

台灣新型高強度鋼筋混凝土結構研發

Research and Development of New RC Structure in Taiwan

主管單位：財團法人國家實驗研究院

林克強¹

Lin, Ker-Chun¹

¹財團法人國家實驗研究院國家地震工程研究中心

摘要

鋼筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)建築因都會區人口集中，可利用之建築面積逐漸減少，建築物往高樓層發展是必然趨勢。在台灣使用一般強度之鋼筋混凝土建築樓高約30層左右，若要將鋼筋混凝土造建築之高度提升，勢必要將鋼筋混凝土之材料強度提高。因此，國家地震工程研究中心針對高強度鋼筋混凝土結構桿件規劃一系列之試驗，透過實驗數據之呈現，藉以瞭解高強度鋼筋混凝土結構桿件之耐震行為。

在本研究報告中，無論是柱圍束箍筋量測試與梁剪力行為測試，實驗結果均顯示其結構桿件之耐震行為良好，並不因為使用高強度鋼筋混凝土材料，進而造成與一般強度鋼筋混凝土結構桿件不同之行為。

關鍵詞： 高強度、鋼筋混凝土、結構桿件、耐震行為

Abstract

Urban renewal is needed in the metropolitan area of Taiwan. The construction of high-rise reinforced concrete (RC) buildings can create more green belts in city. In Taiwan, the RC buildings using normal strength materials are about 30 stories. In order to raise the height of the RC buildings, it is necessary to use the high strength materials. To develop the technology of high strength RC in Taiwan, National Center for Research on Earthquake Engineering started a series test about the seismic behavior of structural members using high strength materials.

In this report, no matter the Confinement of RC Columns or the shear behavior of beams with high strength materials, the test results appear that the seismic behavior of structural members is good. The behavior of structural members does not affect by the strength of materials. This test observation is similar with normal strength structural members test.

Keywords: high strength, reinforced concrete, structural member, seismic behavior

一、前言

台灣地區地狹人稠，特別是都會區可使用之空間逐漸減少，因此，將既有建築做都市更新計畫或是新建之建築，勢必以高層建築為主要發展標的。在台灣鋼筋混凝土(Reinforced Concrete, RC)構造，由於其成本低及耐久性高之特性，為目前應用最普遍的構造用營建材料。然而，在台灣由於目前常使用之鋼筋混凝土材料為28至42 MPa之混凝土與420 MPa至490 MPa之鋼筋，故一般鋼筋混凝土建築之高度約在30層樓左右。因此，若要將鋼筋混凝土造建築之高度提升，勢必要將鋼筋混凝土之材料強度提高，所以，台灣若欲發展高強度鋼筋混凝土建築，則可借鏡鄰國日本之經驗。

1988至1992年間起日本建設省推行New RC Project [1]，其材料強度目標如圖1之New RC區域，將RC之鋼筋與混凝土材料強度，分別提升至降伏強度685 MPa(約為目前國內常用鋼筋強度之1.7倍)與抗壓強度60 MPa(約為目前常用混凝土2倍強度)。圖2、圖3顯示日本從1973年至今RC構建造建築之材料強度的演變過程[2]；從1995年開始，RC造建築之使用材料強度大幅度提升，直到今日更蓬勃發展，截至2007年底，在日本已有超過500棟以上使用New RC建造的超高層建築物(圖4)，日本於2009年興建完成一棟59層New RC建築，其最高鋼筋與混凝土材料強度分別採用685MPa與150MPa，此證實New RC應用於超高層建築之可行性。

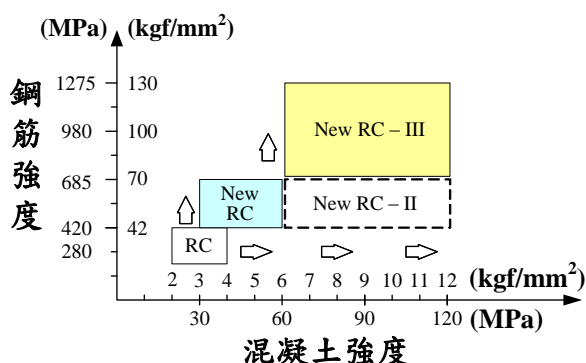


圖 1、材料強度提升之 New RC

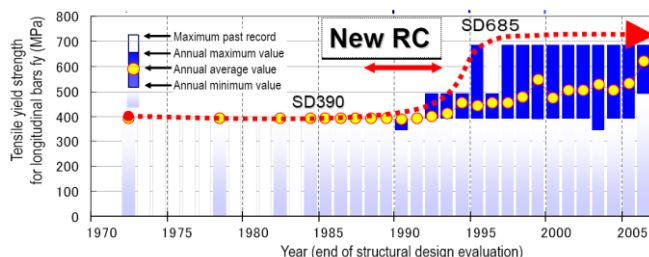


圖 2、高強度鋼筋之強度演變

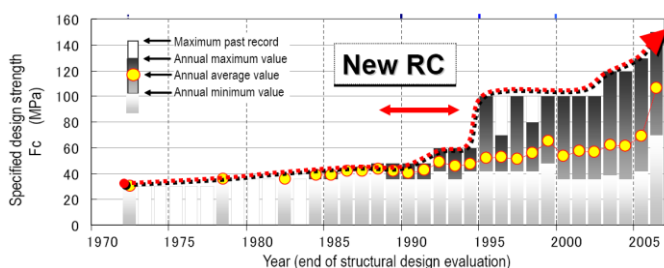
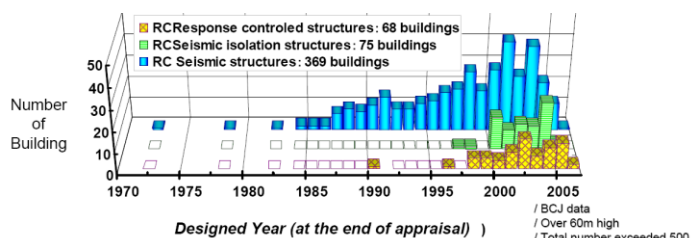


圖 3、高強度混凝土之強度演變



Transition of Number of High-Rise RC Buildings

圖 4、New RC 建築於日本數量之統計

有鑑於此，若欲使台灣工程界接納高強度鋼筋混凝土科技，首先必需要有適合台灣建築結構特性之設計手冊，而出版高強度鋼筋混凝土設計手冊就必須有實驗數據來做驗證。因此，國家地震工程研究中心(以下簡稱:國震中心)於2013年與東京鉄鋼(Tokyo Tekko)合作，利用其專屬產品，如：高強度鋼筋(主筋降伏強度685 MPa及箍筋降伏強度785 MPa)、套管式續接器(Topsjoint)及高強度焊接閉合型箍筋(Power Ring)等，開啟一系列之

高強度鋼筋混凝土結構桿件實驗，其中包含柱桿件與梁桿件之測試計畫與成果。透過實驗數據之呈現，藉以瞭解高強度鋼筋混凝土結構桿件之耐震行為。

二、測試計畫

本次測試計畫分為主要兩個部分，一為柱圍束箍筋量之測試，一為梁剪力行為之測試，其描述分別如下：

2.1 柱圍束箍筋量測試

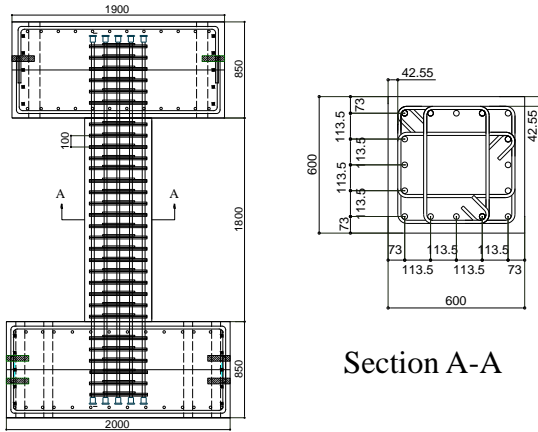
柱圍束箍筋量測試共規劃 6 座實尺寸高強度鋼筋混凝土柱試體，於預鑄工廠製造再送至國震中心試驗。試體名稱定義為“柱型式-橫向箍筋型式-軸力比”，其中 CF-C 代表傳統鋼筋混凝土柱、CF-G 代表預鑄套筒接合柱；PT 代表封閉式傳統箍筋（135°彎鉤）、W 代表封閉式焊接箍筋、FT 代表非封閉式傳統箍筋（90°-135°繫筋），0.1、0.33 則是代表軸力比。詳細試體編號及參數如表 1 所示。

表 1、試體規劃表

Specimen $f'_c=70$ MPa	Longitudinal Bars SD685			Transverse Bars SD785				$P/A_g f'_c$
	Splicing Method	$n-d_{bl}$ (mm)	ρ_g (%)	d_{bt} (mm)	s (mm)	ρ_s (%)	Type	
CF-C-PT-0.1	No splice	16-D25	2.18	D13	100	2.12	PT	0.1
CF-C-PT-0.33	No splice			D16	100	3.20	PT	0.33
CF-G-PT-0.1	Grouted Sleeve			D13	100	2.12	PT	0.1
CF-G-PT-0.33	Grouted Sleeve			D16	100	3.20	PT	0.33
CF-G-W-0.1	Grouted Sleeve			D13	100	2.12	W	0.1
CF-G-W-0.33	Grouted Sleeve			D16	100	3.20	W	0.33

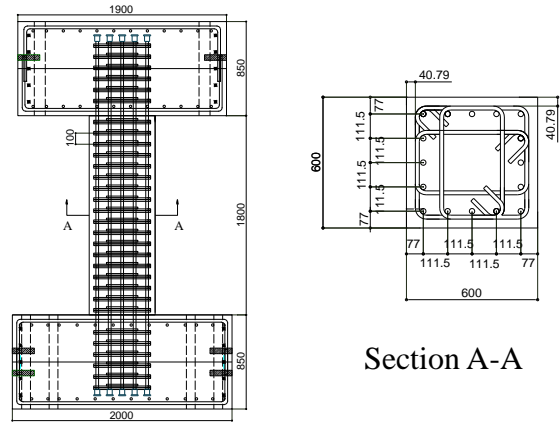
CF-C = 傳統鋼筋混凝土柱 (conventional column with no splice)；CF-G = 預鑄套筒接合柱 (precast column with grouted sleeve)； f'_c = 混凝土強度 (specified concrete compression strength)； $n-d_{bl}$ = 數量-縱向鋼筋直徑 (number-diameter of longitudinal reinforcement)； ρ_w = 縱向鋼筋比 (ratio of area of longitudinal reinforcement to gross area of column)； d_{bt} = 橫向鋼筋直徑 (diameter of transverse reinforcement)； ρ_s = 橫向鋼筋比 (ratio of area of longitudinal reinforcement to area of core confined)； $P/A_g f'_c$ = 軸力比 (axial load ratio)；SD685：降伏強度為 685 (MPa) 的螺旋鋼筋 (rebar with specified yield strength of 685 MPa)；SD785 降伏強度為 785 (MPa) 的螺旋鋼筋 (rebar with specified yield strength of 785 MPa)

此試驗柱試體規格皆為柱高 1.8 m，斷面尺寸為 600x600 mm 之矩形斷面，箍筋間距都為 100 mm。所有的試體設計皆滿足台灣現行規範[3]之圍束箍筋量要求，並進行斷面彎矩、剪力強度與圍束需求計算，設計結果均為撓曲破壞。其詳細配筋圖，如圖 5~圖 10 所示。柱圍束箍筋量測試於國震中心之多軸向測試系統(Multi-Axial Resting System, MATS)進行測試，如圖 11 所示。模擬上下端為固定端，同時施加軸向力與水平力，使柱子呈現雙曲率變形，實驗時透過載重平台施加垂直軸向力(最大垂直力為 6000 頓)、水平向千斤頂裝置於反力牆施加水平側向力(最大水平力為 700 頓)。實驗中以擬靜態加載進行軸向與側向力的施加，使用位移控制，施加的軸向力在實驗中為定值並依照試體設計有所不同，反復側力位移示意如圖 12 所示。



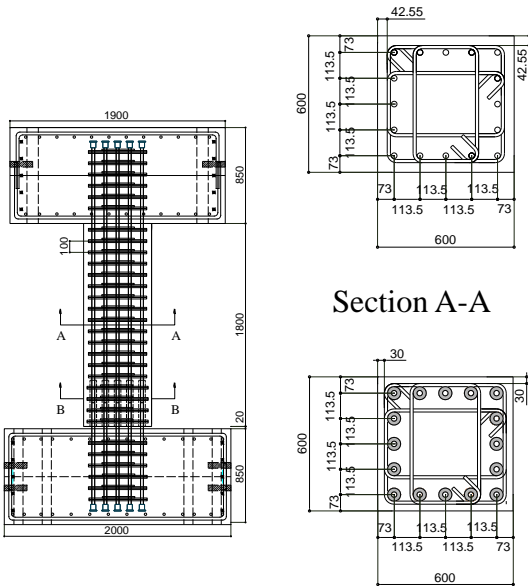
Unit : mm

圖 5、柱 CF-C-PT-0.1 尺寸與配筋細節



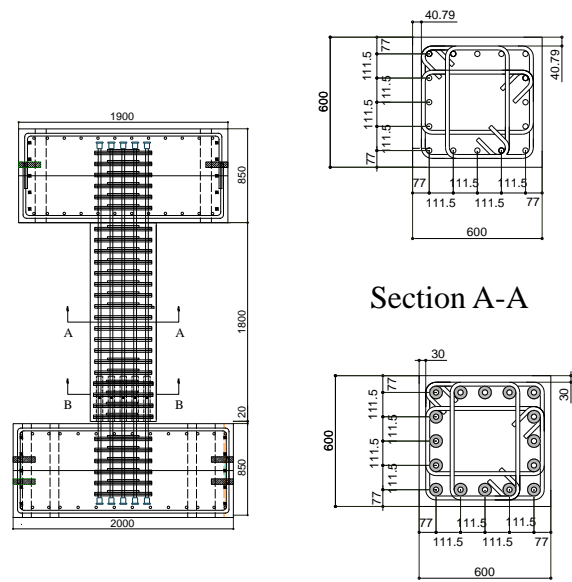
Unit : mm

圖 6、柱 CF-C-PT-0.33 尺寸與配筋細節



Unit : mm

圖 7、柱 CF-G-PT-0.1 尺寸與配筋細節



Unit : mm

圖 8、柱 CF-G-PT-0.33 尺寸與配筋細節

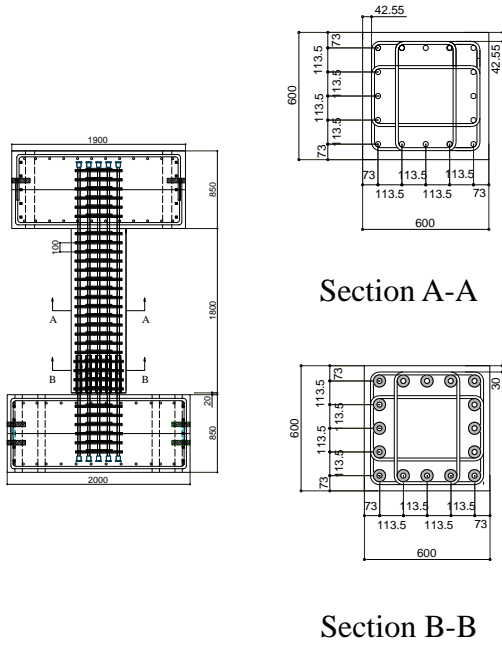


圖 9、柱 CF-W-G-0.1 尺寸與配筋細節

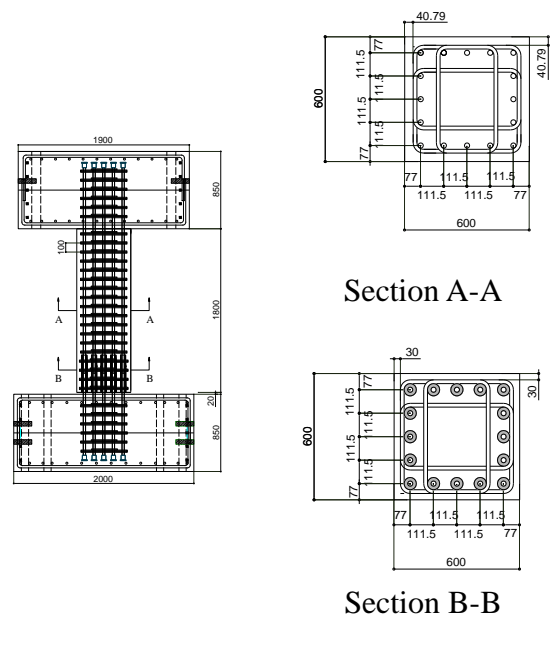
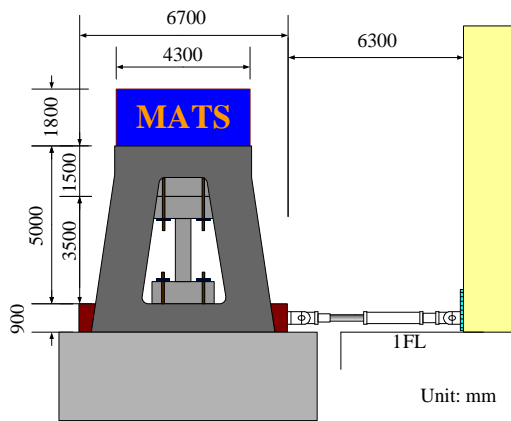


圖 10、柱 CF-W-G-0.33 尺寸與配筋細節



(a) 多軸向測試系統(MATS)



(b) 測試現場照片

圖 11、柱試驗之測試佈置

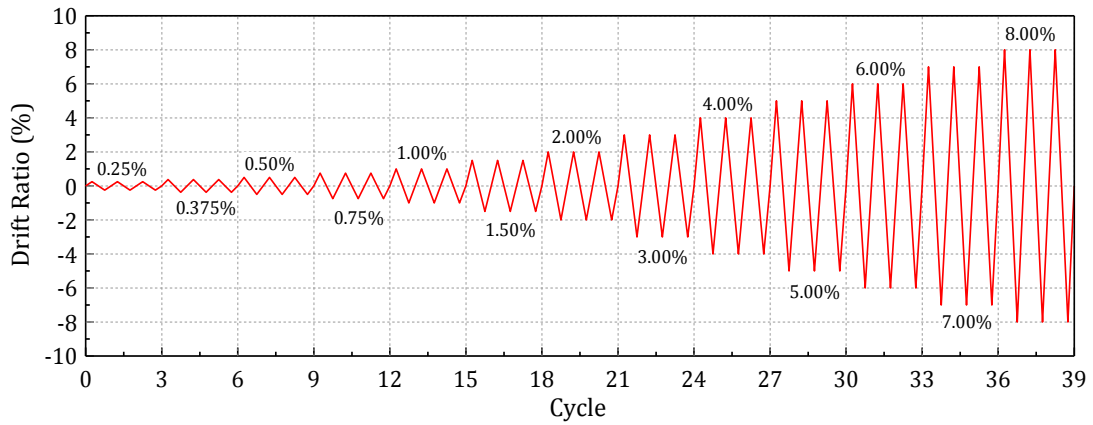


圖 12、載重歷時圖

2.2 梁剪力行為測試

梁剪力行為測試共規劃 2 組試體，試體名稱分別為 BS-T 以及 BS-W，其中 B 代表為梁、S 代表撓剪破壞、T 及 W 分別代表使用彎鉤及焊接形式，試體 BS-T 及 BS-W 是由 12 根 10 號縱向鋼筋(SD 685)分四層排列，每層皆排列 3 根而每層縱向鋼筋的深度從最外緣到每層縱向鋼筋中心分別為 641 mm、561 mm 138 mm 以及 59 mm 平均有效深度為 601 mm，可能彎矩強度 M_{pr} 為 230 tonf-m， M_{pr} 是基於 1.25 倍的降伏強度計算而來，所有梁試體保護層均為 30 mm。梁之淨跨距為 1800 mm 橫斷面為 400 × 700 mm。(寬 × 高)。三組試體的縱向鋼筋使用 SD 685 高強度鋼筋及橫向鋼筋使用 SD 785 高強度鋼筋，其降伏強度分別為 685 MPa 以及 785 MPa，試體混凝土強度設計為 70 MPa，試體設計是根據 ACI 規範 318-11 [3]。BS-W、與 BS-T 均採用 4 號高強度圍束箍筋(SD 785)，間距為 120 mm，不同的地方在於試體 BS-T 使用 135 度耐震彎鉤閉合型剪力鋼筋，但 BS-W 則採用焊接型式，焊接位置在箍筋長向中心點上，如圖 13 所示，試體配筋設計分別如圖 14 與圖 15 所示。試驗配置圖以及照面可參考圖 16 所示。另外，千斤頂在測試時主要以位移控制，其中位移歷時關係可參考圖 17 所示。



圖 13、焊接箍筋

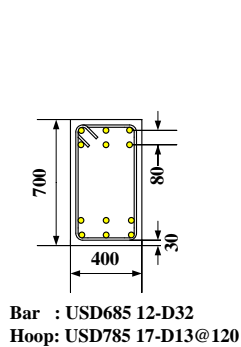
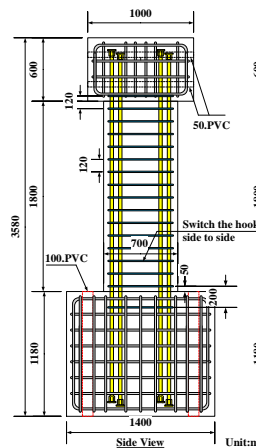
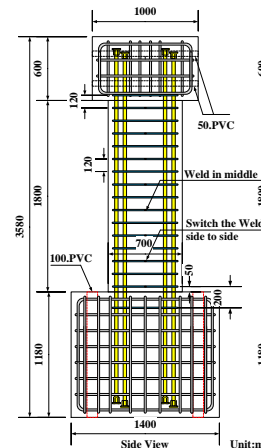


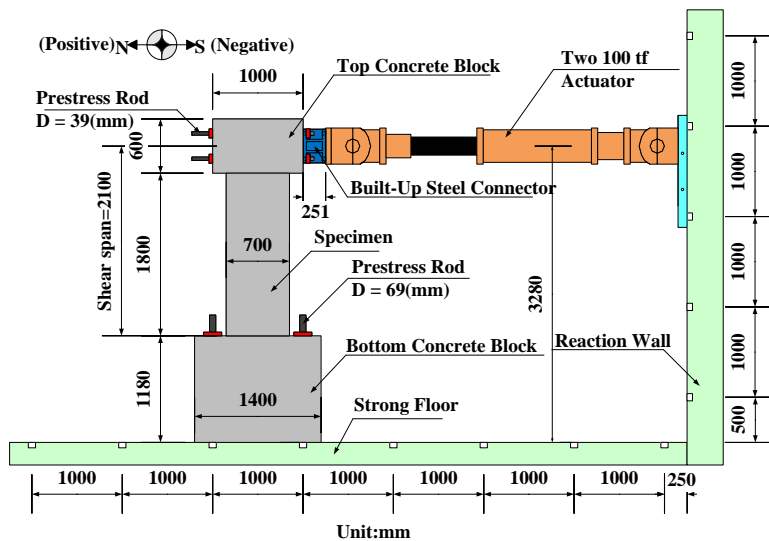
圖 14、試體 BS-T 鋼筋配筋圖(mm)



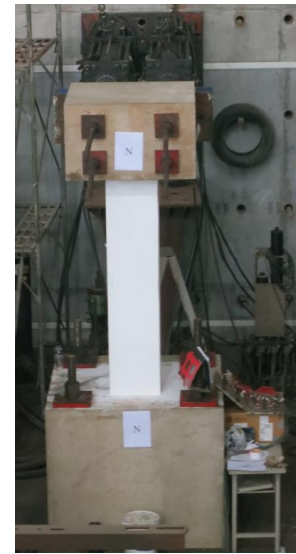
Bar : USD685 12-D32
Hoop: USD785 17-D13@120 (weld)

圖 15、試體 BS-T 鋼筋配筋圖(mm)





(a) 測試佈置圖



(b) 測試現場照片

圖 16、梁試驗之測試佈置

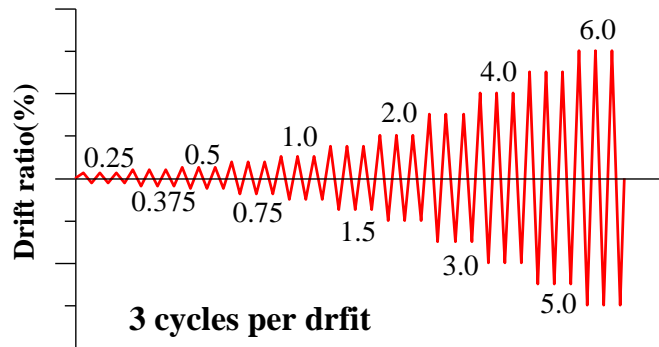


圖 17、載重歷時圖

三、測試結果

3.1 柱圍束箍筋量測試

低軸力的 3 座試體在 drift ratio = 0.15% 時，均在柱子靠近上下基座的地方出現垂直於柱身的撓曲裂縫，隨著 drift ratio 逐漸增加，水平向的撓曲裂縫越來越長，並逐漸遍及整根柱子的上下兩端塑鉸區，並在 drift ratio = 0.5% 的時候首度出現剪力裂縫。兩根柱子主筋的降伏都出現在 1.5% drift ratio，側向力的極值都出現在 2% drift ratio，並且值都差不多。在極值發生時，CF-G-PT-0.1 的箍筋進入降伏，CF-G-W-0.1 則是在 3% drift ratio 箍筋才進入降伏。這二根試體在 0.8 極限側力時對應的極限變位角皆滿足大於 3% 的要求，其極限側力、降伏位移、極限變位角（對應於 0.8 極限側力）及韌性等詳細資料整理於表 2。在遲滯迴圈的表現上，二者並無太大差異，惟 CF-G-W-0.1 力量遞減的速度較 CF-G-PT-0.1 來的緩慢（如圖 18~圖 20 所示）。整體而言，不論是使用封閉式傳統箍筋（135° 彎鉤）或封閉式焊接箍筋，在低軸力下之反復側推行為相當類似。

高軸力的 3 座普通鋼筋混凝土柱撓曲裂縫都在 drift ratio = 0.25% 時首度出現在靠近上下基座的地方，剪力裂縫 CF-C-FT-0.3 出現的時間在 drift ratio = 0.5% 的時候，相較於

CF-C-PT-0.3 與 CF-C-W-0.3 出現在 drift ratio =0.75% 時間早一個 cycle，隨著 drift ratio 越大，裂縫發展越多越寬且逐漸由水平向的撓曲裂縫發展成傾斜的撓剪裂縫。裂縫發展上 CF-C-W-0.3 與 CF-C-FT-0.3 相較於 CF-C-PT-0.3 在靠近上下基礎的地方出現了裂縫密集的塑鉸區。在 drift ratio = 1.5% 的時候三根柱子同時箍筋進入降伏，而主筋降伏時間 CF-C-PT-0.3 發生在 drift ratio =2%、CF-C-W-0.3 與 CF-C-FT-0.3 則是發生在 1.5%，極值發生的時間 CF-C-PT-0.3 在 drift ratio = 2%、CF-C-W-0.3 CF-C-FT-0.3 則是發生在 drift ratio =1.5%，可以發現三根柱子極值發生的時間都與主筋降伏的時間相同。這三根試體之極限側力、降伏位移、極限變位角(對應於 0.8 極限側力)及韌性等詳細資料整理於表 2。在遲滯迴圈表現上，CF-C-PT-0.3 力量遞減的速度較 CF-C-W-0.3、CF-C-FT-0.3 來的慢(如圖 18~圖 20 所示)。

整體而言，使用封閉式傳統箍筋(135°彎鉤；CF-C-PT-0.33)或封閉式焊接箍筋(CF-C-W-0.33)，不論是極限側力及韌性等，在高軸力下之反復側推行為相當類似，且其 0.8 極限側力時對應的極限變位角皆滿足大於 3% 的要求。而使用一般現地使用之耐震彎鉤繫筋試體(CF-C-FT-0.33)，在高軸力下明顯無法滿足 0.8 極限側力時對應的極限變位角皆滿足大於 3% 的要求，且在變位角達 3% 時即達最終破壞。

表 2、柱圍束箍筋量測試試驗結果

Specimen	Yield Drift (%)	Peak Load (kN)	Ultimate Drift (%)	Ductility
CF-C-PT-0.1	0.55	2152	3.3	6
CF-G-PT-0.1	0.7	2161	3.4	4.9
CF-G-W-0.1	0.6	2121	3	5
CF-C-PT-0.33	0.4	2853	3.6	9
CF-G-PT-0.33	0.55	3014	3.45	6.9
CF-G-W-0.33	0.48	2925	3.5	7.3

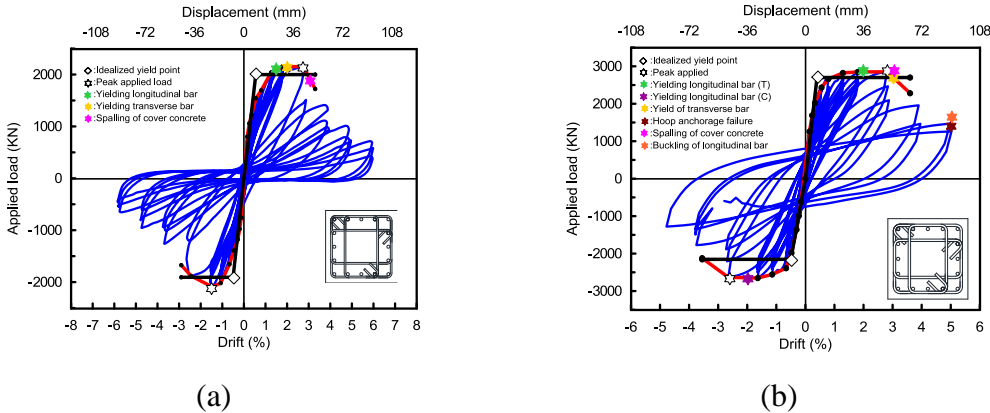


圖 18、側力-位移遲滯迴圈(a) CF-C-PT-0.1; (b) CF-C-PT-0.33

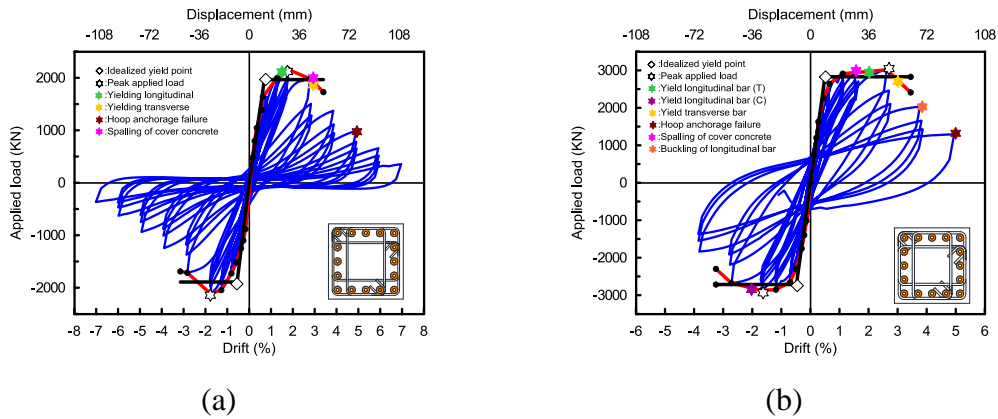


圖 19、側力-位移遲滯迴圈(a) CF-G-PT-0.1; (b) CF-G-PT-0.33

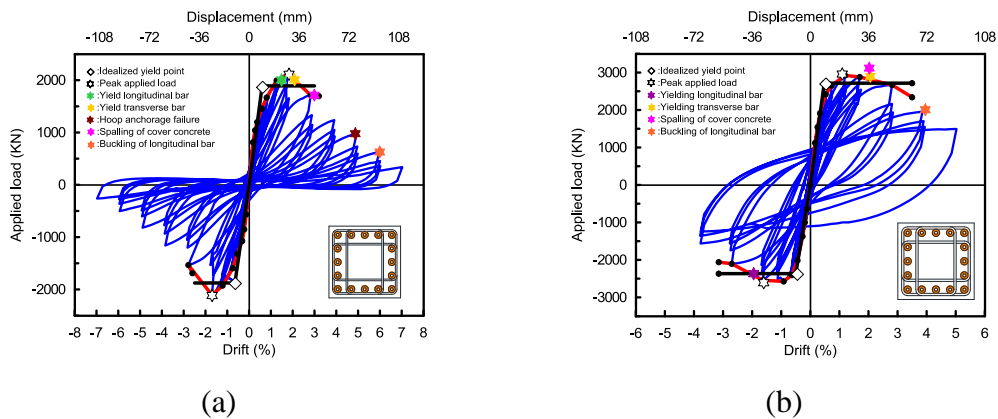


圖 20、側力-位移遲滯迴圈(a) CF-G-W-0.1; (b) CF-G-W-0.33

3.2 梁剪力行為測試

試體 BS-T 在承受往覆載重推往層間位移第一個週期+2.00%時，混凝土角隅發生破碎在推往層間位移第一個週期+3.00%時發生混凝土大片剝落，而在推往層間位移第一個週期+6.00 %時，剪力鋼筋的 135 度耐震彎鉤失去錨定的作用，因此彎鉤被推開出來見圖 21，試驗結束於層間位移 6.00 % 完成第一個週期，根據這些觀察，試體 BS-W 可能為撓剪破壞模式。

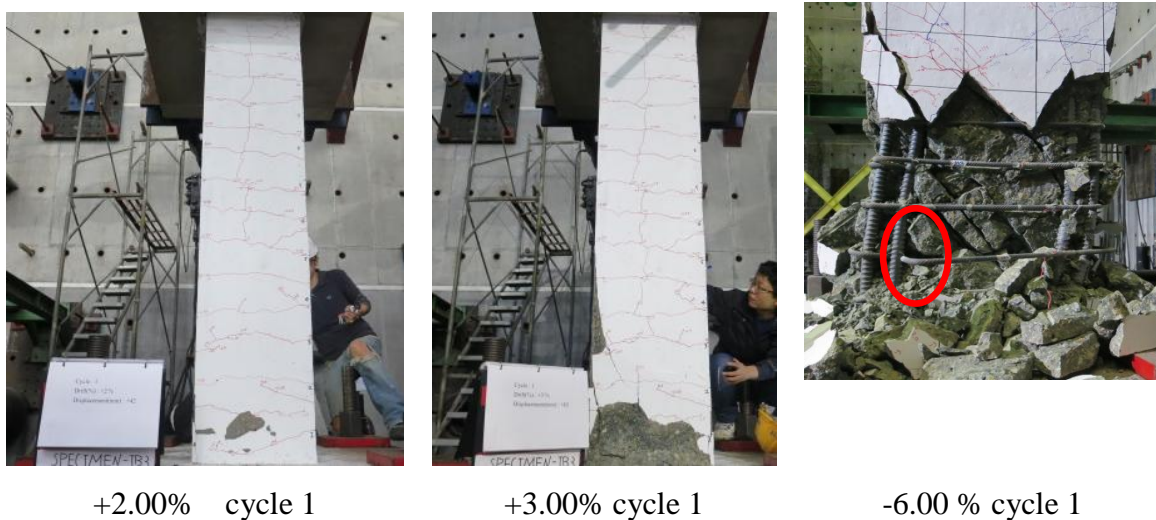


圖 21、試體 BS-T 破壞模式

BS-W 在承受往覆載重推往層間位移第一個週期+2.00 %也發生混凝土角隅破碎，而混凝土大片剝落則在層間位移第一個週期-4.00 %時，試驗結束於層間位移 6.00% 完成第三個週期見圖 22，在試驗結束後移開剝落的混凝土，觀察到試體底部的混凝土斜向的壓桿有破碎現象，根據這些觀察試體 BS-W 可能為撓剪破壞模式。

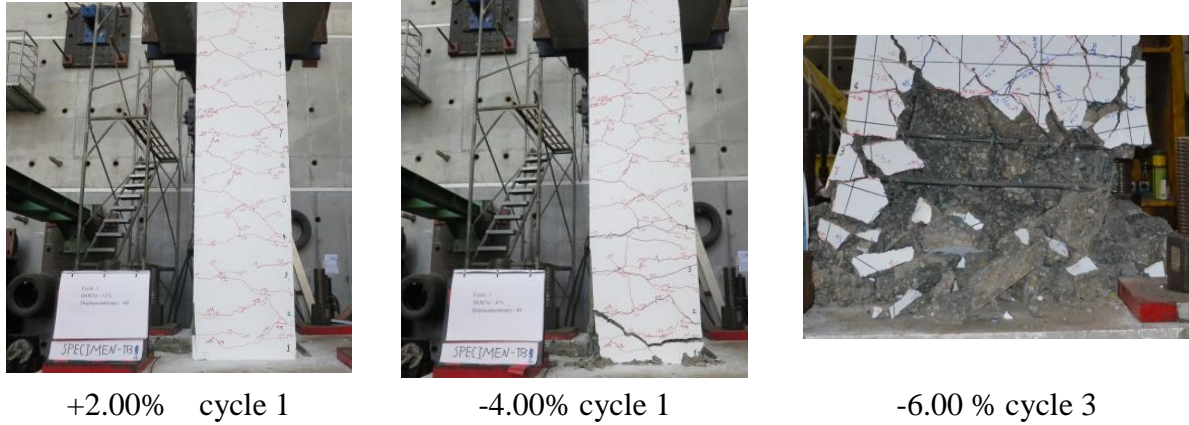


圖 22、試體 BS-W 破壞模式

試體 BS-T 遲滯迴圈反應見圖 23，由於彎鉤被推開出來，圍束效果大幅下降，在達到第+6.00% 第一個週期時，側向力就下降至少 50% 的最大側向力，明顯喪失抵抗的能力，而極限層間位移約 4.6 %，其中極限層間位移定義對應殘留側力 80% 的位移。試體 BS-W 遲滯迴圈反應見圖 24，在+ 6.00 第三個週期時，側向力才下降至最大側向力的 50%，而極限層間位移則達 6 %，雖然試體 BS-T 側向力量較高，但是差距並不明顯，相關測試數據請參考表 3，由實驗結果判定，鋼筋混凝土梁使用焊接型剪力鋼筋比使用傳統 135 度耐震彎勾具有更佳變形能力。

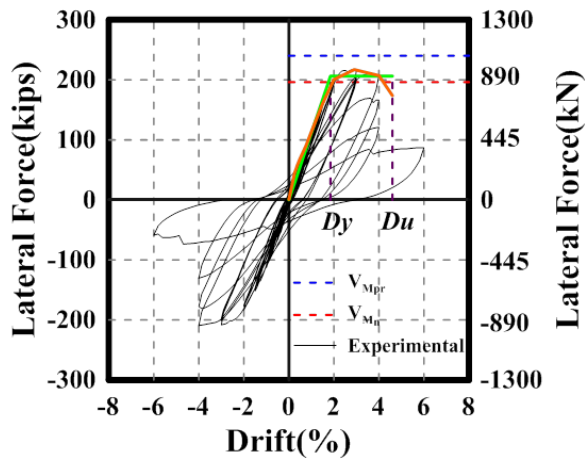


圖 23、試體 BS-T 遲滯迴圈反應

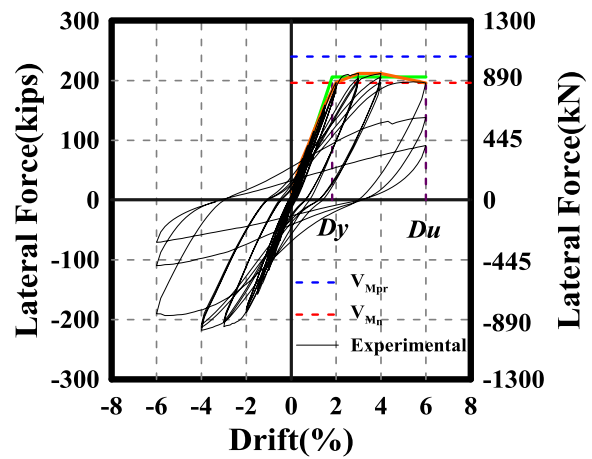


圖 24、試體 BS-W 遲滯迴圈反應

表 3、遲滯迴圈理想化 Bi-liner 結果

Specimen	Yield Drift (%)	Peak Load (kN)	Ultimate Drift (%)
BS-T	1.85	966.2	4.6
BS-W	1.83	943.2	6.0

四、結論與建議

此次柱圍束箍筋量測試實驗設計以台灣現行的 135° 的封閉箍筋與 90° - 135° 繫筋當做對照組，並施以不同的軸力大小($0.1, 0.33 A_g f'_c$)，比較封閉式焊接箍筋相較於傳統箍筋、繫筋在高強度鋼筋混凝土柱中對柱子反復側推行為。由實驗結果可以發現，不論是在低軸力或是高軸力、主筋為連續主筋或是預鑄套筒接合，使用封閉式傳統箍筋(135° 彎鉤)或封閉式焊接箍筋，在極限側力及韌性等表現上，其反復側推行為相當類似，沒有太大差異；且其 0.8 極限側力時對應的極限變位角皆滿足大於 3% 的要求。而使用一般現地使用之耐震彎鉤繫筋試體(CF-C-FT-0.3)，在高軸力下明顯無法滿足 0.8 極限側力時對應的極限變位角皆滿足大於 3% 的要求，且在變位角達 3% 時即達最終破壞。

同樣地，梁剪力行為測試研究發現，當桿件承受地震力作用時，緊密排列的橫向鋼筋可以讓桿件具有足夠的韌性，亦即在大變形下維持設計強度，因此美國混凝土學會(American Concrete Institute) ACI-318 設計規範[3]對於橫向鋼筋的要求非常嚴格，這樣的要求常常造成施工品質不良且影響施工進度。使用高強度焊接剪力鋼筋可以解決上述問題，首先，高強度剪力筋可以放寬軸向間距，其次是避免 135 度耐震彎鉤造成鋼筋組立的困難。根據實驗結果顯示，鋼筋混凝土梁使用焊接型剪力鋼筋比使用傳統 135 度耐震彎鉤具有更佳變形能力。

參考文獻

1. 建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物之超軽量化・超高層化技術の開発(New RC)，平成四年度構造性能分科会報告書，(財)国土開発技術研究センター，1993。
2. Aoyama, H., (2002). *Design of Modern High-rise Reinforced Concrete Structures*, Imperial College Press, London.
3. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11)," American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2011, 503 pp.