

繫筋配置對於鋼筋混凝土梁耐 震性能影響之實驗研究

內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 110 年 12 月

繫筋配置對於鋼筋混凝土梁耐 震性能影響之實驗研究

研究主持人：李台光

內政部建築研究所自行研究報告

中華民國 110 年 12 月

目次

表次	III
圖次	V
誌謝	VII
摘要	I
第一章 緒論	1
第一節 研究緣起與背景	1
第二節 研究方法及進度說明	2
第三節 蒐集之文獻分析及國內工程現況	2
第二章 實驗試體之規劃設計	23
第一節 試體之規劃	23
第二節 試體之細部設計	24
第三章 實驗試體之施工	47
第一節 試體之施工要求	47
第二節 試體之施工過程	51
第四章 實驗過程與結果分析	61
第一節 鋼筋混凝土梁試體撓曲試驗結果	61
第二節 小結	64
第五章 結論與建議	85
第一節 結論	85
第二節 建議	86
參考資料	87
附錄 1 期初審查會議紀錄及回應表	89

表次

表 2-1	第 1 組鋼筋混凝土梁試體主筋及鋼筋比彙整表	• • 26
表 2-2	第 2 組鋼筋混凝土梁試體主筋及鋼筋比彙整表	• • 26
表 2-3	第 1 組鋼筋混凝土矩形梁剪力筋設計表	• • • • • 27
表 2-4	第 2 組鋼筋混凝土矩形梁剪力筋設計表	• • • • • 27
表 2-5	鋼筋混凝土矩形梁試體規劃彙整表	• • • • • • 28
表 4-1	竹節鋼筋試驗表	• • • • • • • • • • • 65
表 4-2	RC 梁試體試驗時混凝土強度彙整表	• • • • • • 66

圖次

圖 1-1	RC 梁與 RC 柱偏心接合平面圖	9
圖 1-2	ACI 318-19 (SI)建議 RC 梁橫向鋼筋配置圖	10
圖 1-3	ACI 318-19 (SI)建議 RC 梁閉合箍筋示意圖	11
圖 1-4	PEER 大尺寸矩形梁反覆載重試驗梁斷面尺寸	12
圖 1-5	PEER 大尺寸矩形梁之反覆載重試驗裝置	13
圖 1-6	NIST 之 RC 梁斷面小於 RC 柱斷面工程實例	14
圖 1-7	NIST 之 RC 梁斷面與 RC 柱斷面相同工程實例	15
圖 1-8	鋼筋混凝土梁拉力鋼筋量與延展性之簡化公式	16
圖 1-9	現行混凝土結構設計規範 RC 梁橫向鋼筋配置圖	17
圖 1-10	RC 梁柱接頭試體梁柱構材斷面及平面圖	18
圖 1-11	鋼筋混凝土梁柱接頭試體施工圖	19
圖 1-12	○○市 16 層 RC 公營住宅 RC 梁配筋圖	20
圖 1-13	○○市忠○○路 15 層 RC 大樓梁柱接合圖	21
圖 1-14	○○市 RC 大樓梁與柱偏心接合標準配筋圖	22
圖 2-1	S6D 及 S4D 梁試體斷面圖(單位：mm)	29
圖 2-2	S6D-SHB 梁試體斷面圖(單位：mm)	29
圖 2-3	S6D-SHT 梁試體斷面圖(單位：mm)	30
圖 2-4	R 梁試體斷面圖(單位：mm)	30
圖 2-5	RH/SU 梁試體斷面圖(輔助筋 D13)(單位：mm)	31
圖 2-6	SH/SLB 梁試體斷面圖(輔助筋 D13)(單位：mm)	31
圖 2-7	RH 梁試體斷面圖(單位：mm)	32
圖 2-8	第 1 組梁試體設計撓曲強度	33
圖 2-9	第 2 組梁試體設計撓曲強度	34
圖 2-10	S6D、S6D-SHB、S6D-SHT 梁之立面及剖面圖	35

圖 2-11 S4D 梁試體之立面圖	36
圖 2-12 R、RH/SU、SH/SLB、RH 梁試體之立面圖	37
圖 2-13 R 梁試體之剖面圖(單位：mm)	38
圖 2-14 RH/SU、SH/SLB、RH 梁剖面圖(單位：mm)	38
圖 2-15 梁試體基礎之斷面圖(單位：mm)	39
圖 2-16 RC 梁試體組模及混凝土澆置方向示意圖	40
圖 2-17 箍筋細部圖	41
圖 2-18 梁縱向鋼筋錨定細部圖	42
圖 2-19 S6D 及 S4D 梁試體應變計配置圖	43
圖 2-20 S6D-SHB 梁試體應變計配置圖	43
圖 2-21 S6D-SHT 梁試體應變計配置圖	44
圖 2-22 R 梁試體應變計配置圖	44
圖 2-23 RH/SU 梁試體應變計配置圖	45
圖 2-24 SH/SLB 梁試體應變計配置圖	45
圖 2-25 RH 梁試體應變計配置圖	46
圖 3-1 鋼筋組立圖(柱)	52
圖 3-2 鋼筋組立圖(梁)	52
圖 3-3 試體模板組立圖(柱)	53
圖 3-4 試體模板組立圖(梁)	53
圖 3-5 試體應變規施工圖(1)	54
圖 3-6 試體應變規施工圖(2)	54
圖 3-7 試體混凝土澆置圖(1)	55
圖 3-8 試體混凝土澆置圖(2)	55
圖 3-9 預拌混凝土坍度試驗圖	56
圖 3-10 預拌混凝土氯離子檢測圖	56

圖 3-11	試體混凝土澆置完成圖	57
圖 3-12	混凝土圓柱試體圖	57
圖 3-13	試體拆模圖	58
圖 3-14	試體翻轉圖	58
圖 3-15	試體應變規初始值	59
圖 3-16	驗收後試體圖	60
圖 4-1	側向位移加載歷程	67
圖 4-2	鋼筋混凝土梁試體試驗圖	68
圖 4-3	S4D 試體側向載重及位移圖(含包絡線)	69
圖 4-4	S6D 試體側向載重及位移圖(含包絡線)	69
圖 4-5	S4D 試體側向載重及位移包絡線主筋應變讀數圖	70
圖 4-6	S4D 試體側向位移包絡線橫向鋼筋應變讀數	70
圖 4-7	S6D 試體側向位移包絡線主筋應變讀數圖	71
圖 4-8	S6D 向載重及位移包絡線橫向鋼筋應變讀數	71
圖 4-9	S4D 試體細部破壞圖	72
圖 4-10	S6D 試體細部破壞圖	72
圖 4-11	S6D-SHT 試體側向載重及位移圖(含包絡線)	73
圖 4-12	S6D-SHB 試體側向載重及位移圖(含包絡線)	73
圖 4-13	S6D、S6D-SHT 及 S6D-SHB 試體包絡線	74
圖 4-14	S6D-SHT 試體側向位移包絡線主筋應變讀數圖	75
圖 4-15	S6D-SHT 試體位移包絡線橫向鋼筋應變讀數	75
圖 4-16	S6D-SHT 試體細部破壞圖	76
圖 4-17	S6D-SHT 試體細部破壞圖	76
圖 4-18	R 等 4 座試體側向載重及位移圖	77
圖 4-19	R 等 4 座試體側向載重及位移包絡線	78

圖 4-20 R 試體側向載重及位移包絡線主筋應變讀數圖	79
圖 4-21 R 試體側向載重及位移包絡線橫向鋼筋應變讀數	79
圖 4-22 RH/SU 試體載重及位移包絡線主筋應變讀數圖	80
圖 4-23 RH/SU 試體位移包絡線橫向鋼筋應變讀數	80
圖 4-24 SH/SLB 試體載重及位移包絡線主筋應變讀數圖	81
圖 4-25 SH/SLB 試體位移包絡線橫向鋼筋應變讀數	81
圖 4-26 RH 試體載重及位移包絡線主筋應變讀數圖	82
圖 4-27 RH 試體載重及位移包絡線橫向鋼筋應變讀數	82
圖 4-28 R 試體細部破壞圖	83
圖 4-29 RH/SU 試體細部破壞圖	83
圖 4-30 SH/SLB 試體細部破壞圖	84
圖 4-31 RH 試體細部破壞圖	84

誌 謝

本研究計畫執行期間，承蒙國立臺灣科技大學營建工程系陳正誠教授撥冗指導，並提供寶貴之建議與意見，使本研究計畫得以順利進行，在此表示誠摯感謝。

摘要

關鍵詞：鋼筋混凝土、梁、繫筋

一、研究緣起

國內鋼筋混凝土(RC)造建築樓地板面積約佔總樓地板面積的 70%。現行「混凝土結構設計規範」[1]採用「強柱弱梁」的觀念，希望塑性鉸出現在梁端，不要出現在柱端部，可以發揮很好的消能作用，增強韌性且結構不至於發生坍塌。也就是說梁先於柱破壞，因為梁破壞屬於構材的破壞，是局部性的，柱破壞則將危及整個結構的安全，可能發生整體倒塌，後果嚴重。

塑性鉸是指靜不定結構中的非鉸接節點所受的彎矩在彈性範圍內增加時，其轉動變形量會隨之成線性比例增加；當彎矩超過降伏彎矩後，進入塑性行為，其轉動變形仍隨彎矩增大而加大，但不是線性增加；當彎矩到達塑性彎矩後，但在斷面未達斷裂轉動量時，彎矩仍維持塑性彎矩，轉動變形會隨著構材的變形繼續增加，行為就像鉸接一樣(但仍承受塑性彎矩)，所以稱為塑性鉸。構材材料的延展性越好，在到達塑性彎矩之後，斷裂之前可容許的轉動量越大，在此期間可吸收塑性彎矩乘以轉動角的能量就越多，也就是發揮的韌性程度越大。

鋼筋混凝土梁斷面之橫向鋼筋，其主要作用為提供剪力強度、改善鋼筋與混凝土之間的握裹力、圍束主筋搭接區、避免主筋受壓挫屈及圍束核心混凝土。現行「混凝土結構設計規範」[1]第 15.4.3.3 節規定，RC 梁於塑性鉸區域，主筋需與 RC 柱相同，在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐，惟國內鋼筋混凝土工程施工實務，RC 梁主筋配置較為密集，致使難以施工。此外，國內建築普遍存在 RC 梁與 RC 柱偏心接合的情況，偏心接合 RC 梁之韌性尚未獲得實驗驗證，參見圖 1-1。

本研究針對前述兩種國內工程實務問題，規劃 2 組 8 座大型鋼筋混凝土梁試體，並於本所材料實驗中心進行實驗驗證。預期成果包括：(1)彙整國內外相關規範規定，並蒐集探討繫筋配置對於鋼筋混凝土梁耐震性能影響，及 RC 梁與 RC 柱偏心接合之研究文獻；(2)規劃大型鋼筋混凝土梁試體，並於本所材料實驗中心進行實驗驗證；(3)研究結果可提供國內業界參考應用。

二、研究方法及過程

本計畫之工作內容包括相關文獻之回顧與蒐集、RC 梁試體之規劃及設計、RC 梁試體之製作、試驗及試驗結果之整理及分析、以及舉辦期中與期末簡報會議，邀請國內專家學者與相關業界人士與會，以進行意見交流。經由本案之研究，希望可將國內結構工程整體水準向上提升，使 RC 梁之規劃及設計更有依循的參考，以確實達到提高結構物耐震能力之預期目標，並使工程設計單位能充分瞭解正確的繫筋之設計及施工。本研究已完成相關文獻之回顧與蒐集與 RC 梁試體之規劃及設計，並於 110 年 4 月 26 日及 5 月 5 日辦理第 1 次及第 2 次 RC 梁試體之採購開標作業，於 5 月 5 日完成決標預計於 70 日曆天內完成，已於 6 月 19 日完成混凝土澆置，並於 7 月 22 日完成驗收作業，後續配合大型力學實驗室規劃使用空間及排程，於 11 月 24 日完成 RC 梁試體之撓曲試驗，並完成試驗結果之整理與分析。

三、重要發現

- (1)現行「混凝土結構設計規範」第 15.4.3.3 節規定，RC 梁於塑性鉸區域，在各角隅處之主鋼筋及每隔 1 根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐，惟國內鋼筋混凝土工程施工實務，RC 梁主筋配置較為密集，致使難以施工。本研究針對此課題，規劃 S6D、S4D、S6D-SHB 及 S6D-SHT 等 4 座梁試體，其中 S6D 試體橫向鋼筋間距為 6 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，且中間主筋不配置繫筋；S4D 試體橫向鋼筋間距為 4 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，且中間主筋不配置繫筋；S6D-SHB 試體橫向鋼筋間距為 6 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住下方主筋，且其橫向鋼筋總圍束力與 S6D 及 S4D 試體相同；S6D-SHT 試體橫向鋼筋間距為 6 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住上方主筋，且其橫向鋼筋總圍束力與 S6D 及 S4D 試體相同。研究結果發現，S4D 試體自負向層間變位角 4.5%時，強度有明顯衰減的情形，S6D 試體自負向層間變位角 4.0%時，強度有明顯衰減的情形，推測應與 S4D 試體橫向鋼筋間距為 100 mm，S6D 試體橫向鋼筋間距為 150 mm 有關。另 S6D-SHT 及 S6D-SHB 試體之負向撓曲韌性較 S6D 試體為佳。
- (2)國內建築普遍存在 RC 梁與 RC 柱偏心接合的情況，偏心接合 RC 梁之韌性尚未獲得實驗驗證。本研究針對此類國內工程實務問題，規劃 4 座大型鋼筋混凝土梁

試體，並於本所材料實驗中心進行實驗驗證。研究結果發現，RH/SU 試體、SH/SLB 試體，以及 RH 試體等 3 座試體之撓曲韌性，皆能達到規範耐震要求。負向韌性表現，以 RH/SU 試體(主筋偏移且箍筋為縮小尺寸，側面配置 U 型肋筋並以 2 支輔助筋固定)為最優，RH 試體(主筋偏移且箍筋為縮小尺寸)次之，R 試體(主筋不偏移，箍筋為正常尺寸)再次之，SH/SLB 試體(主筋偏移且箍筋為正常尺寸，箍筋增加 2 支輔助筋固定)為最差，推測原因為 SH/SLB 試體 2 支下層主筋，僅有 1 支為箍筋角落束制之故。

(3)觀察本研究 8 試體側向載重位移包絡線圖，所有 8 個試體共通的現象，雖然採用側向位移歷時圖，正向與負向為對稱。但側向載重位移包絡線圖，並非對稱，其原因在於梁試體上、下層主筋並非上、下層對稱配置。因上層配置較多的主筋，故負向側向強度較高，但撓曲韌性則較差。

(4)所有 8 個試體正向包絡線強度無明顯衰減的情形，負向層間變位角強度則有明顯衰減的情形，此外 Pinching(收縮)效應明顯，且極限側向位移角均可達到 4.0%以上，耐震性能良好。

四、主要建議事項

以下為立即可行的建議。

本研究案之研究成果，可供工程實務界參考應用，並可提供相關規範研修訂時之參考，以解決國內工程實務問題。—立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

現行「混凝土結構設計規範」第 15.4.3.3 節規定，RC 梁於塑性鉸區域，在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐，惟國內鋼筋混凝土工程施工實務，RC 梁主筋配置較為密集，致使難以施工。此外，國內建築普遍存在 RC 梁與 RC 柱偏心接合的情況，偏心接合 RC 梁之韌性尚未獲得實驗驗證。

本研究針對前述兩種國內工程實務問題，規劃 2 組 8 座大型鋼筋混凝土梁試體，並於本所材料實驗中心進行實驗驗證。探討繫筋配置對於鋼筋混凝土梁，及 RC 梁與 RC 柱偏心接合耐震性能之影響。研究結果發現，負向韌性表現以

S6D-SHB 試體(中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住下方主筋)為最優，S6D-SHT 試體(中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住上方主筋)次之，S6D 試體(中間主筋不配置繫筋)為最差，推測原因為 S6D-SHB 試體中間主筋配置繫筋，其耐震彎鉤勾住下方主筋束制之故。另 RH/SU 試體(主筋偏移且箍筋為縮小尺寸，側面配置 U 型肋筋並以 2 支輔助筋固定)為最優，RH 試體(主筋偏移且箍筋為縮小尺寸)次之，R 試體(主筋不偏移，箍筋為正常尺寸)再次之，SH/SLB 試體(主筋偏移且箍筋為正常尺寸，箍筋增加 2 支輔助筋固定)為最差。研究結果可提供國內業界參考，並可提供相關規範研修訂時之參考，以解決國內工程實務問題。

第一章 緒論

第一節 研究緣起與背景

國內鋼筋混凝土(RC)造建築樓地板面積約佔總樓地板面積的 70%。現行「混凝土結構設計規範」[1]採用「強柱弱梁」的觀念，希望塑性鉸出現在梁端，不要出現在柱端部，可以發揮很好的消能作用，增強韌性且結構不至於發生坍塌。也就是說梁先於柱破壞，因為梁破壞屬於構材的破壞，是局部性的，柱破壞則將危及整個結構的安全，可能發生整體倒塌，後果嚴重。

塑性鉸是指靜不定結構中的非鉸接節點所受的彎矩在彈性範圍內增加時，其轉動變形量會隨之成線性比例增加；當彎矩超過降伏彎矩後，進入塑性行為，其轉動變形仍隨彎矩增大而加大，但不是線性增加；當彎矩到達塑性彎矩後，但在斷面未達斷裂轉動量時，彎矩仍維持塑性彎矩，轉動變形會隨著構材的變形繼續增加，行為就像鉸接一樣(但仍承受塑性彎矩)，所以稱為塑性鉸。構材材料的延展性越好，在到達塑性彎矩之後，斷裂之前可容許的轉動量越大，在此期間可吸收塑性彎矩乘以轉動角的能量就越多，也就是發揮的韌性程度越大。

鋼筋混凝土梁斷面之橫向鋼筋，其主要作用為提供剪力強度、改善鋼筋與混凝土之間的握裹力、圍束主筋搭接區、避免主筋受壓挫屈及圍束核心混凝土。現行「混凝土結構設計規範」[1]第 15.4.3.3 節規定，RC 梁於塑性鉸區域，主筋需與 RC 柱相同，在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐，惟國內鋼筋混凝土工程施工實務，RC 梁主筋配置較為密集，致使難以施工。此外，國內建築普遍存在 RC 梁與 RC 柱偏心接合的情況，偏心接合 RC 梁之韌性尚未獲得實驗驗證，參見圖 1-1。

本研究針對前述兩種國內工程實務問題，規劃 2 組 8 座大型鋼筋混凝土梁試體，並於本所材料實驗中心進行實驗驗證。預期成果包括：(1)彙整國內外相關規範規定，並蒐集探討繫筋配置對於鋼筋混凝土梁耐震性能影響，及 RC 梁與 RC 柱偏心接合之研究文獻；(2)規劃大型鋼筋混凝土梁試體，並於本所材料實驗中心進行實驗驗證；(3)研究結果可提供國內業界參考應用。

第二節 研究方法及進度說明

本計畫之工作內容包括相關文獻之回顧與蒐集、RC 梁試體之規劃及設計、RC 梁試體之製作、試驗及試驗結果之整理及分析、以及舉辦期中與期末簡報會議，邀請國內專家學者與相關業界人士與會，以進行意見交流。經由本案之研究，希望可將國內結構工程整體水準向上提升，使 RC 梁之規劃及設計更有依循的參考，以確實達到提高結構物耐震能力之預期目標，並使工程設計單位能充分瞭解正確的繫筋之設計及施工。本研究已完成相關文獻之回顧與蒐集與 RC 梁試體之規劃及設計，並於 110 年 4 月 26 日及 5 月 5 日辦理第 1 次及第 2 次 RC 梁試體之採購開標作業，於 5 月 5 日完成決標預計於 70 日曆天內完成，已於 6 月 19 日完成混凝土澆置，並於 7 月 22 日完成驗收作業，後續配合大型力學實驗室規劃使用空間及排程，於 11 月 24 日完成 RC 梁試體之撓曲試驗，並完成試驗結果之整理與分析。

第三節 蒐集之文獻分析及國內工程現況

本研究針對國內外 RC 梁繫、箍筋相關研究文獻，進行蒐集、整理與分析，並且針對國內工程設計現況進行說明。

1.3.1 國外之相關文獻

由於國內混凝土工程設計規範一直以來，皆參考美國混凝土學會(ACI, American Concrete Institute)之 ACI 318 規範(Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary)而研訂，因此儘管國內與美國的工程環境未必完全相同，其相關文獻實值得國內參考借鏡，相關重要文獻分述如下：

(1) ACI 318-19 (SI) (Building code requirements for structural concrete and commentary, 2019)

ACI 318-19 (SI) [2]撓曲構材橫向鋼筋之規定如下：

第 25.7.2.3 節：矩形斷面之橫向鋼筋須符合以下規定，如圖 1-2 所示：

(a)橫箍筋之配置須使在各角處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋均有轉角之橫箍作橫向

支承，該內轉角不得大於 135° 。

(b) 主鋼筋無橫向支承者至有橫向支承者之淨距不得大於 150 mm。

第 18.6.4.1 節：抗彎矩構架塑性鉸梁斷面之閉合箍筋形式，如圖 1-3 所示。

撓曲構材區域塑性鉸不得小於：

(a) 撓曲構材之兩端由支承構材面向跨度中央 2 倍構材深度之範圍內。

(b) 由構架非彈性側向變位所引起撓曲降伏之斷面向兩側各 2 倍構材深度之範圍內。

第 18.6.4.4 節：撓曲構材塑性鉸橫向鋼筋之間距不得超過：

(a) 構材斷面最小尺度之 $1/4$ 。

(b) 150 mm。

(c) 6 倍主筋直徑 (ASTM Grade 60)；5 倍主筋直徑 (ASTM Grade 80)。

第 18.6.4.7 節：撓曲構材塑性鉸橫向鋼筋之間距，於因數化軸壓力超過 $0.1A_g f'_c$ 之梁，符合第 18.7.5.2 至 18.7.5.4 節規定之閉合箍筋應沿第 18.6.4.1 節規定之長度設置。沿其餘長度上應設置符合第 18.7.5.2 節規定之閉合箍筋，其間距 s 不應超過 6 倍最小縱向梁筋直徑 (ASTM Grade 60) 或 5 倍主筋直徑 (ASTM Grade 80) 與 150 mm 之較小值。當橫向鋼筋之混凝土保護層超過 100 mm，應額外設置橫向鋼筋，其保護層不超過 100 mm 且間距不超過 300 mm。

(2) Effect of hoop reinforcement spacing on the cyclic response of large reinforced concrete special moment frame beams (Marios Panagiotou, Tea Visnjic, Grigorios Antonellis, Panagiotis Galanis, and Jack P. Moehle, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA, 2013)

本研究[3]共進行 2 支大尺寸矩形梁之反覆載重試驗，以驗證 ACI 318-08[4]橫向鋼筋間距規定的妥適性，並提供 ACI 318-08 修正相關規定之參考。本研究矩形梁尺寸為 762 mm × 1219 mm，參見圖 1-4 及圖 1-5。

(3) Seismic design of reinforced concrete special moment frames: A guide for practicing engineers (Moehle, J. P., and Hooper, J. D. NIST 2016)

本手冊[5]共提出 4 種方法，以解決 RC 梁與 RC 柱寬度相同時，RC 梁主筋難

以施工之問題，參見圖 1-6 及圖 1-7。

- (a) 梁柱斷面不同(Make the beam wider or narrower than the column)。
- (b) 梁主筋向內彎折(Bend and offset the outermost beam longitudinal bars near the joint)。
- (c) 梁主筋向內移動，箍筋尺寸變小(Move the beam longitudinal bars inboard such that they can pass between the column bars without bending, and decrease the size of the beam hoops to tightly enclose the beam bars)。
- (d) 梁主筋向內移動，增加補助筋(Move the main beam longitudinal bars inboard such that they can pass between the column bars without bending, and place smaller, discontinuous longitudinal bars in the corners of the beam hoops)。

(4) ACI 374.1-05 (Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary)

ACI 374.1-05[6]規定強震區的抗彎矩構架，進行相關結構試驗的合格標準，其中包括建議的反復側向實驗歷程，另建議結構試驗的側向位移比應超過 3.5%。

(5) Estimating the relationship between tension reinforcement and ductility of reinforced concrete beam sections (Tai-Kuang Lee and Austin D.E. Pan, Engineering Structures 25(1057–1067), 2003)

本研究[7]考慮橫向鋼筋圍束核心混凝土的效應及混凝土保護層剝落的影響，推導鋼筋混凝土梁拉力鋼筋量與延展性關聯性的演算法及簡化公式，研究結果與實驗數據相當吻合。結構設計人員可利用本文研究結果，於初步設計階段，選擇鋼筋混凝土梁尺寸和拉力鋼筋量，以獲得足夠的延展性，參見圖 1-8。

1.3.2 國內相關文獻

(1) 現行「混凝土結構設計規範」相關規定

「混凝土結構設計規範」[1]鋼筋混凝土梁之耐震規定，說明如下：

第 15.4.2.1 節：構材上下兩面鋼筋比各不得小於 $\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_y}$ ，亦不得小於 $\frac{14}{f_y}$ 。拉力鋼筋比不得大於 $\frac{f'_c+100}{4f_y}$ ，亦不得大於 0.025。

第 15.4.2.2 節：撓曲構材在梁柱交接面及其它可能產生塑鉸位置，其壓力鋼筋量不得小於拉力鋼筋量之半。

第 15.4.3.1 節：閉合箍筋應設置於構架構材之下列部位：(1)受撓構材之兩端由支承構材面向跨度中央 2 倍構材深度之範圍內。(2)由構架非彈性側向變位所引起撓曲降伏之斷面向兩側各 2 倍構材深度之範圍內。

第 15.4.3.2 節：第一個閉合箍筋距支承構材面不得超過 5 cm。閉合箍筋最大間距不得超過(1)d/4，(2)最小主鋼筋直徑之 8 倍，(3)閉合箍筋直徑之 24 倍，及(4)30 cm。

第 15.4.3.3 節：在需要閉合箍筋之範圍內，其外周主鋼筋須有符合 13.9.5.3 之橫箍筋提供橫向支撐。在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐；閉合箍筋之內轉角不得大於 135°；主鋼筋若無前述之箍筋作橫向支撐者，其與相鄰鋼筋之淨距不得大於 15 cm。主鋼筋排列成圓形時，可用完整圓形橫箍。

第 15.4.3.5 節：受撓構材中之閉合箍筋可由一個兩端具有耐震彎鉤之 U 型肋筋及一根繫筋組成。鉤住同一主筋相鄰各繫筋之 90°與 135°彎鉤應交替排置。梁如僅一邊有樓版者，繫筋之 90°彎鉤應置於樓版之一側。

第 13.9.5.3 節：橫箍筋之配置須使在各柱角處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋均有轉角之橫箍作橫向支撐；該內轉角不得大於 135°；主鋼筋無橫向支撐者至有橫向支撐者之淨距不得大於 15 cm。主鋼筋排列成圓形時，可用全圓形橫箍。如圖 1-9 所示。

(2) 談梁及柱構材橫向閉合箍筋之配置細則(陳正平，技師報第 1254 期，社團法人臺灣省土木技師公會，109 年 12 月 19 日出版)

新版「混凝土結構設計規範」草案，對梁及柱之橫向閉合箍筋配置規定更加嚴格。依據新版草案，對梁及柱之橫向鋼筋作重大變革，規範草案已修訂完成，並提送內政部營建署轉由建築研究所審議，已於 109 年 12 月初結束審查。本文[8]對上述草案中新規定，就一般工程師易遺漏的細節提出說明，提供工程師參考。

梁之縱向鋼筋在什麼情況下須以繫筋隔根鉤住？

依據新版草案，梁之縱向鋼筋在下列情況下，須以繫筋隔根鉤住：

(i)第 9.7.6.4.1 節：「(梁)橫向鋼筋應設置於整個需要縱向受壓鋼筋之範圍，縱向受壓鋼筋之側向支撐應依照第 9.7.6.4.2 節至第 9.7.6.4.4 節之規定設置閉合肋筋或閉合箍筋。」，以防止挫屈。

(ii)第 9.7.6.4.2 節：「(梁)橫向鋼筋之尺度應至少為(a)或(b)，應可使用相等面積之麻面鋼線或銲接鋼線網：(a)對於縱向鋼筋為 D32 及較小者：D10；(b)對於縱向鋼筋為 D36 及較大者與縱向成束鋼筋：D13。」

(iii)第 9.7.6.4.3 節：「(梁)橫向鋼筋之間距不得超過(a)至(c)之最小者；(a)縱向鋼筋之 $16d_b$ ；(b)橫向鋼筋之 $48d_b$ ；(c)梁之最小尺度。」

(iv)第 9.7.6.4.4 節規定：「(梁)縱向受壓鋼筋之配置，應使得每一角隅鋼筋及每隔一根受壓鋼筋，由夾角不大於 135° 之橫向鋼筋圍繞。且沿著橫向鋼筋每邊，任何未受圍繞之縱向鋼筋與受圍繞縱向鋼筋之淨距不得超過 15 cm。」

由以上規定顯示，梁之縱向受壓鋼筋，均須比照柱之橫向鋼筋的規定，不但須配置箍筋，且須使得每一角隅鋼筋及每隔一根受壓鋼筋，由夾角不大於 135° 之橫向鋼筋圍繞。且沿著橫向鋼筋每邊，任何未受圍繞之縱向鋼筋與受圍繞縱向鋼筋之淨距，不得超過 15 cm。

梁塑鉸區之閉合箍筋，是否須對縱向鋼筋隔根以繫筋鉤住？

(i)新版草案第 18.3.4.1 節規定：「閉合箍筋應設置於構架構材之下列部位：(a)受撓構材之兩端由支承構材面向跨度中央 2 倍構材深度之範圍內；(b)由構架非彈性側向變位所引起撓曲降伏之斷面向兩側各 2 倍構材深度之範圍內。」

(ii)第 18.3.4.2 節規定：「在需要閉合箍筋之範圍內，最靠近拉力側與壓力側表面之主要縱向鋼筋，須有符合第 25.7.2.3 節與第 25.7.2.4 節(縱向鋼筋排列於一圓周上，則應可使用圓形之箍筋)之側向支撐。具橫向支撐之撓曲鋼筋，其間距不應大於 35 cm。依據第 9.7.2.3 節配置之表層鋼筋不需橫向支撐。」

(iii)第 18.3.4.3 節規定：「梁中之閉合箍筋應可由兩根鋼筋組成：一根兩端具有耐震彎鉤之 U 型肋筋及一根繫筋加以閉合組成。鉤住同一縱向鋼筋相鄰各繫筋之 90° 與 135° 彎鉤應置交替排置。若梁僅一邊有樓版可圍束受繫筋支撐之縱向鋼筋，繫筋之 90° 彎鉤應置於梁有樓版之一側。」

(iv)第 18.3.4.4 節規定：「第一個閉合箍筋距支承柱面應不超過 5 cm。閉合箍

筋間距應不超過(a)至(c)之最小值：(a) $d/4$ ；(b)除第 9.7.2.3 節中所需之縱向表層鋼筋外之最小主要撓曲鋼筋直徑之 6 倍；(c)15 cm。」

(v)第 18.3.4.5 節規定：「需要閉合箍筋之處，該閉合箍筋應設計能抵抗第 18.3.5 節規定之剪力。」

(vi)第 18.3.4.6 節規定：「若不需要閉合箍筋，兩端具有耐震彎鉤之 U 型肋筋應沿梁全長配置，且其間距應不超過 $d/2$ 。」

(vii)第 18.3.4.7 節規定：「於因數化軸壓力超過 $0.1A_g f'_c$ 之梁，符合第 18.4.5.2 至 18.4.5.4 節規定之閉合箍筋應沿第 18.3.4.1 節規定之長度設置。沿其餘長度上應設置符合第 18.4.5.2 節規定之閉合箍筋，其間距 s 不應超過 6 倍最小縱向梁筋直徑與 15 cm 之較小值。當橫向鋼筋之混凝土保護層超過 10 cm，應額外設置橫向鋼筋，其保護層不超過 10 cm 且間距不超過 30 cm。」

由以上規定顯示，橫向鋼筋之需求，主要係為在降伏預期發生之區域，提供混凝土圍束與維持鋼筋之側向支撐，塑鉸區之閉合箍筋，不但須以繫筋隔根鉤住縱向梁筋，且在梁之因數化軸壓力超過 $0.1A_g f'_c$ 時，須比照柱塑鉸區之閉合箍筋規定配置，沿其餘長度上應設置符合第 18.4.5.2 節規定之閉合箍筋，其間距 s 不應超過 6 倍最小縱向梁筋直徑與 15 cm 之較小值。在早期版本的規範中，箍筋間距之上限，為 $d/4$ 、8 倍縱向鋼筋直徑、24 倍箍筋直徑與 30 cm 之最小值。新版草案將此上限修改為更保守，係為改善於大型梁中箍筋對縱向鋼筋挫屈之束制以及混凝土圍束之效果。

(3) 鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討(李宏仁、林克強、紀凱甯、林明志，內政部建築研究所委託研究報告，108 年 12 月)

本研究[9]選擇柱軸力 $0.1A_g f'_c$ 條件下，設計 8 座大尺寸鋼筋混凝土梁柱接頭反覆載重試驗，如圖 1-10 及圖 1-11 所示。接頭圍束箍筋和梁主筋伸展長度皆恰好滿足規範要求之最低標準，期在較保守的條件下，檢討錯位偏心接頭之耐震剪力強度。此類接頭常見於國內的住宅大樓，實務上常用，但卻未被現行規範納入考慮，藉由本實驗檢討目前新舊規範之接頭剪力計算強度，作為後續規範審議之參考。惟實務設計時柱之軸力可能介於 $0.15-0.40A_g f'_c$ 間，本實驗採用低軸力條件作測試已屬偏向保守之評估方式。

實驗結果顯示，錯位偏心接頭因為梁主筋採用彎鉤錨定，其握裹滑移量其實比梁主筋連續貫穿接頭的標準試體要來的好，前提是接頭要有良好的圍束箍筋且彎鉤伸展長度足夠。但是錯位偏心會導致接頭額外的扭矩，雖然接頭最大抗剪強度與正交的標準試體類似，但是在 4%層間變位角的強度衰減比標準試體要來的嚴重，殘餘強度和梁連續之偏心接頭雷同。

經過比對，現行規範之接頭抗剪強度計算方式不恰當。新版規範之接頭抗剪強度計算公式較為合理，適用於梁連續或不連續。當兩對面接頭有效寬度計算結果不一致時，建議取兩側之較小值是比較保守的，實驗結果顯示，錯位偏心接頭最大強度雖然不亞於正交接頭，但是其強度衰減較為劇烈，設計時宜保守處理，緊密箍筋不可或缺。

1.3.3 國內工程設計現況

如第 1.3.2 節所述，依據現行「混凝土結構設計規範」[1]鋼筋混凝土梁之耐震規定，RC 梁於塑性鉸區域，主筋需與 RC 柱相同，在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐；閉合箍筋之內轉角不得大於 135° ；主鋼筋若無前述之箍筋作橫向支撐者，其與相鄰鋼筋之淨距不得大於 15 cm。○○市 16 層 RC 公營住宅 2 樓 RC 連續梁配筋圖，如圖 1-12 所示。由圖 1-12 可知，連續梁之梁端區(塑性鉸區域)，上層梁主筋的鋼筋量較下層梁主筋稍多，且配置的剪力筋較梁中段為多。

另國內的工程現況若梁柱系統之梁邊與柱邊切齊時，梁筋的第 1 根主筋通常保護層有過大的現象，梁第 1 根主筋的位置離模板邊最基本的估算，柱保護層 4 公分，柱 D13(#4)箍筋 1.3 公分，柱 D32(#10)主筋 3.2 公分就達到 8.5 公分。○○市忠○○路民間 15 層 RC 大樓梁柱接合圖及梁與柱偏心接合標準配筋圖，參見圖 1-13 及圖 1-14。

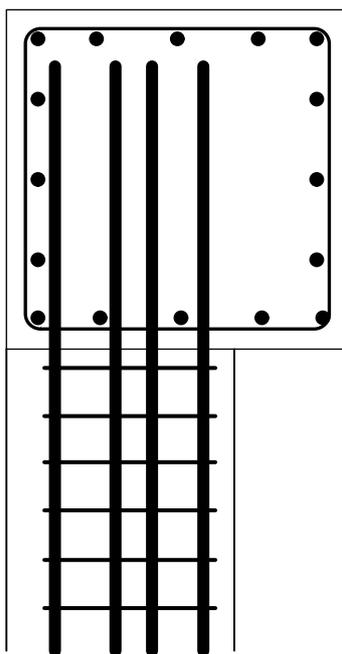


圖 1-1 RC 梁與 RC 柱偏心接合平面圖

(資料來源：本研究)

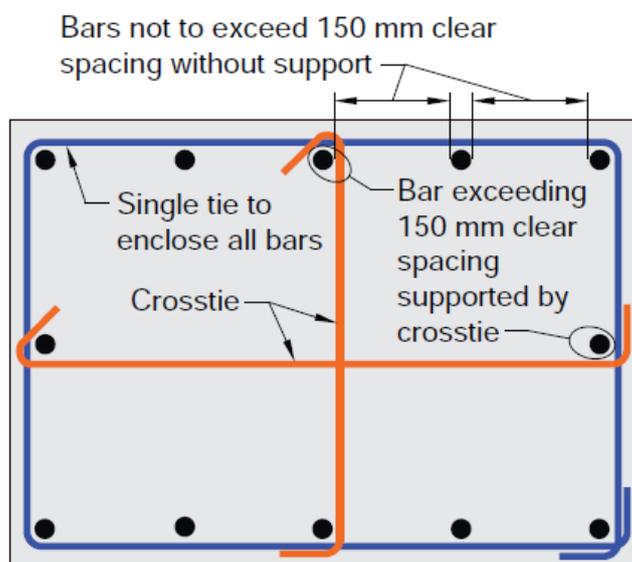
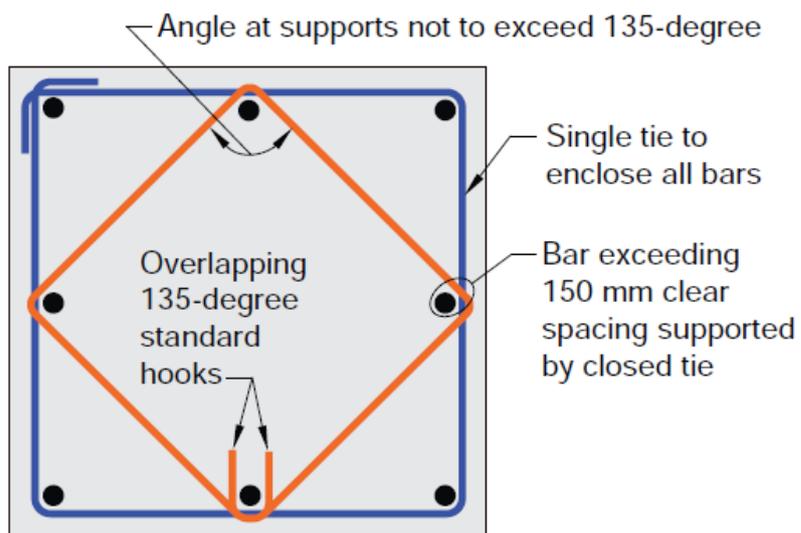


圖 1-2 ACI 318-19 (SI)建議 RC 柱(梁)橫向鋼筋配置圖

(資料來源：參考資料[2])

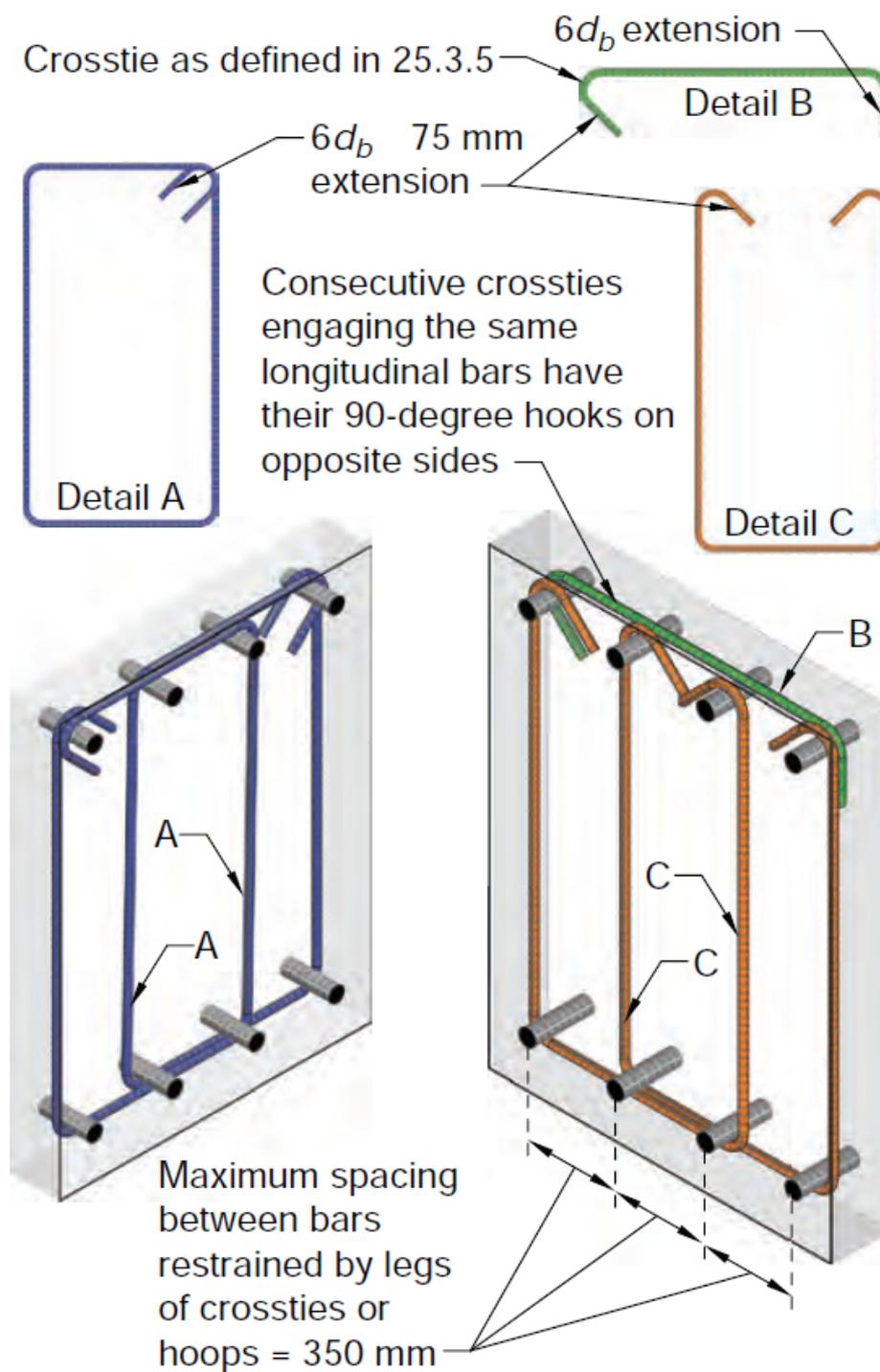


圖 1-3 ACI 318-19 (SI)建議 RC 梁閉合箍筋示意圖

(資料來源：參考資料[2])

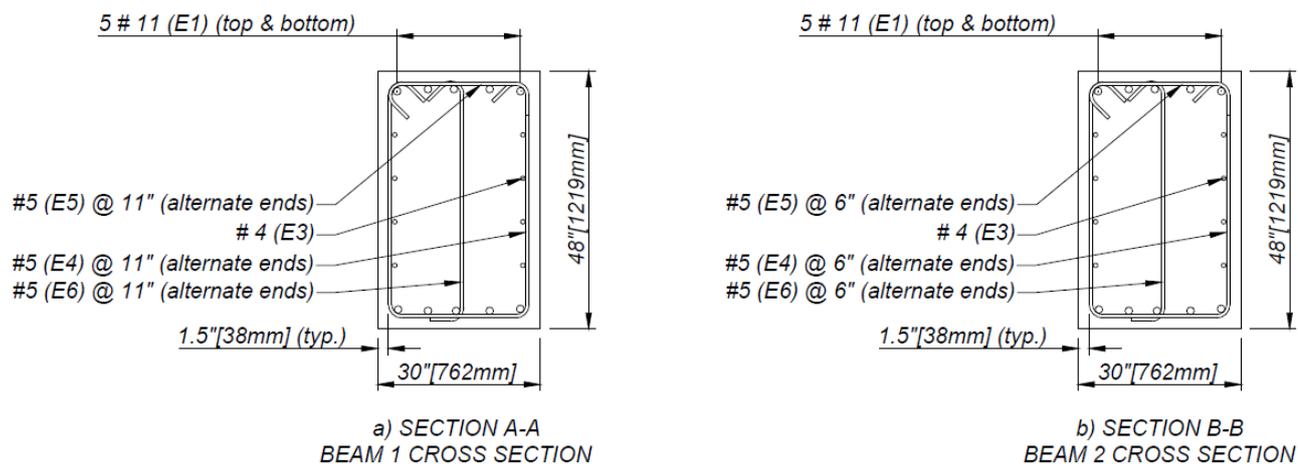


圖 1-4 PEER 大尺寸矩形梁反覆載重試驗梁斷面尺寸

(資料來源：參考資料[3])



圖 1-5 PEER 大尺寸矩形梁之反覆載重試驗裝置

(資料來源：參考資料[3])



圖 1-6 NIST 之 RC 梁斷面小於 RC 柱斷面工程實例

(資料來源：參考資料[5])



圖 1-7 NIST 之 RC 梁斷面與 RC 柱斷面相同工程實例

(資料來源：參考資料[5])

Table 1
F and G constants for ductility formula $\rho = F\mu\phi^G$

		$\frac{\rho'}{\rho} = 0.5$	$\frac{\rho'}{\rho} = 0.6$	$\frac{\rho'}{\rho} = 0.7$	$\frac{\rho'}{\rho} = 0.8$	$\frac{\rho'}{\rho} = 0.9$
$f_y = 276 \text{ MPa}$	$f_c = 21 \text{ MPa}$	0.1127	0.1414	0.1899	0.2887	0.5959
		-0.8138	-0.8248	-0.8399	-0.8619	-0.9
	$f_c = 28 \text{ MPa}$	0.1356	0.1693	0.2255	0.3403	0.6985
		-0.8177	-0.8269	-0.8389	-0.8588	-0.8963
	$f_c = 35 \text{ MPa}$	0.1582	0.1962	0.2603	0.3911	0.7936
		-0.8212	-0.8279	-0.8386	-0.8568	-0.8908
$f_y = 414 \text{ MPa}$	$f_c = 41 \text{ MPa}$	0.1813	0.2245	0.2967	0.4441	0.9007
		-0.8228	-0.829	-0.8384	-0.8556	-0.8898
	$f_c = 21 \text{ MPa}$	0.0589	0.0719	0.0938	0.1358	0.2546
		-0.8312	-0.8319	-0.8373	-0.843	-0.8524
	$f_c = 28 \text{ MPa}$	0.0711	0.0865	0.1117	0.1618	0.3029
		-0.8373	-0.8372	-0.838	-0.8439	-0.853
	$f_c = 35 \text{ MPa}$	0.083	0.1008	0.13	0.1872	0.3493
		-0.842	-0.8406	-0.841	-0.8447	-0.8526
	$f_c = 41 \text{ MPa}$	0.0952	0.1155	0.1485	0.214	0.3983
		-0.8444	-0.8428	-0.8419	-0.8458	-0.8527

圖 1-8 鋼筋混凝土梁拉力鋼筋量與延展性之簡化公式

(資料來源：參考資料[7])

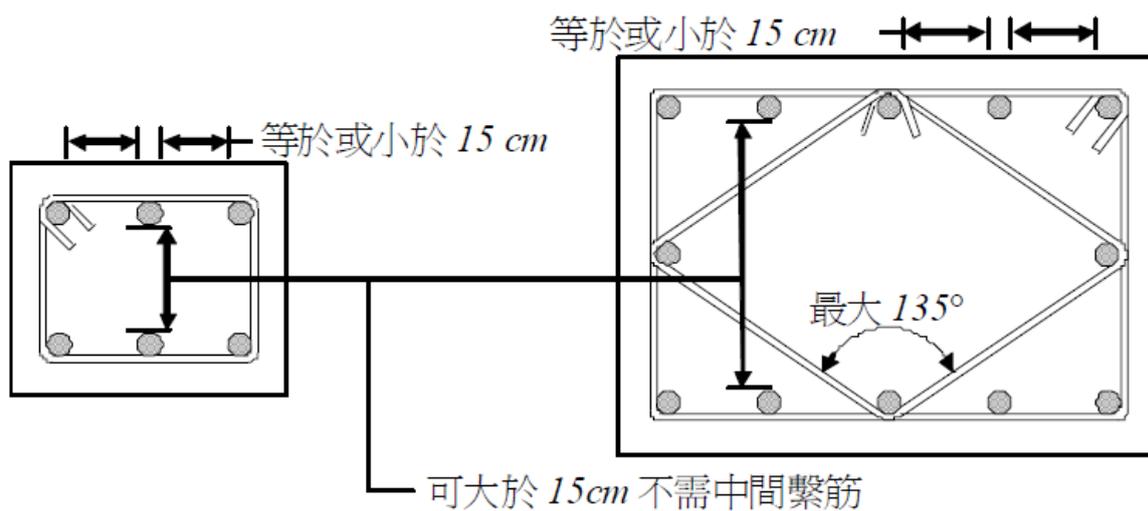


圖 1-9 現行混凝土結構設計規範 RC 柱(梁)橫向鋼筋配置圖

(資料來源：參考資料[1])

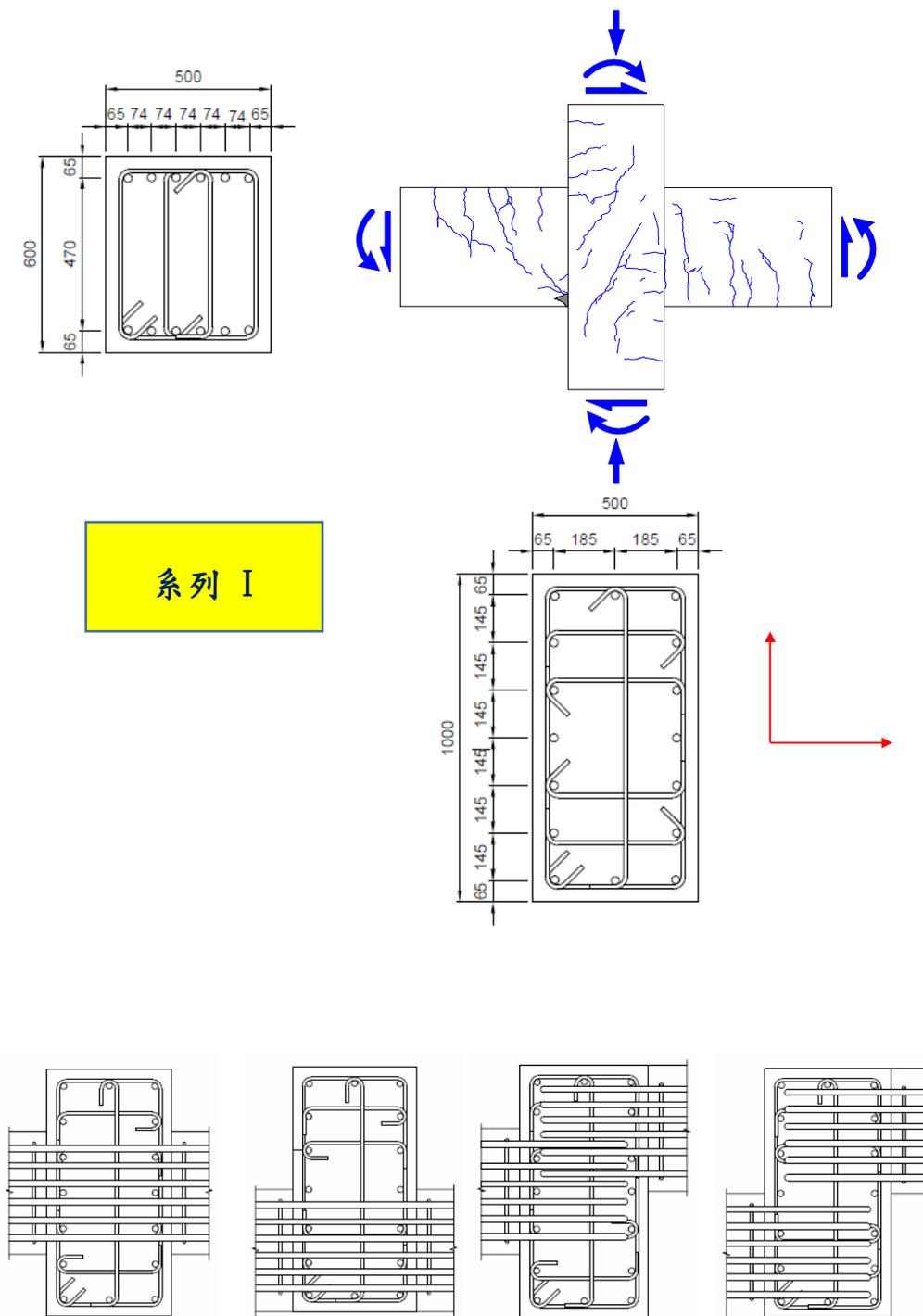


圖 1-10 RC 梁柱接頭試體梁柱構材斷面及平面圖

(資料來源：參考資料[8])



圖 1-11 鋼筋混凝土梁柱接頭試體施工圖

(資料來源：參考資料[8])

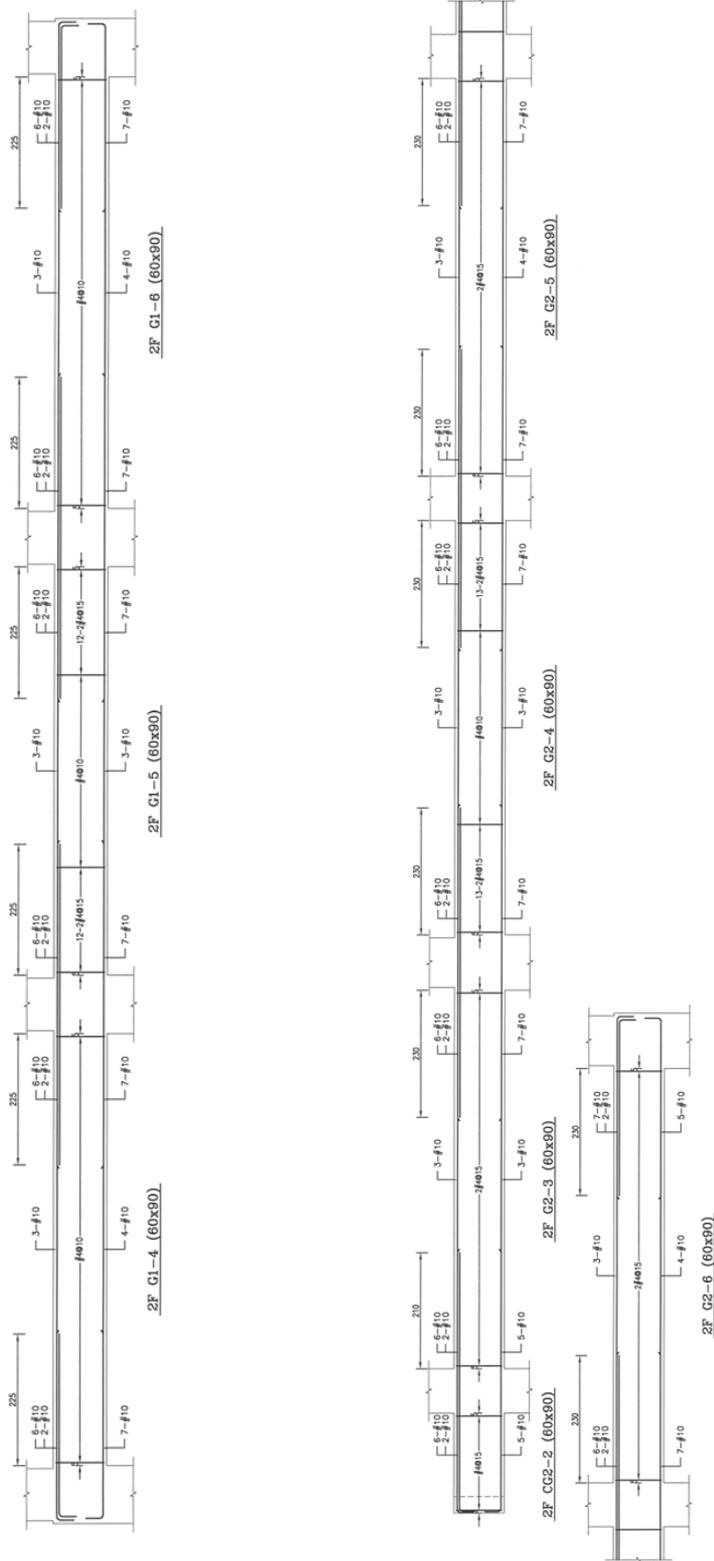


圖 1-12 ○○市 16 層 RC 公營住宅 RC 梁配筋圖

(資料來源：本研究)

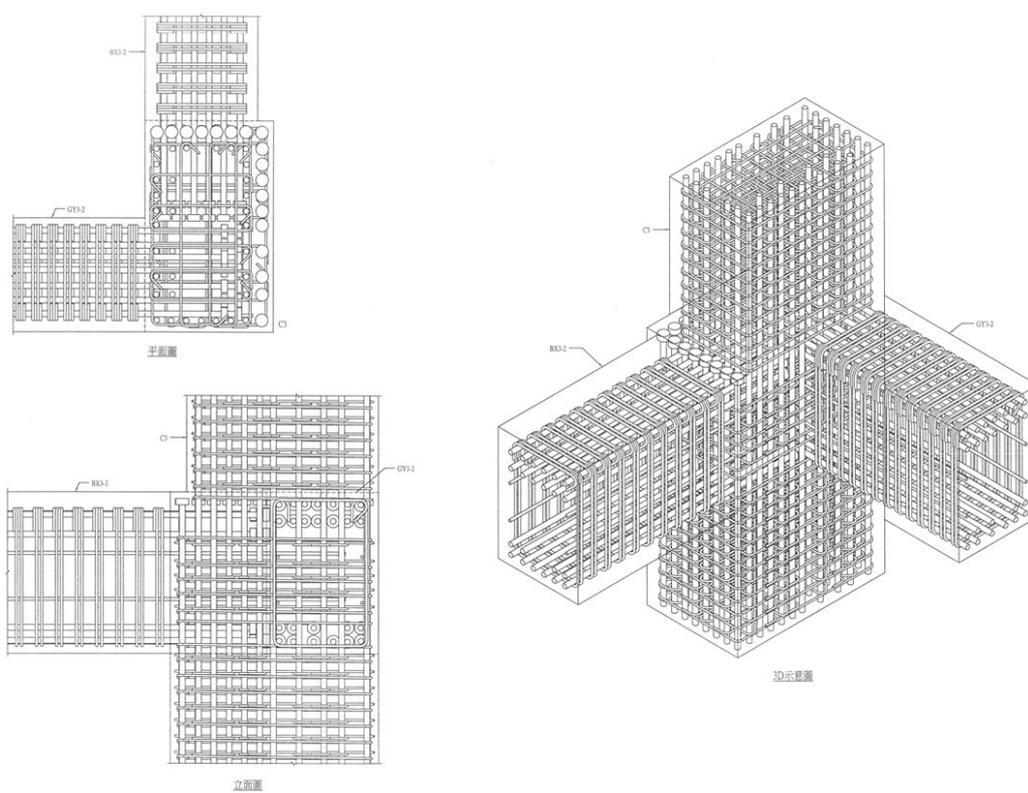
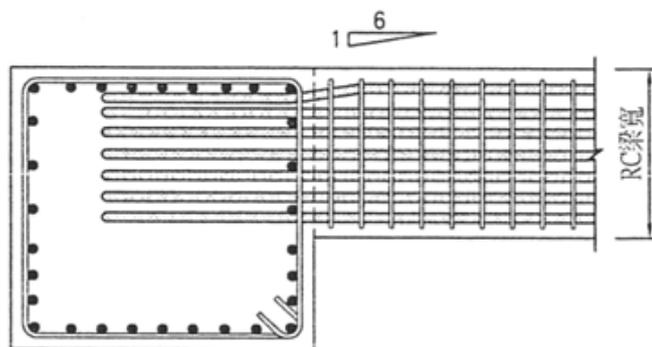


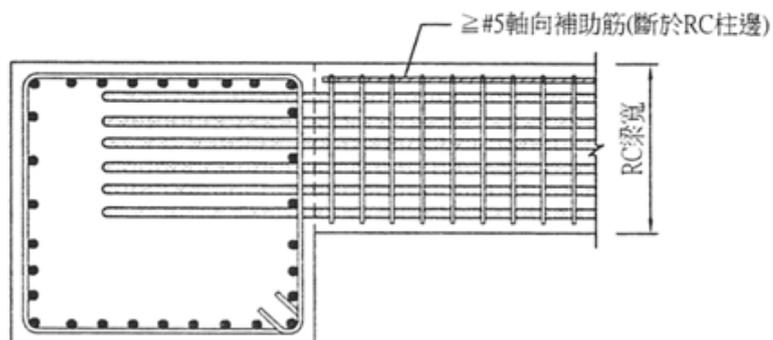
圖 1-13 ○○市忠○○路 15 層 RC 大樓梁柱接合圖

(資料來源：本研究)

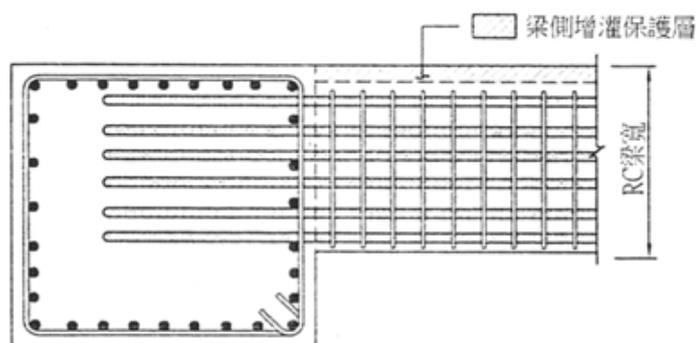
方案一：梁鋼筋採彎折斜率 1:6



方案二：梁側增加補助筋



方案三：梁側增灌保護層



註：1.若增灌保護層 $\geq 6\text{cm}$ 時，需原箍筋擴大或另加 \square 型補助筋 $\#3@20$ 及軸向補助筋 $\geq \#5$ 。
2.本方案因尺寸變更需經建築師同意後方可施工。

圖 1-14 〇〇市 RC 大樓梁與柱偏心接合標準配筋圖

(資料來源：本研究)

第二章 實驗試體之規劃設計

現行「混凝土結構設計規範」[1]第 15.4.3.3 節規定，RC 梁於塑性鉸區域，在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐，惟國內鋼筋混凝土工程施工實務，RC 梁主筋配置較為密集，致使難以施工。此外，國內建築普遍存在 RC 梁與 RC 柱偏心接合的情況，偏心接合 RC 梁之韌性尚未獲得實驗驗證。

本研究針對前述兩種國內工程實務問題，規劃 2 組 8 座大型鋼筋混凝土梁試體，並於本所材料實驗中心進行實驗驗證。探討繫筋配置對於鋼筋混凝土梁，及 RC 梁與 RC 柱偏心接合耐震性能之影響，研究結果可提供國內業界參考，以下將就本研究之試體規劃及設計事項詳加說明。

第一節 試體之規劃

針對 RC 梁於塑性鉸區域，在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐之課題，考量本所材料實驗中心大型力學實驗室場地及設備的規格，規劃鋼筋混凝土梁的尺寸：400×600 mm，梁的長度：3900 mm 或 3400 mm。混凝土強度為 28 MPa，鋼筋強度為 420 MPa。共計規劃 S6D、S4D、S6D-SHB 及 S6D-SHT 等 4 座梁試體，梁試體斷面如圖 2-1、圖 2-2 及圖 2-3 所示，梁上層筋為 5-D32+2-D25，梁下層筋為 5-D25。其中 S6D 試體橫向鋼筋間距為 6 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，且中間主筋不配置繫筋；S4D 試體橫向鋼筋間距為 4 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，且中間主筋不配置繫筋；S6D-SHB 試體橫向鋼筋間距為 6 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住下方主筋，且其橫向鋼筋總圍束力與 S6D 及 S4D 試體相同；S6D-SHT 試體橫向鋼筋間距為 6 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住上方主筋，且其橫向鋼筋總圍束力與 S6D 及 S4D 試體相同。第 1 組梁試體主筋及鋼筋比資料，彙整於表 2-1，上層筋鋼筋比為 2.4%，壓力鋼筋量為拉力鋼筋量之半，符合規範要求。

針對 RC 梁與 RC 柱偏心接合之之課題，考量本所材料實驗中心大型力學實驗

室場地及設備的規格，規劃鋼筋混凝土梁的尺寸：300×500 mm，梁的長度：2900 mm。混凝土強度為 28 MPa，鋼筋強度為 420 MPa。共計規劃 R、RH/SU、SH/SLB 及 RH 等 4 座梁試體，梁上層筋為 3-D32，梁下層筋為 2-D32。梁試體斷面如圖 2-4、圖 2-5、圖 2-6 及圖 2-7 所示，其中 R 試體橫向鋼筋間距為 150 mm，且主筋不偏移，箍筋為正常尺寸；RH/SU 試體橫向鋼筋間距為 150 mm，主筋偏移且箍筋為縮小尺寸，側面配置 U 型肋筋並以 2 支輔助筋固定；SH/SLB 試體主筋偏移且箍筋為正常尺寸，箍筋增加 2 支輔助筋固定；RH 試體橫向鋼筋間距為 150 mm，主筋偏移且箍筋為縮小尺寸。第 2 組梁試體主筋及鋼筋比資料，彙整於表 2-2，上層筋鋼筋比為 1.9%，壓力鋼筋量為拉力鋼筋量之 67%，符合規範要求。

第二節 試體之細部設計

第 1 組梁試體設計撓曲強度 1136.1 MN-mm，如圖 2-8 所示。RC 梁剪力筋設計如表 2-3 所示，符合剪力設計要求。S6D 及 S4D 梁試體剪力筋強度為 420 MPa，S6D-SHB 及 S6D-SHT 梁試體剪力筋強度為 280 MPa，以確保 4 座梁試體橫向鋼筋總圍束力相同。以下針對螺栓強度(每支螺栓強度為 0.5 MN)、抵抗滑動(靜摩擦係數採用 0.2)以及梁柱接頭剪力(上層鋼筋發揮至 1.25 倍鋼筋降伏強度)等 3 項，進行強度檢核：

- (1) 螺栓強度檢核：螺栓受力 0.189 MN < 螺栓強度 0.5 MN。(OK)
- (2) 抵抗滑動：最大剪力 0.47 MN < 摩擦力 $0.5 \times 8 \times 0.2 = 0.8$ MN。(OK)
- (3) 梁柱接頭剪力： $1.25 \times 420 \times 5080 = 2.667$ MN < 接頭剪力強度 $1.0 \times 5.29 \times 800 \times 600 = 2.54$ MN。(Close)

第 2 組梁試體設計撓曲強度 401.9 MN-mm，如圖 2-9 所示。RC 梁剪力筋設計如表 2-4 所示，符合剪力設計要求。所有梁試體剪力筋強度為 420 MPa。以下針對螺栓強度(每支螺栓強度為 0.5 MN)、抵抗滑動(靜摩擦係數採用 0.2)以及梁柱接頭剪力(上層鋼筋發揮至 1.25 倍鋼筋降伏強度)等 3 項，進行強度檢核：

- (1) 螺栓強度檢核：螺栓受力 0.068 MN < 螺栓強度 0.5 MN。(OK)
- (2) 抵抗滑動：最大剪力 0.22 MN < 摩擦力 $0.5 \times 8 \times 0.2 = 0.8$ MN。(OK)

(3) 梁柱接頭剪力： $1.25 \times 420 \times 2460 = 1.29 \text{ MN} < \text{接頭剪力強度}$
 $1.0 \times 5.29 \times 400 \times 600 = 1.29 \text{ MN}。$ (OK)

本研究之試體規劃，整理於表 2-5。試體之立面及剖面圖，參見圖 2-10 至圖 2-14；梁試體基礎斷面圖，參見圖 2-15；梁試體組模及混凝土澆置方向示意圖，參見圖 2-16；箍筋細部圖，參見圖 2-17；梁縱向鋼筋錨定細部圖，參見圖 2-18。梁試體應變計配置圖，參見圖 2-19 至圖 2-25。

表 2-1 第 1 組鋼筋混凝土梁試體主筋及鋼筋比彙整表

試體	上層筋	下層筋
S6D、S4D、S6D-SHB、S6D-SHT	5-D32 +2-D25	5-D25
鋼筋面積(平方公分)	50.8	25.4
鋼筋比率	100%	50%
鋼筋比	2.4%	1.2%

(資料來源：本研究)

表 2-2 第 2 組鋼筋混凝土梁試體主筋及鋼筋比彙整表

試體	上層筋	下層筋
R、RH/SU、SH/SLB、RH	3-D32	2-D32
鋼筋面積(平方公分)	24.6	16.4
鋼筋比率	100%	67%
鋼筋比	1.9%	1.2%

(資料來源：本研究)

表 2-3 第 1 組鋼筋混凝土矩形梁剪力筋設計表

試體	彎矩標稱強度 (MN-mm)	剪力需求 (MN)	混凝土剪力 (MN)	剪力筋剪力 (MN)	剪力強度 (MN)
S6D、S6D-SHB、S6D-SHT	1136.1	0.39	0.19	0.21(D10@150)	0.40
S4D	1136.1	0.47	0.19	0.32(D10@100)	0.51

(資料來源：本研究)

表 2-4 第 2 組鋼筋混凝土矩形梁剪力筋設計表

試體	彎矩標稱強度 (MN-mm)	剪力需求 (MN)	混凝土剪力 (MN)	剪力筋剪力 (MN)	剪力強度 (MN)
R、RH/SU、SH/SLB、RH	410.9	0.22	0.12	0.18(D10@150)	0.30

(資料來源：本研究)

表 2-5 鋼筋混凝土矩形梁試體規劃彙整表

編號	鋼筋強度 (MPa)	梁橫向鋼筋強度(MPa)	梁橫向鋼筋及間距 (mm)	梁斷面圖	梁上層筋	梁下層筋	總高度 (mm)
S6D	420	420	D10@150	圖 2-1	5-D32 +2-D25	5-D25	3900
S4D	420	420	D10@100	圖 2-1	5-D32 +2-D25	5-D25	3400
S6D-SHB	420	280	D10@150	圖 2-2	5-D32 +2-D25	5-D25	3900
S6D-SHT	420	280	D10@150	圖 2-3	5-D32 +2-D25	5-D25	3900
R	420	420	D10@150	圖 2-4	3-D32	2-D32	2900
RH/SU	420	420	D10@150	圖 2-5	3-D32	2-D32	2900
SH/SLB	420	420	D10@150	圖 2-6	3-D32	2-D32	2900
RH	420	420	D10@150	圖 2-7	3-D32	2-D32	2900

註 1：試體梁斷面圖，參見圖 2-1 至圖 2-7；試體之立面及剖面圖，參見圖 2-10 至圖 2-14；梁試體基礎斷面圖，參見圖 2-15；梁試體組模及混凝土澆置方向示意圖，參見圖 2-16；箍筋細部圖，參見圖 2-17；梁縱向鋼筋錨定細部圖，參見圖 2-18。梁試體應變計配置圖，參見圖 2-19 至圖 2-25。

註 2：鋼筋強度 420 MPa，採用 SD420W 鋼材；鋼筋強度 280 MPa，採用 SD280W 鋼材。混凝土強度：28 MPa，箍筋及繫筋彎鉤直線延伸長度為 80 mm。

註 3：所有梁試體於基礎頂面以上 50 mm 處配置第 1 層橫向鋼筋，梁試體斷面之保護層厚度為 40 mm。

註 4：梁試體基礎左、右端板皆採用 A572 Gr. 50 鋼材；端板厚度為 15 mm。

註 5：梁試體筋縱向鋼筋上端及 RH/SU、SH/SLB、RH 梁試體基礎未穿越全長縱向鋼筋之自由端銲接端部錨定鋼板 A572 Gr. 50(60*60*9 mm)。

(資料來源：本研究)

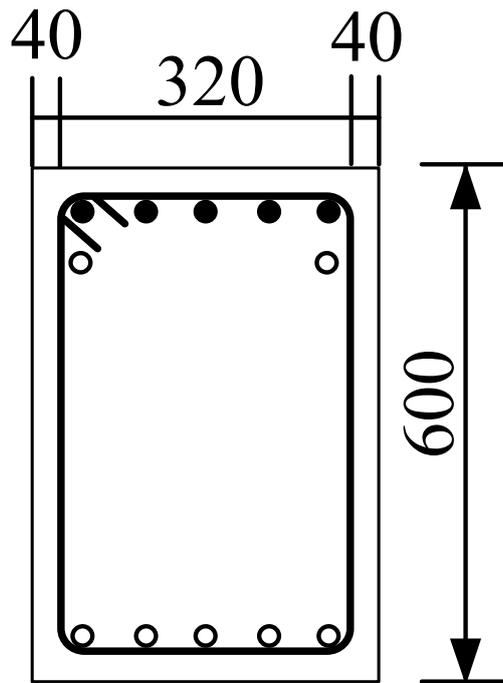


圖 2-1 S6D 及 S4D 梁試體斷面圖(單位：mm)

(資料來源：本研究)

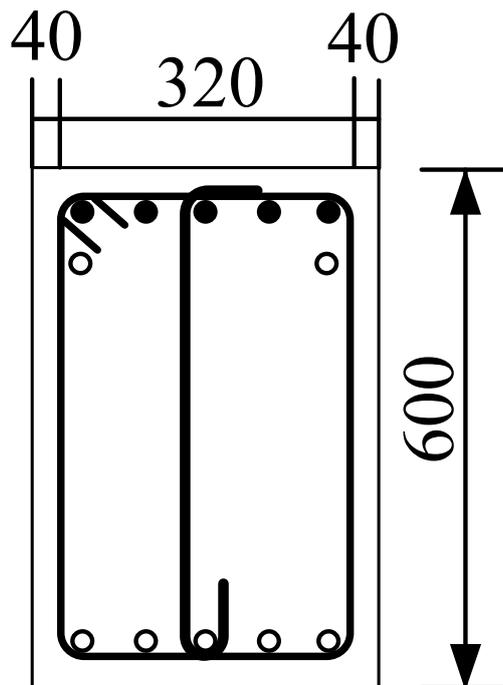


圖 2-2 S6D-SHB 梁試體斷面圖(單位：mm)

(資料來源：本研究)

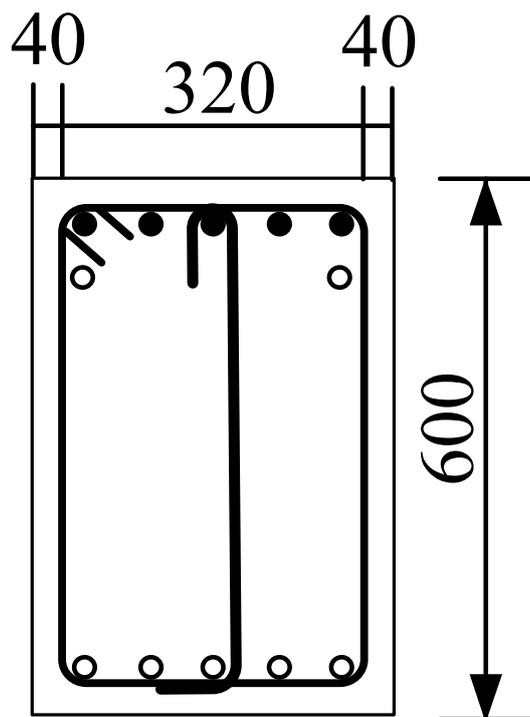


圖 2-3 S6D-SHT 梁試體斷面圖(單位：mm)

(資料來源：本研究)

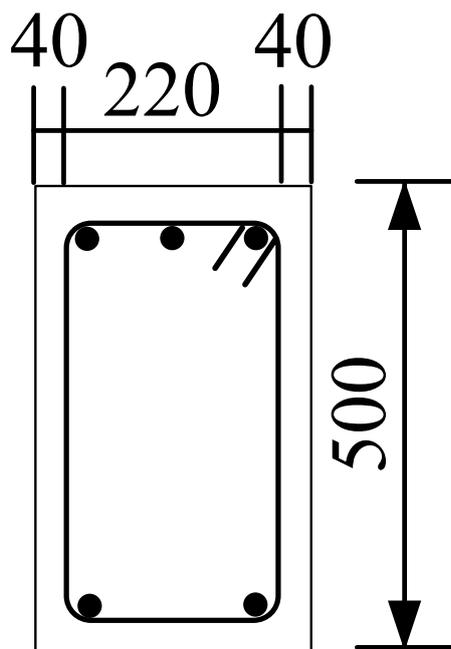


圖 2-4 R 梁試體斷面圖(單位：mm)

(資料來源：本研究)

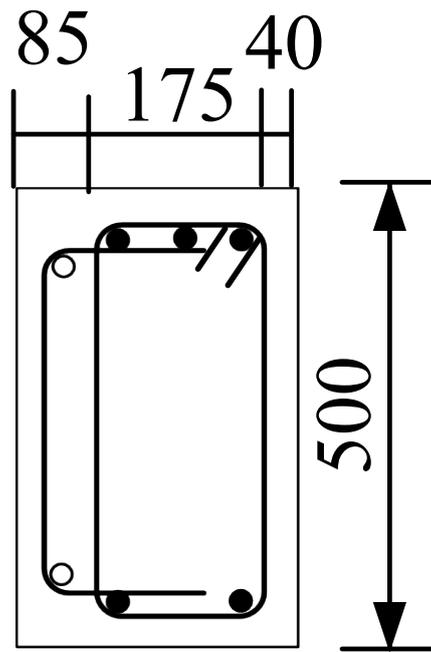


圖 2-5 RH/SU 梁試體斷面圖(輔助筋 D13)(單位：mm)

(資料來源：本研究)

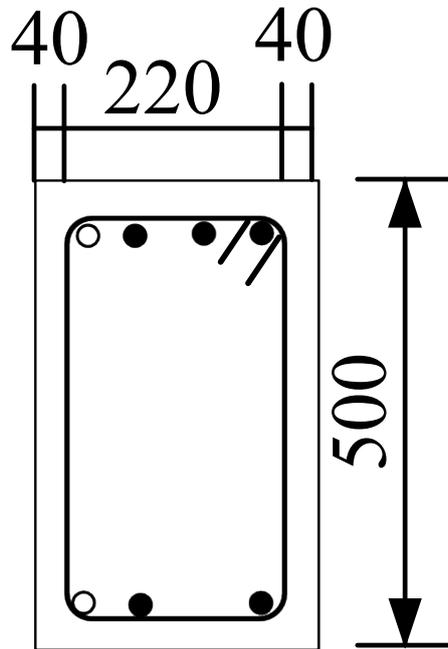


圖 2-6 SH/SLB 梁試體斷面圖(輔助筋 D13)(單位：mm)

(資料來源：本研究)

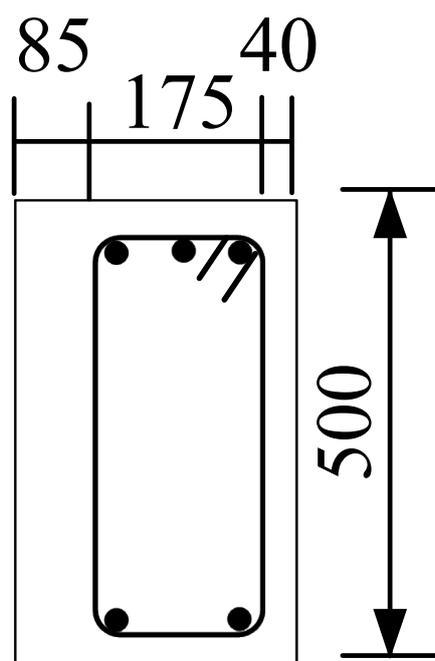
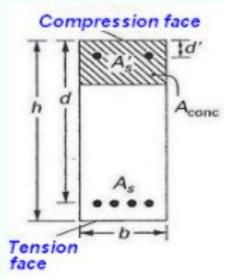


圖 2-7 RH 梁試體斷面圖(單位：mm)

(資料來源：本研究)

Calculator for Strength of Reinforced Concrete beam with one layer of tension rebar (SI/Metric Units)



This calculator is useful for **doubly reinforced** rectangular concrete beam with one layer of tension re-bar. It uses SI/Metric system of units. You can also use it for **singly reinforced** section, just by entering compression rebar equal to zero.

Effective depth is measured from the top edge to the centroid of tension rebar. This calculator uses the concept of Whitney's stress block and measures the depth of stress block "a" from the top edge. The user of this calculator is advised to comply with **ACI guidelines for beam** thickness, rebar spacing and cover etc.

This calculator also determines the minimum area of tension rebar required for crack control and balanced steel area required for a balanced section. Please enter the values in the appropriate units (SI/Metric) mentioned in the form given below and start calculations. [Click here for beam with Two layers of tension rebar](#)

INPUT VALUES

Width of beam (mm):	400
Effective Depth of beam (mm):	540
Compr. Strength of Conc. f'_c (MPa):	28
Yield Stress of Tension Steel f_y (MPa):	420
No. of Rebar in Tension (nos.):	7
Dia of Rebar in Tension (mm):	32
Yield stress of Comp. steel f'_y (MPa):	420
No. of Rebar in Compr. (nos.):	5
Dia. of Rebar in Compr. (mm):	25
Cover of compr. steel (mm):	40

Please make sure that all the values are entered

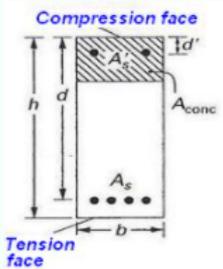
OUTPUT RESULTS

Min. Area of Steel (sq mm)=	720
Balanced Area of Steel (sq mm)=	6120
Area of Tension Steel (sq mm)=	5629.734
Force of Tension steel:T (kN)=	2364.488
Beta 1(Whitney's coefficient)=	0.85
'a' (stress block depth) (mm)=	146.226
'X' (neutral axis depth) (mm)=	172.03
Area of Compr. steel (sq mm)=	2454.369
Strength of Compr. Steel: Cs (kN)=	972.421
Strength of Concrete: Cc (kN)=	1392.067
Strength of Compr.:Cc+Cs (kN)=	2364.488
Nominal Moment, Mn (kNm)=	1136.149
Yield strain of steel =	0.0021
Strain in compr. steel =	0.002302
Strain in Tension steel =	0.006417

圖 2-8 第 1 組梁試體設計撓曲強度

(資料來源：本研究)

Calculator for Strength of Reinforced Concrete beam with one layer of tension rebar (SI/Metric Units)



This calculator is useful for **doubly reinforced** rectangular concrete beam with one layer of tension re-bar. It uses SI/Metric system of units. You can also use it for **singly reinforced** section, just by entering compression rebar equal to zero.

Effective depth is measured from the top edge to the centroid of tension rebar. This calculator uses the concept of Whitney's stress block and measures the depth of stress block "a" from the top edge. The user of this calculator is advised to comply with [ACI guidelines for beam](#) thickness, rebar spacing and cover etc.

This calculator also determines the minimum area of tension rebar required for crack control and balanced steel area required for a balanced section. Please enter the values in the appropriate units (SI/Metric) mentioned in the form given below and start calculations. [Click here for beam with Two layers of tension rebar](#)

INPUT VALUES		OUTPUT RESULTS	
Width of beam (mm):	300	Min. Area of Steel (sq mm)=	440
Effective Depth of beam (mm):	440	Balanced Area of Steel (sq mm)=	3740
Compr. Strength of Conc. f'_c (MPa):	28	Area of Tension Steel (sq mm)=	2412.743
Yield Stress of Tension Steel f_y (MPa):	420	Force of Tension steel: T (kN)=	1013.352
No. of Rebar in Tension (nos.):	3	Beta 1(Whitney's coefficient)=	0.85
Dia of Rebar in Tension (mm):	32	'a' (stress block depth) (mm)=	34.029
Yield stress of Comp. steel f'_y (MPa):	420	'X' (neutral axis depth) (mm)=	40.034
No. of Rebar in Compr. (nos.):	2	Area of Compr. steel (sq mm)=	1608.495
Dia. of Rebar in Compr. (mm):	32	Strength of Compr. Steel: C_s (kN)=	770.389
Cover of compr. steel (mm):	40	Strength of Concrete: C_c (kN)=	242.964
Please make sure that all the values are entered		Strength of Compr.: C_c+C_s (kN)=	1013.352
<input type="button" value="Reset"/> <input type="button" value="Calculate"/>		Nominal Moment, M_n (kNm)=	410.926
		Yield strain of steel =	0.0021
		Strain in compr. steel =	3.0E-6
		Strain in Tension steel =	0.029972

圖 2-9 第 2 組梁試體設計撓曲強度

(資料來源：本研究)

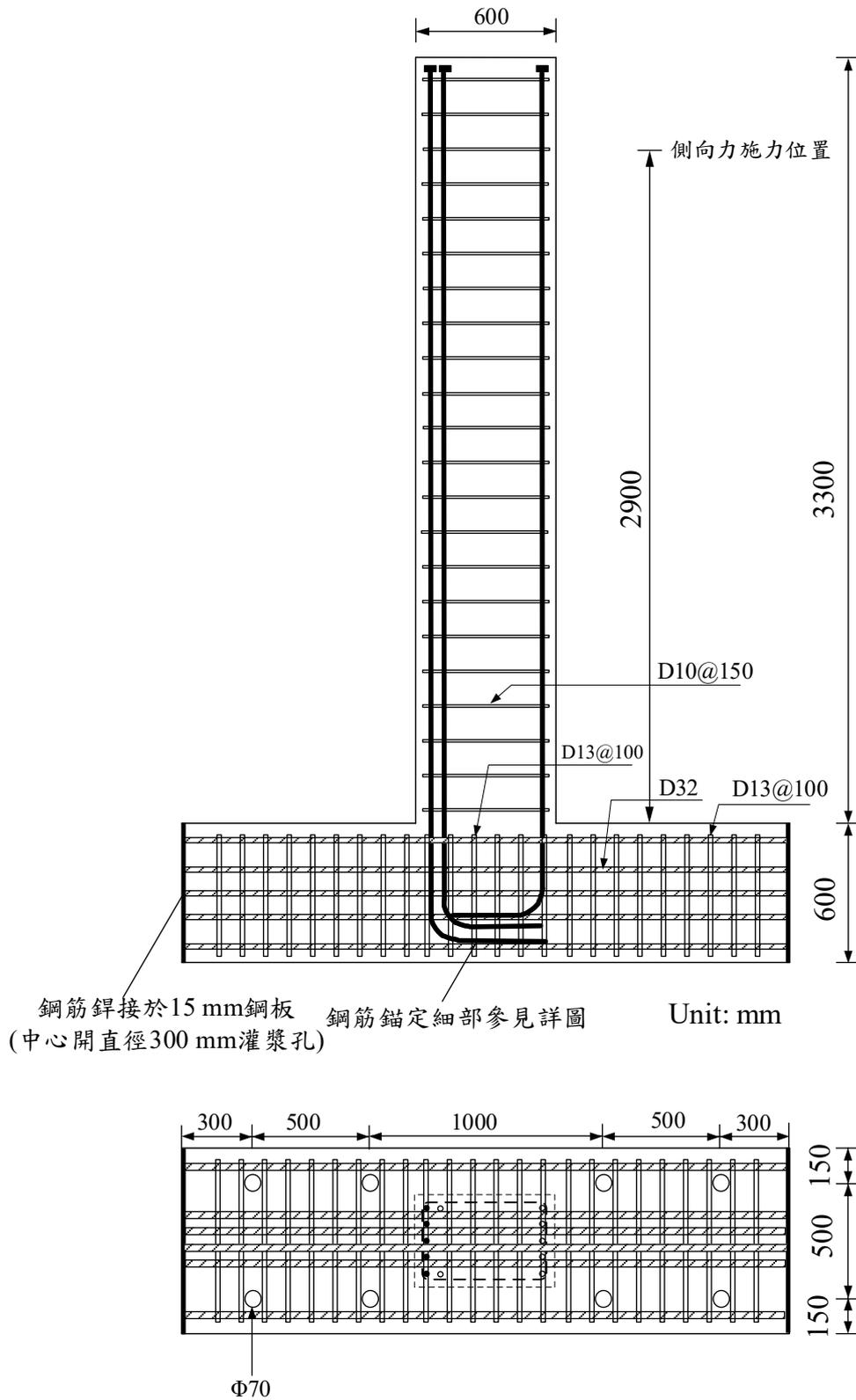


圖 2-10 S6D、S6D-SHB、S6D-SHT 梁之立面及剖面圖

(資料來源：本研究)

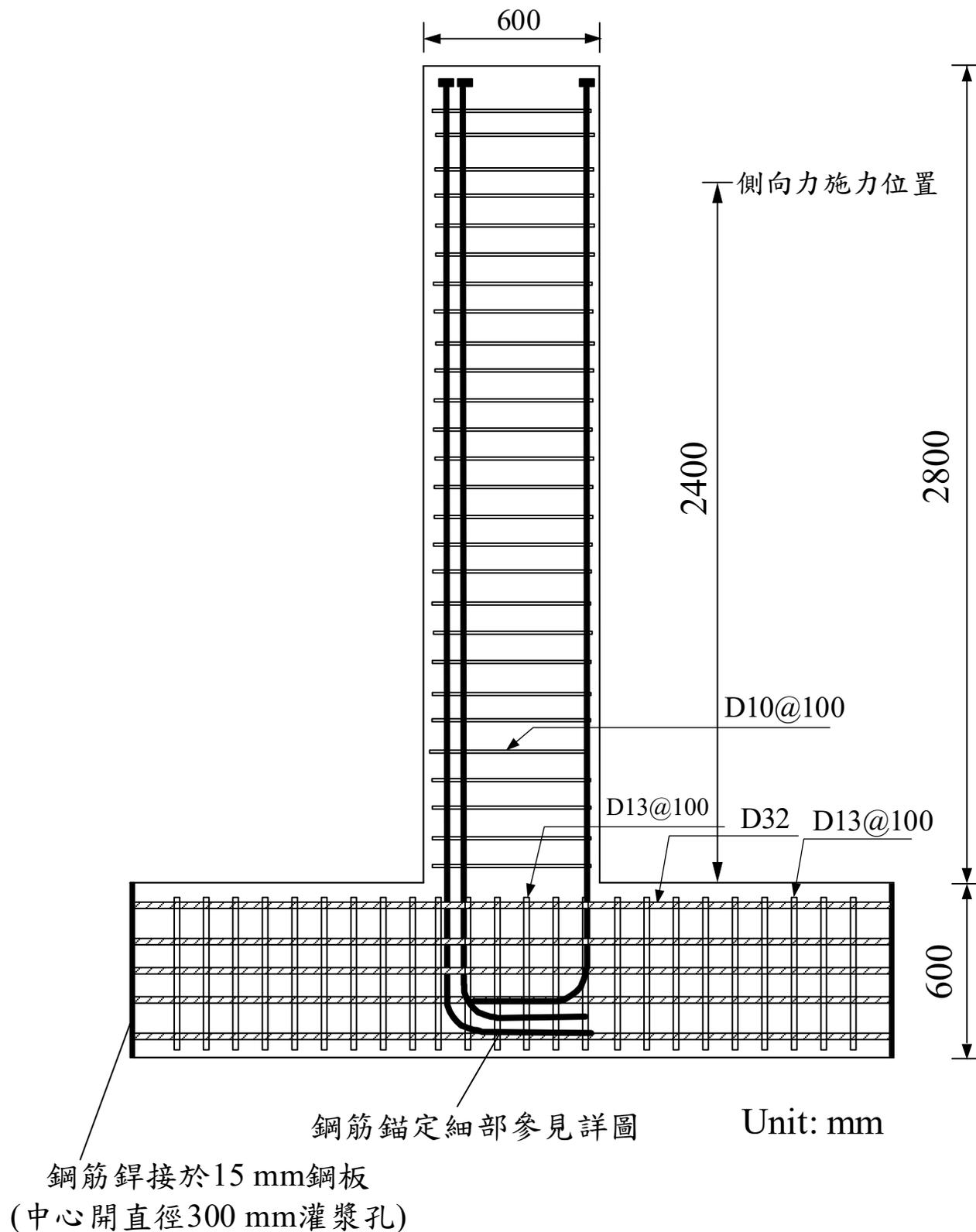


圖 2-11 S4D 梁試體之立面圖

(資料來源：本研究)

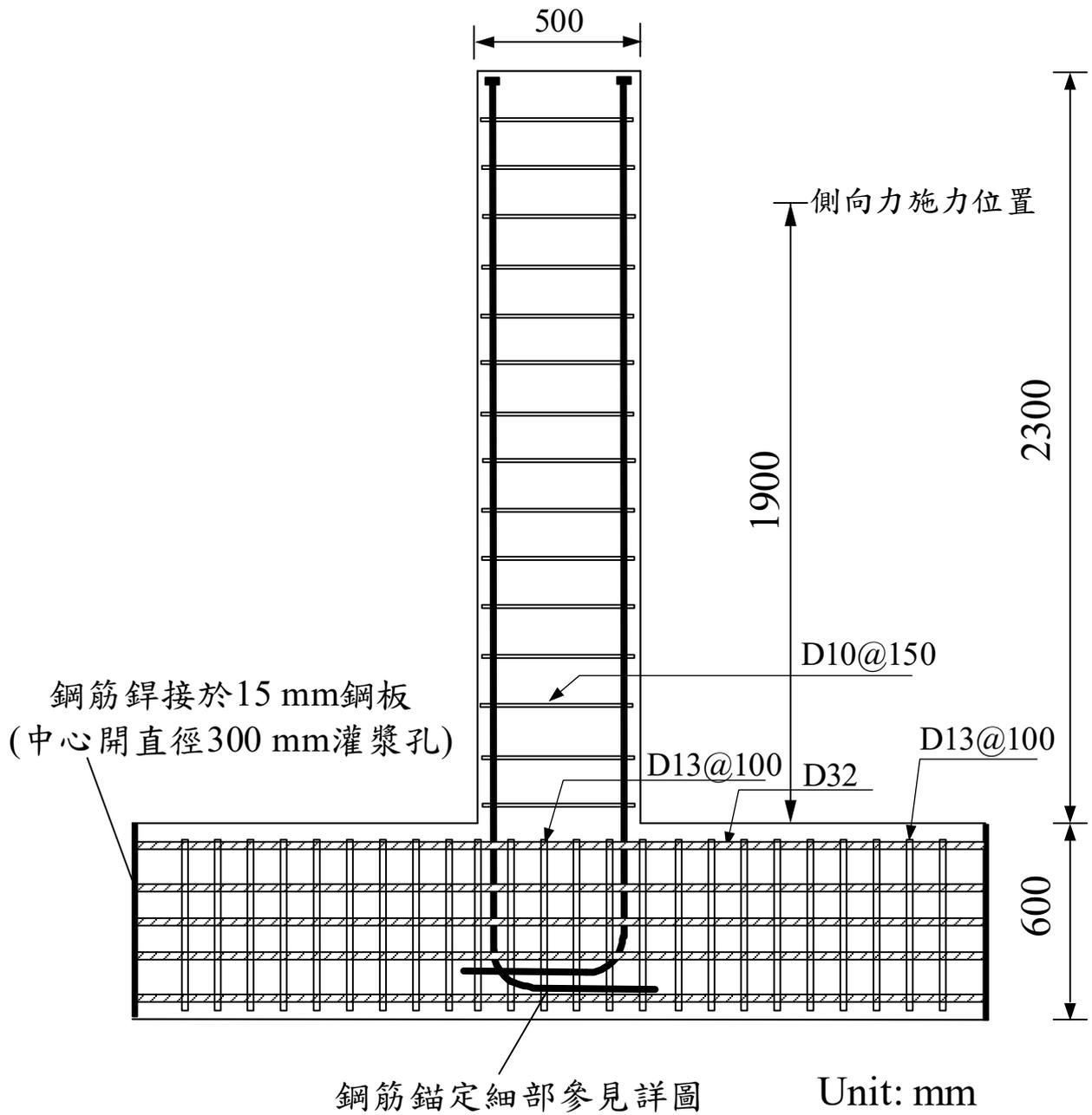


圖 2-12 R、RH/SU、SH/SLB、RH 梁試體之立面圖

(資料來源：本研究)

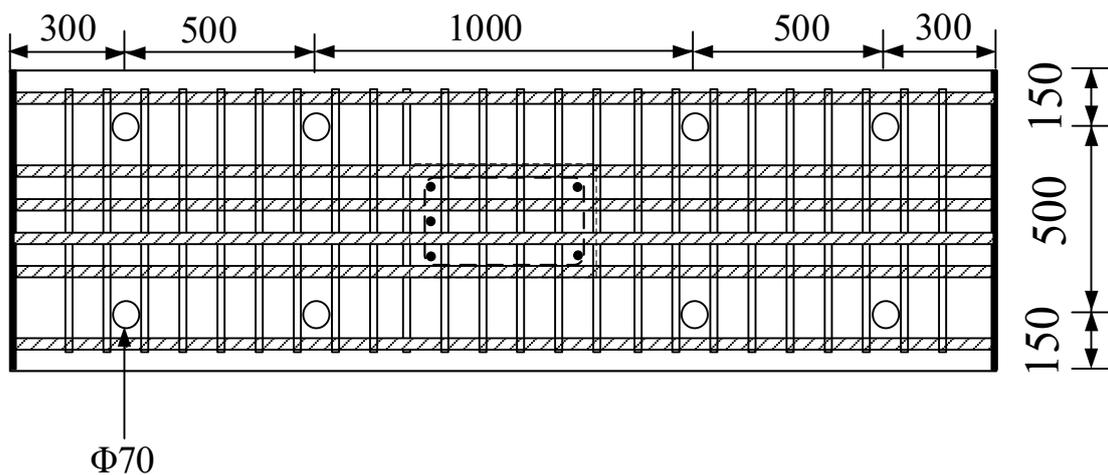


圖 2-13 R 梁試體之剖面圖(單位：mm)

(資料來源：本研究)

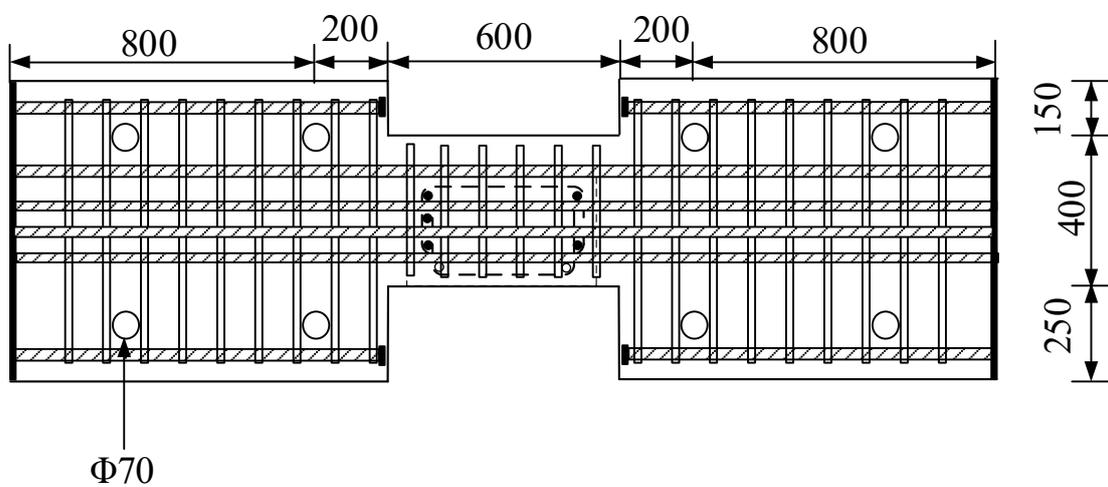


圖 2-14 RH/SU、SH/SLB、RH 梁剖面圖(單位：mm)

(資料來源：本研究)

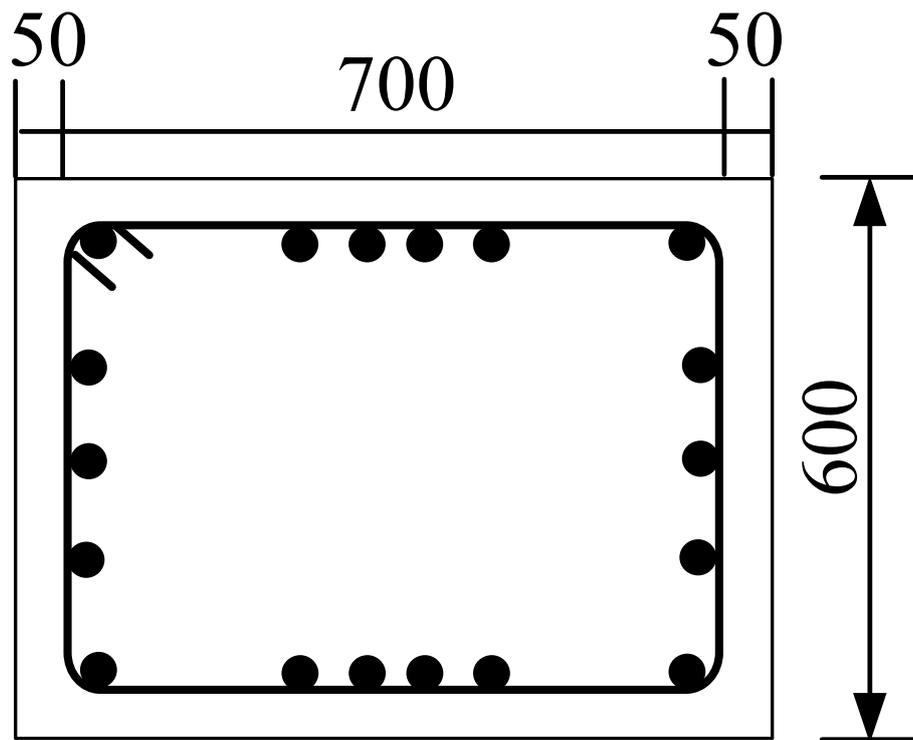


圖 2-15 梁試體基礎之斷面圖(單位：mm)

(資料來源：本研究)

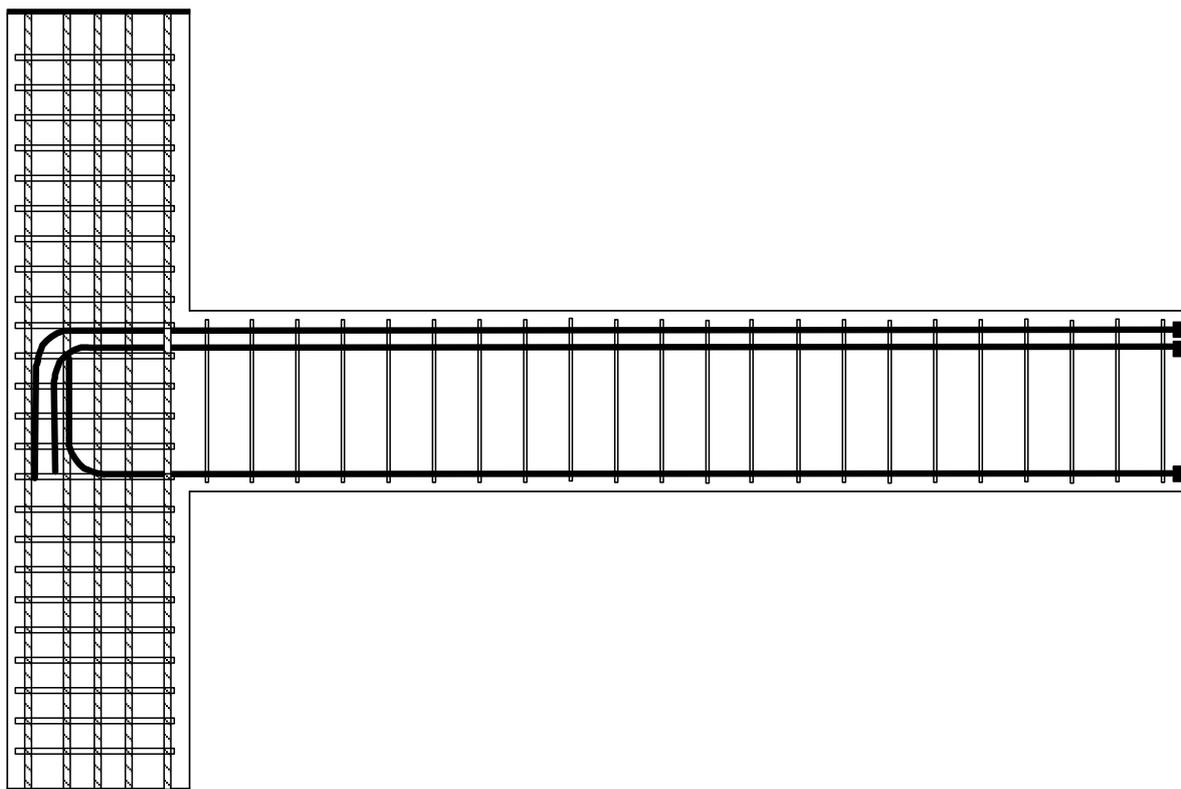


圖 2-16 RC 梁試體組模及混凝土澆置方向示意圖
(資料來源：本研究)

箍筋細部圖

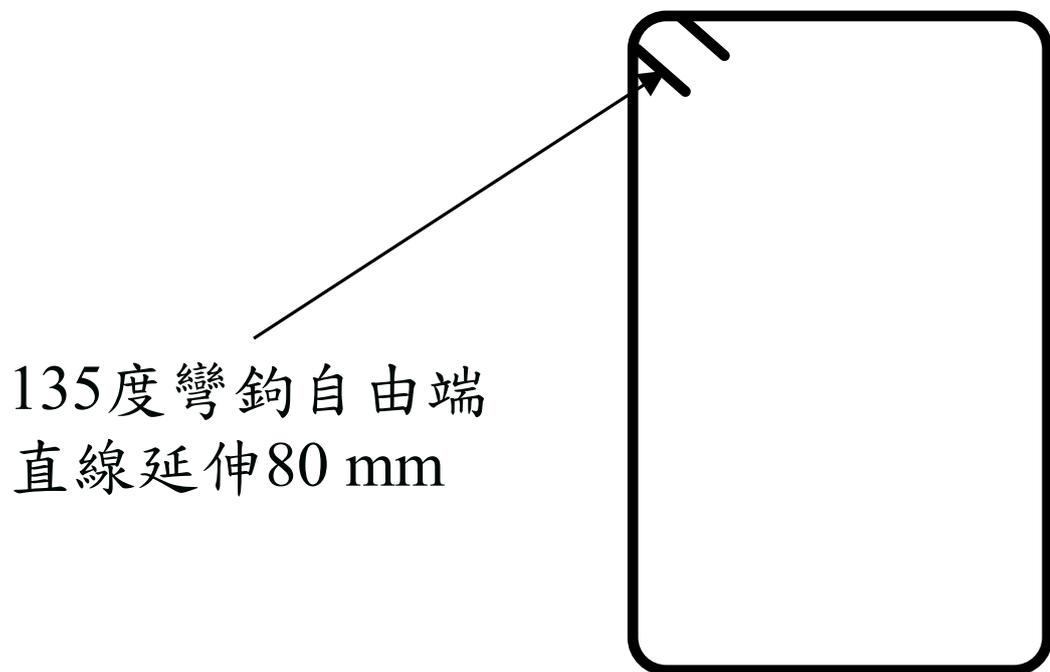


圖 2-17 箍筋細部圖

(資料來源：本研究)

l_{dh}
 l_{dh}

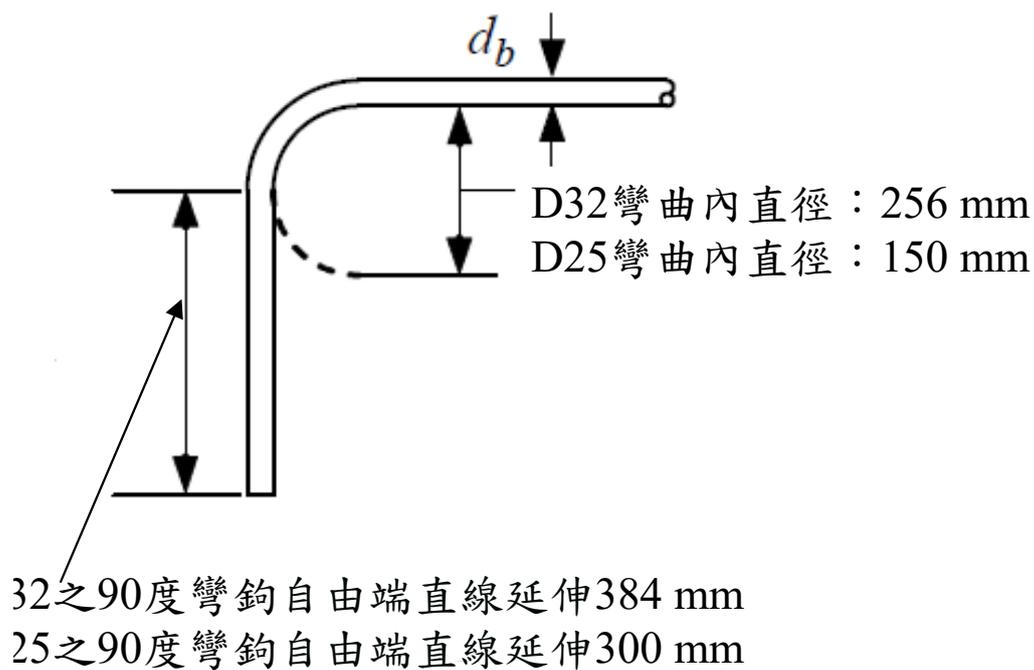


圖 2-18 梁縱向鋼筋錨定細部圖

(資料來源：本研究)

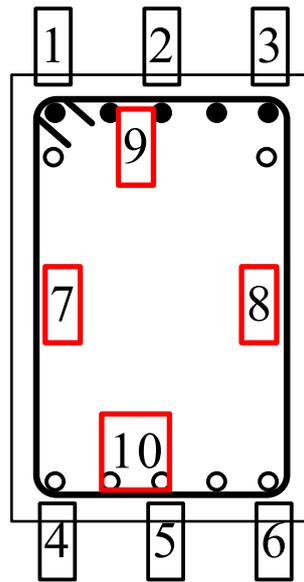


圖 2-19 S6D 及 S4D 梁試體應變計配置圖(黑框表示配置於主筋，紅框表示配置於箍筋)

(資料來源：本研究)

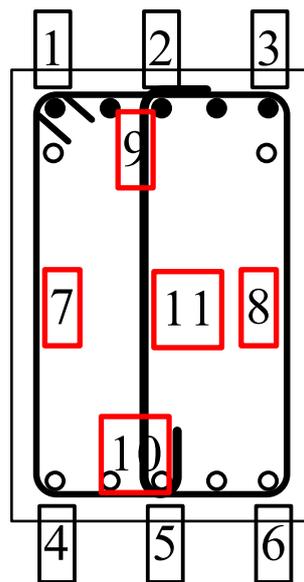


圖 2-20 S6D-SHB 梁試體應變計配置圖(黑框表示配置於主筋，紅框表示配置於箍筋或繫筋)

(資料來源：本研究)

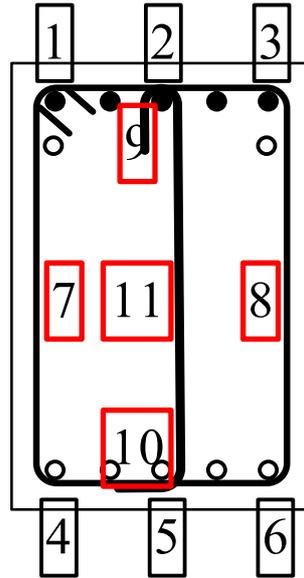


圖 2-21 S6D-SHT 梁試體應變計配置圖(黑框表示配置於主筋，紅框表示配置於箍筋或繫筋)

(資料來源：本研究)

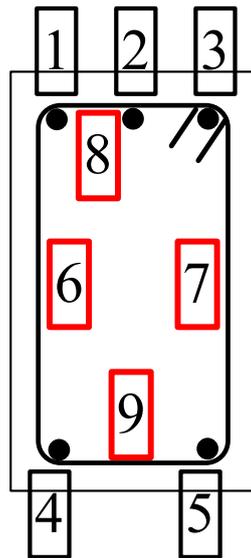


圖 2-22 R 梁試體應變計配置圖(黑框表示配置於主筋，紅框表示配置於箍筋)

(資料來源：本研究)

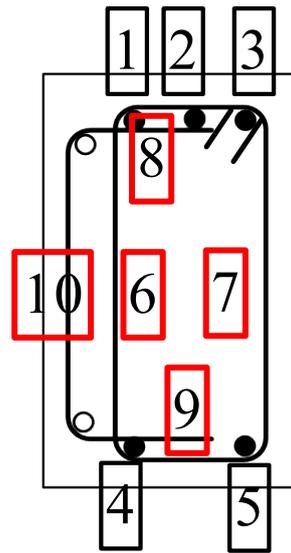


圖 2-23 RH/SU 梁試體應變計配置圖(黑框表示配置於主筋，紅框表示配置於箍筋)

(資料來源：本研究)

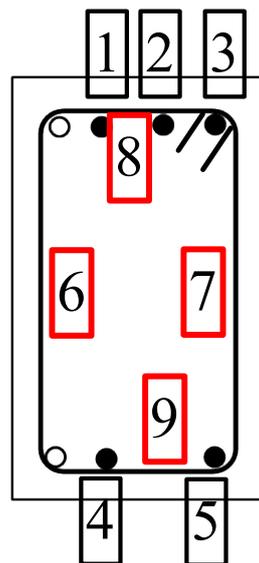


圖 2-24 SH/SLB 梁試體應變計配置圖(黑框表示配置於主筋，紅框表示配置於箍筋)

(資料來源：本研究)

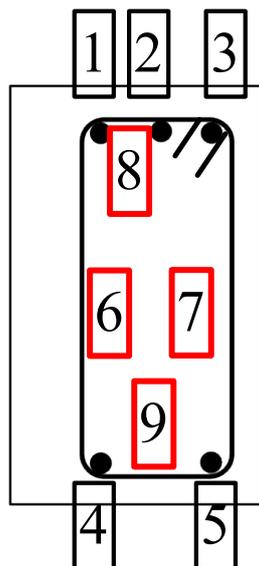


圖 2-25 RH 梁試體應變計配置圖(黑框表示配置於主筋，紅框表示配置於箍筋)

(資料來源：本研究)

第三章 實驗試體之施工

第一節 試體之施工要求

本研究已於 110 年 4 月 26 日及 5 月 5 日辦理第 1 次及第 2 次 RC 梁試體之採購開標作業，於 5 月 5 日完成決標，預計於 70 日曆天內完成，已於 6 月 19 日完成混凝土澆置，並於 7 月 22 日完成驗收作業。本研究之鋼筋混凝土梁試體製作：共計採購 8 座矩形梁試體(其中 4 座斷面短邊寬度 400 mm，長邊寬度 600 mm，總高度 3900 或 3400 mm；另 4 座斷面短邊寬度 300 mm，長邊寬度 500 mm，總高度 2900 mm)。為確保製作的試體能夠滿足研究之需求，本研究試體之施工要求如下：

(A)一般要求：

1. 本案試體基礎左、右端板之切割、銲接及鑽孔需於鋼構廠中進行。
2. 廠商須自行提供合適之試體製作場地，若經本所人員同意，試體於本所材料實驗中心之場地製作，施工用水電及實驗室內天車由本所提供。
3. 廠商應提供鋼筋及鋼板出廠文件證明，並由廠商會同本所人員至具 TAF 認證之實驗室，進行混凝土試體抗壓試驗。
4. 廠商須負責維護施工過程及完工後之場地清潔。施工過程中均需本所人員許可後方能進行。
5. 試體製作過程中，可能因研究需要，進而修改試體部份細節，廠商應予配合。
6. 其他一切規定參照本案之圖說、試體製作注意事項及契約書之規定。

(B)試體製作注意事項：

1. 施工前試體底座所在區域須先行整平，才能施工，且底模鋪設前須由本所人員確認其水平完成後，才能施工。
2. 試驗場中的施工，需由本所人員許可後方能進行。
3. 承包廠商於施工過程及完工後須負責維護場地清潔。
4. 承包廠商須負責現場之安全衛生之設計及施工作業。
5. 在試體適當位置需加設吊鉤及螺栓孔，以利試體之移動及固定，吊鉤及螺栓孔位置應配合本所人員要求。
6. 在試體適當位置需預埋螺桿或鐵件，以便利日後變位計之架設，預埋螺桿

或鐵件位置應配合本所人員要求。

7. 試體裝置應變計部分由本所負責施作，承包廠商於施工過程中應預先知會本所何時可派員進場黏貼應變計。

8. 本案所有梁試體基礎之縱向鋼筋應以適當之設計及施工方式與左、右端板銲接固定，且左、右端板不可產生翹曲，必須保持完全垂直。

9. 模板工程精確與否為實驗的重要因素，其包括組裝與支撐等的施作精度必須良好，尤其各軸線、角度及水準面都要兼顧。另一方面，須配合工程進度，不得延誤。

10. 進行模板工程前，應於 24 小時前通知本所人員，以方便本所人員進行最後之檢核，未經允許不得施工。

11. 澆置混凝土應於 24 小時前通知本所人員，未經允許不得澆置。

12. 試體澆置混凝土時，應採取基礎保持垂直、梁維持水平之狀態，進行一階段混凝土的澆置，並應配置必要的支撐，以確保試體之穩定性。

13. 所有混凝土澆置於模板內 15 分鐘內應即使用頻率至少每分鐘 4000 次之高頻率內部振動器振實之，振動器使用地點、方法及振動時間，須保證混凝土得到最大密度而不使水泥漿及粒料產生離析，且不致引起表面有浮水現象，並需分層澆置。

14. 試體完成拆除模板後，待試體進行試驗前，本所將另行通知承包廠商將所有試體垂直面漆上白色油漆及標註黑色格線。

15. 本案所有梁試體基礎左端板與混凝土澆置完成面之間應預留 20 mm 之間隙，並以至少 56MPa 強度無收縮水泥漿灌實，再將圓形灌漿鋼板填回、銲接固定及磨平。

16. 本案所有完成之梁試體須有明顯的標記，足以識別其試體編號及梁頂面與梁底面。

17. 如完成製作試體有缺失之處，廠商有責任加以補強或重新製作以達預先要求。

18. 其餘未規定之事項，依內政部「混凝土結構設計規範」、「結構混凝土施工規範」、「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」及「鋼構造建築物鋼結構施工規範」與建築土木工程施工慣例辦理。

19. 材料要求：

(1) 混凝土：

A. 拌合混凝土用之材料(水泥、骨材、水、添加劑)等均需按 CNS 規定辦理。

水泥：普通波特蘭水泥(TYPE I)，應符合 CNS 61 規定。

骨材：粗骨材最大尺寸為 25 mm，細骨材用天然砂(未受污染者)或其與軋製砂之混合材料，其含泥量不得超過 3%，FM 在 2.3 以上，其含氯離子量需在 0.003% 以下。粗細骨材比重均應在 2.5 以上，堅硬潔淨。

水：須潔淨，不得含有害的酸、鹼、油、鹽類有機物及懸游有害物質。

化學添加劑：須經本所人員同意其種類與用量後，始可使用。

B. 本案試體於混凝土澆置後 20 天內，不得移動。若於預鑄廠製作時，混凝土強度達 12 MPa 以上，可進行脫模作業(將試體模具移除並搬運至儲存場地儲放)。

C. 本案混凝土 28 天設計強度為 28 MPa，每 1 批混凝土材料針對 28 天提供 3 個抗壓試體(須做溼布養護)；每 1 梁試體之混凝土材料，針對試驗當天，提供 3 個抗壓試體(與梁試體養護條件相同)以供測試抗壓強度(f'_c)，試體取樣位置由本所人員於現場指定之，混凝土強度試驗須符合 CNS 試驗規範及一般規定。每次澆置前，須提送配比至本案承辦人審核，並於現場澆置時做坍度試驗，不合格者則予以退回，不得澆置。混凝土抗壓強度，需至具 TAF 認證之實驗室進行混凝土抗壓試驗(試驗費用由承包廠商支付)。每一批混凝土 28 天材齡試體之抗壓試驗強度需滿足個別抗壓強度均大於 28 MPa 之合格標準，否則承包廠商必須拆除、重作，不得異議。經本所人員同意，28 天材齡試體之抗壓試驗得延期進行，惟以 3 天為限。

(2) 鋼材、鋼筋、結合鐵件、銲接材料及五金：

A. 鋼材：ASTM A572 Gr. 50 或同等級鋼材。須先行至具 TAF 認證之實驗室依 CNS2111 及 CNS2112 規定做抗拉試驗(同批鋼料各降伏強度及厚度各提供 3 支鋼板試片試驗結果，試驗費用由承包廠商支付)。

B. 鋼筋：均應符合 JIS G3112 規格或竹節鋼筋 CNS 560 或 ASTM A706。不得使用水淬鋼筋。鋼筋之降伏強度要求為 420 MPa 或 280 MPa。使用竹節鋼筋 D10、D13、D25 及 D32，組筋前，須先行至具 TAF 認證之實驗室做抗拉試驗(同批鋼筋料各降伏強度及號數鋼筋各提供 3 支 1000 mm 長之鋼筋試片試驗結果，試驗費用由承包廠商支付)。

C. 結合鐵件：ASTM A572 Gr.50 或同等級鋼材之要求。

D. 銲接材料：ASTM E7016 或同級材料。

E. 吊點：屬假設工程，能確保吊裝安全因數至少 4 以上為原則。

F. 以上之鐵件不須做任何防銹處理；螺紋及空隙處在送入儲場前應塗以黃油，吊裝前應將黃油消除乾淨；鐵件之加工精度，尺寸誤差不得超過 ± 3 mm。若有不同的處理方式，必先經設計者同意後才能更改。

(3)無收縮水泥砂漿：

A. 本案試體於無收縮水泥砂漿澆置後 20 天內，不得移動。

B. 本案無收縮水泥砂漿 28 天設計強度為 56 MPa。每 1 批無收縮水泥砂漿材料針對 28 天提供 3 個抗壓試體(須符合 CNS1010 R3032 規定)；每 1 梁試體之無收縮水泥砂漿材料，針對試驗當天，提供 3 個抗壓試體(與梁試體養護條件相同)以供測試抗壓強度(f'_c)，試體取樣位置由本所人員於現場指定之，無收縮水泥砂漿強度試驗須符合 CNS 試驗規範及一般規定。無收縮水泥砂漿抗壓強度，需至具 TAF 認證之實驗室進行無收縮水泥砂漿抗壓試驗(試驗費用由承包廠商支付)。無收縮水泥砂漿(28 天)試體之抗壓試驗強度需滿足個別抗壓強度均大於 56 MPa 之合格標準，否則承包廠商必須拆除、重作，不得異議。經本所人員同意，28 天材齡試體之抗壓試驗得延期進行，惟以 3 天為限。

時程要求：得標廠商應於決標次日起 70 個日曆天內將製作完成試體送達本所材料實驗中心。

(C)驗收標準：

1. 施作內容需符合圖說規定，包括試體數量、編號標記、外觀尺寸、水平及垂直度、試體吊鉤位置及數量、螺栓孔、預埋螺桿或鐵件位置及符合架設變位計與油壓致動器之要求。

2. 試體製作佐證照片(每 1 試體至少提供未封模前基礎及梁等 2 部分照片各 1 張，合計 2 張)；鋼筋及鋼板出廠文件證明、鋼筋及鋼板材料試驗報告，及繳交混凝土(28 天)抗壓試驗報告、無收縮水泥砂漿(28 天)抗壓試驗報告等。

(D)其他：

本案試驗後需完成試體清運處理(依廢棄物清理相關法規規定辦理)，檢附相關清運前後比對之照片與所有試體試驗當天 3 個混凝土抗壓試體試驗報告 1 式 2 份)，即完成本次履約。

第二節 試體之施工過程

本計畫於 110 年 4 月 26 日及 5 月 5 日辦理第 1 次及第 2 次 RC 梁試體之採購開標作業，於 5 月 5 日完成決標，預計於 70 日曆天內完成，已於 6 月 19 日完成混凝土澆置，並於 7 月 22 日完成驗收作業。

本計畫之試體之鋼筋混凝土柱(基礎)部分，採用水平組立鋼筋籠，柱主筋銲接於左右鋼板上，如圖 3-1 所示。待柱之鋼筋籠組立完成後，以吊車吊起並以垂直方式放置於預定位置，接著組立鋼筋混凝土梁底模及梁鋼筋，如圖 3-2 所示。

鋼筋混凝土柱(基礎)及梁部分之模板組立圖，如圖 3-3 及圖 3-4 所示。此外，試體應變規之施工，如圖 3-5 及圖 3-6 所示。本研究共 2 組 8 座大型鋼筋混凝土梁試體，於 6 月 19 日以預拌混凝土及吊桶完成混凝土澆置，如圖 3-7 及圖 3-8 所示。預拌混凝土坍度試驗及預拌混凝土氯離子檢測，如圖 3-9 及圖 3-10 所示。試體混凝土澆置完成圖，如圖 3-11 所示；混凝土圓柱試體如圖 3-12 所示。本計畫於 7 月 13 日完成試體拆模及試體翻轉。試體拆模如圖 3-13 所示，試體翻轉如圖 3-14 所示。另混凝土澆置後試體應變規初始值，如圖 3-15 所示，驗收後試體如圖 3-16 所示。



圖 3-1 試體鋼筋組立圖(柱)

(資料來源：本研究)



圖 3-2 試體鋼筋組立圖(梁)

(資料來源：本研究)



圖 3-3 試體模板組立圖(柱)

(資料來源：本研究)



圖 3-4 試體模板組立圖(梁)

(資料來源：本研究)



圖 3-5 試體應變規施工圖(1)

(資料來源：本研究)



圖 3-6 試體應變規施工圖(2)

(資料來源：本研究)



圖 3-7 試體混凝土澆置圖(1)

(資料來源：本研究)



圖 3-8 試體混凝土澆置圖(2)

(資料來源：本研究)



圖 3-9 預拌混凝土坍度試驗圖

(資料來源：本研究)

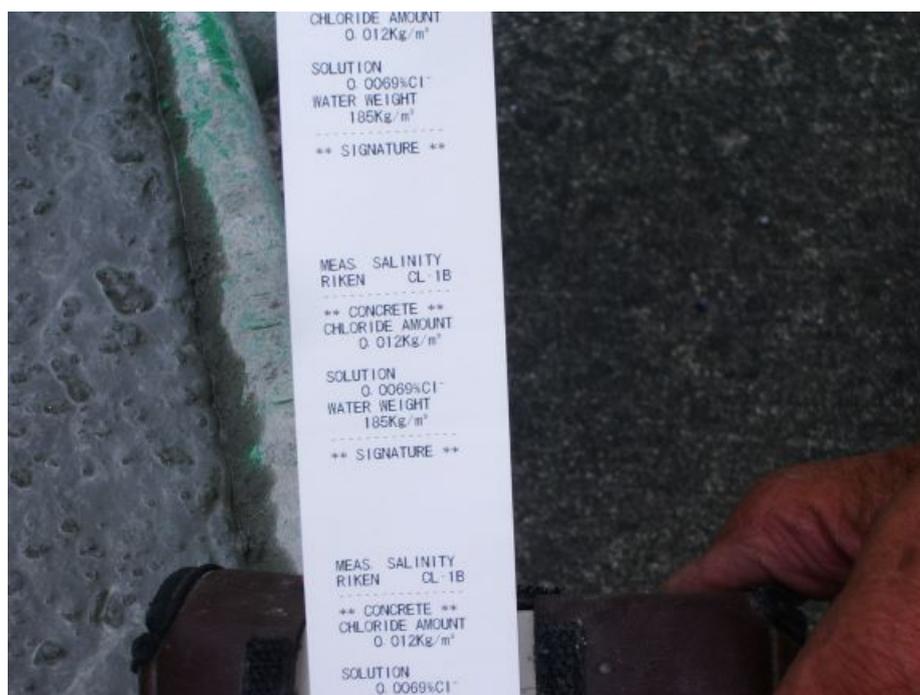


圖 3-10 預拌混凝土氯離子檢測圖

(資料來源：本研究)



圖 3-11 試體混凝土澆置完成圖

(資料來源：本研究)



圖 3-12 混凝土圓柱試體圖

(資料來源：本研究)



圖 3-13 試體拆模圖

(資料來源：本研究)



圖 3-14 試體翻轉圖

(資料來源：本研究)

GAUGE FACTOR : 2.1	S6D-SHB		S6D-SHT		S6D		S4D		RH/SU		R		RH		SH/SLB	
	初始值	灌漿後	初始值	灌漿後	初始值	灌漿後	初始值	灌漿後	初始值	灌漿後	初始值	灌漿後	初始值	灌漿後	初始值	灌漿後
A	693	694	342	381	-643	-667	-180	-146	315	284	145	164	297	293	367	354
B	452	456	271	306	264	258	218	162	40	31	112	115	286	267	554	574
C	361	408	572	566	-144	-187	-85	-32	578	560	95	38	432	493	334	360
D	367	336	-155	-121	215	119	-245	-247	326	257	169	113	771	707	329	328
E	514	593	643	552	-322	-319	-436	-432	217	160	198	140	361	358	284	248
F	350	328	304	360	263	129	-200	-286	318	157	141	60	295	347	244	430
G	502	NG	528	633	142	13	-281	-445	215	217	-7	-86	-215	-230	39	-9
H	279	398	227	222	-119	-283	63	-78	175	76	216	196	-17	-27	344	400
I	108	218	-126	-267	100	99	65	46	237	156	30	-155	285	288	458	346
J	264	115	-104	-5	372	406	70	-67	427	165	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
K	-235	-268	458	519	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

圖 3-15 試體應變規初始值

(資料來源：本研究)



圖 3-16 驗收後試體圖

(資料來源：本研究)

第四章 實驗過程與結果分析

本研究共製作 8 座鋼筋混凝土梁試體，並配合本所材料實驗中心之 200 噸油壓致動器，進行撓曲試驗驗證，探討繫筋配置對於鋼筋混凝土梁，及 RC 梁與 RC 柱偏心接合耐震性能之影響，研究結果可提供國內業界參考。本研究針對前述兩種國內工程實務問題，規劃 2 組 8 座大型鋼筋混凝土梁試體。針對 RC 梁於塑性鉸區域，在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐之課題，第 1 組梁試體共計規劃 S6D、S4D、S6D-SHB 及 S6D-SHT 等 4 座梁試體。針對 RC 梁與 RC 柱偏心接合之課題，第 2 組梁試體共計規劃 R、RH/SU、SH/SLB 及 RH 等 4 座梁試體。鋼筋試樣於 5 月 19 日及 6 月 2 日進行試驗，結果參見表 4-1。鋼筋混凝土梁試體試驗當日混凝土圓柱試體抗壓強度試驗結果參見表 4-2。

第一節 鋼筋混凝土梁試體撓曲試驗結果

撓曲試驗中所採用的側向位移歷時圖，如圖 4-1 所示。本研究之試驗流程為以位移控制模式(Displacement Control Mode)進行側向位移歷時(1 個循環以 120 秒為原則，以 S4D 試體為例，層間變位角=0.25 呎度，位移速率=0.2 mm/s；層間變位角=0.5 呎度，位移速率=0.4 mm/s；層間變位角=0.75 呎度，位移速率=0.6 mm/s；層間變位角=1.0 呎度，位移速率=0.8 mm/s；層間變位角=1.25 呎度，位移速率=1.0 mm/s；層間變位角=1.5 呎度，位移速率=1.2 mm/s；層間變位角=1.75 呎度，位移速率=1.4 mm/s；層間變位角=2.0 呎度，位移速率=1.067 mm/s；層間變位角=2.5 呎度，位移速率=1.33 mm/s；層間變位角=3.0 呎度，位移速率=1.6 mm/s；層間變位角=3.5 呎度，位移速率=1.9 mm/s；層間變位角=4.0 呎度，位移速率=1.6 mm/s；層間變位角=4.5 呎度，位移速率=1.8 mm/s；層間變位角=5.0 呎度，位移速率=2.0 mm/s)，鋼筋混凝土梁試體試驗圖如圖 4-2 所示。另設定本試驗停止的條件為當側向載重大約衰減至最大載重之 75%時，即停止試驗。

S4D 及 S6D 等 2 座梁試體側向載重及位移關係圖及包絡線圖，如圖 4-3 及圖 4-4 所示。觀察圖 4-3 及圖 4-4 發現：(1)正向側向載重強度(正彎矩強度)低於負向側

向載重強度(負彎矩強度)，其原因在於梁試體配置較多的上層主筋量所致；(2)正向耐震性能優於負向耐震性能，其原因在於正彎矩壓力拉力鋼筋比為 200%大於負彎矩壓力拉力鋼筋比為 50%所致；(3)Pinching(收縮)效應明顯；(4)2 座梁試體正向包絡線強度無明顯衰減的情形；(5)S4D 梁試體自負向層間變位角 4.5%時，強度有明顯衰減的情形，S6D 梁試體自負向層間變位角 4.0%時，強度有明顯衰減的情形，推測應與 S4D 梁試體橫向鋼筋間距為 100 mm，S6D 梁試體橫向鋼筋間距為 150 mm 有關。

S4D 梁試體側向載重及位移包絡線主筋及橫向鋼筋應變讀數圖，如圖 4-5 及圖 4-6 所示。S6D 試體側向載重及位移包絡線主筋及橫向鋼筋應變讀數圖，如圖 4-7 及圖 4-8 所示。觀察圖 4-5 至圖 4-8 發現：(1)上層主筋於承受正彎矩時，產生挫屈現象，承受負彎矩時，產生降伏現象；(2)下層主筋於承受正彎矩時，產生降伏現象，承受負彎矩時，產生挫屈現象；(3)橫向鋼筋初期應變不大，待混凝土保護層開始剝落後，應變值才開始增加，發揮圍束核心混凝土的功能；(4)主筋應變大多可達到降伏應變(0.002)，橫向鋼筋應變大多皆未達到降伏應變(0.002)。

S4D 及 S6D 試體細部破壞圖，參見圖 4-9 及圖 4-10。2 座梁試體的破壞，主要是由於梁下層主筋挫屈致使箍筋 135 度彎鉤脫離核心混凝土。

S6D-SHT 及 S6D-SHB 等 2 座梁試體側向載重及位移關係圖及包絡線圖，如圖 4-11 及圖 4-12 所示。觀察圖 4-11 及圖 4-12 發現：(1)正向側向載重強度(正彎矩強度)低於負向側向載重強度(負彎矩強度)，其原因在於梁試體配置較多的上層主筋量所致；(2)正向耐震性能優於負向耐震性能，其原因在於正彎矩壓力拉力鋼筋比為 200%大於負彎矩壓力拉力鋼筋比為 50%所致；(3)Pinching(收縮)效應明顯；(4)2 座梁試體正向包絡線強度無明顯衰減的情形；(5)2 座梁試體自負向層間變位角 4.0%時，強度有明顯衰減的情形。

S6D、S6D-SHT 及 S6D-SHB 等 3 座梁試體側向載重及位移包絡線圖，如圖 4-13 所示。觀察圖 4-13 發現：(1)3 座梁試體正向包絡線十分接近，且強度無明顯衰減的情形；(2)負向包絡線亦十分接近，惟自負向層間變位角 4.0%時，強度有明顯衰減的情形；(3)負向韌性表現，以 S6D-SHB 試體(中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住下方主筋)為最優，S6D-SHT 試體(中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住上方主筋)次之，S6D 試體(中間主筋不配置繫筋)為最差，推測原因為 S6D-SHB 試體中間主筋配置繫筋，其耐震彎鉤勾住下方主筋束制之故。

另 S6D-SHT 試體側向載重及位移包絡線主筋及橫向鋼筋應變讀數圖，如圖 4-14 及圖 4-15 所示。S6D-SHT 及 S6D-SHB 試體細部破壞圖，參見圖 4-16 及圖 4-17。2 座梁試體的破壞，主要是由於梁下層主筋挫屈致使箍筋 135 度彎鉤脫離核心混凝土。

R、RH/SU、SH/SLB 及 RH 等 4 座梁試體側向載重及位移關係圖及包絡線圖，如圖 4-18 及圖 4-19 所示。觀察圖 4-18 發現：(1)正向側向載重強度(正彎矩強度)低於負向側向載重強度(負彎矩強度)，其原因在於梁試體配置較多的上層主筋量所致；(2)正向耐震性能優於負向耐震性能，其原因在於正彎矩壓力拉力鋼筋比為 150%大於負彎矩壓力拉力鋼筋比為 67%所致；(3)Pinching(收縮)效應明顯，其中以 SH/SLB 梁試體最為顯著；(4)正向層間變位角可達 5%，負向層間變位角可達 4.5%，皆可滿足規範 3.0%之要求。另觀察圖 4-18 發現：(1)4 座梁試體正向包絡線十分接近，且強度無明顯衰減的情形；(2)負向包絡線亦十分接近，惟自負向層間變位角 4.5%時，強度有明顯衰減的情形；(3)負向韌性表現，以 RH/SU 試體為最優，RH 試體次之，R 試體再次之，SH/SLB 試體為最差，推測應與圖 4-18 之 SH/SLB 梁試體 Pinching(收縮)效應最為顯著有關。

R 試體側向載重及位移包絡線主筋及橫向鋼筋應變讀數圖，如圖 4-20 及圖 4-21 所示。RH/SU 試體側向載重及位移包絡線主筋及橫向鋼筋應變讀數圖，如圖 4-22 及圖 4-23 所示。SH/SLB 試體側向載重及位移包絡線主筋及橫向鋼筋應變讀數圖，如圖 4-24 及圖 4-25 所示。RH 試體側向載重及位移包絡線主筋及橫向鋼筋應變讀數圖，如圖 4-26 及圖 4-27 所示。觀察圖 4-20 至圖 4-27 發現：(1)上層主筋於承受正彎矩時，產生挫屈現象，承受負彎矩時，產生降伏現象；(2)下層主筋於承受正彎矩時，產生降伏現象，承受負彎矩時，產生挫屈現象；(3)橫向鋼筋初期應變不大，待混凝土保護層開始剝落後，應變值才開始增加，發揮圍束核心混凝土的功能；(4)RH 試體的橫向鋼筋應變最小；(5)主筋應變大多可達到降伏應變(0.002)，橫向鋼筋應變大多皆未達到降伏應變(0.002)。

R、RH/SU、SH/SLB 及 RH 等 4 座梁試體細部破壞圖，參見圖 4-28 至圖 4-31。4 座梁試體的破壞，主要是由於梁下層主筋挫屈造成箍筋 135 度彎鉤脫離核心混凝土所致。

第二節 小結

- (1) 觀察本研究 8 試體側向載重位移包絡線圖，所有 8 個試體共通的現象，雖然採用側向位移歷時圖，正向與負向為對稱。但側向載重位移包絡線圖，並非對稱，其原因在於梁試體上、下層主筋並非上、下層對稱配置。因上層配置較多的主筋，故負向側向強度較高，但撓曲韌性則較差。
- (2) 所有 8 個試體正向包絡線強度無明顯衰減的情形，負向層間變位角強度則有明顯衰減的情形，此外 Pinching(收縮)效應明顯。
- (3) 本研究 8 試體側向載重包絡線圖，所有 8 個試體之極限側向位移角均可達到 4.0% 以上，耐震性能良好。
- (4) R、RH/SU、SH/SLB 及 RH 等 4 座梁試體之負向韌性表現，以 RH/SU 試體為最優，RH 試體次之，R 試體再次之，SH/SLB 試體為最差，推測原因為 SH/SLB 試體 2 支下層主筋，僅有 1 支為箍筋角落束制之故。
- (5) S4D 梁試體自負向層間變位角 4.5% 時，強度有明顯衰減的情形，S6D 梁試體自負向層間變位角 4.0% 時，強度有明顯衰減的情形，推測應與 S4D 梁試體橫向鋼筋間距為 100 mm，S6D 梁試體橫向鋼筋間距為 150 mm 有關。
- (6) S6D、S6D-SHT 及 S6D-SHB 等 3 座梁試體之負向韌性表現，以 S6D-SHB 試體(中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住下方主筋)為最優，S6D-SHT 試體(中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住上方主筋)次之，S6D 試體(中間主筋不配置繫筋)為最差，推測原因為 S6D-SHB 試體中間主筋配置繫筋，其耐震彎鉤勾住下方主筋束制之故。
- (7) 上層主筋於承受正彎矩時，產生挫屈現象，承受負彎矩時，產生降伏現象。下層主筋於承受正彎矩時，產生降伏現象，承受負彎矩時，產生挫屈現象。
- (8) 橫向鋼筋初期應變不大，待混凝土保護層開始剝落後，應變值才開始增加，發揮圍束核心混凝土的功能

表 4-1 竹節鋼筋試驗表

鋼筋號數	規格	編號	f_y (MPa)	f_y 之平均值 (MPa)	試驗日期
D10 (#3)	SD 280W	1	358	350	2021/06/02
		2	343		
		3	350		
D10 (#3)	SD 420W	1	467	474	2021/05/19
		2	481		
		3	473		
D13 (#4)	SD 420W	1	461	461	2021/05/19
		2	453		
		3	468		
D25 (#8)	SD 420W	1	457	451	2021/05/19
		2	444		
		3	451		
D32 (#10)	SD 420W	1	446	446	2021/05/19
		2	448		
		3	445		

註 1： f_y 為鋼筋之降伏強度；試驗方法：CNS 560 A2006 (2018)。

註 2：本試驗假鄭兆鴻結構土木技師事務所材料試驗室進行。

(資料來源：本研究)

表 4-2 RC 梁試體試驗時混凝土強度彙整表

圓柱試體 編號	f'_c (MPa)	試體混凝土 澆置日期	圓柱試體 試驗日期
S6D	43.4	2021/06/19	2021/11/12
S4D	42.0	2021/06/19	2021/11/09
S6D-SHB	44.8	2021/06/19	2021/11/24
S6D-SHT	42.1	2021/06/19	2021/11/18
R	43.5	2021/06/19	2021/10/26
RH/SU	41.3	2021/06/19	2021/10/28
SH/SLB	43.5	2021/06/19	2021/11/01
RH	43.0	2021/06/19	2021/11/04

(資料來源：本研究)

註 1： f'_c 為混凝土抗壓強度；試驗方法：CNS 1232 A3045 (2002)。

註 2：本試驗假欣鴻顧問有限公司中和實驗室進行。

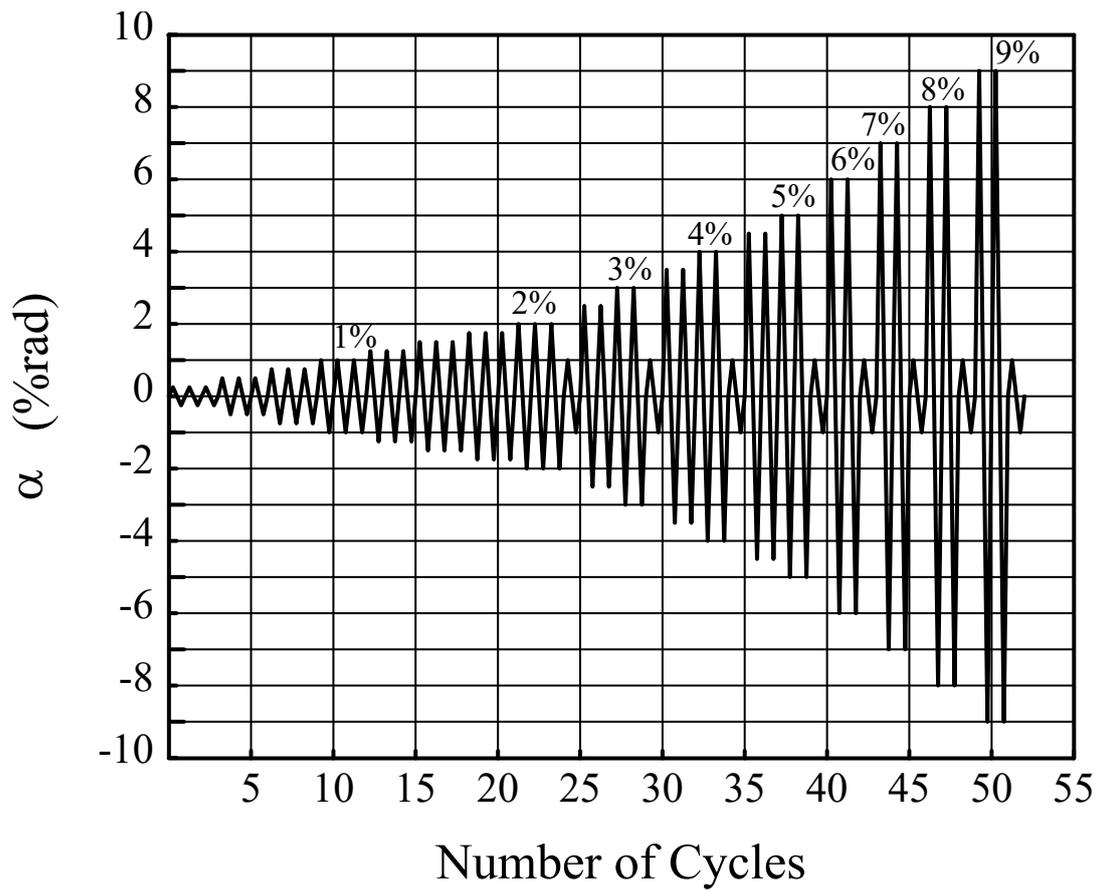


圖 4-1 側向位移加載歷程圖

(資料來源：本研究)



圖 4-2 鋼筋混凝土梁試體試驗圖

(資料來源：本研究)

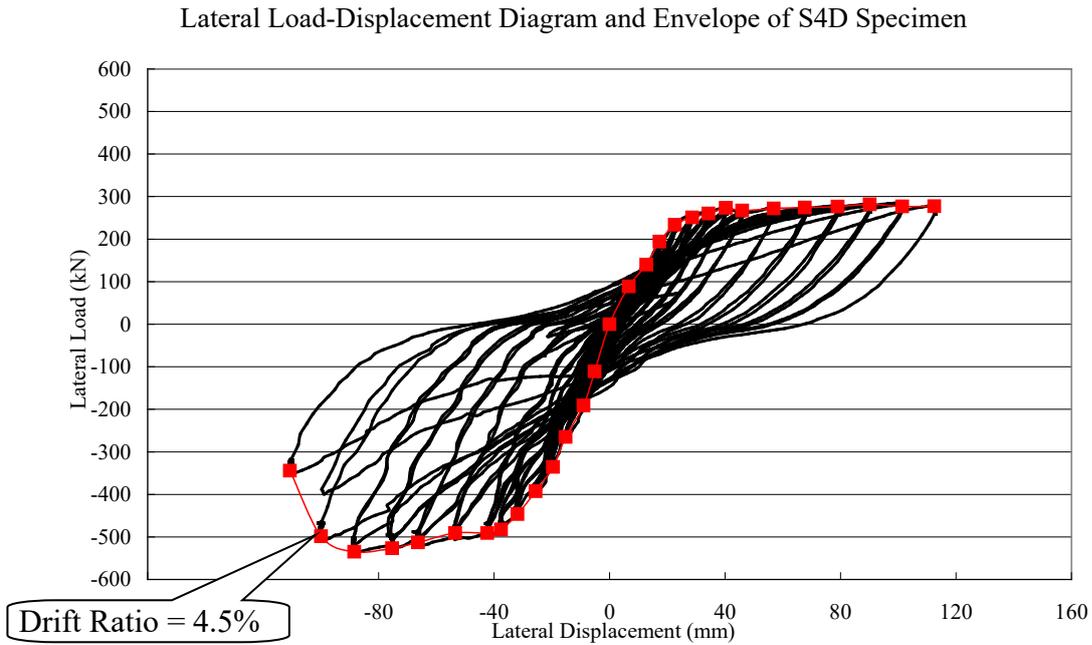


圖 4-3 S4D 試體側向載重及位移圖(含包絡線)

(資料來源：本研究)

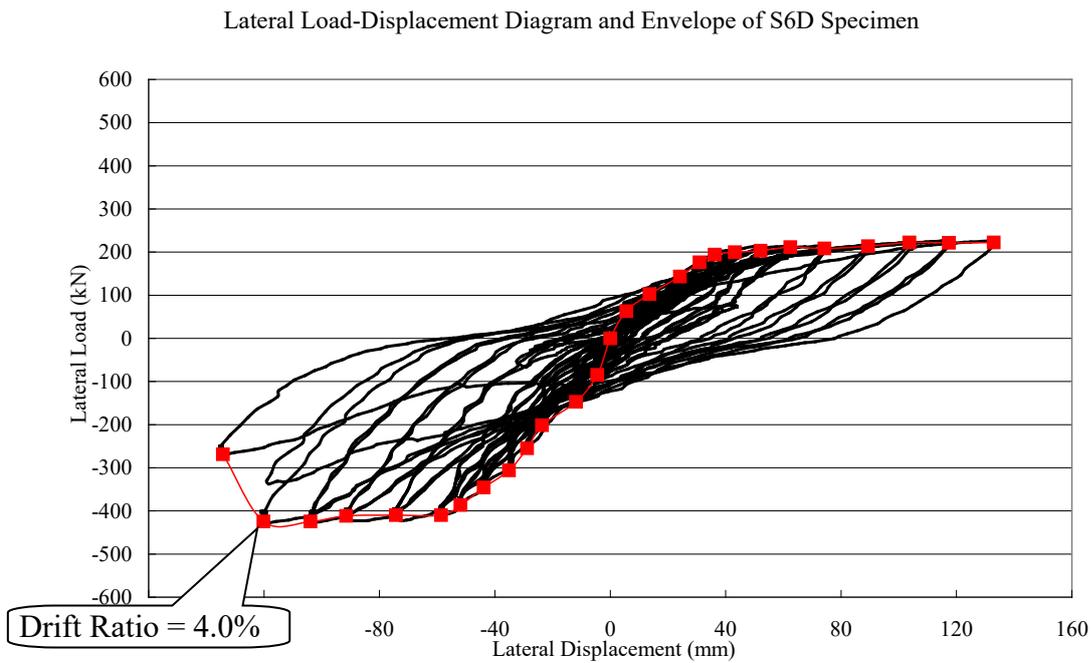


圖 4-4 S6D 試體側向載重及位移圖(含包絡線)

(資料來源：本研究)

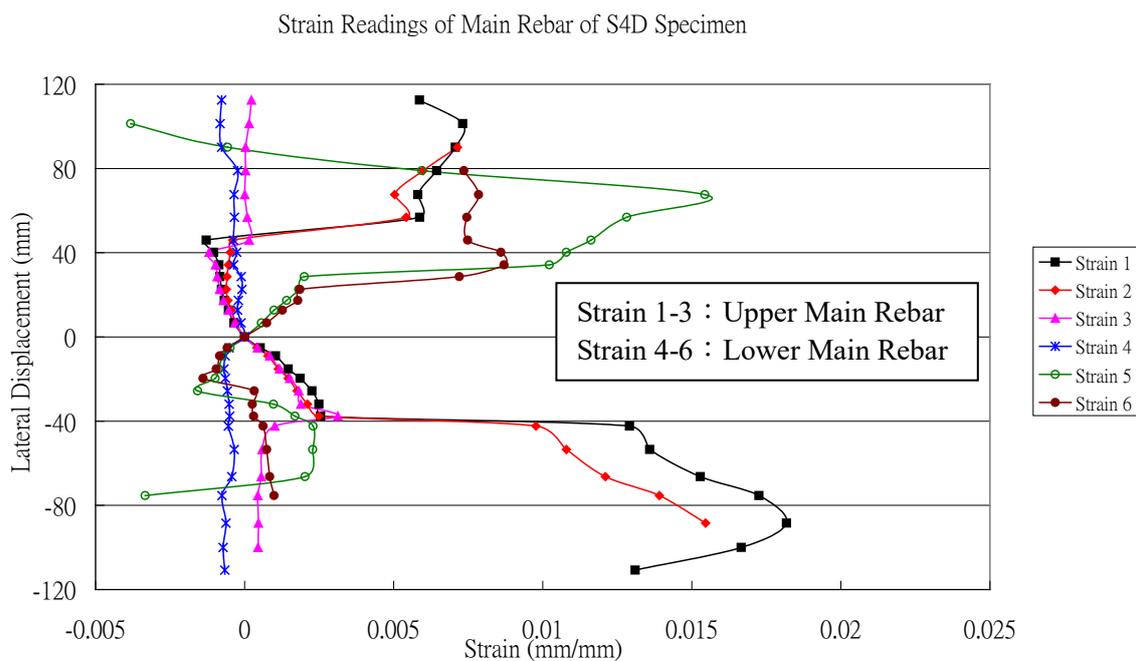


圖 4-5 S4D 試體側向載重及位移包絡線主筋應變讀數圖
(資料來源：本研究)

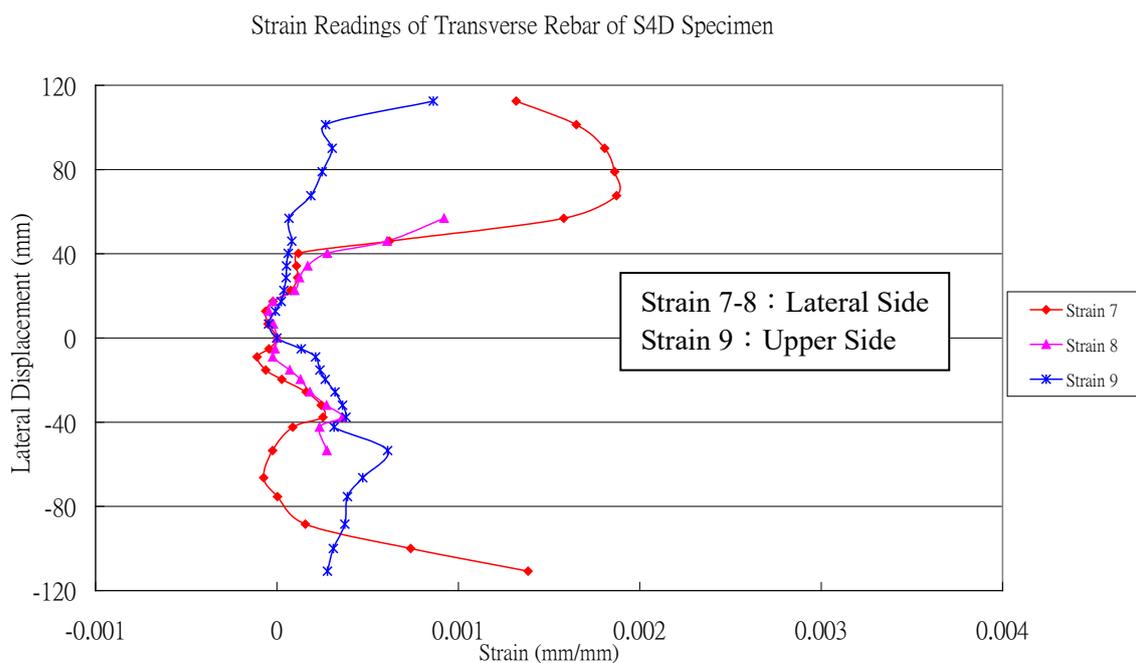


圖 4-6 S4D 試體側向載重及位移包絡線橫向鋼筋應變讀數圖
(資料來源：本研究)

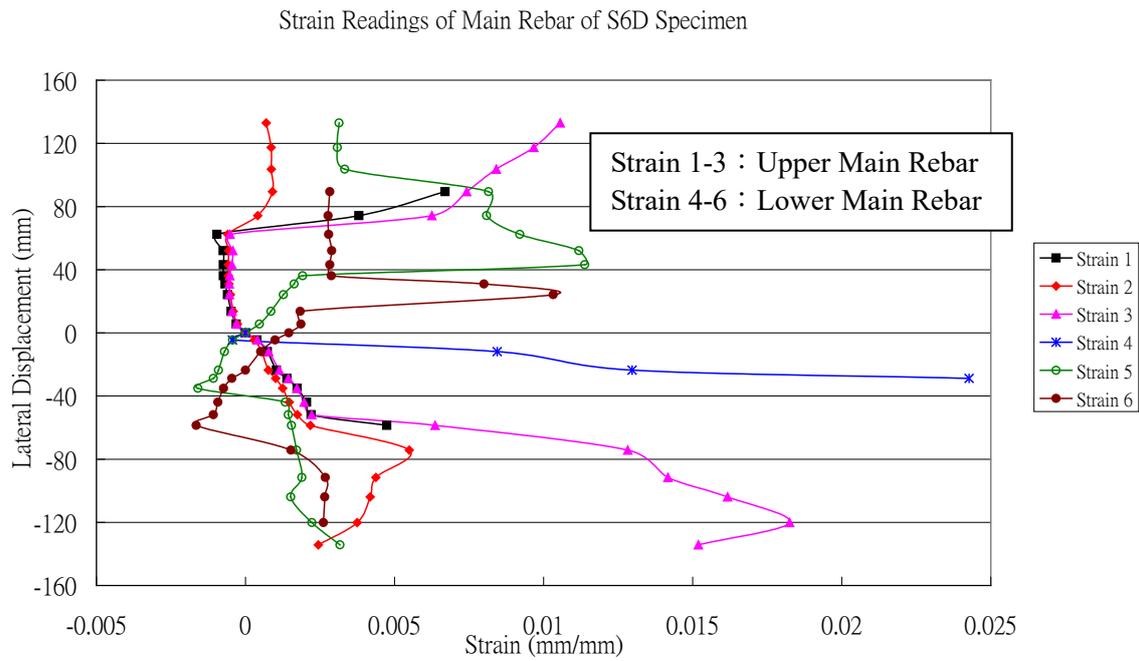


圖 4-7 S6D 試體側向載重及位移包絡線主筋應變讀數圖
(資料來源：本研究)

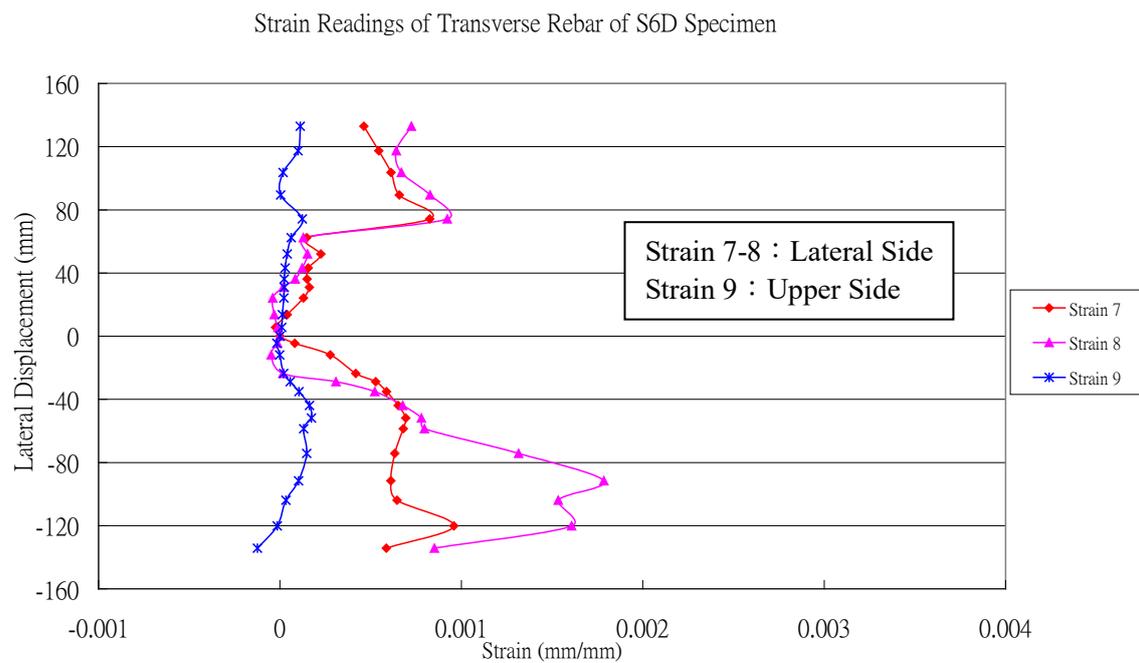


圖 4-8 S6D 試體側向載重及位移包絡線橫向鋼筋應變讀數圖
(資料來源：本研究)



圖 4-9 S4D 試體細部破壞圖

(資料來源：本研究)



圖 4-10 S6D 試體細部破壞圖

(資料來源：本研究)

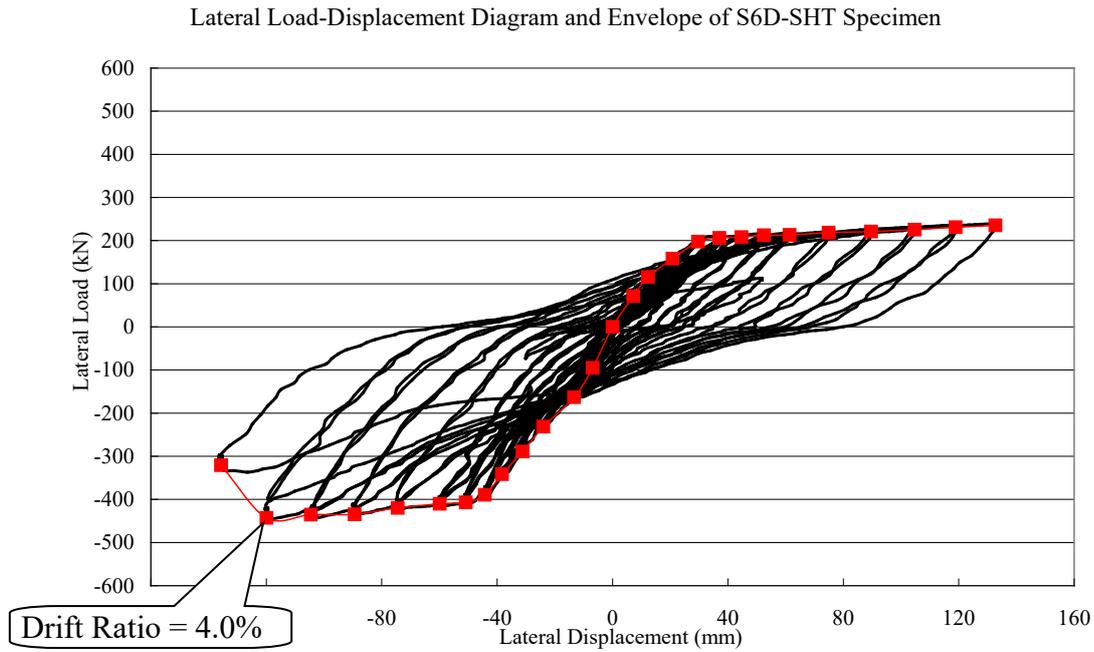


圖 4-11 S6D-SHT 試體側向載重及位移圖(含包絡線)
(資料來源：本研究)

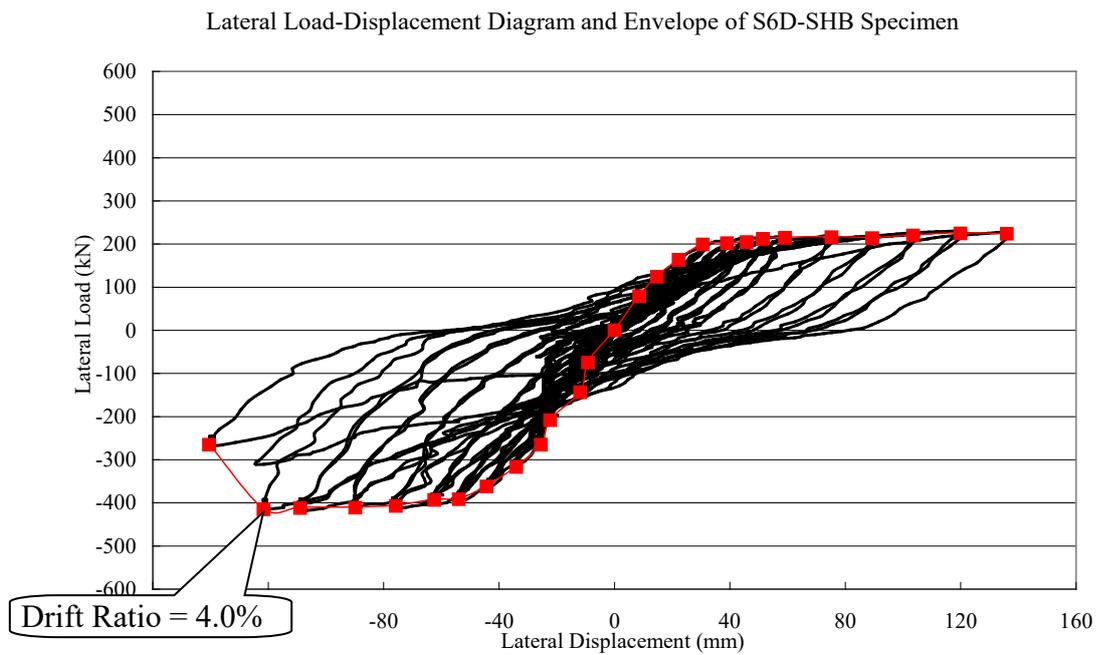


圖 4-12 S6D-SHB 試體側向載重及位移圖(含包絡線)
(資料來源：本研究)

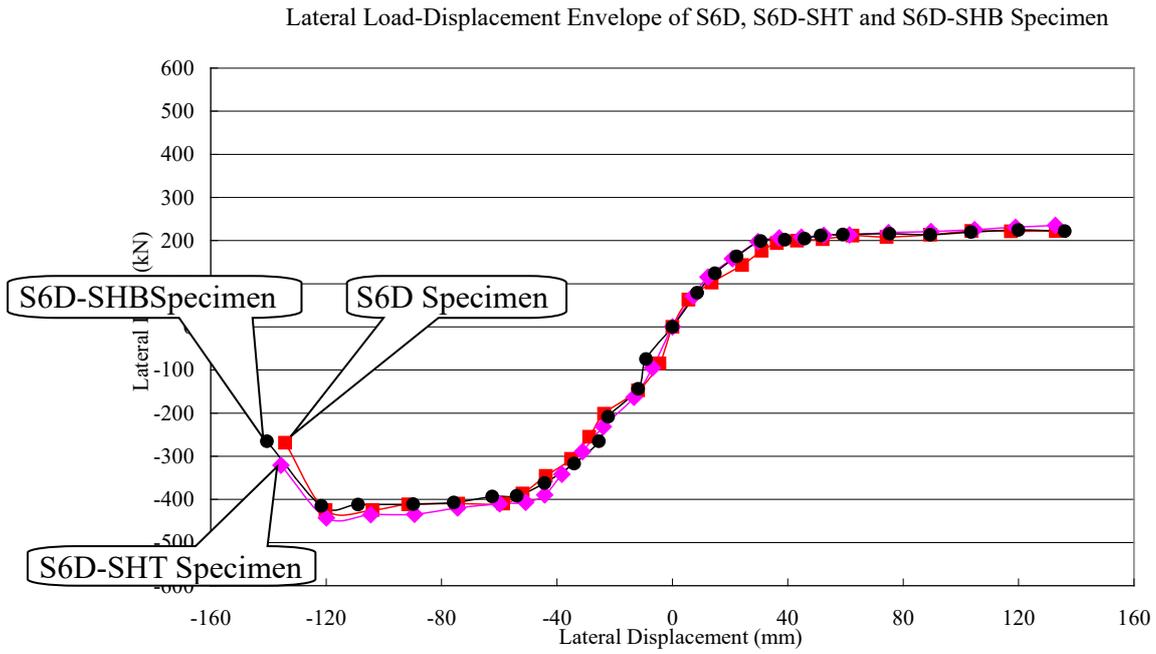


圖 4-13 S6D、S6D-SHT 及 S6D-SHB 試體包絡線

(資料來源：本研究)

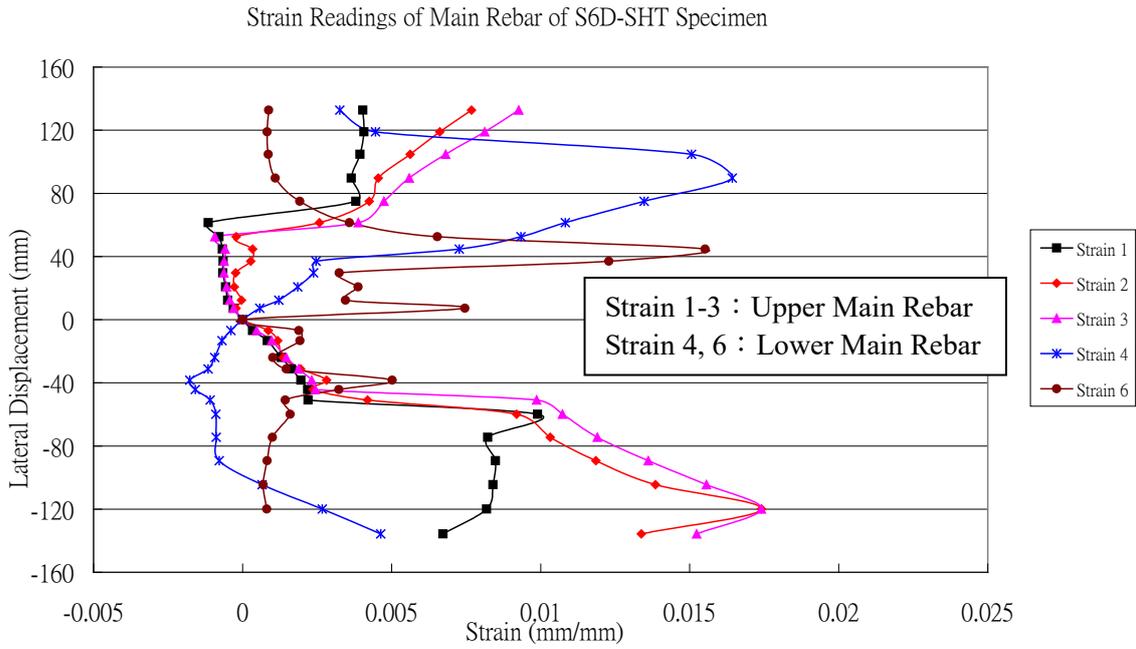


圖 4-14 S6D-SHT 試體側向載重及位移包絡線主筋應變讀數圖

(資料來源：本研究)

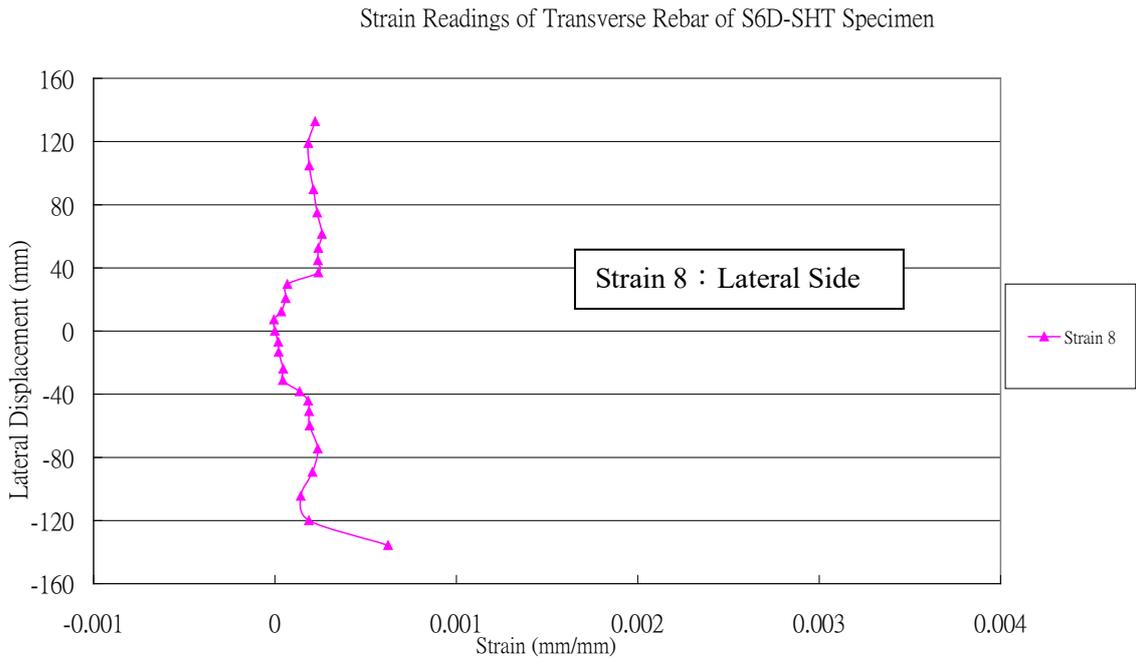


圖 4-15 S6D-SHT 試體側向載重及位移包絡線橫向鋼筋應變讀數圖

(資料來源：本研究)



圖 4-16 S6D-SHT 試體細部破壞圖

(資料來源：本研究)



圖 4-17 S6D-SHB 試體細部破壞圖

(資料來源：本研究)

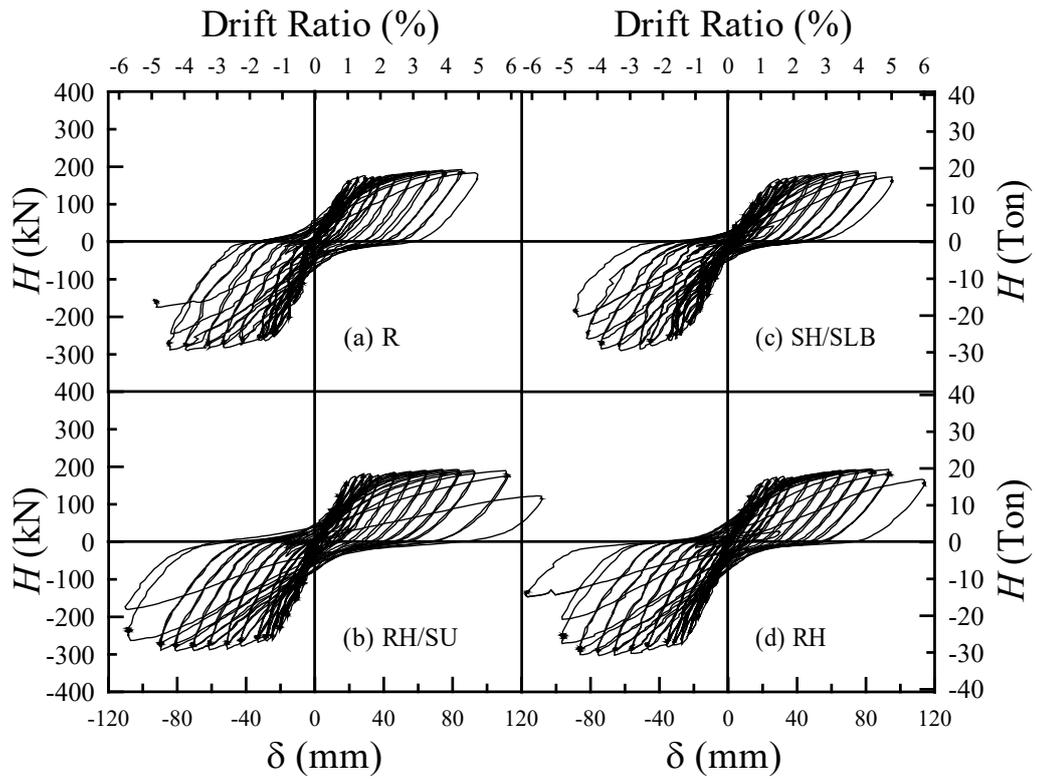


圖 4-18 R 等 4 座試體側向載重及位移圖

(資料來源：本研究)

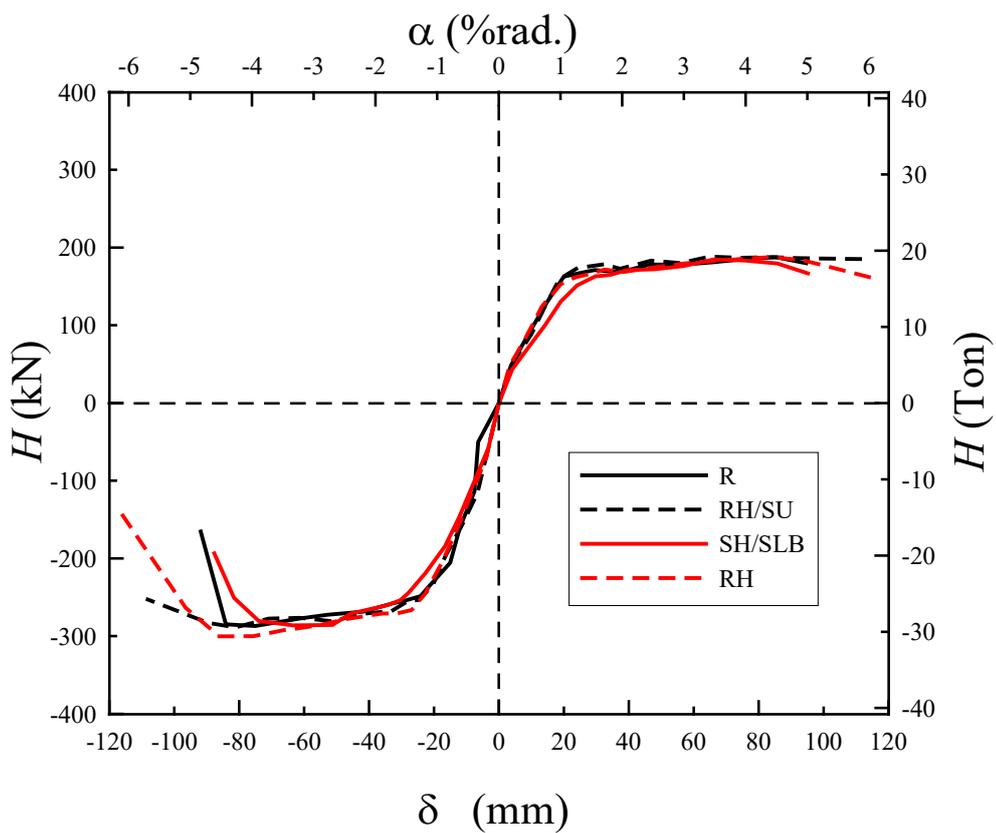


圖 4-19 R 等 4 座試體側向載重及位移包絡線

(資料來源：本研究)

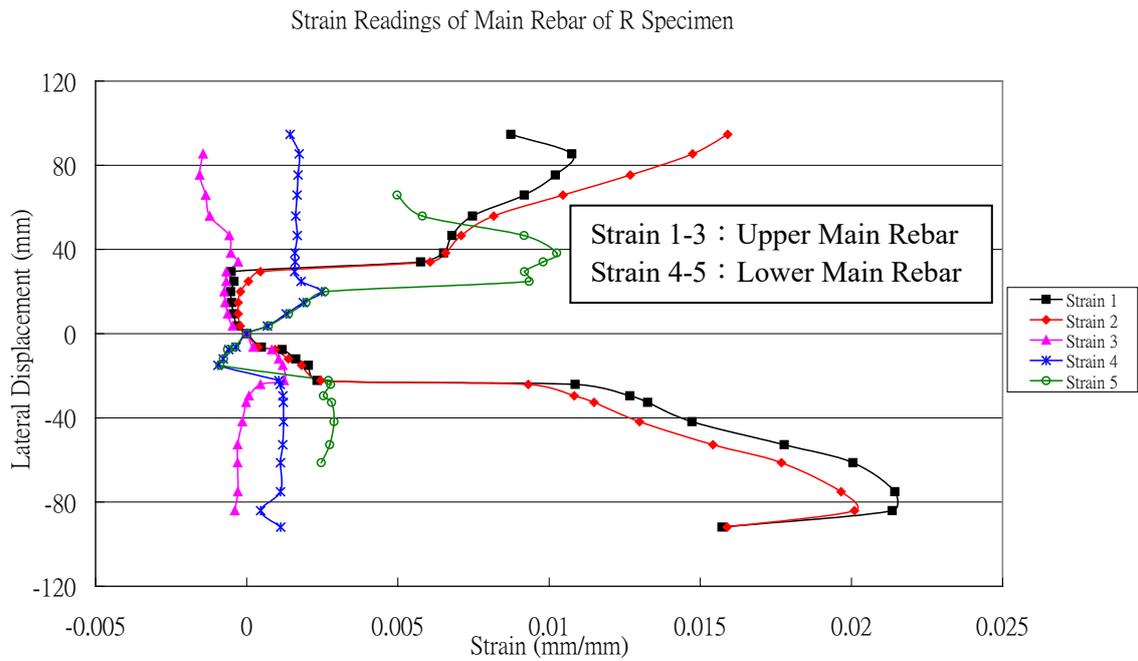


圖 4-20 R 試體側向載重及位移包絡線主筋應變讀數圖
(資料來源：本研究)

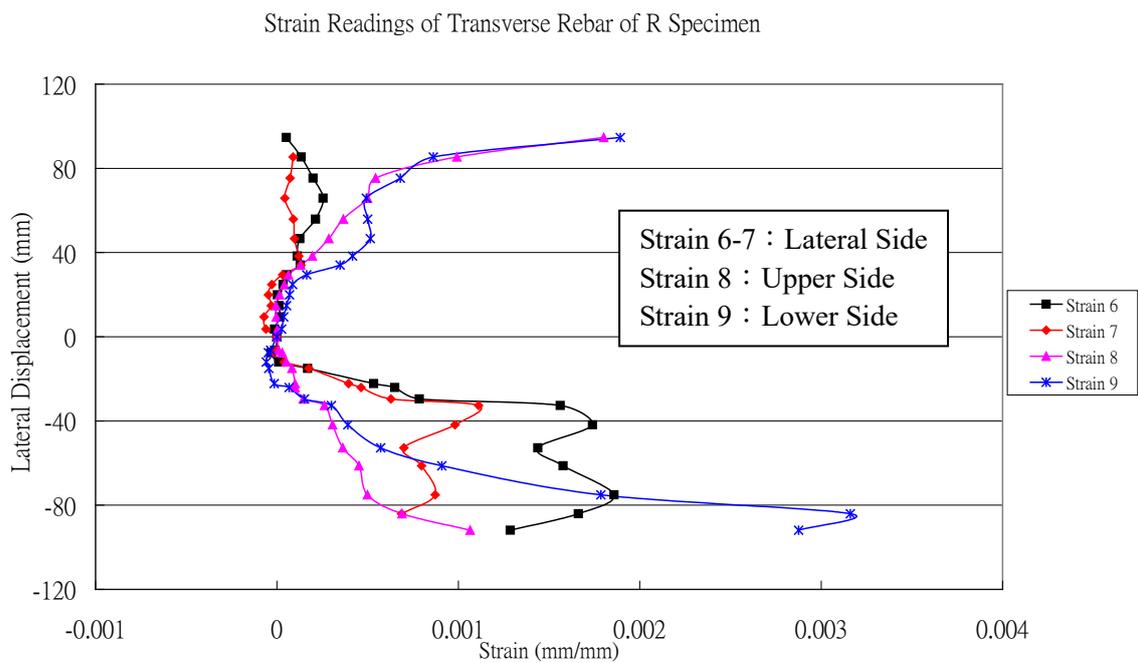


圖 4-21 R 試體側向載重及位移包絡線橫向鋼筋應變讀數圖
(資料來源：本研究)

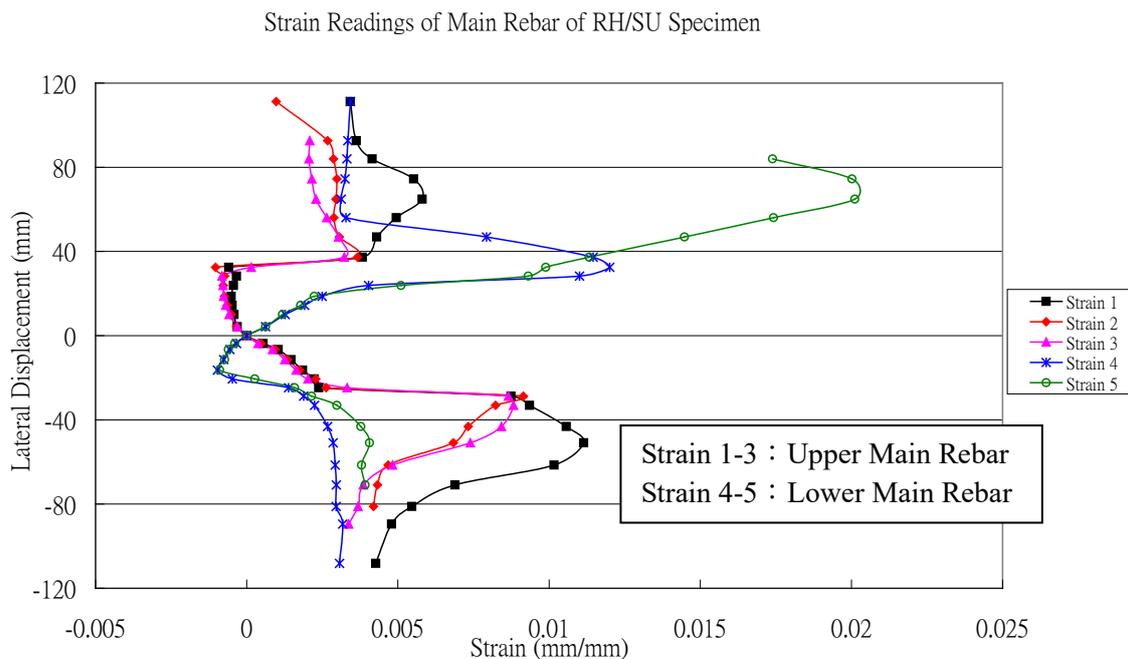


圖 4-22 RH/SU 試體載重及位移包絡線主筋應變讀數圖

(資料來源：本研究)

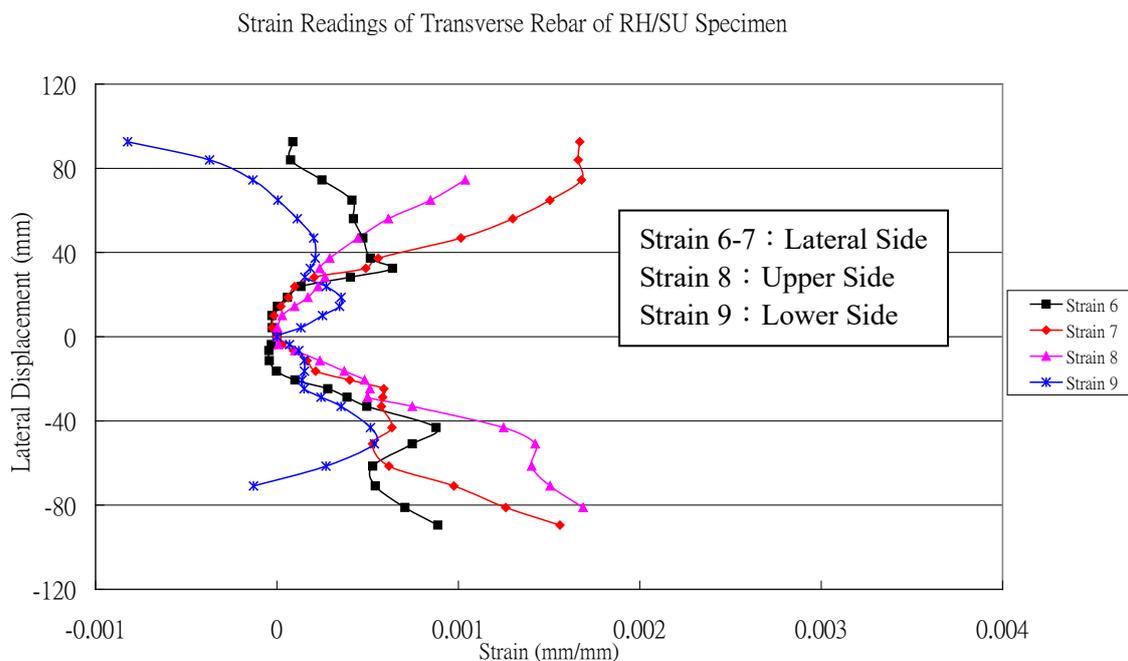


圖 4-23 RH/SU 試體載重及位移包絡線橫向鋼筋應變讀數圖

(資料來源：本研究)

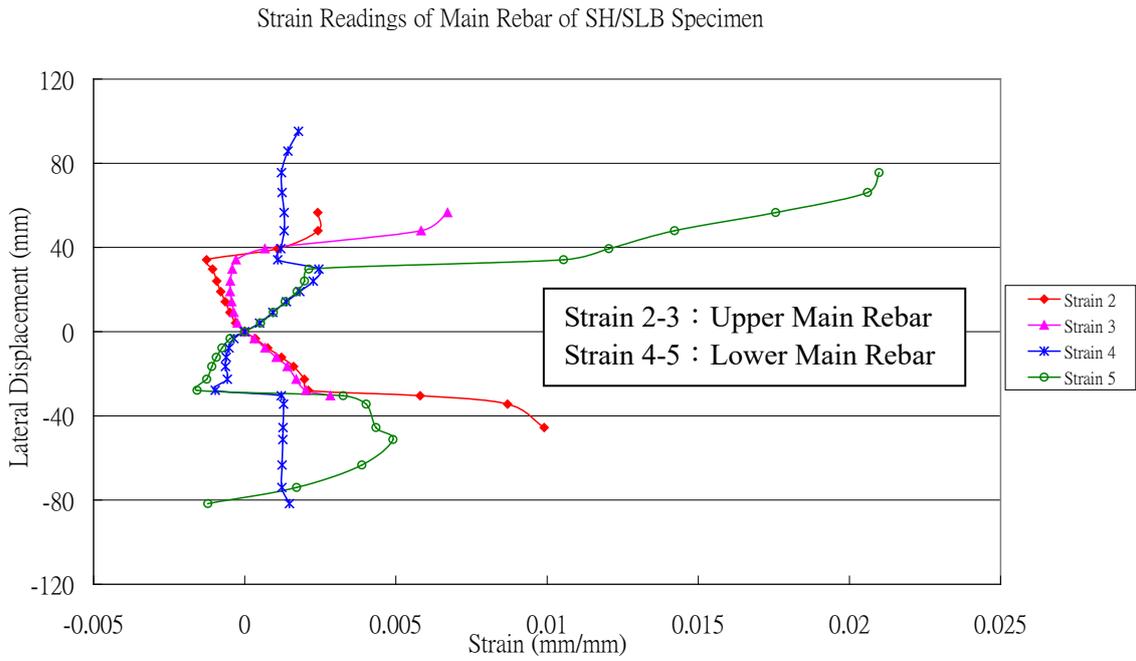


圖 4-24 SH/SLB 試體載重及位移包絡線主筋應變讀數圖

(資料來源：本研究)

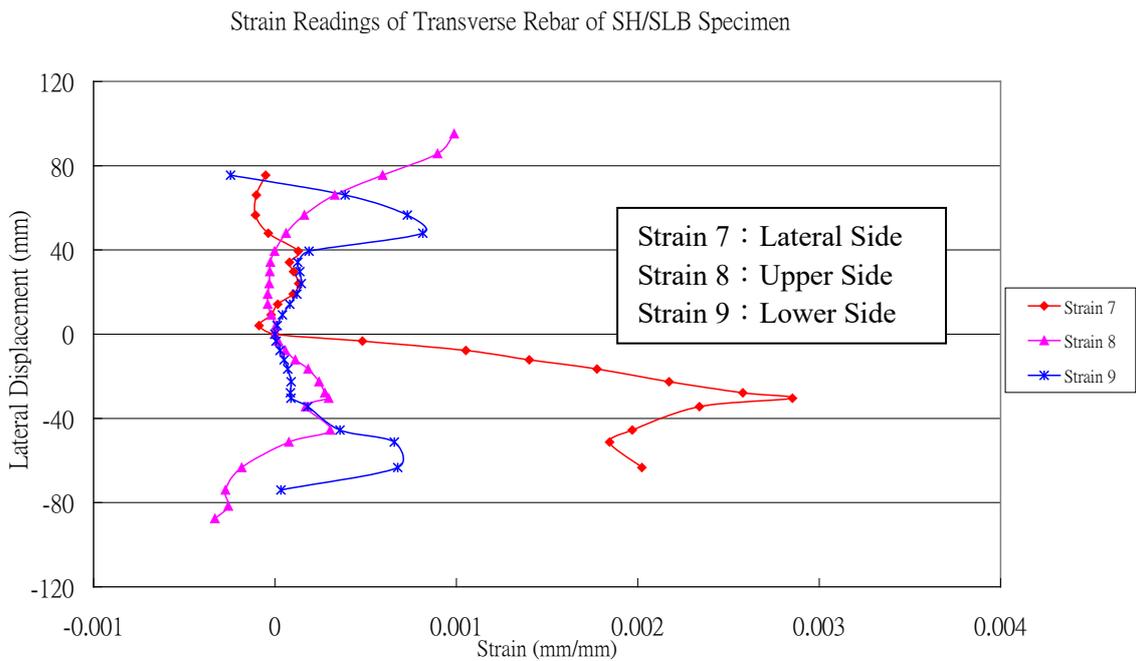


圖 4-25 SH/SLB 試體位移包絡線橫向鋼筋應變讀數圖

(資料來源：本研究)

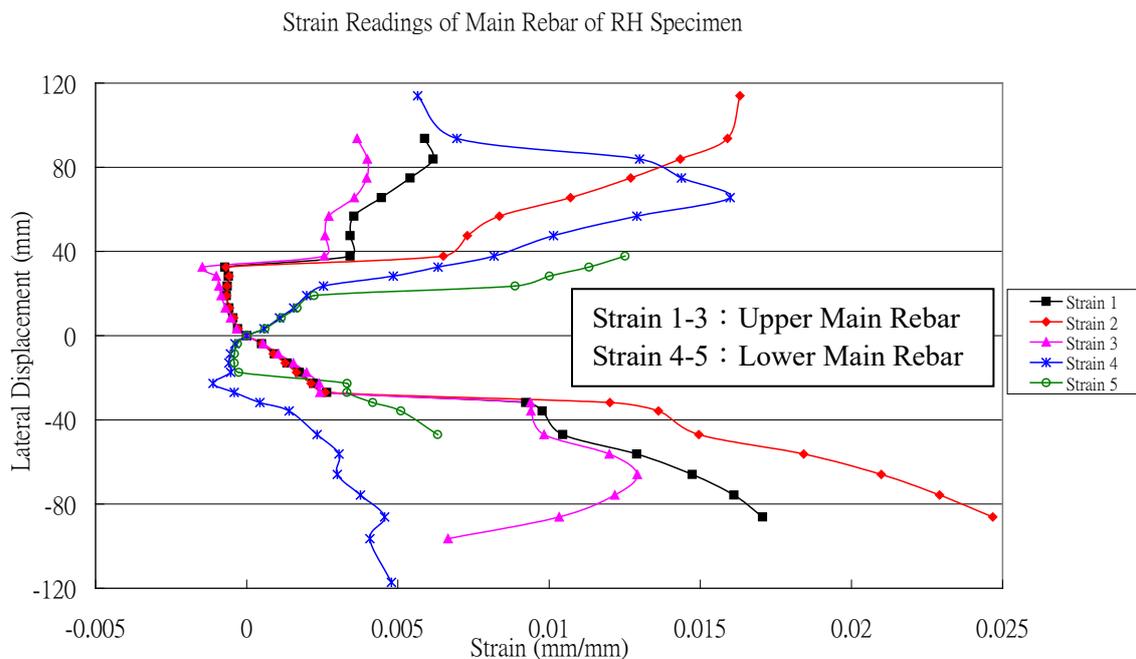


圖 4-26 RH 試體側向載重及位移包絡線主筋應變讀數圖
(資料來源：本研究)

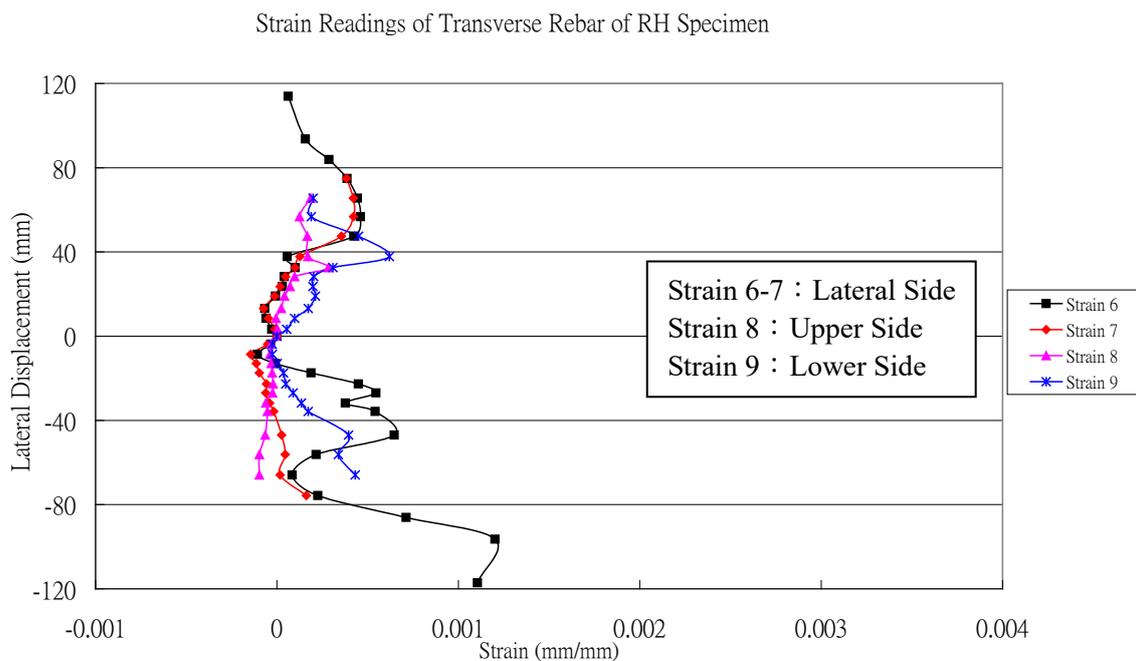


圖 4-27 RH 試體側向載重及位移包絡線橫向鋼筋應變讀數圖
(資料來源：本研究)

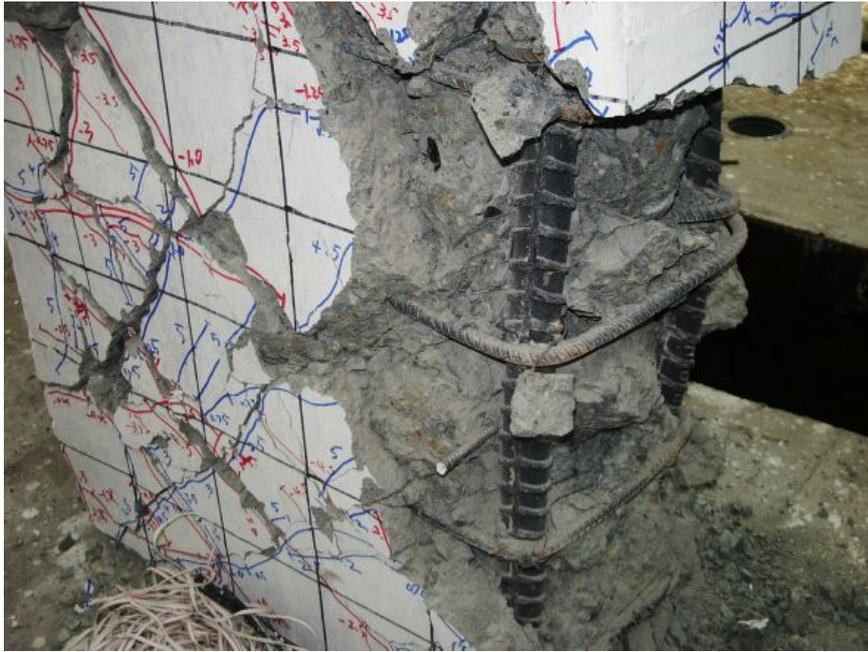


圖 4-28 R 試體細部破壞圖

(資料來源：本研究)



圖 4-29 RH/SU 試體細部破壞圖

(資料來源：本研究)



圖 4-30 SH/SLB 試體細部破壞圖

(資料來源：本研究)



圖 4-31 RH 試體細部破壞圖

(資料來源：本研究)

第五章 結論與建議

第一節 結論

- (1)現行「混凝土結構設計規範」第 15.4.3.3 節規定，RC 梁於塑性鉸區域，在各角隅處之主鋼筋及每隔 1 根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐，惟國內鋼筋混凝土工程施工實務，RC 梁主筋配置較為密集，致使難以施工。本研究針對此課題，規劃 S6D、S4D、S6D-SHB 及 S6D-SHT 等 4 座梁試體，其中 S6D 試體橫向鋼筋間距為 6 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，且中間主筋不配置繫筋；S4D 試體橫向鋼筋間距為 4 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，且中間主筋不配置繫筋；S6D-SHB 試體橫向鋼筋間距為 6 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住下方主筋，且其橫向鋼筋總圍束力與 S6D 及 S4D 試體相同；S6D-SHT 試體橫向鋼筋間距為 6 倍最小縱向梁筋直徑(D25)，中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住上方主筋，且其橫向鋼筋總圍束力與 S6D 及 S4D 試體相同。研究結果發現，S4D 試體自負向層間變位角 4.5%時，強度有明顯衰減的情形，S6D 試體自負向層間變位角 4.0%時，強度有明顯衰減的情形，推測應與 S4D 試體橫向鋼筋間距為 100 mm，S6D 試體橫向鋼筋間距為 150 mm 有關。另 S6D-SHT 及 S6D-SHB 試體之負向撓曲韌性較 S6D 試體為佳。
- (2)國內建築普遍存在 RC 梁與 RC 柱偏心接合的情況，偏心接合 RC 梁之韌性尚未獲得實驗驗證。本研究針對此類國內工程實務問題，規劃 4 座大型鋼筋混凝土梁試體，並於本所材料實驗中心進行實驗驗證。研究結果發現，RH/SU 試體、SH/SLB 試體，以及 RH 試體等 3 座試體之撓曲韌性，皆能達到規範耐震要求。負向韌性表現，以 RH/SU 試體(主筋偏移且箍筋為縮小尺寸，側面配置 U 型肋筋並以 2 支輔助筋固定)為最優，RH 試體(主筋偏移且箍筋為縮小尺寸)次之，R 試體(主筋不偏移，箍筋為正常尺寸)再次之，SH/SLB 試體(主筋偏移且箍筋為正常尺寸，箍筋增加 2 支輔助筋固定)為最差，推測原因為 SH/SLB 試體 2 支下層主筋，僅有 1 支為箍筋角落束制之故。
- (3)觀察本研究 8 試體側向載重位移包絡線圖，所有 8 個試體共通的現象，雖然採用側向位移歷時圖，正向與負向為對稱。但側向載重位移包絡線圖，並非對稱，其原因在於梁試體上、下層主筋並非上、下層對稱配置。因上層配置較多

的主筋，故負向側向強度較高，但撓曲韌性則較差。

(4)所有 8 個試體正向包絡線強度無明顯衰減的情形，負向層間變位角強度則有明顯衰減的情形，此外 Pinching(收縮)效應明顯，且極限側向位移角均可達到 4.0% 以上，耐震性能良好。

第二節 建議

以下為立即可行的建議。

本研究案之研究成果，可供工程實務界參考應用，並可提供相關規範研修訂時之參考，以解決國內工程實務問題。—立即可行之建議

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：內政部建築研究所

現行「混凝土結構設計規範」第 15.4.3.3 節規定，RC 梁於塑性鉸區域，在各角隅處之主鋼筋及每隔一根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐，惟國內鋼筋混凝土工程施工實務，RC 梁主筋配置較為密集，致使難以施工。此外，國內建築普遍存在 RC 梁與 RC 柱偏心接合的情況，偏心接合 RC 梁之韌性尚未獲得實驗驗證。

本研究針對前述兩種國內工程實務問題，規劃 2 組 8 座大型鋼筋混凝土梁試體，並於本所材料實驗中心進行實驗驗證。探討繫筋配置對於鋼筋混凝土梁，及 RC 梁與 RC 柱偏心接合耐震性能之影響。研究結果發現，負向韌性表現以 S6D-SHB 試體(中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住下方主筋)為最優，S6D-SHT 試體(中間主筋配置繫筋其耐震彎鉤勾住上方主筋)次之，S6D 試體(中間主筋不配置繫筋)為最差，推測原因為 S6D-SHB 試體中間主筋配置繫筋，其耐震彎鉤勾住下方主筋束制之故。另 RH/SU 試體(主筋偏移且箍筋為縮小尺寸，側面配置 U 型肋筋並以 2 支輔助筋固定)為最優，RH 試體(主筋偏移且箍筋為縮小尺寸)次之，R 試體(主筋不偏移，箍筋為正常尺寸)再次之，SH/SLB 試體(主筋偏移且箍筋為正常尺寸，箍筋增加 2 支輔助筋固定)為最差。研究結果可提供國內業界參考，並可提供相關規範研修訂時之參考，以解決國內工程實務問題。

參 考 資 料

- [1] 內政部 (2011). “混凝土結構設計規範”，內政部營建署網站 <http://www.cpami.gov.tw/>。
- [2] ACI Committee 318 (2019). “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19(SI)) and commentary,” Michigan, USA.
- [3] Marios Panagiotou, Tea Visnjic, Grigorios Antonellis, Panagiotis Galanis, and Jack P. Moehle (2013). “Effect of hoop reinforcement spacing on the cyclic response of large reinforced concrete special moment frame beams,” Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA.
- [4] ACI Committee 318 (2008). “Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary,” Michigan, USA.
- [5] NIST (2016). “Seismic design of reinforced concrete special moment frames: A guide for practicing engineers, Second Edition, GCR 16- 917-40, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1,” produced by the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- [6] ACI Committee 374 (2005). “Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary (ACI 374.1-05)”, Michigan, USA.
- [7] Tai-Kuang Lee and Austin D.E. Pan (2003). “Estimating the relationship between tension reinforcement and ductility of reinforced concrete beam sections,” *Engineering Structures* 25(1057–1067).
- [8] 談梁及柱構材橫向閉合箍筋之配置細則，技師報第 1254 期(陳正平)，社團法人臺灣省土木技師公會，109 年 12 月 19 日出版。
- [9] 李宏仁、林克強、紀凱甯、林明志 (2019) “鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討”，內政部建築研究所委託研究報告。

附錄 1 期初審查會議審查意見回覆

期初審查意見	意見回覆
<p>1. 現行「混凝土結構設計規範」有關 RC 梁於塑性鉸區域，主筋在各角隅處之主鋼筋及每隔 1 根主鋼筋，均須以閉合箍筋之轉角或繫筋之彎鉤作橫向支撐之規定，國內業界因難以施工未能遵守此一規定的情況，應檢討國內建管制度改善。另本所今年剛完成「混凝土結構設計規範」專案小組審查作業，如提修正案之研究恐造成規範修正頻繁。</p>	<p>本研究之預期成果，修正為彙整探討繫筋配置對於鋼筋混凝土梁耐震性能影響研究文獻，同時規劃大型鋼筋混凝土梁試體進行實驗驗證，研究結果提供國內業界參考應用，避免規範修正頻繁。</p>
<p>2. 針對現行規範規定梁主筋需隔根以箍筋或繫筋圍束，建議思考研提 RC 梁橫向鋼筋的創新作法，以解決國內業界難以施工的現況。</p>	<p>後續將針對梁主筋需隔根以箍筋或繫筋圍束之規定，規劃研提 RC 梁橫向鋼筋的創新作法，並以大型鋼筋混凝土梁試體進行實驗驗證。</p>
<p>3. 對於國內建築普遍存在梁柱接頭處梁邊與柱邊切齊，梁筋的第 1 根主筋通常保護層有過大的現象且 RC 梁的韌性存疑部分，應以規範相關條文規定為依據，不應以實驗研究結果為工地權宜作法背書。</p>	<p>本研究僅針對國內建築普遍存在梁柱接頭處梁邊與柱邊切齊，梁筋的第 1 根主筋通常保護層有過大的現象且 RC 梁的韌性存疑部分進行實驗研究，研究結果供國內業界參考應用。</p>
<p>4. 建議可參考本所 108 年研究案「鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討」之研究成果，並研提改善工法，以協助國內業界解決 RC 梁與 RC 柱偏心接合施工之實務問題。</p>	<p>本研究參考本所 108 年研究案「鋼筋混凝土柱梁偏心接合之耐震抗剪強度檢討」之研究成果，進行大型鋼筋混凝土梁試體之規劃及設計。</p>