

鋼梁與包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱接頭
韌性行為研究

內政部建築研究所研究報告

中華民國九十六年十二月

鋼梁與包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱接頭 韌性行為研究

主持人：王榮進組長

協同主持人：陳誠直教授

研究員：翁正強教授 蘇晴茂博士

研究助理：胡政甯 蔡煒銘

內政部建築研究所研究報告

中華民國九十六年十二月

目錄

目錄.....	i
表目錄.....	iv
圖目錄.....	v
照片目錄.....	viii
摘要.....	xi
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機.....	2
1.3 研究目的.....	3
1.4 研究方法.....	3
1.5 報告內容.....	4
第二章 國內外相關規範與文獻回顧.....	5
2.1 前言.....	5
2.2 國外 SRC 規範.....	5
2.2.1 美國 AISC-LRFD 設計規範.....	5
2.2.2 美國 ACI 318 設計規範.....	6
2.2.3 日本建築學會(AIJ) SRC 設計規範.....	6
2.3 國內鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範.....	6

2.4 國內外相關文獻回顧.....	7
2.5 國內規範於鋼梁與 SRC 柱接合之限制.....	12
第三章 鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭實驗.....	16
3.1 前言.....	16
3.2 實驗規劃.....	16
3.3 試體設計.....	17
3.4 試體製作.....	19
3.5 試驗設置.....	20
3.6 量測系統.....	21
3.7 試驗程序.....	21
第四章 試驗結果與討論.....	22
4.1 試驗行為.....	22
4.1.1 試體 SR0.8-R8.....	22
4.1.2 試體 SR0.6-R8.....	23
4.1.3 試體 SR0.4-R8.....	24
4.1.4 試體 SR0.8-R6.....	24
4.1.5 試體 SR0.6-R6.....	25
4.1.6 試體 SR0.4-R6.....	25
4.2 梁柱接頭之變形量測與分析.....	26

4.2.1 梁端變形分量.....	27
4.2.2 試體之變形轉角量測與結果分析	29
4.3 試體交會區局部應變結果	33
4.4 試體極限強度.....	34
第五章 結論與建議	36
5.1 結論.....	36
5.2 建議.....	37
參考文獻	38
表格.....	42
圖.....	51
照片.....	81
附錄 審查意見與答覆	104

表目錄

表 2.1 鋼梁接 SRC 柱之接頭相關文獻之試體.....	42
表 2.1(續) 鋼梁接 SRC 柱之接頭相關文獻之試體.....	43
表 2.1(續) 鋼梁接 SRC 柱之接頭相關文獻之試體.....	44
表 3.2 標稱撓曲強度比值	46
表 3.3 交會區剪力強度比值	47
表 3.4 試體鋼板拉力試片試驗強度	48
表 3.5 試體鋼筋拉力試驗強度	48
表 3.6 混凝土圓柱試體抗壓強度	48
表 4.1 SRC 梁柱接頭試體轉角分析表.....	49
表 4.2 SRC 梁柱接頭試體最大彎矩實驗值與鋼梁塑性彎矩強度比較	49
表 4.3 SRC 梁柱接頭試體交會區剪力強度之比較.....	50

圖目錄

圖 2.1 交會區剪力-層間變位角迴圈圖	51
圖 2.2 載重-變位曲線與交會區剪力變形-載重曲線.....	51
圖 2.3 RCS 接頭剪力強度機制 (ASCE Task Committee, 1994).....	52
圖 3.1 外部接頭試驗模擬示意圖	53
圖 3.2 鋼骨鋼筋混凝土柱斷面	53
圖 3.3 試體 SR0.8 鋼骨設計圖	54
圖 3.4 試體 SR0.6 鋼骨設計圖	55
圖 3.5 試體 SR0.4 鋼骨設計圖	56
圖 3.6 SRC 柱內鋼骨設計圖.....	57
圖 3.7 非圍束區箍筋型式	58
圖 3.8 接頭區箍筋型式	58
圖 3.9 SRC 柱箍筋配置圖.....	59
圖 3.10 交會區受力之示意圖	59
圖 3.11 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭實驗配置圖.....	60
圖 3.12 量測儀器配置圖	61
圖 3.13 主筋與箍筋單軸應變計配置圖	61
圖 3.14 弱軸梁翼板三軸應變計配置圖	62

圖 3.15 鋼梁翼板與腹板應變計配置圖	62
圖 3.16 梁端位移加載歷程圖	63
圖 4.1 梁柱接頭構件與量測配置簡圖	63
圖 4.2 梁端變形分量示意圖	64
圖 4.3 梁柱交會區剪力變形所產生梁端變形量	64
圖 4.4 剛體旋轉後梁柱交會區剪力變形所產生梁端變形量	65
圖 4.5 柱混凝土壓碎行為	65
圖 4.6 試體 SR0.8-R8 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖	66
圖 4.7 試體 SR0.8-R8 彎矩與交會區轉角關係圖	66
圖 4.8 試體 SR0.8-R8 彎矩與柱撓曲轉角關係圖	67
圖 4.9 試體 SR0.8-R8 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖	67
圖 4.10 試體 SR0.8-R8 交會區剪力與剪力變形關係圖	68
圖 4.11 試體 SR0.6-R8 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖	68
圖 4.12 試體 SR0.6-R8 彎矩與交會區轉角關係圖	69
圖 4.13 試體 SR0.6-R8 彎矩與柱撓曲轉角關係圖	69
圖 4.14 試體 SR0.6-R8 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖	70
圖 4.15 試體 SR0.6-R8 交會區剪力與剪力變形關係圖	70
圖 4.16 試體 SR0.4-R8 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖	71
圖 4.17 試體 SR0.4-R8 彎矩與交會區轉角關係圖	71

圖 4.18 試體 SR0.4-R8 彎矩與柱撓曲轉角關係圖	72
圖 4.19 試體 SR0.4-R8 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖 ...	72
圖 4.20 試體 SR0.4-R8 交會區剪力與剪力變形關係圖	73
圖 4.21 試體 SR0.8-R6 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖	73
圖 4.22 試體 SR0.8-R6 彎矩與交會區轉角關係圖	74
圖 4.23 試體 SR0.8-R6 彎矩與柱撓曲轉角關係圖	74
圖 4.24 試體 SR0.8-R6 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖 ...	75
圖 4.25 試體 SR0.8-R6 交會區剪力與剪力變形關係圖	75
圖 4.26 試體 SR0.6-R6 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖	76
圖 4.27 試體 SR0.6-R6 彎矩與交會區轉角關係圖	76
圖 4.28 試體 SR0.6-R6 彎矩與柱撓曲轉角關係圖	77
圖 4.29 試體 SR0.6-R6 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖 ...	77
圖 4.30 試體 SR0.6-R6 交會區剪力與剪力變形關係圖	78
圖 4.31 試體 SR0.4-R6 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖	78
圖 4.32 試體 SR0.4-R6 彎矩與交會區轉角關係圖	79
圖 4.33 試體 SR0.4-R6 彎矩與柱撓曲轉角關係圖	79
圖 4.34 試體 SR0.4-R6 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖 ...	80
圖 4.35 試體 SR0.4-R6 交會區剪力與剪力變形關係圖	80

照片目錄

照片 3.1 鋼骨與鋼筋之組合	81
照片 3.2 模板組裝作業	81
照片 3.3 自充填混凝土坍流度試驗 (55~65 cm)	82
照片 3.4 自充填混凝土 V 型漏斗流出時間試驗 (7~20 秒)	82
照片 3.5 自充填混凝土 U 型試驗	83
照片 3.6 試體試驗裝置	83
照片 4.1 試體 SR0.8-R8 鋼梁下翼板石灰剝落與裂縫情況 (1% drift)	84
照片 4.2 試體 SR0.8-R8 裂縫發展情形 (2% drift)	84
照片 4.3 試體 SR0.8-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 1 mm 間隙 (3% drift)	85
照片 4.4 試體 SR0.8-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 3 mm 間隙 (4% drift)	85
照片 4.5 試體 SR0.8-R8 混凝土有明顯開裂隆起 (5% drift)	86
照片 4.6 試體 SR0.6-R8 裂縫發展情形 (1% drift)	86
照片 4.7 試體 SR0.6-R8 裂縫發展情形 (1.5% drift)	87
照片 4.8 試體 SR0.6-R8 裂縫情況 (2% drift)	87
照片 4.9 試體 SR0.6-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 2 mm 間隙 (3% drift)	88
照片 4.10 試體 SR0.6-R8 交會區裂縫發展情形 (3% drift)	88

照片 4.11 試體 SR0.6-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 3 mm 間隙 (4% drift)	89
照片 4.12 試體 SR0.6-R8 承壓面板被拉開 (4% drift)	89
照片 4.13 試體 SR0.4-R8 交會區裂縫發展情形 (1.5% drift)	90
照片 4.14 試體 SR0.4-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 1 mm 間隙 (2% drift)	90
照片 4.15 試體 SR0.4-R8 交會區裂縫發展情形 (2% drift)	91
照片 4.16 試體 SR0.4-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 2 mm 間隙 (3% drift)	91
照片 4.17 試體 SR0.4-R8 交會區裂縫發展情形 (3% drift)	92
照片 4.18 試體 SR0.4-R8 交會區裂縫發展情形 (4% drift)	92
照片 4.19 試體 SR0.8-R6 裂縫發展情形 (1% drift)	93
照片 4.20 試體 SR0.8-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 1 mm 間隙 (2% drift)	93
照片 4.21 試體 SR0.8-R6 裂縫發展情形 (2% drift)	94
照片 4.22 試體 SR0.8-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 3 mm 間隙 (3% drift)	94
照片 4.23 試體 SR0.8-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 5 mm 間隙 (4% drift)	95
照片 4.24 試體 SR0.8-R6 承壓面板被拉開 (4% drift)	95
照片 4.25 試體 SR0.8-R6 混凝土有明顯開裂隆起 (4% drift)	96
照片 4.26 試體 SR0.6-R6 裂縫發展情形 (1% drift)	96

照片 4.27 試體 SR0.6-R6 裂縫發展情形 (2% drift)	97
照片 4.28 試體 SR0.6-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 1 mm 間隙 (2% drift)	97
照片 4.29 試體 SR0.6-R6 裂縫發展情形 (3% drift)	98
照片 4.30 試體 SR0.6-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 2 mm 間隙 (3% drift)	98
照片 4.31 試體 SR0.6-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 4 mm 間隙 (5% drift)	99
照片 4.32 試體 SR0.6-R6 承壓面板被拉開 (4% drift)	99
照片 4.33 試體 SR0.6-R6 混凝土有明顯開裂隆起 (4% drift)	100
照片 4.34 試體 SR0.4-R6 裂縫發展情形 (1.5% drift)	100
照片 4.35 試體 SR0.4-R6 裂縫發展情形 (2% drift)	101
照片 4.36 試體 SR0.4-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 3 mm 間隙 (3% drift)	101
照片 4.37 試體 SR0.4-R6 裂縫發展情形 (3% drift)	102
照片 4.38 試體 SR0.4-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 5 mm 間隙 (3% drift)	102
照片 4.39 試體 SR0.4-R6 裂縫發展情形 (4% drift)	103

摘要

關鍵詞：鋼梁、鋼骨鋼筋混凝土柱、遲滯迴圈

一、研究緣起

為達鋼骨鋼筋混凝土構造合理適用的設計，本研究計畫針對我國的「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」條文之一進行研究，探討鋼骨鋼筋混凝土構造之鋼梁與包覆型鋼骨鋼筋混凝土(Steel Reinforced Concrete, SRC) 柱接合時，於梁柱接頭處之SRC柱內鋼骨與鋼梁之撓曲強度比值的合理性，目前該比值需大於1。

二、研究方法

本研究以實驗方式，探討 SRC 柱之鋼骨與鋼梁撓曲強度比值於梁柱接頭耐震行為之影響。試驗規劃以 SRC 柱之鋼骨與鋼梁撓曲強度比值、強柱弱梁比值為試體參數，用以探討參數變化對接頭強度與行為之影響。

三、重要發現

本研究六組試體，SRC 柱與鋼梁撓曲強度比值大於2.0，交會區之設計剪力強度與需求剪力強度比值大於1.36。試驗結果顯示 SRC 柱內鋼骨撓曲強度小於鋼梁之試體能發展良好的韌性行為，遲滯迴圈

有束縮的現象。鋼梁能發展達其塑性彎矩強度，梁柱交會區亦有足夠之剪力強度，柱內鋼骨與 RC 能共同抵抗彎矩而發揮良好的強度。

四、主要建議事項

根據研究成果，本研究針對鋼梁與 SRC 柱接頭韌性行為之研究，提出下列建議。

立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國立交通大學土木工程學系

鋼梁與包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱之接頭，SRC 柱內鋼骨撓曲強度與鋼梁撓曲強度比值小於 1.0 至 0.4 者，試驗驗證其韌性行為良好。惟因本研究之試體數量有限且僅為外部梁柱接頭，建議繼續廣泛的研究，再行檢討規範對 SRC 柱之鋼骨與鋼梁撓曲強度比值之限制。

長期性建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：國立交通大學土木工程學系

國內 SRC 構造已廣泛的使用於中高層建築物，為達更為經濟且具彈性的設計理念，針對實施不久的鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範進行檢討有其必要性。

Ductile Behavior of Steel Beam to Encased Steel Reinforced Concrete Column Connections

Abstract

Keywords: steel beam, steel reinforced concrete (SRC) column, hysteresis loop

This research was conducted to study one of the provisions in “Design Code and Commentary for Steel Reinforced Concrete Structures” to achieve an adequate design for steel reinforced concrete (SRC) structures. The provision is related to connections between steel beams and encased SRC columns. The limitation for the ratio of the flexural strength of the structural steel used in encased SRC columns to the flexural strength of steel beams, termed “steel flexural strength ratio” hereafter, was studied. The steel flexural strength ratio is currently limited to be larger than unity.

Experiment was conducted to investigate the effect of the steel flexural strength ratio on the ductile behavior of the steel beam to SRC column connections. Ultimate strength and seismic behavior of the connections was discussed to present the influence of the specimen design parameters, such as the steel flexural strength ratio and the ratio of the flexural strength of the SRC columns to that of the steel beams.

In this research, six specimens were designed to have the steel flexural strength ratio larger than 2.0 and the ratio of the design to demand shear strength in the panel zone greater than 1.36. The experimental results demonstrated that the specimens, with steel flexural strength ratio less than unity, can develop satisfactory ductile behavior along with slightly pinched hysteretic behavior. The steel beams can develop their plastic flexural strength and the panel zones have adequate shear strength. It is concluded that the structural steel encased in the SRC column can have composite effect with reinforced concrete and effectively transfer the steel beam forces to the SRC column.

This research confirms that the steel beam to the encased steel reinforced concrete column connections having steel flexural strength ratios in the range of 1.0 to 0.4 can achieve satisfactory ductility and strength. However, further study is needed to finalize the limitation for the steel flexural strength ratio because the conclusions presented in this research are based on the results of limited exterior joints. Moreover, the steel reinforced concrete structures are widely used in medium- and high-rise buildings. It is necessary to re-evaluate the code for steel reinforced concrete structures to reach a more economical and flexible design.

第一章 緒論

1.1 前言

台灣為一海島型國家，本來能使用的土地就不多，加上人口成長快速，為了解決空間需求的問題，建築物逐漸地朝高樓層的方向發展。在建構一棟高樓之際，除結構體的自重外，有些自然界不可抗拒的力量是需要被克服的，例如地震力、風力...等；且因台灣地處環太平洋地震帶，故對於如何降低地震所帶來的災害，被視為建造高樓時的第一考量。

經過學者多方面的研究，發現將傳統的鋼構造(S)與鋼筋混凝土構造(RC)結合在一起而成的鋼骨鋼筋混凝土構造(Steel Reinforced Concrete, 簡稱 SRC)，能有效地提升建築物的承載與耐震能力。因為 SRC 構造物具備了鋼構造的極佳韌性，故能彌補鋼筋混凝土構造之混凝土遭破壞時，強度急遽下降之缺點。SRC 構造物是由鋼筋混凝土包覆著鋼骨之複合型結構系統 (Composite Structural System)，所以相較於純鋼構造，SRC 構造擁有較佳的防火能力；也因為混凝土的包覆提供了鋼骨束制，再加上混凝土優異之抗壓能力，使得結構物的側向勁度大幅提升，而減少結構物因受外力造成的側向變形。

由於 SRC 構造物的耐震性能受到一致好評，所以近年來 SRC 構造已逐漸使用於國內的中高層建築物。有關 SRC 構造物的設計，國內已於 2004 年發布了 SRC 設計規範「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」(內政部 2004) 以供國內工程師作為設計 SRC 構造之依據。惟國內之 SRC 規範大多根據美國 ACI (2005) 與 AISC-LRFD 規範(1999, 2005) 及日本 AIJ 規範(2001) 訂定，但上述 ACI 與 AISC-LRFD 規範均不是專門於 SRC 構造設計的規範，且美國於 SRC 構造的建造較少，研究的成果也較少，因此不適合直接採用。日本 AIJ 規範所使用的設計地震力不同於國內，對延展性之要求較低，因此其細部設計亦並不適合直接採用。國內外 SRC 構造設計上的考量並不盡相同，且國內的本土性實驗較為缺乏，因此建立國內本土性的實驗數據便顯得重要，以建立國內 SRC 構造設計條文之依據。

1.2 研究動機

在建構一棟建築物時，安全性是被視為第一考量的因素。若是僅以安全的角度來建造建築物，雖然能使結構物有效地抵抗外在力量的衝擊，也能確保使用此結構物之人員生命安全無虞，但是在設計、施工的過程中，反而會提高成本、浪費資源。

目前國內 SRC 構造普遍應用於中高層建築物中，所以一套健全良好且符合本土實際情況的設計規範是必要的。國內 SRC 構造設計規範在制定時，雖參考國外設計規範，然而或因缺少理論與實驗數據佐證，所以規範中的部分設計條文採取較為保守的型態呈現。為了能使國內建築物的設計均能達到經濟且安全之期望，所以將對目前國內 SRC 設計規範「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」中較為保守的條文進一步之檢討，以達更為寬裕的設計理念。

1.3 研究目的

本次研究目的在於探討國內 SRC 設計規範「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」內鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨與鋼梁其撓曲強度比值之限制須大於 1.0 之合理性。日本之學者於 SRC 柱接鋼梁之接頭中，採用較小之柱鋼骨尺寸試驗已經有相當之研究成果，並且訂定出適合日本當地之設計準則。惟國內對於此相關研究仍然相當有限，所以本研究將進行 SRC 柱之鋼骨與鋼梁其撓曲強度比值小於 1.0 時，探討梁柱接頭之耐震行為。

1.4 研究方法

因鋼筋混凝土與鋼骨複合作用之複雜性，理論分析上有其困難度

，本研究以實驗方式進行，探討 SRC 柱之鋼骨與鋼梁撓曲強度比值於梁柱接頭耐震行為之影響。試驗規劃以 SRC 柱之鋼骨與鋼梁撓曲強度比值、強柱弱梁比值為試體參數，用以探討參數變化對接頭強度與行為之影響。

1.5 報告內容

本報告主要內容如下。第一章介紹 SRC 結構在國內外使用上的重要性與本研究的目的。第二章回顧國內外相關梁柱接頭之重要文獻，簡單介紹國內外 SRC 設計規範。第三章介紹實驗計畫的規劃，詳細說明試體的設計與製作、試驗裝置與試驗的步驟流程。第四章說明試體的耐震行為與破壞模式，並討論試驗結果。最後章節則為本研究的結論與建議。

第二章 國內外相關規範與文獻回顧

2.1 前言

我國的「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」於 2004 年公佈並施行，為國內工程師在設計鋼骨鋼筋混凝土構造之依據。但目前國內仍然缺乏充分的研究成果，所以規範的訂定大多參考國外相關之規範。本章將回顧國內外學者相關之研究文獻與 SRC 設計規範。

2.2 國外 SRC 規範

目前國內實施的 SRC 設計規範大多依據以下國外之設計規範所訂定 (1)美國 AISC-LRFD (American Institute of Steel Construction) 設計規範、(2)美國 ACI-318 (American Concrete Institute) 設計規範、(3)日本建築學會 AIJ (Architectural Institute of Japan) SRC 設計規。

2.2.1 美國 AISC-LRFD 設計規範

美國 AISC-LRFD 設計規範 (2005) 為鋼構造之設計規範，於規範內並對於 SRC 構材的設計理念為將 SRC 斷面內之 RC 部分以規範建議之修正係數轉換為等值強度與勁度之鋼骨量，再以鋼構造之設計方式計算出構材的極限強度。利用此種設計方式計算構材之強度，此結果可能偏於保守，因為其中忽略了鋼骨與 RC 間之合成關係。

2.2.2 美國 ACI 318 設計規範

美國 ACI-318 設計規範 (2005) 的設計概念與 AISC-LRFD 相反，主要係將 SRC 構材中鋼骨部分視為鋼筋，再利用鋼筋混凝土構造之設計方式加以計算其強度。設計過程中假設混凝土之極限應變為 0.003，並假設斷面應變諧和，應變保持線性分佈之狀態。混凝土受壓部分之應力採用之矩形應力塊以簡化計算。

2.2.3 日本建築學會(AIJ) SRC 設計規範

日本建築學會 SRC 設計規範 (2001) 是以強度疊加的概念設計 SRC 構材。於設計過程中，視鋼骨與 RC 為各自獨立且不互相影響之個體，亦即忽略兩者在組成 SRC 結構時之合成作用，而分別計算出個別之極限強度，再予以疊加。其疊加方式有簡單疊加法 (Simple Superposed Method, SSM) 與一般化疊加法 (Generalize Superposed Method, GSM)。前者在計算上較為簡單，結果將偏向保守；後者在計算上較為複雜，惟可有較經濟的設計。

2.3 國內鋼骨鋼筋混凝土構造(SRC)設計規範

我國目前鋼結構與 RC 結構設計規範大多參考美國 AISC-LRFD 與 ACI-318 規範而制定。為使國內工程師便於使用 SRC 構造設計規範，SRC 構材強度計算方法之一為將鋼骨與 RC 部分分別依照國

內工程師所熟悉之 AISC-LRFD 與 ACI-318 規範計算其個別強度，最後再採用直接強度疊加法以求得 SRC 構材之強度。

2.4 國內外相關文獻回顧

(1) 鋼梁接 SRC 柱之接頭相關文獻回顧

鋼梁接 SRC 柱接頭相關文獻之試體整理於表 2.1。Chou and Uang (2002) 進行 2 組實尺寸鋼梁接 SRC 柱之接頭試體試驗。其試體 1 為於 SRC 柱交會區處鋼骨腹板兩側增加疊合板；試體 2 為利用鋼板套 (Jacket Plates) 夾住交會區以取代側向鋼筋。結果顯示疊合板能有效地分擔交會區處混凝土所受之剪力；而於試體 2 之鋼板套與連續板提供交會區有效之圍束，使得混凝土在未達最大載重前強度並未衰減。根據以上結果疊合板、鋼板套與連續板皆能夠有效地提升交會區之抗剪能力。

日本學者 Yamashita 等人 (2000)，進行 1 組 1/2 縮尺之鋼梁接 SRC 柱接頭之試驗。試體 SRC 柱之鋼骨與梁鋼骨之撓曲強度比僅為 0.2，但梁柱接頭仍有良好的耐震行為，其交會區剪力-層間變位角迴圈圖如圖 2.1 所示。Yamashita 等人研究所用之試體斷面在台灣並不常用，因為採用單一 H 型鋼，柱內鋼骨之斷面甚小，且鋼梁貫穿 SRC 柱。

日本學者 Okayasu 等人 (2000), 進行 8 組 1/2 縮尺之鋼梁接 SRC 柱接頭之試驗, 試體之柱梁鋼骨撓曲強度比值為 0.1 至 0.3。其中 5 組試體採承壓面板 (Face Bearing Plate, FBP) 補強, 2 組試體採用 8 角形加勁鐵筐補強, 另 1 組試體則採圓形加勁鐵筐補強。試驗結果顯示, 因補強有效地提升接頭區之強度, 故柱梁鋼骨撓曲強度比值即使小於日本 SRC 規範之標準 ($0.4 \leq M_{cA}/M_{sA} \leq 2.5$), 接頭區仍能發揮優異之韌性行為。

日本學者 Fukuchi 等人 (2002), 進行 7 組鋼梁接 SRC 內柱接頭之反覆載重試驗, 鋼梁貫穿 SRC 柱。根據其研究報告之參數設定為柱梁鋼骨撓曲強度比值為 0.09 至 0.17 以及近接合部處之箍筋擺放之間距。試驗結果顯示每組試體均能達層間變位角 0.05 弧度, 而接合處之強度不致大幅下滑, 且箍筋擺放較密集之試體也較擺放較寬鬆之試體強度高。

日本學者 Imanishi 等人 (2003), 進行 3 組鋼梁接 SRC 邊柱接頭之試驗。其中一組試體交會區處柱鋼骨並無腹板, 另外兩組試體柱梁鋼骨撓曲強度比值分別為 0.61 與 1.52。除了柱鋼骨無腹板的試體(圖 2.2 中間試體), 其餘試體在試驗後皆有良好之韌性行為, 如圖 2.2 所示。

日本學者 Oshida 等人 (2003)，進行 4 組 SRC 內柱接鋼梁接頭之試驗，試體柱梁鋼骨撓曲強度比值為 1.30、0.60 與 0.53，鋼梁並未貫穿 SRC 柱。柱鋼骨無腹板的試體交會區剪力強度不足外，其餘試體之耐震性能良好。

翁正強與王暉舜 (2005) 進行 2 組大尺寸鋼梁與包覆箱型鋼柱相接之梁柱接頭試體之反覆載重試驗。針對 S-SRC 梁柱接頭之鋼梁塑性鉸的發生情形、梁柱接頭區混凝土之開裂狀況、配置剪力釘對梁柱接頭韌性之影響進行研究。試驗結果顯示，因 SRC 柱內之箱型鋼管斷面 X 與 Y 方向各有兩片腹板，故可以提供梁柱接頭區充分的剪力強度，並可抑制接頭區的剪力變形，使接頭區之混凝土保持良好狀態而無明顯開裂。因此接頭區的混凝土能夠對相接之鋼梁發揮有效的束制作用，使得鋼梁在 SRC 柱混凝土面外形成良好的塑性變形，並使鋼梁的塑性鉸遠離銲道。

楊宗翰 (2004) 進行 3 組實尺寸鋼梁接鋼骨鋼筋混凝土柱之梁柱接頭試體承受反覆載重作用之試驗。此研究在梁柱接頭區採用 4 支 90+135 度彎鉤之周邊繫筋，以形成圍束箍筋的方式來簡化 SRC 梁柱接頭區箍筋的施工複雜性。試驗結果顯示，此種施工方式於梁柱接頭區之混凝土可提供良好的圍束效應，並且有效提供接頭區所需之剪力強度。

徐振益 (2004)進行5組實尺寸鋼梁接鋼骨鋼筋混凝土柱之梁柱接頭試體之反覆載重試驗。此研究在梁柱接頭區加鉸疊合板但不配置圍束箍筋之方式，來簡化梁柱接頭處箍筋的施工複雜性。試驗結果顯示，於交會區鋼柱腹板之標稱剪力強度與該區最大需求剪力強度之比值在 0.82 以上之試體，其鋼梁上均產生良好的塑性鉸，發揮良好的消能作用，並且在柱接頭區之鋼柱腹板加鉸適當的疊合板可有效提升交會區之強度，減少接頭區混凝土的開裂。

(2) SRC 梁接 SRC 柱之接頭相關文獻回顧

陳昭榮 (1992)利用半預鑄工法之 SRC 接頭試體，探討 SRC 梁柱接頭之強度與韌性行為。在反覆載重試驗下發現，若於梁或柱之鋼骨翼板加鉸剪力釘，則試體相較於未鉸剪力釘的試體擁有較佳之韌性行為。其原因為剪力釘提供之水平力承壓面積遠大於鋼筋握裹所承受水平力之面積，故在加鉸剪力釘之試體，鋼骨與混凝土之間有較佳之合成作用。

蔡克銓等人 (1995)以半預鑄工法之 SRC 接頭試體承受反覆載重試驗，以探討 SRC 接頭於強震下的力學行為。該結果顯示 SRC 梁柱接頭於反覆載重試驗下有好的強度及韌性表現，亦可發現試體實際之強度大於設計時所計算之理論強度。另外，於 SRC 梁之鋼筋能

有效地分擔著部分剪力及彎矩，但隨著反覆載重次數增加，梁內鋼骨所承受的剪力比例亦即隨之提高。

(3) 鋼梁接 RC 柱之接頭相關文獻回顧

從 1985 年開始，美日兩國學者也逐漸重視另一種複合型結構的研究，此種複合型的結構是結合鋼筋混凝土柱與鋼梁構材 (Reinforced Concrete Column and Steel Beam，簡稱 RCS)。RCS 之構造於柱中雖無設置鋼骨，但由相關研究成果顯示此種複合型結構的耐震性能與經過耐震設計的 RC 結構能相比擬。相關之研究可見文獻 ASCE Task Committee (1994)、Noguchi and Uchida (2004)、Parra-Montesinos and Wight (2000)、Liang and Parra-Montesinos (2004)、Cheng and Chen (2005)、Deierlein and Noguchi (2000)、陳沛清 (2002) 等之研究。圖 2.3 所示為鋼梁貫穿 RC 柱之接頭剪力強度機制，其接頭剪力強度由鋼梁腹板、混凝土壓桿與鋼筋混凝土壓力區貢獻而得。

回顧上述之文獻後，發現即便柱梁鋼骨撓曲強度比值小，但只需於梁柱接合部有適當的加勁、提供 SRC 柱之混凝土部分有效圍束，使接合部所受之彎矩及剪力能有效地分布於柱內鋼骨與混凝土，則梁柱接頭在經過耐震試驗後，仍能保有良好之韌性行為。

2.5 國內規範於鋼梁與 SRC 柱接合之限制

目前國內 SRC 設計規範於梁與柱接合處之撓曲強度比限制如下：

(1) 鋼梁與 SRC 柱接合處之撓曲強度比

採用鋼梁與鋼骨鋼筋混凝土柱接合時，在接合處之鋼梁與鋼骨鋼筋混凝土柱中之鋼骨，其撓曲強度應符合以下之規定：

$$\frac{\sum(M_{ns})_C}{\sum(M_{ns})_B} \geq 1.0 \quad (8.4-3)$$

其中：

$\sum(M_{ns})_C$ = 梁柱接合處所有柱中鋼骨部分之標稱彎矩強度之總和。

$\sum(M_{ns})_B$ = 梁柱接合處所有梁中鋼骨部分之標稱彎矩強度之總和。

上述公式為確保鋼梁接 SRC 柱接合處彎矩傳遞不致發生問題，而規定 $\sum(M_{ns})_C \geq \sum(M_{ns})_B$ 。解說亦提到公式 (8.4-3) 為因目前缺乏充分的研究成果，故規範採較為保守之要求，以確保鋼梁與 SRC 柱接合處之彎矩傳遞不致發生問題。

(2) 強柱弱梁之檢核要求

於耐震設計章節中亦有如下之規範：

鋼骨鋼筋混凝土構造中，各梁柱接頭應滿足下述強柱弱梁之檢核要求，若接頭處有兩方向梁通過時，兩方向應分別檢討：

$$\frac{\sum M_C}{\sum M_B} \geq 1.2 \quad (9.7-1)$$

其中：

$\sum M_C$ = 鋼骨鋼筋混凝土構架中，連接於梁柱接頭處各柱在接頭交接面之標稱彎矩強度之總和。柱之彎矩強度應為在所考慮方向之側力作用下，由各種載重組合之軸力作用下計算所得最小彎矩強度。

$\sum M_B$ = 鋼骨鋼筋混凝土構架中，連接於梁柱接頭處各梁在接頭交接面之標稱彎矩強度之總和。梁彎矩強度和之方向應與柱彎矩強度和之方向相反，且作用於所考慮構架立面內梁之兩方向之彎矩(順、逆鐘方向)均應考慮於 (9.7-1)式之中。

(3) 接頭區之剪力強度

1. 鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭區之設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 應不小於規定之需要剪力強度 V_u

2. SRC 梁柱接頭區之需要剪力強度 V_u 應依以下規定計

算：

$$V_u = \left[1.25F_{yr}(A_{rt} + A_{rb}) + \sum \left(\frac{M_{ns}}{(d_b - t_f)} \right) \right] - V_T \quad (9.8-1)$$

其中：

F_{yr} = 鋼骨鋼筋混凝土梁主筋之規定降伏應力。

A_{rt} = 鋼骨鋼筋混凝土梁中受拉主筋之斷面積。

A_{rb} = 鋼骨鋼筋混凝土梁中受壓主筋之斷面積。

M_{ns} = 鋼骨鋼筋混凝土梁中鋼骨部分之標稱彎矩強度。

d_b = 鋼梁斷面之深度。

t_f = 鋼梁斷面之翼板厚度。

V_T = 作用於鋼骨鋼筋混凝土柱上下兩端交接面之水平剪力。

3. SRC 梁柱接頭區之設計剪力強度 $\phi_v V_n$ 應依以下規定計

算：

$$\phi_v V_n = \phi_{vs} V_{ns} + \phi_{vrc} V_{nrc} \quad (9.8-2)$$

其中：

$\phi_v V_n$ = 鋼骨鋼筋混凝土柱中，鋼骨部分之梁柱接頭區設計剪力強度。

$\phi_{\text{vrc}} V_{\text{nrc}}$ = 常重混凝土接頭區之設計剪力強度，且 V_{nrc} 不得大於下

列所示之值：

$$(a) \text{ 圍束接頭 } V_{\text{nrc}} = 5.3\sqrt{f'_c} A_j \quad (9.8-3)$$

$$(b) \text{ 接頭三面或兩對面受圍束 } V_{\text{nrc}} = 4.0\sqrt{f'_c} A_j \quad (9.8-4)$$

$$(c) \text{ 其他 } V_{\text{nrc}} = 3.2\sqrt{f'_c} A_j \quad (9.8-5)$$

A_j 為接頭區混凝土部分之有效受剪面積，當接頭處之梁為鋼梁時， A_j 之深度為沿剪力方向接頭之深度； A_j 之寬度依上述 (9.8-5) 式計算，且不得大於接頭處垂直於剪力方向柱寬之

一半。

第三章 鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭實驗

3.1 前言

相較於日本規範 SRC 柱內鋼骨與鋼梁之撓曲強度比值的設定，目前國內對於 SRC 柱的設計仍採取較為保守的態度。為探討 SRC 柱內鋼骨與鋼梁的撓曲強度比值於梁柱接頭行為之影響，也期望在未來的 SRC 構件有較為彈性的設計方法，本研究以實驗的方式探討鋼柱與鋼梁撓曲強度比值小於 1.0 時梁柱接頭之耐震行為。

3.2 實驗規劃

本研究設計六組鋼梁接 SRC 柱的試體於實驗室進行反覆載重之試驗。進行試驗的六組試體，各組試體均能夠滿足規範強柱弱梁之要求，以及梁柱交會區之設計剪力強度大於其最大需求剪力強度。為了簡化試體在設置上的複雜性以及考量實驗室的儀器設備與空間，所有試體均採取外部接頭鋼梁接 SRC 柱的型式。試體為模擬上下樓層柱與一跨距梁中央的反曲點，因反曲點處彎矩為零，所以可以利用三個鉸接點來表示這三處之反曲點。於實驗室中將 SRC 柱平躺並固定於強力地板，反覆加載於梁端以進行試驗，如圖 3.1 所示。

3.3 試體設計

試驗規劃六組試體如表 3.1 所示，以 SRC 柱之鋼骨與鋼梁撓曲強度比值、強柱弱梁比值為試體研究參數。試體名稱之 SR 代表鋼骨柱與鋼梁撓曲強度比值 (Strength Ratio)，R8 或 R6 代表 SRC 柱內主筋號數為#8 或#6。基於國內常用的 SRC 梁與柱構件尺寸以及施工的便利性，試體之設計考量國內工程界可能採用之尺寸範圍，故設定試體的柱梁鋼骨撓曲強度比值為 0.8 至 0.4。另一研究參數為強柱弱梁比值，藉由使用#8 與#6 的柱主筋以改變 SRC 柱之 RC 部分之強度作為研究參數。

試驗的 SRC 柱斷面示意如圖 3.2 所示，柱內鋼骨與鋼梁均採用 A572 Gr. 50 的鋼材，並使用 28 天抗壓強度為 4000 psi 的混凝土以包覆柱內的鋼骨。六組試體的柱斷面尺寸均為 450×450 mm，於柱的四個角落配置 3 根鋼筋做為柱內主筋，共 12 根主筋；而箍筋均採用 #3 鋼筋。

六組試體之鋼梁的尺寸均固定為 H280×120×10×20 之銲接組合 H 型鋼，而梁長的設定為配合實驗室的設備，從加載點至 SRC 柱面共 2160 mm；柱內鋼骨以銲接的方式組合成十字型或 H 型鋼骨，各組試

體之柱內鋼骨尺寸都是根據鋼柱與鋼梁的撓曲強度比值決定，其設計如圖 3.3 至 3.6 所示。

SRC 柱內箍筋的配置在非圍束區處間距均為 100 mm，採用閉合型式之箍筋，如圖 3.7 所示；圍束區處的間距為 65 mm，並加上角隅繫筋增加束制力；而接頭交會區的箍筋間距為 65 mm，採 4 支 90+135 度彎鉤之周邊箍筋搭配角隅繫筋組合而成，如圖 3.8 所示；箍筋整體配置圖如 3.9 所示。圍束區與交會區之箍筋擺放間距較為緊密，其原因為藉由較小間距的箍筋配置以提供接頭交會區之混凝土較大的束制力，以提升交會區之強度，使交會區不致有嚴重之剪力破壞。另外，為了使鋼梁所承受的彎矩能有效傳入交會區內，於柱內鋼骨加銲連續板，其厚度均與鋼梁翼板相同。

參考以往 RCS 梁柱接頭研究之設計方式，於柱面處之鋼梁腹板兩側加銲承壓面板 (Face Bearing Plate, FBP)。承壓面板位於鋼梁上下翼板間，可增加接頭強度與勁度、延緩混凝土局部開裂與壓碎、並提供混凝土額外的圍束 (ASCE Task Committee, 1994)。由日本之研究，柱內鋼骨與鋼梁皆無剪力釘的設置，故本研究之試體不加銲剪力釘。

六組試體柱內鋼骨與鋼梁的標稱撓曲強度比值以及 SRC 柱與鋼梁的標稱撓曲強度比值整理於表 3.2。梁柱交會區受力之示意如圖 3.10。經檢核後各組試體於交會區的剪力強度均能滿足規範的要求，其剪力強度之相關資料整理於表 3.3。

3.4 試體製作

試體之鋼梁皆以全滲透銲接於柱內之鋼骨翼板鋼梁與柱內鋼骨先於鋼構廠銲接組裝後，進行銲道 UT 非破壞性檢測以確保銲接的品質；再將銲接組裝完之半成品試體運至實驗室與鋼筋進行組合。柱內鋼骨與柱端板以銲接固定，柱主筋亦以銲接固定於柱端板正確位置，如照片 3.1 所示。

待試體之鋼骨與鋼筋組合完成後，進行應變計的黏貼，同時必須做好防水的處理，以免灌漿時造成應變計的損壞。接著進行 SRC 柱模板的組立作業，如照片 3.2 所示。模板組立完後，進行混凝土的澆置，澆置的混凝土採用自充填混凝土 (Self-Compacting Concrete，簡稱 SCC)，採用自充填混凝土時必須經過 (1) 坍流度試驗 (2) V 型漏斗流出時間試驗及 (3) U 型試驗，如照片 3.3 至 3.5 所示。自充填混凝土必須滿足坍流度試驗達 55 ~ 65 cm，V 型漏斗流出時間試驗達 7~20 秒及 U 型試驗達 300 以上。此混凝土的性能具有澆置過程不須

施加任何震動搗實，完全藉由自身之充填性能填充至鋼筋間隙及模板內之各角落，因此滿佈鋼筋與鋼骨的 SRC 柱採用自充填混凝土有其益處。在澆置同時須製作混凝土圓柱試體，以便測試混凝土之強度。

混凝土灌漿完成後進行 28 天的試體養護。鋼骨、鋼筋材料性質試驗依據規範施作，鋼材的拉力試片由鋼骨的翼板及腹板切割取得，鋼筋亦進行拉力試驗，鋼骨與鋼筋的拉力試驗強度如表 3.4、3.5 所示。混凝土的抗壓試驗於 7、14、21、28 天並隨著試驗的進行，進行抗壓試驗，其抗壓試驗強度如表 3.6 所示。

3.5 試驗設置

本次研究於國立交通大學之大型結構實驗室進行實尺寸鋼梁接 SRC 柱接頭之反覆載重試驗，試體設置如圖 3.11、照片 3.6 所示。試體固定於實驗室之強力地板與反力牆上。為了避免試體於反覆載重試驗中鋼梁產生面外側向變形，在鋼梁的兩側添加一組槽型鋼之側向支撐。試驗採用 MTS 水平油壓致動器進行反覆加載，此油壓致動器固定於反力牆上，並施力於鋼梁端部以模擬地震時產生側向位移之情況。

3.6 量測系統

為了得知梁柱交會區受剪力作用下的變形情況，在交會區對角線架設測微儀 (π -Gage)；另外，為了得知於梁端加載時 SRC 柱變形的情形，於是在柱內鋼骨之連續板之正下方架設測微儀 (Dial-Gage)，如圖 3.12 所示。待實驗結束後藉著讀取 π -Gage 之讀數，計算試體於反覆加載試驗中梁柱交會區之剪力變形，同時藉由讀取 Dial-Gage 讀數進而求得柱的變形與梁柱交會區處之旋轉情形。同時為了瞭解鋼梁與 SRC 柱內鋼骨與鋼筋於受外力作用時之應力分佈情形，在主筋與箍筋上黏貼單軸應變計，為求能有效了解交會區剪力變化之情形，於是在柱內鋼骨腹板上黏貼三軸應變計，而應變計之分布情況如圖 3.13 至圖 3.15 所示。

3.7 試驗程序

於試體梁端的反覆加載程序是以位移控制 MTS 水平油壓致動器，使油壓致動器反覆伸縮以達設定之位移歷時目標，其位移歷時行程是根據 AISC (2005) 之規定，如圖 3.16 所示。加載歷程為 0.375%、0.5%、0.75%之變位角各六個迴圈，1%之變位角施加四個迴圈，1.5%至 6%則分別施加兩個迴圈，之後每增加 1%之變位角則加載兩個迴圈，直至試體破壞為止。

第四章 試驗結果與討論

4.1 試驗行為

本研究試驗程序採位移歷時控制，試驗過程中於油壓致動器達各個迴圈最大位移時進行觀測及記錄。為了觀察混凝土的開裂情形，試驗前於 SRC 柱表面粉刷白漆並於梁柱接頭區繪製 10 cm x 10 cm 之方格以便觀察裂縫發展之情況；此外，為了觀測鋼梁的降伏狀況，在鋼梁承受彎矩較大的區域附近塗上石灰，利用石灰剝落的情形來判定試體的降伏程度。以下描述各組試體在試驗進行之破壞情況與行為。

4.1.1 試體 SR0.8-R8

試體 SR0.8-R8 在層間變位角 0.75% 時，發現交會區側面混凝土與柱上方混凝土出現些許的細微剪力裂縫，隨著梁端變位增加，交會區之剪力裂縫快速成長並往柱面方向延伸。層間變位角 1% 時，鋼梁翼板石灰剝落，且鋼梁翼板與柱交接處之混凝土亦出現些微被擠開的現象，如照片 4.1 所示。層間變位角 1.5% 時，交會區混凝土剪力裂縫數量持續增加且裂縫長度持續增加。層間變位角 2% 時，鋼梁處混凝土被擠壓出些微裂縫，交會區混凝土剪力裂縫數量與寬度持續增加，沿主筋方向出現細微水平裂縫，如照片 4.2 所示；且鋼梁翼板降伏區域增加，鋼梁腹板出現些微降伏的情況。層間變位角 3% 時，鋼梁處

混凝土被擠壓出約 1 mm 的間隙，承壓面板與混凝土間有局部開裂，如照片 4.3 所示。層間變位角 4% 時，鋼梁處混凝土被擠壓出現間隙達 3 mm，承壓面板與混凝土間有明顯的開裂，如照片 4.4 所示。層間變位角 5% 時正方向時，鋼梁處混凝土被擠壓達 5 mm 之間隙，且柱上方混凝土有明顯開裂隆起的現象，如照片 4.5 所示，此時試體強度已降至最大載重之 50%，確定試體已破壞，故停止試驗。此組試體之正、負最大載重分別為 +159.0 kN 與 -156.5 kN。

4.1.2 試體 SR0.6-R8

試體 SR0.6-R8 行為與前述試體 SR0.8-R8 約略相同，相同之處在於鋼梁翼板出現石灰剝落、鋼梁處混凝土被鋼梁擠壓而破碎以致有間隙的產生、交會區剪力裂縫的形成隨著載重的增大而增加等現象，如照片 4.6 至 4.12 所示。梁端位移進入層間變位角 4% 第二迴圈負方向時，承壓面板與混凝土間有明顯的拉開，交會區混凝土剪力裂縫錯綜複雜，此時柱上方混凝土有明顯開裂隆起的現象，試體強度已降至最大載重之 45%，確定試體已破壞，故停止試驗。此組試體之正、負最大載重分別為 +147.9 kN 與 -142.7 kN。

4.1.3 試體 SR0.4-R8

試體 SR0.4-R8 之行為亦與前兩組試體約略相同，相同之行為可見照片 4.13 至 4.18。試體 SR0.4-R8 較為不同之行為在於交會區之剪力裂縫較前兩組試體延伸較廣 (如照片 4.18 所示)。梁端層間變位角 4% 第一迴圈負方向時，承壓面板與混凝土間有明顯的拉開，伴隨著破壞的聲響，試體強度迅速降至最大載重之 50%，故停止試驗。此組試體之正、負最大載重分別為 +147.3 kN 與 -140.7 kN。

4.1.4 試體 SR0.8-R6

試體 SR0.8-R6 在層間變位角 0.75% 前，裂縫皆發展於鋼梁翼板角落處之混凝土附近。層間變位角 1% 時，鋼梁翼板石灰剝落，且鋼梁翼板與柱交接處之混凝土亦出現些微被擠開的現象，如照片 4.19 所示。層間變位角 1.5% 時，交會區混凝土剪力裂縫數量持續增加，且裂縫長度持續增加。層間變位角 2% 時，鋼梁處混凝土被擠壓出約 1 mm 的間隙，交會區混凝土剪力裂縫數量與寬度持續增加，沿主筋方向出現細微水平裂縫，且鋼梁翼板降伏區域增加；鋼梁腹板出現降伏的情況，如照片 4.20、4.21 所示。層間變位角 3% 時，鋼梁處混凝土被擠壓出約 3 mm 的間隙，如照片 4.22 所示，承壓面板與混凝土間有局部開裂。層間變位角 4% 第二迴圈正方向時，鋼梁處混凝土被擠

壓達 5 mm 之間隙，承壓面板與混凝土間有明顯的開裂，且柱上方混凝土有明顯開裂隆起的現象，如照片 4.23 至 4.25 所示，此時試體強度已降至最大載重之 50%。此組試體之正、負最大載重分別為 +159.4 kN 與 -165.6 kN。

4.1.5 試體 SR0.6-R6

試體 SR0.6-R6 之行為與前述試體 SR0.8-R6 約略相同，相同之處在於鋼梁翼板出現石灰剝落、鋼梁處混凝土被鋼梁擠壓而破碎以致有間隙的產生、交會區剪力裂縫的形成隨著載重的增大而增加等現象如照片 4.26 至 4.32 所示。梁端位移進入層間變位角 4% 第一迴圈負方向時，承壓面板與混凝土間有明顯的拉開，交會區混凝土剪力裂縫錯綜複雜，此時柱上方混凝土有明顯開裂隆起的現象，試體強度已降至最大載重之 45%，確定試體已破壞，故停止試驗。此組試體之正、負最大載重分別為 +147.5 kN 與 -153.2 kN。

4.1.6 試體 SR0.4-R6

試體 SR0.4-R6 之行為亦與前兩組 R6 試體約略相同，相同之行為可見照片 4.34 至 4.39。梁端層間變位角為 4% 第一迴圈負方向時，承壓面板與混凝土間有明顯的拉開，伴隨著破壞的聲響，此時試體強度

已降至最大載重之 50%，故停止試驗。此組試體之正、負最大載重分別為 +148.4 kN 與 -147.7 kN。

4.2 梁柱接頭之變形量測與分析

本節將經由 Dial-Gage 與 π -Gage 所量測到的資料進一步分析計算，以求得試體於試驗中柱撓曲變形轉角、交會區剪力變形轉角、以及鋼梁與柱混凝土壓碎所造成之轉角，藉此了解試體於反覆載重之下之行為。量測系統配置如圖 4.1，該符號定義如下。

a ：梁柱交會區量測的長度。

b ：梁柱交會區量測的寬度。

d_b ：梁深。

d_c ：柱深。

H ：柱長度。

L ：施力點至柱面距離。

γ ：梁柱交會區剪力變形（交會區受剪力作用產生之轉角）。

δ_{b+cc} ：鋼梁與柱混凝土壓碎造成梁端變形分量。

δ_c ：柱變形造成梁端變形分量。

δ_{pz} ：梁柱交會區剪力變形造成梁端變形分量。

$\delta_{pz,c}$ ：梁柱交會區剪力變形造成柱變形分量。

δ_T ：梁端總位移。

δ_1 、 δ_2 ：Dial-Gage 量測之變形量（伸長為正，縮短為負）。

δ_3 、 δ_4 ： π -Gage 量測之變形量（伸長為正，縮短為負）。

θ_c ：柱旋轉角。

θ_T ：梁端總轉角。

4.2.1 梁端變形分量

如圖 4.2 所示，梁端的總變形 δ_T 分別由梁柱交會區剪力變形所造成的梁端變形分量 δ_{pz} 、柱變形所引致的梁端變形分量 δ_c 及梁與柱混凝土壓碎所造成之轉角的變形所引致梁端變形分量 δ_{b+cc} 所組成，其關係如下：

$$\delta_T = \delta_{pz} + \delta_c + \delta_{b+cc} \quad (4-1)$$

交會區剪力變形所造成梁端變形分量如圖 4.3 所示，其中 γ 為梁柱交會區之剪力變形量，但此圖與實際情形不同，於實驗過程中 A 點與 B 點均為不可位移，圖 4.4 所示之結果必須以柱兩端點為鉸接點的情況重新考慮並加以修正。實際試體行為應以梁柱交會區中心為圓心

做剛體之旋轉，因交會區旋轉所造成的梁端變形分量為

$\gamma \left(\frac{H-d_b}{H} \right) \left(L + \frac{1}{2}d_c \right)$ ，實際梁柱交會區所造成梁端變形分量可表示為

$$\delta_{pz} = \gamma \left[\left(\frac{H-d_b}{H} \right) \left(L + \frac{1}{2}d_c \right) - \frac{1}{2}d_c \right] \quad (4-2)$$

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2}}{2ab} (\delta_3 - \delta_4) \quad (4-3)$$

至於由柱變形所引致的梁端變形分量，由圖 4.1 所示，利用 δ_1 與 δ_2 量測得的旋轉角 θ_c 與梁端至柱中心相乘，則可得柱變形所提供梁端之變形。柱變形所提供梁端之變位之表示如下：

$$\delta_c = \theta_c \left(L + \frac{1}{2}d_c \right) \quad (4-4)$$

$$\delta_{pz,c} = \gamma \left[\left(\frac{H-d_b}{H} \right) b \right] \quad (4-5)$$

$$\theta_c = \frac{\delta_1 - \delta_2 - \delta_{pz,c}}{d_b} \quad (4-6)$$

鋼梁與柱混凝土壓碎所造成之轉角變形，如圖 4.5 所示，所提供之梁端變位，可以梁端所量得的總位移 δ_T 扣除梁柱交會區與 SRC 柱所造成梁端變形分量，由(4-1)可得：

$$\delta_{b+cc} = \delta_T - \delta_{pz} - \delta_c \quad (4-7)$$

總位移 δ_T 可以由油壓致動器所得的資料獲得。

4.2.2 試體之變形轉角量測與結果分析

SRC 梁柱接頭試體各部份轉角請參照表 4.1

試體 SR0.8-R8

試體 SR0.8-R8 之遲滯迴圈圖、梁柱交會區轉角、柱轉角、鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角的關係如圖 4.6 至 4.9 所示。於圖 4.6 可以看出試體能完成 4% 弧度之迴圈，表示整體接頭的變形能力好。

柱與交會區的變形都很有有限，該特徵從圖 4.7 與圖 4.8 可明顯看出，交會區正方向最大轉角為+0.24%，負方向為-0.12%；柱正方向最大轉角為+0.03%，負方向為-0.29%，圖 4.7 顯示交會區已有些微之遲滯迴圈現象，乃因接頭交會區處的混凝土已有許多細微裂縫。

從圖 4.6 可看出座標原點附近之迴圈有束縮的現象，該處之勁度相對於其他部分低，可能原因之一為梁端受反覆載重時將鋼梁翼板與柱交界面的混凝土推擠壓碎，故當鋼梁受力回到載重小時，鋼梁翼板沒有受到混凝土的束制，故造成勁度的下降。

根據上節敘述，梁端所量得的總位移是由鋼梁與柱混凝土壓碎、梁柱交會區及柱所造成的梁端變形分量所疊加，由此得知試體整體梁遲滯行為是由鋼梁與柱混凝土壓碎所造成之梁端變位分量所控制。

圖 4.10 顯示交會區剪力與剪力變形之關係，可以看出交會區處剪力達 1000 kN 以上時，剪力變形達約 1.5% 弧度，並有遲滯迴圈之行為，表示試體受到外力作用時交會區仍有一定幅度的非彈性變形。試體最終破壞後將混凝土敲除以觀察內部，發現鋼柱翼板隆起且鋼柱內連續板的銲道以及鋼柱翼板與腹板之銲道有破壞之情形，可能原因為銲接品質不佳。

試體 SR0.6-R8

試體 SR0.6-R8 之遲滯迴圈圖、梁柱交會區轉角、柱轉角、鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角的關係如圖 4.11 至 4.14 所示。於圖 4.11 可以看出整體接頭轉角正方向達 2.98% 弧度；負方向達 3.02%，接頭的韌性能力不良。

圖 4.12 與圖 4.13 可明顯看出，本試體交會區與柱的變形量都很小，接頭整體的轉角變形行為均由鋼梁與柱混凝土壓碎所造成之轉角變形行為所主導，交會區正方向最大轉角為 +0.23%，負方向為 -0.14%；柱正方向最大轉角為 +0.16%，負方向為 -0.06%，於接頭交會

區亦有些微的非彈性遲滯行為，亦顯示於圖 4.15 交會區剪力與剪力變形圖，交會區處剪力變形達約 1.2%弧度。試體破壞後將混凝土敲除，發現破壞模式同 SR0.8-R8，為連續板銲道以及鋼柱翼板與腹板之銲道破壞。

試體 SR0.4-R8

試體 SR0.4-R8 之遲滯迴圈圖、梁柱交會區轉角、柱轉角、鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角的關係如圖 4.16 至 4.19 所示。於圖 4.16 可以看出整體接頭轉角正方向達 3.96%弧度；負方向達 4.03%，整體接頭仍有良好的變形能力。

試體整體變形由鋼梁與柱混凝土壓碎所造成之轉角變形行為所主控，交會區正方向最大轉角為+0.36%，負方向為-0.47%；柱正方向最大轉角為+0.11%，負方向為-0.06%，相對於鋼梁與柱混凝土壓碎所造成之轉角變形是很小的，如圖 4.17 至圖 4.19 所示。圖 4.20 顯示交會區剪力與剪力變形之關係，此組試體柱鋼骨尺寸較小，故可以明顯看出交會區處剪力變形較大，且遲滯行為較為明顯。試體之破壞模式亦為連續板銲道以及鋼柱翼板與腹板之銲道破壞。

試體 SR0.8-R6

試體 SR0.8-R6 之遲滯迴圈圖、梁柱交會區轉角、柱轉角、鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角的關係如圖 4.21 至 4.24 所示。於圖 4.21 可以看出整體接頭轉角正方向達 4.0% 弧度；於負方向也達 4.02%，試體能完成 4% 弧度之迴圈，表示整體接頭的變形能力好。

圖 4.22 與圖 4.23 顯示，柱與交會區的變形都很有有限，交會區正方向最大轉角為 +0.26%，負方向為 -0.27%；柱正方向最大轉角為 +0.29%，負方向為 -0.35%，圖 4.25 顯示交會區已有些微之遲滯迴圈現象，交會區處剪力變形最大達約 1.5% 弧度。試體破壞模式推測為連續板銲道或鋼柱翼板與腹板之銲道破壞。

試體 SR0.6-R6

試體 SR0.6-R6 之遲滯迴圈圖、梁柱交會區轉角、柱轉角、鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角的關係如圖 4.26 至 4.29 所示。於圖 4.25 可以看出整體接頭轉角正方向達 3.0% 弧度；於負方向達 2.98%，表示整體接頭的變形能力不良。

圖 4.27 與圖 4.28 顯示柱與交會區的變形都很有有限，交會區正方向最大轉角為 +0.24%，負方向為 -0.13%；柱的正方向最大轉角為 +0.38%，負方向為 -0.42%，於接頭交會區處的混凝土已有許多細微裂

縫，圖 4.30 顯示交會區已有些微之遲滯迴圈現象，交會區處剪力變形達約 1% 弧度。與前幾組試體比較，發現在試驗過程中試體的行為類似，所以推測試體的破壞仍為連續板銲道或鋼柱翼板與腹板遭拉裂所致。

試體 SR0.4-R6

試體 SR0.4-R6 之遲滯迴圈圖、梁柱交會區轉角、柱轉角、鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角的關係如圖 4.31 至 4.34 所示。於圖 4.31 可以看出整體接頭轉角正方向達 4.02% 弧度；於負方向達 3.97%，表示整體接頭能有良好的變形能力。

從圖 4.32 與圖 4.33 可看出柱與交會區均很有限，正方向最大轉角為 +0.14%，負方向為 -0.13%；柱正方向最大轉角為 +0.22%，負方向為 -0.74%。在持續的反覆載重下，於接頭交會區處出現大量的微裂縫，最終交會區處剪力變形約達 1% 弧度。仍推測鋼柱連續板銲道或鋼柱翼板與腹板銲道遭拉裂造成試體的破壞。

4.3 試體交會區局部應變結果

本研究於各試體梁柱交會區處 SRC 柱內之鋼骨翼板、鋼骨腹板、主筋及箍筋黏貼應變計。擷取於層間變位角 0.5%、1.0%、2.0%、3.0%

與 4.0%時之應變資料，探討試體於交會處之應變分佈以及趨勢，以更深入了解鋼梁接 SRC 柱之交會區處之力學傳遞機制。

從應變計資料可以知道黏貼處的應變值都很小，即便鋼梁層間變位角已達 4.0%弧度而應變值仍保持於 0.005 內，表示應變計黏貼的各處均還保持於彈性範圍之內，而且各組試體均有類似的情形。造成此種情況的主要原因為交會區的設計剪力強度遠大於需求剪力強度，且柱內鋼骨的設計又以縮小尺寸為本次研究主要訴求，所以交會區剪力強度由佔大部分的混凝土所提供。試驗終止並非交會區達極限強度而破壞，而是因為鋼梁受反覆載重作用時使鋼梁與 SRC 柱交界面附近之混凝土遭壓碎，導致柱內鋼骨直接受力使鋼柱內連續板之銲道受拉而破壞。

因為 SRC 柱內鋼骨由大量的混凝土所包覆，即便鋼梁在較大層間變位角的情況下，柱內鋼骨仍不易變形；另外，鋼梁尺寸也遠小於整體 SRC 柱，當鋼梁受反覆載重作用時，並不易驅動梁柱交會區使其變形，所以交會區內圍束箍筋應變值也均未達降伏應變。

4.4 試體極限強度

本研究試驗之六組試體其韌性行為有所差異，然而六組試體之實驗最大載重差異有限。表 4.2 為檢討六組試體之最大彎矩實驗值與鋼梁塑性彎矩強度之關係。鋼梁之塑性彎矩強度 M_{ns} 為依據試片所得之

材料降伏強度計算而得，最大彎矩實驗值 $M_{u,test}$ 則計算當梁端達最大載重時於柱面之彎矩值。六組試體的 $M_{u,test}/M_{ns}$ 比值分別為 1.10、1.03、1.02、1.14、1.06 與 1.03，表示試體之鋼梁已達其塑性彎矩強度；亦即顯示 SRC 柱縱然包覆著極小之鋼骨，鋼梁傳遞至柱鋼骨的彎矩能由 SRC 柱所承受，柱內的小鋼骨斷面能與 RC 有合成之效應。

試體交會區的剪力強度檢討表列於表 4.3，表中之交會區剪力強度 V_n 為依據規範將鋼骨與 RC 之剪力強度疊加，最大需求剪力實驗值 V_u 則為計算梁端達最大載重時交會區之剪力，其中混凝土抗壓強度採圓柱試體於 31 天與 42 天抗壓試驗之值為 31.4 Mpa。六組試體的 V_u/V_n 比值為 0.68、0.62、0.71、0.75、0.68 與 0.75，表示試體達極限載重時交會區內剪力已達其剪力強度之 60% 以上，其中試體 SR0.8-R6 與 SR0.4-R6 之比值皆達 0.75，以致於該試體交會區之剪力裂縫較其他四組試體廣泛。表 4.3 亦顯示最大需求剪力實驗值遠大於 SRC 柱內鋼骨之剪力強度，而實驗結果顯示僅有些微之遲滯行為，因此可結論縱然柱鋼骨斷面小交會區之剪力強度仍能有與 RC 合成之效應，提供足夠的剪力強度。

第五章 結論與建議

5.1 結論

本研究共進行六組 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭試驗，試體之 SRC 柱與鋼梁標稱撓曲強度比值， $\Sigma M_C / \Sigma (M_{ns})_B$ ，介於 2.04 至 3.53 之間；而 SRC 柱內鋼骨與鋼梁標稱撓曲強度比值， $\Sigma (M_{ns})_C / \Sigma (M_{ns})_B$ ，則介於 0.42 至 0.82 之間；交會區之設計剪力強度與需求剪力強度之比值， V_n / V_u ，介於 1.36 至 1.69 之間。綜合試驗之結果提出結論如下：

1. 本研究試體之 SRC 柱內鋼骨撓曲強度雖小於鋼梁之撓曲強度，但梁柱接頭試驗結果顯示鋼梁傳遞至柱內鋼骨的彎矩能由 SRC 柱所承受，亦即柱內鋼骨能與 RC 共同抵抗彎矩，因此鋼梁能發展出其塑性彎矩強度。
2. 六組試體之遲滯迴圈顯示試體能發展良好的韌性行為，而遲滯迴圈有束縮之現象，原因在於鋼梁壓擠其周圍之柱混凝土與交會區之剪力裂縫。
3. 試驗結果亦顯示試體之梁柱交會區皆有足夠之剪力強度，使試體受力達鋼梁之塑性撓曲強度時，梁柱交會區僅有些微之非彈性遲滯行為，亦可證實縱然柱鋼骨斷面小，交會區之剪力強度仍能有鋼骨與 RC 合成之效應。

4. 實驗結果顯示，本次研究所採用的鋼梁接 SRC 柱接頭，在符合設計規範所要求之強柱弱梁比值及擁有足夠的交會區剪力強度時，可發揮良好的強度以及變形能力，則 SRC 柱可以有較為彈性的設計 RC 與鋼骨之斷面。因本研究之試體數量有限，建議於後續廣泛的研究後再行檢討規範對 SRC 柱之鋼骨與鋼梁撓曲強度比值之限制。

5.2 建議

1. 鋼梁接 SRC 柱之梁柱接頭試驗顯示鋼梁承受撓曲後會擠壓 SRC 柱之混凝土，造成混凝土之壓碎，建議往後之研究可朝於鋼梁增加設置延伸之承壓面板 (Extended FBP) 或加勁鐵筐以改善其耐震行為。
2. 本研究之試體規劃僅達 SRC 柱鋼骨對鋼梁撓曲強度比值為 0.4，進一步之研究可降低比值以探討對 SRC 柱內鋼骨斷面極小時之行為。
3. 本研究之試體未含 RC 樓版與鋼承板，建議梁撓曲強度之計算需考慮樓版之合成效應。
4. 未來之研究試體之規劃建議儘量考量規範之限制值，如強柱弱梁或交會區剪力強度之最低要求。

參考文獻

- AISC, (1999), Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel, American Institute of Steel Construction.
- AISC, (2005), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction, Chicago (IL).
- ACI, (2005), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05), American Concrete Institute.
- AIJ, (2001), AIJ Standard for Structural Calculation of Steel Reinforced Concrete Structures, Architectural Institute of Japan.
- ASCE Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete, (1994), Guidelines for Design of Joints between Steel Beams and Reinforced Concrete Columns. Journal of Structural Engineering, Vol. 120, No. 8, pp. 2330-2357.
- Cheng, C.-T., Chen, C.-C. (2005), Seismic Behavior of Steel Beam and Reinforced Concrete Column Connections. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 61, No. 5, pp. 587-606.
- Chou, C. C. and Uang, C. M. (2002), Cyclic Performance of a Type of Steel Beam to Steel-Encased Reinforced Concrete Column Moment Connection. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 58, pp. 637-663.
- Deierlein, G. G., and Noguchi, H., (2000), Research on RC/SRC column systems. Proceedings of Twelfth World Conference on Earthquake Engineering.

- Deierlein, G. G., Sheikh, T. M., Yura, J. A., and Jirsa, J. O. (1989), Beam-Column Moment Connections for Composite Frames: Part 2, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 115, No. 11, pp. 2877-2895.
- Fukuchi, Y., Wakamatsu, S., Oshima, M. (2002), Experimental Study on Stress Transfers of Joints of SRC Columns and Steel Beams. *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan*, pp. 1085-1086. (in Japanese)
- Imanishi, M., Oshida, M., Fukazawa, K., Tachibana, M. (2003), Experimental Study on Strength of Steel Beam-to-SRC Column Connections (Part 7 Experiment of Exterior Beam-column Connections) *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan*, pp. 1091-1092. (in Japanese)
- Kitano, A., Joh, O., and Goto, Y. (2004), Experimental Study on Ultimate Shear Strength of Interior Beam-Column Joints of Steel and Reinforced Concrete Structure. *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada*.
- Okayasu, T., Fukumoto, T., Tomita, A., Fukuda, T., Kawano, K., Yanguchi, T. (2000), Experimental Study of Joints Between Steel Beam and Steel Reinforced Concrete Columns with H-shape Steel Part.1 Outline of Experiment and Results. *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan*, pp. 1281-1282. (in Japanese)
- Oshida, M., Imanishi, M., Fukazawa, K., Tachibana, M. (2003), Experimental Study on Strength of Steel Beam-to-SRC Column Connections (Part 6 Experiment of Exterior Beam-Column Connections) *Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan*, pp. 1089-1090. (in Japanese)

Sheikh, T. M., Deierlein, G. G., Yura, J. A., and Jirsa, J. O. (1989), Beam-Column Moment Connections for Composite Frames: Part 1, Journal of Structural Engineering, Vol. 115, No. 11, pp. 2858-2876.

Parra-Montesinos, G., and Wight, J. K., (2000), Seismic Response of Exterior RC Column-to-Steel Beam Connections. Journal of Structural Engineering, Vol. 126, No.10, pp. 1113-1121.

Yamashita, Y., Okamoto, T., Kei, T., and Ota, H. (2000), A Study on Strength Properties of Steel Beam to SRC Column Connection which has the Less Ratio of the Flexural Strength in Steel Part of SRC Column. Summaries of Technical Papers of Annual Meeting, Architectural Institute of Japan, pp. 1279-1280. (in Japanese)

陳昭榮 (1992)，「鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭行為研究」，碩士論文，國立臺灣工業技術學院，碩士論文。

蔡克銓、于瑞佐、連陽、項維邦 (1995)，「半預鑄鋼骨鋼筋混凝土梁柱接頭耐震行為」，結構工程，第十卷，第二期，35-51 頁。

陳沛清 (2002)，「鋼梁與 RC 柱複合構架之構件與接合行為研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程研究所。

楊宗翰 (2004)，「鋼骨彎矩強度對 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭耐震性能影響之研究」，國立交通大學土木工程學系碩士論文，翁正強指導。

徐振益 (2004)，「交會區鋼骨剪力強度對 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭耐震性能影響之研究」，國立交通大學土木工程學系碩士論文，翁正強指導。

內政部 (2004)，「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」。

翁正強、王暉舜 (2005)，「鋼梁與包覆箱型鋼管 SRC 柱之梁柱接頭耐震性能」，結構工程，第二十卷，第四期，47-76 頁。

表 2.1 鋼梁接 SRC 柱之接頭相關文獻之試體

	試體名稱	接頭區補強方式	$(M_{ns})_C / (M_{ns})_B$	V_n / V_u	$\Sigma M_C / \Sigma M_B$	破壞模式	層間變位角 θ (%)
Yamashita et al. (2000)		接合處以擺放較密集之箍筋增加強度	0.20	1.61	1.30	鋼梁達全塑性	5.0
Okayasu et al. (2000)	NO.1	鋼梁與 SRC 柱交界面以 FBP 補強	0.18	0.83	0.62	鋼梁與 SRC 柱之交接面之混凝土在受壓時遭嚴重破壞，實驗結束後交會區也因剪力而破壞	8.0
	NO.2		0.33	1.05	0.62		
	NO.3		0.22	1.00	0.74		
	NO.4	接合區上下分別以八角形鐵筐補強，且鋼梁與 SRC 柱交界面再以 FBP 補強	0.18	0.83	0.62		
	NO.5	接合區上下分別以圓形鐵筐補強	0.18	0.83	0.62		
	NO.6	鋼梁與 SRC 柱交界面以 FBP 補強	0.12	0.75	0.48		
	NO.7	接合區上下分別以八角形鐵筐補強，且鋼梁與 SRC 柱交界面再以 FBP 補強	0.12	0.75	0.48		

表 2.1(續) 鋼梁接 SRC 柱之接頭相關文獻之試體

	試體名稱	接頭區補強方式	$(M_{ns})_C/(M_{ns})_B$	V_n/V_u	$\Sigma M_C/\Sigma M_B$	破壞模式	層間變位角 θ (%)
Fukuchi et al. (2002)	B50-D100		0.11	0.61	0.86		5.0
	B50-D130		0.15	0.68	0.91		
	B50-D160		0.20	0.74	0.96		
	B75-D100		0.15	0.62	0.91		
	B100-D100		0.19	0.63	0.95		
	B50-D100-H50	接合處上下以較密集之 間距 50 mm 擺放箍筋	0.11	0.61	0.86		
B50-D100-H30	接合處上下以較密集之 間距 30 mm 擺放箍筋	0.11	0.61	0.86			
Imanishi et al. (2003)	ト-2	接合處以擺放較密集之 箍筋增加強度	0.60	0.80	1.90	接頭區剪力破 壞，接合部主 筋、繫筋露出	8.2
	ト-3		0.60	0.22	1.90		3.5
	ト-4		1.52	0.70	2.81		6.2
Oshida et al. (2003)	十-7	接合處以擺放較密集之 箍筋增加強度	1.30	1.19	2.41	接頭區剪力破 壞，接合部主 筋、繫筋露出	8.2
	十-8		1.30	0.39	1.77		8.4
	十-9		0.59	1.08	1.88		7.5
	十-10		0.50	0.95	1.10		6.0
楊宗翰 (2004)	SRC1-MR2.24	利用 4 支 90+135 度彎鉤 之周邊繫筋，增加對交會 區混凝土之圍束	2.24	1.29	2.84	鋼梁上形成塑性 鉸	5.3
	SRC2-MR1.26		1.26	1.15	1.85		5.2
	SRC3-MR1.04		1.04	1.50	1.84		6.2

表 2.1(續) 鋼梁接 SRC 柱之接頭相關文獻之試體

	試體名稱	接頭區補強方式	$(M_{ns})_C/(M_{ns})_B$	V_n/V_u	$\Sigma M_C/\Sigma M_B$	破壞模式	層間變位角 θ (%)
徐振益 (2004)	SRC1-VR1.38	於交會區鋼柱腹板銲接疊合板，提升交會區強度	1.55	1.38	2.15	鋼梁上形成塑性鉸	4.8
	SRC2-VR1.15		1.88	1.15	2.62		6.2
	SRC3-VR0.98		1.87	0.98	2.60		4.8
	SRC4-VR0.82		1.91	0.82	2.64		5.8
	SRC5-VR0.58		1.74	0.58	2.37	鋼梁翼板扇形開孔斷裂	3.8
王暉舜 (2005)	SRC1-BOX-N	無補強	2.23	2.18	2.84	鋼梁上形成塑性鉸	6.2
	SRC2-BOX-S	接頭區配置剪力釘	2.25	2.20	2.86		6.8

表 3.1 SRC 柱與鋼梁之接頭試體之規劃

試體編號	主筋	鋼梁	SRC 柱			
		鋼梁斷面 $h \times b \times t_w \times t_f$ (mm)	全斷面 $B \times D$ (mm)	十字型鋼骨斷面		
				X 向	Y 向	
SR0.8-R8	#8	H280×120×10×20	450×450	H140×125×10×16	H140×80×10×10	
SR0.8-R6	#6					
SR0.6-R8	#8			H140×125×10×10		
SR0.6-R6	#6					
SR0.4-R8	#8			Single-H120×120×10×10		
SR0.4-R6	#6					

表 3.2 標稱撓曲強度比值

試體編號	鋼梁彎矩	鋼柱彎矩	SRC 柱彎矩	鋼柱與鋼梁撓曲強度比		SRC 柱與鋼梁撓曲強度比
	$(M_{ns})_B$ (kN-m)	$(M_{ns})_C$ (kN-m)	M_C (kN-m)	$(M_{ns})_C/(M_{ns})_B$	$\Sigma(M_{ns})_C/(M_{ns})_B$	$\Sigma M_C/\Sigma(M_{ns})_B$
SR0.8-R8	275	112	485	0.41	0.82	3.53
SR0.8-R6		112	334	0.41	0.82	2.43
SR0.6-R8		85	458	0.31	0.62	3.33
SR0.6-R6		85	307	0.31	0.62	2.24
SR0.4-R8		57	431	0.21	0.42	3.14
SR0.4-R6		57	280	0.21	0.42	2.04
<p>註：</p> <ol style="list-style-type: none"> $(M_{ns})_B$ 為鋼梁標稱撓曲強度。$(M_{ns})_B = Z_B(F_{ys})_B$，$Z_B$ 為鋼梁斷面之塑性模數；$(F_{ys})_B$ 為鋼梁材料之降伏強度。 $(M_{ns})_C$ 為鋼柱標稱撓曲強度。$(M_{ns})_C = Z_C(F_{ys})_C$，$Z_C$ 為鋼柱斷面之塑性模數；$(F_{ys})_C$ 為鋼柱材料之降伏強度。 M_C 為 SRC 柱標稱撓曲強度。$M_C = (M_{nrc})_C + (M_{ns})_C$，其中 $(M_{nrc})_C$ 為 SRC 柱中之 RC 部分之標稱撓曲強度。 						

表 3.3 交會區剪力強度比值

試體編號	交會區鋼骨腹板設計 剪力強度	交會區 RC 設計剪力 強度	交會區設計剪力強度	最大需求剪力強度	交會區設計剪力強度與最大 需求剪力強度比值
	$\phi_{vs} V_{ns}$ (kN)	$\phi_{vrc} V_{nrc}$ (kN)	$\phi_v V_n$ (kN)	V_u (kN)	V_n/V_u
SR0.8-R8	567	995	1562	944	1.65
SR0.8-R6		920	1487		1.57
SR0.6-R8		1025	1592		1.69
SR0.6-R6		950	1517		1.61
SR0.4-R8	227	1117	1344		1.42
SR0.4-R6		1052	1279		1.36

註：

- V_{ns} 為交會區鋼骨腹板之標稱剪力強度。
- V_n 為交會區整體之標稱剪力強度， $\phi_v V_n = \phi_{vrc} V_{ns} + \phi_{vrc} V_{nrc}$
- V_u 為試驗時交會區需求之最大剪力，意指當鋼梁達塑性彎矩時，其上下翼板作用於交會區之剪力柱所分擔之剪力，

$$V_u = \frac{(M_{ns})_B}{d_b - t_f} - V_T$$
， $(M_{ns})_B$ 為鋼梁之塑性彎矩， d_b 為鋼梁深度， t_f 為鋼梁翼板厚， V_T 為柱所承擔之剪力。

表 3.4 試體鋼板拉力試片試驗強度

鋼板厚度 (mm)	材料	降伏強度 F_y (MPa)	極限強度 F_u (MPa)
20	A572 Gr.50	400	521
16		422	552
12		460	572
10		429	552

表 3.5 試體鋼筋拉力試驗強度

鋼筋號數	降伏強度 F_y (MPa)	極限強度 F_u (MPa)
#8	524	692
#6	509	645
#3	401	543

表 3.6 混凝土圓柱試體抗壓強度

天數	抗壓強度 (MPa)			
	試體 1	試體 2	試體 3	平均抗壓強度
7	16.7	16.5		16.6
14	23.4	24.0		23.7
21	26.2	26.0	28.1	26.9
28	26.6	26.4	28.6	27.3
31	26.7	28.1	27.7	27.5
42	33.1	30.7	30.4	31.4

表 4.1 SRC 梁柱接頭試體轉角分析表

試體編號	位移 方向	接頭總轉角 θ_t (% rad)	鋼梁及柱混凝土 壓碎轉角 θ_{b+cc} (% rad)	柱撓曲轉角 θ_c (% rad)	交會區轉角 θ_{pz} (% rad)
SR0.8-R8	+	4.00	3.40	0.30	0.30
	-	4.02	3.61	0.29	0.12
SR0.6-R8	+	2.98	2.59	0.16	0.23
	-	3.02	2.82	0.06	0.14
SR0.4-R8	+	3.96	3.49	0.11	0.36
	-	4.03	3.50	0.06	0.47
SR0.8-R6	+	4.00	3.45	0.29	0.26
	-	4.02	3.40	0.35	0.27
SR0.6-R6	+	3.00	2.38	0.38	0.24
	-	2.98	2.43	0.42	0.13
SR0.4-R6	+	4.02	3.66	0.22	0.14
	-	3.97	3.10	0.74	0.13

表 4.2 SRC 梁柱接頭試體最大彎矩實驗值與鋼梁塑性彎矩強度比較

試體編號	鋼梁塑性 彎矩強度 M_{ns} (kN-m)	柱面最大彎矩 實驗值 $M_{u,test}$ (kN-m)	彎矩強度比值 $\frac{M_{u,test}}{M_{ns}}$
SR0.8-R8	311	343	1.10
SR0.6-R8		319	1.03
SR0.4-R8		318	1.02
SR0.8-R6		357	1.14
SR0.6-R6		330	1.06
SR0.4-R6		320	1.03

表 4.3 SRC 梁柱接頭試體交會區剪力強度之比較

試體 編號	剪力強度			最大需求剪力強度 (實驗值)	剪力強度比值
	V_{ns} (kN)	V_{nrc} (kN)	V_n (kN)	$V_{u,test}$ (kN)	$V_{u,test}/V_n$
SR0.8-R8	630	1362	1992	1330	0.67
SR0.6-R8	630	1403	2033	1238	0.61
SR0.4-R8	252	1529	1781	1234	0.69
SR0.8-R6	630	1259	1889	1387	0.73
SR0.6-R6	630	1302	1932	1283	0.66
SR0.4-R6	252	1441	1693	1243	0.73

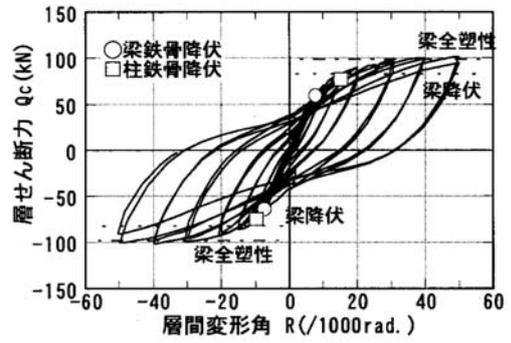
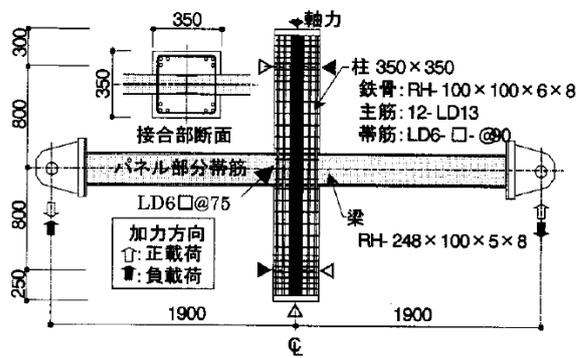


圖3 層せん断力-層間変形角曲線

圖 2.1 交會區剪力-層間變位角迴圈圖 (Yamashita et al. 2000)

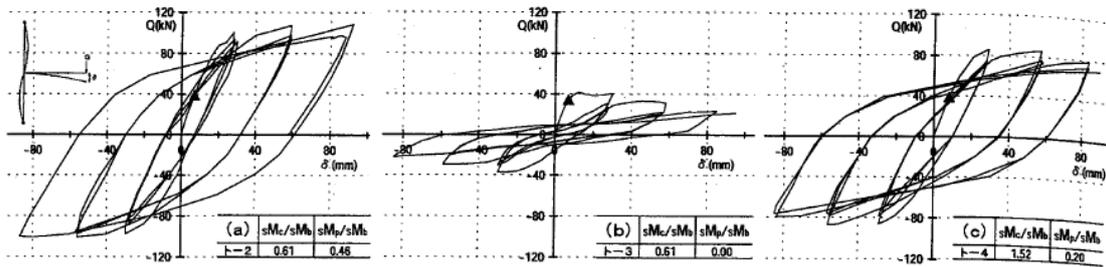


圖 4 荷重変形曲線

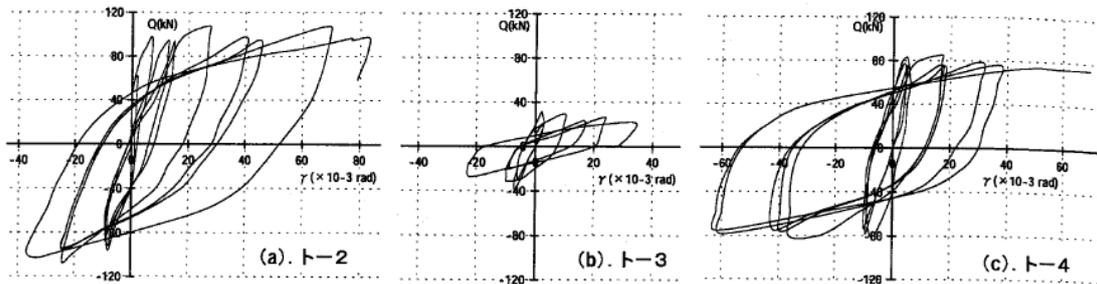


圖 5 柱梁接合部せん断変形角-荷重曲線

圖 2.2 載重-變位曲線與交會區剪力變形-載重曲線 (Imanishi et al. 2003)

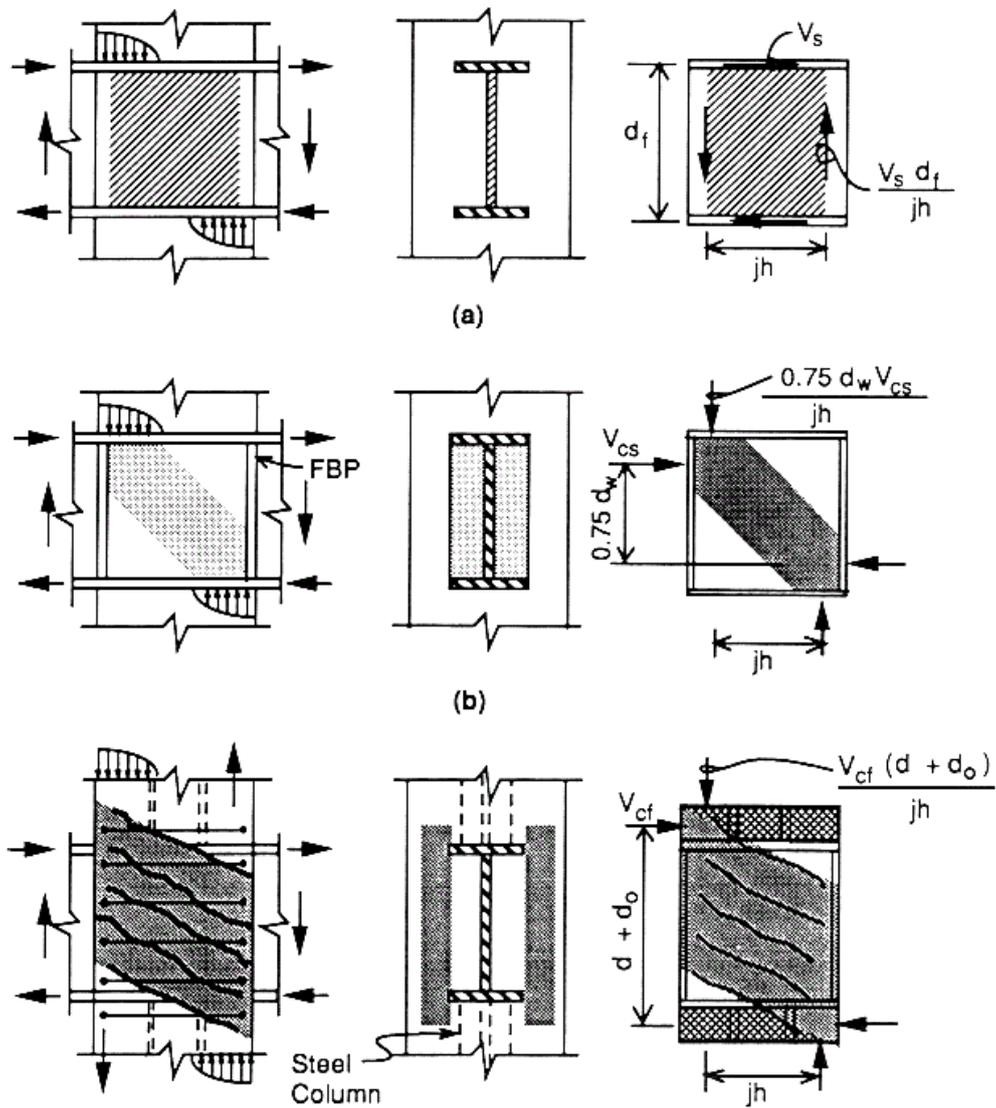


圖 2.3 RCS 接頭剪力強度機制 (ASCE Task Committee, 1994)

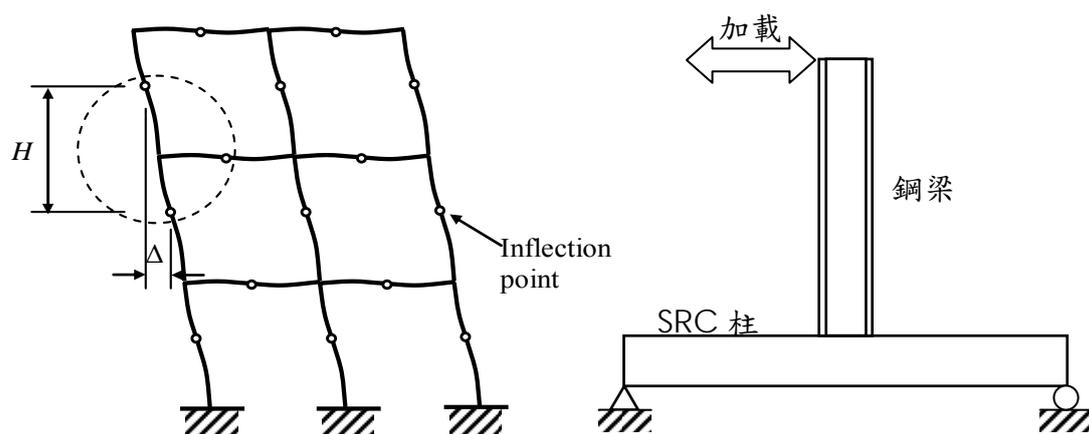


圖 3.1 外部接頭試驗模擬示意圖

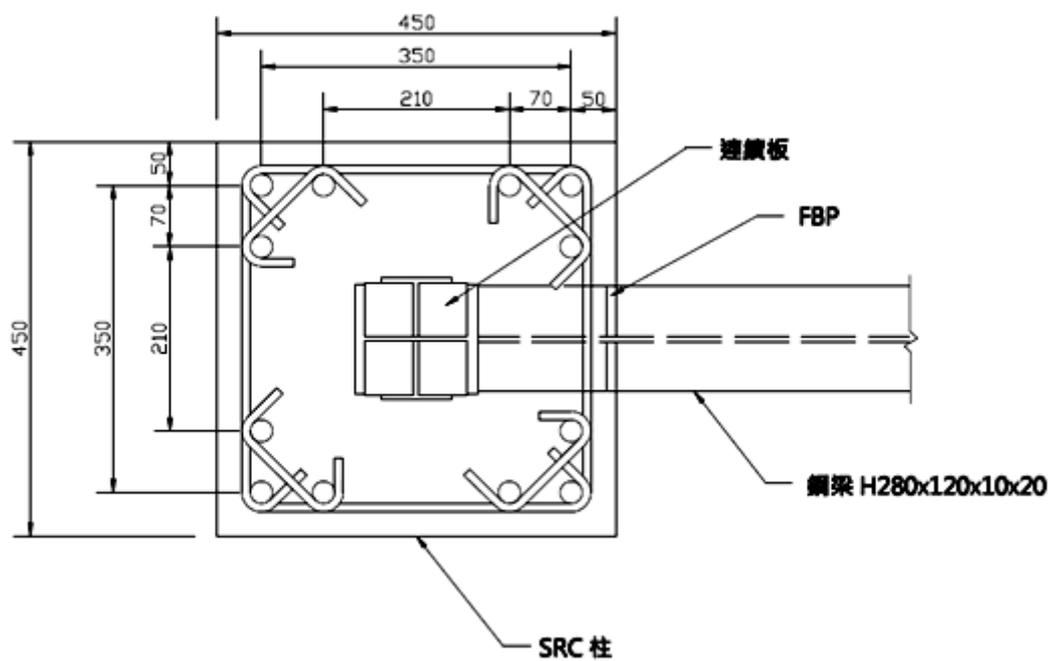


圖 3.2 鋼骨鋼筋混凝土柱斷面

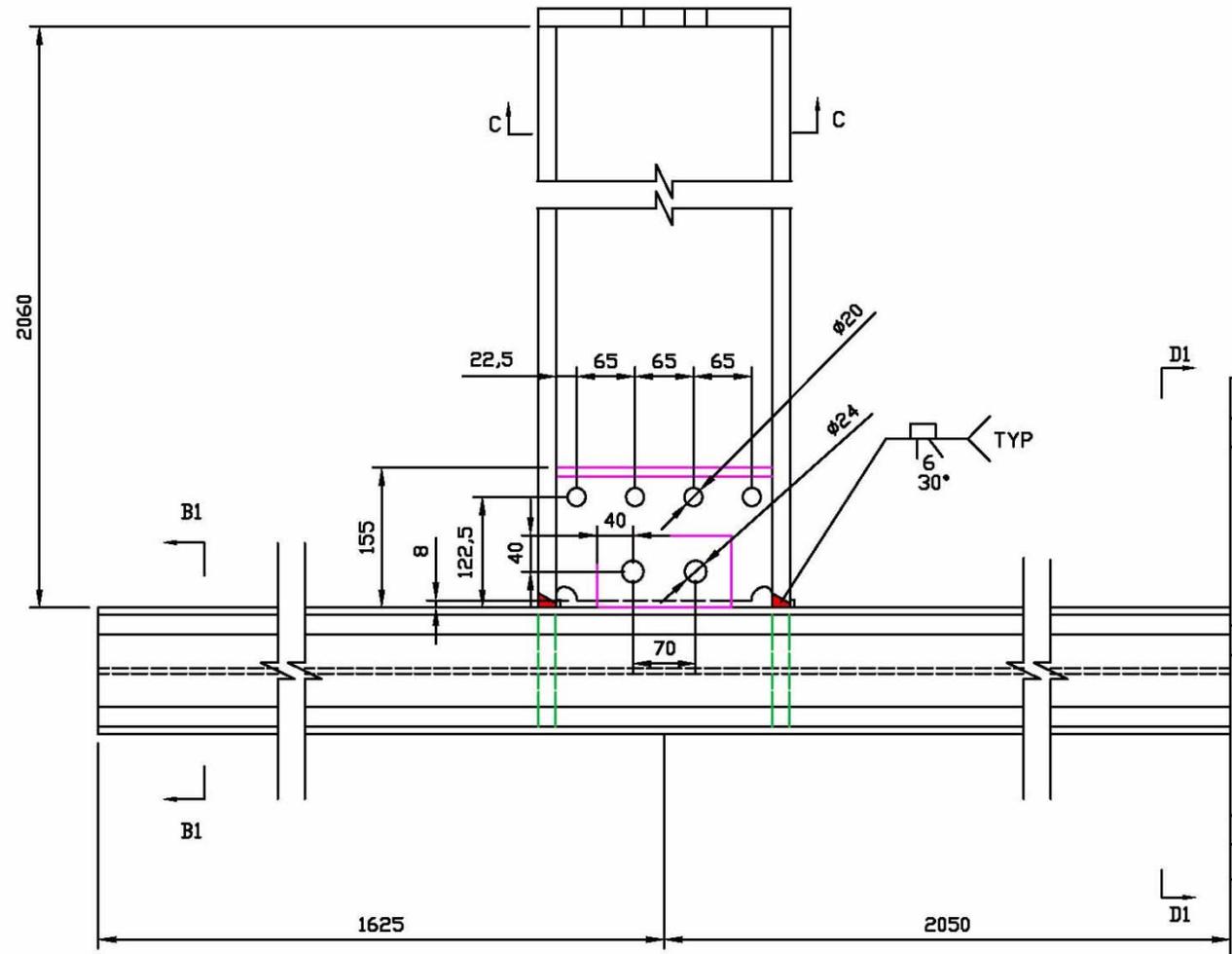


圖 3.3 試體 SR0.8 鋼骨設計圖

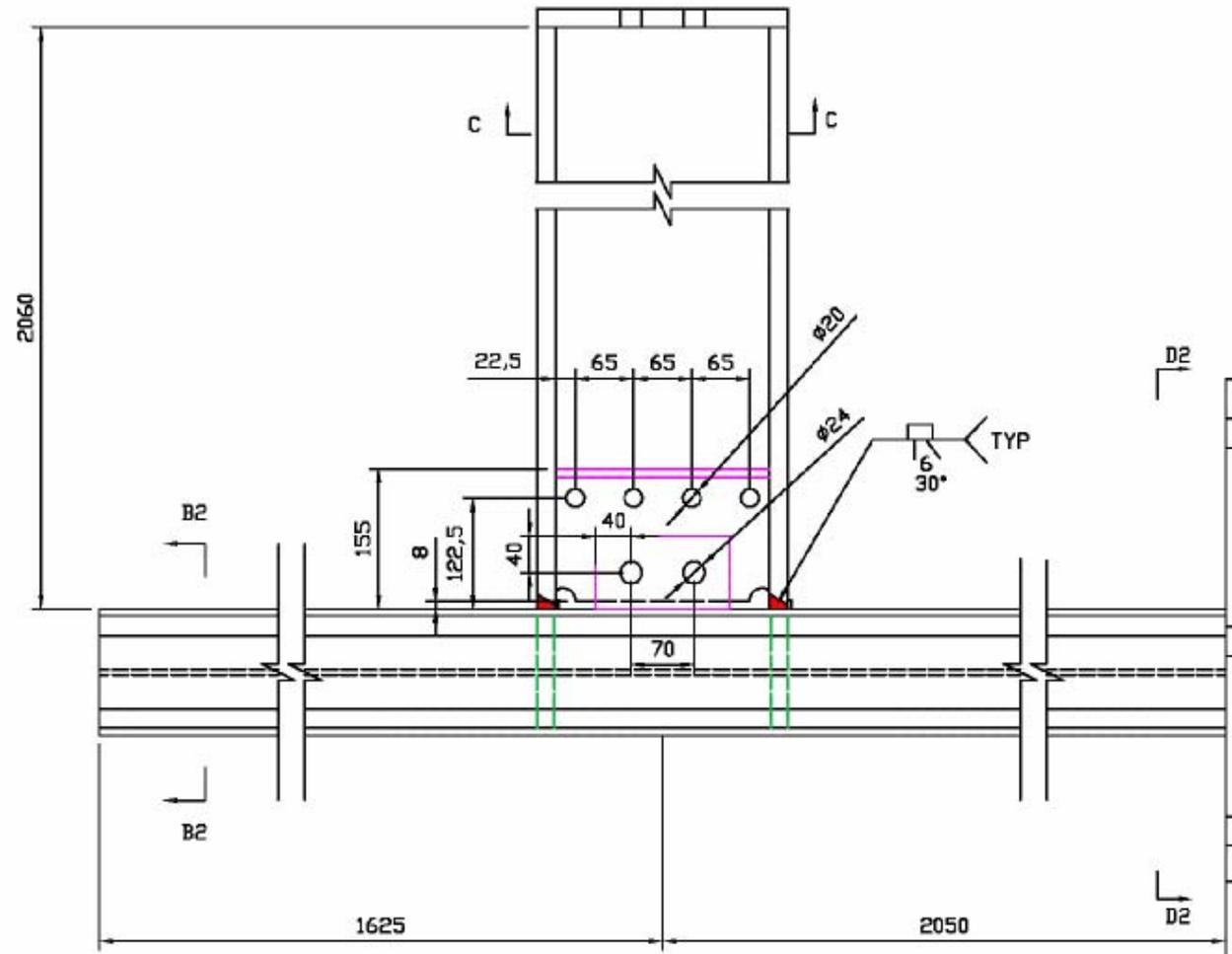


圖 3.4 試體 SR0.6 鋼骨設計圖

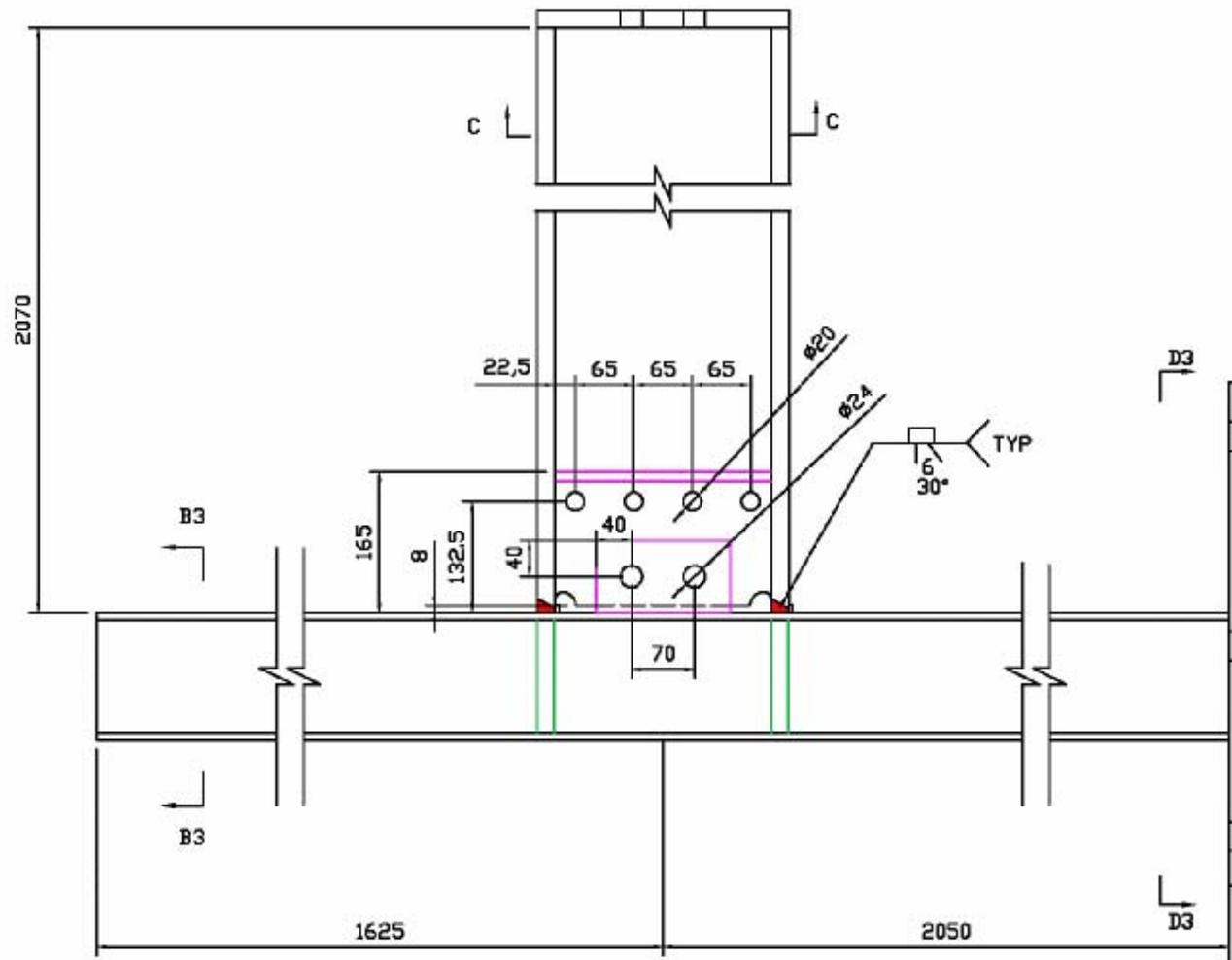
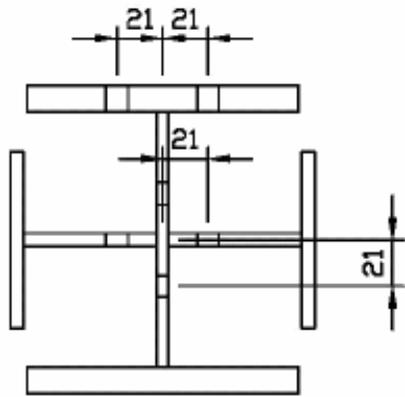
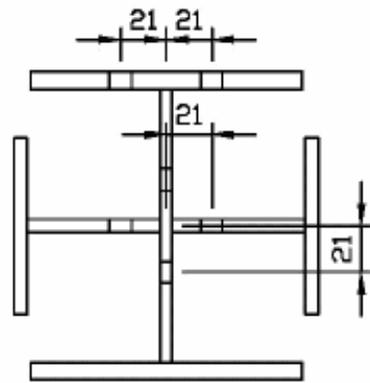


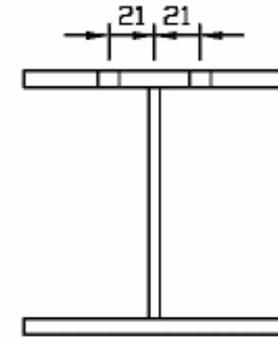
圖 3.5 試體 SR0.4 鋼骨設計圖



Seciotn B1-B1



Seciotn B2-B2



Seciotn B3-B3

圖 3.6 SRC 柱內鋼骨設計圖

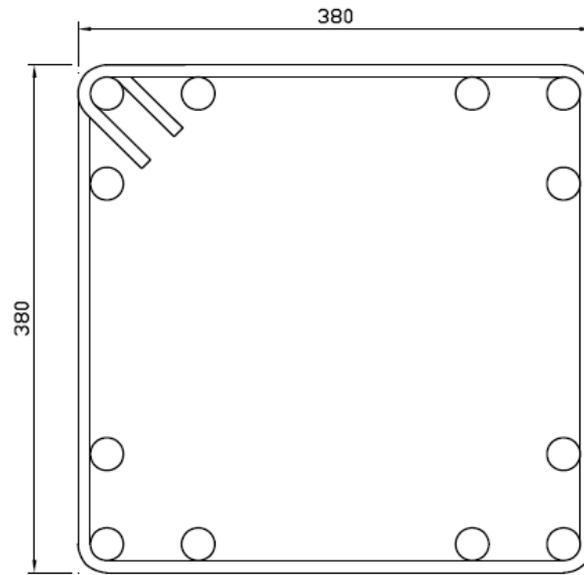
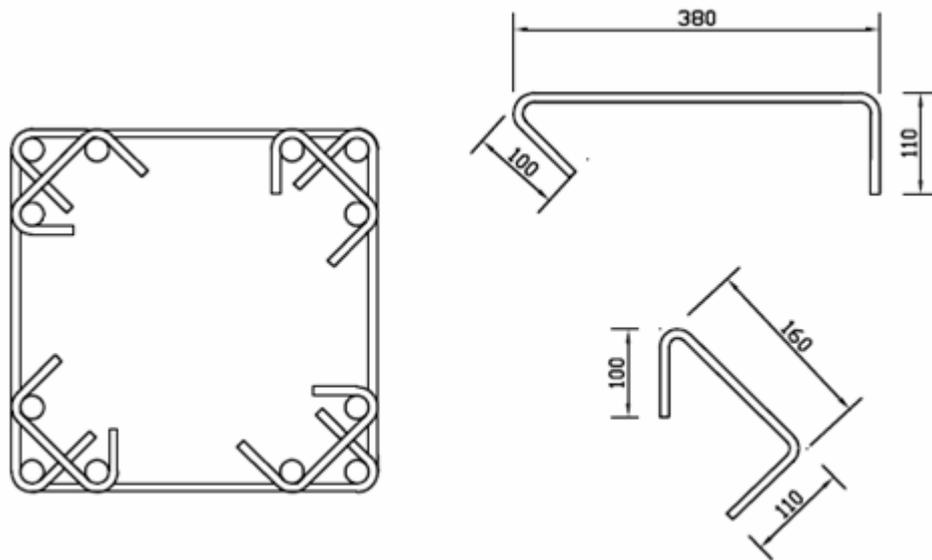


圖 3.7 非圍束區箍筋型式



單位：mm

圖 3.8 接頭區箍筋型式

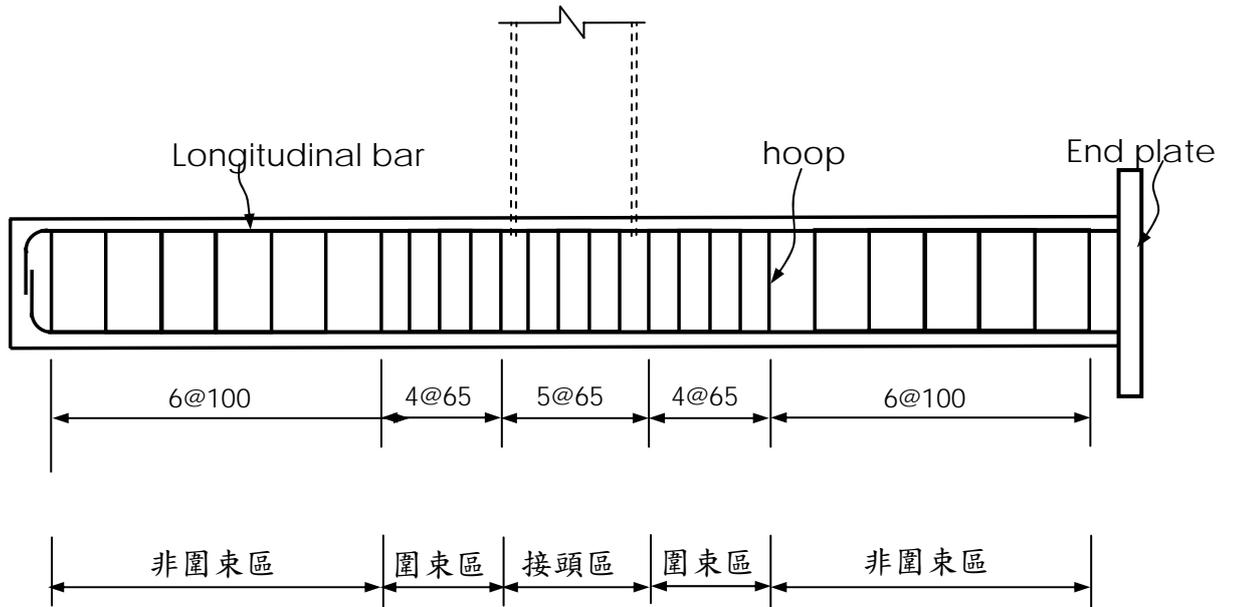
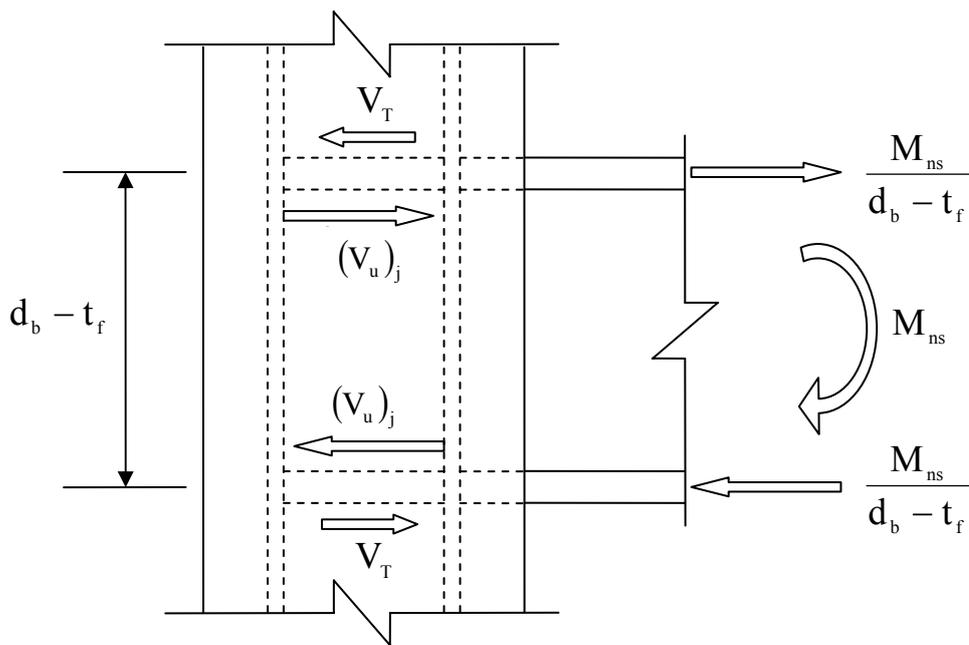


圖 3.9 SRC 柱箍筋配置圖



M_{ns} 為鋼梁的塑性彎矩， d_b 為鋼梁深度， t_f 為鋼梁翼板厚度

V_T 為柱所分擔之剪力

$$(V_u)_j \text{ 為交會區須提供之剪力強度，} (V_u)_j = \frac{M_{ns}}{d_b - t_f} - V_T$$

圖 3.10 交會區受力之示意圖

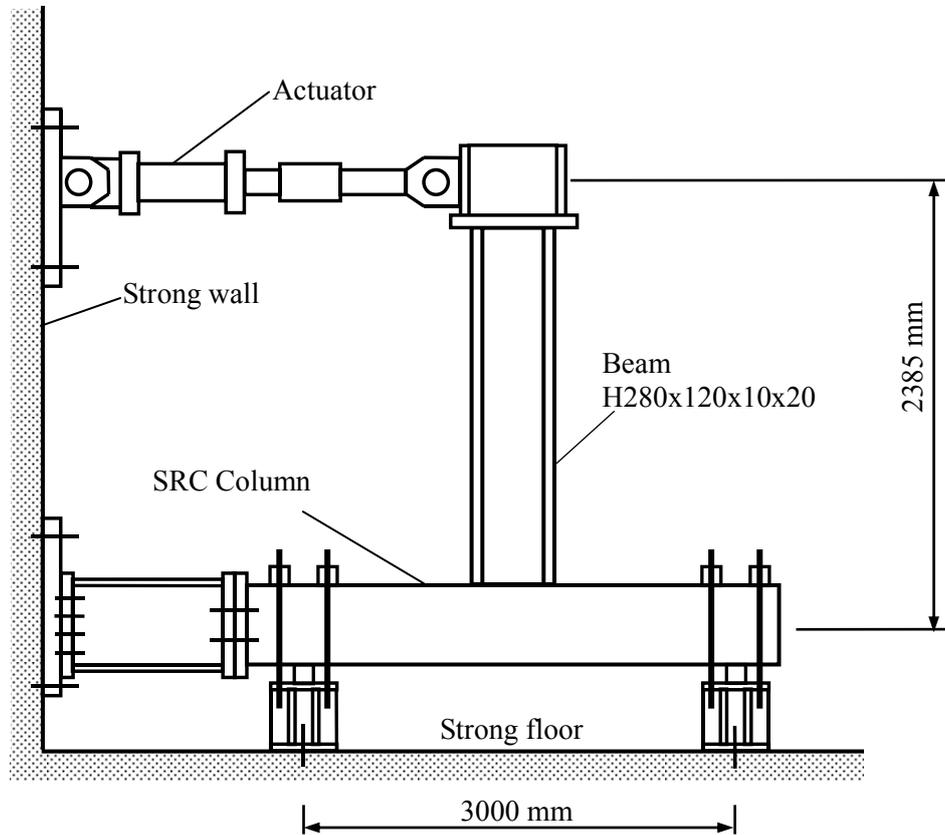


圖 3.11 SRC 柱接鋼梁之梁柱接頭實驗配置圖

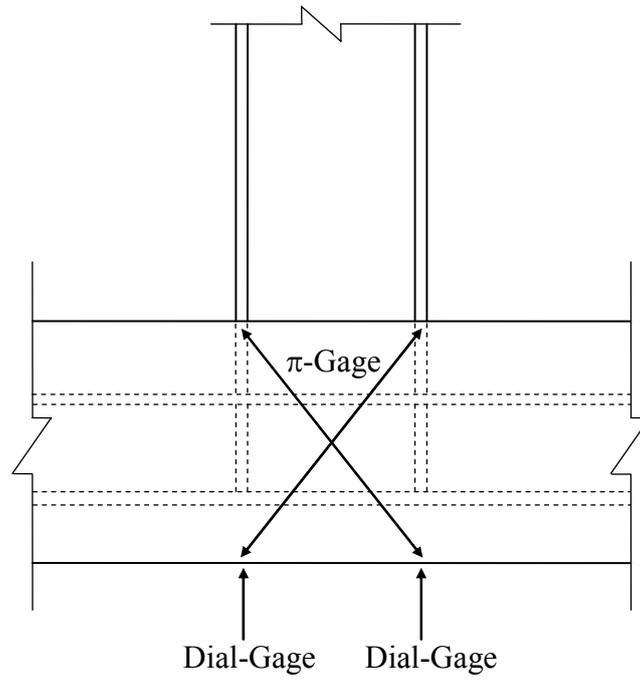


圖 3.12 量測儀器配置圖

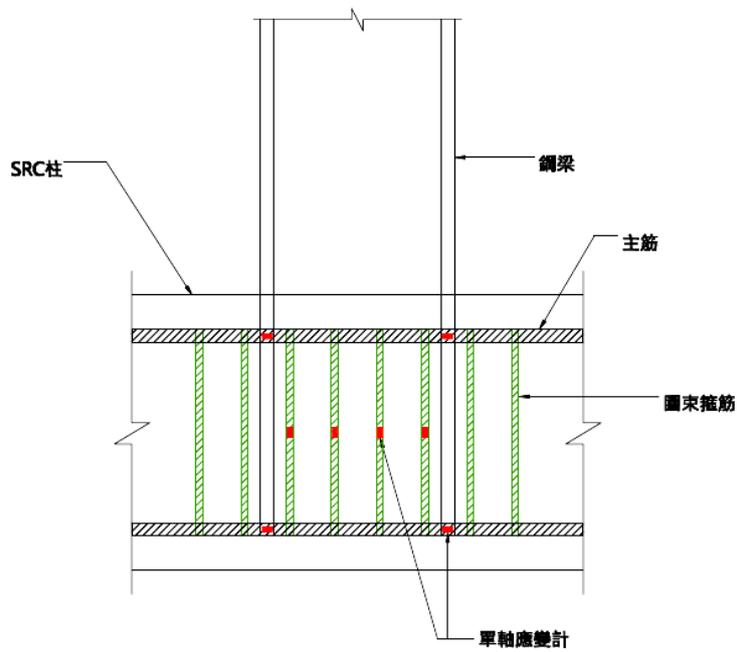


圖 3.13 主筋與箍筋單軸應變計配置圖

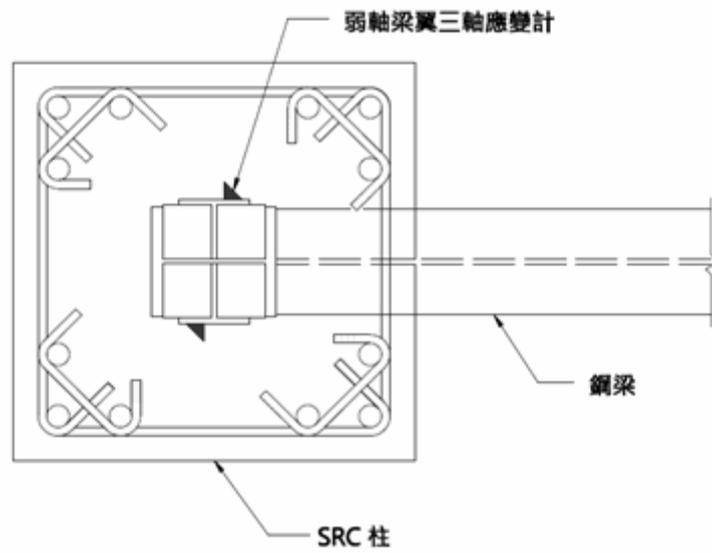


圖 3.14 弱軸梁翼板三軸應變計配置圖

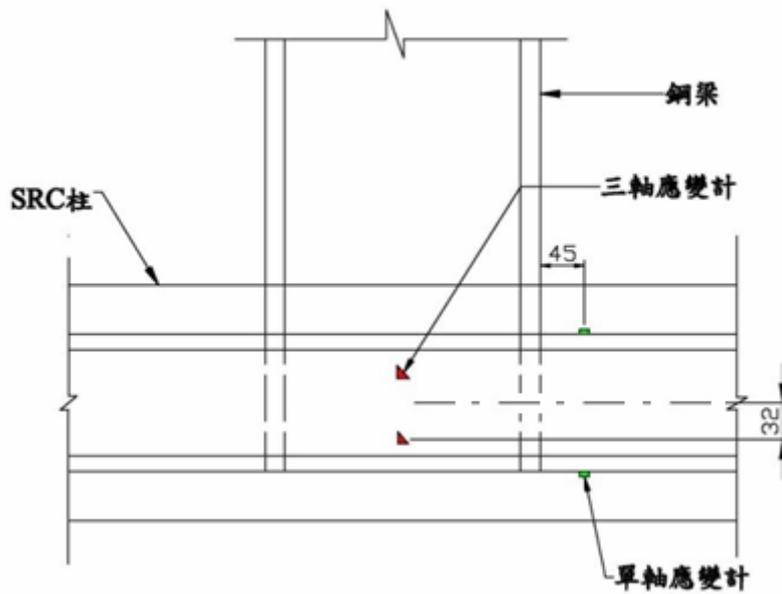


圖 3.15 鋼梁翼板與腹板應變計配置圖

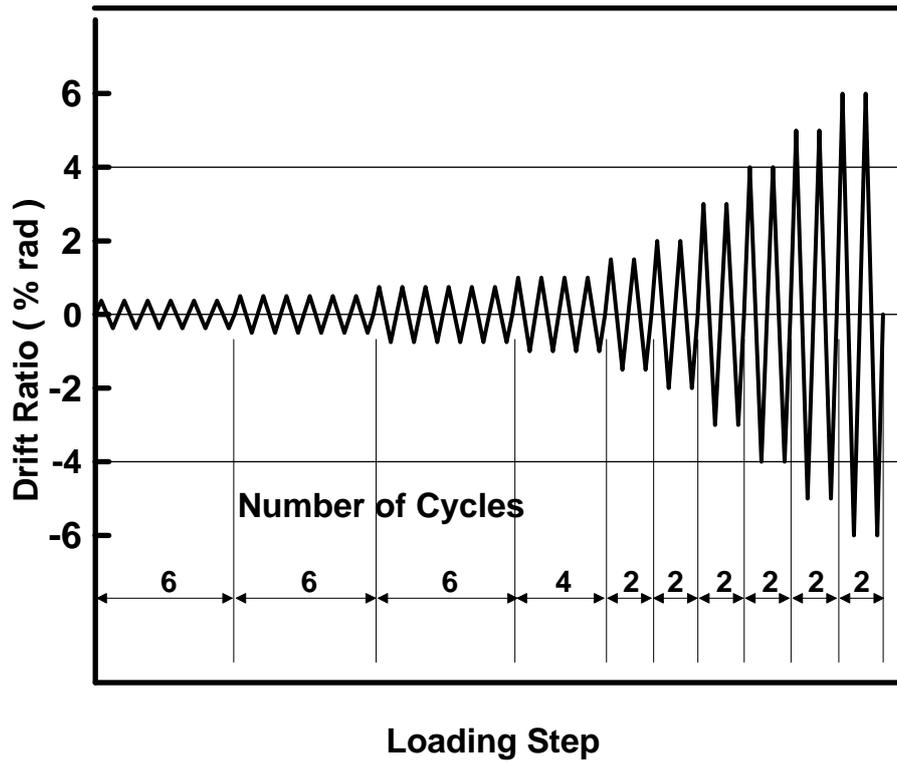


圖 3.16 梁端位移加載歷程圖

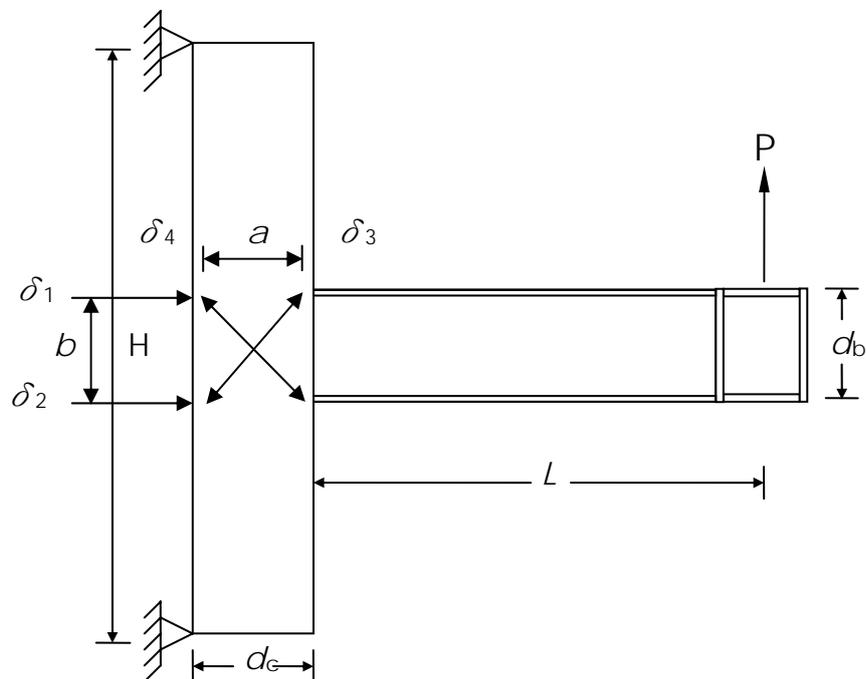


圖 4.1 梁柱接頭構件與量測配置簡圖

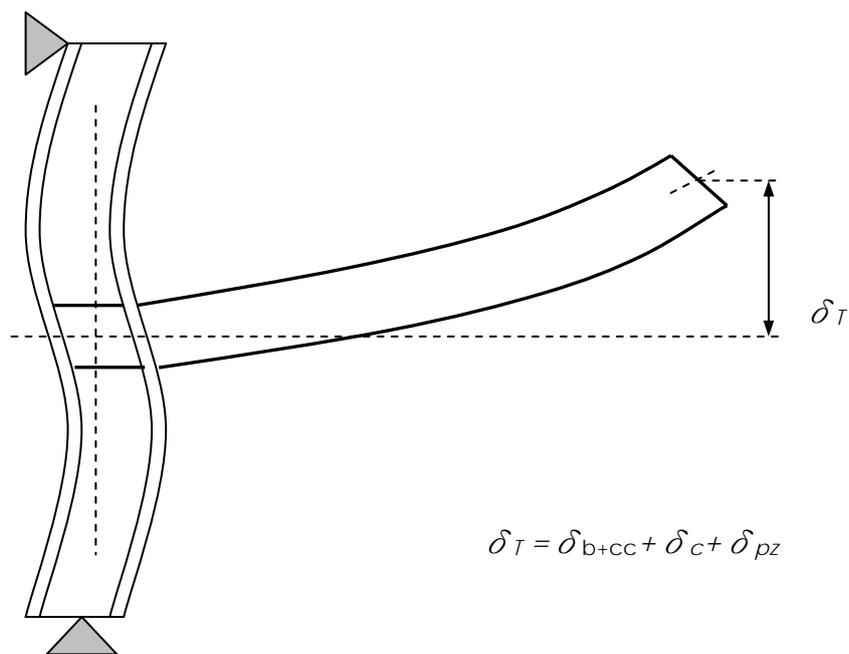


圖 4.2 梁端變形分量示意圖

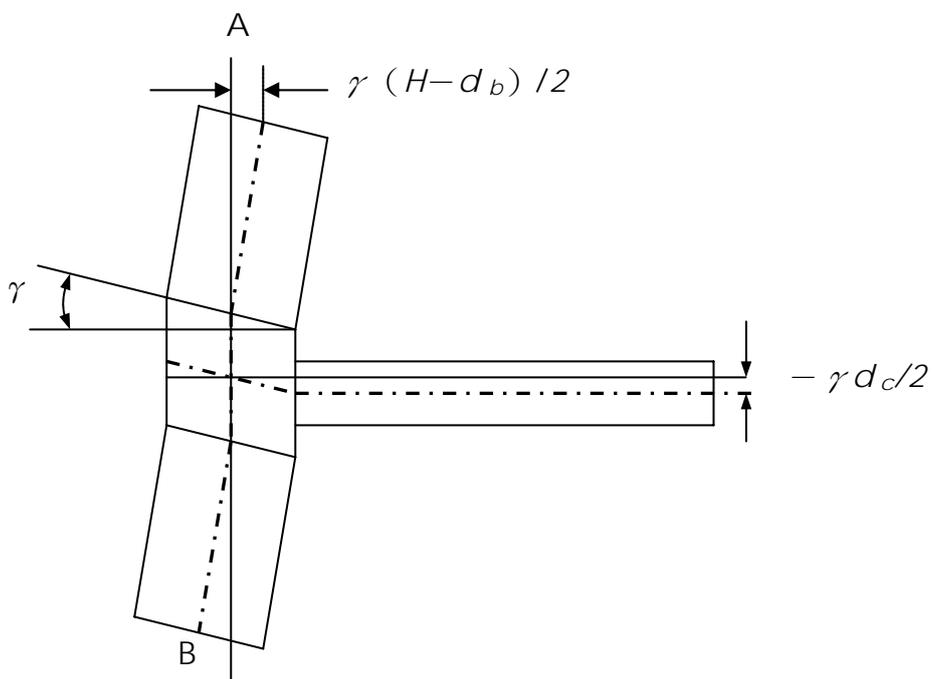


圖 4.3 梁柱交會區剪力變形所產生梁端變形量

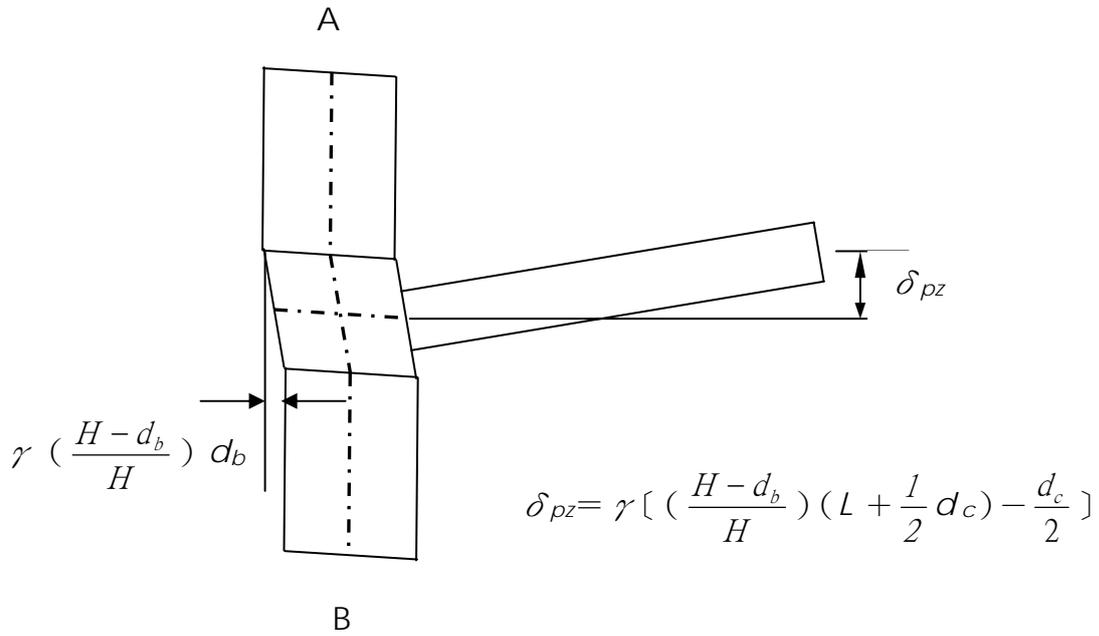


圖 4.4 剛體旋轉後梁柱交會區剪力變形所產生梁端變形量

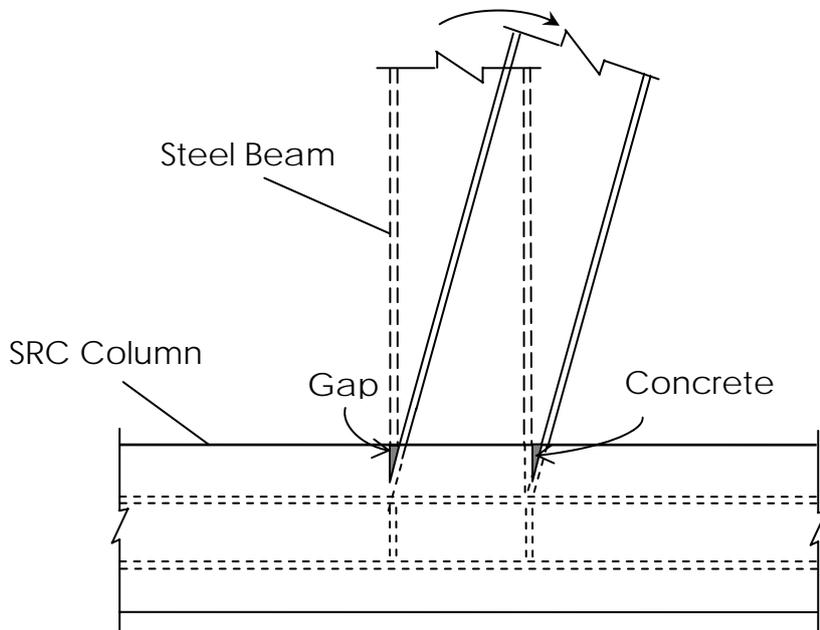


圖 4.5 柱混凝土壓碎行為

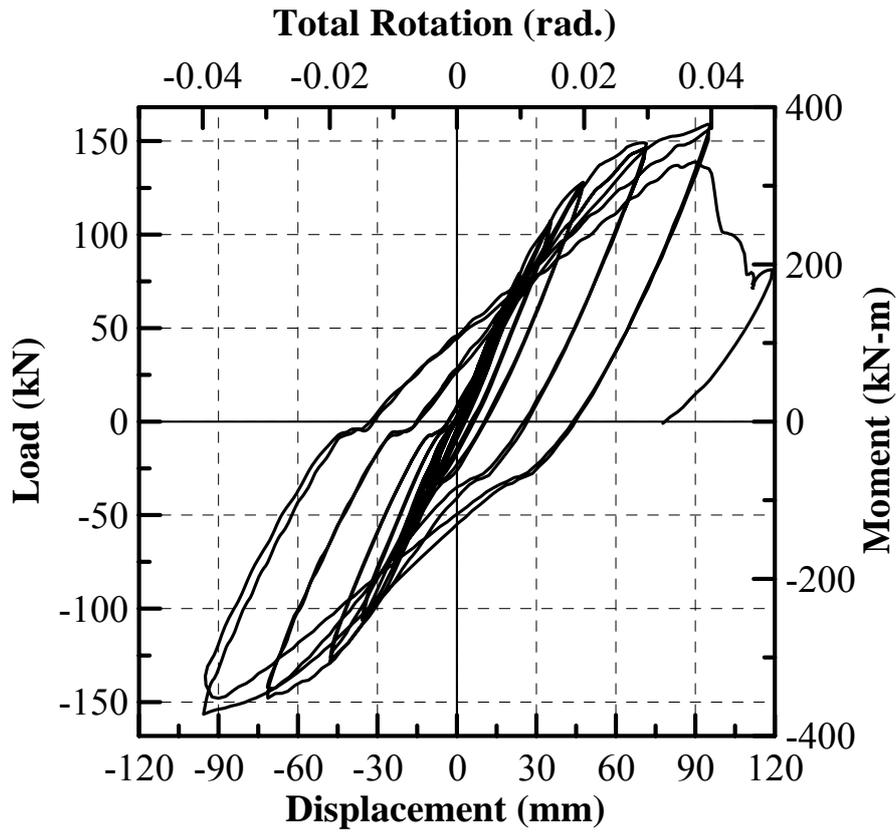


圖 4.6 試體 SR0.8-R8 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖

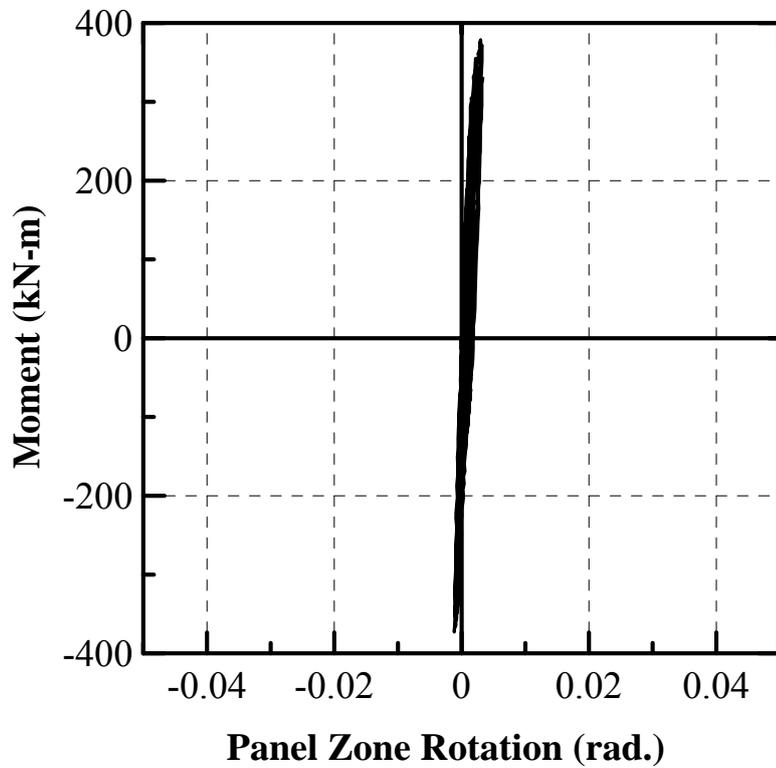


圖 4.7 試體 SR0.8-R8 彎矩與交會區轉角關係圖

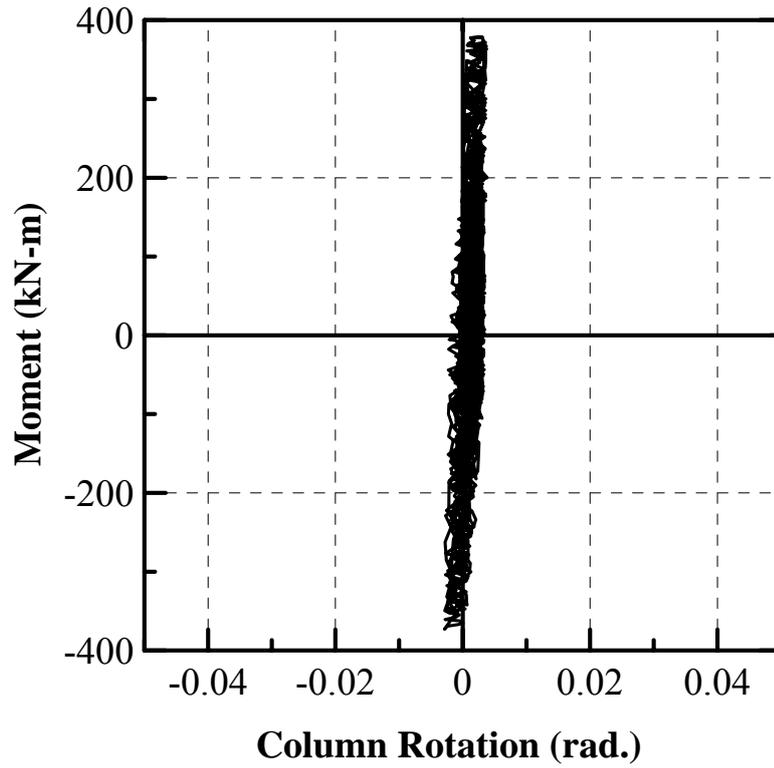


圖 4.8 試體 SR0.8-R8 彎矩與柱撓曲轉角關係圖

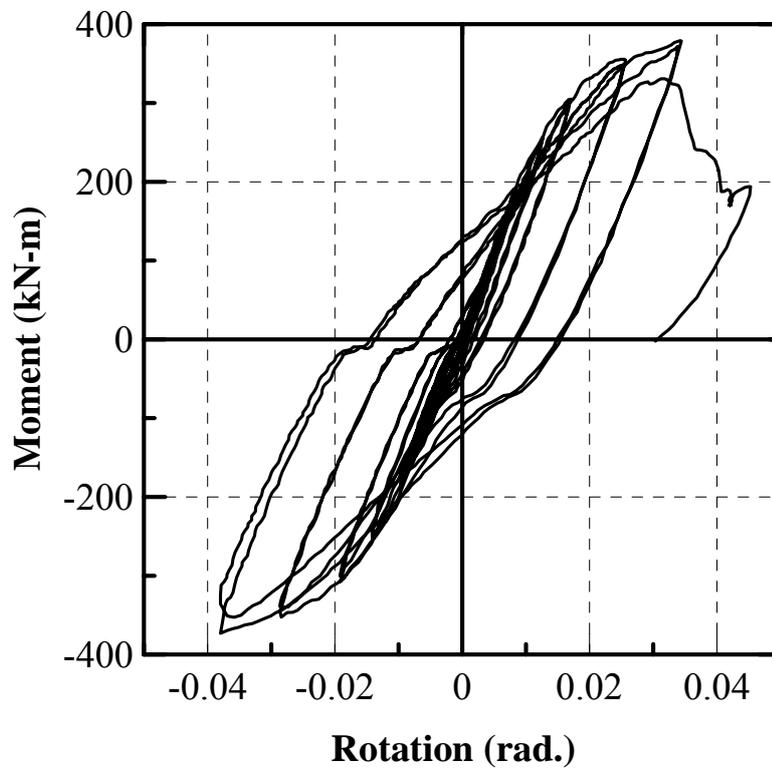


圖 4.9 試體 SR0.8-R8 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖

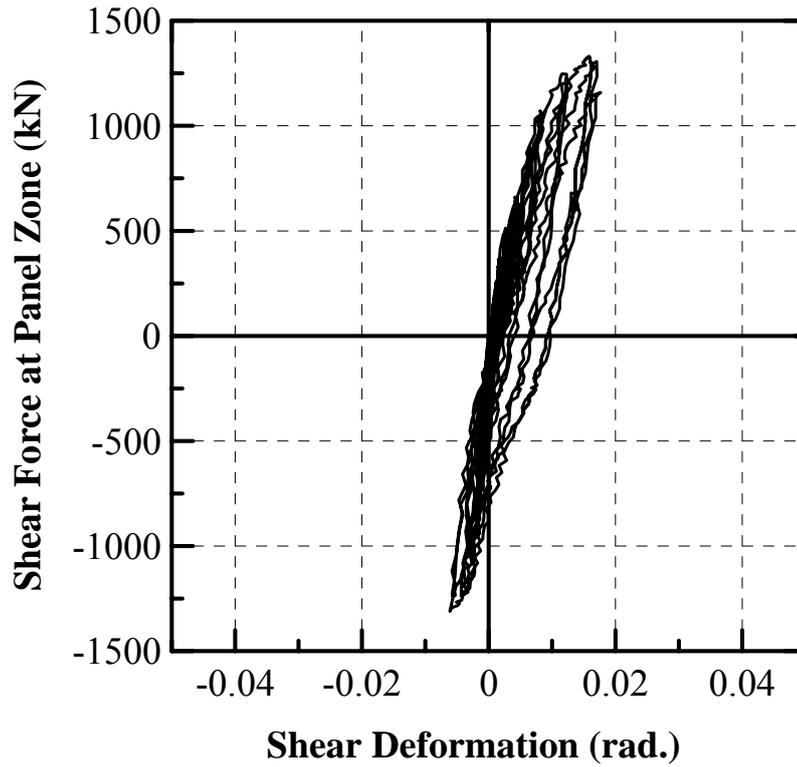


圖 4.10 試體 SR0.8-R8 交會區剪力與剪力變形關係圖

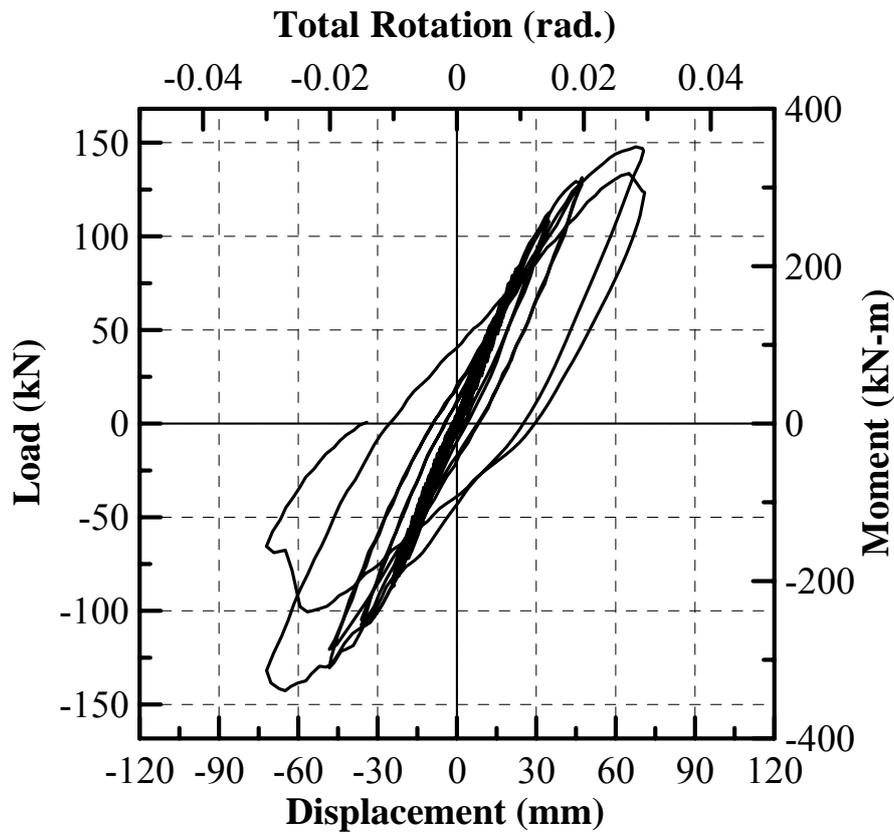


圖 4.11 試體 SR0.6-R8 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖

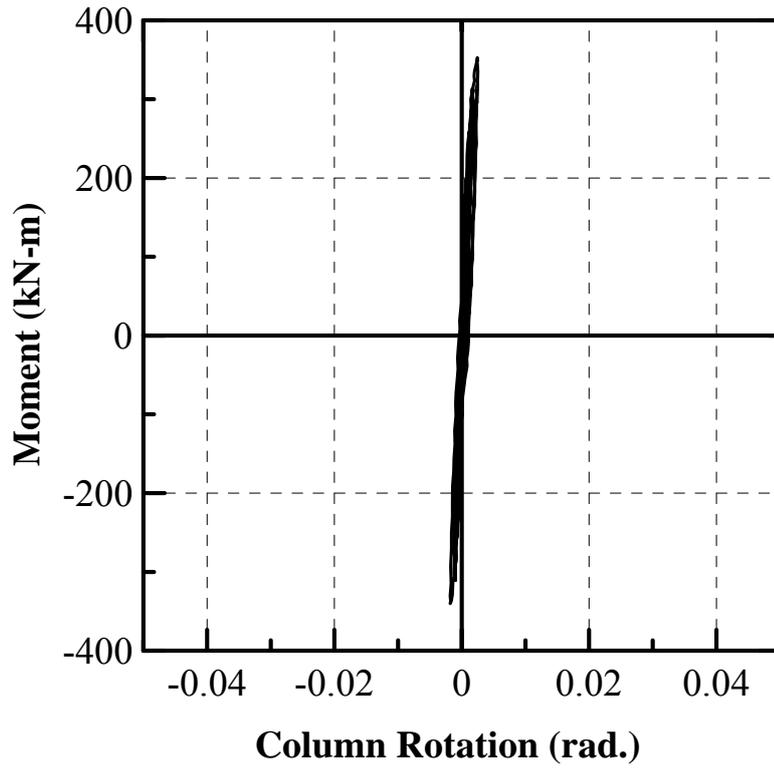


圖 4.12 試體 SR0.6-R8 彎矩與交會區轉角關係圖

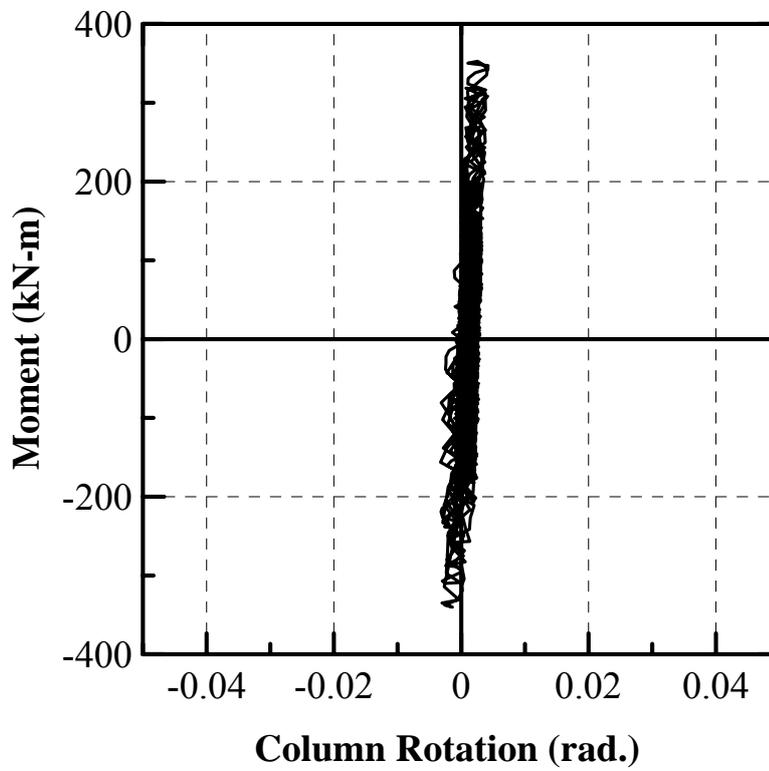


圖 4.13 試體 SR0.6-R8 彎矩與柱撓曲轉角關係圖

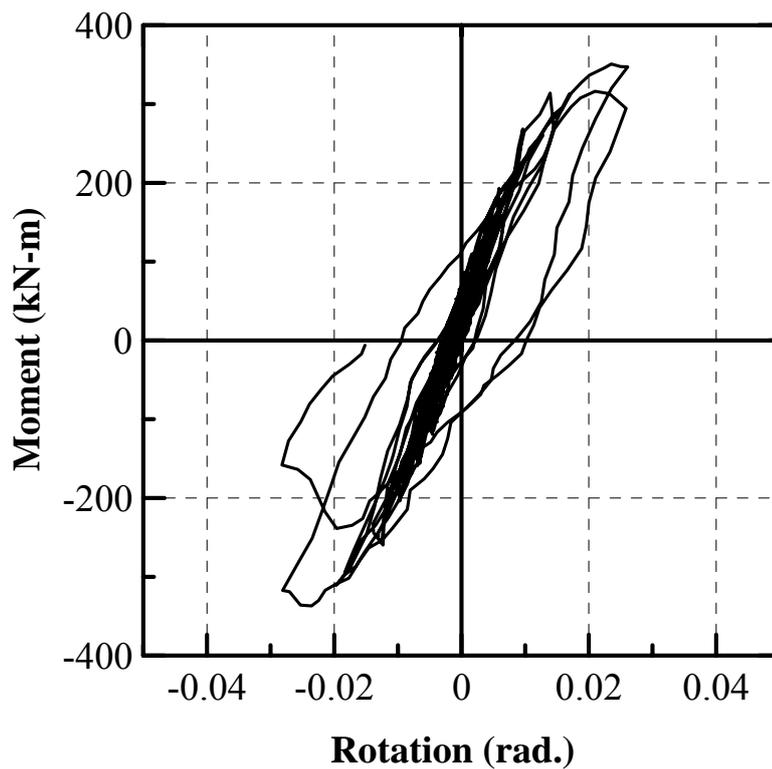


圖 4.14 試體 SR0.6-R8 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖

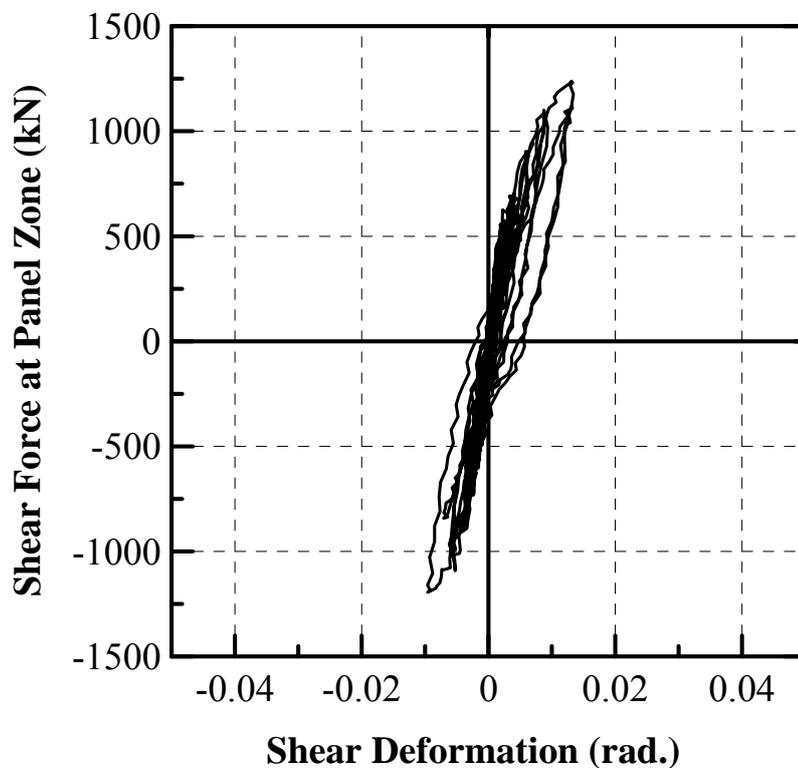


圖 4.15 試體 SR0.6-R8 交會區剪力與剪力變形關係圖

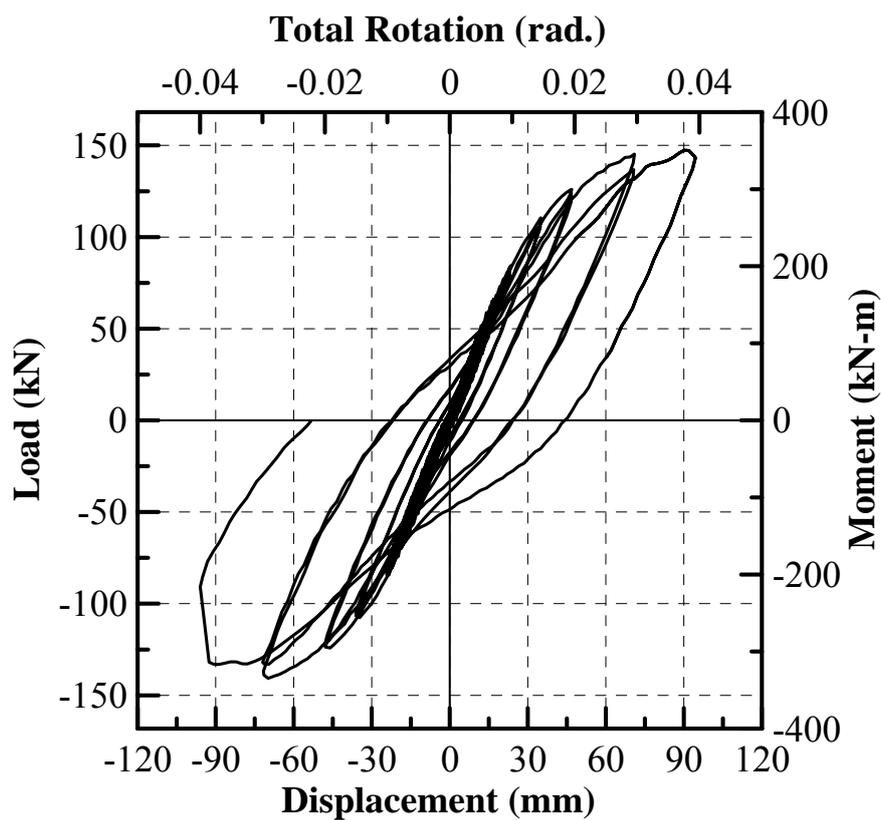


圖 4.16 試體 SR0.4-R8 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖

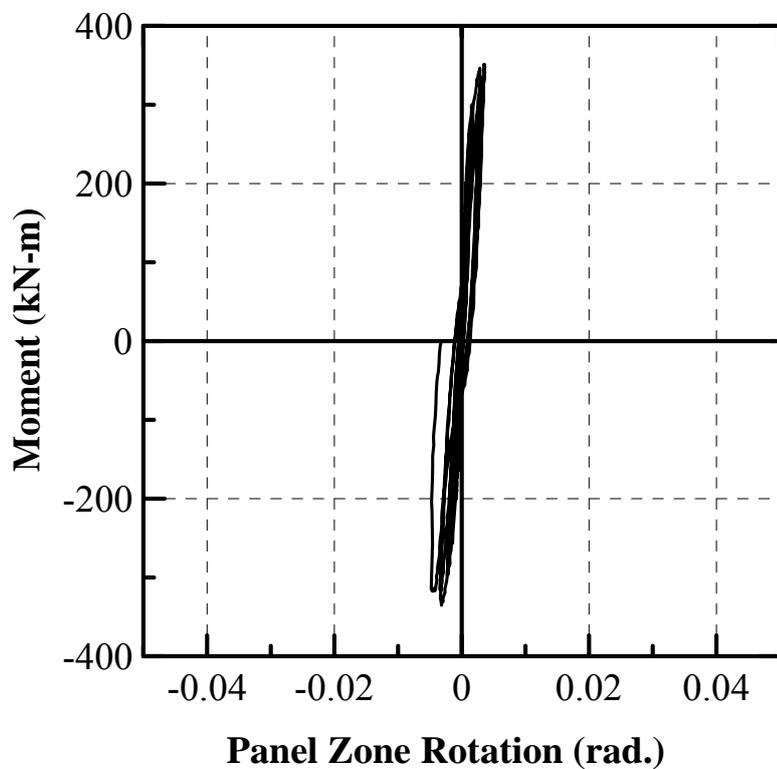


圖 4.17 試體 SR0.4-R8 彎矩與交會區轉角關係圖

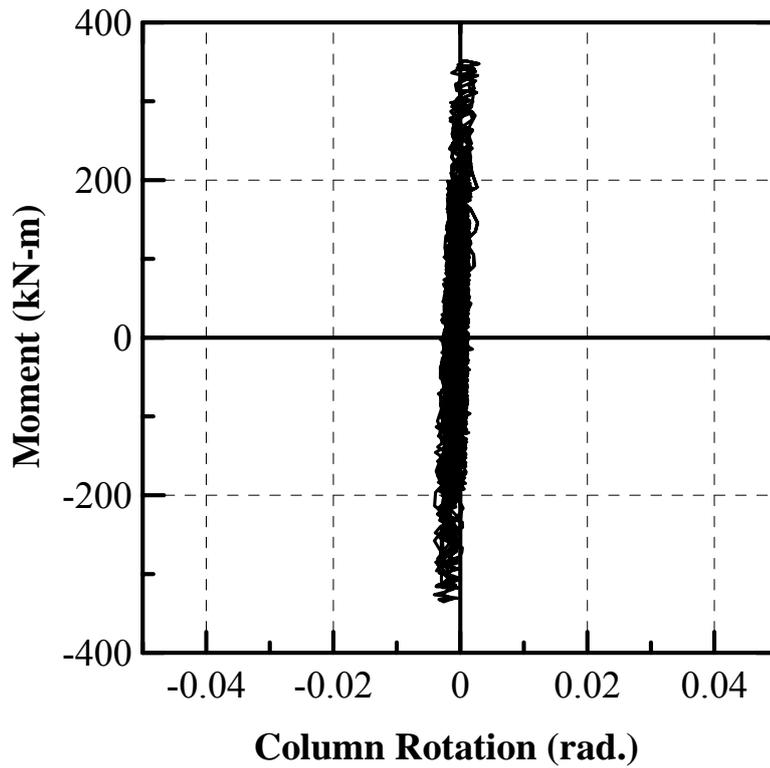


圖 4.18 試體 SR0.4-R8 彎矩與柱撓曲轉角關係圖

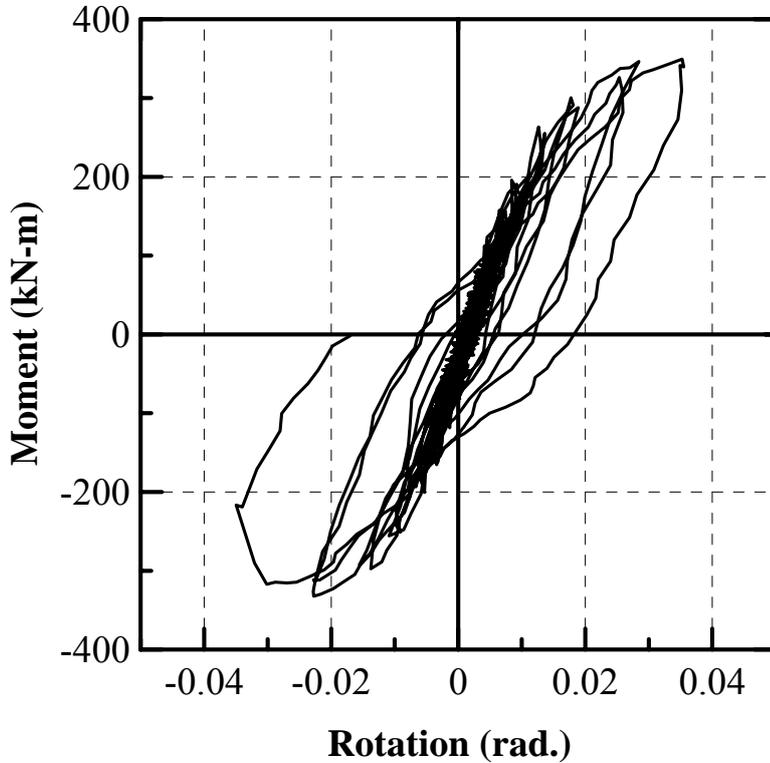


圖 4.19 試體 SR0.4-R8 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖

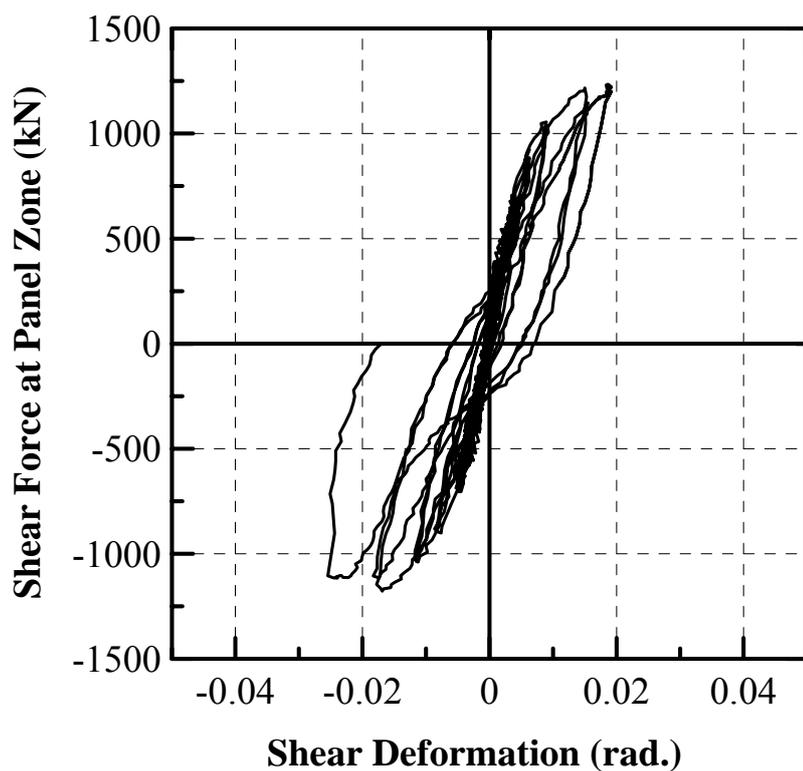


圖 4.20 試體 SR0.4-R8 交會區剪力與剪力變形關係圖

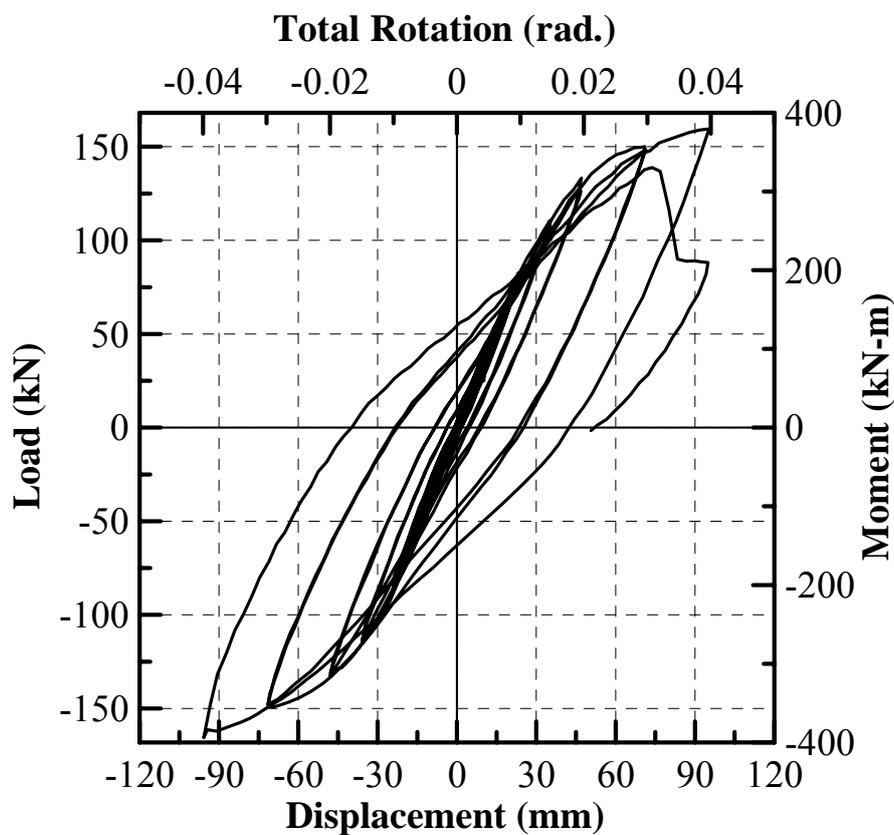


圖 4.21 試體 SR0.8-R6 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖

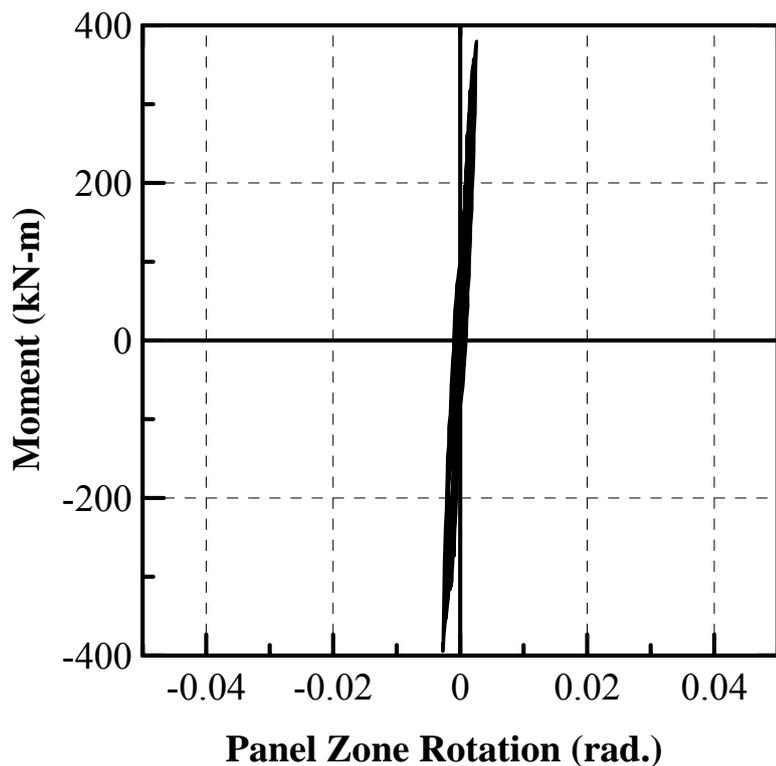


圖 4.22 試體 SR0.8-R6 彎矩與交會區轉角關係圖

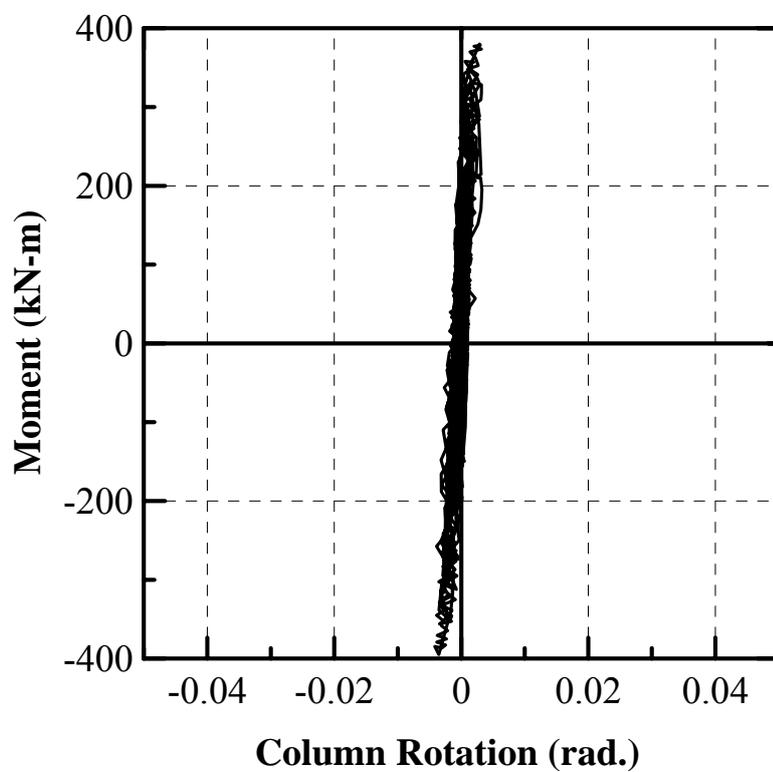


圖 4.23 試體 SR0.8-R6 彎矩與柱撓曲轉角關係圖

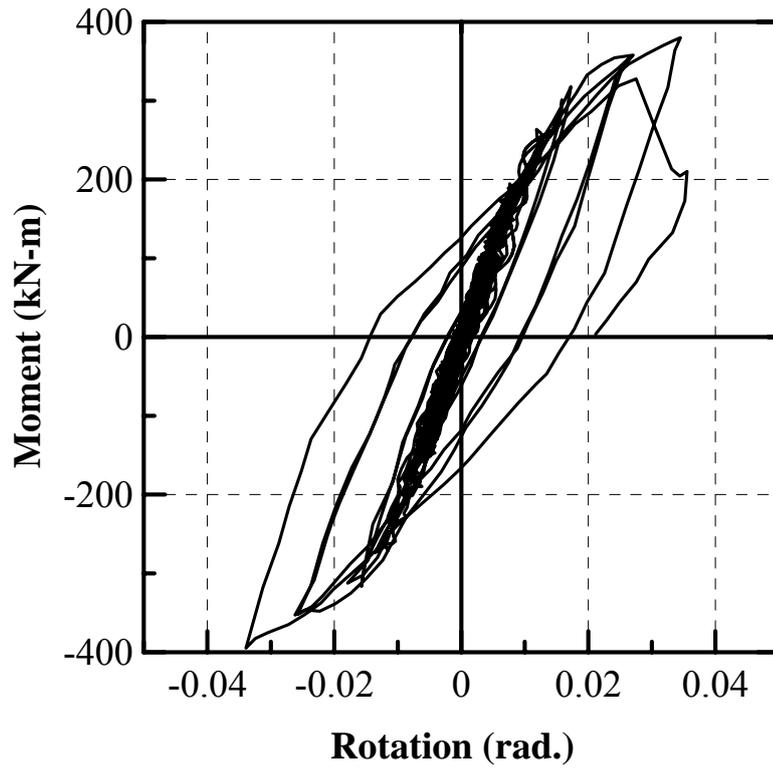


圖 4.24 試體 SR0.8-R6 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖

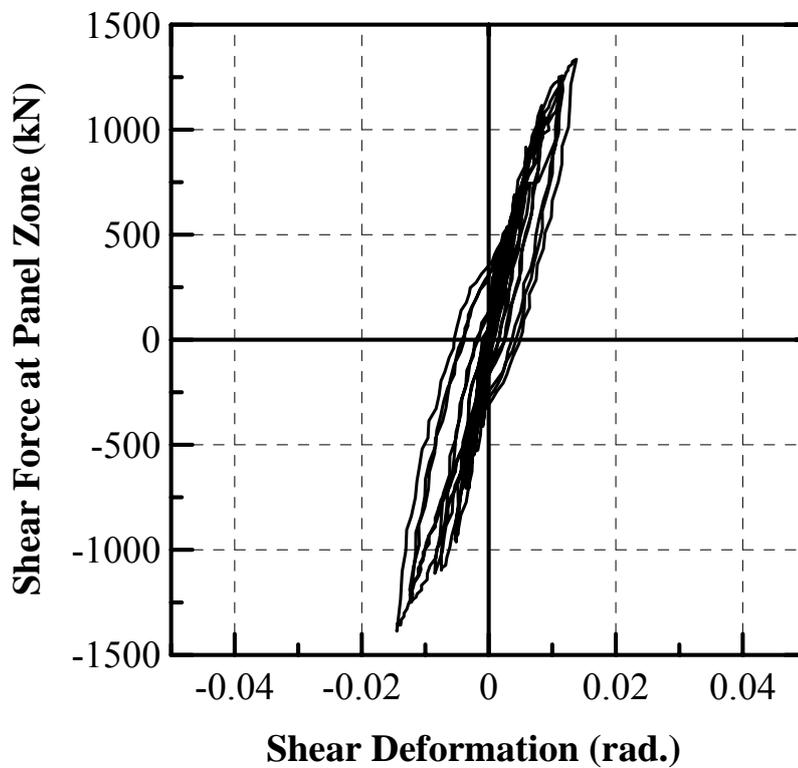


圖 4.25 試體 SR0.8-R6 交會區剪力與剪力變形關係圖

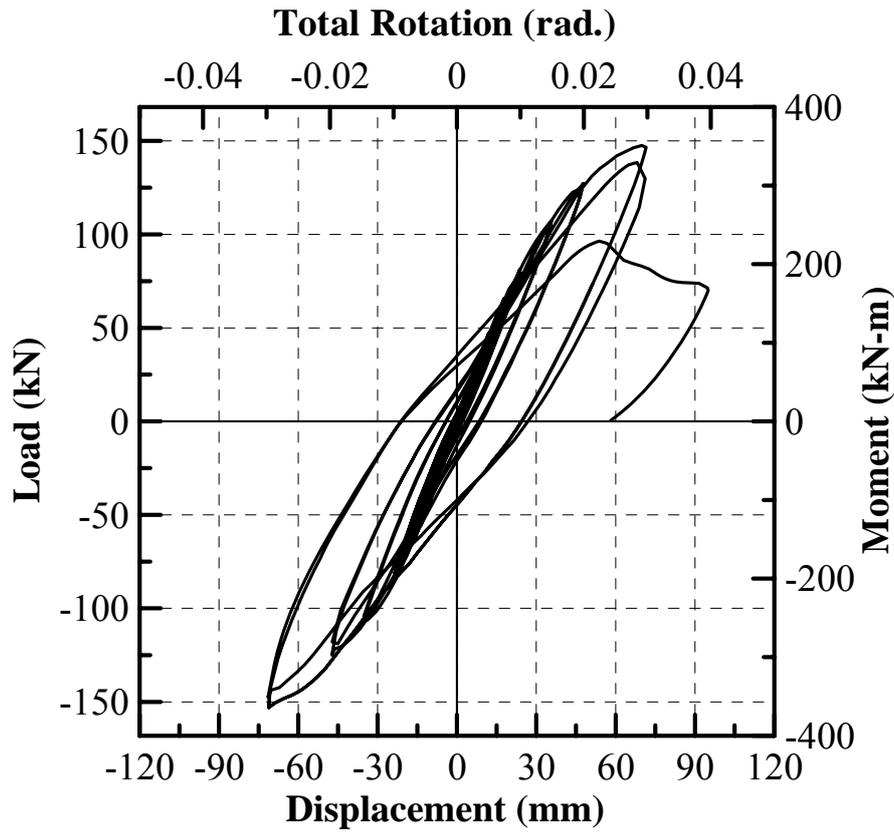


圖 4.26 試體 SR0.6-R6 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖

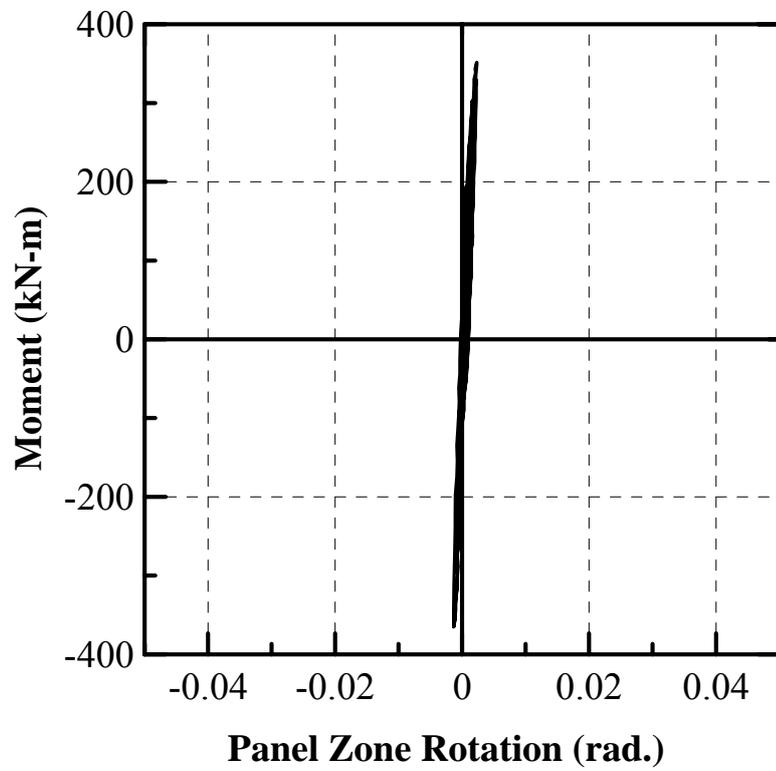


圖 4.27 試體 SR0.6-R6 彎矩與交會區轉角關係圖

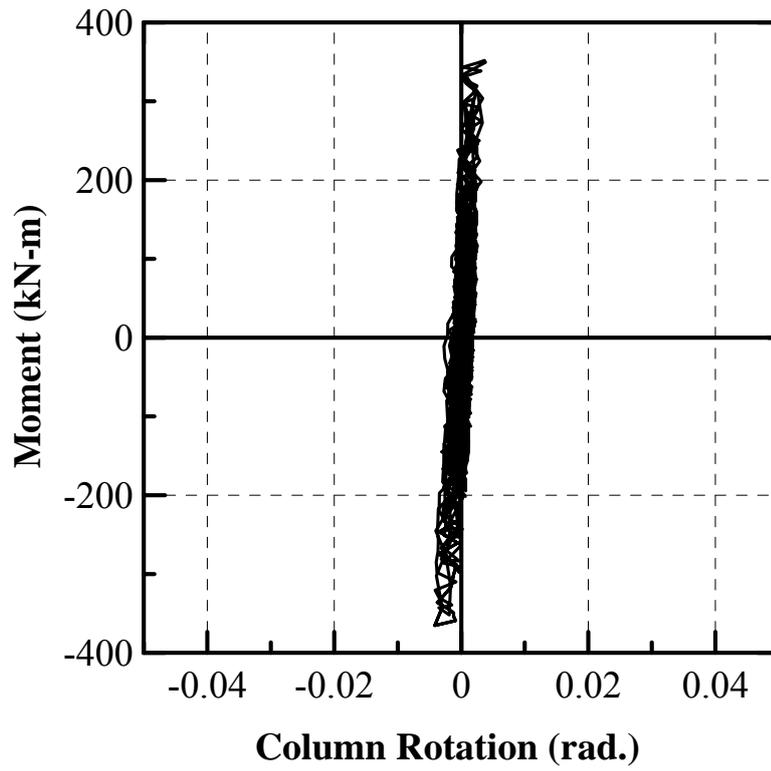


圖 4.28 試體 SR0.6-R6 彎矩與柱撓曲轉角關係圖

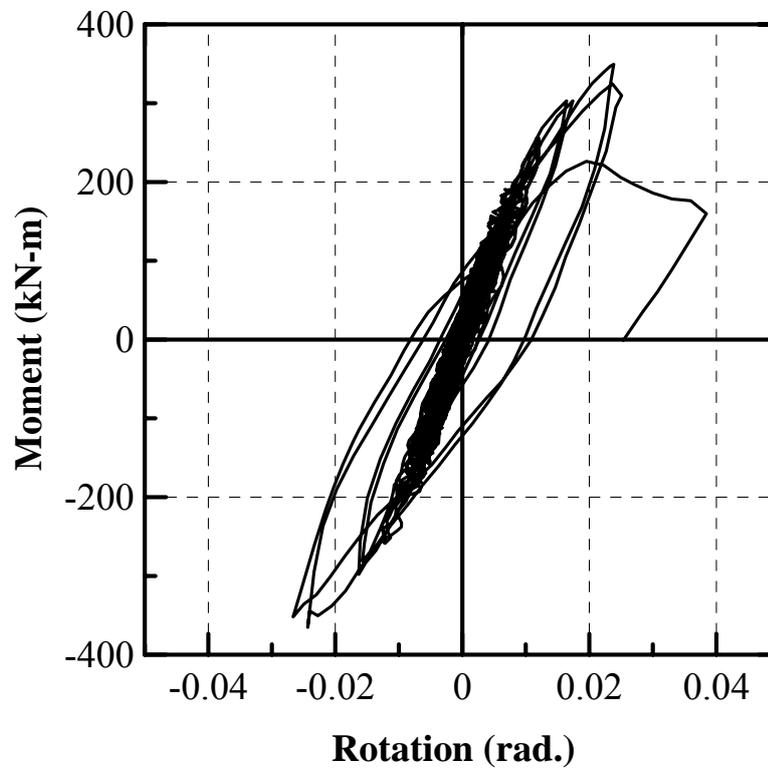


圖 4.29 試體 SR0.6-R6 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖

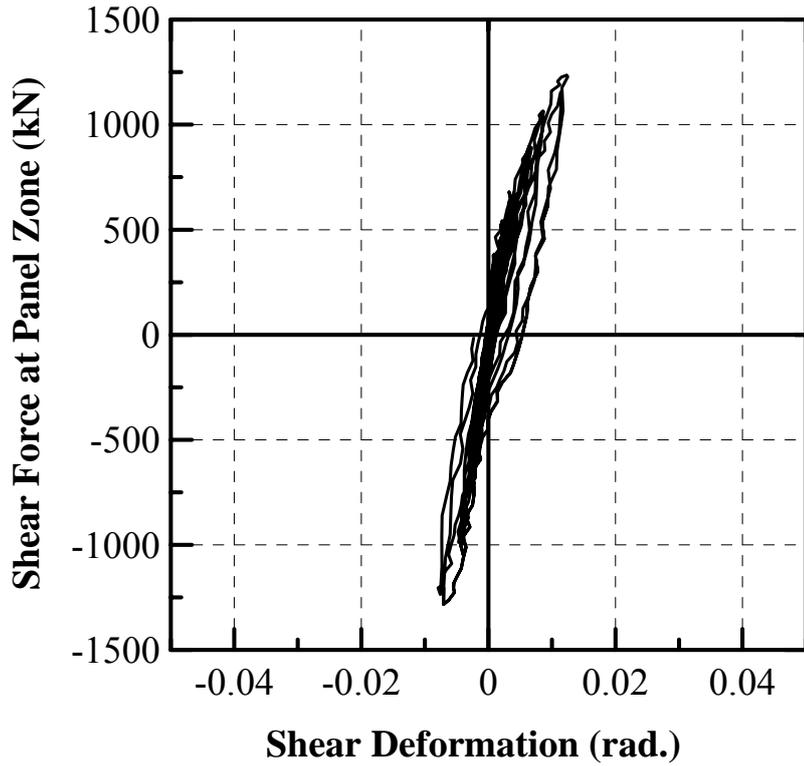


圖 4.30 試體 SR0.6-R6 交會區剪力與剪力變形關係圖

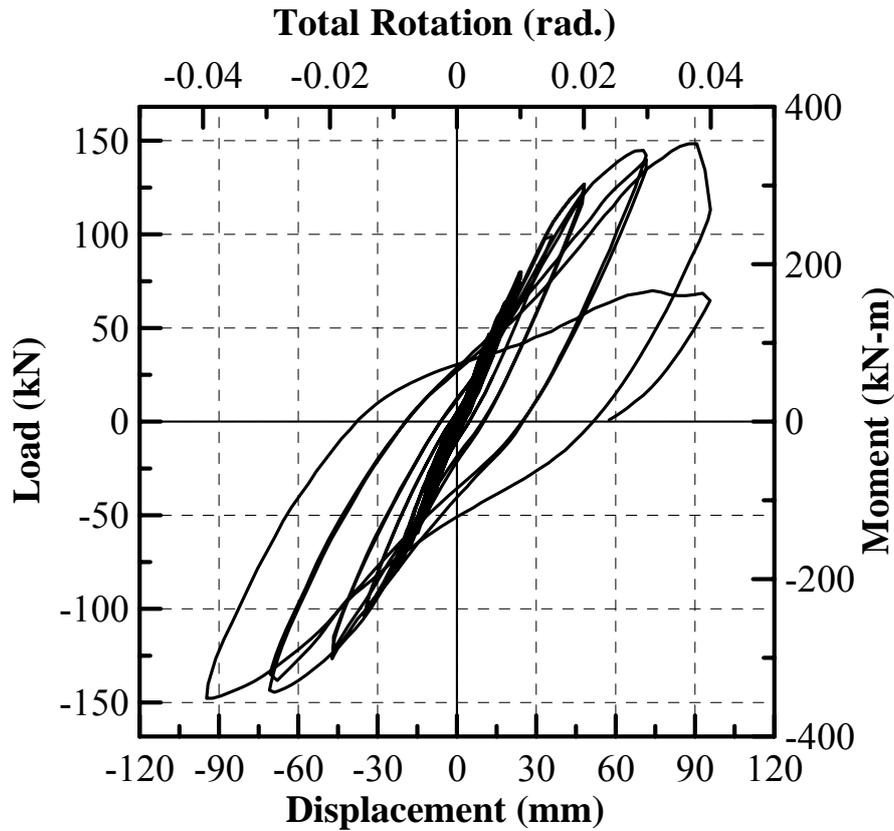


圖 4.31 試體 SR0.4-R6 之反覆載重與位移遲滯迴圈圖

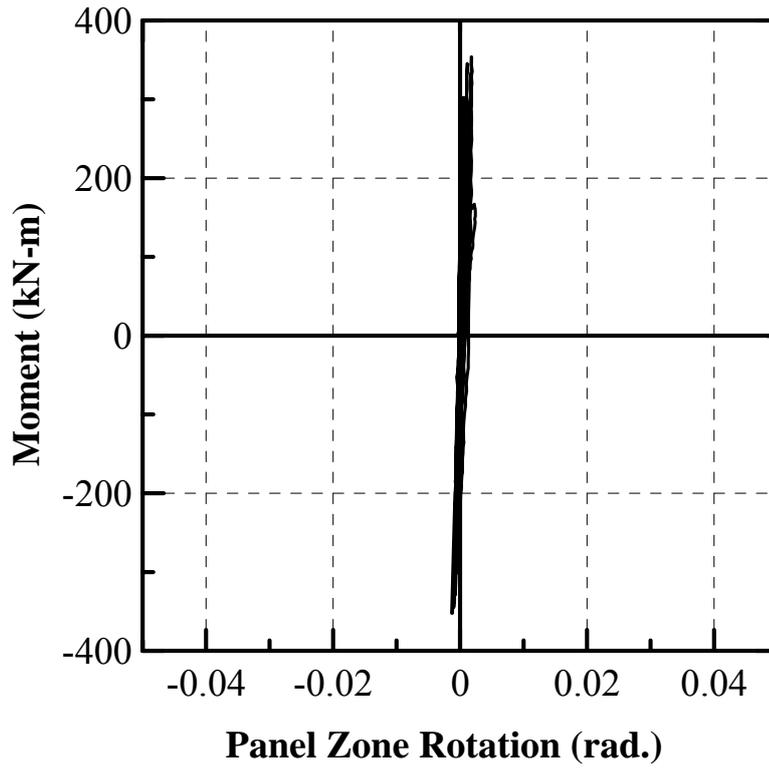


圖 4.32 試體 SR0.4-R6 彎矩與交會區轉角關係圖

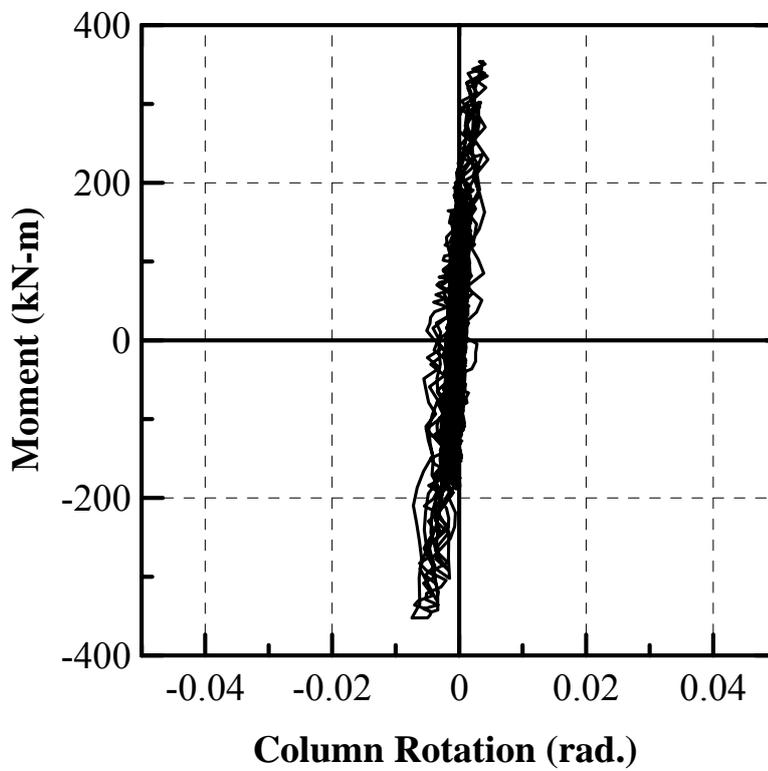


圖 4.33 試體 SR0.4-R6 彎矩與柱撓曲轉角關係圖

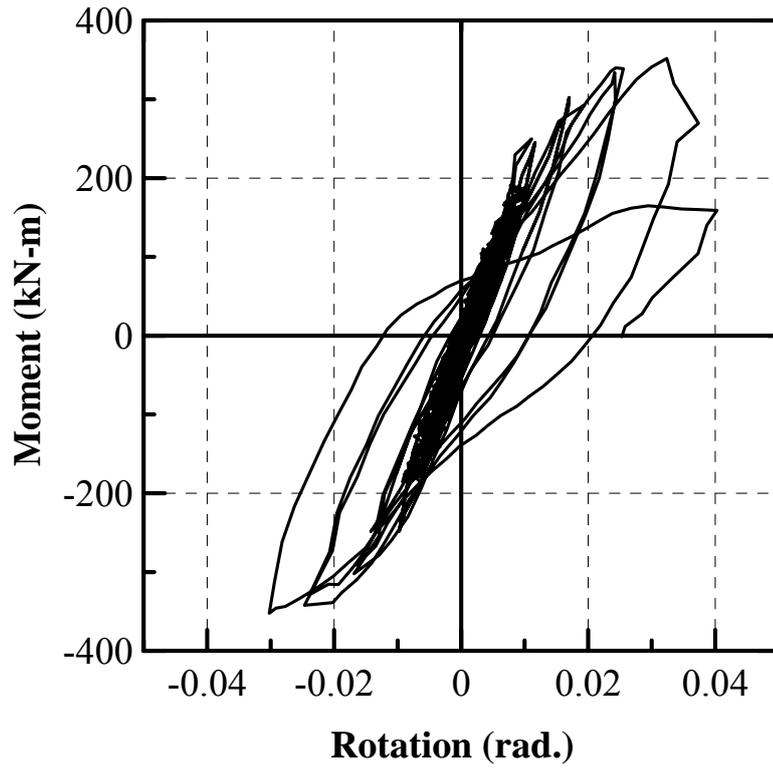


圖 4.34 試體 SR0.4-R6 鋼梁及柱混凝土壓碎所造成之轉角關係圖

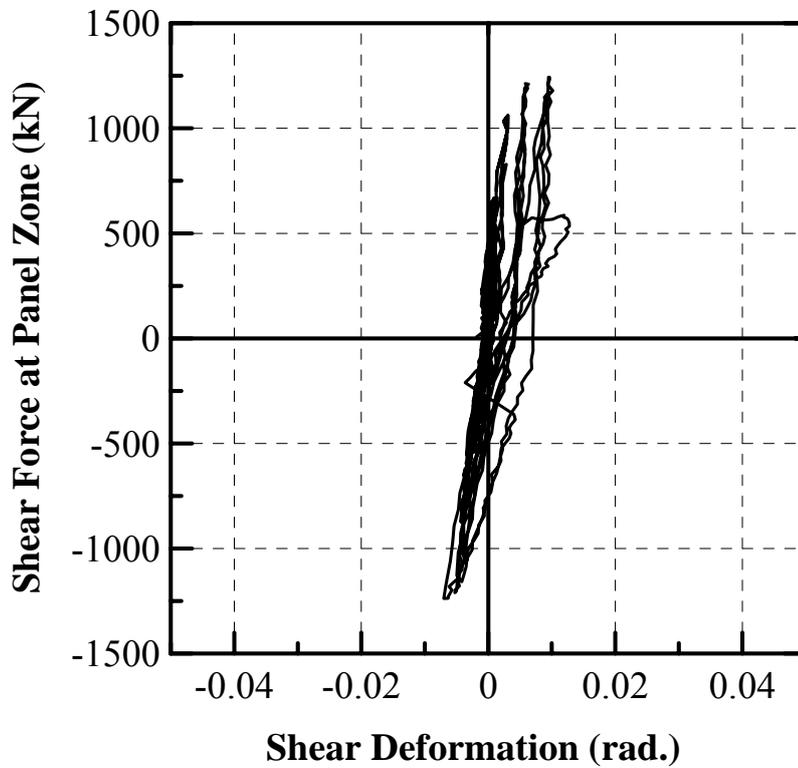


圖 4.35 試體 SR0.4-R6 交會區剪力與剪力變形關係圖



照片 3.1 鋼骨與鋼筋之組合



照片 3.2 模板組裝作業



照片 3.3 自充填混凝土坍流度試驗 (55~65 cm)



照片 3.4 自充填混凝土 V 型漏斗流出時間試驗 (7~20 秒)



照片 3.5 自充填混凝土 U 型試驗



照片 3.6 試體試驗裝置



照片 4.1 試體 SR0.8-R8 鋼梁下翼板石灰剝落與裂縫情況 (1% drift)



照片 4.2 試體 SR0.8-R8 裂縫發展情形 (2% drift)



照片 4.3 試體 SR0.8-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 1 mm 間隙
(3% drift)



照片 4.4 試體 SR0.8-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 3 mm 間隙
(4% drift)



照片 4.5 試體 SR0.8-R8 混凝土有明顯開裂隆起 (5% drift)



照片 4.6 試體 SR0.6-R8 裂縫發展情形 (1% drift)



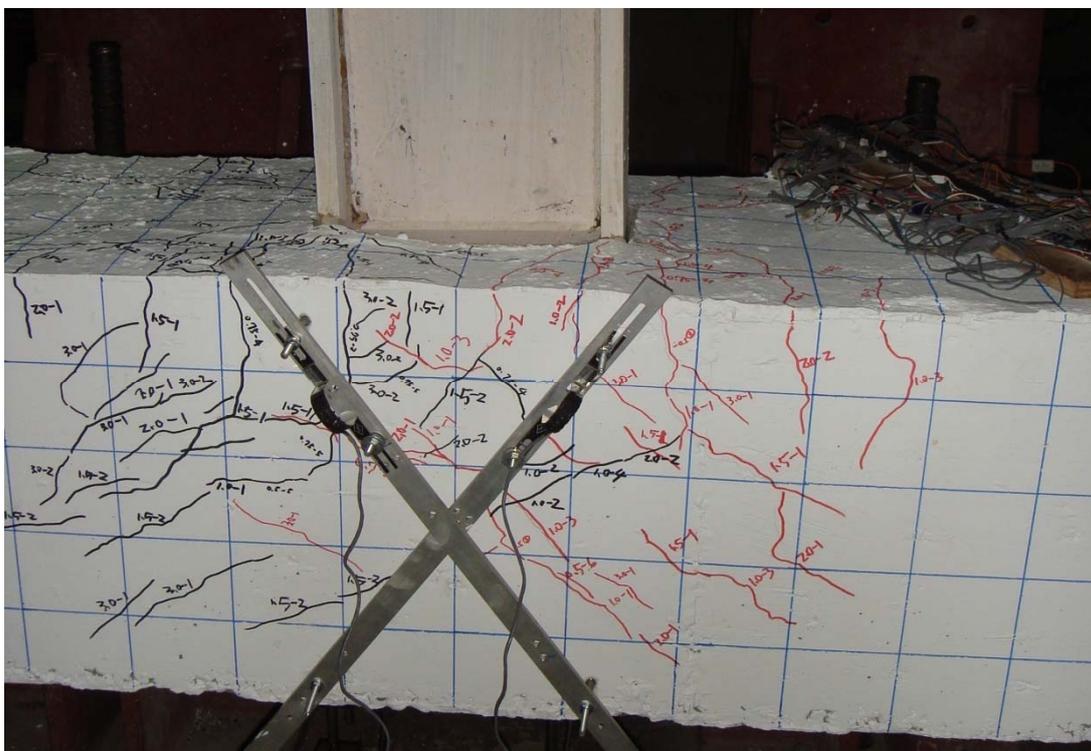
照片 4.7 試體 SR0.6-R8 裂縫發展情形 (1.5% drift)



照片 4.8 試體 SR0.6-R8 裂縫情況 (2% drift)



照片 4.9 試體 SR0.6-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 2 mm 間隙 (3% drift)



照片 4.10 試體 SR0.6-R8 交會區裂縫發展情形 (3% drift)



照片 4.11 試體 SR0.6-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 3 mm 間隙 (4% drift)



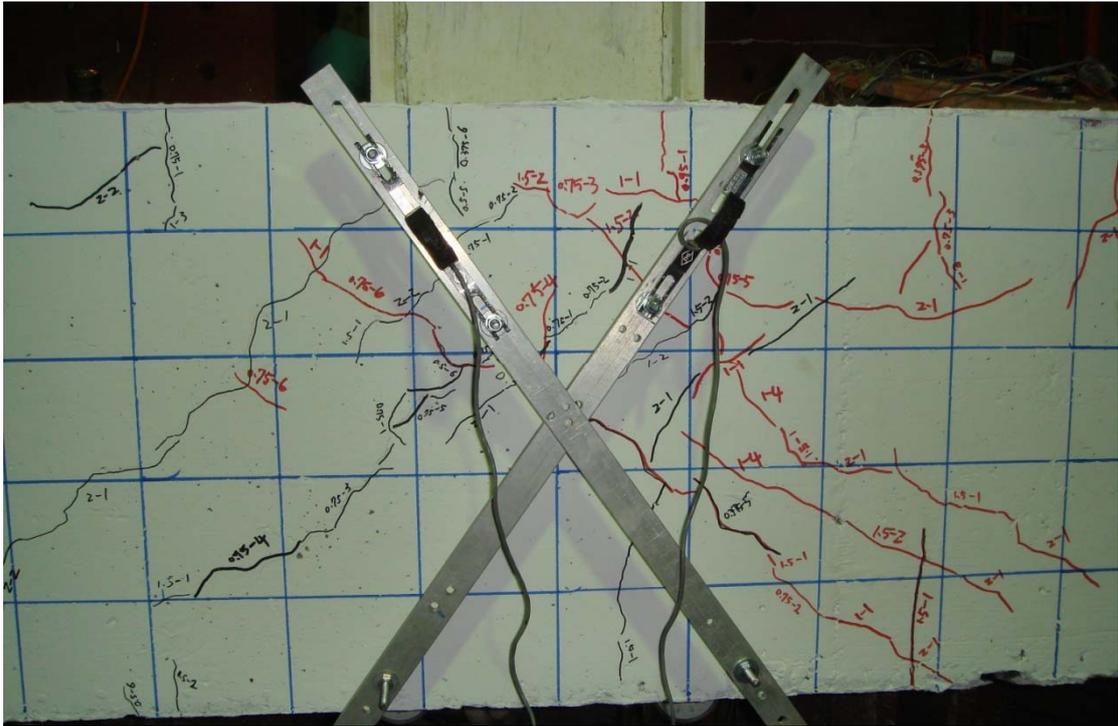
照片 4.12 試體 SR0.6-R8 承壓面板被拉離混凝土面 (4% drift)



照片 4.13 試體 SR0.4-R8 交會區裂縫發展情形 (1.5% drift)



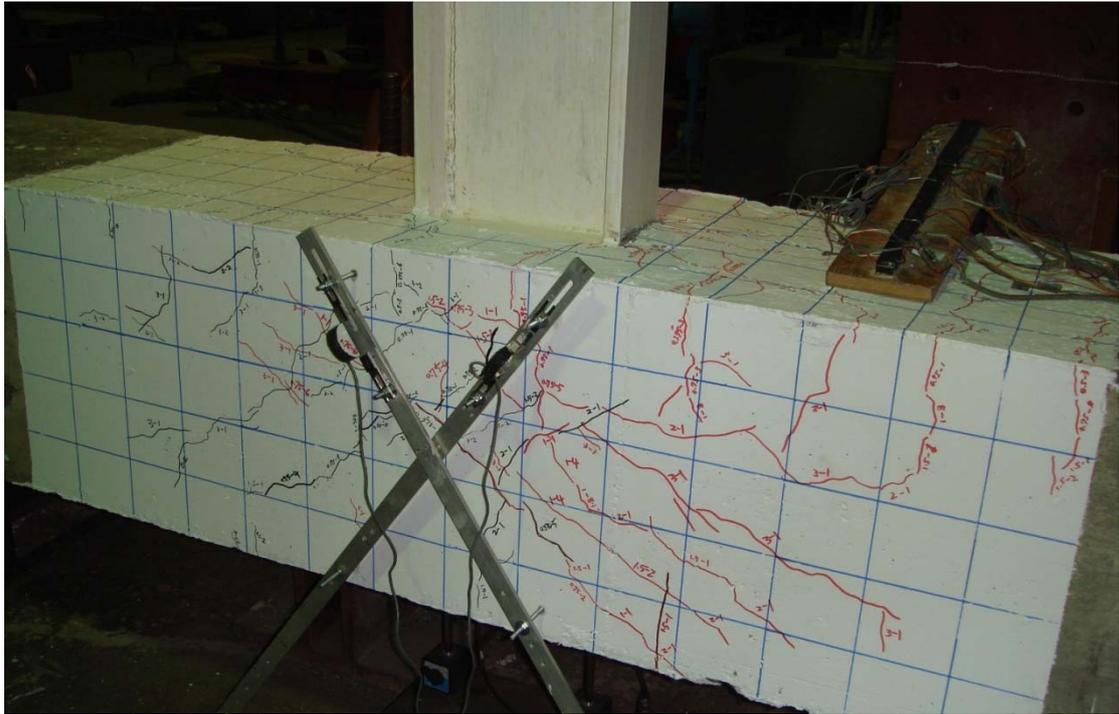
照片 4.14 試體 SR0.4-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 1 mm 間隙 (2% drift)



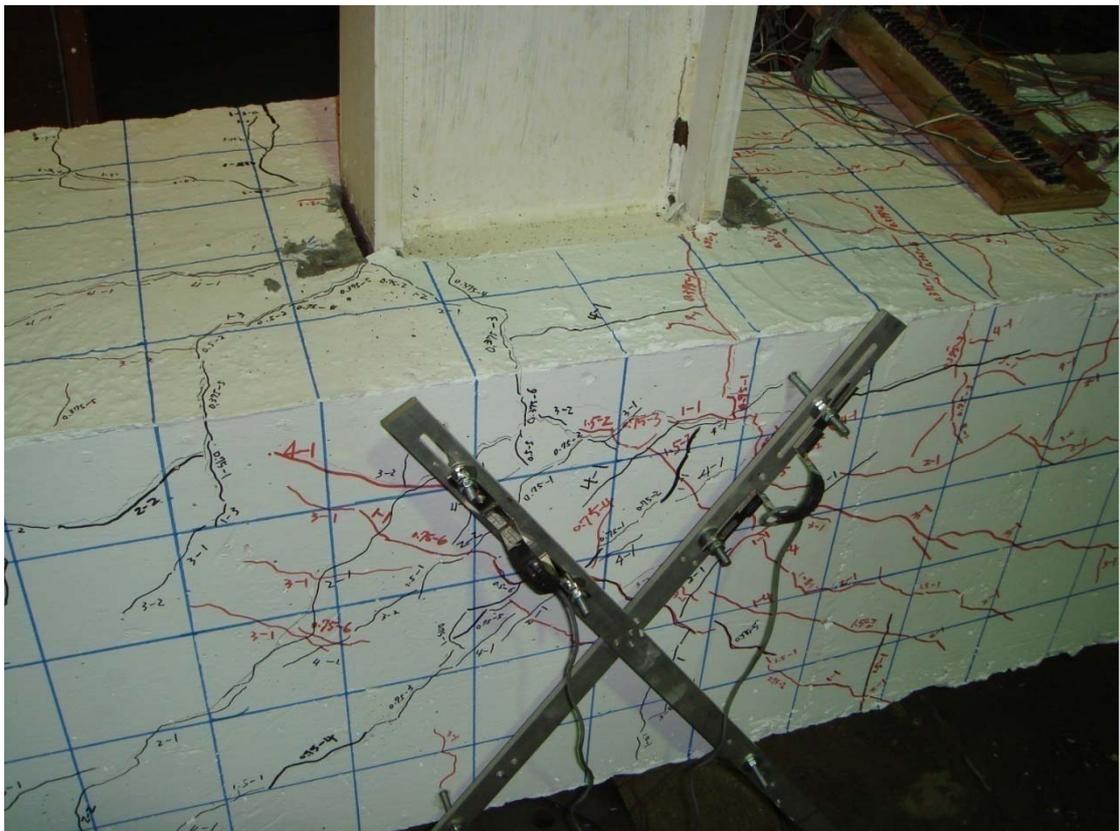
照片 4.15 試體 SR0.4-R8 交會區裂縫發展情形 (2% drift)



照片 4.16 試體 SR0.4-R8 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 2 mm 間隙 (3% drift)



照片 4.17 試體 SR0.4-R8 交會區裂縫發展情形 (3% drift)



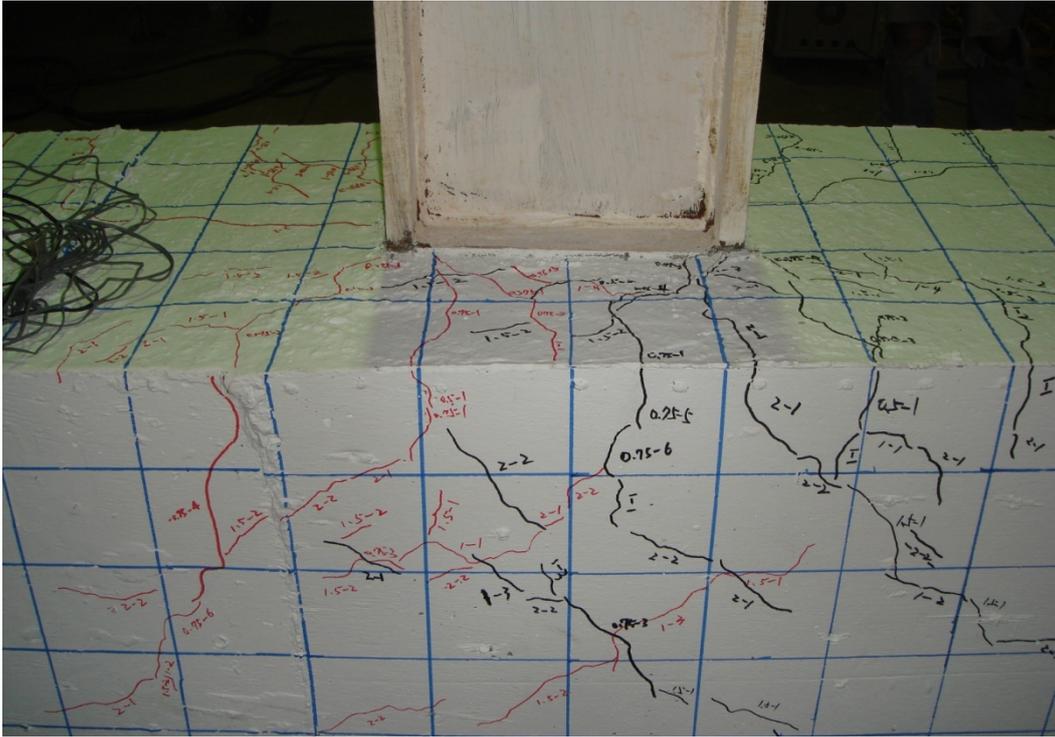
照片 4.18 試體 SR0.4-R8 交會區裂縫發展情形 (4% drift)



照片 4.19 試體 SR0.8-R6 裂縫發展情形 (1% drift)



照片 4.20 試體 SR0.8-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 1 mm 間隙 (2% drift)



照片 4.21 試體 SR0.8-R6 裂縫發展情形 (2% drift)



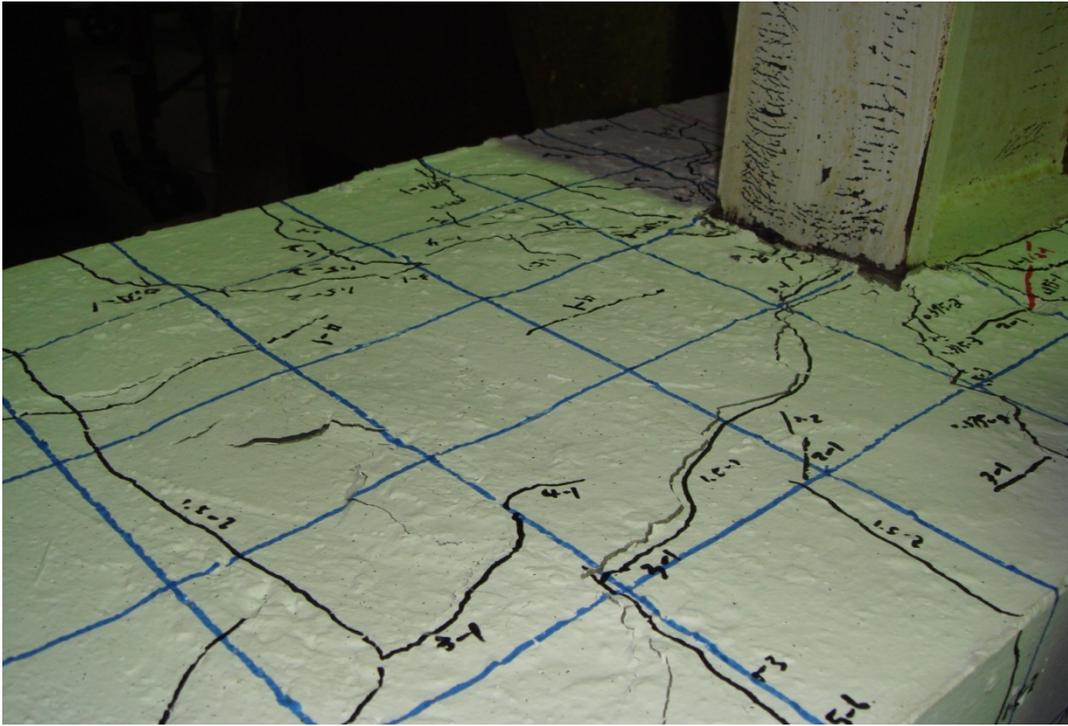
照片 4.22 試體 SR0.8-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 3 mm 間隙 (3% drift)



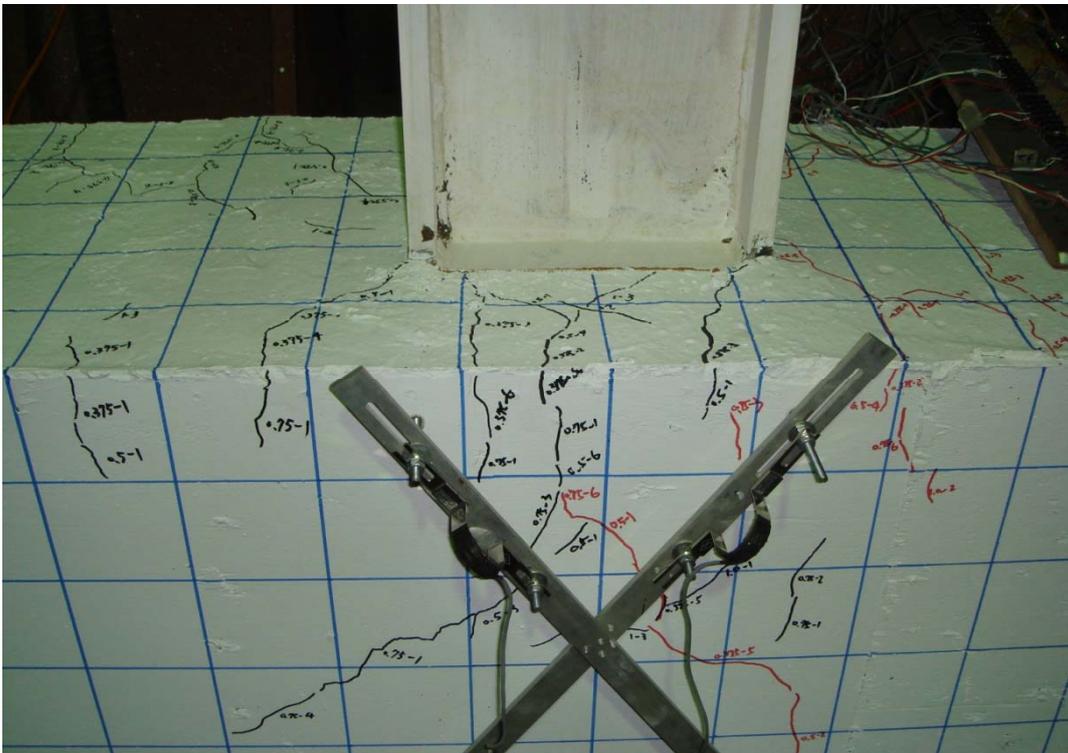
照片 4.23 試體 SR0.8-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 5 mm 間隙 (4% drift)



照片 4.24 試體 SR0.8-R6 鋼梁翼板與混凝土之裂縫情形 (4% drift)



照片 4.25 試體 SR0.8-R6 混凝土有明顯開裂隆起 (4% drift)



照片 4.26 試體 SR0.6-R6 裂縫發展情形 (1% drift)



照片 4.27 試體 SR0.6-R6 裂縫發展情形 (2% drift)



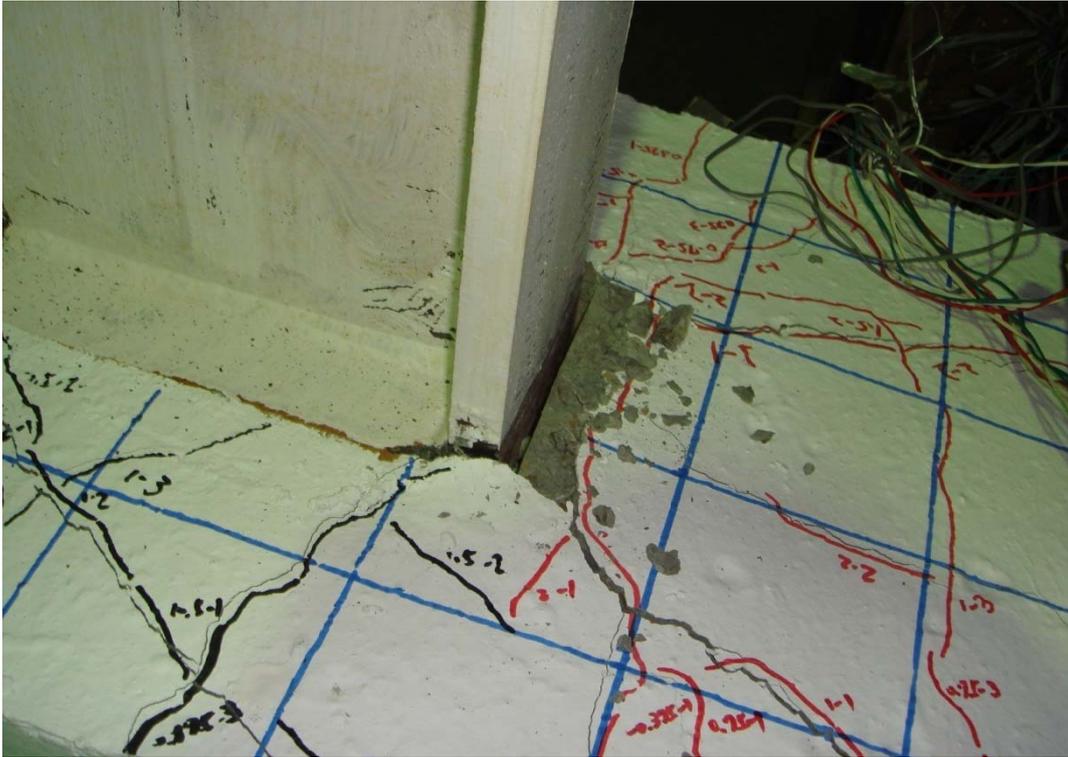
照片 4.28 試體 SR0.6-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 1 mm 間隙 (2% drift)



照片 4.29 試體 SR0.6-R6 裂縫發展情形 (3% drift)



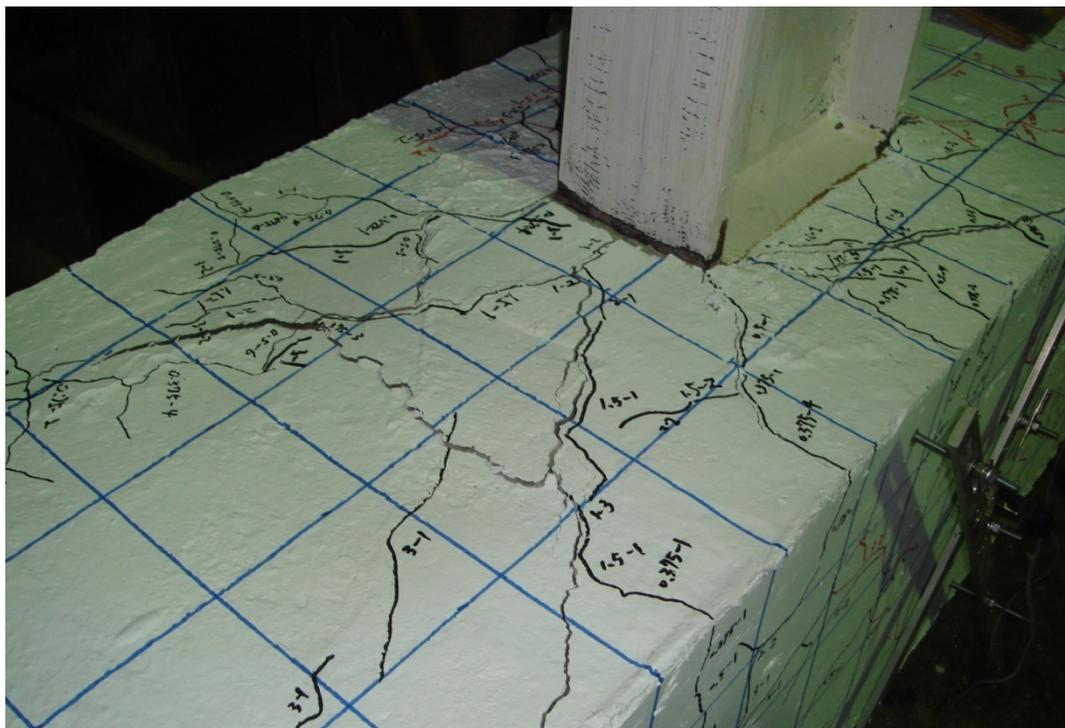
照片 4.30 試體 SR0.6-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 2 mm 間隙 (3% drift)



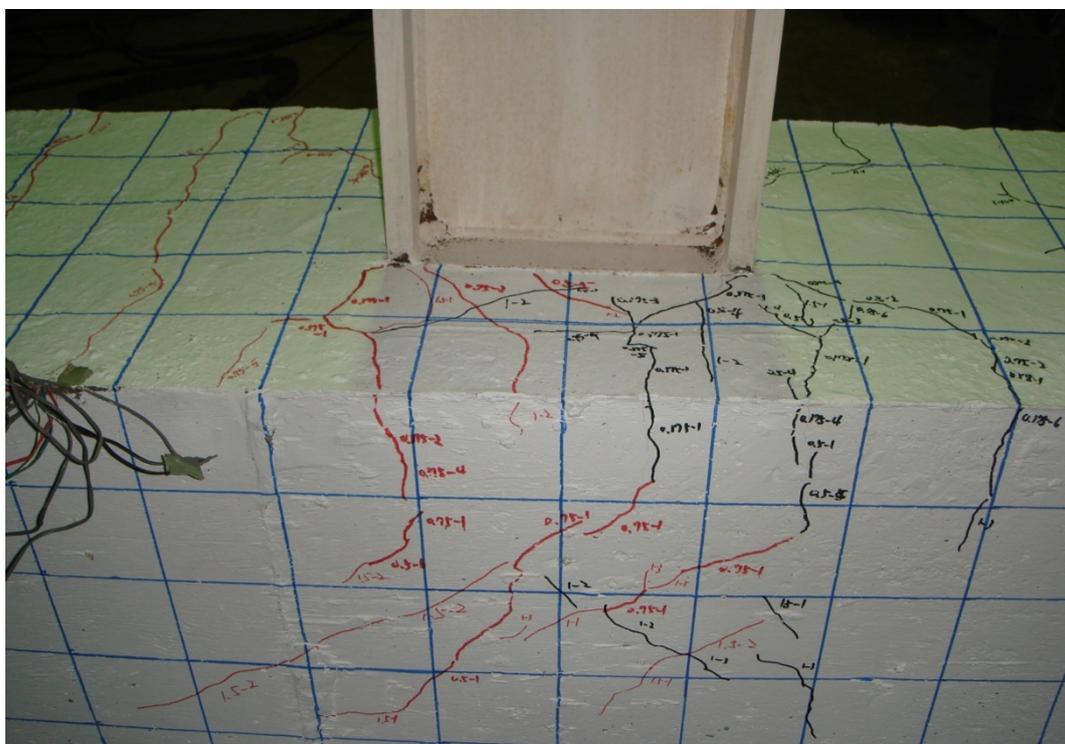
照片 4.31 試體 SR0.6-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 4 mm 間隙 (5% drift)



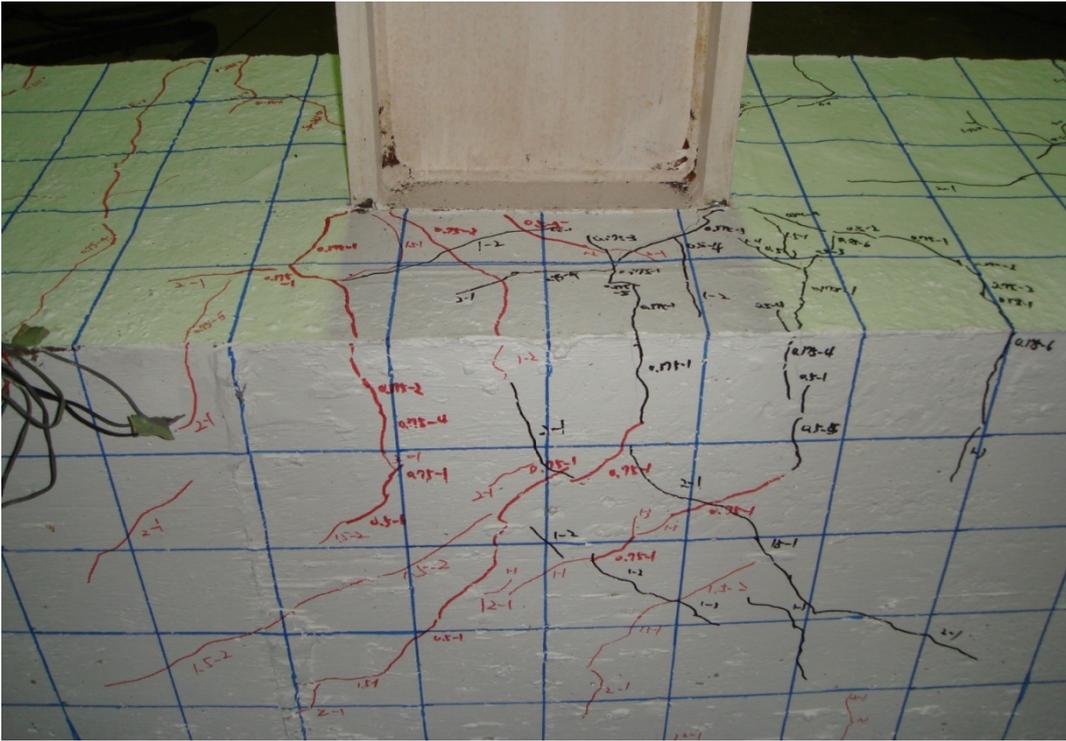
照片 4.32 試體 SR0.6-R6 承壓面板被拉開 (4% drift)



照片 4.33 試體 SR0.6-R6 混凝土有明顯開裂隆起 (4% drift)



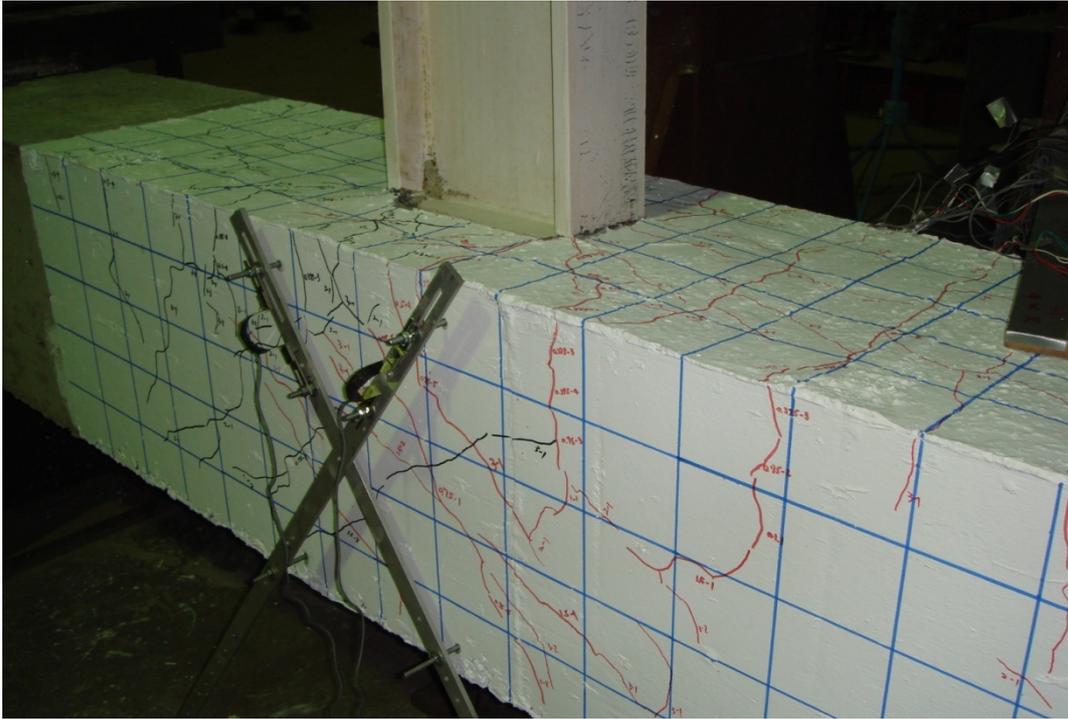
照片 4.34 試體 SR0.4-R6 裂縫發展情形 (1.5% drift)



照片 4.35 試體 SR0.4-R6 裂縫發展情形 (2% drift)



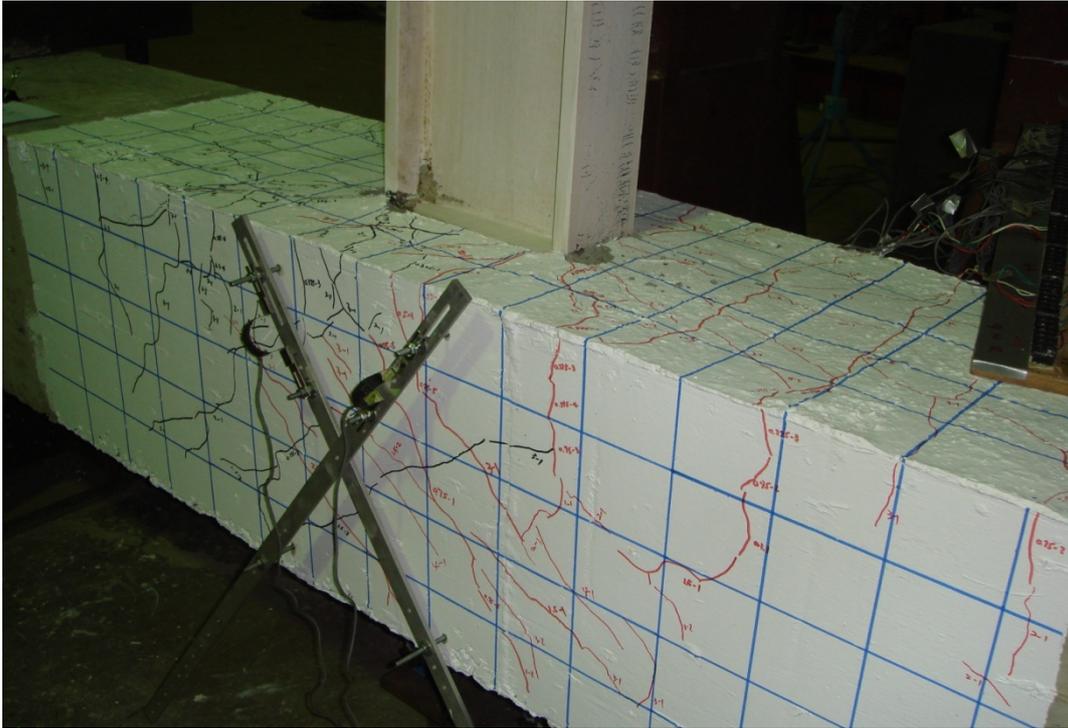
照片 4.36 試體 SR0.4-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 3 mm 間隙 (3% drift)



照片 4.37 試體 SR0.4-R6 裂縫發展情形 (3% drift)



照片 4.38 試體 SR0.4-R6 鋼梁翼板周圍混凝土被擠壓約 5 mm 間隙 (3% drift)



照片 4.39 試體 SR0.4-R6 裂縫發展情形 (4% drift)

附錄 審查意見與答覆

一、期初審查意見與答覆

會議日期：96年3月23日

主持人：李主任秘書玉生

報告人：陳誠直

王技師亭復：

1. 本研究案之試體試驗數以及純鋼梁與 SRC 柱接頭可能有：(1)中間柱之鋼梁、(2)邊柱之鋼梁、(3)屋頂邊柱之鋼梁及 (4)中間柱接鋼梁等試體；因此建議本研究案應分年製作代表上述試體實施。

答覆：本年度將採取邊柱之接頭型式探討接頭之鋼梁彎矩傳遞至 SRC 柱之行為。

2. 上述各接頭之各種情況，應有包括鋼梁與柱混凝土鋼筋配置情況，以及試驗之應力傳遞情形。

答覆：鋼梁與柱混凝土鋼筋配置情況將說明於試體設計章節內，試體內之應力將於試驗結果內討論。

3. 上述各接頭之鋼梁與 SRC 柱接頭柱是否需要特殊韌性接頭，亦請一併討論。

答覆：由日本之研究顯示鋼梁並無特殊韌性接頭之設計亦可達良好的韌性行為。本計畫將朝無特殊韌性接頭為目標進行研究。

蔡教授益超：

1. 鋼梁彎矩有一部分要傳入 SRC 柱之 RC 部分，此將與鋼梁的配套措施(如加剪力釘)及 SRC 柱 RC 部分的大小有關，因此在試驗規劃時，宜注意此效應。

答覆：試體規劃將考量在相同鋼梁下 SRC 柱 RC 部分有所不同，以探討鋼梁彎矩之傳入 SRC 柱之 RC 部分之影響，試體規劃亦將考量良好力傳遞機制的配套措施。

高教授健章：

1. 為求研究成果回饋應用到國內 SRC 建築上，因此本研究梁柱尺寸參數之選擇，即其研究範圍，應以國內常用者為優先探討，對此應加說明。

答覆：國內常用的 SRC 柱內鋼骨大多為十字之型式，本研究試體規劃將採取相同之型式，而梁採一般之 H 型鋼。其尺寸因考慮到實驗室設備之容量與研究經費，將採取縮尺之試體。

2. 試驗構想圖上，建議註明柱加軸壓力之要求為何。

答覆：柱軸壓力的施加將使交會區能承受更高之剪力作用，因可阻止剪力裂縫的產生。本試驗將不施加軸力為較保守之作法。

詹教授添全：

1. 20 組實尺寸試體之製作費，僅編列 39 萬 5 仟元，依目前市面之材料價格來看，實有不足，建議再行斟酌勻支。

答覆：本研究實驗將僅製作六組試體。

2. 有關梁柱接頭之試體形式，建議可參採國內目前規劃設計 SRC 高層建築之實際案例，較為實務。

答覆：本研究將採取國內 SRC 高層建築常用之斷面型式設計試體。

3. 受限於實驗耗費較大，建議可酌予延長計畫之時間，並於研究內容再做更細部之討論，例如：接頭之型式比較，接頭撓曲強度與軸壓力強度之結合以及剪力強度與軸力強度等之比較。

答覆：謝謝寶貴建議。

溫建築師卓炫：

1. 公式 8.4.3 雖較保守，建議探討其合理性，而對於其值降低成 0.4 或 0.2 時，亦請探討其不合理之處，或更需要之配套措施，因為此時彎矩傳遞較複雜，變位也較大，亦建議考慮採用業界常使用 SRC 柱之斷面。

答覆：本研究將探討公式 8.4.3 之合理性，故試體之設計將其值取於 0.8 至 0.4 之範圍。試體之設計將考量業界常用之 SRC 柱斷面的縮尺。

2. 有關第三部分研究重要性乙節，「研究成果預期明確設計條文的建議，使...更為『經濟』的設計」，建議修改為「預期具體明確之研究成果，將建議修正原設計條文，使...『合理適用』的設計」，此文字在後續之內容亦有出現，請一併考慮。

答覆：謝謝寶貴建議。

邱顧問昌平：

1. 本研究重點為強柱弱梁之 SRC 柱與純鋼梁接合部之撓曲強度試驗研究，重點在於探討 SRC 柱內之 S 部分，到底是 Double H 或箱形斷面，且其大小到底多大？日本學者山下先生(Yamashita)之研究所用的斷面在台灣是否常用，其相關之說明，宜於文中交代。

答覆：本研究的柱內鋼骨將採取國內常用之十字型式，而試體將為 2/3 或 1/2 縮尺。日本學者 Yamashita 研究所用之試體斷面在台灣並不常用，因為採用 Single-H 之型式，柱內鋼骨之斷面甚小，且鋼梁貫穿 SRC 柱。

2. 鋼梁與 SRC 柱之續接應在何處？如何接最經濟有效？是否為探討之重點？Steel deck 與 RC 版之合成效應，建議納入探討。

答覆：試體之設計將鋼梁續接於柱內鋼骨翼板，因此種接合方式之韌性行為較難達成。RC 樓版與鋼承板將有增加鋼梁撓曲強度之作用，本研究受限於經費，試體將未包含 RC 樓版與鋼承板，研究成果將建議撓曲強度比值之計算須考量 RC 樓版與鋼承板之合成效應。

二、期中審查意見與答覆

會議日期：96年8月28日

主持人：王組長榮進

報告人：陳誠直

王技師亭復：

1. 本研究案文獻回顧各學者論文中之試驗試體，其接頭區之補強方式及鋼梁是否貫穿柱等，宜加以說明並以圖面表示。

答覆：期末報告將加註說明接頭區之補強方式及鋼梁是否貫穿柱。

2. SRC 柱同時受較大軸力時之情況，建議加以考慮。

答覆：本研究實驗不施加軸力。SRC 柱同時承受較大軸力時，於交會區將能有更高的剪力強度，然而於 SRC 柱則需考慮軸力與彎矩交互作用之關係，只將有待未來後續之研究。

3. 頂層柱端梁情況之反覆載重行為是否需予試驗，請說明。

答覆：頂層柱與梁之接頭若為內柱，因為有兩梁端對應一柱端，其行為複雜，亦有待未來之研究。

4. 本試驗鋼梁腹於柱面均加 FBP，其厚度尺寸如何決定，請說明。

答覆：FBP 厚度尺寸為參考 Journal of Structural Engineering 中 Deierlin (1989) 等人之 Beam-Column Moment Connections for Composite Frames: Part 2 的 Plate Design for Concrete Bearing，惟本試驗皆取較保守之厚度設計。

5. 實際設計時，若鋼柱斷面(或彎矩容量)減小，則柱主筋量勢必增

加，柱箍筋需求亦會增加，因受限於箍法的限制，此情況之韌性是否有影響。

答覆：箍筋之細節若無法符合規範之要求，勢必影響構件之韌性，SRC 柱之箍筋異於 RC 柱，其韌性行為值得進一步之研究。

邱顧問昌平：

1. 本研究計畫主要係討論國內與日本有關 SRC 柱接鋼梁接頭之試驗結果與相關規範，並做 4 組大尺寸試體之反覆載重試驗，不同之處乃在於取 $\Sigma (M_{ns})_C / \Sigma (M_{ns})_B < 1.0$ 且在 0.6~0.8 之間。有關符號的應用請與規範一致，如以 $\Sigma M_C / \Sigma M_B \geq 1.2$ 而不用“強柱弱梁比值”表示。

答覆：謝謝寶貴建議。

2. 圖 3.2 及圖 3.3 中柱內鋼骨最大尺寸 250 mm 與 SRC 柱寬 450 mm，請依正確大小比例繪製。另外，採用疊合板時，亦請提供圖示說明。

答覆：圖 3.2 及圖 3.3 試體尺寸將依照正確比例繪製。本次研究試驗中並未使用疊合板。

3. 圖 3.5 中，下方與 SRC 柱相連接之鋼柱為二力桿件，其設計與圖示宜正確，請再詳細檢核。

答覆：與 SRC 柱相連接之鋼柱之螺栓已設計為槽形孔，以減少彎矩之作用。

蔡教授益超：

1. SRC 強柱弱梁的要求係將 SRC 梁塑性彎矩之 1.2 倍分配給 SRC 柱，其彎矩的分配係依照鋼骨及 RC 部分的 EI 值來分配，軸力的分配則要照 EA 值分配，其後再分別檢核鋼骨的應力要小於 1.0；RC 的強度 P_n 、 M_n 亦要足夠，是否以此準則較合理。

答覆：謝謝寶貴意見，根據力學理論，此準則甚為合理，目前之 SRC 規範構件之設計，已依據此準則制定條文。

中華民國土木技師公會全國聯合會 李技師天河：

1. 建議於研究結論擬定鋼骨鋼筋混凝土柱之鋼骨與鋼梁撓曲強度比值之修訂內容草案，以作為日後修訂「鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說」之參考或依據。

答覆：謝謝寶貴建議。

中華民國結構技師公會全國聯合會 梁技師敬順：

1. 摘要倒數第二行兩次提到規範之修正，請確認其意義。

答覆：已無此句子。

2. 圖 2.1 及圖 2.2 之日文說明建議加註中文說明。

答覆：將於期末報告加註適當之說明。

3. 第三章第 21 頁倒數第 2 行「...強的地板」請確認用詞是否正確。另外，第 30 頁圖 3.5，SRC 柱鋼骨左右側上下設計加栓桿束制後，是否仍為鉸支點，亦請加以確認。

答覆：已修正為「強力地板」。實驗設置上，相對於試體全長支承的面積可忽略，則支承面所承受的彎矩亦可忽略；加栓桿束制

的目的是為了使試體不產生向上的位移，故該處仍可視為鉸支點。

三、期末審查意見與答覆

會議日期：96 年 11 月 30 日

主持人：王組長榮進

報告人：陳誠直

王技師亭復：

1. 依照研究報告內容，試驗方法、程序及試體製作等應均合乎標準，惟似乎缺少參考試體，亦即合乎我國現行規範之試體方能比較。

答覆：未製作符合現行規範之參考試體乃考量 SRC 柱內之鋼骨與鋼梁已是「強柱弱梁」，力量傳遞上勢必無問題。

2. 按 6 個試體試驗結果，其樓層變位角雖均符合 4% 弧度之規定，且第二試體 SR0.6-R8 之鋼梁轉角並不理想，且 $(M_{ns})_C / (M_{ns})_B$ 大小似乎關係不大，若欲藉此以修改規範，數據仍嫌不夠說服力。

答覆：本研究成果雖確認柱梁鋼骨撓曲強度比值於韌性行為之影響不大，惟尚不足以藉以修改規範，有待進一步廣泛的研究。

3. SRC 柱試體內鋼柱保護層厚度與現行 SRC 柱之製作差異太大，下次試驗時試體製作請予以考慮。

答覆：本研究試體因 SRC 柱內鋼柱撓曲強度小，斷面小以致於保護層較實務設計上為大，為必然之結果。

邱顧問昌平：

1. 本研究對國內外 (日、台) 鋼梁接 SRC 柱之接頭試驗相關文獻充分瞭解並探討，在規範要求強柱弱梁及交會區能充分傳力之條件

下，設計並製造六組鋼梁與 SRC 柱之接頭試體，再進行反覆載重試驗，獲取一些有用之結果，有不錯之遲滯迴圈與強柱弱梁比值，可見 SRC 柱採用較小 S 之結構是正確設計。

答覆：謝謝寶貴意見。

2. 未來之合理設計或分析，如交會區加入剪力加勁板或 RC 版之效應等，可以繼續探討之。

答覆：於未來研究將於提供之建議納入考量。

詹教授添全：

1. 試體記錄圖 4.7、圖 4.8、圖 4.13 及圖 4.14 之繪製間距與剪力、變形間距是否統一？請修正。

答覆：已統一各圖軸線之最大最小值。

蔡教授益超：

1. 由表 3.2 可看到 $\Sigma(M_{nsrc})_C/(M_{ns})_B$ 平均達 3.0 左右，事實上設計時強柱弱梁的要求只要大於 1.2 即可，所以本案 RC 柱斷面太大，雖鋼梁可達 M_p ，但如 RC 柱變小後能否達到頗有疑問。

答覆：於未來之研究將考量規範之極值設計試體。

2. 由表 3.3 可知 $(V_n)_j/(V_u)_j$ 均達 1.8 左右，而事實上試驗時此比值只要大於 1.0 即可。如此試體 RC 部分太大，雖不會發生接頭剪力破壞，但 RC 柱變小就不得而知了。

答覆：於未來之研究將考量規範之極值設計試體。

中華民國土木技師公會全國聯合會 涂技師泰成：

1. 本研究案極有助於實務上瞭解梁柱接頭之結構行為，惟就實際實驗內容，建議計畫案名稱改為「鋼梁與 SRC 柱接頭韌性行為研究」，請參酌。

答覆：謝謝建議，已更改報告名稱。

2. 實驗之梁柱尺寸和一般設計差別過大，建議以實際常用之情形來做，較能符合實際需求。

答覆：本研究試體為縮尺，未來之研究將考量規範之極值設計試體。

中華民國結構工程技師公會全國聯合會 陳技師正平：

1. 未輸入柱軸力是否會影響試驗結果，請說明。

答覆：柱軸力會提高交會區之剪力強度，本研究之試驗不施加軸力為較保守之作法。

2. 對頂層外柱之 L 形角落，其結果可能不理想。

答覆：若柱梁鋼骨撓曲強度小於 1 時，其行為尚待進一步的研究。

3. 試體 SRC 柱與鋼梁之尺寸比例，似乎 RC 尺寸偏大，實務上恐會有誤差。

答覆：未來之研究可考量規範之限制以設計試體，探討其行為。

鋼梁與包覆型鋼骨鋼筋混凝土柱接頭韌性行為研究

出版機關：內政部建築研究所

電話：(02) 8912 7890

地址：台北縣新店市北新路三段 200 號 13 樓

網址：<http://www.abri.gov.tw>

編者：王榮進、陳誠直、翁正強、蘇晴茂、胡政甯、蔡煒銘

出版年月：96 年 12 月

版(刷)次：初版

工本費：200

GPN：

ISBN：978-986-01-2785-0