



強度混合型斜撐之耐震性能

陳垂欣／國立交通大學土木系 副教授

歐治均、游東諺、陳希言／國立交通大學土木系 碩士及研究助理

同心斜撐構架系統的典型破壞模式之一為斜撐中間集中大量塑性變形，此破壞模式常導致斜撐斷裂，通常與低週疲勞及韌性不足有關，為了避免此類破壞模式，本研究採用寬翼斷面取代部分鋼斜撐中間段，由於寬翼斷面相對於方管斷面具有更佳的斷面寬厚性質，經過設計後，鋼斜撐整體的韌性、強度與消能能力皆有所提升。

實驗結果顯示，中間段越長，則試體的韌性越好，而消能能力雖然也隨著中間段增長而增加，但對中間段長度的參數較不敏感。部分試體可將韌性由傳統斜撐的 3.99 提高到 8.48，而累積消能可提高 723%。本研究亦提出形狀因子用以修正變化斷面斜撐的挫屈強度，藉由形狀因子所設計出的斜撐得以確保變形集中於耐震性能較佳的中間段。

前言

SCBF 結構在中小型的振動下，容易達到控制變形量的目的，因此對於特殊變形需求的建築結構（如科技廠房、住宅等），SCBF 是十分優良的結構系統，然而傳統斜撐的在大地震作用下，如何維持其勁度、強度，並達到較佳的消能能力及韌性，同時兼顧施工性與經濟性，仍是十分挑戰的議題。在大地震作用下，斜撐構件以其受拉降伏與受壓挫屈的方式產生遲滯消能的作用，在斜撐受壓挫屈時常導致過大的局部變形，局部斷面因在地震作用下往覆變形且應變過大的情形下容易發生低週疲勞（Low-Cycle Fatigue）的破壞，為了以簡單的方式，同時維持既有斜撐的強度與勁度能力，並改善傳統斜撐的耐震能力，本研究在既有斜撐的中間部分以新的斷面及材料替換，如圖 1 所示^[1]，替換後的斜撐分為中間替換段以及兩側的兩側段，此種設計方式期望以降伏強度較低的兩側段在受拉時優先降伏，減少中間段的塑性變形；而斷面較結實的中間段則在受壓挫屈時，將塑性變形集中於此，期望以區分受拉降伏及受壓挫屈的區域，延長斜撐的疲勞壽命。

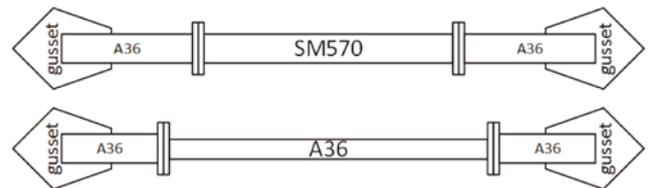


圖 1 強度混合型斜撐示意圖^[1]

強度混合型斜撐設計

強度混合型斜撐的設計需要控制斜撐的破壞模式，由於中間段是經過設計且替換的構件，因此經過設計後預計將受壓彎折變形的區域集中在中間段而避免破壞發生在兩側段，為了達到破壞模式的設計，需要檢核中間段、兩側段及斜撐整體的受壓強度。

中間段挫屈強度

根據研究^[2]，強度混合型斜撐受軸壓時，有兩種整體挫屈的破壞模式：(1) 塑鉸發生在接合板及中間段；(2) 塑鉸發生在接合板及兩側段。若發生後者之破壞模式，斜撐不但未能發揮改裝效果，甚至可能使消能行為更差，故需檢核斜撐分段的挫屈強度以避免此種破壞模式。研究^[2]顯示，中間段的束制方式較為複雜，

有效長度係數 K_m 難以估算，因此其假設：當塑鉸發生在接合板及中間段時，中間段的等效長度即為斜撐全長後可推得：

$$K_m \times L_m = K \times L \quad (1)$$

其中 K_m 為中間段有效長度係數， L_m 為中間段長度； K 為斜撐整體有效長度係數， L 為整體斜撐的總長度，且由於接合板可視為鉸接，故 $K = 1$ ，將式 (1) 代入 LRFD 塑性挫屈公式，可得塑鉸發生在接合板及中間段時之挫屈強度 $P_{cr,UR(m)}$ 為：

$$P_{cr,UR(m)} = F_{y,m} \times A_{g,m} \times 0.658 \frac{K^2 L^2 F_{y,m}}{r_{y,m}^2 \pi^2 E} \quad (2)$$

其中 $F_{y,m}$ 為中間段材料降伏強度， $A_{g,m}$ 為中間段斷面積， $r_{y,m}$ 為中間段之弱軸迴轉半徑，為彈性模數。然而該研究也提及 Fell *et al.* [3] 的研究結果顯示，寬翼斷面的實驗值約為理論值的 1.34 ~ 1.66 倍，因此本研究於設計階段保守取 1.6 作為寬翼斷面中間段的挫屈強度放大係數 Ω_m ，代入式 (2) 可得：

$$\Omega_m \times P_{cr,UR(m)} = \Omega_m \times F_{y,m} \times A_{g,m} \times 0.658 \frac{K^2 L^2 F_{y,m}}{r_{y,m}^2 \pi^2 E} \quad (3)$$

兩側段挫屈強度

兩側段的束制方式類似於一端為有側移的固接，另一端為鉸接，因此假設兩側段的有效長度係數 $K_s = 2$ 。當塑鉸發生在接合板及兩側段，挫屈強度將會由兩側段控制，由 LRFD 塑性挫屈公式可得兩側段挫屈強度 $P_{cr,s}$ 為：

$$P_{cr,s} = F_{y,s} A_{g,s} 0.658 \frac{K_s^2 L_s^2 F_{y,s}}{r_{y,s}^2 \pi^2 E} \quad (4)$$

其中 $F_{y,s}$ 為兩側段材料降伏強度， $A_{g,s}$ 為兩側段斷面積， K_s 為兩側段有效長度係數， L_s 為兩側段長度， $r_{y,s}$ 為兩側段相對弱軸迴轉半徑。且 Fell *et al.* [3] 的研究結果顯示，方管斷面的實驗值約為理論值的 0.87 ~ 1.3 倍，因此本研究於設計階段取平均值 1.12 作為兩側段的挫屈強度放大係數 Ω_s ，代入式 (4) 可得：

$$\Omega_s \times P_{cr,s} = \Omega_s \times F_{y,s} A_{g,s} 0.658 \frac{K_s^2 L_s^2 F_{y,s}}{r_{y,s}^2 \pi^2 E} \quad (5)$$

Pcr 比值

為預防塑鉸發生在接合板及兩側段，需確保兩側段挫屈強度大於或等於塑鉸發生在中間段之挫屈強度，如式 (6) 與 (7) 所示：

$$\Omega_s \times P_{cr,s} \geq \Omega_m \times P_{cr,UR(m)} \quad (6)$$

$$P_{cr \text{ ratio}} = \frac{P_{cr,s}}{P_{cr,UR(m)}} \geq 1.43 \quad (7)$$

試體之理論挫屈強度與實際挫屈強度不盡相同，經過檢討，陳希言 [4] 提出藉由形狀因子，可以修正強度混合型斜撐的挫屈強度估算，得到較精確的結果，此形狀因子以塑性斷面模數、斷面積與迴轉半徑考慮中間段與兩側段的斷面差異，經過修正後，挫屈強度的預估值與實際挫屈強度的誤差小於 10%。形狀因子的公式如下：

$$S = \frac{Z_{y,m} / (A_{g,m} \times r_{y,m})}{Z_{y,s} / (A_{g,s} \times r_{y,s})} \quad (8)$$

其中 Z_y , A_g 與 r_y 為塑性斷面模數、斷面積與迴轉半徑，而經過形狀因子修正後，強度混合型斜撐的設計公式須由式 (7) 改為式 (9)。

$$P_{cr \text{ ratio}} = \frac{P_{cr,s}}{P_{cr,SF}} \geq 1.0 \quad (9)$$

其中 $P_{cr,SF}$ 可由式 (10) 與式 (11) 計算而得，式 (11) 為實驗結果回歸而得。

$$P_{cr,SF} = f(S) \times P_{cr,UR(m)} \quad (10)$$

$$f(S) = 18.7S^2 - 41.3S + 23.9 \quad (11)$$

實驗規畫

本研究藉由有限元素分析及實尺寸實驗探討強度混合型斜撐的行為，實驗於國立交通大學的大型結構實驗室進行，實體的設計是假設斜撐為 45° 斜角配置在結構中，而斜撐兩端角隅板彎折區間的長度為梁柱接頭心到心距離的 70%。實驗構架的設計圖如圖 2 所示，斜撐試體之北端安裝於 A 字構架上，給予試體一個端部的支撐使其擁有適當的支承反力，而在南端的油壓千斤頂則為施力端，為了避免千斤頂於加載過程中使試體產生側移、維持軸向作用，因此以抗側力之橫梁兩組與四組擋板裝置油壓千斤頂的施力軌道。加載歷時採用較適合同心斜撐構架系統的类型 [5]，如圖 3 所示，若斜撐試體在層間變位角 (Drift Ratio, DR) 4% 尚未斷裂，則進行 4% 的疲勞測試，直到斜撐斷裂。

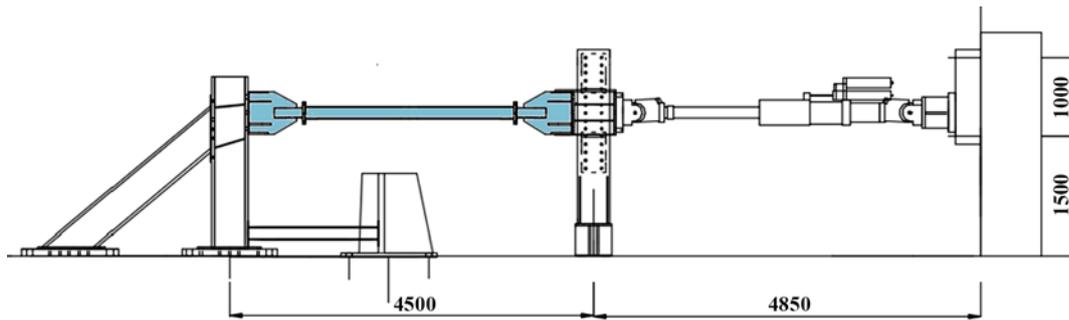


圖 2 斜撐試體架設圖

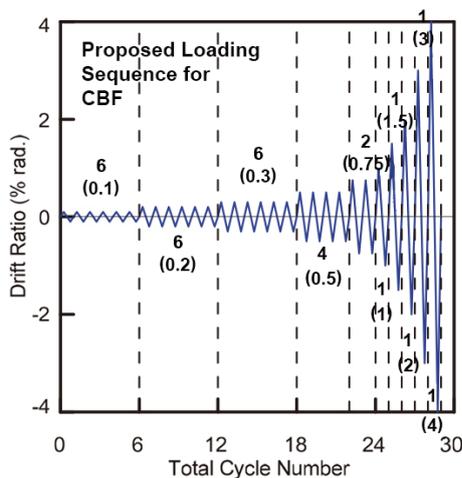


圖 3 斜撐試體加載歷時

試體設計

本研究之中間段採用 H 型斷面而非方管，因 H 型斷面相較於其他斷面型式具有更好的抗疲勞斷裂的能力。本研究試體主要由接合板及斜撐本體構成。斜撐本體有兩系列，分別為符合 AISC 1989^[6] 但不符合 AISC 2010^[7] 的斷面（代表老舊斷面）及符合 AISC 2010 的斷面（這些試體同時也符合較新的 2016 規範^[8]），新舊規範主要的差異在於斷面寬厚比的限制不同，分析及實驗的變化參數包括斜撐斷面型式、斜撐材料、中間段長度、材料及斷面型式等，依據試體細節不同，試體可分為 UR 類（未改良之原始斜撐型式）、89 類以及 10 類。

實驗結果

實驗觀察

往覆加載試驗由試體受拉開始進行，其中試體 UR-89 即呈現典型老舊鋼斜撐的行為，斜撐在 DR = 0.3% 弧度（位移量為 7.29 mm）受拉時，接合板有石膏漆剝落的情況，反應出輕微塑性變形。DR = 0.5% 弧度

（位移量為 12.14 mm）受壓時，斜撐發生整體挫屈，如圖 4 所示，受力變形關係開始呈現較明顯的非線性。當 DR = 0.75% 弧度（位移量為 18.21 mm）受壓時，斜撐發生明顯局部挫屈，顯示寬厚比較大的老舊斜撐可能開始在局部累積較大的塑性變形。在 DR = 2.0% 弧度（位移量為 48.57 mm）受拉時，試體於靠近斜撐全長中央處斷裂，如圖 5 所示，由於同心斜撐構架系統在最大考量地震作用下，層間變位角很有可能會超過 2.0% 弧度，因此老舊的同心斜撐構架系統很有可能發生斜撐斷裂的嚴重破壞情形。經過本研究改良的斜撐，試體 LU-89 呈現典型強度混合型斜撐行為，當 DR = 0.3% 弧度（位移量為 7.29 mm）受壓時，發生整體挫屈，如圖 6 所示，在 DR = 3.0% 弧度（位移量為 72.86 mm）受壓時發生局部挫屈，在 DR = 4.0% 弧度（位移量為 97.14 mm）疲勞 22 圈時斷裂，如圖 7 所示，實驗終止。改良後的斜撐雖然整體挫屈發生的時機與原本的斜撐類似（皆 ≤ 0.5%），但變形形狀呈現較均勻的彎曲型式，且局部挫屈發生的時機明顯延後，也因此斜撐在經過疲勞測試後才斷裂，無論是消能與韌性能力皆大幅度的提升。

斜撐受力變形行為

圖 8 為部分試體的遲滯迴圈關係圖，由遲滯迴圈關係圖能看出，89 類試體的遲滯迴圈飽滿，受軸力作用時較為穩定，皆有進入疲勞階段；10 類試體中則以 LU-10 的遲滯迴圈最為飽滿，並進入疲勞階段，在 10 類中擁有較好的消能效果。除了 SU-10 的非預期破壞，其餘改裝試體皆能完成標準歷時加載，並進行疲勞歷時加載超過 10 圈以上。

斜撐消能與韌性

表 3 為部分試體之層間位移角與累積消能關係，亦包含其消能與韌性容量。各試體的累積消能量是計



圖 4 UR-89 斜撐試體 整體挫屈情形



圖 5 UR-89 斜撐試體斷裂情形



圖 6 LU-89 斜撐試體 整體挫屈情形

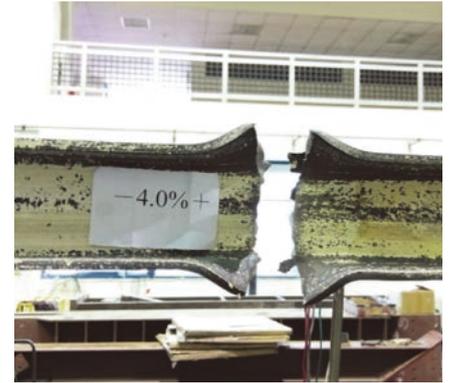


圖 7 LU-89 斜撐試體斷裂情形

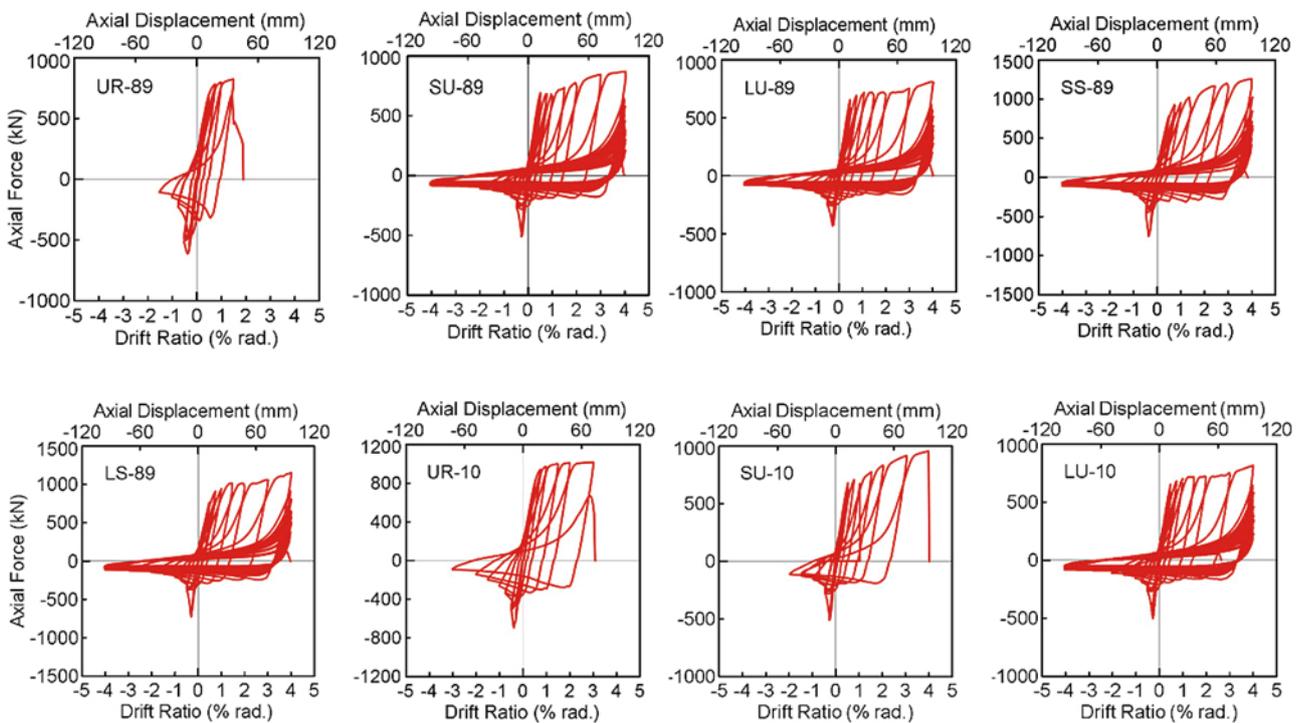


圖 8 部分試體之力與位移遲滯迴圈關係圖

算至試體最後斷裂破壞為止。整體而言，LU-10 總累積消能比 UR-10 大 256.5%，LU-89 總累積消能比 UR-89 大 623.7%。在 89 類試體中 LU-89 具有最飽滿的遲滯迴圈，可達 UR 試體消能容量的 723%，而 10 類試體中以 LU-10 具有最佳的消能容量，可達 UR 試體的 356%。在韌性表現上，實驗結果顯示，中間段長度越長一般呈現較佳的韌性容量，但試體的消能容量，雖然可藉由中間段的增設而大幅增加，但受中間段長度的影響較不顯著，89 類試體韌性容量可由 3.99 增加至 8.48，而 10 類試體韌性容量則可由 4.41 增加至 8.24。由試體行為可發現，本研究提出之方法可大幅增加傳統鋼斜撐之消能與韌性容量，並加強其抵抗斷裂的能力。

表 3 部分試體消能情形 (單位: kJ)

DR (%)	Series 89				Series 10			
	UR-89	SU-89	LU-89	SS-89	LS-89	UR-10	SU-10	LU-10
0.5	27.34	27.67	35.11	40.9	42.4	25.95	24.22	27.1
0.75	49.96	43	50.87	62.79	63.65	47.9	32.05	41.2
1.0	65.85	54.47	64.91	79.85	80.5	66.41	3.57	53.43
1.5	90.96	75.33	85.21	109.27	110.13	98.58	54.68	74.48
2.0	106.24	100.86	110.71	158.97	147.05	138.3	80.48	99.56
3.0	N.A.	139.32	150.88	211.08	203.1	197.11	120.75	136.76
4.0	N.A.	188.22	199.36	284.65	272.52	211	156.6	186.64
Fatigue	N.A.	707.73	768.88	722.37	720.01	N.A.	N.A.	788.56
Ductility	3.99	7.64	8.48	5.61	5.71	4.41	7.58	8.24

結論

1. 本研究所提出的斜撐改良細節可有效增加傳統鋼斜撐韌性與消能能力，但中間段的長度須經過適當設計，過長或過短的中間段皆無法有效增加斜撐韌性。
2. 改良後的斜撐整體挫屈發生的時機與原本的斜撐類似，但變形形狀呈現較均勻的彎曲型式，且局部挫屈與斷裂發生的時機明顯延後，無論是消能與韌性能力皆大幅度的提升。
3. 改善細節可大幅增加傳統鋼方管斜撐的消能能力，89類試體可增加至傳統鋼斜撐的723%，而10類試體可增加至傳統鋼斜撐的356%。
4. 實驗結果顯示，中間段較長的試體一般具有較佳的韌性，斜撐經過改善後韌性可由約4.0增加至約8.0。
5. 根據實驗結果，建議取 $P_{cr,ratio} = \frac{P_{cr,s}}{P_{cr,SF}} \geq 1.0$ 以確保較佳的塑性機制，即塑鉸發生在中間段及接合角隅板上。

誌謝

本研究為科技部計畫研究成果，計畫編號 MOST-105-2625-M-009-002, MOST-106-2625-M-009-003。此外，

作者特別感謝國家地震工程研究中心提供實驗技術上的協助。

參考文獻

1. Chen, C.H., Ou, C.C., and Yu, D.Y.(2019), Cyclic Behavior of Wide-Flange Steel Braces with Spliced Mid-Segment, Thin-Walled Structures. Vol. 143.
2. 歐治均 (2018)，強度混合型斜撐之往覆加載行為，國立交通大學土木工程學系碩士論文
3. 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. Struct. Eng., 135(1), pp.19-32.
4. 陳希言 (2019)，方管強度混合型斜撐之往覆加載行為，國立交通大學土木工程學系碩士論文
5. Chen, C.-H. and Hu, H.-K. (2016), Evaluation of loading sequences on testing capacity of concentrically braced frame structures, Journal of Constructional Steel Research, Volume 130, Nov., pp. 1-11
6. AISC (1989), Specifications for Structural Steel Buildings, Allowable Stress Design and Plastic Design, American Institute of Steel Construction, Inc., IL.
7. AISC (2010), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC-341-10, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
8. AISC (2016), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC-341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL. 

109.11.5 斜張橋—結構分析、設計、施工與維護技術研討會



交通部林佳龍部長為本次研討會開幕致詞



全體講師及貴賓合照



報名學員共 267 人！現場座無虛席，反應熱烈！