

以熔射防蝕塗層提升摩阻型接合強度

Improve Resistance of Slip-Critical Connection with Thermal-Sprayed Corrosion-Resistant Coatings

陳誠直^{1*} 沈君樵²

¹ 國立交通大學土木工程學系 教授

² 國立交通大學土木工程學系 碩士

Email: chrischen@mail.nctu.edu.tw

摘要

本研究旨在探討熔射不同防蝕塗層於摩阻型螺栓接合之滑移係數，以提升接合強度。實驗涵蓋滑移實驗與拉伸潛變實驗，滑移實驗探討不同防蝕塗層與覆膜厚度對滑移係數之影響；拉伸潛變實驗進行 1000 小時長期載重，量測摩阻型接合受塗層潛變影響之滑移量是否符合規定。滑移實驗結果顯示，以純鋅熔射於接合面之滑移係數介於 0.84 至 1.07 之間，鋅鋁熔射於接合面之滑移係數介於 0.89 至 1.02 之間。拉伸潛變實驗以滑移係數 0.70 進行加載，實驗結果顯示鋅鋁熔射覆膜之試體，接合面滑移量符合規範容許值，通過拉伸潛變實驗；而純鋅熔射覆膜之試體，其滑移量則未能符合規範要求。研究成果顯示鋅鋁熔射覆膜於摩阻型螺栓接合，可以滑移係數 0.70 設計，應用於工程實務中可達到兼顧鋼結構防蝕並提升接合強度之目的。

關鍵字：摩阻型接合、滑移係數、熔射覆膜

一、前言

鋼構件以螺栓接合時依受力方式不同可分為承壓型與摩阻型接合，摩阻型接合採用螺栓提供之預拉力作為正向壓力，以此正向力使鋼材接合面產生摩擦力來緊固構件並承受外力。摩阻型接合適用於承受反覆載重或震動，而影響摩阻型接合強度之主要因素包含接合面之表面處理、滑移係數及螺栓預拉力強度等。

國內鋼結構極限設計法規範及解說^[1]規定，去除黑皮後未塗裝或噴砂後進行 A 級塗裝之滑移係數為 0.33，噴砂後未塗裝之鋼板面或噴砂後進行 B 級塗裝之鋼板面之滑移係數為 0.5。最新的 AISC^[2]規範規定去除黑皮後未塗裝、噴砂後進行 A 級塗裝或熱浸鍍鋅後進行表面粗糙化之滑移係數為 0.3，僅噴砂或噴砂後進行 B 級塗裝之滑移係數為 0.5。鋼結構施工規範^[3]於塗裝作業規定，除施工程序書另有規定外，摩阻型高強度螺栓接合面不予塗裝，其目的在於確保 0.33 或 0.50 的滑移係數。

熔射覆膜技術是以火焰、電弧或電漿等熱源瞬間產生高溫，並藉由高溫將原料熔成熔融狀態，再藉由氣體動力推送將熔射材料噴覆於工件表面上形成塗層，可以用來改變表面之物理或機械性質。主要功能為以熔射的塗層增進抗腐蝕性、抗氧化性、絕緣性、熱傳導性、耐磨耗性等^[4]。熔射覆膜技術應用於鋼結構上多作為提升鋼構件防鏽蝕能力，常見於橋梁的防蝕工程^[5]。熔射覆膜應用於防蝕工程常見的覆膜材料包含純鋅與鋅鋁，

鋅利用其犧牲陽極特性修復鋼材基底防止鏽蝕擴散，而鋁可避免鋅不斷與腐蝕因子接觸，兩者互相彌補缺點達到有效防蝕。熔射覆膜鋁或鋁鎂合金塗層亦可提升接合面的滑移係數^[6-8]。

本研究旨在以熔射覆膜防蝕塗層於接合面上，以提升摩阻型接合強度，依據規範進行短期滑移實驗與長期拉伸潛變實驗，確認防蝕塗層之滑移係數及塗層受長期載重下接合面之滑移量符合規定。期望應用熔射防蝕塗層於摩阻型螺栓接合，除可防蝕外，亦能提升接合強度。

二、滑移實驗計畫

摩阻型螺栓接合塗層之滑移係數測定方法^[9]，對於滑移實驗、滑移載重及滑移係數計算皆有明確規定。滑移係數以下列公式進行計算。

$$k_s = \frac{R_{str}}{T_b N_b N_s} \quad (1)$$

其中 k_s 為鋼板摩擦面之滑移係數； R_{str} 為滑移實驗測得之滑移載重； T_b 為實驗加載前螺栓預拉力； N_b 為螺栓數； N_s 為剪力面數。

2.1 試體規劃

滑移實驗主要探討不同防蝕塗層與塗層厚度對接合面滑移係數之影響，參照 RCSC^[9] 滑移實驗方法進行實驗相關規劃。滑移實驗試體參數如表 1 所示，每組參數各規劃三組試體。鋼板表面處理方式首先為噴砂處理，噴砂潔淨度均為 Sa 2^{1/2} 級。熔射覆膜試體於噴砂後施作純鋅或鋅鋁熔射。覆膜厚度有 150 與 300 μm 兩種，以探討覆膜厚度對滑移係數之影響。

表 1 滑移實驗試體表

試體系列	覆膜材料	覆膜厚度 (μm)
Blast-cleaned	-	-
Zn-Al-150	Zinc-Aluminum	150
Zn-Al-300	Zinc-Aluminum	300
Zn-150	Zinc	150
Zn-300	Zinc	300

試體如圖 1 所示，每組試體為滑移端與承壓端母板搭配左右兩片連接板，由 4 塊鋼板組成之雙剪接合。試體鋼板採用 SM570MB 鋼材。滑移端摩阻型接合處配置單顆 F10T (M20×85) 螺栓，承壓端配置兩顆 F10T (M20×85) 螺栓。鋼板熔射覆膜面如圖 1 所示，滑移端母板採雙面熔射覆膜，連接板僅採單面施作塗層。

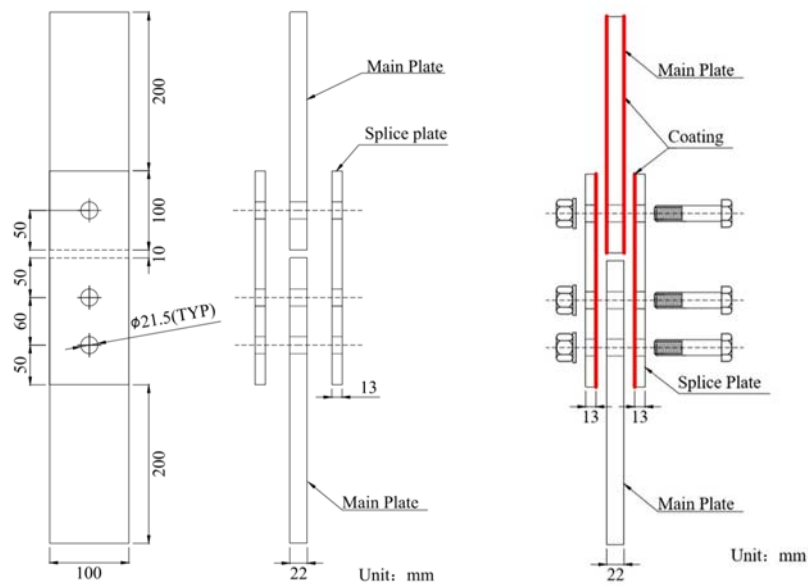


圖 1 試體示意圖

2.2 滑移實驗設置

實驗設置如圖 2 所示。整體實驗設置包含 MTS 810 材料試驗機系統、NDI 影像量測系統與應變計資料擷取系統。NDI 影像量測系統以黏接在鋼板上之測點，量測鋼板於空間中之相對位移量。測點位置如圖 3 所示，水平方向三個測點視為一個組合，將滑移端之測點 1、2 與測點 2、3 相減並平均即可求得滑移端母板與連接板之相對滑移量。測點 4、5 及 6 則以相同方式進行計算，以確認固定端是否無滑移產生。

螺栓預拉力為影響摩阻型接合強度的關鍵因素之一，為能正確的量測螺栓預拉力之變化，各顆螺栓皆埋設螺栓應變計於螺栓中。埋設完成後將螺栓應變計進行校準以建立各顆螺栓預拉力與應變關係圖，由螺栓預拉力與應變關係可得出螺栓鎖固時所需之目標應變值，並於實驗期間準確紀錄螺栓預拉力之變化。滑移實驗採用應變計資料擷取系統擷取螺栓應變計值，便可於實驗過程中讀取螺栓應變值之變化。

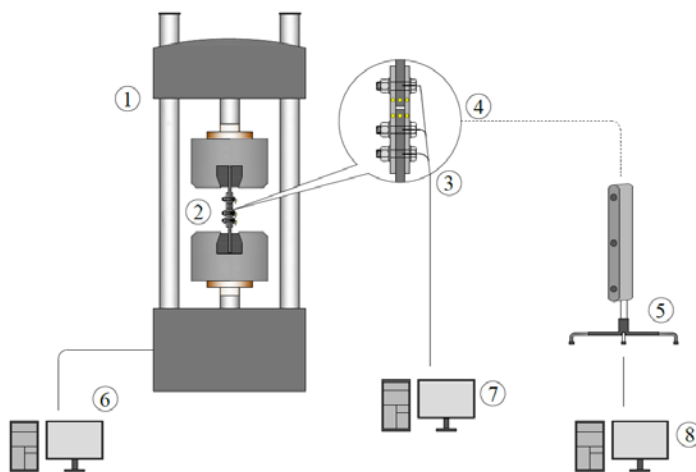


圖 2 滑移實驗設置圖

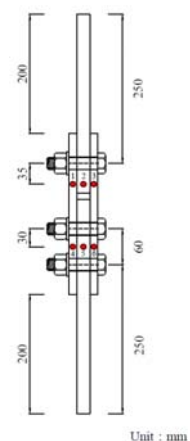


圖 3 測點設置圖

2.3 滑移實驗結果

滑移實驗後接合面摩擦狀況如圖 4 所示。觀察滑移實驗後鋼板接合表面可知，接合面採用不同表面處理方式其摩擦面刮痕並不一致。僅噴砂處理之試體，經滑移實驗後螺栓孔周圍有些許摩擦痕跡。鋅鋁熔射覆膜之試體，螺栓孔周圍則有鋅鋁塗層片狀剝落之現象；純鋅熔射覆膜之試體，螺栓孔周圍塗層有顯著摩擦痕跡，且越接近螺栓孔其摩擦痕跡越為密集。

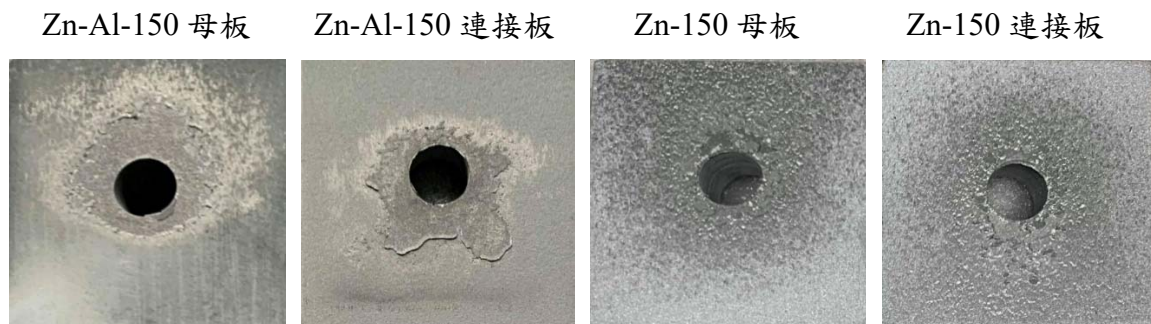


圖 4 滑移實驗後試體接合面摩擦狀況

試體之載重滑移曲線如圖 5 所示，試體搭配不同防蝕塗層其載重滑移曲線行為略有不同。純鋅與鋅鋁熔射覆膜之試體，滑移與載重曲線於實驗初始加載階段幾乎維持線性，隨著載重逐漸增加曲線呈現非線性行為，且伴隨滑移量逐漸上升。當載重達到最大值時該值即為試體之滑移載重。滑移載重發生後不同熔射材料之曲線行為則有明顯不同，純鋅熔射覆膜之試體於滑移載重發生後，載重大幅下降且有明顯滑移發生；鋅鋁熔射覆膜之試體，滑移載重發生後載重略微下降後漸趨平穩且滑移量持續增加。

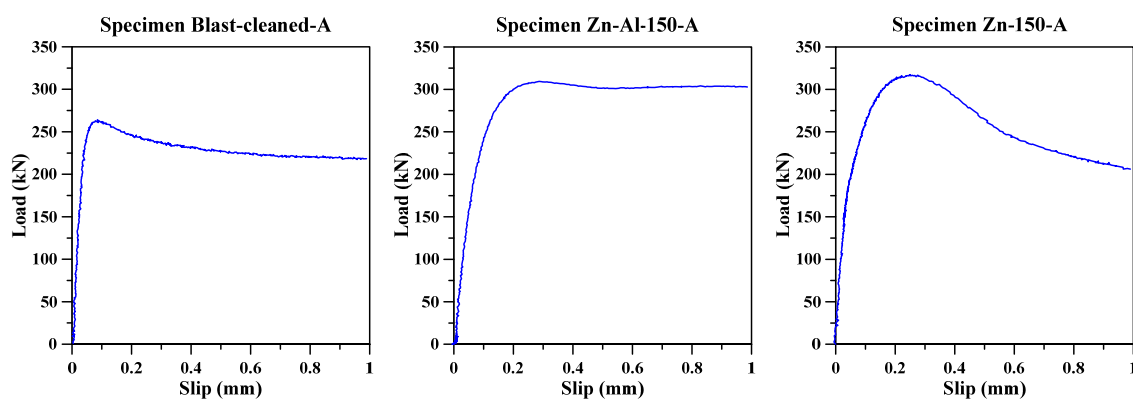


圖 5 試體之載重滑移曲線圖

滑移實驗結果如表 2 所示。僅噴砂試體之滑移係數介於 0.66 至 0.79 間，平均為 0.75。鋅鋁熔射系列之試體其滑移係數介於 0.89 至 1.02 間；純鋅熔射之試體滑移係數介於 0.84 至 1.07 間。由滑移實驗結果證實，於鋼板接合面應用熔射覆膜技術可有效提高摩阻型螺

栓接合之滑移係數，並增加接合強度。應用純鋅及鋅鋁熔射覆膜於摩阻型接合之滑移係數平均值，為僅噴砂處理之試體的 1.25 倍以上。

各系列試體之滑移係數分佈圖如圖 6 所示。比較不同覆膜厚度與滑移係數之關係，可發現採用純鋅熔射覆膜之試體，覆膜厚度提升會使滑移係數有些微下降之趨勢。而採用鋅鋁熔射覆膜之試體，覆膜厚度變化對其滑移係數無明顯之影響。

表 2 試體之滑移係數

試體系列	覆膜材料	滑移係數			
		Spec. A	Spec. B	Spec. C	Average
Blast-cleaned	-	0.79	0.66	0.79	0.75
Zn-Al-150	Zinc-Aluminum	0.93	1.02	0.89	0.95
Zn-Al-300	Zinc-Aluminum	1.02	0.98	0.91	0.97
Zn-150	Zinc	1.01	1.07	0.84	0.97
Zn-300	Zinc	0.85	0.92	0.93	0.90

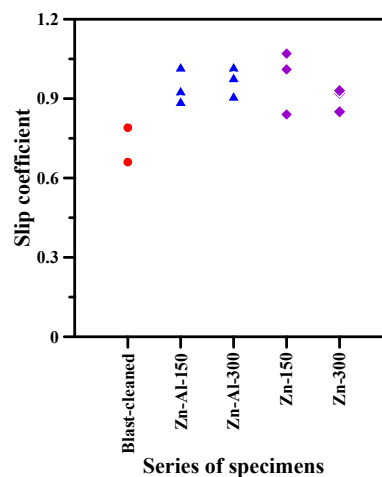


圖 6 試體滑移係數分佈圖

三、拉伸潛變實驗

滑移係數測定後，需進行拉伸潛變試驗，目的為確認塗層於長期加載下，摩阻型接合不因塗層潛變而造成接合失效。潛變試驗以滑移量容許值作為判定標準，確保應用於摩阻接合之滑移係數是否符合規範。

載重施加方式分為以下兩個階段：

- (1) 第一階段載重施加之計算如公式(2)所示，並持續紀錄加載後半小時至 1000 小時之滑移量。

$$R_s = \frac{2\mu_t T_t}{1.5} \quad (2)$$

- (2) 第二階段為實驗經過 1000 小時後，將載重提升至設計載重如公式(3)所示，並記錄加載後之滑移量。

$$R_{design} = 2\mu_t T_t \quad (3)$$

其中 μ_t 為滑移係數； T_t 為螺栓預拉力。第一階段為 1000 小時之拉伸潛變實驗，施加載重為 R_s ，若三個組合中任一組合的滑移量超過 0.005 in. (0.127 mm)，則該試體判定未能通過拉伸潛變實驗。若每個組合滑移量皆小於 0.005 in.，則進入第二階段並施加载重達 R_{design} 。於此載重作用下，三個組合之總滑移量必須低於 0.015 in. (0.381 mm)，若超出規範容許值則不滿足拉伸潛變實驗之要求。

3.1 試體規劃

表 3 為拉伸潛變實驗試體表，滑移係數設定為 0.70，以計算拉伸潛變實驗之加載。拉伸潛變實驗試體圖如圖 7 所示，一組試體由相同的三個組合串聯，每個組合包含一片母板及兩片連接板以單顆螺栓之摩阻型接合。試體鋼為 SM570MB 高強度鋼材。摩阻型接合處螺栓鎖固至規範建議之 70%螺栓拉力強度。

表 3 拉伸潛變實驗試體表

試體	熔射覆膜		滑移係數
	塗層材料	塗層厚度 (μm)	
Zn-Al	Zinc-Aluminum	150	0.7
Zn	Zinc	150	0.7

3.2 拉伸潛變實驗設置

拉伸潛變實驗設置如圖 8 所示，整體實驗設置主要分為加載系統、位移量測系統與資料擷取系統。於 1000 小時實驗期間以盤型彈簧提供試體長期且穩定的加載。資料擷取包含各系列拉伸潛變試體之施加载重、螺栓應變值及滑移量。

3.3 拉伸潛變實驗結果

於實驗初始 100 小時內摩阻型接合滑移量有明顯增加之趨勢，100 小時後滑移量皆逐漸穩定且不再有大幅度增加。拉伸潛變實驗結果如表 4 所示。鋅鋁熔射覆膜之試體，各個組合於第一階段 1000 小時拉伸潛變實驗之接合滑移量為 0.015 mm、0.055 mm 及 0.025 mm，滑移量皆低於 RCSC 規範之容許值 0.127 mm，判定通過拉伸潛變實驗之第一階段加載。純鋅熔射覆膜之試體，各組合於第一階段 1000 小時拉伸潛變實驗之接合滑移量分別為 0.247 mm、0.223 mm 及 0.297 mm，各組合之滑移量皆高於 RCSC 規範之容許值 0.127 mm，未能通過拉伸潛變實驗。

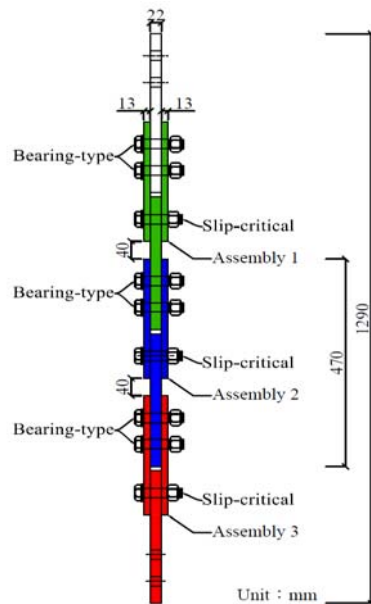


圖 7 拉伸潛變實驗試體圖

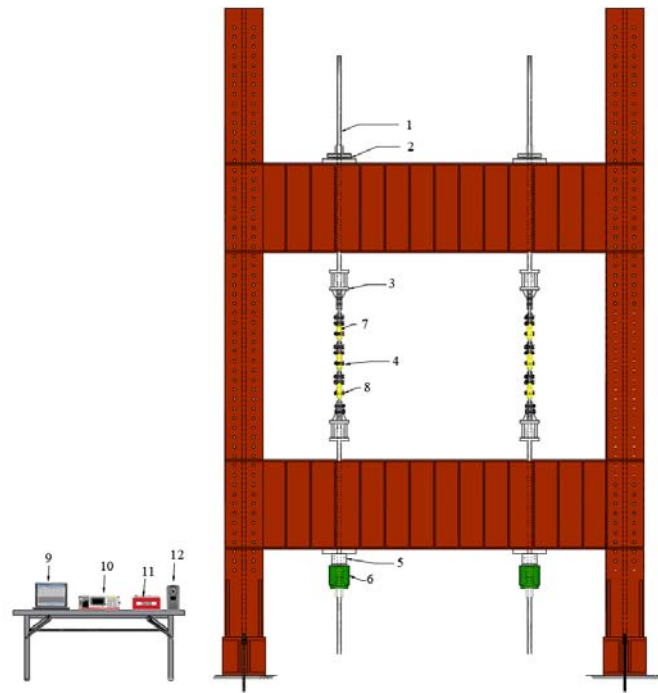


圖 8 拉伸潛變實驗設置圖

鋅鋁熔射覆膜第二階段之加載，加載達設計載重時各組合之滑移量分別為 0.025 mm、0.069 mm 及 0.039 mm，總滑移量為 0.133 mm 低於第二階段拉伸潛變實驗總滑移量容許值 0.381 mm，判定通過拉伸潛變實驗。

表 4 拉伸潛變實驗結果

試體	1000-hour creep test (Creep deformation <0.127 mm)			Reload to design load (Total slip <0.381 mm)
	Assembly 1	Assembly 2	Assembly 3	
Zn-Al	0.015/ Pass	0.055/ Pass	0.025/ Pass	0.133/ Pass
Zn	0.247/ Fail	0.223/ Fail	0.297/ Fail	-

四、結論

本研究旨在探討以熔射覆膜鋅鋁與鋅於摩阻型螺栓接合面之滑移係數，實驗採用 SM570MB 鋼材搭配 F10T M20 高強度螺栓，總結實驗結果，結論如下。

1. 滑移實驗結果顯示，鋼板進行噴砂處理之試體，滑移係數平均為 0.75。鋅鋁熔射覆膜試體之滑移係數可達到 0.89 至 1.02 間；而純鋅熔射覆膜之試體滑移係數可達到 0.84 至 1.07 之間。兩種熔射覆膜材料皆能有效提升摩阻型接合之滑移係數。
2. 鋅鋁熔射覆膜搭配覆膜厚度 150 μm 或 300 μm 對接合面滑移係數無顯著影響；純鋅熔射覆膜厚度 300 μm 的滑移係數相較搭配覆膜厚度 150 μm 之試體則有些許下降。

3. 1000 小時拉伸潛變實驗結果顯示，鋅鋁熔射覆膜厚度 150 μm 以 0.70 作為滑移係數設定值進行潛變實驗，通過拉伸潛變實驗。純鋅熔射覆膜厚度 150 μm 以 0.70 作為滑移係數設定值進行潛變實驗，接合滑移量高於規範之容許值，未能通過拉伸潛變實驗。
4. 鋅鋁熔射覆膜於摩阻型螺栓接合，可以滑移係數 0.70 設計，應用於工程實務中可達到兼顧鋼結構防蝕並提升接合強度之目的。

五、誌謝

本研究承蒙科技部補助研究經費與國家地震工程研究中心協助實驗，特此誌謝。

六、參考文獻

- [1] 內政部營建署，2007，「鋼構造建築物鋼結構施工規範」。
- [2] American Institute of Steel Construction (AISC), 2016, *Specification for Structural Steel Building*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [3] 內政部營建署，2010，「鋼結構極限設計法規範及解說」。
- [4] 蕭威典、劉武漢，2008，「熔射覆膜技術之應用與市場概況」，工業材料雜誌，第 57 期。
- [5] 陳哲生，2005，「鋼結構防蝕」，鋼結構會刊，第 19 期。
- [6] Kojima, K., Saburi, K., Matsuo, S., Inoue, K., 2009, “Slip Coefficients and Relaxation Characteristics of High Strength Bolted Joints with Aluminium Sprayed Splice Pates,” *Architectural Institute of Japan*, 49, 385-388.
- [7] 謝宗成，2017，「應用熔射覆膜技術於摩阻型螺栓接合之滑移係數探討」，碩士論文，國立交通大學土木工程學系。
- [8] 張誠，2019，「應用熔射覆膜技術於摩阻型螺栓接合之滑移係數及潛變行為」，國立交通大學土木工程學系碩士論文。
- [9] Research Council on Structural Connections (RCSC), 2014, *Specification for Structural Joints using High-Strength Bolts*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.

火害前後 H 型鋼柱之耐震性能研究

The Seismic Performances of the H-Shaped Steel Columns Before and After Fire

鍾興陽¹ 李坤哲² 陳侑漢² 張展榕² 李其忠³ 黃世建⁴ 雷明遠⁵ 蔡綽芳⁶

¹ 國立成功大學土木工程學系 副教授

² 國立成功大學土木工程學系 研究生

³ 內政部建築研究所 副研究員

⁴ 國家實驗研究院國家地震工程研究中心 主任

⁵ 內政部建築研究所 研究員

⁶ 內政部建築研究所安全防災組 組長

Email: hychung@mail.ncku.edu.tw

摘要

本文的目的在研究火害前後 H 型鋼柱之耐震性能，本研究製作兩組尺寸與材質完全相同的 H 型鋼柱試體，此兩組試體將分別施予兩種不同的溫度處理，即：未受火害試體與受高溫火害試體，藉以模擬鋼柱構件受到高溫火害前後的材質變化，然後再利用國震中心的 BATS 系統進行兩組鋼柱試體受軸壓力之反覆側推實驗，研究受到高溫火害侵襲前後 H 型鋼柱試體的耐震能力之差異。

關鍵字：鋼柱、火害、耐震能力、反覆側推實驗

一、前言

鋼構建築遭受到火害侵襲後，若其鋼構件之母材與接頭銲道螺栓受到超過 723°C (鋼材 A1 變態點溫度)的火害高溫的升溫與降溫作用，其機械性質將受到影響，鋼柱構件為鋼構建築中之最重要的承力構件之一，其受到火害後的耐震強度是否能符合火害前的耐震需求，值得吾人探討，本研究利用國家地震研究中心的雙軸向動態測試系統 (Biaxial-Axial Testing System，簡稱：BATS)進行兩組未受火害與受高溫火害後的 H 型鋼柱試體受軸壓力之反覆側推實驗，藉以獲得火害前後鋼柱耐震能力的差異。

二、鋼柱試體製作

本計畫採用國內鋼構建築常用的 RH 型鋼柱，製作兩組尺寸(RH 250×250×9×14，長度 1710 mm)與材質(SN490B 耐震用鋼材)完全相同的鋼柱試體(半柱試體)，鋼柱試體之地梁部分採用 RH 350×350×12×19 的 RH 型鋼，其材質亦為 SN490B，試體下方梁柱接頭之翼板與腹板的銲接皆採用符合 AWS A5.20 E71T-1C/1M 的銲材，如圖 1 所示。

為了比較「未受火害」與「受高溫火害後」之鋼柱試體的耐震性能差異，本研究將兩組試體之一組命名為 R 試體，不做任何溫度處理，做為未受火害的對照組試體，另一

組試體命名為 A 試體，將其送至熱處理廠升溫至 900°C ，持溫 1 小時後，靜置於空氣中冷卻至常溫，藉以模擬鋼柱受到高溫火害後於火場中自然冷卻，兩組鋼柱的命名與溫度處理方式如圖 2、表 1 所示。

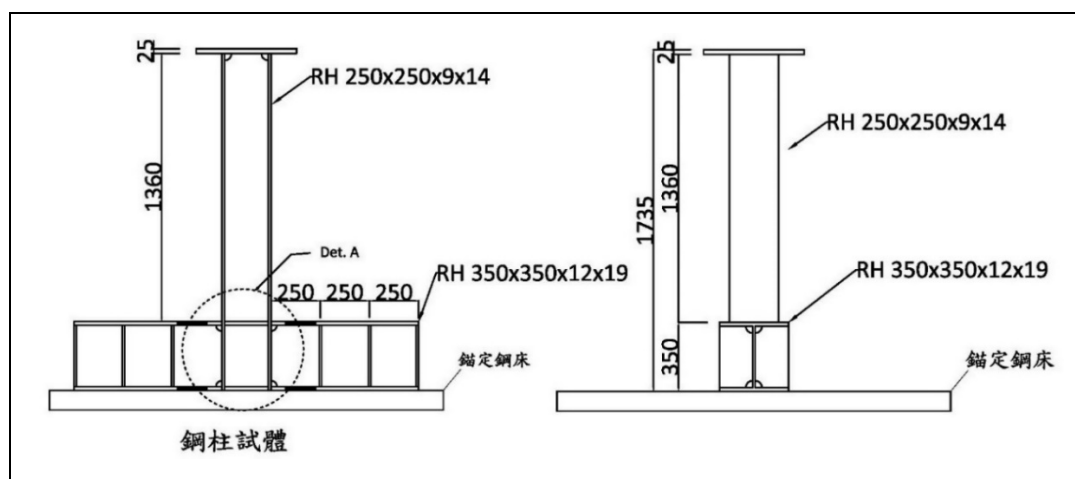


圖 1 H 型鋼柱試體示意圖

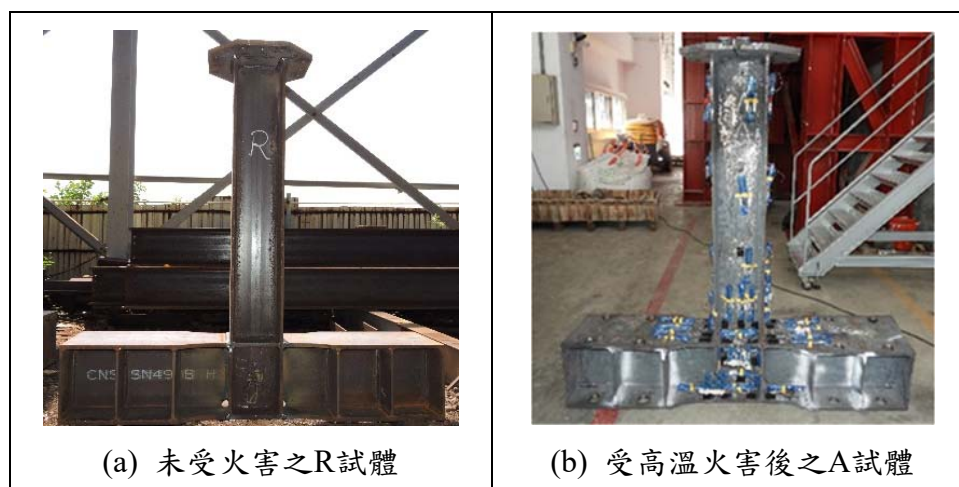


圖 2 兩組 H 型鋼柱試體反覆側推實驗前之照片

表 1 試體命名與溫度處理方式

試體命名	溫度處理方式
R 試體	常溫未受火害之鋼柱試體
A 試體	受 900°C 高溫火害後空冷之鋼柱試體

三、受軸壓之鋼柱試體反覆側推實驗

本研究之兩組鋼柱試體皆於國震中心南部實驗室之雙軸向動態測試系統(Bi-Axial Testing System，簡稱 BATS)，進行受軸壓之反覆側推實驗，以下為實驗概述。

3.1 實驗規劃

鋼柱試體安裝於 BATS 之示意圖如圖 3(a)所示，由於本實驗為半柱實驗，故將試體之鋼柱頂部與鉸接座連接並固定於 BATS 之上部反力鋼架，再將試體的地梁部分以預力鋼棒固定於 BATS 之剛性測試平台，鋼柱試體安裝完成照如圖 3(b)所示。

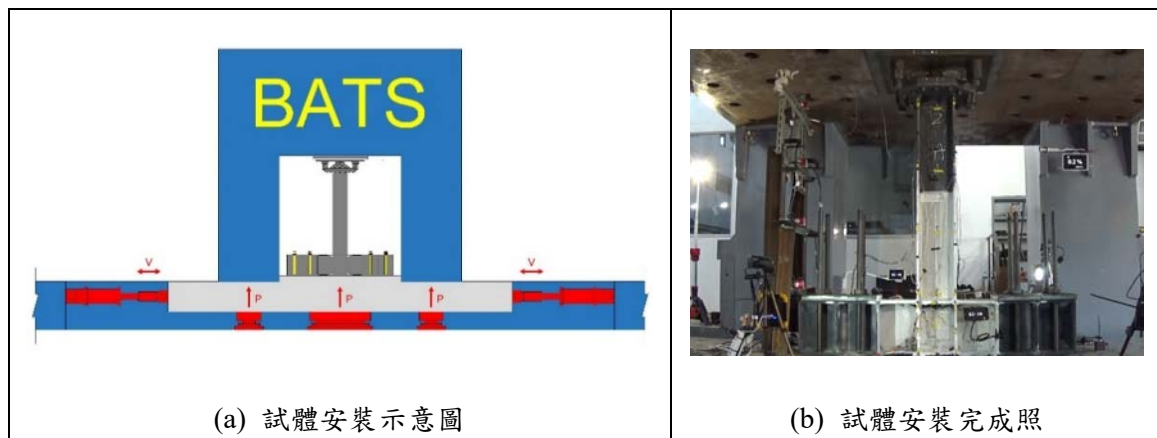


圖 3 鋼柱試體反覆側推實驗之配置圖

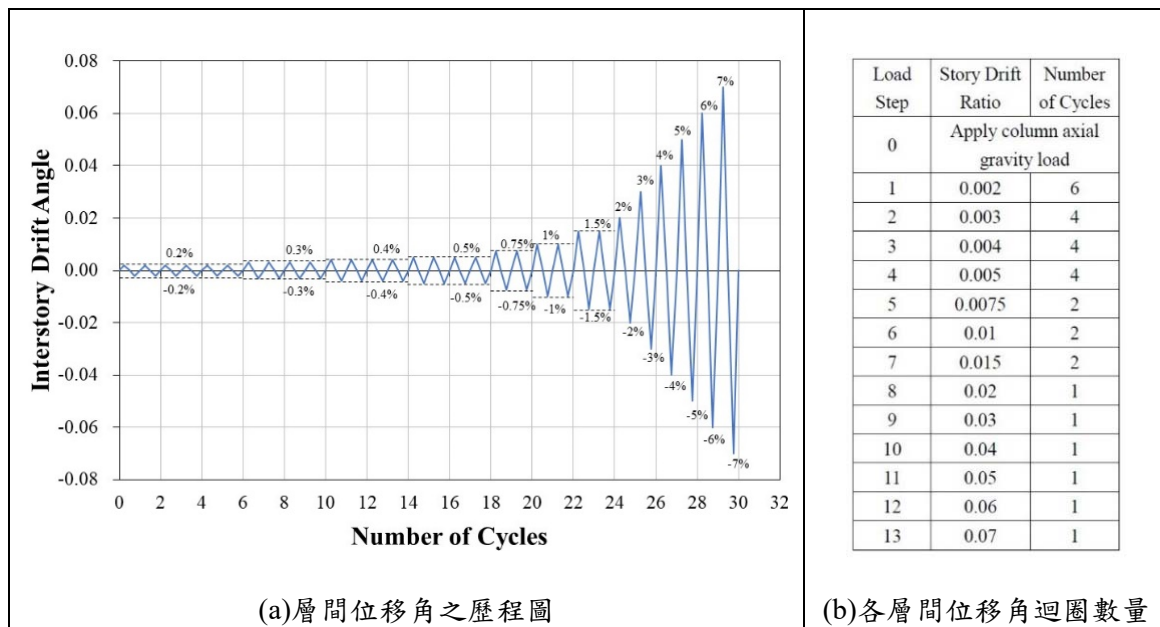


圖 4 鋼柱試體反覆側推實驗之層間位移角歷程圖

為了進行鋼柱試體受軸壓後之反覆側推實驗，兩組鋼柱試體在實驗時，皆以「力量控制」的方式，由 BATS 底部的垂直制動器施加固定軸壓力於鋼柱，如圖 3(a)所示，軸

壓力載重比 C_a 之公式定義如下：

$$C_a = \frac{P_u}{\phi_c P_y} = \frac{P_u}{\phi_c F_y A_g} \quad (1)$$

其中， P_u =施加於鋼柱試體之軸壓力； $\phi_c=0.9$ ； F_y =鋼柱鋼材之標稱降伏應力(325 MPa)； A_g =H 型鋼柱之斷面積(9140 mm²)。由於本次實驗之軸壓力載重比 $C_a=0.2$ ，透過公式(1)，可得施加於鋼柱試體的固定軸壓力 $P_u=534.7$ kN (54.5 tf)。此外，本實驗以「位移控制」的方式，採用 Newell 和 Uang [1]所提出的鋼柱反覆側推實驗之層間位移角歷程來測試兩組鋼柱試體的耐震能力，其位移控制歷程圖如圖 4 所示。

3.2 實驗儀器配置

為了能完整記錄兩組受軸壓之鋼柱試體於反覆側推實驗下的結構行為，本實驗所採用 4 組位移計量測鋼柱試體各高程之側向位移，3 組傾斜儀量測鋼柱試體柱頂與梁柱交會區之轉角，約 50 片應變計量測鋼柱試體各處之應變量。

四、實驗結果

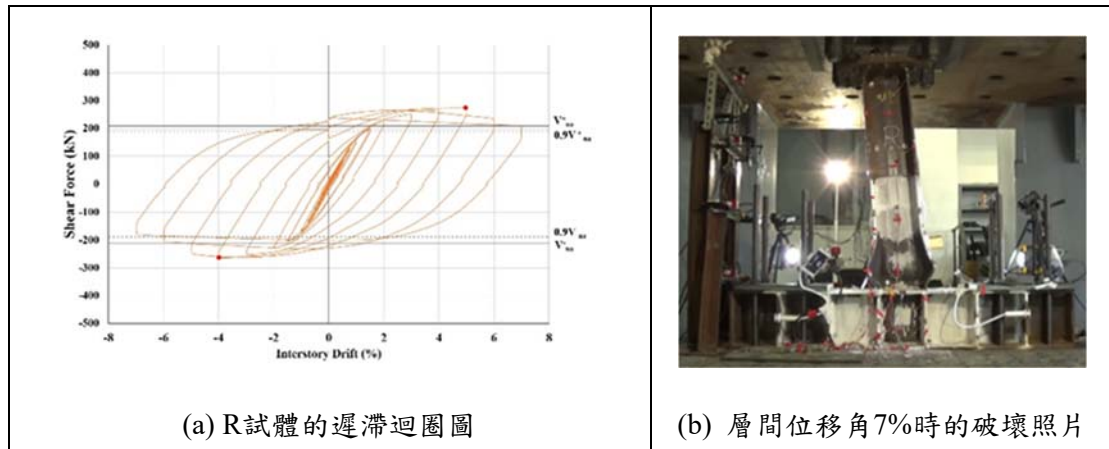


圖 5 未受火害之 R 試體的破壞照片與遲滯迴圈圖

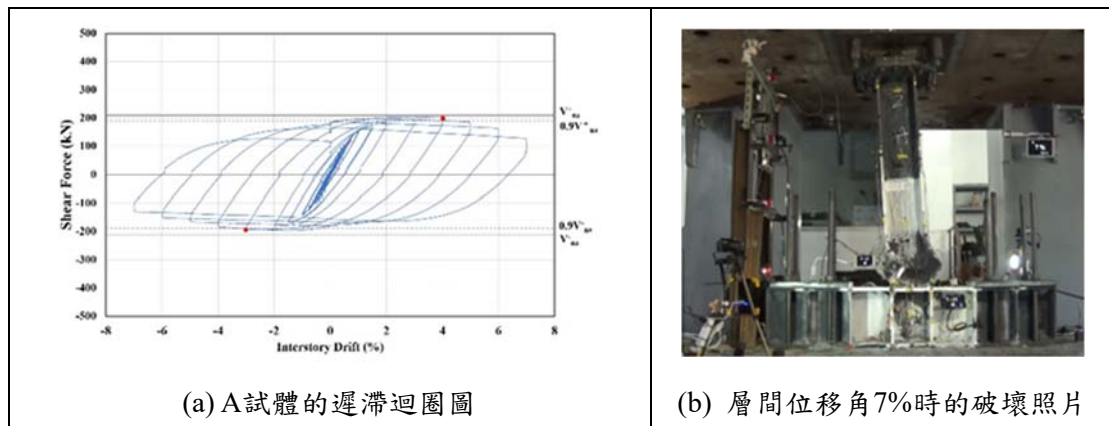


圖 6 曾受高溫火害後空冷之 A 試體的破壞照片與遲滯迴圈圖

圖 5(a)為未受火害之 R 試體在軸壓力載重比 $C_a=0.2$ 時的反覆側推剪力與層間位移角的遲滯迴圈圖，其在正方向(向西)之側推剪力最大值 268.3 kN 發生於 5%，而負方向(向東)之側推剪力最大值 261.2 kN 發生於 4%，圖 5(b)為 R 試體在層間位移角 7%時的破壞模式照片，可看出 R 試體的鋼柱底部有明顯的塑鉸產生，鋼柱底部的翼板與腹板發生嚴重的局部挫屈；圖 6(a)為曾受高溫火害後空冷之 A 試體在軸壓力載重比 $C_a=0.2$ 時的反覆側推剪力與層間位移角的遲滯迴圈圖，其在正方向(向西)之側推剪力最大值 195.7 kN 發生於 4%，而負方向(向東)之側推剪力最大值 191.2 kN 發生於 3%，圖 6(b)為 A 試體在層間位移角 7%時的破壞模式照片；由以上兩組試體的遲滯迴圈比較發現：受到 900 °C 高溫火害後自然空冷至常溫的鋼柱試體(即：A 試體)，其最大側推剪力較未受火害的鋼柱試體(即：R 試體)下降約 27%，且其發生時機也較未受火害的鋼柱試體提早 1%。

根據受軸壓力之 H 型鋼柱斷面強軸撓曲的塑性理論，若其塑性中立軸(Plastic Neutral Axis)發生在 H 型鋼柱的腹板位置，其標稱塑性彎矩 M_{na} 可由下列公式(2)計算：

$$M_{na} = M_p - \frac{P^2}{4 t_w F_y} \quad (2)$$

$$M_p = Z F_y \quad (3)$$

其中， Z =H 型鋼柱斷面之強軸塑性斷面模數(953000 mm³)； F_y =鋼柱鋼材之標稱降伏應力(325 MPa)； M_p =H 型鋼柱斷面之強軸標稱塑性彎矩(309.73 kN-m)； P =施加於鋼柱斷面之軸壓力(534.7 kN)； t_w =H 型鋼柱腹板之厚度(9 mm)。

由公式(2)與公式(3)可計算出 $M_{na}=209.77$ kN。由於本實驗為半柱實驗，鋼柱試體底部為固定端，鋼柱試體頂部為鉸接端，用以模擬全柱實驗的反曲點，故使得受軸壓力之鋼柱達到塑性彎矩時之標稱塑性極限剪力 V_{na} 為：

$$V_{na} = \frac{M_{na}}{L} \quad (4)$$

其中， M_{na} =受軸壓之鋼柱斷面的標稱塑性彎矩； L =為鋼柱試體之有效柱長(1360 mm)；由公式(2)至公式(4)，可計算出未受火害之 R 試體的標稱塑性極限剪力 $V_{na}=209.77$ kN，表 2 為兩組試體在不同的剪力強度標準下所定義的層間位移角容量。

表 2 兩組鋼柱試體於 $0.8V_{na}$ 與 $0.9V_{na}$ 下之層間位移角容量判定

試體種類	層間位移角容量判定	
	$0.8V_{na}$	$0.9V_{na}$
R 試體	7%	6%
A 試體	4%	3%

五、結論與建議

本次針對兩組不同溫度處理之受 $C_a=0.2$ 軸壓力 H 型鋼柱試體(材質 SN490B)的反覆側推實驗之結論如下：

- (1) 由受到 900°C 高溫火害後空冷至常溫的 H 型鋼柱試體(即：A 試體)，其最大側推剪力強度較未受火害的鋼柱試體(即：R 試體)下降約 27%，且其發生時機也較未受火害的鋼柱試體提早 1%。
- (2) 若以未受火害 R 試體 80%的標稱剪力(即： $0.8V_{na}$)作為鋼柱層間位移角容量的判定標準[2]，兩組試體皆符合 AISC 耐震規範[3]中 SMF 梁柱接頭 4%合格層間位移角的規定；但是，若以較嚴格的 $0.9V_{na}$ 作為判定標準，則受高溫火害後空冷 A 試體的層間位移角容量將減少為 3%，將不符合 AISC 耐震規範[3]之標準。

六、參考文獻

- [1] Uang, C. H. and Newell, J., “Cyclic Behavior of Steel Columns with Combined High Axial Load and Drift Demand,” Report No. SSRP-06/22, Structural Systems Research Project, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, 2006.
- [2] Phan, H. D., “Seismic Behavior of Full-Scale Concrete Filled Steel Tubular (CFST) Columns with High Axial Load Effect.,” Ph.D. Dissertation, National Taiwan University of Science and Technology, Taiwan, July 2020.
- [3] Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2016.

誌謝

特別感謝內政部建築研究所和國家地震工程研究中心對於本研究的支持與各項協助。

近斷層地震效應之鋼骨梁柱接合耐震性能

Seismic Performance of Steel Beam-to-Column Connection under Loading Protocols with Near-Fault Earthquake Effect

莊勝智^{1*} 林克強² 陳奐丞³ 陳垂欣⁴

¹財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 助理研究員

²財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 研究員

³交通大學土木工程學系碩士

⁴交通大學土木工程學系副教授

Email: sjhuang@narlabs.org.tw

摘要

本研究主要為針對鋼骨抗彎構架的梁柱接合承受具近斷層效應的靜態載重試驗歷時下的耐震行為研究。本研究共進行四組實尺寸梁柱接合試驗，其中梁柱接合的型式分為兩種，一為梁翼圓弧切削減弱型(RBS)接合，另一為梁翼蓋板增強型(EBS)接合，而試驗載重協議則採用 AISC 360-10 中遠域型地震效應的載重歷時、Krawinkler 近斷層地震效應的載重歷時、與具台灣近斷層地震效應的載重歷時等三種載重協議，試驗結果顯示圓弧切削減弱型及蓋板增強型梁柱接合均能抵抗台灣近斷層載重歷時，而從試驗的累積總轉角與能量來說，蓋板增強型的梁柱接合具有較佳的耐震性能。而 Krawinkler 的近斷層歷時屬較為嚴峻的試驗歷時，因此要使用此載重歷時前，應評估建築物的工址特性與地震等級，以評判使用 Krawinkler 的近斷層歷時進行梁柱接合耐震性能試驗的適用性。

關鍵字：梁翼減弱型、蓋板增強型、近斷層地震、遠域型地震、載重協議

一、前言

台灣地處環太平洋地震帶上，其本島斷層多為南北走向，且遍佈東、西部平原，如圖 1 所示。全台約三分之一人口居住於近斷層 10 公里範圍內，因此建築物的近斷層效應為國內地震工程研究亟待解決的重要課題。而抗彎構架結構系統為國內常見結構系統之一，主要藉由梁端撓曲塑鉸之非彈性變形提供系統之韌性容量，其抗彎構架之梁柱接合必須確保能提供必要的變形能力。過去台灣工程界採用試驗方法進行鋼造梁柱接合性能評估時，普遍採用美國鋼結構建築耐震特別規定自 2002 年版起規定之載重歷時進行試驗，至 2016 年版(AISC, 2016)仍沿用相同的規定，此位移歷時是由逐漸增大的往復層間位移角且無殘留位移組成，屬於一遠域(far field)型載重歷時，如圖 2 所示。依據 AISC 341-16 第 K2 節所定義的試驗規定中，層間位移角為評估抗彎構架之梁柱接合耐震性能的基本規定，在台灣鋼構造建築物鋼結構設計技術規範(內政部，2007)中，抗彎構架的鋼骨梁柱接合應提供 3 %塑性層間位移角的變形性能，該性能與 AISC 341-16 中規定特殊抗彎構架(SMRF)的耐震性能為 4%層間位移角為相同等級。然而，結構中梁柱接合須

提供多大的變形需求，應視結構所在位置的地震危害度而定。由於近斷層地震之地表振動特性具有高速度脈衝波與大相對位移特性，其載重歷時特性與前述遠域型的載重位移歷時大不相同。對於具有近斷層地震效應的靜態歷時載重協定來說，學者 Krawinkler 於 2000 年提出一適用於具近斷層效應的鋼骨梁柱接合載重歷時建議(Krawinkler, 2000)，如圖 3 所示。依據該文獻，此近斷層載重歷時為針對 3 層樓及 9 層樓鋼結構建築與 20 組地震加速度紀錄進行非線性動態歷時分析所獲得的結果，但該文獻中並未提及設計地震力需求為何。國家地震工程研究中心(NCREE) 近期致力於具近斷層地震效應的結構工程研究，關於鋼骨梁柱接合靜態試驗具有近斷層效應的加載歷時協定議題已經著手研究(Lin *et al.*, 2018)，並已建立兩種對應於設計地震(DE)等級(475 年回歸期)及最大考量地震(MCE)等級(2500 年回歸期)的具近斷層效應的鋼骨梁柱接合加載歷時協定，如圖 4 所示。這兩組加載歷時協議為針對 15 層鋼結構建築與 34 組真實地震紀錄進行非線性動力歷時分析的結果，其中 34 組地震紀錄皆滿足(1)尖峰地表速度大於 300 mm/s；(2)地震矩規模(M_w)大於 6.5；(3)距震央位置小於 10 公里等標準，且皆從 PEER 地表振動資料庫(PEER, 2011)中選取。前述所有的地表振動紀錄皆採用 ASCE 7-16(ASCE, 2017)的縮放法進行調整。

在國內鋼結構建築中，柱構件普遍採用箱型柱，而梁翼圓弧切削減弱型接合及梁翼蓋板增強型接合(Lin *et al.*, 2017)(如圖 5 所示)為抗彎構架中最常見的梁柱接合型式，因而選擇此兩種梁柱接合型式作為本研究的試驗試體，以進行具近斷層效應的載重歷時協議試驗，並確認其耐震性能。本研究主要目的為探討梁柱接合承受具近斷層效應之載重歷時協議下的耐震性能，並同時釐清承受近斷層載重歷時與遠域斷層載重歷時之耐震行為差異。

二、試驗計畫

2.1 試體介紹

本研究共進行四組外柱梁柱接頭試驗，其整體試驗配置如圖 6 所示，試體柱構件與梁構件皆採用 SN490B 之鋼材，柱構件採用尺寸為 BOX 750x750x28 mm 的箱型柱，鋼梁構件尺寸為 BH 800x300x14x25 mm。於四組試體中，其中三組採用梁翼圓弧切削之減弱型梁柱接合，另一組採用蓋板補強型梁柱接合，此四組試體皆依據「鋼構造梁柱抗彎接合設計手冊與參考圖」(林克強等人, 2017)進行設計。四組試體名稱分別為 NKR、NMR、FAR 與 NMC，其中第一個英文字母代表試驗所使用的加載歷時之斷層類型，N 代表近斷層(Near Fault)、F 代表遠域斷層(Far Field)；第二個英文字母代表試驗所使用的加載歷時出處，K 代表使用 Krawinkler 所發表的近斷層加載歷時、M 代表使用本研究團隊所制訂最大考量地震(Maximum Consider Earthquake)的近斷層加載歷時、而 A 則代表使用 AISC341-16 建議的梁柱接合加載歷時；第三個英文字母代表梁柱接合的型式，R 代表使用梁翼圓弧切削減弱型(RBS)梁柱接合、C 代表使用梁翼蓋板(Cover Plate)增強型梁柱接合，其梁翼圓弧切削與梁翼蓋板的尺寸詳表一所示。本研究以採用遠域斷層加載歷時之 FAR 試體做為對照組，可與採用兩種不同近斷層加載歷時之 NKR 及 NMR 試體進行比

較，以探討梁柱接合承受遠域型地震及近斷層地震之加載歷時的變形情形與耐震性能；另可透過 NMR 與 NMC 兩組試體比較不同梁柱接合型式於近斷層地震加載歷時作用下的韌性及消能性能。

2.2 試體製作

箱型柱與鋼梁之製作於春源鋼鐵工業股份有限公司之鋼構廠進行，其中箱型柱內橫隔板四面皆採用電熱熔渣銲與柱板相接，當四面柱板與柱內橫隔板組立完成後，開始進行電熱熔渣銲之工作，並於電熔渣銲工作完成後，進行檢測電熔渣銲是否有瑕疵並量測其熔透範圍。

俟箱型柱與鋼梁製造完成後運送至國家地震工程研究中心大型力學實驗室，於實驗室現場進行鋼梁與鋼柱之組裝與銲接，組裝過程採用柱直立、梁水平放置之方式進行，所有組裝程序及細節製作均模擬工地實際施作情形，四組試體之鋼梁構件與箱型柱接合方式，採梁腹栓接、梁翼銲接(bolted web-welded flange, BWWF)之方式現場接合，其中梁構件之上、下翼板採單側開槽全滲透銲與箱型柱接合，並以鋼質背襯板做為全滲透銲道之背襯板，銲接完成後，兩側起、迄弧板均移除且整修與磨平，上、下翼板之背墊板均不移除，而腹板以兩排 8 支共 16 支 M24-S10T 高張力螺栓與箱型柱上之剪力板相接，以提供梁柱接合處之剪力需求。試體之梁翼板全滲透銲銲道均需經由超音波檢測(UT)合格後方可進行試驗。

2.2 試體製作

試驗配置如圖 6 所示。試體柱垂直放置，上下兩端固定於反力牆之兩支承梁上，柱兩支承中心距離為 3750 mm，試體梁水平配置，自由端與一端固定於反力地板之垂直油壓千斤頂接合，試體從柱心至梁端油壓千斤頂施力中心之距離為 4500 mm。為使試體梁能順利發揮塑性彎矩能力，在梁軸向方向之適當位置配置側向支撐構架，使試體梁之無支撐長度符合實際設計條件，並引導試體梁在試驗過程中沿著施力方向位移。

整個試驗之進行是由接於梁自由端下翼板外側之油壓伺服閥千斤頂對鋼梁施加剪力，試驗時採用位移控制，施以反復逐漸增加之位移載重，並由電腦程式自動控制油壓伺服閥千斤頂，依照預定之位移歷時執行，所有預定施加之位移均以層間位移角為基準，並乘以梁端施力中心至柱心間之距離而得。本研究共使用三種加載歷時，分別為 Krawinkler 所發表的近斷層加載歷時、本研究團隊所制訂最大考量地震(Maximum Consider Earthquake)的近斷層加載歷時及 AISC 2016 年版之鋼結構建築耐震特別規定(AISC, 2016)中 K 2.4b 節之梁柱接合加載歷時，如圖 2、圖 3 及圖 5 所示，而最終試驗所採用的靜態加載歷時，將視試驗現場實際狀況略做調整。每組試驗預定進行至試體發生嚴重破壞或強度明顯衰減即停止試驗，如於完成預定的加載歷時後，試體並未發生破壞或強度明顯衰減，後續則追加疲勞載重試驗。於實驗進行中，藉由千斤頂即時輸出之力量與位移監看試體梁施力端之力量與位移關係，以獲得試體初步之強度與變形性能。

在量測系統方面，整體之量測計畫如圖五所示，除了油壓伺服閥千斤頂內之位移計與荷重計之外，另外於梁柱交會區架設兩組 形位移計及兩組傾斜儀，用以量測且計算

梁柱交會區剪力變形及其柱轉動變形以上所有施力與變形資料，均藉由電腦自動控制資料蒐集器以適當之頻率收集之。為方便爾後試驗結果之說明，力量與位移之方向符號定義如下：當梁受正彎矩(下翼板受拉)作用時之力量與位移定義為正，反之為負。

三、試驗結果與討論

3.1 破壞模式與變形能力

圖 7 至圖 10 為四組試體梁剪力與總變形轉角關係圖及實際試驗加載歷時，表二則為四組試體之試驗強度及變形表，其中 θ 為梁柱接頭總變形轉角、 $\Delta\theta$ 為梁柱接頭正、負向總變形轉角差值、 θ_p 為梁柱接頭塑性變形轉角。本研究之四組試體，僅採用梁翼蓋板增強型接合之試體 NMC 於預定的加載歷時完成後未發生任何破壞，僅於梁翼蓋板範圍外側發生嚴重的挫屈變形，其正、負向最大變形可發展至+4.5 %及-5.5 %。其餘三組梁翼圓弧切削接合試體，均於梁翼切削處發生斷裂破壞。然而，三組試體的破壞模式有些許不同，試體 NKR 於正向力方向上降伏且發展出塑鉸，但其破壞卻發生於負向力方向上在上翼板切削處發生斷裂。比較三種加載歷時，可發現 Krawinkler 近斷層加載歷時具有 6 %層間位移角與正、負向層間位移角差值達 8 %，且發生兩次，此加載歷時對梁翼圓弧切削接合試體極為嚴苛。而試體 FAR，其正、負向最大變形可發展至+4 %及-4 % (正、負向層間位移角差值 8 %)，但因其加載歷時為反復漸增的形式，故其鋼梁翼板的挫屈可平順的發展。而試體 NMR 與 FAR，其破壞模式皆為塑鉸完全發展及鋼梁翼板嚴重挫屈後，才於梁翼切削處發生斷裂。所有試體的破壞模式詳表 2 與照片 2 至照片 5 所示。

圖 11 為各組試體於破壞時的累積總轉角及累積塑性轉角圖。試體 NKR 因於標準試驗未結束前就發生破壞，故其累積總轉角及累積塑性轉角皆為較小值。而試體 NMR、試體 FAR 與試體 NMC 破壞時累積總轉角分別為 246 %、207 %與 278 %弧度。試體 NMC 與試體 NMR 總轉角之比值為 1.13，由此結果可推論蓋板補強型梁柱接合能比梁翼圓弧切削減弱型梁柱接合多承受 1.13 倍的累積總轉角。試體 NMR、試體 FAR 與試體 NMC 破壞時累積塑性轉角分別為 173.2 %、143.0 %與 214.0 %弧度。試體 NMC 與試體 NMR 累積塑性轉角之比值為 1.24，由此結果可推論蓋板補強型梁柱接合能比梁翼圓弧切削減弱型梁柱接合多承受 1.24 倍的累積塑性轉角。然而試體 FAR 在累積塑性轉角小於試體 NMR 的情況下發生破壞，推估試體 FAR 是因為在發生破壞時當下位移歷時之 $\Delta\theta$ 為 11%，此極端的位移差值使得試體提早破壞，故位移歷時之 $\Delta\theta$ 應為地震危害度主要的指標之一。

3.2 強度反應

試體之強度計算與試驗結果列於表二中，其中 P_b 為試驗過程中梁端施力最大值， F_{pc} 為試體梁在柱面處之梁斷面達實際塑性彎矩強度時梁端所需施加之力量， F_{pr} 為試體之梁翼圓弧切削段斷面最小處或梁翼蓋板補強遠離柱面端部斷面變化點達梁塑性彎矩強度時梁端所需施加之力量，其塑性彎矩均以實際材料強度計算求得。FEMA 350 (FEMA, 2000)建議梁撓曲塑鉸之應變硬化係數 $C_{pr} = (F_y + F_u) / 2F_y$ ，其中 F_y 與 F_u 為梁構件所採用鋼

材之標稱降伏強度與極限拉力強度。本次試驗所採用的 SN490B 鋼材之 F_y 與 F_u 分別為 375 MPa 與 531 MPa，代入上式可得 SN490B 材質之 C_{pr} 值為 1.21。對於梁翼圓弧切削減弱型接合與梁翼蓋板增強型接合的塑鉸分別發生於梁翼圓弧切削段斷面最小處與梁翼蓋板補強遠離柱面端部斷面變化點，故 P_b/F_{pr} 之比值代表梁構件在該處所發展之實際應變硬化係數。由試驗結果分析顯示，三組梁翼圓弧切削減弱型接合試體 NKR、NMR 及 FAR 之正、負向應變硬化係數分別為 1.30、1.15 與 1.31、1.25 與 1.33、1.27，若忽略試體 NKR 負向的應變硬化係數，其三組試體的應變硬化係數平均值為 1.29，其值與 FEMA 350 建議的 值為 1.21 相比之差異為 6.6%；而梁翼蓋板增強型接合試體 NMC 之正、負向應變硬化係數為 1.23、1.21，其應變硬化係數平均值為 1.22，其值與 FEMA 350 建議的 C_{pr} 值為 1.21 較為接近。而在柱面處的應變硬化係數，除試體 NKR 於負向的應變硬化係數為 0.89 外，其餘柱面處的應變硬化係數範圍從 0.96 至 1.08，其值非常接近 1.0，代表本研究的梁翼圓弧切削減弱型與梁翼蓋板增強型接合的設計方法是適當的，並可有效地控制梁的應力。

3.3 能量反應

圖 12 及圖 13 分別為能量與累積總轉角及能量與累積塑性轉角關係圖。從試體破壞時的總能量得知，當梁柱接合承受具近斷層效應的載重歷時所消散的能量高於承受遠域型的載重歷時所消散的能量。試體 NMC 與試體 NMR 相比，於標準試驗消散總能量比值為 1.12，由此可知蓋板補強型梁柱接合能比梁翼圓弧切削減弱型梁柱接合承受更多的地震能量。

四、結論與建議

1. 由試驗破壞模式顯示，三組梁翼圓弧切削減弱型接合試體皆於梁翼圓弧切削段發生斷裂破壞，其中試體 NMR 與 FAR 的破壞時機發生於疲勞試驗中，試體 NKR 的破壞發生於既定的加載歷程中。而梁翼蓋板增強型接合試體 NMC 則未發生任何斷裂。
2. 試驗結果顯示，所有試體皆能於鋼梁上發展充足的塑性變形，除試體 NKR 於負向的總變形轉角僅為 2% 弧度外，其餘皆能發揮至少 4% 弧度。於預期發生塑鉸處的應變硬化係數為 1.15 至 1.33，此代表於設計時採用標稱強度計算應變硬化係數之方式估計撓曲塑鉸之應變硬化後強度，應屬合理。
3. 整體來看，試體 NMC 的總消散能量較試體 NMR 與試體 FAR 高，其產生的累積總轉角與累積塑性轉角亦為最高，甚至試體 NMC 於疲勞試驗結束後亦無明顯的斷裂情形發生，故可推論 蓋板補強型梁柱接合有極佳的韌性及耐震性能。

五、參考文獻

- [1] 內政部營建署 (2007)，「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。
- [2] 內政部營建署 (2011)，「建築物耐震設計規範及解說」，內政部營建署，台北。

- [3] 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,台北。
- [4] 林克強、陳奐丞、莊勝智、陳垂欣 (2018),「鋼骨梁柱抗彎接合含近斷層效應之載重歷時研究」,第十屆海峽兩岸及香港鋼結構技術交流會,杭州,中國。
- [5] AISC (2016), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (AISC 341-16), American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [6] ASCE (2016), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE7-16), American Society of Civil Engineers, New York, Manual of Practice.
- [7] FEMA (2000), “Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings,” FEMA Report No. 350, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [8] Krawinkler, H., Akshay, G., Medina, R. and Luco, M. (2000), “Development of loading histories for testing of steel beam-to-column assemblies”, Rep. prepared for SAC Steel Project, Dept. for Civil and Environmental Engineering, Stanford University.
- [9] PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center) (2011), PEER ground motion database. University of California, Berkeley, CA. <<http://ngawest2.berkeley.edu/>> (June 1, 2011).

表 1 試體梁柱構件尺寸及參數表

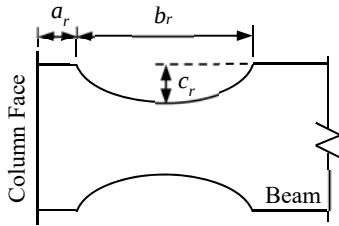
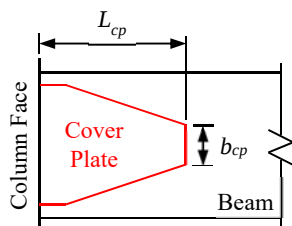
Specimen	NKR		NMR	FAR	NMC		
Loading Protocols	Krawinkler near fault		Lin near fault	AISC far field	Lin near fault		
Beam Section	H 800x300x14x25(SN490B)						
L(mm)	4500						
Column Section	BOX 750x750x28(SN490B)						
H(mm)	3750						
t of shear tab(mm)	22						
Bolts	2x8(M24 S10T)						
Details (mm)	a_r	200			t_{cp}	8	
	b_r	600			b_{cp}	80	
	c_r	65			L_{cp}	365	
α	0.93				0.96		
C_{pr}	1.21						

表 2 試體試驗強度及變形一覽表

Specimen	NKR		NMR		FAR		NMC	
Force Direction	+	-	+	-	+	-	+	-
θ (% , rad.)	6.0	2.0	4.5	4.5	4.0	4.0	4.5	5.5
$\Delta\theta$ (% , rad.)	8.0		9.0		8.0		10.0	
P_b (kN)	711	631	718	684	726	697	956	942
F_{Pr} (kN)	547						780	
F_{Pc} (kN)	711						888	
P_b / F_{Pr}	1.30	1.15	1.31	1.25	1.33	1.27	1.23	1.21
P_b / F_{Pc}	1.00	0.89	1.01	0.96	1.02	0.98	1.08	1.06
Failure Mode	Top beam flange fractured in cutting region		Bottom beam flange fractured in cutting region		Top beam flange fractured in cutting region		No fracture	

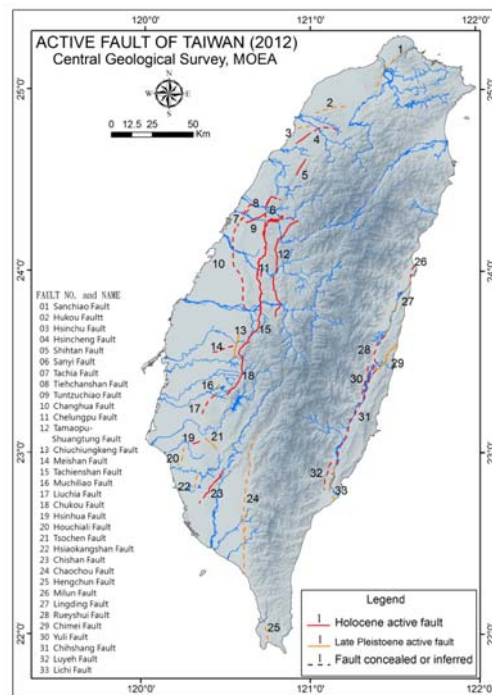


圖 1 台灣活動斷層分布圖(經濟部中央地質調查所)

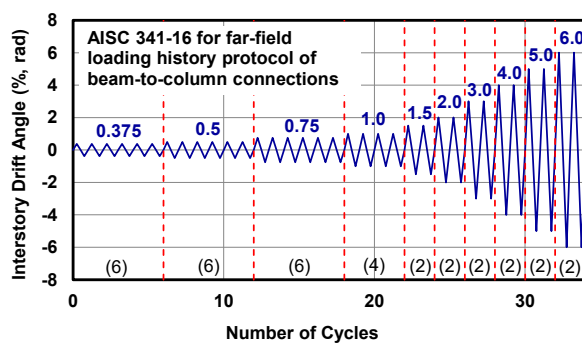


圖 2 AISC 341-16 遠域地震載重歷時

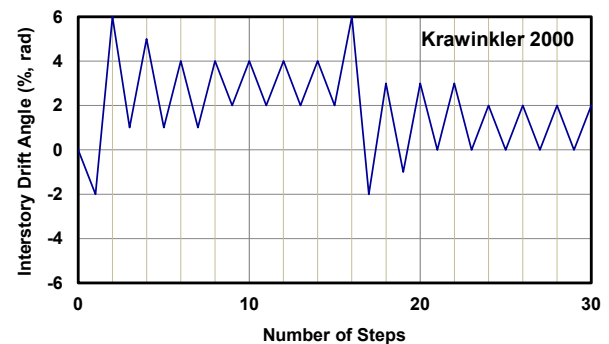
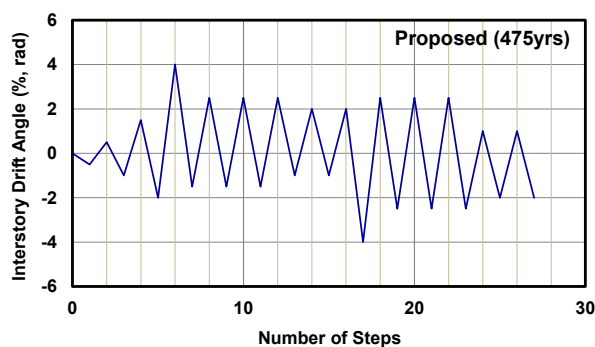
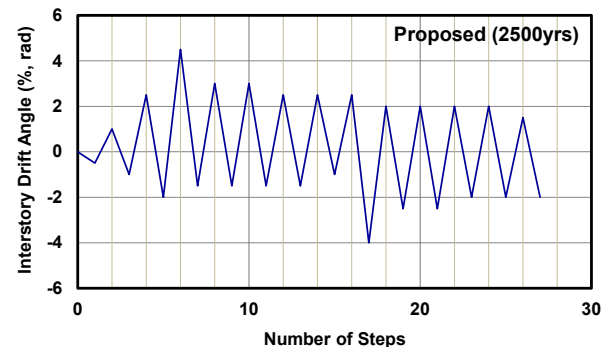


圖 3 Krawinkler 提出含近斷層效應之載重歷時

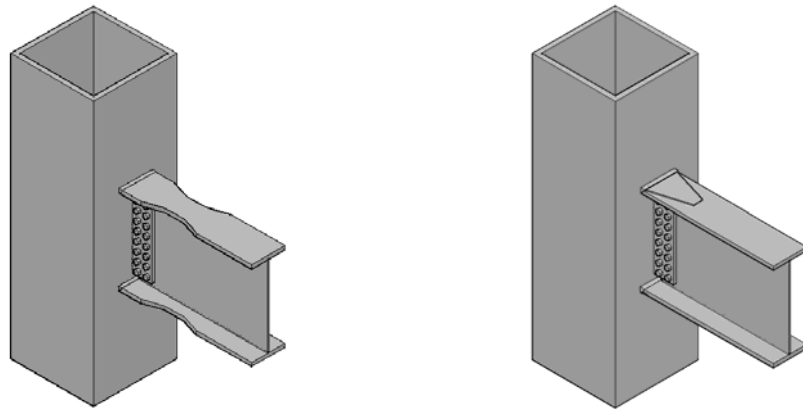


(a)設計地震(DE)



(b)最大考量地震(MCE)

圖 4 Lin 提出含近斷層效應之載重歷時



(a) 梁翼圓弧切削減弱型接合

(b) 梁翼蓋板增強型接合

圖 5 鋼骨梁柱接合型式(林克強等，2017)

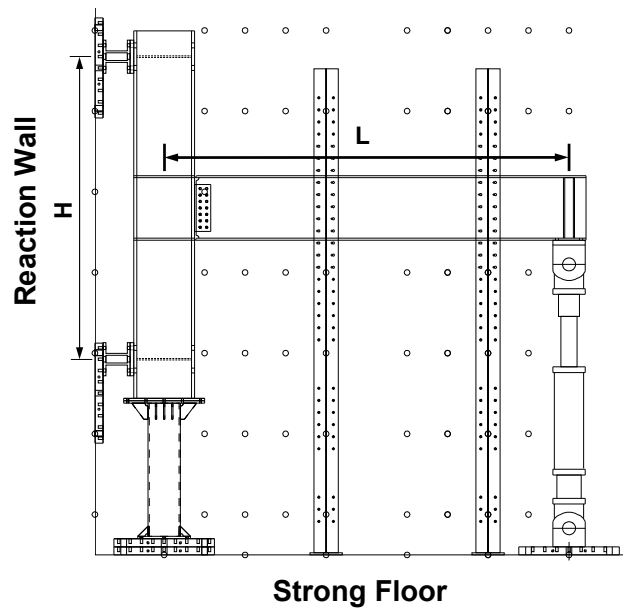
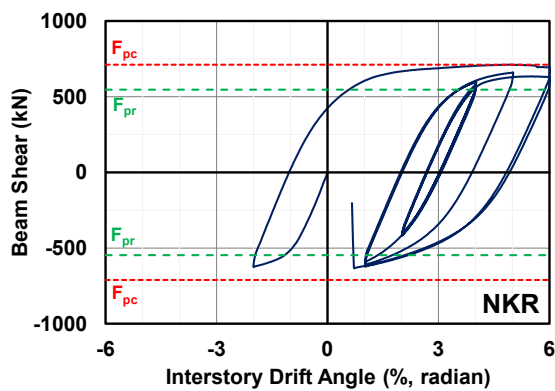


圖 6 梁柱接合試驗配置圖



7 試體NKR梁端受力與梁總變形轉角與總變形轉角關係圖

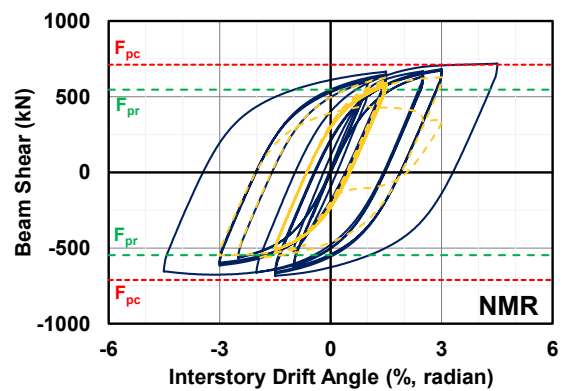


圖8 試體NMR梁端受力與梁總變形轉角與總變形轉角關係圖

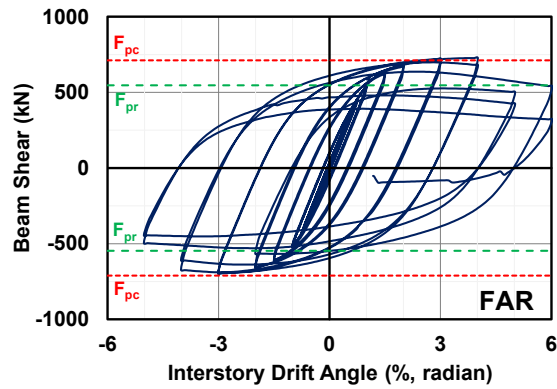


圖9 試體FAR梁端受力與梁總變形轉角與
 總變形轉角關係圖

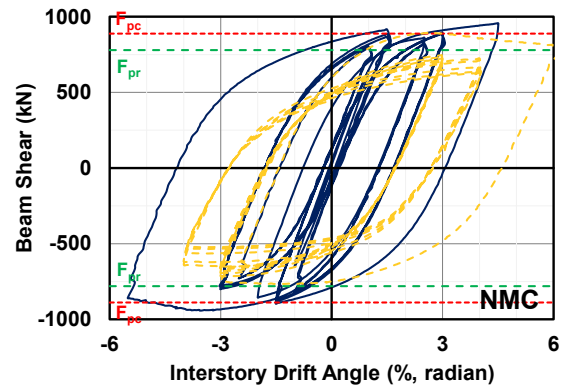


圖10 試體NMC梁端受力與梁總變形轉角
 與總變形轉角關係圖

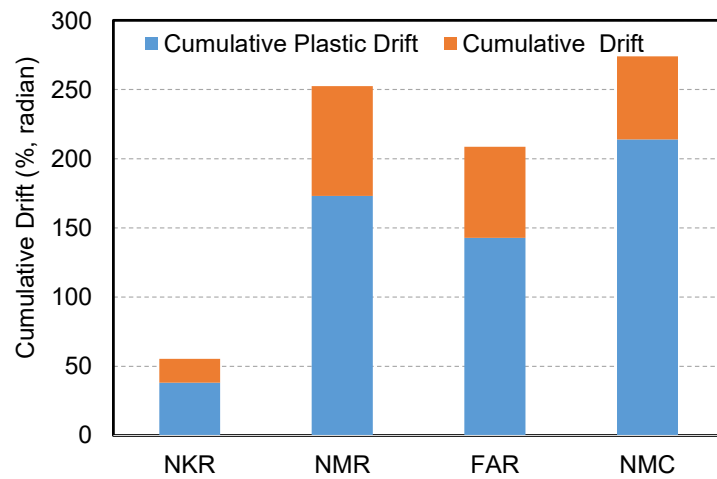


圖 11 各試體於破壞時累積總轉角與累積塑性轉角比較

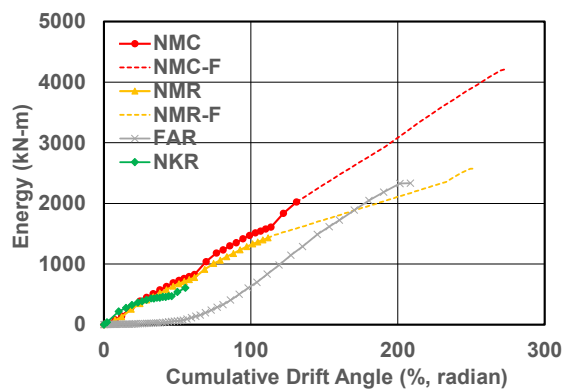


圖12 各試體之能量與累積總轉角關係圖

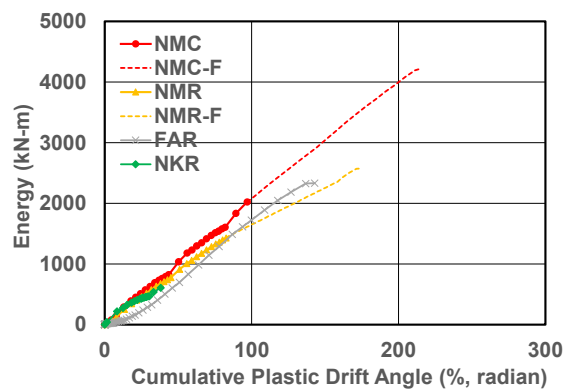


圖13 各試體能量與累積塑性轉角關係圖