

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

2019 國家地震工程研究中心實驗成果研討
會論文集(II)

黃世建 鍾立來 王孔君

報告編號：NCREE-19-015

中華民國 108 年 12 月

2019 國家地震工程研究中心實驗成果研討會論文集
(II)
Proceedings of the 2019 NCREE Conference on Experiments (II)

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 108 年 12 月
December 2019

前言

國家實驗研究院國家地震工程研究中心實驗室於 2019 年 12 月 9 日在國震中心台南實驗室舉辦「2019 國家地震工程研究中心實驗成果研討會(II)」。會中邀請 2018 年中，於本中心台北與台南實驗室各測試系統(振動台、反力牆與強力地板結構實驗室以及多軸與雙軸向測試系統 MATS 與 BATS)進行實驗之研究團隊，發表最新獲得之實驗研究成果。

本研討會提供一個可以交流與分享經由結構實驗而得之最新研究成果的機會。希冀藉此會議，能讓國內學界人員在未來進行結構實驗之規劃與執行時能更收周詳與效率之功，亦能讓業界與政府單位能更加了解國內地震工程領域之最新研究趨勢與成果，以及國震中心可提供之服務。

本研討會共發表 19 個口頭演講與 19 篇簡要論文。研究主題涵蓋包括新型結構元件耐震性能；風機用薄管圓柱耐震性能；應用智慧型手機預警強震；高軸力下填充型鋼管混凝土(CFT)柱與大尺寸 RC 柱耐震性能；近斷層建築物抗倒塌技術研發(包括液態儲槽耐震性能與 RC 柱塑鉸力學模擬)；利用高強度混凝土、超高性能混凝土、高強度鋼筋、低降服強度鋼板等新材料製造之複合結構元件(柱、牆等)之耐震行為等等最新地震與結構工程研究成果。除此之外尚有其他實驗測試系統(包括 BATS、南部實驗室振動台與大型柔性邊界剪力砂箱)之動力特性探討與評估，不一而足。

國震中心衷心感謝各研究團隊對本實驗成果研討會之鼎力支持，同時也對於能在地震工程研究發展過程中有機會貢獻綿薄之力感到與有榮焉。期望藉由本研討會之舉辦與本報告之出版，能更加促進最新知識之交流與擴散，甚至創造學界、產業界與政府機關等不同領域之先進能有更進一步對話之機會，共同提升地震工程在國內之發展與應用。

目錄

智能骨材應用於鋼筋混凝土剪力牆補強實驗研究.....	1
含挫屈束制消能鋼筋之雙核心自復位斜撐發展與驗證.....	10
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.....	12
液態儲槽近斷層效應實驗研究.....	14
Seismic Performance Testing of Concrete Filled Steel Tubular (CFST) Columns with High Axial Compression Conditions	19
台南實驗室 BATS 系統動態性能評估試驗.....	27
自復位箱型柱腳性能試驗.....	33
低降服鋼板與混凝土複合剪力牆在高軸力與反覆平面剪力載重下之耐震性能研究.....	36
近斷層速度脈衝效應對鋼筋混凝土塑性鉸參數定義之研究.....	41
高強度材料低矮剪力牆往復載重行為.....	53
EQ Alert -智慧型手機強震預警 APP 研發.....	60
砂礫石液化潛能初步研究之振動台試驗.....	76
國震中心台南實驗室振動台浮式基礎動力特性識別之研究.....	81
大型柔性邊界剪力試驗盒開發與驗證實驗.....	87
搖擺控制機制橋柱之實驗研究.....	93
模組化空心預鑄節塊橋柱耐震性能試驗.....	97
New RC 結構牆之結構耐震行為與 UHPC 於結構牆耐震能力提升之效益.....	101
大尺度鋼筋混凝土柱於高軸力下之結構耐震行為.....	108
鋼筋混凝土柱動力試驗的力學性能研究.....	114

智能骨材應用於鋼筋混凝土剪力牆補強實驗研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：既有建物耐震評估與補強

計畫編號：06108A1500

計畫主持人：周中哲

參與人員：蕭輔沛、廖文義、古子恩

聯絡電郵：fphsiao@ncree.narl.org.tw

試驗期間：2019 年 5 月

試驗地點：國家地震工程驗究中心臺北實驗室反力牆及強力地板系統

試驗目的：

本研究將針對高寬比小於 2 之低矮型剪力牆之補強進行相關研究與討論，藉由剪力牆高抗剪強度及高側向勁度之特性，以提升建築物之整體強度，能夠有效增加結構耐震能力，改善結構系統，並免除軟弱底層之破壞模式，更可降低因結構平面偏心所造成之扭轉效應，是屬系統整體強度補強之方法。雖然 RC 剪力牆補強早已被廣泛使用，但由於老舊建築物其混凝土強度低及韌性細節甚差，於地震震害結果常出現非預期之破壞，使得補強之有效性大幅降低，無法達分析設計所預期之目標。因此本研究將針對以下重點進行改善，提供有效補強方法與施工細節建議：避免新舊混凝土界面之破壞、確保填充剪力牆與邊界構架間之應力傳遞機制、控制補強構材強度避免擠壞既有結構及植筋相關細節；此外在使用性之考量於剪力牆適當開口，不僅藉此達到採光及通風之需求還可在期望之補強效果下同時達到降低牆體對既有構架基礎之強度需求，因此本研究將進行「改良型 RC 剪力牆補強」及「改良型 RC 開口剪力牆補強」之研究，分析其強度與韌性容量模擬，將分析結果與試驗結果做對比，期望改善後能使補強結構達到設計之韌性容量，有效提升建築物之耐震能力。

此外，為了瞭解每一次實驗試體受到之破壞狀況，本研究採用壓電陶瓷材料所製之智能骨材感測器以後埋之方式埋入試驗試體內，利用基本波動力學及壓電材料可激發亦或接收應力波之特性，進行混凝土結構之健康診斷研究，於於每一次試驗試體受到破壞時，量測試體內骨材互相傳遞之訊號，經數值分析得到損壞指標即可判讀各階段試驗損傷程度。

試驗佈置：

本研究設計之三座實尺寸試體皆於台北國家地震工程研究中心之大型力學實驗室進行，使用其強力地板、高 9 公尺之反力牆及油壓泵送施力系統，整體測試佈置之示意圖如圖 1、2 所示，以下將測試佈置安裝之流程做詳細介紹。

(1) 為確保試體能與試驗設備準確接合，需事先確認製作完成之試體與設計圖尺寸是否相符、現場之夾具是否與設計圖之夾具相符及實際之測試佈置是否能如規劃之測試佈置圖執行……等，確認後方可開始佈置安裝。

(2) 先將欲使用之試驗場地動線之粉塵、碎石清理乾淨，利用角鋁圍出比試體基礎範圍稍大之圍堰，以黏土將圍堰內之十個強力地板孔洞圍起來，並於圍堰內之強力地板均勻塗抹機油，接著將調拌後之石膏均勻倒入圍堰內，待石膏稍微固化後，接著即可將試體吊於圍堰上方，當試體基礎預留之十個內徑為 10 公分之孔洞對齊相應之強力地板既有孔位時，即可降下試體放置定位，使基礎底面能與強力地板緊密貼合，避免基礎底

與強力地板介面處不平整而導致施加預力時基礎產生裂縫，進而影響實驗結果。

(3) 先將十支直徑為 69mm 之預力螺桿穿過基礎之預留孔，再穿過墊片及拴上螺帽後，利用油壓加壓機於每支螺桿施加 80 噸之預拉力，依序對角施加，將試體基礎鎖固於強力地板上作為固定端。其中， N 為正向力且假設界面摩擦係數 0.2 並考慮兩側接觸面，依下式(2-3)計算可得其能提供之有效總摩擦力為 320 噸，此摩擦力需大於試體設計之最大水平側向力，以免試體在試驗過程中產生滑移現象。

(4) 先將施力鋼梁及兩支長 9 公尺之反應鋼梁以預力螺桿組裝後，由實驗場天車將其吊於試體頂梁上方後緩慢降下，直至反應鋼梁上之既有孔位對齊相應之試體頂梁預留之九個內徑為 10 公分之孔洞，並調整確保鋼梁水平，即可穿過 9 支直徑為 49mm 之預力螺桿，再鋼梁兩側穿過墊片及拴上螺帽後，利用油壓加壓機於每支螺桿施加 70 噸之預拉力，從中心開始向左右依序施加，使試體頂梁與反應鋼梁緊密接合，使油壓致動器之力量能完全傳遞至試體。其中， N 為正向力且假設界面摩擦係數 0.2 並考慮兩側接觸面，計算可得其能提供之有效總摩擦力為 252 噸，此摩擦力需大於試體設計之最大水平側向力，以免反應鋼梁與試體 RC 梁在試驗過程中產生滑移現象。

(5) 先依設計佈設圖確認轉接鋼板於反力牆之位置，利用天車吊掛轉接鋼板，以墊片及螺帽將 8 支預力螺桿施加預力，將轉接鋼板鎖固於反力牆上，再吊掛二支 100 噸之側向油壓制動器至其設計佈設之安裝中心高度為 371 公分，其軸心線會與試體頂梁斷面中心軸線重疊，利用螺桿以及氣動工具讓制動器與轉接鋼板緊密接合鎖固，待油壓制動器固定於反力牆上後，再操控水平油壓致動器靠近施力鋼梁，用高拉力螺栓固定。施力過程為制動器作側向力加載作用於施力鋼梁，接著力量傳遞至反應鋼梁上，最後力量均勻導入試體之混凝土頂梁，以模擬地震力對構架之受力行為。

(6) 最後，於試體東側架設一個參考架，以利外部位移計之裝設。

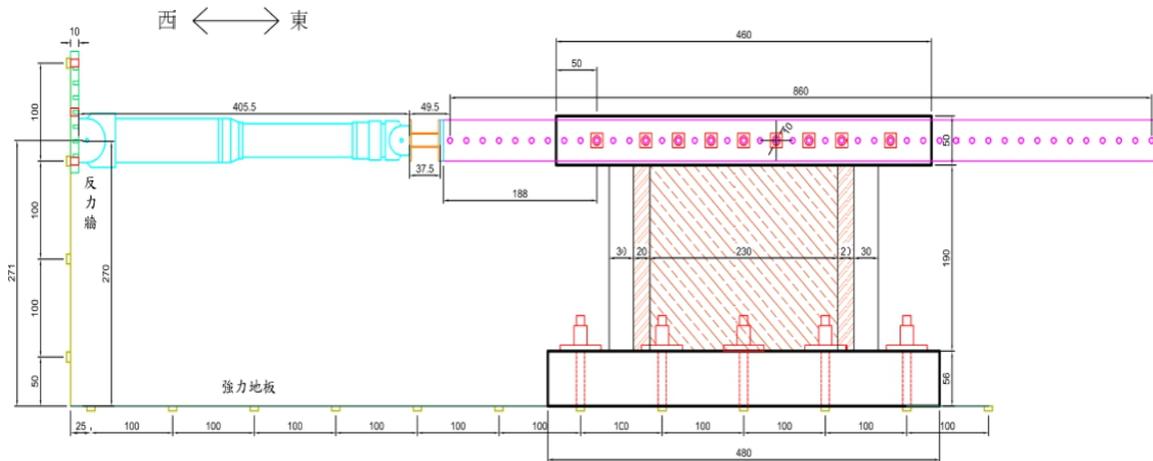


圖 1 整體測試布置之側向示意圖

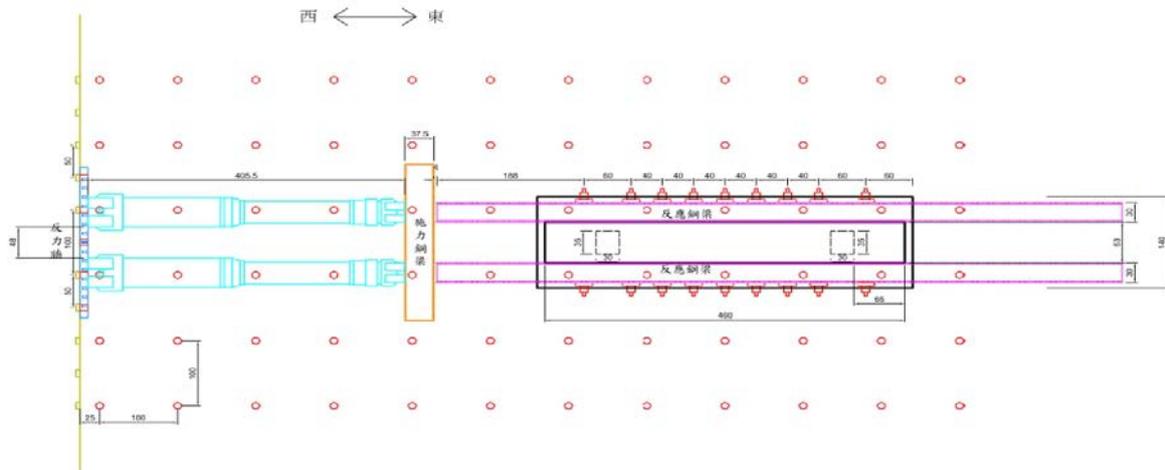


圖 2 整體測試布置之俯視示意圖

試驗規劃：

於試驗前需先確認致動器控制系統及內外量測系統訊號是否正常，確認後即可開始進行試驗，本試驗為無施加軸力之狀況下，試體承受側向之反覆加載，以模擬剪力牆之受力行為，試驗之加載方式是採位移控制，操作側向油壓制動器定速進行加載，並利用 Tempo III 作為外部控制位移計，量測試體頂梁中心之側向位移量，以此控制油壓致動器，並依試體之層間變位角(Drift Ratio)做為系統控制參數，以達實驗設計之位移。

加載程序採用三角型位移波輸出，如下圖 3。各階段最大層間變位角依序為 0.125%、0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、2.5%、3.0%、4.0%與 5.0%，每個層間變位角執行兩個迴圈後再進行下一階段，各層間變位角所對應之位移整理如表 1。藉由 Drift Ratio(%)及油壓制動器之載重總和(kN)，可得試體之位移-側力曲線圖，以進一步了解試體之結構行為及破壞模式。

試驗開始前，先以黑色簽字筆描繪初始裂縫，而試驗開始加載過程中於每一階段之層間變位角第一迴圈達最大位移時暫停加載，以簽字筆於試體上進行裂縫描繪，藍筆為正向(Push)，紅筆為負向(Pull)，並量測最大裂縫寬度與拍照記錄，第二迴圈時不需畫線僅需量測最大裂縫寬度及拍照記錄即可。完成上述紀錄工作後繼續進行實驗。後期在試體產生大量混凝土剝落時，基於安全起見停止裂縫描繪，僅利用錄影機及拍照紀錄整體行為。在試驗終止之條件上，當層間變位角第一迴圈之強度只剩最大強度點一半以下時，把此階段之層間變位角做完即可停止試驗，另外考慮試驗之安全性，試驗至後期若有鋼筋斷裂導致試體不穩定時，應立即終止試驗。

表 1 層間變位角之位移量

Cycle No.	1,2	3,4	5,6	7,8	9,10	11,12	13,14	15,16	17,18	19,20	21,22	23,24
Drift Ratio(%)	0.12	0.2	0.37	0.5	0.75	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	4.0	5.0
Disp(mm)	2.69	5.3	8.06	10.75	16.13	21.5	32.25	43	53.75	64.5	86	107.5

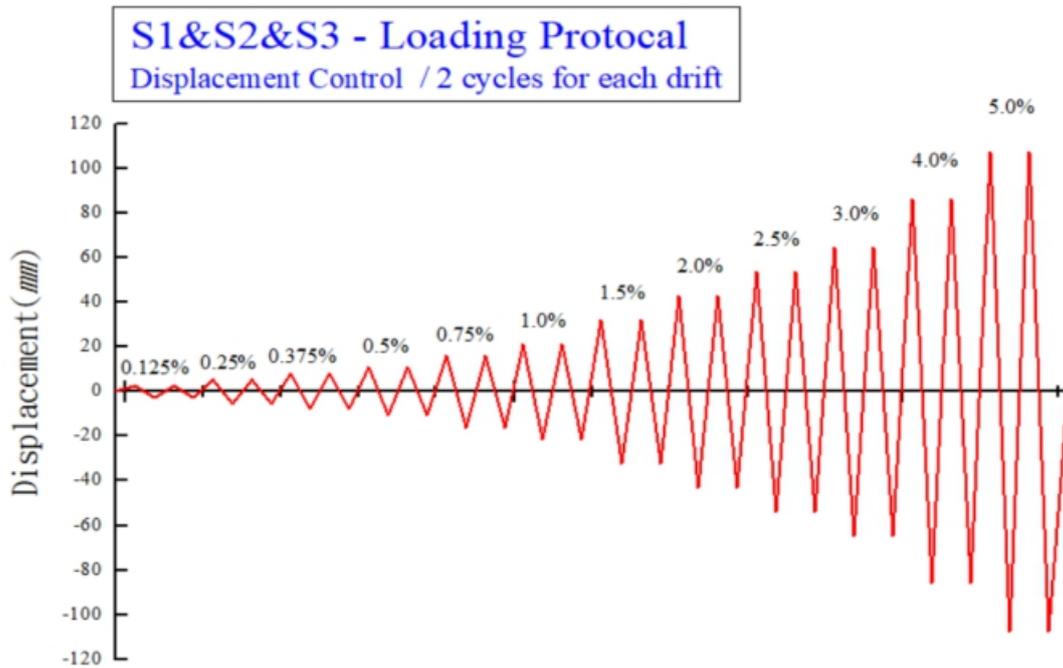


圖 3 反覆載重位移加載歷程資料

試驗結果：

其中側向力(Lateral Force)為油壓制動器作用於施力鋼梁之總載重，層間變位角(Drift Ratio)為施力梁中心受力點之側向位移 Δ 除以受力點至基礎面之高度 $h = 2150$ mm，以+表示為正向 Push 由西向東，-表示為負向 Pull 由東向西，每一個層間變位角皆有兩個迴圈數，各層間變位角之側力強度最大值皆採取第一迴圈之值，藉由 Drift Ratio(%)及油壓制動器之載重總和(kN)，可得試體之載重-位移曲線圖，以進一步了解試體之結構行為及破壞模式。各試體之載重-位移曲線及其包絡線如圖 3.4 - 3.9 所示；並於此節詳細說明試驗過程中試體之裂縫發展與破壞模式，於每階段之層間變位角第一循環達最大位移時暫停加載，於觀察面以奇異筆描繪裂縫、量測裂縫寬度並拍照紀錄，其中裂縫寬度、裂縫走向及不同機制下產生之裂縫皆是觀察之重點。

1. 試體 S1 - PF：

試體 PF 之設計模擬非韌性配筋構架，其載重-位移曲線如圖 4 所示，包絡線如圖 5 所示，層間變位角之載重與位移及裂縫展行為如表 2 所示。

Drift Ratio 為 3.0%(即側向位移達 64.5mm)，側向力強度為 143.56kN 兩側柱之剪力裂縫持續擴大，混凝土已明顯碎裂剝落，停止描繪及量測裂縫寬度，此時水平側力強度大約已下降至最大強度之五成，遂試驗終止，最終判定為剪力破壞。

2. 試體 S2 - PF+ISW：

試體 PF+SW 其載重-位移曲線如圖 6 所示，包絡線如圖 7 所示，層間變位角之載重與位移及裂縫展行為如表 3 所示。

Drift Ratio 為 1.5%(即側向位移達 32.25mm)，側向力強度為 546.19kN 牆體之主要斜向剪力破壞裂縫持續擴大，於牆體之混凝土大量碎裂剝落導致牆筋外露，停止描繪及量測裂縫寬度，其裂縫走向由邊界柱頂端斜向延伸至對角柱底相互交錯成 X 型，此時

水平側力強度大約已下降至最大強度之三成，遂試驗終止，最終判定為整體剪力破壞。

3. 試體 S3 - PF+OSW :

試體 PF+OSW 其載重-位移曲線如圖 8 所示，包絡線如圖 9 所示，層間變位角之載重與位移及裂縫展行為如表 4 所示。

Drift Ratio 為 1.0%(即側向位移達 21.5mm)，側向力強度為 790.13kN 於牆體開口兩側臨界斷面處之主要剪力破壞裂縫持續擴大相互交錯成 X 型，於牆體之部分混凝土碎裂剝落，牆筋外露，停止描繪及量測裂縫寬度，其裂縫走向由邊界柱頂端斜向延伸至開口下方、由邊界柱底端斜向延伸至開口上方，此時水平側力強度大約已下降至最大強度之六成，遂試驗終止，最終判定為整體剪力破壞。

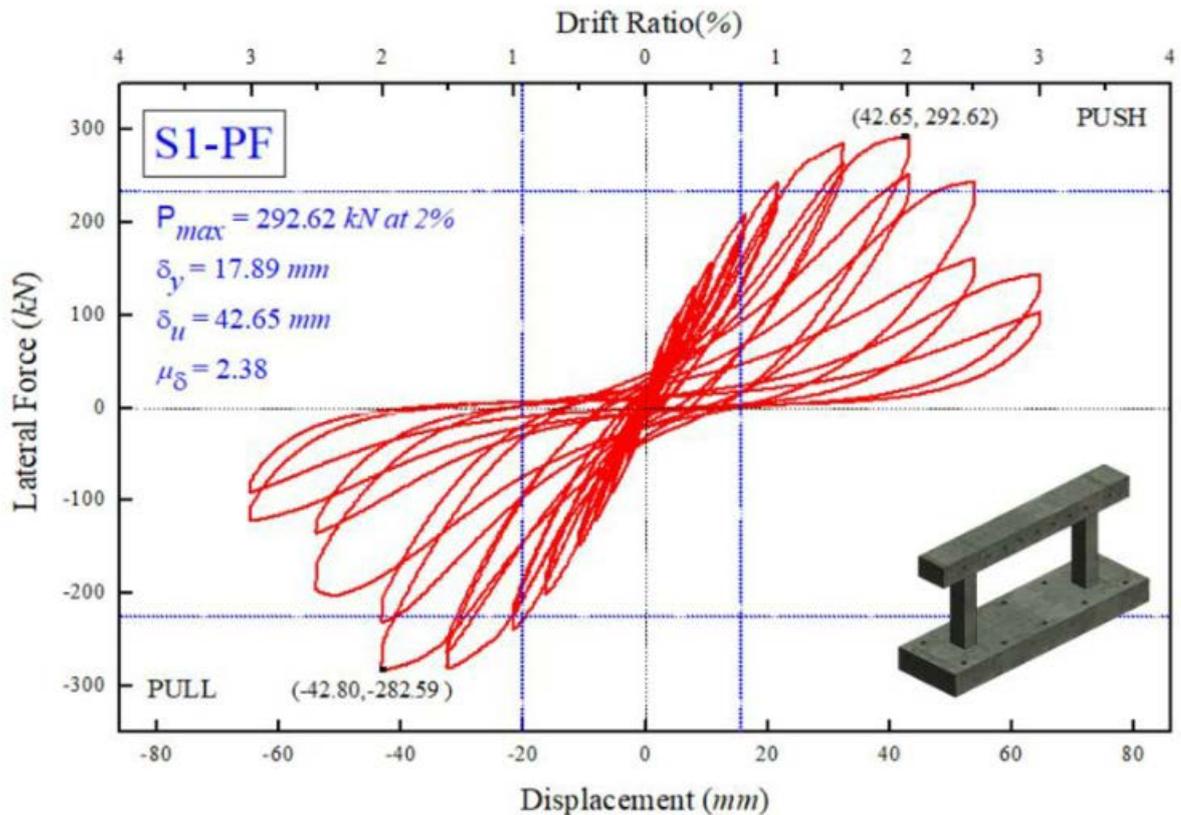


圖 4 試體 S1-PF 之載重-位移遲滯迴圈圖

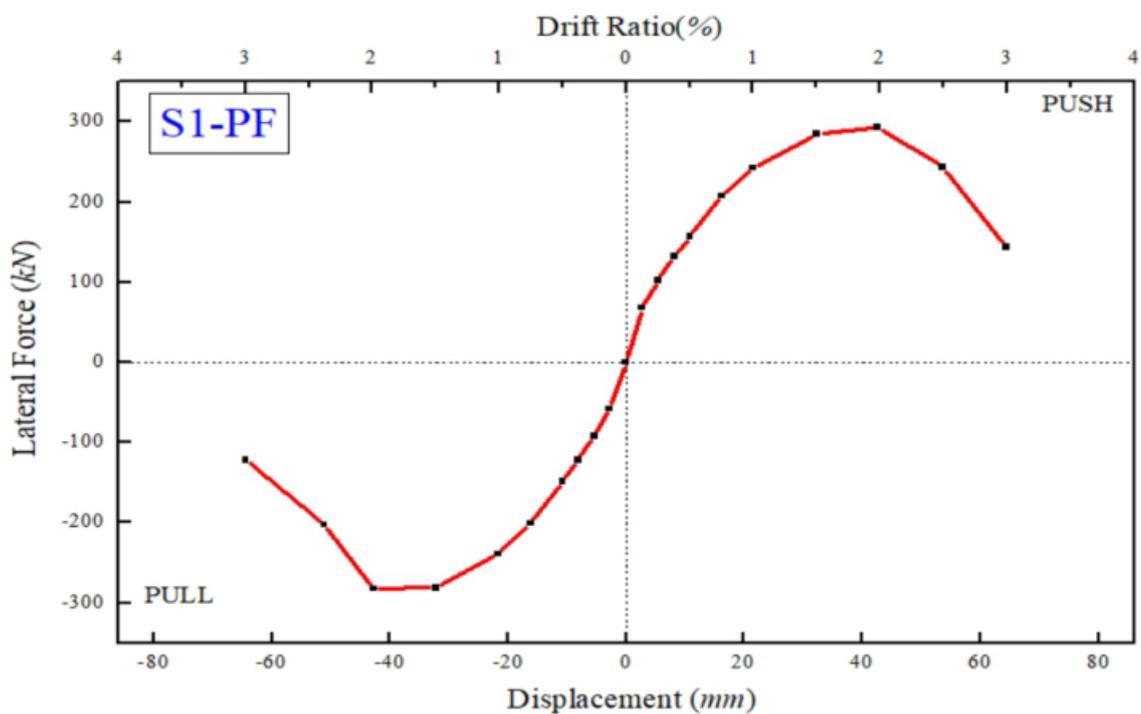


圖 5 試體 S1-PF 之載重-位移遲滯迴圈包絡線圖

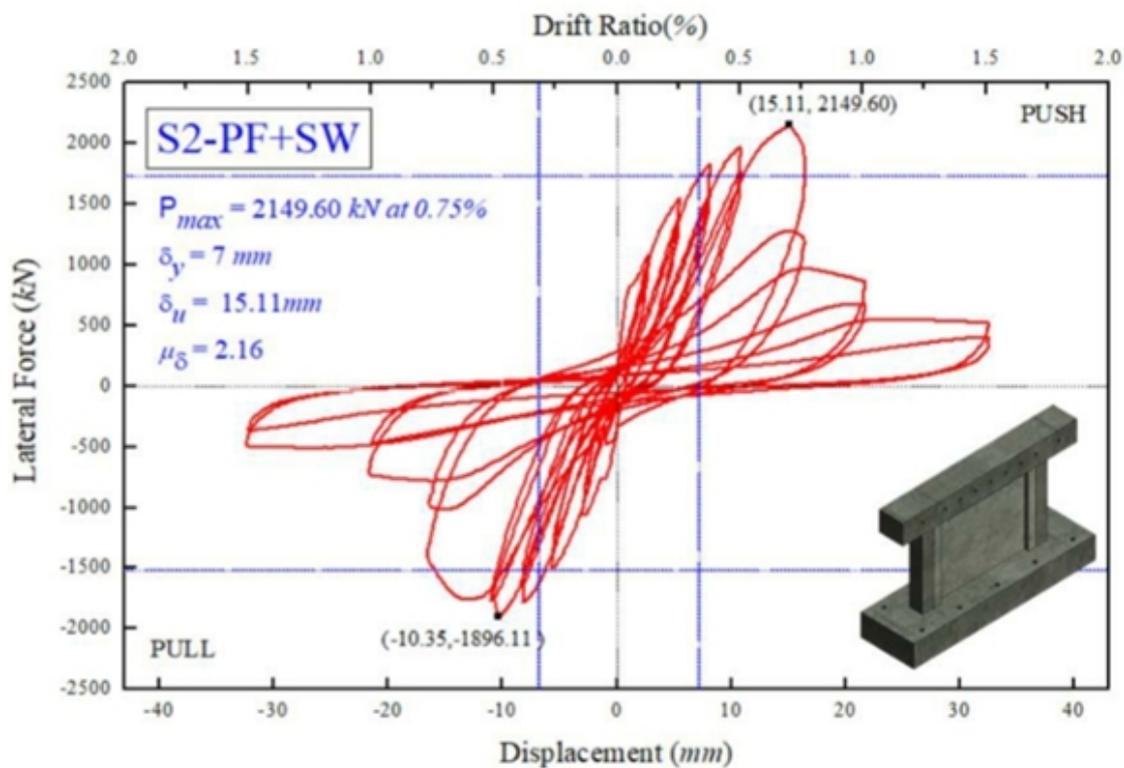


圖 6 試體 S2-PF+SW 之載重-位移遲滯迴圈圖

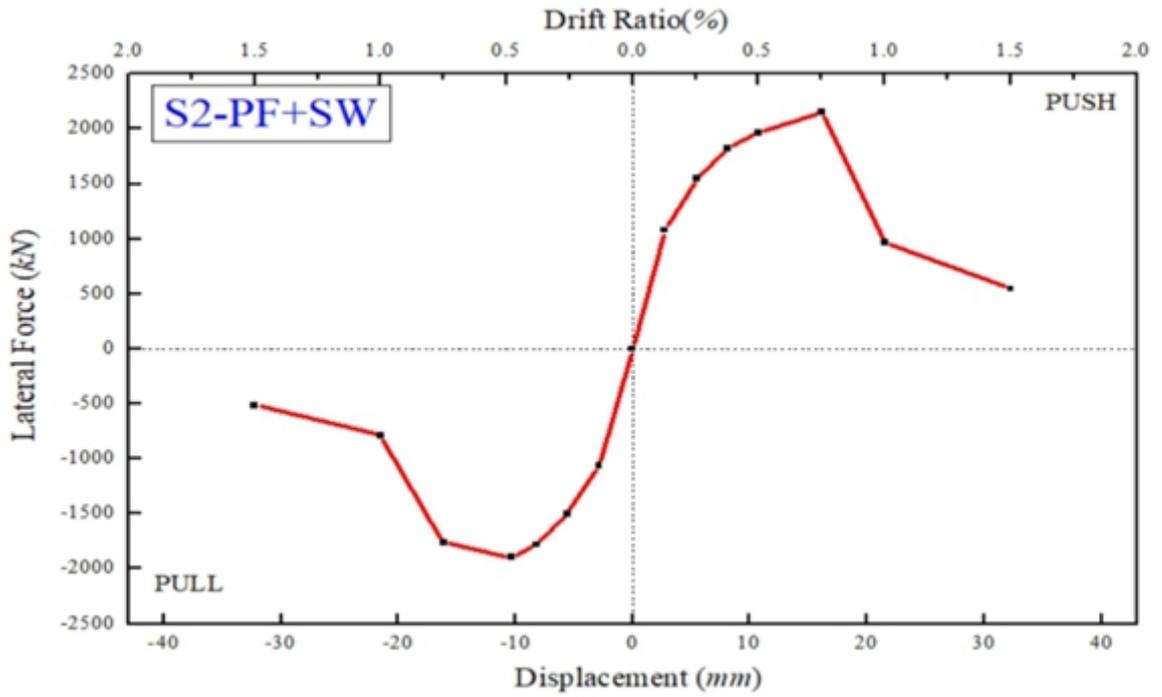


圖 7 試體 S2-PF+SW 之載重-位移遲滯迴圈包絡線圖

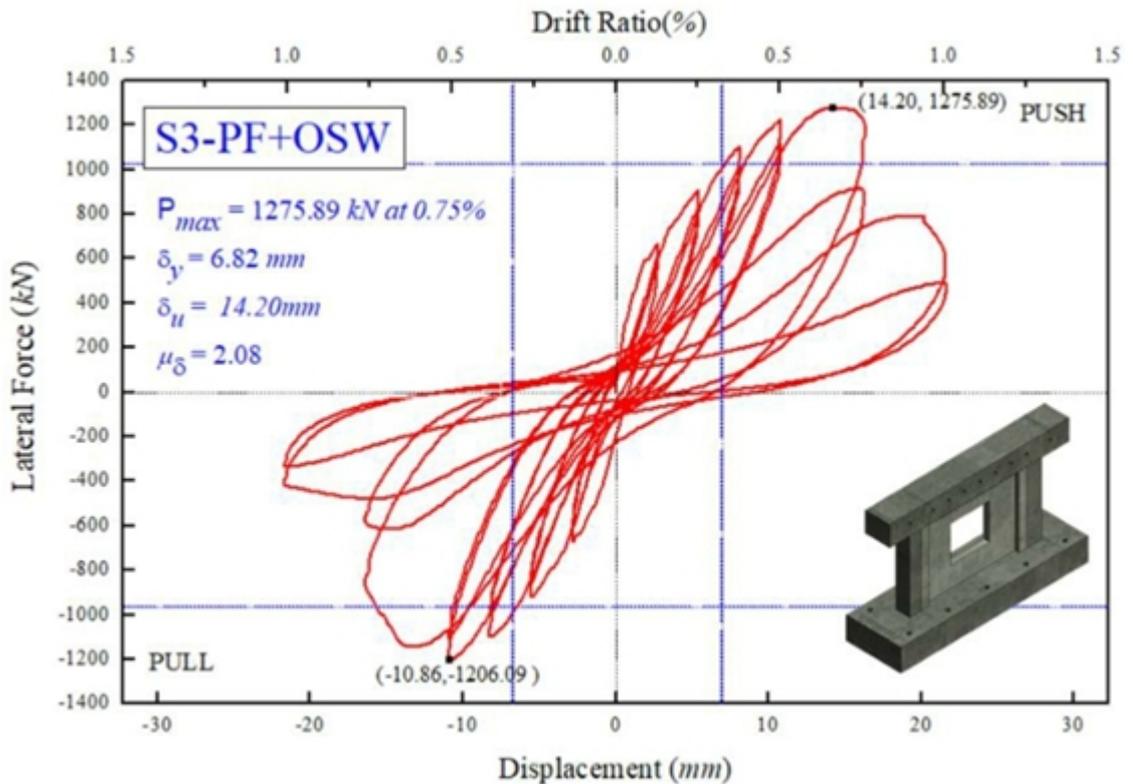


圖 8 試體 S3-PF+OSW 之載重-位移遲滯迴圈圖

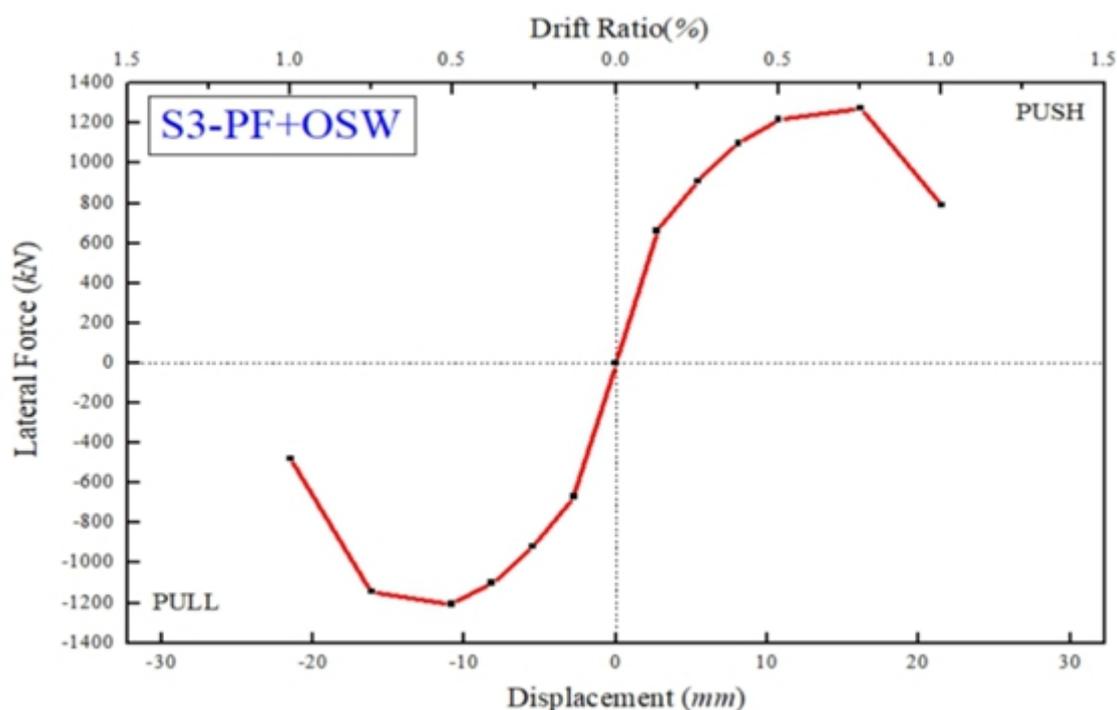


圖 9 試體 S3-PF+OSW 之載重-位移遲滯迴圈包絡線圖

表 2 試體 S1 裂縫發展與試驗結果

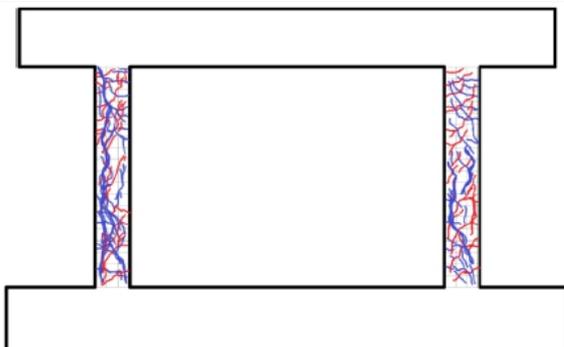
試體 S1	層間位移比(Drift Ratio)	
	3.0%	
	實際圖	示意圖
裂縫發展圖		
狀態概述	兩側柱之剪力裂縫持續擴大，混凝土已明顯碎裂剝落，停止描繪及量測裂縫寬度，此時水平側力強度大約已下降至最大強度之五成，遂試驗終止，最終判定為剪力破壞。	
試驗結果	側向位移量(mm)	
	64.5	
	水平側向力(kN)	
143.56 / -122.19		

表 3 試體 S2 裂縫發展與試驗結果

試	層間位移比(Drift Ratio)	
	1.5%	

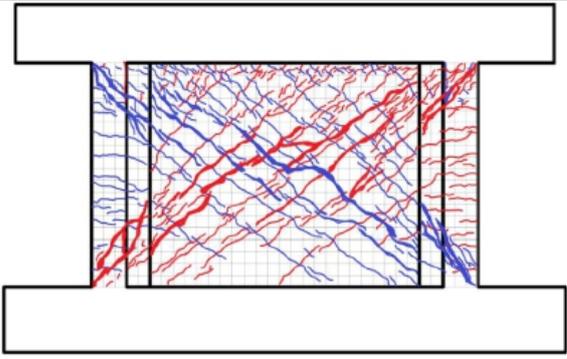
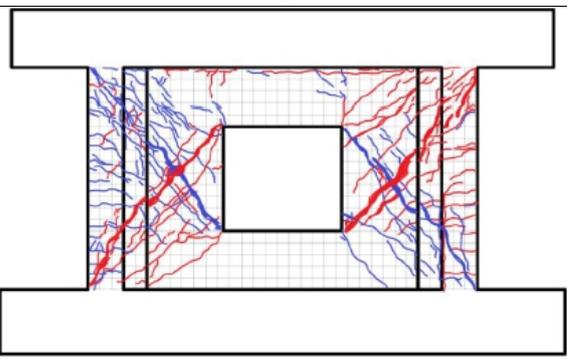
體 S2	實際圖	示意圖
裂縫發展圖		
狀態概述	<p>牆體之主要斜向剪力破壞裂縫持續擴大，於牆體之混凝土大量碎裂剝落導致牆筋外露，停止描繪及量測裂縫寬度，其裂縫走向由邊界柱頂端斜向延伸至對角柱底相互交錯成 X 型，此時水平側力強度大約已下降至最大強度之三成，遂試驗終止，最終判定為整體剪力破壞。</p>	
試驗結果	側向位移量 (mm)	
	32.25	
	水平側向力 (kN)	
	546.2//512.1	

表 4 試體 S3 裂縫發展與試驗結果

試體 S3	層間位移比(Drift Ratio)	
	1.0%	
	實際圖	示意圖
裂縫發展圖		
狀態概述	<p>於牆體開口兩側臨界斷面處之主要剪力破壞裂縫持續擴大相互交錯成 X 型，於牆體之部分混凝土碎裂剝落，牆筋外露，停止描繪及量測裂縫寬度，其裂縫走向由邊界柱頂端斜向延伸至開口下方、由邊界柱底端斜向延伸至開口上方，此時水平側力強度大約已下降至最大強度之六成，遂試驗終止，最終判定為整體剪力破壞。</p>	
試驗結果	側向位移量 (mm)	
	21.5	
	水平側向力 (kN)	
	790.1//479.7	

含挫屈束制消能鋼筋之雙核心自復位斜撐發展與驗證

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

計畫編號：MOST 106-2625-M-002-004

計畫主持人：周中哲 教授

參與人員：萬家汶

聯絡電郵：cechou@ntu.edu.tw

試驗期間：2018 年 1 月至 2 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：

為了提升建築物的抗震能力及減少震後的傾斜情形(殘餘變形)，本研究提出含消能鋼筋之自復位斜撐，採用防挫屈之鋼筋作為消能元件，提供斜撐消散地震能量的功能，取代摩擦消能。由自復位斜撐之組裝製造上來檢視此斜撐，由於僅需將挫屈束制消能鋼筋之兩端銲接於斜撐上即可，相對於先前採用之挫屈束制斜撐或摩擦消能，大大的提升其便利性。其構造機能藉由兩組拉力構件與三組鋼受壓構件，使本斜撐的變形能力為傳統自復位斜撐的兩倍，能有效降低對拉力構件的線彈性變形量需求。本研究於國家地震工程研究中心進行一組實尺寸斜撐試驗(6.5 m 長)，並進行一系列挫屈束制消能鋼筋之元件測試(1m 長和 1.5 m 長)，成功證明挫屈束制消能鋼筋之消能行為，且整體斜撐之實驗行為亦符合理論分析預測。

試驗佈置：

含消能鋼筋之自復位斜撐(SCB+EDB)之加載歷時是參考雙核心自復位挫屈束制斜撐(SC-SBRB)所使用之加載歷時來對試體進行加載，SC-SBRB 所使用之加載歷時是參考美國 AISC(2010)對挫屈束制斜撐所建議之加載歷時來對試體進行加載。含消能鋼筋之自復位斜撐(圖 1)於國家地震研究中心結構實驗室的反力牆與強力地板進行試驗。

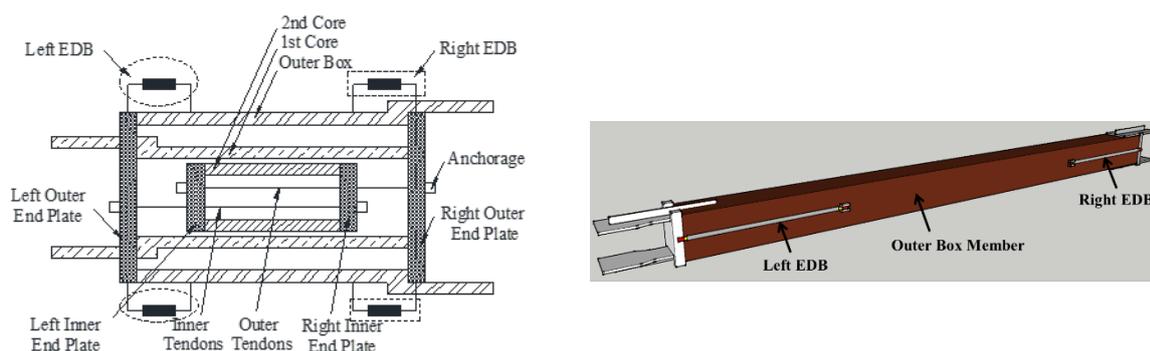


圖 1 含挫屈束制消能鋼筋之自復位斜撐構造

試驗規劃：

本研究設計及測試一組含消能鋼筋之自復位斜撐，斜撐之拉力構件均使用 D16 (直徑 15.24 mm) 鋼絞線，第一核心構件斷面尺寸為 T250×280×8 mm 之方型鋼管，第二核

心構件斷面尺寸為 T210×240×10 mm 之方型鋼管，外層構件斷面尺寸為 T340×340×8 mm 之方型鋼管。含消能鋼筋之自復位斜撐於國家地震研究中心結構實驗室的反力牆與強力地板進行試驗，試驗構架如圖 2 所示。試體試驗時所採用之加載歷時：反覆兩圈層間側位移角由小而大分別為 0.07% (3.87mm)、0.14% (7.74mm)、0.28% (15.484mm)、0.4% (22.12mm)、0.8% (44.24mm)、1.2% (66.36mm)、1.6% (88.48mm)

試驗結果：

圖 2 為斜撐試驗軸力與軸位移關係與試驗行為預測圖，斜撐軸力由千斤頂側力及斜撐與水平之夾角關係換算而得，斜撐軸位移由架設於斜撐端部之位移計量測而得，第一種情況(Case 1)為斜撐在製造過程中無產生製造誤差之理論預測，第二種情況(Case 2)為斜撐在製造過程中產生製造誤差之理論預測，兩種理論預測方法皆很接近，然而在小位移下，可發現考慮製造誤差之第二種理論預測與實驗較接近。

在層間位移角 1.6% 第一圈之下，上側消能鋼筋變形 56 mm，此時在上側消能鋼筋束制鋼管未包覆段長度為 91 mm，下側消能鋼筋變形 60 mm，此時在下側消能鋼筋束制鋼管未包覆段長度為 95 mm，上側消能鋼筋以及下側消能鋼筋在回復至初始長度的過程中，在無束制鋼管包覆的部分發生挫屈，因此本研究在斜撐試驗後對數種不同長度的消能鋼筋進行鋼筋試驗以驗證斜撐試驗所採用之消能鋼筋之力學行為。

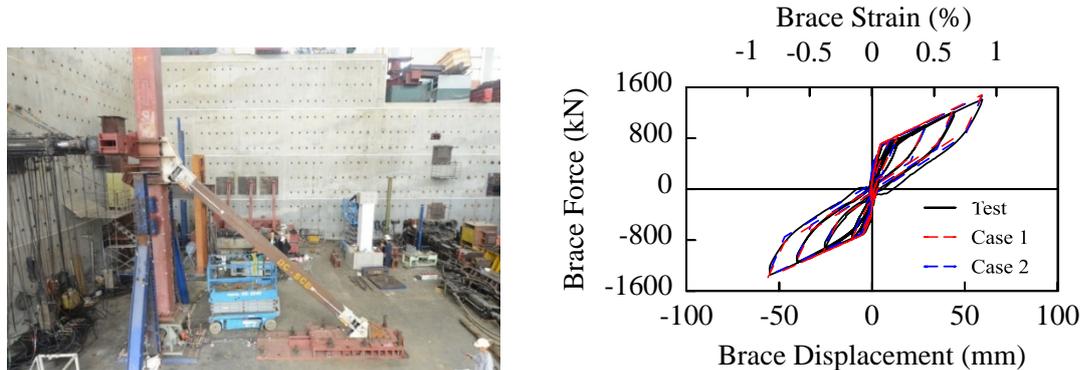


圖 2 含挫屈束制消能鋼筋之自復位斜撐試驗構架及遲滯迴圈

相關著作：

1. 萬家汶(2018)「含消能鋼筋之自復位斜撐發展及試驗驗證」，碩士論文指導教授：周中哲，國立臺灣大學土木工程系。
2. 周中哲，蔡文璟，鍾秉庭(2018)「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，第 57-76 頁
3. 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.

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

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：郭泯辰

聯絡電郵：cechou@ntu.edu.tw

試驗期間：2018 年 6 月至 9 月

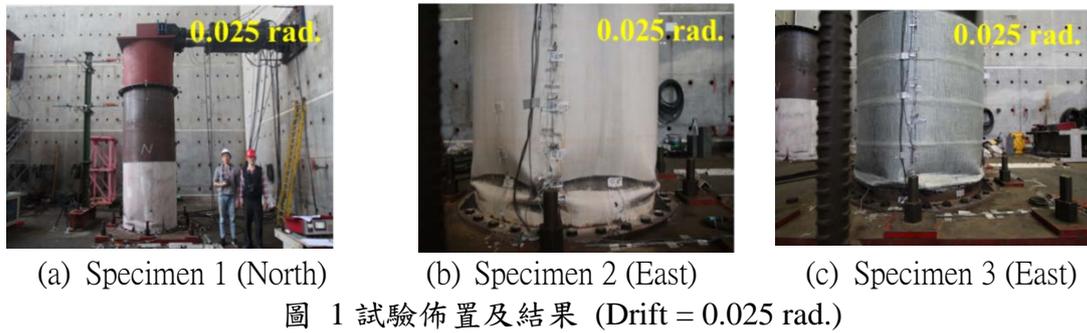
試驗地點：國家地震工程研究中心臺北實驗室反力牆及強力地板系統

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，因此本研究以發電功率 10 MW 之風機柱為基礎共製造 3 組試體，使用的鋼材為 ASTM A36，柱斷面寬厚比 D/t 為 240，其中一座試體以 Glass-Fiber-Reinforced Polymer (GFRP) 包覆外圍；Specimen 1 進行單曲率單向側推試驗，Specimen 2 及 Specimen 3 則進行單曲率反覆側推試驗。Specimen 1 與 Specimen 2 皆在側位移角 0.0025 rad. 時，柱底產生局部挫屈；試驗結果顯示，單向側推試驗的試體相較於反覆側推試體有較高的韌性，此外 Specimen 1 與 Specimen 2 相比，前者最大撓曲強度較低；當試體強度下降至 90% 之最大強度時，Specimen 2 的韌性為 1.02~1.65；使用 GFRP 包覆鋼管圓柱(Specimen 3) 能使強度提升 6~11%，韌性提升 10~30%，但風機塔柱挫屈後強度遞減大，應以無韌性構件做為設計依據。美國規範 ASCE (2010)、AASHTO (2010) 及 ASME (2006) 皆低估試體的強度，日本規範 JRA (2002) 高估試體強度，歐洲規範 EN1993-1 (2007) 及美國規範 AISC (2016) 皆可預測試體強度，本研究並對功率為 10 MW 之全尺寸風機塔柱進行非線性動力歷時分析，以探討風機柱在 2500 年地震下是否會有非線性行為發生。

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，作為本研究的試體。本研究試體以 D/t 為 240 的斷面進行規劃，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，依據 EN1993-1 (2007) 分類屬於 Class 4。為探討以 GFRP 結合大寬厚比之鋼管圓柱的可行性，其中一座試體於柱底加勁板上方 1480 mm 的範圍包覆三層 GFRP。第一座試體進行單曲率單向側推試驗，第二、三座試體則進行單曲率反覆側推試驗；前兩座試體比較單向與反覆側推載重歷時對於鋼柱撓曲強度與韌性的影響，後兩座試體探討使用 GFRP 包覆大寬厚比之鋼管圓柱的耐震性能(圖 1)。



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，本研究共規劃 3 座試體，其中一座試體以 GFRP 包覆 (Specimen 3)，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 3 組試體皆使用相同的轉接頭。

試驗結果：

圖 2 為三座試體之遲滯迴圈，根據試驗遲滯迴圈，將此試驗的背骨曲線分為三個階段 (圖 2(b) 黑色實線)。比較 Specimen 2 與 Specimen 3 試體之遲滯迴圈可發現，前者最大側向力上升 6~11%，由此顯示，在地震下使用 GFRP 包覆大寬厚比之鋼管圓柱能提升結構強度。比較 Specimen 1 與 Specimen 2 之韌性 μ ，可發現後者的韌性 μ 下降 33~59%，由此顯示，單向側推試驗會得到較高的結構韌性；比較 Specimen 2 與 Specimen 3 之韌性 μ 顯示，使用 GFRP 包覆大寬厚比之鋼管圓柱，能使結構韌性 μ 提升 10~30%；Specimen 2 韌性 μ 僅有 1.02~1.65，因此建議此類型風機鋼柱不適合做韌性設計。

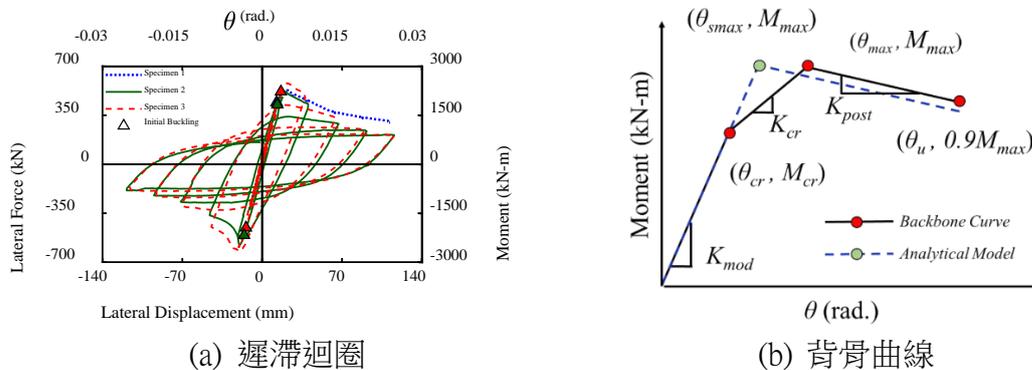


圖 2 試體之遲滯迴圈及背骨曲線

相關著作：

1. 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。
2. 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.

液態儲槽近斷層效應實驗研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：重要結構及設備應用研究

計畫編號：06107A1800

計畫主持人：柴駿甫

參與人員：林凡茹、徐瑋鴻、簡子婕、賴姿妤、林震宇、王鑑翔、曹心瑜、石峰、蔡詠安

聯絡電郵：frlin@ncree.narl.org.tw

試驗期間：107 年 8 月至 9 月

試驗地點：台南地震模擬振動台

試驗目的：

本研究欲透過振動台動態實驗，觀察近斷層地震動下儲槽內部流體動力特性，據以分析儲槽規範的內部流體潑濺高度評估方法之準確性，並提出修正建議與未來研究方向。透過實驗結果修正理論推導與數值分析，據以針對工業用儲槽規畫改善措施。

試驗佈置：

為了研究垂直儲槽中液體潑濺行為，本計畫執行圓形縮尺儲槽之振動台試驗。在研究中，由於振動台尺寸的限制，設計一縮尺儲槽試體，儲槽內最小水深必須保持在一定水位以上，以避免儲槽晃動時底部曝露。因此，對於小尺寸儲槽且水位有最小深度的限制下，其對流模態頻率會略高於戶外儲槽之對流模態頻率。為了研究不同水深的潑濺行為，本實驗設計了兩組內徑為 0.6m 之圓形儲槽試體，一組用於 $H/R=1$ 的條件，另一組用於 $H/R=2$ 的條件，而每組試體包含一個高儲槽和一個低儲槽，對於同一組試體之兩個儲槽，其具有相同水位，且同時受到相同之輸入歷時。透過設計同一組試體的兩個儲槽高度，可使高儲槽內的水不會潑濺出儲槽，而低儲槽內的水會潑濺出儲槽。圖一為一設計儲槽模型，而圖六為儲槽固定於振動台上之情形。

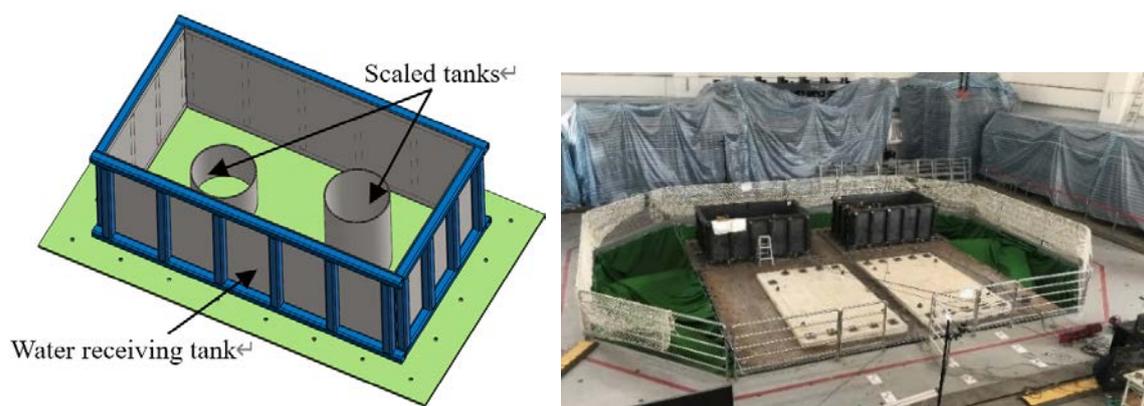


圖 1 試體安裝配置情形

儲槽試驗分為地震波及衝擊試驗，其量測儀器配置如圖 2 所示，包含加速規、位移計及照相機(Gopro)。加速規採用三軸向加速規，一組放置於儲槽底部轉接鋼板表面，量測儲槽底部輸入波反應，兩組放置於高儲槽頂部槽壁外側，如圖一中正方形所在位置，分別量測儲槽 X 側及 Y 側加速度反應及計算儲槽自然頻率，最後利用此數據確認儲槽數值模型之準確度。位移計採用磁環式位移計，將量測桿子及接頭利用 L 型鋼板固定於

儲槽四周，如圖 2 中圓形處，磁環部分採用兩種型式，一種為磁環背部黏貼可浮於水面的珍珠板，另一為磁性浮球，均可量測水面晃動高度變化。Gopro 放置於儲槽頂部，利用本身夾具夾至儲槽壁上，拍攝試驗中槽內水晃動情況，並於儲槽槽壁內測黏貼尺規，紀錄水位高度。試驗中儀器安裝情況如圖 2 所示。

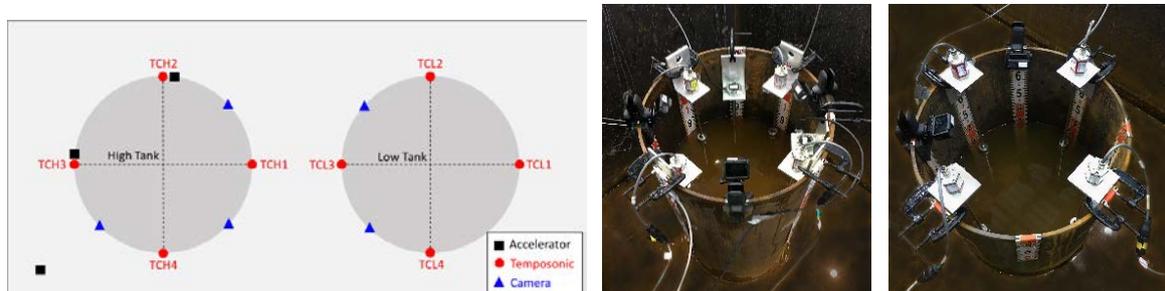


圖 2 儀器配置與試驗儀器安裝情況

試驗規劃：

地震波測試分為八組不同性質之測試波，並分別量測單軸向(X 向及 Y 向)、雙軸向(XY 向)與三軸向(XYZ 向)，再依地震力大小由小震波(20%)至大震波(100%)進行。其中 RSN451 及 RSN1550 額外進行 VP、RVP、BP、RBP 測試，主要探討速度脈衝及近斷層地震動對儲槽內水模態及潑濺高度之反應。速度脈衝試驗主要測試四種不同測試方向(包含 Y/Z/YZ/Y-Z 向)及不同水位高度時所反應出之頻率與阻尼比變化，其測試流程如表 1 至表 3 所示。

表1 地震波測試流程

測試名稱	測試方向	放大倍率
RSN1051	X/Y/XY/XYZ	20%/50%/75%/100%
RSN1529	X/Y/XY/XYZ	20%/50%/75%
RSN568	X/Y/XY/XYZ	20%/50%/75%/100%
RSN1503	X/Y/XY/XYZ	20%/50%/75%/100%
RSN1050	X/Y/XY/XYZ	20%/50%/75%/100%
RSN1550	X/Y/XY/XYZ	20%/50%/75%
RSN828	X/Y/XY/XYZ	20%/50%/75%/100%
RSN451	X/Y/XY/XYZ	20%/50%/75%/100%

表 2 地震波額外測試流程

測試名稱	測試方向	放大倍率
RSN451_VP	X/Y/XY/XYZ	100%
RSN451_RVP	X/Y/XY/XYZ	100%
RSN451_FW	X/Y/XY/XYZ/XY-Z	100%
RSN1550_VP	X/Y/XY/XYZ	75%
RSN1550_RVP	X/Y/XY/XYZ	75%
RSN1550_BP	X/Y/XY/XYZ	75%
RSN1550_RBP	X/Y/XY/XYZ	75%

表3 速度脈衝測試流程

測試名稱	測試方向	高槽水高(cm)	低槽水高(cm)
CH60CL30_SINE	X/Y/Z	60	30
CH60CL30_IP			
CH08CL10_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	8	10
CH28CL12_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	28	12
CH32CL14_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	32	14

CH34CL16_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	34	16
CH36CL18_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	36	18
CH38CL20_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	38	20
CH40CL22_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	40	22
CH50CL24_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	50	24
CH80CL26_IP	Y/Z/YZ/Y-Z	80	26

試驗結果：

根據儲槽加速度量測數據計算結果，頻率約位於 70~80Hz 間，如圖 3 所示。雖然實際頻率低於數值模擬數值(表 4)，但仍遠高於輸入波之頻率內涵與水的晃動頻率。此意味著分析對流模態之動力行為時可忽略脈衝的影響，另外，圖 4 表示出量測的對流頻率與 H/R 的關係。黑線為式(3)及式(4)計算所得之理論值，藍線、紅線與綠線為水平和垂直脈衝運動下實驗對流頻率，由圖中可看出，實驗對流頻率非常接近理論值但略高一些，另外，垂直輸入對對流頻率的影響較不顯著。

表 4 儲槽數值模型分析結果

Circular tanks			
Set	Tank heights (m)	Thickness (m)	Frequencies of 1st mode(Hz)
1	0.5	0.0103	364.96
	1	0.0103	181.28
2	0.7	0.0103	272.16
	1.2	0.0103	141.16

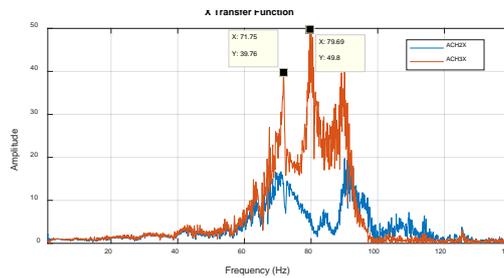


圖 3 儲槽頻率分析結果

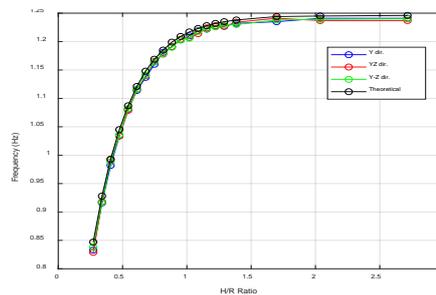


圖 4 對流頻率與 H/R 之關係

3.2 阻尼比

根據 GIP-3A 第 7.3 節中定義直立式儲槽之對流反應阻尼比為 0.5%，為了驗證此數據，採用位移計於脈衝測試所得結果進行以下計算。

假設儲槽內的水為單一自由度，將脈衝試驗所得之自由震盪結果，進行對數衰減法 (logarithmic decrement) 計算，可得到儲槽內水之阻尼比。脈衝試驗位移結果如圖 5 所示，

藍線代表振動台位移量(DTY)，紅線代表儲槽內位移計量測之水高變化(TCH2)，而阻尼比計算採用振動台脈衝位移峰值後 10 秒、20 秒及 30 秒的振幅開始計算，且取高儲槽中編號 TCH2 及 TCH4 與低儲槽中編號 TCL2 及 TCL4 之 Y 側位移計的負振幅值(代表水往上潑濺之位移)進行計算。最後將三組不同方向脈衝力(分別為 Y、YZ、Y-Z 方向)依據不同水位高度所呈現的阻尼比情況標示於圖 6 中。

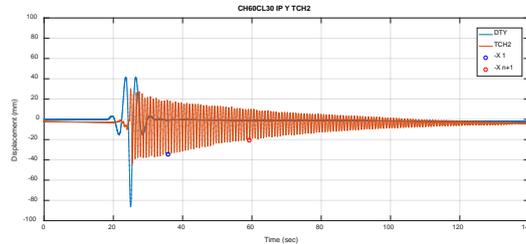


圖 5 脈衝試驗振動台及儲槽內水之位移歷時 (CH60CL30 IP Y TCH2)

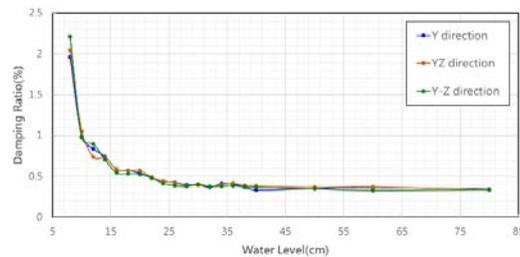


圖 6 不同方向脈衝試驗下的阻尼比於水深變化之關係

由圖 6 中可看出阻尼比與地震方向無相關性，但與水深關係呈反比，當水深度越深而阻尼比越小，並可觀察出最後阻尼比約趨近 0.4%，比 GIP 3A 中所規定的 0.5% 小。

3.3 潑濺高度

單組試體脈衝測試結果如圖 7 所示(其中地震 VP、RVP、BP 及 RBP 結果另外統計)，X 軸代表振動台譜加速度於槽內水位 30cm 及 60cm 所對應的頻率，Y 軸代表潑濺高度。規範中之理論阻尼比為 0.5%，但上述結論表示實際阻尼比約為 0.4%，因此圖中繪製使用 0.5% 及 0.4% 阻尼比的兩種譜加速度，並與 SPID、GIP 3A 及 ACI 350.3-06 理論相比，得阻尼比 0.4% 比 0.5% 更接近理論值，但仍高於理論值許多。

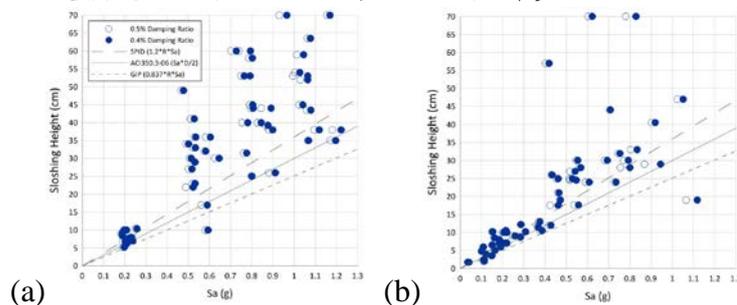


圖 7 特定譜加速度與潑濺高度之關係：(a) X 方向；(b) Y 方向

相關著作：

1. J.-F. Chai, F.-R. Lin, W.-H. Hsu, T.-C. Chien, Z.-Y. Lai and Z.-Y. Lin, (2019), "Experimental Study of Near-fault Effect on Sloshing Mode of Storage Liquid in Tanks," ASME 2019 PVP Conference, Paper No. PVP2019-93388, San Antonio, USA.

2. W.-H. Hsu, J.-F. Chai, F.-R. Lin, T.-C. Chien, Z.-Y. Lai and Z.-Y. Lin, (2019), "Design of Shaking Table Test for Near-fault Effect on Sloshing Mode of Water Storage Tank," International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake, Paper No. SE12-015, Taipei, Taiwan.
3. Z.-Y. Lai, T.-C. Chien, Z.-Y. Lin, W.-H. Hsu, J.-F. Chai and F.-R. Lin, (2019), "Experimental Analysis of Sloshing Mode of water Storage Tank Subjected to Near-Fault Ground Motion," International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake, Paper No. SE12-032, Taipei, Taiwan.

SEISMIC PERFORMANCE TESTING OF CONCRETE FILLED STEEL TUBULAR (CFST) COLUMNS WITH HIGH AXIAL COMPRESSION CONDITIONS

Plan Number: 06108A1900

Project Host: Ker-Chun LIN

Participants: Hao Dinh PHAN, Sheng-Jhih JHUANG

Contact Email: kclin@ncree.narl.org.tw

Testing Duration: 2018.12.10~2018.12.24

Test Facility: Taipei Multiple Advanced Testing System (MATS)

Test Purposes:

To investigate the seismic behavior of full-scale square CFST columns under different levels of axial compression, especially, high axial compression.

Test Setup:

In this study, the experimental study on the CFST beam-column members using square steel tubes filled with concrete connected with two wide flange steel footings is carried out. A total of four specimens were fabricated with a full length (including two footings) of 4190 mm and the column clearance length, $L = 3000$ mm. The square steel tube with the outer width $B = 500$ was made of 12-mm-thick steel plates (nominal yield tensile strength of 345 MPa) using two parallel welding lines with the support of backing bars located on the inner face of the steel tube. The top and bottom footings were also fabricated using a combination of welded steel plates (two thickness types of 12 and 20 mm) and welded to the steel tube to form a complete steel specimen for filling with concrete (nominal compressive strength of 35 MPa) after that. The detailed information related to four CFST column specimens can be seen in Table 1 and Figure 1.

Table 1. Matrix of CFST column specimens

Specimen	L (mm)	B (mm)	t (mm)	B/t	P/P_0
CFST42-15C	3000	500	12	42	0.15
CFST42-35C	3000	500	12	42	0.35
CFST42-55C	3000	500	12	42	0.55
CFST42-15/55C	3000	500	12	42	0.15-0.55

*Notes: Actual steel grade $f_{ya} = 351$ MPa; and Actual concrete strength $f_{ca} = 36.35$ MPa

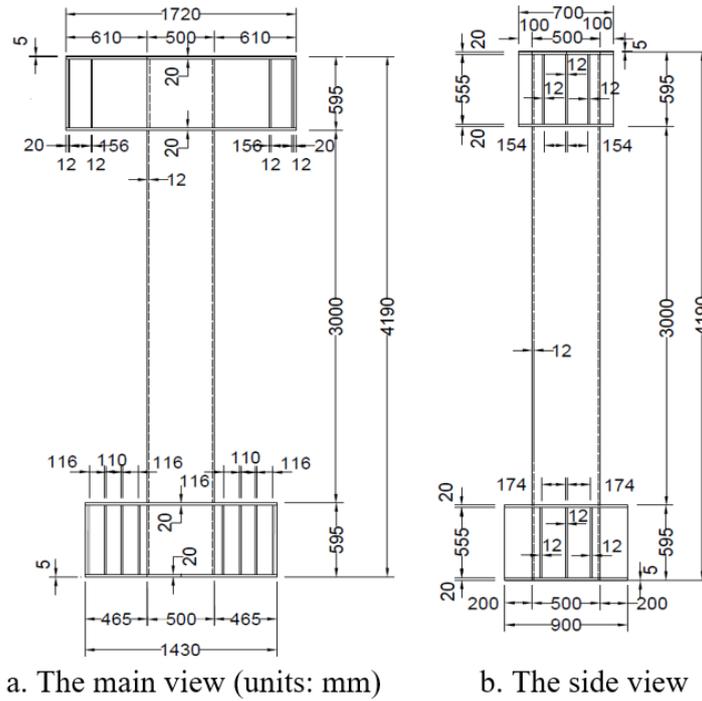


Figure 1. Dimensions of the specimen

Test Plan:

The four CFST column specimens would be examined using MATS machine in the National Center of Research on Earthquake Engineering (NCREE), Taipei, as can be seen in Figure 2.



Figure 2. Set up a specimen on the MATS

The bottom footing and top footing of the specimen were fixed to the platen and the top

cross beam using steel rods. Two aluminum plates were inserted under the bottom and on the top of the specimen before fixing the rods to prevent the specimen slide during testing time. Thirty-four NDI makers were mounted on one surface (side) of the column to measure displacements of these points by using an NDI machine putting on each side (two sides: East and West). All strain gauges used to measure strains in the steel tube were connected to the strain gauge boxes and then to the computer for recording the test data. The relative lateral displacements between two ends of the column were defined using two Tempos. Four cameras also were set up on four sides to capture the global deformation of the column during the testing time.

The first three specimens subjected to three different levels of constant axial compression: $0.15P_0$, $0.35P_0$ and $0.55P_0$, respectively, combined with cyclic lateral displacement loading by variable symmetrical increasing type. The last specimen subjected to variably axial compression designed varying from 0.15 to $0.55P_0$ (corresponding to the interstory drift ratio of cyclic lateral displacement loading up to the level of 4%), in which $0.35P_0$ was chosen as a middle value for starting, combined with the same cyclic lateral displacement loading protocol as mentioned above. The diagrams of the two loading protocols used in this study are presented in Figure 3.

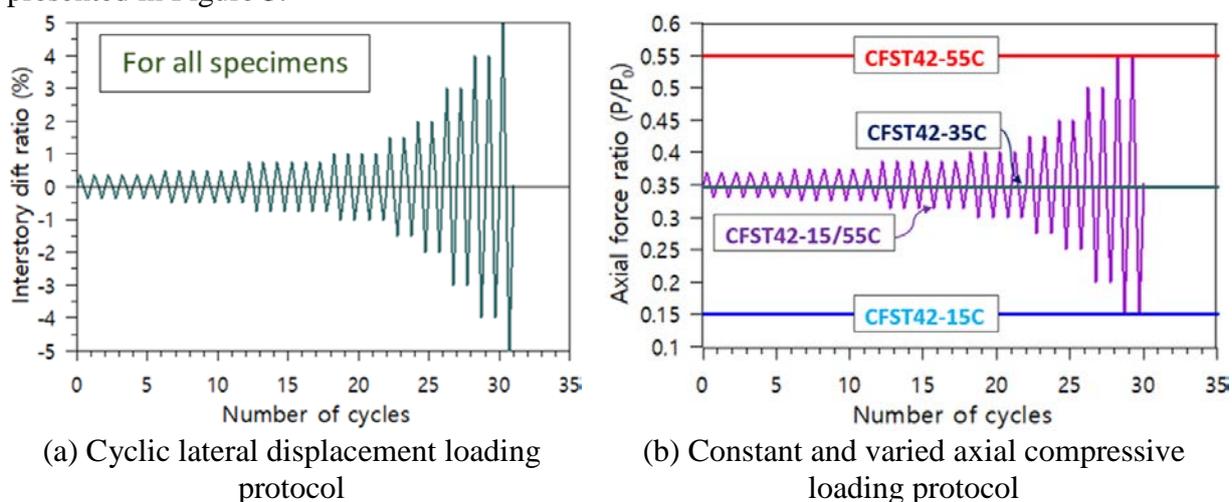


Figure 3. Proposed loading protocols

Test Results:

Completing the seismic performance tests of all four specimens, test results were carefully collected and analyzed as can be seen in Table 2. From the test results derived, the discussions that would be carried herein include columns' deformation and fracture, lateral load - lateral displacement response, lateral strength, deformation capacity, and lateral stiffness degradation of these columns.

Deformation and fracture stages of specimens: Due to different axial compression level and type, the detailed deformation and fracture between were some discrepancies. However, the general deformation of these columns was similar in the forming and location of plastic hinges. They occurred at a distance of around $B/4$ measured from the footing surface in each

column end as shown in Figure 4, for Specimen CFST42-15C. The wide and long fracture of the steel tube occurred in the case of the lowest axial compression level. In the case of higher axial compression levels (for three remaining specimens), the steel tube fractures were narrower and shorter than that occurred in the first specimen. A technical issue that happened in this experimental program was the axial shortening displacement of the specimen exceeded maximum vertical displacement of the actuators in MATS when the column was not fully failed in the case of high axial compression levels, for Specimens CFST42-35C, CFST42-55C, and CFST42-15/55C. It is due to there were two plastic hinges forming in the double curvature deformation of the column during the testing time.

Table 2. Test results of four specimens

Specimen	(+/-)	DR _{max}	H _{max} or Q _{max} (kN)		Δ _u at 0.8Q _{max} (mm)		DR _u at 0.8Q _{max} (%)	
			+/-	Average	+/-	Average	+/-	Average
CFST42-15C	+	2.0	1337	1347	153.9	147.5	5.13	4.92
	-	2.0	1357		141.0		4.70	
CFST42-35C	+	1.5	1244	1246	95.7	90.9	3.19	3.03
	-	1.5	1249		86.1		2.87	
CFST42-55C	+	1.0	1051	1046	40.5	38.7	1.35	1.29
	-	1.0	1041		36.9		1.23	
CFST42-15/55C	+	1.5	1208	-	70.2	-	2.34	-
	-	1.5	1334	-	90.0+	-	3.00+	-

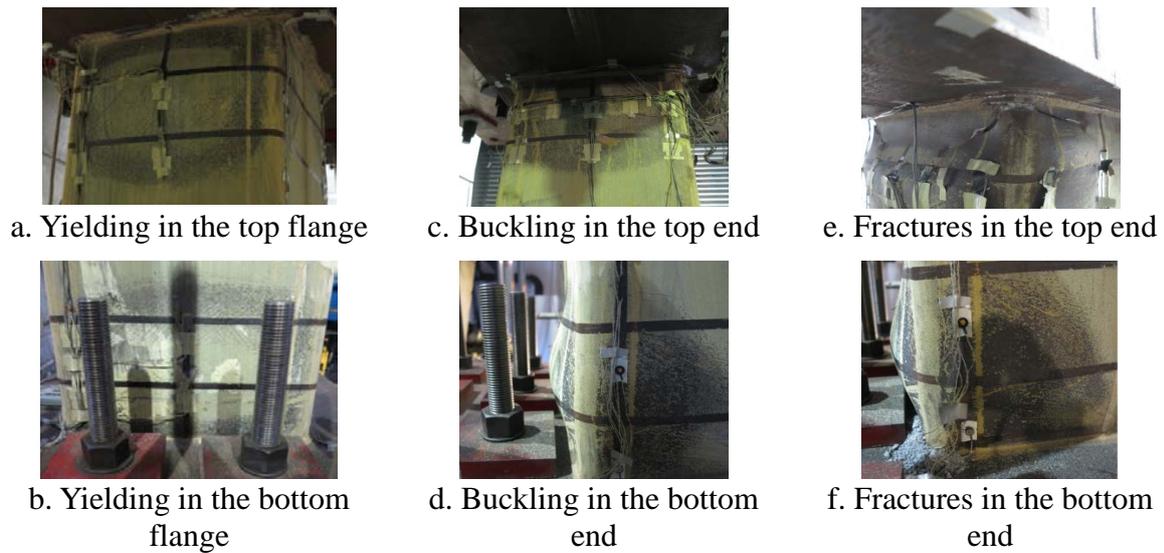


Figure 4. Deformed stages of Specimen CFST42-15C

Lateral load (H) – lateral displacement (Δ) response: Figure 5 shows a general picture of the cyclic behavior of four specimens with different axial compression level and type. The H - Δ hysteresis loops reveal that the higher axial compression loading applied, the fewer of hysteresis cycles and lower of maximum lateral load (H_{\max}) obtained. It means that the high axial compression significantly affects the seismic performance of square CFST columns that leads to a reduction of both lateral strength and deformation capacity.

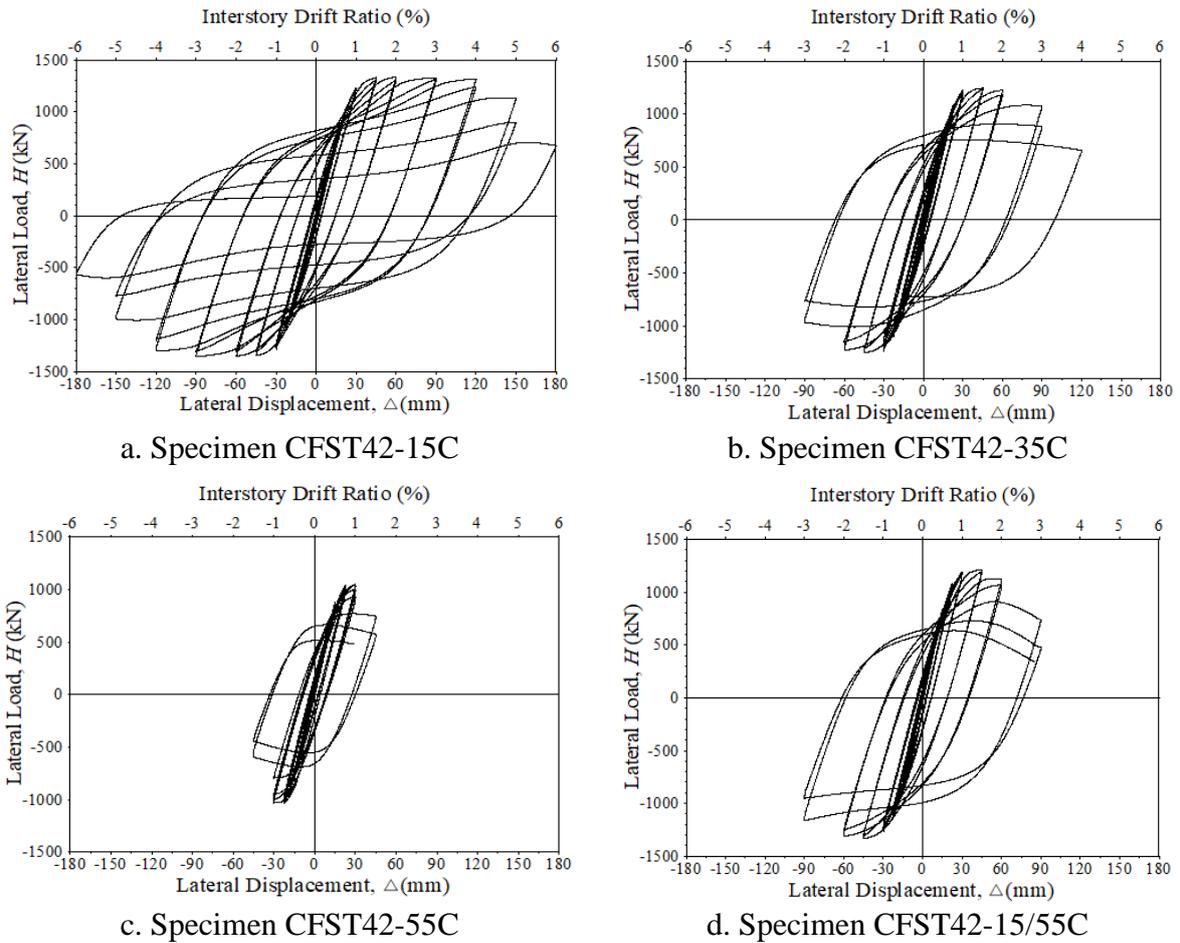


Figure 5. Lateral load – lateral displacement ($H-\Delta$) hysteresis loops

Lateral (shear) strength and deformation capacity: Table 2 shows that Q_{\max} and DR_{\max} denote the maximum lateral strength and the interstory drift ratio corresponding to maximum lateral strength. The other two notations, Δ_u and DR_u demonstrate the ultimate displacement and ultimate interstory drift ratio (corresponding to the point of 80% Q_{\max} post-peak), respectively. From Table 2 and Figure 6, there are two main findings in this section. The first is the higher axial compression, the lower lateral strength the column possesses. Compared to Specimen CFST42-15C, the lateral strength reduction of Specimen CFST42-35C was 7.5% and the largest drop was 22.3% coming from Specimen CFST42-55C. Meanwhile, Specimen CFST42-15/55C reduced about 10.3% and 1% lateral strength in the positive ($P/P_0 = 0.425$) and the negative ($P/P_0 = 0.275$) lateral directions, respectively, compared to the first specimen. The second is, deformation capacities are different between four specimens. It reveals that their seismic performance significantly depends on the axial compressive loading level. The higher axial compressive loading applied, the lower the deformation capacity the column possesses. From Table 2, it is clear that the highest DR_u was 4.92% obtained by Specimen CFST42-15C, then following by Specimen CFST42-35C and Specimen CFST42-15/55C in the negative side with DR_u of 3.03% and more than 3.00%, respectively. Meanwhile,

Specimen CFST42-15/55C on the positive side had a DR_u of 2.34%. Lastly, Specimen CFST42-55C demonstrates the lowest deformation capacity compared to three remaining specimens, which had a DR_u of 1.29%. In conclusion, it shows that in the high seismic zones, the CFST beam-columns subjected to the axial compression less than or equal to $0.35P_0$ are safe ($DR_u \geq 3.0\%$).

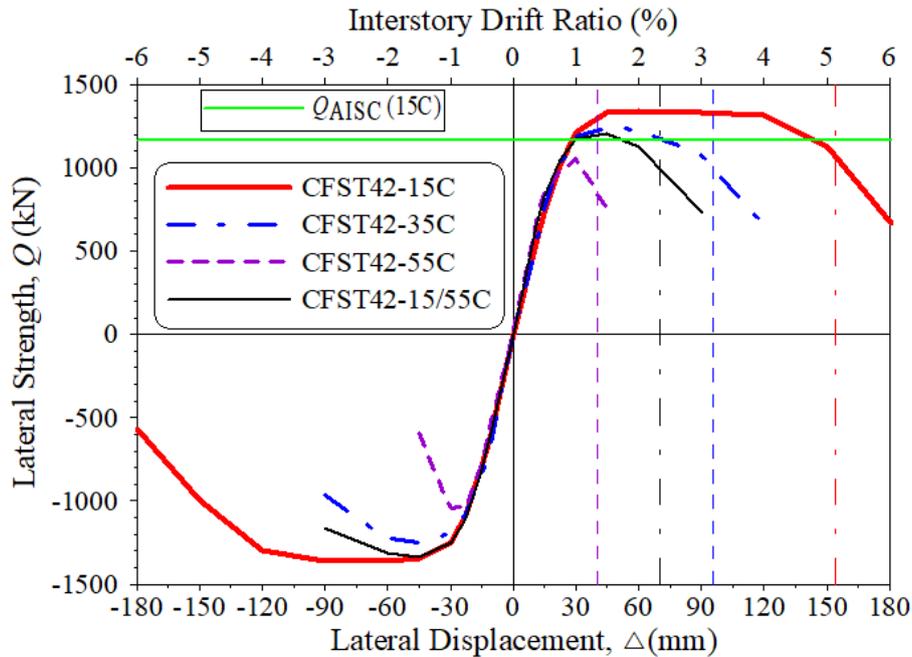


Figure 6. Cyclic response envelopes of four specimens

Lateral stiffness degradation: Figure 7 shows the relationships between lateral stiffness at the lateral cyclic loading level i^{th} (K_i) and lateral displacement (Δ) of four specimens. It reveals that, at the initial interstory drift ratio (0.375%), all four specimens had the strongest lateral stiffness, ranging from 53.03 to 57.43 kN/mm. It is found that the larger lateral displacement, the smaller lateral stiffness occurred; and the higher axial compression applied, the faster lateral stiffness degradation happened. For instance, at the interstory drift ratio of 1.5%, the lateral stiffness of the first three specimens was 29.44, 27.59, and 13.05 kN/mm, respectively, and the last specimen had a lateral stiffness of 28.10 kN/mm. Additionally, at smaller interstory drift ratios (from 0.375% to 1.5%), the lateral stiffness of Specimen CFST42-15/55C was completely higher than that of Specimen CFST42-35C; however, at larger interstory drift ratios (at 2.0% and 3.0%) the lateral stiffness of Specimen CFST42-35C had dominated.

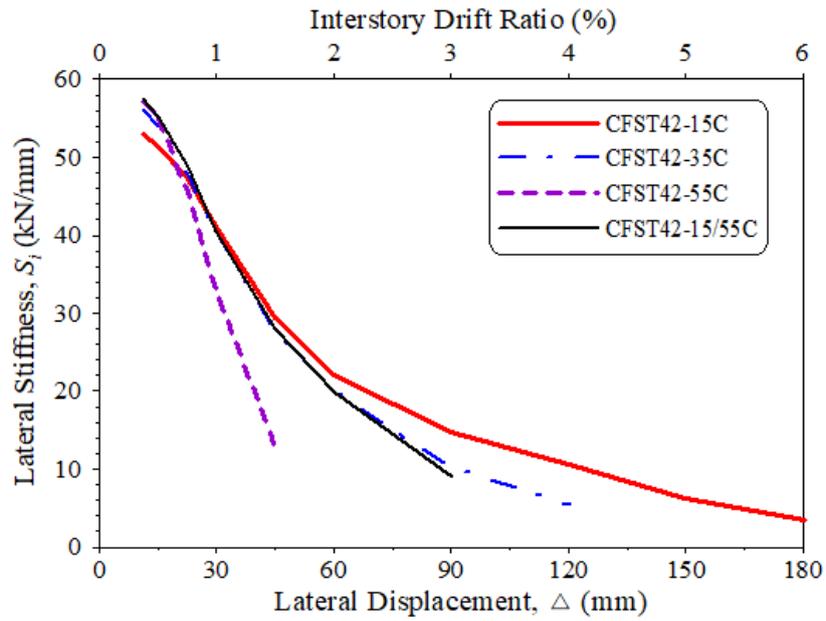


Figure 7. Lateral stiffness degradations of four specimens

Related works:

1. “Seismic Performance of Concrete Filled Steel Tubular (CFST) Columns with Varied Axial Loads”. International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake Taipei, Taiwan, September 15-19, 2019.

台南實驗室 BATS 系統動態性能評估試驗

計畫分類：

計畫名稱：雙軸向動態試驗系統(BATS)性能評估研究

計畫編號：

計畫主持人：黃震興

參與人員：盧煉元、汪向榮、林旺春、楊卓諺、游忠翰、劉瓊琳、林晉丞、賴怡琳、徐安

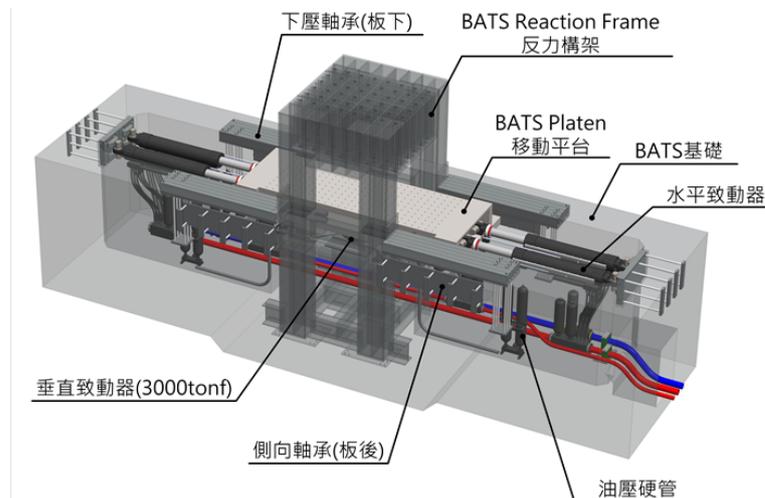
聯絡電郵：wclin@ncree.narl.org.tw

試驗期間：108 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 (BATS)

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。

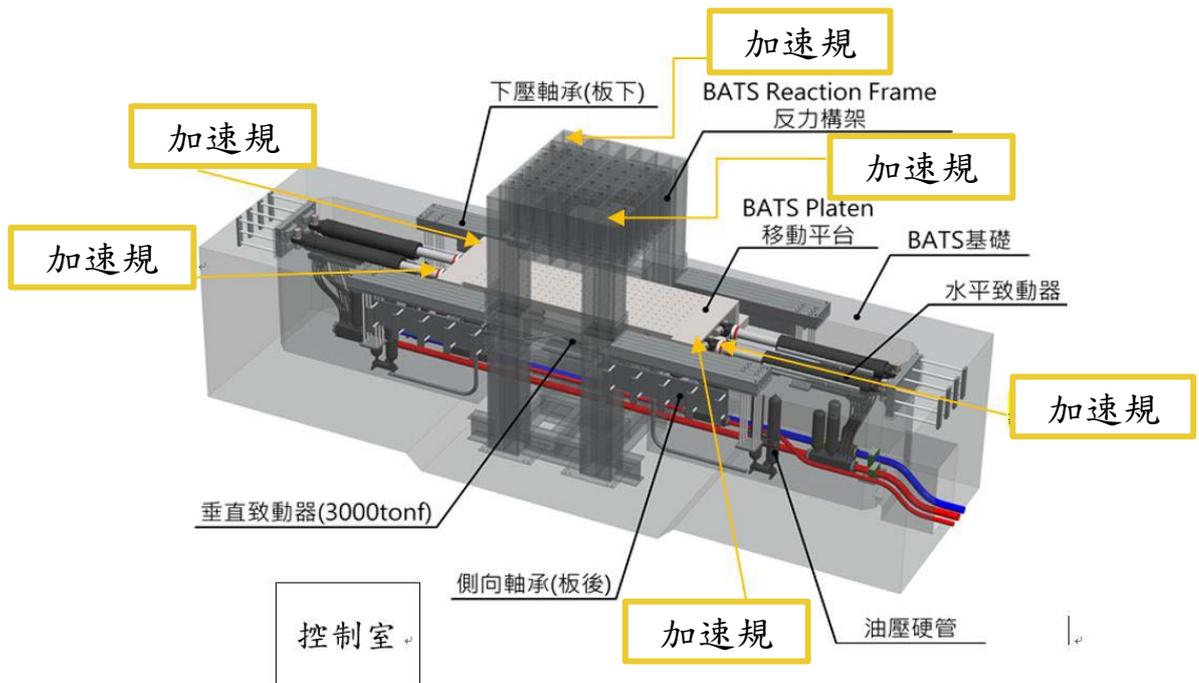




圖一 臺南實驗室雙軸向動態試驗系統(BATS)

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，並於載重平台與反力梁安裝加速規，相關配置如圖二所示。



圖二 臺南實驗室雙軸向動態試驗系統(BATS)

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，以證明本研究所獲得之 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 。

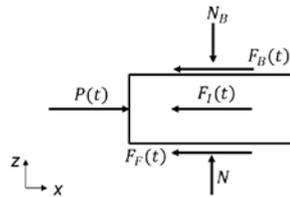
$F_B(t)$ 、 $F_F(t)$ 與 $F_I(t)$ 又可分別表示如下：

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

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

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

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：

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

(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：

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

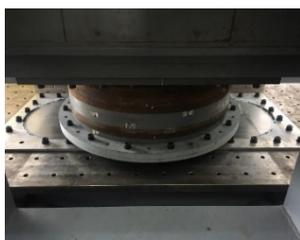
依式(16)，進而求得平均等效質量 $m_{eff,avg}$ 為 96.69 ton。

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。

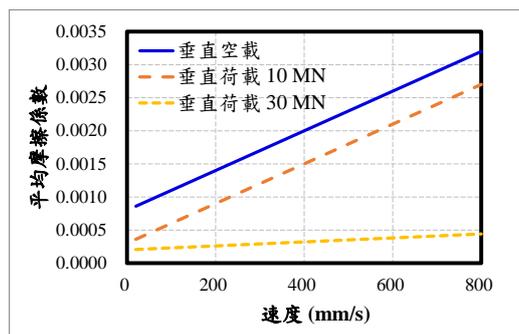


(a) BATS 試驗組立



(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	200、300 400、500 600	4
	500		
	700		
	900		
	1000		
正弦波	300	100、200 300、400 500、600	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	50、100 500、800	3
	700		
	1000		
30000	300	50、100 300、800	3
	700		

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.

自復位箱型柱腳性能試驗

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：應用高性能鋼材提升結構接合之耐震性能研究(I)

計畫編號：MOST 106-2625-M-006-006

計畫主持人：鍾育霖

參與人員：郭冠廷

聯絡電郵：ylchug@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：107 年 07 月至 08 月

試驗地點：國家地震工程研究中心台南實驗室雙軸向測試系統(BATS)

試驗目的：

結構物中，柱是重要的結構構件，需要承擔結構垂直載種以及地震力等水平力，鋼結構中當結構底層柱腳發生震損不僅影響結構安全，損傷的修復或是補強也不容易，近年有研究透過數值分析結果指出當所有結構接點都使用自復位特性的接頭時，因為此類型接頭的耗能較傳統耐震型接頭小，因此雖然震後殘留變形小，最大變形卻比較大，而當僅柱腳具有自復位特性時，可有效降低整體結構的殘留變形，由於自復位的接頭中多使用可更替的鐵件作為消耗地震能量的阻尼，因此柱本體能夠維持彈性，對於震後結構物復原有相當大的幫助，具自復位特性柱腳則具有開發的價值。目前鋼結構柱腳自復位相關研究多為針對 H 型鋼柱，且在柱軸向使用預力鋼棒以提供柱底部張開時的回復彎矩，然而此軸向預力實際上增加了柱軸向的負擔，因此需要額外的補強設計，此外，國內鋼結構多使用封閉的箱型斷面，不僅此預力施作困難，在考量柱體外觀以及對周圍空間的影響，阻尼安裝空間有限。

本研究提出新型的自復位箱型柱腳的接合形式，透過內柱以預力鋼棒鎖緊，外側箱型柱與內柱透過柱底板接合方式，使箱型柱不須承擔預力造成的額外軸力(圖 1)，同時發展的鋼棒阻尼也可安裝於柱底板與基礎間，由柱底板張開導致的軸向拉伸降伏消耗地震能量。研究透過國震中心南部實驗室之雙軸向測試系統(BATS)，驗證此接頭之耐震性能。

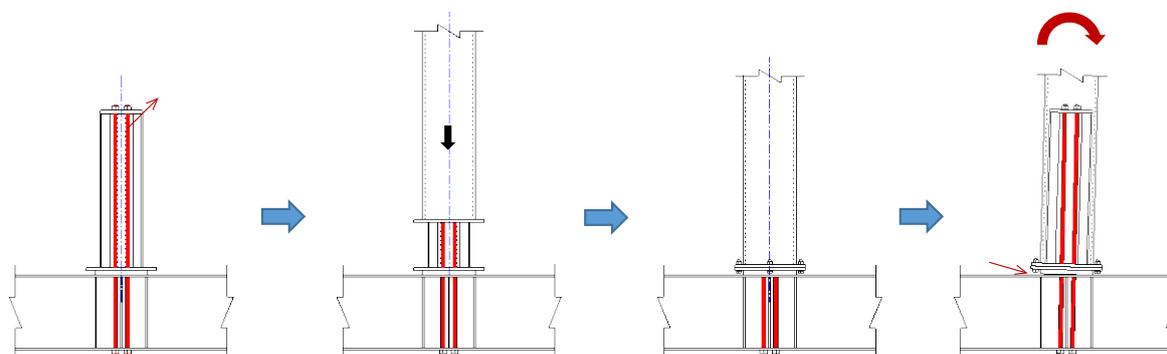


圖 1 本研究提出的自復位箱型柱腳示意圖

試驗佈置：

柱腳試體設計如圖 2 所示，內柱為 H250x250x9x14 型鋼，底部焊接 510x510mm 平面尺寸的鋼底板，透過直徑 32mm 的兩支預力鋼棒與深度 380mm 的基礎鋼梁結合並拉緊預力。其後套上 Box300x300x22 箱型柱，柱底板透過螺栓與內柱底板接合，同時，安裝消能鋼棒。鋼棒係再鋼柱底板上下端、基礎量中間加勁版上下端均以螺帽旋緊並施加預定扭矩以達到降伏狀態，鋼棒外側套上鋼管以束制軸向挫曲，當柱底板與基礎梁面張開時，消能棒將降伏耗能。消能鋼棒共安裝 4 支，箱型鋼柱試體使用 SN400 製作，外柱上端安裝鉸接座，其上方頂板 BATS 上方的頂版以預力鋼棒固定，BATS 下方支承板以垂直頂升方式施加柱垂直載重，同時水平方向致動器以位移控制方式反覆加載，圖 3 為試體安裝照片。

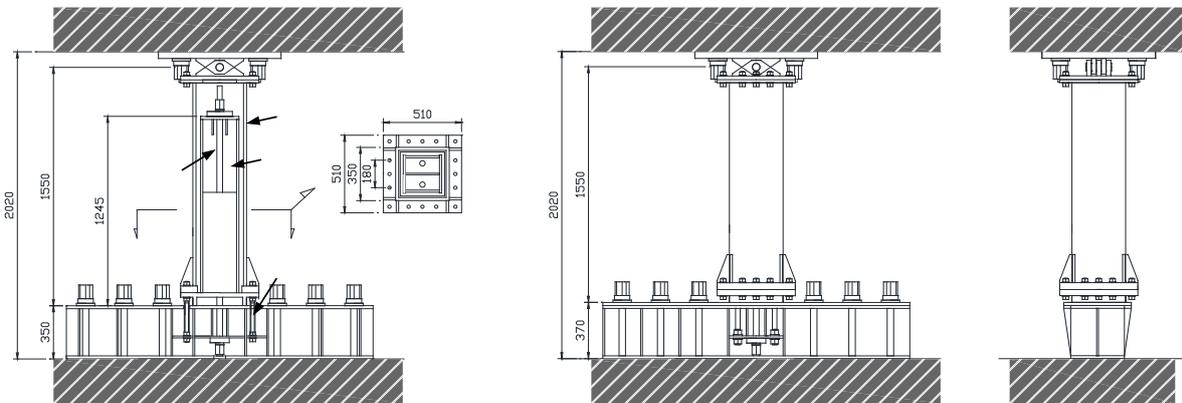


圖 2 試體安裝配置情形



圖 3 實驗照片

試驗規劃：

試驗在施加固定垂直載重下，以位移控制方式水平向加載。垂直荷重達到柱軸向荷重比 0.22，兩組預力鋼棒預力為 160kN，側向加載位移以柱上下端相對位移角 0.375、0.5、0.75、1.0、1.5、2.0、3、3.5、4% 等振幅，各重複兩次下依序加載。過程中量測底部轉角、局部應變狀態以評估試體是否降伏。

試驗結果：

柱腳彎矩與柱底旋轉角關係如圖 3 所示，柱腳接點彎矩為千斤頂出力與施力點至柱腳距離乘積，柱底旋轉角為透過位移計量測柱底板翹起角度，試體均呈現出顯著的自復位特性，且柱底最大轉角超過 3%。箱型柱斷面標稱全斷面塑性彎矩為 880kN，試體之解壓彎矩以及最大彎矩在正負向平均分別約為 500 以及 620kN-m，約為箱型柱斷面全塑性彎矩之 57% 以及 71%。

遲滯迴圈中的耗能面積來自於消能鋼棒的軸向的塑性行為，由於有些微的挫曲產生因此柱角整體的遲滯迴圈的強度變化與消能鋼棒相近。根據實驗得到的柱腳強度以及在柱底板、柱底部等處安裝的應變計讀數可知，試體在實驗過後仍維持彈性狀態。因此在未來實務應用上，地震過後僅需要更換消能鋼棒即可。

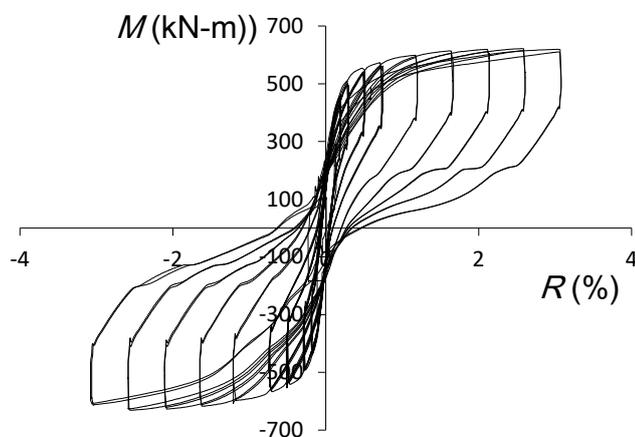


圖 4 試體遲滯迴圈

相關著作：

1. Yu-Lin Chung and Kuan-Ting Kuo, PERFORMANCE EVALUATION OF A NOVEL BOX SECTION COLUMN BASE WITH SELF-CENTERING ABILITY, International Conference in Commemoration of 20th Anniversary of the 1999 Chi-Chi Earthquake Taipei, Taiwan, September 15-19, 2019

低降服鋼板與混凝土複合剪力牆在高軸力與反覆平面剪力 載重下之耐震性能研究

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：高性能鋼板與混凝土複合剪力牆近斷層耐震性能研究(I)

計畫編號：MOST 106-2625-M-992-304

計畫主持人：鄭錦銅

參與人員：張詠欽

-聯絡電郵：ctcheng@nkust.edu.tw

試驗期間：107 年 11 月 1-12 日

試驗地點：台南雙軸向測試系統(BATS)

試驗目的：

低降服鋼板與混凝土複合剪力牆系統之剪力牆體為兩片鋼板夾混凝土層之三明治牆體。當剪力牆承受地震力時，垂直於拉力場方向發展出壓應力，因夾層混凝土之內支撐可延緩外層鋼板挫屈發生，故可提升剪力牆體側向抵抗能力。為避免鋼板向外挫屈與混凝土分離，鋼板面內層需焊接固定間距之剪力釘，並錨錠於混凝土內。鋼板與混凝土複合剪力牆可以提供優異之強度與勁度，改善純抗彎矩構架（SMRF）勁度不足或位移過大之問題，達到位移控制目的，方便進行性能設計。也可以促使主構架輕量化，減少自重並增加建築使用空間與建造速度。本研究主要探討混凝土厚度與高軸力對高性能鋼板與混凝土複合剪力牆在靜態載重下之耐震行為影響。不同混凝土厚度將影響牆體剪力釘錨定力與傳遞剪力行為。再者，複合剪力牆主要應用於高樓建築，需釐清高軸力對於承重牆體之鋼板挫屈行為影響。研究參數包含混凝土厚度(鋼材比)、剪力釘間距(細長比)與軸力比對剪力牆系統耐震行為影響。共製作 6 個剪力牆體進行反覆側推試驗研究。

試驗佈置：

如圖 1 所示將試體以螺栓施加預力固定於 BATS 試驗台上。四組位移計量測位移。



圖 1 試體安裝配置情形

試驗規劃：

6 個試驗試體長寬尺寸皆為 1200X1200 mm。鋼板與混凝土複合剪力牆具備高強度與韌性變形性能，因為 BATS 試驗系統只能施加 400 噸力量，複合剪力牆之混凝土厚度愈薄愈好，依據直徑 13 mm 剪力釘錨碇需求，牆體之混凝土厚度採用 10 cm。一般核能電廠雙面鋼板剪力釘採對頭並排配置，其常用鋼材比(2tp/T)約在 1.5-5%之間。本計畫剪力釘採用梅花交錯排列，對比之下其鋼材比範圍應在 3-10%之間。如採用 8 mm 低降服鋼板，牆體總厚度 116 mm 則鋼材比為 13.8%;如牆體之混凝土厚度採用 15 cm，牆體總厚度 166 mm 則鋼材比為 9.6%。綜合上述研究參數，設計 6 座試體如表一所示，其中要求細長比參考公式(1)計算。試體編號第 1 字母 L 代表使用低降鋼材為鋼面板。第 2 字母 B 代表牆體之混凝土厚度 15cm，N 代表混凝土厚度 10cm，邊界板材質將使用一般鋼材。第 3 字母代表牆體承受軸力比，Z 代表軸力比為零，L 代表軸力比為 0.1，A 代表軸力比為 0.3。最後一組數字代表剪力釘間距。試體加載歷時如圖 2 所示。圖 3 至 6 顯示試體尺寸，剪力釘配置與牆體斷面。鋼面板需求細長比公式如下所示

$$\frac{S}{T_p} = \sqrt{\frac{E_s}{F_y}} \quad (1)$$

其中 S 為檢力釘間距， t_p 為鋼面板厚度，E 為鋼面板彈性模數與 F_y 為鋼面板度降伏強度(100MPa)。後兩組試體需求細長比計算，公式(1)中 F_y 改用鋼板抗拉強度 200MPa 計算。

表一 試體設計參數

Specimen	Axial load ratio (P/Pu)	Thickness of whole wall T (cm)	Thickness of faceplate T_p (cm)	Reinforcement ratio T_p/T (%)	Spacing of shear studs S (cm)	Design slenderness ratio (S/ T_p)	Required slenderness ratio (S/ T_p)
L-B-Z-24	0	16.6	0.8	9.6	24	30	44.7
L-N-Z-24	0	11.6		13.8			
L-B-A-24	0.3	16.6		9.6			
L-N-A-24	0.3	11.6		13.8			
L-B-L-20	0.1	16.6		9.6	20	25	31.6
L-B-A-20	0.3	16.6		9.6			

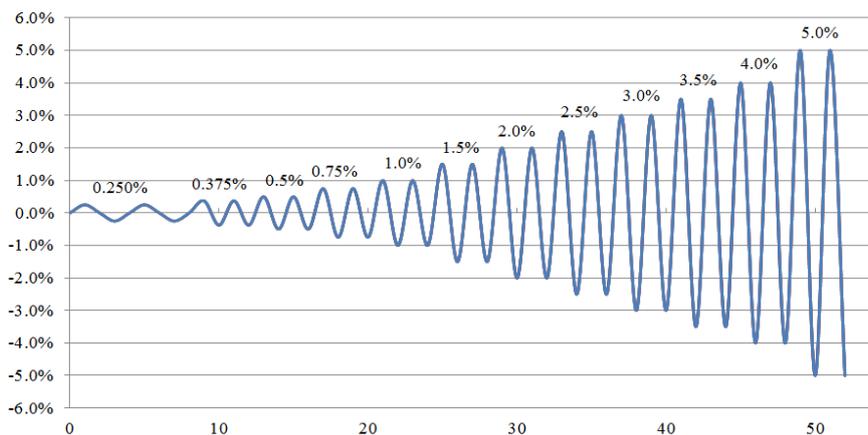


圖 2 側力加載歷時

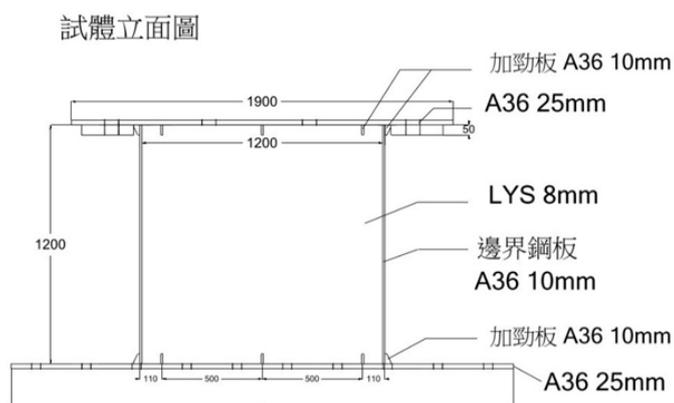


圖 3 試體尺寸與外觀

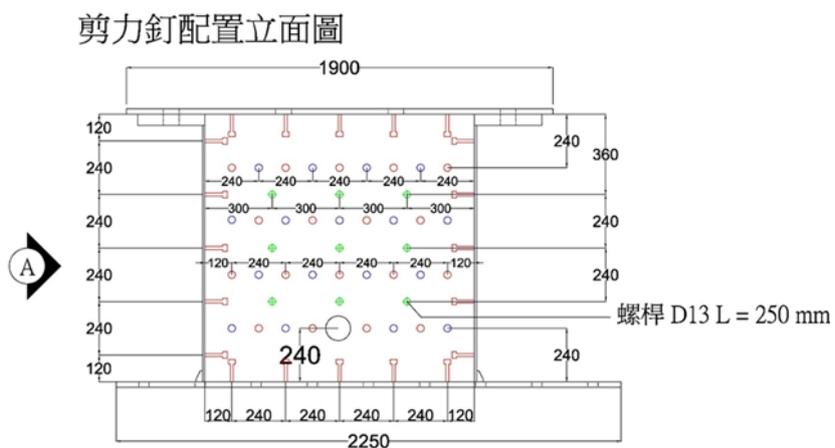


圖 4 剪力釘間距 24cm 試體剪力釘配置圖

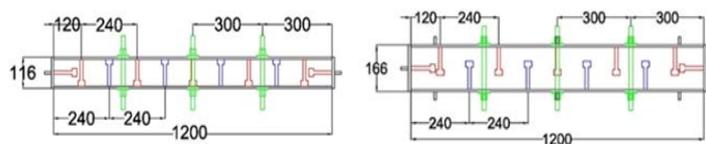


圖 5 剪力釘間距 24cm 試體斷面圖

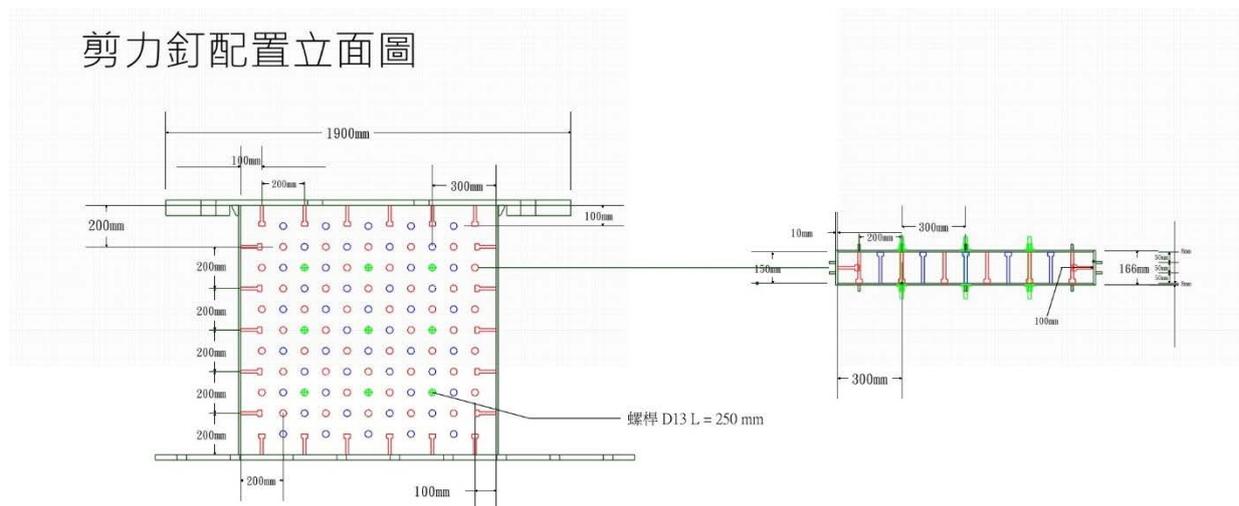


圖 6 剪力釘間距 20cm 試體剪力釘配置與斷面圖

試驗結果：

圖 7 顯示各試體橫向載重與位移遲滯迴圈圖。因為邊界鋼板之圍束，再加上剪力牆試體為雙曲變形，試體破壞模式從文獻之角落混凝土壓碎致鋼面板挫屈(撓曲破壞)轉化成鋼面板先降伏後挫屈之剪力破壞。本研究證實經良好設計之剪力牆試體皆可展現高強度，高勁度與高韌性變形能力。

針對前 4 組剪力釘間距為 24 公分試體而言，試驗顯示承受高軸力(軸力比 0.3)將大幅降低剪力牆試體之變形能力，但是對試體橫向強度影響不大。試體破壞模式為剪力釘錨定不足致鋼面板大面積斜向挫屈。以後兩組剪力釘間距 20 公分試體而言，承受高軸力只輕微降低剪力牆試體變形能力，而且對試體橫向強度影響不大。試體破壞模式為靠近加勁板之上下邊界鋼板銲道熱影響區挫屈開裂，延伸入鋼面板與上下基板介面，試體鋼面板靠上下基板附近嚴重挫屈。承受高軸力試體有比較明顯鋼面板大面積斜向挫屈現象。由此可見，剪力釘間距(鋼面板細長比)較小試體在強度與變形上皆有較好耐震表現。對於承受高軸力試體，文獻建議以鋼面板降伏強度計算剪力釘間距之鋼面板細長比公式，試驗顯示並不保守，本文建議應採用剪力牆目標位移時之拉力強度計算較為保守。

試驗顯示剪力牆混凝土厚度(鋼材比)對試驗結果影響並不大。但以前 2 組剪力釘間距為 24 公分承受低軸力試體而言，混凝土厚度 10 公分試體發生鋼面板大面積斜向挫屈現象，而混凝土厚度 15 公分試體只在鋼面板與上下基板介面發生銲道開裂，並沒有鋼面板大面積斜向挫屈現象，韌性表現較佳。

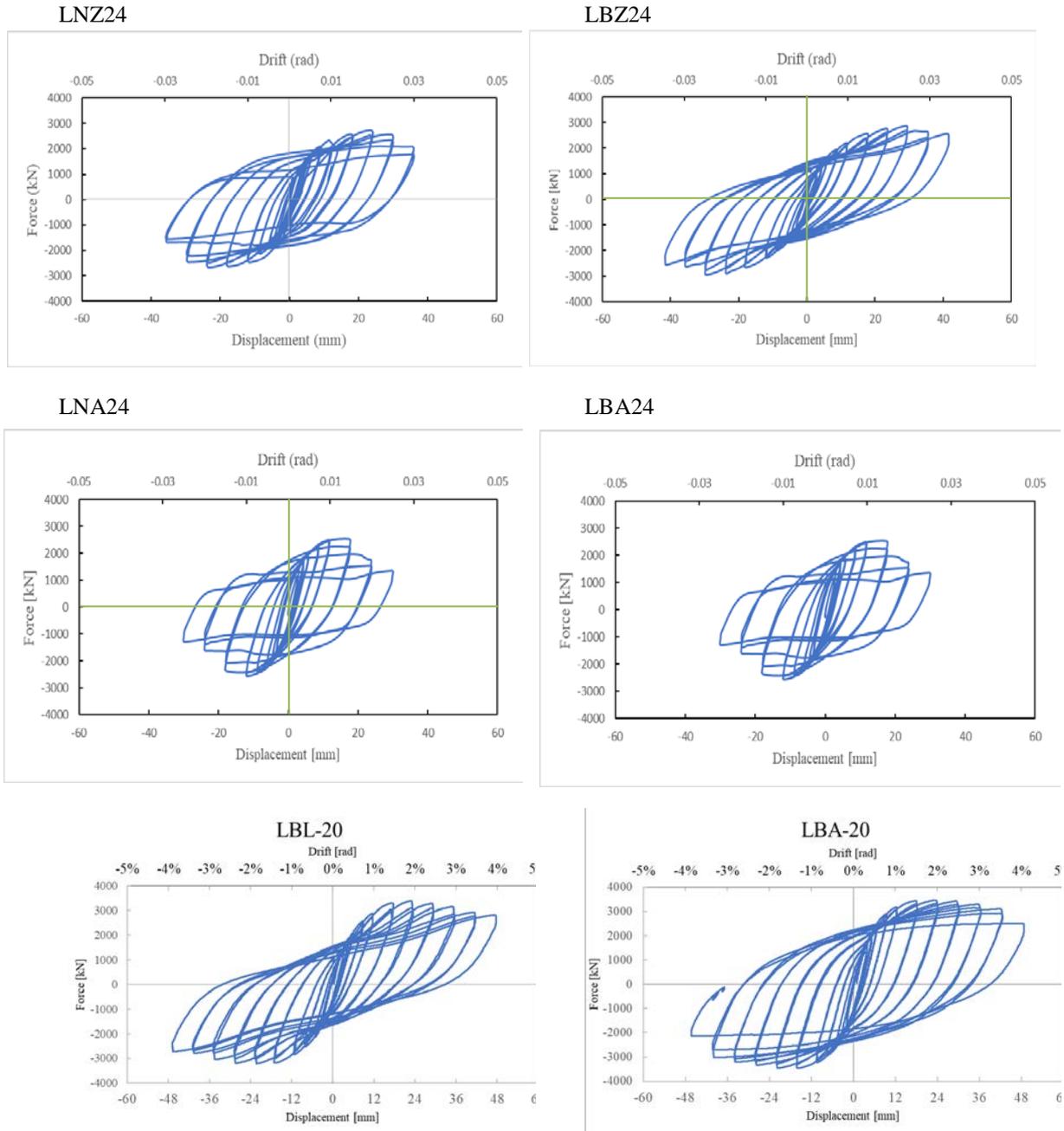


圖 7 試體橫向載重-位移遲滯迴圈

近斷層速度脈衝效應對鋼筋混凝土塑性鉸參數定義之研究

計畫分類：科技部研究計畫

計畫名稱：近斷層速度脈衝效應對鋼筋混凝土塑性鉸參數定義之研究(II)

計畫編號：MOST 108-2625-M-006-002

計畫主持人：劉光晏

參與人員：劉光晏、許育銘、邱佳晨

聯絡電郵：電話：0920529851 信箱：kyliu@gs.ncku.edu.tw

試驗期間：108 年 01 月至 06 月

試驗地點：國家地震工程研究中心臺南實驗室反力牆及強力地板系統

試驗目的：

台灣地處歐亞大陸與菲律賓海板塊交界處，平均聚合速率高達每年 8 公分，活躍的板塊活動造成本島及鄰近海域地震發生頻繁，其中近斷層地震動具有高強度的地表運動峰值(高速度脈衝)、特殊的譜加速度值空間分、特殊的地表位移與地表速度歷時特徵，因此若欲探討結構物在近斷層地震下之反應則不可不考慮加載速度之影響，本研究即使用反力牆，完成縮尺鋼筋混凝土柱之反覆載重實驗，獲得高速度脈衝作用下之遲滯迴圈，並發展塑性鉸分析參數修正方式，作為斷層近域結構物耐震評估的參考。

試驗佈置：

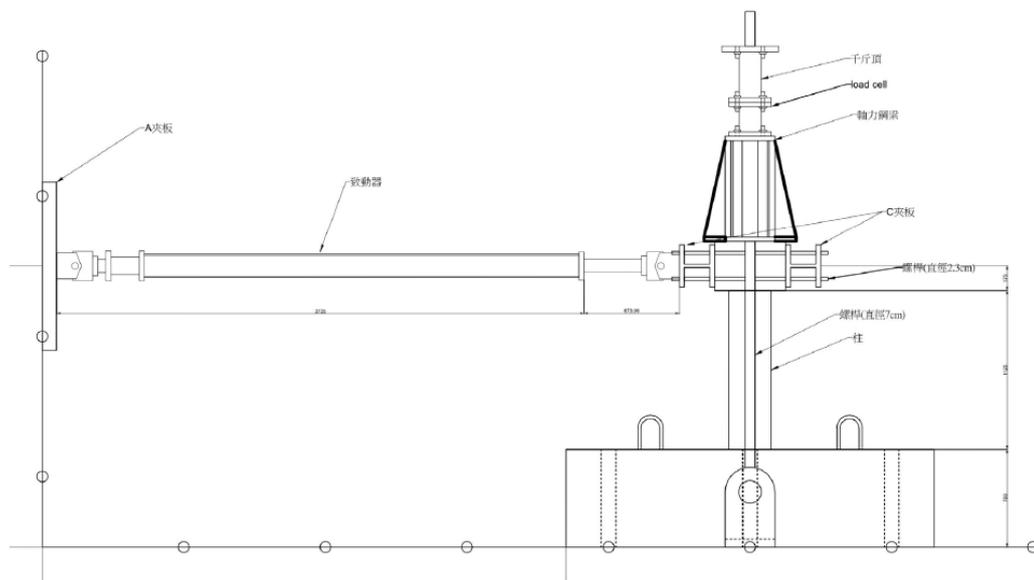


圖 1 試體安裝正視圖

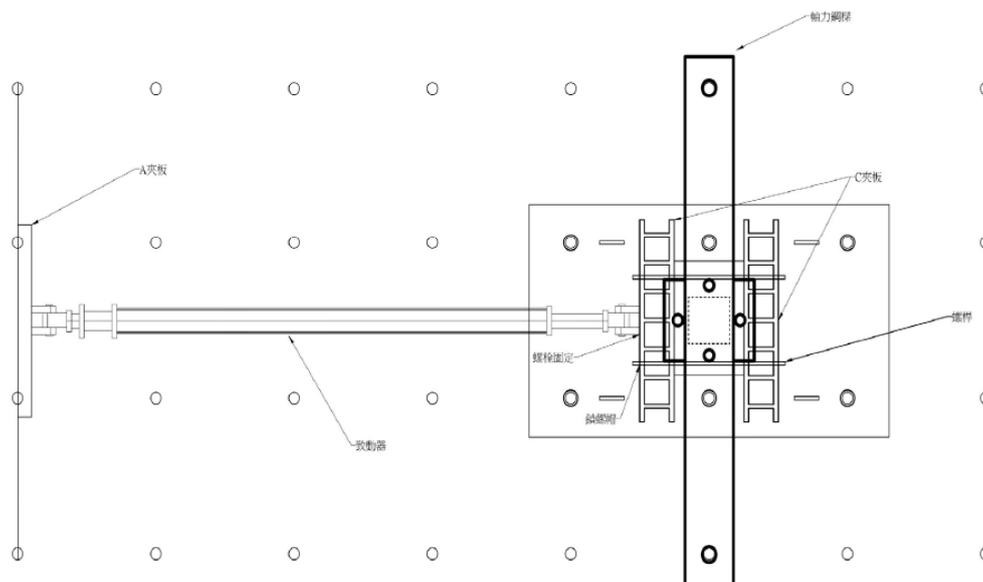


圖 2 試體安裝俯視圖

試驗規劃：

由於本實驗使用兩種不同規格的致動器，因此製作了兩批試體，每批試體各 4 根完全相同的鋼筋混凝土柱，總共八根，第一批試體的試體編號為 1S、1D250、1D500、1D1000，第二批試體編號為 2D250、2D500、2D1000。試體的斷面為 30 x 30 cm 之矩形柱，柱高為 130 cm (由基礎頂面計算至致動器加載位置高程)，為了配合台南實驗室強力地板的孔位配置，基礎尺寸採用長 260 cm、寬 150 cm 與高 70 cm 之尺寸，並在其中預埋 6 個直徑 10 cm 的 PVC 管做測試時固定試體的預埋孔位。柱主筋於柱的四個角落以及中間皆採用六號(D-19)竹節鋼筋共 8 根，主筋比為 2.55 %；橫向鋼筋的部分使用了箍筋與雙向繫筋，箍筋採用三號(D-10)竹節鋼筋且用 90 度非耐震設計彎鉤交錯配置，間距為 12 cm，繫筋也同樣採用三號鋼筋並用 135 度與 90 度彎鉤交錯配置，間距為 24 cm，箍筋比為 0.003。關於材料強度的部分，混凝土設計強度皆為 210 kgf/cm² 之一般混凝土，號數低於三號(D-10)之鋼筋的設計強度採用 2800 kgf/cm²，號數低於六號(D-19)之鋼筋的設計強度採用 4200kgf/cm²。

鋼筋應變計的部分，由日本東京測試研究所(TML)生產，型號為 FLA-5-11-3LJC，適合軟鋼材質使用。試體體內應變計的分布如圖所示，主要用來量測試體主筋受力變形的情況，以找出主筋降伏的位置，以及試體箍筋受力方向的變形和箍筋的圍束效果。實驗輸入分為靜態加載與動態加載，前者加載程序採三角波位移輸出且最大層間變位角依序為 0.25 %、0.35 %、0.5 %、0.75 %、1 %、2 %、3 %、4 %、5 %、6 %、7 % 與 8 %，每個層間變位角執行三迴圈後再進行下一個層間變位角；後者與靜態加載同樣採位移控制，不同的是加載程序採正弦函數波形，動態加載實驗總共有三種不同的條件，分別是最大加載速度為 250 mm/s、500 mm/s 與 1000 mm/s 三種，在每種不同速度下之反覆載重目標位移量以層間變位角來控制，各層間變位角依序為 0.5 %、0.75 %、1 %、2 %、3 %、4 %、5 %、6 %、7 % 與 8 %，考量實驗的安全性，當側向強度自最大強度下降 20 %、

主筋斷裂或實驗室工作人員認為有安全疑慮時實驗中止。

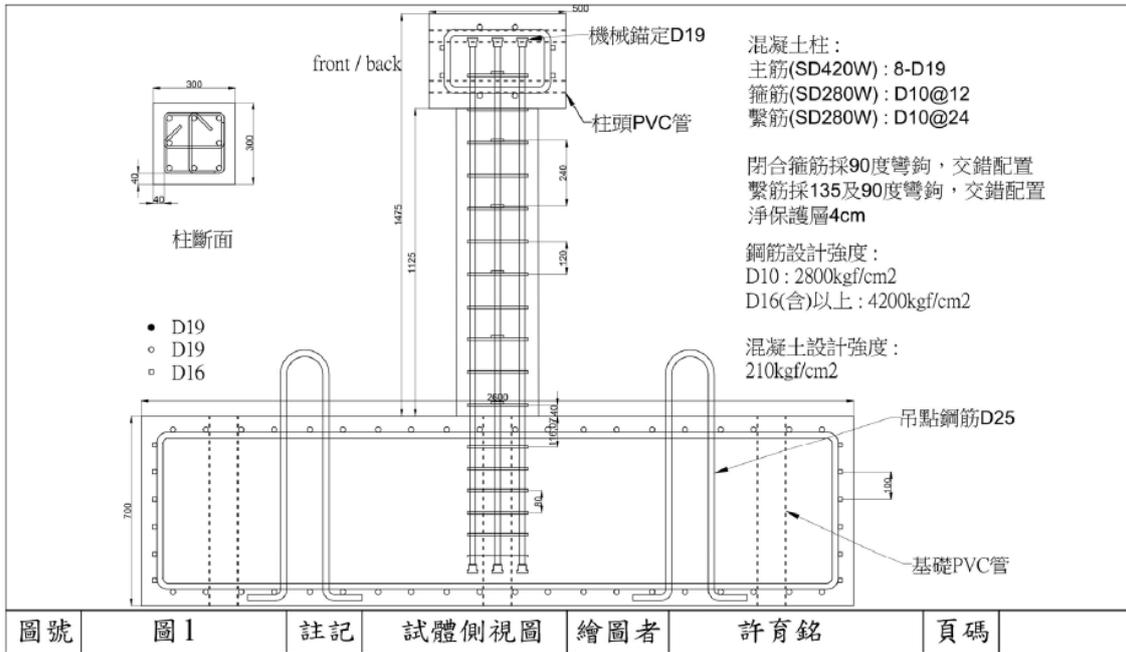


圖 3 試體側視圖

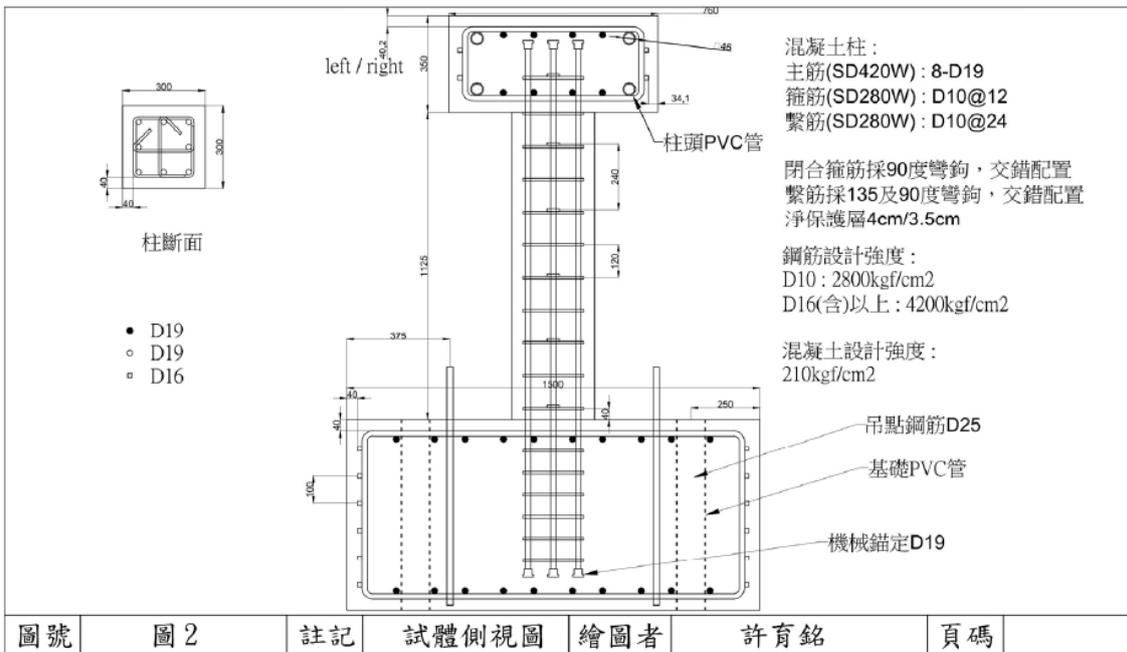


圖 4 試體側視圖

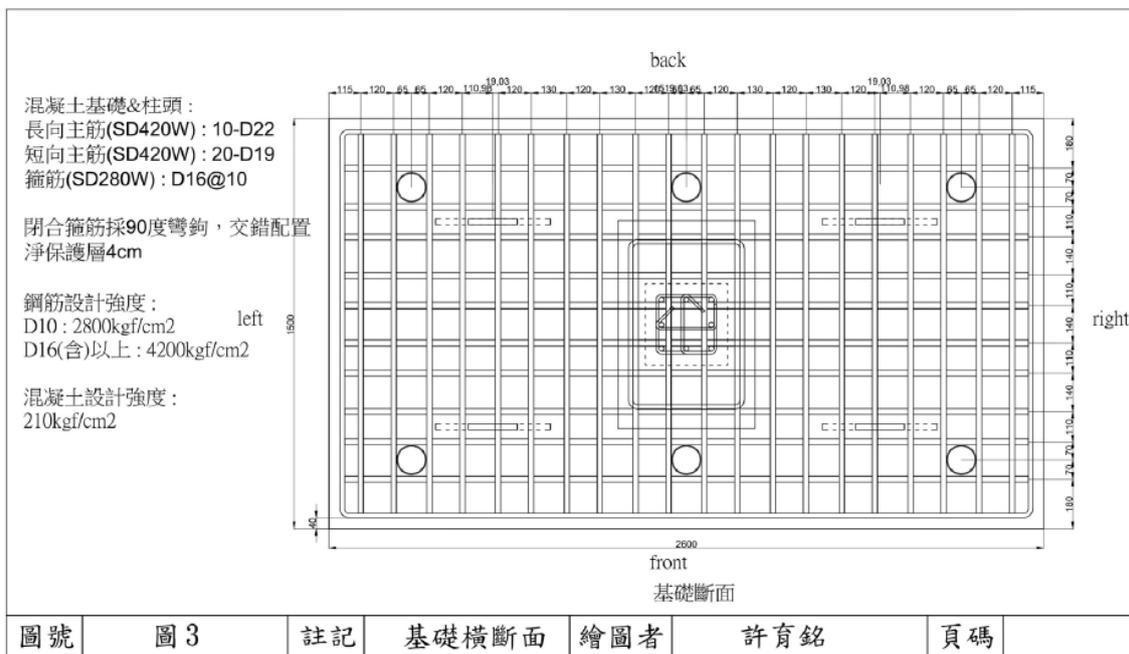


圖 5 基礎剖面圖

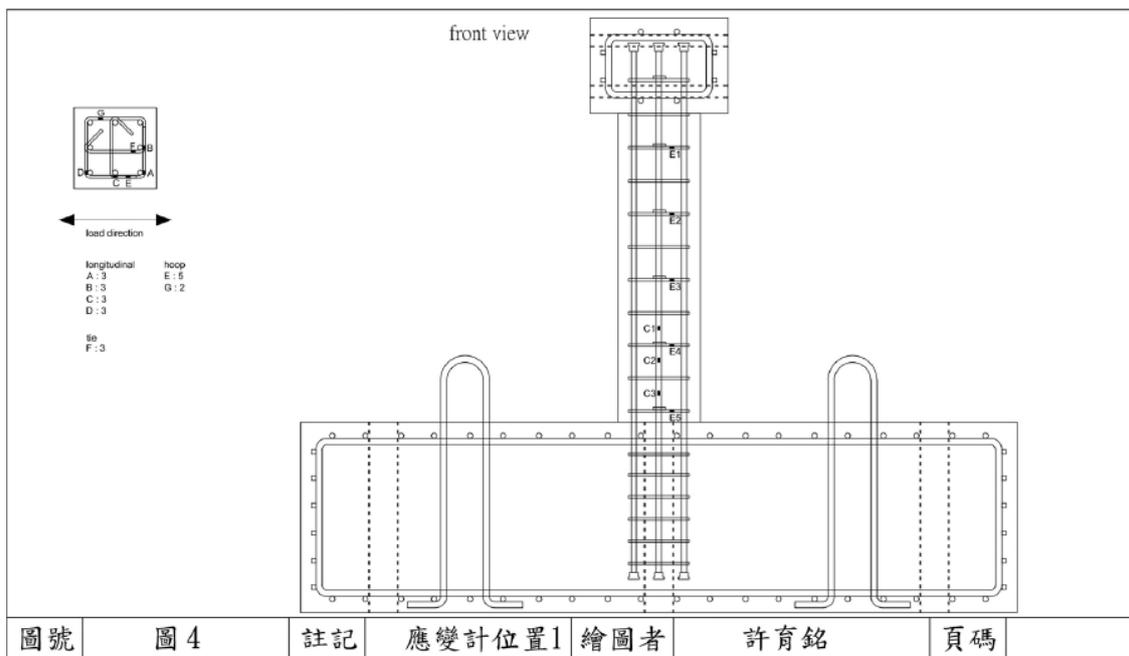


圖 6 應變計位置

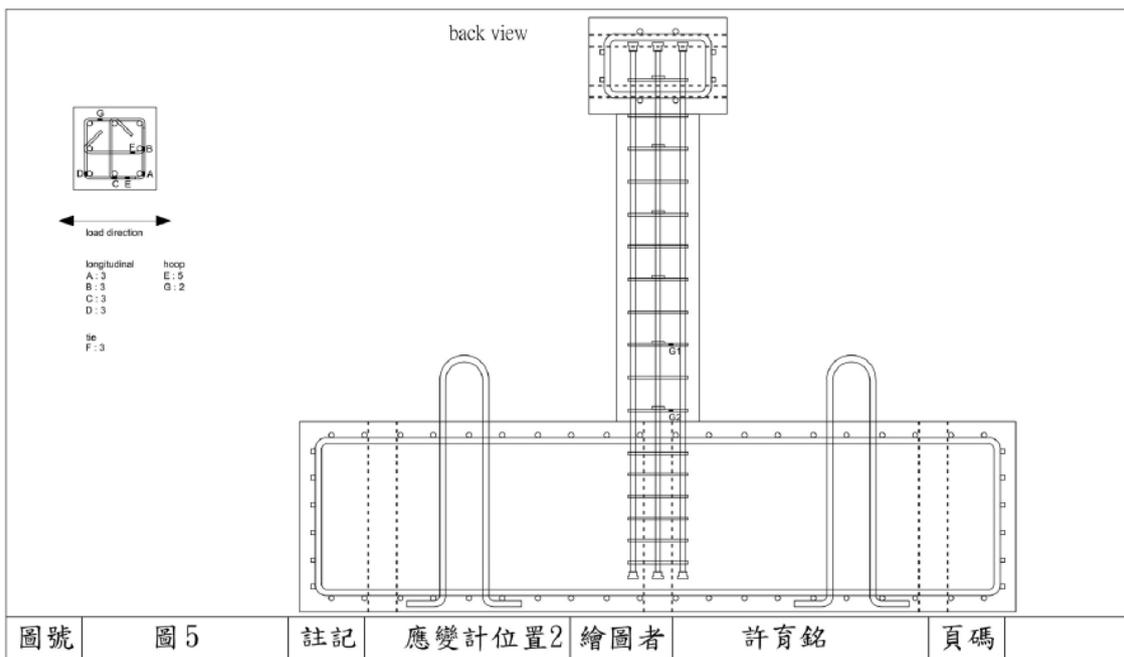


圖 7 應變計位置

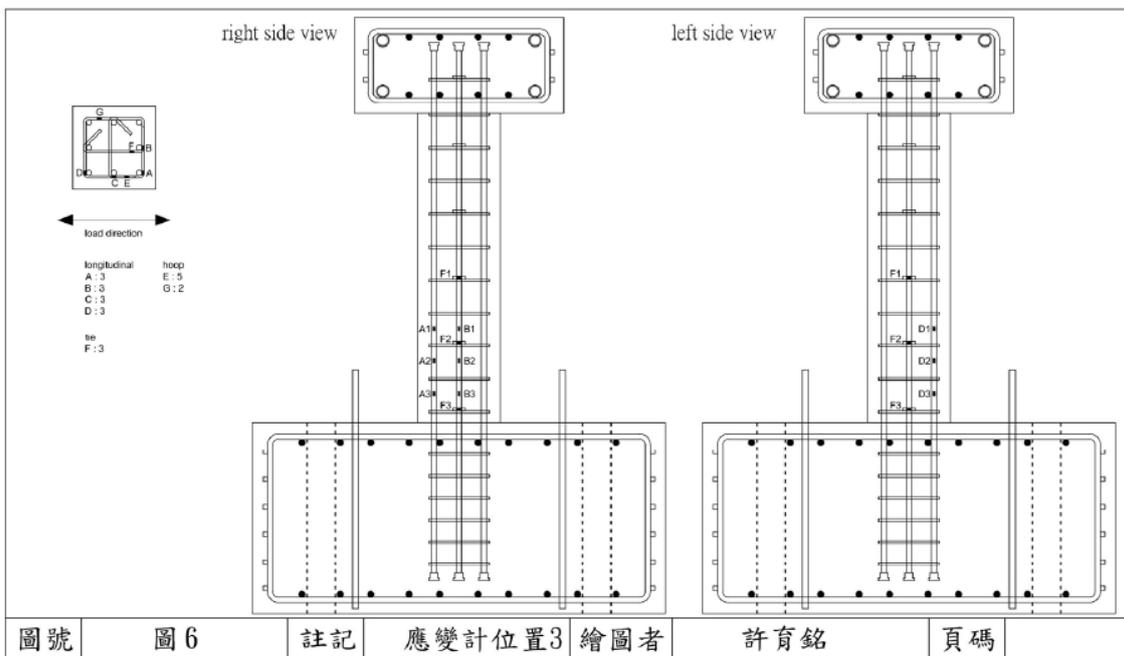


圖 8 應變計位置

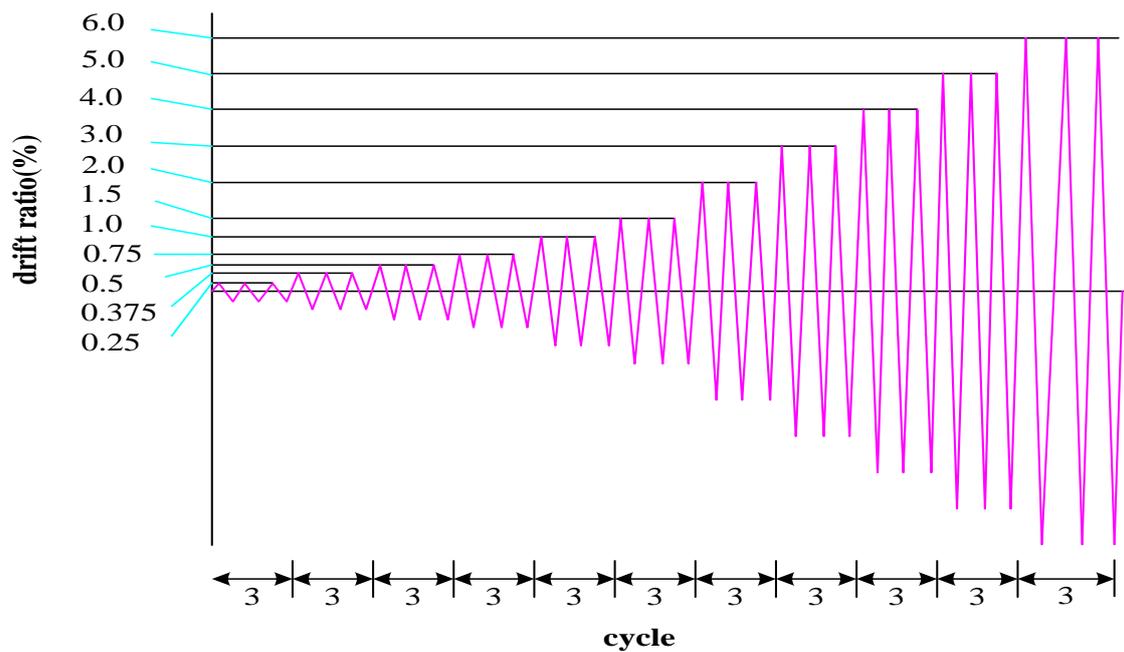


圖 9 靜態加載位移歷時

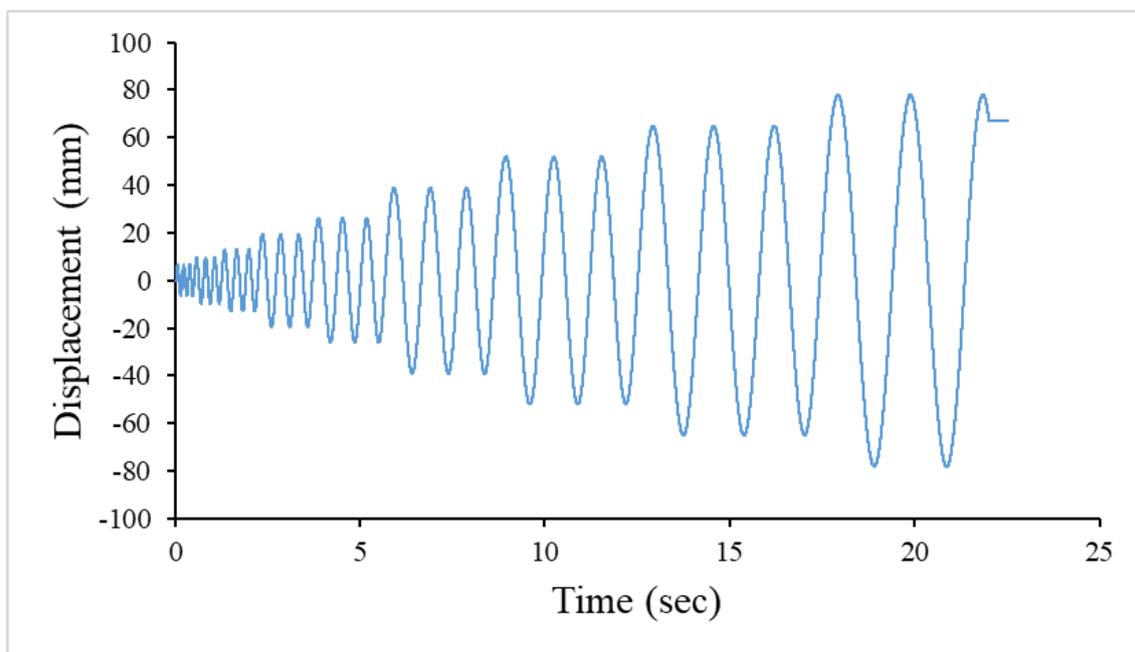


圖 10 動態加載位移歷時(250mm/s)

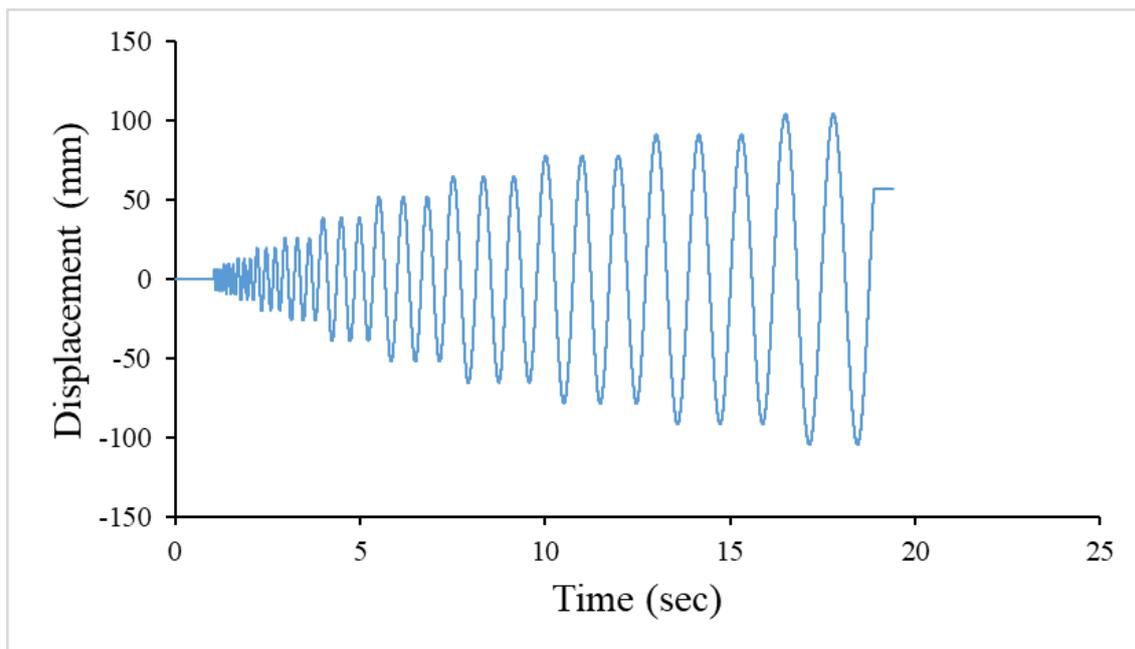


圖 11 動態加載位移歷時(500mm/s)

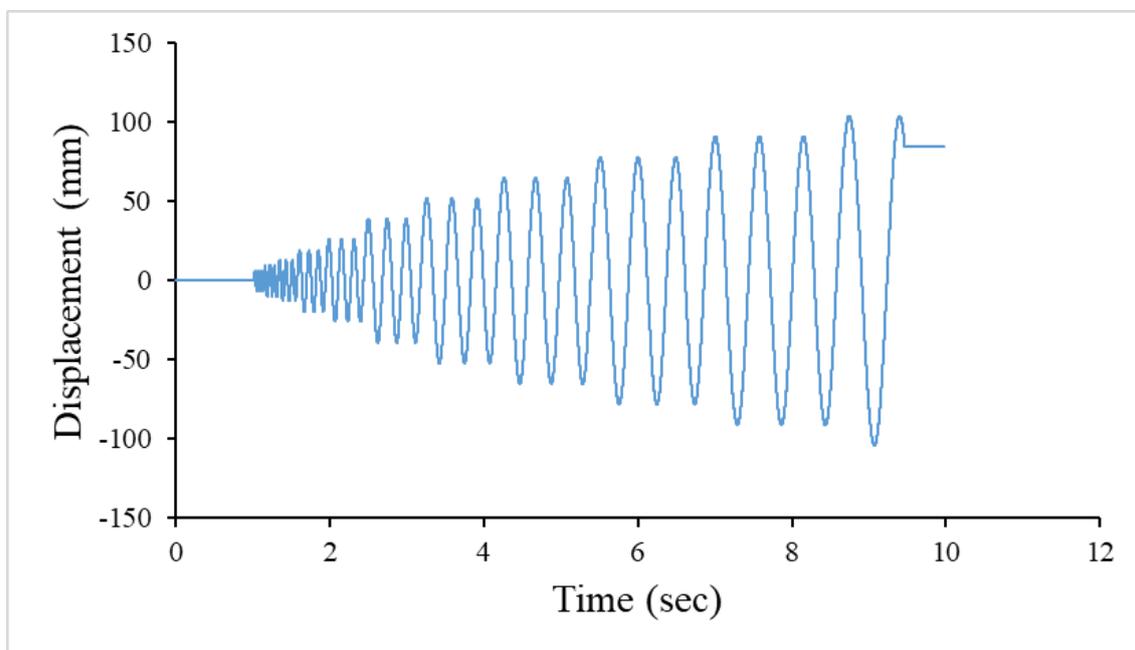


圖 12 動態加載位移歷時(1000mm/s)

試驗結果：

比較第一批試體 1S 與 1D500 如圖 13，可以看到 1D500 之初始勁度較 1S 試體來的小，且 1D500 之最大側力強度比 1S 的最大側力強度高了 1.17%，最大位移多了 13.92%；比較第二批試體 2D250、2D500 與 2D1000 如圖 14，可以發現 2D250 與 2D500 遲滯迴圈包絡線趨勢較為類似，2D500 之最大側力強度較 2D250 多了約 2.2%，但 2D1000 之遲滯迴圈力量值較兩者為小，此趨勢不符合在過往許多材料試驗之文獻中加載速度越大，材料強度越大之趨勢，推測是因為在 1D1000 之試驗中柱頭與鋼夾具間有碰撞而造成其強度無法推到預期之側力強度，另外最大位移隨著側推速度的增加而增加。

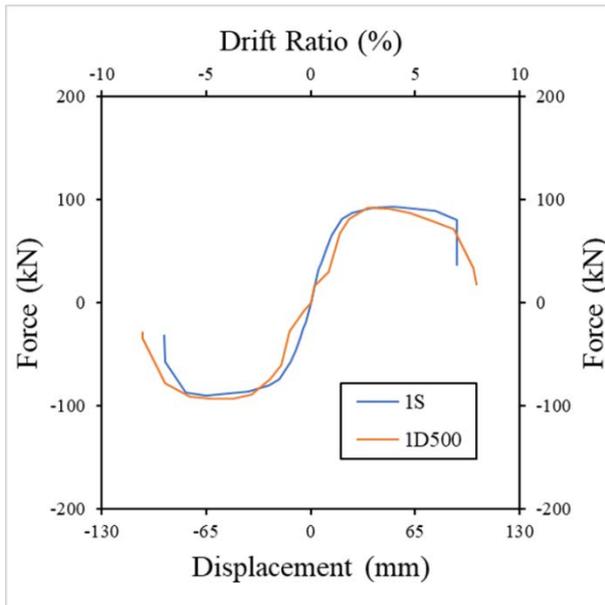


圖 13 第一批試體實驗結果包絡線

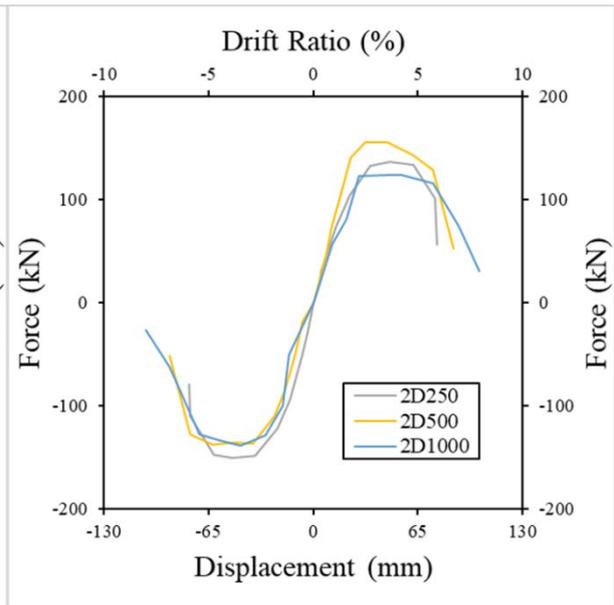


圖 14 第二批試體實驗結果包絡線

圖 15 是以多項式方法回歸出來的應變率趨勢線，從各個不同位置應變計所代表之趨勢線可以發現不同位置之應變計在不同的加載速度下所反映出之應變率約呈現性關係，另外可以發現側邊主筋所反映出之應變率最大，中間主筋之應變率次之，箍筋與係金之應變率則約相當，其值也最小。

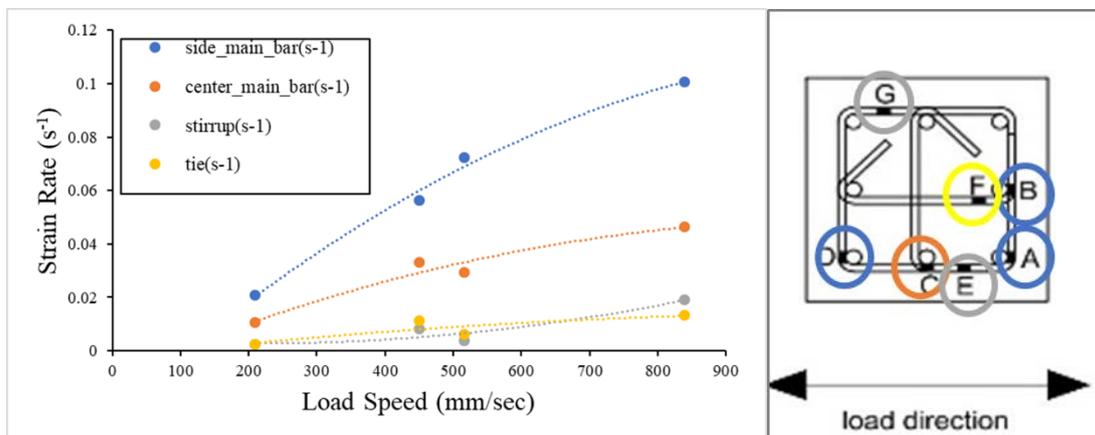


圖 15 應變率與加載速度關係

圖 16 為各個試體受到之應變率與動態成長因子之間的關係，從圖中可以看出應變率的增加對於鋼筋的強度提升非常有限，其動態成長因子皆約等於 1，而混凝土受到應變率的影響則較為明顯，約為 1.4 左右，且隨著應變率的增加其動態成長因子也有微幅的成長。圖 17 為側力加載速度與動態成長因子之間的關係，其趨勢與應變率與動態成長因子之間的關係雷同。

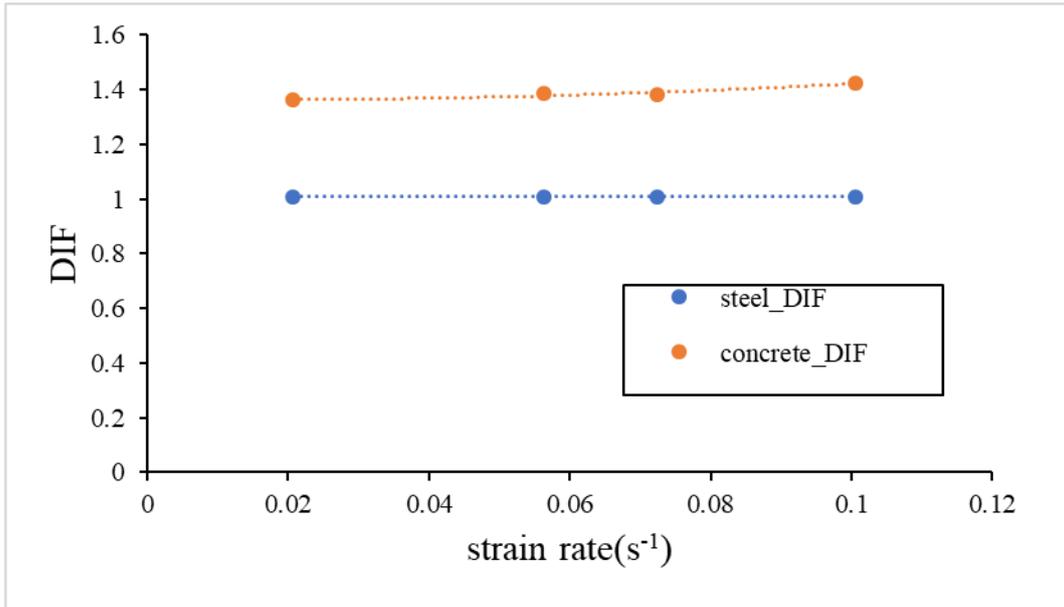


圖 16 應變率與動態成長因子關係

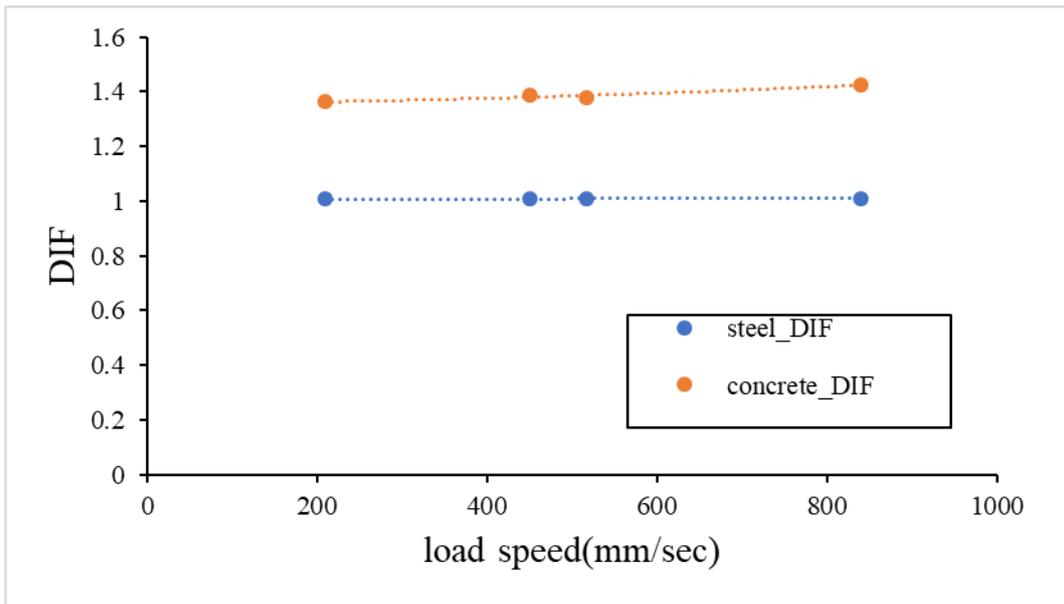


圖 17 應變率與加載速度關係

軟體分析以 XTRACT 軟體做斷面分析，再分別以彎矩面積法與 ETABS 軟體配合 TEASPA 塑鉸做側推分析獲得試體之力與變位預測曲線，並考慮實驗得到的應變率進行動態修正。從圖中可以看出不同的分析方法所求得之最大強度與實驗值之比值皆在 1 左右。由於 1D1000 試體之側力位移包絡線實驗值趨勢明顯與其他試體不同，此現象可能是因為其他技術上的問題導致，因此不納入討論。第一組點與最後一組點為 1S 與 1D500 試體之資料，從中可以看出由不同分析方法在不考慮動態成長因子的情形下，其分析值有低估的情形，在考量了動態成長因子後，其分析值較接近實驗值，兩者之間的比值接近 1。中間兩組點為 2D250 與 2D500 試體之資料，由 XTRACT 軟體彎矩曲率分析與彎矩面積法所得出之分析值與實驗值之比值在未考量動態成長因子時略小於 1，在考量動態成長因子後趨近於 1，但仍小於 1，而 ETABS 側推分析所得到之結果在考慮動態成長因子前稍小於 1，在考慮動態因子後稍大於 1，由此可知 xtract 彎矩曲率分析所得之預測結果較為不保守，而 etabs 側推分析結果較為保守。

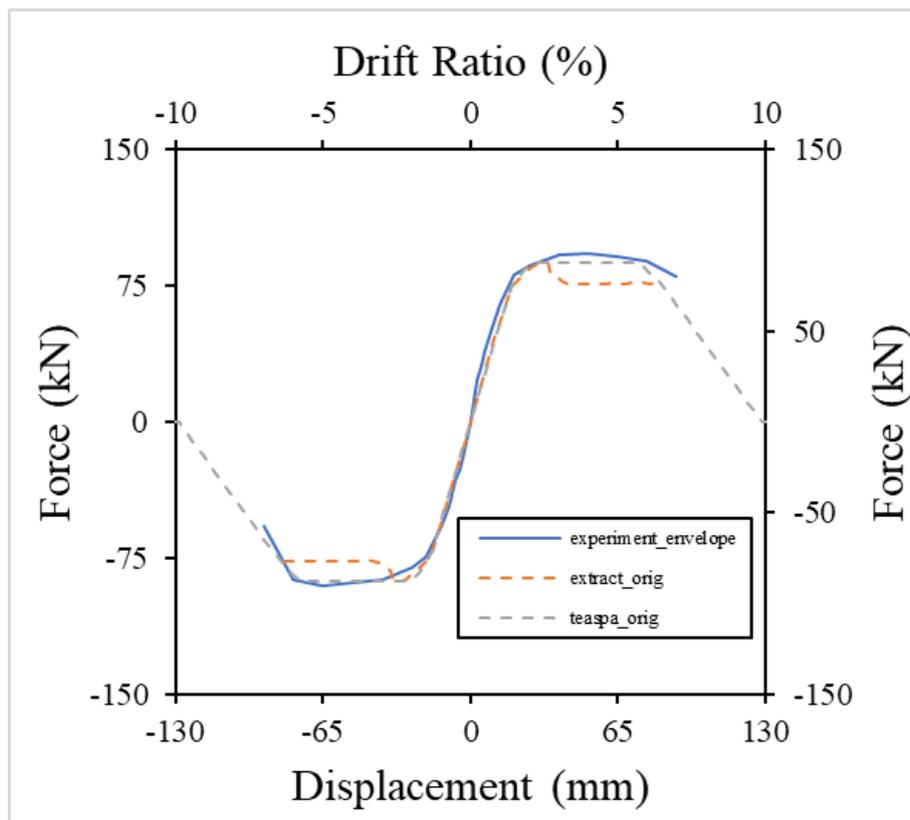


圖 18 1S 試體分析結果

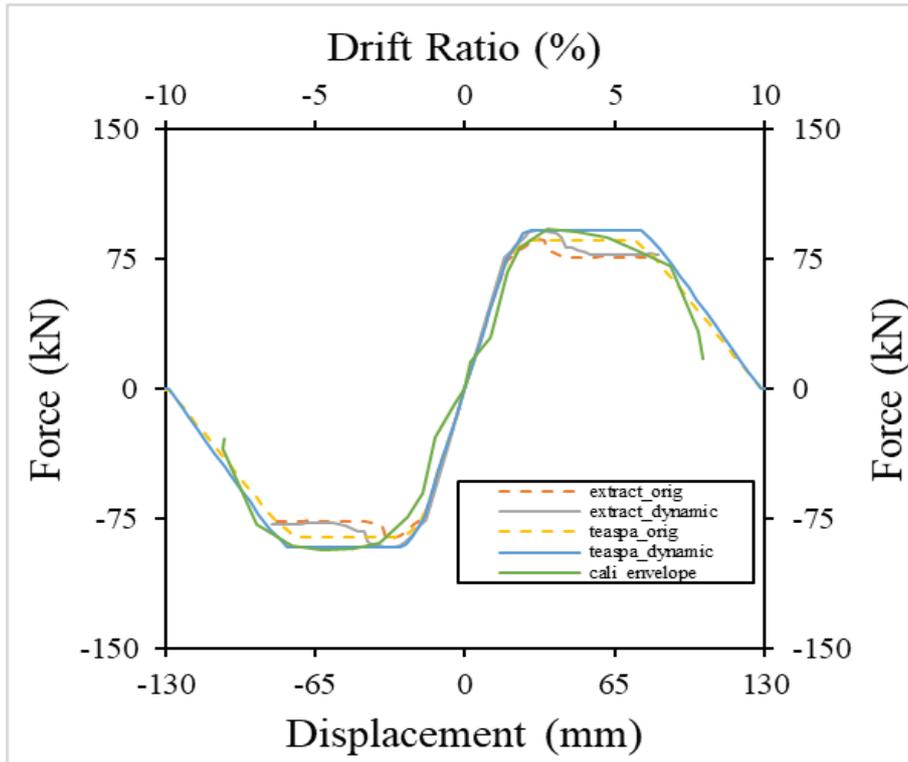


圖 19 1D500 試體分析結果

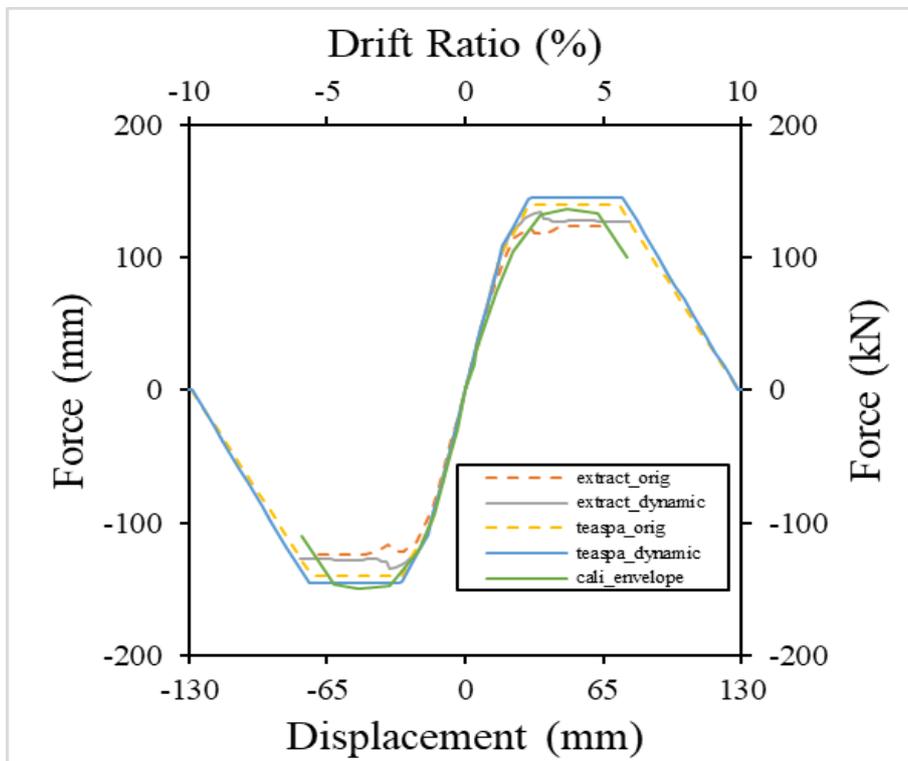


圖 20 2D250 試體分析結果

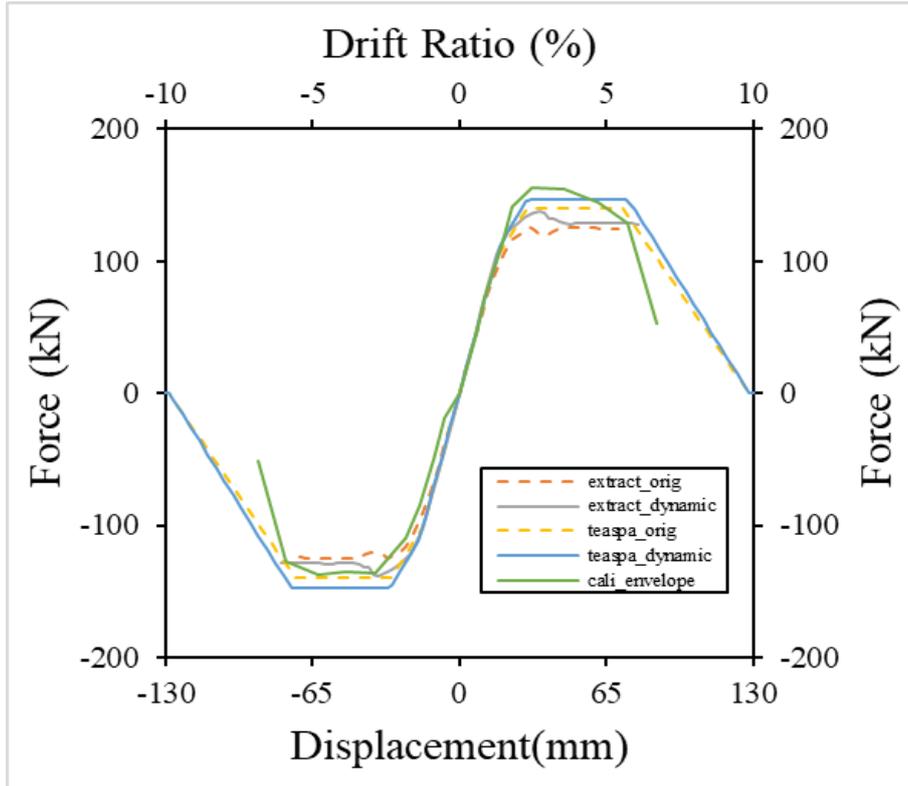


圖 21 2D500 試體分析結果

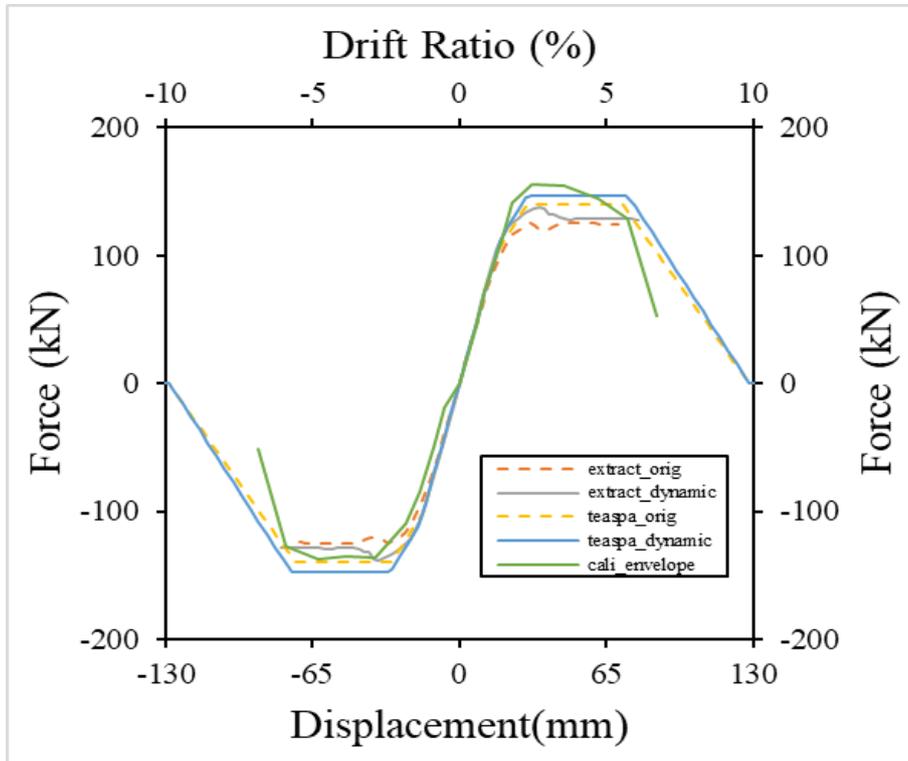


圖 22 2D1000 試體分析結果

高強度材料低矮剪力牆往復載重行為

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：高強度材料低矮剪力牆往復載重行為

計畫編號：107-2625-M-011-002-

計畫主持人：鄭敏元

參與人員：Leonardus S. B. Wibowo

聯絡電郵：minyuancheng@mail.ntust.edu.tw

試驗期間：2019 年 01 月至 07 月

試驗地點：台北/反力牆及強力地板系統

試驗目的：

本計畫主要目的在探討使用高強度材料之低矮剪力牆往復載重行為，並藉由實驗及果探討使用高強度材料於低矮剪力牆之可行性。

試驗佈置：

試體實驗配置示意圖如圖 1 所示，其中 h_w 表示牆底至側力施加中心高度、 l_w 表示牆寬，此實驗配置主要讓試體在無軸力作用下、以單曲率變形承受往復側力作用，側力施加一般使用三組 100 ton 制動器(hydraulic actuators)，透過對鎖於上部混凝土塊之傳力鋼梁將制動器力量均勻施加至牆試體。

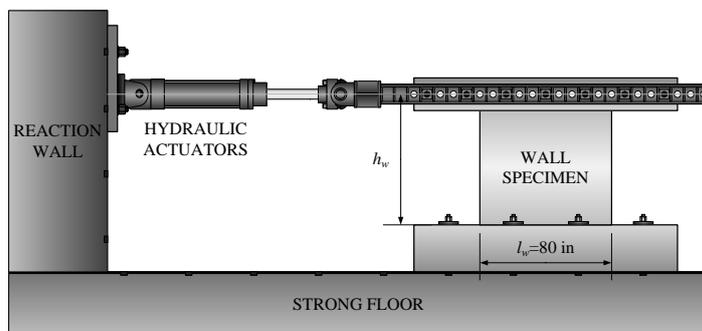


圖 1 試體安裝配置情形

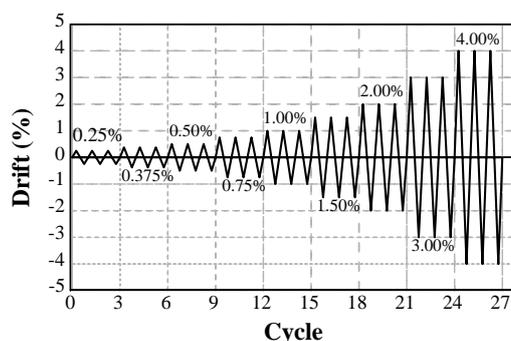


圖 2 測試歷時

所有試體使用相同測試歷時，歷時過程如圖 2 所示，其中層間位移角(Drift)定義為試體側向變形量除以 h_w 。試驗過程測量儀器包含一組架於施力中心高度之位移計、四組用來量測底部混凝土塊位移量與旋轉量之位移計、以及用來量測牆試體外部變形量之光學量測系統 NDI。

試驗規劃：

相關實驗計畫至今已執行三年，感謝科技部與國家地震中心雙邊支持讓研究得以進行，本報告簡述過去十三組試體的測試結果，試體主要測試變數包含 1) 混凝土強度、2) 鋼筋強度、3) 試體高寬比、以及 4) 試體剪力需求。其中混凝土強度超過 10 ksi (69 MPa) 以及鋼筋降伏強度大於 100 ksi (690 MPa) 在本研究案視為高強度材料；試體高寬比設計為 0.5、1.0、或 1.5 三者之一；最後，試體剪應力需求，即對應試體可能彎矩強度而求得之牆底剪力大小值則分別設計約為 $5\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.42\sqrt{f'_c}$ (MPa)) 或 $10\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.84\sqrt{f'_c}$ (MPa))，後者為目前 ACI 318-19 (ACI Committee 318, 2019) 規定之上限值，所有試體均一致使用 80 x 8 in. (2000 x 200mm) 斷面，表 1 提供十三組試體設計參數，圖 3 提供所有試體配筋斷面。

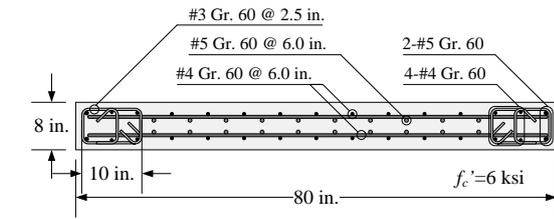
表 1：試體測試變數與實驗結果

試體名稱	$\frac{h_w}{l_w}$	試體設計參數				測試結果		
		混凝土設計強度 ksi (MPa)	邊界區縱向鋼筋設計強度 ksi (MPa)	邊界區圍束鋼筋設計強度 ksi (MPa)	腹板鋼筋設計強度 ksi (MPa)	最大側力 ⁽¹⁾ V_p kip (kN)	$\frac{V_p}{A_{cv}\sqrt{f'_c}}$ (psi) (MPa) ⁽¹⁾⁽²⁾	極限位移 ⁽²⁾ d_u (%)
CCC_0.5H	0.5	6 (41)	60 (414)	60 (414)	60 (414)	431.3 (1919)	9.53 (0.79)	1.18
HHC_0.5H	0.5	6 (41)	115 (785)	115 (785)	115 (785)	463.1 (2060)	8.83 (0.74)	1.01
HHH_0.5H	0.5	10 (69)	115 (785)	115 (785)	115 (785)	444.0 (1975)	6.93 (0.58)	1.41
M60 ⁽³⁾	1.0	6 (41)	60 (414)	60 (414)	60 (414)	247.0 (1099)	5.28 (0.44)	2.68
M115 ⁽³⁾	1.0	6 (41)	115 (785)	60 (414)	115 (785)	241.0 (1072)	5.24 (0.44)	3.21
H60 ⁽³⁾	1.0	6 (41)	60 (414)	60 (414)	60 (414)	408.5 (1817)	8.24 (0.69)	1.62
H115 ⁽³⁾	1.0	6 (41)	115 (785)	60 (414)	115 (785)	396.5 (1764)	7.99 (0.67)	1.90
HHH_1.0H	1.0	10 (69)	115 (785)	115 (785)	115 (785)	429.7 (1911)	6.64 (0.55)	2.02
CCC_1.5M	1.5	6 (41)	60 (414)	60 (414)	60 (414)	241.9 (1076)	5.92 (0.49)	1.90
HCC_1.5M	1.5	6 (41)	115 (785)	60 (414)	115 (785)	227.5 (1012)	5.29 (0.44)	2.04
CCC_1.5H	1.5	6 (41)	60 (414)	60 (414)	60 (414)	417.6 (1857)	8.51 (0.71)	1.58
HCC_1.5H	1.5	6 (41)	100 (690)	60 (414)	115 (785)	408.1 (1815)	8.67 (0.72)	1.47
HHH_1.5H	1.5	10 (69)	100 (690)	115 (785)	115 (785)	465.3 (2070)	6.19 (0.52)	2.27

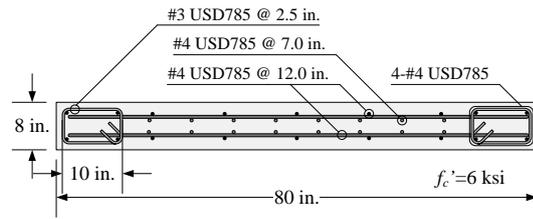
(1) 最大側力 V_p 係雙向載重之平均， f'_c 代表圓柱試體平均值

(2) 雙向極限位移量之平均，就單一方向載重而言，取以下兩種狀況先發生之值：載重-位移曲線之包絡線上對應力量損失達 20% 的位移量，或力量在該位移量上損失超過 20% 且下一個位移量之力量無法回復。

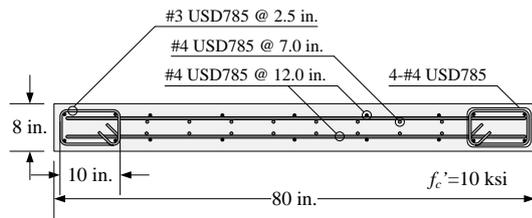
(3) 文獻 Cheng et al. (2016)



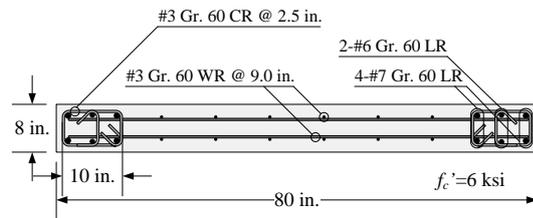
(a) CCC_0.5H



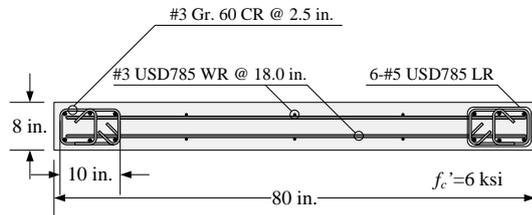
(b) HHC_0.5H



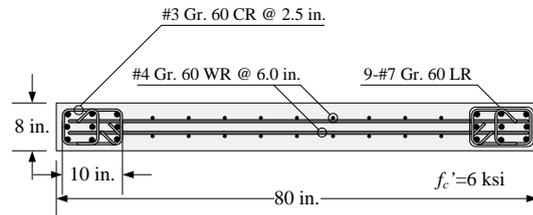
(c) HHH_0.5H



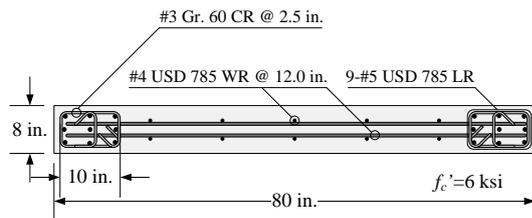
(d) M60 (Cheng et al., 2016)



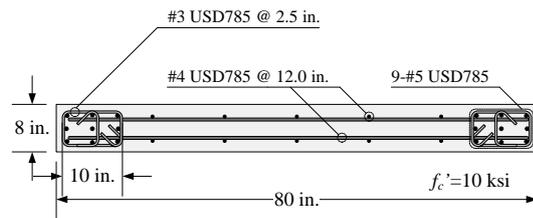
(e) M115 (Cheng et al., 2016)



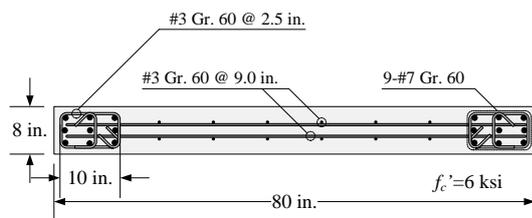
(f) H60 (Cheng et al., 2016)



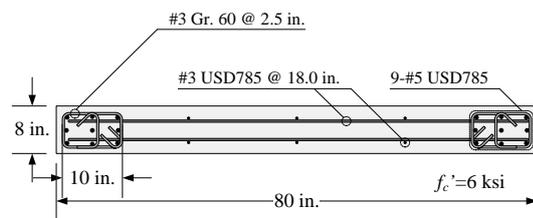
(g) H115 (Cheng et al., 2016)



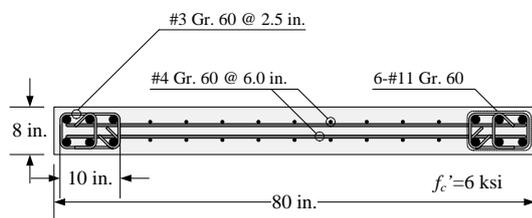
(h) HHH_1.0H



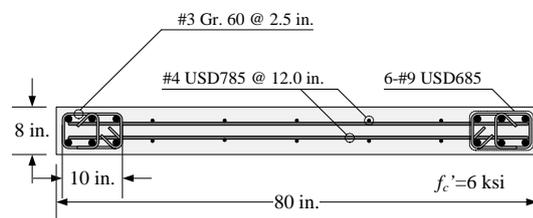
(i) CCC_1.5M



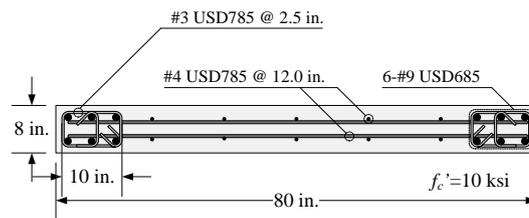
(j) HCC_1.5M



(k) CCC_1.5H



(l) HCC_1.5H

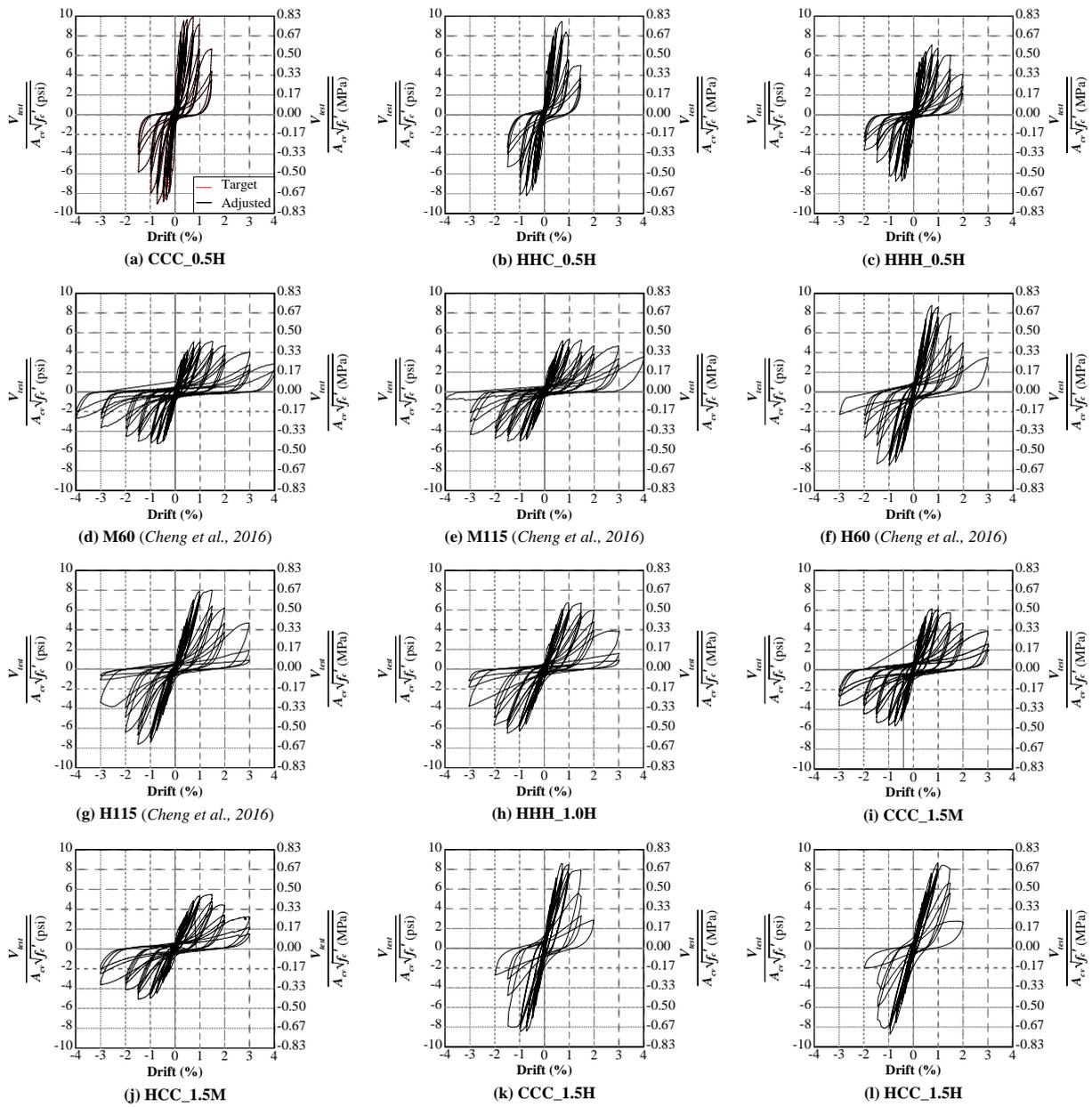


(m) HHH_1.5H

圖 3 試體斷面

試驗結果：

各試體力量-位移測試曲線如圖 4 所示，而各試體測試過程照片與最終破壞狀態可參考圖 5。



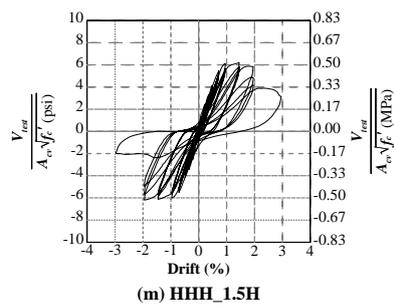


圖 4 試體力量-位移曲線

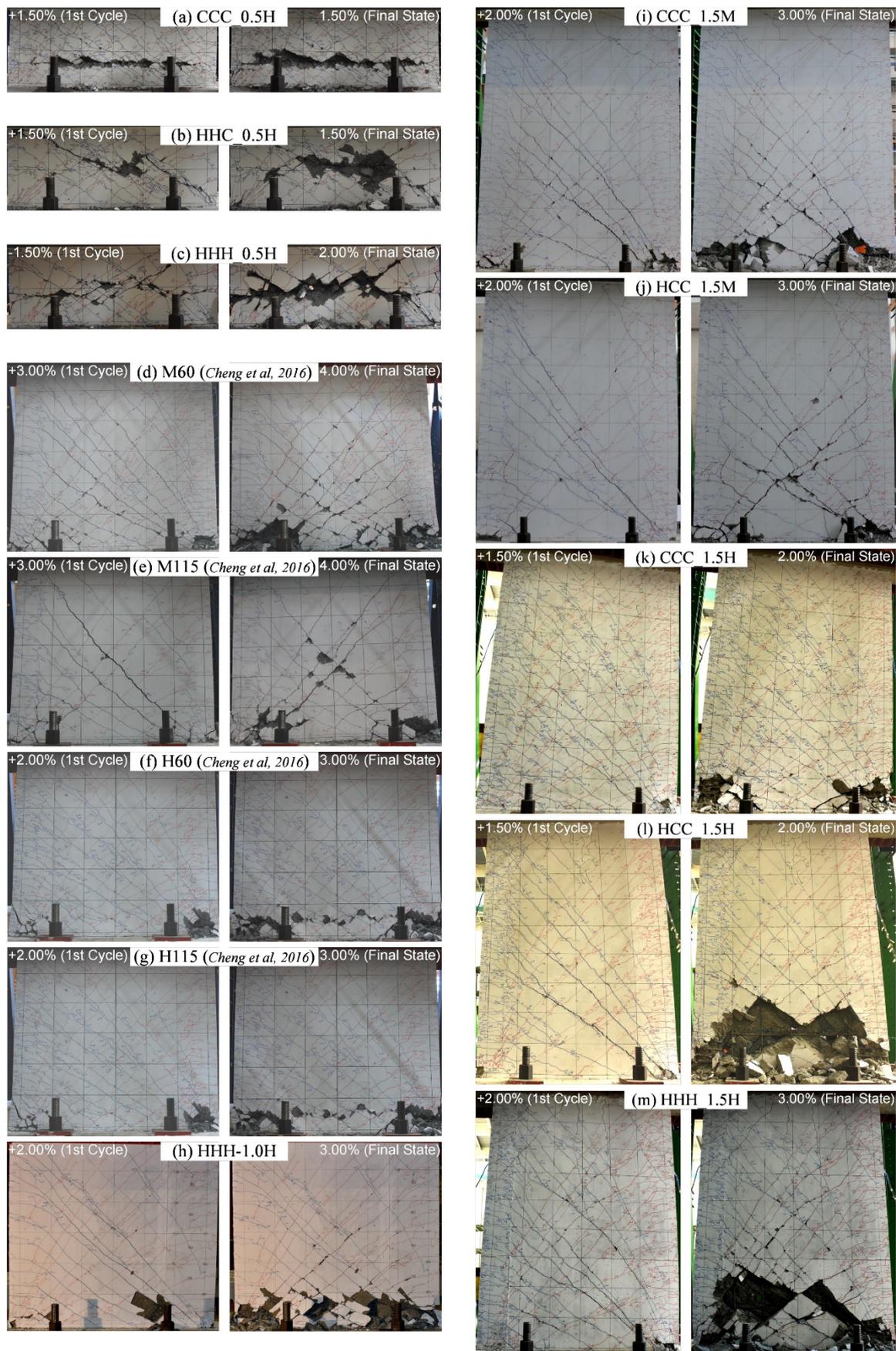


圖 5 試體測試過程

測試結果顯示對於高寬比大於 1.0 之試體，其強度可由對應牆底發展標稱撓曲強度(M_n)之剪力合理評估，對於高寬比等於 0.5 之試體，其強度似乎可由對應牆底發展降伏強度(M_y)之剪力求得。另外，在所有測試變數中，試體變形量似乎受試體正規化剪應力大小影響最為顯著，如圖 6 所示，試體極限變形量隨著試體發展出之最大剪應力增加而減少，其關係約為線性。在其他設計參數變化不大的情況下，使用高強度鋼筋的試體可以發展出與使用普通強度(60 ksi 或 420 MPa)鋼筋的試體類似的強度與變形能力；而若配筋相同，使用高強度混凝土試體可以降低試體正規化剪應力大小，具有較大的變形能力，從圖 6 趨勢線來看，欲使低矮剪力牆滿足 2.0% 層間位移量，需要控制剪應力大小低於 $6\sqrt{f'_c}$ (psi) ($0.50\sqrt{f'_c}$ (MPa))。

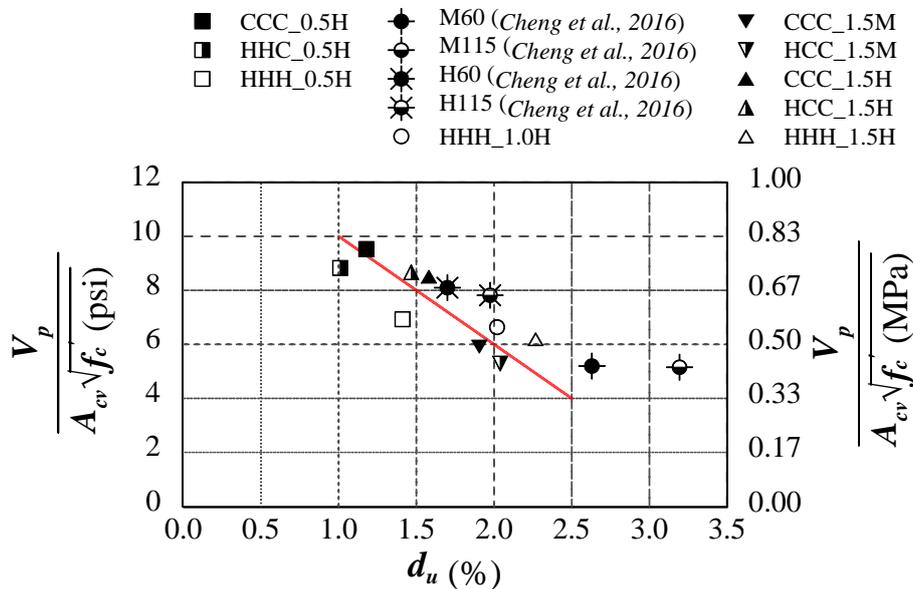


圖 6 試體變形量

相關著作：

1. Cheng, M.-Y.; Chou, Yen; and Wibowo, S. b. L., "Cyclic Response of RC Squat Walls To Boundary Element Arrangement.", ACI Structural Journal (Accepted).
2. Cheng, M.-Y.; Hung, S.-H.; Lequesne, R. D.; and Lepage, A., 2016, "Earthquake-Resistant Squat Walls Reinforced with High Strength Steel," ACI Structural Journal, V. 113, No.5, Sep.- Oct., pp. 1065-1076.

EQ ALERT -智慧型手機強震預警 APP 研發

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：重要結構及設備應用研究

計畫編號：06108A1800

計畫主持人：許丁友

參與人員：許丁友、聶君平、劉政言

聯絡電郵：tyhsu@ntust.edu.tw

試驗期間：108 年 06 月

試驗地點：國家地震工程研究中心/台北實驗室六軸振動台

試驗目的：

台灣因位處於歐亞大陸板塊以及菲律賓海板塊的交接處，地震頻繁且密集，而大地震幾乎是每 10 年就有一次，往往造成重大的生命、財產損失。而現今地震預警系統 (EEWS) 可以在強震波到來前，提供人們幾秒鐘的預警時間，可以讓人們有時間往安全的區域避難，或是有應變的機會。

傳統的地震預警系統需仰賴大量的地震測站，但是測站的建置及維護成本龐大，對於經濟能力較為低落的國家或開發中國家是一個非常大的負擔。由於現今的智慧型手機已經相當普及，幾乎人人手上都有一支智慧型手機，且手機上都有配備加速度計可以作為偵測地震的感測器。因此，本研究欲發展智慧型手機地震預警系統。在試驗中使用 7 種不同廠牌的中階手機於六軸振動台進行試驗，透過手機內置的加速計量測地震時的加速度歷時，萃取其中需要的地震參數，輸入已訓練完成的類神經網路(ANN)模型以辨別是否為地震事件，若為地震事件則預測其最大地表加速度(PGA)。因此，此次試驗即是驗證已訓練完成的人工智慧模型能否達到地震預警的需求。最後，由試驗結果可知，利用智慧型手機進行強震預警應有其可行性。

試驗佈置：

試驗配置如圖 1，將手機平放於振動台上，並以高黏性雙面膠使兩者接合。在振動台端部另外裝上 3 個參考加速度計(SDIP-1521)，測量三軸向的加速度歷時，如圖 2。在振動台的選擇上，考量到萃取地震參數時，需要三軸向的加速度歷時，以及振動台在啟動時，若有太大的噪音雜訊會影響手機的觸發狀況，造成過早觸發而影響辨別地震。因此，最後選擇六軸振動台(MB-E-6D0F/24/1800KG)，可以同時輸入三軸向的加速度，以及在啟動時的雜訊影響在可容許範圍內。而在智慧型手機的選擇上，考量到現今手機的多樣性以及一般民眾普遍購買中階等級的手機，此試驗使用 7 種不同廠牌的中階手機，共計 11 支，詳細規格如表 1。

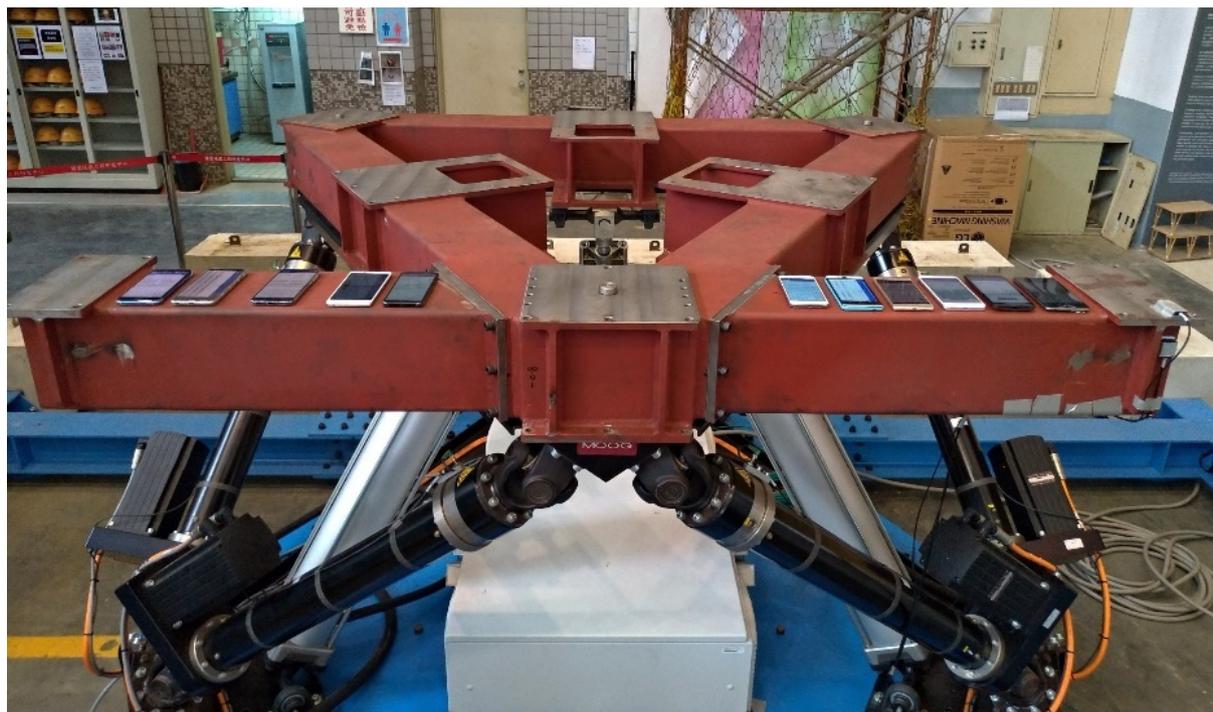


圖 1 試驗配置

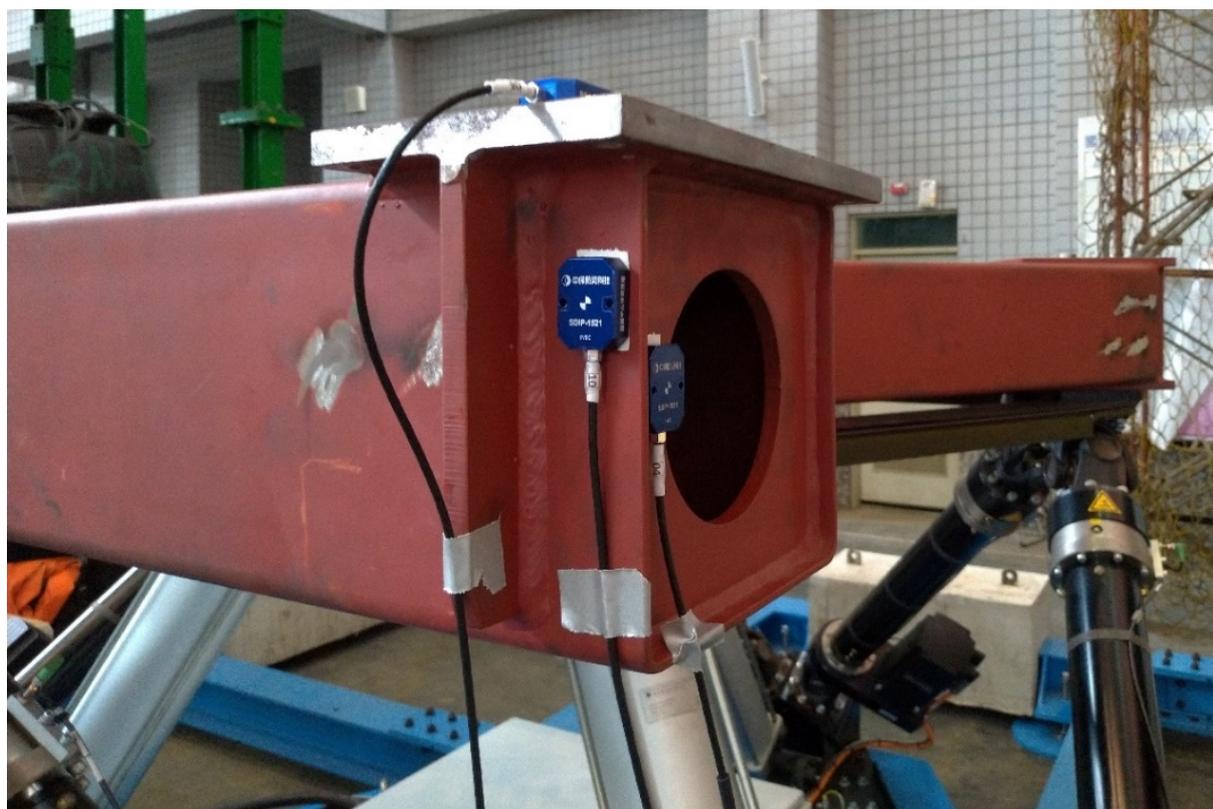


圖 2 參考加速度計配置

表 1 試驗用智慧型手機之規格

廠牌	手機型號	處理器	加速度計	雜訊 (gal)	解析度 (gal)
ASUS	ZenFone Selfie	Snapdragon 615	MPL Linear Acceleration	3.357	0.239
ASUS	ZenFone Max Pro	Snapdragon 636	BMI160 Accelerometer	0.912	0.478
LG	Stylus 2 (Black)	Snapdragon 410	LGE Accelerometer Sensor	1.129	1.915
LG	Stylus 2 (White)	Snapdragon 410	LGE Accelerometer Sensor	1.142	1.915
HTC	Desire EYE	Snapdragon 801	Accelerometer Sensor*	3.209	1.000
HTC	U11	Snapdragon 835	BMI160 Accelerometer	2.417	0.239
SAMSUNG	Galaxy J5	Snapdragon 410	K2HH Acceleration	0.337	0.120
SAMSUNG	Galaxy A8	Exynos 7885	LSM6DSL Accelerometer	1.035	0.239
Xiaomi	POCOPHONE F1	Snapdragon 845	BMI160 Accelerometer	1.124	0.239
Redmi	Note 4	Helio X20	BOSCH Accelerometer Sensor	0.883	0.120
HUAWEI	P9	Kirin 650	iNemo Linear Acceleration	1.252	0.958
總計			11 支		

(*:表示無法由 APP 得知手機原始之加速度計型號，僅能得知手機廠商所命名之型號)

試驗規劃：

此試驗利用智慧型手機量測地震之加速度歷時，手機之取樣頻率皆固定至 50Hz，參考加速度計之取樣頻率為 200Hz，參考加速度計在此做為記錄整個試驗過程，能夠對照手機所量測到的數據。關於 APP 方面，考量到市售手機中 Android 平台佔有率最高以及手機購買成本不能太高，因此目前本研究僅開發適用於安卓(Android)平台的 APP。在試驗前所有手機都會先安裝試驗用的 APP，手機與振動台接合後，在振動台運行前會先透過 APP 計算手機觸發機制中所需要的門檻值(此門檻值會因為背景雜訊不同而改變)，計算完成後即可開始試驗，如圖 3。

在振動台輸出地震力方面，本研究希望所開發的 APP 在世界各地都可以適用，因此加入國外的地震資料。國外地震資料主要取自美國地質調查局(United States Geological Survey, USGS)網頁上所歸類的世界重大地震事件”Significant Earthquakes”，並從中挑取地震資料，共計 13 筆，如表 2。此外，從台灣中央氣象局強震紀錄資料庫(Taiwan Strong Motion Instrumentation Program, TSMIP)中加入 1 筆集集(921)地震資料，也從中國氣象局加入 1 筆汶川地震資料，如表 2。除了上述的地震外，尚需測試手機在不同地震力大小下的辨別能力，因此加入 TSMIP 中各測站於美濃地震所量測之地震紀錄，共計 43 筆。美濃地震各震度下之數量如表 3。試驗過程之地震歷時如圖 4、圖 5。由於其中 2 筆世界重大地震事件的試驗超過振動台負荷，故在試驗的最後，額外加入縮小比例的 50%Valparaiso、50%汶川地震，如圖 5。因此整個試驗過程，總計輸出 60 筆地震事件。

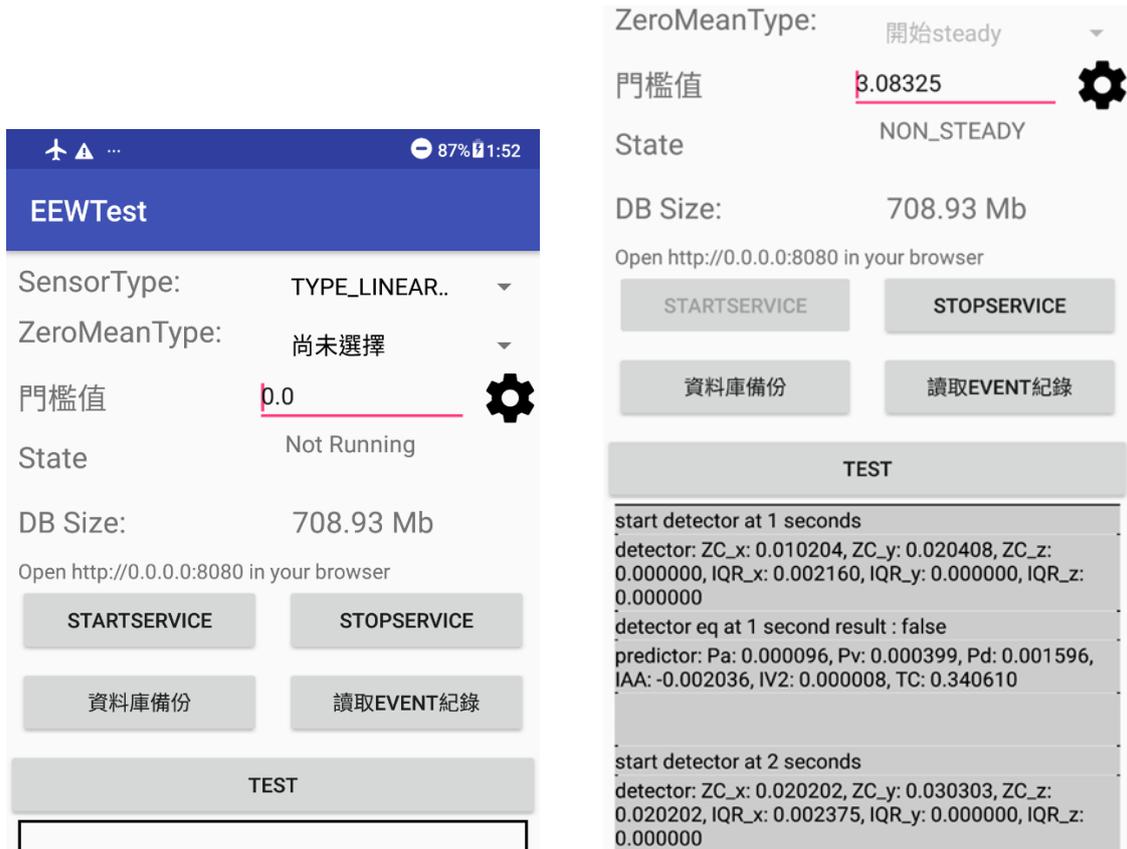


圖 3 試驗用 APP 示意圖

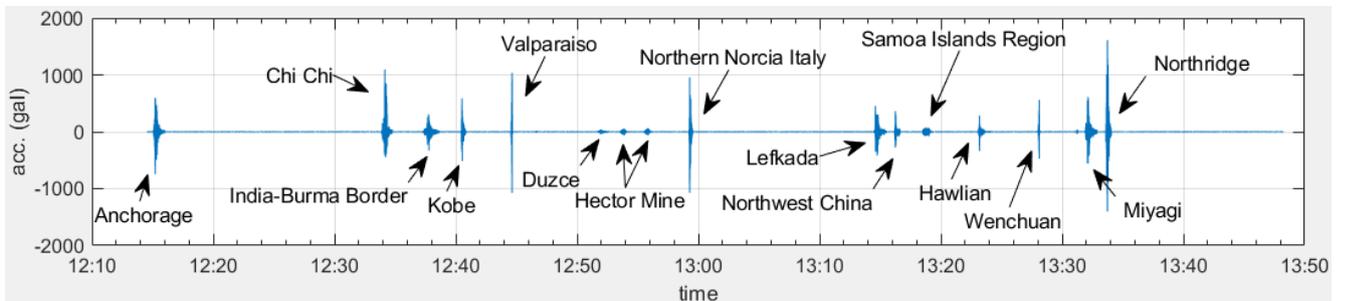


圖 4 世界重大地震事件之歷時 (參考加速度計)

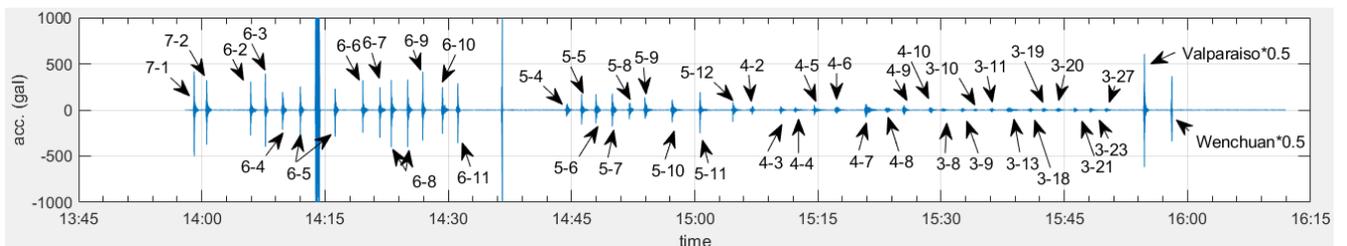


圖 5 各震度下之美濃地震歷時 (參考加速度計)

表 2 振動台輸出之世界重大地震事件之地震力

地震名稱	國家	測站名稱	震央距離 (km)	發生日期	規模	PGA (gal)
Anchorage	US/AK	Rabbit Creek AK USA	46	2018/11/30	7.0	651.5
Hector Mine	US/CA	Mill Creek; Ranger Station	91.3	1999/10/16	7.1	59.5
Miyagi	Japan	Shiogama - MYG012	142	2011/04/07	7.1	1447
Northern Norcia Italy	Italy	Forca Canapine	11.7	2016/10/30	6.5	910.4
Duzce	Mexico	Unam - Mexico, Mexico	116.4	2017/09/19	7.1	53.7
Samoa Islands Region	Samoa	Afiamalu, Samoa	179	2009/09/29	8.0	103
Valparaiso	Chile	Torpederas, Chile	39	2017/04/24	6.9	889
India-Burma Border	Indonesia	Berlongfer	220.1	1988/08/06	7.2	331
Northridge	US/CA	Cedar Hill Nursery A	16.7	1994/01/17	6.7	1744.5
Kobe	Japan	Nishi-Akashi	38	1995/01/17	7.3	605.3
Chi Chi	Taiwan	TCU084	18	1999/09/21	7.6	681.6
Hawlian	Taiwan	ENA	35.6	2018/02/06	6.2	428.3
Lefkada	Greece	Lefkada No1	10	2003/08/14	5.9	417.5
Northwest China	China	CSB station 19001	27.7	1997/04/11	6.1	376.6
Wenchuan	China	051WCW	14	2008/05/12	8.0	957.7
總計				15 筆		

表 3 美濃地震各級震度試驗數量

震度	3	4	5	6	7
數量	11	9	9	12	2
總計			43 筆		

EQ-Alert APP 運作：

手機在進行辨別地震前需要先能夠區分手機目前的狀態，因為手機會受到使用者的操作影響，導致在某些時候是無法被拿來預警的，而本研究目前要求手機必須先是穩定的狀態下才能有效偵測地震。手機共分為無觸發階段(dettrigger)、觸發階段(trigger)、穩定狀態(steady)等三種狀態，示意如圖 6。原則上，使用者在操作手機時大多屬於無觸發階段(dettrigger)。一旦手機在穩定狀態(steady)下，之後受到的擾動若滿足所設定的條件，即進入觸發階段(trigger)，並開始判斷此一事件的擾動是否為地震，若判定為地震則於適當時機上傳觸發資料，並預測其最大地表加速度(PGA)，若預測之 PGA 超過震度 4 級($\geq 25\text{gal}$)則發出警報給用戶，詳細流程如圖 7。整個辨別地震及預測 PGA 的計算過程都在手機上完成。

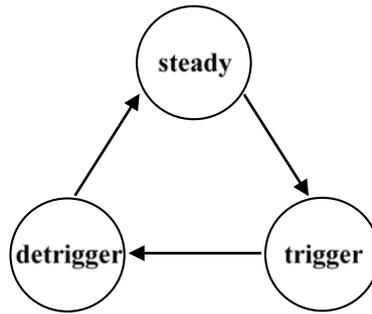


圖 6 手機狀態示意圖

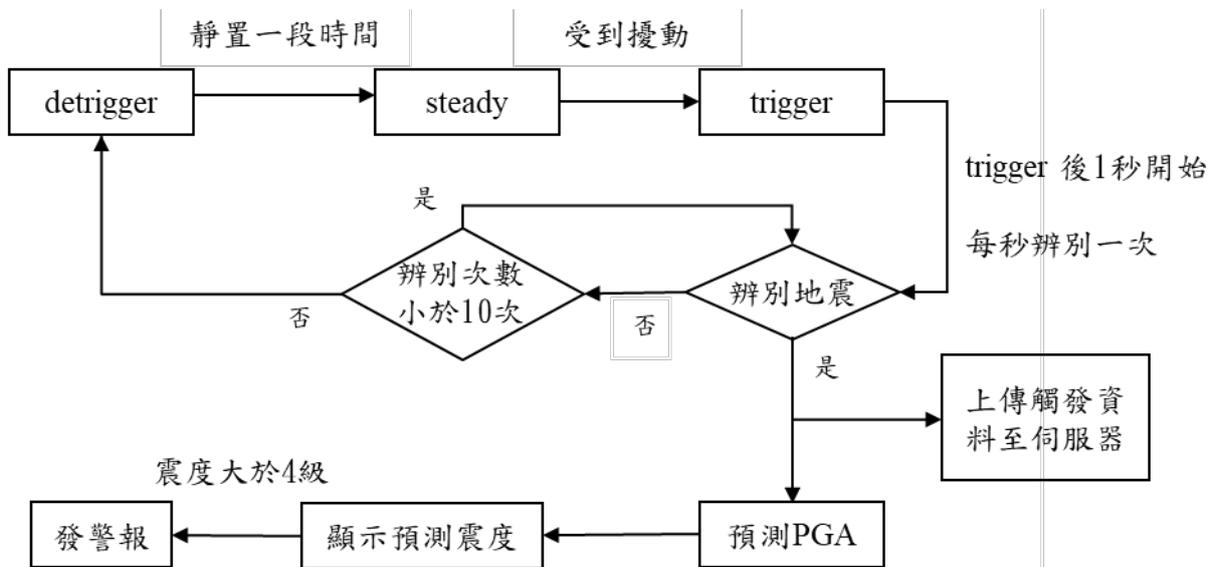


圖 7 APP 運作流程

辨別地震及預測地表最大加速度(PGA)：

本研究使用類神經網路(ANN)分別辨別地震模型以及預測 PGA 模型。辨別地震模型所使用的地震參數為三軸向的加速度過零次數(ZC)、加速度向量的四分位距(IQR)，共計 6 個參數。預測 PGA 模型所使用的地震參數為垂直向加速度訊號之極值(P_a)、速度訊號之極值(P_v)、位移訊號之極值(P_d)、主導週期(τ_c)、速度絕對值積分(IAA)與速度平方積分(IV2)，共計 6 個參數。使用人工智慧訓練辨別地震模型或預測 PGA 模型時，會需要用到大量的地震資料，但在研究期間手機要實際測到足夠的地震資料是很困難的，因為蒐集時間較短，且目前蒐集資料的手機也不多、分布也不廣，而就算台灣有地震發生，也可能因為震度太小而偵測不到。因此本研究的地震資料主要是從台灣強震測站所測得的地震資料，模擬成手機的品質，當作手機蒐集到的地震資料。因此，在訓練模型時所使用的地震資料來源為 TSMIP 所收錄 1992 年至 2006 年之地震資料，該資料庫收集分佈於台灣地區共約 650 個自由場強震儀之資料，其資料之取樣頻率為 200Hz 或 250Hz，解析度為 16 位元，動態量測範圍大多為 2G，經過篩選之地震資料總筆數為 91142 筆。除了模擬的地震資料，訓練辨別地震模型還需要人為資料(非地震事件)參與訓練，以兩支 LG 手機為例，其合計所蒐集的人為資料總筆數為 49094 筆。

辨別地震的模型，本研究使用二元分類(Binary case)指標。在訓練完成後選取最佳的辨別地震模型，其將地震事件辨別為地震事件的機率(True Positive Rate, TPR)可達 99%；將人為事件辨別為人為事件的機率(True Negative Rate, TNR)可達 98%。而預測 PGA 的最佳模型，若容許 PGA 在震度正負一級內(如圖 8 紅框內)，則預測準確率可達 99%，如圖 8。

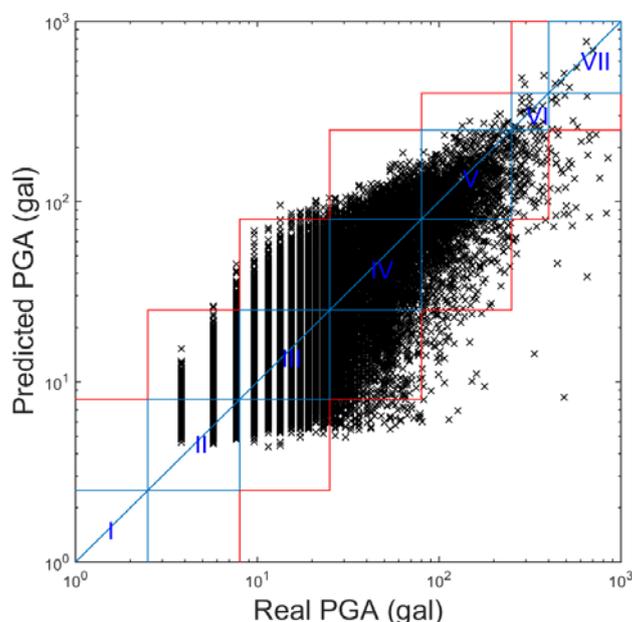


圖 8 預測 PGA 與實際 PGA (模擬)

試驗結果：

首先，關於手機於振動台試驗的辨別地震結果，各手機的辨別地震狀況如表 4、表 5，而 SAMSUNG Galaxy J5，因為該手機本身會對所測之加速度進行低通濾波(1Hz)，故不列出其結果。表 4 中部份辨別失敗的原因為，手機在 Samoa、Wenchuan 地震輸出前受到不明擾動，導致手機過早進入觸發階段，將該擾動辨別為非地震事件，因此來不及回到穩定狀態去辨別擾動之後的地震，以致於辨別失敗，而這部份未來也將進行改善。表 5 中辨別失敗的地震主要都是震度小於 4 級的美濃地震。手機在辨別成地震後才會進行預測 PGA，其預測結果如圖 10、圖 11，此處僅繪出震度 4 級以上之結果。

因本研究致力於發展基於智慧型手機的地震預警系統，而一個預警系統的優劣，必須看其可以為民眾爭取多少的應變時間，該段時間即為預警時間。在此，將預警時間定義為：手機偵測到最大加速度的時間點與手機辨別為地震並且預測 PGA 超過震度 4 級($\geq 25\text{gal}$)的時間點，兩者之間的時間差，示意如圖 9。各手機之預警時間分布如圖 12、圖 13，橫軸為預警時間，縱軸為其對應的數量。

手機於試驗的辨別地震結果表明，在手機辨別世界重大地震事件之部分，雖有過早觸發的問題，但仍有一半的手機能達到 100% 準確率；在手機辨別各震度之美濃地震之部分，雖有某些震度過小而不能完美辨別地震之情形發生，但其已滿足需求可供使用。而在預測 PGA 結果表明，在手機預測世界重大地震事件之 PGA 部分，雖然在高震度區(6、7 級)有低估的情形發生，但也達到發警報的門檻(震度 4 級以上)，此表示就算低估地震力，

但該地震已夠大，仍會發出警報通知用戶；在手機預測各震度美濃地震之 PGA 部分，大部分預測的 PGA 都落在震度正負一級內(紅框內)，尚在容許範圍之內。最後，從預警時間的分布結果表明，不管在世界重大地震事件或各震度美濃地震，約有 9 成的地震筆數，皆可提供 5 秒至 30 秒的預警時間。因此，由上述試驗結果表明，使用智慧型手機進行強震預警是有可行性的。

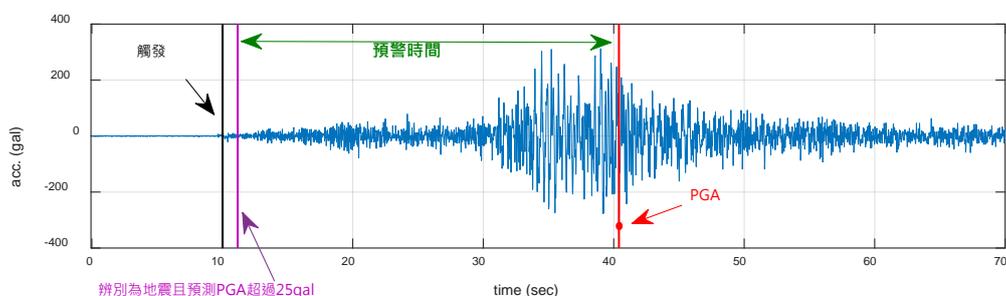


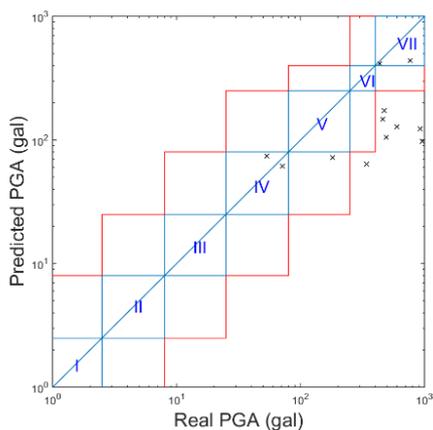
圖 9 預警時間示意圖

表 4 各手機於 17 筆世界重大地震事件之辨別結果

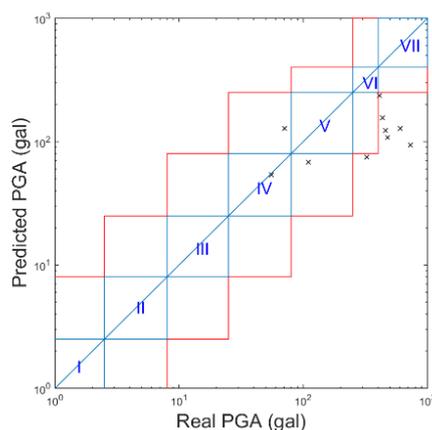
手機	辨別地震數/地震筆數	辨別成功率(%)
ASUS ZenFone Selfie	15/17	88%
ASUS ZenFone Max Pro	16/17	94%
LG Stylus 2 (Black)	17/17	100%
LG Stylus 2 (White)	16/17	94%
HTC Desire EYE	16/17	94%
HTC U11	17/17	100%
SAMSUNG Galaxy A8	16/17	94%
Xiaomi POCOPHONE F1	17/17	100%
Redmi Note 4	17/17	100%
HUAWEI P9	17/17	100%

表 5 各手機於 43 筆美濃地震辨別結果

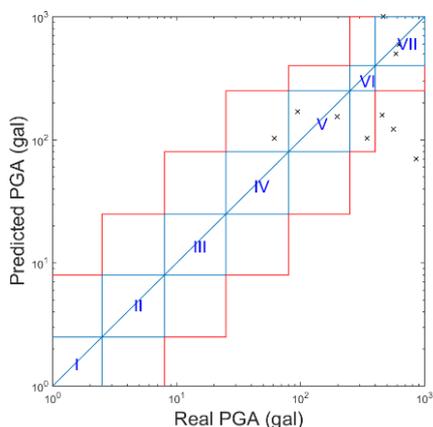
手機	辨別地震數/地震筆數	辨別成功率(%)
ASUS ZenFone Selfie	41/43	95%
ASUS ZenFone Max Pro	41/43	95%
LG Stylus 2 (Black)	43/43	100%
LG Stylus 2 (White)	39/43	91%
HTC Desire EYE	39/43	91%
HTC U11	41/43	95%
SAMSUNG Galaxy A8	41/43	95%
Xiaomi POCOPHONE F1	41/43	95%
Redmi Note 4	41/43	95%
HUAWEI P9	41/43	95%



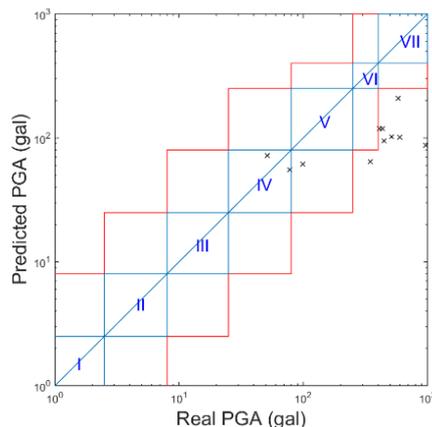
(a) LG Stylus 2 (Black)



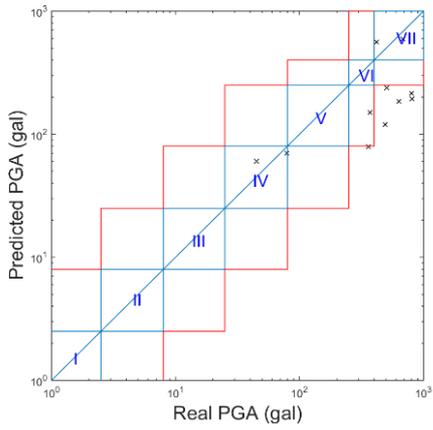
(b) LG Stylus 2 (White)



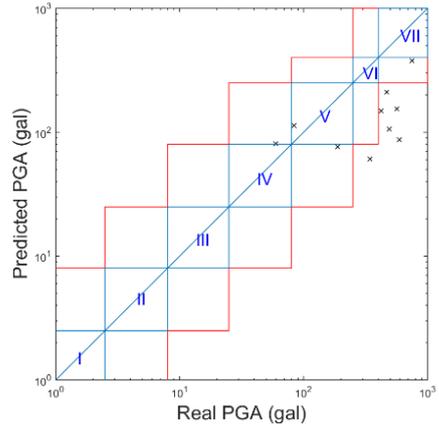
(c) ASUS ZenFone Selfie



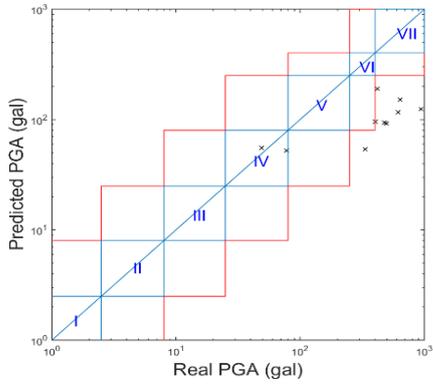
(d) Redmi Note 4



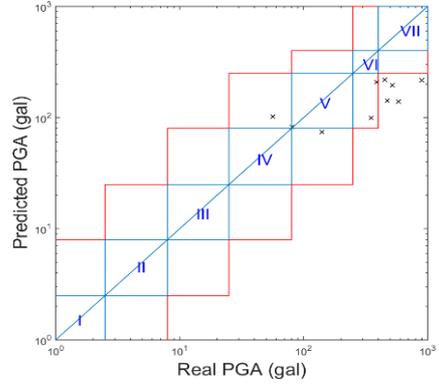
(e) HTC Desire EYE



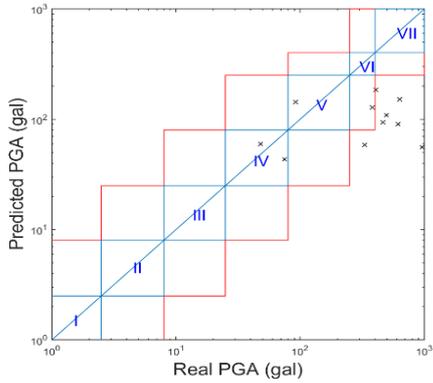
(f) HUAWEI P9



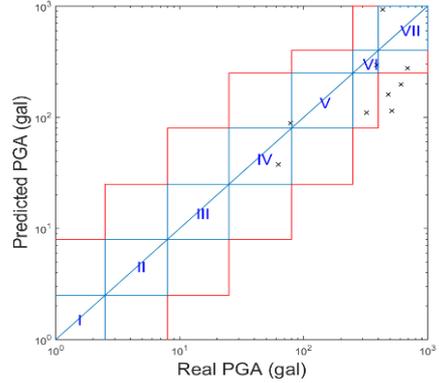
(g) ASUS ZenFone Max Pro



(h) SAMSUNG Galaxy A8

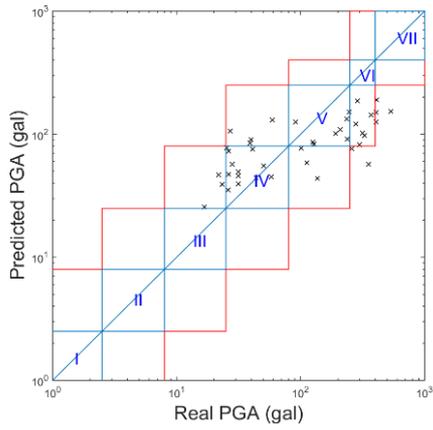


(i) Xiaomi POCOPHONE F1

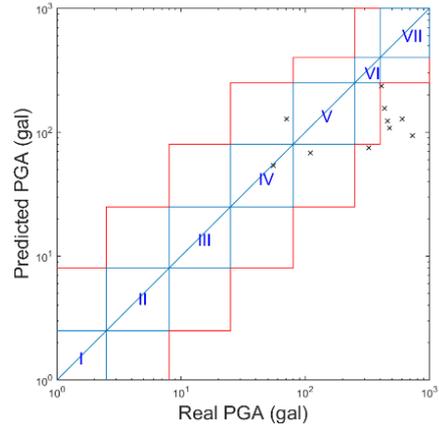


(j) HTC U11

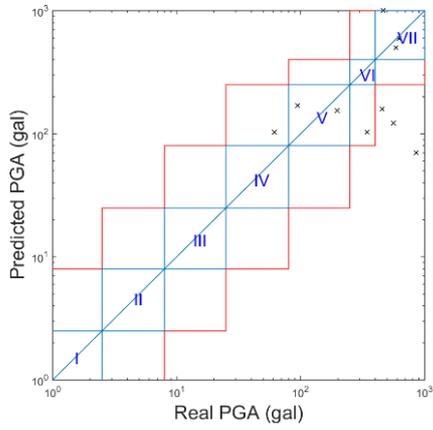
圖 10 各手機於世界重大地震事件之預測 PGA 結果



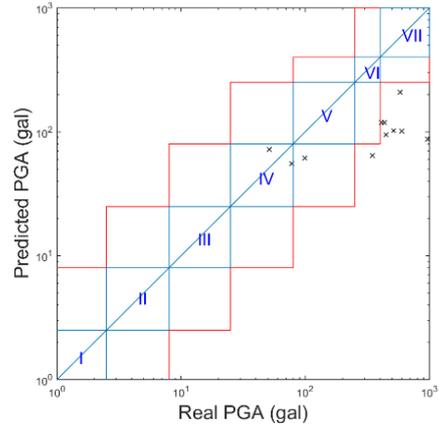
(a) LG Stylus 2 (Black)



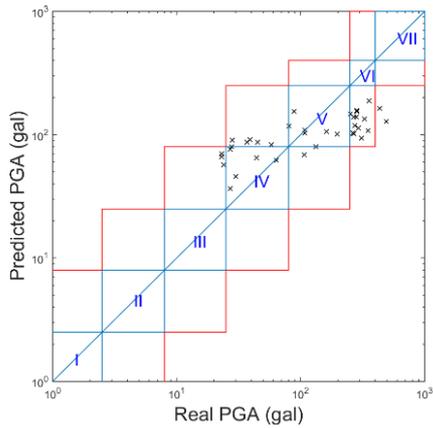
(b) LG Stylus 2 (White)



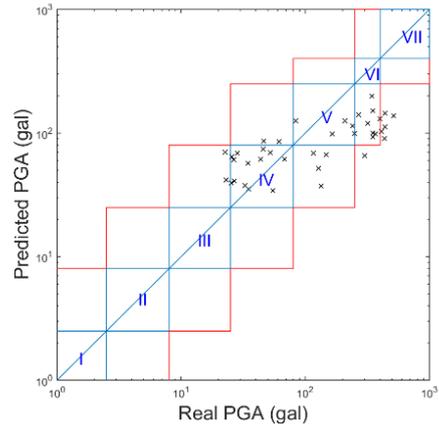
(c) ASUS ZenFone Selfie



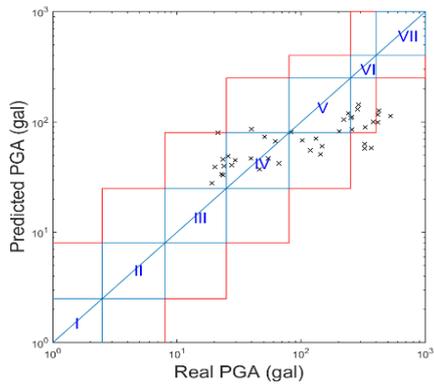
(d) Redmi Note 4



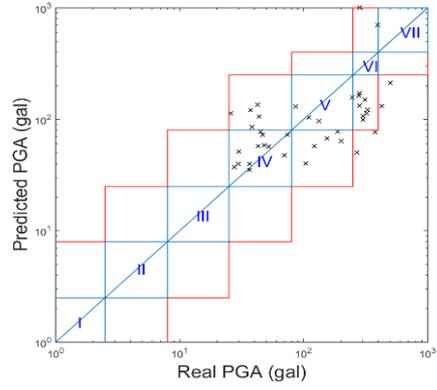
(e) HTC Desire EYE



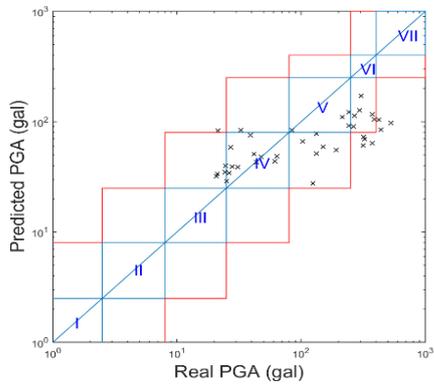
(f) HUAWEI P9



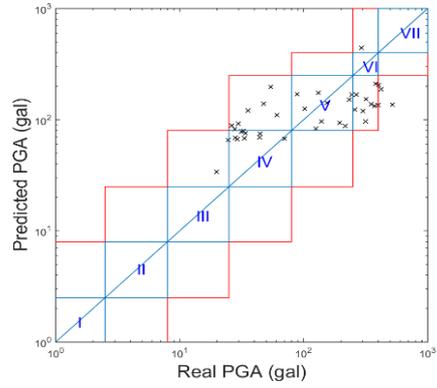
(g) ASUS ZenFone Max Pro



(h) SAMSUNG Galaxy A8

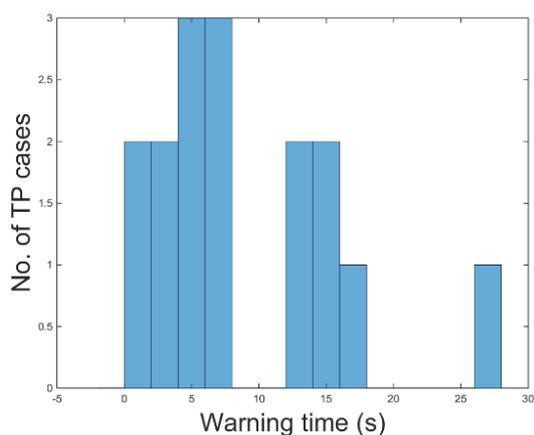


(i) Xiaomi POCOPHONE F1

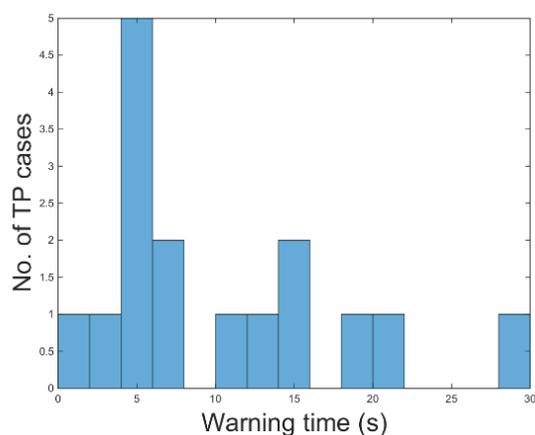


(j) HTC U11

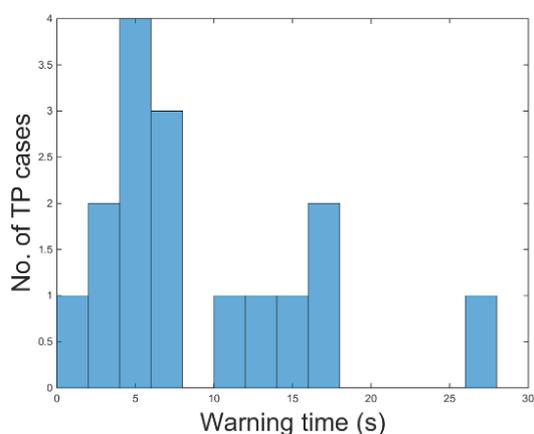
圖 11 各手機於美濃地震之預測 PGA 結果



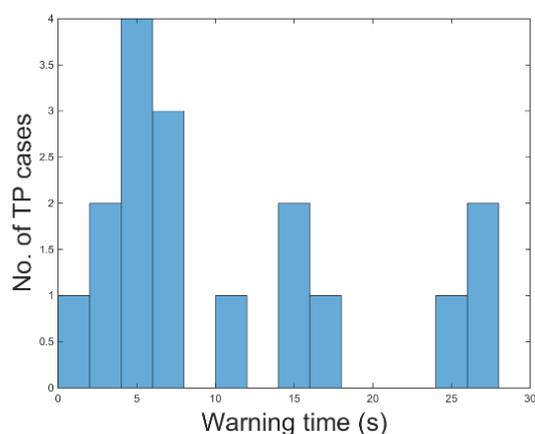
(a) LG Stylus 2 (Black)



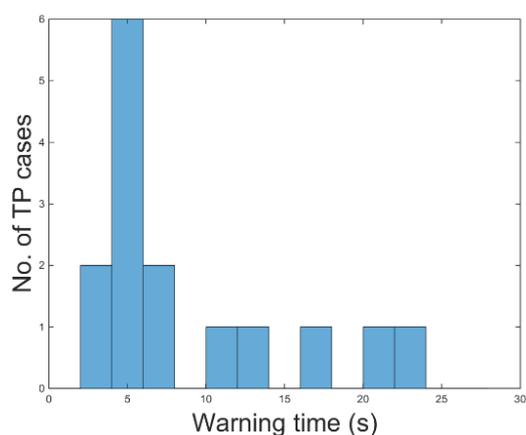
(b) LG Stylus 2 (White)



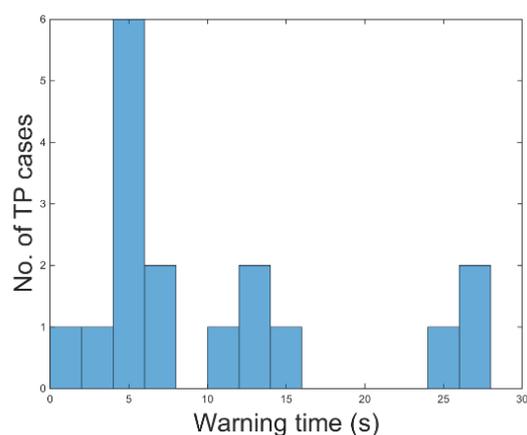
(c) ASUS ZenFone Selfie



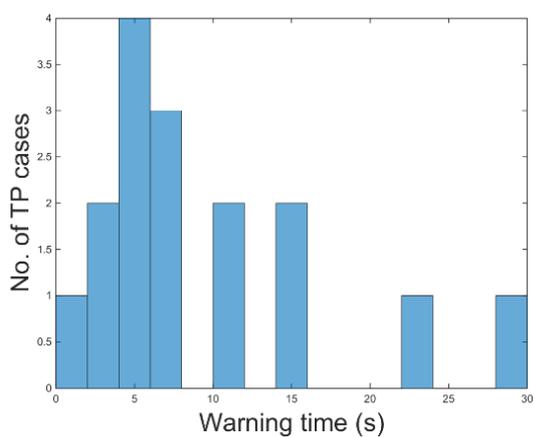
(d) Redmi Note 4



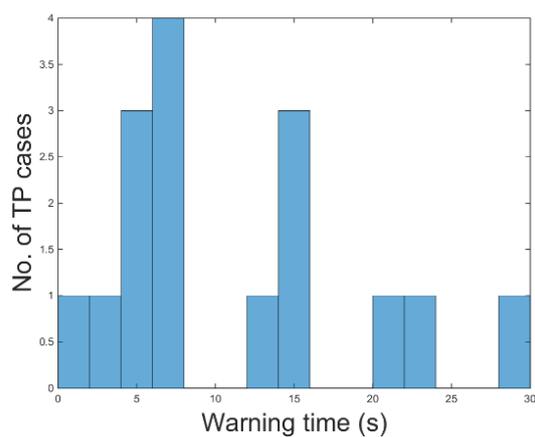
(e) HTC Desire EYE



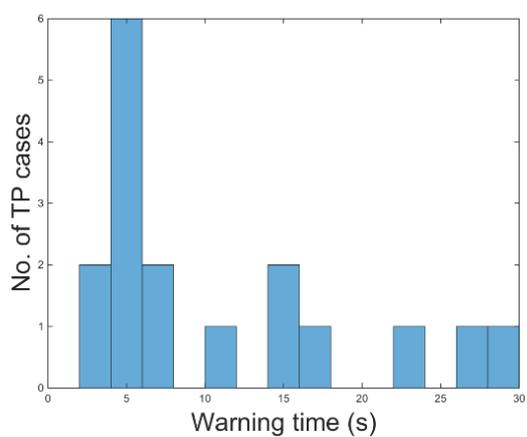
(f) HUAWEI P9



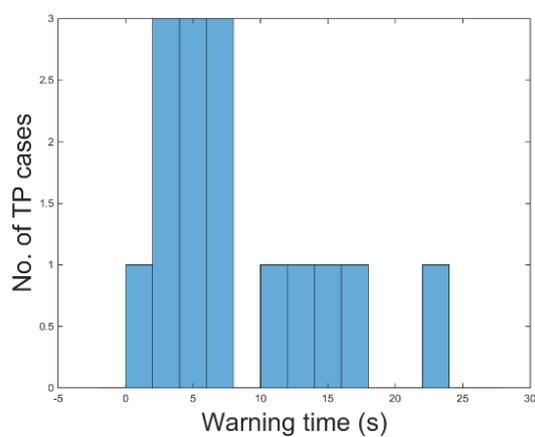
(g) ASUS ZenFone Max Pro



(h) SAMSUNG Galaxy A8

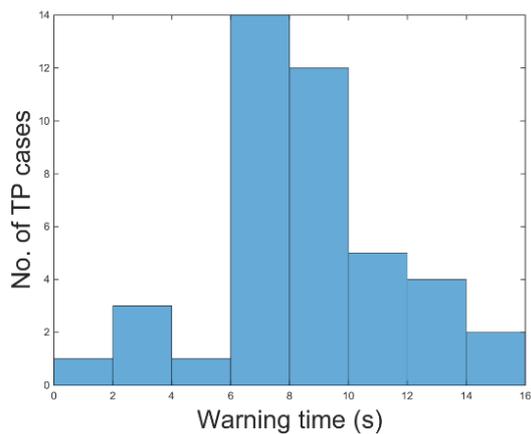


(i) Xiaomi POCOPHONE F1

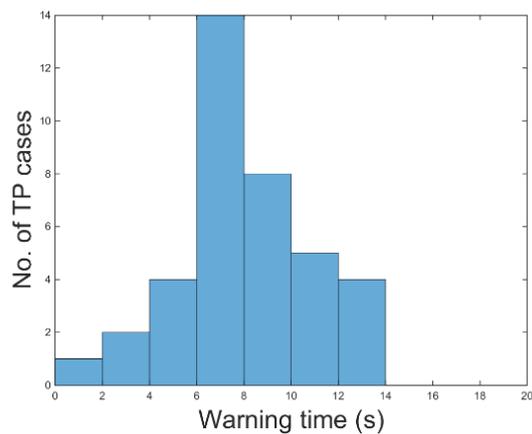


(j) HTC U11

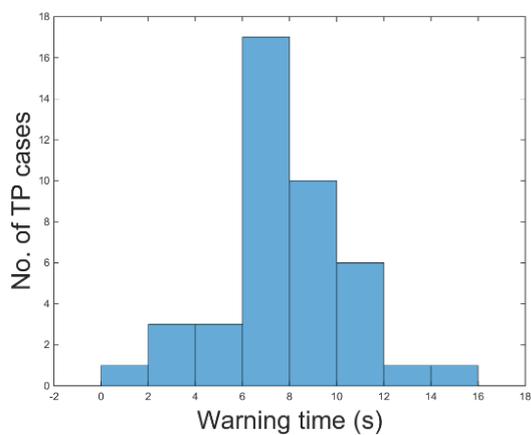
圖 12 各手機於世界重大地震事件之預警時間分布



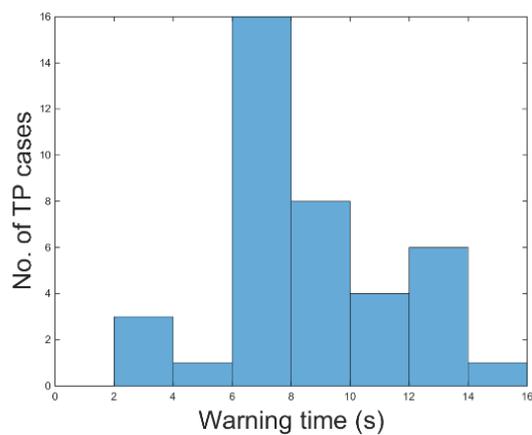
(a) LG Stylus 2 (Black)



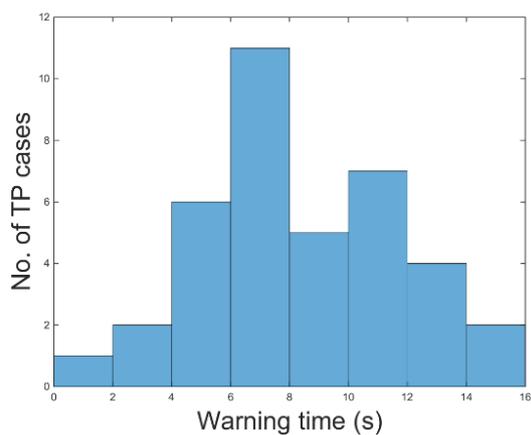
(b) LG Stylus 2 (White)



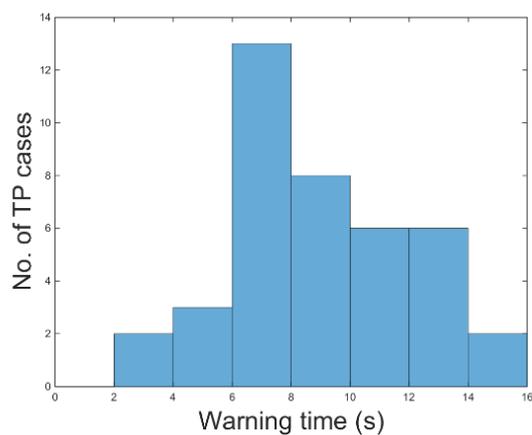
(c) ASUS ZenFone Selfie



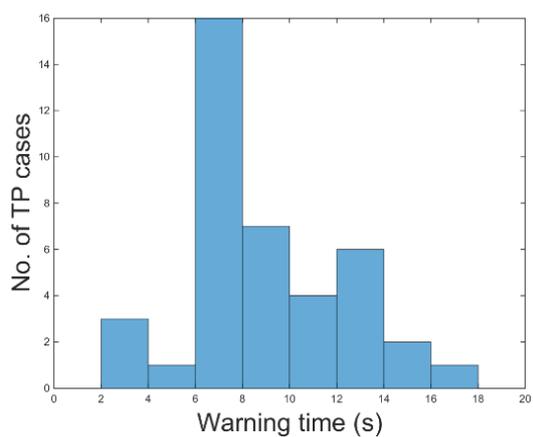
(d) Redmi Note 4



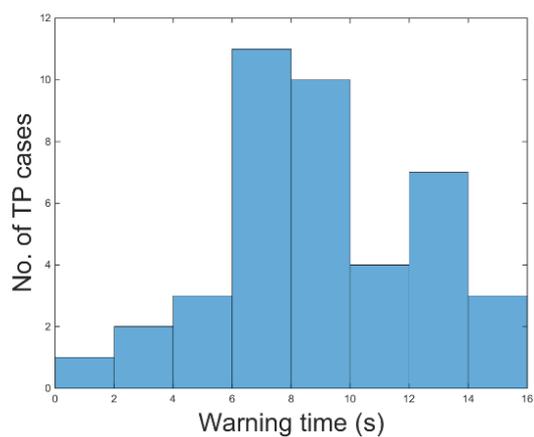
(e) HTC Desire EYE



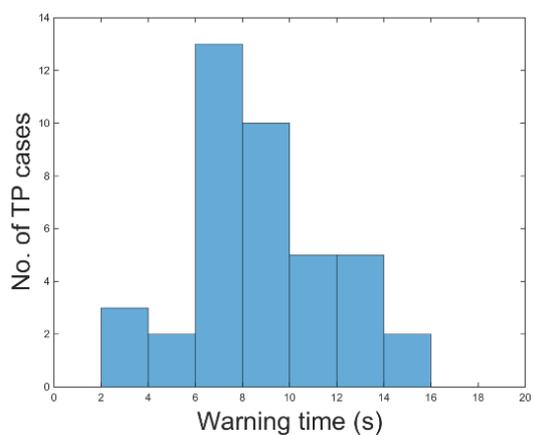
(f) HUAWEI P9



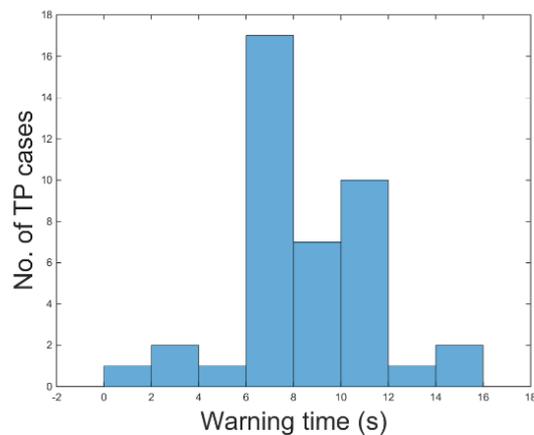
(g) ASUS ZenFone Max Pro



(h) SAMSUNG Galaxy A8



(i) Xiaomi POCOPHONE F1



(j) HTC U11

圖 13 各手機於美濃地震之預警時間分布

砂礫石液化潛能初步研究之振動台試驗

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：大地地震工程研究

計畫編號：06107A1300

計畫主持人：黃俊鴻

參與人員：陳冠羽、陳家漢、楊炫智、黃俊鴻

聯絡電郵：kyc@ncree.narl.org.tw

試驗期間：107 年 12 月 17 日至 12 月 28 日

試驗地點：台北地震模擬振動台

試驗目的：

近年來，砂礫石土回填區在地震作用下而導致液化災害發生，已被證實並受到關注，碼頭港灣區域受震，引致碼頭砂礫石回填層液化與沉陷，造成港灣震區嚴重災損，例如 2018 年 2 月 6 日台灣花蓮地震造成花蓮港震損。為探討砂礫石土層於受震時之液化反應與動態特性，本研究應用國家地震中心發展之雙軸向大型剪力試驗盒，配合三軸向地震模擬振動台進行砂礫石地層之液化試驗，以花蓮港現地土樣進行試體重模製作，試體以濕實法分層實降，並於試體內設置微型加速規與水壓力計，量測地盤受震時之加速度反應與孔隙水壓激發變化，也於剪力盒各層框架間安裝位移計(LDT)與加速度規，試驗之輸入運動應用白噪訊號與正弦掃頻進行土體系統識別，以花蓮地震測站紀錄 (HWA062) 進行動態加載。而試驗初步結果顯示，砂礫石試體受較大之地震力作用下，超額孔隙水壓明顯激發，進而達至液化狀態。

試驗佈置：

為模擬港灣砂礫石回填層之現地條件，以花蓮港現地砂礫石土樣作為重模試體，考量剪力盒尺寸以及土壤液化特性，將針對現地取樣土樣進行過篩，將粒徑大於19mm之礫石顆粒篩除，試驗土樣篩分析試驗之粒徑分布曲線，如圖 1 所示。試體尺寸為1.88m(L)×1.88m(W)×1.20m(H)，放置於國家地震中心所發展之雙軸向大型多層剪力盒(1.88m×1.88m×1.52m)內進行振動台動態試驗。為合理模擬碼頭現地砂礫石回填之情況，本研究試體最後以濕式實降法分層進行製作，每一層將等量土樣(相同重量)裝入實降器(1.60m(L)×1.60m(W)×0.60m(H)，每層以固定落距與定量水高進行分層實降。

雙軸向剪力試驗盒運動方向定義，如圖 2 所示。本試驗使用之感測儀器設備包含微型加速規、水壓計與位移計(LDT)。微型加速規與水壓計試安裝於體內部不同高程位置，目的為量測土體水平向加速度反應，以及量測受振時孔隙水壓激發變化，於剪力盒內外框架各高程安裝位移計與加速規，位移計量測土表沉陷量與土體側向變位，經由框架所量測之加速度反應與位移量。儀器配置示意圖，如圖 3 所示。

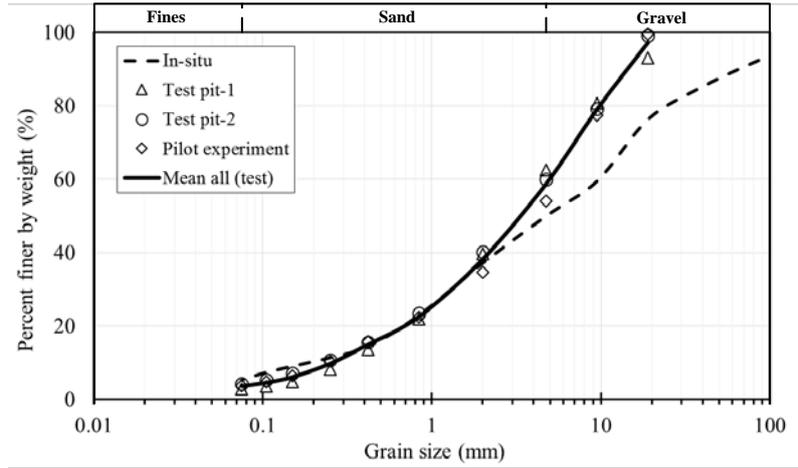


圖 1 試驗材料粒徑分佈曲線

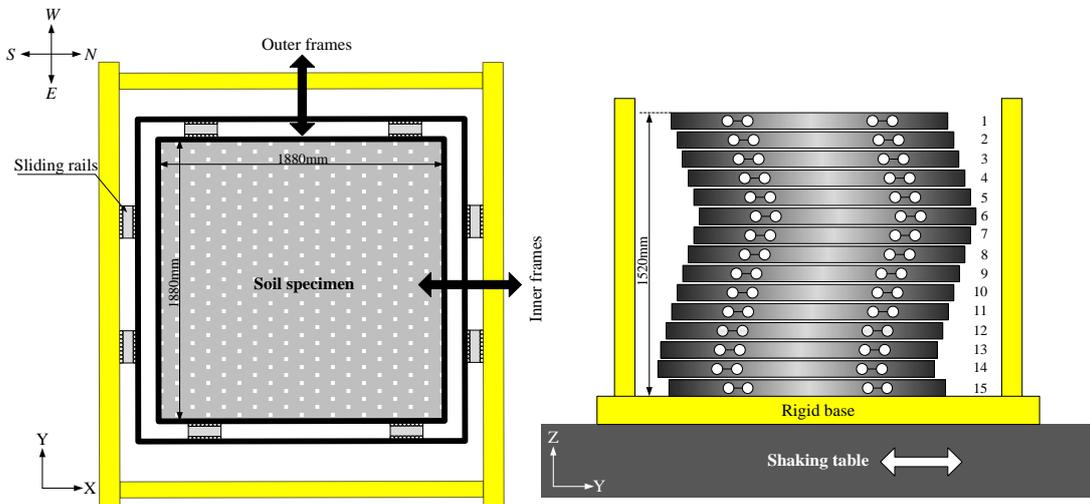


圖 2 雙軸向多層剪力試驗盒運動機制示意圖

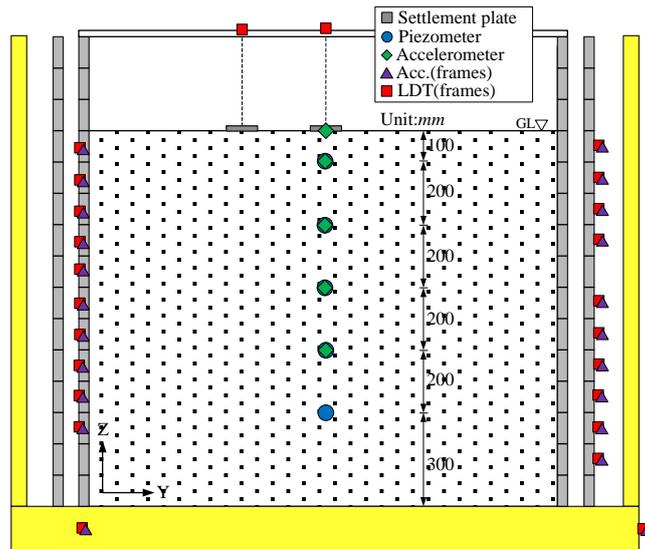


圖 3 試驗量測儀器安裝示意圖

試驗規劃：

試驗之輸入運動係透過底部振動台對剪力盒進行加載，來模擬地震作用於飽和砂礫石土層之情形，輸入運動採用花蓮地震測站記錄歷時(2018, HWA062 EW)，如圖 4 所示。本研究應用白噪訊號對砂礫石土樣進行系統識別與動態特性探討，白噪訊號之振幅與頻寬分別為 0.02g 及 0.1~50Hz。試驗輸入運動程序可參照表 1。

表 1 試驗輸入運動程序

Test no.	Input	Dir.	Freq.(Hz)	PGA(g)
1	White noise	Y	0.1~50	0.02
2	White noise	XY	0.1~50	0.02
3	HWA062	Y		0.1
4	White noise	XY	0.1~50	0.02
5	HWA062	Y		0.2
6	White noise	XY	0.1~50	0.02
7	HWA062	Y		0.4
8	White noise	XY	0.1~50	0.02

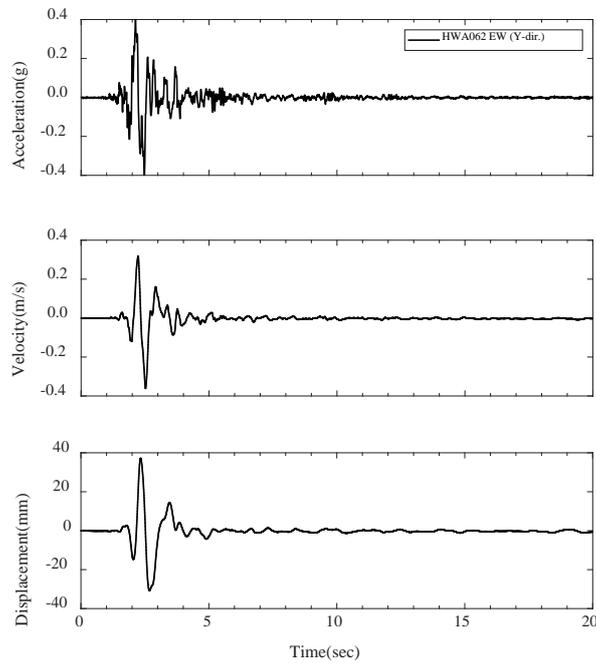


圖 4 試驗輸入運動之加速度、速度與位移歷時圖(HWA062, $A_{max}=0.4g$)

試驗結果：

1. 試驗所重模製作之砂礫石試體，在較疏鬆之相對密度下，受較小加速度振幅作用時，試體內孔隙水壓變化並不明顯，土體未達液化狀態；而在較大地震加速度振幅作用下，試體內超額孔隙水壓力明顯激發，使部分深度土層達至液化狀態，如圖 5 所示。
2. 砂礫石試體在較大地震加速度振幅加載期間，觀察到當內部份土層在達初始液化狀態，而土表加速度反應也變化劇烈，加速度振幅具放大與延遲現象發生，此現象隨著地震荷載增加而逐漸明顯，如圖 6 所示。

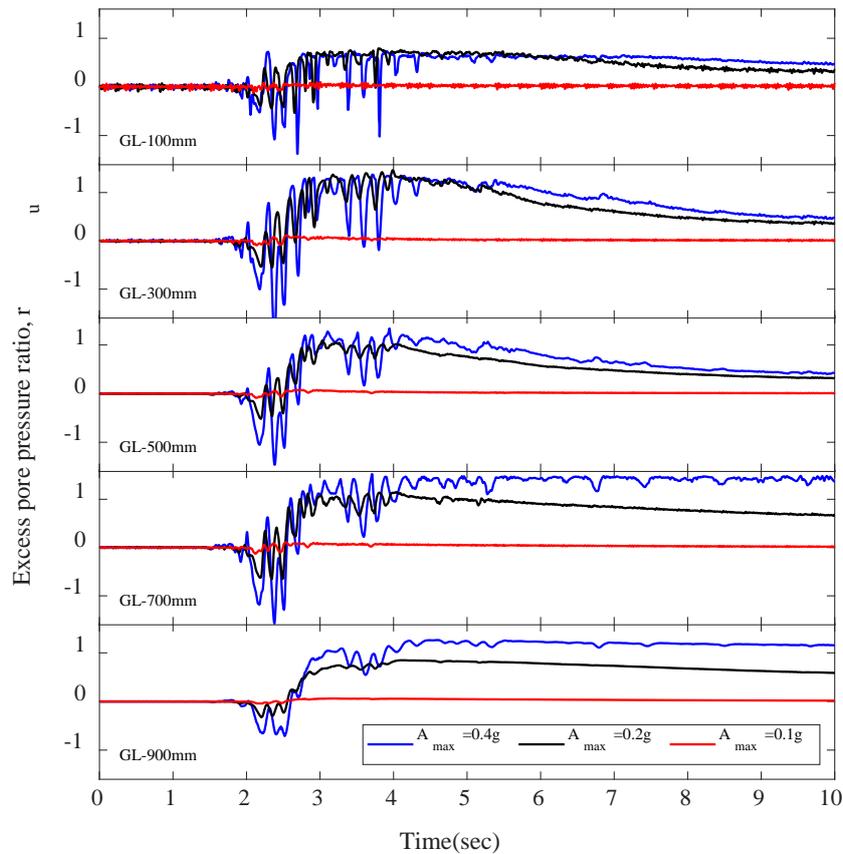


圖 5 地震力加載過程中試體超額孔隙水壓激發行為

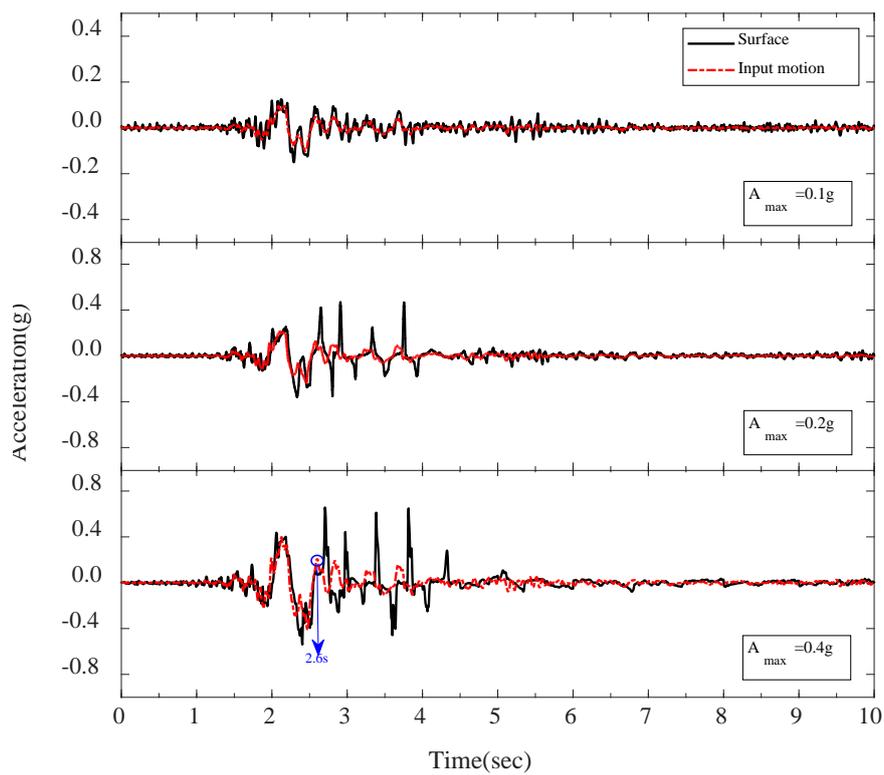


圖 6 試體地表加速度反應

國震中心台南實驗室振動台浮式基礎動力特性識別之研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

實驗主持人：盧煉元

參與人員：盧煉元、王紹柔、蕭堃安、鍾立來、陳科澄、劉瓊琳、徐安、
葉士瑋、賴晉達、林晉丞、林錦隆

聯絡電郵：lylu@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：107 年 9 月 27 日至 10 月 3 日、108 年 4 月 10 日至 4 月 11 日

試驗地點：國家地震工程中心台南實驗室

試驗目的：

財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 (NCREE) 位於臺南之第二實驗設施於 2017 年 8 月啟用，設有「高速長衝程地震模擬振動台系統(下稱振動台系統)」，此系統為針對台灣地震頻繁且斷層密布之地理環境所建置，以提升地震工程之研究為目的。此振動台系統具有可模擬近斷層地震之大位移錯動與高速脈衝等特性，然當此振動台系統劇烈震動時，為避免產生之振動量影響鄰房及週邊之實驗設施，乃採用浮式基礎減震系統來降低外傳之振動量。本研究擬以實測資料探討振動台浮式基礎系統之動力特性，以完整記錄此系統新設立時之動態參數作為設施維護之參考，並為未來發展地震工程先進技術預做準備。前述動態特性包括浮式基礎系統各運動方向之振態頻率與阻尼比，同時，藉由系統識別方法，建構浮式基礎之線性狀態空間模型以求取其振態頻率、阻尼比與振形，作為比對之對象。

試驗佈置：

高速長衝程地震模擬振動台系統之完整規格參見表 1 (含浮式基礎)，本文測試主體為振動台系統中之浮式基礎減震系統，其相關元件間之組立方式可參考圖 1。浮式基礎系統主要由反力質塊(中空形)、空氣彈簧與液態黏滯阻尼器所構成，而振動台與油壓致器則座落於浮式基礎反力質塊之中心內部。有關浮式基礎之各項系統參數可參見表 2。

本試驗主要為測試為浮式基礎系統之動力特性，故採用無試體置放於振動台之上之空台試驗。測試時於浮式基礎之反力質塊上安置位移計與加速度計，其中位移計為浮式基礎內建之位移計，加速度計則為額外配置。圖 2 及圖 3 為位移計之配置圖，如圖示共使用六支位移計，因此可透過 FX1、FZ1、FZ3 之量測值並經轉換公式，即可求得反力質塊 X 平移向、垂直向及 Y 轉動向之質心位移，再利用 FY1、FZ1、FZ3 量測值亦可求得反力質塊 Y 平移向、垂直向及 X 轉動向之質心位移。

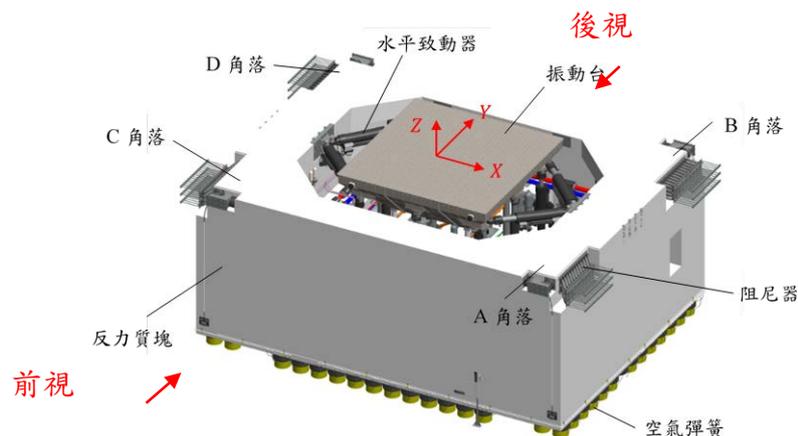


圖 1、振動台與其浮式基礎系統相關元件間之組立

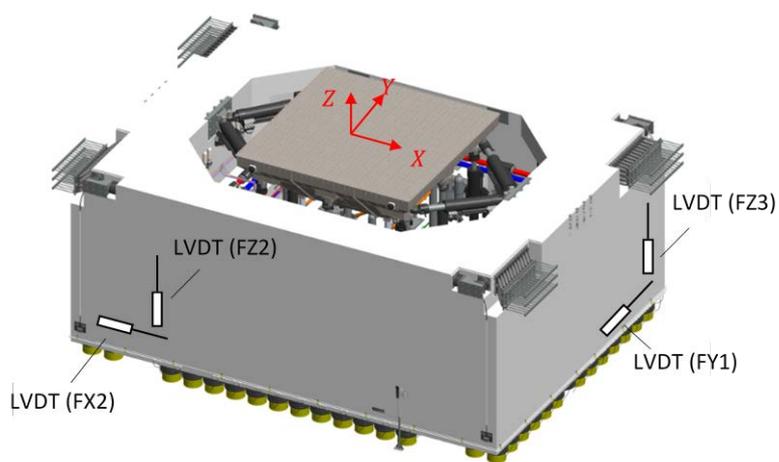


圖 2、位移計感測器配置圖(前視圖)

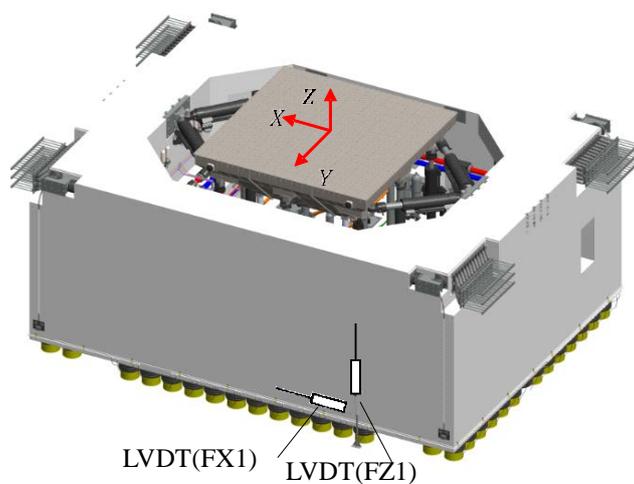


圖 3、位移計感測器配置圖(後視圖)

表 1、高速長衝程地震模擬振動台系統規格表

項目		規格
Size(L×W)		8m×8m
Max. Specimen Weight(ton)		250
Overturning Moment(ton-m)		500 (biax)
		1000 (uniax)
Frequency Range(Hz)	Minimum	0.1
	Maximum	30
Max. Displacement(m)	Longitudinal	± 1.0
	Lateral	± 1.0
	Vertical	± 0.4
Max. Velocity(m/sec)	Longitudinal	± 2.0
	Lateral	± 2.0
	Vertical	± 1.0
Max. Acceleration(g)	Longitudinal	± 2.5 (bare table)
	Lateral	± 2.5 (bare table)
	Vertical	± 3.0 (bare table) ± 0.8 (100 ton Specimen)
Reaction Mass	Size (L×W×H)	20m×15m×9m
	Weight(ton)	4,000
Air Spring Assemblies		120 sets
Damper Assemblies		192 sets

表 2、台南國震中心振動台浮式基礎之系統參數表

系統參數名稱	參數數值
空台致動器動摩擦力	13.0746 (KN)
摩擦係數	0.0142
水平向移動質量	94.1329 (ton)
垂直向移動質量	92.6558 (ton)
X 向轉動慣量	829.0085(ton-m ²)
Y 向轉動慣量	783.3015 (ton-m ²)

試驗規劃：

試驗依激振型式可分為以下三類：白雜訊激振測試、正弦波激振測試及震波測試，如表 3 所示。各項試驗之測試方法、激振振幅與頻率如下：

1. X、Y、Z 向白雜訊激振測試：

用於建立系統頻率響應曲線與識別狀態空間系統矩陣之用，其振幅均方根(RMS)強度分為 0.1g、0.15g、0.2g，頻寬則皆取 0.1~50Hz。

2. 正弦波激振測試：用以識別系統各方向之頻率響應曲線，依振幅之大小又分為小振幅掃頻與大振幅掃頻。

(1)小振幅掃頻：分為初掃與細掃，粗掃採用固定振幅為 0.1g 之加速度正弦波進行測試，並採用頻率間隔較大並逐次改變頻率之正弦波，由 0.2Hz 掃至 1.6Hz，即可求得頻率間距較大時之頻率響應曲線趨勢。經過初掃後，可得粗略的頻率響應曲線，針對此粗略頻率響應曲線上之共振頻率附近的頻率點進行縮小頻率間距的細部掃頻，以求得較為精確的共振頻率。

(2)大振幅掃頻：經過初掃、細掃後，即可得系統的共振頻率，接著以共振頻率作為激振頻率，逐步增加加速度振幅(0.3g、0.5g、0.7g)，直到振動台振幅達其最大極限(水平約為 0.7g，垂直約為 0.3g)，則此最大加速度振幅即為共振極限之加速度振幅，並以此加速度振幅掃完其他非共振區之頻率，可得浮式基礎系統於振動台極限振幅下之頻率響應曲線。

3. 地震波測試：

用以驗證系統識別之時域特性結果，使用 El Centro 與集集(TCU075)兩種震波，其中 El Centro 屬遠域震波，其 X、Y、Z 向 PGA 分別為 0.367g、0.224g、0.247g；集集(TCU075)屬近域震波，其 X、Y、Z 向 PGA 為 0.325g、0.257g、0.224g。

表 3、試驗規劃與激振型式

試驗種類	激振型式	激振方向	頻率	激振振幅
試驗 I： 白雜訊激振 測試	白雜訊	X	0.1~20Hz	RMS 0.1g、0.15g、0.2g
		Y	0.1~50Hz	RMS 0.1g、0.15g、0.2g
		Z	0.1~50Hz	RMS 0.03g、0.06g、0.09g
		X、Y 轉 動	0.1~50Hz	RMS 10deg/sec ²
試驗 II： 正弦波掃頻 測試	小振幅正弦波	X、Y、Z	0.2~1.6Hz	0.1g
	大振幅正弦波		0.7~1.2Hz	0.3g、0.5g、0.7g
試驗 III： 地震波測試	El Centro TCU075	單向、雙 向、三向	--	X:0.367g、Y:0.224g、Z:0.247g X:0.325g、Y:0.257g、Z:0.224g

試驗結果：

表 4 綜整透過正弦波掃頻與白雜訊測試所得之浮式基礎系統各方向共振頻率與阻尼比。其中，正弦波掃頻測試及可分為小振幅(小 PGA)與大振幅(大 PGA) 掃頻結果；而白雜訊測試則可分為直接由傅利葉轉換(FFT)而得之頻率響應曲線結果，與藉由系統識別方法建構浮式基礎之狀態空間系統矩陣，以求取其振態頻率與阻尼比之結果。

由表可知，浮式基礎系統之水平 X 向自振頻率約為 0.8Hz，阻尼比約為 12% (白噪所得約為 10%)；水平 Y 向自振頻率約為 0.9Hz，阻尼比約為 13% (白噪 9%)；垂直向自振頻率約為 1.0Hz，阻尼比約為 13% (白噪 3%)；轉動 X 向自振頻率約為 1.3Hz，阻尼比約為 21% (白噪 13%)；轉動 Y 向自振頻率約為 1.3Hz，阻尼比約為 30% (白噪 15%)。

再者，由表中之實驗結果亦可發現，無論採用何種測試方法，本文所得浮式基礎各方向之自振頻率皆十分一致，顯示上述自振頻率十分可信。另於系統阻尼之識別方面則可發現，水平與垂直向等效阻尼比之大小皆有以下之關係：(正弦掃頻大 PGA) > (正弦掃頻小 PGA) > (白雜訊試驗)，亦即在振幅較大時浮式基礎顯現較大之系統阻尼，顯見系統之非線性行為顯著。推論其成因為，系統振動量較大時阻尼器較能起動發揮其減震功效，反之於微小振幅時，由於阻尼器接頭間隙等因素，因此無法完全起動以發揮其減震功效。由於阻尼器主要係用以抑制浮式基礎大振幅時之運動量，因此在實務上應以大振幅時之阻尼值為準。

表 4、國震中心台南實驗室浮式基礎系統之動力參數比較表

測試方向	系統參數名稱	正弦波掃頻測試		白雜訊測試(3)		原廠預估值
		小 PGA(1)	大 PGA(2)	頻率響應曲線	系統矩陣識別結果	
水平 X 向	共振頻率 (Hz)	0.775	0.725	0.780	0.789	0.870
	等效阻尼比	0.114	0.126	0.097	0.110	0.158
水平 Y 向	共振頻率 (Hz)	0.925	0.875	0.880	0.884	--
	等效阻尼比	0.101	0.158	0.085	0.120	--
垂直 Z 向	共振頻率 (Hz)	0.975	0.950	1.000	1.011	1.000
	等效阻尼比	0.109	0.139	0.032	0.033	0.213
轉動 X 向	共振頻率 (Hz)	--	--	1.320	1.258	--
	等效阻尼比	--	--	0.125	0.210	--
轉動 Y 向	共振頻率 (Hz)	--	--	0.900 ~ 1.300	1.306	--
	等效阻尼比	--	--	0.150	0.305	--

*註 1:掃頻小 PGA 為(X 向 0.1g ; Y 向 0.1g ; Z 向 0.1g)

*註 2:掃頻大 PGA 為(X 向 0.7g ; Y 向 0.7g ; Z 向 0.3g)

*註 3:白雜訊之 RMS 強度為(X 向 0.15g ; Y 向 0.15g ; Z 向 0.06g)

相關著作：

1. 盧煉元、劉瓊琳、汪向榮、林旺春、楊卓諺、游忠翰、蕭堃安 (2018) “振動台浮式基礎空氣彈簧動力測試與減振評估”，2018國家地震工程研究中心實驗成果研討會，國震中心報告編號NCREE-18-009，台北市，7月16日。

2. 劉瓊琳 (2018) “空氣彈簧於慣性式隔震系統之應用研究”，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，7月，指導教授：盧煉元
3. 蕭堃安 (2018) “具垂直與水平隔震性能之互制式雙層隔震系統”，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，7月，指導教授：盧煉元
4. 盧煉元等 (2019) “國震中心台南實驗室振動台浮式基礎之動力特性識別及減震效能評估”，國家地震工程研究中心報告(初稿)，報告編號待定。

大型柔性邊界剪力試驗盒開發與驗證實驗

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫(科發基金)

計畫名稱：離岸風機支撐結構天然災害風險評估與關鍵組件測試平台

計畫編號：06106B1001

計畫主持人：黃世建主任

參與人員：黃俊鴻組長、陳家漢、張為光、葉事義、陳冠羽

聯絡電郵：chiaham@ncree.narl.org.tw

試驗期間：107 年 5 月及 107 年 8 月

試驗地點：台南地震模擬振動台

試驗目的：

許多大地地震工程的重要研究，如：地盤受震反應分析、土壤液化以及土壤-結構互制作用等相關的課題，研究者可利用物理模型試驗(physical model test)方法，探討其破壞機制或驗證相對應的分析以及設計方法。為能透過物理模型試驗的方法探討地盤或土層與結構物間的受震反應，則需要一個試驗盒裝載土壤試體並提供圍束力以進行半無限空間中(half space)之土層模擬。國震中心在 2017 年前已擁有 2 座大型雙軸向剪力試驗盒提供學研界豐碩之大地地震工程研發成果，為滿足近斷層效應與離岸風機等相關研究需求，因此，配合國震中心臺南實驗室高速度、長衝程的振動台之規格，研製新型大型柔性邊界剪力試驗盒。由於研發過程是以數值分析模擬建構，因此於實體設備建置完成後須進行振動台驗證實驗以確認滿足原先設計需求。

試驗佈置：

大型柔性邊界剪力試驗盒之驗證實驗主要是根據設計需求進行性能測試，其中需利用振動台進行項目，主要分為：(1)剪力盒空箱與(2)剪力盒砂土試體受震兩組實驗，以下分別簡述兩組試驗儀器配置。

- (1) 剪力盒空箱測試：空箱實驗儀器配置是在剪力盒外牆 X 向與 Y 向上不同高層處，各設置 4 組三向度加速度規，並在剪力盒底部交角處亦設置一組三向度加速規，用以量測剪力盒在不同高層與不同位置之三向度加速度反應，其配置如圖 1 所示。同時也在剪力盒外牆佈設光學影像量測感測點，其分佈如圖 2 所示。
- (2) 剪力盒砂土試體測試：在此次試驗中，除了前述剪力盒外牆共 9 個三向度加速規與光學量測點位(圖 1&圖 2)的配置外，也在剪力盒外框(X 向)與內框(Y 向) 8 個不同高程處，分別安裝單向度加速度規以量測土壤試體受震的加速度。同時，也在 10 個不同高程處，安裝 Y 向的位移感測器進行框架各自的位移，此結果可與前述加速度反應相互比對，而剪力盒框架上之儀器詳細配置則如圖 3 與圖 4。

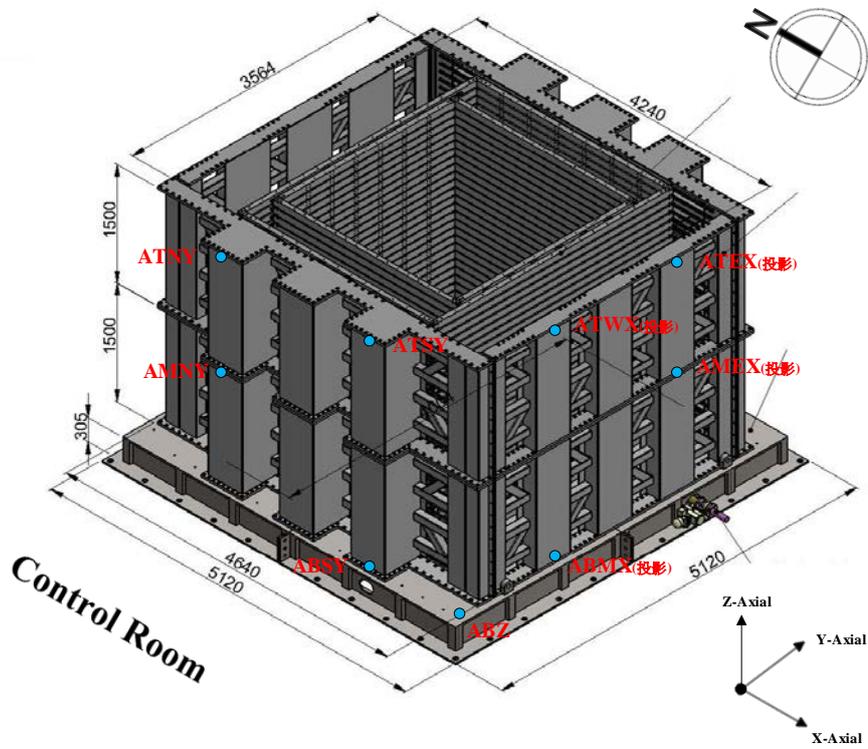


圖 1 剪力盒外牆三向度加速規配置情形

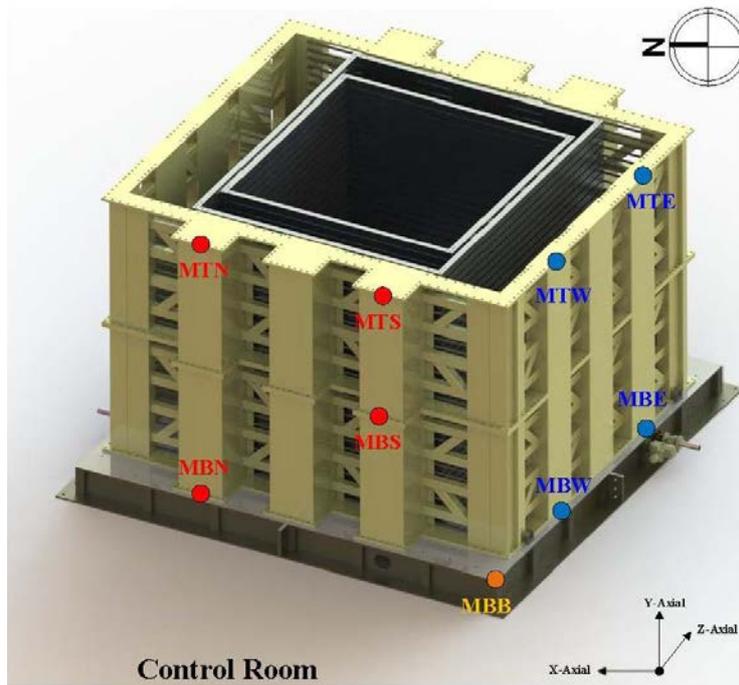


圖 2 剪力盒外牆光學影像量測感測點位配置情形

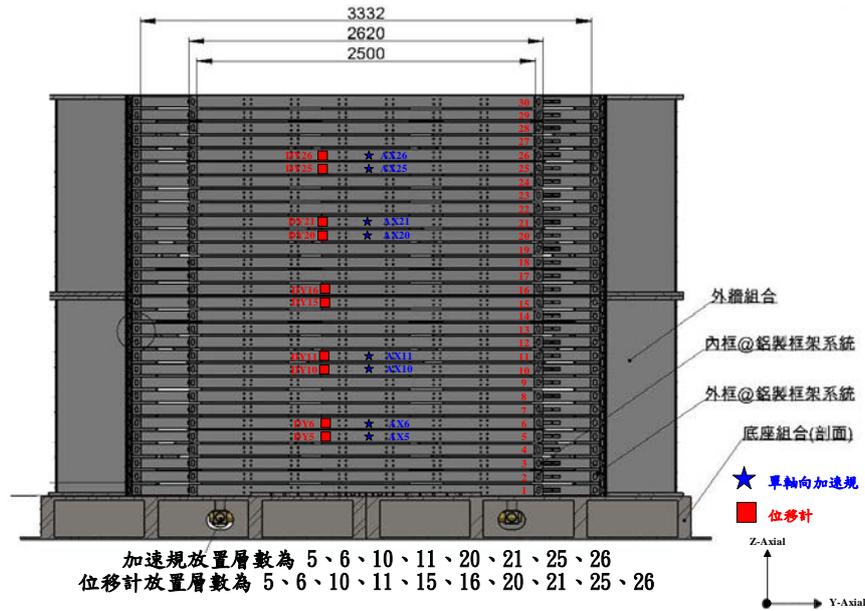


圖 3 剪力盒 Y-Z 面之儀器配置情形

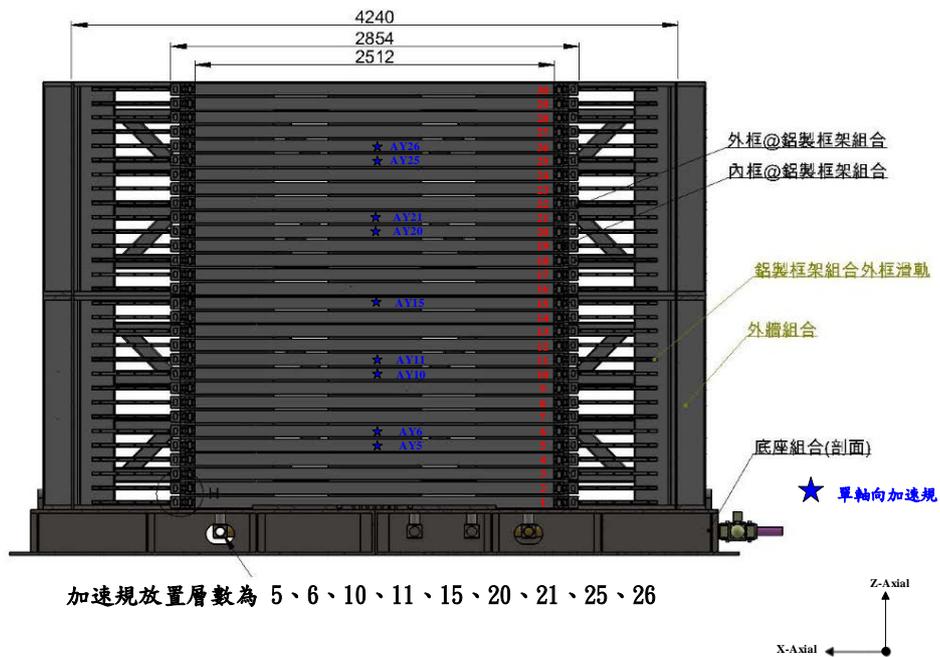


圖 4 剪力盒 X-Z 面之儀器配置情形(內框)

試驗規劃：

大型柔性邊界剪力試驗盒振動台驗證實驗主要是利用振動台進行剪力盒之性能測試，在(1)剪力盒空箱測試部分，主要目的為驗證剪力盒外牆之剛性，因此振動台輸入振動模式主要分為(i)白噪振動與(ii)簡谐波振動兩種。白噪振動是在空箱狀態於底部分別輸入 X、Y、Z 三個方向之頻率範圍為 0.1~50 Hz，RMS 為 0.03 g 的白噪訊號以求取剪力盒之第一振動頻率；簡谐波振動則是在空箱狀態於底部分別輸入 X/Y 方向，頻率為 1, 2, 4 Hz，震幅為 0.3 g 之單頻簡谐波，比對剛性外牆之頂部與底部之位移與加速度之差異。

而在(2)剪力盒砂土試體測試部分，主要驗證砂土試體於剪力盒內之性能，因此主要是進行砂土試體在剪力盒底部分別輸入 X/Y 方向，頻率為 1, 2, 4 Hz，震幅為 0.3 g 之單頻簡諧波以觀察砂土試體受震反應，但在簡諧波試驗前先進行頻率範圍為 0.1~50 Hz，RMS 為 0.03 g 的白噪訊號以了解試體動態特性，並在簡諧波試驗後進行 921 集集地震 TCU065 測站(PGA = 0.65 g)之地震波測試。

試驗結果：

(1) 空箱測試：(圖 5)

- (i) 根據白噪振動測試結果，以轉換函數可分別求得剪力盒外牆在三方向之顯著頻率，其結果如表 1 所示。
- (ii) 根據簡諧波振動測試結果，剪力盒之外牆之牆頂與牆底量測之加速度誤差在 4 Hz 時，X 方向為 4.94 % (RMS)，Y 方向為 4.43 % (RMS)；其位移誤差在 1 Hz 時 X 方向為 3.84 mm，Y 方向為 1.017 mm。

表 1 外牆頻率試驗結果

	X 方向顯著頻率	Y 方向顯著頻率	Z 方向顯著頻率
試驗結果	36.7 Hz	30.4 Hz	>50 Hz



圖 5 剪力盒空箱測試安裝照片

(2) 剪力盒砂土試體測試：

為了砂土試體準備，本研究亦設計固定式砂土實落箱(圖 6 深藍色設備)，以乾式實落製備疏鬆的砂土試體進行後續測試，其砂土試體準備完成照片如圖 7 所示。



圖 6 貫落設備乾砂準備測試



圖 7 滿載乾砂試體振動台性能測試

以下僅簡要介紹剪力盒砂土試體在進行X方向,1 Hz單頻簡諧波在震幅為0.3 g時,量測框架之受震反應。圖八為實驗中由加速規量測資料經過兩次積分(經基線修正)所得之外層框架之位移反應結果。由實驗結果可觀察(i)框架間具有相對位移,越上層框架位移幅度越大;(ii).框架試驗結果可反映振動台正弦波輸入形式。另外,其他測試資訊將於未來詳細報告中撰寫。

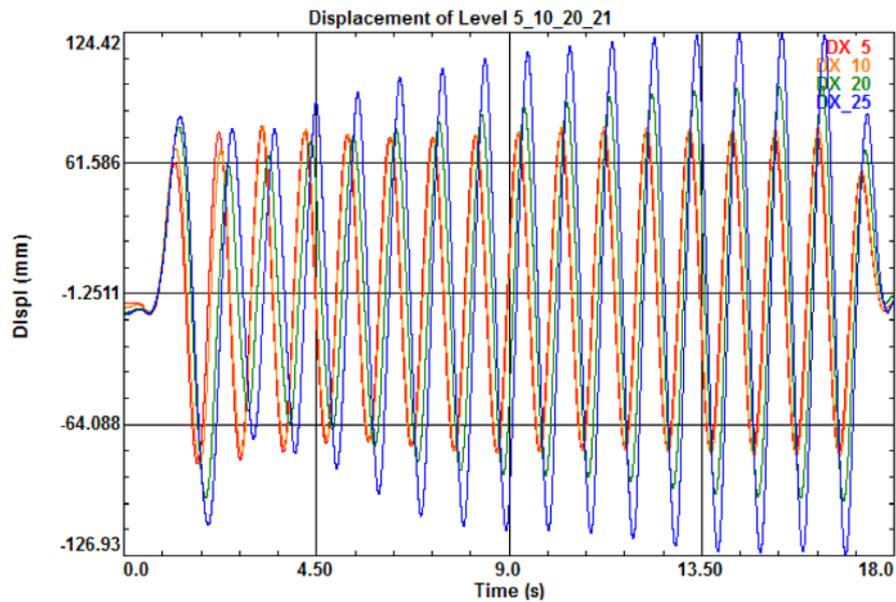


圖 8 貫落設備乾砂準備測試

相關著作：

1. Chia-Han Chen, Guan-Chung Ting, Wei-Kuang Chang , and Jing-Hung Hwang , (2018) , "Development of a New Biaxial Shear Box for Shaking Table Tests Simulating Near-fault Earthquakes," The 8th Japan-Taiwan Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall, Paper No. TW15, Kyoto, Japan, October 24-26.
2. 張為光、陳家漢、丁貫中，" 數值模擬輔助大型剪力試驗盒設計與建置" ， 中華民國第 14 屆結構工程及第 4 屆地震工程研討會，台中，台灣，11 月 6 日至 11 月 8 日，2018。
3. 張為光、陳家漢、丁貫中，「數值模擬輔助大型剪力試驗盒設計與建置」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-2018-018，107 年 11 月。

搖擺控制機制橋柱之實驗研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：橋梁耐震及延壽技術研發

計畫編號：○○○

計畫主持人：洪曉慧

參與人員：洪曉慧、江奇融、李家駿

聯絡電郵：hhung@ncree.narl.org.tw

試驗期間：2018 年 7 月

試驗地點：台北反力牆及強力地板系統

試驗目的：

為了降低橋柱震後損傷及減少復原所需的時間，橋柱可搭配在震後能快速更換之消能元件配置，地震時，橋柱透過外置消能元件的消能，可降低橋柱本體的損傷。依循類似的設計邏輯與概念，目前文獻上已有許多不同的研究，惟過往研究主要著重在控制機制之消能分析，本研究則是以含預力之搖擺控制機制橋柱搭配外置消能鋼棒為例，著重於消能鋼棒與橋柱之接合裝置，以及搖擺橋柱與基礎之搖擺界面設計。消能鋼棒的設計主要在降伏後能夠迅速更換，同時消能鋼棒與基礎連接之萬象接頭可使消能鋼棒自由轉動，以減少鋼棒承受彎矩的可能性，另透過特殊的機制，消能鋼棒可選擇是否承受軸壓力。本研究共設計與建造三組不同設計細節與預力之試體，並在國家地震工程研究中心進行反覆載重試驗。試驗結果顯示本研究試體柱身在反覆載重後僅有些許拉力裂縫，試體幾乎沒有任何損傷，大部分的地震能量都被外置消能鋼棒所吸收，且受損的外置消能鋼棒可輕易置換，使橋柱試體能夠迅速回復其原有的耐震性能。

試驗設計：

本研究建造三組預鑄預力搖擺控制機制橋柱試體 P1、P2 及 P3。三座試體之預鑄柱身具相同之設計。如圖 1 所示，試體有效柱高皆為 3.6 m，斷面為 60cm×60cm 之方形橋柱，主筋配置為 12-D19，以及一組預力鋼腱。預力鋼腱穿越柱底和基礎界面，錨定於基礎底。三座試體之預力鋼腱配置皆為 7 根 ASTM A416 Grade 270 鋼絞線，鋼絞線標稱直徑為 1.52 cm，但三組試體之設計預力分別為 $0.04 f_c' A_g$ 、 $0.07 f_c' A_g$ 及 $0.07 f_c' A_g$ ，其中 A_g 為橋柱斷面積， f_c' 為橋柱混凝土設計抗壓強度，此外透過接頭之特殊設計，P1 及 P3 之外置消能鋼棒只受拉力而不受壓力，P2 之外置消能鋼棒則受拉亦受壓力。

三座試體皆為預鑄，試體分成兩個節塊，包括柱身節塊與基礎節塊，節塊內預留 15 cm 直徑之 PVC 管使預力鋼腱在試體組裝時得以穿越。基礎上方預埋消能元件之底部連結系統，並與基礎一起灌漿。另考量柱底產生剛體搖擺行為時，受壓側角落將承受很大的壓應力，為避免柱底角落處保護層因承受極大壓力而壓碎，柱底四周設計成 5cm 倒角，並以 5mm 鋼板包覆柱底部位，基礎面也配置鋼板使基礎與柱底間界面具備足夠強度承

受反覆搖擺作用力。同時為了改善柱體在試驗中所造成的滑動位移，本次試驗以插銷式來做為柱體與基礎間的連接，並且在凹槽四邊放置橡膠墊增加消能性。基礎面和柱底之細部相片如圖 2 所示。

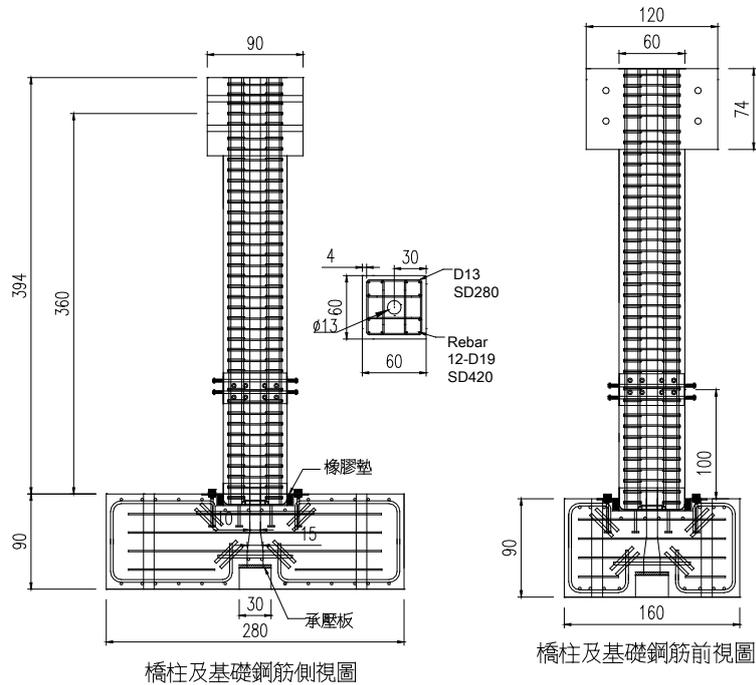


圖 1 試體設計



圖 2 基礎鋼筋籠及包覆鐵管之柱底

圖 3 為外置消能鋼棒的完成圖與分解圖，為了安裝的方便與日後零件保養維護、更換的便利，整組外置消能裝置具備良好組合性。本研究試體所採用之消能鋼棒主體部分為直徑 32 mm 之 A36 鋼棒，其中 340 mm 長利用機器削薄為直徑 20 mm，外面再包覆外徑為 45 mm，厚度為 3.5 mm，長度為 550 mm 的鋼管，並於鋼管與鋼棒中間縫隙注入環氧樹脂。本研究設計之消能機制於地震後，主要損傷將集中於削薄段，故若消能鋼棒有受損可僅更換主體部分，其餘兩端接合部位無須連同消能鋼棒主體一起更新，因此可

降低因地震造成消能器損壞而需替換元件的費用。

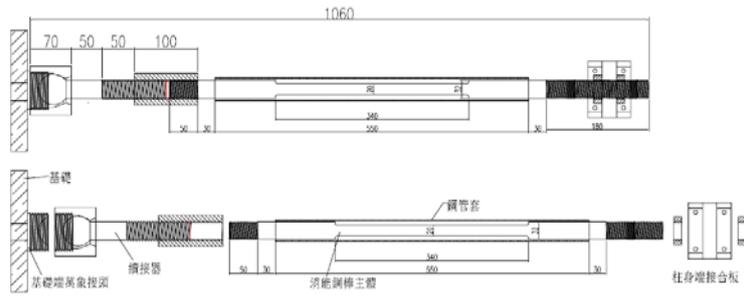


圖 3 消能鋼棒示意圖

試驗規劃：

本研究之搖擺控制機制橋柱試體於國家地震工程研究中心進行反覆載重測試。圖 4 為試驗配置與位移加載歷程，三座試體皆進行反覆載重試驗，試驗過程中，利用柱頂橫梁與千斤頂施加固定之垂直向軸力 $0.1f_c'A_g$ (1260 kN) 模擬上部結構自重。圖 3 所示之外置消能鋼棒上端與柱身端接合板之連結設計，若不旋緊接合板下方之螺帽，則可設定鋼棒純受拉力，以降低鋼棒挫曲破壞之可能性，若上下螺帽皆旋緊，則鋼棒會受拉力亦受壓力。為了解兩種配置對橋柱耐震行為之影響，P1 及 P3 試體之外置消能鋼棒接頭設計為只受拉力而不受壓力，但 P2 試體之外置消能鋼棒則受拉力也受壓力。此外，為確認外置消能器的可置換性，三座試體皆進行兩次反覆載重試驗，第一次試驗在位移比為 3.5% 完成後停止，然後置換新的消能鋼棒，之後再進行第二次反覆載重試驗至位移比為 7% 時停止。

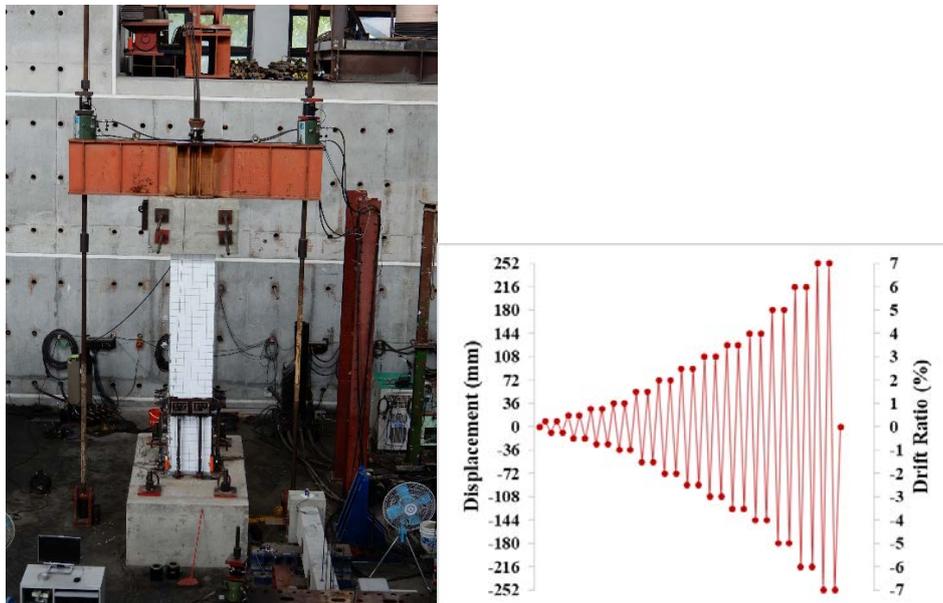


圖 4 試驗配置與位移加載歷程

試驗結果：

圖 5 為三座搖擺橋柱試體和傳統柱試體之側力-位移遲滯迴圈曲線，其中 P1-1、P2-1 和 P3-1 代表各試體第一次反覆載重試驗結果，P1-2、P2-2 和 P3-2 代表第二次反覆載重試驗結果。三座試體在位移比 3.5% 完成時結束第一次試驗，此時三座試體之消能鋼棒均沒有斷裂，但仍更換消能鋼棒進行第二次試驗，第二次試驗則進行至位移比 7% 之第一次迴圈結束。由實驗結果可發現第二次試驗之遲滯迴圈曲線在位移比 3.5% 前幾乎和第一次試驗重疊，此結果證實外置消能鋼棒在地震後的可置換性，安裝新的消能鋼棒後，橋柱試體之耐震性能可迅速恢復至與震前相同。此外，P1 和 P3 試體由於鋼棒只承受拉力，所以鋼棒在位移比為 7% 時仍未斷裂，且試體強度在試驗過程中並未衰減，另一方面，試體 P2 由於在反覆載重過程中承受拉力和壓力，所以在第二次試驗的過程中，位移比 4% 第二圈結束時，南北側之消能鋼棒產生嚴重挫曲，為避免挫曲之鋼棒壓損試體，所以拆卸南北側之消能鋼棒後再繼續實驗，也因此 P2 試體在位移比 5% 開始時強度明顯降低，然而此時由於試體本身並沒損壞，故仍保有完整的垂直承載力，但強度僅剩預力鋼腱軸力及東西側消能鋼棒所提供之強度。另透過和圖 5(d) 傳統橋柱的比較，傳統柱擁有較飽滿的遲滯迴圈，即消能能力較佳，但其有較大的殘餘位移，而三座搖擺試體 P1、P2 和 P3，由於橋柱搖擺機制之幾何非線性和消能鋼棒材料非線性共同作用，試體遲滯迴圈呈現旗桿型行為，殘餘位移量明顯較傳統橋柱小。

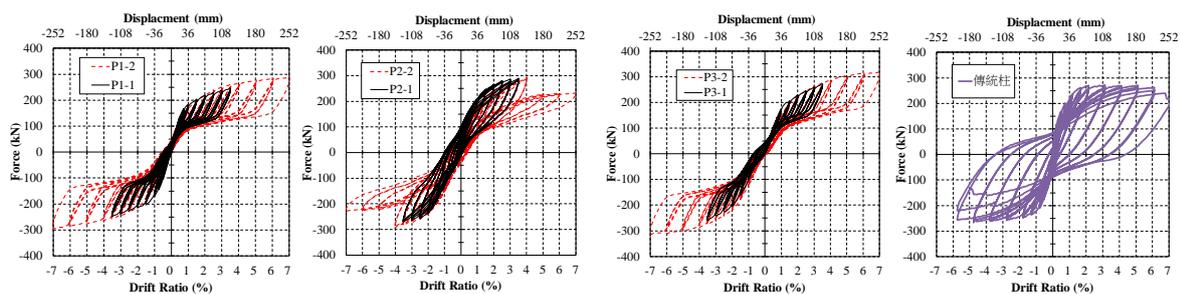


圖 5 試體之力-位移曲線

模組化空心預鑄節塊橋柱耐震性能試驗

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：橋梁耐震及延壽技術研發

計畫編號：06107A1700

計畫主持人：宋裕祺

參與人員：洪曉慧、江奇融、黃潤平

聯絡電郵：hhung@ncree.narl.org.tw

試驗期間：2018 年 5 月

試驗地點：台北反力牆及強力地板系統

試驗目的：

本試驗之目的為探討高寬比較高(6:1)之模組化空心預鑄節塊橋柱的耐震性能，為與傳統配置橋柱進行比較，本試驗共進行兩座試體之反覆載重試驗，其一為模組化空心預鑄節塊橋柱，另一座試體為相同尺寸之傳統空心橋柱試體。

試驗佈置：

本試驗共建立兩座試體，其一為如圖 1 所示之模組化空心預鑄節塊橋柱，柱淨高為 540 cm，斷面為 90×90cm 矩形空心斷面，每一斷面由四個小節塊排列而成，沿著柱高則由四層節塊堆疊而成，另一座試體為如圖 2 所示相同尺寸之傳統場鑄空心橋柱試體。

在試體組裝完成後，用剛性螺桿將基礎與實驗場的強力地板固定，並安裝軸力加載系統與油壓制動計控制試體軸力與側推力，其中軸力為定軸力，模擬上部結構之靜載重。試體之試驗配置圖如圖 3 所示。

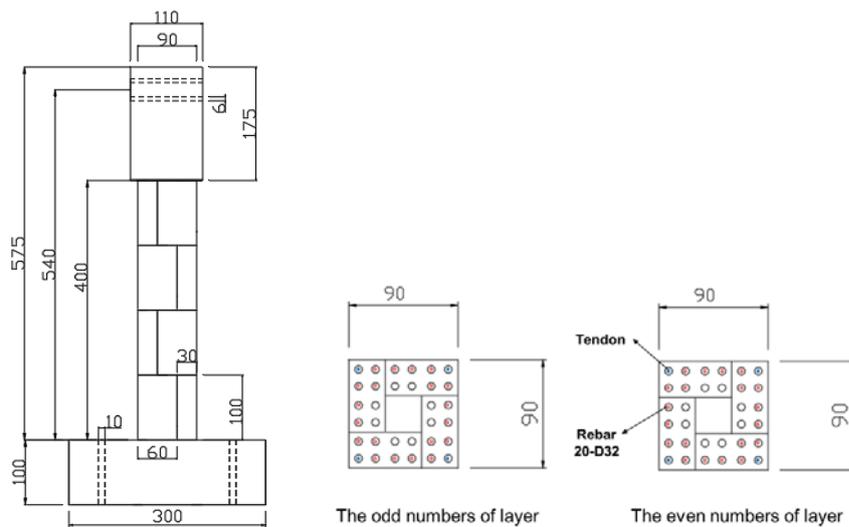


圖 1 模組化預鑄節塊試體(MSSK)設計圖

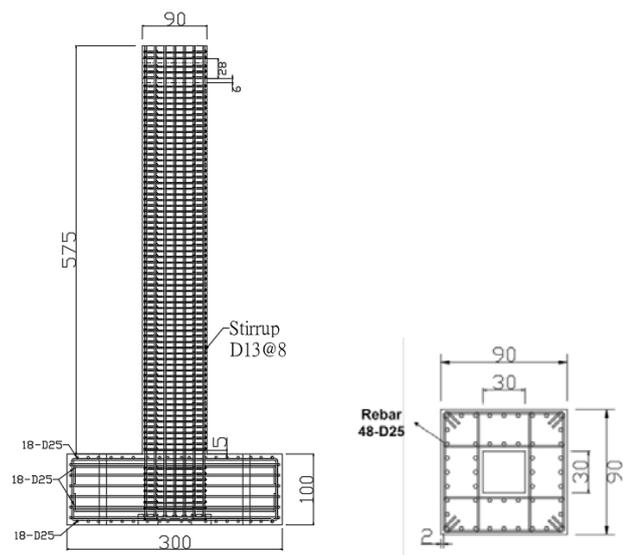


圖 2 傳統配置橋柱試體設計圖

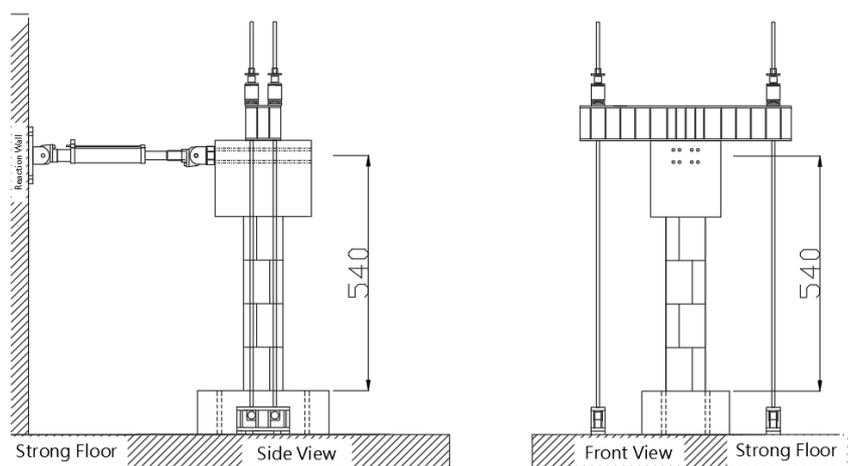


圖 3 試體安裝配置情形

試驗規劃：

兩座試體進行相同歷程之反覆載重試驗，側力加載方式採用位移控制，側向位移比 (Drift Ratio) 如圖 4 所示由小到大為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1.0%、1.5%、2.0%、3.0%、4.0%、5.0%、6.0%、7.0%，其中在 Drift=0.25%~4.0% 時採用二次正向負向反覆側推，即兩次循環側推，而 Drift=5.0%~7.0% 則採用三次循環。

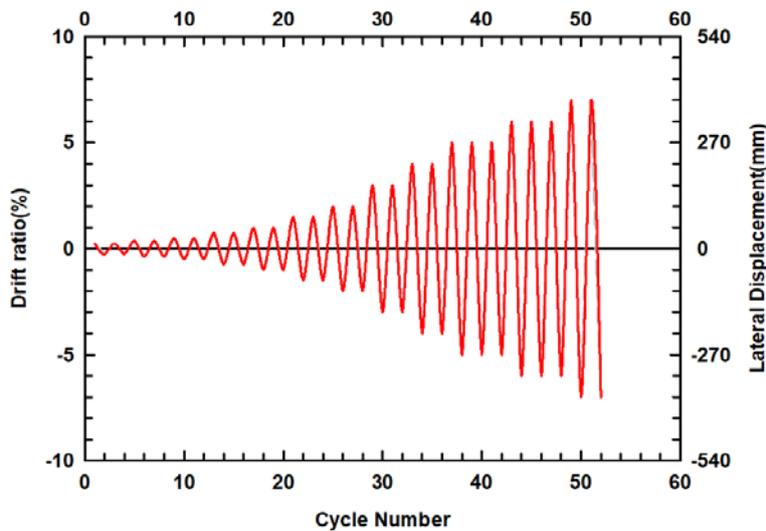


圖 4 側力加載歷時

試驗結果：

傳統橋柱試體與預鑄節塊橋柱試體(MSSK)實驗所得的遲滯迴圈如圖 5 所示，由於傳統橋柱斷面鋼筋比大於預鑄節塊橋柱，因此傳統橋柱遲滯迴圈的初始斜率較高，其最大強度也比 MSSK 試體高，但可以看出傳統試體在 Drift=3%時即達到最大強度，之後強度便開始下降，主因為底部的混凝土已開始發生壓碎剝落的狀況，之後隨著位移比之增加，主筋變形量也逐漸增大，在 Drift=6%時主筋斷裂，強度驟減，故側推實驗也隨停止；另一方面，預鑄橋柱試體(MSSK)遲滯迴圈中，初始強度少於傳統試體，但強度逐漸上升至 Drift=6%時才達到最大強度，這是由於試體中鋼腱提供節塊復位的能力，隨著位移比增大，預力也增大，且節塊與節塊間的開合也可提供消能的效果，使節塊外部的混凝土不至於完全壓碎。試體最後在 Drift=7%正方向第一次迴圈時主筋斷裂一根，強度下降些許，但側推繼續進行，直到在 Drift=7%負方向第二次迴圈時，三根主筋連續斷裂，強度下降至最大強度的 75%，故以實驗安全考量而結束實驗。

圖 6 和圖 7 分別為預鑄節塊橋柱試體和傳統橋柱試體最終破壞相片，如圖所示，雖然傳統橋柱所受之最大位移比小於預鑄節塊橋柱，傳統橋柱的最終破壞情況仍遠比預鑄橋柱試體嚴重。

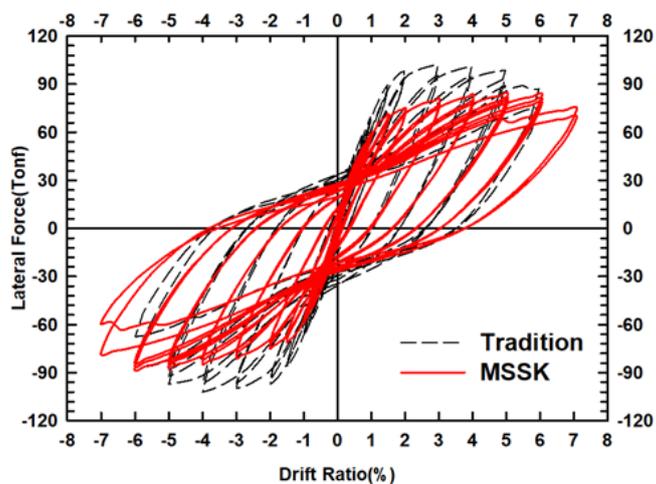


圖 5 試體之載重-位移遲滯迴圈比較圖

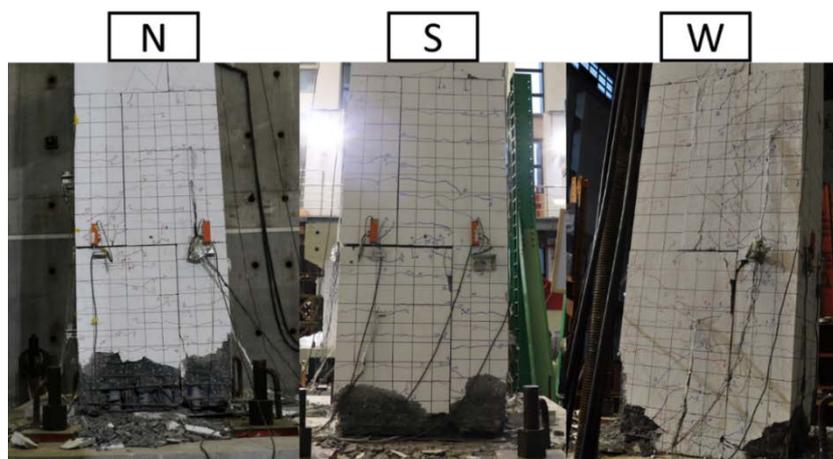


圖 6 預鑄節塊橋柱試體(MSSK)最終破壞情況

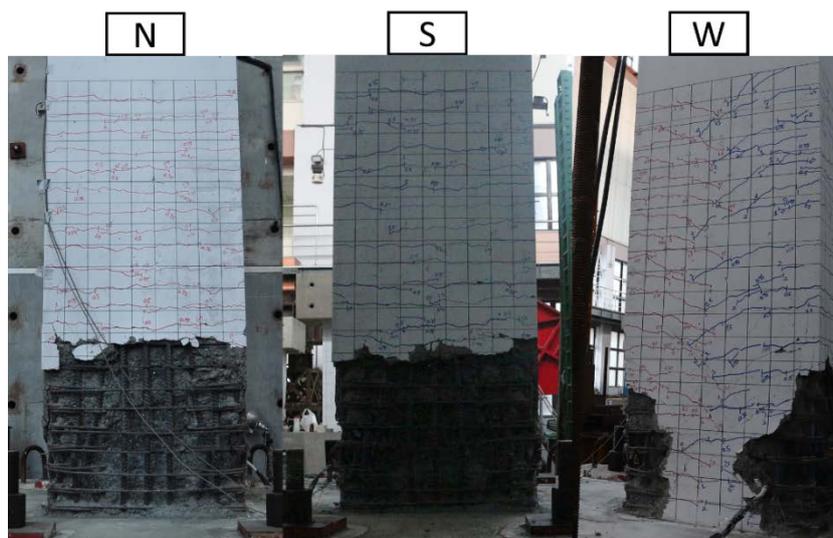


圖 7 傳統橋柱試體最終破壞情況

NEW RC 結構牆之結構耐震行為與 UHPC 於結構牆耐震 能力提升之效益

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耐震及使用性研究牆之性能界限與變形限值(II)/台灣新型高強度鋼筋混凝土結構耐震及使用性能研究一子計畫:中高型高強度鋼筋混凝土結構牆之性能界限與變形限值(III)

計畫編號：MOST 107-2625-M-006-006 -

計畫主持人：洪崇展

參與人員：洪崇展、周瑜宸、謝秉倫

聯絡電郵：cchung@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：107 年 9 月至 10 月

試驗地點：台北多軸向測試系統(MATS)

試驗目的：

探討含高強度混凝土、超高性能混凝土(ultra-high performance concrete, 簡稱 UHPC)、以及高強度鋼筋之使用，對於結構牆耐震行為之影響。

試驗佈置：

本研究六座結構牆試體，四座屬細長型，兩座屬低矮型。結構牆幾何尺寸如圖 1 所示。設計參數包含加載歷時、腹版縱向鋼筋與橫向鋼筋之強度、以及混凝土類型。試體鋼筋設計細節如表 1 所示。

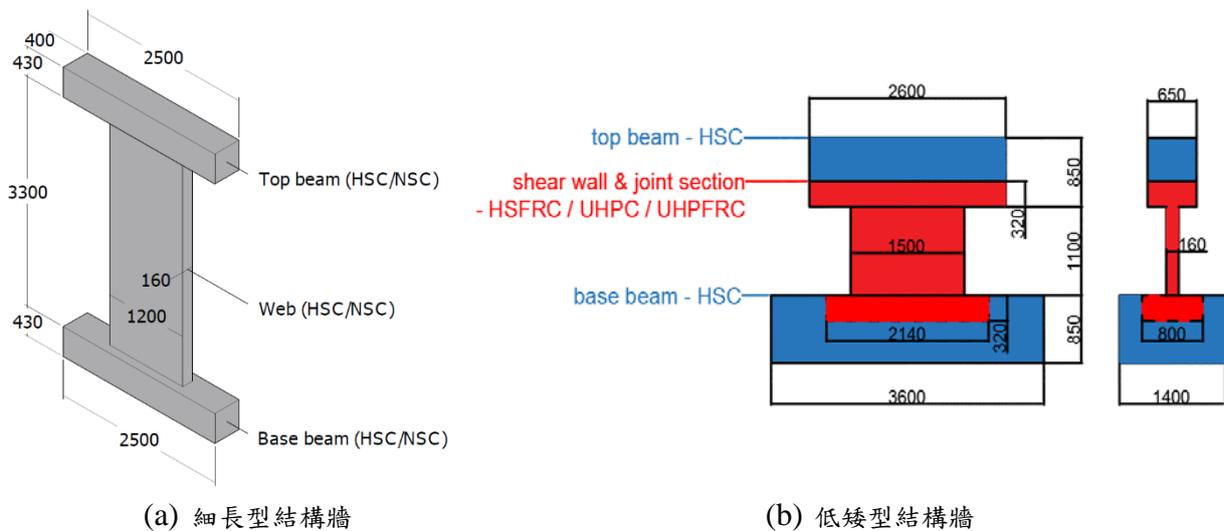


圖 1 試體尺寸圖 (單位：mm)

表 1 試體配筋細節

試體名稱	水平鋼筋	縱向鋼筋	邊界主筋	邊界橫向鋼筋
HSC-NS $-0.66\sqrt{f'_c}$	32#5 @200 mm (SD420)	8#5@150 mm (SD420)	12#6 (SD420)	#3@50 mm (SD420)
HSC-HS $-0.69\sqrt{f'_c}$	28#4 @240 mm (SD790)	8#4@150 mm (SD790)	12#5 (SD790)	#3@50 mm (SD420)
HSC-HS $-0.69\sqrt{f'_c}$ -M	28#4 @240 mm (SD790)	8#4@150 mm (SD790)	12#5 (SD790)	#3@50 mm (SD420)
NSC-HS $-0.72\sqrt{f'_c}$	28#4 @240 mm (SD790)	8#4@150 mm (SD790)	12#5 (SD790)	#3@50 mm (SD420)
HSC-HS $-0.83\sqrt{f'_c}$	14#4 (SD785)	14#4 (SD785)	6#8 (SD685)	#3@50 mm
UHPFRC-HS $-0.83\sqrt{f'_c}$	14#4 (SD785)	14#4 (SD785)	6#8 (SD685)	#3@80 mm

試驗規劃：

本研究試驗系統為國家地震中心內之多軸向試驗系統 (Multi-Axial Testing System, MATS)，試驗架設如圖 2 所示。本研究之側力加載方式為位移控制，以試體之層間位移角作為系統之控制參數，為模擬結構牆於地震作用下強度之衰減，本研究之加載方向可分為單向側推與反覆加載。

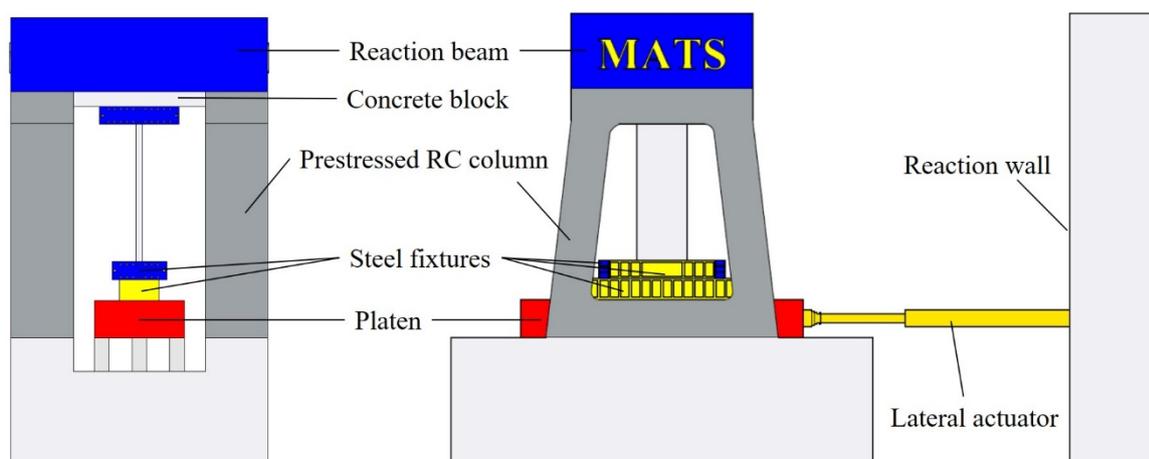


圖 2 試驗架設示意圖

反覆加載時，參考 ACI 374.2 R-13 於每個目標層間位移角施加 2 次往復載重，致動器之反覆加載歷時如圖 3 所示。

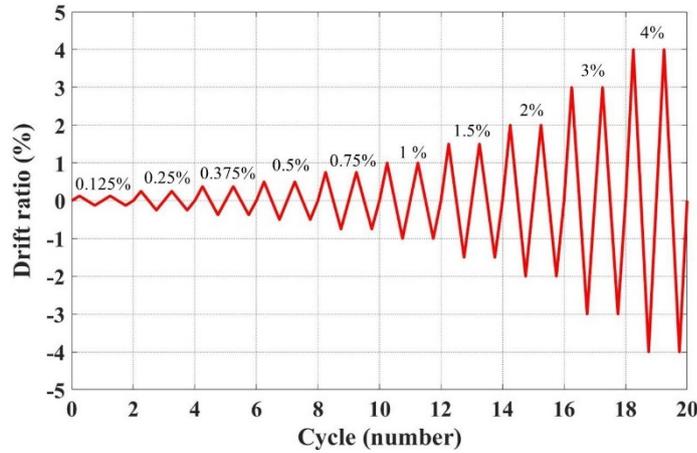


圖 3 試驗反覆加載歷時圖

試驗結果：

各試體之破壞模式與遲滯迴圈圖如圖 4 與 5 所示。就細長型結構牆而言，除 NSC-HS- $0.72\sqrt{f'_c}$ 試體於破壞前強度無明顯衰退外，其餘試體在腹版水平剪力鋼筋達到降伏後，側向強度於下一加載位移比隨即衰減，其中，使用高強度混凝土搭配一般強度鋼筋之 HSC-NS- $0.66\sqrt{f'_c}$ 試體在降伏前（位移比+1.5%）達到試驗之尖峰強度，並於下個目標加載位移循環（位移比 2.0%）中發生破壞，此時強度約衰減 9.9%；使用高強度混凝土搭配高強度鋼筋之 HSC-HS- $0.69\sqrt{f'_c}$ 試體在降伏之正加載位移循環（位移比+1.5%）達到尖峰強度，並在下個目標加載位移比（位移比 2.0%）發生破壞，此時強度衰減約 11.6%；使用高強度混凝土搭配高強度鋼筋並承受單調加載之 HSC-HS- $0.69\sqrt{f'_c}$ -M 試體在降伏之目標位移比（位移比 2.0%）中達尖峰強度，並於降伏後發生破壞，此時強度衰減約 10.1%；使用一般強度混凝土搭配高強度鋼筋之 NSC-HS- $0.72\sqrt{f'_c}$ 試體則在降伏（位移比 1.5%）後下個加載位移循環（位移比 2.0%）達尖峰強度，並發生無預警之脆性破壞。



(a) HSC-NS-0.66 $\sqrt{f'_c}$



(b) HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$



(c) HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ -M



(d) NSC-HS-0.72 $\sqrt{f'_c}$



(e) HSC-HS-0.83 $\sqrt{f'_c}$



(f) UHPFRC-HS-0.83 $\sqrt{f'_c}$

圖 4 試體破壞模式

使用一般強度鋼筋 HSC-NS-0.66 $\sqrt{f'_c}$ 試體之遲滯迴圈較飽滿，而使用高強度鋼筋之 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 、HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ -M 與 NSC-HS-0.72 $\sqrt{f'_c}$ 試體則有明顯頸縮現象 (Pinching)。比較同為使用高強度混凝土並承受反覆載重之 HSC-NS-0.66 $\sqrt{f'_c}$ 、HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 試體，可看出因高強度鋼筋材料本身塑性平台不如一般強度鋼筋長，使得 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 試體降伏平台較不明顯。

比較同樣承受反覆載重之三座試體，混凝土強度未明顯影響混凝土之剪力容量；同樣使用高強度混凝土並承受反覆載重之 HSC-NS-0.66 $\sqrt{f'_c}$ 、HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 二座試體中，使用高強度鋼筋能對提升混凝土剪力強度並沒有太大影響。同樣使用高強度混凝土搭配高強度鋼筋之 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 、HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ -M 中，反覆載重並未對混凝土剪力容量產生顯著之影響。

本試驗四座結構牆試體之設計 $\frac{2M_n}{V_n h_w}$ 介於 0.85 與 0.87 之間，其中標稱剪力強度 V_n 以 ACI 318-14 規範 18.10 之公式計算， M_n 採用 X-TRACT 有限元素分析軟體之結果值， h_w 為試體腹版高度，為 3300 mm。根據遲滯迴圈圖可發現，HSC-NS-0.66 $\sqrt{f'_c}$ 與 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 試體尖峰強度均達預測撓曲強度，而 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ -M 與 NSC-HS-0.72 $\sqrt{f'_c}$ 試體峰值強度雖未達預測之撓曲強度，但僅分別高估約 4 % 及 0.3 %，仍在合理誤差範圍內，故本篇不以試體尖峰強度是否達預測之撓曲強度作為判斷試體之破壞模式。

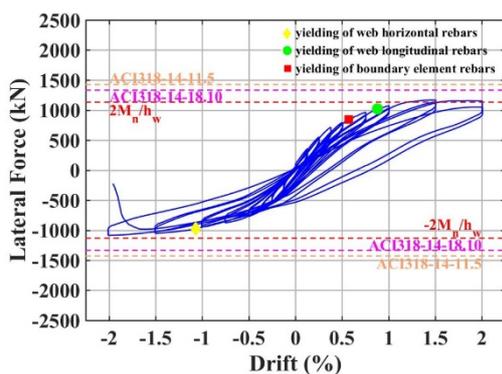
雖 ACI 318-14-11.5 之標稱剪力強度計算公式為構材受單向載重之強度預測，為了解此公式能否適用於高強度材料之強度預測，故比較其預測結果與 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ -M 試體試驗結果之差異，其中，ACI 318-14-11.5 詳細計算公式依構材開裂方式計算，可分為腹剪開裂與撓剪開裂，因本試驗之四座結構牆試體皆為細長型結構牆，故採詳細計算公式時，皆為撓剪開裂之公式控制。結果顯示，ACI 318-14-11.5 之公式會高估 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ -M 試體剪力強度約 10 %，故使用高強度混凝土搭配高強度鋼筋時，11.5 之公式會高估其剪力強度。以 ACI 318-14 第 18 章耐震設計 18.10 公式計算結構牆剪力強度時，由四座試體之遲滯迴圈可看出，所有試體均未達依 ACI 318-14-18.10 耐震設計公式預測之剪力強度，分別高估 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 、HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ -M 與 NSC-HS-0.72 $\sqrt{f'_c}$ 四座試體約 12 %、18 %、23 % 與 17 %，乃因四座試體強度均設計為撓曲破壞。

比較同樣使用高強度混凝土並承受反覆載重之 HSC-NS-0.66 $\sqrt{f'_c}$ 與 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 二座試體，可發現其韌性比相當，顯示高強度鋼筋對細長型結構牆之韌性無影響，然而，HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 試體邊界構材之縱向主筋較晚降伏，延遲其鋼筋之非線性行為，導致該試體牆基混凝土於邊界構材縱向主筋降伏後隨即剝落，其斷面之有效深度降低，導致該試體抗剪能力下降，故其極限變形能力較 HSC-NS-0.66 $\sqrt{f'_c}$ 試體低；比較同為使用高強度鋼筋並承受反覆載重之 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 與 NSC-HS-0.72 $\sqrt{f'_c}$ 二座試體，雖 NSC-HS-0.72 $\sqrt{f'_c}$ 試體具有較大之極限位移，但因其初始有效勁度較低，使得試體之降伏位移亦較大，故使用高強度混凝土之 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 試體具有較良好之韌性；比較同樣使用高強度混凝土搭配高強度鋼筋之 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ 與 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ -M 二座試體，同樣因為 HSC-HS-0.69 $\sqrt{f'_c}$ -M 試體之初始有效勁度較低，使得該試體極限位移雖然較大，但仍具有較低之韌性比。

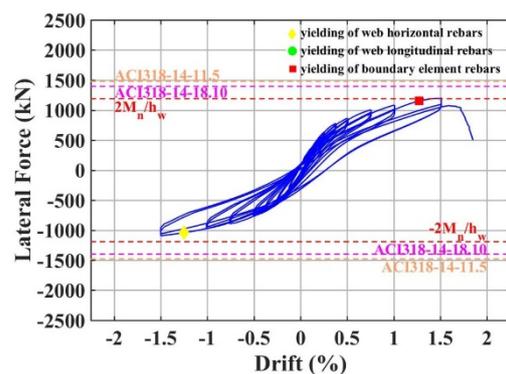
低矮型 HSC - HS - 0.83 $\sqrt{f'_c}$ 試體達水平位移加載至 $\pm 0.25\%$ 時，對角方向之細長裂縫延伸全牆並產生交錯。水平位移加載至 $\pm 0.375\%$ 與 $\pm 0.5\%$ 時，對角裂縫數量增加且繼續往對角方向延伸，裂縫越交錯密集。水平位移加載至 $+0.75\%$ 時，對角裂縫數量增加，

混凝土表面有些微剝落，水平位移加載至-0.75%時，對角裂縫數量增加。水平位移加載至±1%的第一循環時，對角裂縫數量增加。水平位移加載至-1%的第二循環時，背面的表層混凝土，因對角壓力過大而有剝落的現象。水平位移加載至+1%的第三循環時，背面的混凝土剝落的情況更加顯著。當水平位移加載至-1%的第三循環時，對角壓力使試體背面持續大量剝落，西側面底部之混凝土剝落而導致鋼筋裸露，此時加載力量為-961.1kN，約剩最大強度的 50%。水平位移加載至-1.5%的第三循環時，試體加載力量為-493.8，約剩最大強度的 25%，評估判斷後決定終止試驗，不論試體正面、背面、兩側底部皆出現鋼筋裸露的現象，但試驗過程中並無明顯滑移或鋼筋斷裂的情況，試體主要是承受過大的對角壓力，導致混凝土擠碎而破壞。

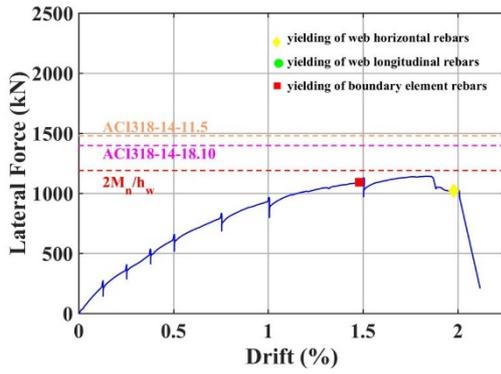
水平位移加載至±0.25%時，兩對角方向之細長裂延伸全牆並產生交錯。水平位移加載至±0.375%、±0.5%時，對角裂縫數量增加且延伸，裂縫越交錯密集。水平位移加載至+0.75%時，對角裂縫數量增加。水平位移加載至+2%時，因對角壓力過大而產生明顯之對角剪力裂縫，撓曲裂縫也明顯擴展，水平位移加載至-2%時，對角裂縫數量增加，水平位移加載至-2%的第二循環時，左上至右下的對角裂縫與右下角之撓曲裂縫相連，水平位移加載至+2%的第三循環時，反方向之對角剪力裂縫亦與撓曲裂縫相連。水平位移加載至+3%的第一循環時，兩條次要對角裂縫分別產生於主對角裂縫之上側與下側，基礎下梁被嚴重抬升並產生爆裂巨響，水平位移加載至-3%的第一循環時，左上至右下之對角裂縫串連整個牆面，混凝土表面多處剝落，但核心混凝土尚未破壞，最大剪力裂縫已無法量測。水平位移分別加載至+3%與-3%的第二循環時，過大的對角壓力促使多處混凝土之表面與核心分離，但在鋼纖維的圍束作用下而尚未掉落，試體加載力量剩下最大強度之 50%。水平位移分別加載至+3%與-3%的第三循環時，試體加載力量剩下最大強度之 30%，經判斷評估後決定終止試驗。



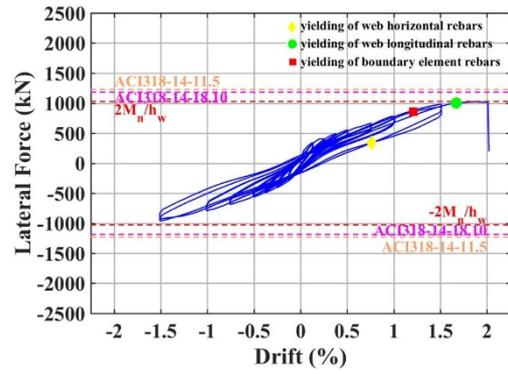
(a) HSC-NS- $0.66\sqrt{f'_c}$



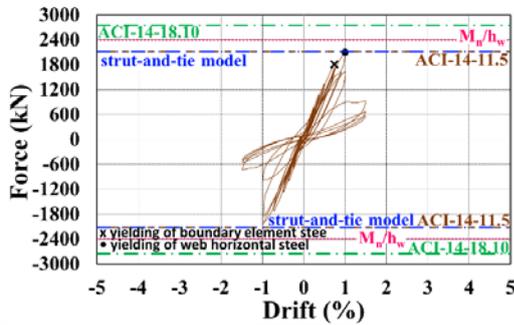
(b) HSC-HS- $0.69\sqrt{f'_c}$



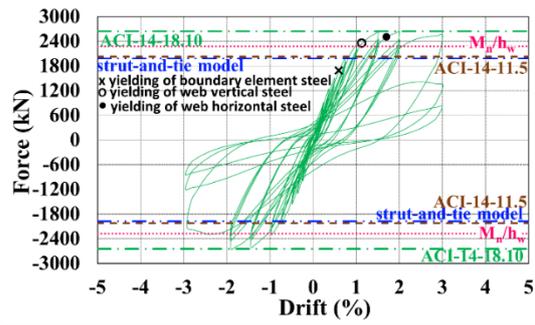
(c) HSC-HS- $0.69\sqrt{f'_c}$ -M



(d) NSC-HS- $0.72\sqrt{f'_c}$



(e) HSC-HS- $0.83\sqrt{f'_c}$



(f) UHPFRC-HS- $0.83\sqrt{f'_c}$

圖 5 剪力牆力量位移遲滯迴圈

相關著作：

C.-C. Hung*, P.-L. Hsieh. Comparative study on shear failure behavior of squat high-strength steel reinforced concrete shear walls with various high-strength concrete materials. Structures, 2019. (Accepted)

大尺度鋼筋混凝土柱於高軸力下之結構耐震行為

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：近斷層建築物抗倒塌技術研發

計畫編號：○○○

計畫主持人：洪崇展

參與人員：洪崇展、Pham Phu Anh Huy、周喻宸

聯絡電郵：cchung@mail.ncku.edu.tw

試驗期間：107 年 10 月至 11 月

試驗地點：台北多軸向測試系統(MATS)

試驗目的：

探討大尺度鋼筋混凝土柱於高軸力下之結構耐震行為。

試驗佈置：

柱的橫斷面為 $800 \times 800 \text{ mm}^2$ ，淨高 3.2 m，如圖 1 所示。混凝土規定抗壓強度為 40 MPa，鋼筋規定強度使用 420MPa 和 365MPa。設計細節如表 1 所示。柱設計使試體能展現三種不同破壞模式，包含低和高軸壓比下的撓曲、剪力和撓曲剪力破壞。其中，試體 T1-1 和 T1-4 使其發生撓曲破壞，試體 T1-2，T1-5 和 T1-7 為撓曲-剪力破壞，試體 T1-3 和 T1-6 則使其剪力控制破壞。對於 T1-1，T1-2，T1-3 和 T1-7 試體，施加 0.58 的高軸壓比，對於 T1-4，T1-5 和 T1-6 施加 0.1 的低軸壓比。縱向鋼筋使用 24-#10 鋼筋，橫向鋼筋使用 #2，#3，#4 和 #5 鋼筋。鋼筋設計細節如圖 1 所示。

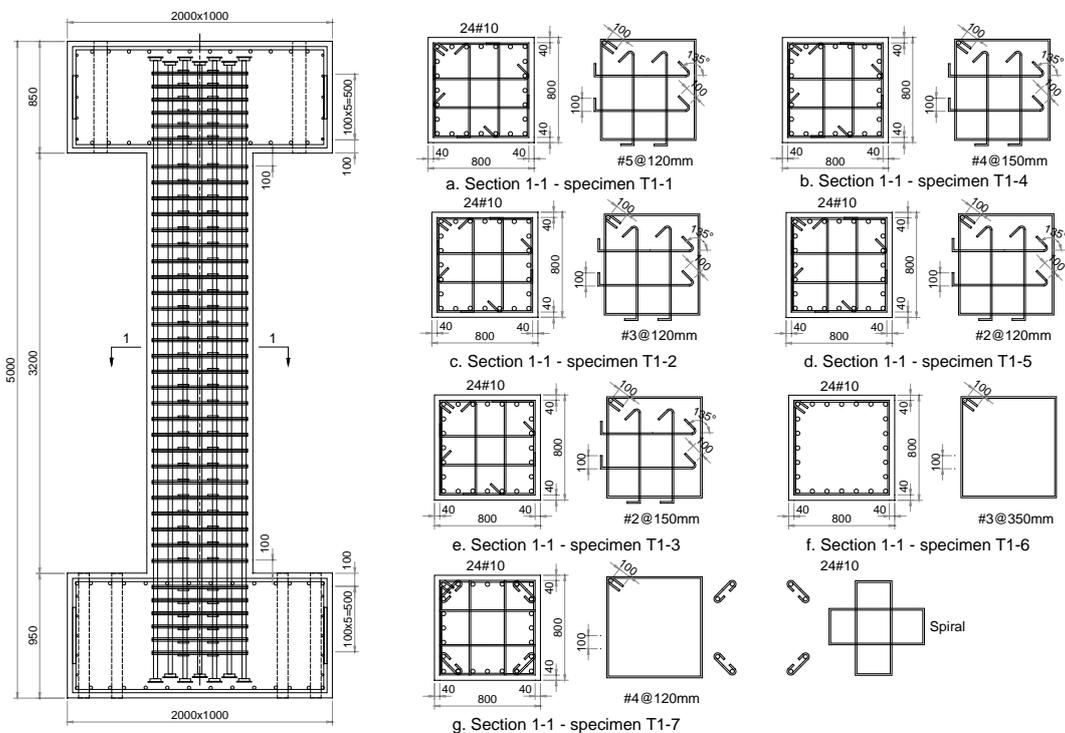


圖 1. 試體設計

表 1. 柱設計參數

Specimen	Concrete	Longitudinal reinforcement			Transverse Reinforcement					V_n/V_{mn}
	$f'_{c,act}$ (MPa)	$f_{y,act}$ (MPa)	Bars	$\rho_l(\%)$	#	@ (mm)	f_{yt} (MPa)	$f_{yt,act}$ (MPa)	$\rho_v(\%)$	
T1-1	43.5	473	24#10	2.969	5	120	420	467	0.82	0.59
T1-2	42.8	473			3	120	420	473	0.30	0.91
T1-3	39.7	473			2	150	360	398	0.11	1.24
T1-4	42.5	473			4	150	420	470	0.42	0.57
T1-5	40.8	473			2	120	360	398	0.13	0.94
T1-6	42.8	473			2	350	360	398	0.02	1.15
T1-7	42.5	473			4	120	420	470	0.79	0.71

試驗規劃：

本研究於國家地震工程研究中心(簡稱 NCREE)採用多軸測試系統(簡稱 MATS)進行柱試體實驗，實驗時施加雙曲率變形於柱試體，並在固定軸向載重下進行橫向循環加載。MATS 的設置如圖 2 所示。試體 T1-1, T1-2, T1-3, 以及 T1-7 的軸壓比為 0.58，試體 T1-4, T1-5, 以及 T1-6 的軸壓比為 0.1。頂部和底部基座使用高強度鋼版通過高強度螺桿固定。實驗過程中，使用 60 個感測標記點記錄柱變形，以及頂部和底部梁的位移，並且在頂部和底部梁上設置感測點，以量測頂部和底部梁的位移和轉角。標記的位置如圖 3b 所示。為了測量縱向鋼筋和橫向鋼筋的應變，總共使用 98 個應變計，在縱向鋼筋上設置了 56 個應變計，在橫向鋼筋上設置了 42 個應變計，設置位置如圖 3a 所示。此外，兩個 LVDT 和兩個角度計安裝在頂部和底部基座，分別量測底部和頂部基座的水平位移和轉角。對所有柱試體進行橫向位移控制循環加載，加載位移為 $\pm 0.25\%$ ， $\pm 0.375\%$ ， $\pm 0.75\%$ ， $\pm 1.0\%$ ， $\pm 1.5\%$ ， $\pm 2.0\%$ ， $\pm 3.0\%$ ， $\pm 4.0\%$ ，如圖 3c。每個加載位移重複兩次以觀察勁度和強度的折減。

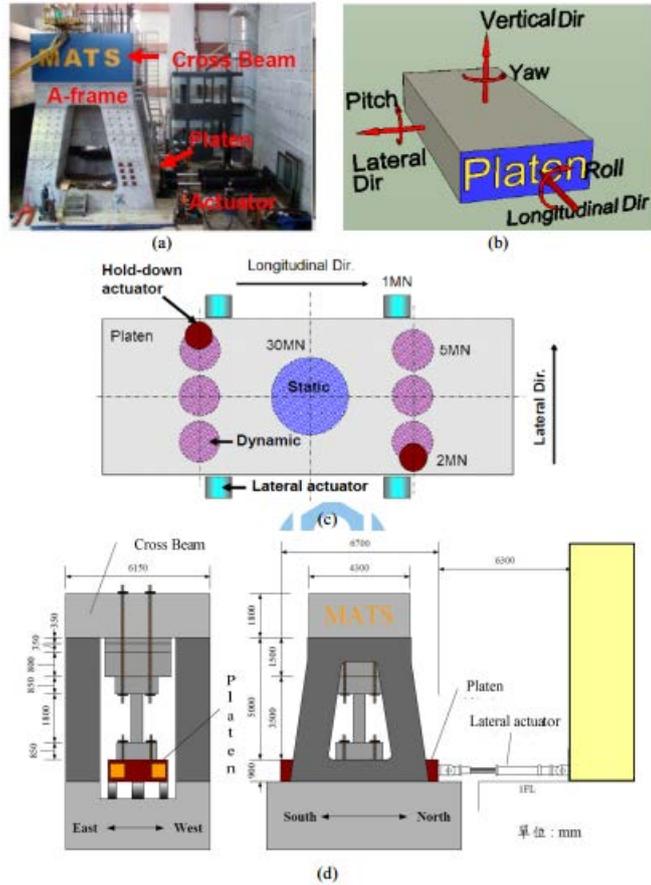
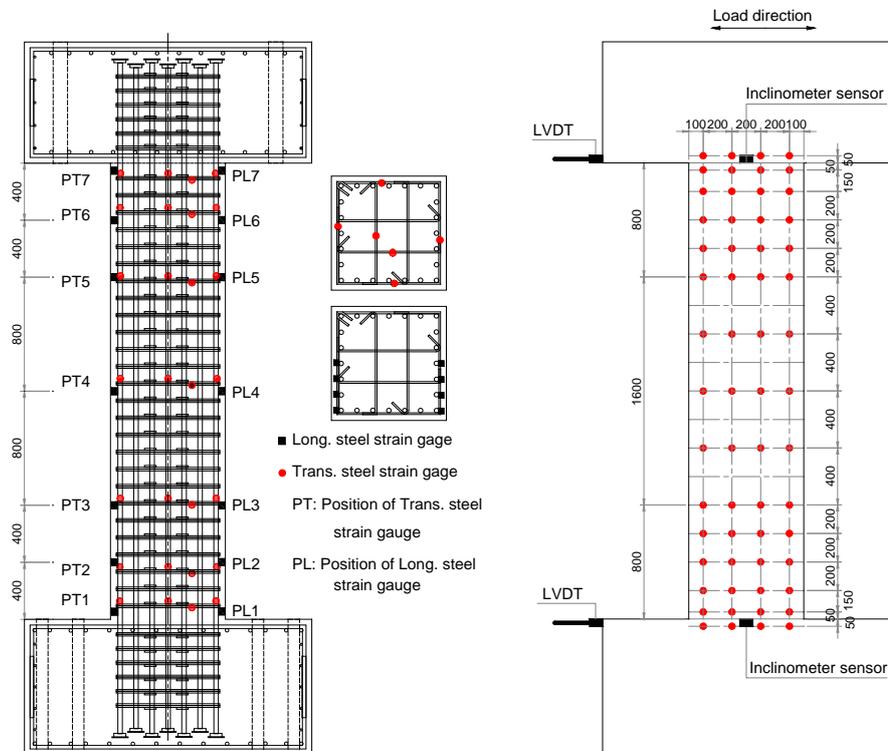
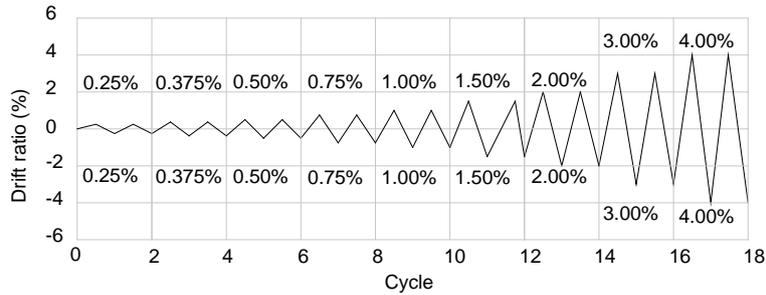


圖 2. MATS 設置 (a) MATS 設置 (b) 壓板之軸向與轉角方向 (c) 壓板下之制動器設置 (d) 實驗架設



(a) 應變計位置 (b) 光學測量點位置



(c) 加載歷時

圖 3. 光學測量點位置，應變計位置，加載歷時

試驗結果：

綜合比較各試體之行為，高軸壓比（軸壓比=0.58）的試體 T1-1、T1-2、T1-3 和 T1-7 在破壞時均伴隨明顯的垂直裂縫，其餘承受低軸壓比（軸壓比=0.1）的試體在破壞時則伴隨巨大的對角裂縫，其傾角約 60 至 65 度。破壞模式為撓曲破壞之試體 T1-1 與 T1-4，結果顯示柱基塑鉸於破壞前已發展，然而因高軸壓比，導致這些撓曲裂縫閉合，因此在小側向位移並沒有觀察到試體 T1-1 產生撓曲裂縫，此現象亦發生於承受高軸壓之試體 T1-2 與 T1-3。破壞模式為剪力破壞之所有試體在達到峰值負載後，隨即發生無預警之破壞。試體 T1-2 與 T1-5 設計破壞模式為撓剪破壞，然而試體 T1-2 最終破壞由剪力所控制。使用特殊橫向鋼筋設計之試體 T1-7，其破壞模式由撓曲與剪力共同控制。所有試體之縱向鋼筋與橫向鋼筋於破壞前均降伏，其中剪力破壞之試體中橫向鋼筋均有斷裂情況發生，其它試體則無此情形。



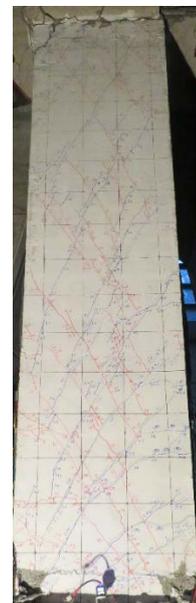
(a) T1-1



(b) T1-2



(c) T1-3



(d) T1-4

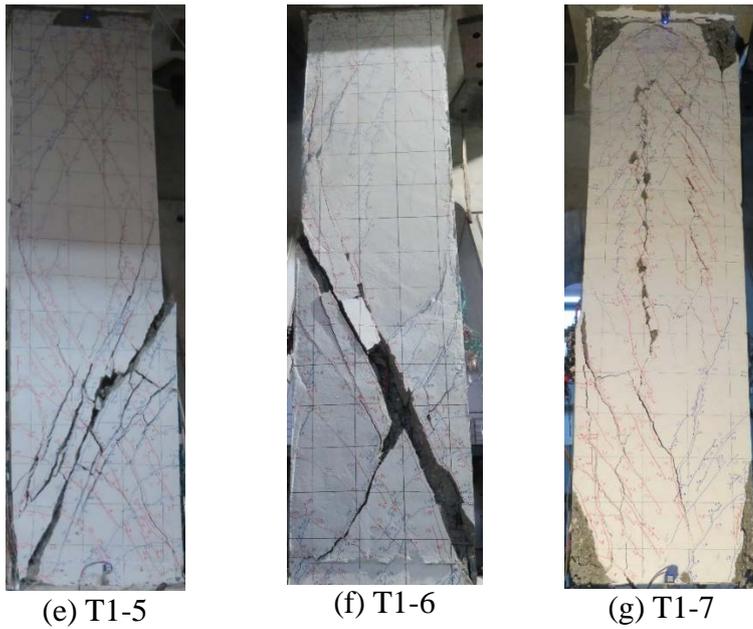
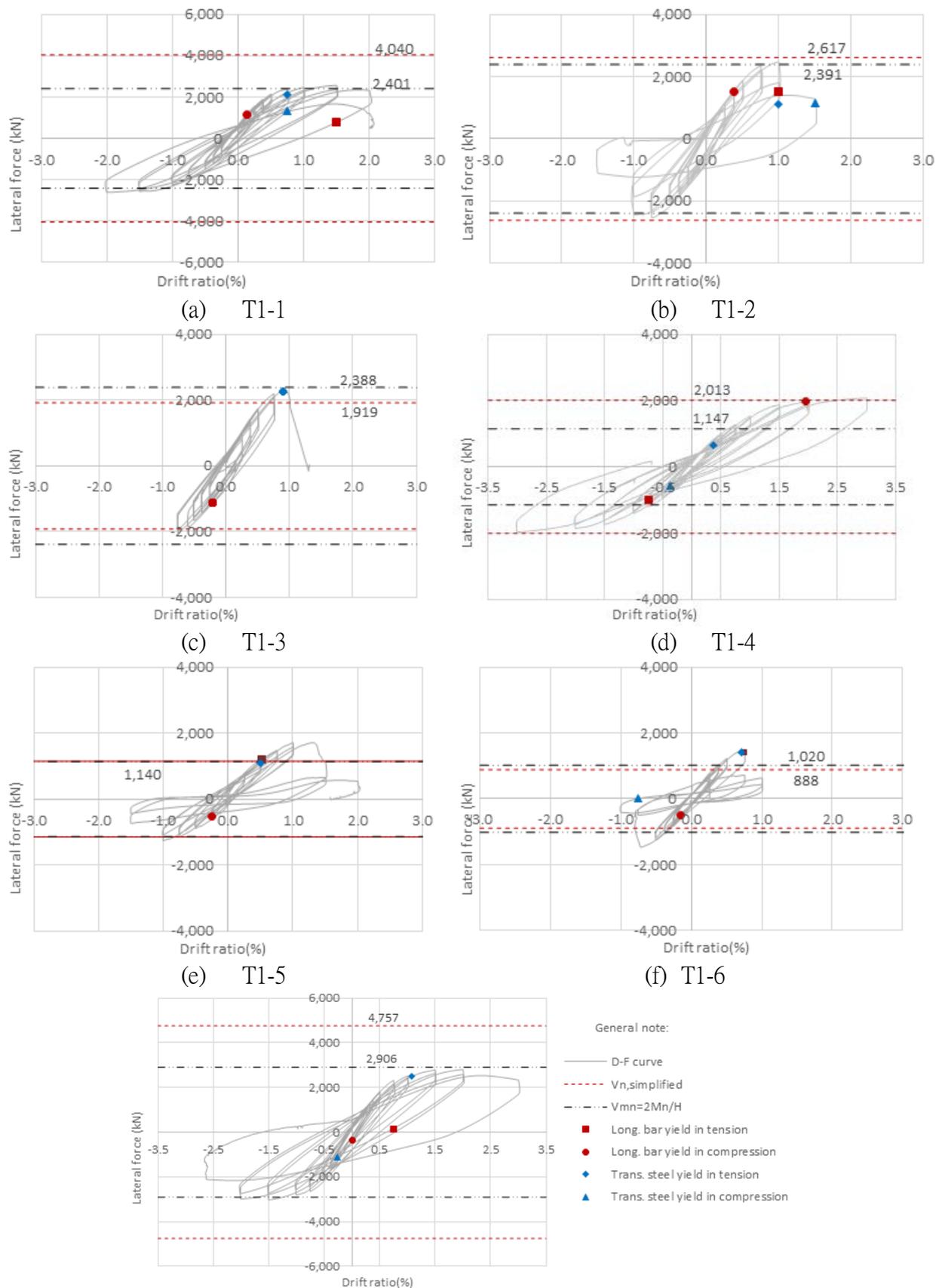


圖 4. 七座試體之破壞模式

各試體之遲滯反應如圖 5 所示。撓曲破壞與撓剪破壞之試體，其剪力強度在達到尖峰強度後緩慢下降，而剪力破壞之試體，其剪力強度則在達到尖峰強度後隨即快速下降。相較於剪力破壞之試體，撓曲破壞之試體具有較佳位移韌性。透過細長之遲滯迴圈可看出，剪力破壞之試體展現不佳之遲滯反應，其強度在達到尖峰強度後隨即快速下降。



(g) T1-7
 圖 5. 試體遲滯迴圈圖

鋼筋混凝土柱動力試驗的力學性能研究

計畫分類：國家地震工程研究中心內部研究計畫

計畫名稱：以矩法理論建立鋼筋混凝土梁構件製縫控制設計方法研究

計畫編號：107-2221-E-011-012-MY3

計畫主持人：邱建國 教授

參與人員：宋欣芳、湯騏壑、何沁恩

試驗期間：108年1月至2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：

本試驗的目的在於透過試驗結果獲得構件在不同損傷等級下的殘餘耐震性能折減因子，並進一步應用於建築物震後的初步與詳細評估方法，然而過去研究均採用靜力反覆循環加載方式進行試驗來獲得構件的殘餘耐震能力，雖有額外發展動力試驗研究工作，僅是以改變加載速率方式進行，無法充分反映構件在真實地震力作用下之結果，故需額外發展動力試驗來驗證靜力加載試驗結果的合理性。

試驗規劃：

為驗證 RC 柱構件分別在真實地震力加載與靜力加載型式的差異以及獲得不同損傷等級下的力學性能折減因子，分別對八根分 RC 柱試體進行動力實驗。試體高度為 180cm，斷面尺寸為 40×40cm，試驗前量測之混凝土抗壓強度約為 22-24MPa，主筋為 D22 的 SD420 鋼筋，箍筋為 D10 的 SD280 鋼筋，試體均具有相同縱向鋼筋量，並依不同箍筋比配置可區分三種預期破壞模式，分別為撓曲破壞(FF)、撓剪破壞(FSF)與剪力破壞模式(SF)，相關試體參數如表 1 所示。

首先，柱試體設計以台灣傳統的低矮街屋柱構件型式作為設計對象(圖 1)，並利用 ETABS 有限元素軟體建立 3D 結構模型並藉由施加地震力進行結構非線性動力分析，以獲得結構中柱構件在最大位移分別為 4cm、6cm、8cm 之位移歷時的動態位移歷時作為試驗的動力加載方案(圖 2)。動力試驗過程與過去研究不同處在於區分兩個步驟進行：(1) 試體先行施加模擬所獲得的動態位移歷時作為動力加載，加載結束後此時柱構件已造成損傷；(2) 動力加載結束後，立即進行靜力反覆循環加載直至試體發生破壞。其次，根據試驗結果探討柱構件在受損前進行靜力循環加載與動力加載受損後再進行靜力循環加載對於殘餘耐震能力影響之差異，以驗證採用靜力加載所獲得試驗結果的合理性。

試驗佈置：

本試驗為模擬懸臂梁之單曲率柱構件試驗，三組試體皆以直立方式進行架設，試體

吊入試驗場地前，先以L型鋁板將試驗場地進行圍築，之後將強力地板刷油並澆置石膏，確保試體與強力地板有完整密合，試體下部混凝土區塊為模擬懸臂梁固定端之邊界條件，製作試體時於下部混凝土區塊預留4個直徑100mm之PVC管孔洞，使用四根直徑69mm預力螺桿，將試體固定於強力地板上，每根螺桿施加100噸預力，總共提供80噸剪力摩擦；本試驗須施加之定量軸向載重，於試體兩側設置軸力夾具，使用四根直徑39mm預力螺桿，將軸力夾具固定於強力地板上，每根螺桿施加60噸預力，為使試體承受均勻軸力，將軸力轉換鋼梁利用預力螺桿與固定於強力地板之軸力夾距連接，由於受限於螺桿長度之限制，則使用四根直徑69mm預力螺桿，其中二根預力螺桿為續接使用，並且於軸力轉換鋼梁左右兩側配置容量為200噸之LoadCell。

由於本試驗試體設計強度未超過20噸，因此以一組容量為50噸動態油壓伺服閥千斤頂作為動力加載之施力機制，千斤頂一端固定於反力牆上，另一端與側力轉換鋼梁連接，為使試體承受均勻側向載重，將側力轉換鋼梁利用四根直徑39mm預力螺桿與上部混凝土區塊中心處連接，每根螺桿施加50噸預力，總共提供60噸剪力摩擦，其詳細試驗配置圖如圖3(a)所示。

另在試驗前將試體表面粉刷白色水泥漆並繪製15cm×15cm之網格，試體上設置34顆感光元件以量測試體在試驗過程之變形量(如圖3(b))。此外，試體上、下基礎設置位移計以量測基礎位移量，並在試驗過程使用量測精度為0.01mm之裂縫顯微鏡進行每個位移峰值處的最大裂縫寬度和所施加的力量載荷歸零時的殘餘裂縫寬度之量測。

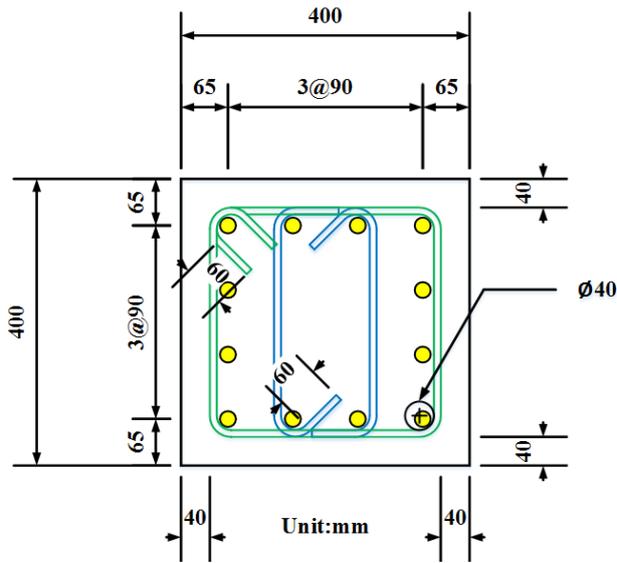
試驗結果：

圖4顯示試驗所得每根試體側向力與變形量之關係，其中包含動力加載遲滯迴圈與靜力加載之包絡線。由圖4(b)可看出在動力加載完成後，因試體在所受力量歸零時重新進行靜力加載，故會有殘餘變位之形成且動力加載時試體均呈現非線性之行為。此外，通過目視檢查與施加鋼筋上之應變計，可獲得每根試體在動、靜力加載的主筋與箍筋的初始屈服點、最大加載點、混凝土剝落點與最終破壞點。各試體動力加載後裂縫發展與最終靜力加載後之破壞情形如圖5所示。

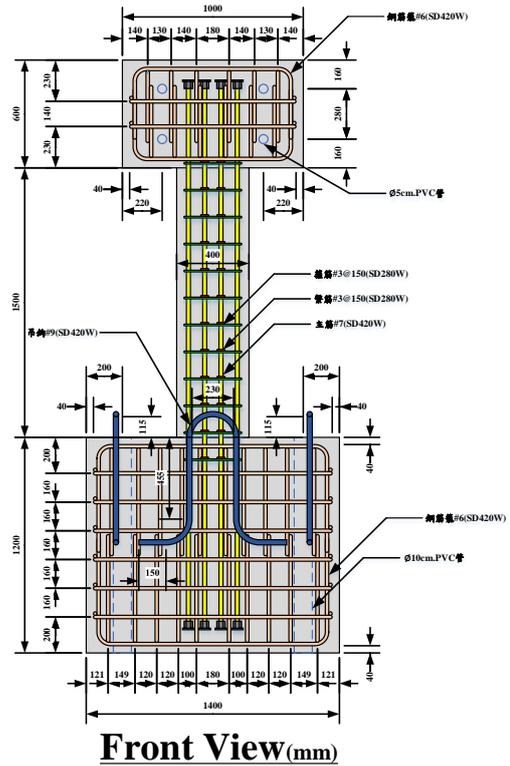
表1 各式體參數表

Specimen	L (cm)	Cross Section (cm ²)	Concrete cover (cm)	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	f_{yt} (MPa)	S (cm)	ρ_{sh} (%)	Axial Force
FF-15S-II	180	40 × 40	4	21 (23.2*)	420	280	15	0.61	0.1Agf _c '
FF-15S-III	180	40 × 40	4	21 (22.6*)	420	280	15	0.61	0.1Agf _c '
FF-15S-IV	180	40 × 40	4	21 (22.8*)	420	280	15	0.61	0.1Agf _c '
FSF-15S-II	180	40 × 40	4	21 (23.9*)	420	280	15	0.31	0.1Agf _c '
FSF-15S-III	180	40 × 40	4	21	420	280	15	0.31	0.1Agf _c '

				(22.9 [*])					
FSF-15S-IV	180	40 × 40	4	21 (23.4 [*])	420	280	15	0.31	0.1Ag _{fc} '
SF-30S-II	180	40 × 40	4	21 (24.4 [*])	420	280	30	0.15	0.1Ag _{fc} '
SF-30S-III	180	40 × 40	4	21 (24.4 [*])	420	280	30	0.15	0.1Ag _{fc} '

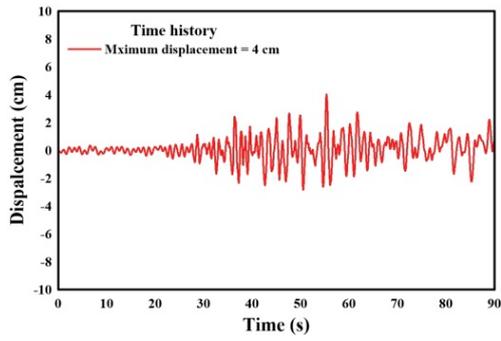


(a) 斷面設計圖

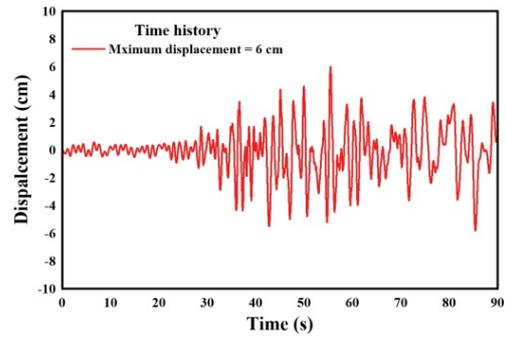


(b) 試體配筋正視圖

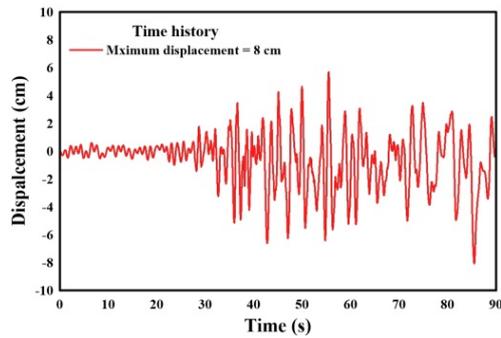
圖1 試體設計



(a) 最大位移4公分之位移歷時



(b) 最大位移4公分之位移歷時

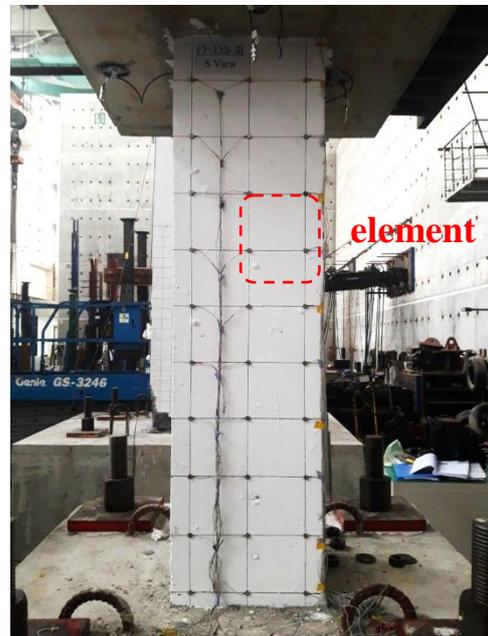


(c) 最大位移4公分之位移歷時

圖2 動力試驗加載方案

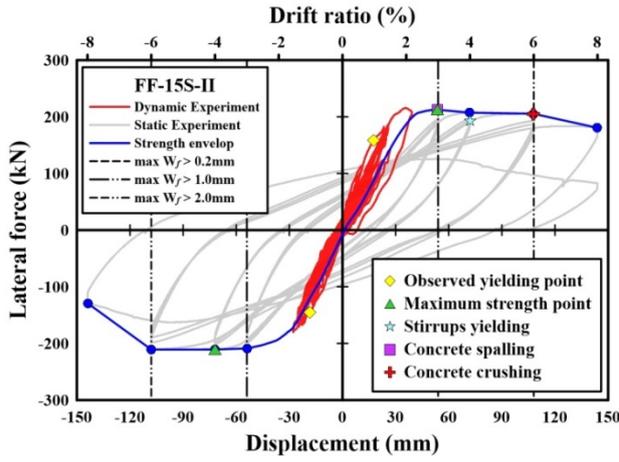


(a) 設置情形

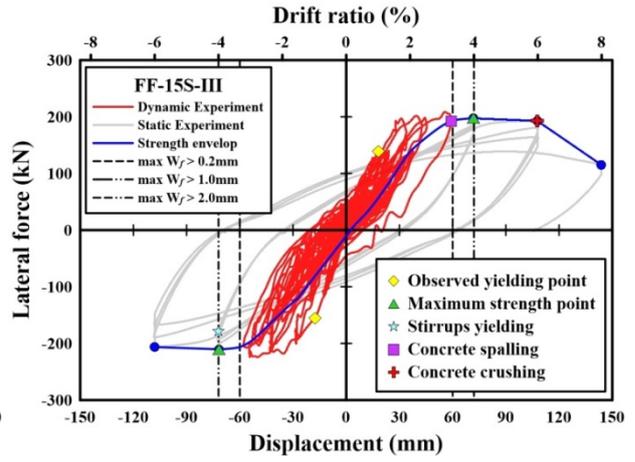


(b) 變形量量測

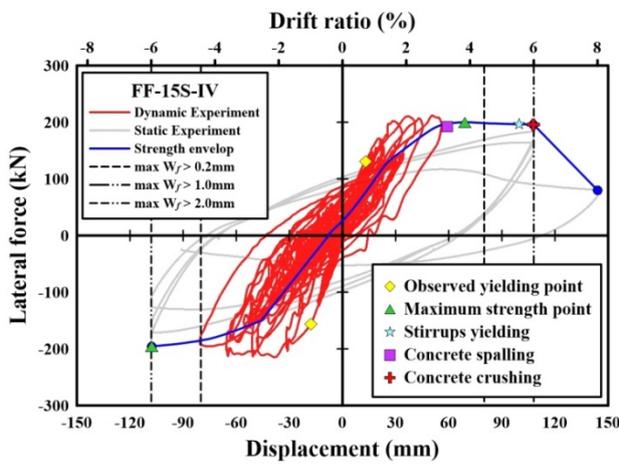
圖3 試驗配置



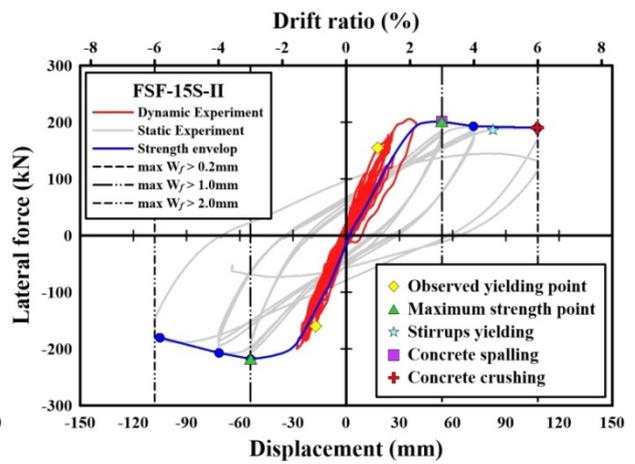
(a) FF-15S-II



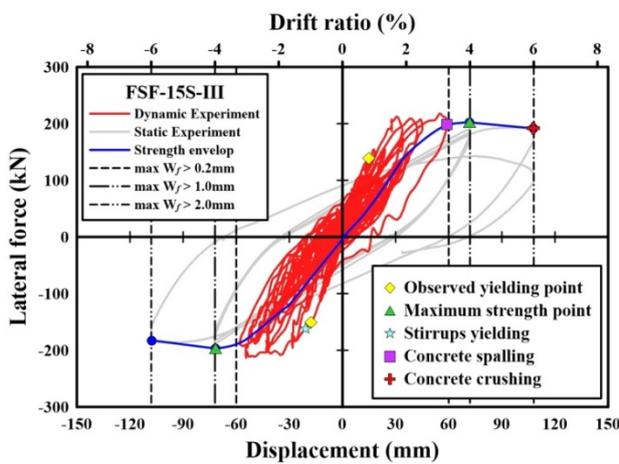
(b) FF-15S-III



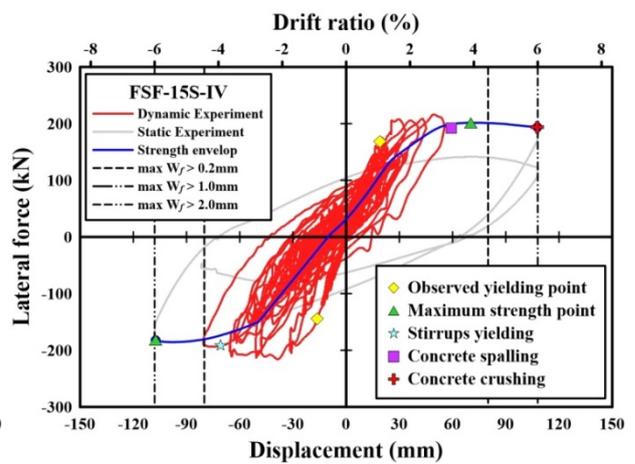
(c) FSF-15S-IV



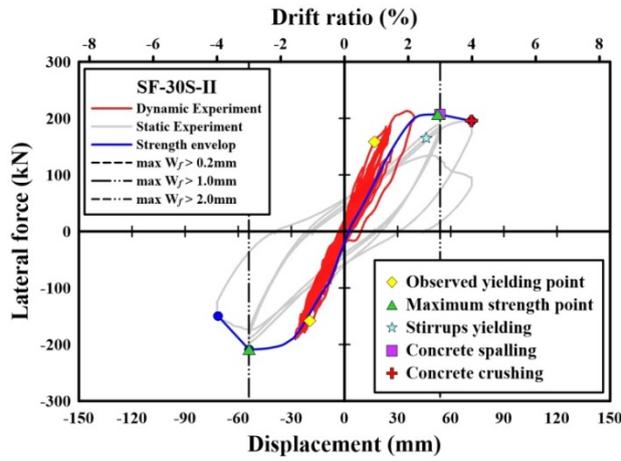
(d) FSF-15S-II



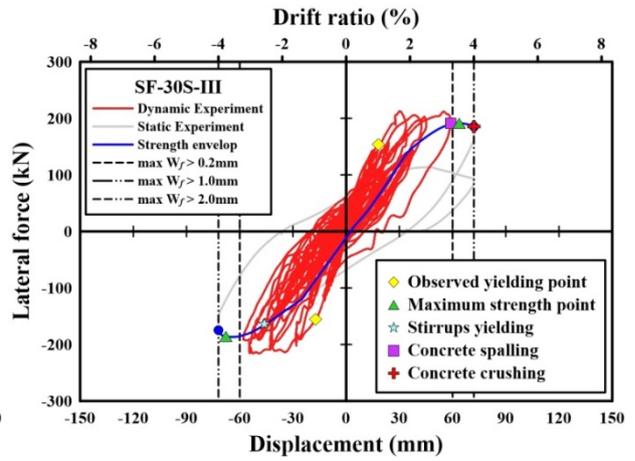
(e) FSF-15S-III



(f) FSF-15S-IV



(g) SF-30S-II



(h) SF-30S-III

圖4 各試體之側力-位移遲滯迴圈圖



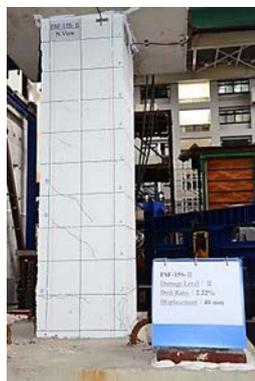
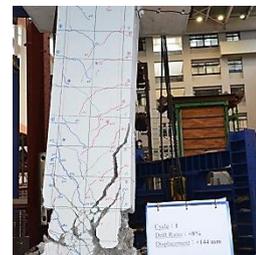
(a) 試體 FF-15S-II



(b) 試體 FF-15S-III



(c) 試體 FF-15S-IV



(d) 試體 FSF-15S-II

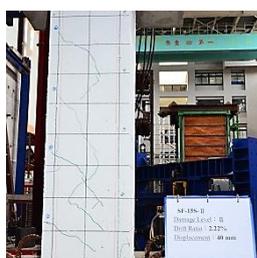
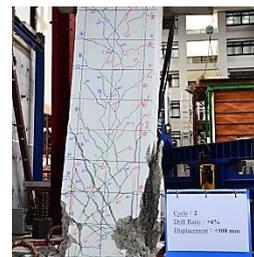


(e) 試體 FSF-15S-III

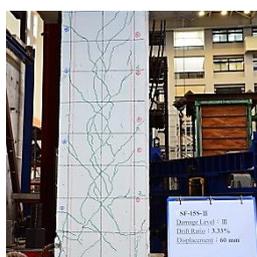
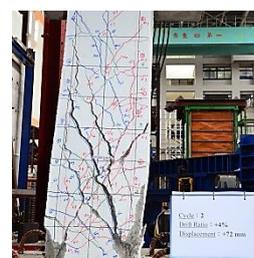




(f) 試體 FSF-15S-IV



(g) 試體 SF-30S- II



(h) 試體 SF-30S- III



圖5 動力加載後試體裂縫發展與最終破壞情形(續)