

採托架支承配置挫屈束制支撐之 新建 RC 構架設計、試驗與抗震性能分析

林庭立¹、吳安傑²、王孔君³、蔡克銓⁴

關鍵字：挫屈束制支撐、鋼筋混凝土結構、托架、梁柱接頭、非線性動力歷時分析

摘 要

本文針對採 Z 字形 (zigzag) 配置挫屈束制支撐 (buckling-restrained brace, BRB) 於新建鋼筋混凝土 (reinforced concrete, RC) 構架中的接合介面進行探討，依據現行耐震設計規範提出一棟含 BRB 之 12 層樓 RC 結構設計例。為了解所提接合方式之施工性與耐震性能，擷取設計例中位於 10 樓的 RC 梁柱接頭處進行細部設計，並製作含接合板基座及托架之實尺寸梁與柱節點子結構試體進行反覆載重試驗。試驗結果顯示，接頭處之接合板基座及托架未發生明顯損壞，可有效傳遞 BRB 與 RC 構架間的力量，並證實所提接合方式之設計與施工方法可供工程實務應用。為更進一步探討整體結構系統受震反應，本研究採用三種地震危害度 (SLE, DBE and MCE) 共 240 組含近斷層之地震加速度歷時進行非線性動力歷時分析。分析結果顯示，整體結構系統高模態振動反應並不顯著，三種危害度地震下 BRB 最大抗層間側力比例平均值分別為 23% (SLE)、21% (DBE) 及 19% (MCE)；DBE 及 MCE 等級地震下，最大層間側位移角則分別為 0.0182 及 0.0232 弧度。此外，接合板基座之最大水平向拉力需求可採相鄰兩組 BRB 可能發展之最大拉力強度水平向合力之 70% 進行設計。

¹ 國立台灣大學土木工程學系 研究生

² 國家地震工程研究中心 助理研究員

³ 國家地震工程研究中心 技術師

⁴ 國立台灣大學土木工程學系 教授

Seismic Design and Tests of the Beam-column Joint in a Buckling-Restrained RC Braced Frame

Ting-Li Lin

*Graduate research assistant, Dept. of Civil Engineering,
National Taiwan University, Taipei, Taiwan*

An-Chien Wu

Assistant Researcher, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan

Kung-Juin Wang

Technologist, National Center for Research on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan

Keh-Chyuan Tsai

Professor, Department of Civil Engineering, National Taiwan University, Taipei, Taiwan

Keywords: buckling-restrained brace, reinforced concrete structure, corbel, beam-column joint, nonlinear response history analysis

ABSTRACT

In this study, the brace connection performance in the new reinforced concrete (RC) frame buildings with buckling-restrained braces (BRBs) arranged in a zigzag configuration is investigated. A 12-story buckling-restrained braced RC building is proposed following the model building codes as a prototype. In order to verify the constructability and the seismic performance of the proposed connection, the beam-column joint at the tenth floor selected as the sub-assembly specimen was designed and fabricated. The full-scale sub-assembly, including the BRB gusset bracket and a pair of RC corbels, in the proposed BRB-RCF structural system was tested using cyclic loading procedure. Test results demonstrate that the proposed BRB-to-RC connection details performed very well without failure in the steel gusset bracket or the RC corbels. The design and construction of the sub-assembly specimen show the feasibility of the proposed system for practical applications. In order to further gain insights into the seismic performance of the BRB-RCF system, nonlinear response history analyses were conducted using a total of 240 (SLE, DBE and MCE) ground accelerations. Analysis results indicate that the mean maximum total BRB shear to base story shear ratios are about 23%, 21% and 19% for SLE, DBE and MCE, respectively. The maximum inter-story drift ratios under the DBE and MCE events are 1.82% and 2.32%, respectively. Analysis results also suggest that the high mode effect is moderate. It is found that the peak demand of the horizontal tension force on the gusset bracket can be estimated by considering 70% of the sum of the horizontal force components computed from the maximum tension strengths of two adjacent BRBs.

一、介紹

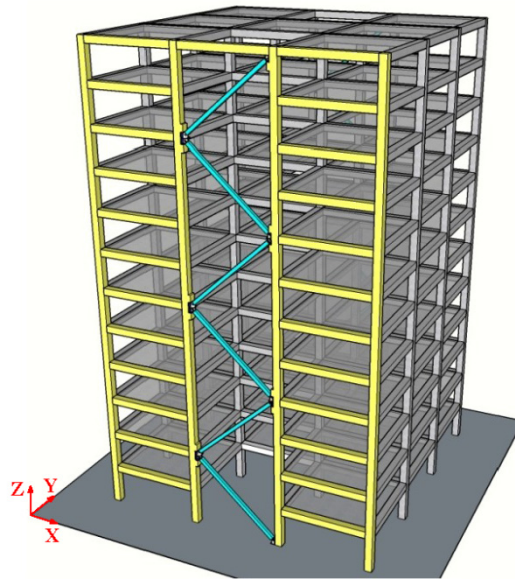
挫屈束制支撐 (buckling-restrained brace, BRB) 具穩定力學行為可提供建築結構優越之能量消散能力[1-3]，故已被廣泛地研究與應用於各類型的斜撐構架系統中。然而，將 BRB 應用於鋼筋混凝土 (reinforced concrete, RC) 結構中的研究與應用仍相當有限，多侷限於既有建物的補強。利用 BRB 補強 RC 結構的方法不外乎採直接傳力系統於構架內錨置斜撐[4]、採間接傳力系統於構架內加裝斜撐框架[5,6]、或於既有結構外裝置斜撐構架[7,8]。對於新建 RC 結構而言，BRB 與構架的連結方式則可有更多的選擇。含 BRB 接合板的金屬托座已被用來預埋於 RC 梁端與柱端，建構一座機場的立體停車空間[9]；另有研究透過含 BRB 之實尺寸兩層樓新建 RC 構架擬動態與反覆載重試驗，驗證利用工字型預埋鐵件做為 RC 構件與 BRB 連接介面之結構系統耐震性能[10-12]。儘管已有上述不同類型配置 BRB 系統於 RC 結構之方案，其連接 BRB 端部之鋼構材與 RC 構架結合介面處的設計與施工仍屬複雜且困難。RC 構件抗壓與抗拉之性能差異極大，由於 BRB 會發展顯著軸力，易使相鄰 RC 構件承受複雜且不利之載重條件，或改變相鄰構件預期之力量分佈；與 BRB 相鄰之 RC 構件在反覆載重下若有損傷，則將逐步削減 BRB 原設計預期之性能。有鑑於此，日本研究團隊提出一套避免梁傳軸力的斜撐系統[13]，將 BRB 採 Z 字形 (zigzag) 方式連續配置於斜撐跨中無橫梁通過之 RC 結構內 (圖 1)；相鄰兩組 BRB 共用同一組接合板基座，其與 RC 構架結合方式則透過預力螺栓及 RC 托架 (corbel) 分別傳遞 BRB 所引致之水平拉力及垂直剪力分量。相較於將 BRB 接合板配置於 RC 梁柱角隅處，該結構系統配置 BRB 接合板於 RC 梁柱接頭側表面，可有效避免因縮短 RC 柱有效長度所造成之柱剪力破壞模式。該創新的 BRB 與 RC 構架接合方式已透過一系

列的縮尺子結構反覆載重試驗驗證其耐震性能[13]，並藉由一棟配置該斜撐系統的 12 層樓 RC 結構進行非線性動力歷時分析，探討連結接合板基座之預力螺栓及 RC 托架局部受力變形反應對整體結構系統之影響[14]。分析結果顯示，RC 托架的變形會導致結構系統層間變位的增加；而結構系統高模態振動效應對預埋螺栓的設計拉力有顯著需求，若採第一模態的側力僅考慮靜力分析結果將可能造成不安全的螺栓設計。

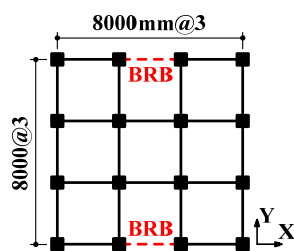
本研究參考前人所提出之介面接合方式[13]，利用接合板基座搭配上下兩端 RC 托架做為連結 BRB 與 RC 構架之主要元件，但改變原施工方法與接合板基座錨定方式；如圖 2 所示，採鋼骨鋼筋混凝土 (steel reinforced concrete, SRC) 結構工程習見之施工方式，將接合板基座預置於 RC 梁柱接頭處取代灌漿所需之部份板模，並藉由鉚接於接合板基座底面之鋼筋續接器與 RC 梁主筋連接，待混凝土澆置完成後接合板基座與 RC 表面即自然緊密接合。為探討結構系統靜動態反應對本接合細節設計強度需求之影響，本研究依據現行設計規範[15-17]提出一棟新建採 Z 字形配置 BRB 之 12 層樓 RC 結構設計例 (圖 1)，並利用 PISA3D 結構分析軟體[18,19]建置設計例的結構分析模型，採用美國 Oakland 地區的地震加速度歷時[20]調整後進行三種地震危害度共 240 組的非線性動力歷時分析，由分析所得反應檢討其耐震設計。此外，為了解本改良接合方式之耐震性能，擷取結構設計例中位於 10 樓的 RC 梁柱接頭與托架及其連接之兩組 BRB 進行細部設計 (圖 2)，並製作實尺寸梁柱接頭子結構試體進行反覆載重試驗。本研究主要目的包含：(1) 提出 Z 字形配置 BRB 於 RC 構架 (BRB-RCF) 中的接合設計與施工方法，並探討其受震性能反應；(2) 透過結構非線性動力歷時分析，探討 BRB 對 RC 構架抗震之效益及結構系統高模態振動反應對 BRB 相鄰構件之效應；(3) 建置以油壓制動器模擬 BRB 合力

並可控制子結構試體梁軸力變化之試驗配置；
(4) 利用子結構試驗探討梁主筋錨定接合板基

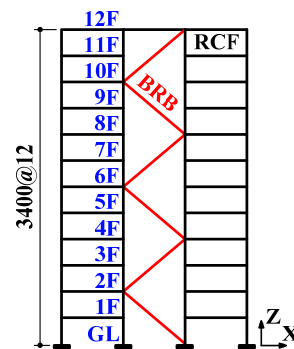
座對原 RC 梁構件之效應，並檢討本改良接合
方式中 RC 托架之設計方法與抗震性能。



(a) 3D 結構圖

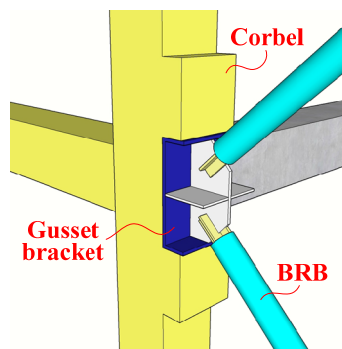


(b) 結構平面圖

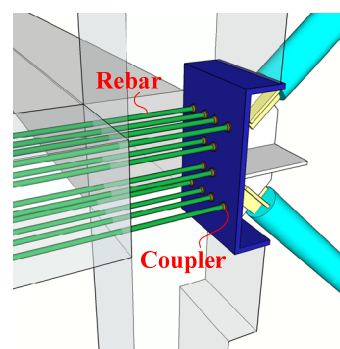


(c) X 向結構立面圖

圖 1 採 Z 字形配置 BRB 之 12 層樓 RC 結構設計例



(a) 接合板基座與 BRB 接合



(b) 接合板基座與梁主筋連接

圖 2 BRB 與 RC 構架接合細節

二、配置 BRB 於 12 層樓 RC 建築與結構設計

本研究參照國內習見新建 RC 結構之典型建築平面與結構設計案例，提出一棟 12 層樓的 RC 結構醫療大樓（用途係數 $I=1.25$ ）設計例[21]；如圖 1 所示，建築物平面配置為工字形，其中 X 向及 Y 向各有三跨，跨距各為 8m，各樓層高均為 3.4m，建築物總高度為 40.8m。建物基地位置設定於嘉義市東區，該地盤類型屬於第一類地盤。結構系統 X 向採韌性抗彎構架及 BRB 所構成之二元系統，Y 向則採用韌性抗彎構架，建築物樓板使用 150mm 厚 RC 樓板。BRB 採 Z 字形方式配置於 X 向構架中間跨取代傳統上建築師常用之飛梁，各組 BRB 跨越兩樓層以減少對採光的影響，結構頂層則仍配置飛梁以提高頂層 BRB 於構架中之效益。結構鋼筋使用標稱降伏強度為 420MPa 之 CNS SD420 鋼材，混凝土設計強度為 35MPa。

設計 BRB 構架系統時，一般會依整體抗側力系統需求及設置 BRB 的構架跨數與組數設定 BRB 與構架所提供之側向勁度比例，進而初步決定 BRB 設計強度與勁度進行結構設計，再依設計流程反覆迭代分析至所有構件滿足強度規定與層間變位限制要求[22]。相較於鋼結構系統，BRB-RCF 結構系統中之 RC 構架所佔整體勁度比例偏高，因此在建築配置與使用條件許可下，應設置足夠數量的 BRB 於充足的構架跨數中，以利提升 BRB 抗側力之效率。在本設計例的結構配置條件下，假設 X 向外側兩跨的 BRB 與該跨之梁柱構架勁度佔總側向勁度的 40%，且單跨中 BRB 的側向勁度佔其所在平面結構的 70%；因此，結構外側兩跨 BRB 的勁度和為總側向勁度的 28%。根據此勁度比例分配設計地震力，並依此設計 BRB 核心消能段斷面積 A_c ，確保在該設計地震力作用下，BRB 軸力小於 0.9 倍的降伏強度 P_y 。BRB 核心選用國內習用之 CNS SN490B 鋼材（標稱降伏強度為 325MPa），等效勁度係數[3,22]設計為 1.3。結構梁一般僅針對彎矩需求進行設計，但於 Z 字形配置 BRB 的結構系

統中，若發生高模態振動反應，連接同一組接合板基座的兩組 BRB 可能同時受拉或受壓，將對其相鄰之梁構件造成顯著的軸力需求，對於該 RC 梁構件更應特別檢討抗軸拉力容量。依據容量設計法的概念，與 BRB 相鄰之 RC 梁構件最大拉力（ T_{max} ）及壓力（ C_{max} ）需求分別為兩組 BRB 均發展至最大拉力（ $P_{T,max}$ ）或壓力（ $P_{C,max}$ ）強度所造成之水平向合力。然而，一般結構系統主控振態為第一模態，兩組 BRB 同時受拉屬高模態振動反應，其模態參與係數較小，且不易與最大層間變位同時發生[14]；為避免過度保守且不經濟之設計，本設計例採用 0.7 之折減係數評估其拉力需求，確保 BRB 相鄰的梁構件所配置之拉力鋼筋可應付 $0.7T_{max}$ 。該折減係數 0.7 的採用主要依據結構非線性動力分析結果，將於本文第 5.2 節詳細說明。

本研究使用 SAP2000 結構分析軟體[23]建置本設計例分析模型進行三維構架設計與彈性分析，梁柱桿件使用線元素（line element）模擬，梁柱交會節點處分別設定半柱寬及半梁深之剛域於梁端及柱端，並調整梁柱構件撓曲剛度為 $0.7E_cI_g$ ；其中， E_c 及 I_g 分別為混凝土彈性模數及 RC 構件全斷面積之慣性矩。BRB 構件利用桁架元素（truss element）採前述等效勁度係數模擬，其工作點與梁柱交會節點間建立一短梁（圖 3），以符合 BRB 與接合板基座工作點設置於柱表面之真實情況。建物樓板以薄膜元素（membrane element）模擬，並設定為雙向板以分配載重至梁桿件，且設置剛性樓板（rigid diaphragm）加以束制；但與 BRB 相鄰之節點取消此剛性束制，以模擬與 BRB 相鄰梁構件之軸力變化。結構系統韌性容量 R 值採用 4.8，計算所得之 X 及 Y 向設計地震力分別為 $0.1185W$ 及 $0.0975W$ ， W 為建築物全部靜載重。模型中雙向地震力分別施加於各樓層質心上，並考慮 P- Δ 效應及 5% 質量偏心造成之動態扭矩進行分析。各樓層重量及梁柱尺寸設計結果詳如表 1 及表 2，梁構件採 1 樓至 8 樓同斷面，9 樓至 12 樓同斷面，且 X 向與 Y 向因結構系統不同，梁設計尺寸也有所差異；

表 3 與 BRB 相鄰之 RC 梁設計檢核

Story	BRB				Braced RC beam			
	A_c (mm ²)	P_y (kN)	$P_{T,max}$ (kN)	$P_{C,max}$ (kN)	$0.7T_{max}$ (kN)	Rebar	$A_s F_{yn}$ (kN)	$0.7T_{max}/A_s F_{yn}$
12F	900	293	456	525	—	—	—	—
11F					1176	12-D25	2505	0.47
10F	3600	1170	1825	2099	1986	12-D32	4026	0.49
9F					2718	12-D32	4026	0.68
8F	4000	1300	2028	2332	4286	14-D32	4697	0.91
7F					4286	14-D32	4697	0.91
6F	6400	2080	3245	3732	—	—	—	—
5F					—	—	—	—
4F	10000	3250	5070	5831	—	—	—	—
3F					—	—	—	—
2F	6400	2080	3245	3732	—	—	—	—
1F					—	—	—	—

備註： A_s 及 F_{yn} 分別為鋼筋總斷面積及標稱降伏強度。

三、梁柱接頭子結構試驗計畫

3.1 子結構試體

考量試驗設備及油壓制動器容量限制，本研究選取結構設計例中位於 10 樓的 RC 梁柱接頭處，設計一組實尺寸含 BRB 接合板基座及 RC 托架之子結構試體，進行反覆載重試驗。如圖 4 所示，子結構試體由 2470mm 長之梁構件及分別延伸於節點上下兩側 1800 與 2010mm 長之柱構件所組成。柱斷面尺寸為 600×600mm，採用 16 根 8 號鋼筋（直徑 25mm），鋼筋比為 2.25%；柱箍筋採用 4 號鋼筋（直徑 13 mm），在梁柱交會區及靠近梁端 600mm 範圍內箍筋間距為 100mm，其它範圍之箍筋間距則為 150mm。斷面尺寸為 500×600mm 之梁構件配置上下各 4 根 8 號鋼筋，鋼筋比為 1.35%；梁箍筋則採用 3 號鋼筋（直徑 10mm），在塑性與非塑性區域箍筋間距分別為 100 與 150mm，梁與柱皆符合規範韌性之箍筋設計。子結構試體各主要構件材料試驗結果詳表 4。

3.1.1 接合板基座設計

在傳統 BRB 構架中，梁柱角隅接合板除須承受 BRB 軸力外，亦應考慮構架側位移造

成梁柱開合效應（frame action effect）對角隅接合板產生之額外應力[22]。本研究所提之構架系統於斜撐跨內無橫梁通過，相鄰兩組 BRB 共用之接合板基座配置於梁柱接頭側表面，可避免受梁柱開合效應影響之複雜力學行為。子結構試體接合板基座採用標稱降伏強度為 350MPa 之 ASTM A572 GR50 鋼材，主要由連接 BRB 之接合板及連結 RC 構架之 U 形底座所組成，藉由接合板傳遞 BRB 軸力至 U 形底座。接合板採用 BRB 端部為槽接銲接之接合型式[2,3]進行細部設計，檢核項目包含接合板受拉降伏、受壓挫屈及塊狀剪力破壞[24]，設計結果如圖 4 所示。接合板與 U 形底座間之銲道設計可將相鄰兩組 BRB 發展之垂直向合力 V_{max} 傳遞至接合板基座上下兩端之 RC 托架，並傳遞水平向合拉力 $0.7T_{max}$ 至接合板基座底部之鋼筋續接器與梁構件。接合板基座於整體結構系統設計中為力量控制元件（force controlled element [25]），應確保在 BRB 發展至最大考量強度時仍保持彈性；子結構試體接合板基座利用 Abaqus 有限元素分析軟體[26]建模分析顯示，U 形底座採用厚度為 30mm 之底板及端板組成可始終保持彈性。此外，本研究使用油壓制動器取代兩組 BRB 構件實體，

分別模擬 BRB 對接合板基座造成之水平向及垂直向合力。試體在接合板自由端設置轉接板，再將 U 形底座一端板向兩側延伸並配置適當之加勁板，以利與制動器相連接鎖固，使力量可順利傳遞至接合板基座（圖 5）。

3.1.2 托架設計

構架系統中之 RC 托架亦屬力量控制元件，須抵抗來自接合板基座之垂直向剪力需求 $V_{\max}$ 。相鄰兩組 BRB 分別發展至最大拉力 ($P_{T,\max}$) 及壓力 ($P_{C,\max}$) 強度時（表 3），子結構試體接合板基座上端及下端托架計算剪力需求分別為 1729 及 1590 kN。然而，本研究提出之改良接合方式利用銲接於接合板基座底部之鋼筋續接器與梁主筋連結，梁主筋除可直接抵抗 BRB 之水平向拉力外，並會藉由剪力摩擦效應間接提供垂直向剪力之阻抗，因而降低接合板基座上下兩端托架之剪力需求。為避免過度保守之設計結果，假設梁端至接合板基座間之剪力摩擦強度可抵抗 30%至 40%之剪力需求，故子結構試體上端 (C_{up}) 及下端 (C_{dw}) 托架分別考慮前述計算剪力需求之 60%及 70%做為設計目標。設計結果如表 5 及圖 4 所示，托架 C_{up} 及 C_{dw} 之深度 H 分別為 400 及 600mm，寬度 B 分別為 600 及 400mm，而長度 L 均為 200mm；長度與深度之比值 L/H 分別為 0.5 及 0.33。試體托架採用 4 號鋼筋，托架 C_{up} 配置間距為 140mm 之水平向雙層 U 形箍筋，托架 C_{dw} 配置之水平向單層 U 形箍筋間距則為 96mm，箍筋埋入柱面之深度均為 450mm 滿足規範伸展長度之要求，並利用垂直向的環形工作筋進行固定。

試體托架抗剪強度 V_u 依照 Qu 等人所提出之壓拉桿模型[27]進行評估：

$$V_u = \sigma_d B l \cos \theta \quad (1)$$

其中， σ_d 為對角壓桿之開裂混凝土強度， l 及 θ 分別為壓桿深度及傾角； $B l$ 為有效承壓面積。各參數可由式(2)至式(4)計算求得：

$$\sigma_d = \begin{cases} \frac{0.9 f_c}{\sqrt{1 + 400 f_{ct} / E_c}} & \text{for } f_c < 42 \text{ MPa} \\ \frac{5.8 \sqrt{f_c}}{\sqrt{1 + 400 f_{ct} / E_c}} & \text{for } f_c \geq 42 \text{ MPa} \end{cases} \quad (2)$$

$$l = kd = \left(\sqrt{(n \rho_s)^2 + 2n \rho_s} - n \rho_s \right) d \quad (3)$$

$$\theta = 2 \tan^{-1} \left(\frac{-1 + \sqrt{(a/d)^2 + (1 + k^2/4)}}{a/d - k/2} \right) \quad (4)$$

其中， f_{ct} 為混凝土抗拉強度， $n = E_s / E_c$ 為鋼筋與混凝土彈性模數之比值， d 及 ρ_s 分別為托架有效深度及主要鋼筋比， a 為作用力中心與柱面之間距。假設托架水平向箍筋在受力端恰達降伏強度，且應力沿垂直向呈線性分佈，則托架之拉桿有效深度及有效鋼筋比為[27]：

$$d = \frac{2}{3} H \quad (5)$$

$$\rho_s = 0.5 \frac{n_{leg} A_{s1}}{Bd} \quad (6)$$

其中， n_{leg} 及 A_{s1} 分別為托架箍筋支腳總數及單支腳斷面積。混凝土抗拉強度 f_{ct} 假設為 $0.1 f_c$ ，鋼筋與混凝土彈性模數分別假設為 $E_s = 200 \text{ GPa}$ 及 $E_c = 4.7 \sqrt{f_c} (\text{MPa}) \text{ GPa}$ ，則試體托架 C_{up} 及 C_{dw} 計算所得之設計抗剪強度 V_u 分別為 1079 及 1097 kN（表 5）。此外，ACI 318-11 規範說明剪力跨度與深度比小於 1.0 之托架，可依剪力摩擦理論計算其剪力強度，適用於本試體兩組托架。根據剪力摩擦理論[15]所得之托架剪力強度 V_n 為：

$$V_n = A_{vf} F_y \mu \leq (0.2 f_c A_{con}, 5.5 A_{con}) \quad (7)$$

其中， A_{vf} 為剪力傳遞鋼筋之面積，取托架內所有 U 形箍筋做計算， μ 則為摩擦係數，本試體為整體澆置且為常重混凝土，故取摩擦係數 1.4 做計算。由於剪力摩擦理論所得之剪力強度值較大時，將趨於不保守，故所得之剪力計算強度不得大於 $0.2 f_c A_{con}$ 或 $5.5 A_{con}$ ， A_{con} 為混凝土抵抗剪力傳遞之斷面積。依 ACI 318-11 托架設計方法計算所得之試體托架 C_{up} 及 C_{dw}

表 4 材料試驗結果

Material	F_{yt} (MPa)	F_y (MPa)	F_u (MPa)	f_c (MPa)
Longitudinal rebar, D25 (SD420)		454	669	—
Column and corbel stirrup, D13 (SD420)	420	451	686	—
Beam stirrup, D10 (SD420)		437	663	—
Gusset and bracket plate (A572 GR50)	350	370	498	—
Concrete	—	—	—	47

備註： F_y 及 F_u 分別為鋼材降伏應力及拉力強度， f_c 為試驗當天混凝土抗壓強度。

表 5 托架設計結果

Corbel	L (mm)	H (mm)	B (mm)	a (mm)	n_{leg} (mm)	k	ρ_s (%)	θ	V_u (kN)
C _{up}	200	400	600	50	12	0.23	0.48	17°	1079
C _{dw}	200	600	400	50	12	0.23	0.48	14°	1097

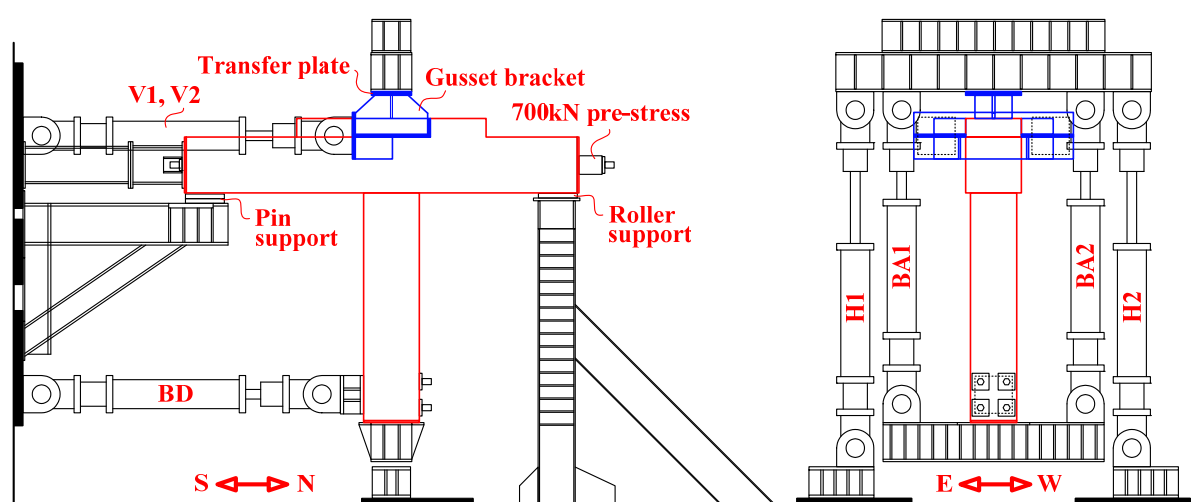


圖 5 試驗配置

四、試驗結果與討論

4.1 梁柱構件受力反應

子結構試體自由體圖如圖 6 所示，相鄰兩組 BRB 工作點位於柱表面而非梁柱交會節點處，因此接合板基座所傳遞之垂直向合力 V_{BRB} 提供之彎矩強度為 $V_{BRB} \times h/2$ 。雖然此力矩 $h/2$ 很短僅為半柱深，但高軸力的 BRB 仍可依此貢獻顯著之彎矩強度，故可補償部分因斜撐跨內無配置橫梁所造成彎矩容量之損失[13]。子結構試體試驗過程中整體彎矩 $(V_{c1} + V_{c2}) \times (H_1/2 + H_2/2)$ 反應可由梁引致之彎矩 $V_b \times L_b$ 及 BRB 造成之彎矩 $V_{BRB} \times h/2$ 相疊加而得，如圖 7(a)所示，BRB 所造成之最大彎矩約為梁

所引致之半，約為整體彎矩之 1/3。斷面分析求得之試體梁構件軸彎互制曲線與試驗結果比對如圖 7(b)所示，試驗結果與分析預測之降伏面相符合。分析與試驗結果顯示，試體梁軸力 N_b 隨頂層側位移角而改變，在頂層側位移角為正時所對應之試體梁端變位為負，梁軸力受 BRB 合力作用水平分量為負值使梁受壓，故使梁構件之負彎矩降伏強度大於受拉時之正彎矩降伏強度。反覆載重試驗結束後試體破壞情形如圖 8 所示，RC 構件混凝土剝落位置主要集中於梁端，符合強柱弱梁之耐震設計原則，柱構件之撓剪裂縫主要發生於兩托架區間範圍內。

4.2 接合板基座及托架受力反應

接合板基座受垂直於柱軸向之力量與變形關係如圖 9 所示，反覆載重試驗過程中量測所得之最大變形量小於 0.5mm，整體受拉反應主要呈現線性關係；當接合板基座受壓時，位移計因試體振動而滑移或接合板基座局部彈性變形導致量得之微小變形為正值。為了解接合板基座可承受之極限拉力，反覆載重試驗結束後對其進行單向加載試驗，試驗中止時最大受力約為 1800 kN，整體受力變形關係仍無明顯非線性反應。

試體托架 C_{up} 及 C_{dw} 受力變形關係如圖 10 所示，反覆載重試驗過程中兩組托架混凝土幾乎沒有產生裂縫；隨著反覆加載次數增加，托架邊緣受接合板基座承壓而有混凝土局部擠碎。為了解托架可承受之極限剪力，反覆載重試驗結束後分別對兩組托架進行單向加載試驗，在加載至油壓制動器之出力極限時，兩組托架仍未發生明顯破壞情形。試驗結果顯示，試體托架可承受之剪力強度遠大於設計強度，證實接合板基座底部使用鋼筋續接器與梁主筋接合所提供之額外剪力摩擦強度相當可觀。

4.3 BRB 與 RC 構架接合行為模擬

BRB 與 RC 構架接合的有效性是確保 BRB 發揮耐震性能之關鍵，本節針對接合處接合板基座受拉及托架受剪行為以等效彈簧進行模擬，以了解本研究所提出之 BRB 接合受力反應對整體結構受震反應之影響。接合板基座主要因承受 BRB 合力所造成垂直於柱軸向之拉力而產生變形，受壓時柱面承壓無顯著變形反應，其等效彈簧材料採用 PISA3D 內建之三參數衰減材料模擬受拉反應有勁度衰減的現象與殘餘變形（圖 11）。托架主要承受來自 BRB 合力所造成之剪力而受壓變形，其等效彈簧材料亦使用三參數衰減材料模擬受力變形反應（圖 12）。參照 3.2 節試驗配置建立試體 PISA3D 分析模型，如圖 13 所示，將前述之等效彈簧建置於 BRB 工作點處模擬與構架之接合行為，並依照試驗加載方式進行反覆載重分析。分析結果如圖 14 所示，不論 PISA3D 分析模型中是否建置模擬 BRB 接合行為之等效彈簧，均可有效預測試體梁受力反應，顯示本研究所提出之改良接合方式可有效降低 BRB 接合受力反應對整體構架不利之影響。

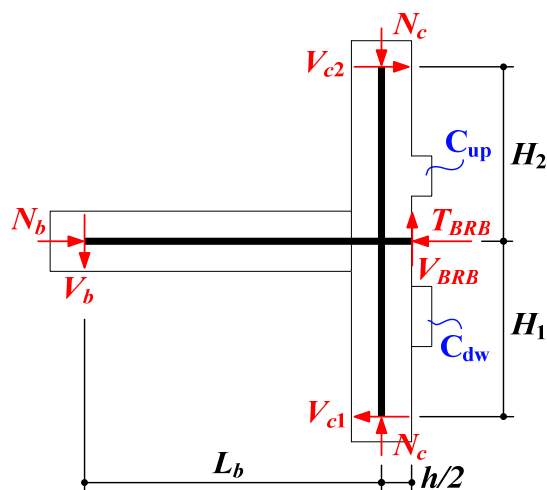


圖 6 子結構試體自由體圖

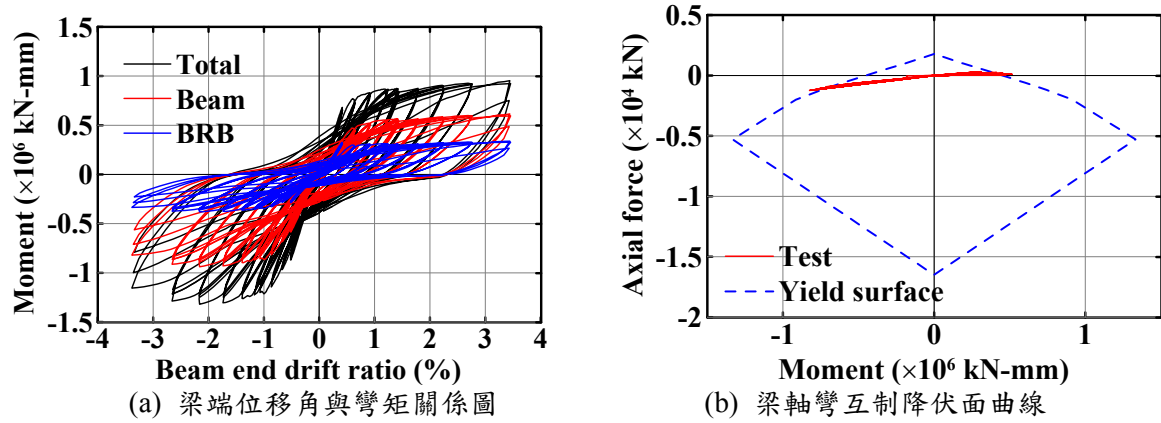


圖 7 試驗結果

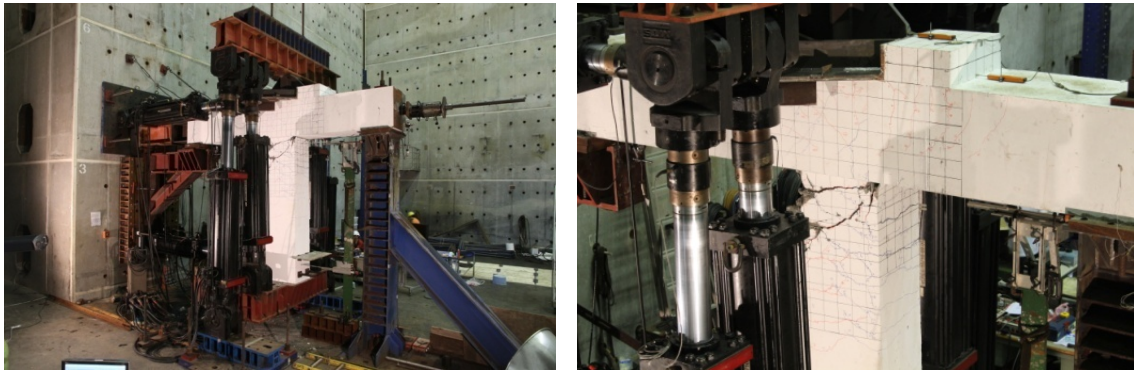


圖 8 反覆載重試驗結束後試體破壞情形

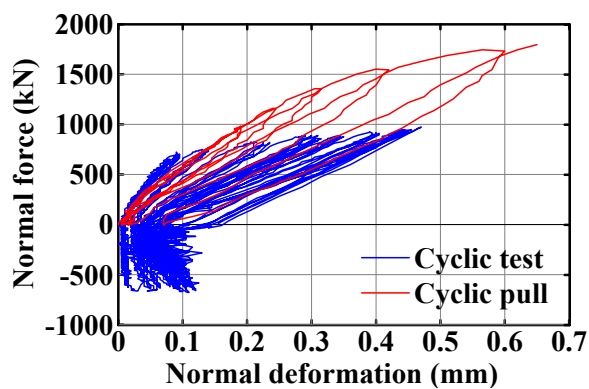


圖 9 接合板基座正向力與變形關係

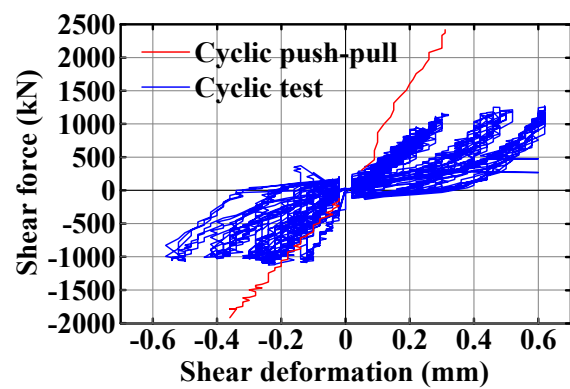


圖 10 托架剪力與變形關係

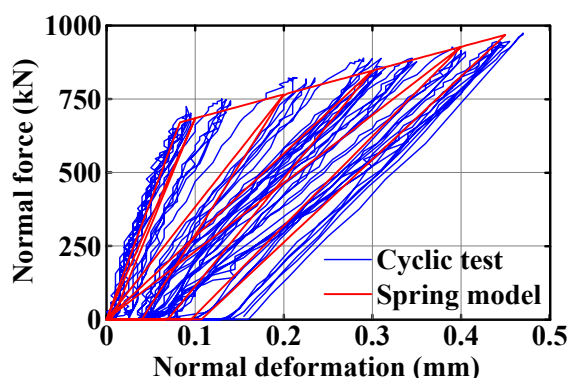


圖 11 接合板基座彈簧模型

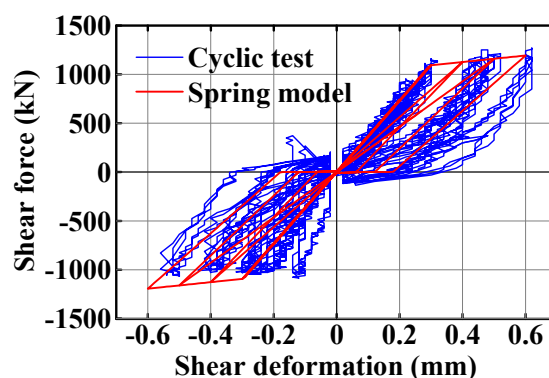


圖 12 托架彈簧模型

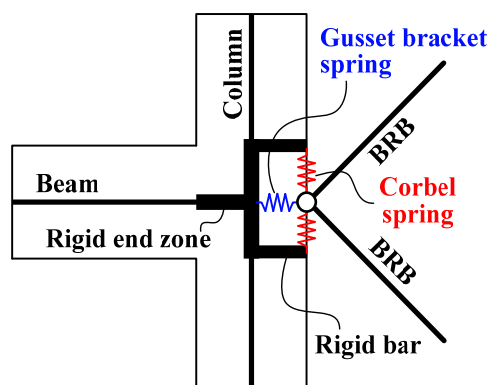


圖 13 模擬與構架接合行為之等效彈簧

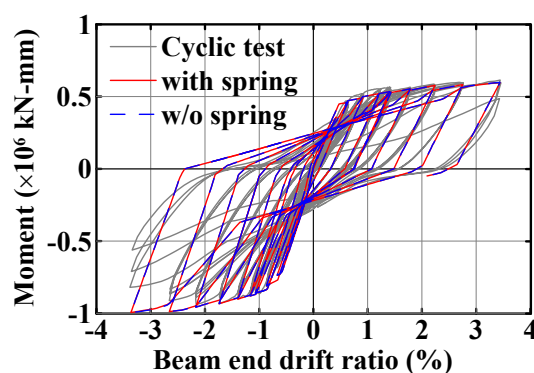


圖 14 試驗與分析結果

五、非線性動力歷時分析

為探討結構設計例在真實地震作用下之受震反應，本研究另使用 PISA3D 結構分析軟體[18,19]建構較精細的三維結構分析模型，進行含 BRB 之 X 向結構非線性動力歷時分析[21]。梁柱構件利用纖維梁柱元素（fiber beam-column element）模擬 RC 複合斷面。鋼筋使用三參數衰減材料，只模擬鋼筋與混凝土間之握裹滑移及遲滯迴圈之束縮現象，對於鋼筋材料強度及加載勁度則未設定衰減行為，如圖 15 所示；混凝土依據 Popovics model [29] 及 Karsan-Jirsa model [30]，定義材料受壓反應包絡線及反覆加載之勁度衰減關係。BRB 利用桁架元素及等效勁度係數模擬軸力桿件，並

使用可同時考慮等向應變硬化（isotropic hardening）及走動應變硬化（kinematic hardening）合效應之應變硬化材料（hardening material）。梁柱接頭處的剛域設定、BRB 工作點偏心的模擬方式、樓板材料模型及束制條件均與前述於 SAP2000 模型中之設定方式相同。子結構試驗與分析模擬結果顯示，本改良接合方式可有效抑制 BRB 接合處受力後之變形反應，故決定在進行大量動力歷時分析時所用模型中，不配設前述模擬 BRB 接合行為之等效彈簧，以減少分析所需時間。分析採用美國 Oakland 地區包含三種地震危害度，50 年超越機率分別為 50%（service level earthquake, SLE）、10%（design base earthquake, DBE）及

2% (maximum considered earthquake, MCE), 各 80 組共 240 組合近斷層地震加速度歷時[20], 但利用結構 X 向自然振動週期 (1.09 秒) 分別調整 Oakland 地區在三種地震危害度下之地表加速度歷時, 使 5% 阻尼比之平均反應譜在週期為 1.09 秒時之平均譜加速度與嘉義市設計反應譜在 1.09 秒時的譜加速度相吻合 (圖 16)。本非線性動力歷時分析採用 Newmark 法, 分析之時間間隔為 0.001 秒, 模型第一及第二振態阻尼比假設為 2%。

5.1 整體結構受震反應

圖 17(a) 為結構系統在 240 組地震加速度歷時下的最大層間側位移角反應, 於 SLE、DBE 及 MCE 等級地震中, 最大層間側位移角之平均值分別為 0.0033、0.009 及 0.0111 弧度; 可知此 BRB-RCF 結構在地震作用下之層間側位移角已受控制, 因本建築物用途係數採用 1.25 進行設計, 並搭配使用 BRB 系統, 故整體結構側向勁度高, 有效控制有較小之層間變位反應。如圖 17(b) 所示, 在 SLE、DBE 及 MCE 等級地震作用下, 最大基底剪力平均值分別為 8404、18220 及 20630 kN; 相較於設計基底剪力之 7517 kN, 結構系統超強依序為 1.1、2.4 及 2.7。圖 18(a) 顯示三種等級地震中結構底層 BRB 提供之最大水平剪力; 其中, 在 DBE 及 MCE 等級地震作用下之 BRB 已發展超過其降伏強度。將前述三種等級地震下之底層 BRB 最大水平剪力除以對應之最大基底剪力可得圖 18(b), 在 SLE、DBE 及 MCE 等級地震下, BRB 抗側力比例平均值分別為 23%、21% 及 19%。分析結果顯示, 結構在小震時 BRB 保持彈性, 抗側力比例尚屬接近設計值 28%; 在中震及烈震作用下 BRB 超過降伏而消能, 可提供之抗側力比例降低, 原受保護的 RC 構架強度貢獻開始提升。

5.2 BRB 節點力量反應

結構系統無明顯高模態振動反應時, 主控振態為第一模態, 相鄰兩組 BRB 分別受拉及受壓; 連接 BRB 接合板基座的 RC 托架設計剪力需求 $V_{\max}$ 即依容量設計法, 考慮相鄰兩組 BRB 分別發展至最大拉力 ($P_{T,\max}$) 及壓力 ($P_{C,\max}$) 強度所造成之垂直向合力。非線性動力歷時分析結果顯示 (圖 19(a)), 相鄰兩組 BRB 共用之各節點於 80 組 MCE 等級地震中所發展之最大垂直向合力 V_{BRB} 達 $0.96V_{\max}$ 。然而, 若不考慮結構高模態效應, 相鄰兩組 BRB 分別發展軸拉與壓力, 在節點水平向分力相互抵消, 因此對相鄰梁構件之拉力需求小, 將低估結構系統真實受震反應所得之節點水平向合力。隨著結構系統較高模態振動行為的參與, 尤其是在 BRB 降伏後, 其相鄰之梁構件受拉反應越趨顯著。此外, 即使高模態效應不顯著, 在相鄰兩組 BRB 設計強度有明顯差異及頂層只有配置單組 BRB 的情況下, BRB 相鄰梁構件的拉力需求亦應特別檢討。如圖 19(b) 所示, 在 MCE 等級地震作用下, 各節點因高模態效應造成之最大水平向合拉力 T_{BRB} 及壓力 C_{BRB} 分別達 $0.7T_{\max}$ 及 $0.68C_{\max}$, 但越低樓層其值越小。

5.3 與 BRB 相鄰梁反應

本節挑選 80 組 MCE 等級地震中造成結構最大層間變位反應 (圖 17(a)) 之編號 2 號地震加速度歷時為例, 探討與 BRB 相鄰之 RC 梁受震反應。如圖 20 所示, 位於 10 樓梁柱接頭處之 RC 梁軸力與彎矩關係歷時未超出斷面設計分析預測之降伏面, 說明利用 PISA3D 之纖維梁柱元素建模可精準模擬 RC 構件的軸彎互制現象。10 樓梁柱接頭處 BRB 水平向合力與 RC 梁軸力歷時如圖 21(a) 所示, 圖中負值表示梁受壓, 當 BRB 水平向合力向梁壓時, 節點合力可直接傳入產生梁軸壓力; 但當 BRB 水平向合力向外時, 顯示節點合力無法由梁軸拉力平衡, 其差值則為節點上下的柱剪力。此

外，將該地震加速度歷時完全反向後之分析結果如圖 21(b)所示，BRB 水平向合力及 RC 梁受震拉壓軸力反應特性與地震未反向時相同，

顯示 RC 梁受拉勁度小，可傳遞之 BRB 節點水平向合力有限。

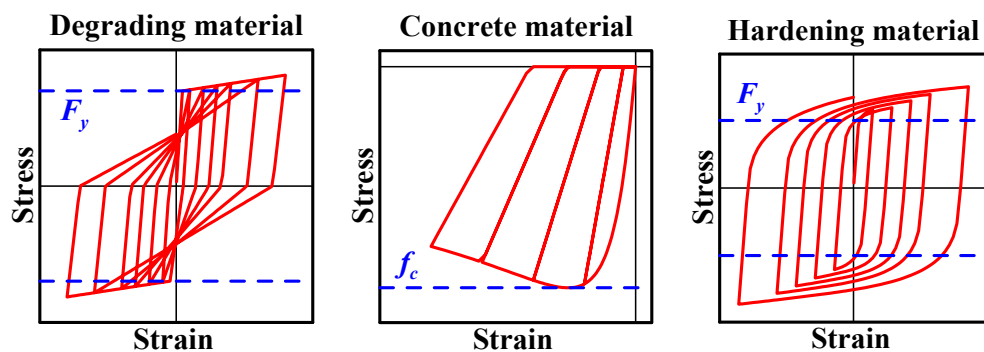


圖 15 材料模型應力應變關係

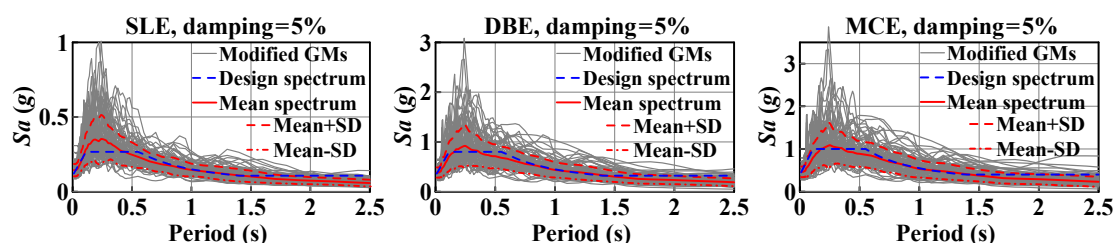
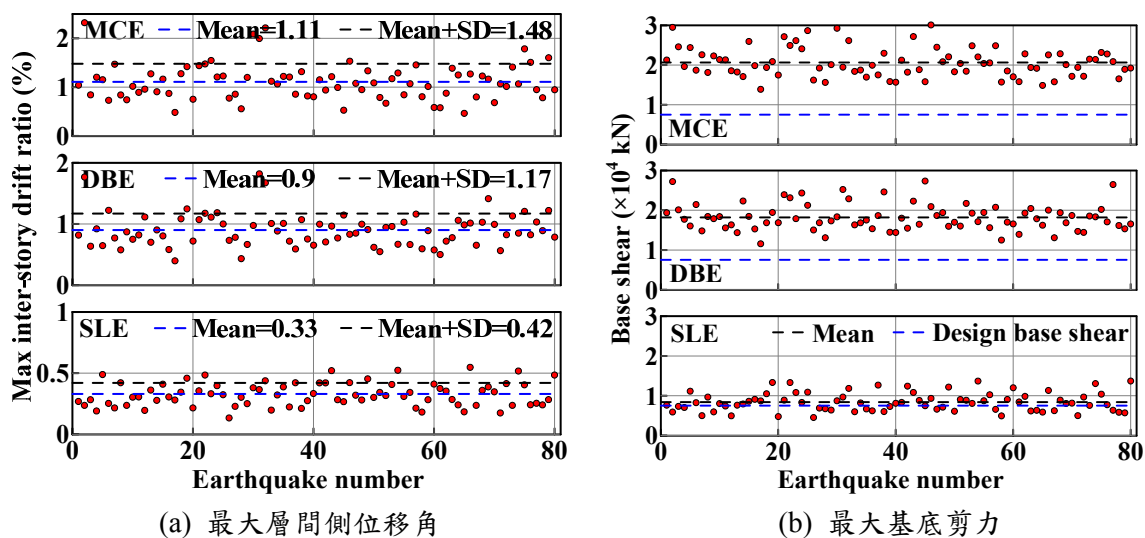


圖 16 依嘉義市彈性設計反應譜調整之地震加速度反應譜



(a) 最大層間側位移角

(b) 最大基底剪力

圖 17 不同等級地震下之層間變位及基底剪力反應

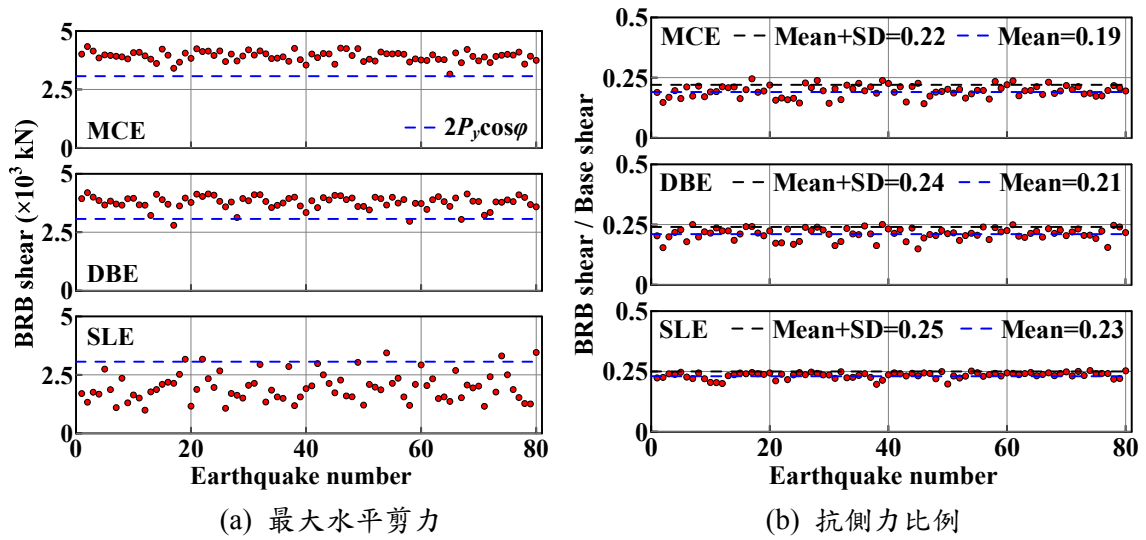


圖 18 不同等級地震下之底層 BRB 力量反應

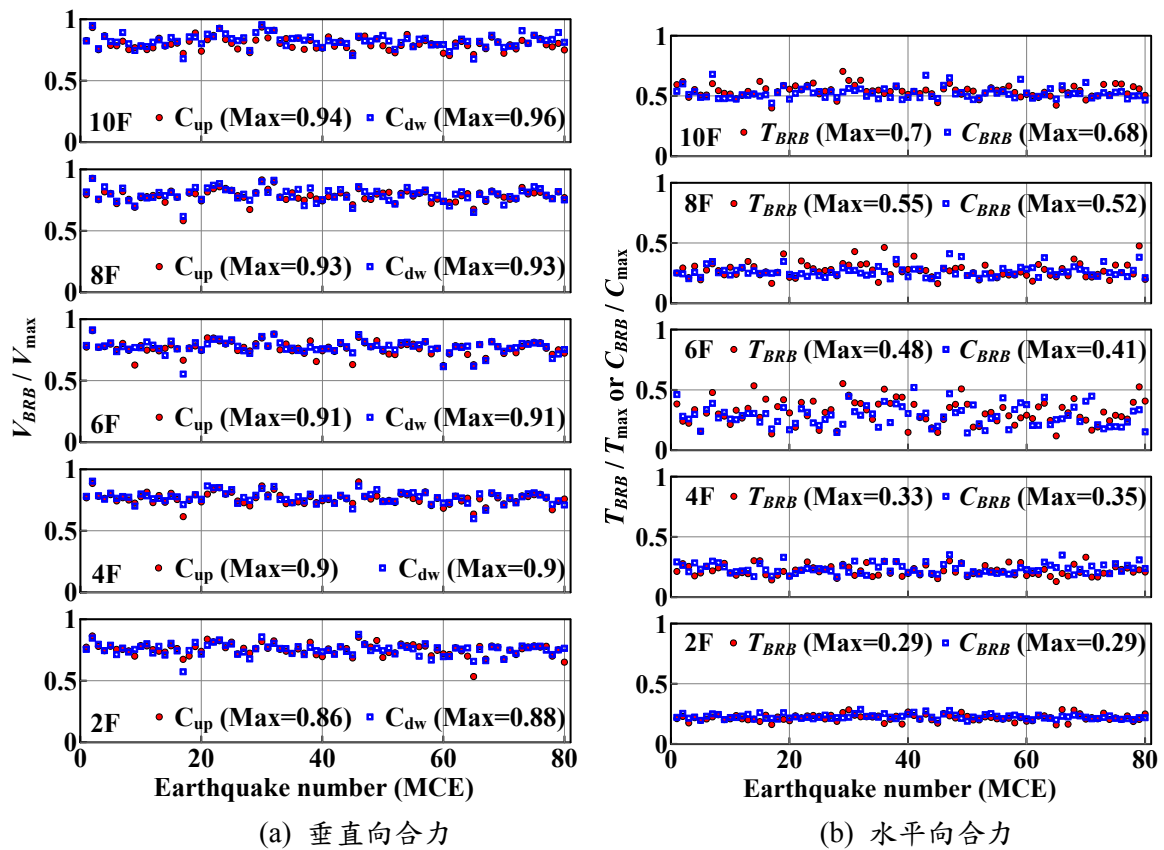


圖 19 BRB 節點力量反應

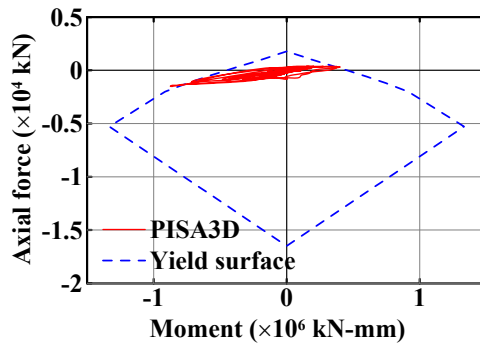
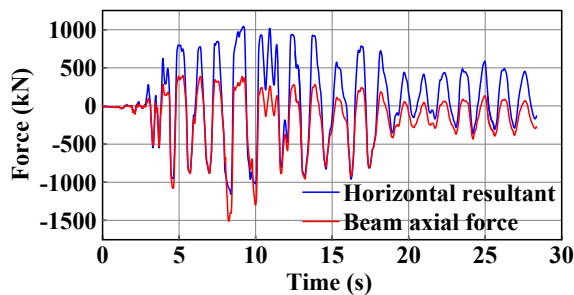
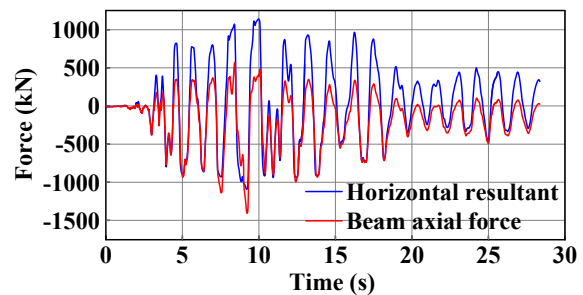


圖 20 位於 10 樓與 BRB 相鄰梁之軸力與彎矩受震反應



(a) MCE 等級地震中編號 2 號之受震反應



(b) 地震完全反向後之受震反應

圖 21 位於 10 樓 RC 梁軸力與 BRB 水平向合力歷時

六、結論與建議

根據本研究分析與試驗結果可歸納出下列結論：

1. 本研究所提出之改良接合方式可行，施工方式習見於 SRC 結構工程中，接合板基座可取代灌漿所需之部份板模，且於定位後不影響梁柱鋼筋綁紮。利用接合板基座底面之鋼筋續接器與梁主筋連接可確保其不被拉出柱表面，且不影響梁主筋原性能，梁的彎矩降伏點與預測之軸彎互制降伏面相符。
2. 試驗結果顯示，托架可承受之剪力強度遠大於設計強度，證實接合板基座底部連結之梁主筋可提供額外之剪力摩擦強度。此外，若依 ACI 318-11 規範之建議計算托架剪力強度，將過度低估托架抗剪能力。由於托架受剪之破壞模式為脆

性破壞，可考慮採其他研究所提出之托架剪力容量評估方式進行保守設計，確保 BRB 與 RC 構架接合之有效性。

3. 動力分析結果顯示，本結構設計例在 SLE、DBE 及 MCE 等級地震作用下，BRB 抗側力比例平均值分別為 23%、21% 及 19%；結構在小震時 BRB 保持彈性，在中震及烈震作用下 BRB 超過降伏而消能，可提供之抗側力比例降低，原受保護的 RC 構架強度貢獻開始提升。
4. 分析結果顯示，結構系統高模態效應造成相鄰兩組 BRB 同時受拉且發展至最大拉力強度的機會不高，建議接合板基座抗垂直於柱軸向之拉力需求可採 $0.7T_{max}$ 進行設計。
5. 本研究所示範之 12 層樓結構設計例高寬比不大，其高模態參與反應的比例並不顯著，若進行高寬比更大的結構設計時

必須合理考慮結構系統高模態振動效應。

6. 即使結構系統高模態效應不顯著，在相鄰兩組 BRB 設計強度有明顯差異及頂層只有配置單組 BRB 的情況下，BRB 相鄰梁構件的拉力需求亦應特別檢討。此外，結構最頂層及最底層 BRB 接合處仍應設置完整之托架，且頂梁、地梁及相鄰柱亦應特別檢核，避免 RC 構件因 BRB 引致之集中力造成不連續區域的剪力破壞。

參考文獻

1. Wada A, Nakashima M, 2004. From infancy to maturity of buckling restrained braces research. The 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada.
2. 蔡克銓、吳安傑、林保均、魏志毓，2012。槽接式挫屈束制支撐與脫層材料性能研究。結構工程，第 27 卷，第 3 期，第 29-59 頁。
3. Tsai KC, Wu AC, Wei CY, Lin PC, Chuang MC, Yu YJ, 2014. Welded end-slot connection and debonding layers for buckling-restrained braces. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 43(12), 1785-1807.
4. Mahrenholtz C, Lin PC, Wu AC, Tsai KC, Hwang SJ, Lin RY, Bhayusukma MY, 2015. Retrofit of reinforced concrete frames with buckling-restrained braces. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 44(1), 59-78.
5. 潘冠宇、吳安傑、李昭賢、蔡克銓，2015。挫屈束制支撐鋼框補強鋼筋混凝土構架之研究。結構工程，第 30 卷，第 4 期，第 41-62 頁。
6. Pan KY, Wu AC, Tsai KC, Li CH, Khoo HH, 2016. Seismic retrofit of reinforced concrete frames using buckling-restrained braces with bearing block load transfer mechanism. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 45(14), 2303-2326.
7. Brown P, Aiken ID, Jafarzadeh FJ, 2001. Seismic retrofit of the Wallace F. Bennett Federal Building. Modern Steel Construction, August.
8. Takeuchi T, Yasuda K, Iwata M, 2006. Studies on Integrated building facade engineering with high-performance structural elements. International Association for Bridge and Structural Engineering Symposium, Budapest, Hungary.
9. Richards J, 2011. \$48.5 million parking structure at John Wayne Airport is braced for the future. Airport Improvement Magazine, March-April.
10. 楊異閔、黃潔倫、吳安傑、李昭賢、蔡青宜、王孔君、蔡克銓，2016，「新建含挫屈束制支撐之實尺寸兩層樓鋼筋混凝土構架耐震設計、試驗與分析研究：一、試體設計與耐震試驗」，結構工程，第 31 卷，第 2 期，第 91-114 頁。
11. 楊異閔、黃潔倫、吳安傑、李昭賢、蔡青宜、王孔君、蔡克銓，2016，「新建含挫屈束制支撐之實尺寸兩層樓鋼筋混凝土構架耐震設計、試驗與分析研究：二、試驗結果與模擬分析」，結構工程，第 31 卷，第 2 期，第 115-136 頁。
12. Wu AC, Tsai KC, Yang HH, Huang JL, Li CH, Wang KJ, Khoo HH, 2017. Hybrid experimental performance of a full-scale two-story buckling-restrained braced RC frame. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 46(8), 1223-1244.
13. Qu Z, Kishiki S, Sakata H, Wada A, Maida Y, 2013. Subassembly cyclic loading test of RC frame with buckling restrained braces in zigzag configuration. Earthquake

- Engineering and Structural Dynamics, 42(7), 1087-1102.
14. Qu Z, Kishiki S, Maida Y, Sakata H, Wada A, 2015. Seismic responses of reinforced concrete frames with buckling restrained braces in zigzag configuration. *Engineering Structures*, 105, 12-21.
15. American Concrete Institute (ACI), 2011. *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11)*. ACI, Farmington Hills, Michigan.
16. 中國土木水利工程學會, 2011。混凝土工程設計規範與解說(土木 401-100)。科技圖書, 台北, 台灣。
17. 中華民國內政部營建署, 2011。建築物耐震設計規範及解說。內政部營建署, 台北, 台灣。
18. 林柏州、許芳瑋、蔡克銓, 2007。物件導向非線性結構分析與圖形檢視軟體之應用。結構工程, 第 22 卷, 第 3 期, 第 119-133 頁。
19. Lin BZ, Chuang MC, Tsai KC, 2009. Object-oriented development and application of a nonlinear structural analysis framework. *Advances in Engineering Software*, 40(1), 66-82.
20. Baker JW, Lin T, Shahi SK, Jayaram N, 2011. New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program. Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley, California.
21. 林庭立, 2016。之字型配置挫屈束制支撐於鋼筋混凝土構架之接頭耐震試驗與分析研究。國立臺灣大學土木工程學系, 碩士論文, 蔡克銓教授指導, 台北, 台灣。
22. 吳安傑、林保均、莊明介、蔡克銓, 2015。挫屈束制支撐構架設計概要與工程應用。結構工程, 第 30 卷, 第 1 期, 第 11-33 頁。
23. Computers and Structures, Inc., 2017. <https://www.csiamerica.com/products/sap2000>.
24. Chuang MC, Tsai KC, Lin PC, Wu AC, 2015. Critical limit states in seismic buckling-restrained brace and connection designs. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 44(10), 1559-1579.
25. Structural Engineering Institute, 2010. *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-10)*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia.
26. Dassault Systèmes Simulia Corp., 2017. <https://www.3ds.com/products-services/simulia/products/abaqus>.
27. Qu Z, Maida Y, Kishiki S, Sakata H, 2012. Shear resistance of reinforced concrete corbels for shear keys. The 9th International Conference on Urban Earthquake Engineering and 4th Asia Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japan.
28. American Concrete Institute (ACI), 2005. *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary (ACI 374.1-05)*. ACI, Farmington Hills, Michigan.
29. Popovics S, 1973. A numerical approach to the complete stress-strain curve of concrete. *Cement and Concrete Research*, 3(5), 583-599.
30. Karsan ID, Jirsa JO, 1969. Behavior of concrete under compressive loadings. *Journal of the Structural Division*, 95(ST 12), 2543-2563.