為柔性接合的構架角鋼與T型等，突出的肢材或翼板肢受拉邊緣必須在足夠長度上保持未銲接、以在接合中提供柔度。試驗證實，無論有無端部折返，接合的靜態強度均相同；因此，使用折返與否是可選的，但如果使用，其長度必須限制在不超過銲接尺寸的4倍(Johnston and Green, 1940)(見圖C11.2-8)。根據經驗，在正常的鐵路或卡車運輸過程中，當板梁腹板上的中間橫向加勁材的端部沒有銲接到翼板時(通常的作法)，在運輸軸承點附近會發生翼緣的小扭轉變形，並可能導致高的平面外彎曲應力(直到降伏點)，與腹板到翼板的銲接趾部之疲勞破裂。如果在遠離腹板到翼板的銲接處終止加勁材銲接肋以提供“喘息空間”，則可有效地限制這些平面外應力的強度並防止破裂。未銲接距離不應超過腹板厚度的6倍，以免在未銲接長度內發生腹板之猷拉挫屈。



圖C11.2-7 構入角度之填角銲細節



圖C11.2-8 非受疲勞下之柔性接合

- (4) 對於同一平面相對兩側之填角銲，很難從一側到另一側在轉角處連續銲接熔附，而不會在連接部分的轉角處產生熔割；因此，銲接必須在轉角處中斷(見圖C11.2-9)。

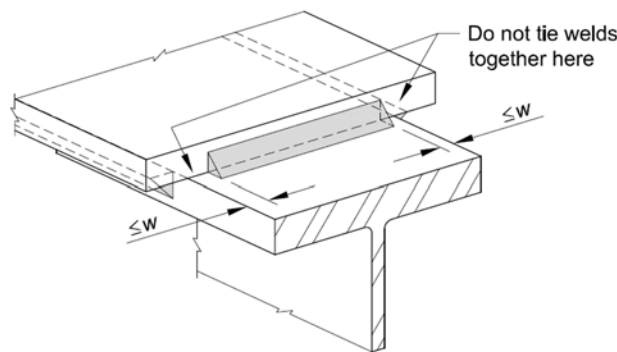


圖 C11.2-9 填角銲伴隨於另一側平面細節

11.2.3 塞槽銲接

a. 有效面積

塞槽銲接的有效剪力面積應為孔或開槽在接合平面內的標稱橫斷面積。

解說：

塞銲是在接頭的一個構材之圓孔中進行的銲接，其將該構材與另一構材熔合。槽銲是在接頭的一個構材中之細長孔中進行的銲接，其將該構件熔合到另一個構件上。塞銲與槽銲均僅適用於搭接接頭。當塞銲或槽銲應用於承受反復載重的結構時應小心，因為這些銲接的疲勞性能是有限的。

孔或槽內的填角銲不是塞銲。「熔池銲」通常用於將甲板連接到支撐鋼材，與塞銲不同。

當塞銲和槽銲之細節按照11.2.3b節時，銲縫的強度由銲接與母材間的熔合區域大小控制。孔或槽的總面積用於決定有效面積。

b. 限制

塞槽銲接允許用於傳遞搭接接頭的剪力，或防止搭接部分的挫屈或分離，以及連接組合構材的組件，規定如下：

- (a) 塞槽銲接的孔徑不應小於包含其與該部分厚度加上8 mm，近似到下一個更大的偶數，也不大於比最小直徑加上3 mm或2.25倍銲接厚度。

- (b) 塞槽銲接的最小中心間距應為孔徑之4倍。
- (c) 塞槽銲接的槽長不應超過銲接厚度之10倍。
- (d) 槽寬應不小於包含其與該部分厚度加上 8 mm，近似到下一個更大的偶數，也不大於比最小直徑加上3 mm或 2 1/4倍銲接厚度。
- (e) 槽端部應為半圓形或為半徑不小於包含其與該部分厚度之圓角，但延伸到該部分端部除外。
- (f) 與長度方向相切的槽銲行最小間距應為槽寬之4 倍。
- (g) 平一行縱向最小中心間距應為槽長之2倍。
- (h) 材料厚度16 mm或更薄的塞槽銲接之厚度，應等於其材料厚度。材料厚超過16 mm，銲接厚度應至少為材料厚度的一半，但不少於16 mm。

解說：

塞銲與槽銲僅限於受剪力負載的情況，或用於防止元件橫斷面挫屈之情況，例如用於較深軋製斷面的加厚腹板。只有在施加的載重使連接材料間產生剪力的情況下才允許使用塞銲與槽銲，它們不能用於直接抵抗拉力載重。

此限制不適用於孔或槽中的填角。規定了孔與槽尺寸的幾何限制以提供有助於良好熔合之幾何形狀。深而窄的槽與孔使銲工難以接近與看到必須放置銲接金屬的空腔底部。在難以接近的地方，熔合可能會受限，且接合強度會降低。

11.2.4 強度

- (a) 銲接接合的設計強度 ϕR_n 和容許強度， R_n/Ω ，應如下根據拉斷與剪斷之極限狀態決定的母材強度，與根據斷裂之極限狀態決定的銲接金屬強度，由兩者的較低值決定：

對母材

$$R_n = F_{nBM} A_{BM} \quad (11.2-2)$$

對銲材

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (11.2-3)$$

其中：

F_{nBM} ：母材標稱應力，kg/cm² (MPa)。

F_{nw} ：銲材標稱應力，kg/cm² (MPa)。

A_{BM} ：母材斷面積，cm² (mm²)。

A_{we} ：銲材有效面積，cm² (mm²)。

ϕ 、 Ω 、 F_{nBM} 和 F_{nw} 的值及其限制如表11.2-5。

- (b) 或者，填角銲的可用強度如下決定：

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

- (1) 對於通過重心加載，具有均勻銲腳尺寸的線形銲道群

$$R_n = F_{nw} A_{we} \quad (11.2-4)$$

其中：

$$F_{nw} := 0.60F_{EXX} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta) \quad (11.2-5)$$

F_{EXX} ：鋁材分類強度， kg/cm^2 (MPa)。

θ ：從鋁道縱軸測量的加載角度，度。

(2) 對使用瞬時旋轉中心方法分析的鋁道群內的鋁道元件，標稱強度分量 R_{nx} 與 R_{ny} ，及標稱彎矩能力 M_n ，允許如下決定：

$$R_{nx} = \sum F_{nwi} A_{wei} \quad (11.2-6a)$$

$$R_{ny} = \sum F_{nwi} A_{wei} \quad (11.2-6b)$$

$$M_n = \sum F_{nwi} A_{wei} (xi) - F_{nwi} A_{wei} (yi) \quad (11.2-7)$$

其中：

A_{wei} ：第 i 個鋁道元件之鋁喉有效面積， cm^2 (mm^2)。

$$F_{nwi} := 0.60F_{EXX} (1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta_i) f(\pi) \quad (11.2-8)$$

$$f(\pi) := [\pi(1.9 - 0.9\pi)]^{0.3} \quad (11.2-9)$$

F_{nwi} ：第 i 個鋁道元件之標稱應力， kg/cm^2 (MPa)。

$F_{nwi}x$ ：標稱應力 F_{nwi} 的 x -分量， kg/cm^2 (MPa)。

$F_{nwi}y$ ：標稱應力 F_{nwi} 的 y -分量， kg/cm^2 (MPa)。

p_i ：第 i 個元件變形與其在最大應力下的變形之比。

$$:= \Delta_i / \Delta_{mi} \text{。}$$

r_{cr} ：從瞬時旋轉中心到具有最小 $\Delta u_i / r_i$ 比鋁接元件的距離 cm (mm)。

r_i ：從瞬時旋轉中心到第 i 個鋁接元件， mm (cm)。

x_i ： r_i 的 x -分量。

y_i ： r_i 的 y -分量。

Δ_i ：第 i 個鋁接元件在中等應力程度下的變形(= $r_i \Delta u_{cr} / r_{cr}$)，其與基於從瞬時旋轉中心距離(r_i)的臨界變形成線性比例， mm (cm)。

Δm_i ：第 i 個鋁接元件在最大應力下的變形， mm (cm)。

$$:= 0.209(\theta_i + 2)^{-0.32} w \text{。}$$

Δu_{cr} ：在極限應力(破裂)下 $\Delta u_i / r_i$ 比最小的鋁接元件變形，通常是距離瞬時旋轉中心最遠的元件， mm (in.)。

Δu_i ：極限應力(破裂)下第 i 個鋁接元件之變形。

$$:= 1.087(\theta_i + 6)0.65w \leq 0.17w \text{。}$$

θ_i ：第 i 個鋁接元件的軸向與作用在該元件的合力方向之間的夾角，度。

表 11.2-5 銲接接頭可用強度(MPa)

| 載種類型與相對銲接軸之方向 | 相關金屬 | ϕ 與 Ω | 標稱應力 (F_{nBM} or F_{nw}) MPa | 有效面積 (A_{BM} or A_{we}) mm^2 | 需求填角銲材強度等級 ^{[a][b]} |
|---------------------------------|---------------------------------------|----------------------------------|--|---|---|
| 全滲透開槽銲 | | | | | |
| 垂直於銲接軸的拉力 | 接頭強度受母材控制 | | | | 應用匹配的銲材。對背襯板留在原位的T型與隅角接頭，要求銲材缺口能量韌性。詳 11.2.6 節。 |
| 垂直於銲接軸的壓力 | 接頭強度受母材控制 | | | | 允許銲材強度等級等於匹配的或低一個等級。 |
| 垂直於銲接軸的拉力或壓力 | 與銲道平行連接的受拉或受壓部分，在設計接頭連接該部分時不需考慮。 | | | | 允許銲材強度等級等於匹配的或低一個等級。 |
| 剪力 | 接頭強度受母材控制。 包括擴口V型槽與擴口斜槽銲接之部分滲透開槽銲接 | | | | 應用匹配的銲材 ^[c] 。 |
| 垂直於銲接軸的拉力 | 母材 | $\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$ | F_y | 見11.4節 | 允許銲材強度等級等於匹配的或低一個等級。 |
| | 銲道 | $F = 0.80$ $\Omega = 1.88$ | $0.6F_{EXX}$ | 見11.2.1.a節 | |
| 依11.1.4(1)節設計的壓縮柱到底板與柱續接 | 在連接該部分的銲道設計中不需要考慮壓應力。 | | | | |
| 設計用於承載非柱的構材之受壓接頭，如 11.1.4(2)節所述 | 母材 | $\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$ | F_y | 見11.4節 | |
| | 銲道 | $\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$ | $0.6F_{EXX}$ | 見11.2.1.a節 | |
| 未加工承壓的壓力接合 | 母材 | $\phi = 0.90$ $\Omega = 1.67$ | F_y | 見11.4節 | |
| | 銲道 | $\phi = 0.80$ $\Omega = 1.88$ | $0.9F_{EXX}$ | 見11.2.1.a節 | |
| 垂直於銲接軸的拉力或壓力 | 與銲道平行連接的受拉或受壓部分，在設計接頭連接該部分時不需考慮。 | | | | |
| 剪力 | 母材 | 11.4節控制 | | | |
| | 銲道 | $\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$ | $0.6F_{EXX}$ | 見11.2.1.a節 | |
| 填角銲包括在孔中，槽中與斜T形接頭的 | | | | | |
| 剪力 | 母材 | 11.4節控制 | | | 允許銲材強度等級等於匹配的或低一個等級。 |
| | 銲道 | $\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$ | $0.6F_{EXX}$ ^[d] | 見 11.2.2.a節 | |
| 垂直於銲接軸的拉力或壓力 | 與銲道平行連接的受拉或受壓部分，在設計接頭連接該部分時不需考慮。 | | | | |
| 塞孔銲與塞槽銲 | | | | | |
| 平行接合面於有效面積的剪力 | 母材 | 11.4控制 | | | 允許銲材強度等級等於匹配的或低一個等級。 |
| | 銲道 | $\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$ | $0.6F_{EXX}$ ^[d] | 見 11.2.3.a節 | |

[a] 有關銲材匹配，參見 AWS D1.1/D1.1M第3.3節。

[b] 允許銲材強度等級比匹配高一級。

[c] 強度等級低於匹配的銲材可用於組立斷面的腹板與翼板間之開槽銲以傳遞剪力載重，或用於有高束制問題的。在這些應用中，銲接接頭應詳細地說明，且銲道應設計使用材料厚度作為有效銲喉，其中 $\phi = 0.8$ ， $\Omega = 1.88$

與 $0.6F_{EXX}$ 是標稱強度。

^[d] 或者，如果考慮了各種銲接元件的變形諧和性，則允許使用11.2.4(a)節規定。11.2.4(b)與(c)節是11.2.4(a)節為變形諧和性之特殊應用。

(c) 對於同心加載，組成元件銲腳尺寸一致且與施載方向平行(縱向)或垂直(橫向)之填角銲群，其組合強度 R_n 應取大者

$$R_n = R_{nwl} + R_{nwt} \quad (11.2-10a)$$

或

$$R_n = 0.85R_{nwl} + 1.5R_{nwt} \quad (11.2-10b)$$

其中：

R_{nwl} ：依表11.2-5決定，與載重同向的縱向填角銲的總標稱強度，tf(N)。

R_{nwt} ：依表11.2-5決定，與載重垂直的橫向填角銲的總標稱強度，tf(N)。

解說：

線形銲接群所有元件排成一條線或平行。銲接強度取決於母材或熔附銲接金屬之強度。表11.2-5列出了標稱接強度， ϕ 與 Ω 之係數，以及對填充金屬強度之限制。

含全滲透(CJP)開槽銲的接頭之強度，無論是在拉伸還是壓縮載重下，都取決於母材的強度，不需計算全滲透(CJP)開槽銲的強度。對於拉伸用途，需要如AWS D1.1/D1.1M表3.1中所定義之強度匹配的填充金屬。對於壓縮用途，允許填充金屬強度最多降低70 MPa，相當於一個強度級別。

CJP開槽銲在平行於銲接軸線的拉力或壓力加載下，例如箱形柱的開槽銲接轉角，不會傳遞通過接頭之主要載荷。在這種情況下，不需要計算CJP開槽銲之強度。

CJP開槽銲拉力接頭旨在提供與母材相當的強度，因此需要匹配之填充金屬。CJP開槽銲已被證明即使在匹配不足時也不會出現壓力破壞。發生不可接受變形前的未匹配量尚未確定，但一個標準強度的程度是保守的故可允許。根據填充金屬分類強度計算銲接強度的接頭，可以使用等於或小於匹配的任何填充金屬強度進行設計。填充金屬選擇仍需遵守AWS D1.1/D1.1M。

部分滲透銲(PJP)開槽銲接頭受壓時的標稱強度高於其他接頭，因為直到明顯高於降伏強度在銲接金屬上才觀察到其受壓的極限狀態。

含PJP開槽銲的接合設計用於根據11.1.4(2)節之受壓接合，且其強度不受銲接限制，因為其周圍母材可傳遞壓力載荷。若不照11.1.4(2)節，設計類似的接合須考慮到銲接或母材可能是接合中關鍵部分之可能性。

PJP開槽銲抗拉強度在 F_{EXX} 加上係數0.6是一個任意的折減，其自1960年代初以來一直被用於補償接頭未熔合區的缺口效應，由於根部銲接品質不確定性無法進行非破壞檢測評估，以及缺乏對填充金屬的特定缺口韌性之要求。

柱續接歷來以相對較小的PJP開槽銲施作。通常可以安裝輔助工具來抵抗施工載重。柱在續接與底板上承壓。如M4.4節，在裝配好的產品中，整個接頭的接觸可能不一致，因此提供了確保某種接觸的規則，以限制銲接金屬及其周圍材料的潛在變形。這些銲接旨在將柱固定到位，而不是傳遞壓力載重。此外，正常施工作業伴隨著柱續接非常小的變形之影響。同樣地，對底板的要求與正常的施工作業確保了底座的一些承壓。因此不需要考慮銲接金屬中的壓應力，因為銲接金屬會變形並隨後在柱子承壓時停止。

其他PJP開槽銲接頭連接的構才可能會承受意外載重並密合間隙。當這些接合完成承壓時，間隙密合可能不如第13.4.4節中規定的那樣好，但可以預期一些承壓，並且銲接設計為使用以下因素抵抗11.1.4(2)節中定義的載重，表11.2-5中的可用強度和面積。

在表11.2-5中，填角銲的標稱強度由有效銲喉面積決定，而連接部分的強度由各自的厚度決定。圖C-

11.2-10說明填角銲與母材的剪力面：

- (1) 平面1-1，其強度由材料A的剪力強度控制
- (2) 平面2-2，其強度由銲接金屬的剪力強度控制
- (3) 平面3-3，其強度由材料B的剪力強度控制

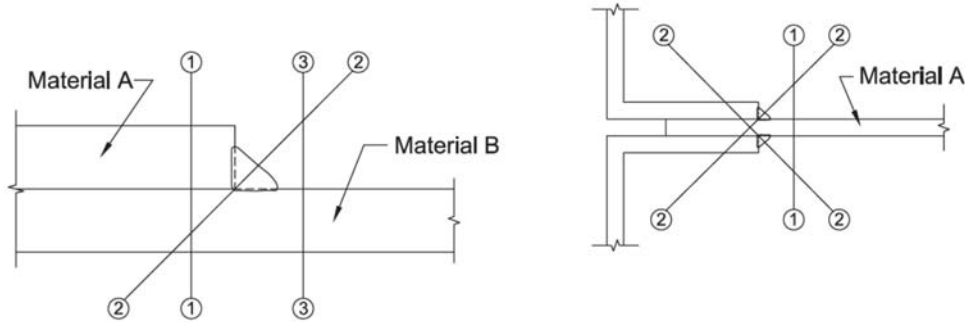
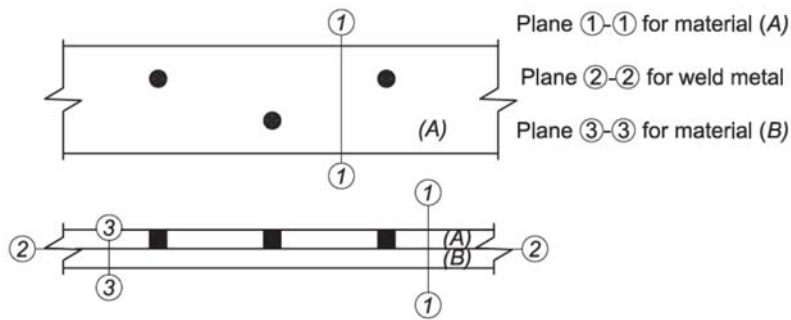
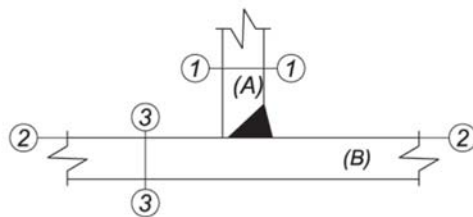


圖 C11.2-10 填角銲道受縱向檢力之剪力面

銲接接頭的強度是在每個剪力傳遞面計算的強度中最低的。注意，平面1-1與3-3的位置遠離銲接和母材間的熔合區域。試驗證明，該熔合區的應力在決定填角銲的剪力強度時並不重要(Preece, 1968)。塞銲與PJP開槽銲用於銲接和母材之剪力面如圖C11.2-11所示。通常母材控制剪力強度。



(a)塞槽銲接



(b)部分全滲透開槽銲接

圖 C11.2-11 塞銲與 PJP 開槽銲用於剪力面

當銲道組受到不通過組重心作用的外部載重的剪力作用時，載重是偏心的，並且會導致銲接連接部分發生相對旋轉與平移。旋轉趨向於發生的點稱為瞬時旋轉中心。它的位置取決於載重偏心程度、銲道組的幾何形狀以及相對於銲接軸線的合力在不同角度下的銲件變形。

可以假設每單位的銲接單元之單獨強度作用在垂直於穿過瞬時中心與該單元位置的射線上(見圖C11.2-12)。銲道組的極限抗剪強度可由單個銲道單元的載重變形關係求得。這種關係最初是由Butler等人用E60 (E43)銲條求出的 (1972)。Lesik與Kennedy (1990)報告E70 (E48)銲條之曲線。與螺栓的載重-變形關係不同，銲接的強度與變形性能取決於合成元素之力與銲接元素軸線的夾角，如圖C11.2-12所示。

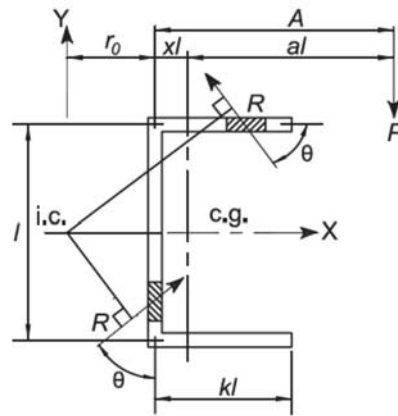


圖 C11.2-12 銲接單元名稱

在圖C11.2-13之銲道的實際載重變形關係，取自Lesik和Kennedy (1990)。將SI方程式轉換為美國慣用單位會得出以下的銲接強度 R_n 方程式：

$$R_n = 0.852(1.0 + 0.50 \sin^{1.5} \theta) F_{EXX} A_w \quad (C11.2-1)$$

由於縱向受力銲接的最大強度限制為 $0.60 F_{EXX}$ ($\theta = 0^\circ$)，規範因此規定折減的方程式係數，為銲接技術與程序的任何變化提供了合理的餘裕。為消除可能的計算困難，接元素的最大變形限制為 $0.17w$ 。為設計方便， $f(p)$ 使用一個簡單的橢圓公式來近似 Lesik and Kennedy (1990)之經驗多項式。

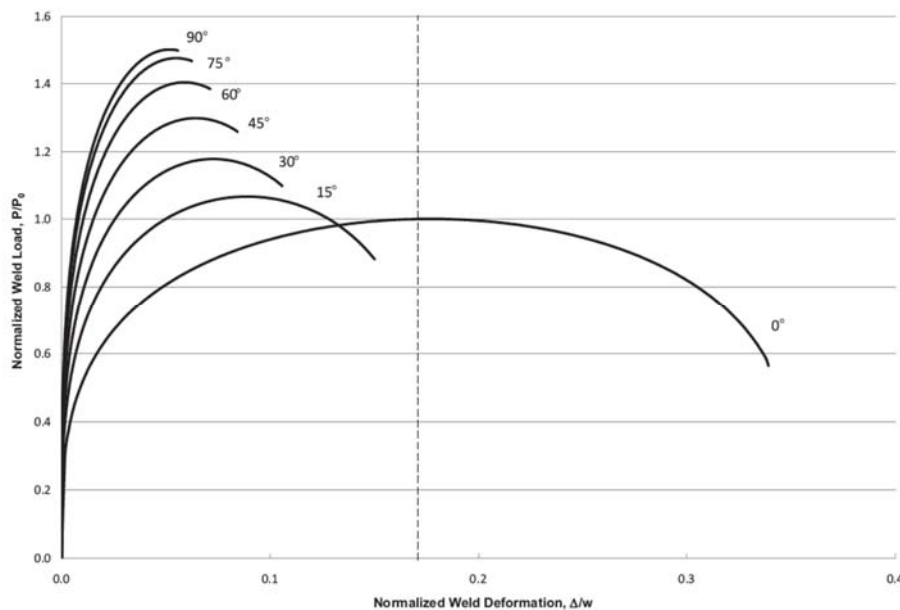


圖 C11.2-13 載重與變形關係圖

在2010年之前，填角銲強度的增加僅限於在銲道組元素平面中加載的銲道組。Gomez等人的測試(2008)指出，公式11.2-5定義的強度增加不必限於面內加載。

所有銲接元素的總強度結合起來以抵抗偏心載重，且當選擇了正確的瞬時中心位置時，滿足平面的三個靜力平衡方程($\sum F_x = 0$ ， $\sum F_y = 0$ ， $\sum M = 0$)。例如Brandt(1982)已經開發了數值技術，以收斂公差定位瞬時旋轉中心。

11.2.5 銲接組合

如果兩種或以上類型的銲接(開槽、填角、塞孔、塞槽)組合在一個接頭中，則應參照組

中的軸線分別計算各類銲接的強度，以決定組合銲接強度。

解說：

在決定同一接頭內PJP開槽銲與填角銲的組合強度時，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，必須決定組合銲接的合成銲喉(從根部到銲接最終面的最短尺寸)，並根據該尺寸進行設計。

11.2.6 銲材要求

垂直於有效面積受拉力的全滲透開槽銲，其銲材選擇應符合AWS D1.1/D1.1M之銲材匹配要求。

銲材金屬在4 °C (40 °F)或更低溫度下具規定的最小沙丕V形缺口韌性27 J (20 ft-lb)者，應用於以下接頭：

- (1) 鋼墊片留在原位之全滲透開槽銲T型接頭與角銲接頭，受垂直於有效面積的拉力，否則接頭設計使用之標稱強度，強度係數或安全係數，適用於部分滲透開槽銲。
- (2) 在3.2節中定義的重型斷面的全滲透開槽銲接合，承受垂直於有效面積之拉力。製造商的符合性證書應為符合性之充分證據。

解說：

下表總結了AWS D1.1/D1.1M對銲材匹配的規定。有關母材與預認證匹配銲材的完整表列，參閱AWS D1.1/D1.1M表3.1。

| 母材 | 匹配銲材 |
|---|---|
| A36 ≤ 19 mm (3/4 in.) 厚 | 414 & 483 MPa (60 & 70 ksi) 銲材 |
| A36 > 19 mm (3/4 in.) A572 (Gr. 50 & 55) A588* A913 (Gr. 50) A1011 A992 A1018 | 遮護金屬電弧銲(SMAW)：E7015、E7016、E7018、E7028 其他(銲接)程序：483 MPa (70 ksi) 銲材 |
| A913 (Gr. 60 & 65) | 80 ksi filler metal |

*有關耐腐蝕性與顏色近似母材的，參閱AWS D1.1/D1.1M，子項3.7.3。

註解：

銲接金屬應符合 AWS A5.1、A5.5、A5.17、A5.18、A5.20、A5.23、A5.28 或 A5.29 之要求。具有不同強度母材的接頭中，使用與較高強度母材相匹配的銲材，或銲材與較低強度母材相匹配且氫沉積率低的。

來自背襯板與相關的缺口效應之施加應力與殘餘應力及幾何不連續性，導致斷裂敏感性。此外，某些銲接金屬與特定程序相結合會導致銲道具有較低的缺口韌性。本規範因此對那些承受更顯著應力與能量韌性要求的接頭之銲縫金屬要求最低的指定能量韌性。對於翼板厚度超過 50 mm的熱軋型鋼，選擇所需的能量韌性為比母材要求更保守一級的程度。

11.2.7 混合銲接金屬

當指定沙丕V形槽能量韌性時，所有沉積於接頭的銲接金屬、點銲、根銲與後續銲層之銲接消耗品應匹配，以確保複合銲接金屬之缺口韌性。

解說：

當使用不匹配的銲接金屬組合且要求複合銲接金屬之缺口能量韌性時，可能會出現問題。例如，以含鋁脫氧劑的銲條搭配自動遮護程序進行點銲，然後用SAW多道銲接，可能會導致複合銲接金屬具有較低的缺口韌性，儘管每個程序本身都可以製作具缺口韌性的銲接金屬。

對混合銲接金屬類型的潛在問題僅限於兩種銲接金屬之一為自遮蔽包藥電弧銲(FCAW-s)程序所熔附的。已經證明受拉與伸長量之變化是不影響的。缺口(能量)韌性才是受影響最大的性質。在業界有FCAW-s 與其他程序的許多匹配組合。

11.3 螺栓與螺紋部分

11.3.1 高強度螺栓

除非本規範另有規定，使用高強度螺栓應符合“使用高強度螺栓之結構接頭的規範 (*Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts*)”，以下稱RCSC規範，其經結構接頭研究委員會(Research Council on Structural Connections)審核。

本規範依材料強度將高強度螺栓如下分類：

Group A—ASTM A325, A325M, F1852, A354 Grade BC, and A449

Group B—ASTM A490, A490M, F2280, and A354 Grade BD

組裝時，包括與墊圈相鄰的所有接合面應無銹皮，除緊密銹皮外。

以下情況下使用時，允許將螺栓安裝到緊貼狀態：

(a) 承壓接合，除6.6節或11.1.10節註明外。

(b) 拉力或剪力與拉力複合作用，僅適於Group A螺栓，其設計不考慮由於振動或載重變動引起的鬆動或疲勞。

緊貼條件定義為使連接層牢固地接觸達要求的緊密度。緊貼以外之螺栓鎖固條件，應在設計圖上清楚地定義。

設計圖上規定之預力的或摩阻型接頭之所有高強度螺栓，應鎖固至不小於表11.3-1或表11.3-1M之螺栓拉力。

安裝應採用下列任一方法：轉螺帽方法，直接預力量測計，扭斷型拉力控制螺栓，校正的扳手，或其他設計螺栓。

表 11.3-1 最小螺栓預力[kN (kips)]

| 螺栓尺寸，mm | Group A (即A325螺栓) | Group B (即A490螺栓) |
|---------|-------------------|-------------------|
| 13 | 53 (12) | 67 (15) |
| 16 | 85 (19) | 107 (24) |
| 19 | 125 (28) | 156 (35) |
| 22 | 174 (39) | 218 (49) |
| 25 | 227 (51) | 285 (64) |
| 29 | 249 (56) | 356 (80) |
| 32 | 316 (71) | 454 (102) |
| 35 | 378 (85) | 538 (121) |
| 38 | 458 (103) | 658 (148) |

等於螺栓最小抗拉強度的0.70倍，四捨五入到最接近的kN，如ASTM規範中對具有UNC螺紋的A325和A490螺栓的規定。

11.3-1M 最小螺栓預力(kN)

| 螺栓尺寸, mm | Group A (即A325螺栓) | Group B (即A490螺栓) |
|----------|-------------------|-------------------|
| M16 | 91 | 114 |
| M20 | 142 | 179 |
| M22 | 176 | 221 |
| M24 | 205 | 257 |
| M27 | 267 | 334 |
| M30 | 326 | 408 |
| M36 | 475 | 595 |

等於螺栓最小抗拉強度的0.70倍，四捨五入到最接近的kN，如ASTM規範中對具有UNC螺紋的A325和A490螺栓的規定。

當RCSC規範限制內無法提供螺栓要求，因為長度超過12個直徑或直徑超過38 mm，允許依照表11.3-2中螺紋部分規定使用符合Group A或Group B材料的螺栓或螺桿。

當ASTM A354 Grade BC、A354 Grade BD或A449螺栓和螺桿用於摩阻型接合時，包括螺紋間距、螺紋長度、螺栓頭部和螺帽在內的螺栓幾何應等於或(如果直徑大於)與RCSC規範要求的成比例。

安裝應符合RCSC規範的所有適用要求，並根據增加的直徑與/或長度進行修改以提供設計的預拉力。

表 11.3-2 螺栓與螺紋部分標稱強度(MPa)

| 螺栓描述 | 標稱拉力強度, F_t , MPa(ksi) ^[a] | 在承壓型接合之標稱剪力強度, F_{nv} , MPa (ksi) ^[b] |
|----------------------------------|---|--|
| A307螺栓 | 310 (45) | 188 (27) ^{[c] [d]} |
| Group A (即A325) 螺栓,當螺紋不被排除在剪力面外時 | 620 (90) | 372 (54) |
| Group A (即A325) 螺栓,當螺紋排除在剪力面外時 | 620 (90) | 469 (68) |
| Group B (即A490) 螺栓,當螺紋不被排除在剪力面外時 | 780 (113) | 469 (68) |
| Group B (即A490) 螺栓,當螺紋被排除在剪力面外時 | 780 (113) | 579 (84) |
| 符合3.4節要求的螺紋部分, 當螺紋不被排除在剪力面外時 | $0.75 F_u$ | $0.450 F_u$ |
| 符合3.4節要求的螺紋部分, 當螺紋被排除在剪力面外時 | $0.75 F_u$ | $0.563 F_u$ |

[a] 用於承受拉力疲勞載重的高強度螺栓，詳附錄3。
[b] 對螺栓樣式長度大於 965 mm的端部負載接合， F_{nv} 應減至表中值的83.3%。以一個接合面連接兩個部分的螺栓中心線間的作用力，與該力線平行的最大距離為螺栓樣式長度。
[c] 對A307螺栓，表中值應在夾具超5倍直徑長度，每2 mm減少1%。
[d] 螺紋允許在剪力平面。

解說：

緊貼螺栓沒有特定的最小或最大拉力要求。除非設計圖上明確禁止，否則允許使用完全預力螺栓，例如ASTM F1852或F2280

一般來說，除本規範規定，高強度螺栓的使用需符合結構接合研究委員會(Research Council on Structural Connections, RCSC)所核准的“使用高強度螺栓之結構接合規範(Specification for Structural Joints Using High-Strength Bolts)(RCSC, 2009)”。Kulak (2002)概述了高強度螺栓之特性與用途。

有時需使用直徑超過ASTM A325或A325M與ASTM A490或A490M螺栓(或超過這些等級可用的強度)允許的高強度螺栓。對直徑超過 38 mm或長度超過約 200 mm的接頭，11.3.1節允許使用ASTM A449

螺栓和ASTM A354 BC與BD級螺紋桿。注意，錨定螺桿更優先指定為ASTM F1554材料。高強度螺栓按強度等級分為兩類：

強度類似於ASTM A325 螺栓的Group A螺栓。

強度類似於ASTM A490 螺栓的Group B螺栓。

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 尺寸與開孔使用

螺栓孔最大尺寸在表11.3-3或表11.3-3M，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。

橫向於載重方向的標準孔或短槽孔應按本規範規定提供，除非超大孔、平行於載重的短槽孔或經簽證技師批准的長槽孔。

基於標準孔設計的模組型接合允許使用最大6 mm的指狀墊片，而不會將螺栓的標稱剪力強度降低到為槽孔指定強度。

表 11.3-3 標稱孔徑(in.)

| 螺栓孔徑(in.) | 孔徑(in.) | | | |
|-----------|------------|------------|-----------------|-----------------|
| | 標準 (直徑) | 加大 (直徑) | 短槽 (寬度×長度) | 長槽 (寬度×長度) |
| 1/2 | 9/16 | 5/8 | 9/16×11/16 | 9/16×1¼ |
| 5/8 | 11/16 | 13/16 | 11/16×7/8 | 11/16×1⅞ |
| 3/4 | 13/16 | 15/16 | 13/16×1 | 13/16×1⅞ |
| 7/8 | 15/16 | 1⅞ | 15/16×1⅞ | 15/16×2⅜ |
| 1 | 1⅞ | 1¼ | 1⅞×1⅞ | 1⅞×2½ |
| ≥1⅞ | d+1⅞ | d+5/16 | (d+1/8)×(d+3/8) | (d+1/16)×(2.5d) |

表 11.3-3M 標稱孔徑(mm)

| 螺栓孔徑(mm) | 孔徑(mm) | | | |
|----------|-------------------|------------|---------------|---------------|
| | 標準 (直徑) | 加大 (直徑) | 短槽 (寬度×長度) | 長槽 (寬度×長度) |
| M16 | 18 | 20 | 18×22 | 18×40 |
| M20 | 22 | 24 | 22×26 | 22×50 |
| M22 | 24 | 28 | 24×30 | 24×55 |
| M24 | 27 ^[a] | 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 |

^[a] 如果需要，提供的間隙允許使用1英吋螺栓。

在任何或所有摩阻型接合連接層都允許使用加大的孔，但它們不得用於承壓型接合。硬化墊圈應安裝在加大孔的外層上。

在任何或所有摩阻型接合或承壓型接合的連接層中允許使用短槽孔。在滑摩阻型接合中允許開槽不考慮載重方向，但在承壓型接合中槽長度方向應垂直載重方向。墊圈應安裝在短槽孔的外層上；當使用高強度螺栓時，此類墊圈應為符合 ASTM F436的硬化墊圈。

當直徑超過25 mm的Group B螺栓用於外層的開槽或加大孔時，除最小厚度8 mm外，單個符合ASTM F436硬化墊圈應用於代替標準墊圈。

解說：

RCSC規範第6節中提供了墊圈要求。長槽孔僅允許在單個接合面的摩阻型接合或承壓型接合的連接部分之一。在摩阻型接合中允許使用長槽孔而不考慮載荷方向，但在承壓型接合中應垂直於載重方向。如果在外層使用長槽孔，應提供板墊圈或帶有標準孔的連續鋼筋，其尺寸應足以在安裝後完全覆蓋槽孔。

在高強度螺栓接合中，這種板墊圈或連續鋼筋應不小於8 mm厚，且應為結構材料，但無需硬化。如果使用高強度螺栓需要硬化墊圈，硬化墊圈應放置在板墊圈或桿的外表面。

橫向於載重方向之標準孔或短槽孔現在允許用於符合本規範要求的所有應用。此外，為了在安裝過程中提供一些空間調整構架管道，允許在設計者批准下使用三類型的擴大孔。這些孔的標稱最大尺寸在表11.3-3或11.3-3M。使用這些擴大孔僅限於高強度螺栓接合，並限於11.3.3和11.3.4節之規定。

11.3.3 最小間距

標準孔、加大孔或槽孔的中心距不應小於螺栓標稱直徑 d 的 $2\frac{2}{3}$ 倍； $3d$ 的距離是首選。

解說：

標稱直徑的 $2\frac{2}{3}$ 倍和3倍的最小間距尺寸是為了便於施工，不一定滿足11.3.10節之承壓與抗拉強度的要求。

11.3.4 最小邊距

從標準孔的中心到被連接部分之邊緣在任何方向的距離皆不應小於表11.3-4或表11.3-4M中的適用值，或11.3.10節的要求。

加大孔或槽孔中心到被連接部分邊緣的距離應不小於標準孔到被連接部分邊緣所需的距離加上表11.3-5或表11.3-5M中的適用增量 C_2 。

解說：

表11.3-4和11.3-4M中的邊距是基於標準製造實務與工藝公差的最小邊距。必須滿足11.3.10和11.4節的適當規定。

在前版本的規範中，表11.3-4與11.3-4M分別給出了剪切邊緣與軋製或熱切割邊緣之最小邊距。11.3.10與11.4節用於防止超出承壓與撕裂之極限，適用於熱切割、鋸切與剪切的邊緣，且須滿足所有螺栓孔之要求。因此，表11.3-4與11.3-4M中的邊距是施工品質標準，不再取決於邊緣狀況或製造方法。

11.3.5 最大間距與邊距

從任何螺栓的中心到接觸部分最近邊緣的最大距離，應為所考慮的連接部分厚度之12倍，但不得超過150 mm。

由板與型鋼或連續接觸的兩塊板所組成之元件間的螺栓縱向間距應為：

- (a) 對未腐蝕的塗漆構材或未塗漆構材，間距不應超過較薄部分厚度的24倍或305 mm。
- (b) 對大氣腐蝕的未塗漆之耐候鋼構材，間距不應超過較薄部分厚度的14倍或180 mm。

11.3-4 從標準孔中心^[b] 到連接部份邊緣的最小邊距^[a](in.)

| 螺栓直徑，英吋. | 最小邊距 |
|----------|---------|
| 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] 如有必要，若滿足11.3.10節與11.4節的適當規定，則允許更小邊距，但未經簽證技師的批准，不允許小於一個螺栓直徑的邊距。

^[b] 加大孔或短槽孔見表11.3-5。

表 11.3-4M 從標準孔中心^[b] 到連接部份邊緣的最小邊距^[a](mm)

| 螺栓直徑，公厘 | 最小邊距 |
|---------|--------|
| 16 | 22 |
| 20 | 26 |
| 22 | 28 |
| 24 | 30 |
| 27 | 34 |
| 30 | 38 |
| 36 | 36 |
| 超過36 | 1.25 d |

^[a] 如有必要，若滿足11.3.10節與11.4節的適當規定，則允許更小邊距，但未經簽證技師的批准，不允許小於一個螺栓直徑的邊距。

^[b] 加大孔或短槽孔見表11.3-5M。

表 11.3-5 邊距增量值 C_2 (in.)

| 螺栓標稱直徑 英吋 | 加大孔 | 槽孔 | | 長軸平行於邊 |
|--------------|-----|--------|-------------------|--------|
| | | 長軸垂直於邊 | | |
| | | 短槽 | 長槽 ^[a] | |
| ≤ 7/8 | 1/8 | 1/8 | 3/4d | 0 |
| 1 | 1/8 | 1/8 | | |
| ≥ 1 1/8 | 1/8 | 3/16 | | |

^[a] 當槽長小於最大允許值(見表11.3-3)， C_2 允許減少最大槽長與實際槽長差值的二分之一。

表 11.3-5M 邊距增量值 C_2 (mm)

| 螺栓標稱直徑 英寸 | 加大孔 | 槽孔 | | |
|--------------|-----|--------|-------------------|--------|
| | | 長軸垂直於邊 | | 長軸平行於邊 |
| | | 短槽 | 長槽 ^[a] | |
| ≤ 22 | 2 | 3 | 0.75 d | 0 |
| 24 | 3 | 3 | | |
| ≥ 27 | 3 | 5 | | |

^[a] 當槽長小於最大允許值(見表11.3-3M)， C_2 允許減少最大槽長與實際槽長差值的二分之一。

解說：

(a)與(b)中的尺寸不適用於由連續接觸的兩個型鋼所組成之元件。

限制邊距不超過外部連接部分厚度之12倍，但不超過150 mm，其目的在油漆失效的情況下排除濕氣，從而防止這些部分的腐蝕可能累積與迫使其分離。對暴露於大氣而腐蝕的未塗漆耐候鋼之接合部分，需更加嚴格的限制。

縱向間距僅適用於由型鋼與板或兩塊板組成的元件。對於不受腐蝕的背靠背的角鋼等元件，其縱向間距可依照結構要求。

11.3.6 螺栓和螺紋部分的拉力與剪力強度

緊貼或預力的高強螺栓或螺紋部份的設計拉力或剪力強度 ϕR_n ，與容許用拉力或剪力強度 R_n/Ω ，應根據拉力斷裂與剪力斷裂的極限狀態如下決定：

$$R_n = F_n A_b \tag{11.3-1}$$

$$\phi_v = 0.75 \text{ (LRFD)}, \Omega_v = 2.00 \text{ (ASD)}$$

其中：

A_b ：螺栓或螺紋部分的無螺紋主體之標稱面積， mm^2 (cm^2)。

F_n ：標稱拉應力 F_{nt} ，或剪應力 F_{nv} ，參考表11.3-2， kg/cm^2 (MPa)。

要求的拉強力度應包括由連接部分變形產生的撬動作用所致的任何拉力。

解說：

緊貼或預力的高強度螺栓或螺紋部分可抵抗的力可能會受到第11.3.10節中螺栓孔處的承壓強度所限制。單個螺栓的有效強度可取為11.3.6節中螺栓剪力強度與11.3.10節中螺栓孔處的承壓強度兩者之小者。螺栓群的強度取單個螺栓的有效強度加總和。

緊固件的拉力載重通常伴隨著接合部分之變形而產生一些彎曲。因此，強度係數 ϕ 和安全係數 Ω 相對保守。表11.3-2中的標稱抗拉強度值是從公式獲得的。

$$F_{nt} = 0.75 F_u \tag{C11.3-1}$$

此式中包含的係數0.75考慮了螺栓之螺紋段的有效受拉面積與常見尺寸的螺栓柄面積之近似比例。因此， A_b 定義為螺栓無螺紋段的面積，而表11.3.2中的 F_{nt} 值以 $0.75 F_u$ 計算。雖然方程式是為螺栓接合發展的，但也可保守地用於有螺紋的部分(Kulak et al., 1987)。

對於ASTM A325或A325M螺栓，小直徑與大直徑之間沒有區別，即使直徑超過25 mm的螺栓的最小抗拉強度 F_u 較低。這種細分是不合理的，特別是考慮到保守的強度係數 ϕ 和安全係數 Ω 、受拉面積與總

面積的增加比率以及其他補償因素。

表11.3-2中的標稱抗剪強度值是從以下四捨五入到最接近的整數ksi之等式中獲得的：

(a) 當螺紋被排除在剪力面之外時

$$F_{mv} = 0.563F_u \quad (C11.3-2)$$

(b) 當螺紋不被排除在剪力面之外時

$$F_{mv} = 0.450F_u \quad (C11.3-3)$$

係數0.563考慮了0.625的剪力/拉力比與0.90的長度折減係數之影響。係數0.450是0.563的80%，這說明了當螺紋未從剪力面排除時，緊固件螺紋部分的面積減少。0.90的初始折減係數適用於長度不超過965 mm的接合。承壓型接合中剪力的強度係數 ϕ 與安全係數 Ω 與初始0.90係數相結合，可適應長度小於或等於965 mm的接合中之應變變化與二階效應的影響。

在僅由幾個螺栓組成且長度不超過大約406 mm的接合中，不同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)。在較長的拉力與壓力接頭中，不同的應變會在螺栓間造成不均勻的載重分佈，靠近末端的那些載重不成比例的佔總載重的大部分，從而降低了每個螺栓的最大強度。本規範不限制長度，但對長度超過965 mm的接合要求決定螺栓剪力強度時用0.75代替初始的0.90係數。將列表值乘以 $0.75/0.90 = 0.833$ 獲得適當的值，以代替另一列設計值。

進行中的討論主要適用於端載拉伸與壓縮之接合，但對於長度小於或等於965 mm的接合，則適用於所有接合以維持簡單。對於長度大於965 mm的小梁與大梁中使用的剪力型接合，無需進行第二次折減。端部加載和非端部加載接合例 如圖C11.3-1 所示。

決定螺栓的剪力強度時，面積 A_b 乘以受剪力面之數量。雖為螺栓接合開發，這些方程也可保守地應用於具螺紋的部分。ASTM A307螺栓的給定值是從公式(C11.3-3)中獲得的，但適用於所有情況，且與螺紋位置無關。

有關本節規範發展的其他訊息，參見RCSC規範之解說(RCSC, 2009)。

在表11.3-2之註腳c，ASTM A307螺栓的5個直徑每1/16英寸指定減少1%之由長鉚釘而來的轉換折減項。由於材料強度相似，故決定相似的折減是合適的。

11.3.7 承壓接合中的複合拉力與剪力

受拉力與剪力複合作用的螺栓之可用拉力強度應根據拉力剪力斷裂的極限狀態如下決定：

$$R_n = F'_t A_b \quad (11.3-2)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

其中：

F'_t ：包括剪應力影響之修改後的標稱拉應力，kg/cm² (MPa)。

$$: = 1.3F_t - \frac{F_t}{\phi F_{mv}} f_{rv} \leq F_t \text{ (LRFD)} \quad (11.3-3a)$$

$$: = 1.3F_t - \frac{\Omega F_t}{F_{mv}} f_{rv} \leq F_t \text{ (LRFD)} \quad (11.3-3b)$$

F_t ：表11.3-2之標稱拉應力，kg/cm² (MPa)。

F_{nv} : 表11.3-2之標稱剪應力, kg/cm^2 (MPa)。

f_{rv} : 使用 LRFD 或 ASD 載重組合的需求剪應力, kg/cm^2 (MPa)。

螺栓的可用剪應力應等於或超過需求剪應力, f_{rv} 。

解說：

緊貼或預力的高強度螺栓或螺紋部分可抵抗的力可能會受到第11.3.10節中螺栓孔處的承壓強度所限制。

單個螺栓的有效強度可取為11.3.6節中螺栓剪力強度與11.3.10節中螺栓孔處的承壓強度兩者之小者。螺栓群的強度取單個螺栓的有效強度加總和。

試驗顯示, 承受外力產生的剪力與拉力複合作用之承壓螺栓的強度可以用橢圓來精確定義(Kulak等人, 1987年)。關係式表示為：

根據2.3.3節(LRFD)設計：

$$\left(\frac{f_t}{\phi F_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right)^2 = 1 \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{C11.3-4a})$$

根據第2.3.4節(ASD)進行設計：

$$\left(\frac{\Omega f_t}{F_{nt}}\right)^2 + \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}}\right)^2 = 1 \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{C11.3-4b})$$

其中：

f_v : 需求剪應力, kg/cm^2 (MPa)。

f_t : 需求拉應力, kg/cm^2 (MPa)。

F_{nv} : 標稱剪應力, kg/cm^2 (MPa)。

F_{nt} : 標稱拉應力, kg/cm^2 (MPa)。

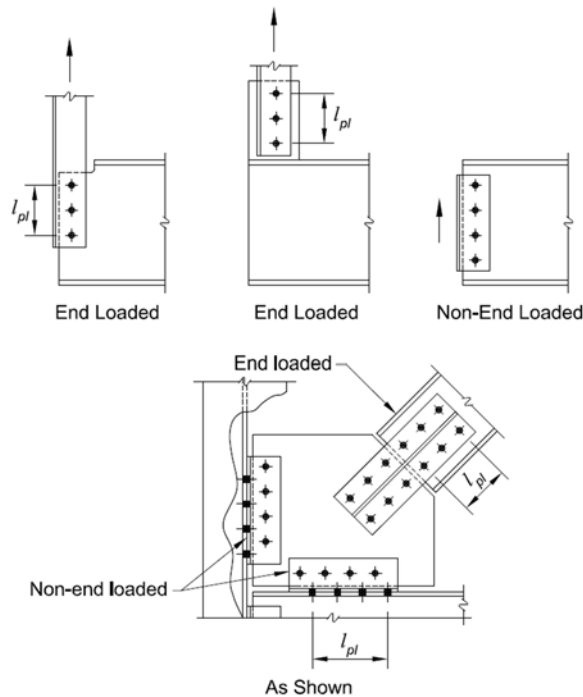


圖 C11.3-1 端部與非端部接合範例(l_{pl} 為螺栓面長度)

橢圓關係可以用圖C11.3-2所示的三條直線代替，只有很小的差異。直線表示的具斜率部分如下：

根據3.3.3節(LRFD)設計：

$$\left(\frac{f_t}{\phi F_{nt}}\right) + \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right) = 1.3 \quad (\text{C11.3-5a})$$

根據3.3.4節(ASD)設計：

$$\left(\frac{\Omega f_t}{F_{nt}}\right) + \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}}\right) = 1.3 \quad (\text{C11.3-5b})$$

導出方程式11.3-3a 與11.3-3b (Carter et al., 1997)。

後項表示提供的優點是，存在相當大的另一種的應力時，不需要對任一類的應力進行修正。注意，方程式11.3-3a和11.3-3b可以改寫，以便找到所需的單位面積標稱剪力強度 F_{nv}' ，其為拉應力 f_t 的函數。這些公式是：

根據3.3.3節(LRFD)設計：

$$F_{nv}' = 1.3F_{nv} - \frac{F_{nv}}{\phi F_{nt}} f_t \leq F_{nv} \quad (\text{C11.3-6a})$$

根據3.3.4節(ASD)設計：

$$F_{nv}' = 1.3F_{nv} - \frac{\Omega F_{nv}}{F_{nt}} f_t \leq F_{nv} \quad (\text{C11.3-6b})$$

11.3.7節採用線性關係；通常，使用橢圓關係是可接受的(見圖C11.3-2)。使用橢圓解的類似公式是：

根據3.3.3節(LRFD)設計：

$$F_{nv}' = F_{nt} \sqrt{1 - \left(\frac{f_v}{\phi F_{nv}}\right)^2} \quad (\text{C11.3-7a})$$

根據3.3.4節(ASD)設計：

$$F_{nv}' = F_{nt} \sqrt{1 - \left(\frac{\Omega f_v}{F_{nv}}\right)^2} \quad (\text{C11.3-7b})$$

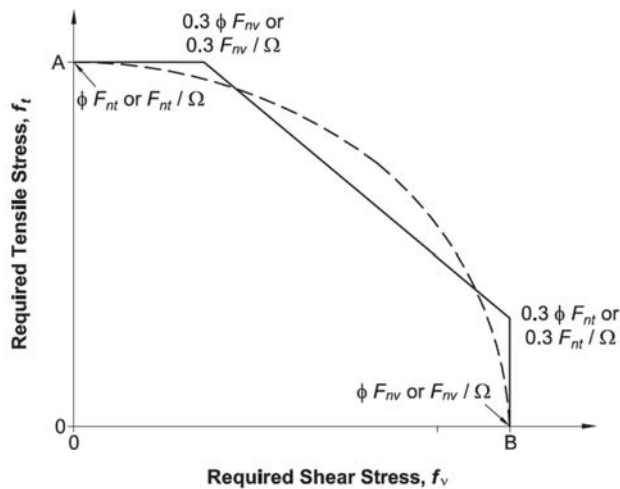


圖 C11.3-2 直線代替橢圓解

11.3.8 在摩阻型接合的高強度螺栓

摩阻型接合應設計防止滑動與為承壓型接合的極限狀態。

當摩阻型螺栓通過墊片，所有滑動面應備有設計滑動強度。滑動的極限狀態之可用滑動強度應如下決定：

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (11.3-4)$$

(a) 垂直於載重方向的標準孔與短槽孔

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

(b) 平行於載重方向的加大孔與短槽孔

$$\phi = 0.85 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.76 \text{ (ASD)}$$

(c) 長槽孔

$$\phi = 0.70 \text{ (LRFD)}, \Omega = 2.14 \text{ (ASD)}$$

其中：

μ ：Class A或B表面的平均滑動係數如下所示，或由試驗決定：

(i) 對Class A表面(未塗漆乾淨銹皮鋼材表面，或噴砂乾淨的鋼材或熱浸鍍鋅粗糙表面之Class A塗裝表面) - $\mu = 0.30$ 。

(ii) 對Class B表面(未塗漆乾淨銹皮鋼材表面，或噴砂乾淨的鋼材之Class B塗裝表面) - $\mu = 0.50$ 。

D_u ：=1.13，反映安裝螺栓的平均預力與螺栓指定最小預力之比的乘數。可由簽證技師核准使用其他值。

T_b ：表11.3-1M所列螺栓最小拉力(kN)，或表11.3.1(kips)。

h_f ：墊片因子，如下決定：

(i) 沒有墊片或已加螺栓在墊片中分配載重

$$h_f = 1.0。$$

(ii) 未加螺栓在墊片中分配載重

(a) 連接部分間有一個墊片

$$h_f = 1.0。$$

(b) 連接部分間有二個或更多的墊片

$$h_f = 0.85。$$

n_s ：允許接合滑動所需的滑動平面數。

解說：

多年來，摩阻型接合的設計規定基本保持不變。最初的規定，使用1/16英吋間隙的標準孔，是基於使用校準扳手方法鎖緊時在規範載重下有10%之機率會滑動。這約為1.4到1.5倍的滑動設計相當。因為抗滑強度被視為一種使用性的設計極限狀態，所以這被決定為一個適當之安全係數。

根據 RCSC 螺栓與鉚接接頭設計指針 (RCSC *Guide to the Design Criteria for Bolted and Riveted Joints*) (Kulak et al., 1987)，修訂了規定以包括過大孔與槽孔(Allan and Fisher, 1968)。修訂後的規定包括將過大孔的可用強度降低15%，垂直的長槽孔降低30%，而平行於載重方向的長槽孔降低40%。

除了LRFD的次要改變與新增規定外，直到2005AISC規範為設計用於簽證技師選擇的摩阻型接合增加了更高的可靠度級別，摩阻型接合設計才有改變。增加此一規定的原因有兩個。

首先，使用超大孔的摩阻型接合變得非常流行，因為它們提供了經濟性，特別是對於大型栓接桁架與重型垂直支撐系統。雖然RCSC規範的解說指出只有簽證技師才能確定在使用載重下的潛在滑動是否會降低構架抵抗(係數放大)載重之能力，但它沒有就如何做到這一點提供任何指引。2005年版的規範提供了一個程序，設計在(係數放大)載重下抵抗滑動，在使用載重下的潛在滑動是否會降低構架抵抗(係數放大)載重之能力。

再者，這些接合許多細節需要大的填板。開發這些填充物的必要性以及如何進行是一個問題。1999年版LRFD規範指出，作為開發填板的替代方案，“接頭應設計為摩阻型接頭”。RCSC規範指出，“接頭應設計為摩阻型接頭。接頭的防滑動能力不應因填板或墊片之存在而降低。”兩種規範都要求將上述接頭當作承壓接合進行檢核，這通常需要開發大型的填板。

這兩個問題的答案似乎都提供了一種設計具有超大孔的接合方法，以在強度上防止滑動，且不需要對接合進行承壓強度檢核。為了做到這一點，首先有必要盡可能接近地決定當前超大孔的抗滑強度。然後有必要確定什麼是足夠的抗滑動強度，以便能夠說此接合可以在(係數放大的)載重下抵抗滑動。

三個主要研究專題構成了2010年版規範摩阻型接合的主要來源：

(1) Dusicka與Iwai (2007)為RCSS評估了有填板之範摩阻型接合。這項工作提供了所有用填板的摩阻型接合相關結果。

(2) Grondin 等人(2007)完成了一項由兩部分組成的研究，匯整了所有已知來源的防滑強度數據，與分析了該數據所顯示的 摩阻型接合之可靠度。對-大跨度屋頂桁架之結構系統配置進行評估，以看看在摩阻型接合中滑動是否需要更高的可靠度。

(3) Borello 等人(2009)進行了16組有無使用厚填板的標準孔與超大孔之大尺寸摩阻型接合試驗。

在發展與探討 2010年版摩阻型(接合)規範時特別考量的內容如下：

A 級表面滑動係數：Grondin等人(2007)嚴格地評估了測試程序並剔除了大量不符合要求規定的測試。結果推薦A級表面的滑移係數介於0.31和0.32間。部分的問題是被認為是去除黑皮的乾淨表面之變異性。目前的數據顯示，鍍鋅表面仍需更多研究，而美國鍍鋅協會正贊助一系列測試，以確定是否需要進一步改變這些類型表面的滑動係數。

B 級表面滑動係數：根據塗料製造商對滑動試驗的檢討與接合抗滑強度的結果(Borello et al., 2009)，B 級表面的滑動係數可能會略為增加，但可用數據不足以修改2010年版規範。

過大孔與預力損失：Borello等人(2009)證實沒有額外的預力損失，且具超大孔的接合具有與標準孔的對照組類似之抗滑強度。

更高預力與轉動螺帽的方法：事先知道將使用哪種預緊方法有困難以致保留 D_u 的值為1.13，如建立校準扳手方法的那樣。但是，當獲得簽證技師批准，規範確實允許使用更高的 D_u 值。使用螺帽轉動方法可獲得更高的預力。

剪力/承壓強度：Borello等人(2009)驗證過大孔接合無論填充大小如何，都可以在填板時產生可用的載壓強度。剪力強度隨填板尺寸而有所不同，但當未發展強度時厚填板之最大減少約15%，。

在摩阻型接合之填板：Borello等人(2009)指出填板厚度不會降低接合的抗滑強度。Borello等人(2009)及Dusicka與Iwai (2007) 等人指出多重填板，如圖C11.3-3 所示，會降低抗滑強度。確定填料板量的因素應包括在設計方程中。銲接到接合購材或連接板上的板不是填板，故不需要這個折減係數。2010 年版規範對摩阻型接合的規定基於以下結論：

A級摩阻型接合的平均值與變異係數支持使用 $\mu = 0.31$ ，而不是0.33或0.35。預計使用 $\mu = 0.30$ 將獲得更一致的可靠性，同時對兩種滑動等級使用相同的強度係數。選擇了 $\mu = 0.30$ 的值，強度與安全係數反映了該值。

一個因子 h_f 反映了多個填板的使用被加到標稱抗滑動強度之方程式中，導致：

$$R_n = \mu D_u h_f T_b n_s \quad (C11.3-8)$$

其中：

h_f ：填板的因素；係數反映因多重填板而減少滑動。

D_u ：為統計分析出的參數，其定義係根據安裝方法與最小指定預力以及所選的滑動機率所發展出的統計方式計算標稱抗滑強度。

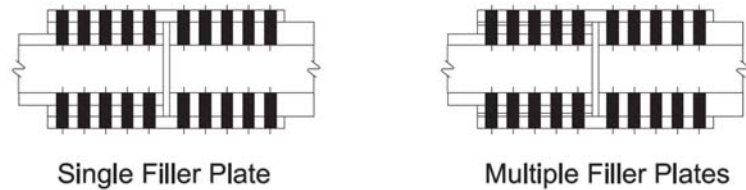


圖 C11.3-3 單一或多重填板配置

填板表面必須與接合中其他接合面具有相同或更高的抗滑係數。過大孔與槽孔的設計抗滑強度折減不是由於測試的抗滑強度降低，而是用於反映滑動後果的一個因素。它繼續在0.85程度，但清楚地被記錄為增加接合抗滑強度的一個因素。

本規範還認可一種用於6.6節中的組合受壓構材之特殊類型的摩阻型接合，其要求螺栓預力與最少A級表面，但該接合是設計使用螺栓之承壓強度。這是基於防止受壓構材端部元件間相對運動之需求。

用螺帽轉動預緊時，與載重平行的超大孔與槽孔之抗滑強度之可靠度(如表C11.3-1)超過了規範中與主要構材標稱強度相關的可靠度。使用其他鎖固方法時的抗滑動強度之可靠度性了以前的程度，其在連接部分預期發生非彈性變形的載重下仍足以防止滑動。

由於滑動影響在標準孔小於過大孔，因此允許標準孔的可靠度係數低於超大孔。關於這些接合可靠度增加之數據允許返回到類似RCSC規範(RCSC, 2009年)與以前AISC規範之單一設計等級的抗滑強度。

表 C11.3-1 靠滑強度可靠因子 β

| Group | Class | Turn-of-Nut Method | | Other Methods | |
|----------------|-----------------------------|--------------------|-----------------|----------------|-----------------|
| | | Standard Holes | Oversized Holes | Standard Holes | Oversized Holes |
| Group A (A325) | Class A ($\mu = 0.30$) | 2.39 | 2.92 | 1.21 | 1.80 |
| | Class B ($\mu = 0.50$) | 2.78 | 3.52 | 1.48 | 2.16 |
| Group B (A490) | Class A ($\mu = 0.30$) | 2.01 | 2.63 | 1.31 | 1.90 |
| | Class B ($\mu = 0.50$) | 2.47 | 3.20 | 1.60 | 2.28 |

11.3.9 在摩阻型接合的複合拉力與剪力

當摩阻型接合受到施加的拉力會降低淨夾緊力，從第11.3.8節每個螺栓的可用滑動強度應乘係數， k_{sc} ，如下所示：

$$k_{sc} = 1 - \frac{T_u}{D_u T_b n_b} \quad (\text{LRFD}) \quad (11.3-5a)$$

$$k_{sc} = 1 - \frac{1.5T_a}{D_u T_b n_b} \quad (\text{ASD}) \quad (11.3-5b)$$

其中：

T_a ：使用ASD載重組合所需的拉力，tf (kN)。

T_u ：使用LRFD載重組合所需的拉力，tf (kN)。

n_b ：承受所施加拉力的螺栓數量。

解說：

如果受拉力，摩阻型接合之抗滑動強度會降低。係數 k_{sc} 是一個乘數，它降低了公式11.3-4的標稱抗滑動強度，其為施加拉力載重之函數。

11.3.10 螺栓孔承壓強度

對螺栓孔承壓極限狀態之可用強度 ϕR_n 與 R_n/Ω 應如下決定：

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

連接材料之標稱承壓強度如下決定：

(a) 對有標準孔，加大孔與短槽孔的接合中之單顆螺栓，無關載種方向，或長槽孔的槽與承壓力方向平行

(i) 服務載重下螺栓孔變形為設計考慮

$$R_n = 1.2l_{ct}F_u \leq 2.4d_tF_u \quad (11.3-6a)$$

(ii) 服務載重下螺栓孔變形不為設計考慮

$$R_n = 1.5l_{ct}F_u \leq 3.0d_tF_u \quad (11.3-6b)$$

(b) 對槽與力方向垂直之長槽孔的接合中之單顆螺栓

$$R_n = 1.0l_{ct}F_u \leq 2.0d_tF_u \quad (11.3-6c)$$

(c) 用於完全穿過未加勁的箱形構材或中空斷面HSS的螺栓接合，詳11.7節與式11.7-1。

其中：

F_u ：連接的材料之規定最小拉力強度，kg/cm² (MPa)。

d ：螺栓標稱直徑，cm (mm)。

l_c ：在力的方向上，孔邊緣與相鄰孔邊緣或材料邊緣間的淨距，cm (mm)。

t ：連接的材料之厚度，cm (mm)。

對於接合，承壓強度應取單顆螺栓的承壓強度之和。應檢查承壓型接合與摩阻型接合的承壓強度。

根據11.3.2節，平行於力作用線的加大孔及短槽孔與長槽孔的使用，僅限於摩阻型接合。

解說：

單顆螺栓的有效強度是11.3.6節中的螺栓剪力強度或11.3.10節中螺栓孔處承壓強度中之小者。

較之承壓強度規定與螺栓的不同；參閱11.7節。承壓強度值被提供用於評估螺栓承壓強度，而非作為不需此類保護的螺栓之保護。因此，相同的承壓值適用於所有由螺栓組裝之接頭，且不管螺栓的剪力強度或承壓區中是否有螺紋。

材料承壓強度可能會受到孔的承壓變形或螺栓所承載材料之撕裂(整個螺栓塊狀剪力破裂)的限制。

Kim和Yura(1996)以及Lewis和Zwerneman(1996)確認了承壓區的承壓強度規定，其中標稱承壓強度 R_n 等於 Cd_tF_u ， C 等於2.4、3.0或2.0，具體取決於孔的類型和/或在極限載重下孔橢圓化之可接受性，如11.3.10節所述。然而，同研究指出，當撕裂破壞控制時，需要不同的承壓強度規定。因此，提供了作為淨距離 l_c 函數的承壓強度的方程式，且該公式與RCSC規範(RCSC，2009)的一致。

Frank與Yura(1981)證明，隨著承壓力增加超過 $2.4d_tF_u$ ，通常會開始產生大於6 mm之孔伸長率，尤其是當它與淨斷面上的高拉應力相結合時，即使不發生破裂。

對於槽垂直於受力方向的長槽孔，同樣適用於大於 $2.0d_tF_u$ 的承壓力。在最大強度下 $3.0d_tF_u$ 上限強度預期孔橢圓化[變形大於6 mm]。此外，為了簡化與概括此類承壓強度計算，目前規範基於淨距公式。以前規範利用邊距與螺栓間距測量到孔中心線與調整因子來說明不同的孔類型與方向，以及最小邊距要求。

本節加了註解指出，單個螺栓的有效剪力強度也可能受11.3.6節中可用剪力強度或11.3.10節中的承壓強度所限制。

接合的有效強度是單個螺栓的有效強度之和。這通常發生在接合中端部螺栓的有效強度受到上述撕裂強度所限制時。雖然接合中某些螺栓的有效強度可能小於其他螺栓，但接合具有足夠的變形延展性，可以讓所有螺栓達到各自的有效強度。

11.3.11 特殊螺栓

列於表11.3.2螺栓以外的特殊螺栓之標稱強度應經試驗驗證。

11.3.12 拉力螺栓

當螺栓或其他受拉緊固件連接到未加勁箱型斷面或中空斷面的板時，應透過合理分析確定板的強度。

解說：

對於螺栓將拉力傳遞到HSS壁的任何接合配置，必須使用合理的分析來決定適當的極限狀態。除了適於受拉螺栓的極限狀態外，這些可能包括HSS壁中的降伏線機制和/或拉出穿過HSS壁。

11.4 構材受影響元件與接合元件

本節適用於接合之構材的元件與連接的元件，例如板材、接合板、角鋼與支架。

11.4.1 受拉元件強度

被影響的與連接的受拉元件之設計強度 ϕR_n 與容許強度 R_n/Ω ，應根據拉力降伏與受拉斷裂之極限狀態所得的小值。

(a) 對連接的元件之拉力降伏

$$R_n = F_y A_g \quad (11.4-1)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) 對連接的元件之受拉斷裂

$$R_n = F_u A_e \quad (11.4-2)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}, \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

其中：

A_e ：在5.3節定義之有效淨斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ ；對螺栓續接板則

$$A_e = A_n \leq 0.85 A_g。$$

解說：

連接板的有效淨面積可能因如Whitmore的計算方法的應力分佈而受到限制。

試驗證明，如果 A_n/A_g 比值大於或等於0.85，則在達到淨斷面的抗拉強度之前，螺栓接合板將發生全斷面降伏(Kulak等，1987)。由於連接元件的長度與構材長度相比較小，因此會限制全斷面的非彈性變形。因此，連接元件的有效淨斷面積 A_e 被限制為 $0.85 A_g$ ，以承認有限的非彈性變形能力，與提供恢復能力。試驗還顯示， A_e 可能會受到應力在構材中分佈的能力所限制。在這些情況下，應用Whitmore斷面等分析程序來確定 A_e 。

11.4.2 受剪元件強度

受剪力的被影響與連接元件之可用剪力強度應為根據剪力降伏與受剪斷裂之極限狀態所得的小值：

(a) 對剪力降伏元件：

$$R_n = 0.60 F_y A_{gv} \quad (11.4-3)$$

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

其中：

A_{gv} ：受剪力的粗斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

(b) 對受剪斷裂元件：

$$R_n = 0.60 F_u A_{nv} \quad (11.4-4)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}, \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

其中：

A_{nv} ：受剪力的淨斷面積， $\text{cm}^2 (\text{mm}^2)$ 。

解說：

2005年以前，剪力降伏強度係數為0.90，相當於安全係數1.67。在ASD規範中，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方法與以前版本的ASD規範一致，剪力降伏的強度係數和安全係數分別變為1.0和1.5。LRFD 設計強度增加約10%是合理的，其係基於ASD長期使用令人滿意的歷史證明。

11.4.3 塊狀剪力破裂強度

沿一條或多條剪力破壞路徑和垂直拉利破壞路徑的塊狀剪力破裂極限狀態的可用強度應取為：

$$R_n = 0.60F_u A_{nv} + U_{bs} F_u A_{nt} \leq 0.60F_y A_{gv} + U_{bs} F_u A_{nt} \quad (11.4-5)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}, \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

其中：

A_{nt} ：受拉力的淨斷面積， cm^2 (mm^2)。

U_{bs} ：=1 (拉應力均勻)。

：=0.5 (拉應力不均勻)。

解說：

頂切梁的試驗指出，沿螺栓孔周邊可能發生如圖C11.4-1所示之撕裂破壞的模式(破裂) (BirkemoandGilmor, 1978)。失效路徑由螺栓孔的中心線定義。

剪力塊狀破壞模式不限於梁的上切端；其他例如圖C11.4-1與C11.4-2所示。還必須在銲接接合的外圍檢查塊狀剪力破壞模式。

本規範採用保守模型來預測塊狀剪力(破壞)強度。上切梁腹板與角鋼的破壞模式與接合板之破壞模式不同，因為剪力強度僅存在一個平面上，在這種情況下提供總強度的材料塊必須發生一些旋轉。

雖然觀察到拉伸破壞穿過端面淨斷面，但拉應力的分佈並不總是均勻的(RiclesandYura, 1983；KulakandGrondin, 2001；HardashandBjorhovde, 1985)。公式11.4-5中已包含折減係數 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，因為最靠近梁端的螺栓排承受了大部分剪力載重。

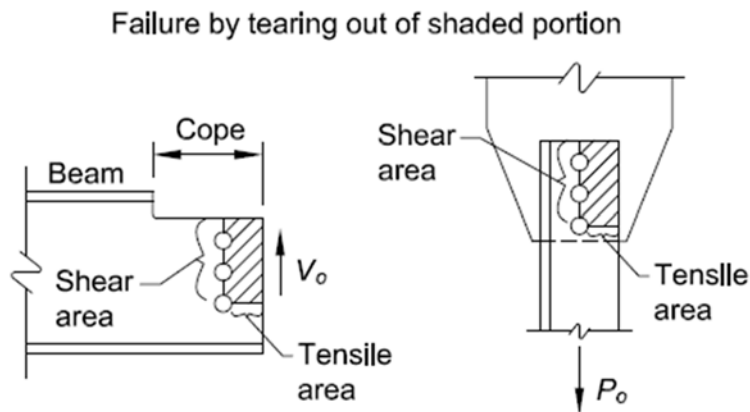
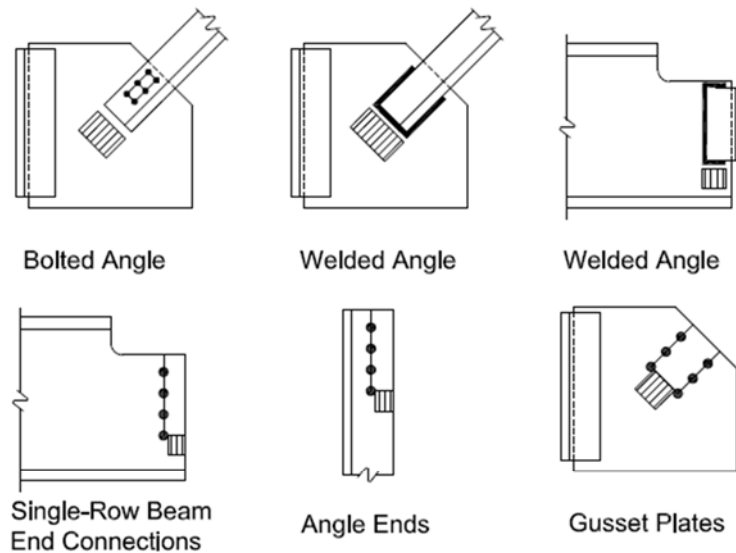
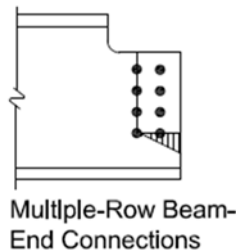


圖 C11.4-1 塊狀剪力破壞極限狀態的破壞面



(a) Cases for which $U_{bs} = 1.0$



(b) Cases for which $U_{bs} = 0.5$

圖 C11.4-1 塊狀剪拉應力分佈

對圖C11.4-2中未顯示的條件， U_{bs} 可取為 $(1 - e/l)$ ，其中 e/l 是負載偏心與合力質心的比值除以塊長度。這與前人報告的數據相符(KulakandGrondin, 2001；KulakandGrondin, 2002；Yuraetal., 1982)。

塊狀剪力(破壞)是一種破裂或撕裂現象，而不是降伏極限狀態。然而，如果 $0.6F_u A_{mv}$ 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)將 $0.6F_u A_{mv}$ 限制為不大於 $0.6F_y A_{gv}$ (HardashandBjorhovde,1985)。與公式(11.4-5)及第五章中關於受拉構材的原理一致，其中粗斷面積用於降伏之極限狀態，而淨斷面積用於斷裂之極限狀態。

11.4.4 受壓元件強度

降伏與挫屈之極限狀態下連接元件受壓的可用強度應如下決定：

(a) 當 $KL/r \leq 25$

$$P_n = F_y A_g \quad (11.4-6)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

(b) 當 $KL/r > 25$ ，適用第六章規範。

解說：

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 $F_y A_g$ 。這比如果使用第六章

規定所獲得的結果略有增加。對於更細長的元件，可適用第六章規定。

11.4.5 受撓元件強度

受影響元件的可用撓曲強度應為根據撓曲降伏，局部挫屈，撓曲橫向扭轉挫屈與撓曲斷裂之極限狀態所得到的最小值。

11.5 填板

11.5.1 銲接接合之填板

每當在需要傳遞力量的接合必須使用填板時，其填板與接合銲道應符合11.5.1a節或11.5.1b節之規定。

a. 薄填板

厚度小於6 mm之填板應不得用於傳遞應力。當填板厚度小於6 mm時，或當填板厚度為6 mm或更大但不足以在接合部位間傳遞力量時，填板應與外部接合部位端部(邊緣)齊平，銲道尺寸應為其需求尺寸加上填板厚度。

b. 厚填板

當填板厚度足以在接合部位間傳遞力量時，填板應延伸至外側的接合母材邊緣外。連接外側的接合母材至填板的銲道應足以將力量傳遞至填板上，且該填板施加作用力的區域應足以防止填板的過度受力。連接填板至內部的接合母材之銲道應足以傳遞施加的力量。

11.5.2 承壓型螺栓接合之填板

當承載載重的螺栓通過厚度等於或小於6 mm之填板時，剪力強度應不折減。當承載載重的螺栓通過厚度大於6 mm的填板時，應適用下列規定：

(a) 螺栓剪力強度應乘以下式因子：

$$1 - 0.0154(t - 6) \quad (\text{S.I.})$$

但該因子不能小於0.85，其中 t 為填板的總厚度。

(b) 填板應銲接於接合處或延伸至接合外，並以螺栓鎖固，以使接合元件中的總力均勻分布在接合元件與填板的組合斷面上。

(c) 接合的尺寸應增加以容納(b)項中要求的螺栓數量。

解說：

如解說J3.8節中所述，Borello等人的研究報告(Borello et. al., 2009)對帶有填板之螺栓接合設計產生重大變化。在2010年的AISC規範(AISC, 2010)開始，如螺栓是以剪力強度乘以0.85因子進行設計，則不再需要發展具有厚度超過19 mm厚填板的承壓型接合。試驗顯示銲接填板以抵抗他們的比例載重，可防止螺栓的剪力強度損失(Borello et. al., 2009)。

填板可用於拼接不同板厚的銲接接合的續接接頭，或接頭中可能存在偏移的地方。

11.6 續接

板梁與梁的開槽銲續接應發展出較小續接斷面的標稱強度。板梁與梁斷面中其他類型的續接

應發展出續接處受力所需強度。

11.7 承壓強度

承壓極限狀態(局部壓力降伏)的接觸面設計承壓強度 ϕR_n 與容許承壓強度 R_n/Ω 應依下決定：

$\phi = 0.75$ (LRFD)， $\Omega = 2.00$ (ASD)

標稱承壓強度 R_n 應依下計算：

(a) 經研磨之表面、經擴孔、鑽孔與鏜孔之樞接及緊密接觸承壓加勁板之端部

$$R_n = 1.8F_y A_{pb} \quad (11.7-1)$$

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 未超過63 cm (25in.)時

$$R_n = \frac{1.2(F_y - 13)l_b d}{20} \quad (11.7-2)$$

$$R_n = \frac{1.2(F_y - 90)l_b d}{20} \quad (11.7-2M)$$

(2) 當 d 大於63 cm (25in.)時

$$R_n = \frac{6.0(F_y - 13)l_b \sqrt{d}}{20} \quad (11.7-3)$$

$$R_n = \frac{30.2(F_y - 90)l_b \sqrt{d}}{20} \quad (11.7-3M)$$

其中：

d ：直徑，cm (mm)。

l_b ：承壓長度，cm (mm)。

解說：

經研磨表面的承壓強度設計一般由標稱載重下的承壓極限狀態(局部壓力降伏)決定。因隨著變形的增加，降伏後的強度所提供適當的安全性，經研磨的接觸面之標稱承壓強度將超過降伏強度。樞接合試驗(Johnston, 1939)與搖動支承試驗(Wilson, 1934)已證實此種行為。

11.8 混凝土的柱基礎與承壓

本規定應可將柱載重與彎矩傳遞至地基與基礎。

在缺乏規範的規定下，混凝土壓碎的極限狀態之設計承壓強度 $\phi_c P_p$ 與允許承壓強度 P_p/Ω_c 應允許依下決定：

$\phi_c = 0.65$ (LRFD)， $\Omega_c = 2.31$ (ASD)

標稱承壓強度 P_p 以下式決定：

(a) 在一混凝土支承的整個區域

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \quad (11.8-1)$$

$$P_p = 0.85f'_c A_1 \sqrt{A_2 / A_1} \leq 1.7f'_c A_1 \quad (11.8-2)$$

其中：

A_1 ：混凝土支承上鋼材同心承壓面積， cm^2 (mm^2)。

A_2 ：與負載區幾何相似的同心支承部分最大面積， cm^2 (mm^2)。

f'_c ：混凝土規定壓力強度， t/cm^2 (MPa)。

解說：

本節的規定與ACI 318及ACI 318M (ACI, 2014)規定相同。

11.9 錨栓與埋置物

錨栓應設計能對完整柱底結構的載重提供所需的抵抗力，包含由2.2節規定的載重組合產生任何彎矩的淨拉力分量。錨栓應依表11.3-2螺牙段部分的要求設計。

將力量傳遞至混凝土基礎之錨栓設計應滿足ACI 318 (ACI 318M)或ACI 349 (ACI 349M)的規定。

當錨栓用於抵抗水平力時，其設計時應考慮孔尺寸、錨栓設置公差與柱的水平移動。

當使用ASTM F844墊圈或板墊圈與孔連接，對於螺帽提供足夠的承壓時，允許於底板使用較大的擴大孔與長條孔。

解說：

柱底應考量受混凝土元件之承壓進行設計，包含柱需要抵抗底板的水平力。對於柱底設計資料，詳AISC設計指引1第二版中的底板與錨栓設計。

本節可用的孔徑尺寸、對應的墊圈尺寸及螺帽可詳AISC鋼結構手冊與ASTM F1554。可依據主體直徑小於標稱直徑的產品規格提供ASTM F1554錨栓。撓曲與伸長的載重效應應根據產品規格允許的最小直徑進行計算。詳ASTM F1554與AISC鋼結構手冊第2部分中各種類型結構螺栓的適用ASTM規範表。

關於埋置設計與剪力摩擦設計可詳ACI 318 (ACI 318M)。關於錨栓的特殊安裝要求，詳OSHA(Occupational Safety & Health Training Academy)。

名詞錨栓為用來埋置於混凝土中以錨定結構鋼的螺牙鋼棒。名詞鋼棒明確地指出為螺牙鋼棒，並不是結構螺栓，且應按照表11.3-2中所使用定義於3.4節的材料設計成螺牙部件。

一般錨栓需設計的最大拉力為由柱底的彎矩所產生，並因建築物在承受側向載重的傾倒趨勢引起的任何抬升而增加該拉力。

透過受錨栓對柱底板的承壓抵抗柱底剪力為罕見的。即使考慮可能的最低滑動係數，由柱上垂直載重所引起的摩擦力通常足以將剪力從柱底傳遞到基礎上。可能的例外為在斜撐構架與抗彎構架的底部，其較大的剪力可能需透過埋入柱底或於基礎頂部裝設剪力釘以實現剪力傳遞。

建議使用列於表C11.9-1與表C11.9-1M中的錨栓孔尺寸，以顧及在安裝錨栓並澆鑄於混凝土時常見的變數。當這些較大孔洞與合適的墊圈一起使用時，其孔洞尺寸不會不利於支撐結構的完整性。由於衝

壓操作或熱切割產生的輕微圓錐孔是可接受的。

若使用板墊圈(片)以消除水平剪力，於設計時需考慮錨栓的彎曲，且錨栓的配置需考慮板墊圈的間隙。在此情況下，需特別注意銲道間隙、可用(及)性、板墊圈邊緣的距離及錨栓與孔邊緣間容許誤差的影響。

錨栓的位置與基礎中鋼筋的位置與設計及底板的設計與整體尺寸需相互協調。建議錨栓底部的錨固裝置盡可能越小，以避免阻礙基礎鋼筋。重型六角螺帽或鍛造頭足以發展混凝土的剪切錐。對於底板與錨栓的設計可詳AISC設計指引1 (Design Guide 1)中的底板與錨栓設計(Base Plate and Anchor Rod Design) (Fisher and Kloiber, 2006)。對於埋置設計可詳ACI 318 and ACI 318M (ACI, 2014) and ACI 349 (ACI, 2013)，對於錨栓設計與安全安裝的施工要求可詳OSHA Safety and Health Regulations for Construction, Standards—29 CFR 1926 Subpart R—Steel Erection (OSHA, 2015)。

表 C11.9-1 錨栓孔直徑(in.)

| Anchor Rod Diameter | Anchor Rod Hole Diameter |
|-------------------------------|---------------------------------|
| 1/2 | 1 ¹ / ₁₆ |
| 5/8 | 1 ³ / ₁₆ |
| 3/4 | 1 ⁵ / ₁₆ |
| 7/8 | 1 ⁹ / ₁₆ |
| 1 | 1 ¹³ / ₁₆ |
| 1 ¹ / ₄ | 2 ¹ / ₁₆ |
| 1 ¹ / ₂ | 2 ⁵ / ₁₆ |
| 1 ³ / ₄ | 2 ³ / ₄ |
| ≥ 2 | $d_b + 1\frac{1}{4}$ |

表 C11.9-1M 錨栓孔直徑(mm)

| Anchor Rod Diameter | Anchor Rod Hole Diameter |
|---------------------|--------------------------|
| 18 | 32 |
| 22 | 36 |
| 24 | 42 |
| 27 | 48 |
| 30 | 51 |
| 33 | 54 |
| 36 | 60 |
| 39 | 63 |
| 42 | 74 |

11.10 承受集中力的翼板與腹板

本節適用於單集中力與雙集中力垂直施加於寬翼斷面及類似組合形狀的翼板。單集中力為拉力或壓力，雙集中力則為一拉力與一壓力而形成一對力偶施加於受力構件的同一側。

當所需強度超過本節所列極限狀態決定之可用強度時，應提供加勁板或疊合板，並應根據所需強度與極限狀態的可用強度間之差距估算其尺寸。加勁板亦應滿足11.10.8節的要求。疊合板亦應滿足11.10.9節的要求。

依據11.10.7節的要求，梁的無約束端部需要加勁板。

11.10.1 翼板局部彎曲

本節適用受拉的單集中力與雙集中力中的受拉部分。

翼板局部彎曲極限狀態的設計強度 ϕR_n 與允許強度 R_n/Ω 應依下決定：

$$R_n = 6.25 F_{yf} t_f^2 \quad (11.10-1)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

其中：

F_{yf} ：翼板規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

t_f ：負載翼板的厚度，cm (mm)。

載重橫跨構材翼板的長度小於 $0.15 b_f$ ，其中 b_f 為構材翼板寬度，則無需檢查公式 (11.10-1)。

當距構材端部小於 $10 t_f$ 的距離處施加要抵抗的集中力時， R_n 應減小 50%。

當有需要，應提供一對橫向加勁板。

11.10.2 腹板局部降伏

本節適用單集中力與雙集中力中的所有力量。

腹板局部降伏極限狀態的可用強度應依下決定：

$$\phi = 1.00 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$$

標稱強度 R_n 應依下決定：

(a) 當距構材端部大於構材標稱全深度 d 的距離處施加要抵抗的集中力時，

$$R_n = F_{yw} t_w (5k + l_b) \quad (11.10-2)$$

(b) 當距構材端部小於或等於構材標稱全深度 d 的距離處施加要抵抗的集中力時，

$$R_n = F_{yw} t_w (2.5k + l_b) \quad (11.10-3)$$

其中：

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(對於梁端反力不小於 k)，cm (mm)。

t_w ：腹板厚度，cm (mm)。

當有需要，應提供一對橫向加勁板或一疊合板。

11.10.3 腹板局部皺曲

本節適用於受壓的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可用強度應依下決定：

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}, \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

標稱強度 R_n 應依下決定：

(a) 當距構材端部大於或等於 $d/2$ 的距離處施加要抵抗的集中壓力時，

$$R_n = 0.80t_w^2 \left[1 + 3 \left(\frac{l_b}{d} \right) \left(\frac{t_w}{t_f} \right)^{1.5} \right] \sqrt{\frac{EF_{yw}t_f}{t_w}} Q_f \quad (11.10-4)$$

(b) 當距構材端部小於 $d/2$ 的距離處施加要抵抗的集中壓力時：

(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 ：構材標稱全深度，cm (mm)。

Q_f ：=1.0，對於寬翼斷面與對於受拉的中空斷面(接合面)。

：對於所有其他中空斷面情況如表11.13-2。

當有需要，應提供至少延伸長度為腹板深度四分之三的一橫向加勁板、一對橫向加勁板或一疊合板。

11.10.4 腹板側向挫屈

本節僅適用於受壓的單集中力施加於受壓側翼板與受拉側翼板間具相對側向平移的構材上，且在該集中力的作用點上不受束制。

腹板側向挫屈極限狀態的可用強度應依下決定：

$$\phi = 0.85 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.76 \text{ (ASD)}$$

標稱強度 R_n 應依下決定：

(a) 若受壓翼板的旋轉被束制

(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 $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 2.3$ ，腹板側向挫屈極限狀態不適用。

當腹板的所需強度超過可用強度時，應在受拉翼板處提供局部側向支撐，或應提供一對橫向加勁板或一疊合板。

(b) 若受壓翼板的旋轉未被束制

(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 $(h/t_w)/(L_b/b_f) > 1.7$ ，腹板側向挫屈極限狀態不適用。

當腹板的所需強度超過可用強度時，應於兩翼板的集中力施加點處提供局部側

向支撐。

在公式(11.10-6)及(11.10-7)中，符號定義如下：

C_r : $6.6 \times 106 \text{ MPa}$ ，當於施力處之 $M_u < M_y$ (LRFD) 或 $1.5M_a < M_y$ (ASD)。

: $3.3 \times 106 \text{ MPa}$ ，當於施力處之 $M_u \geq M_y$ (LRFD) 或 $1.5M_a \geq M_y$ (ASD)。

L_b : 受力點上沿任一翼板的最大側向無支撐長度，cm (mm)。

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/mm^2 (MPa)。

M_b : 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/mm^2 。

b_f : 翼板寬度，cm (mm)。

h : 對於滾軋斷面，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，為兩相鄰螺栓軸線間距離或銲接梁翼板間(使用銲接時)的淨距離，cm (mm)。

11.10.5 腹板受壓挫屈

本節適用於一對受壓單集中力或一對雙集中力之受壓部分施加於一構材的兩側翼板。

腹板受壓挫屈極限狀態的可用強度應依下決定：

$$R_n = \left(\frac{24t_w^3 \sqrt{EF_{yw}}}{h} \right) Q_f \quad (11.10-8)$$

$\phi = 0.90$ (LRFD)， $\Omega = 1.67$ (ASD)

其中：

Q_f : $=1.0$ ，對於受拉的寬翼斷面與對於中空斷面(接合面)。

: 對於所有其他中空斷面情況如表11.13-2。

當距構材端部小於 $d/2$ 的距離處施加要抵抗的一對集中力時， R_n 應減小50%。

當有需要，應提供延伸至腹板完整深度之一橫向加勁板、一對橫向加勁板或一疊合板。

11.10.6 腹板交會區剪力

本節適用於雙集中力施加於一構材之一側或雙側翼板上。

腹板交會區之剪力降伏極限狀態的可用強度應依下決定：

$\phi = 0.90$ (LRFD)， $\Omega = 1.67$ (ASD)

標稱強度 R_n 應依下決定：

(a) 當分析中未考慮非彈性交會區變形對構架(框架)穩定性的影響時：

(1) 當 $\alpha P_r \leq 0.4P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \quad (11.10-9)$$

(2) 當 $\alpha P_r > 0.4P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1.4 - \frac{\alpha P_r}{P_y} \right) \quad (11.10-10)$$

(b) 當分析中考慮非彈性交會區變形對構架(框架)穩定性的影響時：

(1) 當 $\alpha P_r \leq 0.75P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \quad (11.10-11)$$

(2) 當 $\alpha P_r > 0.75P_y$

$$R_n = 0.60F_y d_c t_w \left(1 + \frac{3b_{cf} t_{cf}^2}{d_b d_c t_w} \right) \left(1.9 - \frac{1.2\alpha P_r}{P_y} \right) \quad (11.10-12)$$

在公式(11.10-9)至(11.10-12)中，符號定義如下：

A_g ：為構材全斷面積， cm^2 (mm^2)。

F_y ：為柱腹板之規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

P_r ：為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 ：為 $F_y A_g$ ，柱構件軸向強度， tf (kN)。

b_{cf} ：為柱翼板寬度， cm (mm)。

d_b ：為梁構材深度， cm (mm)。

d_c ：為梁構材深度， cm (mm)。

t_{cf} ：為柱翼板厚度， cm (mm)。

t_w ：為柱構材腹板厚度， cm (mm)。

α ：=1.0 (LRFD)；=1.6 (ASD)。

當有需要，應於剛性接合的腹板位於共有平面邊界內提供疊合板或一對斜向加勁板。

詳11.10.9節之疊合板設計要求。

11.10.7 梁與大梁的無約束端

未以其他方式束制繞其縱軸旋轉的梁與大梁之無約束端，應提供一對延伸整個腹板深度的橫向加勁板。

11.10.8 承受集中力之額外加勁板規定

加勁板需要抵抗受拉集中力應依據11.4.1節規定進行設計，並且銲接於受載的翼板與腹板上。翼板的銲道應根據所需強度與可用強度間的差異確定尺寸。將加勁板銲接於腹板的銲道應可將加勁板端部的拉力代數差異傳遞至腹板而量化尺寸。

加勁板需要抵抗受壓集中力應依據11.4.4節規定進行設計，且應承受或銲接於受載翼板及銲接於腹板。翼板的銲道應根據所需強度與極限狀態強度間的差異確定尺寸。腹板的銲道應可將加勁板端部的壓力代數差異傳遞至腹板而量化尺寸。對於合適的承壓加勁板，詳11.7節。

全深度橫斷面承受施加至梁或板梁翼板上的受壓力的加勁板根據11.6.2節與11.4.4節的規定應設計成柱構材。應使用 $0.75h$ 的有效長度與兩加勁板所組成的橫斷面以決定斷面性質，於內部加勁板處的長條鋼板之寬度為 $25t_w$ ，且於構材端部的寬度為 $12t_w$ 。連接承壓加勁板全深度至腹板的銲道應確定尺寸大小以將每一加勁板壓力差異傳遞至腹板。

橫向及斜向加勁板應符合以下額外的要求：

- (a) 每一加勁板寬度加上柱腹板厚度的一半應不小於傳遞集中力的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的翼板或彎矩連接板厚度的1/2，或不少於其寬度除以16。
- (c) 除11.10.3、11.10.5與11.10.7節的部分要求外，加勁板橫斷面應至少延伸構材深度的1/2。

11.10.9 承受集中力疊合板的額外規定

疊合板所需要的壓力強度應依據第六章的規定設計。

疊合板所需要的拉力強度應依據第五章的規定設計。

疊合板所需要的剪力強度(詳11.10.6節)應依據第八章的規定設計。

疊合板應符合下列額外的規定：

- (a) 疊合板的厚度與範圍應提供等於或超過強度要求所需的額外材料。
- (b) 疊合板應銲接以可發展將總力的部分比例傳遞至疊合板上。

11.10.10 板元素上的橫向力

當力以橫向施加於板單元的平面時，標稱強度應依據11.4.2與11.4.5節考量剪力與撓曲的極限狀態。

解說：

對於懸臂構材端部的要求，可詳附錄6之6.3節。

在本規範的解說中可找到寬翼斷面及類似組合形狀以外的構材設計指引。

撓曲強度可根據降伏線理論進行檢核，剪力強度可根據衝剪模型來做決定。進一步討論可詳AISC鋼結構手冊第9部分。

本規範將翼板與腹板的強度要求分為代表不同極限狀態的不同類別：翼板局部撓曲(11.10.1節)、腹板局部降伏(11.10.2)、腹板局部損壞(11.10.3)、腹板局部挫屈(11.10.4)、腹板受壓挫屈(11.10.5)與腹板交會區剪力(11.10.6)。這些極限狀態的規定適用於兩種不同類型垂直於構材翼板的集中力：

- (1) 受拉或受壓的單集中力(例如梁內部的承壓板、梁端的反作用與其他承壓接合)。
- (2) 由一拉力及一壓力形成一對施加在承重構材同一側的雙集中力，例如透過銲接與栓接接合傳遞至柱翼板的力量)。

翼板局部撓曲僅適用於拉力，腹板局部降伏適用於拉力及壓力，這些極限狀態的其餘部分僅適用於壓力。

橫向加勁板亦稱為連續板。當集中力超過極限狀態的可用強度時才需要腹板疊合板。選擇較厚重的構材通常比提供此種加勁(Carter, 1999; Troup, 1999)更為經濟。需求也許可決定最大各種負載情況下的翼板力量，儘管需求也可為含傳遞力量附著物的總面積乘上規定最小降伏強度 F_y 。加勁板或疊合板及附著銲道的尺寸是根據需求與適用的極限強度間的差異而定。加勁板的細節與其他規定可詳11.10.7與11.10.8節；疊合板的要求可詳10.10.9節。

11.10節的規定已發展用於寬翼斷面與類似的組合斷面。透過一些判斷，應也可應用於其他形式斷面。各個小節相關的解說提供關於更多測試與假設的細節。此處提供相關應用於其他斷面檢核的簡要指引。當應用於多個腹板的構材，例如方形中空鋼管及箱型構材，其強度的計算應乘上腹板數量。

翼板局部彎曲假設一單集中負載線橫向施加至梁腹板上，一般不適用於其他形式斷面或其他負載條件。例如：點負載，像是螺栓受拉所傳遞的點荷載，通常使用降伏線方法(Dowswell, 2013)處理。腹板局

部降伏的規定假設集中負載以2.5比1的斜率分布展開於構材中。該模型可能適用於熱軋寬翼以外的情況。例如，可用於決定C型斷面的局部降伏強度，其集中負載的傳遞在腹板的對面。此亦適用於中空斷面，其中 k 通常為外角半徑。若半徑未知，則可假定為 $1.5t$ ，如2.4.1b(d)中所述。如果在腹板與翼板的交會處出現填角銲，則通常假設額外的應力分佈通過該銲道。腹板局部損壞應用在中空鋼管構材上，假設 t_f 及 t_w 皆等於設計壁厚，深度 d 等於中空鋼管側壁的平面尺寸。當半徑未知時，通常假設為 $1.5t$ ，導致深度為 $H-3t$ 。對於箱型斷面， d 與 h 可取為兩翼板間的淨距。公式(11.10-4)、(11.10-5a)與(11.10-5b)假設於翼板與腹板間有束制，且用於連接組合斷面元件的小銲道或斷斷續續的銲道是不存在的。腹板側向挫屈通常不是中空鋼管構材等典型封閉斷面的考慮因素。腹板受壓挫屈應用在中空鋼管構材上，假設 t_f 及 t_w 皆等於設計壁厚，深度 d 等於中空鋼管側壁的平面尺寸。對於箱型斷面， h 可取為兩翼板間的淨距。公式(11.10-8)假設腹板端部有鉸接束制。腹板交會區剪切方程式適用於熱軋寬翼斷面與相似的組合斷面。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，穩定性宜不可忽視。詳第八章與AISC設計指引16中的“齊平及延伸的多排彎矩端板接合”(Murray and Shoe maker, 2002)。由於翼板變形導致的額外非彈性剪力強度在公式(11.10-11)與(11.10-12)中得到認可，此強度不宜應用於除熱軋寬翼斷面及類似組合斷面外的斷面。儘管本規範僅提供熱軋寬翼斷面的明確(詳盡)方程式，但交會區的剪力為其他構材類型的考慮因素，例如中空鋼管及箱型斷面載交會區的彎矩傳遞。

1. 翼板局部彎曲

一拉力施加於銲接在翼板上的板，其翼板需足夠剛性，以防止翼板變形及對齊腹板的銲道相應的高應力集中。

局部翼板彎曲的有效柱翼長度為 $12t_f$ (Graham et al., 1960)。因此，假設從施加的集中力處開始算起，在每個方向上的 $6t_f$ 處，形成翼板的降伏線。為發展與該模型假設一致的固定邊緣，一額外的 $4t_f$ ，因此，總共 $10t_f$ ，為公式(11.10-1)的完整翼板彎曲強度所需。在缺乏合適研究的情況下，對於集中力距構材端部的距離小於 $10t_f$ 情況下，提出50%的強度折減。

最初公式(11.10-1)所得的強度為彎矩接合所發展的公式，但亦適用於單集中力。例如，銲接於梁下翼板的板，且橫向於梁腹板的拉力吊架。

近期的銲道之沙丕v形槽韌性規定試驗顯示當超過公式(11.10-1)計算出的強度時，銲道破裂不再是失敗模式。相反地發現公式(J10-1)算出的強度總是小於從典型柱斷面中將翼板分開6 mm (Hajjar et al., 2003; Prochnow et al., 2000)所需的力量。該翼板的變形量與ASTM A6/A6M中的容許誤差等級相同，若翼板的變形超過此程度，則可能對構材其他方面性能不利，例如翼板局部挫屈。雖然此變性亦可能發生在受壓正向力的情況中，但通常僅檢核受拉的翼板局部彎曲即可(因原本關注的是銲道斷裂)。因此，不需檢核受壓的翼板局部彎曲。

11.10.1節的規定不適用於彎矩端板與t型X接合。對於這些接合，可詳AISC設計指引13中「彎矩接合之寬翼柱加勁：風與地震的應用」(Carter, 1999)或AISC鋼結構手冊(AISC, 2011)。

2. 腹板局部降伏

腹板局部降伏規定(公式(11.10-2)與(11.10-3))皆適用於承壓與彎矩接合的壓力與拉力。這些規定旨在限制傳遞力量的構材腹板之降伏程度(範圍)。該規定基於兩側直接銲接的大梁與柱接合試驗(十字形試驗)(Sherbourne and Jensen, 1957)，且考慮以2比1斜率展開的應力區而獲得(導出)。Graham等人(1960)記述拉板試驗，並建議2.5比1的應力梯度更加合適。最近的試驗證實公式(11.10-2)與(11.10-3)的規定稍微偏保守，且降伏僅限於與2.5比1斜率一致的長度。

3. 腹板局部損壞(破壞)

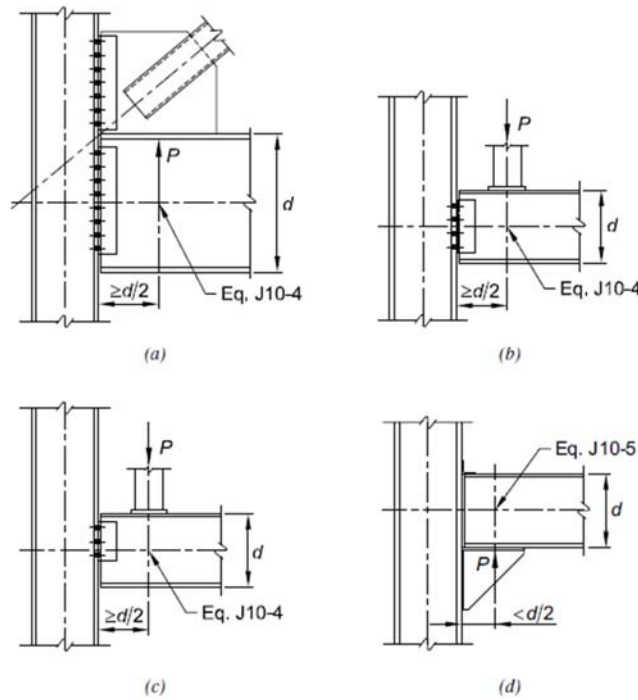
腹板局部損壞的規定(公式(11.10-4)與(11.10-5))僅適用壓力情況。最初web crippling這名詞用於描述現稱腹板局部降伏的現象，當時認為亦可適當預測腹板損壞。AISC LRFD規範第一版(AISC, 1986)是第一個區分腹板局部降伏與腹板局部損壞的AISC規範。腹板局部損壞定義為於負載下方的腹板壓皺直接成挫屈波，主要發生於較細長的腹板中。發生較結實的腹板中，則腹板局部降伏集中同一區域降伏。

公式(11.10-4)與(11.10-5)是基於(依據)Roberts(1981)的研究報告。公式(11.10-5b)中 $l_b/d > 0.2$ 是於額外

的試驗後所發展增加的項目，以較佳地表示在構材端部更長的承壓長度之影響(Elgaaly and Salkar, 1991)。所有試驗均在無其他附屬配件的鋼梁上進行，不具任何接合或樓版等附件所帶來的預期有益貢獻。因此，該規定對此類應用被認為是保守的。Kaczinski等人(1994)記述(報告)具有細長腹板之多孔箱型梁的試驗，並確認這些規定亦適用於該類型的構材。

該公式為承壓接合所開發，但普遍亦可適用於彎矩接合。公式(11.10-5a)與(11.10-5b)想要應用於梁端腹板未被支承的梁端上，例如，固定接合的端部。在使用腹板接合完成梁端部接合處，應使用公式(11.10-4)計算腹板局部損壞的極限狀態可用強度。圖C11.10-1說明當檢核不同框架條件的腹板局部損壞下，公式(11.10-4)與(11.10-5)的適當應用案例。

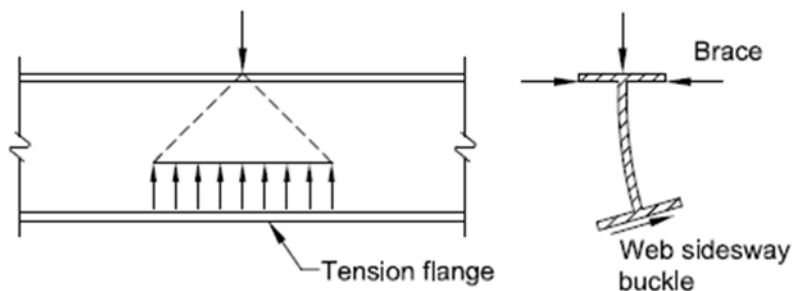
已觀察到腹板局部損壞的現象發生於與負載翼板相鄰的腹板。因此原因，需一(四分之三)加勁板或一疊合板以消除此種極限狀態。本規範回應Salkar等人(2015)的研究，改變其加勁板深度。



圖C11.10-1 腹板局部損壞公式應用案例

4. 腹板側向挫屈

腹板側向挫屈規定(公式(11.10-6)與(11.10-7))僅適用承壓接合的壓力，且不適用彎矩接合。腹板側向挫屈的規定是於梁試驗中(Summers and Yura, 1982; Elgaaly, 1983)觀察到幾個非預期破壞而發展的。在這些試驗中，受壓的翼板受集中負載支撐，腹板因一集中負載施加於翼板而受壓，受拉的翼板帶動腹板而挫屈(詳圖C11.10-2)。



圖C11.10-2 腹板側向挫屈

下列情況將不會發生腹板側向挫屈：

(a) 受扭轉束制的翼板(例如當連接至一樓版)，當

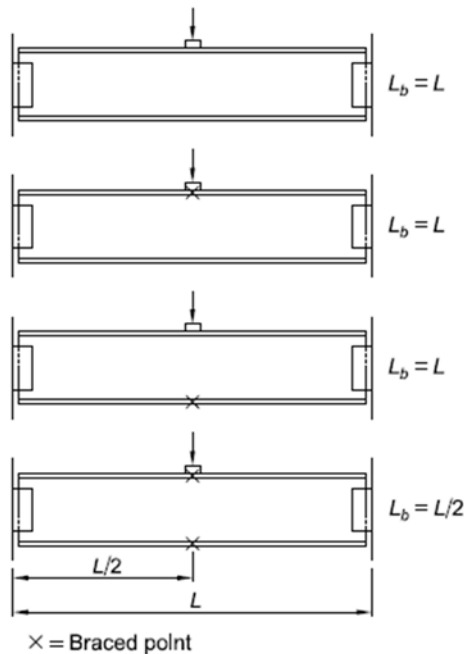
$$\frac{h/t_w}{L_b/b_f} > 2.3 \quad (C11.10-1)$$

(b) 未受扭轉束制的翼板，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。

藉由適當的側撐或於加載處設置加勁板的設計，以防止腹板側向挫屈。建議於兩翼板的局部側撐點處設計施加1%集中力。若使用加勁板，它們則要從加載點延伸通過至少一半的梁或大梁深度。此外，一對加勁板設計成可承受最大載重。若於加載的翼板處允許翼板旋轉，家勁板或疊合板均無效。



圖C11.10-3 腹板側向挫屈的未支撐翼板長度

5. 腹板受壓挫屈

腹板受壓挫屈規定(公式11.10-8)僅適用於當同一十字斷面之一構材的兩翼板上都存在壓力時，例如在重力負載下，兩連續緊接(背靠背)的彎矩接合之下翼板。在此情況下，需限制構材腹板的細長情況，以避免挫屈的可能性。公式(11.10-8)適用於一對彎矩接合及其他一對壓力施加於一構材(l_b/d 約小於 1)的兩翼板上，其中 l_b 為承壓長度， d 為構材深度。當 l_b/d 不小時，構材腹板應依據第六章設計為受壓構材。

公式(11.10-8)為取決於一內部構材負載情況。在適用研究缺乏的情況下，對於壓力靠近構材端部的情況，會有一 50%折減。

6. 腹板交會區剪力

本節提出寬翼斷面與近似的組合斷面型式之交會區行為。交會區剪力可能亦發生在其他構材，例如中空鋼管、深度較深的組合斷面形狀與漸變組合斷面。對於這些一般情況，剪力強度宜依據第八章決定。

柱腹板剪應力於兩個或多個構材的剛性接合邊界內可能(值得注意)很大。當沿圖C11.10-4中的A-A平面的所需強度 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。

依據B3.1節的設計(LRFD)

$$\sum F_u = \frac{M_{u1}}{d_{m1}} + \frac{M_{u2}}{d_{m2}} - V_u \quad (C11.10-3a)$$

其中

$$M_{u1} = M_{u1L} + M_{u1G}$$

=在接合的迎風側，因側向負載產生之彎矩 M_{u1L} 與因重力載重產生之彎矩 M_{u1G} 的總和。

$$M_{u2} = M_{u2L} - M_{u2G}$$

=在接合的背風側，因側向負載產生之彎矩 M_{u2L} 與因重力載重產生之彎矩 M_{u2G} 的差值。

d_{m1} 、 d_{m2} ：在彎矩接合中，翼板力量間的距離，cm (mm)。

依據B3.2節的設計(ASD)

$$\sum F_a = \frac{M_{a1}}{d_{m1}} + \frac{M_{a2}}{d_{m2}} - V_a \quad (C11.10-3b)$$

$$M_{a1} = M_{a1L} + M_{a1G}$$

=在接合的背風側，因標稱側向負載產生之彎矩 M_{a1L} 與因標稱重力載重產生之彎矩 M_{a1G} 的總和。

$$M_{a2} = M_{a2L} - M_{a2G}$$

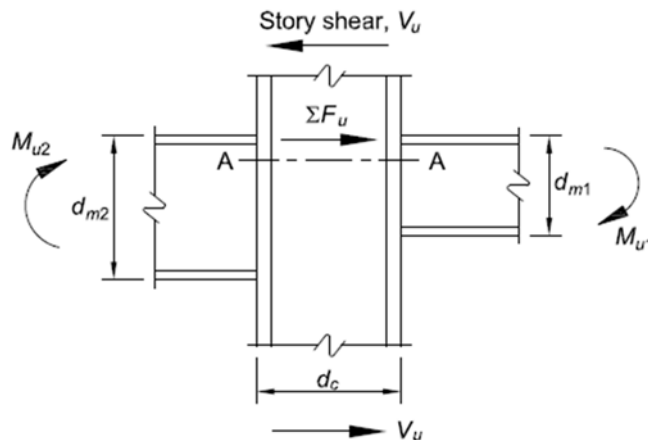
=在接合的迎風側，因標稱側向負載產生之彎矩 M_{a2L} 與因標稱重力載重產生之彎矩 M_{a2G} 的差值。

歷史上(且保守地)， d_m 已使用0.95倍的梁深。

若 $\sum F_u \leq \phi R_n$ (LRFD) 或 $\sum F_a \leq R_n/\Omega$ (ASD)，則不需要加勁。換句話說， $t_{req} \leq t_w$ ，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。雖然此種接合交會具有超過一般剪力降伏的大儲備容量，但相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很重要。公式(11.10-10)表達的剪切/軸向交互作用如圖C11.10-5所示，提供彈性交會行為。

若提供適當的接合韌性，且考慮非彈性交會區變形進行構架分析，則藉由因子 $(1 + 3b_{cf}t_{cf}^2/d_b d_c t_w)$ 認定的額外非彈性剪力強度如公式(11.10-11)與(11.10-12)所示。



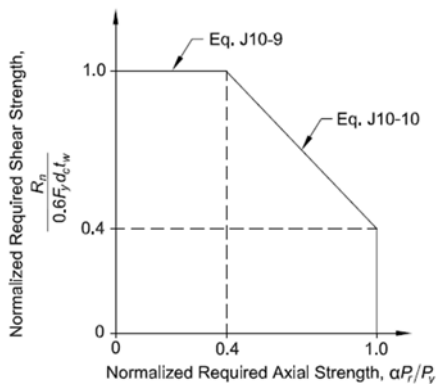
圖C11.10-4 交會區的LRFD力量(ASD力量為相似的)

此種由非彈性而引起剪力強度的增加最常用於高耐震應用的構架設計，且當交會區設計成發展構材的強度方能使用。

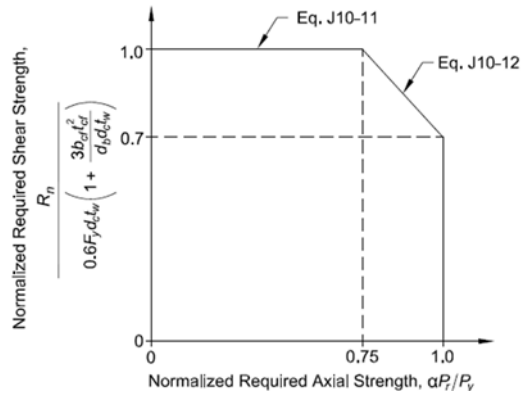
剪切/軸向交互作用的表達合併於公式(11.10-12)(詳圖C11.10-6)認定當交會區完全剪力降伏時，由翼板抵抗軸向柱負載。

7. 梁與大梁的非約束端

梁與大梁的非約束端需要全深度的加勁板，否則進行束制以避免繞其縱軸的扭轉發生。這些加勁板為全深，但並不是適合。他們連接至受束制的翼板，但不需要繼續延伸超出翼板遠端之填角銲的趾部，除非出於其他目的需要連接至翼板遠端，例如抵抗從翼板遠端一集中負載的壓力。



圖C11.10-5 剪力與軸力交互作用-彈性

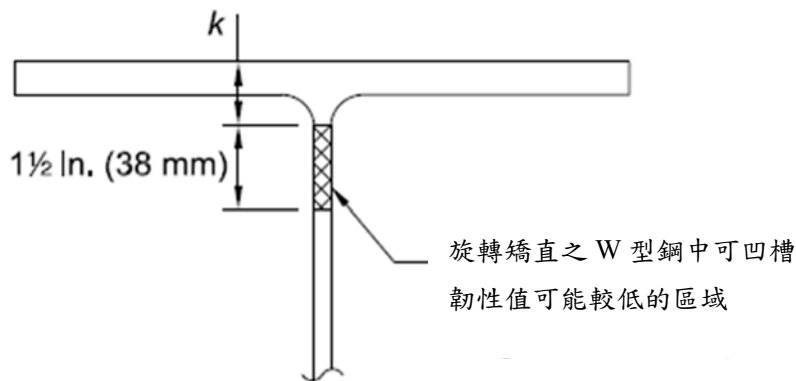


圖C11.10-6 剪力與軸力交互作用-非彈性

8. 承受集中力的額外加勁板要求

關於柱加勁板設計指引，詳Carter (1999)、Troup (1999)與Murray and Sumner (2004)。

對於旋轉矯直的W型鋼，有時會於腹板緊鄰翼板的限制區域內發現凹槽韌性值減弱的區域，稱為k區域，如圖C11.10-7(Kaufmann et al., 2001)所示。k區域定義為從腹板與翼板-腹板填角銲(AISC k範圍)之切點延伸一38 mm距離至超出k範圍的腹板區域。1994年北嶺地震後，有一趨勢說明指定開槽銲接於腹板與翼板的較厚橫向加勁板，與開槽銲接至疊合板及翼板間之間隙的較厚疊合板。這些銲到受到高程度限制，在某些情況下(Tide, 1999)於製造過程中可能會導致開裂。AISC(1997b)建議連續板的銲道終止於遠離k區域。



圖C11.10-7 有代表性的寬翼型式斷面k區域

鋼板拉伸試驗(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銲接於腹板與翼板，則可避免此問題，角隅處至少刪減38 mm，且填角銲突然停止於從距刪除部分邊緣一銲接腳長。這些試驗亦顯示，不需將加勁板開槽銲接至翼板與腹板上，使用填角銲，其性能良好且無任何問題。若擔心加勁板使用填角銲的發展，角隅的修剪可改為沿翼板尺寸為20 mm，沿腹板尺寸為38 mm。試驗亦顯示將疊合板以填角銲銲接至翼板上的可行性，如圖C11.10-9(Prochnow et al., 2000; Dexter et al., 2001; Lee et al., 2002a; Hajjar et al., 2003)所示。此也發現不必對疊合板進行開槽銲接，且不需要接觸柱腹板就能充分發揮效用。

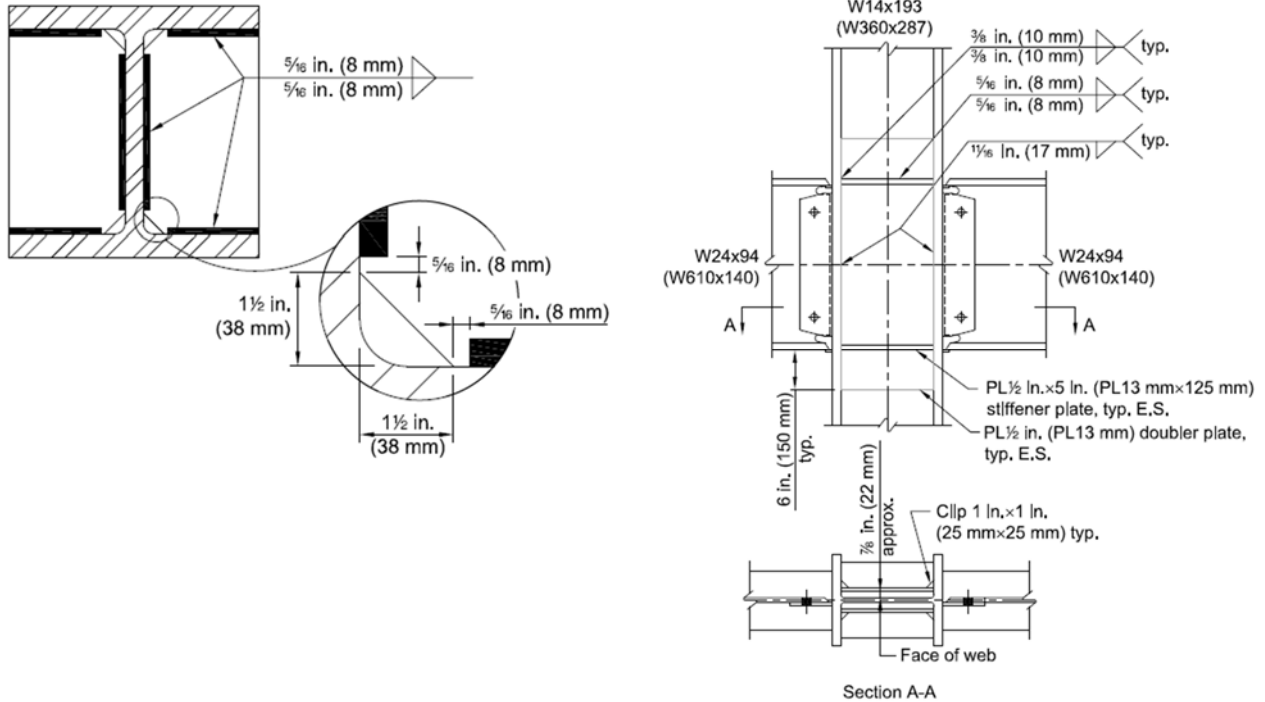
9. 承受集中力之疊合板額外規定

鋼結構設計規範與解說

當需要時，對於載重類型使用適當的極限狀態規定設計疊合板。構材元件與疊合板之強度總和需超過需求強度，且疊合板需銲接於構材元件上。

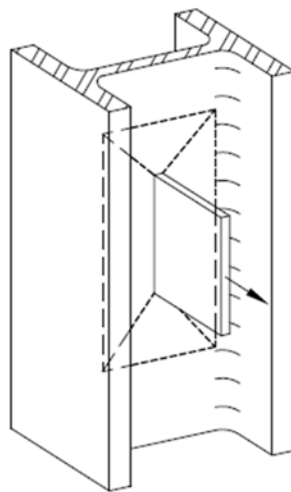
10. 板元素上的橫向力

設計接合如圖C11.10-10所示，以抵抗橫向於板元素平面的力量，通常不是最佳解答，但在需要時，需有足夠的彎曲與剪力強度。本節僅提出強度。勁度也可能唯一考慮因素，特別針對彎矩接合，需滿足2.3.4節。簡單梁接合需要提供旋轉韌性，且通常不需進行橫向板元素的彎曲設計。



圖C-J10.8 加勁板填角銲避免接觸k區域的建議位置

圖C-J10.9 疊合板與加勁板之填角銲接細節範例



圖C11.10-10 由鋼板元素之橫向力引起的降伏線

11.11 一般規定與中空斷面接頭的參數

就本章而言，支桿和弦桿的中心線應位於同一平面內。中空矩形斷面接頭更進一步限制所有構材的壁面轉向使其皆平行於一個平面。

本章中的表格通常附有適用性的限制。對於符合所列適用性限制的接頭，可以在設計時僅考慮這些提供給每個接頭配置的極限狀態，對於不符合所列適用性限制的接頭，並未被禁止且必須依照合理的分析來設計。

可以僅考慮為每個接頭配置提供的那些限制狀態來設計符合所列適用性限制的接頭。不符合所列適用性限制的連接不被禁止，必須通過理性分析進行設計。

本節提供了板材與中空斷面構材接頭，以及中空斷面構材與中空斷面構材接頭的設計參數。接頭的設計強度 ϕR_n 、 ϕM_n 、 ϕP_n 和容許強度 R_n/Ω 、 M_n/Ω 、 P_n/Ω 應按照本章規定和第二章規定決定。

1. 參數定義

A_g ：構材全斷面， cm^2 (mm^2)。

B ：中空矩形斷面主要構材的總寬度，與接頭平面成 90° ， cm (mm)。

B_b ：中空矩形斷面支桿構材的總寬度，與接頭平面成 90° ， cm (mm)。

B_e ：中空矩形斷面支桿構材的有效寬度，與接頭平面成 90° ， cm (mm)。

D ：中空圓形斷面主要構材的外徑， cm (mm)。

D_b ：中空圓形斷面支桿構材的外徑， cm (mm)。

F_c ：主要構材的適用應力， tf/cm^2 (MPa)。

： $=F_y$ 對於極限強度設計法； $=0.60F_y$ 對於容許強度設計法。

F_u ：中空斷面構材材料之規定最小抗拉強度， tf/cm^2 (MPa)。

F_y ：中空斷面主要構材材料之規定最小降伏強度， tf/cm^2 (MPa)。

F_{yb} ：中空斷面支桿構材或鋼板材料之規定最小降伏強度， tf/cm^2 (MPa)。

H ：中空矩形斷面主要構材的總高度，在接頭平面內量測， cm (mm)。

H_b ：中空矩形斷面支桿構材的總高度，在接頭平面內量測， cm (mm)。

l_{end} ：從連接支桿構材或板的近側到弦末端的距離， cm (mm)。

t ：中空斷面主構件設計壁厚， cm (mm)。

t_b ：中空斷面分支構件的設計壁厚或板厚， cm (mm)。

2. 中空矩形斷面

a. 中空矩形斷面接頭的有效寬度

垂直於中空矩形斷面構件縱軸的元件(板或中空矩形斷面支桿)之有效寬度，其傳遞橫向於構件(面)的力分量應視為：

$$B_e = \left(\frac{10t}{B} \right) \left(\frac{F_y t}{F_{yb} t_b} \right) B_b \leq B_b \quad (11.11-1)$$

解說：

第十一章中計算的接頭強度，包括第十一章的適用部分，僅基於強度的極限狀態。如果接頭的過度變形可能導致服務性或穩定性問題，請參閱註釋。

接頭強度通常受中空斷面構材的尺寸控制，尤其是桁架弦桿的壁厚，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頭，接頭應該在設計構件時被考慮。弦桿和支桿之間的角度小於 30° 會使得銲接和檢測變得困難，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、消除不受歡迎極限狀態的措施，以及其他考量。有關貫穿螺栓的規定，請參見11.13.10(c)節部分。

11.12 在中空斷面上的集中力

1. 參數定義

l_b ：載荷的承載長度，平行於中空斷面的軸線(或在承載蓋板的情況下穿過中空斷面的寬度)，cm (mm)。

2. 圓形中空斷面

Plate-to-round 中空斷面接頭的允許強度，表 11.12-1A 為其限制，應按表 11.12-1 所示。

3. 矩形中空斷面

具有集中載重之矩形中空斷面的允許強度應符合第十一章中的極限標準。

表 11.12-1 板與圓形中空斷面的接頭之可用強度

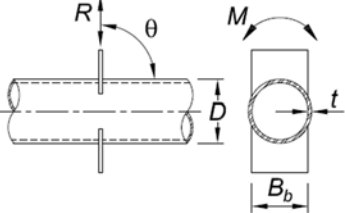
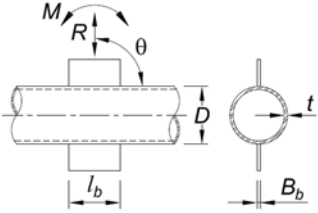
| 接頭類型 | 接頭可用強度 | 板彎曲 | |
|---|--|--------------------------------|--------------------------------|
| Transverse Plate T- and Cross-Connections  | 極限狀態：中空斷面局部挫屈 | | |
| | 板軸向載重 | 面內 | 面外 |
| | $R_n \sin \theta = F_y t^2 \left(\frac{5.5}{1 - 0.81 \frac{B_b}{D}} \right) Q_f$ (11.12-1a) | - | $M_n = 0.5 B_b R_n$ (11.12-1b) |
| | $\phi = 0.90$ (LRFD)， $\Omega = 1.67$ (ASD) | | |
| Longitudinal Plate T-, Y- and Cross-Connections  | 極限狀態：中空斷面塑性 | | |
| | 板軸向載重 | 面內 | 面外 |
| | $R_n \sin \theta = 5.5 F_y t^2 \left(1 + 0.25 \frac{l_b}{D} \right) Q_f$ (11.12-2a) | $M_n = 0.8 l_b R_n$ (11.12-2b) | - |
| | $\phi = 0.90$ (LRFD)， $\Omega = 1.67$ (ASD) | | |
| 函數 | | | |
| $Q_f = 1$ ，對於受拉的中空斷面(連接面) $= 1.0 - 0.3U(1+U)$ ，對於受壓的中空斷面(連接面) (11.12-3) | | | |
| $U = \left \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right $ (11.12-4) | | | |
| 其中， P_{ro} 與 M_{ro} 由接頭中壓應力較低側決定之。 P_{ro} 與 M_{ro} 指的是中空斷面的需求強度： $P_{ro} = P_u$ (LRFD)、 $P_{ro} = P_a$ (ASD)； $M_{ro} = M_u$ (LRFD)、 $M_{ro} = M_a$ (ASD)。 | | | |

表 11.12-1A 表 11.12-1 的適用範圍

| | |
|-----------|--|
| HSS壁厚細長特性 | : $D/t \leq 50$ for T-connections under branch plate axial load or bending $D/t \leq 40$ for cross-connections under branch plate axial load or bending $D/t \leq 0.11E/F_y$ under branch plate shear loading $D/t \leq 0.11E/F_y$ for cap plate connections in compression |
| 寬度比 | : $0.2 < B_b/D \leq 1.0$ for transverse branch plate connections |
| 材料強度 | : $F_y \leq 360$ MPa |
| 韌性 | : $F_y/F_u \leq 0.8$ Note: ASTM A500 Grade C is acceptable. |
| 端部距離 | : $l_{end} \geq D \left(1.25 - \frac{B_b/D}{2} \right)$ for transverse and longitudinal branch plate connections under axial load |

11.13 中空斷面之間的桁架接頭

HSS-to-HSS 桁架連接定義為由一個或多個分支構件直接銲接到穿過連接的連續弦桿組成的連接，應分類如下：

- (a) 當支桿構件中的沖壓載荷 $P_r \sin\theta$ 被弦桿構件中的梁剪力平衡時，當支桿垂直於弦桿時，連接應歸類為 T 型連接，否則歸類為 Y 型連接。
- (b) 當一個分支構件中的沖壓載荷 $P_r \sin\theta$ 與連接同一側的其他分支構件中的載荷基本平衡 (在 20% 以內) 時，該連接應歸類為 K 連接。相關間隙位於負載平衡的主要分支構件之間。N-connection 可以被認為是一種 K-connection。
- (c) 當沖壓載荷 $P_r \sin\theta$ 通過弦桿傳遞並由相對側的支桿平衡時，連接應歸類為交叉連接。
- (d) 當一個連接有兩個以上的主要分支構件，或分支構件在一個以上的平面上時，該連接應歸類為通用連接或多平面連接。

當分支構件將其部分載荷作為 K 型連接傳遞，而將其一部分載荷作為 T 型、Y 型或交叉連接傳遞時，連接的充分性應通過對每個可用強度總和的比例進行插值來確定。

對於由 HSS 製成的通過銲接分支構件與弦桿構件連接的桁架，在不考慮連接設計的最終力矩的情況下，允許在適用範圍內的偏心。

1. 參數定義

O_v : $= l_{ov}/l_p \times 100$, %。

e : 桁架接頭中的偏心，遠離樹枝的正能量，cm (mm)。

g : 有間隙的 K 型連接中分支構件的趾部之間間隙，忽略銲縫，cm (mm)。

l_b : $= H_b/\sin\theta$, cm (mm)。

l_{ov} : 沿兩個分支下方弦桿的連接面測量的重疊長度，cm (mm)。

l_p : 弦上重疊分支的投影長度，cm (mm)。

β : 寬度比；圓形 HSS 的分支直徑與弦直徑之比 $= D_b/D$ ；矩形 HSS 的總分支寬度與弦寬之比 $= B_b/B$ 。

β_{eff} : 有效寬度比；K 連接中兩個分支構件的周長之和除以弦寬的八倍 $= B_b/B$ 。

γ : 弦長細比；圓形 HSS 的二分之一直徑與壁厚之比 $= D/2t$ ；矩形中空斷面的二分之一

寬度與壁厚之比 = $B/2t$ 。

η : 載荷長度參數，僅適用於矩形高速鋼；分支與連接平面內的弦的接觸長度與弦寬之比 = l_b/B 。

θ : 支弦之間的銳角(度)。

ζ : 間隙比；對於矩形HSS，有間隙的K-接頭的分支之間間隙與弦寬的比率 = g/B 。

2. 圓形中空斷面

圓形 HSS-to-HSS 桁架連接的可用強度，在表 11.13-1A 的限制範圍內，應作為根據表 11.13-1 所示的限制狀態獲得的最低值。

3. 矩形中空斷面

矩形 HSS-to-HSS 桁架連接在表 11.13-2A 範圍內的可用強度 ϕP_n 和 P_n/Ω 應作為根據表 11.13-2 和第十一章所示的極限狀態獲得的最低值。

表 11.13-1 圓形中空斷面間的桁架接頭之可用強度

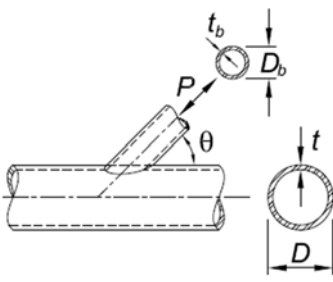
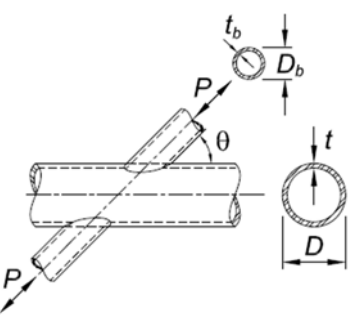
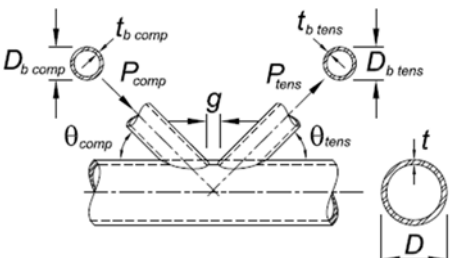
| 接頭型式 | 接頭可用軸向強度 |
|--|---|
| General Check for T-, Y-, Cross- and K-Connections with gap, when D_b (tens/comp) < $(D - 2t)$ | 極限狀態：剪力降伏(punching) $P_n = 0.6F_y t \pi D_b \left(\frac{1 + \sin \theta}{2 \sin^2 \theta} \right) \quad (11.13-1)$ $\phi = 0.95 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$ |
| T-接合與 Y-接合  | 極限狀態：Chord Plastification $P_n \sin \theta = F_y t^2 (3.1 + 15.6\beta^2) \gamma^{0.2} Q_f \quad (11.13-2)$ $\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$ |
| Cross-Connections  | 極限狀態：Chord Plastification $P_n \sin \theta = F_y t^2 \left(\frac{5.7}{1 - 0.81\beta} \right) Q_f \quad (11.13-3)$ $\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$ |
| K-Connections with Gap or Overlap  | 極限狀態：Chord Plastification $(P_n \sin \theta)_{comp. \text{ branch}} = F_y t^2 \left(2.0 + 11.33 \frac{D_b \text{ comp}}{D} \right) Q_g Q_f \quad (11.13-4)$ $(P_n \sin \theta)_{tens. \text{ branch}} = (P_n \sin \theta)_{comp. \text{ branch}} \quad (11.13-5)$ $\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$ |

表 11.13-1 圓形中空斷面間的桁架接頭之可用強度(續)

| Functions | |
|--|-----------|
| $Q_f=1$ ，對於受拉的 chord(連接面) $=1.0-0.3U(1+U)$ ，對於受壓的中空斷面(連接面) | (11.12-3) |
| $U = \left \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right $ | (11.12-4) |
| 其中， P_{ro} 與 M_{ro} 由接頭中壓應力較低側決定之。 P_{ro} 與 M_{ro} 指的是中空斷面的需求強度： $P_{ro} = P_u$ (LRFD)、 $P_{ro} = P_a$ (ASD)； $M_{ro} = M_u$ (LRFD)、 $M_{ro} = M_a$ (ASD)。 | |
| $Q_g = \gamma^{0.2} \left[1 + \frac{0.024\gamma^{1.2}}{\exp\left(\frac{0.5g}{t} - 1.33\right) + 1} \right]$ | (11.13-6) |
| 注意， $\exp(x)$ 等於 e^x ，其中 $e = 2.71828$ 為自然對數的基數。 | |

表 11.13-1A 表 11.13-1 的適用範圍

| | |
|--------------------------|---|
| Joint eccentricity: | $-0.55 \leq e / D \leq 0.25$ (K-接頭) |
| Chord wall slenderness: | $D / t \leq 50$ (T-、Y-與 K-接頭) $D / t \leq 40$ (cross-接頭) |
| Branch wall slenderness: | $D_b / t_b \leq 50$ for tension and compression branch $D_b / t_b \leq 0.05E / F_{yb}$ for compression branch |
| Width ratio: | $0.2 < D_b / D \leq 1.0$ for T-, Y-, cross- and overlapped K-connections $0.4 < D_b / D \leq 1.0$ for gapped K-connections |
| Gap: | $g \geq t_{b \text{ comp.}} + t_{b \text{ tens.}}$ $g \geq$ for gapped K-connections |
| Overlap: | $25\% \leq O_v \leq 100\%$ for overlapped K-connections |
| Branch thickness: | $t_{b \text{ overlapping}} \leq t_{b \text{ overlapped}}$ for branches in overlapped K-connections |
| Material strength: | F_y 與 $F_{yb} \leq 360$ MPa |
| Ductility: | F_y / F_u 與 $F_{yb} / F_{ub} \leq 0.8$ Note: ASTM A500 Grade C is acceptable. |
| End distance: | $l_{end} \geq D(1.25 - \frac{\beta}{2})$ for T-, Y-, cross- and K-connections |

表 11.13-2 矩形中空斷面間的桁架接頭之可用強度

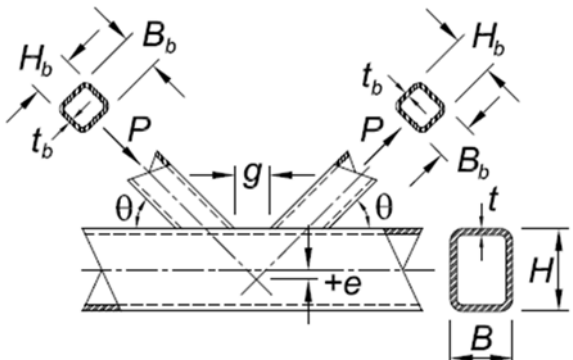
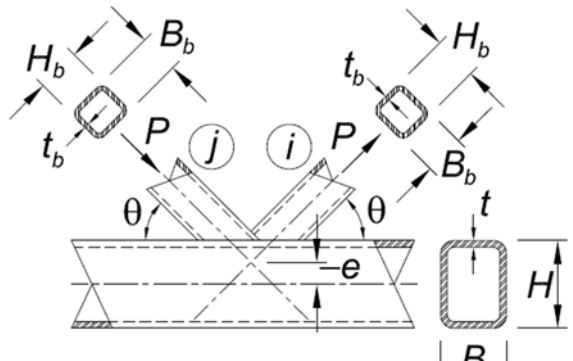
| 接合型式 | 接合可用軸向強度 |
|---|---|
|  | <p>極限狀態：Chord wall Plastification, for all β</p> $P_n \sin \theta = F_y t^2 (9.8 \beta_{eff} \gamma^{0.5}) Q_f \quad (11.13-7)$ <p>$\phi = 0.90$ (LRFD), $\Omega = 1.67$ (ASD)</p> |
| | <p>極限狀態：剪力降伏(punching)，當 $B_b < B - 2t$</p> <p>This limit state need not be checked for square branches.</p> $P_n \sin \theta = 0.6 F_y t B (2\eta + \beta + \beta_{eop}) \quad (11.13-8)$ <p>$\phi = 0.95$ (LRFD), $\Omega = 1.58$ (ASD)</p> |
| | <p>Limit State: Shear of Chord Side Walls in the Gap Region</p> <p>Determine $P_n \sin \theta$ in accordance with Section 8.4.</p> <p>This limit state need not be checked for square chords.</p> |
| | <p>Limit State: Local Yielding of Branch/Branches due to Uneven Load Distribution</p> <p>This limit state need not be checked for square branches or where $B/t \geq 15$.</p> $P_n = F_{yb} t_b (2H_b + B_b + B_e - 4t_b) \quad (11.13-9)$ <p>$\phi = 0.95$ (LRFD), $\Omega = 1.58$ (ASD)</p> |
| <p>Overlapped K-Connections</p>  <p>Note that the force arrows shown for overlapped K-connections may be reversed; i and j control member identification.</p> | <p>Limit State: Local Yielding of Branch/Branches due to Uneven Load Distribution</p> <p>$\phi = 0.95$ (LRFD), $\Omega = 1.58$ (ASD)</p> <p>當 $25\% \leq O_v < 50\%$</p> $P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} \left[\frac{O_v}{50} (2H_{bi} - 4t_{bi}) + B_{ei} + B_{ej} \right] \quad (11.13-10)$ <p>當 $50\% \leq O_v < 80\%$</p> $P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} (2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{ei} + B_{ej}) \quad (11.13-11)$ <p>當 $80\% \leq O_v \leq 100\%$</p> $P_{n,i} = F_{ybi} t_{bi} (2H_{bi} - 4t_{bi} + B_{bi} + B_{ej}) \quad (11.13-12)$ <p>Subscript i refers to the overlapping branch Subscript j refers to the overlapped branch</p> $P_{n,j} = P_{n,i} \left(\frac{F_{ybj} A_{bj}}{F_{ybi} A_{bi}} \right) \quad (11.13-13)$ |
| <p>Fuctions</p> | |
| <p>$Q_f = 1$，對於受拉的 chord(連接面)</p> | |
| <p>$= 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta} \leq 1.0$，對於受壓的 chord(連接面)、對 T-, Y- and cross-connections (11.13-14)</p> | |
| <p>$= 1.3 - 0.4 \frac{U}{\beta_{eff}} \leq 1.0$，對於受壓的 chord(連接面)、對 gapped K-connections (11.13-15)</p> | |
| $U = \left \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right \quad (11.12-4)$ | |
| <p>其中，P_{ro} 與 M_{ro} 由接頭中壓應力較低側決定之。P_{ro} 與 M_{ro} 指的是中空斷面的需求強度：$P_{ro} = P_u$ (LRFD)、$P_{ro} = P_a$ (ASD)；$M_{ro} = M_u$ (LRFD)、$M_{ro} = M_a$ (ASD)。</p> | |
| $\beta_{eff} = \left[(B_b + H_b)_{comp. \ branch} + (B_b + H_b)_{tens. \ branch} \right] / 4B \quad (11.13-16)$ | |
| $\beta_{eop} = \frac{5\beta}{\gamma} \leq \beta \quad (11.13-17)$ | |

表 11.13-2A 表 11.13-2 的適用範圍

| | |
|---|--|
| Joint eccentricity | : $-0.55 \leq e / H \leq 0.25$ for K-connections |
| Chord wall slenderness | : B / t and $H / t \leq 35$ for gapped K-connections and T-, Y- and cross-connections |
| Branch wall slenderness | : $B / t \leq 30$ for overlapped K-connections $H / t \leq 35$ for overlapped K-connections B_b / t_b and $H_b / t_b \leq 35$ for tension branch for compression branch of gapped K-, T-, Y- and cross-connections ≤ 35 for compression branch of gapped K-, T-, Y- and cross-connections for compression branch of overlapped K- connections |
| Width ratio | : B_b / B and $H_b / B \geq 0.25$ for T-, Y- cross- and overlapped K-connections |
| Aspect ratio | : $0.5 \leq H_b / B_b \leq 2.0$ and $0.5 \leq H / B \leq 2.0$ |
| Overlap | : $25\% \leq O_v \leq 100\%$ for overlapped K-connections |
| Branch width ratio | : $B_{bi} / B_{bj} \geq 0.75$ for overlapped K-connections, where subscript i refers to the overlapping branch and subscript j refers to the overlapped branch |
| Branch thickness ratio | : $t_{bi} / t_{bj} \leq 1.0$ for overlapped K-connections, where subscript i refers to the overlapping branch and subscript j refers to the overlapped branch |
| Material strength | : F_y and $F_{yb} \leq 360$ MPa |
| Ductility | : F_y / F_u and $F_{yb} / F_{ub} \leq 0.8$ Note: ASTM A500 Grade C is acceptable. |
| End distance | : $l_{end} \geq B$ for T- and Y-connections |
| Additional Limits for Gapped K-Connections | |
| Width ratio | : $\frac{B_b}{B}$ and $\frac{H_b}{B} \geq 0.1 + \frac{\gamma}{50}$ $\beta_{eff} \geq 0.35$ |
| Gap ratio | : $\zeta = g / B \geq 0.5(1 - \beta_{eff})$ |
| Gap | : $g \geq t_{b \text{ comp. branch}} + t_{b \text{ tens. branch}}$ |
| Branch size | : smaller $B_b \geq 0.63$ (larger B_b), if both branches are square |

解說：

一個分支垂直於弦的K連接通常稱為N連接。

在表11.13-2A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。

11.14 中空斷面之間的力矩接頭

HSS 到 HSS 彎矩連接被定義為由一個或兩個分支構件組成的連接，這些分支構件直接銲接到通過連接的連上，一個或多個分支由彎矩加載。

連接應分類為：

- (a) 有一根支管且與弦垂直時為 T 型連接；當有一根支管但不垂直於弦時為 Y 型連接。
- (b) 當和弦的每一(相對)側都有一個分支時的交叉連接。

1. 參數定義

Z_b : 分支關於彎曲軸的塑性截面模量， cm^3 (mm^3)。

- β : 寬度比。
 := D_b/D 用於圓形 HSS ; 枝徑與弦徑之比。
 := B_b/B 矩形高速鋼 ; 總枝寬與弦寬之比。
- γ : 弦長細比。
 := $D/2t$; 圓形高速鋼 ; 二分之一直徑與壁厚之比。
 := $B/2t$; 矩形高速鋼 ; 寬度與壁厚的二分之一之比。
- η : 載荷長度參數, 僅適用於矩形高速鋼。
 := l_b/B ; 分支與連接平面中的弦的接觸長度與弦寬的比值, 其中 $l_b = H_b/\sin\theta$ 。
- θ : 支弦之間的銳角(度)。

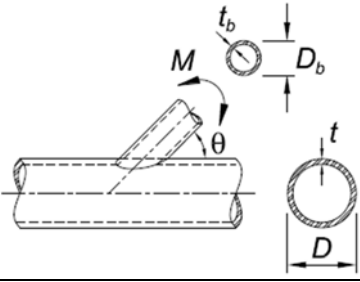
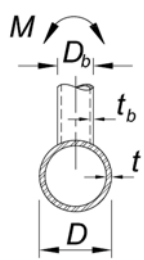
2. 圓形中空斷面

表 11.14-1A 限制範圍內的圓形 HSS-to-HSS 彎矩連接的可用強度應作為表 11.14-1 中所示適用限制狀態的最低值。

3. 矩形中空斷面

在表 11.14-2A 的限制範圍內, 矩形 HSS-to-HSS 彎矩連接的可用強度, ϕP_n 和 P_n/Ω 應作為根據表 11.14-2 和第十一章所示的極限狀態獲得的最低值。

表11.14-1 圓形中空斷面間的彎矩接頭之可用強度

| 接合型式 | 接合可用撓曲強度 |
|---|--|
| Branch(es) Under In-Plane Bending T-, Y- and Cross-Connections  | 極限狀態 : Chord Plastification $M_{n-ip} \sin\theta = 5.39F_y t^2 \gamma^{0.5} \beta D_b Q_f \quad (11.14-1)$ $\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$ |
| | 極限狀態 : 剪力降伏(punching), 當 $D_b < (D - 2t)$ $M_{n-ip} = 0.6F_y t D_b^2 \left(\frac{1 + 3 \sin\theta}{4 \sin^2\theta} \right) \quad (11.14-2)$ $\phi = 0.95 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$ |
| Branch(es) Under Out-of-Plane Bending T-, Y- and Cross-Connections  | 極限狀態 : Chord Plastification $M_{n-op} = \frac{F_y t^2 D_b}{\sin\theta} \left(\frac{3.0}{1 - 0.81\beta} \right) Q_f \quad (11.14-3)$ $\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$ |
| | 極限狀態 : 剪力降伏(punching), 當 $D_b < (D - 2t)$ $M_{n-op} = 0.6F_y t D_b^2 \left(\frac{3 + \sin\theta}{4 \sin^2\theta} \right) \quad (11.14-4)$ $\phi = 0.95 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.58 \text{ (ASD)}$ |

For T-, Y- and cross-connections, with branch(es) under combined axial load, in-plane bending, and out-of-plane bending, or any combination of these load effects :

LRFD : $[P_u / (\phi P_n)] + [M_{r-ip} / (\phi M_{n-ip})]^2 + [M_{r-op} / (\phi M_{n-op})] \leq 1.0 \quad (11.14-5)$

ASD : $[P_a / (P_n / \Omega)] + [M_{r-ip} / (M_{n-ip} / \Omega)]^2 + [M_{r-op} / (M_{n-op} / \Omega)] \leq 1.0 \quad (11.14-6)$

ϕP_n = design strength (or P_n/Ω = allowable strength) obtained from Table K3.1

ϕM_{n-ip} = design strength (or M_{n-ip}/Ω = allowable strength) for in-plane bending

ϕM_{n-op} = design strength (or M_{n-op}/Ω = allowable strength) for out-of-plane bending

$M_{r-ip} = M_{u-ip}$ for LRFD; M_{a-ip} for ASD

$M_{r-op} = M_{u-op}$ for LRFD; M_{a-op} for ASD

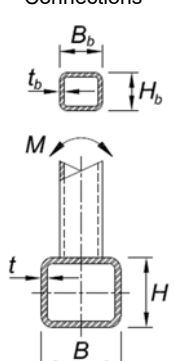
表11.14-1 圓形中空斷面間的彎矩接頭之可用強度(續)

| Functions | |
|--|-----------|
| $Q_f=1$ ，對於受拉的 chord(連接面) =1.0-0.3U(1+U)，對於受壓的 chord(連接面) | (11.12-3) |
| $U = \left \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right $ | (11.12-4) |
| 其中， P_{ro} 與 M_{ro} 由接頭中壓應力較低側決定之。 P_{ro} 與 M_{ro} 指的是中空斷面的需求強度： $P_{ro} = P_u$ (LRFD)、 $P_{ro} = P_a$ (ASD)； $M_{ro} = M_u$ (LRFD)、 $M_{ro} = M_a$ (ASD)。 | |

表11.14-1A 表11.14-1的適用範圍

| | |
|-------------------------|--|
| Chord wall slenderness | : $D/t \leq 50$ for T- and Y-connections $D/t \leq 40$ for cross-connections |
| Branch wall slenderness | : $D_b/t_b \leq 50$ $D_b/t_b \leq 0.05E/F_{yb}$ |
| Width ratio | : $0.2 < D_b/D \leq 1.0$ |
| Material strength | : F_y and $F_{yb} \leq 360$ MPa |
| Ductility | : F_y/F_u and $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$ Note : ASTM A500 Grade C is acceptable. |

表11.14-2 矩形中空斷面間的彎矩接頭之可用強度

| 接合型式 | 接合可用撓曲強度 |
|---|--|
| Branch(es) under Out-of-Plane Bending T- and Cross-Connections  | 極限狀態 : Chord distortional failure, for T-connections and unbalanced cross-connections $M = 2F_y t \left[H_b t + \sqrt{BHt(B+H)} \right] \quad (11.14-7)$ $\phi = 1.00 \text{ (LRFD)}, \Omega = 1.50 \text{ (ASD)}$ |

For T- and cross-connections, with branch(es) under combined axial load, in-plane bending, and out-of-plane bending, or any combination of these load effects :

LRFD : $[P_u / (\phi P_n)] + [M_{r-ip} / (\phi M_{n-ip})] + [M_{r-op} / (\phi M_{n-op})] \leq 1.0$ (11.14-8)

ASD : $[P_a / (P_n / \Omega)] + [M_{r-ip} / (M_{n-ip} / \Omega)] + [M_{r-op} / (M_{n-op} / \Omega)] \leq 1.0$ (11.14-9)

ϕP_n = design strength (or P_n / Ω = allowable strength)

ϕM_{n-ip} = design strength (or M_{n-ip} / Ω = allowable strength) for in-plane bending

ϕM_{n-op} = design strength (or M_{n-op} / Ω = allowable strength) for out-of-plane bending

$M_{r-ip} = M_{u-ip}$ for LRFD; M_{a-ip} for ASD

$M_{r-op} = M_{u-op}$ for LRFD; M_{a-op} for ASD

表11.14-2 矩形中空斷面間的彎矩接頭之可用強度(續)

| Functions | |
|--|------------|
| $Q_f=1$ ，對於受拉的 chord(連接面) $=1.3-0.4\frac{U}{\beta} \leq 1.0$ ，對於受壓的 chord(連接面) | (11.13-14) |
| $U = \left \frac{P_{ro}}{F_c A_g} + \frac{M_{ro}}{F_c S} \right $ | (11.12-4) |
| 其中， P_{ro} 與 M_{ro} 由接頭中壓應力較低側決定之。 P_{ro} 與 M_{ro} 指的是中空斷面的需求強度： $P_{ro} = P_u$ (LRFD)、 $P_{ro} = P_a$ (ASD)； $M_{ro} = M_u$ (LRFD)、 $M_{ro} = M_a$ (ASD)。 | |

表11.14-2A 表11.14-2的適用範圍

| | |
|-------------------------|--|
| Branch angle | : $\theta \cong 90^\circ$ |
| Chord wall slenderness | : B/t 及 $H/t \leq 35$ |
| Branch wall slenderness | : B_b/t_b 及 $H_b/t_b \leq 35$ $\leq 1.25\sqrt{(E/F_{yb})}$ |
| Width ratio | : $B_b/B \geq 0.25$ |
| Material strength | : F_y 及 $F_{yb} \leq 360$ MPa |
| Ductility | : F_y/F_u 及 $F_{yb}/F_{ub} \leq 0.8$ Note : ASTM A500 Grade C is acceptable. |

解說：

一個分支垂直於弦的K連接通常稱為N連接。

在表11.13-2A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。

11.15 矩形高速鋼的板和分支銲縫

由於 HSS-to-HSS 連接中的 HSS 壁的相對剛度和橫向板-HSS 連接中的元件之間存在差異，應考慮沿銲縫線的載荷傳遞的不均勻性來確定分支連接的可用強度，如下：

$$R_n \text{ 或 } P_n = F_{nw} t_w l_e \tag{11.15-1}$$

$$M_{n-ip} = F_{nw} S_{ip} \tag{11.15-2}$$

$$M_{n-op} = F_{nw} S_{op} \tag{11.15-3}$$

應考慮相互作用。

(a) 對於角銲縫

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

(b) 對於部分接頭貫穿坡口銲縫

$$\phi = 0.80 \text{ (LRFD)} \quad \Omega = 1.88 \text{ (ASD)}$$

其中：

F_{mw} ：銲縫金屬標稱應力(第十一章)，由於角銲縫載荷方向性而沒有增加強度， kg/cm^2 (MPa)。

S_{ip} ：面內彎曲銲縫的有效彈性截面模量(表11.15-1)， cm^3 (mm^3)。

S_{op} ：平面外彎曲銲縫的有效彈性截面模量(表11.15-1)， cm^3 (mm^3)。

l_e ：用於銲接強度計算的矩形HSS坡口和角銲縫的總有效銲縫長度， cm (mm)。

t_w ：圍繞分支或板周長的最小有效銲喉， cm (mm)。

當按照表 11.13-2 設計了重疊 K 連接，並且垂直於弦桿的支桿分力平衡 80%時(即垂直於弦桿面的支桿桿力相差不超過 20%)，如果重疊分支下的其餘銲縫各處都發揮了重疊分支構件壁的全部容量，則可以省略重疊分支下的隱藏銲縫。

如果銲縫能夠沿其整個周邊(或沿其整個長度的板)產生支管構件壁的全部強度，則不需要表 11.15-1 中的銲縫檢查。

表 11.15-1 矩形中空斷面接頭的有效銲接之特性

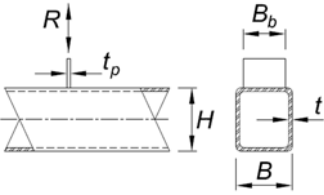
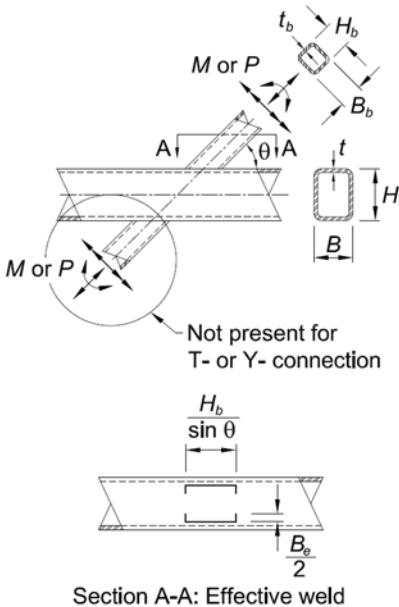
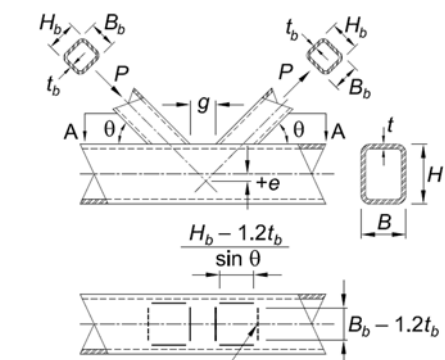
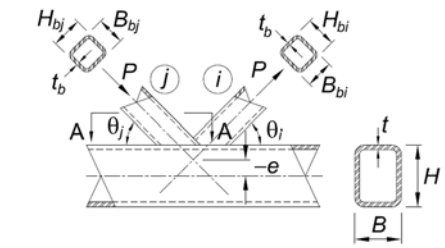
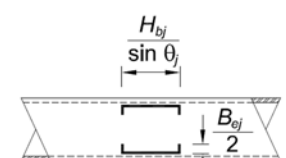
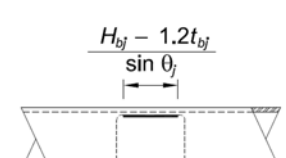
| 接合型式 | 銲道性質 |
|---|--|
| <p>Transverse Plate T- and Cross- Connections under Plate Axial Load</p>  | <p>Effective Weld Properties 有效銲道性質</p> $l_e = 2B_e \quad (11.15-4)$ <p>其中，l_e 為板兩側之總有效銲道長度。</p> |
| <p>T-, Y- and Cross-Connections under Branch Axial Load or Bending</p>  <p>Section A-A: Effective weld</p> | <p>Effective Weld Properties</p> $l_e = \frac{2H_b}{\sin \theta} + 2B_e \quad (11.15-5)$ $S_{ip} = \frac{t_w}{3} \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right)^2 + t_w B_e \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right) \quad (11.15-6)$ $S_{op} = t_w \left(\frac{H_b}{\sin \theta} \right) B_b + \frac{t_w}{3} (B_b^2) - \frac{(t_w/3)(B_b - B_e)^3}{B_b} \quad (11.15-7)$ <p>當 $\beta > 0.85$ 或 $\theta > 50^\circ$，$B_e/2$ 應不超過 $B_b/4$。</p> |

表 11.15-1 矩形中空斷面接頭的有效銲接之特性(續)

| 接合型式 | 銲道性質 |
|--|--|
| <p>Gapped K-Connections under Branch Axial Load</p>  <p>Section A-A: Effective weld for $\theta \geq 60^\circ$</p> | <p>Effective Weld Properties</p> <p>當 $\theta \leq 50^\circ$:</p> $l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin \theta} + 2(B_b - 1.2t_b) \quad (11.15-8)$ <p>當 $\theta \geq 60^\circ$:</p> $l_e = \frac{2(H_b - 1.2t_b)}{\sin \theta} + B_b - 1.2t_b \quad (11.15-9)$ <p>當 $50^\circ < \theta < 60^\circ$, 應使用線性內插決定 l_e 。</p> |
| <p>Overlapped K-Connections Under Branch Axial Load</p>  <p>Note that the force arrows shown for overlapped K-connections may be reversed; i and j control member identification.</p>  <p>Section A-A: Effective weld when $\frac{B_{bj}}{B} \leq 0.85$ and $\theta_j \leq 50^\circ$</p>  <p>Section A-A: Effective weld when $\frac{B_{bj}}{B} > 0.85$ or $\theta_j > 50^\circ$</p> | <p>Overlapping Member Effective Weld Properties (all dimensions are for the overlapping branch, i)</p> <p>當 $25\% \leq O_v < 50\%$:</p> $l_{e,i} = \frac{2O_v}{50} \left[\left(1 - \frac{O_v}{100}\right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin \theta_i}\right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)}\right) \right] + B_{ei} + B_{ej} \quad (11.15-10)$ <p>當 $50\% \leq O_v < 80\%$:</p> $l_{e,i} = 2 \left[\left(1 - \frac{O_v}{100}\right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin \theta_i}\right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)}\right) \right] + B_{ei} + B_{ej} \quad (11.15-11)$ <p>當 $80\% \leq O_v \leq 100\%$:</p> $l_{e,i} = 2 \left[\left(1 - \frac{O_v}{100}\right) \left(\frac{H_{bi}}{\sin \theta_i}\right) + \frac{O_v}{100} \left(\frac{H_{bi}}{\sin(\theta_i + \theta_j)}\right) \right] + B_{bi} + B_{ej} \quad (11.15-12)$ <p>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 $B_{bi} / 4$ 。</p> <p>下標 i 指的是 overlapping branch 。</p> <p>下標 j 指的是 overlapped branch 。</p> |
| | <p>Overlapped Member Effective Weld Properties (all dimensions are for the overlapped branch, j)</p> $l_{e,j} = \frac{2H_{bj}}{\sin \theta_j} + 2B_{ej} \quad (11.15-13)$ <p>當 $B_{bj} / B > 0.85$ 或 $\theta_j > 50^\circ$:</p> $l_{e,j} = \frac{2(H_{bj} - 1.2t_{bj})}{\sin \theta_j} \quad (11.15-14)$ |

解說：

此處使用的允許縮小鉚縫尺寸的方法假定圍繞HSS分支的整個周邊的鉚縫尺寸恆定。需要特別注意等寬(或接近等寬)的連接，這些連接沿連接的匹配邊緣結合了部分接頭穿透坡口鉚縫，角鉚縫通常橫跨主要構件面。

第十二章 服務性設計

本章適用於結構及其部件的撓度、側移、振動、風致運動、熱變形和接合滑移等可服務性極限狀態的評估。

12.1 一般規定

可服務性是指在正常使用的情況下，建築物可以保持的外觀、可維護性、耐用性及居住者的舒適度等功能。應根據結構的預期功能選擇結構性能的可服務性極限值(例如最大撓度和加速度)，應使用適當的載重組合來評估可服務性。

12.2 撓度

為避免損及結構的使用性能，應限制結構構材及結構系統的撓度。

12.3 側移

為避免損害結構的使用性能，應限制結構的側移。

12.4 振動

應考慮振動對居住者舒適度和結構功能的影響，須考慮的振動源包括居住者的步行載重、振動機械及其他確定的結構因素。

12.5 風致運動

應考慮建築物風致運動對居住者舒適度的影響。

12.6 熱膨脹與收縮

應考慮建築物熱脹冷縮的影響。

12.7 接合處滑動

接合處滑動的影響應包括在設計中，其中螺栓接合處的滑動可能會導致變形進而損及結構的使用性能。如果可行，接合處的設計應避免滑動。

第十三章 製造、安裝與品管

13.1 鋼結構製造圖與組立圖

鋼結構製造圖與組立圖的審查必須分階段依序進行，鋼結構製造圖應在製造前準備完成，應提供製造鋼結構部件所需的完整資訊，包括位置、銲接的種類型式與尺寸、螺栓等。鋼結構組立圖應在組立前準備完成，並提供結構組立所需的完整資訊。工廠製作圖與組立圖，應清楚地區分工廠和現場工地銲接，應清楚地標識示預拉伸和摩阻型高強度螺栓的接合。鋼結構製造圖與組立圖的繪製應適當考慮製造和組立的速度與經濟性。

解說：

與製造圖、鋼構製造、安裝和檢驗實務有關內容可以參考AISC規範「Code of Standard Practice」。

13.2 鋼結構製造

13.2.1 預拱、彎折、拉直

允許使用局部加熱或機械方法來導入或修正拱度、曲率和直線度。對於ASTM A514/A514M 和ASTM A852/A852M 鋼材，加熱區域的溫度不得超過1,100°F (590°C)，對於其他鋼，則不得超過1,200°F (650°C)。

13.2.2 熱切割

熱熔切割邊緣應符合「鋼結構銲接規範」(AWS D1.1/D1.1M)5.14.5.2、5.14.8.3 和5.14.8.4 條的要求，以下簡稱AWS D1.1M/D1.1M，除了不會受到疲勞效應的熱熔切割自由邊緣外，不應有大於5 mm (3/16 in.)深的圓底鑿孔和鋒利的V形凹口，深度超過5 mm (3/16 in.)的鑿孔和凹口應通過打磨或銲接修復方式去除，凹角應形成彎曲過渡的形式，半徑不必超過安裝連接所需的半徑。當不連續角隅兩側的材料連接到接合件，且角隅處可以防止變形和相關的應力集中時，才允許不連續角隅的存在。

銲接工作孔應滿足11.1.6 節的幾何要求，當採用鍍鋅表面處理時，梁導角和銲接工作孔應磨成光亮表面。對於翼板厚度不超過50 mm (2 in.)的型鋼，導角熱熔切割表面的粗糙度應不大於2,000 uin (50 um)的表面粗糙度，粗糙度的定義參照：表面紋理、表面粗糙度、波紋度和層距(ASME B46.1)，以下簡稱為ASTM B46.1。ASTM A6/A6M 熱軋型鋼梁翼板厚度超過50 mm (2 in.)與組合型鋼的鋼板厚度超過50 mm (2 in.)時，熱切割前應採用高於150°F (66°C)的溫度預熱，ASTM A6/A6M 熱軋型鋼梁翼板厚度超過50 mm (2 in.)與組合型鋼的鋼板厚度超過50 mm (2 in.)時，銲接工作孔的熱熔切割表面應進行研磨。

解說：

當受靜態力作用時，半徑為13~10 mm (1/2~3/8 in.)的凹角是可以接受的。當多個配件需緊密接合在一起，如果配件在不連續角的兩側靠近角彼此連接，則可以接受不連續的折角的情況。中空斷面角撐板的槽孔可以製成半圓端或彎角形式。如果角撐板的邊緣採用銲接方式接合，方形端點是可以接受的。

可以採用AWS氧氣切割表面粗糙度指南(AWS C4.1-77)樣本2，作為型鋼翼板厚度低於50 mm (2 in.)導角表面粗糙度的評估基準。

除了機械方法外，還允許局部加熱以進行彎曲、預拱和矯直。最高溫度必須符合以下的限制，以避免鋼材機械性質與晶相的改變：對於ASTM A514/A514M 和 A852/A852M 鋼材，最高溫度為1,100°F (590°C)；對於其他鋼材，最高溫為1,200°F (650°C)。一般來說，這些溫度不應被視為絕對最高溫，它們應包括大約100°F (38°C)的變化餘溫，以上規定是參考經驗豐富的鋼構廠商實際經驗來制定的

(FHWA, 1999)。

應通過適當的方式測量溫度，例如溫度指示蠟筆和鋼色，通常不需要進行精確的溫度測量。此外，移除加熱源後，不應立即測量表面溫度，因為熱量需要幾秒鐘才能傳導到鋼材內部。

長期以來，局部加熱一直被採用作為矯直或彎曲樑梁和大樑梁的手段。使用這種方法，選定的區域會迅速加熱並趨於膨脹，但是膨脹會受到周圍未加熱區域的限制。因此，受熱區域會發生「逆轉」現象，並且在冷卻時會以縮短方式影響曲率變化。對於桁架和大梁，可以在部件組裝的過程中建立拱度。

雖然可以採用許多不同的方法施作所需的曲率或彎度，包括在室溫下冷彎(Bjorhovde, 2006)，但必須了解到由於工藝水準而產生的一些偏差，以及由於處理而導致的一些永久性變化，是不可避免的。因為控制多個點預拱值很困難，預拱值通常由跨度中點來定義。反向預拱外傾角難以實現並且不鼓勵。長懸臂的預拱值很敏感，可能需要更嚴格的控制。

熱熔切割最好由機器施作，13.2.2節中對熱熔切割前預熱的要求，是盡量減少硬表面層裂紋的形成。當採用弧形工作孔採鑽孔施工或熱熔切割部分基本上是線性時，熱熔切割前不需要進行預熱。此類熱熔切割表面應按照11.1.6節規定進行打磨。銲銲接後應按表N5.4-3目視檢查弧形工作孔表面。由兩個直線切割在一個點相交所產生的表面不被視為曲線。

13.2.3 邊緣刨削

除非在營建施工文件中特別要求或有涵蓋到銲接邊緣準備的相關規範，否則不需要對鋼板或型鋼的剪切或熱熔切割邊緣進行刨削或精加工。

13.2.4 銲接施工

銲接應依照 AWS D1.1/D1.1M 規定進行，除了依照11.2節修改之外。

13.2.5 螺栓施工

在組裝過程中，螺栓連接構件的零件應採用樞梢或螺栓連接並牢固地固定在一起。組裝過程中在螺栓孔中使用定位樞梢不得扭曲鋼材或擴孔。螺栓孔匹配不良情況應予以拒收。

螺栓孔應符合RCSC高強度螺栓結構接合規範第3.3節(以下簡稱RCSC規範)的規定，但允許符合ASME B4.6.1中所定義，表面粗糙度不超過1,000 uin (25 um)的熱熔切割孔可以排除在外。鑿孔的深度不得超過2 mm (1/16 in.)，水射流切割孔也允許採用。

AWS 氧氣切割表面粗糙度指南(AWS C4.1-77)示例3可採用作為熱熔切割孔表面粗糙度評估的指南。

接頭內的總厚度不超過6 mm (1/4 in.)的完全插入的指形墊片可以採用，且無需改變連接設計的強度(基於孔類型)。前述墊片的方向與載重的施加方向無關。

高強度螺栓的使用應符合RCSC規範的要求，但符合11.3節修改的部分除外。

解說：

當受靜態力作用時，半徑為13~10 mm (1/2~3/8 in.)的凹角是可以接受的。當多個配件需緊密接合在一起，如果配件在不連續角的兩側靠近角彼此連接，則可以接受不連續的折角的情況。中空斷面角撐板的槽孔可以製成半圓端或彎角形式。如果角撐板的邊緣採用銲接方式接合，方形端點是可以接受的。

AWS D1.1/D1.1M第4條中定義的鋼板銲工資格考試適用於將鋼板、型鋼或中空斷面連接到其他鋼板、型鋼或矩形中空斷面的銲接。中空斷面、T型、Y型和K型的無背襯全滲透銲，應採用 6GR管狀銲工資格考試。

為了避免銲接汙染，在中空斷面結構製造完成後，須將預定銲接的位置以適當的溶劑去除。如果在軋機上塗有外部塗層，則應在銲接位置去除塗層，或者應諮詢製造商關於在塗層存在下銲接的可行性。

大多數使用高強度螺栓接合的情形下，只需將螺栓安裝到緊貼狀態即可。包含允許滑動的承壓型接合，及僅適用於ASTM F3125 Grade A325及A325M螺栓拉力的應用，其中由震動或荷載變化所引起的鬆動或疲勞非設計考量因素時。

建議在允許使用ASTM A307螺栓的地方採用ASTM F3125 A325或A325M、ASTM F3125 A490或A490M級螺栓的貼緊型承壓接合。

本節提供了與 RCSC 高強度螺栓規範自1972年(RCSC, 2014)以來的規定平行的超大和槽孔的使用規則，並包含超出RCSC規格的ASTM A307螺栓。

該規範先前根據慣例及設備能力，限制了開孔的方式。製造的方法也已改變並持續在演進，為了反應映這些變化，本規範以已被修訂，只定義可接受的品質，而非指定開孔的方法，特別是允許熱熔切割開孔。AWS C4.1樣本3可作為熱熔切割可被接受的證明(AWS, 2015)。數位控制或機械引導設備預期使用於熱熔切割開孔，就先前可能與製造廠安全操作有關的限制而言，製造商應向設備製造商諮詢設備和工具的操作限制。

13.2.6 受壓接合

依靠接觸承載作為部分續接強度發揮的受壓接合，其受壓接合的接觸面應採用銑削、鋸切或其他同等方法個別單獨製作。

13.2.7 尺寸公差

尺寸公差應符合AISC *Code of Standard Practice for Steel Buildings and Bridges*的第6章規定，以下簡稱*Code of Standard Practice*。

13.2.8 柱基和柱底板完工

柱基和柱底板應按下列要求施工完成：

- (a) 厚度為50 mm (2 in.)或更薄的承壓底板，若符合光滑且無缺口的接觸承壓表面則無需銑削。厚度超過50 mm (2 in.)但不超過100 mm (4 in.)的承壓底板可以採用壓力整平，如果沒有壓力機，可以採用銑削承壓表面進行整平，以獲得光滑且無缺口的接觸軸承表面，但若符合本節(b)和(c)項規定的情況則可以排除在外。厚度超過100 mm (4 in.)的承壓底板的承壓接觸面應採用銑削整平，但若符合本節(b)和(c)項規定的情況則可以排除在外。
- (b) 柱底承壓板採灌漿方式確保與基礎完全接觸承載時，則接觸面無需銑削。
- (c) 承壓底板與鋼柱的接合若採用全滲透開槽銲接時，承壓底板頂面無需銑削。

13.2.9 錨桿孔

允許根據第13.2.2節的規定對錨桿的孔進行熱熔切割。

13.2.10 排水孔

在施工或使用期間，當中空斷面或箱形構件內部積水時，構件應密封，在底部設置排

水孔，或以其他方式防止水滲入。

解說：

鍍鋅構件設計、細部請參考*The Design of Products to be Hot-Dip Galvanized After Fabrication*, American Galvanizer's Association，與ASTM A123, F2329, A384及A780。需要鍍鋅鋼構件的銲接導角要求請參照13.2.2節的規定。

由於中空斷面結構的內部難以檢查，因此有時會擔心內部腐蝕的發生。然而，良好的設計可以消除對於花費甚鉅之保護措施的擔憂及需求。腐蝕發生在含氧氣及水的環境下，在封閉的建築物中，不可能有足夠的水分引入並引起嚴重腐蝕，因此，僅在暴露於大氣中的中空斷面結構考慮內部腐蝕的保護措施。封閉的中空斷面結構中，在尚未達到化學氧化反應所需消耗的氧氣及濕度前，並不會發生內部腐蝕。既即使在具有腐蝕環境的密封狀態下，當腐蝕過程必須停止時，氧化深度是微不足道的。如果在連接處存在細微的開口，水分及空氣即可通過毛細作用進入中空斷面結構內，黃色部分未翻譯

可能需要內部保護塗層的情況包括(1)開放式的中空斷面，可能因通風環境或直流水而改變空氣量，以及(2)開放式的中空斷面，因受到溫度梯度變化導致冷凝。在這種情況下，為求謹慎，建議採用最小8 mm (5/16 in.)之壁厚。填充或部分填充的中空斷面不應被密封，如果發生火災，混凝土中的水會蒸發，並可能產生足以爆裂構件的壓力。應注意確保在施工期間或施工後中空斷面構件中不應有殘留水，因暴露在結冰條件下的膨脹會產生足以使其爆裂的壓力。

鍍鋅中空斷面構件不應完全密封，因為鍍鋅過程中壓力的快速變化往往會使其爆裂。

13.2.11 鍍鋅構件需求

需要鍍鋅的構件和零件應進行設計、細部和製造，以提供酸洗液和鋅的流動和排放，並防止封閉零件中的壓力蓄積。

解說：

鍍鋅構件設計、細部請參考*The Design of Products to be Hot-Dip Galvanized After Fabrication*, American Galvanizer's Association，與ASTM A123, F2329, A384及A780。需要鍍鋅鋼構件的銲接導角要求請參照13.2.2節的規定。

在熱浸鍍鋅過程中，在鋼構件中可觀察到裂紋。這些裂紋的發生與幾個特徵有關，包括但不限於高度束制細部、基材化性、鍍鋅的應用及製造水平。要求在鍍鋅前研磨鋼梁的切除部位並不能防止所有鍍鋅過程中產生的裂紋。然而，它已被證明是減少這種現象發生的有效手段。

結構用鋼和五金件(例如緊固件)的鍍鋅是一個依賴於特殊設計、細節設計和製造以達到所需腐蝕保護水平的過程。ASTM發布了以下與鍍鋅結構鋼相關的標準。

ASTM A123 (ASTM, 2015c)提供了為鍍鋅塗層及其測量的標準，包括對要鍍鋅的產品的材料和製造的規定。

ASTM A153 / 153M (ASTM, 2009a) 為適用於以離心處理的鍍鋅五金(例如緊固件)的標準。

ASTM A384/384M (ASTM, 2013b)是在鋼組件熱浸鍍鋅過程中防止翹曲和變形的標準做法。它包括有關導致翹曲和變形的因素的信息資訊以及對裝配組件的修正建議。

ASTM A385/385M (ASTM, 2015a)是提供高質量品質鋅塗層的標準做法。它包括有關基礎材料、通風、接觸表面處理和清潔的信息資訊。其中許多規定應在設計和詳圖上註明。

ASTM A780/A780M (ASTM, 2015b)規定了熱浸鍍鋅塗層的損壞和未塗層區域的修復。

13.3 工廠塗裝

13.3.1 一般要求

工廠塗裝和表面處理應符合Code of Standard Practice規範第6章的規定。除非合同契約文件有明確規定，才能免除工廠塗裝。

13.3.2 無法觸及表面

除非施工文件有要求，除接觸面外，工廠組裝後無法觸及的表面應在組裝前清潔和塗裝。

13.3.3 接觸面

承壓型接合允許進行塗漆，對摩阻接合的接合面要求應符合RCSC規範第3.2.2節的規定。

13.3.4 加工完成面

機械加工完成面應採用防銹塗層進行保護以防止腐蝕，該塗層可在安裝前去除或是具有無需在安裝前去除的特性。

13.3.5 工地銲接表面處理

除非在設計文件中另有規定，任何現場工地銲接位置50 mm (2 in.)範圍內的表面不得含有會妨礙銲接品質低於到本規範品質要求的材料，也不得在銲接過程中產生不安全煙霧。

解說：

已拆除老舊建築中未上漆鋼框架的表面狀況從其安裝時起沒有變化，除了可能發生洩滲漏的孤立點外。即使存在洩滲漏，對工廠加工塗層的影響也很小(Bigos 等，1954)。

本規範未定義需要工廠加工的塗層使用的塗料類型。最終暴露環境和個人對面漆的偏好是決定合適底漆的因素。在各 SSPC 的出版物中可以找到針對該主題的綜合處理方式。

應考量有關 HSS 接觸面的特殊問題。因製造的結果，HSS 的外表面上通常存在輕油塗層。如果指定了塗料，則必須使用合適的溶劑清除 HSS 上的這種油塗層。

本規範允許通過表面材料進行銲接，包括適當的工廠製塗層，不會對銲接品質造成不利影響，也不會產生令人厭惡的煙霧。

13.4 鋼結構組立**13.4.1 柱底板安裝**

柱底板應調整為水平，並在符合規範“Code of Standard Practice”第7節中定義的混凝土或磚石上完全承重的情況下校正高程。

13.4.2 穩定性與接合

鋼結構建築框架剛架的準度與垂直度應符合「Code of Standard Practice」第7節規定的容許範圍內。隨著安裝的進行，結構應以支撐固定，以承受安裝期間預期會發生的靜載荷、安裝載荷與其他載荷。依據“Code of Standard Practice”範的要求，在必要時提供臨時支撐，以支撐結構可能要承受的施工設備及其操作載荷。只要安全上有需要，這些支撐就應留在原位。

13.4.3 校正

在結構按照施工文件的要求校正完成前，不得進行永久性螺栓固定或銲接。

13.4.4 鋼柱受壓接頭與柱底板

無論使用何種類型式的接頭(部分滲透開槽銲接或螺栓連接)，受力接觸面的接觸間隙都不得超過2 mm (1/16 in.)。如果間隙超過2 mm (1/16 in.)，但等於或小於6 mm (1/4 in.)，並且如果工程調查表明接觸面積不足，則應採用非錐形鋼墊片進行間隙填充。無論主要材料的等級為何，墊片材質都可以採用低碳鋼。

13.4.5 工地銲接

為確保銲接品質，接頭與其附近的表面需視需要進行相關的準備工作。該準備工作應包括必要的表面處理，以修正製造後發生的損壞或污染。

13.4.6 工地塗裝

補漆、清潔和現場工地塗漆的施工責任應按照公認的慣例進行權責分配，這種權責分配應在合約文件中明確規定。

解說：

有關低層建築臨時橫向支撐系統和構件設計的資訊，請參見AISC Design Guide 10, *Erection Bracing of Low-Rise Structural Steel Buildings* (Fisher and West, 1997)。

對帶有銑削或非方形接頭的全尺寸續接柱進行的試驗指出，對於強軸或弱軸的承載能力，與沒有續接的柱相同(Popov與Stephen, 1977年)。在試驗中，2 mm (1/16 in.)的間隙不以墊片填充；6 mm (1/4 in.)的間隙採用非錐形低碳鋼墊片填充。在所有試驗中都使用了最小尺寸的部分節點滲透開槽銲。另外並無對間隙大於6 mm (1/4 in.)的試體進行測試。

該規範引用並納入了AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015)。該規範中定義了表面處理之要求。安裝者須負責修繕製造後發生的日常損壞和腐蝕。在塗層表面上進行銲接需要考慮質量品質和安全。在許多情況下，鋼絲刷已被證明可以產生足夠品質的銲量銲道。安裝銲接程序在通常用於結構鋼銲接，以適應現場多變的環境。與混凝土和銲接組件接觸的材料上的銲道，可能因收縮產生巨幅的尺寸變化，可以通過明智地選擇銲接程序變數和裝配來改善。這些條件取決於其他變數，例如混凝土的條件和成分以及銲接接頭的設計細節。銲接程序類別中允許的變量範圍，安裝者使用的過程中預檢定銲接程序類別中允許的變量範圍，為一般採用的範圍。

13.5 品質控制和品質保證

本節介紹了用鋼結構系統和複合構件中鋼構件的品質控制、品質保證和非破壞檢測的最低要求。

解說：

本章不涉及以下方面的品質控制或品質保證：(a)空腹格柵梁和梁；(b)儲存槽或壓力容器；(c)電纜、冷壓型鋼產品或量規材料；(d)鋼筋、混凝土材料或用於複合構件的混凝土；(e)表面處理或塗層。

本章關於品質控制和品質保證並不涉及與結構鋼相關的許多應用。以下是可能有助於對上述應用的品質控制和品質保證的參考規範：

- (1) 空腹格柵梁-鋼梁協會(SJI)對每個模組規範都包含一個說明品質的章節。
- (2) 用於複合構件的混凝土鋼筋、混凝土材料或混凝土澆築-ACI 318和ACI 318M (ACI, 2014)。
- (3) 塗裝或塗層的表面處理：SSPC塗裝手冊，第1卷和第2卷(SSPC, 2002 and 2012)。

13.5.1 一般規定

本章規定的品質控制(QC)應由鋼構廠和吊裝廠提供。本章規定的品質保證(QA)應由其他機構在有建管機構(AHJ)、適用的建築規範、買方、業主或註冊工程師(EOR)要求時提供。非破壞性測試(NDT)應由負責品質保證的機構或公司進行，除非根據第13.5.6節所允許的情況例外。

此外，如果承包商的QC計劃已證明有能力執行原本分配給QA的某些任務，則可以考慮修改該計劃。根據第三章中引用的標準所製造的材料，其材料生產商，包括鋼承板製造商，不應被視為本章所定義的鋼構廠或吊裝廠。

解說：

第13.5節中對QA/QC的要求對於大多數鋼結構建築來說，已被認為是足夠和有效的，強烈建議不要修改。當適用的建築規範和建管單位要求品質保證計劃時，本章概述了在鋼結構建築中欲具有令人滿意的結果下，被認為有效的最低要求。然在某些情況下，建議增加檢查。

本章規定了建築物和其他結構的鋼結構品質控制(QC)、品質保證(QA)和非破壞檢測(NDT)的最低要求。第13.5節亦著重於複合樓板其剪力的現場安裝檢驗，這些剪力連接物的安裝通常亦屬於鋼構廠或吊裝廠的施作範圍內。對於複合結構其他元件的檢驗要求，如混凝土、模板、鋼筋和相關的尺寸容許誤差，已在別處另行說明。下列美國混凝土學會的三份出版刊物可適用: ACI 117-10 (ACI, 2010a)，ACI 301-10 (ACI, 2010b)，以及ACI 318和ACI 318M (ACI, 2014)。

本規範訂出最低限度的目視和檢驗任務用以確保鋼結構建造之品質。本章亦定義了鋼構廠和安裝廠商對於“品質管制”的系統性要求，以及監造方對於“品質保證”的類似要求(當認為有必要與承包商對於品質管制的功能相匹配時)。這些要求體現了公認的原則，即發展各級管理人員和工人參與品質管制的過程為達成建造品質要求最有效的方法。本章補充了適合用於特定任務的品質控制要求所對應的品質保證責任。這些要求與AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015)和RCSC規範(RCSC, 2014) 使用的檢驗要求相同。

13.5.2 鋼構廠和吊裝廠品質控制計劃

鋼構廠和吊裝廠應建立、維護和實施品質控制程序，以確保相關施作按照本規範和施工文件的規定進行。

13.5.2.1 材料識別

材料的識別程序應符合 AISC 鋼結構建築和橋樑標準操作規範(以下簡稱「標準操作規範」)第6.1節的要求，並由鋼構廠的品質控制檢查員(QCI)進行監控。

13.5.2.2 鋼構廠品質控制程序

鋼構廠的QC程序應至少包括以下檢查：

- (a) 廠內銲接、高強度螺栓接合符合13.5.5節的細部要求。
- (b) 按照13.2節的規定進行切割和表面加工。
- (c) 根據13.2.1節對預拱、彎曲和矯直進行廠內加熱。
- (d) 符合標準操作規範6.4節的廠內製造公差。

13.5.2.3 吊裝廠品質控制程序

吊裝廠的品質控制程序應至少包括以下檢查：

- (a) 現場銲接、高強度螺栓接合符合13.5.4節的細部要求。

- (b) 符合SDI品質控制和品質保證標準的鋼承板。
- (c) 根據13.5.5.4節安裝和連接的擴頭剪力釘。
- (d) 根據13.2.2節的現場切割表面。
- (e) 根據13.2.1節進行現場加熱矯直。
- (f) 根據標準操作規範7.13節的現場安裝公差。

解說：

根據AISC標準操作規範第8節(AISC, 2016a)所述，鋼構製造及安裝廠商實施一套QC系統作為其正常作業的一部分。對於參與AISC品質認證或類似計劃的廠商，需要開發QC系統作為計劃的一部分。在確定每項專案的QA需求時，工程師應評估哪些內容已經納入為鋼構廠或吊裝廠QC系統。如果鋼構廠或吊裝廠的QC系統被評估為適該專案，包括符合任何專案特別需求，則可以修改特殊檢驗或QA計劃。

同樣地，若有明確的額外要求，則應明訂之。本章所採用的專業術語旨在明確區分用於鋼構廠和吊裝廠的要求及對其他廠商的要求。本規範使用QC和QA的定義與其他鋼構相關行業(如鋼橋業)的使用方式一致，這些定義應用於本規範。但這些定義並非唯一，例如，QC和QA在AISC品質認證計劃中的定義就有所不同。該定義方式對該計劃有意義，並與國際標準組織(ISO)和美國品質協會(ASQ)定義一致。

以本規範而言，QC包括了由鋼構廠和吊裝廠所執行，對品質產生影響或確認及量測品質的任務。由鋼構廠和吊裝廠以外的組織執行的QA任務旨在提供產品滿足專案所要求的水平。

本章通篇使用QC和QA這兩個術語來描述鋼構廠和吊裝廠以及監造分別需要執行的檢驗任務。QA通常在建築規範或具有管轄權的建管機構(AHJ)要求時執行，並將其指定為「特別檢驗」，或是業主或註冊工程師以其他方式要求。13.5節依所需的檢驗任務定義了兩個檢驗級別，並將它們標記為「目視」或「執行」。術語的選擇反應了銲接和高強度螺栓施工的多任務性質，以及每個階段所需的檢驗。

對品質的許多要求在不同專案之間是通用的。結構鋼的許多製造工序都會對產品品質產生影響，此為鋼構廠或吊裝廠施工成功的基礎。在專案之間導入對品質要求的一致性有助於提高專案的效率。本章所指的施工文件為設計圖說、規範以及核准的施工圖說和安裝圖說，同AISC標準實踐規範(AISC, 2016a)中所定義。當因RFI和變更設計的存在而導致施工圖說之修改時，其皆為施工文件的一部分。

在工程中使用建築資訊模型時，亦視其為施工文件的一部分。QC計劃的組成可以包括各種文件，例如政策、內部資格要求和追蹤生產進度的方法。任何在工作執行後不明列的作業程序都應被重視，而成為書面資料的一部分。

向品質保證檢驗員(QAI)提交的任何文件和相關程序都應視為專用文件和程序，不可不當散布。受驗文件應包括以下資訊：

- (1) 被檢品。
- (2) 所進行的檢驗。
- (3) 檢驗員姓名及檢驗時間。
- (4) 不符合規定之項次和已實施的修正。

記錄可以包括產品上的標註、圖紙上的註釋、流程文書或電子文件。一份符合在規定時間內預銲抽樣計劃的記錄，可能就滿足預銲目視檢驗的要求。記錄的詳細程度可為確保產品符合要求而帶來信心。

13.5.3 鋼構廠和吊裝廠文件

13.5.3.1 鋼結構施工提交材料

鋼構廠或吊裝廠應在製造或安裝前提交以下文件，供註冊工程師或其指定人

員根據標準操作規範第4.4節進行審查：

- (a) 施工圖說，除非施工圖說由他人提供
- (b) 安裝圖說，除非安裝圖說由他人提供

13.5.3.2 鋼結構施工可用文件

除非提交的施工文件中另有要求，以下文件應以電子版或印刷形式提供，以供註冊工程師或其指定人員在製造或安裝之前進行審查：

- (a) 對於主要鋼構件，按照第3.2節規定提供材料試驗報告的副本。
- (b) 對於鑄鋼構件和鍛造構件，材料試驗報告的副本按照3.2節與3.3節。
- (c) 對於緊固器，根據第3.4節提供製造商證明的副本。
- (d) 對於錨桿和螺桿，按照第3.4節提供材料測試報告的副本。
- (e) 對於銲接耗材，根據第3.5節提供製造商證明的副本。
- (f) 對於擴頭剪力釘，根據第3.4節提供製造商證明的副本。
- (g) 使用製造商的產品數據表或銲材和銲藥的目錄數據。數據表應描述產品、使用限制、建議使用或典型銲接參數以及儲存和外露限制(包括烘烤)。
- (h) 銲接程序規範(WPS)。
- (i) 根據結構銲接規範，鋼材(AWS D1.1/D1.1M)，以下簡稱AWS D1.1/D1.1M，或鋼板(AWS D1.3/D1.3M)，未進行資格預審的WPS的程序資格記錄(PQR)。
- (j) 銲接人員的技術表現記錄(WPQR)和連續性記錄。
- (k) 鋼構廠或吊裝廠的書面QC手冊應至少包括：
 - (1) 材料控制程序。
 - (2) 檢查程序。
 - (3) 不符合要求的程序。
- (l) 鋼構廠或吊裝廠的QCI資格。
- (m) 若NDT由鋼構廠執行，則需鋼構廠的NDT人員資格。

解說：

所列文件必須提交於註冊工程師(EOR)或EOR的指定人員，用以評估鋼構廠或吊裝廠準備的文件是否符合設計原意，通常是提交施工圖說和安裝圖說供審查。在許多情況下，製作數位建築模型是為了發展製造圖和安裝圖。數位建築模型可用於代替提交施工和安裝圖說，但亦須提交於EOR審查，以確保其符合設計原意。有關此過程的更多資訊，請參閱AISC標準實踐準則(AISC, 2016a)。

列出的文件必須可供EOR審查。在某些專案中，提交大量的文件並不切實際，因此允許工程師或其指定人員(例如QA機構)直接在鋼構廠或吊裝廠審查這些文件。本節中列出的一些文件的附註如下：

本節要求提供用於固定鋼承板文件。對於鋼承板緊固件，例如螺釘和動力緊固件，需有簡化版目錄和/或安裝說明供審查。本篇沒有任何對於鋼承板緊固產品的認證要求。

由於銲材的選擇和其正確的使用對於達到需求的強度、韌性和品質至為關鍵。因此需要對銲材文件和銲接工序規範(WPS)進行審查。這部分允許工程師進行詳細且徹底的審查，如需要，本規範並允許工程師外聘顧問審查這些文件。

鋼構廠和吊裝廠需留有銲接人員資格測試的書面記錄。此類記錄應包含測試日期、過程、WPS、測試板、測試位置和測試結果。為了驗證銲工資格的六個月有效期限，鋼構廠和吊裝廠亦應保留每個銲工

使用特定銲接工序日期的記錄。

鋼構廠在建立結構鋼材的材料品質控制程序時應考慮 AISC 標準操作規範 6.1 節的規定。

13.5.4 檢驗和非破壞檢測人員

13.5.4.1 品管檢驗員資格

QC銲接檢驗人員應符合鋼構廠或吊裝廠的QC計劃中的資格，並符合以下任一條件：

- (a) 銲接檢驗員資格標準(AWS B5.1)中定義的副銲接檢驗員(AWI)或更高級別，或
- (b) 符合AWS D1.1/D1.1M條款6.1.4的規定。QC螺栓接合檢驗人員應在結構螺栓接合檢查的書面教育訓練和實作經驗的基礎上獲得資格。

13.5.4.2 品質保證檢驗員資格

QA銲接檢驗員的資格應符合QA機構呈送的書面資料，並符合以下任一條件：

- (a) 除了允許在銲接檢驗員(WI)的直接監督下可直接使用AWI(助理銲接檢驗員)外，依銲接檢驗員資格標準(AWS B5.1)中所定義的銲接檢驗員(WI)或高級銲接檢驗員(SWI)在現場進行銲道檢查需在場，或
- (b) 符合AWS D1.1/D1.1M條款6.1.4的規定。QA螺栓接合檢查人員應根據結構螺栓接合檢查的書面教育訓練和實作經驗以獲得資格。

13.5.4.3 非破壞檢測人員資格

NDT人員(非目視檢查人員)，應根據其雇主的書面資料以獲得資格，該資料至少滿足 AWS D1.1/D1.1M第6.14.6條的標準，並且具有：

- (a) 人員資格和非破壞檢測認證(ASNT SNTTC-1A)，或
- (b) 非破壞檢測人員資格和認證標準(ANSI/ASNT CP-189)。

解說：

鋼構廠或吊裝廠決定執行檢測人員所需的資格、訓練和經驗。資格認證應以所執行的實際工作為基礎，並應納入鋼構廠或吊裝廠的QC計劃中。銲接檢驗應由受過教育訓練和/或在金屬製造、檢驗和測試方面有經驗，並有能力對工作進行檢驗的人員來執行。此檢驗符合AWS D1.1/D1.1M第6.1.4 條(AWS, 2015)之規定。被認可的認證計劃是證明某些資格的一種方法，但非唯一，也不是第N章對QC檢驗員的要求。

品質保證機構決定執行指定品質保證檢驗人員所需的相關資格、訓練和經驗。此可以針對特定專案中所執行的實際工作為基礎。AWS D1.1/D1.1M第6.1.4.1(3)條規定，所謂QA檢驗員為“通過金屬製造、檢驗和測試方面的教育訓練或經驗或兩者兼具，並有能力對工作進行檢驗的人員。”QA檢驗員的資格可能包括對經驗、知識和身體的要求。上述對資格的要求，需明載於QA機構的書面資料。AWS B5.1 (AWS, 2013)可作為銲接檢驗員資格認證的依據。根據AWS D1.1/D1.1M條款6.1.4.3之規定，可允許在直接監督下使用助理銲接檢驗員執行工作。

NDT 人員應該在他們欲執行的NDT方法上具有足夠的教育背景、訓練和經驗。ASNT SNT-TC-1a (ASNT, 2011a)和ASNT CP-189 (ASNT, 2011b)規定了視力測試、訓練主題大綱、書面知識、實作技能考試以及NDT方法和級別的經驗水平資格。

例如，根據ASNT SNT-TC-1a的規定，NDT Level-II人員應有安裝和校準設備的資格，並根據適用的規範、標準來解釋和評估結果。NDT Level-II人員應完全熟悉在他們有資格使用的方法下的範圍和限制，並應承擔對受訓人員和NDT Level-I人員的職業訓練和指導的指定責任。NDT II人員應該能夠組織和

報告NDT檢驗的結果。

13.5.5 鋼結構建築檢驗的最低要求

13.5.5.1 品質控制

QC檢查任務應由鋼構廠或吊裝廠的QCI需根據13.5.5.4、13.5.5.6 和13.5.5.7部分執行。表13.5.5.4-1至表13.5.5.4-3和表13.5.5.6-1至表13.5.5.6-3中列出的QC任務是QCI所應執行的檢查，用以確保工作按照施工文件進行。對於QC檢查任務而言，可用的施工文件包括安裝圖說，以及適用的參考規範、規範和標準。

解說:

QCI不需要參考設計圖說和專案規範。標準操作規範4.2.1(a)節要求將合約文件(設計圖說和專案規範)中的資訊轉換為準確完整的製造和安裝圖說，並允許QC基於製造和安裝圖說進行檢驗。

表13.5.5.4-1至13.5.5.4-3中列出的銲接檢驗任務即為AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015)中包含的檢驗任務，但在表格中以更合理的方式來表示，用銲前、銲中和銲後的分類來實施調度這些任務。表13.5.5.6-1到表13.5.5.6-3中列出的螺栓接合檢驗任務已包含在RCSC規範(RCSC, 2014)中所列的檢驗任務，但用與銲接相似的方式呈現，使用螺栓接合前、中和後的分類來實施調度這些任務。上述表列的詳細資訊於解說13.5.5.4節和13.5.5.6節中討論。

慣用的建築技術規範，例如2015年國際建築技術規範(IBC) (ICC, 2015)或NFPA 5000 (NFPA, 2015)中，對“核可施工圖說”的檢驗做出了具體規定。包括原始和修訂的設計圖說和規範，兩者皆需經建管單位或有管轄權的當局(AHJ)批准。AISC標準實踐守則4.2(a)節(AISC, 2016a)要求將合約文件(設計圖和規範)中的資訊轉換為準確和完整的施工和安裝圖說。

因此，在製造和安裝過程中必須遵守的設計圖說和專案規範中的相關規定，應說明於製造和安裝圖說或置於該專案註釋中。基於此規定，QC檢驗可以使用施工和安裝圖說進行，而非原始設計圖。

施工文件中可用的參考標準通常是本規範、AISC標準實踐規範、AWS D1.1/D1.1M和RCSC規範。

13.5.5.2 品質保證

QAI應審查13.5.3.2節中所列出的材料測試報告和證明是否符合施工文件的要求。QA檢查任務應由QAI根據13.5.5.4節、13.5.5.6節和13.5.5.7節執行。

表13.5.5.4-1至表13.5.5.4-3和表13.5.5.6-1至表13.5.5.6-3中列出的QA任務是由QAI進行的檢查，以確保工作按照施工文件進行。在向建管單位、註冊工程師或業主提交此類報告的同時，QA機構亦應向鋼構廠和吊裝廠提交：

- (a) 檢驗報告。
- (b) 非破壞檢測報告。

解說:

AISC標準操作規範8.5.2節包含以下關於鋼構製造檢驗的規定：「檢驗員對鋼構製造工作的檢驗應盡可能在鋼構廠內進行。此類檢驗應按時、按順序進行，並且不致使鋼構的製造相關操作中斷。並允許材料在仍在廠內進行加工時，在進行任何要求的噴漆之前，修復不合格的工作。」

同樣地，AISC標準實踐守則第8.5.3條規定：「檢驗員應迅速完成現場工作的檢驗，不得延誤工作的進度或修正。」

AISC標準操作規範第8.5.1節規定「鋼構廠和吊裝廠應向檢驗員提供進入所有工作場所的權限，應在開始工作前至少24小時發出通知。」

然而，要實現這一點，檢驗員的及時檢驗是必要的，鋼構廠或吊裝廠為檢驗工作所提供的鷹架、升降機或其他方式需就位或隨時可用。

IBC第2203.1節(ICC, 2015)規定「結構鋼構件的標識應符合 AISC 360中包含的要求...對於從標記和測試記錄中不易識別等級的鋼，應進行測試以確定是否符合此類標準。」

AISC標準操作規範第6.1節規定：「材料識別，鋼構廠應能夠通過書面程序和實際使用的材料識別方法，使材料明確識別於構件上...」

AISC標準操作規範第8.2節規定：「原料測試報告應有充分證據顯示該產品滿足訂單上的要求。鋼構廠應對從工廠收到的原料進行目視檢驗，...」

AISC 標準操作規範第5.2節和6.1節闡述了材料測試報告對單品鋼材的可追溯性，以及在構件製作階段對結構鋼材的識別要求。

各種建築技術規範，例如IBC或NFPA 5000 (NFPA, 2015)，對檢驗「核准的施工文件」、「被建築管理官員或具有管轄權的當局(AHJ)核准的原始及修正設計圖說」及規範「等有具體的敘述」。由於IBC的這類規定，QAI應使用原始和修訂的設計圖說和專案規範進行檢驗。QAI亦可使用施工和安裝圖說來協助檢驗。

13.5.5.3 協同檢查

當注意到一項任務由QC和QA共同執行時，本規範允許在QCI和QAI之間相互協調檢查事項，以便使檢查事項不重疊。當QA依賴QC所執行的檢查時，需要註冊工程師和建管單位的批准。

解說：

位於偏遠地區或遠離專案工址的鋼構廠，或在當地的檢驗公司或檢驗員無法前往專案所在地執行任務，或任務過於累贅，都可能需要對檢驗任務進行協調。

品質保證工作依賴於品質控制時需要AHJ和EOR的批准。因此，需有一個可接受的品質控制動作來提供一定程度的品質保證。此動作也可以作為13.5.6節中所描述的QA中途步驟免除。

13.5.5.4 銲接檢查

觀察銲接操作和對於半成品和已完成的銲道進行目視檢測應為確認是否與材料、工序和工藝與施工文件相符的主要方法。

表13.5.5.4-1、表13.5.5.4-2和表13.5.5.4-3。在上述表中的檢查任務如下：

(a) 觀察(O)：檢查員應隨機觀察這些項目。

在進行這些檢查之前，無需延遲相關操作。

(b) 執行(P)：應對各個銲接接合或構件執行任務。

表13.5.5.4-1 銲接前的檢測任務

| 銲接前的檢測任務 | QC | QA |
|-----------------------|----|----|
| 銲工資格紀錄及連續性紀錄 | P | O |
| 可用的WPS | P | P |
| 製造商對銲接耗材的可用證明 | P | P |
| 材料識別(種類/強度) | O | O |
| 銲工識別系統 ^(a) | O | O |

表13.5.5.4-1 銲接前的檢測任務(續)

| | | |
|---|---|---|
| 開槽銲（包括銲道幾何條件）的準備： <ul style="list-style-type: none"> 銲道準備 尺寸（校準、根部開口、根部面、斜面） 清潔度（鋼材表面的狀況） 背襯種類和位置 | O | O |
| 無背襯板的HSS型鋼、T型、Y型和K型接頭的CJP開槽銲（包括銲道幾何條件）的準備： <ul style="list-style-type: none"> 銲道準備 尺寸（校準、根部開口、根部面、斜面） 清潔度（鋼材表面的狀況） 點銲（點銲品質和位置） | P | O |
| 扇形孔的配置和修飾 | O | O |
| 填角銲的準備： <ul style="list-style-type: none"> 尺寸（校準、根部間隙） 清潔度（鋼材表面的狀況） 點銲（點銲品質和位置） | O | O |
| 銲接設備檢查 | O | - |
| ^(a) 鋼構廠或吊裝廠應維護一個系統。通過此系統可以識別相關成員或銲工。如果打印於鋼材上，應為低應力類型。 | | |

表13.5.5.4-2 銲接中的檢測任務

| 銲接中的檢測任務 | QC | QA |
|---|----|----|
| 銲接耗材的控制和處理： <ul style="list-style-type: none"> 包裝 外曝控制 | O | O |
| 沒有在已開裂假銲上銲接 | O | O |
| 環境條件： <ul style="list-style-type: none"> 風速在限制範圍內 降雨和氣溫 | O | O |
| 其後的WPS(銲接程序規範) <ul style="list-style-type: none"> 銲接設備的設置 設備運行速度 選用的銲接材料 遮蔽氣體類型/流量 預熱 保持銲接過程中溫度（最小值/最大值） 銲接位置（F、V、H、OH） | O | O |
| 銲接技術 <ul style="list-style-type: none"> 銲接過程中及最終的清潔 每層銲接的外型限制 每層銲接都符合品質要求 | O | O |
| 擴頭剪力釘的配置及安裝 | P | P |

表13.5.5.4-3 銲接後的檢測任務

| 銲接後的檢測任務 | QC | QA |
|---|----|----|
| 銲道清理 | O | O |
| 銲道長度、尺寸及位置 | P | P |
| 銲道符合目視允收的標準 <ul style="list-style-type: none"> • 禁止有裂紋 • 銲材及母材融合 • 銲道溶池斷面 • 銲道輪廓 • 銲道尺寸 • 銲邊燒損 • 孔隙率 | P | P |
| • 弧光擦痕 | P | P |
| • k-area | P | P |
| • RH斷面及組合斷面中的銲接用扇形孔 | P | P |
| • 背襯板及起弧導版移除 | P | P |
| • 相關修復工作 | P | P |
| • 驗收(允收或拒收)銲道的文件 | P | P |
| • 未經 EOR 批准，不得添加任何被禁止的銲道 | O | O |
| ^[a] 在k區銲接疊合板、連續板或加勁材時，目視檢查檢查於腹板k區銲道是否有75 mm以內的裂紋。 ^[b] 銲接軋製重型斷面(詳3.2節與3.3節)和組合重型斷面(詳3.2節與3.3節)後，目視檢查銲接檢修孔是否有裂紋。 | | |

解說：

銲接的技術、工藝、外觀和品質在13.2.4節中說明。銲接檢驗任務至少應符AWS D1.1/D1.1M 要求檢驗，任何檢驗任務都應由鋼構廠或吊裝廠(AWS D1.1/D1.1M中稱為承包商)根據6.1.2.1條的條款完成，如下所示：

承包商檢驗：此類檢驗和試驗應在鋼構組裝前、組裝過程中、銲接過程中和銲接後根據需求進行，以確保材料和工序符合合約的要求。除非合約中另有規定，否則製造及安裝的檢驗和試驗應由承包商負責。6.1.3.3條進一步說明了此點，該條規說明了檢驗員的定義。當使用「檢驗員」一詞而未對上述特定檢驗員類別進行進一步限定时，其同樣適用於6.1.2節中所述檢驗員職責範圍內的檢驗和驗證。

表13.5.5.4-1、13.5.5.4-2和13.5.5.4-3說明的是檢驗任務，以及AWS D1.1/D1.1M中包含對品質的要求和相關詳細事項。解說所列表C13.5.5.4-1、C13.5.5.4-2 和C13.5.5.4-3提供了對AWS D1.1/D1.1M中條款的具體參考。在確定任務列表時，以及任務被指定為「目視」還是「執行」時，需使用下列AWS D1.1/D1.1M條款中所載的相關術語：

6.5 工作記錄和檢驗

6.5.1 銲道的尺寸、長度和位置。檢驗員應確保所有銲道的尺寸、長度和位置符合本規範和細部圖說的要求，並且未經工程師批准不得添加任何未被指定的銲道。

6.5.2 檢驗範圍。檢驗員應在適當的時間間隔內觀察接頭準備、實際組裝狀況、銲接技術和每個銲工、銲接操作員和點銲工的表現，以確保滿足本規範的要求。

6.5.3 檢驗範圍。檢驗員應檢驗銲接工作以確保符合本規範的要求。... 銲道的尺寸和周線應使用合適的工具測量。

視「任務」如6.5.2節和6.5.3節中所述。6.5.2條使用術語「目視」並將檢驗頻率定義為「在適當的間隔」。AWS D1.1/D1.1M要求每個銲道所需「執行」的任務，如6.5.1或6.5.3條所述；這些任務是銲道或專案

的最終驗收所必需執行。

術語「執行」的使用是基於AWS D1.1/D1.1M中使用的片語「應檢驗工作」和「應被測量的銲道尺寸和周線」；因此，「執行」一詞通常僅限於在每個銲道完成時所執行的功能。

表 C13.5.5.4-1 AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015)規定銲接前的檢測任務

| 銲接前的檢測任務 | 條款 |
|--|--|
| 可用的WPS | 6.3 |
| 製造商對銲接耗材的可用證明 | 6.2 |
| 材料識別(種類/強度) | 6.2 |
| 銲工識別系統 ^(a) | 6.4 (銲工資格) (AWS D1.1/D1.1M不須識別系統) |
| 開槽銲 (包括銲道幾何條件) 的準備: <ul style="list-style-type: none"> 銲道準備 尺寸 (校準、根部開口、根部面、斜面) 清潔度 (鋼材表面的狀況) 背襯種類和位置 | 6.5.2 5.22 5.14 5.17 5.9, 5.21.1.1 |
| 無背襯板的HSS型鋼、T 型、Y 型和 K 型接頭的CJP 開槽銲 (包括銲道幾何條件) 的裝配: <ul style="list-style-type: none"> 銲道準備 尺寸 (校準、根部開口、根部面、斜面) 清潔度 (鋼材表面的狀況) 假銲 (假銲品質和位置) 被襯種類 | 6.5.2 5.22 5.14 5.17 5.9 5.21.1.1 |
| 扇形孔的配置和修飾 | 6.5.2, 5.16 (詳11.1.6節) |
| 填角銲的裝配: <ul style="list-style-type: none"> 尺寸 (校準、根部間隙) 清潔度 (鋼材表面的狀況) 假銲 (假銲品質和位置) | 5.21.1 5.14 5.17 |
| 檢查銲接工具 | 6.2, 5.10 |
| ^(a) 鋼構廠或吊裝廠應維護一個系統。通過該系統可以識別相關成員或銲工。如果打印於鋼材上，其應為低應力類型。 | |

6.5.1條中的“所有銲道”字樣明確表示所有銲道都需要檢驗其尺寸、長度和位置，以確保一致性。第N章遵循與這些標記「執行」任務相同的原則，其定義為「針對每個銲接或構件所執行的任務」。6.5.2條中使用的「合適的間隔」一詞表示沒有必要針對每個銲道執行這些任務，但必需滿足AWS D1.1/D1.1M所規定的適用性要求。藉由遵循相同的原則和術語，第N章將這些任務標記為“目視”，其定義為“隨機性的目視這些項目”。

表 C13.5.5.4-2 AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015)規定銲接中的檢測任務

| 銲接中的檢測任務 | 條款 |
|---|---|
| 使用合格的銲工 | 6.4 |
| 銲接耗材的控制和處理: <ul style="list-style-type: none"> 包裝 曝露控制 | 6.2 5.3.1 5.3.2 (SMAW), 5.3.3 (SAW) |
| 沒有在已開裂假銲上銲接 | 5.17 |
| 環境條件: <ul style="list-style-type: none"> 風速在限制範圍內 降雨和氣溫 | 5.11.1 5.11.2 |

表 C13.5.5.4-2 AWS D1.1/D1.1M (AWS, 2015)規定銲接中的檢測任務(續)

| 銲接中的檢測任務 | 條款 |
|---|-------------------------|
| 其後的WPS(銲接程序規範) | 6.3.3, 6.5.2, 5.5, 5.20 |
| <ul style="list-style-type: none"> • 銲接設備的設置 • 設備運行速度 • 選用的銲接材料 • 遮蔽氣體類型/流量 • 預熱 • 保持銲接過程中溫度 (最小值/最大值) • 銲接位置 (F、V、H、OH) | 5.6, 5.7 |
| 銲接技術 | 6.5.2, 6.5.3, 5.23 |
| <ul style="list-style-type: none"> • 銲接過程中及最終的清潔 • 每層銲接的外型限制 • 每層銲接都符合品質要求 | 5.29.1 |

「以確保滿足本規範的適用性要求」之外，所謂合適的間隔，在 AWS D1.1/D1.1M 中並無定義。「合適的間隔」取決於鋼構廠或吊裝廠的品質控制程序、銲工本身的技能和知識、銲道類型以及銲道的重要性。

在專案的初始階段，提高目視檢驗程度以確定鋼構廠或安裝廠對品質控制計劃的有效性是明智的，但這種目視檢驗程度的提高不需要在整個專案期間均維持，也不需要維持檢驗員在現場的目視檢驗程度。相反地，可以採用與觀察到的承包商及其員工表現相符的目視檢查間隔。與花費在受壓或受剪的開槽銲，或花費在填角銲上的時間相比，可能需要更多的檢驗來確保銲道的配對性及監控全滲透銲接及受橫向拉力下的部分滲透銲接的銲接操作。與單道角銲道相比，品質不佳的根部銲道和銲道配對不良可能會被後續的銲道覆蓋掉，所以需要更多時間來目視檢驗多道填角銲道的銲接操作。

表 C13.5.5.4-3 銲接後的檢測任務

| 銲接後的檢測任務 | 條款 |
|--|------------------------|
| 銲道清理 | 5.29.1 |
| 銲道長度、尺寸及位置 | 6.5.1 |
| 銲道符合目視驗收的標準 | 6.5.3 |
| • 禁止有裂紋 | 表6.1(1) |
| • 銲材及母材融合 | 表6.1(2) |
| • 銲道溶池斷面 | 表6.1(3) |
| • 銲道輪廓 | 表6.1(4), 5.24 |
| • 銲道尺寸 | 表6.1(6) |
| • 銲邊燒損 | 表6.1(7) |
| • 孔隙率 | 表6.1(8) |
| • 弧光擦痕 | 5.28 |
| • <i>k</i> -area | 未規定於AWS中 |
| • 重型RH斷面及組合斷面中的銲接用扇形孔 | 5.16, 6.5.2 (詳11.1.6節) |
| • 背襯板及起弧導板的移除 | 5.9, 5.30 |
| • 相關修復工作 | 6.5.3, 5.25 |
| • 驗收(允收或拒收)銲道的文件 | 6.5.4, 6.5.5 |
| [a] <i>k</i> 區相關規定於AISC (1997b)中定義。參解說3.2節、3.3節及11.10.8節之規定。 | |

本規範中的專有名詞「執行」和「目視」不得與IBC中用於其他建築材料的術語「定期特別檢驗」和「連續特別檢驗」混淆。兩組術語都界定了檢驗的兩個等級。IBC規定了檢驗員在工作過程中是否需一直在現場。本規範第13.5節規定了每個主要檢驗區域內特定任務的檢驗等級。「執行」一詞表示待檢驗的各項工作，「目視」表示待檢驗的工作樣品。可能出現的情況為：檢驗任務的數量可能會決定檢驗員是否必須全程在場。但此並非依據第N章的要求，即由檢驗員待在現場的時間來決定完成多少

檢驗任務。

AWS D1.1/D1.1M第6.3 條規定，承包商(鋼構廠/吊裝廠)的檢驗員專門負責WPS、資格預審或資格的驗證以及其是否符合WPS的規定。QA檢驗員監控銲接以確保品質控制的效力。為此，表13.5.5.4-1和表13.5.5.4-2保留了一個針對上述(WPS)功能的QA檢驗任務。對於待執行的銲接和檢驗工作，WPS必須可為銲工和檢驗員使用。本規範添加了對管狀T型、Y型、K型連接的單獨檢驗，以識別AWS D1.1/D1.1M 表9.8中針對這些接頭的單獨安裝公差以及根據銲道重要性實現可被接受的銲接根部。

銲材的材料驗證是通過目視耗材是否符合 WPS 規定的耗材標記，以及所使用的耗材是否有符合耗材合格證書來完成。表 13.5.5.4-1 的註腳指出「鋼構廠或吊裝廠應有一個系統，藉由該系統可以識別銲接該接頭或構件的銲工。如果使用印記，應為低應力類型。」AWS D1.1/D1.1M 不要求設置銲接人員識別系統。但是，檢驗員必須驗證銲工的資格，包括鑑別銲工所做工作是否「明顯低於本規範要求」。此外，如果銲道要接受非破壞檢測(NDT)，則必須使用銲接人員識別系統，用以降低優良銲工的非破壞檢測頻率，或反之提高銲道經常未通過非破壞檢測的銲工的非破壞檢測頻率。該銲工識別系統還可以藉由此系統清楚地識別可能需要額外培訓的銲工，來使承包商受益。

表 13.5.5.4-3 包括「未經工程師批准不得增加禁止銲道」的目視檢驗要求。AWS D1.1/D1.1M 條款 5.17 包括對納入對最終銲道的點銲(定位銲)、未納入最終銲道的點銲(定位銲)和施工輔助銲道的具體規定。

AWS D1.1/D1.1M具體規定剪力釘銲接要求，其中的第7條包括關於剪力釘銲接材料及其狀態、母材狀態、剪力釘使用資格測試、生產前銲接檢驗和彎曲測試、銲接操作員資格、目視檢驗的要求以及在必要時對設置完成的剪力釘和特定剪力釘進行彎曲測試，以及修復不合格的剪力釘。對於手工銲接的剪力釘，剪力釘底座和其銲接技術規範有特殊要求。銲接前，對於開槽銲道和填角銲道的正確定位應先由安裝工和/或銲工檢驗。

此類細部尺寸應在鋼構廠或製造圖說中提供，亦須包含在 WPS 中。安裝工和銲工必須配備必要的測量工具，以確保在銲接前對構件進行適當的定位。AWS D1.1/D1.1M 關於材料和設備檢驗的第 6.2 條中規定，「承包商的檢驗員應確保使用符合本規範要求的材料和設備」。因此，對銲接設備的檢驗僅分配給 QC，而非 QA。

13.5.5.5 銲接接合的非破壞檢測

(a) 程序

超聲波檢測(UT)、磁粒檢測(MT)、液滲檢測(PT) 和射線照相檢測(RT)應根據AWS D1.1/D1.1M的要求由QA執行。

(b) CJP槽銲非破壞檢測

對於風險類別屬III或IV的結構，應由QA對所有全滲透開槽銲道(CJP)進行UT檢驗。這些開槽銲道在對接、T型接頭和角接頭中承受橫向施加的拉力時，其厚度 ≥ 8 mm。對於風險類別II的結構，應由QA對10%的全滲透開槽銲道進行UT，這些銲道承受橫向施加的拉力時，其厚度 ≥ 8 mm。

(c) 受疲勞的銲接接合

當附錄3表A-3.1有要求時，藉由射線照相術或超聲波檢測來檢查銲道健全性的銲接接合應按規定由QA執行。本規範禁止降低UT的比率。

(d) 超音波檢測不合格率

超音波檢測不合格率應為含有缺陷的銲道數量除以已完成的銲道數量。在決定不合格率時，可接受的不連續性的銲道不應被認定為缺陷。為了評估長度超過1 m且有效銲喉厚 ≤ 25 mm的連續銲道的不合格率，每增加300 mm或其一部分應視為一個銲道。為了評估有效銲喉厚大於25 mm的長度

超過1 m的連續銲道的不合格率，應考慮每150 mm的長度或其一部分視為一個銲道。

(e) 降低超音波檢測率

對於銲道數量在40個以下的專案，不應任意降低超音波檢測率(UT)。但如果得到註冊工程師和建管單位的批准，可以降低UT的比率。當UT的初始檢測率為100%時，允許單個銲工或銲接操作員的NDT比例可降低至25%，但前提是銲接不合格率(其定義為不被接受的具缺陷銲道數量除以完成的總銲道數量)被證明是銲工或銲接操作員所被測試的銲道的5%或更少。應至少抽取40個完整的銲道進行抽樣，以便對每個項目進行此類簡化的評估。

(f) 提高超音波檢測率

對於風險類別II及更高(其中UT的初始檢測率為10%)的結構，如果不合格率(不被接受具缺陷的銲道數量除以完成的總銲道數量)超過為銲工或銲接操作員所測試的銲道的5%，則超音波檢測率應提高至100%。在增加超音波檢測率之前，在每個專案上應至少對20個已完成的銲道進行抽樣。如果銲工或銲接操作員的不合格率在至少40個已完成銲道的基礎上下降到5%或更少，則超音波檢測率或可降低至10%。

(g) 相關文件

所有執行的非破壞檢測皆應記錄。對於鋼構廠內的製造，非破壞檢測報告中的受測銲道應藉由組件標記和組件位置來識別。對於現場工作，非破壞檢測報告中受測銲道藉由在結構中的位置、組件標記和組件位置來識別。當銲道因非破壞檢測被拒收時，非破壞檢測記錄應指明缺陷的位置和拒收的依據。

解說：

銲接的技術、工藝、外觀和品質在13.2.4節中說明。

對於風險類別I的結構，不需要對全滲透開槽銲進行非破壞檢測。對於所有風險類別的所有結構，不需要對厚度 < 8 mm的全滲透開槽銲進行非破壞檢測。

建築物一般承受靜態載重，除非按照附錄3的規定考慮疲勞問題。11.2節中規定包含AWS D1.1/D1.1M所載的各種例外情況。

對於承受靜態載重的結構，AWS D1.1/D1.1M和本規範沒有具體定義非破壞檢測(NDT)的要求，可由工程師依據AWS D1.1/D1.1M第6.15條之規定來認定適合的NDT方法、位置或欲測銲道類別，測試的頻率和類型(全部、部分或點)。

基於系統的失敗風險，本規範規定了非破壞檢測方法的選用和超音波檢測(UT)的頻率。如果基於建築規範，例如國際建築規範(ICC, 2015)或NFPA 5000 (NFPA, 2015)，這些建築規範會將每個建築或結構分配至四種不同的風險類別。如果沒有可用的建築規範，則依根據ASCE/SEI 7 (ASCE, 2016年) 第A1節要求來分配風險類別。

全滲透開槽銲(CJP)承受垂直於其縱軸的拉力，被認為可以發展所連接的鋼構件的強度，因此對品質的要求最高。全滲透開槽銲在受壓或受剪下不會受到與受拉銲道相同的裂紋擴展風險。基於銲道根部的條件，部分滲透開槽銲(PJP)在受拉時應使用受限的設計強度進行設計，才不致如同全滲透開槽銲般承受相同的高應力和伴隨的裂紋擴展風險。

與全滲透開槽銲相比，部分滲透開槽銲在受壓或受剪下的裂紋擴展風險同樣顯著降低。填角銲採用限定的設計強度，類似於部分滲透開槽銲，其設計僅用於承受剪應力與施加载重無關。因此不需非破壞檢測。

使用超音波檢測(UT)的接頭類型和鋼板厚度範圍的選擇以AWS D1.1/D1.1M中第6.19.1節所述為基礎，該條款限制了 AWS D1.1/D1.1M (Part F) 中對於板厚8 mm至200 mm間對開槽銲和熱影響區的程序及標準。檢驗10%全滲透開槽銲在此意為檢驗全滲透開槽銲全長的10%。

附錄3表A-3.15節和6.1節中所指定的對接接頭中的全滲透開槽銲要求使用超音波檢測(UT)或射線照相檢測(RT)來檢驗銲道內部的品質，以滿足 AWS D1.1/ D1.1M 第6.12或6.13條所述的驗收要求。

對於風險類別III和IV中的靜載結構，對於在大量銲道經測試後得到證明，具證明高技術水平的個體銲工，允許將UT率從100%降低。

對於風險類別II的結構物，其中10%承受拉力的全滲透開槽銲需進行檢測，對於未能展示出高技術水平的個別銲工(即在測試了足夠數量的銲道量後其失敗率超過5%)，則需要增加UT率。為了有效地實施上述要求，若銲工在測試20個銲道後不合格率很高，為了不需要重新檢測先前已完成的大量銲道，建議在銲接工作初期，在每個銲工完成的銲道上執行更高的UT比例。

13.5.5.6 高強度螺栓的檢驗

目視檢測螺栓接合操作是確認施工材料、程序和工法符合施工文件和RCSC規範規定的主要方法。

- (a) 對於緊密接合，表13.5.5.6-1中規定於安裝前的驗證測試和表13.5.5.6-2中規定的安裝程序監控並不適用。QCI和QAI在緊密接合中安裝緊固器期間不需要在場。
- (b) 對於預張力接合和摩阻型接合，當安裝者使用帶匹配標記技術的螺帽旋轉法、直接張力指示器法或扭矩控制螺栓法時，監測螺栓預張力程序應按表13.5.5.6-2規定。當安裝人員使用這些方法時，QCI和QAI 在安裝緊固器期間不需要存在。
- (c) 對於預張力接合和摩阻型接合，當安裝者使用校準扳手法或無匹配標記的螺帽旋轉法時，螺栓預張力程序的監控應按表13.5.5.6-2的規定進行。當安裝人員使用這些方法時，QCI和QAI應在緊固器安裝期間從事其指定的檢查。螺栓接合檢查任務至少應符合表13.5.5.6-1、13.5.5.6-2和13.5.5.6-3。表中檢查任務如下：
 - (i) 觀察(O)：檢查員應隨機觀察這些接合。在進行這些檢查之前，無需延遲操作。
 - (ii) 執行(P)：每個螺栓接合皆需檢查。

表 13.5.5.6-1 螺栓接合前的檢測任務

| 接合前的檢測任務 | QC | QA |
|--|----|----|
| 緊固器材料的製造證明 | O | P |
| 根據 ASTM 要求標記的緊固器 | O | O |
| 對應接合細節選擇的正確地緊固器（等級、類型、螺栓長度-如果剪力面不通過螺紋） | O | O |
| 對應接合細節選擇正確的栓接程序 | O | O |
| 連接元件(包括適當的接合面條件和開孔準備)是否符合相關要求 | O | O |
| 安裝人員觀察並進行安裝前驗證測試 記錄緊固器組件和使用的方法 | P | O |
| 為螺栓、螺帽、墊圈和其他緊固器元件提供受保護的儲藏條件 | O | O |

表13.5.5.6-2 螺栓接合中的檢測任務

| 接合中的檢測任務 | QC | QA |
|----------------------------------|----|----|
| 所有孔中的緊固器組件、墊圈和螺帽依其預定位置放置 | O | O |
| 施加預拉力前接頭處於緊貼狀態 | O | O |
| 沒有被扳手轉動的緊固器組件被阻止旋轉 | O | O |
| 緊固器從勁度最高的點向自由邊逐一有系統地根據RCSC規定施加預力 | O | O |

表13.5.5.6-3 螺栓接合後的檢測任務

| 接合後的檢測任務 | QC | QA |
|----------------|----|----|
| 螺栓接合允收或拒收的相關文件 | P | P |

解說：

RCSC規範(RCSC, 2014)，如同與本規範參考的銲接標準一樣，從檢驗任務和檢驗範圍方面定義了螺栓接合的檢驗要求。RCSC規範使用術語「例行目視檢測」來檢驗所有預拉力螺栓，進一步驗證了規範本章中術語“目視檢測”。

表13.5.5.6-1包括目視檢測對於「ASTM要求標記的「螺栓」的要求。這包括根據適用的 ASTM 標準對緊固器進行所需的包裝標記和緊固器組件的產品標記。例如ASTM F3125，等級A325要求以下包裝標記：ASTM名稱和類型、尺寸；製造商的名稱和品牌或商標、件數、批號、訂購單號碼和原產國。ASTM F3125等級A325還要求在每個栓頭有製造商和等級標識。本規範要求檢驗接合螺栓的密接狀態，以確保使用了正確的緊固器組件並於螺栓安裝期間使接合面牢固接觸。

緊密接合中的夾力的大小不是考慮因素，亦不需要驗證。為了確保使用了正確的緊固器組件，並於螺栓初始安裝期間使接合面牢固接觸，檢驗預拉力接合和摩阻型接合是需要的。所有預拉力螺栓安裝都需要進行安裝前驗證測試，安裝驗證的性質和範圍將根據所使用的安裝方法而有所不同。表13.5.5.6-1、13.5.5.6-2和13.5.5.6-3中的規定係以RCSC規範為基礎。在下文中，將欲強調的術語劃線表示：

9.2.1. 旋轉螺帽以產生預拉力(螺帽旋轉法)：檢驗人員應遵守本規範於第8.2.1節中要求的預安裝驗證測試。並應通過例行目視檢測以確保螺栓接合安裝人員能夠恰當的旋轉相關構件，並將旋轉構件相對於未轉動元件下，正確旋轉至表 8.2 中規定的量。或者，當緊固器組件在施加預拉力前使接頭初始安裝後進行標記匹配；施加預拉力後允許進行目視檢測以代替定期檢測。

9.2.2 校準扳手預拉(校正扭板手法)：檢驗人員應遵守本規範於8.2.2節要求的預安裝驗證測試。並應通過例行目視檢測以確保螺栓接合安裝人員正確地將校準扳手使用於旋轉構件。不需要進一步證明此安裝的一致性。

9.2.3. 扭斷式張力控制螺栓預拉(扭矩控制螺栓)：檢驗人員應遵守8.2.3節中要求的預安裝驗證測試。並應通過例行目視檢測以確保螺栓接合安裝人員在安裝過程中正確切斷栓槽。

9.2.4.直接張力指示器預拉：檢驗人員應遵守8.2.4節要求的預安裝驗證測試。但在預拉之前，應通過例行目視檢測以確保在直接張力指示器的突出部之間至少一半的空間可使用適當的測隙規，並且突出部正確定位在遠離工作面的位置。

檢驗人員的是否在場取決於其安裝方法是否可提供安裝完成後的目視檢測證據。帶有匹配標記的螺帽旋轉安裝、使用扭矩控制螺栓安裝以及使用直接張力指示器進行安裝提供安裝完成後的目視檢測證據，因此對這些方法進行了「目視檢測」。對於沒有匹配標記的螺帽旋轉安裝和校正扳手安裝並無法提供此類目視檢測的證據的情況，檢驗人員將在現場「參與」，但不必在施加預拉力時目視檢測每個螺栓或接合。

RCSC 規範的檢驗規定是基於對接合工作的目視檢測，因此所有表格都使用“目視檢測”來完成指定的任務。解說中的表C13.5.5.6-1、表C13.5.5.6-2 和表C13.5.5.6-3列出對於螺栓接合前、中、後的檢驗任

務提供了可用的RCSC規範供參。

表C13.5.5.6-1 依RCSC規定螺栓接合前的檢測任務

| 接合前的檢測任務 | 章節 |
|--|------------------------------|
| 緊固器材料的製造證明 | 2.1, 9.1 |
| 根據 ASTM 要求標記的緊固器 | Fig. C-2.1, 9.1 (參ASTM標準) |
| 對應接合細節選擇的正確地緊固器(等級、類型、螺栓長度-如果剪力面不通過螺紋) | 2.3.2, 2.7.2, 9.1 |
| 對應接合細節選擇正確的栓接程序 | 4, 8 |
| 連接元件(包括適當的接合面條件和開孔準備)是否符合相關要求 | 3, 9.1, 9.3 |
| 安裝人員觀察並進行安裝前驗證測試 記錄緊固器組件和使用的方法 | 7, 9.2 |
| 為螺栓、螺帽、墊圈和其他緊固器元件提供受保護的儲藏條件 | 2.2, 8, 9.1 |

表C13.5.5.6-2 依RCSC規定螺栓接合中的檢測任務

| 接合中的檢測任務 | 章節 |
|----------------------------------|------------------|
| 所有孔中的緊固器組件、墊圈和螺帽依其預定位置放置 | 7.1(1), 8.1, 9.1 |
| 施加預拉力前接頭處於緊貼狀態 | 8.1, 9.1 |
| 沒有被扳手轉動的緊固件組件被阻止旋轉 | 8.2, 9.2 |
| 緊固器從勁度最高的點向自由邊逐一有系統地根據RCSC規定施加預力 | 8.2, 9.2 |

表C13.5.5.6-3 依RCSC規定螺栓接合後的檢測任務

| 接合後的檢測任務 | 章節 |
|----------------|------------|
| 螺栓接合允收或拒收的相關文件 | RCSC中無相關規定 |

13.5.5.7 鍍鋅鋼構件的檢驗

鍍鋅鋼構件的外露切割面和矩形鋼管的外露角應在鍍鋅後目視檢查是否有裂紋。若有裂縫，應予以修復或拒收該構件。

解說：

對於需要熱浸鍍鋅的組裝鋼構件，慣用的做法是將其運送到鍍鋅廠加工後運至工地。因此，常見此類構件於現場檢查。

在RH型鋼材、板材的切割表面和已鍍鋅的空心斷面型鋼的轉角處目視到裂紋。其開裂特性與殘餘應力、熱應力、幾何應力集中以及氫或液態金屬造成的開裂有關。這些特性可被修正，但並無消除上述所有開裂可能性的相關規定。檢驗應集中在切割面方向改變處、鐸道的邊緣或構件斷面尺寸的變化處。在中空斷面型鋼中，裂紋可能會出現在靠近外露端的內轉角上。上述的「外露」一詞意指未被鐸道或連接構件覆蓋的切割面。

13.5.5.8 其他檢查任務

鋼構廠內的QCI應檢查組裝鋼構件，以驗證是否符合製造圖說上顯示的細部。
吊裝廠的QCI應檢查已安裝的鋼構架，以驗證是否符合安裝圖說上顯示的現場安裝細部。

在放置錨桿和其他用於支撐結構的預埋件時，QAI應在於現場進行檢查，以確保符合施工文件的要求。最低要求為應在澆置混凝土前驗證和記錄錨桿或預埋件的直徑、等級、類型和長度，以及預埋件嵌入混凝土的長度或深度。QAI應檢查組裝鋼構件或已組立的構架，以驗證是否符合施工文件中的規定。判斷接合細部是否拒收及是否正確地應用接合細部皆需記錄在案。

解說：

上述細部包括在每個接合處正確地應用製造圖說上的接合細節。上述細部包括例如支撐、加勁板、構件位置以及在每個接合處正確應用現場接合細部等。

IBC要求將螺桿準確設置為設計中所要求的樣式和尺寸。此外，要求螺紋端通過連接材料的突出量足以與螺帽的螺紋完全嚙合，但不能大於螺栓上螺紋的長度。

AISC標準應用規範7.5.1節規定，螺桿、基礎螺栓和其他埋置式構件應由業主指定的施工代表設置。吊裝廠安裝人員可能不在現場驗證安裝的位置，因此此項任務僅被分配給品質保證檢驗員(QAI)。由於無法在安裝後驗證螺桿材料和埋置長度的正確性，因此在安裝螺桿時需要QAI在場。

13.5.6 合格的鋼構廠和吊裝廠

當工作於鋼構廠內執行，或由建管單位批准在沒有QA的情況下由吊裝廠執行工作時，准予免除QA檢查。在獲得建管單位批准的情況下，規範允許在該合格鋼構廠中完成的銲接直接進行非破壞檢測。在鋼構廠中進行非破壞檢測時，QA應審查該鋼構廠提供的非破壞檢測報告。產品製造組裝完成後，該合格鋼構廠應向建管單位提交履約證書，說明鋼構廠提供的材料和所執行的工作符合施工文件的要求。安裝完成後，經合格吊裝廠應向建管單位提交履約證書，說明吊裝廠提供的材料和執行的工作符合施工文件的要求。

解說：

IBC 第 1704.2.5.1 節(ICC, 2015)規定：如果工作是在獲准執行此類工作的註冊鋼構廠的場所內完成的，則不需於製造過程中進行特殊檢驗。合格標準應基於對鋼構廠的書面程序和品質管制手冊的審查以及經批准的合格機構對鋼構製作的定期審核。

建築管理單位(AHJ)如何批准這些鋼構廠的一例是使用AISC認證計劃。經AISC鋼構廠認證計劃、鋼結構規範(AISC, 2006)年認證的鋼構廠，其符合擁有品質控制手冊、相關書面程序標準和通過由AISC引進的獨立審核公司Quality Management進行的年度現場審核。

同樣地，吊裝廠可能是AISC認證安裝廠商或AISC高級認證鋼構安裝廠商。其審核需確認公司擁有相關人員、知識、組織、設備、經驗、能力、程序和承諾，以產生符合認證類別所需的作業品質。認證授予廠內QA檢驗的豁免並不能免除必需的銲道非破壞檢測；此類檢驗不是由QA執行，而是由鋼構廠的QC執行。即使免除QA檢驗，鋼構廠QC準備的NDT報告也可供第三方進行QA審查。

13.5.7 不合格的材料和製品

在施工過程中任何時候都允許識別並拒收不符合施工文件要求的材料或工序。但是，該規定並不免除業主或檢查員及時、按程序檢查的義務。鋼構廠或吊裝廠應立即注意不合格的材料和工序。不合格材料或工序應被修正為符合註冊工程師認定的預期用途。在向建管單位、註冊工程師或業主提交此類報告的同時，QA機構應向鋼構廠和吊裝廠提交：

- (a) 不合格事項的報告。
- (b) 不合格品的修正、更換或驗收報告。

第十四章 耐震設計

14.i 符號

| | | |
|-----------|--|--------------|
| A_c | 垂直邊構材斷面積， cm^2 (mm^2) | 14.14.5.2 |
| A_g | 全斷面積， cm^2 (mm^2) | 14.7.4.1 |
| A_{lw} | 連桿腹板斷面積(不含翼板)， cm^2 (mm^2) | 14.12.5.2 |
| A_s | 鋼核心斷面積， cm^2 (mm^2) | 14.4.1.4b |
| A_{sc} | 降伏段鋼核心斷面積， cm^2 (mm^2) | 14.13.5.2 |
| A_{sh} | 箍筋最少面積 t ， cm^2 (mm^2) | 14.4.1.4b |
| A_{st} | 連桿加勁板之水平斷面積， cm^2 (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 tf/cm^2 ($200,000 \text{ MPa}$) | Table 14.4-1 |
| E_{cl} | 受容量限制的水平地震力效應 | 14.5.6.2 |
| F_{cr} | 臨界應力， tf/cm^2 (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， tf/cm^2 (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， tf/cm^2 (MPa) | 14.7.4.1 |
| F_{yc} | 柱構材規定最小降伏應力， tf/cm^2 (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， tf/cm^2 (MPa) | 14.13..5.2 |
| F_{ysr} | 箍筋規定最小降伏應力， tf/cm^2 (MPa) | 14.4.1.4b |
| F_u | 規定最小拉力強度， tf/cm^2 (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， cm^4 (mm^4) | 14.14.4.1 |
| I_c | 垂直邊構材垂直於腹板平面的慣性矩， cm^4 (mm^4) | 14.14.4.1 |
| I_x | 連桿在偏心斜撐構架面外慣性矩($\text{EBF} = \text{Eccentrically Braced Frames}$)， cm^4 (mm^4) | 14.12.5.2 |
| I_y | 連桿在偏心斜撐構架面內慣性矩 cm^4 (mm^4) | 14.12.5.2 |
| I_y | 鋼板 Y 軸慣性矩， cm^4 (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_{pc}^* | 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 |

| | | |
|---------------|---|--------------|
| $P_{yjc-max}$ | 鋼核心最大規定軸向降伏強度，tf/cm ² (MPa) | 14.13.4.4 |
| $P_{yjc-min}$ | 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金鋼。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°C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 | | | | | | | 47 以上 | |
| SM570M-B | 13 ≤ t ≤ 40 | 420~540 | 570~720 | 85 以下 | 19~26 (註2) | - | | t/4 | 47 以上 | 試 片 平 行 軋 延 方 向 |
| | 40 < t < 50 | | | 80 以下 | | | | t/4 | 47 以上 | |
| | 50 ≤ t ≤ 60 | | | 25 以上 | | | | 15 以上 | t/4 t/2 | |
| 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 | 試 片 平 行 軋 延 方 向 |
| 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≤16mm時用No.5試片，伸長率EL(%)19以上。板厚>16mm時用No.5試片，伸長率EL(%)為26以上。
板厚>20mm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≤880KJ/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≤28mm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 $E'=1.4F_uE$ ，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

14.4.1 構材規定

地震力抵抗系統(SFRS)中抗彎矩構架、斜撐構架與剪力牆的構材，應遵守相關規範與本節規定。

14.4.1.1 斷面韌性分類

當符合規範第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件應遵守本節規定。

(a) 韌性構材的斷面要求

中等韌性或高韌性的鋼構材斷面，其翼板與腹板應連續連接。

內灌混凝土之合成柱應滿足規範14.4.1.4(b)節有關中等韌性與高韌性構材的規定。

混凝土斷面應滿足ACI 318規範第18.4節有關中等韌性構材與ACI 318規範第

18.6與18.7節有關高韌性構材的規定。

(b)鋼材與合成斷面之寬厚比限制

屬於中等韌性構材者，其受壓肢之寬厚比不得超過表14.4.1中之 λ_{md} 。

屬於高韌性構材者，其受壓肢之寬厚比不得超過表14.4.1中之 λ_{hd} 。

表 14.4-1 中等韌性及高韌性構材受壓肢之寬厚比限制

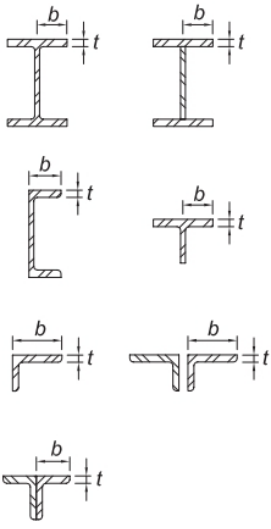
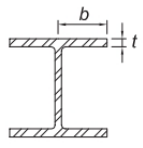
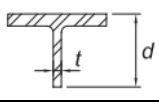
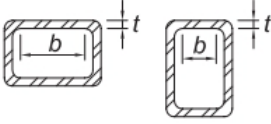
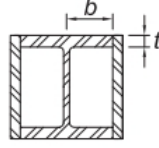
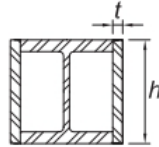
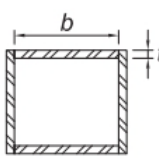
| 構材 | | 寬厚比 | 寬厚比限制 | | 圖例 |
|-------|---|-------|---------------------------------------|---------------------------------|---|
| | | | λ_{hd} 高韌性構材 | λ_{md} 中等韌性構材 | |
| 未加勁肢材 | 熱軋或組合I型梁之翼板； 槽型鋼與T型鋼之翼板；單角鋼或有隔墊之雙角鋼其突肢；一對連續接觸角鋼其突肢 | b/t | $0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | 14.4.4 節 H 型鋼樁之翼板 | b/t | 不適用 | $0.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | T型鋼之腹板 | d/t | $0.32 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}^{[a]}$ | $0.40 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| 加勁肢材 | 做為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I型梁組成之箱型斷面其翼板 | b/t | | |  |
| | 由I型梁組成之箱型斷面其側板及做為對角斜撐之組合箱型斷面的管壁 | h/t | | |  |
| | 做為連桿梁之組合箱型斷面其翼板 | b/t | | |  |

表 14.4-1 中等韌性及高韌性構材受壓肢之寬厚比限制(續)

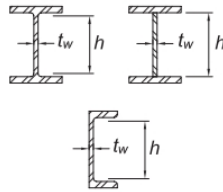
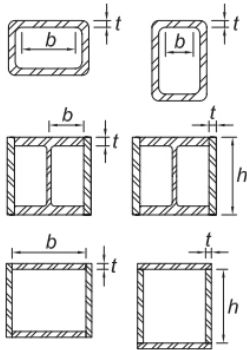
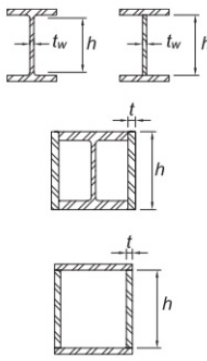
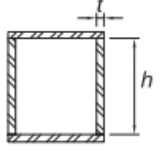
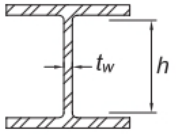
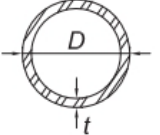
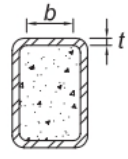
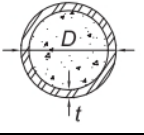
| 構材 | | 寬厚比 | 寬厚比限制 | | 圖例 |
|------|---|-----------------------------------|---|---|---|
| | | | λ_{hd} 高韌性構材 | λ_{md} 中等韌性構材 | |
| 加勁肢材 | 熱軋或組合 I 型梁之翼板及做為對角斜撐槽型鋼 | h/t_w | $1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | 梁、柱翼板因承受軸力或撓曲力或其組合力而產生均佈壓力時： 1) 矩形中空斷面之管壁 2) 由 I 型梁組成之箱型斷面其翼板及側板及組合箱型斷面之腹板及翼板 | b/t h/t | $0.65 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $1.18 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | 梁、柱或連桿之腹板承受撓曲力或軸力與撓曲力之組合力時： 1) 熱軋或組合 I 型斷面或槽型鋼腹板[b] 2) 由 I 型梁組成之箱型斷面之側板 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) $P_y = R_y F_y A_g$ |  |

表 14.4-1 中等韌性及高韌性構材受壓肢之寬厚比限制(續)

| 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 | 用於偏心斜撐構架連桿之組合箱型斷面腹板 | h/t | $0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $1.75 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | H型鋼樁之腹板 | h/t_w | 不適用 | $1.57 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | 圓形中空斷面之管壁 | D/t | $0.053 \frac{E}{R_y F_y}$ | $0.062 \frac{E}{R_y F_y}^{[c]}$ |  |
| 合成斷面 | 矩形鋼管填充型之合成構材之管壁 | b/t | $1.48 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ | $2.37 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ |  |
| | 圓形鋼管填充型之合成構材之管壁 | D/t | $0.085 \frac{E}{R_y F_y}$ | $0.17 \frac{E}{R_y F_y}$ |  |

[a] 對於T型鋼受壓構材，若滿足下列條件之一者，其高韌性構材之腹板寬厚比限制可以提高至 $0.40\sqrt{(E/R_y F_y)}$ ：

- (1) 受壓構材在腹板平面上發生挫屈。
- (2) 軸向壓縮載荷在端部連接處僅傳遞到T型鋼翼板外側，可降低腹板端點壓應力之偏心接合。

[b] 特殊抗彎構架(SMF)系統中的I型梁，其 C_a 值小於或等於0.114者，寬厚比 h/t_w 不得超過 $2.57\sqrt{(E/R_y F_y)}$ 。中級抗彎構架(IMF)系統中的H型鋼梁，其 C_a 值小於或等於0.114者，寬厚比不得超過 $3.96\sqrt{(E/R_y F_y)}$ 。

[c] 採用圓形中空斷面之梁或柱構材，其徑厚比不得超過 $0.077(E/R_y F_y)$ 。

其中：

- E ：鋼材之彈性模數，2,040 tf/cm²。
- F_y ：鋼材最小降伏強度，tf/cm² (MPa)。
- P_a ：採用ASD載重組合之需求軸向強度，tf (kN)。
- P_u ：採用LRDF載重組合之需求軸向強度，tf (kN)。
- R_y ：預期的降伏強度與鋼材最小降伏強度之比值。
- ϕ_c ：壓力抵抗係數。
- Ω_c ：壓力安全係數。

解說：

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/cm²(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 $F_y = 2.52$ tf/cm²(250 MPa)的鋼寬度及厚度要求，但不能滿足 $F_y = 3.5$ tf/cm² (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 3.5tf/cm² (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_a 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 梁構件穩定性側撐

在 14.5 節至 14.14 節要求下，中等韌性或高韌性之鋼梁承受撓曲時，應提供符合本節要求之穩定性側撐以抑制側向扭轉挫屈。

(a) 中等韌性構材

中等韌性鋼梁之側撐應滿足下列要求：

1. 梁之兩翼板皆需有側向支撐，或梁橫斷面需有扭轉支撐。
2. 梁側撐應滿足本規範附錄 6 對梁側向與扭轉側撐的規定，其中 $C_d = 1.0$ ，構材需求撓曲強度應為：

$$M_r = R_y F_y Z / \alpha_s \quad (14.4-1)$$

其中：

R_y ：預期降伏強度與鋼材最小降伏強度之比。

Z ：塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

α_s ：1.0(以 LRFD 設計)，1.5(以 ASD 設計)。

3. 梁側撐最大間距為

$$L_b = 0.19 r_y E / (R_y F_y) \quad (14.4-2)$$

其中：

r_y ：對 y 軸之迴轉半徑，cm (mm)。

(b) 高韌性構材

除了規範 14.4.1.2 節第 (a) 之 1 項及 2 項的要求之外，高韌性梁構材的側撐最大間距為 $L_b = 0.095 r_y E / (R_y F_y)$ 。

(c) 塑鉸位置的特殊側撐

特殊側撐應配置於規範 14.5 節至 14.4 節要求的塑鉸預期發生位置附近。

鋼梁之側撐應滿足下列需求：

1. 梁兩翼板應有側向支撐，或其橫斷面應有扭轉支撐。
2. 與塑鉸區相鄰的每個翼板，所提供之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 ：為兩翼板形心間之距離，cm (mm)。

鄰近塑鉸區之扭轉支撐需求強度為：

$$M_r = 0.06R_y F_y Z / \alpha_s \quad (14.4-4)$$

3.側撐需求勁度應滿足規範附錄6中梁的側向或扭轉支撐之規定，其中 $C_d = 1.0$ ，且梁之需求撓曲強度應為：

$$M_r = R_y F_y Z / \alpha_s \quad (14.4-5)$$

解說：

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 $0.17r_y E / F_y$ 的限制要求已修改為 $0.19r_y E / (R_y F_y)$ 。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望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

依據本規範或ANSI/AISC 358的規定，在製造或安裝程序以及其他附加物造成規範I2.1節中所述的不連續性，應禁止在指定為保護區的構材或連接構件區域內進行。

例外：

符合ANSI/AISC358所指定，或根據規範14.16.1節已確認之預先驗證接合方式，或符合規範14.16.2和14.16.3節之試驗程序，允許在保護區內採用鋼擴頭釘錨定器的銲接或其他接合方式。

解說：

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 柱構件

抗彎矩構架、斜撐構架，和剪力牆中之柱構材，應滿足本節規定。

(a) 需求強度

地震力抵抗系統(SFRS)中柱構材需求強度，應由下列影響較大者決定：

1. 依據規範14.5節至14.14節，對所採系統的分析需求所得之載重效應。
2. 由超強度地震載重所得之軸壓力與拉力強度，可允許忽略不計其彎矩，除非彎矩是由施加於柱側向支撐間之載重所引致者。

對於相交構架共有之柱，決定所需的軸向力強度，適用包括超強度地震載重或限定容量的地震載重，應考慮所有構架同時發生非彈性的可能性。選擇所有構架中施加荷載的方向，會對柱產生最嚴重之載重效應。

例外：

1. 根據規範4.2.3節，柱採用三維非線性分析並同時考慮兩組正交方向之地表運動，可允許限制此類柱的需求軸向強度。
2. 相交構架共同之柱符合規範14.7節、14.10節或其組合之章節，則柱不需針對上述載重進行設計。

(b) 內灌混凝土柱構件

本節適用於符合規範10.2.2節限制之柱。內灌混凝土柱構件除了標稱剪力強度應為鋼構斷面本身基於有效剪力面積計算所得到的標稱剪力強度外，其餘設計應滿足規範第十章的規定。

解說：

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

抵抗地震力作用之合成樓版與屋頂橫隔板設計，應符合下列規定：

(a) 載重傳遞

設計應包含橫隔板、邊界構材、匯集元件與水平構架系統的構件間的載重傳遞細節。

(b) 標稱剪力強度

合成橫隔板與鋼承板上混凝土(取鋼承板肋條上方鋼筋混凝土部分)的標稱面內剪力強度，應依據 ACI-318 規範(但不含第 14 章)的規定。此外，合成樓版標稱剪力強度亦可由填充型混凝土樓板的面內剪力試驗來決定。

解說：

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 earthquake 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 $0.926\sqrt{fc'}$ (其中 $\sqrt{fc'}$ 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

本節說明組合式鋼結構構材的接合，但特殊需求的規定並不會於本規範或 ANSI/AISC 358 中提供。

受制於非彈性行為的組合式構材接合，設計應考慮非彈性行為中產生的預期應力。預期不會產生非彈性行為的組合式構材之間的接合，應針對包括超強度地震荷載在內的荷載作用進行設計。

在保護區內需要組合式構材各構件間之接合，則其接合長度可用保護區內較弱構件之設計拉力強度等於 $R_y F_y A_g / \alpha_s$ 倍。

用於接合的組合式構材應符合 ANSI/AISC 358 的預驗證接合或已經過認證的試驗。

解說：

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

當接合、接頭與扣件為地震力抵抗系統(SFRS)之一部分時，應遵守規範第十一章與本節中的特別規定。

柱的續接與基礎板，如果不屬於地震力抵抗系統(SFRS)的一部分時，應符合 14.4.2.5 第(a)項、14.4.2.5 第(c)項與 14.4.2.6 節的要求。

本規範或 ANSI/AISC 358 之接合構件屬於被保護區範圍時，應符合 14.4.1.3 與 14.15.2.1 節的規定。

解說：

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 螺栓接合

螺栓接合應符合下列規定：

- (a) 採用標準孔或與加載方向垂直的短槽孔的螺栓接合，其設計剪力強度應依規範第 11.3.6 節與第 11.3.10 節中承壓型接頭計算。當考慮螺栓孔在承壓時所產生的變形時，應將規範 11.3.10 節中標稱螺栓承壓與撕裂公式列入設計考慮。

例外：

當接合的需求強度是基於構材或元件的預期強度來設計時，則可使用規範第 11.3.10 節的螺栓承壓與撕裂公式，不需考慮變形的因素。

- (b) 螺栓與銲道不應設計為共同分擔接頭受力或在接合中共同分擔同一力量之分力。

- (c) 以螺栓接合之螺栓孔應為標準孔或與加載方向垂直的短槽孔，將地震力以剪力方式傳遞至至螺栓。擴大孔或短槽孔可容許使用於透過拉力而非剪力將地震力傳遞至螺栓。

例外：

- (1) 對於對角斜撐，當採摩阻型螺栓接合且僅有單一接合板時，則允許使用擴大

孔。

(2) 符合ANSI/AISC 358或規範14.16.1節的預認證接合型式，或依據規範14.16.2節或14.16.3節進行認證試驗計畫，可允許其他的螺栓孔型式。

(d) 所有螺栓應以預拉力高強度螺栓安裝。接合面應滿足摩阻型接合需求，並依據規範11.3.8節中具有A級或較高滑動係數的接合面。

例外：

在下列狀況時，接合面允許有滑動係數小於A級的塗層

(1) 符合規範第E1節或ANSI/AISC 358規定的抗彎接合端板。

(2) 栓接接頭地震力的傳遞是經由螺栓拉力或承壓傳遞，而不是經由螺栓剪力傳遞。

解說：

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。

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銲道抵抗)。然而，接合內螺栓所抵抗的力與銲接所抵抗的力互為垂直時，例如抗彎矩接合中翼板以銲接傳遞撓曲應力，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銲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銲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，銲接往往會承受全部剪力，若銲接未依此進行設計，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銲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銲接而另一個採栓接時，則可能由採銲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銲接時，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，以分擔斜撐翼板採銲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，而另一部位可採銲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銲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，柱的續接可採翼板銲接來傳遞軸向力與(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銲接無關的荷載。

規範並無禁止在現場採銲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，但銲接部分則需設計來抵抗該構件中所有預期的外力。

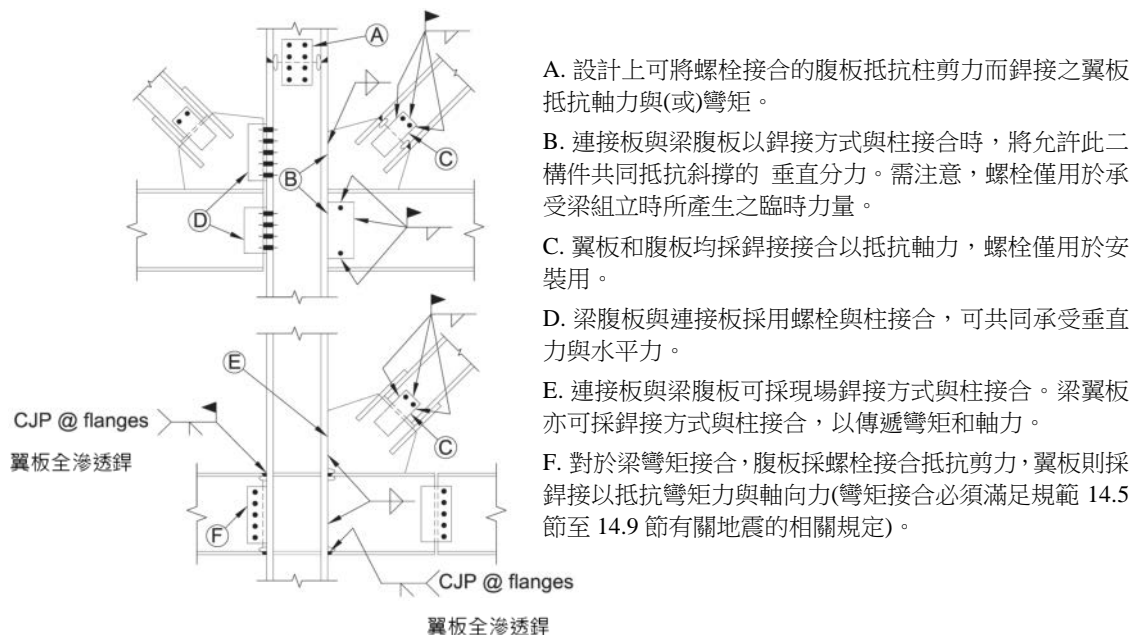
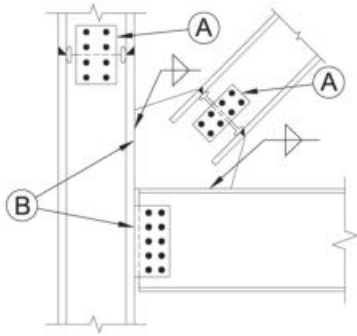


圖 C14.4.2-1 避免混淆銲接與栓接間力量分配的理想接合方式



- 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

銲接接頭應依據規範第十一章進行設計。

解說：

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

熱軋型鋼腹板其連續板與加勁板設計，允許依據14.15.2.4節截角尺寸規定，以減少與構材翼板及腹板之接觸長度。

解說：

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。

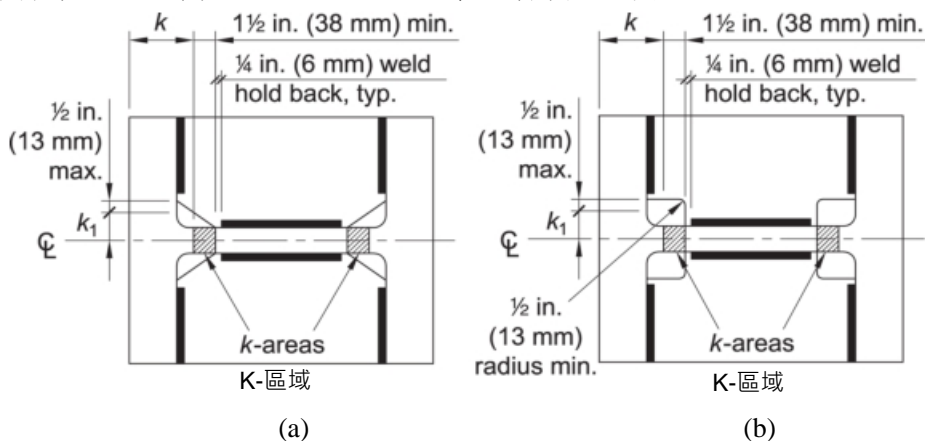


圖 C14.4.2-3 連接板的配置

14.4.2.5 柱續接

(a) 續接位置

對於所有建築物的柱，包括不屬於地震力抵抗系統(SFRS)的柱，其柱續接位置

至少應距離梁上翼板1.2 m (1200 mm)以上。

例外：

- 1.當柱的淨高度(梁柱接頭區梁翼板的淨間距)小於2.4 m (2400 mm)時，柱續接位置應位於柱淨高度的一半。
- 2.柱續接處之翼板與腹板採用全滲透開槽銲接時，其續接位置允許較接近梁柱翼板接合區，但不得小於一倍柱深的距離。
- 3.組合柱的續接。

解說：

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儘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(SENRAC)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.地震力抵抗系統(SFRS)中柱續接的需求強度應大於：
 - a.規範14.4節至14.14節及14.4.1.4節第(a)項所決定的柱需求強度，或
 - b.根據超強度地震載重決定需求強度。
- 2.此外，柱的任何部分，皆以超強度地震載重計算淨拉力載重效應時，其柱的銲接續接應滿足下列所有要求：
 - a.若接頭採用部分滲透(PJP)開槽銲接，其設計強度應至少為需求強度的200%。
例外情形：如引用規範14.6.6.7或14.7.6.7節的例外情形，則接頭採用部分滲透(PJP)開槽銲接時不包括在此要求中。
 - b.每個翼板續接的設計強度至少為 $0.5R_y F_y b_f t_f / \alpha_s$ 以上，
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 F_y 的比值。
 - b_f ：翼板寬，cm (mm)，取柱接合中較小尺寸。
 - t_f ：翼板厚，cm (mm)，取柱接合中較小尺寸。
 - c.如果柱的對接是以全滲透開槽銲接而成，並且當較小翼板中任意位置的拉應力超過 $0.30F_y / \alpha_s$ 時，則在厚度或寬度不相等的翼板之間需進行漸進的縮減。此漸縮應符合AWS D1.8/D1.8M第4.2條的規定。

解說：

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摻生局部降伏。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

對建築物的柱，包含不屬於地震力抵抗系統(SFRS)之柱，其兩正交軸之續接需求剪力強度應為 $M_{pc}/\alpha_s H$ ，其中， M_{pc} 為該方向柱斷面的較小標稱塑性撓曲強度， H 為樓層高度，樓層高度可允許以相鄰樓層構架中心線的距離，或相鄰樓層版頂間之距離。

地震力抵抗系統(SFRS)中柱續接的需求剪力強度應為上述要求或依14.4.2.5節第(b)之2項決定的需求剪力強度，二者取大者。

解說：

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)鋼柱續接方式

鋼柱的續接方式可允許採用栓接、銲接或不同柱之間分別採用栓接或銲接。續接方式應滿足規範14.5節至14.14節中所有規定。

用於地震力抵抗系統(SFRS)柱之腹板續接，其續接板或槽鋼應配置於柱腹板兩側。

當對銲續接使用開槽銲接，銲接起弧導板應依據AWS D1.8/D1.8M第6.16節規定移除，而開槽銲的背墊板不須移除。

解說：

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銲接接合，即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銲(CJP)時，則可於腹板之一側設置一片鋼板當成銲接時之背襯板，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)開槽銲，因考慮到以此銲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)開槽銲。

柱續接採用開槽銲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銲接之背襯板不會因橫力作用產生缺陷。

14.4.2.6 柱基板

包含不屬於地震力抵抗系統(SFRS)的所有柱，其柱基板的需求強度應依照本節計算。

柱基板的鋼構件其設計強度，包含柱底板、錨定鋼棒、加勁板與剪力凹槽內的構件，應符合鋼構規範要求。

任何使用開槽銲銲接於柱基板的柱構件，背墊板除位於翼板內側及H型鋼腹板側面，且以連續0.8 cm(8 mm)填角銲與柱基板接合者不須移除外，其銲接起弧導板與背墊板均應移除。柱翼板內側的背墊板禁止採用填角銲接合。而位於中空斷面或箱型斷面柱內側的背墊板不須移除。

柱基板下方的鋼筋混凝土其設計強度應依照ACI 318規定。當設計錨定鋼棒時，假定韌性需求是由錨定於鋼筋混凝土中之鋼棒的變形提供，且設計需符合ACI 318第17章的規定。此外，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發生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：

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。

柱基板的设计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)需求軸力強度

屬於地震力抵抗系統(SFRS)一部分的柱基板與基礎，其需求軸向強度應為與柱基板接合之鋼構件其需求接合強度垂直分量的總和，且應不小於下列之大者：

- 1.依超強度地震力計算所得的柱軸力。
- 2.依規範第5.2.5節所述柱續接所需的軸向強度。

解說：

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)需求剪力強度

柱基板的需求剪力強度，包含不屬於地震力抵抗系統(SFRS)部分的柱及與柱基板接合之連接物，應依下列方式連接至柱基板的鋼構件所需連接強度的水平分量之總和，如下：

- 1.對角斜撐的水平分量應由地震力抵抗系統(SFRS)的對角斜撐接合需求強度決定。
- 2.柱之水平分量應等為下列兩者之小值：
 - a.柱構件之 $2R_y F_y Z / (\alpha_s H)$ 。
 - b.以超強度地震力計算而求得的剪力。
- 3.水平構件所需求強度的總和應不小於柱的 $0.7F_y Z / (\alpha_s H)$ 。

例外：

- (a) 兩端均為鉸接接合的單層柱不需遵守規範14.4.2.6節的部分規定。
- (b) 屬於規範14.5、14.10節或其組合理論所定義系統中的柱不需符合規範14.4.2.6節的部分規定。
- (c) 規範14.4.2.6節之最小需求剪力強度，不需要超過由柱傳遞至基礎的最大載重。這乃依據規範14.3節的非線性分析或由第一層或第二層(非同時)發生 $0.025H$ 層間位移引致之非彈性行為。

解說：

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樁置於其內、或將柱埋入平板或地梁中。請詳圖 C14.4.2-5。

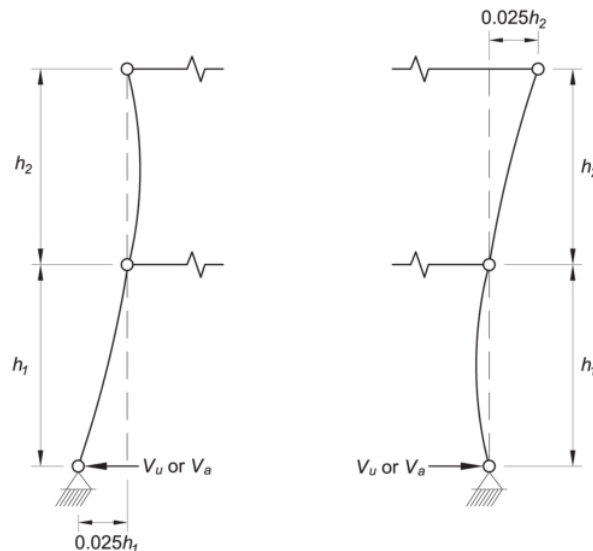


圖 C14.4.2-4 柱位移模型

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，應考慮使用剪力樁。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，混凝土剪力樁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樁強度。依據剪力樁有限的物理試驗，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樁破壞強度(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。

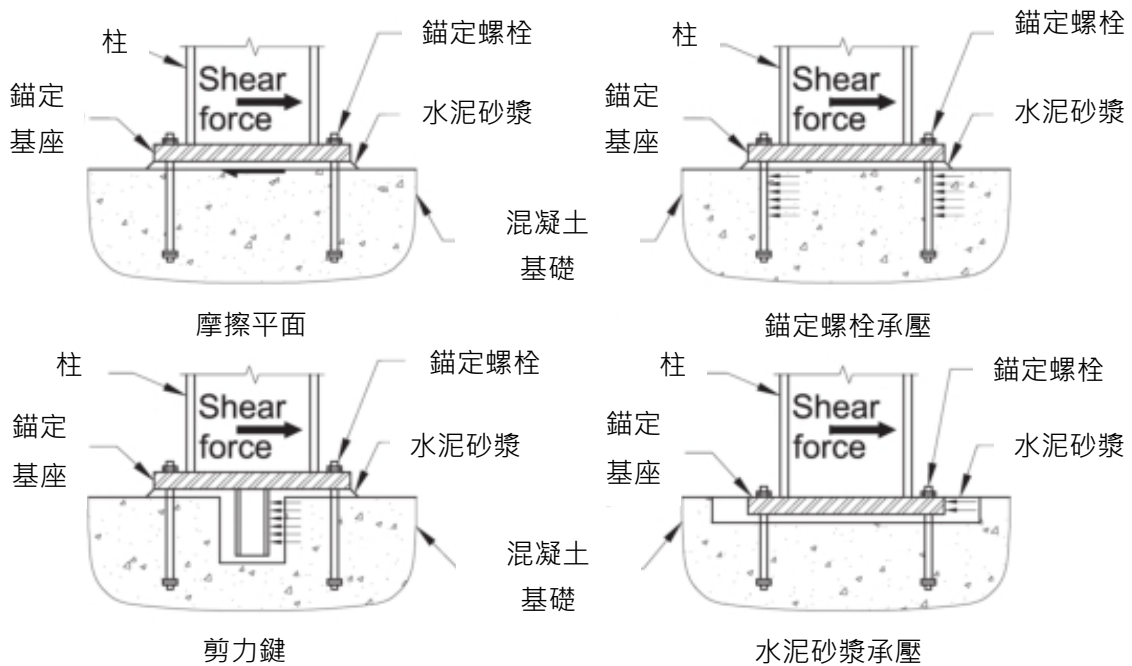


圖 C14.4.2-5 剪力傳遞機制—柱之支承基礎

當柱基板埋置於基礎內時，可以視為如剪力樵可以傳遞剪力。有時透過銲接到柱的鋼筋將剪力傳遞到混凝土地梁上較為方便。圖 C14.4.2-6 說明了兩個將剪力傳遞到混凝土地梁的範例。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。

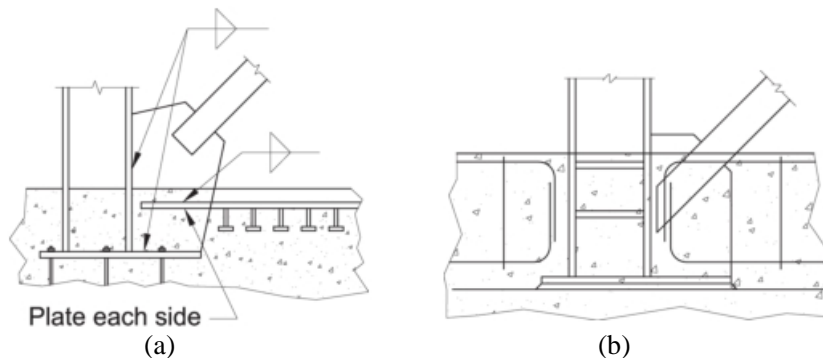


圖 C14.4.2-6 剪力傳遞至混凝土地梁範例

(c) 需求撓曲強度

屬於地震力抵抗系統(SFRS)一部分之柱基板與基礎的接合設計為抗彎接合時(包含與基礎的其他構件)，其與柱基板接合之所有鋼構件的需求接合強度應為下列的總和：

1. 對角斜撐的需求撓曲強度應至少等於對角斜撐接合的需求撓曲強度。

2. 柱的需求撓曲強度至少應等於以下兩者中的較小者：

a. 柱等於 $1.1R_y F_y Z / \alpha_s$ ；或

b. 以超強地震力計算的彎矩，對柱基板或基礎由韌性限制狀態所控制的設計。

解說：

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。

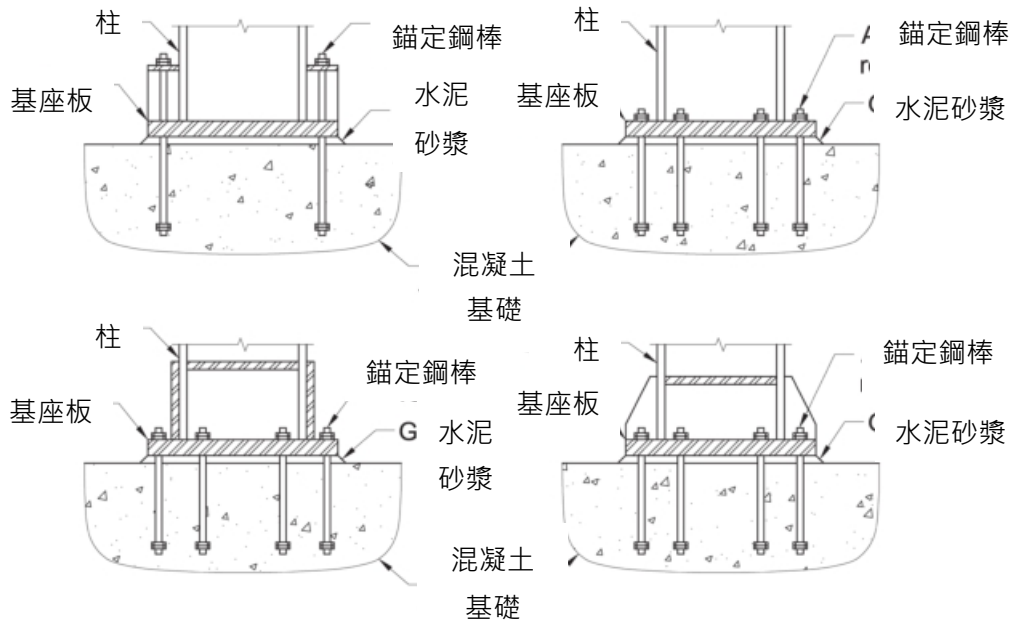


圖 C14.4.2-7 彎矩構架之剛性基座範例

- (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。

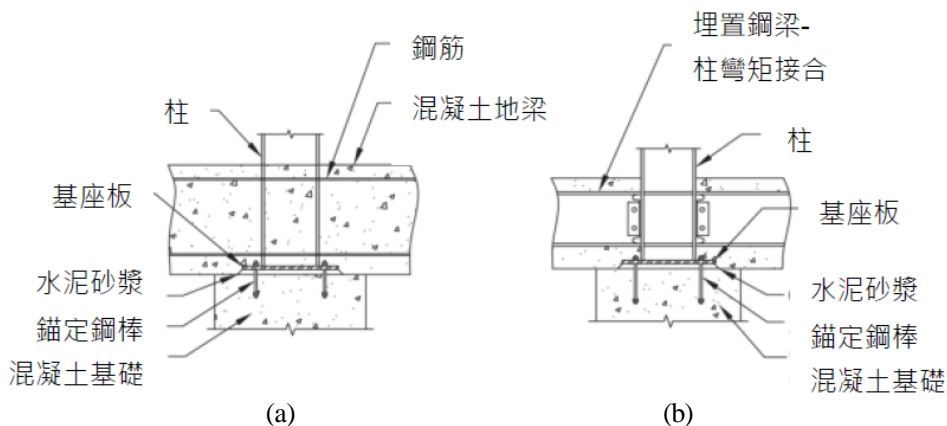


圖 C14.4.2-8 柱基板固定於地梁內範例

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 合成構材的接合

建築物採用鋼材與混凝土所合成之系統的接合。其中地震力在鋼構件與鋼筋混凝土構件之間傳遞，其接合強度的計算應滿足本節規定。除非通過分析或試驗確定接合強度，否則用於接合設計的模型應滿足下列要求：

(a) 鋼構材與鋼筋混凝土間的力量傳遞應透過：

- (1) 由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必要夾緊力的剪力摩擦強度；或
- (4) 上述方法的組合。

只有在勁度與變形能力的機制相容時，才允許不同機制的組合。就接合力傳遞機制而言，應忽略任何鋼結構與鋼筋混凝土間的任何潛在握裹強度。

(b) 標稱承壓強度與剪力摩擦強度應符合ACI 318的規定。除非是透過反復載重試驗而證實具有較高的強度，否則對於AISC 341-16第G3、H2、H3、H5及H6節中所敘述的合成地震力系統，其標稱承壓強度與剪力摩擦強度應折減25%。

(c) 當梁埋入鋼筋混凝土柱或牆時應於鋼梁翼板表層間設置加勁的承壓板。

(d) 以混凝土包覆型的鋼骨梁柱節點區的標稱剪力強度，應分別依規範第14.7.6.5節與ACI 318第18.8節所規定的鋼材與圍束鋼筋混凝土標稱剪力強度疊加求得。

(e) 合成構材中應以鋼筋混凝土中之鋼筋抵抗全部拉力。此外，混凝土應以橫向鋼筋提供圍束。如果有需要，所有鋼筋應有充分的拉力或壓力伸展長度，使其超出所需抵抗力的範圍。伸展長度應依據ACI 318第25章規定。

(f) 合成構材接合應滿足下列額外規定：

- (1) 當以樓版傳遞水平力時，應設計並含錨定在內之鋼筋，以承受樓版中所有臨界斷面的面內拉力，包括與匯集梁、柱、對角斜撐與牆的連接位置。
- (2) 對於鋼構材或合成梁或鋼筋混凝土以及包覆型合成柱之間的接合，除合乎以下條件的修正外，應在與柱的接合區域內設置橫向箍筋，並滿足ACI 318第18.8節的規定：
 - (i) 鋼結構構架，被視為可提供圍束的寬度等於與銲接於梁翼板表面間的承壓板寬度。
 - (ii) 當接合係由經由承壓板，防止混凝土表面保護層剝落的方式來限制時，環繞箍筋允許採疊接方式。
 - (iii) 應詳細說明合成柱之鋼筋混凝土中縱向鋼筋尺寸和佈設，使梁柱接合區之鋼筋因傳遞在接合區域內有關柱彎矩變化引致力量所造成的滑動降至最小。

解說：

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。

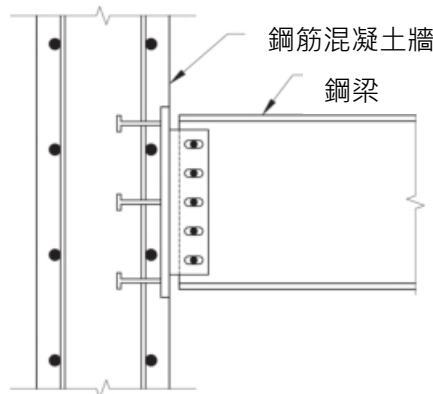


圖 C14.4.2-9 垂直載重下鋼梁與鋼筋混凝土牆之剪力接合

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)。

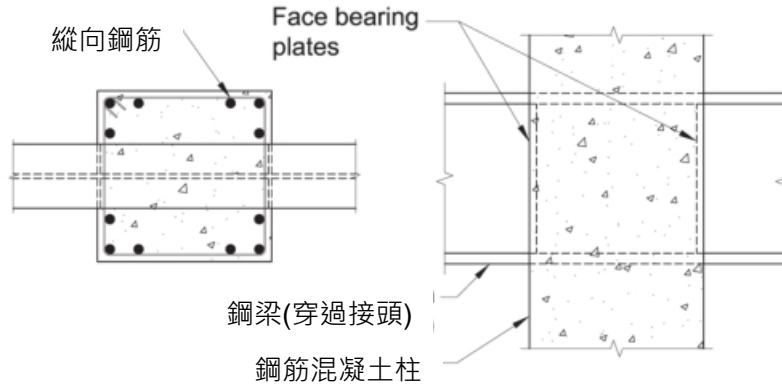


圖 C14.4.2-10 鋼筋混凝土柱與鋼梁之彎矩接合

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行的經驗模型(ACI, 2002; Kitayama et al., 1987)。

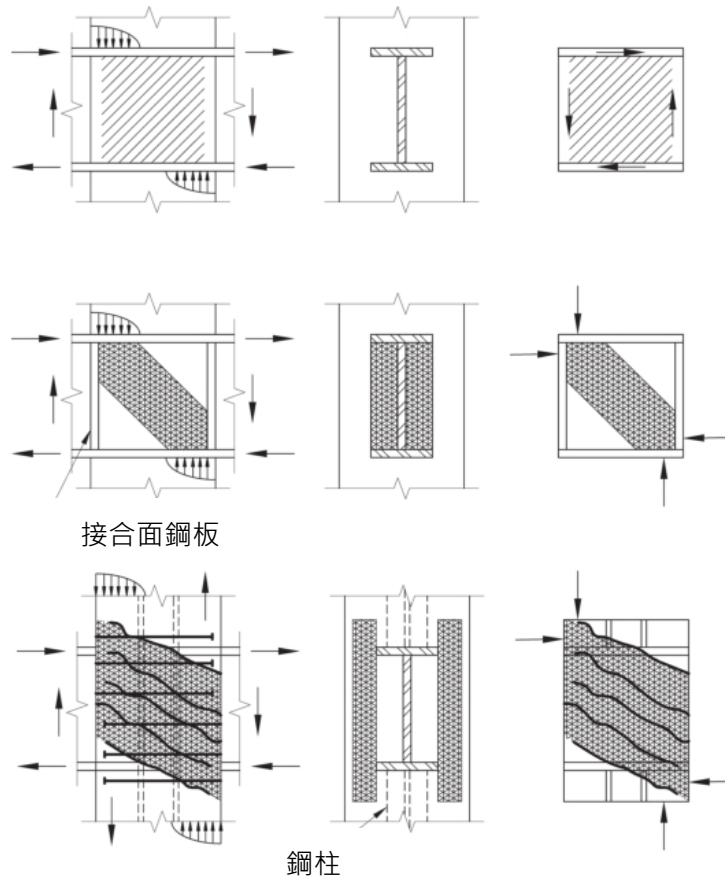


圖 C14.4.2-11 鋼梁與鋼筋混凝土柱接合區之剪力傳遞機制(Deierlein et al.,1989)

- (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:

$$V_n = V_c + V_{st} + V_{wn} \tag{C14.4-1}$$

其中:

$$V_c = 0.586\gamma A_{cp} f'_c \cdot tf \text{ (kN)} \tag{C14.4-1}$$

γ : 28(填充型矩形柱)。

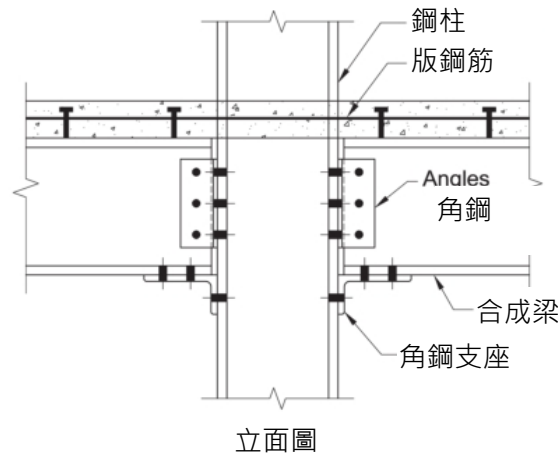
: 24(填充型圓形柱)。

A_{cp} : 節點區的混凝土核心面積, cm^2 (mm^2)。

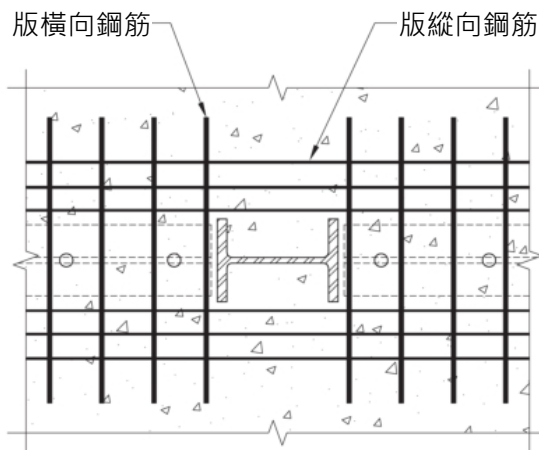
V_{st} : 根據規範 10.4.1 節計算之填充型合成柱剪力強度, tf (kN)。

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

若鋼擴頭釘錨定器或銲接錨定鋼筋屬於中級或特殊地震力抵抗系統(SFRS)的一部分時，其剪力與拉力強度應規範第十章之規定強度折減25%，且鋼擴頭釘錨定器的直徑須小於1.9 cm(19 mm)。

解說：

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 非地震力抵抗系統構材與接合的變形諧合

如果適用建築相關規範要求，不屬於抗地震力系統(SFRS)的構材與接合的變形諧合，則構件應設計使同時滿足抵抗重力載重，及依建築規範計算之層間位移所產生的構材變形效應。

解說：

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，若減少剪力板中螺絲的數量，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。

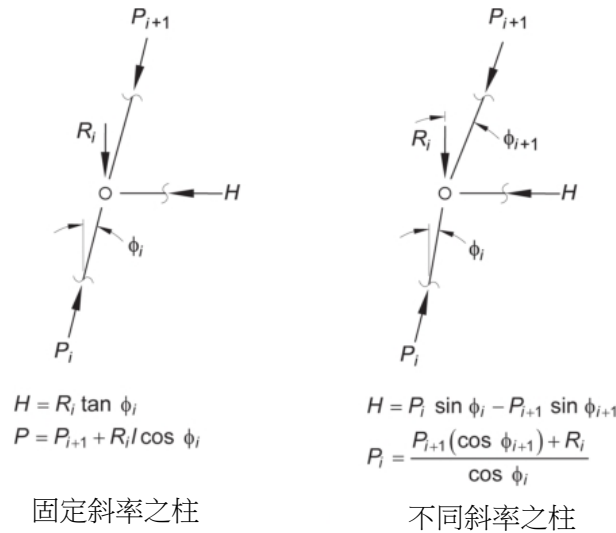


圖 C14.4.3-1 斜柱對層間水平力的影響

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，以保持在重力下能支撐，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 設計需求

H 型鋼樁的設計應符合規範中有關承受組合載重的設計需求。屬於 ASCE/SEI 7 定義分類之 E 級或 F 級 H 型鋼樁，應滿足規範 5.1.1 節中等韌性構件的要求。

解說：

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 強度及超過 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。根據試體結果得出 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。

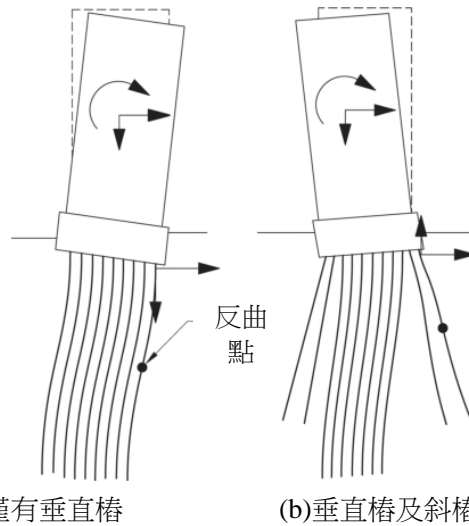


圖 C14.4.4-1 力量各別施加於樁時樁所產生的變形

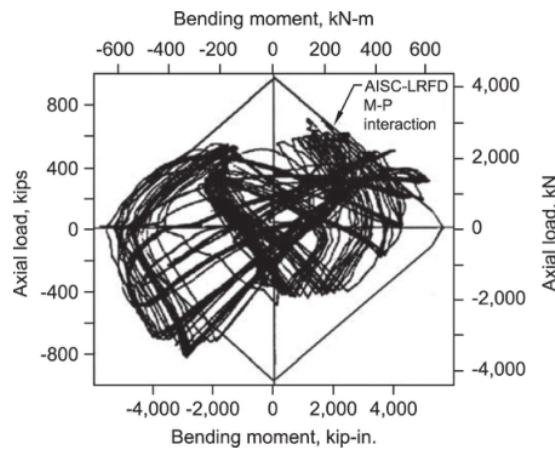


圖 C-D4.2. H 型鋼樁同時受軸力及彎矩試驗之交互影響圖

14.4.4.2 傾斜的 H 型鋼樁

樁群中同時存在斜樁與垂直樁時，垂直樁應設計為可單獨承受包含靜載重與活載重在內的組合效應，斜樁貢獻則不可計入。

解說：

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

每根樁的拉力應藉由下列機制將力量傳遞至樁帽，如剪力樺、鋼筋或錨釘等以銲接方式嵌入樁內。

解說：

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符合規範第5.1.3和10.2.1節所要求的保護區內相關規定。

解說：

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

鋼結構普通抗彎構架應遵循本節條文設計。

14.5.2 設計基準

根據本節條文設計之普通抗彎構架(OMF)，其構件與接合預期提供最小非線性變形能力。

解說：

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

本節無額外的分析規定。

14.5.4 系統規定

本節無額外的系統規定。

解說：

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 基本規定

除鋼結構設計規範之限制外，對於普通抗彎構架之構件無任何寬厚比之限制，在梁與接頭中，亦沒有穩定性側撐之規定。在普通抗彎構架中，結構用鋼梁允許與鋼筋混凝土樓板複合共同承載重力載重。

14.5.5.2 保護區

普通抗彎構架之構件無指定保護區。

解說：

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

梁柱接頭可允許為依據本節規定之完全束制(FR)或部分束制(PR)抗彎接頭。

14.5.6.1 必要關鍵銲接

梁翼與柱之全節點滲透開槽銲接為必要關鍵銲接，且應滿足14.2.2與14.15.2.3節條文之規定。

14.5.6.2 完全束制抗彎接頭

完全束制抗彎接頭為地震力抵抗系統(SFRS)者，應至少滿足下列條文規定之一：

(a)完全束制抗彎接頭之需求撓曲強度應視使用之設計方法決定，等於梁預期撓曲強度 $R_y M_p$ 之1.1倍(載重與強度係數法)，並除以 α_s ，其中 α_s 為載重與強度因子設計(LRFD)法-容許強度設計(ASD)法之力量等級調整因子， $\alpha_s=1.0$ (LRFD)， $\alpha_s=1.5$ (ASD)。

依不同設計方法，接頭之需求剪力強度 V_u 或 V_a ，應根據容量受限地震載重效應決定之，容量受限地震載重效應 E_{cl} 應由下列公式決定：

$$E_{cl}=2[1.1R_y M_p]/L_{cf} \quad (14.5-1)$$

其中：

L_{cf} ：梁淨長度，cm (mm)。

M_p ： $= F_y Z$ ，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。

(b)完全束制抗彎接頭之需求撓曲強度與需求剪力強度，應分別以系統傳遞至接頭之最大彎矩與其對應之剪力設計，此應包含材料超強與應變硬化效應。

(c)寬翼梁與寬翼柱翼板之完全束制抗彎接合應滿足E2.6或E3.6節規定或下列條文規定：

(1)梁柱接頭中所有銲接應滿足ANSI/AISC 358第三章之規定。

(2)梁翼板應以全節點滲透開槽銲接與柱翼板接合。

(3)扇形開孔形狀應根據AWS D1.8/D1.8M中第6.11.1.2款之規定，扇形開孔品質要求應根據AWS D1.8/D1.8M中第6.11.2款之規定。

(4)連續板應滿足14.7.6.6節條文規定。

例外：

連續板與柱翼板之銲接接合，允許使用全節點滲透開槽銲、具輪廓倒角(contouring fillets)之雙邊部份節點滲透開槽銲或雙邊填角銲，或部分節點滲透開槽銲與填角銲之組合。接合需求強度應不小於連續板與柱翼板接觸面積可提供之有效強度。

(5)梁腹板與柱翼板之接合，應於上下扇形開孔間使用全節點滲透開槽銲接，或依據14.5.6.2節第(a)項需求剪力強度設計栓接單板之剪力接合。

解說：

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(椽)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，可不必要求。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滿足下列規定：

- (a)接合應依據2.2節與2.3節中之適用載重組合所得之最大彎矩與剪力設計。
- (b)設計時，應考慮部分束制抗彎接頭之勁度、強度與變形容量，且應包含對整體構架穩定性之效應。
- (c)接合標稱撓曲強度 $M_{n,PR}$ 應不小於該接合梁塑性彎矩強度(M_p)之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)之50%。

- (d)視不同設計方法所取之 V_u 或 V_a ，應依據公式(14.5-1)決定之，其中 M_p 以 $M_{n,PR}$ 取代。

解說：

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)。

14.6 部分抗彎構架

14.6.1 適用範圍

鋼結構部分抗彎構架應遵循本節條文設計。

14.6.2 設計基準

根據本節條文設計之部分抗彎構架(IMF)，預期藉由梁及柱之撓曲降伏與柱交會區之剪力降伏，以提供有限的非線性變形能力。包含交會區與連續板之梁柱接合設計，應根據14.6.6.2節所要求之性能及符合14.6.6.3節驗證需求之接合試驗。

解說：

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

本節無額外的分析規定。

14.6.4 系統規定

14.6.4.1 梁之穩定性側撐

梁之側撐應滿足14.4.1.2節第a項中等韌性構件之規定。

此外，除經試驗證明外，梁側撐應放置靠近集中力、斷面變換、與其他經分析證實於部分抗彎構架在非線性變形時之塑鉸形成處。穩定性側撐之配置應與ANSI/AISC 358之預先驗證合格接頭相符，否則應依據14.16.1節之接合預先驗證或14.16.2節之驗證試驗程序決定。鄰近塑鉸之側向支撐需求強度應符合14.4.1.2節第c項之規定。

解說：

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 基本規定

梁柱構件除經試驗證明合格外，應滿足14.4.1節中等韌性構件之規定。在部分抗彎構架(IMF)中，結構用鋼梁允許與鋼筋混凝土樓板複合以共同承載重力載重。

14.6.5.2 梁翼板

根據14.6.5.3節之定義，在保護區內改變梁翼板面積須採漸進之方式，除非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以提供所需之層間位移角者外，否則不允許在梁翼上鑽洞或梁翼寬度上切削，此翼板型式應與ANSI/AISC 358之預先驗證合格接合相符，否則應依據14.16.1節之接合預先驗證或14.16.2節之驗證試驗程序決定。

14.6.5.3 保護區

梁端部承受非線性應變之區域應指定為保護區，且保護區應滿足14.4.1.3節之規定。保護區之範圍應如ANSI/AISC 358所指定之範圍，否則應依據14.16.1節之接合預先驗證或14.16.2節之驗證試驗程序決定。

解說：

部分抗彎構架(IMF)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，提供組成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

梁柱接頭可允許為依據本節規定之完全束制(FR)或部分束制(PR)抗彎接頭。

14.6.6.1 必要關鍵銲接

下列銲接為必要關鍵銲接，應滿足14.2.2與14.15.2.3節之條文規定：

- (a)柱續接之開槽銲。
- (b)柱與柱底板間銲接。

例外：

當滿足下列兩項情況時，不需考慮必要關鍵銲接：

- (1)因束制條件致柱構件位於或接近柱底板處不發生塑鉸。
- (2)且在含放大超強度地震力之載重組合下柱構件不存在拉力者，不需使用必要關鍵銲接。
- (c)梁翼及梁腹與柱間之全節點滲透開槽銲接，在ANSI/AISC 358另有指定，或依據14.16.1節之接合預先驗證或14.16.2節之驗證試驗程序決定者除外。

解說：

對於必要關鍵銲接的指定，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銲接被指定為必要關鍵銲接，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 梁柱接合要求

抵抗地震力系統(SFRS)中之梁柱接合應滿足下列規定：

- (1)接合應至少可提供0.02弧度的層間位移角。
- (2)在0.02弧度之層間位移角時，該接合於柱面量測之撓曲強度應至少為梁 M_p (標稱塑性彎矩強度)的0.80倍。

解說：

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

抵抗地震力系統(SFRS)採用之梁柱接合應由下列任一項以滿足14.6.6.2節之條文規定：

- (a)依據ANSI/AISC 358設計之部分抗彎構架(IMF)接合。
- (b)依據14.161節預先驗證之部分抗彎構架(IMF)接合。
- (c)依據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要求即可：
 - (1)發表於研究文獻的試驗報告，或為其他專案計畫目的測試所獲得之試驗文件，惟該試驗應符合14.16.2節限制。
 - (2)特別為專案而執行之試驗，且此試驗能代表專案之構件尺寸、材料強度、接合配置與相符接合程序者，惟應符合14.16.2節限制。

解說：

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

接合之需求剪力強度應使用容量受限地震載重效應決定，容量受限水平地震載重 E_{cl} 應下列公式決定：

$$E_{cl} = 2[1.1R_y M_p] / L_h \quad (14.6-1)$$

其中：

L_h ：梁塑鉸間之距離，如試驗報告或AISC 358之定義，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。

解說：

例外：接合之需求剪力強度應如ANSI/AISC 358之規定，或另依據14.16.1節之接合預先驗證或14.16.2節之驗證測試程序決定，以取代公式(14.6-1)。

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

無額外的交會區規定。

解說：

註：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節條文之規定。

解說：

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節之要求。

解說：

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

鋼結構中之特殊抗彎構架應遵循本節設計。

14.7.2 設計基準

根據本節條文設計之特殊抗彎構架(SMF)，藉由構架中梁之撓曲降伏與柱交會區之有限降伏，預期提供顯著非線性變形能力，或透過藉由梁到柱接合降伏的實證分析與測試，顯示抗彎構架系統之等效性能。除本節允許者外，柱應設計較全降伏且發展應變硬化之梁強。柱底允許發生撓曲降伏。包含交會區與連續板之梁柱接合，應依據可提供14.7.6.2節所要求之性能及證實與14.7.6.3節要求一致之接合試驗設計之。

14.7.3 分析

針對由獨立平面構架所組成之特殊抗彎構架系統，並無額外的分析規定。

針對抗彎構架系統，包含構成在正交或多軸向之部份兩相交特殊抗彎構架的柱構件，而

14.7.4.1節的柱分析應同時考慮在兩正交方向的潛在梁降伏。

解說：

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

梁柱接合應滿足下列關係：

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} > 1.0 \quad (14.7-1)$$

其中：

$\sum M_{pc}^*$ ：接頭上、下柱推算至梁中心線之柱(包含使用擴柱)標稱撓曲強度總和，此撓曲強度應考慮柱軸力之折減。依不同設計方法， $\sum M_{pc}^*$ 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，則使用此兩中心線之中線。

$\sum M_{pb}^*$ ：梁塑鉸處預期撓曲強度推算至柱心之總和。依不同設計方法， $\sum M_{pb}^*$ 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，in² (mm²)。

F_{yb} ：梁規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

F_{yc} ：柱規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

M_{pr} ：塑鉸最大可能彎矩，根據ANSI/AISC 358之定義，或依據14.161節之預先接合認證，亦或依據14.162節之預先程序認證測試，tf-cm (kN-mm)。

M_v ：基於LRFD或ASD載重組合，從塑性鉸位置至柱中心線的剪力放大引起的附加彎矩，tf-cm (kN-mm)。

P_r ：根據14.4.1.4節第a項要求的軸向抗壓強度，tf (kN)。

Z_c ：柱對彎曲軸之塑性斷面模數，cm³ (mm³)。

例外：

當滿足(a)或(b)條件時，本規定之公式(14.7-1)則不適用。

(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 P_{rc} 小於 $0.3P_c$ 之柱構件滿足下列任一項者：

(1)使用於單層樓建築或多層樓建築之頂層柱構件。

(2)任何滿足條件(i)及(ii)之柱構件，條件(i)所有豁免柱有效剪力強度總和低於該樓層所有抗彎構架柱在同方向力作用下有效剪力強度總和之20%；條件(ii)該樓層任一抗彎構架柱線上所有豁免柱有效剪力強度總和低於該柱線內之所有抗彎構架柱有效剪力強度總和之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%以內之平行線上。

依不同設計方法，標稱抗壓強度 P_c 應為：

$$P_c = F_{yc} A_g / \alpha_s \quad (14.7-4)$$

且需求軸向強度 $P_{rc} = P_{uc}$ (LRFD) 或 $P_{rc} = P_{ac}$ (ASD)。

(b)任一樓層之有效剪力強度與需求剪力強度比值較上一樓層大50%者之柱構件。

解說：

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 梁之穩定性側撐

梁之側撐應滿足14.4.1.2節第b項高韌性構件之規定。

此外，除經試驗證明外，梁側撐應放置靠近集中力、斷面變換、與其他經分析證實於特殊抗彎構架在非線性變形時之塑鉸形成處。穩定性側撐之配置應與ANSI/AISC 358之預先驗證合格接頭相符，否則應依據14.16.1節之接合預先驗證或14.16.2節之驗證試驗程序決定。

鄰近塑鉸之穩定性側撐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

當梁與柱之腹板共面時，且柱於交會區外保持彈性，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14.7-1式所計算之柱梁彎矩比大於2時，允許假設柱保持彈性。

當柱於交會區外未能保持彈性，則應遵守下列規定：

(a)柱翼板在梁上下翼板高程處均須設置側向支撐。穩定性側撐允許採用直接或間接方式提供。

(b)依不同設計方法，每一柱翼板側撐構件之需求強度應等於2%之有效梁翼強度 $F_y b_f t_{bf}$ 除以 α_s ，其中， b_f 為翼板寬度(cm (mm))， t_{bf} 為梁翼板厚度(cm (mm))。

2.無側撐接合

梁柱接合在與抗震構架平面垂直方向無側撐之柱構件，應以垂直抗震構架之相鄰側撐間距離做為柱之挫屈高度設計之，且除滿足下列者外，應符合第九章之要求：

(a)柱之需求強度應根據適用的建築規範含超強因子地震力之載重組合決定之。

超強因子之地震載重 E_{mh} 不需超過以梁有效撓曲強度或交會區有效剪力強度為基礎所得之構架有效強度的125%。

(b)柱之細長比 L/r 應不超過60，其中， L 為柱長度(cm (mm))， r 為控制迴轉半徑(cm (mm))。

(c)垂直於抗震構架平面之柱需求撓曲強度應包含14.7.4.3節第(1)之(b)項中梁翼板力量作用所引致之彎矩加上柱翼板側向位移所引致二次彎矩。

解說：

註：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**

梁柱構件除經試驗證明合格外，應滿足14.4.1.1節高韌性構件之規定。在特殊抗彎構架(SMF)中，結構用鋼梁允許與鋼筋混凝土板複合共同抵抗重力載重。

14.7.5.2 梁翼板

在塑鉸區範圍內，不允許梁翼突然改變斷面，除非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以提供所需之層間位移角者外，否則不允許在梁翼上鑽洞或梁翼寬度上切削，此翼板型式應與ANSI/AISC 358之預先驗證合格接合相符，否則應依據14.16.1節之接合預先驗證或14.16.2節之驗證試驗程序決定。

14.7.5.3 保護區

梁端部承受非線性應變之區域應指定為保護區，且保護區應滿足14.4.1.3節之規定。保護區之範圍應如ANSI/AISC 358所指定之範圍，否則應依據14.16.1節之接合預先驗證或14.16.2節之驗證試驗程序決定。

解說：

註：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 必要關鍵銲接**

下列銲接為必要關鍵銲接，應滿足14.2.2節與14.15.2.3節之條文規定：

- (a)柱續接之開槽銲。
- (b)柱與柱底板間銲接。

例外：當滿足下列兩項情況時，必要關鍵銲接不需考慮：

- (1)因束制條件致柱構件位於或接近柱底板處不發生塑鉸。
 - (2)在含放大超強因子地震力之載重組合下柱構件不存在拉力者。
- (c)梁翼及梁腹與柱間之全節點滲透開槽銲接，在ANSI/AISC 358另有指定，或依據14.16.1節之接合預先驗證或14.16.2節之驗證試驗程序決定者除外。

解說：

對於必要關鍵銲接的指定，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銲接被指定為必要關鍵銲接，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銲接者，可能未被本規範認定為必要銲接。

14.7.6.2 梁柱接合

抵抗地震力系統(SFRS)中之梁柱接合應滿足下列規定：

- (1)接合應至少可提供0.04弧度的層間位移角。
- (2)在0.04弧度之層間位移角時，該接合於柱面量測之撓曲強度應至少為梁 M_p (標稱

塑性彎矩強度)的0.80倍。除非，抗彎構架系統符合ASCE/SEI 7的12.2.1.1或12.2.1.2節之實證分析，證明其等效性能。

14.7.6.3 一致性驗證

抵抗地震力系統(SFRS)採用之梁柱接合應由下列任一項以滿足14.7.6.2節之條文規定：

- (a)依據ANSI/AISC 358設計之特殊抗彎構架(SMF)接合。
- (b)依據14.16.1節預先驗證之特殊抗彎構架(SMF)接合。
- (c)依據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要求即可：
 - (1)發表於研究文獻的試驗報告，或為其他專案計畫目的測試所獲得之試驗文件，惟該試驗應符合14.16.2節限制。
 - (2)特別為專案而執行之試驗，且此試驗能代表專案之構件尺寸、材料強度、接合配置與相符接合程序者，惟應符合14.16.2節限制。

14.7.6.4 需求剪力強度

接合之需求剪力強度應使用容量受限地震載重效應決定之，容量受限水平地震載重 E_{cl} 應依下列公式決定：

$$E_{cl}=2M_{pr} / L_h \quad (14.7-5)$$

其中：

- L_h ：梁塑鉸間之距離，如試驗報告或AISC 358之定義，cm (mm)。
- M_{pr} ：塑鉸最大可能彎矩，定義於14.7.4.1節中，tf-cm (kN-mm)。

當公式(14.7-5)定義之 E_{cl} 使用於容許強度設計法之載重組合，並加入其他瞬間載重，其中根據ASCE/SEI 7定義，瞬間載重之組合係數0.75不適用於 E_{cl} 。

當應用公式(14.7-1)之例外於14.7.4.1節時，可容許剪力 E_{cl} 根據梁端部彎矩對應於柱預期撓曲強度乘上1.1。

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之。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：

- $\phi_v=1.0$ (載重與強度係數法)
- $\Omega_v=1.50$ (容許強度設計法)

而標稱剪力強度 R_n 根據剪力降伏極限狀態依11.10.6節決定之。或者交會區之需求厚度應依據調整試驗或預先驗證合格接合之交會區強度決定之。

用於計算交會區需求剪力強度之梁彎矩不超過1.1倍的柱預期撓曲強度。

2. 交會區厚度

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 ：柱腹板或單獨疊合板厚度，cm (mm)。

d_z ：接合中較深梁之 $d-2t_f$ ，cm (mm)。

w_z ：柱翼板間之交會區寬度，cm (mm)。

當使用塞鐸將柱腹板與疊合板結合時，可容許使用交會區總厚度以滿足公式(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 已修正為塞鐸間之距離。當當需要使用塞鐸時，應依據公式(14.7-6)最少提供四道塞鐸。

3. 交會區之疊合板

若使用疊合板，則其厚度不得小於0.6 cm，且須符合下列要求：

當交會區之需求強度大於設計強度或交會區不符合E3-7式時，則須使用疊合板。疊合板裝設位置可分為需與腹板接觸貼合或需與腹板隔開。疊合板與柱腹板接觸貼合時，疊合板與柱腹板間之間隙可允許設計最大為0.2 cm。當疊合板與腹板隔開時，疊合板應成對地對稱裝設於柱腹板的兩側上。

疊合板與腹板接觸貼合時，須根據AWS D1.8/D1.38M之4.3節使用部分節點滲透開槽鐸(PJP)，使其從疊合板表面延伸至柱翼板，或使用填角鐸。與腹板隔開之疊合板與柱翼板鐸接時，應使用全節點滲透開槽鐸(CJP)、部分節點滲透開槽鐸或填角鐸。部分節點滲透開槽鐸(PJP)或填角鐸之要求強度應相等於疊合板厚度之有效剪力降伏強度。

(a) 無連續板之疊合板

疊合板及疊合板對柱翼板之鐸接接合，應延伸至少15 cm於較深抗彎構架梁之頂部或底部。針對疊合板與腹板接觸貼合，若疊合板本身厚度與柱腹板本身厚度滿足公式(14.7-6)，則根據鋼構規範表11.2-4之最小尺寸填角鐸，應提供沿疊合板邊緣頂部至底部。

(b) 有連續板之疊合板

疊合板可容許延伸於連續板上及下方，或裝設於連續板之間。

(1) 延伸疊合板

延伸疊合板應與腹板接觸貼合，延伸疊合板及疊合板與柱翼板之鐸接接合，應至少延伸15 cm於較深抗彎構架梁之頂部上方及底部下方。依據14.7.6.6節第2之(c)項之規定，連續板應鐸接至延伸疊合板，而在連續板頂部及底部邊緣不需鐸接。

(2) 裝設於連續板間之疊合板

裝設於連續板間之疊合板，可容許與腹板貼合或與腹板隔開。疊合板與柱翼板間之鐸接應延伸於連續板之間，但當距離連續板不足2.5 cm時可容許停止，而疊合板之頂部與底部須與全長度之連續板鐸接，藉此與柱腹板貼合。疊合板接連續板之要求強度應等於在連續板貼合長度之總疊合板厚度有效剪力降伏強度之75%。

解說：

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

連續板應按本節要求。

例外：本節不適用下列情況：

- (a) 依據14.16.1節之接合預先驗證，以其他方式決定連續板。
- (b) 針對試驗子結構省略連續板，且已配對原型梁、柱尺寸及梁跨距之條件下，該接合依據14.16.2節進行驗證。

1. 需要連續板的條件

在下列情況下，須提供連續板：

- (a) 當柱面處之需求強度大於依據規範11.10節之規定使用適用的局部極限狀態所得的柱之有效強度時，若需要，連續板應滿足11.10節與14.7.6.6節第2項之規定。針對梁翼板與柱翼板銲接之接合，柱構件須具備足夠有效強度，以抵抗柱面最大可能彎矩 M_f 。

- (b) 當柱翼板厚度小於依據本規定所計算之極限厚度 t_{lim}

- (1) 當梁翼板與W型或組合H型鋼柱之翼板銲接時，其極限柱翼板厚度為：

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{6} \quad (14.7-7)$$

- (2) 當梁翼板與箱形寬翼柱中H型鋼之翼板銲接時，其極限柱翼板厚度為：

$$t_{lim} = \frac{b_{bf}}{12} \quad (14.7-8)$$

2. 連續板規定

當需使用連續板時，應符合本節下列之要求：

- (a) 連續板寬度

連續板之寬度須符合下列規定：

- (1) 對於W型柱，連續板最少應由柱腹板延伸至對應較寬翼板端點之背面處。
- (2) 對於箱形翼板柱，連續板應將整個寬度從柱腹板延伸到柱的側板。

- (b) 連續板厚度

連續板之最小厚度應符合下列要求：

- (1) 針對單梁接合，連續板厚度應至少為梁翼板厚度之50%
- (2) 針對雙梁接合，連續板厚度應至少為柱構件兩側之較厚梁翼板厚度之75%。

- (c) 連續板銲接

連續板須使用全節點滲透開槽銲與柱翼板銲接。

連續板應使用開槽銲或填角銲銲接於柱腹板或延伸出的疊合板上。連續板至柱腹板或延伸出的疊合板之銲接接合需求強度應為下列較小者：

- (1) 連續板對已接觸梁翼板之柱翼板接觸區域的有效拉力強度總和。
- (2) 連續板至柱腹板或延伸疊合板之接觸區域的有效剪力強度。
- (3) 當連續板與柱腹板銲接時，柱腹板之有效剪力強度；或當連續板與延伸出的疊合板銲接時，疊合板之有效剪力強度。

解說：

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節之要求。

例外：柱續接之需求強度，包括適當應力集中因子或破壞力學應力強度因子，不需超過規定之非線性分析所決定的強度。

1. 使用全節點滲透開槽銲之柱翼板續接銲接

翼板續接之銲道需使用全節點滲透開槽銲道，除非14.7.6.7節第2項另有許可。

2. 使用部分節點滲透開槽銲之柱翼板續接銲接

柱軸之規定最小降伏應力不得超過4.23 tf/cm²(415 MPa)，且較厚翼板之厚度至少為較薄翼板厚度之105%。部分節點滲透開槽銲接可容許用於翼板續接，且應符合下列要求：

(a) 部分節點滲透開槽翼板銲接，應提供至少為較薄柱翼板厚度85%的最小總有效喉深。

(b) 從較薄翼板外側至較厚翼板外側，應提供銲道厚度的平滑轉換，該轉換之斜率不得大於1/2.5。此斜率可透過傾斜銲接表面，或將較厚翼板倒角至厚度大於較薄翼板厚度的5%，或透過此兩種方法的組合而達成。

(c) 不同寬度之柱翼板間的變斷面轉換，應符合14.4.2.5第b之(2)之(c)項之規定。

(d) 當使用雙斜面開槽銲道之翼板銲接時(例:在翼板兩側):

(1) 未熔合根面應於較薄翼板中間置中。

(2) 應於包含開槽銲接前置作業之柱斷面中，提供符合本規範之扇形開孔。

(e) 較薄翼板厚度小於6.3 cm時，且為單斜面開槽銲接，應不需要扇形開孔。

3. 使用全節點滲透開槽銲之柱腹板續接銲接

柱腹板銲接應使用開槽銲，且須延伸至扇形開孔。銲接端部可從斜面端部使用約一銲道尺寸之分段多層銲疊置次序退後。

4. 使用部分節點滲透開槽銲之柱腹板續接銲接

當使用符合14.7.6.7節第2項規定之部分節點滲透開槽銲於柱翼板時，且較厚之腹板厚度至少為較薄腹板厚度105%時，可容許使用部分節點滲透開槽銲於於柱翼

板，且須符合下列要求：

- (a)部分節點滲透開槽翼板銲接，應提供至少為較薄柱腹板厚度85%的最小總有效喉深。
- (b)從較薄腹板外側至較厚腹板外側，應提供銲道厚度的平滑轉換。
- (c)當使用單斜面開槽銲時，較薄腹板之厚度不得大於6.3 cm。
- (d)在沒有提供扇形開孔的情況下，在柱腹板k區域之間延伸腹板全長之開槽處準備進行腹板銲接。銲接端部可容許從斜面端部使用約一銲道尺寸之分段多層銲疊置次序退後。
- (e)當有提供扇形開孔時，於柱腹板開槽並延伸至扇形開孔以進行腹板銲接。銲接端部可容許從斜面端部使用約一銲道尺寸之分段多層銲疊置次序退後。

5. 栓接柱之續接

栓接柱之續接應至少具有等於較小柱構件 $R_y F_y Z_x / \alpha_s$ 的需求撓曲強度，其中 Z_x 為 x 軸塑性斷面模數。柱腹板續接之需求剪力強度應至少等於 $\sum M_{pc} / (\alpha_s H_c)$ ，其中 $\sum M_{pc}$ 為柱上方及下方端部的塑性撓曲強度總和。

14.8 普通懸臂柱系統

14.8.1 適用範圍

結構中之普通懸臂柱系統(OCCS)應遵循本節設計。

14.8.2 設計基準

根據本節條文設計之普通懸臂柱系統(OCCS)，預期藉由柱構件之撓曲降伏，預期提供最小非線性變形能力。

14.8.3 分析

本節無額外的分析規定。

14.8.4 系統規定

14.8.4.1 柱構件

柱構件應使用含超強地震力之載重組合設計之。對於這些載重組合，柱需求軸向強度 P_{rc} 不應超過柱有效軸向強度 P_c 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

本章無額外的規定。

14.8.5.2 柱翼板

無額外的柱翼板之規定。

14.8.5.3 保護區

無指定保護區。

14.8.6 接合

14.8.6.1 必要關鍵銲接

本系統無必要關鍵銲接。

14.8.6.2 柱基

柱基應依據14.4.2.6節之規定設計。

14.9 特殊懸臂柱系統

14.9.1 適用範圍

鋼結構之特殊懸臂柱系統(SCCS)應遵循本節設計。

14.9.2 設計基準

根據本節條文設計之特殊懸臂柱系統(SCCS)，預期藉由柱構件之撓曲降伏，預期提供有限的非線性變形能力。

14.9.3 分析

本節無額外的分析規定。

14.9.4 系統規定

14.9.4.1 柱構件

柱構件應使用含超強地震力之載重組合設計之。對於這些載重組合，柱需求軸向強度 P_{rc} 不應超過柱有效軸向強度 P_c 的15%。

14.9.4.1 柱之穩定性側撐

柱構件應採用於14.4.1.2節第a項中分類為中等韌性之梁構件作為側向支撐，以滿足側向支撐之要求。

14.9.5 構材

14.9.5.1 基本規定

柱構件應滿足14.4.1.1節中高韌性構件的要求。

14.9.5.2 柱翼板

14.9.5.3節所定義之保護區內，不允許柱翼板斷面不連續的改變。

14.9.5.3 保護區

柱基承受非線性應變之區域應指定為保護區，且保護區應滿足D1.3節之規定。保護區之範圍長度除經試驗驗證外。

14.9.6 接合

14.9.6.1 必要關鍵銲接

下列銲接為必要銲接，應滿足14.2.2節與14.15.2.3節之條文規定：

- (1)柱續接之開槽銲。
- (2)柱與柱底板接合之銲接。

14.9.6.2 柱基

柱基應依據D2.6節之規定設計。

14.10 普通同心斜撐構架

14.10.1 適用範圍

鋼構造普通同心斜撐構架應遵循本節條文設計。

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_i 等於1.0之普通同心斜撐構架系統設計。 R_i 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構件組成之斜撐構架。若構件設計中已考慮超強度地震力所決定之偏心彎矩效應時，偏心量允許小於一倍梁深。

根據本節條文設計之普通同心斜撐構架(OCBF)，預期構件與接合提供有限的非線性變形能力。

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

由於預期對OCBF的限制為非彈性要求，當補充使用本規定要求的超強地震載重時，彈性分析被認為是足夠的。

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型支撐構架

V型與倒V型普通同心斜撐構架之梁構件，在遠離梁柱接合之斜撐接合處應為連續，並應滿足下列要求：

(a) 需求強度，應在假設斜撐不承載靜載重與活載重條件下決定之。在考慮含地震力效應之載重組合時，梁構件之地震力效應 E 應由下列決定之：

- (1) 斜撐。
- (2) 拉力應假設為下列之小者：
 - (i) 含放大地震力之載重效應。
 - (ii) 系統可發展之最大力。

(3) 斜撐壓力應假設為 $0.3P_n$ 。其中， P_n 為標稱軸向壓力強度，tf (kN)。

(b) 除非構件具有足夠面外強度與勁度以確保相鄰支撐點間之穩定性，否則至少在斜撐相交點配置一組側向支撐。

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型支撐構架

普通同心斜撐構架不允許採取K型斜撐構架形式。

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容許設置為多層式斜撐構架，須符合下列要求：

- (a) 斜撐結構須設置於每層結構之對稱位置上。
- (b) 斜撐結構需在每層中設置面內支架。
- (c) 柱構件在每個支柱對柱接合之位置須為扭轉斜撐。
- (d) 斜撐接合之要求強度須由適用建築法規之載重組合決定，包括超強地震載重及水平地震載重效應 E 加上修正係數1.5。
- (e) 支柱要求軸向強度須由適用建築法規之載重組合決定，包括超強地震載重及水平地震載重效應 E 加上修正係數1.5。在張力壓力X型斜撐中，上述力強度須在沒有壓縮斜撐之條件下決定。
- (f) 柱要求軸向強度須由適用建築法規之載重組合決定，包括超強地震載重及水平地震載重效應 E 加上修正係數1.5。
- (g) 針對所有載重組合，受軸向壓力的柱構件應設計其具備抵抗二次與幾何瑕疵效

應所導致的彎矩。最小值的部分，瑕疵效應可容許由應用於每層結構之面外水平標稱載重表示，且等於由接合於每層柱構件之壓力斜撐垂直載重的0.006倍。

(h)當使用純拉力斜撐構造時，若符合下列條件則要求(d)、(e)及(f)不需被滿足：

(1)所有斜撐具有大於或等於200之控制細長比。

(2)斜撐構架柱設計具備抵抗額外面內彎矩時。

針對由非平衡側向力造成之彎矩，使用基於預期斜撐強度之限制容量地震載重決定。張力之預期斜撐強度為 $R_y F_y A_g$ 。

其中：

F_y ：規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

R_y ：預期降伏應力與規定最小降伏應力 F_y 之比值。

在任一層之非平衡側向力不應小於受層結構上方及下方斜撐抵抗之較大水平斜撐構件的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 Fahnestock, 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

斜撐需符合14.4.1.1節中度韌性構件之要求。

例外：在純拉力構架之斜撐，且細長比大於200者，不需符合本要求。

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 細長比

V型與倒V型之斜撐構件應滿足 $KL/r \leq 4\sqrt{E/F_y}$ 之細長比。

其中：

E ：鋼彈性模數，tf/cm² (MPa)。

L_c ：有效斜撐長度(=KL)，cm (mm)。

K ：有效長度係數。

r ：控制迴轉半徑，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

梁之要求強度及其接合應使用超強度地震載重決定。

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

對角斜撐接合之需求強度需使用超強度地震載重決定。

例外：斜撐接合之需求強度不需超過下列：

- (a)受拉力下，預期降伏強度除以 α_s ，其中 α_s 由 $R_y F_y A_g / \alpha_s$ 決定， α_s =載重與強度因子設計法與容許強度設計法之力等級修正因子， $\alpha_s=1.0$ (載重與強度因子設計法)， $\alpha_s=1.5$ (容許強度設計法)。
- (b)受壓力下，視不同設計方法取斜撐預期壓力強度除以 α_s 。斜撐預期壓力強度允許取 $R_y F_y A_g / \alpha_s$ 或 $1.1 F_{cre} A_g / \alpha_s$ 之小者，其中除了以預期降伏應力 $R_y F_y$ 取代 F_y 外， F_{cre} 由第六章規定之 F_{cr} 公式決定之。用於計算 F_{cre} 之斜撐長度不應超過斜撐端部到另一端部間之距離。
- (c)當接合處使用擴大孔時，考慮螺栓滑動極限狀態之需求強度，不必超過所使用建築規範規定之地震載重組合，而不包括適用法規規定之超強度。

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。

14.10.7 隔震系統上之普通同心斜撐構架

隔震系統上的普通同心斜撐構架須符合本節及14.10節(包括14.10.4.1)之要求。

14.10.7.1 系統要求

在V型與倒V型斜撐構架中，柱間之梁構件應為連續。

14.10.7.2 構件

斜撐構件應滿足 $L_c / r \leq 4\sqrt{E / F_y}$ 之細長比。

解說：

相較於非隔震之同心斜撐構架，隔震後系統與構件之韌性需求大幅降低，於是，且梁構件也不需抵抗對應於斜撐構件非線性行為之力。然而，大部分工程師認為，因目前規範之目的在排除最大可信地震作用下倒塌，如果實際地震比設計考量大時，此系統之韌性可滿足結構避免倒塌的存活率，並維持可靠的基本要求如下：增加設計梁、柱及接合之載重與排除使用非韌性K型斜撐的配置。

除了所有斜撐須滿足 L_c / r 限制外，本節的要求與14.10.5節相似。在條件允許情況下，只承受拉力之斜撐構件不適用於隔震系統之上部結構。

14.10.4.1節之規定被認為已滿足設計隔震系統上部之普通同心斜撐構架，此乃因隔震系統上部構架系統之受力有限，且斜撐不預期發生挫屈，唯一的要求是在柱構件間之梁構件應為連續，仍然適用14.10.4.1節。

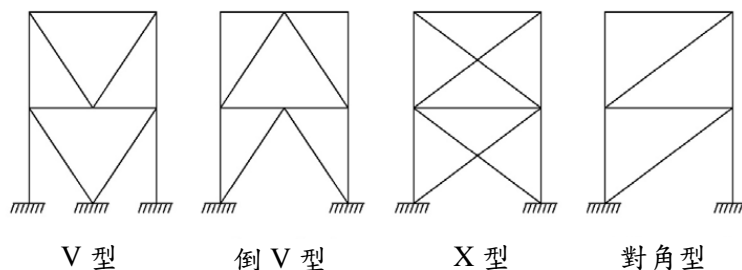
14.11 特殊同心斜撐構架

14.11.1 適用範圍

特殊同心斜撐構架應遵循本節條文設計。與特殊同心斜撐構架接合之匯集梁構件應考量列為系統的一部份。

解說：

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構件組成之斜撐構架。若設計中已考慮斜撐偏心所引致之構件與接頭

之力量，且不改變預期之非線性變形來源時，允許小於一倍梁深之偏心量。根據本節條文設計之特殊同心斜撐構架，預期主要藉由斜撐挫屈與受拉降伏，以提供顯著非線性變形能力。

解說：

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

特殊同心斜撐構架中，柱、梁及接合的需求強度需使用限制容量地震載重決定之。限制容量水平地震載重效應 E_{cl} ，應取下列分析結果之大者：

- (a)分析中假設所有斜撐皆發展出預期壓力或拉力強度。
- (b)分析中假設所有拉力斜撐皆發展出其預期拉力強度，且所有壓力斜撐皆發展出其後挫屈強度。
- (c)針對多層式斜撐構架，分析法可表示漸進降伏及最弱或最強樓層所產生之斜撐挫屈，而分析須考慮兩方向的構架載重。

斜撐構件之受力行為應以忽略重力載重效應之拉力或壓力決定，分析應考慮構架雙向載重。

斜撐之預期拉力強度為 $R_y F_y A_g$ ，其中 A_g 為全斷面積， cm^2 (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，其中除了以預期降伏應力 $R_y F_y$ 取代 F_y 外， F_{cre} 由第六章規定之 F_{cr} 公式決定之。用於計算 F_{cr} 之斜撐長度不應超過斜撐端部到另一端部間之距離。斜撐預期後挫屈強度最大取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量可忽略不計。
- (b)柱需求強度不需超過下列小者：
 - (1)基礎傾覆上舉阻抗所對應之力量。
 - (2)定義於非線性分析所得之力量。
- (c)斜撐接合之要求強度須符合14.11.6.3節之規定。

解說：

註：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：

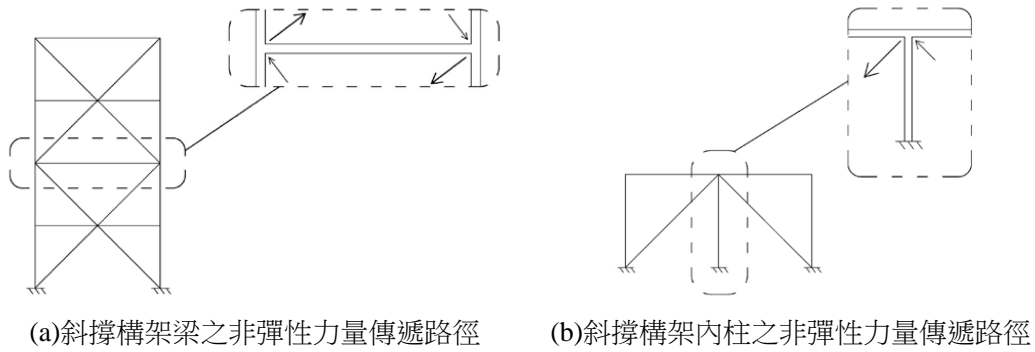
- (1)兩層樓X形斜撐構架中，未與斜撐相交之梁(如圖C14.11.3-1(a)三樓梁)。
- (2)多跨斜撐構架系統之內柱(如圖C14.11.3-1(b)所示)。

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：

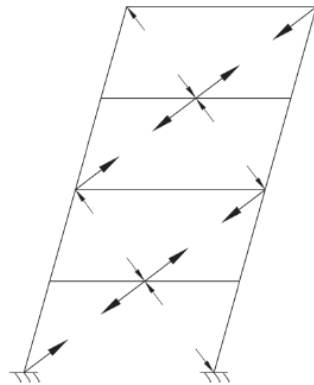
- (1)一組分析考量所有斜撐構件皆發展出最大軸力。
- (2)一組分析考量受拉斜撐發展出其最大軸力強度，而受壓斜撐考量發生挫屈後顯著比例之軸力強度下降。

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 側力分析

沿任一排之斜撐，除非每一壓力斜撐之有效強度大於適用的建築規範所規定包含放大地震力之適當載重組合求得之需求強度，否則斜撐應交互方向配置，對於平行斜撐力量之任一方向，其拉力斜撐應至少抵抗水平總剪力之30%但不超過70%。依據本條文之目的，一排斜撐定義為單一斜撐，或平行排斜撐其偏移量不超過垂直此排斜撐之建築物尺度的10%者。

沿構架線之相對的對角斜撐並無產生於同一區域中，則樓板、匯集構件及水平構架系統構件之要求強度，須確認由F2.3節分析的後挫屈表現所導致的力是否可在斜撐區域間轉移。應用在移除所有壓力斜撐之建築模型時，匯集構件之要求強度不得超過合適建築法規所決定之載重組合的要求強度，包括超強度地震載重。匯集構件之要求強度不得根據小於合適建築法規規定之載重決定。

解說：

由於斜撐構件之挫屈強度和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件需滿足下列要求：

(1)柱間之梁構件應為連續。

(2)梁構件應具有側向支撐以滿足14.4.1.2節第a項中等韌性構件的要求。

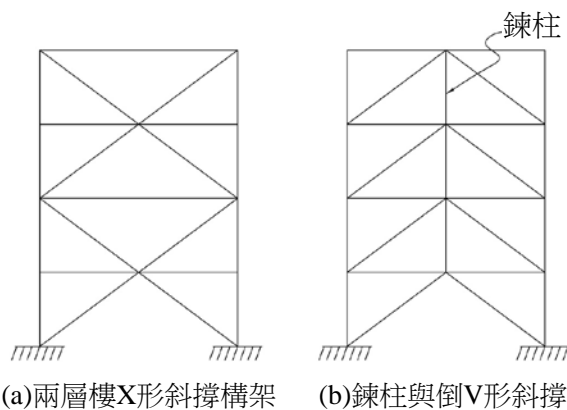
除非梁構件具有足夠面外強度與勁度以確保相鄰支撐點間之穩定性，否則至少在V型(或倒V型)構架之斜撐相交點配置一組側向斜撐。

解說：

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)。



(a)兩層樓X形斜撐構架 (b)鍊柱與倒V形斜撐

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外面穩定性是必要的。

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允許採取K型斜撐構架形式。

解說：

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允許採取純拉力構架。

解說：

註：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被配置為多層式斜撐構架(Multi-Tiered Braced Frames, MTBD)，須滿足下列要求：

(a)斜撐構架應於每層以對向方式使用。

(b)支柱應符合下列要求：

(1)支柱應裝設於每層構架中。

(2)遠離支柱對柱接合且和斜撐相交的支柱，應符合14.11.4.2節之規範。發生面外斜撐挫屈時，針對側向斜撐或最小面外強度與剛度需求的驗證，應考慮由斜撐挫屈所引起的扭轉力矩。扭轉力矩須對應於臨界挫屈軸 $R_y M_p / \alpha_s$ 之1.1倍，但不得超過斜撐接合的撓曲強度。其中， M_p 為彎矩(tf-cm (kN-mm))； α_s 為LRFD-ASD力等級修正係數， $\alpha_s=1.0$ (LRFD)， $\alpha_s=1.5$ (ASD)。

(c)柱構件須符合下列要求：

(1)柱構件須扭轉斜撐至每個支柱對柱之接合位置。

(2)柱構件須具備足夠強度抵抗斜撐挫屈所引起的抗力。此類型抗力須對應於臨界挫屈軸 $R_y M_p / \alpha_s$ 之1.1倍，但不得超過斜撐接合的撓曲強度。

(3)針對所有載重組合，受軸向壓力的柱構件應設計其具備抵抗二次與幾何瑕疵效應所導致的彎矩。在最低限度，允許瑕疵效應透過每層構架面外水平標準載重表示，數值等於壓力斜撐構架與柱相交所產生垂直載重的0.006倍。在所有情況下，規格附錄8所定義之乘數B1不可超過2.0。

(d)多層式斜撐構架中，每層須符合建築規範偏移限制，且偏移量不得超過層高度2%。

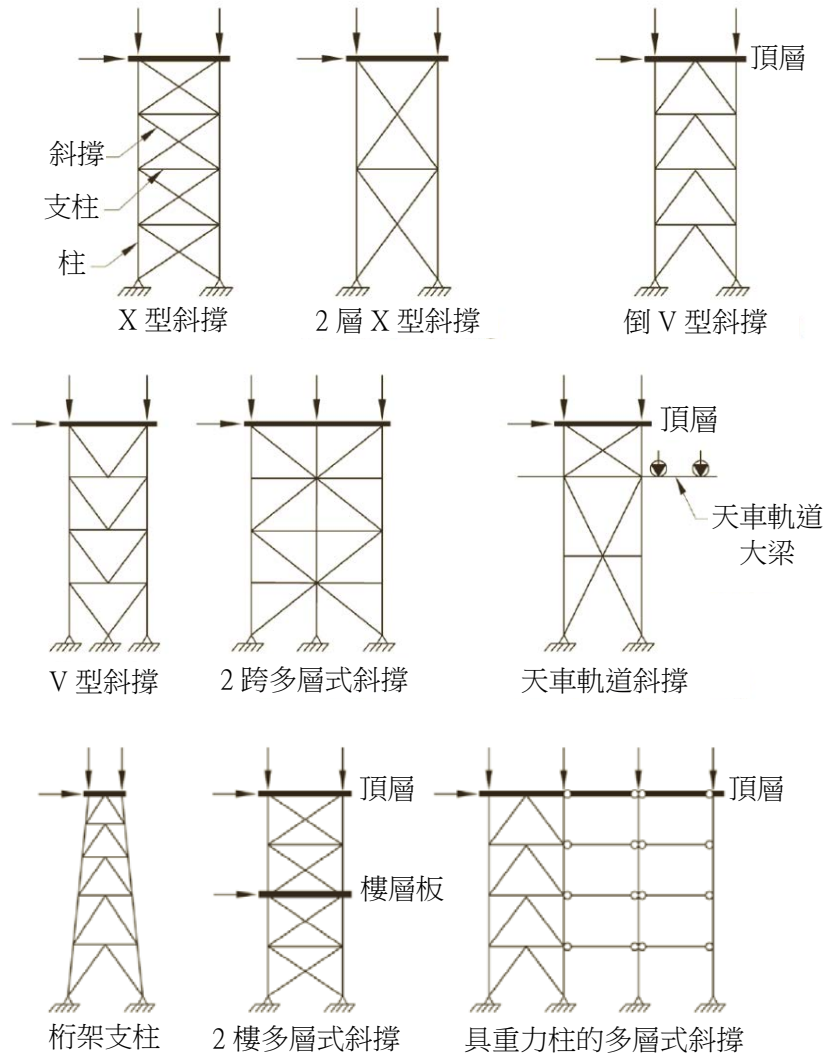
解說：

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。

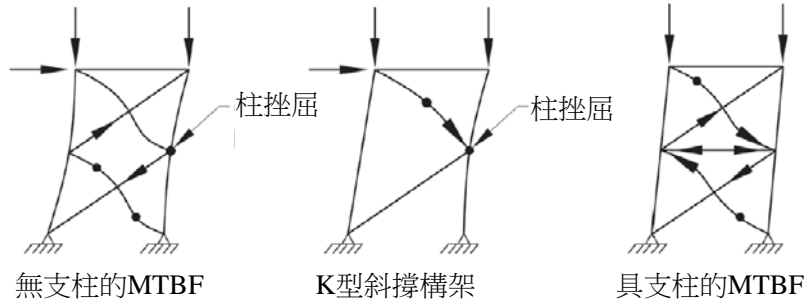
相對於多層結構中的傳統斜撐構架，多層式斜撐構架並無樓板針對面外柱提供側向斜撐。於地震時誘發柱構件產生面外變形之力，可能會影響到構架面外穩定性，須在設計時列入考量。



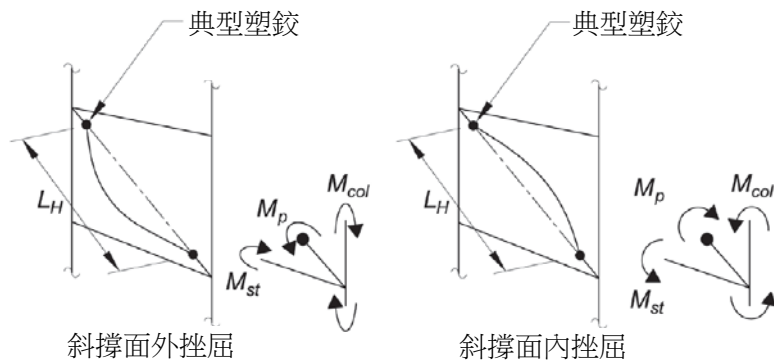
圖C14.11.4-2 典型多層式斜撐構架配置

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



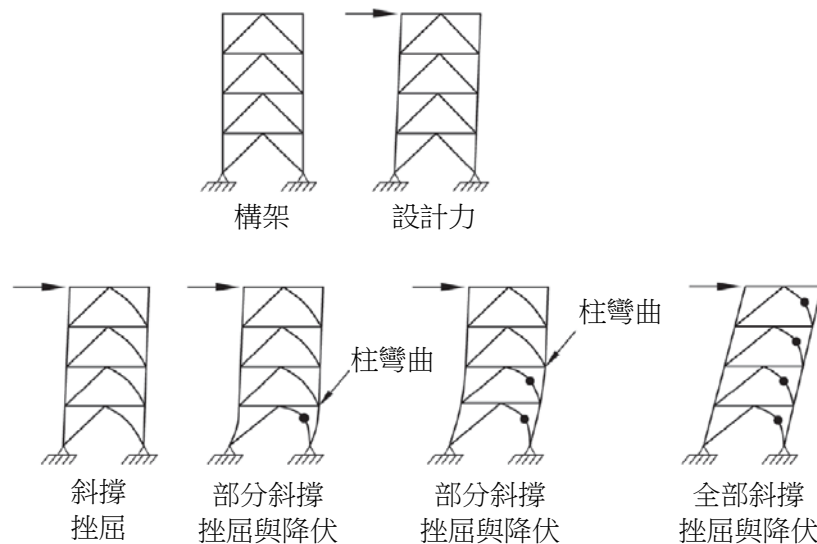
圖C14.11.4-4 挫屈斜撐索引致之載重

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，彎矩現象就更加明顯，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：

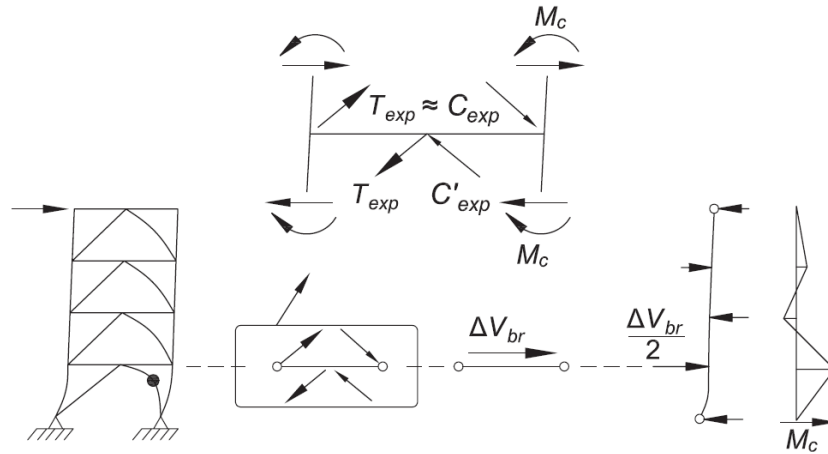


圖C14.11.4-5 多層式特殊同心斜撐構架中斜撐之劇烈挫屈與降伏情形

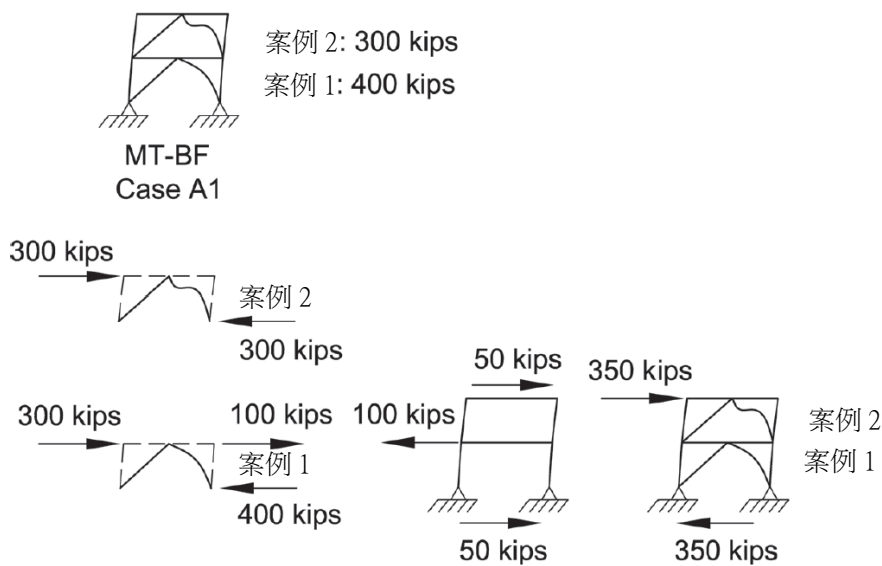
針對承受漸增側向載重之勻稱構架，所有壓力斜撐挫屈為近乎同時發生，接續為發生於張力斜撐之斜撐降伏，其載重逐漸增加時具有最高之壓力比，而在斜撐挫屈發生後構架會出現斜撐力再分配之情況。圖C14.11.4-6中表示斜撐降伏起始於構架第一層(底層)，當斜撐構架拉伸時，層中的位移量增加導致柱構件產生彎矩。壓力斜撐之強度於第一層減少，斜撐構架所支撐之整體樓層剪力亦減少。水平平衡透過柱構件彎矩時產生之剪力維持。當構架第二層的張力斜撐達預期降伏強度 T_{exp} 時，柱撓曲達到最大值，而構架第一層之壓力斜撐強度已降低至預期後挫屈強度 C'_{exp} 。在第二層中，壓力斜撐仍承受近似於預期挫屈強度之載重 C_{exp} ，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。



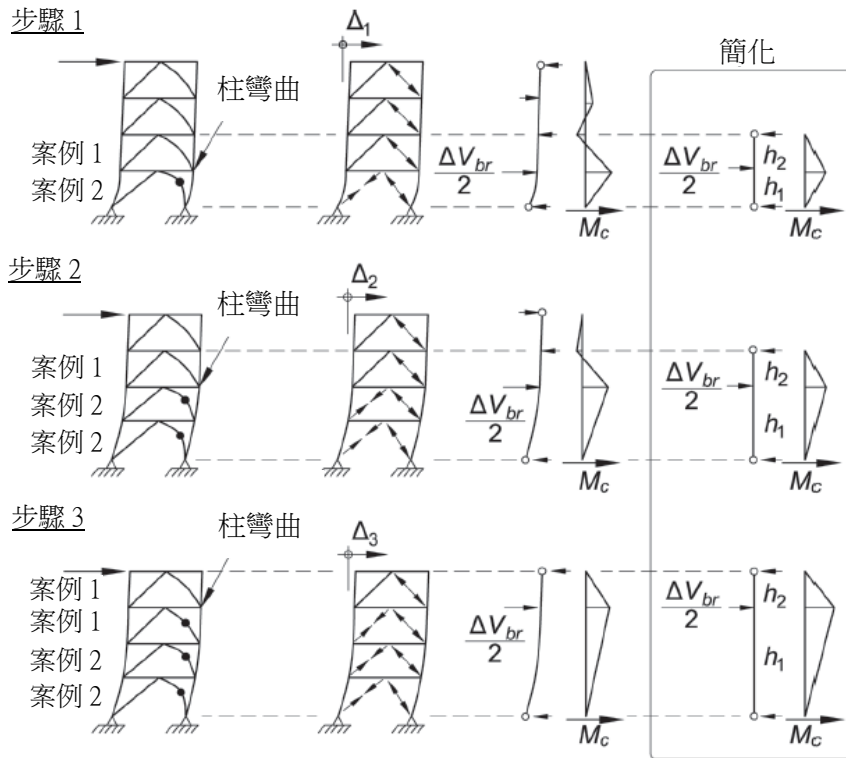
圖C14.11.4-6 多層式特殊同心斜撐構架中不平衡斜撐樓層剪力情形



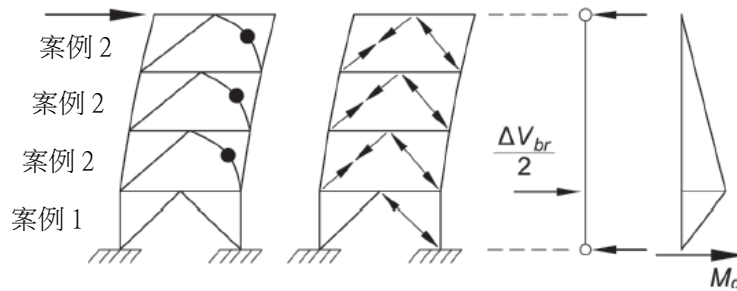
圖C14.11.4-7 倒V字形斜撐配置之兩層樓構架中柱之面內撓曲需求(於二樓之斜撐發生降伏)

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

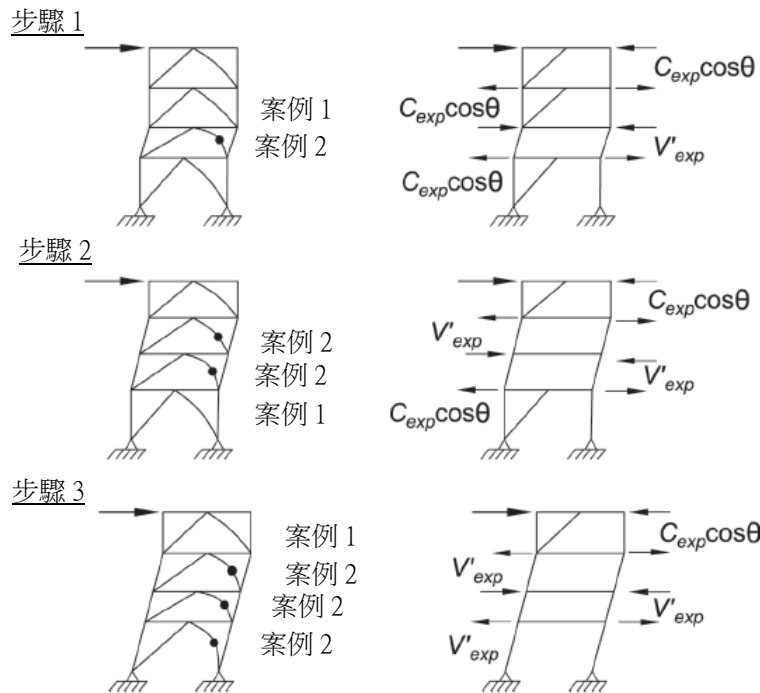


圖C14.11.4-9 由頂層發生之斜撐降伏情形

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緣外接合點的瑕疵，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

柱與斜撐構件應滿足5.1.1節高韌性構件之規定。梁構件多層式特殊同心斜撐構架應滿足5.1.1節中等韌性構件之規定。

解說：

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 對角斜撐

斜撐應符合下列規定：

(a) 細長比：

斜撐細長比需符合 $L_c/r \leq 200$ 。

其中：

L_c ：斜撐有效長度=KL，cm (mm)。

r ：控制迴轉半徑，cm (mm)。

(b) 組合斜撐：

接合部間距應使得在接合部間各肢材之細長比 a/r_i 不超過組合斜撐中控制細長比的0.4倍。

其中：

a ：接合部間距，cm (mm)。

r_i ：單一構件最小迴轉半徑，cm (mm)。

接合部之有效剪力強度和應等於或超過每一肢材之有效拉力強度。接合部間距應配置均勻。組合構件應至少採用兩個接合部。接合部不得配置在斜撐中央四分之一淨長範圍內。

例外：

斜撐在臨界挫屈軸之挫屈不會對接合部造成剪力的條件下，接合部設計不需符合本條文規定。

(c) 斜撐有效淨斷面積不得小於斜撐全斷面積。使用斜撐加勁材，則應滿足下列要求：

(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) 斜撐與加勁材之接合應有足夠強度，使得在每個縮減斷面邊上之加勁材可發展其預期強度。

解說：

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。

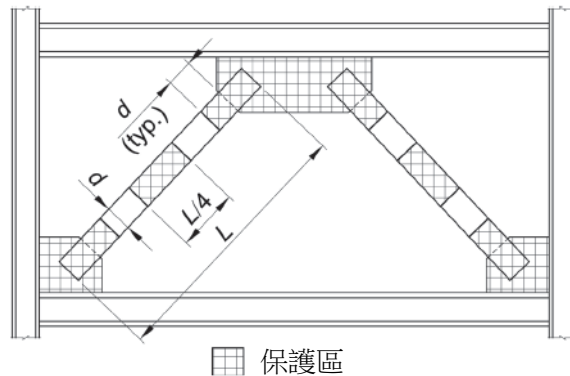
14.11.5.3 保護區

特殊同心斜撐構架之保護區應滿足14.41.3節且包含下列之規定：

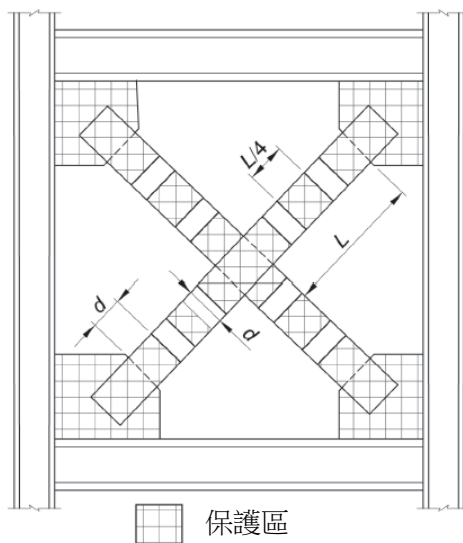
- (a) 針對斜撐，斜撐中央四分之一長度範圍，與鄰近接合處在挫屈平面內之斜撐深度範圍。
- (b) 連接斜撐與梁、柱構件之元件。

解說：

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，以銲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 必要關鍵銲接

下列之銲接為必要銲接，應滿足14.2.2節與14.15.2.3節之條文規定：

(a)柱續接之開槽銲。

(b)柱與柱底板間銲接。

例外：當下列條件皆滿足時，不須考慮必要銲接：

(1)柱構件位於或接近柱底板處不發生塑鉸。

(2)且在含超強度地震力之載重組合下柱構件不受純拉力者。

(c)梁柱接合之銲接需符合14.11.6.2節第(b)項之規定。

解說：

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

在斜撐或接合板與梁柱接合之梁、柱構件相接處，其接合應符合下列規定之一：

(a)接合應符合鋼造建築結構設計規範B3.4a節規定之鉸接接合，其需求轉角取0.025弧度。

(b)接合應設計抵抗下列彎矩之小者：

(1)梁彎矩相應之預期梁撓曲強度 $R_y M_p$ ，乘上1.1並除以 α_s 。

(2)構件相應於總預期柱撓曲強度 $\sum(R_y F_y Z)$ 乘上1.1並除以 α_s 。

此彎矩應考慮斜撐接合及梁接合需求強度之組合，並包括由超強度地震載重決定之樓板匯集材放大後的力量。

(c)梁柱接合須符合14.5.6.2節第(c)項之要求。

解說：

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。

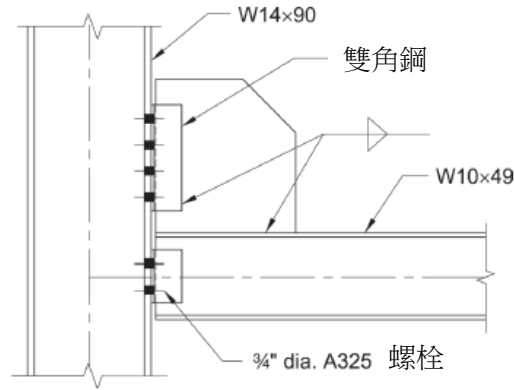


圖 C14.11.6-1 容許轉角變形之梁柱接合(Stoakes and Fahnestock, 2010)

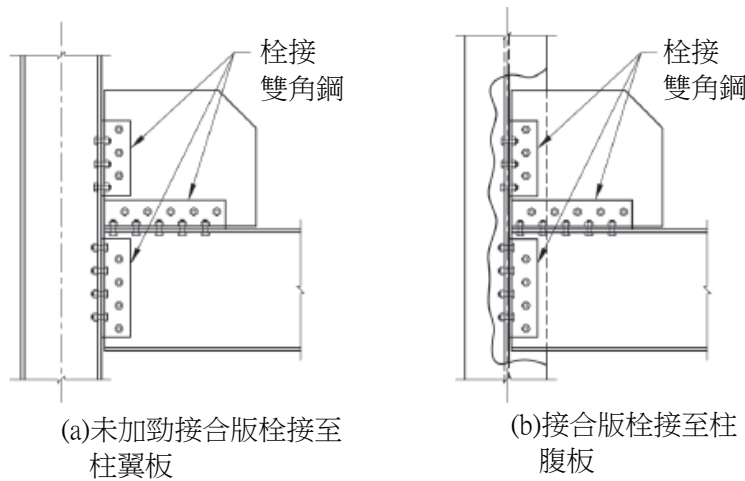


圖 C14.11.6-2 容許轉角變形之全栓接梁柱結合

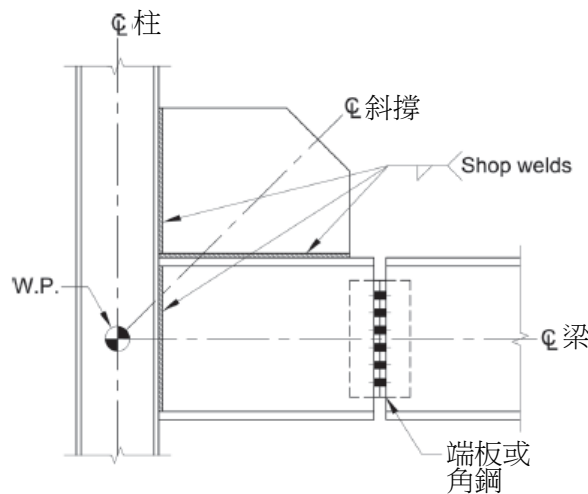


圖 C14.11.6-3 容許轉角變形之梁柱接合

14.11.6.3 斜撐接合需求強度

斜撐接合(若梁柱接合為斜撐構架一部分，則包括此梁柱接合)之拉力、壓力及撓曲需求強度應以下列要求決定。這些需求強度允許單獨考量且不考慮交互作用。

1. 拉力需求強度

拉力需求強度為下列小者：

- (a) 斜撐拉力預期降伏強度以 $R_y F_y A_g$ 除以 α_s 決定之(載重與強度係數設計法)或 $R_y F_y A_g / 1.5$ (容許強度設計法)決定。

例外：斜撐不需符合公式(11.4-1)與(11.4-2)對於此載重之要求。

- (b) 分析所得由系統傳遞至斜撐之最大載重效應。

當接合處使用擴大孔時，考慮螺栓滑動極限狀態之需求強度，不必超過由超強度地震載重決定之地震載重效應。

2. 壓力需求強度

斜撐接合應設計以提供基於極限挫屈狀態之需求壓力強度，即等於壓力之預期斜撐強度除以 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造成之撓曲力或轉角，滿足下列任一條文規定者視為符合本規範要求：

- (a) 撓曲需求強度：設計抵抗因斜撐挫屈造成撓曲力之斜撐接合有效撓曲強度，視不同設計方法，等於預期斜撐撓曲強度之1.1倍除以 α_s (載重與強度係數設計法)或(1.1/1.5)倍(容許強度設計法)。斜撐預期撓曲強度應由斜撐臨界挫屈軸之 $R_y M_p$ 決定。

- (b) 轉角容量：設計抵抗因斜撐挫屈造成旋轉之斜撐接合轉角容量，應足以提供在設計樓層側位移下之需求轉角，接合允許有非線性轉角。

4. 接合隔板

針對面外斜撐挫屈，接合隔板直接與梁翼板或柱翼板銲接，應具備有效剪力強度等於 $0.6R_y F_y t_p / \alpha_s$ 乘上接頭長度。

其中：

F_y ：接合隔板之規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

R_y ：預期降伏應力與接合隔板規定最小降伏應力 F_y 的比。

t_p ：為接合隔板之厚度，cm (mm)。

解說：

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。典型例子為與隔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。

接合隔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，若採用開槽銲續接者，其銲道應為全節點滲透開槽銲。柱之續接應設計至少發展接合構件中塑性撓曲強度 M_p 除以 α_s 較小者之50%。續接處之需求剪力強度分別為 $(\sum M_p / \alpha_s) / H_c$ 。

其中：

H_c ：兩相鄰梁接合間之柱淨高，包括結構用樓板，cm (mm)。

$\sum M_p$ ：續接處上、下柱塑性撓曲強度 $F_y Z$ 之總和，tf-cm (kN-mm)。

解說：

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。

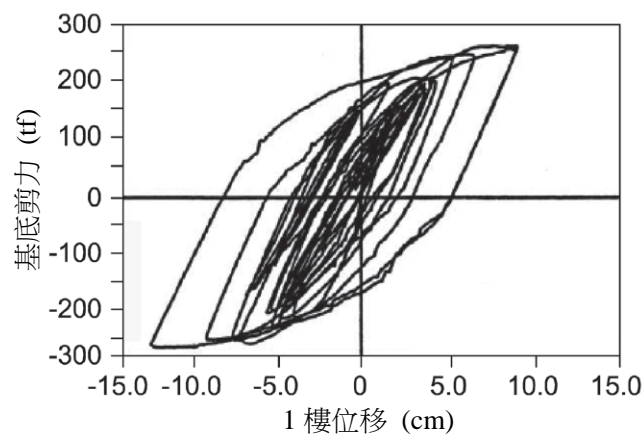


圖 C14.11.6-4 特殊同心斜撐構架基底剪力與樓層變形關係圖

14.12 偏心斜撐構架

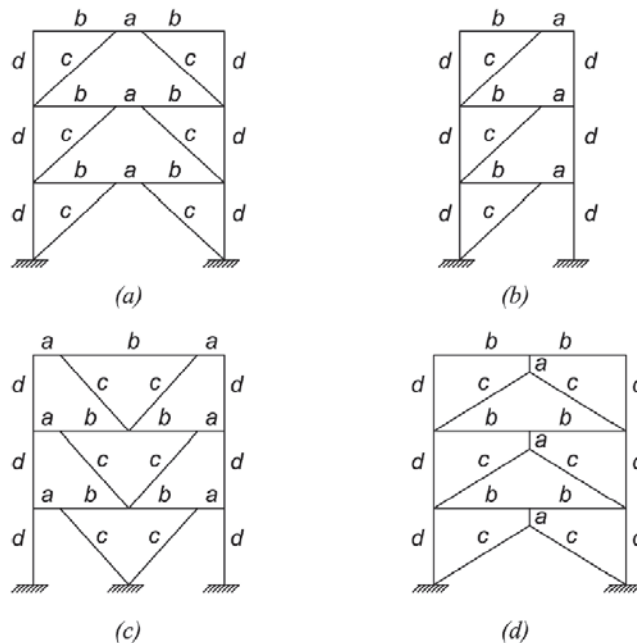
14.12.1 適用範圍

鋼造偏心斜撐構架(EBF)應依照本節之規定設計。

解說：

偏心斜撐構架(EBF)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。

a = 連桿梁
 b = 連桿外梁段
 c = 斜撐
 d = 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

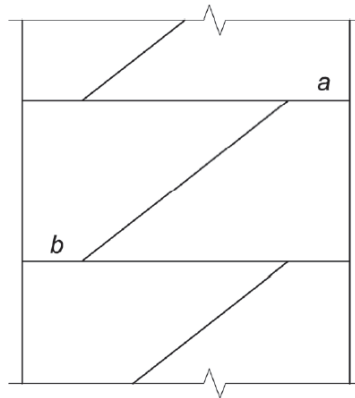
本節適用於特定之斜撐構架，構架中之每根斜撐，其一端與梁交會點距梁與相鄰斜撐或柱之中心線交會點有一偏心距離者，形成一受剪力與撓曲作用之連桿梁。若構件與接合處之力量滿足設計要求，且不改變提供非線性變形容量之預期來源時，在斜撐接合處連桿梁側之偏心距允許小於1倍梁深。

根據本條文設計之偏心斜撐構架(EBF)，主要藉由連桿梁之剪力或撓曲降伏，預期提供顯著非線性變形能力。當連桿梁直接與柱連接，連桿梁與柱接合之設計，應能提供14.12.6.5節第一項所要求之性能及證實與14.12.6.5節第二項之要求一致。

解說：

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

斜撐構件與連桿外梁段及柱接合之需求強度，應使用限制容量地震載重決定之。限制容量水平地震載重效應 E_{cl} ，應取假設連桿梁端部強度符合調整後連桿梁之剪力強度所發展之構件力量，調整後連桿梁剪力強度為連桿梁標稱剪力強度 V_n 之 R_y 倍，可由14.12.5.2節第二項求得，對H型鋼斷面連桿梁， $R_y=1.25$ ；對箱型斷面連桿梁， $R_y=1.40$ 。

例外：

- (a)在設計下列構件時，限制容量水平力效應，可容許使用0.88倍之力強度在設計梁外部連桿之比例中。
- (b)在此計算中，可忽略地震位移造成之彎矩；而作用於柱上兩側向支撐點範圍內之載重所造成彎矩則需納入考慮。
- (c)柱之強度需求不須超過下列之小者：
 - (1)基礎傾覆上舉阻抗所對應之力量。

(2)定義於非線性分析所得之力量。

連桿梁之非彈性變形角應由設計樓層側位角之非彈性部分決定，或者可允許由非線性分析方法決定。

解說：

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銲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。

$$\text{當 } e \leq \frac{2M_p}{V_p}$$

$$\text{連桿梁剪力} = 1.25R_y V_p \tag{C14.12-1}$$

$$\text{連桿梁端彎矩} = \frac{e(1.25R_y V_p)}{2} \tag{C14.12-2}$$

$$\text{當 } e > \frac{2M_p}{V_p}$$

$$\text{連桿梁剪力} = \frac{2(1.25R_y M_p)}{e} \quad (\text{C14.12-3})$$

$$\text{連桿梁端彎矩} = 1.25R_y M_p \quad (\text{C14.12-4})$$

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。

當連桿梁與柱相接且 $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$ 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)。

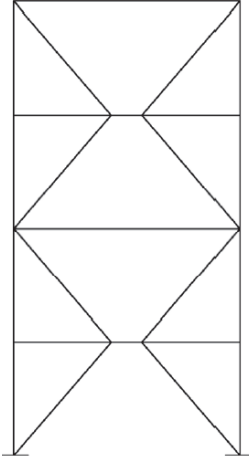


圖 C14.12.3-1 兩層式 X 型偏心斜撐構架配置(Engelhardt and Popov, 1989b)

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 連桿梁轉角

連桿梁轉角為總層間位移等於設計層間位移 Δ 時，連桿梁與連桿梁外梁段間之非線性轉角。而連桿梁轉角不得超過下列值：

(a)連桿梁長度小於或等於 $1.6M_p / V_p$ 者：0.08 弧度。

(b)連桿梁長度大於或等於 $2.6M_p / V_p$ 者：0.02 弧度。

其中：

M_p ：連桿塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)。

V_p ：為連桿塑性剪力強度，tf (kN)。

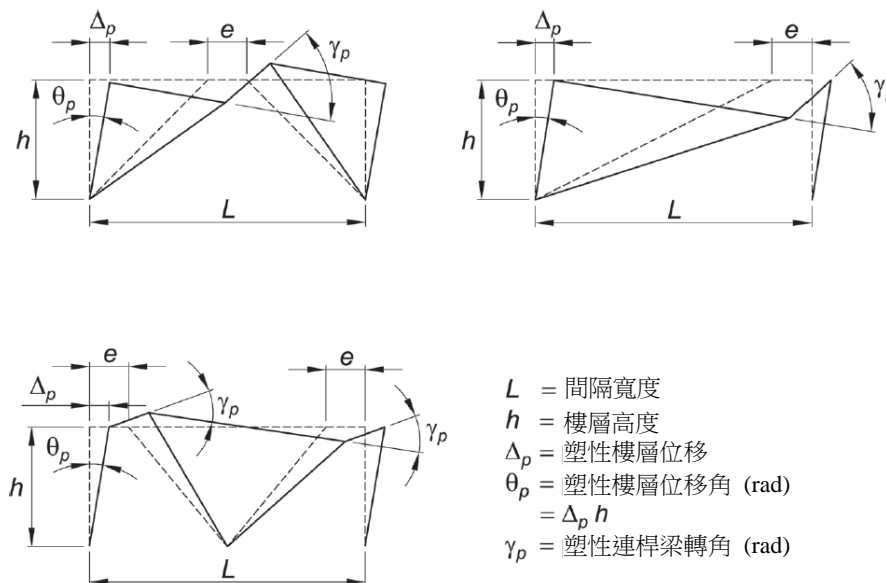
連桿梁長度介於 $1.6M_p/V_p$ 與 $2.6M_p/V_p$ ，其容許最大轉角可依上述值以線性內插方式決定。

解說：

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 連桿梁側向支撐

對於H型鋼斷面之連桿梁，在連桿梁端部上下翼板均應提供側向支撐，側向支撐須具有足夠強度與勁度，以符合14.4.1.2節第c項高韌性構件規定之預期塑鉸位置需求。

解說：

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

斜撐應滿足14.4.1.1節中等韌性構件之寬厚比限制，柱應滿足14.4.1.1節第b項高韌性構件之寬厚比限制。當連桿外梁段與連桿梁為不同斷面時，應滿足14.4.1.1節中等韌性構件之寬厚比限制。

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。

解說：

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。

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覆挫屈之設計條文，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 連桿梁

連桿梁應能承受由兩相鄰斜撐中心線與梁中心線交點間之偏心(或當連桿梁與柱相接時，為斜撐與梁中心線及柱中心線交點間之偏心)所造成之剪力與撓曲。對於

中間連桿梁，應考慮由斜撐接合延伸至另一斜撐接合，與柱相接之連桿梁，則考慮斜撐接合延伸至符合14.12.6.5節規定連桿與柱接合之柱面。

1.限制

連桿梁應為H型鋼斷面(熱軋寬翼斷面或組合斷面)或組合箱型斷面。中空方型鋼管則不可使用。連桿梁應滿足14.4.1.1節對高韌性構件之規定。

例外：當連桿梁為H型鋼斷面且 $e \leq 1.6M_p / V_p$ 時，連桿梁之翼板允許滿足中等韌性構件之規定。具有箱型斷面的連桿梁之腹板，其連桿長度 $e \leq 1.6M_p / V_p$ 可容許滿足中等韌性構件之規定。連桿梁之腹板應為單一厚度，不允許以疊合板補強或腹板開口。連桿梁為組合斷面時，其腹板與翼板應採用全節點滲透開槽銲接合。連桿梁為組合箱型斷面時，其面外慣性矩 I_y 應大於面內慣性矩 I_x 的0.67倍。

2.剪力強度

連桿梁設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 與容許剪力強度 V_n / Ω_v ， V_n 應取腹板剪力降伏或全斷面撓曲降伏兩種極限狀態所得剪力之小者。對於此兩種極限狀態：

$\phi_v = 0.90$ (載重與強度係數設計法)， $\Omega_v = 1.67$ (容許強度設計法)。

(a)剪力降伏狀態：

$$V_n = V_p \quad (14.12-1)$$

其中：

$$V_p := 0.6F_y A_{rw} \text{，當 } \alpha_s P_r / P_c \leq 0.15 \text{ 時} \quad (14.12-2)$$

$$:= 0.6F_y A_{rw} \sqrt{1 - (\alpha_s P_r / P_y)^2} \text{，當 } \alpha_s P_r / P_c > 0.15 \text{ 時} \quad (14.12-3)$$

$$A_{rw} := (d - 2t_f)t_w \text{，對H型鋼斷面連桿梁} \quad (14.12-4)$$

$$:= 2(d - 2t_f)t_w \text{，對箱型鋼斷面連桿梁} \quad (14.12-5)$$

$P_r := P_u$ (載重與強度係數設計法)，或 $= P_a$ (容許強度設計法)。

P_u ：為使用載重與強度係數設計法載重組合之需求軸力強度。

P_a ：為使用容許強度設計法載重組合之需求軸力強度。

$$P_y := \text{為標稱軸力強度} = F_y A_g \quad (14.12-6)$$

d ：為連桿總長，cm (mm)。

t_f ：為翼板厚度，cm (mm)。

t_w ：為腹板厚度，cm (mm)。

(b)撓曲降伏狀態：

$$V_n = 2M_p / e \quad (14.12-7)$$

其中：

$$M_p := F_y Z \text{，當 } \alpha_s P_r / P_c \leq 0.15 \text{ 時} \quad (14.12-8)$$

$$:= F_y Z \left[\frac{1 - \alpha_s P_r / P_c}{0.85} \right] \text{，當 } \alpha_s P_r / P_c > 0.15 \text{ 時} \quad (14.12-9)$$

Z ：軸抗彎塑性斷面模數， cm^3 (mm^3)。

e ：連桿梁長度，定義為兩斜撐與連桿梁接合端點之淨間距，或斜撐與

連桿梁接合端點至柱面之淨間距。

3.連桿梁長度

若 $\alpha_s P_r / P_c > 0.15$ ，連桿梁之長度限制如下：

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：

$$\rho' = \frac{P_r / P_c}{V_r / V_c} \quad (14.12-12)$$

V_r ：= V_u (載重與強度係數設計法)，tf (kN)。

= V_a (容許強度設計法)，tf (kN)。

V_u ：使用載重與強度係數設計法載重組合之需求剪力強度。

V_a ：使用容許強度設計法載重組合之需求剪力強度。

$$V_y：標稱剪力降伏強度 = 0.6F_y A_{rw} \quad (14.12-13)$$

4.H型鋼斷面連桿梁之加勁板

在連桿梁之斜撐端點，連桿梁腹板兩側應設置全深之梁腹加勁板，加勁板之總寬度不小於 $b_f - 2t_w$ ，且加勁板之厚度不小於 $0.75t_w$ 或 1.0 cm 之大者，其中 b_f 與 t_w 分別為連桿梁翼板寬度與腹板厚度。

連桿梁應提供符合以下規定之中間腹板加勁板：

(a)連桿梁長度小於等於 $1.6M_p / V_p$ 者：

當連桿梁轉角為 0.08 弧度時，中間腹板加勁板間距不超過 $(30t_w - d / 5)$ 。

當連桿梁轉角為 0.02 弧度時，中間腹板加勁板間距不超過 $(52t_w - d / 5)$ 。

當連桿梁轉角介於 0.08 與 0.02 弧度間時，中間腹板加勁板間距應以線性內插法求得。

其中， t_w 為梁腹板厚， d 為梁深。

(b)連桿梁長度大於等於 $2.6M_p / V_p$ 且小於等於 $5M_p / V_p$ 之間者：

於連桿梁兩端點內 1.5 倍翼板寬處設置中間腹板加勁板。

(c)連桿梁長度介於 $1.6M_p / V_p$ 與 $2.6M_p / V_p$ 之間者：

連桿梁應提供符合上述(a)與(b)規定之中間腹板加勁板。

連桿梁長度超過 $5M_p / V_p$ 者，連桿梁不須設置中間腹板加勁板。

中間腹板加勁板之高度應為梁腹全深，對於連桿梁深度小於 63.5 cm 者，只須在梁腹板之單側設置中間腹板加勁板。此單側腹板加勁板之厚度至少須為 t_w 或 1.0 cm 之大者，其寬度不得小於 $(b_f / 2) - t_w$ 。對於連桿梁深度大於等於 63.5 cm 者，須在梁腹兩側設置與前述規定相符之中間腹板加勁板。

連接加勁板與連桿梁腹板之填角銲需求強度為 $F_y A_{st} / \alpha_s$ ，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強度，而 α_s 為載重與強度係數設計法與容許強度設計法之力等級修正係數，=1.0(載重與強度係數設計法)或1.5(容許強度設計法)。加勁板對連桿翼板之填角銲接合要求強度為 $F_y A_{st} / (4\alpha_s)$ 。

5. 箱型斷面連桿梁之加勁板

與斜撐接合處之連桿梁，每個梁腹板應配置單側與梁腹同深之加勁板。加勁板可銲接於箱型連桿梁腹板的內側或外側表面。加勁板之寬度不小於 $b/2$ ，且厚度不小於 $0.75t_w$ 或 1.3 cm 之大者，其中 b 為箱型鋼斷面連桿梁之內部寬度。

箱型鋼連桿梁應提供符合以下規定之中間腹板加勁板：

(a) 連桿梁長度小於等於 $1.6M_p / V_p$ 且腹板深厚比 $h/t_w \geq 0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ 者，每個連桿梁腹板應配置單側與梁腹同深之加勁板，加勁板間距不得大於 $20t_w - (d - 2t_f) / 8$ 。

(b) 連桿梁長度小於等於 $1.6M_p / V_p$ 且腹板深厚比 $h/t_w < 0.67 \sqrt{\frac{E}{R_y F_y}}$ 者，梁腹不須配置中間腹板加勁板。

(c) 連桿梁長度大於 $1.6M_p / V_p$ 者，梁腹不須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，且可銲接於箱型連桿梁腹板的內側或外側表面。

連接加勁板與梁腹板之填角銲需求強度應為 $F_y A_{st} / \alpha_s$ 。其中， A_{st} 為加勁板之水平斷面積。

解說：

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。

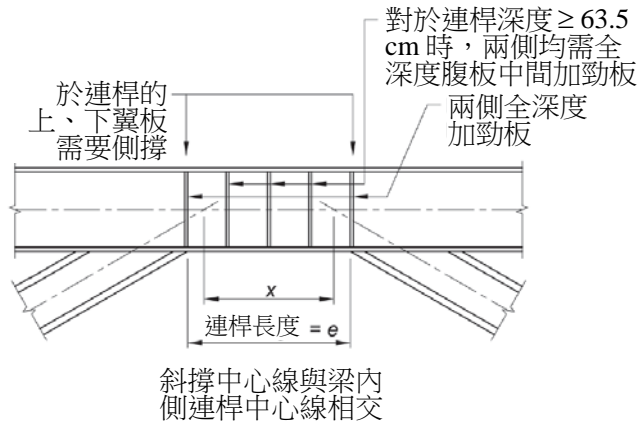


圖 C14.12.5-1 採用寬翼斷面斜撐之偏心斜撐構架($x < e$)

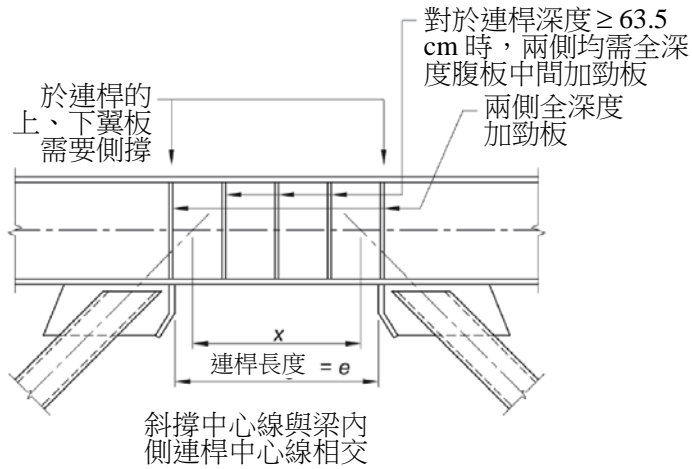


圖 C14.12.5-2 採用方管(HSS)斜撐之偏心斜撐構架($x < e$)

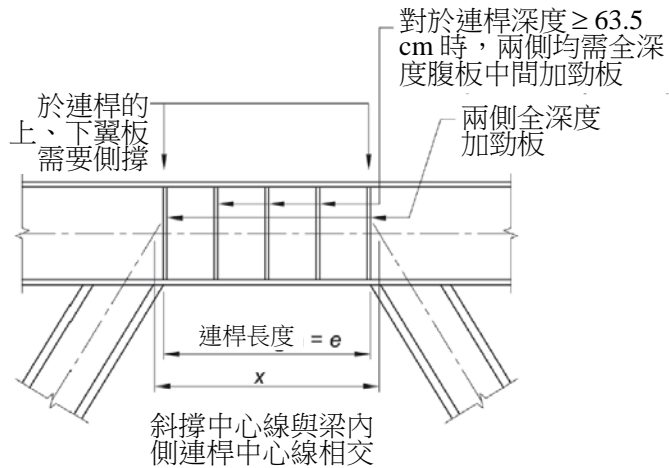


圖 C14.12.5-3 採用寬翼斷面斜撐之偏心斜撐構架($x > e$)

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。

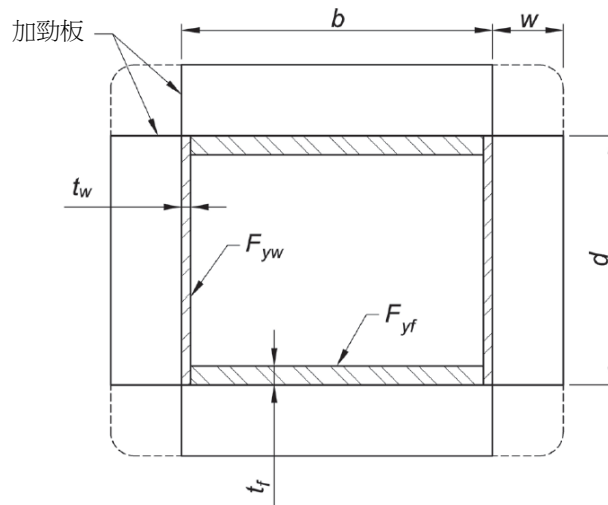
5. 箱型鋼斷面連桿梁之加勁板

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，這些加勁板銲於翼板和腹板上，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銲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

偏心斜撐構架中之連桿梁為此系統之保護區，需滿足14.4.1.3節之規定。

解說：

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 必要關鍵銲接

下列之銲接為必要銲接，應滿足14.2.2節與14.15.2.3節之條文規定：

- (a)柱續接的開槽銲。
- (b)柱與柱底板間銲接。
例外：當下列條件皆滿足時，不須考慮必要銲接：
 - (1)柱構件位於或接近柱底板處不發生塑鉸。
 - (2)且在含超強度地震力之載重組合下柱構件不受純拉力者。
- (c)梁柱接合之銲接需符合14.12.6.2節第(b)項之規定。
- (d)連桿與柱相接時，連桿梁翼板及腹板與柱接合之銲道。
- (e)組合連桿梁之腹板與翼板接合銲道。

解說：

銲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銲道。因此這些銲道必須被視為必要關鍵銲道，詳見14.11.6.1節之解說。

14.12.6.2 梁柱接合

在斜撐或接合板與梁柱接合之梁、柱構件相接處，其接合應符合下列規定之一：

(a)接合應符合鋼造建築結構設計規範B3.4a節規定之鉸接接合，其需求轉角取0.025弧度。

(b)接合應設計抵抗下列彎矩之小者：

(1)梁彎矩相應之預期梁撓曲強度 $R_y M_p$ ，乘上1.1並除以 α_s 。

其中：

M_p ：塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)。

(2)構件相應於總預期柱撓曲強度 $\sum (R_y F_y Z)$ 乘上1.1並除以 α_s 。

其中：

F_y ：規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

Z ：抗彎軸之塑性斷面模數，cm³ (mm³)。

此彎矩應考慮斜撐接合及梁接合需求強度之組合，並包括由超強度地震載重決定之樓板匯集材力。

(c)梁柱接合須符合14.5.6.2節第(c)項之要求。

解說：

詳見14.11.6.2節之解說。

14.12.6.3 對角斜撐接合

當接合處使用擴大孔時，考慮螺栓滑動極限狀態之需求強度，不必超過超強度地震載重所決定之超強度地震效應。設計抵抗部分連桿梁端彎矩之斜撐接合，應設計為固接。

解說：

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)。

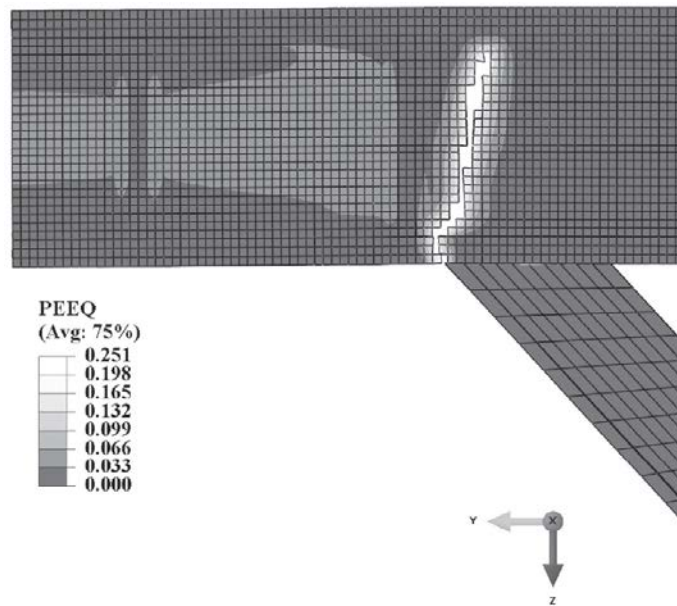


圖 C14.12.6-1 連桿加勁與斜撐翼板間偏移之斷裂模擬(有或無等效塑性應力輪廓線)
(Imani and Bruneau, 2015)

14.12.6.4 柱續接

柱續接應符合14.4.2.5節之規定，若採用開槽銲續接者，其銲道應為全節點滲透開槽銲。柱之續接應設計至少發展接合構件中塑性撓曲強度 M_p 除以 α_s 較小者之50%。續接處之需求剪力強度分別為 $(\sum M_p / \alpha_s) / H_c$ ，

其中：

H_c ：兩相鄰梁接合間之柱淨高，包括結構用樓板，cm (mm)。

$\sum M_p$ ：續接處上、下柱塑性撓曲強度 $F_y Z$ 之總和，tf-cm (kN-mm)。

解說：

詳見14.11.6.4節之解說。

14.12.6.5 連桿梁與柱之接合

1. 設計規定

連桿梁與柱之接合須為固接，並應滿足下列規定：

- (a)此接合應能承受14.12.4.1節所規定之連桿梁轉角。
- (b)連桿梁達需求轉角時，此接合之剪力強度應至少為定義於14.12.3節之連桿梁預期剪力強度 $R_y V_n$ ，其中 V_n 定義於14.12.5.2節第2項。
- (c)連桿梁達需求轉角時，此接合之撓曲強度應至少為定義於14.12.5.2節第2項之連桿梁標稱剪力強度所對應之彎矩強度。

2.連桿梁與柱接合之使用範例(接合性能驗證)

連桿梁與柱之接合應以下列任一方法以滿足上節之條文要求：

- (a)使用依據14.16.1節規定符合偏心斜撐構架之預先驗證合格接合。
- (b)提供依據14.16.2節規定之合格反復載重試驗結果。至少應提供兩組反復載重試驗結果，基於下列任一試驗所得者均被允許：
 - (1)已發表在研究文獻之試驗或為符合其他計畫而執行之記載試驗，其試驗應符合14.16.2節之限制規定。
 - (2)為該計畫特別實施，以代表該計畫之構件尺寸、材料強度、接合型式及符合接合材料性質之試驗，其試驗應符合14.16.2節之限制規定。

例外：

若符合下列所有條件，則不須進行接合之反復載重試驗：

- (1)在連桿梁與柱接合之連桿梁端點加勁，避免連桿梁在加勁長度內發生降伏。
- (2)加勁斷面與接合之有效強度大於等於由14.12.3節調整後連桿梁剪力強度計算所得之需求剪力強度。
- (3)連桿梁長度(取加勁區端點至斜撐接合之梁段)小於 $1.6M_p / V_p$ 。在連桿梁加勁區內，配置符合14.12.5.2節第(4)項規定之全梁深加勁板。

解說：

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。

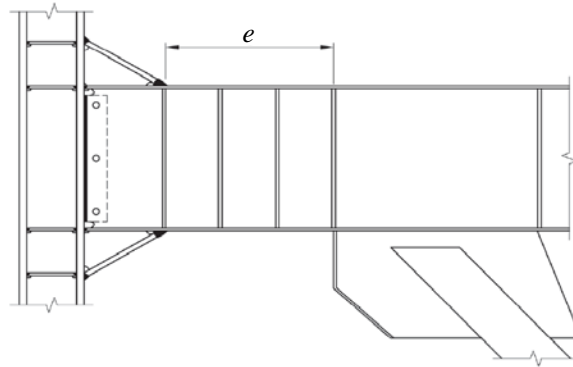


圖 C14.12.6-2 加勁連桿梁與柱構件接合之範例

14.13 挫屈束制斜撐構架

14.13.1 適用範圍

鋼造挫屈束制支撐構架應遵循本節條文設計。

解說：

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相接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。在設計層間位移角下之力量與變形，挫屈束制支撐構架已排除斜撐撓屈挫屈及其所引致之強度下降效應，因此韌性及能量吸收優於同心斜撐構架，特殊同心斜撐構架斜撐挫屈之效應詳14.11節。圖C14.11.1-1為可能之同心斜撐構架型式，X型與K型斜撐不得用於挫屈束制支撐構架。圖C14.13.1-1為挫屈束制支撐細節(Tremblay et al., 1999)。

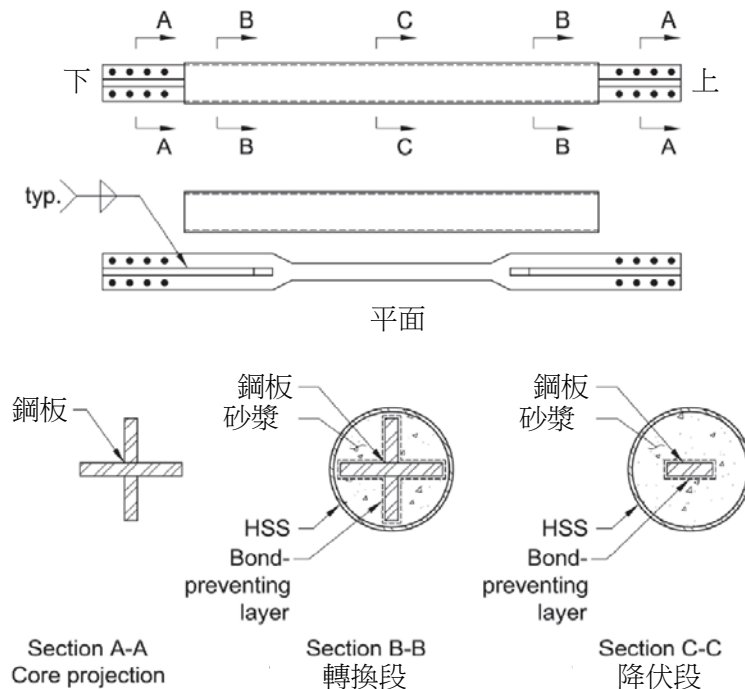


圖 C14.11.1-1 挫屈束制支撐細節(摘自 R. Tremblay)

14.13.2 設計基準

本節適用於特殊製造與梁及柱構件接合之同心斜撐構架。若設計中已考慮斜撐偏心所引致之構件與接頭之力量，且不改變預期之非線性變形來源時，允許小於一倍梁深偏心率。

根據本節條文設計之挫屈束制支撐構架，預期主要藉由斜撐受拉與受壓降伏，以提供顯著非線性變形能力。斜撐設計應提供14.13.5.2節第(1)項與第(2)項所要求之性能及證實符合14.13.5.2節第(3)項之試驗要求。斜撐應予設計、試驗及細部設計以符合預期變形，該預期變形包含重力載重下對應於至少0.02弧度層間位移角或兩倍設計層間位移角之較大者。

挫屈束制支撐構架應設計使得在設計地震下非線性變形主要發生在斜撐之受拉及受壓降伏。

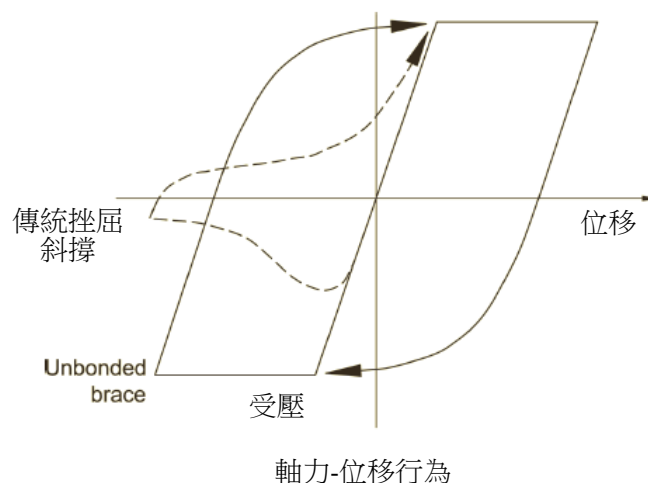
解說：

挫屈束制支撐構架之特點為斜撐在受壓與受拉能發展近似的非線性行為，並藉由穩定的拉壓降伏迴圈消散能量(Clark et al., 1999)。圖C14.13.2-1為挫屈束制支撐特有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。軸向應力應與挫屈束制機制分離，且軸向加載僅限加載於鋼核心。習見為鋼套管作為挫屈束制機制以抵抗斜撐鋼核心之整體與高模態挫屈(rippling)。

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，斜撐(亦稱為挫屈束制斜撐(BRB))由鋼核心與包覆鋼核心之挫屈束制系統所組成。除了圖C14.13.1-1所示之配置外，亦可參考文獻(Watanabe et al., 1988; Wada et al., 1994; Clark et al., 1999)之挫屈束制支撐構架斜撐構件。斜撐鋼核心為主要消能構件。在中大型地震下，預期鋼核心將發展顯著之非線性變形。

挫屈束制支撐構架具有如同偏心斜撐構架之提供彈性勁度能力。實尺寸試驗結果顯示，經適當細節設計之挫屈束制斜撐，在經歷顯著非線性變形下能發展拉壓對稱且穩定之遲滯行為(Watanabe et al., 1988; Wada et al., 1998; Clark et al., 1999; Tremblay et al., 1999)。挫屈束制支撐構架藉由限制鋼核心挫屈，使韌性與消散能量之能力與特殊抗彎矩構架相當，且高於特殊同心斜撐構架。

本規定是基於經試驗驗證合格之斜撐設計而制定，斜撐只適用於已驗證的變形能力範圍內，且除穩定的降伏外，在對應設計地震力之最大非線性位移下，皆不考慮降伏與破壞之模式。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。



圖C14.13.2-1 挫屈束制支撐遲滯行為(摘自Seismic Isolation Engineering)

最少2%層間位移作為斜撐測試(參照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。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。

預期斜撐變形之兩倍設計層間位移角值，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)。近斷層及強烈地表運動可導致斜撐變形需求高於本規定

者，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。較大變形之斜撐設計及試驗可提高其斜撐可靠度及較佳行為表現。

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可能發展降伏機制之影響。鋼核心軸向降伏強度 $P_{y_{sc}}$ 可利用準確的鋼核心斷面積決定，而準確鋼核心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，再乘以強度折減因子。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。在兩種決定鋼核心斷面積的情況下，相較於傳統斜撐構架，謹慎配置斜撐可使整體建築物有較佳之降伏分布。

除本規定外，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).

本規定之挫屈束制支撐構架皆建立在可靠的斜撐性能表現，為確保此可靠的性能表現，需建立一品質保證計畫。除標準施工規範(AISC, 2010c)規範第11章與第13章規定外，其他可做為品質保證之依據如下：

- (1)斜撐製作特別檢核:包含確認製作與定位公差，以及採非破壞檢測方式檢核生產完成之斜撐。
- (2)斜撐製作者參與認可之品質認證計畫: 認可之品質保證應證明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

調整後斜撐強度應以本節之試驗基礎決定之。在本規範要求下，斜撐接合與相接構件應設計足以抵抗基於調整後斜撐強度計算所得之力量。

調整後斜撐壓力強度為 $\beta\omega R_y P_{y_{sc}}$

其中：

$P_{y_{sc}}$ ：壓力強度調整因子。

β ：應變硬化調整因子。

ω ：核心軸向降伏強度， tf/cm^2 (MPa)。

調整後斜撐拉力強度為 $\omega R_y P_{y_{sc}}$

例外：若 $P_{y_{sc}}$ 由材料拉力試驗所得之降伏應力決定時，則不須考慮 R_y 。

解說：

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。適用挫屈束制支撐構架設計性能所引用之試驗結果為：於系統中斜撐所能發展之最大力量由試驗結果決定，且此最大力量用於14.13.3節規定之分析中。

14.13.2.2 調整因子

調整因子需由下列定義決定：

壓力強度調整因子 β 應由14.16.3.4節第c項規定為預期變形所進行之品質驗證試驗的最大壓力與最大拉力比值決定。取兩組必要品質試驗之較大 β 值， β 值需大於等於1.0。

應變硬化調整因子 ω 應由14.16.3.4節第c項規定(為預期變形)所進行之品質驗證試驗的最大拉力在相應量測降伏強度的預期變形應力 $P_{y_{sc}}$ 之比值決定。 ω 採用兩組必要品質試驗之較大者。其中當14.16.3.2節要求之子試驗試體的鋼核心材料與

原型結構不同時， ω 應以原型鋼核心材料之拉伸試驗結果決定。

14.13.2.3 斜撐變形

預期斜撐變形應由14.13.2節層間位移規範決定；或由非線性分析規範決定。

解說：

近期的挫屈束制支撐測試結果中(SIE, 1999a and 1999b)，注意到考慮壓力超強(相對於拉力強度)之壓力強度調整因子 β ，與包含應變硬化效應之應變硬化調整因子 ω 。圖C14.13.2-2為斜撐雙線性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 ，與斜撐力量及材料標稱降伏強度有關，此兩因子定義如下：

$$\beta = \frac{\beta \omega F_{ysc} A_{sc}}{\omega F_{ysc} A_{sc}} = \frac{P_{max}}{T_{max}} \tag{C14.13-1}$$

$$\omega = \frac{\omega F_{ysc} A_{sc}}{F_{ysc} A_{sc}} = \frac{T_{max}}{F_{ysc} A_{sc}} \tag{C14.13-2}$$

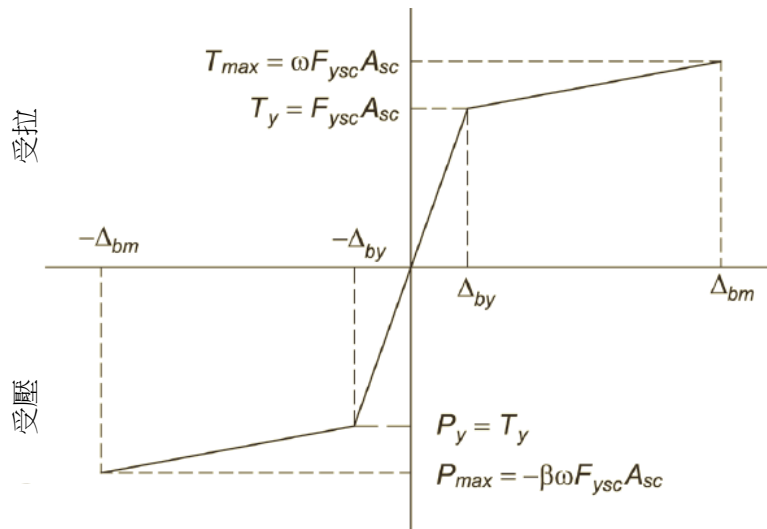
其中：

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變形(14.16.3.4節第c項定義之 $2.0\Delta_{bm}$)範圍內之最大拉力， tf (kN)。



圖C14.13.2-2 斜撐力與變形關係示意圖

注意，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。

用於與梁及柱接合之設計，其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，應包含預期材料強度之放大效應(採用 R_y)，若斜撐降伏應力由拉伸試驗獲得，且用於設計鋼核心斷面積，以準確地提供所需的可用強度，預期材料強度之放大效應可以忽略。使用拉伸試驗時，須在製造挫屈束制斜撐降伏核心的每個板上之製造點上進行，而使用軋機試驗回報之結果並不等於拉伸試驗。其中核心板是由棒型鋼材所製造，而拉伸試驗須以每間隔5噸材料在相同溫度及厚度條件下製作。其他如本鋼核心斷面積不準確性的超強來源必須考慮，而鋼核心之製造誤差一般忽略不計。

14.13.3 分析

挫屈束制支撐構架中，柱、梁及接合的需求強度需使用容量限制地震載重效應，容量限制水平地震載重效應 E_{cl} ，應取假設所有斜撐發展壓力或拉力之調整後強度所對應之構件力量。

斜撐構件之受力行爲應以忽略重力載重效應之拉力或或壓力決定，分析應考慮構架雙向載重。斜撐之調整後拉力強度應以14.13.2.1節規定決定。

例外：

(a)地震側向變形所導致之撓曲力量可忽略不計。柱側向支撐間之載重所導致之彎矩效應納入考量(包括14.13.4.4節之載重)。

(b)柱需求強度應不超過下列較小者：

(1)基礎傾覆上舉阻抗所對應之力量。需使用14.13.4.4節之面內載重要求。

(2)定義於非線性分析所得之力量。

解說：

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。

14.13.4 系統規定

14.13.4.1 V型與倒V型支撐構架

V型與倒V型支撐構架應滿足下列要求：

(1)與斜撐相交之梁、接合與支撐構件之需求強度，應在假設斜撐不承載靜載重與活載重條件下，根據可適用的建築規範之載重組合決定之。在考慮含地震力效應之載重組合時，梁之地震力效應E應以斜撐之調整後拉力與壓力決定。

(2)柱間之梁構件應為連續，且應具有側向支撐以滿足14.4.1.2節第a項中等韌性構件的要求。

除非梁構件具有足夠面外強度與勁度以確保相鄰支撐點間之穩定性，否則至少在V型(或倒V型)構架之斜撐相交點配置一組側向支撐。

14.13.4.2 K型支撐構架

挫屈束制支撐不允許採取K型支撐構架形式。

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 值大於1.3，側向力分布須符合下列條件：任一系列之斜撐在地震力作用下，斜撐構材所承受之總壓力或總張力之水平分量皆不得超過該系列斜撐構架所承受地震力之70%，但受壓斜撐構材之有效強度大於由適用的現行規範之地震力放大載重組合所得之需求強度除外。前述任一系列斜撐構架乃指單一平面構架上或間距在建築物平面尺度10%內之平行構架上的斜撐構架。

14.13.4.4 多層式斜撐構架

挫屈束制斜撐構架可配置為多層式挫屈束制斜撐構架，須符合下列條件：

(a)結構支承構件造成之面外力效應，須符合相關建築規範及14.13.3節分析要求。

(b)支柱構件應配置於每個斜撐構件與柱接合的位置上。

(c)柱構件須符合下列條件：

(1)多層式斜撐構架的柱構件應作為構架面外支撐點間高度的支承，並應滿足以下每一層的平面內載荷要求中的較大者：

- (i)相鄰層間調整後斜撐強度的構架剪力總和所引發的載重，應根據14.13.3節進行分析，分析時應考慮容許核心強度的變化。
- (ii)最低標準載重應等於較高強度相鄰層其調整後斜撐構架剪力的0.5倍。應運用標準載重達到柱構件最佳的載重效力。
- (2)柱構件須在每個支柱與柱構件接合處施作扭轉斜撐。
- (d)多層式斜撐構架中，每層須符合建築規範之偏移限制，且偏移量不得超過層高度之2%。

解說：

註：梁具有足夠面外強度與勁度(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)時， P_r 可取斜撐需求壓力強度。

註：使用期望支撐容量 P_{ysc} 表示挫屈束制斜撐，可適用多層式挫屈束制斜撐，以降低材料變因之影響，並能夠配置近乎相同之各層容量。

註：支柱與柱構件的接合可抑制柱構件的扭轉移動，以符合扭轉斜撐之要求。而支柱須具備足夠的撓曲強度與剛度，並與柱構件適當接合以達到其功能。

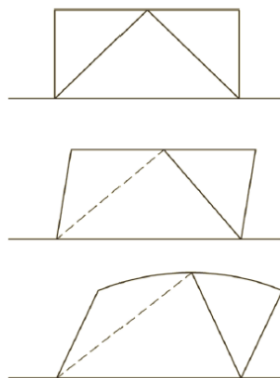
在特殊同心斜撐構中，V型斜撐之特色乃是在其中一支斜撐挫屈(參照說明14.11.4.2節)後，其變形模式會發生改變，這是因為傳統斜撐挫屈後之負勁度以及斜撐拉力與壓力強度之差異所導致。由於挫屈束制支撐受壓時不會因為挫屈而強度衰減，且受拉與受壓斜撐強度僅微小差異，因此V型斜撐構架配置型式之設計需求則相對次要。圖C14.13.4-1所示為斜撐壓力強度超強所導致之梁垂直變位效應，此效應將增加斜撐之變形需求，導致斜撐受拉變形量高於受壓變形量(因受壓強度高於受拉強度)。

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角下皆能降伏，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，諸如斜撐測試加載歷時(參照14.16.3.4節第c項)以及接合穩定度(參照14.13.6節)，因此應避免於V型斜撐構架配置中採用柔度過高的梁。若採用如圖C14.11.3-1所示之斜撐構架配置，則不適用本節規範之規定。

由於可能導致柱之非線性撓曲需求，因此挫屈束制支撐構架求不允許採用K型斜撐構架。

多層式斜撐構架定義為具有兩層以上之層間或面外支撐之斜撐構架構型，每一層構架皆包含一支柱(梁)，因此不屬於K型構架。雖然外部支柱連接構架可根據分析要求，作為抵抗面內彎矩構架設計的一部分，但鋼構規範仍須要求支柱跨於構架柱之間。

於多層式挫屈束制斜撐構架系統中，受到不同層構架容量及挫屈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)之研究顯示挫屈束制斜撐構架為目前所有多層式斜撐構架中，最穩定之構型。



圖C14.13.4-1 對於v型與倒v型BRB構架於降伏後之變形模式的改變

在此研究中，多層式挫屈束制斜撐構架並非僅顯示單一樓層機制，更展示發生於層間之斜撐超強度變化，若柱構件或其他抵抗構架不足以支撐這類載重可能會導致面內柱降伏的產生。雖然此現象為針對

特殊同心斜撐構架進行研究且僅顯示在臨界層中的同心位移，但針對減輕特殊同心斜撐構架之潛在柱穩定性的相關注意事項，同樣可適用於挫屈束制斜撐構架。

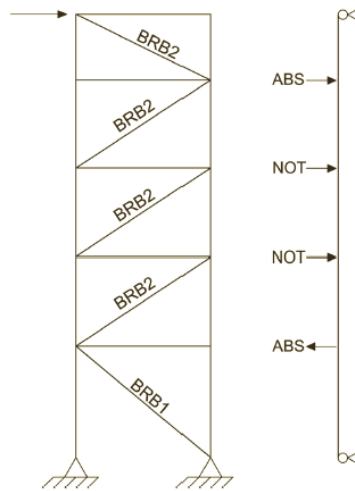
於每一斜撐接合位置的柱扭轉斜撐要求，滿足Helwig and Yura (1999)所研發之要求，前述要求透過提供層支柱撓曲剛性進而達成柱穩定性。

鋼構規範允許多層式挫屈束制斜撐構架可使用和典型挫屈束制斜撐構架相似之需求進行設計，修正斜撐強度則決定每一層結構且用於構架之支柱與柱設計。

不同於典型建築案例，多層式斜撐構架中，具有不同層間容量或層間超強度非平衡之可能性的情況，柱構件需在撓曲情況下作業。Imanpour and Tremblay (2014)發現將修正斜撐強度應用於多層式挫屈束制斜撐構架時，會過度預測構架柱的潛在彎矩。然而在特殊案例中，構架中每層視為相同且斜撐構架傾於同一方向，導致柱的應用彎矩為零，產生不保守之狀態。為解決此問題，最小標準載重須為調整斜撐樓層強度之0.5%，在每層具有面內載重情況下，靜力平衡方法可運用於柱，視為跨多層式挫屈束制斜撐構架底部與頂部的簡單支撐構件。由於斜撐應變變異、核心切割寬度公差、獨立試驗核心降伏強度與最終核心降伏強度間的變異，使得到之調整斜撐強度與0.5%最小標準載重可提供柱抗彎能力。然而，在使用 R_y 或固定區域規格斜撐及核心材料允許降伏強度範圍的情況下，會導致無法提供柱抗彎之情形。雖然無證據顯示此材料變異對多層式挫屈束制斜撐構架有害，但與斜撐預期降伏強度範圍有關之係數已經列於鋼構規範中。挫屈束制斜撐規格之要求容量，而非核心區域，為一簡單方法控制每層之容量，使構架每層容量相似且讓構架的平面柱彎矩減少。

圖C14.13.4-2中，ABS表示應用於柱的非平衡載重，由於調整斜撐強度之變異；NOT表示要求標準載重。在此範例中只有第二與第五層具有非平衡載重，因其僅有調整斜撐強度，且此類載重優於最小標準載重。

NOT載重應用於柱產生最大抗彎之方向上，且分析考量每一方向上的耐震載重。一系列之柱構件可能使用於上述載重分析的支撐，在此案例中，須設計面內層載重結合柱軸向壓力。



圖C14.13.4-2 多層式斜撐構架立面圖

14.13.5 構材

14.13.5.1 基本規定

梁及柱構件應滿足14.4.1.1節中等韌性構件之規定。

14.13.5.2 對角斜撐

1. 組成

由鋼核心與防止其挫屈之束制系統組成的斜撐。

(a) 鋼核心

鋼核心支鋼板厚度大於 2 in (50 mm)者應滿足A3.3節最小凹槽韌性之規定。
鋼核心不得續接。

(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，與核心元件接合之梁、柱及隔板皆視為本系統之一部分。

挫屈束制系統應限制鋼核心於預期軸向變形下不發生局部與整體挫屈。

2. 有效強度

鋼核心應設計以抵抗斜撐軸力，根據極限降伏狀態，視使用之設計方法，斜撐之設計拉力及壓力強度為 ϕP_{ysc} (載重與強度係數法)，與容許拉力及壓力強度為 P_{ysc}/Ω (容許強度設計法)。

$$P_{ysc} = F_{ysc} A_{sc} \quad (14.13-1)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

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真實降伏應力， tf/cm^2 (MPa)。

3. 一致性驗證

斜撐應依據符合14.16.3節之程序及驗收標準的品質驗證反復載重試驗結果設計，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節接合轉角需求的斜撐子結構試驗，另一組為符合14.16.3.3節之單軸或子結構試驗，此兩試驗應依下列之一為之：

(a) 發表於研究文獻的試驗報告，或為執行其他專案計畫所記錄之試驗。

(b) 專為本計畫執行之試驗。

對於試驗試體不同尺寸之構件，可依合理分析方法內插或外插方式調整之。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，且考慮材料特性變異之不利效應，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。當試驗與14.16.3節規定相符時，其結果允許做為設計之依據。

14.13.5.3 保護區

保護區包含鋼核心及其與梁、柱構件相連之元件，且應滿足14.4.1.3節之規定。

解說：

依據14.13.5.2節第(3)項所述之一致性驗證試驗證明鋼核心符合本條文之規定。

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_o 放大。

前版本之鋼構規範要求梁與柱須採用高度韌性斷面，而此要求主要源自考量抗彎構架及其他系統對於高達0.04 rad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。

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，此設計有助於確保建築物之降伏能分布於多樓層。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，與非降伏段之長度與面積結合，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，為執行斜撐與構架間之接合，套管外須配置鋼核心接合段。此未束制區域之挫屈為不良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材料符合鋼材規格之鋼材應力應變特性可能有大幅的變異。可能造成顯著的斜撐超強，此超強必須反應於接合及構架之梁柱構件的設計。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，因此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能力要求。設計者應注意此方法可能導致計算所得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必考慮 R_y (參照14.13.2.1節之解說)，此乃承認鋼核心材料之拉伸試驗實際上於第14.16.3節條文規定之事實，且拉伸試驗可提供更可靠之預期強度估計。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。

挫屈束制支撐之標稱強度是直接由核心斷面積與材料降伏強度決定。挫屈應避免，且以試驗驗證之。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，後者之目的為確認一般斜撐設計觀念，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。一組單一試驗可同時滿足14.16.3節規定之子結構與單一斜撐兩試驗，但對於特定構架型式之子結構實驗，斜撐軸力不易取得，因而須進行個別的斜撐試驗取得。圖C14.16.3-1為子結構試驗範例(Tremblay et al., 1999)。

預期進入非線性變形之鋼核心為保護區，沿所有構件將核心與梁柱接合，可能包括隅板及隅板接合。

14.13.6 接合

14.13.6.1 必要關鍵銲接

下列銲接為必要關鍵銲接，應滿足14.2.2節與14.15.2.3節之條文規定：

- (a)柱續接之開槽銲。
- (b)柱與柱底板間銲接。

例外：

當下列條件皆滿足時，不須考慮必要銲接：

- (1)柱構件位於或接近柱底板處不發生塑鉸。
 - (2)且在含超強度地震力之載重組合下柱構件不受純拉力者。
- (c)梁柱接合之銲接需符合14.11.6.2節第(c)項之規定。

解說：

銲道非彈性應變可能產生於偏心斜撐構架柱底板、柱續接，因此上述銲道應視為必要關鍵銲道，詳解說第14.11.6.1節。

14.13.6.2 梁柱接合

在斜撐或接合板與梁柱接合之梁、柱構件相接處，其接合應符合下列規定之一：

- (a)此接合應符合規範2.3.4.1節規定鉸接接合，其需求轉角取0.025弧度。
- (b)接合應設計抵抗下列彎矩之小者：

(1)梁彎矩相應之預期梁撓曲強度 $R_y M_p$ ，乘上1.1並除以 α_s 。

(2)構件相應於總預期柱撓曲強度 $\sum(R_y F_y Z)$ ，乘上1.1並除以 α_s 。

此彎矩應考慮斜撐接合及梁接合需求強度之組合，並包括使用超強度地震載重所決定之樓板匯集材之力量。

(c)梁柱接合需符合14.5.6.2節第(c)項之要求。

解說：

梁柱接合參照解說14.11.6.2節。

14.13.6.3 對角斜撐接合

1.需求強度

斜撐接合需求之拉力及壓力強度(包括屬於斜撐系統一部份之梁柱接合)為定義於14.13.2.1節斜撐調整後壓力強度之1.1倍(載重與強度係數法)，或1.1/1.5倍(容許強度設計法)。

當接合處使用擴大孔時，考慮螺栓滑動極限狀態之需求強度，不必超過 P_{ysc} / α_s 。

2.隅板需求

應提供以試驗為基礎設計的側向支撐。

解說：

註：本隅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隅板之橫向力、增加隅板加勁板以抵抗此橫向支撐力、或提供隅板側向支撐之方式達成。試驗中隅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軸力下不得降伏，應以斜撐之預期最大力量作為設計依據(參照解說14.13.5.2節)。設計者須注意斜撐接合螺栓在設計強度低30%之力量下可能發生滑移，但此滑移現象並不視為不利於於挫屈束制支撐構架系統行為，而是與14.4.2.2節規定之設計方法一致。

近期在穩定性與破壞之試驗結果證實，隅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)，其穩定性趨勢可能改變，視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繼續研究之主題，且鼓勵設計者參考已出版之可行研究成果。若試驗試體足以代表建築物之實際情形時，此試驗可驗證隅板之穩定性。值得一提的是，構架於地震中可能同時受到平面內與面外方向的變形，設計隅板時應更加保守使其穩定性得以確保。

圖C14.13.6-1為Fahnestock等人(2006)利用WT型鋼在隅板外梁構件腹板兩側續接，有效地提供一鉸接合，除了滿足14.13.6.2節規定外，也紓解隅板之面內彎矩與其相關的不穩定度。

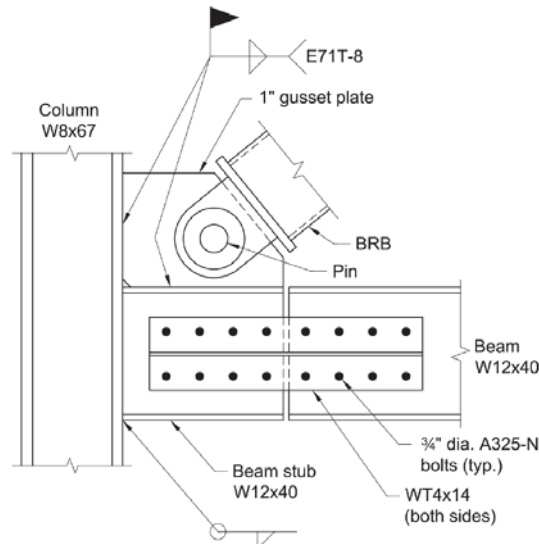


圖14.13.6-1 塑鉸接合之細節

14.13.6.4 柱續接

柱續接應符合14.4.2.5節之規定，若採用開槽鉸續接者，其鉸道應為全節點滲透開槽鉸。柱之續接應設計至少發展接合構件中塑性彎矩 M_p 除以 α_s 較小者之50%。續接處之需求剪力強度分別為：

$$V_r = \frac{\sum M_p}{\alpha_s H_c} \quad (14.13-2)$$

其中：

H_c ：兩相鄰梁接合間之柱淨高，包括結構用樓板，cm (mm)。

$\sum M_p$ ：續接處上、下柱塑性撓曲強度 $F_y Z_c$ 之總和，tf-cm (kN-mm)。

解說：

柱續接參照解說14.11.6.4節。

14.14 特殊鋼板剪力牆

14.14.1 適用範圍

鋼構造特殊鋼板剪力牆應遵循本節條文設計，本節適用於鋼腹板連接梁柱之構架。

解說：

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 Astaneh-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)。

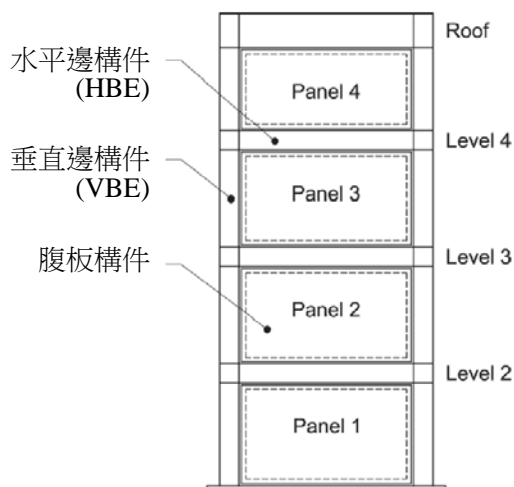


圖 C14.14.1-1 特殊鋼板剪力牆之示意圖

14.14.2 設計基準

根據本節條文設計之特殊鋼板剪力牆，預期主要藉由牆體降伏與水平邊構件端部形成塑鉸，以提供顯著非線性變形能力。垂直邊構件不預期產生剪力降伏，但在柱基礎之撓曲降伏除外。

解說：

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

特殊鋼板剪力牆的牆體不考慮承載重力。

- (a)須提供符合適用建築法規之分析，鋼腹板之要求強度須為構架分析100%的要求剪力強度。由水平邊構件及垂直邊構件所組成之構架的要求強度，不得低於構架剪力強度分析之25%。
- (b)特殊鋼板剪力牆中水平邊構件、垂直邊構件及接合的需求強度須使用容量限制地震載重效應決定之。容量限制水平載重，應以假設所有牆體在14.14.5.2節所規定之 α 角方向達到其預期拉力強度；及所有水平邊構件端部達 $1.1R_y M_p / \alpha_s$ 的撓曲強度之分析決定。

其中：

F_y ：為規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

M_p ：為塑性彎矩，tf-cm (kN-mm)。

R_y ：為預期降伏應力與視定最小降伏應力 F_y 之比。

α_s ：為載重與強度係數設計法與容許強度設計法之力等級修正係數 =1.0倍(載重與強度係數設計法)或 1.5倍(容許強度設計法)。

腹板須以張力忽略重力載重決定之。

牆體之預期降伏應力應取 $R_y F_y$ 。當使用穿孔型牆體時，其有效預期拉應力以14.14.7.1節第(4)項定義之。

例外：垂直邊構件之要求強度不得超過非線性分析所決定的力量。

解說：

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 1/2 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：

$$\omega_{yci} = \left(\frac{1}{2}\right)F_{yp}t_{wi}\sin 2\alpha \tag{C14.14-2}$$

$$\omega_{xci} = F_{yp}t_{wi}(\sin\alpha)^2 \tag{C14.14-3}$$

$$\omega_{ybi} = F_{yp}t_{wi}(\cos\alpha)^2 \tag{C14.14-4}$$

$$\omega_{xbi} = \left(\frac{1}{2}\right)F_{yp}t_{wi}\sin 2\alpha \tag{C14.14-5}$$

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。

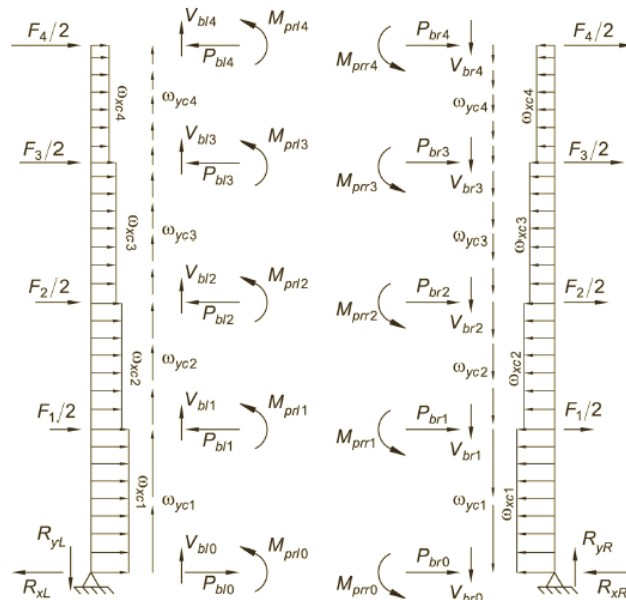


圖 C14.14.3-1 垂直邊構件自由體圖

(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} 。

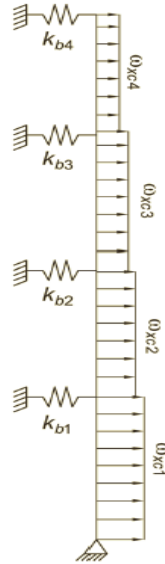


圖 C14.14.3-2 含水平邊構件彈簧之垂直邊構件彈性模型

(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_{bl0} 與 P_{br0} 為：

$$P_{bl0} = \omega_{xbl} \frac{L}{2} \quad (C14.14-9)$$

$$P_{br0} = -\omega_{xbl} \frac{L}{2} \quad (C14.14-10)$$

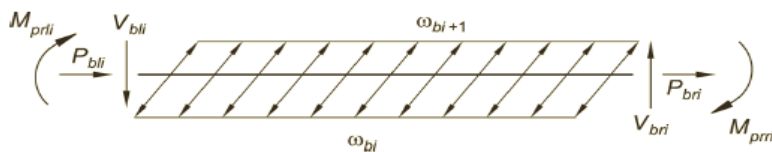


圖 C14.14.3-3 水平邊構件自由體圖

(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 邊構件之勁度

水平與垂直邊構件應使整個腹板在設計樓層位移點降伏，而水平與垂直邊構件須符合下列要求：垂直邊構件與牆體平面垂直之慣性矩 I_c 不得小於 $0.0031t_w L^4 / h$ 。水平邊構件與牆體平面垂直之慣性矩 I_b 不得小於 $0.0031L^4 / h$ 倍之上下牆體厚度差。

其中：

L ：垂直邊構件間中心線距離， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

H ：水平邊構件間中心線距離， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

t_w ：鋼板牆體厚度， $\text{cm} (\text{mm})$ 。

14.14.4.2 水平與垂直邊構件接合彎矩比

水平與垂直邊構件接合應滿足14.7.4.1節中梁柱彎矩比之規定，不須考慮鋼板牆體之效應。

14.14.4.3 側向支撐

水平邊構件之側向支撐應滿足14.4.1.2節第a項中對於中等韌性構件的要求。

14.14.4.4 牆體開孔

牆體開孔四周應以內部邊構材(intermediate boundary element, IBE)束制且分別延伸至牆體全寬及全長。經試驗或數值方法證實可行或符合14.14.7節者，不在此限。

解說：

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

水平邊構件、垂直邊構件與內部邊構材應滿足14.4.1.1節中高韌性構件的要求。

14.14.5.2 牆體

牆體設計剪力強度， ϕV_n (LRFD)與容許剪力強度 V_n / Ω (ASD)，根據剪力降伏之極限狀態，應依下式決定之：

$$V_n = 0.42 F_y t_w L_{cf} \sin 2\alpha \quad (14.14-1)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

其中：

L_{cf} ：柱翼板淨間距，cm (mm)。

t_w ：牆體厚度，cm (mm)。

α ：牆體降伏拉力場與鉛垂線之夾角。拉力場角度 α 允許採用 40° 或依下式計算之：

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad (14.14-2)$$

其中：

A_b ：水平邊構件斷面積， cm^2 (mm^2)。

A_c ：垂直邊構件斷面積， cm^2 (mm^2)。

14.14.5.3 水平邊構件

水平邊構件須排除樑柱構件接合處以外之區域所產生的撓曲降伏，應符合下列條件：

(a) 水平邊構件須具備抵抗2倍重力載重與腹板降伏造成的簡支跨距梁力矩。

(b) 具備抵抗2倍重力載重與腹板降伏造成的簡支跨距梁力矩的水平邊構件且含有削切翼板，須符合ANSI/AISC 358規範5.8節步驟1 $c = 0.25b_f$ 。

14.14.5.4 保護區

特殊鋼板剪力牆之保護區應滿足14.4.1.3節之條文，包含如下：

(a) 特殊鋼板剪力牆的鋼板牆體。

- (b) 連接鋼板牆體與水平及垂直邊構件之元件。
- (c) 水平邊構件端部塑鉸區，由柱面起一倍梁深範圍內或依14.7.5.3節規定。

解說：

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 $0.5R_y F_y t_w L_{cf} (\sin 2\alpha)$ ，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。

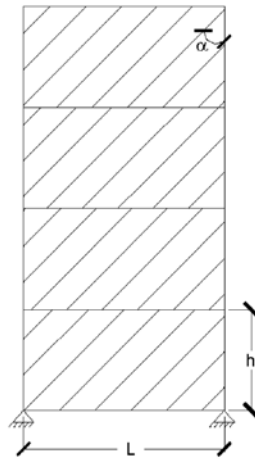


圖 C14.14.5-1 特殊鋼板剪力牆之板條模型

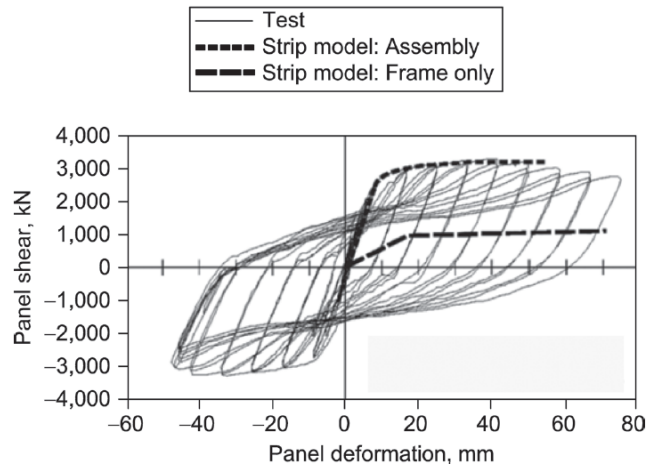


圖 C14.14.5-2 一座多層樓鋼板剪力牆構架底部牆體之試驗結果與板條模型預測強度之比較 (摘自Driver et al., 1997)

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：

$$Z_i = \frac{\omega_{ybi} L_b^2}{4F_{yb}} \quad (\text{CF5-18})$$

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：

$$\omega_{ybi} = F_{yp} t_{pi} \cos^2 \alpha \quad (\text{CF5-19})$$

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 必要關鍵銲接

下列銲接為必要關鍵銲接，應滿足14.2.2與14.15.2.3節之條文規定：

(a)柱續接之開槽銲。

(b)柱與柱底板間銲接。

例外：當下列條件皆滿足時，不須考慮必要關鍵銲接：

(1)柱構件位於或接近柱底板處不發生塑鉸。

(2)且在含超強度地震力之載重組合下柱構件不受純拉力者。

(c)水平與垂直邊構件接合之銲接。

解說：

銲道非彈性應變可能產生於偏心斜撐構架柱底板、柱續接，因此上述銲道應視為必要關鍵銲道，詳14.11.6.1節之解說。

必要關鍵銲道需遵循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 水平與垂直邊構件接合

水平與垂直邊構件接合須滿足14.5.6.2節之條文規定：

1.需求強度

水平與垂直邊構件接合的需求剪力強度應使用容量限制地震載重效應決定之。容量限制水平載重，應考慮公式(14.5-1)與牆體在 α 角方向拉力降伏之預期降伏強度所造成剪力的疊加效應。

2. 梁柱交會區

緊鄰特殊鋼板剪力牆頂層與底層水平邊構件之垂直邊構件梁柱交會區應符合14.7.6.5節條文規定。

解說：

梁柱接合參照解說14.11.6.2節。

14.14.6.3 柱續接

柱構件之續接應滿足14.4.2.5節之條文規定。以銲接進行續接處，應採用全節點滲透開槽銲。柱構件之續接應設計可發展出接合構件中塑性彎矩 M_p 除以 α_s 較小者之50%。其需求剪力強度， V_r 應以公式(14.13-2)決定之。

解說：

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 = $(L \cos \alpha + H \sin \alpha) / n$ ， cm^2 (mm^2)。

L ：牆體寬度， cm (mm)。

H ：牆體高度， cm (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 開孔型牆體

14.14.7.1 規則排列之圓型開孔

滿足本節規定之開孔板材可用作特殊鋼板剪力牆的牆體。開孔型牆體應具有相同孔徑、以陣列型式均勻分布於整面牆體之規則開孔，使開孔間對角連線與鉛垂線呈一固定角度。開孔邊緣之表面粗糙度不可超過13微米。

1. 強度

根據剪力降伏極限狀態，開孔牆體之設計剪力強度 ϕV_n (LRFD)與容許剪力強度 V_n/Ω (ASD)，應以具有對角線 45° 之開孔型牆體下式計算之：

$$V_n = 0.42F_y t_w L_{cf} (1 - 0.7D / S_{diag}) \quad (14.14-3)$$

$$\phi = 0.90 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 1.67 \text{ (ASD)}$$

其中：

D ：孔徑，cm (mm)。

S_{diag} ：以對角線 45° 測量孔心到心最短距離，cm (mm)。

2. 開孔間距

S_{diag} 應不小於1.67

牆體與水平及垂直邊構件接合與第一排開孔間之距離應至少有 1 ，但不可超過 $(D + 0.7S_{diag})$ 。

3. 勁度

此類規則開孔型牆體平面內勁度應使用有效牆體厚度計算之：

$$t_{eff} = \frac{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right)}{1 - \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S_{diag}} \right) \left(1 - \frac{N_r D \sin \alpha}{H_c} \right)} t_w \quad (14.14-4)$$

其中：

H_c ：柱構件(牆體)淨高，cm (mm)。

N_r ：水平開孔列數。

t_w ：牆體厚度，cm (mm)。

α ：開孔陣列中最短孔心連線與鉛垂線之夾角。

4. 有效預期拉應力

有效預期拉應力為 $R_y F_y (1 - 0.7D / S_{diag})$ 。

解說：

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。

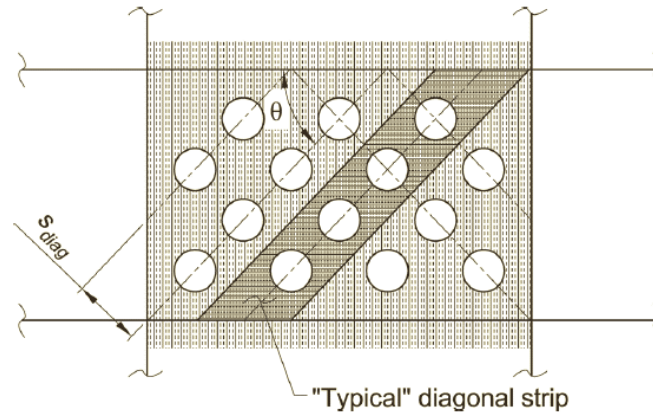


圖 C14.14.7-1 特殊開孔型鋼板剪力牆細節與典型斜向板條之示意圖

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 加勁型角落開孔

牆體角落可允許開四分之一圓開孔，惟切除區域之內緣需以與弧形加勁板加勁。弧形加勁板之設計應使牆體能發展實心牆體的完整強度，且在設計樓層側位移所對應之變形下能維持其強度。

1. 強度

在不考慮其他力作用下，弧形加勁板的有效強度應能抵抗由牆體平面內拉力場所造成軸拉力：

$$P_r = \frac{R_y F_y t_w R^2 / \alpha_s}{4e} \quad (14.14-5)$$

其中：

F_y ：為牆體平面規定最小降伏應力，tf/cm² (MPa)。

R ：切除區域之半徑，cm (mm)。

R_y ：預期降伏強度與規定最小降伏應力之比。

$$e = R(1 - \sqrt{2}/2) \cdot \text{cm (mm)} \quad (14.14-6)$$

2. 梁柱接合力設計

在不考慮其他力作用下，弧形加勁板的有效強度應能抵抗因梁柱接合變形所導致之軸力與彎矩組合效應。

$$P_r = \frac{15EI_y}{\alpha_s (16e^2)} \left(\frac{\Delta}{H} \right) \quad (14.14-7)$$

$$M_r = P_r e \quad (14.14-8)$$

其中：

E ：彈性模數， tf/cm^2 (MPa)。

I_y ：弧形加勁板之弱軸慣性距， cm^4 (mm^4)。

H ：樓層高度， cm (mm)。

Δ ：設計樓層側位移， cm (mm)。

水平與垂直邊構件應被設計能抵抗作用於加勁板端部的軸拉力。

解說：

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。

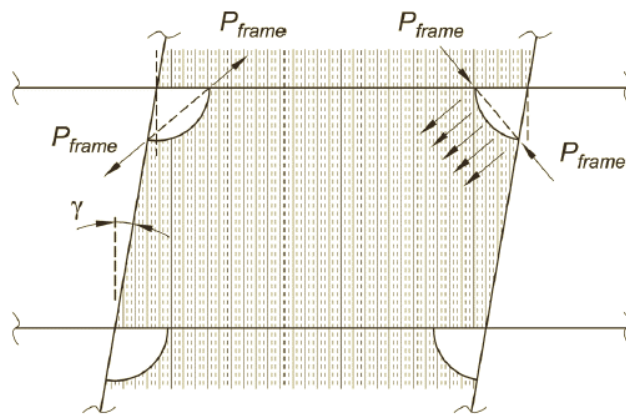


圖 C14.14.7-2 構架變形所造成之拱端反力與在加勁型角落開孔處因拉力場作用所造成之拱上牆體拉力

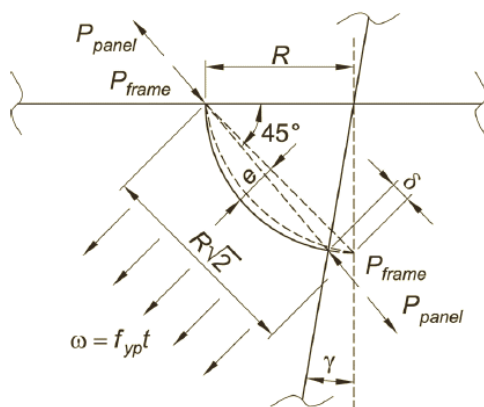


圖 C14.14.7-3 右側拱開孔的變形形狀與作用於其上的力量

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：

- 預拉力螺栓之位置。
- Class A級(或更高等級)接合面之位置。
- 設計為可發揮非彈性轉角之連結板，必須依實際比例繪製。
- 銲接工作孔之尺寸、表面粗糙度及完成面要求。
- 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：

- 預拉力螺栓之位置。
- 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：

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)。

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：

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管控及檢驗，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。

14.15.2.2 螺栓接合

螺栓接合須符合14.4.2.2的要求。

解說：

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。

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：

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。

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：

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。

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：

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。

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。

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。

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：

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。

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。

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之超音波試驗、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。

進行程序與技師認證時，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 $t/4t/4$ 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) | ○ | - | ○ | - |
| 銲工識別系統 | ○ | - | ○ | - |
| 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** | - | ○ | - |
| 扇形開孔之外表形狀與表面處理 | ○ | - | ○ | - |
| 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** | - | ○ | - |
| **對於任一銲工製作十組銲道符合本試驗作業之性能者，當此銲工證明了解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：

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。

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 |

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：

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。

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、抗壓強度、最大粗骨材粒徑、最大坍度) | O | D | O | D |
| 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 |

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 預先驗證與反復載重驗證試驗規定

本章節適用於資格預審及反復載重性能試驗之規定。

14.16.1 梁柱接合及連桿梁接柱接合之資格預審一

14.16.1.1 範圍

本節內容包含梁柱接合於特殊抗彎構架(SMF)、部分抗彎構架(IMF)、特殊複合抗彎構架(C-SMF)、部分複合抗彎構架(C-IMF)及連桿梁接柱接合於偏心斜撐構架(EBF)的資格預審之最低要求。在適當的資格限制條件下，預審後的接合允許使用，不需預先進行反復載重性能試驗。當資格預審接合的設計與規範要求有抵觸時，仍以資格預審的接合的資格預審範圍以及設計要求為準。

14.16.1.2 一般要求

a. 預先驗證準則

接合預審應根據14.16.1.3節的試驗數據進行，並且加上分析研究以及設計模型的驗證。根據規定的資格預審內一致性以及可靠的基礎。資格預審所引用之資料必須充分確認其可以滿足SMF、IMF、C-SMF及C-IMF結構系統所產生之層間變位角或EBF系統連桿梁所產生之轉角需求。接合在所有極限狀態下的行為，凡是會影響接合處的強度、勁度、變形量以及主要抗震系統(SFRS)的特性，都必須予以識別。14.16.1.4節中設計參數的影響效應，應於接合之資格預審中說明。

b. 資格預審之授權

接合的資格預審及相關限制規定須由主管機關批准的接合預審委員會(CPRP)來制定。

14.16.1.3 試驗要求

在資格預審所使用之試驗數據必須滿足14.16.2節之規定。CPRP須決定進行接合資格預審之試驗數量及考量的設計參數。當通過資格預審的接合限制改變時，CPRP也須提供相同資訊供參考。應執行數量足夠的試驗且以不同試驗試體，來證明接合可以承受SMF、IMF、C-SMF及C-IMF結構系統所需之層間變位能力與可靠度，並且也能承受EBF結構系統中鄰近柱子的連桿所需之轉角量。在資格預審中的構件尺寸不可超過14.16.2.3節第b項規定。

解說：

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 資格預審的參數

本章節列出以下影響接合性能的參數，在進行資格預審時需要考量這些參數。CPRP應制定出每個參數的容許值限制，以進行資格預審。

a.SMF與IMF的梁柱參數，及EBF的連桿梁與柱參數

- (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) SMF或IMF的梁跨深比、EBF的連桿長度。
 - (h) 斷面的寬厚比。
 - (i) 側向支撐。
 - (j) 柱與梁或連桿之方向性:梁或連桿與柱翼板連接;梁或連桿與柱腹板連接;梁或連桿與柱翼板及腹板連接;其他連接方式。
 - (k) 其他特殊接合之相關參數。
- b.C-SMF與C-IMF的梁柱參數
- (a) 結構鋼構材為複合梁或柱的一部份:參數須依據14.16.1.4節第a項規定。
 - (b) 複合梁及柱的整體深度。
 - (c) 複合梁之跨深比。
 - (d) 鋼筋直徑。
 - (e) 鋼筋材料規格。
 - (f) 鋼筋伸展及續接需求。
 - (g) 橫向鋼筋需求。
 - (h) 混凝土抗壓強度及密度。
 - (i) 鋼錨定器規格及材料。
 - (j) 其他特殊接合之相關參數。
- c.梁柱或連桿梁接柱關聯性
- (a) SMF、IMF及EBF的格板強度。
 - (b) C-SMF及C-IMF的接合剪力強度。
 - (c) SMF、IMF及EBF的疊合板接合細節。
 - (d) C-SMF及C-IMF的接合鋼筋細節。
 - (e) 梁柱或連桿梁接柱的彎矩比例。
- d.連續隔板及橫隔板
- (a) 判別何種情況下需使用連續隔板或橫隔板。
 - (b) 厚度、寬度及深度。
 - (c) 接合細節。
- e.銲接
- (a) 位置、範圍(包含回銲範圍)、型式(CJP、PJP、填角銲,等)及任何加強或表面處理要求。
 - (b) 銲材強度分級及沙丕V形槽衝擊試驗韌性。
 - (c) 銲接背襯板以銲接端板之細節及處理。
 - (d) 銲接手孔:尺寸、幾何形狀及完成面。
 - (e) 除了在14.15節所提之銲接的品質管理及保證,還應包含非破壞檢測(NDT)、頻率檢測、驗收標準及文件要求。
- f.螺栓
- (a) 螺栓直徑。

- (b) 螺栓分級：ASTM F3125 Grades A325, A325M, A490, A490M, F1852, F2280 或其他。
- (c) 安裝需求：預力、緊貼式或其他。
- (d) 螺栓孔：標準、超大、短槽、長槽或其他。
- (e) 鑽孔方式：鑽孔法、軋壓法、預軋壓法及修鑽法或其他。
- (f) 其他特別接合之相關參數。1

g. 鋼筋於C-SMF及C-IMF系統

- (a) 主筋及箍筋位置。
- (b) 保護層需求。
- (c) 彎鉤型式及其他相關鋼筋細節。

h. 品質管控及品質保證

其餘規定參考14.15節所規範的。

i. 額外接合細節

所有超出AISC、RCSC及AWS相關的接合需求及工藝水準參數，由CPRP考量並建立。

解說：

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 設計流程

為進行接合資格預審，必須提供一套整體性的設計流程。且該設計流程應能夠標明與該接合相關的所有極限狀態。

解說：

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 資格預審紀錄

已經通過資格預審的接合應提供書面的資格預審記錄。資格預審記錄應包含下方資訊：

- (a) 預審接合的一般說明及主要構件與接合構材圖說，應清楚標示其特性以及構件之接合。
- (b) 描述接合彈性及非彈的預期行為、非彈性行為的預期位置及接合於極限狀態下之強度及變位容量。
- (c) 表列接合預審所對應之系統：SMF、IMF、EBF、C-SMF或C-IMF。
- (d) 表列所有14.16.1.4節所提資格預審適用參數的限制條件。
- (e) 表列臨界銲接需求。

- (f) 定義接合內保護區域。
- (g) 接合設計流程的詳細描述，如14.16.1.5節所示。
- (h) 試驗報告、研究報告及其他出版刊物的參考文獻作為資格預審的依據。
- (i) 品質管控及品質保證流程的結論。

解說：

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 梁柱與連桿柱連接的反復載重測試**14.16.2.1 範圍**

本節規定 SMF、IMF、C-SMF 和 C-IMF 中梁柱抗彎矩接合以及EBF中連桿與柱接合的反復載重測試要求。

本節所述的試驗，其目的是為證明梁柱接合或連桿柱接合處接合的強度、層間變位角或連桿旋轉角滿足規範要求。

當簽證技師且主管機關核准時，允許改變測試要求。

解說：

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，但其他也適用於 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 測試子構架要求

測試子構架應盡可能還原原型結構在地震力作用的真實情況。子構架應包括以下特徵：

- (a) 試體應至少包含一根柱，柱兩側或是單側與梁或是連桿連接。
- (b) 試體的反曲點應與原型結構在地震載重作用下的預期反曲點相同。
- (c) 允許在試驗子構架靠近力量加載處或反力端採用側向支撐以提供試體的側向穩定度。

除非原型結構有側向支撐，否則不得於測試子構架配置額外的側向支撐。

解說：

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 基本測試參數

試體應盡可能真實還原構件的相關設計、細節、結構特徵和材料特性。以下參數應在試體中還原。

a. 非彈性轉角的來源

非彈性轉角應基於對試體變形的分析來計算。非彈性轉角的來源包括但不限於：構件的降伏、連接元件和連接件的降伏、鋼筋的降伏、混凝土的非彈性變形以及構件和連接元件之間的滑動。假設SMF、IMF、C-SMF 和 C-IMF中梁柱抗彎矩接頭的非彈性轉角，全來自於柱心與梁心交點產生的非彈性轉角，假設EBF中的連桿到柱接合處的非彈性轉角，來自於連桿中心與柱皮的交點產生的非彈性轉角。

b. 構件

試體所使用的梁或連桿的尺寸應符合以下的限制：

- (a) 試驗所使用梁或連桿的深度應不小於原型梁或連桿深度的 90%。
- (b) 對於 SMF、IMF 和 EBF 構架，試驗所使用梁或連桿的單位長度重量，不應小於原型梁或連桿的單位長度重量的 75%。
- (c) 對於 C-SMF 和 C-IMF，試驗所使用梁的單位長度重量，不應小於原型梁的單位長度重量的 75%。

根據 14.16.2.3 節第 a 項的要求，試驗所使用的柱構件尺寸應正確代表柱子的非彈性行為。

此外，在 SMF、IMF 和 EBF 構架，試驗所使用的柱構件深度不應小於原型柱構件深度的 90%。

在 C-SMF 和 C-IMF 構架中試驗所使用的柱構件深度不應小於原型柱構件深度的 90%。

試驗所使用的鋼構材其受壓肢材的寬厚比應滿足本規範對 SMF、IMF、C-SMF、C-IMF or EBF 構架等構件的寬厚比限制。

例外：

如果同時滿足以下兩個條件，則試驗所使用的構材其受壓肢材的寬厚比允許超過本規範規定的寬厚比：

(a) 試體構材受壓肢材的寬厚比不小於相應原型構材受壓肢材的寬厚比。

(b) 試體所的設計特徵須反應原型構材的設計特徵，具有抑制局部屈曲的效果，例如：鋼構件的混凝土包覆、鋼構件的混凝土填充和其他類似的特徵。

超出本節規定的限制可以被允許，但須經具有官方認可之審查機關審核及同意。

c. 鋼筋數量、尺寸和細節

試體所使用的縱向鋼筋總斷面積不應小於原型鋼筋總斷面積的 75%，單根鋼筋的斷面積不應小於原型最大鋼筋斷面積的 70%。

試體鋼筋錨固、鋼筋伸展以及鋼筋搭接的設計思維及方法應代表原型。

橫向鋼筋的數量、佈置和彎鉤配置應代表原型的握裹、圍束和錨固條件。

d. 接合細節

試體的接合細節應該盡可能地接近原型結合細節。試體的接合構件，應該使用與原型的接合細節相同的尺寸來測試

e. 連接板

試體連接板應按比例設計以盡量接近原型接合細節中連接板尺寸。

f. 鋼材構件與接合元件的鋼材強度

對於藉由降伏後產生非線性轉角的鋼材構件與接合元件，需要滿足以下額外要求：

(a) 降伏強度的決定須符合 K2.6a 節中的規定。本章節明訂禁止以材料認證試驗報告中的降伏強度來取代實際試驗的降伏強度。

(b) 根據 14.16.2.6 節第 a 項規定所進行的梁翼板降伏強度測試，不得低於原型鋼材 $R_y F_y$ 的 15%。

(c) 柱與接合構件的鋼材降伏強度不得超過或低於原型構件鋼材 $R_y F_y$ 的 15%。
 $R_y F_y$ 的決定應符合 14.1.3 節的規定。

g. 鋼材強度與鋼筋等級

試體的鋼筋應與原型的鋼筋具有相同的 ASTM 規格。試體鋼筋的最小降伏強度不應小於原型鋼筋的最小降伏強度。

h. 混凝土強度與密度

試體的混凝土抗壓強度須至少為原型構件與連結元件的 75%，且不得高於 125%。

試體混凝土抗壓強度的決定，應符合 14.16.2.6 節第 d 項的規定。

試體構件與連結元件的混凝土密度應與原型相同。混凝土的密度分類應對照於

美國混凝土學會ACI 318中定義的常重、輕質、全輕質、輕質細骨材混凝土。

i. 銲接點

試體的銲接需要滿足以下規定：

- (a) 根據美國銲接學會AWS D1.1/D1.1M規定，銲接應按照銲接程序規範(WPS)進行。銲接程序規範書(WPS)基本參數需要滿足美國銲接學會(AWS) D1.1/D1.1M要求且應在銲材製造商所制定的範圍內。試體中銲接的拉力強度與沙丕V形槽衝擊試驗結果的決定，應符合第14.16.2.6節第e項中銲接程序規範書(WPS)規定，採用相同銲材分類、製造商、品牌、商品名稱、直徑與平均入熱量。本節不允許使用製造商制式規格報告文件內的拉力強度與CVN韌性值來取代實際試驗結果。
- (b) 試體銲材的最小抗拉強度，需與原型銲材採用相同的強度。根據14.16.2.6節第c項規定，試體銲材的抗拉強度不得超過原型銲材抗拉強度170 MPa。
- (c) 試體的銲材的V形槽(CVN)韌性不得超過原型銲材的韌性。根據14.16.2.6節第c項中規定所執行的V形槽(CVN)韌性測試，其韌性不得高於原型韌性的50%，且不得超過34 J，兩者取大值。
- (d) 試體上銲接的銲縫位置應與原型銲接的銲縫位置相同。
- (e) 試體銲接細節，例如背墊板、起弧端板和銲接手孔，應與原型銲道的細節相同。除非相應的銲接背墊板和起弧端板從原型銲道中移除，否則不應從試樣銲道上去除背墊板和起弧端板。
- (f) 試體銲道的檢驗和非破壞檢測方法和驗收標準應與原型銲道相同。

j. 螺栓接合

試體的螺栓部位應盡可能地接近原型接合的螺栓部位。此外，試樣的螺栓接合部位應滿足以下要求：

- (a) 試體的螺栓等級應與原型中使用之螺栓等級相同，但允許使用重型六角螺栓代替具有相同規格之扭矩控制型斷尾螺栓。
- (b) 試樣中使用的螺栓孔(標準、超大、短槽、長槽或其他)的類型和方向應與原型相應螺栓孔相同。
- (c) 當螺栓接合部位因降伏或滑動導致非彈性轉角時，用於製造螺栓孔的方式(鑽孔、試樣中的輔助孔與擴孔，或其他孔)應與原型螺栓孔中使用的方式相同。
- (d) 試體的螺栓應與原型螺栓有相同的安裝方式(預拉法或其他法)和接合面處理方式(無規定摩擦組、A 級或 B 級摩擦組其他)。

k. 鋼與混凝土之間的載重傳遞

試樣中構件和連接元件的鋼和混凝土之間載重傳遞方式，包括直接承載、剪力接合、摩阻接合等，應與原型相同。

解說：

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b項中的標準，如果試體的銲材抗拉強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。測試銲在美國銲接學會(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節第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. 一般要求

SMF 與 IMF 的梁柱彎矩接合應按照第 14.16.2.4 節第 b 項的要求，對試體施加反復載重。對於偏心斜撐構架 (EBF) 的連桿接柱接合，應按照第 14.16.2.4 節第 c 項的要求。

用於驗證 SMF 與 IMF 接合的正交柱的加載順序，應使用 14.16.2.4 節第 b 項中規定的加載順序且在兩個軸向上加載。於資格審查或資格預審中，每個軸向的梁應代表最嚴苛的組合。為了替代於 14.16.2.4 節第 b 項所規定的每個軸向同時施加的載重順序，同時施加的等值載重需相同於梁之強度，並加載於柱的正交軸上。

當加載順序被證明比 14.16.2.4 節第 b 項和第 c 項的規定有同等或更高的嚴重性時，可以允許使用。

b. 於 SMF 與 IMF 中梁柱彎矩接合的反復載重試驗所使用的加載順序，應藉由控制在試體的層間變位角 θ 的方式來進行，如下所示：

- (a) $\theta=0.00375$ rad 時，進行 6 個循環。
- (b) $\theta=0.005$ rad 時，進行 6 個循環。
- (c) $\theta=0.0075$ rad 時，進行 6 個循環。
- (d) $\theta=0.01$ rad 時，進行 4 個循環。
- (e) $\theta=0.015$ rad 時，進行 2 個循環。
- (f) $\theta=0.02$ rad 時，進行 2 個循環。
- (g) $\theta=0.03$ rad 時，進行 2 個循環。
- (h) $\theta=0.04$ rad 時，進行 2 個循環。

以 $\theta=0.01$ 弧度的增量繼續加載，每個 step 加載兩個循環。

c. EBF 中連桿接柱接頭的加載順序，連桿接柱接頭的合格循環試驗應通過控制施在試樣上的總連桿旋轉角 γ_{total} 進行，如下所示：

- (a) $\gamma_{total}=0.00375$ rad 時，進行 6 個週期。
- (b) $\gamma_{total}=0.005$ rad 時，進行 6 個週期。
- (c) $\gamma_{total}=0.0075$ rad 時，進行 6 個週期。
- (d) $\gamma_{total}=0.01$ rad 時，進行 6 個週期。
- (e) $\gamma_{total}=0.015$ rad 時，進行 4 個週期。
- (f) $\gamma_{total}=0.02$ rad 時，進行 4 個週期。
- (g) $\gamma_{total}=0.03$ rad 時，進行 2 個週期。
- (h) $\gamma_{total}=0.04$ rad 時，進行 1 個週期。
- (i) $\gamma_{total}=0.05$ rad 時，進行 1 個週期。
- (j) $\gamma_{total}=0.07$ rad 時，進行 1 個週期。
- (k) $\gamma_{total}=0.09$ rad 時，進行 1 個週期。

以 $\gamma_{total}=0.02$ rad 的增量繼續加載，每一步加載一組循環。

解說：

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 儀器

應提供數量足夠的儀器，以符合14.16.2.7節中要求的測量數據與計算。

14.16.2.6 材料試驗要求

a. 結構鋼材料拉力試驗要求

應依據 14.16.2.6 節第 c 項的規定，進行拉力試驗測試的鋼板取樣，材料測試鋼板應取自與試體相同的爐次，經認證過的材料拉力強度測試成果應列入報告，但不應替代本節要求的實體測試內容。應對試體的以下部位進行拉力試驗並報告：

- (a) 梁與柱翼板和腹板的標準位置。
- (b) 任何藉由降伏提供非彈性轉角的接合構件。

b. 鋼筋材料試體拉力試驗要求

應依據 14.16.2.6 節第 c 項對鋼筋樣本進行拉力試驗。用於材料試驗的鋼筋樣本應取自與試體相同的爐次。經認證過的材料拉力強度測試成果應列入報告，但不應替代本節要求的實體測試內容。

c. 結構鋼材和鋼筋的材料拉力試驗方法

拉力試驗應根據 ASTM A6/A6M、ASTM A370 和 ASTM E8 進行，但以下情況除外：

- (a) 試驗報告的降伏強度 F_y 應基於 ASTM A370 中的降伏強度定義，採用應變曲線 0.2% 平行偏移值計算。
- (b) 拉力試驗的加載速率應盡可能接近試體試驗的加載速率。

d. 混凝土試驗要求

用於試驗的混凝土圓柱試體應按照美國材料和試驗協會 ASTM C31 製造和養護，應在試體反復載重試驗結束的前後 5 天內，對用於試體構件的每批混凝土進行至少三個圓柱試體進行強度測試，混凝土圓柱試體的試驗應符合 ASTM C39。三個圓柱試體的平均抗壓強度，應不小於試體相應構件或連接元件中混凝土指定抗壓強度的 90% 且不大於 150%。此外，三個圓柱試體的平均抗壓強度不應大於試體相應構件或連接元件中混凝土指定抗壓強度 3000 psi (20.7 MPa)。例外：

如果三個圓柱試體的平均抗壓強度超出這些限制，若能提供計算或其他證據來證明混凝土強度的差異將如何影響連接性能，則試體仍然可以採用。

e. 銲材金屬材料試驗試體的要求

銲接金屬測試應從材料試板中取出的樣本上進行，這些樣本與試體使用相同的銲材金屬等級、製造商、品牌或商品名稱、直徑，並使用與試體銲接相同的平均入熱量。銲接材料試體的拉力強度和 V 形槽(CVN)韌性應根據銲接機械試驗標準方法(美國銲接學會 B4.0/B4.0M)判定。進行實體測試時，不得使用製造商制式合格證書上的拉力強度和沙丕 V 形槽(CVN)韌性值作為替代。

製作試體和銲接材料測試鋼板應使用相同的銲接程序規範，材料試板與試體應使用相同等級和類型的母材，儘管不需要使用相同的入熱量，但如果用於製作材料試板與試體的平均入熱量相差不在±20%以內，則應重新製作並試驗新的材料試板。

解說：

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降伏點，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，上降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 測試報告要求

對每個試樣，應編寫符合主管機關要求和本節要求的書面試驗報告。該報告應徹底記錄測試的所有關鍵特性和結果。報告應包括以下內容：

- (a) 測試組件的設計圖或具體描述，包括關鍵尺寸、加載和反力點的邊界條件及側向支撐的位置。
- (b) 設計詳圖能夠顯示構件尺寸、鋼材等級、所有連接元件尺寸、銲接細節(包括銲材)、螺栓孔的尺寸和位置、螺栓的尺寸和等級、指定混凝土抗壓強度和密度、鋼筋尺寸和等級、鋼筋位置、鋼筋接頭和錨固細節以及接合的所有其他相關細節。
- (c) 測試樣本的所有其他基本參數列表，如 14.16.2.3 節中所示。
- (d) 試體加載或位移歷程列表或圖表。
- (e) 列出所有必須依照需求條件而設計的銲接。
- (f) 說明作為一個保護區內設計的構件和接合定義。
- (g) 試體加載與位移的關係圖，此圖中的位移應在加載點或附近測量。應清楚標明試體上測量載重和位移的位置。
- (h) 梁柱彎矩接合的梁力矩與層間變位角的關係圖，或連桿柱接合的連桿剪力與連桿旋轉角度的關係圖。對於梁柱接合，梁彎矩和層間變位角應相對於柱的中心線進行計算。
- (i) 測試樣本產生的層間變位角和總非彈性轉角。試體中對總非彈性轉角有貢獻的部位應該要被辨識，每個部位對總非彈性轉角的貢獻要有說明，用於計算非彈性轉角的方法應清楚顯示。
- (j) 試驗觀察的時間順序列表紀錄，包括觀察鋼構件的降伏、滑移、不穩定、裂縫和破裂、混凝土開裂以及試體任何部位的其他損壞觀察。
- (k) 試體的控制破壞模式。如果試驗在破壞前終止，應明確說明終止試驗的原因。
- (l) 14.16.2.6 節規定的材料試驗結果。
- (m) 銲接程序規範書(WPS)和銲接檢測報告書。

測試樣本或測試結果的附加圖紙、數據和討論等資訊，允許被包含在報告中。

14.16.2.8 合格標準

試樣必須滿足規範對SMF、IMF、C-SMF、C-IMF、EBF系統接合強度和層間變位角或連桿旋轉角的要求。試體必須在至少一個完整的加載程序內，承受所需的層間變位角或連桿旋轉角。

14.16.3 挫屈束制支撐反復載重試驗性能驗證

14.16.3.1 範圍

本章節包含規範對個別挫屈束制支撐及其組裝元件的反復載重試驗規定。

個別挫屈束制支撐試驗目的是為證明該挫屈束制支撐滿足規範對強度以及非彈性變形能力的規定，同時試驗所得的支撐最大軸力也可作為相連接的構件的設計力。斜撐框架試驗的目的是為證明該斜撐框架設計能滿足設計變形以及轉角需求。此外，斜撐框架試驗主要是展示斜撐框架中支撐的遲滯行為係與個別支撐元件的軸向試驗結果一致。

當簽證技師(EOR)及主管機關允許時，替代的試驗規定是可被允許的。本章節僅提供簡化試驗相關條件的最低程度建議。

解說：

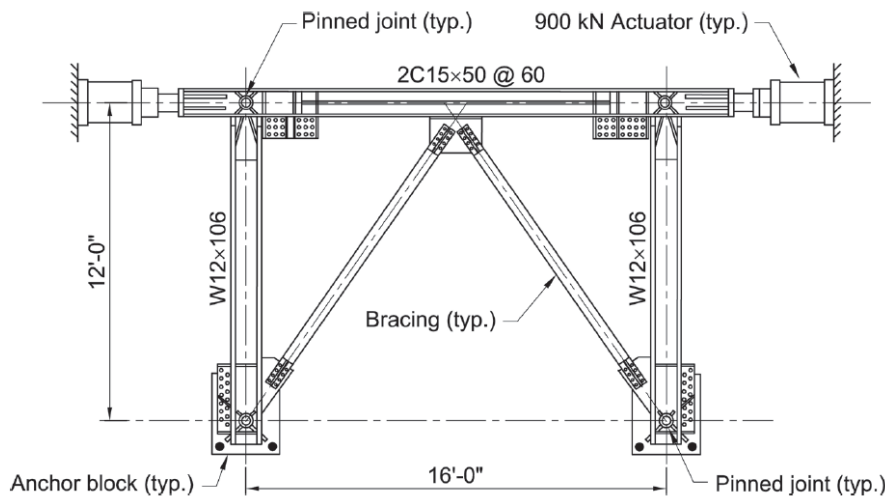
本節規範需先介紹幾個新的參數。 Δ_{bm} 表示軸向變形量以及轉角變形量，此兩個變形量皆為透過檢核結構物在設計層間位移 Δ_m 下，並計算接頭側向變形以及轉角變形需求。

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 斜撐框架試驗試體

斜撐框架試驗試體須滿足下列需求：

- (a) 斜撐框架試驗試體的力學機構，其容許非彈性轉角容量須與其原型結構相同。斜撐框架試驗中斜撐的轉角變形需求應相等或大於原型結構。
- (b) 斜撐框架試驗中斜撐的核心鋼材軸向降伏強度($P_{y_{sc}}$)應不得小於原型結構軸向降伏強度(P_{y_c})的90%，鋼材軸向降伏強度($P_{y_{sc}}$)的計算，定義為為核心鋼材斷面積(A_{sc})與鋼材試片拉伸試驗(Coupon Test)所得降伏強度乘積。
- (c) 斜撐框架試驗試體中斜撐的核心鋼材斷面形狀以及方向須與原型結構相同。
- (d) 為了能夠比較斜撐框架以及原型結構斜撐的轉角變形量需求，斜撐框架以及原型結構的設計須使用同一種設計方法。進行穩定性分析時，連接核心鋼材的梁、柱以及接合板應視為該系統的一部分進行分析。
- (e) 原型結構的連接設計、核心鋼材投影穩定性、整體挫屈以及其他相關的斜撐框架試驗試體斜撐組裝細節的安全界限分析，不包含原型結構的連接板，應相當於或超過關的斜撐框架試驗試體結構的安全性。若也進行14.16.3.3節規定的斜撐性能試驗是涵蓋了本節的斜撐框架試驗規定，則整體挫屈的安全係數可使用本節或是14.16.3.3節第a之(a)項中較小的安全係數。
- (f) 斜撐框架試驗試體的側向支撐應複製原型結構中的側向支撐。
- (g) 斜撐框架試驗試體以及原型結構應按照相同的品質管理及品質保證製程製作。

若經由審查委員審查與主管機關認可批准，可以允許超出本節的限制條件。

解說：

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。這條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 斜撐試驗試體

斜撐試驗試體應盡可能地重現原型結構的相關設計細節、組裝特性以及材料性質。

a. 斜撐試驗試體設計

斜撐試驗試體與原型結構應採用相同的設計方法，設計計算內容應至少說明下列事項：

- (a) 原型結構的整體挫屈穩定性安全界限應相同或大於斜撐試驗試體的安全界限。
- (b) 斜撐試驗試體與原型斜撐的安全界限計算應解釋材料性質的差異性，應包含降伏應力、極限應力、極限拉伸變形率以及韌性等。

b. 斜撐試驗試體製作

斜撐試驗試體以及原型結構應按照相同的品質管理及品質保證製程製作。

c. 斜撐試驗試體與原型結構的相似性

斜撐試驗試體應滿足下列規定：

- (a) 斜撐試驗試體的核心鋼材的斷面形狀以及方向須與原型結構相同。
- (b) 斜撐試驗試體的核心鋼材軸向降伏強度($P_{y_{sc}}$)應不得小於原型結構軸向降伏強度($P_{y_{sc}}$)的30%，也不得大於原型結構軸向降伏強度($P_{y_{sc}}$)的120%，鋼材軸向降伏強度($P_{y_{sc}}$)的計算，定義為為核心鋼材斷面積(A_{sc})與鋼材試片拉伸試驗(Coupon Test)所得降伏強度乘積。
- (c) 斜撐試驗試體中核心鋼材與挫屈束制機制的脫層材料與方法應與原型結構

相同。

若經由審查委員審查與主管機關認可批准，可以允許超出本節的限制條件。

d. 接合細節

斜撐試驗試體中使用的接合細節應盡可能地重現原型結構接合細節。

e. 材料性質

1. 核心鋼材

斜撐的核心鋼材應滿足下列規定：

(a) 斜撐試驗試體的核心鋼材標稱最小降伏應力應與原型結構相同。

(b) 斜撐試驗試體的核心鋼材試驗降伏應力應至少應達到原型結構的試片拉伸試驗(Coupon tests)結果的90%。

(c) 斜撐試驗試體核心鋼材的規定最小極限應力以及應變應不得超過原型結構。

2. 挫屈束制機制

斜撐試驗試體的挫屈束制機制所使用的脫層材料應與原型結構所使用的脫層材料相同。

f. 接合

試驗試體上的銲接、螺栓以及鉸接型式應盡可能地重現原型試體上的型式。

解說：

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. 一般規定事項

試驗試體需承受在14.16.3.4節第b項與第c項描述的反復載重規定。額外超過在14.16.3.4節第c項描述的加載增量是可允許的，每個加載迴圈應包含達到規定的目標拉伸以及壓縮變形量。

b. 實驗控制

實驗應透過控制施加在試驗試體上的軸向或轉角變形量 Δ_b 來進行。作為替代方式，在進行側向轉角變形控制與維持時，允許以軸向變位當作是控制變因加載。

c. 加載序列

應在試驗試體施加荷載以產生下列的變形，其中變形是指試驗試體的核心鋼材軸向變形量以及斜撐框架中斜撐試驗試體的轉角變形需求：

- 2個加載迴圈，變形量 Δ_b 對應到 Δ_{by} 。
- 2個加載迴圈，變形量 Δ_b 對應到 $0.50 \Delta_{bm}$ 。
- 2個加載迴圈，變形量 Δ_b 對應到 $1.0 \Delta_{bm}$ 。
- 2個加載迴圈，變形量 Δ_b 對應到 $1.5 \Delta_{bm}$ 。
- 2個加載迴圈，變形量 Δ_b 對應到 $2.0 \Delta_{bm}$ 。
- 如需要額外進行完整加載的歷程迴圈試驗，其變形量 Δ_b 對應到 $1.5 \Delta_{bm}$ ，斜撐試驗試體累積的非彈性軸向變形量達到至少200倍的降伏變形量，斜撐框架試驗不適用此規定。

其中：

Δ_{bm} ：變形量，至少等於樓層的設計層間位移。

Δ_{by} ：變形量，為試驗試體初始降伏時對應的變形量。

設計層間位移 Δ_{bm} 應不得小於該樓層高度的1%，其他的加載歷程可被允許作為驗證試體性能的加載歷程，但其加載歷程需呈現出其能達到相當或是產生更大的最大與累積的非彈性變形量。

解說：

加載歷程要求每一個試驗斜撐能達到2.0倍的设计層間位移韌性能力，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设计地震力下的反應，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} 以及對應到设计層間位移 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设计法(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design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design層間位移為降伏變形量的4.0倍，同時假設該design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design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

應提供足夠的量測儀器並安裝在試驗試體上，以14.16.3.7節符合要求的量測或計算數據。

解說：

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

拉伸試驗所使用的試驗鋼材樣本應取自與製作斜撐核心鋼材同一批爐號的鋼材。

經認證過的材料拉力強度測試成果應列入報告，但不應替代本節要求的實體測試內容，拉伸試驗結果應基於按照14.16.3.6節第b項規定進行試驗。

b. 拉伸試驗方法

拉伸試驗應按照ASTM A6、ASTM A370以及ASTM E8進行試驗之外，也必須符合下列規定：

(a) 試驗報告的降伏應力係基於ASTM A370中對降伏強度的定義，採用0.002應變偏移法定義該降伏應力。

- (b) 試片拉伸試驗的加載速率應盡可能與斜撐試驗試體加載速率相同。
- (c) 拉伸試片的加工應使其縱軸平行於核心鋼材的縱軸。

解說：

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 試驗報告規定事項

每個試驗試體的試驗報告，其編寫內容應達到本節規定的報告內容。該報告應完整記載試驗試體的所有特性以及試驗結果。報告內容應包含下列項目：

- (a) 試驗試體的圖面或是能清楚描述試體的文字，其內容包含試體主要尺寸、加載以及反力點的邊界條件以及側向支撐的位置。
- (b) 接合細節圖面應揭示構材尺寸、鋼材等級、所有接合元件、銲接細節包含銲材、螺栓或是插梢(桿眼)孔的尺寸以及位置、接合器尺寸與等級以及其他所有接合部位的相關細節。
- (c) 其他所有在第14.16.3.2節及14.16.3.3節所列的基本規定事項。
- (d) 以表或是圖形表示加載荷重或是位移歷程。
- (e) 加載力量與變形圖 Δ_b ，應清楚標示用何種方法決定變形量以及從試體何處量測到加載力量以及變形量。
- (f) 試驗觀察的時間順序列表紀錄，包括觀察到試體的降伏、滑移、不穩定、沿試體的側向位移等對應到位移量，若有試體含有接合板時，則亦提供試體與接合板任一處的斷裂的狀況。
- (g) 在第14.16.3.6節中規定的材料試驗結果。
- (h) 預製試驗試體的製程品質管制與品質保證計。計應涵蓋銲接流程規劃書及銲接檢驗報告。

測試樣本或測試結果的附加圖紙、數據和討論等資訊，允許被包含在報告中。

解說：

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 合格標準

至少應執行一個斜撐框架試驗以滿足第14.16.3.2節的規定。至少應執行一個斜撐的試驗以滿足14.16.3.3節的規定。在規定條文範圍內，所有的試驗應滿足下列規定事項：

- (a) 加載力與位移圖形應可展現出具有穩定且可重複的正向增量勁度的行為。
- (b) 不應出現斷裂、斜撐不穩定性或是斜撐端部接合破壞狀況。
- (c) 在斜撐試驗中，斜撐變位大於降伏變位 Δ_{by} 的每一個加載歷程迴圈中，其斜撐最大拉力以及壓力不得小於核心鋼材的標稱強度。
- (d) 在斜撐試驗中，斜撐變位大於降伏變位 Δ_{by} 的每一個加載歷程迴圈中，其斜撐

最大壓力比上最大拉力的比值不得超過1.5。

若經由審查委員審查與主管機關批准認可，對於斜撐試驗試體或斜撐框架試驗試體可以允許採用其他的合格標準。

解說:

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

A.1 一般要求

本附錄中允許的分析方法應確保結構在其變形形狀中滿足力平衡與位移相容性，包括所有撓曲、剪力、軸向和扭轉變形，以及所有其他導致結構位移的構件和接合變形。

本附錄的設計方法應按照2.3.1節規定，並使用極限強度設計法設計(LRFD)。

A.2 彈性分析設計

A.2.1 一般穩定性要求

符合本節限制的所有結構，可透過直接建模包含系統和構件缺陷的二階彈性分析進行設計。除了須符合4.1節所有要求，也需符合如下所述的附加要求和例外情況。所有載重相關的影響都應考量極限強度設計法之載重組合進行計算。

扭轉的影響應納入考慮，包括其對構件變形和二階效應的影響。

本方法的規定僅適用於雙對稱構件，包含I形、中空斷面和箱形斷面，除非能證明表明該方法也適用於其他類型的構件。

A.2.2 需求強度計算

對於使用直接包括系統和構件缺陷建模的二階彈性分析設計，結構構件的需求強度應符合4.2節的分析規定，額外的要求和例外情況如下所述。

a. 一般分析要求

結構分析應符合下列要求：

- (a) 分析應考量桿件扭轉變形。
- (b) 分析應考慮幾何非線性，包括結構的 $P-\Delta$ 、 $P-\delta$ 和扭轉效應。不可使用附錄8的近似分析方法。
- (c) 在所有情況下，分析應直接模擬因構件連接處節點，從其應有之位置起算之位移（系統缺陷），以及沿構件長度方向的初始不直度或偏移（構件缺陷）引起的初始缺陷所造成的影響。設計應採用最大可能之初始缺陷位移量，針對所考慮的載重組合選擇初始位移分布使其造成最大的不穩定效應。不得使用等校載重來表示任一類型的初始缺陷。

b. 勁度調整

用以決定需求強度的結構分析應使用4.2.3節定義折減之勁度。此勁度折減，包括係數0.8和 τ_b ，應使用於所有能助於結構穩定性的勁度。不允許使用等效載重表示 τ_b 。

A.2.3 可用強度計算

對於使用二階彈性分析的設計，包括直接將系統和構件缺陷建立於模型中模擬，構件和接合的可用強度應依照第五章到第十一章的規定計算，除非符合以下的定義，無考慮整體結構的穩定性。

構件的標稱抗壓強度 P_n 為全斷面抗壓強度 $F_y A_g$ 或細長構件的 $F_y A_e$ ，其中 A_e 如6.7節定義。

解說：

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 非線性分析設計

A.3.1 一般要求

結構系統及其構件和接合的設計強度應等於或超過由非彈性分析所得之需求強度。本節的規定不適用於耐震設計。

非線性分析應考量下列：(a)因撓曲、剪力、軸力與扭轉構件變形，以及導致結構位移的所有其他構件和接合的變形；(b)二階效應(包含 $P-\Delta$ 、 $P-\delta$ 與扭轉效應)；(c)幾何初始缺陷；(d)因非線性導致之勁度折減，包含因殘餘應力所導致之全斷面中的局部降伏；(e)結構系統、構件與接合強度與勁度之不確定性。

當分析提供較高之可靠性時，由本節規定之非線性分析所得之極限強度狀態，不受限於本規範之規定。未由非線性分析所得之極限強度狀態應根據第五章至第十一章之規定進行評估。

接合應符合2.3.4節之規定。

進入非彈變形影響的構件和接合之韌性應與結構系統的預期行為一致。不包含由於構件或接合斷裂導致之力量重分配。

透過非彈性分析來分配構件和接合以滿足一般要求的任何方法可允許使用。基於非彈性分析、滿足上述強度要求、A.3.2節韌性要求和A.3.3節分析要求的設計方法皆滿足一般要求。

A.3.2 韌性要求

構件和與已降伏桿件連接應按比例分配，使所有非彈性變形要求小於或等於其非彈性變形能力。為確保非彈性變形要求小於或等於其非彈性變形能力之替代方法，對產生塑性鉸影響之鋼構件應滿足以下要求。

a. 材料

產生塑性鉸之鋼構件的規定最小降伏應力 F_y 不應超過450 MPa。

b. 斷面

桿件斷面於產生塑性鉸位置，應為雙對稱斷面且受壓構件寬厚比不超過 λ_{pd} ，除以下規定外， λ_{pd} 等於表2.4-1b的 λ_p ：

(a)寬翼斷面構件腹板、矩形中空斷面、方形中空斷面受到撓曲與壓力時之寬厚比 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 ：需求軸壓強度，以極限強度設計法載重組合決定，tf (kN)。

P_y ：軸向降伏強度 = $F_y A_g$ ，tf (kN)。

h ：根據2.4.1節規定，cm (mm)。

t_w ：腹板厚度，cm (mm)。

ϕ_c ：受壓抵抗係數 = 0.90。

(b) 矩形中空斷面、方形中空斷面、蓋板之翼板以及螺栓或銲接接合面間之橫隔板之寬厚比 b/t 。

$$\lambda_{pd} = 0.94 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (\text{A.3-3})$$

其中：

b ：根據2.4.1節規定，cm (mm)。

t ：根據2.4.1節規定，cm (mm)。

(c) 受撓曲變形圓管斷面徑厚比 D/t

$$\lambda_{pd} = 0.045 \frac{E}{F_y} \quad (\text{A.3-4})$$

其中：

D ：圓管外徑，cm (mm)。

c. 未支撐長度

產生塑性鉸的桿件，未支撐長度 L_b 不應超過 L_{pd} ，並根據以下規定計算。對於僅受撓曲或受撓曲和軸拉的構件， L_b 應為受於壓翼板處提供側向支撐間之距離，或作為底抗扭曲支撐間的長度。對於受撓曲和軸壓的構件， L_b 應為提供構件沿弱軸方向變形與扭轉之側向支撐間之距離。

(a) 寬翼斷面沿強軸受彎：

$$L_{pd} = \left(0.12 - 0.076 \frac{M_1'}{M_2} \right) \frac{E}{F_y} r_y \quad (\text{A.3-5})$$

其中：

r_y ：沿弱軸之迴轉半徑，cm (mm)。

(1) 位於為支撐長度範圍內任一位置彎矩值超過 M_2 ：

$$M_1'/M_2 = +1 \quad (\text{A.3-6a})$$

則：

(2) 當 $M_{mid} \leq (M_1 + M_2)/2$

$$M_1' = M_1 \quad (\text{A.3-6b})$$

(3) 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 ：未支撐範圍端部彎矩值較小者，tf-cm (N-mm)。

M_2 ：未支撐範圍端部彎矩值較大者(應為正值)，tf-cm (N-mm)。

M_{mid} ：未支撐範圍中點彎矩值，tf-cm (N-mm)。

M_1' ：未支撐範圍與 M_2 相異端之有效彎矩，tf-cm (N-mm)。

當 M_1 和 M_{mid} 與 M_2 產生之壓力側翼板在同一側時， M_1 和 M_{mid} 為正值，否則為負值。

(b) 沿強軸受彎之矩形斷面、矩形與方形中空斷面

$$L_{pd} = \left(0.17 - 0.10 \frac{M_1'}{M_2} \right) \frac{E}{F_y} r_y \geq 0.10 \frac{E}{F_y} r_y \quad (\text{A.3-7})$$

對於所有桿件受軸壓與產生塑性鉸時，沿構件強軸與弱軸之側向未支撐長度分別不得超過 $4.71r_x\sqrt{E/F_y}$ 與 $4.71r_y\sqrt{E/F_y}$ 。

以下斷面產生塑性鉸時無 L_{pd} 之限制：

(a) 受撓曲或撓曲與軸拉同時作用之圓形或方形斷面桿件。

(b) 受沿弱軸撓曲或沿弱軸撓曲與軸拉同時作用之桿件。

(c) 僅受拉之桿件。

d. 軸力

為確保產生塑性鉸的受壓構件之韌性，設計抗壓強度不得超過 $0.75F_yA_g$ 。

A.3.3 分析要求

結構分析應符合A.3.1節規定之一般要求，此要求應滿足本節的二階非彈性分析規定。

例外：

對於不受軸壓的連續梁，可僅進行一階非彈性或塑性分析，而不必符合A.3.3節第b項與A.3.3節第c項的要求。

a. 材料性質與降伏標準

規定的最小降伏應力 F_y 以及所有鋼構件和接合的勁度應以0.9係數折減以進行分析，除A.3.3節第c項規定外。

軸力、強弱軸彎矩的影響應包括在非彈性反應計算中。

於分析中的構件斷面塑性強度，應以彈塑性降伏標準計算軸力、強弱軸撓曲彎矩，或以完美彈塑性材料模型進行模擬。

b. 幾何初始缺陷

在所有分析中，應直接模擬因構件交點從其原始位置偏移(系統缺陷)以及構件沿其長度的初始不直度或偏移(構件缺陷)所導致之初始缺陷的影響。設計中應考慮最大的初始偏移量；初始位移的分布應考量能導致最不穩定影響者。

c. 殘餘應力與局部降伏效應

分析應包含殘餘應力和部分降伏的影響，分析中應直接將此影響直接進行模擬，或根據4.2.3節規定對結構所有桿件以折減勁度模擬。

若使用4.2.3節之規定，則：

(a) A.3.3節第a項規定之0.9勁度折減係數應以折減之彈性模數($0.8E$ ，4.2.3節規定)取代。

(b) 用以模擬軸力與強弱軸撓曲之完美雙線性降伏材料模型，其斷面強度限制應符合公式(9.1-1a)和(9.1-1b)規定，並以 $P_c = 0.9P_y$ ， $M_{cx} = 0.9M_{px}$ 與 $M_{cy} = 0.9M_{py}$ 計算。

解說：

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

本附錄提供確定屋頂系統是否具有足夠的強度和勁度以抵抗積水的方法。這些方法適用於帶矩形隔間的平屋頂，其中橫樑均勻間隔且視為均勻加載。

B.1. 積水簡化設計

如滿足以下兩個條件，則屋頂系統視為穩定，無需進一步檢查：

$$C_p + 0.9C_s \leq 0.25 \quad (\text{B.1-1})$$

$$I_d \geq 25(S^4)10^{-6} \quad (\text{B.1-2})$$

$$I_d \geq 3940S^4 \quad (\text{B.1-2M})$$

其中：

$$C_p : = \frac{32L_s L_p^4}{10^7 I_p} \quad (\text{B.1-3})$$

$$C_p : = \frac{504L_s L_p^4}{I_p} \quad (\text{B.1-3M})$$

$$C_s : = \frac{32S L_s^4}{10^7 I_s} \quad (\text{B.1-4})$$

$$C_s : = \frac{504S L_s^4}{I_s} \quad (\text{B.1-4M})$$

I_d ：支撐在次要構材上之鋼承板慣性矩， cm^4 (mm^4)。

I_p ：主要構材的慣性矩， cm^4 (mm^4)。

I_s ：次要構材的慣性矩， cm^4 (mm^4)。

L_p ：主要構材的長度， cm (mm)。

L_s ：次要構材的長度， cm (mm)。

S ：次要構材的間距， cm (mm)。

對於桁架和鋼托樑，在上述公式中使用時，慣性矩 I_p 和 I_s 的計算應包括腹板構材應變的影響。鋼承板在主要構材的直接支撐下應視為次要構材。

解說：

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.2 積水改良設計

當需要比公式(B.1-1)與(B.1-2)更準確地評估構架勁度時，允許使用本節中的規定。

定義應力指數為：

$$U_p = \left(\frac{0.8F_y - f_o}{f_o} \right)_p \text{ 主要構材} \quad (\text{B.2-1})$$

$$U_s = \left(\frac{0.8F_y - f_o}{f_o} \right)_s \text{ 次要構材} \quad (\text{B.2-1})$$

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)，及其他按 2.2 節規定同時作用之載重造成蓄水引致的應力，

由主要構件和次要構件組成的屋頂構架，按以下方法評估組合勁度。使用圖 B.2-1 決定計算所得之主構材的應力指數 U_p ，水平移動到計算所得之組合勁度 C_s 值，然後向下移動到橫坐標刻度。如果從後一個尺度讀取的柔度係數大於給定的主構架所計算所得之 C_p 值，則主要構架和次要構架的組合勁度足以防止積水載重。若不是，則需要較大勁度的主梁或次要梁，或兩者的組合。

使用圖 B.2-2 必須遵循類似的步驟。

由一系列等間距之牆托梁組成的屋頂構架，按以下方法評估勁度。梁視為支撐在無限剛性的主構材上之次要構材。對此情況，使用圖 B.2-2 以及計算所得之應力指數 U_s ， C_s 的限制柔度係數值由代表 U_s 值的水平線和 $C_p = 0$ 的曲線的交點決定。

由深度跨度比相對細長的屋頂鋼承板，且該屋頂鋼承板跨在直接支撐在柱子上的梁之間所組成的屋頂，其防止積水載重的穩定性評估，如下所述，使用圖 B.2-1 或圖 B.2-2，將屋頂鋼承板一公尺寬度的柔度係數用作 C_s ($S=1.0$)。

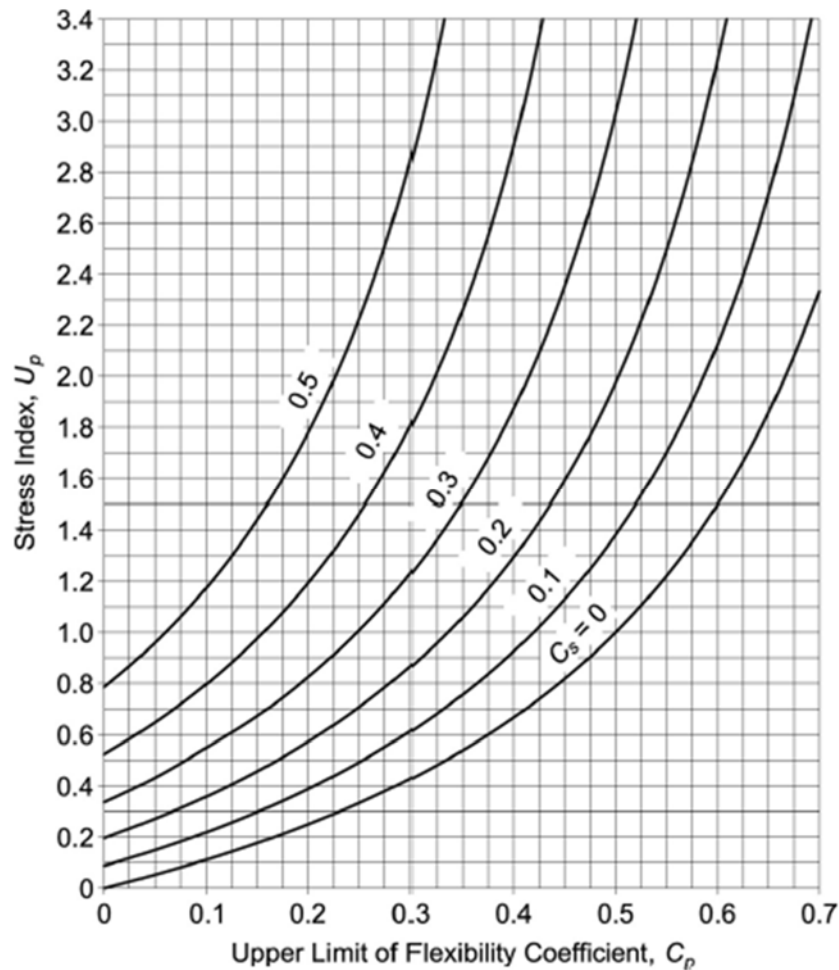


圖 B.2-1 主要系統的限制柔度係數

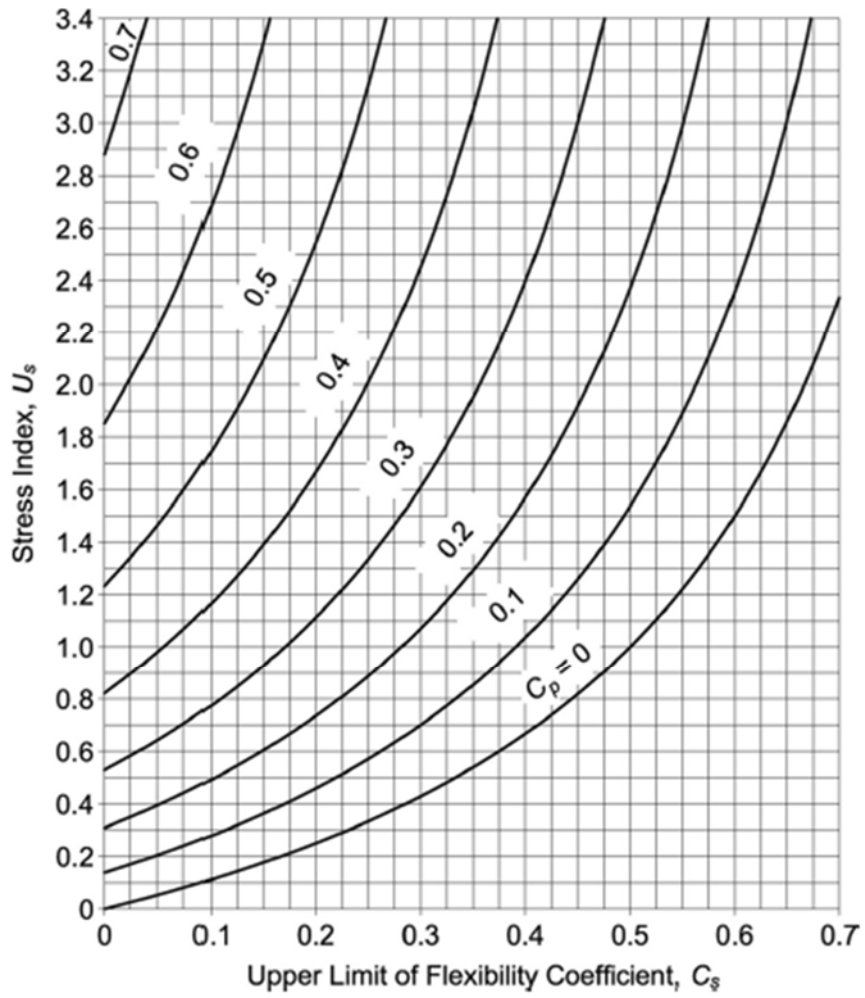


圖 B.2-2 次要系統的限制柔度係數

附錄C 疲勞設計

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。

全滲透開槽鐸時，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鐸，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 鋼材遠離任何電鐸 | | | | |
| 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 25 μ m，且無內彎角。 | A | 250x10 ⁸ | 1.68 | 遠離所有電鐸與結構接頭 |
| 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 25 μ m，且無內彎角。 | B | 120x10 ⁸ | 1.12 | 遠離所有電鐸與結構接頭 |
| 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。但扇形鐸接孔除外。 | 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 節之扇形鐸接孔。桿件設置鑽孔或擴孔用螺栓與輕量斜撐連接。 | C | 44x10 ⁸ | 0.70 | 在扇形鐸接孔的鐸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 | <p>(a) (b)</p> |
| 1.2 | |
| 1.3 | <p>(a) (b) (c)</p> |
| 1.4 | <p>(a) (b) (c)</p> <p>移除斜撐看到的情形</p> |
| 第 2 節 機械接合所連結之材料 | |
| 2.1 | <p>(a) (b) (c)</p> <p>移除搭接板看到的情形</p> <p>註:圖是採用摩擦型螺栓接頭</p> |
| 2.2 | <p>(a) (b) (c)</p> <p>移除搭接板看到的情形</p> <p>註:圖是螺栓採用承壓設計, 但符合摩擦型條件的接頭</p> |
| 2.3 | <p>(a) (b) (c)</p> <p>移除搭接板看到的情形</p> <p>註:圖示剛好鎖緊的螺栓, 鉗釘或其他緊固件。</p> |
| 2.4 | <p>(a) (b)</p> |

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銲道 | | | | |
| 3.1 無附加物構材之母材與銲道，構材以鋼板或型鋼採連續縱向全滲透銲道或用填角銲道組合而成，採用全滲透銲道時，應於另一側背鏟後補銲(即雙面開槽之全滲透銲道或移除背襯板之單邊開槽之全滲透銲)。 | B | 120×10^8 | 1.12 | 遠離銲道端部之銲道表面或銲道內部的不連續處 |
| 3.2 無附加物構材之母材與銲道，構材以鋼板或型鋼，採連續縱向具背襯板全滲透銲道或部分滲透開槽銲道組合而成。全滲透銲道銲接後，背襯板未移除。 | B' | 61×10^8 | 0.85 | 銲道表面或銲道內部的不連續處，包括連接背襯板之銲道 |
| 3.3 母材在扇形銲接孔之縱向銲道終點。 | D | 22×10^8 | 0.49 | 從電銲終點延伸至腹板或翼板 |
| 3.4 母材在縱向斷續填角銲道之端點 | E | 11×10^8 | 0.32 | 母材在斷續銲道之兩端 |
| 3.5： (1) 蓋板比翼板窄時，位於縱向銲道端部或蓋板端部橫向銲道處之母材。 (2) 蓋板比翼版寬時，蓋板端部橫向銲道處之母材。 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 | 銲道終點銲趾處之翼板、縱向銲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銲道時之縱向銲道端部處之母材。 | E' | 3.9×10^8 | 0.18 | 在蓋板電銲端部之翼板邊緣 |

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 | <p>(a) (b) (c)</p> |
| 3.2 | <p>(a) (b) (c)</p> |
| 3.3 | <p>(a) (b)</p> |
| 3.4 | <p>(a) (b)</p> |
| 3.5 | <p>(a) (b) (c)</p> |
| 3.6 | <p>(a) (b)</p> |

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 | <p style="text-align: center;">(a) (b)</p> |
| 第 5 節 垂直於應力方向之銲接接合 | |
| 5.1 | <p style="text-align: center;">(a) (b)</p> |
| 5.2 | <p style="text-align: center;">(a) (b) $F_y \geq 6.32 \text{ tf/cm}^2$ Cat. B¹</p> <p style="text-align: center;">(c) (d)</p> |
| 5.3 | <p style="text-align: center;">(a) $F_y \geq 6.32 \text{ tf/cm}^2$ Cat. B¹</p> <p style="text-align: center;">(b) (c)</p> |

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 | 44x10 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 | 44x10 ⁸ | 0.70 | 銲道銲趾之幾何不連續處，延伸進入母材 |
| | 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 | 44x10 ⁸ | 0.70 | 銲道銲趾之幾何不連續處，延伸進入母材 |
| | 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 | 44x10 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 | <p>因彎拉應力引起之潛在裂縫之起點</p> |
| 5.5 | <p>潛在可能因為彎拉應力產生裂縫之位置</p> |
| 5.6 | <p>潛在因為彎拉應力產生裂縫</p> |
| 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 | | | | |
| <p>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。</p> <p>$R \geq 600mm$ $600mm > R \geq 150mm$ $150mm > R \geq 50mm$ $50mm > R$</p> | <p>B C D E</p> | <p>120×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8</p> | <p>1.12 0.70 0.50 0.32</p> | <p>構材邊靠近圓弧端點處</p> |
| <p>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。</p> <p>當銲冠被移除時： $R \geq 600mm$ $600mm > R \geq 150mm$ $150mm > R \geq 50mm$ $50mm > R$</p> <p>當銲冠未被移除時： $R \geq 600mm$ $600mm > R \geq 150mm$ $150mm > R \geq 50mm$ $50mm > R$</p> | <p>B C D E C C D E</p> | <p>120×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8 44×10^8 44×10^8 22×10^8 11×10^8</p> | <p>1.12 0.70 0.50 0.32 0.70 0.70 0.50 0.32</p> | <p>靠近圓弧端點處、銲道、熔融面、構材或附加物</p> <p>在沿構材邊緣或附加物之銲趾處</p> |

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 | |
| 6.2 | |

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 | | | | |
| <p>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。</p> <p>當銲冠被移除時： $R > 50mm$ $R \leq 50mm$</p> <p>當銲冠未被移除時： 任何半徑</p> | <p>D</p> <p>E</p> <p>E</p> | <p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p> <p>11×10^8</p> | <p>0.50</p> <p>0.32</p> <p>0.32</p> | <p>在沿較薄母材邊緣之銲趾處</p> <p>在小半徑銲道終點</p> <p>在沿較薄母材邊緣之銲趾處</p> |
| <p>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</p> <p>$R > 50mm$ $R \leq 50mm$</p> | <p>D</p> <p>E</p> | <p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p> | <p>0.50</p> <p>0.32</p> | <p>起始於在電銲終止處之母材或在延伸進入母材銲道趾部</p> |

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 | <p>(a) (b) (c)</p> <p>(d) (e)</p> |
| 6.4 | <p>(a) (b) (c)</p> <p>(d)</p> |

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 | | | | |
| <p>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：</p> <p>$a < 50mm$</p> <p>$50mm \leq a \leq 12b$ 與 $100mm$ 之小值</p> <p>$a > 100mm$，且 $b > 20mm$</p> <p>$a > 12b$ 與 $100mm$ 之小值，且 $b \leq 20mm$</p> | <p>C</p> <p>D</p> <p>E</p> <p>E'</p> | <p>44×10^8</p> <p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p> <p>3.9×10^8</p> | <p>0.70</p> <p>0.50</p> <p>0.32</p> <p>0.18</p> | <p>銲道端點或銲趾之母材，延伸進入母材</p> |
| <p>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：</p> <p>$R > 50mm$</p> <p>$R \leq 50mm$</p> | <p>D</p> <p>E</p> | <p>22×10^8</p> <p>11×10^8</p> | <p>0.50</p> <p>0.32</p> | <p>銲道端點之母材或在延伸進入母材之銲趾處</p> |
| <p>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。</p> | | | | |

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 | |
| 7.2 | |

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 | <p>(a) (b)</p> |
| 8.2 | <p>(a) (b) (b)</p> |
| 8.3 | <p>(a) (b)</p> |
| 8.4 | <p>(a) (b)</p> |
| 8.5 | <p>(a) (b) (c) (d)</p> <p>開裂處</p> |

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：

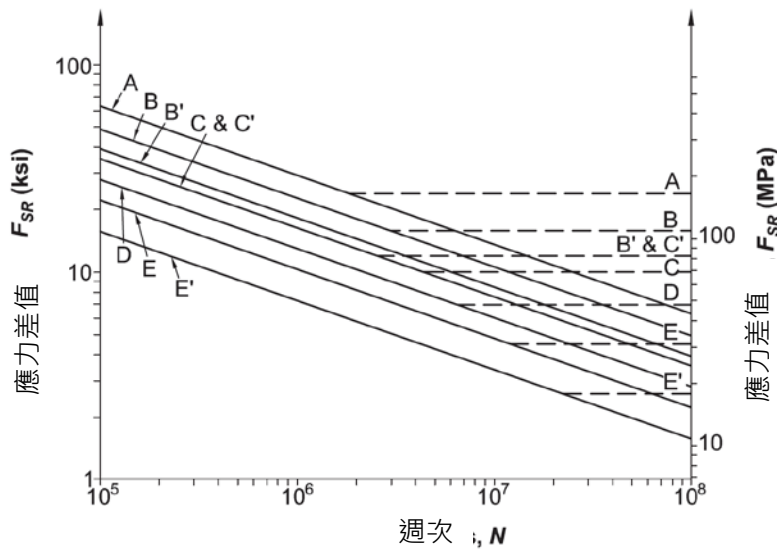
R_{FIL} : 接頭僅使用一對橫向填角銲道時, 容許應力差值之折減係數。

$$R_{FIL} \left(\frac{0.088 + 1.058 \left(\frac{w}{tp} \right)}{t_p^{0.167}} \right) \leq 1.0 \quad (C.4-7)$$

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 ($\text{Log } N = A - n \text{Log } S_r$)。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 結構火害條件設計

D.1 一般規定

本附錄提供火災情況下鋼構構件、系統及構架設計及評估的準則。這些準則提供高溫時材料之入熱量、熱膨脹與力學性質衰減的測定，此些性質將導致結構構件與系統在高溫時的強度及勁度的逐漸下降。

本附錄中包含的方法提供了符合本節中概述的設計應用的法規證據。

1. 性能目標

結構元件、構件和建築構架系統應設計，使其能在設計基準火災期間維持承載功能，並滿足建築佔用規定的其他性能要求。

當提供結構耐火性的方法或防火屏障的設計準則需要評估承載結構的變形時，應採用變形標準。

在起火的區劃內，由設計基準火災產生的力量與變形不應導致水平或垂直區劃的破裂。

2. 以工程分析設計

允許使用 D.2 節中的分析方法以記錄鋼構架在設計基準火災情況下的預期性能。D.2 節中的方法提供符合 D.1.1 節中建立的性能目標的證據。

在適用的建築規範允許的情況下，允許使用 D.2 節中的分析方法來證明替代材料或方法的等效性。

使用附錄 D.2 節的火災情況下的結構設計應按照符合第 2.3.1 節的規定以載重與強度因子設計法(LRFD)進行。

3. 以驗證試驗設計

鋼構架根據適用的建築規範要求的標準化防火測試協議進行耐火試驗，允許使用 D.3 節中的驗證試驗方法以記錄鋼構架的耐火性能。

4. 載重組合與需求強度

在適用的建築規範缺乏火災暴露的設計規定之下，結構及構件的需求強度，須依下列之重力載重組合決定：

$$(0.9 \text{ or } 1.2)D + A_T + 0.5L + 0.2S \quad (\text{D.1-1})$$

其中：

A_T ：D.2 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 ：標稱佔用的活載重。

S ：標稱雪載重。

一虛擬載重(notional load)應與公式(D.1-1)規定之載重一起施加。如4.2.2.2節所定義，虛擬載重 $N_i = 0.002Y_i$ ，其中 N_i 為施加在構架第 i 層的虛擬載重， Y_i 為施加在構架第 i 層以公式(D.1-1)計算之重力載重。除非適用的建築規範另有規定， D 、 L 與 S 應為ASCE/SEI 7中規定的標稱載重。

解說：

本附錄中，所謂的高溫是指僅由意外曝火引起的溫度。

ASCE/SEI 7第2.5節包含用於特殊事件(包括火災)的載重組合。

初始缺陷的影響可以於分析中將缺陷直接建模來考慮。在典型的建築結構中，在評估構架穩定性時，柱的垂直偏移是重要的缺陷。

D.2 以分析進行火災情況下的結構設計

可根據本節的要求，設計高溫下的結構構件、元件和建築構架。

1. 設計基準火災(Design-Basis Fire)

應確定設計基準火災，以描述結構的加熱條件。這些加熱條件應與假定火災區域中存在的可燃物和區劃特性有關。在確定總可燃物載量時，應考慮基於空間佔用的燃料載量密度。加熱條件須根據熱通量或由火災產生的上部氣體層溫度來規定。應根據火災持續時間，確定加熱條件隨時間的變化。

第 4.2 節中的分析方法應按照適用的建築規範所允許之替代材料、設計與方法的規定使用。當第 4.2 節中的分析方法用來證明基於第 4.3 節驗證試驗所得之小時等級(hourly ratings)的等效性時，允許依據 ASTM E119 決定設計基準火災。

a. 局部火災

當火災的熱釋放率不足以造成閃燃時，則可假設為局部火災。在這種情況下，應使用可燃物的成分、燃料陣列的佈置和燃料佔用的地板面積以決定從火焰和煙霧到結構的輻射熱通量。

b. 閃燃後區劃火災

當火災的熱釋放率足以造成閃燃時，則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確定應包括可燃物載量、空間的通風特性(自然和機械)、隔間尺寸及隔間邊界的熱特性。

特定區域的火災持續時間應根據空間中的總易燃物質量或可燃物載量決定。不論是局部火災或閃燃後區劃火災，其火災持續時間皆由總可燃物質量除以質量損失率來決定。

c. 開口噴出火焰

由於閃燃後區劃火災，外部結構暴露於從窗戶或其他牆壁開口噴射出的火焰的影響應與內部火災通過開口的熱輻射一起解決。火焰噴射的形狀和長度應與火焰和外部鋼結構之間的距離一起用來決定對鋼的熱通量。應使用 D.2 節第 1 之 b 項中確定的方法來描述內部區劃火災的特性。

d. 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。如果在無灑水系統之空間安裝自動排煙和排熱口，則應通過計算確定產生的煙溫。

2. 火災情況下結構系統的溫度

由設計基準火災引起的加熱條件造成結構構件、元件和構架內的溫度，應以傳熱分析決定。

3. 高溫時之材料強度

高溫時之材料性質應由實驗數據決定之。如欠缺實驗數據，允許使用本節規定的材料性質。這些材料性質不適用於降伏強度超過 450 MPa 之鋼材與標稱抗壓強度超過 55 MPa 之混凝土。

a. 熱伸長

膨脹係數如下：

(a) 結構鋼材與鋼筋：用於溫度高於 66°C 的計算，熱膨脹係數應為 $1.4 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ 。

(b) 常重混凝土：用於溫度高於 66°C 的計算，熱膨脹係數應為 $1.8 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ 。

(c) 輕質混凝土：用於溫度高於 66°C 的計算，熱膨脹係數應為 $7.9 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ 。

b. 高溫時之力學性質

構架的結構分析應考慮結構構件、元件及系統的強度與勁度之衰減。

- (a)對於鋼材，高溫時的 $F_y(T)$ 、 $F_p(T)$ 、 $F_u(T)$ 、 $E(T)$ 與 $G(T)$ 需用於結構分析。如表 D.2-1 所定義，其折減係數定義為高溫與常溫(20°C)性質的比值。 $F_p(T)$ 為高溫時之比例限度，其折減係數之定義為高溫時的比例限度與常溫時降伏強度的比值。表 D.2-1 內的折減係數允許內插計算。
- (b)對於混凝土，高溫時的 $f'_c(T)$ 、 $E_c(T)$ 與 $\epsilon_{cu}(T)$ 需用於結構分析。如表 D.2-2 所定義，其折減係數定義為高溫與常溫(20°C)性質的比值。表 D.2-2 內的折減係數允許內插計算。輕質混凝土之應從試驗中獲得。
- (c)對於螺栓，高溫時的 $F_{nt}(T)$ 與 $F_{nv}(T)$ 需用於結構分析。如表 D.2-3 所定義，其折減係數定義為高溫與常溫(20°C)性質的比值。表 D.2-3 內的折減係數允許內插計算。

表 D.2-1 高溫時鋼材性質

| 鋼材溫度 °F (°C) | $k_E = E(T) / E$ $= G(T) / G$ | $k_p = F_p(T) / F_y$ | $k_y = F_y(T) / F_y$ | $k_u = F_u(T) / F_y$ |
|-----------------|----------------------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
| 68 (20) | 1.00 | 1.00 | * | * |
| 200 (93) | 1.00 | 1.00 | * | * |
| 400 (200) | 0.90 | 0.80 | * | * |
| 600 (320) | 0.78 | 0.58 | * | * |
| 750 (400) | 0.70 | 0.42 | 1.00 | 1.00 |
| 800 (430) | 0.67 | 0.40 | 0.94 | 0.94 |
| 1000 (540) | 0.49 | 0.29 | 0.66 | 0.66 |
| 1200 (650) | 0.22 | 0.13 | 0.35 | 0.35 |
| 1400 (760) | 0.11 | 0.06 | 0.16 | 0.16 |
| 1600 (870) | 0.07 | 0.04 | 0.07 | 0.07 |
| 1800 (980) | 0.05 | 0.03 | 0.04 | 0.04 |
| 2000 (1100) | 0.02 | 0.01 | 0.02 | 0.02 |
| 2200 (1200) | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 |

*用常溫性質

表 D.2-2 高溫時混凝土性質

| 混凝土溫度 °F (°C) | $k_c = f'_c(T) / f'_c$ | | $E_c(T) / E_c$ | $\epsilon_{cu}(T), \%$ |
|------------------|------------------------|-------|----------------|------------------------|
| | 常重混凝土 | 輕質混凝土 | | 常重混凝土 |
| 68 (20) | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 0.25 |
| 200 (93) | 0.95 | 1.00 | 0.93 | 0.34 |
| 400 (200) | 0.90 | 1.00 | 0.75 | 0.46 |
| 550 (290) | 0.86 | 1.00 | 0.61 | 0.58 |
| 600 (320) | 0.83 | 0.98 | 0.57 | 0.62 |
| 800 (430) | 0.71 | 0.85 | 0.38 | 0.80 |
| 1000 (540) | 0.54 | 0.71 | 0.20 | 1.06 |
| 1200 (650) | 0.38 | 0.58 | 0.092 | 1.32 |
| 1400 (760) | 0.21 | 0.45 | 0.073 | 1.43 |
| 1600 (870) | 0.10 | 0.31 | 0.055 | 1.49 |
| 1800 (980) | 0.05 | 0.18 | 0.036 | 1.50 |
| 2000 (1100) | 0.01 | 0.05 | 0.018 | 1.50 |
| 2200 (1200) | 0.00 | 0.00 | 0.000 | 0.00 |

表 D.2-3 高溫時高強度螺栓性質

| 螺栓溫度°F (°C) | $F_u(T)/F_u$ 或 $F_{nv}(T)/F_{nv}$ |
|-------------|-----------------------------------|
| 68 (20) | 1.00 |
| 200 (93) | 0.97 |
| 300 (150) | 0.95 |
| 400 (200) | 0.93 |
| 600 (320) | 0.88 |
| 800 (430) | 0.71 |
| 900 (480) | 0.59 |
| 1000 (540) | 0.42 |
| 1200 (650) | 0.16 |
| 1400 (760) | 0.08 |
| 1600 (870) | 0.04 |
| 1800 (980) | 0.01 |
| 2000 (1100) | 0.00 |

4. 結構設計要求

a. 一般結構完整性

結構構架和基礎應能夠提供強度和變形能力，作為一個系統，在規定的變形範圍內承受火災期間產生的結構作用。結構系統應設計成能承受局部破壞，且整個結構系統保持穩定。構架穩定性和所需強度應依據 4.1 節的要求決定。

應提供連續的荷載路徑，以將所有力從暴火區域傳遞到最終抵抗點。

b. 強度需求與變形極限

應通過基於結構力學原理建構結構的數學模型，並評估該模型在結構構件中由設計基準火災溫度產生的內力和變形，以證明結構系統與這些要求的一致性。

單一構件應具有所需的設計強度以抵抗根據這些規定而決定的剪力、軸力與力矩。

接合應發展連接構件的強度或作用力。當提供耐火性的方法需要進行變形標準評估時，結構系統或其構件在設計基準火災下的變形不應超過規定的限值。

如果設計提供了增加接頭拉力並重新分配相鄰構架支承的重力載重需求的影響，則應允許將合成樓版的薄膜作用包括在耐火性中。

c. 以進階分析法設計

進階分析法可設計火災情況下所有鋼結構建築物。曝火的設計基準火災應於 D.2 節第 1 項決定。此分析應包括設計基準火災對於結構所造成的熱反應與力學反應。

由於設計基準火災的影響，熱反應應在每個結構構件產生一個溫度場，並應考慮構件和防火材料的隨溫度改變的熱性質，如 D.2 節第 2 項所述。

當結構系統受到設計基準火災計算熱反應的影響，其力學反應會導致結構系統中的力和變形。力學反應應明確考慮鋼材強度和剛度隨溫度升高而降低、熱膨脹的影響、非彈性行為和載重重分配、大變形、隨時間變化如潛變的影響、以及由於高溫時材料性質變化而引起的不確定性。邊界條件和接頭剛性必須代表擬分析的結構設計。材料性質應按照 D.2 節第 3 項定義。

最終的分析應處理所有相關的極限狀態，例如過度的撓度、接頭破裂以及整體或局部挫屈。

d. 以簡單分析法設計

本節中的分析方法可用於評估單一構件曝火時其高溫時之性能。

在整個曝火期間，常溫下適用的支承與束制條件(力、力矩及邊界條件)可假設保持不變。可以使用一維的熱傳方程式對鋼構件和合成構件的熱反應進行模擬，其中熱輸入量由 D.2 節第 1 項中定義的設計基準火災決定，使用的溫度等於鋼材內的最高溫度。對於撓曲構件，鋼材內的最高溫度應為下翼板之溫度。

鋼材溫度小於或等於 200°C 時，構件與接合之設計強度可不考慮溫度效應。

設計強度應按 2.3.1 節決定。標稱強度 R_n 應在設計基準火災產生的溫度下，使用 D.2 節第 3 之 b 項中提供的材料性質，按 D.2 節第 4 之 d 之(a)至(f)項規定計算。

(a)受拉設計

標稱拉力強度應使用第五章之規定計算，並使用 D.2 節第 3 之 b 項中規定的鋼材性質，且假設在斷面上的溫度為均溫，此溫度為鋼構件內之最高溫度。

(b)受壓設計

標稱壓力強度應使用第六章之規定計算，並使用 D.2 節第 3 之 b 項中規定的鋼材性質，及以公式(D.2-1)取代公式(6.3-2)與(6.3-3)計算撓曲挫屈的標稱受壓強度：

$$F_{cr}(T) = \left[0.42 \sqrt{\frac{F_y(T)}{F_e(T)}} \right] F_y(T) \quad (D.2-1)$$

其中：

$F_y(T)$ ：高溫之降伏強度。

$F_e(T)$ ：高溫之臨界彈性挫屈應力，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 的係數獲得的。

(c)撓曲設計

對於鋼梁，允許假設計算的下翼板溫度在構件的深度上是定值的。

標稱撓曲強度應使用第七章之規定計算，並使用 D.2 節第 3 之 b 項中規定的鋼材性質，及以公式(D.2-2)至(D.2-9)取代公式(6.2-2)至(6.2-6)計算無側向支撐雙對稱斷面構件之側向扭轉挫屈的標稱撓曲強度：

當 $L_b \leq L_r(T)$

$$M_n(T) = C_b \left\{ M_r(T) + [M_p(T) - M_r(T)] \left[1 - \frac{L_b}{L_r(T)} \right]^{c_x} \right\} \leq M_p(T) \quad (D.2-2)$$

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 : 由於意外的暴露於火災，鋼材的高溫， $^{\circ}\text{C}$ 。

高溫時的材料性質 $E(T)$ 與 $F_y(T)$ 及係數 k_p 及 k_y 可按表 D.2-1 計算，其他符號如第七章所定義。

(d) 合成梁撓曲設計

對於合成梁，下翼板至腹板中間深度之溫度皆應保持定值且為計算出的下翼板溫度，且此溫度從腹板中間深度到梁上翼板線性降低而不超過 25%。

合成撓曲構材之標稱強度應使用第十章的規定決定，且鋼材中折減的降伏應力應與熱反應中描述的溫度變化一致。

或者，合成梁的標稱撓曲強度 $M_n(T)$ 允許使用下翼板溫度 T 計算，如下所示：

$$M_n(T) = r(T)M_n \quad (D.2-10)$$

其中：

M_n : 按照第十章的規定，計算的常溫標稱撓曲強度。

$r(T)$: 取決於下翼板溫度 T 之保留因子(retention factor)，如表 D.2-4 所示。

表 D.2-4 合成撓曲構材的保留因子

| 下翼板溫度 $^{\circ}\text{F}$ ($^{\circ}\text{C}$) | $r(T)$ |
|---|--------|
| 68 (20) | 1.00 |
| 300 (150) | 0.98 |
| 600 (320) | 0.95 |
| 800 (430) | 0.89 |
| 1000 (540) | 0.71 |
| 1200 (650) | 0.49 |
| 1400 (760) | 0.26 |
| 1600 (870) | 0.12 |
| 1800 (980) | 0.05 |
| 2000 (1100) | 0.00 |

(e) 受剪設計

標稱剪力強度應按照第八章與 D.2 節第 3 之 b 項規定之鋼材性質計算，並假設斷面的溫度為均溫。

(f) 組合力及扭矩設計

軸向力與繞一個或兩個軸撓曲組合的標稱強度，無論有無扭矩，應符合第九章的規定，設計軸向與撓曲強度如 D.2 節第 4 之 d 之(a)項至(d)項規定。標稱扭矩強度應按第九章規定及 D.2 節第 3 之 b 項的鋼材性質規定計算，且假設斷面溫度均勻。

解說：

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 以驗證試驗設計

1. 驗證標準

鋼構造建築物的結構構件與元件應符合ASTM E119的評級期(rating period)。允許使用 Standard Calculation Methods for Structural Fire Protection, (ASCE/SEI/SFPE 29)第5節中為鋼結構指定的程序證明符合這些要求。

2. 束制構造

對於建築物地板與屋頂的構件及單根梁，當其周圍或支承結構能抵抗力量並於預期的高溫範圍內承受由熱膨脹導致的變形時，就存在著束制條件。

支撐混凝土版的鋼梁、大梁與構架用鉚接或栓接固定至整體構架之構件時，應視為束制構造。

3. 非束制構造

不支撐混凝土版的鋼梁、大梁與構架應視為非束制，除非構件用栓接或鉚接固定至經過特別且細部設計以抵抗高溫影響的周圍構造上。

除非牆的設計和細部設計可以抵抗熱膨脹的影響，否則在單跨或多跨的端跨承載牆壁上的鋼構件應被視為不受束制。

附錄 E 既有結構物評估

當工程司或合約文件有規定時，本附錄適用於利用結構分析、載重試驗或結合結構分析與載重試驗，評估靜態載重下既有結構的強度及勁度。在此評估中，鋼材等級不受限於 3.2 節所列的部分，本附錄未含括地震力或移動載重(振動)作用下的載重試驗。

E.1. 一般規定

這些規定適用於當既有鋼結構物的評估為(a)驗證一組特定的設計載重或(b)抗負載構件或系統可用強度的測定。當合約文件有規定時，可採結構分析(E.3 節)、載重試驗(E.4 節)或結合結構分析法與載重試驗進行評估。如採用載重試驗，工程師須先進行結構分析，準備試驗計畫及制定試驗程序，防止在試驗過程中發生永久撓度或災難性破壞。

E.2 材料性質

E.2.1 確定必須的試驗

工程師應確定自 E.2.5 節到 E.2.6 節規定所需的試驗，並指明需要的位置。如有需要，允許使用可用的工程記錄，用以減少或免除試驗。

E.2.2 拉伸性能

結構分析評估(E.3 節)及載重試驗(E.4 節)應考量構材的拉伸性能，包含降伏應力、抗拉強度及伸長率。如有需要，製造商或試驗室依照 ASTM A6/A6M 或 A568/A568M 規定完成的材質證明或材料試驗證明報告，也可以用來作為評估的依據。此外，應依 ASTM A370 結構構件切割取樣進行拉伸試驗。

E.2.3 化學成分

如果既有結構的維修或改造需要銲接，那麼就需要檢測鋼材的化學成分以準備制訂銲接程序規範。如有需要，製造商或試驗室依照 ASTM 規定完成的材質證明或材料試驗證明報告，也可以用來作為評估的依據。此外，應依 ASTM A751 取樣測定拉伸性能，或在相同位置取樣進行分析。

E.2.4 母材衝擊韌性

如果 A3.1d 節中定義的重型鋼與板材其張力銲接續接對結構性能至關重要，則其查比 V 刻痕韌性應能符合 3.2 節的規定。如確定查比 V 刻痕韌性無法符合 3.2 節的規定時，則工程師應決定是否需要採取補救措施。

E.2.5 銲接金屬

如果結構性能取決於既有的銲接接合，則應取具有代表性的銲接金屬樣品，進行化學分析及機械試驗用以表徵此銲接金屬的特性。應判定缺陷的大小與結果，如無法符合結構銲接規範 AWS D1.1/D1.1M 的要求時，則工程師應決定是否需要採取補救措施。

E.2.6 螺栓與鉚釘

應檢查具代表性的螺栓樣品用以決定標記及分類。如果螺栓無法被正確識別，則應抽取代表性的螺栓樣品並根據 ASTM F606/F606M 和相應的螺栓分類進行測試以確定抗拉強度。或者，除非藉由文件或測試能確定更高的等級，可允許假設螺栓符合 ASTM A307，允許假設鉚釘符合 ASTM A502 1 級。

E.3 以結構分析法進行評估

E.3.1 尺寸資料

此評估方式使用的所有尺寸，例如跨度、柱高、構件間距、斜撐位置、斷面尺寸、厚度及接合細節等，皆應在現地調查中測定。或者，如有需要，允許從適用的工程設計

圖或施工圖確定這些尺寸，並藉由現場驗證臨界值。

E.3.2 強度評估

構件及接合部位的力(載重效應)應藉由適用於所評估結構類型的結構分析來確定。應根據 2.2 節中規定的載重與係數化載重組合來確定載重效應。

構件及接合部位的可用強度應根據本規範第二章到第十一章的適用規定來確定。

E.3.3 適用性評估

需要時，應計算及報告工作載重下的變形。

E.4 以載重試驗進行評估

E.4.1 以試驗方式確定單位面積載重

藉由試驗方式確定既有地板或屋頂結構的單位面積載重，應根據工程司的計劃逐步施加測試載重，在每個載重階段應目視檢查結構是否有損壞或是即將失效的跡象。如果遇到上述或任何其他異常的情況，應採取適當措施。

結構的試驗強度應採最大施加試驗載重加上原靜載重。樓板結構的單位面積活荷重應藉由將測試強度設定為 $1.2D+1.6L$ 來確定，其中 D 與 L 分別為結構的標稱單位面積靜載重與活載重。對於屋頂結構，應以 L_r 、 R 或 S 替代 L ，其中 L_r 為標稱屋頂活載重； R 為由雨水或雪引致的標稱載重，但不包括積水； S 為標稱雪載重。

當適用的建築規範有要求時，應使用更嚴格的載重組合。

一旦達到使用載重，並且在確定非彈性結構行為開始後，應考慮周期性卸載，並記錄永久變形量和非彈性變形的尺寸。結構的變形，例如構件的變形，應在試驗期間的關鍵位置進行監測，並參考加載前的初始位置。應證明，在保持最大試驗載重一小時的同時，結構的變形增加量不會超過保持期開始時的10%。如果有必要，可以重複該程序以證明符合規定。

在移除試驗載重24小時之後，仍應記錄結構的變形，以確定永久變形量。由於可接受的永久變形量取決於具體結構，因此對最大載重下的永久變形並沒有限制的規定。如果無法對整個結構進行載重測試，則應至少選擇一個具代表最關鍵條件的完整跨距之部分或區域進行測試。

E.4.2 適用性評估

當依規定載重測試時，結構應逐漸加載到工作載重。試驗工作載重應保持一小時，並應記錄一小時保持期間起始和結束時的變形。

E.5 評估報告

既有結構評估完成後，工程師應準備一份評估報告，報告應說明此評估是依照結構分析、載重試驗或是結合結構分析與載重試驗執行的。此外，當採用再重試驗時，報告書應包括進行試驗時所使用的載重與載重組合，還有觀測到的載重-變位與時間變位關係，也應包括所有從設計圖、材料試驗報告及輔助材料試驗所得到的相關訊息。最後，報告應說明包括所有構件及接合部位在內的結構是否足以承受作用在結構上的載重。

附錄 F 構材穩定性支撐

本附錄在柱、梁或梁柱構件中提供支撐點所需的最小強度和勁度。

解說：

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

支撐系統應具有本附錄中規定的強度和勁度。如果支撐系統同時支撐多個構件，則支撐的強度和勁度的計算應基於所有被支撐構件所需強度的總和。評估支撐提供的勁度時，應考慮接合和錨固細節的影響。

除非分析證明較小的值是合理的，否則支撐構件和其相關接合的可用強度和勁度應大於需求強度和勁度。為滿足F.2、F.3和F.4節的要求而設計帶有端部和中間支撐點的柱、梁和梁柱構件，則允許根據第六章與第七章中定義的長度 L_c 和 L_b ，取支撐點之間的距離進行設計。

下列項目用以代替F.2、F.3和F.4節的要求：

- 支撐的需求強度和勁度，可使用滿足第四章所規定的二階分析得到。此強度和勁度的需求包括支撐點自標稱位置位移後，對應的變形形狀所引致對支撐的最大需求。
- 所需的支撐勁度可以通過挫屈分析決定的理想支撐勁度，再乘以 $2/\phi$ (LRFD) 或 2Ω (ASD) 來求得。亦可以使用F.2、F.3和F.4節的規定決定支撐需求強度。
- 對於上述分析方法，對於滿足上述要求，具有端部或中間支撐點的構件，則可根據有效長度 L_c 和 L_b ，進行設計，該長度小於支撐點之間的距離。

解說：

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。

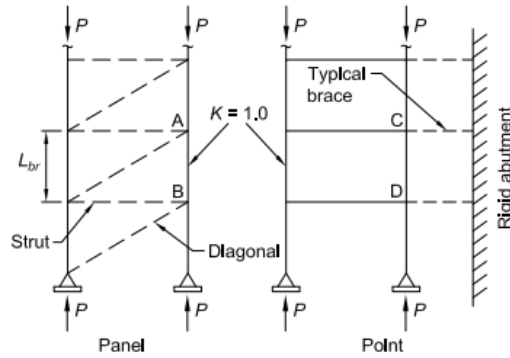
Winter(1958, 1960)發展了對於支撐設計的概念，其中必須同時滿足兩種要求：強度及勁度。Ziemian(2010)亦提供了對此議題的額外討論。附錄F對支撐之設計要求是基於上述要求，並據此考慮2種通用的支撐系統：(1)框架式支撐；(2)點式支撐，如圖CF-1所示。在過去數版的規範中，”相對性支撐”即為本版規範所指的框架式支撐，而”節點式支撐”即為本版規範所指的點式支撐。本版規範做此更動是為了使用詞上更為精確。

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

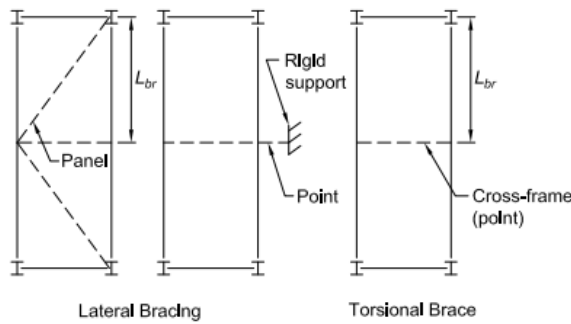
制。

所謂的點式支撐，是柱構件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)亦顯示了點式支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。

梁的框架式支撐系統通常係由具斜桿的系統組成，如圖CF-1(b)所示。但梁的點式支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件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)柱構件支撐

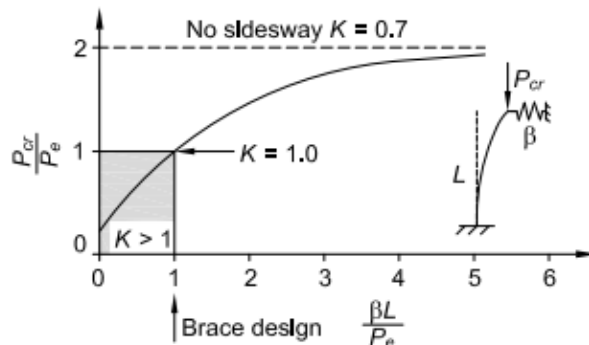


(b)梁構件支撐

圖CF-1 支撐系統類型

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。

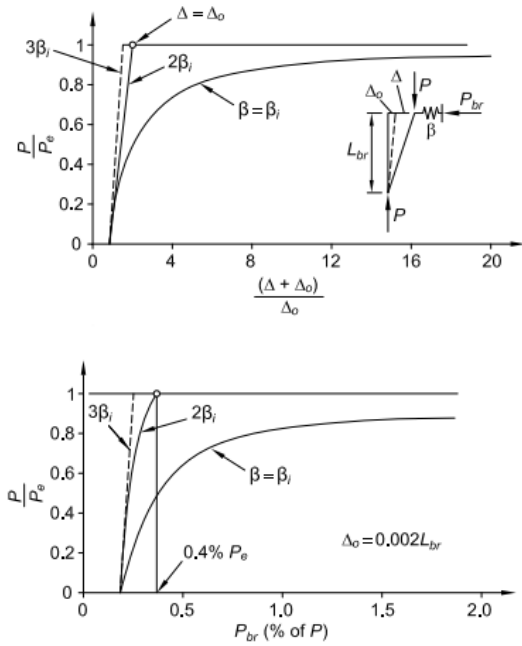
圖CF-2展示了一根在自由端具支撐的懸臂柱，其挫屈臨界載重與支撐勁度間的相對關係。若理想化支撐的勁度，使 $L_c = L_{br} = L$ ，此系統的臨界挫屈載重為 $P_{cr} = P_e = \pi^2 EI / L_{br}^2$ ，則所對應的支承勁度為 P_e / L_{br} 。若支撐的勁度為 $5P_e / L_{br}$ ，則該系統臨界挫屈載重提高至 $P_{cr} = \pi^2 EI / (0.7L_{br})^2$ 的95%，此時的 $L_c = 0.7L_{br}$ 。若支撐勁度趨近於無窮大，則臨界挫屈載重 $P_{cr} = \pi^2 EI / (0.7L_{br})^2$ 。



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 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_o , is called the ideal stiffness, β_i , where $\beta_i = P_o/L$ 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)。

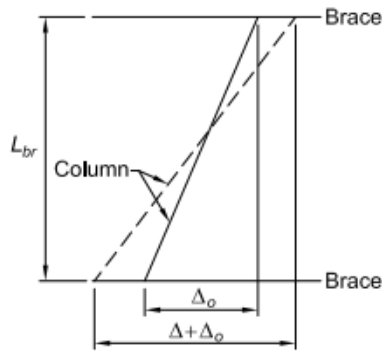
P_r : 受支撐柱構件中軸力的總和，tf (kN)。

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 柱構件穩定性支撐

本附錄允許使用框架或點式支撐在構件長度的端點和中間點作為構件的側向支撐。

附註：

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，這部分已在6.4節中說明。

F.2.1 框架支撐

框架支撐系統應具有本節規定的強度和勁度。此支撐系統與柱的接合強度亦應滿足第F.2.2節對於點式支撐的規定。

與柱縱軸方向垂直的支撐系統，其剪力強度需求如下：

$$V_{br} = 0.005P_r \quad (F.2-1)$$

支撐系統的剪力勁度需求如下：

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{2P_r}{L_{br}} \right) \text{(LRFD)} \quad (F.2-2a)$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{2P_r}{L_{br}} \right) \text{(ASD)} \quad (F.2-2b)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

其中：

L_{br} ：框架支撐間的無支撐長度，cm (mm)。

P_r ：考慮框架支撐作用下，使用LRFD或ASD載重組合來計算的柱軸向強度，tf (kN)。

附註：

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 點式支撐

與柱縱軸方向垂直，位於構件中點及端點的點式支撐系統，其強度需求如下：

$$P_{br} = 0.01P_r \quad (F.2-3)$$

支撐需求勁度如下：

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{8P_r}{L_{br}} \right) \text{(LRFD)} \quad \text{(F.2-4a)}$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{8P_r}{L_{br}} \right) \text{(ASD)} \quad \text{(F.2-4b)}$$

$\phi = 0.75$ (LRFD), $\Omega = 2.00$ (ASD)

其中：

L_{br} ：相鄰點支撐間之無支撐長度，cm (mm)。

P_r ：使用LRFD或ASD載重組合下，柱之最大軸力需求強度，tf (kN)。

當支撐點間的無支撐長度不同時(即有不同之 P_r / L_{br})，其中的最大值需用於決定支撐勁度需求。

對於單柱的中間點支撐，公式(F.2-4a)或(F.2-4b)中的 L_{br} 不必小於柱的最大有效長度 L_c 。 L_c 是對應於軸向強度需求 P_r 的最大有效長度。

解說:

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)：

$$\beta_i = \left(4 - \frac{2}{n} \right) \frac{P_r}{L_{br}} \quad \text{(CF-5)}$$

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：

$$\left(\frac{2n-1}{2n} \right) \quad \text{(CF-6)}$$

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ASTMA992/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 梁式支撐

本節應限制梁構件在支撐點繞其縱軸旋轉。在端點之間假設有設置支撐點時，應提供側向支撐、抗扭支撐或兩者的組合，以防止頂部和底部翼板產生相對位移(即防止扭轉)。在承受雙曲率彎曲的梁構件中，反曲點不應被視為支撐點，除非在該位置提供支撐。本節的要求適用於對稱平面內受彎且軸力為零的雙對稱和單對稱I型梁構件的支撐。

F.3.1 側向支撐

除以下所列者外，梁構件的側向支撐需設置於壓力側(或接近壓力側)之翼板

(a)於懸臂梁自由端，側向支撐應設置於梁上緣(或拉力側)翼板。

(b)對於具雙曲率彎曲之梁，應在最接近反曲點之支撐點，設置側向支撐於上下翼板。

規範亦容許梁構件使用框架或點式支撐來做為側向支撐使用。

F.3.1.1 框架支撐

框架支撐系統應具有依據此節所計的勁度或強度。支撐系統與構件間的接合，其強度需依據F.3節中對於點式支撐所規定者計算

支撐系統之剪力強度需求：

$$V_{br} = 0.01 \left(\frac{M_r C_d}{h_o} \right) \quad (F.3-1)$$

支撐系統之勁度需求：

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{4M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \text{ (LRFD)} \quad (F.3-2a)$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{4M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \text{ (ASD)} \quad (F.3-2b)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

其中：

C_d : =1.0，除了以下所列者外：

當梁構件承受雙曲率之彎曲且於反曲點附近設置支撐時 C_d 取2.0。

L_{br} : 考慮框架支撐下的無支撐長度，cm (mm)。

M_r : 使用LRFD或ASD，考慮框架支撐下的梁構件彎矩強度需求，tf-cm (kN-mm)。

h_o : 翼板形心間之距離，cm (mm)。

附註：

框架支撐中，接合勁度之分配應依照F.2.1節之規定設計。

F.3.1.2 點式支撐

與梁縱軸方向垂直，位於構件中點及端點的點式支撐系統，其強度需求如下：

$$P_{br} = 0.02 \left(\frac{M_r C_d}{h} \right) \quad (F.3-3)$$

支撐勁度需求如下：

$$\beta_{br} = \frac{1}{\phi} \left(\frac{10M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \text{ (LRFD)} \quad (F.3-4a)$$

$$\beta_{br} = \Omega \left(\frac{10M_r C_d}{L_{br} h_o} \right) \text{ (ASD)} \quad (F.3-4b)$$

$$\phi = 0.75 \text{ (LRFD)}, \quad \Omega = 2.00 \text{ (ASD)}$$

其中：

L_{br} ：相鄰點支撐間之無支撐長度。

M_r ：使用 LRFD 或 ASD，相鄰點支撐間之無支撐長度對應的梁構件彎矩強度需求。

當單式支撐點間的無支撐長度不同時(即有不同之 M_r / L_{br} 值)，其中的最大值需用於決定所需之支撐勁度。

對於單根梁構件的中間點支撐，公式(F.3-4a)或(F.3-4b)中的 L_{br} 不必小於梁的最大有效長度 L_b 。該有效長度是對應於彎矩強度需求 M_r 。

解說：

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(Zieman, 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：

$$\beta_{br} = \frac{2N_i C_t P_f C_d}{\phi L_{br}} \quad (CF-7)$$

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， $2N_iC_i$ 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

$$P_{br} = \frac{0.005M_r C_i C_d}{h_o} \quad (\text{CF-8a})$$

對點式支撐的強度要求為

$$P_{br} = \frac{0.01M_r C_i C_d}{h_o} \quad (\text{CF-8b})$$

上述要求是基於壓力翼板初始側向位移 $\Delta_o = 0.002L_{br}$ 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 抗扭支撐

規範允許在任何橫斷面位置使用抗扭支撐，並且支撐不需要連接到受壓翼板附近。

附註：

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 點式支撐

有關梁縱方向上，支撐抗彎強度需求如下：

$$M_{br} = 0.02M_r \quad (\text{F.3-5})$$

抗彎勁度需求如下：

$$\beta_{br} = \frac{\beta_T}{\left(1 - \frac{\beta_T}{\beta_{sec}}\right)} \quad (\text{F.3-6})$$

其中：

$$\beta_T = \frac{1}{\phi} \frac{2.4L}{nEI_{yeff}} \left(\frac{M_r}{C_b}\right)^2 \quad (\text{LRFD}) \quad (\text{F.3-7a})$$

$$\beta_T = \Omega \frac{2.4L}{nEI_{yeff}} \left(\frac{M_r}{C_b} \right)^2 \quad (\text{ASD}) \quad (\text{F.3-7b})$$

$$\beta_{sec} = \frac{3.3E}{h_o} \left(\frac{1.5h_o t_w^3}{12} + \frac{t_{st} b_s^3}{12} \right) \quad (\text{F.3-8})$$

$$\phi = 0.75 (\text{LRFD}), \quad \Omega = 3.00 (\text{ASD})$$

E : 鋼材彈性模數=200,000 MPa。

I_{yeff} : 有效慣性矩= $I_{yc} + (t/c)I_{yt}$ 。

I_{yc} : 壓力翼板沿 Y 軸之慣性矩, $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$ 。

I_{yt} : 拉力翼板沿 Y 軸之慣性矩, $\text{cm}^4 (\text{mm}^4)$ 。

L : 構件跨度, mm

M_r : 使用 LRFD 或 ASD 載重組合, 考慮無支撐長度下梁構件最大彎矩強度需求, tf-cm (kN-mm)。

M_r / C_b : 使用 LRFD 或 ASD, 考量無支撐長度下, 為梁構件之最大彎矩強度需求除以彎矩梯度係數。

b_s : 單側加勁版之寬度, cm (mm)。對於成對的加勁版, 為單塊加勁版寬度的兩倍。

c : 中性軸到最大受壓纖維的距離, cm (mm)。

n : 跨度間支撐點之數量。

t : 中性軸到最大受拉纖維的距離, cm (mm)。

t_w : 梁腹板厚度, cm (mm)。

t_{st} : 梁腹加勁版厚度, cm (mm)。

β_T : 整體支撐系統的勁度需求, tf-cm/rad (kN-mm/rad)。

β_{sec} : 腹板扭轉勁度, 其包括腹板橫向加勁板的影響, tf-cm/rad (kN-mm/rad)。

若有需求, 腹板加勁板應延伸至被支撐構件的全深; 若抗扭支撐也連接到翼板, 則該加勁板亦應連接至翼板。或者, 規範允許將加勁板停止至自任意梁翼緣起算 $4t_w$ 的範圍內, 該梁翼板不直接與抗扭支撐連接。

解說：

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 連續支撐

連續抗扭支撐規定如下：

- (a)沿梁構件單位長度的支撐強度需求應採公式(F.3-5)除以滿足抗彎強度需求 M_r 的梁構件所允許的最大無支撐長度。抗彎強度需求 M_r 的計算應取梁跨度的最大值。
- (b)每單位長度的支撐勁度需求應由公式(F.3-6)與(F.3-7) 計算，其中 $L/n=1.0$ 。
- (c)板抗扭勁度可依下式計算：

$$\beta_{sec} = \frac{3.3Et_w^3}{12h_o} \quad (F.3-9)$$

解說：

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。
- 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

$$M_{br} = \left(\frac{0.024M_r L}{nC_b L_{br}}\right) \quad (CF-12)$$

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 $0.02M_r$ 。

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 梁柱構件支撐

對於梁柱構件的支撐，其對於軸力作用所需的強度和勁度應按 F.2 節的規定設計，撓曲作用下所需的強度和勁度應按 F.3 節的規定設計。上述之值應按如下列方式組合：

- (a) 當使用框架支撐時，強度需求應使用公式(F.2-1)和(F.3-1)計算值的總和，勁度需求應為使用公式(A-6-2)與(A-6-6)所得值之總和。
- (b) 當使用點式支撐時，強度需求應使用公式(F.2-3)與(F.3-3)計算值的總和，勁度需求應為使用公式(F.2-4)與(F.3-4)所得值之總和。在公式(F.2-4)與(F.3-4)中，梁柱構件的 L_{br} 應取實際無支撐長度。F.2.2 節與 F.3.1.2 節中的規定不應適用， L_{br} 不必小於基於 P_r 與 M_r 計算所得的最大允許有效長度。
- (c) 當為撓曲提供抗扭支撐和與用於軸力的框架支撐或點支撐相結合時，其強度和勁度需求應以各元件按實際支撐細部所提供的抵抗力相一致的方式進行組合或分佈。
- (d) 當軸力和撓曲的聯合應力效應導致雙翼板均受壓時，雙翼板都應添加橫向支撐，或者雙翼板都應通過側向和抗扭支撐的組合對構件側向進行束制。

解說：

解說中有特別針對(d)項提供指引。

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 所計算之值總和決定。
- (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 所計算之值總和決定。

- (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 Hajar, 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*, IAWE, 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–

- 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., Sputo, 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.
- Klöppl, 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., Hausamann, 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.

鋼構造建築物鋼結構設計技術規範之修正研擬

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

地址：新北市新店區北新路3段200號13樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：王炤烈、林克強、莊勝智、紀凱甯

出版年月：110年12月

版次：第1版

ISBN：978-986-5456-39-9（平裝）