

國立臺灣大學工學院土木工程學系

碩士論文

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Taiwan University

Master Thesis



高強度鋼筋混凝土開孔牆之震損控制研究

Study on Damage Control of High-Strength Reinforced
Concrete Wall with Openings

黃銘弘

Ming-Hong Huang

指導教授：黃世建 博士

Advisor: Shyh-Jiann Hwang Ph.D.

中華民國 105 年 8 月

August, 2016

國立臺灣大學碩士學位論文
口試委員會審定書

高強度鋼筋混凝土開孔牆之震損控制研究
Study on Damage Control of High-Strength Reinforced
Concrete Wall with Openings

本論文係黃銘弘君 (R03521221) 在國立臺灣大學土木工程學系、
所完成之碩士學位論文，於民國 105 年 07 月 15 日承下列考試委員審
查通過及口試及格，特此證明

口試委員：

黃世建

(指導教授)

邱建國

鄭敏元

林克強

黃世建

邱建國

鄭敏元

林克強

系主任

呂良正

呂良正

(簽名)





誌謝

兩年碩士生涯結束了。回想期間種種，歷歷在目。於心中綻放的，除了過程中的各種酸甜滋味，更多的是感謝許多提供無私幫助的師長和親朋好友。

感謝耐心悉心指導的指導教授 黃世建教授，惠予良機於老師身旁學習。在老師身上看到難得的求學精神，面對學問時之兢兢業業、精益求精、審慎又永不放棄的精神，教學生猶如當頭棒喝。除了老師求學態度值得效仿，老師對待人衡量輕重之恰當亦是學習的對象。老師之言教身教，學生受益良多，其之云云不及詳述，謹此致上誠摯感謝。

論文口試期間，承蒙台灣科技大學營建系 邱建國教授、 鄭敏元教授與國家地震工程研究中心 林克強博士提供諸多寶貴意見，不僅指出研究上尚需闡明修正的地方，同時也提出許多建議可使本論文以不同方向思考問題，使其更為豐富與完整，謹此致上誠摯感謝。

本研究之試體製作特別感謝黃志鴻先生與余文城先生的協助與配合，得使試體符合研究地完成。試驗期間，特別感謝國家地震工程研究中心實驗場技術人員陳安志先生、劉家華先生和陳志剛先生的協助，幫忙解決測試布置之安裝問題，使試驗順利進行，由衷感謝。

感謝黃世建教授研究團隊中，學長姊、同學與學弟妹們，不僅於我碩士生涯的陪伴，並在研究生涯中全心地給予的建議、協助與歡樂。感謝 聰智學長、 樸文學長和 文成學長於全研究階段時時提供建議和討論；感謝 建創學長於測試期間，對於儀器布置、測試操作與場地協調上，瞻前顧後，替我排解困難。感謝 翼安學長、 Erwin 學長、 仁傑學長、 巧涵學姊和 憲宏學長於知識和研究上的討論建議，使本研究得以向前。感謝同學永健、東杞和宛婷，有你們的陪伴，從日常的餐敘到研究多了扶持和歡笑。感謝學弟妹國璋、欣沛、柔伶和怡謙幫忙試體製作和裂縫描繪，使試驗得以順利進行。

最後感謝父母與親人的對我無私的付出、支持與信任，使我得以自由選擇接下來的道路。沒有你們，我無法完成學業。





摘要

台灣住宅在功能需求上為求防漏雨水、防盜與私密性隔音，常在構架中增設許多的 RC 牆版。其又為使用需求，住宅之填充牆版常設開門、開窗等之開孔型式。這些著重使用及功能需求的 RC 開孔填充牆，非為結構桿件，但其勁度相對結構桿件而言甚高，致使地震來襲時常是整體結構較先損傷的部分。

當這些 RC 開孔填充牆遭受嚴重破壞時，即便其他結構桿件尚屬良好，民眾仍無法信任住宅之安全性而繼續居住。若依此震損提出修繕計畫之解決辦法，住戶需遷離原址以便整體建築修復，此將造成民眾流離失所。另提整體拆除重建計畫，復又造成巨大的社會成本。時下民眾對此情況因無法信任住宅之安全性仍多採後者拆建之措施，將對社會造成相當損失。由此而知 RC 開孔填充牆之震損是一影響震後恢復的重要因素。

然而工程界對於 RC 開孔填充牆之耐震能力不甚了解，以致於耐震分析上常忽略 RC 開孔填充牆之貢獻以及 RC 開孔填充牆因震害而損壞的可能。此對建築之耐震設計、評估與補強工作非常不利。

本研究製作四座試體，測試牆體區域之長、寬、高分別為 200 cm、20 cm、190 cm；設定邊界構材尺寸和是否開孔為變因以試驗方式進行研究，開孔型式皆為左右對稱、距基礎頂面 85 cm 之一 55×55 cm 之窗型開孔。試驗是以單曲率、單向往復載重進行，欲了解高強度鋼筋混凝土開孔牆之裂縫行為與結構行為。試驗之後，藉所觀察之遲滯迴圈、裂縫寬度、裂縫長度、混凝土剝落面積、影像量測和應變計讀值，以探討試體之力學行為和裂縫發展行為。

就力學行為上，ACI 318-14 要求若牆墩位於開孔牆之邊緣，則須於牆墩上下端設計水平鋼筋以傳遞牆墩之剪力至毗連牆段，但並未說明其定量設計方法。本研究藉應變計之讀值確定：關於開孔上下方之水平鋼筋與邊界構材之剪力容量，僅開孔上下方之水平鋼筋可對剪力元素提供其水平承載能力。另就應變計結果亦顯

示，本研究試體設計足以使高強度鋼筋發展其降伏強度 ($f_y = 885 \text{ MPa}$)。

就裂縫行為上具開孔之試體，其裂縫寬度發展、裂縫密度和混凝土剝落面積比明顯指出其相較未開孔試體較易達到損害標準。而殘餘裂縫之發展和尖峰裂縫發展與層間變位角之關係並非為一線性之發展。二者於混凝土剝落或擠碎前皆具一迅速發展期。

試驗後根據現有之損害評估與控制方法，評估本研究之試體損傷情形。本研究探討日本 AIJ 2010 與日本 AIJ 2004 之修復性能界限規定，建議以日本 AIJ 2004 修復性能界限 I 為修復性能界限較為適當。

關鍵字：開孔填充牆、裂縫行為、高強度、震損控制

Abstract



High-strength materials as concrete and steel are commonly used in high-rise, residential buildings. There are a lot of walls constructed in residential buildings. Due to functional requirement, openings of doors and windows are often required for these walls. The stiffness of the walls with openings is relatively high that the walls with openings are the first elements to be broken under earthquake.

These walls with openings are not the structural elements which provide the capacity of the building. When they are broken, the owners of the damaged buildings usually lose their confidence on building safety. In consequence, those buildings with damaged non-structural walls are demolished and rebuilt. Thus we need to investigate the damage control of the walls with openings.

This study tested four specimens whose size of the test area is $200 \times 20 \times 190$ cm. The test parameters are the size of the boundary element and the window openings. The walls with openings have the same size of the openings, 55×55 cm. The designed concrete strength is 70 MPa, and the nominal yielding strength of steel is 785 MPa. Test objective is to observe the relationship between the lateral force and the deformation, crack width, crack length, and concrete spalling

ACI 318-14 requires to detail the horizontal reinforcement above and below the wall pier, but it doesn't describe how to design clearly. By the strain gages attached on the steel, we can confirm that the horizontal reinforcement can surely play the role to transfer the shear from the wall pier to adjacent wall segments.

By comparing the crack width, crack length, and the spalling area, it is found that the walls with openings have more severe damage than the walls without opening. As comparing the ratio of the peak crack width to the residual crack width, the ratio is not a constant. Finally, as for the reparability limit state defined in AIJ 2004 and AIJ 2010, this study recommends to adopt the reparability limit stage I provided by AIJ 2004.

Keyword: high-strength, reinforced concrete, wall with opening, damage control



目錄

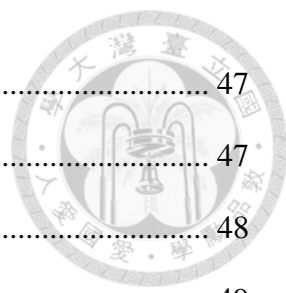


審定書	I
誌謝	III
摘要	V
Abstract.....	VII
目錄	IX
表目錄	XIII
圖目錄	XV
第一章 緒論	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 研究內容與方法.....	2
第二章 文獻回顧	5
2.1 裂縫控制之相關規範.....	5
2.1.1 美國混凝土學會 ACI 318-14[4]規範之相關規定.....	5
2.1.2 日本建築學會 AIJ 2010 [5]規範之相關規定	5
2.2 邱建國梁剪力裂縫行為與控制研究[7,8].....	7
2.3 鋼筋混凝土開孔牆之力學分析.....	7
2.3.1 美國混凝土學會 ACI 318-14[4]規範之相關規定.....	8
2.3.2 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版.....	8
2.3.3 蔡仁傑預測之鋼筋混凝土開孔牆側力位移曲線.....	13
2.4 CEB-FIP 2010 裂縫發展模型[15]	14
第三章 試驗計劃	17
3.1 試體設計.....	17
3.2 試體布置.....	20



3.3 量測規劃.....	22
3.3.1 外部量測.....	22
3.3.2 內部量測.....	22
3.4 試體製作.....	23
3.5 測試步驟.....	26
第四章 試驗結果.....	29
4.1 材料性質.....	29
4.2 試體載重與位移關係行為.....	29
4.2.1 試體個別行為.....	29
4.2.2 比較與討論.....	31
4.3 裂縫發展模式.....	32
4.3.1 試體個別行為.....	32
4.3.2 比較與討論.....	35
4.4 變形量測.....	37
4.4.1 應變計量測.....	37
4.4.2 影像量測.....	39
第五章 分析與討論.....	41
5.1 強度分析.....	41
5.1.1 撓曲強度分析.....	41
5.1.2 剪力強度分析.....	41
5.1.3 比較及判斷破壞模式.....	42
5.2 損害分析.....	42
5.2.1 AIJ 2004 [19]關於各界限狀態定義.....	42
5.2.2 AIJ 2010 [5]之容許應力與剪力裂縫寬度.....	43
5.2.3 AIJ 2010 [5]與 AIJ 2004 [19]之損害評估比較.....	45
5.3 剪力裂縫寬度分析.....	45

第六章 分析與討論.....	47
6.1 結論.....	47
6.2 未來研究展望.....	48
參考文獻.....	49





表目錄



表 2-1 混凝土之容許剪應力.....	53
表 2-2 鋼筋之容許剪應力.....	53
表 2-3 發展鋼筋之握裹力值.....	53
表 3-1 試體設計參數.....	54
表 4-1 混凝土實驗抗壓強度.....	55
表 4-2 鋼筋抗拉強度.....	55
表 4-3 實驗結果數據.....	55
表 4-4 最大尖峰變位角最大裂縫寬度與殘餘最大裂縫寬度比值和位移.....	56
表 5-1 各試體經斷面分析所得彎矩之對應剪力和分析所得之剪力強度.....	57
表 5-2 構材界限狀態、損害程度及損傷狀態關係.....	57
表 5-3 各試體判斷各界限狀態依據.....	58
表 5-4 長期容許強度與最大殘餘裂縫寬度.....	58
表 5-5 各修復性能界限所對應之強度比例.....	58
表 5-6 各試體最大尖峰剪力裂縫寬度與計算寬度比較.....	59



圖目錄



圖 2-1 牆墩尺寸示意圖	61
圖 2-2 美國 ACI 318-14 規範[4]對牆墩上下端之配筋規定	61
圖 2-3 鋼筋混凝土牆側力位移曲線	62
圖 2-4 剪力牆尺寸示意圖	62
圖 2-5 剪力牆傳遞剪力示意圖	63
圖 2-6 剪力牆剪力變形	63
圖 2-7 開孔牆示意圖	63
圖 2-8 開孔牆之建議傳力路徑與系統勁度之模擬	64
圖 2-9 垂直牆段受剪示意圖	64
圖 2-10 位移調整示意圖	64
圖 2-11 鋼筋混凝土受純拉力之應變力量關係示意圖	65
圖 2-12 有效混凝土抗拉面積之計算方式	65
圖 3-1 試體 W 配筋圖 (Unit: mm)	66
圖 3-2 試體 WB 配筋圖 (Unit: mm)	67
圖 3-3 試體 WO 配筋圖 (Unit: cm)	68
圖 3-4 試體 WBO 配筋圖 (Unit: cm)	69
圖 3-5 基礎詳細配筋圖	70
圖 3-6 施力梁詳細配筋圖	71
圖 3-7 水平承載示意圖	72
圖 3-8 測試布置圖	72
圖 3-9 測試布置立面圖	73
圖 3-10 試體外部量測標記點配置圖 (Unit: cm)	73
圖 3-11 試體 W 應變計配置圖 (Unit: cm)	74

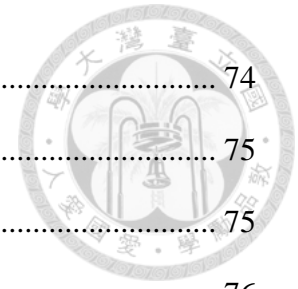


圖 3-12 試體 WB 應變計配置圖 (Unit: cm).....	74
圖 3-13 試體 WO 應變計配置圖 (Unit: cm)	75
圖 3-14 試體 WBO 應變計配置圖 (Unit: cm).....	75
圖 3-15 基礎鋼筋與邊界構材主筋綁紮.....	76
圖 3-16 坍流度試驗.....	76
圖 3-17 基礎混凝土澆置.....	77
圖 3-18 牆體模板組立.....	77
圖 3-19 施力梁鋼筋綁紮.....	78
圖 3-20 施力梁模版組立.....	78
圖 3-21 上部結構混凝土澆置.....	79
圖 3-22 側力加載歷時圖.....	79
圖 4-1 試體 W 載重-位移遲滯迴圈.....	80
圖 4-2 試體 WB 載重-位移遲滯迴圈.....	80
圖 4-3 試體 WO 載重-位移遲滯迴圈.....	81
圖 4-4 試體 WBO 載重-位移遲滯迴圈.....	81
圖 4-5 試體 W 與 WB 試體之載重-位移遲滯迴圈包絡線.....	82
圖 4-6 試體 WO 與試體 WBO 之載重-位移遲滯迴圈包絡線.....	82
圖 4-7 試體 W 與試體 WO 之載重-位移遲滯迴圈包絡線.....	83
圖 4-8 試體 WB 與試體 WBO 之載重-位移遲滯迴圈包絡線.....	83
圖 4-9 試體 W 裂縫照片(1/4).....	84
圖 4-10 試體 W 裂縫照片(2/4).....	85
圖 4-11 試體 W 裂縫照片(3/4).....	86
圖 4-12 試體 W 裂縫照片(4/4).....	87
圖 4-13 試體 WB 裂縫照片(1/5).....	88
圖 4-14 試體 WB 裂縫照片(2/5).....	89
圖 4-15 試體 WB 裂縫照片(3/5).....	90



圖 4-16 試體 WB 裂縫照片(4/5).....	91
圖 4-17 試體 WB 裂縫照片(5/5).....	92
圖 4-18 試體 WO 裂縫照片(1/4)	93
圖 4-19 試體 WO 裂縫照片(2/4)	94
圖 4-20 試體 WO 裂縫照片(3/4)	95
圖 4-21 試體 WO 裂縫照片(4/4)	96
圖 4-22 試體 WBO 裂縫照片(1/5).....	97
圖 4-23 試體 WBO 裂縫照片(2/5).....	98
圖 4-24 試體 WBO 裂縫照片(3/5).....	99
圖 4-25 試體 WBO 裂縫照片(4/5).....	100
圖 4-26 試體 WBO 裂縫照片(5/5).....	101
圖 4-27 最大尖峰變位角及殘餘裂縫寬度.....	102
圖 4-28 正規化尖峰變位角最大裂縫寬度與殘餘最大裂縫寬度比值.....	102
圖 4-29 尖峰裂縫密度.....	103
圖 4-30 混凝土剝落面積比.....	104
圖 4-31 試體 W 應變計量側值(1/2)	104
圖 4-32 試體 W 應變計量側值(2/2)	105
圖 4-33 試體 WB 應變計量側值(1/2).....	106
圖 4-34 試體 WB 應變計量側值(2/2).....	107
圖 4-35 試體 WO 應變計量側值(1/3)	108
圖 4-36 試體 WO 應變計量側值(2/3)	109
圖 4-37 試體 WO 應變計量側值(3/3)	110
圖 4-38 試體 WBO 應變計量側值(1/4).....	111
圖 4-39 試體 WBO 應變計量側值(2/4).....	112
圖 4-40 試體 WBO 應變計量側值(3/4).....	113
圖 4-41 試體 WBO 應變計量側值(4/4).....	114

圖 4-42 剪力位移變形圖.....	115
圖 4-43 試體各行最大剪應變發生位置(正向).....	116
圖 4-44 試體各行最大剪應變發生位置(負向).....	117
圖 5-1 撓曲強度主控桿件之界限狀態關係.....	118
圖 5-2 AIJ 2004 [19]定義之各試體界限狀態.....	119
圖 5-3 由最大殘餘裂縫 0.3 mm 定義之修復性界限.....	119



第一章 緒論



1.1 研究動機與目的

稱為寶島的台灣，其高山面積所占多數，又人口眾多，可使用土地資源相對有限，因此人口集中於狹小的範圍內生活。人民為求保留適當綠地、建設相當公共設施及提供適當教育、醫療和休閒機能，高樓住宅逐漸成為主流的建築型式。高樓建築之軸力相對低樓建築而言較大。為承受高軸力，可以選擇加大結構桿件尺寸一途解決，但此法並不經濟且影響視覺觀感，因此較不為人們所接受。

和台灣同樣面臨人口相對密集、土地資源有限，且高樓層建築物漸為趨勢的日本，為解決上述鋼筋混凝土在高樓層建築物的局限，於西元 1988 年至 1992 年間推行五年期國家型計畫 New RC Project[1,2]，將過往使用的普通鋼筋混凝土材料之強度提升至 New RC 等級：鋼筋降伏強度從 390 MPa 提升至 685 MPa 以上、混凝土抗壓強度從 40 MPa 提升至 120 MPa 以上。在 1993 年 New RC Project 結束之後，日本超過 30 層樓以上的 New RC 構造高層建築數量迅速增加。目前最高之建築在 2009 年於神奈川縣境內竣工，樓層數高達 59 層。其使用之主筋強度，最高為 685 MPa；混凝土材料於一樓部分，強度更高達 150 MPa，可見其對 New RC 材料之妥適使用，以及 New RC 材料確實得縮小低樓層之斷面尺寸。然而在使用高強度鋼筋混凝土興建之高樓住宅亦有開口填充牆之耐震問題，若能一併解決 New RC 之開口填充牆評估問題，將對 New RC 產業科技之提升有極大之助益。

台灣現今住宅所普遍使用的材料屬鋼筋混凝土(Reinforced Concrete; RC)材料。而住宅在功能需求上為求防漏雨水、防盜與私密性隔音，常在構架中增設許多的 RC 牆版。其中又為了使用上的需求，住宅之填充牆版常設開門、開窗等以符合使用性需求的開孔型式，此是為 RC 開孔填充牆，例如：屋後牆、梯間牆...等。這些



著重使用及功能需求的 RC 開孔填充牆，非為結構桿件，但其勁度相對結構桿件而言甚高，而台灣又位處環太平洋火山地震帶上，致使地震來襲時常是整體結構破壞較為嚴重的部分。

當這些 RC 開孔填充牆遭受嚴重破壞時，即便其他結構桿件尚屬良好，惟整體結構業已喪失其擁有的使用性功能，民眾仍無法信任住宅之安全性並且安心地繼續居住。若依此震損提出修繕計畫之解決辦法，住戶需遷離原址以便整體建築修復，此將造成民眾流離失所，無所依歸。另提整體拆除重建計畫，復又造成巨大的社會成本。時下民眾對此情況因無法信任住宅之安全性仍多採後者拆建之措施，整體建築僅因其中存在無影響安全桿件之破壞而須拆除重建，將對社會造成相當損失。由此而知 RC 開孔填充牆之震損是一影響震後恢復的重要因素。

然而工程界對於 RC 開孔填充牆之耐震能力不甚了解，以致於耐震分析上常以忽略 RC 開孔填充牆之貢獻方式而進行設計，因而低估住宅建築之耐震能力。此外，亦會忽視 RC 開孔填充牆因震害而損壞的可能，使開孔餘震後損傷嚴重。此對建築之耐震設計、評估與補強工作非常不利。

蔡仁傑[3]於其碩士論文提出一新式鋼筋混凝土開孔牆之側力位移曲線預測模型。其模型雖然進行許多開孔 RC 牆之實驗驗證，但其內缺乏高強度鋼筋混凝土開孔牆實驗；而文獻上又鮮有關於開孔牆之震損控制研究，但又有其研究之必要性。因此本研究欲了解高強度鋼筋混凝土開孔牆之裂縫行為與結構行為，以利開孔牆之分析計算和裂縫控制。

1.2 研究內容與方法

本研究目的為了解開孔牆之結構行為與裂縫行為，觀察側力位移曲線與傳力路徑關係和側力、位移、裂縫三者的關係。研究以實驗方式已達成研究目的，試體數量為二座低矮型高強度鋼筋混凝土牆與二座低矮型高強度鋼筋混凝土開孔牆，

其高度與長度比例為 1.0。實驗方式是以單曲率、頂部加載水平單向往復載重方式進行。

本研究內容總共分為六個章節，第一章為緒論，介紹研究動機、目的及方法；第二章為文獻回顧，介紹美國和日本如何對裂縫發展加以規範控制、高強度鋼筋混凝土梁之裂縫行為與控制研究、開孔牆側力位移曲線分析模型以及 CEB-FIP 對於裂縫寬度之設計模型；第三章為試驗規劃，介紹測試規劃、試體設計、試體製作、試驗布置、量測系統規劃及測試步驟；第四章為試驗結果，針對測試之結果討論，內容含材料試驗、載重位移關係、裂縫發展與破壞模式及變形量測；第五章為分析與討論，主要內容為試體之裂縫發展、強度分析與各量測結果比較；第六章為結論與建議，將會對本研究成果做整體性的討論，並於試驗之缺失以及未來可能的後續研究上提出建議。





第二章 文獻回顧

2.1 裂縫控制之相關規範

目前規範上無關於開孔牆之裂縫控制規定，而規範關於裂縫控制之規定主要是關於梁構件而言。以下將就關於梁構件之相關裂縫控制規定作簡單介紹。

2.1.1 美國混凝土學會 ACI 318-14[4]規範之相關規定

ACI 318-14 [4]關於梁撓曲裂縫控制方面以限制主筋間距之方式以達裂縫控制之目的。其限制最接近構材受拉面之鋼筋中心距，如下式規定：

$$s \leq \min \left\{ 38 \left(\frac{2800}{f_s} \right) - 2.5c_c, 30 \left(\frac{2800}{f_s} \right) \right\} \quad (2-1)$$

式中， s 為最接近構材受拉面之鋼筋中心距； c_c 為撓曲受拉鋼筋至最接近受拉面之淨保護層； f_s 為於使用載重下之鋼筋應力，可用 $(2/3)f_y$ 取代。上述規定雖可依其手段控制裂縫寬度，然而 ACI 318-14 規範[4]亦了解結構物之裂縫寬度具高度變異性，因此其對撓曲裂縫寬度控制的範圍旨在實務上可接受的程度，無一絕對控制之標的範圍。

在剪力裂縫控制方面，ACI 318-14 [4]並無其相關規定，因此於此方面將引用日本建築學會 AIJ 2010 [5]規範之相關規定。

2.1.2 日本建築學會 AIJ 2010 [5]規範之相關規定

AIJ 2010 [5]規範對於梁之剪力裂縫控制，其考量面向分別為長期載重及短期載



重。考量長期載重目的是為確保其使用性能，避免梁於設計靜載重與設計活載重作用下產生太大剪力裂縫。規範建議之容許剪力強度如下式：

$$Q_{AL} = bj \{ \alpha f_{cl} + 0.5 f_{sl} (p_w - 0.002) \} \quad (2-2)$$

式中， b 為梁寬； j 為壓應力中心與拉應力中心之距離； α 為跨深比之修正係數，其為 $\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1}$ ， $1 \leq \alpha \leq 2$ ； M 為長期荷重下之最大彎矩； Q 為長期荷重下之最大

剪力； d 為拉力鋼筋中心至壓力側混凝土最外緣； f_{cl} 為混凝土長期容許剪應力； f_{sl} 為鋼筋長期容許拉應力； p_w 為箍筋比，若其超過 0.6%，則以 0.6% 計算。經實驗證實[6]，若長期載重小於式(2-2)所得之值，則剪力裂縫寬度可控制小於 0.3 mm。

考量短期載重是為確保在中小規模地震作用後，其殘餘裂縫不至於過大，擁有其相當修復性。規範建議之容許剪力強度如下式：

$$Q_{AS} = bj \left\{ \frac{2}{3} \alpha f_{cs} + 0.5 f_{ss} (p_w - 0.002) \right\} \quad (2-3)$$

式中， f_{cs} 為混凝土短期容許剪應力； f_{ss} 為鋼筋短期容許拉應力； p_w 為箍筋比，若其超過 1.2%，則以 1.2% 計算。經實驗證實[6]，若短期載重小於式(2-3)所得之值，則殘餘剪力裂縫寬度可控制小於 0.3 mm。

規範除了考慮長期與短期載重下之容許應力外，亦有剪力極限強度之相關公式，如下式：

$$Q_{AS} = bj \{ \alpha f_{cs} + 0.5 f_{ss} (p_w - 0.002) \} \quad (2-4)$$

式中， p_w 為箍筋比，若其超過 1.2%，則以 1.2% 計算。

上述 f_{cs} 、 f_{cl} 、 f_{ss} 和 f_{sl} 之計算方式如表 2-1 和表 2-2 所示。



2.2 邱建國梁剪力裂縫行為與控制研究[7,8]

邱建國針對於高強度鋼筋混凝土梁設定許多參數，如：箍筋強度、拉力鋼筋比、混凝土強度、剪力跨深比等，以對其剪力裂縫之行為作相當探討。實驗觀察重點有：剪力開裂強度、剪力極限強度、剪力變形角、剪力裂縫角度、剪力裂縫寬度、箍筋應變等，以探討其之間相互影響關係。

邱建國探討後所得之結論[7,8]，節錄部分內容如下：

1. 控制尖峰變形角時剪力裂縫最大寬度於 0.3 mm 內之長期荷重使用性能確保下，AIJ 2010 [5]建議之長期容許應力所能控制之最大裂縫寬度為 0.35 mm。
2. 控制殘餘剪力裂縫最大寬度於 0.3 mm 內之中小規模地震修復性能確保下，AIJ 2010 [5]建議之短期容許應力所控制之殘餘裂縫寬度皆可小於 0.3 mm。
3. 探討尖峰變形角時剪力裂縫最大寬度與殘餘剪力裂縫最大寬度之比值 $(n_{s_Maximum})$ 可知其為剪力跨深比之函數，依迴歸方式可得一關係式：

$$n_{s_Maximum} = -0.71 \times \frac{a}{d} + 4.74 \quad (2-5)$$

式中， a/d 為剪力跨深比。其研究建議於高強度鋼筋混凝土梁，其值可使用 2.5。

對於高強度鋼筋混凝土開孔牆，是否可依此關係確保其使用性能及修復性能條件，以及其尖峰變形角時剪力裂縫最大寬度與殘餘剪力裂縫最大寬度之比值大小為何，可能與高強度鋼筋混凝土梁有所差異，是為本研究觀察目標之一。

2.3 鋼筋混凝土開孔牆之力學分析

依上述之震損控制規範與研究，須先了解其力學容量，進而限制預估量。因此



接下來將介紹蔡仁傑[3]對鋼筋混凝土開孔牆之側力位移曲線預測及相關文獻。

2.3.1 美國混凝土學會 ACI 318-14[4]規範之相關規定

美國 ACI 318-14 規範[4]對於開孔牆以幾何不連續方式，明確界定牆段與牆墩之間的差異。牆段係指牆體的高長比小於 2 ($h_w/\ell_w < 2$) 以下的牆段，其分析方法可以按照分析剪力牆的方式來模擬；牆墩是指垂直牆段的高長比大於 2 ($h_w/\ell_w \geq 2$)，且長厚比小於等於 6 ($\ell_w/t_w \leq 6$)，其結構行為較接近柱子，可沿用柱子的設計方法。若高長比雖大於 2 ($h_w/\ell_w \geq 2$)，但長厚比亦大於 6 ($\ell_w/t_w > 6$)，其結構行為仍可視為牆段，如圖 2-1 所示。

於牆墩部分，美國 ACI 318-14 規範[4]基於傳力機制的需求，要求對邊緣牆墩之上下兩端皆要配置足夠的水平拉力鋼筋，如圖 2-2 所示。配置水平拉力鋼筋乃因牆墩於產生對角壓應力時，為了在臨界面之節點上達到力平衡狀態，需藉由水平拉力鋼筋來傳遞對角壓應力之水平分量，其垂直分量可由鄰近牆段承接。倘若無配置水平拉力鋼筋情況，傳遞對角應力之水平分量僅能由混凝土抗拉強度承接，又混凝土抗拉強度相較鋼筋抗拉強度之下，無法有效的傳遞對角壓力之水平分量，以致開孔牆在幾何不連續面上容易產生破壞。故美國 ACI 318-14 規範[4]建議在牆墩上下方皆配置水平拉力鋼筋，能有效傳遞水平拉力，維持牆墩與鄰近牆段之連續性。

2.3.2 校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版

對於剪力牆與柱的設計分析流程，在國內已有校舍結構耐震評估與補強技術手冊第三版[9](以下簡稱校舍手冊)給予明確的評估方法建議。

對於剪力牆的分析，校舍手冊[9]清楚定義出其側力位移曲線的開裂點、強度點以及崩塌點之位移及力量分析方法，如圖 2-3 所示。



2.3.2.1 剪力牆之開裂點

根據校舍手冊[9]，採用美國 ACI 318-14 規範[4]規定計算開裂強度 V_{cr} 之計算

公式如下：

$$V_{cr} = 0.87\sqrt{f'_c}t_w d + \frac{N_u d}{4\ell_w} \quad (2-6)$$

$$V_{cr} = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{\ell_w \left(0.33\sqrt{f'_c} + \frac{N_u}{5\ell_w t_w} \right)}{\frac{M_u}{V_u} - \frac{\ell_w}{2}} \right] t_w d \quad (2-7)$$

式中 f'_c 為混凝土抗壓強度 (kgf/cm^2)； t_w 為剪力牆腹版厚度； N_u 為剪力牆之作用軸力，軸壓力為正、軸拉力為負值； ℓ_w 為考慮剪力牆之長度； d 為剪力牆最外受壓纖維至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離(可取 $d = 0.8\ell_w$)； M_u 為剪力牆臨界斷面之作用彎矩； V_u 為剪力牆臨界斷面之作用剪力，相關尺寸如圖 2-4 所示。剪力牆的開裂強度取式(2-6)與式(2-7)的最小值，若 $M_u/V_u < \ell_w/2$ 時，則式(2-7)不適用，僅採用式(2-6)。

剪力牆開裂點的位移(δ_{cr})為考慮剪力位移($\delta_{cr,v}$)、撓曲位移($\delta_{cr,f}$)以及滑移位移($\delta_{cr,slip}$)之總和。

開裂點之剪力位移因為剪力牆尚未開裂，剪力位移可使用材料力學的公式評估，如式(2-8)。

$$\delta_{cr,v} = \frac{2(1+\nu)}{E_c} \frac{1.2}{\ell_w t_w} \times V_{cr} \times h_w \quad (2-8)$$

其中 E_c 為混凝土之彈性模數； ν 為混凝土波松比($\nu = 0.17$)。

開裂點之撓曲位移計算公式如式(2-9)，此計算是假設剪力牆是雙曲率變形。



$$\delta_{cr,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.7I_g)} V_{cr} \quad (2-9)$$

式中 I_g 為剪力牆總斷面對其中心軸之慣性矩。

若剪力牆在一造成縱向主筋達降伏之作用剪力 V_y 下，其滑移位移可用下式估計。

$$\delta_{y,slip} = \frac{d_b f_y^2}{8uE_s} \times \frac{1}{d - a_c} \times h_w \quad (2-10)$$

式中 d_b 為剪力牆最外緣縱向鋼筋之標稱直徑； f_y 為縱向鋼筋之降伏應力； E_s 為鋼筋之彈性模數； u 為縱向鋼筋之平均握裹應力，採用 Lehman and Moehle[10]之建議，其為 $u = 3.2\sqrt{f'_c}$ (kgf/cm^2)； a_c 為剪力牆之壓力區深度，使用 Paulay and Priestley[11]建議的簡易公式其如下式。

$$a_c = \left(0.25 + 0.85 \frac{N_u}{f'_c l_w t_w} \right) l_w t_w \quad (2-11)$$

計算過程中，忽略邊界構材之貢獻，意即僅考慮版筋貢獻下計算壓力區深度。由上述，在剪力開裂點之滑移位移，可如下式估計之。

$$\delta_{cr,slip} = \delta_{y,slip} \times \frac{V_{cr}}{V_y} \quad (2-12)$$

故剪力牆在開裂點之位移為下式。

$$\delta_{cr} = \delta_{cr,v} + \delta_{cr,f} + \delta_{cr,slip} \quad (2-13)$$

2.3.2.2 剪力牆之強度點

剪力牆強度點之評估參考翁樸文等人之建議[12]，以軟化壓拉桿模型[13,14]為模型所分析。假設剪力牆主要是以對角混凝土壓桿傳遞剪力為主，圖 2- 5 為剪力牆傳遞剪力示意圖。將剪力牆受最大作用剪力下的破壞模式定義為對角壓桿端部



混凝土抗壓強度用盡，則剪力牆對應的剪力強度 V_n 如式(2-14)。

$$V_n = C_d \cdot \cos \theta = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cdot \cos \theta \quad (2-14)$$

其中 C_d 為對角壓桿之壓力強度， θ 為對角壓桿與水平軸之夾角， K 為壓拉桿指標， ζ 為混凝土軟化係數，可由下式計算：

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right)}} \quad (2-15)$$

而 A_{str} ($A_{str} = a_c \times t_w$ ， a_c 由式(2-11)求得)為對角壓桿端部之有效截面積。

壓拉桿指標 K 係指配置牆版剪力鋼筋之效益，剪力鋼筋所形成的拉桿會進階發展次壓桿的傳力機制。由於有較多的混凝土參與抗剪，故而 C_d 值愈高。關於壓拉桿指標 K 之計算參考蔡仁傑[3]所建議之公式，其如下式。

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14 \times B \quad (2-16)$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1; B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (2-17)$$

剪力牆強度點的位移(δ_n)為考慮剪力位移($\delta_{n,v}$)、撓曲位移($\delta_{n,f}$)以及滑移位移($\delta_{n,slip}$)之總和。

剪力變形 $\delta_{n,v}$ 為剪力牆版中平均剪力變形 γ_{vh} 乘以剪力牆高度 h_w ，如圖 2-6 所示。

翁樸文等人對剪力變形($\delta_{n,v}$)已有明確的建議[12]，根據位移諧和關係，剪力牆剪力元素內平均剪應變(γ_{vh})可如下式。

$$\gamma_{vh} = (\varepsilon_r - \varepsilon_d) \cdot \sin 2\theta = (\varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d) \cdot \sin 2\theta \quad (2-18)$$

式中 ε_r 為牆版剪力元素內之平均主拉應變； ε_d 為剪力元素對角方向之平均主壓應



變； ε_h 為水平拉力鋼筋應變； ε_v 為垂直拉力鋼筋應變。假設 $\varepsilon_h = \varepsilon_v = 0.002$ ，且 $\varepsilon_d = -0.001$ ，則式(2-17)可改寫如下式：

$$\gamma_{vh} = 0.006 \sin 2\theta \quad (2-19)$$

若定義牆版之剪力變形為平均剪力應變乘以牆版高度，則 $\delta_{n,v}$ 可如下式。

$$\delta_{n,v} = \gamma_{vh} \times h_w \quad (2-20)$$

若剪力牆承受雙曲率的撓曲，則撓曲變形可如下式。

$$\delta_{n,f} = \frac{h_w^3}{12E_c(0.35I_g)} V_n \quad (2-21)$$

式中因剪力牆於此階段已經開裂，故斷面慣性矩給予折減。

在剪力強度點之滑移變形 $\delta_{n,slip}$ ，考慮 $V_n \leq V_y$ 或 V_n 略大於 V_y ，於是可以下式估計。

$$\delta_{n,slip} = \frac{V_n}{V_y} \times \delta_{y,slip} \quad (2-22)$$

故剪力牆在強度點之位移 δ_n 為下式。

$$\delta_n = \delta_{n,v} + \delta_{n,f} + \delta_{n,slip} \quad (2-23)$$

2.3.2.3 剪力牆之崩塌點

校舍手冊[9]對剪力牆崩塌點有明確的估計方法，以下式計算剪力牆的崩塌點強度與位移，如下式。

$$V_a = 0.4V_n \quad (2-24)$$

$$\delta_a = 0.02h_w \quad (2-25)$$



2.3.3 蔡仁傑預測之鋼筋混凝土開孔牆側力位移曲線

蔡仁傑於其碩士論文[3]成功精準地預測鋼筋混凝土開孔牆之側力位移曲線。其使用方法即先以幾何不連續方法，如圖 2-7 (a)所示，可將一開孔牆切割成二水平牆段、一垂直牆段和一牆墩。以此法所得之各桿件，其高長比通常較低，又常具有邊界柱構材，於是經常由剪力強度控制其破壞行為。考慮各桿件之剪力強度，以水平牆段最高，垂直牆段次之，牆墩最差。因此可以決定開孔牆受側力時何者為首先發生破壞之關鍵桿件。

開孔牆傳遞剪力時，會由上而下一一透過這些因幾何不連續所切割所得之各桿件傳遞，如圖 2-8 (a)所示。模擬結構行為時，蔡仁傑擬以彈簧連接之方式進行，建議傳力路徑上之各桿件以串聯方式相接；各傳力路徑再行以並聯方式相接，如圖 2-8 (b)所示。

由於開口牆之非線性行為多係由關鍵桿件控制，又關鍵桿件之側力位移曲線已屬可掌握範圍，故如成功界定剪力元素間之相對勁度，即可定義開孔牆之側力位移關係。

如上述，關鍵桿件之破壞多由剪力強度控制，故蔡仁傑取剪力勁度作為剪力元素之勁度指標。根據材料力學公式，剪應力(v)與剪應變(γ)的關係可如下式。

$$v = G\gamma \quad (2-26)$$

式中 G 為剪力之彈性模數。如圖 2-9 所示，並定義牆段頂部之側位移為剪應變乘以牆段高度($\delta = \gamma_{vh} \times h_w$)如圖 2-6，則式(2-26)可寫成下式。

$$v = \frac{V}{l_w t_w} = G \times \frac{\delta}{h_w} \quad (2-27)$$

牆段的剪力勁度(k)應為剪力(V)與側位移(δ)之比值。

$$k = \frac{V}{\delta} = \frac{G t_w}{\frac{h_w}{l_w}} = \frac{G t_w}{\tan \alpha} \quad (2-28)$$

式中 α 為剪力元素對角線與水平軸之夾角。

由於鋼筋混凝土開口牆的剪力彈性模數與牆版厚度均為定值，所以各剪力元素的剪力相對勁度即可由 $\tan \alpha$ 值來決定。

由彈簧串聯與並聯的勁度關係與式(2-28)之推導，圖 2-8 (b)中路徑 415 之剪力勁度(k_{15})、路徑 43 之剪力勁度(k_{43})與路徑 425 之剪力勁度(k_{425})可如下式。

$$k_{415} = \frac{Gt_w}{\tan \alpha_4 + \tan \alpha_1 + \tan \alpha_5} \quad (2-29)$$

$$k_{43} = \frac{Gt_w}{\tan \alpha_4 + \tan \alpha_3} \quad (2-30)$$

$$k_{425} = \frac{Gt_w}{\tan \alpha_4 + \tan \alpha_2 + \tan \alpha_5} \quad (2-31)$$

式中 α_i 為剪力元素 i 對角線與水平軸之夾角。

因此，假設 k_i 為某關鍵桿件之勁度，而 k_{ij} 為包含該關鍵桿件之路徑的勁度，若將關鍵桿件之側位移乘以 k_i / k_{ij} 的勁度比值，可視為將關鍵桿件之側位移調整為傳力路徑在開口牆頂部之位移，如圖 2-10 所示。若各別傳力路徑之側力位移曲線均調整以牆頂部位移為基準，則開口牆之側力位移曲線可對各別路徑之側力位移曲線作直接疊加，可以由此得到開口牆系統之側力位移曲線。

2.4 CEB-FIP 2010 裂縫發展模型[15]

國際混凝土結構聯合會 (Fédération internationale du béton / International Federation for Structural Concrete，以下簡稱 *fib*) 針對直角配筋之鋼筋混凝土桿件，包含樓版或牆，且其裂縫和水平線夾角大於 15° 者，提供一套計算設計裂縫寬度之模型。

fib 設想鋼筋混凝土桿件進行裂縫發展時，共分為四個階段，如圖 2-11 所示，其為：未開裂階段、裂縫發展階段、穩定開裂階段以及鋼筋降伏階段。未開裂階段，顧名思義，即混凝土未開裂，全斷面保持彈性，勁度視為最大之時；裂縫發展階段

為混凝土持續發生開裂，應變增加，而力量保持定值，直至混凝土之拉應力無法到達抗拉強度；穩定開裂階段為裂縫不再發生，僅加劇混凝土寬度發展；隨後外力則使鋼筋發生降伏現象。在計算計算裂縫寬度時，有必要了解模型使用裂縫發展階段或是穩定開裂階段。

對於直角配筋之鋼筋混凝土桿件，且其裂縫和水平線夾角大於 15° 者，設計裂縫寬度可由下式計算：

$$w_d = 2 \cdot l_{s,\max,\theta} (\varepsilon_{\perp} - \varepsilon_{c,\perp}) \quad (2-32)$$

$$l_{s,\max,\theta} = \left(\frac{\cos \theta}{l_{sx,k}} + \frac{\sin \theta}{l_{sy,k}} \right)^{-1} \quad (2-33)$$

式中， θ 是 x 方向鋼筋與主拉應力方向之夾角； ε_{\perp} 、 $\varepsilon_{c,\perp}$ 分別為平均應變和平均混凝土應變； $l_{sx,k}$ 、 $l_{sy,k}$ 為二垂直方向之滑移長度，計算方式如下式：

$$l_{s,\max} = k \cdot c + \frac{1}{4} \cdot \frac{f_{ctm}}{\tau_{bms}} \cdot \frac{\phi_s}{\rho_{s,ef}} \quad (2-34)$$

式中， k 是為考慮保護層混凝土影響之經驗參數，為求簡化，可假設其為 1.0； c 為保護層厚度； τ_{bms} 意思是鋼筋與混凝土間的平均握裹力，計算方式參考表 2-3； f_{ctm} 為平均混凝土抗拉強度； ϕ_s 為等效鋼筋直徑； $\rho_{s,ef}$ 為鋼筋面積與有效混凝土抗拉面積比值，關於牆體之有效混凝土抗拉面積，如圖 2-12 所示。



第三章 試驗計劃



3.1 試體設計

常見開孔填充牆之開孔型式泛為窗型或門型開孔。然，文獻缺乏關於開孔填充牆之震損控制相關研究，為求踏實地追求實驗目的，故試體之開孔型式選定單一之窗型開孔，並使之位置為中央對稱，期望由相對單純之試體設計中獲得較大啟發。本研究之牆體設計參考洪詩晴[16]設計之 H2 試體，其測試牆體區域之長、寬、高分別為 200 cm、20 cm、190 cm，邊界構材主筋為 9 根 5 號鋼筋；箍筋為 5 號間距 6.5 cm，垂直與水平版筋為雙排 4 號間距 30 cm。將其混凝土強度從 42 MPa 提高至 70 MPa、邊界構材箍筋強度從 420 MPa 提高至 785 MPa，其命名為 W 試體，配筋細則如圖 3-1 所示。

W 試體優點在於邊界構材寬度與版同寬，可以增進許多關於使用性及設計上對空間的需求，但是其邊界構材箍筋於剪力方向無法滿足 ACI 318-14[4]耐震設計中對邊界構材橫向鋼筋之要求。ACI 318-14[4]對於最小橫向鋼筋量之規範為下列二式之大值：

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.3 \frac{b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \quad (3-1)$$

$$\frac{A_{sh}}{s} = 0.09 \frac{b_c \cdot f_c'}{f_{yt}} \quad (3-2)$$

式中 A_{sh} 為所有橫向鋼筋之斷面積； s 為鋼筋之中心距； b_c 為柱心寬度，即外緣圍束鋼筋心至心距離； A_g 為邊界構材之總斷面積； A_{ch} 為最外圍橫向鋼筋所圍之面積。若不改變試體尺寸、橫向鋼筋型式及號數，則儘可以調整鋼筋間距方式以符合規範，

如下二式：

$$s = \frac{A_{sh} \cdot f_{yt}}{0.3 \cdot b_c \cdot f'_c \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right)} \quad (3-3)$$

$$s = \frac{A_{sh} \cdot f_{yt}}{0.09 b_c \cdot f'_c} \quad (3-4)$$



以 W 試體進行檢核， $b_c = 15 \text{ cm}$ ， $A_{sh} = 1.43 \text{ cm}^2$ ， $f_{yt} = 785 \text{ MPa}$ ， $f'_c = 70 \text{ MPa}$ ， $A_g = 600 \text{ cm}^2$ ， $A_{ch} = 375 \text{ cm}^2$ ，橫向鋼筋間距需減少至 5.9 cm 才能滿足規範，此受施工性能所限制，嚴重增加施工困難。因此為求邊界構材滿足規範及相當施工性能，將邊界構材尺寸從 $20 \times 30 \text{ cm}$ 擴大為 $30 \times 30 \text{ cm}$ ，並於剪力方向增加單支繫筋，以此增加核心混凝土比例及橫向鋼筋量之方式使 b_c 增加至 25 cm 、 A_g 增加至 900 cm^2 、 A_{ch} 增加至 625 cm^2 、 A_{sh} 增加至 2.14 cm^2 ，則橫向鋼筋間距可放寬至 7.5 cm ，使試體得兼具規範需求及較佳之施工性。此試體命名為 WB 試體，配筋細則如圖 3-2。

於上述二試體中設一 $55 \times 55 \text{ cm}$ 之窗型開孔，則分別命名為 WO 與 WBO 試體，配筋細則如圖 3-3、圖 3-4 所示。關於各試體使用之材料設計強度及參數詳如表 3-1 所示。

全試體皆可分作基礎、牆體測試區以及施力梁三部分。其中基礎及施力梁非為研究探討部分，因此全試體於此部分應注意是否排除試驗時產生破壞之可能，以避免影響試驗目的即可。基礎與施力梁之鋼筋設計皆採用降伏強度 $4,200 \text{ (kgf / cm}^2\text{)}$ 之可鐸鋼筋。基礎之長寬高分別為 400 公分、150 公分、75 公分，選用 26 根 6 號鋼筋為基礎主筋，箍筋號數亦使用 6 號鋼筋，間距設計 15 公分；混凝土下半部強度採 42 MPa，上半部設計 70 MPa，配筋細則如圖 3-5。

施力梁之尺寸分為二種，分別應用於擴大邊界構材與未擴大邊界構材之試體，長寬高為 400 公分、35 公分、50 公分及 400 公分、50 公分、50 公分。選用 8 根 6 號鋼筋作為施力梁之主筋，箍筋號數亦使用 6 號鋼筋，箍筋間距設計為 15 公分，



混凝土之設計抗壓強度為 70 MPa。配筋細則如圖 3-6 所示。

值得注意的是,ACI 318-14[4]於開孔牆設計上,要求若牆墩位於開孔牆之邊緣,則須於牆墩上下端設計水平鋼筋以傳遞牆墩之剪力至毗連牆段,如圖 2-2。但 ACI 318-14[4] 卻未說明其定量設計方法,故本研究於此採用林永健[17]於其碩士論文所建議之定量分析方法。其認為之所以需要水平鋼筋作為水平承載之角色,意旨解決牆墩剪力於水平方向力平衡問題扮演水平承載角色者,如圖 3-7。圖中當開孔牆受一外力 V 之作用,設定剪力元素大小為方框所框之區域,其所能發展之壓桿強度為 C_d ,其與水平夾角為 θ 。如此,於牆墩 A 點上,需水平承載 F_h 之作用以達節點力平衡之條件。 F_h 之需求大小可以壓桿強度乘以其與水平夾角 θ 之餘弦值而得。

假設牆段斷面全斷面等寬且無邊界構材貢獻,以式(2-11)求得壓力區深度為 18.125 cm; f_y 為 785 MPa; f_c' 為 70 MPa; f_c' 帶入式(2-15)可得 ζ 為 0.4; ρ 為 0.004; 假設牆段變形為雙曲率,則 θ 為牆段高和下壓力區中心與上壓力區中心水平距離之正切值,牆段高為 55 cm,長為 72.5 cm,假設壓力區應力為三角形分布,則壓力區中心水平距外緣為壓力區深度之三分之一,18.125 cm,壓力區中心距離為牆長扣二倍壓力區中心與外緣距離,為 36.25 cm,則 θ 為 42° 。由式(2-16)和式(2-17)計算可得 K 為 1.14; A_{str} 為壓力區深度乘牆寬,等於 362.5 cm^2 。由式(2-14)可得本研究之二開孔牆之水平承載需求為:

$$K \cdot \zeta \cdot f_c' \cdot A_{str} \cdot \cos \theta = 1.14 \times 0.4 \times 713.5 \left(\frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2} \right) \times 362.5 \text{ cm}^2 \times \cos 42^\circ = 76 \text{ tf}。$$

林永健[17]除思考設計水平鋼筋之力學原理,亦設想扮演水平承載角色者,除節點上下方一倍剪力元素高度,扣除開孔所占範圍之水平鋼筋外,亦含邊界構材之貢獻。設想邊界構材貢獻可以柱剪力公式估算,並忽略混凝土之貢獻,則邊界構材之貢獻可由下式計算:

$$V_{col} = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} \quad (3-5)$$

式中, A_{st} 為剪力方向所有橫向箍筋斷面積; f_{yt} 為橫向箍筋之標稱降伏強度,大於

600 MPa 以 600 MPa 計； d 為邊界構材之有效深度； s 為箍筋間距。由式(3-5)可得 WO 試體之邊界構材所能提供之水平承載貢獻為 32 tf ；WBO 之邊界構材則可提供 48 tf 之水平承載。爾後，總水平承載需求扣除邊界構材所提供之水平承載部分將由水平鋼筋承載。因此本研究具開孔試體於設計上，於邊緣牆墩上下之水平牆筋採雙排 5 號鋼筋。另，WO 試體，因其邊界構材所提供之水平承載容量較小，於是於開孔下方 20 公分處增加設計雙排 4 號之鋼筋以提供足量之水平承載。

3.2 試體布置

本試驗於國家地震工程研究中心之反力牆與牆地板測試系統進行，整體圖 3- 8 及圖 3- 9 所示。以下對試驗之測試系統、施力系統及測試布置組裝等做進一步詳細敘述。

● 固定系統

本試驗以強力地板作為試體之固定端，將試體基礎預留的八個孔位對準強力地板之相對應孔位。使用直徑 6.9 公分之螺桿並施加預力，以將試體固定於強力地板上。假設基礎與地板間靜摩擦係數 $\mu=0.2$ ，根據摩擦力計算公式：

$$F_u = \mu N \quad (3-6)$$

式中 N 為正向力，此為所有螺桿所施加之預力總和； F_u 為強力地板與基礎間之最大摩擦力。本試驗每支螺桿所施加預力為 160 噸，試體共設計八根螺桿，故總和提供 1280 噸之正向力。由式(3-3)可計算強力地板與基礎間最大摩擦力為 256 噸。此靜摩擦力之考量，係為避免試體產生基礎滑移的現象；若試體所承受之最大側力小於基礎與地板間之最大靜摩擦力，則可避免之。經分析 W 試體和 WB 試體之剪力強度和撓曲容量所對應之側向力以及 WO 試體和 WBO 試體經蔡仁傑[3]建議方法所得之剪力強度，各強度計算方式可參考第五章第一節，可得全試驗之最大側向力 V_u 為 1845 kN ，則：



$$SF \times V_n \leq F_u = 256 \quad (3-7)$$

式中 SF 為安全係數，於此取 1.2。


● 施力系統

本實驗之施力系統包括三支主動油壓致動器、施力鋼梁以及傳力鋼梁。主動油壓致動器利用反力牆將作用力施加於施力鋼梁，施力鋼梁與傳力鋼梁相接，傳力鋼梁又以預力螺桿施以預力夾於試體施力梁兩側，因此主動油壓致動器可透過施力鋼梁和傳力鋼梁施力作用於試體上。以預力螺桿施加預力部分，是以每支施加 120 噸支預力施加於 6 支預力螺桿，將傳力鋼梁夾緊於試體施力梁上，以期傳力鋼梁與試體施力梁間之靜摩擦力足以抵抗試體設計之最大側力，避免傳力鋼梁與試體施力梁間產生滑移現象。計算摩擦力部分亦取式(3-5)之計算公式，假設傳力鋼梁與試體混凝土施力梁介面之摩擦係數 $\mu = 0.2$ ，並考慮兩側接觸面，如此可計算出螺桿施加預力使傳力鋼梁與試體施力梁間最大靜摩擦力為 288 噸 $(0.2 \times 6 \times 120 \times 2)$ 。此容量大於基礎與牆地板間之最大靜摩擦力，可排除此部分滑移可能。

● 測試布置之組裝

測試布置之組裝流程詳如下敘：

- a. 整理場地，讓基礎保持乾淨。標定試體預計擺放之位置，利用黏土、角鋁圍堰，強力地板表面刷油。使用整平石膏灌於基礎與強力地板間，填補二者間之空隙，使施加預力時基礎受力均勻，避免基礎開裂。
- b. 以直徑 6.9 公分之預力螺桿，每支加載 160 噸之力量施加預力，使試體良好與強力地板固定。
- c. 放置利於位移轉換計布設之參考架，並以預力使之與地板加固連接。
- d. 透過鋼板，將三支主動油壓致動器組裝於反力牆上，須注意作用合力中心是否位於牆板中心與試體施力梁預留孔位中心上。
- e. 組裝傳力鋼梁於試體施力梁上，須注意傳力鋼梁是否保持水平且垂直高度是否位於主動油壓致動器合力中心線上。

- 
- f. 組裝施力梁，且須注意施力梁之高度是否和主動油壓致動器一致。
 - g. 將四組側向支撐鋼板夾於傳力鋼梁前後兩側，以避免試體於試驗中產生扭轉的情況。

3.3 量測規劃

3.3.1 外部量測

外部量測使用了影像量測及拉線式位移計，其為了解試體受力後之位移情況。拉線式位移計設置於試體東側參考架上，共使用兩組。第一組位移計距強力地板高度為 50 cm 處；第二組位移計距強力地板高度為 272 cm 處，與致動器施力中心高度相同，二組位移計目的分別是為了解量測基礎與施力梁之位移情況，如圖 3-10 所示。

影像量測部分是採用 NDI 公司所生產之運動捕捉系統(Optotrak Certus Motion Capture System)。將標記點貼於待測點上，即可以位置探測鏡頭識別標記點發出的訊號，得到待測點隨時間變化之三維座標。外部量測配置示意圖如圖 3-10 所示。

3.3.2 內部量測

內部量測之規劃主要使用鋼筋應變計。鋼筋應變計貼敷於鋼筋上，可以藉其電阻變化，觀察鋼筋於試驗中受力後之變形情形。本試驗所採用之應變計為日本東京測試研究所(TML)之產品，型號為 FLA-5-11-3L，屬應變量約為 3%~5% 之小應變量應變計。其需配合專用之黏著劑使用，貼敷方式可參閱 3.4 節。關於應變計設置細節，詳如圖 3-11 至圖 3-14。



3.4 試體製作

試體經國家地震工程研究中心發包，富嘉樂工程有限公司承包製作，於國家地震工程研究中心外之空地進行所有試體之綁紮鋼筋、組模及澆置混凝土等作業。試體分二階段施作，先行基礎施作，爾後施作上部結構及牆體，詳細之製作步驟如後所述。

● 基礎施作

1. 基地整平

首先整理試體施作基地，即利用若干木條架高施作平台並鋪上 1.5 公分厚木板作為底模，是為施作基地。基地須以水平尺校正水準差，儘量使基地保持水平，避免日後實驗施行時發生非預期裂縫。

2. 基礎放樣

於鋪設好之底板上規劃預定試體位置，並預留施工動線、材料存放與加工區。規劃時，以墨斗於底板上進行放樣，得標定基礎、基礎鋼筋籠、牆體、邊界構材位置與預埋套管位置。每一預埋套管恐位上固定一內徑 10 公分之聚氯乙稀套管，作為試體固定於強力地板時通過螺桿之空間用。

3. 基礎鋼筋綁紮

鋼筋依設計圖說於鋼筋加工廠加工成所需長度及彎鉤型式後，再行運送至施作基地。所有加工後的鋼筋依放樣位置，按順序將基礎下層筋、基礎腰筋、邊界構材主筋、邊界構材基礎接頭區箍筋、基礎上層筋以及牆體垂直筋，排放至適當位置並以鐵絲家綁紮固定。組立基礎鋼筋籠時，於底模與鋼筋籠間墊置數塊混凝土立方墊塊，以預留 3 公分之保護層空間。最後，在鋼筋籠內之適當處放置共四根之吊掛用 10 號鋼筋即所有基礎鋼筋綁紮，如圖 3- 15 所示。

4. 模板組立

組立模板前須將模板內所有雜物清除，再行組立模板工作。組立模板使用 2 公

分厚之清水模板，裁切成適當大小後，於放樣之基礎斷面定位點處組立模板。以鐵釘固定模板於適當位置後，利用木條、角材與螺桿等將模板兩側加勁及對鎖固定。模板組立完成後，為避免澆置基礎混凝土時，混凝土衝擊造成預埋套管偏移，須於適當位置加以木條及鐵釘固定之。最後預埋一直徑 3.5 公分之聚氯乙烯套管於基礎中，以利應變計線路導出試體外。

5. 基礎澆置

試體澆置前，需再行確認檢查鋼筋位置、聚氯乙烯套管位置、模板內是否有其他雜物、鋼筋或模板是否牢固以及模板濕潤作業等。混凝土預拌車到達基地後，首先須確認料單並施作坍流度試驗(圖 3-16)，待一切確認無誤且達合格標準始可開始澆置作業(圖 3-17)。因基地地理位置因素，澆置作業須利用泵浦車輸送以澆置。澆置分二次澆置，第一次為下半部普通強度之混凝土，第二次為上半部之高強度混凝土。為求牆體與基礎混凝土強度儘量一致，基礎下半部混凝土不得高於設計之基礎一半高度。澆置下半部普通強度混凝土時，須利用振動棒搗實及橡膠槌敲打側邊模板以避免蜂窩產生；澆置上半部高強度混凝土時，因材料屬自充填混凝土，因此僅可以橡膠槌敲打側邊，不得以振動棒搗實避免粒料析離。

● 上部結構施作

1. 應變計貼敷

應變計之貼敷乃依據量測布置之規劃，將應變計貼敷於所規劃之位置。貼敷作業須於上部結構模板組立前完成，以利應變計貼敷及後續作業。應變計貼敷之詳細施作程序如下所述。

- a. 在鋼筋表面使用油漆筆標記所需貼敷應變計之位置。
- b. 於鋼筋標記位置處使用砂輪機粗磨一小塊區域，約略為應變計可黏貼之長度範圍。粗磨以平整且可以看見金屬光澤為原則，不可磨太多或太深，以免傷害鋼筋。粗磨區域以鋼筋之背脊處較為適當。
- c. 粗磨完成區域，改以海綿砂輪片進行細磨。細磨要求表面平滑光亮，不可



明顯凹凸。

- d. 利用棉花棒沾取甲醇或乙醇擦拭細磨後的鋼筋表面，以去除附著於表面之雜質與油脂。
- e. 使用應變計專用之快乾黏著劑(CYAOACRYLATE)將應變計黏貼於處理過後之標記處。黏貼時須注意應變計之正反面且是否與鋼筋平行，不得錯面黏貼或歪斜。
- f. 於黏貼完成之應變計表面塗上防水覆膜膠 (M-coat a Air-Drying Polyurethane Coating)，待其凝固後再貼上 3M 防水膠帶。利用覆膜膠及防水膠帶的阻絕功用，避免漿體裡的水氣影響應變計的準確性。
- g. 貼覆 3M 防水膠帶後，使用電器膠帶纏繞之，使應變計不易受外力拉扯損毀或不慎受摩擦損傷。
- h. 應變計貼敷完成後，將線路延鋼筋進行走線動作導引出試體外。走線時，儘量固定於鋼筋背面，避免交置時因震動棒震動搗實而使線路因拉扯而斷裂。所有線路收集成束後，由四角落導出；下半部由於劉之聚氣乙烯套管導出，上半部由梁底直接導出。導出之線路以電器膠布捆紮成束後，以塑膠袋套上倒掛之，達保護線路之效果。以上即完成應變計之貼敷。

2. 邊界構材、牆體鋼筋及模板組立

邊界構材之主筋與牆體之垂直筋已於綁紮基礎鋼筋籠時全固定完成。待基礎澆置、完全凝固後，即可進行綁紮邊界構材之箍筋、牆體水平筋及開口上方之垂直筋作業。綁紮完成後，依圖說設計位置，以墨斗於基礎面上放樣，標定斷面尺寸及位置，如此可依放樣位置固定模板。組立模板前，須先行將基礎面打毛及雜物清理之工作，避免界面強度較低，影響實驗結果。組立模板後須再行確認斷面與圖說是否相吻合，且模板是否保持與基地垂直，如圖 3-18 所示。

3. 施力梁鋼筋與模板組立

牆體模板組立完成後，於牆體高度處架設施力梁底模。底模架設後，於底模

上放樣施力梁之尺寸。爾後，依圖說及放樣位置依序將施力梁下層筋、施力梁上層筋與梁箍筋布置於適當位置後固定(圖 3-19)。組立鋼筋籠時，於底模與鋼筋籠間墊置數塊混凝土立方墊塊，以預留 3 公分之保護層空間。組立模板時須依圖說再施力梁側邊預埋套管孔位，以鐵釘固定一直徑 10 公分之聚氣乙烯套管，避免套管因混凝土澆置而偏移。爾後，利用木條、角材與螺桿等將模板兩側加勁及對鎖固定即完成模板組立，如圖 3-20 所示。

4. 上部結構澆置

上部結構之澆置與基礎澆置高強度混凝土之施工方法與注意事項一致。須注意料單、坍流度、橡皮槌敲打側邊等事項。上部結構混凝土澆置如圖 3-21 所示。

3.5 測試步驟

本試驗採無軸力加載，側向反覆載重之測試方式以模擬試體之受力行爲。測試之加載控制方式為位移控制，以試體之層間變位角(Drift Ratio)為系統控制參數：

$$Drift Ratio = \frac{\Delta}{H_n} \quad (3-8)$$

式中， Δ 為油壓致動器所施加之側向位移； H_n 為基礎頂面至油壓致動器施力之合力高度。

加載歷時為三角形之位移波輸出，如圖 3-22 所示。各階段之最大層間變位角依序為 0.25 %、0.375 %、0.5 %、0.75 %、1.0 %、1.5 %、2.0 %、3.0 %、4.0 %、6.0 %，藉此控制油壓致動器施力至各層間變位角所對應之位移，各層間變位角執行三次循環。層間變位角於 0.25 % 至 1.0 % 過程中，加載速率為 1.0 mm/s ；層間位移角大於 1.0 % 之後加載速率調整為 2.0 mm/s 。加載過程中，於各階段層間位移角之所有位移最大值和完成第三循環前往下一層間變位角過程之力量零時，以照相機拍照記錄。並於全程錄影紀錄試體試驗過程。當一層間變位角之第一循環強度小

於最大強度之一半時，依安全性考量，即宣告試驗結束。





第四章 試驗結果



4.1 材料性質

各試體的混凝土抗壓強度，是於試體澆置時，直接從混凝土預拌車採取樣本，製作而成的混凝土圓柱試體，進行抗壓實驗所得到。設計強度 70 MPa 之混凝土部分，圓柱試體尺寸為直徑 10 公分、高 20 公分。牆體施作材料抗壓試驗為與試體測試日期為同一天或隔天之強度，整理如表 4-1。

鋼筋拉力強度的取得是在鋼筋進料時取樣，每號數取三根 60 公分長樣本以 100 噸萬能試驗機進行拉力實驗。加載過程中，其力量數據由萬能試驗機擷取。試驗結果如表 4-2，表中所列強度為三根鋼筋抗拉試驗所得強度之平均值。

4.2 試體載重與位移關係行為

本節將介紹與討論試體載重與位移之試驗關係結果，試體所承受之載重為所有水平向致動器之力量總和；側向位移為外部位移計量測所得。層間變位角為受力點距離基礎頂面之垂直高度除側向位移，分別以「+」、「-」表示正向與負向。括號內序數為當下所進行之迴圈數，例如-1.5%(1st)意即施力方向為負向，層間變位角為 1.5%階段下之第一迴圈。以下將分別敘述各試體在其遲滯迴圈上所表現的現象並比較其之間差異所在。各試體正負向之最大強度及其對應之側向位移和層間變位角，如

表 4-3 所示。

4.2.1 試體個別行為

- W

試體 W 之載重-位移遲滯迴圈如圖 4-1 所示。觀察圖 4-1，層間變位角在 0.25 % 之前已達剪力開裂強度，勁度已稍微軟化，但之後試體行為大致維持線性直至 0.75 %。層間變位角為 0.75 % 之後曲線斜率趨緩進入非線性階段，正向於層間變位角為 0.86 % 發展試體之最大強度，側力為 1945.0 kN；負向於層間變位角為 1.22 % 發展試體之最大強度，側力為 1876.8 kN。

試體之層間變位角過強度點後，側力強度持續下降，惟層間變位角 2.0 % 前，側力強度下降不明顯，約僅 10 % 之下降幅度。進入層間變位角 3.0 % 側力大幅下降，約為最大強度之 57 %。雖然正負向 3.0 % (1st) 皆達最大強度之一半以上，但是 3.0 % (3rd) 之強度降至最大強度之 18 %。因此試體 W 於此宣告試驗結束。

● WB

試體 WB 之載重-位移遲滯迴圈如圖 4-2 所示。觀察圖 4-2，層間變位角在 0.375 % 之前因混凝土持續發生剪力開裂之現象，所以勁度表現上有許多突然軟化的現象。之後試體行為大致維持線性直至 0.75 %，層間變位角為 0.75 % 之後曲線斜率趨緩進入非線性階段。正向於層間變位角為 1.4 % 發展試體之最大強度，側力為 1971.6 kN；負向於層間變位角為 0.81 % 發展試體之最大強度，側力為 1898.0 kN。

試體之層間變位角過強度點後，側力強度持續下降，惟層間變位角 3.0 % 前，側力強度下降不明顯，約僅 10 % 之下降幅度。進入層間變位角 4.0 % 側力大幅下降，負向只剩最大強度之 30.6 %，因此宣告試體 WB 於此試驗結束。

● WO

試體 WO 之載重-位移遲滯迴圈如圖 4-3 所示。觀察圖 4-3，勁度突然軟化的現象並不明顯，取而代之者是勁度逐漸軟化的現象，顯示開孔牆內部傳力是一複雜、高度靜不定的問題。惟於層間變位角即將進入 +0.75 % (1st) 時，開孔下方牆段開裂，造成力量震盪的現象。試體 WO 之正向強度點是發生於層間變位角為 1.37 % 時，側力大小為 1854.3 kN；負向強度點則於層間變位角為 1.17 % 產生，側力大小為 1796.4 kN。



試體之層間變位角過強度點後，側力強度持續下降。進入層間變位角 3.0 % 側力大幅下降，約為最大強度之 30 % 至 40 %，宣告試體 WO 試驗結束。

● WBO

試體 WBO 之載重-位移遲滯迴圈如圖 4-4 所示。觀察圖 4-4，勁度在強度點前屬一逐漸軟化的現象，並無明顯的線性行為階段。試體 WBO 於正向發展至層間變位角為 1.36 % 時至其強度點，側力大小為 1954.4 kN；負向則發展至層間變位角為 1.17 % 時產生其負向強度點，側力大小為 1796.4 kN。

試體之層間變位角過強度點後，側力強度持續下降。然，進入層間變位角 3.0 % 時，邊界構材仍保有其側向位移能力，試體側力仍保有最大強度之 60 %。邊界構材於層間變位角進入 4.0 % 時有塑鉸之產生，最終於層間變位角為 6.0 % 時，試體 WBO 試驗結束。

4.2.2 比較與討論

為探討設定試體參數對試體行為之影響，將各試體之載重-位移遲滯迴圈中各層間變位角之第一迴圈下所發生之最大強度點連線，繪製各試體之載重-位移遲滯迴圈包絡線，以方便後續各試體間比較與探討，如圖 4-5 至圖 4-8 所示。以下分成有無擴大邊界構材以及有無開孔二個項目以進行討論。

● 擴大邊界構材對試體行為之影響

此處分別以試體 W 對試體 WB 和試體 WO 對 WBO 之行為差異進行探討，二比較之包絡線如圖 4-5 和圖 4-6 所示。觀察圖 4-5 可知，於層間變位角 1.0 % 前，試體 W 與試體 WB 二者之行為差異不大。惟正向時試體 W 較早到達其強度點；於負向則是試體 WB 較早抵達，然而二者強度點強度是差異不大的。觀察強度點之後之強度衰減情況皆可以得到擴大邊界構材可以減緩試體強度衰減速率的現象。尤其是試體 WB，儘管層間變位角已達 3.0 %，強度仍可維持最大強度之 90 % 的能力，大大增加試體之位移能力。

觀察圖 4-6 亦有類似圖 4-5 之比較，只是試體 WO 和試體 WBO 二者強度點強度於正向差異相對試體 W 和試體 WB 之差異較大；而負向亦是強度差異不大的情況。而試體 WO 和試體 WBO 二者強度點位移相當接近並無上述之差異。

- 開孔對試體行為之影響

此處分別以試體 W 對試體 WO 和試體 WB 對 WBO 之行為差異進行探討，二比較之包絡線如圖 4-7 和圖 4-8 所示。就載重-位移遲滯迴圈而言，強度點以前似乎差異不大，僅試體 W 之強度點位移稍早於試體 WO。除此之外，只能判斷開孔將降低牆體之位移能力。至此狀況，開孔對牆體之影響應從破壞模式方面進行，此部分將留待第五章討論。

4.3 裂縫發展模式

對於鋼筋混凝土試體試驗而言，裂縫發展亦為試驗觀察重點之一，其含裂縫寬度、裂縫走向及不同機制下所產生之裂縫等。由於混凝土之材料性質較能承受壓力，因此當混凝土受到拉力時，裂縫的發展較為迅速。而裂縫寬度對於混凝土強度可能有所影響，於軟化壓拉桿模型中亦有此認知。其模型中，參數 ζ 為開裂鋼筋混凝土軟化因子，其意義在於當混凝土產生裂縫後，其抗壓強度須有所折減；裂縫寬度越大，混凝土抗壓強度折減越多。此時即需較能承受拉力的鋼筋參與以抑制混凝土裂縫寬度過大之問題。

4.3.1 試體個別行為

- W

圖 4-9 至圖 4-12 是裂縫發展之照片。層間變位角為 0.25 % 時，試體即出現大量水平之撓曲裂縫和斜裂縫，最大裂縫寬即達 0.5 mm。直至層間變位角為 0.75 % 以前，僅增加少許之剪力裂縫，其餘裂縫發展主要為增寬其最大寬度伴隨增長既有


裂縫長度。層間變位角為 1.0 % 至 1.5 % 間，試體增加許多之剪力斜裂縫。層間變位角達 1.5 % 後，除裂縫寬度大幅增加外，還可以發現牆體底部角落處發生混凝土擠碎的狀況，且牆面底部開始有部分混凝土剝落的情況。層間變位角為 2.0 % 時，牆體底部出現大面積混凝土剝落及鬆動現象，因此不再進行裂縫記錄的工作，後續測試改以拍照方式記錄。層間變位角為 3.0 % 時，牆體底部，包含邊界構材之核心混凝土大量擠碎，側力強度來源僅有鋼筋提供貢獻，因此判斷試驗結束。

● WB

圖 4-13 至圖 4-17 是裂縫發展之照片。層間變位角初為 0.25 % 時，試體即出現撓曲裂縫和斜裂縫。直至強度點，層間變位角為 1.5 % 之前，陸續增加撓曲裂縫與剪力裂縫數量和長度，而最大裂縫寬度也從 0.15 mm 發展至 2.0 mm 寬。層間變位角為 1.5 % 時，牆面正負向剪力裂縫交接處開始有部分混凝土剝落的情況。層間變位角為 2.0 % 時，牆體底部角落處發生混凝土擠碎以及混凝土剝落及鬆動的現象，自此不再進行裂縫記錄的工作，後續測試改以拍照方式記錄。層間變位角為 3.0 % 時，牆體底部混凝土大量擠碎並剝落，且於施力過程中觀察到底部混凝土碎裂之聲響。隨即於層間變位角為 4.0 %，試體已無法提供最大側力強度之 50 %，因此宣告試驗結束。

● WO

圖 4-18 至圖 4-21 是裂縫發展之照片。試驗一開始層間變位角為 0.25 % 時，試體周圍出現撓曲裂縫、開孔周圍因拉應力集中所產生之角隅裂縫以及少許剪力裂縫發生。試體最大裂縫寬度集中於角隅角落。層間變位角為 0.375 % 時，試體於開孔左右之垂直牆段以及上方之水平牆段開始出現剪力裂縫，符合預期的，試體兩側有更多撓曲裂縫的發生。層間變位角為 0.5 % 時，持續增加撓曲裂縫以及開孔上下左右側之剪力裂縫。而最大裂縫寬度位置從角隅變更為開孔左右垂直牆段之剪力裂縫上。層間變位角為 0.75 % 時，開孔下方水平牆段之剪力裂縫驟然出現。隨著水平牆段大量增加，發現最大裂縫寬度在此層間變位角下第三迴圈開始移往水平



牆段之剪力裂縫。此時最大裂縫寬度已發展至 2.0 mm。層間變位角為 1.0 % 時，開孔角落、垂直牆段以及水平牆段之正負向剪力裂縫交接處皆發生混凝土擠碎以及混凝土剝落的現象。此階段撓曲裂縫不再發展，剪力裂縫持續增加，並出現開孔四周保護層開裂之垂直與水平裂縫。層間變位角為 1.5 % 時，隨著位移的增加，剪力裂縫數量、長度、寬度持續增加；表面混凝土剝落面積亦持續增加。層間變位角為 2.0 % 時，混凝土大量剝落，且強度開始衰減，因此不再進行裂縫記錄的工作，改以拍照方式記錄。層間變位角為 3.0 % 時，更多混凝土剝落，且試體已無法提供最大側力強度之 50 %，因此宣告試驗結束。

● WBO

圖 4-22 至圖 4-26 是裂縫發展之照片。試驗進入層間變位角為 0.25 % 時，試體周圍出現撓曲裂縫、開孔周圍因拉應力集中所產生之角隅裂縫以及少許剪力裂縫發生。試體最大裂縫寬度集中於角隅角落。層間變位角為 0.375 % 時，試體於開孔左右之垂直牆段以及上方之水平牆段開始出現剪力裂縫，試體兩側亦有更多撓曲裂縫的發生。層間變位角為 0.5 % 時，持續增加撓曲裂縫以及開孔上下左右側之剪力裂縫開孔下方水平牆段亦出現剪力裂縫。層間變位角為 0.75 % 時，此階段撓曲裂縫不再發展，而增加許多剪力裂縫於開孔左右兩垂直牆段上。角隅裂縫隨無閉合情況，但裂縫寬度較為平均分布，開孔左右兩側垂直牆段之剪力裂縫亦發展至與角隅裂縫相當之裂縫寬度，此時最大裂縫寬度為 1.5 mm。層間變位角為 1.0 % 時，開孔角落、垂直牆段以及水平牆段之正負向剪力裂縫交接處皆發生混凝土擠碎以及混凝土剝落的現象。剪力裂縫持續增加，並出現開孔四周保護層開裂之垂直與水平裂縫。層間變位角為 1.5 % 時，隨著位移的增加，剪力裂縫數量、長度、寬度持續增加；表面混凝土剝落面積亦持續增加。層間變位角為 2.0 % 時，混凝土大量剝落，鋼筋裸露，強度開始衰減。自此不再進行裂縫記錄的工作，改以拍照方式記錄。層間變位角為 3.0 % 時，開孔四周更多混凝土剝落，甚至視野得以穿透。層間變位角為 4.0 % 時，牆體有更多混凝土剝落，而邊界構材之保護層混凝土亦因變形能力



較低而產生剝落的現象。於此，試體之側力僅提供最大側力強度之 40 %。層間變位角為 6.0 % 時，兩側邊界構材之核心混凝土發生破壞，宣告試驗結束。

4.3.2 比較與討論

震損評估中，常以下列三項定量觀察作表示：裂縫寬度、裂縫長度和混凝土剝落面積，於是實驗過程量測亦以此三者為量測對象。

● 裂縫寬度

實驗過程中，於各試體各層間位移角的第一迴圈紀錄該測試點之所有裂縫位置、長度、最大寬度和其位置以及最大殘餘裂縫最大寬度和位置；以及於每一層間變位角結束負向第三迴圈卸載側向力量為零時，量測殘餘最大裂縫寬度及其位置。

各試體於各層間變位角之第一迴圈時所量測之最大裂縫寬度為尖峰變位角最大裂縫寬以及完成三個迴圈返回力量為零時，所量測之最大裂縫寬度為殘餘最大裂縫寬，量測結果如圖 4-27 所示。可以比較得到結果，各試體之尖峰變位角最大裂縫寬度與殘餘最大裂縫寬度普遍擁有一劇烈發展的階段，且二者發生之時間點存在一時間差。

圖 4-27 亦存在一些違反直覺之歧異點，試體 WO 時層間變位角為 2.0 % 時，尖峰變位角最大裂縫寬不升反降，原因是於量測時，發現 1.5 % 時所量測之尖峰變位角最大裂縫寬旁之混凝土塊出現隆起錯動之現象。縱然其投影裂縫寬可能為更符合直覺之數值，但是當下判斷其可能為混凝土已經鬆脫，因此決定不採取此部分所量測之數據。而試體 WBO 於層間變位角從 +1.5 % (3rd) 前往 -1.5 % (3rd) 時，開孔右上角混凝土塊掉落致使開孔上方正負向之水平牆段剪力裂縫失去承接，使殘餘裂縫出現無法回復的情況。

表 4-4 表列各試體尖峰變位角最大裂縫寬度和殘餘最大裂縫寬度比值和其層間變位角。於圖 4-27 中並沒有發現擴大邊界構材試體之尖峰變位角最大裂縫寬度有特別縮小的情況，因此此比例降低的現象是由殘餘最大裂縫寬度增加所造成。圖 4-28 是各試體尖峰變位角最大裂縫寬度和殘餘最大裂縫寬度之比值，並將其比值



作正規化處理後之結果。由圖 4-28 可以得知尖峰變位角最大裂縫寬度和殘餘最大裂縫寬度之比值並非是一定值，有發生為 6.0 之情形。顯示此比值與受力狀況有關，無法以一定值推估，須先了解其與受力關係進而探討。

關於是否擴大邊界構材對其影響，可以發現未開孔試體，最大比值發生於同一時間點；而開孔之試體，有擴大邊界構材對應於無擴大邊界構材者，其尖峰變位角最大裂縫寬度和殘餘最大裂縫寬度之比值皆有提早或延後發生的情況，證實擴大邊界構材對於殘餘裂縫之發展並無直接關聯。

● 裂縫密度

定義裂縫密度為總裂縫長除以牆體單位面積。試驗結束後，依據各裂縫之最大裂縫寬分類至各寬度級距，爾後將各級距裂縫長度加總，再行將總長度除以牆體面積而得裂縫密度。

圖 4-29 所示為各試體於正負二方向之各層間變位角第一迴圈之位移最大值時所量測之裂縫長度除以試體面積而得之裂縫密度。得裂縫密度後，依各裂縫之最大寬度 (W_p) 分類，級距為 $W_p < 0.5$ 、 $0.5 \leq W_p < 1.0$ 、 $1.0 \leq W_p < 2.0$ 、 $2.0 \leq W_p < 3.0$ 和 $3.0 \leq W_p$ ，共五級距。

依圖 4-29 可以發現，整體裂縫密度隨層間變位角增加而增加。無論試體是否開孔，擴大邊界構材之試體於層間變位角約為 0.5 % 處最大裂縫寬小於 0.5 mm 之裂縫比例開始減少。相較於未開孔試體，開孔試體之裂縫長度發展較為迅速，且寬度較大之裂縫發生時間較為提早。值得一提的是，試體 WB 正負二方向於層間變位角為 1.0 % 處裂縫行為差異甚大。其原因可能是於此處開始試體偏下方剪力裂縫之最大寬度開始縮減，其中一達 2 m 之最大剪力裂縫寬度由 1.0 mm 降至 0.85 mm，而未有如此大量裂縫之裂縫寬自小於 1.0 mm 增長至 1.0 mm 以上之緣故。開孔試體裂縫之最大裂縫寬度小於 1.0 mm 部分，當層間變位角約莫達 0.5 % 後，裂縫密度不再大幅改變，約為一定值。且開孔試體無論是否擴大邊界構材其值約為 $5 \text{ m} / \text{m}^2$ 。



- 混凝土剝落面積比

試驗結束後，可利用照片計算試體表層混凝土於各層間位移角產生完全剝落之面積比例，意即油漆所漆之混凝土表面掉落，而露出混凝土色澤之面積比例。於各層間變位角之各試體之混凝土剝落面積比如圖 4-30 所示。其行為和裂縫密度相似的是，混凝土剝落面積比亦隨層間變位角增加而變大。四座試體於層間變位角 0.75% 以前差異性不大，爾後二座開孔試體混凝土剝落面積劇烈持續增加；未開孔試體雖同時開始剝落，但其程度未若前者嚴重。顯示試體若進行開孔，其因應力傳遞具較為集中之現象，致混凝土剝落之發生時間和剝落程度較為嚴重。論試體是否擴大邊界構材，對於混凝土剝落面積影響似乎沒有存在差異。


4.4 變形量測

試驗開始前對於每座試體內部及外部皆設置許多量測系統，如 3.3 節所述，以期這些量測系統得幫助本研究了解試體於試驗中的變形情況。以下將分別對應變計量測及影像量測二部分進行探討。

4.4.1 應變計量測

本試驗之應變計規劃之布置位置在於邊界構材主筋、箍筋和繫筋、牆體水平及垂直剪力筋和斜向鋼筋等三個部分。為了能清楚觀察鋼筋狹幅情形，後續表示方法為將量測所得之應變量除以該鋼筋之降伏應變，是一正規化動作。如此 $\varepsilon/\varepsilon_y$ 大於或等於 1 即表示鋼筋降伏， $\varepsilon/\varepsilon_y$ 小於 1 則表示鋼筋未降伏。各號鋼筋之降伏應變如下所述：#3 鋼筋之 ε_y 為 0.00441、#4 鋼筋之 ε_y 為 0.00438、#5 鋼筋之 ε_y 為 0.00437，以下將比較各試體應變計之量測結果。

- W



各應變計之量測值和其位置如圖 4- 31 和圖 4- 32 所示。腹版之垂直或水平鋼筋普遍皆有降伏情況發生，除了編號 V15、H11 和 H22 應變計顯示之讀值外。顯示牆體於試驗中，確實有需要及條件使腹版之垂直或水平鋼筋達到降伏狀態。關於邊界構材主筋的部分，於試驗過程中，越靠近基礎或施力梁之應變計，大都顯示鋼筋仍保持彈性階段，如標號 L13、L23、L17 和 L27 應變計。邊界構材主筋上之應變計顯示達降伏者，皆位於牆體一半高度處附近，如標號 L 系列之其餘應變計。標號 T 系列之應變計顯示試體邊界構材箍筋於試驗過程中並未發展至降伏強度。

● WB

各應變計之量測值和其位置如圖 4- 33 和圖 4- 34 所示。依應變計量測結果，腹版之垂直或水平鋼筋普遍皆有降伏情況發生。顯示牆體於試驗中，確實有需要及條件使腹版之垂直或水平鋼筋達到降伏狀態。關於邊界構材主筋的部分，於試驗過程中，雖然邊界構材主筋上之應變計顯示鋼筋所有位置皆達降伏，但並沒有發展至超大應變之情況，最大應變僅約為降伏應變。試驗過程中，基礎混凝土並沒有發生明顯裂縫，而位於基礎之標號 L11 應變計卻顯示此處鋼筋具有大幅度變形的情况，可能為應變計量測錯誤，或接線過程發生問題所致。標號 T 系列之應變計顯示試體邊界構材箍筋於試驗過程中並未發展至降伏強度。

● WO

各應變計之量測值和其位置如圖 4- 35 至圖 4- 37 所示。依應變計量測結果，邊界構材之主筋普遍達到降伏狀態，但並沒有發生大變形之狀況，除編號 RV7 應變計量測此處鋼筋最大應變達 $4\varepsilon_y$ 。關於開孔上下方之水平鋼筋，開孔上方之水平鋼筋皆達降伏狀態；開孔下方之水平鋼筋雖普遍保持彈性，但亦近降伏。反之，箍筋於開孔左右兩側普遍未達降伏狀態。顯示於開孔之傳力行為中，僅水平鋼筋得以扮演傳遞牆段剪力邊界構材的角色，邊界構材對此部分並無法證明其貢獻。關於剪力元素內鋼筋之應變，無論於開孔左側或右側，水平鋼筋之發展較垂直鋼筋之發展劇烈許多，可能是於垂直方向，邊界構材所提供之軸向容量遠大於其剪力容量，因



此於開孔左右兩側之水平腹版鋼筋才會如此發展劇烈。開孔左上方之垂直腹版鋼筋，於試驗過程中發展至降伏，顯示其於垂直牆段受撓曲作用時，可以提供適當之撓曲容量。

● WBO

各應變計之量測值和其位置如圖 4- 38 至圖 4- 41 所示。依應變計量測結果，邊界構材之主筋普遍達到降伏狀態，尤以外側主筋之應變變化幅度較大。關於開孔上下方之水平鋼筋，開孔上下方之水平鋼筋皆降伏或接近達降伏狀態。邊界構材箍筋和繫筋雖有部分發生降伏的現象，但無如此高度發展的情形。應變計顯示試體 W 與試體 WO 有相似的行為，證實僅水平鋼筋擔任水平支承之角色。剪力元素內之鋼筋應變，僅右側水平鋼筋之發展劇烈許多，但開孔兩側垂直鋼筋亦以發展其降伏強度。開孔左上方之垂直腹版鋼筋，編號之數字部分為 12、13、14、15 者應變發展幅度不大，反觀編號 LV16 和 RV16 應變計，二者所在鋼筋變形發展極大，可能是開孔兩側之垂直補強筋並未延伸至基礎，實儘於孔角外延伸足夠之伸展長度所致。

4.4.2 影像量測

使用 NDI 公司所生產之運動捕捉系統(Optotrak Certus Motion Capture System) 可以預設之空間原點座標下，高頻率同時紀錄所有點位之空間座標，因此隨著時間推移可得各標記點之位移情形。本研究以每秒系統偵測五次的頻率，接收標記點之空間資料。由這些點位之位移情形，可得試體之剪應變。

每四個相鄰之標記點可形成一宏觀矩形，視其為一元素。參考文獻[17]，方形剪力元素受剪力作用時，其剪應變 γ 之推導如下：

$$\sqrt{(a+\gamma b)^2+b^2}=\sqrt{a^2+b^2}+\frac{\delta_1+\delta_2}{2} \quad (4-1)$$

$$(a+\gamma b)^2+b^2=\left(\sqrt{a^2+b^2}+\frac{\delta_1+\delta_2}{2}\right)^2 \quad (4-2)$$

$$a^2 + 2\gamma b + (\gamma b)^2 + b^2 = a^2 + b^2 + 2\sqrt{a^2 + b^2} \left(\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right) + \left(\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right)^2 \quad (4-3)$$

忽略高次項後，可得下式：

$$2\gamma b = 2\sqrt{a^2 + b^2} \left(\frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \right) \quad (4-4)$$

$$\gamma = \frac{\sqrt{a^2 + b^2} (\delta_1 + \delta_2)}{2ab} \quad (4-5)$$

式中， a 為剪力元素之寬； b 為剪力元素之高度； δ_1 與 δ_2 為剪力元素對角長度之變化量。計算各試體各元素受力後之剪應變發生情形，可以了解各行元素發生最大剪應變之位置，詳如圖 4-43 和圖 4-44 所示。

其中可以發現試體 WO 有些最大剪應變發生於開孔周圍；試體 WBO 之剪應變多集中於開孔左右，而試體 W 和試體 WB 大都集中在試體底部。與對於試體之裂縫發展大致吻合。

第五章 分析與討論



5.1 強度分析

以下將針對各試體之撓曲強度和剪力強度進行分析並與實驗結果比較，判斷各試體之破壞模式。其中撓曲強度部分是以斷面分析軟體，輸入斷面尺寸及真實材料性質後計算而得；剪力強度是以第二章所介紹強度預測模型。至於開孔牆之撓曲強度，由於尚無測試數據，故本研究暫時忽略之。

5.1.1 撓曲強度分析

本研究使用 XTRACT 斷面分析軟體針對所有試體進行斷面分析，分析後可得各試體於最外緣受拉鋼筋達降伏時之降伏彎矩 M_y ，以及試體最外緣受壓混凝土之應變達 0.003 時之標稱彎矩 M_n 。假設所有試體皆為單曲率變形，則將彎矩除以施力中心距離基礎頂面高度 $h = 200 \text{ cm}$ ，即可得各階段彎矩強度所對應之剪力。如下式所示：

$$V_y = \frac{M_y}{h} \quad (5-1)$$

$$V_{mn} = \frac{M_n}{h} \quad (5-2)$$

由上式可得 M_y 所對應之剪力降伏強度 V_y ； M_n 所對應之剪力強度 V_{mn} 。未開孔之試體，試體 W 和試體 WB 經分析所得之 V_y 和 V_{mn} ，如表 5-1 所示。

5.1.2 剪力強度分析

在此以第二章翁樸文等人之建議[12]，以軟化壓拉桿為模型[13,14]進行分析，



其破壞模式定義為對角壓桿端部擠碎，因此決定壓桿承壓面積 A_{sr} 為一重要關鍵所在。假設邊界構材對於承壓區面積之貢獻為零，由式(2-14)計算所得之各試體剪力強度 V_{sst} ，如表 5-1 所示。

5.1.3 比較及判斷破壞模式

就試體 W 及試體 WB 討論，預估之剪力強度均大於其預估撓曲強度(表 5-1)，且大於實驗強度，而實驗強度雖大於撓曲強度，但其所去不遠，僅具 5% 之差距。就裂縫之觀察，未開孔試體主要破壞處為靠近基礎頂面兩端混凝土擠碎，因此判斷二試體皆為撓曲破壞。

就試體 WO 及試體 WBO 討論，雖無法分析其撓曲強度，但是就開孔牆分析之剪力強度與未開孔之撓曲強度比較，預估上，將判斷其為剪力破壞。另就裂縫觀察而言，混凝土之擠碎破壞主要集中於開孔周圍之壓力端，亦可以此作為判斷試體剪力破壞之依據。然而，開孔試體與未開孔試體之實驗強度相當，實際行為亦可能是開孔試體強度受限於撓曲強度，僅試體之變形破壞由剪力強度主控。

5.2 損害分析

關於試體之損害分析上，本研究以日本建築學會於 2004 年所發表之鋼筋混凝土建築物之耐震性能評估指針及其解說[18]（以下簡稱為 AIJ 2004）和於 2010 年發表之 AIJ 2010 [5]進行比較。

5.2.1 AIJ 2004 [19]關於各界限狀態定義

AIJ 2004 [19]內容提及建築物性能主要可分為使用性、安全性和修復性，個別定義敘述如下：

1. 使用性：建築物承受外力下，被安全性所要求之外尚應具備的一定性能。



其性能所要求之範圍與程度和時代、價值觀、用途、和經濟狀態有關，可由所有人或使用人於其權責內自行定義。

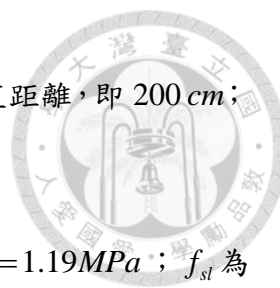
2. 安全性：建築物承受外力下，得確保一定生命及財產安全之機能。
3. 修復性：針對建築物受外力後之損傷，執行所需之修復或補強及其維護管理，以確保建築物於使用期間內之使用性及安全性

於其中，其提供構材之損害程度與其界限狀態之關係，如表 5-2 所示。AIJ 2004 [19]對損害評估的期許，在於其界限狀態標準得以使使用性界限落於主筋降伏之前；修復性界限狀態於強度點之前，而最大歷時位移未超出強度點位移；而安全性能界限則希望桿件仍保有相當垂直承載能力，如圖 5-1 所示。依表 5-2，則可定義各試體之損害狀態，如圖 5-2 所示。其中，僅取各試體之正向遲滯位移曲線進行損害狀態之描繪，而最左邊虛線為使用性狀態；中間為修復性 I；最右邊則是修復性 II、正方形標記點為最大強度發生位置，因此可以得之各試體於層間變位角為何值時，到達何者損害程度。

以 AIJ 2004 [19]之評斷標準對所有試體而言，判斷到達各界限狀態之依據，如表 5-3 所示，其大都為殘餘裂縫寬度主控。由圖 5-2 顯示之各損害程度界限得以判斷：於使用性界限內，各試體確實屬於彈性範圍，因此定量標準與其立意尚屬吻合，但 WBO 試體之使用性能界限無法涵蓋大部分線彈性範圍，意即試體尚未降伏即產生裂縫寬度過大或是混凝土損壞的狀況；於修復性界限 II 而言，開孔牆試體均於損害評估上具發展至強度點前即損傷嚴重的現象，其皆導因於殘餘裂縫寬度發展較為迅速，而針對未開孔牆試體之損害評估上，試體 W 之修復性界限 II 稍稍大於強度點之位移，其去實不遠。

5.2.2 AIJ 2010 [5]之容許應力與剪力裂縫寬度

AIJ[5]針對混凝土梁具一關於長期載重之容許應力計算公式，詳如式(2-2)。套入牆體參數，假設忽略試體之邊界構材和開孔，令 b 為 200 mm； j 為 1600 mm；



$\alpha = \frac{4}{\frac{M}{Qd} + 1}$ ，假設 $M = Q \times h_w$ ，而 h_w 為施力中心至基礎頂面之垂直距離，即 200 cm；

d 為 185 cm；則可計算 α 值為 1.92； $f_{cl} = \min \left\{ \frac{f'_c}{30}, 0.49 + \frac{f'_c}{100} \right\} = 1.19 \text{ MPa}$ ； f_{st} 為

580 MPa； p_w 為版筋比，等於 0.0042，可以求出試體於規範下之長期容許強度為 938.25 kN。

關於牆體之短期容許強度，可依同樣方法代入 AIJ[5]對梁之短期剪力公式，如式(2-3)。式中， f_{cs} 為 f_{cl} 之 1.5 倍，等於 1.785 MPa； f_{ss} 為 785 MPa，則可求出試體之極限剪力強度為 1011.18 kN。

關於牆體之極限強度，可依同樣方法代入 AIJ[5]對梁之極限剪力公式，如式(2-4)。可求出試體之極限剪力強度為 1377.14 kN。

因為牆體甚少出現側向長期載重，因此以下省略針對長期容許強度檢核的部分。依上述，可以知道短期容許強度約為極限剪力強度之 73 %。依此比例以內差方式對照試體強度約為最大強度之 73 % 時之最大尖峰裂縫寬度和最大殘餘裂縫寬度，如表 5-3 所示。

依表 5-3 可以發現，擴大邊界構材，可能使邊界構材間之牆版強度相對較低，裂縫發展集中，促使殘餘裂縫寬度較大的狀況。表中亦可發現和實驗中之裂縫觀察相同的結果，即開孔後裂縫發展較為迅速，使開孔之試體之殘餘裂縫有較大的情況。最大之殘餘裂縫寬度，其發生於試體 WBO，可為 0.43 mm，而其他試體皆小於 0.3 mm。

因為 AIJ 2010 [5]之中短期載重容許強度，其目標即控制鋼筋混凝土桿件之最大殘餘裂縫寬度小於 0.3 mm，因此以最大殘餘裂縫 0.3 mm 為修復性能界限對照試體之遲滯迴圈之作圖，如圖 5-3 所示。圖中可以發現未開孔試體之修復性能界限較接近強度點位置；反之，具開孔試體，因其裂縫發展，使其修復性能界限之位移較小。



5.2.3 AIJ 2010 [5]與 AIJ 2004 [19]之損害評估比較

若將 AIJ 2010 [5]所定義之修復性能界限及 AIJ 2004 [19]所定義之修復性能界限 I 和修復性能界限 II 對應之試體強度除以試體最大強度，即可求得各修復性能界限所占最大強度比例，如表 5-5 所示。

就殘餘裂縫寬度而言，AIJ 2004 [19]之各修復性能界限之規範值要求較 AIJ 2010 [5]寬鬆，因此 AIJ 2010[5]之修復性能界限對應之強度比例明顯較低，甚低至最大強度之 54 %。然，以保護層混凝土是否完好，即採用 AIJ 2004 [19]之修復性能界限判斷標準，此亦即現行 RC 構材修復工法之分類依據[20]，可使開孔牆於此界限內保有相當之修復性能，更使開孔牆發揮其相當之側向承載能力。

5.3 剪力裂縫寬度分析

欲計算剪力裂縫寬度可由 *fib*[15]建議之式 (2-32) 至式 (2-34) 計算而得，以下計算針對 W 試體進行，並假設外力屬短期不連續之載重，且裂縫已發展至穩定開裂階段。首先對於水平方向鋼筋計算其滑移長度，假設 $k=1$ 已簡化； $c=4.7\text{ cm}$ ； $\tau_{bms}=1.8 \cdot f_{cm}$ ； $\phi_s=1.27\text{ cm}$ ； $A_{c,ef}=\min\{2.5(c+\phi_s/2), t/2\} \times s_w$ ， t 為版厚， 20 cm ， s_w 為鋼筋間距， 30 cm ， $A_{c,ef}=300\text{ cm}^2$ ； $\rho_{s,ef}=\frac{A_s}{A_{c,ef}}=\frac{1.27}{300}=0.004$ ，以上代入式 (2-34) 得 $l_{sx,k}=46.5\text{ cm}$ 。以同方式， $c=4.1\text{ cm}$ ，可計算 $l_{sy,k}=45.9\text{ cm}$ 。

爾後，以式 (2-33) 即可計算等效滑移長度，其中假設牆段變形為雙曲率，則 θ 為牆段高和下壓力區中心與上壓力區中心水平距離之正切值，牆段高為 190 cm ，長為 200 cm ，假設壓力區應力為三角形分布，則壓力區中心水平距外緣為壓力區深度之三分之一，壓力區深度以式 (2-11) 計算，為 50 cm ，則壓力區中心距外緣為 16.7 cm ，壓力區中心距離為牆長扣二倍壓力區中心與外緣距離，為 33.3 cm ，則

θ 為 48.7° 。於是可得 $l_{s,\max,\theta} = 32.7 \text{ cm}$ 。

於 CEB-FIP 規範[15]中並未說明式 (2-32) 中 ε_{\perp} 和 $\varepsilon_{c,\perp}$ 如何計算。本研究採翁樸文等人之建議[12]，假設水平應變和垂直應變均為 0.002，且混凝土之壓應變為 -0.001，則 $\varepsilon_{c,\perp} = -0.001$ ； $\varepsilon_{\perp} = 0.005$ 。於是可得 $w_d = 3.9 \text{ mm}$ 。以此結果與各試體於其強度點時之最大尖峰剪力裂縫寬度比較，如表 5- 6 所示，表中裂縫寬度之量測時機為強度點層間變位角之第三迴圈時量測。比較結果顯示，未開孔試體部分皆具高估，而開孔試體皆屬低估的現象。雖然如此，CEB-FIP 仍可針對本研究試體計算得一數量級相同之裂縫寬度。

第六章 分析與討論



6.1 結論

影響裂縫發展的因素有許多，然本研究就時間因素考量，未能一一探究。本研究謹進行四組牆體試驗，設計混凝土強度為 70 MPa，使用材料為 SD785 之主筋和箍筋。其中二座開孔試體皆僅有一開孔，其開孔大小相同，大小為 55×55 cm，且位置皆為左右對稱，並距基礎頂面 85 cm。以下所述，僅就實驗觀察、試驗分析及各自比較作以下結論：

1. 關於開孔上下方之水平鋼筋與邊界構材之剪力容量，僅開孔上下方之水平鋼筋可對剪力元素提供其水平承載能力。
2. 於應變計結果顯示，本研究試體設計得使水平鋼筋發展其降伏強度 ($f_y = 885 \text{ MPa}$)。
3. 殘餘裂縫之發展和尖峰裂縫發展與層間變位角之關係並非為一線性之發展。二者於混凝土剝落或擠碎前皆具一迅速發展期。
4. 具開孔之試體，其裂縫密度和混凝土剝落面積比明顯指出其相較未開孔試體較易達到損害標準。
5. 試驗後根據現有之損害評估與控制方法，評估本研究之試體損傷情形。本研究探討日本 AIJ 2010 [5]與日本 AIJ 2004 [19]之修復性能界限規定，建議以日本 AIJ 2004 [5]修復性能界限 I 為修復性能界限較為適當。



6.2 未來研究展望

1. 牆版鋼筋比就軟化壓拉桿角度而言，絕對是影響裂縫發展之一決定性因素，然而本研究未列其為試驗參數之一。未來研究應於其著手進行之，尋找其是否為震損控制之重要因素。
2. 本研究之二未開孔試體強度皆屬撓曲強度主控，期未來研究能試驗剪力強度主控之試體，以探討破壞模式對於裂縫發展之影響。
3. 開孔填充牆之開孔型式多元，未來研究可設想改變試體開孔大小或位置之情形，其裂縫發展是否有更多可能。

參考文獻



- [1] 財)国土開發技術研究センター，“建設省総合技術開発プロジェクト：鉄筋コンクリート造建築物之超軽量化・超高層化技術の開発 (New RC)” ，平成四年度構造性能分科会報告書，1993。
- [2] Aoyama, H., “Design of Modern High-rise Reinforced Concrete Structures,” Imperial College, London, 2002.
- [3] 蔡仁傑，「鋼筋混凝土開孔牆之側力位移曲線預測」，碩士論文，國立台灣大學，土木工程學系，台北，民國 104 年 7 月，181 頁。
- [4] ACI Committee 318, (2014). “Building Code Requirments for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14),” American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 519 pp.
- [5] AIJ, (2010). “Standard for Structural Calculation of Reinforced Concrete Structures,” Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan, 525 pp.
- [6] Shimazaki, K., “Evaluation of Shear Crack Width Based on Shear force Ratio,” AIJ Journal of Technology and Design, V. 15, No. 29, pp. 139-142.
- [7] 邱建國、陳崇慶、林芳慶、紀凱甯，「實尺寸高強度鋼筋混凝土梁之剪力裂縫行為研究」，結構工程，第 29 卷，第 4 期，2014，第 19-43 頁。
- [8] 邱建國、林芳慶、陳少謙、紀凱甯，「考慮構件剪力跨深比影響之高強度鋼筋混凝土梁剪力裂縫控制」，結構工程，第 30 卷，第 3 期，2015，第 5-26 頁。
- [9] 蕭輔沛，鍾立來，葉勇凱，簡文郁，沈文成，邱聰智，周德光，趙宜峰，翁樸文，楊耀昇，褚有倫，涂耀賢，柴駿甫，黃世建，「校舍結構耐震評估與補強技術手冊(第三版)」，國家地震工程研究中心研究報告，NCREE 13-023，



- 台北，2013。
- [10] Lehman, D. E. and Moehle, J. P., "Seismic Performance of Well-Confined Concrete Bridge Columns," Pacific Earthquake Engineering Research Center Report, PEER 1998/01, California, 2000, 295 pp.
- [11] Paulay, T. and Priestley, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings," John Wiley & Sons, Inc., New York, 1992, 744 pp.
- [12] 翁樸文、李翼安、蔡仁傑、黃世建，「低矮型鋼筋混凝土剪力牆之側力位移曲線預測」，結構工程，已接受出版中，2016。
- [13] 李宏仁，黃世建，「鋼筋混凝土結構不連續區域之剪力強度評估—軟化壓拉桿模型簡算法之實例應用」，結構工程，第 17 卷，第 4 期，2002，第 53-70 頁。
- [14] Hwang, S. J. and Lee, H. J., "Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model," *Journal of Structural Engineering, ASCE*, V. 128, No. 12, Dec., 2002, pp. 1519-1526.
- [15] Comité Euro-International du Béton, (2010). "CEB-FIP Model Code 1990. Design Code," Comité Euro-International du Béton, Thomas Telford, London, 402 pp.
- [16] 洪詩晴，「高強度鋼筋於低矮剪力牆往復載重行為研究」，碩士論文，國立台灣科技大學，營建工程系，台北，民國 104 年 4 月，111 頁。
- [17] 林永健，「開孔鋼筋混凝土剪力牆之側力位移曲線預測」，碩士論文，國立台灣大學，土木工程學系，台北，民國 105 年 7 月，195 頁。
- [18] 陳威志，「梁翼切削與弱梁柱交會區共存型梁柱接頭韌性行為研究」，碩士論文，國立台灣大學土木工程系，台北，民國 88 年，120 頁。
- [19] AIJ, (2004). "Draft of Guidelines for Performance Evaluation of Earthquake Resistant Reinforced Concrete Buildings," Architectural Institute of Japan, Tokyo, Japan 400 pp.

- [20] 中華民國地震工程學會，鋼筋混凝土建築物補強及修復參考圖說及解說，科技圖書，台北，第 151-164 頁(2015)。







表

表 2-1 混凝土之容許剪應力

長期容許剪應力	短期容許剪應力
$\min \left\{ \frac{f'_c}{30}, 0.49 + \frac{f'_c}{100} \right\}$	長期容許剪應力之 1.5 倍

註： f'_c 為混凝土抗壓強度，單位為 MPa。

表 2-2 鋼筋之容許剪應力

鋼筋型號	長期容許剪應力	短期容許剪應力
SD 785	580 MPa	785 MPa

表 2-3 發展鋼筋之握裹力值

	裂縫發展階段	穩定開裂階段
短期、不連續載重	$1.8 f_{cm}$	$1.8 f_{cm}$
長期、連續載重	$1.35 f_{cm}$	$1.8 f_{cm}$

表 3-1 試體設計參數

	f'_c (MPa)	f_y (MPa)	牆版				邊界構材			
			s_l	ρ_l	s_s	ρ_s	s_l	ρ_l	s_s	ρ_s
			(cm)	(%)	(cm)	(%)	(cm)	(%)	(cm)	(%)
W	70	785	30	0.42	30	0.42	10.75	1.66	7	1.01
WB	70	785	30	0.42	30	0.42	10.75	1.10	7	1.53
WO	70	785	30	0.42	30	0.42	10.75	1.66	7	1.01
WBO	70	785	30	0.42	30	0.42	10.75	1.10	7	1.53

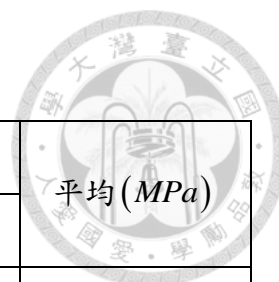


表 4-1 混凝土實驗抗壓強度

	齡期 (天)	No.						平均(MPa)
		1	2	3	4	5	6	
W	43	42.7	55.7	58.5	45.7	56.0	78.6	56.2
WB	68	59.7	79.6	82.4	83.9	66.7	72.2	74.1
WO	49	85.4	81.5	72.6	96.2	83.3	89.7	84.8
WBO	72	77.6	73.9	83.2	84.8	80.2	70.6	75.1

表 4-2 鋼筋抗拉強度

鋼筋號數	f_y (MPa)	No.			平均(MPa)
		1	2	3	
#6	420	450.8	451.9	452.5	451.7
#3	785	875.6	881.5	888.5	881.9
#4	785	893.7	872.5	866.4	877.5
#5	785	858.7	885.0	877.1	873.6

表 4-3 實驗結果數據

試體	正向尖峰值			負向尖峰值		
	強度(kN)	位移(mm)	層間變位 角 (%)	強度(kN)	位移(mm)	層間變位 角 (%)
W	1946.1	17.28	0.86	1876.8	24.48	1.22
WB	1971.6	28.1	1.41	1898.0	16.1	0.81
WO	1854.3	27.4	1.37	1796.4	23.4	1.17
WBO	1954.4	27.2	1.36	1788.8	24.0	1.20

表 4-4 最大尖峰變位角最大裂縫寬度與殘餘最大裂縫寬度比值和位移

	負向		正向	
	Crack Width Ratio	Drift Ratio (%)	Crack Width Ratio	Drift Ratio (%)
W	5.2	-0.50	6.0	0.64
WB	4.0	-0.44	4.0	0.67
WO	6.7	-0.29	5.7	0.43
WBO	3.0	-0.54	2.0	0.29

表 5-1 各試體經斷面分析所得彎矩之對應剪力和分析所得之剪力強度

試體	$V_y (kN)$	$V_{mn} (kN)$	$V_{sst} (kN)$	$V_{test} (kN)$	V_{test}/V_{mn}	V_{test}/V_{sst}
W	1528.5	1845.5	2179.5	1946.1	1.05	0.89
WB	1557.0	1893.0	2328.7	1971.6	1.04	0.85
WO	-	-	1504.2	1854.3	-	1.23
WBO	-	-	1611.0	1954.4	-	1.21

表 5-2 構材界限狀態、損害程度及損傷狀態關係

界限狀態	構材狀態	損害程度	損害狀態		
			主筋	混凝土	殘餘裂縫寬
使用性	可繼續使用	I	保持彈性	幾乎彈性	< 0.2 mm
	可簡單修復	II	略為降伏	混凝土健全	0.2 – 0.5 mm
修復性 I	可修復	III	無挫曲	核心混凝土健全	0.5 – 1.0 mm
修復性 II	具垂直載重能力	IV	無斷裂	核心混凝土無碎裂	
安全性	側向強度衰減	V	斷裂	核心混凝土碎裂	



表 5-3 各試體判斷各界限狀態依據

	使用性界限	修復性界限 I	修復性界限 II
W	殘餘裂縫寬度	混凝土	殘餘裂縫寬度
WB	殘餘裂縫寬度	殘餘裂縫寬度	殘餘裂縫寬度
WO	殘餘裂縫寬度	混凝土剝落	殘餘裂縫寬度
WBO	殘餘裂縫寬度	殘餘裂縫寬度 且 混凝土剝落	殘餘裂縫寬度

表 5-4 長期容許強度與最大殘餘裂縫寬度

	強度為最大強度之 73 %		
	層間變位角	最大尖峰裂縫 寬度	最大殘餘裂縫 寬度
W	0.48 %	1.1 mm	0.18 mm
WB	0.52 %	0.9 mm	0.22 mm
WO	0.56 %	1.3 mm	0.29 mm
WBO	0.54 %	1.3 mm	0.43 mm

表 5-5 各修復性能界限所對應之強度比例

	AIJ 2010	AIJ 2004	
		修復性能界限 I	修復性能界限 II
W	100 %	100 %	超出強度點
WB	88 %	90 %	94 %
W	74 %	80 %	87 %
WB	54 %	82 %	87 %

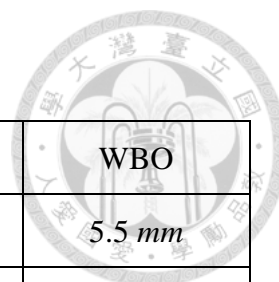


表 5-6 各試體最大尖峰剪力裂縫寬度與計算寬度比較

	W	WB	WO	WBO
正向	1.5 mm	2.4 mm	7.0 mm	5.5 mm
負向	1.4 mm	3.0 mm	6.5 mm	6.0 mm
平均	1.5 mm	2.7 mm	6.8 mm	5.8 mm
w_{test}/w_d	0.37	0.69	1.73	1.47





圖

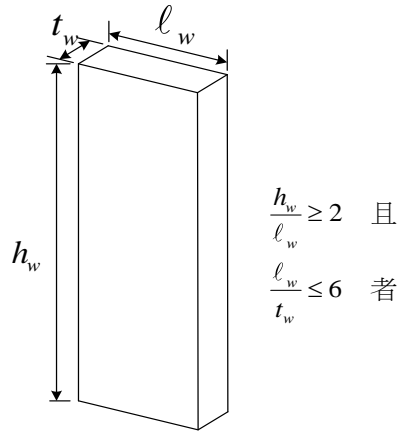


圖 2-1 牆墩尺寸示意圖

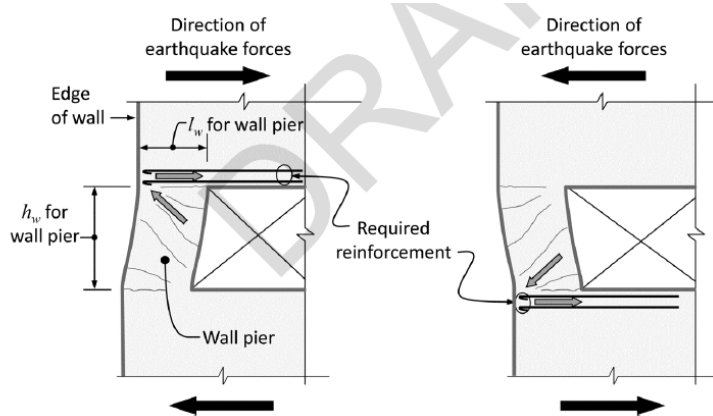


Fig R18.10.8—Required horizontal reinforcement in wall segments above and below wall piers at the edge of a wall.

圖 2-2 美國 ACI 318-14 規範[4]對牆墩上下端之配筋規定

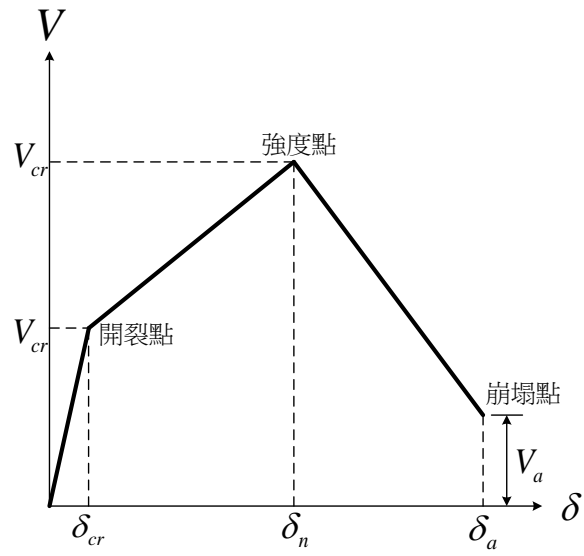


圖 2-3 鋼筋混凝土牆側力位移曲線

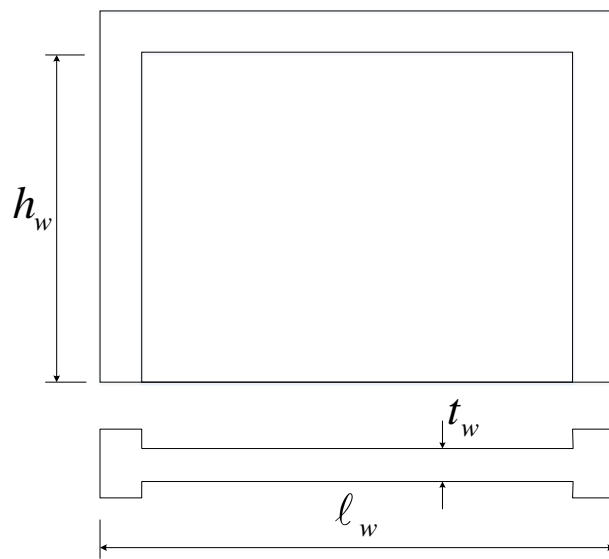


圖 2-4 剪力牆尺寸示意圖

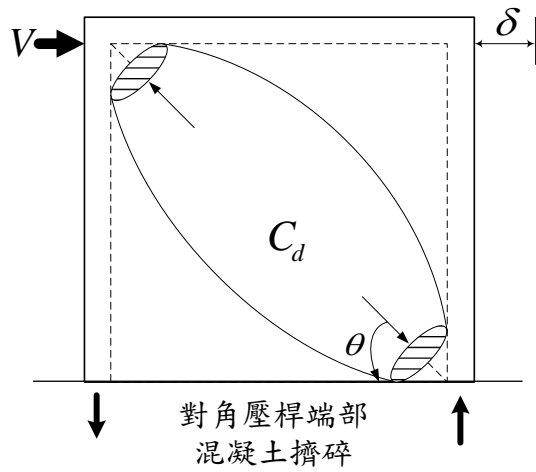


圖 2-5 剪力牆傳遞剪力示意圖

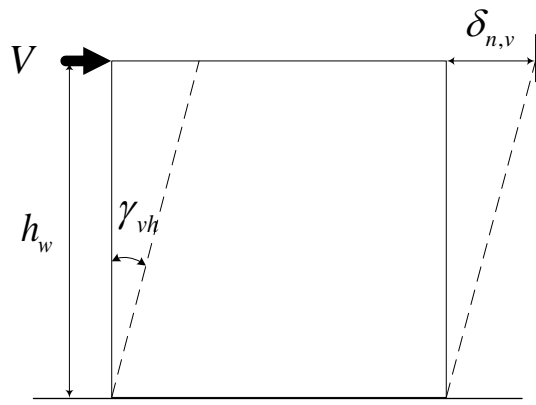
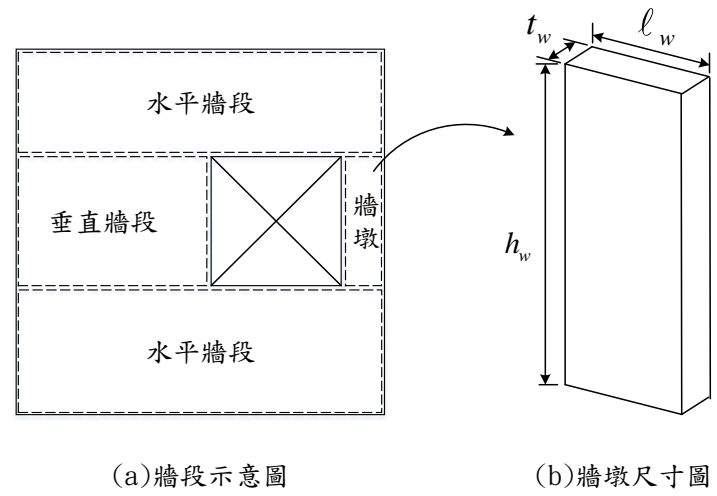


圖 2-6 剪力牆剪力變形



(a) 牆段示意圖

(b) 牆墩尺寸圖

圖 2-7 開孔牆示意圖

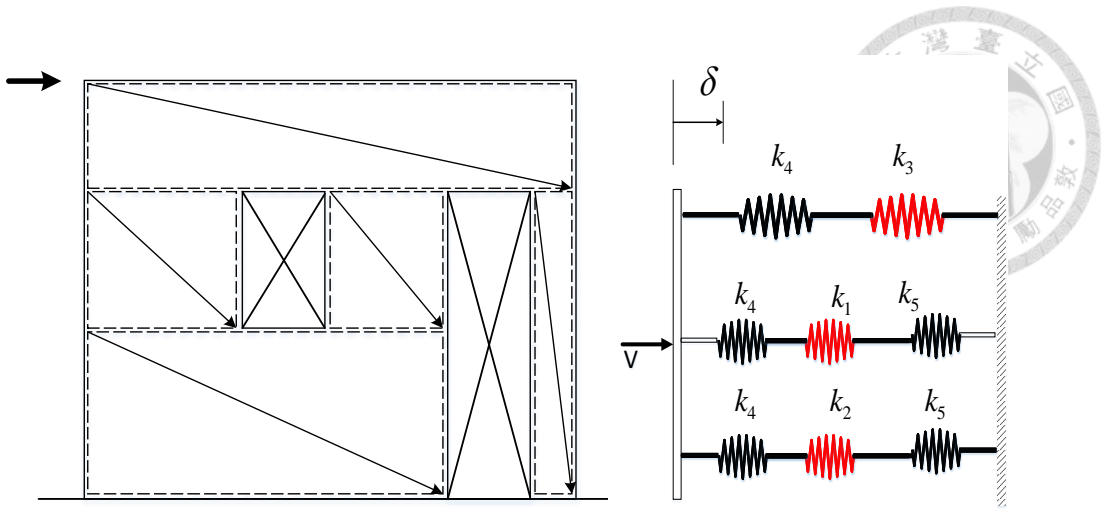


圖 2-8 開孔牆之建議傳力路徑與系統勁度之模擬

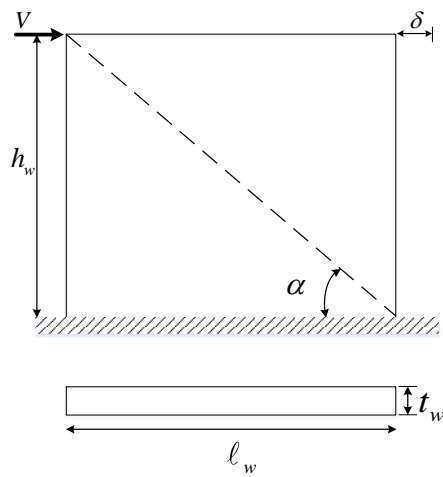


圖 2-9 垂直牆段受剪示意圖

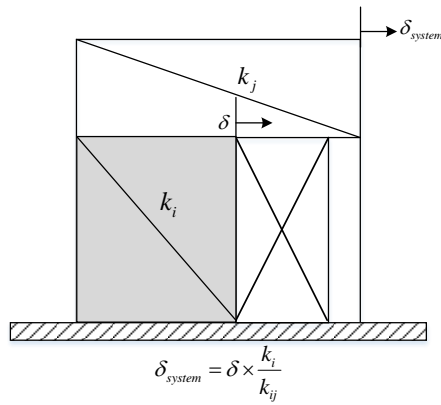


圖 2-10 位移調整示意圖

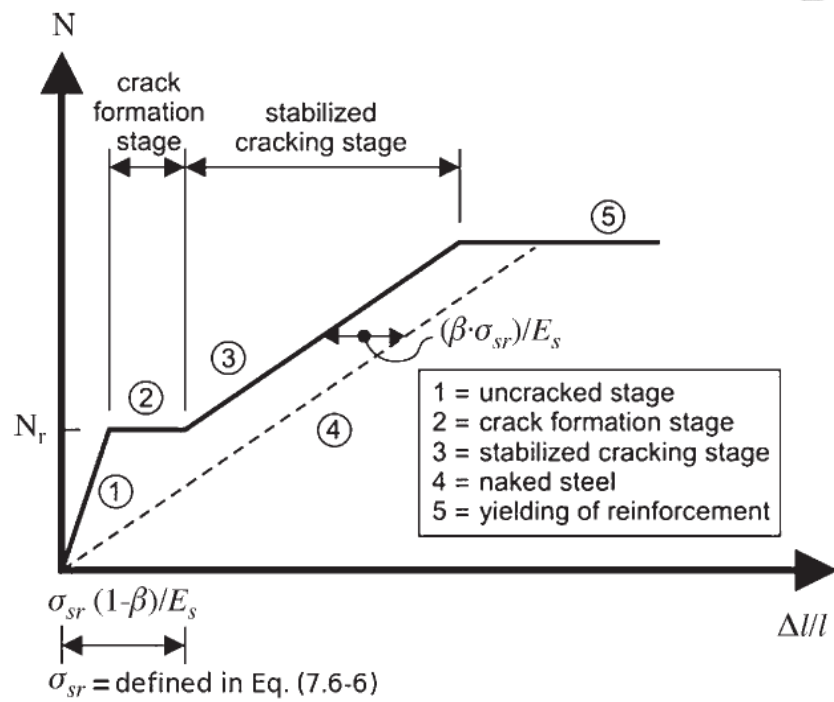


圖 2-11 鋼筋混凝土受純拉力之應變力量關係示意圖

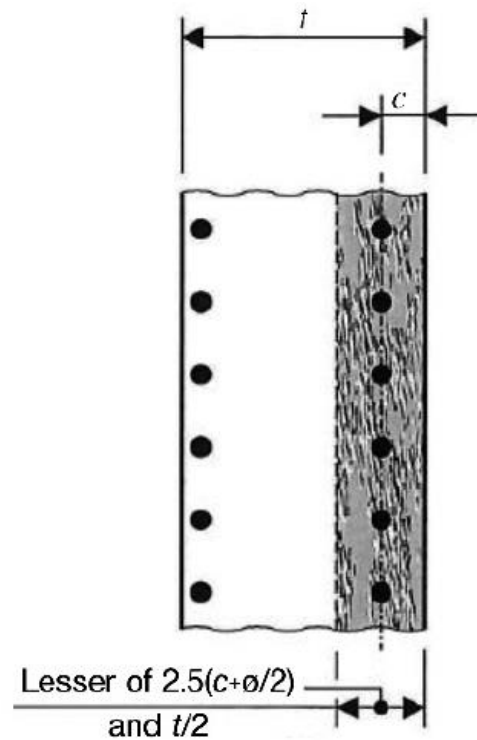


圖 2-12 有效混凝土抗拉面積之計算方式

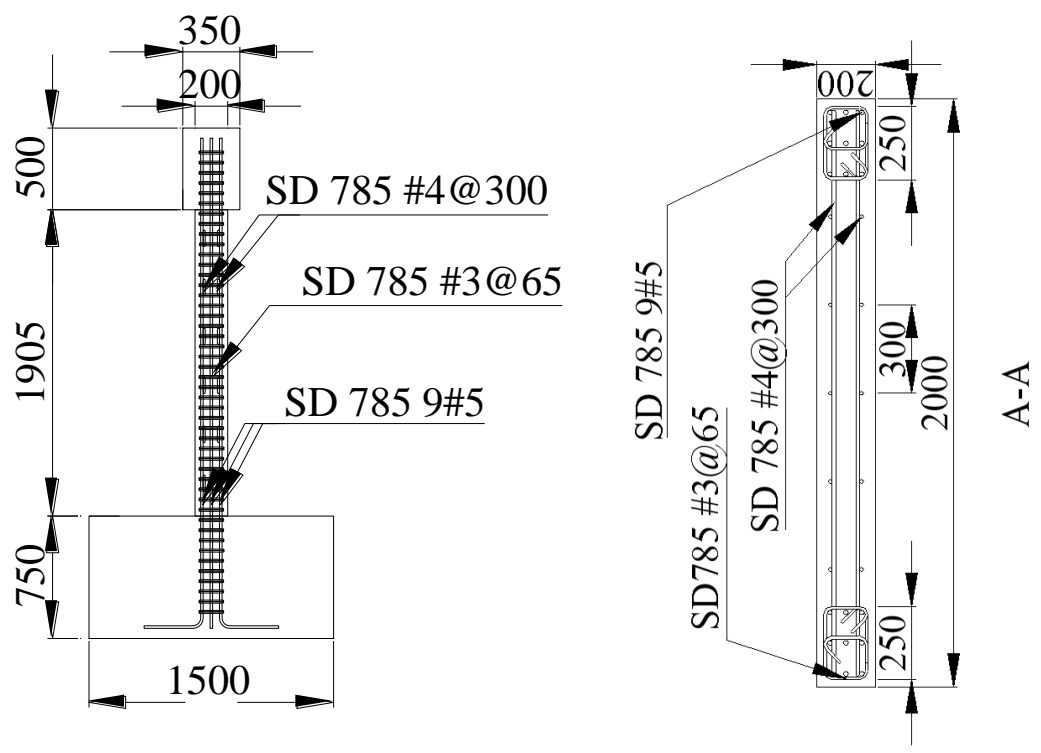
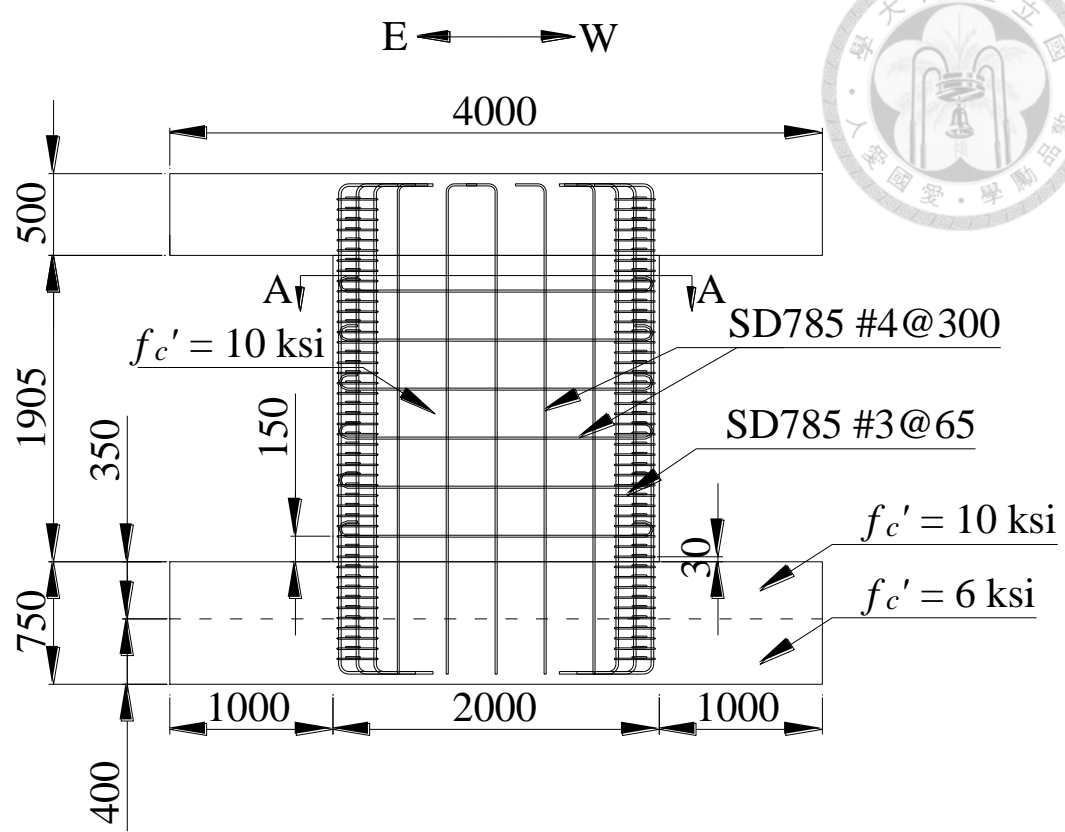
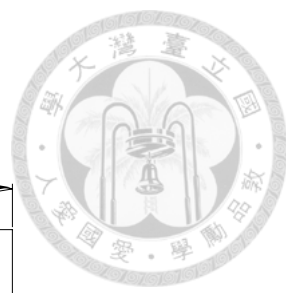


圖 3-1 試體 W 配筋圖 (Unit: mm)

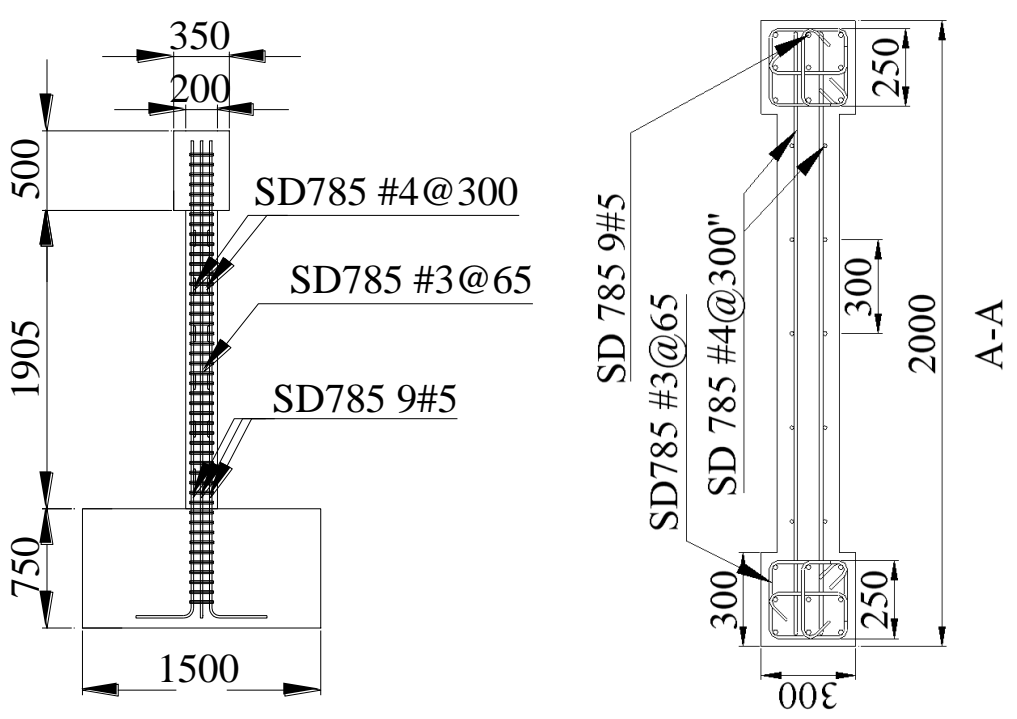
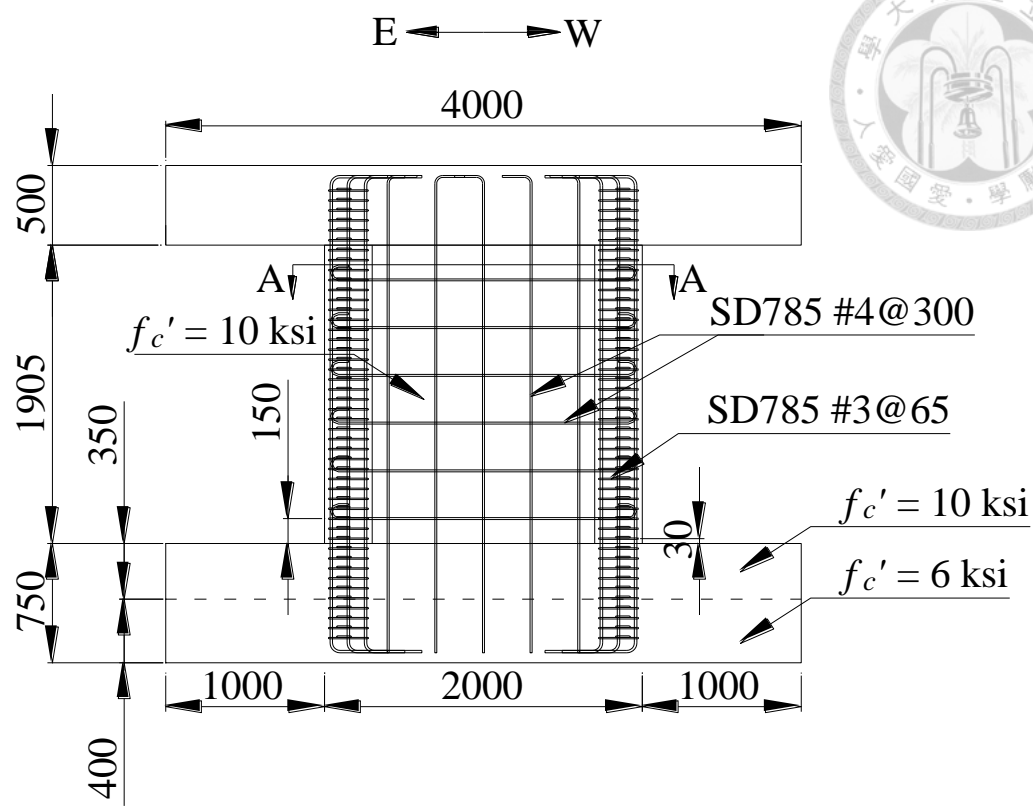


圖 3-2 試體 WB 配筋圖 (Unit: mm)

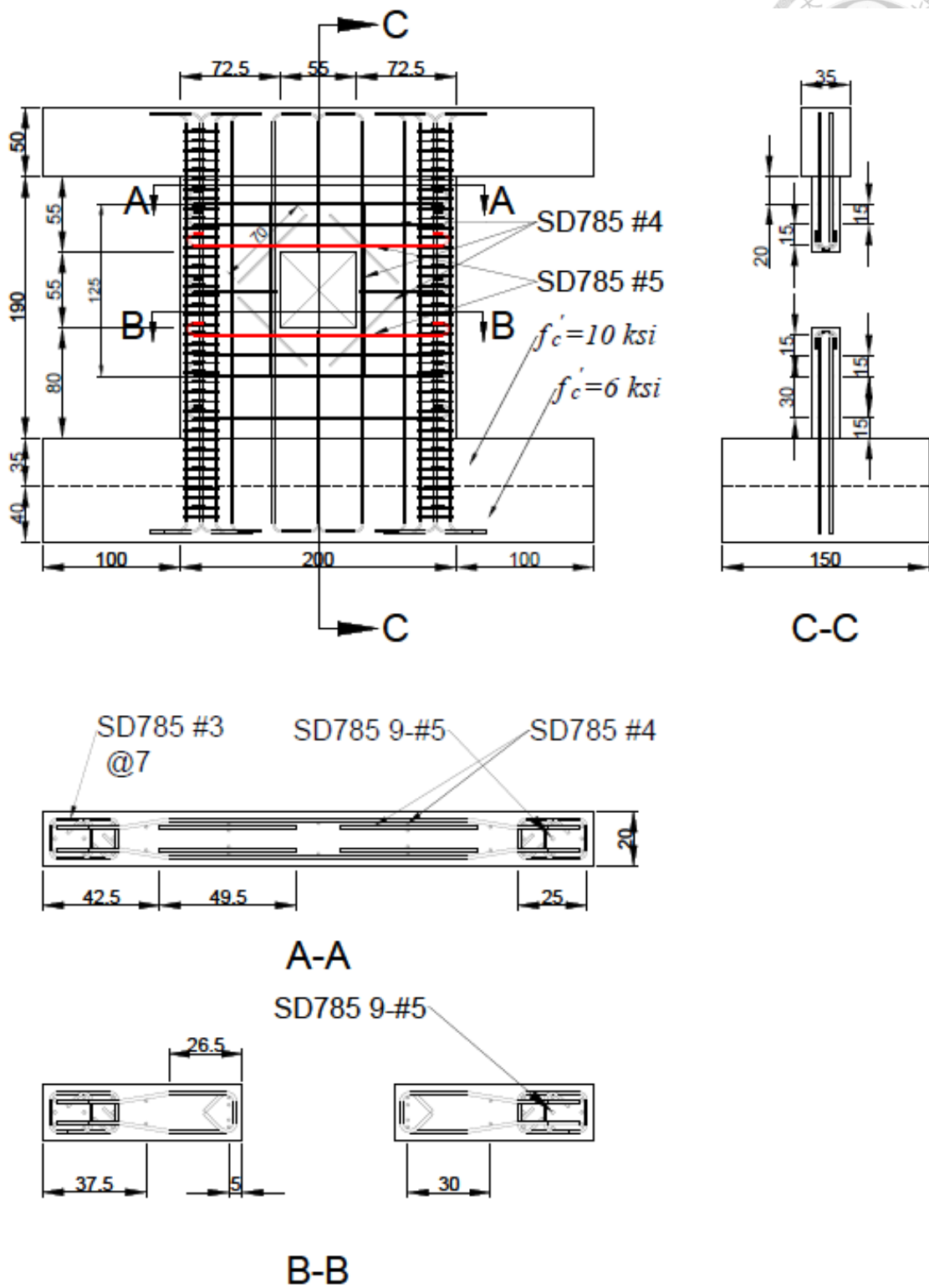


圖 3-3 試體 WO 配筋圖 (Unit: cm)

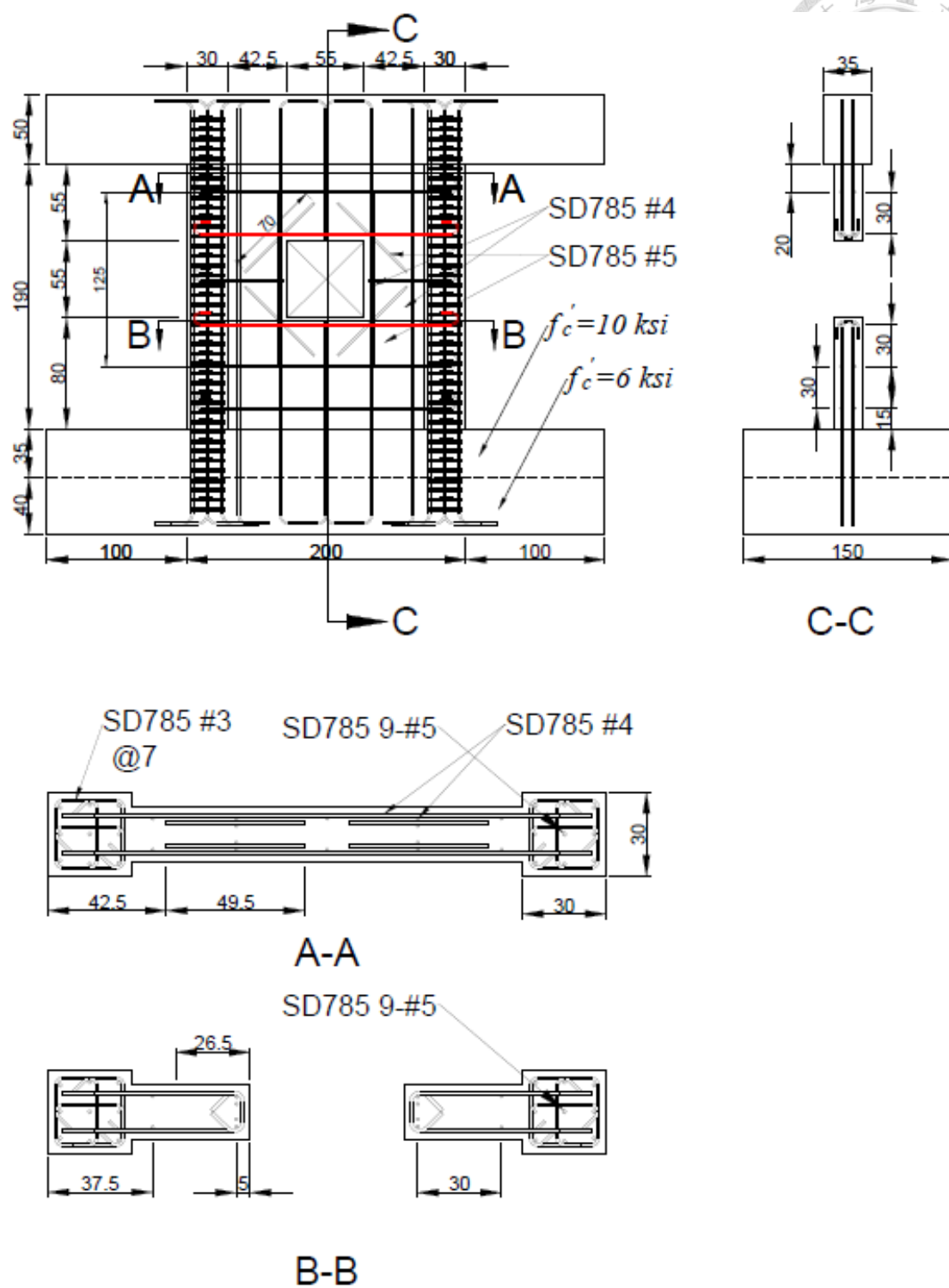


圖 3-4 試體 WBO 配筋圖 (Unit: cm)

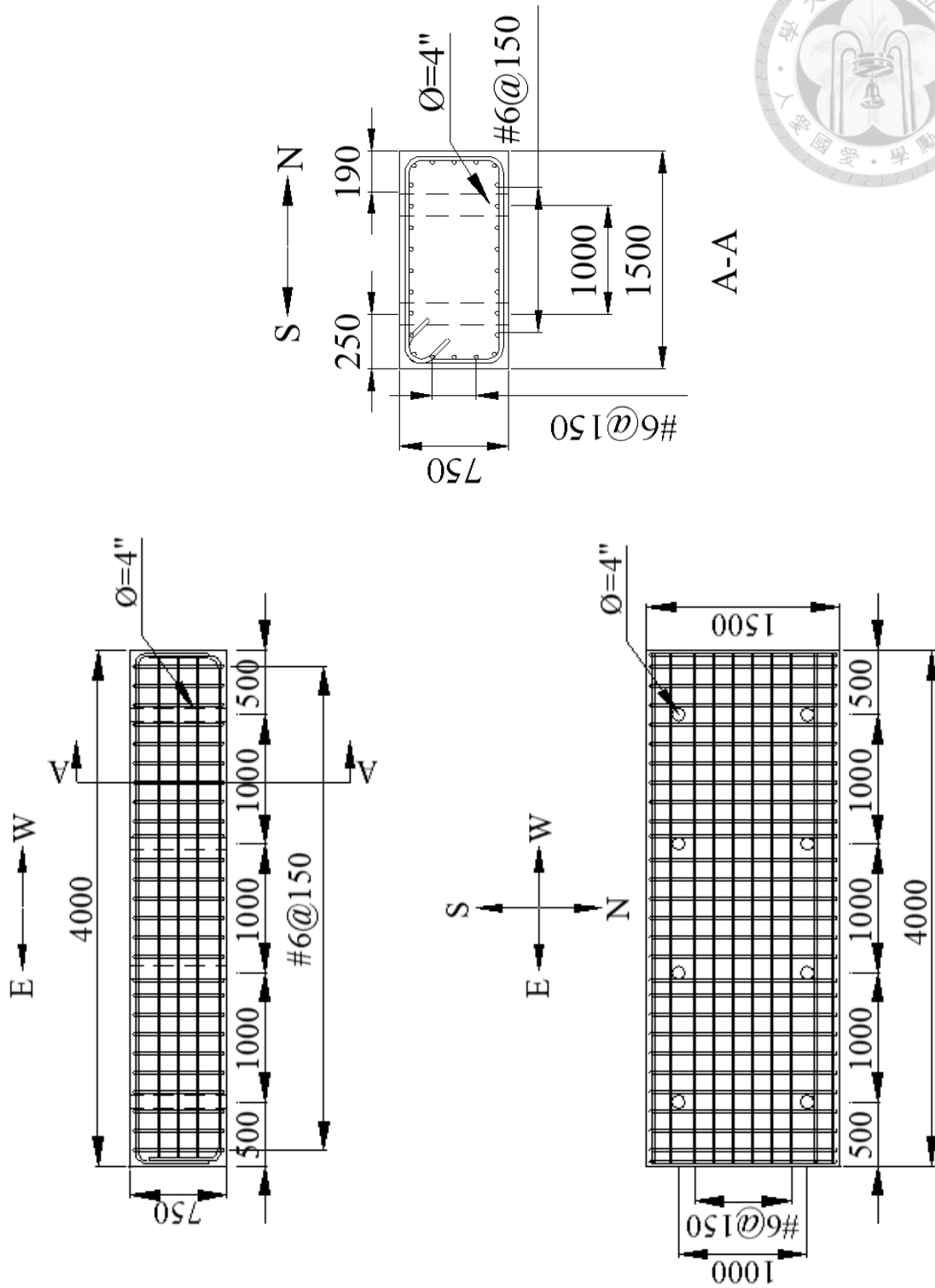


圖 3-5 基礎詳細配筋圖

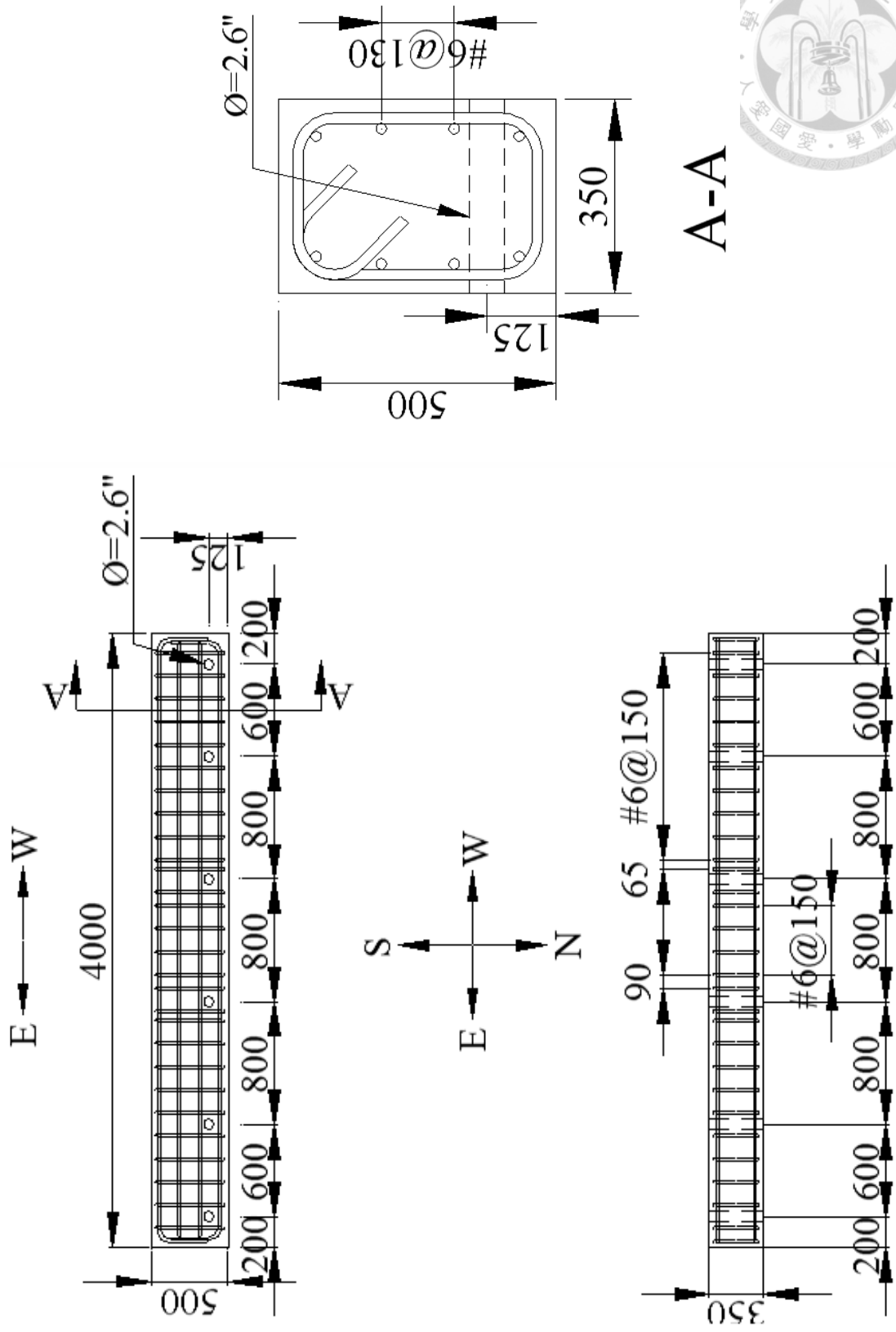


圖 3-6 施力梁詳細配筋圖

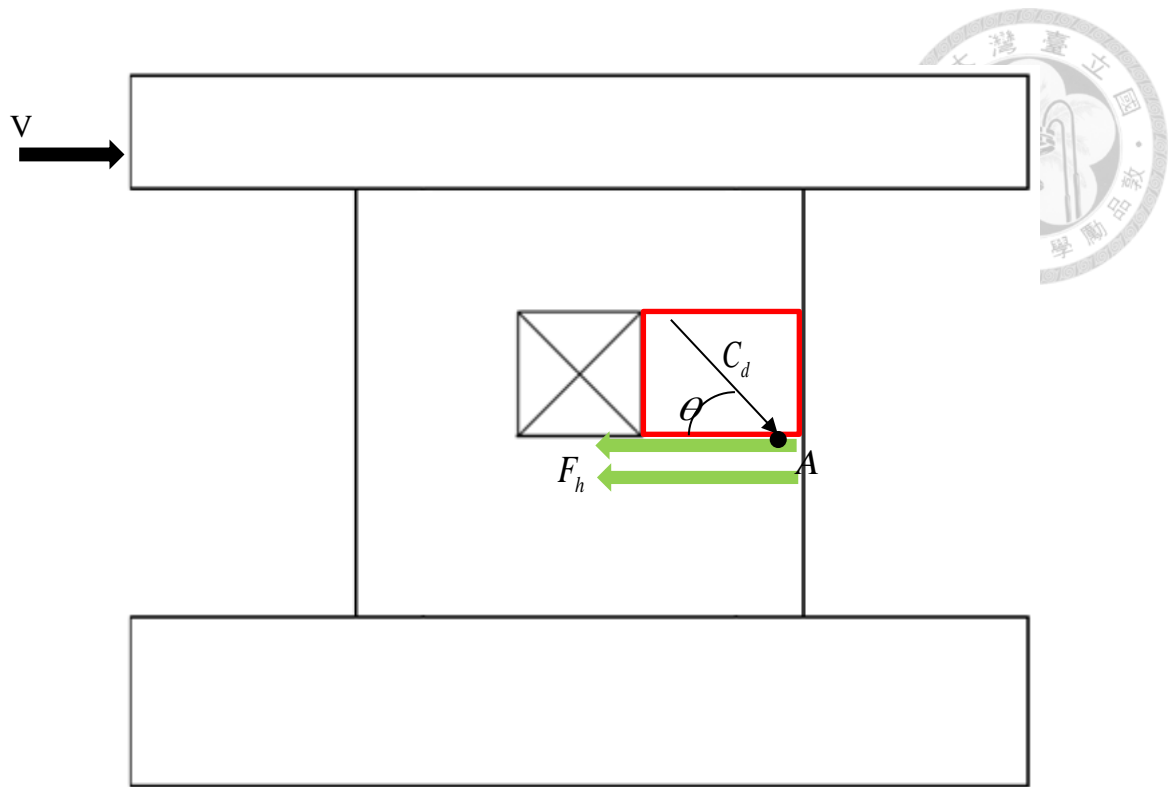


圖 3-7 水平承載示意圖



圖 3-8 測試布置圖

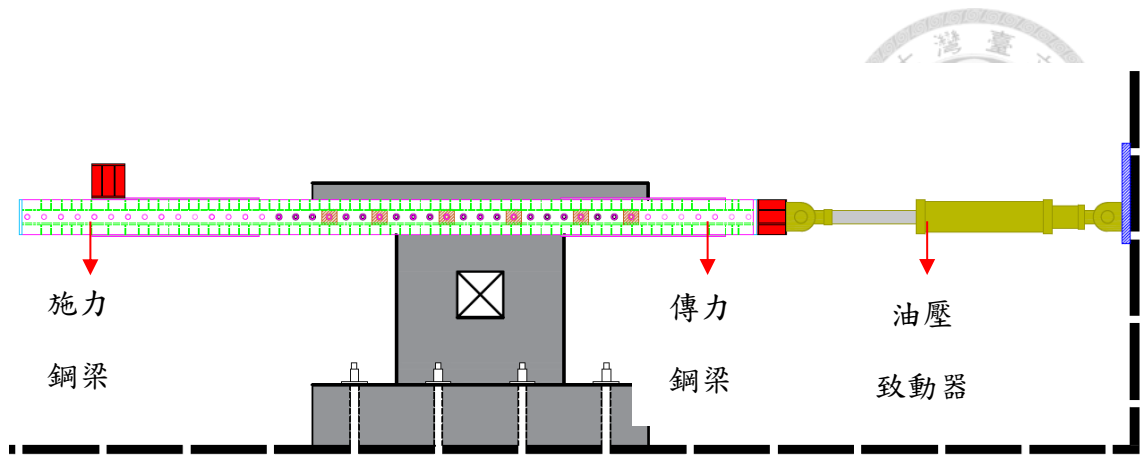


圖 3-9 測試布置立面圖

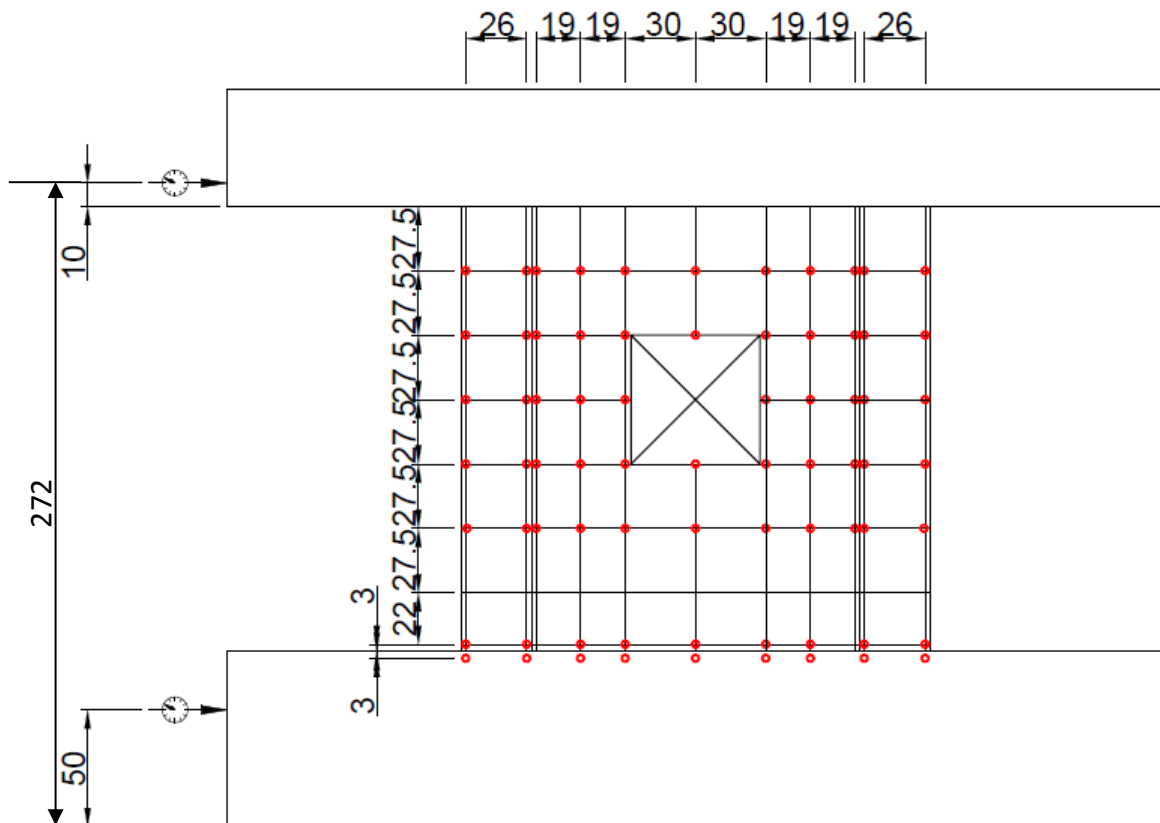


圖 3-10 試體外部量測標記點配置圖 (Unit: cm)

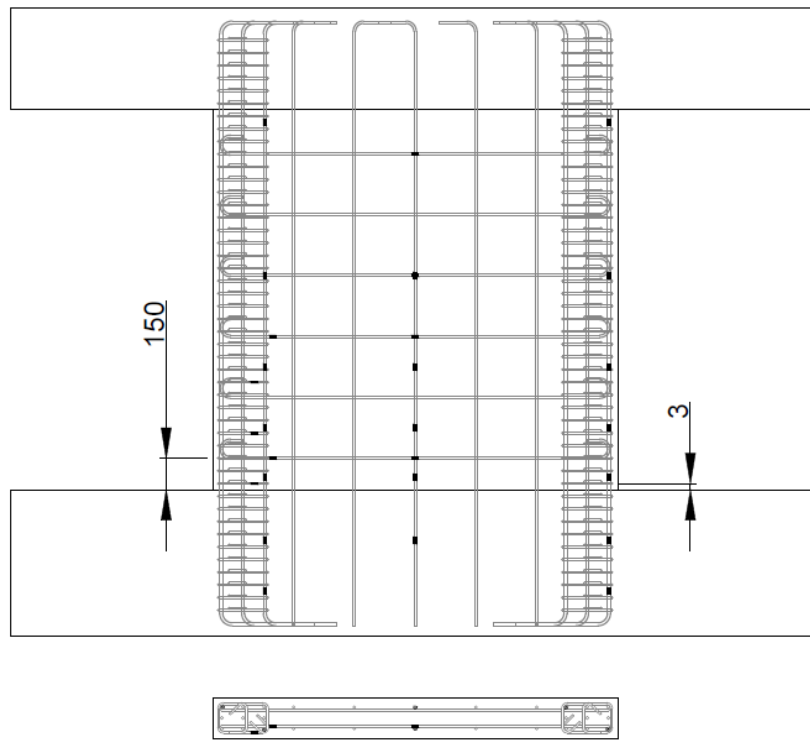


圖 3- 11 試體 W 應變計配置圖 (Unit: cm)

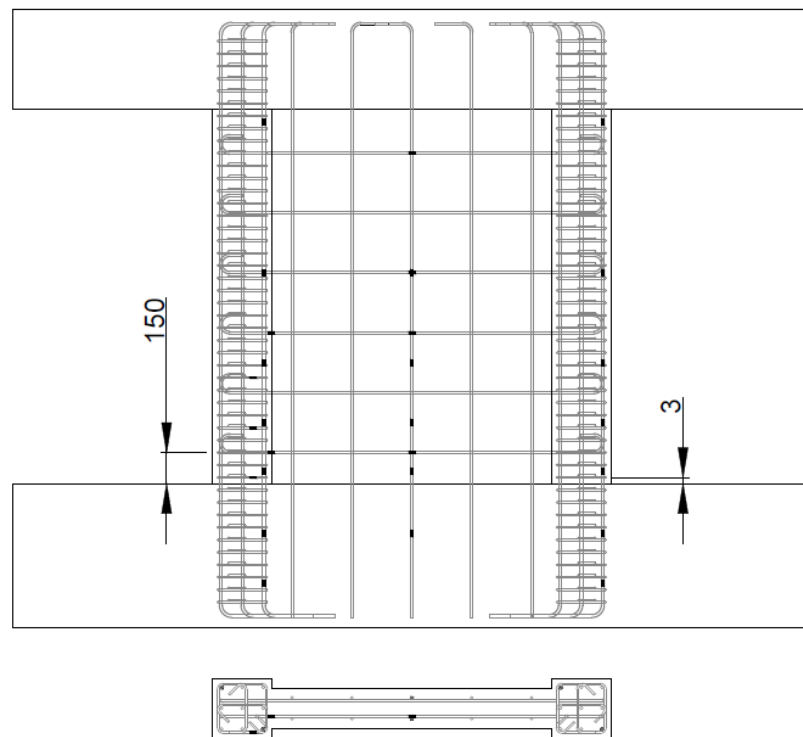


圖 3- 12 試體 WB 應變計配置圖 (Unit: cm)

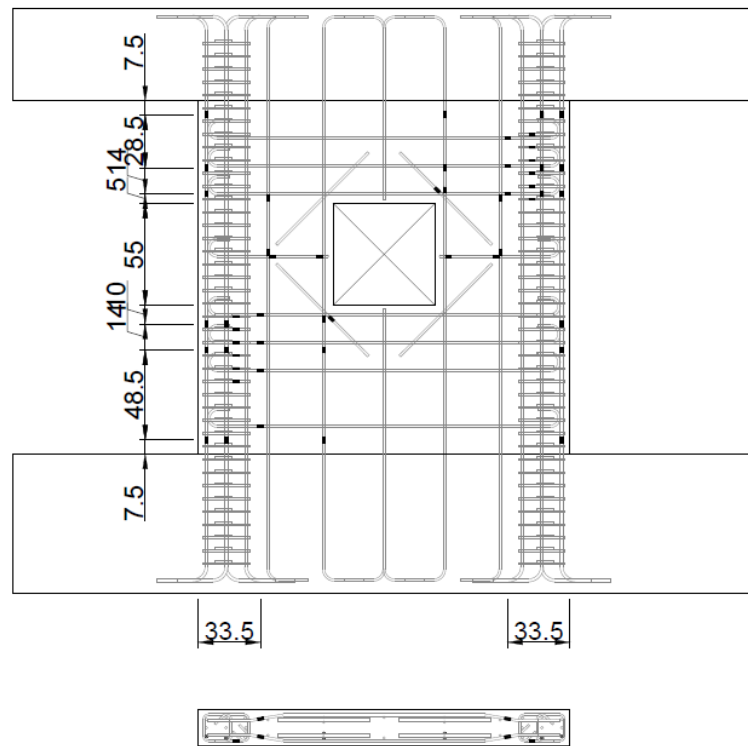


圖 3-13 試體 WO 應變計配置圖 (Unit: cm)

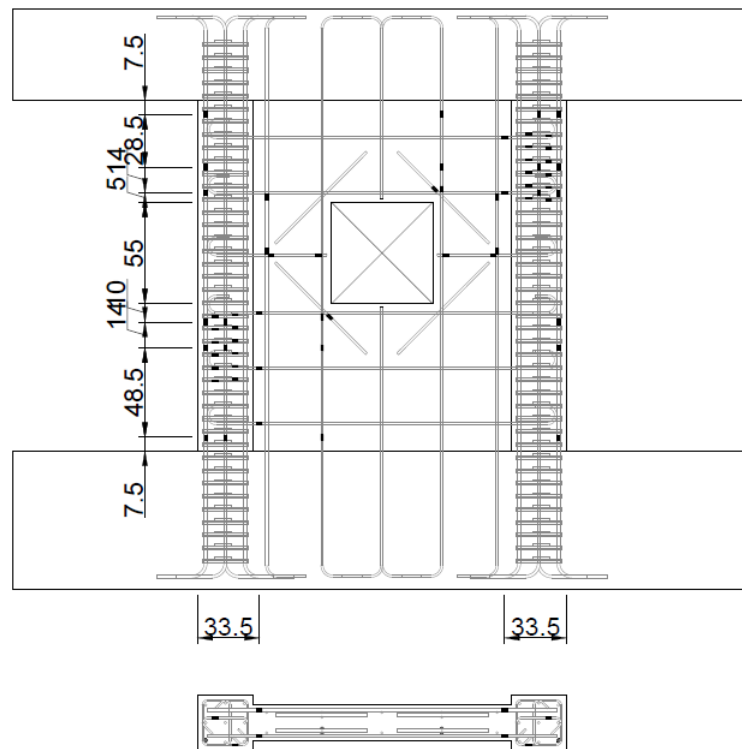


圖 3-14 試體 WBO 應變計配置圖 (Unit: cm)



圖 3-15 基礎鋼筋與邊界構材主筋綁紮

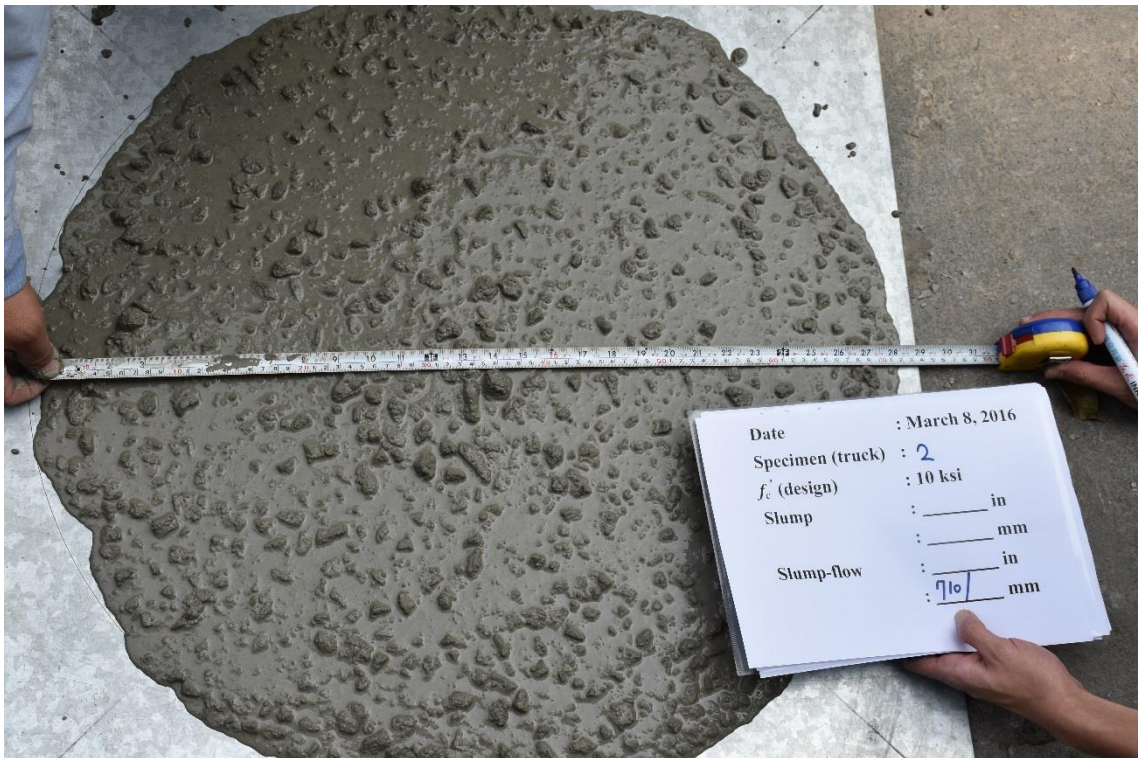


圖 3-16 坍流度試驗



圖 3-17 基礎混凝土澆置



圖 3-18 牆體模板組立



圖 3-19 施力梁鋼筋綁紮

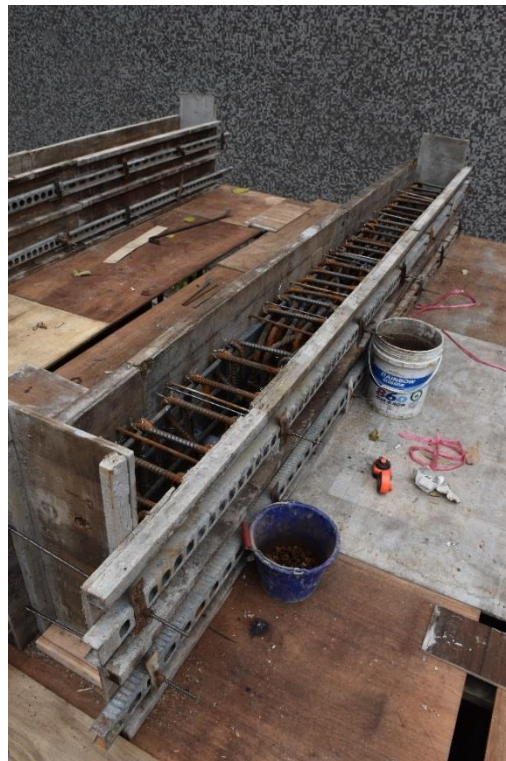


圖 3-20 施力梁模版組立



圖 3-21 上部結構混凝土澆置

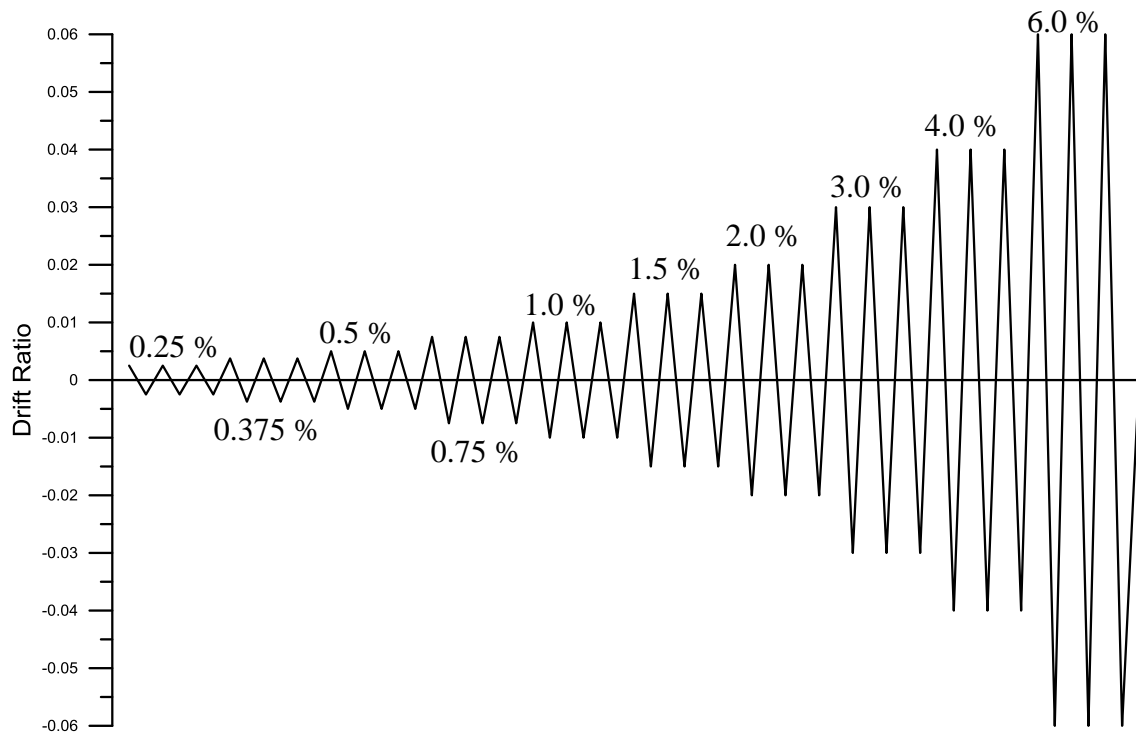


圖 3-22 側力加載歷時圖

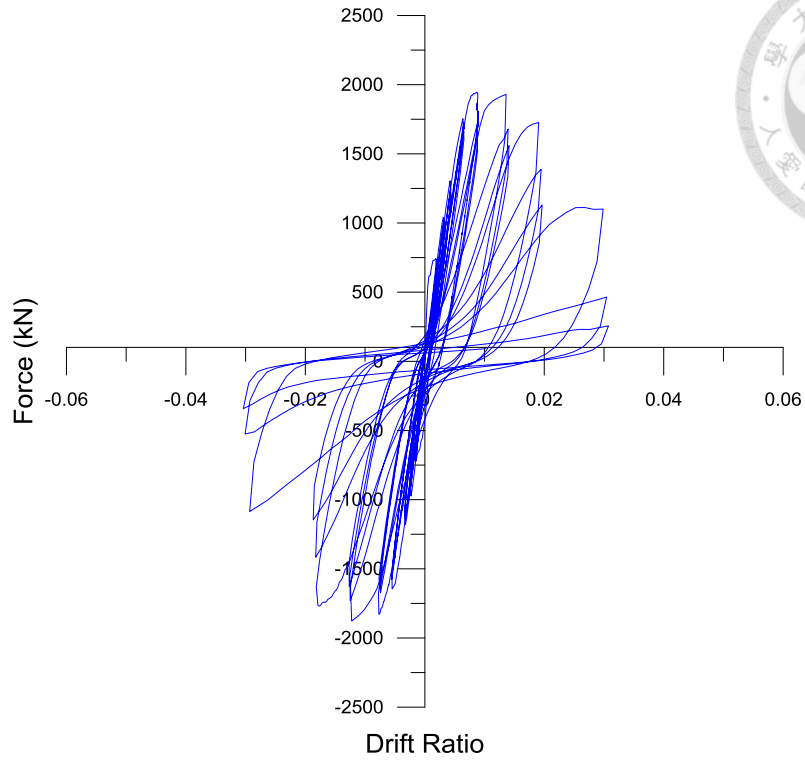


圖 4-1 試體 W 載重-位移遲滯迴圈

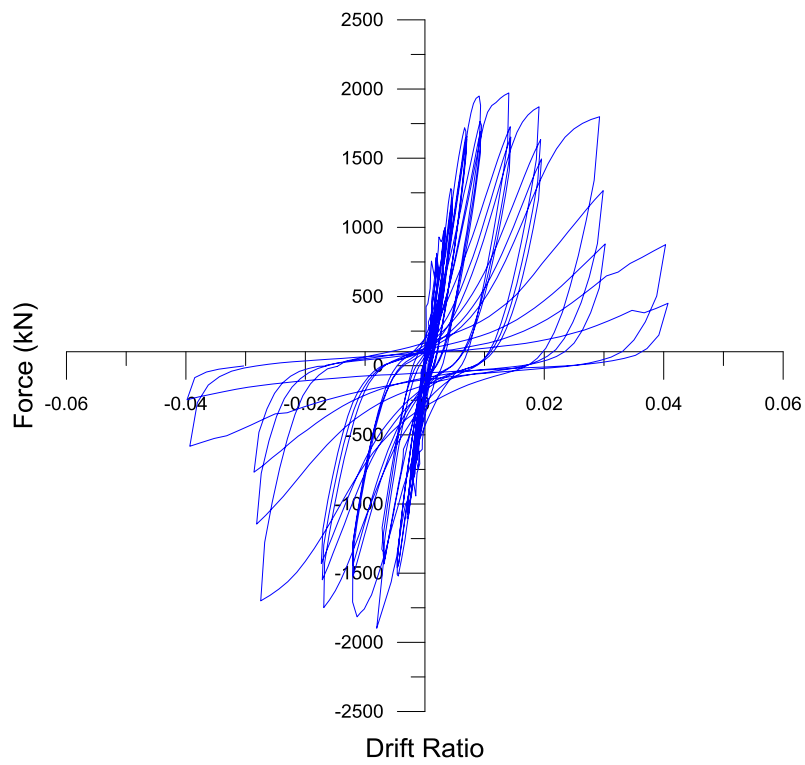


圖 4-2 試體 WB 載重-位移遲滯迴圈

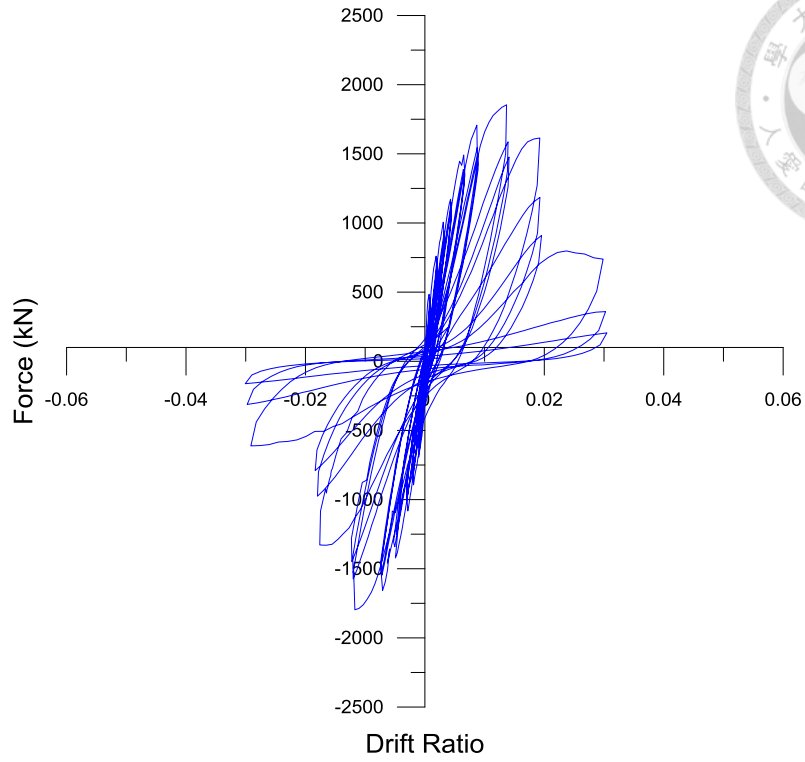


圖 4-3 試體 WO 載重-位移遲滯迴圈

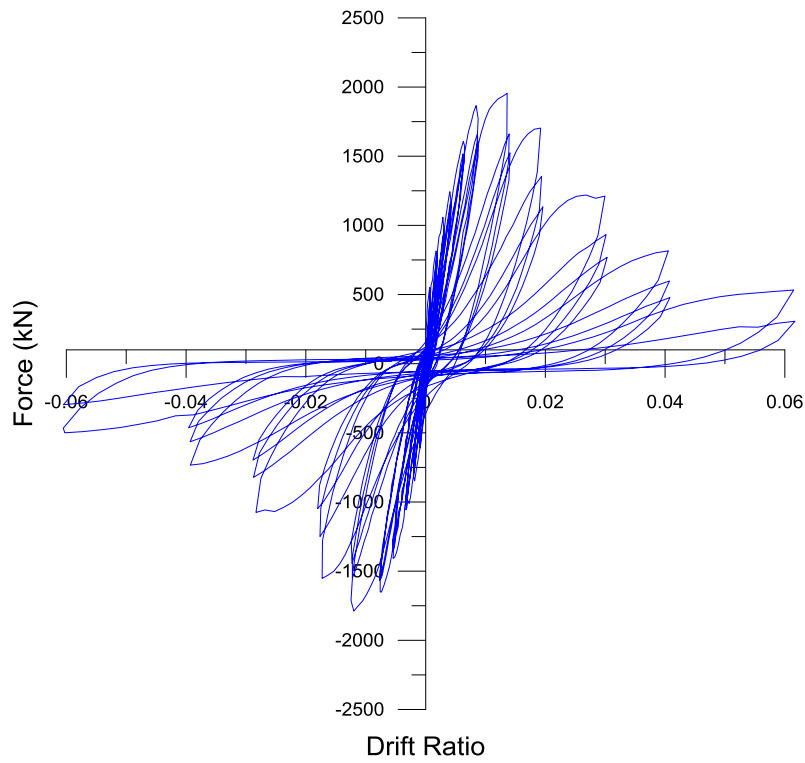


圖 4-4 試體 WBO 載重-位移遲滯迴圈

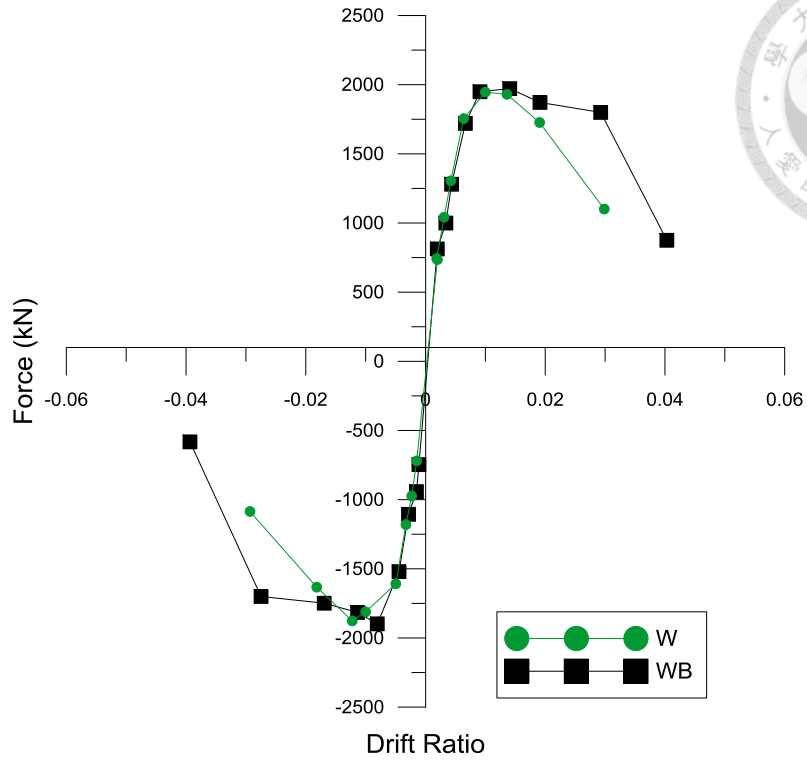


圖 4-5 試體 W 與 WB 試體之載重-位移遲滯迴圈包絡線

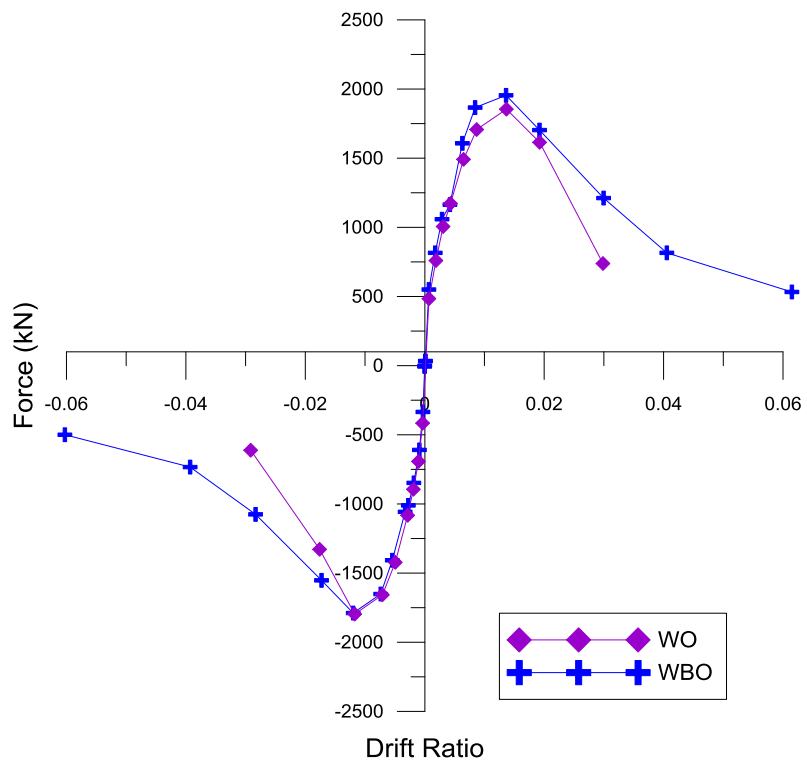


圖 4-6 試體 WO 與試體 WBO 之載重-位移遲滯迴圈包絡線

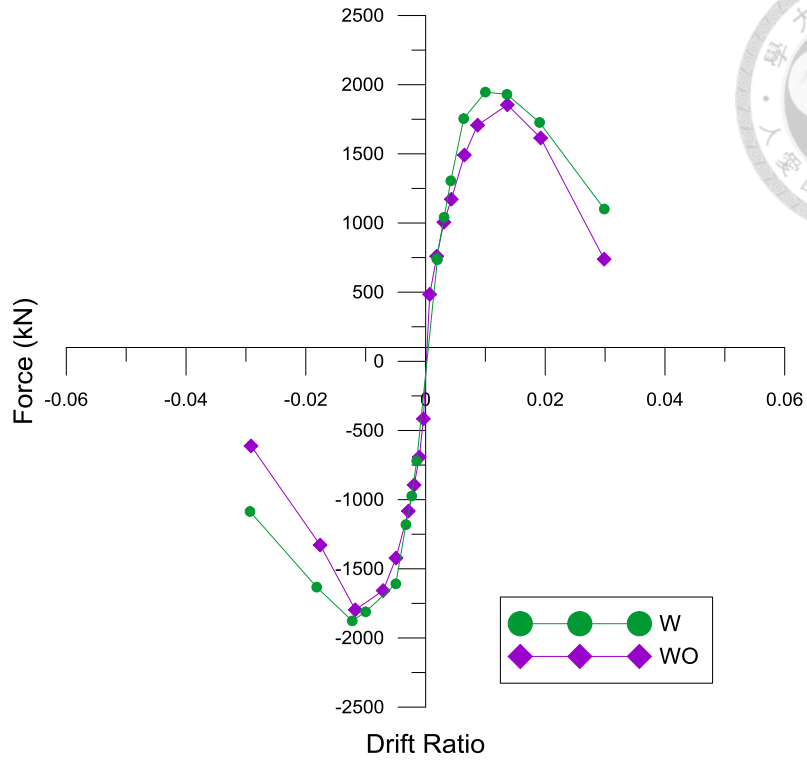


圖 4-7 試體 W 與試體 WO 之載重-位移遲滯迴圈包絡線

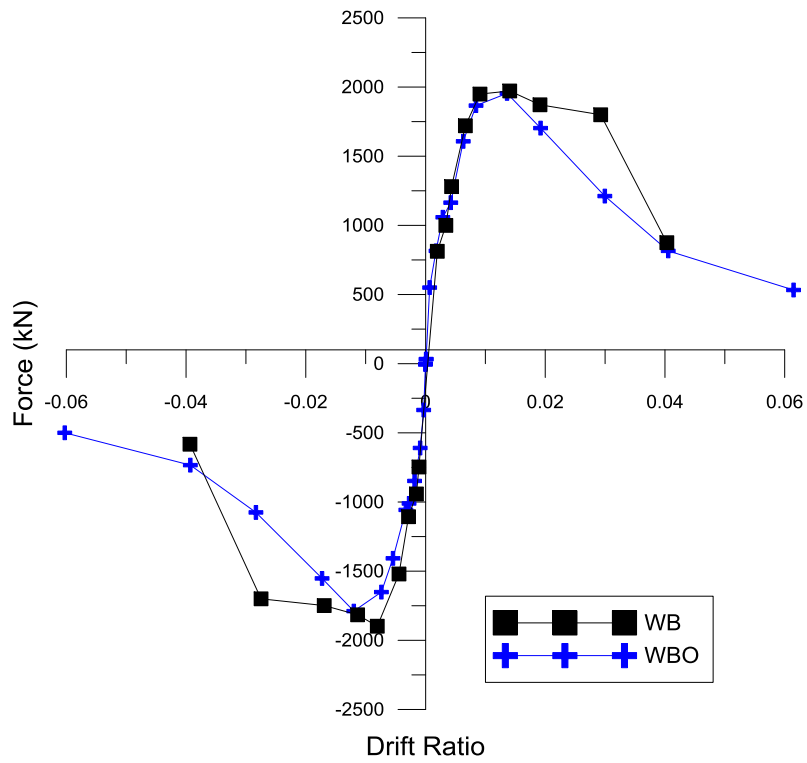
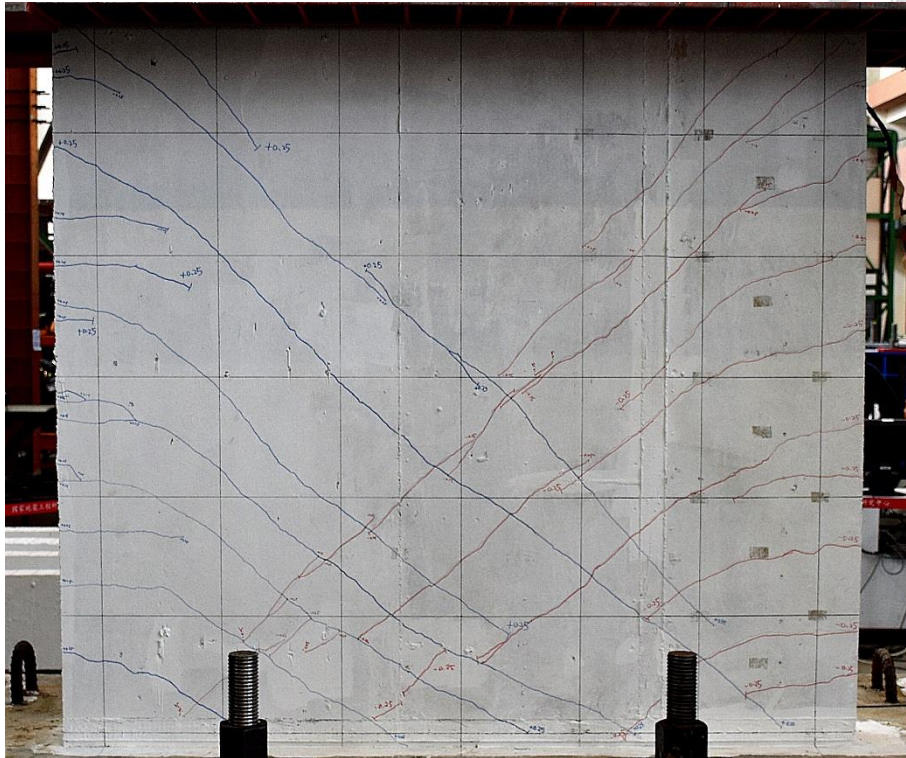


圖 4-8 試體 WB 與試體 WBO 之載重-位移遲滯迴圈包絡線



0.25 %

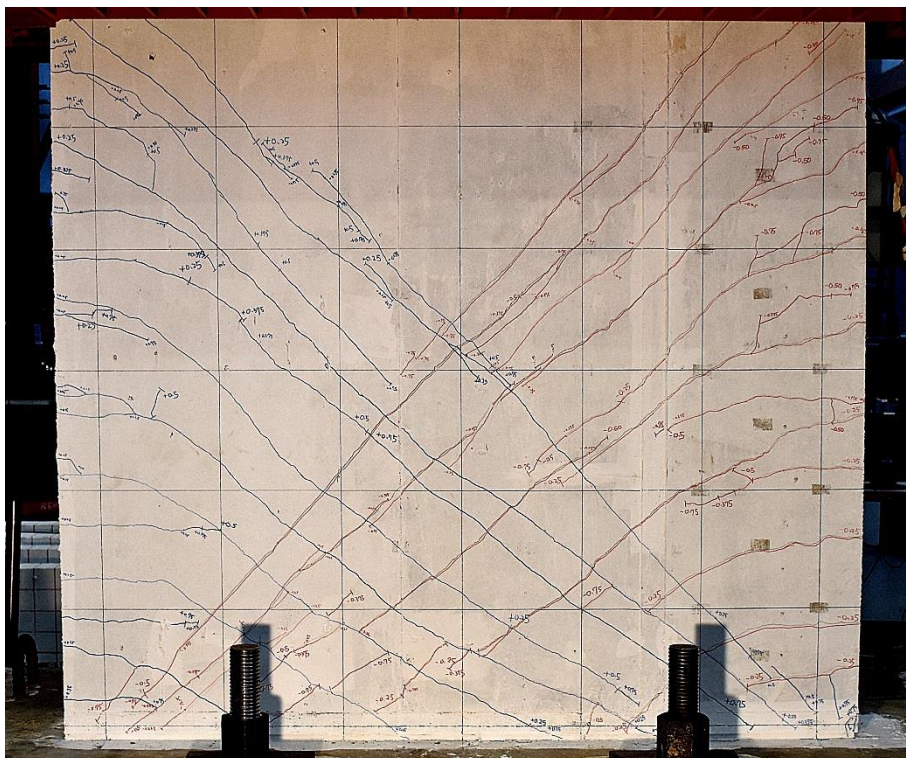


0.375 %

圖 4-9 試體 W 裂縫照片(1/4)

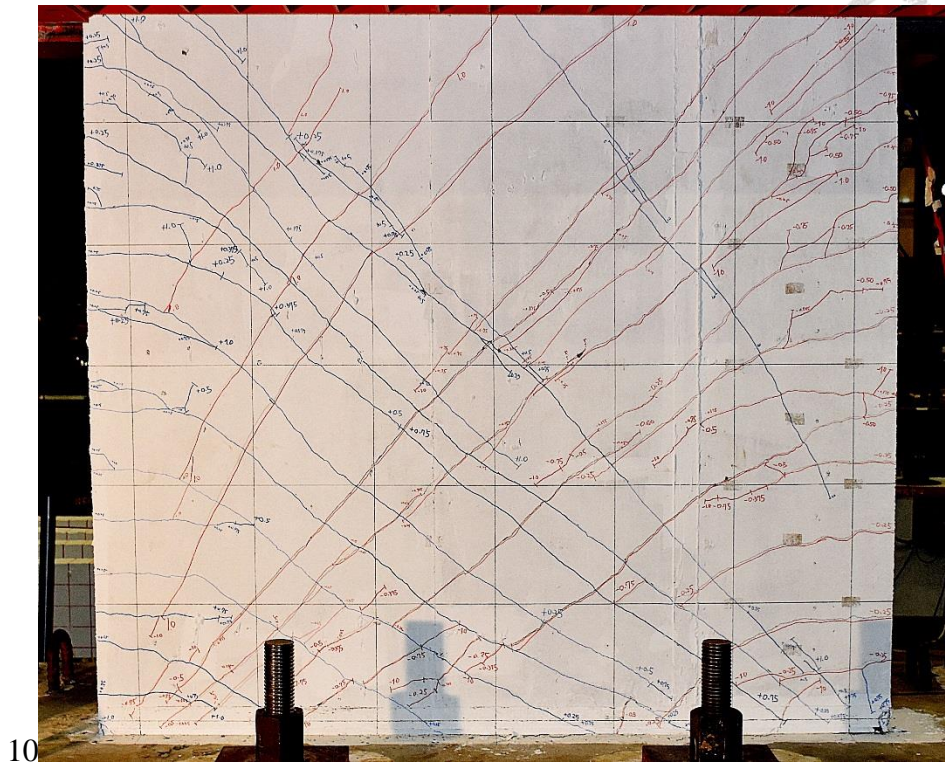
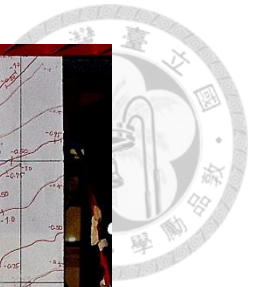


0.5 %

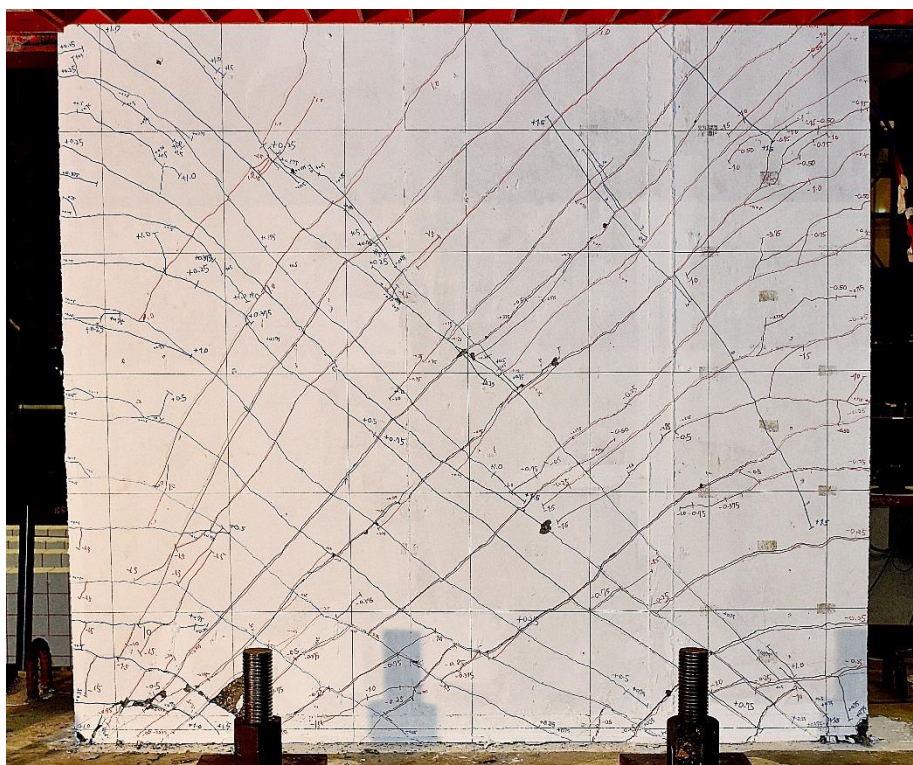


0.75 %

圖 4-10 試體 W 裂縫照片(2/4)

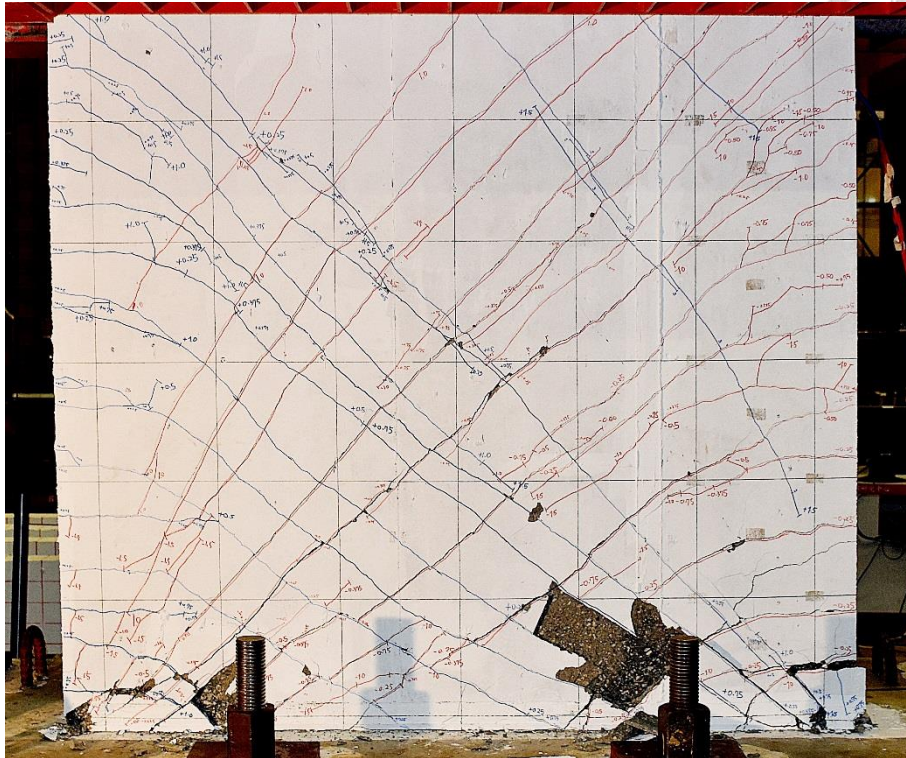


1.0 %

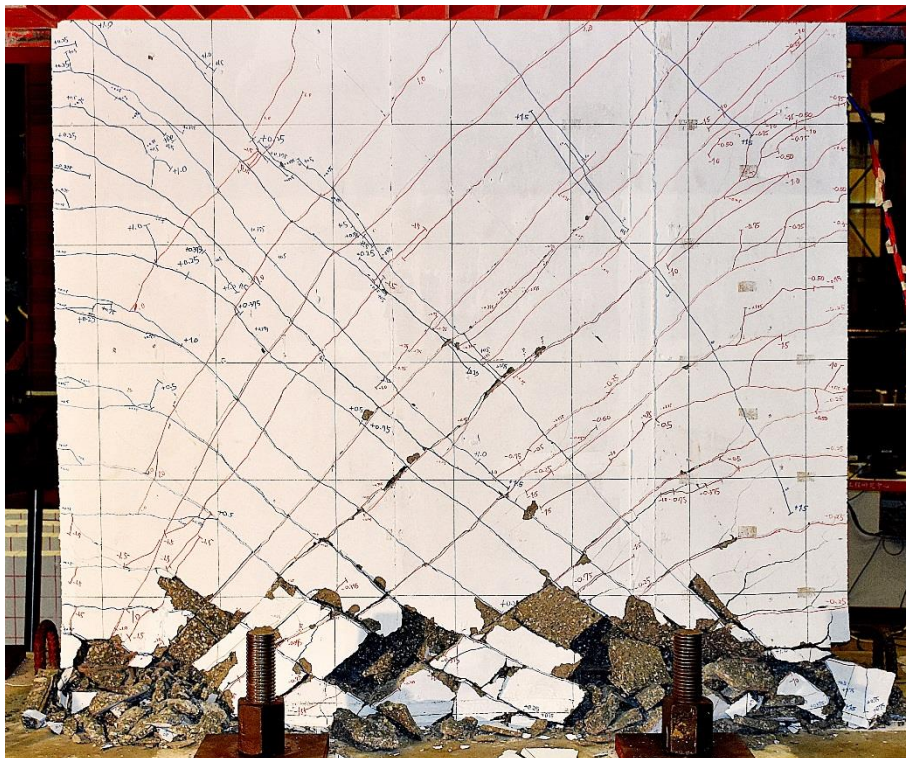


1.5 %

圖 4-11 試體 W 裂縫照片(3/4)

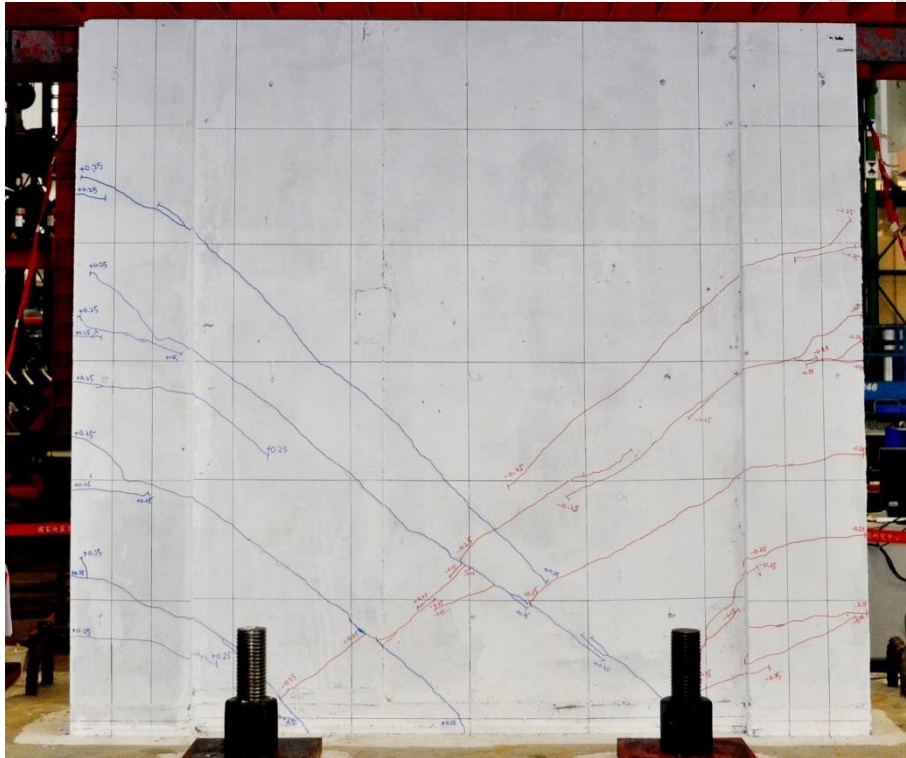


2.0 %

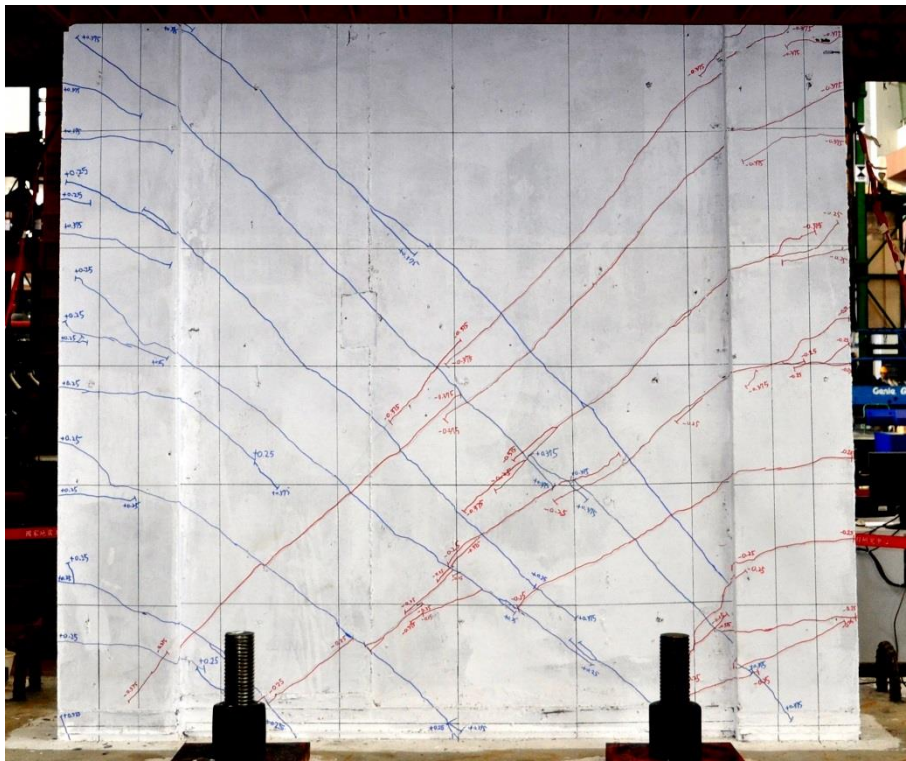


3.0 %

圖 4-12 試體 W 裂縫照片(4/4)

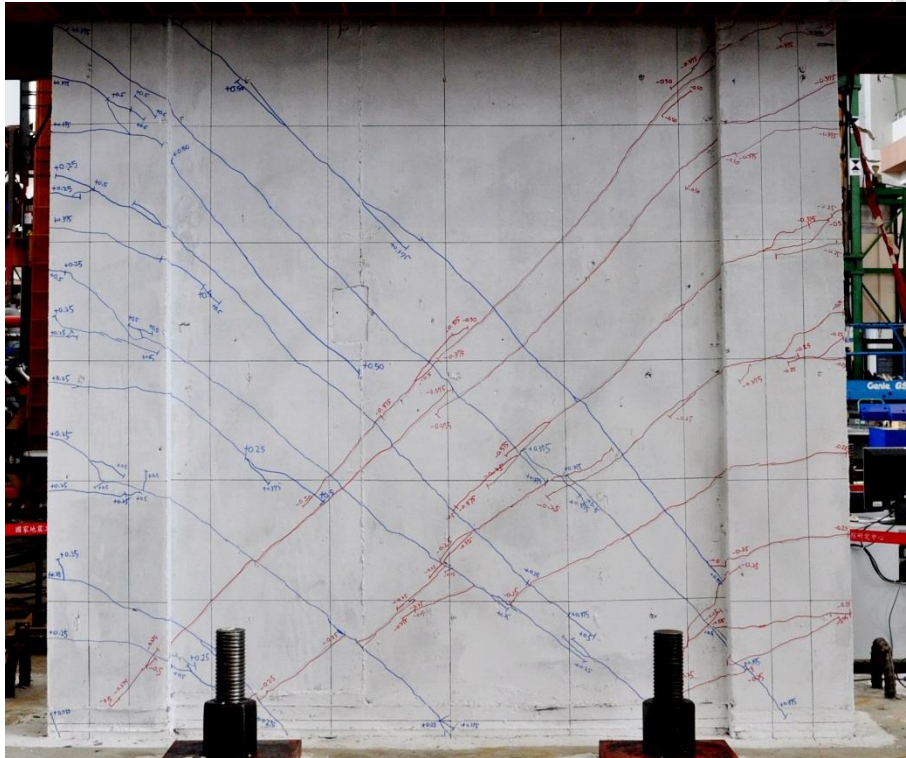


0.25 %

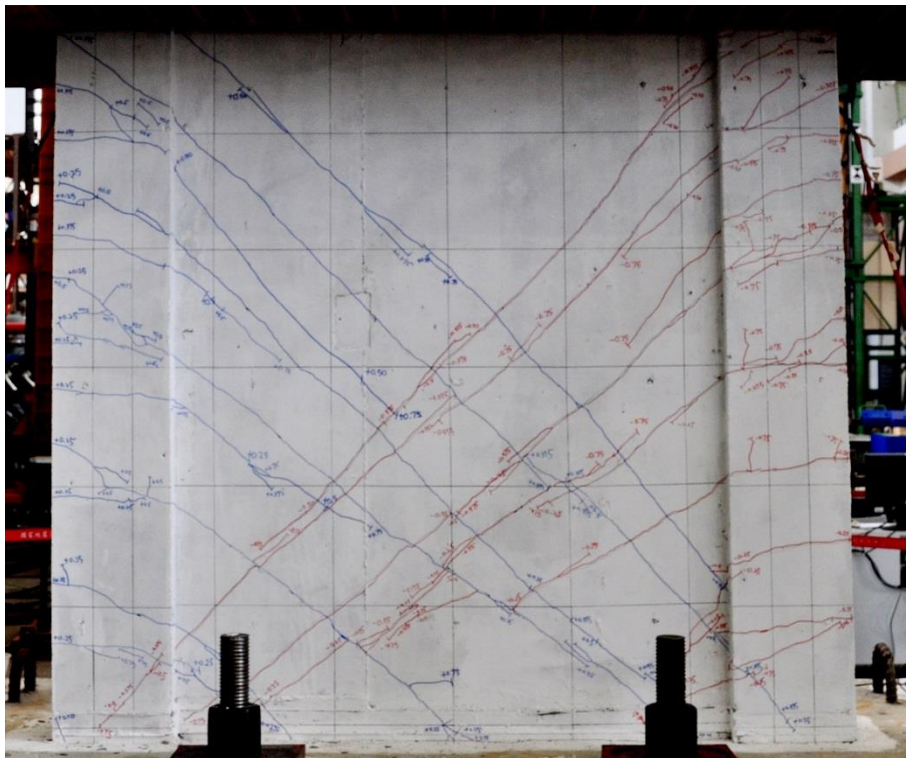


0.375 %

圖 4-13 試體 WB 裂縫照片(1/5)

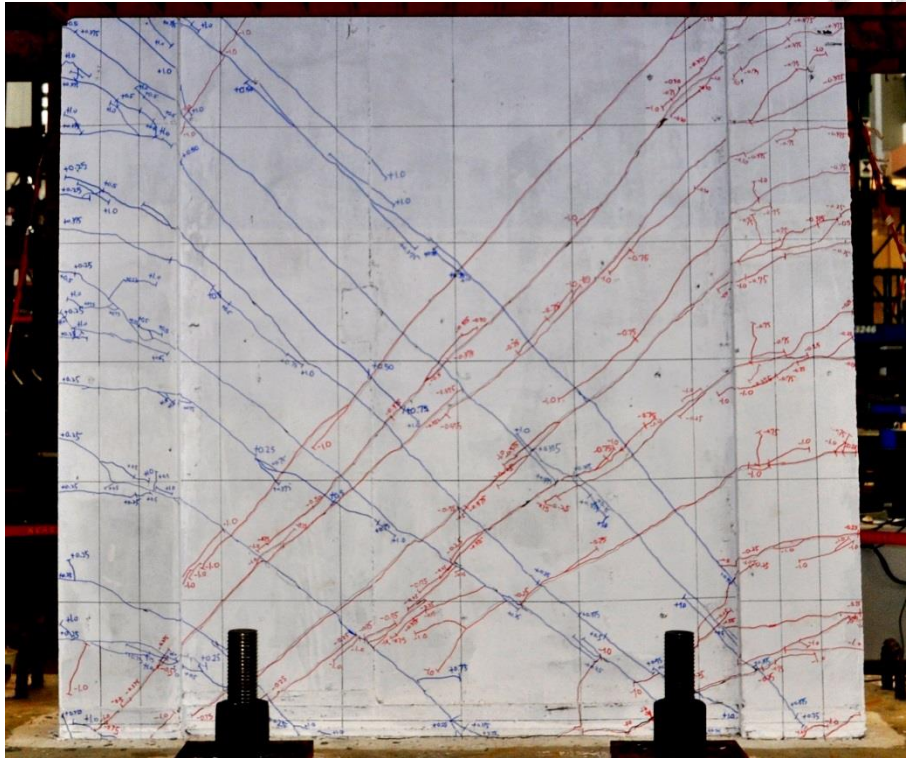


0.5 %

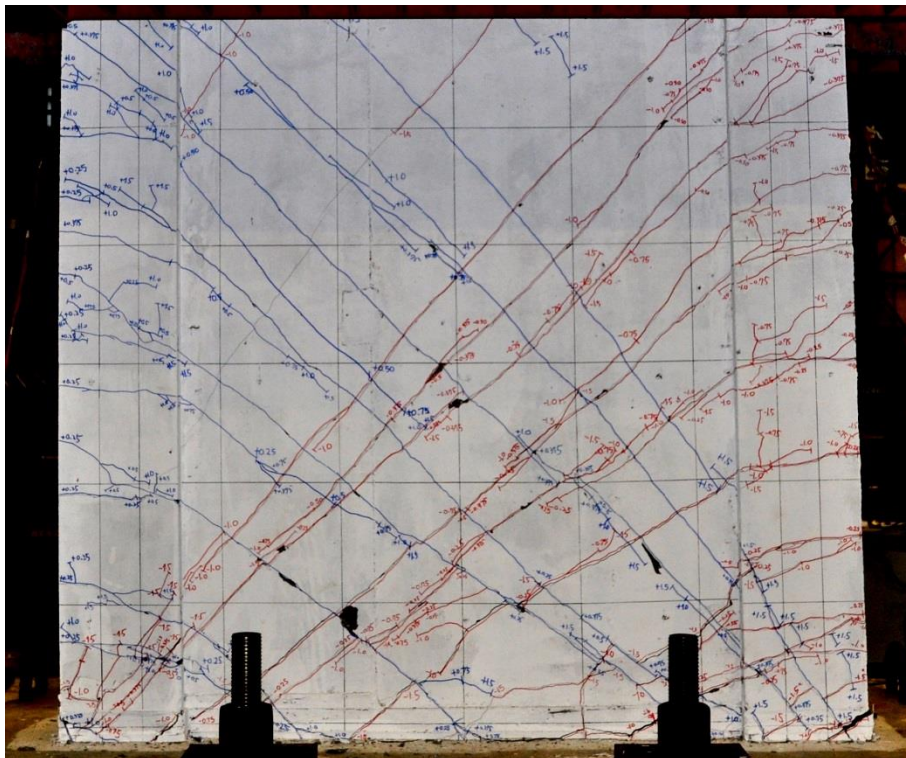


0.75 %

圖 4- 14 試體 WB 裂縫照片(2/5)

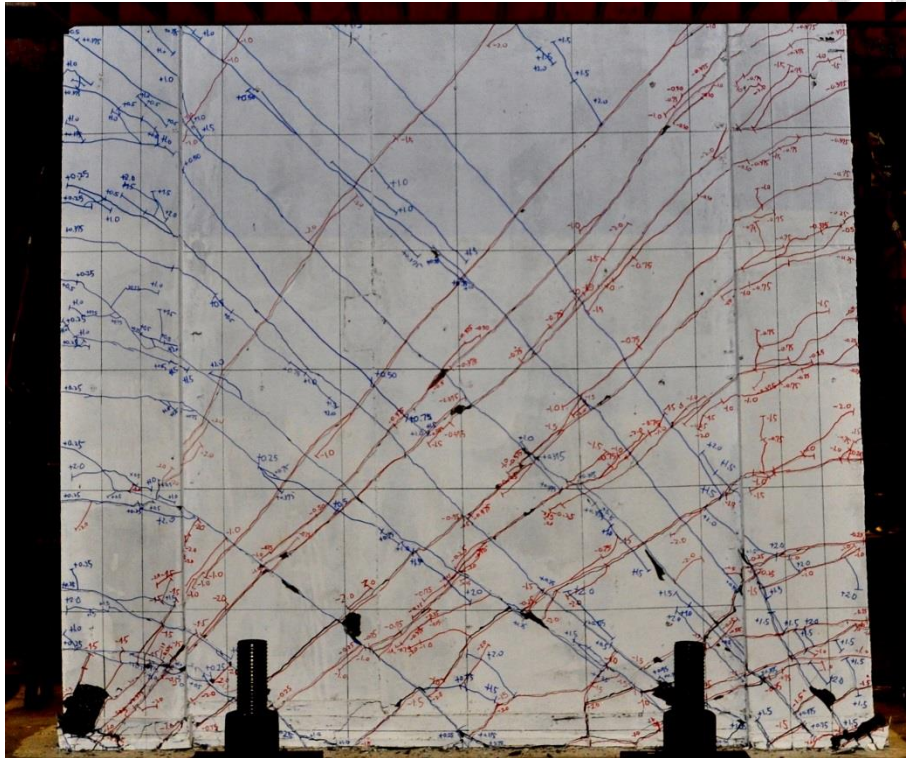


1.0 %

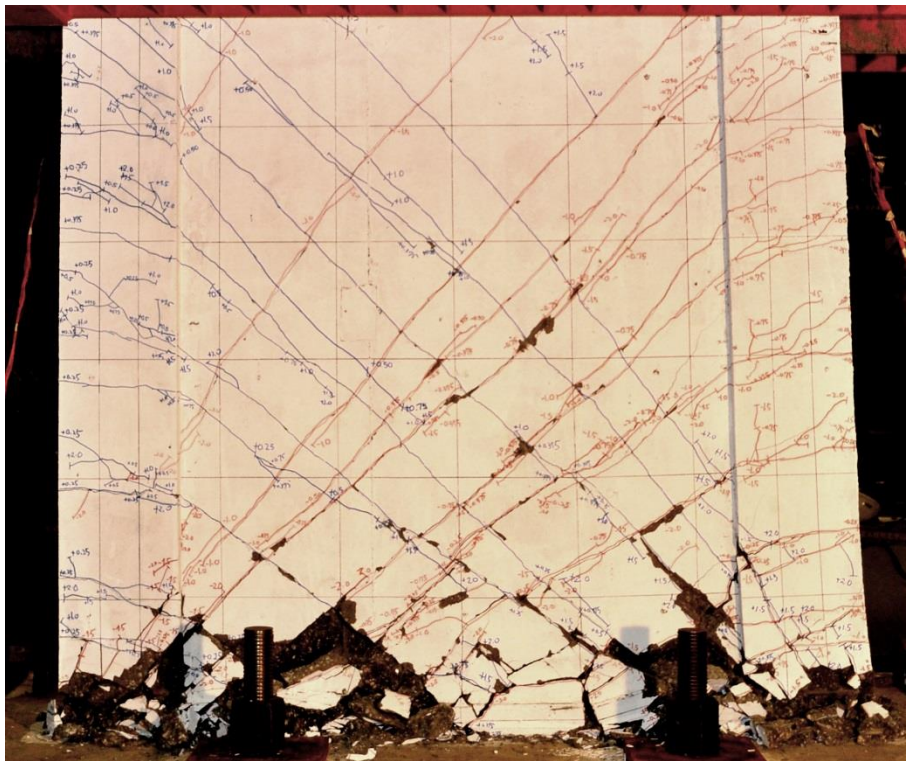


1.5 %

圖 4- 15 試體 WB 裂縫照片(3/5)

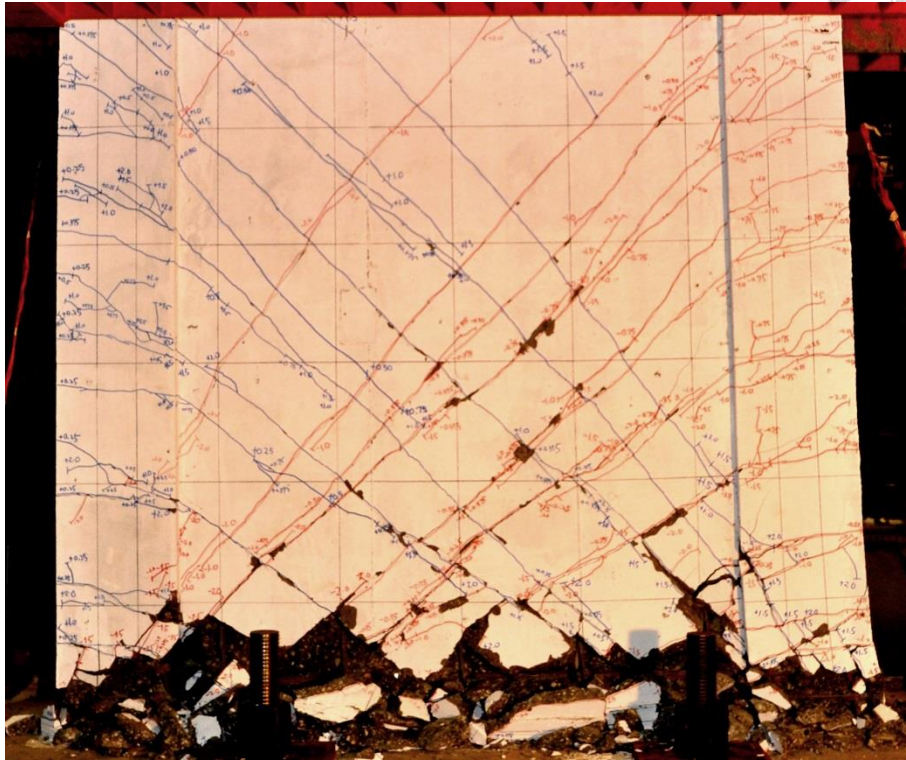


2.0 %



3.0 %

圖 4- 16 試體 WB 裂縫照片(4/5)



4.0 %

圖 4-17 試體 WB 裂縫照片(5/5)

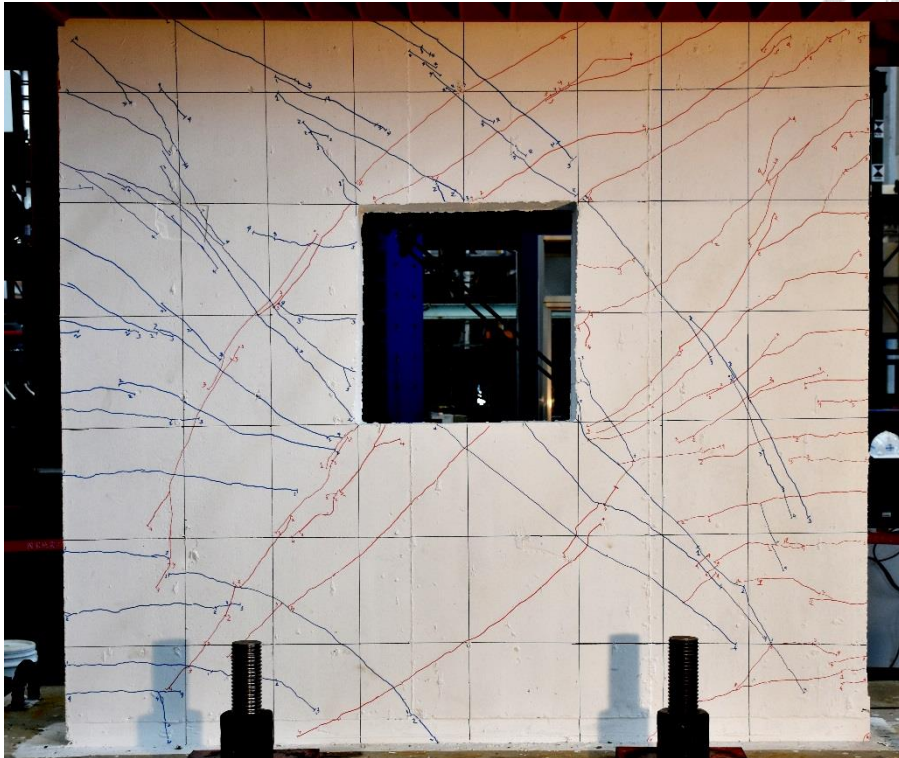
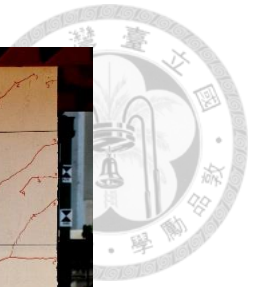


0.25 %

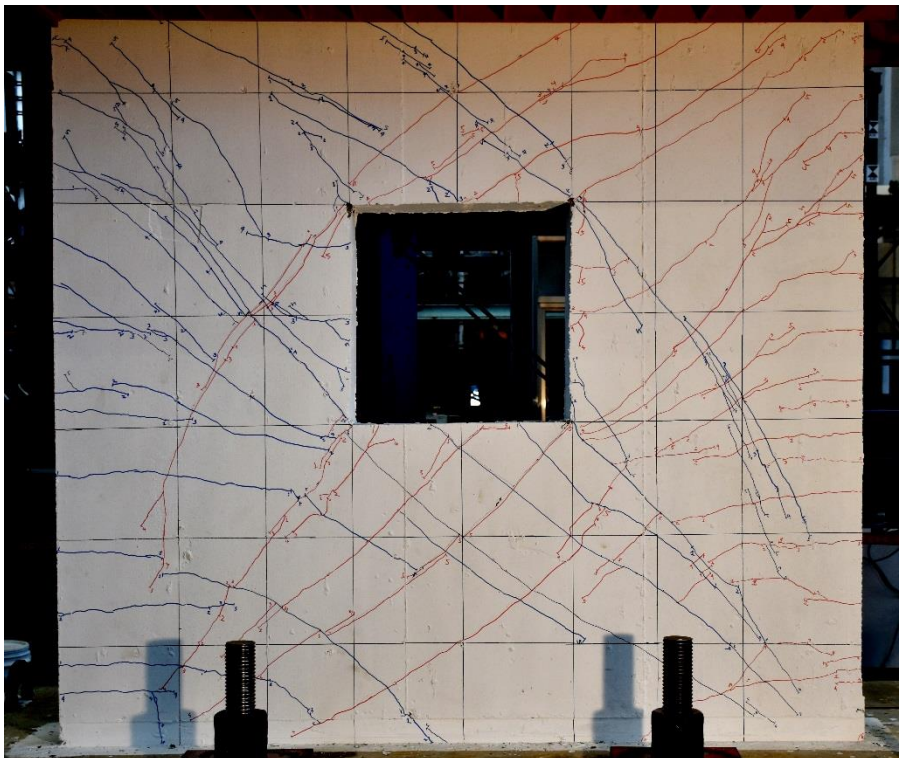


0.375 %

圖 4-18 試體 WO 裂縫照片(1/4)

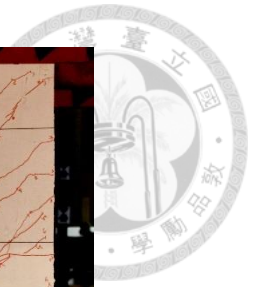


0.5 %



0.75 %

圖 4- 19 試體 WO 裂縫照片(2/4)

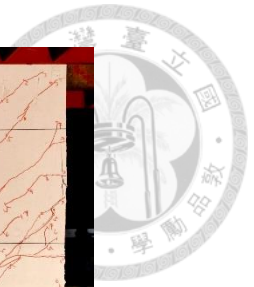


1.0 %

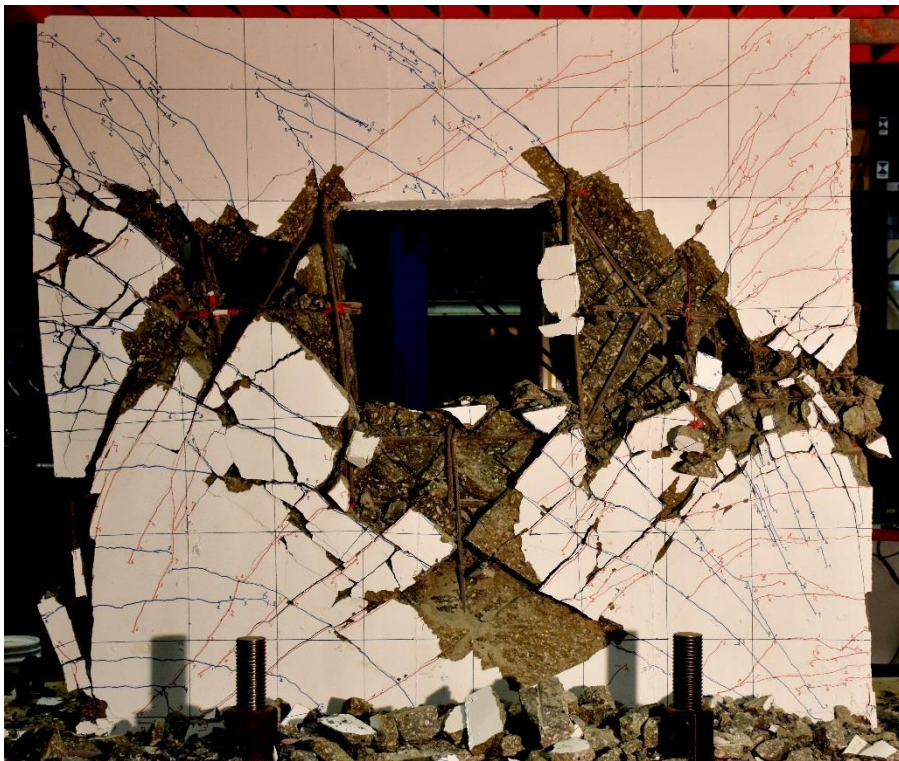


1.5 %

圖 4- 20 試體 WO 裂縫照片(3/4)



2.0 %



3.0 %

圖 4- 21 試體 WO 裂縫照片(4/4)

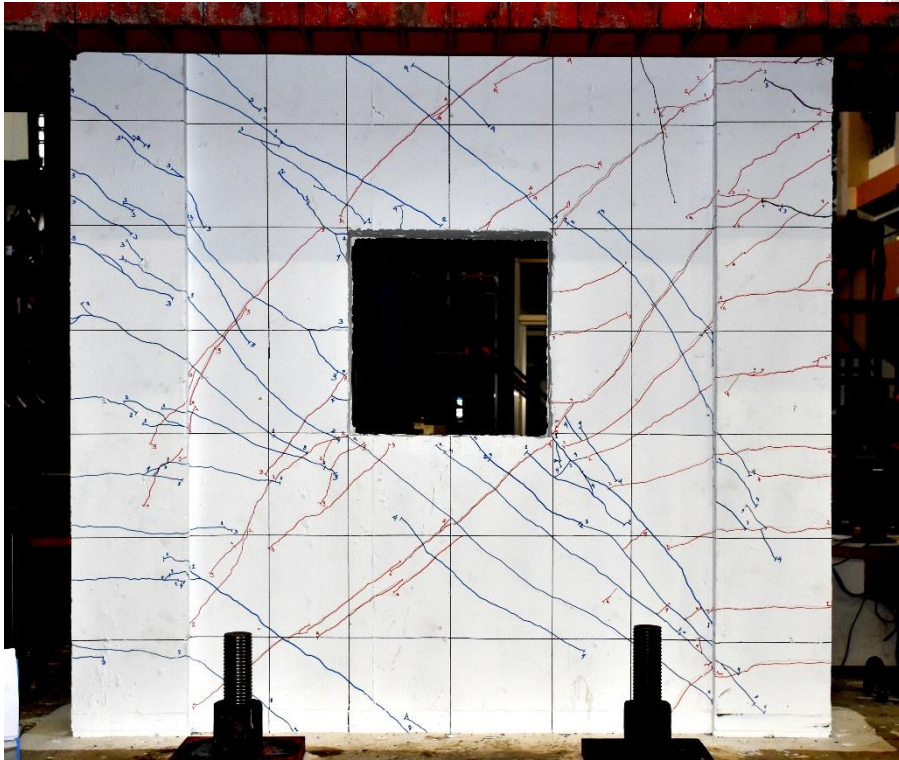


0.25 %

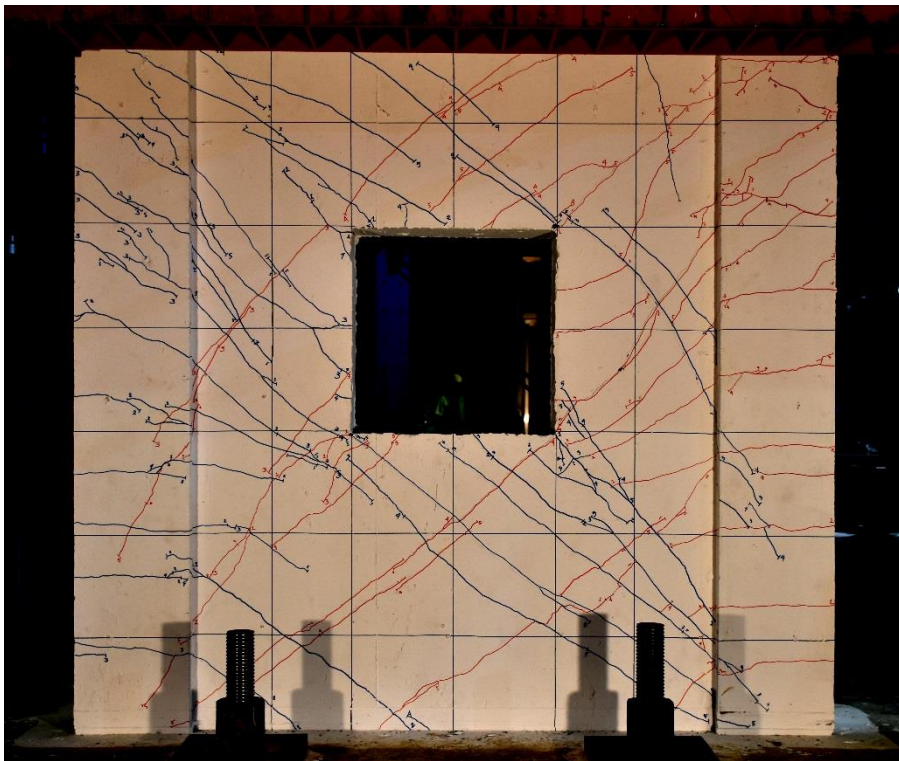


0.375 %

圖 4-22 試體 WBO 裂縫照片(1/5)

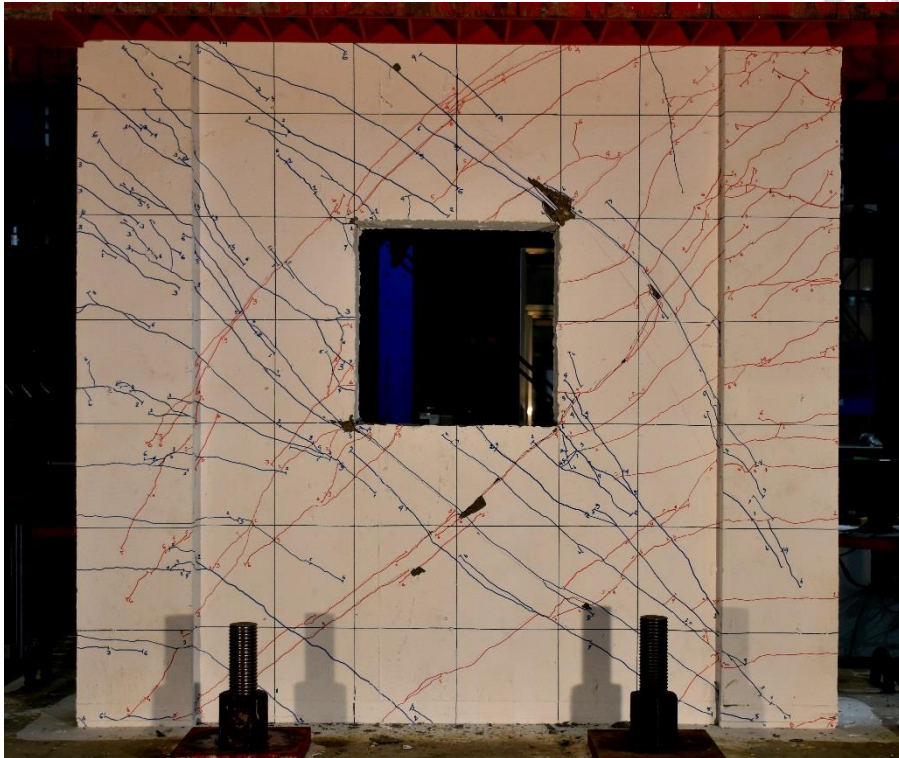


0.5 %

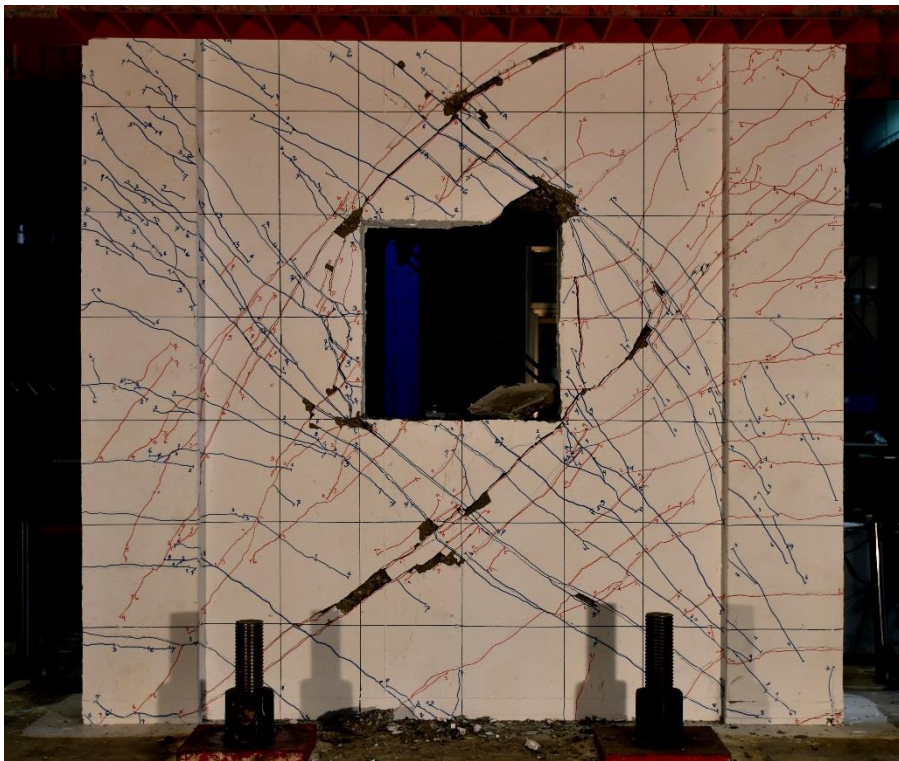


0.75 %

圖 4-23 試體 WBO 裂縫照片(2/5)



1.0 %

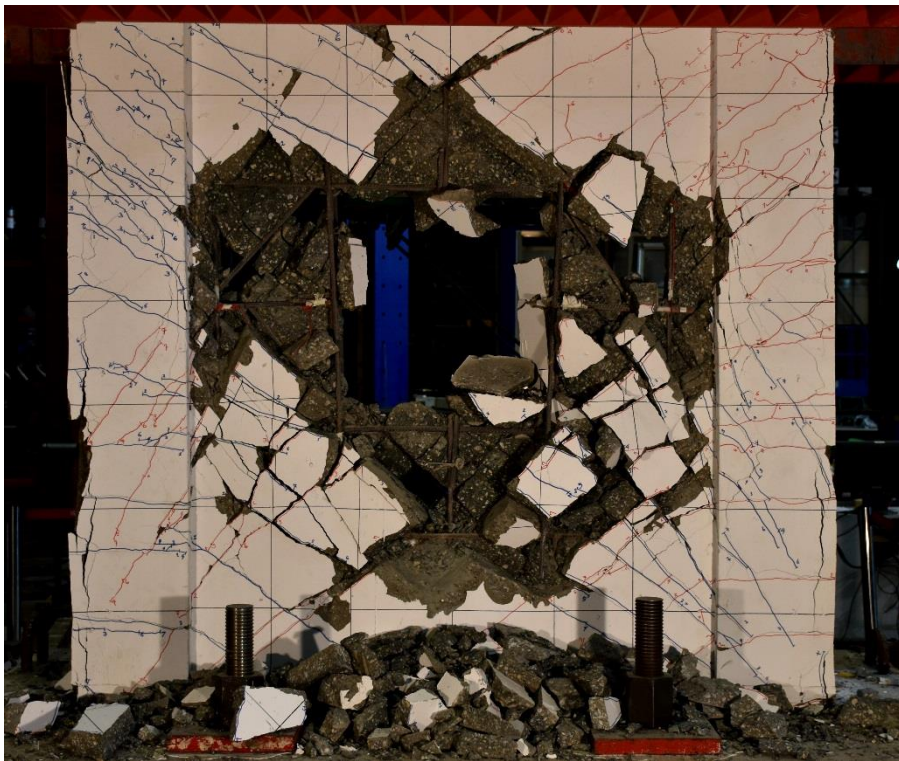


1.5 %

圖 4-24 試體 WBO 裂縫照片(3/5)



2.0 %



3.0 %

圖 4-25 試體 WBO 裂縫照片(4/5)



4.0 %



6.0 %

圖 4-26 試體 WBO 裂縫照片(5/5)

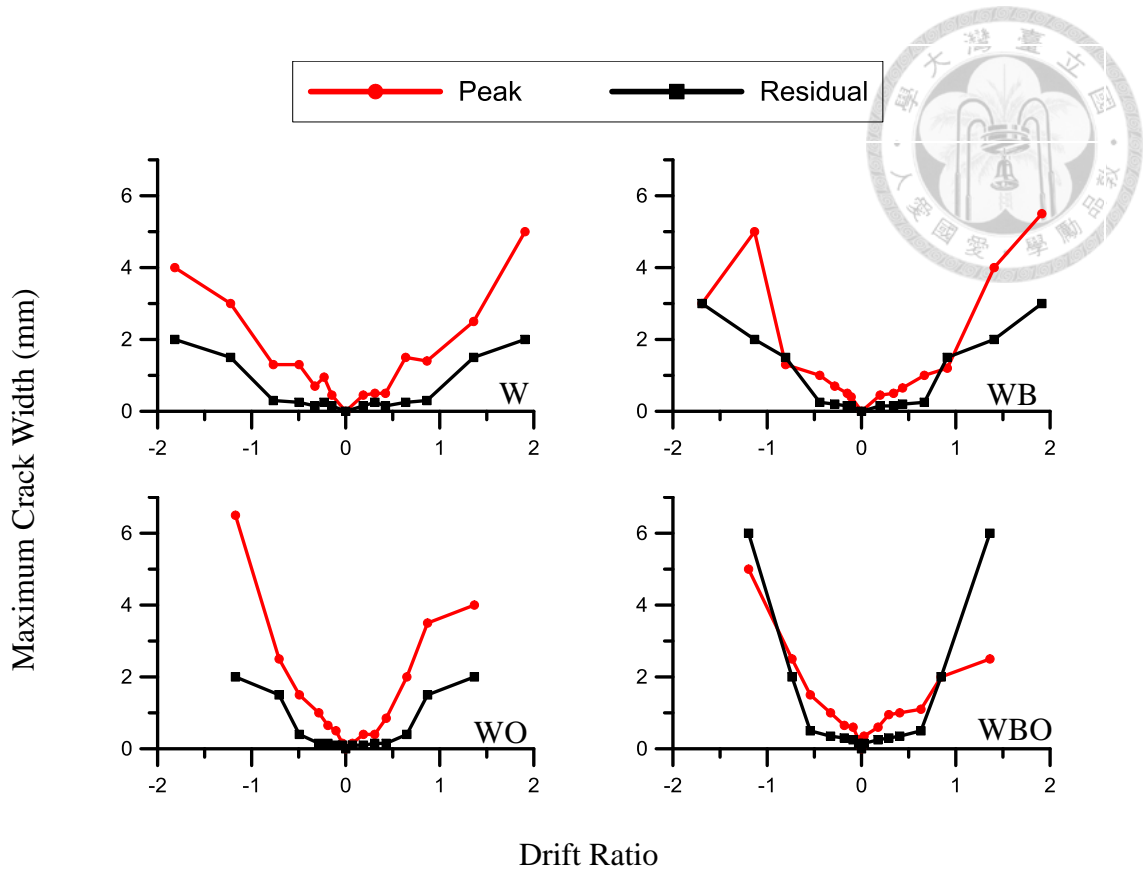


圖 4-27 最大尖峰變位角及殘餘裂縫寬度

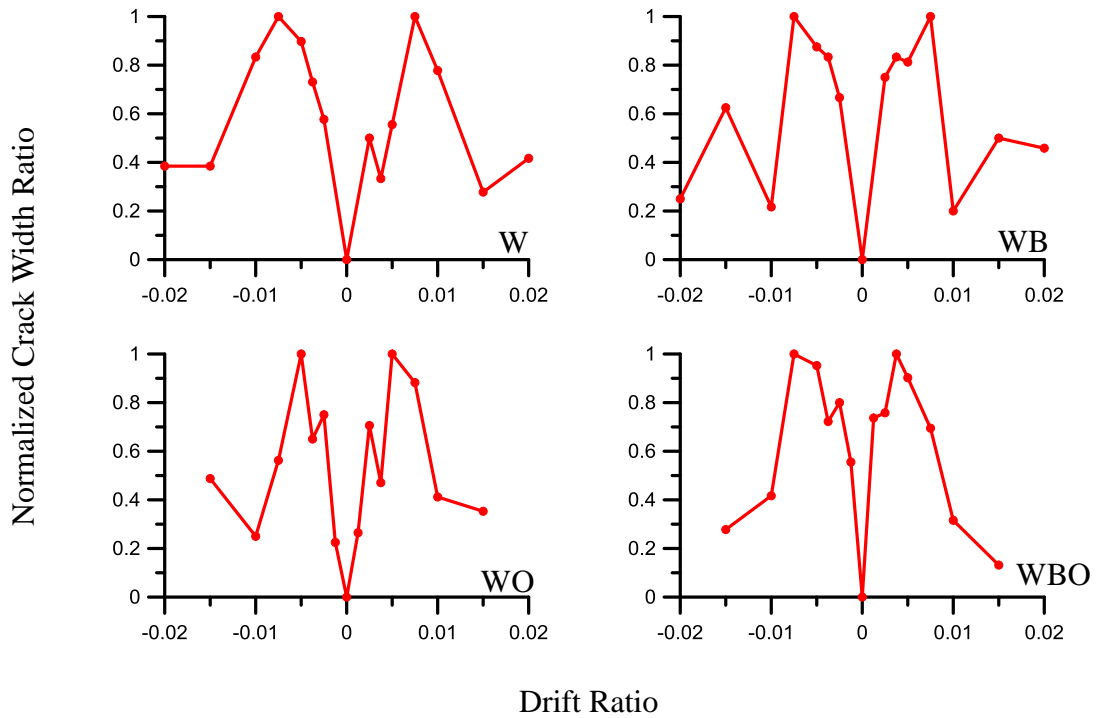


圖 4-28 正規化尖峰變位角最大裂縫寬度與殘餘最大裂縫寬度比值

■ : $W_p < 0.5$
 ■ : $0.5 \leq W_p < 1.0$
 ■ : $1.0 \leq W_p < 2.0$
 ■ : $2.0 \leq W_p < 3.0$
 ■ : $3.0 \leq W_p$

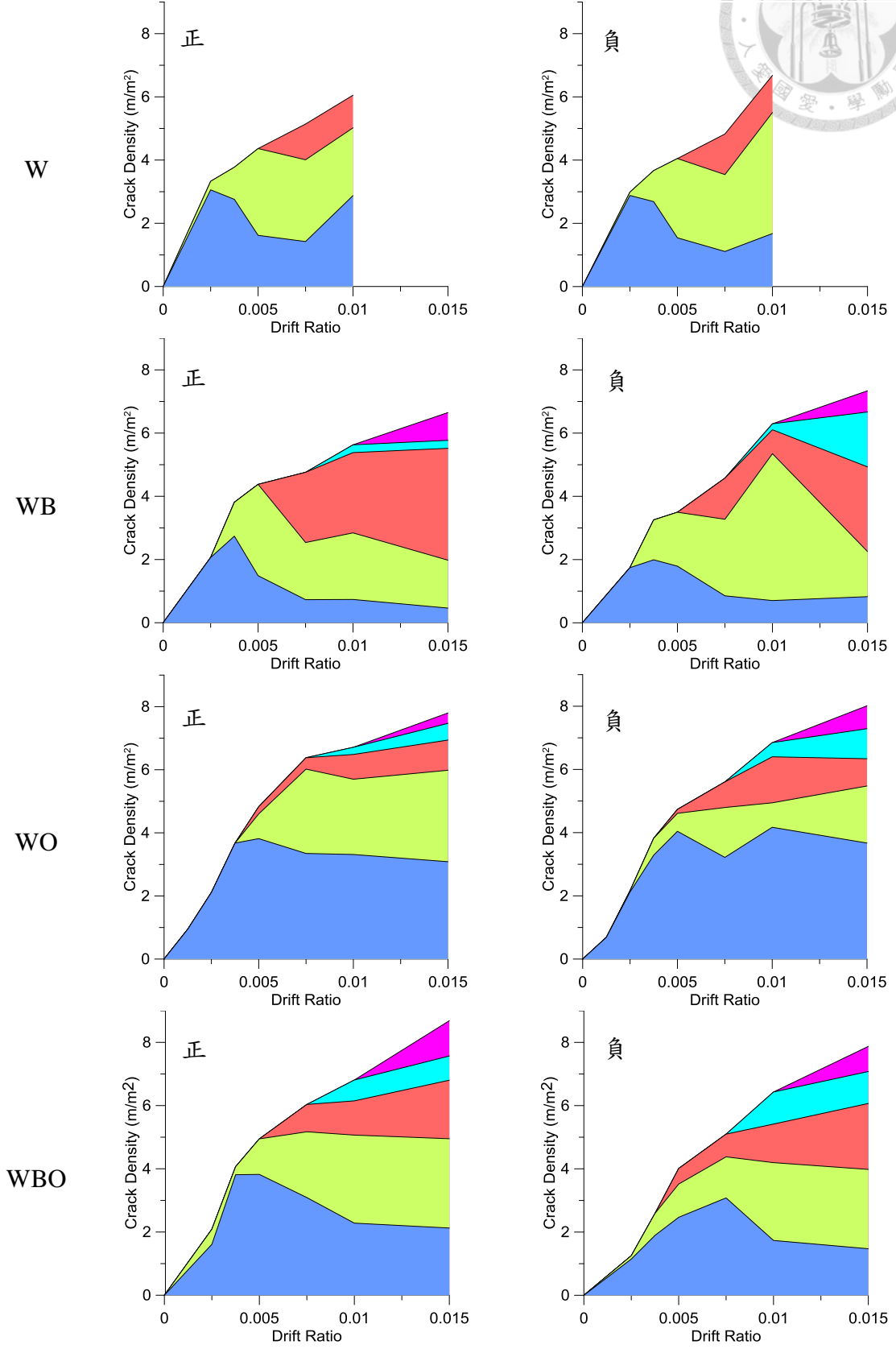
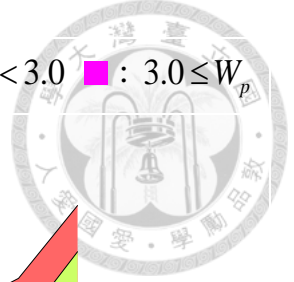


圖 4-29 尖峰裂縫密度

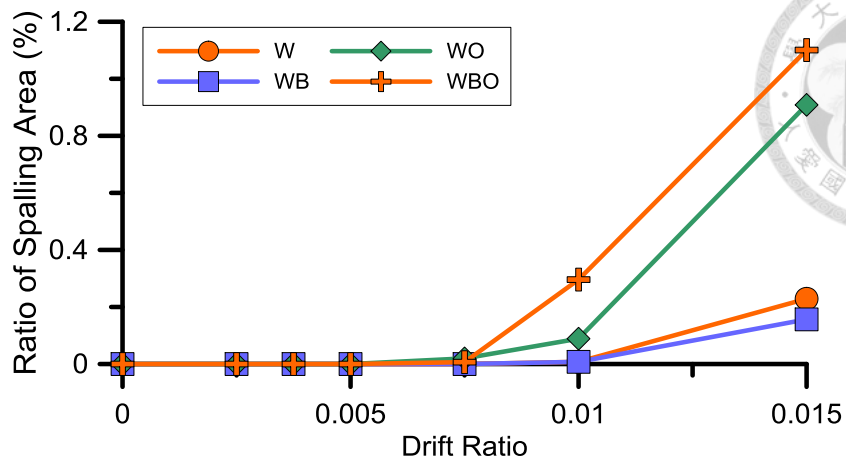


圖 4-30 混凝土剝落面積比

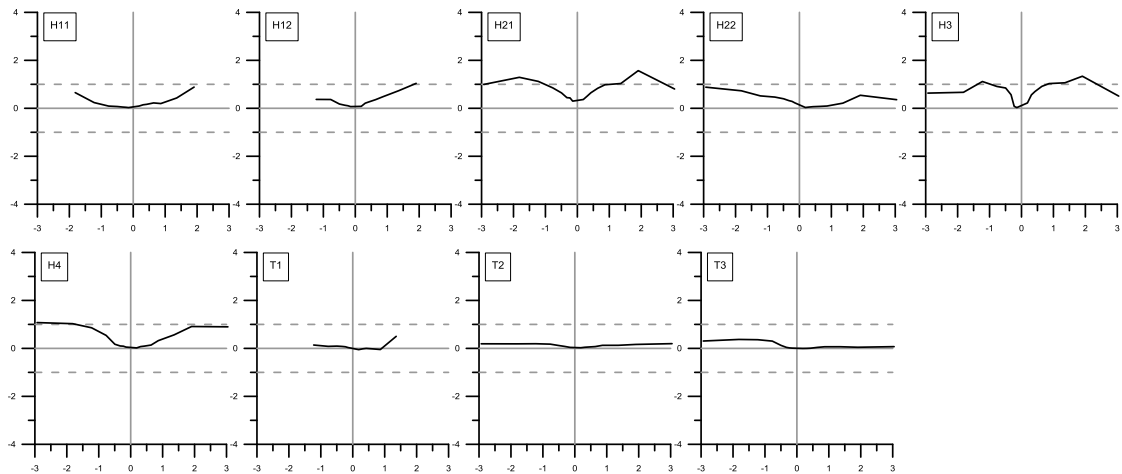
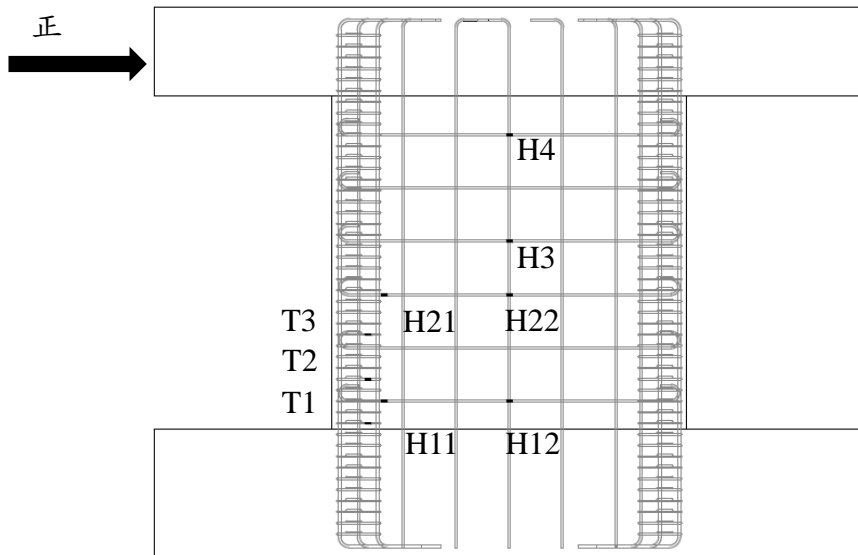
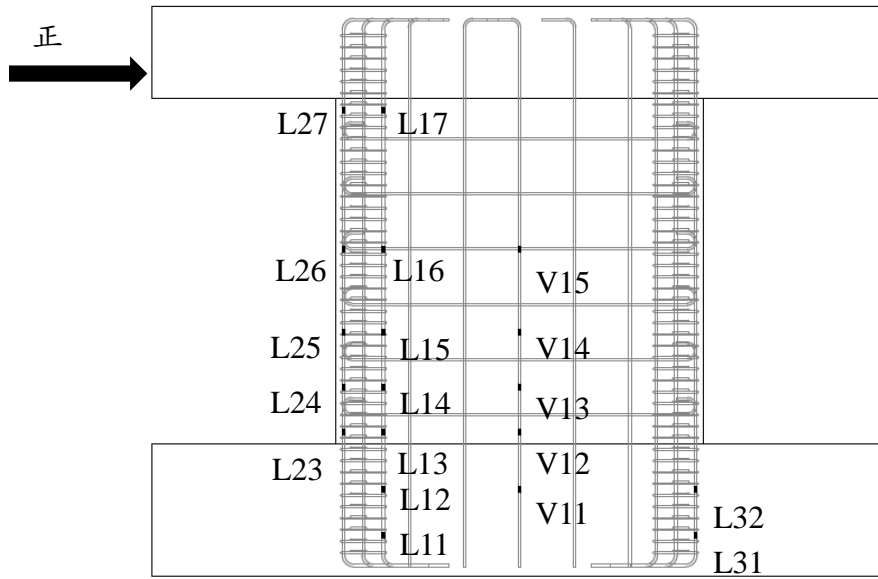
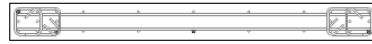


圖 4-31 試體 W 應變計量側值(1/2)



L2 Series



L1 Series

V1 Series

L3 Series

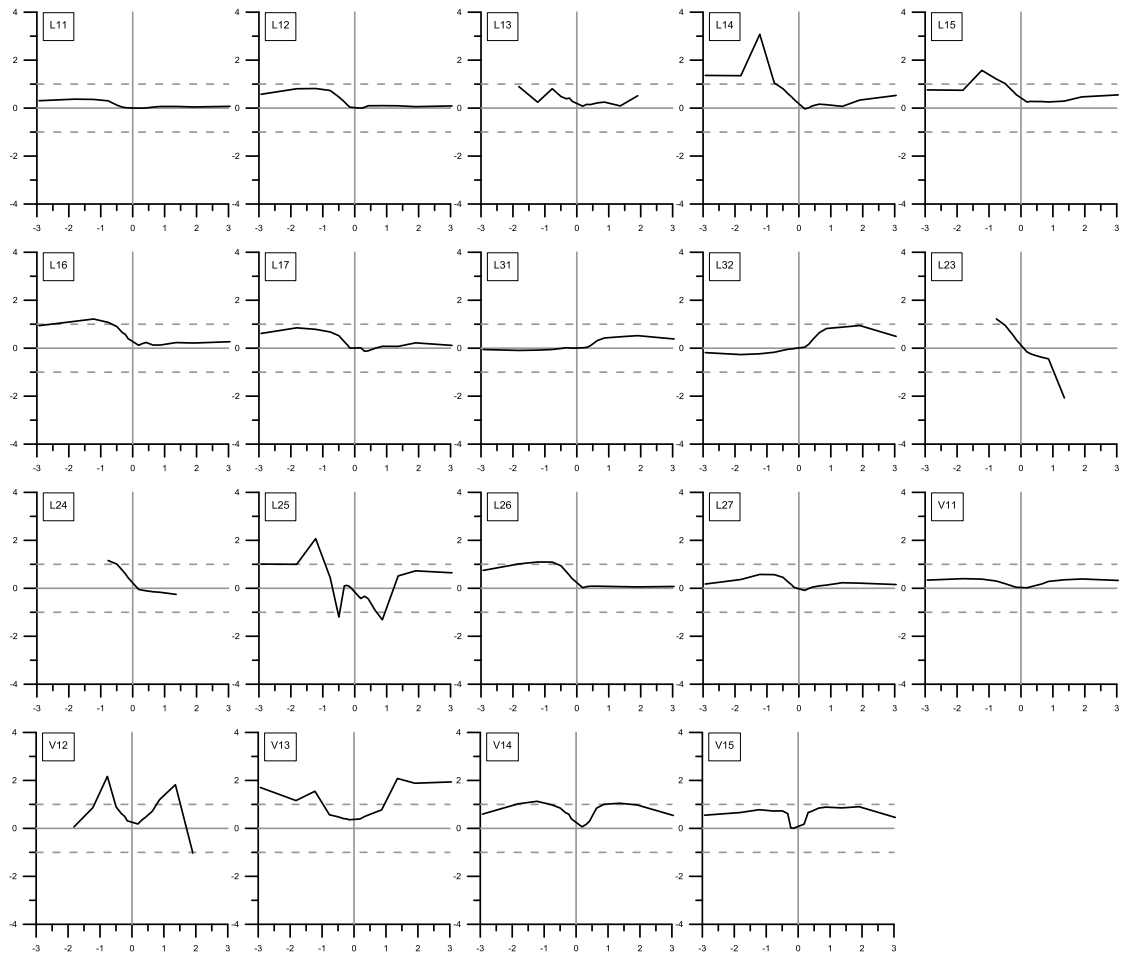


圖 4-32 試體 W 應變計量側值(2/2)

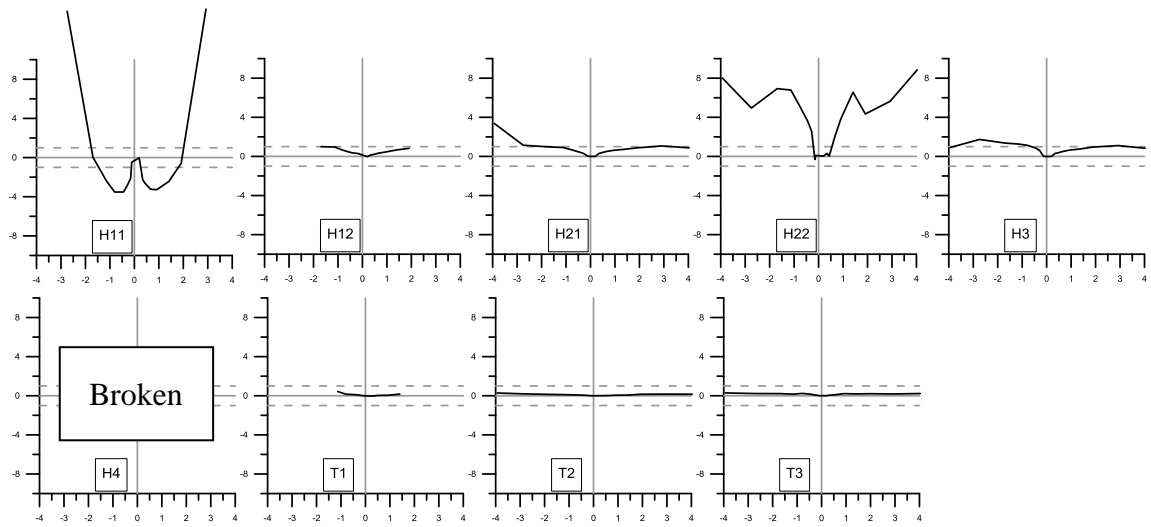
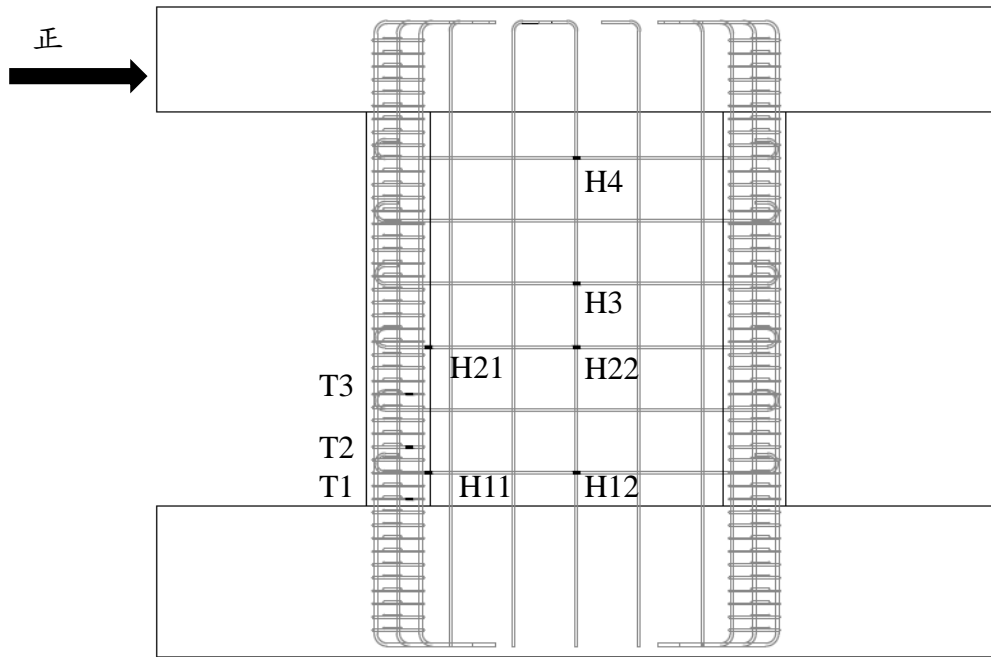


圖 4-33 試體 WB 應變計量側值(1/2)

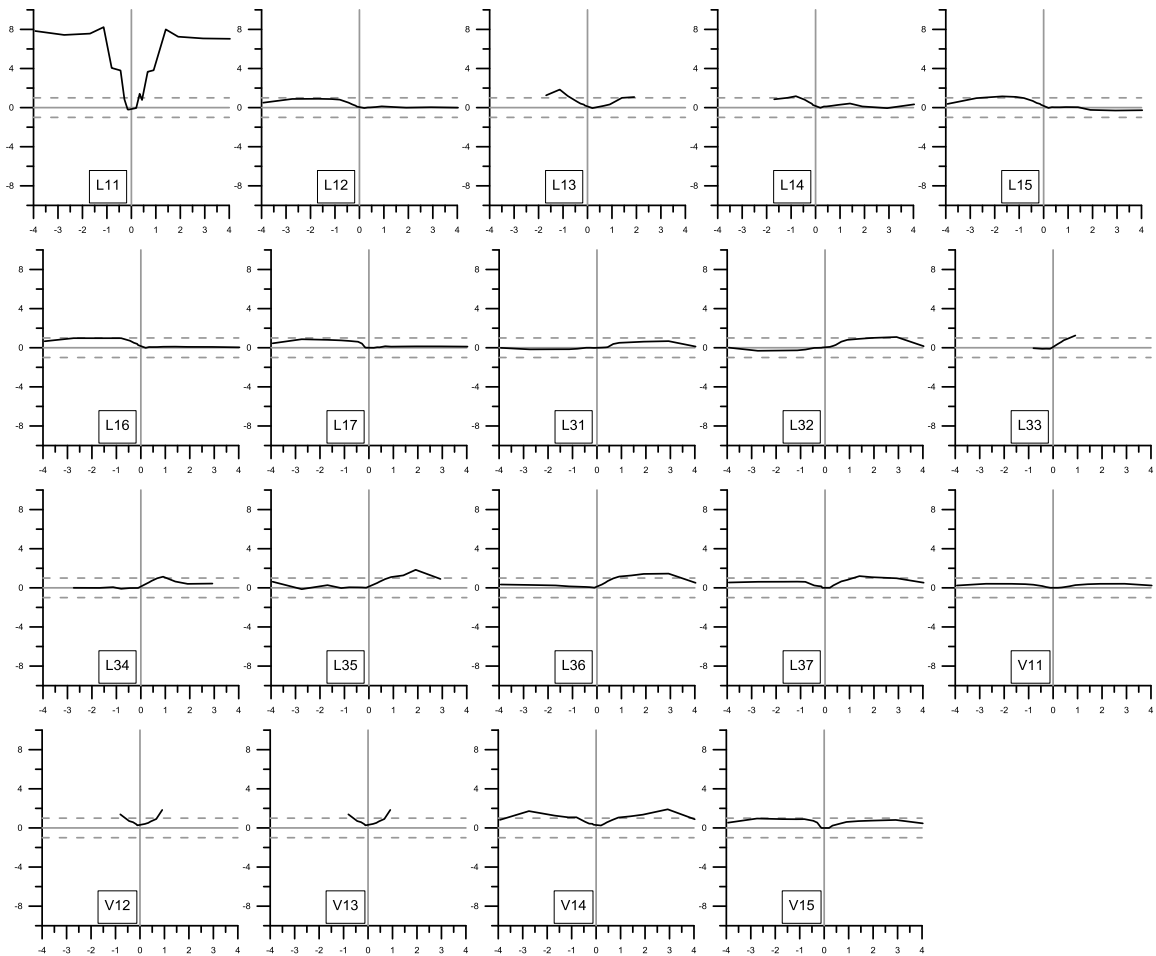
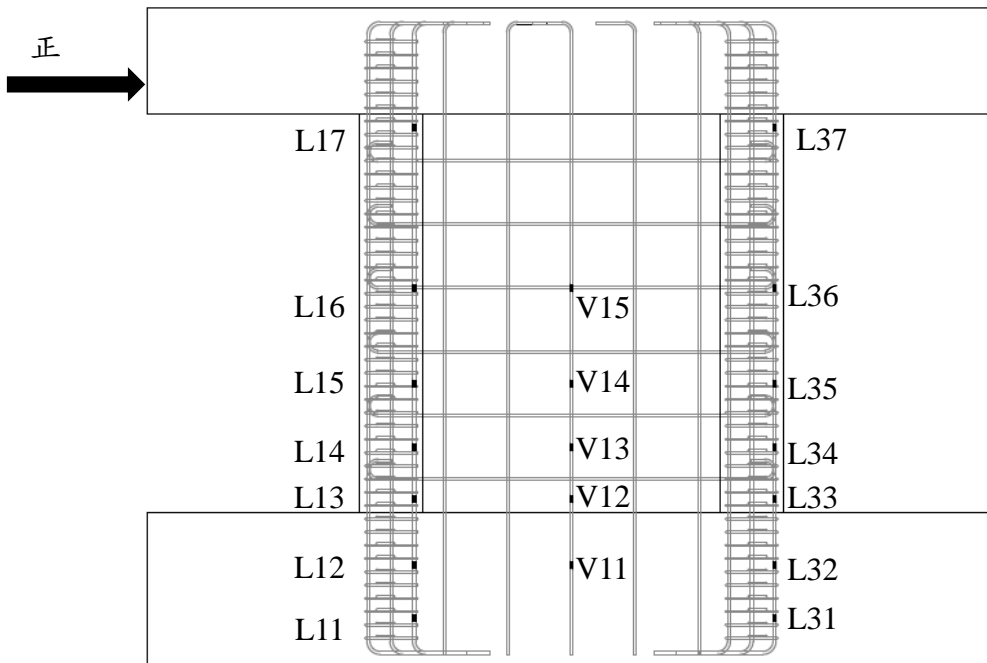
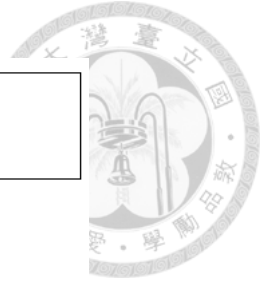


圖 4- 34 試體 WB 應變計量側值(2/2)

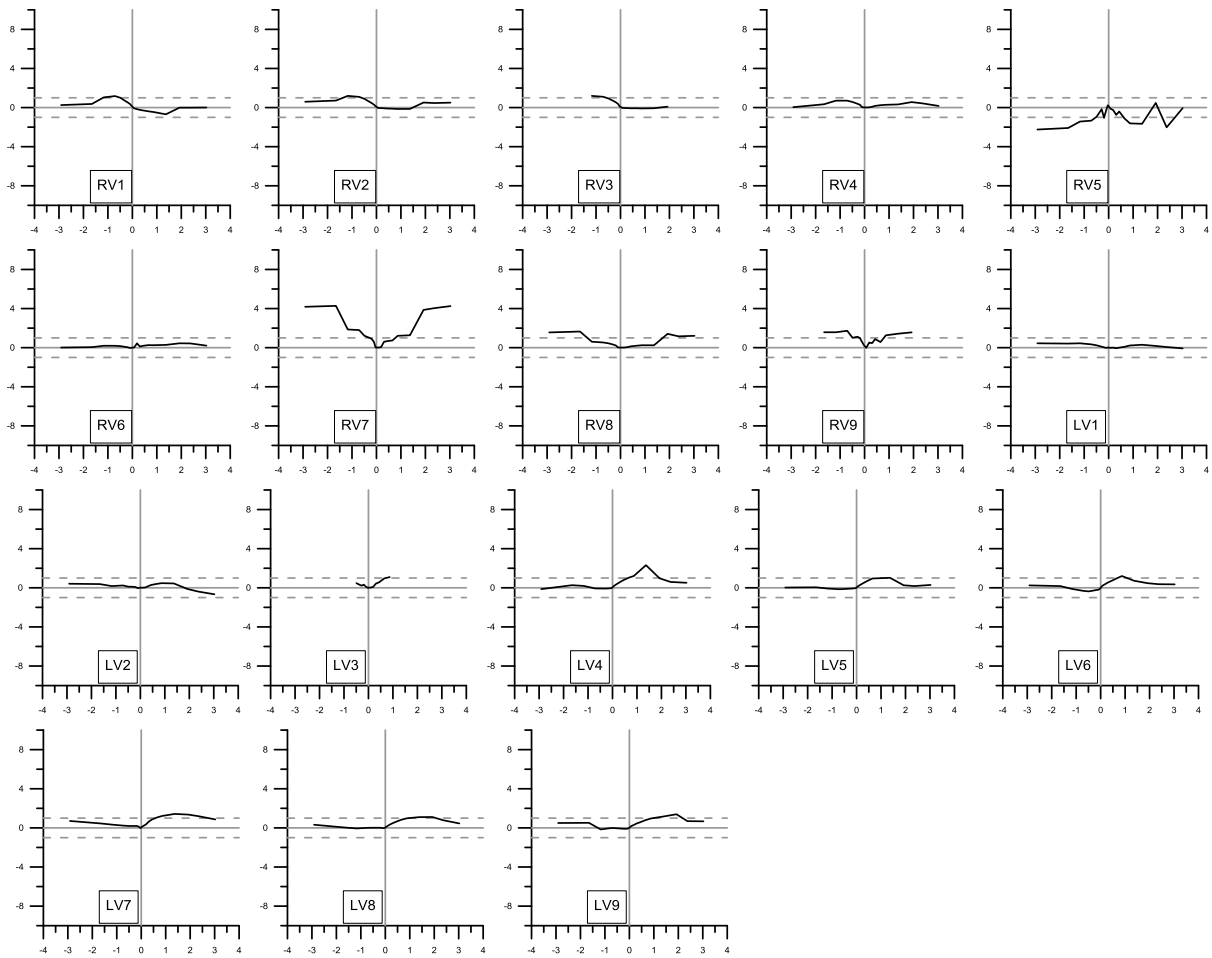
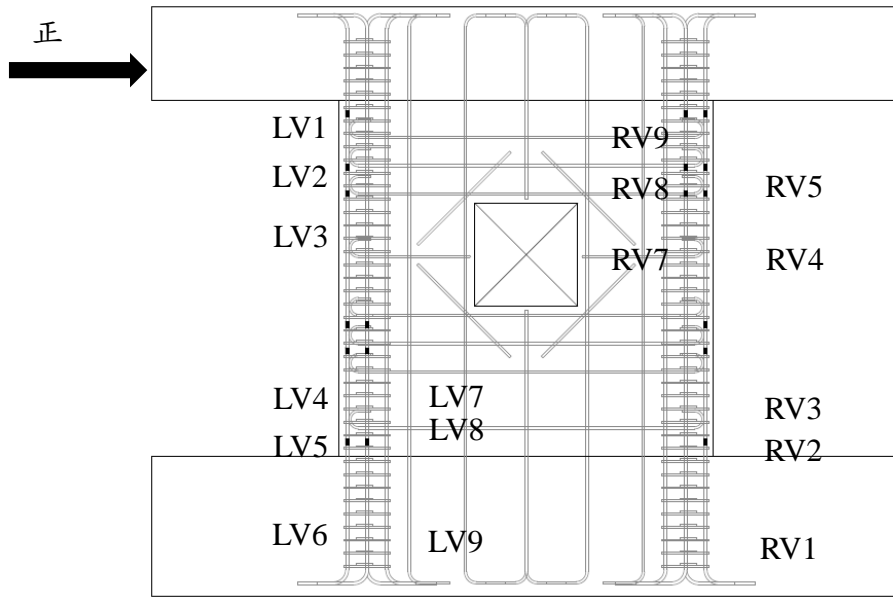


圖 4- 35 試體 WO 應變計量側值(1/3)

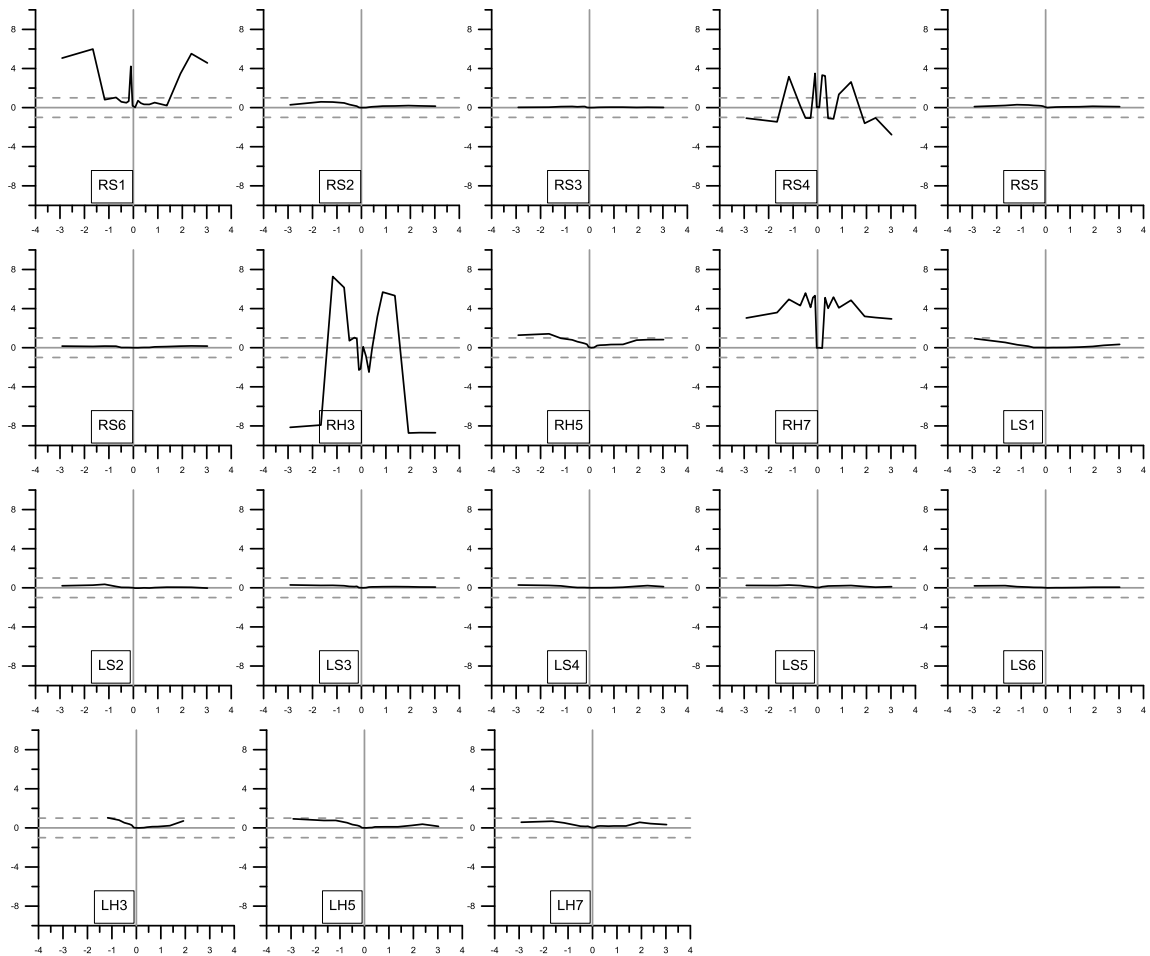
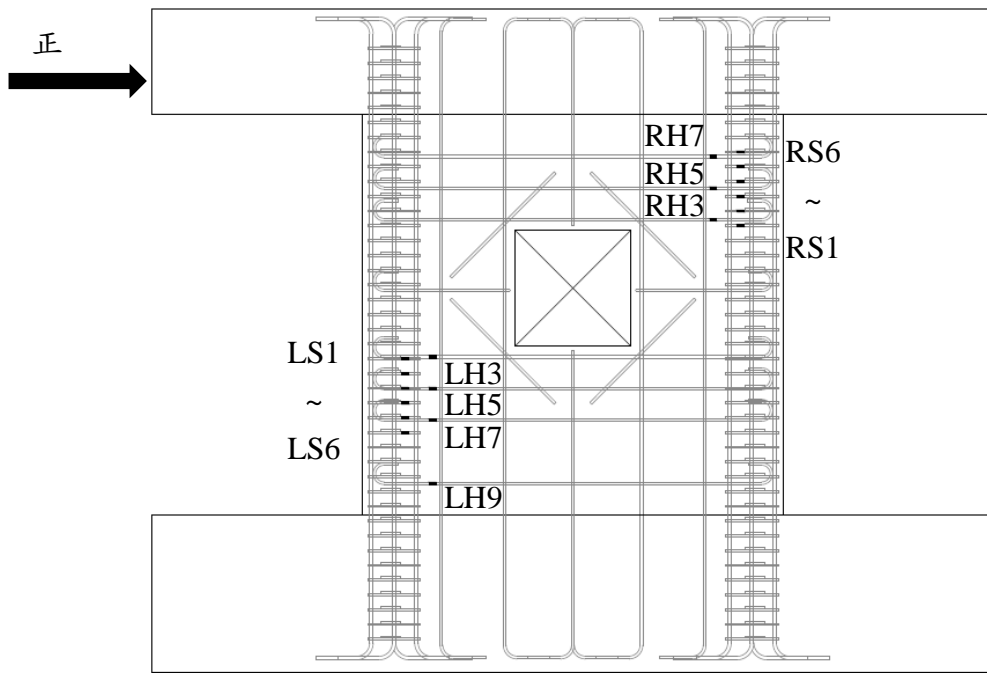
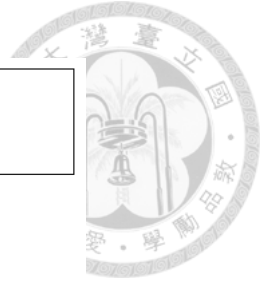


圖 4-36 試體 WO 應變計量側值(2/3)

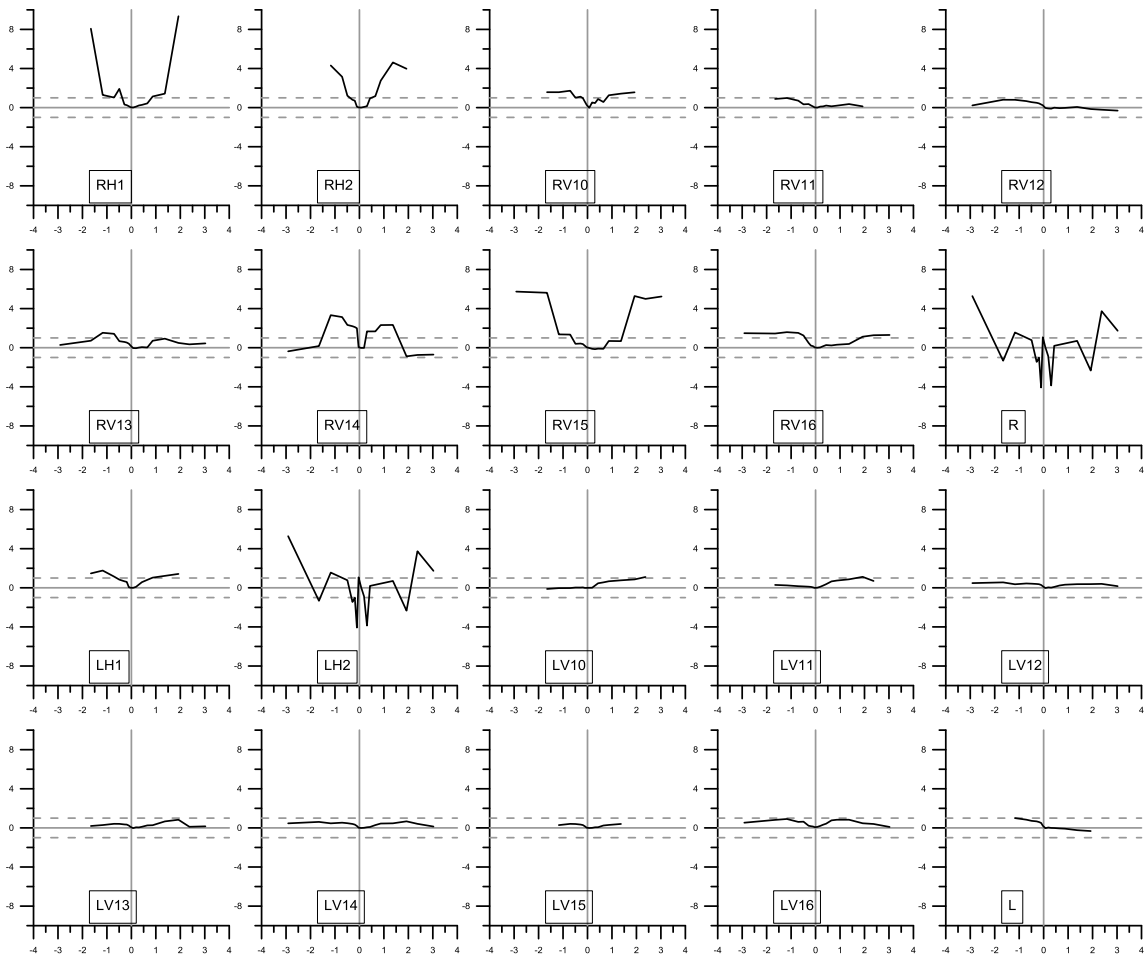
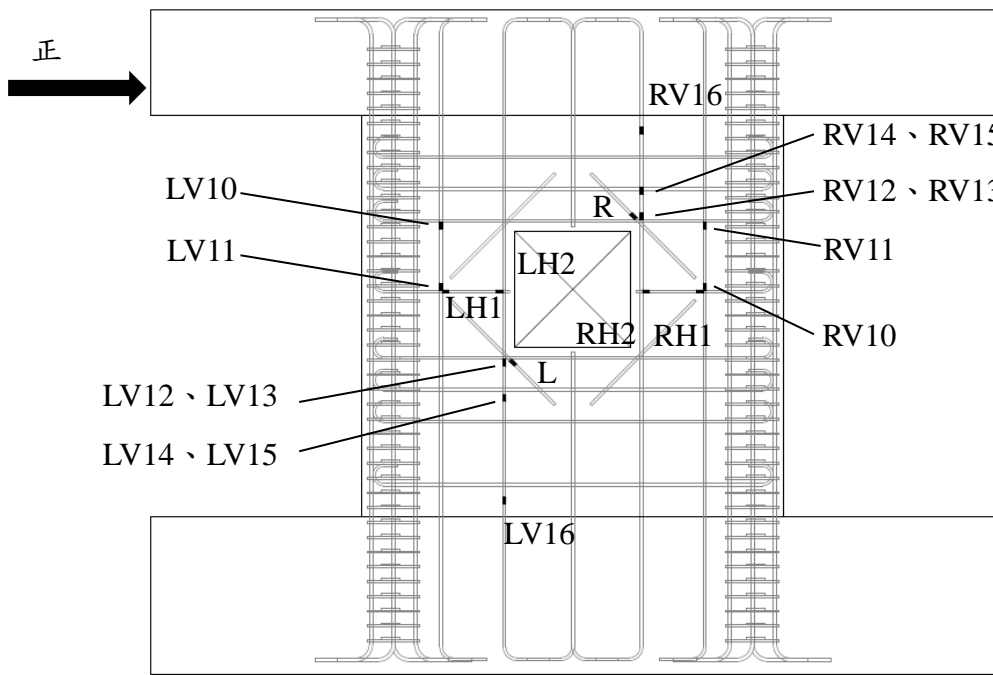
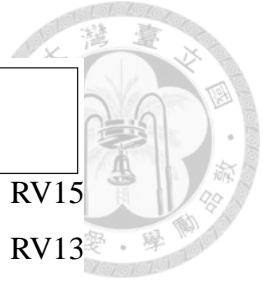


圖 4-37 試體 WO 應變計量側值(3/3)

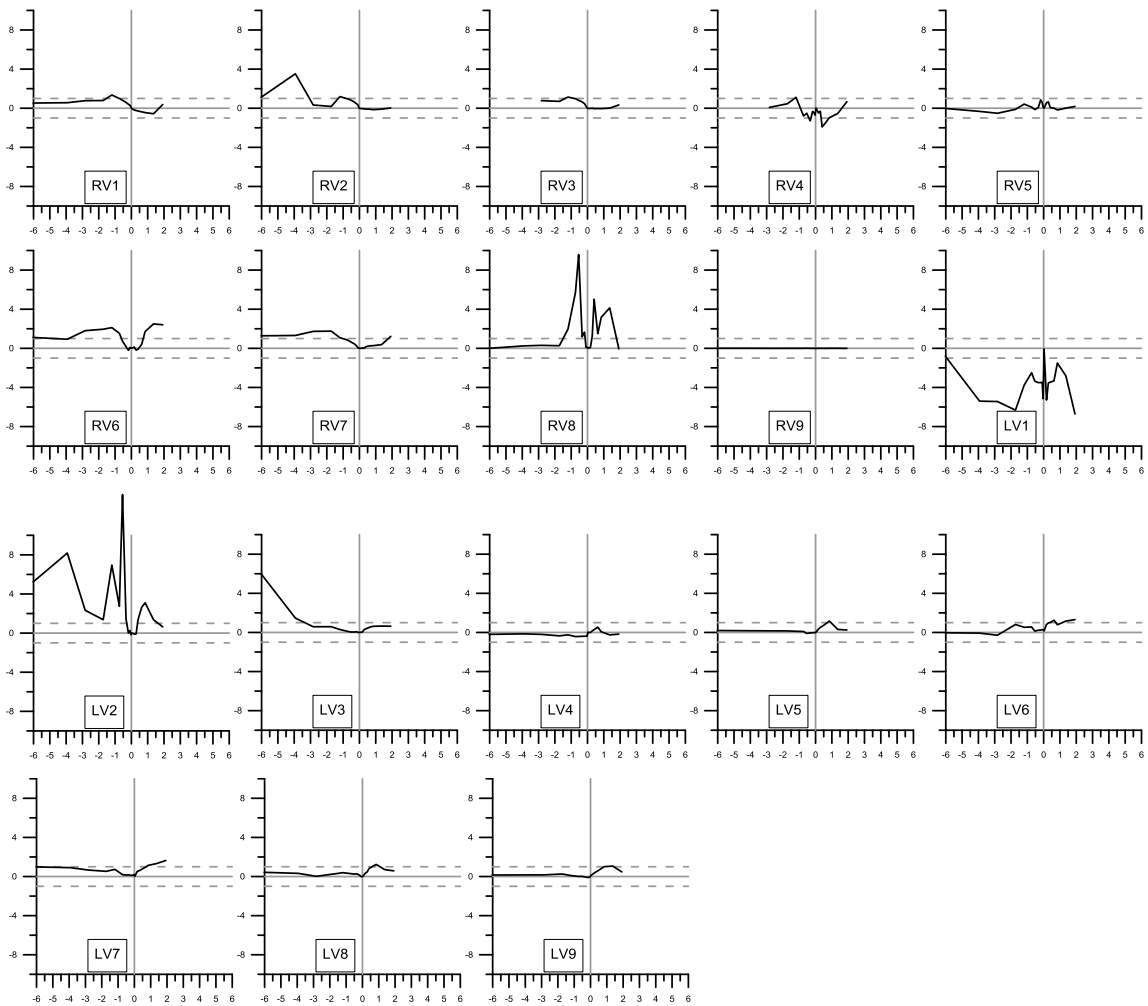
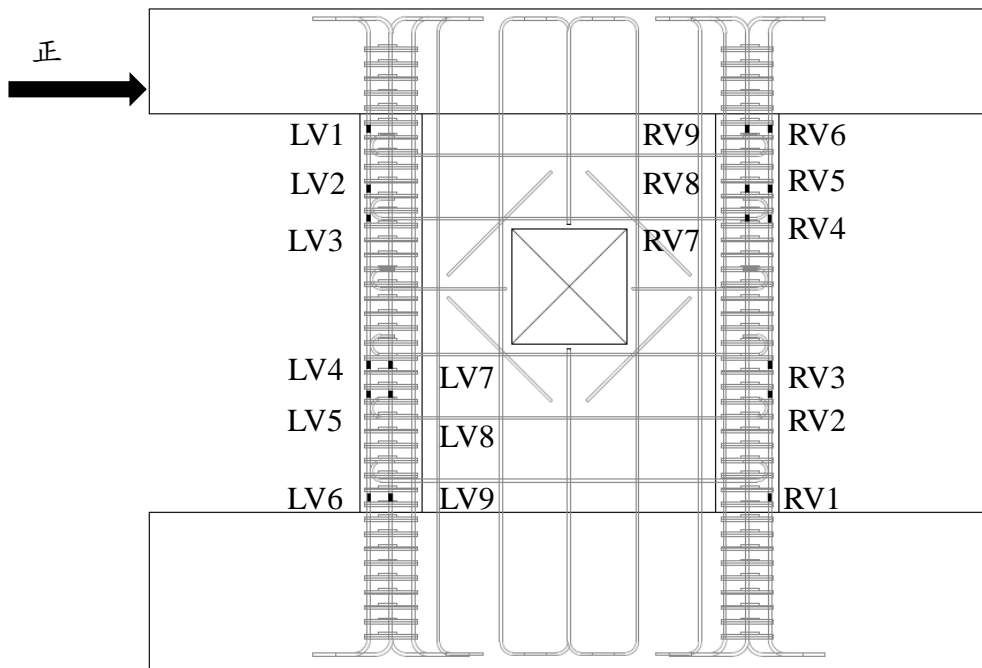


圖 4-38 試體 WBO 應變計量側值(1/4)

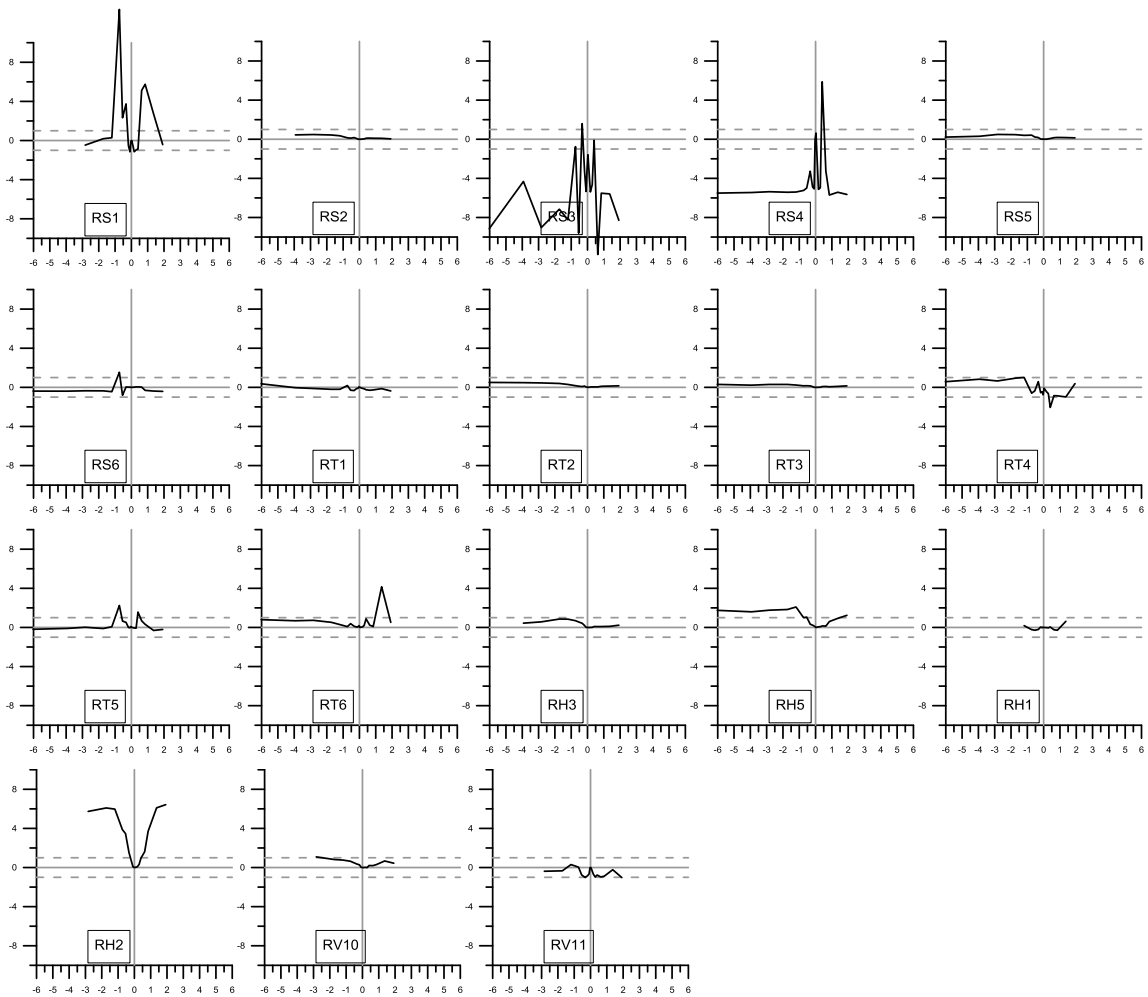
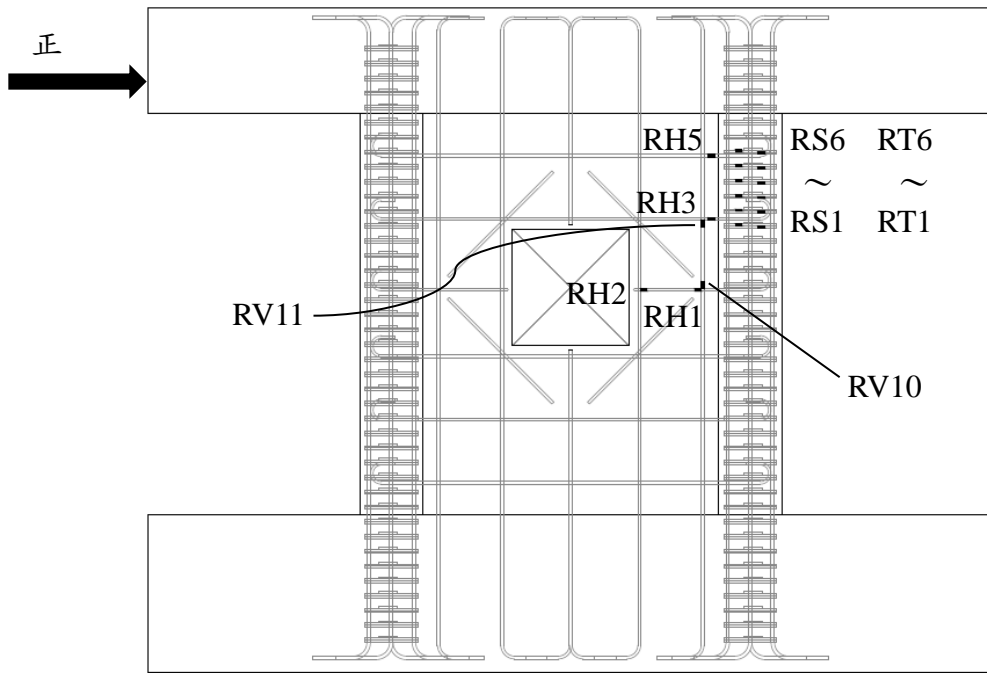
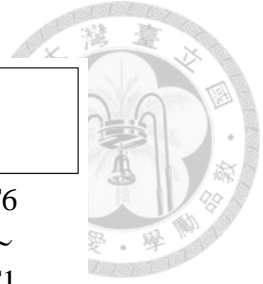


圖 4-39 試體 WBO 應變計量側值(2/4)

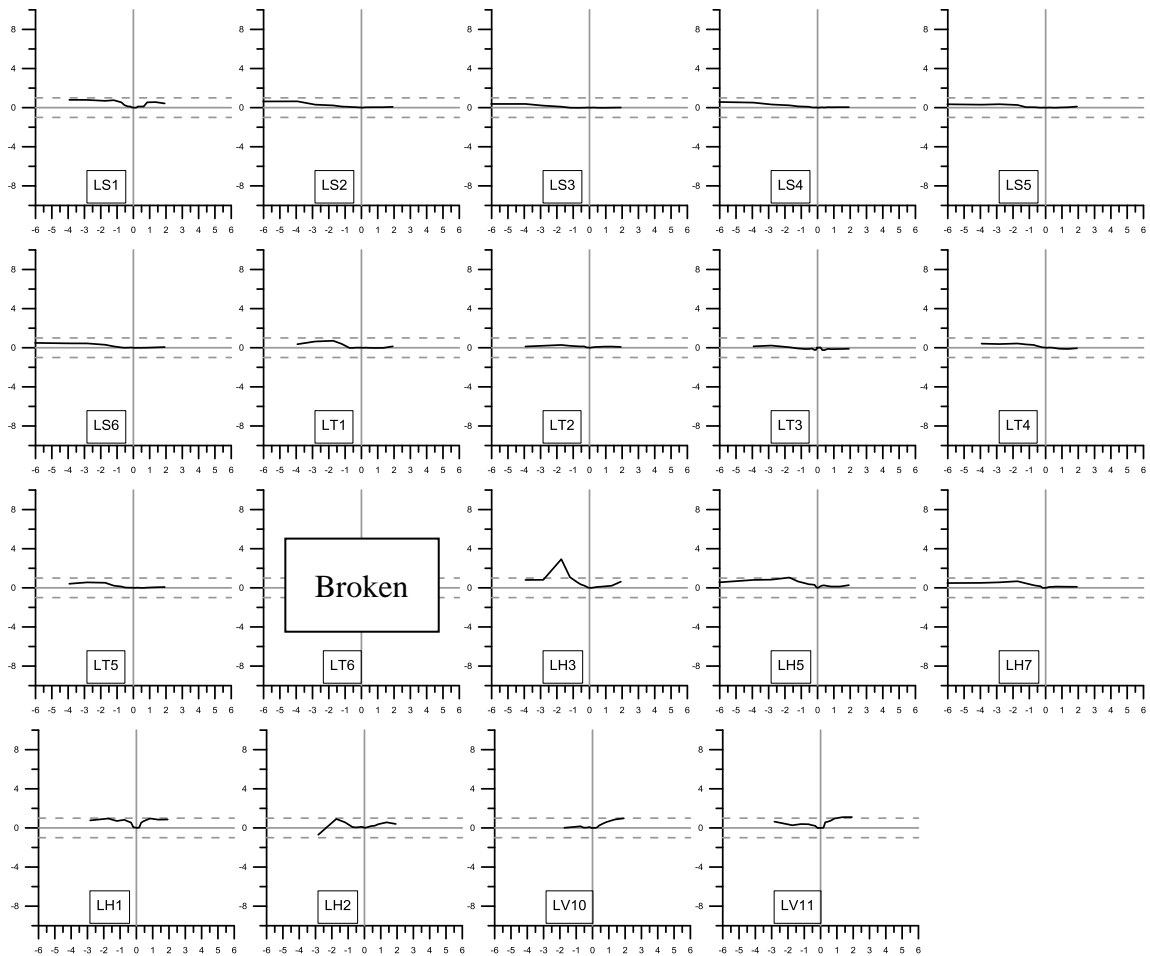
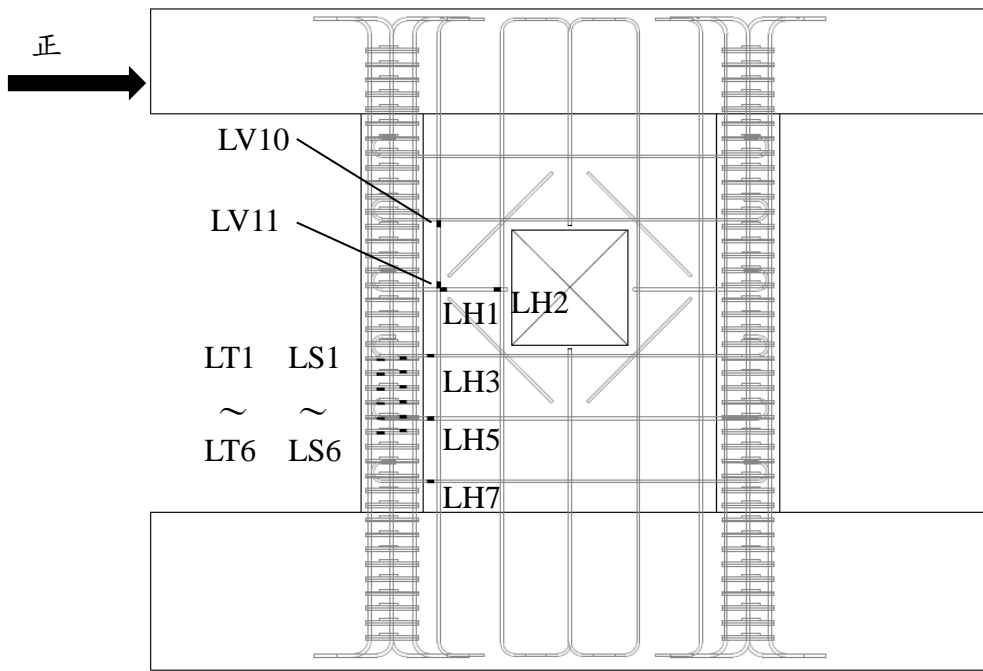
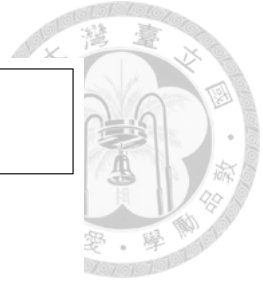


圖 4-40 試體 WBO 應變計量側值(3/4)

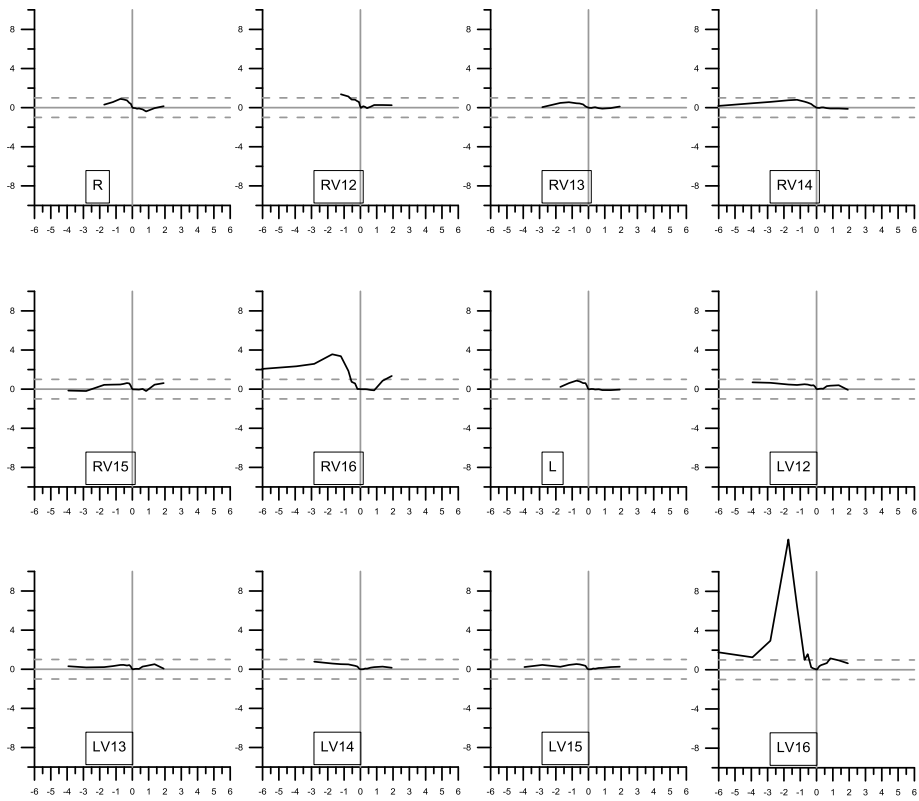
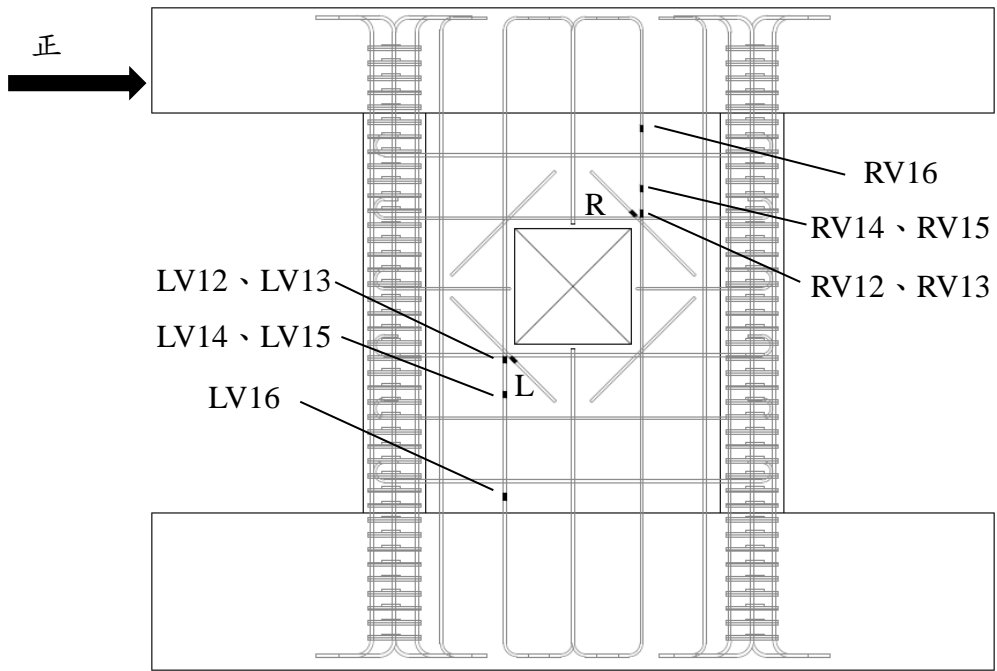
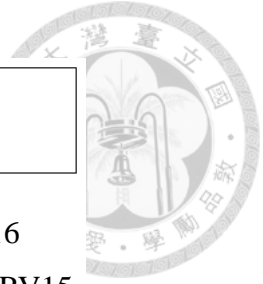


圖 4-41 試體 WBO 應變計量側值(4/4)

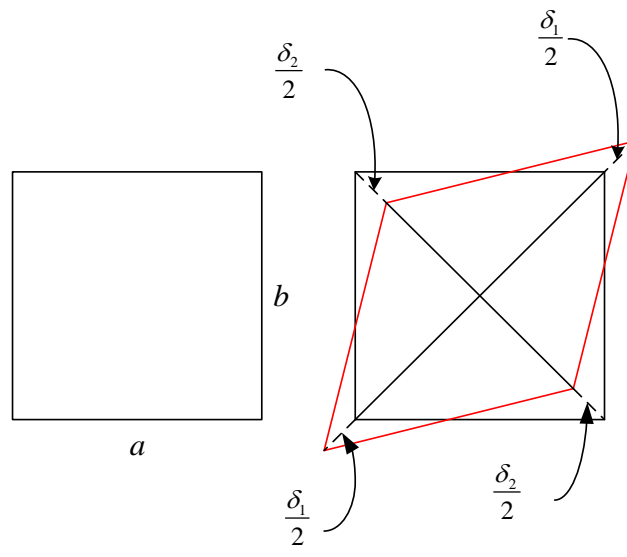


圖 4-42 剪力位移變形圖

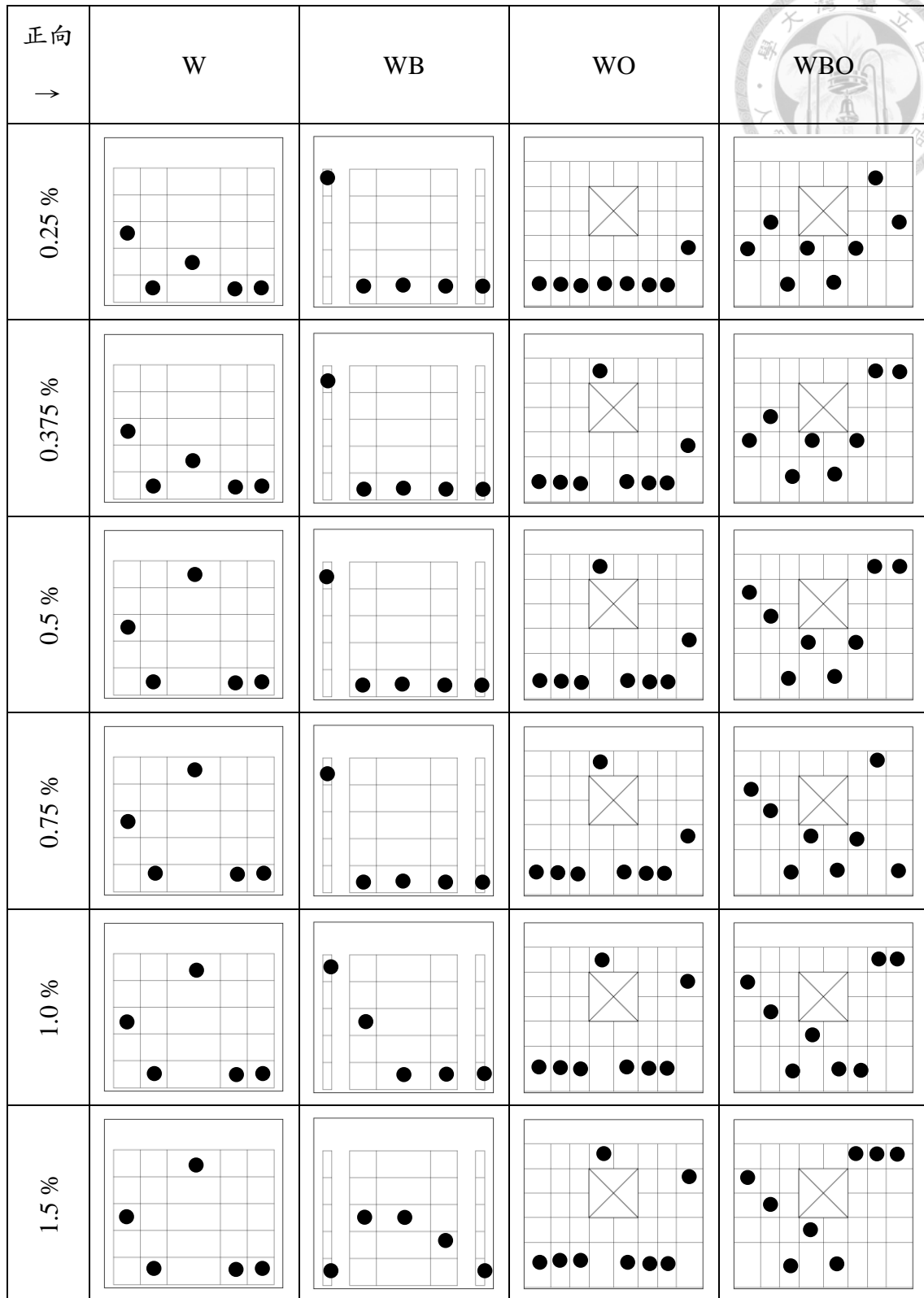


圖 4-43 試體各行最大剪應變發生位置(正向)

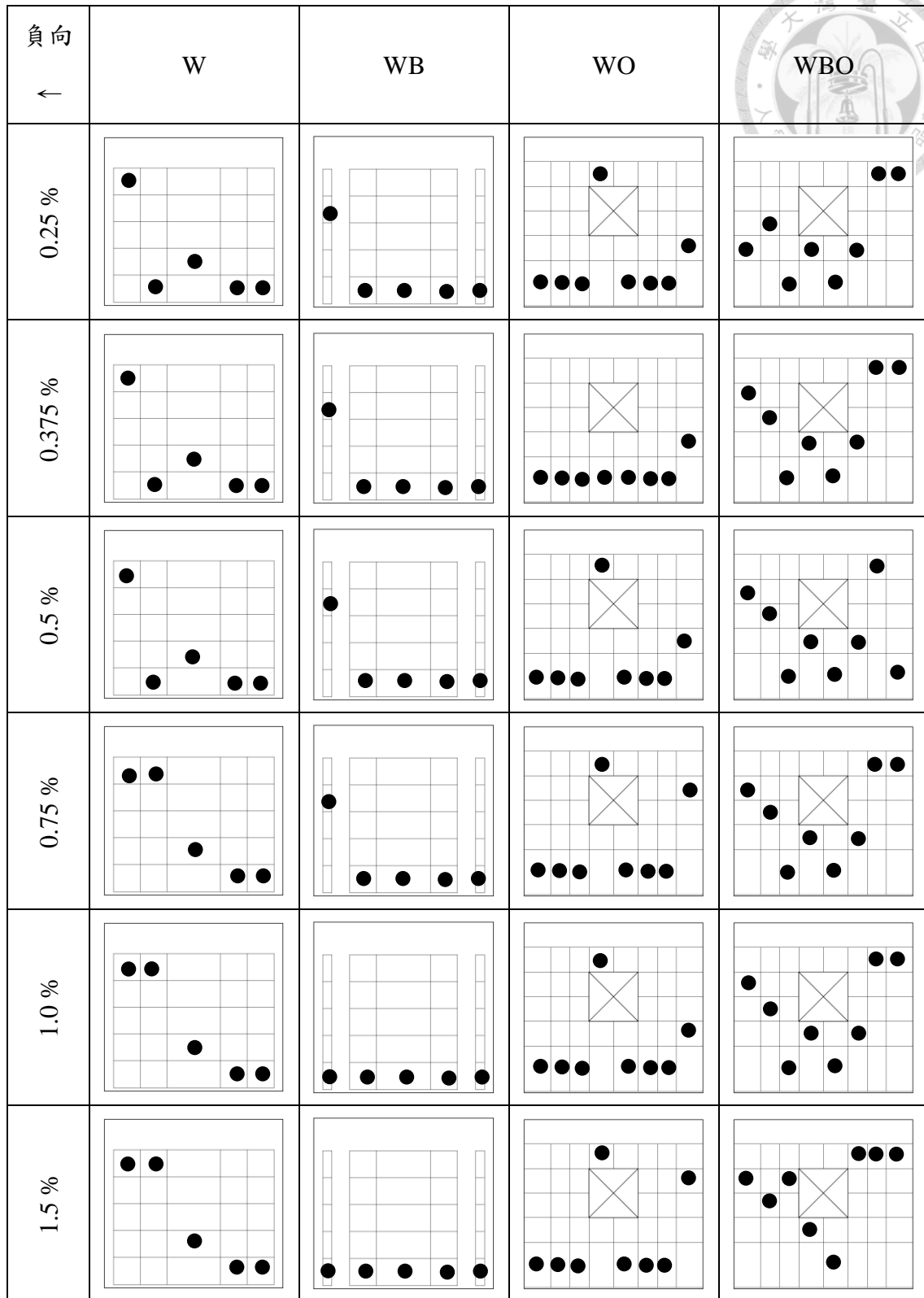


圖 4-44 試體各行最大剪應變發生位置(負向)

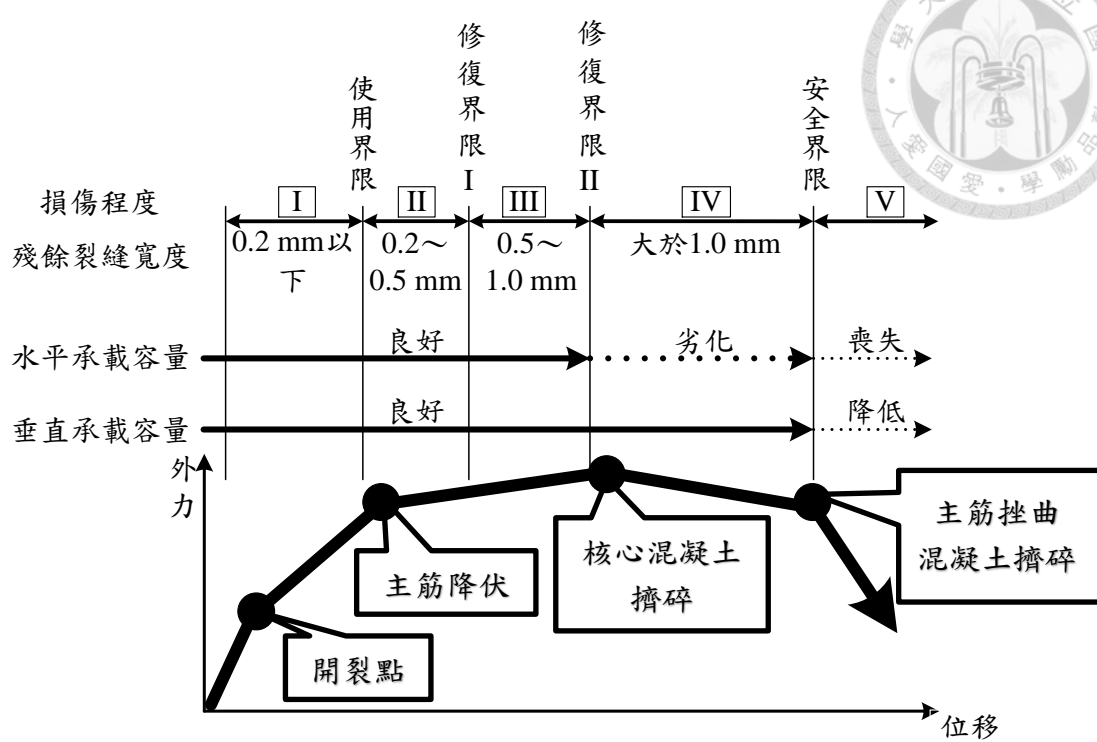


圖 5-1 撓曲強度主控桿件之界限狀態關係

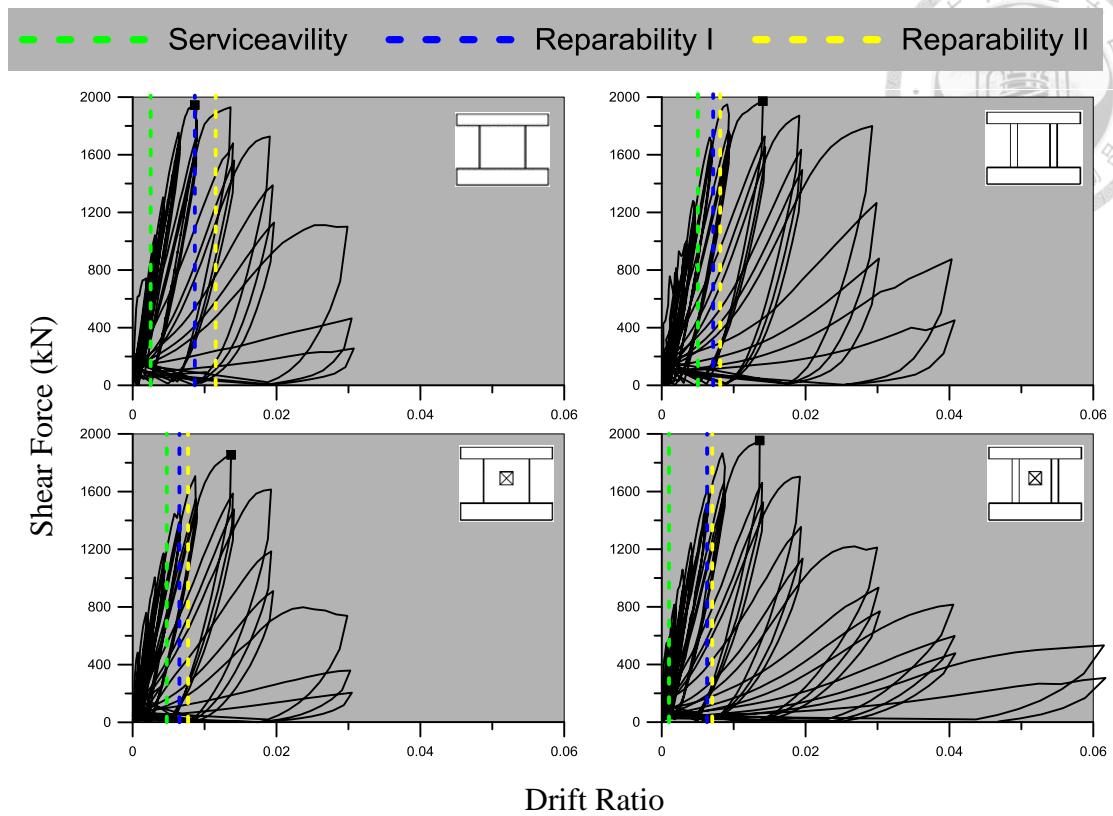


圖 5- 2 AIJ 2004 [19]定義之各試體界限狀態

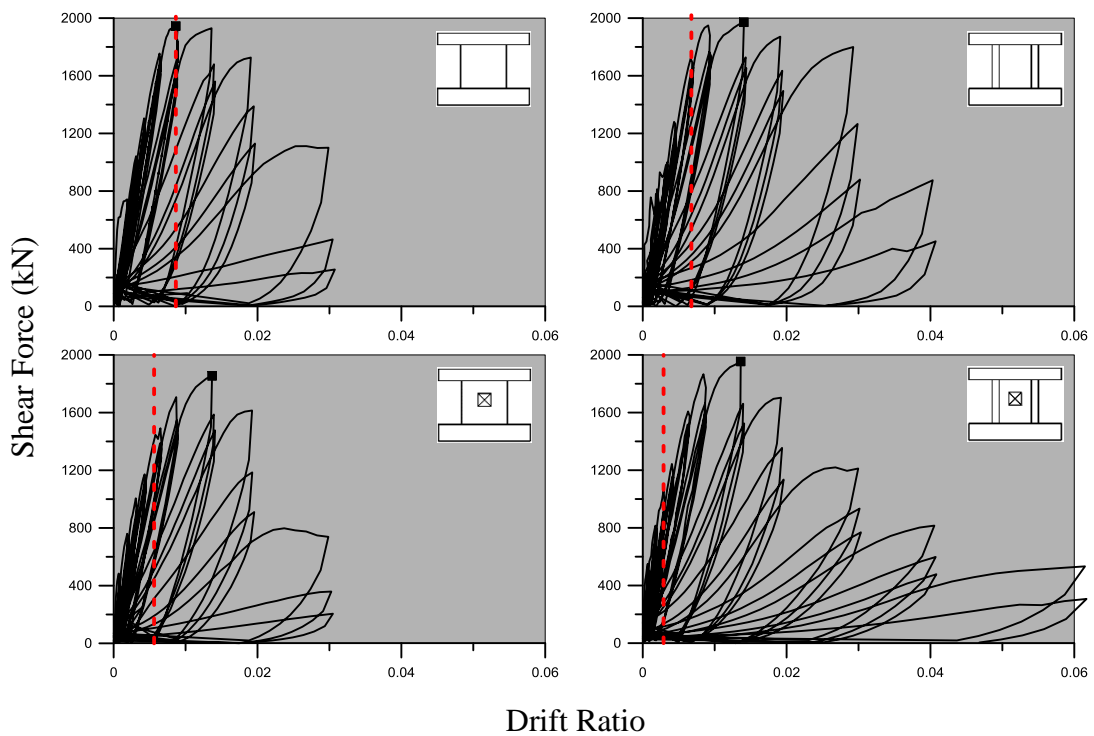


圖 5- 3 由最大殘餘裂縫 0.3 mm 定義之修復性界限