

鋼結構同心斜撐構架系統之靜態往覆載重實驗加載歷時評估

研究生：胡 懷 國

指導教授：陳 垂 欣 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘 要

靜態往覆加載實驗可以評估結構之變形與消能等耐震容量，而不同的加載歷時可能造成錯估耐震容量。目前規範中並未對鋼結構同心斜撐構架（CBF）結構特別制訂加載歷時，因此本研究目的為量化 CBF 斜撐構件的耐震容量，並探討靜態往覆加載歷時對評估斜撐構件耐震容量的影響。研究方法為根據 CBF 結構非線性動力分析結果，透過合理的靜態往覆加載歷時設計邏輯，提出改善的靜態往覆加載歷時並進行斜撐構件靜態往覆加載試驗，試驗變數包括兩種不同半徑的圓形斜撐構材斷面與三種不同類型的靜態往覆加載歷時（Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections（AISC, 2010）、Loading Sequence for Link-to-Column Connections（AISC, 2010）、Proposed Loading Sequence for CBF），總計有六組試驗試體，試驗後比較各試驗試體的遲滯迴圈、挫屈強度、降伏強度、最大抗拉強度、各種破壞模式發生時之斜撐變形量、累積消耗能量、累積變形等觀測結果，探討實驗結果和理論預測間的差異。研究結果顯示，不同的位移加載歷時作用下斜撐發生斷裂的時機也隨之不同，大部分試體對應 1.5% 至 4% 樓層位移角時，斜撐發生斷裂，而累積消耗能量與累積變形則較獨立於位移加載歷時，與斷面寬厚比及斜撐細長比較為相關。單純採用 AISC 規範鋼結構測試靜態往覆加載歷時（Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections），用於測試 CBF 斜撐構件之容量，不易反應斜撐之真實受震行為與破壞現象，評估斜撐構件之變形相關容量時，具有較大的誤差，而評估能量相關容量時，則誤差與其他歷時之結果相近；Proposed Loading Sequence for CBF 與 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 則能較適當反應出斜撐構件的受震行為與破壞模式，在評估斜撐構件之變形與消能容量時，具有較佳的可靠度，但 Proposed Loading Sequence for CBF 在加載變形量及彈、塑性的回圈數量考慮上，更適合 CBF 結構。

關鍵詞：靜態往覆加載實驗、加載歷時、鋼結構同心斜撐構架、變形相關容量、能量相關容量

Evaluation of Quasi-Static Loading Protocols for Concentrically Braced Steel Frame Systems

Student : Husi-Kuo Hu

Advisor : Dr. Chui-Hsin Chen

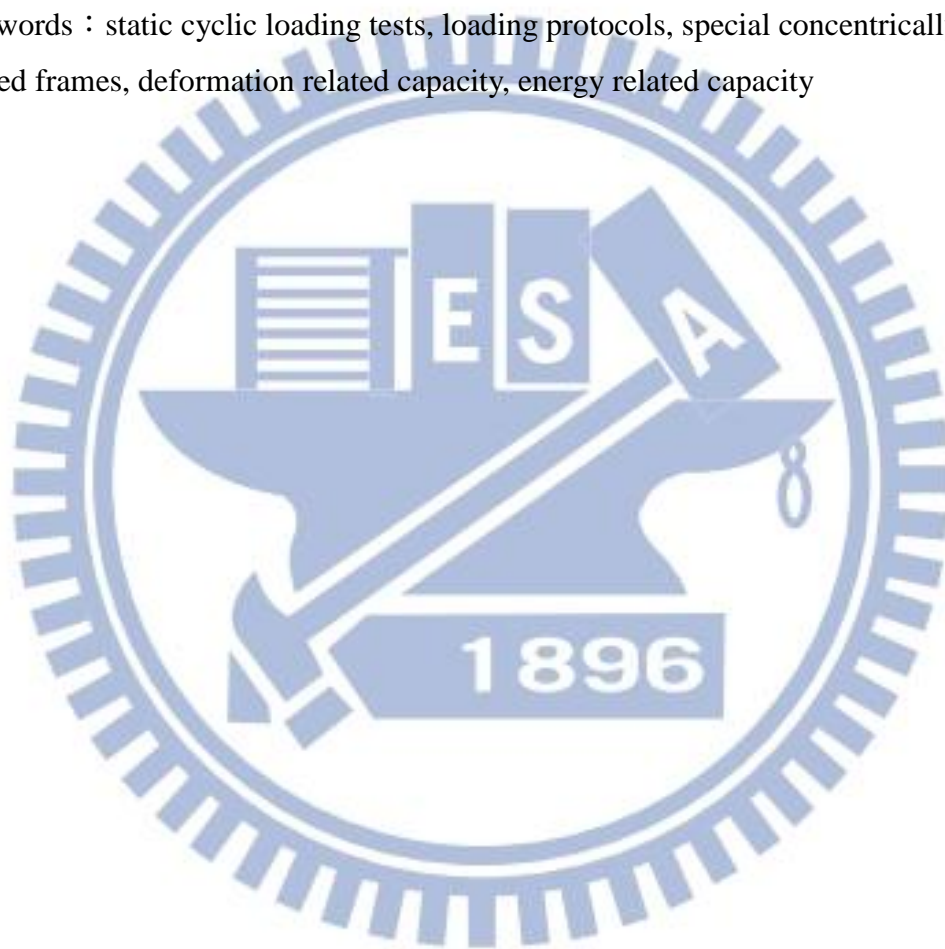
Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University

ABSTRACT

It is common to use static cyclic loading tests to evaluate the seismic capacity of a structure. However, it is believed that different loading history resulting in different structural behavior would lead to a bias assessment of structural capacity. To quantify the effects of loading protocols for static cyclic testing on the structural capacity, we investigate the experimental behavior of brace in concentrically braced frames (CBF) under different loading protocols. Because the current AISC Seismic Provisions does not specifically provide the loading protocols for CBF, we propose one in this research based on the previously conducted nonlinear dynamic analysis of CBF structures. The variables for six brace testing includes two different pipe sections (different slenderness as well) and three loading protocols, namely, Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections (AISC, 2010), Loading Sequence for Link-to-Column Connections (AISC, 2010) and Proposed Loading Sequence for CBF. After tests, we compare the performance parameters of different specimens including the strength, deformation, cumulative energy and cumulative deformation of braces when critical failure modes occur. Test results show that the brace specimens fracture at different deformation stages in different loading history; most brace specimens fracture at the displacement corresponding to the drift ratio of 1.5% to 4%. On the other hand, the cumulated energy is less correlated to the loading history; the specimens with the same D/t and KL/r tend to have similar cumulated energy regardless of the applied loading history. It is difficult to estimate the deformation related capacity of the braces by employing the Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections without any modification. However, it is possible to capture the energy related capacity of the braces by any of the three tested loading protocols. If the deformation related

capacity of the braces is the parameter of interest, we can use Loading Sequence for Link-to-Column Connections and Proposed Loading Sequence for CBF to estimate it. While brace specimens under both Loading Sequence for Link-to-Column Connections and Proposed Loading Sequence for CBF show consistent seismic performance, failure modes and energy dissipation behavior, the Proposed Loading Sequence for CBF is more suitable for braces in terms of deformation amplitude, and number of cycles at elastic and plastic deformations.

Keywords : static cyclic loading tests, loading protocols, special concentrically braced frames, deformation related capacity, energy related capacity



致 謝

承蒙恩師 陳垂欣博士三年來對我的耐心指導，因緣際會下我成為陳老師來交大教書的第一位指導學生，陳老師的指導風格雖然嚴格卻待人非常親切，無論在學術研究抑或是處事態度上都帶給我很多的啟發，這段研究時光愚生如沐春風，在此致上最高的敬意與由衷的感謝。

碩士論文口試期間，承蒙口試委員國立交通大學土木工程學系 陳誠直教授與國立交通大學土木工程學系 林子剛教授對於本論文撥冗細心審閱，於論文上任何細節與疏漏處皆不吝惠予寶貴的建議與指正，使得這篇論文更臻完備，深表感謝。

碩士論文研究期間，感謝國家地震工程研究中心 勝智學長的協助；感謝國家地震工程研究中心出借位移計與影像量測系統；感謝陳誠直老師研究室出借位移計、資料擷取器與其他相關輔助實驗儀器；感謝博士班 政億學長和 祖涵學長在研究上與本論文實驗過程中的現場指導與協助，其寶貴的經驗傳承更是完成這篇論文的最大助力；感謝研究所的同窗夥伴政哲、家毅、汝鴻、柏強、怡廷、黃罡、祐銜在學業與研究上的互相幫助與扶持；感謝研究室學弟冠龍、詠翔、耀緯、唐堯、肇楨、易融、翔圩、垚之在我實驗進行與實驗數據整理時的大力幫忙；感謝土木系辦怡君小姐、宜芳小姐、容君小姐與秀琪小姐於研究其間的細心幫助。

最後，感謝一直在我背後默默支持我的 父母、奶奶與弟弟，感謝你們長久以來的關懷與鼓勵，帶給我充沛的精神能量，讓我可以無後顧之憂的全力完成論文，僅將此論文獻給我最敬愛的家人、師長與朋友們。

懷國 一百零二年五月

目 錄

摘 要.....	I
ABSTRACT.....	II
致 謝.....	IV
目 錄.....	V
表目錄.....	VII
圖目錄.....	VIII
第一章 緒論.....	1
1.1 研究背景.....	1
1.2 研究目的.....	2
1.3 研究方法.....	2
第二章 文獻回顧.....	3
2.1 靜態往覆加載歷時國內外研究整理.....	3
2.2 CBF 耐震行為國內外研究整理.....	4
第三章 加載歷時設計建議與比較.....	6
3.1 CBF 靜態往覆加載歷時設計建議.....	6
3.2 各種靜態往覆加載歷時比較.....	8
3.2.1 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections (AISC, 2010).....	8
3.2.2 Loading Sequence for Link-to-Column Connections (AISC, 2010)....	9
3.2.3 Proposed Loading Sequence for CBF.....	11
第四章 靜態往覆加載試驗.....	15
4.1 前言.....	15
4.2 實驗試體設計、製作與組裝.....	15
4.2.1 實驗試體設計.....	15
4.2.2 實驗構架組裝與量測儀器設置.....	19
4.2.3 試驗程序.....	28

4.3 試體行為.....	29
4.3.1 試體編號 M100.....	29
4.3.2 試體編號 E100.....	33
4.3.3 試體編號 C100.....	42
4.3.4 試體編號 M70.....	52
4.3.5 試體編號 E70.....	57
4.3.6 試體編號 C70.....	63
4.4 實驗結果與討論.....	73
第五章 實驗行為數值模擬分析.....	92
5.1 分析軟體介紹 (OpenSees)	92
5.2 分析模型介紹.....	92
5.3 分析結果與實驗結果比較討論.....	93
第六章 結論.....	100
參考文獻.....	101

表目錄

表 3.1	三種靜態往覆加載歷時目標參數列表	12
表 4.1	實驗試體編號、斷面與加載歷時對照表	16
表 4.2	實驗試體尺寸列表	16
表 4.3	實驗試體細長比與規範比較	16
表 4.4	實驗試體寬厚比與規範比較	16
表 4.5	實驗試體材料性質列表	16
表 4.6	試驗流程表	28
表 4.7	試體編號 100 系列觀測記錄表	71
表 4.8	試體編號 70 系列觀測記錄表	72
表 4.9	試體指標行為發生點之層間位移角記錄列表	78
表 4.10	試驗後各試體靜態往覆加載歷時目標參數列表	80
表 4.11	各試體指標行為之強度與比較列表	81
表 4.12	各試體指標行為之消能與比值列表	81



圖目錄

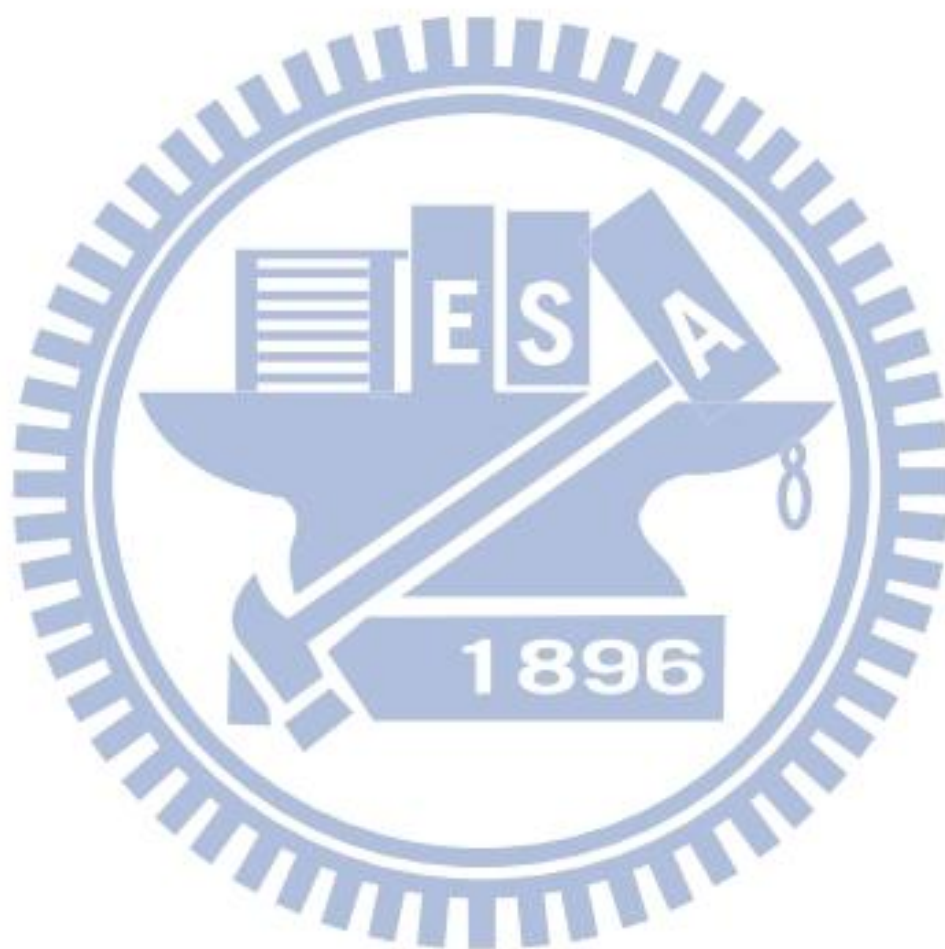
圖 3.1 加載歷時目標參數說明圖.....	7
圖 3.2 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections (AISC, 2010)	9
圖 3.3 Loading Sequence for Link-to-Column Connections (γ) (AISC, 2010)	10
圖 3.4 Loading Sequence for Link-to-Column Connections (θ)	11
圖 3.5 Proposed Loading Sequence for CBF.....	12
圖 3.6 三種靜態往覆加載歷時與分析模型動力分析結果之變形範圍 C.D.F.比較圖 (Chen et al., 2008)	13
圖 3.7 三種靜態往覆加載歷時之間樓層位移角與累積軸向變形關係圖.....	14
圖 4.1 斜撐與加勁尺寸設計圖.....	17
圖 4.2 接合板尺寸設計圖.....	17
圖 4.3 試驗斜撐構件試體設計圖與實際組裝圖.....	18
圖 4.4 整體試驗構架設計圖.....	20
圖 4.5 實際整體試驗構架設計圖.....	20
圖 4.6 構架北端斜向支撐尺寸設計圖.....	21
圖 4.7 構架北端垂直向支撐尺寸設計圖.....	21
圖 4.8 構架北端完整支撐尺寸設計圖.....	22
圖 4.9 側向支撐施力軌道梁段尺寸設計圖.....	22
圖 4.10 側向支撐施力軌道擋板尺寸設計圖.....	23
圖 4.11 側向支撐施力軌道梁段與擋板組合圖.....	23
圖 4.12 延長段尺寸設計圖.....	24
圖 4.13 延長段擋板尺寸設計圖.....	24
圖 4.14 油壓致動器施力軌道.....	25
圖 4.15 影像量測系統 (NDI)	25
圖 4.16 拉線式位移計.....	26
圖 4.17 LVDT 與 Dial Gage.....	26
圖 4.18 斜撐構件北端接合板應變計黏貼實際情形.....	27
圖 4.19 試體 M100 斜撐發生整體挫屈情形(1) ($DR=0.375\%$)	29
圖 4.20 試體 M100 斜撐發生整體挫屈情形(2) ($DR=0.375\%$)	30
圖 4.21 試體 M100 斜撐中段發生局部挫屈情形(1) ($DR=0.5\%$)	30
圖 4.22 試體 M100 斜撐中段發生局部挫屈情形(2) ($DR=0.5\%$)	31

圖 4.23	試體 M100 斜撐發生斷裂情形(1) (DR=0.75%)	31
圖 4.24	試體 M100 斜撐發生斷裂情形(2) (DR=0.75%)	32
圖 4.25	試體 E100 斜撐發生整體挫屈情形(1) (DR=0.212%)	33
圖 4.26	試體 E100 斜撐發生整體挫屈情形(2) (DR=0.212%)	34
圖 4.27	試體 E100 斜撐北端發生局部挫屈情形(1) (DR=0.423%)	34
圖 4.28	試體 E100 斜撐北端發生局部挫屈情形(2) (DR=0.423%)	35
圖 4.29	試體 E100 斜撐中段發生局部挫屈情形 (DR=0.529%)	35
圖 4.30	試體 E100 斜撐斜撐北端發生局部挫屈情形 (DR=0.529%)	36
圖 4.31	試體 E100 斜撐南端石膏漆開始剝落情形 (DR=0.952%)	36
圖 4.32	試體 E100 斜撐中段局部挫屈情形 (DR=0.952%)	37
圖 4.33	試體 E100 斜撐斜撐北端局部挫屈情形 (DR=0.952%)	37
圖 4.34	試體 E100 斜撐南端發生局部挫屈情形 (DR=1.27%)	38
圖 4.35	試體 E100 斜撐中段局部挫屈情形 (DR=1.27%)	38
圖 4.36	試體 E100 斜撐斜撐北端局部挫屈情形 (DR=1.27%)	39
圖 4.37	試體 E100 斜撐中段發生開裂情形 (DR=1.587%)	39
圖 4.38	試體 E100 斜撐發生斷裂情形 (DR=2.116%)	40
圖 4.39	試體 E100 斜撐北端局部挫屈情形 (DR=2.116%)	40
圖 4.40	試體 E100 斜撐南端局部挫屈情形 (DR=2.116%)	41
圖 4.41	試體 C100 斜撐發生整體挫屈情形(1) (DR=0.3%)	42
圖 4.42	試體 C100 斜撐發生整體挫屈情形(2) (DR=0.3%)	43
圖 4.43	試體 C100 斜撐中段發生局部挫屈情形(1) (DR=0.5%)	43
圖 4.44	試體 C100 斜撐中段發生局部挫屈情形(2) (DR=0.5%)	44
圖 4.45	試體 C100 斜撐北端發生局部挫屈情形 (DR=0.5%)	44
圖 4.46	試體 C100 斜撐中段局部挫屈情形(1) (DR=0.75%)	45
圖 4.47	試體 C100 斜撐中段局部挫屈情形(2) (DR=0.75%)	45
圖 4.48	試體 C100 斜撐北端局部挫屈情形(1) (DR=0.75%)	46
圖 4.49	試體 C100 斜撐北端局部挫屈情形(2) (DR=0.75%)	46
圖 4.50	試體 C100 斜撐中段開裂情形(1) (DR=1%)	47
圖 4.51	試體 C100 斜撐中段開裂情形(2) (DR=1%)	47
圖 4.52	試體 C100 斜撐南端局部挫屈情形(1) (DR=1%)	48
圖 4.53	試體 C100 斜撐南端局部挫屈情形(2) (DR=1%)	48
圖 4.54	試體 C100 斜撐北端局部挫屈情形(1) (DR=1%)	49
圖 4.55	試體 C100 斜撐北端局部挫屈情形(2) (DR=1%)	49
圖 4.56	試體 C100 斜撐斷裂情形(1) (DR=1.5%)	50

圖 4.57	試體 C100 斜撐斷裂情形(2) (DR=1.5%)	50
圖 4.58	試體 C100 斜撐北端局部挫屈情形 (DR=1.5%)	51
圖 4.59	試體 C100 斜撐南端局部挫屈情形 (DR=1.5%)	51
圖 4.60	試體 M70 斜撐發生整體挫屈情形 (DR=0.375%)	52
圖 4.61	試體 M70 斜撐中段發生局部挫屈情形(1) (DR=1%)	53
圖 4.62	試體 M70 斜撐中段發生局部挫屈情形(2) (DR=1%)	53
圖 4.63	試體 M70 斜撐中段發生局部挫屈情形(1) (DR=1.5%)	54
圖 4.64	試體 M70 斜撐中段發生局部挫屈情形(2) (DR=1.5%)	54
圖 4.65	試體 M70 斜撐南端接合板上石膏漆開始脫落 (DR=1.5%)	55
圖 4.66	試體 M70 從斜撐斷裂情形(1) (DR=2%)	55
圖 4.67	試體 M70 從斜撐斷裂情形(2) (DR=2%)	56
圖 4.68	試體 M70 從斜撐斷裂情形(3) (DR=2%)	56
圖 4.69	試體 E70 斜撐達到最大抗壓強度 (DR=0.317%)	57
圖 4.70	試體 E70 斜撐發生整體挫屈 (DR=0.423%)	58
圖 4.71	試體 E70 斜撐北端接合板有些微石膏漆脫弱 (DR=0.529%)	58
圖 4.72	試體 E70 斜撐北端接合板石膏漆大量脫弱 (DR=0.741%)	59
圖 4.73	試體 E70 斜撐中段發生局部挫屈(1) (DR=1.27%)	59
圖 4.74	試體 E70 斜撐中段發生局部挫屈(2) (DR=1.27%)	60
圖 4.75	試體 E70 斜撐南端接合板上緣石膏漆脫弱 (DR=1.587%)	60
圖 4.76	試體 E70 斜撐南端接合板下緣石膏漆脫弱 (DR=1.587%)	61
圖 4.77	試體 E70 斜撐斷裂情形(1) (DR=2.645%)	61
圖 4.78	試體 E70 斜撐斷裂情形(2) (DR=2.645%)	62
圖 4.79	試體 C70 斜撐發生整體挫屈(1) (DR=0.5%)	63
圖 4.80	試體 C70 斜撐發生整體挫屈(2) (DR=0.5%)	64
圖 4.81	試體 C70 斜撐北端接合板上緣石膏漆開始脫弱(1) (DR=0.75%)	64
圖 4.82	試體 C70 斜撐北端接合板上緣石膏漆開始脫弱(2) (DR=0.75%)	65
圖 4.83	試體 C70 斜撐北端接合板下緣石膏漆開始脫弱(1) (DR=0.75%)	65
圖 4.84	試體 C70 斜撐北端接合板下緣石膏漆開始脫弱(2) (DR=0.75%)	66
圖 4.85	試體 C70 斜撐中段發生局部挫屈(1) (DR=1.5%)	66
圖 4.86	試體 C70 斜撐中段發生局部挫屈(2) (DR=1.5%)	67
圖 4.87	試體 C70 斜撐南端接合板上緣石膏漆開始脫弱(1) (DR=1.5%)	67
圖 4.88	試體 C70 斜撐南端接合板上緣石膏漆開始脫弱(2) (DR=1.5%)	68
圖 4.89	試體 C70 斜撐南端接合板下緣石膏漆開始脫弱(1) (DR=1.5%)	68
圖 4.90	試體 C70 斜撐南端接合板下緣石膏漆開始脫弱(2) (DR=1.5%)	69

圖 4.91	試體 C70 斜撐從中段發生局部挫屈處斷裂(1) (DR=4%)	69
圖 4.92	試體 C70 斜撐從中段發生局部挫屈處斷裂(2) (DR=4%)	70
圖 4.93	試體 M100 斜撐軸向變形與軸力關係圖	74
圖 4.94	試體 E100 斜撐軸向變形與軸力關係圖	74
圖 4.95	試體 C100 斜撐軸向變形與軸力關係圖	75
圖 4.96	試體 M70 斜撐軸向變形與軸力關係圖	75
圖 4.97	試體 E70 斜撐軸向變形與軸力關係圖	76
圖 4.98	試體 C70 斜撐軸向變形與軸力關係圖	76
圖 4.99	各試體指標行為發生點之層間位移角比較圖	79
圖 4.100	70 系列樓層位移角與累積消能圖	82
圖 4.101	70 系列樓層位移角與累積消能圖	82
圖 4.102	各試體寬厚比和細長比與斷裂樓層位移角關係圖	83
圖 4.103	各試體寬厚比和細長比與正規化斷裂累積能量關係圖	84
圖 4.104	各試體寬厚比和細長比與累積塑性樓層位移角關係圖	85
圖 4.105	M 系列樓層位移角與最大面外位移量關係圖比較	86
圖 4.106	E 系列樓層位移角與最大面外位移量關係圖比較	87
圖 4.107	C 系列樓層位移角與最大面外位移量關係圖比較	87
圖 4.108	試體編號 100 系列試驗結果與分析模型動力分析結果 C.D.F. (Chen et al., 2008) 比較圖	89
圖 4.109	試體編號 100 系列累積變形範圍與每階段變形範圍誤差關係圖	89
圖 4.110	試體編號 70 系列試驗結果與分析模型動力分析結果 C.D.F.(Chen et al., 2008) 比較圖	90
圖 4.111	試體編號 70 系列累積變形範圍與每階段變形範圍誤差關係圖	90
圖 4.112	六支試體每階段變形範圍誤差累積比較圖	91
圖 4.113	六支試體每階段變形範圍誤差平均比較圖	91
圖 5.1	OpenSees 整體構架 (after McKenna, 1997)	92
圖 5.2	分析模型簡圖 (Chen 與 Mahin, 2012)	93
圖 5.3	M100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)	94
圖 5.4	M70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)	94
圖 5.5	E100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)	95
圖 5.6	E70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)	95
圖 5.7	C100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)	96
圖 5.8	C70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)	96
圖 5.9	M100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)	97

圖 5.10	M70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)	97
圖 5.11	E100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)	98
圖 5.12	E70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)	98
圖 5.13	C100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)	99
圖 5.14	C70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)	99



第一章 緒論

1.1 研究背景

同心斜撐構架 (Centrically Braced Frames, CBF) 為目前常見的鋼骨結構構架之一，19 世紀末後逐漸被應用於高層建築，主要是由「梁」、「柱」與「斜撐構件」所組成。斜撐構件是 CBF 最重要的構件之一，包括「斜撐構材」與「接合板 (Gusset Plate)」兩部分。地震來臨時，主要是依靠斜撐構材受壓挫曲與受拉降伏累積大量的塑性變形，消散地震影響的能量，接合板扮演傳遞軸力與連接梁柱跟斜撐構材間的媒介。

評估結構物的變形與消能容量時，常以實驗的方式觀察記錄結構物破壞與消能的情形，實驗方式以選定的加載歷時施加在結構上，為了評估結構在地震力作用下的變形及消能容量，所施加的加載歷時需具有往覆的特性，而為了觀察結構在不同程度變形下的反應，加載歷時也具有漸增的特性，因此實驗進行過程可以觀察結構物由小位移變形漸增至大位移變形之反應。不同的加載歷時會造成結構物不同的破壞模式，因此評估結構容量之加載歷時需要特別選定，使加載歷時可以讓實驗試體反應出結構物受地震作用下之行為。

自從 1994 美國北嶺地震後，開始有學者針對鋼結構抗彎構架靜態往覆加載歷時進行研究 (Krawinkler et al., 2000)，研究目的為找出最適合描述構架行為的參數 (如樓層位移等)，研究方法採用 20 組歷史上具代表性的地震歷時，利用這些地震歷時分別輸入特殊彎矩構架 (Special Moment Frames, SMF) 模型進行動力分析，將全部動力分析後的受震樓層位移結果統計且繪製成累積分佈函數圖 (Cumulative Distribution Function, CDF)，最後即可利用數圈的靜態往覆加載歷時模擬 SMF 受震樓層位移累積分佈函數圖的曲線結果，此研究結果在發表後被列入 AISC 的規範中成為鋼結構構架靜態往覆加載歷時 (Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections)。

然而當今鋼結構構架已非昔日鋼結構彎矩構架單純，根據最近的研究中 (Chen et al., 2008) 初步數值分析結果發現傳統的鋼結構構架靜態往覆加載歷時 (AISC 2005) 對於評估 CBF 容量有過於低估的情形，過多的非線性迴圈導致斜撐構材過早破壞，失去反應 CBF 受震時真實反應的目地，因此改善 CBF 靜態往覆加載歷時是勢在必行。

1.2 研究目的

本研究將利用 CBF 構架與斜撐構件受動力載重時累積的變形需求，制定鋼結構同心斜撐構件靜態往覆加載歷時，並藉由實驗驗證鋼結構同心斜撐構件靜態往覆加載歷時的研究成果，使往後進行靜態實驗時所觀測的結果更能符合真實受震需求。相較於其他的鋼結構耐震構架，同心斜撐構架由於整體勁度相對較高，在地震作用下會有更多的高頻小振幅振動，雖然單一小振幅振動的破壞較大振幅振動來的輕微，但卻會在構架中累積破壞變形，本研究將探討在不同靜態往覆加載歷時與斜撐斷面尺寸的改變下，斜撐發生挫屈時的變形容量、斜撐斷裂時的最大變形容量與累積變形容量。由於現有的鋼結構同心斜撐構架靜態往覆加載歷時缺乏高頻小振幅的設計，因此並不適用於鋼結構同心斜撐構架實驗，藉由本次研究結果，將可取代現有的加載歷時，更精準的估算同心斜撐構架變形容量，試驗結果將提供未來鋼結構同心斜撐構架靜態往覆加載歷時研究參考。

1.3 研究方法

如前一小節所述，本研究探討不同靜態往覆加載歷時與不同斜撐構材斷面尺寸對同心斜撐構件行為的影響。本次試驗預計採用三種不同的靜態往覆加載歷時，包含 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections (AISC, 2010)、Loading Sequence for Link-to-Column Connections (AISC, 2010) 及 Proposed Loading Sequence for CBF。本次試驗斜撐構件方面由斜撐構材與接合板構材兩部分組成，斜撐構材規畫採用一種斷面形狀(圓管型)，兩種斜撐細長比，接合板構材則採用同一幾何尺寸與厚度，因此共有六組斜撐構件試體。試驗過程中將記錄每組斜撐構件試體的最大變形、最大受力、最大承受能量、累積變形、累積能量等。試驗後針對獲得的斜撐構件變形、力量、勁度、能量、破壞模式等個別工程性質進行分析，並釐清靜態往覆加載歷時對斜撐構件行為造成之主要變異參數。

第二章 文獻回顧

本節彙整過去關於靜態往覆加載歷時之研究，如 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections (Krawinkler et al., 2000)、Loading Sequence for Link-to-Column Connections (Richards 與 Uang, 2003) 等，採用其歷時的制定方法與邏輯，以制定 Proposed Loading Sequence for CBF。此外，本節亦整理關於 CBF 斜撐構件在靜態往覆加載歷時下之試驗行為。

2.1 靜態往覆加載歷時國內外研究整理

Krawinkler et al. (2000) 提出在鋼結構彎矩構架靜態往覆加載歷時作用下，量化鋼結構彎矩構架損壞的公式：

$$D = C \sum_{i=1}^N (\Delta\theta_i)^c \quad (2.1)$$

C = 構架性能係數 (a structural performance parameter that may depend strongly on the type of component and failure mode)

N = 損壞迴圈數 (number of damaging cycles)

$\Delta\theta_i$ = 每一迴圈的變形範圍 (deformation range of cycle i)

c = 另一個構架性能係數，通常比 1 大 (a structural performance parameter the is usually greater than 1.0)

基於這個公式 Krawinkler et al. 認為要制定合理的鋼結構彎矩構架的靜態往覆加載歷時必須先決定「描述參數」與另外五個「目標參數」；鋼結構彎矩構架的描述參數是層間位移角 (Story Drift Angle, θ)，五個目標參數分別是往覆總圈數 (N_t)、往覆非彈性圈數 (N_p)、累積變形範圍 ($\sum \Delta\theta_i$)、最大迴圈變形範圍 ($\Delta\theta_{\max}$) 與最大迴圈變形量 (θ_{\max})，透過五個目標參數可以將靜態往覆加載歷時編製成趨近成分析模型非彈性動力分析結果，進而達到利用靜態往覆加載模擬結構受震的目的。此研究結果已列入 AISC (2002) 的規範中成為鋼結構抗彎構架靜態往覆加載歷時。

Richards 與 Uang (2003) 認為 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 對於評估鋼結構偏心斜撐構架 (Eccentrically Braced Frames, EBFs) 行為過於保守，於是延用 Krawinkler et al. 的方法制定 Loading Sequence for Link-to-Column Connections，其中描述參數改變成連桿旋轉角 (Link Rotation, γ)，五個目標參數值也全部更新，其結果與之前比較有幾項改變：(1) 減少累積變形範圍 (2) 降低非彈性迴圈比例，新的靜態往覆加載歷時在後幾年的實驗

中 (Okazaki et al., 2005) 證實可以使 EBF 發揮比原本多 50% 的變形容量，此研究結果在 2005 年被列入 AISC 規範中。

Chen et al. (2008) 利用 OpenSEES 模擬 CBF 模型，發現在 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 作用下，對於 CBF 真實反應有低估情形，且認為 CBF 相較於其他鋼結構構架有較高的勁度，受震時會有較高頻率小振幅的情形發生，對此既有 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 並無法有效反應 CBF 真實行為的需求，因此提出一條更趨近 OpenSEES 動力分析結果的靜態往覆加載歷時供後人測試。

2.2 CBF 耐震行為國內外研究整理

Roeder (1989) 對一個六層樓的實尺寸鋼結構同心斜撐構架輸入三種不同級別的地震歷時，第一種等級為彈性試驗 (Elastic Test)，試驗結果斜撐構件都還在彈性範圍，第二種等級為中度試驗 (Moderate Test)，試驗結果斜撐構材發生有限的降伏與挫屈情形，比較不尋常的是在二樓梁腹板開裂成三片，第三種為最後試驗 (Final Test)，試驗結果顯示斜撐構材皆發生大規模的降伏以及挫屈行為。

Tremblay (2002) 對過去的 76 組鋼結構同心斜撐構架靜態往覆加載歷時試驗數據進行統計與分析，從分析結果利用線性迴歸與非線性回歸方式整理出一些經驗公式，包括預測斜撐構件最小受壓挫屈強度公式、預測斜撐構件受壓挫屈側向位移量公式、預測斜撐構件受震韌性容量上限公式等。同時一併提出一些統計分析後的看法，包括認為斜撐構件最大抗拉強度與測試時的靜態往覆加載歷時有關、發現斜撐構件挫屈後塑鉸應變量需求隨斜撐構材細長比降低一起遞減等。

Tremblay et al. (2003) 進行 24 組靜態往覆加載試驗，試驗斜撐構架為 X 型，試體斷面皆為矩形中空鋼管，試驗採用兩種不同種類的靜態往覆加載歷時，第一種是典型振幅對稱漸增類型，另一種則取自於基本斜撐構架的動力分析結果所決定的類型。將實驗結果記錄下來做成簡化模型，並設計出經驗公式提供斜撐構材斷裂前非彈性變形量估算依據。

Lee and Bruneau (2005) 對過去其他學者的試驗資料進行斜撐構件抗震容量分析，包括：Black et al. (1980)、Zayas et al. (1980)、Jain et al. (1978)、Astaneh-Asl et al. (1982)、Archambault et al. (1995)、Leowardi 與 Walpole (1996)、Walpole (1996) 等。分析結果顯示在各種斜撐構材斷面中，管狀的斜撐構材 (屏除被認為較高的寬厚比會較容易因局部挫屈較導致斷裂的因素)

在受壓時抗壓容量降低較少並且有較高的消能容量。另外分析結果也顯示 Wide-Flange 的斜撐構材斷面在細長比值超過 80 之後，第一次挫屈情形發生時的抗壓容量下降較小，然而一般認為斜撐構材抗震表現在細長比值介於 80-120 較佳的情形，在這次分析結果中與細長比值介於 120-160 比較並沒有明顯的差異。

Han et al. (2007) 對不同大小寬厚比的斜撐構材進行試驗，斜撐構材斷面皆為 HSS 斷面。從試驗結果得知斜撐構材的寬厚比介於 11 至 18 斜撐構件的應變分布最均勻，應變分布均勻可增加第一次局部挫屈發生與斜撐構件破壞的層間位移量，大幅提升整體構架的消能容量，斜撐構材寬厚比若低於 11 會導致應變集中於斜撐構件兩端導致斜撐開裂，寬厚比大於 18 會導致應變過度集中於斜撐構件中央，抑會導致斜撐構件提早破壞。

蔡青宜 等人 (2008) 使用 AISC 鋼結構構架靜態往覆加載歷時對實尺寸兩層樓 CBF 進行試驗與有限元素分析研究，其中試驗構架斜撐配置方式為 X 型，試驗結果顯示頂層位移角變形容量接近正負 3% 弧度，斜撐最大面外變形量可達 400 mm，且經過實驗後認為 ABAQUS 分析模型對於斜撐挫屈、接合板彎折與斜撐局部挫屈行為皆可相當準確的模擬。

Fell et al. (2009) 進行 18 組實尺寸 CBF 試驗，試驗目的是觀察斜撐構件在靜態往覆加載歷時加載過程中發生的非彈性挫曲行為與開裂行為，試驗中的控制參數有以下五種：

1. 斜撐構材寬厚比。
2. 斜撐構材細長比。
3. 斜撐構材斷面，包括 HSS、PIPE、Wide-Flange 三種。
4. 管型斜撐構材內灌漿與否。
5. 靜態往覆加載歷時，包括修改 AISC 鋼結構構架靜態往覆加載歷時、近斷層壓力鋼結構構架靜態往覆加載歷時、近斷層拉力鋼結構構架靜態往覆加載歷時三種。
6. 靜態往覆加載速率。

試驗結果顯示靜態往覆加載歷時、斜撐構材寬厚比與斜撐構材細長比都對斜撐構件的韌性行為有很大的影響。Fell et al. 提出在 HSS 與 PIPE 這兩種斜撐構材斷面方面，目前的設計規範容許的最大寬厚比可能無法滿足實際的斜撐構件的韌性行為需求。Fell et al. 同時認為對斜撐構材灌漿可以對斜撐構件的韌性行為提供適當改善，至於靜態往覆加載速率 Fell et al. 則認為對斜撐構件的韌性行為沒有太大影響。

第三章 加載歷時設計建議與比較

靜態往覆加載歷時試驗是用來模擬動力試驗，目的是利用較為簡化的試驗方式得到近似於分析模型動力分析的結果，以提高研究的效率。

3.1 CBF 靜態往覆加載歷時設計建議

本次試驗直接採用先前相關研究 (Chen et al., 2008) 所提出的 CBF 初步改善靜態往覆加載歷時進行試驗，並參考相關文獻針對 CBF 靜態往覆加載歷時設計提出設計建議提供給往後研究參考。

首先，先決定描述參數，本研究建議採用與鋼結構彎矩構架靜態往覆加載歷時相同的描述參數 (層間位移角, θ)。根據 Krawinkler 先前設計鋼結構彎矩構架靜態往覆加載歷時的設計邏輯，吾人須再選定一套值得信賴的結構非線性行為分析軟體，本研究中主要以 OpenSEES 分析結果為依據，分析模型為三層樓雙層 X 型 (double-story X) 斜撐構架，模型中輸入多組具代表性的歷史地震歷時，此處吾人建議參考 (Krawinkler et al., 2000) 整理的 20 組最大考量地震 (MCE) 等級地震歷時，接者統計五個目標參數 (N_t 、 N_p 、 $\sum \Delta\theta_i$ 、 $\Delta\theta_{max}$ 、 θ_{max}) 在多組地震歷時作用下各模型不同樓層所獲得的結果，每個目標參數的詳細說明如下：

往覆總圈數 (N_t)：在地震歷時作用下，每組模型各層樓分別來回往覆的總圈數，包括彈性反應圈數與非彈性反應圈數，如圖 3.1 所示。

往覆非彈性圈數 (N_p)：在地震歷時作用下，每組動力分析模型斜撐整體挫屈後來回往覆的圈數，如圖 3.1 所示。

累積變形範圍 ($\sum \Delta\theta_i$)：模型在地震歷時作用下，統計每組模型各層樓經歷過迴圈的變形範圍的累積結果，如圖 3.1 所示。

最大迴圈變形範圍 ($\Delta\theta_{max}$)：在地震歷時作用下，每組模型各層樓斜撐構件反應中最大迴圈的變形範圍，如圖 3.1 所示。

最大迴圈變形量 (θ_{max})：在地震歷時作用下，每組模型各層樓斜撐構件反應中最大迴圈的變形量，如圖 3.1 所示。

統計完後選出分析模型中反應最大的樓層當作目標參數設計值制定依據樓層，本研究稱此樓層為「臨界樓層」。收集各個地震歷時作用下五個參數在臨界樓層的數據，將收集好的五個參數數據依不同的整體比例擷取出設計往覆加載歷時的目標參數數值，比例可參考 (Krawinkler et al., 2000) 設計鋼結構彎矩構架的設計方式如下：

N_t ：選擇在各地震歷時作用下臨界樓層資料裡「平均」往覆總圈數當作設計往覆總圈數。

N_p ：選擇在各地震歷時作用下臨界樓層往覆非彈性總圈數之 90 百分比資料 (90th percentile)，當作設計往覆非彈性總圈數。

$\sum \Delta \theta_i$ ：選擇在各地震歷時作用下臨界樓層的累積塑性變形範圍之 90 百分比資料 (90th percentile)，當作設計累積塑性變形範圍。

$\Delta \theta_{\max}$ ：選擇在各地震歷時作用下臨界樓層的最大地震歷時迴圈塑性變形範圍之 90 百分比資料 (90th percentile)，當作設計最大地震歷時迴圈塑性變形量。

θ_{\max} ：將設計最大地震歷時迴圈塑性變形範圍「減半」當作設計最大地震歷時迴圈單程塑性變形量。

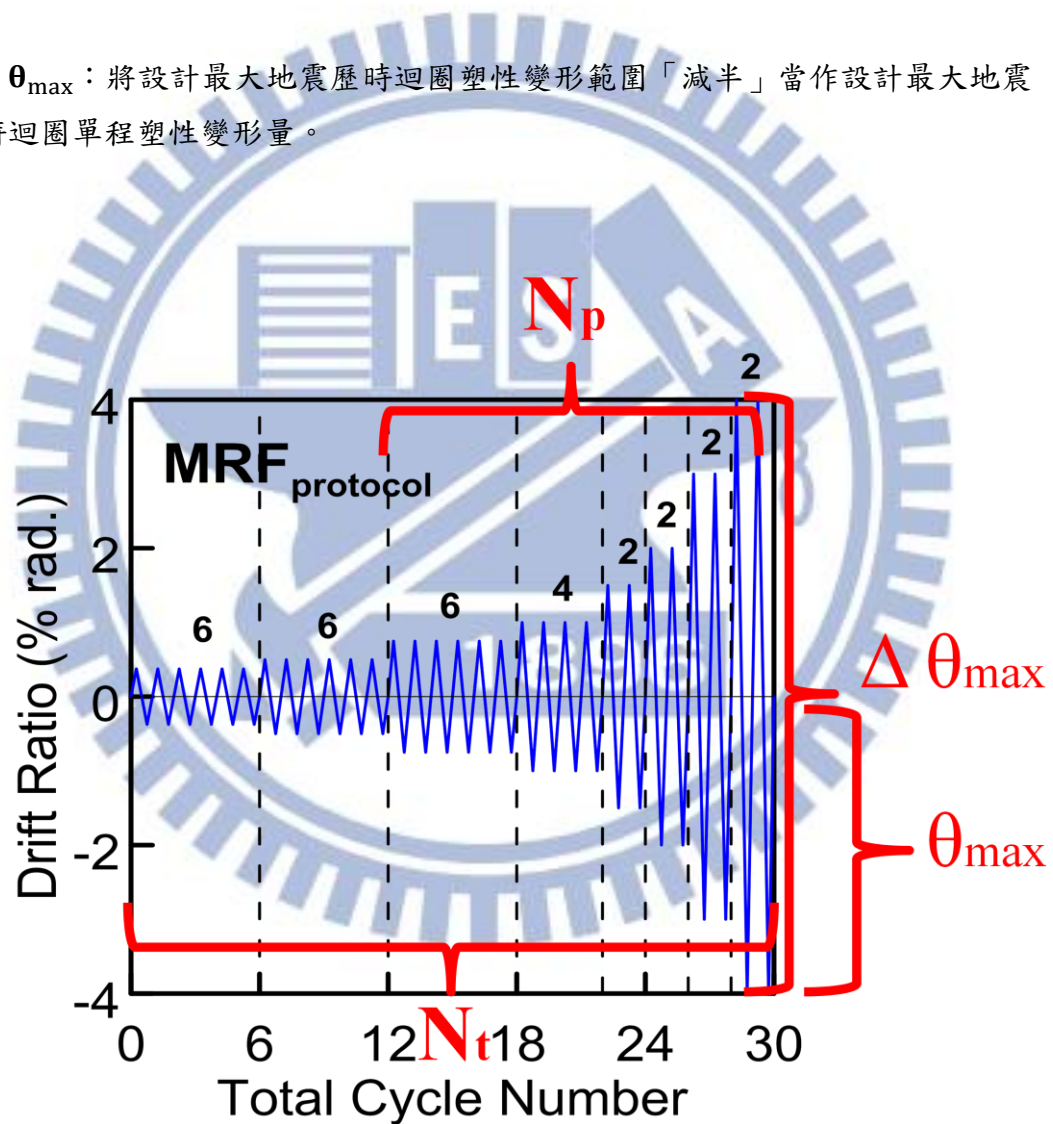


圖 3.1 加載歷時目標參數說明圖

最後，把各地震歷時作用下臨界樓層的斜撐構件變形範圍作成統計上的累積分佈函數（CDF）圖，設法在完全滿足目標參數的前提下將設計靜態往覆加載歷時各階段的變形範圍所作成的 CDF 統計曲線盡可能地趨近地震歷時作用下臨界樓層的斜撐構件變形範圍所作成的 CDF 統計曲線，當兩條統計的 CDF 曲線越接近，就代表設計的加載歷時與當初的 20 組歷史地震歷時越相似，根據上述方式，吾人已可建立 CBF 靜態往覆載重實驗加載歷時。

3.2 各種靜態往覆加載歷時比較

本次試驗測試的三種不同靜態往覆加載歷時，如圖 3.2、圖 3.3 與圖 3.5 所示，分別為 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections（AISC, 2010）、Loading Sequence for Link-to-Column Connections（AISC, 2010）及 Proposed Loading Sequence for CBF，三種靜態往覆加載歷時之間有著許多明顯的差異，包括加載步驟（step）數量、彈性迴圈總圈數、非彈性迴圈個別圈數、非彈性迴圈總圈數與遞增變形量間距等等，這些差異不僅會造成斜撐構件變形容量迥異，甚至誤導對 CBF 耐震能力的評估。

3.2.1 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections（AISC, 2010）

Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 是 AISC 規範中規定而現在常用之鋼結構靜態往覆加載歷時，如圖 3.2 所示。此歷時當初是設計給鋼結構抗彎矩構架使用（Krawinkler et al., 2000），設計過程中統計了鋼結構抗彎矩構架模型受 20 個歷史地震作用的動力分析結果，從中選定 5 個可以描述這 20 個歷史地震綜合結果的目標參數做為設計指標，最後設計出這套加載歷時。由於鋼結構抗彎矩構架進入非彈性行為的層間位移角約在 0.75% rad. 左右，這套加載歷時設計的最小迴圈振幅為 0.375% rad.，層間位移角 0.375% rad. 對於鋼結構抗彎矩構架而言是彈性行為，但對於鋼結構同心斜撐構架而言卻是已經進入非彈性行為，以模擬真實 CBF 受震反應的靜態往覆加載歷時試驗來說，適當的加載歷時所造成之非彈性行為迴圈數應占總迴圈數之 50%~60%，若加載測試第一圈迴圈 CBF 即進入非彈性行為便與此比例差異太大，因此我們知道直接將 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 套用在 CBF 靜態往覆加載歷時試驗是不恰當的，大多數研究實驗中，若採用此位移歷時皆會將以修改其變形量，本研究中為凸顯其適用性問題，在實驗中將保留原變形量。

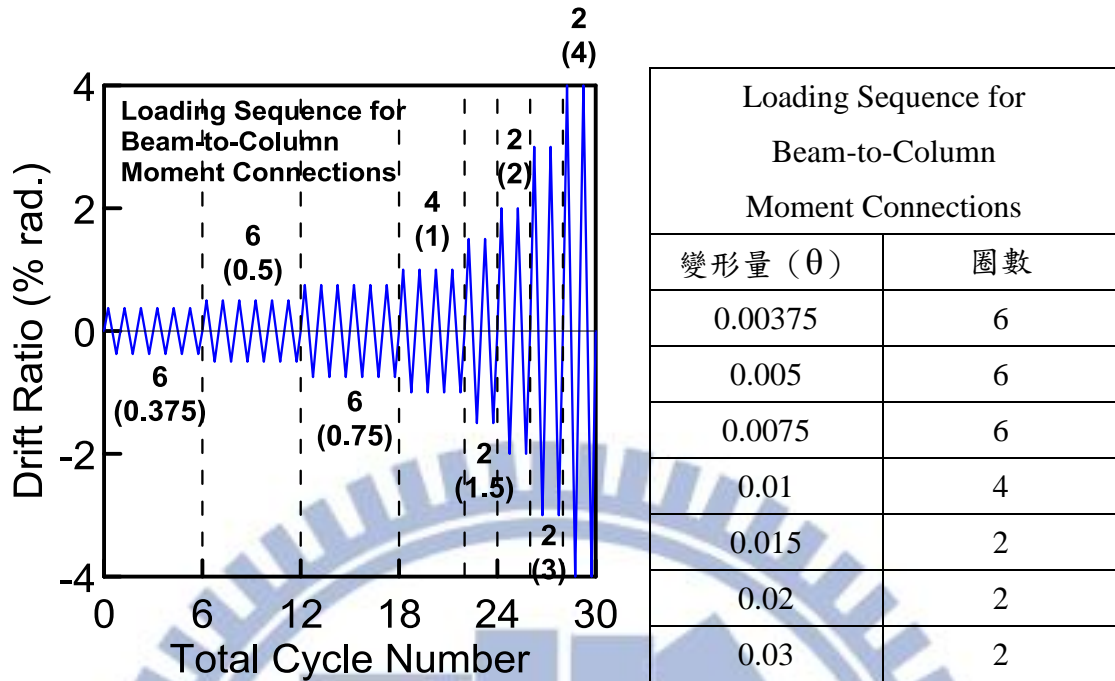


圖 3.2 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections (AISC, 2010)

3.2.2 Loading Sequence for Link-to-Column Connections (AISC, 2010)

從上一段的介紹我們知道 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 並不適用於 CBF 靜態往覆加載歷時試驗，相同情形也發生在 EBF 靜態往覆加載歷時試驗上，因此有研究提出較適合 EBF 的加載歷時 (Richards and Uang, 2003)，也就是 Loading Sequence for Link-to-Column Connections，如圖 3.3 所示。此加載歷時與 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 最大差別之處在於控制變形量的描述參數不同，Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 是用層間位移角 (θ) 而 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 則是用連桿轉角 (γ)，由於 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 的加載初始迴圈變形量過大造成 EBF 與 CBF 一樣會在層間位移角很小的時候即進入非彈性行為，為了設計出較適合 EBF 的加載歷時 Richards and Uang 利用與 Krawinkler et al. 設計 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 相同的方法設計出 Loading Sequence for Link-to-Column Connections，本篇研究的 3-1 小節即利用此方法提出對 CBF 加載歷時的建議。

另外，由於 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 與本篇研究使用的控制參數(θ)不同，本篇研究利用 γ 與 θ 兩者之間的幾何關係($\gamma = \frac{L}{e} \theta$, L: 構架跨距, e: 連桿長度) 將 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 的 γ 變形量轉換成 θ 變形量進行試驗，同時並延長加載歷時至 $\theta = 0.003$ rad，如圖 3.4 所示。

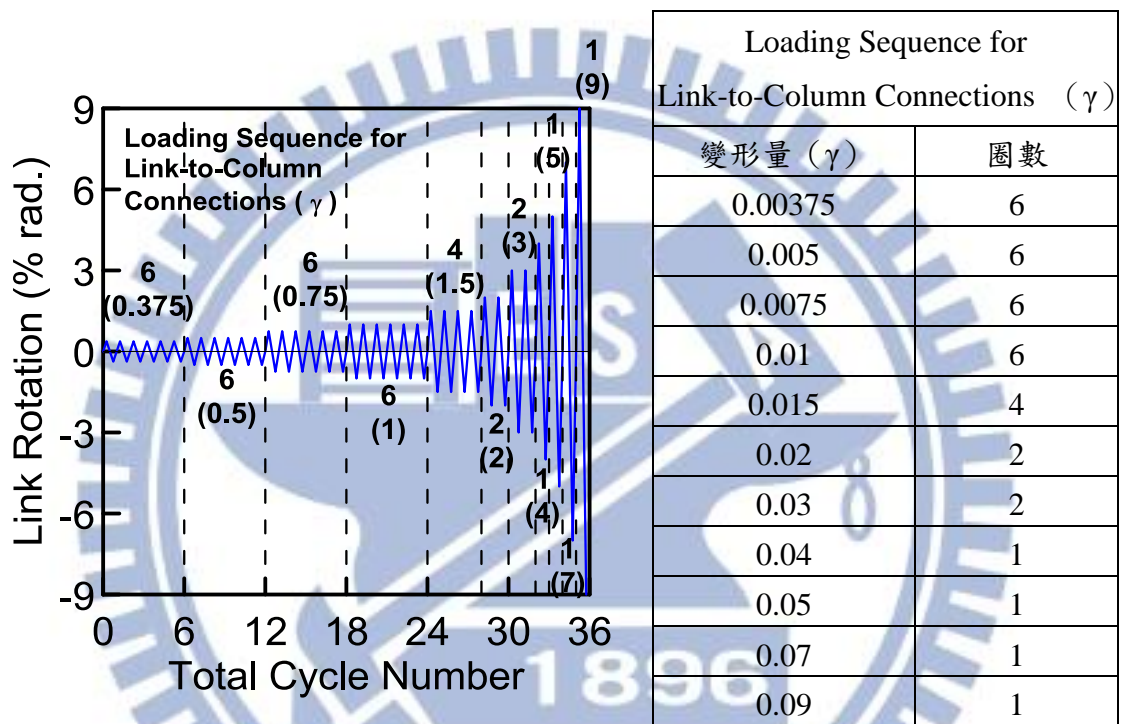
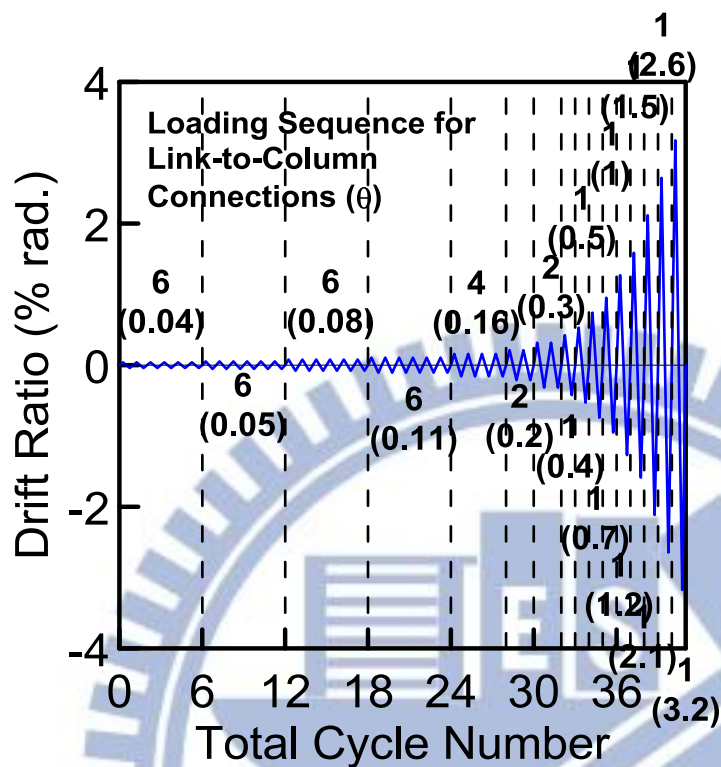


圖 3.3 Loading Sequence for Link-to-Column Connections (γ) (AISC, 2010)



Loading Sequence for Link-to-Column (θ)	
變形量 (θ)	圈數
0.0004	6
0.00053	6
0.00079	6
0.00106	6
0.00159	4
0.00212	2
0.00317	2
0.00423	1
0.00529	1
0.00741	1
0.00952	1
0.0127	1
0.01587	1
0.02116	1
0.02645	1
0.03174	1

圖 3.4 Loading Sequence for Link-to-Column Connections (θ)

3.2.3 Proposed Loading Sequence for CBF

Proposed Loading Sequence for CBF 如圖 3.5 所示，是本研究中採用較符合 CBF 動力行為之靜態往覆載重加載歷時，理論上在 Proposed Loading Sequence for CBF 加載測試之下可以合理反應出 CBF 斜撐構件其應有的耐震能力，避免過早破壞導致耐震能力低估的問題，並且量化出合理的 CBF 斜撐構件耐震性能參數提供往後試驗參考。此加載歷時引用自之前的研究 (Chen et al., 2008)，其與之前兩個加載歷時的設計目標參數比較如表 3.1 所示，此表是以描述參數 $\theta = 0.003$ rad. 當作臨界彈塑性變形量基準所列出來的數據。由表 3.1 可知 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 與 Proposed Loading Sequence for CBF 的塑性圈數比例 (N_p/N_t) 皆在 55% 至 60% 之間，遠少於 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 的 100%。雖然 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 與 Proposed Loading Sequence for CBF 在塑性圈數比例上很相近，兩者塑性圈數比例差距只有 1% 左右，但是在整體迴圈總圈數

與塑性迴圈總圈數兩個項目上 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 皆遠多於 Proposed Loading Sequence for CBF，這兩項差異也直接反應在兩者的累積變形範圍 ($\sum \Delta\theta_i$) 上，累積變形範圍 AISC Link-to-Column Loading Protocol 比 Proposed Loading Sequence for CBF 多 0.044 rad.。

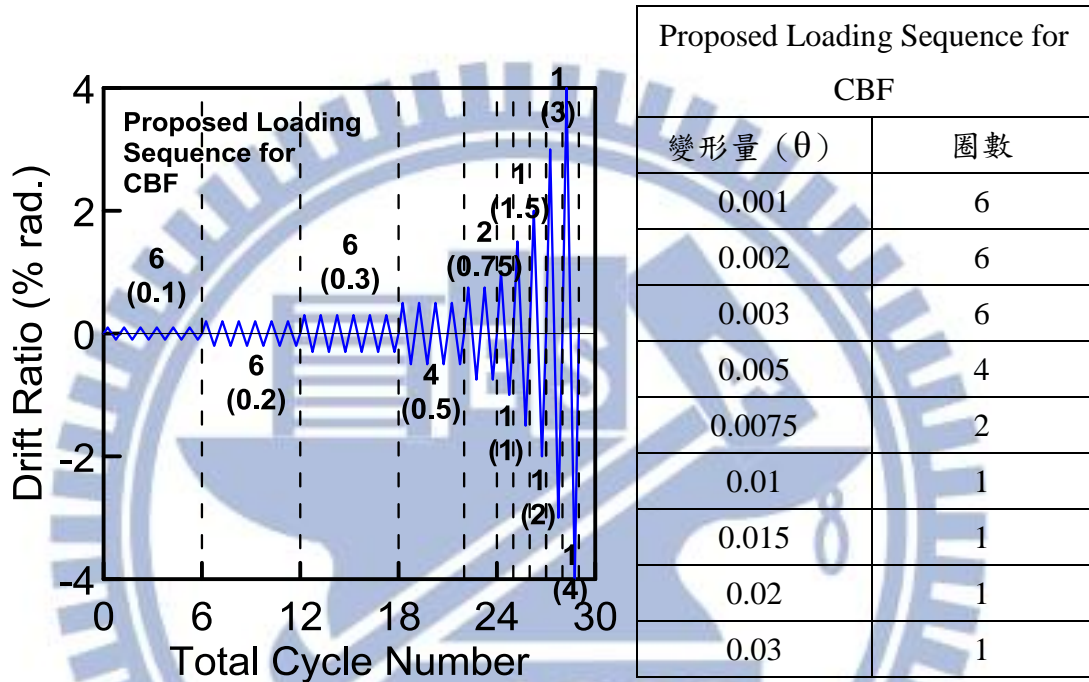


圖 3.5 Proposed Loading Sequence for CBF

表 3.1 三種靜態往覆加載歷時目標參數列表

Loading Protocol	N_t	N_p	$\frac{N_p}{N_t}$ (%)	$\sum \Delta\theta_i$ (rad.)	$\Delta\theta_{max}$ (rad.)	θ_{max} (rad.)
Beam-to-Column Moment Connections	28	28	100	0.535	0.06	0.03
Link-to-Column Connections	41	23	56	0.336	0.0635	0.0317
CBF	28	16	57	0.292	0.06	0.03

另外，由 3.6 中可知在相同的迴圈比例下(相同 CDF 值) Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 的變形範圍量遠高於分析模型動力分析結果、Loading Sequence for Link-to-Column Connections 與 Proposed Loading Sequence for CBF，這樣的情形表示在 CBF 構架試體測試上倘若繼續使用 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 作為標準測試靜態往覆加載歷時將不恰當，而 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 在相同的迴圈比例下變形範圍量比分析模型動力分析結果少，將可能造成對 CBF 斜撐構件試驗變形容量結果的估算過於高估。

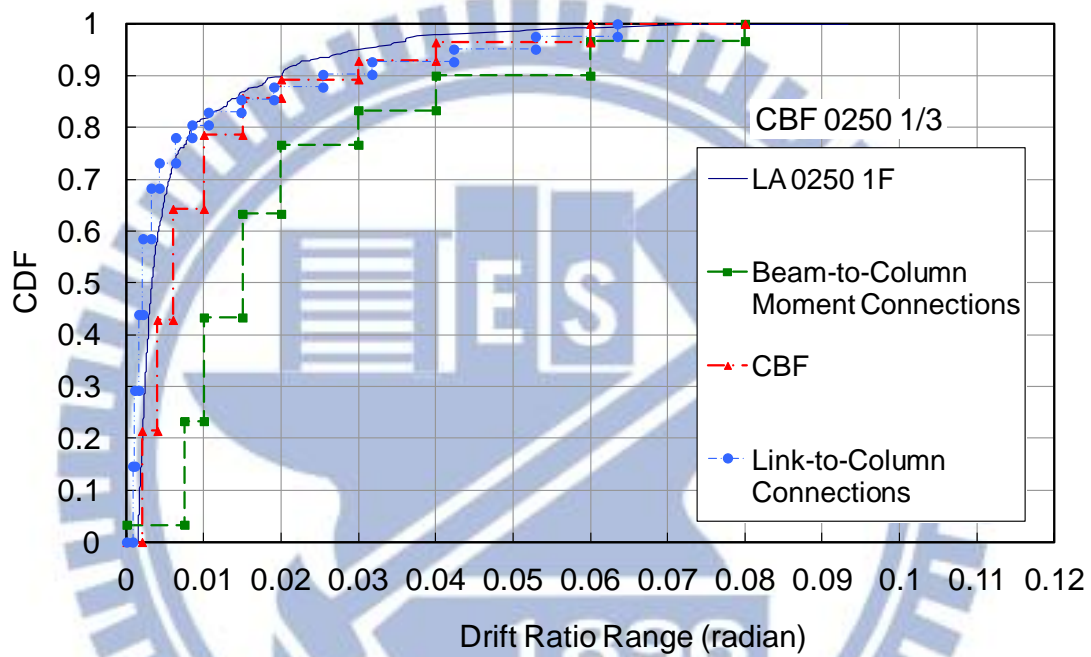


圖 3.6 三種靜態往覆加載歷時與分析模型動力分析結果之變形範圍 C.D.F.比較圖 (Chen et al., 2008)

由圖 3.7 可以發現三種靜態往覆加載歷時軸向累積位移量在 DR(Drift Ratio) = 0.3 % rad.以前 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 累積最多，DR= 0.5% rad.以前 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 累積最少，DR= 0.75% rad.以後 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 累積最多，DR= 0.5% rad.以後至 DR= 2.645% rad.以前 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 累積最少。

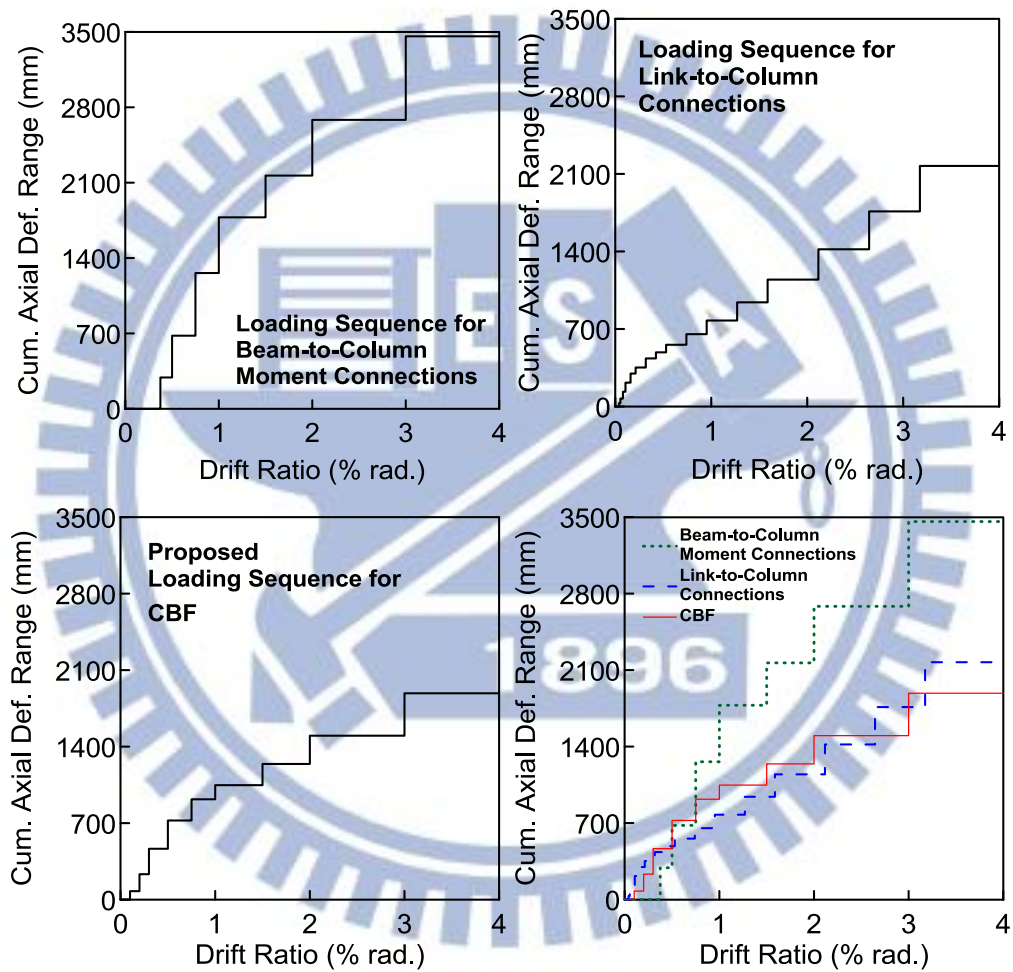


圖 3.7 三種靜態往覆加載歷時之間樓層位移角與累積軸向變形關係圖

第四章 靜態往覆加載試驗

4.1 前言

本章節依據前一章討論的結果，設計斜撐與接合板試體並進行靜態往覆加載試驗，試驗目的在於確認是否可以利用靜態加載歷時準確地預測出斜撐承受動態地震力時的行為，並且找出一個最適當決定靜態加載歷時的參數，同時也觀察在不同型式靜態加載歷時下斜撐試體的破壞行為，接下來將針對實驗試體設計、組裝與設置進行詳細敘述。

4.2 實驗試體設計、製作與組裝

4.2.1 實驗試體設計

本試驗試體設計主要分為斜撐部分與接合板部分，其實驗試體編號、斷面與加載歷時對照如表 4.1 所示。斜撐尺寸設計部分依照細長比不同又可區分為兩種尺寸，如表 4.2 所示，這兩種斜撐尺寸的長度相同，斜撐長度主要是考慮大型結構實驗室中反力地板孔位的限制，其次，選擇試體斷面與尺寸，使之具有不同的細長比 ($\lambda_{slender} = K \cdot L_b / \gamma_y$) 與寬厚比 (D_b / t_b)，其中細長比公式中的 K 為彈性挫屈尤拉公式 (Euler's formula) 中算有效長度 ($L_e = K \cdot L_b$) 的係數，K 值會因為斜撐兩端的束制情形而改變，本試驗設計 K 值皆採用 1.0， L_b 為斜撐的長度， γ_y 是斜撐斷面相對中弱軸的迴轉半徑，而寬厚比公式中的 D_b 為斜撐斷面直徑， t_b 則是斜撐斷面管壁厚度。本試驗原本設計在相同斜撐長度的前提下，改變斷面尺寸取得兩種分別介於 AISC 規範限制兩側的細長比值，但後來實際拿到試體時其中有一個斷面實際尺寸與設計時不符，導致最後做實驗時兩種斜撐細長比皆在 AISC 規範限制之內，如表 4.3 所示。雖然其中有一個斷面實際尺寸與設計時不符，但兩種試體寬厚比數值仍然介於分別在 AISC 規範限制內及超過限制兩側，如表 4.4 所示，斜撐強度設計是依循施力容量 200 噸 (1962kN) 的油壓致動器做設計，斜撐材料性質如表 4.5 所示。另外斜撐在與接合板接合處需要挖掉一塊焊接，此時斜撐斷面淨面積會缺少，因此此處額外做了一個加勁設計，目的就是要補足斷面面積，如圖 4.1 所示。接合板設計部分六支試體皆使用相同規格的接合板，設計過程參考 AISC2005 規範，如圖 4.2 所示。完整實驗試體組裝如圖 4.3 所示。

表 4.1 實驗試體編號、斷面與加載歷時對照表

Test Specimen	Slenderness Ratio of Brace	Loading Sequence
M100	104.7	Beam-to-Column Moment Connections
E100	104.7	Link-to-Column Connections
C100	104.7	CBF
M70	70.4	Beam-to-Column Moment Connections
E70	70.4	Link-to-Column Connections
C70	70.4	CBF

表 4.2 實驗試體尺寸列表

Test Specimen	D_b (cm)	t_b (cm)	L_b (cm)	A (cm ²)	I_y (cm ⁴)	γ_y (cm)
100 Series	10.1	0.3	460	9.3	178.7	4.4
70 Series	19.1	0.6	460	34.8	1486.2	6.5

表 4.3 實驗試體細長比與規範比較

Test Specimen	$\lambda_{slender}$	$\lambda_{slender,AISC}$	$\lambda_{slender}/\lambda_{slender,AISC}$
100 Series	104.7	111.8	0.94
70 Series	70.4	102.4	0.69

表 4.4 實驗試體寬厚比與規範比較

Test Specimen	$(D/t)_{exp}$	$(D/t)_{AISC}$	$(D/t)_{exp}/(D/t)_{AISC}$
100 Series	33.7	34.4	0.98
70 Series	31.8	28.9	1.10

表 4.5 實驗試體材料性質列表

Test Specimen	F_y (MPa)	P_y (kN)	F_u (MPa)	P_u (kN)	F_{cr} (MPa)	P_{cr} (kN)
100 Series	256	236.9	358	331.3	141	130.9
70 Series	305	1061.9	460	1601.5	221	770.8

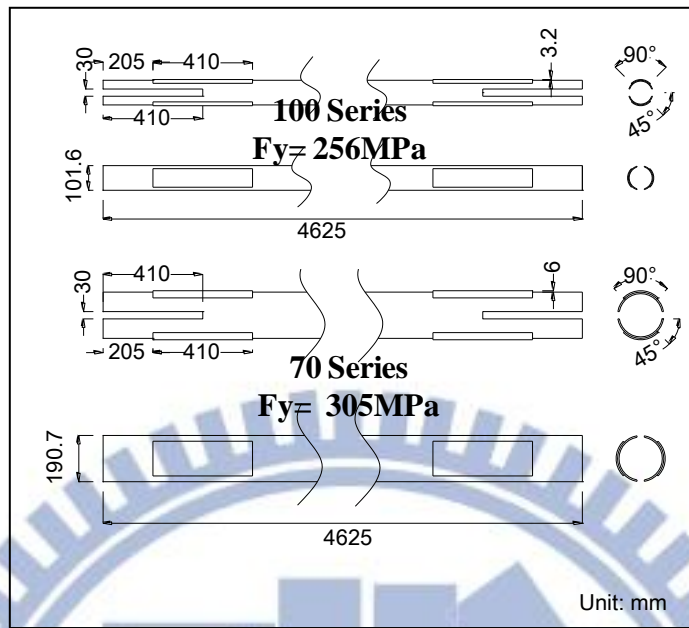


圖 4.1 斜撐與加勁尺寸設計圖

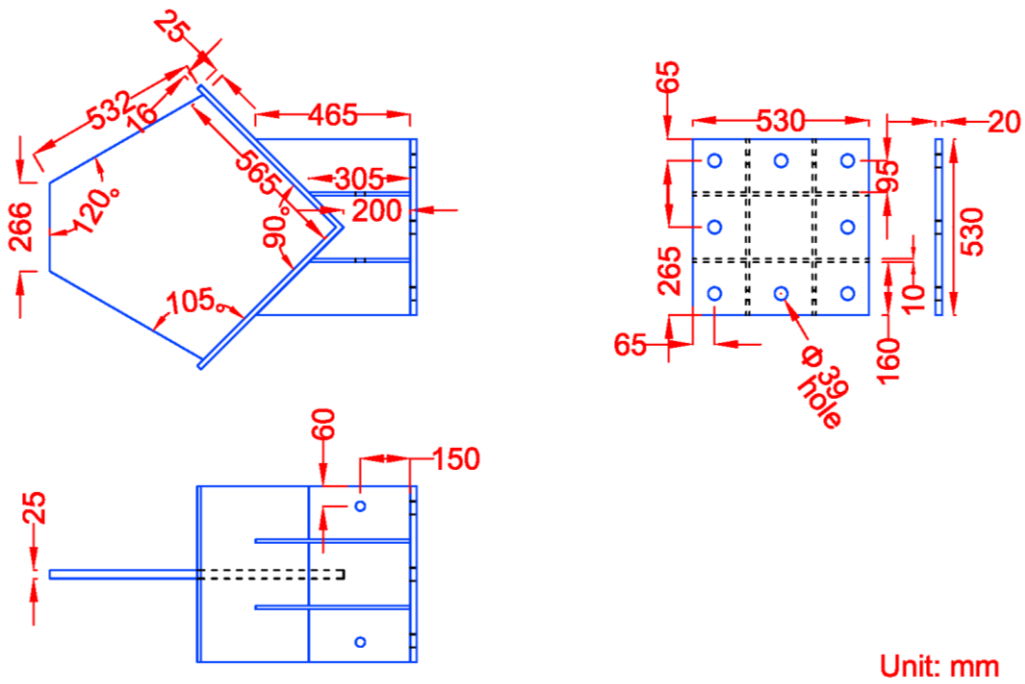


圖 4.2 接合板尺寸設計圖

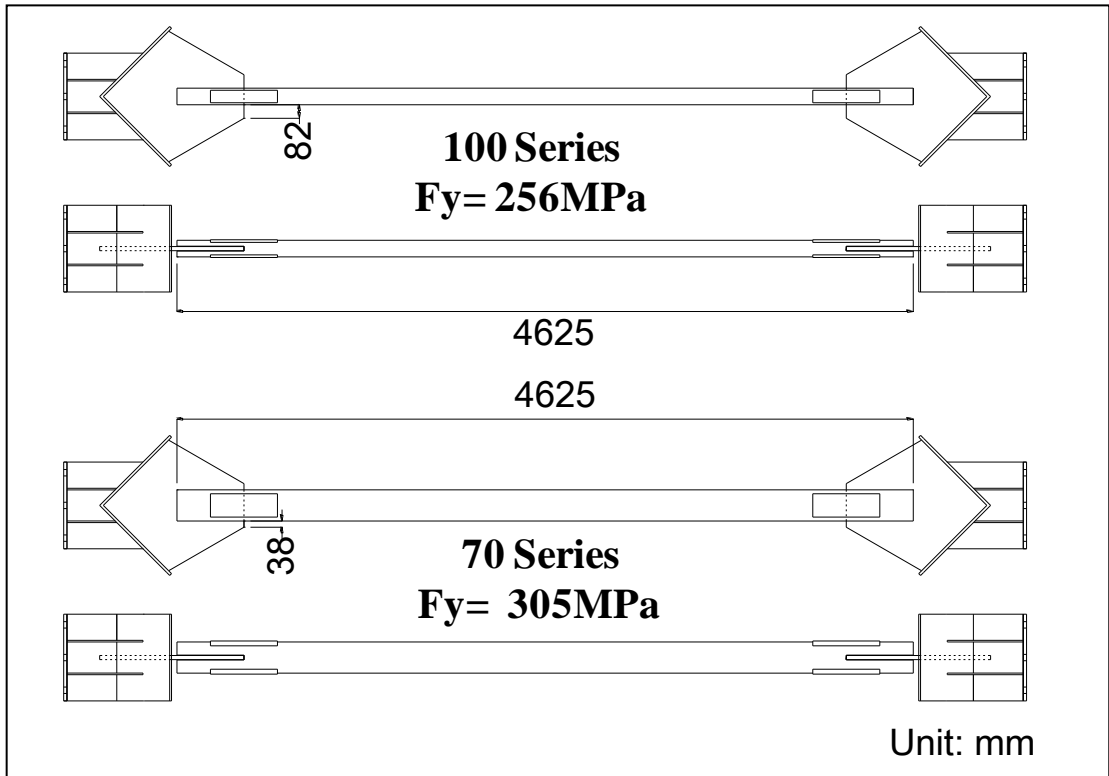


圖 4.3 試驗斜撐構件試體設計圖與實際組裝圖

4.2.2 實驗構架組裝與量測儀器設置

本試驗於交大大型結構實驗室執行，整體試驗構架設計圖如圖 4.4 所示，其南端(施力端)與北端皆設計為固定端，實際整體試驗構架如圖 4.5 所示。

北端支撐與側向支撐

北端支撐為在試體北端設計一個倒 V 型的試驗構架末端支撐，設計尺寸如圖 4.6 至圖 4.8 所示，設計目的為提供油壓致動器對向足夠的反力。為了使油壓致動器在試驗其間可以確保延施力方向保持上下水平且不左右側移，本次試驗利用大型結構實驗室原有紅色鋼柱 2 組，如圖 4.5 後方所示，接上本次試驗另外設計的抗側力橫樑 2 組，如圖 4.9 所示，與抗側力擋板 4 組，如圖 4.10 所示，來建立油壓致動器施力軌道，如圖 4.4 中 A-A Section 與圖 4.11 所示。斜撐構件試體與油壓致動器中間設計一組延長段如圖 4.12 與圖 4.13 所示，目的為利用與前述軌道作用以維持施力方向，油壓致動器施力軌道試驗現場照片如圖 4.14 所示。

量測儀器

本次試驗為了確實量測試體挫屈時的面外側向位移，斜撐中段使用影像量測系統 (NDI) 進行量測，如圖 4.15 所示，影像量測系統量測範圍為 2 至 6 公尺夾角 45 度區域內，影像量測系統可以量測感應器(Marker)的三維座標數值，感應器數目一共有 19 個皆均佈貼在斜撐構材中間段。由於越接近斜撐兩端側向位移會越小，斜撐南北端與南端接合板使用拉線式位移計量測，量測容量為 250 mm，如圖 4.16 所示，北端接合板使用 LVDT 量測，量測容量為 50 mm，另外為了監測北端支撐滑動，在北端支撐與斜撐方向平行處設置一個針盤式位移計 (Dial Gage)，量測容量為 30mm，兩種儀器如圖 4.17 所示。軸向位移與軸向力量從油壓致動器連接到控制室的電腦上直接讀取。為探討接合板的局部應變與應力反應，本試驗在試體北端接合板上方黏貼 5 個三軸應變計量測應變，如圖 4.18 所示。

資料擷取系統

搭配多種量測儀器，本次試驗一共有三種資料擷取系統。第一種是配合影像量測系統的資料擷取系統，擷取速率為每秒取 1 個資料點。第二種為交大結構大樓控制室中 200 噸油壓資料擷取系統，可讀取斜撐的軸向位移與力量，擷取速率為每秒取 1 個資料點。剩於儀器接接上一台資料擷取器，擷取速率為每 1.76 秒取 1 個資料點。由於三種資料擷取系統之間並沒有同步，資料處理部分採用峰值對峰值的方式手動同步。

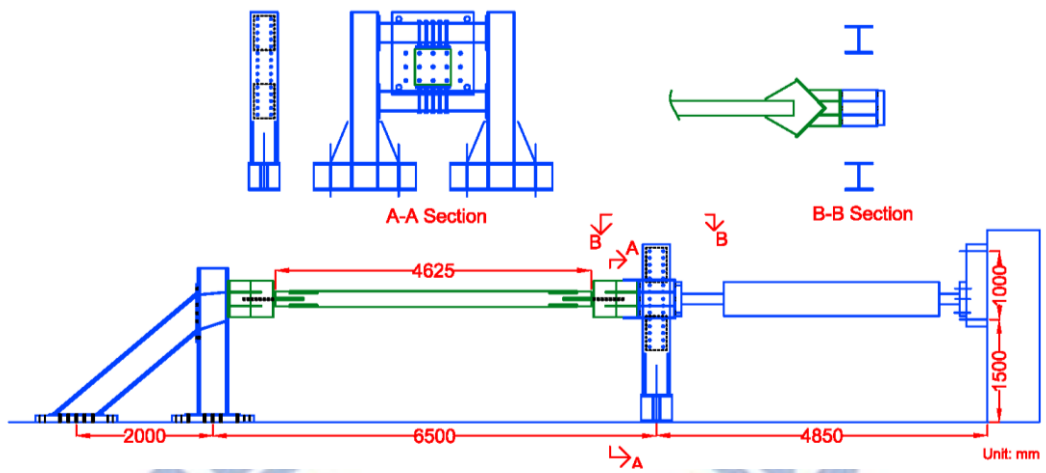


圖 4.4 整體試驗構架設計圖



圖 4.5 實際整體試驗構架設計圖

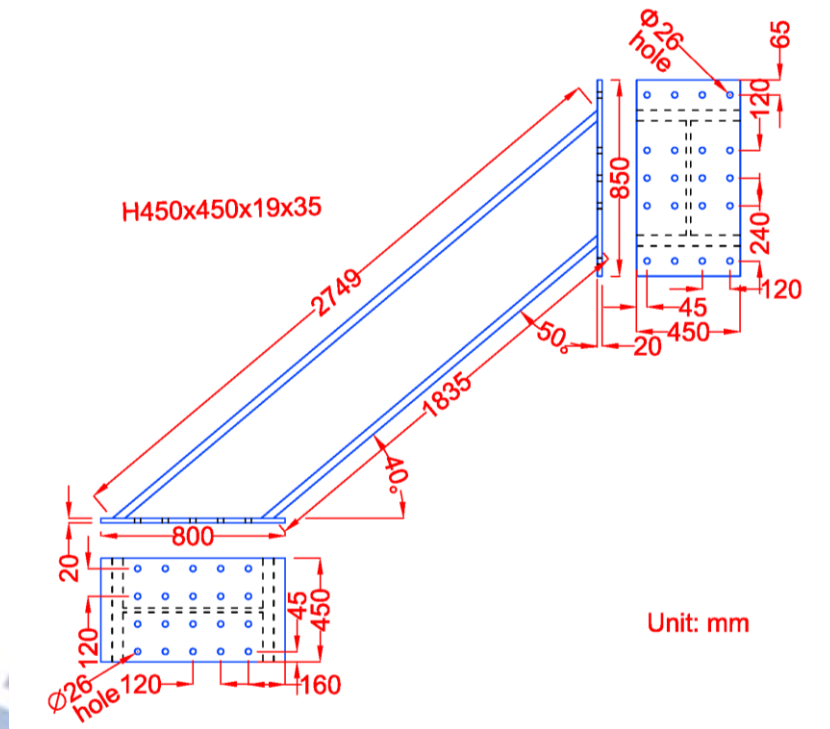


圖 4.6 構架北端斜向支撐尺寸設計圖

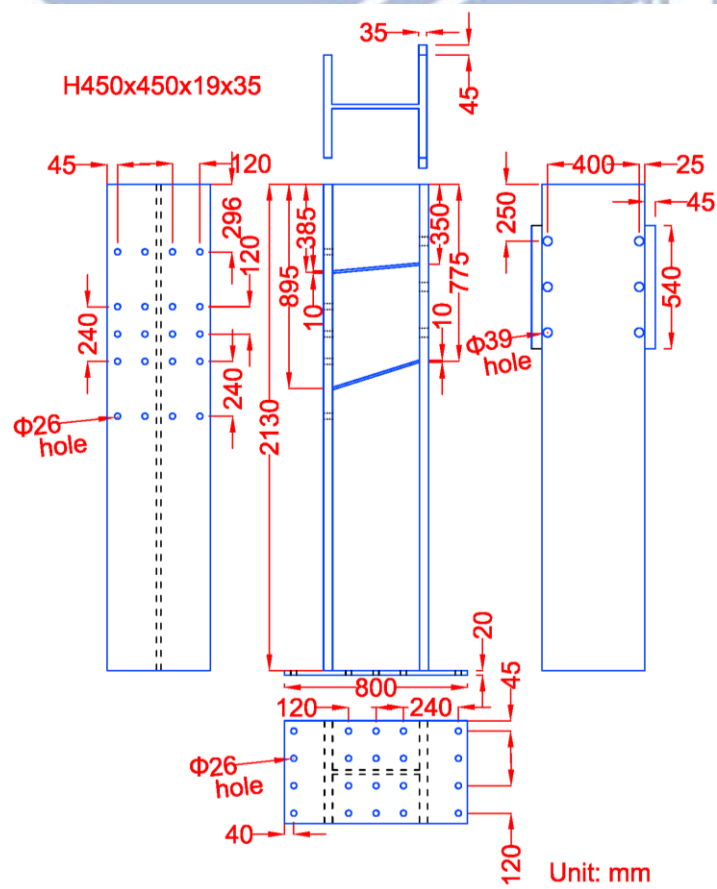


圖 4.7 構架北端垂直向支撐尺寸設計圖

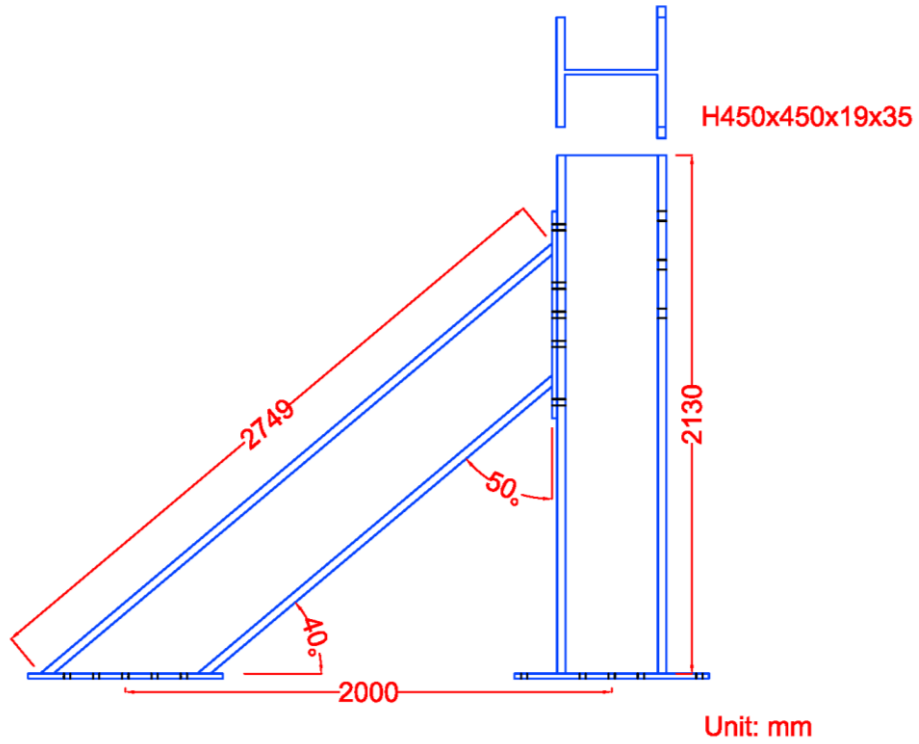


圖 4.8 構架北端完整支撐尺寸設計圖

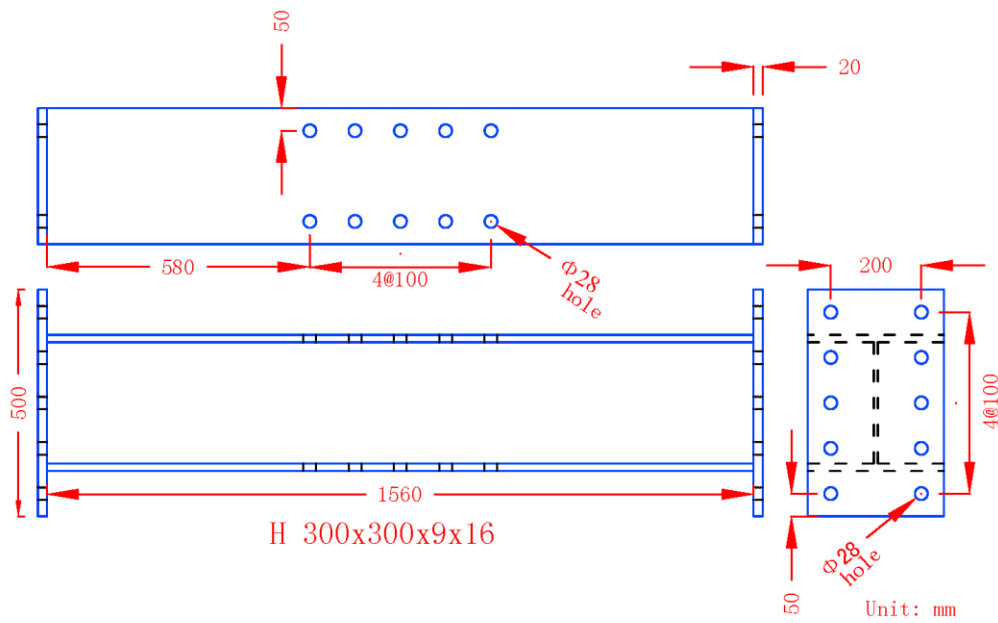


圖 4.9 側向支撐施力軌道梁段尺寸設計圖

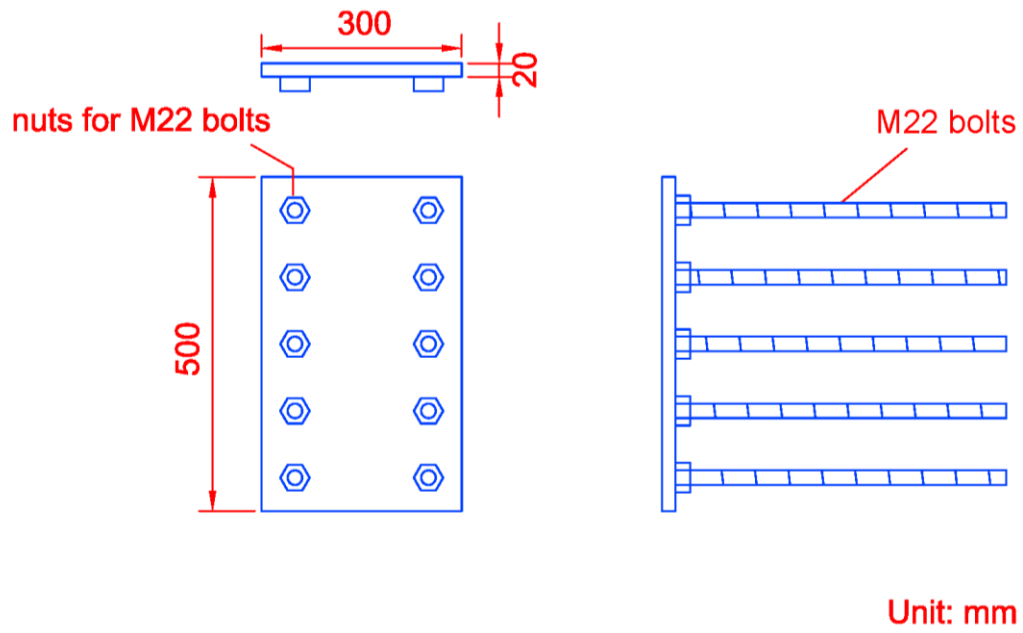
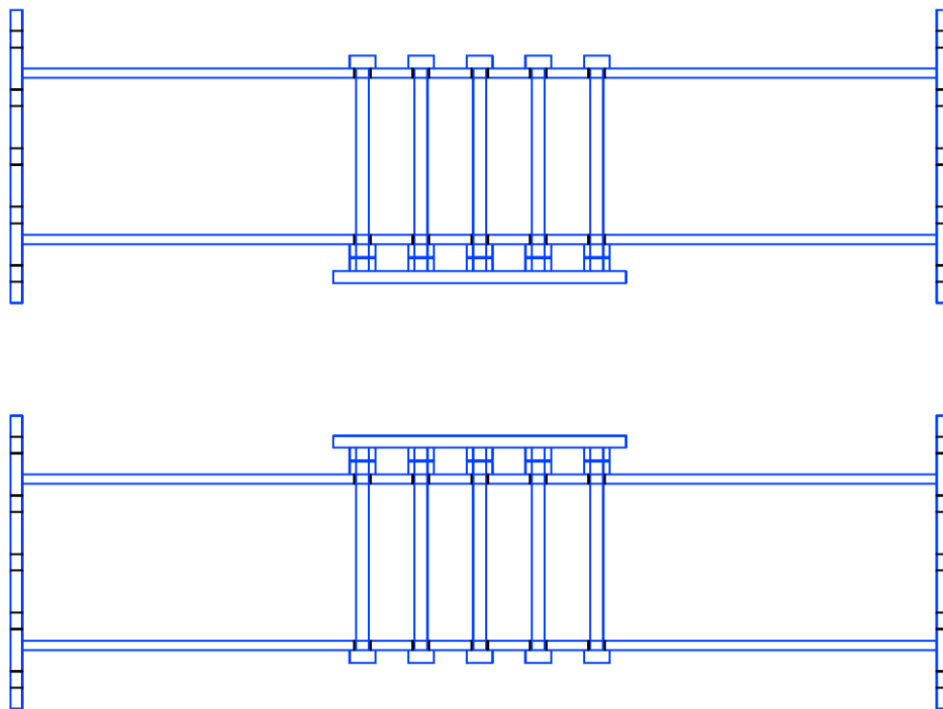


圖 4.10 側向支撐施力軌道擋板尺寸設計圖



Unit: mm

圖 4.11 側向支撐施力軌道梁段與擋板組合圖

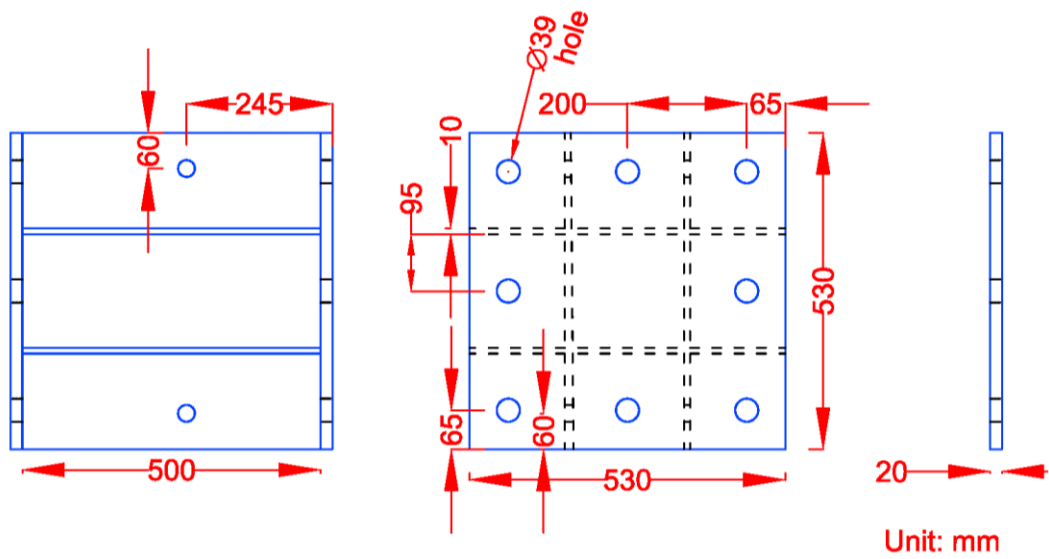


圖 4.12 延長段尺寸設計圖

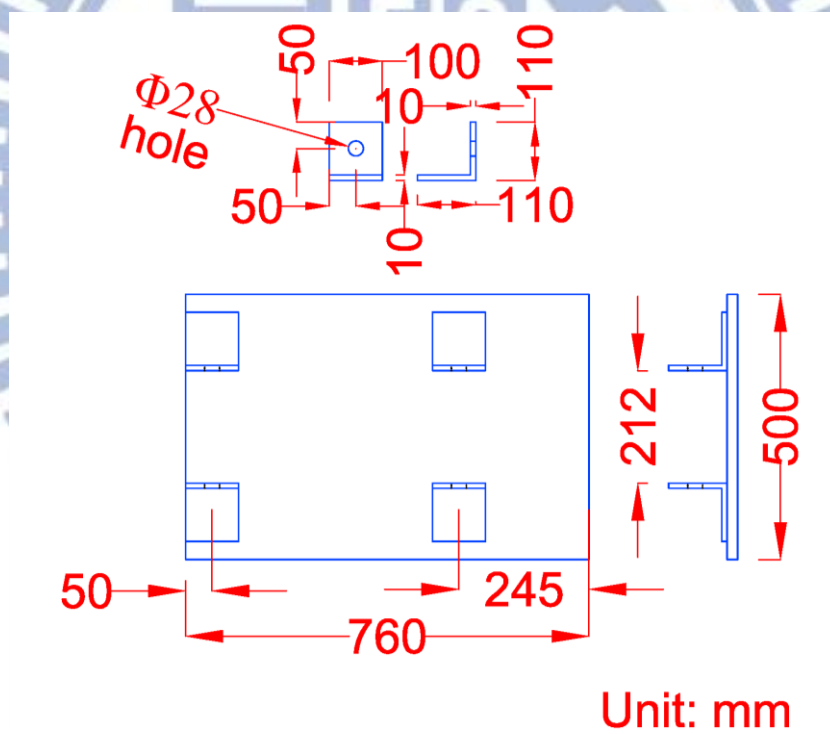


圖 4.13 延長段擋板尺寸設計圖



圖 4.14 油壓致動器施力軌道



圖 4.15 影像量測系統 (NDI)



圖 4.16 拉線式位移計

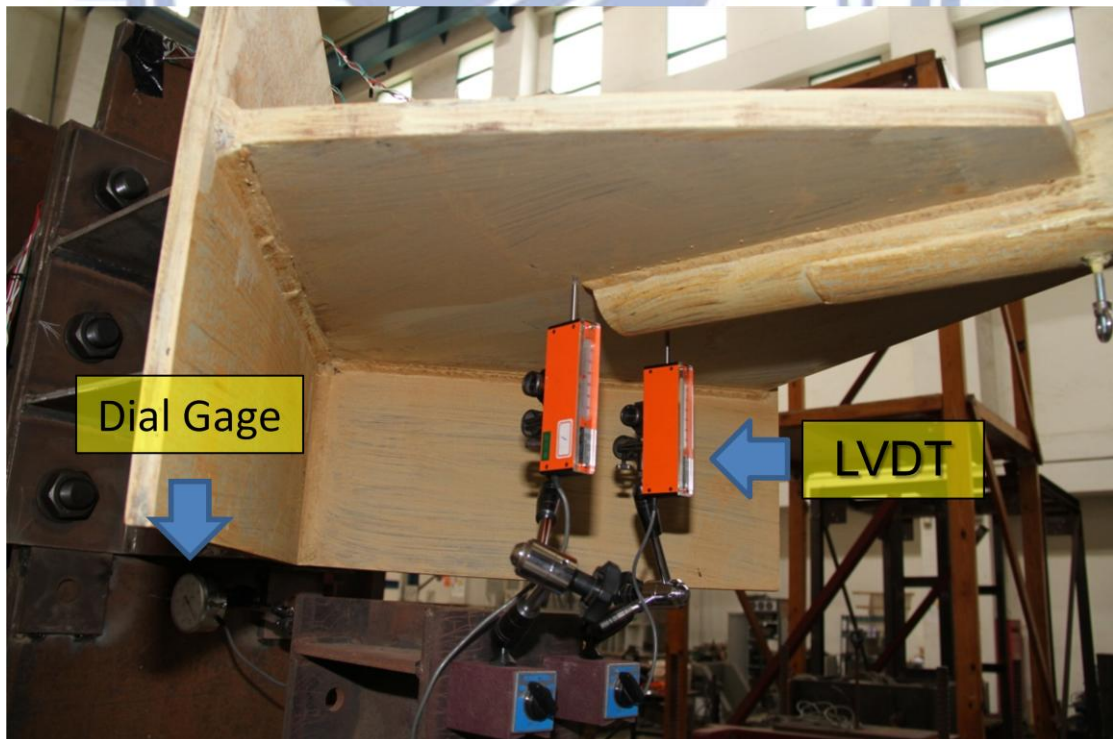


圖 4.17 LVDT 與 Dial Gage

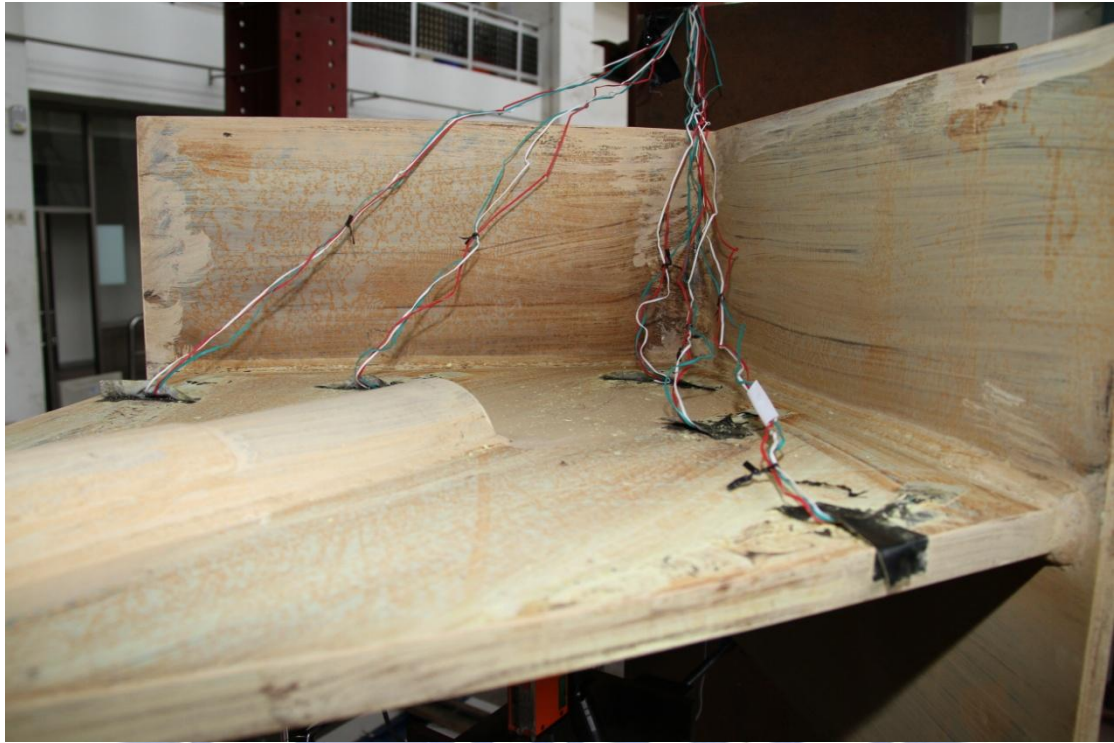


圖 4.18 斜撐構件北端接合板應變計黏貼實際情形



4.2.3 試驗程序

試驗全程採位移控制，油壓致動器水平可移動距離容量為 ± 600 mm，當油壓致動器與實驗試體相接後最多可往南拉 240 mm，最多可向北推 960 mm，試驗位移加載速率試體細長比 100 系列為 3 mm/s，試體細長比 70 系列為 1 mm/s。試驗首先必須先完成前置作業，包含組裝試體、黏貼應變計、塗石膏漆、架設量測儀器與接數據傳輸線等。為了即時清楚地觀察實驗試體的變形與破壞，實驗試體從斜撐中央向向斜撐兩端各 900 mm 處都均勻塗抹加入乳黃色色母的石膏漆，另外從接合板向斜撐加勁接合處延伸 200 mm 亦全部均勻塗上石膏漆。前置作業完成後方可進行試驗，實驗進行時在實驗試體南端輸入靜態加載歷時，將軸力透過接合板傳入斜撐構材，油壓致動器先向南拉再向北推，油壓致動器南拉時斜撐試體受拉，力量與位移顯示皆為正值，油壓致動器向北時斜撐試體受壓，力量與位移顯示皆為負值。當每個目標層間位移的第 1 迴圈正負峰值達到時，對南北接合板與整體斜撐進行拍照並記錄所有試體上的變化，試驗過程全程錄影，直至斜撐斷裂後試驗才宣告結束，整體過程如表 4.6 所示。

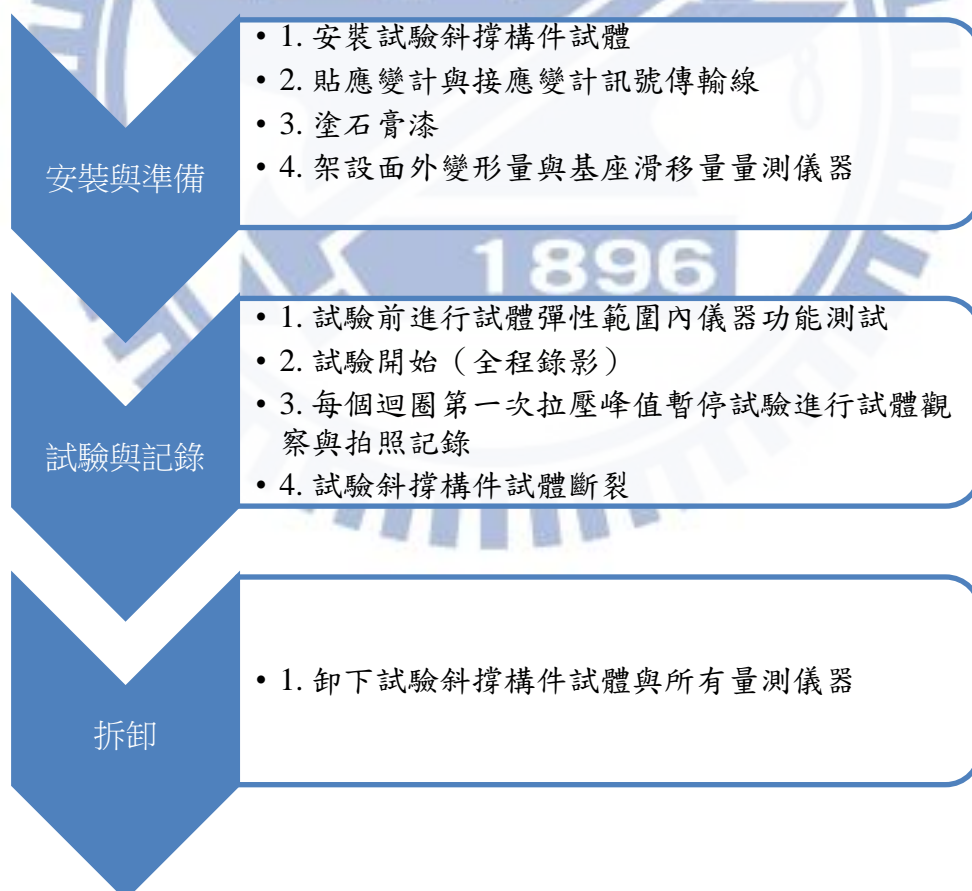


表 4.6 試驗流程表

4.3 試體行為

本節將把此次實驗的六支圓管試體（包含三種不同加載歷時與兩種斜撐斷面搭配）在反覆載重試驗的過程與行為詳細描述。

4.3.1 試體編號 M100

試體 M100 細長比為 104.7，寬厚比為 33.7，試驗過程施加 MRF 加載歷時，實驗開始斜撐先受拉，於第一圈 DR= 0.375% 弧度（層間位移為 12.1 mm）受壓時，斜撐明顯看出已經產生整體挫屈，此時致動器顯示最大挫屈強度為 173.4 kN，如圖 4.19、圖 4.20 所示。接著於 DR= 0.5% 弧度（層間位移為 16.2 mm）受壓時，斜撐中段發生嚴重的局部挫屈，並在 DR= 0.5% 弧度第六圈受拉時斜撐產生微小開裂，如圖 4.21、圖 4.22 所示。最後在 DR= 0.75% 弧度（層間位移為 24.2 mm）第一圈受拉時斜撐斷裂，至此接合板上石膏漆皆沒有發現明顯掉漆之情形，斜撐試體試驗情形如圖 4.23、圖 4.24 所示，全程觀測記錄如表 4.7 所示。

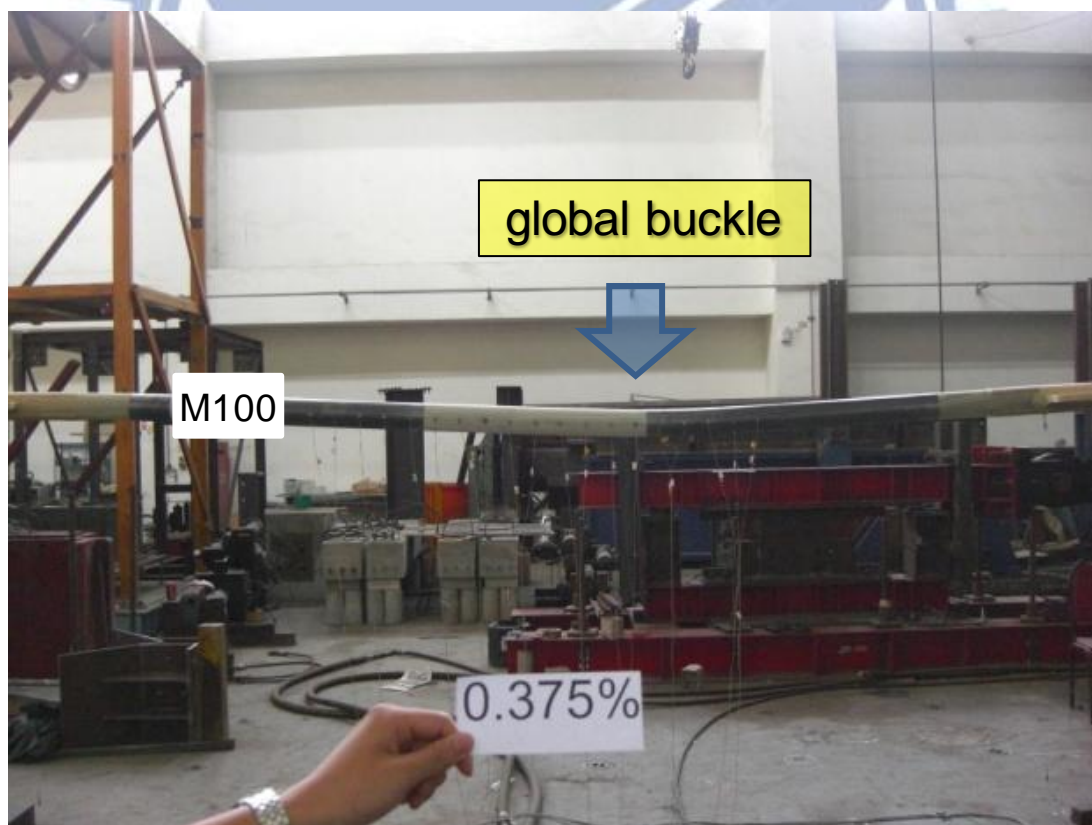


圖 4.19 試體 M100 斜撐發生整體挫屈情形(1) (DR=0.375%)

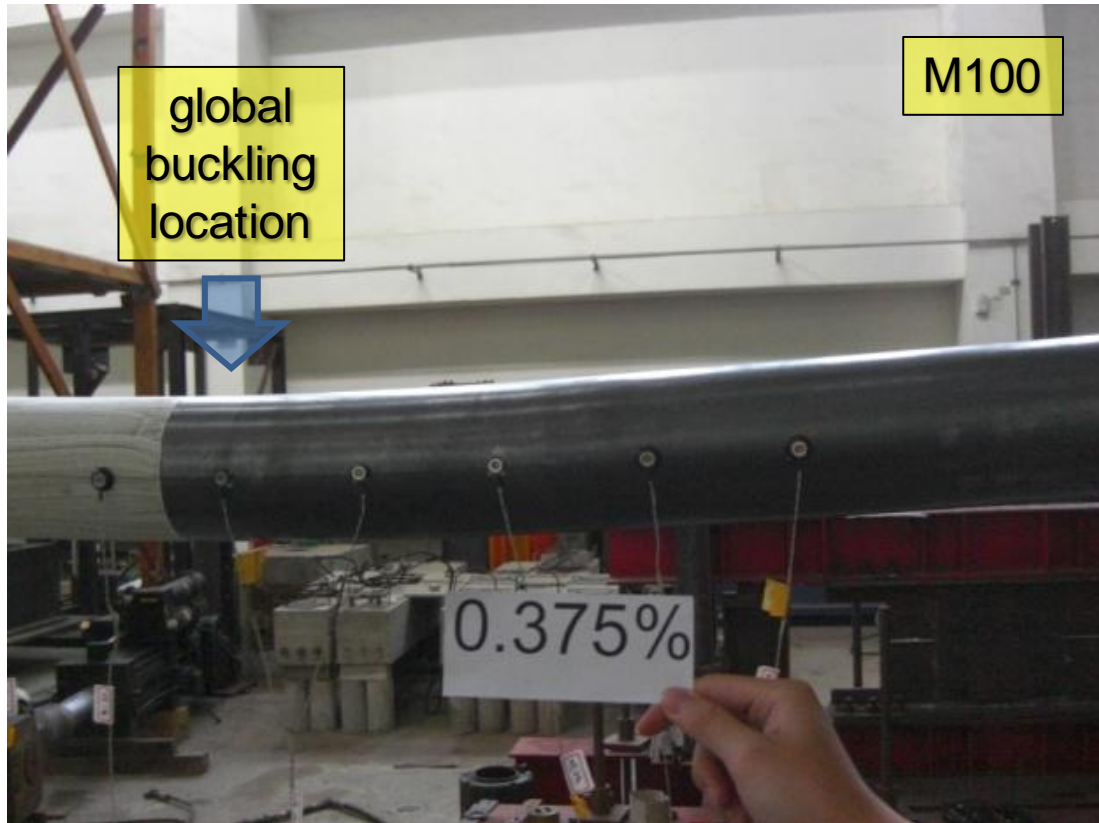


圖 4.20 試體 M100 斜撐發生整體挫屈情形(2) (DR=0.375%)



圖 4.21 試體 M100 斜撐中段發生局部挫屈情形(1) (DR=0.5%)

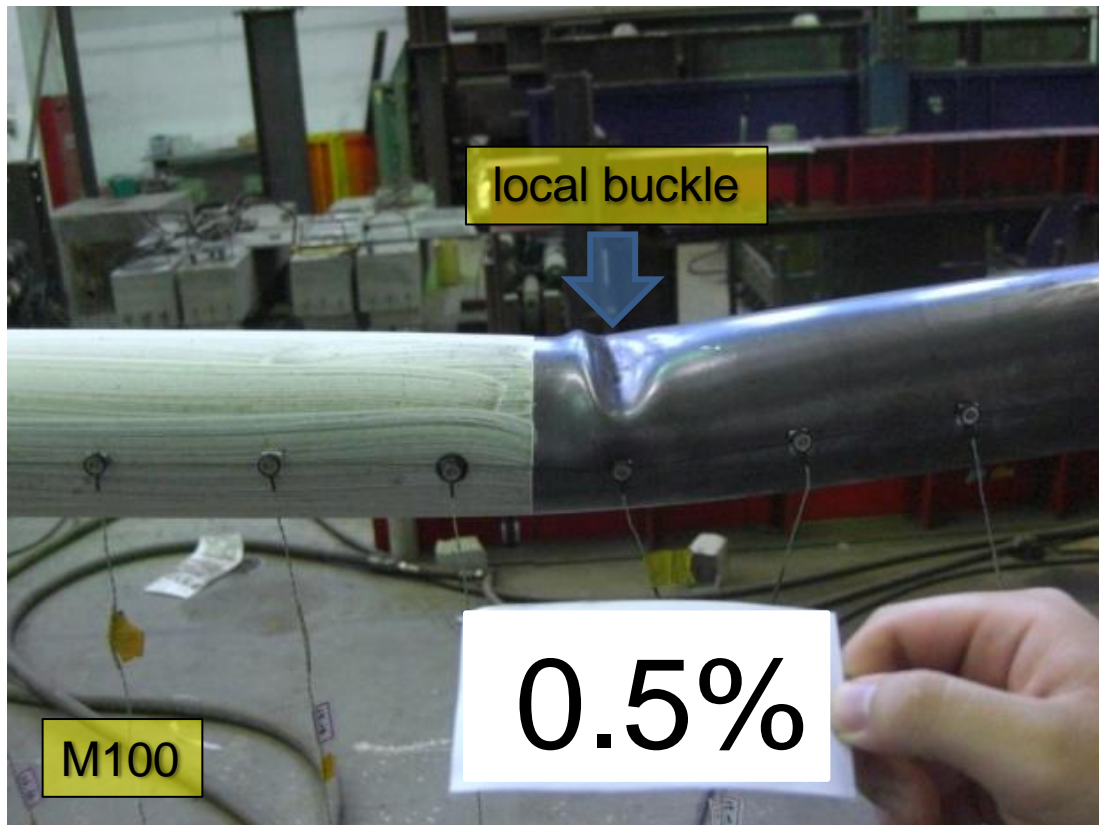


圖 4.22 試體 M100 斜撐中段發生局部挫屈情形(2) (DR=0.5%)

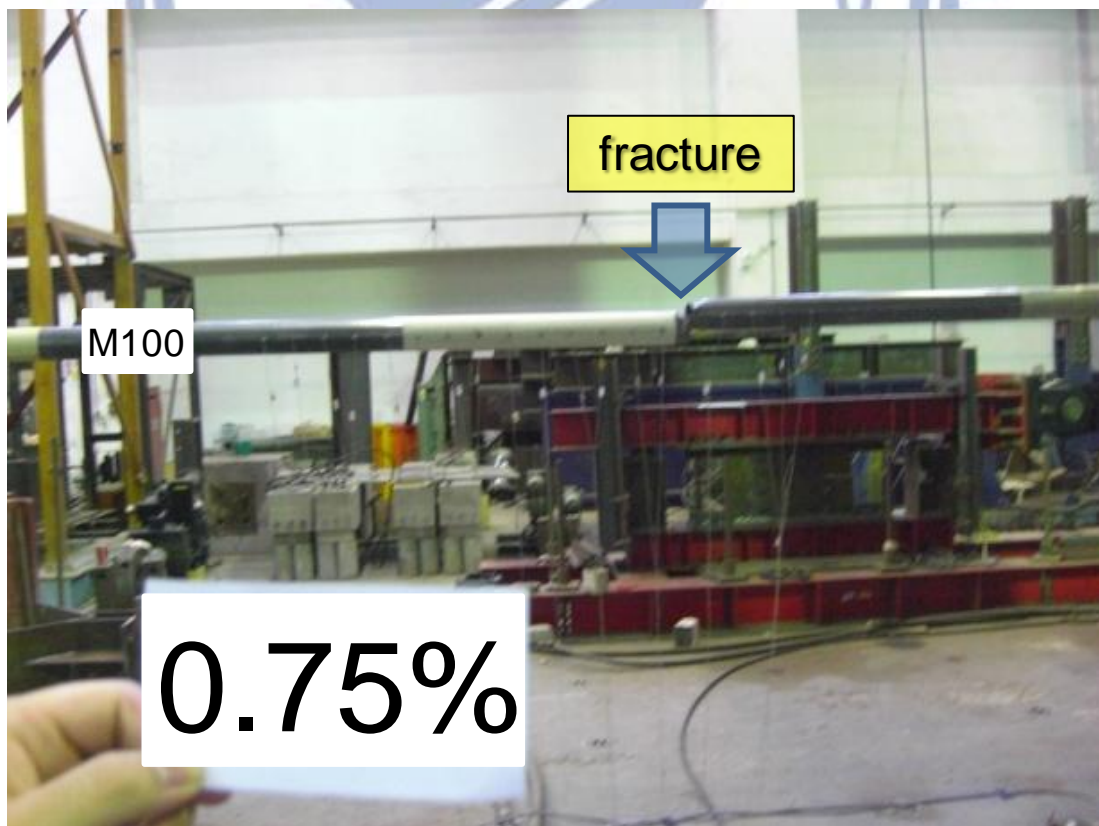


圖 4.23 試體 M100 斜撐發生斷裂情形(1) (DR=0.75%)

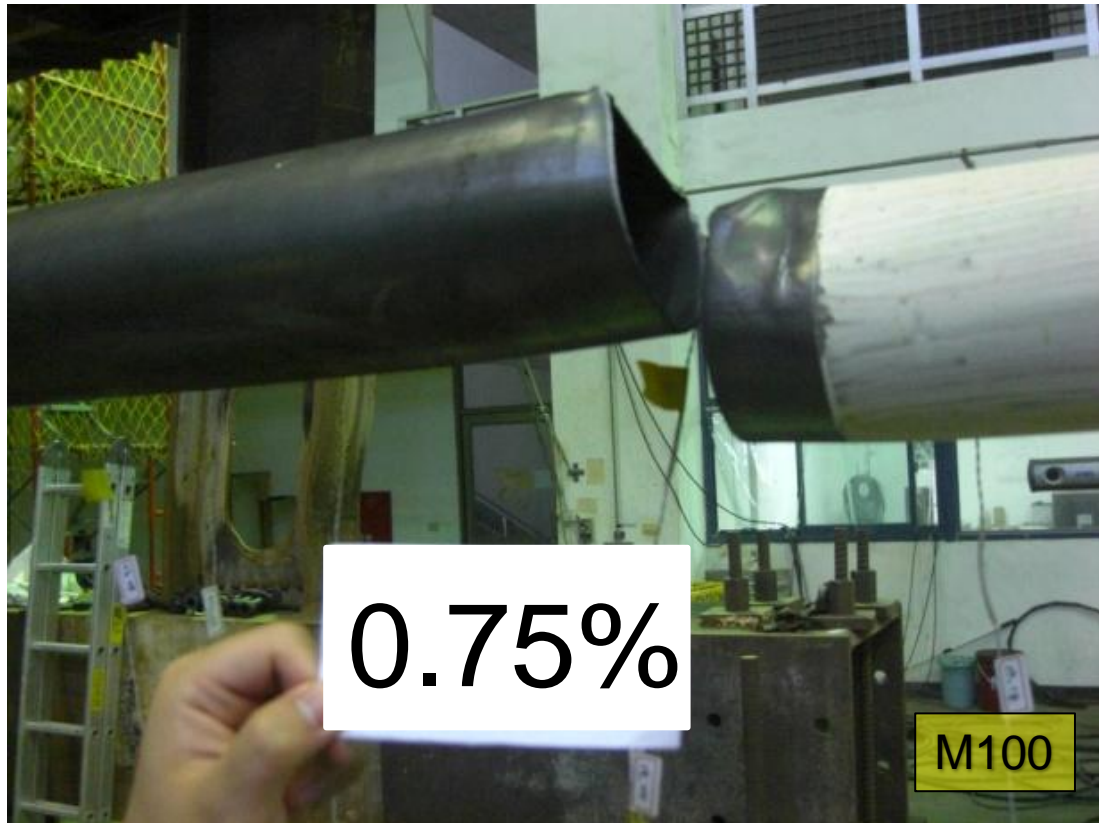


圖 4.24 試體 M100 斜撐發生斷裂情形(2) (DR=0.75%)



4.3.2 試體編號 E100

試體 E100 細長比為 104.7，寬厚比為 33.7，試驗過程施加 EBF 加載歷時，實驗開始斜撐先受拉，於 $DR=0.212\%$ 弧度（層間位移為 6.8 mm）受壓時，斜撐可看出已經產生整體挫屈，此時致動器顯示最大挫屈強度為 191.9 kN，如圖 4.25、圖 4.26 所示。接著於 $DR=0.423\%$ 弧度（層間位移為 13.7 mm）受壓時，斜撐北端與加勁斷面接合處發生明顯的局部挫屈，如圖 4.27、圖 4.28 所示。於 $DR=0.529\%$ 弧度（層間位移為 17.1 mm）受壓時，斜撐中段也產生明顯局部挫屈，如圖 4.29 所示，而斜撐北端的局部挫屈則更加明顯，如圖 4.30 所示。於 $DR=0.952\%$ 弧度（層間位移為 30.8 mm）受壓時，斜撐南端與加勁斷面接合處的石膏漆也開始剝落，如圖 4.31 所示。於 $DR=1.27\%$ 弧度（層間位移為 41 mm）受壓時，斜撐南端與加勁斷面接合處開始發生明顯的局部挫屈，如圖 4.34 所示。於 $DR=1.587\%$ 弧度（層間位移為 51.3 mm）受拉時，斜撐明顯開裂但尚未斷裂，如圖 4.37 所示。於 $DR=2.116\%$ 弧度（層間位移為 68.4 mm）受拉時，斜撐斷裂，如圖 4.38 所示。至此接合板上石膏漆皆沒有發現明顯掉漆之情形，全程觀測記錄如表 4.7 所示。

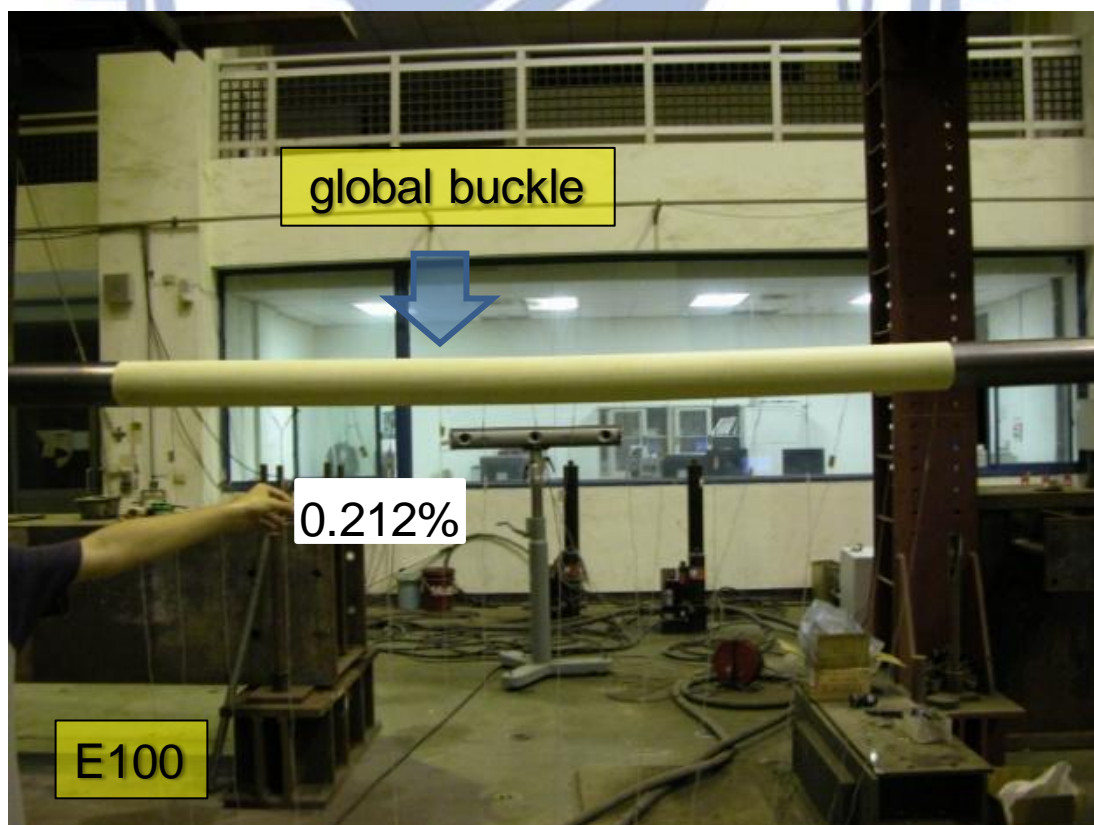


圖 4.25 試體 E100 斜撐發生整體挫屈情形(1) ($DR=0.212\%$)

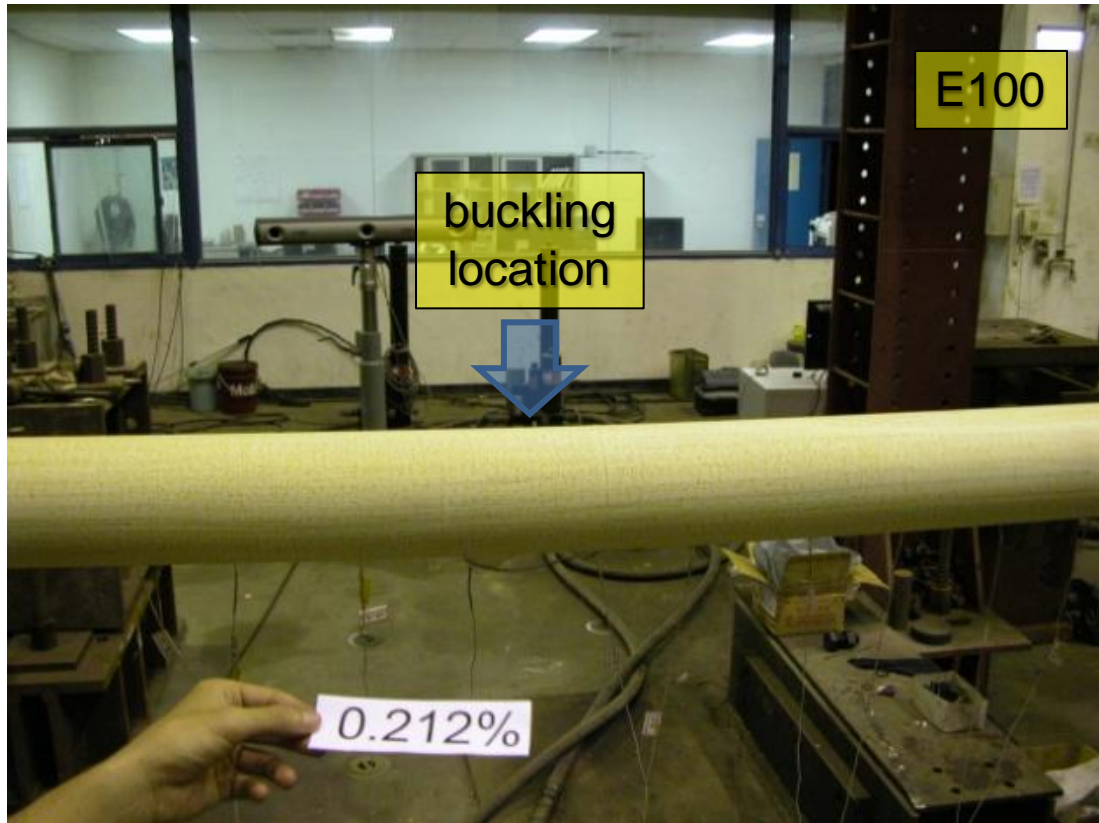


圖 4.26 試體 E100 斜撐發生整體挫屈情形(2) (DR=0.212%)

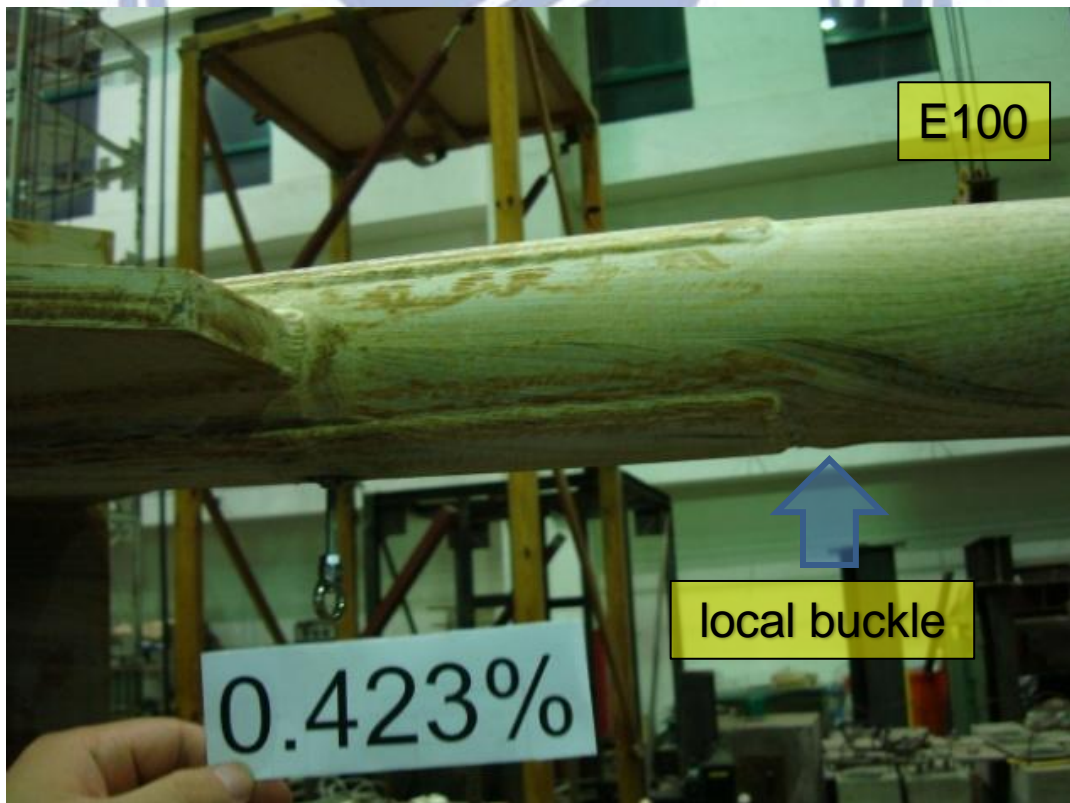


圖 4.27 試體 E100 斜撐北端發生局部挫屈情形(1) (DR=0.423%)



圖 4.28 試體 E100 斜撐北端發生局部挫屈情形(2) (DR=0.423%)

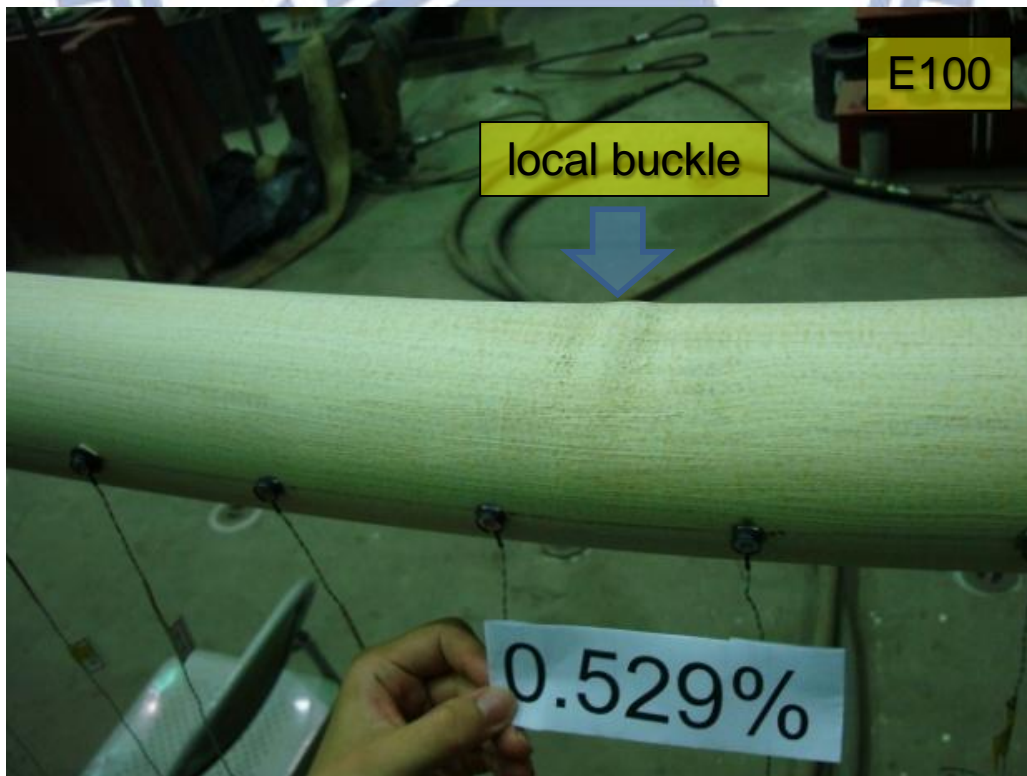


圖 4.29 試體 E100 斜撐中段發生局部挫屈情形 (DR=0.529%)



圖 4.30 試體 E100 斜撐斜撐北端發生局部挫屈情形 (DR=0.529%)

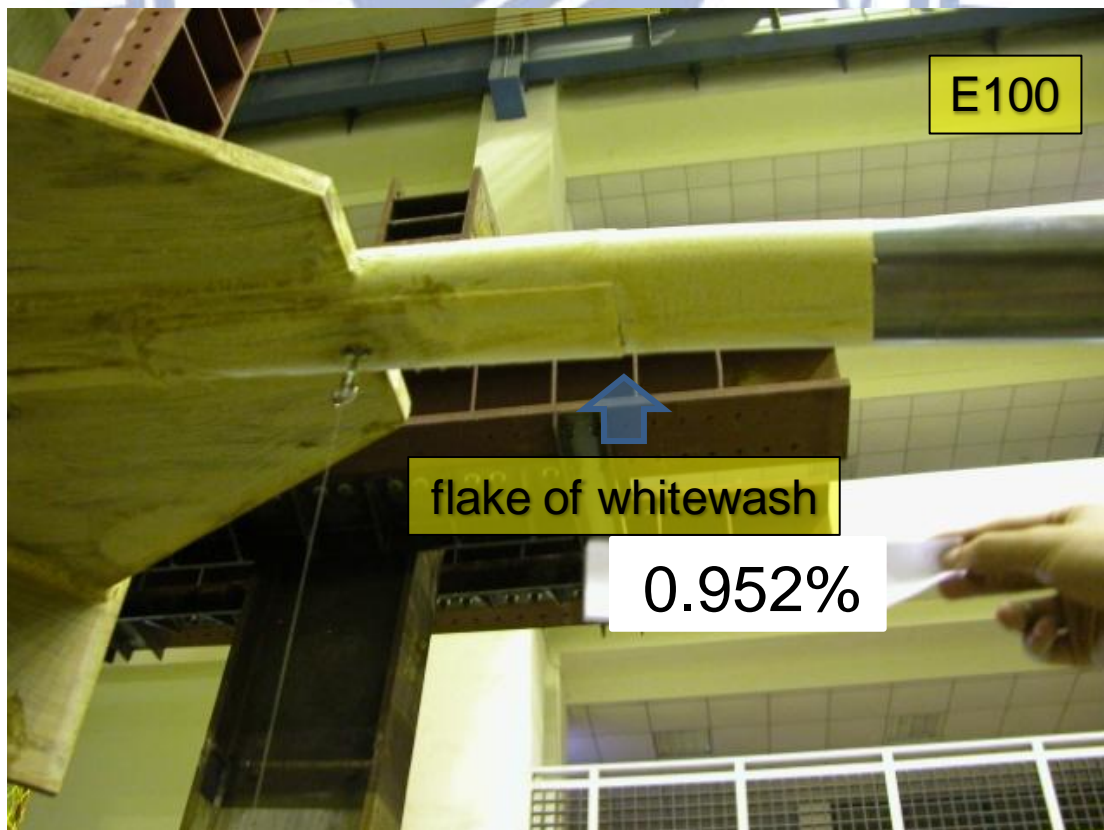


圖 4.31 試體 E100 斜撐南端石膏漆開始剝落情形 (DR=0.952%)

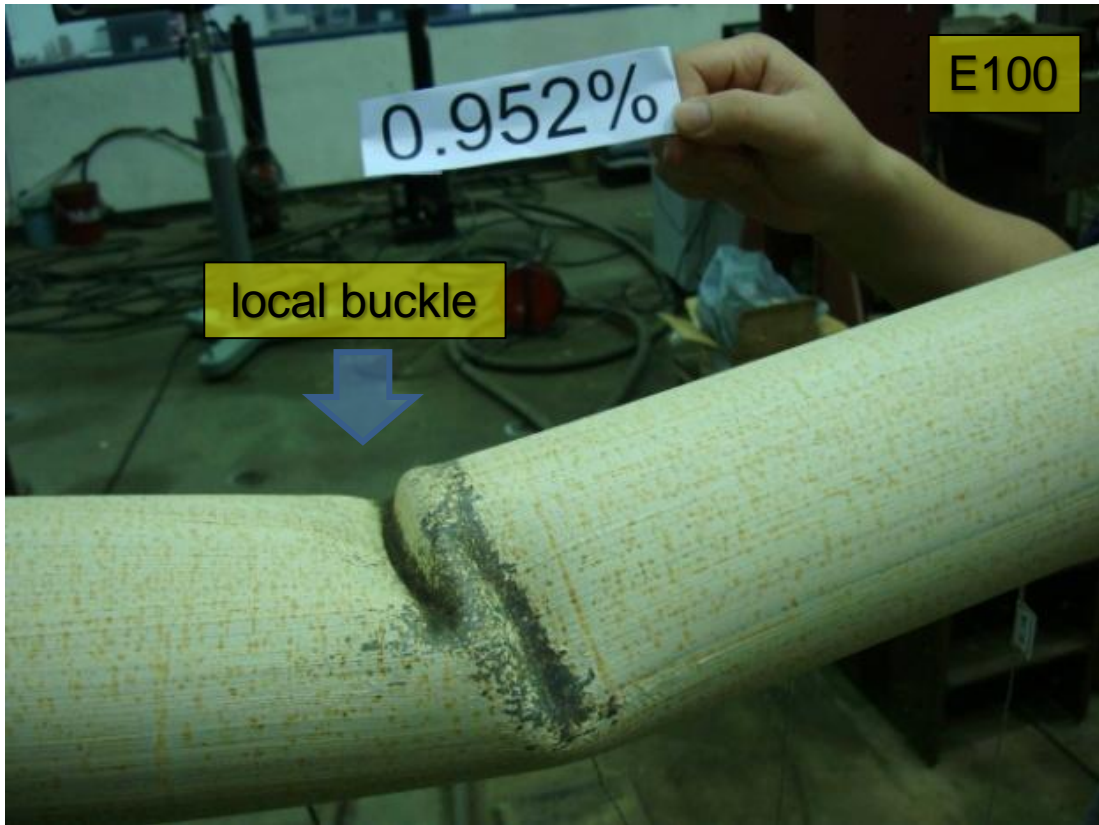


圖 4.32 試體 E100 斜撐中段局部挫屈情形 (DR=0.952%)

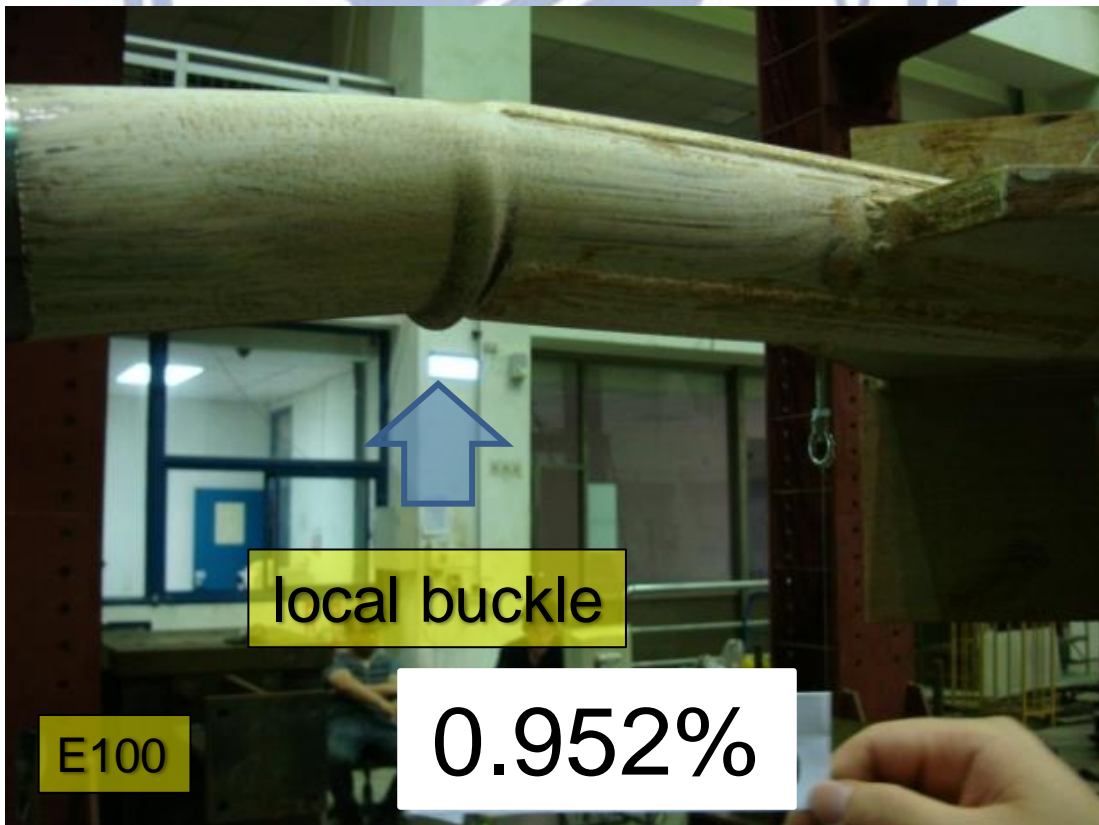


圖 4.33 試體 E100 斜撐斜撐北端局部挫屈情形 (DR=0.952%)

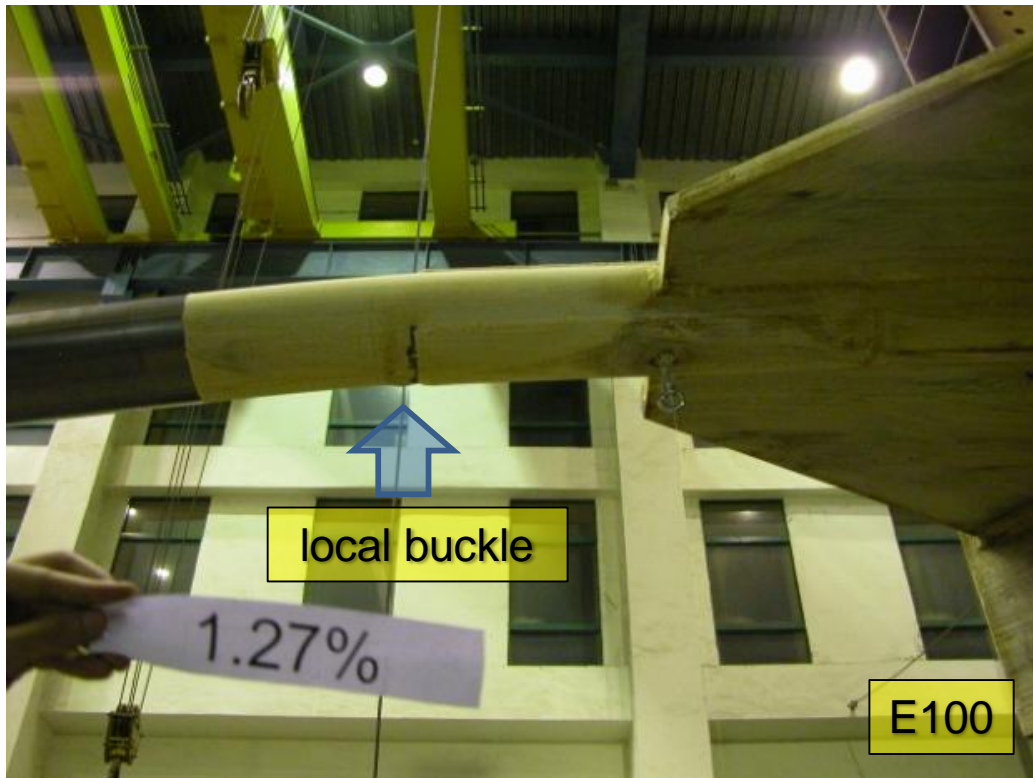


圖 4.34 試體 E100 斜撐南端發生局部挫屈情形 (DR=1.27%)



圖 4.35 試體 E100 斜撐中段局部挫屈情形 (DR=1.27%)

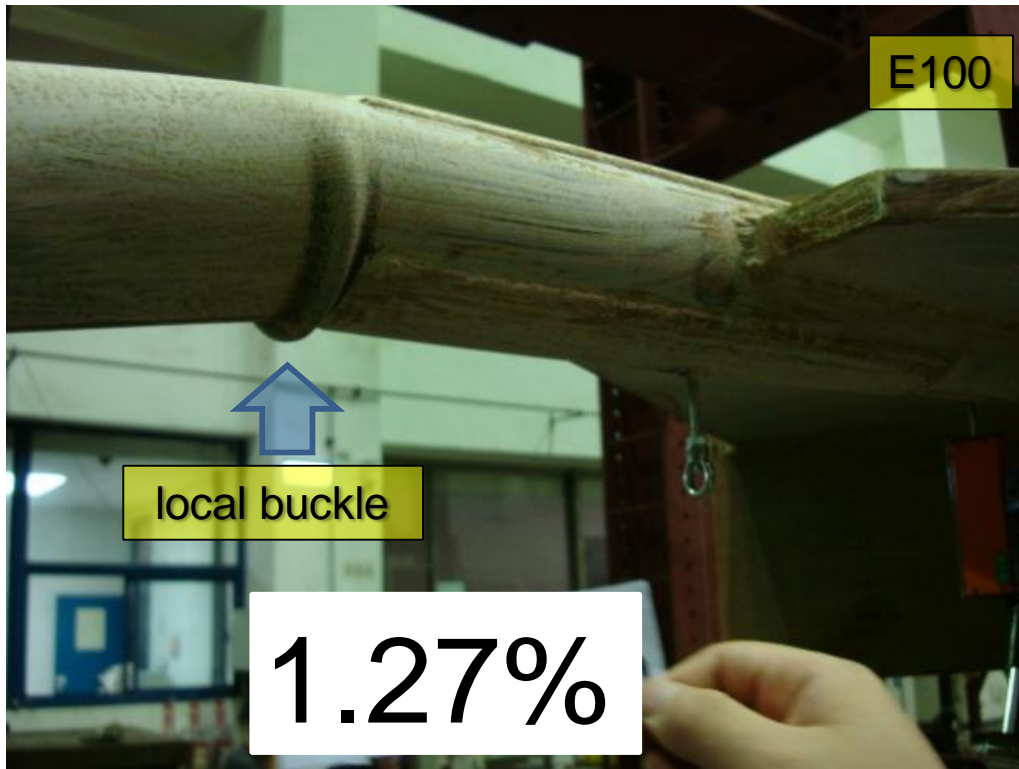


圖 4.36 試體 E100 斜撐斜撐北端局部挫屈情形 (DR=1.27%)

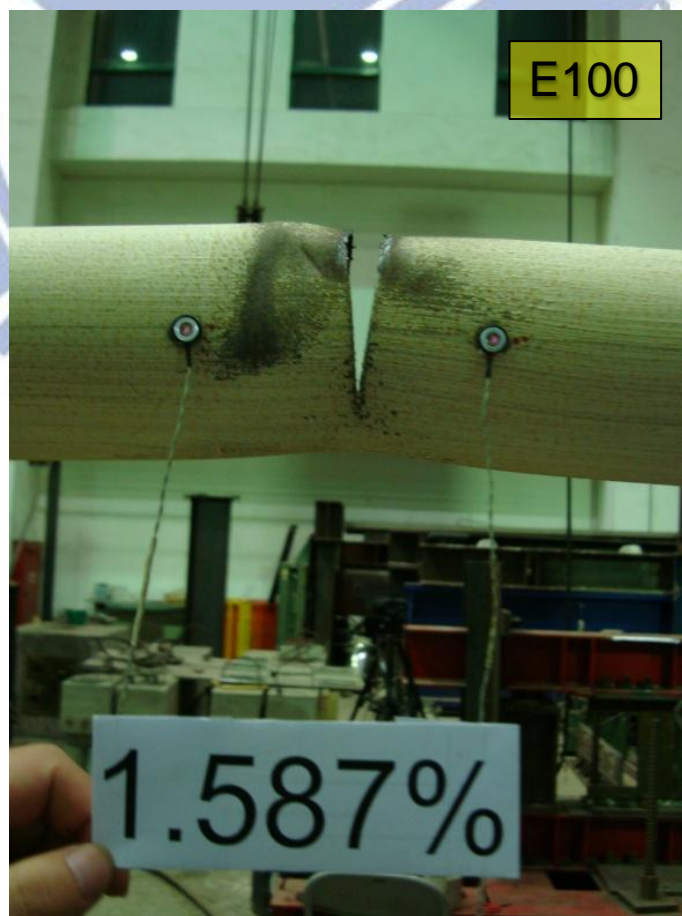


圖 4.37 試體 E100 斜撐中段發生開裂情形 (DR=1.587%)

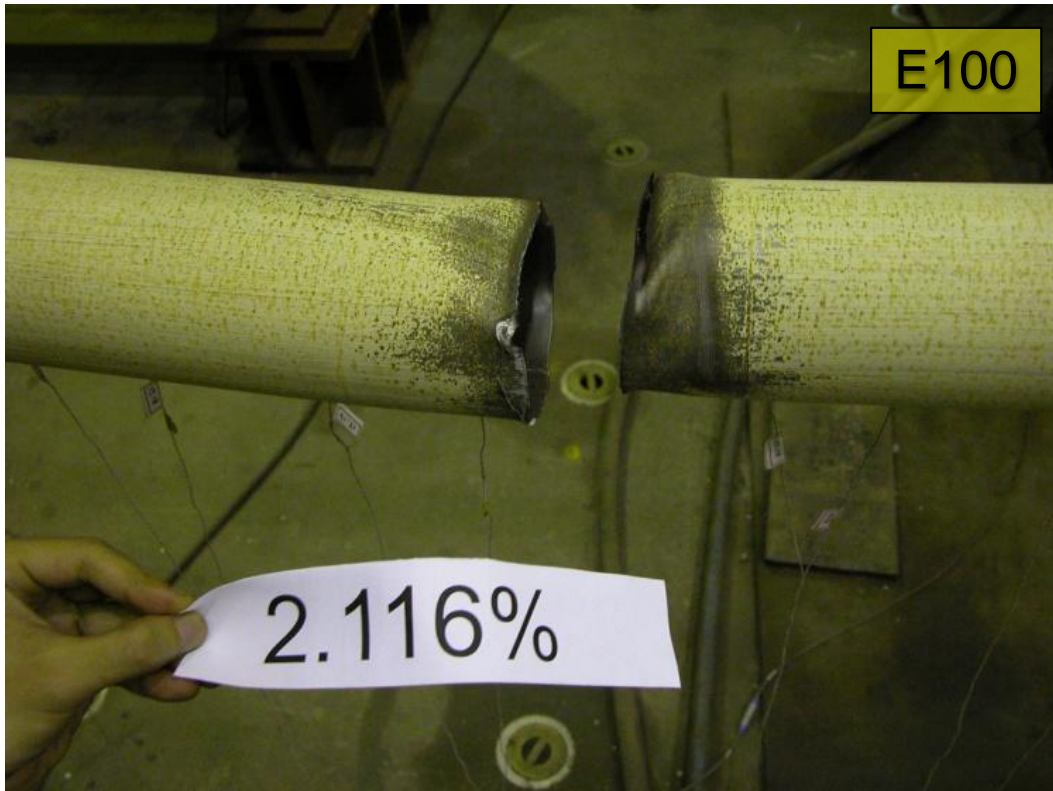


圖 4.38 試體 E100 斜撐發生斷裂情形 (DR=2.116%)



圖 4.39 試體 E100 斜撐北端局部挫屈情形 (DR=2.116%)

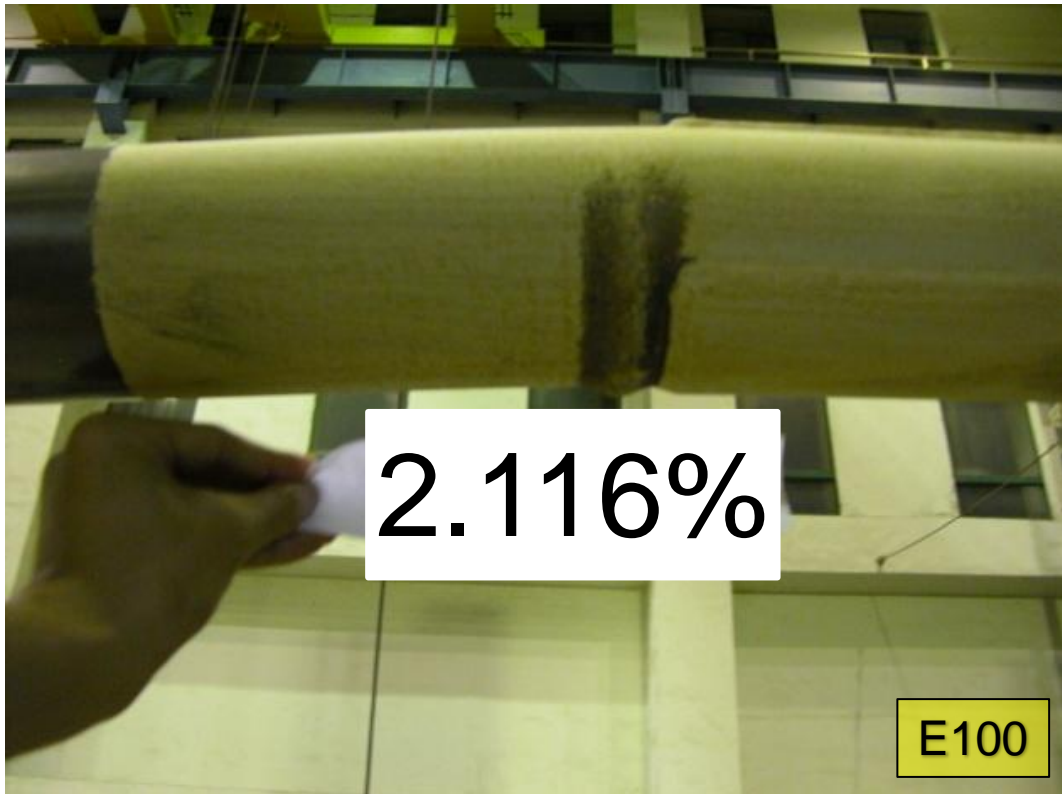


圖 4.40 試體 E100 斜撐南端局部挫屈情形 (DR=2.116%)



4.3.3 試體編號 C100

試體 C100 細長比為 104.7，寬厚比為 33.7，試驗過程施加 CBF 加載歷時，實驗開始斜撐先受拉，於 DR= 0.3% 弧度（層間位移為 9.7 mm）受壓時，斜撐可看出已經產生整體挫屈並未發現任何的局部挫屈，此時致動器顯示最大挫屈強度為 237.7 kN，如圖 4.41、圖 4.42 所示。在此之前斜撐皆為彈性行為。接著於 DR= 0.5% 弧度（層間位移為 16.2 mm）受壓時，斜撐中段發生明顯的局部挫屈，如圖 4.43、圖 4.44 所示，同時斜撐北端與加勁斷面接合處也發現明顯的局部挫屈，如圖 4.45 所示。於 DR= 1% 弧度（層間位移為 32.3 mm）受拉時，斜撐發現嚴重開裂行為但尚未斷裂，受壓時，斜撐南端及斜撐北端與加勁斷面接合處發生明顯的局部挫屈，如圖 4.52 至圖 4.55 所示。最後於 DR= 1.5% 弧度（層間位移為 48.5 mm）受拉時斜撐斷裂，如圖 4.56、圖 4.57 所示。至此接合板上石膏漆皆沒有發現明顯掉漆之情形，全程觀測記錄如表 4.7 所示。

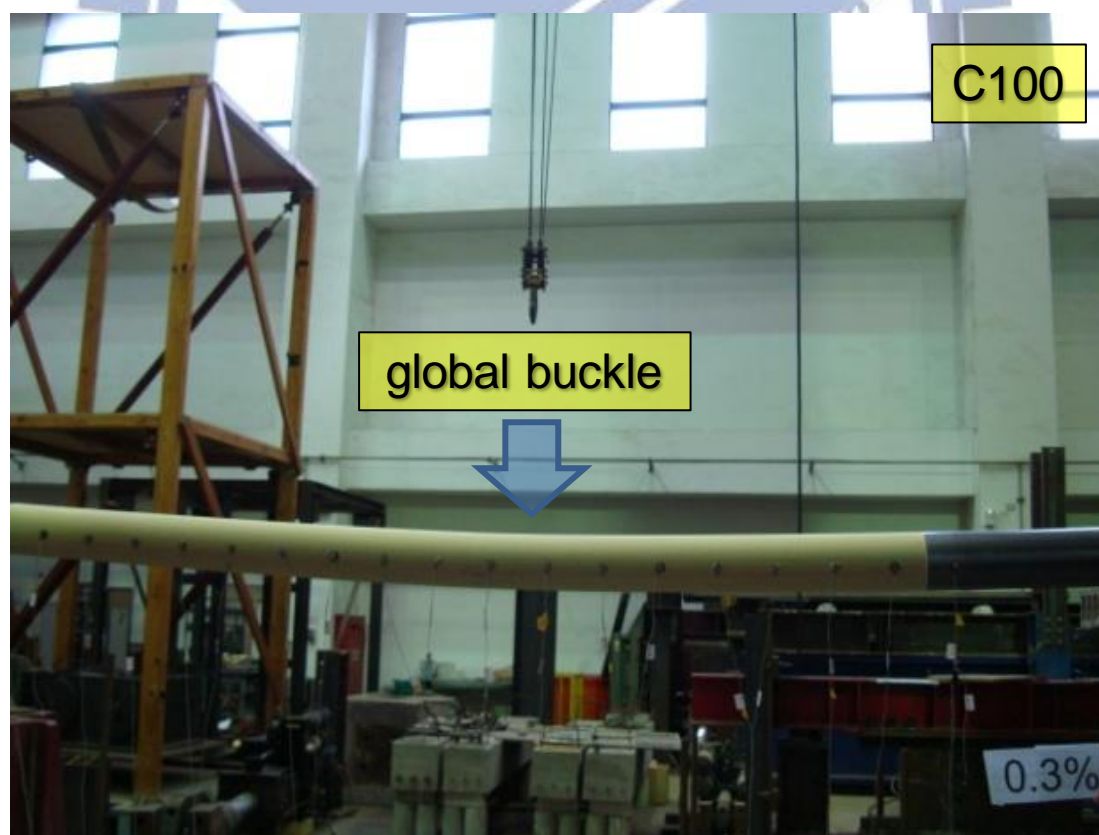


圖 4.41 試體 C100 斜撐發生整體挫屈情形(1) (DR=0.3%)

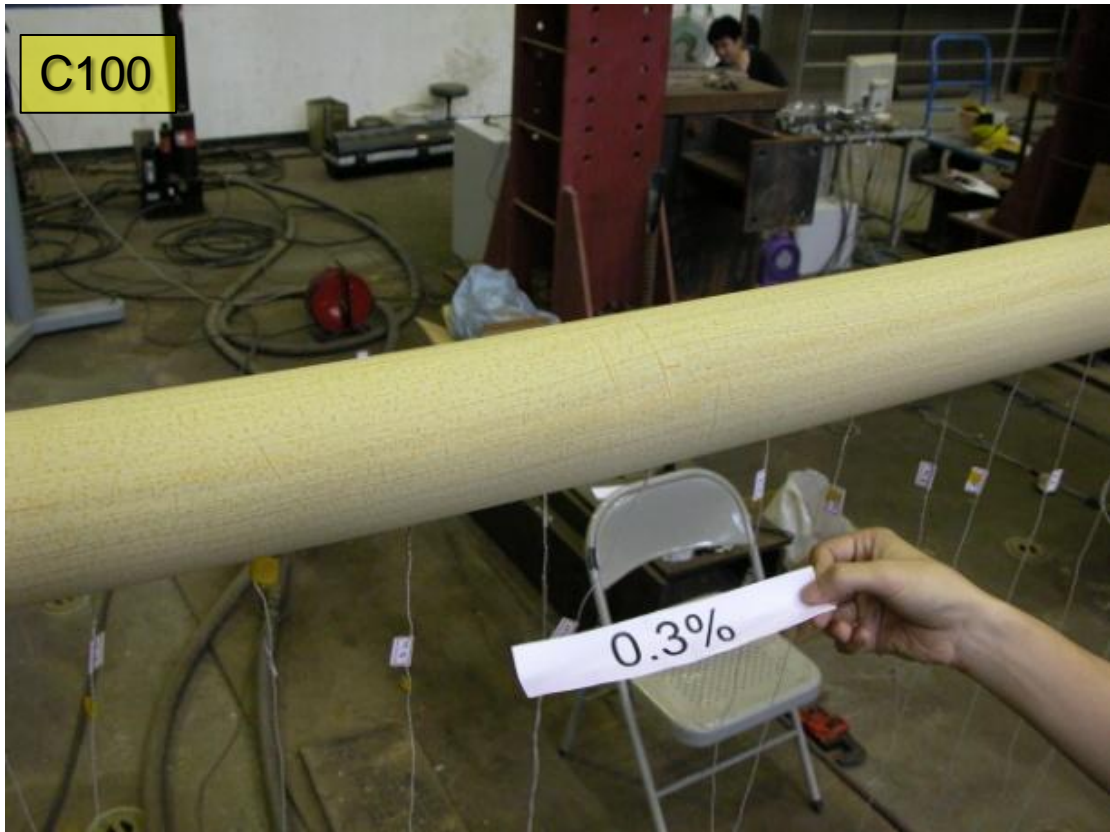


圖 4.42 試體 C100 斜撐發生整體挫屈情形(2) (DR=0.3%)

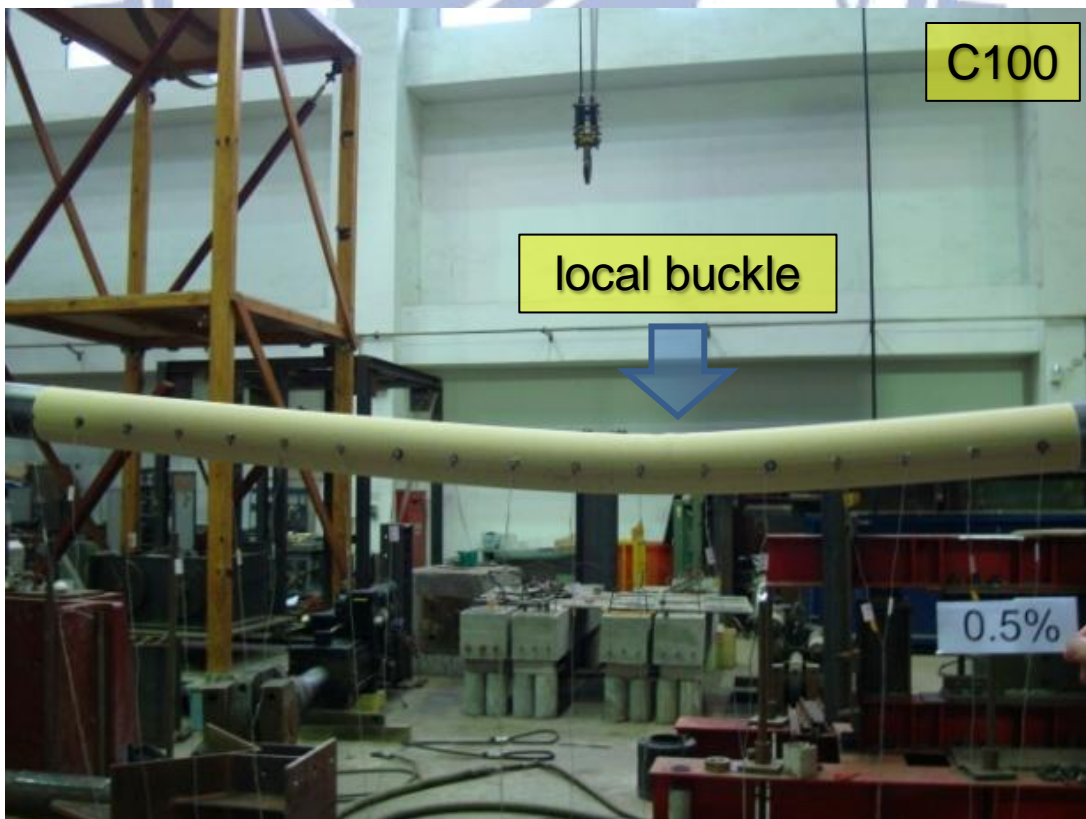


圖 4.43 試體 C100 斜撐中段發生局部挫屈情形(1) (DR=0.5%)

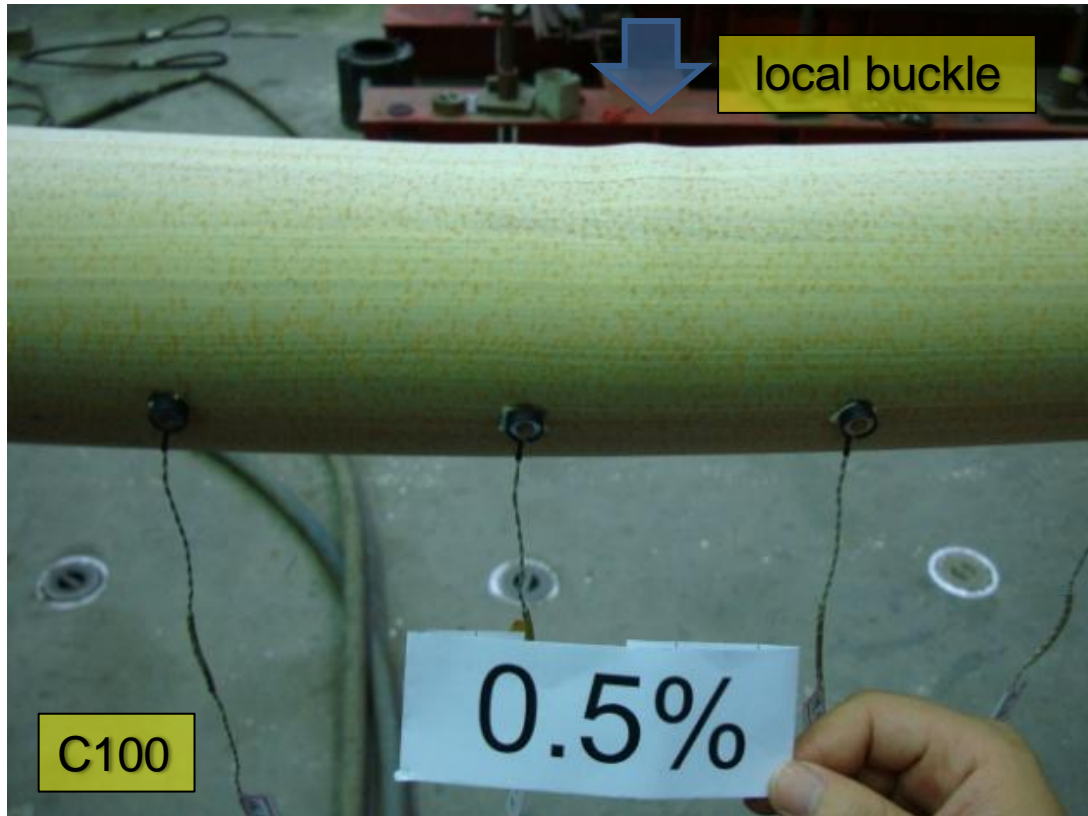


圖 4.44 試體 C100 斜撐中段發生局部挫屈情形(2) (DR=0.5%)

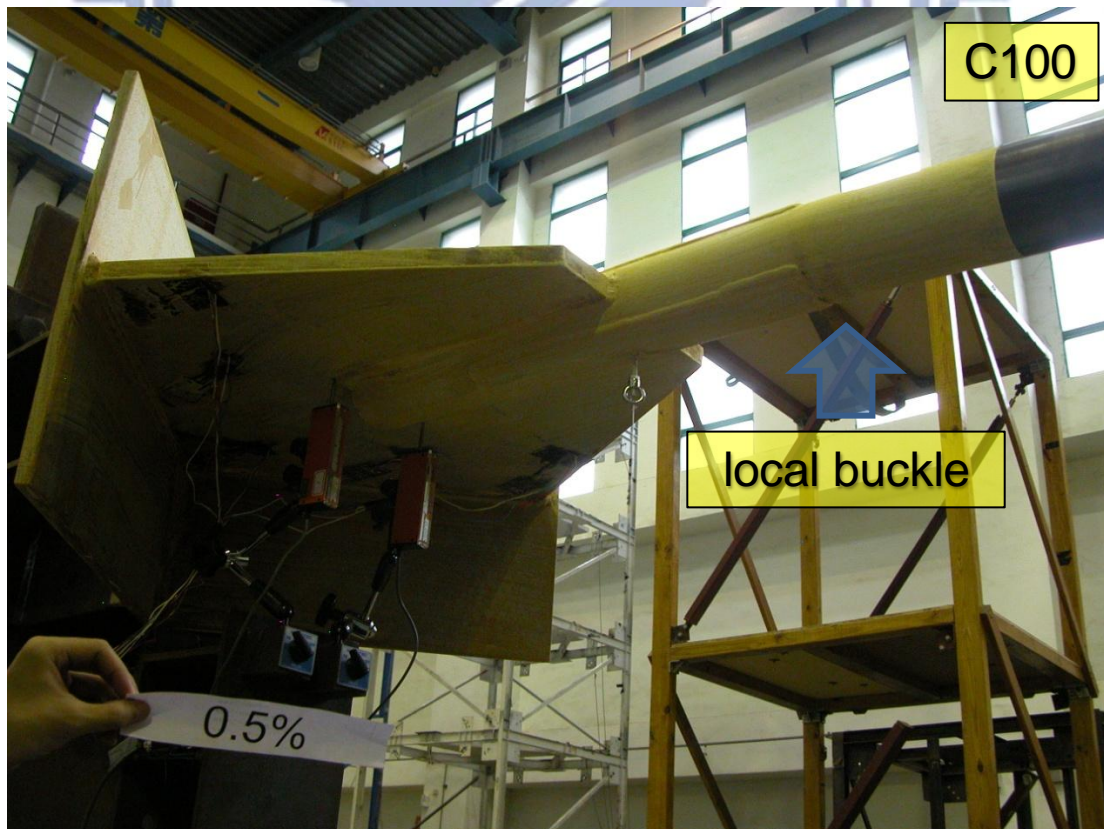


圖 4.45 試體 C100 斜撐北端發生局部挫屈情形 (DR=0.5%)

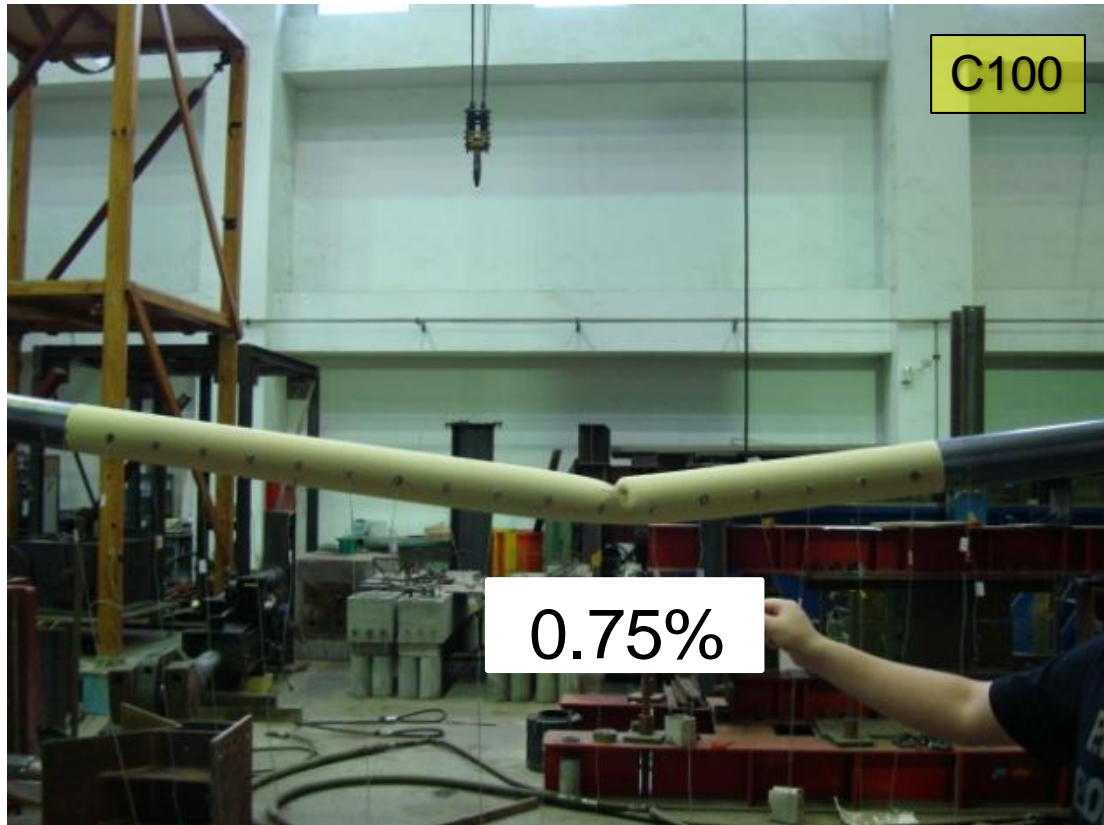


圖 4.46 試體 C100 斜撐中段局部挫屈情形(1) (DR=0.75%)



圖 4.47 試體 C100 斜撐中段局部挫屈情形(2) (DR=0.75%)

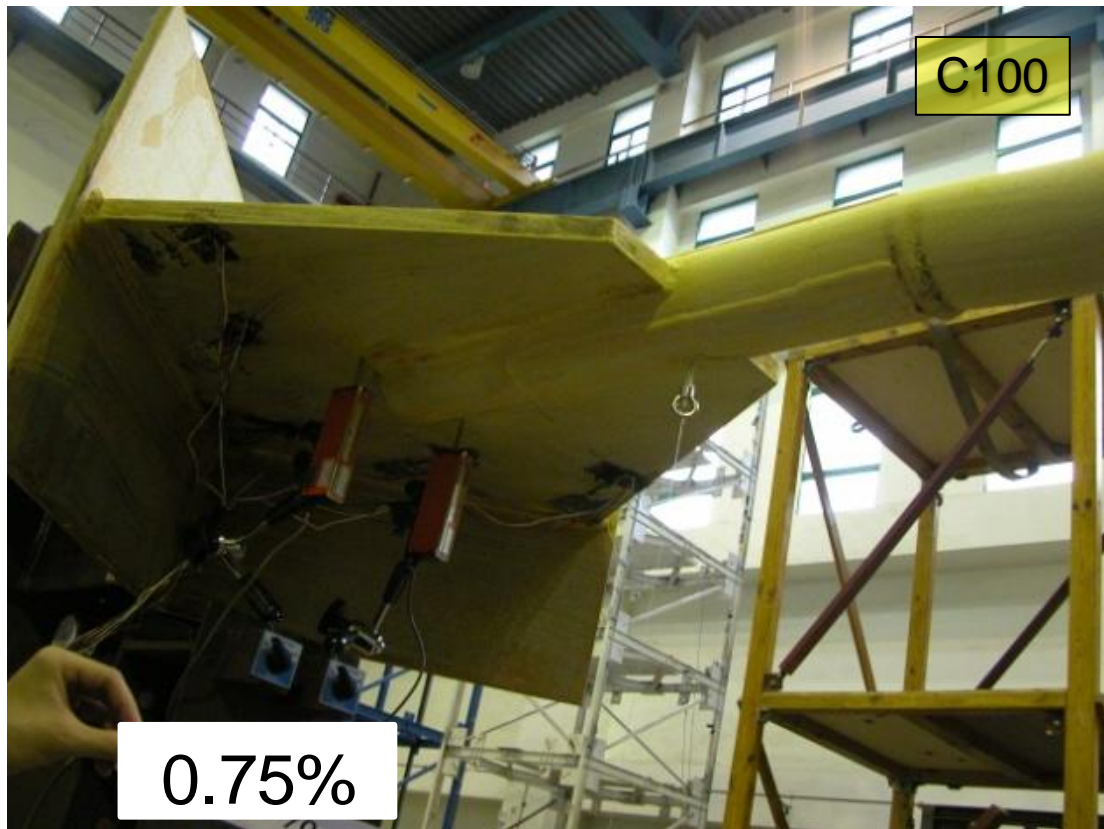


圖 4.48 試體 C100 斜撐北端局部挫屈情形(1) (DR=0.75%)



圖 4.49 試體 C100 斜撐北端局部挫屈情形(2) (DR=0.75%)



圖 4.50 試體 C100 斜撐中段開裂情形(1) (DR=1%)



圖 4.51 試體 C100 斜撐中段開裂情形(2) (DR=1%)

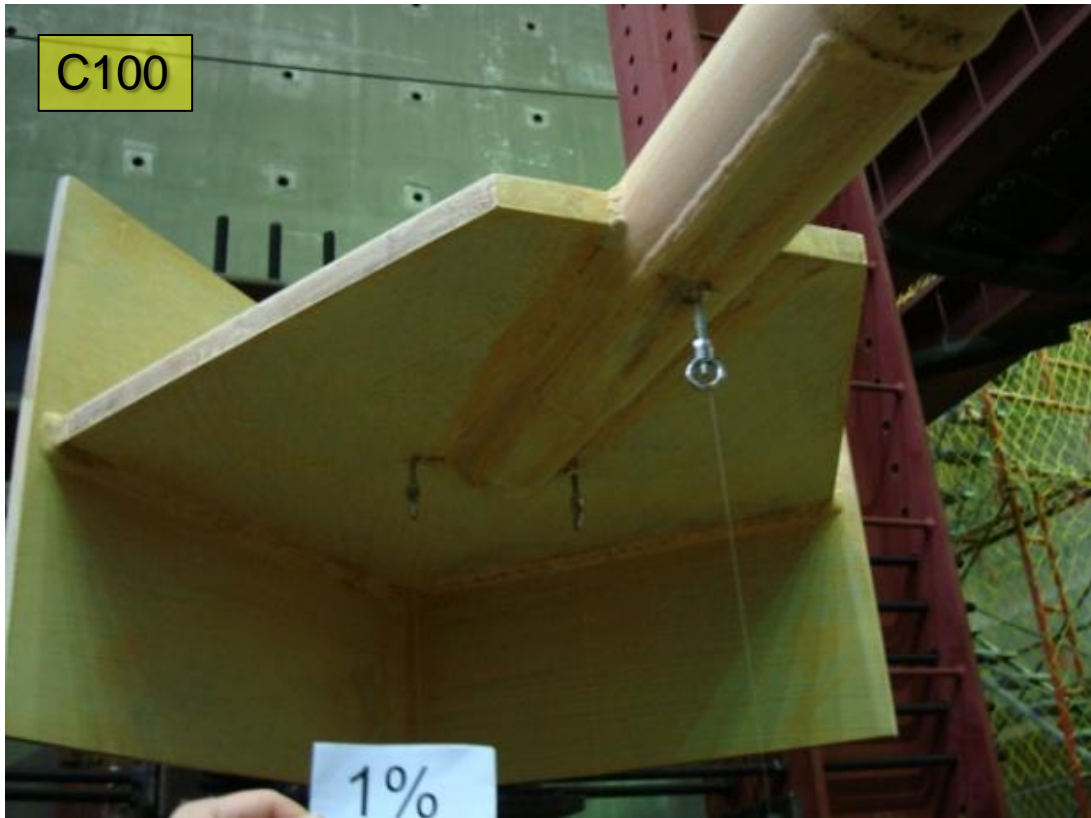


圖 4.52 試體 C100 斜撐南端局部挫屈情形(1) (DR=1%)



圖 4.53 試體 C100 斜撐南端局部挫屈情形(2) (DR=1%)



圖 4.54 試體 C100 斜撐北端局部挫屈情形(1) (DR=1%)



圖 4.55 試體 C100 斜撐北端局部挫屈情形(2) (DR=1%)



圖 4.56 試體 C100 斜撐斷裂情形(1) (DR=1.5%)



圖 4.57 試體 C100 斜撐斷裂情形(2) (DR=1.5%)



圖 4.58 試體 C100 斜撐北端局部挫屈情形 (DR=1.5%)

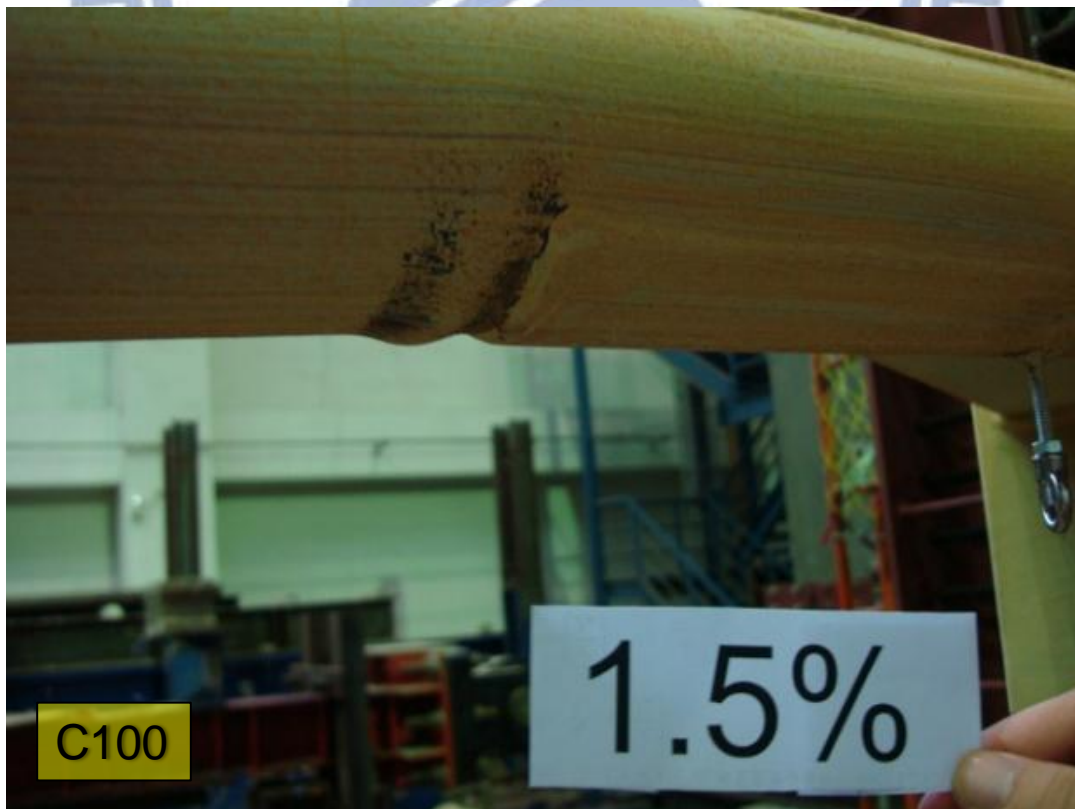


圖 4.59 試體 C100 斜撐南端局部挫屈情形 (DR=1.5%)

4.3.4 試體編號 M70

試體 M70 細長比為 70.4，寬厚比為 31.8，試驗過程施加 MRF 加載歷時，實驗開始斜撐先受拉，於第一圈 DR= 0.375% 弧度（層間位移為 12.1 mm）受壓時，斜撐明顯看出已經產生整體挫屈，如圖 4.60 所示，此時致動器顯示最大挫屈強度為 874.5 kN。接著於 DR= 1% 弧度（層間位移為 32.3 mm）受壓時，斜撐中段開始發生局部挫屈，如圖 4.61、圖 4.62 所示。在 DR= 1.5% 弧度（層間位移為 48.5 mm）受拉時，斜撐中段隨即發生明顯的石膏漆脫落，於受壓時，斜撐中段局部挫屈變得非常明顯，如圖 4.63、圖 4.64 所示，斜撐南端接合板上石膏漆也開始有明顯脫落現象，如圖 4.65 所示。在 DR= 2% 弧度（層間位移為 64.7 mm）第一圈受拉時，斜撐中段局部挫屈處發生開裂，接著在第二圈受拉時，於同一處斷裂，如圖 4.66 至圖 4.68 所示，全程觀測記錄如表 4.8 所示。

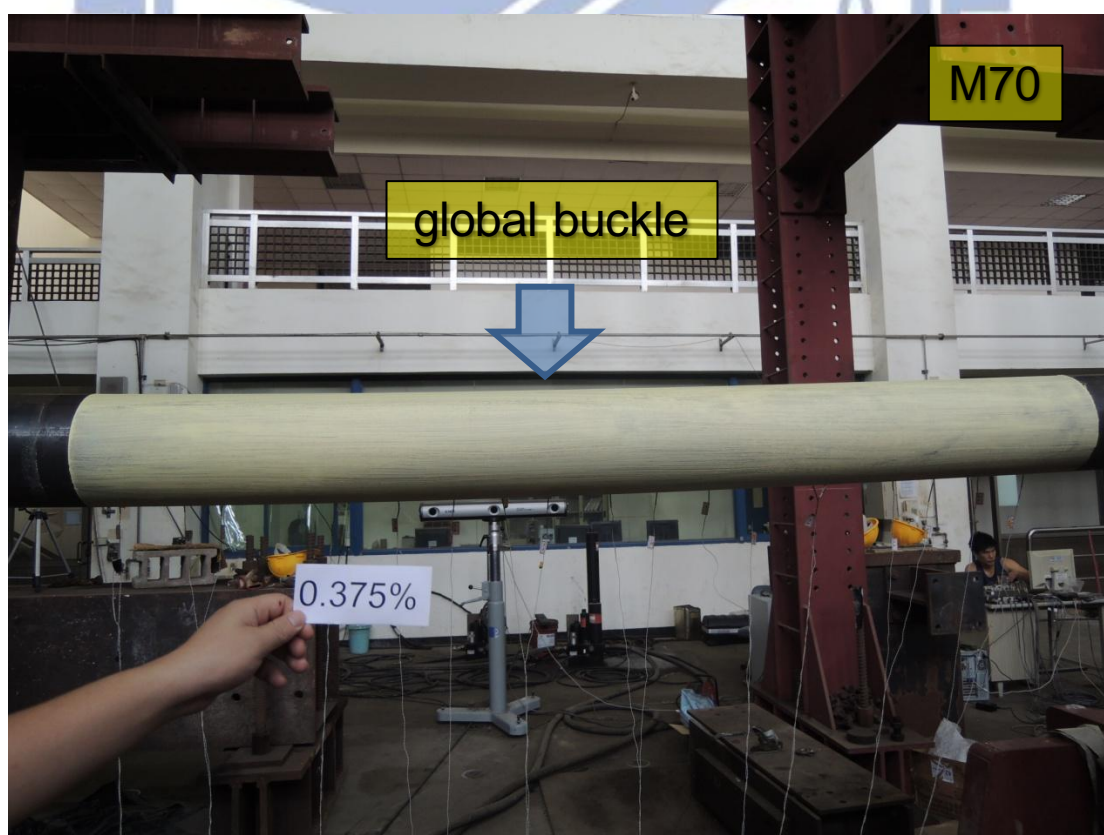


圖 4.60 試體 M70 斜撐發生整體挫屈情形 (DR=0.375%)

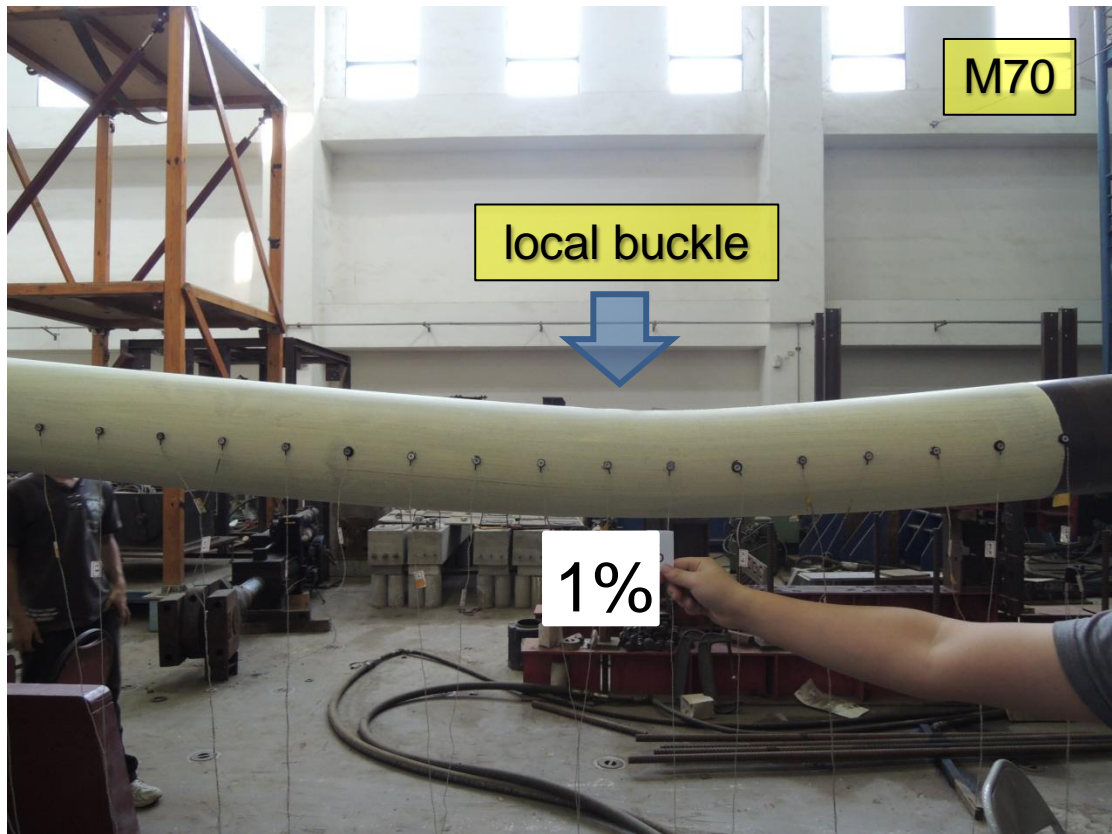


圖 4.61 試體 M70 斜撐中段發生局部挫屈情形(1) (DR=1%)

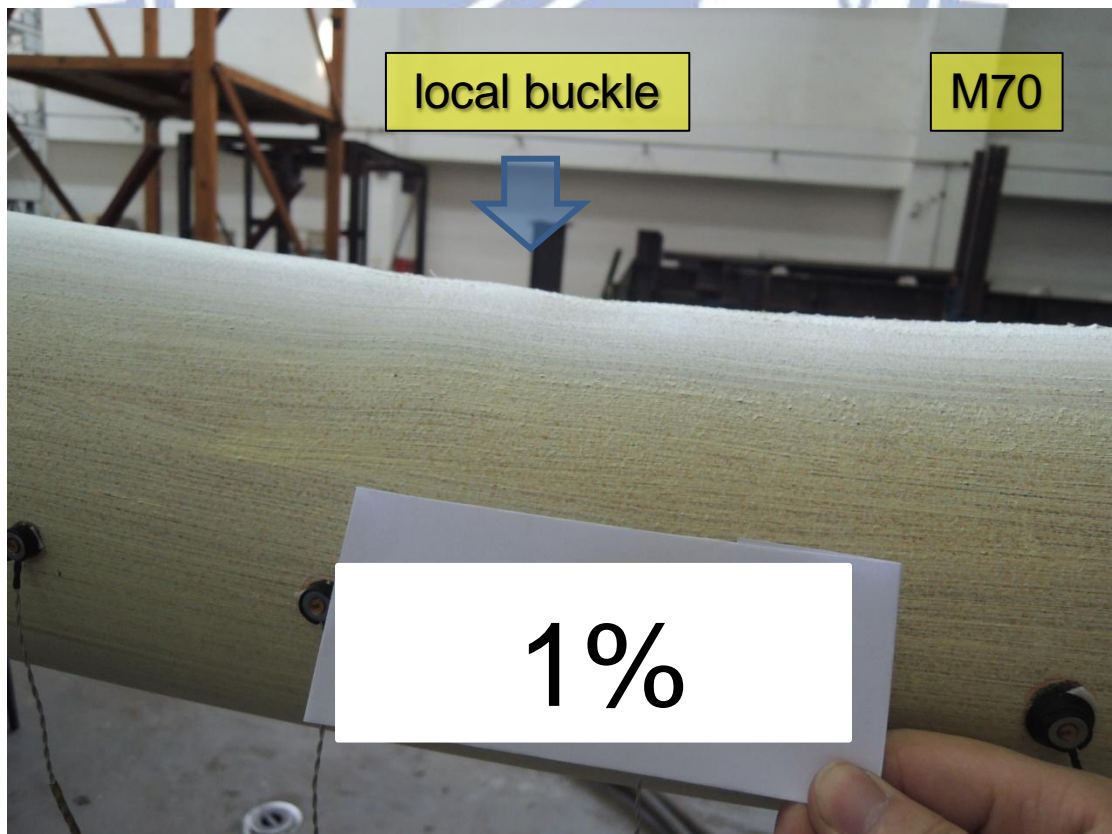


圖 4.62 試體 M70 斜撐中段發生局部挫屈情形(2) (DR=1%)

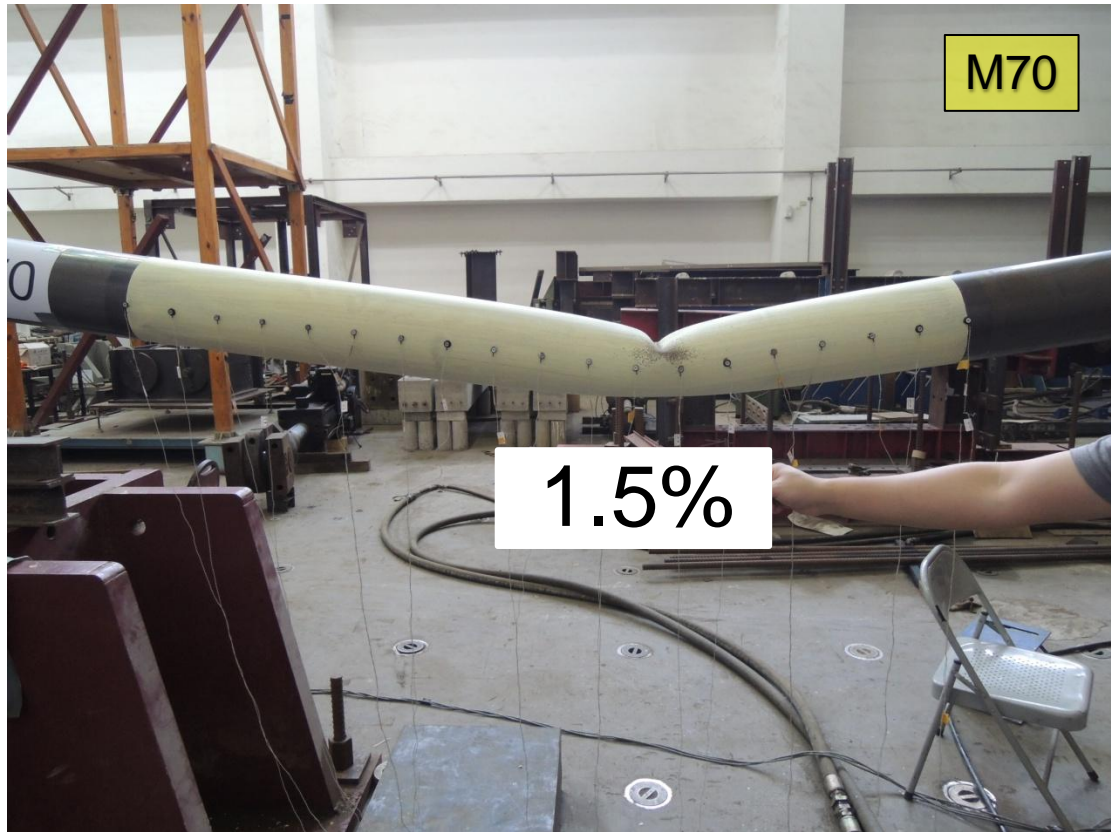


圖 4.63 試體 M70 斜撐中段發生局部挫屈情形(1) (DR=1.5%)

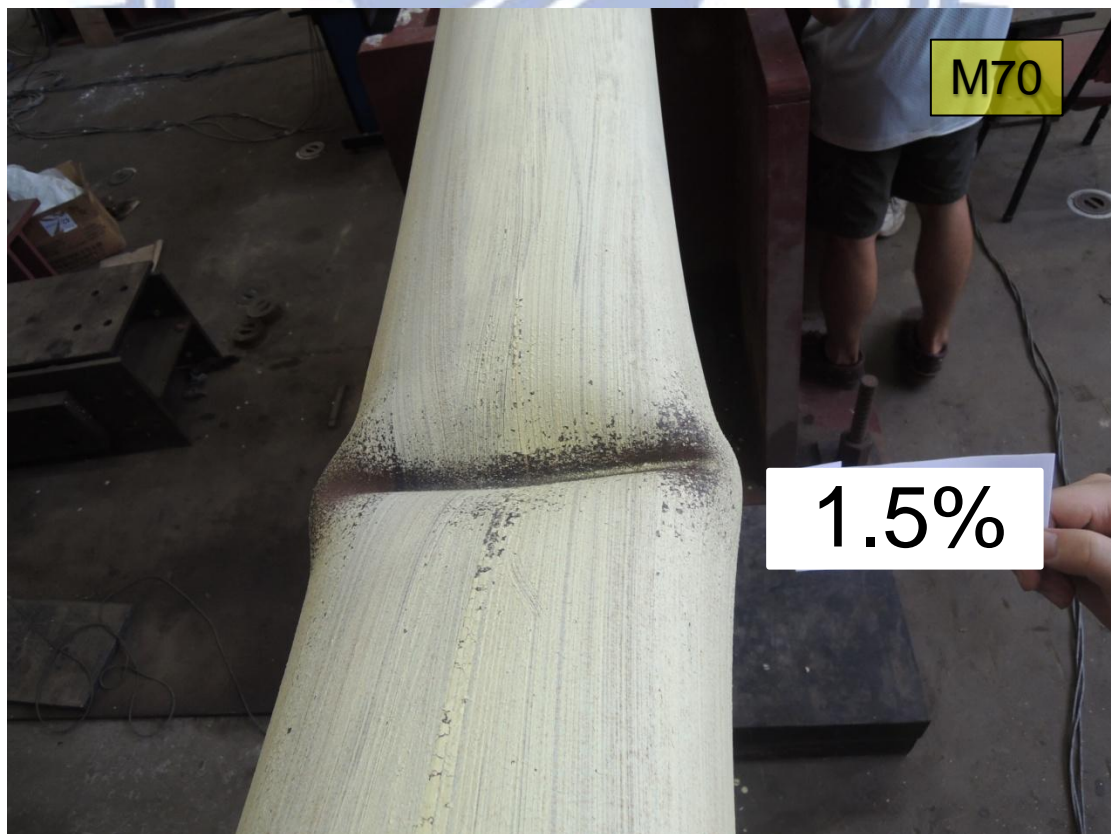


圖 4.64 試體 M70 斜撐中段發生局部挫屈情形(2) (DR=1.5%)



圖 4. 65 試體 M70 斜撐南端接合板上石膏漆開始脫落 (DR=1.5%)

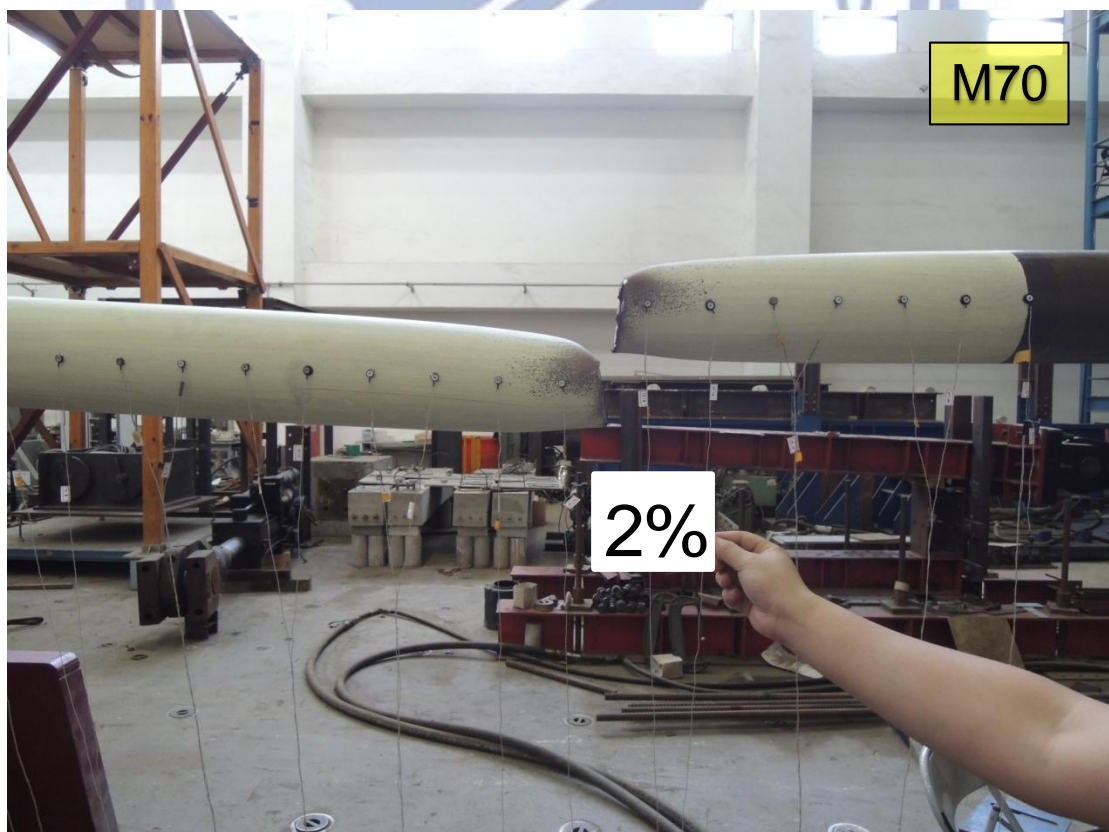


圖 4. 66 試體 M70 從斜撐斷裂情形(1) (DR=2%)

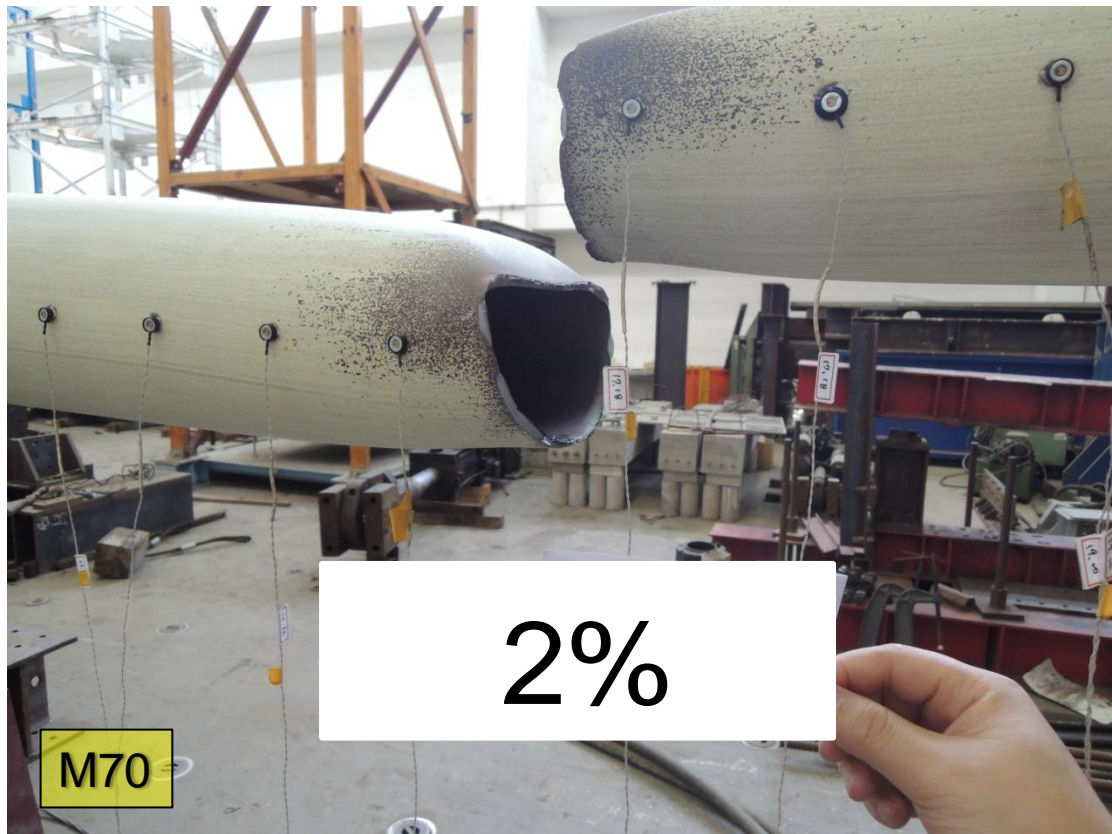


圖 4. 67 試體 M70 從斜撐斷裂情形(2) (DR=2%)



圖 4. 68 試體 M70 從斜撐斷裂情形(3) (DR=2%)

4.3.5 試體編號 E70

試體 E70 細長比為 70.4，寬厚比為 31.8，試驗過程施加 EBF 加載歷時，實驗開始斜撐先受拉，於 $DR=0.317\%$ 弧度（層間位移為 10.3 mm）受壓時，斜撐達到最大抗壓強度但仍看不出整體挫屈，如圖 4.69 所示，此時致動器顯示最大抗壓強度為 829.8 kN。於 $DR=0.423\%$ 弧度（層間位移為 13.7 mm）受壓時，斜撐發生整體挫屈，如圖 4.70 所示。於 $DR=0.529\%$ 弧度（層間位移為 17.1 mm）受壓時，斜撐北端接合板與斜撐相接焊道邊緣有些微石膏漆脫落，如圖 4.71 所示。於 $DR=0.741\%$ 弧度（層間位移為 23.9 mm）受壓時，斜撐北端接合板下緣挫屈轉折區域（ $2t_g$ ）石膏漆大量脫落，如圖 4.72 所示。於 $DR=1.27\%$ 弧度（層間位移為 41 mm）受壓時，斜撐中段發生局部挫屈，如圖 4.73、圖 4.74 所示。於 $DR=1.587\%$ 弧度（層間位移為 51.3 mm）受壓時，斜撐南端接合板上緣 $2t_g$ 區域兩側石膏漆開始脫落，如圖 4.75 所示，同一時間斜撐南端接合板下緣 $2t_g$ 區域石膏漆也開始脫落，如圖 4.76 所示。於 $DR=2.645\%$ 弧度（層間位移為 85.5 mm）受壓時，斜撐中段從局部挫屈處斷裂，如圖 4.77、圖 4.78 所示，全程觀測記錄如表 4.8 所示。



圖 4.69 試體 E70 斜撐達到最大抗壓強度 ($DR=0.317\%$)

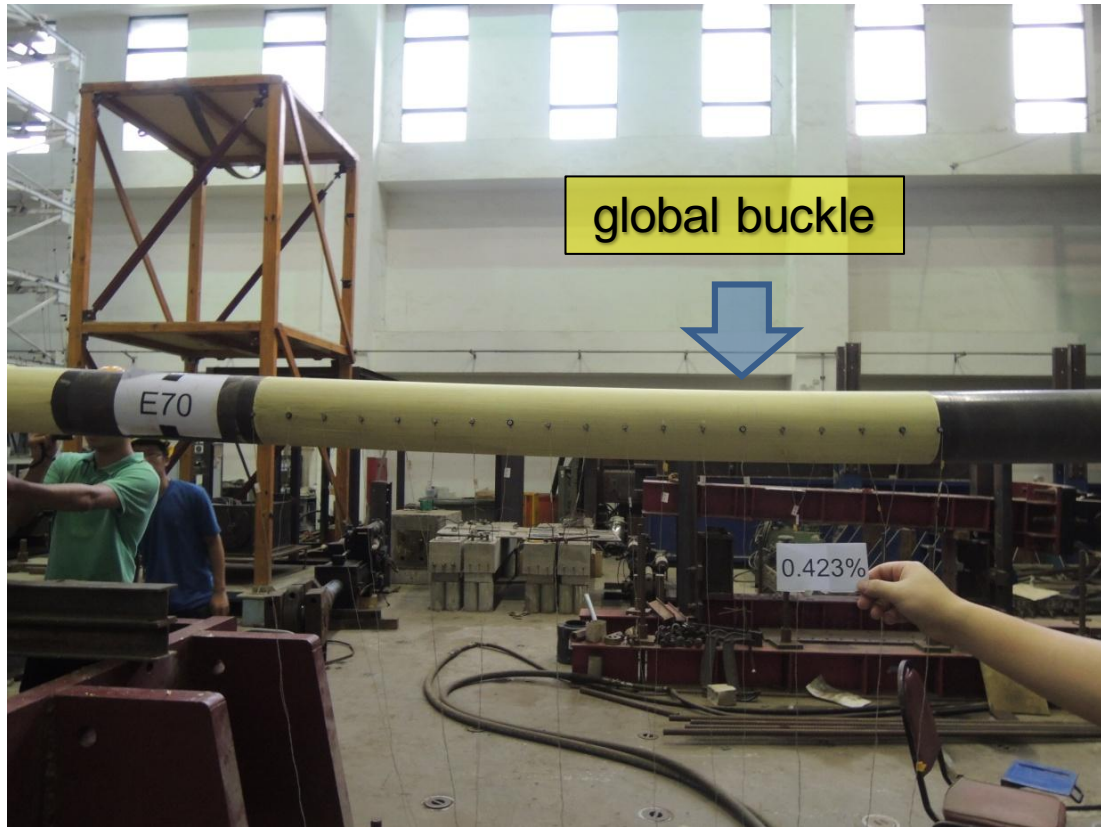


圖 4.70 試體 E70 斜撐發生整體挫屈 (DR=0.423%)



圖 4.71 試體 E70 斜撐北端接合板有些微石膏漆脫弱 (DR=0.529%)

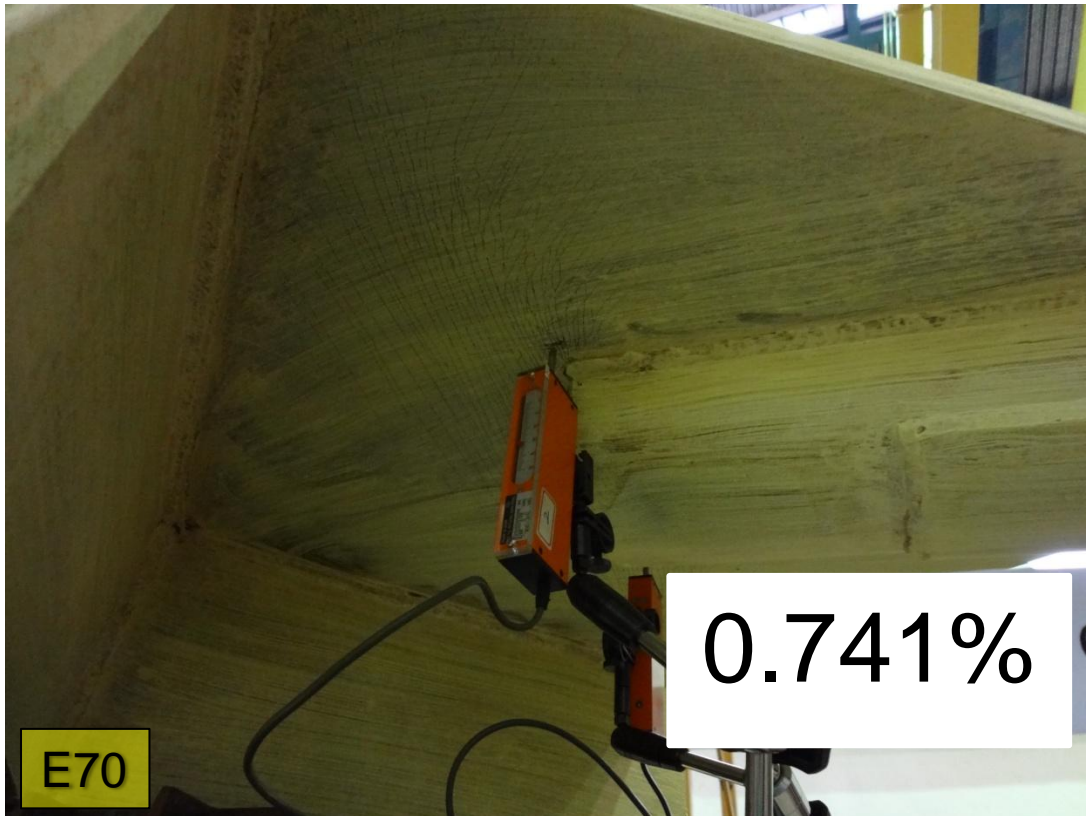


圖 4.72 試體 E70 斜撐北端接合板石膏漆大量脫弱 (DR=0.741%)

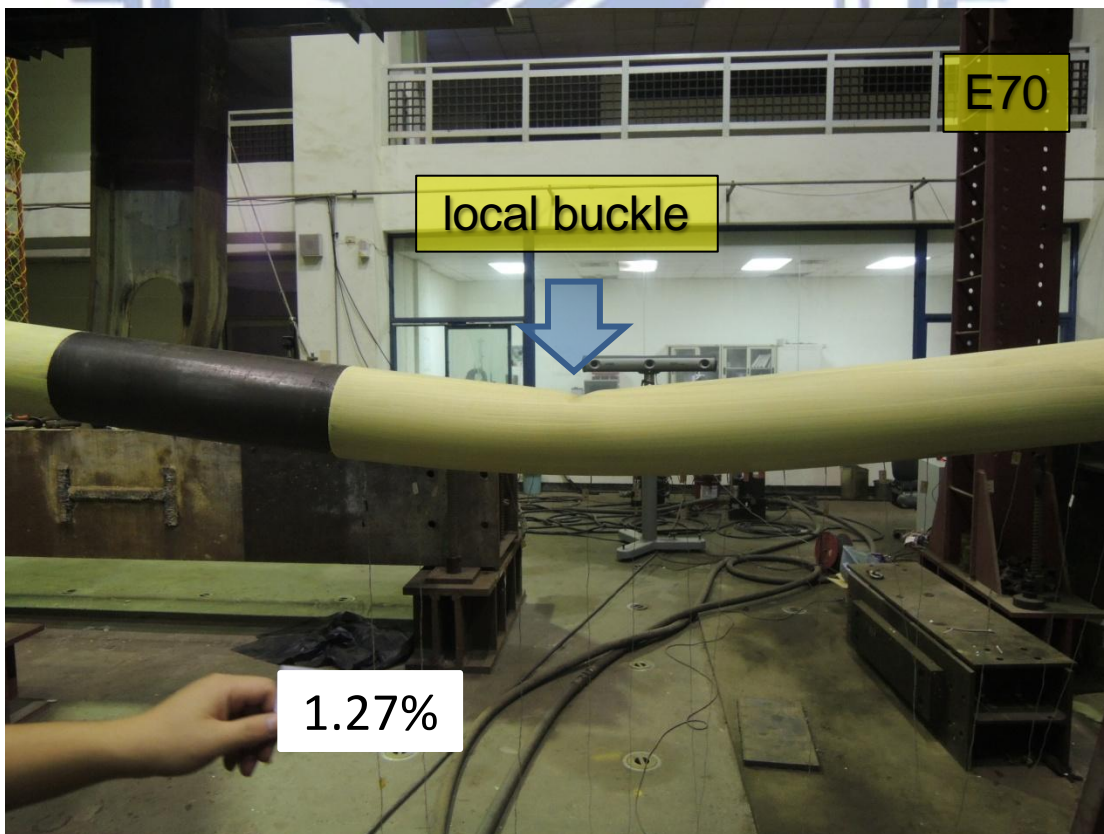


圖 4.73 試體 E70 斜撐中段發生局部挫屈(1) (DR=1.27%)



圖 4.74 試體 E70 斜撐中段發生局部挫屈(2) (DR=1.27%)

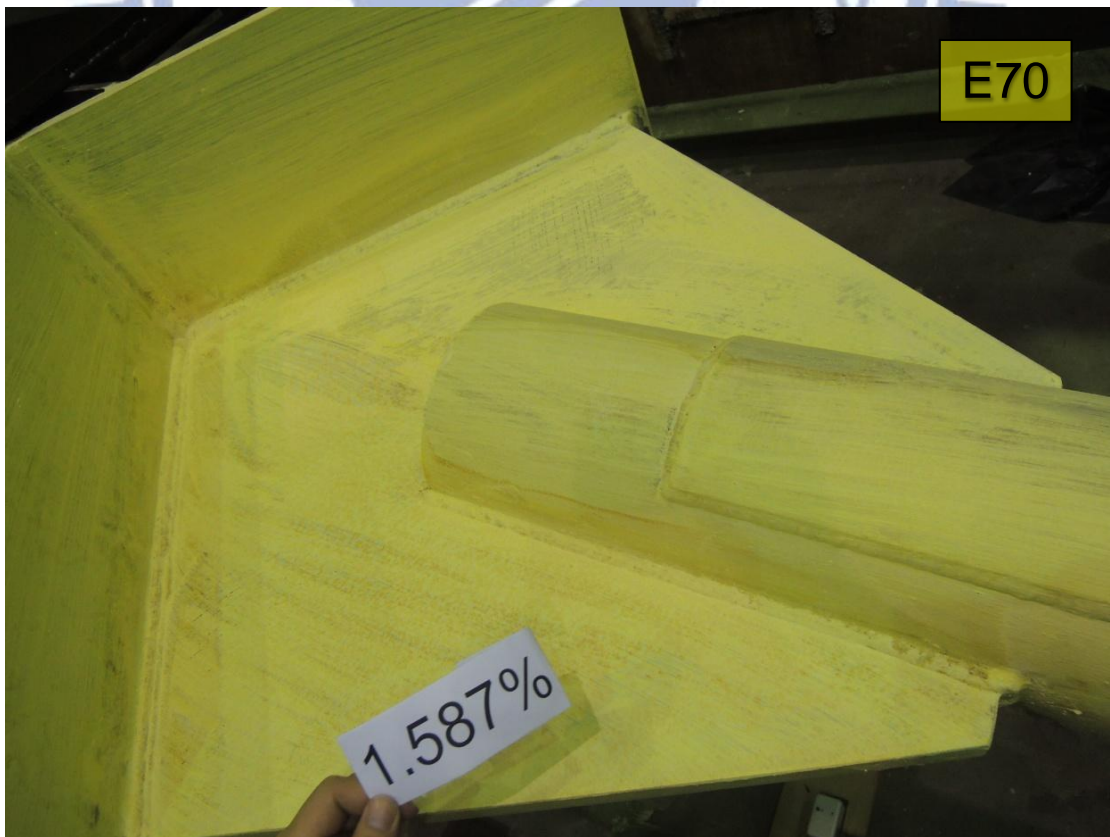


圖 4.75 試體 E70 斜撐南端接合板上緣石膏漆脫弱 (DR=1.587%)



圖 4.76 試體 E70 斜撐南端接合板下緣石膏漆脫弱 (DR=1.587%)



圖 4.77 試體 E70 斜撐斷裂情形(1) (DR=2.645%)



圖 4.78 試體 E70 斜撐斷裂情形(2) (DR=2.645%)



4.3.6 試體編號 C70

試體 C70 細長比為 70.4，寬厚比為 31.8，試驗過程施加 CBF 加載歷時，實驗開始斜撐先受拉，於 DR= 0.5% 弧度（層間位移為 16.2 mm）受壓時，斜撐發生整體挫屈，如圖 4.79、圖 4.80 所示，此時致動器顯示最大抗壓強度為 744.1 kN。於 DR= 0.75% 弧度（層間位移為 24.2 mm）受壓時，斜撐北端接合板上緣 $2t_g$ 區域兩側石膏漆開始輕微脫落，如圖 4.81、圖 4.82 所示，同時斜撐北端接合板下緣 $2t_g$ 區域石膏漆也開始脫落，如圖 4.83、圖 4.84 所示。於 DR= 1.5% 弧度（層間位移為 48.5 mm）受壓時，斜撐中段發生局部挫屈，如圖 4.85、圖 4.86 所示，另外在同一 DR 斜撐南端接合板上緣 $2t_g$ 區域兩側石膏漆開始脫落，如圖 4.87、圖 4.88 所示，斜撐南端接合板下緣 $2t_g$ 區域石膏漆也開始脫落，如圖 4.89、圖 4.90 所示。於 DR= 4% 弧度（層間位移為 129.3 mm）受壓時，斜撐從局部挫屈處斷裂，如圖 4.91、圖 4.92 所示，全程觀測記錄如表 4.8 所示。

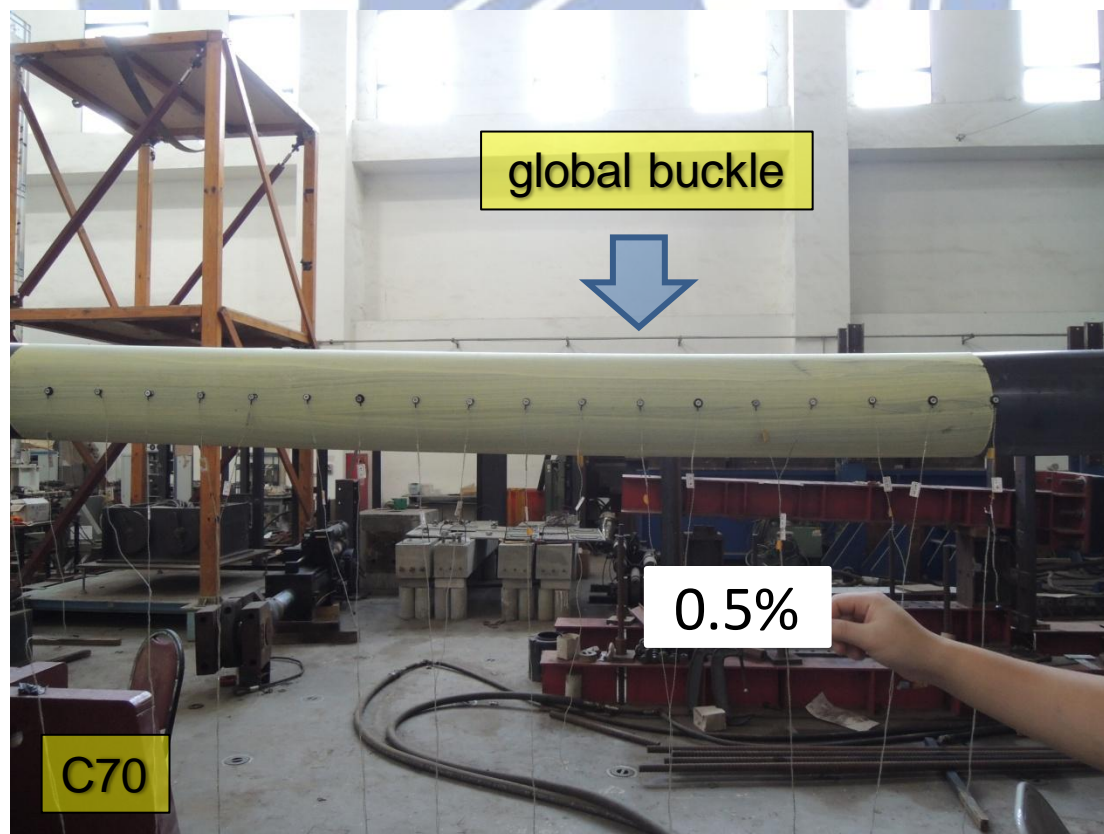


圖 4.79 試體 C70 斜撐發生整體挫屈(1) (DR=0.5%)

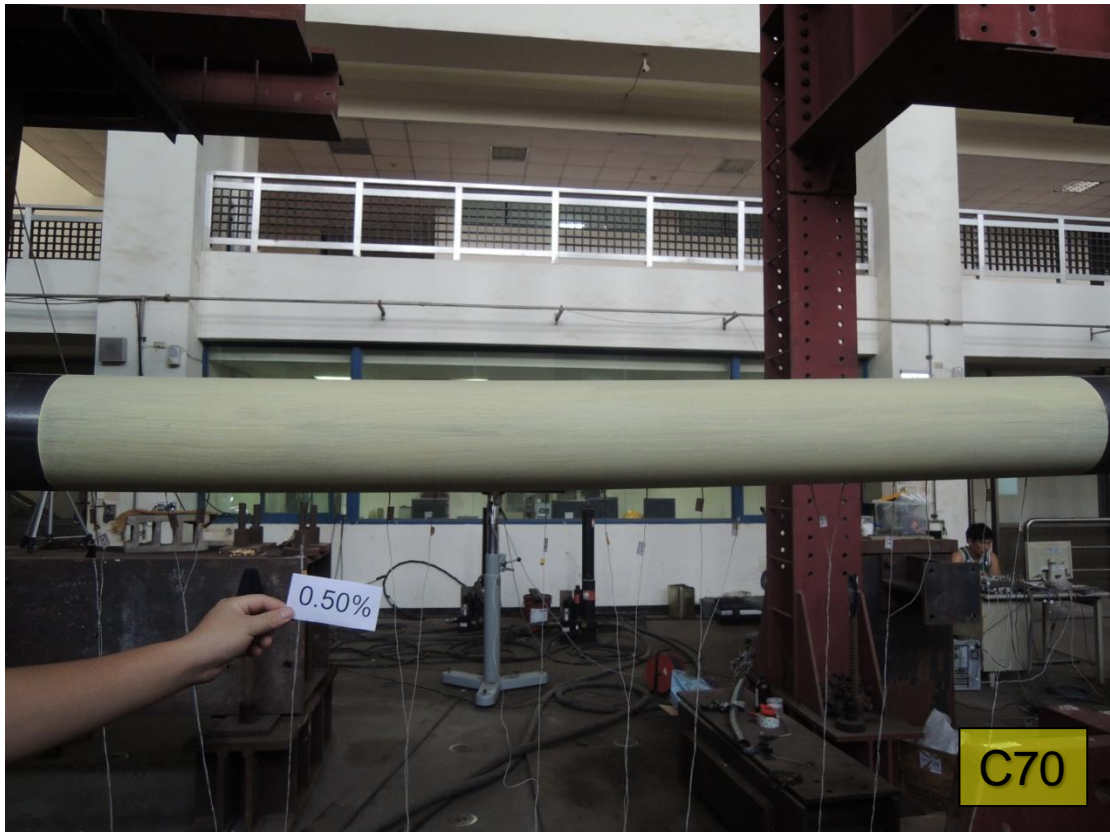


圖 4.80 試體 C70 斜撐發生整體挫屈(2) (DR=0.5%)

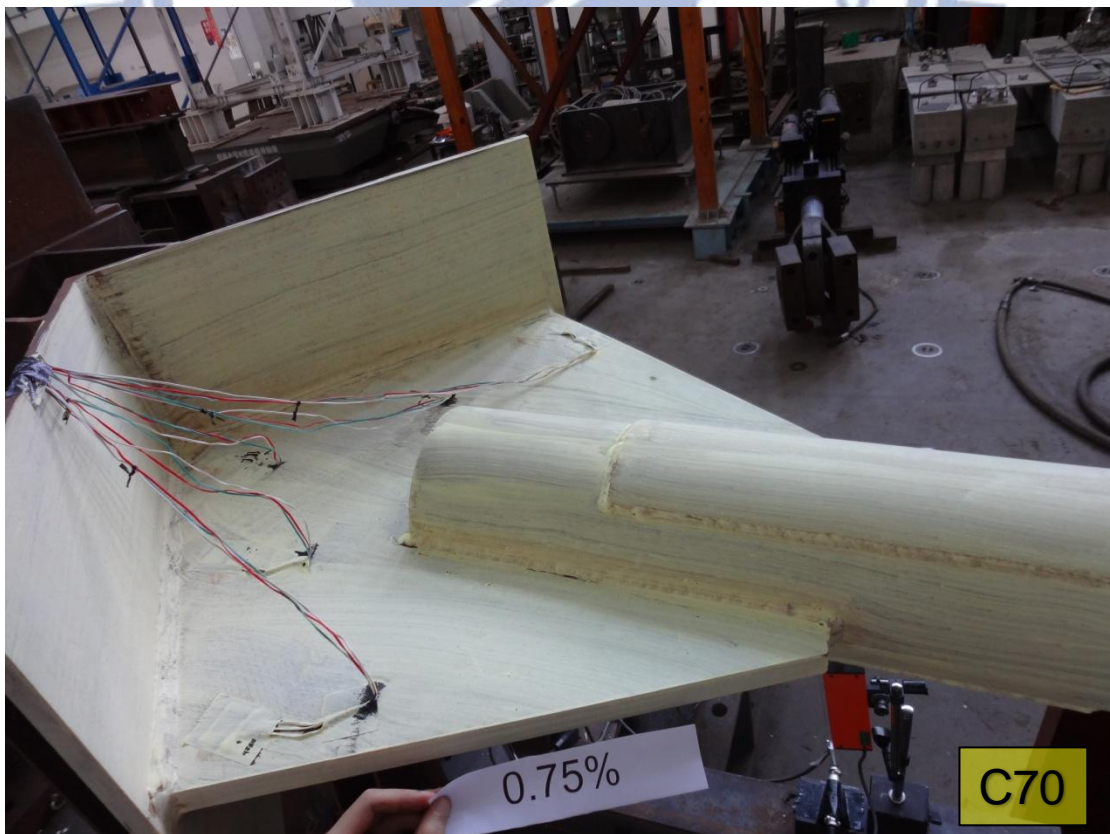


圖 4.81 試體 C70 斜撐北端接合板上緣石膏漆開始脫弱(1) (DR=0.75%)

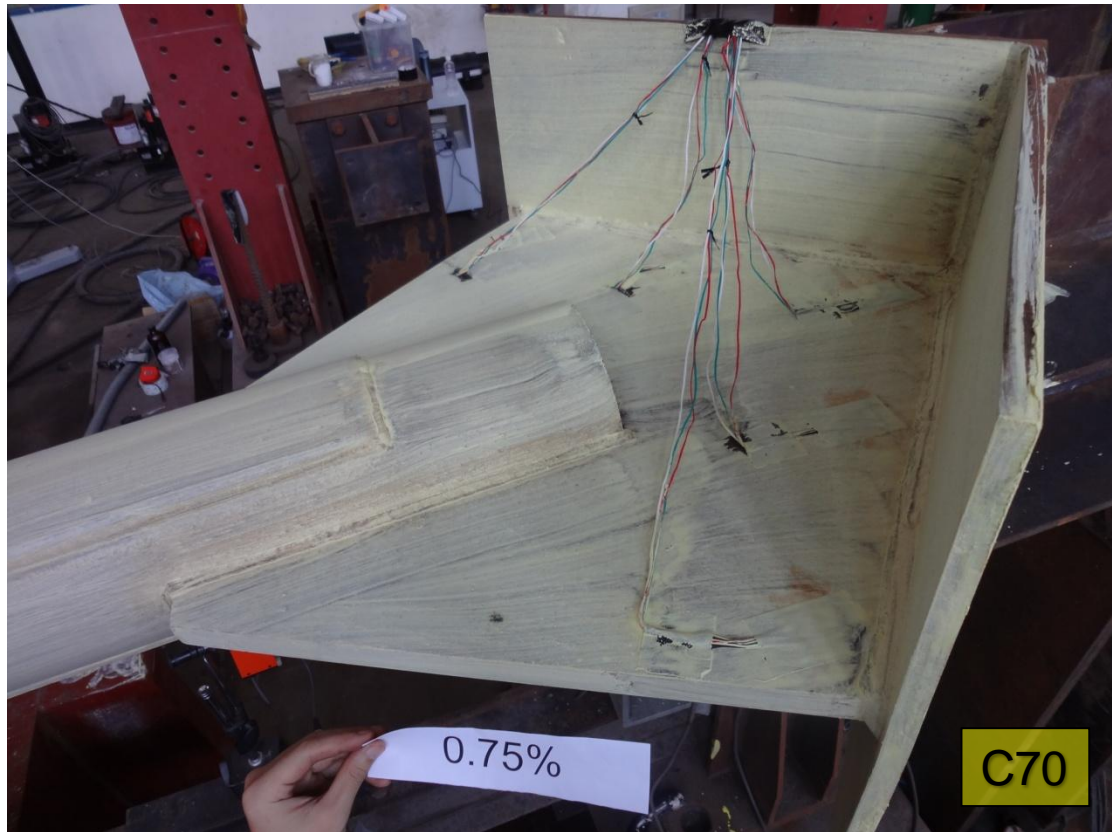


圖 4.82 試體 C70 斜撐北端接合板上緣石膏漆開始脫弱(2) (DR=0.75%)



圖 4.83 試體 C70 斜撐北端接合板下緣石膏漆開始脫弱(1) (DR=0.75%)



圖 4.84 試體 C70 斜撐北端接合板下緣石膏漆開始脫弱(2) (DR=0.75%)

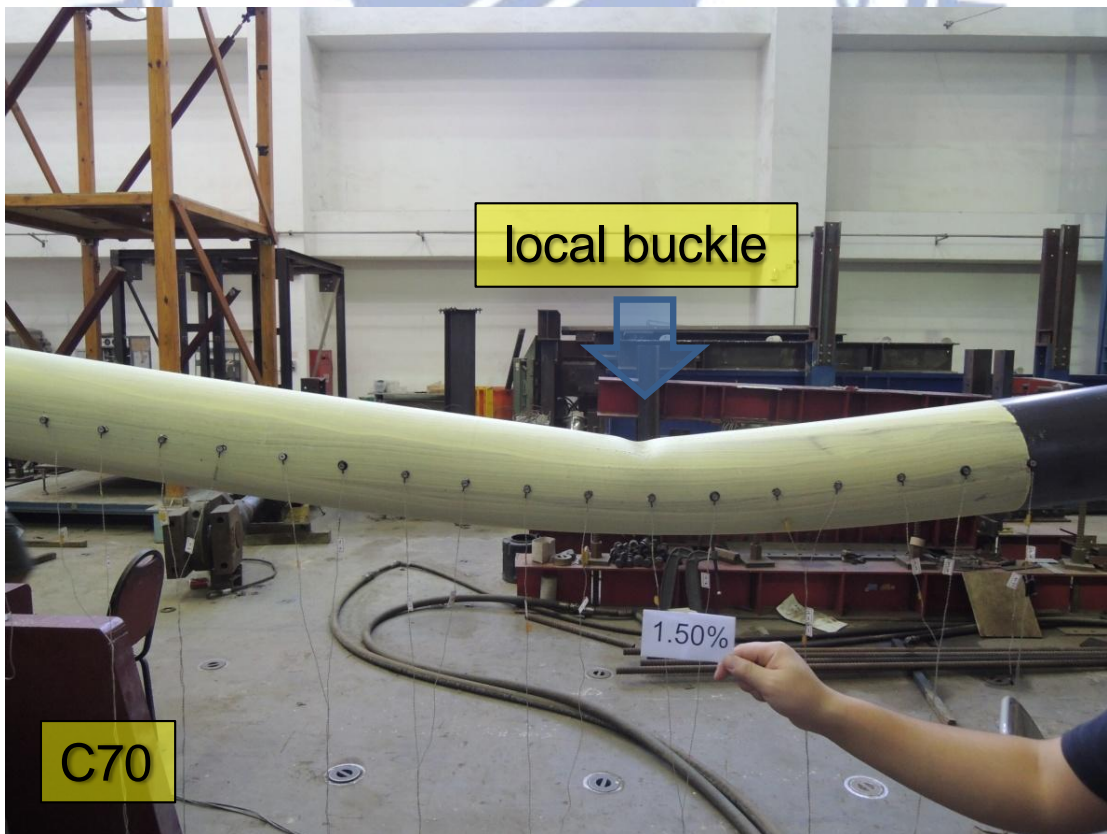


圖 4.85 試體 C70 斜撐中段發生局部挫屈(1) (DR=1.5%)



圖 4.86 試體 C70 斜撐中段發生局部挫屈(2) (DR=1.5%)



圖 4.87 試體 C70 斜撐南端接合板上緣石膏漆開始脫弱(1) (DR=1.5%)



圖 4.88 試體 C70 斜撐南端接合板上緣石膏漆開始脫弱(2) (DR=1.5%)



圖 4.89 試體 C70 斜撐南端接合板下緣石膏漆開始脫弱(1) (DR=1.5%)

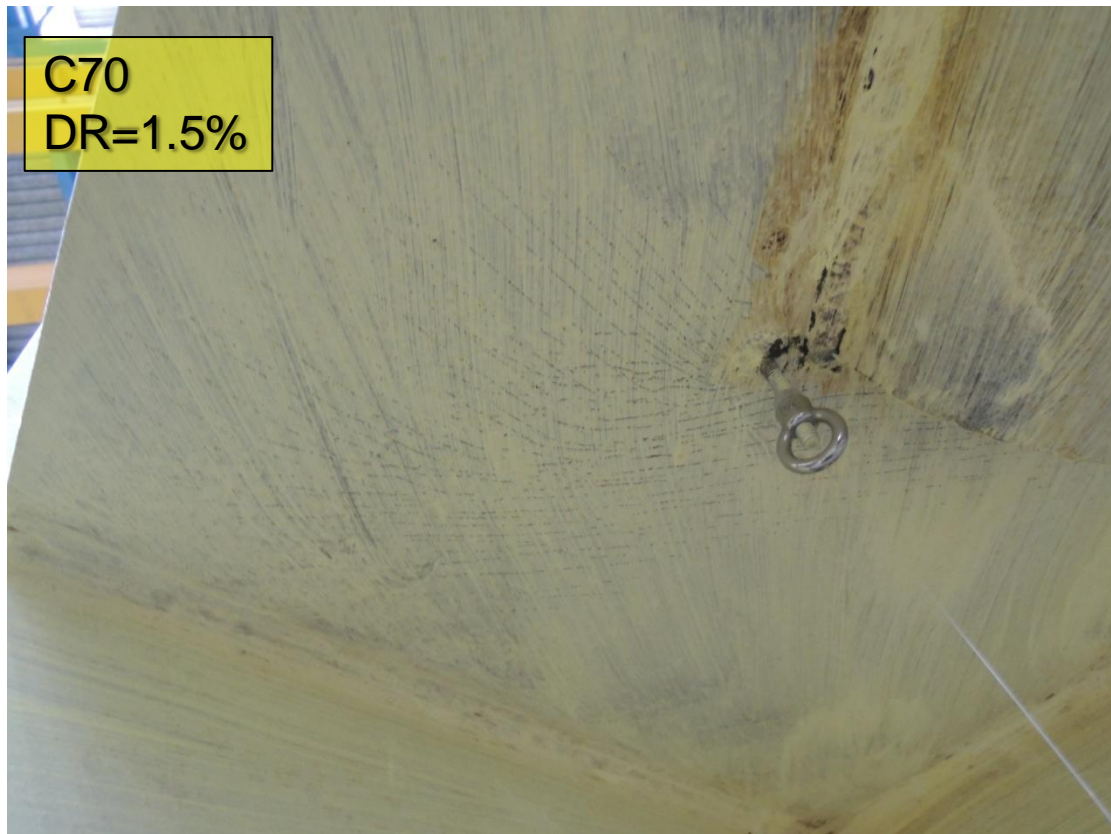


圖 4.90 試體 C70 斜撐南端接合板下緣石膏漆開始脫弱(2) (DR=1.5%)

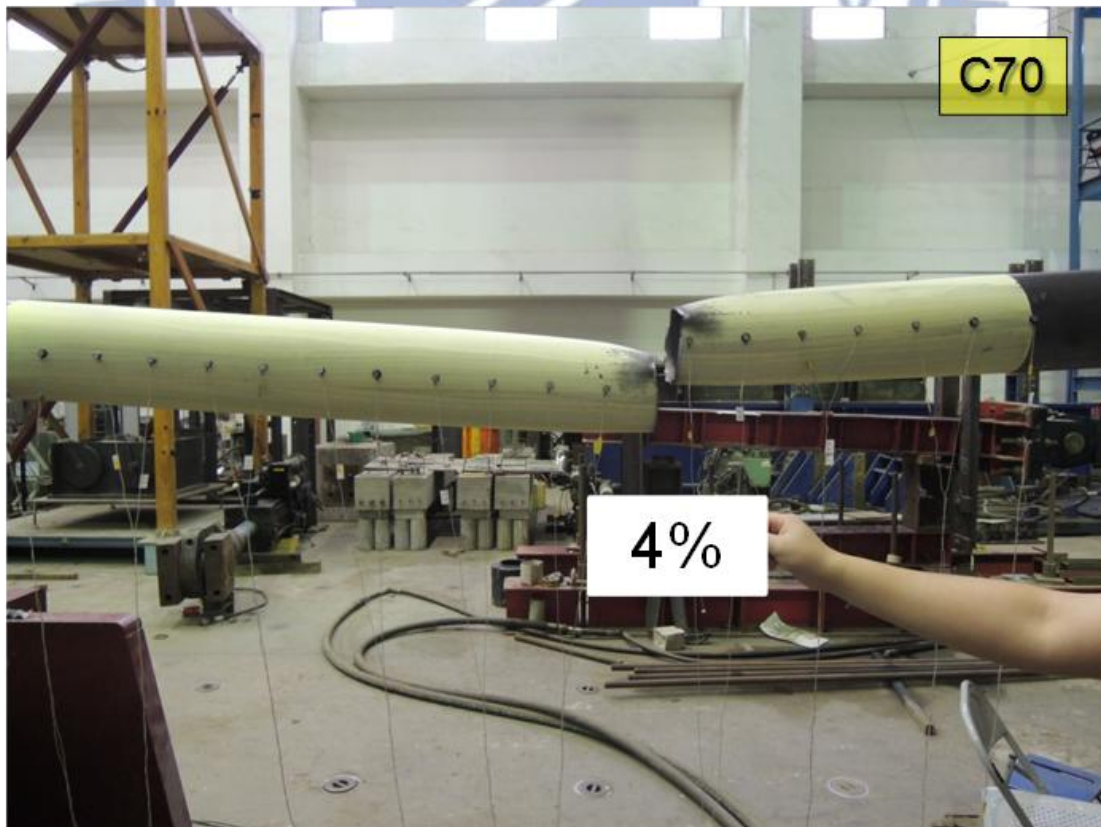


圖 4.91 試體 C70 斜撐從中段發生局部挫屈處斷裂(1) (DR=4%)

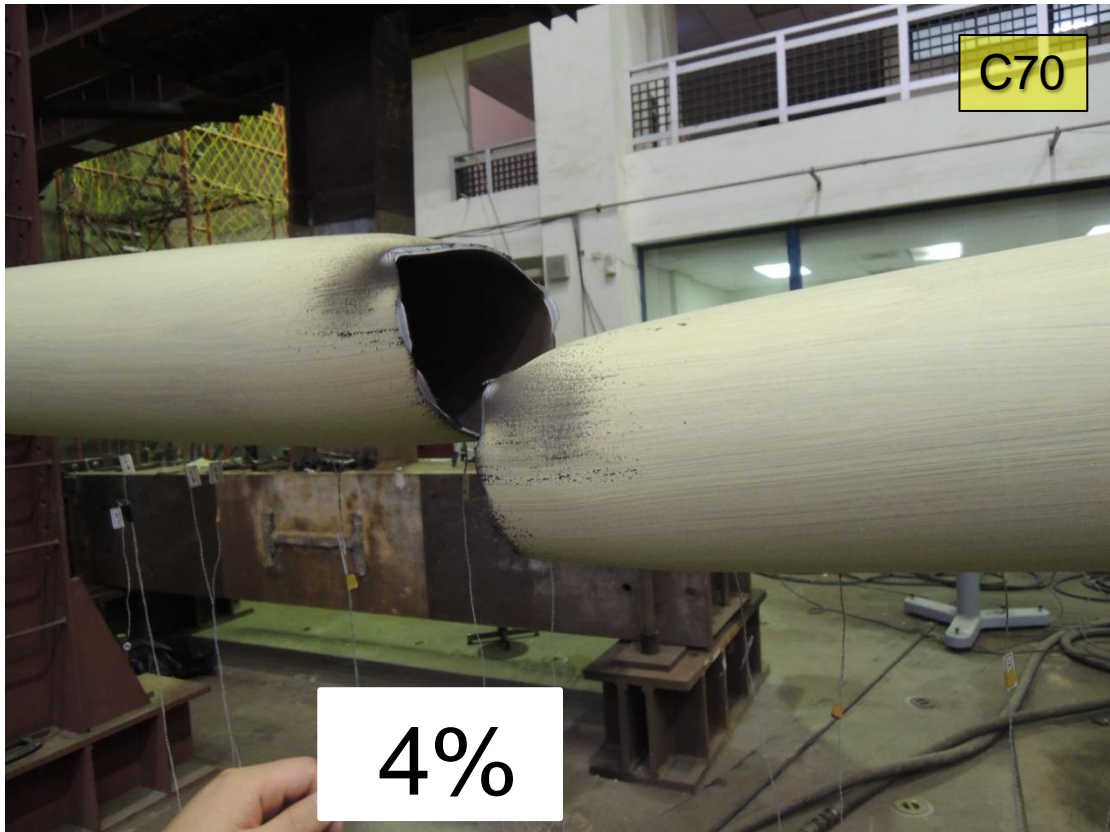


圖 4.92 試體 C70 斜撐從中段發生局部挫屈處斷裂(2) (DR=4%)



表 4.7 試體編號 100 系列觀測記錄表

Cycle Number	DR(%)	Axial Disp. (mm)	Damage of Test Specimen <u>M100</u>
1	0.375	12.1	global buckle
7	0.5	16.2	local buckle at the middle of brace
13	0.75	24.2	fracture at the middle of brace

Cycle Number	DR(%)	Axial Disp. (mm)	Damage of Test Specimen <u>E100</u>
29	0.212	6.8	global buckle
33	0.423	13.7	local buckle at the middle of brace
36	0.952	30.8	flake of whitewash at the south of gusset plate and brace cross section
39	0.2116	68.4	fracture at the middle of brace

Cycle Number	DR(%)	Axial Disp. (mm)	Damage of Test Specimen <u>C100</u>
13	0.3	9.7	global buckle
19	0.5	16.2	local buckle at the middle of brace and the north of gusset plate and brace cross section
25	1	32.3	local buckle at the south of gusset plate and brace cross section
26	1.5	48.5	fracture at the middle of brace

表 4.8 試體編號 70 系列觀測記錄表

Cycle Number	DR(%)	Axial Disp. (mm)	Damage of Test Specimen <u>M70</u>
1	0.375	12.1	global buckle
19	1	32.3	local buckle at the middle of brace
23	1.5	48.5	flake of whitewash on the south of gusset plate
25	2	64.7	fracture at the middle of brace

Cycle Number	DR(%)	Axial Disp. (mm)	Damage of Test Specimen <u>E70</u>
33	0.423	13.7	global buckle
34	0.529	17.1	flake of whitewash at the north of gusset plate and brace cross section
35	0.741	23.9	flake of whitewash on the north of gusset plate
37	1.27	41	local buckle at the middle of brace
38	1.587	51.3	flake of whitewash on the south of gusset plate
40	2.645	85.5	fracture at the middle of brace

Cycle Number	DR(%)	Axial Disp. (mm)	Damage of Test Specimen <u>C70</u>
19	0.5	16.2	global buckle
23	0.75	24.2	flake of whitewash at the north of gusset plate and brace cross section
26	1.5	48.5	local buckle at the middle of brace and the south of gusset plate and brace cross section
29	4	129.3	fracture at the middle of brace

4.4 實驗結果與討論

圖 4.93 至圖 4.98 為六支斜撐構件試體量測到的斜撐軸向變形與軸力關係圖，從圖中我們可以發現以下現象：

1. 六支斜撐構件試體之遲滯迴圈反應，為典型斜撐行為，其非彈性行為為斜撐受拉降伏後勁度降低並維持為正值，受壓挫屈時斜撐軸向強度達到受壓最大值，勁度由正轉成負，而後受壓勁度漸漸由負趨近於零，直到受壓卸載時勁度才再由負轉正，當斜撐開裂時，強度下降，而完全斷裂時，強度則下降至接近零。

2. 有三支斜撐構件試體在發生斷裂迴圈的前一圈有不尋常之勁度變化，這三支斜撐構件試體分別是 E100、C100、M70，歸咎其原因是這三支斜撐構件試體在發生開裂後並沒有直接被拉斷，剛好都遇到迴圈受拉位移最大值，因此維持著斜撐斷面部分母材仍相連的情形，而在受壓過程時，斷裂區域並未惡化，直到下個迴圈受拉位移接近最大值時，斜撐構件才完整斷裂。另外，實驗觀察也發現六支斜撐構件試體完全斷裂的情形，皆發生在斜撐受拉時，即使斜撐構材已經開裂，受損斷面仍然能夠承受受壓變形不至惡化，並維持到下個迴圈受拉時才斷裂。

3. 三支細長比 70 系列斜撐構件試體在發生斷裂前，皆發生兩次軸向拉力局部最大值，其軸拉強度瞬間降低然後再慢慢增加，而後再大幅下降。

4. 由試體之遲滯迴圈反應可以發現，六支斜撐構件試體受拉強度在降伏後，其後所施加之迴圈，在相同受拉位移量下，其強度皆小於第一次達到該位移之強度，顯示斜撐強度在往覆變形作用下，有明顯強度折減行為，若施加位移量持續增加，則斜撐受拉強度因應變硬化將超過前一迴圈之最大值。六支斜撐構件試體在斜撐構件受壓時，挫屈強度在第一次整體挫屈即達到最大值，而隨著受壓位移量遞增，挫屈強度只會持續遞減。

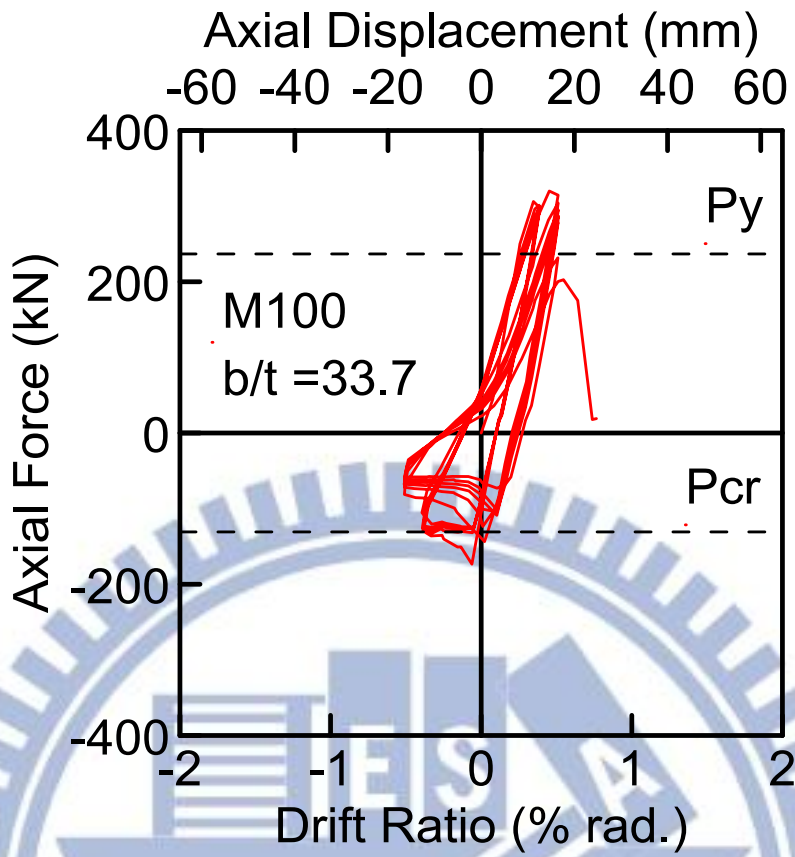


圖 4.93 試體 M100 斜撐軸向變形與軸力關係圖

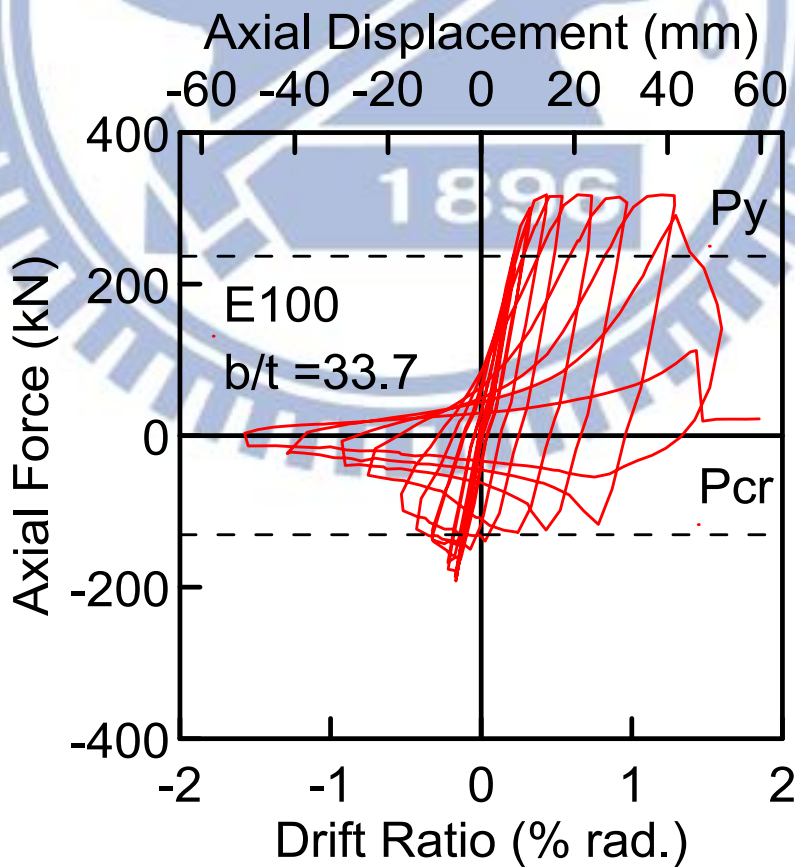


圖 4.94 試體 E100 斜撐軸向變形與軸力關係圖

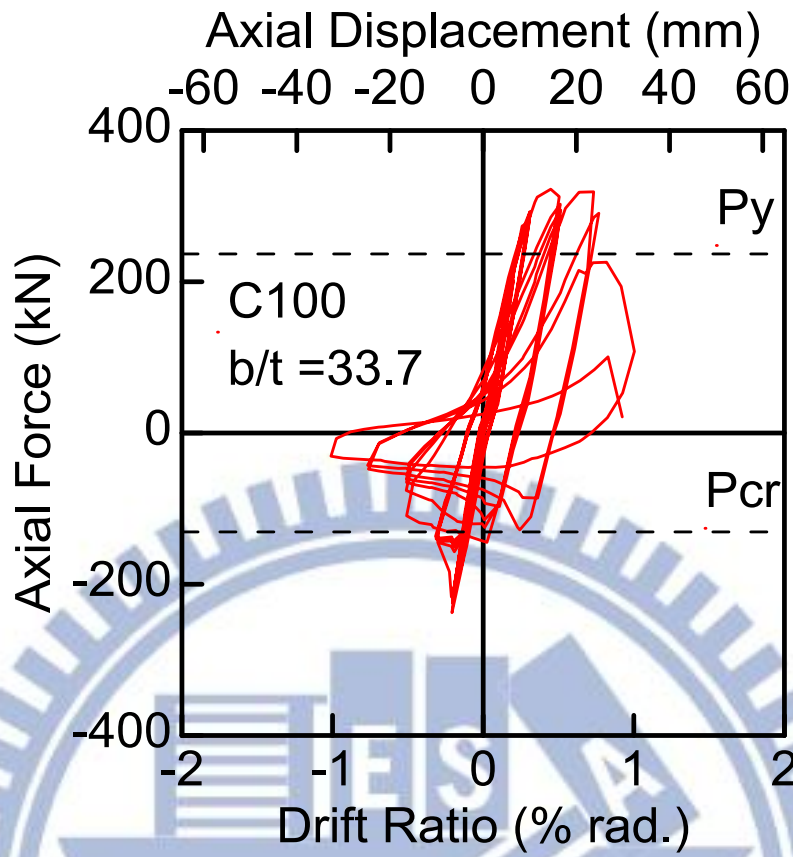


圖 4.95 試體 C100 斜撐軸向變形與軸力關係圖

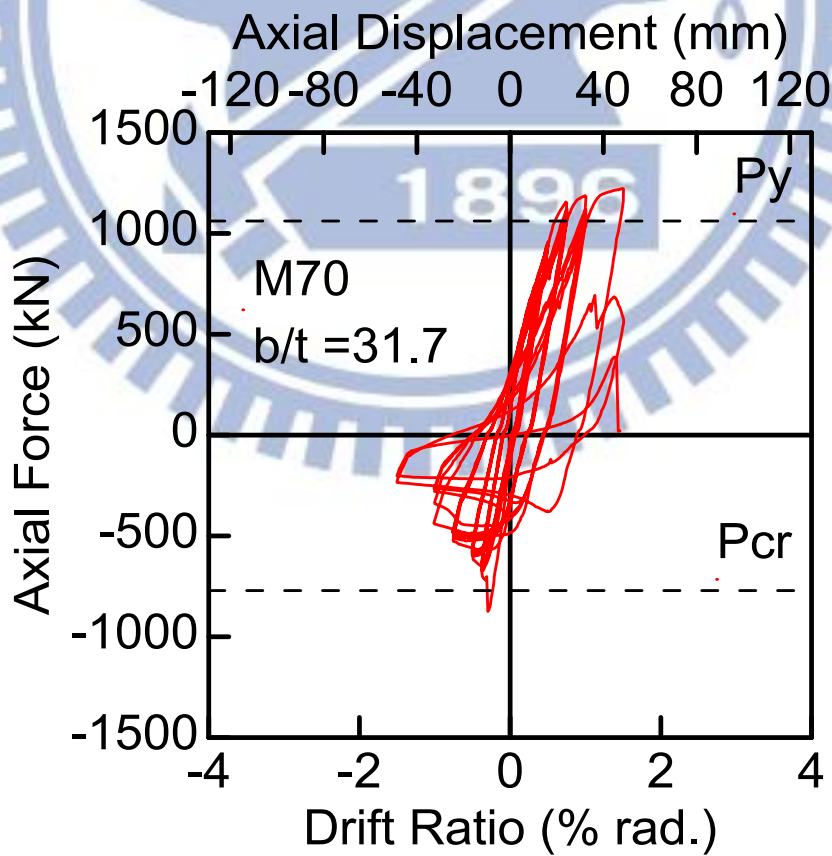


圖 4.96 試體 M70 斜撐軸向變形與軸力關係圖

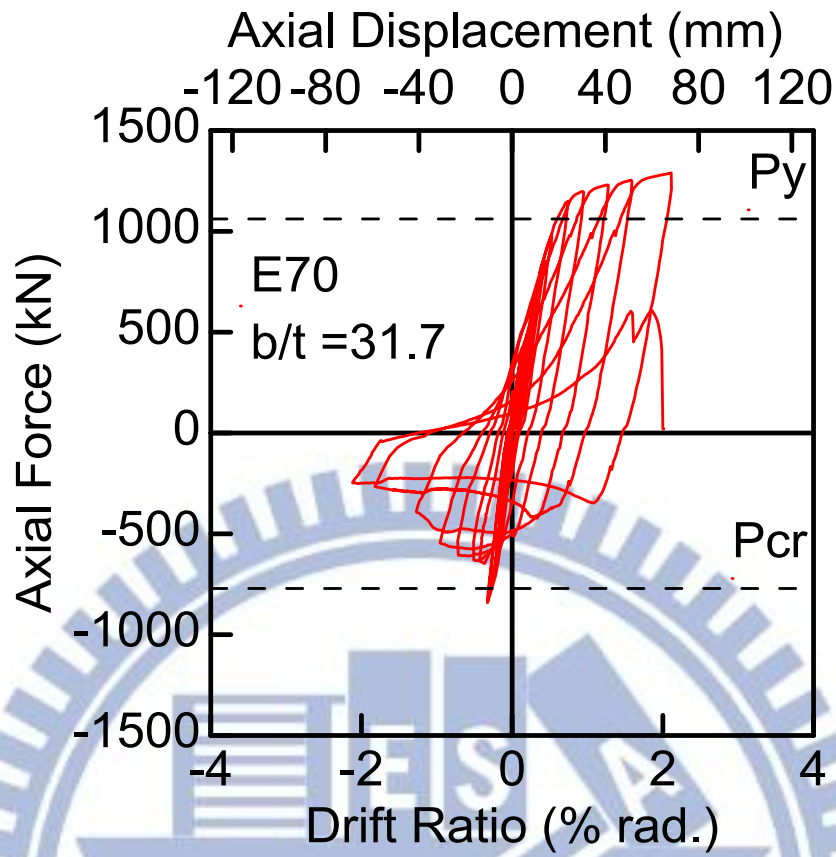


圖 4.97 試體 E70 斜撐軸向變形與軸力關係圖

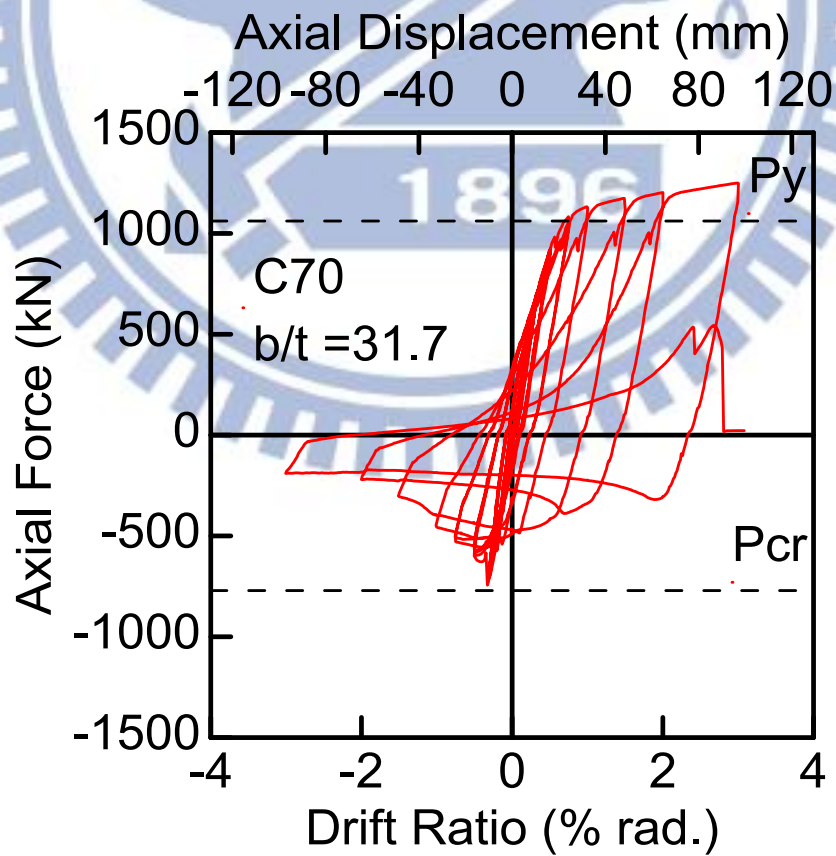


圖 4.98 試體 C70 斜撐軸向變形與軸力關係圖

表 4.9 為斜撐構件試體指標行為發生點之層間位移角記錄列表，記錄之層間位移角包括：降伏層間位移角 (θ_Y)、整體挫屈層間位移角 (θ_{GB})、局部挫屈層間位移角 (θ_{LB})、最大完整迴圈層間位移角 (θ_{max})、初始開裂層間位移角 (θ_{FI})、斷裂層間位移角 (θ_{FR}) 等，圖 4.99 為各試體指標行為發生點之層間位移角比較圖，透過圖 4.99 可以更快比較出以上六個參數之間的關係，從這份圖表中我們可以發現以下現象：

1. 100 系列降伏層間位移角 (θ_Y) 為 0.26% rad. 而 70 系列降伏層間位移角為 0.56% rad.，其中 C70 試體降伏層間位移角明顯多於其他試體，從試驗過程推論應該是基座滑移導致的結果，由量測資料分析知道，基座滑移造成降伏層間位移角增加 0.04% ~ 0.05% rad.，因此修正後之降伏層間位移角應該介於 0.56% ~ 0.57% rad. 之間。

2. 70 與 100 系列試體整體挫屈層間位移角 (θ_{GB}) 皆落在 0.2% ~ 0.4% rad. 之間，其中 C70 試體由於基座滑動造成降伏層間位移角增加 0.04% ~ 0.05% rad. 的影響，因此挫屈層間位移角有偏大現象。

3. 100 系列局部挫屈層間位移角 (θ_{LB}) 大概在 0.4% ~ 0.5% rad. 之間，70 系列局部挫屈層間位移角則大概在 1% ~ 1.3% rad. 之間。100 系列局部挫屈發生位置為斜撐構材中間段或斜撐構材兩端與接合板相接處，而 70 系列局部挫屈則全部發生在斜撐構材中間段，此現象的原因推測是因為接合板尺寸是根據 70 系列尺寸設計，其無論強度或勁度皆超過 100 系列尺寸設計容量，因此 100 系列容易在斜撐構材北端與接合板相接處產生塑鉸。

4. 100 系列最大完整迴圈層間位移角 (θ_{max}) 落在 0.5% ~ 1.6% rad.，70 系列最大完整迴圈層間位移角落在 1.5% ~ 2.2% rad.，很明顯的 100 系列最大完整迴圈層間位移角小於 70 系列 0.6% ~ 1% rad.，推測與接合板強度與勁度較大造成斜撐構材兩端與接合板相接處產生塑角有關，原本設計塑角預設在接合板上，塑角產生的新位置造成 100 系列細長比縮減情形。另外比較 M 系列與其他系列實驗結果，M 系列試體最大完整迴圈層間位移角都最小，顯示靜態往覆加載歷時對於斜撐構件測試有改變斜撐最大完整迴圈層間位移角的影響，也顯示不恰當之靜態載重位移加載歷時，將導致錯估斜撐之變形範圍容量。

5. 若把最大完整迴圈層間位移角與降伏層間位移角比值 ($\frac{\theta_{max}}{\theta_Y}$) 當作斜撐構件韌性指標，在全部試體中，M 系列的韌性容量最小，而試體 C70 扣除基座滑移的韌性指標值為 3.6，因此依照試驗結果，韌性容量排序為 E 系列大於 C 系列並遠大於 M 系列。另外全部試體的斷裂位置皆發生在斜撐構材中央，此部分與寬厚比大於 18 應變易集中於斜撐構件中央導致提早破壞 (Han et al., 2007)

研究吻合。

6. 100 系列初始開裂層間位移角 (θ_{FI}) 與斷裂層間位移角 (θ_{FR}) 落在 0.75% ~ 2.12% rad. 小於 70 系列 1.5% ~ 4% rad., M 系列落在 0.75% ~ 2% rad. 小於 E 系列 1.6% ~ 2.6% rad. 與 C 系列 1% ~ 4% rad., 顯示斜撐構材細長比與加載歷時皆對 CBF 斜撐構件初始開裂層間位移角 (θ_{FI}) 與斷裂層間位移角 (θ_{FR}) 有明顯影響。

表 4.9 試體指標行為發生點之層間位移角記錄列表

Specimen	θ_Y (% rad.)	θ_{GB} (% rad.)	θ_{LB} (% rad.)	θ_{max} (% rad.)	$\frac{\theta_{max}}{\theta_Y}$	θ_{FI} (% rad.)	θ_{FR} (% rad.)
M100	0.26	0.375	0.5 (Brace Mid.)	0.5	1.9	0.75	0.75
E100	0.26	0.212	0.423 (Brace north End)	1.587	6.1	1.587	2.116
C100	0.26	0.3	0.5 (Brace Mid. End & Brace north End)	1	3.9	1	1.5
M70	0.57	0.375	1 (Brace Mid.)	1.5	2.6	1.5	2
E70	0.56	0.317	1.27 (Brace Mid.)	2.116	3.8	2.645	2.645
C70	0.61	0.5	1.5 (Brace Mid.)	3	4.9	4	4

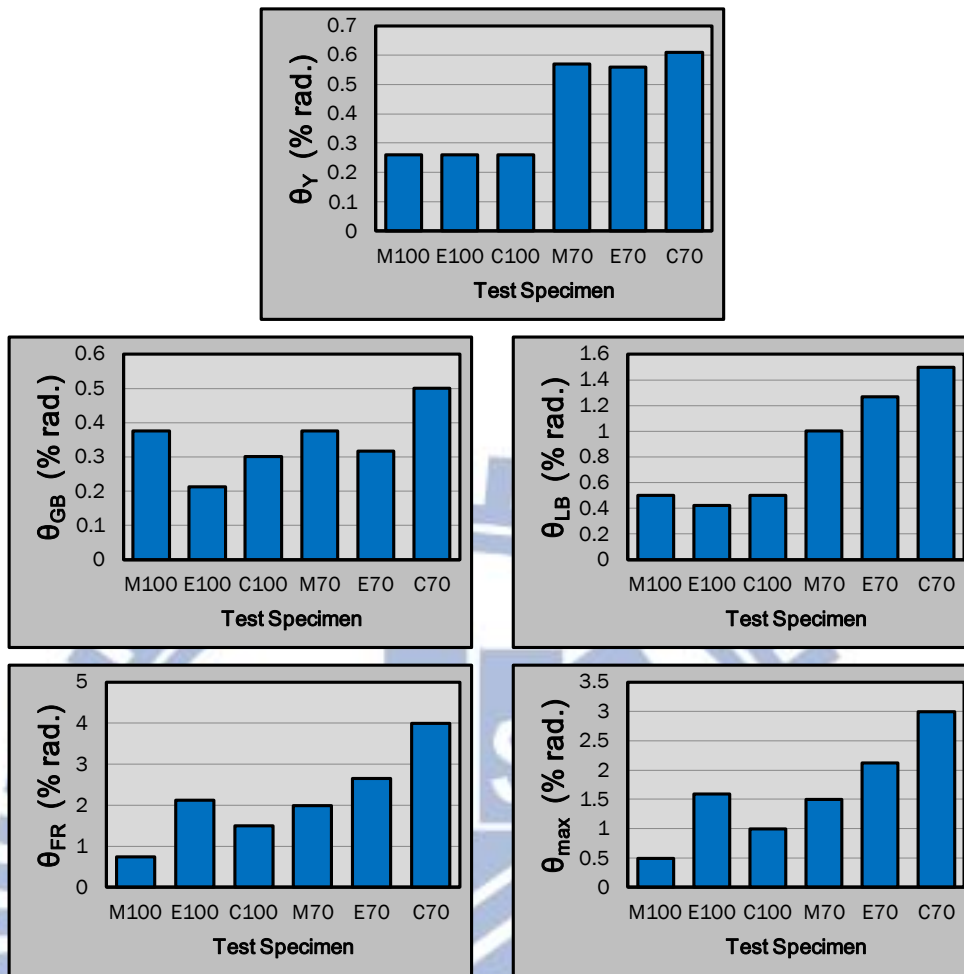


圖 4.99 各試體指標行為發生點之層間位移角比較圖

表 4.10 為試驗後各試體靜態往覆加載歷時目標參數列表，在表中可以發現 100 系列的累積變形容量 ($\sum \Delta\theta_i$) 介於 0.21 ~ 0.35 rad. 之間，而 70 系列的累積變形容量應介於 0.44 ~ 0.67 rad. 中間，其中試體 M100 與 E70 的累積變形容量與其他試體相較之下明顯偏低，可能因為 M100 試體為首支試驗試體，在試驗前進行較多實驗校正與彈性測試，導致意外累積了少量的變形量，而 E70 試體則是在試驗過程中發生基座滑移的情形，同樣也累積了少量的變形量，造成最後在累積變形容量低於其他試體。

表 4.10 試驗後各試體靜態往覆加載歷時目標參數列表

Specimen	N_t (Cycles)	N_p (Cycles)	$\frac{N_p}{N_t}$ (%)	$\sum \Delta\theta_i$ (rad.)	$\Delta\theta_{max}$ (rad.)	θ_{max} (rad.)
M100	12	12	100	0.21	0.01	0.005
E100	38	20	53	0.35	0.0318	0.0159
C100	25	13	52	0.32	0.02	0.01
M70	24	24	100	0.67	0.03	0.015
E70	39	21	54	0.44	0.0424	0.0212
C70	28	16	57	0.58	0.06	0.03

表 4.11 為指標行為之強度與比較列表，指標行為強度包括：受拉降伏強度 ($P_{y,test}$)、最大受拉強度 ($P_{u,test}$)、最大挫屈強度 ($P_{cr,test}$)，同時表中也包含以上三項與理論強度的比值，理論強度是根據材料試驗強度及規範挫屈強度之計算方式而定。從表中可以發現，100 系列之受拉降伏強度略高於理論降伏強度，而 70 系列的受拉降伏強度則略低於理論降伏強度，可能原因為材料試驗之誤差，導致材料降伏強度偏低或偏高所致；100 系列之最大受拉強度則為理論受拉強度之 96%~97%，而 70 系列的最大受拉強度則為理論受拉強度之 76%~80% 可能因為斜撐產生局部挫屈，使試體應力與應變集中，因此試驗結果低於理論強度；最大挫屈強度則受試體之邊界條件影響甚大，由試驗觀察得知 100 系列的斜撐兩端邊界條件較近似彈簧的形式，其剛性較理論假設之簡支形式為高，試體之有效細長比大於理論值，因此試驗結果顯示其 ($\frac{P_{cr,test}}{P_{cr}}$) 介於 1.32~1.82，實驗值高出理論值甚多，而 70 系列的斜撐兩端邊界條件則較近似理論假設之簡支形式，其 ($\frac{P_{cr,test}}{P_{cr}}$) 則介於 0.97~1.13，顯示當邊界條件接近理想狀態時，理論計算具有可靠之準確性。

表 4.11 各試體指標行為之強度與比較列表

Specimen	P_y (kN)	$P_{y,test}$ (kN)	$\frac{P_{y,test}}{P_y}$	P_u (kN)	$P_{u,test}$ (kN)	$\frac{P_{u,test}}{P_u}$	P_{cr} (kN)	$P_{cr,test}$ (kN)	$\frac{P_{cr,test}}{P_{cr}}$
M100		250	1.06		320	0.97		173.4	1.32
E100	236.9	275.9	1.16	331.3	317.9	0.96	130.9	191.9	1.47
C100		273.6	1.15		322.4	0.97		237.7	1.82
M70		1039.3	0.98		1222.4	0.76		874.5	1.13
E70	1061.9	1028.7	0.97	1601.5	1288.9	0.80	770.8	829.8	1.08
C70		994.1	0.94		1248.5	0.78		744.1	0.97

表 4.12 為各試體消能指標與韌性消能指標比值列表，消能指標包括降伏能量 (E_Y) 與斷裂累積能量 ($\sum E_{fr}$)。降伏能量 (E_Y) 的計算方式為降伏時應力-應變曲線與 X 軸所包圍的面積，斷裂累積能量 ($\sum E_{fr}$) 的計算方式為斜撐斷裂後所有遲滯迴圈中所包含的面積，從表 4.12 中清楚可以看到 100 系列的斷裂累積能量為 46.2 kN-m ~ 67.9 kN-m，70 系列的斷裂累積能量為 320.1 kN-m ~ 410.1 kN-m 之間，其中 M100 和 E70 之斷裂累積能量遠低於與其同系列試體原因與前述累積變形容量之差異的原因相同。從表中觀察韌性消能指標比值 ($\frac{\sum E_{fr}}{E_Y}$) 發現 100 系列的韌性消能效率大於 70 系列，過去研究顯示 (Han et al., 2007)，此比值與斜撐斷面之 D/t 有關。

表 4.12 各試體指標行為之消能與比值列表

Test Specimen	E_Y (kN-m)	$\sum E_{fr}$ (kN-m)	$\frac{\sum E_{fr}}{E_Y}$
M100	1.0	46.2	44.5
E100	1.2	67.9	58.5
C100	1.1	62.3	54.5
M70	9.5	410.1	43
E70	9.2	320.1	34.7
C70	9.8	403.1	41.2

圖 4.100、圖 4.101 為 100 系列與 70 系列樓層位移角與累積消能關係圖，從圖中我們可以發現 E 系列的消能累積最慢，與實驗觀察比較，可能因此 E 系列試體之破壞發生時機晚於其他試體；圖中亦顯示，相同斷面之斜撐構件，其累積消能容量最大值有相近之趨勢，亦即不同的靜態實驗位移加載歷時，對於評估斜撐構件的累積消能容量具有不錯的可靠度。

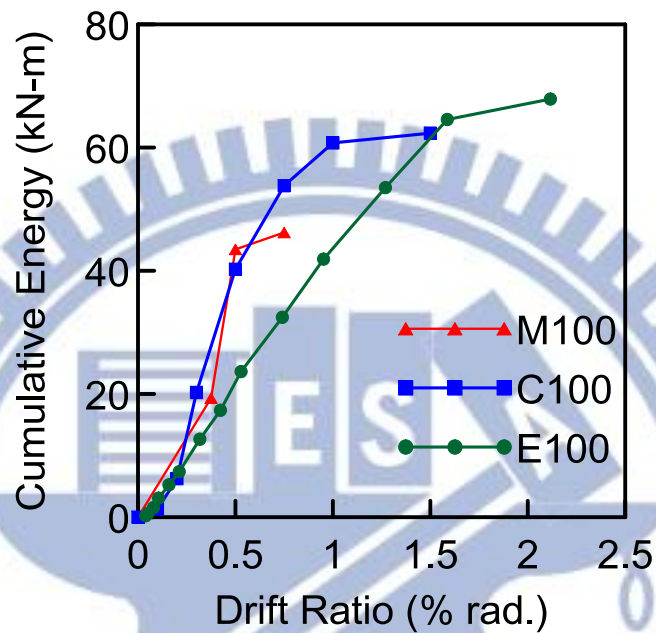


圖 4.100 70 系列樓層位移角與累積消能圖

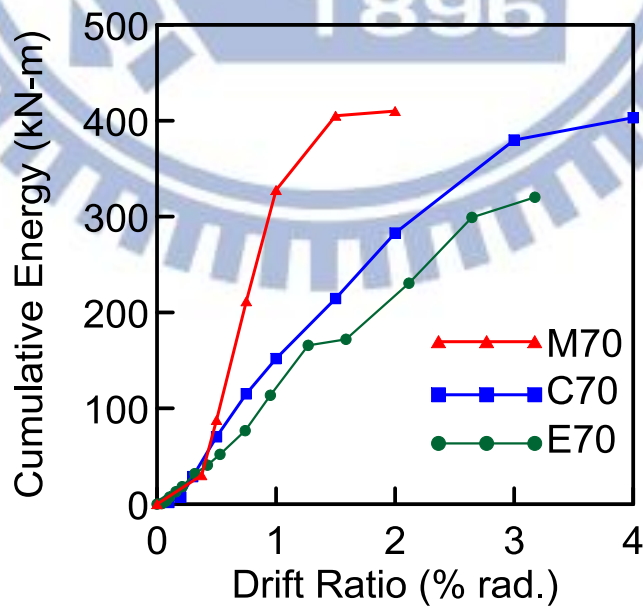


圖 4.101 70 系列樓層位移角與累積消能圖

接著分別比較斜撐寬厚比及細長比與斜撐斷裂時之變形量、正規化累積能量與累積塑性變形量之關係。圖 4.102 顯示 70 系列斜撐具較大寬厚比及較小細長比，可承受較大的樓層位移角。圖 4.103 顯示 100 系列斜撐之正規化累積能量略高於 70 系列斜撐，而相同細長比之斜撐具有相似之正規化累積能量。圖 4.104 則顯示 70 系列斜撐可承受較大的累積塑性樓層位移角。

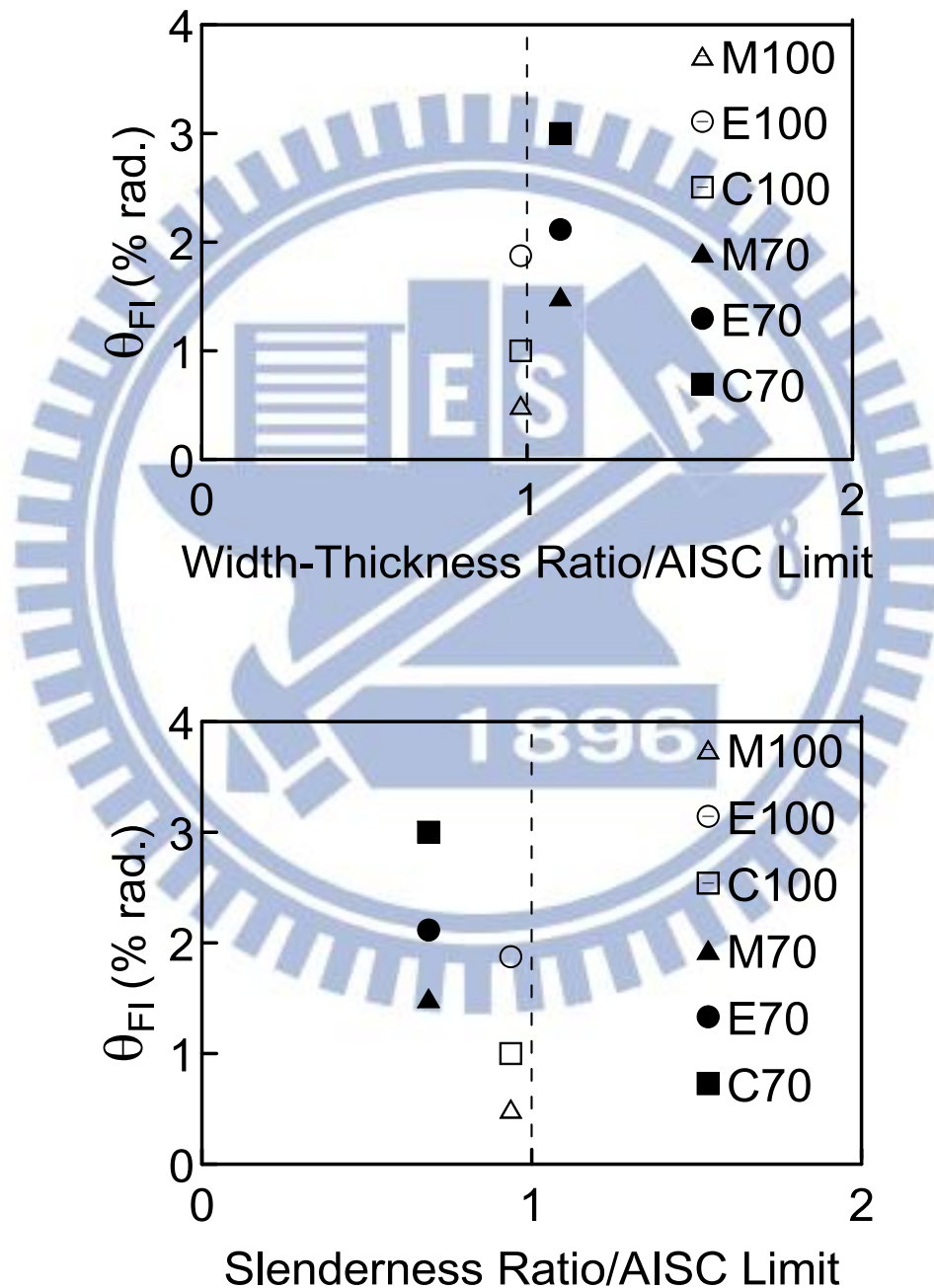


圖 4.102 各試體寬厚比和細長比與斷裂樓層位移角關係圖

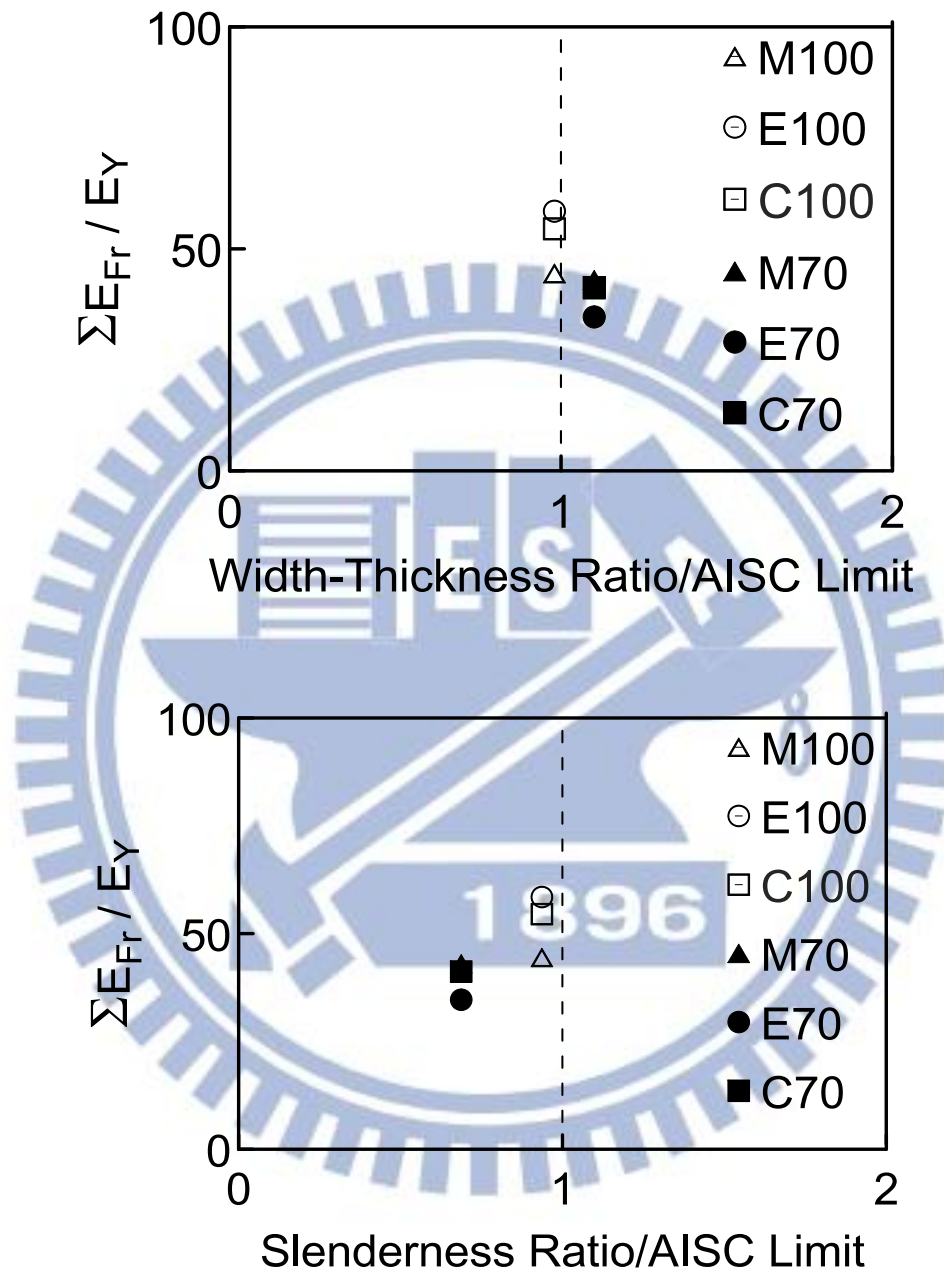


圖 4. 103 各試體寬厚比和細長比與正規化斷裂累積能量關係圖

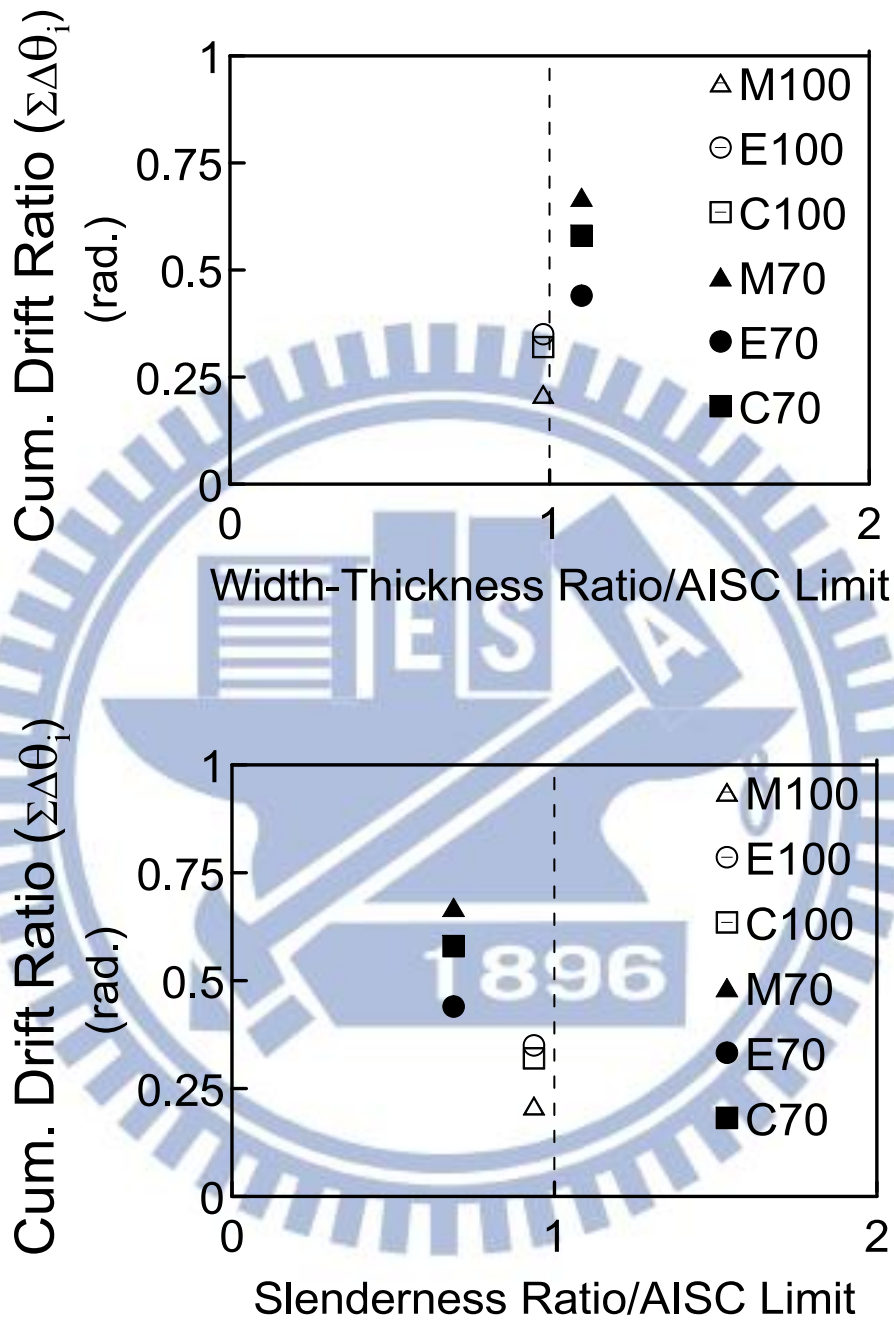


圖 4.104 各試體寬厚比和細長比與累積塑性樓層位移角關係圖

由圖 4.105 至圖 4.107 可以發現在 100 系列中，E 系列的面外挫屈位移量最大，M 系列的面外挫屈位移量最小，在 70 系列中，C 系列的面外挫屈位移量最大，M 系列的面外挫屈位移量最小，另外在相同靜態往覆加載歷時與樓層位移情況下，100 系列試體之面外挫屈位移量較 70 系列試體為大。

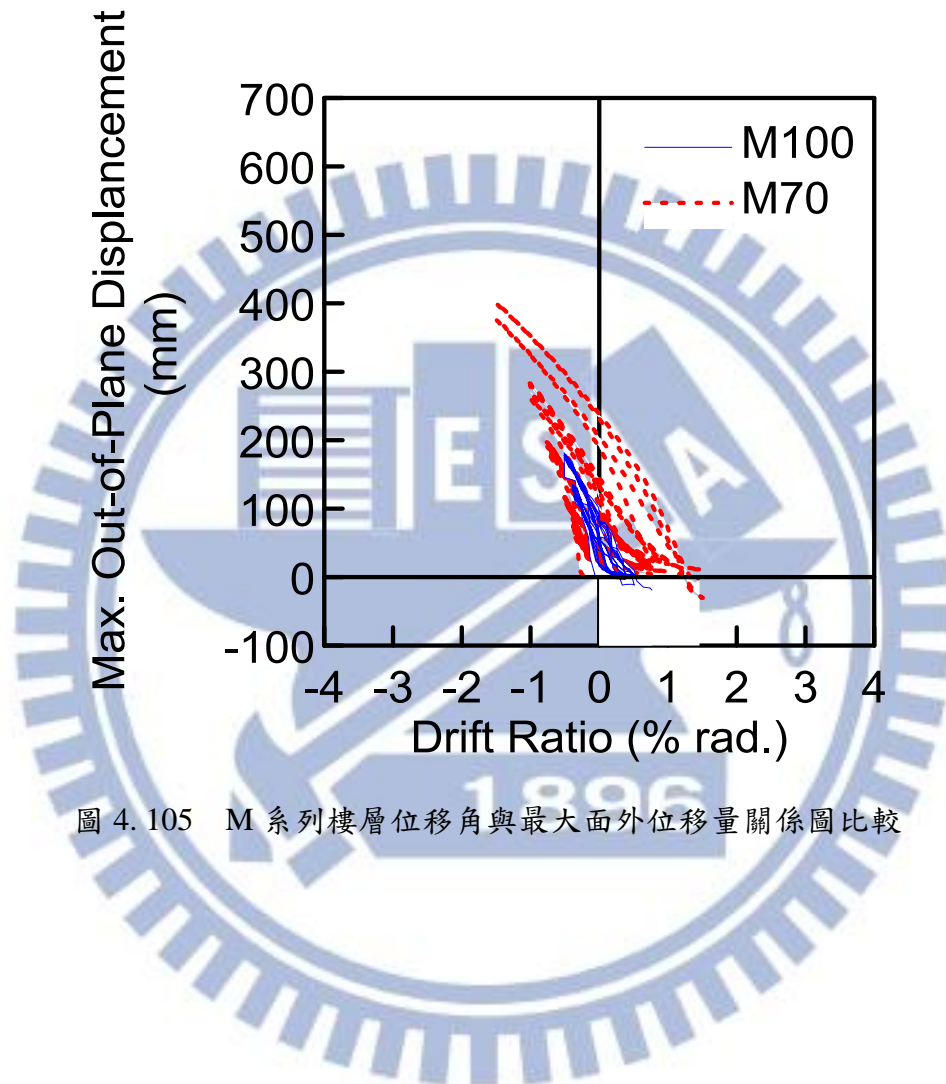


圖 4.105 M 系列樓層位移角與最大面外位移量關係圖比較

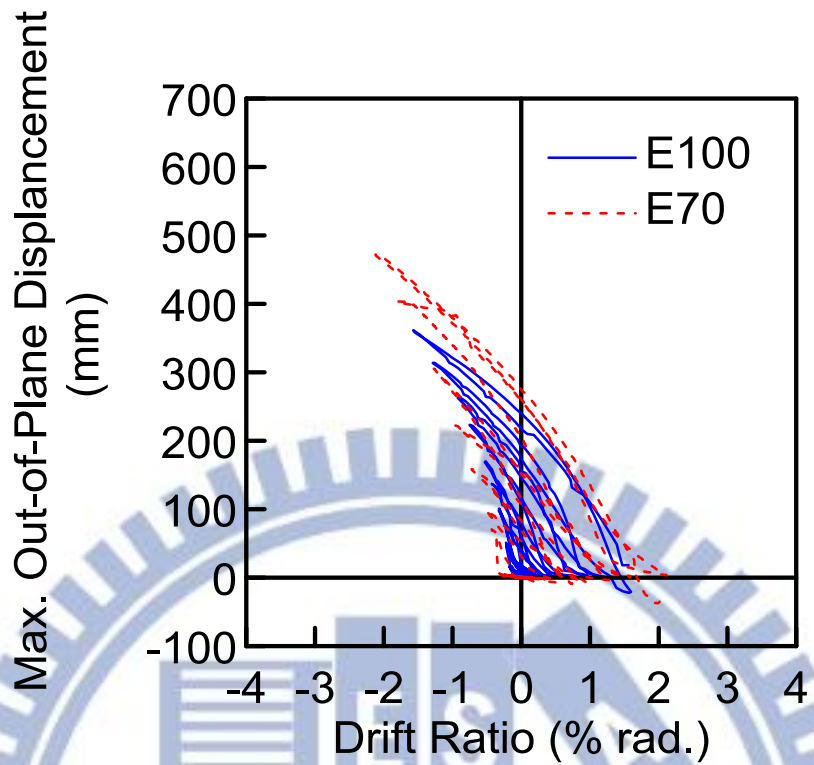


圖 4. 106 E 系列樓層位移角與最大面外位移量關係圖比較

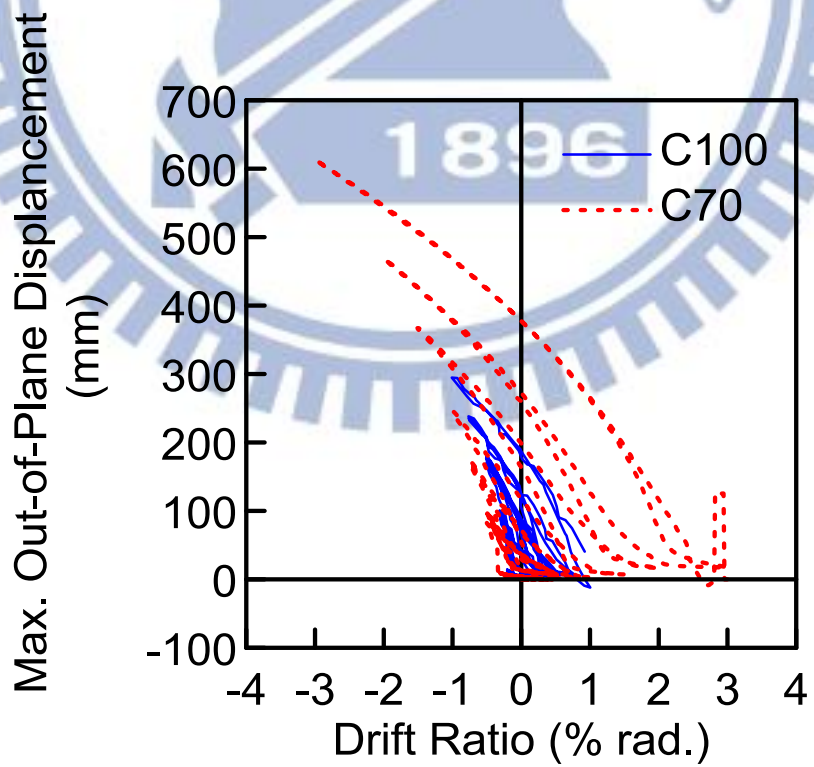


圖 4. 107 C 系列樓層位移角與最大面外位移量關係圖比較

從圖 4.108 可以看出在相同斜撐細長比=100 的試驗試體中，Loading Sequence for Link-to-Column Connections (E100) 全程迴圈變形範圍的累積量皆少於分析模型動力分析結果，Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections (M100) 前期迴圈變形範圍累積量遠多於分析模型動力分析結果，而後期迴圈變形範圍累積量遠少於分析模型動力分析結果，Proposed Loading Sequence for CBF (C100) 前期迴圈變形範圍累積量略多於分析模型動力分析結果，而後期迴圈變形範圍累積量則遠略少於分析模型動力分析結果，詳細三種試體的各個加載階段變形範圍誤差 (Error = 相同的 CDF 值時，變形範圍的試驗結果數值減去動力分析結果數值) 如圖 4.109 所示。

從圖 4.110 可以看出在相同斜撐細長比=70 的試驗試體中，Loading Sequence for Link-to-Column Connections (E70) 前期迴圈變形範圍的累積量略少於分析模型動力分析結果，後期迴圈變形範圍累積量比較近似於分析模型動力分析結果，Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections (M70) 前期迴圈變形範圍累積量遠多於分析模型動力分析結果，後期迴圈變形範圍累積量比較近似於分析模型動力分析結果，Proposed Loading Sequence for CBF (C70) 全程迴圈變形範圍累積量皆略多於分析模型動力分析結果，詳細三種試體的各個加載階段變形範圍誤差如圖 4.111 所示。

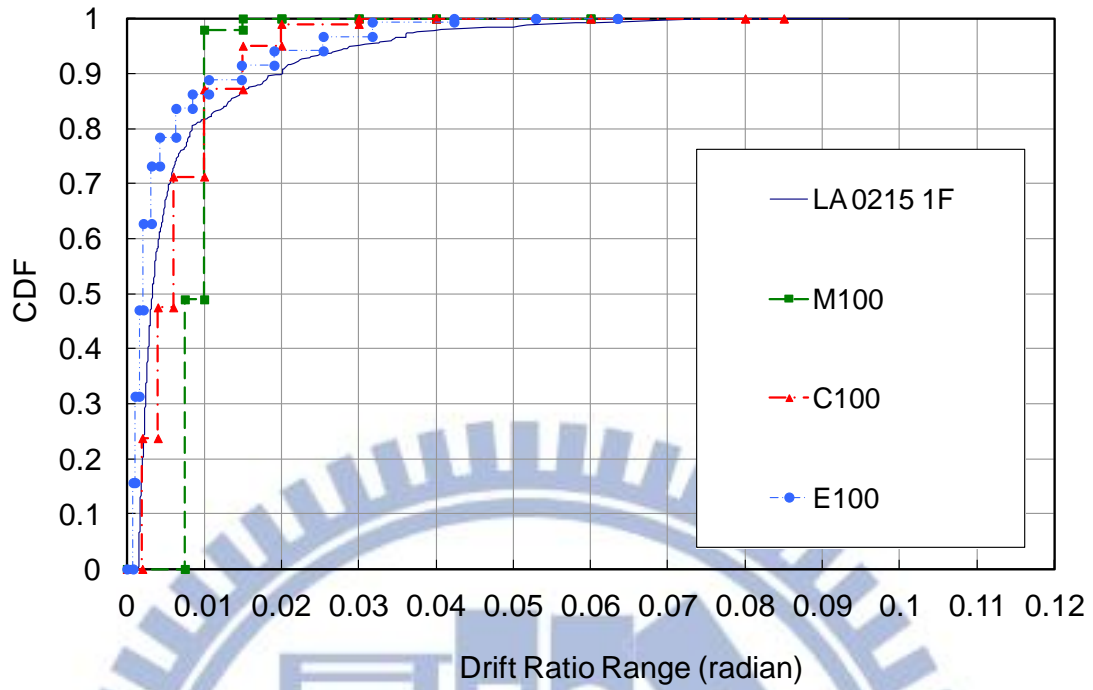


圖 4.108 試體編號 100 系列試驗結果與分析模型動力分析結果 C.D.F. (Chen et al., 2008) 比較圖

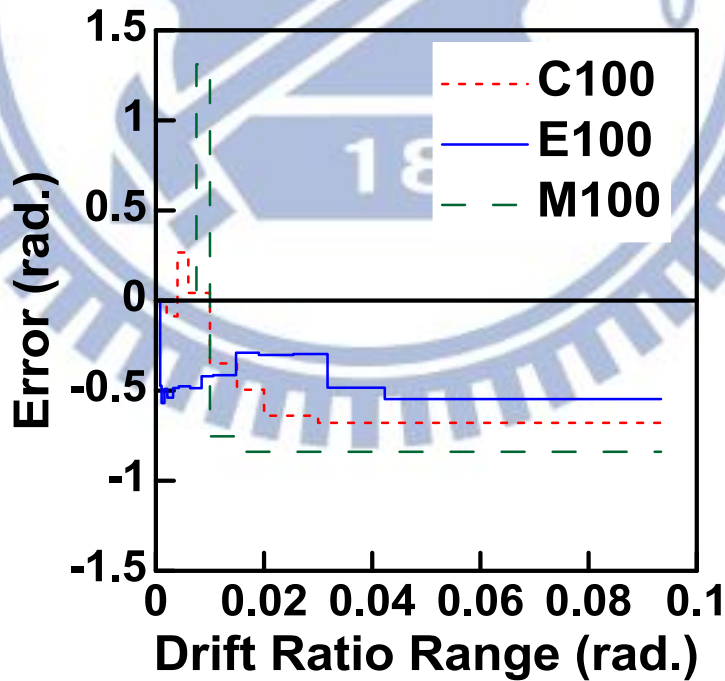


圖 4.109 試體編號 100 系列累積變形範圍與每階段變形範圍誤差關係圖

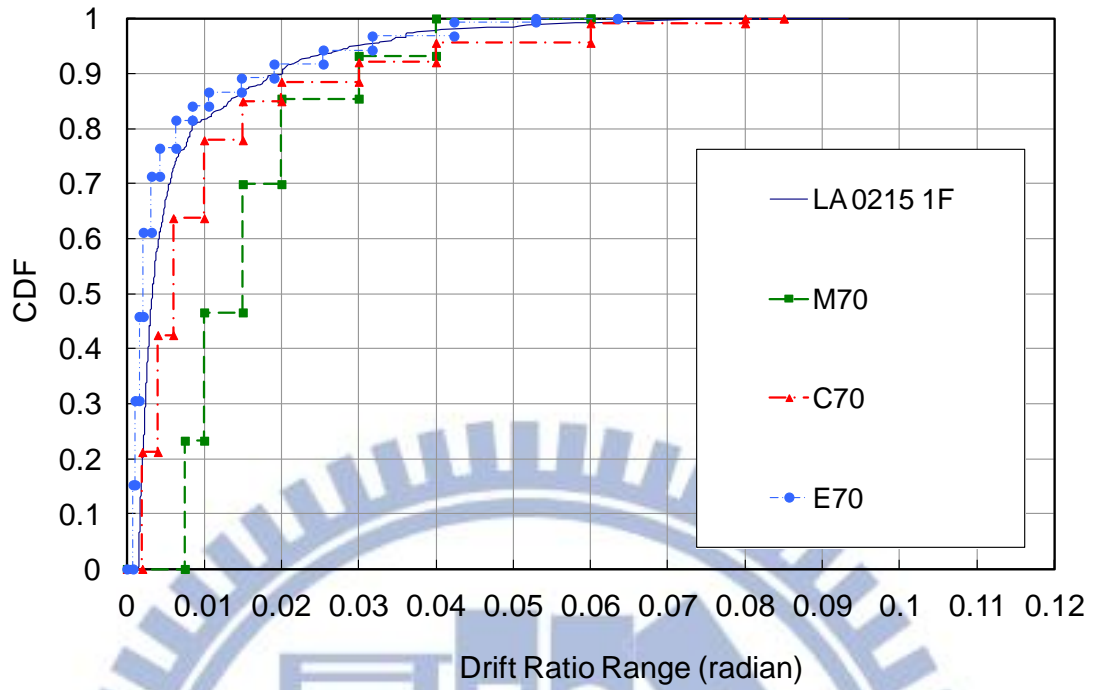


圖 4.110 試體編號 70 系列試驗結果與分析模型動力分析結果 C.D.F.(Chen et al. , 2008) 比較圖

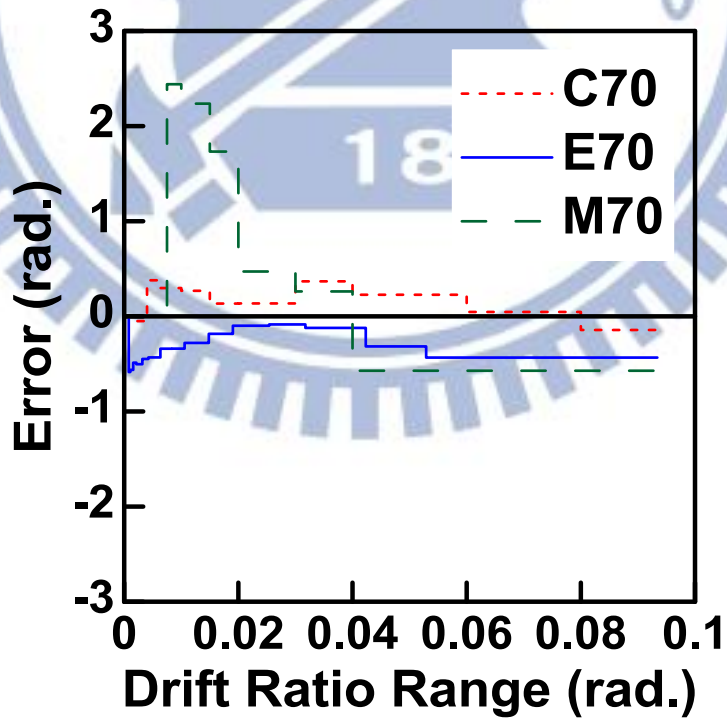


圖 4.111 試體編號 70 系列累積變形範圍與每階段變形範圍誤差關係圖

圖 4.112 為六支試體每階段變形範圍誤差累積比較圖，橫軸分別為六支試驗試體標號，縱軸為每個階段的變形範圍誤差加總，圖 4.113 則為六支試體每階段變形範圍誤差平均比較圖，橫軸分別為六支試驗試體標號，縱軸為每個階段的變形範圍誤差平均，從這兩張圖中可以看出 Proposed Loading Sequence for CBF 在每階段與分析模型動力分析結果變形範圍比較的誤差量中，無論是加總計算或是平均計算都是三種加載歷時中最少的，代表在評估 CBF 斜撐構件的變形範圍方面利用 Proposed Loading Sequence for CBF 的加載結果與分析模型的動力分析結果最為接近。

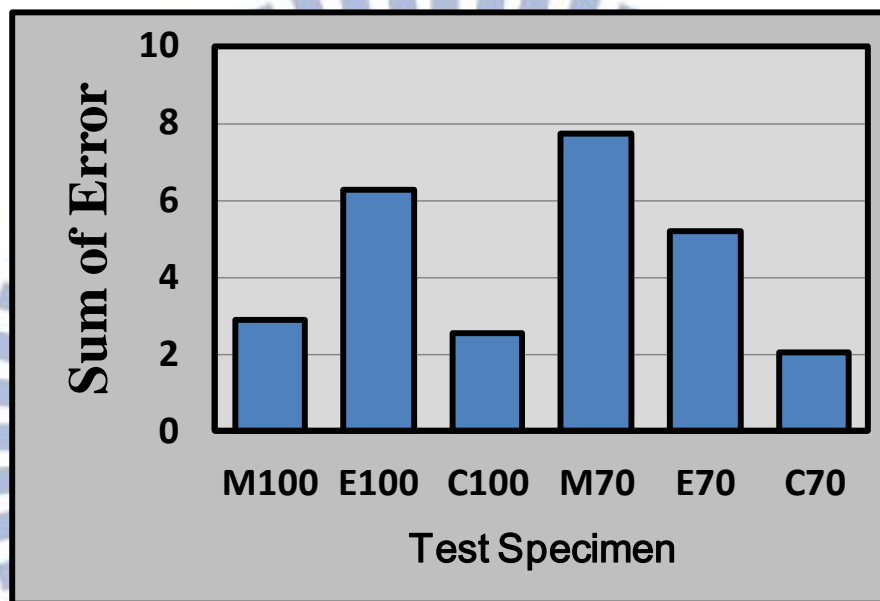


圖 4.112 六支試體每階段變形範圍誤差累積比較圖

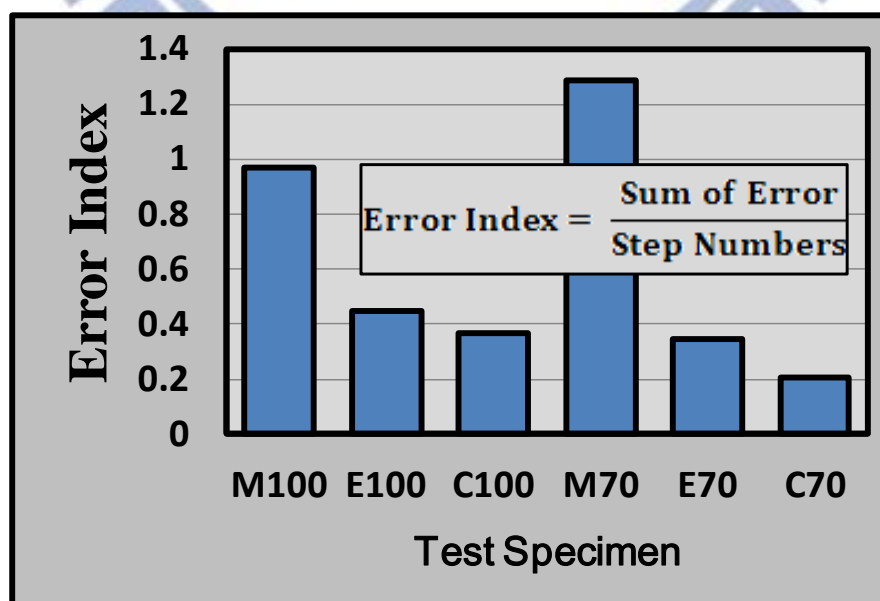


圖 4.113 六支試體每階段變形範圍誤差平均比較圖

第五章 實驗行為數值模擬分析

5.1 分析軟體介紹 (OpenSees)

本次數值分析模擬軟體採用 OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation), OpenSees 是一款由 C++ 撰寫而成的物件導向有限元素非線性分析軟體，主要被廣泛運用來模擬結構工程系統和岩石土壤工程系統的受震反應，OpenSees 整體構架如圖 5.1 所示。

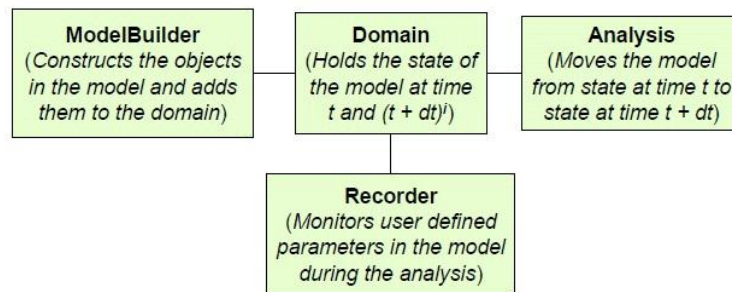


圖 5.1 OpenSees 整體構架 (after McKenna, 1997)

5.2 分析模型介紹

本次數值分析模型如圖 5.2 所示，為了使模型能模擬斜撐挫屈行為，本次模擬在桿件中點給與初始側向變位(camber)，一般建議為模擬斜撐桿件長度的 0.05% 至 0.1%，另外為了讓模擬更趨近真實斜撐反應，在較容易發生非線性行為的區域（如斜撐中央），採用較多模擬元素，模型中的元素採用 displacement-based beam-column element 模擬，每個桿件採用 3 個積分點，積分點間由單軸的纖維(fibers)所組成，而每個纖維材料的軸向應力與應變關係皆考慮低週疲勞破壞，模型中之材料設定，採用等向硬化並利用 Menegotto-Pinto 模型模擬，由於需模擬斜撐挫屈後變形量較大的行為，因此利用 co-rotational 的關係，考慮幾何非線性。

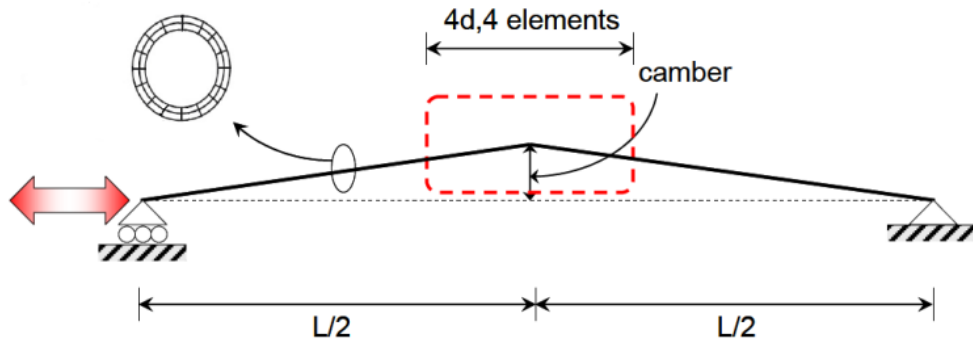


圖 5.2 分析模型簡圖 (Chen 與 Mahin, 2012)

5.3 分析結果與實驗結果比較討論

圖 5.3 至圖 5.8 所示為各試體分析結果，各試體重要的分析參數亦示於圖中，圖 5.9 至圖 5.14 則為分析結果與實驗結果比較，比較結果可知分析結果的初始勁度皆大於試驗反應，可能因為試驗的邊界束制條件與分析中理想之簡支狀況有所差異所致，其中，分析模型有效長度係數並非 $K=1.0$ ，100 系列分析模型採用較小的 K 值，介於 0.5 至 0.7 之間，而 70 系列分析模型採用之 K 值，則介於 0.85 至 1.25 之間。此外分析模型採用之材料降伏強度亦高於試體材料試驗之降伏強度，可能為材料試驗之誤差所導致。除此之外，試體的最大抗拉強度、挫屈強度及試體斷裂時機，皆可藉由分析模型準確預估。

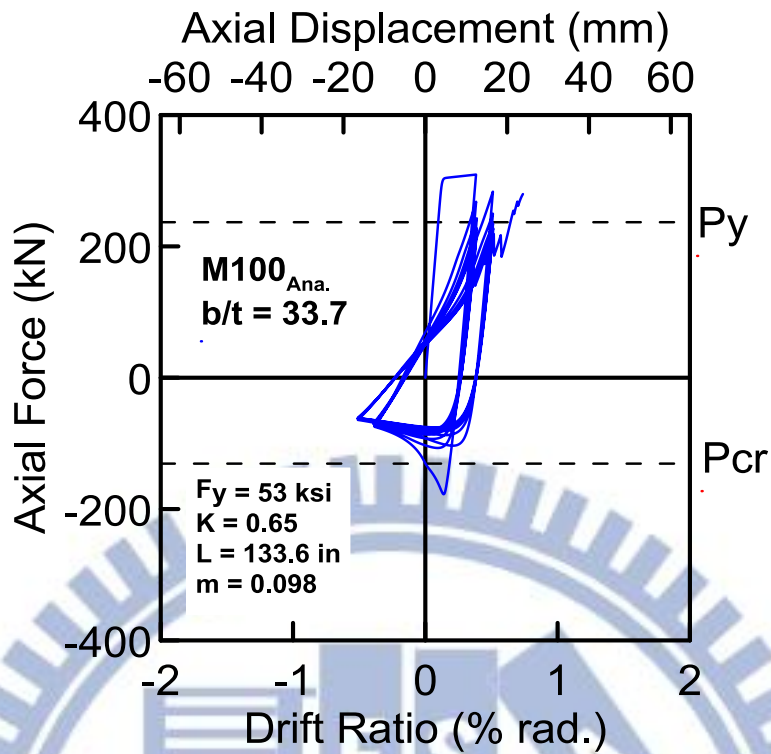


圖 5.3 M100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)

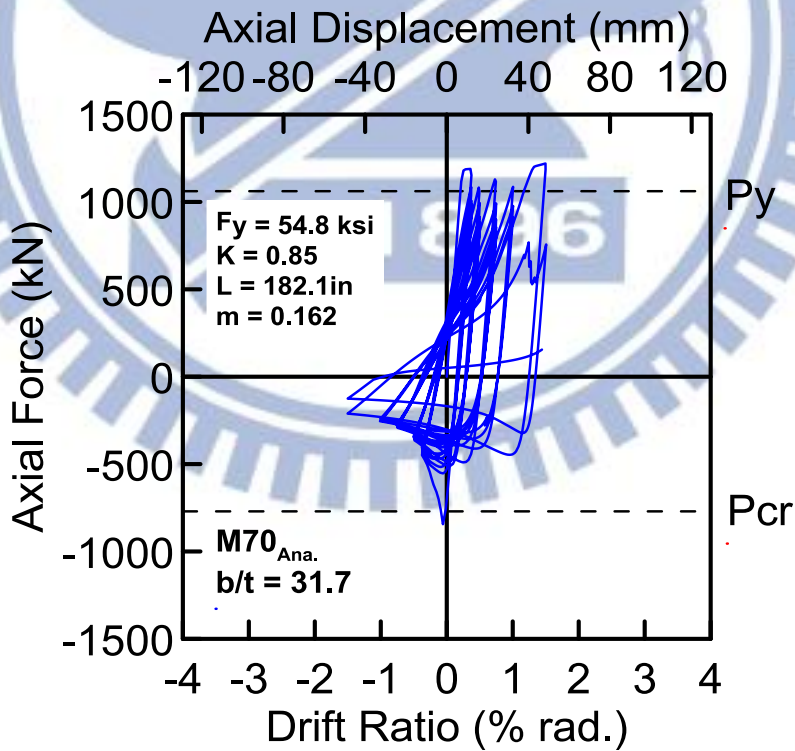


圖 5.4 M70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)

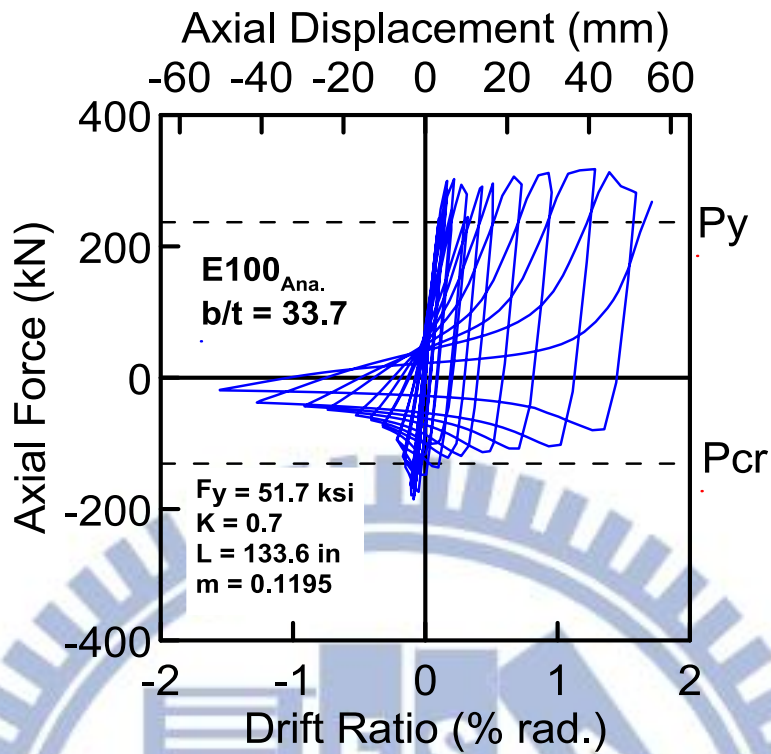


圖 5.5 E100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)

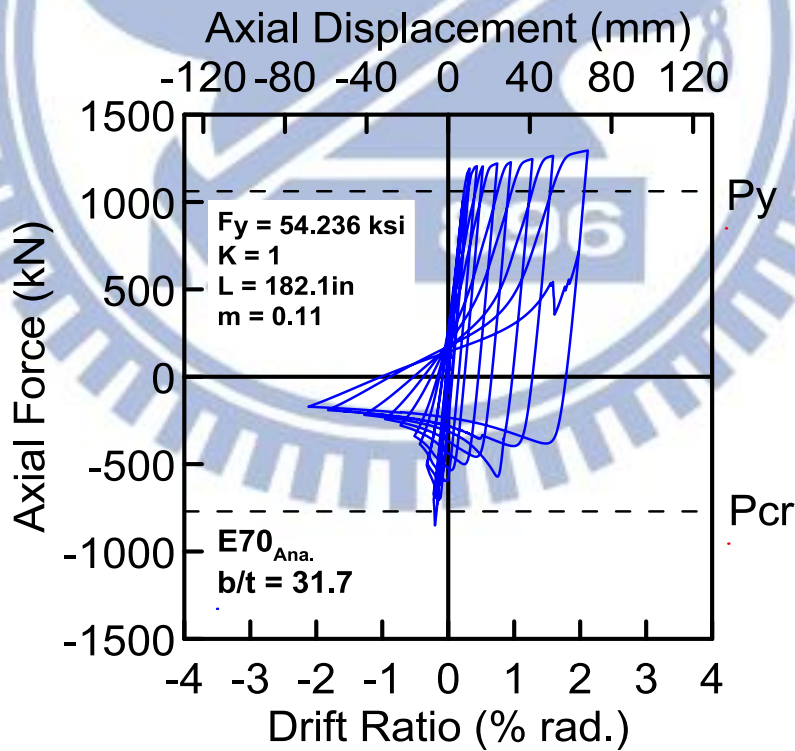


圖 5.6 E70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)

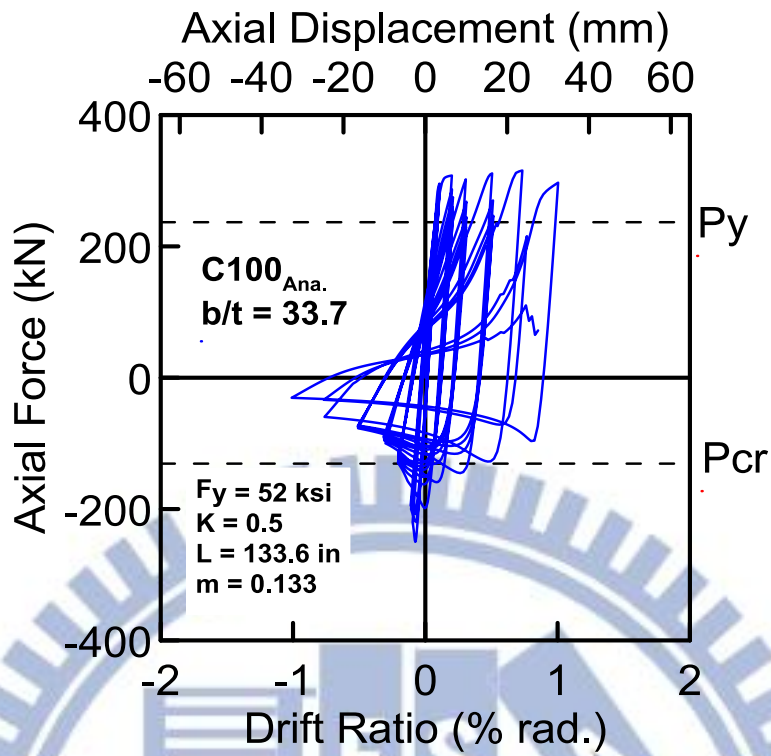


圖 5.7 C100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)

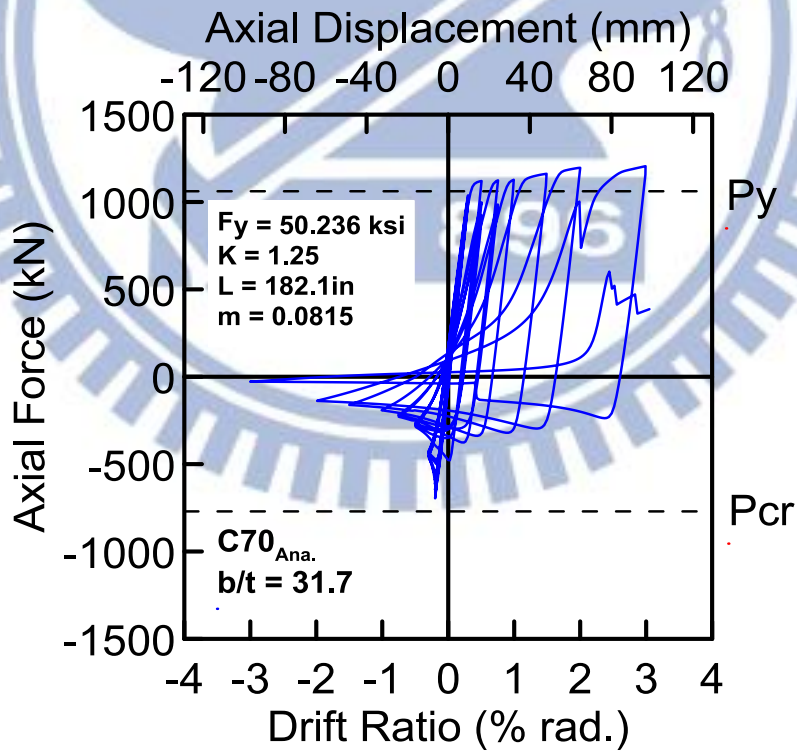


圖 5.8 C70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (分析)

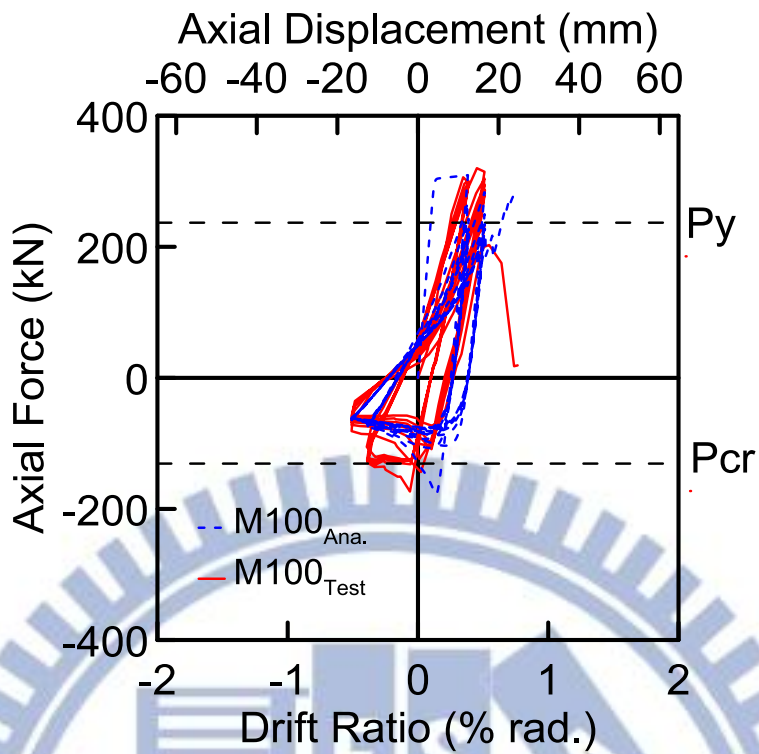


圖 5.9 M100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)

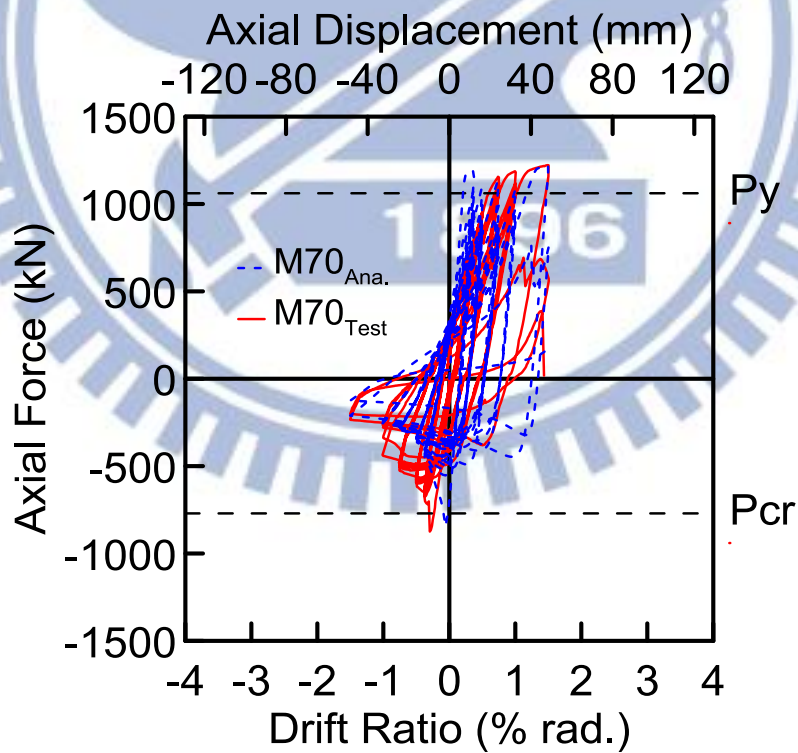


圖 5.10 M70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)

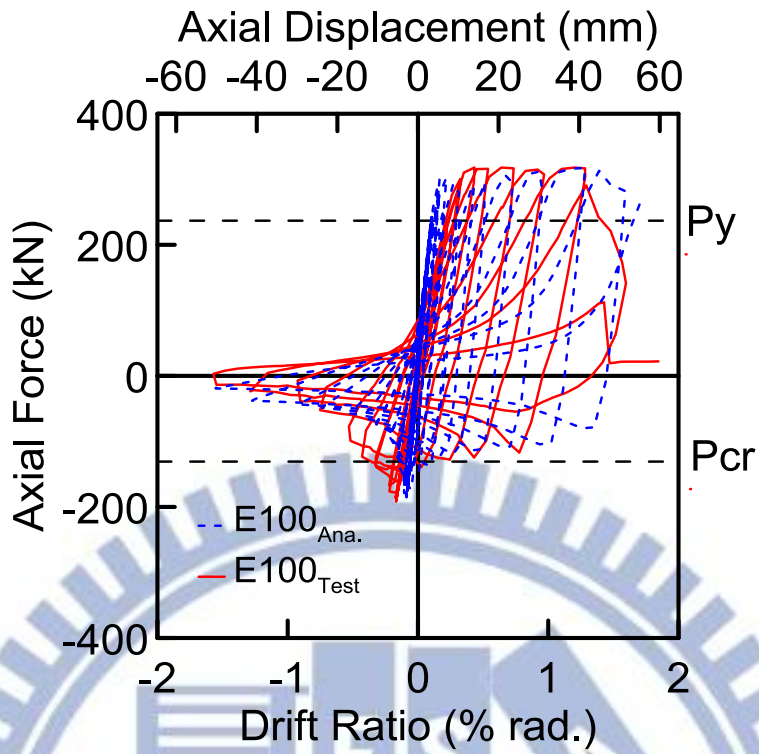


圖 5.11 E100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)

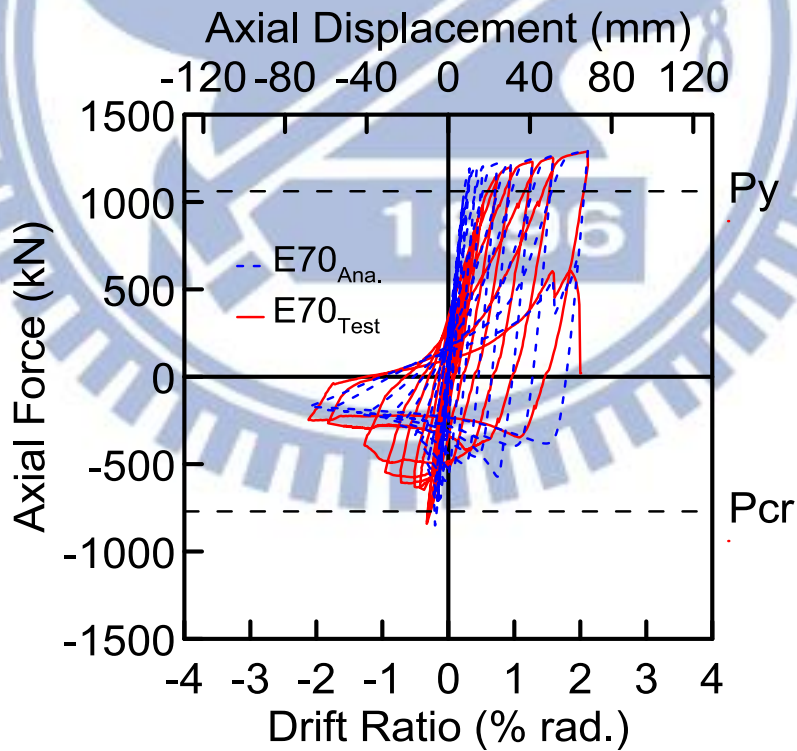


圖 5.12 E70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)

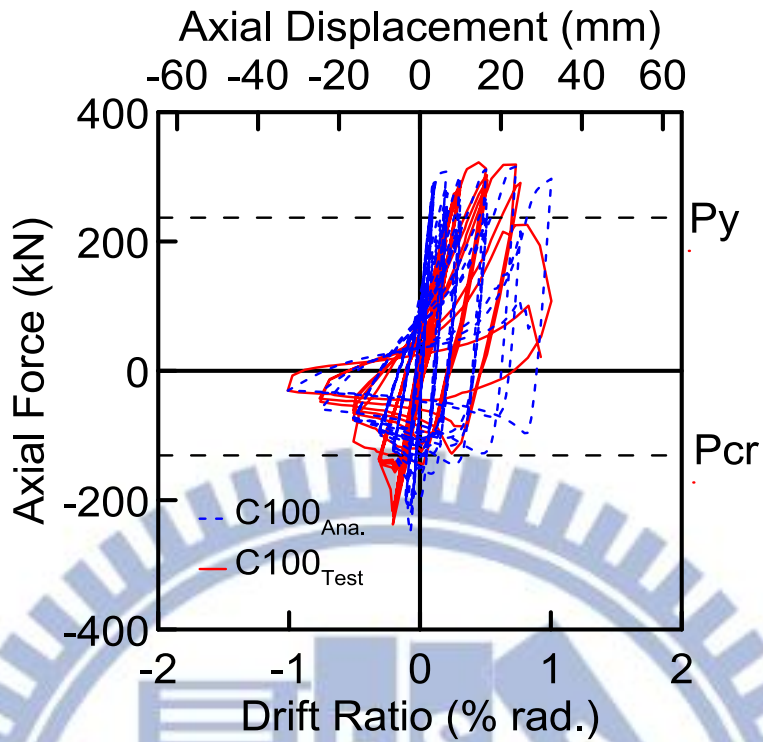


圖 5.13 C100 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)

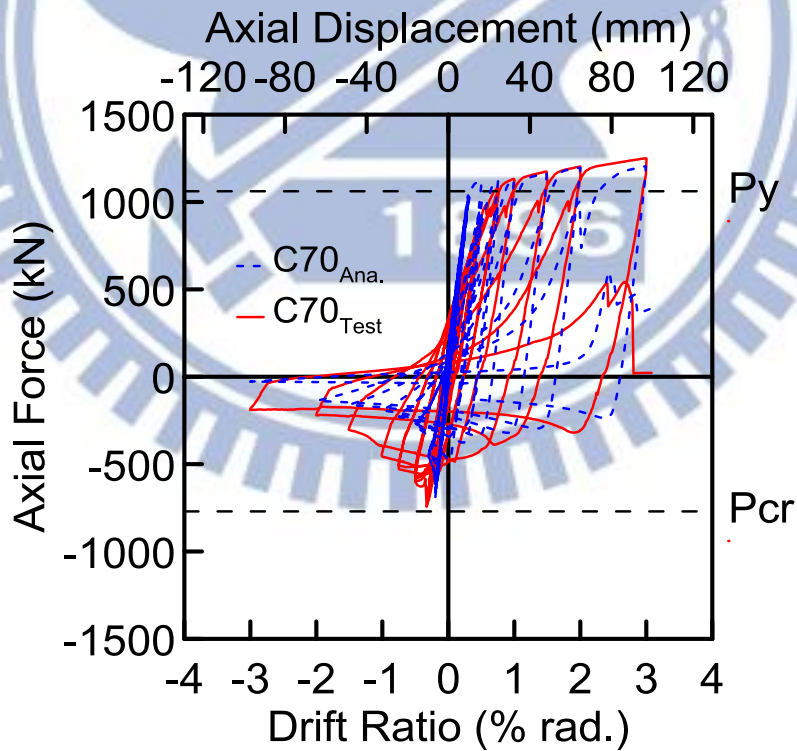


圖 5.14 C70 斜撐軸向變形與軸力關係圖 (試驗 VS 分析)

第六章 結論

1. 實驗結果顯示，所有斜撐構件試體完全斷裂的情形，皆發生在斜撐受拉時，即使斜撐構材已經開裂，受損斷面仍然能夠承受受壓變形不至惡化，並維持到下一個迴圈受拉時才斷裂。
2. 實驗結果顯示，斜撐強度在往覆變形作用下，有明顯強度折減行為，若施加位移量持續增加，則斜撐受拉強度因應變硬化將超過前一迴圈之最大值，而斜撐構件受壓時，挫屈強度在第一次整體挫屈即達到最大值，隨著受壓位移量遞增，挫屈強度只會持續遞減。
3. 實驗結果顯示，E 系列之韌性指標 ($\frac{\theta_{max}}{\theta_y}$) 大於 C 系列並遠大於 M 系列，顯示不同的加載歷時將測得不同之斜撐韌性容量。
4. 由試體的反應推測，即使在理論彈性迴圈內，斜撐試體也可能消耗累積變形範圍容量及斜撐之斷裂累積能量之容量，因此無論彈性或塑性階段之迴圈數量與大小，皆可能影響斜撐試體之變形與消能容量。
5. 斜撐試體之最大受拉強度低於理論受拉強度，可能因為斜撐產生局部挫屈，使試體應力與應變集中，因此試驗結果皆低於理論計算值。
6. 相同斷面之斜撐構件，其累積消能容量最大值及正規化累積能量有相近之趨勢，亦即不同的靜態實驗位移加載歷時，對於評估斜撐構件的累積消能容量及正規化累積能量具有滿意的可靠度。
7. 以 OpenSees 纖維斷面模型分析試體反應，分析結果的初始勁度皆大於試驗反應，可能因為試驗的邊界束制條件與分析中理想之簡支狀況有所差異所致，而模型中採用之材料降伏強度高於試體材料試驗之降伏強度，可能為材料試驗之誤差所導致。除此之外，試體的最大抗拉強度、挫屈強度及試體斷裂時機，皆可藉由分析模型準確預估。
8. 本研究試驗結果顯示未經調整之 Loading Sequence for Beam-to-Column Moment Connections 並不適合 CBF 靜態往覆加載試驗，不適合的原因為過大比例的塑性迴圈比例(100%)與過於快速的累積塑性變形等，皆會導致斜撐構件過早破壞。但用於評估斜撐之最大累積消能容量則仍俱參考價值。
9. 本研究試驗結果顯示在使用 Loading Sequence for Link-to-Column Connections 時斜撐構件試體累積能量的速率較慢，對於測試 CBF 斜撐構件之變形與韌性容量需要再評估，而 Proposed Loading Sequence for CBF 在評估 CBF 斜撐構件之變形與消能容量，則提供較佳的準確性。

參考文獻

- AISC (2002). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- AISC (2010). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- Barsom, J. M., and Rolfe, S. T. (1987). *Fracture and fatigue control in structures-Applications of fracture mechanics*, Prentice-Hall, Engle-wood Cliffs, N.J.
- Chen, C. H., Lai, J. W., and Mahin, S. (2008). "Seismic Performance Assessment of Concentrically Braced Steel Frame Buildings.", 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- Chen, C. H., and Mahin, S. (2012). "Performance-Based Seismic Demand Assessment of Concentrically Braced Steel Frame Buildings." PEER-2012/102, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- Fell, B. V. (2008). "Large-scale testing and simulation of earthquake induced ultra low cycle fatigue in bracing members subjected to cyclic inelastic buckling." PH.D. thesis, Univ. of California, Davis, Calif.
- Fell, B. V., Kanvinde, A. M., Deierlein, G. G., and Myers, A. T. (2009). "Experimental Investigation of Inelastic Cyclic Buckling and Fracture of Steel Braces." ASCE, *J. Struc. Eng.*, **135**(1):19–32.
- Han, S. W., Kim, W. T., and Foutch, D. A. (2007). "Seismic Behavior of HSS Bracing Members according to Width-Thickness Ratio under Symmetric Cyclic Loading" AISC, *J. Struc. Eng.*, **133**(2):264–273.
- Kanvinde, A., and Deierlein, G. G. (2004). "Micromechanical simulation of earthquake induced fractures in steel structure." Blume Center TR145, Stanford Univ., Stanford. Calif.
- Krawinkler, H., Gupta, A., Medina, R., and Luco, N. (2000). "Loading Histories for seismic performance testing of SMRF components and assemblies." Rep. SAC/BD-00/10, SAC Joint Venture. Sacramento. Calif.
- Lee, K. and Bruneau, M. (2005). "Energy dissipation of compression members in

- concentrically braced frames : Review of experimental data. “ *J. Struct. Eng.*, **131**(4): 552-559
- McCormick, J., DesRoches, R., R., Fugazza, D., and Auricchio, F. (2007) . “Seismic assessment of concentrically braced steel frames with shape memory alloy braces.” *J. Struct. Eng.*,
- McKenna, F. (1997). “Object Oriented Finite Element Programming: Frameworks for Analysis,” *Algorithms and Parallel Computing*, University of California, Berkeley, CA.
- Okazaki, T., Arce, G., Ryu, H.-C., and Engelhardt, M. D. (2005) . “Experimental study of local buckling, overstrength and fracture of links in EBFs.” *J. Struct. Eng.*, **131**(10):1526–1535.
- Richards, P. W., and Uang C. M. (2006) . “Testing Protocol for Short Links in Eccentrically Braced Frames.” ASCE, *J. Struct. Eng.*, **132**(8):1183–1190.
- Roeder, C. W. (1989) “Seismic Behavior of Concentrically Braced Frame.” ASCE, *J. Struct. Eng.*, **115**(8):1837–1856.
- Sabelli, R. (2000) . Research on improving the design and analysis of earthquake resistant steel braced frames, FEMA/EERI. Washington, D.C.
- Trembley, R. (2002) . “Inelastic seismic response of steel bracing members.” *J. Constr. Steel Res.*, 58 (5) , 665-701.
- Trembley, R., Archambault, M. H., Filiatrault, A. (2002) . “Seismic Response of Concentrically Braced Steel Frames Made with Rectangular Hollow Bracing Members.” ASCE, *J. Struct. Eng.*, **129**(12):1626-1636
- Uriz, P., and Mahin, S. A. (2004) . “Seismic performance assessment of concentrically braced steel frames.” Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering, Pergamon, Oxford, England.
- 蔡青宜、蔡克銓、魏志毓、林志翰、吳安傑、游宜哲，(2009)，「實尺寸兩層特殊同心斜撐鋼構架試驗反應與有限元素分析研究」，中國土木水利工程學刊，第二十一卷，第四期，第453-472頁。
- 蔡克銓、連育群、魏志毓、吳安傑、蔡青宜、陳家乾、林克強，(2010)，「斜撐面內挫屈之特殊同心斜撐構架耐震性為研究」，國家地震中心研究報告，NCREE-10-003。
- 陳誠直、林南交、湯偉乾，(2010)，「特殊同心斜撐構架之斜撐構材耐震性能」，國家地震中心研究報告，NCREE-10-026。