

簡支橋梁橡膠支承系統與止震塊耐震性能研究

鄭錦銅¹ 陳鈺寧²

關鍵詞： 簡支橋梁、橡膠支承墊、止震塊、耐震性能、大型結構試驗。

摘要

九二一地震造成台 3 線上多座橋梁嚴重損壞。為了解地震力如何在支承與橋柱間傳遞與互制，有必要針對簡支橋梁橡膠支承墊與止震塊之耐震性能進行研究探討。傳統橋梁設計多為強支承—弱橋柱設計，以橋柱塑鉸來消散地震能量，然而新的功能設計則傾向強橋柱—弱支承設計，讓支承產生破壞以磨擦來消能。本文以試驗方法，分別探討設置於傳統簡支橋梁之橡膠支承墊（含剪力鋼棒）與止震塊之耐震性能。並提出理論模式模擬橋梁橡膠支承墊（含剪力鋼棒）與止震塊之剪力與變形關係，提供工程界參考。

SEISMIC BEHAVIOR OF THE STEEL-REINFORCED NEOPRENE PAD WITH STEEL OR CONCRETE SHEAR KEYS IN THE SIMPLY SUPPORTED BRIDGE

Chin-Tung Cheng Yu-Ling Chen

Department of Construction Engineering
National Kaohsiung First University of Science and Technology
Kaohsiung, Taiwan 81164, R.O.C.

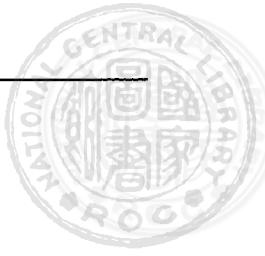
Key Words: simply supported bridge, steel-reinforced neoprene pad, shear key, seismic behavior, full-scale testing.

ABSTRACT

Simply supported bridges in Taiwan were severely damaged in the latter after ChiChi Earthquake in 1999. In order to understand how the seismic force is transmitted from the bridge bearing to the piers, it is necessary to investigate the seismic behavior of the bridge bearing and concrete shear keys. The bridge in Taiwan is conventionally designed in a way of the strong-bearing-weak-column principle so that seismic energy is dissipated through the plastic hinges in the bridge piers. However, the strong-column-weak-bearing principle that dissipates energy through the friction in the bearing system has been proposed recently for the design of new bridges, in accordance with the concept of the performance based design. In this research, specimens of the steel-reinforced neoprene pad installed with steel or concrete shear keys commonly used in the simply supported bridges are constructed and tested. In addition to the tests, analytical models that can evaluate the shear strength as well as the force-deformation behavior for the bearing components with the shear keys are also proposed.

¹ 國立高雄第一科技大學營建工程系副教授

² 國立高雄第一科技大學營建工程系碩士班研究生



一、前 言

橋梁結構系統簡單致餘度不足，使橋梁易於地震中受損。尤其是未經耐震設計之傳統橋梁，容易因橋墩損壞或支承破壞導致落橋，倒塌或橋面位移等程度不一之損壞。九二一集集地震災後，車籠埔斷層沿線約有二十餘座橋梁嚴重受損。在這些嚴重損壞橋梁中，除了少數幾座橋梁外，大多為簡支橋梁結構系統，且橋柱多為圓形單柱系統，造型簡單。主要破壞模式包含橋面板於伸縮縫處碰撞、大梁落橋、主梁移位或斷裂、支承破壞、橋柱發生剪力、撓曲、撓剪破壞、基礎與橋臺傾斜下陷、引道移位等破壞。從這些損壞情況可見支承系統與橋梁墩柱之間的相對耐震能力，對橋梁破壞模式有相當影響。舉例而言，如果支承系統抗橫力比橋梁墩柱大，則橋面慣性力可藉由支承系統傳入橋梁下部結構，導致墩柱發生剪力或撓曲破壞，即為強支承—弱橋柱破壞模式。反之，若支承系統抗橫力比橋梁墩柱小，在橋面慣性力未傳入橋梁下部結構前，支承系統即發生破壞，可歸類為弱支承—強橋柱破壞模式。因為橋梁下部結構損壞，修復技術與成本較為困難，容易造成落橋或坍塌等危險，近年來國家地震研究中心遂提出功能性支承系統之研究。功能性支承係以弱支承系統之磨擦消能來避免地震力向下傳入下構，但是其前提需能避免橋面落橋之情況發生。不管採用傳統或功能性支承系統設計，都有必要先針對簡支橋梁支承系統之耐震性能進行研究。

本文探討傳統簡支橋梁支承系統之耐震性能，對整體橋梁耐震行為影響。傳統簡支橋梁橋面藉由跨座於橋墩上方之支承系統來傳遞重力與水平地震力，預力大梁 (PCI girder) 兩端通常以一端鉸接一端鋸接以克服熱漲冷縮熱差變形。傳統簡支橋梁支承中，以橡膠支承墊因容易施工與維護最為普遍應用。大梁鉸接端於橡膠支承中央插入剪力鋼棒 (anchor bar) 以限制其縱向或橫向變形。而鋸接端常以混凝土止震塊 (concrete shear key) 限制其橫向 (垂直車行方向) 變形。本文乃針對傳統簡支橋梁支承系統，包含一直被廣泛應用之合成橡膠支承墊 (steel-reinforced neoprene pad)，剪力鋼棒與混凝土止震塊進行試驗以評估其耐震性能。

合成橡膠支承墊係由一層層的薄鋼板與薄橡膠相互堆疊黏結而成。鋼板作為夾層可以增加其垂直向勁度，橫向勁度則由橡膠本身之抗橫力或其磨擦力來提供。而橋梁工程使用橡膠支承墊最主要之目的，除了承擔橋梁垂直載重之外，也可以吸收因為熱差效應或其他載重原因所產生之上下部結構相對橫向位移。因為橡膠支承在一般的狀態下較為容易保養，在耐久性方面、消能以及磨擦機構也比一般的鋼製支承來的好，故由經濟方面比較有利的橡膠支承遂取代了早期之鋼製支承而被社會廣泛的使用 [1]。橡膠支承墊之設計可依設計地震力需求以及橡膠基本性能，來決定最符合經濟效益之橡膠支承墊 (橡膠厚度與內襯鋼板的組合) [2]。如上所述，橡膠支承墊之力學行為可分別表示為垂直勁度與水平勁度，其詳細之計算方法，可參考文獻 [1-3]。當作用於支承外力大於橡膠支承靜磨擦力時，大梁

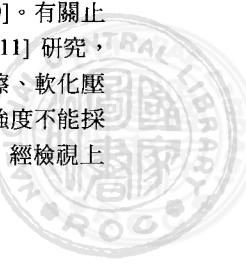
就會在支承上滑動，此時橡膠支承墊磨擦係數相對重要，參照賈 [4] 建議合成橡膠支承墊之磨擦係數為 0.15。另根據生產橡膠支承墊之杜邦公司報告，磨擦係數約可假設為 0.2 [5]。如橡膠支承墊製造過程依 ASTMD1149 規定需加蠟 (paraffin 或 microcrystalline 成分) 處理以防止臭氧破壞，此成分附著於橡膠支承墊表面將大為減低橡膠支承墊磨擦係數 [5]。再者，根據 PCI 設計手冊 [6] 磨擦係數應與支承所受正向應力相關。故磨擦力之計算依據 Schrage [7] 研究可表示為：

$$\mu = 0.1 + \frac{0.2}{\sigma_v} \quad (1)$$

其中， σ_v 為平均正向壓力 (N/mm^2)。台灣大學碩士研究生吳 [2] 以試驗方法研究合成橡膠支承墊在不同材質介面上之磨擦係數，並針對規範中所建議之磨擦係數 0.15 作探討。在鋼板磨擦機材上，靜態載重 (0.127 cm/sec 試驗速率) 之磨擦係數介於 0.15 至 0.19 之間，動態載重 (5 cm/sec 試驗速率以上) 之磨擦係數介於 0.15 至 0.3 之間，磨擦係數均隨磨擦距離之增加而遞減。動態載重下，初始磨擦係數為規範之二倍。如支承磨擦係數以規範值設計，實際向下傳遞之橫向載重遠比設計載重大。

如上所述，簡支承大梁之鉸接端 (hinge) 乃藉由合成橡膠支承墊中央置放剪力鋼棒，以防止橋梁上部結構承受地震力後產生之過大水平向位移。在地震力作用下，支承破壞前產生塑鉸，此時輔助之支承長度可以避免上部結構塑鉸過大而落橋 [8]。日本經歷了兵庫縣南部地震的經驗後，在平成 8 年 12 月修訂了道路橋梁示方書中談到，橡膠支承墊本身在地震來臨時必須要達到水平傳達的機能。而剪力鋼棒也被要求有足夠變形能力足以抵抗兵庫縣南部那樣大等級的地震強度 [9]。日本學者藉由剪力鋼棒的耐荷重模型加載試驗，探討剪力鋼棒之直徑，降低強度與支承高度的影響，強調剪力鋼棒抵抗地震時的復原力，提出耐荷重的評估模式，以變形性能的觀點來考慮剪力鋼棒的耐震性能以作為評估時之依據 [9]。

至於在帽梁上大梁旁設置混凝土止震塊，其主要目的在於防止地震力作用下簡支承大梁鋸接端 (roller) 產生過大橫向變形而落橋。混凝土止震塊依設置位置可分為內部止震塊與外部止震塊兩種。外部止震塊設置於橋梁橫斷面之最外側大梁外側，而內部止震塊則於大梁間設置，又可分為單向與雙向止震塊。其中，止震塊較小，頂住一根大梁且只能承受該大梁單一方向的推力者，稱之為單向止震塊，如圖 1 所示。若止震塊較大且頂住旁邊兩根大梁，可同時承受兩大梁不同方向推力者，稱為雙向止震塊，如圖 2 所示。一般而言，外部止震塊大小與單向止震塊類似。在施工時，止震塊與大梁之間通常以間距 2 cm ~ 2.5 cm 之保麗龍隔開。有關止震塊之剪力設計，可根據加州運輸部 (CALTRAN) 之建議依剪力磨擦概念計算之 [10]。有關止震塊的剪力評估，則可根據美國學者 Silva *et al.* [11] 研究，發現影響止震塊剪力容量的因素有滑動剪力磨擦、軟化壓拉桿因素、彎矩抗剪能力等。所以止震塊剪力強度不能採用 RC 梁的剪力強度計算式來計算 [11]。然而，經驗視上



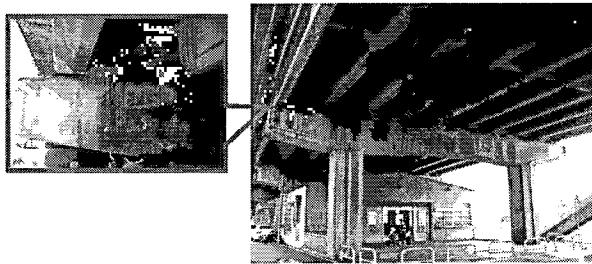


圖 1 傳統 PCI 簡支大梁之合成橡膠支承墊與混凝土單向止震塊佈置圖



圖 2 傳統 PCI 簡支大梁之合成橡膠支承墊與混凝土雙向止震塊佈置圖

述之止震塊剪力強度模型只能提供最大剪力強度評估值，而無法評估隨位移增加而遞減之剪力強度。再者，雙向止震塊與單向止震塊之耐震行為是否會有差異，皆有必要透過試驗與理論驗證，而提出合理之止震塊剪力強度評估模式，提供工程師參考。

故本文分別建造簡支承大梁之鋸接端 (roller) 試體 1 座、鉸接端 (hinge) 試體 2 座與混凝土止震塊試體 3 座，以試驗方式探討合成橡膠支承墊之磨擦係數，剪力鋼棒降伏強度對支承耐震行為影響，止震塊配筋對剪力強度影響以及單向或雙向止震塊之耐震行為差異等。

二、簡支大梁鋸接端

合成橡膠支承為最簡單之大梁鋸接端，本試體包含帽梁基座、橡膠支承墊與大梁，但是並未包含止震塊，如圖 3 所示。其中帽梁基座為長寬皆為 140 公分以及高 75 公分的立方體，詳細配筋如圖 3 所示。帽梁基座上之橡膠支承墊 (長 60 公分寬 40 公分高 5 公分) 內襯 4 層厚 0.2 公分間隔 1 公分 SS400 鋼板。安座於橡膠支承墊上方之大梁為長 80 公分以及寬高皆為 60 公分立方體，其配筋詳如圖 3 所示。為調整大梁高程，橡膠支承墊下方通常以無收縮水泥砂漿基座墊高 (面積與大梁底相同)，本試體無收縮水泥砂漿基座高約 8 公分。與橡膠支承墊直接接觸面 (磨擦基材)，上下皆為長 70 公分寬 50 公分高 3 公分 A572 Gr.50 鋼板，且都

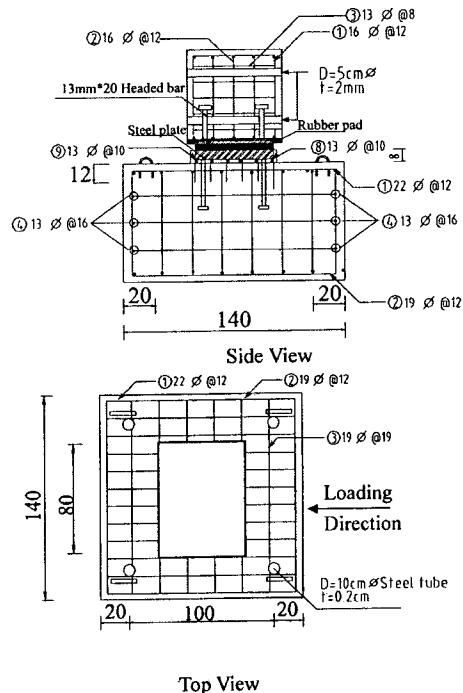


圖 3 簡支大梁鋸接端試體示意圖

以 4 支 1.3 公分直徑 20 公分長剪力釘焊接錨錠於大梁底或無收縮水泥砂漿基座內。橡膠支承墊下方鋼板 (磨擦基材) 則安座於插入帽梁 12 公分深之鋼筋網上，再以無收縮水泥砂漿埋置。為方便大梁與致動器連結，於大梁立方體內埋置 4 個 5 公分直徑鋼管，以預留螺栓之固定位置。表 1 顯示所有使用材料之基本力學性質。

試驗程序為先將帽梁基座以 4 支螺桿 (每支 85 噸) 錨錠於強力地板上。為模擬梁端大梁之重力，以一根跨座於大梁上方之型鋼 (橫梁) 來轉接油壓千斤頂之施力。施力時，置於橫梁上方之兩個油壓千斤頂各施加拉力 25 噸於兩側的螺桿上，經大梁上方橫梁往下傳遞，作用於大梁上的正向力 (軸力) 約 50 噸，試驗配置如圖 4 所示。而往下傳遞之螺桿拉力則傳至地板上鉸接器，最後透過型鋼錨錠於強力地板上。水平橫向力則由 2 隻 100 噸 MTS 致動器施加，致動器與試體之間以型鋼接合，致動器另一端則固定於反力牆上。施加水平橫向力方向之橡膠支承墊寬度為 60 公分，滑動向長度 40 公分。為監控大梁位移歷程，於致動器之對向大梁上安裝位移計。再者，帽梁基座上也安裝位移計以監控荷重施加過程中是否有滑移產生。大梁之橫向載重以位移控制，三角波等速運動 (0.125 cm/sec) 方式施加反覆荷重。試驗之控制位移，分別為位移 $\pm 1\text{ cm}$ 、 $\pm 2\text{ cm}$ 、 $\pm 5\text{ cm}$ 、 $\pm 10\text{ cm}$ 、 $\pm 15\text{ cm}$ 、 $\pm 20\text{ cm}$ 等值，每一控制位移施作兩個循環。

目視實驗結果發現在 2 公分位移循環載重下，橡膠支承墊因橡膠橫向勁度低呈現平行四邊形變形。在 5 公分位移循環載重下，橡膠支承墊與下方鋼板間開始產生滑動，其邊緣有些許翹曲現象，而且大梁有傾斜現象。在 10 公分位移循環載重下，橡膠支承墊產生較大之平行四邊形變形。在 15 公分位移循環載重下，橡膠支承墊下方鋼板週邊

表 1 大梁支承材料基本力學性質

橋台主體混凝土	$f'_c = 230 \text{ kg/cm}^2$		
膠墊使用：無收縮水泥砂漿	$f'_c = 362 \text{ kg/cm}^2$		
剪力鋼棒	S17C	$f_y = 2986 \text{ kg/cm}^2$	$f_u = 4084 \text{ kg/cm}^2$
	S35C	$f_y = 4436 \text{ kg/cm}^2$	$f_u = 8388 \text{ kg/cm}^2$
上下鋼板材質	A572 Gr50 ($f_y = 3500 \text{ kg/cm}^2$)		
橡膠支承墊硬度	60 ± 5		
橡膠支承墊內襯鋼板種類	SS400		
鋼筋抗拉強度	#4	$f_y = 3547 \text{ kg/cm}^2$	$f_u = 5454 \text{ kg/cm}^2$
	#5	$f_y = 4564 \text{ kg/cm}^2$	$f_u = 6852 \text{ kg/cm}^2$
	#6	$f_y = 5439 \text{ kg/cm}^2$	$f_u = 6730 \text{ kg/cm}^2$
	#7	$f_y = 5982 \text{ kg/cm}^2$	$f_u = 7403 \text{ kg/cm}^2$

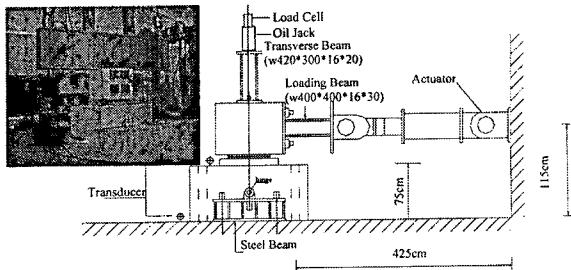


圖 4 簡支大梁梁端試驗配置圖

無收縮混凝土發生裂縫，有一些橡膠碎片因為磨擦而剝落殘留。在 20 公分位移循環載重下，橡膠支承墊下方鋼板週邊無收縮混凝土開始剝離，橡膠碎片因為磨擦而黏滯於鋼板上。圖 5 顯示本次試驗之力與位移遲滯迴圈圖。試驗時發現大梁並非水平滑動，而有傾斜現象，因此圖 5 之橫向力已扣除兩根螺桿因大梁水平位移所造成之水平分量。作用於大梁上之垂直載重也隨之修正。由圖 5 可發現水平力在大位移載重下往上翹起，其原因有可能在大變形下磨擦支承墊幾何形狀改變（四邊形末端翹起）或是大梁傾斜增加正向壓力，不見得是摩擦係數增大。再者，可能是表面磨損，於第二迴圈或位移增加時，水平力皆有稍微降低趨勢。因此，磨擦力在磨擦過程中並非為定值，依文獻 [12] 建議取其磨擦滑動遲滯迴圈中滑動平台之中位數作為磨擦力值。據此磨擦係數計算結果約為 0.203，與杜邦公司建議值 0.2 相符，與式(1)計算結果 0.214 也非常趨近。與文獻 [2] 實驗結果比較，發現其鋼板磨擦基材之初始磨擦係數為 0.19，皆與本實驗所測得之磨擦係數相當接近。但是，此結果比國內規範所規定之橡膠支承磨擦係數 0.15 還要大，而且地震動態載重下橡膠支承磨擦係數將更大 [2]。但是，在較高軸力下依公式(1)評估磨擦係數有可能降低而接近規範磨擦

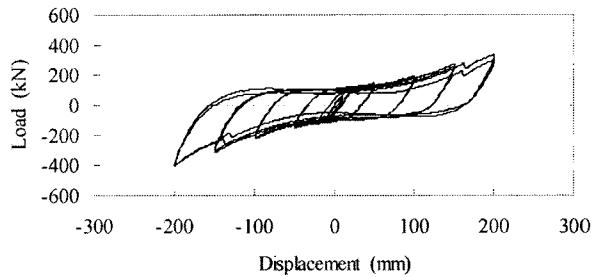


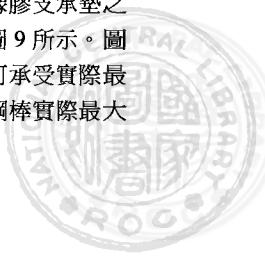
圖 5 簡支大梁鋸接端試體力變形關係遲滯迴圈圖

力。因此，實際發生地震時，往下傳遞於下部結構地震力，是否比支承之規範磨擦力還大，值得橋梁設計工程師注意防範。

三、簡支大梁鉸接端

簡支大梁鉸接端試體設計與簡支大梁鋸接端試體大致相同，如圖 6 所示。唯一差別在於鉸接端試體於橡膠支承墊中央插入直徑 6 公分剪力鋼棒作為剪力鉸。為容納此剪力鋼棒，於橡膠支承墊中央預留直徑 6.5 公分圓孔，於帽梁基座與大梁底皆預埋直徑 10 公分鋼管。鋼棒總長 42 公分，其中埋入帽梁底深度為 22 公分，在橡膠支承墊與其基座之高度為 13 公分，最後進入大梁底內之高度為 7 公分。剪力鋼棒安裝順序為鋼棒插入帽梁基座後，隨即以抗壓強度 350 kgf/cm^2 之環氧樹脂砂漿固定，再套入橡膠支承墊，最後吊裝大梁。本試驗之簡支大梁鉸接端試體總共兩座，分別使用兩種不同材質剪力鋼棒，S17C 與 S35C，其材料性質如表 1 所示。傳統橋梁皆使用 S17C 材質剪力鋼棒，使用強度較高 S35C 剪力鋼棒主要目的為探討剪力鋼棒材值對橋梁耐震行為影響。簡支大梁鉸接端試體之試驗配置及試驗程序皆與簡支大梁鋸接端試體完全相同。

目視實驗結果發現在 2 公分位移循環載重下，橡膠支承墊輕微變形，S35C 試體大梁疑似抵觸鋼棒。在 5 公分位移循環載重下，大梁明顯抵觸鋼棒，橡膠支承墊呈現平行四邊形變形，其邊緣有翹曲現象，上方大梁開始傾斜。在 10 公分位移循環載重下，橡膠支承墊產生大幅平行四邊形變形，橡膠支承墊下方鋼板週邊無收縮混凝土開始剝離，施加軸力之螺桿因大梁傾斜而明顯變形。兩試體試驗皆到此結束，卸除大梁後發現 S17C 試體剪力鋼棒於橡膠支承墊下方鋼板處斷裂，而 S35C 鋼棒則向拉力方向彎曲，如圖 7 所示。圖 8 則顯示兩試體試驗之力與位移之遲滯迴圈圖。此圖之橫向力已扣除兩根螺桿因大梁傾斜所造成之水平分量。圖 8 顯示 S17C 試體剪力鋼棒於位移 10 公分第一循環拉向（負位移）途中斷裂，致動器量測最大推力為 55.1 t，最大拉力為 53.7 t。S35C 鋼棒可能在大梁安裝時偏向拉向，故遲滯迴圈明顯不對稱，致動器量測最大推力為 45.7 t，最大拉力為 105.7 t。如將圖 8 遲滯迴圈在扣除橡膠支承墊之磨擦力（圖 5）即可得鋼棒剪力變形關係，如圖 9 所示。圖中 S17C 試體在扣除橡膠支承墊磨擦力後鋼棒可承受實際最大推力為 33.2 t，最大拉力為 37.5 t，而 S35C 鋼棒實際最大推力為 29.4 t，最大拉力為 82.3 t。



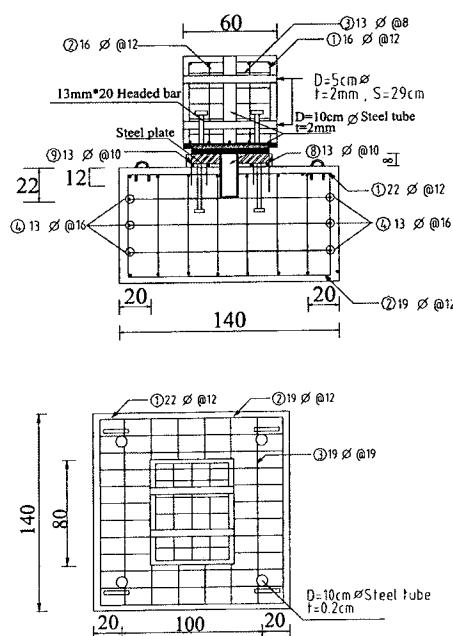


圖 6 簡支大梁鉸接端試體示意圖

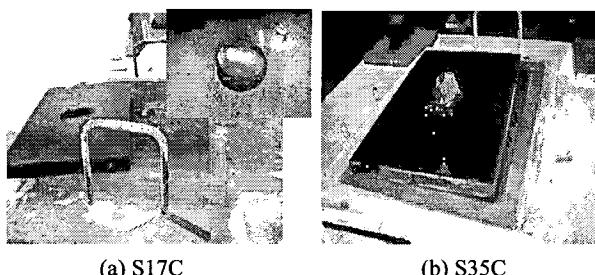


圖 7 簡支大梁鉸接端試體剪力鋼棒破壞

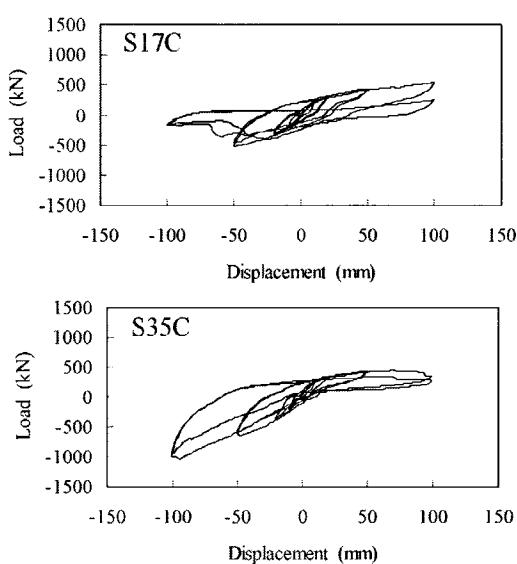


圖 8 簡支大梁鉸接端試體力變形關係遲滯迴圈圖

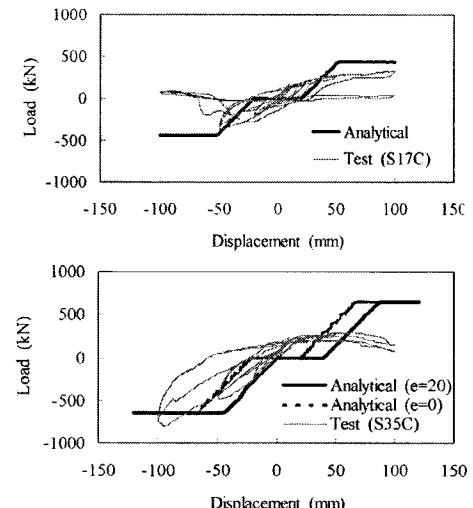


圖 9 剪力鋼棒之試驗與理論剪力位移關係圖

簡支大梁鉸接端可能之破壞模式可能為剪力鋼棒被剪斷、剪力鋼棒因彎曲而破壞、剪力鋼棒周圍環氧樹脂被壓碎、或者無收縮混凝土介面發生剪力破壞等，各破壞模式之剪力評估如下所示：

(1) 剪力鋼棒被剪斷，鋼棒剪力降伏剪力為：

$$V_{y, shear} = \frac{1}{\sqrt{3}} A_s F_y \quad (2)$$

其中 A_s 為鋼棒面積； F_y 為鋼棒降伏強度。經計算結果得 S17C 鋼棒降伏剪力為 48.7 t，而 S35C 鋼棒降伏剪力為 72.4 t。

(2) 剪力鋼棒因彎曲而破壞，因鋼棒與鋼管間隙較小，假設鋼棒變形為雙線彎曲，其剪力評估如下所示：

$$V_{y, f} = \frac{2M_y}{L} \quad (3)$$

其中 M_y 為鋼棒降伏彎矩， L 為橡膠支承墊高度 (5 cm)，即大梁底鋼板與支承墊下鋼板間距。如假設鋼棒變形為單線彎曲，則剪力評估如下所示：

$$V_{y, f} = \frac{M_y}{L} \quad (4)$$

如以 S17C 試體為例，經公式(3)計算結果得抗降伏彎矩剪力為 26.4 t，經公式(4)計算結果得抗降伏彎矩剪力為 13.2 t。如果以鋼棒塑性彎矩取代公式(3)與(4)中之降伏彎矩，可得鋼棒抗塑性彎矩剪力分別為 44.8 t 與 22.4 t。如與圖 9 之試驗值比較，可得拉向 2 公分位移處有一小的降伏平台約 28.5 t，5 公分位移處為最大拉力 37.5 t，發現試驗值介於兩公式之間，可能是鋼棒與鋼板孔間隙較小，其行為比較接近雙線彎曲。如以公式(3)評估 S35C 試體鋼棒抗剪力，其抗降伏彎矩剪力為 39.2 t，抗塑性彎矩剪力為 66.5 t，再與試驗值比較，拉向 3 公分位移處開始降伏約 37.2 t，10 公分位移處為最大拉力 82.3 t (仍未斷裂)。

(3) 剪力鋼棒周圍環氧樹脂被壓碎，假設鋼棒與環氧樹脂之平均接觸受力面積為鋼棒圓周長之四分之一乘以埋入長度 L_2 ，則環氧樹脂受壓剪力為



$$F_{c, epoxy} = \frac{\pi}{4} D L_2 f'_{c, epoxy} \quad (5)$$

其中 $f'_{c, epoxy}$ 為剪力鋼棒周圍環氧樹脂強度， L_2 為鋼棒埋入環氧樹脂中長度 (22 cm)， D 為鋼棒直徑。經計算得 $F_{c, epoxy}$ 為 36.3 t。

(4) 橡膠支承墊基座與帽梁基座無收縮混凝土介面發生剪力破壞，參照 Silva et al. [11,10] 所建議

$$V = 0.94 \sqrt{f'_c b_w d} \quad (6)$$

其中 f'_c 為無收縮混凝土抗壓強度 (MPa)， $b_w d$ 為無收縮混凝土介面面積。由此建議式經計算得到無收縮混凝土介面最大剪力值為 232.8 t。

圖 9 所顯示之理論分析曲線只包含鋼棒之撓曲變形，本文以兩端固接 (雙線彎曲) 之鋼棒撓曲勁度來模擬其變形，在鋼棒塑性彎矩後其抗剪力即不再增加成為平臺。因為大梁底鋼管 (直徑 10 cm) 與鋼棒 (直徑 6 cm) 之間有些許空隙以利大梁安裝，如果鋼棒鉛直放置於鋼管中央，每一方向應存有 2 cm 間隙，所以理論分析曲線上，在大梁開始受力產生位移後應會有一荷重為零之平臺。當大梁位移增加，此間隙被用盡後鋼棒才開始受力。但是，實際試驗曲線並未顯現此一荷重為零之平臺，有可能在鋼棒安裝時並未完全鉛直而有一些傾斜，故大梁一開始位移後鋼棒即受力。此實驗曲線，除了鋼棒變形外，應還包含鋼棒周圍之環氧樹脂與橡膠支承墊無收縮混凝土基座之變形。因為兩試體之鋼棒可能皆偏向拉向傾斜安裝，圖 9 顯示在拉向方向，大梁位移增加後鋼棒即開始受力故勁度較高；於推向方向，鋼棒壓向周邊環氧樹脂，試驗荷重因而無法向上提升。

綜上所述，S17C 鋼棒實際承受之最大推力為 33.2 t，最大拉力為 37.5 t，鋼棒斷裂時之最大拉力介於假設雙線彎曲理論塑性彎矩剪力 44.8 t 與單線彎曲之理論塑性彎矩剪力 22.4 t 之間，但小於理論剪斷剪力 48.7 t。此現象與文獻 [9] 之剪力鋼棒試驗行為類似，鋼棒在很大雙線撓曲變形下斷裂 (上下 4~10 公分相對變形)，在高倍顯微鏡觀察下之破裂面為延性，研判鋼棒發生幾何非線性變形撓曲斷裂，而非被剪斷。對 S35C 試體而言，鋼棒在大梁安裝時可能偏向拉向，故圖中顯示拉向實驗勁度與偏心 2 公分理論勁度相當接近。S35C 鋼棒實際最大推力為 29.4 t，最大拉力為 82.3 t，推力方向小於雙線彎曲理論降伏彎矩剪力 39.2 t 與剪力鋼棒周圍環氧樹脂抗壓力 36.3 t；但拉力方向大於雙線彎曲理論塑性彎矩剪力 66.5 t。理論塑性彎矩剪力假設斷面降伏，並未考量材料應變固化，故實驗發現鋼棒實際上並未斷裂只向拉力方向彎曲，如圖 7 所示。

四、止震塊

為了研究止震塊之耐震性能，分別製作兩座單向止震塊及一座雙向止震塊試體進行試驗。兩座單向止震塊皆為長寬高各 50 cm 的立方體，底部帽梁基座則與前述大梁梁端試體相同，為長寬 140 cm 高度 75 cm 的立方體。兩座單

向止震塊主要差別在於內部配筋方式的不同，其中舊式配筋採用傳統的配筋方法，配筋量較少，在車行方向與垂直車行方向之縱向鋼筋採對稱方式配置，皆以 4 支 #5 口型鋼筋錨定於帽梁基座上，橫向箍筋則配置 3 支 #4 閉合箍筋，平均間距為 11 cm，詳細配筋圖如圖 10 所示。新式配筋方面則採用九二一地震後較為常用的配筋方法，加強止震塊在垂直車行方向之縱向鋼筋數量，配置 5 支 #5 口型鋼筋，車行方向則配置 3 支 #5 口型鋼筋，另外在止震塊之四個角落點各插入一根 #4 鋼筋。橫向箍筋採用 5 支 #4 閉合箍筋，平均間距為 9 cm，詳細配筋圖如圖 11 所示。雙向止震塊尺寸為長 180 cm 寬 35 cm 高 70 cm 的長方體，底部帽梁基座為長 250 cm 寬 140 cm 高 65 cm 的長方體。其配筋方式於垂直車行方向配置 11 支 #5 口型鋼筋，車行方向則配置 4 支 #5 口型鋼筋。橫向箍筋則採用 5 支 #4 閉合箍筋，平均間距為 13 cm，詳細配筋圖如圖 12 所示。材料基本性質列如表 2 所示。

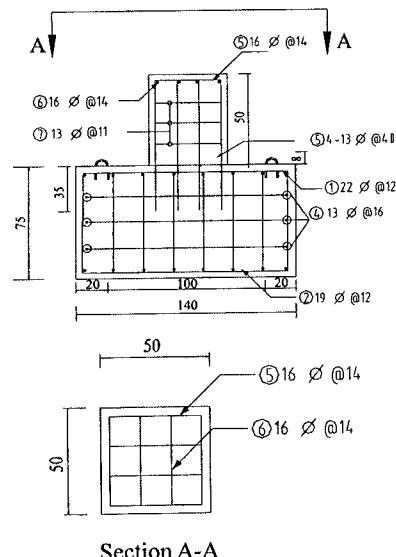


圖 10 舊式單向止震塊配筋詳圖

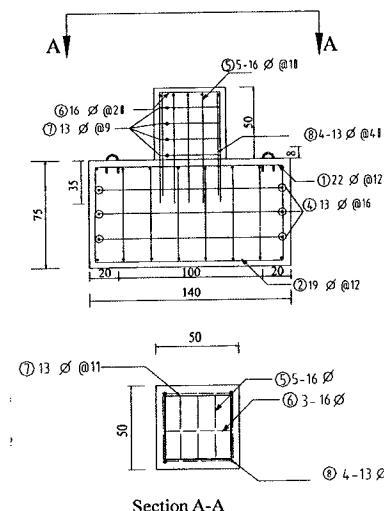


圖 11 新式單向止震塊配筋詳圖



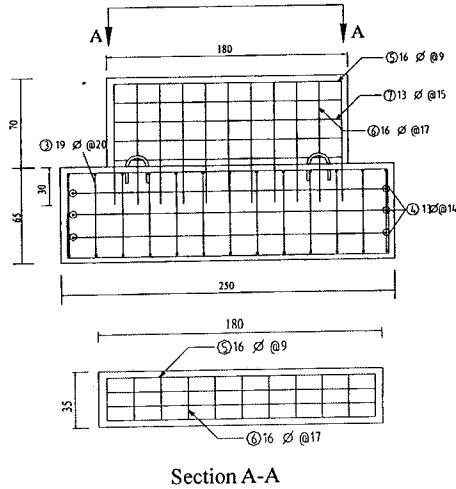


圖 12 雙向止震塊配筋詳圖

表 2 止震塊鋼筋材料基本性質

單向止震塊 (舊式配筋) 混凝土	$f'_c = 230 \text{ kg/cm}^2$
單向止震塊 (新式配筋) 混凝土	$f'_c = 230 \text{ kg/cm}^2$
雙向止震塊混凝土	$f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$
鋼筋抗拉強度	#4 $f_y = 3547 \text{ kg/cm}^2$ $f_u = 5454 \text{ kg/cm}^2$
	#5 $f_y = 4564 \text{ kg/cm}^2$ $f_u = 6852 \text{ kg/cm}^2$
	#6 $f_y = 5439 \text{ kg/cm}^2$ $f_u = 6730 \text{ kg/cm}^2$
	#7 $f_y = 5982 \text{ kg/cm}^2$ $f_u = 7403 \text{ kg/cm}^2$
鋼筋彈性模數 (kg/cm^2)	2.1×10^6

試體試驗配置如圖 13 所示，單向止震塊先將帽梁基座所預留之 4 個直徑 10 cm 的鋼管以螺桿逐一施加 50 t 的預力固定於強力地板上。採用一根 MTS 100 t 的油壓致動器施加單向的反覆推力於止震塊上。為方便銜接致動器裝置於止震塊上，兩座止震塊內皆預留了 4 個直徑 5 cm 的鋼管，致動器之另一端則直接錨定於反力牆上。雙向止震塊底部基座則預留 6 個直徑 10 cm 的鋼管，每一螺栓孔施加 160 t 的預力錨定於強力地板上，試驗配置如圖 14 所示。因雙向止震塊之尺寸長而薄，因此無法如單向止震塊般預留鋼管孔，而是以型鋼作為夾具夾住試體長向，再以直徑約 3 公分之螺桿施加 200 t 預力，型鋼同時接合三根 100 t 的致動器同時施加正負向反覆荷重於止震塊上。試驗程序以位移控制方式施加水平載重。控制位移為三角波型式，其中單向止震塊位移從零開始增加至目標位移，於卸載後回到位移原點，完成一個載重循環。而雙向止震塊位移從零開始增加至正向目標位移，卸載後往負向目標位移移動，達到負向目標位移後再往另一正向目標位移移動，即完成一個載重循環。單向止震塊控制位移分別為 1 cm、2 cm、5 cm、10 cm 等值，雙向止震塊試驗則至 15 cm 為止，每一控制位移施作兩個循環，加載速率以 1.25 mm/sec 之靜態速率進行試驗。

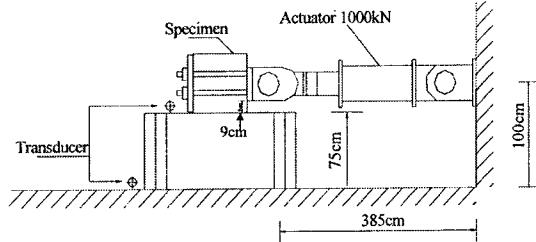


圖 13 單向上止震塊試驗配置圖

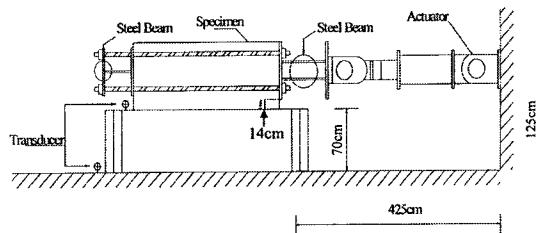


圖 14 雙向上止震塊試驗配置圖

目視觀察止震塊耐震行為發現舊式配筋單向上止震塊在 1 公分位移循環載重下，出現 45° 長約 10 公分裂縫，新式單向上止震塊則未有任何破壞情況，雙向上止震塊在 1/4 高度以下發生 45° 裂縫，半高處發現貫穿剪力裂縫。在 2 公分位移循環載重下，舊式配筋單向上止震塊裂縫增多，新式單向上止震塊裂縫並不明顯，雙向上止震塊則在致動器下緣剪切面上發生另一條貫穿剪力裂縫。在 5 公分位移循環載重下，舊式配筋單向上止震塊保護層開始脫落，新式單向上止震塊裂縫增多，雙向上止震塊則在致動器剪切面下方混凝土發現保護層輕微脫落。在 10 公分位移循環載重下，舊式與新式單向上止震塊保護層皆大量脫落，箍筋外露鬆脫，如圖 15a 所示。而雙向上止震塊發現在致動器下緣剪切面下方之混凝土保護層大量脫落。在 15 公分位移循環載重下，雙向上止震塊半高處貫穿剪力裂縫下方混凝土保護層完全脫落，鋼筋外露且移位明顯其握裹力已盡失，如圖 15b 所示。

圖 16 顯示舊式配筋單向上止震塊在 2 cm 循環載重下達到最大剪力 96.9 t，而由圖 17 可看出採用新式配筋單向上止震塊則在 5 cm 循環載重下達到最大剪力 128.6 t。在位移達到 10 cm 時，新舊配筋單向上止震塊皆因保護層脫落，剪力強度進入了下降後的平緩階段，兩者的第二迴圈強度下降比例都接近 53 ~ 55%，顯示止震塊所能承受之剪力已越來越小。由於新式配筋單向上止震塊配置鋼筋量較多，相對的止震塊強度下降速率較慢，耐震能力也較大。圖 18 顯示雙向上止震塊之遲滯迴圈。因為控制位移先推後拉（先正後負），止震塊在承受拉力時已經有一些破壞存在，因此在試驗位移達到 1 cm 時，拉力只有推力的 76%。同樣道理，在進入第二迴圈後，最大拉力只有推力的 92%，且第二迴圈推力尖峰值只有第一迴圈之 69%。在試驗位移達到 5 cm 時，拉力只有推力的 58%。同樣道理，在進入第二迴圈後，最大拉力只有推力的 62%，且第二迴圈推力尖峰值只有第一迴圈之 57%。在試驗位移達到 15 cm 時，因為保護層完全脫落，止震塊承載力大幅降低。



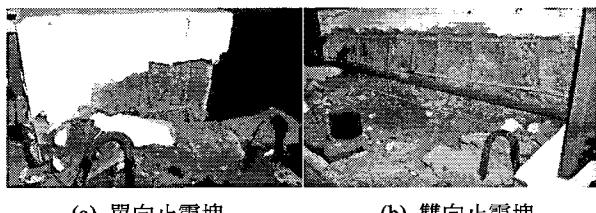


圖 15 試驗終了之止震塊破壞情況

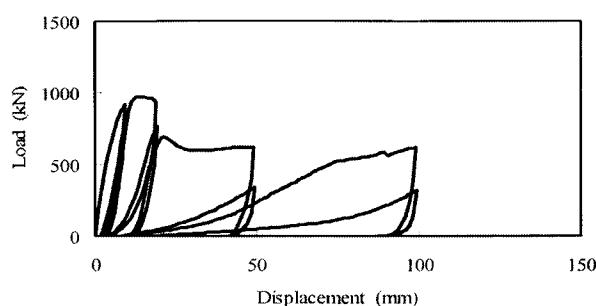


圖 16 舊式單向止震塊剪力位移遲滯迴圈

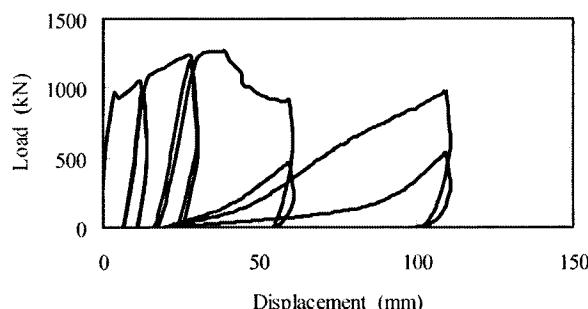


圖 17 新式單向止震塊剪力位移遲滯迴圈

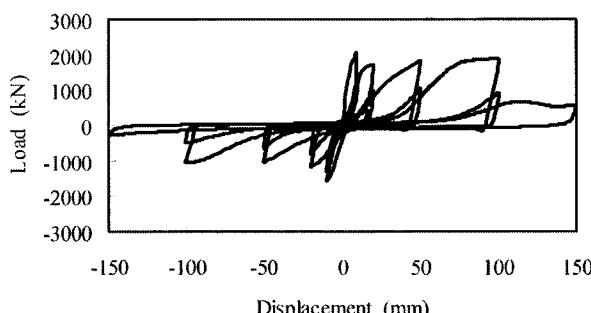


圖 18 雙向止震塊剪力位移遲滯迴圈

在設計止震塊之耐剪力時，可參考加州運輸部 (Caltran Bridge Design Specification [10]) 之建議，以剪力磨擦筋 (sliding shear friction mechanism) 之觀念計算為

$$V_u = \phi \mu A_v f_y \leq 0.2 f'_c A_{cv} \quad (7)$$

其中 ϕ 為強度折減係數 (0.85)， μ 為磨擦係數， A_v 為止震塊縱向鋼筋面積， f_y 為鋼筋降伏強度， A_{cv} 為止震塊橫斷面積。

公式(7)主要用於初步設計止震塊之耐剪力，此公式在評估止震塊之耐剪能力時相對保守。建議採用公式(6)來評估止震塊試體之耐剪能力。但是，上述兩公式只能評估止震塊之最大耐剪能力，無法預測隨位移之增加而遞減之耐剪能力。再者，單向止震塊因新舊配筋方式的不同，耐剪能力也不同，故縱向主筋量對止震塊耐剪強度應有相當影響。止震塊耐剪能力評估除了考量受剪面所插入帽梁基座之縱向主筋外(公式(7))，還應計入剪切面混凝土磨擦剪力之貢獻(公式(6))。因此，止震塊之抗剪能力應為混凝土與鋼筋貢獻之疊加。以下先估計鋼筋之剪力貢獻，假設鋼筋在剪切面上下兩端分別為固定端，在鋼筋未達降伏之前之耐剪力可由雙曲撓曲變形勁度評估之，此耐剪力最大可達鋼筋剪力降伏或塑性彎曲之小者如下所示：

$$V_s = \frac{12E_s I_s}{l^3} \times n \times \Delta \leq \min \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \times A_s \times n, \frac{2M_p}{l} \times n \right) \quad (8)$$

其中 E_s = 鋼筋彈性模數， I_s = 鋼筋慣性矩， n = 剪力磨擦筋支數， l = 剪切面高度 (千斤頂最下緣至基座高度，單向止震塊為 9 cm，雙向止震塊為 14 cm)， Δ = 止震塊橫向位移， f_y = 鋼筋抗拉強度， A_s = 單根縱向鋼筋斷面積， M_p = 單根縱向鋼筋塑性彎矩。當混凝土保層完全脫落後，鋼筋握裹力盡失，此時鋼筋對止震塊耐剪力貢獻可視為零。

至於止震塊混凝土的剪力貢獻 V_c ，本文建議隨位移增加而遞減，可分為混凝土初始剪力：

$$V_{ci} = \frac{0.4E_c A_g}{f} \times \Delta \leq 0.8\sqrt{f'c b_w d}; \text{ 其中 } f'_c \text{ 單位為 MPa} \quad (9)$$

與殘留剪力

$$V_{cf} = 0.5\sqrt{f'c b_w d}; \text{ 其中 } f'_c \text{ 單位為 MPa} \quad (10)$$

當混凝土保護層脫落後，殘留剪力再隨之遞減

$$V_{cf} = 0.5\sqrt{f'_c A_c}; \text{ 其中 } f'_c \text{ 單位為 MPa} \quad (11)$$

其中 E_c = 混凝土彈性模數， A_g = 混凝土剪切面面積， f = 斷面係數矩形為 1.2，T 或 I 形為 1.0， b_w = 矩形止震塊之寬度， d = 矩形止震塊之有效深度， A_c = 止震塊扣除保護層後之核心面積。

圖 19 顯示止震塊混凝土剪力理論評估曲線。其中初始剪力由 μ_1 (位移韌性比) 開始遞減至 μ_2 之殘留剪力。假設 μ_1 與 μ_2 與止震塊橫向箍筋量相關，故以新舊單向止震塊試驗結果來率定 μ_1 與 μ_2 ，如下所示：

$$\mu_1 = 167.68\rho_s + 0.85 \quad (12)$$

$$\mu_2 = 304.88\rho_s \quad (13)$$

其中 $\mu = \Delta_u/\Delta_y$ ， ρ_s = 橫向鋼筋比為箍筋對混凝土核心體積比，而混凝土之核心體積計算至箍筋外緣， Δ_y = 最外層縱



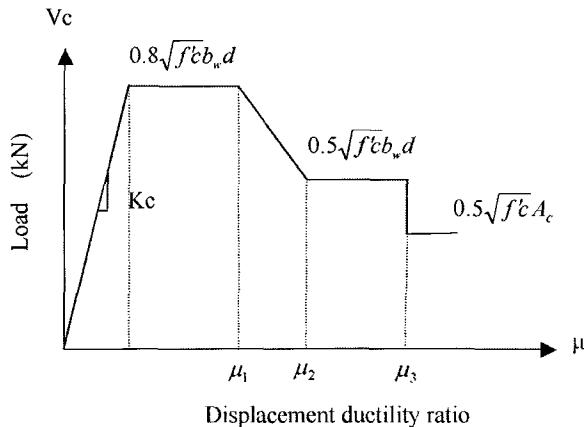


圖 19 止震塊混凝土部分抗剪理論模式

向鋼筋恰好降伏時的橫向變形量， Δ_u = 止震塊橫向變形量。圖 20-22 分別表示新舊單向止震塊與雙向止震塊剪力位移關係之理論分析與實驗結果比較。其中，Caltrans 和 Silva et al. [11] 兩理論公式只能預測止震塊極限剪力值。為與試驗值比較，Caltrans 理論即公式(7)中， ϕ 取 1.0、 μ 取 0.5，所得計算結果如圖所示最為保守，接近單向與雙向止震塊試驗剪力之第二平台（殘留剪力）。而 Silva et al. [11] 理論值則和所有止震塊之第一平台（初始剪力）較為相符，此結果和文獻 [1] 所述相符合。至於本文所提理論模式，耐剪力隨位移增加而遞減。所以單向止震塊理論分析模式有二個平台，初始剪力、殘留剪力。而雙向止震塊理論分析模式有三個平台，初始剪力、殘留剪力及保護層完全脫落等。值得一提的是，根據試驗結果發現雙向止震塊推拉兩向耐剪能力大不相同，本文假設雙向止震塊各階段理論拉力方向剪力皆為推力方向之 60%。由圖中比較可發現，本文提出之理論模式，考慮止震塊縱向與橫向鋼筋的影響，可大略評估止震塊之耐震行為。

五、能量曲線

圖 23 顯示未配置止震塊大梁鋸接端（橡膠支承墊）與鉸接端（剪力鋼棒加橡膠支承墊）之能量累積曲線。能量累積曲線為各試體在各位移循環下遲滯迴圈面積之累積。由圖中明顯看出大梁鋸接端試體之消能面積遠大於未配置止震塊鋸接端。兩個鉸接端試體之消能面積在位移 5 cm 之前幾乎相同，一直到位移達到 10 cm 後，安插 S35C 剪力鋼棒試體之消能面積才明顯大於 S17C 試體。圖 24 顯示新舊單向止震塊與雙向止震塊之消能差異。由圖中可發現在位移達到 5 cm 時，新舊配筋單向止震塊之消能面積與雙向止震塊的消能面積相當接近，代表其耐震能力是相差無幾的。但是當位移達到 10 cm 時，雙向止震塊消能面積大幅增加，新式配筋單向止震塊之消能面積為雙向止震塊的 68%，而舊式配筋單向止震塊消能面積則為雙向止震塊之 40%，顯示兩座單向止震塊之耐震能力約略等於一座雙向止震塊。

一般而言，簡支橋梁支承於大梁鋸接端會設置止震塊，在鉸接端則以剪力鋼棒來限制其橫向位移。為探討兩

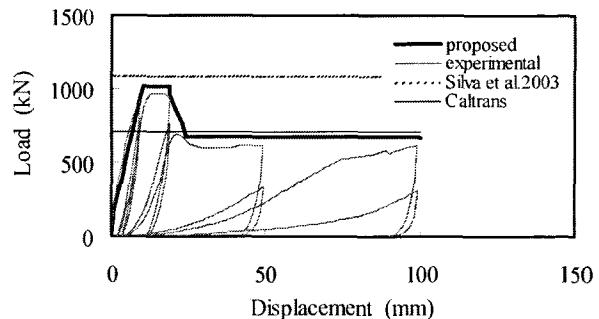


圖 20 舊式單向止震塊理論與實驗剪力位移關係比較

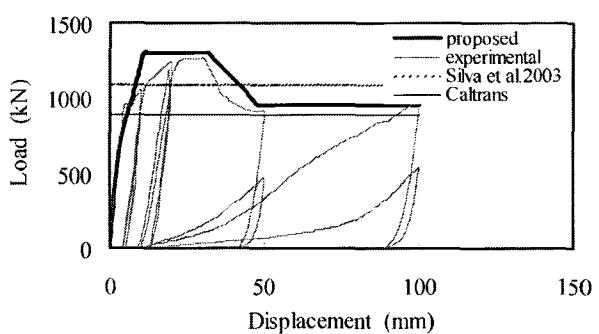


圖 21 新式單向止震塊理論與實驗剪力位移關係比較

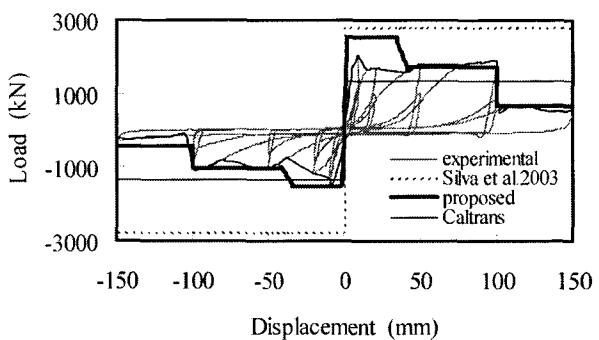


圖 22 雙向止震塊理論與實驗剪力位移關係比較

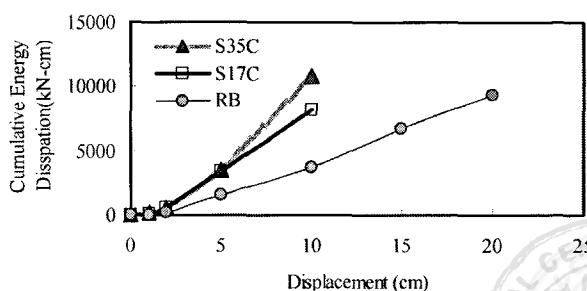


圖 23 未含止震塊鋸接端與鉸接端支承消能能力比較

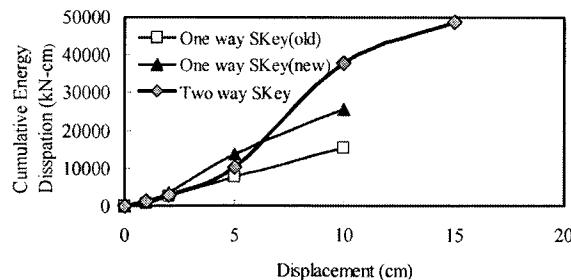


圖 24 各式止震塊消能能力比較

者之耐震性能差異，今比較其消能面積，如圖 25 所示。圖中假設大梁鋸接端兩旁各設置一單向止震塊，因此鋸接端支承之消能能力以橡膠支承墊加上兩個單向止震塊，與配置剪力鋼棒之鋸接端作比較。其中，橡膠支承墊如本文試驗承受反覆載重，而單向止震塊只承受單向推力，配置兩個於大梁兩旁則可以承受類似地震力之雙向反覆載重。而雙向止震塊設置於大梁間，如同兩個單向止震塊也可承受推拉兩向剪力，故以橡膠支承墊加上一個雙向止震塊作為鋸接端支承之消能能力。由圖 25 可發現配置止震塊鋸接端支承之消能面積皆比配置剪力鋼棒之鋸接端支承大。而且，配置兩個舊式配筋單向止震塊鋸接端支承之消能面積，約略與配置一個雙向止震塊鋸接端支承相當。因為新式配筋單向止震塊配置較多鋼筋量，其消能面積在所有組合中為最大者。

六、結 論

本研究以試驗方式探討簡支橋梁中設置於支承系統之剪力鋼棒、橡膠支承墊與止震塊耐震性能。綜合上述研究結果，可得到下列結論與建議：

1. 大梁鋸接端橡膠支承墊之磨擦係數經試驗結果為 0.203，與文獻比較差異不大，但是大於規範建議值 0.15。於實際發生地震時，規範建議值有可能低估傳入下部結構之地震力，造成橋柱損壞，建議橋梁設計工程師注意防範。
2. 由實驗結果發現，剪力鋼棒安裝時可能偏心傾斜，致推拉兩向耐震表現不同。於推力方向，因鋼棒與鋼管間隙較大其變形集中於鋼棒周圍環氧樹脂及橡膠支承墊無收縮混凝土基座，致試驗荷重無法向上提升。於拉力方向，因為間隙較小，當大梁橫向位移時鋼棒產生大量撓曲變形。其中，S17C 試體因降伏強度較低於大梁位移 5 公分時斷裂，而 S35C 鋼棒因降伏強度較高只發生彎曲變形並未斷裂。
3. 由實驗結果發現，止震塊在 10 公分位移內，大致能維持一定之承載能力，超過 10 公分以上，保護層脫落後其荷重大幅衰退。在不同止震塊之間，以配置筋較多鋼筋之新式配筋單向止震塊，其剪力強度與韌性都比舊式配筋單向止震塊優良。由本文提出理論模式，考慮止震塊縱向與橫向鋼筋影響，經實驗驗證可大略評估止震塊之耐震行為。
4. 比較簡支橋梁鋸接端支承之消能能力，發現未設置止震塊大梁鋸接端之消能能力遠比配置剪力鋼棒鋸接端小。配置止震塊後之鋸接端消能能力即可大量提昇。其中，配置兩個舊式配筋單向止震塊鋸接端支承之消能面積，約略與配置一個雙向止震塊之大梁鋸接端大致相當。

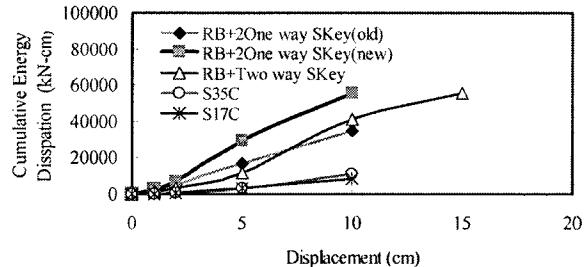


圖 25 含止震塊鋸接端與鉸接端支承消能能力比較

誌 謝

本文承蒙國家地震工程研究中心提供試體製作經費，謹申謝忱。另外，研究期間承張國鎮，蔡益超，李秉乾，李有豐，王仲宇與宋裕祺等諸位教授提供寶貴意見，國家地震工程研究中心陳長佑與周志雄先生在試體實驗上的幫助，在此致謝。

參考文獻

1. 郭拱源，「橋梁系統耐震補強之研究」，國立台灣大學土木工程學研究所博士學位論文 (2003)。
2. 吳秉憲，「橋梁功能性支承系統參數之研究—橡膠支承墊力學行為與磨擦係數之測定」，國立台灣大學土木工程學研究所碩士學位論文 (2004)。
3. 鄭錦銅、陳鈺寧，「簡支橋梁支承系統與止震塊耐震性研究」，國家地震工程研究中心報告，NCREE-06-003 (2006)。
4. 賈駿祥，「公路橋梁細部結構之研究」，台灣省公路局 (1981)。
5. Heymsfield, E., McDonald, J., and Avent, R.R., "Neoprene bearing pad slippage at Louisiana bridges," *Journal of Bridge Engineering, ASCE*, Vol. 6, No. 1, pp. 30–36 (2001).
6. Prestressed Concrete Institute, *PCI Design Handbook*, Chicago, IL (1985).
7. Schrage, I., "Anchoring of bearing by friction," *Proceedings of the World Congress on Joint Sealing and Bearing System for Concrete Structures*, pp. 197–213 (1981).
8. 閑上 直浩、丹波 寛夫、幸左 賢二、播金 昭浩、荻原 隆朗，「ゴム支承定着部の地震時挙動の検討」，日本支承協會 (2004)。
9. 安松 敏雄、石田 博、田中 克則、村山 八洲雄，「變位限制構造用ソル一バーの耐震性能」，日本土木學會論文集，第 49 期，第 81–92 頁 (1999)。
10. California Department of Transportation (CALTRANS), *Caltrans Bridge Design Specification* (1993).
11. Silva, P., Megally, S., and Seible, F., "Seismic performance of sacrificial shear keys," *ACI Structural Journal*, Vol. 100, No. 2, pp. 177–187 (2003).
12. British Standard, *Rubber-Determination of Frictional Properties*, BS ISO 15113 (1999).

