

包覆 FRP 加勁皺褶鋼管 SRC 柱之軸壓行為分析

Numerical Simulations on FWSCT Jacked SRC columns in Axial Compression

李中生

國立聯合大學土木與防災工程學系 助理教授

Email: lee.cs@nuu.edu.tw

摘要

與傳統鋼柱比較，鋼骨鋼筋混凝土(Steel-Reinforced Concrete, SRC)柱具有較好的強度與韌性，已被廣泛使用於高層建築。但是在實務上，SRC 需要較緊密的箍筋配置，容易造成施工上的困難。而由於鋼的材料行為，亦限制了圍束混凝土的發展強度。複合材料加勁皺褶鋼管(FRP-Wrapped Steel Corrugated Tube, FWSCT)是一項創新的薄殼管構件，結合皺褶鋼管的韌性以及複合材料線彈性的優點，可以提供混凝土極佳的圍束效果。FWSCT 包覆傳統鋼筋混凝土柱已經具備高韌性，在高側變位下仍具有高軸向強度，並且可約束混凝土的裂縫發展。結合 SRC 柱以及 FWSCT 的優點，本研究發展「FRP 加勁皺褶鋼管包覆 SRC 柱」的耐震鋼構件新技術，以 FWSCT 為包覆外管，可以取代 SRC 柱的圍束箍筋以及部分軸向鋼筋，其優點包括提高 SRC 柱強度、減輕柱重量，以及降低施工難度等。本文介紹「FRP 加勁皺褶鋼管包覆 SRC 柱」之軸向壓力下之力學性能研究，以 LSDYNA 進行數值模擬以及力學試驗等途徑，研究不同層數之碳纖維、玻璃纖維包覆之 FWSTC、圓管鋼骨中空斷面，十字形與 W 型鋼等鋼骨實心斷面的 SRC 柱試體的軸壓反應。

關鍵字：複合材料、鋼骨鋼筋混凝土柱、軸向壓力、數值分析

一、前言

因為韌性較佳、勁度較大等優點，鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC)構造近年來已被普遍採用。SRC 柱一般以 I 型、T 型、十字型鋼、圓形或方形鋼管等型鋼做為鋼骨，再以鋼筋混凝土包覆灌注成圓形或方形的實心或中空斷面，不僅能夠提高鋼骨型鋼的挫屈強度，亦能夠提升側向勁度。另一方面，利用圍束鋼筋對混凝土造生圍束作用，可以增加 SRC 柱的軸向壓力強度以及撓屈強度。雖然 SRC 柱有許多優點，因為需要施作鋼筋混凝土，以及靠考慮鋼骨與混凝土之間的握裹效能，使得施工較為複雜。此外，由於軸向力以及耐震的需求，SRC 複合柱的混凝土圍束效應就越顯重要，而這亦需要仰賴良好的圍束箍筋設計來達到較佳的圍束效果[1]。一些研究結果已顯示，缺乏適當的圍束箍筋，壓力側的軸向鋼筋將發生挫曲，進而喪失斷面強度。鋼筋圍束混凝土(Steel-confined Concrete)雖然具備良好的軸壓強度與變形容量，由於鋼的材料行為，一旦圍束鋼筋進入塑性階段，將無法提供混凝土更大的圍束壓力，使得圍束混凝土的強度受到限制。

複合材料圍束混凝土(FRP-Confined Concrete)的線性材料行為可以改善了鋼筋圍束的缺點，隨著混凝土受壓產生側向膨脹，FRP 可以被動地增加圍束壓力，也因此使圍束混凝土產生較高的軸向強度。此外，利用排列纖維方向，複合材料圍束層亦可以提供部分的軸向強度。以皺褶鋼管為纏繞的模具並結合複合材料的優點，本研究團隊已經發展出利用複合材料加勁高性能皺褶鋼管(FRP-Wrapped Steel Corrugated Tube, FWSCT)的技術，可以解決大型複合材料管內壁表面螺旋凹槽製作上的問題，並可強化纖維纏繞的效率[2]，如圖 1 所示。

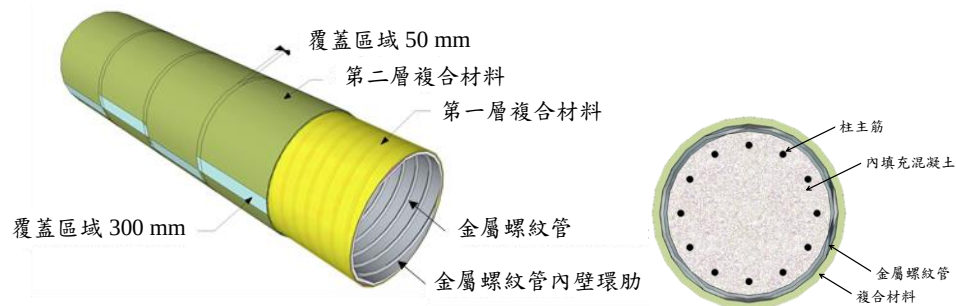


圖 1. FWSCT 用於填充混凝土柱示意圖[2]

結合 SRC 柱以及 FWSCT 的優點，本研究發展「FRP 加勁皺褶鋼管包覆 SRC 柱」的新世代耐震鋼構件。應用 FWSCT 做為包覆外管，取代 SRC 構造中的主要的圍束箍筋以及部分的軸向鋼筋，期望能夠提升混凝土圍束效應、提升 SRC 柱斷面效能，減輕 SRC 柱的重量、縮小斷面尺寸，降低 SRC 施作難度等。FWSCT 將可利用不同的先進纖維材料進行包覆製作，例如：碳纖維、陶瓷纖維、玻璃纖維、鋼纖維或 PET(Polyethylene terephthalate)纖維等，亦可結合耐火樹脂、防火塗料披覆，不僅能夠提供混凝土較佳的圍束效應與部分的軸向強度，亦可具備防火的效能。

本文介紹以 LSDYNA 數值模型與試驗結果進行軸向力學反應的行為模擬。目的為掌握各項材料系統在複合柱中的力學行為與效果，預測其破壞行為，包括內含型鋼或是中空柱的軸向應力應變反應等。本研究並將透過軸向試驗來驗證所發展之力學構成律與數值模型，將進行 48 組縮小尺寸(15x30 cm)之 FWSCT 包覆 SRC 柱之軸向試驗，分析實心、中空、不同型鋼鋼骨、FRP 包覆層數、不同圍束材料(CFRP, GFRP)等參數下之行為、內含鋼骨對於圍束混凝土行為影響、整體強度與韌性容量。

二 數值模型

混凝土數值模型部分依照實驗的抗壓試體尺寸高 300mm，直徑 150mm 建立有限元素分析模型，如圖 2 所示。數值模型中以長方形板來呈現上下兩塊承壓塊，中間的混凝土使用圓柱體代表。在邊界條件設定上，上方承壓塊往-Z 軸方向的位移，而下方承壓塊固定 XYZ 方向不動。

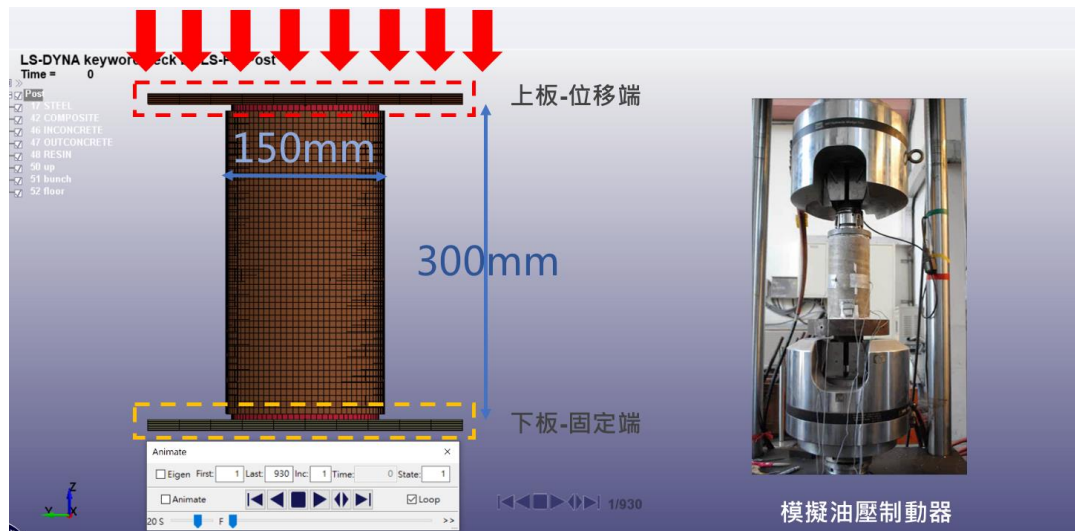


圖 2 軸壓實驗數值模型

在上下壓力塊與試體材料的接觸上，使用(contact_automastic_surface_to_surface)面對面的接觸模型。這模式僅須將有接觸行為之構件設定成一組，可以大幅節省設定時間，也可以避免對某構件設定方式錯誤，而造成數值模擬之誤差。另外，設定輸出界面的接觸力，透過這個功能，可以直接計算出混凝土所受到的荷載，進而求得混凝土試體所受的壓力。在材料性質(Material Properties)設定上，上、下承壓塊皆採用 MAT_RIGID 剛體材料。目的在於剛體材料可以約束 XYZ 三軸方向且可以減少 CPU 計算時間，在運動中和受力作用後，形狀和大小不變，且內部各點的相對位置不變的物體。

表一為本研究 48 組(15x30 cm)受 FWSCT 包覆 SRC 柱之軸向試驗試體

表 1 試體參數表

	無包覆	GFRP2	GFRP4	CFRP1	CFRP2	外圍圓形管
實心圓管	S-1	GS2-1	GS4-1	CS1-1	CS2-1	SS-1
	S-2	GS2-2	GS4-2	CS1-2	CS2-2	SS-2
空心圓管壁	HK-1	GHK2-1	GHK4-1	CHK1-1	CHK2-1	SHK-1
	HK-2	GHK2-2	GHK4-2	CHK1-2	CHK2-2	SHK-2
十字型鋼	X-1	GX2-1	GX4-1	CX1-1	CX2-1	SX-1
	X-2	GX2-2	GX4-2	CX1-2	CX2-2	SX-2
W型鋼	W-1	GW2-1	GW4-1	CW1-1	CW2-1	SW-1
	W-2	GW2-2	GW4-2	CW1-2	CW2-2	SW-2

2.1 無圍束混凝土數值模型

參考 Natalia Markovich 等學者[3]在 2009 年的研究結果，在本研究中的混凝土數值模型採用 MAT_CONCRETE_DAMAGE_REL3。此模型能夠模擬包括混凝土強度峰值後軟化、體積膨脹變化、側向效應和應變率等的力學行為，可應用在準靜態、爆炸和衝擊荷載下的混凝土和鋼筋混凝土的結構分析上。圖 2 為此混凝土模型的應力曲面以及混凝土柱單軸壓力下的應力-應變曲線圖。本研究調整混凝土數值模型的參數，使得 LSDYNA 的數值曲線能夠近似 Lee & Hegemier [4]所提出的真實混凝土應力-應變理論值。本研究設定表 1 中的 B1 壓縮破壞縮放參數在 0.15~0.3 之間，如圖 2 所示，使得數值曲線能夠接近 Lee & Hegemier [4]的理論值。

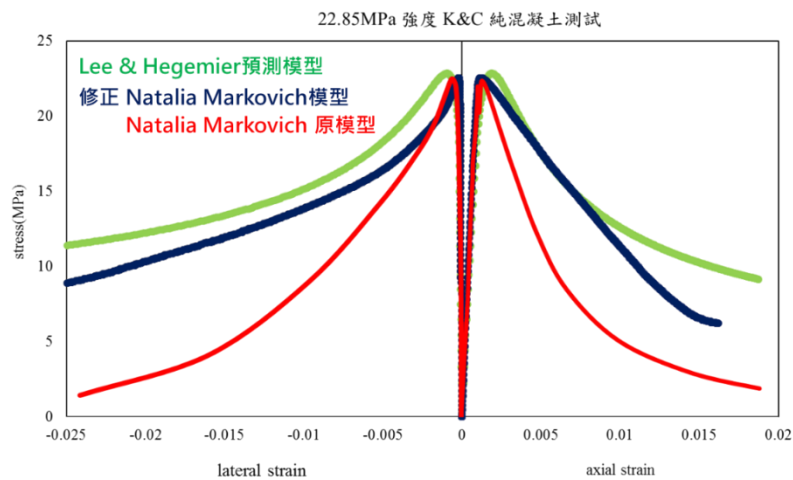


圖 3 無圍束混凝土數值模型曲線

2.2 FWSCT 包覆 SRC 之數值模型

本研究利用 LS-DYNA 模擬 48 組不同圍束型式的複合材料加勁金屬螺紋管圍束混凝土。圖 4 為數值模型中各種材料系統的示意圖，其中又包括內部具有金屬圓管之實心試體，探討混凝土試體對於不同材料的圍束效應、金屬內螺紋管對內部束制行為，以及型鋼在混凝土內部之力學反應。。

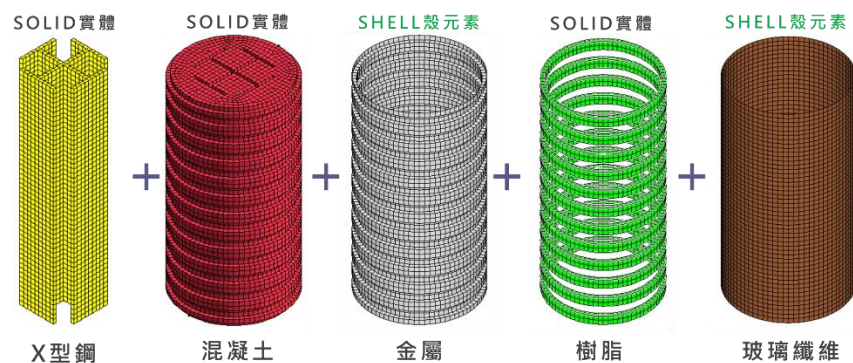


圖 4 試體之數值模擬

三 數值模擬結果

1.1 FWSCT 包覆純混凝土柱模擬

圖 5 為以譚皓翔[5]的實心斷面試體試驗結果與本研究的數值模型分析結果之比較。結果顯示數值模擬結果與試驗值和理論值都相當接近，藉以驗證本研究建立的數值模型的可靠性。

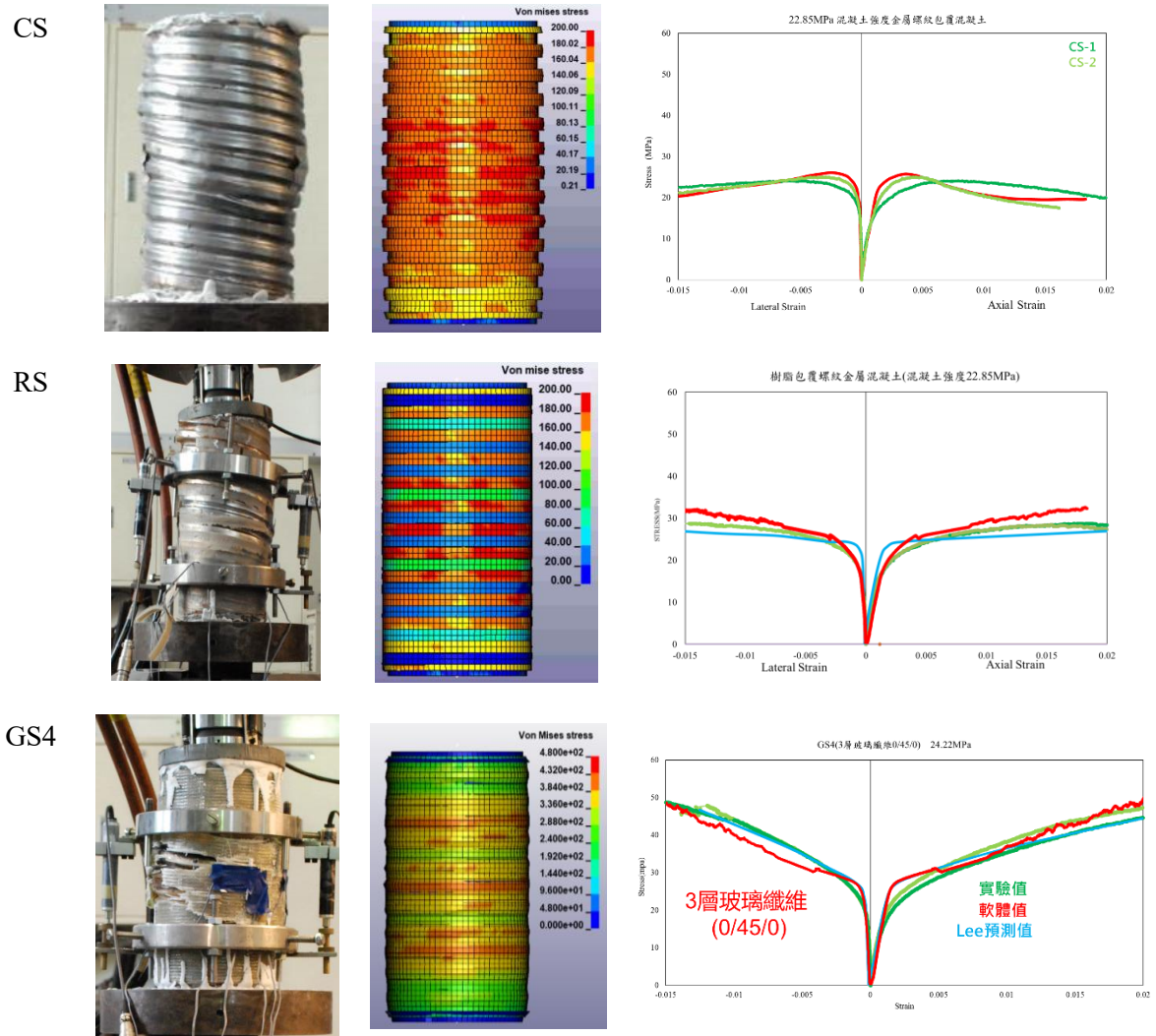


圖 5 數值模擬與譚皓翔[5]實驗值之比較

1.2 FWSCT 包覆 SRC 柱模擬

圖 6 所示為兩層玻璃纖維(2-layer GFRP) FWSCT 包覆 SRC 柱(GW2: W 型鋼骨, GX2: X 型鋼骨)的軸壓行為。SX1 以及 SW1 則為以圓形鋼管包覆 SRC 柱內有 W 型鋼與 X 型鋼骨之試體。比較 FWSCT 包覆以及以圓形鋼管包覆之試體結果可以發現，FWSCT 包覆 SRC 的強度高於利用圓型鋼管包覆之試體。

圖 7 為兩層玻璃纖維包覆以及兩層碳纖維包覆之 FWSCT 對於 W 型以及 X 型鋼骨 SRC 柱之數值模擬結果。由圖 7 可以發現，因為 CFRP 的強度高於 GFRP 許多，提供混凝土較高的圍束效果，因此試體強度較高。另外，由於 X 型鋼之面積為 W 型鋼面積之兩倍，因此也增加了試體強度。

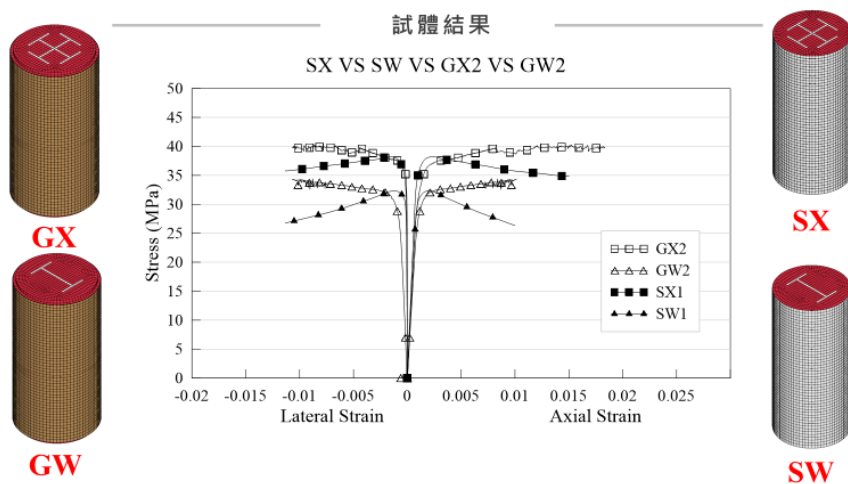


圖 6 2-layer GFRP vs Steel Tube Confined SRC Specimens

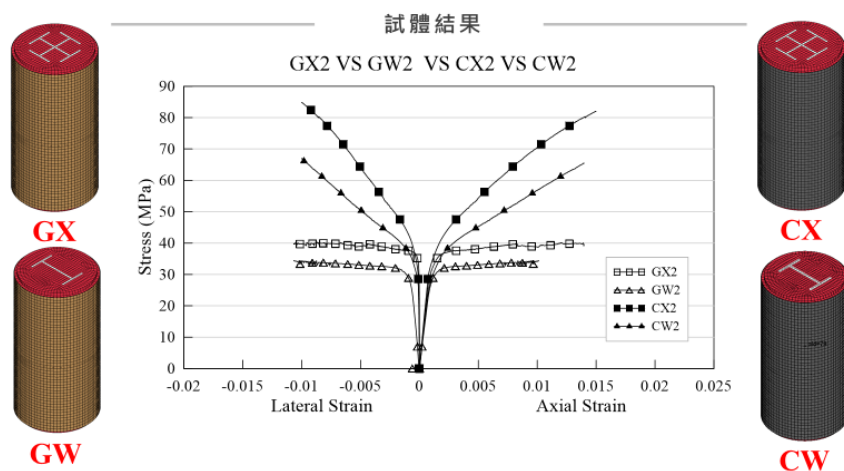


圖 7 2-layer GFRP vs Steel Tube Confined SRC Specimens

圖 8 所示為四層 GFRP 之 FWSCT 分別包覆 X 型以及 W 型鋼骨 SRC 之應力分布模擬。

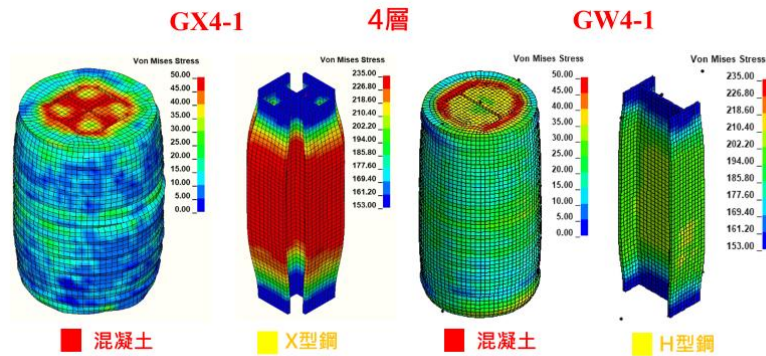


圖 8 Stress Distributions of 4-layer GFWSCT Confined X- and W-shape SRC Columns

三、結論與建議

本研究為進行之計畫，初步成果包括已經利用 LSDYNA 建立 FWSCT 包覆 SRC 柱的數值模型，並且已經與 FWSCT 包覆純混凝土的試驗結果進行驗證。本研究後續將進行 48 組試體之軸壓試驗，觀察其實際之力學反應，並且與本研究所發展之數值模型進行比較。本研究感謝科技部計畫 MOST 109-2625-M-239-001 的支持。

四、參考文獻

- [1] 蔣迪(2005)「包覆型 SRC 柱軸向受力行為」，碩士論文，國立台灣科技大學營建工程系，台北。
- [2] 李中生，周中哲，陳威霖，吳楷毅，玻璃纖維包覆加勁金屬螺紋管圍束混凝土行為研究, 2017 創新鋼構造耐震技術研討會, 台北, 台灣, 9 月 29 日, 2017.
- [3] Natalia Markovich, Eytan Kochavi, Gabi Ben-Dor (2009) "Calibration of a Concrete Damage Material Model in LS-Dyna for a Wide Range of Concrete Strengths"
- [4] Lee, C. S., and Hegemier, G. A. (2009). "Model of FRP-confined concrete cylinders in axial compression." J. Compos. Constr., 13(5), pp. 442 – 454.
- [5] 譚皓祥(2013),「玻璃纖維加勁金屬螺紋管包覆混凝土柱之軸壓試驗與力學行為研究」國立臺灣大學工學土木工程學系碩士論文。

鋼板複合高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究

Experimental Study on Embedded Steel Plate Composite High-Strength Reinforced Concrete Coupling Beams of Shear Walls

林敏郎^{1*} 黃昭勳² 陳柏言²

¹財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心 副研究員

²國立臺北科技大學土木工程學系 副教授

³國立臺北科技大學土木工程學系 碩士

Email: mlin@narlabs.org.tw

摘要

本文進行鋼板複合高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁之反覆載重試驗，探討構件受力行為反應，並驗證所提出之鋼板與梁身複合及鋼板端部錨定設計理論。試驗結果顯示，跨深比 2 之鋼板複合高強度鋼筋混凝土連接梁試體均無發生複合破壞及端部錨定破壞，證實所提之設計理論應合理且偏保守，且試體均呈現韌性的破壞模式，並可達約 4% 的位移轉角能力，具有優良的韌性表現。

關鍵字：高強度鋼筋混凝土、連接梁、剪力容量、剪力需求、剪力鋼板、剪力釘、PBL

一、前言

連接梁為韌性鋼筋混凝土剪力牆系統之重要關鍵桿件，但現行臺灣設計規範(內政部營建署，2017)及美國規範(ACI 318，2019)，對於跨深比小於 2 且有剪力需求之連接梁均要求配置對角向鋼筋之配筋型式，此對角向配筋於現場施作非常困難。

由先前已完成之鋼筋混凝土連接梁試驗(林敏郎等，2014)結果顯示，採用傳統梁直通配筋型式試體於彎矩強度之發展與對角向配筋型式有相當的表現，但是韌性的表現卻未能達到對角向配筋型式試體之水準。若能經由置入鋼板來延緩剪力強度衰降，進而提升傳統配筋連接梁之韌性表現，如此將可兼顧良好耐震性能並可同時解決對角向鋼筋施工困難的問題(林敏郎等，2018-2020)。

本研究進行鋼板複合高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁之反覆載重試驗，驗證所提出之鋼板與梁身複合及鋼板端部錨定設計理論。增加鋼板對於提升剪力容量有明顯效果，但加入鋼板也會造成梁彎矩上升，而提高了剪力需求，為了控制鋼板造成梁彎矩上升之情形，本次規劃試體採用於梁端部進行鋼板切削之處理。

二、試體設計

本試驗於國家地震工程研究中心反力牆與強力地板測試區進行，模擬連接梁於地震力作用下之受力，使測試梁體可以達到雙曲率變形，為了配合測試構架限制，選定一 30×50 平方公分之標準斷面，與 100 公分作為梁之淨長度。

在本研究，總共探討六座跨深比 2 之梁試體反應。其中，四座試體是本次研究測試 (CB20P1、CB20P2、CB20P3、CB20P4)，兩座 (CB20SP1、CB20SP2) 為前年度已測試的試體。所有試體均採用高強度鋼筋及高強度混凝土。縱向主鋼筋為 #8 SD685、箍筋為 #4 SD785，混凝土的強度為 70MPa。但埋入的鋼板為 A36 鋼板。

CB20SP1 為標準試體，試體配筋如圖 1 所示。CB20SP2 為採用承壓板錨定試體，CB20P1 及 CB20P2 為分別採用於鋼板開孔穿過側向繫筋(perfobond shear connector, PBL) (林敏郎等，2019) 及剪力釘進鋼板與鋼筋混凝土梁複合試體(如圖 2)，且兩試體之錨定長度均為 75 公分，使用較長的錨定長度以避免發生錨定破壞，兩組試體主要探討兩種的鋼板複合方式。CB20P3 為梁端部進行鋼板切削處理，以減少鋼板所提升之斷面彎矩，切削尺寸詳圖 3。CB20P4 是採用端部錨定設計最小需求 45 公分的試體，用以驗證端部錨定設計理論。

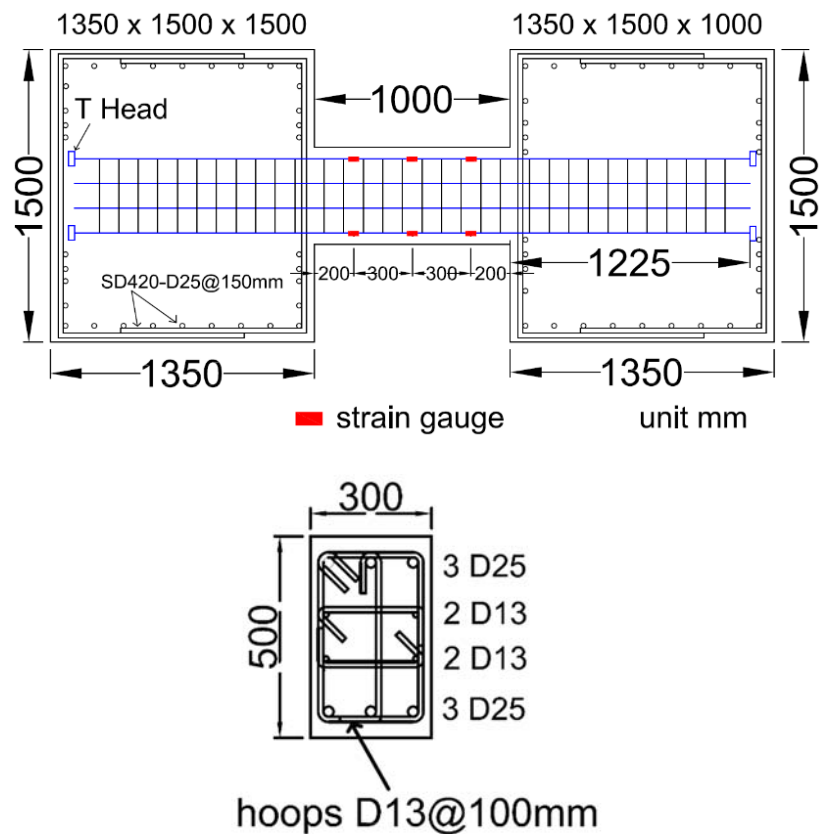
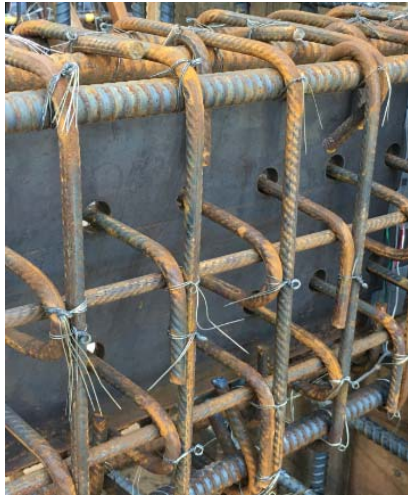
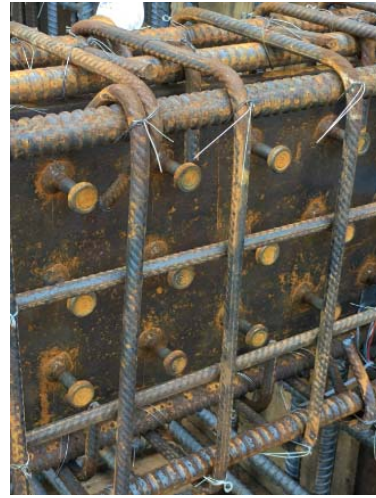


圖 1 標準試體配筋圖



(a)PBL



(b)剪力釘

圖 2 鋼板複合及錨定機制

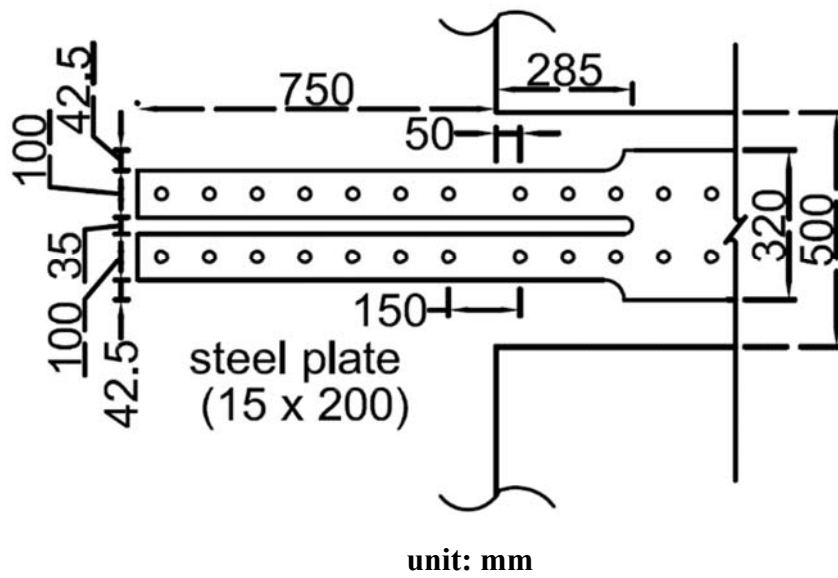


圖3 CB20P3試體之鋼板切削設計



圖4 試驗佈置圖

三、連接梁反覆載重試驗

本試驗為模擬連接梁受地震力時之雙曲率變形，採用兩支垂直向致動器支撐 L 型鋼架及上部基礎自重，並使用兩支水平向致動器推動連接梁試體，測試佈置如圖 4 所示。

為了模擬地震反覆之作用，本試驗參考 ACI 374 規範(2005)，加載層間變位依序為 0.25%、0.375%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%、5%、6%、8%及 10%，每個層間變位進行三個迴圈，試驗加載歷時如圖 5 所示。

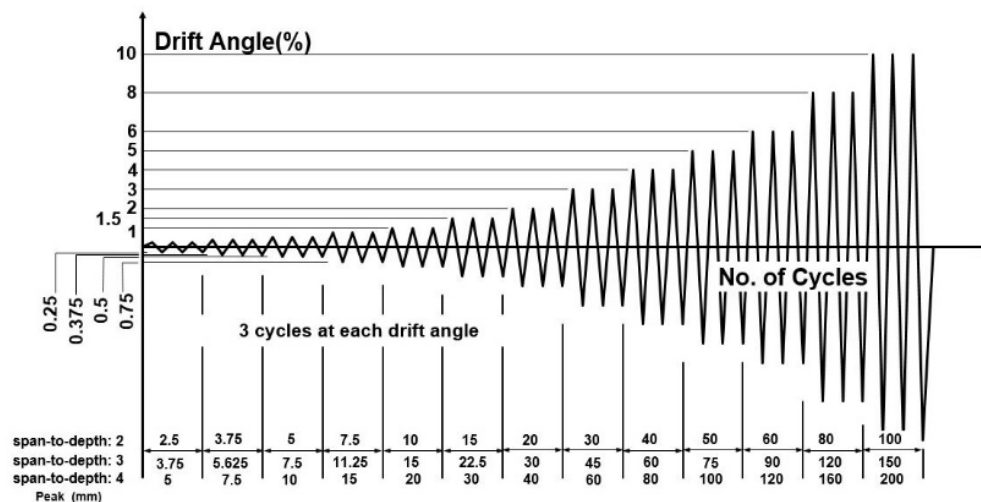


圖 5 加載位移歷時圖

四、試驗結果與討論

各試體之載重與位移遲滯迴圈如圖 6 所示，各試體之載重與位移反應包絡曲線如圖 7 所示，各試體之初始勁度值列於表 1，各試體最終之破壞情形示於圖 8。

試體 CB20SP1 為未埋入鋼板之標準試體，試體 CB20SP2 和 CB20P1 均埋入一片厚度 1.5 公分之一字型鋼板。錨定不足試體 CB20SP2 的側力強度從 1034.7kN 上升至 1241.2kN(約增加 20%)，錨定充足試體 CB20P1 的側力強度從 1034.7kN 提升至 1354kN(約增加 30%)，顯示，埋置的鋼板除可提升剪力強度外，也將會明顯提高試體側力強度。由於 CB20SP1 的基礎於試驗過程中發生破壞，導致鋼板提早失去錨定能力，造成強度無法持續發展。錨定充足試體 CB20P1 則能進一步提升側力強度。試體 CB20SP1、CB20SP2 以及 CB20P1 的極限層間位移分別為 3.32%、3.45%和 3.95%，CB20SP2 試體因錨定不充足導致位移能力僅提高 0.1%，但錨定充足試體 CB20P1 的層間位移能力則明顯提升 0.6%，使試體 CB20P1 具有 3.95%的良好韌性表現。

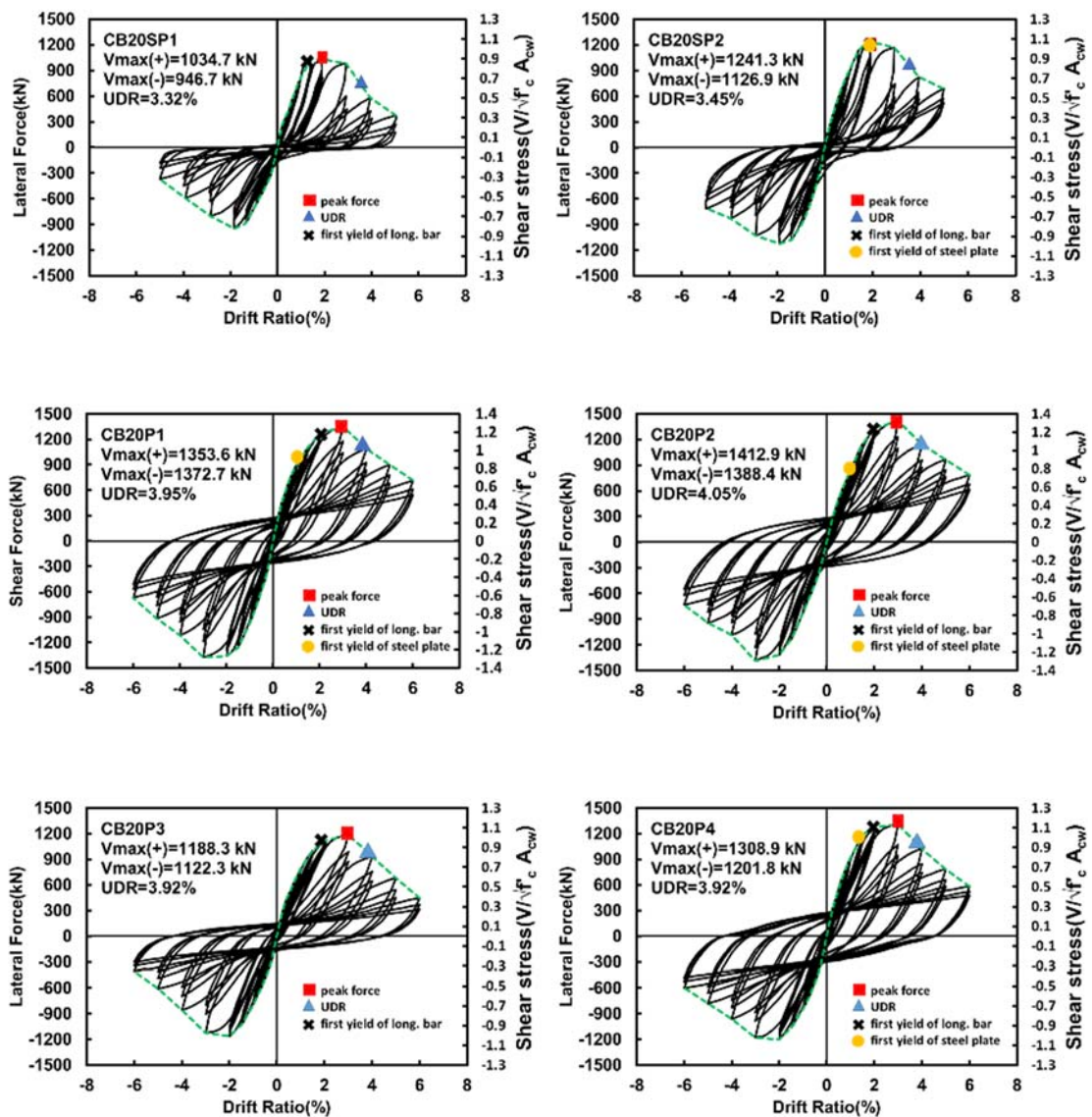


圖 6 各試體之載重與位移遲滯迴圈

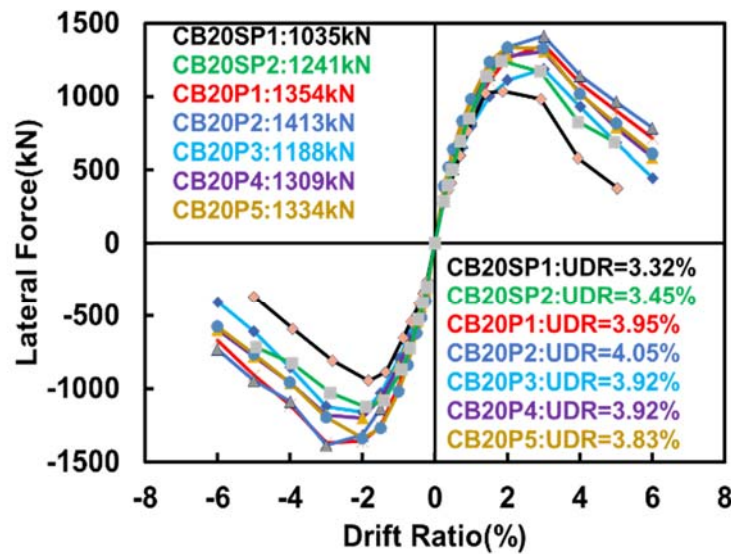


圖 7 各試體之包絡曲線

試體 CB20P1 和 CB20P2 均埋入厚度 1.5cm 的鋼板，但分別採用剪力釘及 PBL 來進行梁身複合及端部錨定。試體 CB20P1 與 CB20P2 的最大側向強度均發生約在層間位移 3% 時，最大的側向強度分別為 1354kN 與 1413kN，CB20P2 的最大強度較 CB20P1 些微高些。兩座試體的主鋼筋與鋼板皆在達最大強度前即已發生降伏，且未發現埋入鋼板與 RC 梁有分離的現象。試體 CB20P1 和 CB20P2 的極限層間位移分別為 3.95% 和 4.05%，兩試體均有良好的韌性表現。由此證實，不論採用剪力釘或是採用 PBL 均能有效的複合埋入的鋼板與 RC 梁。使埋入鋼板的剪力強度得以發展，使連接梁的剪力強度獲得提升，除避免了剪力破壞的發生，同時也使得試體的位移能力獲得改善。

CB20P3 為以 CB20P1 為原型，但將埋入鋼板進行部份切削處理。試體 CB20P1 與 CB20P3 兩者最大強度均發生在層間位移接近 3%。兩座試體的最大側力強度分別為 1354kN 與 1188kN，CB20P3 之最大側力強度較 CB20P1 降低約 14%。試體 CB20P1 和 CB20P3 之極限層間位移分別為 3.95% 和 3.92%，兩座試體的極限層間位移能力僅差異 0.03%，顯示兩座試體具有相近的韌性能力。

試體 CB20P4 之鋼板錨定長度為 45cm，而鋼板與 RC 梁的複合機制為 PBL。試體 CB20P4 的最大側向強度為 1309kN，試體 CB20P4 在試驗過程中均沒有發現在錨定端有產生破壞。試體 CB20P1 和 CB20P4 的極限層間位移分別為 3.92% 和 3.83%，極限層間位移能力僅差異 0.09%，兩座試體的受力反應相當接近，顯示錨定仍充足，本研究所提出的錨定設計方法應屬合理且保守。

埋入鋼板的試體於初始勁度上均有所增加但增加量有所差異，錨定充份的試體 CB20P1、CB20P2 及 CB20P4 之初始勁度均較標準試體提升超過 20%。試體 CB20SP2 的提升量只有 12.1%，顯示未充份的端部錨定除影響強度發展，初始勁度亦有所影響。埋

入鋼板進行部份切削的 CB20P3 試體的勁度僅提升 6.3%，顯示鋼板切削處理除可降低彎矩強度之上升，並可降低埋入鋼板造成連接梁構件勁度之上升量。

表 1 試體初始勁度

Specimen	初始勁度(kN/mm)			
	正向切線	負向切線	平均勁度	勁度提升
CB20SP1	756.9	711.8	734.4	-
CB20SP2	820.6	826.6	823.6	12.1%
CB20P1	878.1	969.6	923.9	25.8%
CB20P2	916.2	901.7	908.9	23.8%
CB20P3	794.1	766.8	780.5	6.3%
CB20P4	934.2	852.0	893.1	21.6%

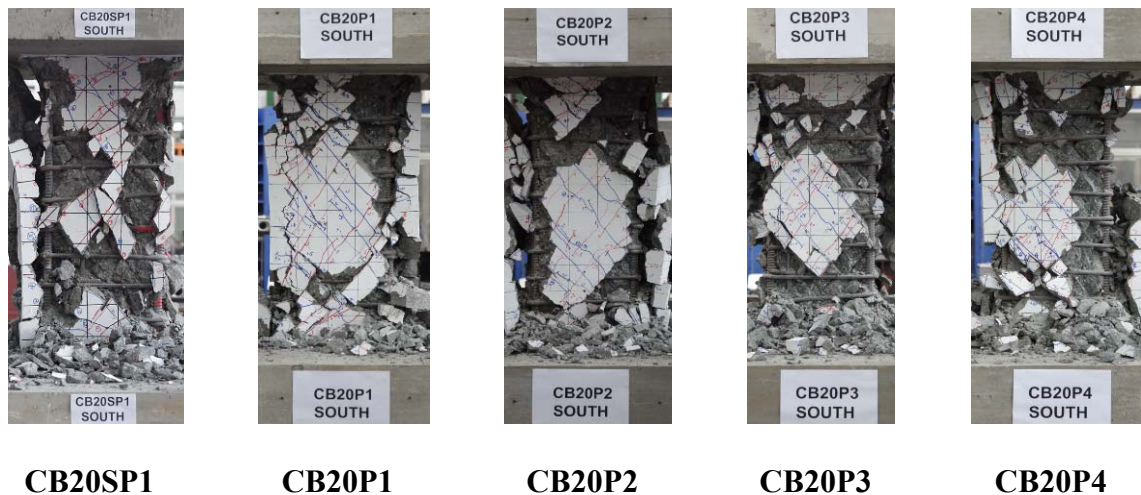


圖 8 各試體最終破壞情形

五、結論

本研究探討高強度鋼筋混凝土連接梁配置鋼板之耐震行為。試驗結果證實，跨深比 2 之傳統鋼筋配置梁試體的韌性表現不佳，而埋置鋼板能夠提升連接梁的剪力容量，使得試體的韌性表現獲得改善。試驗試體均無發現有發生複合破壞或端部錨定破壞，由此證實所提之設計理論應合理且偏保守。鋼板切削處理試體之最大強度較未切削試體下降了 12%，顯示進行鋼板切削處理將可有效減少埋設鋼板所造成之彎矩上升量。

六、參考文獻

- [1] ACI Committee 318, 2019, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)*. American Concrete Institute, Farmington Hills.

- [2] ACI Committee 374, 2005, *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills.
- [3] 林敏郎、林至聰、楊善淳，2014，「高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，臺北市，民國 105 年。
- [4] 林敏郎、黃昭勳、姚本濠，2018，「含鋼板之鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，臺北市，民國 107 年。
- [5] 林敏郎、黃昭勳、楊松逸，2019，「含鋼板之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，臺北市，民國 108 年。
- [6] 林敏郎、黃昭勳、陳柏言，2020，「鋼板複合之高強度鋼筋混凝土剪力牆連接梁耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告，臺北市，民國 109 年。
- [7] 內政部營建署，2017，「混凝土結構設計規範」，臺北市，民國 106 年。

2020鋼筋混凝土與鋼結構設計技術研討會

低降伏鋼板與混凝土複合剪力牆 之耐震性能研究

鄭錦銅¹ 張詠欽²

黃昇賢² 張惠雲³

¹高雄科技大學營建工程學系 教授

²高雄大學土木與環境建工程學系 研究生

³高雄大學土木與環境建工程學系 教授



國立高雄科技大學

National Kaohsiung University of Science and Technology

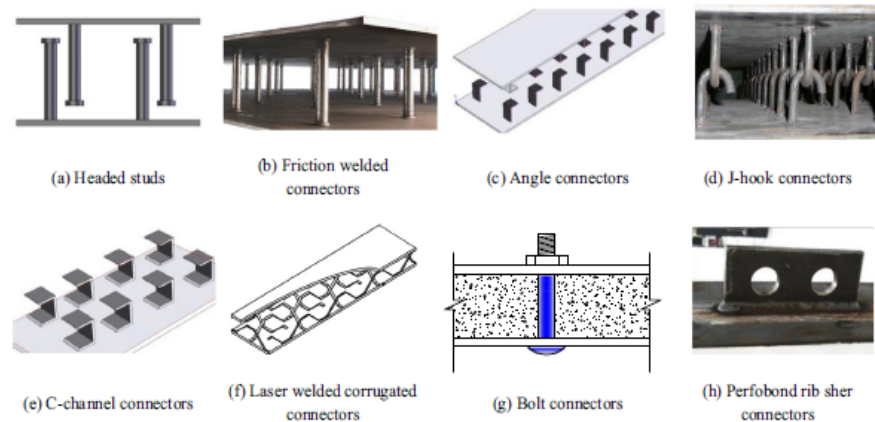
報告內容

Content

- 前言Introduction
- 試驗程序Experimental Program
- 試驗結果Test Results
- 結論Conclusions

前言 (INTRODUCTION) 1/2

- 鋼板與混凝土複合剪力牆由兩片鋼面板內鉚連接器再澆灌混凝土組合而成。
- 連接器有許多型式與材質，具有功能如錨定鋼面板防止過早挫屈，延長鋼面板拉力場等。
- 複合剪力牆早已應用於核能電廠圍阻體，極地鑽油平台與輪船船殼。如應用於建築結構體，剪力牆鋼板可先於工廠模組組裝，再運至工地鉚接接合，混凝土灌漿時，鋼面板也可當模板使用，可大量縮短工時並節省人力，經濟有效率。



Yan and Liew 2016

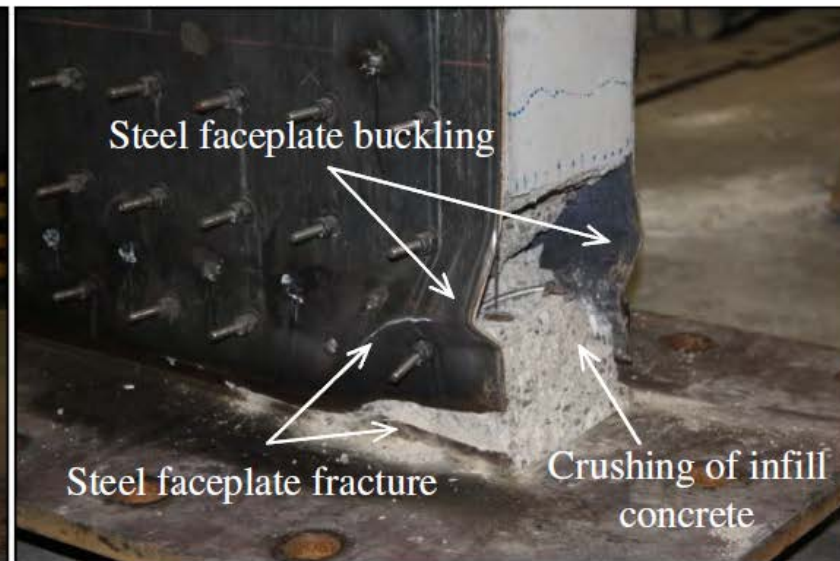
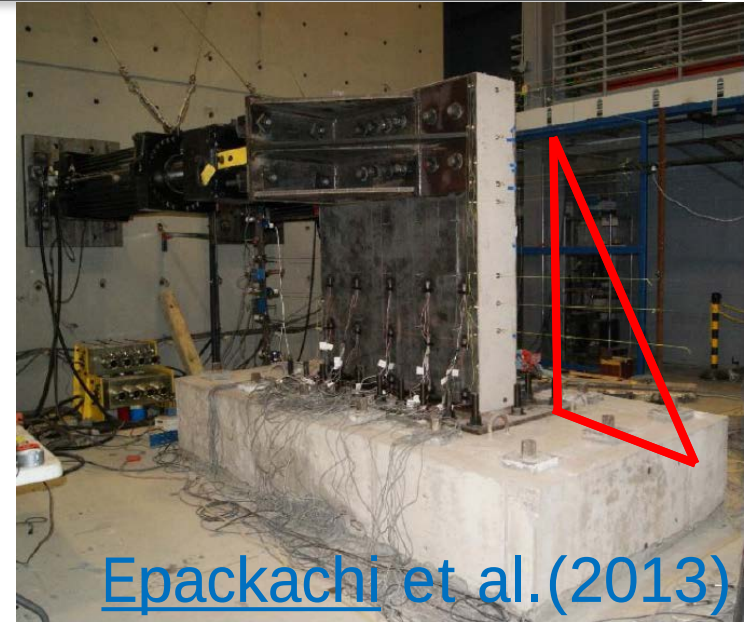
Epachachi et al. 2015

Work Structure	Rebar arrangement	Form work (assembling)	Placing concrete	Form work (removal)
RC		 <i>Wooden form</i>		
28days	13days	7days	4days	4days
SC	—	 <i>Steel plate</i> <i>(welding)</i>		—
14days	—	10days	4days	—

Fukumoto et al.1987

前言(INTRODUCTION) 2/2

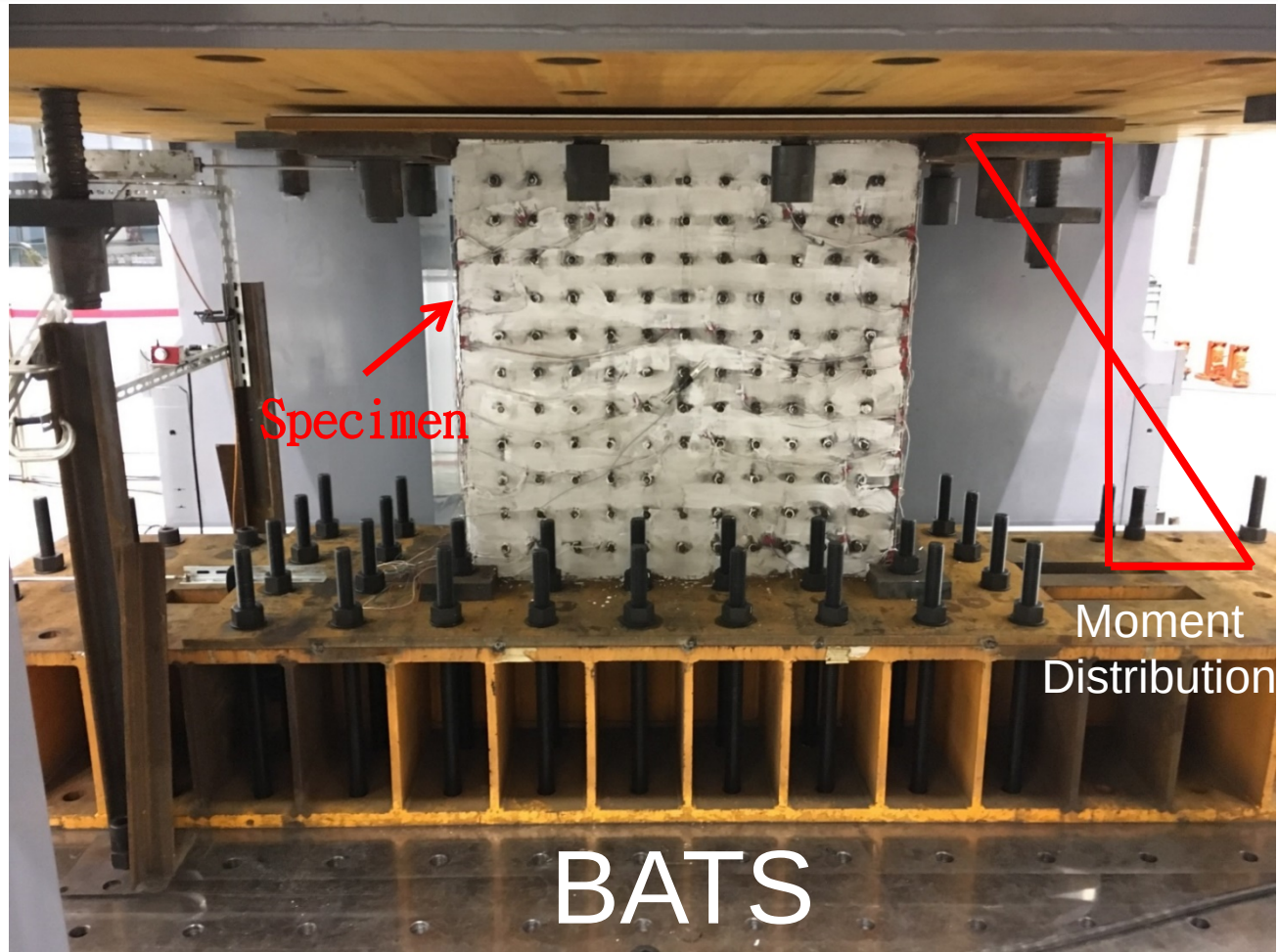
- 文獻研究顯示剪力牆懸臂式加載方式將造成底部彎矩過大，側邊端部如未配置邊界鋼板，易使混凝土剝落，鋼面板失去支撐而挫屈斷裂。
- 本研究使用新的加載設備(BATS)可使牆體雙曲率彎曲降低底部彎矩，同時牆體配置邊界鋼板，保護混凝土免於剝落。
- 研究目的:使用低降伏鋼增加牆體韌性與消能，並探討牆體運用於高樓(核心筒)承受高軸力與近斷層載重時之耐震行為。



試驗程序 EXPERIMENTAL PROGRAM

- 試驗試體Test Specimens
- 研究參數Investigated Parameters
- 試驗配置與量測Test Setup and Measurement

試驗試體 Test Specimens



Eight specimens having the same aspect ratio of 1.0 with size of 1200X1200 mm were tested.

試驗試體 Test Specimens

Specimen	Axial load ratio (P/P _u)	Shear loading rate (rad/sec)	Total thickness s _T (cm)	t _p (cm)	2t _p /T (%)	Shear studs spacing S (cm)	Provided slenderness ratio (s/t _p)	Required slenderness ratio (s/t _p)
LNZ-24	0	0.003	11.6	0.8	13.8	24	30	31.6
LNA-24	0.3	0.003	11.6	0.8	13.8	24	30	31.6
LBZ-24	0	0.003	16.6	0.8	9.6	24	30	31.6
LBA-24	0.3	0.003	16.6	0.8	9.6	24	30	31.6
LBL-20	0.1	0.003	16.6	0.8	9.6	20	25	25.3
LBA-20	0.3	0.003	16.6	0.8	9.6	20	25	25.3
LBA-TC	0.3	0.3	16.6	0.8	9.6	20	25	25.3
LBA-ND	0.3	0.3	16.6	0.8	9.6	20	25	25.3

Required slenderness ratio:

$$\frac{s}{t_p} \times \sqrt{\frac{F_y}{E}} \leq 1.0, s/t_p=44.7$$

Required slenderness ratio:

$$\frac{s}{t_p} \times \sqrt{\frac{F_u}{E}} \leq 1.0, s/t_p=31.6$$

Required slenderness ratio:

$$\frac{s}{t_p} \times \sqrt{\frac{F_u}{E}} \leq 0.8, s/t_p=25.3$$

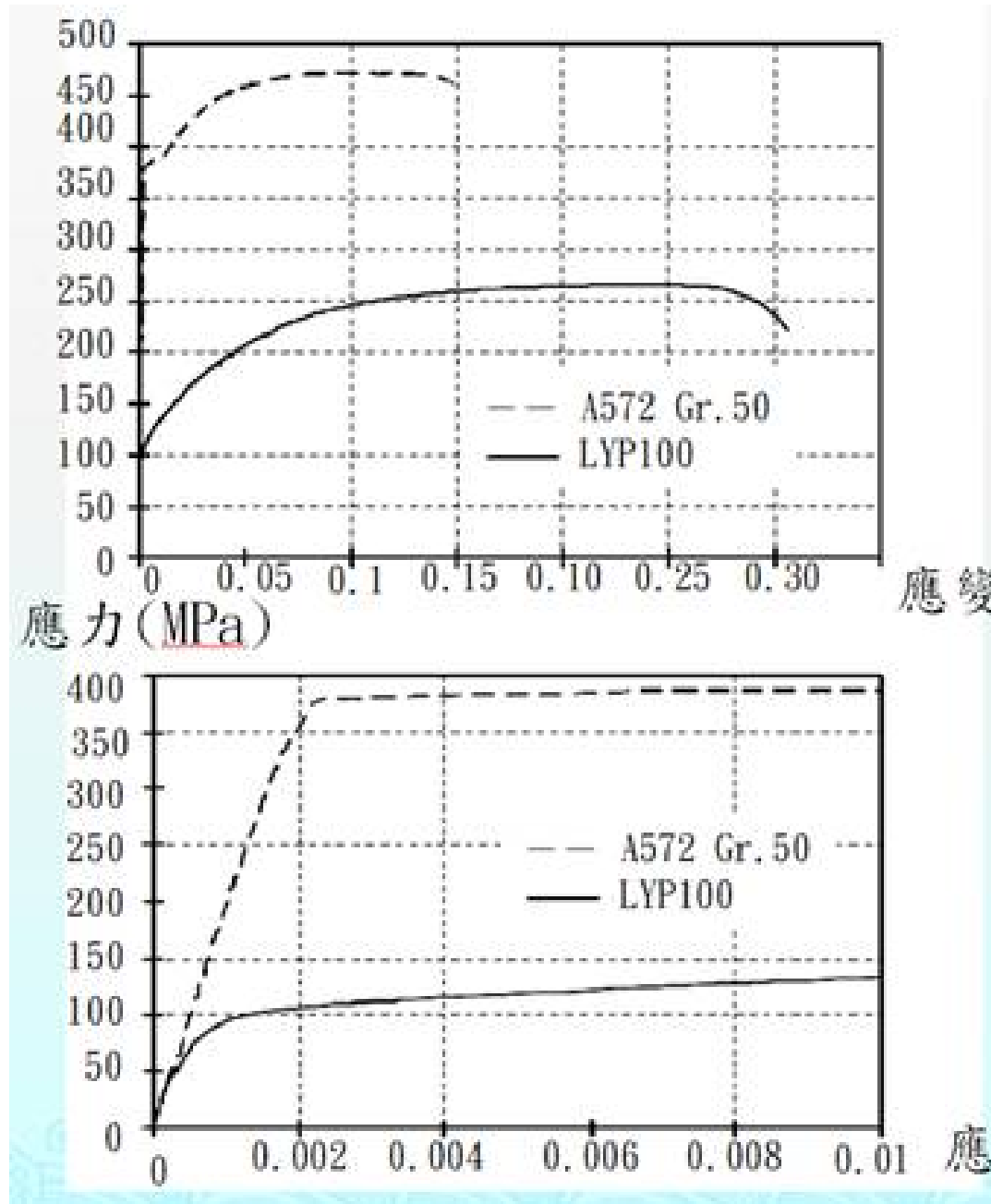
試驗試體 Test Specimens

Specimen	Axial load ratio (P/P _u)	Shear loading rate (rad/sec)	Total thickness $\frac{s}{T}$ (cm)	t_p (cm)	$\frac{2t_p}{T}$ (%)	Shear studs spacing S (cm)	Provided slenderness $\frac{s}{t_p}$	Required slenderness $\frac{s}{t_p}$
LNA-20	0.3	0.003	11.6	0.8	13.8	20	25	25.3
LNA-TC	0.3	0.3	11.6	0.8	13.8	20	25	25.3
LBH-20	0.5	0.003	16.6	0.8	9.6	20	25	25.3
LBH-TC	0.5	0.3	16.6	0.8	9.6	20	25	25.3

Required slenderness ratio:

$$\frac{s}{t_p} \times \sqrt{\frac{F_u}{E}} \leq 0.8, s/t_p = 25.3$$

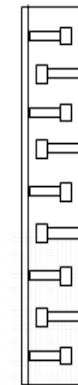
Stress-strain curve for low yield steel faceplate





螺桿 D13 L = 24

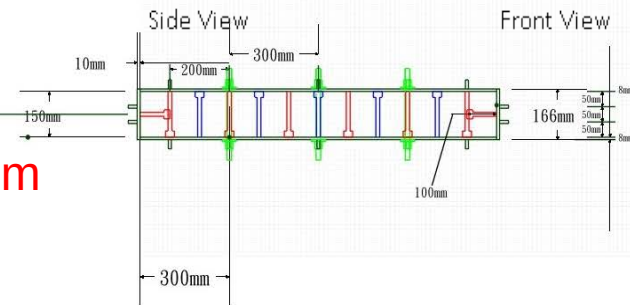
Shear Studs Configuration



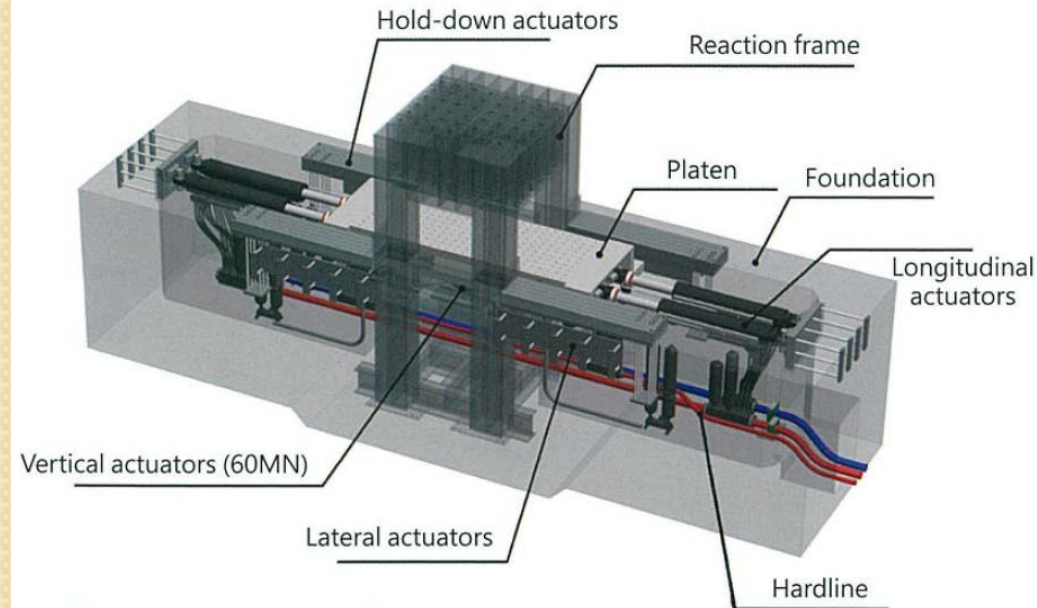
- Headed shear studs



- 螺桿 D13 L = 250 mm



Bi-Axial Dynamic Test Systems(BATS)

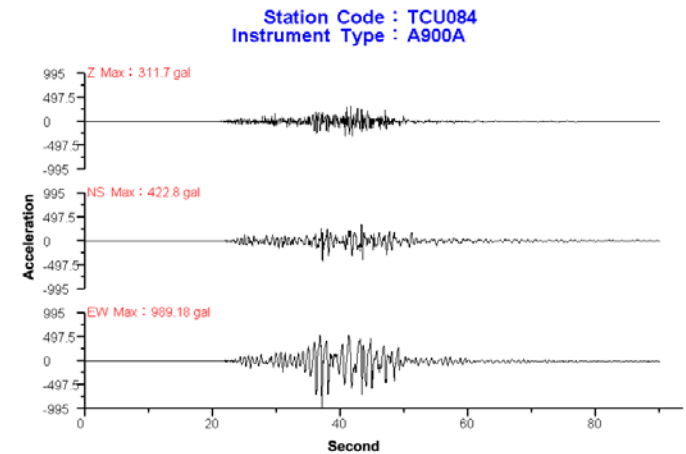
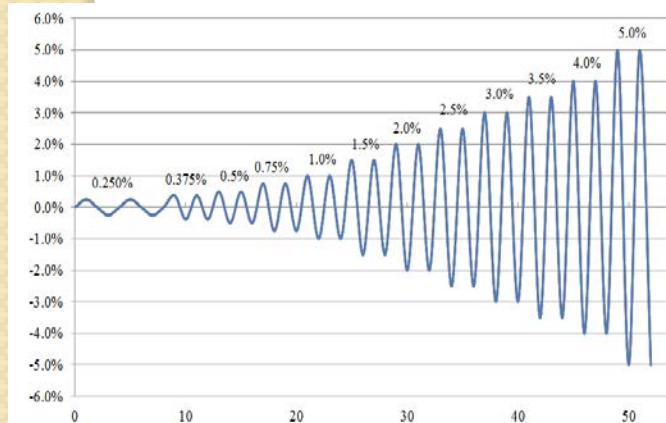


Horizontal force: ± 4 MN
Velocity: ± 1 m/s
Stroke: ± 1200 mm

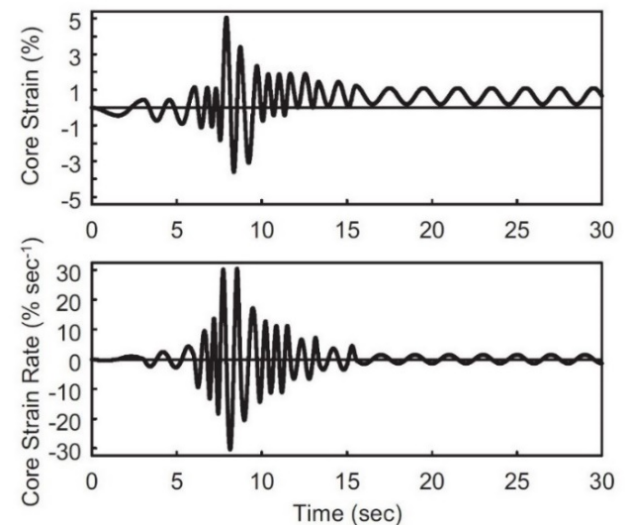


載重程序 Loading Protocol

- 靜態載重側推歷時



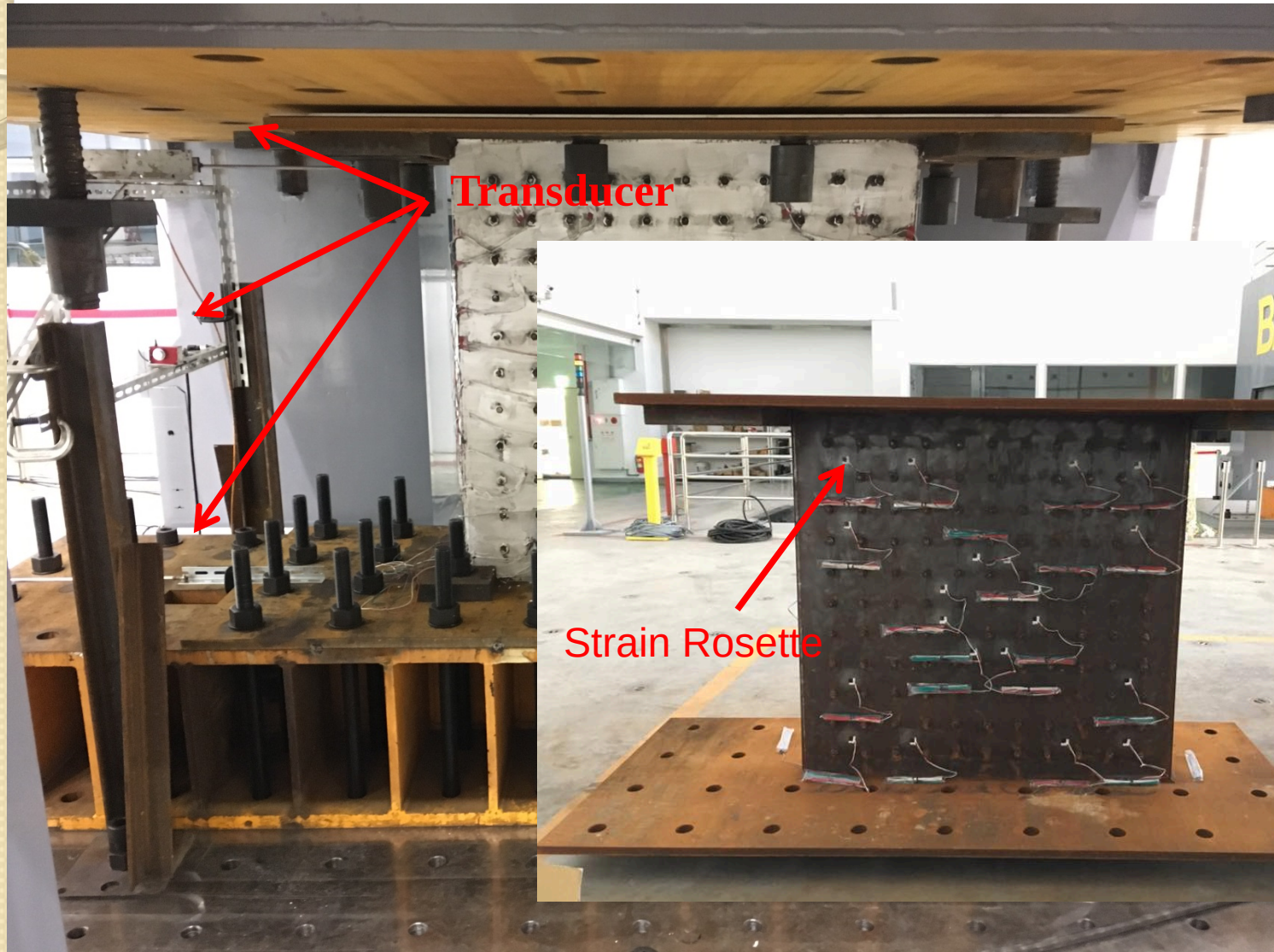
LBA-TC (TCU-084)



LBA-ND (Lanning et al. 2016)

試驗配置與量測

Test Setup and Measurement

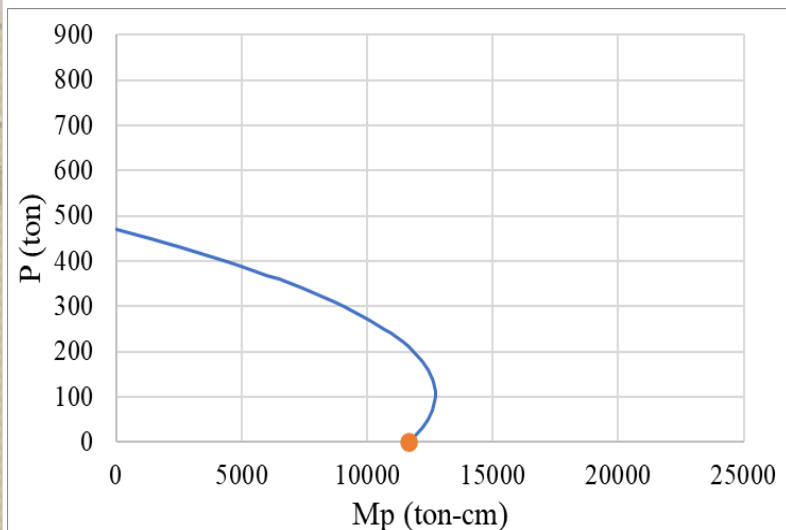


試驗結果

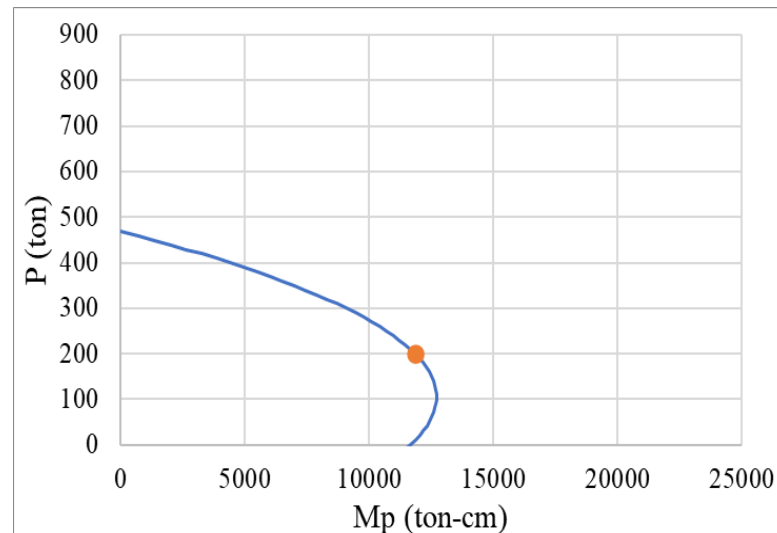
TEST RESULTS

- 破壞模式 Failure Mode
- 力位移曲線 Load and Displacement Hysteric Performance.
- 橫向力與韌性 Strength and Ductility Comparison

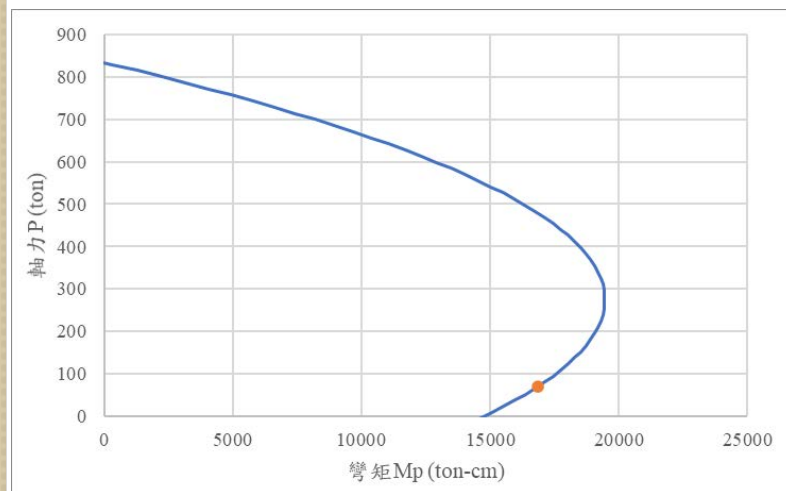
軸壓與單軸彎矩之互制曲線



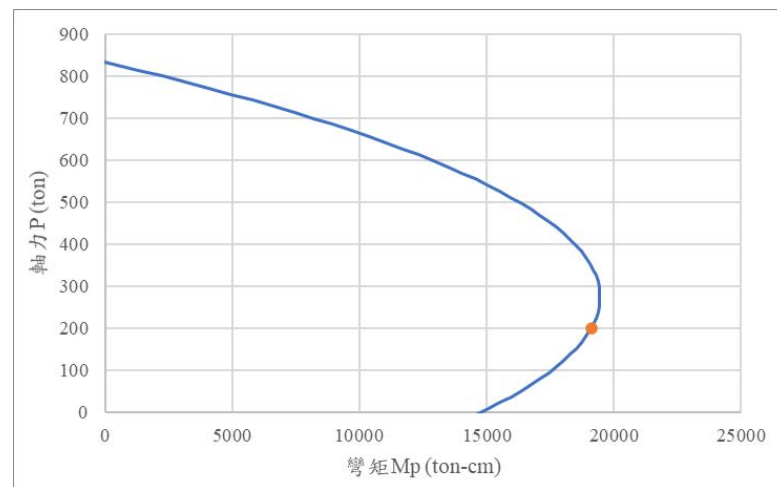
(LNZ-24)



(LNA-24)



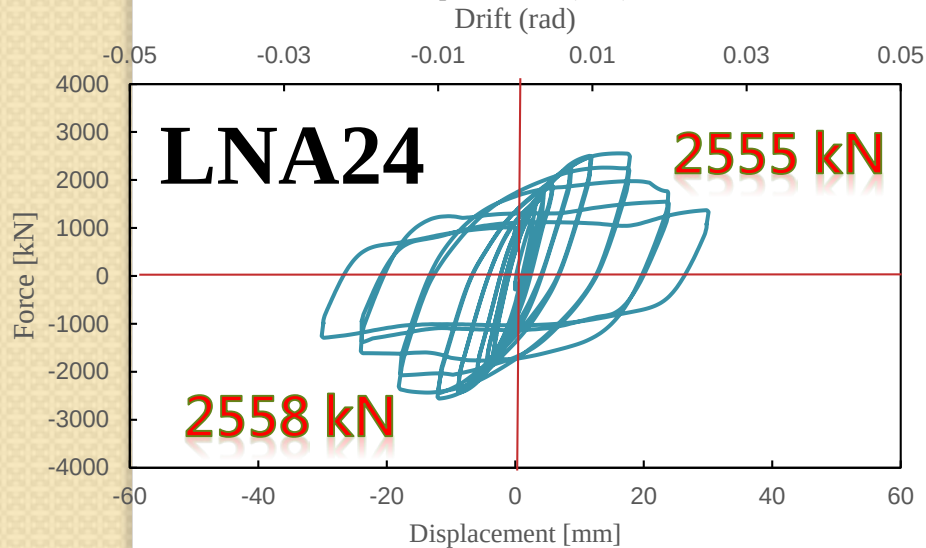
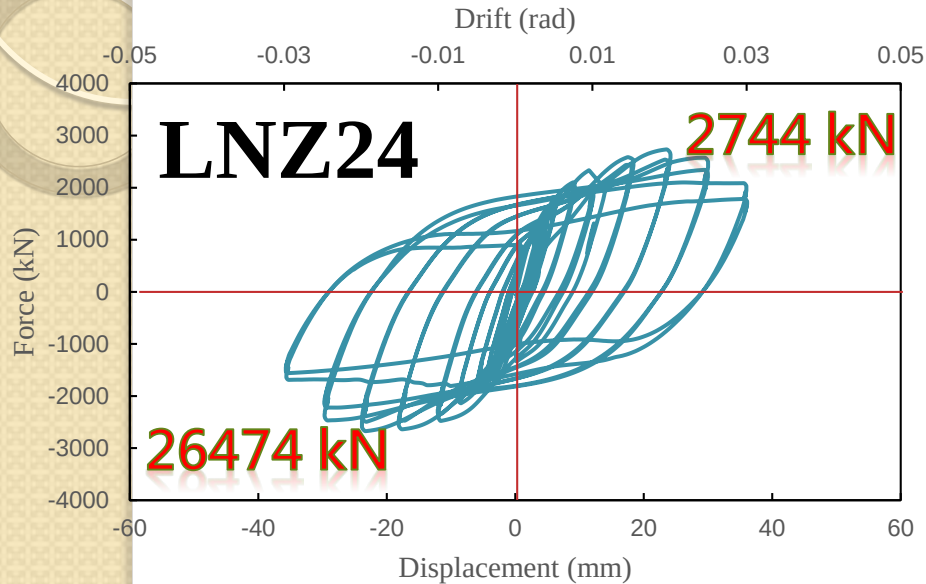
(LBL-20)



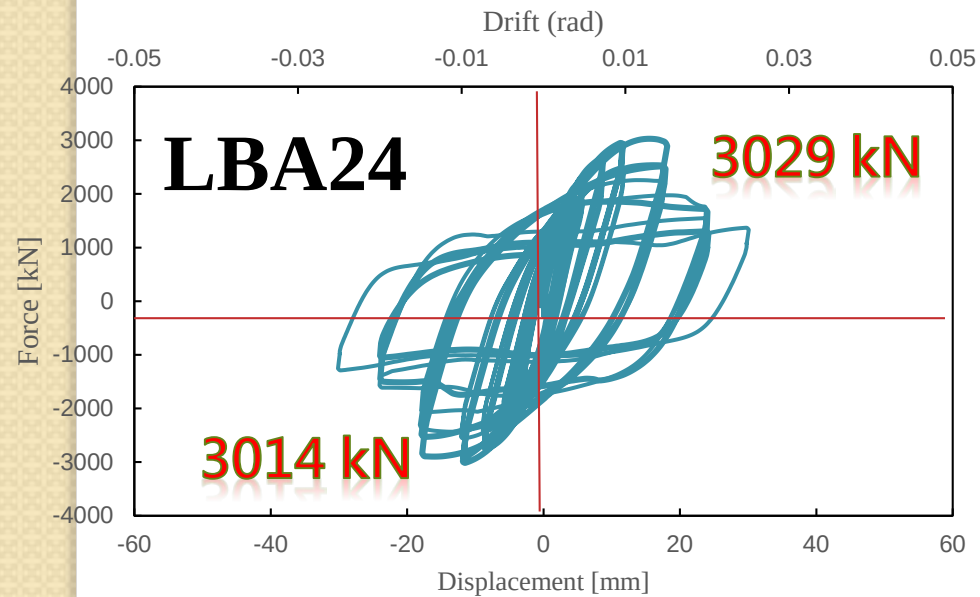
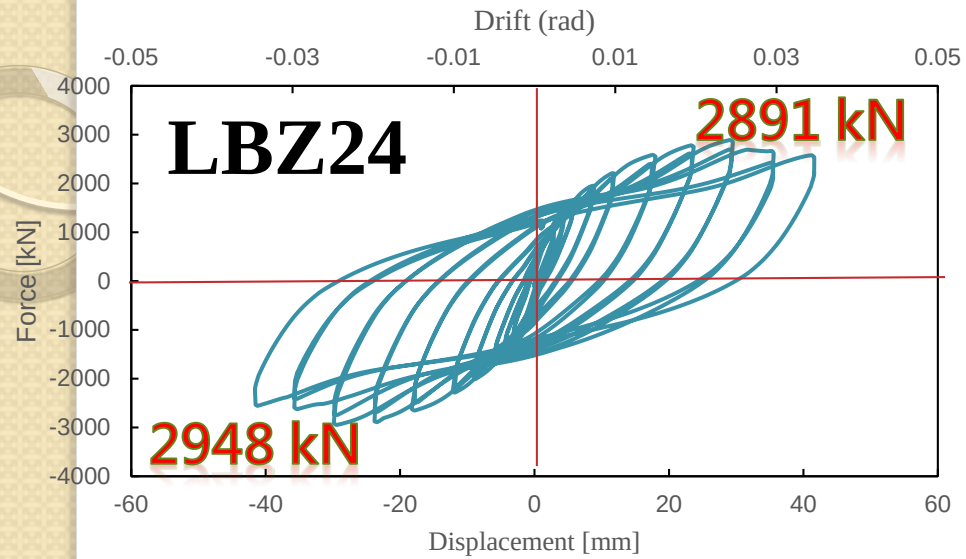
(LBA-20、LBA-TC、LBA-ND)

遲滯迴圈與破壞模式

軸力影響

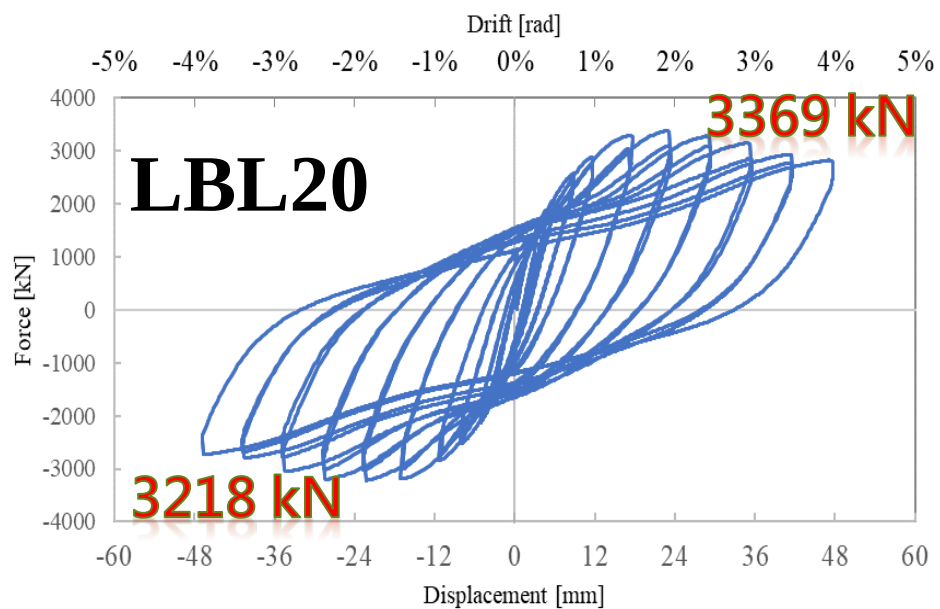


軸力影響

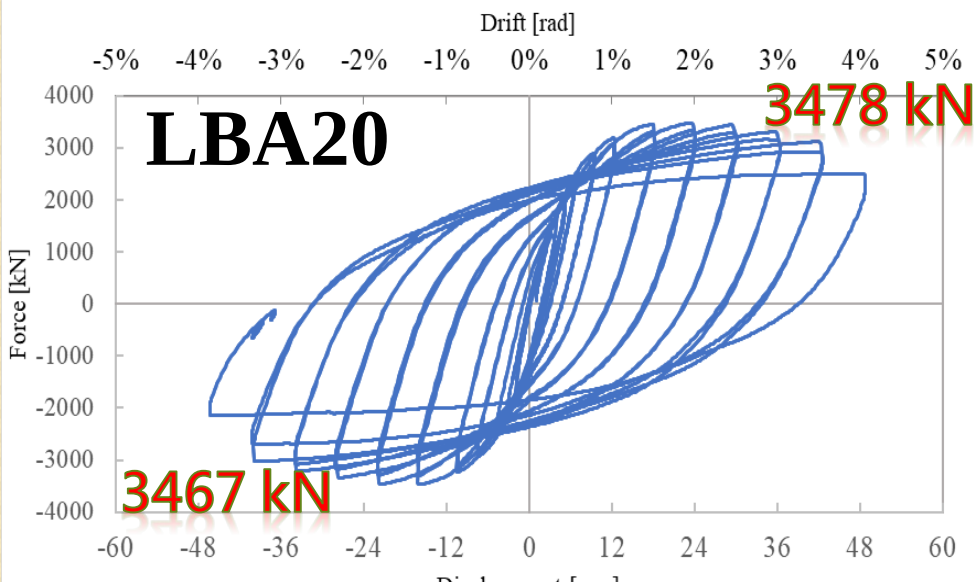


軸力影響

LBL-20



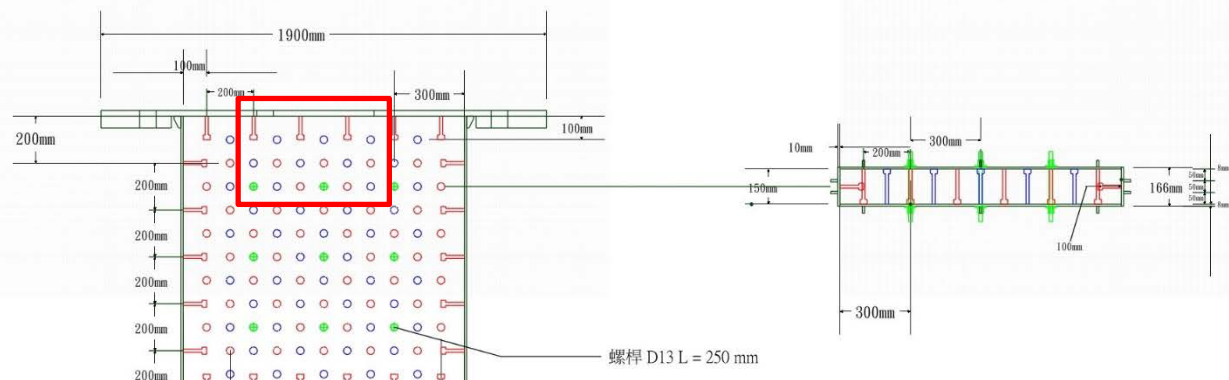
LBA-20



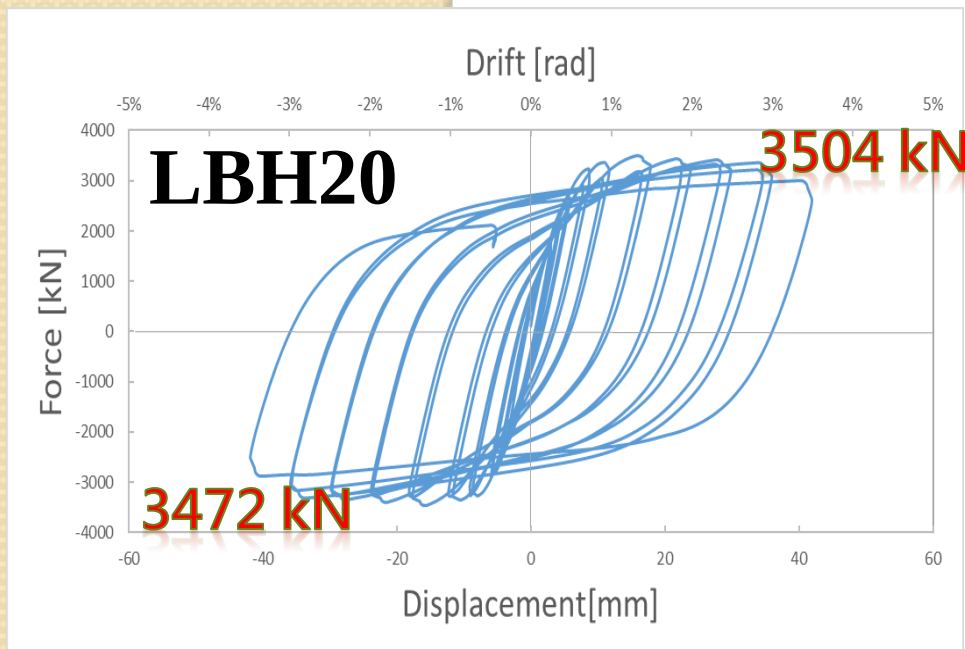
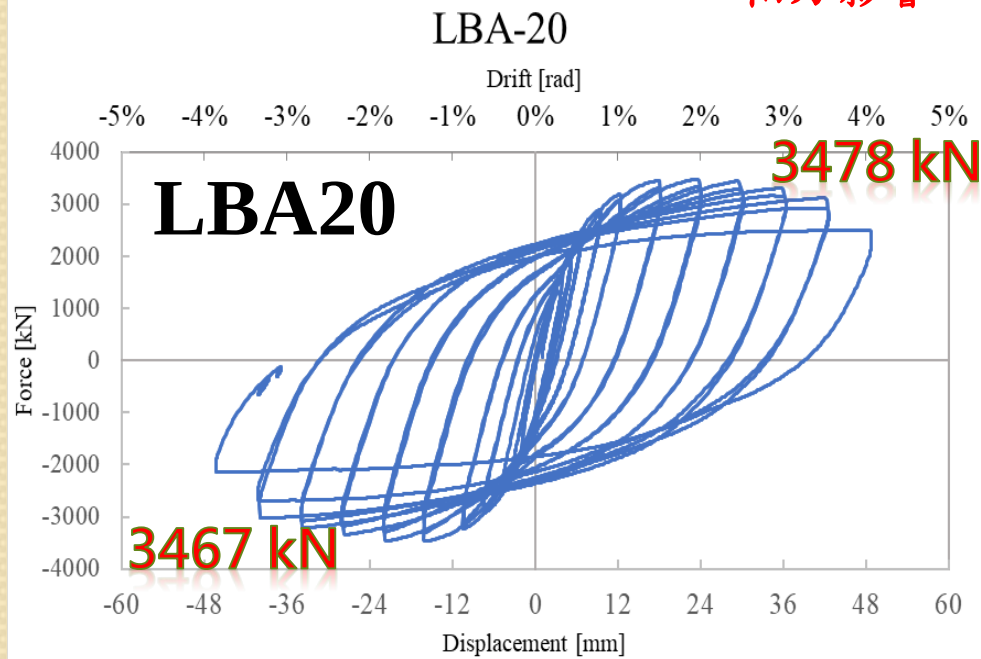
Local Buckling

LBA20

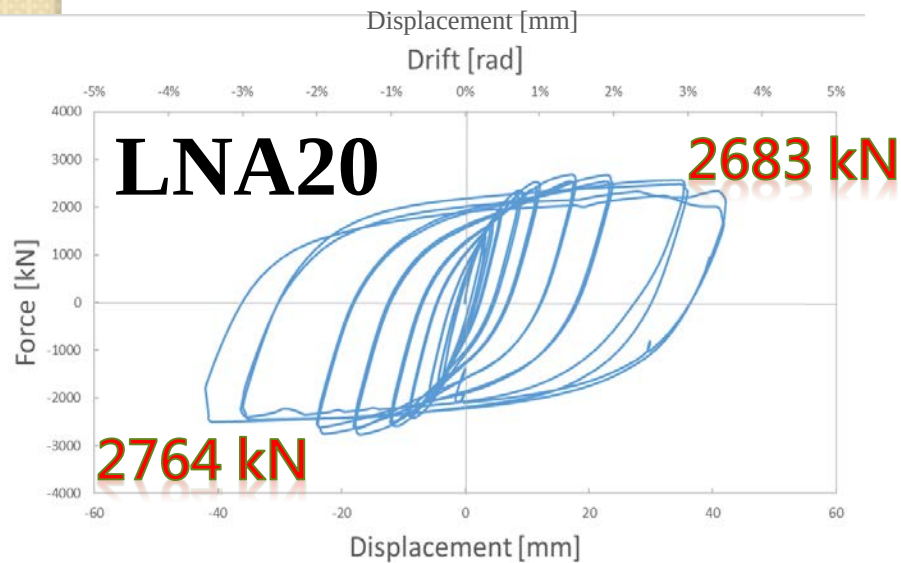
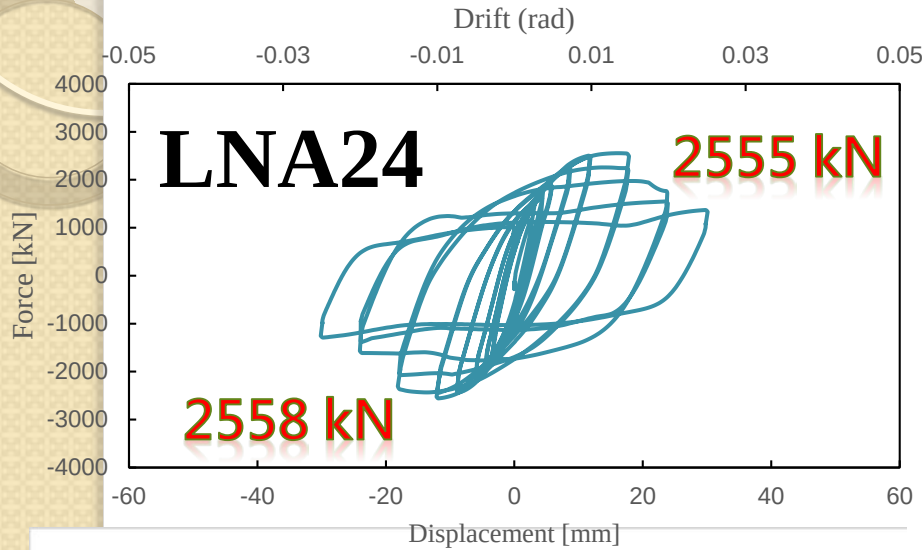
剪力釘配置立面圖



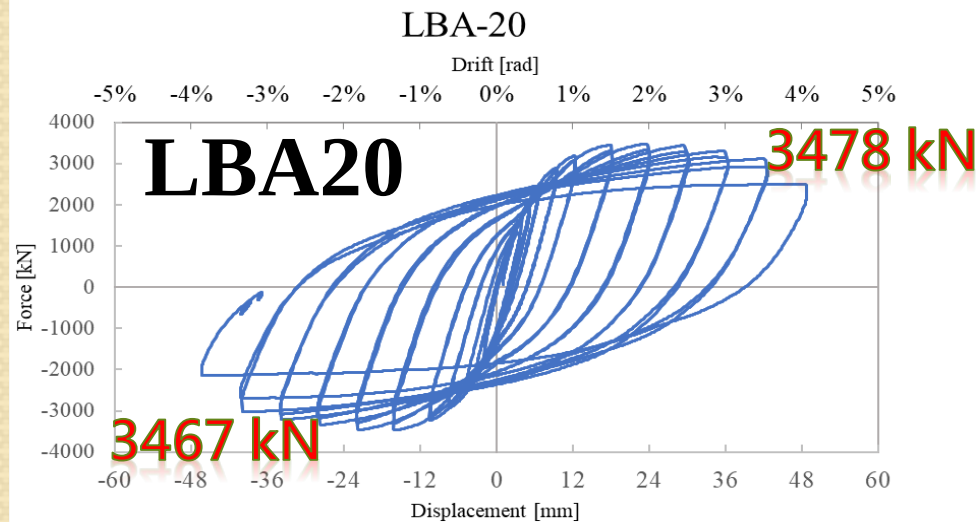
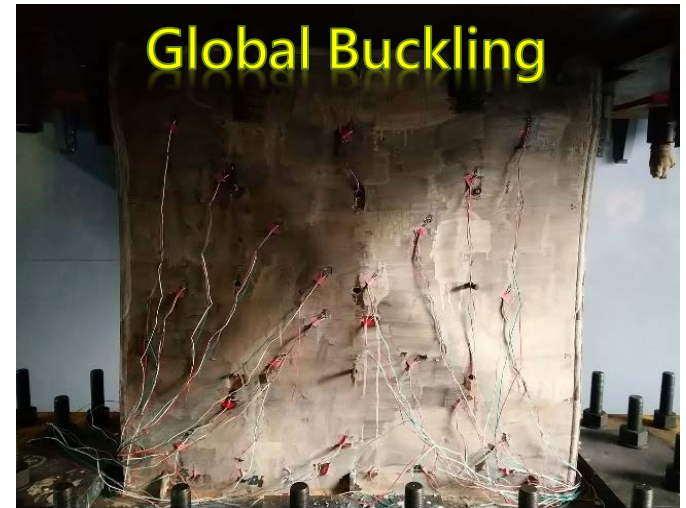
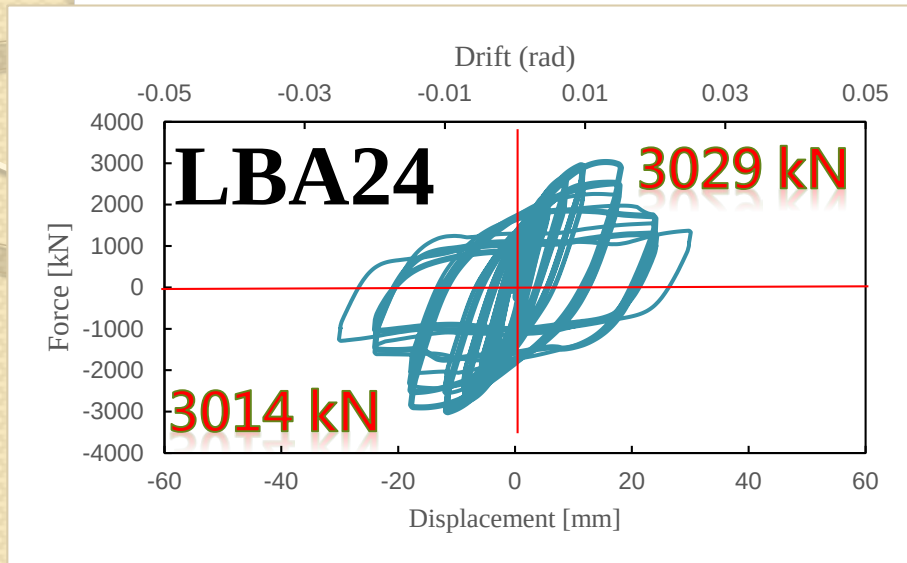
軸力影響



剪力釘間距影響

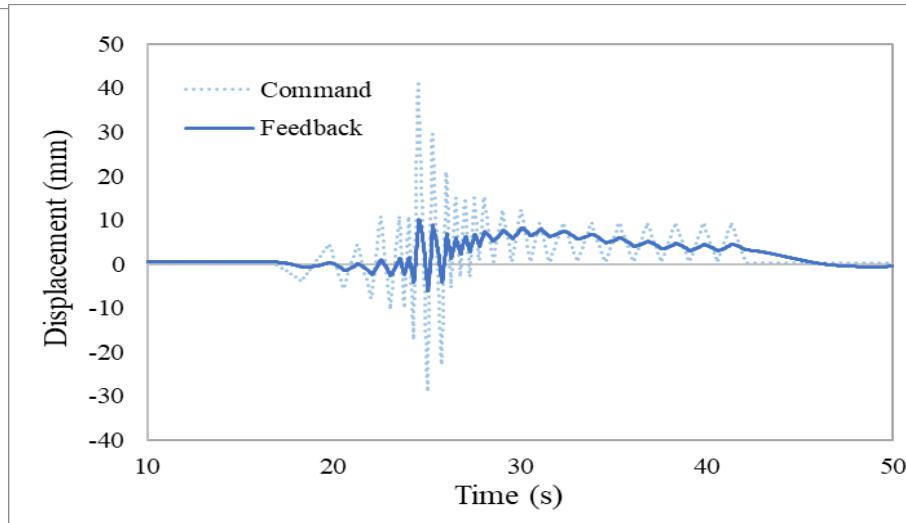
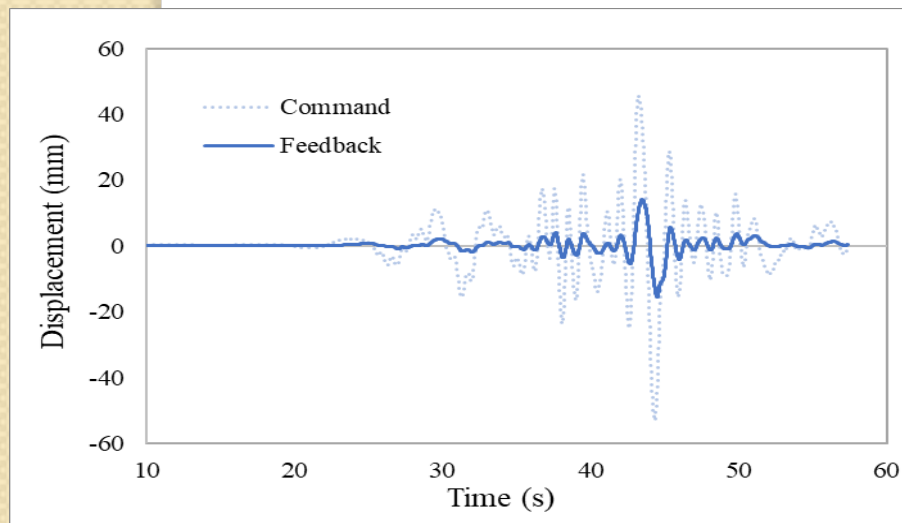


剪力釘間距影響



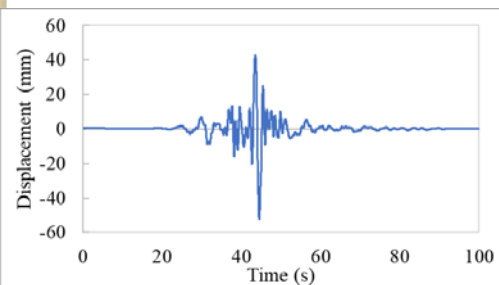
動態實驗結果

- 動態試驗程序調整一致動器輸入與輸出誤差

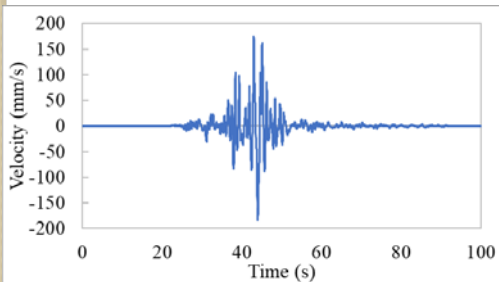


TCU084(0.15g) 與 ND (1倍) 動態載重歷時誤差

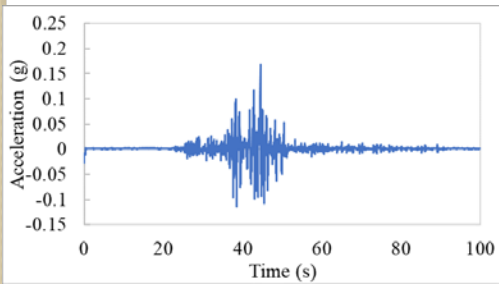
動態實驗結果 - XVA比較



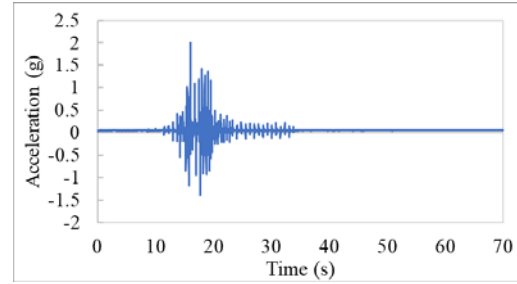
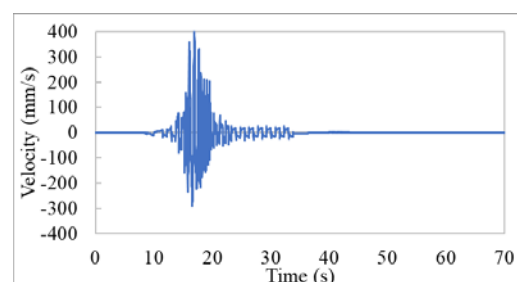
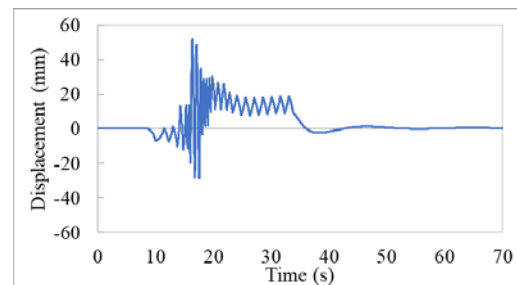
位移—時間



速度—時間

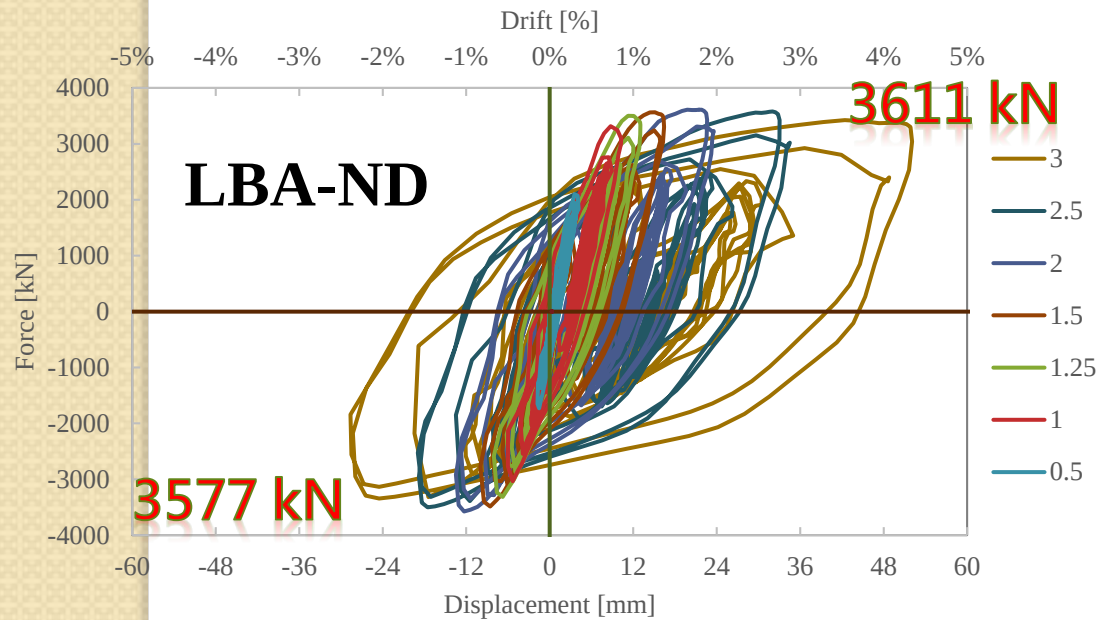
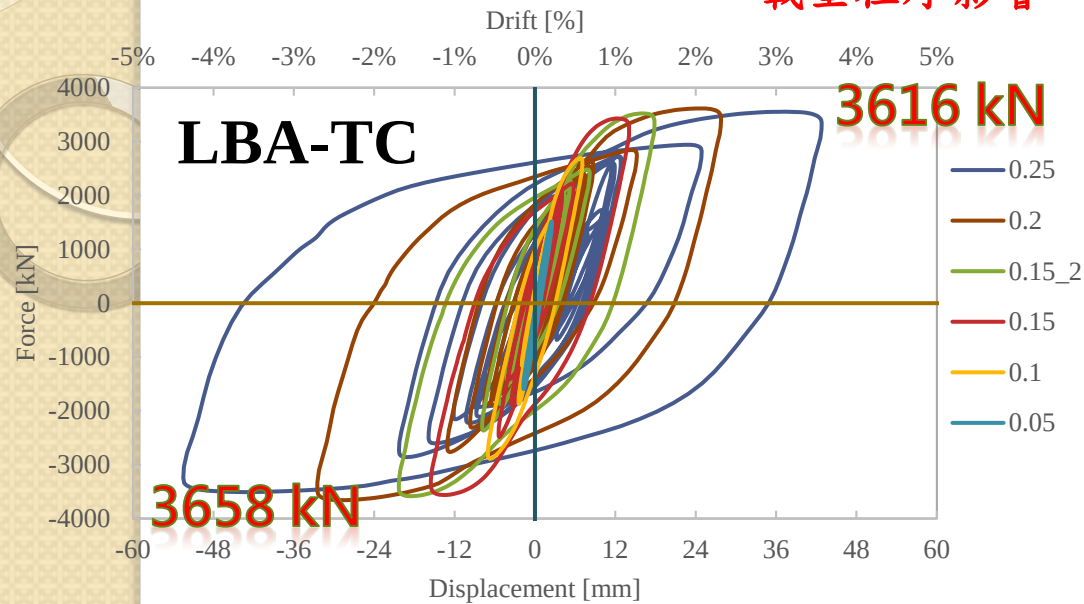


LBA-TC (0.25g)

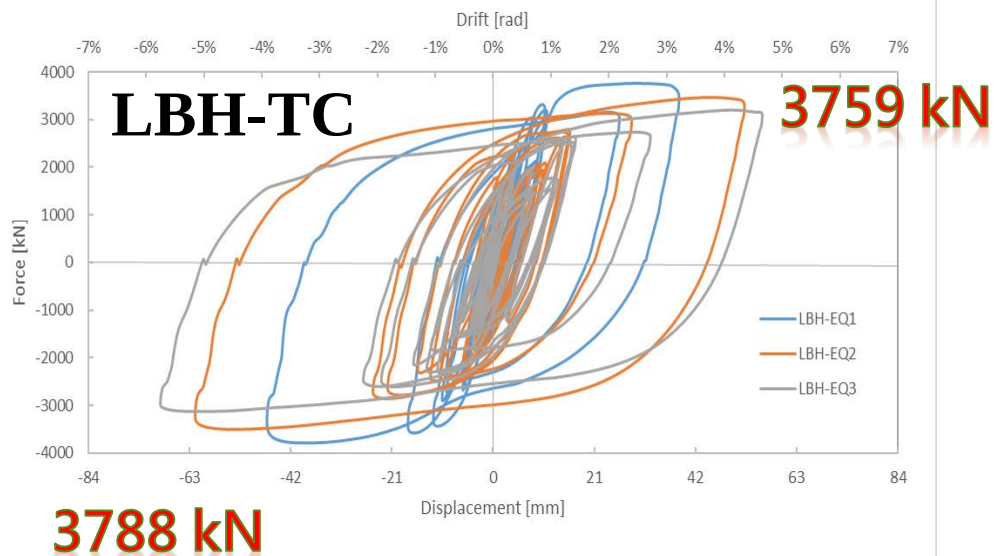
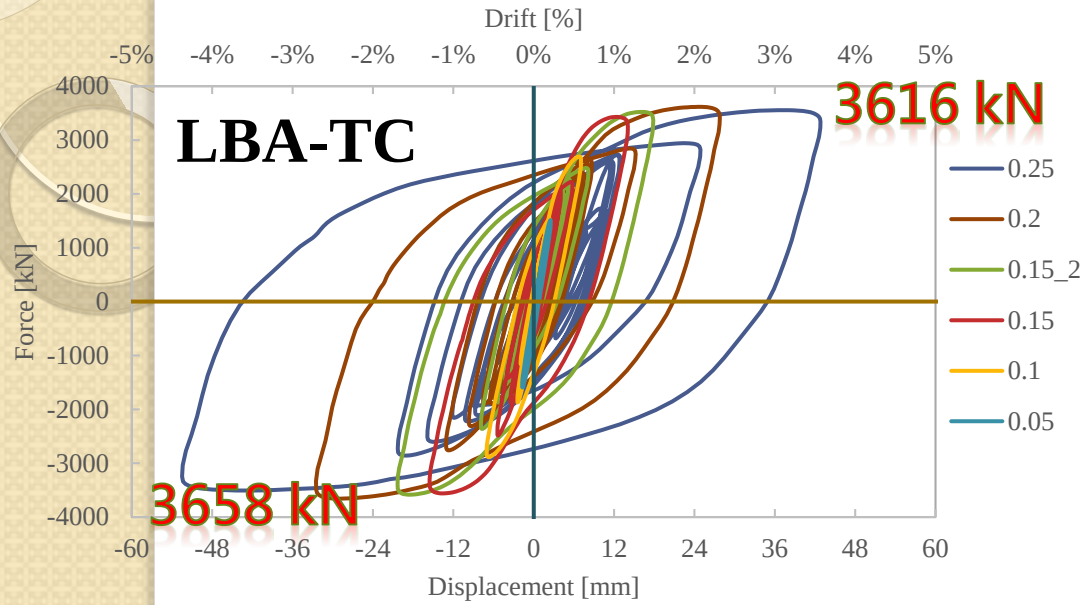


LBA-ND (3倍)

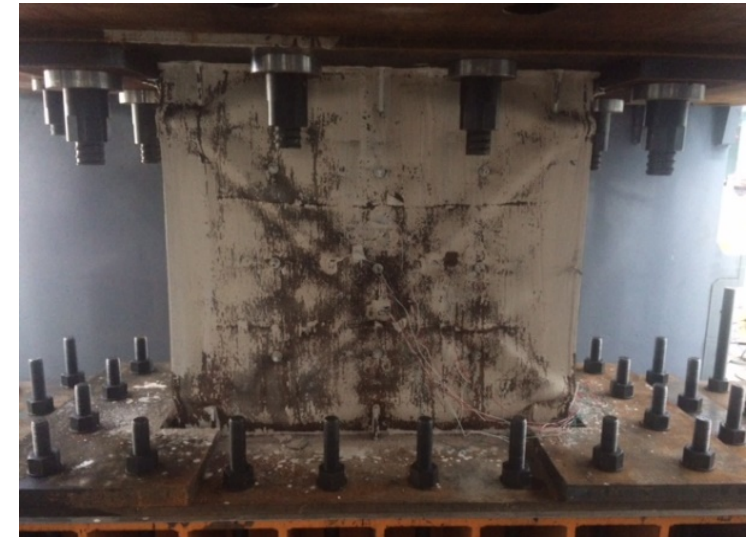
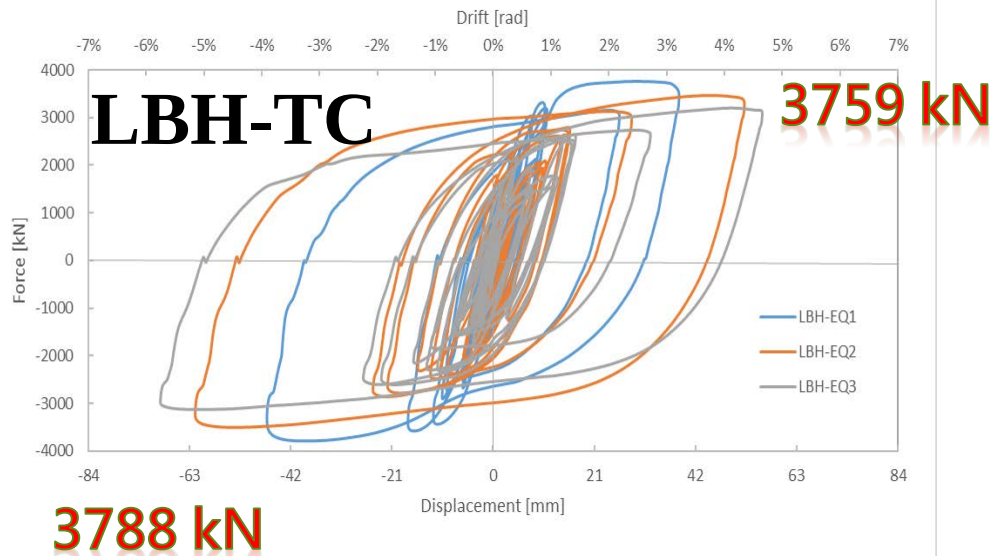
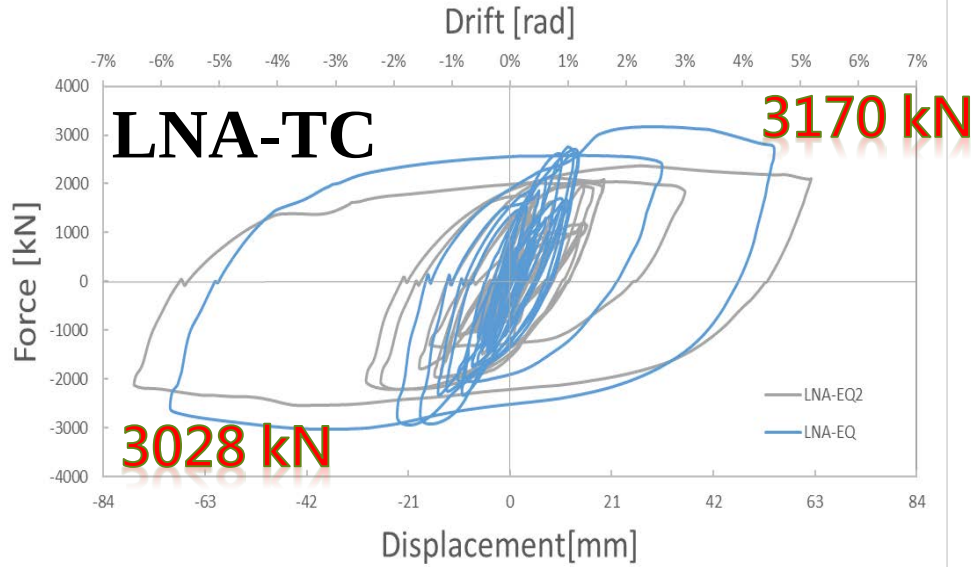
載重程序影響



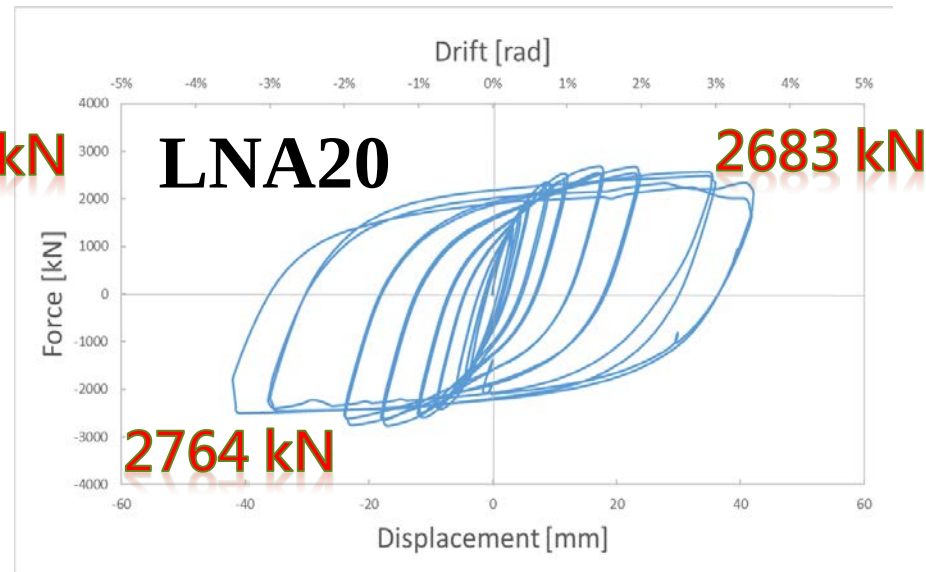
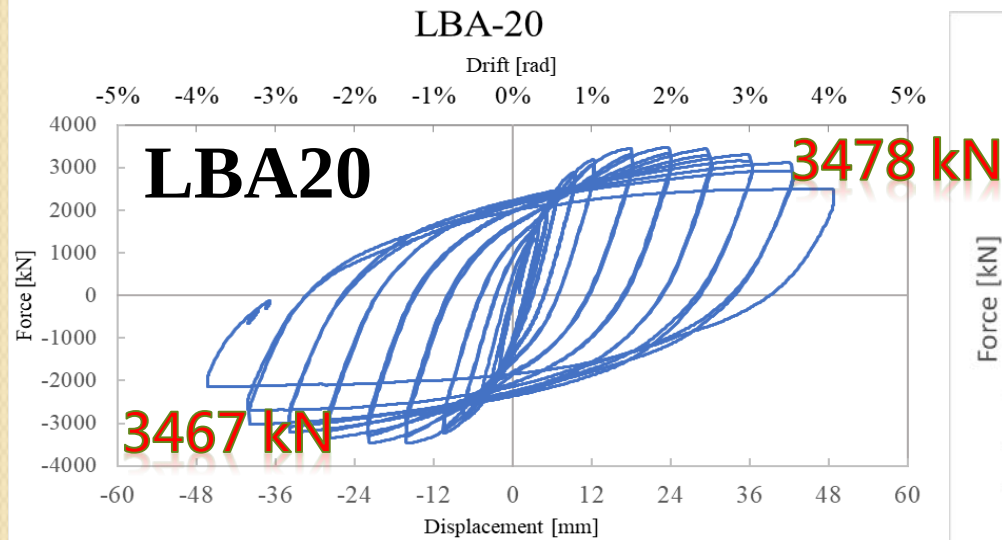
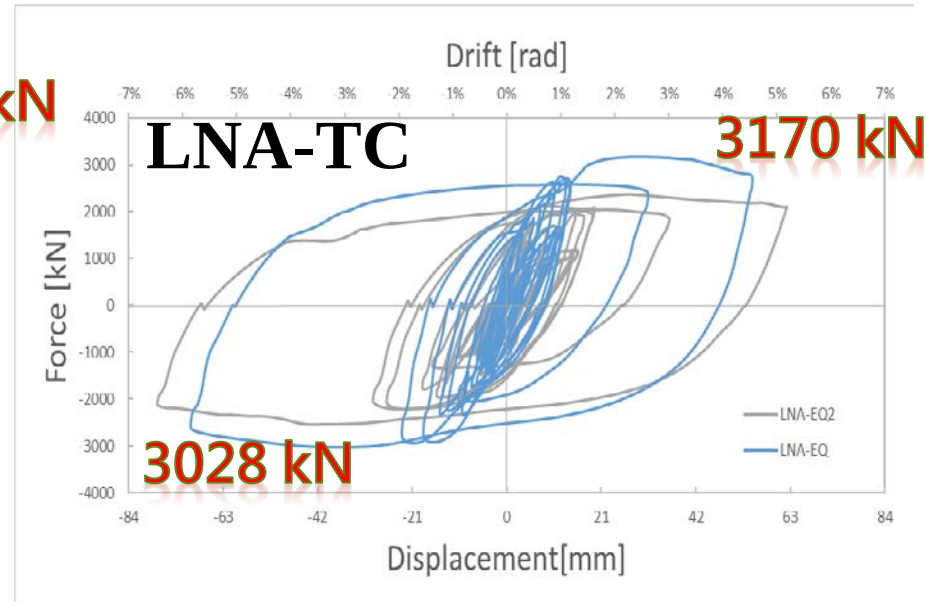
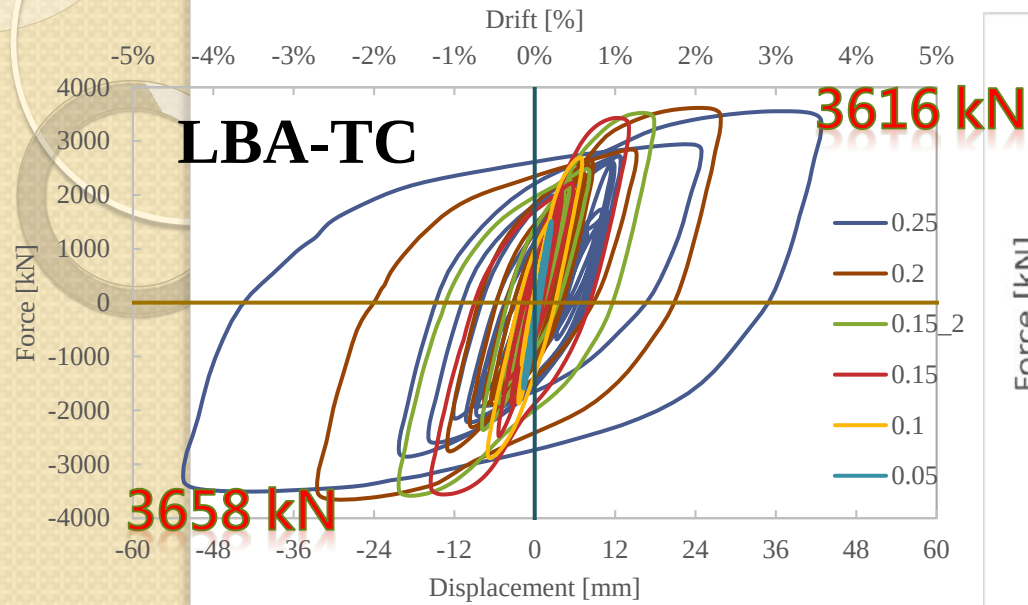
載重程序影響



混凝土厚度影響

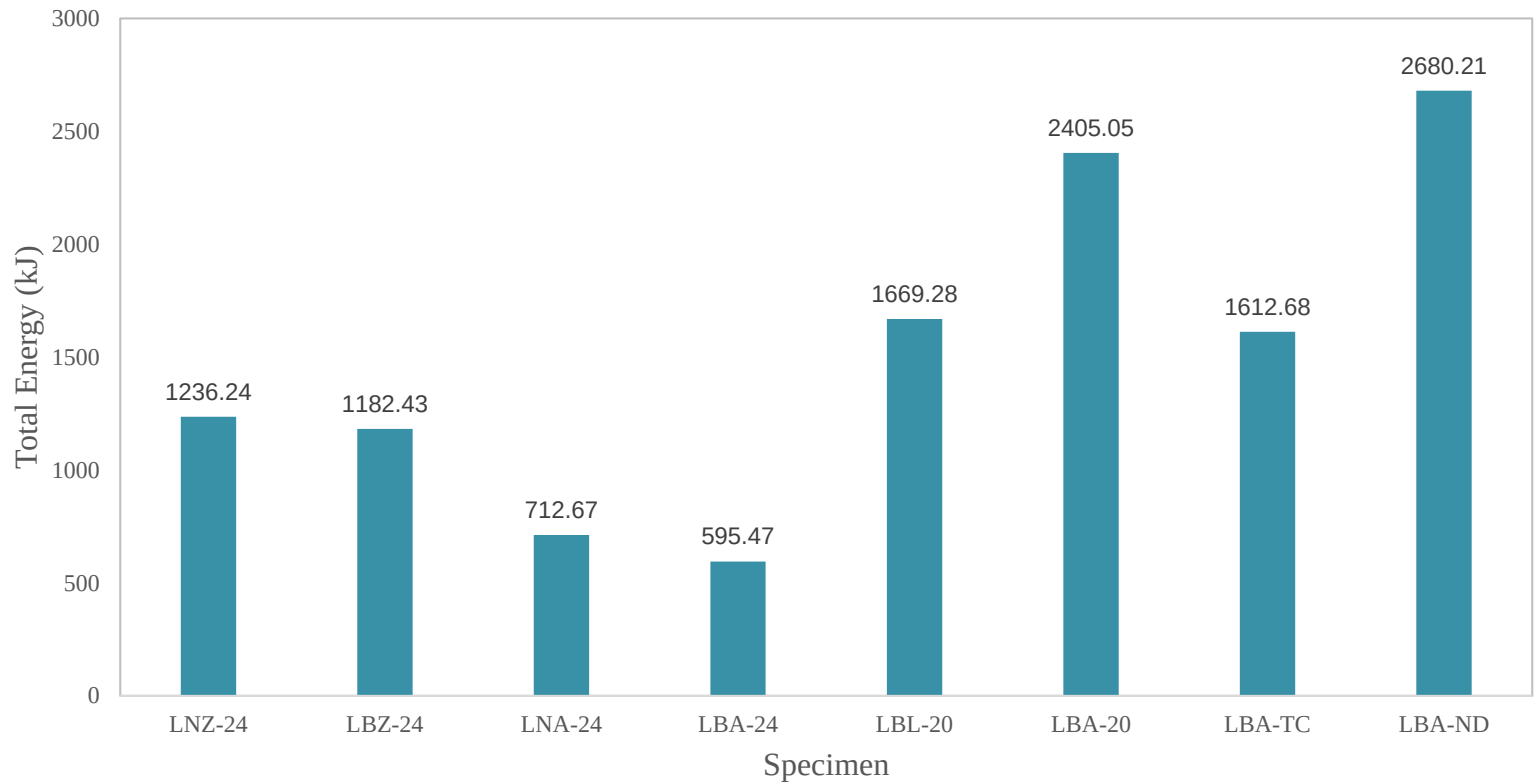


靜動態載重影響

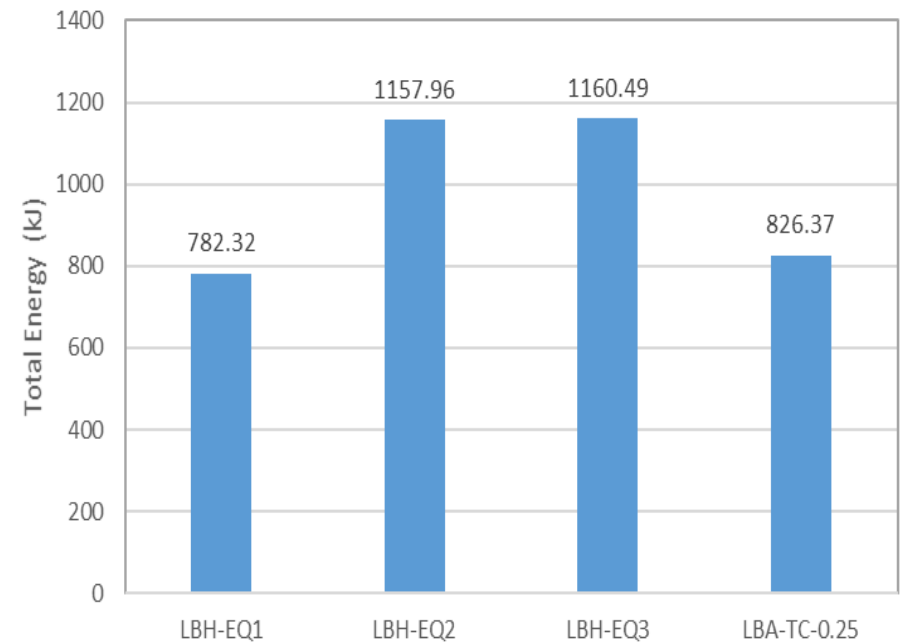
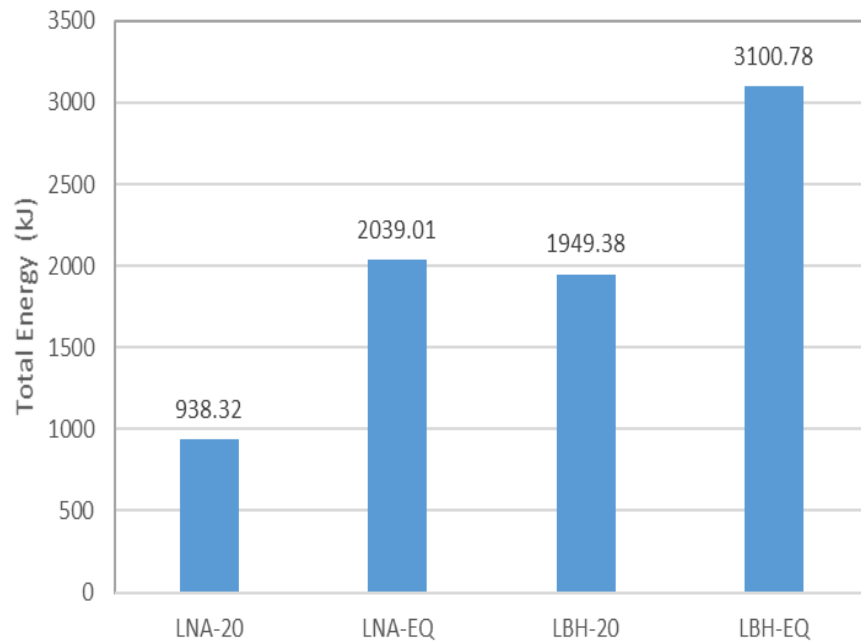


消能面積比較

Total Energy



消能面積比較



試驗結果Test Results

Specimen	Initial Stiffness (kN/mm)	Yielding Strength		Peak Strength		Ultimate Displacement	Ductility
		Force (kN)	Δ_y (%)	Force (KN)	Δ_{max} (%)	Δ_u (%)	Δ_u/Δ_y
LNZ-24	542	+1253/-1369	+0.27/-0.20	+2744/-2674	+1.96/-1.94	+2.47/-2.47	9.2/12.4
LBZ-24	510	+1474/-1376	+0.36/0.28	+2891/-2948	+2.42/-2.46	>+3.45 <-3.45	>9.7 >12.3
LNA-24	481	+1167/-1362	+0.24/0.11	+2555/-2558	+1.35/-0.99	+1.65/-1.67	7.0/15.3
LBA-24	608	+1048/-1527	+0.25/0.12	+3029/-3014	+1.29/-0.96	+1.60/-1.64	6.4/13.3
LBL-20	620	+1252/-1402	+0.21/-0.14	+3369/-3218	+1.89/-1.86	+3.71/-3.84	17.7/27.4
LBA-20	660	+1367/-1603	+0.27/-0.08	+3478/-3467	+1.94/-1.31	+3.56/-3.34	13.2/41.8
LBA-TC	824	+1507/-1769	+0.21/-0.17	+3616/-3658	+2.04/-2.41	>(+3.39) <(-3.99)	<(16.1) >(23.5)
LBA-ND	603	+1674/-1643	+0.27/-0.14	+3611/-3577	+1.65/-1.03	>(+3.57) <(-2.04)	<(13.2) >(14.6)

備註: Δ_u 為極限位移意指強度過峰值後下降 85% 時之位移

試驗結果

Test Results

Specimen	Initial Stiffness (kN/mm)	Yielding Strength		Peak Strength		Ultimate Displacement	Ductility
		Force (kN)	Δy (%)	Force (KN)	Δ_{max} (%)	Δu (%)	$\Delta u / \Delta y$
LNA-20	465	+1154.4/ -1272.1	+0.191/ -0.173	+2683/ -2764	+1.430/ -1.402	+3.505/ -3.204	18.35/ 18.52
LNA-TC	554	+1261.1/ -1270.8	+0.225/ -0.255	+3170/ -3028	+2.541/ -3.011	+4.607/ -5.331	20.48/ 20.91
LBH-20	574	+1591.4/ -1674.4	+0.209/ -0.160	+3504/ -3472	+1.317/ -1.317	+3.264/ -3.456	15.62/ 21.60
LBH-TC	730	+1438.8/ -1498.3	+0.172/ -0.204	+3759/ -3788	+2.503/ -3.252	+4.246/ -5.010	24.69/ 24.56

備註: Δu 為極限位移意指強度過峰值後下降 85% 時之位移

結論

CONCLUSIONS

- 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。
- 比較靜態載重試體表現，發現承受較高軸力只輕微降低剪力牆試體變形能力(峰值後強度下降較快)，但對試體橫向極限強度影響不大。
- 比較各試體破壞模式，當剪力釘間距較大承受較高軸力，其破壞模式相近皆為邊界鋼板上加勁板附近出現裂縫後，鋼面板發生大面積對角斜向挫屈。當剪力釘間距設計較保守時，鋼面板發生局部挫屈現象。

結論

CONCLUSIONS

- 在相同剪力釘間距與軸力作用下，比較靜態與動態行為模式，發現動態試驗試體破壞模式與靜態試驗差異不大，動態試驗試體在鋼面板部分挫屈相對較不明顯。動態試驗試體之極限強度較靜態試驗試體高出約5-14%。在強度、位移相似的情況下，動態試驗之韌性消能能力表現比靜態試驗來的好。
- 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，如採用剪力牆目標位移時之拉力強度計算再乘以0.8設計剪力釘間距，試驗顯示效果良好，試體在強度以及韌性消能能力上皆能有效提升。

THE END
THANK YOU FOR YOUR
ATTENTION

謝誌 **ACKNOWLEDGEMENTS**

中鋼公司免費提供低降伏鋼版與科技部計畫提供計畫經費 MOST107-2625-M-992-001 and MOST108-2625-M-992-002 ，以及國震中心南部實驗室在試驗上幫忙，在此一併致謝。