

技術報告書

計畫名稱：連續箍筋柱之行為評估

委託單位：易利隆鋼鐵有限公司

執行單位：財團法人成大研究發展基金會

目錄

一、試體設計	1
二、試驗架設與配置	2
三、試驗過程及破壞情形	4
3.1 傳統柱 CS	4
3.2 連續箍筋柱 SS1	9
3.3 連續箍筋柱 SS2	18
四、應變計	27
五、試體行為之比較	39
5.1 遲滯迴圈	39
5.2 包絡線及韌性比	41
5.3 應變分析	45
5.3.1 橫向鋼筋的應變	45
5.3.2 縱向鋼筋的應變	48
六、結論	52
七、參考資料	52

圖目錄

圖 1	(A)傳統柱 CS(B)連續箍筋柱 SS1、SS2 試體設計圖	1
圖 2	CS、SS1 及 SS2 斷面配筋圖	2
圖 3	試驗架設圖	3
圖 4	加載歷時圖	3
圖 5	傳統柱 CS 試體最終破壞情形	4
圖 6	層間位移 0.1% 破壞情況	5
圖 7	層間位移 0.25% 破壞情況	6
圖 8	層間位移 0.5% 破壞情況	7
圖 9	層間位移 0.75% 破壞情況	8
圖 10	連續箍筋柱 SS1 試體最終破壞情形	9
圖 11	層間位移 0.1% 破壞情況	10
圖 12	層間位移 0.25% 破壞情況	11
圖 13	層間位移 0.5% 破壞情況	11
圖 14	層間位移 0.75% 破壞情況	12
圖 15	層間位移 1% 破壞情況	12
圖 16	層間位移 1.5% 破壞情況	13
圖 17	層間位移 2% 破壞情況	14
圖 18	層間位移 3% 破壞情況	15
圖 19	層間位移 4% 破壞情況	16
圖 20	層間位移 5% 破壞情況	17
圖 21	連續箍筋柱 SS2 試體最終破壞情形	18
圖 22	層間位移 0.1% 破壞情況	19
圖 23	層間位移 0.5% 破壞情況	20
圖 24	層間位移 0.75% 破壞情況	21
圖 25	層間位移 1.0% 破壞情況	22
圖 26	層間位移 1.5% 破壞情況	23
圖 27	層間位移 2.0% 破壞情況	24
圖 28	層間位移 3.0% 破壞情況	25
圖 29	層間位移 4.0% 破壞情況	26
圖 30	應變計安裝位置	27
圖 31	傳統柱 CS 縱向撓曲鋼筋應變計	28
圖 32	傳統柱 CS 橫向剪力鋼筋應變計	29
圖 33	連續箍筋柱 SS1 縱向撓曲鋼筋應變計	30
圖 34	連續箍筋柱 SS1 橫向剪力鋼筋應變計	32
圖 35	連續箍筋柱 SS2 縱向撓曲鋼筋應變計	33
圖 36	連續箍筋柱 SS2 橫向剪力鋼筋應變計	35
圖 37	試體 CS 之遲滯迴圈圖	39
圖 38	試體 SS1 之遲滯迴圈圖	40
圖 39	試體 SS2 之遲滯迴圈	40
圖 40	各試體之遲滯迴圈比較圖	41
圖 41	降伏位移及位移韌性之定義	42
圖 42	試體 CS 之包絡線圖	42
圖 43	試體 SS1 之包絡線圖	43

圖 44	試體 SS2 之包絡線圖	43
圖 45	各試體之包絡線比較圖	44
圖 46	第一層及第二層的橫向鋼筋應變圖(A)試體 SS1(B)試體 SS2	46
圖 47	第一層橫向鋼筋應變圖(C)應變計 CT1-1(D)應變計 CT3-1	47
圖 48	相鄰縱向鋼筋的應變圖(試體 SS2)	49
圖 49	相鄰縱向鋼筋的應變圖(試體 SS1)	50
圖 50	試體實際縱向鋼筋挫屈	51

表目錄

表 1	傳統柱 CS 應變計降伏情況.....	36
表 2	連續箍筋柱 SS1 應變計降伏情況.....	37
表 3	連續箍筋柱 SS2 應變計降伏情況.....	38
表 4	各試體最大側移比及韌性比.....	44

一、試體設計

本次試驗共計執行三座相同尺寸不同箍筋配置之柱試體如圖 1 所示，其為傳統柱(CS)、綁紮連續箍筋柱 (SS1) 及銲接連續箍筋柱 (SS2)，柱試體之長、寬、高分別為 400mm、400mm 及 1200mm;柱試體基礎之長、寬、高分別為 1550mm、100mm 及 450mm。

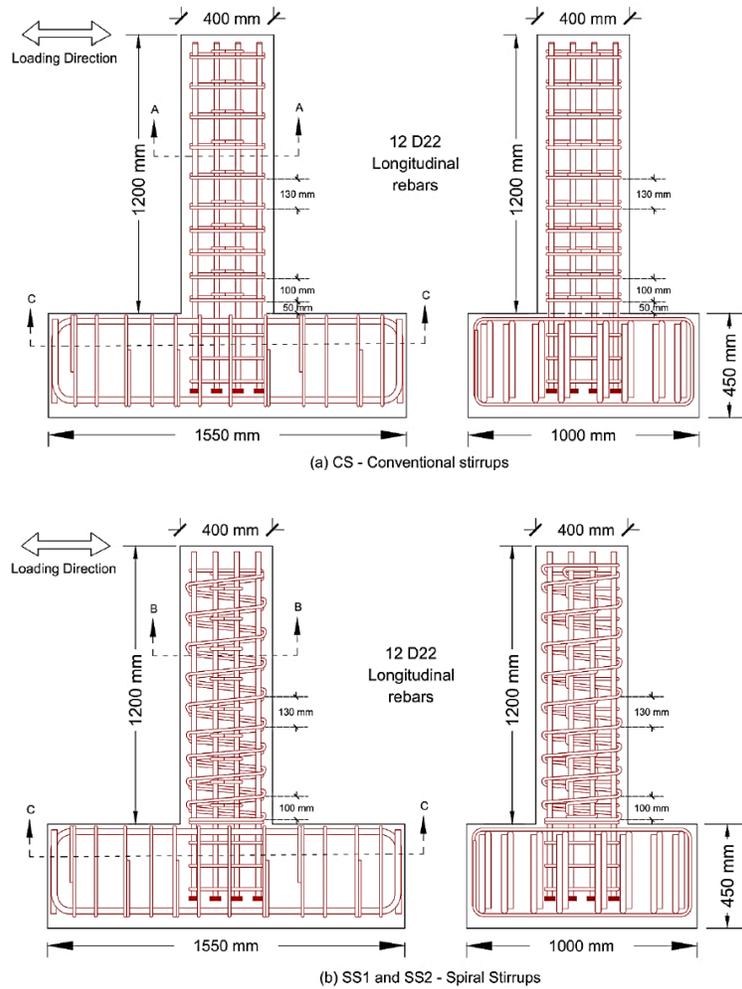


圖 1 (A)傳統柱 CS(B)連續箍筋柱 SS1、SS2 試體設計圖

如圖 2 所示，傳統柱之縱向撓曲鋼筋使用 12 根 D22 鋼筋，橫向剪力箍筋使用 D10 鋼筋，外層箍筋尺寸為 320mm x 320mm 並使用 135 度彎鉤，內層箍筋則為 90 度及 135 度彎鉤；連續箍筋柱之縱向撓曲鋼筋同樣使用 12 根 D22 鋼筋，橫向剪力箍筋使用 D10 鋼筋，外層箍筋及載重方向內層箍筋使用矩形連續箍筋，另一向內層箍筋使用 180 度彎鉤。所有柱試體之剪力鋼筋間距，於底層預測塑鉸區為 100mm，其餘位置為 130mm。

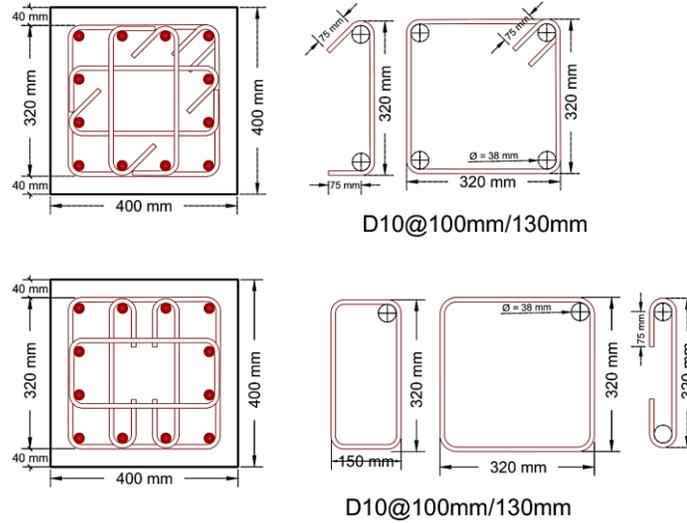


圖 2 CS、SS1 及 SS2 斷面配筋圖

二、試驗架設與配置

使用國家地震工程研究中心台南實驗室之雙軸向動態測試系統(Bi-Axial Testing System，以下簡稱 BATS)進行試驗，對柱試體施以 0.6 倍自重即為 2640KN 之高軸力後進行單向反覆載重試驗。柱試體之架設如圖 3 所示，試體下基礎以 16 根 M36 螺桿固定於 BATS 的底部平台，柱試體頂部以 4 根 M24 化學錨栓連接長、寬、高分別為 300mm、300mm 及 200mm 之鋼製鉸接再連接至 BATS 頂部。本次試驗為位移控制之側向反覆載重試驗，加載歷時如圖 4 所示，依據不同的側移比施加側位移，以完成正、負向側位移為一循環，每個側移比施加兩次循環至結束試驗。

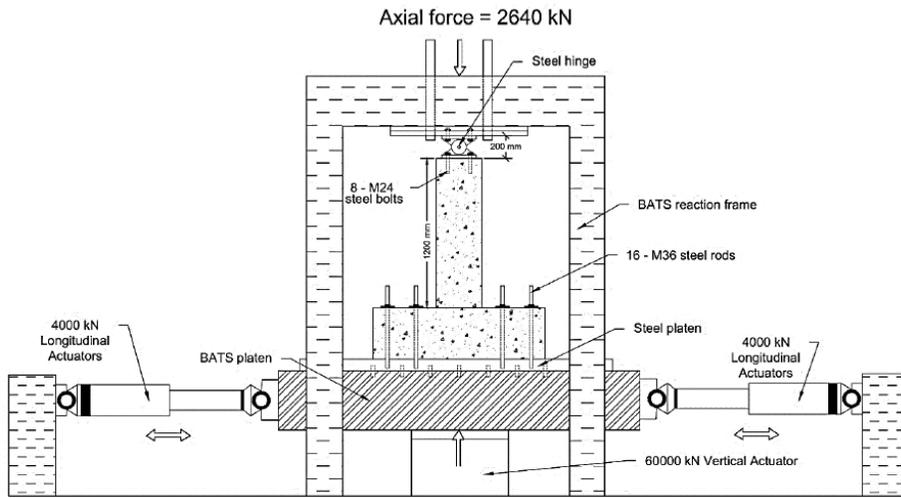


圖 3 試驗架設圖

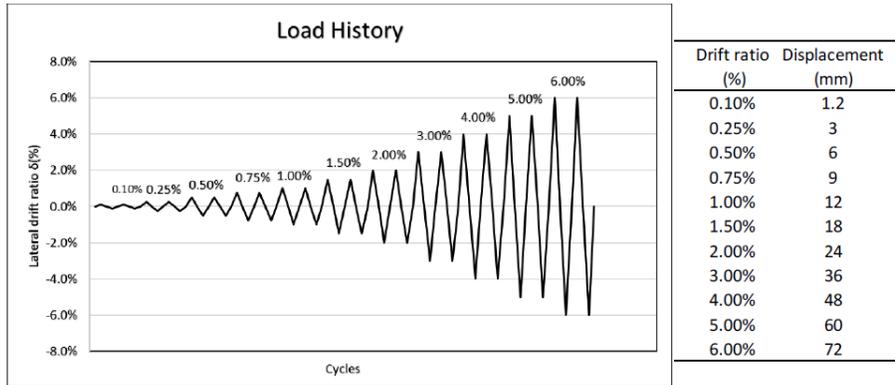


圖 4 加載歷時圖

三、試驗過程及破壞情形

3.1 傳統柱 CS

於反覆載重試驗之前，預先施加 0.6 倍自重之軸力，而在軸力施加穩定無異常之後能觀察到柱試體頂部有些許垂直裂縫產生。

隨著側位移加載垂直裂縫開始延伸，直至側位移加載至側移比 $\delta = 0.1\%$ 時，於試體北側及東側觀察到垂直裂縫發展至 500mm 長，但於預測塑鉸區並未觀察到撓曲裂縫發生。

當側位移加載至側移比 $\delta = 0.5\%$ 時，試體北側及東側所觀察到的垂直裂縫發展至 800mm 長，但於預測塑鉸區仍未觀察到撓曲裂縫發生。

當側位移加載至側移比 $\delta = 0.75\%$ 時，試體所能觀察到之垂直裂縫延伸至近乎試體總長位置，部分混凝土保護層開始剝落，且此時於預測塑鉸區觀察到有部分撓曲裂縫開始產生。

當側位移加載至側移比 $\delta = 1\%$ 的第一個循環時，試體內部受力開始不穩定，多數之混凝土保護層剝落，經後續對試體的觀察發現頂部箍筋之 90 度及 135 度彎鉤已打開，失去圍束效應；且縱向鋼筋受側位移及高軸壓力的影響而挫屈，本試體於側移比 $\delta = 0.75\%$ 時達到試體最大試驗強度 313KN 及 -357KN。

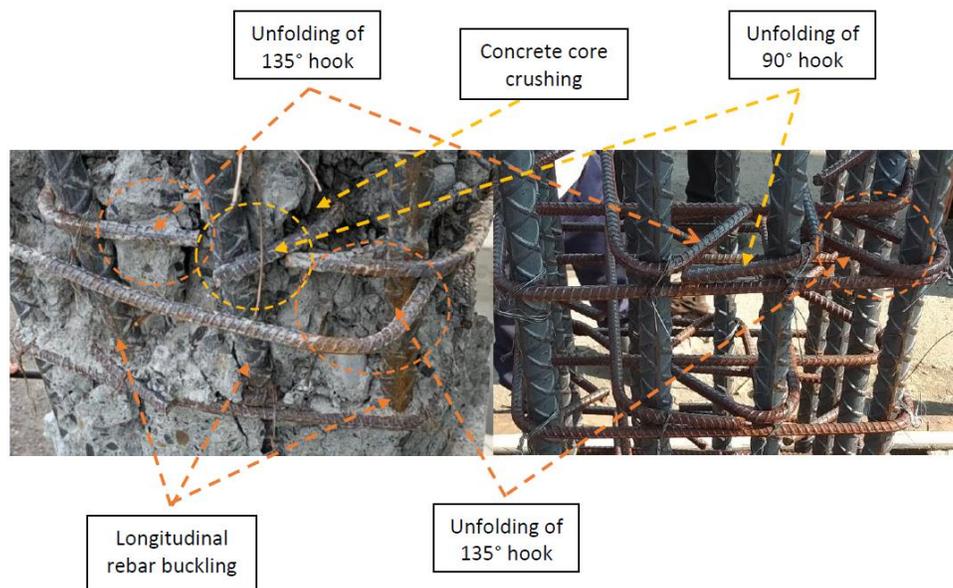


圖 5 傳統柱 CS 試體最終破壞情形

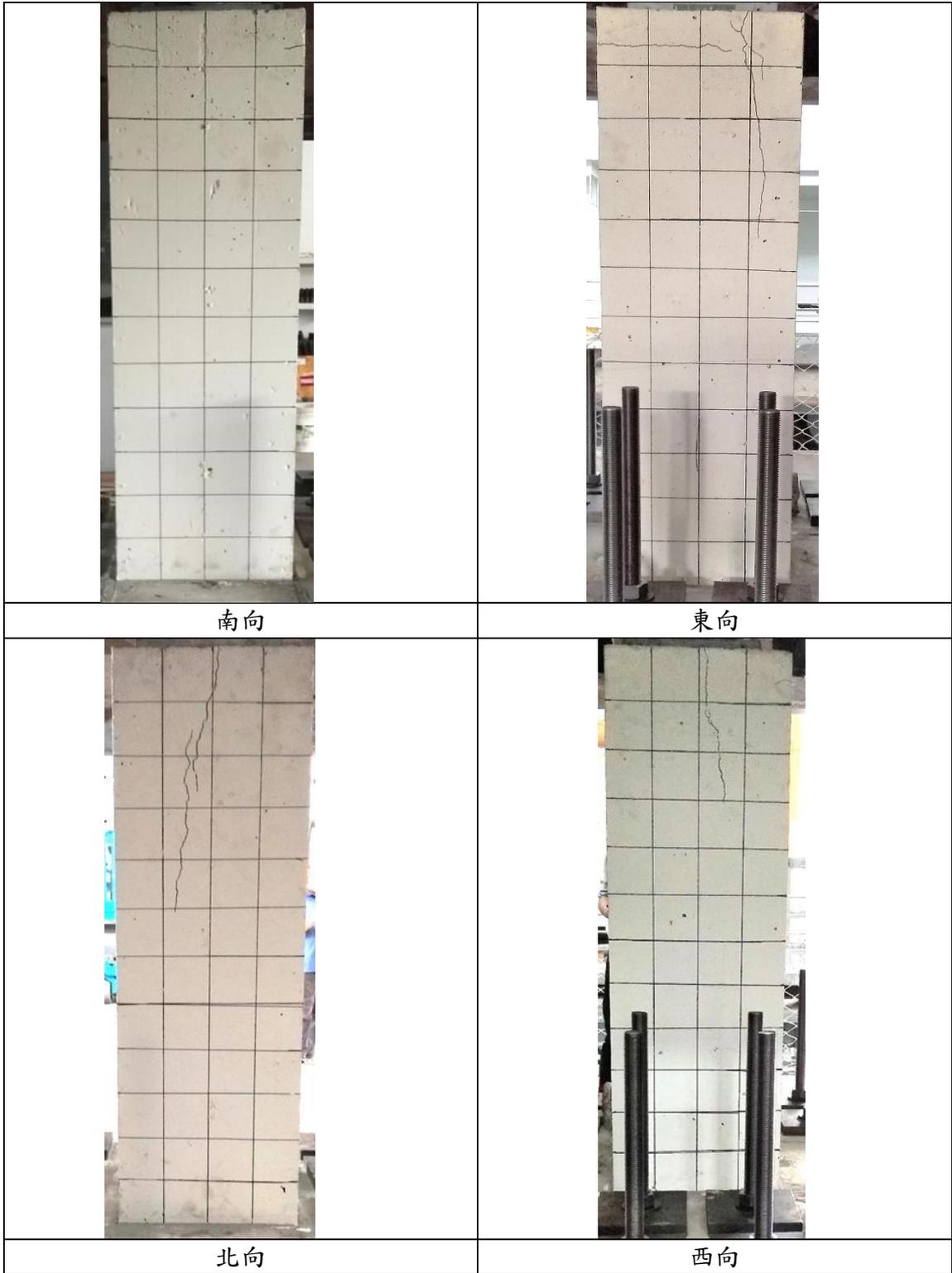


圖 6 層間位移 0.1% 破壞情況

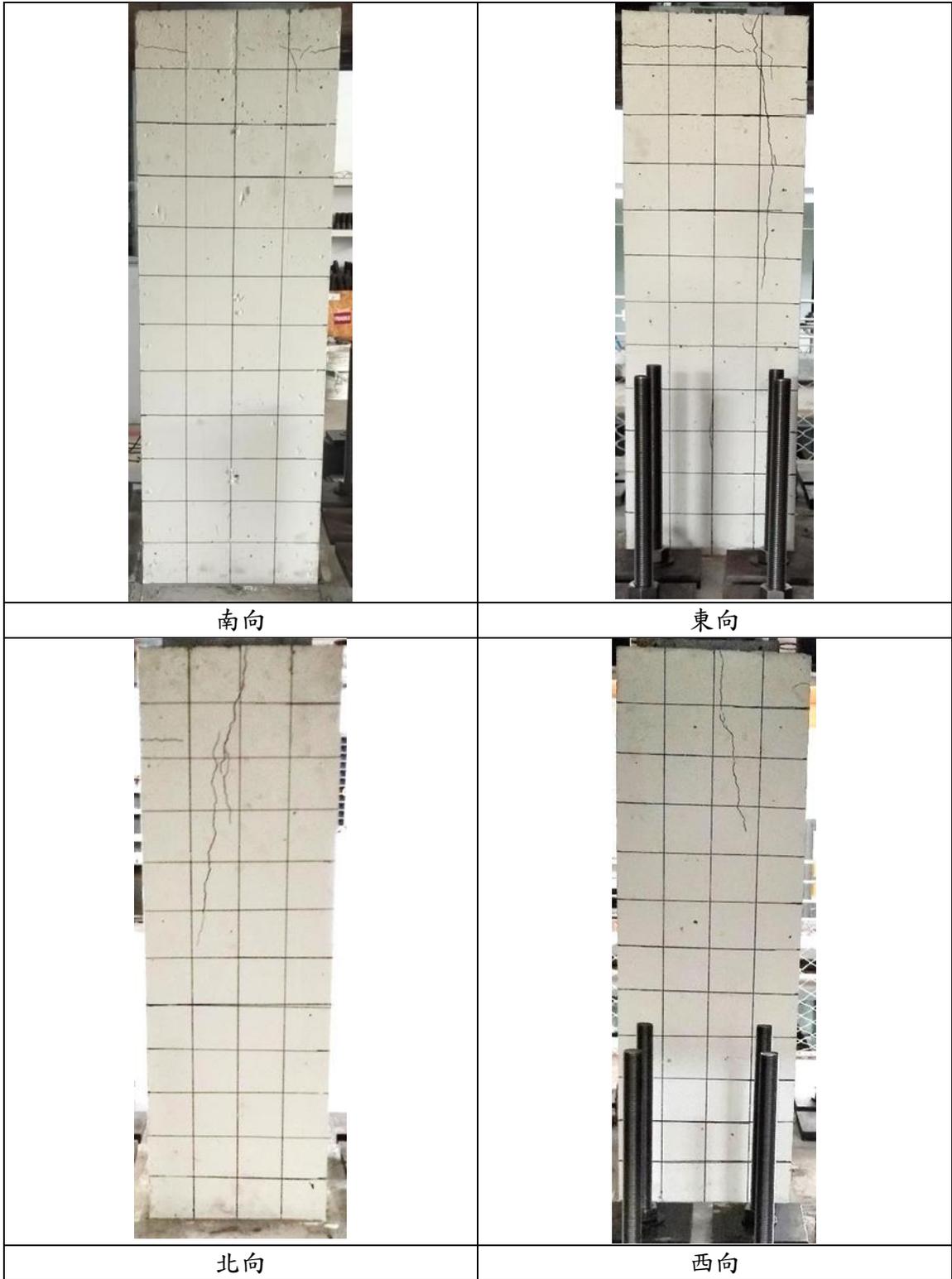


圖 7 層間位移 0.25% 破壞情況

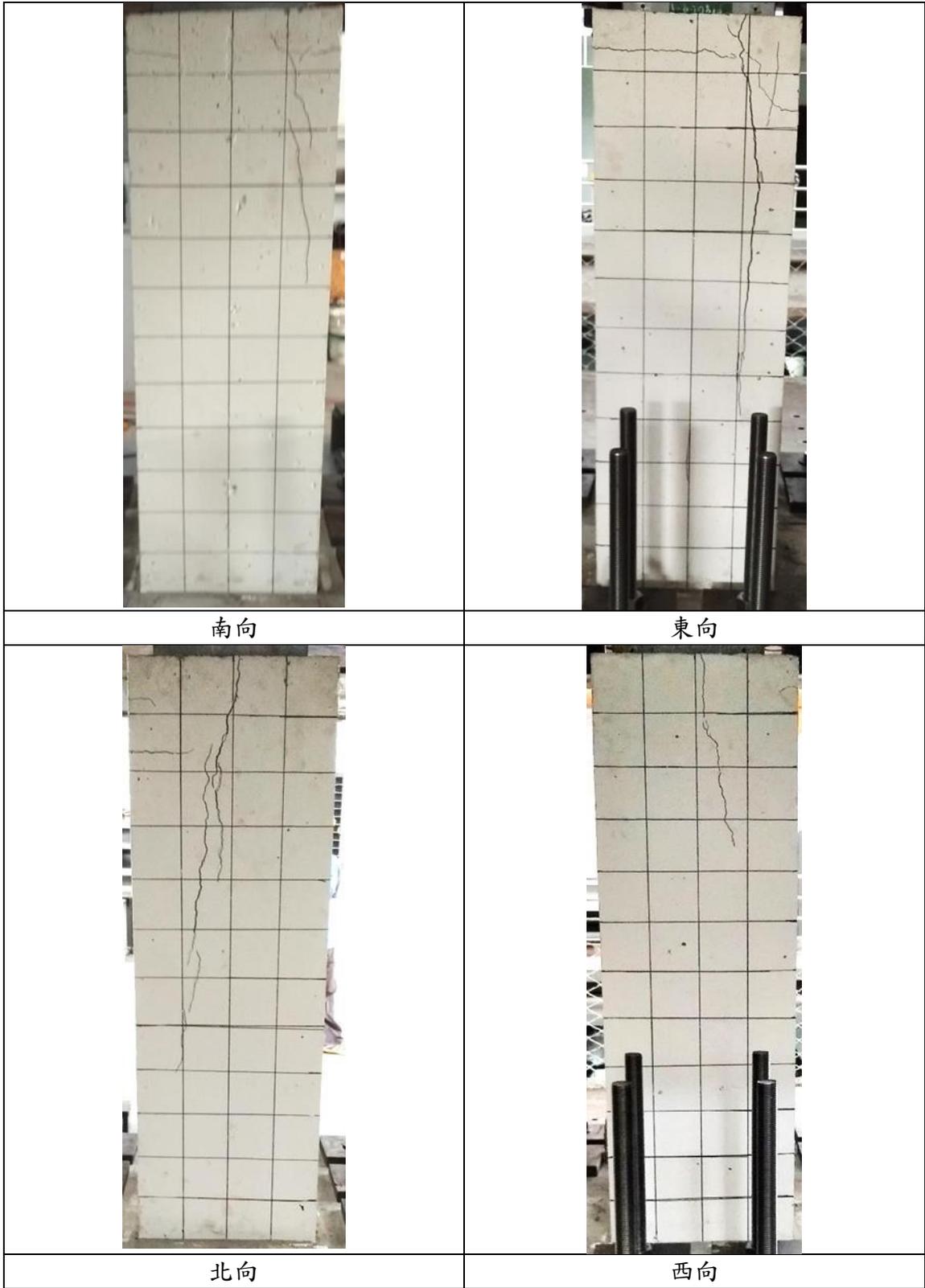


圖 8 層間位移 0.5% 破壞情況

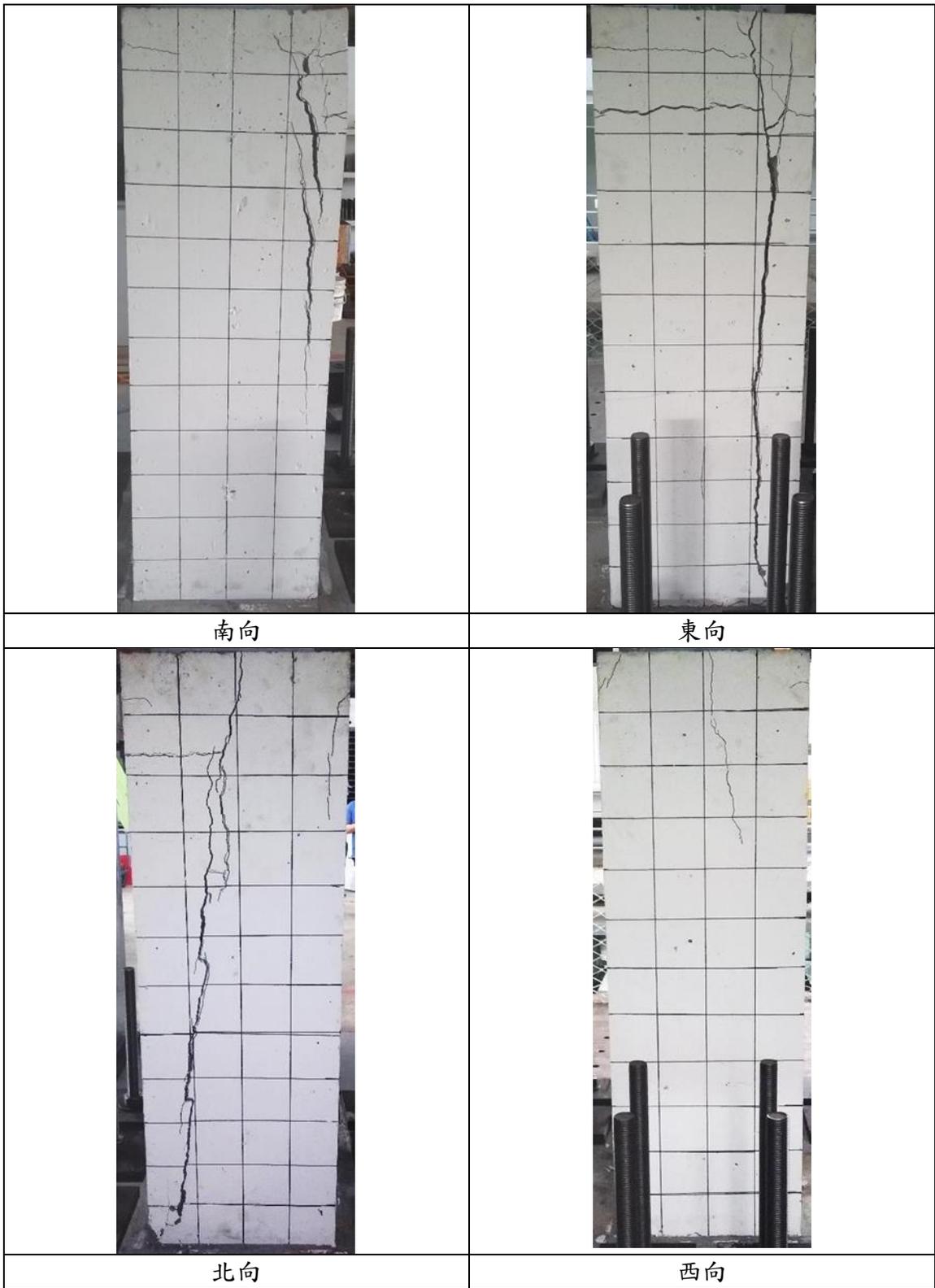


圖 9 層間位移 0.75% 破壞情況

3.2 連續箍筋柱 SS1

於反覆載重試驗之前，在施加 0.6 自重之軸力且穩定無異常後，同樣能在試體上部觀察到些許垂直裂縫。

當側位移加載至側移比 $\delta = 0.1\%$ 時，於試體之東、西及北向能觀察到約 400mm 長之垂直裂縫，於預測塑鉸區並未能觀察到撓曲裂縫發生。

當側位移加載至側移比 $\delta = 0.75\%$ 時，垂直裂縫發展至 500mm 長，此時於預測塑鉸區開始觀察到部分撓曲裂縫開始產生。

當側位移加載經過側移比 $\delta = 1\%$ 、 1.25% 時，垂直裂縫開始發展至半試體長處，且預測塑鉸區的撓曲裂縫也發展至 1/4 柱長處。

當側位移加載經過側移比 $\delta = 1.5\%$ 時，垂直裂縫已發展至全試體長，預測塑鉸區的混凝土保護層也開始剝落，此時於側移比 $\delta = 1.47\%$ 時觀察到試體最大試驗強度為 436KN 及 -463KN。

達最大試驗強度後試體的內部受力情形還是穩定，因此試驗持續進行直至達側移比 $\delta = 5.0\%$ 時，縱向撓曲鋼筋挫屈而終止實驗。於後續觀察中並未發現箍筋有破壞之情形，試體 SS1 在高軸力的反覆載重中，展現出較好的圍束效應致使試體在達最大試驗強度後還能表現出較佳的韌性行為。

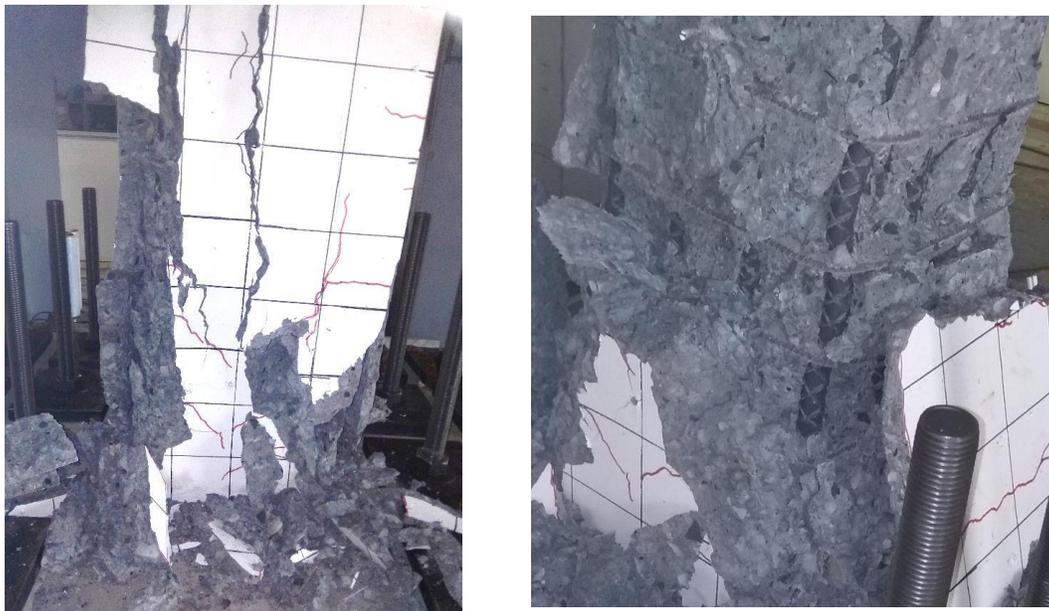


圖 10 連續箍筋柱 SS1 試體最終破壞情形

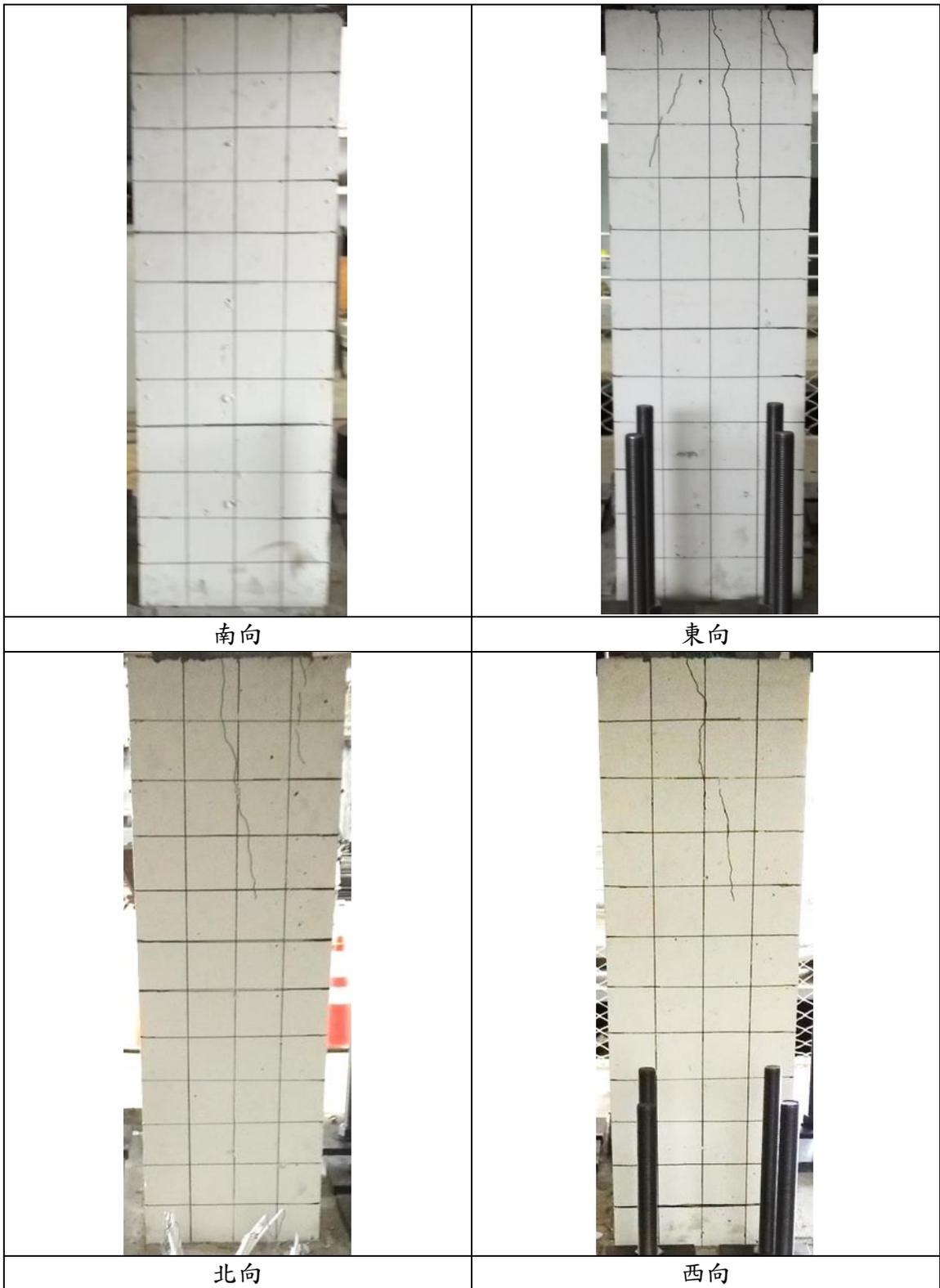


圖 11 層間位移 0.1% 破壞情況

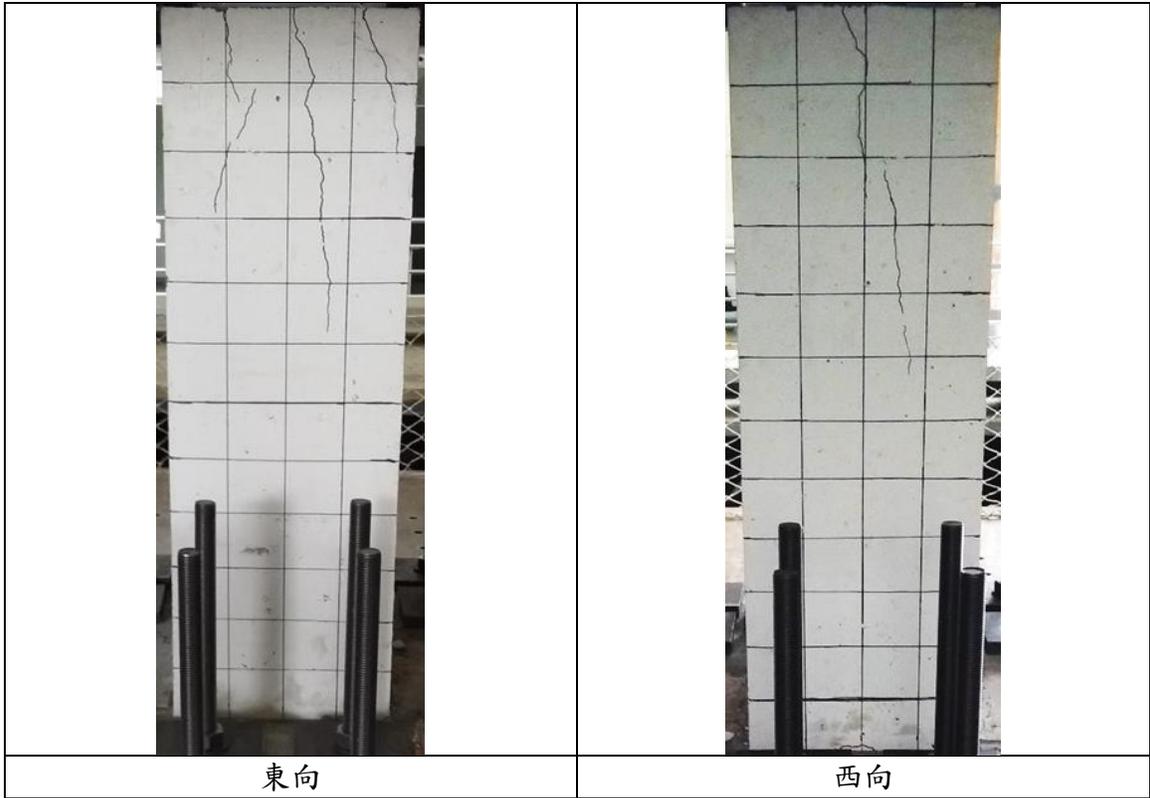


圖 12 層間位移 0.25% 破壞情況

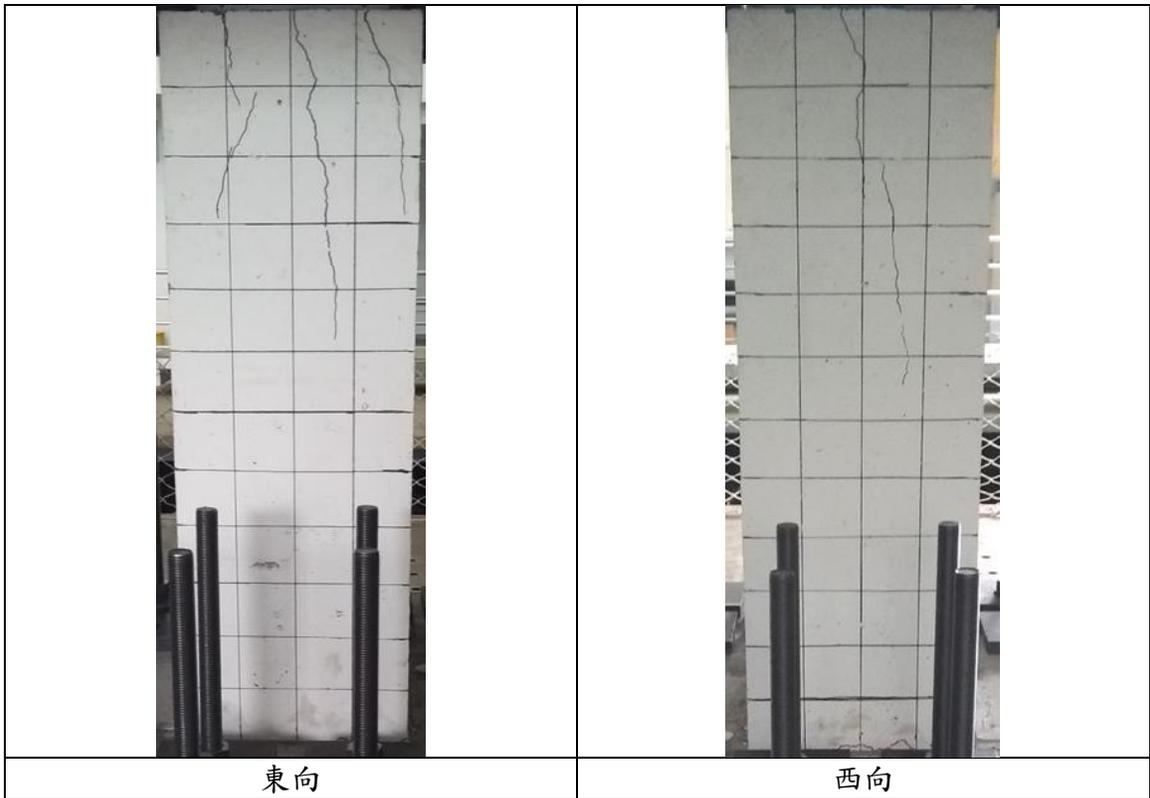


圖 13 層間位移 0.5% 破壞情況

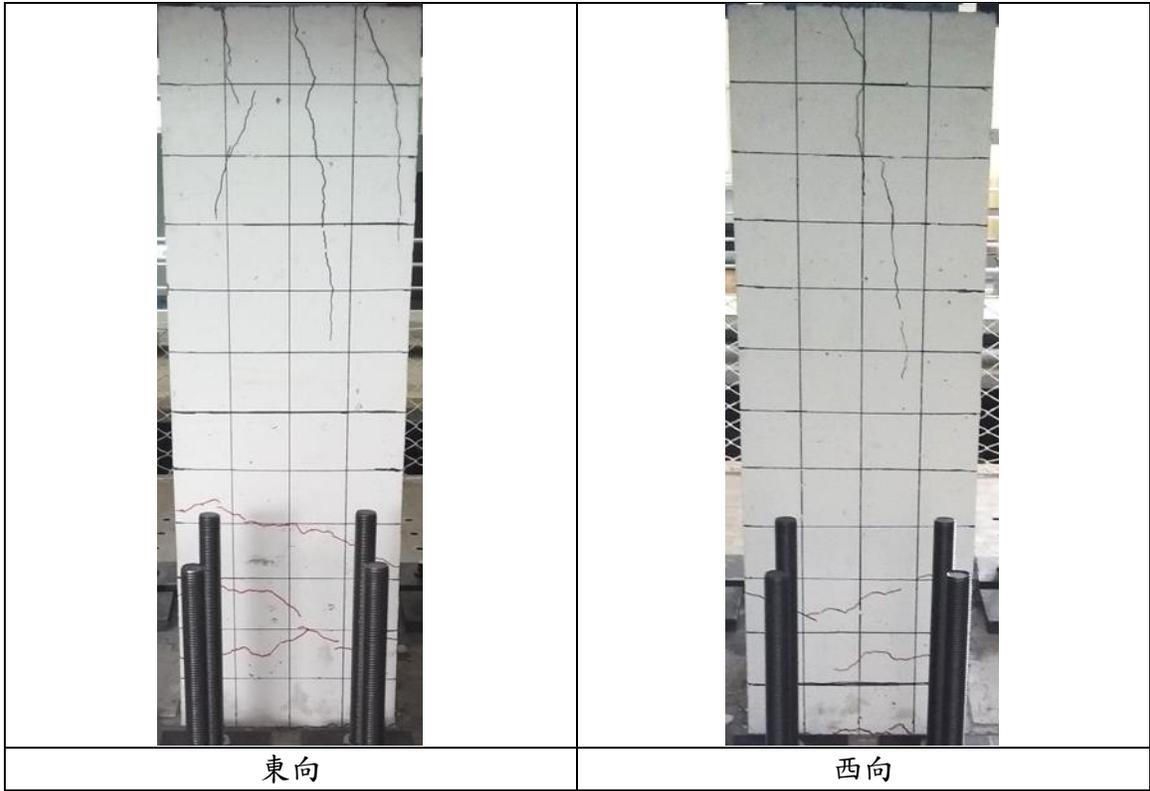


圖 14 層間位移 0.75% 破壞情況

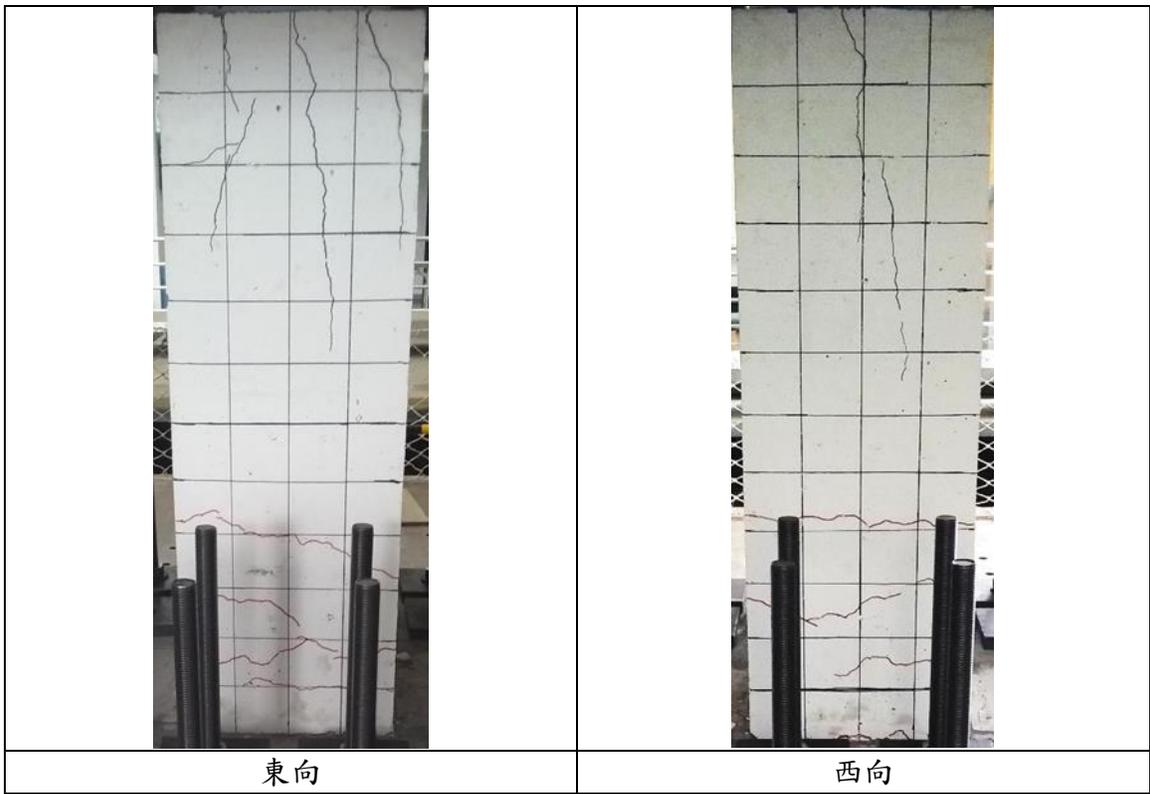


圖 15 層間位移 1% 破壞情況

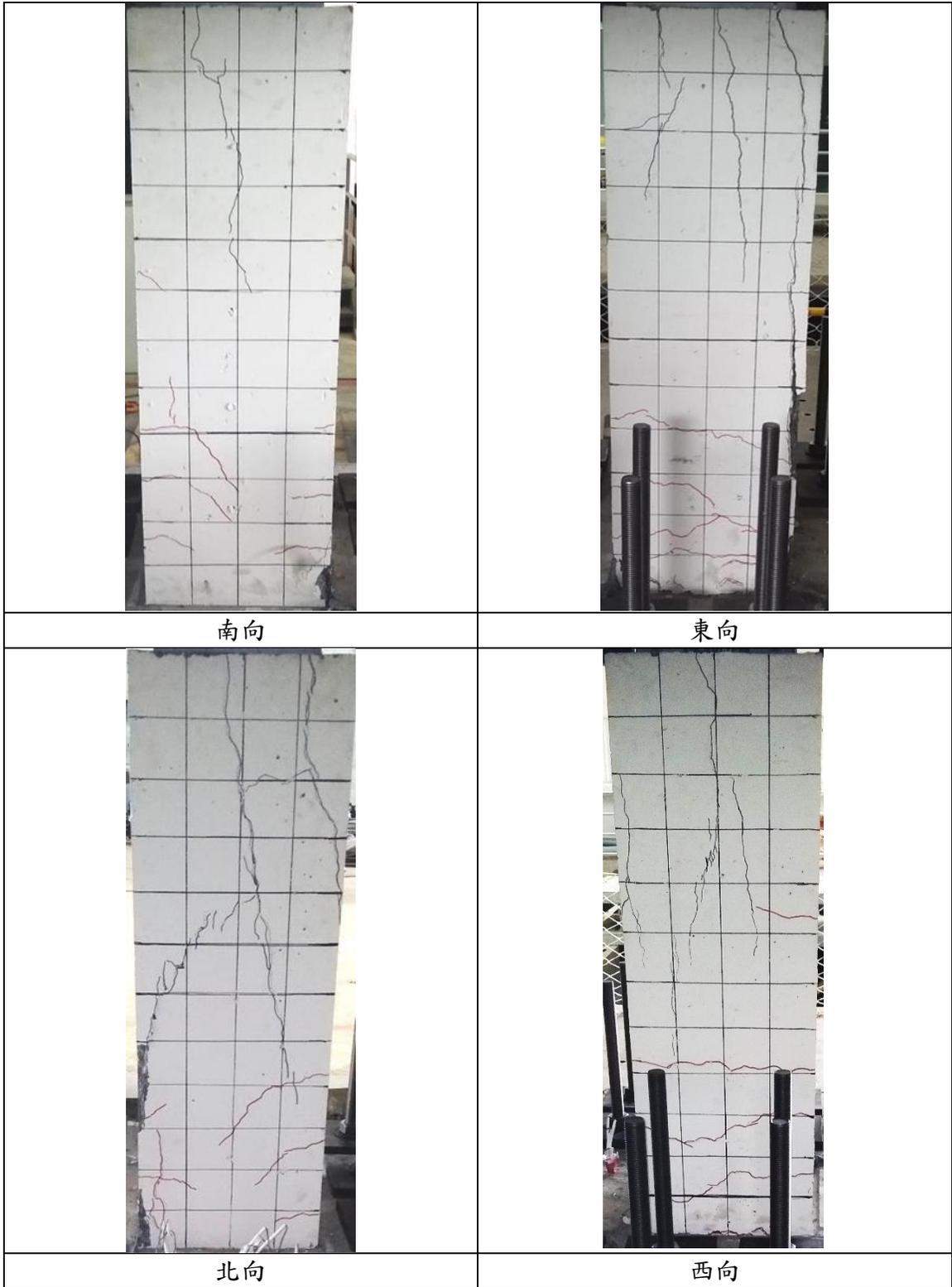


圖 16 層間位移 1.5% 破壞情況

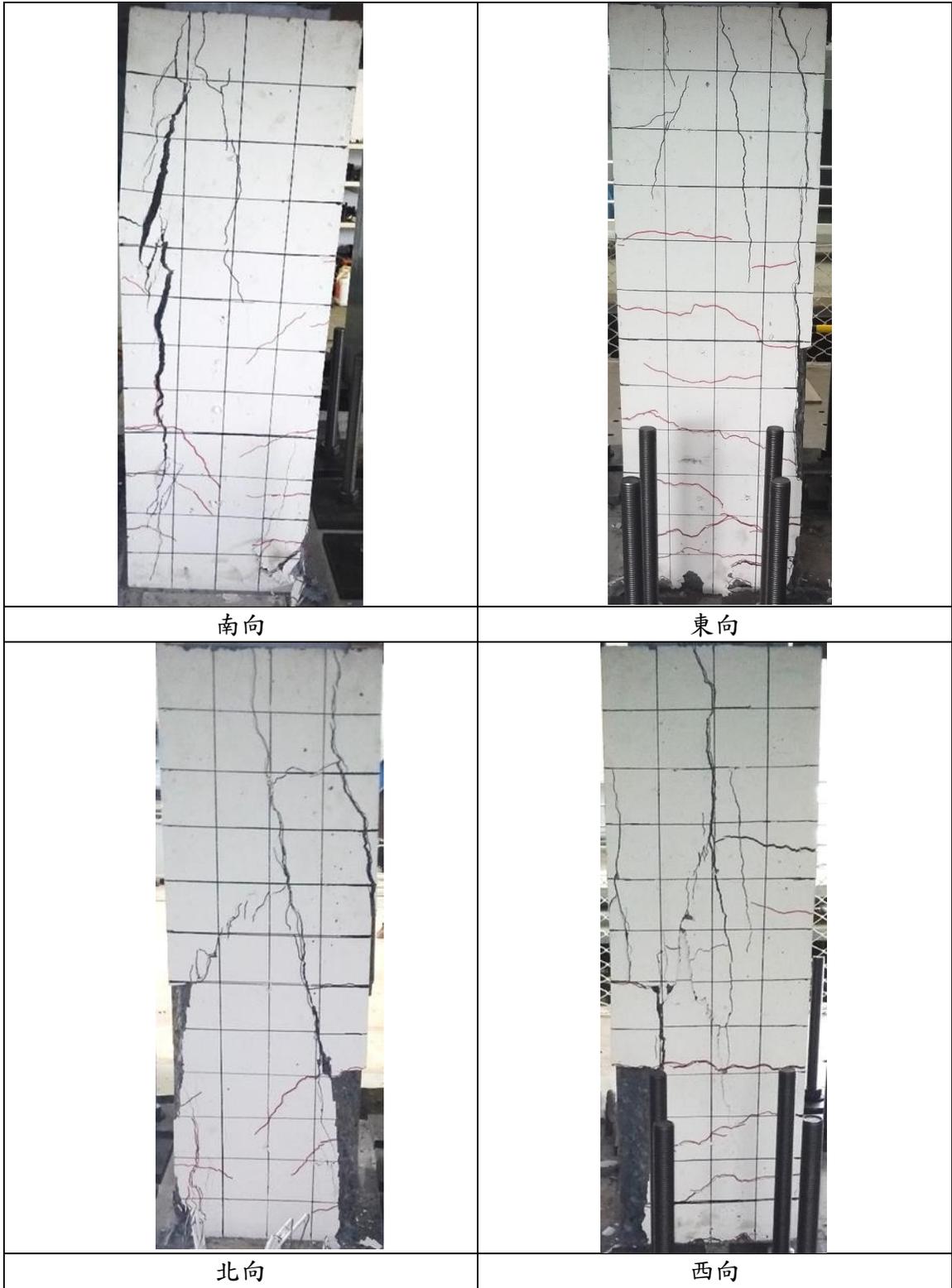


圖 17 層間位移 2% 破壞情況

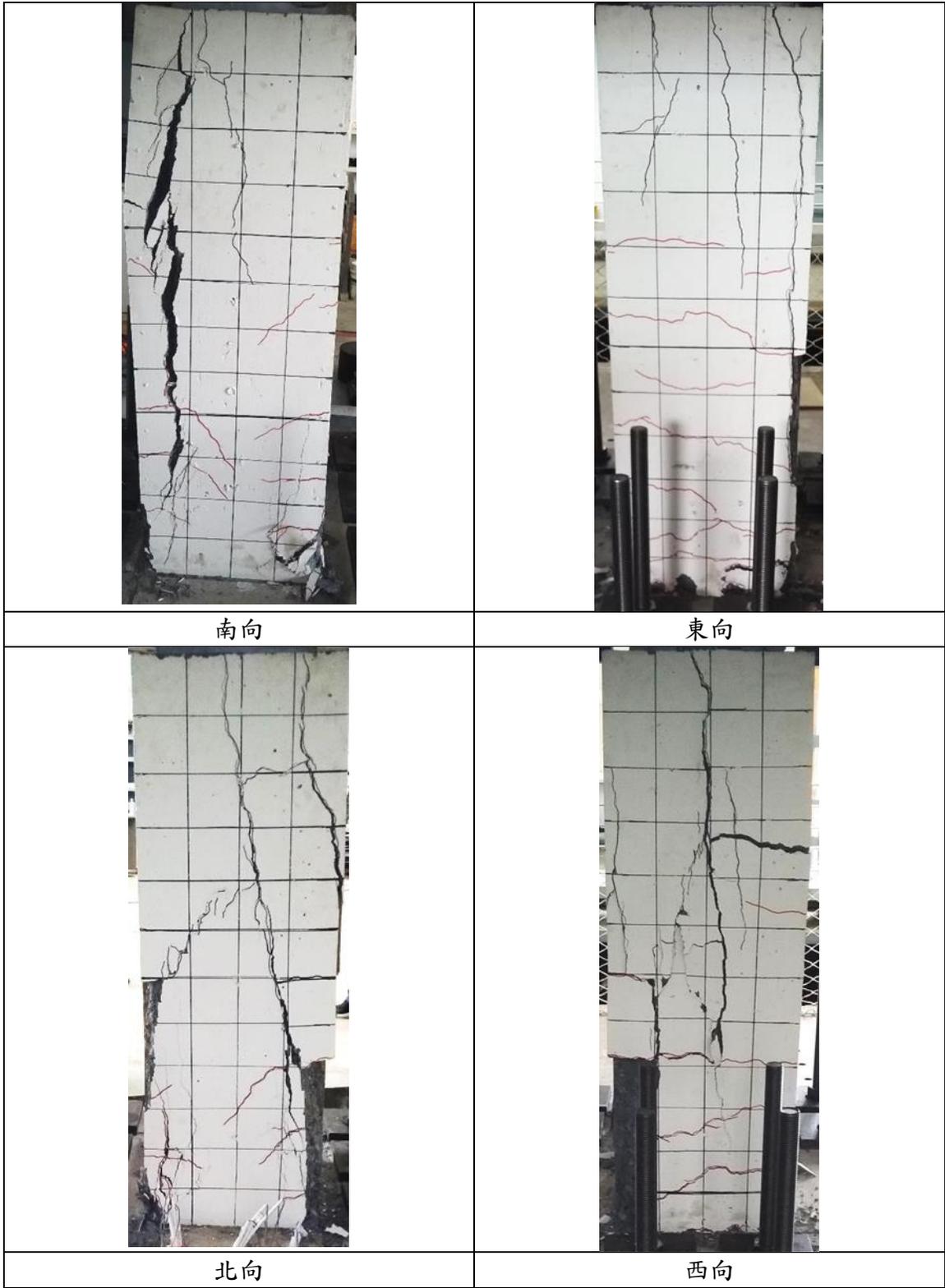


圖 18 層間位移 3% 破壞情況

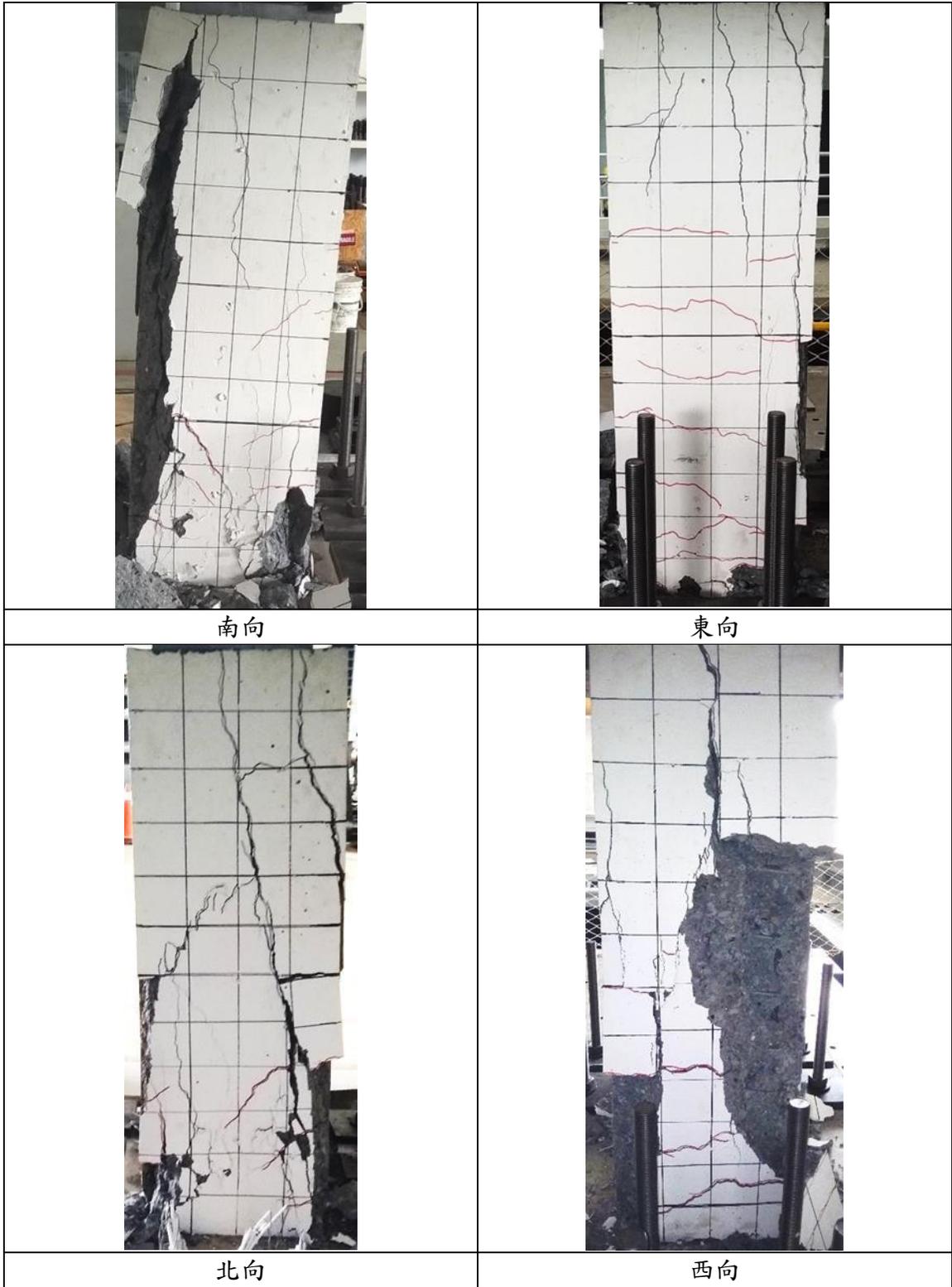


圖 19 層間位移 4% 破壞情況

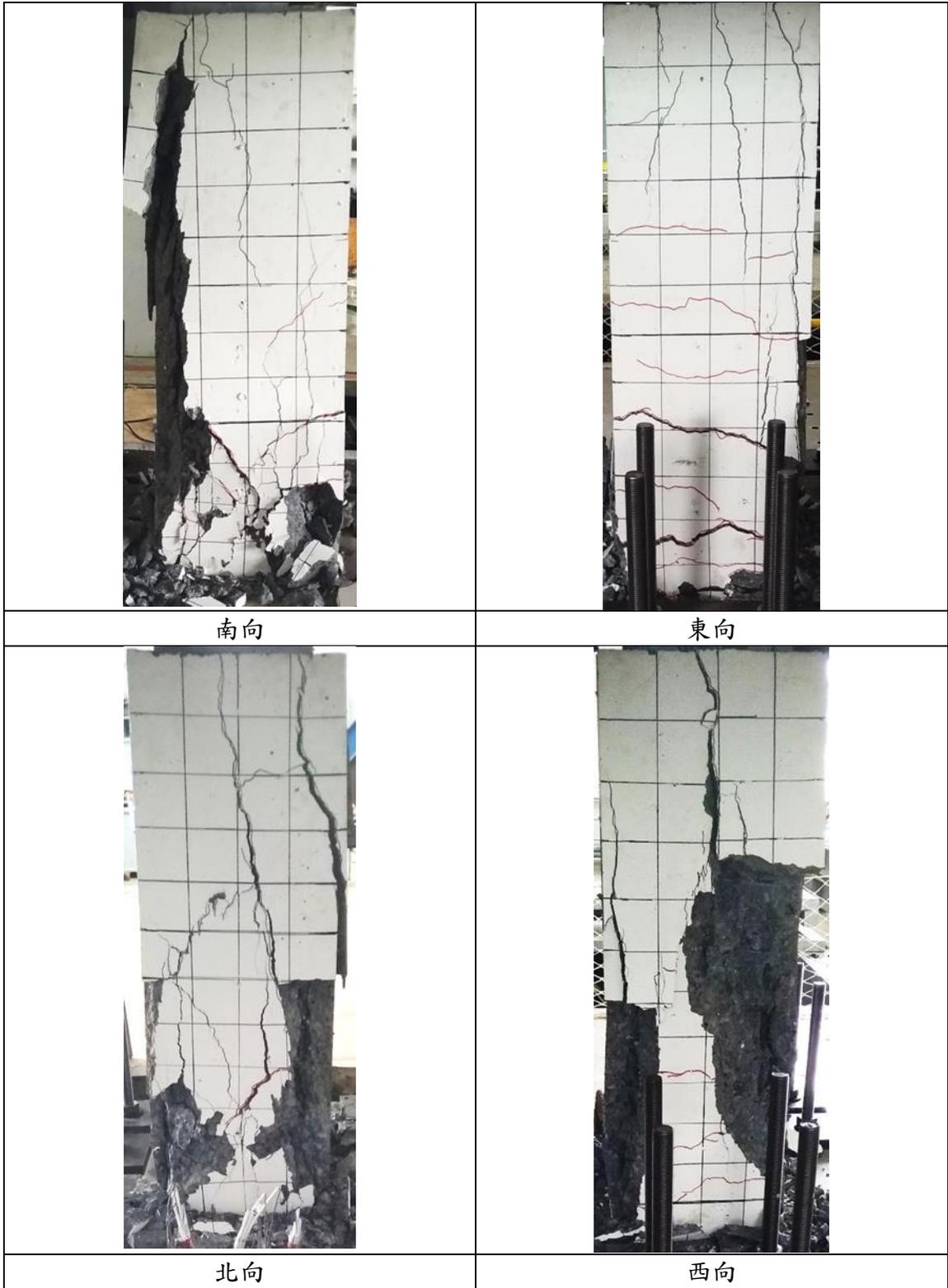


圖 20 層間位移 5% 破壞情況

3.3 連續箍筋柱 SS2

於反覆載重試驗之前，在施加 0.6 自重之軸力且穩定無異常後，同樣能在試體上部觀察到些許垂直裂縫。

當側位移加載至側移比 $\delta = 0.1\%$ 時，於試體之南、北及西向能觀察到約 300mm 長之垂直裂縫，而在初始幾個側位移循環中此裂縫並未如傳統柱試體積極發展，直至側移比 $\delta = 1\%$ 時，此垂直裂縫才延伸至 400mm。

預測塑鉸區於側位移加載至側移比 $\delta = 0.5\%$ 時，開始發展出撓曲裂縫，而當側移比 $\delta = 1.5\%$ 時，混凝土保護層開始部分剝落。於側移比 $\delta = 1.34\%$ 及 -1.23% 時觀察到試體之最大試驗強度 461KN 及 -449KN。

此時核心部分內部受力穩定，因此後續實驗持續進行且試體乘載軸力能力並未失效，直至側移比達 $\delta = 6\%$ ，部分縱向撓曲鋼筋因挫屈而產生塑性變形，但連續箍筋中並未觀察到破壞的情況，焊接點也並未找到斷裂的情形。本試體在側位移加載至側移比 $\delta = 1\%$ 前，裂縫發展的速度並無其二試體這樣劇烈且快速，且連續箍筋的圍束效應使其在高側移比時，能呈現出高韌性表現。

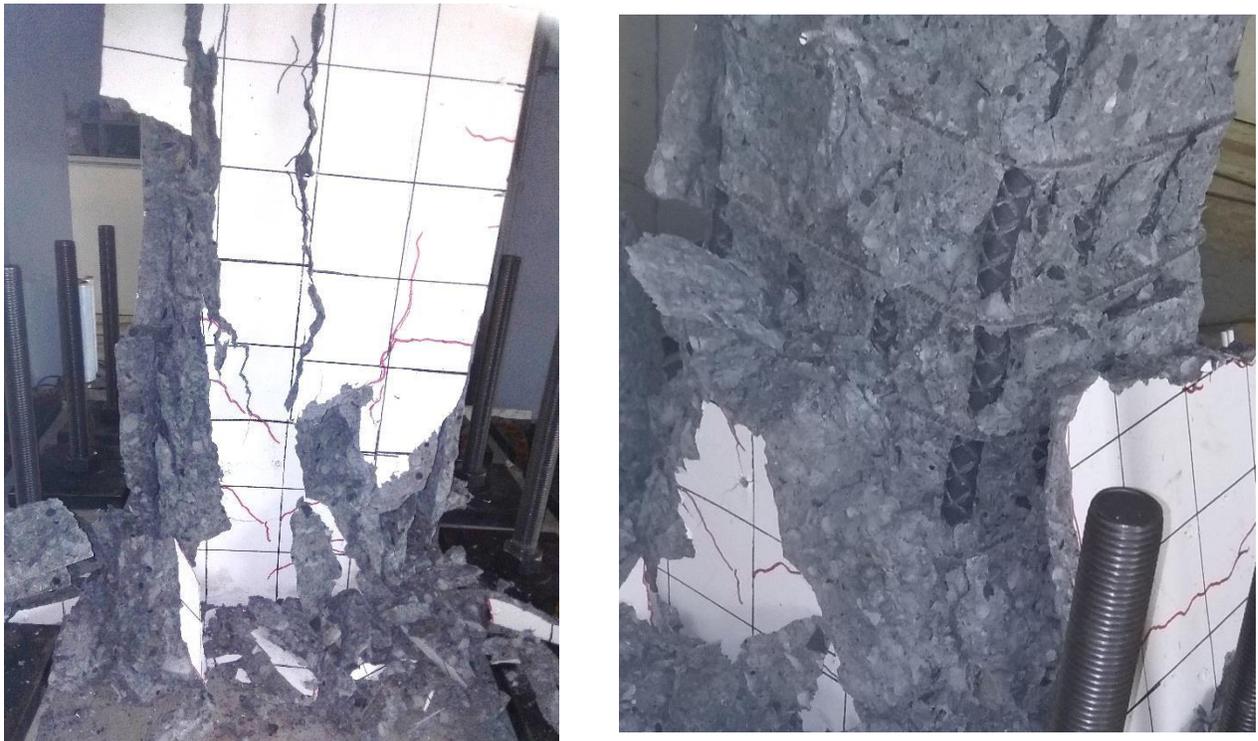


圖 21 連續箍筋柱 SS2 試體最終破壞情形

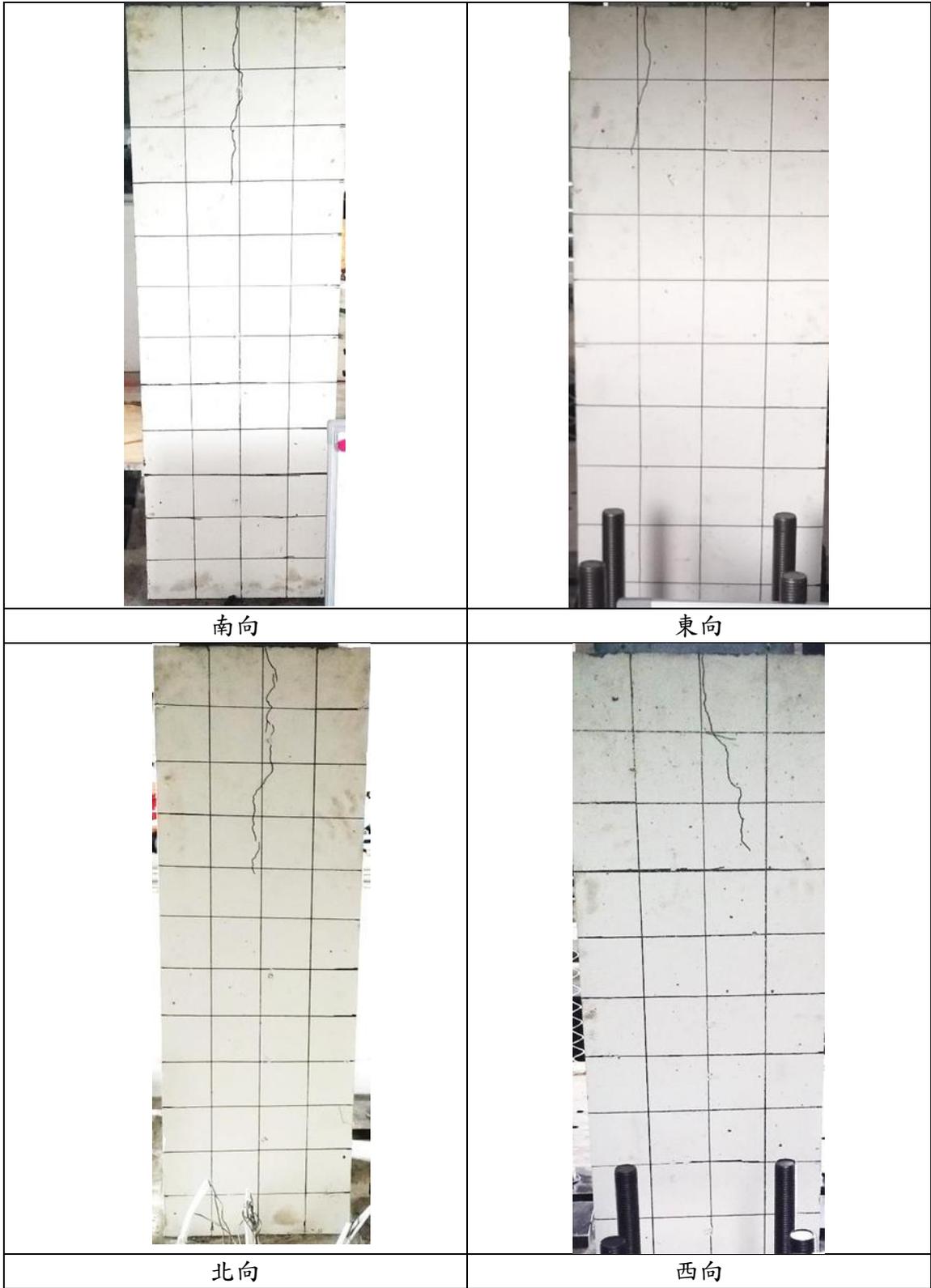


圖 22 層間位移 0.1% 破壞情況

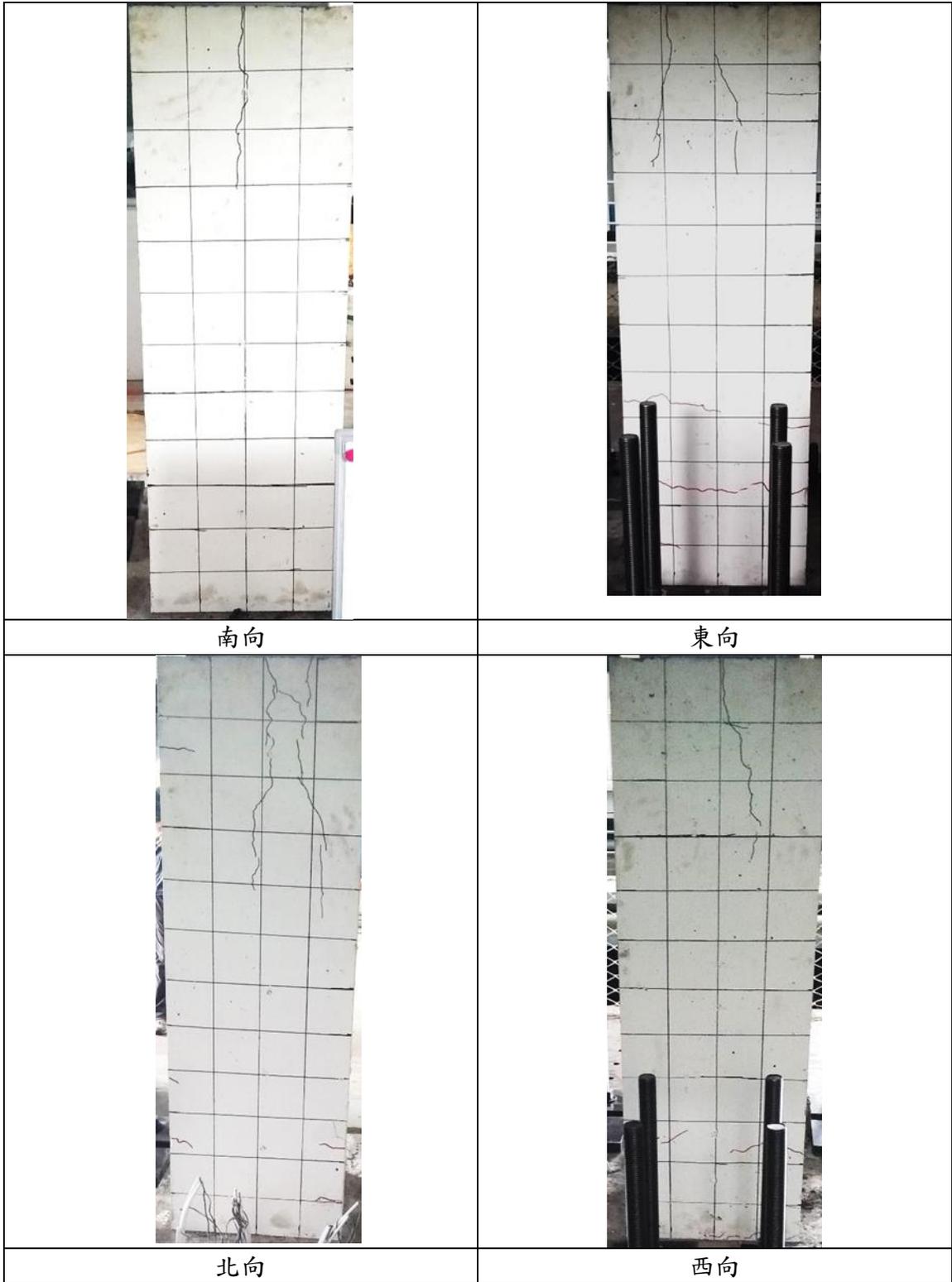


圖 23 層間位移 0.5% 破壞情況

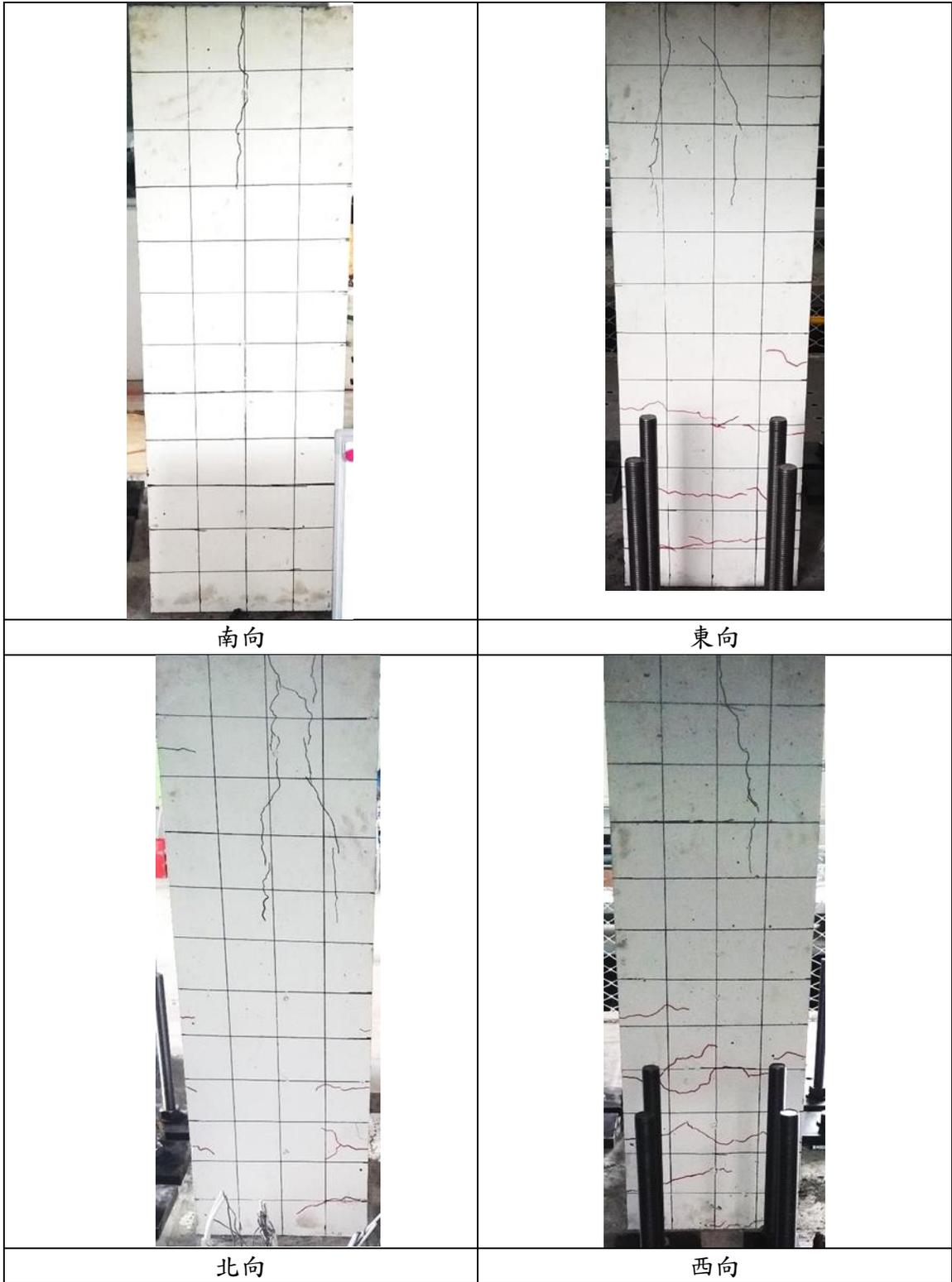


圖 24 層間位移 0.75% 破壞情況

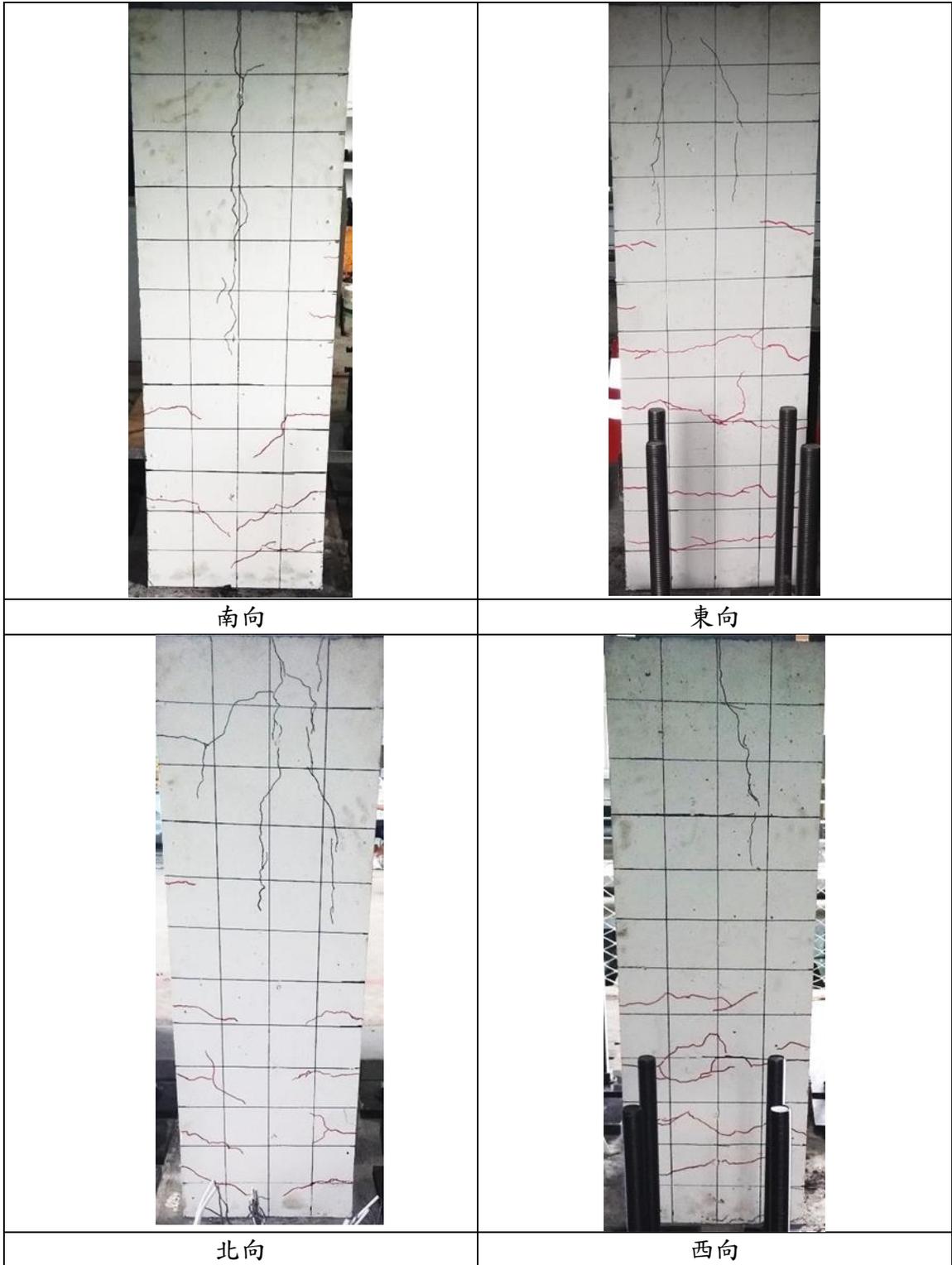


圖 25 層間位移 1.0% 破壞情況

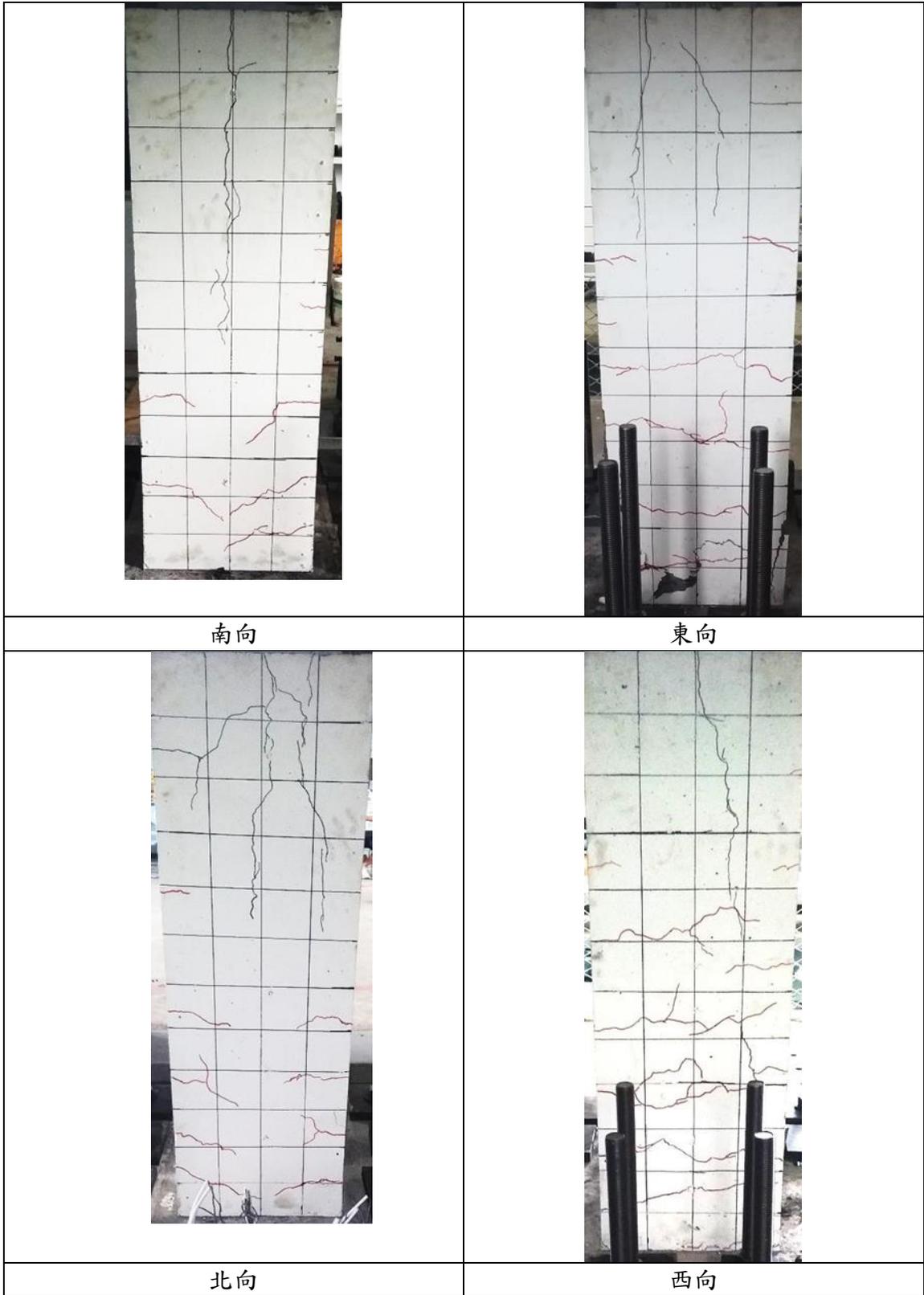


圖 26 層間位移 1.5% 破壞情況

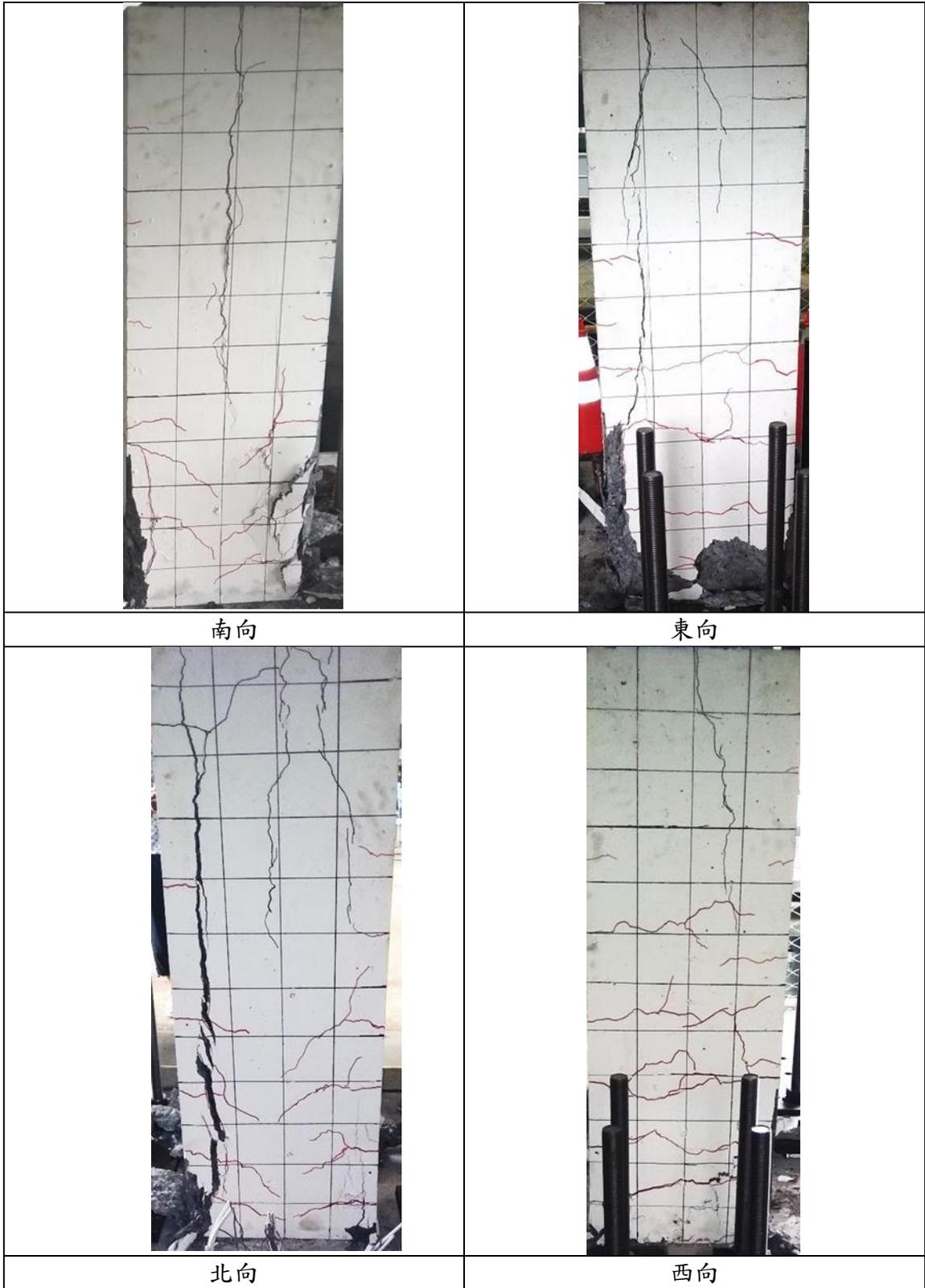


圖 27 層間位移 2.0% 破壞情況

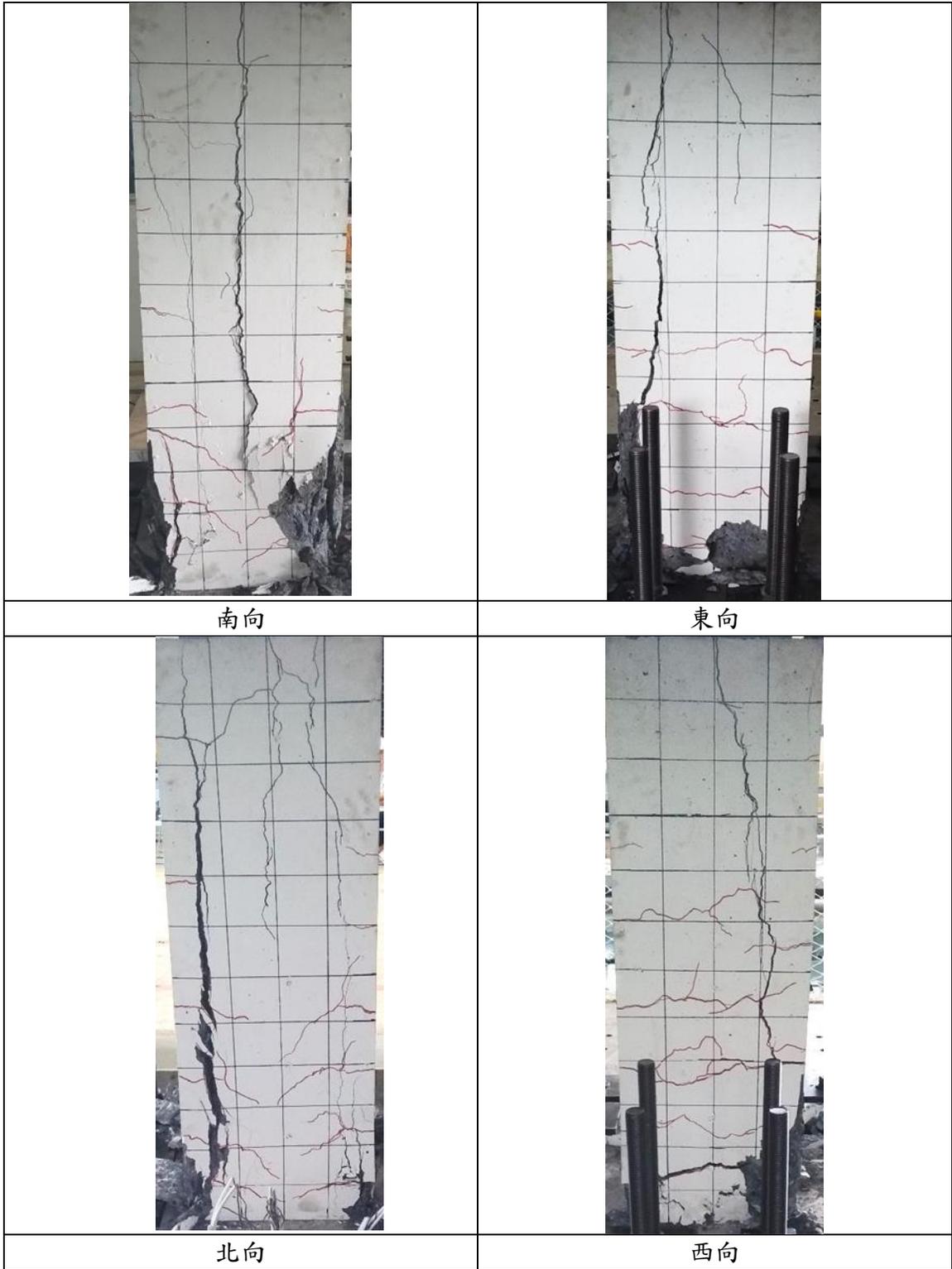


圖 28 層間位移 3.0% 破壞情況

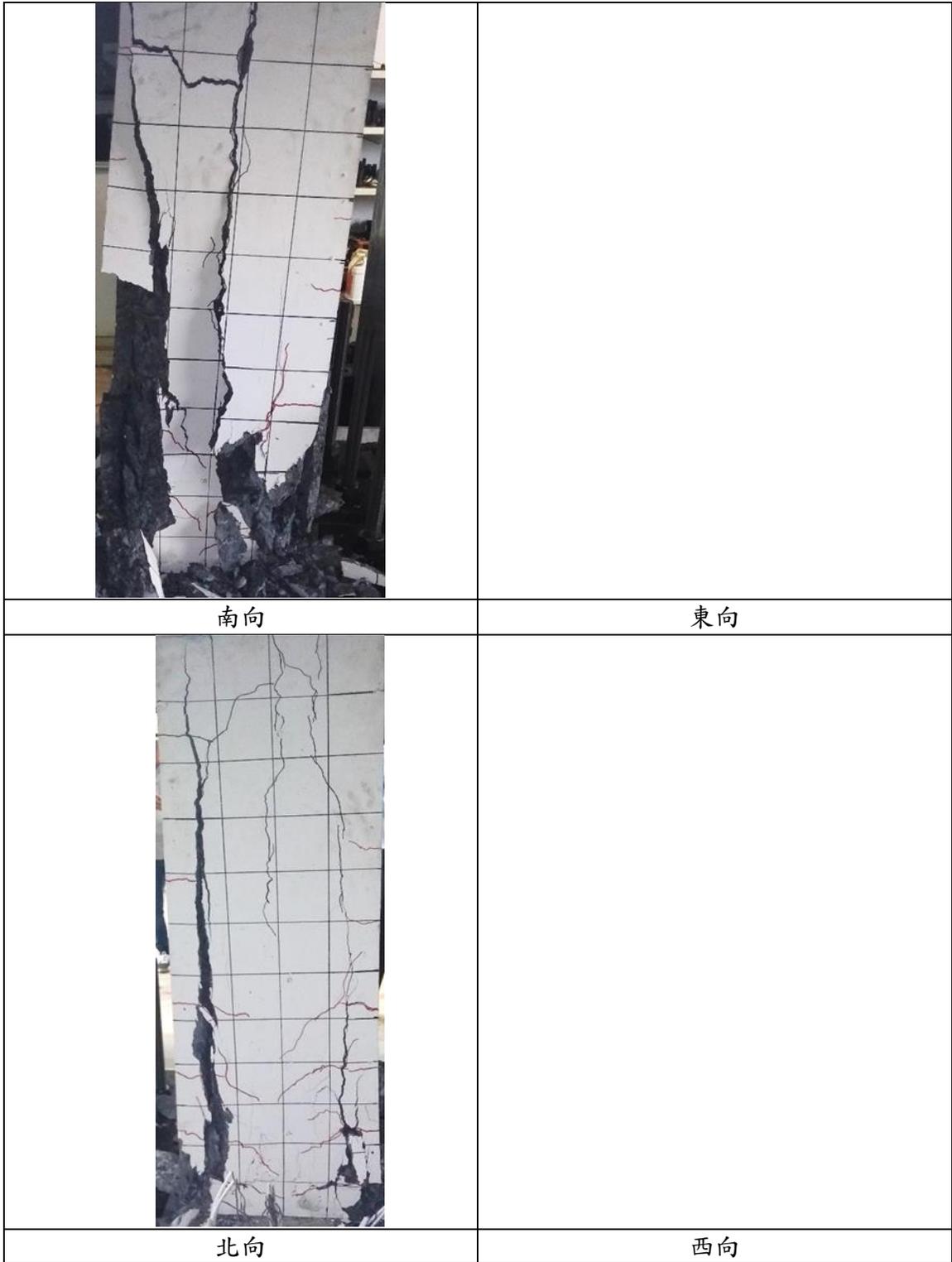


圖 29 層間位移 4.0% 破壞情況

四、應變計

於預測塑鉸產生區域預先埋設應變計，依照其讀值能辨別該區鋼筋降伏於否，應變計埋位置如圖 30 所示，縱向撓曲鋼筋依埋設鋼筋編號-高程命名，如 L1-1 即為編號 1 號縱向撓曲鋼筋第 1 高程之應變計；橫向剪力鋼筋依其位置-高程命名，如 CT1-1 即為 1 號位置箍筋於第 1 高程之應變計。應變計之讀數如表所示，資料擷取頻率為 2hz 即為一秒擷取兩筆資料。

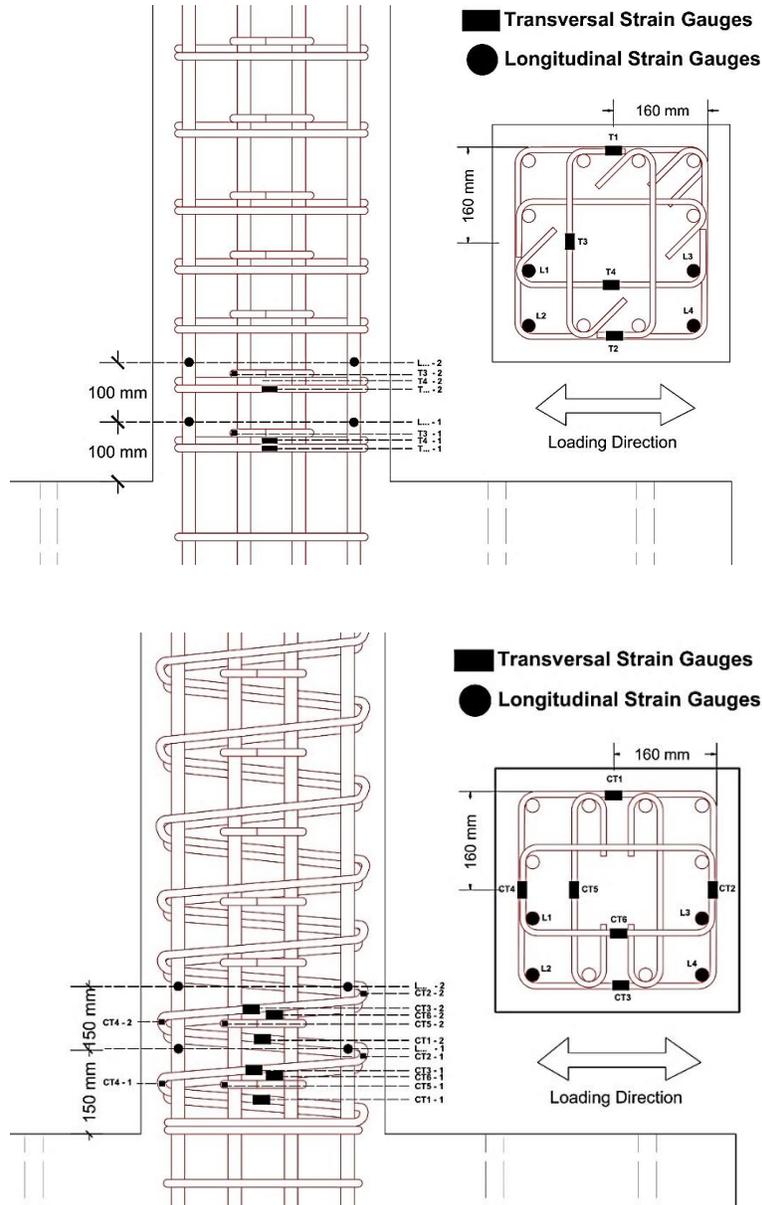


圖 30 應變計安裝位置

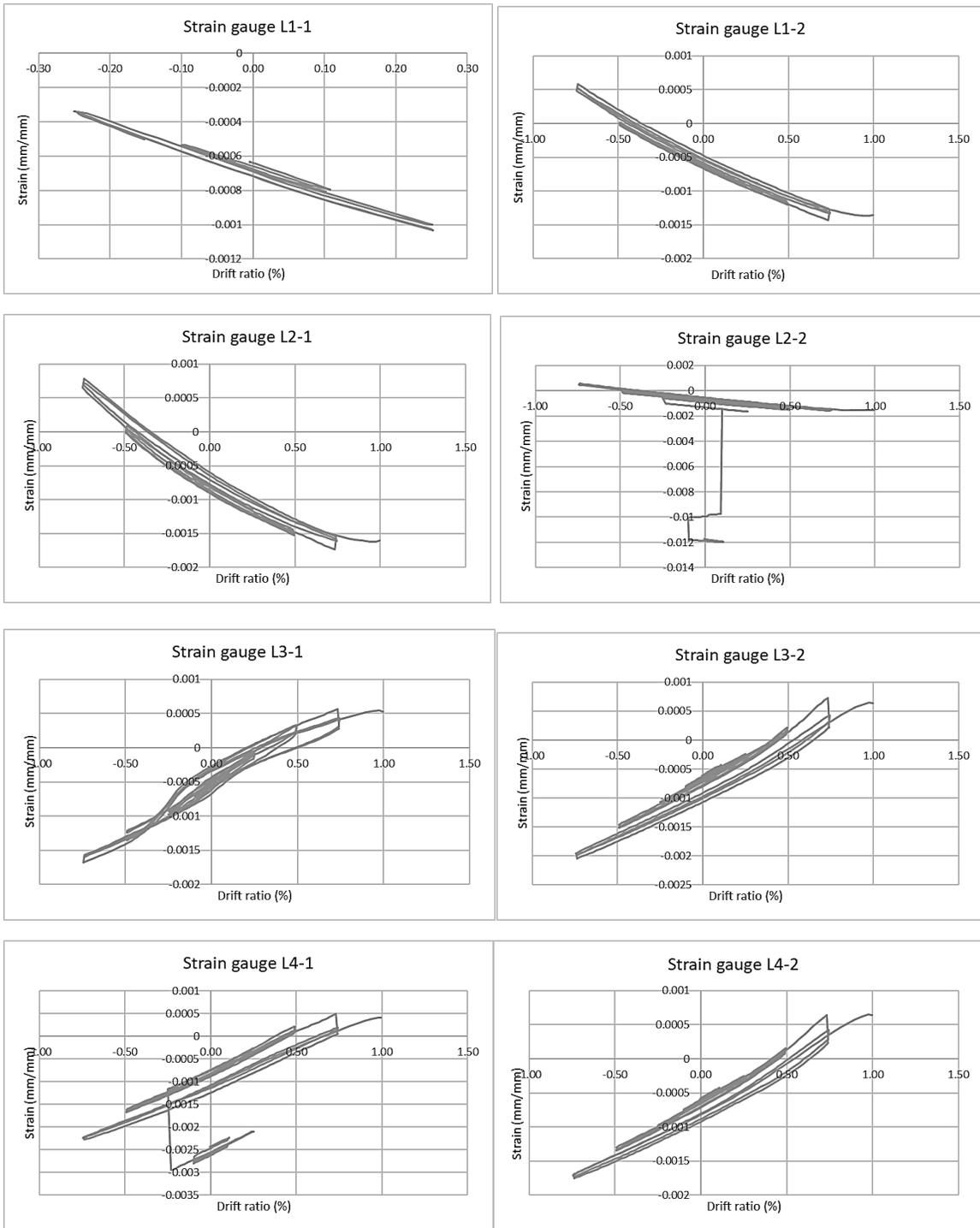


圖 31 傳統柱 CS 縱向撓曲鋼筋應變計

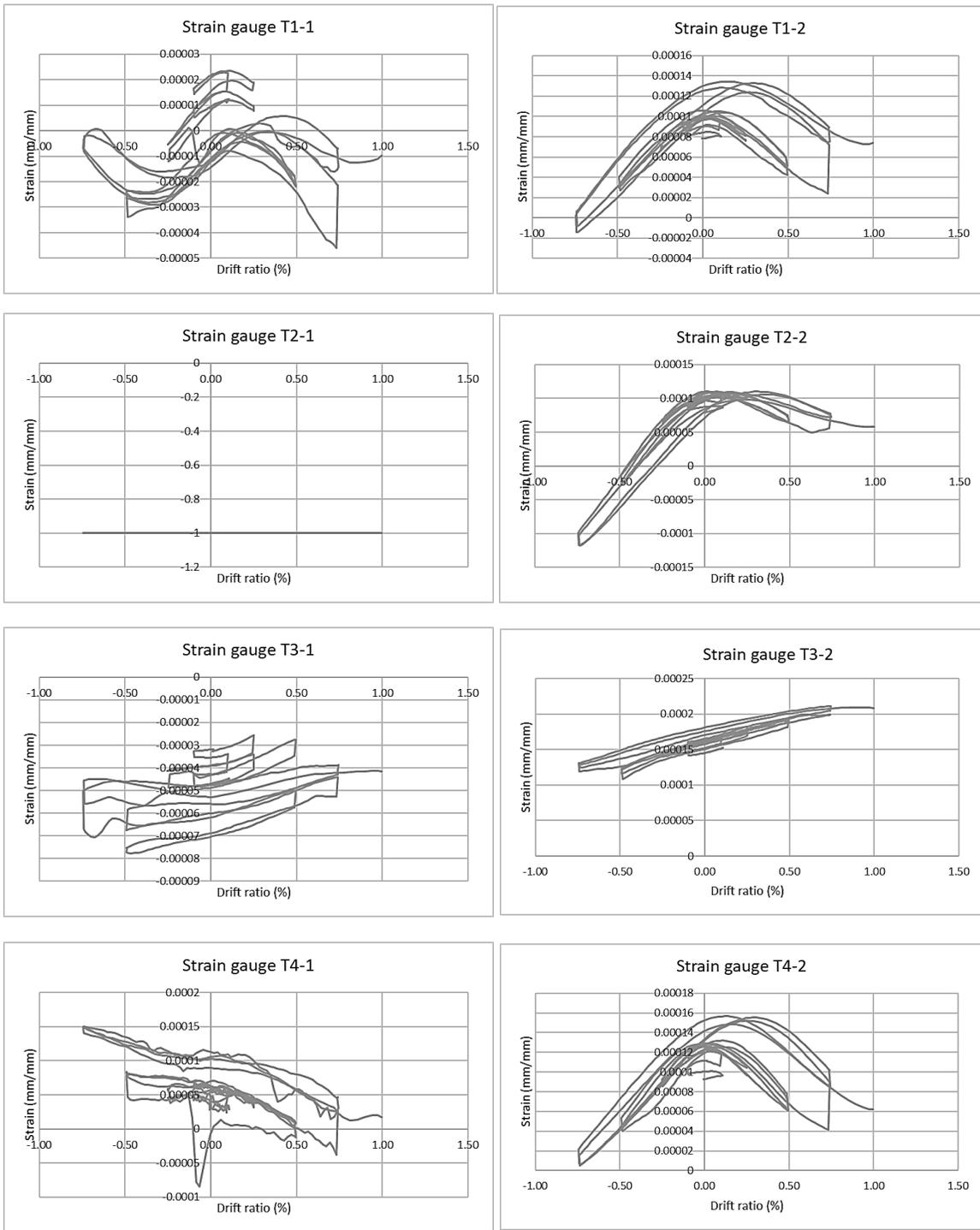


圖 32 傳統柱 CS 橫向剪力鋼筋應變計

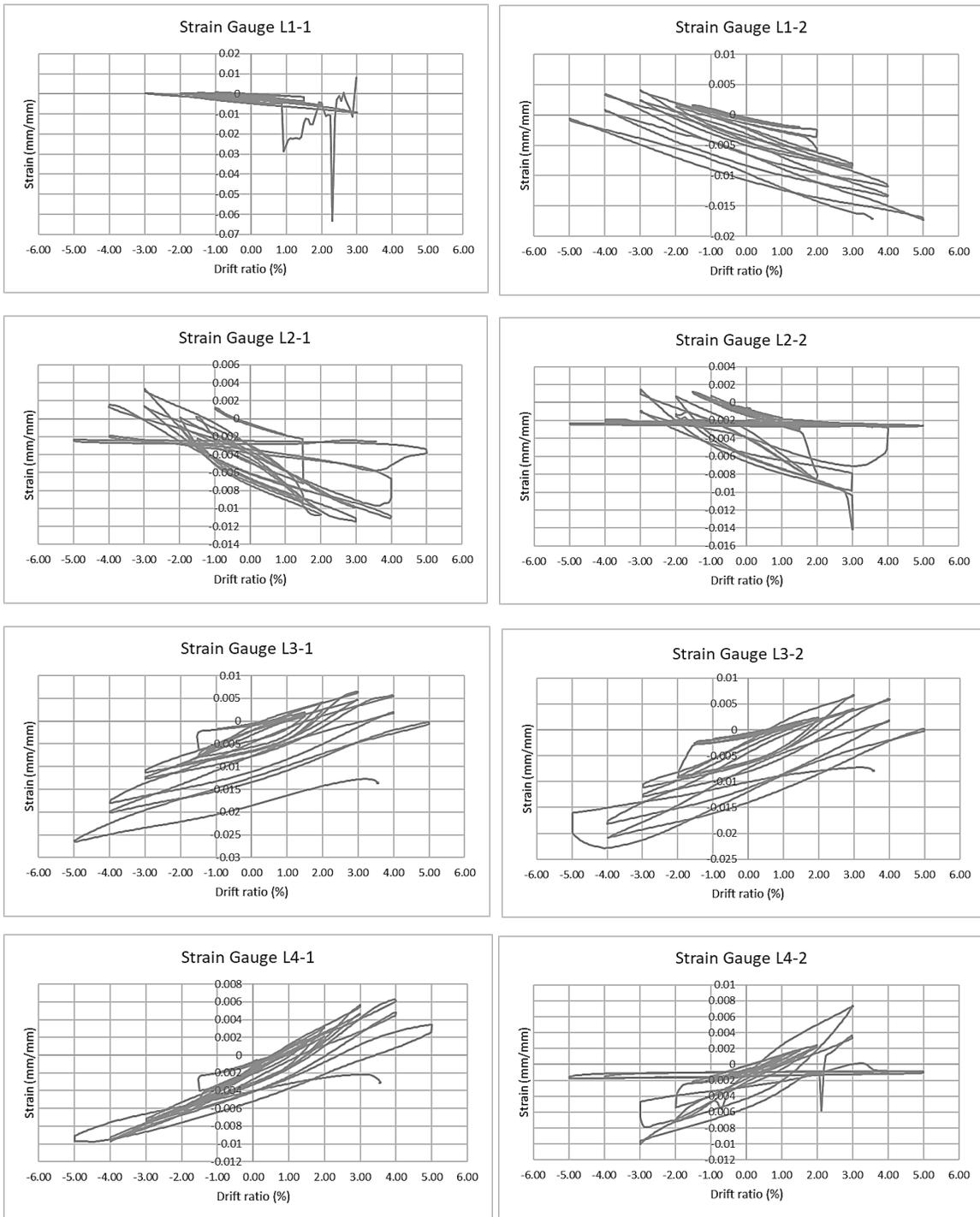
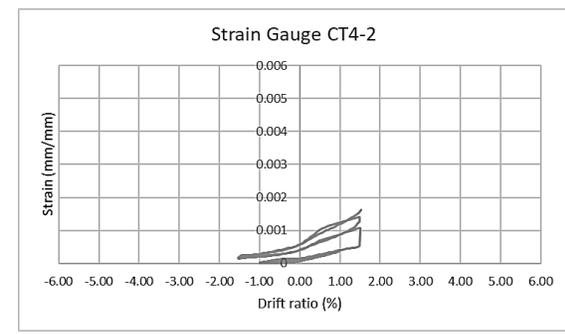
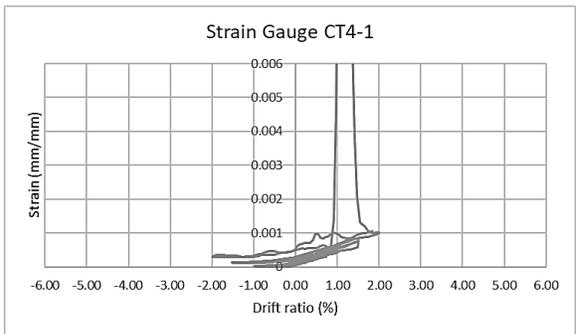
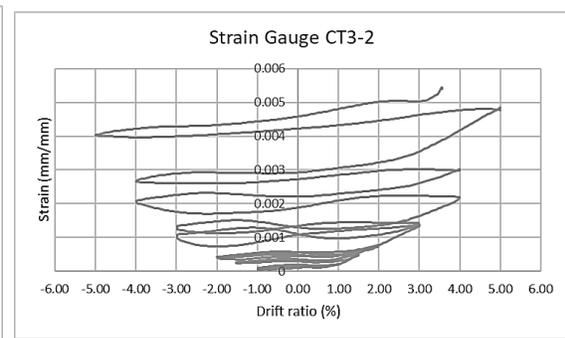
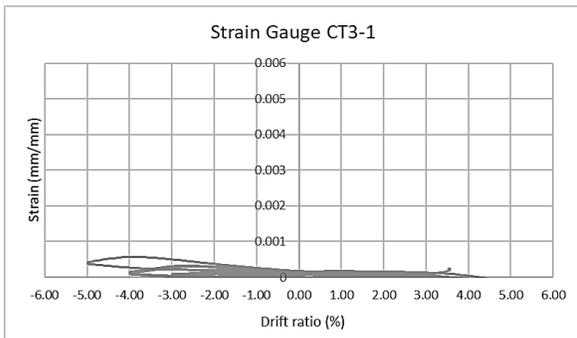
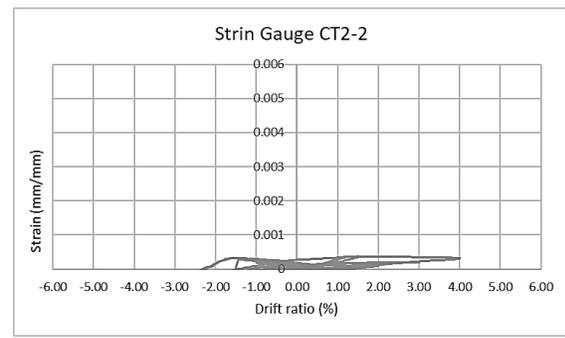
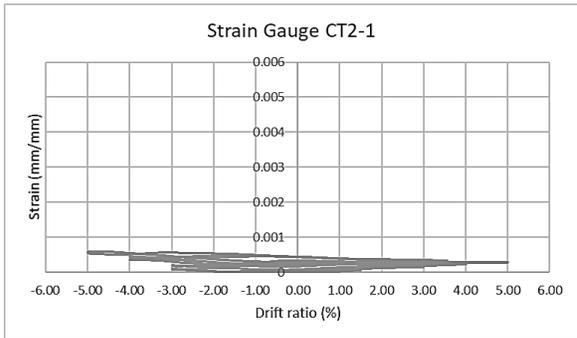
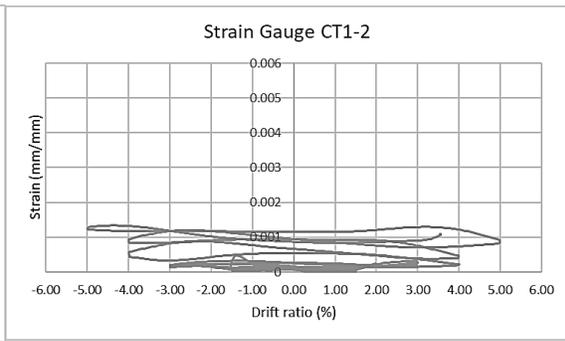
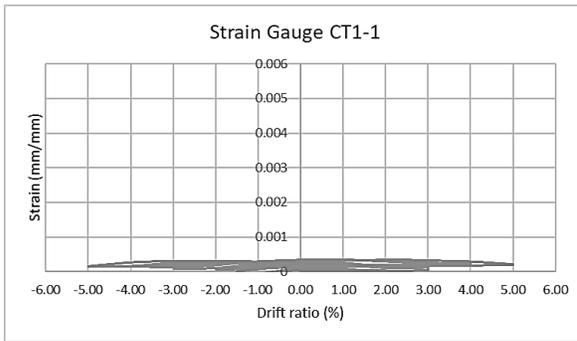


圖 33 連續箍筋柱 SS1 縱向撓曲鋼筋應變計



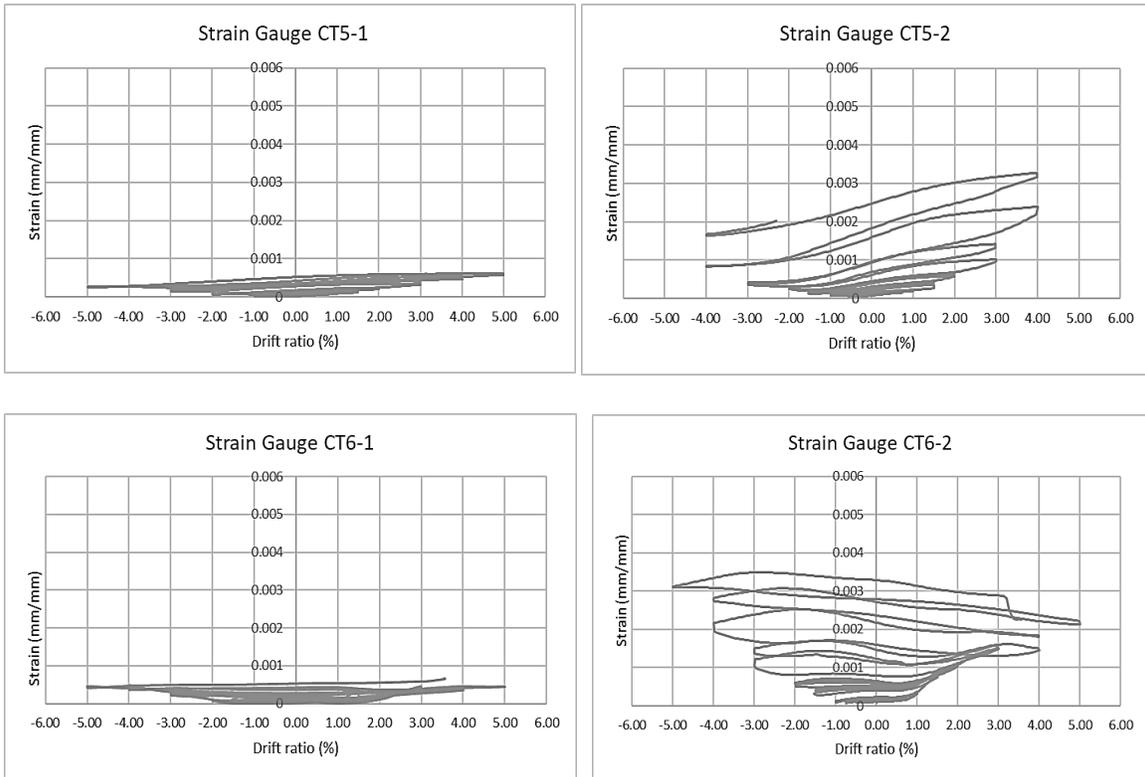


圖 34 連續箍筋柱 SS1 橫向剪力鋼筋應變計

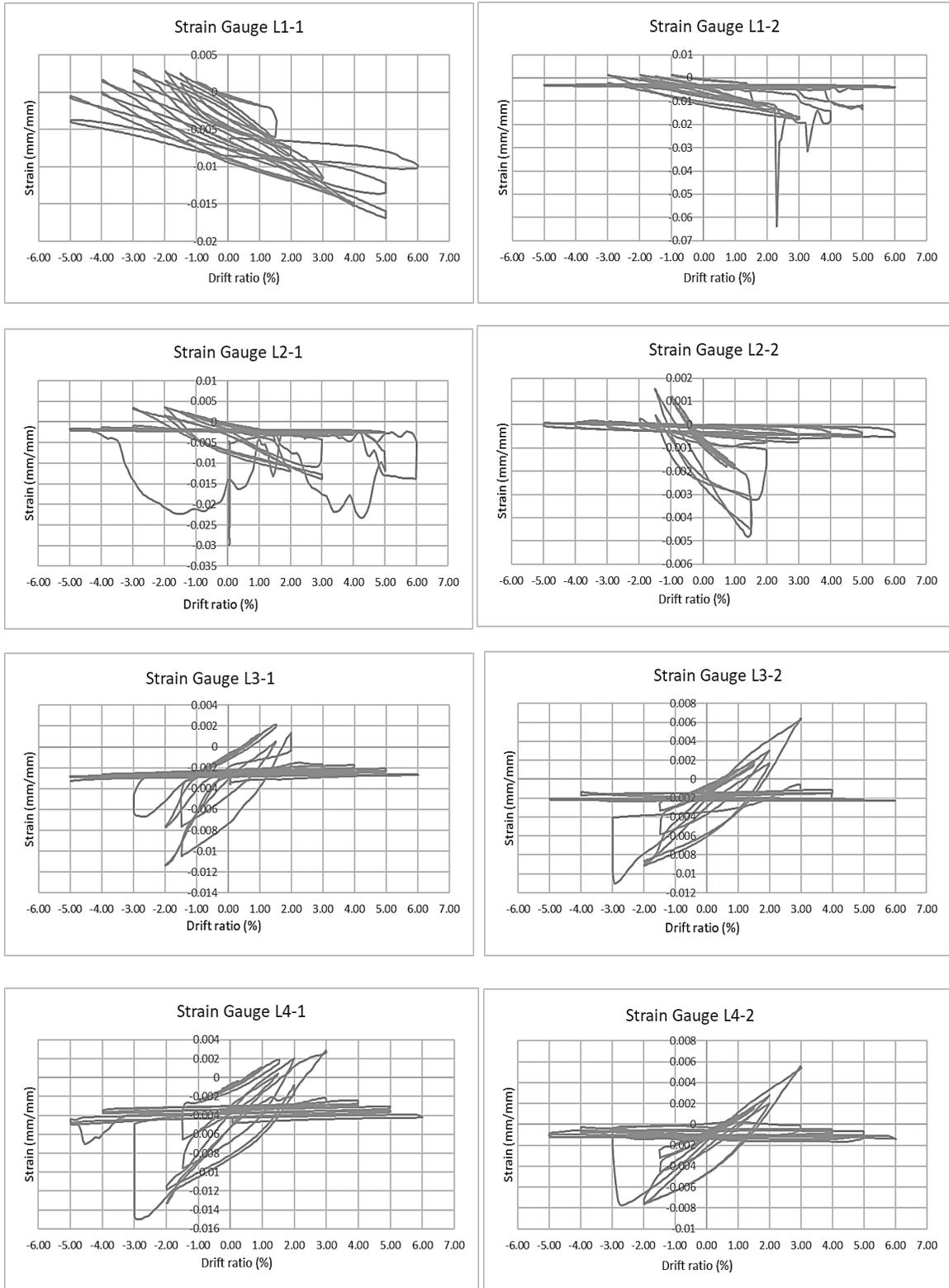
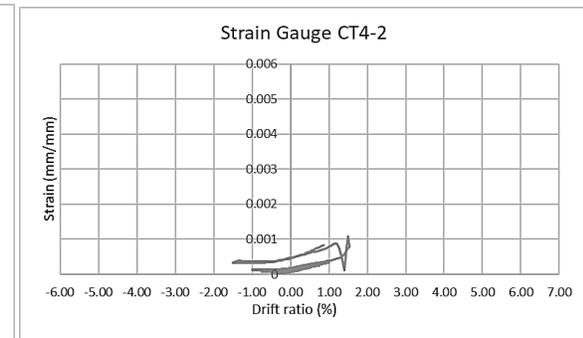
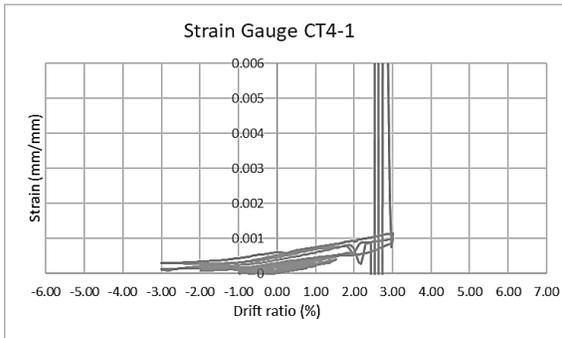
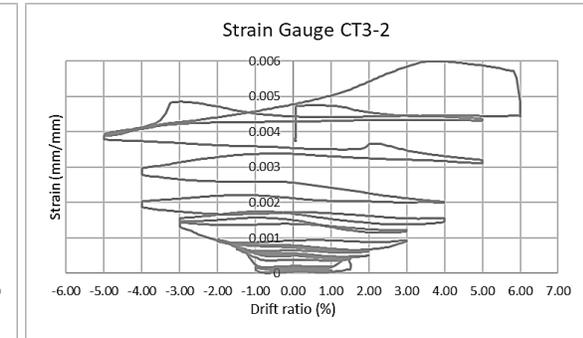
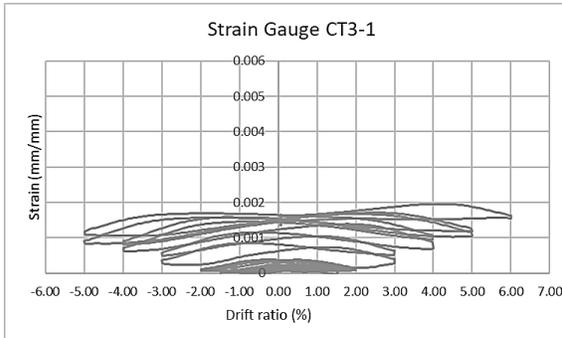
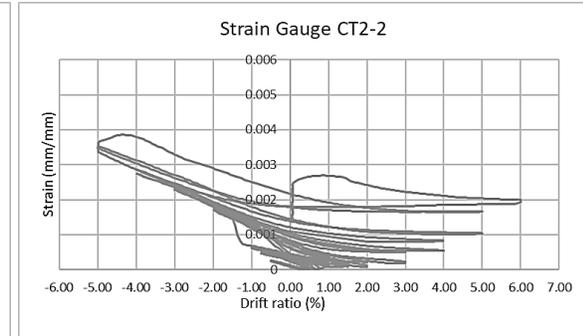
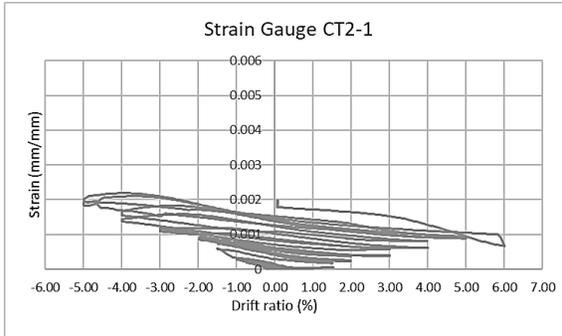
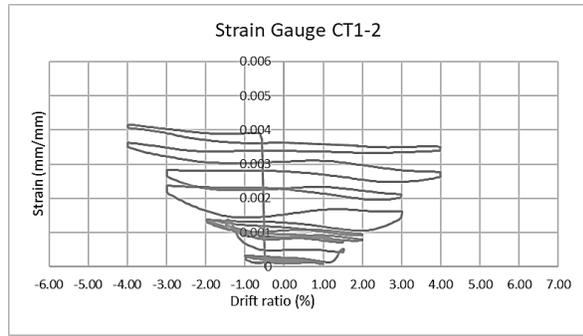
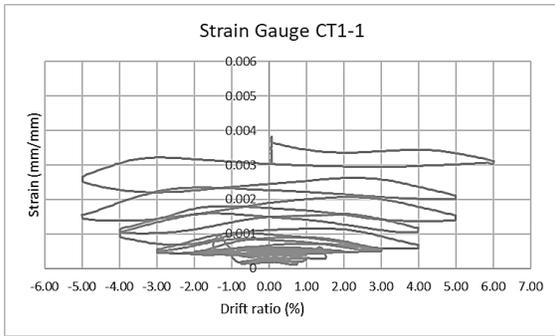


圖 35 連續箍筋柱 SS2 縱向撓曲鋼筋應變計



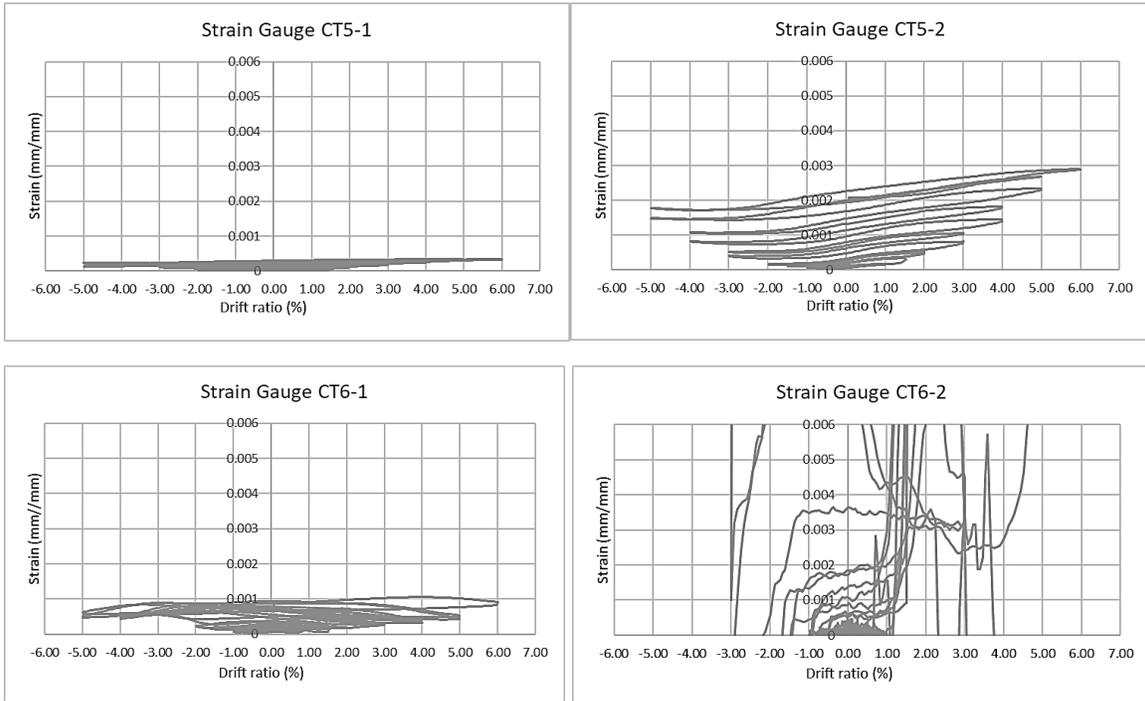


圖 36 連續箍筋柱 SS2 橫向剪力鋼筋應變計

表 1 傳統柱 CS 應變計降伏情況

應變計名稱	受壓時降伏	受拉時降伏	未降伏	註
L1-1			✓	
L2-1			✓	
L3-1			✓	
L4-1	✓			
T1-1			✓	
T2-1				損壞
T3-1			✓	
T4-1			✓	
L1-2			✓	
L2-2	✓			
L3-2			✓	
L4-2			✓	
T1-2			✓	
T2-2			✓	
T3-2			✓	
T4-2			✓	

表 2 連續箍筋柱 SS1 應變計降伏情況

應變計名稱	受壓時降伏	受拉時降伏	未降伏	註
L1-1	✓			
L2-1	✓			
L3-1	✓			
L4-1	✓			
CT1-1			✓	
CT2-1			✓	
CT3-1			✓	
CT4-1		✓		
CT5-1			✓	
CT6-1			✓	
L1-2	✓			
L2-2	✓			
L3-2	✓			
L4-2	✓			
CT1-2			✓	
CT2-2			✓	
CT3-2		✓		
CT4-2			✓	
CT5-2		✓		
CT6-2		✓		

表 3 連續箍筋柱 SS2 應變計降伏情況

應變計名稱	受壓時降伏	受拉時降伏	未降伏	註
L1-1			✓	
L2-1				損壞
L3-1	✓			
L4-1	✓			
CT1-1		✓		
CT2-1			✓	
CT3-1			✓	
CT4-1				損壞
CT5-1			✓	
CT6-1			✓	
L1-2	✓			
L2-2	✓			
L3-2	✓			
L4-2	✓			
CT1-2		✓		
CT2-2		✓		
CT3-2		✓		
CT4-2			✓	
CT5-2			✓	
CT6-2				損壞

五、試體行為之比較

5.1 遲滯迴圈

各試體之遲滯迴圈如圖 37 至圖 39 所示，三座試體初始反應出的勁度較為相似，但能清楚的發現試體 SS1 及 SS2 有著較穩定且發展完整的遲滯迴圈，代表著試體 SS1 及 SS2 能提供較好的消能能力。相對試體 CS 的遲滯迴圈則在較低的側移比下就視為最終的失效。

再觀察到試體 SS1 及 SS2 的遲滯迴圈，兩者皆以線彈性的方式呈現迴圈，直至側移比約 1.5%，在鉸接處塑性區的壓力側發現覆蓋混凝土的初始剝離。

觀察到圖 40 各試體之遲滯迴圈比較圖，具有焊接連續箍筋的試體 SS2 在達到峰值荷載後似乎有立即改善整體系統的能力，每次循環的最大荷載有略微的增加，且另一方面連續箍筋柱 SS1 到達峰值後，則有減少最大橫向荷載的趨勢。

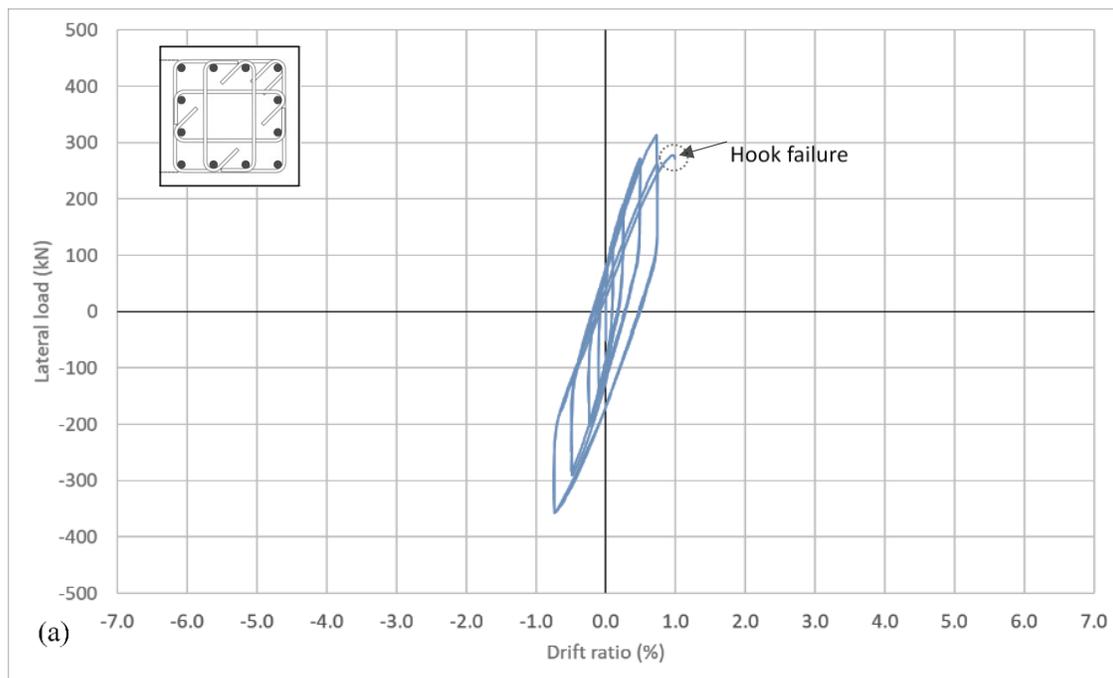


圖 37 試體 CS 之遲滯迴圈圖

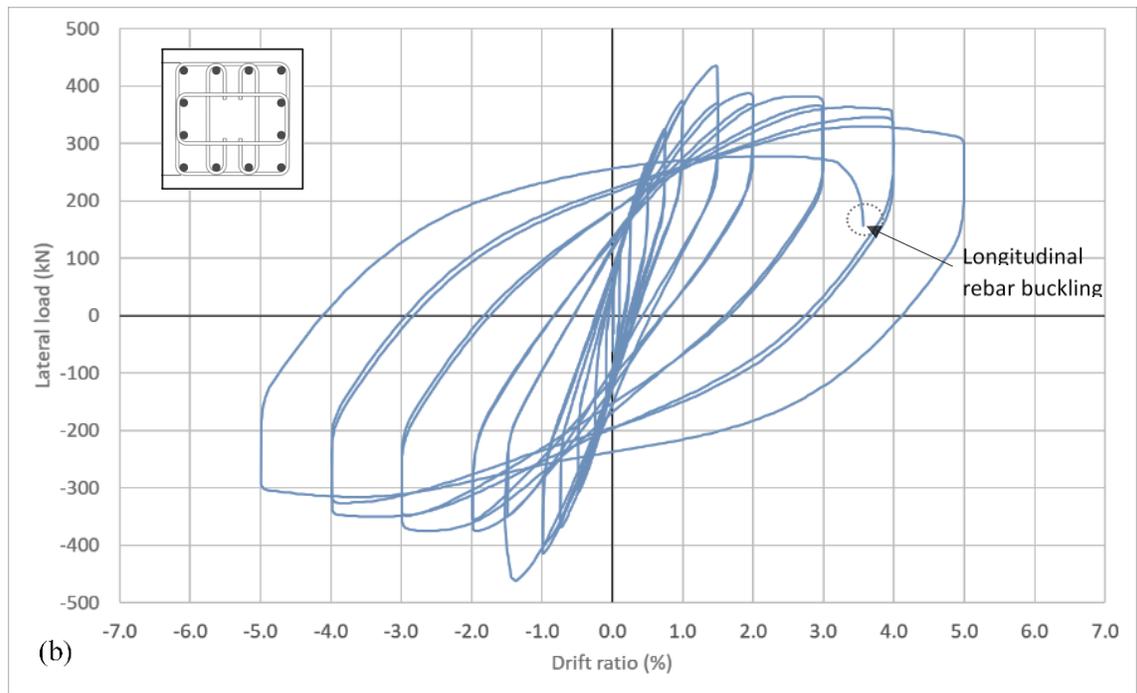


圖 38 試體 SS1 之遲滯迴圈圖

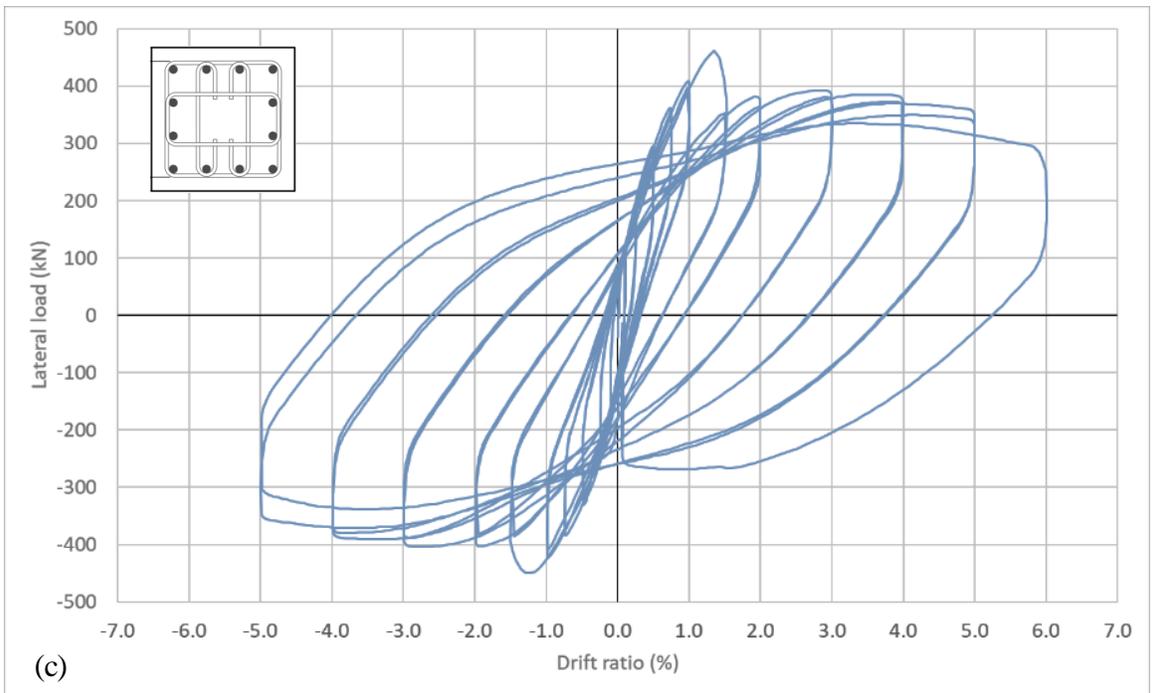


圖 39 試體 SS2 之遲滯迴圈圖

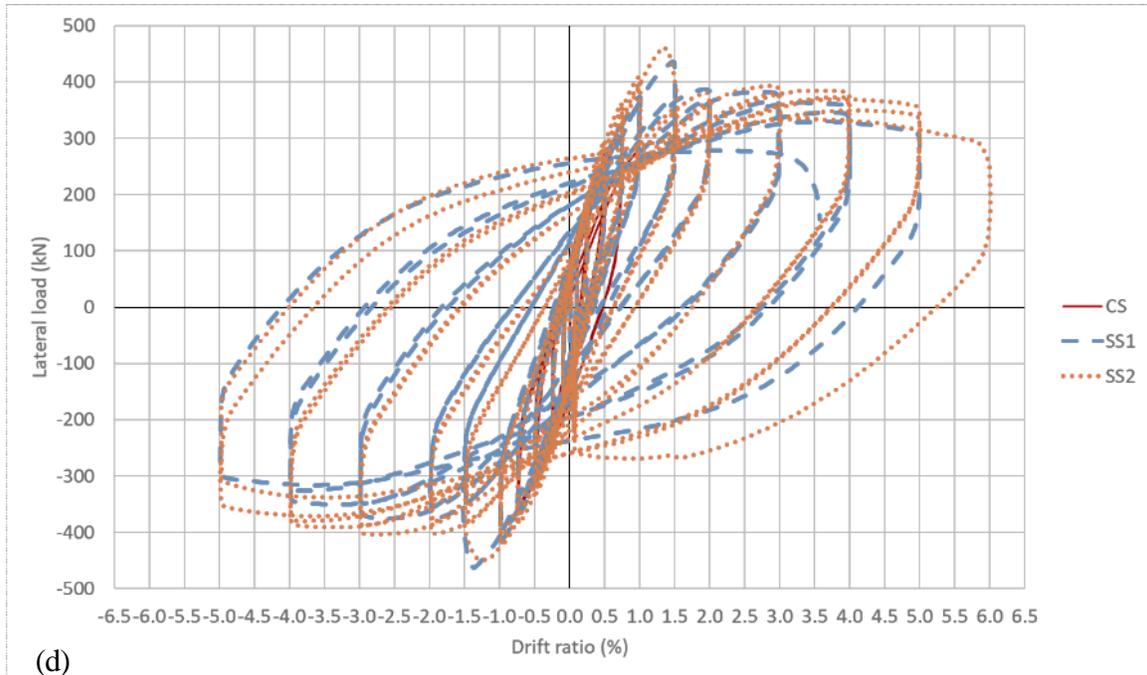


圖 40 各試體之遲滯迴圈比較圖

5.2 包絡線及韌性比

如圖 41 所示，對應於經受橫向反覆加載的試體荷載 - 位移與持續軸向載荷相對應的普通曲線如圖 41 所示。在圖中， V_{max} 代表最大橫向荷載； δy 代表降伏側移率； δu 代表最終的漂移率； E_s 表示割線剛度； V_u 表示極限荷載， μ 表示位移韌性比。有效割線剛度用來自原點的割線計算，並與包絡線在 $0.75V_{max}$ 處相交。

如果將減小的柱剛度作為 $0.75V_{max}$ 處的割線剛度，則降伏側移率 δy 定義為對應於最大荷載的降伏位移。割線延伸到與 V_{max} 處的水平線相交，並且降伏側移率取自該交叉點的相應側移率。最終側移比定義為峰值後位移，其對應於最大負載的 $0.80V_{max}$ 的 80%。延性比 μ 用以下等式計算：

$$\mu = \frac{\delta u}{\delta y}$$

如圖所示，傳統柱 CS 的位移韌性比為 4.27(正負載)，連續箍筋柱 SS1 的位移韌性比為 3.37(負負載)，焊接連續箍筋柱 SS2 的位移韌性比為 5.01(正負載)及 6.90(負負載)。試體 SS1 與試體 SS2 相比，兩者同樣連續箍筋結構加強型的試體峰值強度相似，但試體 SS2 的正副韌性比更高，表示箍筋焊接到縱向鋼筋上時，對混凝土中心的限制更加有效，能提升整體系統的韌性。另一方面，試體 CS 對比連續箍筋結構加強型的試體具有較低的強度表現，試體 CS 的峰值強度為 +72% 和 -77% 低於試體 SS1 亦低於試體 SS2，且觀察到最大側移比也有相似的表現。除了試體 SS1 的負荷載，再較低的側移比下達至極限荷載，故無法計算對應於試體 CS 的最大側移比及韌性比。表 4 為此結果統整表。

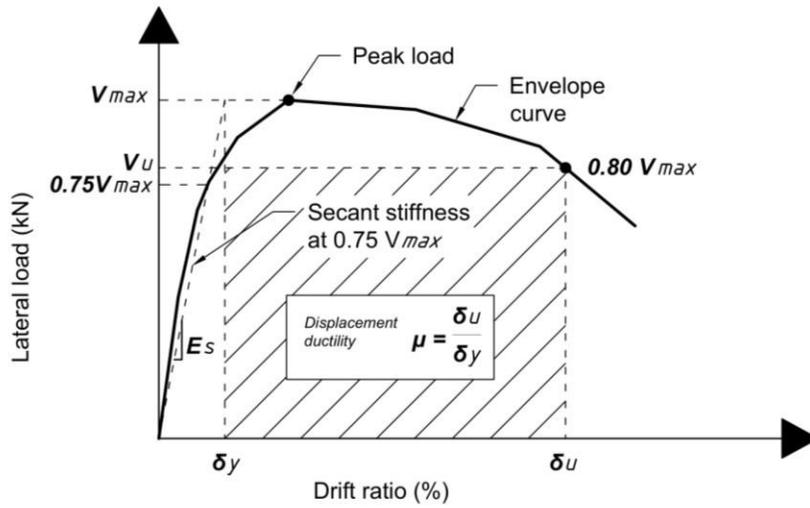


圖 41 降伏位移及位移韌性之定義

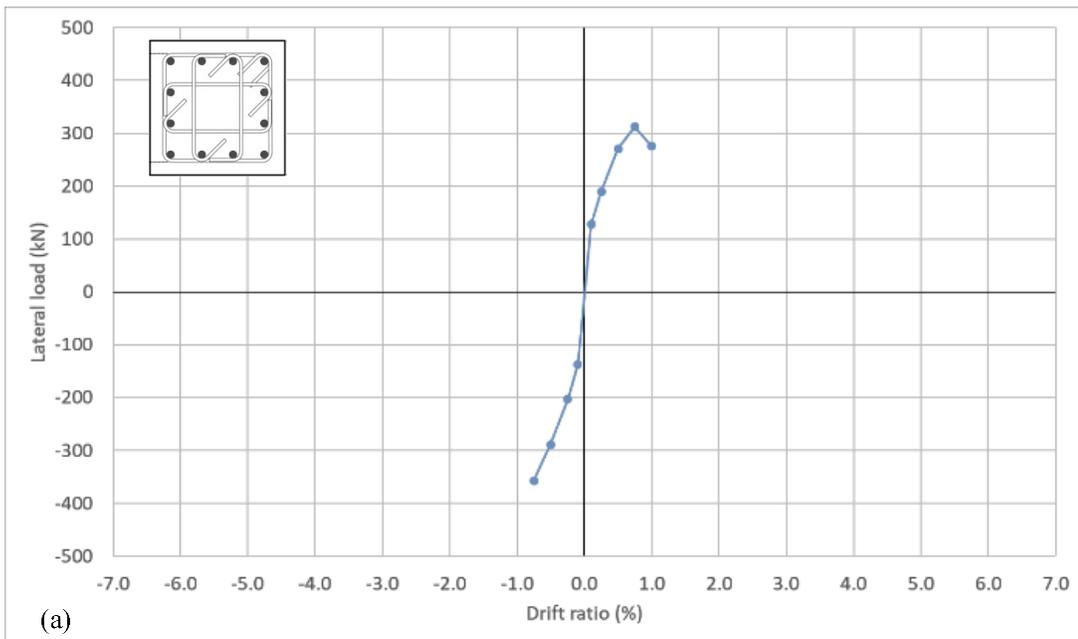


圖 42 試體 CS 之包絡線圖

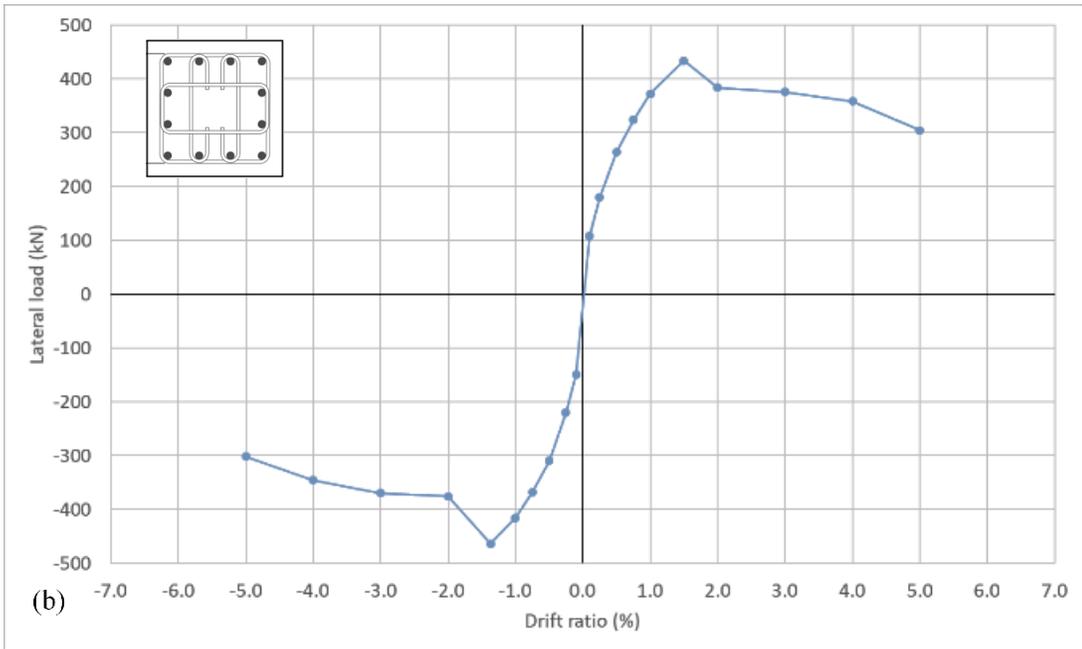


圖 43 試體 SS1 之包絡線圖

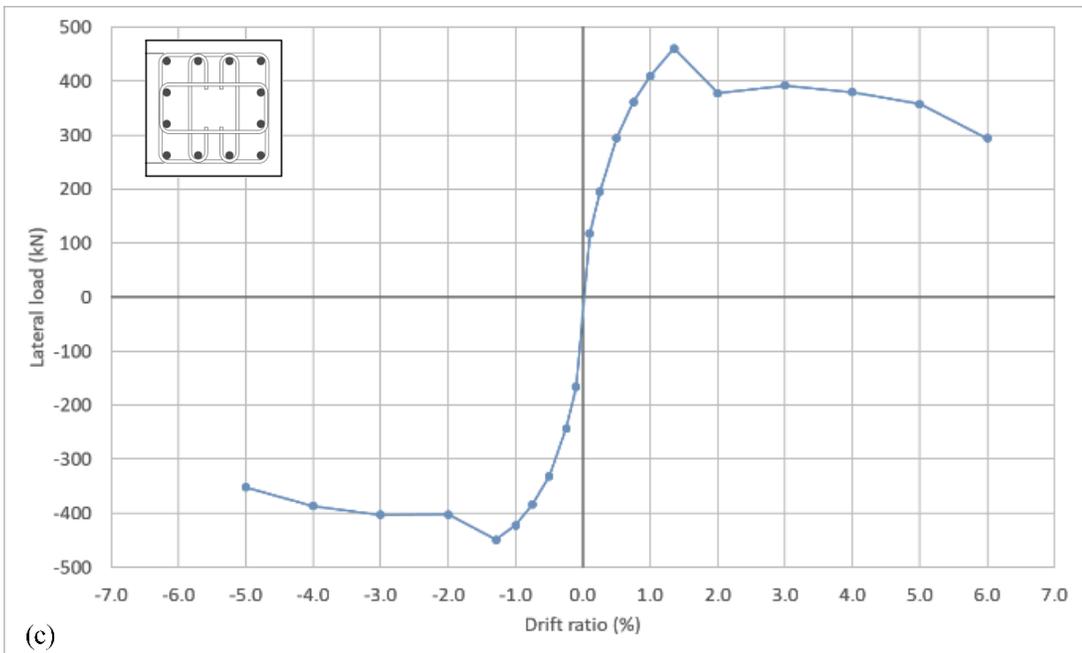


圖 44 試體 SS2 之包絡線圖

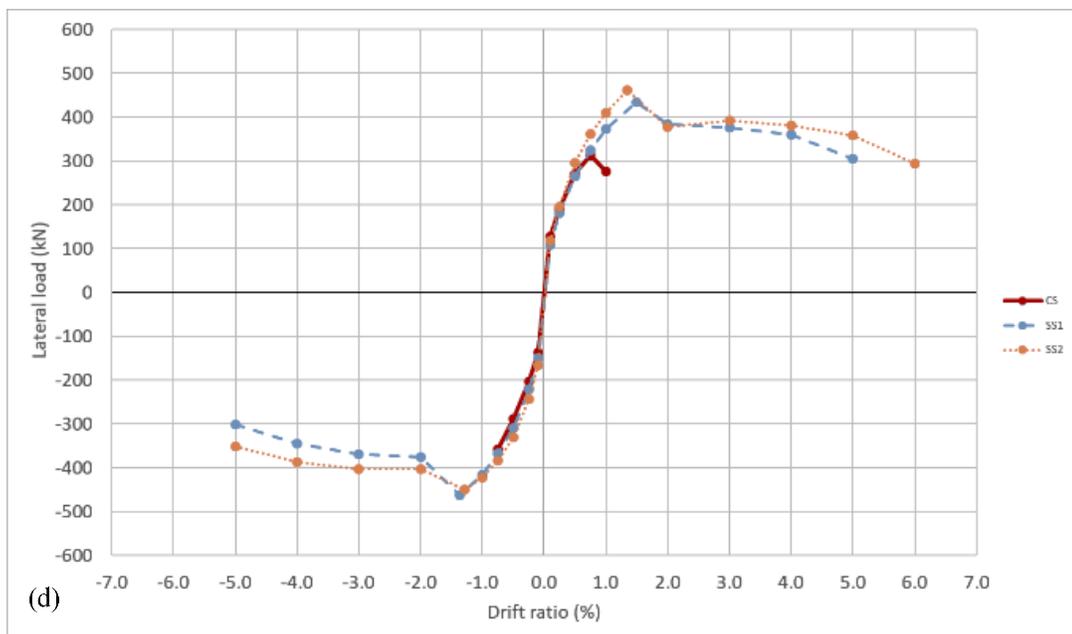


圖 45 各試體之包絡線比較圖

表 4 各試體最大側移比及韌性比

試體	最大試驗強度 V_{max} (kN)		降伏時側移比 δ_y (%)		最大側移比 δ_u (%)		韌性比 μ	
	+	-	+	-	+	-	+	-
CS	313	357	0.38	0.42				
SS1	434	463	1.01	0.87	4.31	2.93	4.27	3.37
SS2	461	449	0.92	0.70	4.61	4.83	5.01	6.90

5.3 應變分析

進一步從縱向及橫向鋼筋上的應變計來分析柱在高軸力單向反覆加載試驗的行為。

5.3.1 橫向鋼筋的應變

應變計設置於橫向鋼筋鋼軌的第一層及第二層，範圍是從柱底測量 100 毫米到 300 毫米。試體 CS 中的應變計數據相對較低且低於降伏應變，是因為試體 CS 的破壞模式不是縱向鋼筋的挫屈，本試驗亦未在此處設置應變計故試驗數值低於降伏應變。

設置於第二層的應變計顯示，此時的拉伸應變大於對應於第一層的應變計，如圖 46 所示。標記為 CT4、CT5 及 CT2 的應變計與荷載方向垂直的測量值低於標記為 CT1、CT6 及 CT3 與荷載方向平行的測量值，因為在橫向反覆加載的反轉期間，縱向鋼筋產生與加載方向相同的側移，箍筋有效的限制了縱向鋼筋的變形範圍，故測量值較低。

試體 SS2 的總應變測量值及初始側移比皆大於試體 SS1 的表現，包括第一層增強層的應變計，如圖 47 所示。此圖表示將箍筋焊接到縱向鋼筋上的效果會導致整體鋼筋籠作為抵抗拉力的系統，與獨立鋼筋焊接時會傷害鋼筋不同。

試體 SS2 第一層中的箍筋段從試驗的早期階段就開始抵抗拉力，在較大的側移比下提供更好的限制，這種行為在橫向鋼筋中所有的應變計是一致的，除了設置於混凝土中心內的那些應變計，在整個試驗中顯示較低的拉伸應變測量值。標記為 CT4 的應變計在側移比 1.5% 下受到損壞，與混凝土保護層初始剝離一致。

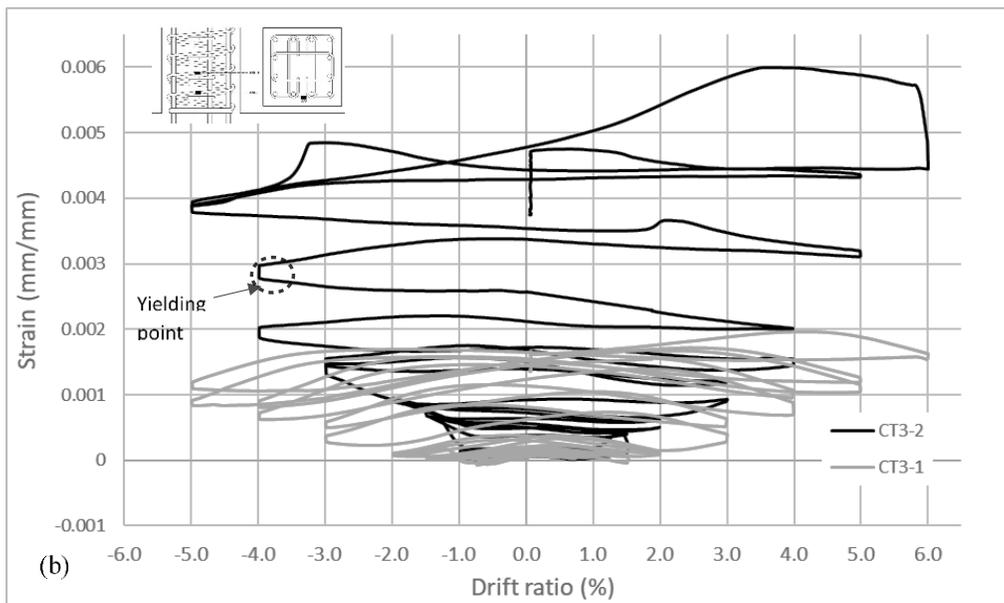
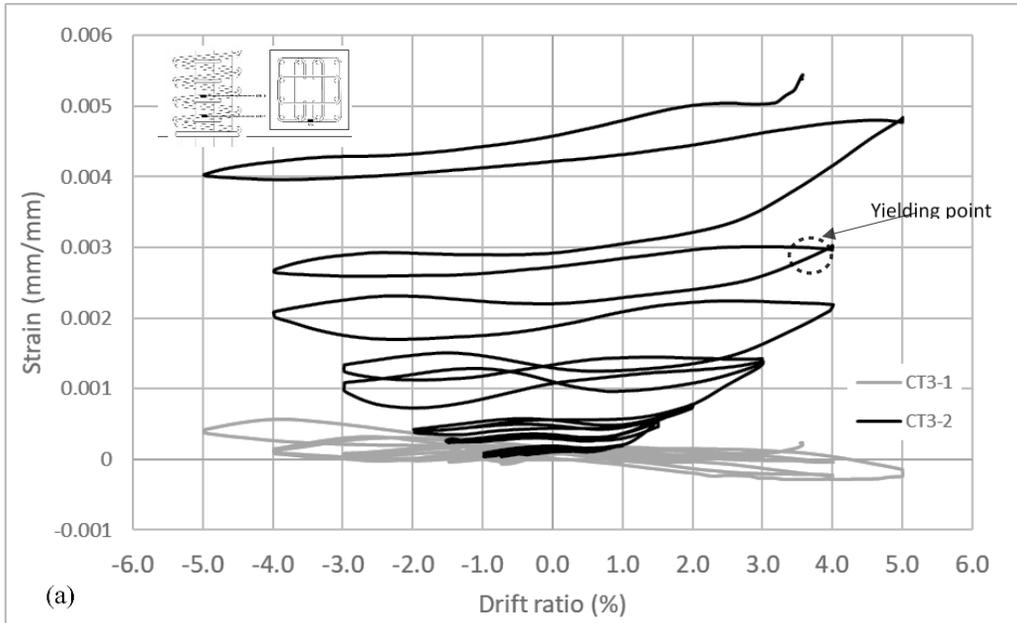


圖 46 第一層及第二層的橫向鋼筋應變圖(A)試體 SS1(B)試體 SS2

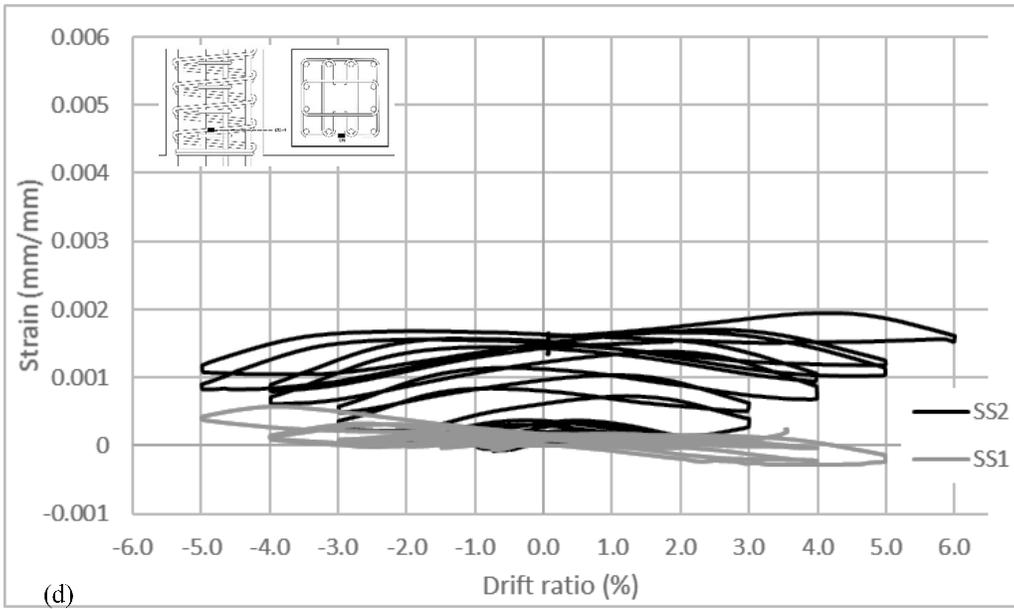
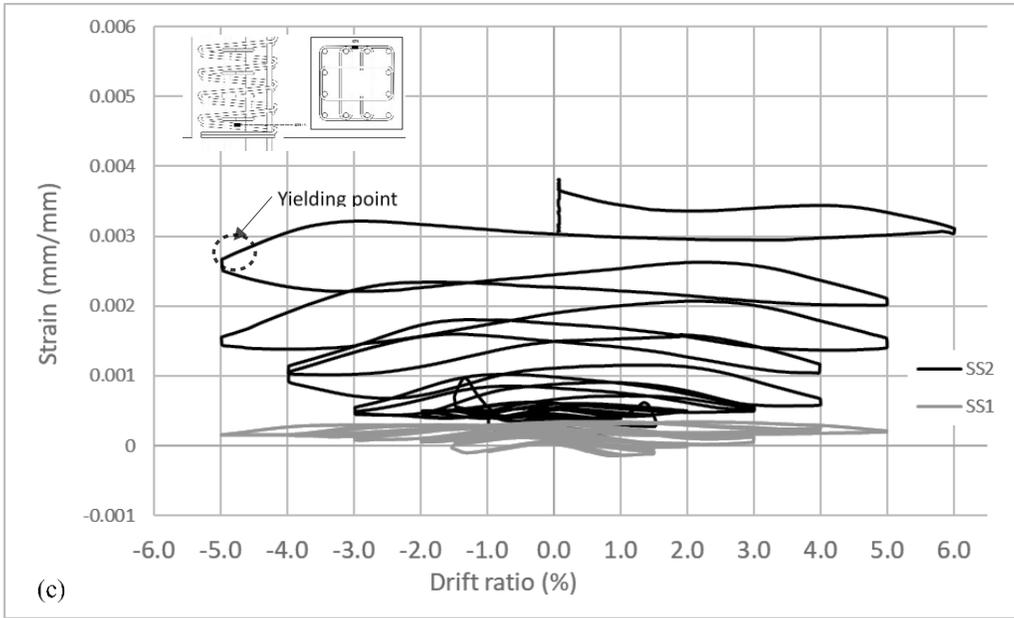


圖 47 第一層橫向鋼筋應變圖(c)應變計 CT1-1(d)應變計 CT3-1

5.3.2 縱向鋼筋的應變

橫向鋼筋提供限制，以避免縱向鋼筋的彎曲或在大位移的情形下，延緩最終的破壞失效。當橫向鋼筋提供足夠的約束時，縱向鋼筋可以在平面內或與柱平行向的挫屈或扭曲，而不是向外的挫屈。箍筋可以有效的抑制縱向鋼筋向外的挫屈，但是在混凝土剝落後，一旦鋼筋受到破壞，鋼筋周圍的混凝土就無法以相同的方式對系統做出貢獻。

應變計設置於縱向鋼筋兩個距離：柱底向上 150 毫米和 300 毫米。根據測量值可以估計鋼筋開始發生挫屈的側移比，並從此挫屈鋼筋所獲得之數據識別應變變化加以分析。在壓縮應變達到約 0.01 值時，隨後壓縮應變急劇的下滑，此後所獲得之應變數據是穩定的但不與典型的拉-壓行為相同，表示鋼筋被扭曲且其承受能力降低，如圖 49 所示，在降伏點附近的應變計可以觀察到此行為，而其他位置的應變計則持續表現出線彈性的行為。

圖 48 為兩個縱向鋼筋在相同的側移比下挫屈，在第一個位移對應於-3%的循環中圖 49 則代表了標記為 L1-2 的應變計如何連接到內部縱向鋼筋上及如何在整個試驗中表現出彈性行為，直到側移比 5%的第二循環最終的失效，亦顯示出標記為 L2-2 的應變計在側移比 3%開始挫屈，並在側移比 4%時鋼筋挫屈。

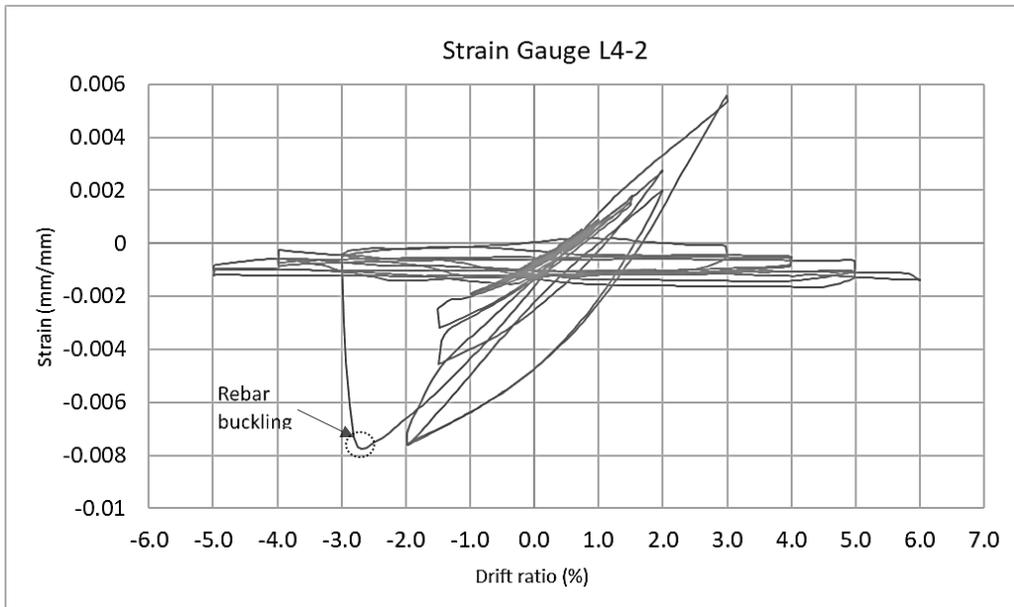
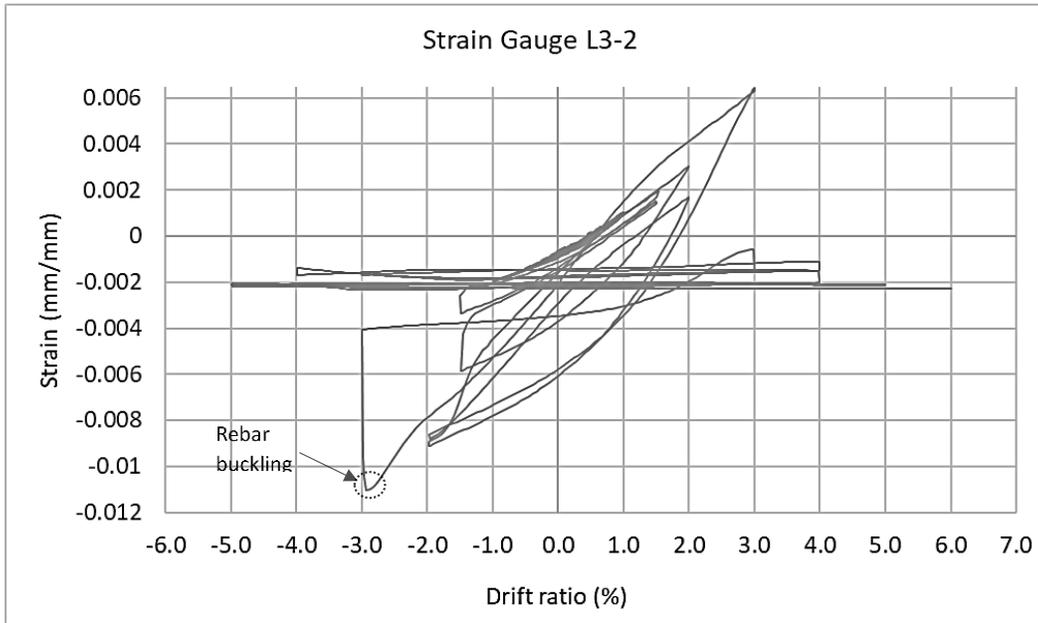


圖 48 相鄰縱向鋼筋的應變圖(試體 SS2)

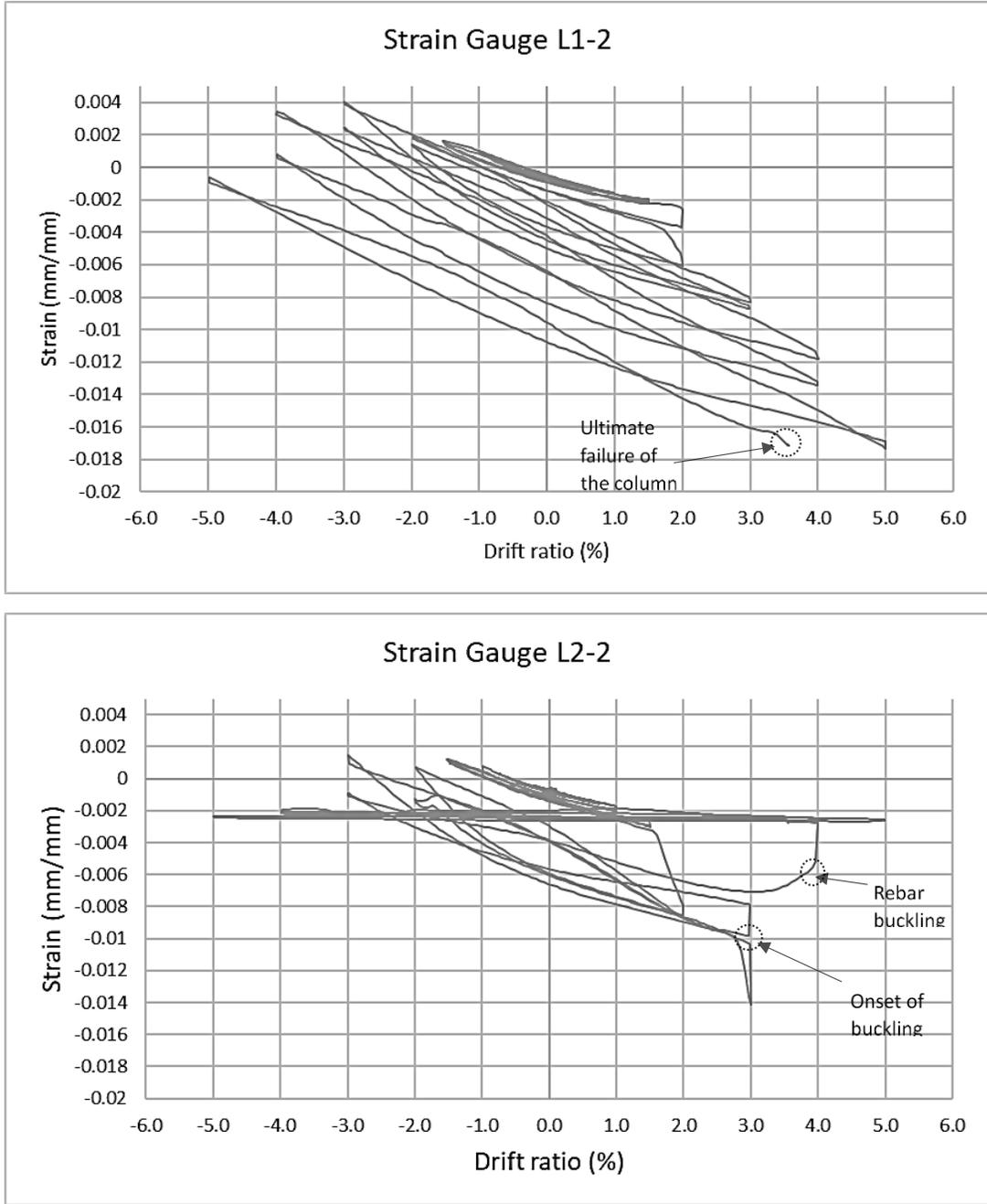


圖 49 相鄰縱向鋼筋的應變圖(試體 SS1)



圖 50 試體實際縱向鋼筋挫屈

六、結論

本次試驗評估了連續橫向鋼筋混凝土柱的抗震性能，試體選擇傳統的箍筋綁紮、連續箍筋及連續箍筋並焊接到縱向鋼筋，比較各試體的抗震能力、韌性、破壞模式和遲滯性能。

在承受 0.6 高軸壓比的條件下，試體 SS1 及 SS2 於反覆載重試驗終止前，都展現撓曲為主要控制的破壞行為，相較於試體 CS 所展現壓力控制的破壞行為，撓曲控制在實務上較具預警性，且在試體之縱向鋼筋已經挫屈的情況下，核心混凝土仍保持良好的完整性，未有壓碎的情況發生。說明使用連續箍筋之試體在高側移比時，箍筋能提供良好且穩定的圍束能力；並且在遲滯迴圈中能發現使用連續箍筋之試體所呈現的圖形是穩定且完整的，使得試體在高軸力的情況下依舊能展現出高度韌性並能完整得發揮其撓曲強度，較不容易發生難以預警之破壞。

而在記錄並比較應變計數值後，比較試體 SS1 及 SS2 中能發現以焊接型式連接縱向鋼筋及橫向箍筋，能使所有鋼筋以一系統化的方式共同承載受力；讓各高程的橫向箍筋都能提供部分承載能力，避免單一高程之橫向箍筋破壞的情況發生，使得試體 SS2 相較於試體 SS1 呈現的是更好的韌性行為，並且 ACI 規範中所提及焊接會改變鋼筋材料性質並使的焊接點成為弱點的情況，在未在試驗中觀察到。

計算試體 CS、SS1 及 SS2 斷面鋼筋比能發現，因連續箍筋的使用不需考慮到彎鉤長度，使得在鋼筋用量上使用連續箍筋較傳統彎鉤箍筋節省 9% 的用量，更符合實務上的經濟效益。

七、參考資料

1. ACI Committee 318, "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2014.
2. ACI Committee 374, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI 374.1-05) and Commentary," American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2005.
3. Moehle JP, Hooper JD, Lubke CD. *Seismic design of reinforced concrete special moment frames: a guide for practicing engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No 1. Gaithersburg, MD: NEHRP Consultants Joint Venture, a partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering, for the National Institute Standards and Technology: 2008. P. 14-8*