

國家地震工程研究中心
NATIONAL CENTER FOR RESEARCH ON
EARTHQUAKE ENGINEERING

2020 國家地震工程研究中心實驗成果
研討會論文集(III)

主編

黃世建 鍾立來 王孔君

報告編號：NCREE-20-020

中華民國 109 年 11 月

2020 國家地震工程研究中心實驗成果研討會論文集
(III)

Proceedings of the 2020 NCREE Conference on Experiments (III)

主編

*黃世建

**鍾立來

***王孔君

Shyh-Jiann Hwang

Lap-Loi Chung

Kung-Juin Wang

* 國家地震工程研究中心主任

** 國家地震工程研究中心副主任

*** 國家地震工程研究中心技術師

中華民國 109 年 11 月

November 2020

前言

為促進國內地震工程研究之交流發展，以及提升國內土木建築工程界知能之提升，本中心實驗室於 2020 年 11 月 30 日舉辦本年度第三場次的「2020 國家地震工程研究中心實驗成果研討會(III)」(2020NCE(III))。本研討會邀請 2019 年中，利用本中心台北與台南實驗室各實研測試系統進行實驗之研究團隊，以口頭演講方式發表最新之實驗與研究成果。

本研討會提供絕佳機會，讓學界研究人員分享最新研究成果，亦讓業界對學界分享在寶貴的現場實際挑戰與解決經驗。期能透過上述之交流，促成學界與業界雙方未來更進一步的合作。

2020NCE(III)中共計發表 19 個口頭演講與 15 篇簡要報告，研究主題涵蓋包括：(1)相關或新型結構元件與系統之力學或受震行為，包括：桁架圍束式挫屈束制支撐、鋼板阻尼器、鋼絞線混凝土梁、高強度鋼筋混凝土、高寬厚比之風機鋼管圓柱等。(2)創新鋼筋混凝土(RC)構件如：利用非握裹鋼筋提升柱震後自復位能力與創新多螺箍筋混凝土柱等。(3)相關結構元件力學特性與應用研究，如高強度鋼構架之鋼柱於高軸力下的側向耐震行為，以及具多孔材質的諧調液體阻尼器等。(4)結構系統受震行為研究：如群樁基礎裸露橋梁受近斷層地震作用，以及弱化柱牆介面處牆板厚度之 RC 牆構架受震行為。(5)其他研究主題如鋼骨層間梁補強工法、震損 RC 構件之耐震容量推估法、RC 撓屈構件變形能力探討、振動臺子結構即時複合實驗穩定性分析與驗證、門型構架橋柱之震損補強效益評估，以及雙軸向動態試驗系統之基本參數研究與探討等。

本研討會亦安排口頭演講與實地參觀行程，向與會者介紹國震中心增建大樓案中實際應用之眾多先進制震技術(挫屈束制支撐、鋼板阻尼器、液壓黏滯性阻尼器、懸吊式耐震天花板、隔震高架地板等)，以及人工智慧在地震工程之最新研發與應用成果。

本報告彙集各研究案之簡要論文，發表相關實驗與研究成果，以達成國家社會支持吾人進行地震工程研究之期待。

目錄

含鋼板阻尼器構架之先進複合實驗	1
桁架圍束式挫屈束制支撐試驗研究	5
Nominal Moment of RC Beams using Steel Strands as Longitudinal Reinforcement	9
Minimum Shear Reinforcement for Columns with High-strength Reinforcement and Concrete	16
應用震後自復位鋼筋混凝土橋柱降低近斷層橋梁災害之研究	21
創新多螺箍筋混凝土柱耐震試驗與計算模型之開發	25
離岸風機複合結構柱耐震研究：大徑厚比鋼管柱及高分子複合材料包覆鋼管柱試驗及規範比較	30
兩層樓高強度鋼構架之鋼柱於高軸力下的側向耐震實驗	33
應用摩擦接合於高性能自復位斜撐之耐震性能研究	36
含 RC 牆構架藉由弱化柱牆介面處牆板厚度優化耐震行為	39
鋼骨層間梁補強工法研究	48
鋼筋混凝土撓曲桿件往復載重下之變形能力	56
具多孔材質的諧調液體阻尼器物理參數探討	67
門型構架橋柱之震損補強效益試驗	78
振動臺子結構即時複合實驗穩定性分析與驗證	85
雙軸向動態試驗系統之基本參數研究與探討	91

含鋼板阻尼器構架之先進複合實驗

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：含金屬阻尼器構架耐震性能複合試驗評估技術研究

計畫編號：MOST107-2625-M002-017-MY3

計畫主持人：蔡克銓

參與人員：莊明介、王孔君、鍾侑津

聯絡電郵：mcchuang@narlbias.org.tw

試驗期間：108 年 03 月至 04 月

試驗地點：國家地震工程研究中心台北實驗室反力牆及強力地板

試驗目的：

鋼板阻尼器(Steel Panel Damper, SPD)(圖 1)[許仲翔等人，2017]為一種耐震間柱，近年來相關研究已證實在抗彎構架(Moment Resisting Frame, MRF)中設置鋼板阻尼器可有效率地增加結構的側向勁度、強度與韌性[張舉虹等人，2019; 鍾侑津，2020]。本研究提鋼板阻尼器為三段式寬翼型構件，上下段腹板加厚或加強為彈性連接段(Elastic Joint, EJ)、中間為非彈性核心段(Inelastic Core, IC)，在地震作用下核心段腹板能以反覆剪力降伏變形消散能量，且核心段設置適當加勁板以延緩挫屈的發生。本研究設計兩組全高為 2.8 m 的 SPD 試體，IC 段採 LYP100 鋼材，其餘皆為 SN490B 鋼材。兩組試體分別名為 4LOT 與 5LOT[鍾侑津，2020]，L 為 SPD 的 IC 段縱向加勁板數量，T 為橫向加勁板數量。本研究試驗目的為探討(1)IC 段長寬比的力學行為；(2)加勁板配置型式對 SPD 剪應變容量之影響；(3)IC 段採 LYP100 鋼材之 SPD 的耐震性能。

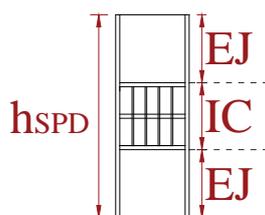


圖 1 SPD 示意圖

試驗佈置：

研究團隊於國家地震工程研究中心反力牆與強力地板區域進行反覆載重試驗與複合實驗。因 4LOT 試體與 5LOT 試體佈置方式相似，故以 4LOT 試體為例介紹，圖 2 為試驗配置，其中 L 型構架為具有超高剛性的施力鋼架(可視為剛體)，搭配兩組側向支撐可確保 SPD 試體僅在面內方向移動。試驗過程中兩支水平油壓致動器合力通過 SPD 的 IC 段中心，創造讓 SPD 試體產生雙曲率變形的加載條件，試驗時控制使 SPD 上下端承受相同彎矩且無轉角產生。此外控制兩支垂直油壓致動器向上合力始終為 L 型構架自重，以確保 SPD 保持無軸力狀態。



圖 2 4LOT 試體安裝配置情形

試驗規劃：

本研究對 4LOT 試體進行反覆載重試驗[鍾侑津，2020]，加載歷時參考 AISC341-16 梁柱抗彎接合之反覆載重試驗規範，樓高設定為 3400 mm，面內目標位移角依序為 0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%與 5%弧度，分別進行 6、6、6、4、2、2、2、2 與 2 圈。為觀察試體彈性行為，於施加前述規範歷時前先進行 3 圈 0.05% 弧度，圖 3 為反覆加載歷時。

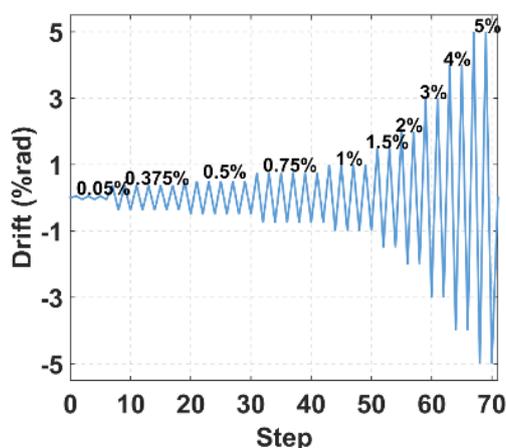


圖 3 反覆載重試驗加載歷時

4LOT 試體的試驗可作為 SPD 的 IC 段採用 LYP100 鋼材的先導試驗，本研究為了進一步探討 SPD 在抗彎構架中應用的成效，研究團隊設計一個六層樓 SPD-MRF 案例，使用 5LOT 試體進行含模型更新之先進複合實驗(圖 4)[鍾侑津，2020]，在 SPD 面內方向上，實驗用的地震歷時如圖 5 所示。在複合實驗中，除了為位於 2F 的 SPD 反應由實驗試體求得，其餘 SPD 的反應則採用塑性硬化模型進行模擬，若塑性硬化模型的設定不當，會造成整體結構模擬失真，降低實驗精確度。因此，本研究使用模型更新技術(Online Model Updating, OMU)[Chuang et al., 2018; Wang et al., 2019]提升模型參數的準確度。在此 SPD 子結構複合實驗中進行模型更新時，先以即時量測到的 SPD 試體(physical substructure, PS)反應，透過最佳化方法來校正輔助模型(Auxiliary Numerical Model, ANM)，降低與試體位移歷時同步的 ANM 輔助模型的模擬誤差，讓 ANM 輔助模型的模擬結果能夠有極近似於實驗量測數據的仿真效果，進而得到能夠適當描述 SPD 受力反應的塑性硬化模型的適用參數，而這些適用的參數值可以用來更新數值模型子結構(numerical substructure, NS)中相似的 SPD 的數值模型。綜上所述，模型更新的機制就是在整個子結

構複合實驗過程中重覆進行以下步驟: (1)量測 PS 反應；(2)執行 ANM 位移控制分析與參數識別(校正 ANM 模型)；(3)更新 NS 模型。透過以上所述的試驗與計算流程，可以提高複合實驗的擬真度。

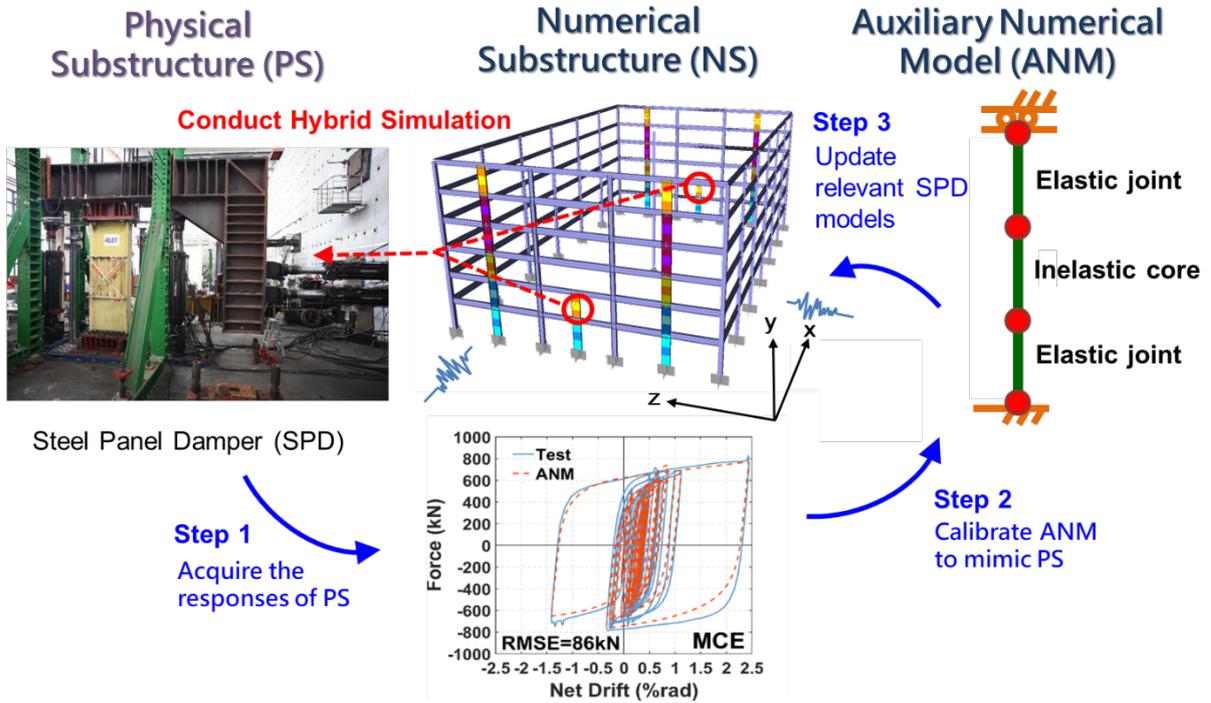


圖 4 6-story SPD-MRF 含模型更新之先進複合實驗

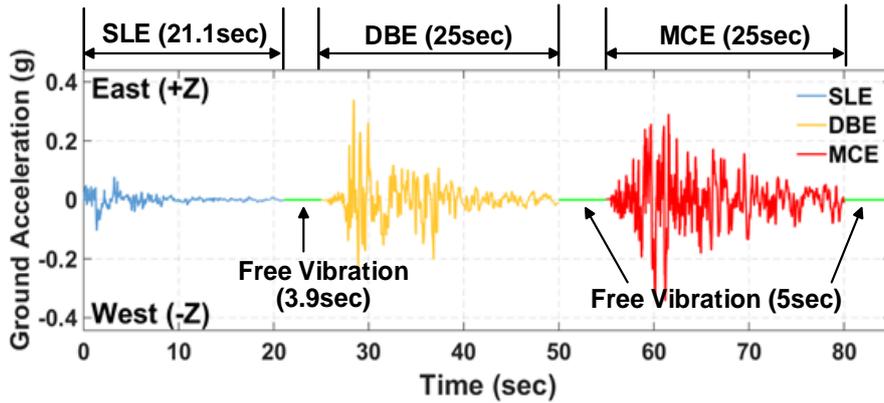


圖 5 複合實驗的地震歷時(Z direction; SPD 面內方向)

試驗結果：

4LOT 試體(反覆載重試驗)與 5LOT 試體(含模型更新之複合實驗)的試驗結果如圖 6、圖 7 所示。試驗結果發現，兩組 SPD 試體 IC 段剪變形容量為 9.8%弧度與 14.4%弧度，都超過最大考量地震(Maximum Considered Earthquake, MCE)下的變形需求，累積塑性剪變形比容量為 1339 與 2372，約可承受 4 次與 7 次 MCE 級地震才可能發生破壞，足見 IC 段採 LYP100 鋼材之 SPD 的耐震性能相當卓越。完整試驗結果詳見鍾侑津[2020]。

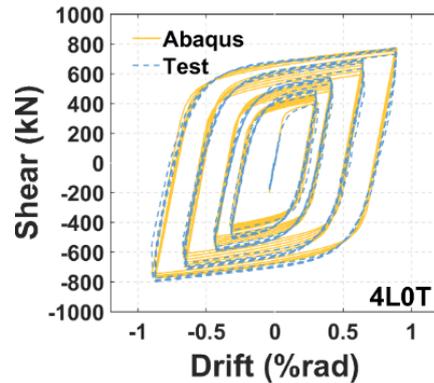


圖 6 4LOT 試驗與模擬結果比較

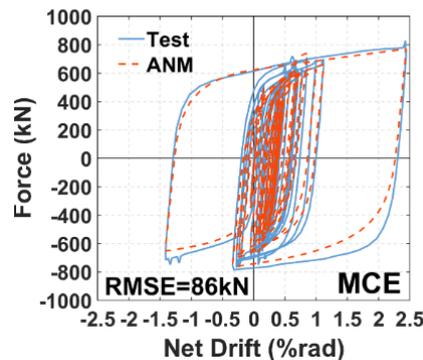


圖 7 5LOT 試驗與 ANM 模擬結果比較

相關著作：

1. 許仲翔、李昭賢、金步遠、蔡克銓，「含鋼板阻尼器構架耐震設計與分析」，結構工程，第 32 卷，第 2 期，第 5~34 頁，2017 年。
2. 張舉虹、蔡克銓，「含鋼板阻尼器構架最佳化設計研究」，結構工程，第 34 卷，第 1 期，第 27~56 頁，2019 年。
3. 鍾侑津 (2020) 「含低降伏鋼板阻尼器最佳化構架之耐震性能分析與試驗研究」，台大土木系結構組碩士論文。蔡克銓教授指導。
4. Chuang MC, Hsieh SH, Tsai KC, Li CH, Wang KJ, Wu AC. (2018). Parameter identification for on-line model updating in hybrid simulations using a gradient-based method. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(2): 269-293.
5. Wang KJ, Chuang MC, Tsai KC, Li CH, Chin PY, Chueh SY. (2019). Hybrid testing with model updating on steel panel damper substructures using a multi-axial testing system. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(3): 347-365.

桁架圍束式挫屈束制支撐試驗研究

計畫分類：科技部研究計畫
計畫名稱：制震斜撐構架系統前瞻技術研究
計畫編號：MOST 107-2221-E-002-021-MY3
計畫主持人：蔡克銓
參與人員：陳雋、林昱成、吳安傑
聯絡電郵：kctsai@ntu.edu.tw
試驗期間：2019 年 8 月
試驗地點：台北多軸向測試系統(MATS)

試驗目的：

本研究提出新型式的桁架圍束式挫屈束制支撐 (truss-confined buckling-restrained brace, TC-BRB)，不同於傳統圍束單元僅由鋼管填充砂漿所構成，TC-BRB 於圍束鋼管表面再添加沿軸向固定或變化斷面高度設計的桁架圍束系統。桁架圍束式斷面的設計目標為更有效率地使用材料，亦可藉其優美的外觀提升結構設計在整體建築規劃中的重要性，使其能同時與建築設計並列於建築的主語彙或視覺效果中，突破一般對 BRB 或結構設計的既定觀念。為了解此新創型 BRB 之耐震性能並推廣於實際工程應用，本研究提出等斷面及變斷面桁架圍束系統等效撓曲剛度與剪力剛度之計算方法，本文簡介兩組具不同桁架圍束系統型態之實尺寸 TC-BRB 試體設計，於國家地震工程研究中心進行反覆載重試驗的結果。

試驗佈置：

兩組標稱降伏強度為 90 噸 (853 kN) 之試體設計尺寸及斷面細節如表 1 及圖 1 所示，核心採用厚度為 25 mm 之 CNS SN490B 鋼板配置為十字形斷面，圍束鋼管斷面為 139.6×4 mm 之鋼材且內灌無收縮水泥砂漿。兩組試體核心單元、端部構件與圍束鋼管設計尺寸完全相同，僅圍束桁架系統分別具等斷面 (2CT) 及變斷面 (2VT) 型式。桁架圍束系統之弦桿、直桿及斜桿、橫桿斷面分別為 48.4×3.2 mm 及 33.8×2.8 mm，試體跨中直桿工作點高度 (h_0) 分別為 220 mm 及 290 mm。為方便同時表達兩種桁架型式，跨中 ($x=0$) 往兩端 ($x=L_{sc}/2$) 之高度變化函數設計為 $h(x)=h_0 \times \cos(a\pi x/L_{sc})$ ，其中 a 分別為 0 (2CT) 及 0.85 (2VT)；相鄰兩直桿間距 L_s 相等，使桁架系統軸向分段數量 n_s 為 12 段。

表 1 試體核心設計尺寸

t_c (mm)	$B_c=D_c$ (mm)	$B_j=D_j$ (mm)	L_c (mm)	L_t (mm)	L_x (mm)	L_n (mm)	L_{sc} (mm)	L_{pp} (mm)	L_{BRB} (mm)
25	65	120	4638	60	360	120	5478	6120	6270

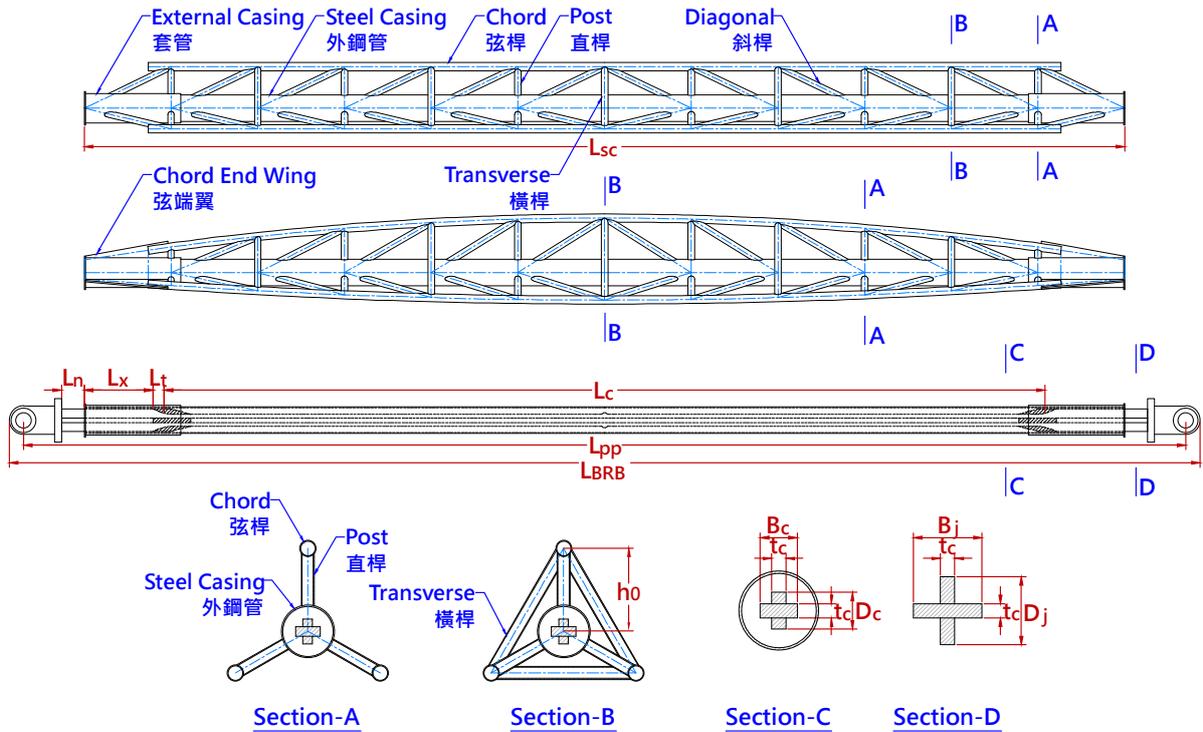


圖 1 試體設計斷面細節

如圖 2 所示，本試驗利用國家地震工程研究中心的多軸向試驗系統 (MATS) 進行，試體藉夾具裝置於載重平台與反力牆間，主要使用裝置於反力牆與 MATS 載重平台長向間的靜態致動器來驅動載重平台，利用位移控制方式沿 BRB 軸向進行反覆加載試驗。整體試驗配置如圖 3 所示，北端為反力牆，南端為 MATS 載重平台。試體核心單元軸向變形量使用四組總行程為 300 mm 的位移計，配置於圍束段兩端之上下側以求取平均數據；而為觀察圍束段端部與連接段兩者之面內撓曲變形程度與連貫性，於試體兩端之上述兩位置各配置角度計，以觀察試體是否不論在產生面內彈性變形或發生面內整體挫屈破壞時，其整體撓曲變形皆同理論所假設而具一定程度之連續性。為量測發生彈性變形與整體挫屈破壞時，桁架圍束系統內各構件的變形反應，於圍束構件上佈置適當數量之應變計。



圖 2 試驗系統全景

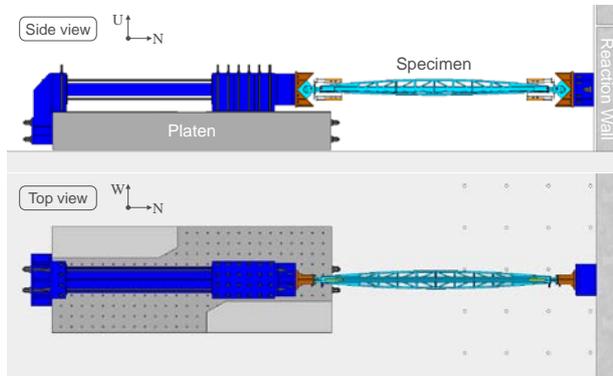


圖 3 試驗配置示意圖

試驗規劃：

本試驗參考 AISC 341-16 鋼構耐震設計規範之建議，將加載歷程分為標準歷程與破壞歷

程兩階段，採位移控制進行加載。由於 TC-BRB 之設計目標以跨多樓層的方式安裝於結構中，其設計樓層側移角 (design story drift) 應較一般 BRB 之設計需求低，故本研究取規範所規定之下限值 1.0%，並搭配假設之構架幾何，將欲施加之層間側移角 (inter-story drift, IDR) 轉換為 BRB 兩端點的軸向變形量；試驗加載歷程如圖 4 所示。

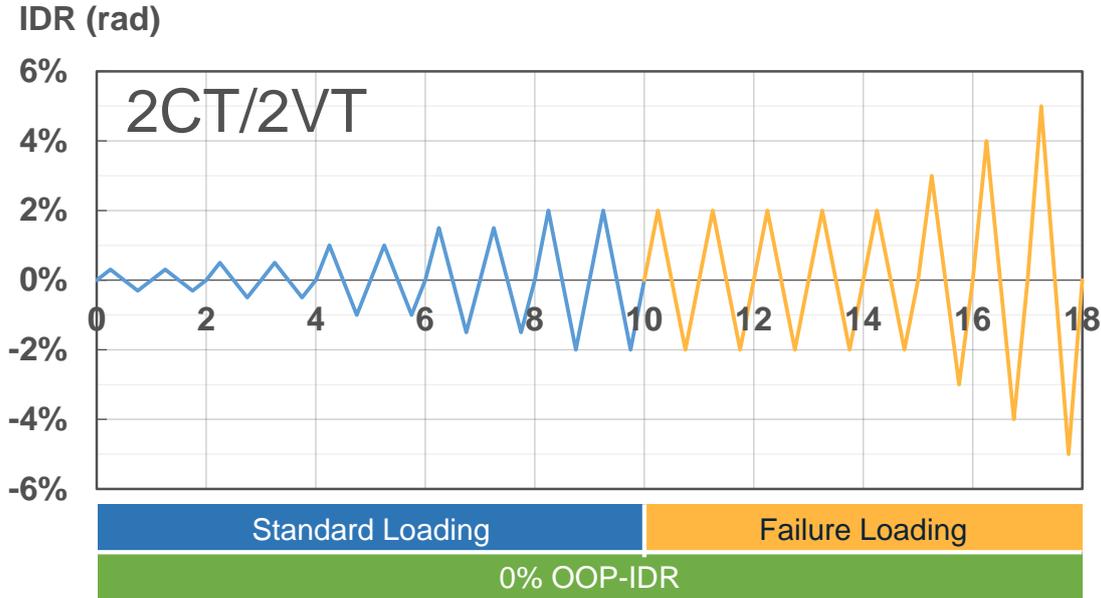


圖 4 試驗加載歷程

試驗結果：

(1) 試體 2CT

如圖 5 所示，試體在標準歷程加載階段之受力變形行為維持穩定，並無挫屈或者其它破壞現象發生。標準歷程後隨即進行破壞歷程的施載，於前五迴圈 2% IDR 的加載過程中，試體仍舊維持穩定；但在接下來 3% IDR 第一個迴圈加載時，試體受壓發生面內整體撓曲挫屈破壞 (圖 6)。試體最大壓力強度達 1633 kN，計算所得之累積非線性變形量 (cumulative plastic deformation, CPD) 約為 236。

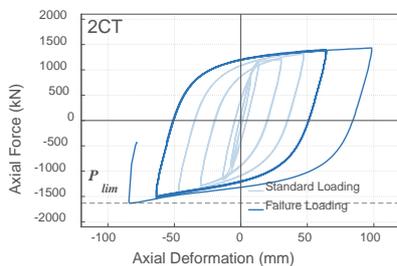


圖 5 試體 2CT
受力變形關係

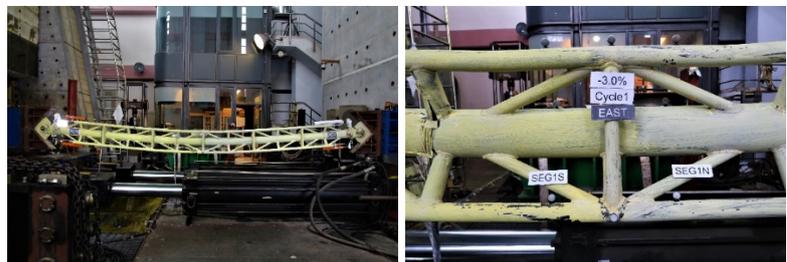


圖 6 試體 2CT 破壞情形

(2) 試體 2VT

經歷標準歷程下試體行為維持穩定，完成後便進入破壞歷程，在前五迴圈 2% IDR 的加載過程中試體仍維持穩定，最後於 3.0% IDR 第一個迴圈加載過程受壓挫屈破壞；受力變形反應及試體破壞情形分別如圖 7 及圖 8 所示。試體最大壓力強度為 1647 kN，CPD 值計算約達 236，其試驗反應與試體 2CT 非常相似。

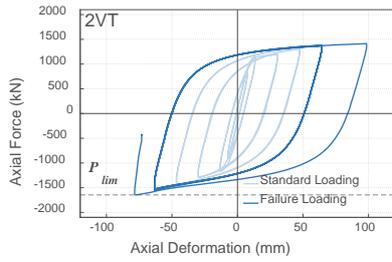


圖 7 試體 2VT
受力變形關係

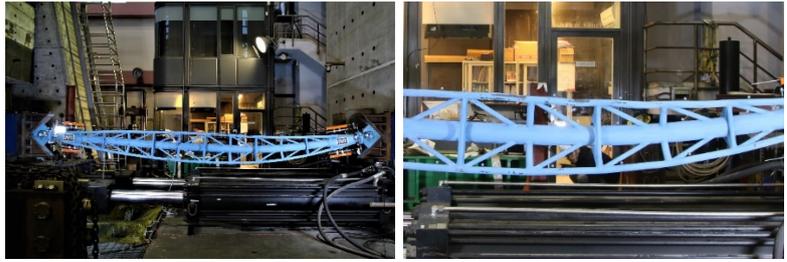


圖 8 試體 2VT 破壞情形

參考著作：

1. 陳雋，2020。桁架圍束式挫屈束制支撐之設計分析與試驗研究，碩士論文，蔡克銓教授指導，國立台灣大學，台北，台灣。
2. 陳雋、林昱成、吳安傑、陳律安、蔡克銓，2020。長跨桁架圍束式挫屈束制支撐之研究，結構工程，審查中。
3. 林昱成，2021。桁架圍束式挫屈束制支撐構架耐行研究，碩士論文，蔡克銓教授指導，國立台灣大學，台北，台灣。

Nominal Moment of RC Beams using Steel Strands as Longitudinal Reinforcement

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：高強度後拉預力混凝土梁剪力與撓曲行為

計畫編號：106-2221-E-002-233-MY3

計畫主持人：歐昱辰

參與人員：歐昱辰、陳育銘、Cong Thanh Bui

聯絡電郵：yuchenou@ntu.edu.tw

試驗期間：2019 年 3 月

試驗地點：國震中心台北反力牆及強力地板系統

Abstract: The effect of using non-prestressed or partially prestressed steel strands as longitudinal reinforcement on the structural behavior of concrete beams was studied by testing large-scale beam specimens size 40x70cm, spanning over 8 meters. The test variables of the beam specimens were the longitudinal reinforcement ratio, prestress level (non-prestressed or partially prestressed), and types of longitudinal reinforcement (all steel strands or partial strands and partial deformed bars). The control beam specimens were conventional reinforced concrete beams. The main objective of the testing was to observe the strength at the ultimate condition.

Keywords: prestressed concrete beam, high-strength reinforcement, steel strands, partial prestressing.

Introduction

Recently, the use of high-strength steels (up to 690 MPa and 890 MPa) have increased remarkably in many areas around the world. Many researches on the behavior of structural elements using high strength steel have been conducted to analysis and propose the guideline to help the engineer community for application. Steel strands has been used for prestressed structure (Figure 1-1) in Taiwan for more than 60 years, since the first prestressed bridge with a span of 30 meters constructed in Taoyuan. It has been extensively proven to be effective in controlling deflection and cracks. Steel strands (Figure 1-2) not only have large stress capacity (currently, the tensile strength of commonly used strands can reach 1860 MPa), but their unit strength cost is also lower than that of traditional deformed steel bars. In addition, the twisted wire gathering method (Figure 1-2 (a)) makes the steel stranded wire can be transported to the construction site in a considerable length, which is more convenient for cutting on site directly according to the requirements, and can also save the space for the construction site. Hence, seven-wire steel strands have the potential to be used as a type of high-strength steel. However, until now there was very few research carried on this topic.



(a) (b)
 Figure 1: Pretension system: (a) slab; (b) beam



(a) (b)
 Figure 2: Pretension system: (a) slab; (b) beam

This research aims to study the flexural behavior of concrete beams using seven-wire strands replacing for normal deformed bars as longitudinal reinforcement with replacement rate varies between 0% to 100%, with and without partial prestress, compare with control specimens using conventional deformed bar. Numerical analysis by program (XTRACT) was also carried out, to predict the nominal moment and compare with experiment results.

Section configuration

The beam spanning over a span of 8m with simply supported beams at both ends, the cross-sectional width is 40cm and the height is 70cm. Cross section can be divided into three types: all steel strands, all deformed bars (control specimen) and some combined sections, the purpose is to observe the different types of longitudinal reinforcement, and design the components under the same bending moment strength design. Some of them will be the preload to observe the influence mode of preload on crack development and deflection.

All deformed bars used are grade 420 MPa with diameter of #9 for longitudinal bars and #3 for transverse reinforcement. Seven-wire strands are D15.2 grade 1860 MPa, with cross section area is 137mm². The designed compressive strength of concrete used is 35 MPa at 28 days. Transverse reinforcement is designed at distance of 100mm c/c over the span, and reduced to 70mm c/c near the supports.

Table 1: Section configuration

Name	Description	Prestress	Rebar ratio (%)	Rebar info
ST4	All steel strand	No	0.22	4 D15.2
ST4P		Partial prestress	0.22	2 D15.2 + 2 D15.2 (prestress)
S4	All deformed bar	No	1.03	4 #9
SR4	Combined	No	0.62	2 #9 + 2 D15.2 (prestress)
SR4P		Partial prestress	0.62	2 #9 + 2 D15.2

Table 2: Material parameter table for cross section

Steel strands	Deformed bar	Stirrups	Concrete
Diameter D15.2	Diameter #8 & #9	Diameter #3	Compressive strength 350 kgf/cm ²
Grade 1860	SD 420	SD 420	

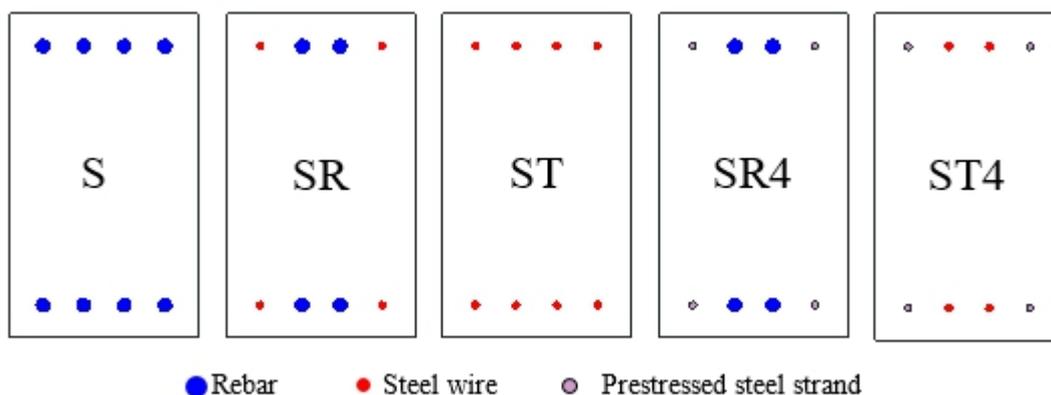
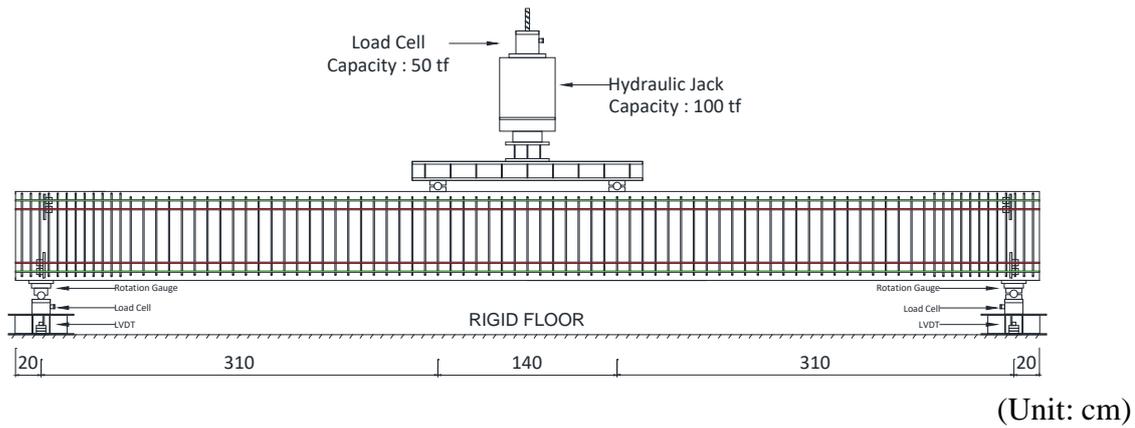


Figure 3: Section configuration

Experiment setup

The experiment was configured with a left-end of rolling support and a right-end of twisting support. Load-cells were arranged at both ends to measure the reaction forces there. Displacement meter (LVDT) was also put at two supports and reflectors (makers) were stick on the beam side and cooperated with the optical space coordinate monitoring system (NDI) to observe the displacement of system. A pair of actuators having stroke of 50 cm and capacity of 100 tf were placed vertically and used for applying the load. The strain gauges were pasted to deformed bars, wire strands, stirrups and anchor heads *and* connected to the receiver for observing the strain during testing.

This experiment used 25 kN as the initial force control step. After cracking happens in the specimens, the control method could be changed to displacement control, depend on the cracking condition of the specimens.

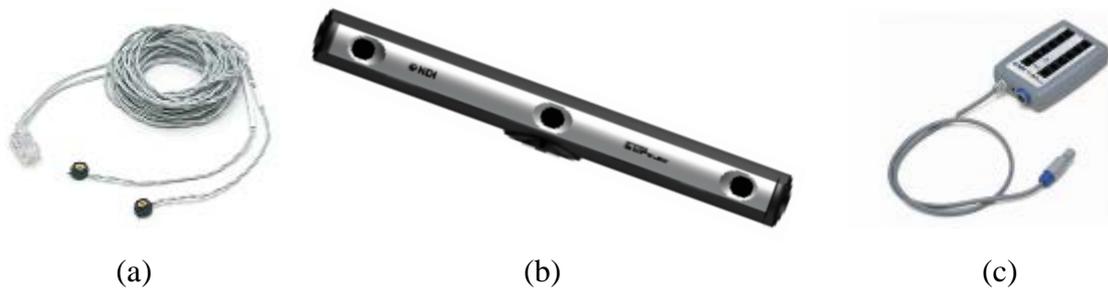


(a)



(b)

Figure 4. (a) Schematic diagram of testing; (b) Photo of test set up



(a)

(b)

(c)

Figure 5: (a) Maker; (b) NDI detection; (c) Maker case

Numerical analysis

Moment-curvature by XTRACT

XTRACT is the software to be used for obtaining the moment curvature analysis for reinforced concrete cross sections. It had the capability of performing realistic analysis of cross section incorporating the effects of increased strength and ductility of confined concrete as well as nonlinear steel behavior within a graphical environment (Chadwell and Imbsen 2004). In this case, unconfined concrete model (Mander et al. 1988) can be used with specified strength f'_c got from material test, no tensile strength, $K=1$, $\epsilon_{co}=0.002$ and ultimate failure strain is 0.003.

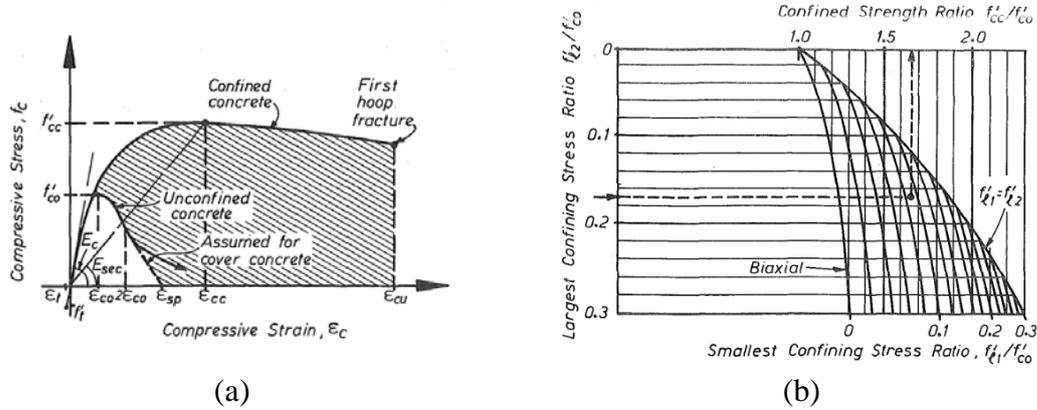


Figure 6: Mander concrete model: (a) Concrete model; (b) Strength ratio

Similar to concrete, strands and deformed bars were also modelled with values of strength and modulus got from material test. Bilinear model used for deformed bars, with failure strain of 0.11. Strands 1860 MPa was imported to XTRACT with ultimate strength for strength of strands is $f_{pu} = 1937$ MPa. The pre-stress was defined with $P_e = A_s * f_{pe}$ with $f_{pe} = 0.7f_{pu}$ and $A_s = 137\text{mm}^2$, for each strands having prestress.

$$\epsilon_{ps} \leq 0.0086: \quad f_{ps} = 173343 \times \epsilon_{ps} \quad (\text{MPa}) \quad (1-1)$$

$$\epsilon_{ps} \geq 0.0086: \quad f_{ps} = f_{pu} - \frac{0.276}{\epsilon_{ps} - 0.007} \quad (\text{MPa}) \quad (1-2)$$

Table 3: Concrete strength test

$\emptyset 120 \times 200$ (mm)	First batch	Second batch	Third batch
Compressive force (kN)	403.78	396.58	361.35
Ultimate stress (kgf/cm ²)	363.93	357.45	325.69
Mean stress (kgf/cm ²)	349.02		
Testing photos			

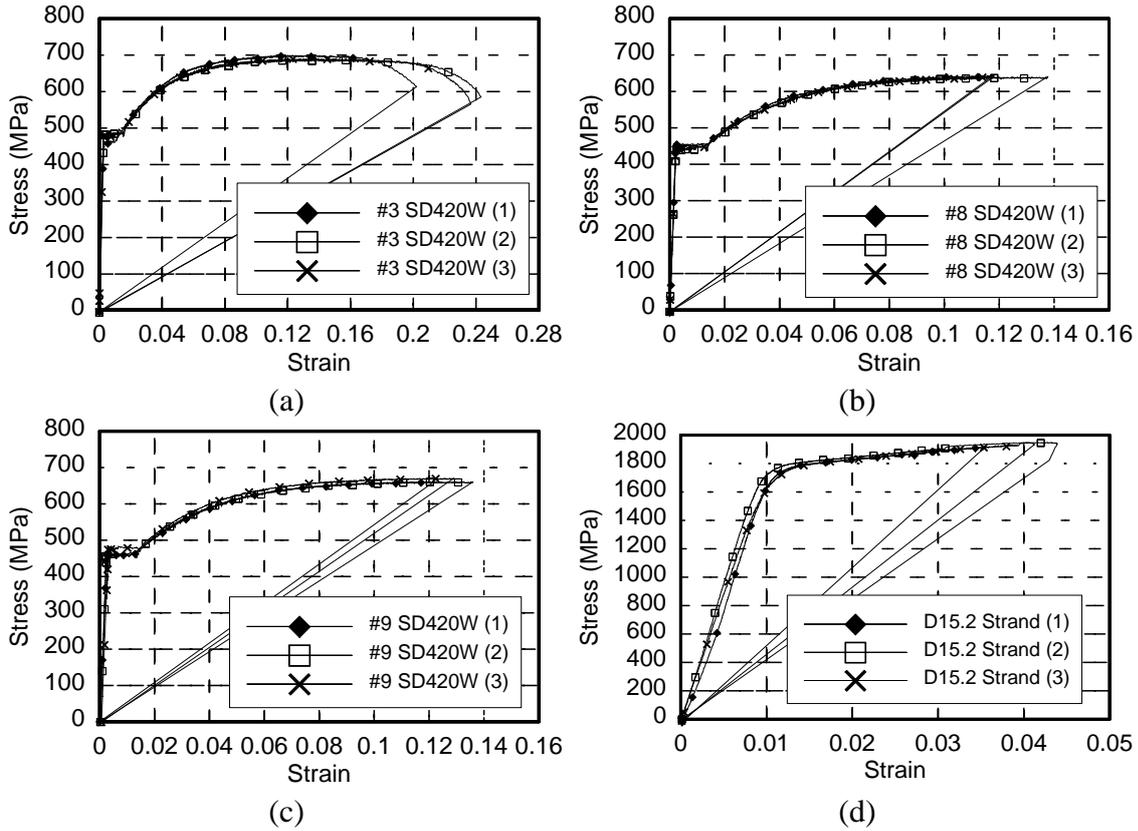


Figure 7: Stress-strain curve of steel bar tensile test: (a) #3 SD420W; (b) #8 SD420W; (c) #9 SD420W; (d) D15.2 1860MP a seven-wire steel strand

Test results

All specimens were failed with breaking of deformed bars or strands. S4 with only deformed bars has performed well, with very large displacement and many cracks developed before collapse. It also appears that S4 is still be the best among five specimens, with highest value of nominal moment M_n . The stiffness and ductility of concrete beam degraded when we started replacing the deformed bars by strands as in specimens of SR4 and SR4P, and these outputs got worse as replacement rate increased. ST4 and ST4P had the lowest value of moments and relatively short displacement before failure.

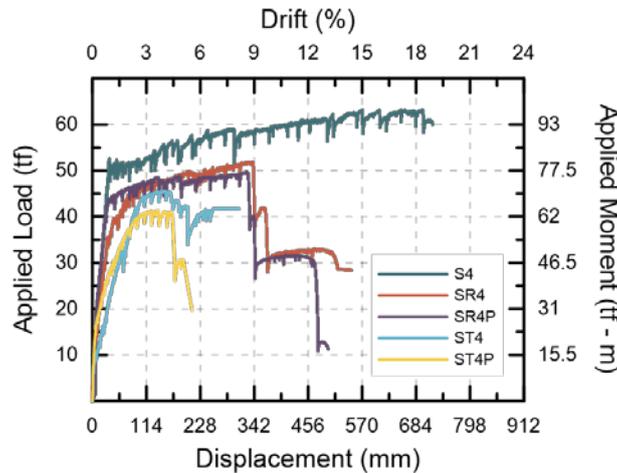


Figure 6: Force and displacement curves

Table 4: Maximum load capacity and bending moment of each test body

Name	Maximum jacking force (kN)	Maximum bending moment of section (kN – m)
S4	620.5	1009.3
SR4	508.8	836.1
ST4	447.6	741.3
SR4P	486.3	801.3
ST4P	405.8	676.5

Discussion

Nominal moment M_n

The flexural strength (nominal moment) were analyzed with XTRACT and compared with experimental values. Both results agree that when we increase the replacement rate of strand for conventional rebar, it will reduce the ultimate. The presence of prestress can enhance the cracking capacity as moment of cracking will be higher than the sections without pre-stressing. The ratio between experiment and numerical analysis were more than 1 for all specimens, meaning that the estimation by XTRACT are conservative or in other words, ACI formula are applicable for the sections using strands as longitudinal reinforcement.

Table 5: Comparison about nominal moment between experiment and XTRACT analysis

Name	Experimental M_n (kN-m)	XTRACT M_n (kN-m)	Ratio
	(a)	(b)	(a)/(b)
S4	1009.3	691.8	1.46
SR4	836.1	666.8	1.25
ST4	741.3	627.7	1.18
SR4P	801.3	666.1	1.20
ST4P	676.5	627.1	1.08

Summaries and Conclusions

Five prototype beams were tested using monotonic loading in this research, with replacement rate varies from 0% to 100% and including the section having partial pre-stressing. The following main points below can be made for the design of beam containing main bar made from seven-wire strands.

- (1) Flexural behavior of structure like stiffness, nominal moment and cracking capacity will decline when we substitute the normal deform bar by wire strands. The nominal moment could be estimated by software like XTRACT with fiber analysis method, which based on ACI 318 applied to normal section.
- (2) The more replacement rate of steel strand, the less of nominal moment and stiffness of beam element. Also, the number of cracking also increases.

Minimum Shear Reinforcement for Columns with High-strength Reinforcement and Concrete

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：台灣新型高強度鋼筋混凝土結構研發

計畫編號：06108A1A00

計畫主持人：歐昱辰

參與人員：李哲諺

聯絡電郵：yuchenou@ntu.edu.tw

試驗期間：2019 年 8 月

試驗地點：台北/多軸向測試系統(MATS)

試驗目的：

The main objective of this research is to investigate the effect of axial compression and the amount of shear reinforcement on shear behavior of high-strength columns.

試驗佈置：

The columns were tested using the multiaxial testing system (MATS) (Fig. 1) at the National Center for Research on Earthquake Engineering (NCREE). The columns were tested by lateral double-curvature loading with the application of constant axial compression during testing.

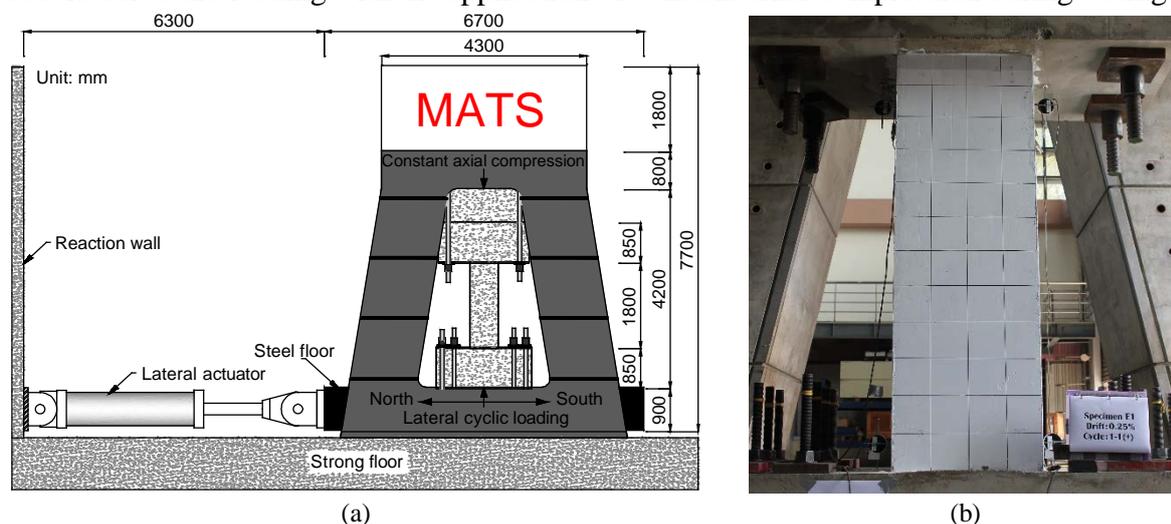


Figure 1 (a) Multi-axial testing system (MATS); (b) photograph of test setup.

試驗規劃：

During testing, an axial compression was applied first through hydraulic jacks beneath the steel floor supporting the column. The axial compression remained constant through the testing. Lateral cyclic loading was later applied by hydraulic actuators placed at the bottom of the MATS using displacement control to drift levels of 0.25%, 0.375%, 0.5%, 0.75%, 1.0%, 1.5%, 2.0%, 3.0%, 4.0%, and 5.0% (Fig. 2). Each drift level was repeated three times.

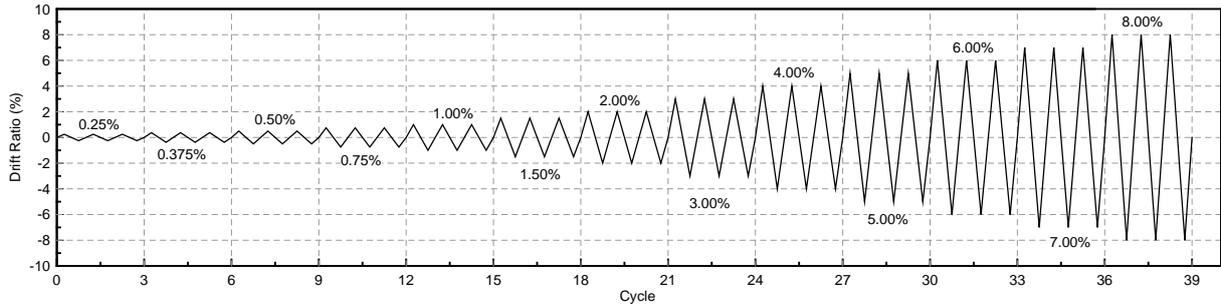


Figure 2 Loading protocol

試驗結果：

Figure 3 shows lateral force-displacement relationship for all tested columns. All specimens indicated shear failure as expected in design. The damage distribution of each specimen at the end of test is shown in Figure 4.

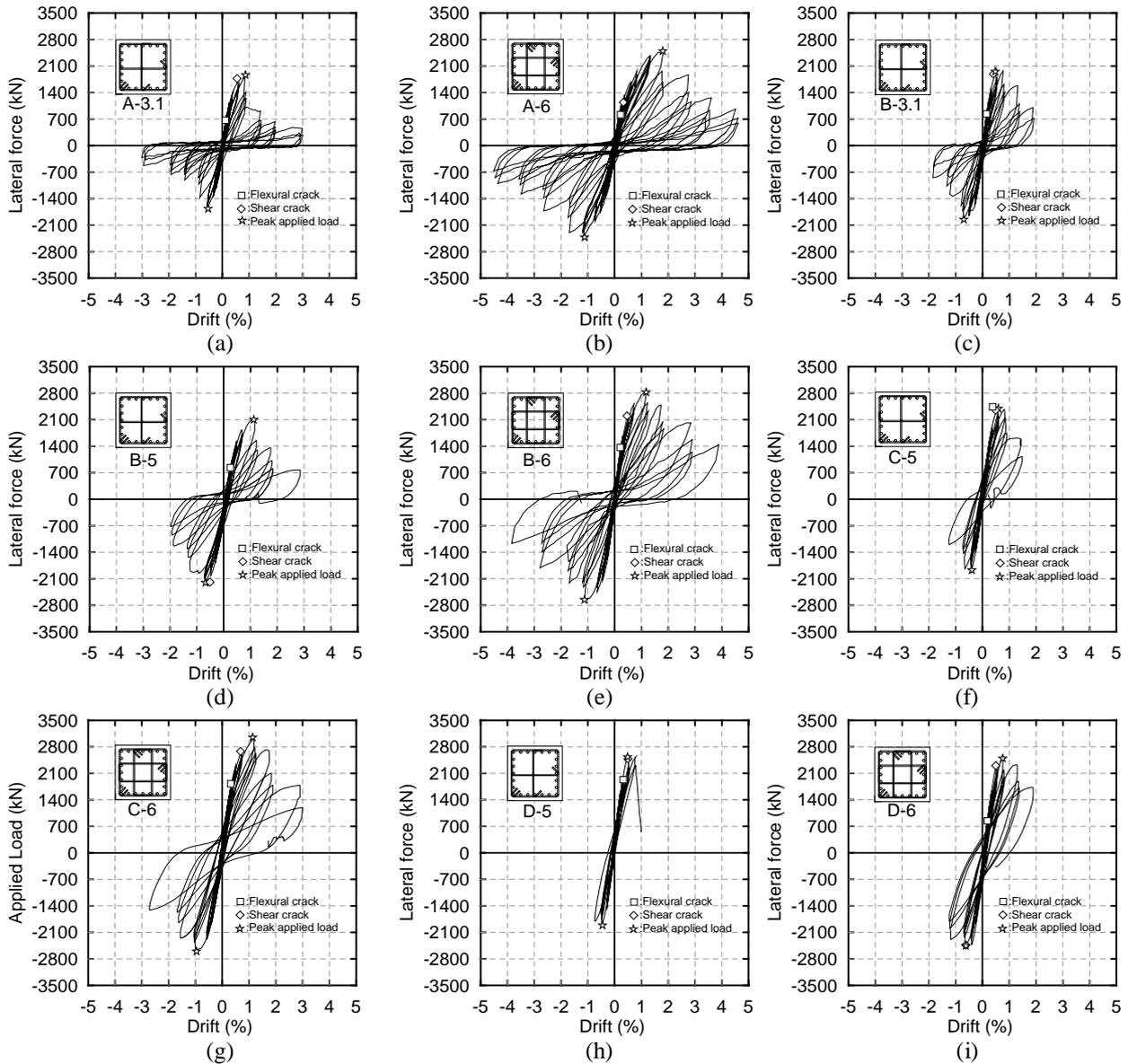


Figure 3 Lateral force and displacement relationships: (a) A-3.1; (b) A-6; (c) B-3.1; (d) B-5; (e) B-6; (f) C-5; (g) C-6; (h) D-5; and (i) D-6

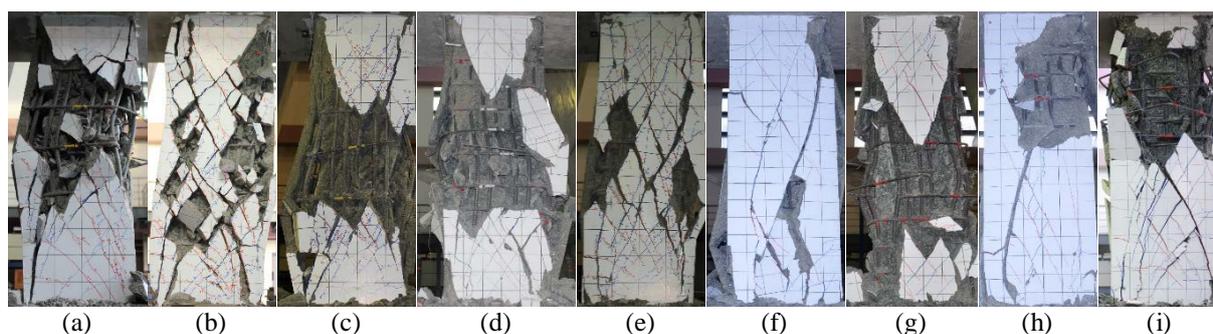


Figure 4 Damage columns at the end of test: (a) A-3.1; (b) A-6; (c) B-3.1; (d) B-5; (e) B-6; (f) C-5; (g) C-6; (h) D-5; and (i) D-6.

Shear failure of 25 New RC columns including 9 columns in this research and 16 columns from previous studies (Ou and Kurniawan 2015a and 2015b) are classified into 4 types as shown in Table 1. Type A and B are considered as acceptable shear failure modes in which column can sustain lateral strength higher than 80% of maximum shear strength at the next drift level of loading. Type C shear failure do not fail right at the diagonal cracking but cannot sustain lateral strength more than 80% of maximum shear strength at the next drift level of loading. For Type D, shear failure occurs at diagonal cracking condition. Both Type C and D shear failure modes are unacceptable and should be avoided because they show a sudden failure without any warning. Also, the reserve shear strength ratio α is shown in Table 1, defined as the ratio of the ultimate shear strength at peak load to the diagonal cracking strength.

Table 1 Examination of minimum shear reinforcement equations using 25 columns

Column	$\frac{\rho_t}{\rho_{t,minACI}}$		Type of failure	α	Column	$\frac{\rho_t}{\rho_{t,min,p}}$		Type of failure	α
	$\rho_{t,minACI}$	$\rho_{t,min,p}$				$\rho_{t,minACI}$	$\rho_{t,min,p}$		
A-1	1.30	0.67	A	1.25	C-1	1.22	0.31	D	1.00
A-2	1.23	0.62	A	1.27	C-2	1.06	0.24	D	1.00
A-3	2.20	1.12	A	1.39	C-3	2.11	0.53	A	1.03
A-4	2.09	1.04	A	1.37	C-4	1.90	0.44	C	1.00
A-3.1	2.25	1.16	A	1.31	C-5	3.94	1.09	B	1.00
A-6	5.24	2.71	A	1.85	C-6	5.58	1.53	A	1.13
B-1	1.20	0.48	A	1.12	D-1	1.24	0.25	C	1.00
B-2	1.12	0.37	A	1.14	D-2	1.11	0.21	C	1.00
B-3	2.03	0.66	A	1.15	D-3	2.09	0.42	C	1.00
B-4	1.96	0.62	A	1.20	D-4	1.91	0.35	C	1.00
B-3.1	2.45	0.90	B	1.00	D-5	3.86	0.85	B	1.00
B-5	3.98	1.46	A	1.09	D-6	5.42	1.18	A	1.08
B-6	4.97	1.67	A	1.30					

Table 1 indicates that the provided to required amounts of shear reinforcement ratios ($\rho_t/\rho_{t,minACI}$) are greater than one for all columns. It means that the amounts of shear reinforcement provided satisfy the minimum requirement of the ACI 318-19 code. However, many columns subjected to high axial compression (series C and D) done by previous studies show unacceptable shear failure modes (Type C and D). Therefore, high axial compression columns may need more amounts of shear reinforcement than the amounts required by the ACI code to make sure successful redistribution of internal forces. It is noted that the current equation for minimum shear reinforcement is the function of concrete compressive strength and yield strength of shear reinforcement only. It does not include the effect of axial compression. Thus, this research proposes a new minimum shear reinforcement equation (Eq. (1) or (2)). This equation is based on the V_c equation of ACI 318-19 code and can consider the axial compression effect. When axial compression is zero, Eq. (1) or (2) becomes the current minimum shear reinforcement of ACI code. It can be seen in Table 1 that for high compression columns with unacceptable shear failure modes, the ratio $\rho_t/\rho_{t,min,p}$ (proposed) are much lower than one (≤ 0.5). In other words, these columns do not have enough amounts of shear reinforcement to prevent sudden shear failure at diagonal cracking.

$$A_{v,min,p} = 0.062 \left(\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{1.02A_g} \right) \frac{b_w s}{f_{yt}} \geq A_{v,minACI} \quad (\text{MPa}) \quad (1)$$

$$\rho_{t,min,p} = 0.062 \left(\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{1.02A_g} \right) \frac{1}{f_{yt}} \geq \rho_{t,minACI} \quad (\text{MPa}) \quad (2)$$

A test database of 86 shear-critical high-strength columns is used to evaluate the proposed equation as shown in Fig. 5. The comparison shows that all columns failed at diagonal cracking condition do not meet the proposed equation. In addition, the proposed equation can provide a clear trend between reserve shear strength and the amount of shear reinforcement.

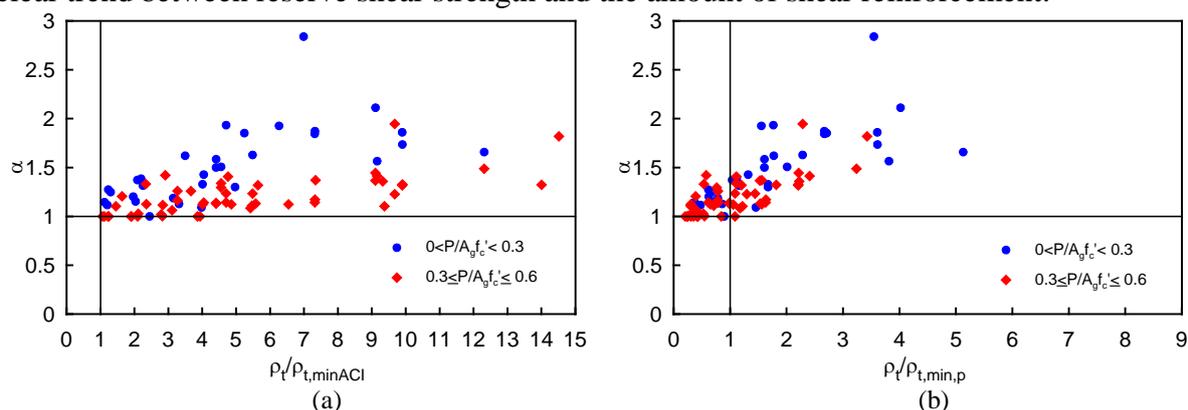


Figure 5 Examination using 86 high-strength columns: (a) ACI 318-19 minimum shear reinforcement equation; (b) proposed minimum shear reinforcement equation

相關著作：

1. Ou, Y. C., and Kurniawan, D. P., "Shear Behavior of Reinforced Concrete Columns with High-Strength Steel and Concrete," *ACI Structural Journal*, V. 112, No. 1, Jan.-Feb. 2015, pp. 35-45.
2. Ou, Y. C., and Kurniawan, D. P., "Effect of Axial Compression on Shear Behavior of High-Strength Reinforced Concrete Columns," *ACI Structural Journal*, V. 112, No. 2, Mar.-Apr. 2015, pp. 209-220.
3. Ou, Y. C., Alrasyid, H., and Nguyen, V. B. N., "Minimum Shear Reinforcement for

2020 國家地震工程研究中心實驗成果研討會(III)
國家地震工程研究中心，2020/11/30

Columns with High-Strength Reinforcement and Concrete," Journal of Structural Engineering, ASCE, 2020. (Accepted)

應用震後自復位鋼筋混凝土橋柱降低近斷層橋梁災害之研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：應用震後自復位鋼筋混凝土橋柱降低近斷層橋梁災害之研究(II)

計畫編號：107-2625-M-002-010

計畫主持人：歐昱辰

參與人員：吳振維

聯絡電郵：bwody932944@yahoo.com.tw

試驗期間：108 年 3 月至 4 月

試驗地點：台北/反力牆及強力地板系統

試驗目的：

過去學者的研究成果與震災的經驗顯示，近斷層地震所產生的脈衝型震動，由於震動的不對稱，容易造成傳統鋼筋混凝土(RC)橋柱於震後產生較大的殘餘變位，嚴重危害橋梁安全性與震後服務性。本子計畫於上一個三年度的整合型計畫中，已初步開發新型 RC 橋柱，在新型橋柱的設計中，縱向鋼筋包含傳統鋼筋與無預力部分無握裹高強度鋼筋絞線，在地震力作用下，無預力部分無握裹高強度鋼筋絞線維持彈性，以提供橋柱於傳統縱向鋼筋降伏後之勁度，以及震後自復位之能力。此新型橋柱與傳統旗幟型自復位橋柱相比，具有較高強度與遲滯消能，且因無須使用預力，因此有較低成本，並免除混凝土因預力而潛變的問題。本計畫將探討設計參數對新型橋柱性能之影響，以研擬最佳化的設計參數，並探討先進工程材料應用於新型橋柱的可行性與設計方法，最終透過大尺寸震動台試驗、全橋之數值分析與設計方法之研擬，驗證並完備所開發之新型橋柱。

試驗佈置：

本研究於反力牆試驗區進行單曲率柱反覆載重試驗，試驗裝置圖與實際配置情形如圖 1 所示。試體以直立方式架設，柱試體基礎模擬固接邊界條件，試體基礎預留 4 個 PVC 管的孔洞(直徑 100 mm)，利用螺桿將柱試體基礎及鉸支承橫梁固定於強力地板，接著將 1000 kN 油壓制動器固定於側向施力點(帽梁中央)，再來將兩座 2000 kN 軸力千斤頂配合螺桿裝置於軸力反力橫梁上(施加 0.1 之固定軸力)，並以螺桿將軸力反力橫梁與鉸支承橫梁連接在一起，最後 1000 kN 油壓制動器於帽梁開始施加反覆載重至試驗結束。

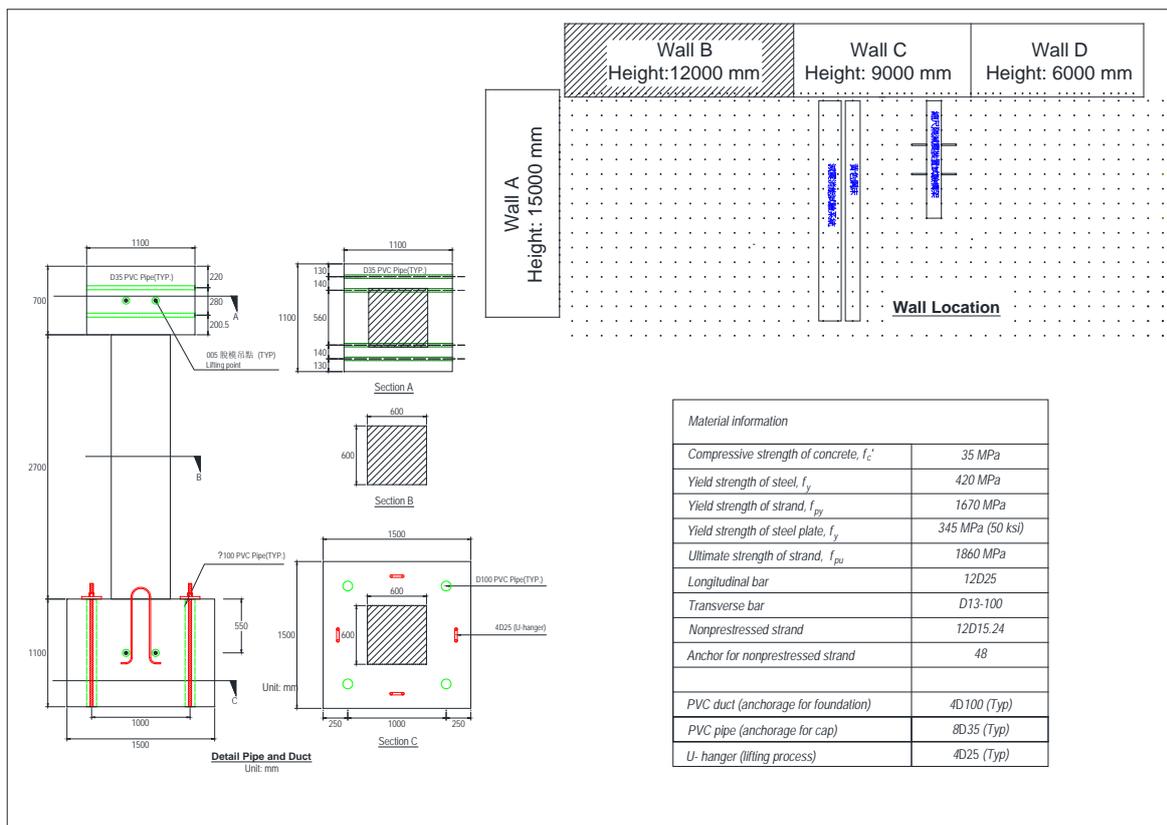
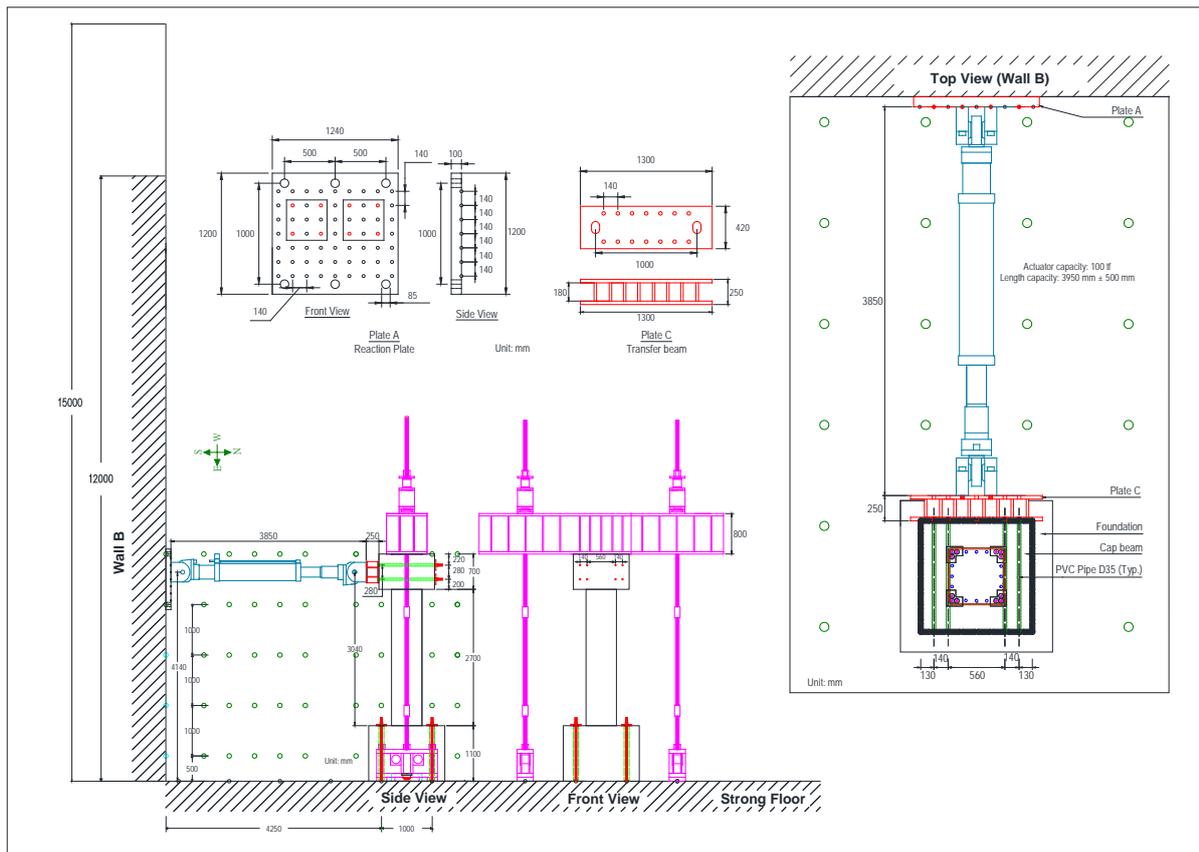


圖 1 試體安裝配置情形

試驗規劃：

本試驗以尖峰位移比 (Drift ratio) 為準，以帽梁端之油壓制動器做反復荷載，所施加的反復荷載為反復三角形位移波，整體尖峰位移比為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%、5.0% 逐漸增大，每個尖峰位移比進行兩個迴圈，如圖 2 所示，試驗進行至試體破壞或強度嚴重衰減後結束試驗。

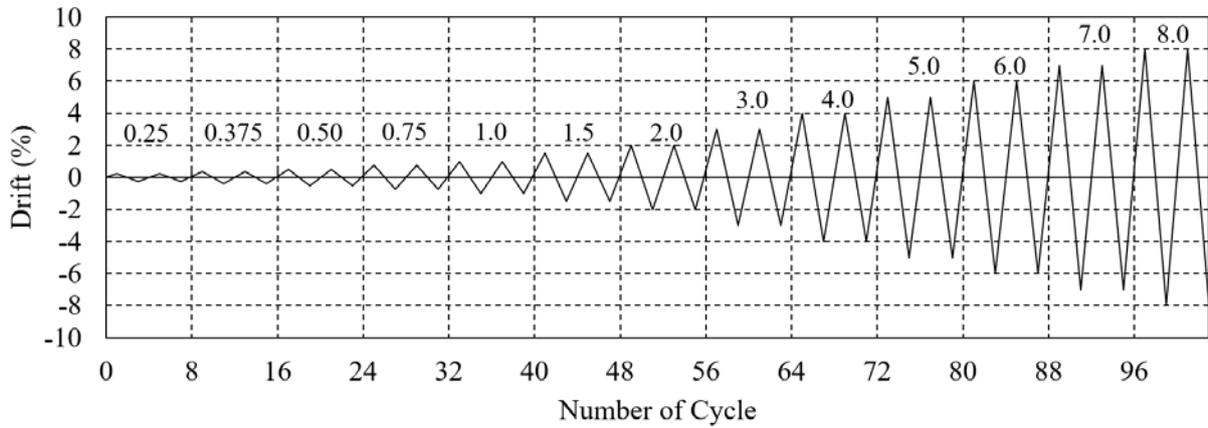


圖 2 位移比加載歷時

試驗結果：

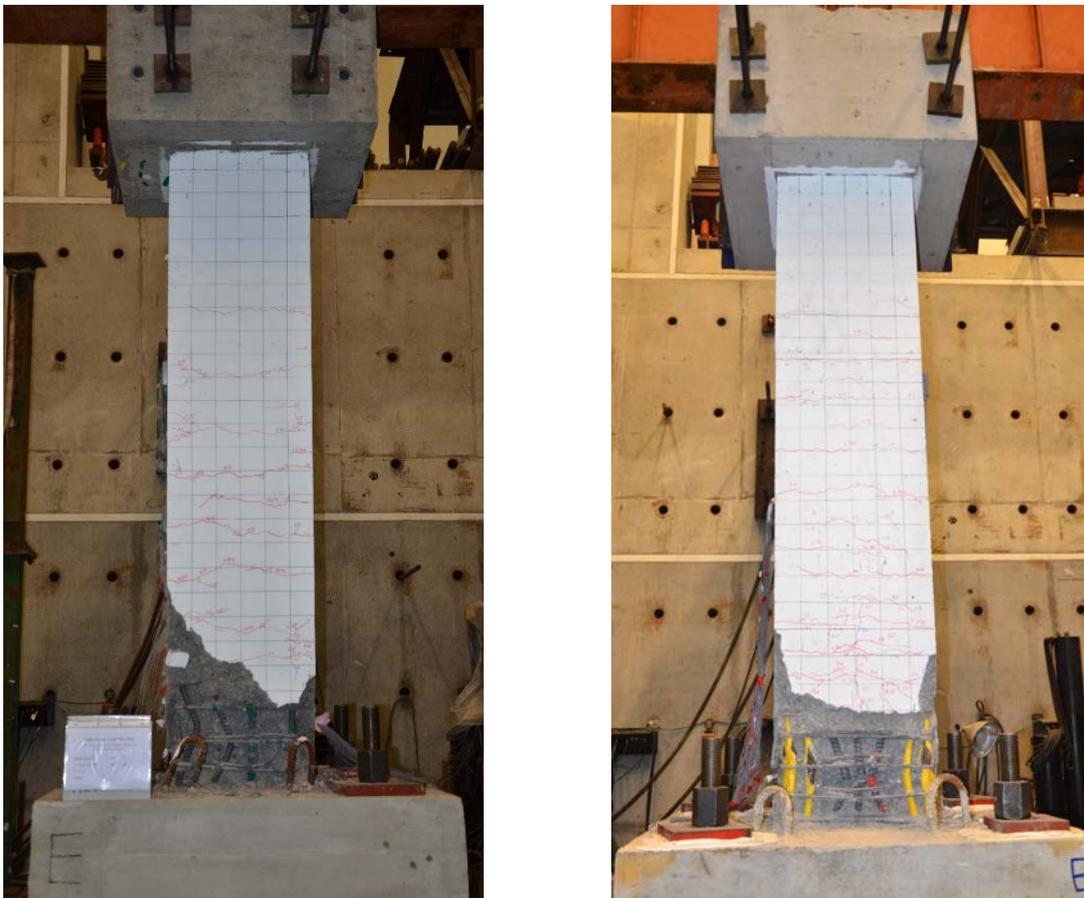


圖 3 試體完成照片

各試體之側向力與位移比曲線如圖 4 所示，將試驗之側向力與位移比曲線中每一位移比

之第一圈峰值整理成包絡線，以包絡線求理想化之反應，找出後降伏勁度比 α 。根據雙線性曲線顯示，CCC 試體在正、負方向於標稱位移比 2.0% 時有最大載重，後降伏勁度比為 0.4%；而 CSC3 試體在正、負方向於標稱位移比 5.0% 時有最大載重，其。CCC 試體於正方向之後降伏勁度比為 -0.1%，負方向之後降伏勁度比為 0.4%。CSC3 試體於正方向之後降伏勁度比為 7.7%。

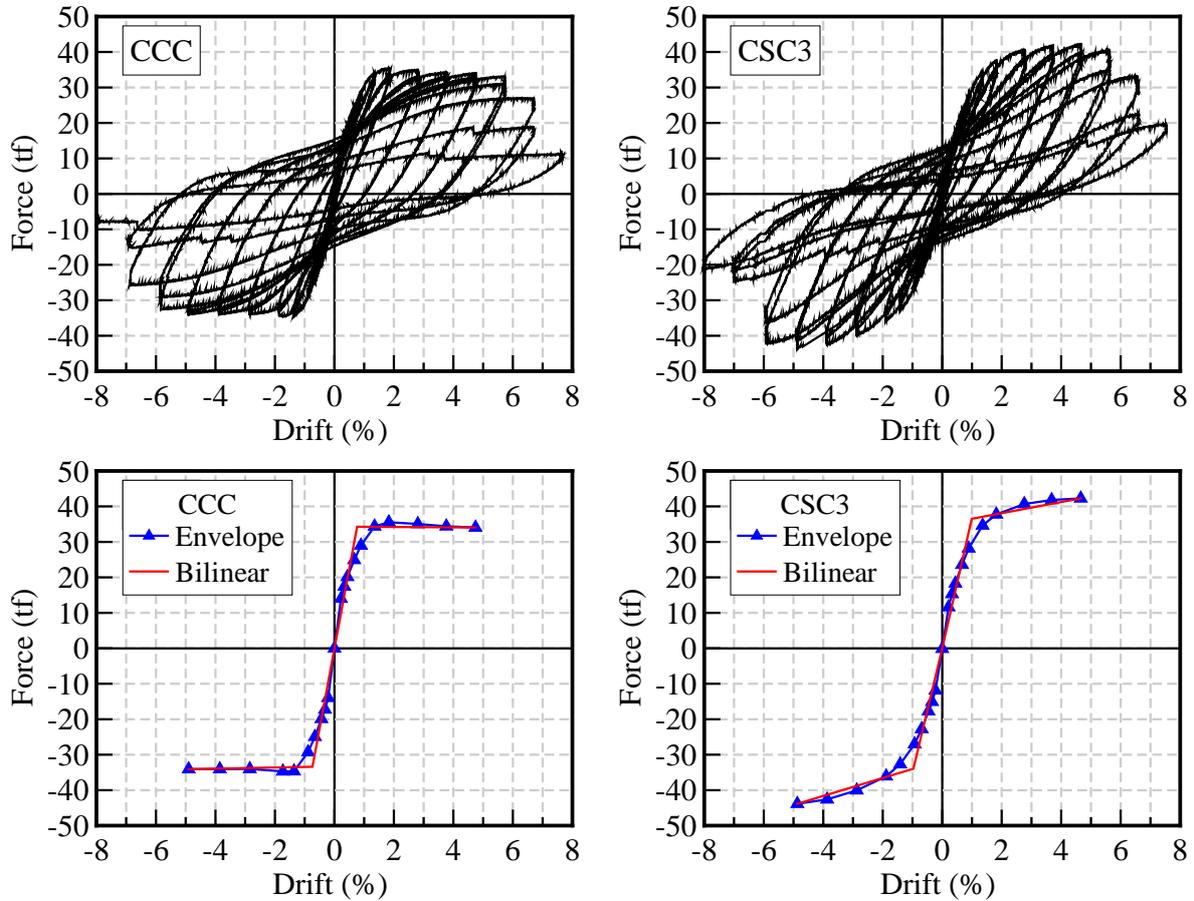


圖 4 試體之遲滯迴圈曲線

相關著作：
無。

創新多螺箍筋混凝土柱耐震試驗與計算模型之開發

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：創新多螺箍筋混凝土柱耐震試驗與計算模型之開發

計畫編號：107-2923-E-002-004-MY2

計畫主持人：歐昱辰 教授

參與人員：李翰勛

聯絡電郵：r08521217@ntu.edu.tw

試驗期間：108 年 04 月至 05 月

試驗地點：台北反力牆及強力地板系統

試驗目的：

本計畫重點在於大號主筋柱的反覆載重試驗結果與耐震行為分析，試體分為試驗的 14 號主筋柱與對照的 11 號主筋柱，並皆使用五螺箍矩形柱共計兩座。其中 14 號主筋柱設計 16 根主筋，而 11 號主筋柱設計 24 根主筋，意在設計出實尺寸且主筋鋼筋量相當之兩試體。在主筋鋼筋量大約相同的狀況下，14 號主筋柱可以減少主筋根數以增加現地鋼筋續接工作的效率。本研究的目的係在探討使用大號主筋對於柱耐震行為之影響，例如：撓曲行為和主筋與混凝土間的握裹力發展。14 號主筋柱與 11 號主筋柱試體之材料參數與斷面結構分別如表 1 所示，可藉由此試驗研究成果，提供作為 14 號鋼筋在鋼筋混凝土矩形柱設計與施工細節之參考。

試驗佈置：

本試驗之 11 號主筋柱與 14 號主筋柱皆裝設於反力牆和強力地板上，柱長連同基礎為 5.02 m，於反力牆上裝設兩顆千斤頂，每顆千斤頂最高可提供 100 噸的力量，試體構架圖如圖 1 所示。透過螺桿將反力牆、千斤頂與上基礎進行連接，接著加載軸力，並以位移控制的方法對試體上基礎處施加反覆逐漸增加之位移。

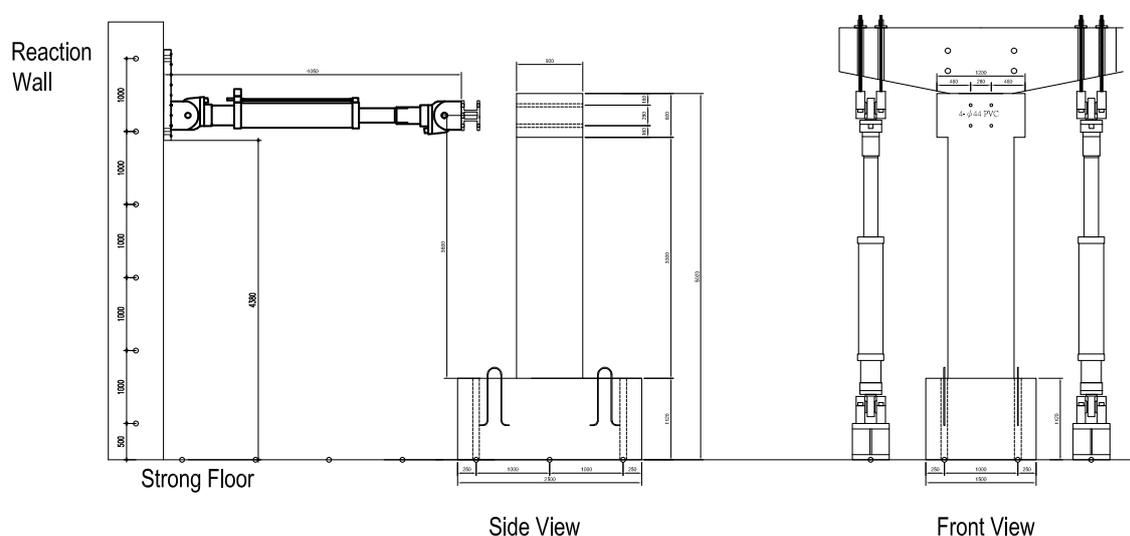


圖 1 試體安裝配置情形

試驗規劃：

預定位移比歷程包括±0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%、5.0%、6.0%等，每一位移比進行三次迴圈，以模擬建物柱同時受重力與地震力下的受力情形。每次到達標稱位移比時，進行混凝土表面裂縫描繪，並且在試體的東、西、南、北側分別拍攝照片，搭配隨拍相機針對細節處進行記錄，拍攝特定位置變形及破壞。側向位移取樣可以由柱端千斤頂測量，此外，由光學偵測系統觀察柱身變形狀態，亦可以提供比對。鋼筋的受力狀況可以由試體澆置前，於鋼筋上黏貼應變計測量加載過程鋼筋之應變反應提供。

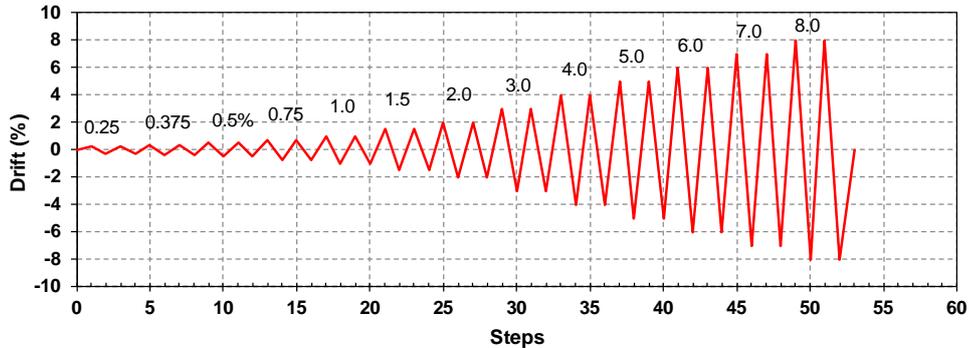


圖 2 側力加載歷時

試驗結果：

矩形柱試驗中，定義千斤頂向東為正、向西為負，對於試體的位移能力是依據 ASCE 41-06[2]之規定，以試體所能抵抗載重衰減至最大載重的 80%時之標稱位移比定義為其試體的變形能力，以下將敘述矩形柱試體之詳細狀況。

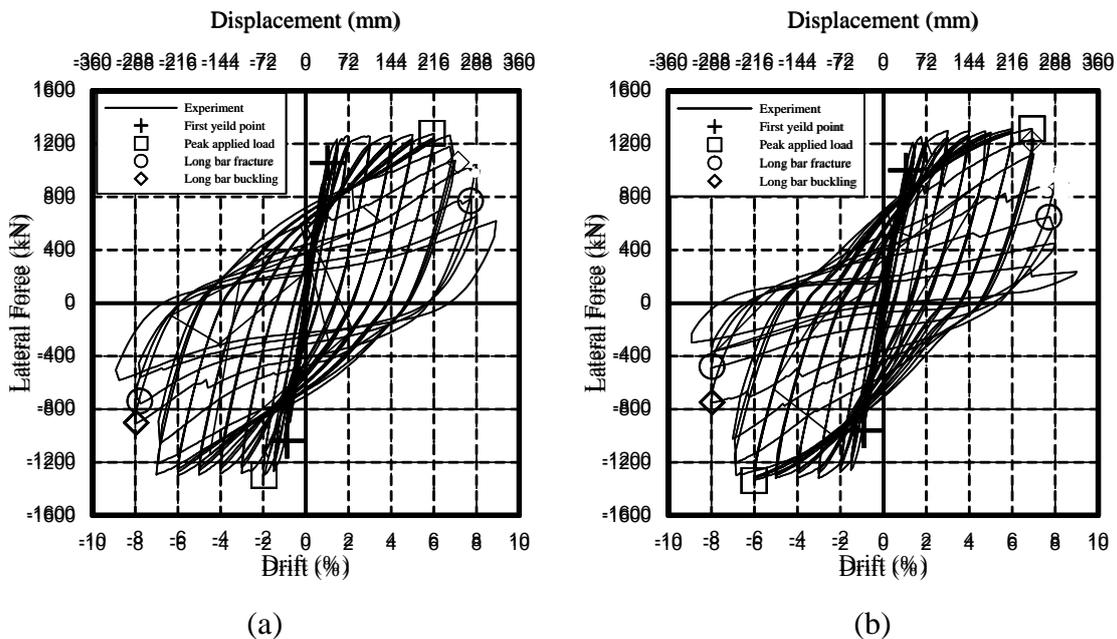


圖 3 試體力與位移曲線(a)11 號主筋柱(b)14 號主筋柱

圖 3(a) 為 11 號主筋柱的力與位移曲線圖，由遲滯圈可以看出其結構行為完整且達到預

期抵抗外力之效果，與經驗中 11 號鋼作為柱之主筋的行為相符。當標稱移比例為 0.25% 時，柱身出現撓曲與撓剪裂縫，並在 0.75% 到 1% 之間幾乎全部發展完全，裂縫主要分佈在柱底往上的位置。在位移比例為 3.0% 時，柱底開始有大塊混凝土剝落；在位移比例為 7.0% 時，柱底 0.5 倍柱寬 (45 公分) 以內的混凝土已經幾乎全數剝落。當位移比例達到 7.0% 時，第三循環的加載導致外側鋼筋挫曲，使得側推力量下降至最大力量的 83%。位移比例達到 8.0% 第一循環後，鋼筋開始逐一受拉而斷裂，使得整體力量下降至最大力量的 58%。最後在 9.0% 的位移比例下，力量下降最大力量的 38%，進而停止實驗。

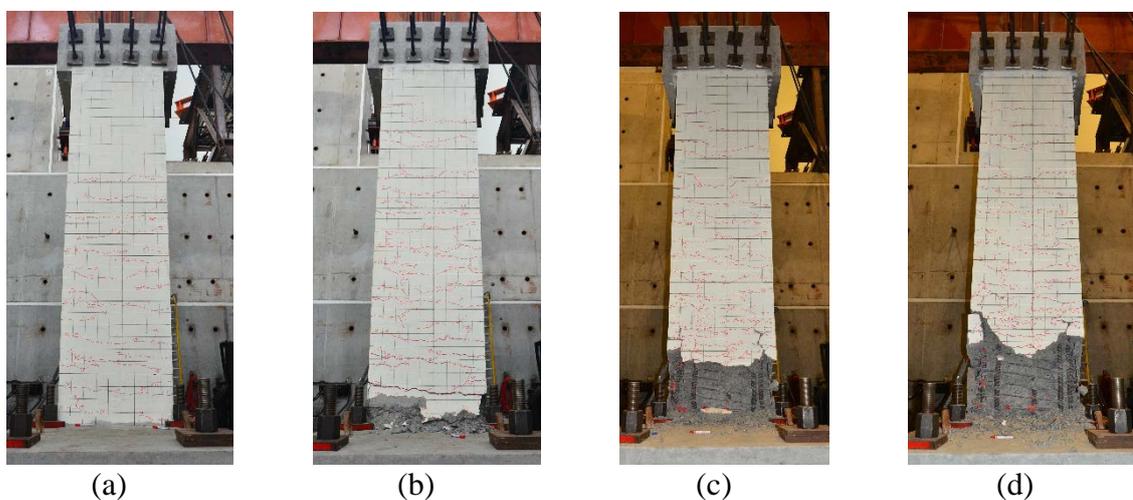


圖 4-11 號主筋柱試體破壞狀態：(a)+1%；(b)3%；(c)主筋挫曲；(d)主筋拉斷

圖 3(b) 為 14 號主筋柱的力與位移曲線圖，由遲滯圈可以看出其結構行為完整且達到預期抵抗外力之效果。當標稱位移比例為 0.25% 時，柱身出現撓曲與些許撓剪裂縫，並在 0.75% 到 1% 之間幾乎全部發展完全，裂縫主要分佈在柱底往上兩倍柱寬(180 公分)的位置。在位移比例為 3.0% 時，柱底開始有大塊混凝土剝落；在位移比例為 7.0% 時，柱底一倍柱寬以內的混凝土已經幾乎全數剝落，且箍筋發生斷裂導致對主筋的圍束效應降低，有挫曲之疑慮。當位移比例達到 7.0% 第二循環時，加載導致外側鋼筋挫曲與箍筋斷裂，時間上略早於 11 號主筋柱，使得側推力量下降至最大力量的 92%。位移比例達到 8.0% 第一循環後鋼筋開始受拉斷裂，使得整體力量下降至最大力量的 68%，而低於最大力量的 80%。最終在 9.0% 的位移比例下，力量下降最大力量的 23%，整體力量下降狀況較 11 號主筋柱更為顯著，進而停止實驗。

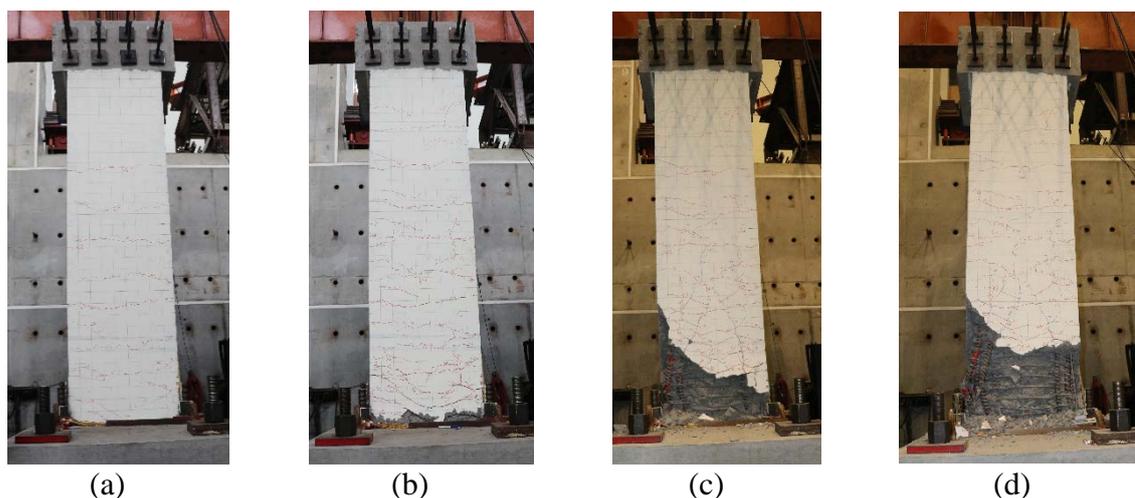


圖 5 14 號主筋柱試體破壞狀態：(a)+1%；(b)3%；(c)主筋挫曲；(d)主筋拉斷

於試驗結果可整理出破壞包絡線，並利用雙線性分析求得理想化的反應。雙線性分析乃是分析試體之韌性程度，其目標為得到試體降伏位移 Δ_y 、降伏強度 V_y 與極限分析位移 Δ_u 。其中 Δ_u/Δ_y 可以得到試體韌性，所求得之 V_y 、 Δ_y 、 Δ_u 與韌性分析結果列於表 2，並將結果繪於圖 6。根據 FEMA 365 裡對雙線性分析之敘述，分析須滿足以下條件：

1. 初始線性段會交於原試驗包落線 $0.6V_y$ 處。
2. 極限分析位移 Δ_u 為試驗包洛線之 $0.8P_{peak}$ 所對應位移。
3. 理想化模型與試驗包洛線所圍成之面積值相近。

表 1 極限側向力與位移比

試體名稱(kN 與 mm)	V_y	Δ_y	Δ_u	μ
		(a)	(b)	(a)/(b)
14 號主筋柱正向	1276.40	41.79	274.02	6.56
14 號主筋柱負向	-1282.71	-40.83	-262.20	6.42
11 號主筋柱正向	1227.02	37.73	290.19	7.69
11 號主筋柱負向	-1259.158	-37.43	-275.79	7.37

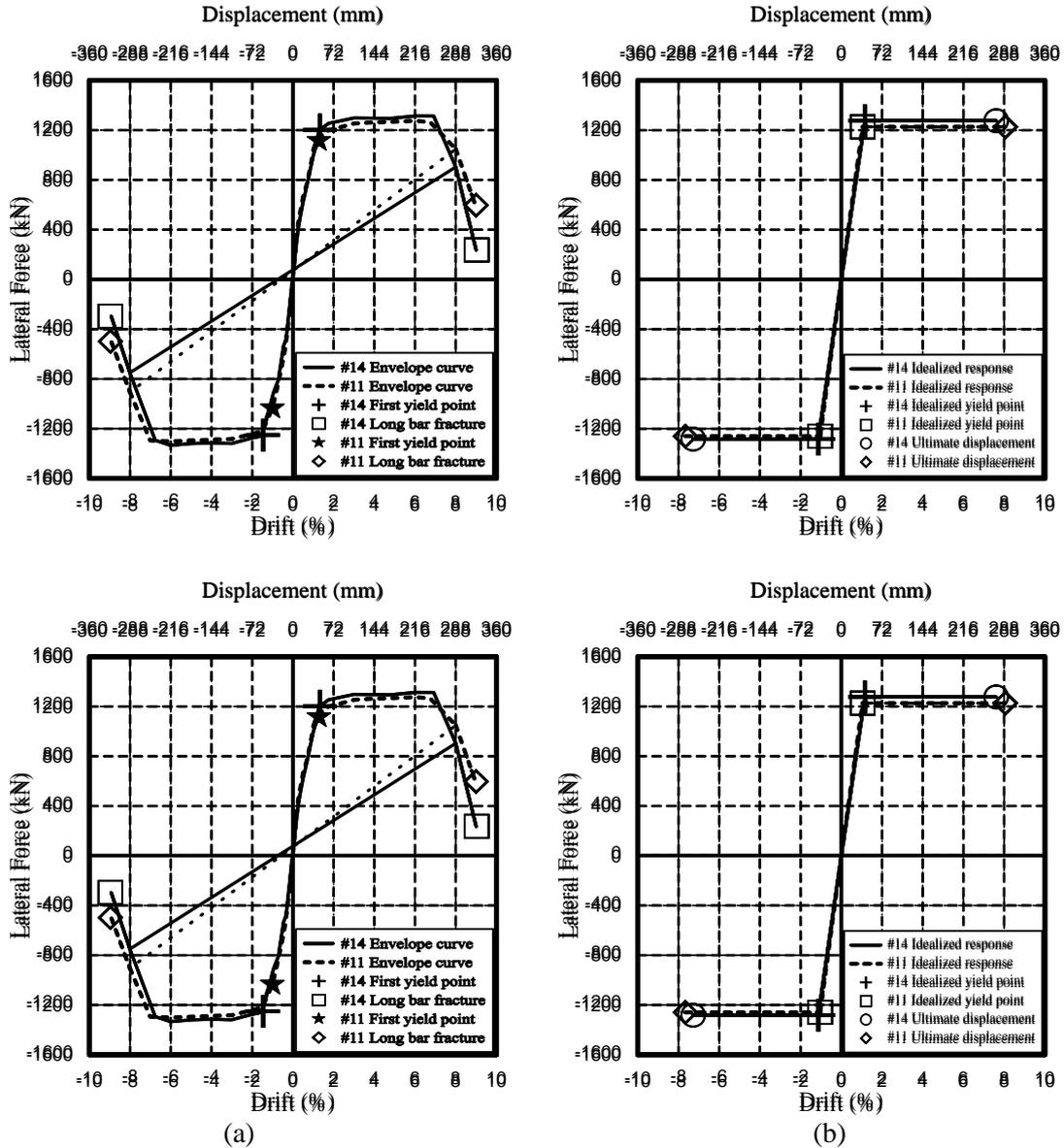


圖 6 (a) 試體之破壞包絡線比較；(b) 試體之雙線性分析比較

由表 2 可以發現，14 號主筋柱在正向和負向之降伏強度與位移都較 11 號主筋柱來的大。然而 11 號主筋柱的極限分析位移卻都大過 14 號主筋柱，導致前者的韌性表現較後者為佳。

離岸風機複合結構柱耐震研究：大徑厚比鋼管柱及高分子 複合材料包覆鋼管柱試驗及規範比較

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：離岸風機複合結構柱耐震耐候研究

計畫編號：MOST 107-2221-E-002-025-MY3

計畫主持人：周中哲 教授，李中生 教授(共同主持人)

參與人員：劉琨耀

聯絡電郵：cechou@ntu.edu.tw

試驗期間：2019 年 7 月至 8 月

試驗地點：國家地震工程研究中心臺北實驗室反力牆及強力地板系統

試驗目的：

中空鋼管圓柱(Round-HSS)廣泛應於風機塔柱的建造，目前對於大寬厚比之中空鋼管圓柱的撓曲強度與反覆側推試驗下研究資料相當缺乏，目前除了 Sim et al. (2013)實尺寸風機塔柱及郭泯辰 (2019)的三座鋼管圓柱試體外，對於大徑厚比之中空鋼管圓柱的撓曲強度與反覆側推試驗下之結構行為等研究資料相當缺乏，因此本年度另製造 Specimen 1($D/t = 180$)與 Specimen 2($D/t = 288$)共 2 座試體，材料為 ASTM A36，外直徑為 1440 mm，總高度為 5.305 m，並且進行單曲率反覆側推試驗。結果顯示在強度下降至 90 % 之最大強度時，兩座試體的韌性 μ 偏低(1.07~1.67)。對於 Specimen 1 而言，除了美國規範 AISC (2016)及日本規範 JRA (2002)較準確預測強度外，美國規範 ASME (2016)、ASCE (2011)、歐洲規範 EN1993-1-6 (2017)會低估其強度；而對於 Specimen 2 而言，美國規範與歐洲規範皆大幅低估其強度，而日本規範則會高估其強度。本研究亦透過 ABAQUS 進行單向側推分析，考慮冷彎殘餘應力及初始幾何缺陷進行分析。

試驗佈置：

風機塔柱主要由多段尺寸不同的鋼管圓柱所組成，鋼板厚度隨著高度上升而遞減，斷面寬厚比落在 200~290 之間，根據 AISC (2016)、ASCE (2011)、AASHTO (2010)及 ASME (2006)規範，其斷面多歸類於彈性挫屈斷面。為探討鋼管圓柱之耐震性能，本研究以 DTU (10 MW)風機塔柱底部結構為基準，將此部分結構約以 1/6 的比例縮尺，作為本研究試體參考。本年度試體以 D/t 為 180 及 288 的斷面進行規劃，去年試體之 D/t 為 240，將本試體材料參數及斷面性質帶入各規範檢核可發現，此試體依據 AISC (2016)、ASCE (2011)、ASME (2006)及 JRA (2002)等規範分類屬於彈性挫屈斷面 (圖 1)。

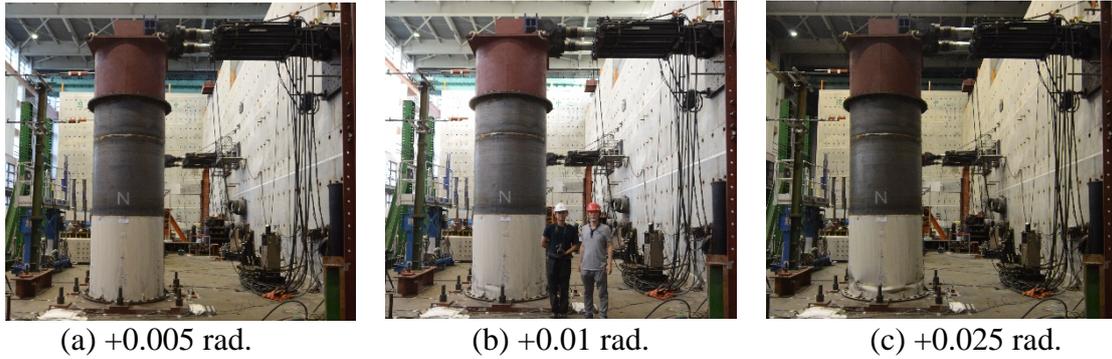


圖 1 Specimen 2 Test ($D/t = 288$)

試驗規劃：

本研究為三年的計畫，目的是探討斷面寬厚比 D/t 為 180~300 的風機鋼管圓柱在地震下的結構行為，去年為 3 座試體，今年規劃 2 座試體，共計 5 座試體，試體分為上下兩段，上半段為轉接頭(Connection Head)，下半段為柱身(Steel Column)，轉接頭與柱身圓管部分直徑與板厚皆相同，根據分析結果顯示，試驗中轉接頭保持彈性，因此 2 組試體皆使用相同的轉接頭。

試驗結果：

圖 1 為徑厚比 288 之 Specimen 2 試驗結果，局部挫屈發生在 0.005 rad.前，在 0.01 rad.時強度因局部挫屈明顯下降超過 20%(圖 2)，根據試驗遲滯迴圈，比較進行反覆側推試驗的 Specimen 1、Specimen 2 與 Specimen 4 之試驗結果，以徑厚比 180 之 Specimen 1 的韌性 μ 為標準而言，徑厚比 240 之 Specimen 4 的正迴圈韌性 μ 會下降 1.2%，負迴圈韌性 μ 會下降 31.1%，而徑厚比 288 之 Specimen 2 的正迴圈韌性 μ 會下降 17.4%，負迴圈韌性 μ 會下降 27.7%，該現象顯示，試體韌性 μ 會隨著徑厚比增加而下降，且大徑厚比的鋼管柱韌性會接近 1.0，因此不建議此類型鋼柱在耐震設計下考慮結構韌性，而是建議採用彈性設計。各試體的挫屈型態非常接近，皆是在加勁板與加勁板中間產生面內挫屈，而各加勁板上方產生面外挫屈，此現象顯示加勁板數量與配置會影響柱底挫屈的型態。若以有限元素軟體 ABAQUS 進行模擬分析，則需要將冷彎殘餘應力以及初始幾何缺陷的影響考慮才能較精確地模擬鋼管柱側推行為。

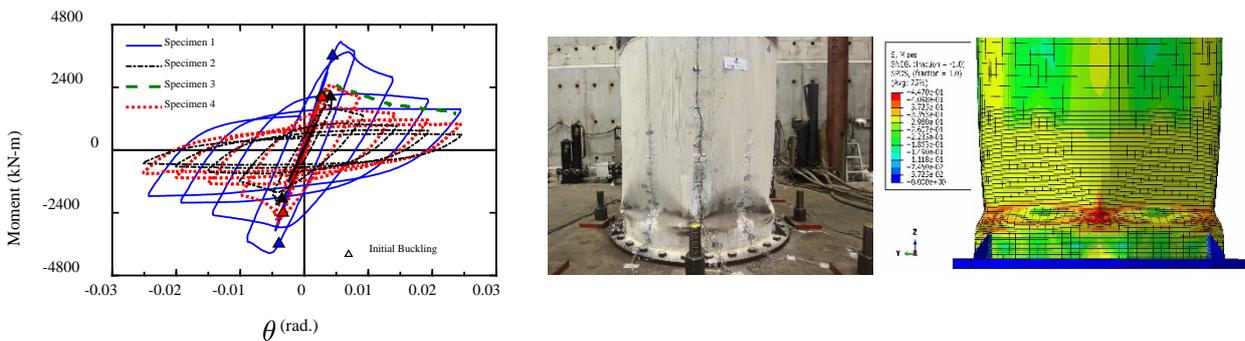


圖 2 試體之遲滯迴圈及 ABAQUS 模擬

相關著作：

1. 劉琨耀(2020) 「評估風機鋼管圓柱撓曲強度與鋼板受腐蝕影響之行為」碩士論文
指導教授：周中哲，國立臺灣大學土木工程學系
2. 郭泯辰(2019) 「高寬厚比之風機鋼管圓柱耐震試驗與非線性地震歷時分析」碩士論文
指導教授：周中哲，國立臺灣大學土木工程學系。
3. Chou C. C., Chen, G. W. (2020). “Lateral Cyclic Testing and Backbone Curve Development of High-Strength Steel Built-Up Box Columns Under Axial Compression. *Engineering Structures* 223, 111147.
4. Chou C. C., Kuo M. C. (2019). Seismic Test and Analysis of Wind-Turbine Hollow Steel Round Columns with a Large Diameter-to-Thickness Ratio. *International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake, Taiwan.*

兩層樓高強度鋼構架之鋼柱於高軸力下的側向耐震實驗

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：兩層樓高強度構架之鋼柱於高軸力下的耐震實驗行為研究(III)

計畫編號：MOST 108-2625-M-002-003

計畫主持人：周中哲

參與人員：賴耘川, 熊厚淳, 林德宏, Uang, C.M., El-Tawil, S., McCormick, J., Mosqueda G.

聯絡電郵：cechou@ntu.edu.tw

試驗期間：2019 年 8 月至 12 月

試驗地點：台北反力牆及強力地板系統

試驗目的：

本實驗延續 Chou and Wu (2019)及 Chou and Chen (2020)的研究，為三年期科技部計畫之第三年研究鋼柱於中高軸力下的側向耐震行為，主要探討美國 AISC 341-16 (2016)、日本 AIJ (2010)及台灣鋼結構耐震規範(2010)對不同柱寬厚比、軸力比及柱兩端邊界條件對鋼柱的耐震行為。本年台美合作將寬厚比(b/t)不同的兩組空心箱型鋼柱(Box Column)試體縮尺 50%後放入兩層樓子構架中，並於固定軸力下進行反覆側向載重，觀察整體構架與各桿件的行為，並將構架中一樓柱的行為與兩端完全束制其旋轉自由度(Fixed-Fixed)的單柱實驗結果比較，探討箱型鋼柱及另兩組 H 型鋼柱於不同邊界條件下之耐震行為。

試驗佈置：

本研究設計一座兩層樓子構架系統，配置可見圖 1，兩層樓子構架系統之跨度設計參考 Chou et al. (2019, 2020)所規劃之 7 層樓挫屈束制斜撐構架，試體跨度取自於該構架之中間柱與其相依之梁，選取之高度範圍為 2.5 層樓，跨度為一個梁長(左側梁反曲點至右側梁反曲點)，並且為了方便實驗執行而縮尺 0.5 倍，試體總高為 4.625 公尺，總寬為 4 公尺。兩層樓子構架設計遵循美國鋼結構建築耐震規範 AISC 341-16 特殊抗彎構架(SMRF)之相關規定，抗彎接頭則採用 RBS 韌性削切。

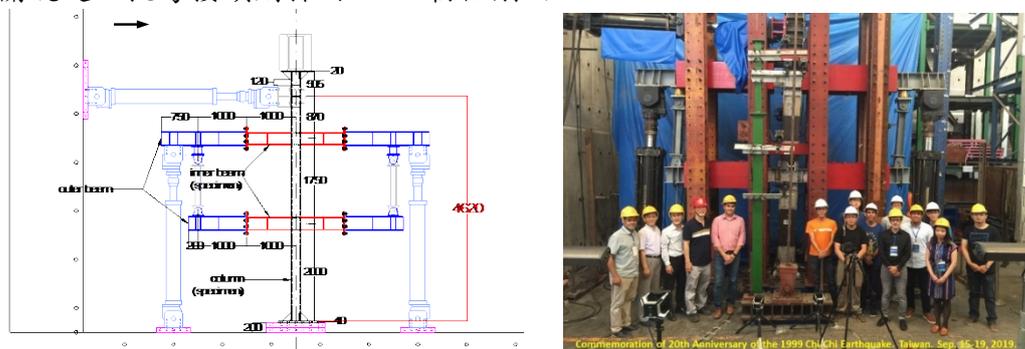


圖 1 試體配置 (unit: mm)

試驗規劃：

本研究共計進行兩組 H 型鋼柱及兩組空心箱型鋼柱兩層樓子構架之鋼柱實驗，兩層樓子構架試體實驗方式為固定軸力下進行側向反覆載重，各試體加載軸力皆為降伏軸力強度之 20% 及 40%。為了使一樓柱頂側位移角滿足美國 AISC 341-16 (2016)規範之梁柱彎矩接合載重歷時，因此本試驗放大了水平制動器各迴圈的位移量，本試驗假設各樓層梁

反曲點隨著側位移角的增加其高程皆與同樓層柱垂直變形一致，因此在試體南北側各架設一支垂直向制動器並且在各樓層梁端與柱心皆架設位移計以便搭配垂直制動器進行外部位移控制。

試驗結果：

圖 2 為一樓柱底彎矩與層間側位移角關係，所有試體在層間側位移角 0.01 rad.時發展柱彎矩 M_p ，H 型鋼柱在層間側位移角 0.02 rad.時達到最大彎矩 M_{max} ，之後 Specimen HC-49 因 h/t_w 比例大所以強度遞減較快，Specimen HC-37-R 即使滿足 AISC 341(2016)高韌性構件要求，其彎矩在層間側位移角 0.04 rad.第一圈時即遞減至 $0.9M_{max}$ 以下，且強度遞減率低於 Specimen HC-49，因此此兩組滿足 AISC 341-16 (2016)高韌性構件要求 H 柱即使在中軸力 ($0.2P_y$) 下是無法達到在層間側位移角 0.04 rad.兩圈測試強度不掉至 $0.9M_{max}$ 要求。然而 Specimen HBC-12 在高軸力下 ($0.4P_y$) 表現很好，但 2 樓柱底降伏及梁翼板破裂造成 2 樓層間側位移角變大及 1 樓柱非對稱變形(圖 3)。

由 Specimen HC-37-R 可發現，有別於 Fixed-Fixed 邊界條件之試體，一樓柱反曲點初始位置落在 0.7~0.8 倍層間樓高；當一樓柱底挫屈時反曲點位置開始下降，於實驗結束時降至 0.54 倍層間樓高。觀察一樓梁柱交會區其一樓柱頂與二樓柱底彎矩分佈有顯著的差別，彈性階段一樓柱頂分擔 28% 總彎矩，二樓柱底則分擔 72% 總彎矩，其分配比例皆保持相同直到一樓柱底開始挫屈時相互接近，並於實驗結束時趨於一致，這說明一樓梁柱交會區兩側柱斷面無法平均的分擔梁所產生的彎矩總和，代表即使滿足美國鋼結構建築耐震規範 AISC 341-16 對於強柱弱梁比 (>1.2) 的規定，二樓柱底在地震力作用下也會產生塑鉸，箱型柱也有相似的柱反曲點變化(圖 4)。

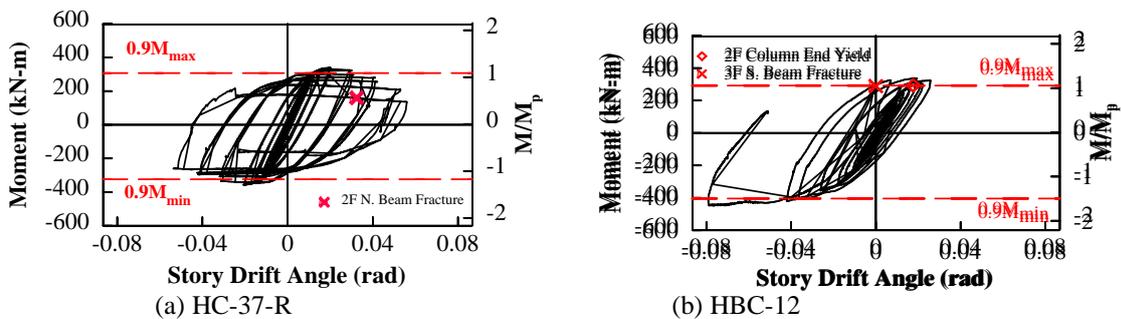


圖 2 一樓柱底彎矩與層間側位移角關係

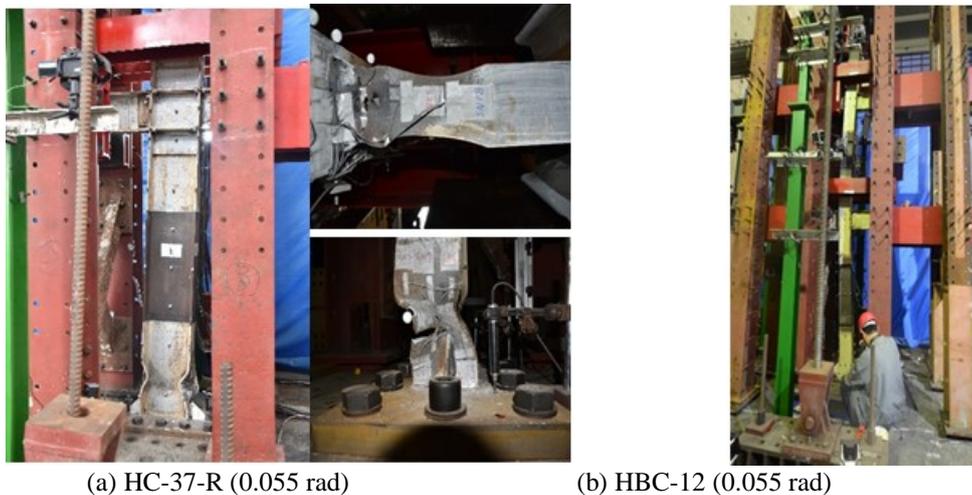


圖 3 一樓柱實驗情形

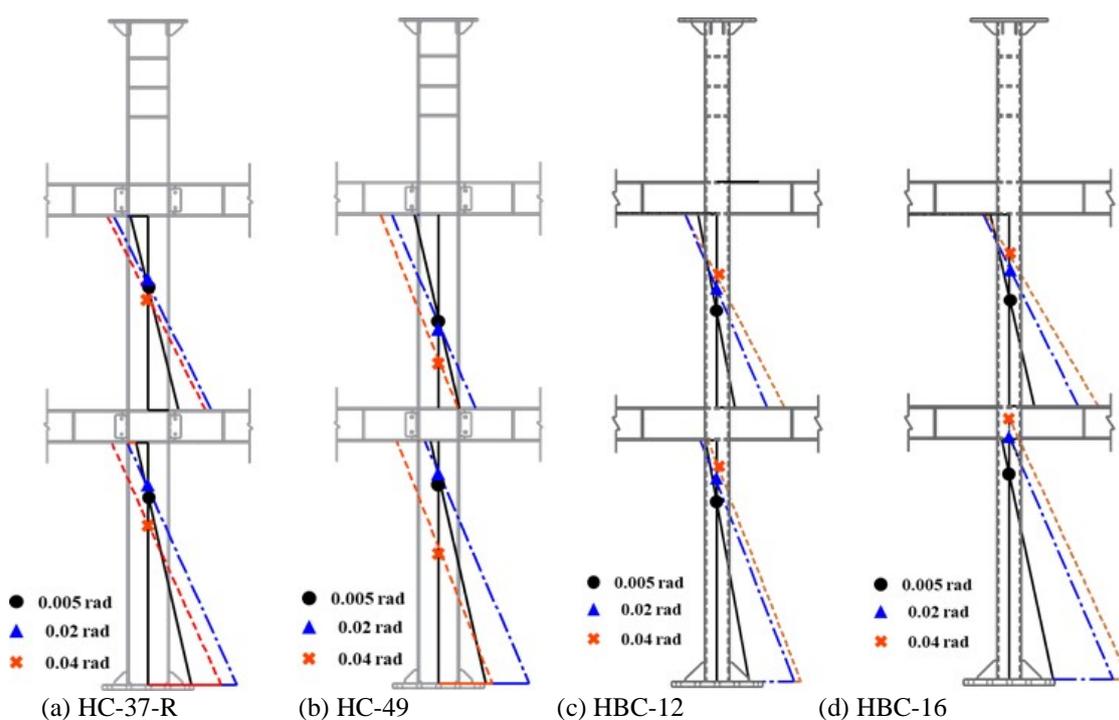


圖 4 柱反曲點變化

相關著作：

1. Chou, C. C., Chen, G. W. (2020). "Lateral Cyclic Testing and Backbone Curve Development of High-Strength Steel Built-Up Box Columns Under Axial Compression." *Engineering Structures* 223, 111147
2. Chou, C. C., Lin, T. H., Lai, Y. C., Xiong, H. C., Uang, C. M., El-Tawil, S., McCormick, J. P., Mosqueda G. (2020). "US-Taiwan Collaborative Research on Steel Column Through Cyclic Testing of Two-Story Subassemblages", *17th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. C4352 (2i-0213), Sep. 13-18, Sendai, Japan.
3. Chou, C. C., Wu S. C. (2019). "Cyclic Lateral Load Test and Finite Element Analysis of High-strength Concrete-filled Steel Box Columns under High Axial Compression." *Engineering Structures*, 189(15), 89-99.
4. Chou, C. C., Lin, T. H., Xiong, H. C., Lai, Y. C., Uang, C. M., El-Tawil, S., McCormick, J. P., Mosqueda G. (2019). "US-Taiwan Collaborative Research on Steel Columns: Cyclic Testing of Two-Story Subassemblages", *International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake*. Taiwan. Sep. 15-19.
5. 賴耘川(2020)「H型鋼柱耐震行為：兩層樓子構架與固接柱之試驗」，碩士論文指導教授：周中哲，國立臺灣大學土木工程學系。
6. 熊厚淳(2020)「兩層樓子構架高強度箱型鋼柱耐震試驗與模擬分析」，碩士論文指導教授：周中哲，國立臺灣大學土木工程學系。
7. 周中哲，陳冠維，林德宏(2020)，「箱型鋼柱於不同寬厚比軸力及近斷層地震下的耐震行為與背骨曲線發展」，*結構工程*(2020/11/20 接受刊登)。

應用摩擦接合於高性能自復位斜撐之耐震性能研究

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：應用高性能材料於自復位斜撐之耐震性能研究(I)

計畫編號：MOST 106-2625-M-002-004

計畫主持人：周中哲

參與人員：鍾秉庭，凌郁婷

聯絡電郵：cechou@ntu.edu.tw

試驗期間：2018 年 11 月至 12 月

試驗地點：台北反力牆及強力地板系統

試驗目的：

本實驗延續過去幾年的研究(Chou et al. 2014-2019)，發展具自復位及消能的鋼造位移型斜撐，藉由增加傳統斜撐降伏後的非彈性勁度及回復力來減少結構物的最大變形及震後的殘變形。學者周中哲與鍾秉庭(2014)發展雙核心自復位斜撐(DC-SCB)可提供穩定消能及自復位(減少側向殘餘變形)的能力，利用三組鋼構件及兩組拉力構件改變斜撐中的傳力機制，在相同拉力構件應變下，使雙核心自復位斜撐變形量可達傳統自復位斜撐變形量的兩倍，或是在相同斜撐變形量下大幅降低對拉力構件彈性應變需求;但若拉力構件降伏而使得初始預力損失則會造成斜撐性能遞減，因此發展高性能自復位斜撐(high-performance SCB)，由雙核心自復位斜撐和摩擦裝置(FGC)串聯組成，當此斜撐的軸向位移超過設計層間位移角時(或拉力構件之彈性應變時)，和斜撐串聯之摩擦裝置會開始滑動，避免斜撐初始預力損失。

試驗佈置：

本研究設計一支 5275 mm 長高性能雙核心自復位斜撐於國家地震工程研究中心進行斜撐試驗，使用兩支油壓千斤頂施力於連接柱與斜撐的傳力梁上(圖 1)，高性能雙核心自復位斜撐的力學行為有三個運動階段(圖 1)，分別為(1)彈性，(2)消能器滑動，及(3)FGC 滑動。三個鋼構件在彈性階段沒有相對運動；當斜撐軸拉力超過開啟力 F_{dt} 時，第一核心構件和外層構件開始相對於第二核心構件運動(第二階段)，當斜撐軸力在第三階段啟動 FGC 時，斜撐和雙接合板之間會發生相對運動，由於 DC-SCB 和 FGC 是一串聯系統，因此當 FGC 產生滑動時，斜撐軸力會保持相同，兩組拉力構件也保持相同的伸長量而無進一步增加。



圖 1 高性能雙核心自復位斜撐行為及試體配置 (unit: mm)

試驗規劃：

本研究共計進行一組斜撐實驗及一組構架實驗，斜撐角度為 60 度，其中第一核心構件斷面尺寸為 T320×300×10 mm，第二核心構件斷面尺寸為 T270×250×12 mm，外層構件斷面尺寸為 T420×370×10 mm，第一核心構件和外層構件之長度均為 3910 mm，第二核心構件為 3560 mm，所有鋼板材質均為 ASTM A572 Gr. 50。標準載重試驗為由小至大的層間位移角(0.06%、0.11%、0.23%、0.46%、0.69%、1.37%、2.06%、2.74%及 3.43%)各反覆兩圈所組成，並也將此種斜撐裝置於一層樓構架中進行高性能雙核心自復位斜撐構架試驗(圖 1)。

試驗結果：

圖 2(a)為高性能雙核心自復位斜撐之軸力與軸位移的反應關係，其中包含 FGC 在層間位移角-2.4% (A 點)和+3.2% (B 點)的滑動。在層間位移角 3.43%，斜撐最大軸拉力與軸壓力和 FGC 的摩擦力相同，分別為 3205 kN 和 3657 kN，然而不同的載重方向具有不同的摩擦力，使得斜撐受拉時的 FGC 比斜撐受壓時的 FGC 更早滑動，圖 2(b)為雙核心自復位斜撐之軸力與軸位移的反應關係，不包含 FGC 的滑動，因此具自復位及小殘餘變形的性能。

設計一組構架進行含高性能雙核心自復位斜撐測試(圖 1)，DC-SCB 在層間位移角 0.36% 時開始能量消散，梁和柱底在層間位移角 1% 顯示降伏，在層間位移角+1.5% 時，千斤頂側的梁端產生局部挫屈，在層間位移角+2.5% 的第一個迴圈發生梁側向扭轉挫屈(LTB)。斜撐受壓時的 FGC 在層間位移角-2.5% 第二迴圈開始滑動，然而斜撐受拉時的 FGC 在測試過程沒有滑動。圖 3(a)為千斤頂之力量 and 位移反應，DC-SCBF 之最大推力 2403 kN 小於最大拉力 3066 kN，原因為梁受到壓力和力矩的作用，使得梁發生側向扭轉挫屈。圖中的 C 點表示層間位移角+2.3% 第一個迴圈下梁 LTB，D 點表示層間位移角-2.3% 第二個迴圈下 FGC 滑動。圖 3(b)和 3(b)分別為 DC-SCB+FGC 和 DC-SCB 之軸力與軸位移的反應關係，在層間位移角+2.5% 時，斜撐最大軸拉力(=1597 kN)沒有達到 FGC 摩擦力，因此 FGC 沒有滑動；在層間位移角-2.5% 第二個迴圈時，斜撐最大軸壓力(=1619 kN)和 FGC 摩擦力相同，使得 FGC 滑動 5.8 mm。

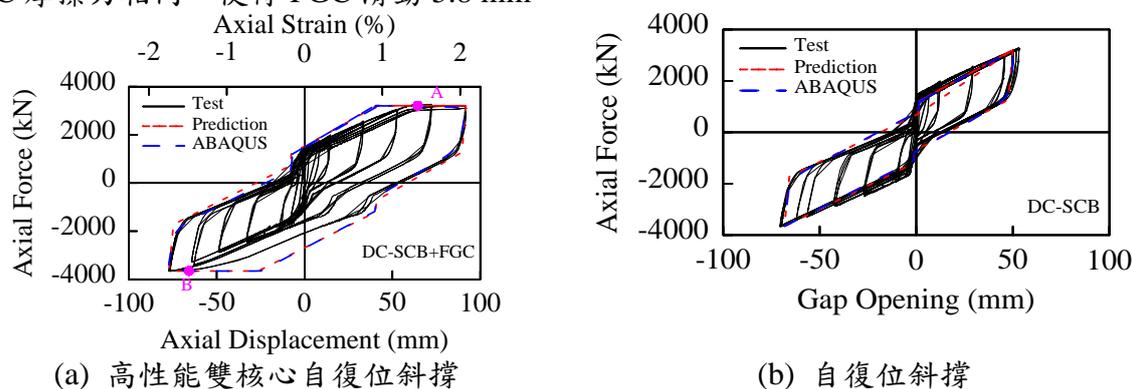


圖 2 高性能自復位斜撐實驗力量與位移關係

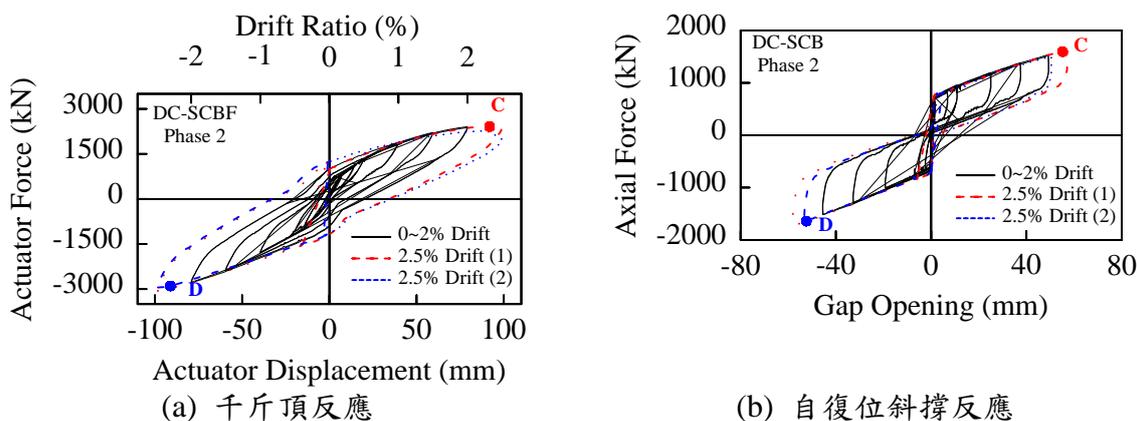


圖 3 高性能雙核心自復位斜撐構架實驗及斜撐反應

相關著作：

1. Chou, C. C., Hsiao, C. H., Chen, Z. B., Chung, P. T., Pham, D. H. (2019). "Seismic Loading Tests of Full-scale Two-story Steel Building Frames with Self-Centering Braces and Buckling-restrained Braces." *Thin-Walled Structures*, 140, 168-181.
2. Chou, C. C., Beato Ovalle, R.A. (2018). "Gusset Design Considering Buckling Forces in Frame and Brace Action Directions: Test and Finite Element Analysis of a Self-Centering Braced Frame for Verification" *Engineering Structures*, 173, 643-655.
3. Chou, C. C., Tsai, W. J., Chung, P. T. (2016). "Development and Validation Tests of a Dual-Core Self-Centering Sandwiched Buckling-Restrained Brace (SC-SBRB) for Seismic Resistance." *Engineering Structures*, 121, 30-41.
4. Chou, C. C., Chung, P. T., Cheng, Y. T. (2016). "Experimental Evaluation of Large-Scale Dual-Core Self-Centering Braces and Sandwiched Buckling-Restrained Braces." *Engineering Structures*, 116, 12-25.
5. Chou, C. C., Chen, Y. C. (2015). "Development of Steel Dual-Core Self-Centering Braces: Quasi-Static Cyclic Tests and Finite Element Analyses" *Earthquake Spectra*, 31(1), 247-272.
6. Chou, C. C., Chung, P. T. (2014). Development of Cross-Anchored Dual-Core Self-Centering Braces for Seismic Resistance. *J. Constructional Steel Research*, 101, 19-32.
7. 周中哲, 蔡文璟, 鍾秉庭 (2019)「鋼造自復位挫屈束制斜撐(SC-SBRB)發展及耐震試驗」, 結構工程, 第三十四卷, 第一期, 57-76 頁
8. 周中哲, 鍾秉庭, 鄭宇岑(2016)「全尺寸雙核心自復位斜撐及夾型挫屈束制斜撐耐震試驗」, 結構工程, 第三十一卷, 第一期, 93-111 頁
9. 凌郁婷(2016)「雙核心自復位斜撐與夾型挫屈束制斜於高層建築之應用與評估:耐震實驗與地震歷時分析」, 碩士論文指導教授:周中哲, 國立臺灣大學土木工程系
10. 周中哲, 鍾秉庭(2014)「交錨型雙核心自復位斜撐發展驗證:耐震試驗及有限元素分析」結構工程, 第二十九卷, 第二期, 81-103 頁

含 RC 牆構架藉由弱化柱牆介面處牆板厚度優化耐震行為

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：含 RC 牆構架藉由弱化柱牆介面處牆板厚度優化耐震行為之研究

計畫編號：MOST 107-2221-E-237-001

計畫主持人：涂耀賢、邱聰智、李翼安

參與人員：張樂均

聯絡電郵：tuysmail@gmail.com

試驗期間：107 年 3 月至 4 月

試驗地點：國家地震工程研究中心臺北實驗室反力牆及強力地板系統

試驗目的：

文獻顯示 RC 牆對於耐震之強度提升很有效，但卻有勁度變大、週期變短以及變形能力變差等問題。因設計時牆體模擬工作繁雜，工程師多將其忽略不計。前期計畫共完成 12 座 RC 牆板與邊界構材互制行為試驗，有兩個重要發現：1. 含牆構架於極限強度後能否保有韌性抗彎構架行為乃與柱牆抗剪強度比有關，邊界柱抗剪強度較牆板高時可保有抗彎構架行為，裂縫沿牆板與柱樑介面口形發展，保有抗彎構架行為之程度亦與柱牆抗剪強度比值呈正相關。邊界柱抗剪強度小於牆板時沒有抗彎構架之行為，裂縫呈斜向發展，同時剪過牆板與柱，極限強度後無法保有韌性抗彎構架行為；2. 對於保有抗彎構架行為之類型，若先出現口形兩側垂直裂縫試體，較口形水平裂縫先出現試體保有較完整之抗彎構架行為，亦即先出現垂直裂縫時之耐震行為較佳。因此本試驗目的乃以弱化柱牆介面處牆板厚度方式控制裂縫發展順序，藉由強迫柱牆介面處牆板垂直裂縫優先發展，提高並保有韌性抗彎構架行為之完整性，進而達到優化含牆構架耐震行為。本試驗進行四座不同柱深牆厚比之含 RC 牆構架試體，柱牆介面處牆板厚度採局部減少斷面厚度。獲得之成果：優化含牆構架耐震行為之方法、程度，簡化設計時牆體模擬方法之複雜性，充分發展含牆構架完整抗震行為。

試驗佈置：

本實驗於國家地震工程研究中心實驗場之 6 公尺高反力牆進行反覆載重測試。於試體梁頂部以千斤頂施加 $0.1f_c' A_g$ 軸壓力，整體測試佈置示意圖如圖 1~圖 3。在控制方面，確保致動器水平合力通過反應梁之中心點，並採用外部位移控制，量測頂部梁中心之實際側向位移，用以控制水平向致動器之力量，測試加載採位移控制。

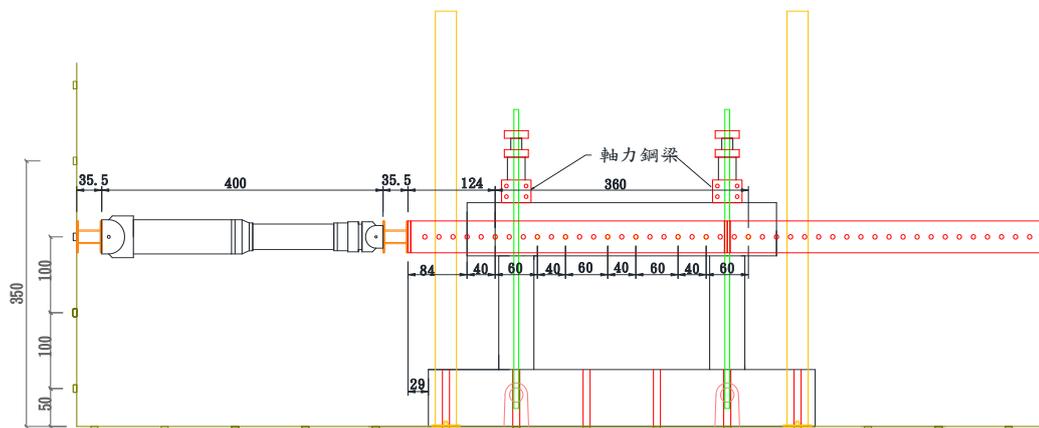


圖 1 測試佈置平面圖

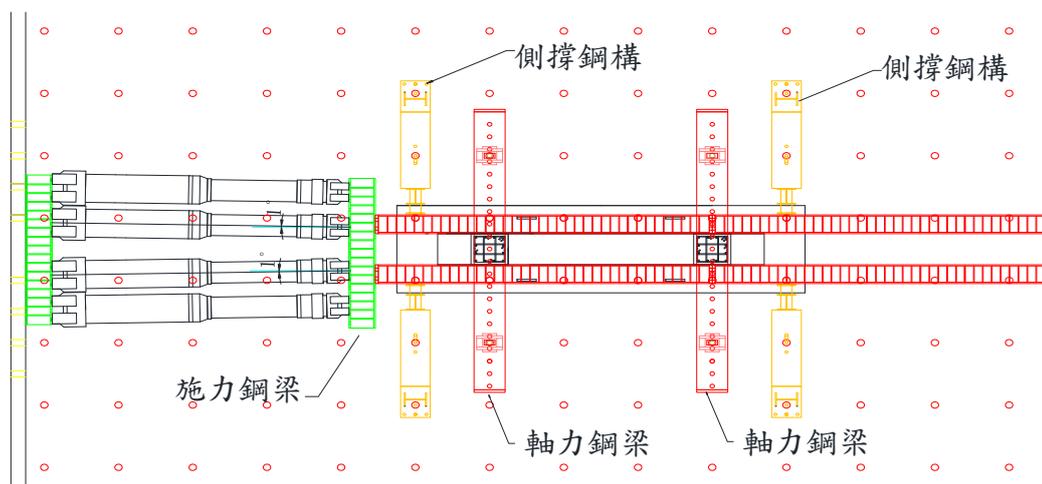


圖 2 測試佈置俯視圖

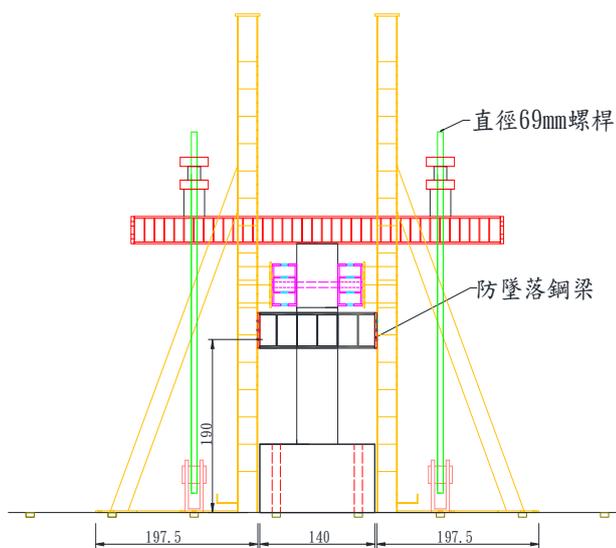


圖 3 試體安裝配置情形

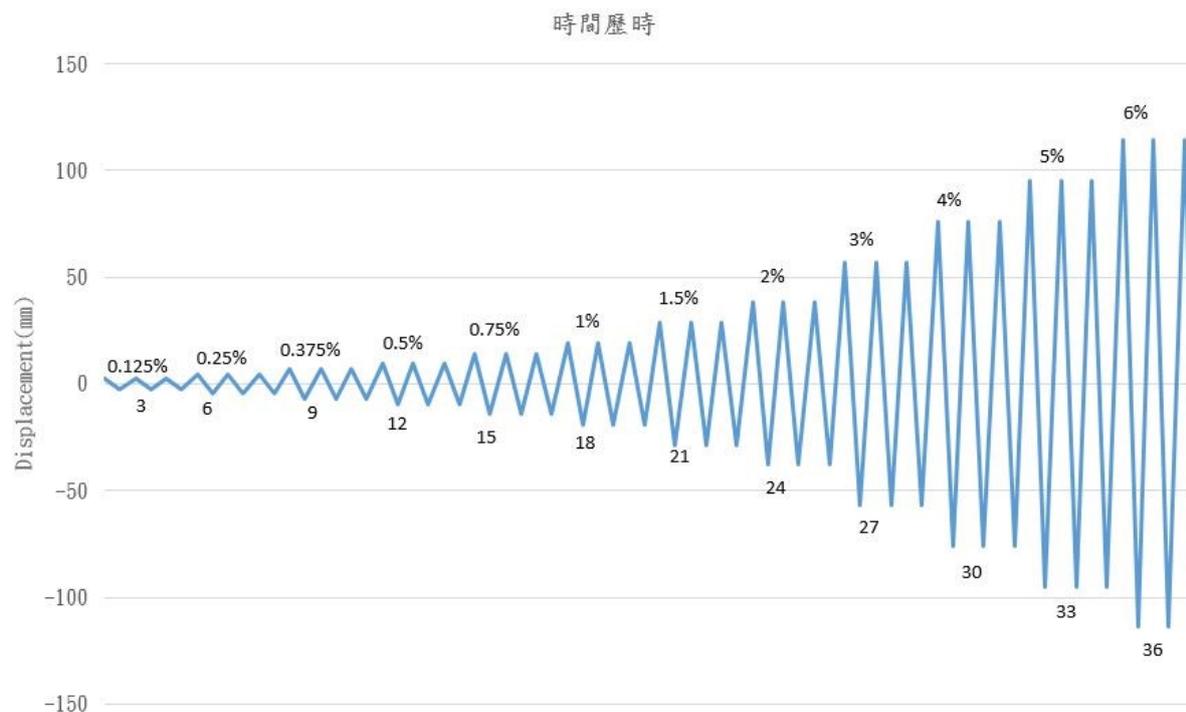


圖 4 側力加載歷時

試驗規劃：

共製作四座方形柱構架填充 RC 牆試體，藉由控制含牆構架裂縫的發展以優化含牆構架耐震行為，並且探討在不同樓層高度建築物之含牆構架優化行為模式的可行性與控制成效，探討影響保有獨立抗彎構架行為的程度。模擬高樓型建築試體，斷面縮尺後構架柱為 50×50 cm、RC 填充牆厚 6cm；模擬中高型建築試體，斷面縮尺構架柱為 35×35 cm、RC 填充牆厚 6cm 的含牆構架模擬；低矮型建築試體，斷面縮尺後構架柱為 20×20 cm、RC 填充牆厚 6cm 的含牆構架模擬。其中三座試體牆板配置均採單層雙向鋼筋，且鋼筋量僅符合設計規範溫度鋼筋之要求，在牆板鄰近柱牆介面處採取槽縫弱化措施，使兩側垂直裂縫先行發生，形成牆板與邊界柱各自脫開，阻斷牆體之斜向剪力裂縫延續至邊界柱，可使邊界柱於極限強度時損傷程度減小，保有較完整的構架行為。第四座試體為斷面縮尺後構架柱 20×20 cm、RC 填充牆厚 6 cm 的含牆構架試體，牆板鄰近頂梁與牆介面處採取弱化措施，使口型裂縫的水平裂縫先行發生，用以比較裂縫發展順序對試體的損害程度，並且探討 RC 牆頂部混凝土灌漿不實之影響。試體代號分別為 C50W6DV、C35W6DV、C20W6DV 及 C20W6DH，C 表示柱體，其後數字表示方形柱體之深度；W 表示牆體，其後數字表示牆體厚度，DV 代表對牆板進行垂直切削；DH 代表對牆板進行水平切削，各試體詳細試體參數尺寸及材料強度如下表所示，試體細部設計如圖 5 所示，牆板進行切削位置如圖 6 所示。

表 1 試體尺寸與材料強度

	C50W6DV	C35W6DV	C20W6DV	C20W6DH
柱高(cm)	150	150	150	150
柱斷面(cm)	50×50	35×35	20×20	20×20
牆高(cm)	150	150	150	150
牆厚(cm)	6	6	6	6
牆寬(cm)	250	265	280	280
基礎尺寸(cm)	140×550×60	140×550×60	140×550×60	140×550×60
梁尺寸(cm)	50×440×80	50×425×80	50×410×80	50×410×80
f'_c (kgf/cm ²)	295.6	298.8	316.2	313.0
牆筋 f_y (kgf/cm ²)	#2 : 3559.6	#2 : 3559.6	#2 : 3559.6	#2 : 3559.6
柱主筋 f_y (kgf/cm ²)	#4 : 3568.3	#3 : 3567.0	#2 : 3559.6	#2 : 3559.6
柱箍筋 f_y (kgf/cm ²)	#8 : 4728.5 #7 : 4633.4	#7 : 4633.4 #6 : 4879.3	#4 : 4695.5 #3 : 45710	#4 : 4695.5 #3 : 45710

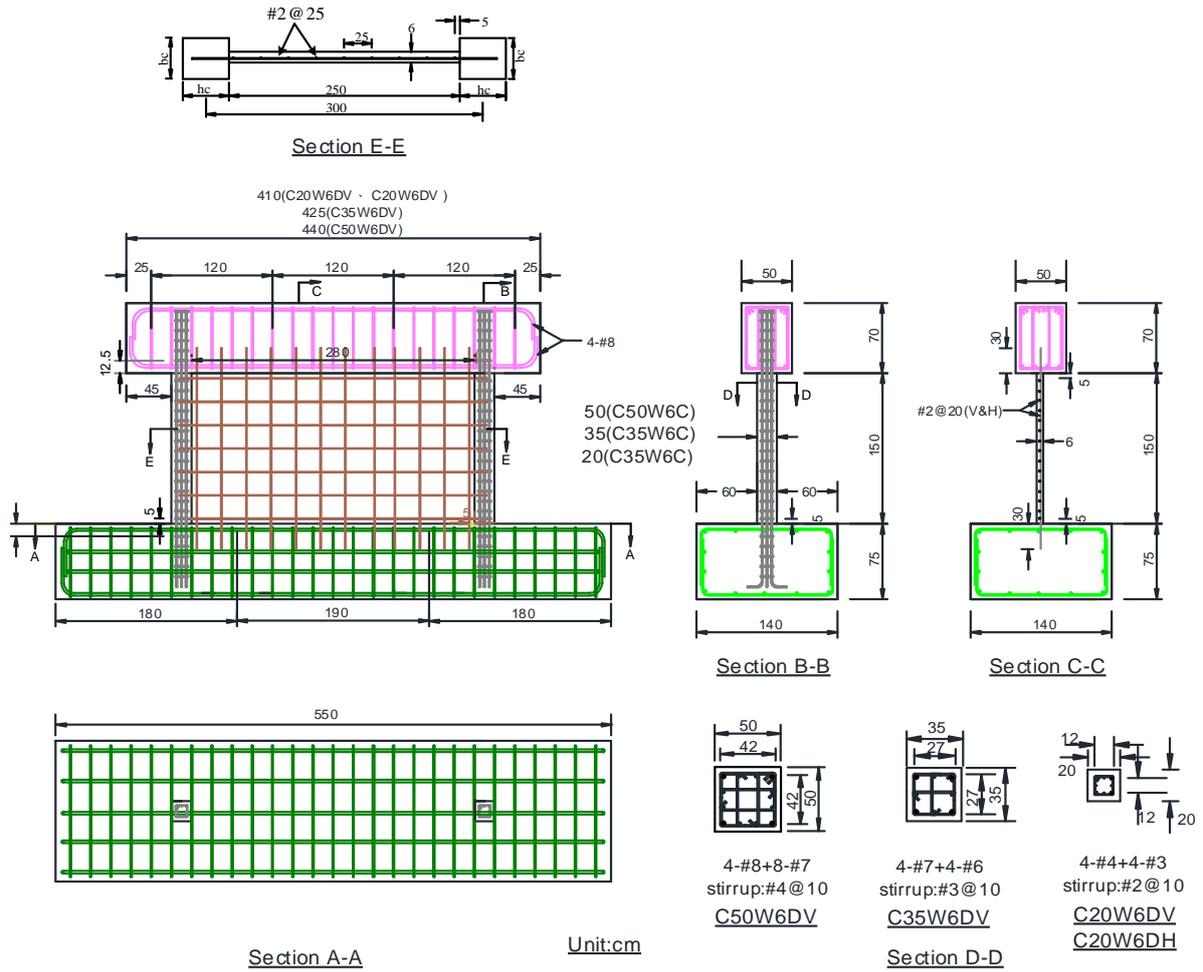


圖 5 試體細部設計

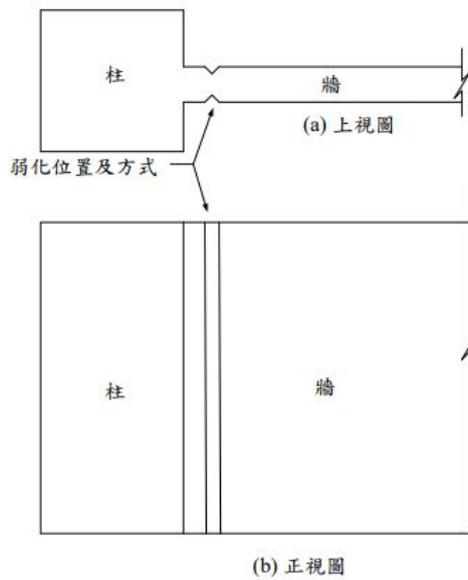


圖 6 牆板鄰近梁的介面處採取槽縫弱化

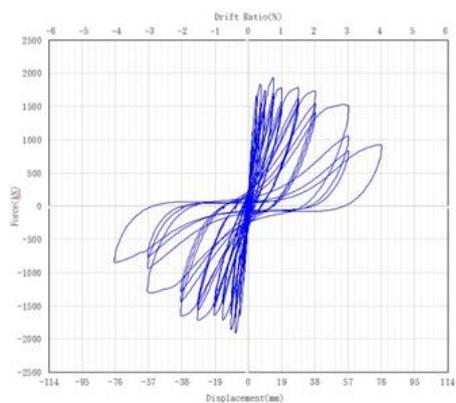
試驗結果：

各試體的遲滯迴圈如圖 7(a)、(c)、(e)、(g)所示，試驗中止時之照片如圖 7(b)、(d)、(f)、(h)所示。將本次牆板切削之破壞包絡線與前期牆板未切削之破壞包絡線相互比較如圖 8~11 所示。

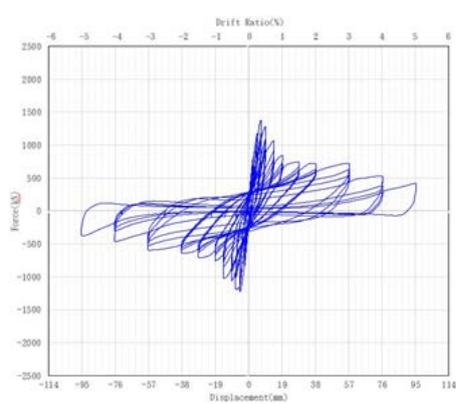
C50W6、C50W6DV 為模擬高樓結構物構件尺寸的試體，將兩座含牆構架試體之破壞包絡線重疊進行分析，如圖 8 所示。由破壞包絡線可以看到，破壞包絡線在前期會有一較大的峰值，表示牆板與邊界構材互制所激發出的強度，隨後會進入韌性平台，代表在牆板破壞後含牆構架的強度會由邊界柱所提供。在試體最大強度上，C50W6 強度比 C50W6DV 強度多了 1.26 倍，但在韌性平台的強度上來看，兩者強度相差不大，也就是說槽縫切削處理讓高樓含牆構架之牆板所激發的強度下降，但對邊界柱強度影響不大。在韌性平台的強度上來看，槽縫切削處理並沒有使高樓含牆構架的位移能力增加。試體勁度方面由圖 8 可知，因槽縫切削的影響，C50W6DV 的勁度與 C50W6 相比略微下降。C35W6、C35W6DV 為模擬中高樓結構物構件尺寸的試體，將兩座含牆構架試體之破壞包絡線重疊進行分析，如圖 9 所示。由破壞包絡線可以看到，破壞包絡線在前期會也有一極大的峰值，隨後一樣會進入韌性平台。在試體最大強度上，C35W6 強度比 C35W6DV 強度多了 1.38 倍，顯示牆板槽縫切削使 RC 牆在極限強度點的強度貢獻減少了。從韌性平台來看，槽縫切削處理有很明顯延長韌性平台的效果，但兩者韌性平台的強度相差不大，因此牆板槽縫切削並未損及構架強度卻提升了含牆構架的韌性。試體勁度方面由圖 9 可知，因槽縫切削的影響，C35W6DV 的勁度較 C35W6 有略微降低的情況。

C20W6、C20W6DV 為模擬低矮樓結構物構件尺寸的試體，將兩座含牆構架試體之破壞包絡線重疊進行分析，如圖 10 所示。由 C20W6 破壞包絡線可以看到，破壞包絡線在極限強度後幾乎沒有韌性平台，這是因為邊界柱與牆板同時受到剪力破壞，但從 C20W6DV 的破壞包絡線來看，極限強度後在 Drift Ratio 0.5%~0.75% 有一小段的韌性平台，顯示牆板槽縫切削對於低矮型含牆構架之韌性發展確實有幫助。在試體最大強度上，C20W6 強度比 C20W6DV 強度多了 1.38 倍。在試體勁度方面由圖 10 可知，因槽縫切削的影響，C20W6DV 的勁度與 C20W6 相比有略微下降的情況。

C20W6DH 此試體尺寸為模擬試體灌漿不實或牆面不連續的情況，將之與模擬低矮樓結構物構件尺寸試體 C20W6 的破壞包絡線重疊進行分析，如圖 11 所示。從破壞包絡線可以看到 C20W6DH 不管是在強度還是變形能力都與 C20W6 有一較大的差距，因為水平切槽縫，使牆版順著槽縫處脫開滑動，而槽縫以下的牆體大致完整無破壞，因此對構架柱提供高度束制，造成柱頂形成極短柱，因此形成早夭，此現象顯示進行補強工程時，RC 牆灌漿填實度不佳對於含牆構架之強度及變形能力影響很大。

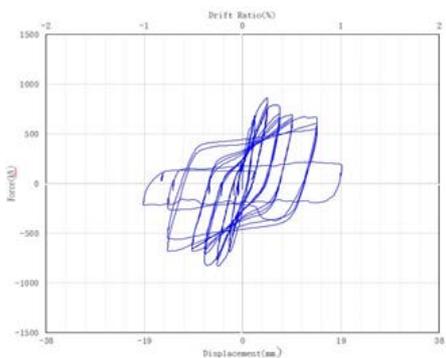


(b) C50W6DV 試驗終止照片



(d) C50W6DV 試驗終止照片

圖 7 試體遲滯迴圈和試驗中止時之照片



(f) C50W6DV 試驗終止照片

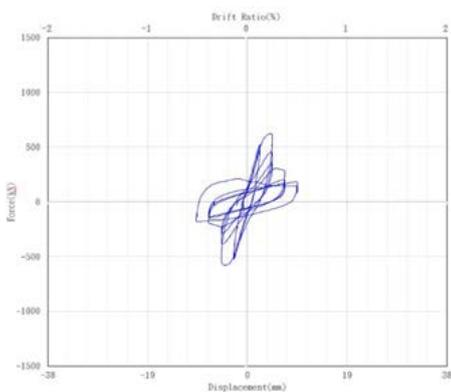


圖 7 試體遲滯迴圈和試驗中止時之照片(續)

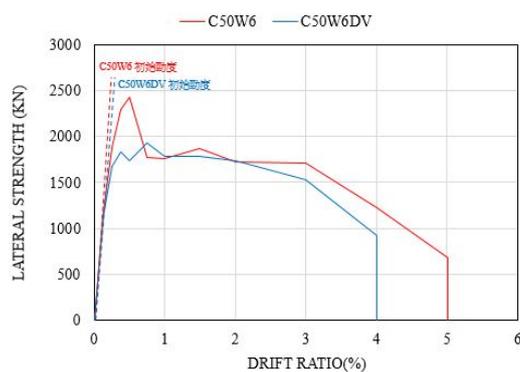


圖 8 C50W6、C50W6DV 破壞包絡線比較

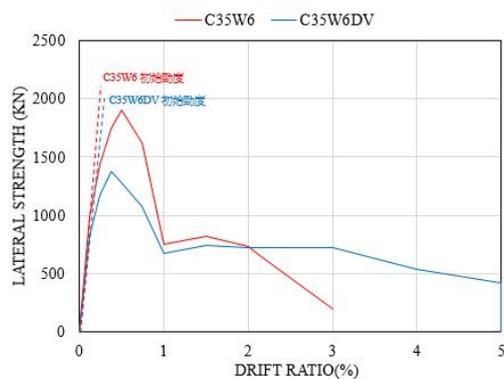


圖 9 C35W6、C35W6DV 破壞包絡線比較

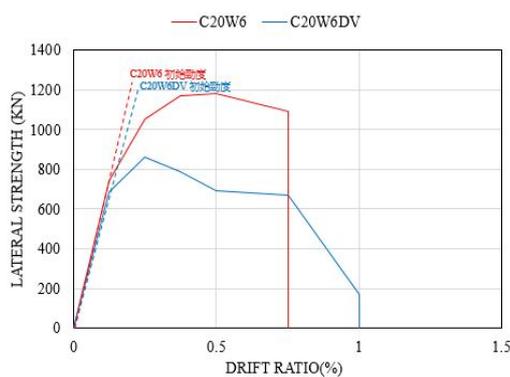


圖 10 C20W6、C20W6DV 破壞包絡線比較

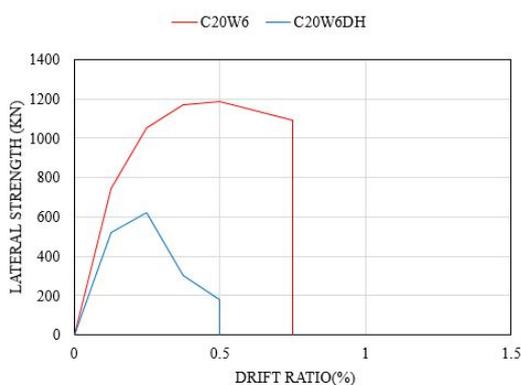


圖 11 C20W6、C20W6DH 破壞包絡線比較

相關著作：

本研究部分內容發表於 The 12th International Symposium of SSMS 2019，會議地點在日本東京市，會議時間為 2019 年 9 月 10 日至 2019 年 9 月 13 日。

鋼骨層間梁補強工法研究

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：鋼骨層間梁補強工法研究(I)~(III)

計畫編號：MOST 108-2221-E-027-006

計畫主持人：黃昭勳

參與人員：連柏正、林宜新

試驗期間：108 年 06 月至 109 年 01 月

試驗地點：國家地震工程研究中心台北實驗室反力牆及強力地板系統

試驗目的：

為解決都會區(中高層)建築物外員緊鄰地界線、無法進行擴柱施工的問題，本研究沿用先前「層間梁結合擴柱工法」之力學原理提出「鋼骨層間梁補強工法」。其構想乃是在不進行擴柱的情況下，以鋼梁代替 RC 梁作為層間梁、並以預力或包覆方式將鋼梁與現有之 RC 柱進行剛性連接。藉由鋼梁(端部)在地震中構架側向變位所產生之抵抗彎矩分攤既有 RC 柱底端所承受之彎矩，繼而提高建築物之耐震能力。

試驗規劃：

為確保梁柱接頭足以抵抗鋼梁降伏所產生之彎矩需求，本研究中首先需規劃適當之鋼梁-既有 RC 柱接頭，其中第一年度所測試的乃是「預力式」梁柱接頭。圖 1(a)所示為試驗所用之 RC 柱斷面 (80 cm × 80 cm)，其中主筋及橫向鋼筋之材質均為 SD420W，混凝土強度則為 210 kgf/cm²。鋼梁斷面為 H440 × 300 (見圖 1(b))，材質則為 SN400YB。為測試不同接合形式之接頭強度，本研究中分別為以 (摩阻型) 螺栓接合(見圖 1) 與(全滲透) 銲接 (見圖 2) 兩種方式連接鋼梁端部與端座。為確保破壞不會發生在鋼梁端座，端座鋼板係以強度較高之 SN490B 鋼材製作，並分別於試體 1(螺栓接合) 鋼梁端部之翼板連接板與試體 2(銲接接合)鋼梁端部之翼板本身進行鑽孔(見圖 2 及圖 3)以控制鋼梁端部之降伏彎矩。預力螺桿則採用 ASTM A193 Gr.B7。

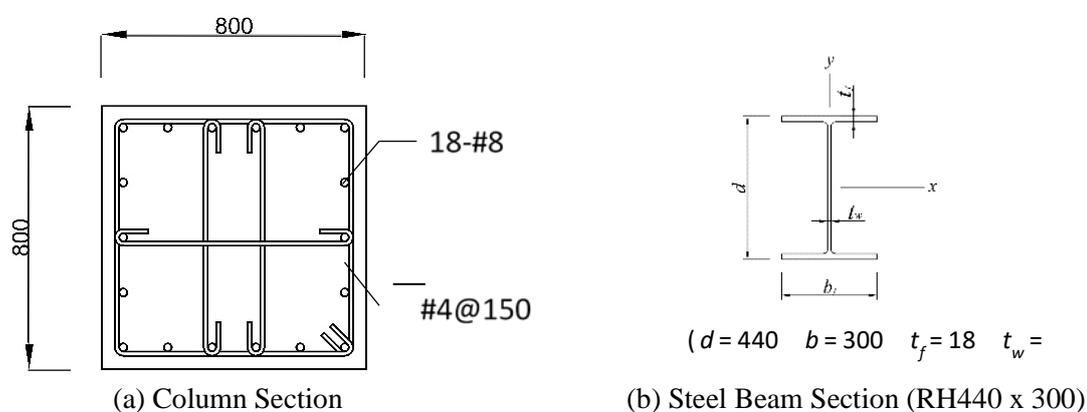


圖 1 本研究中所採用之 RC 柱及鋼梁斷面 (單位:mm)

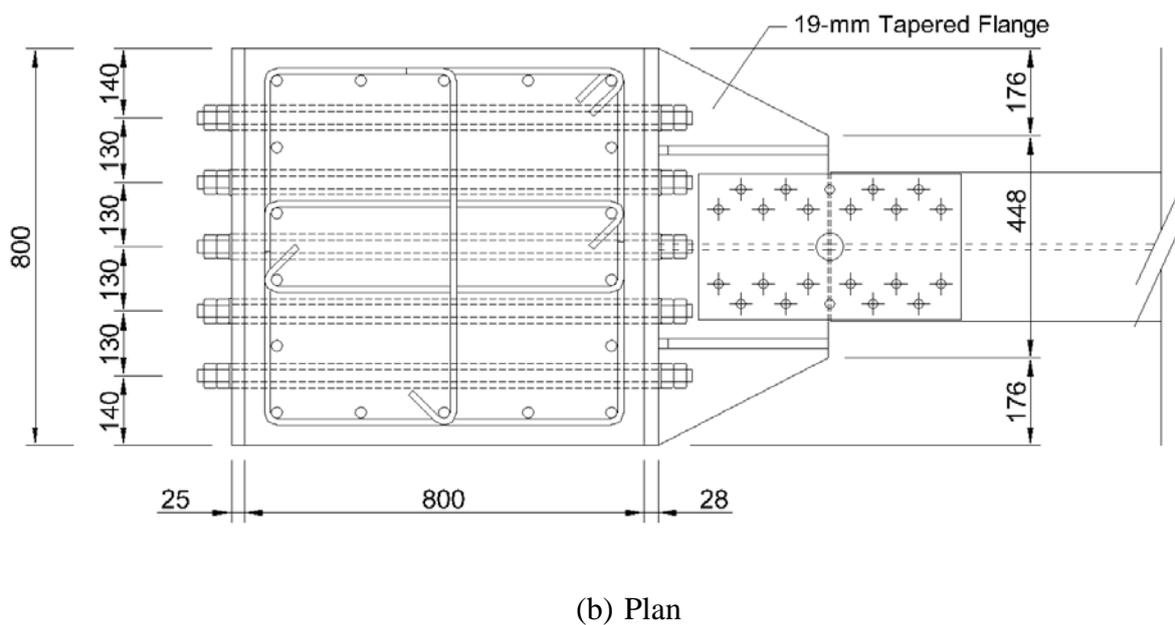
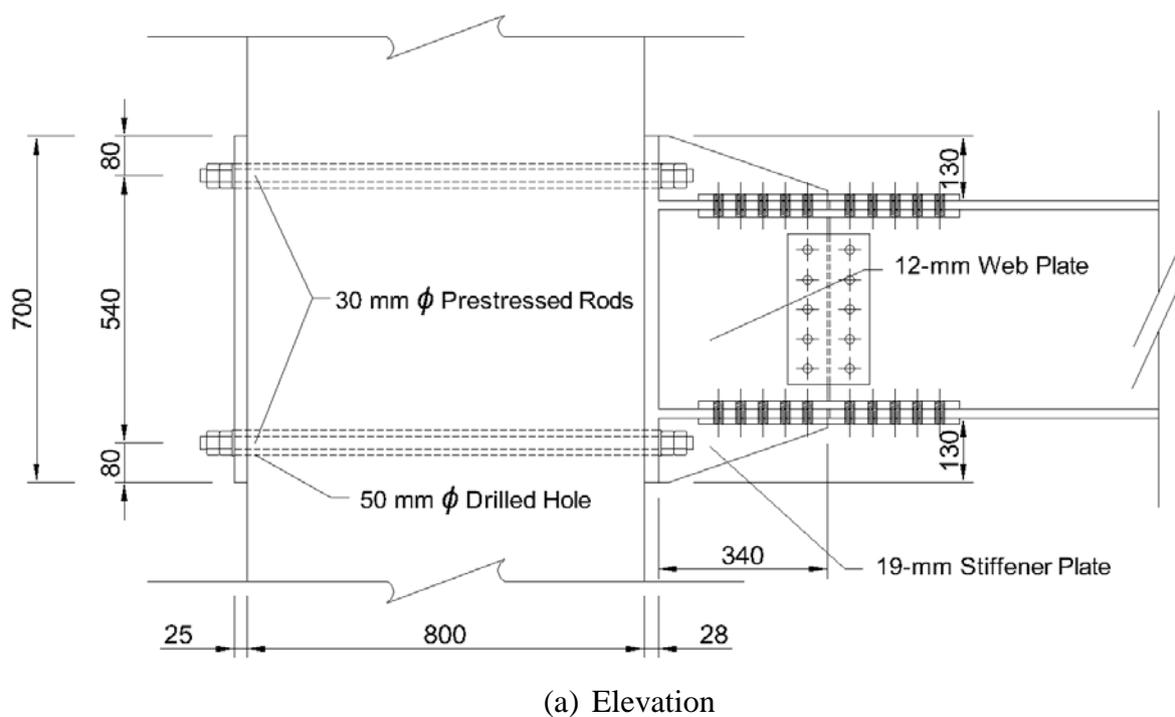
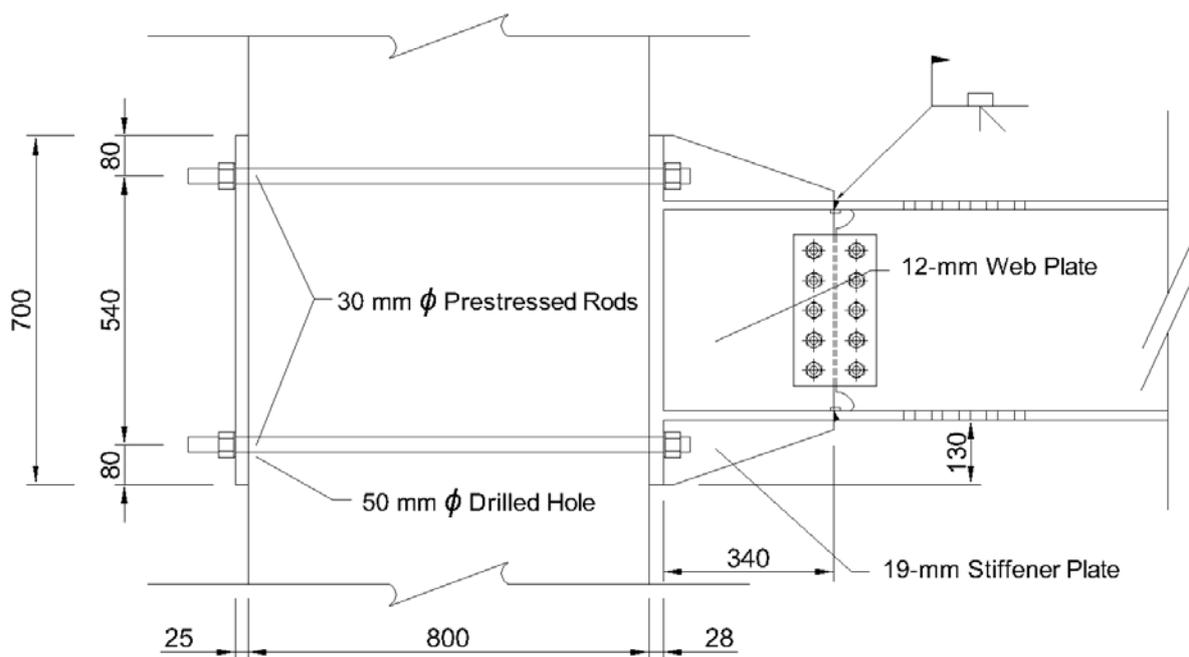
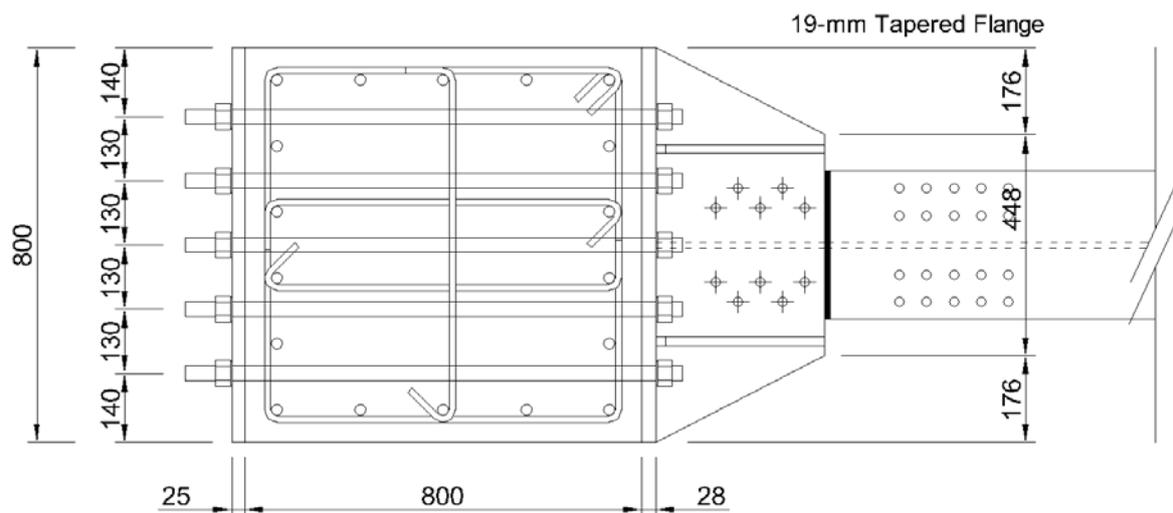


圖 2 試體 SB1 層間梁與 RC 柱接合方式 (摩阻型螺栓接合)



(a) Elevation



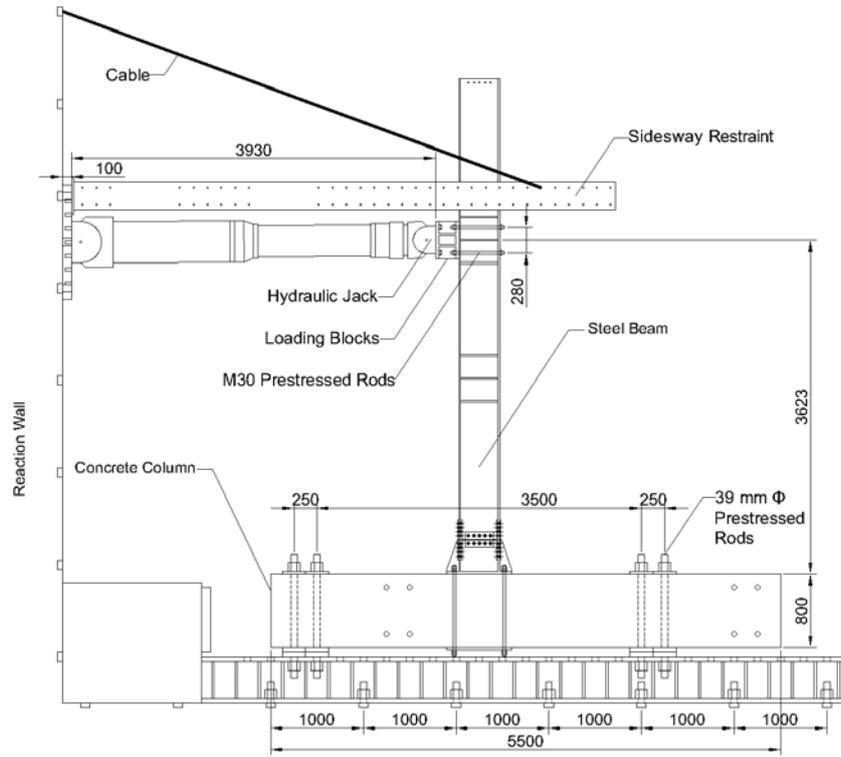
(b) Plan

圖 3 試體 SB2 層間梁與 RC 柱接合方式 (全滲透銲接接合)

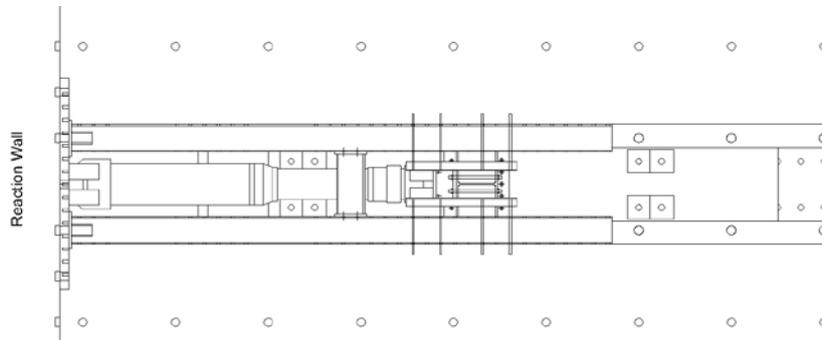
試驗佈置：

本研究之試驗佈置如圖 4 所示。其中 RC 柱係以水平方式固定於試驗場之鋼床上，鋼梁

端座則是以螺桿穿過 RC 柱斷面 (螺栓通道須避開柱體內現有之鋼筋)、再以預力將其與柱體背側之鋼板鎖固 (見圖 2 及圖 3)。鋼梁上方則連接液壓千斤頂，並以水平方向進行反覆循環加載 (見圖 5) 以模擬層間梁在地震力作用下之受力行為。此外為觀察試體各部位之應變，RC 柱主筋、箍筋、層間梁接頭附近、及預力螺桿均貼附應變計，梁柱接頭及鋼梁塑鉸區並塗佈石膏漆以顯示其變形狀態。



(a) Elevation



(b) Plan

圖 4 試驗佈置

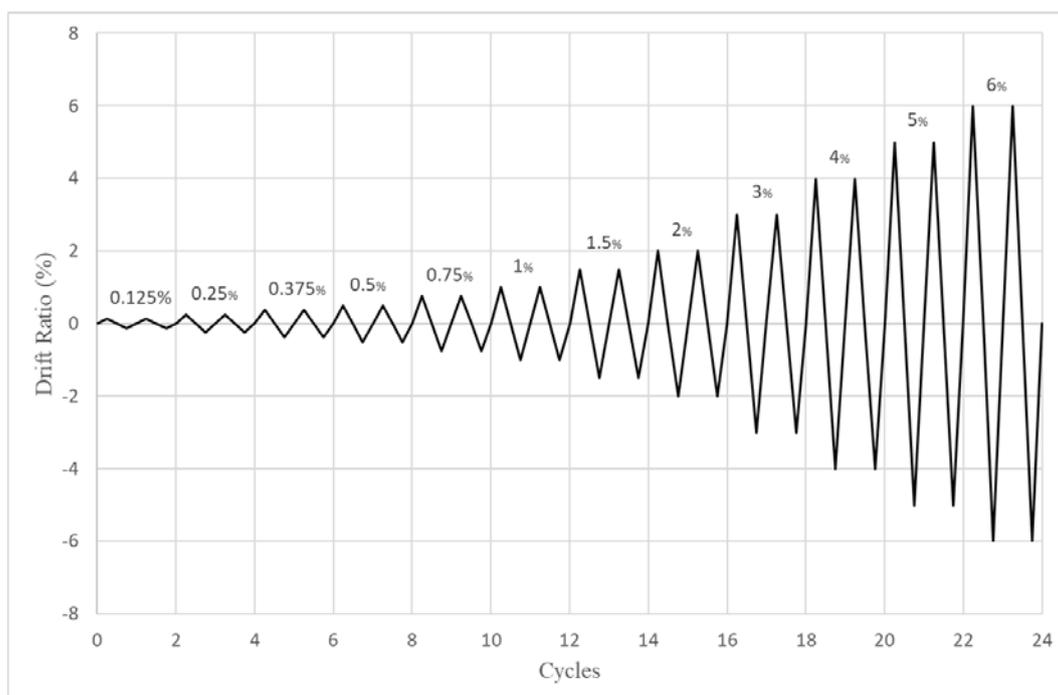


圖 5 側力加載循環

試驗結果：

試體 SB1 在反向循環載重下之受力-變形曲線如圖 6 所示。我們觀察到試體在梁端位移 $\Delta = -27.2 \text{ mm}$ ($DR = -0.75\%$) 時，(受拉側) 連結板與翼板之固定螺栓突然出現滑移、並造成側向力下降，此時側向載重剛超過連接板之降伏強度。在後續加載過程中，上述翼板螺栓滑移的現象持續出現，導致試體無法發揮預期(降伏)強度；直到所有翼板螺栓均充分滑移、翼板力學傳遞機制轉換為承壓模式後，試體之側向強度才再度提升，並於梁端位移 $\Delta = 181 \text{ mm}$ ($DR = 5\%$) 時，翼板內側之連接板發生斷裂(見圖 7) ($|V|_{\max} = 286.6 \text{ kN}$)。

由於試體 SB2 (於鋼梁翼板與端座間) 採用全滲透焊接，因此避開了上述螺栓滑移問題；加上預設的塑鉸區範圍 (翼板鑽孔區長度) 較大、使得降伏變形較為平均、並呈現出較佳的強度及韌性。圖 8 所示為試體 SB2 在反向循環載重下之受力-變形曲線，我們可以發現其最大強度 ($|V|_{\max} = 310.1 \text{ kN}$) 雖與試體 SB1 ($|V|_{\max} = 286.6 \text{ kN}$) 差異不大，但其在 Life Safety 階段 ($DR = 1\sim 2\%$) 所提供的強度及韌性 ($DR_{\max} = 6\%$) 均高於 SB1 ($DR_{\max} = 5\%$ with $V \geq 0.8V_{\max}$)，此外其破壞模式亦屬於韌性較佳之降伏挫屈 (見圖 9)。

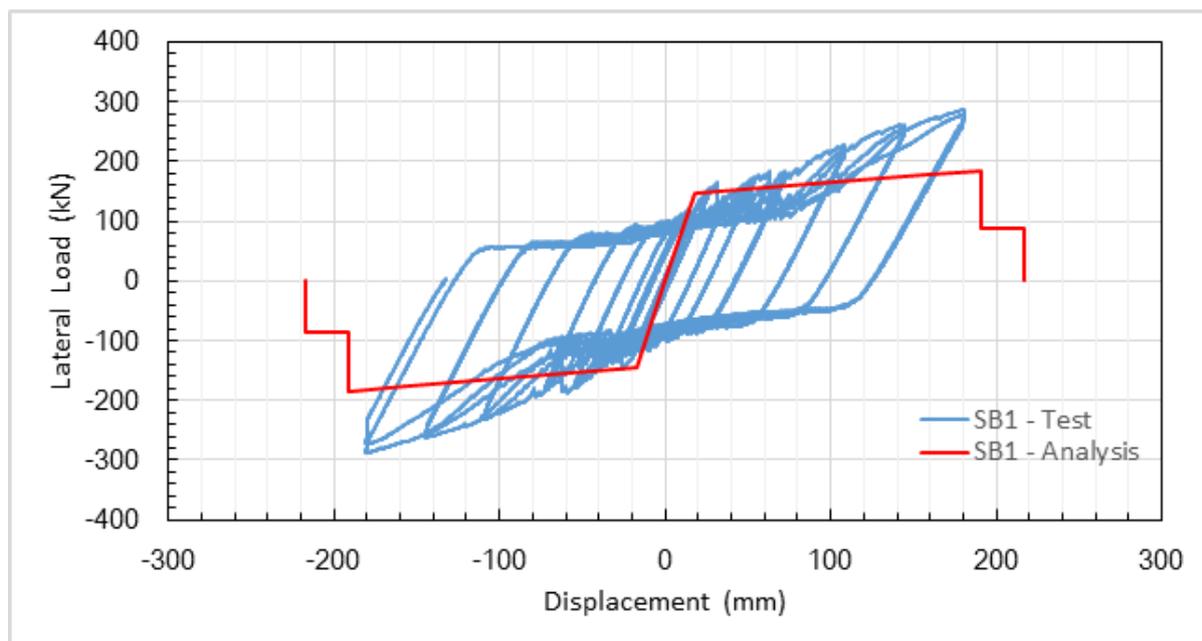


圖 6 試體 SB1 受力-變形曲線



圖 7 試體 SB1 翼板內側連接板斷裂 ($DR = 5.0\%$)

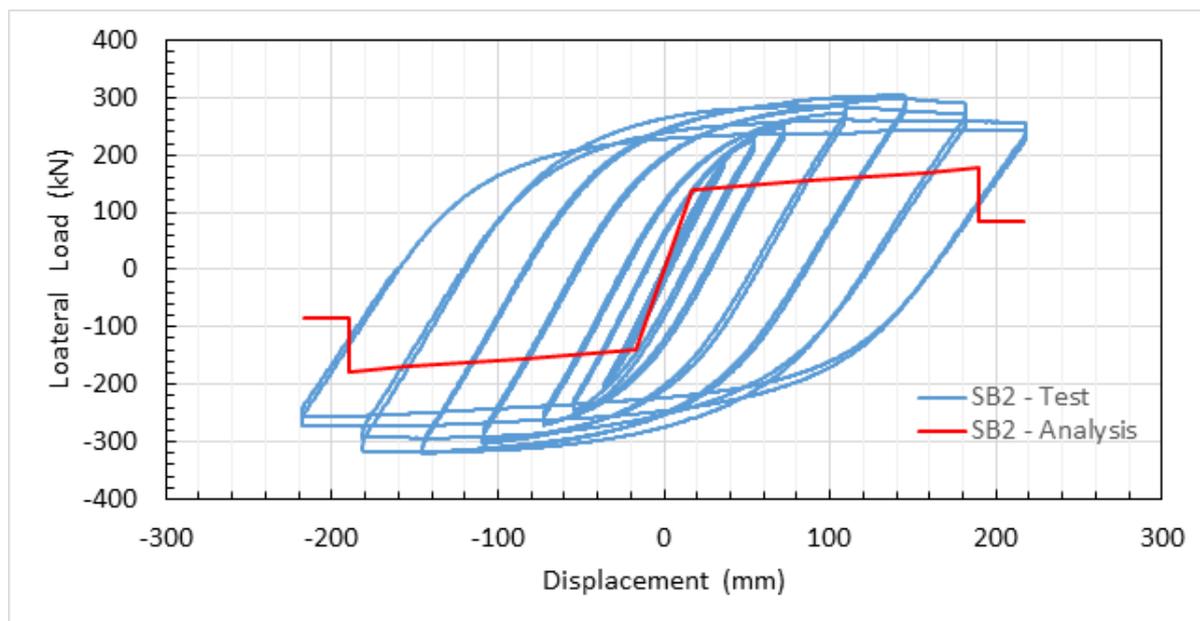


圖 8 試體 SB2 受力-變形曲線



圖 9 試體 SB2 鋼梁翼板降伏挫屈 (DR = 6.0%)

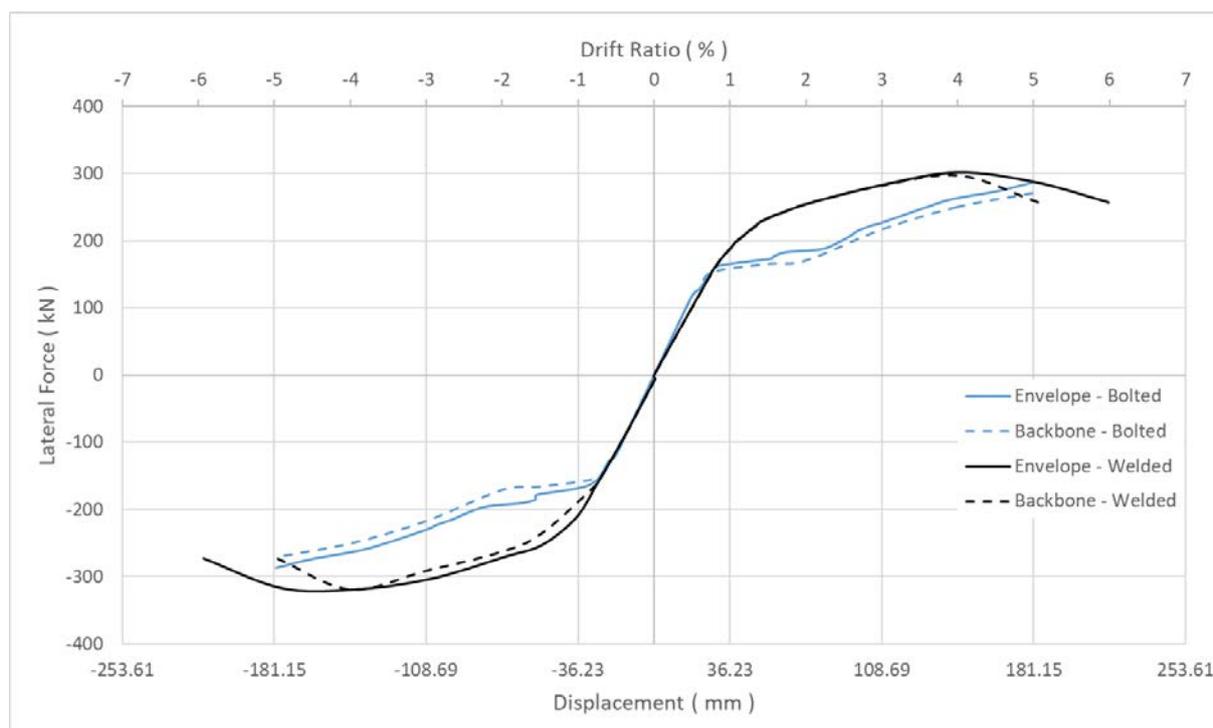


圖 10 試體之強度包絡線及脊骨曲線

相關著作：

1. 連柏正，鋼骨層間梁補強工法研究，碩士論文，國立台北科技大學土木與防災研究所，臺北，2020
2. 本研究結果已投稿至17th World Conference on Earthquake Engineering (17WCEE) 並獲接受（已收錄於研討會論文集），論文題目為”Behaviors of Prestressed Steel Beam-Concrete Column Joints Under Reversed Cyclic Loading”，作者為 C.H. Huang (黃昭勳) 及 B.C. Lian (連柏正)。上述研討會原訂於於2020年9月於日本仙台舉辦，因疫情延期至2021年9月27日~10月2日。

鋼筋混凝土撓曲桿件往復載重下之變形能力

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：鋼筋混凝土撓曲桿件往復載重變形能力研究

計畫編號：108-2221-E-011-009

計畫主持人：鄭敏元

參與人員：Jessica Gitomarsono

聯絡電郵：minyuancheng@mail.ntust.edu

試驗期間：108 年 09 月至 12 月

試驗地點：台北反力牆及強力地板系統

試驗目的：

根據目前設計理念(ASCE 7-16, 2017)，在大地震力作用下，鋼筋混凝土抗彎矩構架會發展出非線性反應，惟此非線性反應主要是由梁桿件貢獻以確保結構物穩定。因此，鋼筋混凝土撓曲桿件的側力強度與最大變形能力對結構物功能性的評估是非常重要的參數。過去許多文獻顯示鋼筋混凝土構件之側力強度隨其變形量增加而降低，根據作者的了解，這個強度衰減的概念首先是由 Wight 與 Sozen (1975) 提出，根據十二組柱試體測試結果，Wight 與 Sozen (1975) 指出強度衰減的機制與混凝土保護層剝落、壓碎，橫向鋼筋的降伏，以及沿著斜向裂縫混凝土磨損有關，該文獻建議橫向鋼筋的設計應提供柱最大撓曲強度下所發展之所有剪力。根據此文獻，ACI 318-83 (ACI Committee 318, 1983) 於附錄內要求鋼筋混凝土撓曲桿件之標稱剪力強度 (V_n)，僅等於橫向鋼筋提供之剪力強度 (V_s)，即假設混凝土剪力強度 (V_c)，為零。此設計條款於 ACI 318-89 (ACI Committee 318, 1989) 移至規範本文並沿用至今。儘管保守，使用此設計之梁桿件具有多少變形能力並不明確。過去有許多模型被提出用以評估鋼筋混凝土構件變形能力，Sezen 與 Moehle (2004) 根據五十一組柱測試結果提出剪力衰減模型如式(1)所示，其中 A_g 表示斷面面積， k 是強度折減因子與位移韌性有關， A_v 是橫向鋼筋在間距 s 內之面積， a 是剪力跨距， d 是有效深度， f_c' 是混凝土壓力強度， f_{yt} 是橫向鋼筋降伏強度，而 P 是軸壓大小。之後，Elwood 與 Moehle (2005) 發現式(1)在其他變數相同的情化下、柱軸壓增加會得到較大的變形能力，此結果與實驗數據與理論基礎不符，在重新評估不同設計參數後，Elwood 與 Moehle (2005) 提出另一柱變形能力評估模型如式(2)所示，其中 A_v 是橫向鋼筋在間距 s 內之面積， b 是柱寬， v 是最大強度下 (V_{test}) 之剪應力值 V_{test}/bd ， P 是軸力， A_g 表示斷面面積，而 f_c' 則是混凝土壓力強度。

$$V_n = kV_s + kV_c = k \frac{A_v f_{yt} d}{s} + k \frac{6\sqrt{f_c'}}{a/d} \sqrt{1 + \frac{P}{6\sqrt{f_c'} A_g}} 0.8A_g \text{ (psi)} \quad \text{式(1)}$$

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{3}{100} + 4 \frac{A_v}{bs} - \frac{1}{500} \frac{v}{\sqrt{f_c'}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f_c'} \geq \frac{1}{100} \text{ (psi)} \quad \text{式(2)}$$

近期，Choi 與 Park (2010) 針對鋼筋混凝土梁以理論方式發展出一變形能力評估模型，此模型需要建構剪力需求與剪力強度兩條曲線，該文獻提供得到兩曲線的詳細過程，而構件最大變形量可由需求與強度曲線的交點、撓曲壓力破壞點、鋼筋挫曲點、與鋼筋拉斷點所對應的最小位移量決定。比對三十組承受單向或往復載重之梁測試結

果，該模型似乎可以理想的預測梁最大變形量。

在日本，鋼筋混凝土構件的剪力強度設計公式同時考慮桁架與拱機制(AIJ, 1997)，在非塑角區、即不預期有非線性行為產生的地方，所得構件計算剪力強度是一定值，但在塑角區，構件剪力強度隨著構件變形轉角增加而遞減，此設計方式可以得到設計剪力強度與塑角轉角關係圖，若剪力需求曲線可以求得，則兩條曲線交點即是構件最大變形量。儘管文獻提供不同變形能力評估模型，但並不清楚這些模型是否適用於符合目前設計規範之撓曲桿件(ACI Committee 318, 2019)，就性能設計而言，鋼筋混凝土梁變形能力極為重要，因此本研究希望就符合現行規範之鋼筋混凝土梁、提供更多變形能力之相關資訊，本研究總共測試九組梁試體，每組試體均承受往復載重，主要測試變數包含：(1)剪應力需求，根據試體可能彎矩強度計算、與(2)橫向鋼筋間距， s ，根據測試結果，本研究討論測試變數對試體變形能力影響、評估部分前面段落引用之變形能力評估模型適用性、最後呈現本研究初步建議之變形能力模型。

表 1 試體設計參數

Specimen Name	Shear span ratio ⁽¹⁾ (a/d)	Shear demand $\frac{V_{Mpr}}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ (psi) (MPa)	Transverse reinforcement spacing, in. (mm)	$\frac{s}{d_b}$	$\frac{V_s}{V_{Mpr}}$
L6_2.0	2.0	2.0 (0.2)	6 (150)	6	1.3
L5_2.0	2.0	2.0 (0.2)	5 (125)	5	1.5
L4_2.0	2.0	2.0 (0.2)	4 (100)	4	1.9
M6_2.0	2.0	5.0 (0.4)	6 (150)	6	1.3
M5_2.0	2.0	5.0 (0.4)	5 (125)	5	1.5
M4_2.0	2.0	5.0 (0.4)	4 (100)	4	1.9
H6_2.0	2.0	8.0 (0.7)	6 (150)	6	1.0
H5_2.0	2.0	8.0 (0.7)	5 (125)	5	1.3
H4_2.0	2.0	8.0 (0.7)	4 (100)	4	1.6

(1) a is the shear span, distance from the lateral force application center to the base block; d is the effective depth, calculated as 90% section height ($0.9h$) here in this table.

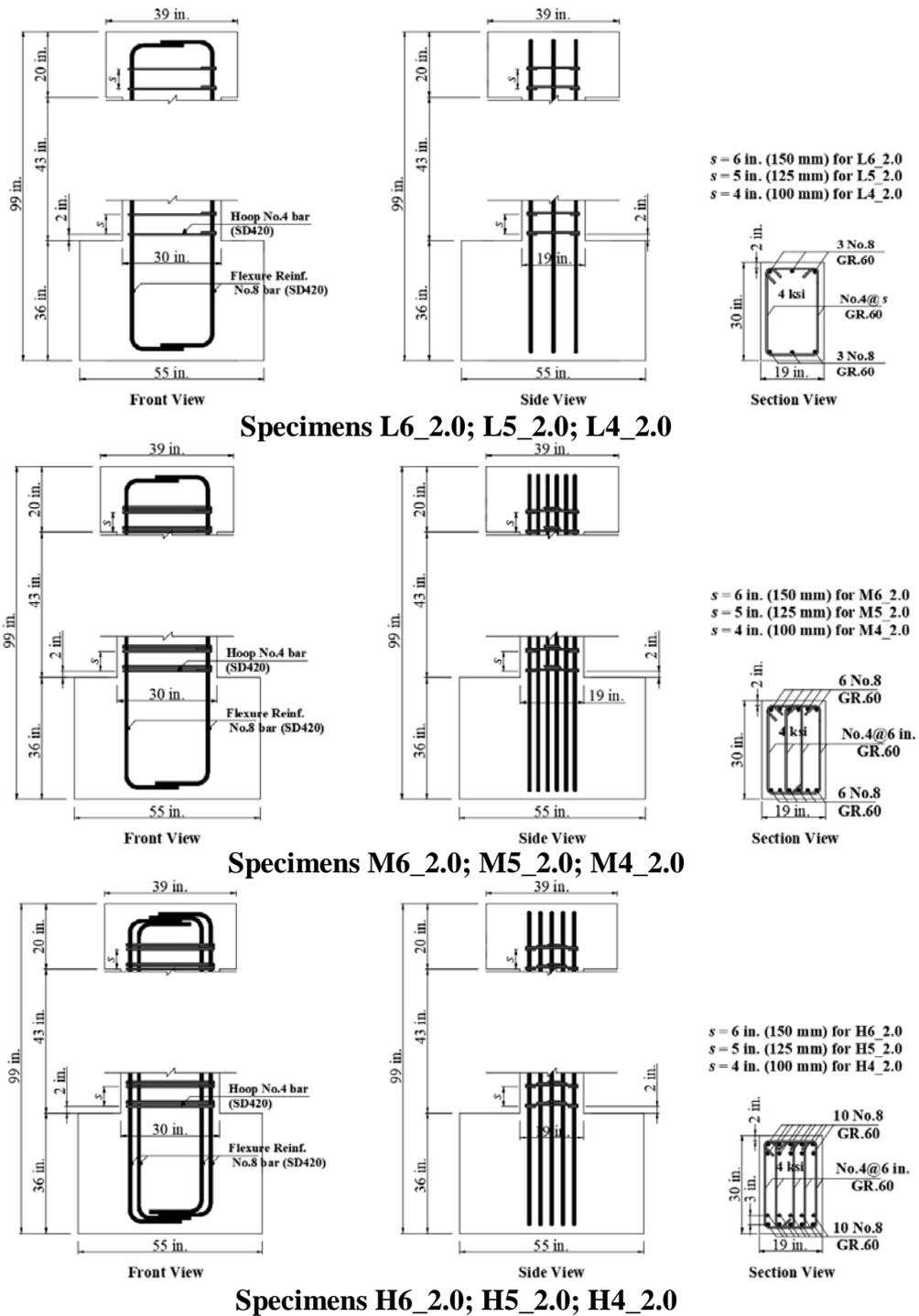


圖 1 試體配筋(1 in. =25.4 mm)

試體設計與試驗佈置：

測試試體的主要設計參數如表一所示，所有試體斷面尺寸相同 19 x 30 in. (480 x 750 mm)，試體在設計時使用標稱強度 4000 psi (27.6 MPa) 混凝土以及 Grade 60 鋼筋，每組試體包含三個部分：頂部混凝土塊、梁試體、以及底部混凝土塊，試體以直立方式測試，實驗配置意讓試體產生單曲率變形，底部混凝土塊由四支高強度螺桿固定於強立樓版上，側向往復載重則是透過 2 支 220 kips (100 tonf) 制動器加載於頂部混凝土塊。所有試體剪

力跨距， a ，由側力施力中心到梁底的距離是 53 in. (1350 mm)，此剪力跨距提供所有試體 a/d 比約 2.0；其中 d 為斷面有效深度。

試體縱向鋼筋(Grade 60 八號筋)是根據目標剪力需求而設計，此處目標剪力需求係由 V_{Mpr}/b_wd 計算，其 V_{Mpr} 表示對應梁底發展出可能彎矩強度 M_{pr} 所對應之剪力，九組試體均勻的分成三組，每一組之目標剪力需求分別為 $2\sqrt{f'_c}$ (psi) [$0.17\sqrt{f'_c}$ (MPa)]、 $5\sqrt{f'_c}$ (psi) [$0.4\sqrt{f'_c}$ (MPa)] 與 $8\sqrt{f'_c}$ (psi) [$0.7\sqrt{f'_c}$ (MPa)]，而在每組三個試體中，橫向鋼筋(Grade 60 四號筋)則分別是 6 in.(15 cm)、5 in.(12.5cm)、and 4 in.(10cm)。圖 1 顯示試體配筋細部，實驗配置與載重歷時可參見圖 2 與 3。

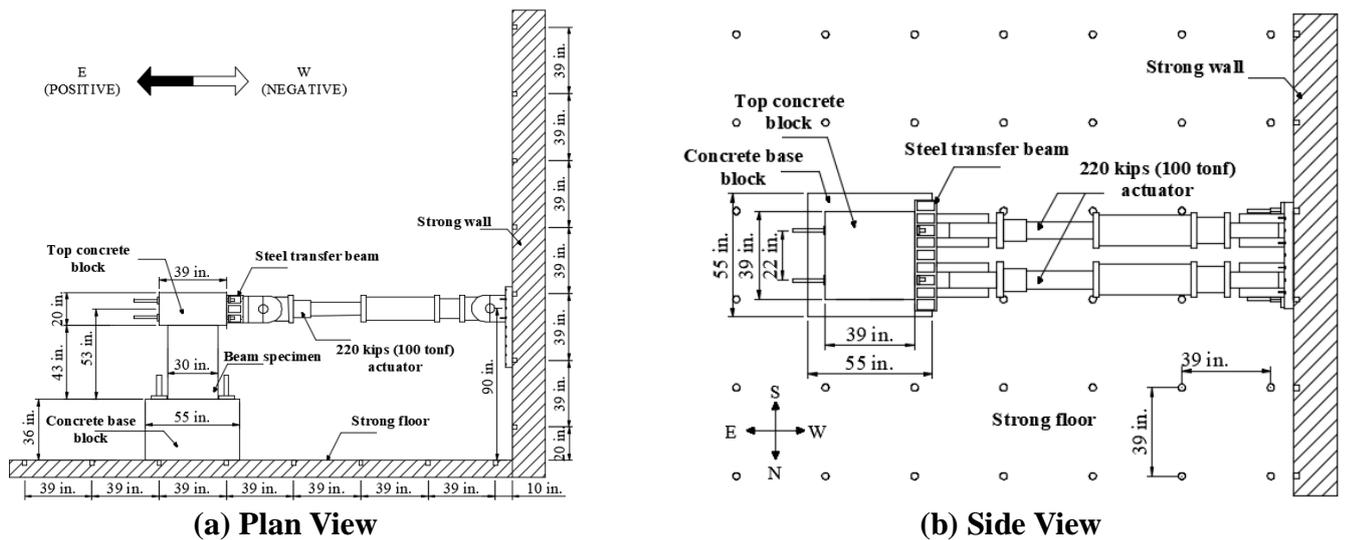


圖 2 測試配置 (1 in. =25.4 mm)

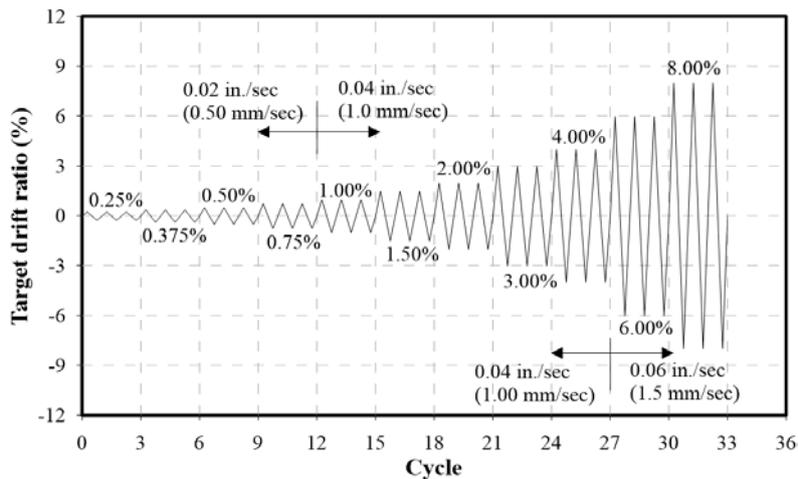


圖 3 加載歷時

試驗結果：

-材料

表二顯示鋼筋與混凝土材料強度測試結果，其中混凝土強度係由四組 4 in. x 8 in. (100 mm x 200 mm) 圓柱試體平均求得，而鋼筋強度則是透過符合 ASTM A370(2020) 直拉試驗決定，不同號數不同運送批次之鋼筋均取樣長度至少 24 in. (600 mm) 鋼筋試片三組，表二內直拉試驗結果是三組鋼筋試片的平均值。

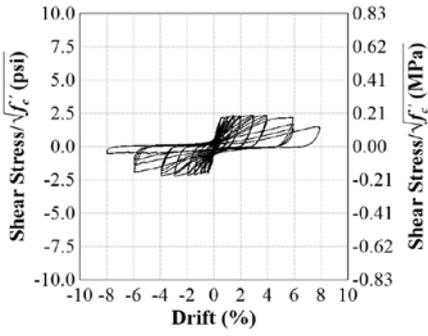
表 2 材料測試結果

Specimen	Longitudinal Reinforcement			Transverse Reinforcement			f'_c , ksi (MPa)
	Size	f_y , ksi (MPa)	f_u , ksi (MPa)	Size	f_y , ksi (MPa)	f_u , ksi (MPa)	
L6_2.0	No. 8 (D25)	65.7 (453.2)	85.5 (589.4)	No. 4 (D13)	67.2 (463.5)	85.2 (587.2)	5524 (38.1)
L5_2.0	No. 8 (D25)	65.7 (453.2)	85.5 (589.4)	No. 4 (D13)	67.2 (463.5)	85.2 (587.2)	6037 (41.6)
L4_2.0	No. 8 (D25)	65.7 (453.2)	85.5 (589.4)	No. 4 (D13)	67.2 (463.5)	85.2 (587.2)	6120 (42.2)
M6_2.0	No. 8 (D25)	66.0 (455.4)	86.0 (592.7)	No. 4 (D13)	67.2 (463.5)	85.2 (587.2)	5289 (36.5)
M5_2.0	No. 8 (D25)	65.7 (453.2)	85.5 (589.4)	No. 4 (D13)	67.2 (463.5)	85.2 (587.2)	5102 (35.2)
M4_2.0	No. 8 (D25)	69.8 (481.3)	89.2 (614.9)	No. 4 (D13)	67.2 (463.5)	85.2 (587.2)	5658 (39.0)
H6_2.0	No. 8 (D25)	65.7 (453.2)	85.5 (589.4)	No. 4 (D13)	67.2 (463.5)	85.2 (587.2)	3773 (26.0)
H5_2.0	No. 8 (D25)	65.7 (453.2)	85.5 (589.4)	No. 4 (D13)	67.2 (463.5)	85.2 (587.2)	4538 (31.3)
H4_2.0	No. 8 (D25)	65.7 (453.2)	85.5 (589.4)	No. 4 (D13)	67.2 (463.5)	85.2 (587.2)	4219 (29.1)

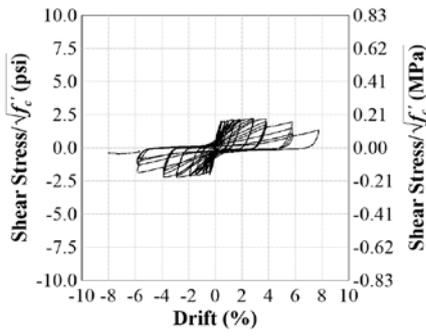
—試體遲滯迴圈

各試體遲滯迴圈如圖 4 所示，其中縱座標表示正規化剪應力、橫坐標表示修正層間變位角，正規化剪應力由制動器側力除以 $b_w d$ 與圓柱試體根號強度而得，有效深度 d 這理使用由斷面壓應立外緣至最外側拉力鋼筋中心距離，修正層間變位角是修正底部混凝土塊轉角後之施力中心與底部混凝土塊相對位移。

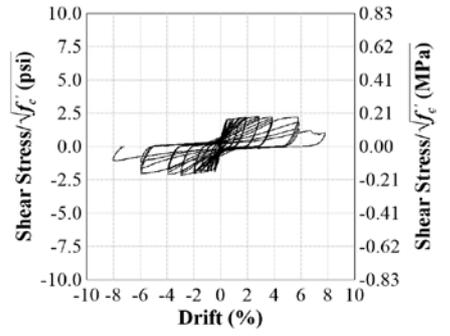
所有試體主要測試結果記錄於表三內，試體最大變形量 d_u 係由以下準則所得較小值決定：(1)力量-位移包絡線上對應力量由極值損失 20%的位移，(2)在該位移量下力量損失 20%且下一個位移量之側力更低。就本研究所探討之兩種設計參數而言，由圖 4 與表 3 可知剪應力需求對試體最大變形量 d_u 影響較為顯著，試體最大變形量隨著剪應力需求增加而減少，增加橫向鋼筋量即縮小 s/d_b 似乎對試體最大變形量影響有限。



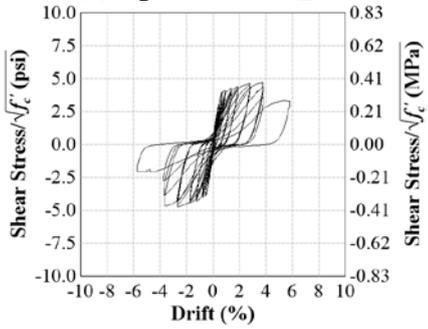
(a) Specimen L6_2.0



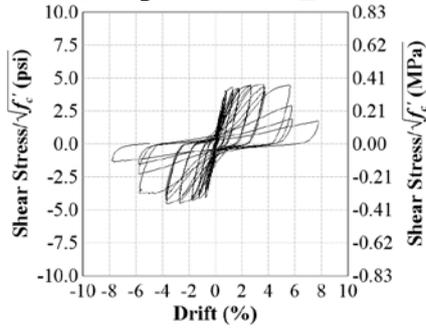
(b) Specimen L5_2.0



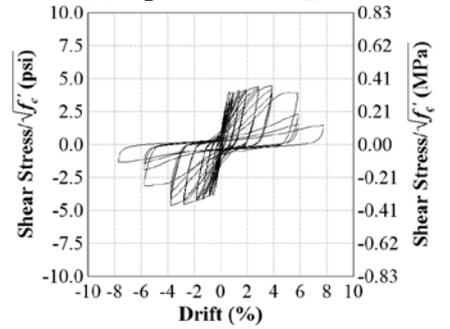
(c) Specimen L4_2.0



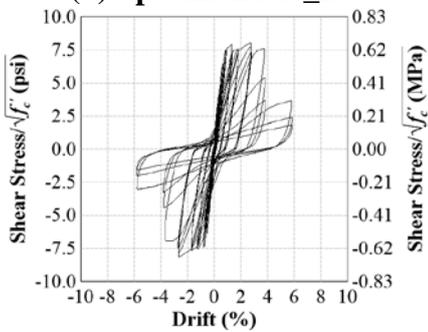
(d) Specimen M6_2.0



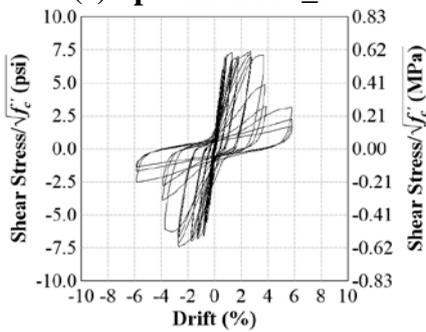
(e) Specimen M5_2.0



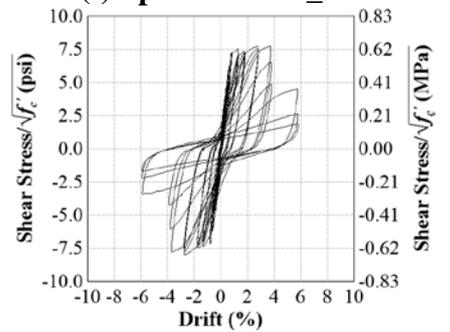
(f) Specimen M4_2.0



(g) Specimen H6_2.0



(h) Specimen H5_2.0



(i) Specimen H4_2.0

圖 4 遲滯迴圈

表 3 測試數據

Specimen	Loading direction	V_{peak} , kip (kN)	$V_{peak}/(b_w d \sqrt{f_c})$ psi (MPa)	d_{peak} , %	d_u , %
L6_2.0	East (+)	88.65 (395.14)	2.35 (0.20)	2.93	6.71
	West (-)	-84.22 (-374.63)	-2.23 (-0.19)	-2.92	-5.95
L5_2.0	East (+)	88.12 (391.97)	2.24 (0.19)	2.82	6.31
	West (-)	-87.86 (-390.81)	-2.23 (-0.19)	-2.88	-5.96
L4_2.0	East (+)	89.09 (396.30)	2.24 (0.19)	2.78	5.81
	West (-)	-86.75 (-385.86)	-2.19 (-0.18)	-2.94	-5.93
M6_2.0	East (+)	172.32 (766.54)	4.68 (0.39)	3.75	3.76
	West (-)	-175.37 (-780.09)	-4.76 (-0.40)	-3.64	-3.67
M5_2.0	East (+)	164.50 (731.75)	4.55 (0.38)	3.57	5.61
	West (-)	-164.71 (-732.66)	-4.55 (-0.38)	-3.66	-5.73
M4_2.0	East (+)	170.46 (758.24)	4.47 (0.37)	3.78	5.77
	West (-)	-175.59 (-781.06)	-4.61 (-0.38)	-3.76	-3.77
H6_2.0	East (+)	237.45 (1056.21)	8.03 (0.67)	2.74	3.73
	West (-)	-240.37 (-1069.21)	-8.13 (-0.67)	-2.66	-3.72
H5_2.0	East (+)	238.75 (1062.01)	7.37 (0.61)	2.70	3.71
	West (-)	-241.38 (-1073.73)	-7.45 (-0.62)	-2.68	-3.77
H4_2.0	East (+)	241.47 (1074.09)	7.73 (0.64)	3.72	3.74
	West (-)	-251.08 (-1116.88)	-8.03 (-0.67)	-2.72	-3.73

-模型評估

本研究使用三種過去文獻所提之變形能力評估模型來評估所有試體最大變形量 d_u ，包含 Elwood 與 Moehle 模型(2005)，Park 與 Choi 模型(2010)，與 AIJ 模型(1997)，對於 Park 與 Choi 模型(2010)與 AIJ 模型(1997)所需剪力需求曲線、本研究先求得斷面彎矩-曲率關

係，其中混凝土應力應變曲線根據 Park 與 Choi 建議如式 3 所示，式(3)曲線上升段主要參考 Hognestad (1951)，而線性遞減式係根據 Roy 與 Sozen (1986)，惟 $E_d = 0.5f'_c (\varepsilon_{50} - \varepsilon_0)$ 應是 Park 與 Choi (2010) 所建議， ε_0 是混凝土達到 f'_c 所對應之應變 (Collins et al., 1993)、 ε_{50} 指壓力自最大值損失 50% 所對應之應變取 0.004 (Legeron and Paultre, 2003)。除此之外，鋼筋在分析時假設完美彈塑性。取得斷面彎矩-曲率後，桿件轉角可由式(4)取得，其中 $l_h = 0.5ad/h$ 且限制 l_h 介於 $0.75d \leq l_h \leq d$ 之間 (JCI 1988; Lee and Watanabe, 2003)， ϕ_a 是求取轉角當下斷面曲率值、而 ϕ_y 則是最外層拉力鋼筋降伏所對應之曲率值。

$$\sigma_u(\varepsilon) = f'_c \left[2 \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \text{ for } \varepsilon \leq \varepsilon_0$$

$$\sigma_u(\varepsilon) = f'_c - E_d(\varepsilon - \varepsilon_0) \geq 0 \text{ for } \varepsilon > \varepsilon_0 \quad \text{式(3)}$$

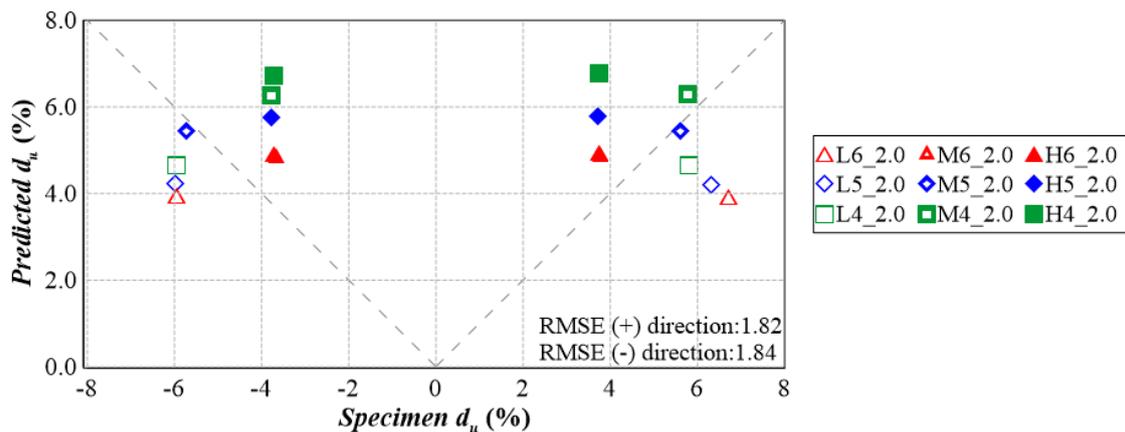
$$\varepsilon_0 = \frac{f'_c}{E_c} \left[\frac{n}{n-1} \right]; E_c = 3320 \sqrt{f'_c} + 6900 \text{ (MPa)}; n = 0.8 + f'_c / 17 \text{ (MPa)}$$

$$\theta = \phi_a(a/3) \text{ for } \phi_a \leq \phi_y \quad \text{式(4)}$$

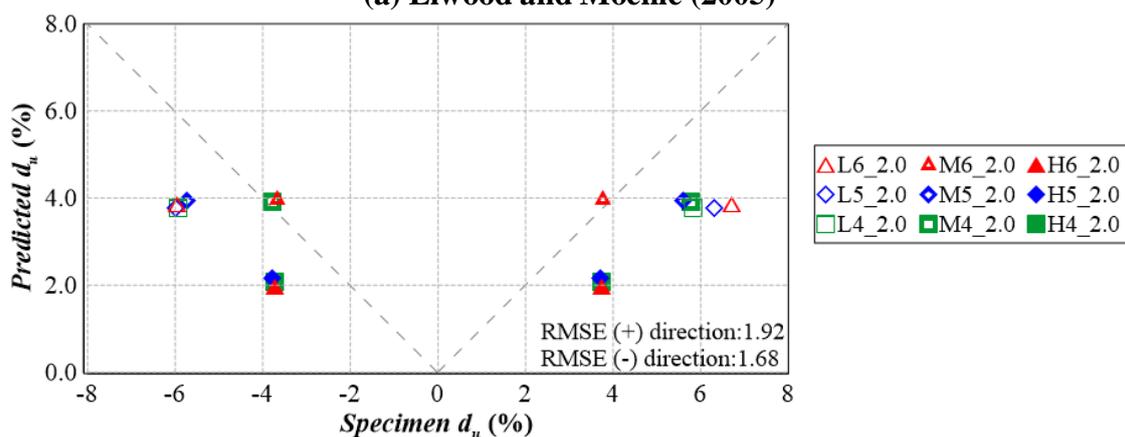
$$\theta = \phi_y(a/3) + (\phi_a - \phi_y)l_h \text{ for } \phi_a > \phi_y$$

三種模型評估試體最大變形量結果如圖 5(a)-(c) 所示，其結果似乎並不理想。根據以上比較，本研究提出一簡單變形量評估模型如式(5)所示，該模型主要參數取試體剪應力值，描述試體 d_u 與剪應力值成線性遞減關係如圖 6 所示。

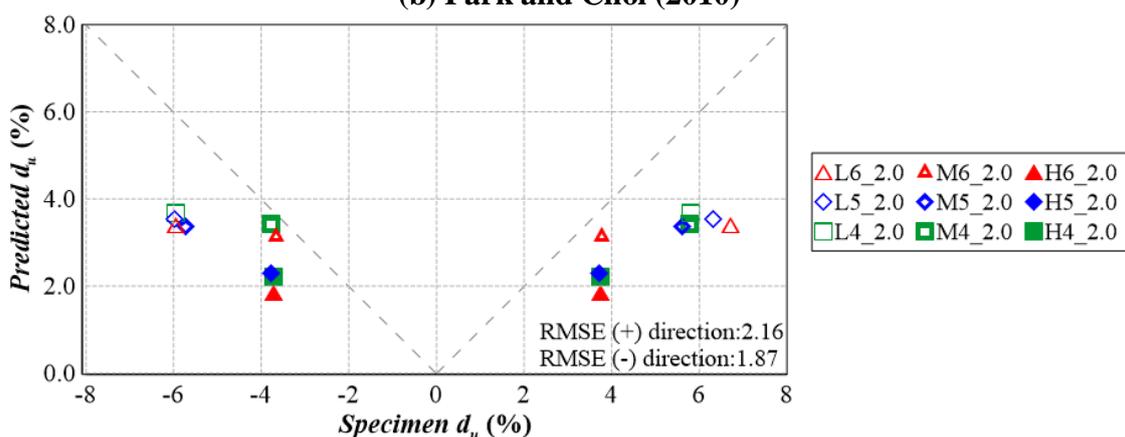
$$d_{u(pred)} = \frac{17}{3} - \frac{1}{3} \frac{V_{Mn}}{b_w d \sqrt{f'_c}} \text{ (psi)} \quad \text{式(5)}$$



(a) Elwood and Moehle (2005)

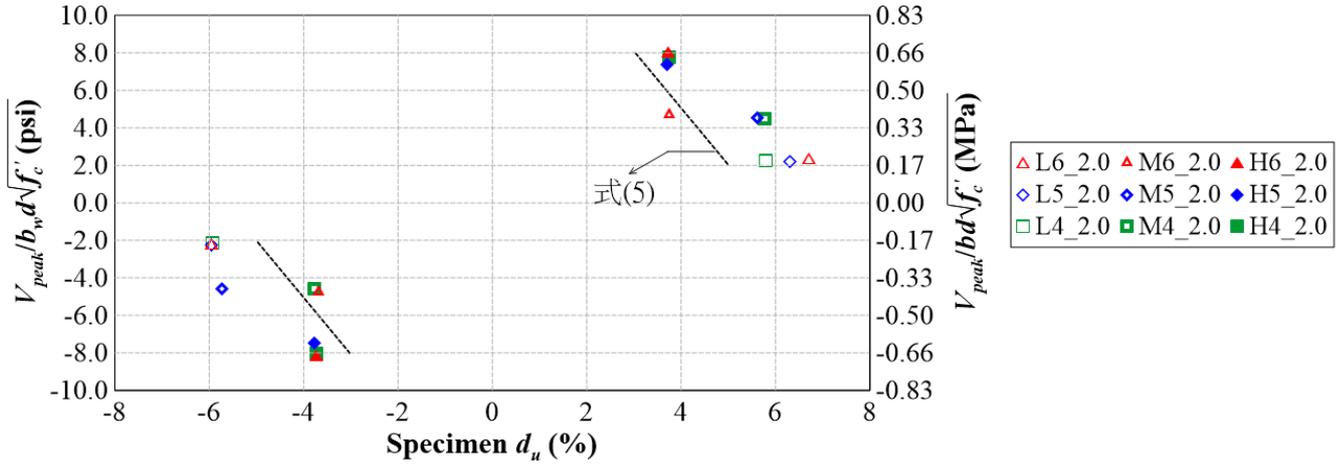


(b) Park and Choi (2010)

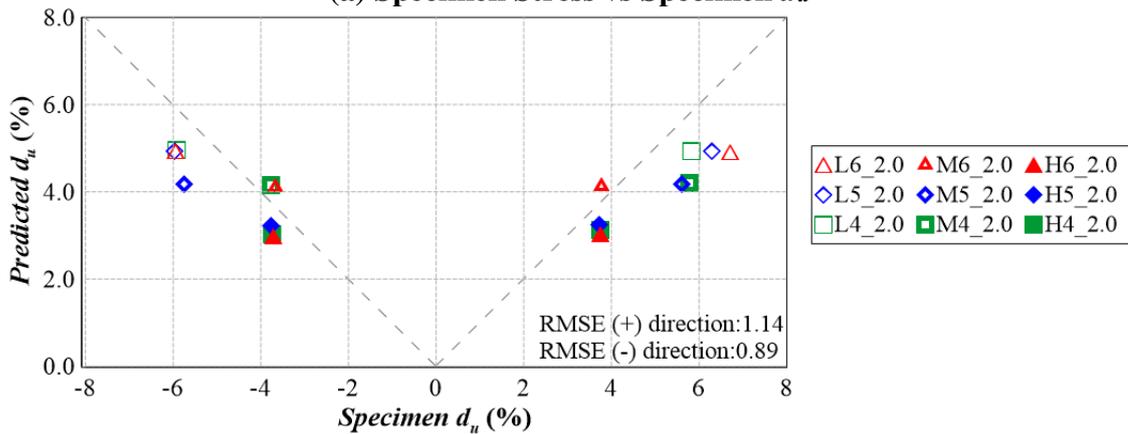


(c) AIJ Code (1997)

圖 5 模型評估結果



(a) Specimen Stress vs Specimen d_u



(b) Proposed Model

圖 6 變形能力模型

結論：

本研究測試九組鋼筋混凝土梁試體以評估且發展梁變形能力評估模型，試體主要測試參數包含：(1) 剪應力需求、與(2)橫向鋼筋間距 s ，根據測試結果可得以下初步結論。

1. 三種過去文獻所建議之變形能力評估模型都低估測試試體變形能力。
2. 橫向鋼筋間距與量對試體最大變形量影響似乎並不顯著，剪應力對試體最大變形量影響較為明顯，試體變形量隨著剪應力需求增加而降低。
3. 本研究提出一簡單變形量評估模型，該模型主要參數取試體剪應力值，描述試體最大變形量與剪應力值成線性遞減關係。

參考文獻：

1. ACI Committee 318, 2019, "Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-19)," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 623 pp.
2. ASCE, 2017, "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-16)," American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 822 pp.
3. ASTM, 2020, "Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products (ASTM A370-20)," American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, P, 50 pp.

4. AIJ, 1997, "Design Guidelines for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings Based on Inelastic Displacement Concept (in Japanese)", Architectural Institute of Japan, Tokyo, 440 pp.
5. Elwood, K. J. and Moehle, J. P., 2005, "Drift Capacity of Reinforced Concrete Columns with Light Transverse Reinforcement", Earthquake Spectra, EERI, Vol.21, No. 1, Feb., pp. 71-89.
6. Choi, K.-K. and Park H.-G., 2010, "Evaluation of Inelastic Deformation Capacity of Beams Subjected to Cyclic Loading", ACI Structural Journal, Vol. 107, No. 5, Sep.-Oct., pp.507-515.
7. Collins, M. P.; Mitchell, D.; and MacGregor, J. G., 1993, "Structural Consideration for High-Strength Concrete", Concrete International, Vol. 15, No. 5, May, pp. 27-34.
8. Hognestad, E., 1951, "A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members", University of Illinois Engineering Experiment Station, Bulletin Series No. 399.
9. JCI, 1988, "JCI Colloquium on Ductility of Concrete Structures and its Evaluation (in Japanese)", Japan Concrete Institute, 466 pp.
10. Lee, J., and Watanabe, F., 2003, "Shear Deterioration of Reinforced Concrete Beams Subjected to Reversed Cyclic Loading", ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 4, July-Aug., pp.480-489.
11. Legeron, F., and Paultre, P., 2003, "Uniaxial Confinement Model for Normal- and High-Strength Concrete Columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.129, No. 2, Feb., pp. 241-252.
12. Matamoros, A. B., and Sozen, M. A., 2003, "Drift Limits of High-Strength Concrete Columns Subjected to Load Reversals", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.129, No. 3, Mar., pp. 297-313.
13. Roy, H., E., and Sozen, M. A., 1964, "Ductility of Concrete", Proc. Int. Symposium of Flexural Mechanics of Reinforced Concrete, Miami, pp. 213-224
14. Sezen, H. and Moehle, J. P., 2004, "Shear Strength Model for Lightly Reinforced Concrete Columns", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.130, No. 11, Oct., pp. 1692-1703.
15. Wight, J. K. and Sozen, M.A., 1975, "Strength Decay of RC Columns under Shear Reversals", Journal of the Structural Division, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. ST5, May, pp. 1053-1065.

具多孔材質的諧調液體阻尼器物理參數探討

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫/科技部研究計畫

計畫名稱：具多孔材質的諧調液體阻尼器物理參數探討

計畫編號：108-2221-E-002-056-

計畫主持人：黃維信

參與人員：黃豐翔、邱俊祥

聯絡電郵：wshwang@ntu.edu.tw

試驗期間：108 年 10 月至 109 年 4 月

試驗地點：國震中心台北反力牆及強力地板系統

試驗目的：

以實驗方法探討裝置拼接式多孔材質之諧調液體阻尼器的沖激行為

試驗佈置：

本文對 TLDPM(Tuned Liquid Damper with Porous Media)進行動力試驗，試驗內容包含衝擊實驗與簡諧振動實驗，試驗設置如圖 1 所示。實驗中之模型係利用荷重元組件作為量測剪力之裝置如圖 2 所示。此組件之構造分為上底板與下底板，兩片鋁板間以低摩擦力之滑軌連接。此模型之運動方向僅為單一維度，藉由荷重元可量測到兩片鋁板間之相對剪力，但由於滑軌間存在摩擦力，將會影響到量測結果，影響程度將在後面進行討論。將多孔材質擺放至透明壓克力製成的矩形水槽中，安裝在鋁板上，再將整體結構固定於振動台上如圖 3 所示。在距離水槽旁適當距離處架設錄影機，紀錄波高變化。依據以上設置，實驗步驟如下：

1. 在水槽中注入清水，加入專用染劑使清水呈淡紅色，並在壓克力槽壁上擦拭防潑水劑以避免殘留水漬影響攝影品質。
2. 將錄影機架設在適當位置，擺放直尺緊貼槽壁，拍攝若干張相片以校正畫面中每一像素所代表的真實長度。
3. 以振動台施加脈衝外力，自由液面受震盪後呈現自然擺盪而逐漸平緩，以錄影機記錄自由液面的變化。
4. 以振動台施加簡諧位移，使自由液面穩定地來回震盪，以錄影機記錄自由液面的變化，以荷重元記錄液體施加於水槽的沖擊力。
5. 將影片紀錄轉換成一系列相片，分析每張相片中液體所佔據的畫素個數，即可計算出液面高程，得到波高自由擺盪的歷時。
6. 改變多孔材質於水槽中的數量、排列方式，重複步驟 3~6。

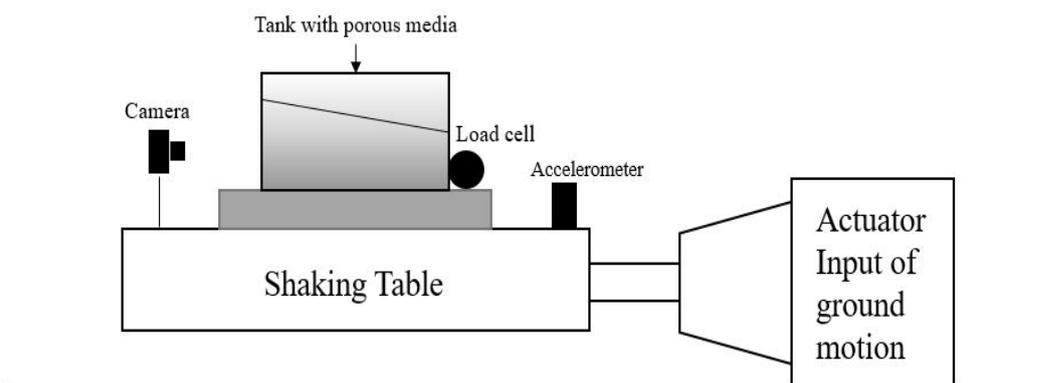


圖 1、試驗設置圖

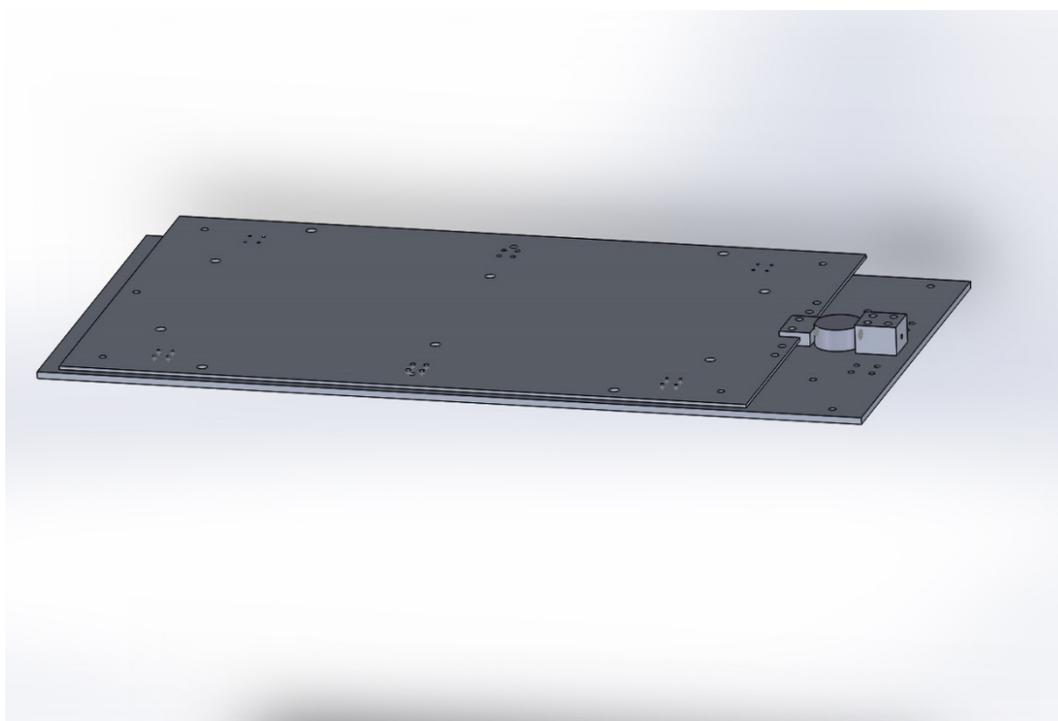


圖 2、荷重元組件

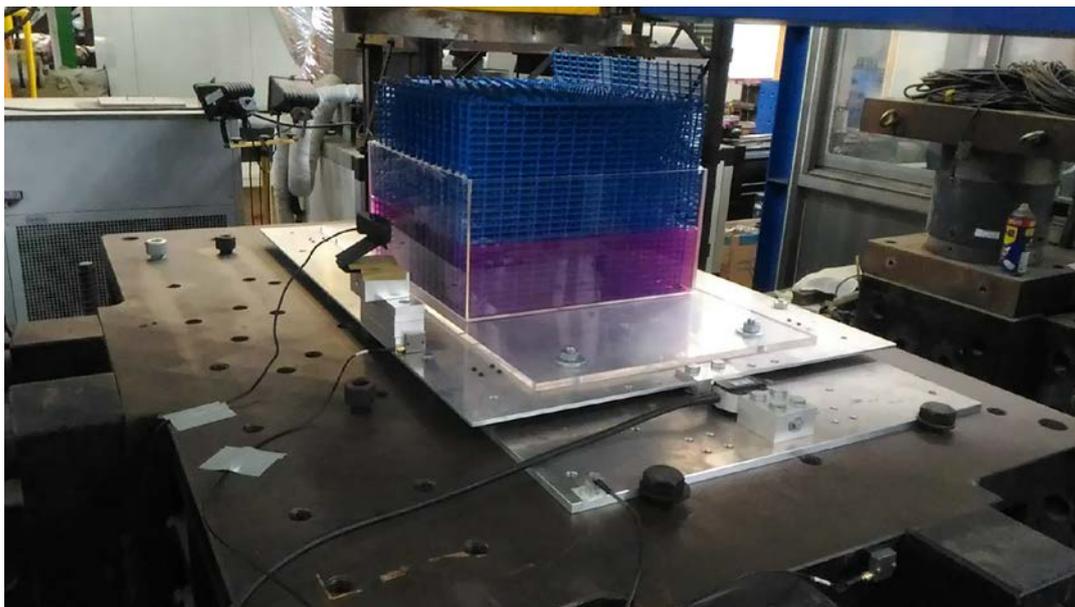


圖 3、實驗實體圖

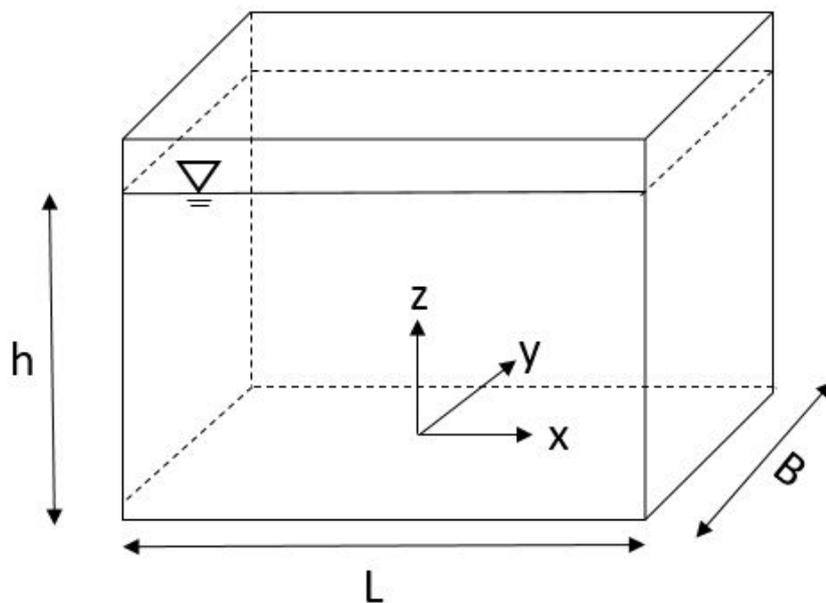
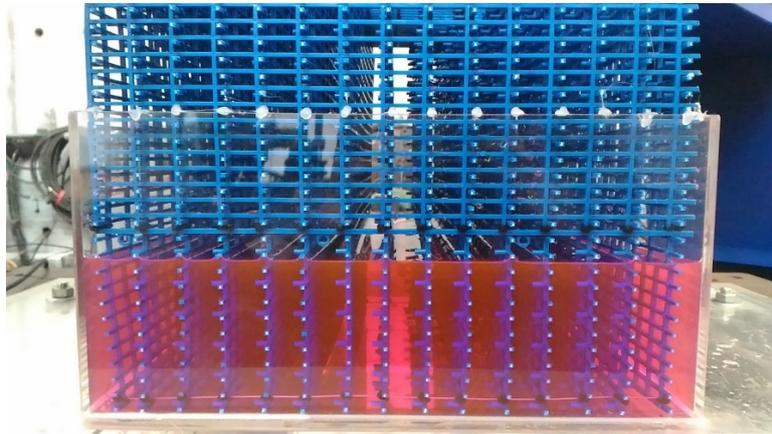


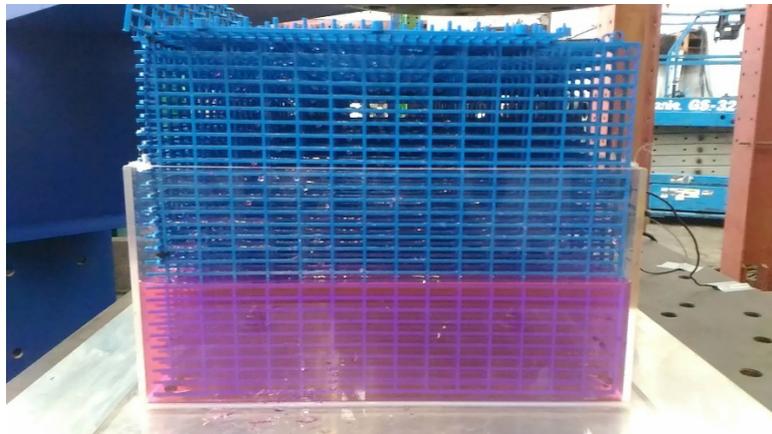
圖 4、水槽示意圖

在此先定義水槽座標，如圖 4 所示，x 軸向為振動平台運動方向。本實驗使用 $40\text{ cm} \times 40\text{ cm} \times 20\text{ cm}$ 之矩形水槽，多孔材質由 15 片 PVC 格網所排列而成，將 PVC 格網平均置入水槽內，以 5 片為例，水槽長 40 公分因此格網間的距離約 2.5 公分，如圖 5 所示。

格網之間之排列方式如圖 6、圖 7 所示，取其中兩片格網為例，一號試體採平行排列、二號試體採交錯排列。格網尺寸部分，格網由 $2.5\text{ mm} \times 2.5\text{ mm}$ 的方形柱體交錯而成，格網中的空隙部分為長方形，期短邊為 8 mm ，長邊為 25 mm 。



(a)



(b)

圖 5、格網排列 (a)xz 平視圖，(b) xy 平視圖。



圖 6、一號試體採平行排列

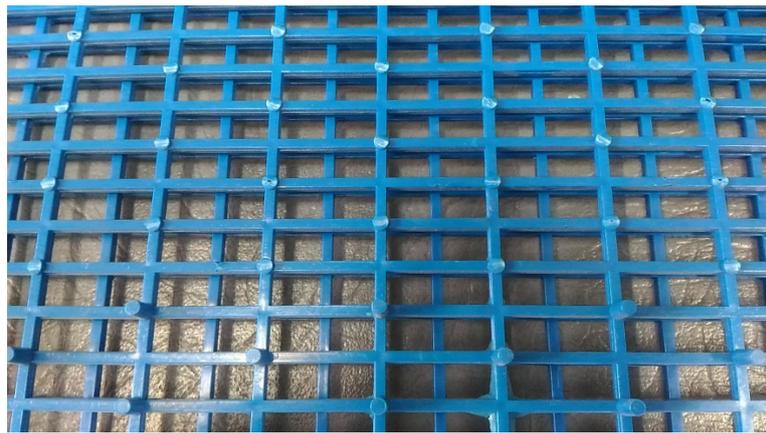


圖 7、二號試體採交錯排列

本實驗使用國家地震工程研究中心(National Center for Research on Earthquake Engineering)的油壓振動台。此平台長 145 cm、寬 100 cm。平台連接至油壓致動器，如圖 8 所示，透過致動器推動平台，致動器伺服閥的流量為 90gpm(gallon per minute)，透過不同電壓大小來控制閥的開口大小，進而控制平台位移。致動器上的 LVDT(Linear Variable Differential Transformer)所輸出的電壓為 $\pm 10V$ ，對應到振動台的衝程為 $\pm 50\text{ mm}$ 。平台的位移解析度取決於類比數位轉換卡的位元數，地震中心的轉換卡為 16 位元，則解析度為 0.3mV，換算成位移解析度為 0.00153 mm。



圖 8、油壓致動器

本實驗使用影像處理之方式量測自由液面波高，在清水中加入染劑使其成紅色以方便後續影像辨識。錄影機錄製成影片後轉換成一連串照片後，利用相片上的像素計算液面所在的高度。攝影機的採樣頻率為 30Hz，清水的自然頻率不超過 2Hz，因此攝影機的採樣頻率已相當足夠。攝影機的解析度達 1920×1080 像素，故在距離水槽旁適當距離處架設錄影機，如圖 9 所示，實驗中大約可使每一像素對應至真實長度 0.005 cm，皆已足夠量測波高反應。

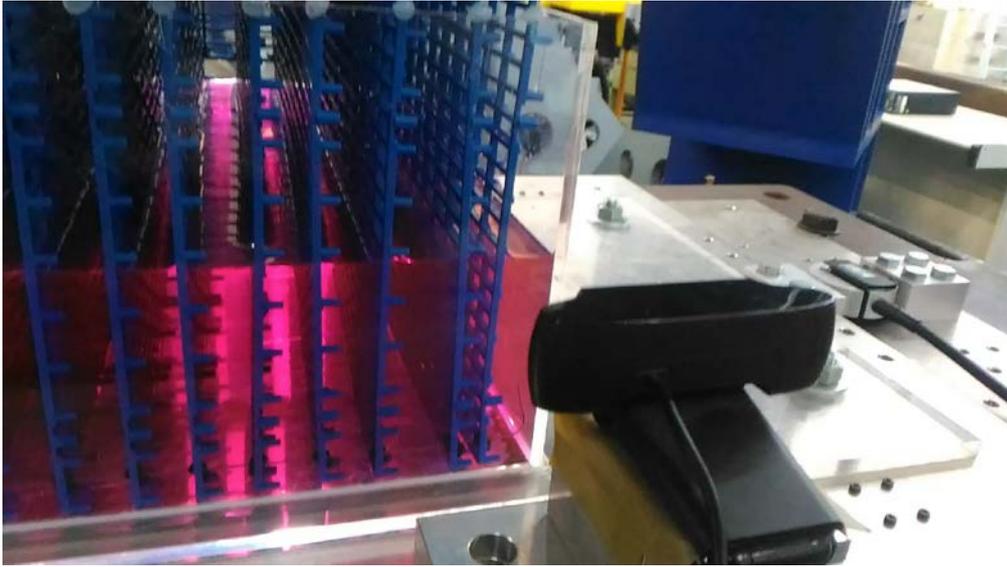


圖 9、攝影機

擷取系統包含資料擷取卡及筆記型電腦。資料擷取卡為 National Instruments 公司所製造，型號為 NIUSB-6210，規格為 16 位元，如圖 10 所示。加速規由 KYOWA 公司所製造，型號為 AS-1GB，解析度為 $3 \times 10^{-4} \text{m/s}^2$ ，如圖 11 所示。荷重元由 KYOWA 公司所製造，型號為 LTZ-500KA，解析度為 0.015N，如圖 12 所示。

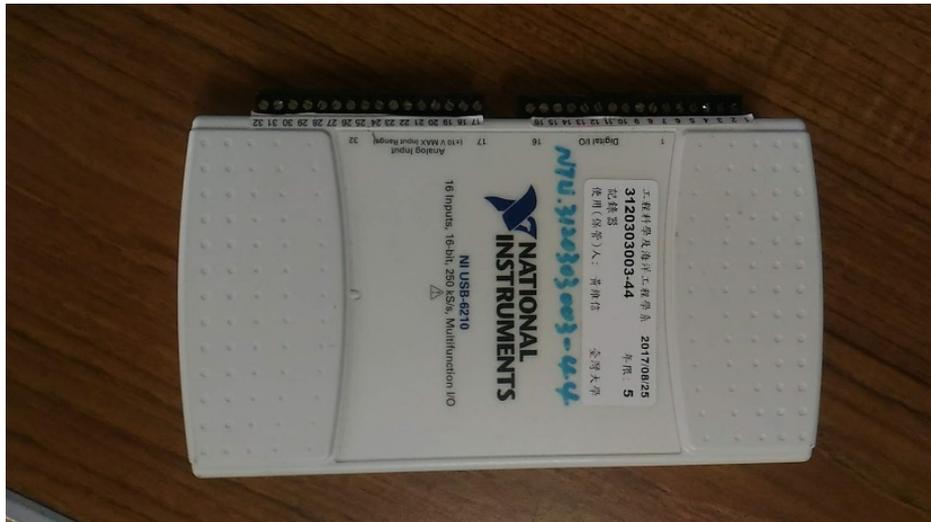


圖 10、資料擷取器



圖 11、加速規



圖 12、荷重元

試驗規劃：振動台以 x 軸向運動

試驗結果：

本文以實驗方式研究裝置拼接式多孔材質之諧調液體阻尼器的動力反應與水波特性的關係，觀察其減振效果及理論驗證。

衝擊實驗

實驗結果以深長比 0.2(水深 8cm)、1 號多孔材質為例，壁面上波高歷時如圖 13 所示，為各個振態疊加之結果，波高頻譜如圖 14，由圖可知第一振態最明顯且其他高頻振態也會出現，頻率主要呈現奇數模態(odd-mode)頻率，因為衝擊的方式會使液面在衝擊後瞬間呈反對稱(anti-symmetric)造成偶數模態(even-mode)頻率未出現。

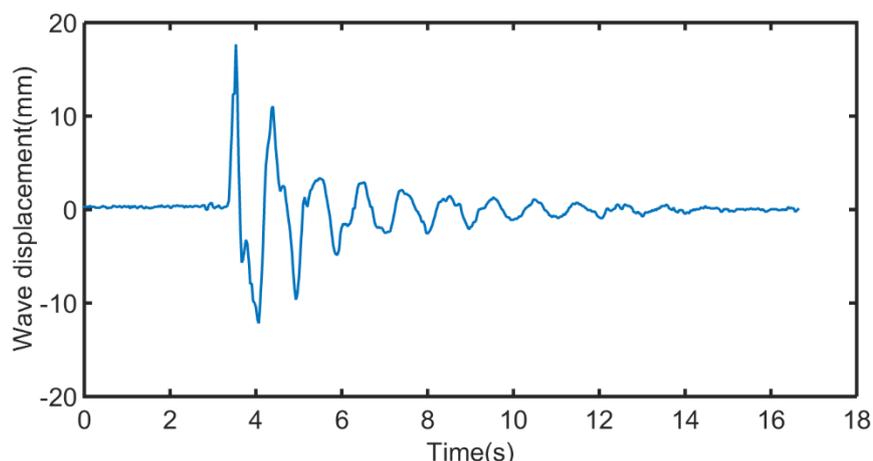


圖 13 衝擊試驗波高歷時

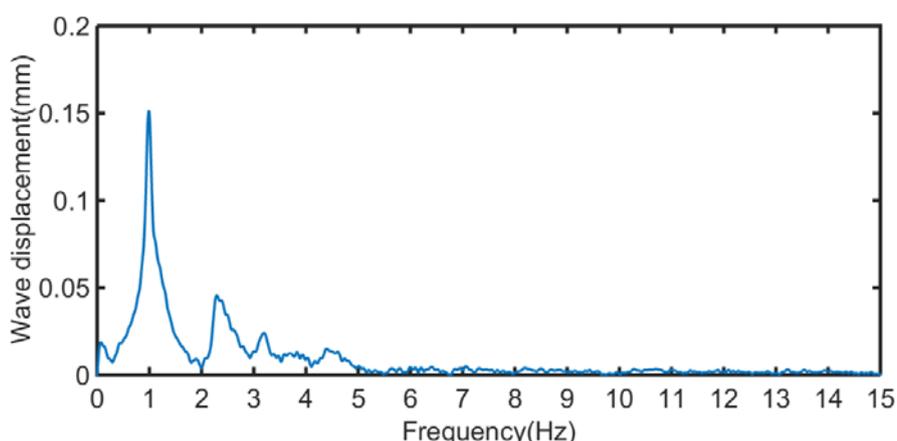


圖 14 衝擊試驗波高頻譜圖

簡諧實驗

以深長比 0.2(水深 8cm)、2 號試體為例，比較強制位移大小對波高的影響。強制位移 16mm 時，所產生的波高歷時如圖 15，由於水波的非線性，使波形呈現上尖下寬的形狀，波高上下不對稱，波在上半部振幅約為 25mm，下半部振幅約為 18mm；強制位移 2mm 時，在圖 16 波高歷時中，上下半部的振幅則較為接近。在頻譜中也能看到非線性，強制位移 16mm 時，圖 17 波高頻譜中主頻率以外出現其他峰值以倍頻存在，其中 2Hz 處的峰值為主頻率的 25%；強制位移 2mm 時，圖 18 中 2Hz 處的峰值為主頻率的 8%，故強制位移越大水波的非線性現象越明顯。

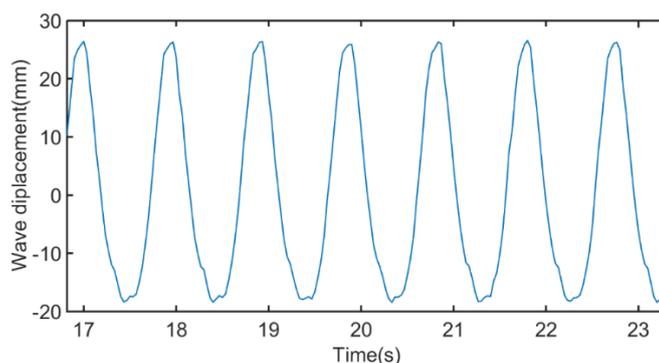


圖 15 波高歷時圖(A=16mm)

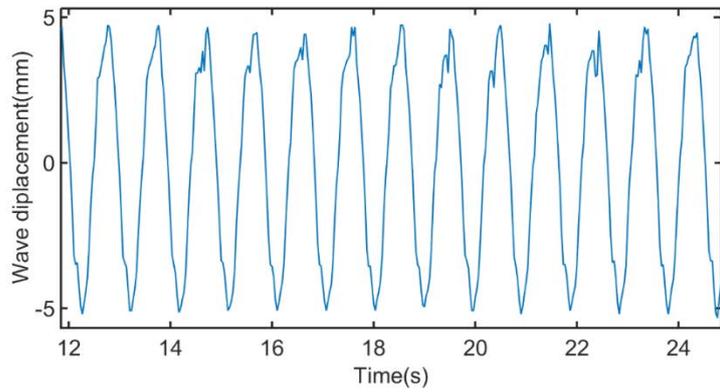


圖 16 波高歷時圖(A=2mm)

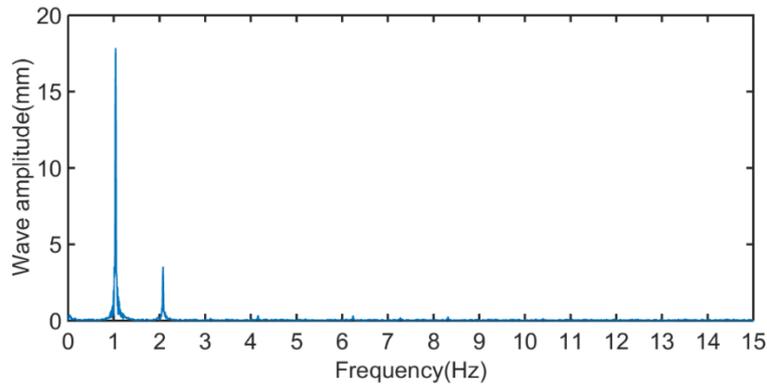


圖 17 波高頻譜圖(A=16mm)

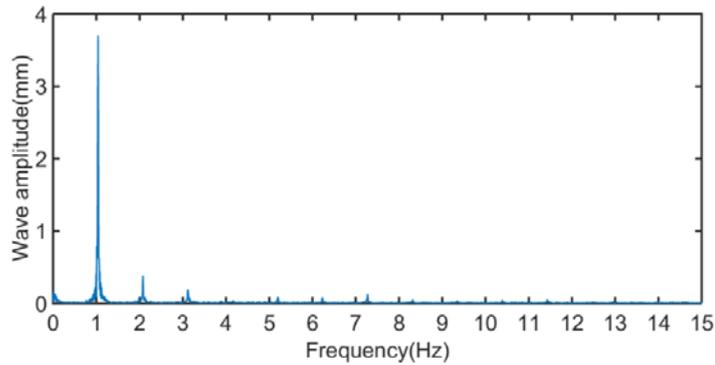


圖 18 波高頻譜圖(A=2mm)

沖擊力部分，歷時如圖 19，實驗值部分由於受滑軌摩擦力的影響使得相位些微落後以及振幅呈現變動的情形，因此沖擊力與強制位移的作圖為斜橢圓如圖 20，因為實驗與理論的相位差造成圖中兩橢圓長軸的斜率不同。

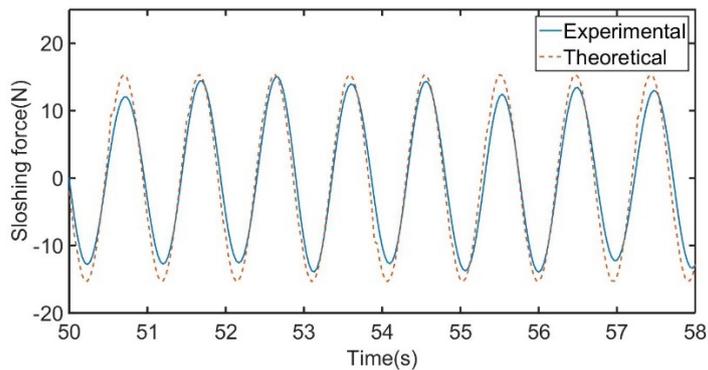


圖 19 沖擊力歷時(2 號試體 $h/L=0.2$ $A=16\text{mm}$)

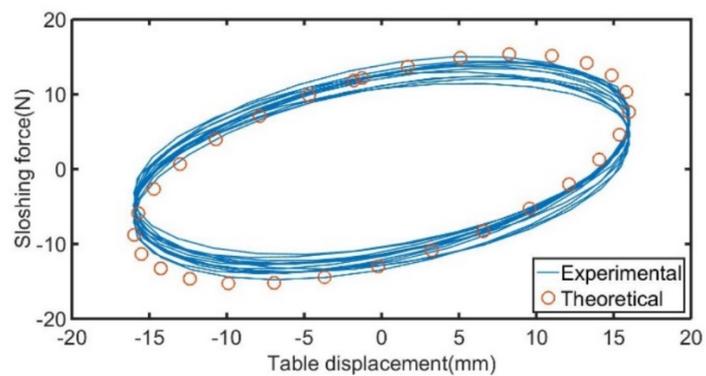


圖 20 沖擊力(2 號試體 $h/L=0.2$ $A=16\text{mm}$)

門型構架橋柱之震損補強效益試驗

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：門型構架橋柱之震損補強效益試驗

計畫編號：○○○

計畫主持人：宋裕祺

參與人員：洪曉慧、蘇進國、許家璋、許家銓、周光武

聯絡電郵：○○○

試驗期間：○○○年○○月至○○月

試驗地點：台南地震模擬振動台

試驗目的：

透過振動台實驗，探討鋼框與硫化橡膠組合補強構件對門型構架之補強效用，採用之地震歷時包括近斷層地震和與設計地震相符之人造地震。

試驗佈置：

本文實驗試體為 1/4 縮尺之鋼筋混凝土構架式橋墩，在實驗試體與原尺寸結構採用相等之加速度度量以及相同的材料性質(如彈性模數、密度等物理量)之基準下進行縮尺，其他動態試驗所用參數則依據物理量相似準則進行相似係數換算。

本研究採用之縮尺試體設計圖如圖 1 所示，兩座門型構架試體採用相同強度的混凝土與鋼筋材料，試體設計皆符合目前公路橋梁耐震設計規範規定，試體斷面為 50x50 cm、柱淨高為 240 cm、兩柱淨跨距為 300 cm、保護層 2 cm，主筋配置 12-D16，箍筋配置為 D10@9 cm。材料強度方面，混凝土抗壓強度為 280 kgf/cm²，主筋降伏強度為 4200 kgf/cm²，箍筋降伏強度為 2800 kgf/cm²，主筋採用一體連貫至橋墩頂部。試體配置整理如表 1。

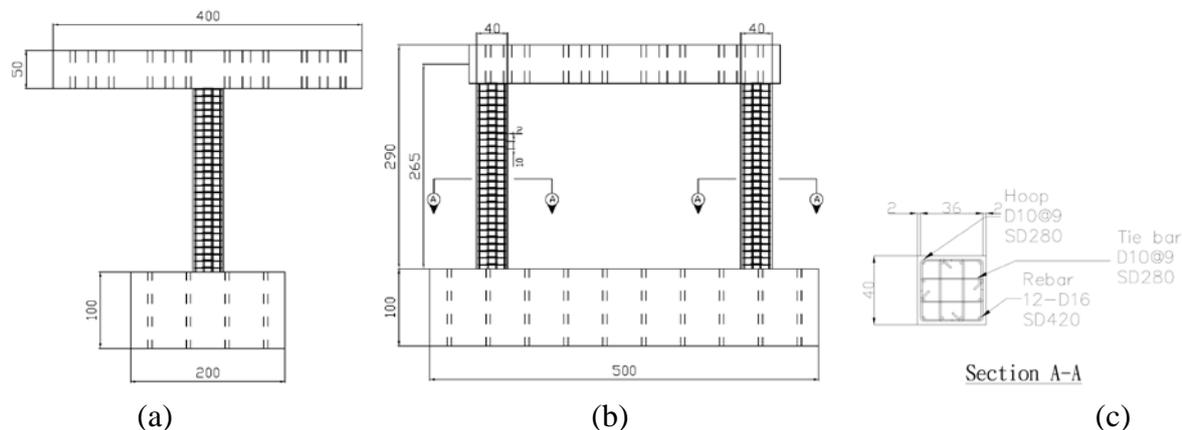


圖 1 門型構架橋墩試體設計圖 (a)前視圖；(b)側視圖；(c) 試體斷面配置

表 1 振動台試驗試體配置表

試體名稱	試體 A (RCF01)	試體 B (RCF02)
縮尺比例	1/4	1/4
週期(sec)	0.29	0.30
橋柱淨高 L(cm)	240	240
柱斷面(cm)	40×40	40×40
配筋	主筋	12-D16
	箍筋間距(cm)	D10@9
保護層 C(cm)	2	2
軸力 0.09 f _c A _g (kgf)	81,700	81,700
地震歷時	TCU102 東西向地震 (921 集集地震)	台中市豐原區 475 年設計地震

兩座試體分別進行 TCU102 之近斷層地震與台中市豐原區 475 年設計地震之振動台試驗後，由於試體已有損傷，所以先將試體修復後，再依圖 2 進行補強。如圖所示，本研究所提之補強採組合式補強構件，該構件可細分為鋼構架及硫化橡膠兩部分。補強構件係以保留構架內局部活動空間及快速施工為目標，故鋼構架設計過程中，特別拆解為四個子構件，並規劃以螺栓進行接合；橡膠部分，設計係以橋梁常採用之橡膠支承材料為主，放置於子構件鋼架內的圓柱型橡膠依據直徑長度不同，共區分為九種尺寸，最小直徑為 10.42cm、最大直徑為 47.5cm，而各種圓柱型橡膠之高度均為 20cm。兩座試體補強後再次進行 TCU102 之近斷層地震與台中市豐原區 475 年設計地震之振動台試驗，並與補強前試驗結果進行比較。

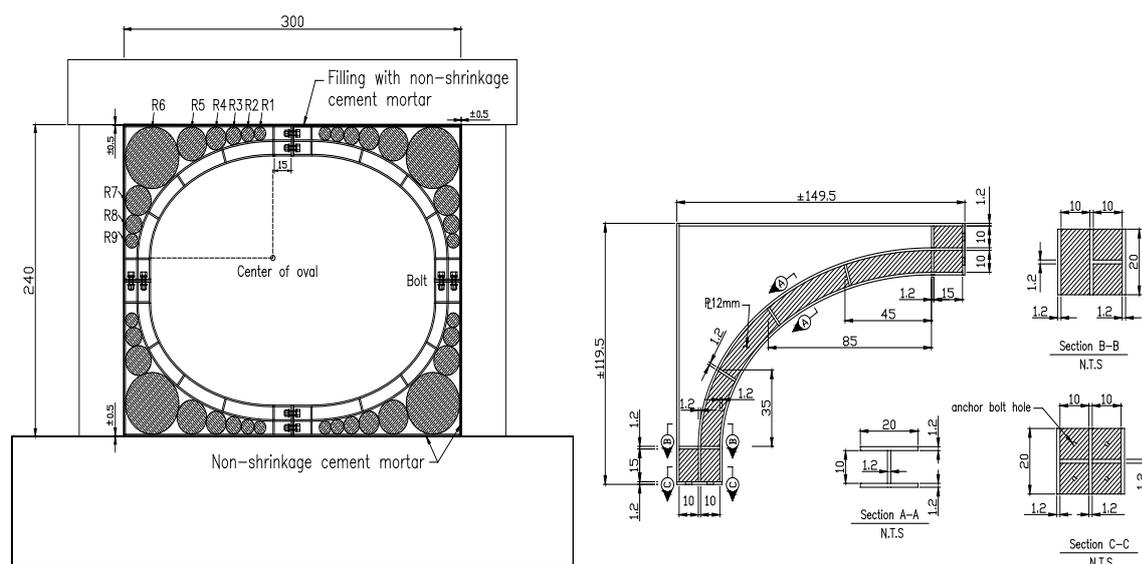


圖 2 門型構架橋墩試體補強構件設計圖

試驗規劃：

本研究振動台試驗之外部量測儀器包括加速度規與動態影像量測系統 (Motion Capture System)，加速度規分別安裝於基礎與承重板中心，用以紀錄試體於地震力作用下不同位置之加速度歷時變化，並藉以取得試驗中試體之振動週期等資料。影像量測系統佈設於柱頂與柱底之塑鉸區範圍、振動台檯面、橋墩基礎、承重板(柱頭)等位置，用以紀錄

試驗過程中各點位移變化，透過塑鉸區密佈點位之位移也可換算塑鉸區之轉角變形。本研究採用之測量儀器配置如圖 3 所示。

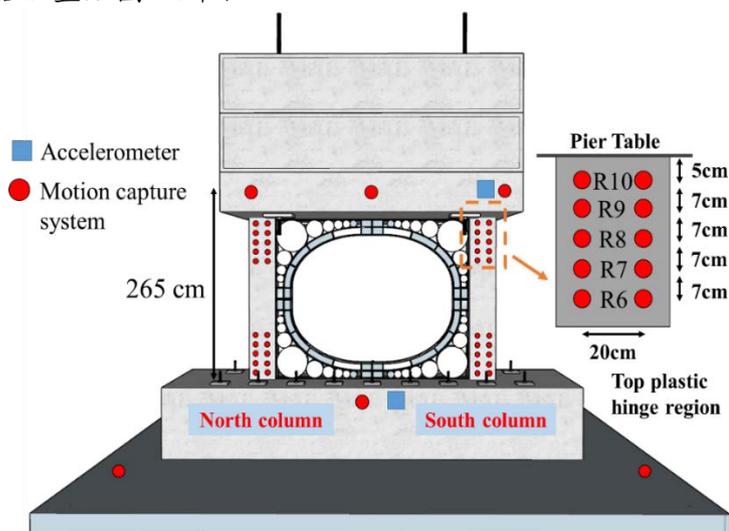


圖 3 試驗量測儀器配置圖

本研究兩座門型構架式橋墩試體皆在國家地震工程研究中心南部實驗室進行振動台試驗，試驗時在強軸方向分別施加實際近斷層地震歷時和與工址設計地震相符之人工地震歷時。依所施加地震歷時之不同，兩座試體分別命名為受近斷層地震作用之試體 A（RCF01）與受設計地震作用之試體 B（RCF02）。

圖 4 所示為試驗輸入之地震歷時，其中(a)圖為近斷層地震歷時，圖(b)為設計地震歷時。圖(a)為 921 集集地震時 TCU102 測站紀錄之東西向地表加速度歷時，其中只擷取主震之歷時，另由於本試驗採用 1/4 縮尺模型，為了滿足縮尺結構相似法則，所以圖(a)所示之輸入地震歷時的時間間隔為原始紀錄之 1/2 倍；圖(b)則為以 TCU102 之加速度為輸入，所製作之與台中市豐原區之 475 年回歸期設計地震相符之人工地震，但時間間隔亦配合縮尺結構相似法則而縮小為 1/2 倍。如圖所示，(a)圖近斷層地震之最大地表加速度 PGA 為 298 cm/sec^2 ，(b)圖設計地震之 PGA 則為 413 cm/sec^2 。兩組地震對應之速度歷時圖和位移歷時圖分別繪於圖 5 和圖 6 之(a)圖和(b)圖。如圖所示，近斷層地震和設計地震之地表最大速度 PGV 分別為 43 cm/sec 和 37 cm/sec ，兩組地震皆可觀察到速度脈衝，但近斷層的脈衝明顯大於設計地震；地表最大位移 PGD 則分別為 41 cm 和 94 cm ，兩組地震皆有殘餘位移，且設計地震還高於近斷層地震。由於本次試驗輸入之歷時有明顯的永久位移，所以試驗採位移控制，藉由輸入地表位移歷時控制振動台模擬地表運動。圖 7 所示則為兩組輸入地震歷時之加速反應譜，如表 1 所示，試體 A 補強前和補強後之基本模態週期分別為 0.29 秒和 0.274 秒，試體 B 補強前和補強後之基本模態週期分別為 0.30 秒和 0.277 秒，配合圖 7 之加速度反應譜可發現試體之週期皆落在兩筆地震加速度反應譜之高峰處附近。

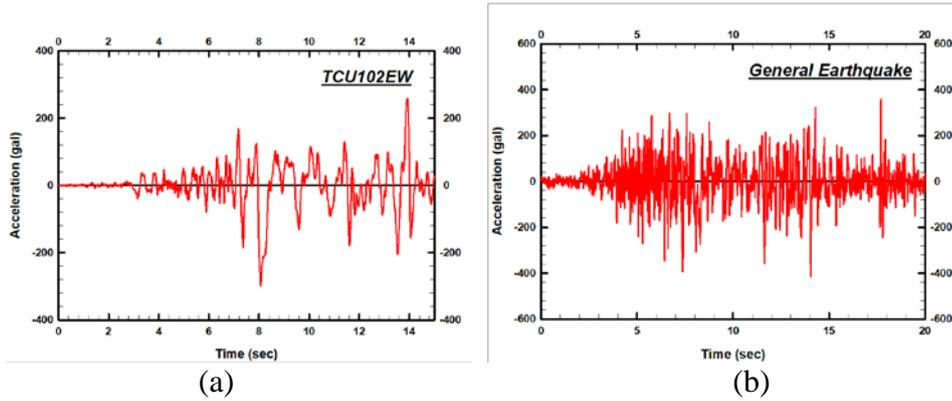


圖 4 振動台試驗輸入之加速度歷時圖 (a)近斷層地震；(b)設計地震

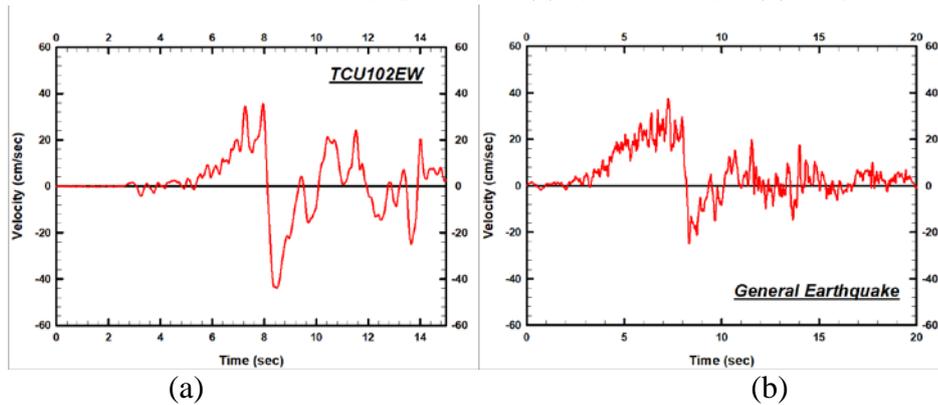


圖 5 振動台試驗輸入之速度歷時圖 (a)近斷層地震；(b)設計地震

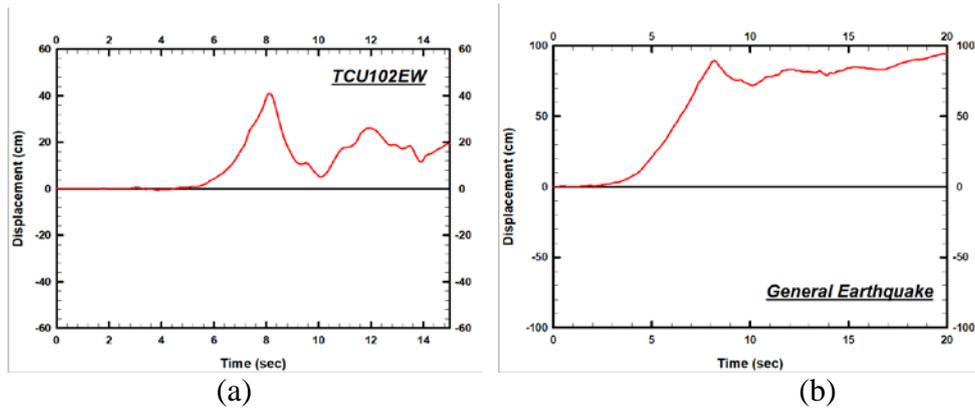


圖 6 振動台試驗輸入之位移歷時圖 (a)近斷層地震；(b)設計地震

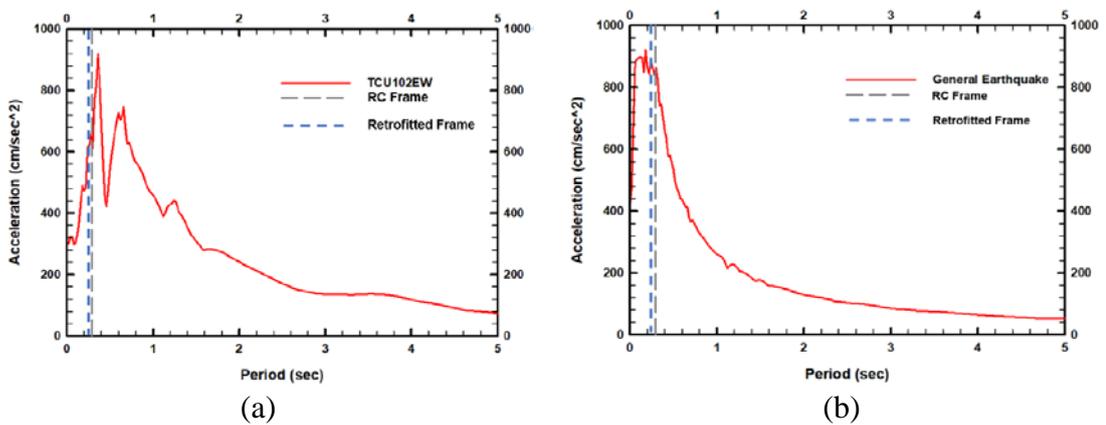


圖 7 振動台試驗加速度反應譜 (a)近斷層地震；(b)設計地震

振動台試驗之試驗規劃為首先進行 1/3.25 倍之地震歷時輸入，代表中度地震之規模，再依次進行 1 倍之地震歷時輸入，和 1.2 倍、1.4 倍、1.6 倍、1.8 倍與 1.9 倍之地震歷時輸入。此外，為測得試體之基本振動週期，在每階段振動台試驗進行前，皆先進行白噪音試驗。實際實驗時，補強前試體 A(RCF01) 於 1.6 倍近斷層地震作用時破壞嚴重，因此實驗終止於 1.6 倍地震輸入後；而補強前試體 A(RCF01) 則進行至 1.8 倍地震輸入；補強前試體 B (RCF02) 試體進行至 1.9 倍設計地震後，由於位移量已達振動台運作上限因此結束實驗，補強後試體 B (RCF02) 試體同樣是進行至 1.9 倍設計地震。圖 8 所示為振動台試驗示意圖，如圖所示，地震力輸入方向為沿著構架式橋墩之強軸方向，輸入位移之正向為由 N 至 S 側，另為便於說明，分別定義位於 N 向側之柱為北柱，位於 S 向側之柱為南柱。

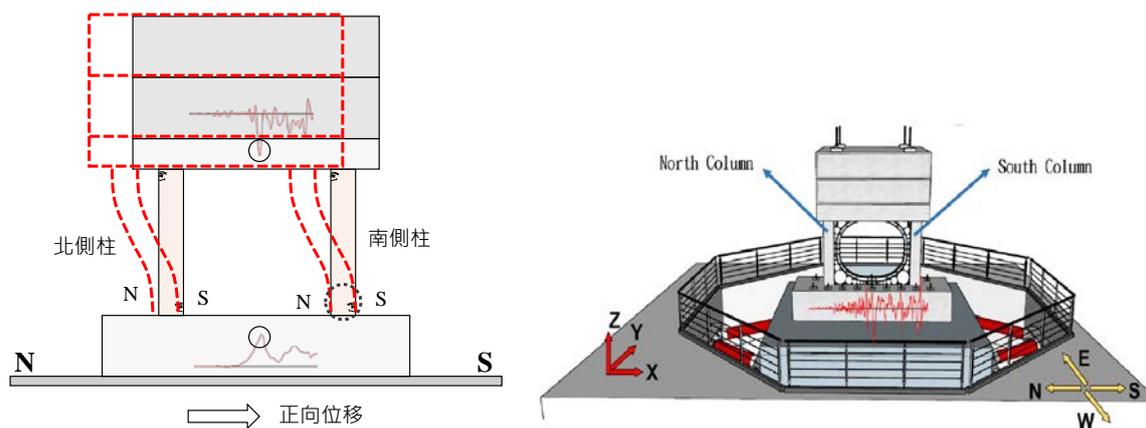


圖 8 振動台試驗示意圖

試驗結果：

試體 A (RCF01) 補強前之試驗為依序進行 1/3.25 倍、1.0 倍、1.2 倍、1.4 倍、1.6 倍之近斷層地震輸入，補強後之試驗為依序進行 1/3.25 倍、1.0 倍、1.2 倍、1.4 倍、1.6 倍、1.8 倍之近斷層地震輸入。圖 9 所示為試體受不同倍數近斷層地震作用之遲滯迴圈，圖示之遲滯迴圈為側力與柱頂側向位移關係圖，其中側向位移係指柱頂和基礎底之相對位移，側力為柱頂質量塊上所量得之加速度與柱頂質量塊質量之乘積。如圖所示，在相同的地震下，補強後試體之位移明顯小於補強前試體，尤其是補強前因速度脈衝引致之單側大位移在補強後明顯降低，此外補強後試體之強度亦略高於補強前試體，足見本研究開發之補強工法對抵抗近斷層地震之效果。

試體 B (RCF02) 補強前之試驗為依序進行 1/3.25 倍、1.0 倍、1.2 倍、1.4 倍、1.6 倍、1.8 倍和 1.9 倍之設計地震輸入，試體 B (RCF02) 補強後之試驗和補強前一致。圖 10 所示為試體受不同倍數設計斷層地震作用之遲滯迴圈。如圖所示，在相同的地震下，補強後試體之位移小於補強前試體，強度亦略高於補強前試體，可見本研究建議之補強工法對於設計地震亦有一定之功效，只是其效益不若近斷層地震明顯。

表 2 和表 3 所示分別為補強前試體和補強後試體隨試驗地震力增加之週期變化，週期愈大可代表試體的破壞越嚴重，結果顯示補強後試體之週期明顯小於補強前試體在相同的地震力作用後之週期，此結果再次證明本研究建議之補強工法的補強效益，尤其是對於抵抗近斷層地震之效益，以試體在經過 1.6 倍近斷層地震作用後為例，試體的週期可從未補強試體的 0.85 秒降低至 0.298 秒，降低幅度將近 2/3。

補強前

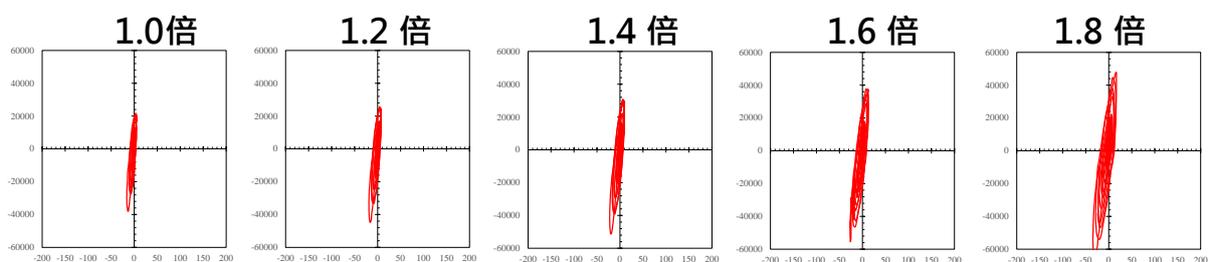
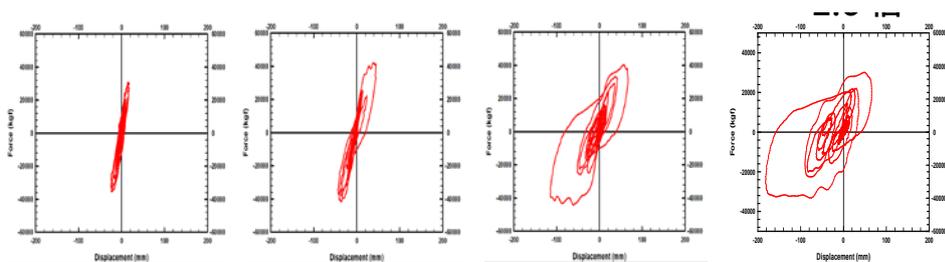


圖 9 近斷層地震試驗之側力-側向位移關係圖

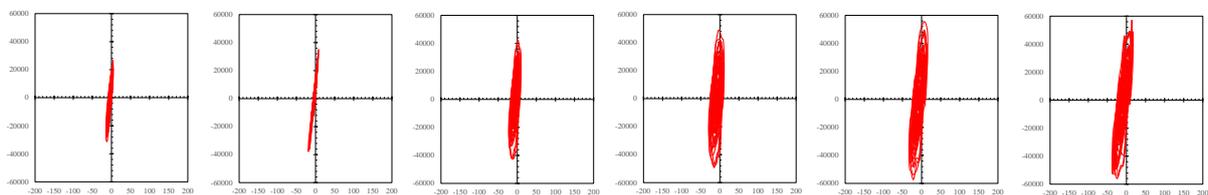
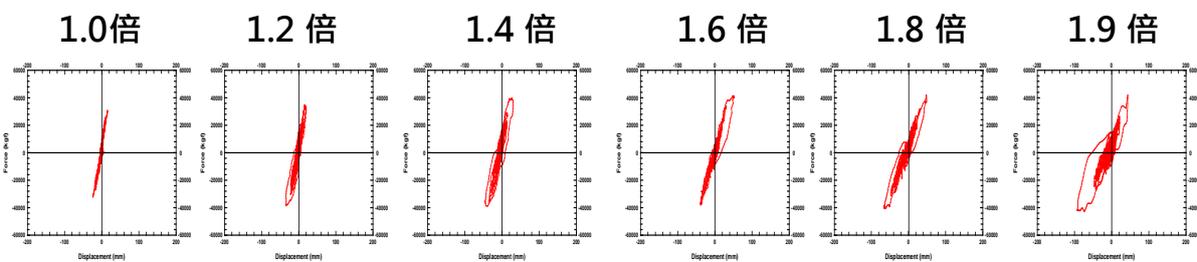


圖 10 設計地震試驗之側力-側向位移關係圖

表 2 補強前試體隨試驗地震力增加之週期變化

近斷層地震 (試體 A : RCF01)			設計地震 (試體 B : RCF02)		
地震倍率	地表加速度 (gal)	試體週期 (sec)	地震倍率	地表加速度 (gal)	試體週期 (sec)
-	0	0.29	-	0	0.30
1/3.25	91.8	0.32	1/3.25	127.2	0.34
1	298.4	0.38	1	413.5	0.40
1.2	358.1	0.63	1.2	496.2	0.41
1.4	417.7	0.71	1.4	578.9	0.59
1.6	477.4	0.85	1.6	661.5	0.60
			1.8	744.2	0.67
			1.9	785.6	0.71

表 3 補強後試體隨試驗地震力增加之週期變化

近斷層地震(試體 A : RCF01)			設計地震(試體 B : RCF02)		
地震倍率	地表加速度 (gal)	試體週期 (sec)	地震倍率	地表加速度 (gal)	試體週期 (sec)
-	0	0.274	-	0	0.277
1/3.25	91.8	0.281	1/3.25	127.2	0.294
1	298.4	0.282	1	413.5	0.298
1.2	358.1	0.286	1.2	496.2	0.317
1.4	417.7	0.287	1.4	578.9	0.336
1.6	477.4	0.298	1.6	661.5	0.347
1.8	537.1	0.302	1.8	744.2	0.363
			1.9	785.6	0.378

振動臺子結構即時複合實驗穩定性分析與驗證

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：即時複合實驗技術應用於結構自體調諧質量阻尼系統參數研究之開發與驗證

計畫編號：MOST 106-2221-E-011 -165 -MY2

計畫主持人：陳沛清

參與人員：陳沛清、董孟洧

聯絡電郵：peichingchen@mail.ntust.edu.tw

試驗期間：108 年 7 月至 12 月

試驗地點：國家地震工程研究中心臺北實驗室單軸振動臺系統

試驗目的：

為了了解全結構受到動態載重下的真實行為，以研發增進結構安全與性能的方法，研究人員常使用振動臺實驗進行結構的耐震性能研究，實驗過程中，試體一旦產生非線性行為，實驗即不具有可重複性，若要變更配置就須拆裝試體，花費龐大的實驗成本和時間。本研究使用即時複合實驗技術(real-time hybrid simulation, RTHS)是一種將全結構拆解為數值模型(numerical model)與物理模型(physical model)的實驗方法，以最經濟有效的方式得到全結構真實的受震行為。數值模型子結構含有質量、阻尼及勁度，結合實驗中由物理模型子結構所量測到的慣性力、阻尼力及勁度力回饋到數值模型中計算出下一步的目標位移。此外，由於物理模型僅包含了部分結構，本研究亦著重於了解物理模型與全結構之質量比例，以瞭解振動臺子結構即時複合實驗之系統穩定性。

試驗佈置：

即時複合實驗於國家地震工程研究實驗中心之單軸向振動臺進行，振動臺尺寸為 2500 × 1700 mm，致動器出力規格為 500 kN，衝程為 250 mm。三自由度簡化模形如圖 1 所示，其中上標 N 為數值模型，上標 E 代表試體，上標 I 為數值模型與試體界面的自由度和 f_1^I 代表介面傳遞力量。使用振動臺進行即時複合實驗時，可將振動臺臺面視為數值模型與試體之介面，因此子結構的位移反應皆為相對於振動臺臺面。實際進行實驗時，介面的傳遞力量可以使用安裝在試體與振動臺間之荷重計(load cell)量取，也可以由致動器的荷重計扣除振動臺的慣性力與摩擦力後得到。感測元件使用外部位移計量測振動臺面與強力地板之相對位移，在振動臺面與各樓板使用加速度計量測各層樓之絕對加速度。構架安裝完成如圖 2。

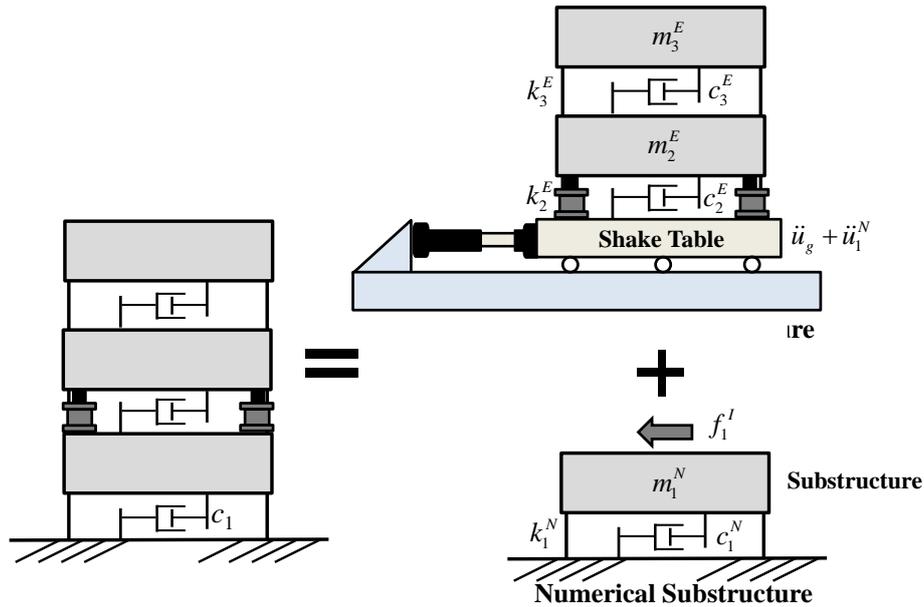


圖 1 三自由度即時複合實驗示意圖

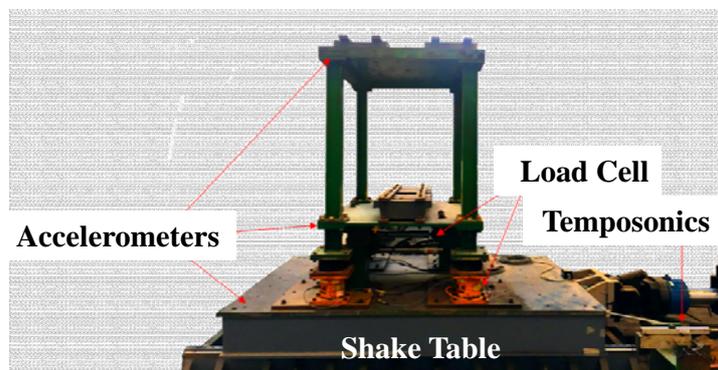


圖 2 簡化模型子結構安裝完成圖

試驗規劃：

本研究使用控制理論推導即時複合實驗的穩定性區間，如圖 3 所示，其中 ρ 為試體質量與全結構之質量比， ω_N 為數值子結構之第一共振頻率。只要拆解出來的試體質量比 ρ 位於穩定區間內，即可穩定完成即時複合實驗。本次實驗使用 MicroLabBox 數位控制器，用來進行數值模型編譯及安裝以及感測元件所量測的資料集錄，以內建之 A/D、D/A 轉換卡可將數位訊號轉換為類比訊號，進行與致動器控制器的溝通間的溝通，配合 DS1202 高性能控制卡及 MicroLabBox 所提供之 MATLAB/Simulink 函式庫 Real-Time Interface(RTI)，在視窗介面軟體 ControlDesk 上建力圖形化介面，軟硬體關係如圖 4。在本次的即時複合實驗中共使用時 13 組最大地表加速度正規化至 0.1g 之地震進行測試如表 1。實驗中實驗子結構的質量為 1.53 kN-s²/m，數值子結構質量設定為 8 kN-s²/m，共振頻率為 94.09 rad/s，因此試體質量與全結構之質量比為 0.16，非常接近穩定區間的上限 0.2。

表 1 實驗所採用 13 組地震力

No	Earthquake	PGA
1	Cape Mendocino	
2	Chi-Chi (TCU045)	
3	Christchurch	
4	Chuetsu Oki	
5	Darfield	
6	El-Centro	
7	Kobe	0.1g
8	Kumamoto	
9	Montenegro	
10	Morgan hill	
11	Northridge	
12	Parkfield	
13	TPA-013	

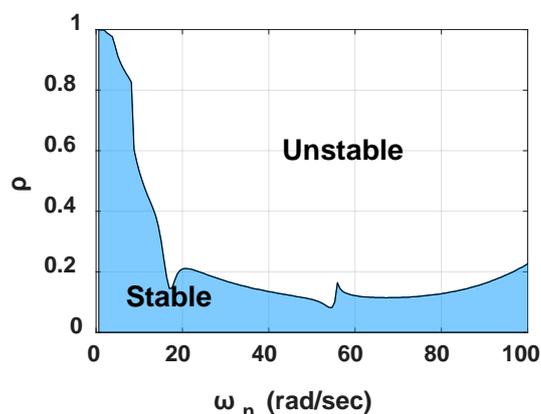


圖 3 振動臺子結構即時複合實驗之穩定區間

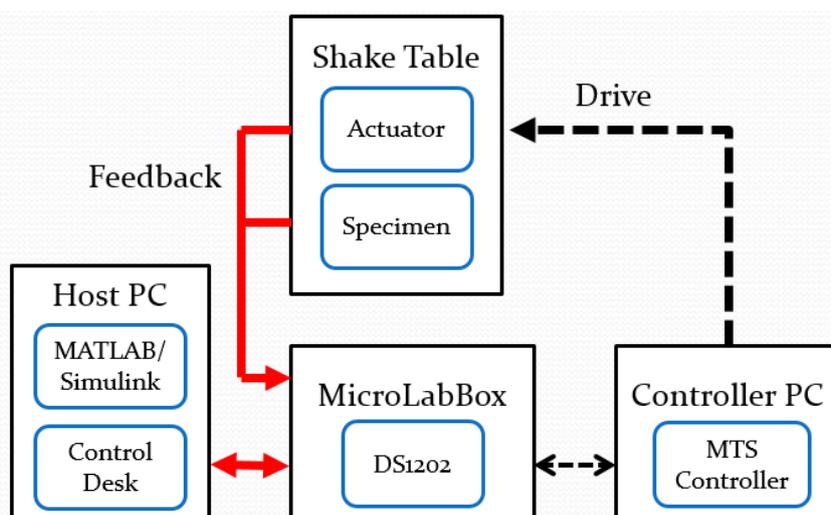


圖 4 實驗軟硬體關係圖

試驗結果：

即時複合實驗中振動臺面實際加速度比預期的加速度大。為了減少高頻訊號之影響，在卡爾曼濾波器中將第二模態阻尼比由原先 1.24 % 調高至 6.98 % 進行後續之即時複合實驗，調整前後之實驗結果比較如圖 5，有效地減少高頻訊號之影響。圖 6 和圖 7 分別為地震作用下實驗與模擬樓層絕對加速度頻率域比較和地震作用下振動臺重現目標與實際值比較。

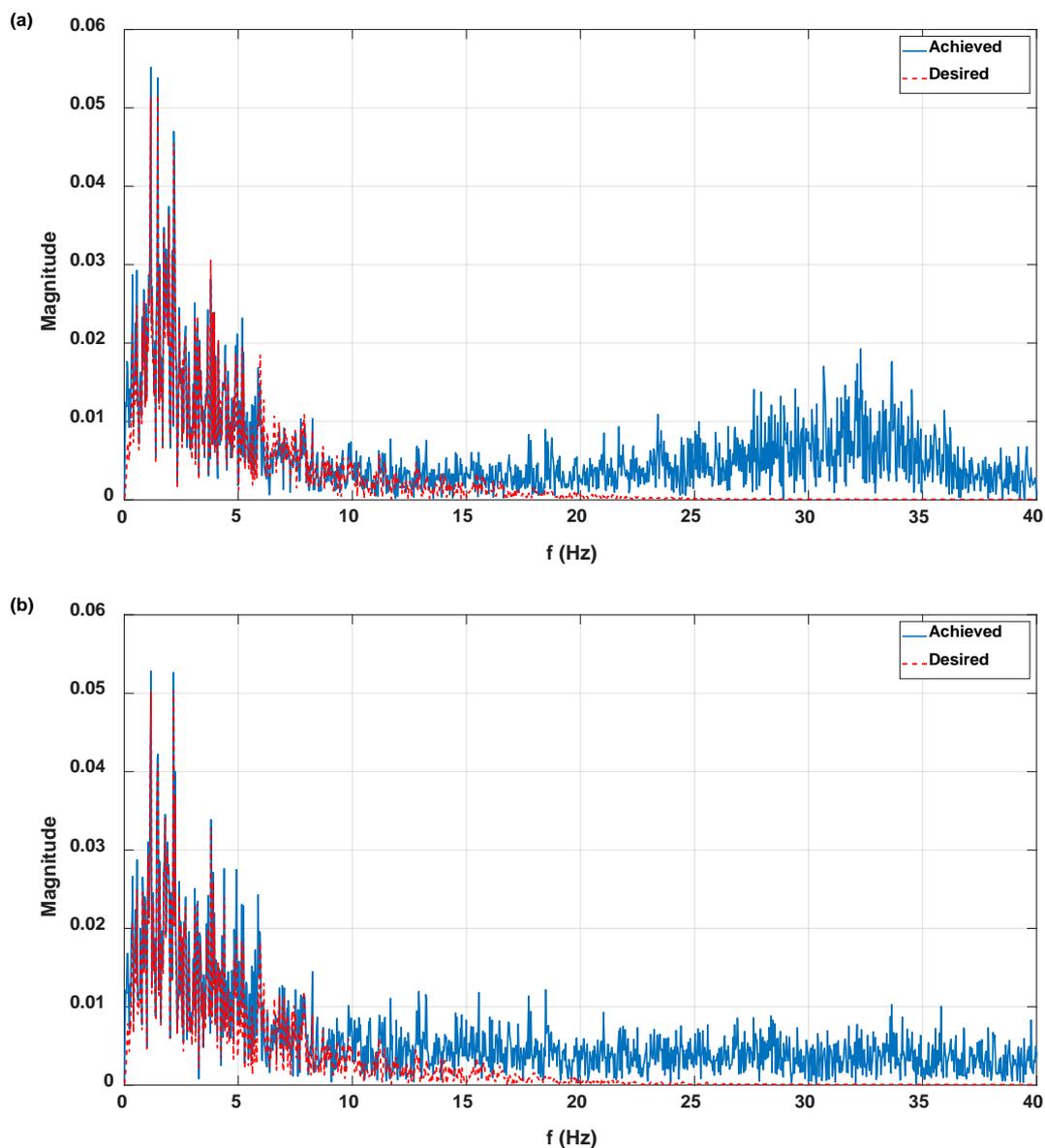


圖 5. 振動臺重現地震加速度結果
(a)調適前 (b)調適後

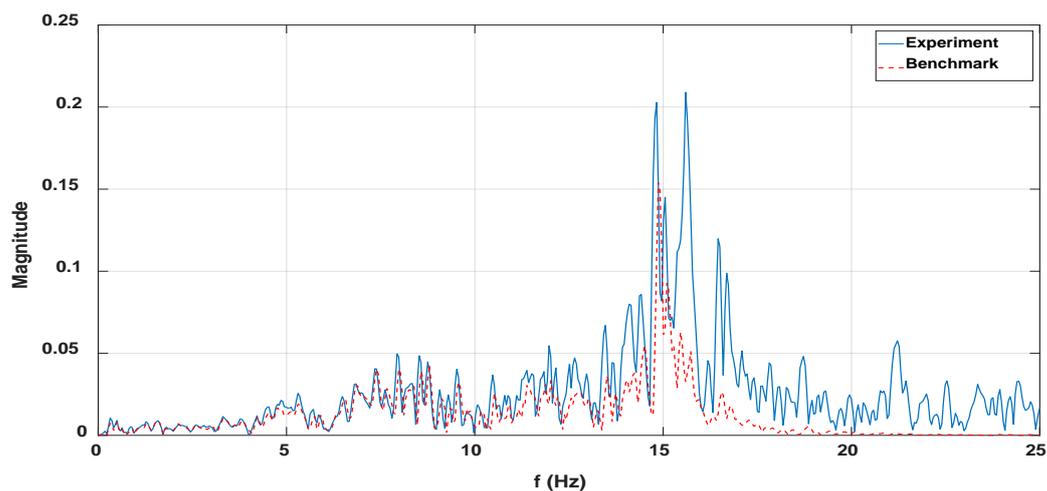


圖 6. Christchurch 地震作用下實驗模擬樓層絕對加速度頻率域比較

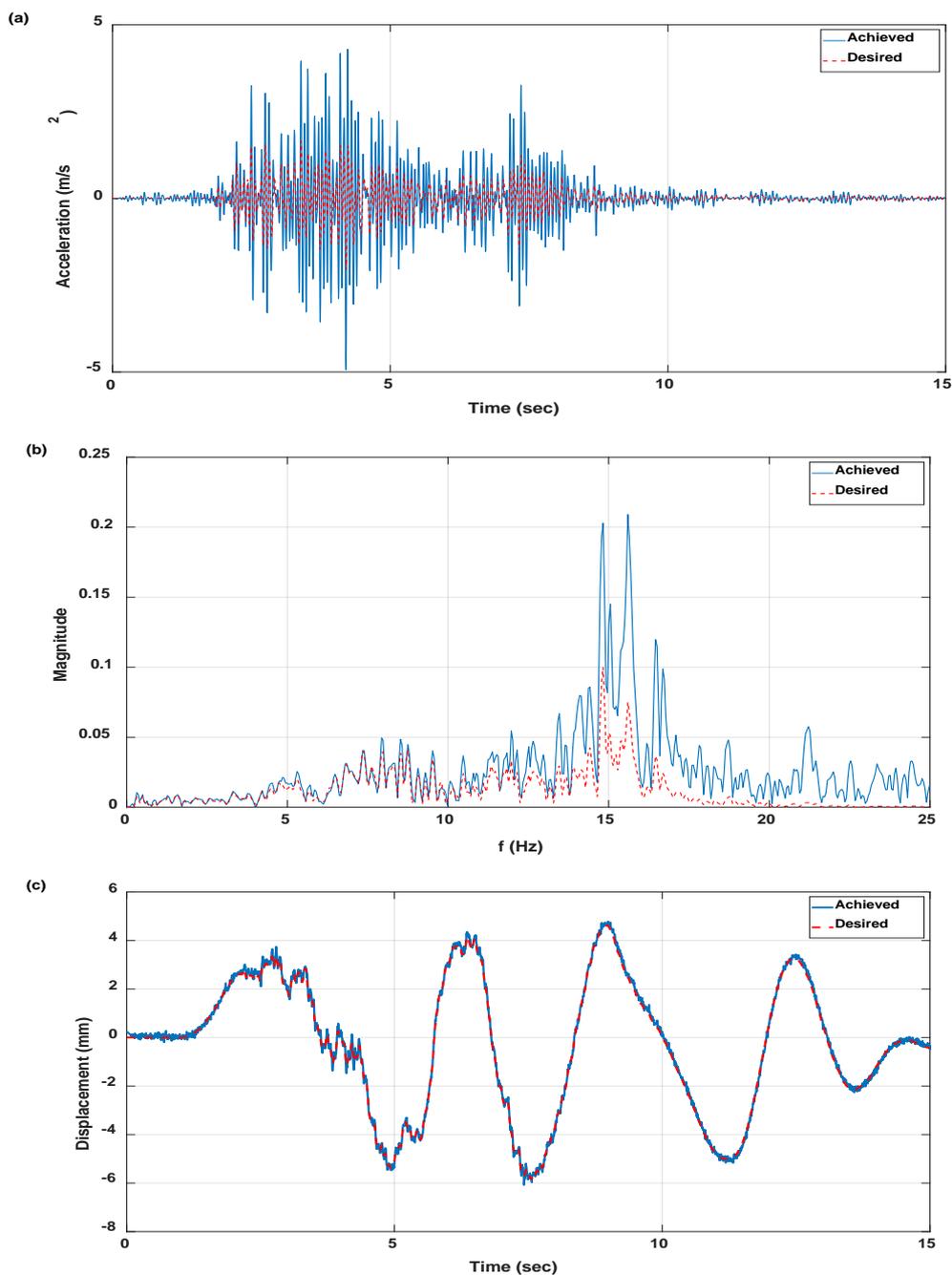


圖 7 Christchurch 地震作用下振動臺重現目標與實際值比較
(a)時間域加速度 (b)頻率域加速度 (c)位移

相關著作：

1. Chen, P. C., Dong, M. W., Chen, P. C., and Nakata, N. (2020) "Stability Analysis and Verification of Real-Time Hybrid Simulation Using a Shake Table for Building Mass Damper Systems", *Frontiers in Built Environment* 6, 109, <https://doi.org/10.3389/fbuil.2020.00109>

雙軸向動態試驗系統之基本參數研究與探討

計畫分類：

計畫名稱：雙軸向動態試驗系統之基本參數研究與探討

計畫編號：

計畫主持人：汪向榮、黃震興

參與人員：林旺春、楊卓諺、游忠翰、劉瓊琳、林晉丞

聯絡電郵：wclin@narlabs.org.tw

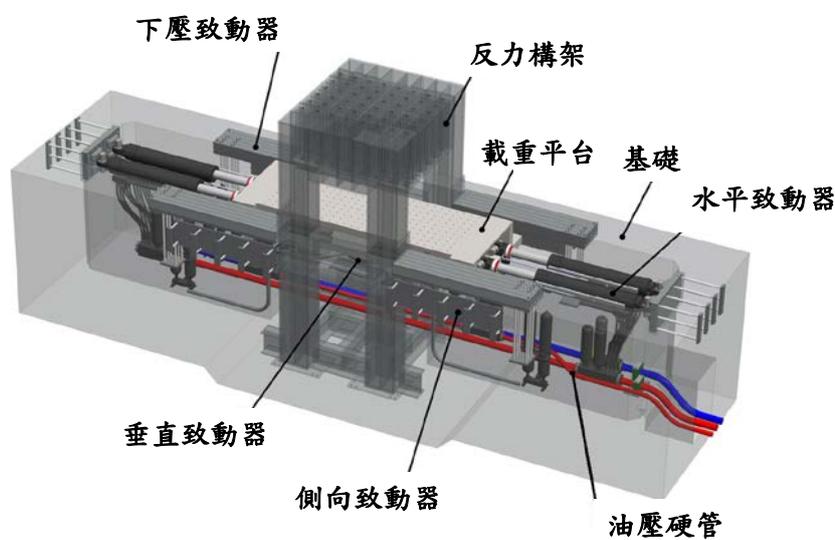
試驗期間：109 年 06 月

試驗地點：國家地震工程研究中心臺南實驗室雙軸向動態試驗系統

試驗目的：

國家地震工程研究中心於 2017 年在臺南實驗室啟用的雙軸向動態試驗系統(Bi-Axial dynamic Testing System, BATS)，見圖一，為領先全球之先進大型壓剪試驗機，可提供國內外隔震技術研發以及隔震元件實體與性能測試良好的服務平台。此一服務平台主要以提供測試設備、測試方法諮詢、以及測試結果檢核為主。針對單一隔震元件，如橡膠隔震元件，在固定垂直軸力與水平反覆載重條件下進行試驗研究，依試驗結果可以得到在單一設計條件下(即特定垂直軸力與水平位移組合)之遲滯模型參數。

因此，首先必須對此試驗系統之動態性能與系統參數有更為清楚的瞭解與掌握，進行完整的性能評估與校正，以瞭解試驗系統的動態性能與系統參數，如基頻(fundamental frequency)、相位差(phase lag)、阻尼比(damping ratio)、系統平台等效質量(effective mass)、不同垂直軸壓(axial pressure)下對應不同水平速度之摩擦係數(friction coefficient)，進而落實於國內隔震設計的測試規範要求，使國內於規範發展與工程應用領先全球，對於國內橡膠隔震元件供應商與設計顧問公司，亦能夠藉由此一領先且獨步全球的實驗評估技術與成果，在全球商業競爭中獲得絕對優勢，對於我國在全球地震工程研究與應用的領先地位，具有相當大之影響與助益。





圖一 臺南實驗室雙軸向動態試驗系統

試驗佈置：

本研究除擷取 BATS 於垂直向與水平向致動器之位移與力量，並於載重平台安裝加速規，以擷取對應之力量、位移與加速度反映。

試驗規劃：

主要研究內容分為三階段：(1)第一階段為在未加裝隔震支承下，針對試驗系統分別進行一系列的三角波與正弦波之循環載重試驗，其目的為求得試驗系統之載重平台於垂直向空載下對應不同水平速度之系統平均摩擦係數與其等效質量，(2)第二階段為針對試驗系統進行隔震支承試驗條件，在載重平台安裝平面滑動摩擦隔震支承後，於施加垂直軸向荷載下，分別進行三角波與正弦波之循環載重試驗，進而依簡單線性迴歸分析求得試驗系統之系統平均摩擦係數，(3)執行足尺寸滑動摩擦隔震支承之試驗，根據試驗數據與理論值之分析探討，以證明本研究獲得之 BATS 等效質量與系統摩擦係數，具有一定之合理性與適用性。於 BATS 進行隔震支承試驗時，依據試驗系統載重平台之自由體圖(如圖三所示)，其動力平衡方程式可表示為式(1)：

$$P(t) = F_B(t) + F_I(t) + F_F(t) \quad (1)$$

其中， $P(t)$ 為試驗系統水平致動器合力； $F_B(t)$ 為隔震支承水平力； $F_I(t)$ 為載重平台之慣性力； $F_F(t)$ 為載重平台之摩擦力； t 為時間步幅，其總步幅為 n 。

$F_B(t)$ 、 $F_F(t)$ 與 $F_I(t)$ 又可分別表示如下：

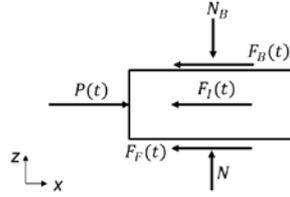
$$F_B(t) = \mu_B(t) N_B \operatorname{sgn}(\dot{x}(t)) \quad (2)$$

$$F_F(t) = \mu(t) N \operatorname{sgn}(\dot{x}(t)) \quad (3)$$

$$F_I(t) = m_{\text{eff}} \ddot{x}(t) \quad (4)$$

其中， $\mu(t)$ 為載重平台之摩擦係數； N 為載重平台之自重、垂直致動器提供之荷載，以及下壓軸承與側向軸承出力下所承受之總正向力； m_{eff} 為載重平台之等效質量； $\dot{x}(t)$ 與 $\ddot{x}(t)$ 分別為載重平台之速度與加速度。若隔震支承以採用摩擦型隔震支承為例，其水平

力可表示為式(2)，則 $\mu_B(t)$ 為摩擦材之摩擦係數，且該支承所承受之垂直荷載為 N_B 。



圖三 載重平台動力分解示意圖

(1) 垂直空載下之三角波循環載重試驗

因載重平台為等速狀態且無安裝隔震支承，故其加速度為零，即 $F_I = 0$ 、 $F_B = 0$ ，則可得其動力平衡方程式如式(5)：

$$P(t) = F_F(t) = \mu_0(t)N \operatorname{sgn}(\dot{x}(t)) \quad (5)$$

其中， $\mu_0(t)$ 為於垂直空載下載重平台之系統摩擦係數，又因此時無垂直荷載，故令載重平台所受之總正向力 $N = N_0$ 。整理式(5)，將所得之 $\mu_0(t)$ 依其步幅數取平均，並考慮不同速度與位移下之系統摩擦係數依簡單線性迴歸(simple linear regression method)分析，即可求得試驗系統載重平台之摩擦係數，在不同水平速度激振時，對應之載重平台摩擦係數方程式，如式(6)：

$$\mu_{0,avg} = a_1 |\dot{x}| + a_2 \quad (6)$$

其中， a_1 與 a_2 為採簡單線性迴歸分析識別之參數。

(2) 垂直空載下之正弦波循環載重試驗

因試驗系統之載重平台加速度不為零，故載重平台之摩擦力可表示為式(7)：

$$F_F(t) = P(t) - m_{eff} \ddot{x}(t) \quad (7)$$

考慮載重平台之摩擦係數可由式(6)求得各激振速度對應之 $\mu_{0,avg}(t)$ ，故依式(3)亦可得載重平台之摩擦力如下所示：

$$F_F'(t) = \mu_{0,avg}(t)N \operatorname{sgn}(\dot{x}(t)) \quad (8)$$

假設依式(7)獲得之載重平台之摩擦力等於式(8)，採用最小平方法(least squares method)可進一步求得試驗系統之載重平台等效質量 m_{eff} 為

$$m_{eff} = \sum_{t=1}^n \frac{P(t)\ddot{x}(t) - \mu_{0,avg}(t)N \operatorname{sgn}(\dot{x}(t))\ddot{x}(t)}{(\ddot{x}(t))^2} \quad (9)$$

考慮不同振動頻率與位移下，可求得等效質量 m_{eff} 並取其平均，即可獲得試驗系統載重平台之平均等效質量 $m_{eff,avg}$ 。

(3) 垂直荷載下之三角波循環載重試驗

利用 BATS 施加不同垂直荷載於足尺寸滑動摩擦隔震支承，進行三角波循環載重試驗時，可將式(1)改寫為下式：

$$P(t) = F_B(t) + F_F(t) \quad (10)$$

令試驗系統施加於滑動摩擦隔震支承之垂直軸力為 N_B ，則 $N = N_0 + N_B$ ，將式(2)與式(3)代入後，整理式(10)，可得滑動摩擦隔震支承於該試驗速度條件下之摩擦係數

$\mu_B(t)$ ，如式(11)：

$$\mu_B(t) = \frac{|P(t) - \mu(t)N \operatorname{sgn}(\dot{x}(t))|}{N_B} \quad (11)$$

該試驗速度條件下之隔震支承平均摩擦係數 $\mu_{B,avg}$ 即為：

$$\mu_{B,avg} = \frac{\sum_{i=1}^n \mu_B(t)}{n} \quad (12)$$

(4) 垂直荷載下之正弦波循環載重試驗

假設正弦波循環載重試驗之最大速度及位移與前述三角波試驗一致，即可令 $\mu_B(t) = \mu_{B,avg}$ 、

$m_{eff} = m_{eff,avg}$ ，則式(1)改寫為：

$$\mu(t) = \frac{|P(t) - [\mu_{B,avg} N_B \operatorname{sgn}(\dot{x}(t)) + m_{eff,avg} \ddot{x}(t)]|}{N_0 + N_B} \quad (13)$$

再者，若正弦波試驗歷時中之最大與最小試驗速度發生時間點 t_k 共計 p 個，則可分析該試驗速度條件下之載重平台之平均摩擦係數 μ_{avg} 為：

$$\mu_{avg} = \frac{\sum_{k=1}^p \mu(t_k)}{p} \quad (14)$$

為求得式(14)之 μ_{avg} ，需以式(12)所求對應試驗速度條件下之 $\mu_{B,avg}$ 進行計算。然式(12)中又須以 $\mu(t)$ 代入計算(見式(11))，故假設第一次分析時，以式(6)計算之 $\mu_{0,avg}$ 代入式(11)時，進而逐步求得式(14)之 μ_{avg} ，以利進行迭代分析，使得系統平均摩擦係數之數值收斂。最後，考慮不同速度與位移下之載重平台平均摩擦係數，並進行簡單線性迴歸分析，即可求得載重平台於垂直向荷載下，不同水平速度激振時對應之平均摩擦係數方程式，如下：

$$\mu_{avg} = b_1 |\dot{x}| + b_2 \quad (15)$$

其中， b_1 與 b_2 為採簡單線性迴歸分析識別之參數。

試驗結果：

本試驗採用之平面摩擦支承之摩擦材料直徑為 1130 mm，最大承壓應力為 4 kg/mm²，相關試驗照片如圖四。其中，垂直空載、垂直荷載分別為 10 MN 與 30 MN 下之三角波與正弦波加載試驗如表一與表二所列，並令 $N_0 = 11889.72$ kN。

依垂直空載試驗結果所得之平均摩擦係數方程式如式(16)所示：

$$\mu_{0,avg} = 3 \times 10^{-6} |\dot{x}| + 0.0008 \quad (16)$$

依式(16)，進而求得平均等效質量 $m_{eff,avg}$ 為 96.69 ton。

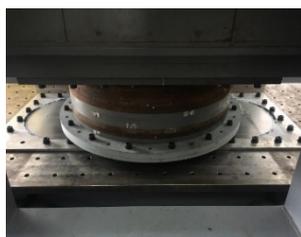
根據垂直荷載 10 MN 與 30 MN 之反覆載重試驗結果，其識別之 $\mu_{avg} - |\dot{x}|$ 關係方程式，分別如下：

$$\mu_{avg} = 3 \times 10^{-6} |\dot{x}| + 0.0003 \quad (17)$$

$$\mu_{avg} = 3 \times 10^{-7} |\dot{x}| + 0.0002 \quad (18)$$

將式(16)至(18)繪於圖五，可發現於空載下載重平台之平均摩擦係數較大，且隨著垂直向荷載增加，平均摩擦係數則減少。此外，當垂直荷載介於 0 至 10 MN，其對應之平均摩

擦係數可以式(16)與(17)內差求得；同理，當垂直荷載介於 10 至 30 MN 時則以式(17)與(18)內差求得。

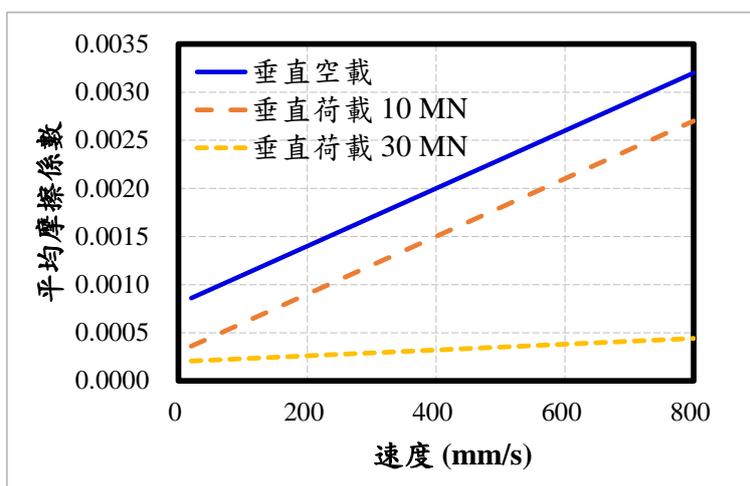


(a) BATS 試驗組立



(b) 平面摩擦材

圖四 試驗組立與摩擦材之照片



圖五 BATS 系統摩擦係與速度之關係

表一 垂直空載下之反覆載重試驗

加載型式	振幅 (mm)	速度 (mm/s)	循環數
三角波	300	5、10、20、 50、100、200、 300、400、500、 600、700、800、 900、1000	4
	500		
	700		
	900		
	1000		
正弦波	300	5、10、20、 50、100、200、 300、400、500、 600、700、800、 900、1000	4
	400		
	500		
	700		
	900		

表二 垂直荷載下之反覆載重試驗

垂直荷載 (kN)	振幅 (mm)	速度 (mm/s)	循環數
10000	100	5、10、20、 50、100 500、800	3
	500		
	700		
	1000		
30000	300	5、10、20、 50、100 300、800	3
	500		
	700		

隔震支承試驗之應用與驗證：

採足尺寸雙曲率摩擦單擺支承(Double Concave Friction Pendulum bearing)進行試驗，如圖六所示，其中摩擦材直徑為 400 mm，曲率半徑為 4500 mm，以及標稱摩擦係數為 0.043，試驗項目則列於表三。

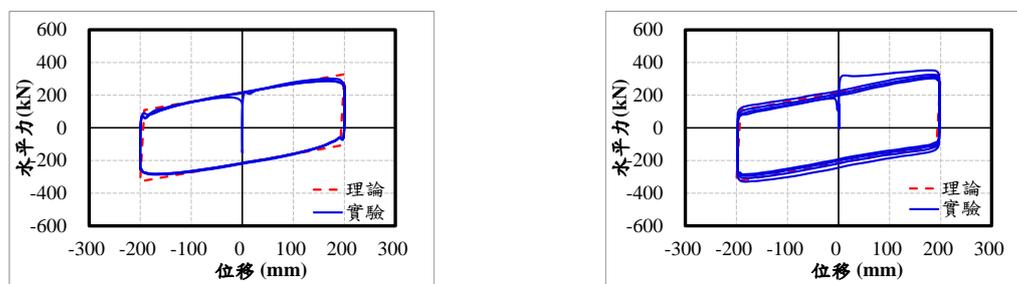
假設隔震支承在第 i 個循環試驗下，摩擦係數 μ^i 可由下式計算求得：

$$\mu^i = \frac{E_d^i}{2N_B(d_i^+ - d_i^-)} \quad (19)$$

其中， d_i^+ 及 d_i^- 為單一循環中之最大及最小位移、 E_d^i 為單一循環遲滯迴圈所包圍之面積。依研究可獲得其理論遲滯迴圈(見圖七)，進而由式(1)及識別之基本參數，可經試驗結果獲得其力與位移之關係。透過圖六，可發現於兩種試驗速度下，皆可獲得與理論值一致之力學特性。依式(19)計算可得支承之平均摩擦係數分別為 0.0409 與 0.0424，亦與理論值相當一致，如表四所示。



圖六 試體照片



(a) 低速試驗

(b) 高速試驗

圖七 遲滯圈比較

表三 足尺寸滑動摩擦支承試驗項目

試驗	振幅 (mm)	速度 (mm/s)	垂直荷載 (kN)	循環數
1	200	20	5027	4
2	200	400	5027	

表四 足尺寸滑動摩擦支承摩擦係數

	試驗 1	試驗 2
迴圈數	摩擦係數	摩擦係數
1	0.0412	0.0457
2	0.0408	0.0420
3	0.0407	0.0395
平均	0.0409	0.0424

研究團隊相關著作：

1. Lin WC, Liu CL, Yang CY, Yu CH, Wang SJ and Hwang JS. Seismic Performance Identification of Bi-Axial Dynamic Testing System, International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake, Taipei, Taiwan, September 15-19, 2019.