

建築構架含 RC 牆之耐震性能研究

－ 非結構牆及槽縫牆行為



內政部建築研究所 委託研究報告

中華民國 97 年 12 月

(國科會 GRB 編號)

PG9702-0355

(本部研考資訊系統計畫編號)

097301070000G1016

建築構架含 RC 牆之耐震性能研究

－ 非結構牆及槽縫牆行為

受委託者：國立雲林科技大學

研究主持人：李宏仁

研究員：朱瑞祥

研究助理：陳永霖

內政部建築研究所 委託研究報告

中華民國 97 年 12 月

目次

表次	III
圖次	V
摘要	IX
第一章 緒論.....	1
第一節 研究緣起與背景	1
第二節 研究目的	3
第三節 研究方法	4
第二章 文獻回顧.....	7
第一節 蒐集之資料	7
第二節 文獻分析	8
第三章 實驗計劃.....	15
第一節 試驗佈置	15
第二節 試體設計	22
第三節 試體製作	29
第四節 測試程序	36
第四章 實驗結果與討論.....	37
第一節 韌性構架 MF	37

第二節 韌性構架含非結構牆 MFV	41
第三節 韌性構架含全槽縫牆 AS.....	45
第四節 韌性構架含半槽縫牆 AI4	49
第五節 綜合檢討比較	53
第五章 結論與建議.....	57
第一節 結論.....	57
第二節 建議.....	58
附錄一 期中審查會議紀錄與意見回覆.....	59
附錄二 期末審查會議紀錄與意見回覆.....	65
附錄三 期中專家座談會紀錄與意見回覆.....	69
附錄四 期末專家座談會紀錄與意見回覆.....	71
參考書目	73
符號說明	77

表 次

表 2-1	牆剪力強度預測值與實測值之比較.....	10
表 3-1	韌性梁柱設計概要.....	23
表 3-2	鋼筋抗拉試驗結果.....	29
表 3-3	混凝土 28 天標準抗壓強度試驗結果.....	29
表 3-4	層間變位與柱端控制位移轉換表.....	36
表 4-1	試體各階段割線勁度原始資料.....	55
表 4-2	試體各勁度對層間變位 0.25% 正規化比較.....	55
表 4-3	試體各勁度對第一迴圈正規化比較.....	55
表 4-4	試體各勁度對韌性構架 MF 正規化比較.....	55



圖 次

圖 1-1	槽縫牆之耐震性能	3
圖 1-2	本研究之測試佈置圖	4
圖 1-3	試體規劃	5
圖 1-4	研究步驟	6
圖 2-1	低型牆剪力破壞模式	9
圖 3-1	試驗佈置立面圖及平面圖	15
圖 3-2	制動器固定座詳圖	16,17
圖 3-3	試體施力夾具詳圖	18
圖 3-4	反力座詳圖	19
圖 3-5	試體面外側撐及施力夾具立體裝置圖	20
圖 3-6	試體面外側撐設計圖	20,21
圖 3-7	MF 試體標準抗彎構架	22
圖 3-8	梁柱斷面細部	23
圖 3-9	MF 試體梁柱產生塑鉸之剪力	25
圖 3-10	牆體配筋圖	26
圖 3-11	槓鈴斷面	26
圖 3-12	試體規劃與開槽縫細部	27

圖 3-13	構架加全槽牆 AS 槽縫錯置設計	27
圖 3-14	位移計架設圖	28
圖 3-15	摩擦銲接錨錠物	29
圖 3-16	鋼筋磨平及刨光	30
圖 3-17	應變計加工完成	30
圖 3-18	梁柱主筋應變計黏貼位置	30
圖 3-19	基座模板整平	31
圖 3-20	柱筋、牆筋及 PVC 管安插	32
圖 3-21	基座灌漿	32
圖 3-22	柱筋綁紮	32
圖 3-23	預埋桿件及鋼管	33
圖 3-24	預埋螺帽	33
圖 3-25	預埋牙條	33
圖 3-26	第一批試體	33
圖 3-27	第二批試體	34
圖 3-28	試體 AS 槽縫圖	34
圖 3-29	試體 AI4 槽縫圖	34
圖 3-30	試體施作流程圖	35
圖 3-31	層間變位角關係圖	36

圖 3-32	施載程序	36
圖 4-1	MF 構架側力-變位遲滯迴圈	38
圖 4-2	MF 試體層間變位 0.25% pull(3 rd)之照片	39
圖 4-3	MF 試體層間變位 1.5% push(1 st)之照片	39
圖 4-4	MF 試體層間變位 4.0% 實驗結束之照片	40
圖 4-5	MF 構架側力-變位包絡線	40
圖 4-6	MFW 構架側力-變位遲滯迴圈	42
圖 4-7	MFW 試體層間變位 0.25% push(1 st)之照片	43
圖 4-8	MFW 試體層間變位 0.75% pull(3 rd)之照片	43
圖 4-9	MFW 試體層間變位 1.5% push(1 st)之照片	44
圖 4-10	MFW 構架側力-變位包絡線	44
圖 4-11	AS 構架側力-變位遲滯迴圈	46
圖 4-12	AS 試體層間變位 0.25% pull(3 rd)之照片	47
圖 4-13	AS 試體層間變位 1% pull(3 rd)之照片	47
圖 4-14	AS 試體層間變位 3% push(1 st)之照片	48
圖 4-15	AS 構架側力-變位包絡線	48
圖 4-16	AI4 構架側力-變位遲滯迴圈	50
圖 4-17	AI4 試體層間變位 0.25% pull(3 rd)之照片	51
圖 4-18	AI4 試體層間變位 0.5% pull(1 st)之照片	51

圖 4-19	AI4 試體層間變位 3% 實驗結束之照片	52
圖 4-20	AI4 試體側力-變位包絡線比較	52
圖 4-21	各試體側力-變位包絡線比較	53



摘要

關鍵詞：建築構架、鋼筋混凝土牆、槽縫牆

一、研究緣起

國內之建築耐震設計慣用抗彎韌性構架系統，但構架內含的 RC 非結構牆具有剛度大而韌度差之特性，可能會導致中度地震時牆體明顯破損，大地震時甚至妨礙構架發揮預期的韌性，導致地震力超過預期造成基底柱與或基礎損壞，危及整棟建築安全。為免除此一疑慮，可選擇使用結構牆提升結構勁度，但基底剪力隨之提高，或選擇將剛性牆體與柔性構架間作槽縫切割回填彈性填縫材，但其施工細部需妥善處理以免漏水，這是國內業界所關心的研究課題。

本計畫以內政部建築研究所建築材料實驗室反力牆及強力地板為基礎，規劃 200 噸制動器之測試佈設，執行實尺寸含牆構架受側力反復載重試驗，測試建築構架內含 RC 非結構牆及槽縫牆之行為，探討建築構架含牆之層間變形能力、耐震性能及破壞機制，俾利業界作建築結構設計參據，相關建議可使建築設計規範更趨完善。

二、研究方法及過程

1. 蒐集彙整國內外有關含 RC 牆構架資料：RC 非結構牆屬低矮型，耐震行為由剪力破壞主控，本計畫就國內外有關含 RC 牆構架之重要文獻、實驗資料進行蒐集與彙整，並歸納最新研究成果與現況，以供參考。
2. 規劃含 RC 牆構架實驗：參考試體 2 座構架分別含 RC 非結構牆或不含牆，對照試體 2 座構架含全槽縫或半槽縫牆。依照國內現行法規設計並使用業界常用之非結構牆配筋。
3. 製作含 RC 牆構架試體及試驗夾持具：配合建築研究所建築材料實驗室 200 噸制動器、反力牆、及強力地板，設計固鎖鋼座、反力支承座、面外滑動側撐及試體夾持扣件，並模擬實務製作實尺寸含 RC 牆構架試體。
4. 執行反復載重試驗評估含牆構架之耐震性能：以標準反復加載程序逐漸增加層間變位角至 4%，探討建築構架含牆之層間變形能力、耐震性能及破壞機制，並比對槽縫切割之效益，俾利業界作建築結構設計參據。

三、重要發現

根據中華民國鋼結構協會委託永峻工程顧問有限公司所調查之作「鋼骨建築非結構牆參考手冊」，由於金屬帷幕牆及預鑄帷幕牆的造價高出傳統現場澆置的 RC 牆甚多，導致國內新建的鋼骨或鋼骨鋼筋混凝土建築結構，反而大量採用高張力鋼網作為模版或面材在現場澆置 RC 非結構牆，這些場鑄 RC 非結構牆為脆性剪力主控的低型牆，其剛度大韌度小之特性，除非作特別處理如開槽縫，或特別設計整體構架之剛性，否則並不適用於鋼骨建築結構。此一方面的研究在國外甚少見，必須由國內自行研究。

台灣地狹人稠，建築走向高層化是必然趨勢，日本經驗足堪借鏡。然建築構架內含的 RC 非結構牆具有剛度太大而韌度不足之特性，對高層建築構架而言，可能導致中度地震時牆體有明顯裂損，強烈地震時構架無法發揮預期韌性，地震力超過設計預期，導致基底樓層柱或基礎破壞，危及建築結構安全。因此，設計時如何考慮現場澆置的 RC 非結構牆之剛度與韌度，或如何以槽縫減少 RC 非結構牆之剛度且提高其韌度，是研究建築構架含 RC 非結構牆之重要課題。

RC 牆的抗側力行為與牆高寬比、厚度及配筋有關，通常高寬比大於 2 的高型 RC 牆以撓曲破壞為主，高寬比小於 1 的低型 RC 牆以剪力破壞為主，撓剪破壞介於之間。通常建築構架梁跨度寬大於柱高，一般建築構架內含的 RC 非結構牆幾乎均為剪力破壞主控的低型 RC 牆，對於多樓層建築構架而言，RC 牆受各樓層構架層間相對變形擠壓而有對角壓力與張力，造成斜向剪力開裂與破損，偏向低型 RC 牆之破壞行為。

921 地震後，新建的 RC 造或鋼骨混凝土造建築物均有作符合當代耐震設計規範之韌性配筋，但填充於韌性構架中的 RC 牆常被視為非結構牆而忽略，事實上，這些 RC 牆因高寬比小，為脆性剪力破壞主控元件，其能承受之層間相對變形甚小，極易在中小地震中裂損，如欲降低 RC 牆之剛性，或提高其忍受層間相對變形之能力，在構架與 RC 牆間設置槽縫是可行的對策之一。

本研究規劃 200 噸制動器之測試佈設包括固鎖鋼座、反力支承座、面外滑動側撐及試體夾持扣件，將試體固鎖於強力地板上以制動器施加水平反復載重至層間變位角 4%。規劃 4 座試體包括標準構架、含 RC 牆構架、全槽縫牆構架、及半槽縫牆構架，根據實驗所得之載重變形能力及破壞行為，整理觀察結果如下：

1. 以現行耐震設計規範設計之標準韌性構架試體確可發展預期塑鉸，約在層間變位角 1% 後發揮韌性，抗側力強度可維持至層間變位角 4% 而未有明顯衰減，耐震消能行為良好。
2. 含 RC 非結構牆之構架，因為牆體剪力破壞之影響，造成含牆構架抗側力強度在層間變位角 1% 前達到最大值而開始迅速衰減，抗側力強度大幅超出標準構架，韌性及耐震消能行為甚差。
3. 全槽縫構架試體將 RC 牆體左右及底部作全開切割，預留寬度容忍層間變位角約 1.2%，當梁柱構架承受層間變位角 1.2% 時槽縫密合接觸使牆體受力，抗側力強度介於兩座標準試體之間，三邊槽縫使牆體轉為單曲率撓剪破壞，因此含全槽縫牆構架可維持側力強度至層間變位角 4% 而未有明顯衰減，耐震行為良好。
4. 半槽縫構架試體將 RC 牆體三邊槽縫保留 1/3 與構架相連，且牆體鋼筋仍與構架相連，同樣預留寬度容忍層間變位角約 1%，但因為鋼筋仍然相連，故強度與韌度介於全槽縫牆與無槽縫之間，初期行為接近含牆試體，但半槽處破壞後，行為趨向全槽縫試體。
5. 目前國內規範對於含 RC 非結構牆之設計條款尚待修正，這些 RC 牆體承受層間變位角 0.5% 已有明顯破損，在中小地震時，這些 RC 非結構牆可能會開裂、破損、混凝土或磁磚飾材剝落，造成住戶恐慌；在大地震時，這些 RC 非結構牆會牽制構架發揮其應有的韌性，並導致過大的基底剪力危及建築構架安全，實為必須持續檢討之，並據以建議規範作適當之調整。
6. 構架內含的 RC 非結構牆可忍受之層間變形角隨牆體高寬比而異，對典型建築構架跨度設計時建議取 0.8%，此值對韌性構架而言太小，如欲提昇牆的層間變形能力，使用三邊全開槽縫作法是可行的。

四、主要建議事項

根據實驗觀察，本研究評估建築構架含 RC 牆之耐震行能，觀察非結構牆及槽縫牆之行為，提出下列具體建議。

立即可行之建議—含牆構架相關耐震設計規範之修正建議。

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：各國立大學建築、土木、營建相關科系

建築物耐震設計規範第 1.7 節結構系統，規定韌性抗彎矩構架具非結構牆之韌性容量 R 值可取 4。第 2.17 節極限層剪力強度之檢核，對非結構 RC 牆無適切規定。本實驗結果，顯示非結構 RC 牆會大幅增加基底剪力並牽制構架韌性，因而建議應修正相關規範內容。但本研究收集之文獻與測試數量有限，尚不足以客觀合理提出修訂條款，建議再增加後續研究，檢討非結構牆之側向強度及變形能力，或作槽縫處理隔離降低牆的反應，以提升建築含牆構架之耐震性能。

長期性建議—加強建研所實驗室含牆構架測試佈設系統。

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：各國立大學建築、土木、營建相關科系

本研究規劃設計之側力加載佈設仍需持續補充，以提升內政部建研所建築材料實驗室之能量，未來亦可接受業界委託測試不同含牆構架系統。

長期性建議—釐清不同含牆構架系統適用耐震設計規定之疑慮。

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：各國立大學建築、土木、營建相關科系

建築材料、工法不斷推陳出新，鋼骨或鋼筋混凝土結構使用不同外牆或隔間牆新工法耐震性能之認定，常有疑慮。測試含牆構架之行為，並增修相關法規，對於建築新工法之推動應有裨益。

ABSTRACT

Keywords: building frames, reinforced concrete walls, slitted walls

1. Purpose

In building frame structure systems, the infilled reinforced concrete walls have remarkable lateral resistance and stiffness, but poor ductility. These characteristics might cause significant damage which is not desired under a moderate earthquake. For a major earthquake, these infilled nonstructural walls would contribute large lateral resistance but also reduce the expected ductility of the frame. As a result, unexpected large base shear, which may damage the base columns and foundations, could threaten the safety of the building.

2. Method and Steps

To increase the deformability of an infilled wall under large story drifts, using a three-side slitted wall is a viable option. This research project used a 200-ton actuator in the Laboratory of the Architecture and Building Research Institute to evaluate the seismic performance of building frame and frames infilled with reinforced concrete walls, slitted walls, and semi-slitted walls. The research studied the drift capacity and failure behavior of the infilled nonstructural walls with common domestic details. Specimens were designed to simulate a building frame and frames infilled with an RC wall, a slitted wall, and a semi-slitted wall.

3. Main Findings

- 1.The code-compliant moment resisting frame could develop anticipated plastic hinges after a drift of 1%. Excellent ductility could reduce the base shear and dissipate energy from earthquake excitations.
- 2.The infilled RC wall contributed remarkable lateral resistance but reduce the ductility significantly.
- 3.The three-side slitted wall resisted lateral load when the slit closed after a drift ratio of 1%, when yield of the column initiated. The strength and ductility of frame with slitted wall fall between the frame with and without infilled wall.
- 4.The semi-slitted wall still contributed large lateral resistance and reduces ductility to a certain degree. The failure behavior included sliding at wall-frame

interface and diagonal shear damage.

5. Current seismic design provisions for the nonstructural wall infilled in a moment-resisting frame are not conservative. The infilled RC wall would be damaged under a lateral drift ratio of 0.5%, which might be introduced when a moderate earthquake attacks. The infilled RC wall would arise excessive base shear and result in unexpected damage at columns and foundations. It should be further studied to improve the design provisions in the near future.

6. The drift capacity of an infilled wall depends on its aspect ratio and details. For a typical building frame, a design drift ratio of 0.8% is recommended. However, this value is too small for a moment resisting frame for seismic design. The slitted wall can be a viable option to this problem.

4. Major Suggestion

Short-Term Suggestion—The revision of the building frame infilled with RC walls.

Major Office: Architecture and Building Research Institute Ministry of Interior

Associate Office: The Civil, Architecture, or Construction Engineering Department, National University in Taiwan.

There are several controversies in determining the ductile capacity R and ultimate shear capacity for building frame structure with infilled RC walls in the section 1.7 and 2.17 of Seismic Design Code, TOC. From the main findings of this research, the drift capacity as well as lateral resistance regards to the ductility ratio and the ultimate shear capacity should be further studied and addressed by the next edition of seismic design code for building structures.

Long-Term Suggestion—Enhance the laboratory capacity of testing devices and accessory equipment of Architecture and Building Research Institute Ministry of Interior.

Major Office: Architecture and Building Research Institute, Ministry of Interior

Associate Office: The Civil, Architecture, or Construction Engineering Department, National University in Taiwan.

The laboratory capacity of ABRI should be further enhanced. Further studies for different walls infilled in steel or reinforced concrete frame are recommended.

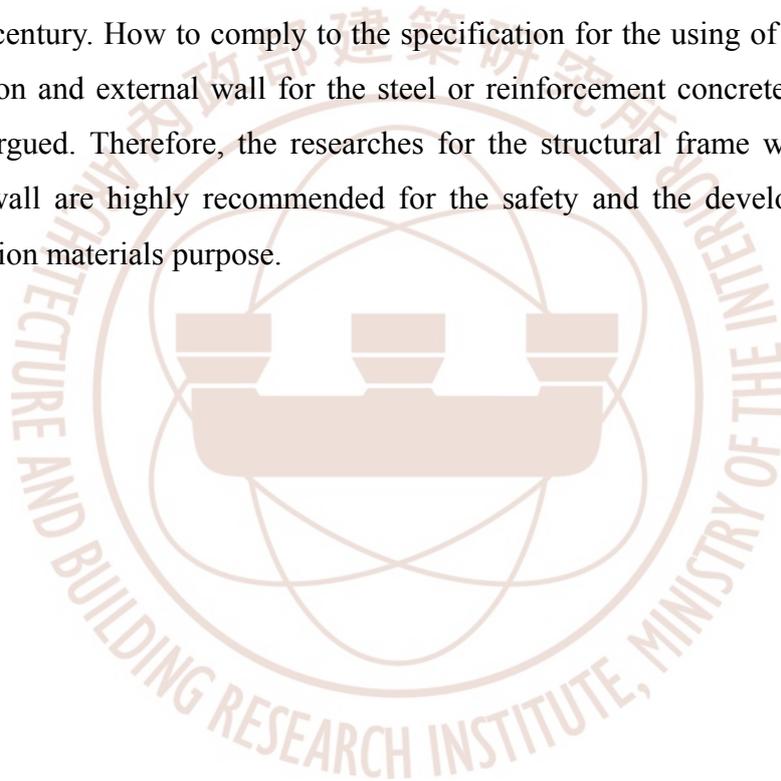
A better laboratory capacity can help the building construction industry utilizing new and better construction methods.

Long-Term Suggestion—Enhance the testing infrastructure in the laboratory of Architecture and Building Research Institute Ministry of Interior.

Major Office: Architecture and Building Research Institute Ministry of Interior

Associate Office: The Civil, Architecture, or Construction Engineering Department, National University in Taiwan.

More and more new construction materials are discovered and developed in the new century. How to comply to the specification for the using of new material of partition and external wall for the steel or reinforcement concrete building are always argued. Therefore, the researches for the structural frame with new type infilled wall are highly recommended for the safety and the developing of new construction materials purpose.





第一章 緒 論

第一節 研究緣起與背景

1999 年 921 地震時台灣既有的老舊鋼筋混凝土 (Reinforced Concrete, RC) 結構表現不佳，民眾對於 RC 結構信心大減，導致 2000 年以後許多新推高樓建案均標榜鋼骨或鋼骨鋼筋混凝土結構，其中不乏使用減震消能元件的豪宅。但基於住宅防水、隔音、與安全等適用性，加上成本考量，目前台灣常用的建築構架外牆或隔間牆仍多數採用高張力鋼網作為模版或面材，現場澆置混凝土形成場鑄 RC 牆，然而 RC 牆體剛性甚大，建築構架屬柔性結構系統，一旦遭遇中大規模地震搖晃，建築構架有較大的層間變形時，將導致外牆或隔間牆體嚴重破壞。依過去震害經驗，牆體嚴重損壞修復費用昂貴，易使民眾對建物安全產生疑慮，減損建築物之價值。為避免此類破壞，有兩種手段，其一是強化剪力牆為結構牆提升整體結構勁度，其二是將剛性牆體與柔性構架之間作槽縫(Slits)切割，填補具彈性之填縫材，但其施工細部需妥善處理以免漏水。

目前國內建築構造中非結構牆大多為現場澆置的 RC 牆，很少數作槽縫處理，事實上這些 RC 牆剛度甚大，即使是只配單層最少鋼筋量 12cm 厚的 RC 牆，仍具有非常顯著的抗側力之剛度與強度，但缺乏韌度。國內這些內含於韌性構架中但設計時未被正確考慮的 RC 非結構牆，在中小地震時，這些 RC 非結構牆可能會開裂、破損、混凝土或磁磚飾材剝落，造成住戶恐慌；在大地震時，這些 RC 非結構牆的剛性甚至會牽制構架發揮其應有的韌性，故建築構架含 RC 非結構牆之耐震性能，實為必須立即檢討之課題之一。

台灣地狹人稠，建築走向高層化是必然趨勢，日本經驗足堪借鏡。然建築構架內含的 RC 非結構牆具有剛度太大而韌度不足之特性，對高

建築構架含 RC 牆之耐震性能研究

層建築構架而言，可能導致中度地震時牆體有明顯裂損，強烈地震時構架無法發揮預期韌性，地震力超過設計預期，導致基底樓層柱或基礎破壞，危及建築結構安全。因此，設計時如何考慮現場澆置的 RC 非結構牆之剛度與韌度，或如何以槽縫減少 RC 非結構牆之剛度且提高其韌度，是研究建築構架含 RC 非結構牆之耐震性能的重要課題。



第二節 研究目的

本研究計畫擬於內政部建研所建築材料實驗室建立一套反復側力加載試驗系統，以實驗室現有 200 噸油壓制動器測試建築構架內含 RC 非結構牆、槽縫牆之耐震性能，包含測試線上所需之夾持具設計與製作，提升內政部建研所建築材料實驗室之實驗能量。

本研究探討鋼筋混凝土構架內含非結構 RC 牆設置新式槽縫，如圖 1-1 所示，其剛度與韌度之行為、層間變形能力、耐震性能及破壞機制，並與純構架及無槽縫牆構架比較，檢討不同槽縫處理方法之效益，成果可提昇業界對建築構架內含 RC 牆結構行為之認識，俾利建築結構設計參據。

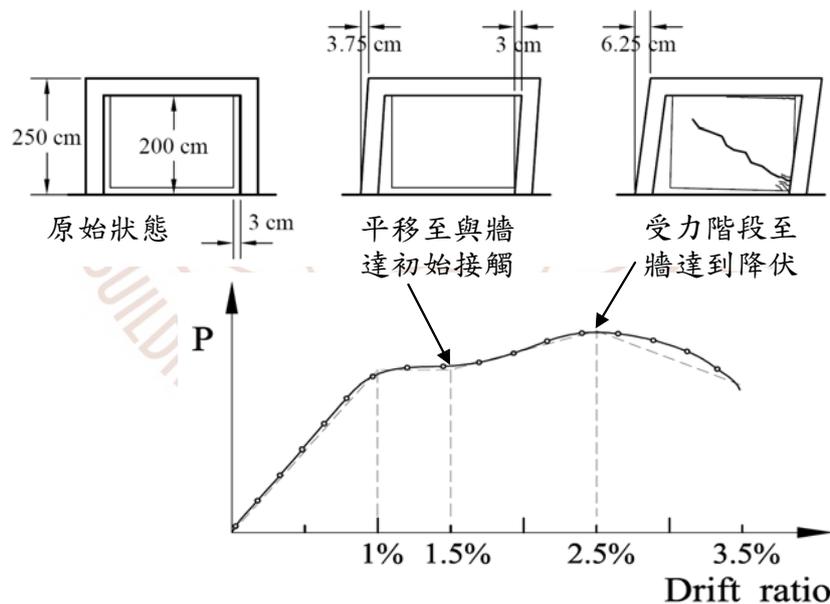


圖 1-1 槽縫牆之耐震性能
(資料來源：本研究繪製)

第三節 研究方法

本研究將鎖定國內建築構架最常用的 RC 造非結構牆工法與細部，設計一標準構架，填充 RC 牆並選擇部分試體作槽縫隔離，以反復側力載重試驗檢討其於中度地震乃至於大地震時之剛度與韌度表現，探討建築韌性構架含場鑄 RC 非結構牆之層間變形能力、耐震性能及破壞機制，測試應用不同槽縫處理方法之效益，進而提出設計建議俾利建築結構設計參據。建築構架內含之 RC 非結構牆屬剪力破壞主控元件，現有的研究顯示低型 RC 牆（高寬比小於 2）剛度大韌度低，作特別槽縫處理可適度提升其韌性，本文研究方法以結構實驗為主，測試建築構架含 RC 牆之耐震性能。本案研究人員實地勘查建築材料實驗室反力牆區，設計之試驗佈置如圖 1-2 所示，配合現有 200 噸油壓制動器底座設計一固鎖鋼座，施加預力固鎖於南側反力牆，試體以一雙鋼構反力座及

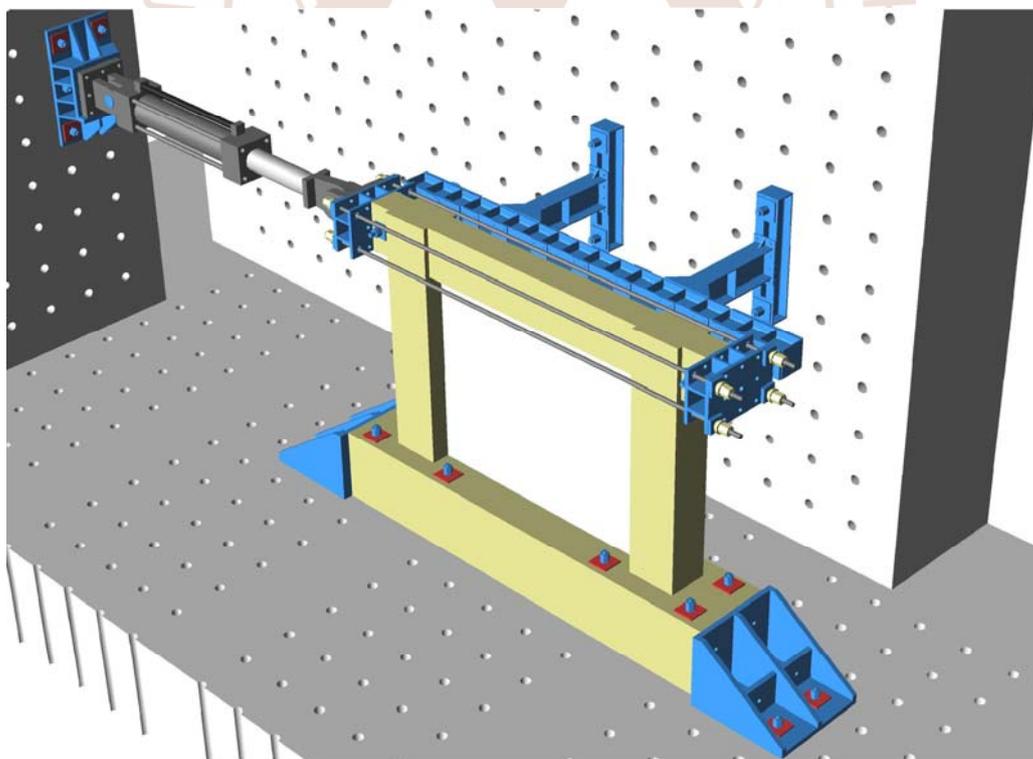


圖 1-2 本研究之測試佈置圖
(資料來源：本研究繪製)

及預力鋼棒施預力固鎖於強力地板，單層構架試體內含 RC 牆，油壓制動器以夾持具鉗住梁兩端施加位移控制之反復載重，迫使牆體承受南北向層間相對變形，觀測其開裂與破損行為，同時利用西側反力牆架設面外側撐，該鋼構側撐提供一滑動支承面，僅容許牆於南北方向面內變形，束制其面外變形。

試體共規劃 4 座，如圖 1-3 所示，第 1 座試體編號 MF，測試梁柱構架求得無 RC 牆影響之側力強度與韌度，第 2 座試體編號 MFW，測試梁柱構架含現場澆置的 RC 牆，因未作特殊處理，整體強度將大幅提高，但韌度減少。第 3 試體編號 AS，作全槽縫處理，第 4 座試體編號 AI4，作半槽縫處理，兩座特殊試體，牆兩側及底側的槽縫避免 RC 牆影響梁柱結構行為，其強度與韌度應介於第 1 座與第 2 座之間。

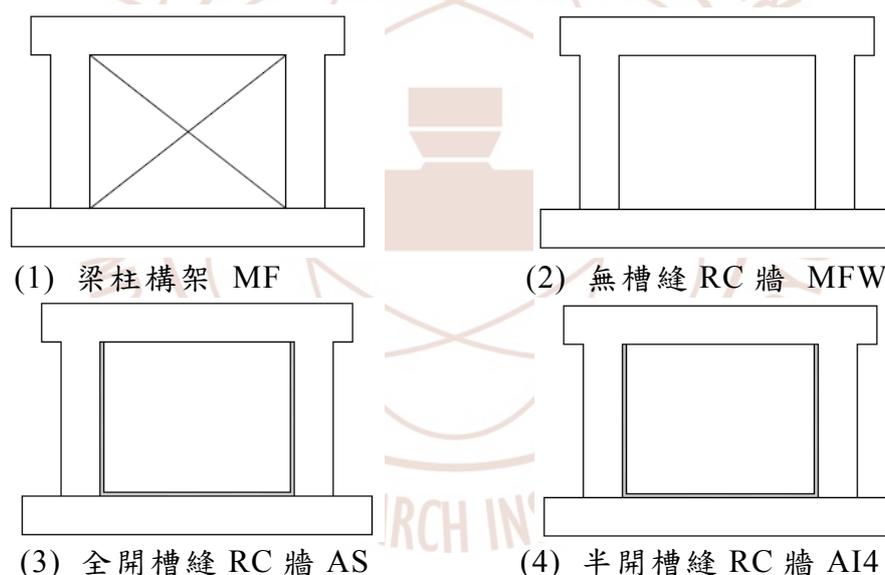


圖 1-3 試體規劃

(資料來源：本研究繪製)

構架內含的 RC 牆如欲提供足夠的層間變形能力，較可行的方式是將牆體的兩側及底部開槽縫，提供耐震變形能力。非結構牆全槽縫之隔離設計，係以底部與側面交錯設置 Z 字型隔離縫，以確保槽縫牆面外變形之穩定性與一致性。採用全開槽縫可完全達到隔離牆體的目的，但為了防範漏水，其槽縫的施工處理也較複雜，當構架側位移較大時，槽縫

建築構架含 RC 牆之耐震性能研究

寬度若不足，牆對構架仍可能發生顯著之影響。採用半開槽縫雖然施工較為簡單，但牆體與梁柱結構間未能完全隔離，其耐震行為介於全槽牆和未開槽牆之間，難以預期。故本計畫以反復位移控制的實驗方式探討並比較不同牆體耐震行為、層間變形能力、及破壞機制。

本計畫之研究步驟如流程圖 1-4 所示：

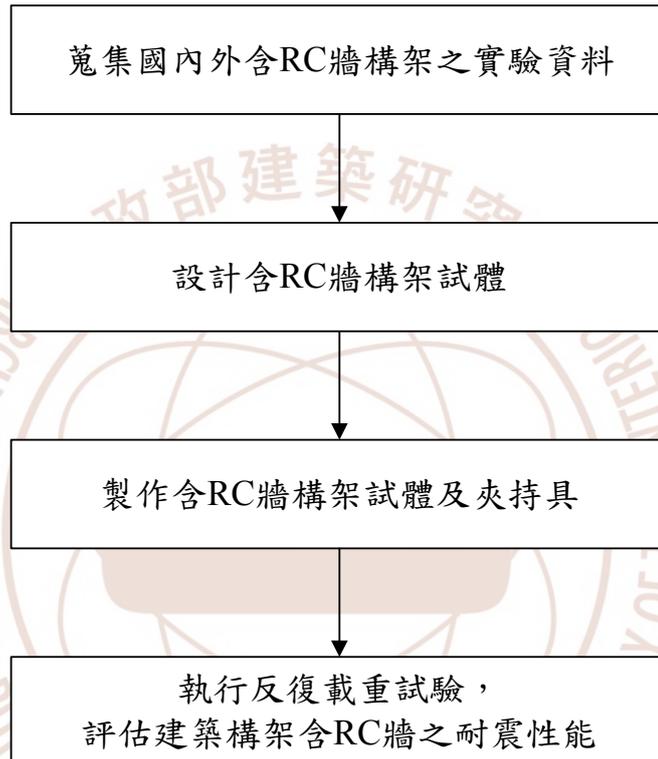


圖 1-4 研究步驟

(資料來源：本研究繪製)

第二章 文獻回顧

第一節 蒐集之資料

本研究共蒐集國內外相關文獻共 33 篇：

(1) 國內相關文獻共 26 篇[1]-[26]，包括許茂雄教授、廖慧明教授和劉玉文教授等研究團隊所做的鋼筋混凝土低型牆(含槽縫牆)小尺寸試體試驗[1]-[18]，共 18 篇。黃世建教授等研究團隊所發表的鋼筋混凝土低型牆抗剪強度評估[19]-[20]，共 2 篇。邱耀正教授、劉玉文教授等研究團隊所做的大尺寸試體鋼筋混凝土牆-構架互制試驗與數值模擬[21]-[24]，共 4 篇。中華民國鋼結構協會委託永峻工程顧問有限公司研究之鋼骨建築非結構牆參考手冊[25]。以及中國土木工程學會編著之混凝土工程設計規範與解說[26]。

(2) 國外相關文獻共 10 篇[27]-[36]，包括日本建築學會編著之非構造部材耐震設計指針[27]，及黃世建教授等研究團隊發表在 ASCE 的鋼筋混凝土低型牆抗剪強度評估[28]。美國紐約州立大學水牛城分校研究生 Gulec[30]於 2005 年的畢業論文中彙整文獻報告的 352 個鋼筋混凝土低型牆測試結果，其中 192 個槓鈴斷面，49 個為工字斷面，另有 111 個為矩形斷面。2006 年 Gulec et al.[31]再另蒐集 37 個矩形斷面低型牆，計 148 個矩形斷面低型牆的資料庫探討低型牆之剪力強度。國外設計規範參考 ACI 318-08[32]及 ACI T1.1-01[36]。

第二節 文獻分析

RC 牆的抗側力行為與牆高寬比(Asspect Ratio)、厚度及配筋有關，通常高寬比大於 2 的高型 RC 牆以撓曲破壞為主，高寬比小於 1 的低型 RC 牆以剪力破壞為主，撓剪破壞介於之間。通常建築構架梁跨度寬大於柱高，故一般建築構架內含的 RC 非結構牆幾乎均為剪力破壞主控的低型 RC 牆，對於多樓層建築構架而言，RC 牆受各樓層構架層間相對變形擠壓而有對角壓力與張力，造成斜向剪力開裂與破損，偏向低型 RC 牆之破壞行為。

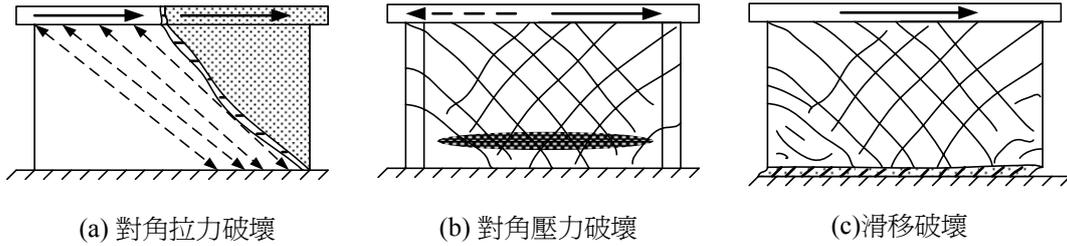
過去 50 年來在低型牆方面已有相當多的實驗成果研究低型剪力牆，大部分著重於測試低型牆之抗剪強度，測試的水平斷面形狀包含三類：

- (1) 矩形斷面 (rectangular)
- (2) 槓鈴斷面 (barbell, rectangular section with columns at wall ends)
- (3) 工字斷面 (flanged)

其中槓鈴斷面即矩形牆斷面兩端有柱邊界構材，圖 2-1b 所示之含牆構架其水平斷面即屬上述第(2)類槓鈴斷面。

現行 ACI 318-08 Building Code[32]建築設計規範第 21 章及第 11 章有針對耐震牆及一般牆規定剪力強度計算公式與配筋法則。這些章節中的設計條款源自 Barda et al.[33]及 Wood[34]對剪力強度之研究，還有 Wallace and Moehle[35]的建議。

一般而言，低型剪力牆之剪力破壞模式可區分為圖 2-1 所示之對角拉力破壞、對角壓力破壞及滑移破壞等三種[19]、[29]。對角拉力破壞(圖 2-1a)係指剪力牆在對角方向產生一拉力破壞面，其可藉足夠的水平鋼筋或頂部繫梁之配置而予以排除。對角壓力破壞(圖 2-1b)係指剪力牆在對角斜



(a) 對角拉力破壞

(b) 對角壓力破壞

(c) 滑移破壞

圖 2-1 低型牆剪力破壞模式

(資料來源：參考書目 19)

裂縫間之混凝土遭到擠碎，此類破壞可藉限制最大之水平剪力作用值而避免之。滑移破壞(圖 2-1c)則為剪力牆在基底處產生過量之滑移變形，其可藉適當的垂直鋼筋或垂直載重而予以控制。

ACI 318-08 規範[32]中共有兩組半經驗公式可估算低型牆剪力強度，兩者均是以桁架模式為基礎。第一組牆剪力強度公式在第 21.9 節(韌性結構牆與鏈結梁)(in units of kgf-cm)

$$V_{n1} = (\alpha_c \sqrt{f'_c} + \rho_h f_{yh}) A_w \leq 2.65 \sqrt{f'_c} A_w \quad (2-1)$$

其中 α_c 視牆高寬比而變之係數， ρ_h 為牆水平鋼筋比。剪應力上限 $2.65 \sqrt{f'_c}$ 是為了避免對角壓力破壞；另外第 21.9 節亦要求牆水平鋼筋比至少 0.0025，對於高寬比 2 以下之低型牆，垂直鋼筋比 ρ_v 亦不得少於 ρ_h 。

ACI 318-08 規範[32] 第 11.10 節有第二組一般牆剪力公式如下。(in units of kgf-cm)

$$V_{n2} = V_c + V_s \leq 2.65 \sqrt{f'_c} t_w d_1 \quad (2-2)$$

$$V_c = 0.88 \sqrt{f'_c} t_w d_1 + \frac{N_u d_1}{4l_w} \quad (2-3)$$

$$V_c = \left[0.16 \sqrt{f'_c} + \frac{l_w \left(0.33 \sqrt{f'_c} + \frac{0.2 N_u}{l_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2}} \right] t_w d_1 \quad (2-4)$$

$$V_s = \frac{A_v f_{yh} d_1}{s} \quad (2-5)$$

其中混凝土剪力強度以式(2-3)及(2-4)值取較小者，後者不適用於 $\frac{M_u}{V_u} - \frac{l_w}{2} \leq 0$ 時。剪應力上限也是 $2.65\sqrt{f'_c}$ ，牆最少水平鋼筋比 0.0025，而

牆最少垂直鋼筋比 $\rho_v = 0.0025 + 0.5(2.5 - \frac{h_w}{l_w})(\rho_h - 0.0025)$ 。

Barda et al.[33]曾建議一個預測牆剪力強度之公式。(in units of kgf-cm)

$$V_{n3} = (2.13\sqrt{f'_c} - 0.67\sqrt{f'_c} \frac{h_w}{l_w} + \frac{N_u}{4l_w t_w} + \rho_v f_{yv}) t_w d_2 \quad (2-6)$$

Wood [34]也曾建議一個預測牆剪力強度之公式。(in units of kgf-cm)

$$1.6\sqrt{f'_c} A_w \leq V_{n4} = \frac{A_{vf} f_y}{4} \leq 2.67\sqrt{f'_c} A_w \quad (2-7)$$

根據 Gulec et al.[30]統計分析，上述牆剪力強度公式，以 Wood (1990)建議公式預測與實測比值平均最接近 1.0，變異係數也最小，如表 2-1 所示。值得注意的是，Wood (1990)建議公式相當簡單，且 90%以上的牆試體剪力強度計算是由下限值 $1.6\sqrt{f'_c} A_w$ 控制，這顯示用 $1.6\sqrt{f'_c} A_w$ 推算牆體之剪力強度似乎是最簡單而有效的。

表 2-1 牆剪力強度預測值與實測值之比較

	平均值	中位數	標準差	變異係數	最小值	最大值
$\frac{V_{n1}}{V_{peak}}$	1.09	1.00	0.54	0.49	0.40	3.51
$\frac{V_{n2}}{V_{peak}}$	0.92	0.86	0.42	0.45	0.37	2.73
$\frac{V_{n3}}{V_{peak}}$	1.24	1.23	0.40	0.32	0.59	2.51
$\frac{V_{n4}}{V_{peak}}$	1.03	0.93	0.33	0.32	0.57	2.23

註：以 73 個剪力破壞的低型牆試體計算。
(資料來源：參考書目 34)

國內在剪力牆研究首推成功大學建築系許茂雄教授，早期研究受

限於實驗室容量，許茂雄教授團隊所測試的低型牆均為牆厚 5 至 10cm 的縮尺試體，包括槽縫牆之受力行為與分析[1-13]，研究顯示鋼筋混凝土槽縫牆在水平力作用下，無剪力牆斜裂縫出現後的嚴重剛度退化，是一種很好的吸能構材。過去關於槽縫牆之研究主要分為三方面，選取部分研究成果分析如后：

1. 耐震行為與經驗公式建立：

1986 年，許茂雄、廖慧明、劉玉文、朱瑞祥等[1, 2]首次在國內進行槽縫牆之試驗，探討無邊構材低型剪力牆，配置不同數目之水平槽縫或垂直槽縫，承受單向水平載重之行為研究。1987 年洪舜仁[4] 探討不同高寬比之無邊構材低型槽縫牆，承受反向重覆載重之行為研究。1987-88 年陳奕信[5]、許茂雄[6] 研究有邊構材之槽縫牆，同時施加軸力及水平力之行為，並建立預測開裂剛度、降伏剛度、及極限剛度之經驗公式。1988-89 年，陳明徽[7]、許茂雄[8] 進行雙層有邊構材槽縫牆之試驗研究，並將槽縫牆之變形分為整體撓曲、剪力變形及局部撓曲、剪力變形。1990 年許茂雄[10]、曾亮[11] 研究不同開槽數目之槽縫牆之受力行為，並將槽縫牆視為有效剛架結構，建立經驗分析模式。

2. 強度、剛度推導與耐震能力分析：

1989 年劉玉文、許茂雄[9] 用試驗結果推導槽縫剪力牆承受水平力之開裂、降伏、及極限行為模式，並建立經驗公式。1992 年劉玉文、劉國強[14] 探討配置槽縫剪力牆之鋼筋混凝土結構系統行為，並分別以不同樓層數及不同跨間數共 18 個例題，以增量震譜法進行動態分析，歸納出槽縫牆結構系統之行為模式。1993 年劉玉文、鄭雅源[15] 依據過去試驗數據建立開裂、降伏、及極限剛度衰減規則，並利用非線性動態歷時分析程式，探討槽縫剪力牆不同配置方式應用於高層建築對耐震行為之影響。1995 年楊國豪[13]將槽縫牆單元視為一個「牆柱」元素，建立分析模式並與試驗結果比對，再應用於不同建築物中，進行靜態、動態非線性分析探討整體結構耐震能力。1995 年陳宏州[16] 將槽縫牆

單元視為一個「版」元素，建立槽縫牆剛度分析模式並與試驗結果比對，再應用於非線性耐震診斷程式，探討建築物修補增設槽縫剪力牆之耐震能力。1998 年吳政哲[17] 依據 26 個試體之試驗結果，進行剛度研究，比較其韌性與能量吸收上之差異，並建立槽縫牆彈性、降伏、及極限階段之剛度退化因子修正、強度衰減因子修正、及恢復力環規則等經驗公式。2001 年，劉玉文、許茂雄、劉國強、吳政哲[18]將槽縫牆各牆柱單元及邊界柱組合為一支「等值柱」，建立彈性階段剛度、降伏階段剛度、及極限階段剛度，並應用在工程實例分析，以非線性增量震譜法診斷耐震能力，比較槽縫牆與非傳統剪力牆之差異。

1999 年 921 地震前，台科大黃世建教授研究室將許茂雄教授所測試的數據以壓拉桿模式重新分析[19]，本研究主持人即為共同作者之一，對於國內外現有之低型 RC 牆縮尺試體曾作過詳細之整理與分析[19, 28]。另外國家地震工程中心曾測試一批牆厚為 12cm 及 15cm 的實尺寸低型 RC 牆試體[20]，但其試體係模擬 921 地震前未作適當韌性配筋之非韌性構架，內含開口 RC 牆之行為，著重於既有老舊低矮型街屋與校舍建築。

3. 實尺寸 RC 剪力牆試驗:

921 地震後，國立成功大學土木系邱耀正教授研究團隊[21-24]，做了一批(共 27 個)實尺寸剪力牆試驗，除了傳統含邊柱剪力牆試體外，並變換試體之牆體配筋形式進行試體試驗。文中試體包括高寬比小於 2 之低型牆，以及含矮牆構架、含高牆構架、含牆開門構架、含翼牆構架、含槽縫牆構架、純構架與純牆板等試體，還有 45°斜向配筋剪力牆等改良型試體，以側向反覆載重加載至破壞，探討鋼筋混凝土含牆構架之開裂載重、降伏載重、極限載重與結構韌性。

其中低型剪力牆及純構架與本計畫研究性質相近，但槽縫的分割方法不同。成大邱耀正教授研究團隊槽縫牆試體之牆淨高為 200cm、含槽縫之總牆寬為 270cm，四片內牆之淨牆寬為 65cm，三片內牆之淨牆

寬為 87cm，槽縫使用夾板分隔寬度均為 1.8cm，試體使用牆厚均為 12cm，而牆體之垂直及水平鋼筋皆採#3 鋼筋。

實驗結果顯示，增加剪力牆之垂直向鋼筋比可大幅提升結構之強度與韌性，其效果比提升混凝土強度明顯；牆高寬比大於 1 漸趨向撓曲破壞，其結構韌性與允許側向位移皆大於低高寬比者。槽縫牆的確有較佳的韌性，且槽縫單元的高寬比明顯影響其結構行為，單元高寬比不宜過大亦即開槽數不可太多，若配合適當的鋼筋比與槽縫數，可在小幅降低結構強度的情況下，提升含牆構架的結構韌性。

921 地震後，新建的 RC 造或鋼骨混凝土造建築物均有作符合當代耐震設計規範之韌性配筋，但填充於韌性構架中的 RC 牆常被視為非結構牆而忽略，事實上，這些 RC 牆因高寬比小，為脆性剪力破壞主控元件，其能承受之層間相對變形甚小，極易在中小地震中裂損，如欲降低 RC 牆之剛性，或提高其忍受層間相對變形之能力，在構架與 RC 牆間設置槽縫是可行的對策之一。

根據中華民國鋼結構協會委託永峻工程顧問有限公司所作的「鋼骨建築非結構牆參考手冊」[25]中之調查，由於金屬帷幕牆及預鑄帷幕牆的造價高出傳統現場澆置的 RC 牆甚多，導致新建的鋼骨或鋼骨鋼筋混凝土建築結構，反而大量採用高張力鋼網作為模版或面材在現場澆置 RC 非結構牆，這些場鑄 RC 非結構牆為脆性剪力主控的低型牆，其剛度大韌度小之特性，除非作特別處理如開槽縫，或特別設計整體構架之剛性，否則並不適用於鋼骨建築結構。此一方面的研究在國外甚少見，必須由國內自行研究。

台灣地狹人稠，建築走向高層化是必然趨勢，日本經驗足堪借鏡。然建築構架內含的 RC 非結構牆具有剛度太大而韌度不足之特性，對高層建築構架而言，可能導致中度地震時牆體有明顯裂損，強烈地震時構架無法發揮預期韌性，地震力超過設計預期，導致基底樓層柱或基礎破壞，危及建築結構安全。因此，設計時如何考慮現場澆置的 RC 非結構

建築構架含 RC 牆之耐震性能研究

牆之剛度與韌度，或如何以槽縫減少 RC 非結構牆之剛度且提高其韌度，是研究建築構架含 RC 非結構牆之耐震性能的重要課題。



第三章 實驗計畫

第一節 試驗佈置

本計畫擬於內政部建研所建築材料實驗室反力牆區，以現有 200 噸油壓制動器施加似靜力反復載重測試建築構架內含 RC 非結構牆、槽縫牆、半槽縫牆，模擬構架於地震反應中之層間變形行為。試驗佈置立面及平面如圖 3-1 所示，200 噸雙動油壓制動器以固定座固鎖於南側反力牆上，施力中心線距地面 300 cm，試體底部以石膏蓋平後以 8 根預力鋼棒，每根預力 100 tf 將試體與強力地板栓緊，試體基礎南北兩端以兩個鋼構反力座夾住，兩個反力座同樣以 8 根預力鋼棒每根預力 100 tf 再栓緊，試體基礎與鋼構反力座間隙以螺栓、鋼板及石膏填縫，確保基礎與強力地板無相對滑移。總計垂直預力 1200 tf 乘以 0.85 預力損失，約 1000 tf，再乘以摩擦係數 0.25，約 250 tf，而制動器水平推力最大為 200 tf，故採用本佈置固鎖試體之方式是非常保守的設計。

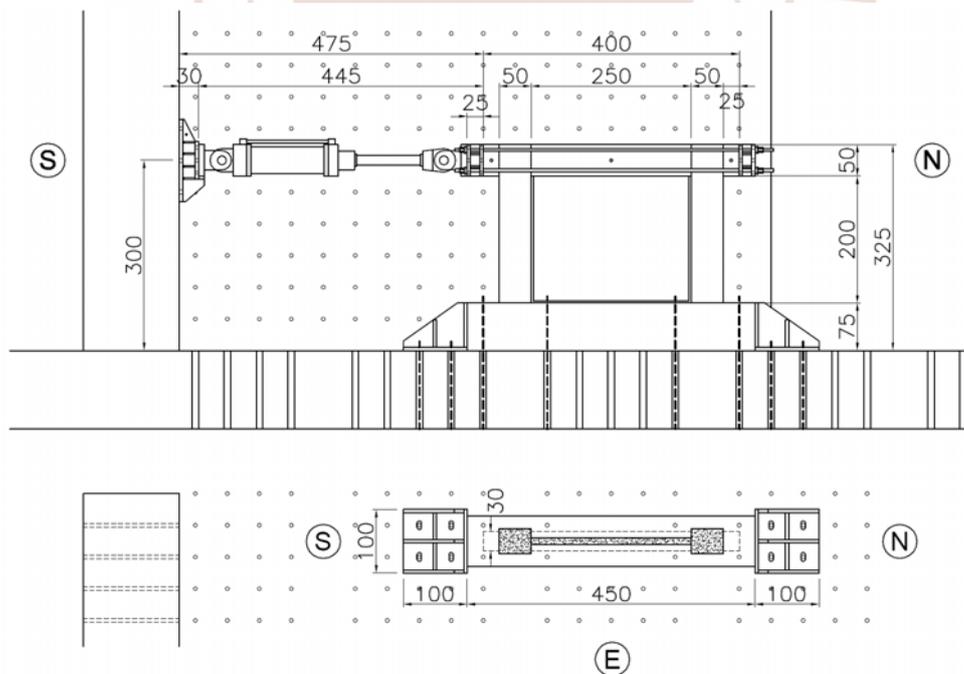


圖 3-1 試驗佈置立面圖及平面圖
(資料來源：本研究繪製)

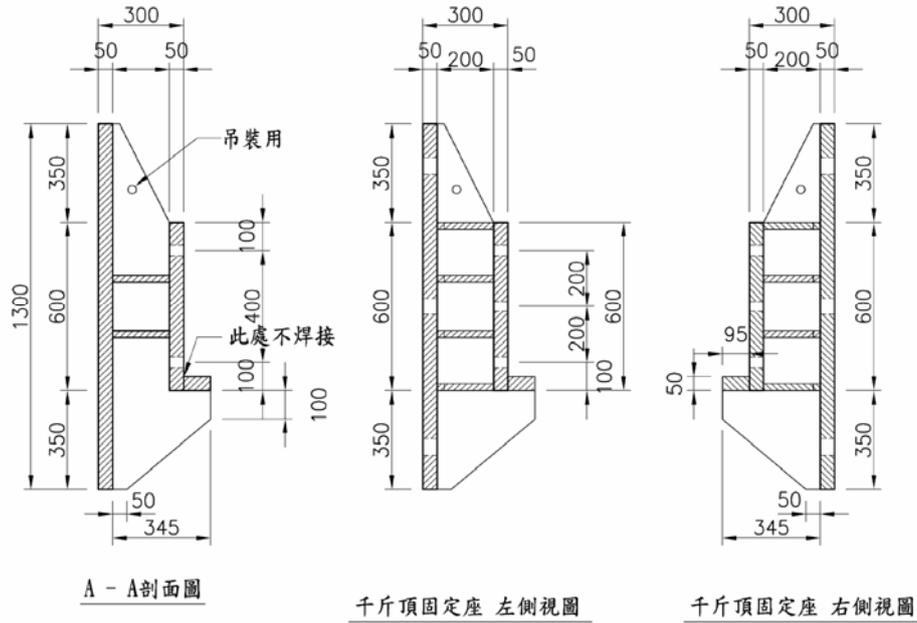


圖 3-2(b) 制動器固定座詳圖
(資料來源：本研究繪製)

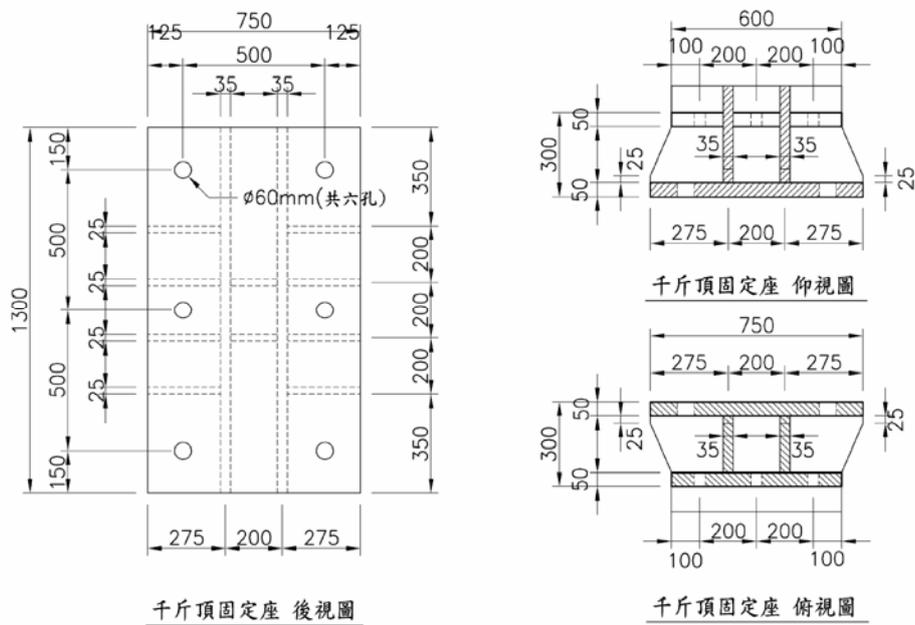


圖 3-2(c) 制動器固定座詳圖
(資料來源：本研究繪製)

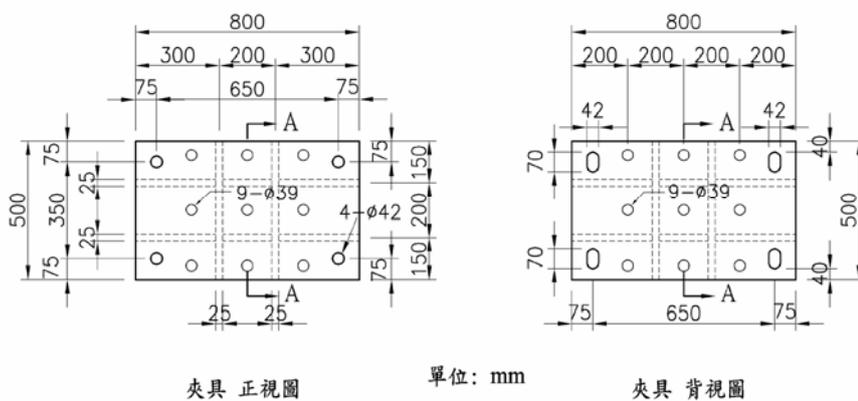


圖 3-3(a) 試體施力夾具詳圖

(資料來源: 本研究繪製)

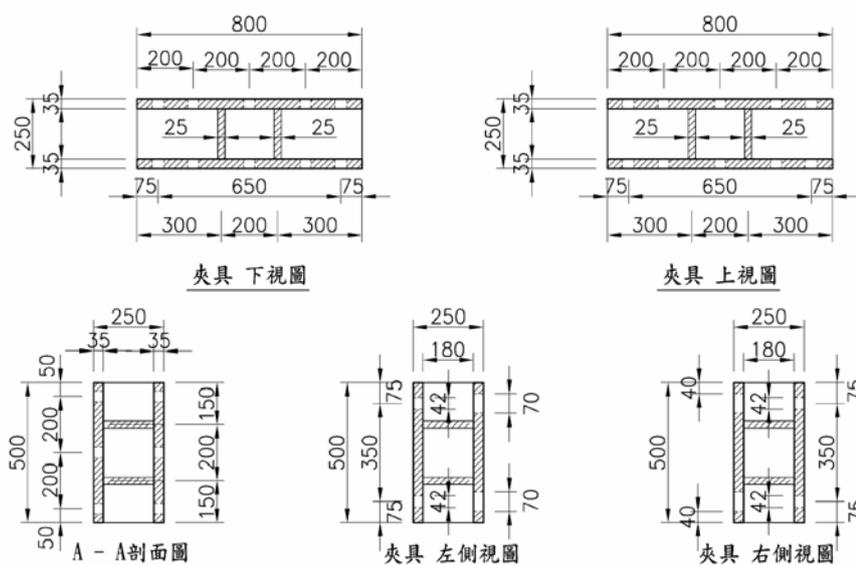


圖 3-3(b) 試體施力夾具詳圖

(資料來源: 本研究繪製)

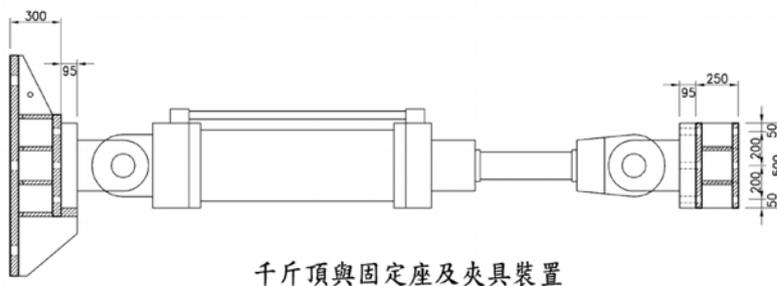


圖 3-3(c) 試體施力夾具詳圖

(資料來源: 本研究繪製)

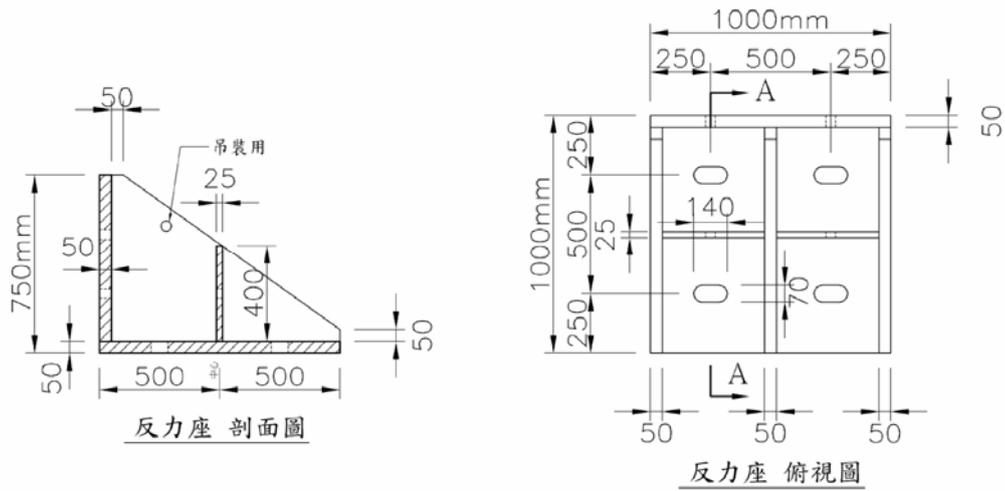


圖 3-4(a) 反力座詳圖

(資料來源：本研究繪製)

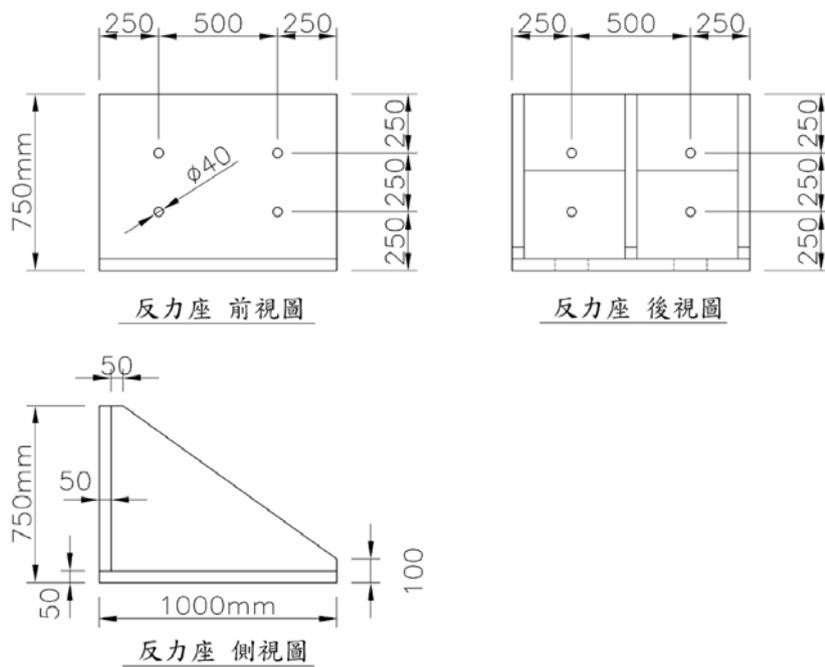


圖 3-4(b) 反力座詳圖

(資料來源：本研究繪製)

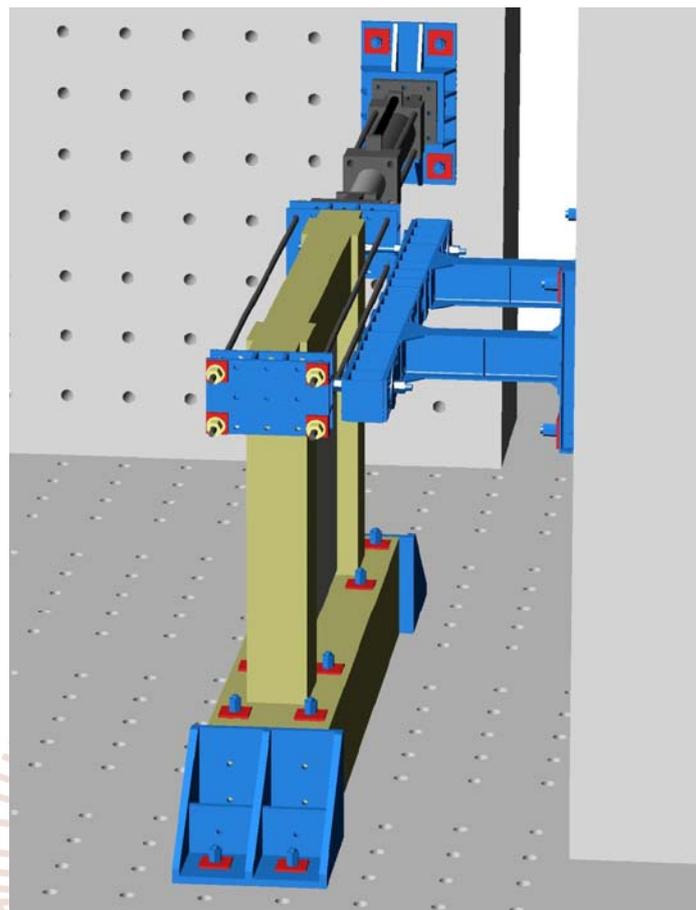


圖 3-5 試體面外側撐及施力夾具立體裝置圖
(資料來源：本研究繪製)

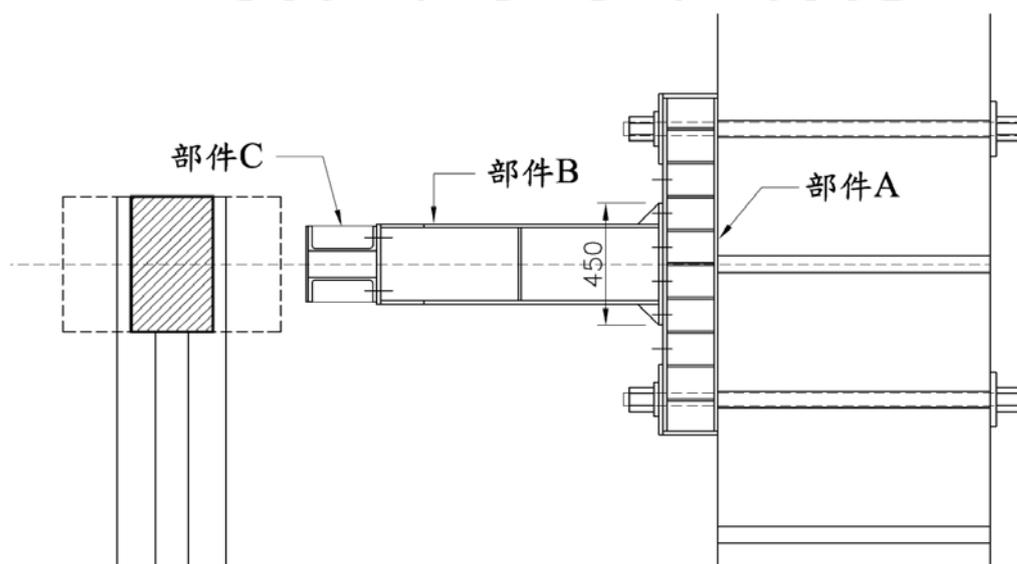


圖 3-6(a) 試體面外側撐設計立面圖
(資料來源：本研究繪製)

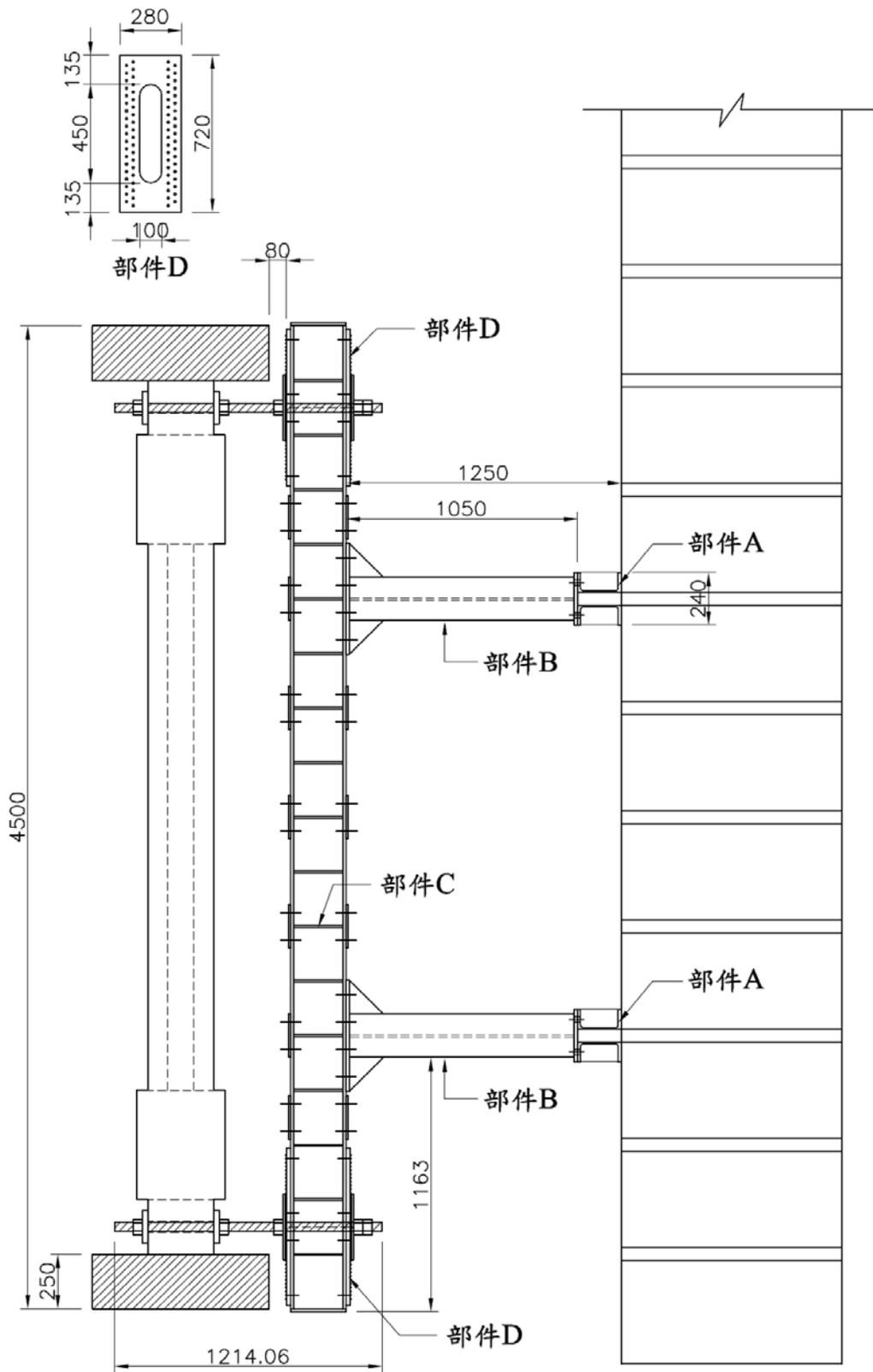


圖 3-6(b) 試體面外側撐設計平面圖
(資料來源：本研究繪製)

第二節 試體設計

本研究計畫測試 4 座試體，第 1 座編號為 MF 為標準抗彎構架，初步設計柱斷面 40 x 50 cm 配置 10-#7(D22)主筋，主筋比 0.019，箍筋 #3@10cm 全長緊密圍束，梁斷面 30 x 50 cm 上下層均配置 4-#7(D22)主筋，主筋比 0.011，箍筋 #3@10cm 或 20cm，試體立面如圖 3-7 所示，斷面配筋細節如圖 3-8 所示。梁、柱主筋均採用錨定頭取代傳統彎鉤。

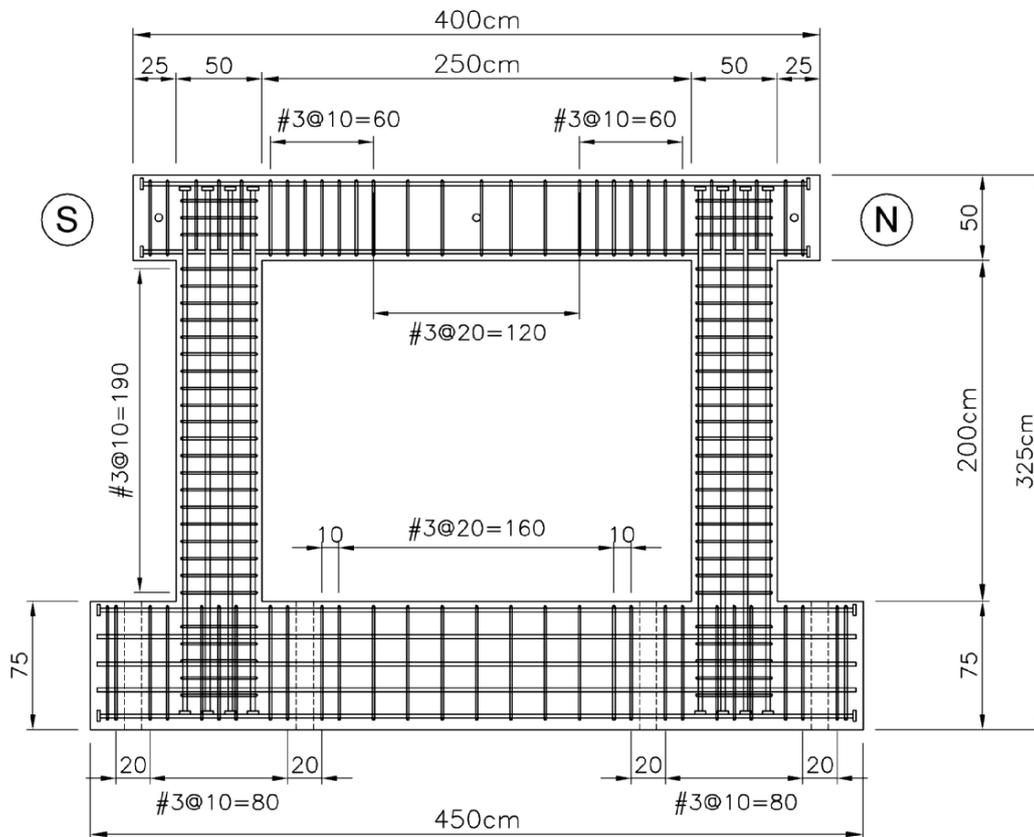


圖 3-7 MF 試體標準抗彎構架
(資料來源：本研究繪製)

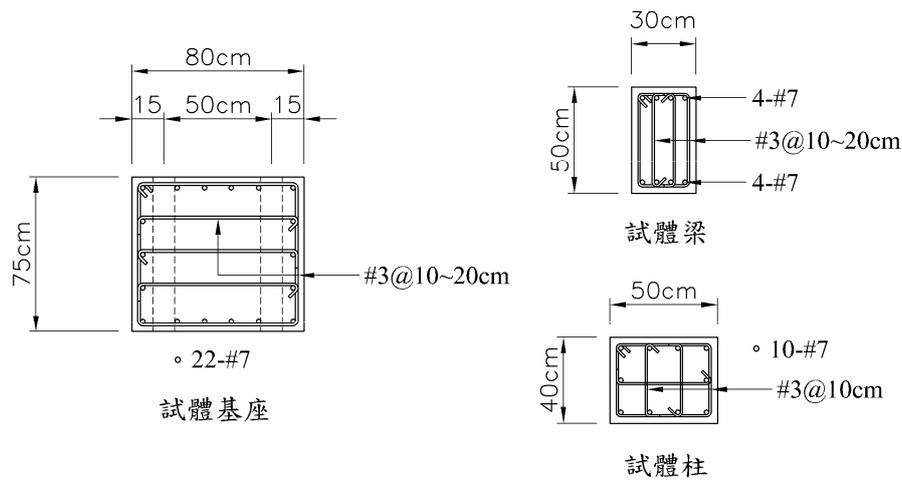


圖 3-8 梁柱斷面細部
(資料來源：本研究繪製)

試體設計時係依據 ACI 318-08 第 21 章作韌性抗彎構架設計，控制為強柱弱梁，塑鉸發生於梁兩端及柱底，依塑鉸彎矩容量設計剪力鋼筋，排除梁柱剪力破壞，確保構架之韌性。梁、柱、及接頭之設計摘要如表 3-1 所示。外伸梁基本上考慮為非測試區，以緊密箍筋圍束排除破壞。

表 3-1 韌性梁柱設計概要表

條件	$f'_c = 210 \text{ kgf/cm}^2$, $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{yt} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$
梁	Beam : 30 × 50 cm 4 - 22 top & bottom Length 2.5 m 撓曲 $M_{nb} = 26.12 \text{ tf} \cdot \text{m}$ $M_{pr} = 29.92 \text{ tf} \cdot \text{m}$ 剪力 $V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{2.5} = 23.94 \text{ tf}$ 兩端塑鉸區 $S \leq \min(\frac{d}{4}, 8d_b, 24d_t, 30) \text{ cm}$ $S = 10 \text{ cm} \leq \min(\frac{d}{4} = 11.2, 8d_b = 17.8, 24d_t = 17.04, 30) \text{ cm}$

	$V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} = \frac{4 \times 0.71 \times 4.2 \times 44.9}{10} = 53.56$ $> \frac{V_e}{\Phi} = \frac{23.94}{0.75} = 31.92 \text{ (tf) OK}$ <p>中央 $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.53\sqrt{210} \times 30 \times 44.9 = 10.36 \text{ (tf)}$</p> $S = 20\text{cm} \leq \left(\frac{d}{2} = 22.5, 60\right)\text{cm}$ $V_s = \frac{A_v \times f_y \times d}{S} = \frac{4 \times 0.71 \times 4.2 \times 44.9}{20} = 26.78 \text{ (tf)}$ $V_n = V_c + V_s = 37.14 \geq \frac{V_e}{\Phi} = 31.92 \text{ (tf) OK}$ <p>Provided</p> $5\text{cm} + 6@10\text{cm} + 6@20\text{cm} + 6@10\text{cm} + 5\text{cm} = 250\text{cm}$
柱	<p>Column : 40×50cm 12 - D22 Length 2 m</p> <p>撓曲 $M_{nc} = 31.28 \text{ tf} \cdot \text{m}$ $M_{pr} = 36.64 \text{ tf} \cdot \text{m}$</p> <p>圍束</p> $S \leq \min\left(\frac{h_{\min}}{4}, 6d_b, 15\right)\text{cm}$ $S = 10\text{cm} \leq (11.23, 13.32, 15)\text{cm}$ $A_{sh} = 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \times S \times b_c \text{ for ductility}$ $3 \times 0.71 = 2.13 \geq 0.09 \frac{210}{4200} \times 10 \times 34 = 1.53; \quad 2.13/1.53 = 1.39$ $4 \times 0.71 = 2.84 \geq 0.09 \frac{210}{4200} \times 10 \times 44 = 1.98; \quad 2.84/1.98 = 1.43$ $A_{sh} = 0.3 \times S \times bc \times \frac{f'_c}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1\right) \text{ for axial capacity}$ $A_{sh} = 0.3 \times 10 \times 34 \times \frac{210}{4200} \left(\frac{40 \times 50}{34 \times 44} - 1\right) = 1.72; \quad 2.13/1.72 = 1.24$ $A_{sh} = 0.3 \times 10 \times 44 \times \frac{210}{4200} \left(\frac{40 \times 50}{34 \times 44} - 1\right) = 2.22; \quad 2.84/2.22 = 1.28$ <p>剪力 $V_e = \frac{2 \times M_{pr}}{2} = 36.64 \text{ tf}$</p>

	$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 13.8 \text{ tf}$ $V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{S} = \frac{3 \times 0.71 \times 4200 \times 44.9}{10} = 40.17 \text{ tf}$ $V_n = V_c + V_s = 53.97 \geq \frac{V_e}{\Phi} = 48.85(\text{tf}) \text{ OK}$ <p>Provided 5cm + 19@10cm + 5cm = 200 cm</p>
接頭	$M_{nc} \geq 1.2 \times M_{nb}$ $31.3 \geq 1.2 \times 26.1 = 31.3(\text{tf} \cdot \text{m}) \text{ OK}$ <p>剪力</p> $T_1 = A_s \times \alpha \times f_y = 4 \times 3.87 \times 1.25 \times 4.2 = 81.27 \text{ tf}$ $\Phi V_n = 0.85 \times 3.2\sqrt{210} \times 40 \times 50 = 78.8 \text{ tf} < 81.27 \text{ tf}$

(資料來源：本研究整理)

依塑性設計韌性構架 MF 試體受側力推垮最大強度推估為 66.6 tf，如圖 3-9 所示。

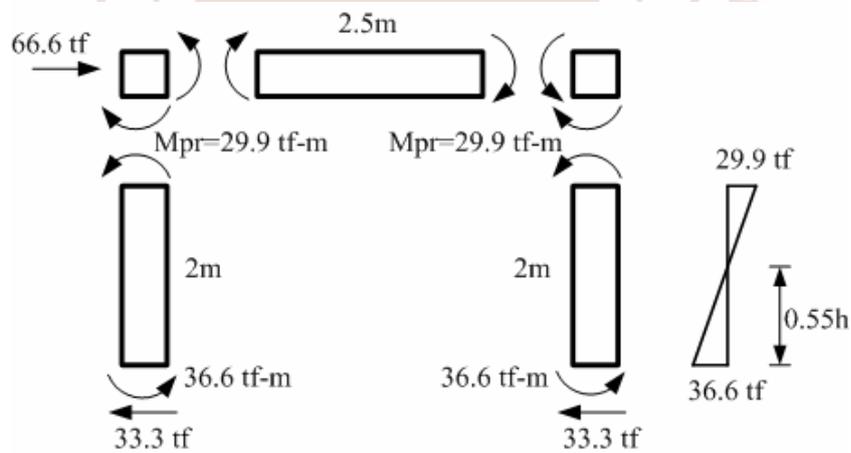


圖 3-9 MF 試體梁柱產生塑鉸之剪力

(資料來源：本研究繪製)

第 2-4 座試體均含有 12-cm 厚 RC 牆，配置水平垂直均#3@20cm 單層，牆體配筋如圖 3-10 所示，模擬非結構牆，填充於標準構架之中，牆水平、垂直鋼筋比約為 0.003，滿足一般牆要求，但單層配筋不符結構牆要求。第 2 座試體編號為 MFW 擬測試韌性構架內含現場澆置的 RC

非結構牆，因未作特殊處理，構架含牆形成「槓鈴斷面」，整體撓剪強度均大幅提高，但因牆體厚度小且為單層配筋，韌度恐有不足。

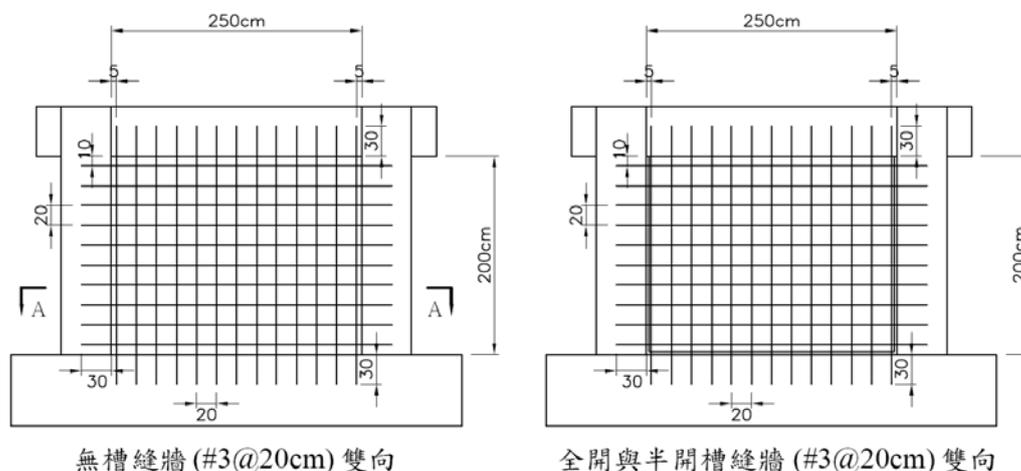


圖 3-10 牆體配筋圖

(資料來源：本研究繪製)

以 Wood 建議之牆剪力強度估算，牆體剪力強度約 80 tf 至 90 tf，與邊界柱組合後形成「槓鈴斷面」，如圖 3-11 所示，最大剪力推估約在 150 tf 左右，低於撓曲破壞所需之 220 tf，控制牆體為剪力破壞。

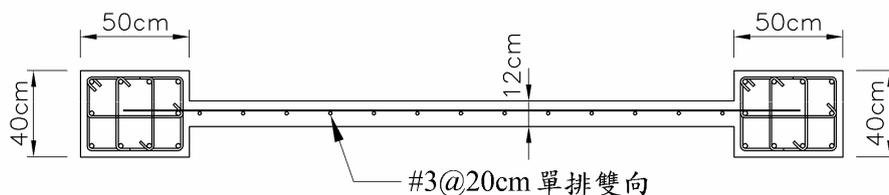


圖 3-11 槓鈴斷面 (圖 3-10 Section A-A)

(資料來源：本研究繪製)

第 3 及第 4 座組分別編號為 AS 及 AI4 牆三邊做槽縫特殊試體，AS 牆做全槽縫，AI4 做半開槽縫，細部如圖 3-12 所示。全開槽縫及半開槽縫 RC 牆兩側及底側共有三邊槽縫，只留頂部與梁相連，牆鋼筋仍以直線錨定於邊界構材內，為避免全開槽縫牆體面外變形，牆兩側與底側開槽採錯置方式，如圖 3-13 所示。建築上槽縫可填縫材隔離全部或一半的混凝土厚度，降低 RC 牆對構架韌性行為之牽制，其構架含牆之強度與韌度應介於第 1 座與第 2 座之間。

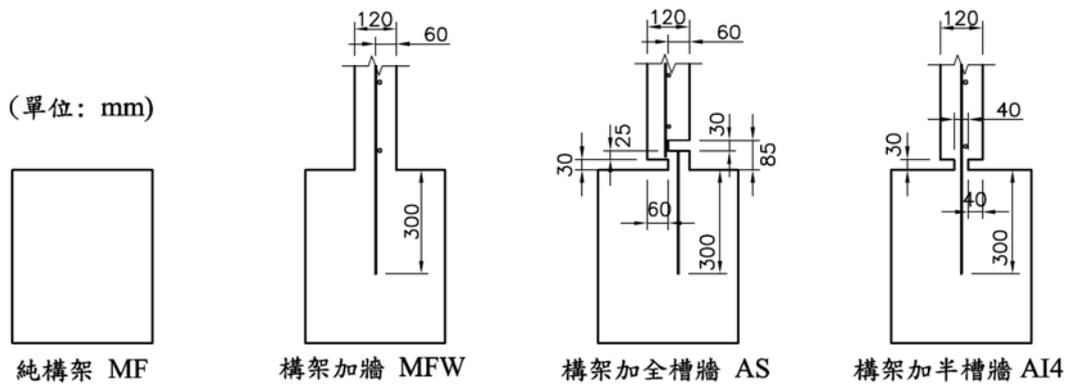


圖 3-12 試體規劃與開槽縫細部

(資料來源：本研究繪製)

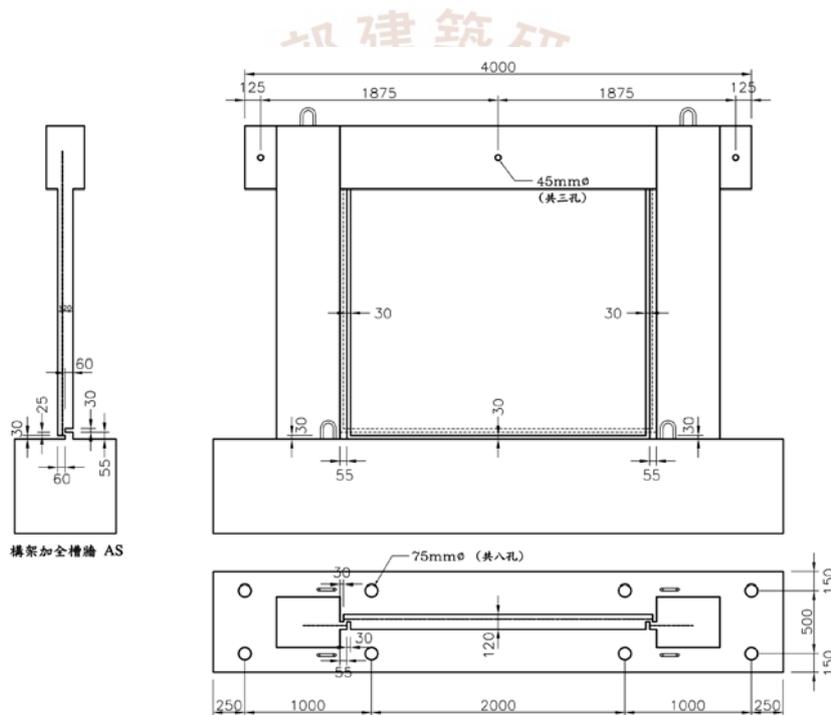


圖 3-13 構架加全槽牆 AS 槽縫錯置設計

(資料來源：本研究繪製)

將牆體兩側及底部開槽縫，可使構架內含的 RC 牆可忍受較大的層間變形，對整體韌度助益甚大。且以彈性材料隔離混凝土，但鋼筋維持連續，具有局部消能能力以暨維持牆面外變形穩定性與一致性。採用全開槽縫可完全達到隔離牆體的目的，但為了防範漏水，其槽縫的施工處理也較複雜，當構架側位移較大時，槽縫寬度若不足，牆對構架仍可能發生顯著之影響。採用半開槽縫雖然施工較為簡單，但牆體與梁柱結構

間未能完全隔離，其耐震行較難以預期，AI4 試體其三邊開槽部份與基礎梁、柱相接僅四公分寬，預測開槽區域會因應力集中而先行開裂，產生滑移破壞，其開裂、降伏後之勁度變化及試體破壞前之塑性行為，即本研究擬以實驗探討之重要目的之一，並檢討現行規範相關規定之適用性。

量測系統之佈設如圖 3-14 所示，位移測微計在牆體共裝設六支，主要為量測分析出牆體之剪力變形量、撓曲變形量。構架梁之頂面裝設一支位移計，柱兩側各裝設三支位移計，主要為量測層間變位角，以檢討試體剛性變化、破壞模式與層間變位角之關連性等。

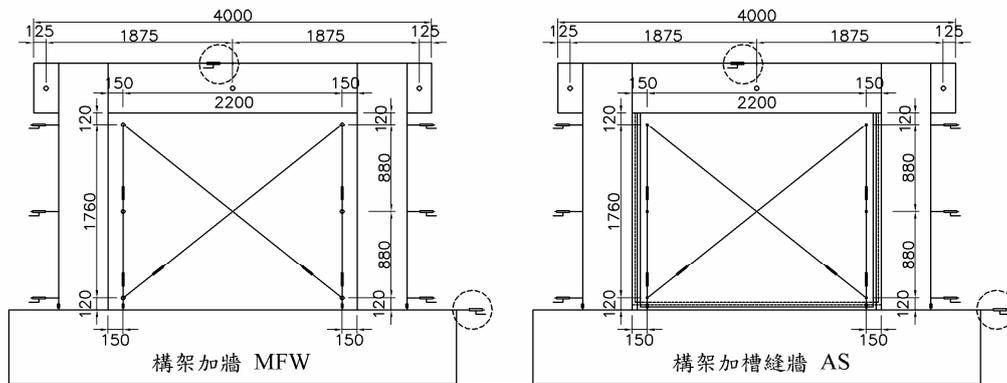


圖 3-14 位移計架設圖

(資料來源：本研究繪製)

第三節 試體製作

試體製作可分為材料準備、鋼筋加工、黏貼應變計、施作流程，以下針對各細項加以詳述：

(1) 材料準備

鋼筋：本研究梁柱及基腳所採用的主筋為 SD420W-D22 之竹節鋼筋，牆筋及箍筋則採用竹節鋼筋 SD420W-D10，其鋼筋抗拉試驗結果列表如表 3-2 所示，主筋兩端皆以錨定鉸取代傳統的彎鉤，採用蘭州工程股份有限公司所製作摩擦銲接錨定鉸，錨定鉸直接銲接於主筋上，如圖 3-15 所示。

表 3-2 鋼筋抗拉試驗結果

鋼筋規格		f_y (kgf/cm ²)	f_u (kgf/cm ²)
號數	種類		
#7	SD420W	4999	6920
#3	SD420W	4560	6818

(資料來源：本研究整理)



圖 3-15 摩擦銲接錨定物

(資料來源：本研究繪製)

混凝土：採用國產實業建設股份有限公司預拌混凝土 210 kgf/cm²。取三個做混凝土標準抗壓強度，如表 3-3。

表 3-3 混凝土 28 天標準抗壓強度試驗結果

澆置	f'_c (kgf/cm ²)
Batch1 三試體平均值	259.4
Batch2 三試體平均值	266.2

(資料來源：本研究整理)

模板：下部基座樑使用一般模板，上部柱、牆、梁使用清水模板，基座

與柱、梁、牆有施工縫，試體模擬實務狀況，直立澆置。

(2) 鋼筋加工

梁柱及基腳所使用的竹節鋼筋，其不須任何加工即可使用，箍筋則須於操作機台上進行箍筋彎製加工，箍筋之尺寸大小應控制精準，避免鋼筋籠綁紮完成後主筋間距與保護層厚度錯誤。

(3) 黏貼應變計

應變計：使用日本 TML 公司製造的應變計，型號為：FLA-5-11-3L，應變計係數為 $2.12 \pm 1\%$ ，電阻值為 120Ω (歐姆)。先將鋼筋固定於工作桌上，在欲黏貼位置處，以手持砂輪機將鋼筋竹節分粗磨、細磨磨平及刨光，如圖示 2-16，接著以工業酒精將殘餘竹節上之鐵屑擦拭乾淨，再使用 TML 生產快乾劑(型號為：CN)進行應變計黏貼，等快乾劑凝固時，再以 TML 所生產石蠟(型號為：W-1)包覆應變計，石蠟上層再貼上 3M 防水膠布(型號為：2151)，最後纏上一般電氣膠帶保護，如圖 3-17 所示。應變計位置選定於柱梁及基座交界處，因交界處會出現撓曲最大值，圖 3-18 為梁柱主筋應變計黏貼位置。



圖 3-16 鋼筋磨平及刨光 圖 3-17 應變計加工完成
(資料來源：本研究拍攝)

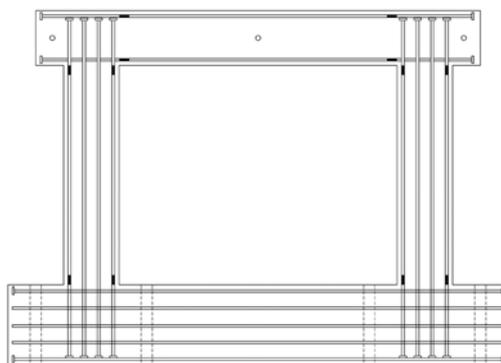


圖 3-18 梁柱主筋應變計黏貼位置
(資料來源：本研究繪製)

(4) 試體施作流程

本試驗將四座試體分為兩批施作，於戶外施工，基座模板製作前先進行墊平，如圖 3-19 所示，墊平完後於基座模板標示柱筋及預埋孔位置，進行第一批試體基座鋼筋、柱筋、牆筋綁紮及預埋 PVC 管，如圖 3-20 所示，然後進行第一次澆置(基座)，如圖 3-21 所示，並製作圓柱試體 6 個，圓柱試體用來預測試體混凝土之抗壓強度，澆置完成 5 小時後，隨即覆蓋麻布袋於試體上進行養護，以避免水泥產生水化熱造成混凝土乾縮龜裂。

澆置兩天後進行拆除模板作業，進行第一批試體柱、牆及梁主筋的綁紮，如圖 3-22 所示，以及柱、牆、梁的模板組裝，同時埋入預埋桿件及鋼管，如圖 3-23~3-25 所示，預埋桿件主要為了未來架設位移計，鋼管主要預留孔洞供未來側撐鋼構架設，同時施作第二批試體基座模板及基座鋼筋籠綁紮，由於試體總高度為 3.25 m 且有開槽縫試體，故第二次使用高流動混凝土及泵送車澆置(第一批試體上部及第二批試體基座)，並製作圓柱試體 24 個(第一批試體上部 15 個、第二批試體基座 9 個)，澆置完成 5 小時後立即養護。

澆置兩天後拆除模板，並進行第二批試體柱、牆及梁主筋的綁紮以及柱、牆、梁的模板組裝，同樣以高流動混凝土及泵送車進行第三次澆置作業，並製作圓柱試體 24 個，同樣澆置完成後 5 小時養護，兩天後拆模，完成兩批總數四座試體的製作，如圖 3-26~29 所示。施作流程如圖 3-30 所示。



圖 3-19 基座模板整平

(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-20 柱筋、牆筋及 PVC 管安插
(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-21 基座灌漿
(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-22 柱筋綁紮
(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-23 預埋桿件及鋼管
(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-24 預埋螺帽
(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-25 預埋牙條



圖 3-26 第一批試體
(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-27 第二批試體
(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-28 試體 AS 槽縫圖
(資料來源：本研究拍攝)



圖 3-29 試體 AI4 槽縫圖
(資料來源：本研究拍攝)

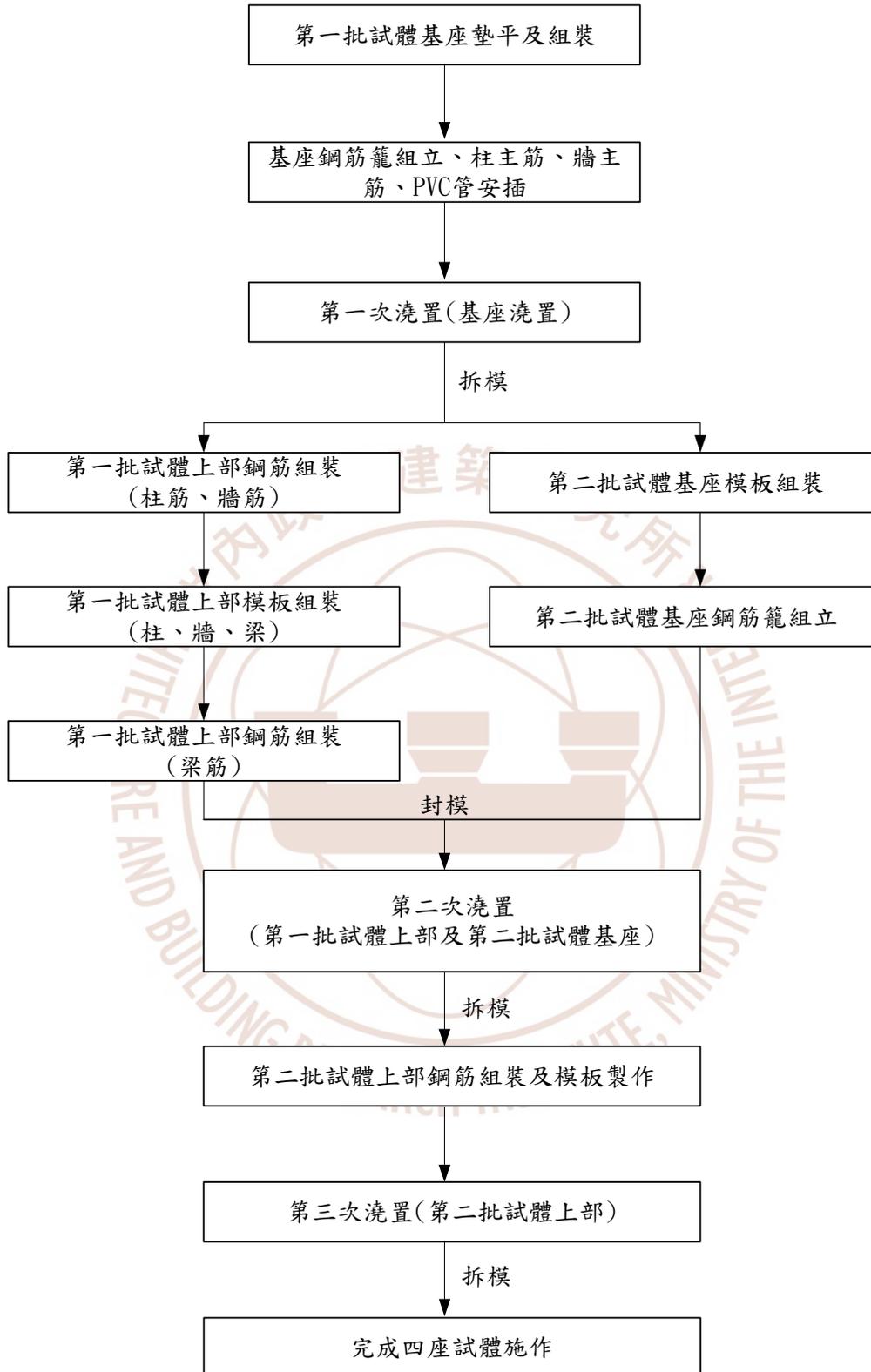


圖 3-30 試體施作流程圖
(資料來源：本研究繪製)

第四節 測試程序

本試驗位移控制加載，目的為了保護儀器設備的安全，試體梁端位移模擬結構的層間變位角，將梁載重端位移 Δ 除以柱構件長度，即可得試體模擬之層間變位 (Drift)，如圖 3-31 所示。為了探討層間變位由小到大對結構體之影響，因此施載程序便規劃各階段層間變位依次為 0.25%、0.5%、0.75%、1%、1.5%、2%、3%、4%，並參考 ACI T1.1[36] 建議執行每一層間變位各 3 個週期，採三角形位移波輸出，如圖 3-32 所示，表 3-4 則為層間變位與梁端控制位移之轉換關係。ACI T1.1-01 and ACI T1.1R-01 [36] 試驗評估性能標準細則在此不多做解說，但重點方面之試驗方法指出：(1) 試體受反復載重下需以位移控制；(2) 每一層間變位需做三次迴圈；(3) 進行下一層間變位需為前一層間變位的 1.25~1.5 倍；(3) 試驗層間變位需逐漸增加至等於或大於層間變位角 3.5%；(4) 記錄數值以試體位移值及柱剪力值，並每層間變位第三迴圈結束需拍照以做記錄。

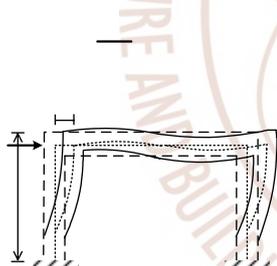


圖 3-31 層間變位角關係圖
(資料來源：本研究繪製)

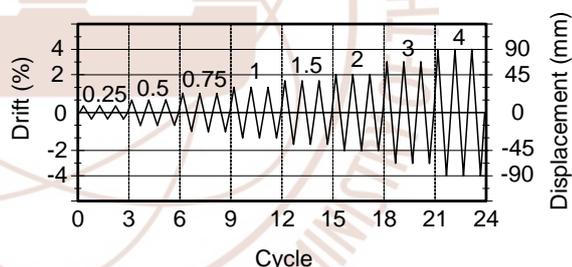


圖 3-32 施載程序
(資料來源：本研究繪製)

表 3-4 層間變位與柱端控制位移轉換表

Cycle	層間變位 Drift (%)	制動器位移 Δ (mm)
1,2,3	0.25	5.625
4,5,6	0.5	11.25
7,8,9	0.75	16.875
10,11,12	1	22.5
13,14,15	1.5	33.75
16,17,18	2	45
19,20,21	3	67.5
22,23,24	4	90

註： Δ =(層間變位) \times (2250 mm)
(資料來源：本研究整理)

第四章 實驗結果與討論

實驗結果按韌性構架 MF、韌性構架含非結構牆 MFW、韌性構架含全槽縫牆 AS、及韌性構架含半槽縫牆 AI4 分節論述，再綜合檢討比較於後。

第一節 韌性構架 MF

韌性構架 MF 試驗當天，取三個當初同時製作、工地養護的混凝土圓柱試體做標準抗壓強度試驗，試驗結果平均值為 26.84 MPa (273.6 kgf/cm²)。

側力-變位反應及裂縫發展過程:

MF 韌性構架將作為標準試體，試驗受側力行為和韌性供含牆構架試體比較。MF 韌性構架之側力-變位遲滯迴圈，如圖 4-1 所示。第一次加載側力至層間變位角 0.25%，並無裂縫產生，第二迴圈 push 時，兩支柱下端左側（南側）、柱上端右側（北側）、及梁端部均出現撓曲裂縫。層間變位 0.25% 三迴圈加載完畢，照片如圖 4-2 所示，雖梁、柱產生細微撓曲裂縫，勁度仍然良好，維持彈性反應。

層間變位繼續從 0.5%、0.75%、增加至 1% 時，除梁、柱端部撓曲裂縫增多，梁柱接頭部亦開始產生斜向裂縫，但構架勁度仍然良好。當層間變位角超過 1% 時，如圖 4-3 所示，剛度開始降低，發生降伏現象。因構架採韌性設計，降伏後之抗側力強度仍緩緩上升，側力-變位曲線呈現韌性。

層間變位角達 2%，側力-變位曲線趨於水平。直至層間變位達 3% push (1st)，構架承受側力達到最大強度 721 kN (73.50 噸)。此時，梁端部與梁柱接頭產生明顯開裂，抗側力強度開始漸漸衰減，照片如圖 4-4 所示。層間變位達 4% 構架並無嚴重損壞。本試體是標準試體，目的是與含牆試體比較，因此，側力達層間變位角 4% 三迴圈後，停止試驗，照片如圖 4-5 所示。

各迴圈之側力-變位（層間變位角）包絡線，如圖 4-5 所示。層間變位角 1% 之前，每一載重階段三迴圈幾乎重疊在一起，直至層間變位角 2% 才逐漸分開，達最大載重（層間變位角 3%）之後，三條包絡線差異明顯放大。

勁度：

試體之彈性割線勁度 (K_e) 以 0.5% 第一迴圈 push 之側力除以相對應之位移值求得，本構架之彈性勁度為 29.27 kN/mm，韌性比大於 4，顯示依規範設計之韌性構架耐震性能符合預期。

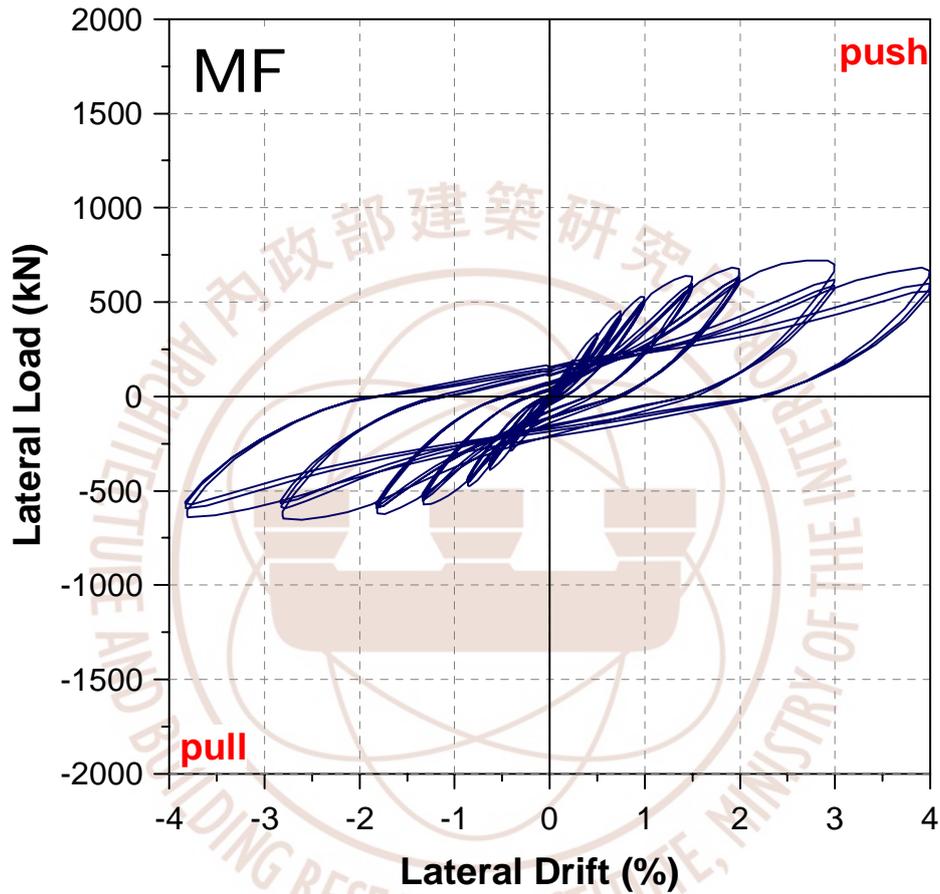


圖 4-1 MF 構架側力-變位遲滯迴圈
(資料來源：本研究整理)



圖 4-2 MF 試體層間變位 0.25% pull (3rd)之照片
(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-3 MF 試體層間變位 1.5% push (1st)之照片
(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-4 MF 試體層間變位 4.0% 實驗結束之照片
(資料來源：本研究拍攝)

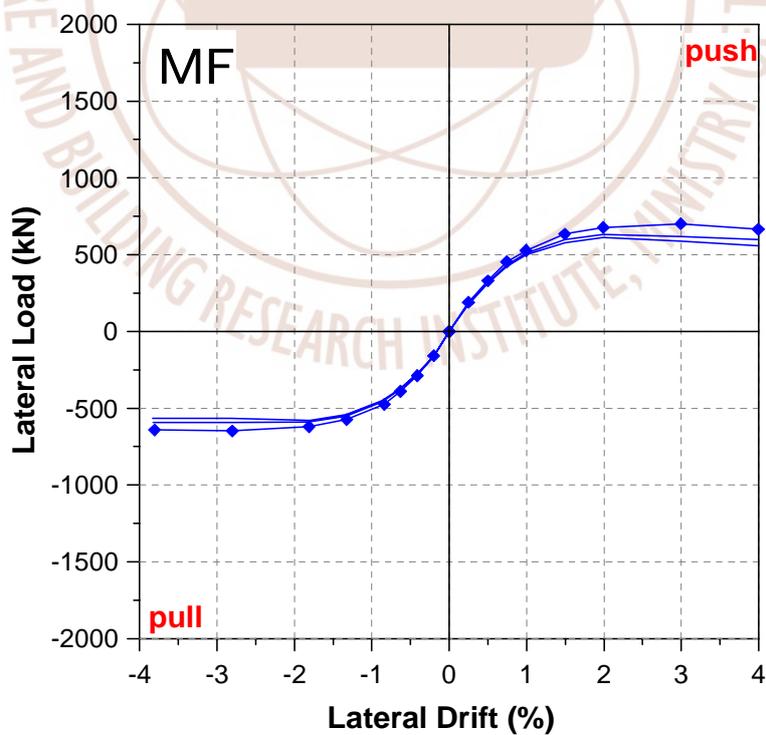


圖 4-5 MF 構架側力-變位包絡線
(資料來源：本研究整理)

第二節 韌性構架含非結構牆 MFW

韌性構架含 RC 非結構牆 MFW 試驗當天，取三個當初同時製作、工地養護的混凝土圓柱試體做標準抗壓強度試驗，試驗結果平均值為 24.44 MPa (294.1 kgf/cm^2)。

側力-變位反應及裂縫發展過程:

MFW 含牆構架可與 MF 標準構架比較，亦可作對照開槽試體 AS 及 AI4。側力-變位遲滯迴圈，如圖 4-6 所示，第一次施加側力至層間變位角達 0.25% push (1^{st})，牆面即發生多道斜向剪力裂縫，同時南側（施推力側）柱外緣中、下部位發生多道水平裂縫，如圖 4-7 所示，此時載重已達 766 kN，超過 MF 構架之最大載重。制動器位移控制 0.25% pull (1^{st}) 拉回時，因傳力鋼棒伸長，造成試體位移與制動器作動位移並不一致，反向 pull 加載實際試體層間變位只達 0.11% 並未達到 0.25%，載重為 428 kN，北側柱並未出現裂縫，但牆面仍出現多道反向斜剪裂縫。0.25% 三迴圈結束，裂縫沒有明顯再增加。

增加載重至 0.5% push (1^{st})，牆面出現多條剪力斜向裂縫，同時，牆兩側之柱順著牆斜向裂縫延伸方向亦出現撓剪裂縫。反向加載 pull (1^{st}) 時，北側柱外緣也出現多道類似南側柱之水平撓曲裂縫。繼續施加側力至層間變位角 0.75%，照片如圖 4-8 所示，試體在 0.75% push 時基座產生滑動，故試體層間變位並未施加到 0.75%，試體之變形及層間變位角以制動器作動位移扣除試體滑動位移後求得。此階段剛度並無明顯變化，但柱裂縫漸轉為撓剪開裂，整個牆面交叉斜剪裂縫均勻分布，且主裂縫附近有許多延伸細裂縫，至層間變位 1% push 時，勁度突然降低，位移加大且裂縫加寬，顯示牆已開始軟化。

繼續施加側力欲使層間變位角達 1.5% push (1^{st}) 之過程，在層間變位 1.11% 時，達到最大強度，載重為 2176 kN (221.81 噸)，試體突然發生響聲，牆及柱出現寬大的斜向剪力開裂，屬斜剪破壞，照片如圖 4-9 所示。繼續施加位移，側力抵抗開始下降，至 1.5% push (1^{st}) 時，MFW 含牆構架開裂嚴重已出現破壞現象，遂停止反復載重，繼續施加推力至層間變位角達 2.2%，

此時強度已下降超過 20%，牆面混凝土塊大量崩落，遂停止試驗。

各迴圈之側力-變位（層間變位角）包絡線，如圖 4-10 所示。層間變位角 0.5% 之前，每一載重階段三迴圈之包絡線幾乎重疊在一起，直到層間變位角 0.75% 才逐漸分開。

勁度：

試體之彈性割線勁度 (K_e) 以 0.5% 第一迴圈 push 之側力除以相對應之位移值求得，本標準含牆構架 MFW 試體之彈性割線勁度為 130.40 kN/mm，4 倍於標準韌性構架 MF 試體之彈性勁度 29.27 kN/mm。但勁度軟化後立即達到最大強度，然後迅速衰減，韌性比約為 2。由本試驗可知，結構設計採加強構架強度忽略非結構牆存在之做法，值得商榷，建議應更進一步以實驗佐證，探討是否有修訂規範之必要。

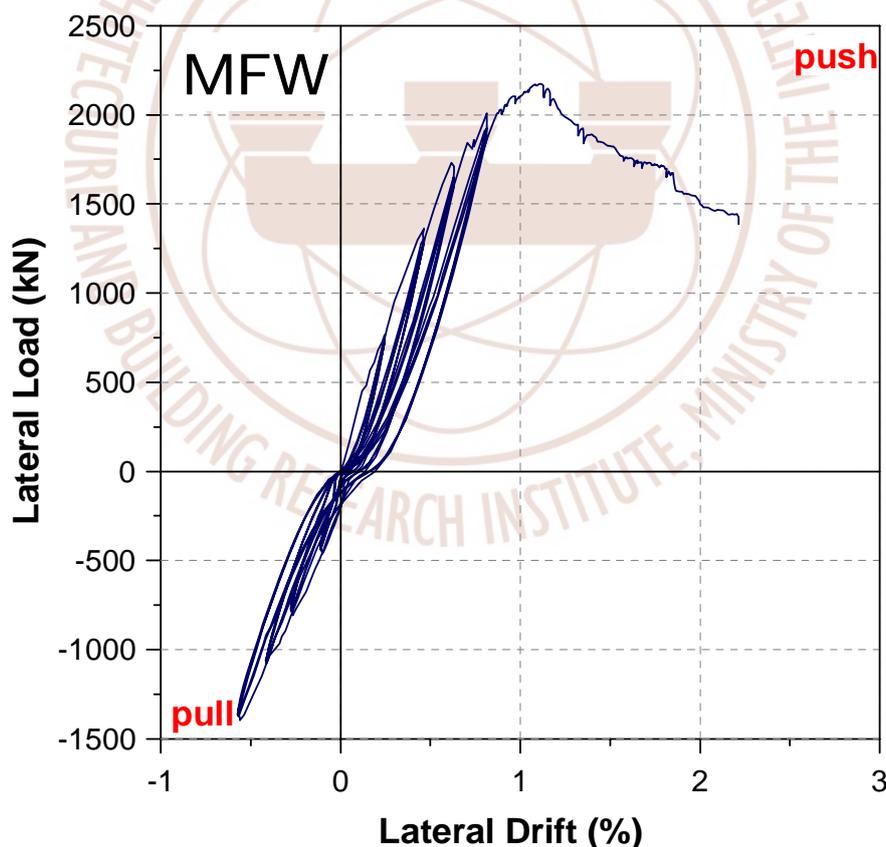


圖 4-6 MFW 構架側力-變位遲滯迴圈
(資料來源：本研究整理)

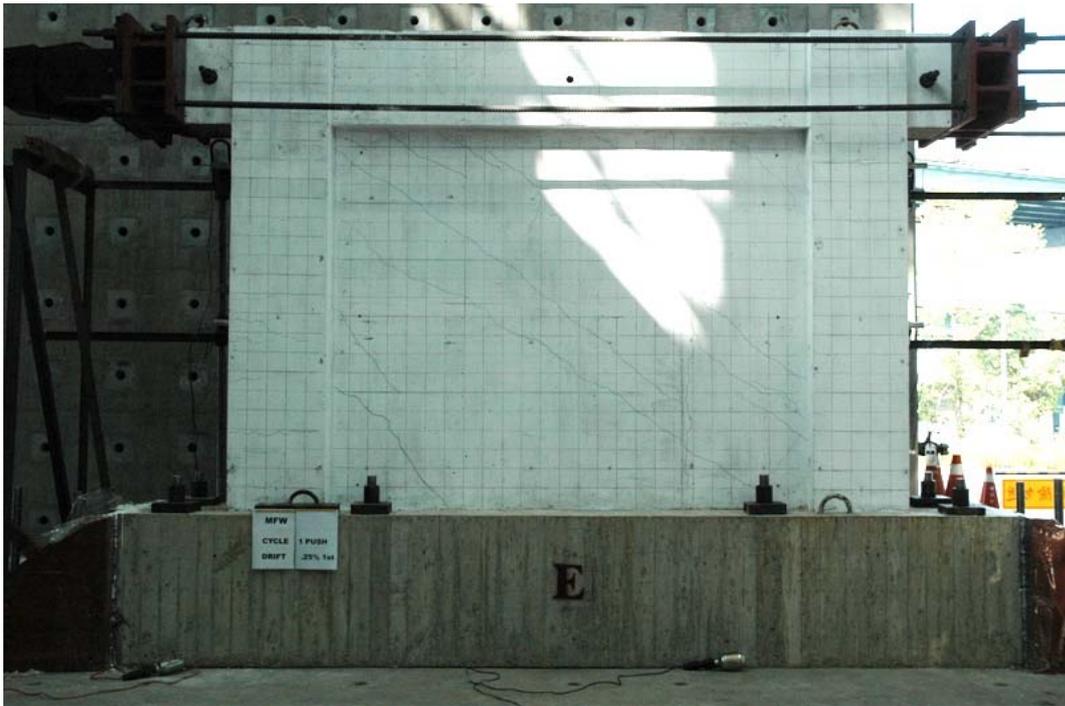


圖 4-7 MFW 試體層間變位 0.25% push (1st)之照片
(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-8 MFW 試體層間變位 0.75% pull (3rd)之照片
(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-9 MFW 試體層間變位 1.5% push (1st)之照片
(資料來源：本研究拍攝)

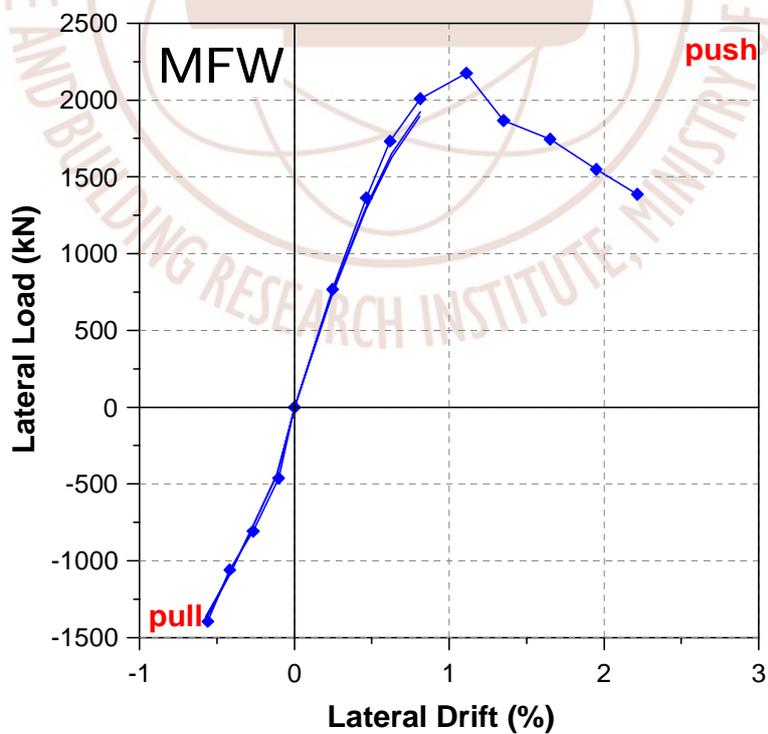


圖 4-10 MFW 構架側力-變位包絡線
(資料來源：本研究整理)

第三節 韌性構架含全槽縫牆 AS

韌性構架含全槽縫牆 AS 試驗當天，取三個當初同時製作、工地養護的混凝土圓柱試體做標準抗壓強度試驗，試驗結果平均值為 30.85 MPa (314.5 kgf/cm²)。

側力-變位反應及裂縫發展過程:

AS 試體係將 RC 牆體左、右及底部 (三側) 作全開槽縫切割處理，預留槽縫寬 3cm，如圖 3-12 及圖 3-13 所示，此寬度可容忍層間變位角約 1.2%。即梁柱構架承受層間變位角約 1.2% 時，槽縫密合，牆體才開始分擔剪力使整體強度提高，猶如金屬材料受拉降伏後硬化的行為，抗側力強度應介於 MF 與 MFW 兩座標準試體之間。

AS 構架之側力-變位遲滯迴圈，如圖 4-11 所示。第一迴圈加载至 0.25% 層間變位角，並無裂縫產生，第二迴圈 push 時，兩支柱下端左側及上端右側出現撓曲裂縫。0.25% 三迴圈加载完畢，雖梁、柱均產生細微撓曲裂縫，勁度仍然良好，維持彈性行為，照片如圖 4-12 所示。繼續從 0.5%、0.75% 加载至層間變位角 1%，這期間梁、柱產生撓曲裂縫，且梁柱接頭產生雙向斜向裂縫，雖梁柱接頭裂縫較標準構架 MF 試體多，但牆體沒有裂縫，整體勁度良好，照片如圖 4-13 所示。

繼續加载使層間變位角超過 1% 時，剛度開始降低，發生降伏現象，側力-變位曲線呈現韌性，層間變位約 1.2% 槽縫密合，牆與構架接觸，抗側力勁度提高，如同降伏後硬化之行為，但第二迴圈與第一迴圈強度落差較明顯。三邊槽縫使牆體轉為單曲率撓剪破壞，因此含全槽縫牆構架可維持側力強度至層間變位角 3% 而未有明顯衰減，韌性、耐震消能行為較含牆構架 MFW 佳。

層間變位角達 2%，牆上側出現撓剪裂縫，側力-變位曲線漸趨於水平。至層間變位角 3% push (1st)，構架達到最大剪力強度 1147 kN (117.04 噸)，如圖 4-11 所示。此時，梁端部與梁柱接頭產生明顯開裂，構架區域之裂縫及開裂型式和 MF 標準構架幾乎相同，照片如圖 4-14 所示。抗側力強度開始略為衰減，加载至層間變位角 4% 三迴圈後停止試驗。

各迴圈之側力-變位 (層間變位角) 包絡線，如圖 4-15 所示。層間變位

角 1% 之前，每一載重階段三迴圈幾乎重疊在一起，直至層間變位角超過 1%，三條包絡線差異明顯放大，差異值較前二者試體 MF、MFW 大許多。

勁度：

試體之彈性割線勁度 (K_e) 以 0.5% 第一迴圈 push 之側力除以相對應之位移值求得，本試體之彈性割線勁度為 34.86 kN/mm，接近標準韌性構架 MF 試體之彈性割線勁度 29.42 kN/mm。AS 試體韌性比大於 4，且消耗之能量高於 MF 試體，顯示韌性構架含全槽縫牆之耐震性能良好。

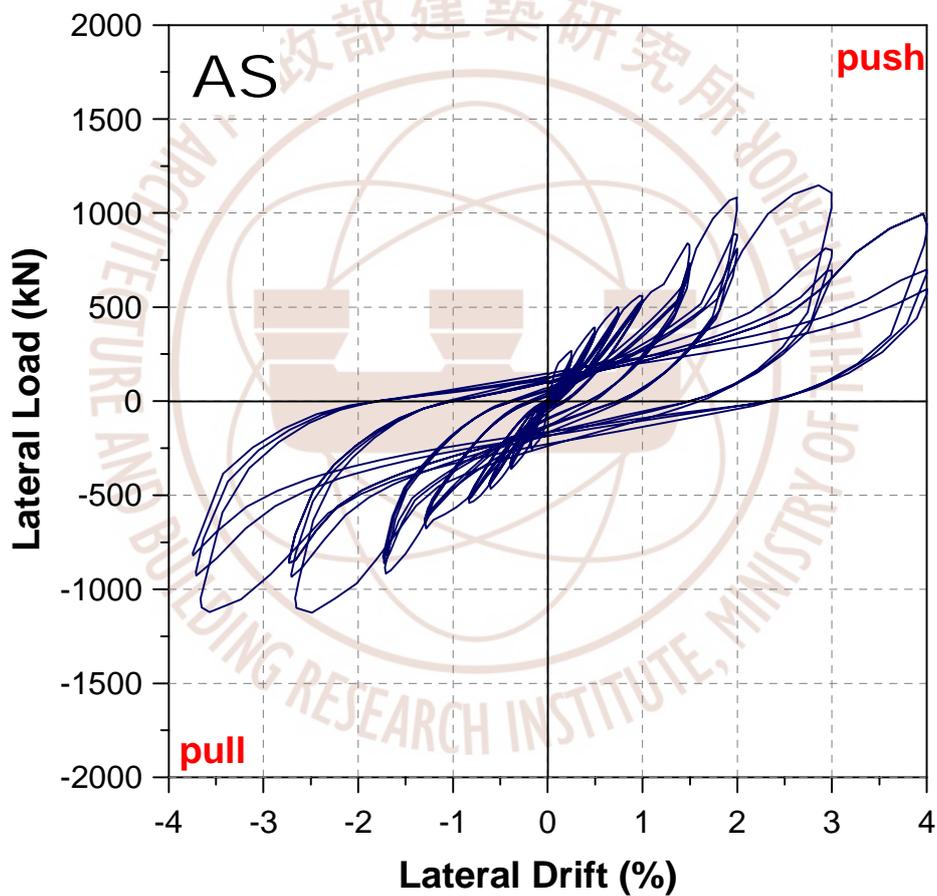


圖 4-11 AS 構架側力-變位遲滯迴圈
(資料來源：本研究整理)

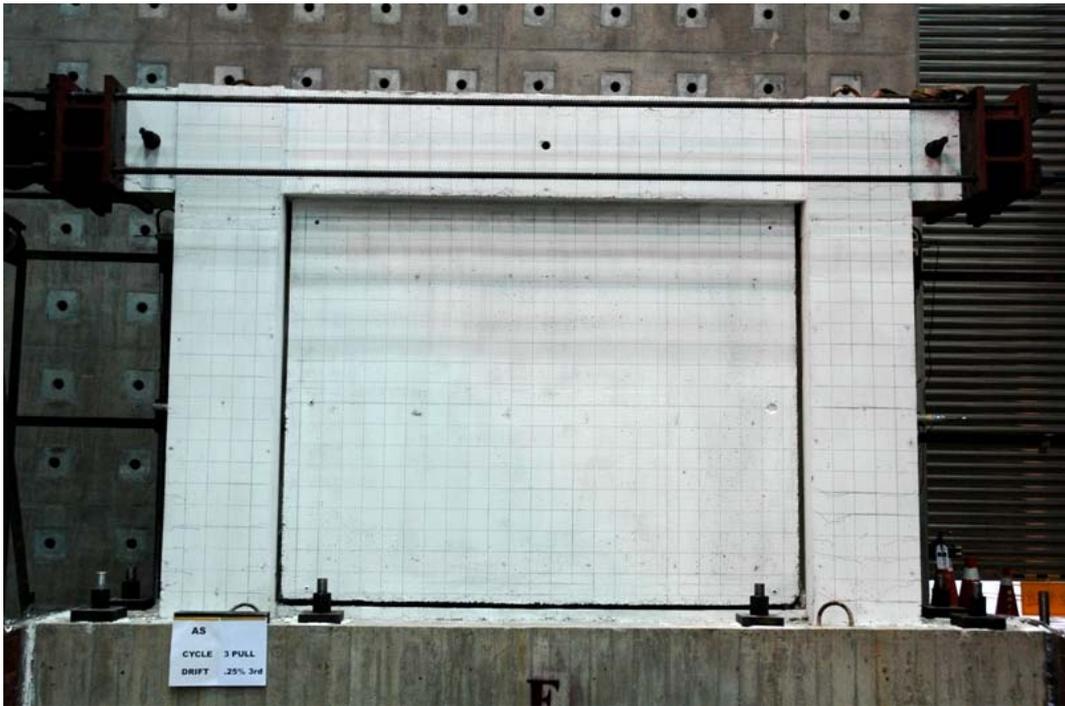


圖 4-12 AS 試體層間變位 0.25% pull (3rd)之照片
(資料來源：本研究拍攝)

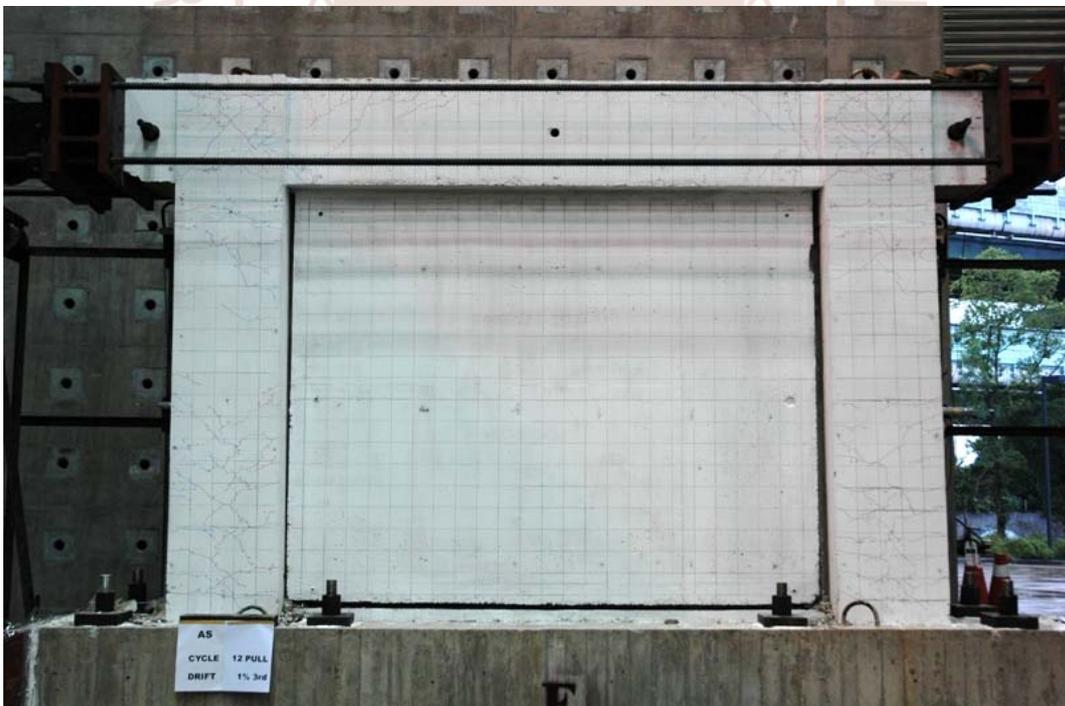


圖 4-13 AS 試體層間變位 1% pull (3rd)之照片
(資料來源：本研究拍攝)

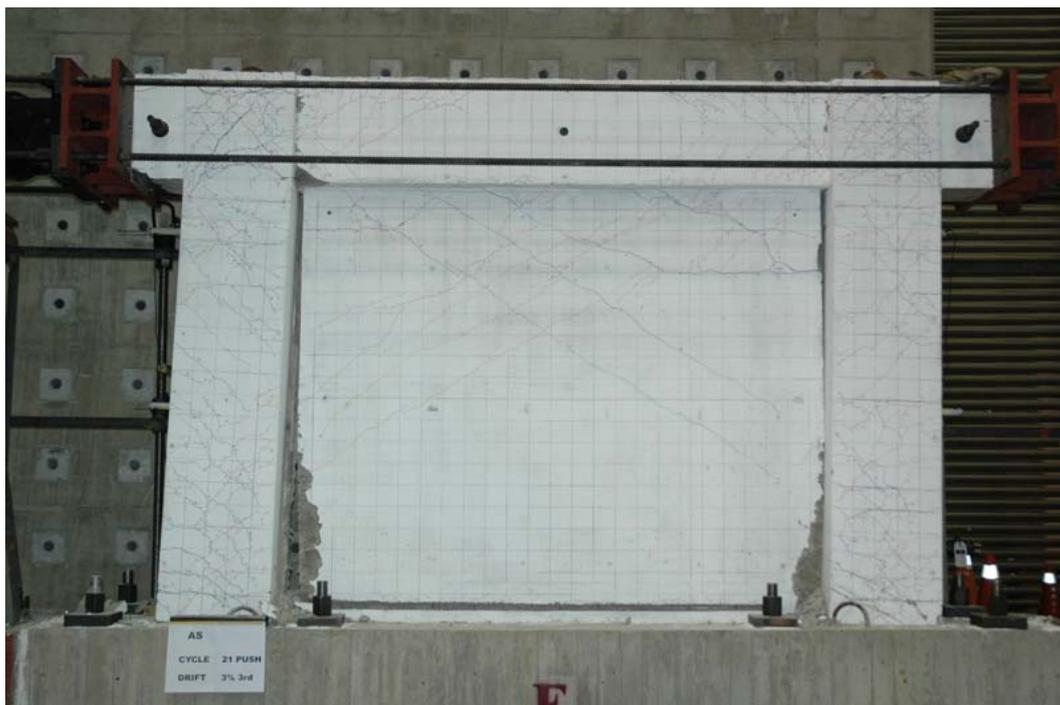


圖 4-14 AS 試體層間變位 3% push (1st)之照片
(資料來源：本研究拍攝)

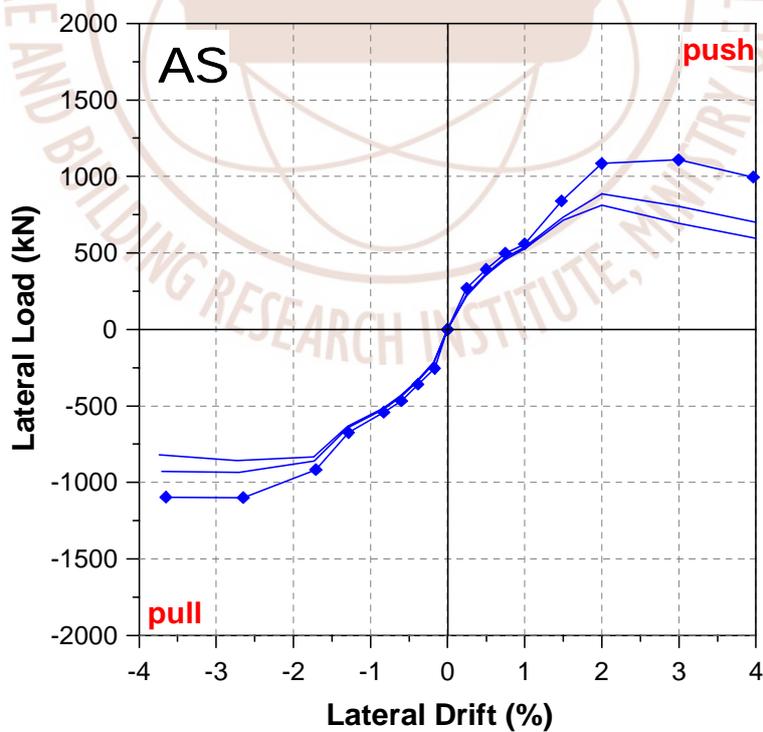


圖 4-15 AS 構架側力-變位包絡線
(資料來源：本研究整理)

第四節 韌性構架含半槽縫牆 AI4

韌性構架含半槽縫牆 AI4 試驗當天，取三個當初同時製作、工地養護的混凝土圓柱試體做標準抗壓強度試驗，試驗結果平均值為 33.38 MPa (340.3 kgf/cm²)。

側力-變位反應及裂縫發展過程:

AI4 試體係將 RC 牆體左、右及底部 (三側) 作半槽縫處理，牆與柱、基座僅相連 1/3 厚度 (4 cm)，鋼筋直通，槽縫寬為 3cm，如圖 3-12 所示，預測抗側力強度應介於 MF 與 MFW 兩座標準試體之間。期望中小地震時，裂縫集中在較弱斷面的槽縫內，減少牆面外觀上裂縫，便於修補；大地震時，可藉槽縫混凝土塊摩擦產生消能機制，改善韌性。

AI4 試體全程試驗之側力-變位遲滯迴圈，如圖 4-16 所示。第一次施加側推力，層間變位角達 0.25% push (1st)，牆面即發生多道斜向剪力裂縫，南側 (試體正面左側) 柱中下部位左側外緣發生多道水平裂縫。此時側推力為 696 kN，接近但略小於無槽縫牆構架 MFW 之 766 kN，遠高於韌性構架 MF 之 189.6 kN。裂縫發展與 MFW 試體近似，僅裂縫數較少。層間變位 0.25% 三迴圈施載完畢，照片如圖 4-17 所示。

層間變位達 0.5% push (1st)，牆面出現與 MFW 試體相似的斜向剪力裂縫，反向加載 pull (1st) 後，牆面呈現清楚交叉斜剪裂縫，北側柱外緣也出現水平撓曲裂縫，照片如圖 4-18 所示。三迴圈後牆面交叉斜剪裂縫規則明顯，因此並不如設計預期的讓開裂集中槽縫處能使牆面裂痕減少。相較於 MFW 試體，AI4 試體牆面裂縫數少但開裂較寬。

當層間變位達 0.61%，側力 1337.4 kN (136.33 噸)，試體達到最大強度，勁度出現突降軟化現象，此因半槽縫最大應力處，混凝土被壓碎，故牆面外觀上並沒有明顯裂損增加之現象。層間變位 0.75% 反復施載過程中，構架承擔側力比例增加，梁柱裂縫增多，同時因牆柱接觸面積加寬，牆體也漸漸回復承擔側力能力而使試體發揮韌性。當層間變位角達 1%，可觀察到牆體本身有面外變形現象，牆鋼筋牽引開裂之混凝土塊產生不同變形造成牆面混凝土開裂嚴重，甚至脫落。值得注意的是雖然牆開裂情況嚴重，試體整體抗側力

強度卻出現平台沒有明顯減弱，在層間變位 3% 第一迴圈甚至還出現強度提高現象。但牆面混凝土掉落太過嚴重，故在變位 3% 三迴圈試驗完畢後停止試驗，照片如圖 4-19 所示。

各迴圈之側力-變位（層間變位角）包絡線，如圖 4-20 所示。層間變位角 0.5% 之前，每一載重階段三迴圈幾乎重疊在一起。層間變位角超過 0.5% 後，第二、三迴圈與第一迴圈差異立即增大。

勁度：

試體之彈性割線勁度 (K_e) 以 0.5% 第一迴圈 push 之側力除以相對應之位移值求得，本試體之彈性割線勁度為 115.78 kN/mm。接近標準含牆構架 MFW 試體之彈性割線勁度 130.40 kN/mm，但仍遠高於標準韌性構架 MF 試體之彈性割線勁度 29.42 kN/mm。本試體韌性比大於 3，依側力-變位曲線圖研判，韌性有發揮出來，但牆體混凝土剝落嚴重，用在高樓結構恐掉落傷人，尚待進一步研究改進，找出解決方案。

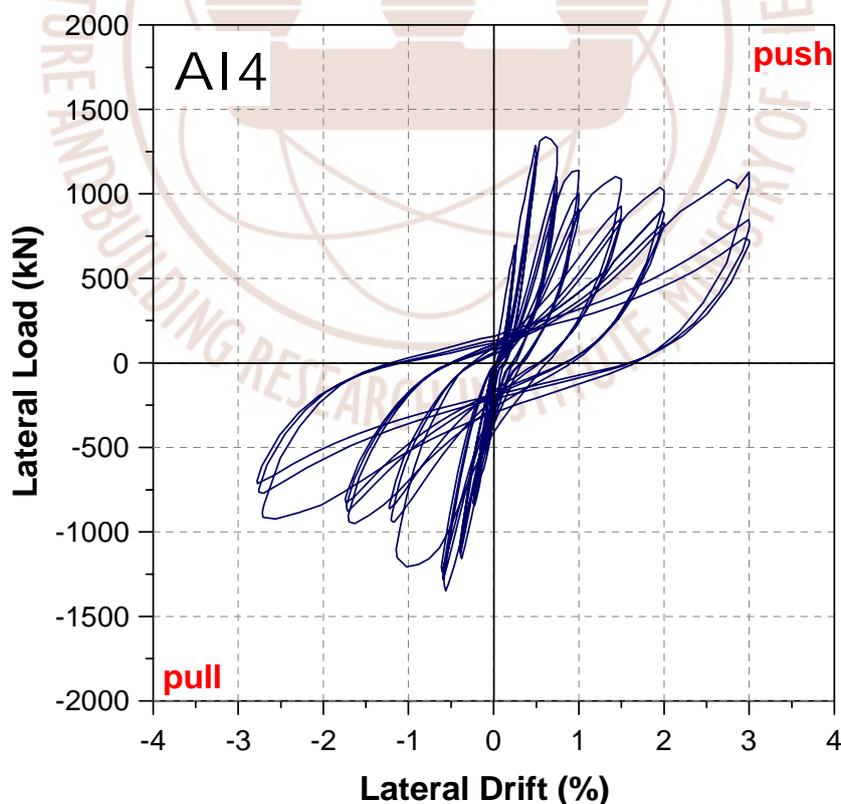


圖 4-16 AI4 構架側力-變位遲滯迴圈
(資料來源：本研究整理)



圖 4-17 AI4 試體層間變位 0.25% pull (3rd)之照片
(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-18 AI4 試體層間變位 0.5% pull (1st)之照片
(資料來源：本研究拍攝)



圖 4-19 AI4 試體層間變位 3% 實驗結束之照片
(資料來源：本研究拍攝)

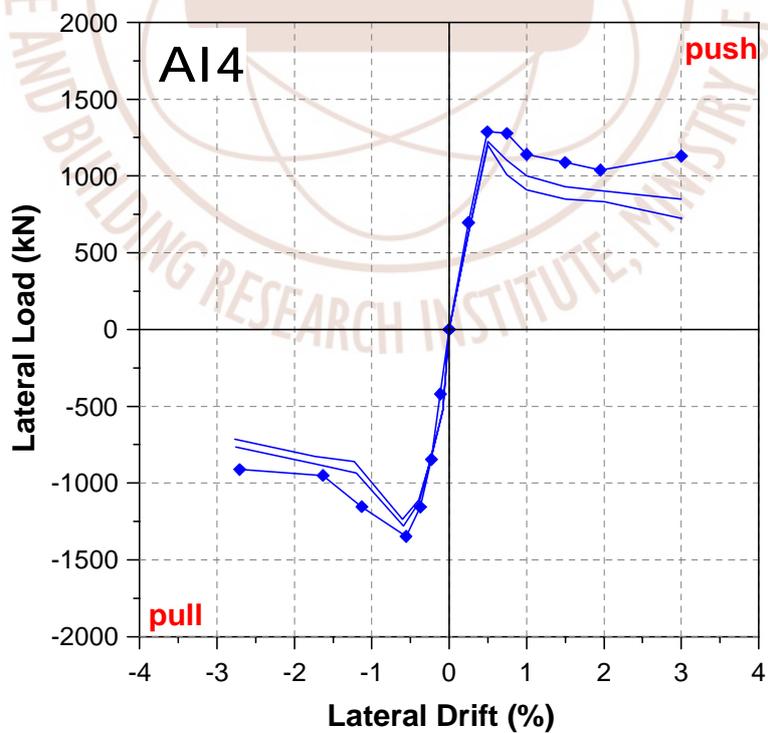


圖 4-20 AI4 構架側力-變位包絡線
(資料來源：本研究整理)

第五節 綜合檢討比較

根據實驗所得資料，將四支試體之側力-變位曲線，整理如圖 4-21 所示，各試體勁度及破壞行為，綜合檢討比較如下：

1. 以現行耐震設計規範設計之標準韌性構架試體 MF 試驗結果發揮預期韌性，約在層間變位角 1% 後降伏，抗側力強度可維持至層間變位角 4% 而未有明顯衰減，梁柱發展出塑鉸，耐震行為良好。
2. 含 RC 非結構牆之構架 MFW，牆體產生剪力破壞，造成含牆構架抗側力強度超出層間變位角 1% 後即達最大強度而迅速衰減，破壞模式為牆與邊界柱斜剪破壞主控。強度及勁度大幅超出標準構架 MF，但韌性甚差。

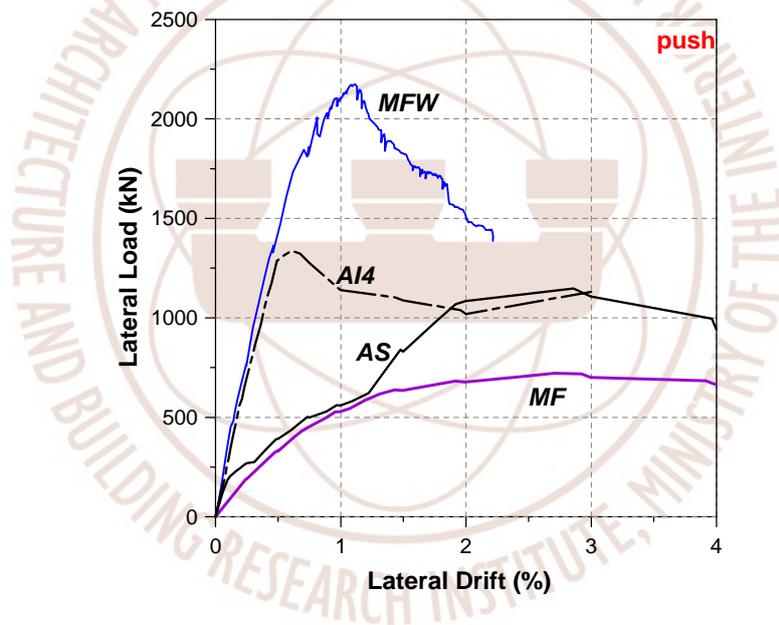


圖 4-21 各試體側力-變位包絡線比較
(資料來源：本研究整理)

3. 全槽縫構架試體 AS 將 RC 牆體左右及底部三邊開槽，預留寬度容忍層間變位角約 1.2%，試驗結果層間變位 1.2% 前之行為、強度與韌性構架 MF 非常類似。層間變位角達 1.2% 槽縫密合接觸使牆體受力，抗側力強度提高，三邊槽縫使牆體轉為單曲率撓剪破壞，因此可維持側力強度至層間變位角 4%，破壞模式類似韌性構架 MF，耐震行為良好。
4. 半槽縫構架試體 AI4 將 RC 牆體三邊槽縫保留 1/3 與構架相連，牆體鋼

筋直通與構架相連，初期抗側力強度、勁度與含 RC 非結構牆構架 MFW 幾乎相同，層間變位 0.6% 達最大強度後，強度衰減，至層間變位 1% 半槽縫牆構架才產生韌性，側力-變位曲線出現平台，層間變位 2% 之後，強度甚至提高，強度與韌度介於全槽縫牆與無槽縫之間，初期行為接近含牆試體，但半槽處破壞後行為趨向全槽縫試體。

5. 由圖 4-21 比對四支試體行為，可發現試驗初期三支含牆構架勁度極為接近，全槽縫 AS 試體約在層間變位 0.1% 時槽縫開裂，勁度軟化，曲線走勢移向標準構架 MF。半槽縫牆 AI4 試體勁度在層間變位 0.5% 以內與 MFW 試體非常接近，直到層間變位約 0.6%，半槽處混凝土破壞後勁度立即衰減，直到層間變位 1% 牆與構架密合接觸，強度才又發展出來，呈現韌性行為。
6. 割線勁度以施加之側力除以對應位移求得，試體各迴圈 push 之勁度取層間變位角 0.25%、0.5%、0.75% 計算整理如表 4-1 所示。為便於比較，再將層間變位 0.25%~0.75% 之勁度與層間變位 0.25% 之勁度相比，整理如表 4-2 所示。觀察可知，各試體勁度均隨層間變位增加而遞減，MFW 試體勁度遞減較 MF 少，全槽縫牆 AS 試體遞減較 MF 大，AI4 試體初期遞減約與 MFW 相同，但層間變位達 0.75% 遞減極大。
7. 將第二迴圈、第三迴圈之勁度對第一迴圈之勁度相比，整理如表 4-3 所示。各試體第三迴圈除 AI4 試體因半槽處混凝土破壞下降較多，其餘試體各階段勁度下降約相同。MF 與 MFW 試體在第二迴圈層間變位 0.25%~0.5% 勁度下降約 3%，層間變位 0.75% 勁度下降增加至 5%~6%。AS 與 AI4 試體因設置槽縫第二迴圈勁度降低較多 0.6%~15%，差異較大。
8. 將試體各階段勁度與 MF 試體勁度相比，整理如表 4-4 所示。MFW 試體勁度約為 MF 試體之 4 倍，AS 試體勁度約為 MF 試體之 1.0~1.4 倍，AI4 試體在層間變位 0.5% 以下，勁度約為 MF 試體之 3.8~4 倍，層間變位 0.75% 時勁度約為 MF 之 2.4~2.8 倍。
9. 建築物耐震設計規範及解說第 2.17 節極限層剪力強度之檢核目的是將非結構牆所造成的弱層現象檢核出來，所以計算含非結構牆極限層剪

表 4-1 試體各階段割線勁度 K 原始計算資料 (kN/mm)

Drift Ratio	MF			MFW			AS			AI4		
	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD
Push 0.25%	33.72	32.81	31.24	138.93	136.46	134.00	47.90	40.89	39.11	123.95	111.60	110.77
Push 0.50%	29.27	28.45	27.89	130.40	125.38	123.82	34.86	32.57	31.65	115.78	108.54	106.21
Push 0.75%	26.78	25.51	25.14	124.68	116.98	114.64	29.58	27.95	26.99	75.62	65.69	59.54

(資料來源：本研究整理)

表 4-2 試體各階段勁度 K 對層間變位 0.25% 正規化比較

Drift Ratio	MF			MFW			AS			AI4		
	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD
Push 0.25%	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Push 0.50%	0.87	0.87	0.89	0.94	0.92	0.92	0.73	0.80	0.81	0.93	0.97	0.96
Push 0.75%	0.79	0.78	0.80	0.90	0.86	0.86	0.62	0.68	0.69	0.61	0.59	0.54

(資料來源：本研究整理)

表 4-3 試體各階段勁度 K 對第一迴圈正規化比較

Drift Ratio	MF			MFW			AS			AI4		
	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD
Push 0.25%	1.00	0.97	0.93	1.00	0.98	0.96	1.00	0.85	0.82	1.00	0.90	0.89
Push 0.50%	1.00	0.97	0.95	1.00	0.96	0.95	1.00	0.93	0.91	1.00	0.94	0.92
Push 0.75%	1.00	0.95	0.94	1.00	0.94	0.92	1.00	0.94	0.91	1.00	0.87	0.79

(資料來源：本研究整理)

表 4-4 試體各階段勁度 K 對韌性構架 MF 正規化比較

Drift Ratio	MF			MFW			AS			AI4		
	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD	1 ST	2 ND	3 RD
Push 0.25%	1.00	1.00	1.00	4.12	4.16	4.29	1.42	1.25	1.25	3.68	3.40	3.55
Push 0.50%	1.00	1.00	1.00	4.46	4.41	4.44	1.19	1.14	1.13	3.96	3.82	3.81
Push 0.75%	1.00	1.00	1.00	4.66	4.59	4.56	1.10	1.10	1.07	2.82	2.58	2.37

(資料來源：本研究整理)

力強度時可分別計算構架及非結構牆的強度，然後直接相加而得該層之極限層剪力強度。由於柱、RC 剪力牆、非結構 RC 牆與磚牆破壞時單位面積對應能承擔的剪力不同，因此以 RC 剪力牆的面積為基準，RC 柱、非結構 RC 牆與磚牆之有效面積要分別乘以 0.5、0.4 與 0.25。本實驗結果，若以規範解說之方法檢核含牆構架 MFW，其極限層剪力強度應為：

$$721 + 721 \times \left(\frac{0.4 \times 12 \times 250}{0.5 \times 40 \times 50 \times 2} \right) = 721 + 433 = 1154 \text{ (kN)}$$

但實驗結果為 2176 kN，約 2 倍於規範之檢核強度，若牆之高寬比不同，數值還會不同，顯然含牆構架之結構極限層剪力強度與弱層判斷，不適合僅以有效面積之方式估算，且含槽縫牆構架 AS 與 AI4 之有效面積要乘以多少來估算極限層剪力規範並無適切之解說，後續研究應再設不同參數實驗探討。

第五章 結論與建議

第一節 結論

建築構架內含的 RC 非結構牆具有剛度太大而韌度不足之特性，對建築構架而言，可能導致中度地震時牆體有明顯裂損，大地震時構架無法發揮預期韌性，地震力超過設計預期，導致基底樓層柱或基礎破壞，倘建築上 RC 非結構牆不連續，會因而造成弱層，危及建築結構安全實不可輕忽。一般結構設計習慣上對非結構牆假設不抵抗地震力，而忽視其存在以簡化分析，但由本實驗結果知，即使是最低配筋或半槽縫牆皆不可忽略其存在，故規範對含牆構架韌性規定值及弱層之檢核有待商榷。

構架內含 RC 非結構牆無槽縫者，牆體可忍受之層間變形角隨牆高寬比而異，對典型建築構架設計建議取 0.8%，此一變形角對韌性構架而言太小。如欲提供足夠的層間變形能力，較可行的方式是使用三邊開槽縫的牆，提供耐震變形能力，隔離縫寬度可視目標層間變形角設計。

本試驗結果，構架含 RC 非結構牆，其試驗實際強度較理論公式計算值大許多，實不可忽略其存在。構架含槽縫牆之試驗結果，底部槽縫不會被壓密，可適度減少底部槽縫寬度，兩側與柱相連槽縫寬，應視層間變位之設計需要調整，以符合耐震設計要求。半槽縫牆試驗結果，鋼筋直通可增加韌性，但會引致牆體面外變形，過早碎裂崩落。此外，全槽縫牆角隅處因擠壓破損、預留槽縫施工困難等，可藉由伸縮縫材機構加以克服，有待進一步研發。

全槽縫牆行為與預期相吻合，無論強度、韌性、及消能能力均較 RC 牆佳，也較符合一般工程師設計假定，不致因忽略非結構牆存在，造成勁度分配不均產生弱層。倘遇大地震造成建築物損害，槽縫牆有助於塑性階段結構耐震消能，雖實務上增設槽縫將增加營建成本，但對安全有所助益，值得再作後續實務推廣應用研究。

第二節 建議

建議一

含牆構架相關耐震設計規範之修正建議：**立即可行建議**

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：各國立大學建築、土木、營建相關科系

建築物耐震設計規範第 1.7 節結構系統，規定韌性抗彎矩構架具非結構牆之韌性容量 R 值可取 4。第 2.17 節極限層剪力強度之檢核，對非結構 RC 牆無適切規定。本實驗結果顯示，韌性抗彎矩構架具非結構牆之強度為空構架之 3 倍，勁度為 4 倍，但韌性只有空構架之 1/2，顯示非結構 RC 牆會大幅增加基底剪力並牽制構架韌性，因而建議應修正相關規範內容。但本研究收集之文獻與測試數量有限，尚不足以客觀合理提出修訂條款，建議再增加後續研究，檢討非結構牆之側向強度及變形能力，或作槽縫處理隔離降低牆的反應，以提升建築含牆構架之耐震性能。

建議二

加強建研所實驗室含牆構架測試佈設系統：**長期性建議**

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：各國立大學建築、土木、營建相關科系

本研究規劃設計之側力加載佈設仍需持續補充，以提升內政部建研所建築材料實驗室之能量，未來亦可接受業界委託測試不同含牆構架系統。

建議三

釐清不同含牆構架系統適用耐震設計規定之疑慮：**長期性建議**

主辦機關：內政部建築研究所

協辦機關：各國立大學建築、土木、營建相關科系

建築材料、工法不斷推陳出新，鋼骨或鋼筋混凝土結構使用不同外牆或隔間牆新工法耐震性能之認定，常有疑慮。測試含牆構架之行為，並增修相關法規，對於建築新工法之推動應有裨益。

附錄一 期中審查會議紀錄與意見回覆

內政部建築研究所

本所 97 年度委託研究計畫「建築構架含 RC 牆之耐震性能研究」及「含高強度混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為研究」等二案期中審查會議紀錄

- 一、時間：97 年 7 月 23 日（星期三）上午 9 時 30 分
- 二、地點：本所簡報室
- 三、主持人：王組長榮進 記錄：李台光、陶其駿
- 四、出席人員：（詳出席簽到單）
- 五、主席致詞：（略）
- 六、執行單位簡報：（略）
- 七、綜合討論：

（一）建築構架含 RC 牆之耐震性能研究

中華民國建築師公會全國聯合會 程建築師建明

建議本研究試體細部之規劃，應更貼切於國內工程界之實際狀況，確實檢討與修正後續之研究內容，未來研究成果方能為業界所參採。

中華民國結構工程技師公會全國聯合會 陳技師正平

1. 建議本研究之課題名稱，宜增加「非結構」鋼筋混凝土牆之敘述。
2. 非結構牆若附加於梁上，會產生深梁之現象，反而造成強梁弱柱之情況，建議將此部份納入後續研究之探討。

王技師亭復

1. 建築物震損調查之實務，主構架常因非結構牆而破壞，

稱之為短柱（例如：窗台框柱）、短梁（例如：通道門開口處）等，本研究所探討之牆體，雖視為地震之破壞，但仍不至於影響主構架。

2. 國內建築物耐震設計規範中，對於構架系統具結構牆者，考量(1)基本振動週期之縮短（即增加地震總橫力）及(2)韌性容量之降低（再增加地震總橫力）；然而，國外規範則僅考量前者，在非結構牆最小配筋之下，相對提高構架系統之強度，使非結構牆先行破裂。
3. 若本研究能針對非結構牆受中度地震力之開裂（例如：0.3%之層間變位），乃至何時失去勁度（例如：逾 0.8%之層間變位），而此時構架本身已開始降伏（例如：0.5%之層間變位 Δ_y ），當變位至 1.5%時，已接近 $2.2\Delta_y$ ，甚至更高達 $4.0\Delta_y$ 時等，皆可藉由試驗驗證幾乎傾倒之破壞機制，此皆為工程界所欲理解之問題。
4. 對於非結構牆之槽縫設置，宜檢討系統於地震時之穩定度，以及其配筋量，此時最小鋼筋量可能已不足。另對於牆體底邊之開槽方式，將可能加速構架於降伏變位 Δ_y 前即已破壞。

陳教授誠直

1. 參考文獻內已有槽縫牆相關之研究成果，建議本研究宜詳細說明文獻相關試體之試驗結果，以及與本研究規劃試體之異同，並於試驗後比較其結果。
2. 建議可利用文獻所提之經驗公式，以比對試體之剪力強度，詳實記錄牆體之破壞時機（例如：層間變位角之大小），並嘗試推導牆體與撓曲構架之行為模式。

莊技師忠鵬

1. 本研究目的提及於設計時，應如何考慮現場澆置鋼筋混

凝土非結構牆之剛度與韌度，或如何藉由槽縫減少鋼筋混凝土非結構牆之剛度，且提高其韌度。然而，研究內容之規劃，應著重於探討各種可能遭遇參數之變化，例如：牆體高寬比，以及牆體邊構材如鋼筋混凝土、純鋼、鋼骨鋼筋混凝土與牆之剛性程度等。

2. 研究內容之安排，常針對某特定之變數，而規劃不同之試驗試體，以進行比對與分析，藉以瞭解其變數實際造成之影響，因此較為周延之實驗研究規劃，應充分考量各種可能變數之影響，並期獲得較為完整之實驗結果；惟囿限於研究經費之預算，可能一次無法完成許多試驗，希望未來能延續不同變數之試驗，而歸納出可供工程界實務應用之研究結果。
3. 本研究若認為開槽是最好的方式，則對於牆體開槽之寬度、施工方式、防水性與面外穩定性等因素，宜有較為完整之研究成果，以利工程界實務之參考。

計畫主持人 李教授宏仁回應

1. 本研究試體尺寸與數量之規劃，係受限於材料實驗中心現有設備容量與研究經費，本研究將儘可能參照各位委員之寶貴意見，再檢討修正試體之規劃設計，以期符合國內工程界之實際狀況與預期之研究成果。
2. 本研究主要探討鋼筋混凝土構架含非結構牆設置新式槽縫其剛度與韌度之行為，並與純構架及無槽縫牆構架比較。試體規劃受限於現有之設備容量與研究經費，希望未來能延續本研究，設計不同參數之試驗，歸納出可供工程界實務應用之研究成果。
3. 有關牆體高寬比、槽縫填縫材料性質，以及牆體邊構材如鋼筋混凝土、純鋼、鋼骨鋼筋混凝土與不同剛性牆之

互制行為，希望未來能參酌本研究成果，延續不同變數之試驗，而歸納出可供工程界實務應用之研究結果。

4. 本研究未來將於期末成果報告內容，註明有關槽縫細部之施作重點，以及防範可能漏水之對策。
5. 針對含純構架及非結構牆(最小配筋量)構架，國內建築物耐震設計規範，對於具結構牆者之考量，未來將納於期末成果報告中，就試驗之結果，進行相關之探討。

(二) 含高強度混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為研究

中華民國結構工程技師公會全國聯合會 陳技師正平

1. 柱內灌混凝土雖控制乾縮量，但仍有少量乾縮而與柱板分離，致使無握裹力存在，再加上若只在下部結構柱灌注混凝土，若無剪力釘則鋼柱之軸力進入內部混凝土是否會造成困難？
2. 垂直向乾縮是否會造成軸力卡到橫隔板時，才能進入混凝土？

王技師亭復

1. 箱型鋼柱內填充無筋混凝土在國內使用甚多，但無理論分析，亦不合於現行 SRC 規範規定，更不符合 AISC-2005 之 HSS 規定。
2. 本研究針對研究標的優點之敘述甚多，但似均未具體量化或未引述規範或未經試驗證實，如減碳及防火效能等均有疑義。
3. 試體強度引用 AISC-2005 之 HSS 規定 $P_o = A_s F_y + 0.85 A_c f'_c$ ，而未考量原規範 HSS 規定為針對填充鋼筋混凝土(最小主筋量 $A_s = 0.4\% A_g$ ，最小繫筋量 $A_{tie} = 2.3 \text{ cm}^2/\text{m}$)，其第二項係數是否可達 0.85？

4. 若實際載重部分由混凝土承受，則混凝土與鋼板間應力傳遞應予考慮。建議在 N 系列之四片鋼板加裝應變計，以觀測軸力傳遞及鋼板握裹力。

陳教授誠直

1. 建議報告內統一說明所使用鋼材之等級，並僅呈現最後定案之試體規劃。
2. 建議詳細說明箱型柱之銲接細節，包括是否有背墊板。
3. 請說明 AI 及 BI 系列試體握裹隔離層之施作。
4. 軸向變位之量測，建議增設柱中央長度之軸向變位，以避免兩端受力點之影響。
5. 表 2.1 中 P_0 之單位錯誤。

莊技師忠鵬

由於箱型柱內混凝土仍會乾縮，可能與鋼板無法完全結合。另箱型柱內之隔板或加勁板是否會因混凝土乾縮而形成分隔，無法完全接合，應該可在往後之研究另加考慮。

計畫主持人 陳教授正誠回應

1. 國內使用之箱型柱通常為短柱，故本研究對象設定為短柱，應能反映大部分的實際情況。
2. 已確認 AISC 規定最小鋼筋量係針對 Encased composite columns，而 Filled composite columns 則無此規定。
3. 本研究參考諸多文獻，局部挫曲不一定會發生在中間，有些文獻即使有裝設柱中央之軸向變形量測，仍無法運用其數據進行討論，故本研究不考慮增設柱中央之軸向變形量測儀器。
4. 使用內填充混凝土箱型柱能增加防火性能，係因火害時即使箱型柱失去承載能力，混凝土仍能提供相當大的承

載能力。

5. 乾縮對垂直向軸力力量傳遞之影響在本研究應能得到定性之研究結果，至於乾縮對橫向黏結力之影響則仍待未來研究探討。
6. 本研究擬於撰寫成果報告時，參考各委員意見作相應之修正，包括：(1)統一說明使用之鋼材等級；(2)僅呈現最後定案之試體規劃；(3)箱型柱銲接細節之說明；(4)AI 及 BI 系列試體握裹隔離層之施作方式；及(5)修正表 2.1 試體設計表中 P_0 之單位。

八、結論：

- (一) 本次二委託研究計畫案之期中簡報內容與執行進度，符合本所委託研究契約書之規定，期中簡報審查通過。
- (二) 與會機關團體代表及專家學者之建議事項，請研究團隊於後續研究中參酌辦理，並於期末報告中列表妥予回應。
- (三) 有關第 1 案專家建議調整研究課題名稱部分，請計畫主持人與承辦單位妥予協商，在不違反本部相關規定的原則下，考慮以加註子題或以括號註明「非結構牆」等方式處理。
- (四) 各計畫主持人請掌握執行進度，於合約期限內完成各計畫案。

九、散會：(上午 11 時 30 分)

附錄二 期末審查會議紀錄與意見回覆

內政部建築研究所

內政部建築研究所「建築構架含 RC 牆之耐震性能研究」與「含高強度混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為研究」等 2 項委託研究案期末審查會議紀錄

一、時間：97 年 11 月 25 日（星期二）下午 2 時 30 分

二、地點：第一會議室

主持人：王組長榮進

記錄：陶其駿、李台光

三、出席人員：（詳出席簽到單）

四、主席致詞：（略）

五、報告人簡報：（略）

六、綜合討論：（依發言先後順序）

（一）「建築構架含 RC 牆之耐震性能研究」

王技師亭復：

1. 本研究案應為非結構 RC 牆，對於特殊剛構架耐震性能影響的研究。基本上似擬發展一種非結構 RC 牆之施工形式，使能影響剛構架之韌性降至最低，而以牆兩端及底部開槽，為研究之主要標的；然在功能上，此種開槽式 RC 牆僅能用在內牆及非承重牆之部份，且三面開槽仍需考慮 RC 牆產生面外地震力之影響。
2. 本研究案於實驗計畫、模型設計及文獻回顧等部分，均甚完整，所製作試體包括考量特殊剛構架 MF、含牆未開槽 MFW 及三邊開槽等三種情況，但於期末報告中，並未見預測加載後應力分佈及破壞情況（或數值模型），以及相關之試驗結果；建議反復載重之實驗結果，宜包括每一載重階段之遲滯圈及特殊構架與非結構牆間互制，包括剪力、彎矩、變位及各自破壞時能量消散之百分比。

3. 目前建築物耐震規範中，對於非結構牆影響地震力計算及結構系統，存在兩種爭議：(1)在構架彈性範圍內，非結構剛性牆的存在，是否影響結構系統之自然頻率(T_0)；(2)剛構架開始塑性變形時，非結構剛性牆的存在(可能已破壞)，是否仍阻礙剛構架之變形，亦即含非結構剛性牆特殊剛構架之韌性容量，是否因非結構牆之存在而降低，特別後者與本研究案較為接近，建議於下年度辦理相關研究案之時，能列入後續研究之考量，以做為修訂相關規範之參考。

邱顧問昌平：

1. 本研究案主要目的在於研討非結構牆於左、右、下方開槽，使牆體與主構架完全隔離或部分隔離之效應。
2. 對於懸吊式非結構 RC 牆之面外，有關耐風或耐震之細部設計(含三側之配筋)，請補充於期末報告之內容。

中華民國結構技師公會全聯會代表 陳技師正平：

目前工程實務之應用上，較難接受非結構牆周邊開槽縫的作法，若研究團隊能提供在中小型地震時對位移量之使用限制，而容許不開槽縫，應為較務實的作法，待大地震發生破壞時再修復。

(二)「含高強度混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為研究」

王技師亭復：

1. 本研究案對於試驗計劃、試體設計及預測之數值模型分析試體與將來試驗結果可做比較等均甚完整。
2. 本報告仍尚未有試體試驗報告，期待本年度內能有結果，獲致可用的結論。
3. 試驗結果宜討論 AA 試體之 b/t 與韌性之關係，並與 A0 試體及 AI 試體比較，應可達到本研究之目的。
4. 依據 ANSI/AISC-05 Seismic Provisions 方形柱在強震區之 $b/t \leq 1.12\sqrt{E/F_y}$ 約 27(非彈性範圍內則 $b/t \leq 1.4\sqrt{E/F_y}$ 約 34)，按照本報告數值分析 A0 試體亦證實如此。
5. 期望本研究方形柱內填混凝土之研究，能導出容許較高之

b/t(包括耐震 compact section 及彈性 compact section)。

邱顧問昌平：

1. CFBC 之軸壓行為理論分析對於集中力經由端板傳遞之應力分佈情形，文中應多加說明。
2. 50cmx50cm 之柱體尺寸在實驗室中可稱為大型構件，但實務設計上卻有用到超過 100cmx100cm 尺寸者，故乾縮問題仍是要點。

中華民國結構技師公會全聯會代表 陳技師正平：

混凝土之收縮可分為水化自生收縮與乾縮二方面，在高爐石水泥已普遍採用之情況下，收縮量及浮漿現象更為嚴重，因此建議對箱型柱灌混凝土做為結構承重用途，應審慎處理並提供限制條件。

意見回覆情形：

(一)「建築構架含 RC 牆之耐震性能研究」

1. 本次研究計畫主要探討鋼筋混凝土構架含非結構牆設置槽縫其剛度與韌度之行為，並與純構架及無槽縫牆構架比較。關於三面開槽需考慮 RC 牆產生面外地震力之檢討及設計應注意事項，將依各個不同型式之槽縫牆在研究成果報告中詳述。
2. 將在研究成果報告中分析反復載重之實驗結果，包括每一載重階段之遲滯圈及特殊構架與非結構牆間互制，包括剪力、彎矩、變位、各自破壞時能量消散之百分比及完全隔離或部分隔離之效應，期歸納出可供工程界實務應用之研究結果。
3. 本研究預測三面開槽之處理能有效地使 RC 牆對於剛構架韌性之影響降至最低，故期望藉實驗驗證並找出設計可參用之方法。傳統工法所採用的 RC 非結構牆體的確會影響特殊剛構架之韌性容量，但影響程度為何？期以實驗初步驗證規範值是否恰當。試體規劃受限於現有之設備容量與研究經費，希望未來能延續本研究計畫，設計不同參數之試驗，歸納出可供工程界實務應用之研究成果。

4. 有關耐震之細部設計(含三側之配筋)，未來將補充於研究成果報告中。
5. 減少中小型地震引起非結構牆的損害，可採用隔減震設計、加勁結構體(設置剪力牆或斜撐)、及開槽縫隔離非結構牆體。前二者會增加設計複雜度及造價，但後者牆開槽縫可簡化設計而只稍微增加施工難度與細部要求。本研究擬藉實驗找出槽縫牆與構架互制行為及層間變位角之限制，期望提供工程實務應用上第三種選擇，並使設計有所參據。

(二)「含高強度混凝土箱型鋼柱之軸向受力行為研究」

1. 為避免使用高爐石水泥之水化自生收縮及浮漿現象造成收縮嚴重，依照台北 101 之乾縮標準來提供混凝土限制條件是個不錯的方式。
2. 由於 AA 系列之有限元素模擬較為繁雜，現已積極進行中，未來將會增列 AA 系列之 B/t 相對強度與 B/t 相對韌性之關係比較。
3. 將以有限元素分析結果及實驗結果檢討 ANSI/AISC-05 Seismic Provisions 之規定是否合理。
4. 本研究使用剛性板來模擬端板之元素種類為 R3D4，為四個結點、無厚度的剛性板，能使應力均勻分佈在構件上，本研究將對有限元素模擬之端板部分加以說明。

七、結論：

1. 本次期末簡報審查通過，綜合討論建議事項之各點建議，請研究團隊參採辦理或妥予回應，並納入最後之成果報告。
2. 請計畫團隊掌握後續研究時程，務期於合約期限內，完成各項試體之實驗計畫，並充實研究內容，儘速完成成果報告書，辦理結案。

八、散會：(下午 4 時 30 分)

附錄三 期中專家座談會議紀錄暨意見回覆

內政部建築研究所

本所 97 年度委託研究計畫－「建築構架含 RC 牆之耐震性能研究」期中專家座談會議紀錄

- 一、時間：97 年 9 月 2 日（星期二）下午 14 時 30 分
- 二、地點：台北市景福街 102 號內政部建研所材料試驗中心實驗室 1F
- 三、主持人：李宏仁教授 記錄：朱瑞祥
- 四、出席人員：（詳出席簽到單）
- 五、主席致詞：（略）
- 六、綜合討論：

審查意見回應對照表

審查委員	審查意見	回應
曹源暉主任	固定座底板與頂板間距只有 15 mm，反力牆固鎖螺帽和制動器中間孔螺帽可能會衝突，建議酌予增加間距。	遵照委員意見辦理。固定座底板與頂板間距將增加為 20 mm。
陶其駿研究員	試體安置位置、夾具尺寸、及制動器衝程是否考慮？油管長度是否足夠？以上請委辦單位詳加查核。鋼構材料是 A36 或 A37？	遵照委員意見辦理，試體位置及制動器衝程已考慮，試體設計安置在強力地板兩座支承牆中央位置，制動器接觸試體夾具時，臂正好伸出一半，故往復各有約 50 cm 衝程。鋼構使用 A36 鋼材。
李台光研究員	200 Ton 制動器固定座是否可考慮設計成同時適用 200 Ton	遵照委員意見辦理。但經研究後，200 Ton 與 100 Ton

	與 100 Ton 制動器？	制動器螺孔位置不同，設計同時適用兩制動器而多加的鋼構件，較各做一套節省不多，評估結果將來再做一套適用 100 Ton 制動器固定座較佳。
陳柏端研究員	天車吊掛位置無法到達反力牆後方，故請事先考慮側撐及制動器固定座應如何固鎖。	遵照委員意見辦理。
鄒本駒研究員	是否所有螺帽都需墊片？有些加勁板間距若用現有墊片恐與角焊衝突，請詳加檢查角焊喉厚。	遵照委員意見辦理，若有需要將提早訂製特殊規格墊片。



附錄四 期末專家座談會議紀錄暨意見回覆

內政部建築研究所

本所 97 年度委託研究計畫－「建築構架含 RC 牆之耐震性能研究」期末專家座談會議紀錄

- 七、時間：97 年 12 月 12 日（星期五）下午 15 時 30 分
- 一、地點：台北市景福街 102 號內政部建研所材料試驗中心實驗室 1F
- 二、主持人：李宏仁教授 記錄：朱瑞祥
- 三、出席人員：（詳出席簽到單）
- 四、主席致詞：（略）
- 五、綜合討論：

審查意見回應對照表

審查委員	審查意見	回應
楊志鵬先生	制動器與試體連接的鋼構夾具，建議用一般螺帽配合容許轉角變形的球型墊片和凹型承壓板以吸收塑性階段受測試體的大變形造成高拉力鋼棒的轉角。	保守估計本實驗極限層間變位可達 4%~6% 約 2.3°~3.4°，若採用球型墊片和凹型承壓板，確實可容許試體較大變形，減少螺紋節鋼棒受損機率。
李威霖先生	建議採用 Nejibon 高拉力螺紋節鋼棒，現貨尺寸較全，損耗亦較少。因鋼構夾具開孔 39 mm ϕ ，建議原設計 36 mm ϕ 鋼棒改成 32 mm ϕ ，以容許吸收鋼棒與鋼構間在塑性階段試驗產生的相對轉角。	為爭取時間及減少損耗，將採納委員建議使用 Nejibon 鋼棒取代 Dywidag 鋼棒。同時減小鋼棒尺寸，使鋼構開孔與鋼棒間有較大的間隙，容許試體變形引起之轉角。

建築構架含 RC 牆之耐震性能研究

<p>許書華先生</p>	<p>建議預留槽縫採用兩片夾板中間夾保麗龍的三明治式模板製作，槽縫寬度可較平整，也較好拆模。全槽牆底部為 Z 字形，因混凝土不易澆置，建議底層與基礎相連部分與基礎一起澆置，可避免蜂窩現象。六支試體一次運送到台北建研所實驗室，可節省吊運費用和工錢，較為經濟。</p>	<p>配合委員意見處理，試體搬運採整批一次運送到台北建研所實驗室。未來後續研究將改進，依委員建議方式製作試體。</p>
<p>周仁財先生</p>	<p>側撐原設計滑動面採用 10 mmϕ 鋼珠稍小，建議使用 15 mmϕ 鋼珠，間距不變，滑動效果更佳。側撐鋼構接合部件較多，建議部件多設置幾處槽孔取代圓孔，以吸收可能的誤差。</p>	<p>配合委員意見修正側撐設計。</p>
<p>李金龍先生</p>	<p>試體運送有道路、橋梁限高的問題，本研究試體尺寸高 3.25 公尺，再加上頂上預埋吊件，若用一般拖板車拖運恐會超過限高，建議採用載運怪手或推土機專用的凹板式拖板車運送試體，可避免超過限高。</p>	<p>配合委員意見處理。</p>

參考書目

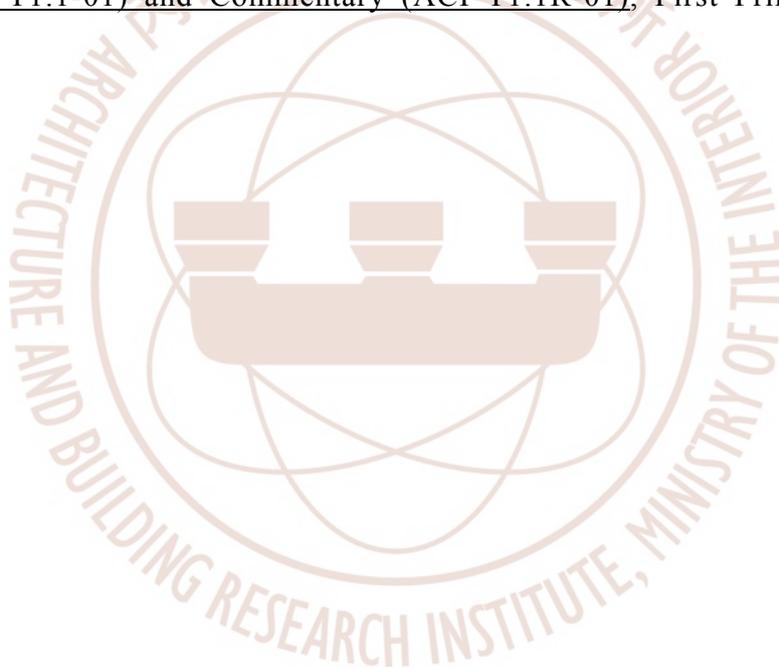
- [1] 許茂雄、廖慧明、劉玉文、朱瑞祥，「鋼筋混凝土槽縫低型剪力牆之耐震行為研究」，國科會防災科技研究報告，No. 75-10(民國 75 年)。
- [2] 許茂雄、郭炎塗、廖慧明，「鋼筋混凝土低型剪力牆承受反向重覆載重之行為研究」，國科會防災科技研究報告，No. 74-53(民國 75 年)。
- [3] 許茂雄、廖慧明、黃錦旗、李嘉泰，「低型鋼筋混凝土剪力牆承受反向重覆荷重之行為研究(II)」，國科會防災科技研究報告，No. 76-01(民國 76 年)。
- [4] 洪舜仁，「鋼筋混凝土低型槽縫剪力牆承受反向重覆載重之耐震行為研究」，國立成功大學建築研究所碩士論文，許茂雄教授指導，(民國 76 年)。
- [5] 陳奕信，「低型鋼筋混凝土槽縫剪力牆承受反向重覆載重之剛度變化及耐震診斷研究」，國立成功大學建築研究所碩士論文，許茂雄教授指導，(民國 76 年)。
- [6] 許茂雄，「低型鋼筋混凝土剪力牆承受反向重覆荷重之行為研究(III)」，國科會防災科技研究報告，No. 77-03，(民國 77 年)。
- [7] 陳明徽，「雙層鋼筋混凝土槽縫剪力牆承受反向重覆載重之剛度變化及耐震診斷研究」，國立成功大學建築研究所碩士論文，許茂雄教授指導，(民國 77 年)。
- [8] 許茂雄，「雙層鋼筋混凝土剪力牆承受反向重覆荷重之行為」，國科會防災科技研究報告，No. 78-02，(民國 78 年)。
- [9] 劉玉文、許茂雄，「鋼筋混凝土無邊構材槽縫剪力牆承受水平力之行為」，中國土木水利工程學刊，第 1 卷，第 3 期，177~187 頁，(民國 78 年)。
- [10] 許茂雄，「無邊界柱開口鋼筋混凝土剪力牆之耐震行為」，國科會防災科技研究報告，No. 79-01，(民國 79 年)。

建築構架含 RC 牆之耐震性能研究

- [11] 曾亮，「無邊界柱開口鋼筋混凝土槽縫剪力牆之耐震行為研究」，國立成功大學建築研究所碩士論文，許茂雄教授指導，(民國 79 年)。
- [12] 許茂雄，「開口鋼筋混凝土剪力牆之耐震試驗與分析」，國科會防災科技研究報告，No. 80-04，(民國 80 年)。
- [13] 楊國豪，「以柱模式分析 R.C.槽縫剪力牆之耐震行為」，國立成功大學建築研究所碩士論文，許茂雄教授指導，(民國 84 年)。
- [14] 劉玉文、劉國強，「含槽縫牆 R.C.結構系統之耐震行為研究」，第一屆結構工程研討會論文集，395~404 頁，(民國 81 年)。
- [15] 劉玉文、鄭雅源，「含槽縫牆 R.C.結構系統之非線性動態分析」，中華民國建築學會第六屆建築研究成果發表會論文集，767~774 頁，(民國 82 年)。
- [16] 陳宏州，「以版模式分析 R.C.槽縫剪力牆之耐震行為」，國立成功大學建築研究所碩士論文，劉玉文教授指導，(民國 84 年)。
- [17] 吳政哲，「鋼筋混凝土槽縫牆之剛度研究」，國立成功大學建築研究所碩士論文，劉玉文教授指導，(民國 87 年)。
- [18] 劉玉文、許茂雄、劉國強、吳政哲，「鋼筋混凝土槽縫牆受力行為及其工程應用」，中華民國建築學會「建築學報」第 38 期，1~24 頁，(民國 90 年)。
- [19] 黃世建、方文宏、李宏仁，「鋼筋混凝土低型剪力牆之抗剪強度評估」，中國土木水利工程學刊，第十一卷，第四期，763-772 頁，(民國 88 年)。
- [20] 黃世建、陳力平、陳俊宏，「含開口 RC 牆非韌性構架之耐震行為研究」，國家地震工程研究中心報告編號 NCREE-03-010，(民國 92 年)。
- [21] 余明松，「低型 RC 剪力牆-構架互制實驗研究」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，邱耀正教授指導，(91 年 6 月)。
- [22] 葉瑞德，「高型 RC 剪力牆-構架互制實驗研究」，國立成功大學土木工程研究所碩士論文，邱耀正教授指導，(91 年 6 月)。

- [23] 蕭輔沛，「鋼筋混凝土剪力牆-構架互制行為之實驗研究與數值模擬」，國立成功大學土木工程研究所博士論文，邱耀正教授指導，(93年7月)。
- [24] 邱耀正、蕭輔沛、余明松、葉瑞德、許茂雄、劉玉文，「鋼筋混凝土剪力牆--構架互制行為之大尺寸結構實驗與數值模擬」，中國土木水利工程學刊，第17卷，第1期，97~108頁，(民國94年)。
- [25] 「中華民國鋼結構協會，鋼骨建築非結構牆參考手冊」，永峻工程顧問有限公司執行，(民國96年)。
- [26] 「[土木401-96] 混凝土工程設計規範與解說」，中國土木水利工程學會，(民國96年)。
- [27] 「非構造部材の耐震設計指針・同解說および耐震設計・施工要領」，日本建築學會，2003訂改版，(民國92年)。
- [28] Hwang, S. J., Fang, W. H., Lee, H. J., and Yu, H. W. “Analytical Model for Predicting Shear Strengths of Squat Walls,” *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 1, January 2001, pp. 43-50, 2001.
- [29] Paulay, T. and Priestley, M. J. N., Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, Wiley ,1992.
- [30] Gulec, C. K., “Ultimate Shear Strength of Squat Rectangular Reinforced Concrete Walls,” MS thesis, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, State University of New York at Buffalo, Buffalo, 2005 .
- [31] Gulec, C. K., Whittaker, A. S., and Stojadinovic, B., “Shear Strength of Squat Rectangular Reinforced Concrete Walls,” *ACI Structural Journal*, V. 105, No. 4, July-August 2008, pp. 488-497, 2008.
- [32] ACI Committee 318, “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (318R-08),” American Concrete Institute, Farmington Hills, 2008.

- [33] Barda, F., Hanson, J.M., and Corley, W.G., “Shear Strength of Low-Rise Walls with Boundary Elements,” Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, SP-53, American Concrete Institute, Farmington Hills, pp. 149-202, 1977.
- [34] Wood, S. L., “Shear Strength of Low-Rise Reinforced Concrete Walls,” *ACI Structural Journal*, V. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 99-107, 1990.
- [35] Wallace, J. W. and Moehle, J. P., “Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 118, No. 6, pp 1625-1644, 1992.
- [36] Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing (ACI T1.1-01) and Commentary (ACI T1.1R-01), First Printing, May 2001.



符號說明

- A_v = area of horizontal reinforcement within distance of s , cm^2
- A_{vf} = area of total reinforcement (sum of areas of vertical web and boundary element reinforcement) crossing shear plane, cm^2
- A_w = cross sectional area of the wall, cm^2
- d_1 = distance from extreme compression fiber to location of resultant of forces in vertical reinforcement in tension and assumed equal to $0.8l_w$ unless larger value is determined by strain compatibility analysis, cm
- d_2 = distance from extreme compression fiber to area centroid of wall vertical reinforcement in tension, cm
- d_b = beam bar diameter, cm
- f'_c = concrete compressive strength, kgf/cm^2
- f_y = yield stress of the reinforcement, kgf/cm^2
- f_{yh} = yield stress of horizontal web reinforcement,
- h_c = column depth, cm
- h_w = height of the wall, cm
- l_w = length of the wall, cm
- M_u = moment at section, kgf-cm
- N_u = axial load that is positive in vertical compression, kgf
- s = spacing of horizontal web reinforcement in wall, cm
- t_w = wall thickness, cm

建築構架含 RC 牆之耐震性能研究

V_c = nominal shear strength provided by concrete, kgf

V_{flex} = shear force associated with development of flexural strength, kgf

V_{n1} = nominal shear strength, kgf, per Chapter 21.8 of ACI 318-08

V_{n2} = nominal shear strength, kgf, per Chapter 11.10 of ACI 318-08

V_{n3} = nominal shear strength, kgf, per Barda et al. (1977)

V_{n4} = nominal shear strength, kgf, per Wood (1990)

V_{peak} = measured peak strength of the wall, kgf

V_s = nominal shear strength provided by horizontal reinforcement, kgf

V_u = shear force at section, kgf

α_c = aspect-ratio coefficient, which per ACI 318-08, equal to 0.8 for $h_w/l_w \leq 1.5$, 0.53 for $h_w/l_w \geq 2$, and varies linearly for $1.5 \leq h_w/l_w \leq 2$

ρ_h = horizontal web reinforcement ratio

ρ_v = vertical web reinforcement ratio



建築構架含 RC 牆之耐震性能研究
—非結構牆及槽縫牆行為

機關：內政部建築研究所

電話：(02) 89127890

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：李宏仁、朱瑞祥、陳永霖

出版年月：97 年 12 月

版(刷)次：初版

ISBN：978-986-01-7136-5 (平裝)