

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



鋼筋混凝土耦合牆系統之設計與案例探討

Design of Reinforced Concrete Coupled Wall System and  
Case Study

王能仁

Neng-Ren Wang

指導教授：黃世建 博士

Advisor : Shyh-Jiann Hwang, Ph.D.

中華民國 112 年 7 月

July 2023

國立臺灣大學碩士學位論文  
口試委員會審定書

MASTER'S THESIS ACCEPTANCE CERTIFICATE  
NATIONAL TAIWAN UNIVERSITY

鋼筋混凝土耦合牆系統之設計與案例探討

Design of Reinforced Concrete Coupled Wall System and Case Study

本論文係王能仁 R10521217 在國立臺灣大學土木工程學系結構工程組完成之碩士學位論文，於民國 112 年 7 月 12 日承下列考試委員審查通過及口試及格，特此證明。

The undersigned, appointed by the Department/ Institute of Civil Engineering, Structural Engineering Division on 12, July, 2023 have examined a Master's thesis entitled above presented by Neng-Reng, Wang R10521217 candidate and hereby certify that it is worthy of acceptance.

口試委員 Oral examination committee:

黃世建

(指導教授 Advisor)

董尹男

歐陽正

系主任/所長 Director:

葛宇甫

## 誌謝



兩年的碩士生涯，一路走來跌跌撞撞，太多需要被拯救的時候，總有人適時地出現，讓我又有了動力繼續前進，常常感嘆這樣的自己何其幸運，能擁有這麼多貴人的幫助。最後兩年的學生身分，很珍惜這兩年充分玩樂與努力學習的時光，謝謝家人無條件支持，讓我能繼續碩士學業。實際走到快要畢業的時刻，心中只有滿滿的感激，太多太多需要感謝的人們，溢於言表，在此謹以此篇誌謝獻給所有曾經幫助過我的人。

首先感謝這篇論文背後的靈魂推手黃世建老師，在學生每每遭遇瓶頸時，總是能如燈塔一般，為學生指點迷津，對學生的問題，不勝其煩的解惑，最頻繁的時期，甚至一周連五天都要敲響老師的門，但老師從沒顯露過不耐，臉上永遠都掛著最親和的笑容，總是最認真的態度，秉持著最嚴謹做研究精神，仔細回覆我每一個問題，每當走進死胡同，老師爽朗的大笑，總能又讓我起死回生。感謝口委歐昱辰老師、黃尹男老師與騰億學長，對學生的研究給出十分實用的回饋，點出學生未注意的部分，使論文更臻完備。

感謝圓方工程顧問提供實習機會，讓學生能更加了解業界實務設計，特別感謝 Tim 哥，手把手的從頭教導什麼都不會的我，十分感謝他與 Kevin 在我離開圓方後，收到我的問題騷擾訊息，還願意撥冗回覆。感謝研究室的學長于哲、樸文、文成與 Srinavas，每每有問題求助於學長，總能獲得解答，如穩健的支柱一般撐起 813 研究團隊，且總能一針見血的在 meeting 點出研究的問題，讓學生得以成長。

謝謝上屆學長姐們，香芸、Meg、紹愷、小郭，我們很幸運能有這麼好的上屆，常常帶我們去吃好吃的食物，為研究室注入滿滿的歡樂活力，對於我們的課業或研究也總能提供幫助，從碩一到碩二參考的範本都是來自你們，優秀的學長姐們是我們最好的榜樣。特別感謝回來當研究助理的紹愷，作為本研究的拓荒前輩，就像升級版的 CPU，總能超高速地有效解決我的問題，總能理解我的困難處，讓我心情好過一點，還會適時的帶大家出去散散心。也感謝學弟們，黃強、家瑋、奕承、士鈞，讓研究室更加熱鬧，一起出去玩創造快樂回憶，在我們需要幫助時，二話不說地給

予協助。特別感謝跟老師做專題的士鈞，每當我卡關，總是跟我一起討論或聽我自言自語，陷入改模型地獄時，也沒有一句怨言的一起動手幫我改，祝福學弟們接下來都能開心順利。

接著對我身邊的伙伴們獻上深深的感謝，首先是 813 主心骨瀚呈，基本上就是所有人的浮木，擁有強健的大腿，讓大家抱著一起通過每次的考試，從碩一到碩二持續被我的問題轟炸，跟老師一樣擁有極佳的耐性，總是不厭其煩地解決我的疑難雜症，是研究室最可靠的存在，接著感謝強健大腿二號榕玲，安靜又低調的榕玲，也時常被我的問題騷擾，一來一往的對談中，問題往往迎刃而解，且細心的榕玲總是提醒著我各種要交的資料、作業、期限等等各種待辦事項，也感謝我們之中年紀最長的自強，常常扮演人生導師的角色，闡述人生道理，在偶爾感到迷茫時，聽自強一席話，就會茅塞頓開，開懷大笑。

謝謝台大女籃的小夥伴們，很珍惜最後兩年的學生籃球，讓我還能有個地方運動紓壓，有總包容我晚到遲到的尬，還有會幫我撕日曆偶爾送糧食或吃掉我糧食的江江，同為研究生，進度都不快，互相讓彼此心安的鈺庭，總是噙我睡覺，見面就嘆氣的映 J，還有最不熟的室友巧蓉陪伴我一起從大學奮戰四年再來到研究所奮戰兩年，每每覺得辛苦的時候，總有彼此在身邊相互砥礪，看著我們都很慘，甚至你更慘，就會獲得許多安慰，感謝偽室友噹噹，總是噙我們什麼時候要休學，陪我們一起玩樂，參與各種重要時刻。最後謝謝辛苦的御奴，研究所是我在讀，結果你跟我一樣累，陪我在土研看了幾次日出，肩負各種雜事，身兼多職，涵蓋鬧鐘、司機、外送員、諮商師偶爾還要當我的臨時員工，改模型或畫圖，墜落時總能被你接住，再被扔到更高的地方，感謝陪我一起實質的上山下海，如環島、潛水。

感謝恩師余志鵬老師，在老師的鼓勵下，才開啟的研究所生活，迷失時，總能再跟老師對談後，又找回自己。謝謝我親愛的家人，謝謝你們讓我在充滿愛的環境下長大，常看到:幸運的人用童年治癒一生，不幸的人用一生治癒童年。很感激自己是個幸運的人，能真切的感受到自己是被愛著，也真切的感激一路走來總能碰到這麼多願意給予我幫助的善良人們，最後謝謝總是給我滿滿力量讓我感到溫暖但來不及等我畢業的阿公，這篇論文獻給在天上我最愛的您。

## 摘要

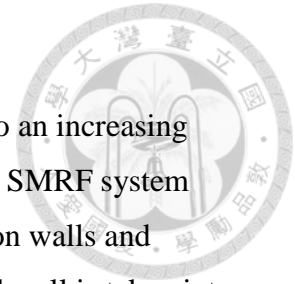


台灣地狹人稠，中高樓層建築需求日益增加，目前業界對於建築內部配置隔間牆與隔戶牆等非結構牆體，並不會加以設計，僅考量其所造成的載重。然而由於此類桿件擁有高勁度，受到地震力時，反而成為耐震的第一道防線，形成非結構桿件保護結構桿件，與設計理念相違背的情形。故若能設計具有高勁度的鋼筋混凝土二元系統之剪力牆，將更能掌握系統整體受力行爲，同時合理地降低柱構件尺寸。並且由於牆的開窗、門需求，往往使水平牆段形成連接梁，對於這類耦合牆系統並無詳盡的設計流程，因此本研究試提出相關設計流程，並建立六種不同模型，以驗證建議流程之可行性並加以比較。

本研究針對連接梁與剪力牆提出設計建議，對連接梁使其具有剪力容量設計，並提出混合配筋的概念，期更準確計算強度及需求，有效解決過往連接梁對角鋼筋量過大難以施工的問題。對剪力牆部分，將軟化壓拉桿考量邊界構材及腹板鋼筋提供的強度，加以應用設計，提出合理設計流程，以確保剪力容量設計使避免發生剪力破壞。並針對特殊水平鋼筋加以著墨，量化其設計，使地震力能有效傳遞且具有足夠拉力與水平分力進行平衡，避免幾何不連續面的破壞。

**關鍵字：**鋼筋混凝土、耐震設計、特殊抗彎矩構架系統、二元系統、耦合牆系統、剪力牆、連接梁、剪力破壞、軟化壓拉桿模型

# Abstract



Taiwan is a densely populated island with limited space, leading to an increasing demand for high-rise buildings. Currently, the industry commonly uses SMRF system and does not consider the design of non-structural walls such as partition walls and separating walls within buildings. Only the weight of the non-structural wall is taken into account. However, these types of elements, which possess high stiffness, actually become the first line of defense against seismic forces. This contradicts the design philosophy of structural elements protecting the non-structural ones. Therefore, if a high-stiffness reinforced concrete dual system with shear walls could be used, it would better control the overall behavior of the system while effectively reducing the dimensions of column members. Additionally, due to the requirements for windows and doors in walls, the horizontal wall segments often act as coupling beams. There is currently no comprehensive design process for such coupled wall systems. Hence, this study proposes a relevant design process and establishes six different models to verify the feasibility and to make comparisons.

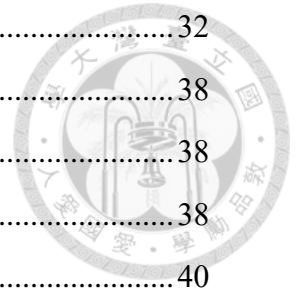
This study presents design recommendations for the coupling beams and shear walls. For coupling beams, suggestions are provided to design them for shear capacity, along with the concept of hybrid reinforcement to accurately calculate strength and demand. This effectively solves the problem of excessive diagonal reinforcement in coupling beams, which makes construction difficult. For shear walls, the strength provided by boundary members and web reinforcement is taken into account when considering the Softened Strut and Tie model. A reasonable design process is proposed to ensure shear capacity design and prevent shear failure. Special attention is given to horizontal reinforcement to ensure effective transmission of seismic forces and provide sufficient tension and horizontal forces for balance, thereby avoiding the failure of geometric discontinuity surfaces.

**Keywords: reinforced concrete, seismic design, special moment resisting frame, dual system, coupled wall systems, shear wall, coupling beams, shear failure, softened strut-and-tie model**

# 目錄



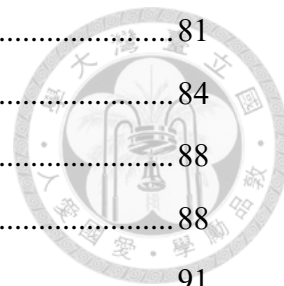
誌謝	i
摘要	iii
Abstract	iv
目錄	v
表目錄	viii
圖目錄	xi
第一章 緒論.....	1
1.1 研究動機與目的.....	1
1.2 研究內容與方法.....	2
第二章 文獻回顧.....	5
2.1 規範探討.....	5
2.1.1 土木 401-110 規範對連接梁之規定 .....	5
2.1.2 土木 401-110 規範對剪力牆之規定 .....	6
2.2 軟化壓拉桿模型介紹.....	8
2.2.1 連接梁之軟化壓拉桿模型.....	11
2.2.2 剪力牆之軟化壓拉桿模型.....	13
第三章 二元系統連接梁設計建議.....	18
3.1 連接梁彎矩容量設計(DBE).....	18
3.2 連接梁剪力容量設計(MCE).....	20
第四章 二元系統剪力牆設計建議.....	25
4.1 剪力牆腹板鋼筋設計.....	25
4.1.1 彈性拉桿介紹.....	25
4.1.2 彈性拉桿設計方式.....	26
4.2 剪力牆邊界構材鋼筋設計.....	28
4.2.1 特殊與一般邊界構材設計.....	29
4.2.2 剪力牆彎矩容量設計(DBE).....	31



4.2.3	剪力牆剪力容量設計(MCE)	32
第五章	案例探討	38
5.1	模型建立	38
5.1.1	結構規劃	38
5.1.2	基礎邊界條件形式	40
5.1.3	結構桿件的模擬	40
5.1.4	載重與載重組合	42
5.2	特殊抗彎矩構架系統模型	44
5.2.1	系統概述	44
5.2.2	地震力計算	45
5.2.3	結果分析	49
5.3	二元系統模型(無開孔)	50
5.3.1	系統概述	50
5.3.2	地震力計算	51
5.3.3	結果分析	55
5.4	二元系統模型(開孔)	56
5.4.1	系統概述	56
5.4.2	地震力計算	57
5.4.3	結果分析	61
5.5	系統比較	64
第六章	二元系統之剪力牆及連接梁設計例	66
6.1	跨深比( $l_n/h$ )=1.5	67
6.1.1	連接梁設計	67
6.1.2	剪力牆設計	70
6.2	跨深比( $l_n/h$ )=2.4	74
6.2.1	連接梁設計	74
6.2.1	剪力牆設計	77
6.3	跨深比( $l_n/h$ )=3.3	81



6.3.1	連接梁設計.....	81
6.3.2	剪力牆設計.....	84
6.4	跨深比( $l_n/h$ )=4.2.....	88
6.4.1	連接梁設計.....	88
6.4.2	剪力牆設計.....	91
第七章	結論與建議.....	95
7.1	結論與建議.....	95
7.2	未來研究展望.....	97
參考文獻	98	



# 表目錄

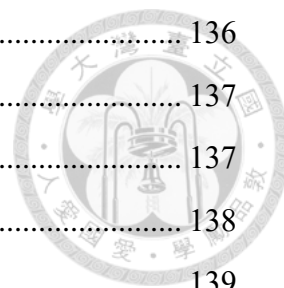


表 2-1 對開孔牆各構件分類方式與規定 .....	100
表 2-2 剪力牆之臨界斷面超額強度放大因數 .....	100
表 2-3 剪力牆動力剪力之放大效應係數 .....	100
表 4-1 土木 401-110 (2021) 剪力摩擦係數 .....	101
表 4-2 土木 401-110 (2021) 剪力摩擦之強度上限 .....	101
表 4-3 不同材料強度對應彈性拉桿鋼筋比 .....	101
表 4-4 由彈性拉桿設計之剪力牆剪拉強度的標準化結果 .....	101
表 4-5 土木 401-110 (2021) 牆邊界構材橫向鋼筋量規定 .....	102
表 4-6 土木 401-110 (2021) 牆邊界構材橫向鋼筋最大垂直間距 .....	102
表 5-1 建築規劃及用途 .....	103
表 5-2 設計用簡化土層參數表 .....	103
表 5-3 設計用簡化土層參數表 .....	103
表 5-4 T 形梁有效外伸翼版寬度尺度限制 .....	104
表 5-5 各樓層靜載重計算 .....	104
表 5-6 各樓層活載重 .....	105
表 5-7 載重組合因數列表 .....	105
表 5-8 抗彎矩構架模型構件尺寸表 .....	108
表 5-9 臺北盆地微分區水平譜加速度係數以及反應譜轉角週期 .....	109
表 5-10 結構系統韌性容量 R 值 .....	109
表 5-11 建築物基本振動週期之相應經驗公式 .....	110
表 5-12 臺北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 SaD .....	110
表 5-13 臺北盆地之工址最大考量水平加速度反應譜係數 SaM .....	110
表 5-14 特殊抗彎矩構架動力設計水平加速度反應譜輸入表 .....	111
表 5-15 特殊抗彎矩構架各振態之結構周期、有效質量比及累積值 .....	111
表 5-16 特殊抗彎矩構架動力分析之各樓層基底剪力 .....	113



表 5-17 特殊抗彎矩構架各樓層最大層間變位角 .....	114
表 5-18 接頭剪力強度檢核參數 $\gamma$ .....	114
表 5-19 特殊抗彎矩構架接頭剪力強度檢核 .....	115
表 5-20 二元系統(無開孔)模型構建尺寸表 .....	115
表 5-21 剪力牆及邊界構材設計結果 .....	116
表 5-22 二元系統(無開孔)動力設計水平加速度反應譜輸入表 .....	116
表 5-23 二元系統(無開孔)各振態之結構周期、有效質量比及累積值 .....	117
表 5-24 二元系統(無開孔)動力分析之各樓層基底剪力 .....	118
表 5-25 二元系統(無開孔)各樓層最大層間變位角 .....	119
表 5-26 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )模型構建尺寸表 .....	120
表 5-27 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )模型構建尺寸表 .....	121
表 5-28 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )模型構建尺寸表 .....	122
表 5-29 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )模型構建尺寸表 .....	123
表 5-30 二元系統(開孔)牆勁度折減前 .....	124
表 5-31 二元系統(開孔)牆勁度折減後 .....	124
表 5-32 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值 .....	125
表 5-33 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )動力分析之各樓層基底剪力 .....	126
表 5-34 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )各樓層最大層間變位角 .....	127
表 5-35 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值 .....	128
表 5-36 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )動力分析之各樓層基底剪力 .....	129
表 5-37 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )各樓層最大層間變位角 .....	130
表 5-38 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值 .....	131
表 5-39 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )動力分析之各樓層基底剪力 .....	132
表 5-40 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )各樓層最大層間變位角 .....	133
表 5-41 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值 .....	134
表 5-42 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )動力分析之各樓層基底剪力 .....	135
表 5-43 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )各樓層最大層間變位角 .....	136
表 5-44 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )接頭剪力強度檢核 .....	136

表 5-45 二元系統( $ln/h = 2.4$ )接頭剪力強度檢核 .....	136
表 5-46 二元系統( $ln/h = 3.3$ )接頭剪力強度檢核 .....	137
表 5-47 二元系統( $ln/h = 4.2$ )接頭剪力強度檢核 .....	137
表 6-1 二元系統各跨深比之彎矩剪力需求 .....	138
表 6-2 二元系統( $ln/h = 2.4$ )連接梁之傳統梁配置 .....	139
表 6-3 二元系統( $ln/h = 3.3$ )連接梁之傳統梁配置 .....	139
表 6-4 二元系統( $ln/h = 4.2$ )連接梁之傳統梁配置 .....	140
表 6-5 二元系統( $ln/h = 1.5$ )連接梁之對角鋼筋配置 .....	141
表 6-6 二元系統( $ln/h = 2.4$ )連接梁之對角鋼筋配置 .....	141
表 6-7 二元系統( $ln/h = 3.3$ )連接梁之對角鋼筋配置 .....	142
表 6-8 二元系統各跨深比之牆長與其分類 .....	142
表 6-9 二元系統( $ln/h = 1.5$ )之受拉牆之設計 .....	143
表 6-10 二元系統( $ln/h = 1.5$ )之受壓牆之設計 .....	143
表 6-11 二元系統( $ln/h = 2.4$ )之受拉牆之設計 .....	144
表 6-12 二元系統( $ln/h = 2.4$ )之受壓牆之設計 .....	144
表 6-13 二元系統( $ln/h = 3.3$ )之受拉牆之設計 .....	145
表 6-14 二元系統( $ln/h = 3.3$ )之受壓牆之設計 .....	145
表 6-15 二元系統( $ln/h = 4.2$ )之受拉牆之設計 .....	146
表 6-16 二元系統( $ln/h = 4.2$ )之受壓牆之設計 .....	146
表 6-17 土木 401-110(2021)設計之牆厚 .....	147



## 圖目錄

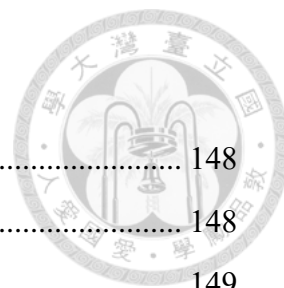


圖 1-1 土木 401-110 (2021)開孔牆各構件示意圖 .....	148
圖 1-2 RC 牆大量開窗造成明顯剪力破壞.....	148
圖 1-3 土木 401-110 (2021)對牆墩上、下方之配筋規定 .....	149
圖 2-1 土木 401-110 (2021)開孔牆各構件示意圖 .....	150
圖 2-2 豎向構件尺寸定義示意圖 .....	150
圖 2-3 載重因數化示意圖 .....	151
圖 2-4 鋼筋混凝土 D 區域之位置 .....	151
圖 2-5 各種構件 D 區域之剪壓破壞 .....	152
圖 2-6 軟化壓拉桿模型之傳力機制 .....	153
圖 2-7 K 值簡化後軟化壓拉桿模型之求解程序 .....	154
圖 2-8 莫爾變形諧和關係 .....	154
圖 2-9 Lim et al.實驗試體 (Lim et al. 2016).....	155
圖 2-10 Lim et al.實驗試體遲滯迴圈 (Lim et al. 2016).....	156
圖 2-11 Lim et al.力量傳遞機制 (Lim et al. 2016).....	157
圖 2-12 混凝土及對角鋼筋貢獻的剪力強度圖(Lim et al. 2016).....	158
圖 2-13 軟化壓拉桿模型之傳力機制 .....	159
圖 2-14 單曲率與雙曲率剪力牆之剪力傳遞機制 .....	159
圖 2-15 包含邊界構材的垂直牆段: (a) 力量作用於 T 型桿件 ; (b)斷面分析(應變與 應力分布); (c) 簡化的斷面分析 (Hsu et al. 2023).....	160
圖 2-16 ACI 318-19 (2019), AIJ (2018), and SST Hsu. et. al (2023) 之預測結果比較. (Hsu et al. 2023).....	161
圖 2-17 開孔牆示意圖 .....	161
圖 2-18 節點力平衡之水平拉力示意圖(Yeh. et al. 2018) .....	162
圖 2-19 找剪力元素高度 $h_w$ 之流程圖(Yeh. et al. 2018).....	162
圖 3-1 連接梁的設計建議流程圖 .....	163
圖 3-2 梁的撓曲分析 .....	165

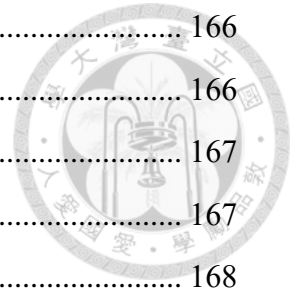
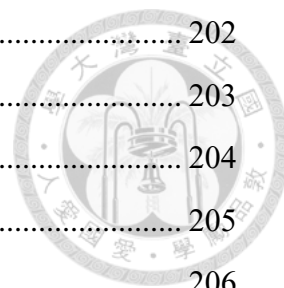


圖 3-3 撓曲分析的迭代流程圖 .....	166
圖 3-4 MCE 下的剪力需求 .....	166
圖 3-5 拉桿的內部支撐 .....	167
圖 3-6 土木 401-110 (2021)對角鋼筋排布方式 .....	167
圖 3-7 全對角鋼筋建議排布方式 .....	168
圖 3-8 混合型鋼筋建議排布方式 .....	168
圖 4-1 剪力牆設計流程圖 .....	169
圖 4-2 滑移破壞進程示意圖(Paulay and Priestley 1992).....	171
圖 4-3 拉桿指標 K 值在不同材料強度及鋼筋比下隨角度的變化 .....	172
圖 4-4 土木 401-110 (2021)牆體水平鋼筋於邊界構材的伸展 .....	173
圖 4-5 土木 401-110 (2021)剪力牆之特殊邊界構材設計 .....	174
圖 4-6 土木 401-110 (2021)特殊邊界構材之閉合箍筋設計 .....	175
圖 4-7 軸力彎矩互制圖 .....	176
圖 4-8 受拉及受壓牆段 .....	176
圖 4-9 受拉及受壓牆段之有效面積 .....	177
圖 5-1 基地概況圖 .....	177
圖 5-2 抗彎矩構架模型標準層平面圖 .....	178
圖 5-3 二元系統(無開孔)模型標準層平面圖.....	178
圖 5-4 二元系統(開孔)模型標準層平面圖.....	179
圖 5-5 外牆載重模擬示意圖 .....	179
圖 5-6 臺北盆地設計地震微分區圖 (耐震規範 2022).....	180
圖 5-7 計算結構系統地震力折減係數四個週期範圍圖 (耐震規範 2022).....	181
圖 5-8 接頭檢核位置之平面圖 .....	182
圖 5-9 接頭檢核位置之立面圖 .....	182
圖 5-10 接頭有效面積圖 (土木 401-110 2021) .....	183
圖 5-11 二元系統構架與剪力牆變位關係示意圖 .....	184
圖 5-12 二元耦合系統跨深比 .....	185
圖 5-13 二元耦合系統開孔平面示意圖 .....	185

圖 5- 14 開孔二元耦合系統連接梁尺寸圖 .....	186
圖 5- 15 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )的剪力牆開孔示意圖 .....	187
圖 5- 16 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )的剪力牆開孔示意圖 .....	187
圖 5- 17 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )的剪力牆開孔示意圖 .....	188
圖 5- 18 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )的剪力牆開孔示意圖 .....	188
圖 5- 19 各系統的層間變位角比較圖 .....	189
圖 5- 20 二元系統(無開孔)與特殊抗彎矩構架系統各樓層剪力分布圖.....	189
圖 5- 21 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )與特殊抗彎矩構架系統的各樓層剪力分布圖 .....	190
圖 5- 22 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )與特殊抗彎矩構架系統的各樓層剪力分布圖 .....	190
圖 5- 23 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )與特殊抗彎矩構架系統的各樓層剪力分布圖 .....	191
圖 5- 24 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )與特殊抗彎矩構架系統的各樓層剪力分布圖 .....	191
圖 5- 25 各系統的各樓層剪力分布圖 .....	192
圖 6- 1 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )之連接梁斷面及側視圖 .....	192
圖 6- 2 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )之連接梁斷面及側視圖 .....	193
圖 6- 3 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )之連接梁斷面及側視圖 .....	193
圖 6- 4 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )之連接梁斷面及側視圖 .....	194
圖 6- 5 土木 401-110 (2021)連接梁配對角筋與本研究建議的配筋比較圖 .....	195
圖 6- 6 土木 401-110 (2021)連接梁配傳統筋與本研究建議的配筋比較圖 .....	196
圖 6- 7 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )軸力彎矩互制圖與彎矩需求 .....	197
圖 6- 8 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )軸力彎矩互制圖與彎矩需求 .....	197
圖 6- 9 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )軸力彎矩互制圖與彎矩需求 .....	198
圖 6- 10 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )軸力彎矩互制圖與彎矩需求 .....	198
圖 6- 11 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )剪力牆斷面配筋圖 .....	199
圖 6- 12 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )剪力牆斷面配筋圖 .....	199
圖 6- 13 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )剪力牆斷面配筋圖 .....	200
圖 6- 14 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )剪力牆斷面配筋圖 .....	200
圖 6- 15 二元系統連接梁之彎矩分布圖 .....	201
圖 6- 16 二元系統連接梁之剪力分布圖 .....	201

圖 6-17 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )受壓及受拉牆段示意圖 .....	202
圖 6-18 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )剪力元素示意圖 .....	203
圖 6-19 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )受壓及受拉牆段示意圖 .....	204
圖 6-20 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )剪力元素示意圖 .....	205
圖 6-21 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )受壓及受拉牆段示意圖 .....	206
圖 6-22 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )剪力元素示意圖 .....	207
圖 6-23 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )受壓及受拉牆段示意圖 .....	208
圖 6-24 二元系統( $l_n/h = 4.2$ ) 剪力元素示意圖 .....	209





# 第一章 緒論



## 1.1 研究動機與目的

鋼筋混凝土材料是現今住宅建築普遍使用的材料，並且樓層數多在 14 層樓的社會住宅建案也不斷增加。其中，擁有成熟設計流程以及市場的特殊抗彎矩構架系統更是主要的結構系統，在台灣工程界並不會將非結構牆，如隔戶牆、外牆等，建立於結構設計模型中，以使設計流程簡易且順暢。然而特殊抗彎矩構架系統並非有效率之抗震系統且在設計地震的作用下，非結構牆的高側向勁度，可能使其成為耐震的第一防線，使得構架系統無法完整發揮其作用，且由於這類非結構桿件於受震後的受損情形難以預估，將可能導致梁、柱的傳力機制不如預期或是勁度改變，進而對結構造成更嚴重的影響，並且可能出現非結構桿件保護結構桿件的狀況，與設計理念背道而馳。

二元系統需具有完整的立體構架以承受垂直載重，並且以剪力牆以及特殊抗彎矩構架抵禦地震力。耐震規範中，明確規定其中的抗彎矩構架應能夠單獨抵禦 25% 以上的設計地震力，由此能夠保證結構在受到強烈地震導致剪力牆受損後，構架仍能有足夠的餘裕能夠抵禦強震後的餘震，確保人員的安全以及減少財物的損失。並且，由於剪力牆的極高的勁度，使該桿件成為受震後的第一道防線，使整體結構的破壞行為符合預期，並且此系統擁有較好的位移控制能力。若於空間效益層面考量，由於特殊抗彎矩構架僅由梁柱抵抗地震力，柱的尺寸需求會大於二元系統，因此二元系統的空間效益較高，並且於梁柱接頭的設計上，二元系統也更有餘裕。

對台灣新建中高樓住宅建築服務核心的電梯間較易配置剪力牆系統，形成二元系統，但電梯設備必須要有開門的需求，一定會對剪力牆做開門形成開孔剪力牆。而這些開孔會造成狹窄的垂直牆段與水平牆段，如圖 1-1，土木 401-110 (2021) 規範提及若建築物全高範圍內之上下開孔均垂直對齊時，水平牆段亦可稱為連接梁，因而形成剪力連接梁相連之韌性連接式連接牆。是故此二元系統為耦合牆系統與構架系統共同抵禦地震力。其優點除了滿足使用空間的需求，相較於傳統剪力牆僅允許牆底產生塑鉸，耦合牆系統允許連接梁的兩端產生塑鉸，藉由連接梁的非彈性變形，增加系統的消能容量。但由於連接梁的對角鋼筋施工困難，且目

前業界對於開孔牆的抗震能力不甚了解，在分析上可能予以忽略或過度折減，導致設計超量或無法預期的破壞模式，此二原因為耦合牆系統設計的最大困難點。

連接梁的施工性問題一直存在，若依據現行土木 401-110 (2021)規範設計連接梁，由於規範忽略了混凝土壓桿所能提供的強度，且此設計忽略了設計地震 (Design Base Earthquake; DBE)下的彎矩需求，將會造成超量設計的情形，超量配置的鋼筋不僅施工困難，更可能使構件須承受額外的彎矩，並進而對耦合牆系統產生不如預期的破壞。且由於斜向對角鋼筋必須要有一定伸展長度，故伸入剪力牆之邊界構材錨定時，往往容易造成邊界構材鋼筋與斜向對角鋼筋的位置衝突。因此本研究參考 Canbolat et al. (2005)之研究，對角斜向鋼筋於邊界構材之圍束核心內作偏折後，與縱向主筋平行進入牆內。且利用 Lim et al. (2016)所提出的混合配筋模型，使縱向鋼筋與對角鋼筋聯合提供撓曲強度，而混凝土壓桿與對角鋼筋則聯合提供剪力強度。因此建立一套連接梁的設計流程與理念是使耦合牆系統得以實行的重要關鍵之一。

而以往的地震勘災常見垂直牆段的破壞，如圖 1-2 所示，故須建立一套清晰的設計流程以確保垂直牆段具有足夠的韌性容量。土木 401-110 (2021)規範對位於牆邊緣之牆墩要求在緊鄰牆墩上下端處須配置水平鋼筋，使牆墩內的剪力得以傳遞出來，如圖 1-3 所示。同理，位於牆邊緣的垂直牆段亦需要配置水平鋼筋，提供拉力，使牆邊緣處的節點於水平方向得以達到力平衡，若無配置足量的水平鋼筋將導致垂直牆段之壓拉桿傳力之機制無法在該牆段的淨高範圍內充分發展。因此選取剪力元素高度時，不宜採用開孔造成的幾何不連續之淨高， $h_w$ ，亦應考量水平鋼筋配置對節點力平衡的影響。且垂直牆段之邊界構材應對強度有一定貢獻，因此計算強度時，需要以 Hsu et al. (2023)提出的建議公式去計算強度，該公式考量了邊界構材的影響。

## 1.2 研究內容與方法

本研究對二元系統中的耦合系統，建立一套設計程序。分別提出關於連接梁與耦合牆的設計流程，使耦合系統的設計得以實行。並利用結構分析程式 CSI-ETABS (2016)建立六種模型，分別為特殊抗彎矩構架系統、二元系統之剪力牆無開孔及四種二元系統之耦合系統(連接梁跨深比分別為 1.5、2.4、3.3、4.2)。其中，關於這些跨深比的選取，根據 Naish et al. (2013) 提到，國外住宅建築連接梁跨

深比常為 2.4，而辦公大樓連接梁跨深比常為 3.3，因此取此二者為例。而在土木 401-110 (2021) 規範中規定，當連接梁跨深比大於等於 4 時，由於對角鋼筋的傾斜角度過小，使對角鋼筋能提供的剪力效果受限，因此不可配置對角鋼筋，因此在我們的案例中，設計了連接梁跨深比為 4.2 的例子，按 2.4、3.3 排序等量增加，且跨深比大於 4。此外，土木 401-110 (2021) 規範中提及若跨深比小於 2，且設計剪力大於等於  $1.06\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ，應配置對跨度中點對稱之兩組對角鋼筋。因此依 3.3、2.4 排序等量減少，取連接梁跨深比為 1.5，且其跨深比小於 2。以此四種剪力牆開孔的二元系統與未開孔的二元系統、特殊抗彎矩構架系統作比較。本研究內容主要分為以下六個章節：

第一章為緒論，包含研究動機與目的、研究內容與方法，該章節將舉出特殊抗彎舉構架系統與二元系統的優劣，並提出二元系統設計目前遭遇的困境，是為本研究期望能解決的主要目標，並建立一套完整且符合結構行為的設計流程，使二元系統的設計更為成熟並具有可行性，以期未來能走入台灣工程界，為位處地震頻繁的台灣，能新增有效抗震系統的選擇。

第二章為文獻回顧，該章節將先介紹台灣規範對於連接梁的剪力強度計算方式與剪力需求的選取。接著介紹台灣兩規範對特殊結構牆的剪力強度計算方式的不同以及可能造成的影響。接著回顧關於 Hwang and Lee (2002) 與 Hwang et al. (2017) 軟化拉壓桿模型的介紹以及驗證。並針對連接梁的部分，介紹 Lim et al. (2016) 對連接梁的剪力強度設計並提出混合配筋的設計理念。針對垂直牆段的部分，回顧 Yeh et al. (2018) 對於開孔牆的剪力元素選取，並分別介紹 Paulay and Priestley (1992) 與 Hsu et al. (2023) 探討混凝土擠碎的壓力區深度。

第三章為二元系統剪力連接梁的設計建議與流程，此章節首先提及在 DBE 下的破壞控制的設計，進而介紹最大可能地震 (Maximum Credible Earthquake; MCE) 下具有韌性考量的設計。針對不同跨深比的連接梁，有不同適用的混凝土壓力區深度，並提出規範的設計流程，與之作比對。

第四章為二元系統剪力牆的設計建議與流程，介紹垂直牆段在 DBE 下的設計與 MCE 下的設計，其中需求採最新規範的剪力容量概念。並介紹剪力元素的概念，說明設置特殊水平鋼筋的需求。在垂直牆段的設計中，厚度須配合連接梁的寬度，而鋼筋的配置尤為重要，我們要確保牆腹版彈性鋼筋的配置、特殊邊界構材的主筋須符合需求卻不可超量配置，使其具備韌性配筋的細節，但仍有剪力

牆度之要求。

第五章為案例探討，首先介紹本研究中使用的共通模型之參數或是尺寸等等，並分別對特殊抗彎矩構架結構系統模型以及本研究所建議之設計方法所設計出的二元系統模型做系統概述，包括構件尺寸、輸入地震力等，另外對耐震能力以及配筋結果作討論。並以此為案例，按我們第三章及第四章提出的設計流程去設計連接梁與剪力牆，並介紹二者之間的鋼筋配置方式。最終再針對我們的六種模型之間的差異進行探討，以上部結構之受震行為、構件尺寸需求、位移控制等進行全面比較。

第六章為結論與建議，本章為本研究之設計建議做總結與討論，並且對來之研究規劃作建議，盼能為台灣工程界帶來更成熟的二元系統設計流程。

## 第二章 文獻回顧



### 2.1 規範探討

混凝土工程設計規範土木 401-110 (2021)中，「連接梁」指依照第 18.7 節中 18.7.4.5 定義以 18.7.7 節設計之擁有對角鋼筋連接梁；或依照第 18.7.7.3 中按 18.3.3 至 18.3.5 節之規定設計的無對角鋼筋連接梁，本研究將統稱為「連接梁」，以下 2.1.1 節將說明土木 401-110 (2021)對於連接梁強度的需求進行說明。

混凝土工程設計規範土木 401-110 (2021)中，「特殊結構牆」指依照第 18.2.3 至 18.2.8 及 18.10 節設計之場鑄結構牆；或依照第 18.2.3 至 18.2.8 及 18.11 節設計之預鑄結構牆，本研究將統稱為「剪力牆」，以下 2.1.2 節將對土木 401-110 (2021)對於剪力牆剪力強度的需求進行說明。

#### 2.1.1 土木 401-110 規範對連接梁之規定

土木 401-110 (2021)，關於連接梁的強度計算規定在第 18.7.7 節，若跨深比  $(l_n/h) \geq 4$ ，應將牆邊界視為柱而滿足第 18.3 節之要求，其為須滿足特殊抗彎矩構架之梁的規定；若跨深比  $(l_n/h) < 2$ ，且設計剪力  $V_u \geq 1.06\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ，應配置對跨度中點對稱的兩組對角鋼筋；若  $2 \leq$  跨深比  $(l_n/h) < 4$ ，則可選擇使用配置對跨度中點對稱的兩組對角鋼筋或將牆邊界視為柱而滿足第 18.3 節之要求，以一般傳統梁去設計。也就是說，規範規定若  $(l_n/h) \geq 4$ ，則一律將梁視為傳統構架的梁設計，若  $(l_n/h) < 2$ ，且剪力需求較高時，連接梁必須配置對角鋼筋，若  $2 \leq (l_n/h) < 4$ ，可自由選擇要以對角鋼筋配置或以一般傳統梁去設計。在此若以對角鋼筋配置，其設計強度如下：

$$V_n = 2A_{vd}f_y \sin \alpha \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \geq V_u/\phi \quad (2.1)$$

其中， $l_n$ 為梁的跨度； $h$ 為梁深； $A_{cw}$ 為所考慮連接梁之混凝土斷面積，剪力需求使用 DBE 下的剪力  $V_u$ ， $\phi$ 若有對角鋼筋可用 0.85，若使用傳統梁配筋則為 0.75。

## 2.1.2 土木 401-110 規範對剪力牆之規定

土木 401-110 (2021)，規範中將依開孔幾何形狀產生之不連續面，劃分為水平牆段與豎向傳力構件，如圖 1-1 所示。土木 401-110 (2021)建議，豎向構材以其幾何形式可分為豎向牆段和牆墩兩種構件類型，其分類方式如表 2-1 對開孔牆各構件分類方式與規定。當豎向構件之高長比  $h_w/l_w < 2$  時，將其分類為牆段，規範認定其行為與剪力牆相同；而當豎向構件之高長比  $h_w/l_w \geq 2$ ，且其斷面之長厚比  $l_w/t_w \leq 2.5$  時，可將其分類為牆墩，規範建議牆墩宜符合柱設計之需求；若  $2.5 \leq l_w/t_w \leq 6$  時，其分類為牆墩，規範建議牆墩宜符合柱設計之需求或其他設計條款，其中在土木 401-110 (2021)第二章節定義牆墩屬於垂直牆段的一種；而若  $l_w/t_w > 6$ ，其分類為牆。

土木 401-110 (2021)於 18.7.8.2 節提及，位於牆邊緣之牆墩，如圖 1-3 土木 401-110 (2021)對牆墩上、下方之配筋規定所示，其上下外緣需配置足夠的水平鋼筋，因為開孔剪力牆在承受水平側力時，力量須透過水平牆段帶動牆墩變形，如此才能將剪力傳遞到下水平牆段和基礎，為了確保水平牆段能夠拉動牆墩傳遞力量，必須於牆墩之上下配置符合需求之水平鋼筋，其水平鋼筋配置之需求則以牆段的剪力強度而定，原因為當開孔牆受剪，牆墩產生對角壓力時，上下外緣需依靠足夠的水平拉力平衡對角方向之分力。若有足量水平鋼筋，垂直分量即可由臨近牆段承接，完成節點力平衡的需求。若沒有配制足量水平鋼筋，則容易在幾何不連續面(開口上下外緣)產生破壞。故建議在牆墩上下外緣配置水平鋼筋，以保持牆墩與臨近牆段之連續性。

土木 401-110 (2021)規範中，對於剪力牆之剪力強度( $V_n$ )由混凝土剪力強度以及牆腹版水平剪力鋼筋強度提供，其中規範假設兩者強度同時發展，並且由鋼筋做為主要的強度來源，土木 401-110 (2021)建議以下式計算：

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (2.2)$$

式(2.2)中， $\alpha_c$ 為混凝土強度貢獻係數(公制)，當牆段高長比大於 2.0， $\alpha_c$ 取 0.53，當牆段高長比小於 1.5， $\alpha_c$ 取 0.8，高長比在 2.0 與 1.5 之間則使用內插計算 $\alpha_c$ ，如圖 2-1，指剪力牆的高長比較低時，剪力強度較高。若開孔牆之垂直牆段高長比低於開孔牆自身之高長比，則使用開孔牆自身之高長比計算 $\alpha_c$ ； $f'_c$ 為混凝土抗壓強度； $\rho_t$ 為牆之水平鋼筋比； $f_{yt}$ 為水平牆筋之降伏強度。

同時對分擔同一側向力之所有垂直牆段之最高剪力強度總和做限制：

$$V_n \leq 2.12\sqrt{f'_c}A_{cv} \quad (2.3)$$

$A_{cv}$ 為沿牆體剪力方向抵抗剪力的牆體斷面長度及腹版厚度所圍之混凝土斷面積。

另外，針對單一垂直牆段為限制剪力再分配之程度，單一結構牆也有其強度上限：

$$V_n \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (2.4)$$

$A_{cw}$ 所考慮個別垂直牆段之混凝土斷面積，如圖 2-2 豎向構件尺寸定義示意圖。

針對剪力牆容量需求的部分，由於土木 401-110 (更新版)採取剪力容量設計的理念，將剪力需求放大，不僅考量了包含縱向鋼筋預期產生降伏的臨界斷面之撓曲超額強度，並且由於垂直牆段的反曲點位置不一定在樓高 2/3 處，須將高模態效應之動力放大因子納入考量，如圖 2-3 所示。基於上述考量，即可確保即便發生強度超過設計地震之地震災害，其結構桿件會由撓曲破壞行為主控而非剪力破壞，此時強度折減係數 $\phi$ 值提升至 0.75，可捨棄舊版規範未考量剪力容量設計時， $\phi$ 值須取 0.6 之規定。綜上所述依據土木 401-110 (更新版)設計之剪力牆應檢核：

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq \phi V_n = 0.75 V_n \quad (2.5)$$

其中， $\Omega_v$ 為臨界斷面超額強度因數，為在包含地震效應(E)之載重組合下 $M_{pr}/M_u$ 之計算值，或 $\Omega_v$ 亦得採用表 2-2 之計算規定值替代之，表中 $h_{wcs}$ 為剪力牆高於臨界斷面以上之高度； $l_w$ 為牆體含邊界構材之全長。

式(2.6)中， $\omega_v$ 為計算二元系統中結構牆之動力剪力之放大效應係數，係為了考慮結構因非線性動力行為導致地震力之豎向分布與土木 401-110 (更新版)之靜力分析規定不同，除 $h_{wcs}/l_w < 2.0$ 之牆得取 1.0 以外，該值由下式計算得：

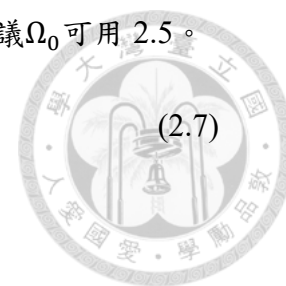
$$\omega_v = 0.8 + 0.09h_n^{1/3} \quad (2.6)$$

其中， $h_n$ 單位為英尺為建築物基底至屋頂層頂端， $\omega_v$ 計算與設計，可參照表 2-3。

針對牆墩的剪力需求的部分，則直接將剪力需求乘上 $\Omega_0$ ，予以放大。其中，

FEMA (2010)建議 $\Omega_0$ 可用 2 至 3，ASCE (2018)與 TBI (2017)建議 $\Omega_0$ 可用 2.5。

$$V_e = \Omega_0 V_u \leq \phi V_n = 0.75 V_n \quad (2.7)$$



## 2.2 軟化壓拉桿模型介紹

Bernoulli 假設認為應力流應均勻分布且有平面維持平面之應變現象，鋼筋混凝土構件中，結構支承處、受加載處因受力的不連續或由斷面尺寸以及形狀改變而形成的幾何不連續區，取應力干擾(Disturbed)或幾何不連續的(Discontinuous)兩者之英文字首「D」，統稱兩者為 D 區域，而有平面維持平面之應變現象的稱為 B 區域，如圖 2-4 所示。D 區域內部會因應力干擾或幾何不連續而產生應力束縮現象，而使內部應力分布不均勻，使 Bernoulli 假設失效。常見的單一 D 區域構件，例如：深梁、剪力牆、梁柱接頭、托架...等，如圖 2-5，受擾到的集中應力會以混凝土對角壓桿的方式在施力端及支承端之間傳遞，當壓桿端部混凝土擠碎時，此種剪力破壞模式稱為剪壓破壞。

此外，由於 D 區域構件發生破壞時，會產生許多裂縫，使混凝土抗壓強度降低，此即混凝土軟化現象。Hwang and Lee (2002)提出軟化拉壓桿模型，針對 D 區域之混凝土擠碎強度進行預測，在模型的材料性質不僅考量了軟化效應，同時符合力平衡(equilibrium)、材料組成律(constitutive)及變形諧和(compatibility)等力學原則。

而節點區之束縮壓應力主要來自下列三種傳力機制：

D 區域無配置任何剪力鋼筋時，如圖 2-6 (a) 所示，水平剪力  $V_h$  和垂直剪力  $V_v$  由單一對角混凝土壓桿 (diagonal concrete strut) 直接傳遞。此種傳力機制稱為對角機制 (diagonal mechanism)。

若是 D 區域配置有水平抗剪鋼筋，如圖 2-6 (b) 所示。會因水平抗剪鋼筋的存在而新增額外的傳力路徑。經由水平抗剪鋼筋提供拉力，激發傳遞角度較為平緩的混凝土平次壓桿 (flat strut)，分擔部分的外加剪力傳遞至壓桿之節點，分散壓桿於端不節點的應力集中並使更多混凝土參與抗剪以提升構件之剪力強度。此種以水平抗剪鋼筋做為水平拉桿 (horizontal tie)，配合混凝土壓桿共同傳遞剪力的機制稱為水平機制 (horizontal mechanism)。

同樣地，當 D 區域配置有垂直抗剪鋼筋，如圖 2-6 (c) 所示。垂直抗剪鋼



筋的配置會激發額外的傳力路徑。經由垂直抗剪鋼筋提供拉力，激發出傳遞角度較為陡峭的混凝土陡次壓桿 (steep strut) 共同參與抗剪以提升構件剪力強度。此種以垂直抗剪鋼筋做為垂直拉桿 (vertical tie) 配合混凝土壓桿共同傳遞剪力的機制稱為垂直機制 (vertical mechanism)。

當 D 區域同時配置有水平抗剪鋼筋及垂直抗剪鋼筋時，上述三種機制以並聯方式傳遞力，同時配有兩向的鋼筋將驅動更多的混凝土參與抗剪，額外產生的次壓桿可以分散在抗壓面上所承受的壓力，D 區域強度藉此提升，完整的傳力機制如圖 2-6 (d)。

D 區域發生剪壓破壞時，會產生許多裂縫，而這些裂縫會使混凝土的強度降低，此即為混凝土的軟化現象，由於此模型考量了混凝土的軟化效應，故稱之「軟化壓拉桿模型」。

由於 Hwang and Lee (2002) 精算法分析的計算流程較為繁瑣，不利於工程實務上的應用，故 Hwang et al. (2017) 將其進行簡化，為混凝土壓桿擠碎強度提供完整的計算流程，如圖 2-7 所示。當 D 區域受剪力，其對角壓桿端部承壓面發生混凝土擠碎，即為剪壓破壞，此時 D 區域若有配置水平及垂直鋼筋，將增加額外之傳力路徑，形成次壓桿，帶動更多混凝土參與抗剪，因此提升 D 區域之剪力強度。D 區域構件之對角壓桿強度  $C_d$  如式(2.8)所示；而 D 區域構件之水平剪力強度  $V_h$  如式(2.9)；垂直剪力強度  $V_v$  如式(2.10)

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \quad (2.8)$$

$$V_h = C_d \cos \theta \quad (2.9)$$

$$V_v = C_d \sin \theta \quad (2.10)$$

其中， $K$  為壓拉桿指標； $\zeta$  為混凝土軟化係數； $f'_c$  為混凝土抗壓強度； $A_{str}$  為對角壓桿端部之承壓面積。壓拉桿指標  $K$  值是反映鋼筋混凝土抗剪元素內若配置較多的鋼筋做為拉桿，即可驅動更多混凝土抗剪，提升對角壓桿強度的現象。為使混凝土壓桿能夠充分發揮強度，則需較高之鋼筋量做為剪力元素中的拉桿，提供更

多傳力路徑以形成次壓桿，壓拉桿指標 $K$ 之計算公式，如式(2.11) 及式(2.12)所示：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.64 \quad (2.11)$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (2.12)$$

式(2.11)中，函數 $A$ 與 $B$ 為 Hwang et al. (2017)以幾何逼近法逼近 $K$ 所得之函式，當兩者皆大於或等於1，即指拉桿之效益已充分發揮，次壓桿足以產生。式(2.12)中，鋼筋比( $\rho$ )以及鋼筋降伏強度( $f_y$ )，則視混凝土壓桿與水平軸之角度( $\theta$ )而定，其關係式如下：

$$\theta \geq 45^\circ; \rho = \rho_h \quad f_y = f_{yh} \quad (2.13)$$

$$\theta < 45^\circ; \rho = \rho_v \quad f_y = f_{yv} \quad (2.14)$$

其中， $\rho_h$ 與 $f_{yh}$ 分別為水平鋼筋之鋼筋比以及降伏強度，而 $\rho_v$ 與 $f_{yv}$ 分別為垂直鋼筋之鋼筋比以及降伏強度，當壓桿與水平軸之角度大於 $45^\circ$ 時，主要由水平鋼筋做為拉桿，當壓桿角度小於 $45^\circ$ 時，則由垂直鋼筋較為有效。

混凝土軟化係數( $\zeta$ )反應混凝土開裂後強度軟化之折減，即所謂鋼筋混凝土軟化效應。在傳遞對角壓桿之抗剪元素中，在混凝土開裂後，裂縫間的壓桿會因局部壓力高於平均壓應力而提早擠碎造成壓桿之強度折減，根據 Hwang and Lee (2002)混凝土軟化係數( $\zeta$ )按 Zhang and Hsu(1998)所建議的混凝土軟化應力應變關係， $\zeta$ 值可由垂直對角壓桿方向的主拉平均應變 $\varepsilon_r$ 來加以量化，依式(2.15)計算：

$$\zeta = \frac{18.52}{\sqrt{f'_c(\text{kgf/cm}^2)}} \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (2.15)$$

式中， $\varepsilon_r$ 為剪力元素內之對角主拉應變。若再假設存在平面應變諧和關係，如下：

$$\varepsilon_r = \varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d \quad (2.16)$$

其中 $\varepsilon_h$ 、 $\varepsilon_v$ 與 $\varepsilon_d$ 分別為水平、垂直及對角主壓應變，如圖 2-8 莫爾變形諧和關係。模型為求簡化且保守，以避免高估混凝土之軟化現象，因此於推倒過程中設定鋼筋降伏上限值， $\varepsilon_h$ 和 $\varepsilon_v$ 為 0.002，而 $\varepsilon_d$ 則以大量經驗分析得-0.001，將上述應變值代入式(2.16)中可得 $\varepsilon_r$ 之假設值為 0.005，而再將此值重新代入式(2.15)即可得簡

易公式：

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c(\text{kgf/cm}^2)}} \leq 0.52 \quad (2.17)$$

對角壓桿端部承壓面積( $A_{str}$ )與構件之束制條件有關，應針對不同構件之行為提出相應之算法，其基本定義為：

$$A_{str} = a_s \times b_s \quad (2.18)$$

其中， $a_s$ 為對角壓桿有效深度，與構件端部之壓力區深度有關； $b_s$ 為壓桿有效寬度，通常為構件之有效寬度或厚度。

### 2.2.1 連接梁之軟化壓拉桿模型

Lim et al. (2016)不僅提出合理的連接梁設計流程，並建議混合型配筋的方式，以解決對角鋼筋過量無法施工的問題，以下將一一詳述。

在土木 401-110 (2021)中規定，當跨深比( $l_n/h$ )  $\geq 4$ ，連接梁可以一般傳統梁設計；若跨深比( $l_n/h$ )  $< 2$ ，且設計剪力 $V_u \geq 1.06\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ，應配置對跨度中點對稱的兩組對角鋼筋；Naish et al. (2013)提出國外住宅建築連接梁跨深比常為 2.4，而辦公大樓連接梁跨深比常為 3.3，其範圍落在  $2 \leq$  跨深比( $l_n/h$ )  $< 4$  之間。但對於  $2 \leq$  跨深比( $l_n/h$ )  $< 4$ ，的連接梁，卻無清楚的規定，而是給工程師彈性的選擇，可選擇傳統配筋或對角配筋，但往往這個區間的連接梁會有對角鋼筋需求過大而於工程上無法施工的問題。Canbolat et al. (2005)、Lequesne et al. (2010)及 Moehle et al. (2015)提出混合型配筋的方法以解決此問題，然而卻沒有實驗數據及合理的分析方法，Lim et al. (2016)的混合型配筋實驗結果，證實了連接梁混合型配筋的可行性以及評估剪力強度的分析方法，如圖 2- 9 Lim et al.實驗試體 CB30-C 與 CB40-C 為傳統梁配置；CB30-DA 與 CB30-DB 為全對角鋼筋配置；CB30-H 與 CB40-H 為混合型配筋，圖 2- 10 呈現各試驗結果的遲滯迴圈。此研究證實跨深比介於深梁與一般梁之間的連接梁，其傳力機制可視為 DBD(D:D 區域，含 Disturbed 及 Discontinuous ; B:B 區域，Bernoulli)，如圖 2- 11。建議無論連接梁採取何種配置皆應滿足土木 401-110 (2021)對傳統梁的設計邏輯：可貢獻撓曲強度的鋼筋須滿足 DBE 下的彎矩需求，且滿足 MCE 下梁端產生塑鉸的剪

力需求。混合配筋的連接梁仍擁有足夠的變形能力可解決對角鋼筋過多無法施工的問題，並提出建議的剪力強度計算方式，針對混凝土提供的強度以軟化壓拉桿模型計算，量化對角鋼筋的需求。

土木 401-110 (2021)對於一般梁之設計流程為滿足在 DBE 下的彎矩需求，接著依據容量設計的概念，滿足 MCE 下的剪力需求，由於梁兩端產生塑鉸，忽略混凝土貢獻的強度。然而土木 401-110 (2021)對連接梁之設計流程，忽略混凝土提供的強度，僅考慮剪力在 DBE 下的剪力需求，並且未檢核彎矩需求。然而彎矩需求的檢核十分重要，因為對角鋼筋不僅扮演著剪力筋的角色，同時也對撓曲強度會產生貢獻，因此超量的設計，不僅導致施工困難，且會產生額外的彎矩需求。為解決此問題，Lim et al. (2016)提出建議的設計流程與方法，在 DBE 下的彎矩需求，並且須滿足 MCE 下的剪力需求，如下式：

$$\phi V_n \geq V_p \quad (2.19)$$

其中，若有配置對角鋼筋，則  $\phi = 0.85$ ，且連接梁之剪力強度如式(2.20)：

$$V_n = C_d \sin \theta + (1 + \Omega) A_{vd} f_y \sin \alpha \quad (2.20)$$

式中  $C_d \sin \theta$  為混凝土所提供的強度，而  $(1 + \Omega) A_{vd} f_y \sin \alpha$  則是由對角鋼筋所提供，如圖 2-12 (a) 呈現全對角鋼筋連接梁的剪力強度，圖 2-12 (b) 呈現混合型配筋連接梁的剪力強度，其中  $\theta$  為混凝土主要壓桿與水平軸之夾角； $C_d$  為壓桿強度，計算方式如下：

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \quad (2.21)$$

$K$  為壓拉桿指標； $\zeta$  為混凝土軟化係數； $f'_c$  為混凝土抗壓強度； $A_{str}$  為對角壓桿端部之承壓面積。

壓拉桿指標  $K$  為混凝土抗剪強度的放大因子，由垂直鋼筋、水平鋼筋以及壓桿角度做為主要參數，為使混凝土壓桿能夠充分發揮強度，則需較高之鋼筋量做為剪力元素中的拉桿，提供更多傳力路徑以形成次壓桿，如圖 2-6 所示。壓拉桿

指標 $K$ 之計算公式，如式(2.22)及式(2.23)所示：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.64 \quad (2.22)$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (2.23)$$

式(2.22)中，函數 $A$ 與 $B$ 為Hwang et al. (2017)以幾何逼近法逼近 $K$ 所得之函式，若兩者皆大於或等於1，其物理意義為拉桿已充分發展，次壓桿足以產生。式(2.23)中，鋼筋比( $\rho$ )以及鋼筋降伏強度( $f_y$ )的選取，則受混凝土壓桿與水平軸之角度( $\theta$ )影響，由於連接梁的設計上會配置足夠的箍筋，一般設計上假設 $\theta = 45^\circ$ ，因此將由水平鋼筋做為主要控制拉桿，其關係式如下：

$$\theta \geq 45^\circ; \rho = \rho_h \quad f_y = f_{yh} \quad (2.24)$$

若為混合型配筋連接梁須確保有足夠的箍筋，提供足夠的內部支承拉力，使混凝土強度得以發展，箍筋須滿足式(2.25):

$$V_s = A_{vt} f_{yt} d/s \geq C_d \sin \theta \quad (2.25)$$

混凝土軟化係數( $\zeta$ )依式(2.26)計算：

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c (\text{kgf/cm}^2)}} \leq 0.52 \quad (2.26)$$

對角壓桿端部承壓面積( $A_{str}$ )與構件之束制條件有關，針對連接梁如下式：

$$A_{str} = a \times b \quad (2.27)$$

其中， $a$ 為混凝土塑性壓力區深度； $b$ 為連接梁腹板寬度，連接梁是耦合系統中的耐震保險絲，往往承受巨大彎矩，並於梁端產生塑鉸，隨著跨深比越小，其變形越劇烈，因此壓力區深度採高塑性的 $a$ 表示。

$(1 + \Omega)A_{vd}f_y \sin \alpha$ 中的 $\Omega$ ，在土木 401-110 (2021)中規定，若使用規定的降伏強度，則 $\Omega$ 建議使用 1.25，而平均的真實抗拉降伏強度與規定的降伏強度比值約為 1.13，因此若 $f_y$ 使用的是真實抗拉降伏強度，則 $\Omega$ 取 1.1 計算。

## 2.2.2 剪力牆之軟化壓拉桿模型

Hwang et al. (2017)提出之軟化壓拉桿模型對於剪力牆的設計，彎矩強度滿足

DBE 下的設計，由於無法確切掌握剪力牆的曲率中心位置，對於剪力牆度的需求，須乘上放大係數，概念與土木 401-110 (2021)無異，針對牆墩或牆予以不同的剪力放大係數如下：

剪力牆的剪力需求：

$$\phi V_n \geq V_e = \Omega_v \omega_v V_u \quad (2.28)$$

牆墩的剪力需求：

$$\phi V_n \geq V_e = \Omega_0 V_u \quad (2.29)$$

剪力強度折減係數使用  $\phi = 0.75$ ，與土木 401-110 (2021)相同，而剪力強度  $V_n$  則採 Hwang et al. (2017)提出之軟化壓拉桿模型計算：

$$V_{n,SST} = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cos \theta \quad (2.30)$$

不同桿件之對角壓桿端部承壓面積 ( $A_{str}$ )，會因幾何形狀及束制條件不同而有不同的計算方式，對於牆之計算方式如下：

$$A_{str} = kd \times t_w \quad (2.31)$$

式中  $t_w$  為剪力牆之腹版厚度； $kd$  為剪力牆之彈性壓力區深度(cm)，可參考 Paulay and Priestley (1992)建議之簡易公式計算：

$$kd = \left( 0.25 + 0.85 \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c} \right) \ell_w \quad (2.32)$$

式中  $N_u$  為斷面軸力； $\ell_w$  為牆全長。

會因幾何條件不同，使牆形成瓶狀壓桿或扇形壓桿，如圖 2- 13。對單一 D 區域之剪力牆而言，會因邊界束制條件不同，進而導致剪力牆形成單曲率或雙曲率，若為單曲率則剪力牆一側混凝土產生擠碎破壞，而雙曲率剪力牆兩端產生混凝土擠碎破壞，如圖 2- 14，因此壓桿與水平軸之夾角  $\theta$  計算方式分別如下：

單曲率：

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{\ell_h} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{d - \frac{kd}{3}} \right) \quad (2.33)$$

雙曲率：

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{\ell_h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{\ell_w - \frac{2kd}{3}}\right) \quad (2.34)$$

式中， $\ell_h$ 在單曲率時為壓合力中心至縱向受拉鋼筋斷面重心之距離，一般 $d$ 可取 $0.8\ell_w$ 或因邊界構材為對稱配置， $d$ 亦可使用 $\ell_w - c/2$ ， $c$ 為邊界構材寬；於雙曲率時為施力端壓合力中心至反力端之壓合力中心。

關於剪力強度的計算，邊界構材應有效提供剪力牆的抗剪強度，然而撓曲壓力區深度 $kd$ 之計算，Paulay and Priestley (1992)並未考慮邊界構材鋼筋及腹板鋼筋的影響 Hsu et al. (2023)提出修正的建議計算方法，其納入受拉側之邊界構材鋼筋及腹板鋼筋所能貢獻的剪力強度，將牆版與邊界構材視為 T 型桿件，如圖 2-15，若為開孔牆則視為兩片對稱的 T 型桿件，Hsu et al. (2023)將實驗數據與 ACI 319-19 (2019)、AIJ (2018)的預測結果進行比較，如圖 2-16，可證實建議公式的準確性，建議公式計算如下式：

$$kd = \left( \sqrt{\left(\rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n}\right)^2 n^2 + 2\left(0.8\rho_{BE} + \frac{\rho_v}{2}\right)n} - \left(\rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n}\right)n \right) l_w \quad (2.35)$$

式中 $ALR$ 為軸力比， $\rho_v$ 為腹版的垂直鋼筋比， $\rho_{BE}$ 為邊界構材的垂直鋼筋比， $n$ 為垂直鋼筋的彈性模數與混凝土彈性模數的比值，如下式：

$$ALR = \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c} \quad (2.36)$$

$$\rho_v = \frac{a_{sv}}{t_w s} \quad (2.37)$$

$$\rho_{BE} = \frac{A_{s, BE}}{\ell_w t_w} \quad (2.38)$$

$$n = \frac{E_{sv}}{E_c} \quad (2.39)$$

式中 $N_u$ 為斷面軸力； $l_w$ 為牆全長； $t_w$ 為牆厚； $a_{sv}$ 為腹板鋼筋單位間距的面積； $s$ 為腹板鋼筋間距， $\rho_{BE}$ 之斷面積非為邊界更材的面積，是整個牆體的斷面積。

壓拉桿模型中，針對開孔牆之剪力元素高度選取，Yeh. et al. (2018)指出土木

401-110 (2021)規定開孔牆造成之牆墩須配置水平鋼筋以將牆墩內之剪力傳遞至臨牆段內。同理，位於牆邊緣之垂直牆段亦須水平鋼筋的配置，以提供牆邊緣水平方向上的節點力平衡，若水平鋼筋配置不足，則壓拉桿機制無法在垂直牆段的幾何淨高內充分發展，因此壓拉桿模型的剪力元素高度應考量節點力平衡的影響，不可直接採用開孔造成的幾何不連續淨高  $h_w$ ，如圖 2-17 所示。

Yeh. et al. (2018)提出剪力元素高度選取的流程，如圖 2-18 及圖 2-19。節點力平衡之水平拉力可由三個來源貢獻：

(1) 垂直牆段本身之剪拉強度：

$$T_t = V_c + V_s = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) b_w d \quad (2.40)$$

(2) 特殊水平鋼筋之拉力強度：

$$T_s = A_s \times f_{ys} \quad (2.41)$$

(3) 介面剪力摩擦強度：

$$T_f = C_d \cos \theta - T_t - T_s \leq \mu \times A_{sf} f_{ysf} \quad (2.42)$$

$\rho_t$  為水平牆筋之鋼筋比， $f_{yt}$  為水平牆筋之降伏強度； $A_s$  為特殊水平鋼筋之鋼筋比， $f_{ys}$  為特殊水平鋼筋之降伏強度； $C_d \cos \theta$  為平衡壓桿之剪力強度， $\mu$  為摩擦係數， $A_{sf}$  為可提供介面剪力摩擦強度的介面剪力鋼筋， $f_{ysf}$  為介面剪力鋼筋的降伏強度。

圖 2-18 中呈現三種來源之水平拉力及其對應的高度， $h_o$  為開孔高度， $h_s$  為孔高至特殊水平鋼筋之中心距， $h_t$  為孔高至水平牆筋之拉力中心距， $h_i$  為孔高至牆交界面距離。為找出是否需要剪力摩擦強度來參與節點力平衡，定義臨界高度  $h_{w,c}$ ：

$$h_{w,c} = \frac{T_t(h_o + h_i - d/2) + T_s(h_o + h_s)}{T_t + T_s} \quad (2.43)$$

其定義為垂直牆段之所有水平剪力強度全由水平牆筋及特殊水平鋼筋所提供，此時的剪力元素高度為水平牆筋拉力  $T_t$  及特殊水平鋼筋  $T_s$  之合力重心。

若  $T_t + T_s \geq C_d \cos \theta$ ，代表實際上不需要用到全部的特殊水平鋼筋， $T_t$  及筋



$T_s$ 之合力重心可調降，因此剪力元素高度隨之調降，利用試誤法，將臨界高度剪掉一小變量形成新的剪力元素高度 $h_w$ ，帶入式(2.30)得 $C_d \cos \theta$ ，反覆迭代直到 $h_w$ 收斂為止。若迭代出的結果 $h_w < h_o + h_s$ ，則取 $h_w = h_o + h_s$ 。

反之，若 $T_t + T_s < C_d \cos \theta$ ，表示即使用盡所有水平牆筋及特殊水平鋼筋仍不足以使節點達力平衡，因此須納入介面剪力摩擦強度，剪力元素高度則為水平牆筋及特殊水平鋼筋及介面剪力摩擦強度三者之合力中心，由臨界高度增加一小變量成為新剪力元素高度 $h_w$ ，帶入式(2.30)得 $C_d \cos \theta$ ，反覆迭代直到 $h_w$ 收斂為止，此流程如圖 2-19 所呈現。

## 第三章 二元系統連接梁設計建議

本研究的 DBE 指的是 475 年設計地震力作用下，在此狀態下設計撓曲強度，而 MCE 指的是 2500 年地震力作用下，此時剪力需求是藉由撓曲降伏去控制桿件的作用剪力。由於尚無法確切得知結構在大地震作用下的作用剪力，但可以計算出連接梁撓曲降伏產生塑鉸時的  $M_{pr}$ ，藉由反曲點位置計算出連接梁在大地震下的作用剪力，本研究以此作用剪力作為 MCE 下連接梁的剪力需求。

由於土木 401-110 (2021) 設計連接梁時，使用的是 DBE 下的剪力需求，並不符合剪力容量設計概念。因此根據第二章提及關於連接梁之設計，本章節整合了土木 401-110 (2021) 規範對於連接梁的內容與 Lim et al. (2016) 提出的連接梁設計建議，涵蓋剪力強度之計算、設計流程及混合型配筋的建議。本章將提出連接梁的建議設計流程，以利業界工程師可循此建議使連接梁的設計更為可行完善且符合剪力容量設計的概念，避免超量設計，進而確保結構安全。

其中利用跨深比，在設計上作區分：若連接梁之跨深比小於 2，屬於深梁，應使用全對角鋼筋配置，且需額外判斷對角鋼筋提供的撓曲強度是否會超過撓曲需求鋼筋，若會超過則需放大斷面設計；跨深比大於 2，則可以混合型配筋設計，使用撓曲鋼筋補足撓曲強度。

### 3.1 連接梁彎矩容量設計(DBE)

**第一步：找 DBE 下的彎矩需求及撓曲鋼筋需求**

連接梁的設計需求應比照土木 401-110 (2021) 針對傳統梁的設計需求，彎矩強度須滿足 DBE 下的彎矩需求；而剪力強度須滿足 MCE 下的剪力需求，如

圖 3-1 的流程圖所示，按照此流程設計。本小節將介紹連接梁在 DBE 下的彎矩容量設計。

為了避免連接梁對角鋼筋的超量設計，所有可提供撓曲強度的鋼筋面積稱  $A_{st}$ ，而此撓曲鋼筋面積  $A_{st}$  應滿足 DBE 下的彎矩需求，如下式：

$$\phi_f M_n \geq M_u \quad (3.1)$$

$$A_{st} = A_l + A_{vd} \cos \alpha \quad (3.2)$$

式(3.1)中，撓曲強度的折減係數 $\phi_f = 0.9$ ； $M_n$ 為連接梁的標稱彎矩強度； $M_u$ 為DBE下的彎矩需求。式(3.2)中， $A_l$ 為縱向撓曲鋼筋；而 $A_{vd}$ 為對角鋼筋，將其乘上 $\cos \alpha$ 轉至水平面上，則為對角鋼筋可抵抗撓曲的強度。

利用梁的撓曲斷面分析，如圖3-2的梁斷面，藉由圖3-3的流程進行迭代，利用力與力矩的平衡，找出符合需求相應的撓曲鋼筋面積 $A_{st}$ 及當混凝土應變達0.003，拉力筋恰降伏時的混凝土壓力區深度 $c$ ：

參數假設：

$\varepsilon_c$ :混凝土的極限壓應變 = 0.003

$E_s$ :鋼筋的彈性模數 =  $2.04 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>

$$\sum F = 0 : C_c + C'_s - T_s = 0 \quad (3.3)$$

$$\sum M = 0 : M_n = \frac{M_u}{\phi_f} = C_c \left( c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + C'_s (c - d') + T_s (d - c) \quad (3.4)$$

$$C_c = 0.85 f'_c \times b \times \beta_1 c \quad (3.5)$$

$$C_s = A_{st} \times f'_s \quad (3.6)$$

$$T_s = A_{st} \times f_s \quad (3.7)$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \times (f'_c - 280) / 70 \quad (3.8)$$

$$f'_s = E_s \times \varepsilon'_s \leq f_y ; \varepsilon'_s = \frac{\varepsilon_c}{c} (c - d') \quad (3.9)$$

$$f_s = E_s \times \varepsilon_s \leq f_y ; \varepsilon_s = \frac{\varepsilon_c}{c} (d - c) \quad (3.10)$$

藉由試誤法經以上式計算，即可得符合DBE彎矩需求下的撓曲鋼筋面積 $A_{st}$ ，在設計對角鋼筋及縱向撓曲鋼筋時，其鋼筋面積不可超過 $A_{st}$ ，以確保不會出現鋼筋超量設計導致額外彎矩產生的現象。

## 3.2 連接梁剪力容量設計(MCE)

### 第二步：找 MCE 下的剪力需求

在 MCE 下，連接梁因高度的塑性變形導致梁兩端產生塑鉸，且鋼筋可能會因過度拉伸而產生應變硬化，如圖 3-4 所示，因此 MCE 下塑性的剪力需求如下：

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{l_n} \quad (3.11)$$

$$M_{pr} = \Omega \times M_n = \Omega \times \frac{M_u}{\phi_f} \quad (3.12)$$

上式(3.12)中， $\Omega = 1.25$ ，因在土木 401-110 (2021)中規定，若使用規定的降伏強度，則 $\Omega$ 建議使用 1.25。

### 第三步：設計連接梁箍筋

土木 401-110 (2021)規定圍束箍筋在 X 向須滿足下式：

$$A_{shx,req} = \max \left\{ 0.3sb_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); 0.09sb_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} \quad (3.13)$$

土木 401-110 (2021)規定圍束箍筋在 Y 向須滿足下式：

$$A_{shy,req} = \max \left\{ 0.3sb_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); 0.09sb_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} \quad (3.14)$$

其中參數計算如下：

$$b_{c,x} = b - 2i \quad (3.15)$$

$$b_{c,y} = h - 2i \quad (3.16)$$

$$A_{ch} = b_{c,x} \times b_{c,y} \quad (3.17)$$

$$A_g = b \times h \quad (3.18)$$

箍筋的間距 $s \leq \{6d_b, 15\}$ 公分， $d_b$ 為對角鋼筋最小直徑者，梁斷面上垂直與水平

方向上繫筋或閉合箍筋各肢之間距不超過 20 公分。



#### 第四步：判斷可否用傳統梁設計

利用軟化壓拉桿模型計算混凝土壓桿強度 $C_d$ ，及計算土木 401-110 (2021)規定的連接梁剪力強度上限 $2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$ 。若剪力需求 $V_p/\phi_s \leq C_d \sin \theta$ 或 $V_p/\phi_s \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ，即代表可使用傳統梁設計，反之剪力需求 $V_p/\phi_s > C_d \sin \theta$ 且 $V_p/\phi_s > 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$ ，則代表須配置對角鋼筋。混凝土壓桿強度 $C_d$ 計算如下：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.64 \quad (3.19)$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (3.20)$$

若跨深比小於 2，對角壓桿角度 $\theta$ 由下式計算：

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h - 2 \times \frac{a}{2}}{l_n}\right) \quad (3.21)$$

若跨深比大於 2，在設計上，我們會配置足量的箍筋，使混凝土壓桿可以充分發展強度，因此對角壓桿角度 $\theta$ 取 $45^\circ$ 設計。

$$\theta \geq 45^\circ; \rho = \rho_v \quad f_y = f_{yv} \quad (3.22)$$

混凝土軟化係數( $\zeta$ )依式(3.23)計算：

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c(\text{kgf/cm}^2)}} \leq 0.52 \quad (3.23)$$

由第一步，已求得在 DBE 下撓曲鋼筋需求 $A_{st}$ ，藉由惠特尼矩形應力塊可計算出混凝土非彈性下的高塑性壓力區深度 a：

$$A_{st} \times f_y = 0.85 \times f'_c \times a \times b \quad (3.24)$$

由於連接梁變形劇烈，混凝土壓力區深度選擇高塑性階段的 a 做計算：

$$C_d = K \times \zeta \times f'_c \times a \times b \quad (3.25)$$

且須確保有足夠的內部支撐，要設計足夠的箍筋以確保混凝土壓桿強度 $C_d$ 可充分

發展，如圖 3- 5:

$$V_s = \frac{A_{sh,y} \times f_{yt} \times \cot \theta}{s} \geq C_d \sin \theta \quad (3.26)$$

判斷可否使用傳統梁:

須配置對角鋼筋:

$$\frac{V_p}{\phi_s} > C_d \sin \theta \quad \& \quad \frac{V_p}{\phi_s} > 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (3.27)$$

可使用傳統梁配置:

$$\frac{V_p}{\phi_s} \leq C_d \sin \theta \quad \text{or} \quad \frac{V_p}{\phi_s} \leq 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} \quad (3.28)$$

$A_{cw} = d \times b$ ，且  $\phi_s = 0.75$ ，因為若配置對角鋼筋， $\phi_s$  才可使用 0.85，但在此若使用傳統梁配置，則無對角鋼筋，因此  $\phi_s = 0.75$ 。

#### 第五步：連接梁的對角鋼筋與撓曲鋼筋設計

藉由式(3.29)，MCE 下的剪力需求扣除混凝土可貢獻的剪力強度後，即為所需要的對角鋼筋量  $A_{vd}$ :

$$\phi V_n = \phi(C_d \sin \theta + (1 + \Omega)A_{vd}f_y \sin \alpha) \geq V_p \quad (3.29)$$

因為有對角鋼筋的配置，強度折減係數  $\phi = 0.85$ ，若使用規定的降伏強度， $\Omega = 1.25$ 。須先比較對角鋼筋量  $A_{vd}$  所提供的撓曲鋼筋量與 DBE 下的撓曲鋼筋需求量，如下式:

$$A_{vd} \cos \alpha \leq A_{st} \quad (3.30)$$

若  $A_{vd} \cos \alpha$  大於  $A_{st}$ ，則不須額外配置撓曲鋼筋，甚至須放大斷面，以提升混凝土貢獻的剪力強度，以避免設計超量的撓曲鋼筋量;若  $A_{vd} \cos \alpha$  小於  $A_{st}$ ，則須計算撓曲鋼筋的需求，利用 DBE 下的撓曲鋼筋面積  $A_{st}$  需求扣除對角鋼筋量  $A_{vd} \cos \alpha$  所貢獻的撓曲面積後，即為所需要的撓曲鋼筋量  $A_l$ :

$$A_l = A_{st} - A_{vd} \cos \alpha \quad (3.31)$$

須注意號數較小置於水平向的固定筋，其作用為僅為提供係筋發展彎鉤固定，不



可將其納入撓曲強度的計算。

此外，由於規範規定的剪力強度 $2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$ 上限，有兩個含意：其一為混凝土擠碎的剪壓強度上限，二為控制裂縫的發展。因此若使用軟化壓拉桿 $C_d \sin \theta$ 計算強度，而忽略 $2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$ 的上限時，需額外檢核鋼筋量是否足以控制使用載重下的裂縫發展，如下式：

$$s_d \leq \min \left\{ 38 \left( \frac{2800}{f_s} - 2.5C_c \right), 30 \left( \frac{2800}{f_s} \right) \right\} \quad (3.32)$$

$s_d$ 為最外側受拉鋼筋之中心間距； $f_s$ 為使用載重下所得之鋼筋應力，亦可使用 $(2/3)f_y$ 代替； $C_c$ 為最外撓曲受拉鋼筋至最近受拉面之淨混凝土厚度。

撓曲鋼筋及對角鋼筋延伸進入牆體的伸展長度須滿足土木 401-110 (2021) 規定的錨定長度，且在 MCE 下，鋼筋變形可能超過降伏強度 $f_y$ ，進入應變硬化狀態，因此須以 $1.25f_y$ 計算。由於土木 401-110 (2021)的對角鋼筋配置如圖 3-6，對角鋼筋延伸入牆體後並無偏折，因此在鋼筋排布上，易與牆體鋼筋或邊界構材鋼筋衝突，導致施工窒礙難行。本研究建議使用圖 3-7 及圖 3-8 的排布方式，將對角鋼筋偏折平行進入牆體，且因鋼筋偏折處易有應力集中的狀況發生，對角鋼筋須維持原有角度深入牆體 5 公分後，再予以偏折。對角鋼筋與斷面水平線的夾角 $\alpha$ ，為對角鋼筋的重要參數，若夾角 $\alpha$ 越大，則對角鋼筋所提供的剪力強度效益越高，因此 $\alpha$ 角度的計算至關重要，如下式：

土木 401-110 (2021)排布方式，如圖 3-6:

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{h - 2 \times (i + d_{bs} + d_{bd} \times n_d / 2 + e(n_d - 1) / 2)}{l_n} \right) \quad (3.33)$$

全對角鋼筋建議排布方式，如圖 3-7:

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{h - 2 \times (i + d_{bs} + d_{bd} \times n_d / 2 + e(n_d - 1) / 2)}{l_n + 2\Delta} \right) \quad (3.34)$$

混合型鋼筋建議排布方式，如圖 3-8:

$$\alpha = \tan^{-1} \left( \frac{h - 2 \times (i + d_{bs} + n_L d_{bl} + 2.5(n_L - 1) + e + d_{bd} \times n_d / 2 + e(n_d - 1) / 2)}{l_n + 2\Delta} \right) \quad (3.35)$$

式中 $h$ 表示梁深； $i$ 為淨保護層厚度； $d_{bs}$ 為箍筋直徑； $d_{bl}$ 為撓曲鋼筋直徑； $d_{bd}$ 為對角鋼筋直徑； $n_L$ 為撓曲鋼筋層數； $n_d$ 為對角鋼筋層數； $\Delta$ 為對角鋼筋深入牆體

之水平長度，建議至少取 5 公分； $e$  為 2.5 公分與對角鋼筋直徑取大值為  $e$ ，如式 (3.36):

$$e = \max\{2.5, d_{bd}\}$$



(3.36)



## 第四章 二元系統剪力牆設計建議

同理，耦合牆的設計理念與連接梁相同。滿足 DBE 下的撓曲需求，而 MCE，由於尚無法確切得知結構在大地震作用下的作用剪力，但可以估算出耦合牆撓曲降伏產生塑鉸時的 $M_{pr}$ ，進而計算在大地震下的作用剪力，本研究以 MCE 下耦合牆的剪力需求進行設計。

對剪力牆的設計，若分類為牆墩，則本研究建議結合土木 401-110 (更新版) 規範對於剪力牆的剪力需求及土木 401-110 (2021) 對於牆墩的剪力需求，將兩者取大值設計。而剪力強度的部分則依據第二章 Hsu et al. (2023) 提出的建議，納入邊界構材及腹板鋼筋貢獻的強度取代傳統彈性壓力區深度  $kd$  使用 Paulay and Priestley (1992) 的公式計算。而對於剪力元素高度的選取採取 Yeh. et al. (2018) 提出的迭代流程。剪力牆的配筋設計，在牆腹板的配筋部分使用黃紹愷(2022)提出的彈性拉桿配置；而邊界構材的部分則須先滿足在 DBE 下的彎矩需求，且盡可能地使彎矩強度與需求的比值接近 1，如此才不至產生過大的超額彎矩強度，而後檢核 MCE 下的剪力強度是否滿足需求。剪力牆的設計流程，如圖 4-1 所示。

### 4.1 剪力牆腹板鋼筋設計

#### 4.1.1 彈性拉桿介紹

土木 401-110 (2021) 規範規定耐震梁受震後，梁端會降伏產生塑鉸，此時計算剪力強度時須忽略混凝土所提供的強度，如下式：

$$V_{n,b} = \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (4.1)$$

此概念強調剪力鋼筋的保守設計，確保梁主筋進入非彈性破壞時，剪力鋼筋仍舊可保持彈性狀態。同樣的設計理念應用於剪力牆，在設計牆體的剪力筋時也須確保牆體在非彈性階段，使牆底產生塑鉸時，剪力筋仍尚未降伏。且當鋼筋混凝土剪力牆受剪時，混凝土交界面可能發生滑移破壞，此時足夠的鋼筋配置量能避免此破壞模式的發生，根據黃紹愷(2022)的研究所述，鋼筋若過度集中於邊界構材對剪力摩擦強度並無顯著的貢獻，且不均勻的剪力筋分布可能使腹板的滑移破壞先行發生。Paulay and Priestley (1992) 認為滑移破壞的發生機制應依序由以下三階



段構成，如圖 4-2 所示：

第一階段：部分混凝土受剪開裂，且牆底垂直鋼筋進入非彈性階段

第二階段：整個剪力牆底被完全開裂，所有剪力強度的貢獻僅由垂直筋的插筋效應傳遞，此時混凝土已無法有效提供摩擦強度

第三階段：若無軸力的作用下，此時剪力牆受到的彎矩大小必須達到 $M_{pr}/2$ ，該滑移裂縫才有閉合的可能性。是故為了使第二階段狀態下的插筋效應足以均勻發展出足夠抗剪強度，適度增加牆腹板的鋼筋量確有其必要性，要求牆體腹板至少配置一半的剪力鋼筋。

### 4.1.2 彈性拉桿設計方式

彈性拉桿的配置即為配置足量又經濟的腹板剪力筋，不僅對剪壓強度有貢獻，也對剪拉強度及剪力摩擦強度有提升的效果，因為牆腹板鋼筋 $A_{vf}$ 面積提升，則牆腹板鋼筋比 $\rho_t$ 也隨之增加，而 $\rho_t$ 的增加又影響軟化壓拉桿模型中的 K 指標，因此彈性拉桿的配置可為此三種強度提升帶來助益，如下式：

剪拉強度：

$$V_n = (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) A_{cv} \quad (4.2)$$

其中， $\alpha_c$ 為混凝土強度貢獻係數（公制），當牆段高長比大於 2.0， $\alpha_c$ 取 0.53，當牆段高長比小於 1.5， $\alpha_c$ 取 0.8，高長比在 2.0 與 1.5 之間則使用內插計算 $\alpha_c$ ，如圖 2-1，指剪力牆的高長比較低時，剪力強度較高。若開孔牆之垂直牆段高長比低於開孔牆自身之高長比，則使用開孔牆自身之高長比計算 $\alpha_c$ ； $f'_c$ 為混凝土抗壓強度； $\rho_t$ 為牆之水平鋼筋比； $f_{yt}$ 為水平牆筋之降伏強度； $A_{cv}$ 為沿牆體剪力方向抵抗剪力的牆體斷面長度及腹版厚度所圍之混凝土斷面積。

剪力摩擦強度：

$$V_{n,sf} = \mu A_{vf} f_y \quad (4.3)$$

$\mu$ 為摩擦係數，該值由混凝土交界面之澆置條件決定，如表 4-1 所示； $A_{vf}$ 為穿過

剪力牆腹板平面之抗剪力鋼筋截面積，而表 4-2 則規定式(4.3)之上限值。

剪壓強度:

$$V_{n,SST} = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cos \theta \quad (4.4)$$

Hwang et al. (2017)的軟化壓拉桿模型中，K 為拉桿指標，反映出剪力筋所貢獻的強度，其物理意義為驅動混凝土，使次拉桿發展的程度。而 K 值的計算式中包含了 A、B 函式，其代表著剪力筋的配置量與強度:

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (4.5)$$

式(4.5)中，函數 A 與 B 為 Hwang et al. (2017)以幾何逼近法逼近 K 所得之函式，當兩者皆大於或等於 1，意即拉桿之效益已充分發揮，次壓桿足以產生。依據大量的實驗數據顯示，當函數 A 與 B 皆等於 1 時，代表牆腹板已配置足量的剪力筋，此時的強度已足夠使水平或垂直次拉桿充分發展，且若鋼筋配置量大於此標準，對剪力牆的剪力強度並無明顯的抬升效果，效益變差，也就意味著此時拉桿已驅動所有混凝土以提供強度。此時在混凝土擠碎破壞發生時，剪力筋仍可保持在彈性，避免鋼筋進入非彈性的破壞。且令 A 與 B 值皆等於 1 較符合經濟效益，不至於過量設計剪力筋。式(4.5)中，鋼筋比( $\rho$ )以及鋼筋降伏強度( $f_y$ )，則視混凝土壓桿與水平軸之角度( $\theta$ )而定，其關係式如下：

$$\theta \geq 45^\circ; \rho = \rho_h \quad f_y = f_{yh} \quad (4.6)$$

$$\theta < 45^\circ; \rho = \rho_v \quad f_y = f_{yv} \quad (4.7)$$

其中， $\rho_h$ 與 $f_{yh}$ 分別為水平鋼筋之鋼筋比以及降伏強度，而 $\rho_v$ 與 $f_{yv}$ 分別為垂直鋼筋之鋼筋比以及降伏強度，當壓桿與水平軸之角度大於 $45^\circ$ 時，主要由水平鋼筋做為拉桿。當壓桿角度小於 $45^\circ$ 時，則由垂直鋼筋較為有效。並且依式(4.5)，由於 $A > B$ ，較小的 A 會控制，因此令  $A=1$  可推得彈性拉桿鋼筋比  $\rho_{elastic}$  如下式：

$$\rho_{elastic} = \frac{1}{12} \frac{f'_c}{f_y} \quad (4.8)$$

式(4.8)不僅可以確保有足量的剪力筋使拉桿充分發揮並能保持彈性，又具有經濟性，避免超量設計。在不同混凝土強度及鋼筋降伏強度下，會有不同的彈性鋼筋比，如表 4-3 所呈現，當鋼筋降伏強度 $f_y$ 皆為  $4200 \text{ kgf/cm}^2$ ，混凝土強度若為  $280 \text{ kgf/cm}^2$ ，則其彈性鋼筋比  $\rho_{elastic} = 0.57\%$ ；混凝土強度若為

350 kgf/cm<sup>2</sup>，則其彈性鋼筋比  $\rho_{elastic} = 0.69\%$ ；混凝土強度若為 420kgf/cm<sup>2</sup>，則其彈性鋼筋比  $\rho_{elastic} = 0.83\%$ 。圖 4-3，為三種不同混凝土強度下，不同彈性鋼筋隨角度變化對應的拉桿指標 K 值，此圖呈現出表 4-3 的結果。

土木 401-110 (2021) 規範中，對於剪力牆之剪力強度 ( $V_n$ ) 予以上限值，以此作為剪力牆之剪壓破壞。對同時對分擔同一側向力之所有垂直牆段之最高剪力強度總和之上限值：

$$V_n \leq 2.12\sqrt{f'_c}A_{cv} \quad (4.9)$$

將式(4.2)代入彈性拉桿的建議鋼筋量計算，其中假設混凝土強度貢獻係數  $\alpha_c$  等於 0.53； $A_{cv}$  為沿牆體剪力方向抵抗剪力的牆體斷面長度及腹版厚度所圍之混凝土斷面，如下式：

$$V_n = (0.53\lambda\sqrt{f'_c} + \rho_{elastic}f_{yt})A_{cv} \quad (4.10)$$

其將式(4.10)除以  $\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ，進行標準化，即可與式(4.9)的 2.12 進行比較，計算結果如表 4-4。不同的混凝土材料強度，若以彈性拉桿的理念做設計，其依式(4.10)計算出來的值會接近甚至超過土木 401-110 (2021) 規定的剪壓強度上限式(4.11)。而此現象意即，雖然土木 401-110 (2021) 認為水平鋼筋量的增加對剪力強度的提升有所貢獻，卻有一定上限值。但若依據軟化壓拉桿模型的理論，黃紹愷(2022)建議的彈性鋼筋比  $\rho_{elastic}$  為混凝土擠碎破壞時，需要的彈性拉桿鋼筋量，以確保此時鋼筋仍保持在彈性狀態。換言之，將軟化壓拉桿模型與規範相互比較後，發現彈性拉桿的狀態在土木 401-110 (2021) 的規定中，也是接近剪壓破壞的情況，且若是以軟化壓拉桿模型的概念設計，才能突破規範制定的剪壓強度上限。因此剪力牆在腹板的設計須滿足彈性拉桿的配置，須滿足式(4.8)。

## 4.2 剪力牆邊界構材鋼筋設計

設計剪力牆之邊界構材時，首先須檢核是否需要配置特殊邊界構材，本研究將在 4.2.1 節介紹特殊邊界構材與一般邊界構材的相關規定，是為剪力牆邊界構材設計的第一道程序；接著，應比照土木 401-110 (2021) 針對傳統梁的設計需求與第三章連接梁的設計流程相同，先檢核在因數化載重下 DBE 情況下的彎矩

需求，於第 4.2.2 節介紹；接著檢核結構體進入塑性破壞階段，鋼筋應變已超過鋼筋降伏強度，達到應變硬化狀態時，在 MCE 下產生的剪力需求，且依土木 401-110 (2021) 規範把牆因開孔形成的垂直牆段，依據高長比及長厚比分為牆與牆墩，而剪力需求的放大因數也因而不同，本研究建議兩者取大值設計。關於剪力強度的計算方法，整合了第二章文獻回顧提及的 Hwang et al. (2017) 軟化壓拉桿模型計算，並以 Hsu et al. (2023) 提出的混凝土受壓彈性長度取代 Paulay and Priestley (1992) 建議的簡易公式，而剪力元素的選取則採用 Yeh. et al. (2018) 的流程決定剪力元素高度，於 4.2.3 節將有更詳細的論述。

### 4.2.1 特殊與一般邊界構材設計

#### 特殊邊界構材：

結構牆之邊緣是否須配置特殊邊界構材，應依土木 401-110 (2021) 第 18.7.6.2 或 18.7.6.3 節評估。此外，也須符合第 18.7.6.4 與 18.7.6.5 節之規定。若符合下式之條件之受壓區應配置特殊邊界構材：

$$\frac{1.5\delta_u}{h_{wcs}} \geq \frac{l_w}{600c} \quad (4.11)$$

上式中， $c$  值為與設計位移  $\delta_u$  方向一致之因數化軸力與標稱彎矩強度下的最大計算中性軸深度；其中， $\frac{\delta_u}{h_{wcs}}$  之值應不小於 0.005。設計位移  $\delta_u$  為按設計地震力作用下，作非線性歷時分析取得，或依靜力或線性動力分析產生之位移乘以  $1.4\alpha_y R_a$  求取。

若檢核結果須配置特殊邊界構材，則應符合以下規定：

- (1) 特殊邊界構材之橫向鋼筋應從臨界斷面上下方各垂直延伸一段距離，其值應不小於  $l_w$  與  $M_u/4V_u$  之大值，若臨界斷面位於牆底，則結構牆底邊界構材之橫向鋼筋，應往下延伸入支承至少等於特殊邊界構材最大縱向鋼筋之  $l_d$ 。如特殊邊界構材下為基腳、筏基或樁帽者，特殊邊界構材之橫向鋼筋應至少延伸進入 30 公分。若未按此設計之結構牆，如牆之邊緣或開孔周邊，在含地震效應(E)的設計力作用下，其計算之最大混凝土壓應力超過  $0.2f'_c$ ，須配置特殊邊界構材。特殊邊界構材應可在混凝土計算壓應力小於  $0.15f'_c$  之斷面處終止，如圖 4-5。
- (2) 具翼版之結構牆斷面，邊界構材應包括受壓有效翼版寬度，且應延伸入腹版

至少 30 公分。

- (3) 在特殊邊界構材位置之樓版系統厚度內的混凝土應具至少為 0.7 倍牆  $f'_c$  之規定抗壓強度。
- (4) 結構牆腹版之水平鋼筋應延伸至距牆外緣 15 公分之範圍內。鋼筋之末端應具標準彎鉤或擴頭，並應於邊界構材之圍束核心內發展出  $f_y$ 。若邊界構材之圍束核心可對牆腹版水平鋼筋提供足夠之伸展長度，且腹版水平鋼筋之  $A_v f_{yt}/s$  值不大於邊界構材平行腹版水平鋼筋方向之橫向鋼筋的  $A_v f_{yt}/s$  值時，則牆腹版水平鋼筋末端應可不必使用標準彎鉤或擴頭而作終止，如**錯誤！找不到參照來源。**

特殊邊界構材之撓曲壓力區之寬度  $b$  須符合以下規定：

(1)  $b \geq \sqrt{0.025cl_w}$

(2)  $\frac{\delta_c}{h_{wcs}} \geq \frac{1.5\delta_c}{h_{wcs}} ; \frac{\delta_c}{h_{wcs}} = \frac{1}{100} \left[ 4 - \frac{1}{50} \left( \frac{l_w}{b} \right) \left( \frac{c}{b} \right) - \frac{V_u}{8\sqrt{f'_c A_{cv}}} \right]$

- (3) 在特殊邊界構材之邊界構材由承壓面起算之長度  $l_{be}$  內， $b \geq h_u/16$ ，其中  $h_u$  為牆或牆墩最外受壓纖維之側向無支撐高度，單位為公分。
- (4) 對於由結構基底至牆頂連續且  $h_w/l_w \geq 2.0$  之結構牆或牆墩，在撓曲與軸力作用下僅設計單一臨界斷面，且  $c/l_w \geq 3/8$  者，其撓曲壓力區寬度  $b$  在由承壓面起算之長度  $l_{be}$  範圍內，應不小於 30 cm。

特殊邊界構材之邊界構材由承壓面起算之長度  $l_{be}$  須符合下式：

$$l_{be} \geq \max \left\{ c - 0.1l_w, \frac{c}{2} \right\} \quad (4.12)$$

特殊邊界構材之橫向鋼筋須符合下述規定：

- (1) 邊界構材配置之橫向鋼筋應符合土木 401-110 (2021) 第 18.4.5.2(a) 至 (d) 節與第 18.4.5.3 節之要求，但第 18.4.5.3(a) 節橫向鋼筋之最大間距應取邊界構材斷面最小尺度之 1/3。邊界構材內橫向鋼筋最大垂直間距不應超過表 18.7.6.5(b) 之規定。
- (2) 應使沿著邊界構材四周且受側向支撐之縱向鋼筋間距  $h_x$  滿足下式：

$$h_x \leq \min \left\{ 35, \frac{2}{3}b \right\} \quad (4.13)$$

- (3) 閉合箍筋一枝之長度不應超過邊界構材厚度的兩倍，且相鄰閉合箍筋應相

互重疊至少 15 cm 與 2/3 邊界構材厚度的較小值，如圖 4-6。

(4) 且橫向鋼筋量須符合表 4-5 之規定，如下式：

直線閉合箍筋：

$$A_{sh}/sb_c \geq \max \left\{ 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} \quad (4.14)$$

螺箍與圓形閉合箍筋：

$$\rho_s \geq \max \left\{ 0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} \quad (4.15)$$

**一般邊界構材：**

若不符合式(4.11)之條件，則剪力牆受壓區配置一般邊界構材即可。而一般邊界構材須符合下列條件：

- (1) 除非牆沿走向平面內之 $V_u$ 小於 $0.265\lambda\sqrt{f'_c}A_{cv}$ ，否則水平鋼筋終止於無邊界構材之結構牆邊緣時，應以標準彎鉤鉤住最外緣縱向鋼筋，或以 U 型肋筋圍束最外緣縱向鋼筋。U 型肋筋應與水平鋼筋同直徑、同間距，並與水平鋼筋續接。
- (2) 如果牆邊界配置的縱向鋼筋比超過 $28/f_y$ ，須符合土木 401-110 (2021) 在第 18 章對橫向鋼筋的要求，牆邊界橫向鋼筋之垂直間距應符合表 4-6 的規定。

## 4.2.2 剪力牆彎矩容量設計(DBE)

設計剪力牆的設計需求應比照土木 401-110 (2021) 針對傳統梁的設計需求，彎矩強度須滿足 DBE 下的彎矩需求；而剪力強度須滿足 MCE 下的剪力需求。

在 MCE 下，土木 401-110 (2021) 依據牆的高長比 ( $h_w/l_w$ ) 及長厚比 ( $l_w/t_w$ )，將其區分為牆墩與牆，由於剪力牆不似梁會於兩端產生塑鉸，剪力牆於牆底產生塑鉸，我們無法確定其反曲點的位置，因此對於剪力牆於 MCE 下的剪力需求無法如梁的需求計算直接將梁兩端產生塑鉸後的彎矩強度除以梁的跨距，須另外訂定剪力放大係數。若為牆墩，則剪力放大係數為 $\Omega_o$ ，若為牆，需要考慮其因高模態狀態下產生的動力放大係數，再乘上超額彎矩放大係數，如表 2-2。

雖然決定牆與牆墩的剪力放大係數機制不同，但本研究認為，作為核心考



慮的彎矩超額放大係數，不論是牆亦或牆墩在 DBE 下皆須納入考量，否則將導致額外彎矩產生。土木 401-110 (更新版)，規定 $\Omega_v$ 可取 1.5 或 $M_{pr}/M_u$ ，雖然規定可直接取 1.5 設計，但考量韌性容量設計概念，於設計上，我們應盡可能的使 $M_{pr}/M_u$ 小於 1.5，不要超過 1.5 過多，以確保不會有撓曲筋超量設計導致剪力破壞發生的情況。而使 $M_{pr}/M_u$ 小於 1.5，換言之即為使 $\phi M_n/M_u$ 盡量趨近於 1，且盡量使 $\phi M_n/M_u$ 小於 1.08，其原因為若將 $M_{pr}$ 視為 $1.25M_n$ 計算，簡易推導如下：

$$\begin{aligned} \text{令：} M_{pr} &= 1.25 \times M_n \\ \frac{M_{pr}}{M_u} &= \frac{\phi M_n}{M_u} \div \phi \times 1.25 \\ \frac{M_{pr}}{M_u} &\leq 1.5 \\ \frac{\phi M_n}{M_u} &\leq 1.5 \times 0.9 \div 1.25 = 1.08 \end{aligned} \quad (4.16)$$

式中，撓曲強度折剪係數 $\phi = 0.9$ ，經上式計算得證，若要使 $M_{pr}/M_u$ 小於 1.5，則 $\phi M_n/M_u$ 須小於 1.08。

本節建議盡量使撓曲鋼筋量的設計洽符合 DBE 下的撓曲需求，且 $\phi M_n/M_u$ 盡量小於考慮包含地震力(E)下的所有載重組合，須包含在剪力牆的軸力彎矩互制圖中，如圖 4-7，圖中位於右側的藍色線及黃線為受拉牆段，而位於左側的綠色及橘色線為受壓牆段；藍色及綠色線為牆段的軸力彎矩互制曲線，黃色及橘色線為規範規定的軸力彎矩互制曲線，不僅乘上強度折減係數及考量規範規定的最大上限軸力值；而圖中的黃色圓點即為包含地震力(E)下的所有不同載重組合。

### 4.2.3 剪力牆剪力容量設計(MCE)

剪力牆在結構體進入塑性破壞，走入 MCE 狀況時，會將剪力需求乘以剪力放大係數予以放大。而開孔的剪力牆將依垂直牆段的高長比 ( $h_w/l_w$ ) 及長厚比 ( $l_w/t_w$ )，將其區分為牆墩與牆，若為牆墩，則剪力放大係數為 $\Omega_o$ ，若為牆，需要考慮其因高模態狀態下的產生的動力放大係數，再乘上超額彎矩放大



係數，如表 2-2。牆墩與牆的剪力放大係數個別如下：

牆：

$$V_e = \Omega_v \omega_v V_u \leq \phi V_n = 0.75 V_n \quad (4.17)$$

牆墩：

$$V_e = \Omega_o V_u \leq \phi V_n = 0.75 V_n \quad (4.18)$$

其中牆墩的剪力放大係數 $\Omega_o$ ，本研究採 FEMA (2010)建議 $\Omega_o$ 可用 2 至 3 做設計，在此使用 $\Omega_o = 2$ 作設計。為使剪力牆的設計機制更符合韌性容量概念，盡可能確保撓曲鋼筋不會超量設計，因此本研究建議垂直牆段根據高長比( $h_w/l_w$ )及長厚比( $l_w/t_w$ )區分出來的結果若為牆墩，則其剪力放大係數將使用 $\Omega_o$ 與 $\Omega_v \times \omega_v$ ，兩者取大值作為剪力放大係數，如下式：

$$V_e = \Omega_{max} V_u \leq \phi V_n = 0.75 V_n \quad (4.19)$$

$$\Omega_{max} = \max\{\Omega_o, \Omega_v \times \omega_v\} \quad (4.20)$$

至於開孔造成的垂直牆段之剪力強度計算，使用 Hwang et al. (2017)提出之軟化壓拉桿模型，且對於剪力牆之彈性壓力區深度 $kd$ ，以 Hsu et al. (2023)提出的公式，同時考量邊界構材鋼筋及腹板鋼筋的效益，取代傳統 Paulay and Priestley (1992)建議之簡易公式計算。針對開孔牆之剪力元素高度選取，使用 Yeh. et al. (2018)提出的試誤法流程，如圖 2-19，找到節點平衡的位置以決定剪力元素高度。

首先，Hwang et al. (2017)提出之軟化壓拉桿模型公式如下：

$$\phi V_n = \phi V_{n,SST} = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cos \theta \quad (4.21)$$

剪力牆度折減係數使用 $\phi = 0.75$ ； $K$ 為壓拉桿指標； $\zeta$ 為混凝土軟化係數； $f'_c$ 為混凝土抗壓強度； $A_{str}$ 為對角壓桿端部之承壓面積。

不同桿件之對角壓桿端部承壓面積( $A_{str}$ )，會因幾何形狀及束制條件不同而有不同的計算方式，對於牆之計算方式如下：

$$A_{str} = kd \times t_w \quad (4.22)$$

式中 $t_w$ 為剪力牆之腹版厚度； $kd$ 為剪力牆之彈性壓力區深度(cm)，Paulay and



Priestley (1992)建議之簡易公式計算與 Hsu et al. (2023)建議的公式分別如下:

Paulay and Priestley (1992):

$$kd = \left( 0.25 + 0.85 \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c} \right) \ell_w \quad (4.23)$$

Hsu et al. (2023):

$$kd = \left( \sqrt{\left( \rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n} \right)^2 n^2 + 2 \left( 0.8 \rho_{BE} + \frac{\rho_v}{2} \right) n} - \left( \rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n} \right) n \right) \ell_w \quad (4.24)$$

式中 $N_u$ 為斷面軸力； $\ell_w$ 為牆全長。式中ALR為軸力比， $\rho_v$ 為腹版的垂直鋼筋比， $\rho_{BE}$ 為邊界構材的垂直鋼筋比， $n$ 為垂直鋼筋的彈性模數與混凝土彈性模數的比值，如下式：

$$ALR = \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c} \quad (4.25)$$

$$\rho_v = \frac{a_{sv}}{t_w s} \quad (4.26)$$

$$\rho_{BE} = \frac{A_{s,BE}}{\ell_w t_w} \quad ((4.27)$$

$$n = \frac{E_{sv}}{E_c} \quad (4.28)$$

式中 $N_u$ 為斷面軸力； $\ell_w$ 為牆全長； $t_w$ 為牆厚； $a_{sv}$ 為腹板鋼筋單位間距的面積； $s$ 為腹板鋼筋間距， $\rho_{BE}$ 之斷面積非為邊界構材的面積，是整個牆體的斷面積。

本研究建議 $kd$ 的計算以 Hsu et al. (2023)取代 Paulay and Priestley (1992)，因 Paulay and Priestley (1992)僅考量了斷面軸力的影響，其結果較不準確，會對剪力強度造成低估。而 Hsu et al. (2023) 不僅考量腹板的拉力鋼筋，同時也考量了拉力側的邊界構材鋼筋所能提供的強度，因此結果較準確，使用此公式時須注意，開孔牆計算時要將兩側的垂直牆段分為受壓牆及受拉牆，如圖 4-8，藍色箭頭為地震力方向，則左側牆為受拉牆段；右側牆為受壓牆段。再將牆斷面區分為受壓側及受拉側，由於我們無法清楚掌握牆於受壓側凸出的混凝土邊界構材所能提供

的強度，因此在計算時，將受壓牆的受壓側凸起混凝土忽略計算。換言之，受拉牆段會視為 T 型斷面計算，而受壓牆段則視為矩形斷面計算，如圖 4-9 所示，圖中深灰色為邊界構材，淺灰色為腹板，位於左側的牆斷面為受拉；位於右側的牆斷面為受壓牆段。

接著求取剪力元素高度  $h_w$ ，依據 Yeh. et al. (2018) 提出剪力元素高度選取的流程，如圖 2-18 及圖 2-19。節點力平衡之水平拉力可由三個來源貢獻：

(1) 垂直牆段本身之拉力強度：

$$T_t = V_c + V_s = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) b_w d \quad (4.29)$$

式中， $\rho_t$  為水平牆筋之鋼筋比， $f_{yt}$  為水平牆筋之降伏強度。

(2) 特殊水平鋼筋之拉力強度：

$$T_s = A_s \times f_{ys} \quad (4.30)$$

其中， $A_s$  為特殊水平鋼筋之鋼筋比， $f_{ys}$  為特殊水平鋼筋之降伏強度。

(3) 介面剪力摩擦強度：

$$T_i = C_d \cos \theta - T_t - T_s \leq \mu \times A_{sf} f_{ysf} \quad (4.31)$$

$C_d \cos \theta$  為平衡壓桿之剪力強度， $\mu$  為摩擦係數， $A_{sf}$  為可提供介面剪力摩擦強度的介面剪力鋼筋， $f_{ysf}$  為介面剪力鋼筋的降伏強度。

圖 1-3 所示，其上下外緣需配置足夠的水平鋼筋，因為開孔剪力牆在承受水平側力時，力量須透過水平牆段帶動牆墩變形，如此才能將剪力傳遞到下水平牆段和基礎，因此以設計的角度出發，只要牆有開孔，不論垂直牆段分類為牆或牆墩，皆須配置足夠的水平鋼筋。我們保守先不考慮介面剪力所提供的強度，需配置足夠的特殊水平鋼筋，使拉力強度足夠，使剪力牆不會發生剪拉破壞，又不需配置過多避免不必要的成本，須配置洽符合需求的特殊水平鋼筋，以達經濟的效益，因此特殊水平鋼筋設計須滿足下式：

$$T_t + T_s \geq C_d \cos \theta \quad (4.32)$$

首先計算  $C_d \cos \theta$ ，其中  $\theta$  角度會因幾何條件不同，使牆形成瓶狀壓桿或扇形

壓桿，如圖 2- 13。對單一 D 區域之剪力牆而言，會因邊界束制條件不同，進而導致剪力牆形成單曲率或雙曲率，若為單曲率則剪力牆一側混凝土產生擠碎破壞，而雙曲率剪力牆兩端產生混凝土擠碎破壞，如圖 2- 14，因此壓桿與水平軸之夾角 $\theta$ 計算方式分別如下：

單曲率：

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{\ell_h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{d - \frac{kd}{3}}\right) \quad (4.33)$$

雙曲率：

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{\ell_h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{\ell_w - \frac{2kd}{3}}\right) \quad (4.34)$$

式中，先令 $h_w = h_o + h_s$ 計算， $h_o$ 為開孔高度； $h_s$ 為孔高至特殊水平鋼筋之中心距。若 $T_t$ 大於 $C_d \cos \theta$ ，其意義為垂直牆段本身之拉力強度足以提供節點力平衡所需強度，本研究建議若發生此情況則至少配置 2 根大於四號的水平鋼筋以求保守的設計，若 $T_t$ 小於 $C_d \cos \theta$ ，則代表需配置特殊水平鋼筋提供拉力強度，而特殊水平鋼筋量 $T_s$ 的決定則利用 $C_d \cos \theta - T_t$ 計算，整理如下：

$$T_t \geq C_d \cos \theta \rightarrow \text{至少配置 2 根大於四號的水平鋼筋} \quad (4.35)$$

$$T_t < C_d \cos \theta \rightarrow T_s = C_d \cos \theta - T_t \quad (4.36)$$

壓拉桿指標 $K$ 值是反映鋼筋混凝土抗剪元素內形成次壓桿的能力，壓拉桿指標 $K$ 之計算公式，如式(4.37)及式(4.38)所示：

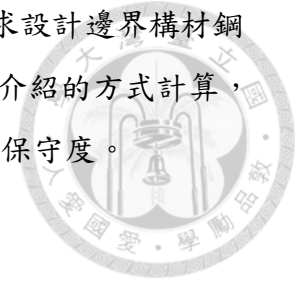
$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.64 \quad (4.37)$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (4.38)$$

式(4.38)中，函數 $A$ 與 $B$ 為 Hwang et al. (2017)以幾何逼近法逼近 $K$ 所得之函式，由於牆腹板的鋼筋會根據第 4.1 節以彈性拉桿作設計，因此 $A$ 與 $B$ 值皆大於或等於 1，其意義為拉桿的效益已充分發揮，次壓桿足以形成。

完整的設計流程可參考圖 4- 1，牆體腹板鋼筋依據彈性拉桿設計，邊界構材

先判定是否須為特殊邊界構材設計，再依據 DBE 下的撓曲需求設計邊界構材鋼筋，接著檢核 MCE 下的剪力需求，而剪力強度計算依造本節介紹的方式計算，使剪力牆的設計更具有合理性、精確性及經濟性同時仍不失其保守度。



## 第五章 案例探討



本章將分別建立特殊抗彎矩構架系統(Specially Moment-Resisting Frame ; SMRF)以及二元系統(Dual System ; Dual)的模型為特殊抗彎矩構架系統加耦合牆系統，進行靜力與動力分析。其中二元系統模型共設計了五種案例，其中一種為剪力牆不開孔，另外四種開孔尺寸:設計不同跨深比分別為 1.5、2.4、3.3 及 4.2。本設計案例將比較兩結構系統之相關優缺點，對於柱尺寸及位移控制能力進行量化的比較，預期開孔越大的二元系統，其結構行為將趨於特殊抗彎矩構架系統;而開孔越小，其結構行為將趨於無開孔的二元系統，擁有較佳的位移控制能力。且本案例也將比較不同跨深比之二元系統對於連接梁與剪力牆的設計結果差異，盼能提供業界工程師選擇較適當的系統與開孔尺寸進行設計，並以此為案例，建立一套更清晰且符合韌性容量概念的設計流程，以解決目前連接梁對角鋼筋需求過大導致施工困難以及針對開孔剪力牆提出相應的設計流程，同時探討實務設計上可能出現的障礙，並試圖找出解決方案。

### 5.1 模型建立

結構模型之模擬程式使用 CSI- ETABS (2016)，進行結構體的建模、桿件需求分析及探討結構的靜力與動力行為，其中動力分析採彈性的動力反應譜模擬。而模型的建立以混凝土工程設計規範之應用土木 404-100 (2011)中的二元系統模型作為範本參考，進行改良與重建。設計標準部分，特殊抗彎矩構架使用土木 401-110 (2021)規範做為設計依據；二元系統則是依照第三章及第四章關於連接梁與剪力牆的設計建議進行設計，而本研究第三、四章為建立在土木 401-110 (2021)的規範要求下，對於一些不合理之處提出更符合韌性容量的設計思維，貫徹設計理念的同時也符合經濟效益。本案例探討主要圍繞耐震的設計進行分析，其他相關之建築設計，如風力設計、開挖分析、連續壁設計及基礎設計等其他細項部分不屬於本章探討範圍。

#### 5.1.1 結構規劃

本基地假設位於台北市市郊某新開發區，屬於第三地震微分區，基地長寬各 60 公尺，面積為 3600 平方公尺，建物位於基地之中央，四面距基地皆為 10 公尺，南側為 40 公尺道路，北側為 12 公尺之巷道，基地東西兩側各與低樓層之 RC 結構物相鄰，無因地震與鄰房碰撞之疑慮，基地概況如圖 5-1。

本案例擬設計興建地下二層、地上十四層及屋突二層，依使用性分類為第四類建築物，屬於一般建築物(建築物用途係數  $I = 1$ )，建築物層數、高度以及用途如表 5-1 所列。地面以上不含屋突建築物總高度為 46.1 公尺，屋突高度為 6 公尺，地面以下開挖深度為 8.5 公尺 (含地梁深度 2 公尺以及打底混凝土 10 公分)。

本案例之構架系統模擬為三度空間立體構架，平面配置為 X、Y 兩向對稱的結構，地上標準層為三跨，地下室部分則為五跨，其中每跨跨度為 8 公尺，殊抗彎矩構架的標準層平面圖，如圖 5-2 所示。其中二元系統的剪力牆以膜(Membrane)元素模擬並配置於結構體中心的四個面，以模擬台灣新建中高樓住宅建築服務核心的電梯間較易配置剪力牆系統的實務設計情況，圖 5-3，呈現無開孔之二元系統的標準層平面圖。且本研究以不同開孔尺寸模擬電梯設備必須要有的開孔需求，將孔設置於剪力牆中心，將剪力牆切割為垂直牆段及水平牆段，此配置使水平牆段形成連接梁，如圖 5-4，呈現開孔之二元耦合系統的標準層平面圖。隔間牆與外牆視為非結構體構件，故不納入構架系統分析模型中。

本案例採用之鋼筋混凝土材料強度部分，鋼筋一律採用降伏強度  $f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$ 。而混凝土抗壓強度  $f'_c$  則依據不同樓層而有不同的配置，因較低樓層需要承受較大剪力，因此於低樓層使用較高強度的混凝土，於 1 至 3 樓的混凝土抗壓強度採用  $f'_c = 420 \text{ kgf/cm}^2$ ；4 至 6 樓的混凝土抗壓強度採用  $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ ；而 7 至 14 樓及屋突層的混凝土抗壓強度採用  $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ 。混凝土的彈性模數  $E_c$  值按土木 401-110 (2021) 中修正的最新公式計算：

$$E_c = 12000\sqrt{f'_c} \quad (5.1)$$

由上式得到若混凝土抗壓強度  $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ，則其混凝土的彈性模數  $E_c$  為  $200798 \text{ kgf/cm}^2$ ；若  $f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$ ，則其混凝土的彈性模數  $E_c$  為  $224499 \text{ kgf/cm}^2$ ；若  $f'_c = 420 \text{ kgf/cm}^2$ ，其混凝土的彈性模數  $E_c$  為  $245927 \text{ kgf/cm}^2$ 。

### 5.1.2 基礎邊界條件形式

地質鑽探資料及試驗室土壤一般物理性質試驗的結果及地層狀況，本研究參照設計手冊土木 404-100 (2011)，供結構設計使用的簡化土層參數詳表 5-2，並假設一般常態性之設計地下水位約距地表下約 2 公尺處。由於本建築物基礎承載面為地質良好卵礫石層，經綜合考量基底土壓力、土壤支承力、沉陷以及水浮力等相關問題，最終採用筏式基礎設計，且其地梁採用梁深 200 公分，而基礎版厚為 50 公分。

土壤與基礎層的互制效應由彈簧進行模擬。依慣例而言，基礎底面與地盤間的模擬彈簧包含垂直彈簧、水平彈簧與扭轉彈簧等；而地下室外牆與地盤間的互制行為常假設僅由與外牆垂直的水平彈簧模擬。但由於本案例地下室四周的鋼筋混凝土外牆與筏式基礎皆具有高剛度的特性，因此進行結構分析時，可假設其側向勁度極大，且因本案例結構位置之地盤較為堅實，可將結構基面之自由度加以簡化，形成 $u_x$ (X 向位移自由度)、 $u_y$ (Y 向位移自由度)，以及 $r_z$ (Z 向扭轉自由度)，並將這些自由度於 CSI- ETABS (2016) 模擬時，設定為完全束制。

雖然地震時地下室會產生側向變形，所以應將兩水平向土壤彈簧與扭轉土壤彈簧設置於地面層與地下層之質心上，惟因建立模型時已將地下室四周外牆建入，其側向與扭轉勁度甚大，因此上述土壤彈簧於本案例可忽略不計。

垂直向的邊界條件，由垂直彈簧模擬土壤與基礎的互制關係，採面彈簧的方式設置於基礎版上，本案例礫石層之地盤反力模數採用： $K_v = 6000 \text{ tf/m}^3$ 。

### 5.1.3 結構桿件的模擬

梁、柱、牆及版的模擬是依據土木 401-110 (2021) 第六章的規定進行模擬，因數化的載重彈性分析可採用之慣性矩與斷面積的相關設定，如表 5-3 所示。柱的慣性矩採用 $0.70I_g$ 。若梁於程式中輸入為矩形梁，欲模擬實際結構含部分樓版的 T 型梁勁度，一般取為腹板 $I_g$ 之兩倍 $2(b_w h^3/12)$ ，意即將該值乘上 2，因此梁的慣性矩採用 $0.35I_g \times 2 = 0.70I_g$ ，若梁於程式中輸入為 T 型梁，則其慣性矩可取 $0.35I_g$ 作設計。而 T 型梁的有效翼版寬根據 401-110 (2021) 定義作計算，如表 5-4，若梁為邊梁，位處結構外圍端，則其有效翼版屬於腹版單側；若梁位處結構內側，則其有效翼版屬於腹版兩側，計算如下式：



腹版兩側:

$$b_f = \min \left\{ b_w + \frac{L_n}{4}, b_w + S_w, b_w + 16h \right\} \quad (5.2)$$

腹版單側:

$$b_f = \min \left\{ b_w + \frac{L_n}{12}, b_w + \frac{S_w}{2}, b_w + 6h \right\} \quad (5.3)$$

式中,  $b_f$  為有效翼版寬;  $b_w$  為梁腹版寬;  $L_n$  為梁的跨度;  $S_w$  為相鄰腹版淨間距;  $h$  為版厚度。

在 CSI- ETABS (2016) 模型中, 有三種元素用以模擬平面元素, 分別為: 膜 (Membrane) 元素、殼 (Shell) 元素與層 (Layer)。面內勁度 (In-Plane Stiffness) 又稱膜勁度 (Membrane Stiffness) 指的是薄板在平面內部的剛性或彈性特性, 用於描述該結構在平面內受到應力時的回復能力; 面外勁度 (Out-of-Plane Stiffness) 指的是結構元素在垂直於其平面的方向上的剛性或彈性特性。它描述了結構元素在平面外受到垂直於其平面方向的力或變形時的回復能力。而其中膜元素只有平面內的剛度, 通常用以模擬薄膜或薄板的行為, 描述結構在平面內的行為, 且其忽略面外勁度, 其並無考慮平面外的彎曲、扭轉或平面外的變形行為; 殼元素通常用於模擬較厚的結構, 如厚板、薄殼結構等, 相對於膜元素, 殼元素可模擬結構在平面內和平面外的行為, 而其適用於分析較厚的結構元件; 層是指結構或材料的分層結構, 在複合材料或層狀結構的建模和分析中使用。然而無論是膜元素或殼元素, 皆為二維平面元素, 無法完全捕捉其面外勁度。

因此一般在模擬剪力牆時為了更準確地模擬剪力牆的局部行為、面外勁度和荷載傳遞, 會將牆元素設置成牆壁支撐柱 (Wall Pier), 有助於增加剪力牆的局部勁度, 更好地模擬其面外行為, 支撐柱代表了剪力牆在模型中的支撐點, 可以更有效地傳遞和分配荷重, 有助於確保剪力牆系統內部的力學行為得到正確的分布, 從而更準確地預測其應力和變形。其中關於元素的選定, 可使用膜元素不考慮其面外勁度, 或以殼元素將面外的勁度值設極小進行模擬。而本研究採取膜元素並將其設置成牆壁支撐柱進行模擬。且剪力牆之斷面慣性矩採用已開裂的  $0.35I_g$  設計, 設計二元系統之梁柱時, 此值將會進行折減, 源於耐震設計規範(2022)規定在二元系統中, 構架至少承受 25% 地震力, 此相關設計將於第 5.3.1 節詳述。



關於樓板的模擬，使用膜元素進行模擬，因膜元素沒有面外勁度，樓板的力會以龜殼形式分布傳到梁上，斷面慣性矩依據土木 401-110 (2021)規定採用  $0.25I_g$  作設計，同時由於樓版擁有極大的面內勁度，因此將樓版的面內行為予以忽略並不嚴重影響結構行為，將樓板設為剛性樓板 (Rigid Slab)，面內行為則視為擁有無限剛度。

隔間牆與外牆等室內非結構牆，本案例將不於 CSI-ETABS (2016) 建模中建立模擬，模擬方法為將此類非結構牆的質量於各樓層總計並以靜載重的方式分散於當層樓的樓版上，此模擬方式對於無高勁度桿件的結構系統易有結構行為錯估的影響。各桿件質量的折減部分，則是由各自桿件之間的接合來決定，由於 CSI-ETABS (2016) 會自動將各個梁柱接頭混凝土材料的重疊處，進行扣除，我們於設定上須扣除版梁重疊之處，以避免模型質量的重複計算。

而對於連接梁的模擬，本研究根據土木 401-110 (2021) 及 TBI (2017) 的建議，由於連接梁會承受極大的扭轉變形，於梁兩端形成塑鉸，且若跨深比越小，其受剪破壞的情形越嚴重，變形也越劇烈。為模擬此情形，對於連接梁的有效勁度模擬須納入跨深比的影響，連接梁的撓曲有效勁度模擬依下式計算：

$$0.07 \left( \frac{l_n}{h} \right) E_c I_g \leq 0.3 E_c I_g \quad (5.4)$$

#### 5.1.4 載重與載重組合

結構之靜載重應包含鋼筋混凝土材料的質量，以及其上所有固定各物之重量，因此除上節敘述的結構桿件的自重外，應包含其他置於樓板上之固定不變的質量。就本研究中額外施加於樓版的靜載重而言，依土木 404-100 (2011) 應包括：內、外非結構牆均布載重、天花板及管線、1.8 公分或 2.5 公分的水泥砂漿粉底與鋪面材，於頂層需額外將 5 公分的室外隔熱層及防水層列入計算，其中占比最重的為假設以均布載重形式施加於樓版上的非結構室內牆，本例假設內部隔間牆為 12 公分厚之混凝土，詳表 5-5。建築外牆則是採用線載重的形式外加於結構構架上，本研究並無考慮外牆開口率的問題，並假設外牆為 15 公分厚實心 RC 牆，線載重立面如圖 5-5 所示。

各樓層的關於活載重的輸入可參考表 5- 6，依據土木 404-100 (2011)建議按建築技術則(2020)規定施作，不同樓層之不同用途輸入相應的活載重數值，本研究將水箱與機房合併考慮，一同設置為活載重，不另行計入靜載重或特殊活載重以求簡化設計流程。

載重因數(load factor)與使用載重(service load)組合計算所得之載重為因數載重(factored load)，亦可直接稱之為設計載重(required strength)，其涵蓋由此載重在構材或斷面上產生之各相關彎矩、軸力、剪力及扭力。使用載重係依建築技術則(2020)規定的各種載重，如靜載重、活載重、風力、地震力及因溫度、潛變、乾縮補償混凝土之膨脹及沉陷...等變化引起之效應。載重因數之設定受在結構物上長期承受各種使用載重是否能準確估算及其變動可能性的影響。例如 靜載重即較活載重易為精確估算，故靜載重之載重因數低於活載重之載重因數。規範的各種載重因數 設定組合係考慮在一般情況下是否可能同時發生之機率。依據土木 401-110 (2021)第 5.3.1 節規定，一般的需求強度  $U$  須符合下列所有因數化載重效應：

$$U = 1.4D$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$$

$$U = 1.2D + 1.6(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R) + (1.0L \text{ 或 } 0.8W)$$

$$U = 1.2D + 1.6W + 1.0L + 0.5(L_r \text{ 或 } S \text{ 或 } R)$$

$$U = 1.2D + 1.0E + 1.0L + 0.2S$$

$$U = 0.9D + 1.6W$$

$$U = 0.9D + 1.0E$$

其中， $D$ 為使用靜載重； $L$ 為使用活載重； $L_r$ 為使用屋頂活載重； $S$ 為雪載重； $R$ 為雨水載重； $R$ 為雨水載重； $W$ 為風力； $E$ 為水平及垂直地震等所引致之效應。

由於本研究並不考慮風載重與雪載重等影響，因此實際輸入分析程式的載重組合與其編號如表 5-7 所示。其中考慮的載重共 9 種包含：靜載重( $DL$ )、活載重( $LL$ )、靜力分析之水平設計地震力( $E_{X,P}$ 、 $E_{X,N}$ 、 $E_{Y,P}$ 、 $E_{Y,N}$ )、垂直設計地震力( $E_Z$ )、動力分析之水平設計地震力( $E_{Spec,X}$ 、 $E_{Spec,Y}$ )。

耐震設計規範(2022)規定進行靜力分析時，為計及質量分布之不確定性，各層質心之位置應由計算所得之位置偏移與地震力垂直方向尺度 5%。易言之，應將地震力加在計算所得質心位置向左及向右偏移與地震力垂直方向尺度 5% 的位置進行結構分析與設計，上述質心偏移造成之扭矩，稱為意外扭矩。因此，本研究實際參與設計的靜力地震力的相關載重類型為以下： $E_{X,P}$  為 X 向靜力地震力且包含 5% 的正向偏心； $E_{X,N}$  為 X 向靜力地震力且包含 5% 的負向偏心； $E_{Y,P}$  為 Y 向靜力地震力且包含 5% 的正向偏心； $E_{Y,N}$  為 Y 向靜力地震力且包含 5% 的負向偏心。

同理規定進行動力分析時，各層產生的動態扭矩必須考慮，但由於意外偏心不易加入，可將各層的質心偏移正負 5% 的平面尺度進行分析。因此，本研究實際參與設計的動力地震力的相關載重類型為以下： $E_{Spec,X}$  為 X 向動力地震力且包含 5% 的正、負向偏心； $E_{Spec,Y}$  為 Y 向動力地震力且包含 5% 的正、負向偏心。

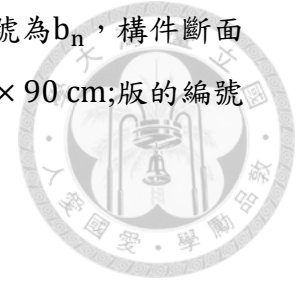
## 5.2 特殊抗彎矩構架系統模型

### 5.2.1 系統概述

特殊抗彎矩構架為目前台灣工程和建築領域中普遍使用的結構設計系統，由於其設計流程較為完備且詳盡，因此較常受工程界採用，其以梁柱等構架系統作為抵抗地震的桿件。然而由於非結構牆的勁度高，承受地震力時，反而易成為結構系統破壞時的首要破壞的桿件，與設計理念相背馳，反而使未經耐震設計的非結構桿件成為耐震的保險絲，而經耐震設計的梁柱系統可能因而無法完全發揮其韌性容量，並且由於牆體的破壞，可能進而導致結構體產生非預期的破壞機制。

本研究案例之特殊抗彎矩構架系統的桿件尺寸如表 5-8 所示，其中標準層的大梁的寬度為 60 公分；梁深為 70 公分；柱子則是四邊皆為 90 公分的方柱。特殊抗彎矩構架標準層樓層的平面圖與各桿件的對應編號如圖 5-2 所示，其中大

梁的編號為 $B_n$ 、 $G_n$ ，構件斷面尺寸為 60 cm× 70 cm;小梁的編號為 $b_n$ ，構件斷面尺寸為 30 cm× 60 cm;柱的編號為 $C_n$ ，構件斷面尺寸為 90 cm× 90 cm;版的編號為 $S_1$ ，版的厚度為 15 cm。



## 5.2.2 地震力計算

本案例之地震力分析採用 111 年 10 月修訂之耐震設計規範 (2022)進行地震力作用的分析與相關規定檢核。

耐震規範(2022)將臺北分為三個地震微分區，如圖 5- 6，本案假設位於台北盆地微分區之台北三區，而表 5- 9 呈現三個地震微分區的水平譜加速度係數及其相對應的反應譜轉角週期，藉由此表，可得：

$$S_{DS} = 0.6 ; T_0^D = 1.05$$

$$S_{MS} = 0.8 ; T_0^M = 1.05$$

結構系統韌性容量 R 值選用，如表 5- 10 所呈現，本結構屬於雙向特殊抗彎矩結構系統：

$$\text{結構系統韌性容量} : R = 4.8$$

基本振動週期，由於結構對稱，根據模型分析結果，X 向與 Y 向的動力週期相等，其動力週期為 2.344 秒。而關於耐震設計規範 (2022)規定之週期，不同結構系統之建築由其相應的經驗公式計算，如表 5- 11 呈現，本特殊抗彎矩構架案例屬於一般鋼筋混凝土建築物且不具有剪力牆，因此規範週期呈如下：

$$T_{code,SMRF} = 0.070h_n^{3/4} = 1.238 \text{ 秒}$$

$$T_{dyn,SMRF} = 2.344 \text{ 秒}$$

其中 $h_n$ 為基面至屋頂面高度，單位為公尺; $T_{code,SMRF}$ 為規範週期，其單位為秒; $T_{dyn,SMRF}$ 為動力週期。

依據耐震設計規範 (2022)規定基本振動週期得用其他結構力學方法計算。但所得之動力週期值不得大於前述經驗公式週期之 1.4 倍。

$$C_U = 1.4$$

$$T_{design,SMRF} = \min\{C_U T_{code,SMRF}, T_{dyn,SMRF}\} = 1.734 \text{ 秒}$$

$C_U$ 為週期上限係數。

臺北盆地之工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$ ，隨建築物基本振動週期  $T$ 、工址短週期設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與轉換週期  $T_0^D$  而改變，如表 5-12 所示；工址最大考量水平譜加速度係數  $S_{aM}$ ，隨建築物基本振動週期  $T$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數  $S_{MS}$  與轉換週期  $T_0^M$  而改變，如表 5-13 所示。設計週期  $T_{design,SMRF}$  屬於中週期，介於  $T_0^D$  與 2.5 倍的  $T_0^D$  之間，因此設計水平譜加速度  $S_{aD,SMRF}$ ：

$$\begin{aligned} S_{aD,SMRF} &= S_{DS} T_0^D / T_{design,SMRF} \\ &= 0.6 \times 1.05 / 1.734 = 0.363 \end{aligned}$$

設計週期  $T_{design,SMRF}$  屬於中週期，介於  $T_0^D$  與 2.5 倍的  $T_0^D$  之間，因此最大水平譜加速度  $S_{aM,SMRF}$ ：

$$\begin{aligned} S_{aM,SMRF} &= S_{MS} T_0^M / T_{design,SMRF} \\ &= 0.8 \times 1.05 / 1.734 = 0.484 \end{aligned}$$

由於設計時不論採用工作應力法或極限設計法，都隱含有安全係數在內，因此在設計地震力  $P_d$  作用下，建築物距第一個斷面降伏所對應的地震力  $P_y$  還有一段距離，此比值  $P_y/P_d$  稱為起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y$ 。起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y$  係計及設計地震力放大倍後，構造開始產生第一個斷面降伏，其值與所採用之設計方法有關。此案例起始降伏地震力放大係數  $\alpha_y$ ：

$$\text{採用鋼筋混凝土構造，依極限強度設計法，} \alpha_y = 1.0$$

結構系統容許韌性容量  $R_{a,SMRF}$ ：

$$\begin{aligned} R_{a,SMRF} &= 1 + \frac{R-1}{2} \\ &= 1 + \frac{4.8-1}{2} = 2.9 \end{aligned}$$

結構系統地震力折減係數  $F_u$ 、 $F_{uM}$  與容許韌性容量  $R_a$  及基本振動週期  $T$  的關係式如下，其轉換原理如圖 5-7，根據等位移及等能量法則作轉換及內插：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D < T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases}$$

$$F_{uM} = \begin{cases} R & ; T \geq T_0^M \\ \sqrt{2R-1} + (R - \sqrt{2R-1}) \times \frac{T - 0.6T_0^M}{0.4T_0^M} & ; 0.6T_0^M < T \leq T_0^M \\ \sqrt{2R-1} & ; 0.2T_0^M \leq T \leq 0.6T_0^M \\ \sqrt{2R-1} + (\sqrt{2R-1}) \times \frac{T - 0.2T_0^M}{0.2T_0^M} & ; T \leq 0.2T_0^M \end{cases}$$

在本案例中，由於設計週期 $T_{design,SMRF}$ 皆大於 $T_0^D$ 、 $T_0^M$ ，結構系統地震力折減係數 $F_{u,SMRF}$ 如下：

$$F_{u,SMRF} = R_{a,SMRF} = 2.9 ; T_{design,SMRF} = 1.734 \geq T_0^D = 1.05$$

$$F_{uM,SMRF} = R_{SMRF} = 4.8 ; T_{design,SMRF} = 1.734 \geq T_0^M = 1.05$$

耐震設計規範 (2022) 中的 $\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$  以及 $\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m$  採下列公式修正：

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 ; & 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} < 0.8 \\ 0.7 \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \geq 0.8 \end{cases}$$

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 ; & 0.3 < \frac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8 \\ 0.7 \frac{S_{aD}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \geq 0.8 \end{cases}$$

此例的 $\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$  及 $\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m$  修正如下：

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m = \frac{S_{aD,SMRF}}{F_{u,SMRF}} = 0.1253 ; \frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.3$$

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \frac{S_{aM,SMRF}}{F_{uM,SMRF}} = 0.1009 ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \leq 0.3$$

耐震設計秉持的基本原則為，使建築物結構體在中小度地震時保持在彈性限度內；設計地震時容許產生塑性變形，但韌性需求不得超過容許韌性容量；最大考量地震時則使用之韌性可以達規定之韌性容量。其概念即為小震不壞；中震可修；大震不倒的原則。因此最終控制的設計地震力由三種地震水準及耐震設計目標取大者控制，分別如下：

中小度地震：為回歸期約 30 年之地震，其 50 年超越機率約為 80 % 左右。

避免中小度地震降伏之設計地震力 $V^*$ ：



$$V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

設計地震：為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率約為 10 % 左右。

最小設計水平地震力  $V_D$ ：

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$$

最大考量地震：為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率約為 2 % 左右。

避免最大考量地震崩塌之設計地震力  $V_M$ ：

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W$$

靜力分析之設計地震力  $V_{control}$ ：

$$V_{control} = \max\{V^*, V_D, V_M\}$$

本節特殊抗彎矩構架案例：

$$V^*_{SMRF} = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.1038W$$

$$V_{D,SMRF} = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.0895W$$

$$V_{M,SMRF} = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W = 0.0721W$$

$$V_{SMRF} = \max\{V^*_{SMRF}, V_{D,SMRF}, V_{M,SMRF}\} = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.1038W$$

最終由避免中小度地震降伏之設計地震力  $V^*_{SMRF}$  控制，其靜力下的設計地震力為 0.1038W。

動力分析法按照耐震設計規範 (2022) 中第三章的規定進行分析，動力分析採用之加速度反應譜係數  $S_{aD}$ 、 $S_{aM}$ ，為週期之函數，其與第二章定義相同，動力分析之調整係數為了與靜力分析方法相對應，若為  $V_D$  主控，則調整係數為

$$\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left( \frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$$

$$S_{aM}，調整係數為 \frac{I}{1.4\alpha_y S_{aM}(T_1)} \left( \frac{S_{aM}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$$

$$伏，對於臺北盆地，調整係數為 \frac{IF_u(T_1)}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left( \frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$$

， $T_1$  為建築物在所考慮方向之基本振動週期。並且因  $S_{aD}$  值為加速度反應譜值與重力加速度的商，因此程式設定調整係數時，還需要乘上  $g = 9.8$ ，本系統的動力調整係數為



$\frac{IF_u(T_1)}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left( \frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ ，輸入於 CSI- ETABS (2016) 模型的動力設計水平加速度

反應譜如

表 5- 14 所示。

### 5.2.3 結果分析

將前述幾節的資訊於模型中建立，可由 CSI- ETABS (2016)分析將得到以下資訊：結構的基本振態及週期與各質量比、基底剪力、結構桿件受力與層間變位等等資訊，並藉由分析結果挑出最大需求處，以設計該處的梁柱配筋，並檢核其梁柱接頭。

建築物之動力分析，主要以多振態反應譜疊加法進行。本結構的基本振態及週期與各質量比詳表 5- 15 所考慮之振態數目應使 x 向，y 向及扭轉方向之有效質量和均已超過建築物總質量的 90%。符合耐震設計之多振態反應譜疊加法的規定。

依耐震設計規範 (2022)第 3.3 節總橫力的調整規定，本模型構造物動力分析所得任一主軸方向之總橫力會以動態放大係數提高，以一樓基底剪力為例，其靜力地震力為 1327 噸，而動態地震力的結果如

表 5- 16 所示，已將其放大至與靜力地震力的結果一致。

耐震設計規範 (2022)在地震力為回歸期約 30 年左右之作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角，其容許最大層間相對側向位移角為 0.5%，而此地震力由下式計算：

$$V_{drift} = \frac{IF_u}{4.2} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (5.5)$$

其中，計算位移時所施加的設計地震力，可採動力週期，T 值不必受小於經驗公式週期值 1.4 倍的限制，且  $S_{aD}$  亦不受不得低於  $0.4S_{DS}$  限制。由上節地震力計算結果代入此式，可得  $V_{drift}$  為  $0.064W$ ，將此值套入模型再次分析可得各樓層最大層間變位角如表 5- 17 所示，其中最大值為五樓的變位角為 0.446%。雖符合規範訂定的上限，但其層間變位角較大，此系統的位移控制能力較差。

梁柱接頭的剪力強度檢核依土木 401-110 (2021)設計，就需求面考量，本研



究針對鋼筋量相對較大且同時接頭圍束效應不完整之梁進行檢核與試算，如圖 5-8 示，檢核的接頭平面位置位於柱編號 C2 處；而就強度層面考量，由於本案之混凝土強度隨樓高漸變，且由於一樓模擬大廳，柱挑高，因此需檢核 2 樓、4 樓、5 樓及 8 樓，檢核的接頭立面位置如圖 5-9 所示。接頭剪力需求  $V_{e,joint}$  應由下式計算：

$$V_{e,joint} = T_{pr1} + T_{pr2} - V_{col} \quad (5.6)$$

梁端產生塑鉸，接頭兩側正負向拉力鋼筋降伏且應變硬化， $T_{pr1} + T_{pr2}$  為兩側正負向拉力鋼筋面積與相對應的應變硬化強度(以 1.25 倍的  $f_y$  計算)之乘積相加， $V_{col}$  為梁撓曲降伏產生極限彎矩  $M_{pr}$  之對應柱剪力，如下式：

$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{h} \quad (5.7)$$

$M_{pr1} + M_{pr2}$  為接頭兩側因鋼筋應變硬化產生的正負向極限彎矩(以 1.25 倍的  $f_y$  計算)； $h$  為該層接頭上下層柱高之平均。接頭之剪力強度計算如下式：

$$\phi V_{n,joint} = \phi \times \gamma \sqrt{f'_c} b_j h \quad (5.8)$$

其中， $h$  為平行產生剪力之鋼筋之接頭深度，即為設計方向之柱全深； $\gamma$  為接頭圍束狀況指標，詳表 5-18； $b_j$  為有效接頭寬度，應為柱全寬，但當柱寬大於梁寬時，其柱寬與梁腹寬之兩側差值須個別小於接頭深度  $h$  之 1/4，如圖 5-10 所示。強度折減係數  $\phi$  使用 0.85。設計結果，如表 5-19 呈現，將強度  $\phi V_{n,joint}$  除以需求  $V_{e,joint}$  以檢核其是否通過，並可量化其接頭的剪力容量，便於比較，由表可知，最容量最小之處為五樓，接頭強度洽滿足需求。

## 5.3 二元系統模型(無開孔)

### 5.3.1 系統概述

二元系統具有高勁度的剪力牆配置，因此其優勢為良好的位移控制能力，此系統中構架與剪力牆的力學分布不同，補足在不同情況下的受力，使整體受力較為均勻，在較低樓層，由於剪力牆的高剛度，因此位移較小，此時構架的變形曲線較顯著，且剪力牆承受大部分剪力；對於較高樓層，剪力牆位移增大，此時構

架承擔起拉住剪力強的角色，構架的變形曲線趨緩，構架承受荷載造成水平力外，還須負擔將剪力牆拉回的水平力，二元系統之剪力牆與構架行為關係如圖 5- 11 所示。

本案例剪力牆配置於核心四面，平面圖及相對應的編號如圖 5- 3 所示。由於本案例並未開孔，於現實真不可能存在，此案例的設計主要目標為用以與特殊抗彎矩構架系統比較其結構行為與使用剪力牆帶來的效益。剪力牆厚度在此設計為 65 公分，其原因為配合與下節之開孔的二元耦合系統進行比較，因此於本節將不著墨於剪力牆設計與計算，剪力牆的設計示範案例將於開孔的二元系統與連接梁一併詳述。本研究之二元系統各桿件尺寸如表 5- 20 所示，其中標準層的大梁與特殊抗彎矩構架系統相同，寬為 60 公分；深為 70 公分，柱子尺寸則縮減為 75 公分的方柱，每根柱減少約 30% 斷面積，剪力牆與其邊界構材設計結果則如表

表 5- 21 所示。

對於二元系統，設計應分兩部分進行：

- (1) 剪力牆設計：初始結構由各桿件的勁度進行力量的分配
- (2) 梁柱構架系統設計：折減牆勁度後，構架系統至少承受 25% 的地震力再進行力量的分配

其規定在耐震設計規範 (2022) 第一章，規定二元系統中以剪力牆、斜撐構架及特殊抗彎矩構架 (SMRF) 或混凝土部分韌性抗彎矩構架 (IMRF) 抵禦地震力，其中抗彎矩構架應設計能單獨抵禦 25% 以上的設計地震力。由於本案例非真實結構體，在此不進行第二階段梁柱配筋的設計。

### 5.3.2 地震力計算

本案例之地震力分析採用 111 年 10 月修訂之耐震設計規範 (2022) 進行地震力作用的分析與相關規定檢核。

耐震規範(2022)將臺北分為三個地震微分區，如圖 5- 6，本案假設位於台北盆地微分區之台北三區，而表 5- 9 呈現三個地震微分區的水平譜加速度係數以及其相對應的反應譜轉角週期，藉由此表，可得：

$$S_{DS} = 0.6 ; T_0^D = 1.05$$

$$S_{MS} = 0.8 ; T_0^M = 1.05$$

結構系統韌性容量 R 值選用，如表 5- 10 所呈現，本結構屬於二元系統含剪力牆，其為鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材：

$$\text{結構系統韌性容量} : R = 4.8$$

基本振動週期，由於結構對稱，根據模型分析結果，X 向與 Y 向的動力週期相等，其動力週期為 1.363 秒。而關於耐震設計規範 (2022) 規定之週期，不同結構系統之建築由其相應的經驗公式計算，如表 5- 11 呈現，本二元系統案例具有高勁度的剪力牆，因此規範週期呈如下：

$$T_{code,Dual} = 0.050h_n^{3/4} = 0.885 \text{ 秒}$$

$$T_{dyn,Dual} = 1.363 \text{ 秒}$$

其中  $h_n$  為基面至屋頂面高度，單位為公尺； $T_{code,Dual}$  為規範週期，其單位為秒； $T_{dyn,Dual}$  為動力週期。

依據耐震設計規範 (2022) 規定基本振動週期得用其他結構力學方法計算。但所得之動力週期值不得大於前述經驗公式週期之 1.4 倍。

$$C_U = 1.4$$

$$T_{design,Dual} = \min\{C_U T_{code,Dual}, T_{dyn,Dual}\} = 1.238 \text{ 秒}$$

$C_U$  為週期上限係數。

臺北盆地之工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$ ，隨建築物基本振動週期  $T$ 、工址短週期設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與轉換週期  $T_0^D$  而改變，如表 5- 12 所示；工址最大考量水平譜加速度係數  $S_{aM}$ ，隨建築物基本振動週期  $T$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數  $S_{MS}$  與轉換週期  $T_0^M$  而改變，如表 5- 13 所示。設計週期  $T_{design,Dual}$  屬於中週期，介於  $T_0^D$  與 2.5 倍的  $T_0^D$  之間，因此設計水平譜加速度  $S_{aD,Dual}$ ：

$$\begin{aligned} S_{aD,Dual} &= S_{DS} T_0^D / T_{design,Dual} \\ &= 0.6 \times 1.05 / 1.238 = 0.509 \end{aligned}$$

設計週期  $T_{design,Dual}$  屬於中週期，介於  $T_0^D$  與 2.5 倍的  $T_0^D$  之間，因此最大水平譜加速度  $S_{aM,Dual}$ ：

$$\begin{aligned} S_{aM,Dual} &= S_{MS} T_0^M / T_{design,Dual} \\ &= 0.8 \times 1.05 / 1.238 = 0.678 \end{aligned}$$

由於設計時不論採用工作應力法或極限設計法，都隱含有安全係數在內，因此在設計地震力  $P_d$  作用下，建築物距第一個斷面降伏所對應的地震力  $P_y$  還有一段距離，此比值  $P_y/P_d$  稱為起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y$ 。起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y$  係計及設計地震力放大倍後，構造開始產生第一個斷面降伏，其值與所採用之設計方法有關。此案例起始降伏地震力放大係數  $\alpha_y$ ：

採用鋼筋混凝土構造，依極限強度設計法， $\alpha_y = 1.0$

結構系統容許韌性容量 $R_{a,Dual}$ ：

$$\begin{aligned} R_{a,Dual} &= 1 + \frac{R-1}{2} \\ &= 1 + \frac{4.8-1}{2} = 2.9 \end{aligned}$$



結構系統地震力折減係數 $F_u$ 、 $F_{uM}$ 與容許韌性容量  $R_a$  及基本振動週期  $T$  的關係式如下，其轉換原理如圖 5-7，根據等位移及等能量法則作轉換及內插：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D < T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases}$$

$$F_{uM} = \begin{cases} R & ; T \geq T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} + (R - \sqrt{2R - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^M}{0.4T_0^M} & ; 0.6T_0^M < T \leq T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} & ; 0.2T_0^M \leq T \leq 0.6T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} + (\sqrt{2R - 1}) \times \frac{T - 0.2T_0^M}{0.2T_0^M} & ; T \leq 0.2T_0^M \end{cases}$$

在本案例中，由於設計週期 $T_{design,Dual}$ 皆大於 $T_0^D$ 、 $T_0^M$ ，結構系統地震力折減係數 $F_{u,Dual}$ 如下：

$$F_{u,Dual} = R_{a,Dual} = 2.9 ; T_{design,Dual} = 1.238 \geq T_0^D = 1.05$$

$$F_{uM,Dual} = R_{Dual} = 4.8 ; T_{design,Dual} = 1.238 \geq T_0^M = 1.05$$

耐震設計規範 (2022) 中的 $\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$  以及 $\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m$  採下列公式修正：

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} < 0.8 \\ 0.7 \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \geq 0.8 \end{cases}$$



$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aM}}{F_u} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8 \\ 0.7 \frac{S_{aD}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \geq 0.8 \end{cases}$$

此例的 $\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$ 及 $\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m$ 修正如下:

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m = \frac{S_{aD,Dual}}{F_{u,Dual}} = 0.1253 ; \frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.3$$

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \frac{S_{aM,Dual}}{F_{uM,Dual}} = 0.1009 ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \leq 0.3$$

耐震設計秉持的基本原則為，使建築物結構體在中小度地震時保持在彈性限度內；設計地震時容許產生塑性變形，但韌性需求不得超過容許韌性容量；最大考量地震時則使用之韌性可以達規定之韌性容量。其概念即為小震不壞；中震可修；大震不倒的原則。因此最終控制的設計地震力由三種地震水準及耐震設計目標取大者控制，分別如下：

中小度地震：為回歸期約 30 年之地震，其 50 年超越機率約為 80 % 左右。

避免中小度地震降伏之設計地震力 $V^*$ ：

$$V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$$

設計地震：為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率約為 10 % 左右。

最小設計水平地震力 $V_D$ ：

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$$

最大考量地震：為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率約為 2 % 左右。

避免最大考量地震崩塌之設計地震力 $V_M$ ：

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W$$

靜力分析之設計地震力 $V_{control}$ ：

$$V_{control} = \max\{V^*, V_D, V_M\}$$

本節特殊抗彎矩構架案例：

$$V^*_{SMRF} = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W = 0.1453W$$

$$V_{D,SMRF} = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W = 0.1253W$$

$$V_{M,SMRF} = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W = 0.1009W$$

$$V_{SMRF} = \max\{V_{SMRF}^*, V_{D,SMRF}, V_{M,SMRF}\} = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.1453W$$

最終由避免中小度地震降伏之設計地震力 $V_{SMRF}^*$ 控制，其靜力下的設計地震力為0.1453W。

動力分析法按照耐震設計規範 (2022)中第三章的規定進行分析，動力分析採用之加速度反應譜係數 $S_{aD}$ 、 $S_{aM}$ ，為週期之函數，其與第二章定義相同，動力分析之調整係數為了與靜力分析方法相對應，若為 $V_D$ 主控，則調整係數為 $\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left( \frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ ；若為 $V_M$ 所控制時，動力分析採用之加速度反應譜係數用 $S_{aM}$ ，調整係數為 $\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aM}(T_1)} \left( \frac{S_{aM}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ ；且為避免中小度地震時建築物過早降伏，對於臺北盆地，調整係數為 $\frac{IF_u(T_1)}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left( \frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ ， $T_1$ 為建築物在所考慮方向之基本振動週期。並且因 $S_{aD}$ 值為加速度反應譜值與重力加速度的商，因此程式設定調整係數時，還需要乘上 $g = 9.8$ ，本系統的動力調整係數為 $\frac{IF_u(T_1)}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left( \frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ ，輸入於CSI- ETABS (2016) 模型的動力設計水平加速度反應譜如表 5- 22 所示。

### 5.3.3 結果分析

將前述幾節的資訊於模型中建立，可由CSI- ETABS (2016)分析將得到以下資訊：結構的基本振態及週期與各質量比、基底剪力、結構桿件受力與層間變位等等資訊，但由於本模型並非真實結構，因此在本案例中，不另外設計梁柱與梁柱接頭，此部分將於下節之開孔的二元耦合系統進行設計並與特殊抗彎矩構架比較。

建築物之動力分析，主要以多振態反應譜疊加法進行。本結構的基本振態及週期與各質量比詳表 5- 23 所考慮之振態數目應使 x 向，y 向及扭轉方向之有效質量和均已超過建築物總質量的 90%。符合耐震設計之多振態反應譜疊加法的規定。

依耐震設計規範 (2022)第 3.3 節總橫力的調整規定，本模型構造物動力分析所得任一主軸方向之總橫力會以動態放大係數提高，以一樓基底剪力為例，其靜力地震力為 1530 噸，而動態地震力的結果如表 5- 24 所示，已將其放大至與靜力

地震力的結果一致。

耐震設計規範 (2022) 在地震力為回歸期約 30 年左右之作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角，其容許最大層間相對側向位移角為 0.5%，而此地震力由下式計算：

$$V_{drift} = \frac{IF_u}{4.2} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (5.9)$$

其中，計算位移時所施加的設計地震力，可採動力週期，T 值不必受小於經驗公式週期值 1.4 倍的限制，且  $S_{aD}$  亦不受不得低於  $0.4S_{DS}$  限制。由上節地震力計算結果代入此式，可得  $V_{drift}$  為  $0.110W$ ，將此值套入模型再次分析可得各樓層最大層間變位角如

表 5-25 所示，其中最大值為十樓的變位角為 0.239%。與特殊抗彎矩構架相比，其層間變位角十分小，此系統具有極佳的位移控制能力。

## 5.4 二元系統模型(開孔)

### 5.4.1 系統概述

本節將提出四個不同跨深比，分別為 1.5、2.4、3.3 及 4.2 的開孔之二元耦合系統，如圖 5-12 所示。因開孔，使水平牆段形成連接梁，此系統更符合真實性，且連接梁兩端也能產生塑鉸提供韌性容量，參與消能。對於跨深比的選取，採等差異的比值，橫跨了土木 401-110 (2021) 規範定義必須使用對角鋼筋的跨深比小於 2 與規範定義必須使用傳統梁配置，不可使用對角鋼筋配置的跨深比大於 4。且跨深比小於 2，於 Lim et al. (2016) 將其定義為深梁；而大於 2 的且跨深比定義為混合型配筋梁。而 2.4 及 3.3 符合 Naish et al. (2013) 提及美洲住宅建築連接梁跨深比常為 2.4，而辦公大樓連接梁跨深比常為 3.3。

剪力牆位於結構體核心，開孔處位於剪力牆中心，並四面皆開孔，其開孔示意平面如圖 5-13。這些開孔的二元耦合系統案例，連接梁寬度與一般梁寬相同，皆為 60 公分。為配合連接梁寬 60 公分且多預留空間以利鋼筋的配置，其剪力牆厚度皆採 65 公分。而標準層的大梁與特殊抗彎矩構架系統相同，寬為 60 公分；深為 70 公分，柱子尺寸同樣縮減為 75 公分的方柱。而連接梁尺寸及跨度依不同跨深比而有不同配置，如圖 5-14，而牆長也相應改變：

$$l_n/h = 1.5: l_n = 180cm; h = 120cm; l_w = 347.5 cm$$





$$l_n/h = 2.4: l_n = 265cm ; h = 110cm; l_w = 305 cm$$

$$l_n/h = 3.3: l_n = 330cm ; h = 100cm; l_w = 272.5 cm$$

$$l_n/h = 4.2: l_n = 380cm ; h = 90cm; l_w = 247.5 cm$$

其中 $l_n$ 為連接梁之跨度也是開孔的長度;  $h$ 為連接梁的梁深度;  $l_w$ 為牆長, 且連接梁也依不同跨度, 採梁深漸變的形式設計。以一樓為例, 圖 5- 15 至圖 5- 18 為剪力牆於核心區域的開孔示意圖, 圖中黃色區域為梁; 綠色部分為邊界構材; 灰色部分為牆腹板。本研究不同跨深比之二元系統各桿件尺寸如表 5- 26 到表 5- 29 所示。

對於二元系統, 設計應分兩部分進行:

- (1) 剪力牆及連接梁設計: 初始結構由各桿件的勁度進行力量的分配
- (2) 梁柱構架系統設計: 折減牆勁度後, 構架系統至少承受 25% 的地震力再進行力量的分配

在此四個案例, 牆折減前的勁度接按第 5.1.3 節模擬, 使用  $0.35I_g$ , 如表 5- 30 為牆勁度折減前, 牆及構架的受力分配。若要設計構架, 須使其能單獨抵禦 25% 以上地震力, 將剪力牆的勁度折減, 如表 5- 31, 呈現四個案例設計梁柱構架時, 使用的折減後牆勁度, 及其相對應的牆及構架之受力分配。

## 5.4.2 地震力計算

四個不同跨深比的案例之地震力分析採用 111 年 10 月修訂之耐震設計規範 (2022) 進行地震力作用的分析與相關規定檢核。

耐震規範(2022)將臺北分為三個地震微分區, 如圖 5- 6, 本案假設位於台北盆地微分區之台北三區, 而表 5- 9 呈現三個地震微分區的水平譜加速度係數以及其相對應的反應譜轉角週期, 藉由此表, 可得:

$$S_{DS} = 0.6 ; T_0^D = 1.05$$

$$S_{MS} = 0.8 ; T_0^M = 1.05$$

結構系統韌性容量  $R$  值選用, 如表 5- 10 所呈現, 四個案例皆屬於二元系統含剪力牆, 其為鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材:

$$\text{結構系統韌性容量: } R = 4.8$$



基本振動週期，由於結構對稱，根據模型分析結果，X 向與 Y 向的動力週期相等；而關於耐震設計規範 (2022)規定之週期，如表 5-11 呈現，四個案例皆具有高勁度的剪力牆，且樓高皆相同，因此規範週期計算值也相同與個別的動力週期呈如下：

#### 四個案例規範週期：

$$T_{code,Dual} = 0.050h_n^{3/4} = 0.885 \text{ 秒}$$

#### 四個案例動力週期：

##### $l_n/h = 1.5$ ：

$$T_{dyn,1.5} = 1.461 \text{ 秒}$$

##### $l_n/h = 2.4$ ：

$$T_{dyn,2.4} = 1.611 \text{ 秒}$$

##### $l_n/h = 3.3$ ：

$$T_{dyn,3.3} = 1.742 \text{ 秒}$$

##### $l_n/h = 4.2$ ：

$$T_{dyn,4.2} = 1.852 \text{ 秒}$$

其中  $h_n$  為基面至屋頂面高度，單位為公尺； $T_{code,Dual}$  為規範週期，其單位為秒； $T_{dyn}$  為動力週期。

依據耐震設計規範 (2022)規定動力週期值不得大於前述經驗公式週期之 1.4 倍，四個案例皆由 1.4 倍規範週期控制：

$$C_U = 1.4$$

$$T_{design,Dual} = \min\{C_U T_{code,Dual}, T_{dyn,Dual}\} = 1.238 \text{ 秒}$$

$C_U$  為週期上限係數。

臺北盆地之工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$ ，隨建築物基本振動週期  $T$ 、工址短週期設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與轉換週期  $T_0^D$  而改變，如表 5-12 所示；工址最大考量水平譜加速度係數  $S_{aM}$ ，隨建築物基本振動週期  $T$ 、工址短週期最大考量水平譜加速度係數  $S_{MS}$  與轉換週期  $T_0^M$  而改變，如表 5-13 所示。設計週期  $T_{design,Dual}$  屬於中週期，介於  $T_0^D$  與 2.5 倍的  $T_0^D$  之間，因此設計水平譜加速度  $S_{aD,Dual}$ ：

$$\begin{aligned} S_{aD,Dual} &= S_{DS} T_0^D / T_{design,Dual} \\ &= 0.6 \times 1.05 / 1.238 = 0.509 \end{aligned}$$

設計週期 $T_{design,Dual}$ 屬於中週期，介於 $T_0^D$ 與 2.5 倍的 $T_0^D$ 之間，因此最大水平譜加速度 $S_{aM,Dual}$ ：

$$\begin{aligned} S_{aM,Dual} &= S_{MS} T_0^M / T_{design,Dual} \\ &= 0.8 \times 1.05 / 1.238 = 0.678 \end{aligned}$$

由於設計時不論採用工作應力法或極限設計法，都隱含有安全係數在內，因此在設計地震力 $P_d$ 作用下，建築物距第一個斷面降伏所對應的地震力 $P_y$ 還有一段距離，此比值 $P_y/P_d$  稱為起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y$ 。起始降伏地震力放大倍數 $\alpha_y$ 係計及設計地震力放大倍後，構造開始產生第一個斷面降伏，其值與所採用之設計方法有關。此案例起始降伏地震力放大係數 $\alpha_y$ ：

採用鋼筋混凝土構造，依極限強度設計法， $\alpha_y = 1.0$

結構系統容許韌性容量 $R_{a,Dual}$ ：

$$\begin{aligned} R_{a,Dual} &= 1 + \frac{R-1}{2} \\ &= 1 + \frac{4.8-1}{2} = 2.9 \end{aligned}$$

結構系統地震力折減係數 $F_u$ 、 $F_{uM}$ 與容許韌性容量 Ra 及基本振動週期 T 的關係式如下，其轉換原理如圖 5-7，根據等位移及等能量法則作轉換及內插：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D < T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases}$$

$$F_{uM} = \begin{cases} R & ; T \geq T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} + (R - \sqrt{2R - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^M}{0.4T_0^M} & ; 0.6T_0^M < T \leq T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} & ; 0.2T_0^M \leq T \leq 0.6T_0^M \\ \sqrt{2R - 1} + (\sqrt{2R - 1}) \times \frac{T - 0.2T_0^M}{0.2T_0^M} & ; T \leq 0.2T_0^M \end{cases}$$

在本案例中，由於設計週期 $T_{design,Dual}$ 皆大於 $T_0^D$ 、 $T_0^M$ ，結構系統地震力折減係數 $F_{u,Dual}$ 如下：

$$F_{u,Dual} = R_{a,Dual} = 2.9 ; T_{design,Dual} = 1.238 \geq T_0^D = 1.05$$

$$F_{uM,Dual} = R_{Dual} = 4.8 ; T_{design,Dual} = 1.238 \geq T_0^M = 1.05$$

耐震設計規範 (2022) 中的  $\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$  以及  $\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m$  採下列公式修正：

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{aD}}{F_u} < 0.8 \\ 0.7 \frac{S_{aD}}{F_u} & ; \frac{S_{aD}}{F_u} \geq 0.8 \end{cases}$$

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \begin{cases} \frac{S_{aM}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aM}}{F_{uM}} + 0.144 & ; 0.3 < \frac{S_{aM}}{F_{uM}} < 0.8 \\ 0.7 \frac{S_{aD}}{F_{uM}} & ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \geq 0.8 \end{cases}$$

此例的  $\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m$  及  $\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m$  修正如下：

$$\left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m = \frac{S_{aD,Dual}}{F_{u,Dual}} = 0.1253 ; \frac{S_{aD}}{F_u} \leq 0.3$$

$$\left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m = \frac{S_{aM,Dual}}{F_{uM,Dual}} = 0.1009 ; \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \leq 0.3$$

耐震設計秉持的基本原則為，使建築物結構體在中小度地震時保持在彈性限度內；設計地震時容許產生塑性變形，但韌性需求不得超過容許韌性容量；最大考量地震時則使用之韌性可以達規定之韌性容量。其概念即為小震不壞；中震可修；大震不倒的原則。因此最終控制的設計地震力由三種地震水準及耐震設計目標取大者控制，分別如下：

中小度地震：為回歸期約 30 年之地震，其 50 年超越機率約為 80 % 左右。

避免中小度地震降伏之設計地震力  $V^*$ ：

$$V^* = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$$

設計地震：為回歸期 475 年之地震，其 50 年超越機率約為 10 % 左右。

最小設計水平地震力  $V_D$ ：

$$V_D = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aD}}{F_u}\right)_m W$$

最大考量地震：為回歸期 2500 年之地震，其 50 年超越機率約為 2 % 左右。

避免最大考量地震崩塌之設計地震力  $V_M$ ：

$$V_M = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}}\right)_m W$$



靜力分析之設計地震力 $V_{control}$ ：

$$V_{control} = \max\{V^*, V_D, V_M\}$$

本節特殊抗彎矩構架案例：

$$V^*_{SMRF} = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.1453W$$

$$V_{D,SMRF} = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.1253W$$

$$V_{M,SMRF} = \frac{I}{1.4\alpha_y} \left( \frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m W = 0.1009W$$

$$V_{SMRF} = \max\{V^*_{SMRF}, V_{D,SMRF}, V_{M,SMRF}\} = \frac{IF_u}{3.5\alpha_y} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W = 0.1453W$$

最終四個案例皆由避免中小度地震降伏之設計地震力 $V^*_{SMRF}$ 控制，其靜力下的設計地震力為0.1453W。

動力分析法按照耐震設計規範 (2022)中第三章的規定進行分析，動力分析採用之加速度反應譜係數 $S_{aD}$ 、 $S_{aM}$ ，為週期之函數，其與第二章定義相同，動力分析之調整係數為了與靜力分析方法相對應，若為 $V_D$ 主控，則調整係數為 $\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left( \frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ ；若為 $V_M$ 所控制時，動力分析採用之加速度反應譜係數用 $S_{aM}$ ，調整係數為 $\frac{I}{1.4\alpha_y S_{aM}(T_1)} \left( \frac{S_{aM}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ ；且為避免中小度地震時建築物過早降伏，對於臺北盆地，調整係數為 $\frac{IF_u(T_1)}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left( \frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ ， $T_1$ 為建築物在所考慮方向之基本振動週期。並且因 $S_{aD}$ 值為加速度反應譜值與重力加速度的商，因此程式設定調整係數時，還需要乘上 $g = 9.8$ ，本系統的動力調整係數為 $\frac{IF_u(T_1)}{1.4\alpha_y S_{aD}(T_1)} \left( \frac{S_{aD}(T_1)}{F_u(T_1)} \right)_m$ ，輸入於 CSI- ETABS (2016) 模型的動力設計水平加速度反應譜與特殊抗彎矩構架系統、二元系統(無開孔)相同，如表 5- 22 所示。

### 5.4.3 結果分析

將前述幾節的資訊於模型中建立，可由 CSI- ETABS (2016)分析將得到以下資訊：結構的基本振態及週期與各質量比、基底剪力、結構桿件受力與層間變位等等資訊，並藉由分析結果挑出最大需求處，以設計該處的梁柱配筋，並檢核其梁柱接頭。此部分將於 5.5 節進行系統比較。

建築物之動力分析，主要以多振態反應譜疊加法進行。四個案例結構的基本振態及週期與各質量比詳表 5- 32、表 5- 35、表 5- 38 及表 5- 41 所考慮之振態數



目應使 x 向，y 向及扭轉方向之有效質量和均已超過建築物總質量的 90%。符合耐震設計之多振態反應譜疊加法的規定。

依耐震設計規範 (2022) 第 3.3 節總橫力的調整規定，本模型構造物動力分析所得任一主軸方向之總橫力會以動態放大係數提高，以一樓基底剪力為例：

**$l_n/h = 1.5:$**

靜力地震力為 1390 噸

**$l_n/h = 2.4:$**

靜力地震力為 1375 噸

**$l_n/h = 3.3:$**

靜力地震力為 1375 噸

**$l_n/h = 4.2:$**

靜力地震力為 1378 噸

而動態地震力的結果如表 5-24 所示，已將其放大至與靜力地震力的結果一致。

耐震設計規範 (2022) 在地震力為回歸期約 30 年左右之作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角，其容許最大層間相對側向位移角為 0.5%，而此地震力由下式計算：

$$V_{drift} = \frac{IF_u}{4.2} \left( \frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W \quad (5.10)$$

其中，計算位移時所施加的設計地震力，可採動力週期，T 值不必受小於經驗公式週期值 1.4 倍的限制，且  $S_{aD}$  亦不受不得低於  $0.4S_{DS}$  限制，由於四個案例之動力週期不同，因此用以檢核的層間相對側向位移角地震力會不同，之由上節地震力計算結果代入此式，可得  $V_{drift}$  如下：

**$l_n/h = 1.5:$**

$$V_{drift} = 0.1025 W$$

**$l_n/h = 2.4:$**

$$V_{drift} = 0.0931 W$$

**$l_n/h = 3.3:$**

$$V_{drift} = 0.0861 W$$

**$l_n/h = 4.2:$**

$$V_{drift} = 0.0810 W$$

將上述各值套入各模型再次分析可得各樓層最大層間變位角如

表 5-34、

表 5-37、

表 5-40 及

表 5-43 所示，其中各案例的最大變位角與該樓層如下：

$l_n/h = 1.5$ :

最大層間變位角 = 0.269% ; 8 樓

$l_n/h = 2.4$ :

最大層間變位角 = 0.301% ; 8 樓

$l_n/h = 3.3$ :

最大層間變位角 = 0.334% ; 6 樓

$l_n/h = 4.2$ :

最大層間變位角 = 0.359% ; 6 樓

隨著開孔尺寸越大，剪力牆控制位移的效益降低，二元系統越趨於特殊抗彎矩構架系統，因此最大層間變位角也隨之抬升。

梁柱接頭的剪力強度檢核依土木 401-110 (2021)設計，就需求面考量，本研究針對鋼筋量相對較大且同時接頭圍束效應不完整之梁進行檢核與試算，如圖 5-8 示，檢核的接頭平面位置位於柱編號 C2 處；而就強度層面考量，由於本案之混凝土強度隨樓高漸變，且由於一樓模擬大廳，柱挑高，因此需檢核 2 樓、4 樓、5 樓及 8 樓，檢核的接頭立面位置如圖 5-9 所示。接頭剪力需求  $V_{e,joint}$  應由下式計算：

$$V_{e,joint} = T_{pr1} + T_{pr2} - V_{col} \quad (5.11)$$

梁端產生塑鉸，接頭兩側正負向拉力鋼筋降伏且應變硬化， $T_{pr1} + T_{pr2}$  為兩側正負向拉力鋼筋面積與相對應的應變硬化強度(以 1.25 倍的  $f_y$  計算)之乘積相加， $V_{col}$  為梁撓曲降伏產生極限彎矩  $M_{pr}$  之對應柱剪力，如下式：



$$V_{col} = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{h} \quad (5.12)$$

$M_{pr1} + M_{pr2}$  為接頭兩側因鋼筋應變硬化產生的正負向極限彎矩(以 1.25 倍的  $f_y$  計算);  $h$  為該層接頭上下層柱高之平均。接頭之剪力強度計算如下式:

$$\phi V_{n,joint} = \phi \times \gamma \sqrt{f'_c} b_j h \quad (5.13)$$

其中,  $h$  為平行產生剪力之鋼筋之接頭深度, 即為設計方向之柱全深;  $\gamma$  為接頭圍束狀況指標, 詳表 5-18;  $b_j$  為有效接頭寬度, 應為柱全寬, 但當柱寬大於梁寬時, 其柱寬與梁腹寬之兩側差值須個別小於接頭深度  $h$  之 1/4, 如圖 5-10 所示。強度折減係數  $\phi$  使用 0.85。設計結果, 如表 5-44 到表 5-47 呈現, 將強度  $\phi V_{n,joint}$  除以需求  $V_{e,joint}$  以檢核其是否通過, 並可量化其接頭的剪力容量, 便於比較, 由表可知, 容量最小之處為八樓。且可以發現隨剪力牆開孔尺寸越小, 接頭的作用剪力就越小, 得證二元系統的剪力牆可有效減少梁配筋, 可使梁柱接頭更易設計。

## 5.5 系統比較

針對位移控制能力, 將前述 5.2、5.3 及 5.4 節的案例進行比較, 由圖 5-19, 呈現特殊抗彎矩構架、二元系統(無開孔)及二元系統不同開孔尺寸之樓層的層間變位角。由圖可看出二元系統中位於服務核心之剪力牆為擁有極大勁度, 使該結構受震時的側向位移控制能力較佳。剪力牆對於低、高樓層之結構行為不同, 剪力牆在低樓層受力佔比較高, 而在高樓層轉而由構架系統承受剪力, 圖 5-20。意即構架系統對於高樓層的位移掌控較優於剪力牆, 而剪力牆對於低樓層的位移掌控則優於構架系統, 因此結合兩者的二元系統, 擁有較佳的位移控制能力, 由於剪力牆與構架系統相互補足了控制較差的樓層, 因此二元系統的層間相對變位於各樓層分布較均勻。而當開孔尺寸(跨深比)越大時, 剪力牆的效益降低, 結構系統越趨於特殊抗彎矩構架系統, 圖 5-19 可看出, 跨深比 1.5、2.4、3.3 及 4.2 的層間相對變位角會介於無開孔二元系統與特殊抗彎矩構架系統之間。



圖 5-20 為二元系統(無開孔)模型受力與特殊抗彎矩構架受力情形之比對，左側為特殊抗彎矩構架，右側為二元系統(無開孔)，實心部分為構架部分所承受之基底剪力，圖中顯示二元系統的實心部分於各樓層皆非常一致，而剪力牆所承受之剪力則是隨樓層數的增加而有所減少，此現象將使構架中梁、柱桿件的配筋量於各樓層的變化量得以控制。圖 5-21 到圖 5-24 分別為二元系統跨深比為 1.5、2.4、3.3 及 4.2 與特殊抗彎矩構架受力情形之比對。而圖 5-25 將其全部整合在一起進行比對，可明顯觀察出，當跨深比越大，即開孔尺寸越大，剪力牆的佔比漸減，構架承受的剪力上升。

表 5-19 為特殊抗彎矩構架系統的梁柱接頭設計，表 5-44 到表 5-47 為二元系統跨深比分別為 1.5、2.4、3.3 及 4.2 的梁柱接頭設計，由剪力容量值  $\phi V_{n,joint}/V_{e,joint}$ ，可看出，若開孔尺寸越小，剪力牆佔比越高，則其對於梁柱接頭有其效益，因為剪力牆的配置可使梁的鋼筋需求量降低，進而使梁柱接頭的剪力需求降低，即使二元系統的柱子尺寸縮減約 30%，二元系統的梁柱接頭設計容量仍很寬裕。

綜上述，二元系統的優勢如下：

(1)良好的位移控制能力：

使結構體的變形可完全掌控在規範規定的層間相對變位角上限 0.5%內。

(2)增加建物使用面積：

剪力牆的配置，可分攤構架所承受地震力使柱尺寸得以縮減。

(3)梁柱接頭設計更寬裕：

剪力牆的配置，使梁的鋼筋需求降低，進而使梁柱接頭更易於設計。

## 第六章 二元系統之剪力牆及連接梁設計例

本章接續第五章節的案例，將二元系統(開孔)之模型於此節進行剪力牆及連接梁的設計，二元系統(開孔)之模型跨深比包含 1.5、2.4、3.3、4.2。連接梁的設計流程依據第三章提出的建議進行設計;剪力牆的部分則依據第四章的建議流程設計。本研究期望對耦合牆系統提出合理的設計流程，因此以不同跨深比做為示範例，以評估本研究提出的設計方法之可行性。

四種跨深比的連接梁之剪力與彎矩需求，如表 6-1 所示。連接梁可依傳統鋼筋配置的設計結果如表 6-2 到表 6-4 所示，其中跨深比( $l_n/h$ ) = 1.5 皆不能以傳統梁設計;跨深比( $l_n/h$ ) = 2.4 的 6 到 14 樓可以傳統梁設計;跨深比( $l_n/h$ ) = 3.3 的 5 到 14 樓可以傳統梁設計;跨深比( $l_n/h$ ) = 4.2，全樓層皆可以傳統梁設計。表 6-5 至表 6-7 為依照本研究之建議設計結果，須以對角鋼筋配置的設計結果。圖 6-1 至圖 6-4 為跨深比( $l_n/h$ ) = 1.5、2.4 及 3.3 的對角鋼筋斷面圖及側視圖。

圖 6-5 為使用土木 401-110 (2021)設計的對角鋼筋配筋與本研究建議的配筋比較圖;圖 6-6 為使用土木 401-110 (2021)設計的傳統梁配筋與本研究建議的配筋比較圖。由於土木 401-110 (2021)規定跨深比( $l_n/h$ ) < 2 不可使用傳統梁配筋，因此跨深比( $l_n/h$ ) = 1.5 的案例僅列土木 401-110 (2021)對角鋼筋配置的結果;且其規定跨深比( $l_n/h$ ) ≥ 4 不可使用對角鋼筋配置，因此跨深比( $l_n/h$ ) = 4.2 的案例僅列土木 401-110 (2021)傳統梁配筋的結果。圖 6-5 跨深比( $l_n/h$ ) = 2.4 及 3.3 時，由配筋結果可看出本研究提出的混合配筋建議，可有效解決土木 401-110 (2021)所設計的對角鋼筋超量無法施工的問題，具經濟效益;而跨深比( $l_n/h$ ) = 1.5，兩者配筋量並無太大差異，此原因為雖土木 401-110 (2021)忽略混凝土貢獻，但其剪力需求取自 DBE 下的需求，相較本研究建議取 MCE 下的剪力需求小許多，雖於施工並無困難，但其設計流程不符合剪力容量設計概念;而跨深比( $l_n/h$ ) = 4.2，按本研究之建議設計，其結果不須配置對角鋼筋，配筋結果與土木 401-110 (2021)相同。圖 6-6 跨深比( $l_n/h$ ) = 2.4 及 3.3 依土木 401-110 (2021)設計傳統梁配筋，須放大斷面至 65 公分才得以設計，且箍筋需求量極高，箍筋間距雖符合規範規定，但因其排列過於密集於現場難以

施工。

四個案例的軸力彎矩互制圖如圖 6-7 到圖 6-10，本研究建議盡量讓因數化的載重組合需求洽滿足彎矩容量，意即軸力彎矩互制曲線洽碰到彎矩載重組合的需求。四個剪力牆的關於牆墩及牆的分類如表 6-8，且此表涵剪力牆之牆長。關於剪力牆的剪力設計如表 6-9 到表 6-16，將受拉牆及受壓牆分別列出其配筋設計及剪力需求，最終由受拉牆控制。若以土木 401-110 (2021) 設計剪力牆，其設計需求，及厚度需求如表 6-17 所示，在案例跨深比( $l_n/h$ ) = 1.5、2.4 及 3.3 皆使用牆厚 65 公分設計即足夠，但若開孔較大，跨深比( $l_n/h$ ) = 4.2 時，牆厚需求增為 70 公分。剪力牆的斷面配筋圖，如圖 6-11 到圖 6-14。本研究對於剪力牆，旨在探討邊界構材及腹板鋼筋設計的方法與合理性，並將特殊水平鋼筋的需求加以量化設計。

## 6.1 跨深比( $l_n/h$ )=1.5

### 6.1.1 連接梁設計

由於彎矩受力最大處於第三樓層，圖 6-15，造成三樓的剪力需求最大，如圖 6-16，故以此樓層作為連接梁的設計示範例。其原因為一樓因柱挑高形成軟弱層，且四樓之混凝土強度降為  $350\text{kgf/cm}^2$ ，相對於三樓，勁度較小，故造就第三樓層需求最高的現象。

**第一步：**找 DBE 下的彎矩需求及撓曲鋼筋需求

為了避免連接梁對角鋼筋的超量設計，所有可提供撓曲強度的鋼筋面積稱  $A_{st}$ ，而此撓曲鋼筋面積  $A_{st}$  應滿足 DBE 下的彎矩需求，如下：

$$\phi_f M_n \geq M_u = 196 \text{ tf} - m$$

$$A_{st} = A_l + A_{vd} \cos \alpha$$

式中，撓曲強度的折減係數  $\phi_f = 0.9$ ;  $M_n$  為連接梁的標稱彎矩強度;  $M_u$  為 DBE 下的彎矩需求。式中， $A_l$  為縱向撓曲鋼筋; 而  $A_{vd}$  為對角鋼筋，將其乘上  $\cos \alpha$  轉至水平面上，則為對角鋼筋可抵抗撓曲的強度。

用梁的撓曲斷面分析，利用力與力矩的平衡，找出符合需求相應的撓曲鋼筋面積

$A_{st}$  及當混凝土應變達 0.003，拉力筋恰降伏時的混凝土壓力區深度  $c$ :

參數假設:

$\varepsilon_c$ : 混凝土的極限壓應變 = 0.003

$E_s$ : 鋼筋的彈性模數 =  $2.04 \times 10^6$  kgf/cm<sup>2</sup>



$$\sum F = 0 : C_c + C'_s - T_s = 0$$

$$\sum M = 0 : M_n = \frac{M_u}{\phi_f} = C_c \left( c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + C'_s (c - d') + T_s (d - c)$$

代入  $M_u = 196$  tf - m，得  $c = 18.09$  cm； $A_{st} = 54.13$  cm<sup>2</sup>

**第二步：**找 MCE 下的剪力需求:

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 272.22}{1.8} = 302.5 \text{ tf}$$

$$M_{pr} = \Omega \times M_n = \Omega \times \frac{M_u}{\phi_f} = 1.25 \times \frac{196}{0.9} = 272.22 \text{ tf - m}$$

**第三步：**設計連接梁箍筋

參數計算如下:

$$b_{c,x} = b - 2i = 52 \text{ cm}$$

$$b_{c,y} = h - 2i = 112 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = b_{c,x} \times b_{c,y} = 5824 \text{ cm}^2$$

$$A_g = b \times h = 7200 \text{ cm}^2$$

土木 401-110 (2021) 規定圍束箍筋在 X 向須滿足下式:

$$A_{shx,req} = \max \left\{ 0.3s b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); 0.09s b_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} = 10.08 \text{ cm}^2$$

土木 401-110 (2021)規定圍束箍筋在 Y 向須滿足下式:

$$A_{shy,req} = \max \left\{ 0.3sb_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); 0.09sb_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} = 4.68 \text{ cm}^2$$

且須滿足箍筋的間距  $s \leq \{6d_b, 15\}$  公分， $d_b$  為對角鋼筋最小直徑者，梁斷面上垂直與水平方向上繫筋或閉合箍筋各肢之間距不超過 20 公分。

→ $A_{shx}$  採用 8-#4@10 cm

→ $A_{shy}$  採用 4-#4@10 cm

**第四步：**判斷可否用傳統梁設計

依土木 401-110 (2021)規定設計:

本案例之跨深比  $l_n/h = 1.5 < 2 \rightarrow$  必須配置對角鋼筋。

依軟化壓拉桿模型計算:

$$A_{st} \times f_y = 0.85 \times f'_c \times a \times b \rightarrow a = 10.52 \text{ cm}$$

由於  $l_n/h = 1.5 < 2$ ，屬於深梁，其皆為 D 區域， $\theta$  依下式計算:

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h-a}{l_n} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{120-10.52}{180} \right) = 31.3^\circ$$

$$\theta < 45^\circ; \rho = \rho_{sh,y} = \frac{A_{shy}}{bs} = \frac{4 \times 1.267}{60 \times 10} = 0.0084$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B = 1.39$$

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c (\text{kgf/cm}^2)}} = 0.52$$

選擇高塑性階段的 a 做計算:

$$C_d = K \times \zeta \times f'_c \times a \times b = 192 \text{ tf}$$



$$\frac{V_p}{\phi_s} = 432 \text{ tf} > C_d \sin \theta = 99.74 \text{ tf} \rightarrow \text{必須配置對角鋼筋}$$

#### 第五步：連接梁的對角鋼筋與撓曲鋼筋設計

MCE 下的剪力需求扣除混凝土可貢獻的剪力強度後，即為所需要的對角鋼筋量  $A_{vd}$ ：

$$V_n = C_d \sin \theta + (1 + \Omega)A_{vd}f_y \sin \alpha \geq V_p/\phi \rightarrow A_{vd,req} = 66.9 \text{ cm}^2$$

須配置 8-#10 對角鋼筋，且因為有對角鋼筋的配置，強度折減係數  $\phi = 0.85$ 。

需額外檢核鋼筋量是否足以控制使用載重下的裂縫發展，如下式：

$$s_d = 16.1 \leq \min \left\{ 38 \left( \frac{2800}{f_s} - 2.5C_c \right), 30 \left( \frac{2800}{f_s} \right) \right\} = 24.8 \text{ cm (ok)}$$

### 6.1.2 剪力牆設計

由於一樓的剪力需求最大，且因一樓挑高，造成剪力牆之剪力強度相對較低，因此關於剪力牆的計算例以一樓為例。

#### 第一步：以彈性拉桿配筋設計腹板

$$\rho_{elastic} = \frac{1}{12} \frac{f'_c}{f_y} = 0.83\% \rightarrow \text{腹板使用雙層雙向}\#6@10 \text{ cm}$$

#### 第二步：是否須配置特殊邊界構材

按土木 401-110 (2021) 第 18.7.6.2 或 18.7.6.3 節評估，經查核，此案例須配置特殊邊界構材。

#### 第三步：滿足特殊邊界構材規定

特殊邊界構材之邊界構材由承壓面起算之長度  $l_{be}$  須符合下式：

$$l_{be} \geq \max \left\{ c - 0.1l_w, \frac{c}{2} \right\}$$

藉由斷面分析軟體 xtract 得受拉牆段  $c = 70.5 \text{ cm}$ ；受壓牆段  $c = 88.2 \text{ cm}$ ，受壓及受拉區區分，如圖 6-17 所示，當遇單一方向之側力，對圖中左方之牆段形成受拉；圖中右方之牆段形成受壓機制。其相應斷面如圖 6-17 所示，對受拉牆段而言，其受壓區為藍色區域；對受壓牆段而言，其受壓區為綠色區域，本研究設計分

別配置  $75\text{ cm} \times 75\text{ cm}$  及  $65\text{ cm} \times 65\text{ cm}$  之邊界構材，檢核如下：

受拉牆：

$$l_{be} = 65\text{ cm} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1l_w = 35.75 \\ \frac{c}{2} = 35.25 \end{array} \right\}$$

受壓牆：

$$l_{be} = 75\text{ cm} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1l_w = 53.45 \\ \frac{c}{2} = 44.1 \end{array} \right\}$$



且直線閉合箍筋的橫向鋼筋量須符合下式：

$$A_{sh}/sb_c \geq \max \left\{ 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\}$$

→  $75\text{ cm} \times 75\text{ cm}$  及  $65\text{ cm} \times 65\text{ cm}$  之邊界構材，皆使用雙向對稱 5-#4@10

#### 第四步：剪力牆彎矩容量設計(DBE)

藉由斷面分析軟體 xtract 繪製軸力彎矩互制圖，並將 CSI-ETABS (2016) 之模型分析的規定載重組合繪於圖中，如圖 6-7 所示，於邊界構材的主筋設計上須盡可能地找洽符合彎矩需求的設計。

#### 第五步：剪力牆剪力容量設計(MCE)

由於受拉牆段的軸力較小，其鋼筋需求會主控，因此以受拉牆段為例。先依土木 401-110 (2021) 藉由表 2-1 判斷此剪力牆屬於牆亦或牆墩，其  $h_w/l_w \geq 2$ ，而  $l_w/t_w = 347.5/65 = 5.35$ ，屬於牆墩，因  $2.5 \leq l_w/t_w \leq 6$ 。本研究建議，則其剪力放大係數將使用  $\Omega_o$  與  $\Omega_v \times \omega_v$ ，兩者取大值作為剪力放大係數，如下式：

$$V_e = \Omega_{max} V_u = 2 \times 327 \leq \phi V_n = 0.75 V_n$$

$$\Omega_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \Omega_o = 2 \\ \Omega_v \times \omega_v = 1.5 \times 1.28 = 1.92 \end{array} \right\} = 2$$

Hwang et al. (2017)提出之軟化壓拉桿模型公式如下:

$$\phi V_n = \phi V_{n,SST} = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cos \theta$$

$\theta$  角度，以單曲率計算:

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{\ell_h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{d - \frac{kd}{3}}\right)$$

因會配置足夠的特殊水平鋼筋，因此 $h_w$ 可取牆底至水平鋼筋的鋼筋重心，假設孔高頂端水平鋼筋的鋼筋重心 $h_s$ 為 7 公分做計算， $h_w = h_o + h_s = 330 + 7 = 337 \text{ cm}$

$K$ 之計算公式，其中因採彈性拉桿配置 $A = B = 1$ ：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1$$

對角壓桿端部承壓面積( $A_{str}$ )， $t_w = 65 \text{ cm}$ ：

$$A_{str} = kd \times t_w$$

Hsu et al. (2023):

$$kd = \left( \sqrt{(\rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n})^2 n^2 + 2 \left(0.8\rho_{BE} + \frac{\rho_v}{2}\right) n} - \left(\rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n}\right) n \right) l_w$$

$$ALR = \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c} = 0.4\%$$

$$\rho_v = \frac{a_{sv}}{t_w s} = 0.882$$

$$n = \frac{E_{sv}}{E_c} = 8.3$$

由於 $K$ 、 $\theta$ 、 $A_{str}$ 唯一的未知數為 $kd$ ，而 $kd$ 中的 $ALR$ 由模型分析獲得， $\rho_v$ 已因彈性拉桿的配置，而有定值，唯一的變數即為 $\rho_{BE}$ ，因此可由剪力需求計算





出邊界構材主筋的需求:

→ 配置邊界構材主筋 16-#7

此時:

$$\rho_{BE} = \frac{A_{s,BE}}{\ell_w t_w} = 0.0027$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{\ell_h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{d - \frac{kd}{3}}\right) = 50.2^\circ$$

$$A_{str} = kd \times t_w = 87 \times 65 = 5655 \text{ cm}^2$$

#### 第六步: 設計特殊水平鋼筋

接著設計特殊水平鋼筋, 以確保由足夠的拉力能使節點平衡, 為求保守, 忽略介面剪力強度的貢獻。

$$C_d \cos \theta = 933 \text{ tf}$$

$$T_t = V_c + V_s = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) b_w d = 965 \text{ tf}$$

$T_t \geq C_d \cos \theta$  → 雖不須  $T_s$ , 為求保守, 本研究在此設計配置 2-#7 水平鋼筋。將連接梁之撓曲鋼筋與對角鋼筋深入牆體, 使其得以有效傳力, 並設置特殊水平鋼筋使其錨定於邊界構材, 如圖 6-18 所示, 此為剪力元素示意圖, 圖中藍色鋼筋即為特殊水平鋼筋, 壓桿力量由綠色箭頭傳遞。



## 6.2 跨深比( $l_n/h$ )=2.4

### 6.2.1 連接梁設計

如圖 6-15 及圖 6-16，以三樓做為設計示範案例。流程幾乎與 6.1.1 節一致。

**第一步：**找 DBE 下的彎矩需求及撓曲鋼筋需求

為了避免連接梁對角鋼筋的超量設計，所有可提供撓曲強度的鋼筋面積稱  $A_{st}$ ，而此撓曲鋼筋面積  $A_{st}$  應滿足 DBE 下的彎矩需求，如下式：

$$\phi_f M_n \geq M_u = 241 \text{ tf} - m$$

$$A_{st} = A_l + A_{vd} \cos \alpha$$

式中，撓曲強度的折減係數  $\phi_f = 0.9$ ； $M_n$  為連接梁的標稱彎矩強度； $M_u$  為 DBE 下的彎矩需求。式中， $A_l$  為縱向撓曲鋼筋；而  $A_{vd}$  為對角鋼筋，將其乘上  $\cos \alpha$  轉至水平面上，則為對角鋼筋可抵抗撓曲的強度。

用梁的撓曲斷面分析，利用力與力矩的平衡，找出符合需求相應的撓曲鋼筋面積  $A_{st}$  及當混凝土應變達 0.003，拉力筋恰降伏時的混凝土壓力區深度  $c$ ：

參數假設：

$\epsilon_c$ : 混凝土的極限壓應變 = 0.003

$E_s$ : 鋼筋的彈性模數 =  $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

$$\sum F = 0 : C_c + C'_s - T_s = 0$$

$$\sum M = 0 : M_n = \frac{M_u}{\phi_f} = C_c \left( c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + C'_s (c - d') + T_s (d - c)$$

代入  $M_u = 241 \text{ tf} - m$ ，得  $c = 17.59 \text{ cm}$ ； $A_{st} = 74.29 \text{ cm}^2$

**第二步：**找 MCE 下的剪力需求：

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 335.5}{2.65} = 253.2 \text{ tf}$$

$$M_{pr} = \Omega \times M_n = \Omega \times \frac{M_u}{\phi_f} = 1.25 \times \frac{241}{0.9} = 335.5 \text{ tf} - m$$



### 第三步：設計連接梁箍筋

參數計算如下：

$$b_{c,x} = b - 2i = 52 \text{ cm}$$

$$b_{c,y} = h - 2i = 102 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = b_{c,x} \times b_{c,y} = 5304 \text{ cm}^2$$

$$A_g = b \times h = 6600 \text{ cm}^2$$

土木 401-110 (2021)規定圍束箍筋在 X 向須滿足下式：

$$A_{shx,req} = \max \left\{ 0.3sb_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); 0.09sb_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} = 9.18 \text{ cm}^2$$

土木 401-110 (2021)規定圍束箍筋在 Y 向須滿足下式：

$$A_{shy,req} = \max \left\{ 0.3sb_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); 0.09sb_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} = 4.68 \text{ cm}^2$$

且須滿足箍筋的間距  $s \leq \{6d_b, 15\}$  公分， $d_b$  為對角鋼筋最小直徑者，梁斷面上垂直與水平方向上繫筋或閉合箍筋各肢之間距不超過 20 公分。

→  $A_{shx}$  採用 8-#4@10 cm

→  $A_{shy}$  採用 4-#4@10 cm

### 第四步：判斷可否用傳統梁設計

依土木 401-110 (2021)規定設計：

本案例之跨深比  $\frac{l_n}{h} = 2.4 > 2 \rightarrow$  用  $2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$  判定。

$$\frac{V_p}{\phi_s} = 338 \text{ tf} > 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} = 327 \rightarrow \text{必須配置對角鋼筋}$$

依軟化壓拉桿模型計算：



$$A_{st} \times f_y = 0.85 \times f'_c \times a \times b \rightarrow a = 14.57 \text{ cm}$$

由於  $l_n/h = 2.4 > 2$ ，屬於混合型配筋梁，均配置足夠剪力筋：

$$\theta = 45^\circ$$

$$\rho = \rho_{sh,y} = \frac{A_{sh,y}}{b_s} = \frac{4 \times 1.267}{60 \times 10} = 0.0084$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B = 1.14$$

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c (\text{kgf/cm}^2)}} = 0.52$$

選擇高塑性階段的 a 做計算：

$$C_d = K \times \zeta \times f'_c \times a \times b = 216 \text{ tf}$$

$$\frac{V_p}{\phi_s} = 338 \text{ tf} > C_d \sin \theta = 153 \text{ tf} \rightarrow \text{必須配置對角鋼筋}$$

$$V_s = \frac{A_{sh,y} \times f_{yt} \times \cot \theta}{s} = 199 \geq C_d \sin \theta = 153 \rightarrow A_{sh,y} \text{ 用 } 4\text{-}\#4@10 \text{ cm (ok)}$$

**第五步：**連接梁的對角鋼筋與撓曲鋼筋設計

MCE 下的剪力需求扣除混凝土可貢獻的剪力強度後，即為所需要的對角鋼筋量

$A_{vd}$ ：

$$V_n = C_d \sin \theta + (1 + \Omega) A_{vd} f_y \sin \alpha \geq V_p / \phi \rightarrow A_{vd,req} = 60.1 \text{ cm}^2$$

須配置 8-#10 對角鋼筋，且因為有對角鋼筋的配置，強度折減係數  $\phi = 0.85$ 。

所需要的撓曲鋼筋量  $A_l$ ：

$$A_l = A_{st} - A_{vd} \cos \alpha \rightarrow A_{l,req} = 11.3 \text{ cm}^2$$

須配置 4-#7 撓曲鋼筋

需額外檢核鋼筋量是否足以控制使用載重下的裂縫發展，如下式：

$$s_d = 15.7 \leq \min \left\{ 38 \left( \frac{2800}{f_s} - 2.5C_c \right), 30 \left( \frac{2800}{f_s} \right) \right\} = 24.8 \text{ cm (ok)}$$



## 6.2.1 剪力牆設計

由於一樓的剪力需求最大，且因一樓挑高，造成剪力牆之剪力強度相對較低，因此關於剪力牆的計算例以一樓為例。

**第一步：**以彈性拉桿配筋設計腹板

$$\rho_{elastic} = \frac{1}{12} \frac{f'_c}{f_y} = 0.83\% \rightarrow \text{腹板使用雙層雙向}\#6@10 \text{ cm}$$

**第二步：**是否須配置特殊邊界構材

按土木 401-110 (2021) 第 18.7.6.2 或 18.7.6.3 節評估，經查核，此案例須配置特殊邊界構材。

**第三步：**滿足特殊邊界構材規定

特殊邊界構材之邊界構材由承壓面起算之長度  $l_{be}$  須符合下式：

$$l_{be} \geq \max \left\{ c - 0.1l_w, \frac{c}{2} \right\}$$

藉由斷面分析軟體 xtract 得受拉牆段  $c = 67.5 \text{ cm}$ ；受壓牆段  $c = 83.5 \text{ cm}$ 。受壓及受壓牆區分，如圖 6-19 所示，當遇單一方向之側力，對圖中左方之牆段形成受拉；圖中右方之牆段形成受壓機制。其相應斷面如圖 6-19 所示，對受拉牆段而言，其受壓區為藍色區域；對受壓牆段而言，其受壓區為綠色區域，本研究設計分別配置  $75 \text{ cm} \times 75 \text{ cm}$  及  $65 \text{ cm} \times 65 \text{ cm}$  之邊界構材，檢核如下：

受拉牆：

$$l_{be} = 65 \text{ cm} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1l_w = 37 \\ \frac{c}{2} = 33.75 \end{array} \right\}$$

受壓牆：

$$l_{be} = 75 \text{ cm} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1l_w = 53 \\ \frac{c}{2} = 41.75 \end{array} \right\}$$

且直線閉合箍筋的橫向鋼筋量須符合下式：



$$A_{sh}/sb_c \geq \max \left\{ 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\}$$

→75 cm × 75 cm 及 65 cm × 65 cm 之邊界構材，皆使用雙向對稱 5-#4@10

#### 第四步：剪力牆彎矩容量設計(DBE)

藉由斷面分析軟體 xtract 繪製軸力彎矩互制圖，並將 CSI-ETABS (2016) 之模型分析的規定載重組合繪於圖中，如圖 6-8 所示，於邊界構材的主筋設計上須盡可能地找洽符合彎矩需求的設計。

#### 第五步：剪力牆剪力容量設計(MCE)

由於受拉牆段的軸力較小，其鋼筋需求會主控，因此以受拉牆段為例。先依土木 401-110 (2021) 藉由表 2-1 判斷此剪力牆屬於牆亦或牆墩，其  $h_w/l_w \geq 2$ ，而  $l_w/t_w = 305/65 = 4.69$ ，屬於牆墩，因  $2.5 \leq l_w/t_w \leq 6$ 。本研究建議，則其剪力放大係數將使用  $\Omega_o$  與  $\Omega_v \times \omega_v$ ，兩者取大值作為剪力放大係數，如下式：

$$V_e = \Omega_{max} V_u = 2 \times 312 \leq \phi V_n = 0.75 V_n$$

$$\Omega_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \Omega_o = 2 \\ \Omega_v \times \omega_v = 1.5 \times 1.28 = 1.92 \end{array} \right\} = 2$$

Hwang et al. (2017) 提出之軟化壓拉桿模型公式如下：

$$\phi V_n = \phi V_{n,SST} = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cos \theta$$

$\theta$  角度，以單曲率計算：

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{\ell_h} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{d - \frac{kd}{3}} \right)$$

因會配置足夠的特殊水平鋼筋，因此  $h_w$  可取牆底至水平鋼筋的鋼筋重心，假設孔高頂端水平鋼筋的鋼筋重心  $h_s$  為 7 公分做計算， $h_w = h_o + h_s = 340 + 7 = 347 \text{ cm}$

$K$  之計算公式，其中因採彈性拉桿配置  $A = B = 1$ ：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1$$

對角壓桿端部承壓面積( $A_{str}$ )， $t_w = 65 \text{ cm}$ ：

$$A_{str} = kd \times t_w$$

Hsu et al. (2023):

$$kd = \left( \sqrt{(\rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n})^2 n^2 + 2(0.8\rho_{BE} + \frac{\rho_v}{2})n} - (\rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n})n \right) l_w$$

$$ALR = \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c} = 0.1\%$$

$$\rho_v = \frac{a_{sv}}{t_w S} = 0.882$$

$$n = \frac{E_{sv}}{E_c} = 8.3$$

由於 $K$ 、 $\theta$ 、 $A_{str}$ 唯一的未知數為 $kd$ ，而 $kd$ 中的 $ALR$ 由模型分析獲得， $\rho_v$ 已因彈性拉桿的配置，而有定值，唯一的變數即為 $\rho_{BE}$ ，因此可由剪力需求計算出邊界構材主筋的需求：

→ 配置邊界構材主筋 16-#7

此時：

$$\rho_{BE} = \frac{A_{s, BE}}{\ell_w t_w} = 0.0031$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{\ell_h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{d - \frac{kd}{3}}\right) = 55.1^\circ$$

$$A_{str} = kd \times t_w = 78 \times 65 = 5070 \text{ cm}^2$$

#### 第六步：設計特殊水平鋼筋

接著設計特殊水平鋼筋，以確保由足夠的拉力能使節點平衡，為求保守，忽略介



面剪力強度的貢獻。

$$C_d \cos \theta = 800 \text{ tf}$$

$$T_t = V_c + V_s = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) b_w d = 833 \text{ tf}$$

$T_t \geq C_d \cos \theta \rightarrow$  雖不須  $T_s$ ，為求保守，本研究在此設計配置 2-#7 水平鋼筋。將連接梁之撓曲鋼筋與對角鋼筋深入牆體，使其得以有效傳力，並設置特殊水平鋼筋使其錨定於邊界構材，如圖 6-20 所示，此為剪力元素示意圖，圖中藍色鋼筋即為特殊水平鋼筋，壓桿力量由綠色箭頭傳遞。





## 6.3 跨深比( $l_n/h$ )=3.3

### 6.3.1 連接梁設計

如圖 6-15 及圖 6-16，以三樓做為設計示範案例。流程幾乎與 6.2.1 節一致。

**第一步：**找 DBE 下的彎矩需求及撓曲鋼筋需求

為了避免連接梁對角鋼筋的超量設計，所有可提供撓曲強度的鋼筋面積稱  $A_{st}$ ，而此撓曲鋼筋面積  $A_{st}$  應滿足 DBE 下的彎矩需求，如下式：

$$\phi_f M_n \geq M_u = 270 \text{ tf} - m$$

$$A_{st} = A_l + A_{vd} \cos \alpha$$

式中，撓曲強度的折減係數  $\phi_f = 0.9$ ； $M_n$  為連接梁的標稱彎矩強度； $M_u$  為 DBE 下的彎矩需求。式中， $A_l$  為縱向撓曲鋼筋；而  $A_{vd}$  為對角鋼筋，將其乘上  $\cos \alpha$  轉至水平面上，則為對角鋼筋可抵抗撓曲的強度。

用梁的撓曲斷面分析，利用力與力矩的平衡，找出符合需求相應的撓曲鋼筋面積  $A_{st}$  及當混凝土應變達 0.003，拉力筋恰降伏時的混凝土壓力區深度  $c$ ：

參數假設：

$\epsilon_c$ : 混凝土的極限壓應變 = 0.003

$E_s$ : 鋼筋的彈性模數 =  $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

$$\sum F = 0 : C_c + C'_s - T_s = 0$$

$$\sum M = 0 : M_n = \frac{M_u}{\phi_f} = C_c \left( c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + C'_s (c - d') + T_s (d - c)$$

代入  $M_u = 270 \text{ tf} - m$ ，得  $c = 17.18 \text{ cm}$ ； $A_{st} = 91.95 \text{ cm}^2$

**第二步：**找 MCE 下的剪力需求：

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 375}{3.3} = 227.2 \text{ tf}$$

$$M_{pr} = \Omega \times M_n = \Omega \times \frac{M_u}{\phi_f} = 1.25 \times \frac{270}{0.9} = 375 \text{ tf} - m$$



### 第三步：設計連接梁箍筋

參數計算如下：

$$b_{c,x} = b - 2i = 52 \text{ cm}$$

$$b_{c,y} = h - 2i = 92 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = b_{c,x} \times b_{c,y} = 4784 \text{ cm}^2$$

$$A_g = b \times h = 6000 \text{ cm}^2$$

土木 401-110 (2021)規定圍束箍筋在 X 向須滿足下式：

$$A_{shx,req} = \max \left\{ 0.3sb_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); 0.09sb_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} = 8.28 \text{ cm}^2$$

土木 401-110 (2021)規定圍束箍筋在 Y 向須滿足下式：

$$A_{shy,req} = \max \left\{ 0.3sb_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); 0.09sb_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} = 4.68 \text{ cm}^2$$

且須滿足箍筋的間距  $s \leq \{6d_b, 15\}$  公分， $d_b$  為對角鋼筋最小直徑者，梁斷面上垂直與水平方向上繫筋或閉合箍筋各肢之間距不超過 20 公分。

→  $A_{shx}$  採用 7-#4@10 cm

→  $A_{shy}$  採用 4-#4@10 cm

### 第四步：判斷可否用傳統梁設計

依土木 401-110 (2021)規定設計：

本案例之跨深比  $\frac{l_n}{h} = 3.3 > 2 \rightarrow$  用  $2.65\sqrt{f'_c}A_{cw}$  判定。

$$\frac{V_p}{\phi_s} = 294 \text{ tf} > 2.65\sqrt{f'_c}A_{cw} = 294 \rightarrow \text{可使用傳統梁配置}$$

若依傳統梁設計，則箍筋配置量須足以負擔剪力需求，如下：

$$V_s = \frac{A_{sh,y} \times f_{yt} \times d}{s} \geq \frac{V_p}{\phi_s} \rightarrow \text{須配置 7 根箍筋}$$

由於若使用傳統梁配置，箍筋會過於密集，不利施工，甚至進而須放大斷面，因此本例也提出若依據軟化壓拉桿模型計算所需配置的對角鋼筋設計結果：

$$A_{st} \times f_y = 0.85 \times f'_c \times a \times b \rightarrow a = 17.47 \text{ cm}$$

由於  $l_n/h = 3.3 > 2$ ，屬於混合型配筋梁，均配置足夠剪力筋：

$$\theta = 45^\circ$$

$$\rho = \rho_{sh,y} = \frac{A_{shy}}{b_s} = \frac{4 \times 1.267}{60 \times 10} = 0.0127$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B = 1.14$$

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c (\text{kgf/cm}^2)}} = 0.52$$

選擇高塑性階段的 a 做計算：

$$C_d = K \times \zeta \times f'_c \times a \times b = 259 \text{ tf}$$

$$\frac{V_p}{\phi_s} = 294 \text{ tf} > C_d \sin \theta = 183.5 \text{ tf} \rightarrow \text{必須配置對角鋼筋}$$

$$V_s = \frac{A_{sh,y} \times f_{yt} \times d \times \cot \theta}{s} = 183.5 \geq C_d \sin \theta = 183.5$$

$$\rightarrow A_{shy} \text{ 用 } 4\text{-}\#4@10 \text{ cm (ok)}$$

#### 第五步：連接梁的對角鋼筋與撓曲鋼筋設計

MCE 下的剪力需求扣除混凝土可貢獻的剪力強度後，即為所需要的對角鋼筋量

$A_{vd}$ ：

$$V_n = C_d \sin \theta + (1 + \Omega) A_{vd} f_y \sin \alpha \geq V_p / \phi \rightarrow A_{vd, req} = 41.6 \text{ cm}^2$$

須配置 6-#10 對角鋼筋，且因為有對角鋼筋的配置，強度折減係數  $\phi = 0.85$ 。

所需要的撓曲鋼筋量  $A_l$ :

$$A_l = A_{st} - A_{vd} \cos \alpha \rightarrow A_{l, req} = 41.2 \text{ cm}^2$$

須配置 6-#10 撓曲鋼筋

需額外檢核鋼筋量是否足以控制使用載重下的裂縫發展，如下式:

$$s_d = 15.4 \leq \min \left\{ 38 \left( \frac{2800}{f_s} - 2.5C_c \right), 30 \left( \frac{2800}{f_s} \right) \right\} = 24.8 \text{ cm (ok)}$$

### 6.3.2 剪力牆設計

由於一樓的剪力需求最大，且因一樓挑高，造成剪力牆之剪力強度相對較低，因此關於剪力牆的計算例以一樓為例。

**第一步：**以彈性拉桿配筋設計腹板

$$\rho_{elastic} = \frac{1}{12} \frac{f'_c}{f_y} = 0.83\% \rightarrow \text{腹板使用雙層雙向}\#6@10 \text{ cm}$$

**第二步：**是否須配置特殊邊界構材

按土木 401-110 (2021) 第 18.7.6.2 或 18.7.6.3 節評估，經查核，此案例須配置特殊邊界構材。

**第三步：**滿足特殊邊界構材規定

特殊邊界構材之邊界構材由承壓面起算之長度  $l_{be}$  須符合下式:

$$l_{be} \geq \max \left\{ c - 0.1l_w, \frac{c}{2} \right\}$$

藉由斷面分析軟體 xtract 得受拉牆段  $c = 65 \text{ cm}$ ；受壓牆段  $c = 77.5 \text{ cm}$ 。受壓及受壓牆區分，如圖 6-21 所示，當遇單一方向之側力，對圖中左方之牆段形成受拉；圖中右方之牆段形成受壓機制。其相應斷面如圖 6-21 所示，對受拉牆段而言，其受壓區為藍色區域；對受壓牆段而言，其受壓區為綠色區域，本研究設計分別配置  $75 \text{ cm} \times 75 \text{ cm}$  及  $65 \text{ cm} \times 65 \text{ cm}$  之邊界構材，檢核如下:

受拉牆:



$$l_{be} = 65 \text{ cm} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1l_w = 37.75 \\ \frac{c}{2} = 32.5 \end{array} \right\}$$

受壓牆:

$$l_{be} = 75 \text{ cm} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1l_w = 50.25 \\ \frac{c}{2} = 38.75 \end{array} \right\}$$

且直線閉合箍筋的橫向鋼筋量須符合下式:

$$A_{sh}/sb_c \geq \max \left\{ 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\}$$

→75 cm × 75 cm 及 65 cm × 65 cm 之邊界構材，皆使用雙向對稱 5-#4@10

#### 第四步：剪力牆彎矩容量設計(DBE)

藉由斷面分析軟體 xtract 繪製軸力彎矩互制圖，並將 CSI-ETABS (2016) 之模型分析的規定載重組合繪於圖中，如圖 6-8 所示，於邊界構材的主筋設計上須盡可能地找洽符合彎矩需求的設計。

#### 第五步：剪力牆剪力容量設計(MCE)

由於受拉牆段的軸力較小，其鋼筋需求會主控，因此以受拉牆段為例。先依土木 401-110 (2021) 藉由表 2-1 判斷此剪力牆屬於牆亦或牆墩，其  $h_w/l_w \geq 2$ ，而  $l_w/t_w = 272.5/65 = 4.19$ ，屬於牆墩，因  $2.5 \leq l_w/t_w \leq 6$ 。本研究建議，則其剪力放大係數將使用  $\Omega_o$  與  $\Omega_v \times \omega_v$ ，兩者取大值作為剪力放大係數，如下式:

$$V_e = \Omega_{max} V_u = 2 \times 300 \leq \phi V_n = 0.75 V_n$$

$$\Omega_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \Omega_o = 2 \\ \Omega_v \times \omega_v = 1.5 \times 1.28 = 1.92 \end{array} \right\} = 2$$

Hwang et al. (2017) 提出之軟化壓拉桿模型公式如下:

$$\phi V_n = \phi V_{n,SST} = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cos \theta$$

$\theta$  角度，以單曲率計算:

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{\ell_h} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{d - \frac{kd}{3}} \right)$$

因會配置足夠的特殊水平鋼筋，因此 $h_w$ 可取牆底至水平鋼筋的鋼筋重心，假設孔高頂端水平鋼筋的鋼筋重心 $h_s$ 為 7 公分做計算， $h_w = h_o + h_s = 350 + 7 = 357 \text{ cm}$

$K$ 之計算公式，其中因採彈性拉桿配置 $A = B = 1$ ：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1$$

對角壓桿端部承壓面積( $A_{str}$ )， $t_w = 65 \text{ cm}$ ：

$$A_{str} = kd \times t_w$$

Hsu et al. (2023):

$$kd = \left( \sqrt{(\rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n})^2 n^2 + 2 \left(0.8\rho_{BE} + \frac{\rho_v}{2}\right) n} - \left(\rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n}\right) n \right) l_w$$

$$ALR = \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c} = -1\%$$

$$\rho_v = \frac{a_{sv}}{t_w s} = 0.882$$

$$n = \frac{E_{sv}}{E_c} = 8.3$$

由於 $K$ 、 $\theta$ 、 $A_{str}$ 唯一的未知數為 $kd$ ，而 $kd$ 中的 $ALR$ 由模型分析獲得， $\rho_v$ 已因彈性拉桿的配置，而有定值，唯一的變數即為 $\rho_{BE}$ ，因此可由剪力需求計算

出邊界構材主筋的需求:

→ 配置邊界構材主筋 16-#9

此時:

$$\rho_{BE} = \frac{A_{s,BE}}{\ell_w t_w} = 0.0058$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{\ell_h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{d - \frac{kd}{3}}\right) = 59.5^\circ$$

$$A_{str} = kd \times t_w = 75 \times 65 = 4875 \text{ cm}^2$$

#### 第六步: 設計特殊水平鋼筋

接著設計特殊水平鋼筋, 以確保由足夠的拉力能使節點平衡, 為求保守, 忽略介面剪力強度的貢獻。

$$C_d \cos \theta = 825 \text{ tf}$$

$$T_t = V_c + V_s = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) b_w d = 732 \text{ tf}$$

$T_t < C_d \cos \theta \rightarrow$  須配置  $T_s$ , 配置 4-#9 水平鋼筋

$$T_s = A_s \times f_{ys} = 109 \text{ tf}$$

將連接梁之撓曲鋼筋與對角鋼筋深入牆體, 使其得以有效傳力, 並設置特殊水平鋼筋使其錨定於邊界構材, 如圖 6-22 所示, 此為剪力元素示意圖, 圖中藍色鋼筋即為特殊水平鋼筋, 壓桿力量由綠色箭頭傳遞。



## 6.4 跨深比( $l_n/h$ )=4.2

### 6.4.1 連接梁設計

如圖 6-15 及圖 6-16，以三樓做為設計示範案例。流程幾乎與 6.3.1 節一致。

**第一步：**找 DBE 下的彎矩需求及撓曲鋼筋需求

為了避免連接梁對角鋼筋的超量設計，所有可提供撓曲強度的鋼筋面積稱  $A_{st}$ ，而此撓曲鋼筋面積  $A_{st}$  應滿足 DBE 下的彎矩需求，如下式：

$$\phi_f M_n \geq M_u = 265 \text{ tf} - m$$

$$A_{st} = A_l + A_{vd} \cos \alpha$$

式中，撓曲強度的折減係數  $\phi_f = 0.9$ ； $M_n$  為連接梁的標稱彎矩強度； $M_u$  為 DBE 下的彎矩需求。式中， $A_l$  為縱向撓曲鋼筋；而  $A_{vd}$  為對角鋼筋，將其乘上  $\cos \alpha$  轉至水平面上，則為對角鋼筋可抵抗撓曲的強度。

用梁的撓曲斷面分析，利用力與力矩的平衡，找出符合需求相應的撓曲鋼筋面積  $A_{st}$  及當混凝土應變達 0.003，拉力筋恰降伏時的混凝土壓力區深度  $c$ ：

參數假設：

$\epsilon_c$ : 混凝土的極限壓應變 = 0.003

$E_s$ : 鋼筋的彈性模數 =  $2.04 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$

$$\sum F = 0 : C_c + C'_s - T_s = 0$$

$$\sum M = 0 : M_n = \frac{M_u}{\phi_f} = C_c \left( c - \frac{\beta_1 c}{2} \right) + C'_s (c - d') + T_s (d - c)$$

代入  $M_u = 265 \text{ tf} - m$ ，得  $c = 17.55 \text{ cm}$ ； $A_{st} = 103.33 \text{ cm}^2$

**第二步：**找 MCE 下的剪力需求：

$$V_p = \frac{2M_{pr}}{l_n} = \frac{2 \times 367}{4.2} = 193.4 \text{ tf}$$



$$M_{pr} = \Omega \times M_n = \Omega \times \frac{M_u}{\phi_f} = 1.25 \times \frac{265}{0.9} = 367 \text{ tf} - m$$



### 第三步：設計連接梁箍筋

參數計算如下：

$$b_{c,x} = b - 2i = 52 \text{ cm}$$

$$b_{c,y} = h - 2i = 82 \text{ cm}$$

$$A_{ch} = b_{c,x} \times b_{c,y} = 4264 \text{ cm}^2$$

$$A_g = b \times h = 5400 \text{ cm}^2$$

土木 401-110 (2021)規定圍束箍筋在 X 向須滿足下式：

$$A_{shx,req} = \max \left\{ 0.3sb_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); 0.09sb_{c,y} \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} = 7.38 \text{ cm}^2$$

土木 401-110 (2021)規定圍束箍筋在 Y 向須滿足下式：

$$A_{shy,req} = \max \left\{ 0.3sb_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right); 0.09sb_{c,x} \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\} = 4.68 \text{ cm}^2$$

且須滿足箍筋的間距  $s \leq \{6d_b, 15\}$  公分， $d_b$  為對角鋼筋最小直徑者，梁斷面上垂直與水平方向上繫筋或閉合箍筋各肢之間距不超過 20 公分。

→ $A_{shx}$  採用 6-#4@10 cm

→ $A_{shy}$  採用 4-#4@10 cm

### 第四步：判斷可否用傳統梁設計

依土木 401-110 (2021)規定設計：

本案例之跨深比  $\frac{l_n}{h} = 4.2 > 4 \rightarrow$  必須用傳統梁設計。

若依傳統梁設計，則箍筋配置量須足以負擔剪力需求，如下：

$$V_s = \frac{A_{sh,y} \times f_{yt} \times d}{s} \geq \frac{V_p}{\phi_s} \rightarrow \text{須配置 7 根箍筋}$$

由於若使用傳統梁配置，箍筋會過於密集，不利施工，甚至進而須放大斷面，因此本例也提出若依據軟化壓拉桿模型計算所需配置的對角鋼筋設計結果：

$$A_{st} \times f_y = 0.85 \times f'_c \times a \times b \rightarrow a = 20.26 \text{ cm}$$

由於  $l_n/h = 4.2 > 2$ ，屬於混合型配筋梁，均配置足夠剪力筋：

$$\theta = 45^\circ$$

$$\rho = \rho_{sh,y} = \frac{A_{sh,y}}{bs} = \frac{4 \times 1.267}{60 \times 10} = 0.0148$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1$$

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B = 1.14$$

$$\zeta = \frac{10.7}{\sqrt{f'_c (\text{kgf/cm}^2)}} = 0.52$$

選擇高塑性階段的  $a$  做計算：

$$C_d = K \times \zeta \times f'_c \times a \times b = 289 \text{ tf}$$

$$\frac{V_p}{\phi_s} = 258 \text{ tf} > C_d \sin \theta = 212.9 \text{ tf} \rightarrow \text{必須配置對角鋼筋}$$

$$V_s = \frac{A_{sh,y} \times f_{yt} \times d \times \cot \theta}{s} = 163.2 \geq C_d \sin \theta = 212.9$$

→  $A_{sh,y}$  增為 5-#4@10 cm

#### 第五步：連接梁的對角鋼筋與撓曲鋼筋設計

MCE 下的剪力需求扣除混凝土可貢獻的剪力強度後，即為所需要的對角鋼筋量

$A_{vd}$ ：

$$V_n = C_d \sin \theta + (1 + \Omega) A_{vd} f_y \sin \alpha \geq V_p / \phi \rightarrow A_{vd,req} = 47.1 \text{ cm}^2$$

須配置 3-#10 對角鋼筋，且因為有對角鋼筋的配置，強度折減係數  $\phi = 0.85$ 。

所需要的撓曲鋼筋量  $A_l$ :

$$A_l = A_{St} - A_{vd} \cos \alpha \rightarrow A_{l,req} = 79.2 \text{ cm}^2$$

須配置 10-#10 撓曲鋼筋

需額外檢核鋼筋量是否足以控制使用載重下的裂縫發展，如下式:

$$s_d = 11.6 \leq \min \left\{ 38 \left( \frac{2800}{f_s} - 2.5C_c \right), 30 \left( \frac{2800}{f_s} \right) \right\} = 24.8 \text{ cm (ok)}$$

## 6.4.2 剪力牆設計

由於一樓的剪力需求最大，且因一樓挑高，造成剪力牆之剪力強度相對較低，因此關於剪力牆的計算例以一樓為例。

**第一步：**以彈性拉桿配筋設計腹板

$$\rho_{elastic} = \frac{1}{12} \frac{f'_c}{f_y} = 0.83\% \rightarrow \text{腹板使用雙層雙向\#6@10 cm}$$

**第二步：**是否須配置特殊邊界構材

按土木 401-110 (2021) 第 18.7.6.2 或 18.7.6.3 節評估，經查核，此案例須配置特殊邊界構材。

**第三步：**滿足特殊邊界構材規定

特殊邊界構材之邊界構材由承壓面起算之長度  $l_{be}$  須符合下式:

$$l_{be} \geq \max \left\{ c - 0.1l_w, \frac{c}{2} \right\}$$

藉由斷面分析軟體 xtract 得受拉牆段  $c = 63 \text{ cm}$ ；受壓牆段  $c = 72.5 \text{ cm}$ 。受壓及受壓牆區分，如圖 6-23 所示，當遇單一方向之側力，對圖中左方之牆段形成受拉；圖中右方之牆段形成受壓機制。其相應斷面如圖 6-23 所示，對受拉牆段而言，其受壓區為藍色區域；對受壓牆段而言，其受壓區為綠色區域，本研究設計分別配置  $75 \text{ cm} \times 75 \text{ cm}$  及  $65 \text{ cm} \times 65 \text{ cm}$  之邊界構材，檢核如下:

受拉牆:

$$l_{be} = 65 \text{ cm} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1l_w = 38.25 \\ \frac{c}{2} = 31.5 \end{array} \right\}$$

受壓牆:





$$l_{be} = 75 \text{ cm} \geq \max \left\{ \begin{array}{l} c - 0.1l_w = 47.75 \\ \frac{c}{2} = 36.25 \end{array} \right\}$$

且直線閉合箍筋的橫向鋼筋量須符合下式:

$$A_{sh}/sb_c \geq \max \left\{ 0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}, 0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}} \right\}$$

→75 cm × 75 cm 及 65 cm × 65 cm 之邊界構材，皆使用雙向對稱 5-#4@10

#### 第四步：剪力牆彎矩容量設計(DBE)

藉由斷面分析軟體 xtract 繪製軸力彎矩互制圖，並將 CSI-ETABS (2016)之模型分析的規定載重組合繪於圖中，如圖 6- 10 所示，於邊界構材的主筋設計上須盡可能地找洽符合彎矩需求的設計。

#### 第五步：剪力牆剪力容量設計(MCE)

由於受拉牆段的軸力較小，其鋼筋需求會主控，因此以受拉牆段為例。先依土木 401-110 (2021)藉由表 2- 1 判斷此剪力牆屬於牆亦或牆墩，其  $h_w/l_w \geq 2$ ，而  $l_w/t_w = 247.5/65 = 3.81$ ，屬於牆墩，因  $2.5 \leq l_w/t_w \leq 6$ 。本研究建議，則其剪力放大係數將使用  $\Omega_o$  與  $\Omega_v \times \omega_v$ ，兩者取大值作為剪力放大係數，如下式:

$$V_e = \Omega_{max} V_u = 2 \times 286 \leq \phi V_n = 0.75 V_n$$

$$\Omega_{max} = \max \left\{ \begin{array}{l} \Omega_o = 2 \\ \Omega_v \times \omega_v = 1.5 \times 1.28 = 1.92 \end{array} \right\} = 2$$

Hwang et al. (2017)提出之軟化壓拉桿模型公式如下:

$$\phi V_n = \phi V_{n,SST} = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \cos \theta$$

$\theta$  角度，以單曲率計算:

$$\theta = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{\ell_h} \right) = \tan^{-1} \left( \frac{h_w}{d - \frac{kd}{3}} \right)$$

因會配置足夠的特殊水平鋼筋，因此  $h_w$  可取牆底至水平鋼筋的鋼筋重心，假設孔高頂端水平鋼筋的鋼筋重心  $h_s$  為 7 公分做計算， $h_w = h_o + h_s = 360 + 7 = 367 \text{ cm}$

$K$ 之計算公式，其中因採彈性拉桿配置 $A = B = 1$ ：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho = 1$$



對角壓桿端部承壓面積( $A_{str}$ )， $t_w = 65 \text{ cm}$ ：

$$A_{str} = kd \times t_w$$

Hsu et al. (2023):

$$kd = \left( \sqrt{(\rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n})^2 n^2 + 2(0.8\rho_{BE} + \frac{\rho_v}{2})n} - (\rho_{BE} + \rho_v - \frac{ALR}{n})n \right) l_w$$

$$ALR = \frac{N_u}{\ell_w t_w f'_c} = -2\%$$

$$\rho_v = \frac{a_{sv}}{t_w s} = 0.882$$

$$n = \frac{E_{sv}}{E_c} = 8.3$$

由於 $K$ 、 $\theta$ 、 $A_{str}$ 唯一的未知數為 $kd$ ，而 $kd$ 中的 $ALR$ 由模型分析獲得， $\rho_v$ 已因彈性拉桿的配置，而有定值，唯一的變數即為 $\rho_{BE}$ ，因此可由剪力需求計算出邊界構材主筋的需求：

→ 配置邊界構材主筋 16-#9

此時：

$$\rho_{BE} = \frac{A_{s, BE}}{\ell_w t_w} = 0.0064$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{\ell_h}\right) = \tan^{-1}\left(\frac{h_w}{d - \frac{kd}{3}}\right) = 63^\circ$$

$$A_{str} = kd \times t_w = 69 \times 65 = 4485 \text{ cm}^2$$

#### 第六步：設計特殊水平鋼筋

接著設計特殊水平鋼筋，以確保由足夠的拉力能使節點平衡，為求保守，忽略介面剪力強度的貢獻。

$$C_d \cos \theta = 783 \text{ tf}$$

$$T_t = V_c + V_s = (0.53\sqrt{f'_c} + \rho_t f_{yt}) b_w d = 654 \text{ tf}$$

$T_t < C_d \cos \theta \rightarrow$  須配置  $T_s$ ，配置 4-#10 水平鋼筋

$$T_s = A_s \times f_{ys} = 137 \text{ tf}$$

將連接梁之撓曲鋼筋與對角鋼筋深入牆體，使其得以有效傳力，並設置特殊水平鋼筋使其錨定於邊界構材，如圖 6-24 所示，此為剪力元素示意圖，圖中藍色鋼筋即為特殊水平鋼筋，壓桿力量由綠色箭頭傳遞。



## 第七章 結論與建議



本研究旨在探討耦合牆系統之設計，即二元系統開孔後之連接梁與剪力牆的相關設計。試解決過往連接梁對角鋼筋量過多以致無法施工的情形，並建立合理的設計流程，以確保連接梁符合剪力容量的設計；針對剪力牆的部分，對開孔牆提出設計建議，建立邊界構材、腹板鋼筋及特殊水平鋼筋的設計流程，以確保其破壞機制符合預期。

本研究共建立六種案例模型，分別為特殊抗彎矩構架系統、剪力牆無開孔之二元系統，以及四種跨深比之開孔二元系統。將上述模型進行比較，並提出二元系統的優勢，以解決特殊抗彎矩構架破壞模式可能不如預期的問題。並對上述開孔案例進行連接梁與剪力牆的設計，對我們提出的設計流程進行驗證與實務設計，以確保流程可行性。

由前述章節已完成設計的建議與分析模型的設計結果比較，以下將前述提及之結果與建議進行整理，另提出未來可能之研究展望，以盼未來二元系統能更廣用於實際建築結構應用中。

### 7.1 結論與建議

系統層面：

(1) 二元系統的破壞行為較易掌握：

由於特殊抗彎矩構架設計技術相對純熟，桿件相對不複雜，且由於其周期較長，於設計上受到的地震力相對較小，因此業界偏好使用此系統設計。然而由於非結構牆具有高勁度並未納入設計考量，遭受地震力時，構架系統易受非結構桿件之影響，發生不如預期的破壞，且發生梁柱韌性無法完整發揮的情形。而二元系統中的超高勁度剪力牆得以解決此問題。

(2) 二元系統擁有較佳的位移控制：

由於剪力牆於低樓層可承受大部分剪力，此情形有效降低低樓層的位移，而在較高樓層，樓層剪力主要由構架系統承受，整體結構系統在剪力牆與構架系統

的不同受力機制下使整體層間變位角得以有效被控制，且梁的配筋設計於高低樓層也因而較平均。

(3) 二元系統擁有較佳的空間利用：

由於剪力牆於可有效承受剪力，大大降低構架的需求，因此柱斷面尺寸可有效縮減，於整體空間使用上帶來效益。



**連接梁設計：**

(1) 符合剪力容量設計：

建議設計流程首要須符合 DBE 下的彎矩需求，以此鋼筋量設計 MCE 下的剪力需求，以確保梁接梁不會發生剪力破壞，並將混凝土可提供的強度納入考量，避免鋼筋超量設計。

(2) 連接梁混合配筋：

對於  $2 < l_n/h < 4$  的連接梁使用混合配筋的概念進行設計，配合剪力容量設計，同時配置撓曲鋼筋與對角鋼筋，並將兩者可提供的撓曲貢獻合併考量，避免剪力筋超量設計，並仍擁有足夠的韌性強度。與土木 401-110 (2021) 的設計結果比較，若按照規範設計，則其對角鋼筋需求量過大於現實不可能施作，本研究所建議的對角與撓曲鋼筋量不僅合理更具經濟效益之優勢。

(3) 對角鋼筋伸展建議：

對角鋼筋延深入牆體的部分，本研究建議將其偏折平行延伸，以避免與牆體鋼筋衝突，為避免發生應力集中的破壞，至少進入牆體五公分再予以偏折。

**剪力牆設計：**

(1) 牆腹板符合彈性配筋：

以彈性配筋設計牆腹板，以確保非彈性行為不發生在牆腹版當中，而是發生於結構牆底面之撓曲塑鉸，避免發生滑移破壞。且足量腹板鋼筋使其具有足夠拉力強度，足以充分發展次壓桿，對於提升剪拉強度、剪壓強度及剪力摩擦強度皆有所幫助。

(2) 邊界構材符合特殊邊界構材規定：

須依據規範定義判斷是否需要配置特殊邊界構材，並滿足其相關規定，若無，則須滿足一般邊界構材之規定。

(3) 邊界構材符合剪力容量設計：



邊界構材主筋須符合 DBE 下的彎矩需求，並且不可超量設計，接著設計 MCE 下的剪力鋼筋，使用修正的軟化壓拉桿的公式，納入邊界構材及腹板的鋼筋貢獻的強度。本研究的設計建議使邊界構材的主筋設計合理且有明確流程得以遵守。

#### (4) 特殊水平鋼筋設計:

設計特殊水平鋼筋，其原因有二：一為確保剪垂直牆段具有足夠拉力強度與水平分力平衡，建議保守忽略介面剪力可貢獻的強度進行設計、二為有效將力量傳至水平牆段。本研究提出的設計建議得以將特殊水平鋼筋加以量化，以補足規範規定開孔牆墩須配置水平鋼筋卻無相關設計方法的問題。

## 7.2 未來研究展望

1. 本研究所提出之案例為雙向對稱的模型，然而實務上的建築的幾何形式並非如此規則，因此提出之設計建議套用於不規則之結構，是否會有其他限制須克服，仍需相關分析與驗證。
2. 本研究之開孔模型，皆為孔置於剪力牆中央，對於不規則開孔結構，期未來研究能對嘗試設計不同模型。
3. 本研究對於地下部分之結構無多加著墨，然而剪力牆所受之彎矩大多傳遞至結構基面，而結構地梁是否能承受由剪力牆塑鉸傳遞之如此巨大的彎矩，後續應分析結果進行更完整的設計探討。
4. 本研究僅為 14 樓高的建築結構體，連接梁的需求較小，因此較難看出建議的軟化壓拉桿設計方式帶來的效益，期未來研究能設計更高樓層並進行比較，以利二元系統的設計流程更加完備。

## 參考文獻



- ACI (American Concrete Institute) (2019). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)." ACI Committee 318, Farmington Hill, MI, 623 pp.
- AIJ (2018). "AIJ standard for structural calculation of reinforced concrete structures (revised)." Architectural Institute of Japan (AIJ), Tokyo.
- ASCE/SEI 7-16 (2018). "Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (7-16)." American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA.
- Canbolat, B. A., Parra-Montesinos, G. J., and Wight, J. K. (2005). "Experimental Study on Seismic Behavior of High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composite Coupling Beams." *ACI Structural Journal*, 102(1), pp.159-166.
- CSI- ETABS (2016). "ETABS: Extended 3D Analysis of Building System, Nolinear Version 2016." Computer and Structures, Inc., Berkeley, California.
- FEMA- Council, B. S. S. (2010). "Earthquake Resistant Design Concepts- An Introduction to the NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures." Federal Emergency Management Agency (FEMA), U. S.
- Hsu, Y. C., Mogili, S., Tsai R. J., and Hwang, S. J. (2023). "Shear Strength Prediction of Reinforced Concrete Walls with Opening and Boundary Elements." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 149(7), 04023084.
- Hwang, S. J., and Lee, H. J. (2002). "Strength Prediction for Discontinuity Regions by Softened Strut-and-Tie Model." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 128(12), pp. 1519-1526.
- Hwang, S. J., Tsai, R. J., Lam, W. K., and Moehle, J. P. (2017). "Simplification of Softened Strut-and-Tie Model for Strength Prediction of Discontinuity Regions." *ACI Structural Journal*, 114(5), pp. 1239-1248.
- Lequesne, R., Setkit, M., Parra-Montesinos, G. J., and Wight, J. K. (2010), "Seismic Detailing and Behavior of Coupling Beams with High-Performance Fiber Reinforced Concrete." *Special Publication*, 272, pp. 189-204.
- Lim, E., Hwang, S. J., Cheng, C. H., and Lin, P. Y. (2016). "Cyclic Tests of Reinforced Concrete Coupling Beams with Intermediate Span-Depth Ratio." *ACI Structural Journal*, 113(43), pp. 515-524.

- 
- Moehle, J. (2015), "Seismic Design of Reinforced Concrete Buildings." McGraw-Hill Education.
- Naish, D., Fry, A., Klemencic, R., and Wallace, J. (2013). "Reinforced Concrete Coupling Beams—Part I: Testing." *ACI Structural Journal*, 110(6), pp. 1057-1066.
- Paulay, T., and Priestley, M. J. N. (1992). "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings." Wiley, New York, 274 pp.
- TBI (2017). "Guidelines for Performance- Based Seismic Design of Tall Buildings." Tall Buildings Initiative (TBI), PEER.
- Yeh, R. L., Tseng, C. C., and Hwang, S. J. (2018). "Shear Strength of Reinforced Concrete Vertical Wall Segments under Seismic Loading." *ACI Structural Journal*, 115(115), pp. 1485-1494.
- Zhang, L. X., and Hsu, T. T. C. (1998). "Behavior and Analysis of 100 MPa Concrete Membrane Elements." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 124(1), pp. 24-34.
- 土木 401-110 (2021),「混凝土工程設計規範與解說(土木 401-110)」, 中國土木工程學會, 台北。
- 土木 401-110 (更新版), 詳中國土木工程學會鋼筋混凝土委員會會議紀錄。
- 土木 404-100 (2011),「混凝土工程設計規範之應用(土木 404-100)」, 中國土木工程學會, 台北。
- 耐震設計規範 (2022),「建築物耐震設計規範及解說 (2022)」, 內政部營建署, 台北。
- 建築技術則(2020),「建築技術則(2020)」, 內政部營建署, 台北。
- 黃紹愷 (2022),「鋼筋混凝土二元系統之設計與案例探討」, 碩士論文, 國立臺灣大學, 土木工程學系, 台北, 127 頁。

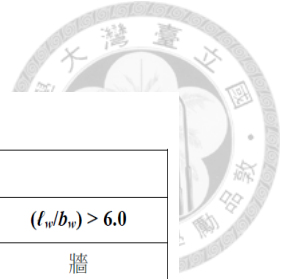


表 2-1 對開孔牆各構件分類方式與規定

表R18.7.1 垂直牆段之適用設計條款<sup>[1]</sup>

垂直牆段之 淨高/垂直牆段之牆長 ( $h_w/\ell_w$ )	垂直牆段之牆長/牆厚 ( $\ell_w/b_w$ )		
	$(\ell_w/b_w) \leq 2.5$	$2.5 < (\ell_w/b_w) \leq 6.0$	$(\ell_w/b_w) > 6.0$
$h_w/\ell_w < 2.0$	牆	牆	牆
$h_w/\ell_w \geq 2.0$	牆墩宜符合柱設計之需求； 參見第18.7.8.1節	牆墩宜符合柱設計需求或其替代條款； 參見第18.7.8.1節	牆

[1]  $h_w$ 、 $\ell_w$ 、 $b_w$ 分別為牆段中牆版之淨高、水平長度及厚度

表 2-2 剪力牆之臨界斷面超額強度放大因數

情況	$\Omega_v$
$h_{wcs}/\ell_w \geq 2$	1.5 or $M_{pr}/M_u$
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.0$	1.0

[1] 在  $1.0 < h_{wcs}/\ell_w < 2.0$  之間者， $\Omega_v$  應在 1.0 和 1.5 之區間以線性內插計算。

表 2-3 剪力牆動力剪力之放大效應係數

情況	$\omega_v$
$h_{wcs}/\ell_w \geq 2$	$0.8 + 0.09h_n^{1/3}$
$h_{wcs}/\ell_w \leq 1.0$	1.0

$h_n$  單位用英尺



表 4-1 土木 401-110 (2021) 剪力摩擦係數

接觸面條件	摩擦係數 $\mu$
混凝土整體澆置。	$1.4\lambda$
混凝土澆置於已硬化混凝土面，且該面特別經表面粗糙處理至約有 0.6 cm 粗糙度。	$1.0\lambda$
混凝土澆置於已硬化混凝土面，且該面未特別經表面粗糙處理。	$0.6\lambda$
混凝土澆置於乾淨且無塗料之結構型鋼表面，且銲接之竹節鋼筋或鋼線穿過傳遞剪力接觸面。	$0.7\lambda$

表 4-2 土木 401-110 (2021) 剪力摩擦之強度上限

條件	$V_{n,sf}$ 上限值		
一體澆置之常重混凝土或澆置於已硬化混凝土面，且該面經表面粗糙處理至約有 0.6 cm 粗糙度	取(a)、(b)及(c)之最小值	$0.2f'_c A_c$	(a)
		$(34 + 0.08f'_c)A_c$	(b)
		$110A_c$	(c)
其他情況	取(d)和(e)之較小值	$0.2f'_c A_c$	(d)
		$55A_c$	(e)

\*註： $A_c$ 為混凝土斷面傳遞剪力之面積， $\text{cm}^2$ 。

表 4-3 不同材料強度對應彈性拉桿鋼筋比

$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	4200		
$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	280	350	420
$\rho_{elastic}$	0.57%	0.69%	0.83%

表 4-4 由彈性拉桿設計之剪力牆剪拉強度的標準化結果

$f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$V_{n,tension}/(\ell_w t_w \sqrt{f'_c})$
280	1.93
350	2.09
420	2.24



表 4-5 土木 401-110 (2021)牆邊界構材橫向鋼筋量規定

橫向鋼筋	適用表達式		
直線閉合箍筋之 $A_{sh}/s b_c$	較大者	$0.3 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(a)
		$0.09 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(b)
螺箍與圓形閉合箍筋之 $\rho_s$	較大者	$0.45 \left( \frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(c)
		$0.12 \frac{f'_c}{f_{yt}}$	(d)

表 4-6 土木 401-110 (2021)牆邊界構材橫向鋼筋最大垂直間距

主要撓曲鋼筋 $f_y$	配置橫向鋼筋之區域	橫向鋼筋垂直間距 <sup>1</sup>	
$f_y = 4,200 \text{ kgf/cm}^2$ [420 MPa]	臨界斷面上下各延伸 $l_w$ 與 $M_u/4V_u$ 之大值的範圍內 <sup>2</sup>	較小者	$6d_b$ 15 cm
		其他區域	較小者 $8d_b$ 20 cm
$f_y = 5,000 \text{ kgf/cm}^2$ [490 MPa]	臨界斷面上下各延伸 $l_w$ 與 $M_u/4V_u$ 之大值的範圍內 <sup>2</sup>	較小者	$5.5d_b$ 15 cm
		其他區域	較小者 $7d_b$ 17 cm
$f_y = 5,600 \text{ kgf/cm}^2$ [550 MPa]	臨界斷面上下各延伸 $l_w$ 與 $M_u/4V_u$ 之大值的範圍內 <sup>2</sup>	較小者	$5d_b$ 15 cm
		其他區域	較小者 $6d_b$ 15 cm

<sup>[1]</sup> 本表之  $d_b$  係指主要撓曲鋼筋之最小直徑。

<sup>[2]</sup> 臨界斷面係指側向變位可能導致縱向鋼筋降伏之處。



表 5-1 建築規劃及用途

層別名稱	層別代號	樓層高度(m)	面積(m <sup>2</sup> )	用途
屋突頂層	PR	-	64	屋突頂版
屋突二層	R2	3.0	64	機械房、水箱等
屋突一層/屋頂	R1	3.0	576	屋頂及機械房等
十四樓至二樓	14F~2F	3.2	576	住宅
一樓	1F	4.5	576	住宅及商場
地下一樓	B1	3.2	1600	停車場
地下二樓	B2	3.2	1600	停車場

表 5-2 設計用簡化土層參數表

深度(m)	地層描述	N 值	$\omega_n(\%)$	$\gamma_s(tf/m^3)$
0-2.3	回填土層。	15	10.4	1.7
2.3-2.5	卵礫石層灰色夾粗中砂卵礫石直徑多在 0-20cm 間偶夾 30-50cm 灰色砂層。	45	22.5	1.99
2.5 以下	卵礫石層灰色夾粗中砂卵礫石直徑多在 0-20cm 間偶夾 30-50cm 灰色砂層。	>100	22.5	1.99

表 5-3 設計用簡化土層參數表

構材及其狀況		慣性矩	軸向變形斷面積	剪力變形斷面積
柱		$0.7I_g$	1.0A <sub>g</sub>	b <sub>w</sub> h
梁		$0.35I_g$		
牆	未開裂	$0.7I_g$		
	開裂	$0.35I_g$		
片版及平版		$0.25I_g$		

表 5- 4 T 形梁有效外伸翼版寬度尺度限制

翼版位置	腹版以外之有效外伸翼版寬度	
腹版兩側	取小值	8h
		$s_w/2$
		$l_n/8$
腹版單側	取小值	6h
		$s_w/2$
		$l_n/12$

表 5- 5 各樓層靜載重計算

樓層別	項目	單位重(tf/m <sup>2</sup> )	額外淨載重(tf/m <sup>2</sup> )
PR	隔熱層(5cm)	0.050	0.150
	水泥砂漿粉底(1.8cm)	0.043	
	防水層	0.003	
	鋪面材	0.030	
	天花板及管線等	0.024	
R2	內牆均佈載重	0.140	0.237
	水泥砂漿粉底(1.8cm)	0.043	
	防水層	0.030	
	鋪面材	0.024	
R1(室內)	內牆均佈載重	0.140	0.237
	水泥砂漿粉底(1.8cm)	0.043	
	鋪面材	0.030	
	天花板及管線等	0.024	
R1(室外)	隔熱層(5cm)	0.050	0.150
	水泥砂漿粉底(1.8cm)	0.043	
	防水層	0.003	
	鋪面材	0.030	
	天花板及管線等	0.024	



表 5- 5(續)各樓層靜載重計算

樓層別	項目	單位重(tf/m <sup>2</sup> )	額外淨載重(tf/m <sup>2</sup> )
14F~2F	內牆均佈載重	0.140	0.237
	水泥砂漿粉底(1.8cm)	0.043	
	鋪面材	0.030	
	天花板及管線等	0.024	
1F(室內)	內牆均佈載重	0.140	0.237
	水泥砂漿粉底(1.8cm)	0.043	
	鋪面材	0.030	
	天花板及管線等	0.024	
1F(室外)	水泥砂漿粉底(1.8cm)	0.060	0.117
	鋪面材	0.030	
	防水層	0.003	
	天花板及管線等	0.024	
B1	水泥砂漿粉底(1.8cm)	0.048	0.072
	天花板及管線等	0.024	
B2	水泥砂漿金鋼砂(2cm)	0.048	0.048

表 5- 6 各樓層活載重

樓層別	活載重(tf/m <sup>2</sup> )	用途
PR	0.20	屋突頂版
R2	0.50	機械房、水箱等
R1(室內)	0.50	機械房
R1(室外)	0.20	屋頂
14F~2F	0.20	住宅
1F(室內)	0.50	住宅及商場
1F(室外)	1.00	室外景觀廣場
B1、B2	0.50	停車場

表 5- 7 載重組合因數列表

編號	DL	LL	$E_{X,P}$	$E_{X,N}$	$E_{Y,P}$	$E_{Y,N}$	$E_Z$	$E_{spec,X}$	$E_{spec,Y}$
1	1.4	0	0	0	0	0	0	0	0
2	1.2	1.6	0	0	0	0	0	0	0
3	1.2	1	0	0	0	0	0	0	0

表 5- 7(續)載重組合因數列表

編號	DL	LL	$E_{X,P}$	$E_{X,N}$	$E_{Y,P}$	$E_{Y,N}$	$E_Z$	$E_{spec,X}$	$E_{spec,Y}$
4	1.2	1	1	0	0	0	0.3	0	0
5	1.2	1	0	1	0	0	0.3	0	0
6	1.2	1	-1	0	0	0	0.3	0	0
7	1.2	1	0	-1	0	0	0.3	0	0
8	1.2	1	0	0	1	0	0.3	0	0
9	1.2	1	0	0	0	1	0.3	0	0
10	1.2	1	0	0	-1	0	0.3	0	0
11	1.2	1	0	0	0	-1	0.3	0	0
12	1.2	1	1	0	0	0	-0.3	0	0
13	1.2	1	0	1	0	0	-0.3	0	0
14	1.2	1	-1	0	0	0	-0.3	0	0
15	1.2	1	0	-1	0	0	-0.3	0	0
16	1.2	1	0	0	1	0	-0.3	0	0
17	1.2	1	0	0	0	1	-0.3	0	0
18	1.2	1	0	0	-1	0	-0.3	0	0
19	1.2	1	0	0	0	-1	-0.3	0	0
20	1.2	1	0.3	0	0	0	1	0	0
21	1.2	1	0	0.3	0	0	1	0	0
22	1.2	1	-0.3	0	0	0	1	0	0
23	1.2	1	0	-0.3	0	0	1	0	0
24	1.2	1	0	0	0.3	0	1	0	0
25	1.2	1	0	0	0	0.3	1	0	0
26	1.2	1	0	0	-0.3	0	1	0	0
27	1.2	1	0	0	0	-0.3	1	0	0
28	1.2	1	0.3	0	0	0	-1	0	0
29	1.2	1	0	0.3	0	0	-1	0	0
30	1.2	1	-0.3	0	0	0	-1	0	0
31	1.2	1	0	-0.3	0	0	-1	0	0
32	1.2	1	0	0	0.3	0	-1	0	0
33	1.2	1	0	0	0	0.3	-1	0	0
34	1.2	1	0	0	-0.3	0	-1	0	0
35	1.2	1	0	0	0	-0.3	-1	0	0
36	0.9	0	1	0	0	0	0.3	0	0
37	0.9	0	0	1	0	0	0.3	0	0
38	0.9	0	-1	0	0	0	0.3	0	0
39	0.9	0	0	-1	0	0	0.3	0	0
40	0.9	0	0	0	1	0	0.3	0	0
41	0.9	0	0	0	0	1	0.3	0	0

表 5- 7(續)載重組合因數列表

編號	$DL$	$LL$	$E_{X,P}$	$E_{X,N}$	$E_{Y,P}$	$E_{Y,N}$	$E_Z$	$E_{spec,X}$	$E_{spec,Y}$
42	0.9	0	0	0	-1	0	0.3	0	0
43	0.9	0	0	0	0	-1	0.3	0	0
44	0.9	0	1	0	0	0	-0.3	0	0
45	0.9	0	0	1	0	0	-0.3	0	0
46	0.9	0	-1	0	0	0	-0.3	0	0
47	0.9	0	0	-1	0	0	-0.3	0	0
48	0.9	0	0	0	1	0	-0.3	0	0
49	0.9	0	0	0	0	1	-0.3	0	0
50	0.9	0	0	0	-1	0	-0.3	0	0
51	0.9	0	0	0	0	-1	-0.3	0	0
52	0.9	0	0.3	0	0	0	1	0	0
53	0.9	0	0	0.3	0	0	1	0	0
54	0.9	0	-0.3	0	0	0	1	0	0
55	0.9	0	0	-0.3	0	0	1	0	0
56	0.9	0	0	0	0.3	0	1	0	0
57	0.9	0	0	0	0	0.3	1	0	0
58	0.9	0	0	0	-0.3	0	1	0	0
59	0.9	0	0	0	0	-0.3	1	0	0
60	0.9	0	0.3	0	0	0	-1	0	0
61	0.9	0	0	0.3	0	0	-1	0	0
62	0.9	0	-0.3	0	0	0	-1	0	0
63	0.9	0	0	-0.3	0	0	-1	0	0
64	0.9	0	0	0	0.3	0	-1	0	0
65	0.9	0	0	0	0	0.3	-1	0	0
66	0.9	0	0	0	-0.3	0	-1	0	0
67	0.9	0	0	0	0	-0.3	-1	0	0
68	1.2	1	0	0	0	0	0.3	1	0
69	1.2	1	0	0	0	0	-0.3	1	0
70	1.2	1	0	0	0	0	0.3	0	1
71	1.2	1	0	0	0	0	-0.3	0	1
72	1.2	1	0	0	0	0	1	0.3	0
73	1.2	1	0	0	0	0	-1	0.3	0
74	1.2	1	0	0	0	0	1	0	0.3
75	1.2	1	0	0	0	0	-1	0	0.3
76	0.9	0	0	0	0	0	0.3	1	0
77	0.9	0	0	0	0	0	-0.3	1	0
78	0.9	0	0	0	0	0	0.3	0	1
79	0.9	0	0	0	0	0	-0.3	0	1

表 5- 7(續)載重組合因數列表

編號	$DL$	$LL$	$E_{X,P}$	$E_{X,N}$	$E_{Y,P}$	$E_{Y,N}$	$E_Z$	$E_{spec,X}$	$E_{spec,Y}$
80	0.9	0	0	0	0	0	0.3	1	0
81	0.9	0	0	0	0	0	-0.3	1	0
82	0.9	0	0	0	0	0	0.3	0	1
83	0.9	0	0	0	0	0	-0.3	0	1

表 5- 8 抗彎矩構架模型構件尺寸表

樓層別	類別	尺寸
2F~PR	大梁	60cm × 70cm
	小梁	30cm × 60cm
	柱	90cm × 90cm
	版	$t = 15cm$
1F	大梁	60cm × 80cm
	小梁	40cm × 60cm
	柱	90cm × 90cm
	室內版	$t = 20cm$
	室外版	$t = 24cm$
B1	大梁	60cm × 70cm
	小梁	40cm × 60cm
	邊梁	70cm × 70cm
	柱	90cm × 90cm
	邊柱	70cm × 70cm
	版	$t = 15cm$
	地下室外牆	$t = 50cm$
B2	地梁	90cm × 200cm
	小地梁	60cm × 200cm
	邊地梁	70cm × 200cm
	柱	90cm × 90cm
	邊柱	70cm × 70cm
	樓版	$t = 15cm$
	筏基版	$t = 50cm$
	地下室外牆	$t = 50cm$

表 5-9 臺北盆地微分區水平譜加速度係數以及反應譜轉角週期

微分區	$S_{DS}$	$S_{MS}$	$T_0^D$ 與 $T_0^M$ (秒)
臺北一區	0.6	0.8	1.60
臺北二區	0.6	0.8	1.30
臺北三區	0.6	0.8	1.05



表 5-10 結構系統韌性容量 R 值

基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制 (m)
一、承重牆系統	1.輕構架牆		
	(1)具剪力嵌版	3.2	12
	(2)具對角斜撐	2.4	20
	2. 鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	3.2	50
二、構架系統	1.輕構架牆		
	(1)具剪力嵌版	3.2	12
	(2)具對角斜撐	2.4	20
	2.剪力牆		
	(1)鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界	3.6	50
	(2)鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	3.6	50
	(3)鋼板牆配置鋼造或鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	50
	(4)鋼板鋼筋混凝土牆配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.0	50
	3 斜撐		
	(1)鋼造偏心斜撐配置鋼造邊界構材	4.2	50
	(2)鋼造同心斜撐配置鋼造邊界構材	2.0	12
	(3)鋼造或鋼骨鋼筋混凝土造偏心斜撐及鋼梁配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	4.2	50
	(4)鋼造特殊同心斜撐配置鋼骨鋼筋混凝土邊界構材	3.0	50
	(5)鋼造特殊同心斜撐配置鋼造邊界構材	3.6	50
(6)挫屈束制支撐配置鋼造邊界構材	4.8	50	

表 5- 10 (續)結構系統韌性容量 R 值

基本結構系統	抵抗地震力結構系統敘述	R	高度限制 (m)
三、抗彎矩構架系統	1.特殊抗彎矩構架		
	(1)鋼造	4.8	不限
	(2)鋼筋混凝土造	4.8	不限
	(3)鋼骨鋼筋混凝土造	4.8	不限
	2.部分韌性抗彎矩構架		
	(1)鋼造	3.2	12
(2)鋼筋混凝土造	2.8	12	
3.特殊鋼桁抗彎矩構架	4.0	50	
四、二元系統	1.剪力牆		
	(1)鋼筋混凝土牆配置鋼筋混凝土邊界構材	4.8	不限

表 5- 11 建築物基本振動週期之相應經驗公式

建築物分類	經驗公式
剛構架構造物，無非結構剛性牆、剪力牆或加勁構材者：鋼構造建築物	$T = 0.085h_n^{3/4}$
剛構架構造物，無非結構剛性牆、剪力牆或加勁構材者：鋼筋混凝土建築物、鋼骨鋼筋混凝土建築物及鋼造偏心斜撐建築物	$T = 0.070h_n^{3/4}$
其他建築物:如具有剛性非結構牆、剪力牆或斜撐構材之建築物	$T = 0.050h_n^{3/4}$

其中， $h_n$  為基面至屋頂面高度，單位為公尺。  
建築物之基本振動週期  $T$ ，單位為秒。

表 5- 12 臺北盆地之工址設計水平加速度反應譜係數 $S_{aD}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4+3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	$S_{aD} = S_{DS}T_0^D/T$	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 5- 13 臺北盆地之工址最大考量水平加速度反應譜係數 $S_{aM}$

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^M$	$0.2T_0^M < T \leq T_0^M$	$T_0^M < T \leq 2.5T_0^M$	$2.5T_0^M < T$
$S_{aM} = S_{MS}(0.4+3T/T_0^M)$	$S_{aM} = S_{MS}$	$S_{aM} = S_{MS}T_0^M/T$	$S_{aM} = 0.4S_{MS}$

表 5- 14 特殊抗彎矩構架動力設計水平加速度反應譜輸入表

t	反應譜×調整係數	t	反應譜×調整係數	t	反應譜×調整係數
0	1.95	1.7	1.04	3.4	0.67
0.1	2.13	1.8	0.98	3.5	0.67
0.2	2.22	1.9	0.93	3.6	0.67
0.3	2.23	2	0.88	3.7	0.67
0.4	2.23	2.1	0.84	3.8	0.67
0.5	2.23	2.2	0.80	3.9	0.67
0.6	2.23	2.3	0.77	4	0.67
0.7	2.11	2.4	0.74	4.1	0.67
0.8	1.97	2.5	0.71	4.2	0.67
0.9	1.84	2.6	0.68	4.3	0.67
1	1.73	2.7	0.67	4.4	0.67
1.1	1.61	2.8	0.67	4.5	0.67
1.2	1.47	2.9	0.67	4.6	0.67
1.3	1.36	3	0.67	4.7	0.67
1.4	1.26	3.1	0.67	4.8	0.67
1.5	1.18	3.2	0.67	4.9	0.67
1.6	1.10	3.3	0.67	5	0.67

表 5- 15 特殊抗彎矩構架各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	2.344	56%	0%	0%	56%	0%	0%
2	2.343	0%	56%	0%	56%	56%	0%
3	2.038	0%	0%	37%	56%	56%	37%
4	0.766	8%	0%	0%	64%	56%	37%
5	0.766	0%	8%	0%	64%	64%	37%
6	0.674	0%	0%	5%	64%	64%	42%
7	0.43	3%	0%	0%	67%	64%	42%
8	0.43	0%	3%	0%	67%	67%	42%
9	0.373	0%	0%	2%	67%	67%	44%
10	0.296	1%	0%	0%	68%	67%	44%
11	0.296	0%	1%	0%	68%	68%	44%
12	0.257	0%	0%	1%	68%	68%	45%
13	0.233	1%	0%	0%	69%	68%	45%
14	0.233	0%	1%	0%	69%	69%	45%
15	0.227	0%	0%	0%	69%	69%	45%
16	0.18	1%	0%	0%	69%	69%	45%
17	0.18	0%	1%	0%	69%	69%	45%

表 5- 15(續) 特殊抗彎矩構架各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
18	0.164	0%	0%	0%	69%	69%	45%
19	0.138	1%	0%	0%	70%	69%	45%
20	0.138	0%	1%	0%	70%	70%	45%
21	0.121	0%	0%	0%	70%	70%	46%
22	0.108	1%	0%	0%	71%	70%	46%
23	0.108	0%	1%	0%	71%	71%	46%
24	0.093	0%	0%	0%	71%	71%	46%
25	0.085	1%	0%	0%	72%	71%	46%
26	0.085	0%	1%	0%	72%	72%	46%
27	0.073	0%	0%	0%	72%	72%	46%
28	0.07	2%	0%	0%	74%	72%	46%
29	0.07	0%	2%	0%	74%	74%	46%
30	0.062	16%	0%	0%	90%	74%	46%
31	0.062	0%	15%	0%	90%	88%	46%
32	0.06	0%	0%	0%	90%	88%	46%
33	0.06	6%	0%	0%	97%	88%	46%
34	0.06	0%	8%	0%	97%	96%	46%
35	0.058	0%	0%	0%	97%	96%	46%
36	0.054	1%	0%	0%	97%	96%	46%
37	0.054	0%	1%	0%	97%	97%	46%
38	0.048	0%	0%	0%	97%	97%	46%
39	0.047	0%	0%	0%	98%	97%	46%
40	0.047	0%	0%	0%	98%	98%	46%
41	0.042	0%	0%	0%	98%	98%	46%
42	0.042	0%	0%	0%	98%	98%	46%
43	0.04	0%	0%	0%	98%	98%	47%
44	0.037	0%	0%	0%	98%	98%	47%
45	0.037	0%	0%	0%	98%	98%	47%
46	0.036	0%	0%	0%	98%	98%	47%
47	0.035	0%	0%	0%	98%	98%	47%
48	0.035	0%	0%	0%	98%	98%	47%
49	0.032	0%	0%	1%	98%	98%	48%
50	0.031	0%	0%	44%	98%	98%	92%





表 5- 16 特殊抗彎矩構架動力分析之各樓層基底剪力

樓層別	$E_{spec,X}$		$E_{spec,Y}$	
	VX (tf)	VY (tf)	VX (tf)	VY (tf)
R2	57.4	0.001	0.001	45.7
R1	103.0	0.001	0.001	92.9
14F	273.7	0.001	0.001	273.7
13F	439.3	0.002	0.002	437.2
12F	573.2	0.002	0.002	572.1
11F	683.9	0.002	0.002	683.6
10F	775.7	0.002	0.002	773.9
9F	851.7	0.002	0.002	851.6
8F	919.9	0.002	0.002	919.0
7F	983.0	0.002	0.002	981.7
6F	1053.0	0.002	0.002	1053.1
5F	1116.5	0.003	0.002	1115.1
4F	1177.9	0.003	0.002	1177.7
3F	1244.8	0.002	0.003	1243.8
2F	1294.8	0.002	0.002	1293.7
1F	1327.6	0.001	0.001	1327.5

表 5- 17 特殊抗彎矩構架各樓層最大層間變位角

樓層別	X 向地震力		Y 向地震力	
	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩
R1	0.130%	0.131%	0.130%	0.130%
14F	0.173%	0.174%	0.173%	0.173%
13F	0.223%	0.225%	0.224%	0.224%
12F	0.273%	0.275%	0.273%	0.273%
11F	0.319%	0.322%	0.320%	0.320%
10F	0.361%	0.364%	0.362%	0.362%
9F	0.395%	0.398%	0.397%	0.397%
8F	0.417%	0.421%	0.419%	0.419%
7F	0.428%	0.431%	0.429%	0.429%
6F	0.440%	0.444%	0.442%	0.442%
5F	0.442%	0.446%	0.444%	0.444%
4F	0.431%	0.434%	0.432%	0.432%
3F	0.409%	0.412%	0.410%	0.410%
2F	0.295%	0.297%	0.296%	0.296%

表 5- 18 接頭剪力強度檢核參數  $\gamma$

柱	$V_u$ 設計方向之梁	橫向梁圍束	$\gamma$
連續	連續	圍束	5.3
		非圍束	3.9
	其他	圍束	3.9
		非圍束	3.2
其他	連續	圍束	3.9
		非圍束	3.2
	其他	圍束	3.2
		非圍束	2.1

表 5- 19 特殊抗彎矩構架接頭剪力強度檢核

樓層	$V_{e,joint}(t)$	$\phi V_{n,joint}(t)$	$\phi V_{n,joint}/V_{e,joint}$	檢核
8F	419.5	449.3	1.1	ok
5F	507.2	502.3	1.0	ok
4F	527.1	550.3	1.0	ok
2F	476.2	550.3	1.2	ok

表 5- 20 二元系統(無開孔)模型構建尺寸表

樓層別	類別	尺寸
2F~PR	大梁	60cm × 70cm
	小梁	30cm × 60cm
	柱	75cm × 75cm
	版	t = 15cm
	剪力牆	t = 65cm
1F	大梁	60cm × 80cm
	小梁	40cm × 60cm
	柱	75cm × 75cm
	室內版	t = 20cm
	室外版	t = 24cm
	剪力牆	t = 65cm
B1	大梁	60cm × 70cm
	小梁	40cm × 60cm
	邊梁	70cm × 70cm
	柱	75cm × 75cm
	邊柱	70cm × 70cm
	版	t = 15cm
	地下室外牆	t = 50cm
	剪力牆	t = 65cm
B2	地梁	90cm × 200cm
	小地梁	60cm × 200cm
	邊地梁	70cm × 200cm
	柱	90cm × 90cm
	邊柱	70cm × 70cm
	樓版	t = 15cm
	筏基版	t = 50cm
	地下室外牆	t = 50cm
	剪力牆	t = 65cm



表 5-21 剪力牆及邊界構材設計結果

樓層別	混凝土強度 ( $kgf/cm^2$ )	邊界構材尺寸		邊界構材配筋	腹版		
		長 (cm)	寬 (cm)	主筋	厚度 (cm)	垂直筋	水平筋
14F	280	75	75	12-#6	65	#6@15	#6@15
13F	280	75	75	12-#6	65	#6@15	#6@15
12F	280	75	75	12-#6	65	#6@15	#6@15
11F	280	75	75	12-#6	65	#6@15	#6@15
10F	280	75	75	12-#6	65	#6@15	#6@15
9F	280	75	75	12-#6	65	#6@15	#6@15
8F	280	75	75	12-#6	65	#6@15	#6@15
7F	280	75	75	12-#6	65	#6@15	#6@15
6F	350	75	75	12-#6	65	#6@12	#6@12
5F	350	75	75	12-#6	65	#6@12	#6@12
4F	350	75	75	12-#6	65	#6@12	#6@12
3F	420	75	75	12-#6	65	#6@10	#6@10
2F	420	75	75	12-#6	65	#6@10	#6@10
1F	420	75	75	12-#6	65	#6@10	#6@10

表 5-22 二元系統(無開孔)動力設計水平加速度反應譜輸入表

t	反應譜×調整係數	t	反應譜×調整係數	t	反應譜×調整係數
0	1.95	1.7	1.04	3.4	0.67
0.1	2.13	1.8	0.98	3.5	0.67
0.2	2.22	1.9	0.93	3.6	0.67
0.3	2.23	2	0.88	3.7	0.67
0.4	2.23	2.1	0.84	3.8	0.67
0.5	2.23	2.2	0.80	3.9	0.67
0.6	2.23	2.3	0.77	4	0.67
0.7	2.11	2.4	0.74	4.1	0.67
0.8	1.97	2.5	0.71	4.2	0.67
0.9	1.84	2.6	0.68	4.3	0.67
1	1.73	2.7	0.67	4.4	0.67
1.1	1.61	2.8	0.67	4.5	0.67
1.2	1.47	2.9	0.67	4.6	0.67
1.3	1.36	3	0.67	4.7	0.67
1.4	1.26	3.1	0.67	4.8	0.67
1.5	1.18	3.2	0.67	4.9	0.67
1.6	1.10	3.3	0.67	5	0.67

表 5- 23 二元系統(無開孔)各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.363	0%	54%	0%	0%	54%	0%
2	1.362	54%	0%	0%	54%	54%	0%
3	0.839	0%	0%	37%	54%	54%	39%
4	0.321	11%	0%	0%	65%	54%	39%
5	0.321	0%	11%	0%	65%	65%	39%
6	0.296	0%	0%	5%	65%	65%	43%
7	0.26	0%	0%	0%	65%	65%	43%
8	0.243	4%	0%	0%	69%	65%	43%
9	0.243	0%	4%	2%	69%	69%	43%
10	0.171	0%	0%	0%	69%	69%	45%
11	0.131	5%	0%	0%	75%	69%	45%
12	0.131	0%	5%	1%	75%	74%	45%
13	0.123	0%	0%	0%	75%	74%	46%
14	0.094	0%	0%	0%	75%	74%	46%
15	0.086	4%	0%	0%	78%	74%	46%
16	0.086	0%	4%	0%	78%	78%	46%
17	0.077	0%	0%	0%	78%	78%	46%
18	0.076	1%	0%	0%	79%	78%	46%
19	0.076	0%	1%	0%	79%	79%	46%
20	0.073	0%	0%	0%	79%	79%	46%
21	0.065	0%	0%	0%	79%	79%	47%
22	0.064	7%	0%	0%	86%	79%	47%
23	0.064	0%	7%	0%	86%	86%	47%
24	0.055	0%	0%	0%	86%	86%	47%
25	0.055	9%	0%	0%	95%	86%	47%
26	0.054	0%	9%	0%	95%	95%	47%
27	0.049	0%	0%	0%	95%	95%	47%
28	0.047	2%	0%	0%	97%	95%	47%
29	0.047	0%	3%	0%	97%	97%	47%
30	0.043	0%	0%	0%	97%	97%	47%
31	0.041	1%	0%	0%	98%	97%	47%
32	0.041	0%	1%	0%	98%	98%	47%
33	0.038	0%	0%	0%	98%	98%	47%
34	0.036	0%	0%	0%	98%	98%	47%
35	0.036	0%	0%	0%	98%	98%	47%

表 5- 23 (續) 二元系統(無開孔)各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
36	0.035	0%	0%	0%	98%	98%	47%
37	0.033	0%	0%	0%	98%	98%	48%
38	0.032	0%	0%	0%	98%	98%	48%
39	0.032	0%	0%	0%	98%	98%	48%
40	0.032	0%	0%	1%	98%	98%	49%
41	0.03	0%	0%	48%	98%	98%	97%
42	0.029	0%	0%	0%	98%	98%	97%
43	0.029	0%	0%	0%	98%	98%	97%
44	0.027	0%	0%	0%	98%	98%	97%
45	0.027	0%	0%	0%	98%	98%	97%
46	0.025	0%	0%	0%	98%	98%	97%
47	0.025	0%	0%	0%	98%	98%	97%
48	0.024	0%	0%	0%	98%	98%	97%
49	0.024	0%	0%	0%	98%	98%	97%
50	0.023	0%	0%	0%	98%	98%	97%

表 5- 24 二元系統(無開孔)動力分析之各樓層基底剪力

樓層別	$E_{spec,X}$		$E_{spec,Y}$	
	VX (tf)	VY (tf)	VX (tf)	VY (tf)
R2	68.6	0.000	0.000	68.5
R1	127.2	0.000	0.001	127.0
14F	300.2	0.002	0.003	300.0
13F	486.1	0.002	0.002	485.7
12F	636.7	0.002	0.003	636.4
11F	770.8	0.001	0.003	770.7
10F	886.5	0.001	0.002	886.3
9F	988.4	0.002	0.001	988.3
8F	1082.5	0.004	0.002	1082.5
7F	1168.5	0.003	0.001	1168.5
6F	1255.6	0.003	0.002	1255.7
5F	1326.6	0.003	0.001	1326.6
4F	1388.8	0.004	0.003	1388.9
3F	1449.5	0.005	0.003	1449.5
2F	1495.2	0.004	0.001	1495.2
1F	1530.2	0.003	0.001	1530.2



表 5- 25 二元系統(無開孔)各樓層最大層間變位角

樓層別	X 向地震力		Y 向地震力	
	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩
R1	0.213%	0.213%	0.213%	0.213%
14F	0.221%	0.221%	0.221%	0.221%
13F	0.227%	0.227%	0.227%	0.227%
12F	0.232%	0.233%	0.233%	0.233%
11F	0.236%	0.237%	0.236%	0.236%
10F	0.238%	0.239%	0.239%	0.239%
9F	0.238%	0.239%	0.238%	0.238%
8F	0.234%	0.235%	0.235%	0.235%
7F	0.225%	0.226%	0.226%	0.226%
6F	0.217%	0.218%	0.218%	0.218%
5F	0.206%	0.207%	0.206%	0.206%
4F	0.188%	0.189%	0.189%	0.189%
3F	0.173%	0.174%	0.174%	0.174%
2F	0.144%	0.145%	0.145%	0.145%

表 5-26 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )模型構建尺寸表

樓層別	類別	尺寸
2F~PR	大梁	60cm × 70cm
	小梁	30cm × 60cm
	柱	75cm × 75cm
	版	$t = 15cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 120cm
1F	大梁	60cm × 80cm
	小梁	40cm × 60cm
	柱	75cm × 75cm
	室內版	$t = 20cm$
	室外版	$t = 24cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 120cm
B1	大梁	60cm × 70cm
	小梁	40cm × 60cm
	邊梁	70cm × 70cm
	柱	75cm × 75cm
	邊柱	70cm × 70cm
	版	$t = 15cm$
	地下室外牆	$t = 50cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 120cm
B2	地梁	90cm × 200cm
	小地梁	60cm × 200cm
	邊地梁	70cm × 200cm
	柱	90cm × 90cm
	邊柱	70cm × 70cm
	樓版	$t = 15cm$
	筏基版	$t = 50cm$
	地下室外牆	$t = 50cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 120cm





表 5-27 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )模型構建尺寸表

樓層別	類別	尺寸
2F~PR	大梁	60cm × 70cm
	小梁	30cm × 60cm
	柱	75cm × 75cm
	版	$t = 15cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 110cm
1F	大梁	60cm × 80cm
	小梁	40cm × 60cm
	柱	75cm × 75cm
	室內版	$t = 20cm$
	室外版	$t = 24cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 110cm
B1	大梁	60cm × 70cm
	小梁	40cm × 60cm
	邊梁	70cm × 70cm
	柱	75cm × 75cm
	邊柱	70cm × 70cm
	版	$t = 15cm$
	地下室外牆	$t = 50cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 110cm
B2	地梁	90cm × 200cm
	小地梁	60cm × 200cm
	邊地梁	70cm × 200cm
	柱	90cm × 90cm
	邊柱	70cm × 70cm
	樓版	$t = 15cm$
	筏基版	$t = 50cm$
	地下室外牆	$t = 50cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 110cm



表 5-28 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )模型構建尺寸表

樓層別	類別	尺寸
2F~PR	大梁	60cm × 70cm
	小梁	30cm × 60cm
	柱	75cm × 75cm
	版	$t = 15cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 100cm
1F	大梁	60cm × 80cm
	小梁	40cm × 60cm
	柱	75cm × 75cm
	室內版	$t = 20cm$
	室外版	$t = 24cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 100cm
B1	大梁	60cm × 70cm
	小梁	40cm × 60cm
	邊梁	70cm × 70cm
	柱	75cm × 75cm
	邊柱	70cm × 70cm
	版	$t = 15cm$
	地下室外牆	$t = 50cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 100cm
B2	地梁	90cm × 200cm
	小地梁	60cm × 200cm
	邊地梁	70cm × 200cm
	柱	90cm × 90cm
	邊柱	70cm × 70cm
	樓版	$t = 15cm$
	筏基版	$t = 50cm$
	地下室外牆	$t = 50cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 100cm



表 5-29 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )模型構建尺寸表

樓層別	類別	尺寸
2F~PR	大梁	60cm × 70cm
	小梁	30cm × 60cm
	柱	75cm × 75cm
	版	$t = 15cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 90cm
1F	大梁	60cm × 80cm
	小梁	40cm × 60cm
	柱	75cm × 75cm
	室內版	$t = 20cm$
	室外版	$t = 24cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 90cm
B1	大梁	60cm × 70cm
	小梁	40cm × 60cm
	邊梁	70cm × 70cm
	柱	75cm × 75cm
	邊柱	70cm × 70cm
	版	$t = 15cm$
	地下室外牆	$t = 50cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 90cm
B2	地梁	90cm × 200cm
	小地梁	60cm × 200cm
	邊地梁	70cm × 200cm
	柱	90cm × 90cm
	邊柱	70cm × 70cm
	樓版	$t = 15cm$
	筏基版	$t = 50cm$
	地下室外牆	$t = 50cm$
	剪力牆	$t = 65cm$
	連接梁	60cm × 90cm



表 5- 30 二元系統(開孔)牆勁度折減前

$l_n/h$	1.5	2.4	3.3	4.2
Base shear(t) (static)	1390.0	1375.4	1375.4	1377.5
Stiffness of wall	0.35I <sub>g</sub>	0.35I <sub>g</sub>	0.35I <sub>g</sub>	0.35I <sub>g</sub>
Wall consume	83.4%	81.1%	79.1%	76.2%
Frame consume	16.6%	18.9%	20.9%	23.8%

表 5- 31 二元系統(開孔)牆勁度折減後

$l_n/h$	1.5	2.4	3.3	4.2
Base shear(t) (static)	1390.0	1375.4	1375.4	1377.5
Stiffness of wall	0.14I <sub>g</sub>	0.18I <sub>g</sub>	0.23I <sub>g</sub>	0.3I <sub>g</sub>
Wall consume	75.0%	74.7%	74.8%	74.6%
Frame consume	25.0%	25.3%	25.2%	25.4%

表 5- 32 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.479	0%	54%	0%	0%	54%	0%
2	1.479	54%	0%	0%	54%	54%	0%
3	1.263	0%	0%	37%	54%	54%	37%
4	0.42	0%	0%	5%	54%	54%	41%
5	0.376	11%	0%	0%	66%	54%	41%
6	0.376	0%	11%	0%	66%	66%	41%
7	0.264	0%	0%	0%	66%	66%	42%
8	0.257	2%	0%	0%	67%	66%	42%
9	0.257	0%	1%	0%	67%	67%	42%
10	0.232	0%	0%	1%	67%	67%	43%
11	0.175	4%	0%	0%	71%	67%	43%
12	0.175	0%	4%	0%	71%	71%	43%
13	0.160	0%	0%	1%	71%	71%	44%
14	0.118	0%	0%	0%	71%	71%	44%
15	0.116	3%	0%	0%	73%	71%	44%
16	0.116	0%	3%	0%	73%	73%	44%
17	0.091	0%	0%	0%	73%	73%	45%
18	0.085	3%	0%	0%	76%	73%	45%
19	0.085	0%	3%	0%	76%	76%	45%
20	0.074	0%	0%	0%	76%	76%	45%
21	0.073	1%	0%	0%	77%	76%	45%
22	0.073	0%	1%	0%	77%	77%	45%
23	0.069	0%	0%	0%	77%	77%	45%
24	0.065	6%	0%	0%	83%	77%	45%
25	0.065	0%	6%	0%	83%	83%	45%
26	0.061	0%	0%	0%	83%	83%	45%
27	0.056	11%	0%	0%	94%	83%	45%
28	0.056	0%	11%	0%	94%	94%	45%
29	0.052	0%	0%	0%	94%	94%	45%
30	0.049	3%	0%	0%	97%	94%	45%
31	0.049	0%	3%	0%	97%	97%	45%
32	0.045	0%	0%	0%	97%	97%	45%
33	0.042	0%	0%	0%	98%	97%	45%
34	0.042	0%	1%	0%	98%	98%	45%
35	0.040	0%	0%	0%	98%	98%	46%

表 5- 32 (續) 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
36	1.479	0%	54%	0%	0%	54%	0%
37	1.479	54%	0%	0%	54%	54%	0%
38	1.263	0%	0%	37%	54%	54%	37%
39	0.42	0%	0%	5%	54%	54%	41%
40	0.376	11%	0%	0%	66%	54%	41%
41	0.376	0%	11%	0%	66%	66%	41%
42	0.264	0%	0%	0%	66%	66%	42%
43	0.257	2%	0%	0%	67%	66%	42%
44	0.257	0%	1%	0%	67%	67%	42%
45	0.232	0%	0%	1%	67%	67%	43%
46	0.175	4%	0%	0%	71%	67%	43%
47	0.175	0%	4%	0%	71%	71%	43%
48	0.160	0%	0%	1%	71%	71%	44%
49	0.118	0%	0%	0%	71%	71%	44%
50	0.116	3%	0%	0%	73%	71%	44%

表 5- 33 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )動力分析之各樓層基底剪力

樓層別	$E_{spec,X}$		$E_{spec,Y}$	
	VX (tf)	VY (tf)	VX (tf)	VY (tf)
R2	44.1	0.0	0.001	44.0
R1	88.3	0.001	0.001	88.3
14F	260.3	0.005	0.006	260.1
13F	431.8	0.009	0.009	431.8
12F	576.4	0.013	0.013	576.4
11F	697.5	0.017	0.016	697.8
10F	797.4	0.020	0.020	797.4
9F	887.1	0.023	0.023	887.8
8F	967.8	0.025	0.025	967.9
7F	1043.9	0.027	0.027	1044.8
6F	1116.6	0.029	0.029	1116.8
5F	1184.7	0.031	0.031	1185.4
4F	1247.3	0.032	0.032	1247.9
3F	1301.5	0.033	0.033	1301.8
2F	1345.4	0.033	0.034	1346.3
1F	1377.3	0.034	0.034	1377.2

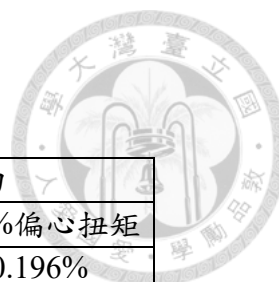


表 5- 34 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )各樓層最大層間變位角

樓層別	X 向地震力		Y 向地震力	
	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩
R1	0.196%	0.196%	0.196%	0.196%
14F	0.211%	0.211%	0.211%	0.211%
13F	0.225%	0.225%	0.225%	0.225%
12F	0.239%	0.239%	0.239%	0.239%
11F	0.251%	0.251%	0.251%	0.251%
10F	0.261%	0.261%	0.261%	0.261%
9F	0.267%	0.267%	0.267%	0.267%
8F	0.269%	0.269%	0.269%	0.269%
7F	0.264%	0.264%	0.265%	0.265%
6F	0.261%	0.261%	0.261%	0.261%
5F	0.252%	0.252%	0.253%	0.253%
4F	0.237%	0.237%	0.237%	0.237%
3F	0.219%	0.219%	0.219%	0.219%
2F	0.169%	0.169%	0.169%	0.169%

表 5- 35 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.611	0%	55%	0%	0%	55%	0%
2	1.611	55%	0%	0%	55%	55%	0%
3	1.564	0%	0%	36%	55%	55%	36%
4	0.511	0%	0%	5%	55%	55%	41%
5	0.446	10%	0%	0%	65%	55%	41%
6	0.446	0%	10%	0%	65%	65%	41%
7	0.291	0%	0%	1%	65%	65%	43%
8	0.271	2%	0%	0%	67%	65%	43%
9	0.271	0%	1%	0%	67%	67%	43%
10	0.252	0%	0%	0%	67%	67%	43%
11	0.210	3%	0%	0%	69%	67%	43%
12	0.210	0%	3%	0%	69%	69%	43%
13	0.185	0%	0%	1%	69%	69%	44%
14	0.140	2%	0%	0%	72%	69%	44%
15	0.140	0%	2%	0%	72%	72%	44%
16	0.133	0%	0%	1%	72%	72%	44%
17	0.101	0%	0%	0%	72%	72%	45%
18	0.099	2%	0%	0%	74%	72%	45%
19	0.099	0%	2%	0%	74%	74%	45%
20	0.080	0%	0%	0%	74%	74%	45%
21	0.077	2%	0%	0%	76%	74%	45%
22	0.077	0%	2%	0%	76%	76%	45%
23	0.071	2%	0%	0%	78%	76%	45%
24	0.071	0%	2%	0%	78%	78%	45%
25	0.070	0%	0%	0%	78%	78%	45%
26	0.065	0%	0%	0%	78%	78%	45%
27	0.061	11%	0%	0%	89%	78%	45%
28	0.061	0%	10%	0%	89%	88%	45%
29	0.055	0%	0%	0%	89%	88%	45%
30	0.054	8%	0%	0%	96%	88%	45%
31	0.054	0%	8%	0%	96%	96%	45%
32	0.047	0%	0%	0%	96%	96%	45%
33	0.047	1%	0%	0%	97%	96%	45%
34	0.047	0%	1%	0%	97%	97%	45%
35	0.041	0%	0%	0%	97%	97%	45%



表 5- 35 (續) 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
36	0.040	0%	0%	0%	98%	97%	45%
37	0.040	0%	0%	0%	98%	98%	45%
38	0.037	0%	0%	0%	98%	98%	45%
39	0.035	0%	0%	0%	98%	98%	45%
40	0.035	0%	0%	0%	98%	98%	45%
41	0.034	0%	0%	0%	98%	98%	46%
42	0.033	0%	0%	0%	98%	98%	46%
43	0.031	0%	0%	0%	98%	98%	46%
44	0.031	0%	0%	0%	98%	98%	46%
45	0.030	0%	0%	51%	98%	98%	97%
46	0.029	0%	0%	0%	98%	98%	97%
47	0.029	0%	0%	0%	98%	98%	97%
48	0.027	0%	0%	0%	98%	98%	97%
49	0.027	0%	0%	0%	98%	98%	97%
50	0.026	0%	0%	0%	98%	98%	97%

表 5- 36 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )動力分析之各樓層基底剪力

樓層別	$E_{spec,X}$		$E_{spec,Y}$	
	VX (tf)	VY (tf)	VX (tf)	VY (tf)
R2	43.5	0.001	0.001	43.4
R1	85.8	0.001	0.001	85.8
14F	259.7	0.003	0.004	259.2
13F	430.1	0.005	0.005	430.2
12F	579.0	0.009	0.002	578.8
11F	698.6	0.010	0.004	699.1
10F	799.5	0.005	0.003	799.4
9F	886.1	0.002	0.005	887.0
8F	963.7	0.003	0.010	963.6
7F	1038.0	0.006	0.008	1039.2
6F	1109.7	0.007	0.002	1109.5
5F	1179.5	0.004	0.008	1180.7
4F	1244.0	0.006	0.005	1244.0
3F	1299.8	0.013	0.007	1300.5
2F	1344.3	0.012	0.014	1345.1
1F	1375.3	0.004	0.007	1375.4

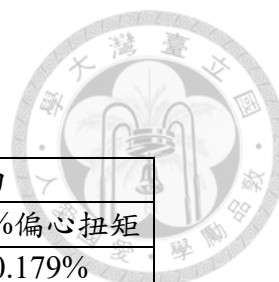


表 5- 37 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )各樓層最大層間變位角

樓層別	X 向地震力		Y 向地震力	
	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩
R1	0.179%	0.179%	0.179%	0.179%
14F	0.200%	0.200%	0.200%	0.200%
13F	0.221%	0.221%	0.221%	0.221%
12F	0.243%	0.243%	0.243%	0.243%
11F	0.264%	0.264%	0.264%	0.264%
10F	0.281%	0.281%	0.281%	0.281%
9F	0.294%	0.294%	0.294%	0.294%
8F	0.301%	0.301%	0.301%	0.301%
7F	0.300%	0.300%	0.300%	0.300%
6F	0.299%	0.299%	0.300%	0.300%
5F	0.292%	0.292%	0.292%	0.292%
4F	0.275%	0.275%	0.275%	0.275%
3F	0.252%	0.252%	0.252%	0.252%
2F	0.184%	0.184%	0.185%	0.185%

表 5- 38 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.742	55%	0%	0%	55%	0%	0%
2	1.741	0%	55%	0%	55%	55%	0%
3	1.735	0%	0%	36%	55%	55%	36%
4	0.565	0%	0%	5%	55%	55%	41%
5	0.505	10%	0%	0%	65%	55%	41%
6	0.505	0%	10%	0%	65%	65%	41%
7	0.319	0%	0%	2%	65%	65%	43%
8	0.289	2%	0%	0%	67%	65%	43%
9	0.289	0%	2%	0%	67%	67%	43%
10	0.256	0%	0%	0%	67%	67%	43%
11	0.231	2%	0%	0%	69%	67%	43%
12	0.231	0%	2%	0%	69%	69%	43%
13	0.203	0%	0%	1%	69%	69%	44%
14	0.159	2%	0%	0%	71%	69%	44%
15	0.159	0%	2%	0%	71%	71%	44%
16	0.145	0%	0%	1%	71%	71%	45%
17	0.113	2%	0%	0%	73%	71%	45%
18	0.113	0%	2%	0%	73%	73%	45%
19	0.109	0%	0%	0%	73%	73%	45%
20	0.086	0%	0%	0%	73%	73%	45%
21	0.085	2%	0%	0%	75%	73%	45%
22	0.085	0%	2%	0%	75%	75%	45%
23	0.073	1%	0%	0%	76%	75%	45%
24	0.073	0%	1%	0%	76%	76%	45%
25	0.071	0%	0%	0%	76%	76%	45%
26	0.068	0%	0%	0%	76%	76%	45%
27	0.066	6%	0%	0%	82%	76%	45%
28	0.066	0%	5%	0%	82%	81%	45%
29	0.058	13%	0%	0%	95%	81%	45%
30	0.058	0%	0%	0%	95%	81%	45%
31	0.058	0%	13%	0%	95%	94%	45%
32	0.051	3%	0%	0%	97%	94%	45%
33	0.051	0%	3%	0%	97%	97%	45%
34	0.049	0%	0%	0%	97%	97%	46%
35	0.043	0%	0%	0%	98%	97%	46%

表 5- 38(續) 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
36	0.043	0%	0%	0%	98%	98%	46%
37	0.043	0%	0%	0%	98%	98%	46%
38	0.038	0%	0%	0%	98%	98%	46%
39	0.038	0%	0%	0%	98%	98%	46%
40	0.038	0%	0%	0%	98%	98%	46%
41	0.035	0%	0%	0%	98%	98%	46%
42	0.033	0%	0%	0%	98%	98%	46%
43	0.033	0%	0%	0%	98%	98%	46%
44	0.033	0%	0%	0%	98%	98%	46%
45	0.030	0%	0%	0%	98%	98%	46%
46	0.030	0%	0%	0%	98%	98%	46%
47	0.030	0%	0%	51%	98%	98%	97%
48	0.028	0%	0%	0%	98%	98%	97%
49	0.028	0%	0%	0%	98%	98%	97%
50	0.027	0%	0%	0%	98%	98%	97%

表 5- 39 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )動力分析之各樓層基底剪力

樓層別	$E_{spec,X}$		$E_{spec,Y}$	
	VX (tf)	VY (tf)	VX (tf)	VY (tf)
R2	45.5	0.000	0.000	45.4
R1	89.2	0.000	0.000	89.0
14F	264.8	0.001	0.001	261.7
13F	432.1	0.001	0.001	431.9
12F	580.8	0.002	0.002	578.8
11F	698.5	0.002	0.001	698.6
10F	800.1	0.001	0.002	798.7
9F	883.8	0.002	0.001	884.2
8F	960.0	0.002	0.002	958.7
7F	1030.7	0.002	0.002	1031.3
6F	1102.1	0.002	0.001	1100.8
5F	1171.3	0.002	0.002	1172.0
4F	1237.8	0.002	0.001	1236.4
3F	1294.5	0.003	0.002	1294.8
2F	1340.3	0.003	0.001	1339.4
1F	1375.4	0.001	0.002	1375.4

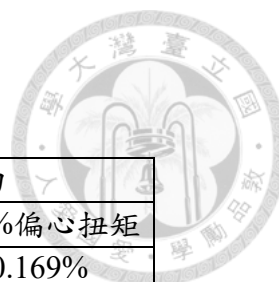


表 5- 40 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )各樓層最大層間變位角

樓層別	X 向地震力		Y 向地震力	
	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩
R1	0.169%	0.169%	0.169%	0.169%
14F	0.194%	0.194%	0.193%	0.193%
13F	0.221%	0.221%	0.221%	0.221%
12F	0.249%	0.249%	0.249%	0.249%
11F	0.276%	0.276%	0.276%	0.276%
10F	0.299%	0.299%	0.299%	0.299%
9F	0.318%	0.318%	0.317%	0.317%
8F	0.329%	0.329%	0.329%	0.329%
7F	0.331%	0.331%	0.331%	0.331%
6F	0.334%	0.334%	0.334%	0.334%
5F	0.331%	0.331%	0.330%	0.330%
4F	0.315%	0.315%	0.315%	0.315%
3F	0.289%	0.289%	0.289%	0.289%
2F	0.204%	0.204%	0.204%	0.204%

表 5- 41 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.859	0%	0%	37%	0%	0%	37%
2	1.844	0%	56%	0%	0%	56%	37%
3	1.844	56%	0%	0%	56%	56%	37%
4	0.615	0%	0%	5%	56%	56%	42%
5	0.561	9%	0%	0%	65%	56%	42%
6	0.560	0%	9%	0%	65%	65%	42%
7	0.342	0%	0%	2%	65%	65%	44%
8	0.312	2%	0%	0%	67%	65%	44%
9	0.312	0%	2%	0%	67%	67%	44%
10	0.260	0%	0%	0%	67%	67%	44%
11	0.245	1%	0%	0%	69%	67%	44%
12	0.245	0%	1%	0%	69%	69%	44%
13	0.218	0%	0%	1%	69%	69%	44%
14	0.177	2%	0%	0%	70%	69%	44%
15	0.177	0%	2%	0%	70%	70%	44%
16	0.153	0%	0%	0%	70%	70%	45%
17	0.124	1%	0%	0%	72%	70%	45%
18	0.124	0%	1%	0%	72%	72%	45%
19	0.115	0%	0%	0%	72%	72%	45%
20	0.092	2%	0%	0%	74%	72%	45%
21	0.092	0%	2%	0%	74%	74%	45%
22	0.091	0%	0%	0%	74%	74%	46%
23	0.075	2%	0%	0%	76%	74%	46%
24	0.075	0%	2%	0%	76%	75%	46%
25	0.073	0%	0%	0%	76%	75%	46%
26	0.069	3%	0%	0%	78%	75%	46%
27	0.069	0%	2%	0%	78%	78%	46%
28	0.069	0%	0%	0%	78%	78%	46%
29	0.060	13%	0%	0%	92%	78%	46%
30	0.060	0%	0%	0%	92%	78%	46%
31	0.060	0%	13%	0%	92%	91%	46%
32	0.054	5%	0%	0%	97%	91%	46%
33	0.054	0%	6%	0%	97%	97%	46%
34	0.050	0%	0%	0%	97%	97%	46%
35	0.047	1%	0%	0%	98%	97%	46%

表 5- 41(續) 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )各振態之結構周期、有效質量比及累積值

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
36	0.047	0%	1%	0%	98%	98%	46%
37	0.044	0%	0%	0%	98%	98%	46%
38	0.040	0%	0%	0%	98%	98%	46%
39	0.040	0%	0%	0%	98%	98%	46%
40	0.040	0%	0%	0%	98%	98%	46%
41	0.036	0%	0%	0%	98%	98%	46%
42	0.035	0%	0%	0%	98%	98%	46%
43	0.035	0%	0%	0%	98%	98%	46%
44	0.035	0%	0%	0%	98%	98%	46%
45	0.032	0%	0%	0%	98%	98%	46%
46	0.032	0%	0%	0%	98%	98%	46%
47	0.030	0%	0%	51%	98%	98%	97%
48	0.030	0%	0%	0%	98%	98%	97%
49	0.030	0%	0%	0%	98%	98%	97%
50	0.028	0%	0%	0%	98%	98%	97%

表 5- 42 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )動力分析之各樓層基底剪力

樓層別	$E_{spec,X}$		$E_{spec,Y}$	
	VX (tf)	VY (tf)	VX (tf)	VY (tf)
R2	44.7	0.001	0.001	44.5
R1	88.6	0.001	0.001	88.2
14F	270.5	0.004	0.006	265.4
13F	436.1	0.005	0.005	435.8
12F	583.8	0.006	0.008	580.7
11F	699.1	0.008	0.008	698.9
10F	799.8	0.010	0.010	797.3
9F	880.9	0.011	0.011	880.8
8F	955.6	0.012	0.012	953.3
7F	1022.2	0.013	0.014	1022.1
6F	1101.8	0.014	0.015	1099.2
5F	1168.9	0.015	0.016	1168.9
4F	1236.2	0.016	0.015	1233.3
3F	1300.3	0.016	0.017	1300.4
2F	1347.6	0.016	0.017	1345.2
1F	1377.5	0.016	0.017	1377.5

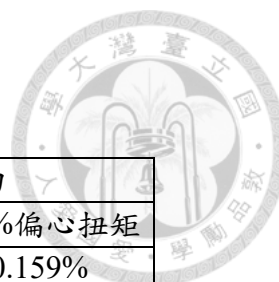


表 5- 43 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )各樓層最大層間變位角

樓層別	X 向地震力		Y 向地震力	
	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩	5.0%偏心扭矩	-5.0%偏心扭矩
R1	0.159%	0.159%	0.159%	0.159%
14F	0.187%	0.187%	0.187%	0.187%
13F	0.219%	0.219%	0.219%	0.219%
12F	0.253%	0.253%	0.253%	0.253%
11F	0.285%	0.285%	0.285%	0.285%
10F	0.313%	0.313%	0.313%	0.313%
9F	0.336%	0.336%	0.336%	0.336%
8F	0.350%	0.350%	0.350%	0.350%
7F	0.355%	0.355%	0.355%	0.355%
6F	0.359%	0.359%	0.359%	0.359%
5F	0.354%	0.354%	0.354%	0.354%
4F	0.336%	0.336%	0.336%	0.336%
3F	0.307%	0.307%	0.307%	0.307%
2F	0.214%	0.214%	0.214%	0.214%

表 5- 44 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )接頭剪力強度檢核

樓層	$V_{e,joint}(t)$	$\phi V_{n,joint}(t)$	$\phi V_{n,joint}/V_{e,joint}$	檢核
8F	195.1	312.0	1.6	ok
5F	216.5	410.4	1.9	ok
4F	215.9	449.6	2.1	ok
2F	179.2	449.6	2.5	ok

表 5- 45 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )接頭剪力強度檢核

樓層	$V_{e,joint}(t)$	$\phi V_{n,joint}(t)$	$\phi V_{n,joint}/V_{e,joint}$	檢核
8F	217.3	312.0	1.4	ok
5F	216.5	410.4	1.9	ok
4F	237.7	449.6	1.9	ok
2F	224.4	449.6	2.0	ok



表 5-46 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )接頭剪力強度檢核

樓層	$V_{e,joint}(t)$	$\phi V_{n,joint}(t)$	$\phi V_{n,joint}/V_{e,joint}$	檢核
8F	239.6	312.0	1.3	ok
5F	260.5	410.4	1.6	ok
4F	259.7	449.6	1.7	ok
2F	247.2	449.6	1.8	ok

表 5-47 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )接頭剪力強度檢核

樓層	$V_{e,joint}(t)$	$\phi V_{n,joint}(t)$	$\phi V_{n,joint}/V_{e,joint}$	檢核
8F	282.4	312.0	1.1	ok
5F	332.1	410.4	1.2	ok
4F	354.9	449.6	1.3	ok
2F	292.0	449.6	1.5	ok

表 6-1 二元系統各跨深比之彎矩剪力需求

樓層	Ln/h=1.5			Ln/h=2.4			Ln/h=3.3			Ln/h=4.2		
	Vu (tf)	Mu (tf-m)	Vp (tf)	Vu (tf)	Mu (tf-m)	Vp (tf)	Vu (tf)	Mu (tf-m)	Vp (tf)	Vu (tf)	Mu (tf-m)	Vp (tf)
14	34.1	29.1	44.9	33.9	40.5	42.4	35.2	48.9	41.2	35.0	54.5	39.8
13	46.9	40.1	61.9	44.7	54.4	57.0	42.7	63.0	53.1	41.2	68.6	50.1
12	65.3	56.7	87.4	60.6	75.6	79.2	56.6	86.0	72.4	53.5	92.1	67.3
11	87.2	76.3	117.8	78.5	99.3	104.1	71.8	111.1	93.5	66.6	116.9	85.5
10	108.1	95.2	146.8	95.8	122.1	128.0	86.4	135.2	113.8	79.0	140.5	102.7
9	127.2	112.3	173.4	111.5	143.0	149.9	99.6	157.0	132.2	90.1	161.6	118.1
8	144.2	127.7	197.0	125.3	161.2	169.0	111.1	176.0	148.2	99.7	179.7	131.4
7	157.9	140.0	216.0	136.4	175.9	184.4	120.4	191.3	161.1	107.2	194.1	141.9
6	182.7	162.3	250.5	158.5	205.2	215.1	139.8	223.3	188.0	123.9	225.7	165.0
5	193.9	172.4	266.0	166.9	216.3	226.8	147.3	235.7	198.4	129.7	236.8	173.1
4	202.8	180.3	278.3	172.6	224.0	234.8	153.5	245.9	207.0	133.8	244.5	178.7
3	220.2	196.0	302.5	185.9	241.6	253.2	168.0	269.9	227.2	144.3	264.6	193.4
2	214.9	191.3	295.2	177.6	230.6	241.7	161.5	259.2	218.2	138.4	253.3	185.2
1	191.6	170.2	262.6	154.6	200.0	209.6	141.2	225.6	189.9	122.5	223.1	163.1



表 6-2 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )連接梁之傳統梁配置

Story	撓曲筋	箍筋	$V_p(t)$	$\phi V_n(t)$
14F	4-#8	4-#4@15	42.4	110.1
13F	4-#8	4-#4@15	57.0	110.1
12F	5-#8	4-#4@15	79.2	110.1
11F	6-#8	4-#4@10	104.1	165.2
10F	7-#8	4-#4@10	128.0	165.2
9F	6-#10	4-#4@10	149.9	164.6
8F	6-#10	5-#4@10	169.0	205.8
7F	7-#10	5-#4@10	184.4	205.8
6F	8-#10	6-#4@10	215.1	223.7

表 6-3 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )連接梁之傳統梁配置

Story	撓曲筋	箍筋	$V_p(t)$	$\phi V_n(t)$
14F	4-#8	4-#4@15	41.2	99.5
13F	5-#8	4-#4@15	53.0	99.5
12F	6-#8	4-#4@15	72.4	96.8
11F	7-#8	4-#4@10	93.5	149.2
10F	6-#10	4-#4@10	113.8	144.1
9F	7-#10	4-#4@10	132.2	148.7
8F	8-#10	5-#4@10	148.2	180.1
7F	9-#10	5-#4@10	161.1	180.1
6F	10-#10	6-#4@10	188.0	201.4
5F	10-#10	6-#4@10	198.4	201.4

表 6-4 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )連接梁之傳統梁配置

Story	撓曲筋	箍筋	$V_p(t)$	$\phi V_n(t)$
14F	4-#8	4-#4@15	39.8	88.8
13F	5-#8	4-#4@15	50.1	88.8
12F	8-#8	4-#4@15	67.3	86.1
11F	10-#8	4-#4@10	85.5	129.2
10F	8-#10	4-#4@10	102.7	128.1
9F	10-#10	4-#4@10	118.1	128.1
8F	10-#10	5-#4@10	131.4	160.2
7F	10-#10	5-#4@10	141.9	160.2
6F	11-#10	6-#4@10	165.0	179.1
5F	12-#10	6-#4@10	173.1	179.1
4F	12-#10	6-#4@10	178.7	179.1
3F	13-#10	7-#4@10	193.4	196.1
2F	13-#10	6-#4@10	185.2	192.2
1F	11-#10	6-#4@10	163.1	192.2





表 6-5 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )連接梁之對角鋼筋配置

Story	Ln/h=1.5		
	對角鋼筋 A <sub>vd</sub>	撓曲鋼筋 A <sub>l</sub>	$\eta$
14F	1-#6	4-#8	11%
13F	2-#8	4-#7	36%
12F	3-#8	3-#6	61%
11F	3-#10	0	100%
10F	4-#10	0	100%
9F	4-#10	0	100%
8F	5-#10	0	100%
7F	5-#10	0	100%
6F	6-#10	0	100%
5F	7-#10	0	100%
4F	7-#10	0	100%
3F	7-#10	0	100%
2F	7-#10	0	100%
1F	6-#10	0	100%

表 6-6 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )連接梁之對角鋼筋配置

Story	Ln/h=2.4		
	對角鋼筋 A <sub>vd</sub>	撓曲鋼筋 A <sub>l</sub>	$\eta$
5F	7-#10	4-#7	78%
4F	8-#10	4-#7	80%
3F	8-#10	2-#7	89%
2F	7-#10	2-#7	88%
1F	7-#10	4-#7	78%



表 6-7 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )連接梁之對角鋼筋配置

Story	Ln/h=3.3		
	對角鋼筋 A <sub>vd</sub>	撓曲鋼筋 A <sub>l</sub>	$\eta$
5F	1-#10	10-#10	9%
4F	1-#10	11-#10	8%
3F	2-#8	11-#10	10%
2F	2-#8	7-#10	15%
1F	1-#10	10-#10	9%

表 6-8 二元系統各跨深比之牆長與其分類

$L_n/h$	$l_w$	$h_w/l_w$	$l_w/b_w$	桿件
1.5	347.5 cm	$\geq 2.0$	$2.5 < 5.35 < 6$	牆墩
2.4	305 cm	$\geq 2.0$	$2.5 < 4.69 < 6$	牆墩
3.3	272.5 cm	$\geq 2.0$	$2.5 < 4.19 < 6$	牆墩
4.2	247.5 cm	$\geq 2.0$	$2.5 < 3.81 < 6$	牆墩

表 6-9 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )之受拉牆之設計

樓層	樓層高度(cm)	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	邊界構材鋼筋 (75cmx75cm)	腹板鋼筋	軸力(tf)	V <sub>e</sub> (tf)	剪力強度
						$\Omega_0 V_u$	$\phi V_{n,SST}$ (tf)
14F	320	280	12-#8	#6@15	25	119	611
13F	320	280	12-#8	#6@15	28	167	612
12F	320	280	12-#8	#6@15	62	227	621
11F	320	280	12-#8	#6@15	93	287	629
10F	320	280	12-#8	#6@15	116	334	635
9F	320	280	12-#8	#6@15	130	379	639
8F	320	280	12-#8	#6@15	137	422	641
7F	320	280	12-#8	#6@15	138	458	642
6F	320	350	12-#8	#6@12	118	490	788
5F	320	350	12-#8	#6@12	97	532	782
4F	320	350	12-#8	#6@12	75	565	777
3F	320	420	12-#8	#6@10	44	593	924
2F	320	420	12-#8	#6@10	32	629	921
1F	450	420	16-#7	#6@10	40	654	700

表 6-10 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )之受壓牆之設計

樓層	樓層高度(cm)	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	邊界構材鋼筋 (65cmx65cm)	腹板鋼筋	軸力(tf)	V <sub>e</sub> (tf)	剪力強度
						$\Omega_0 V_u$	$\phi V_{n,SST}$ (tf)
14F	320	280	12-#7	#6@15	116	69	570
13F	320	280	12-#7	#6@15	192	152	590
12F	320	280	12-#7	#6@15	247	212	605
11F	320	280	12-#7	#6@15	305	272	622
10F	320	280	12-#7	#6@15	372	320	642
9F	320	280	12-#7	#6@15	446	366	664
8F	320	280	12-#7	#6@15	528	408	690
7F	320	280	12-#7	#6@15	616	446	718
6F	320	350	12-#7	#6@12	724	479	884
5F	320	350	12-#7	#6@12	832	522	906
4F	320	350	12-#7	#6@12	941	557	906
3F	320	420	12-#7	#6@10	1058	587	1091
2F	320	420	12-#7	#6@10	1156	627	1091
1F	450	420	16-#7	#6@10	1242	638	905

表 6- 11 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )之受拉牆之設計

樓層	樓層高度(cm)	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	邊界構材鋼筋 (75cmx75cm)	腹板鋼筋	軸力(tf)	剪力強度	
						$V_e$ (tf) $\Omega_0 V_u$	$\phi V_{n,SST}$ (tf)
14F	320	280	12-#8	#6@15	2	97	469
13F	320	280	12-#8	#6@15	-13	151	471
12F	320	280	12-#8	#6@15	20	210	473
11F	320	280	12-#8	#6@15	54	263	481
10F	320	280	12-#8	#6@15	84	307	488
9F	320	280	12-#8	#6@15	108	346	494
8F	320	280	12-#8	#6@15	126	383	498
7F	320	280	12-#8	#6@15	141	415	502
6F	320	350	12-#8	#6@12	133	440	616
5F	320	350	12-#8	#6@12	128	482	615
4F	320	350	12-#8	#6@12	126	513	615
3F	320	420	12-#8	#6@10	117	540	731
2F	320	420	12-#8	#6@10	130	575	734
1F	450	420	16-#7	#6@10	5	624	600

表 6- 12 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )之受壓牆之設計

樓層	樓層高度(cm)	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	邊界構材鋼筋 (65cmx65cm)	腹板鋼筋	軸力(tf)	剪力強度	
						$V_e$ (tf) $\Omega_0 V_u$	$\phi V_{n,SST}$ (tf)
14F	320	280	12-#7	#6@15	139	60	462
13F	320	280	12-#7	#6@15	233	144	485
12F	320	280	12-#7	#6@15	288	201	500
11F	320	280	12-#7	#6@15	343	255	514
10F	320	280	12-#7	#6@15	401	299	531
9F	320	280	12-#7	#6@15	467	339	550
8F	320	280	12-#7	#6@15	537	376	571
7F	320	280	12-#7	#6@15	611	409	576
6F	320	350	12-#7	#6@12	706	436	720
5F	320	350	12-#7	#6@12	797	478	720
4F	320	350	12-#7	#6@12	886	511	720
3F	320	420	12-#7	#6@10	982	539	866
2F	320	420	12-#7	#6@10	1054	578	866
1F	450	420	16-#7	#6@10	1271	611	798



表 6- 13 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )之受拉牆之設計

樓層	樓層高度(cm)	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	邊界構材鋼筋 (75cmx75cm)	腹板鋼筋	軸力(tf)	剪力強度	
						$V_e$ (tf) $\Omega_0 V_u$	$\phi V_{n,SST}$ (tf)
14F	320	280	12-#8	#6@15	-10	80	388
13F	320	280	12-#8	#6@15	-34	140	383
12F	320	280	12-#8	#6@15	-2	194	389
11F	320	280	12-#8	#6@15	35	243	397
10F	320	280	12-#8	#6@15	69	283	405
9F	320	280	12-#8	#6@15	98	318	411
8F	320	280	12-#8	#6@15	123	350	417
7F	320	280	12-#8	#6@15	146	378	422
6F	320	350	12-#8	#6@12	147	398	518
5F	320	350	12-#8	#6@12	153	436	519
4F	320	350	12-#8	#6@12	165	471	522
3F	320	420	12-#8	#6@10	166	507	619
2F	320	420	12-#8	#6@10	188	538	624
1F	450	420	16-#9	#6@10	-97	599	580

表 6- 14 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )之受壓牆之設計

樓層	樓層高度(cm)	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	邊界構材鋼筋 (65cmx65cm)	腹板鋼筋	軸力(tf)	剪力強度	
						$V_e$ (tf) $\Omega_0 V_u$	$\phi V_{n,SST}$ (tf)
14F	320	280	12-#7	#6@15	153	56	379
13F	320	280	12-#7	#6@15	254	139	403
12F	320	280	12-#7	#6@15	311	190	418
11F	320	280	12-#7	#6@15	362	240	431
10F	320	280	12-#7	#6@15	415	280	446
9F	320	280	12-#7	#6@15	474	315	458
8F	320	280	12-#7	#6@15	538	347	458
7F	320	280	12-#7	#6@15	602	376	458
6F	320	350	12-#7	#6@12	688	397	572
5F	320	350	12-#7	#6@12	768	436	572
4F	320	350	12-#7	#6@12	842	471	572
3F	320	420	12-#7	#6@10	928	506	686
2F	320	420	12-#7	#6@10	993	540	686
1F	450	420	16-#7	#6@10	1372	591	682

表 6-15 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )之受拉牆之設計

樓層	樓層高度(cm)	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	邊界構材鋼筋 (75cmx75cm)	腹板鋼筋	軸力(tf)	剪力強度	
						V <sub>e</sub> (tf) Ω <sub>0</sub> V <sub>u</sub>	φV <sub>n,SST</sub> (tf)
14F	320	280	12-#8	#6@15	-17	66	340
13F	320	280	12-#8	#6@15	-44	133	335
12F	320	280	12-#8	#6@15	-11	183	341
11F	320	280	12-#8	#6@15	27	228	349
10F	320	280	12-#8	#6@15	64	263	357
9F	320	280	12-#8	#6@15	96	294	364
8F	320	280	12-#8	#6@15	123	323	370
7F	320	280	12-#8	#6@15	149	347	376
6F	320	350	12-#8	#6@12	160	366	461
5F	320	350	12-#8	#6@12	180	403	466
4F	320	350	12-#8	#6@12	206	430	472
3F	320	420	12-#8	#6@10	224	458	560
2F	320	420	12-#8	#6@10	252	486	566
1F	450	420	16-#9	#6@10	-121	571	538

表 6-16 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )之受壓牆之設計

樓層	樓層高度(cm)	f <sub>c</sub> (kgf/cm <sup>2</sup> )	邊界構材鋼筋 (65cmx65cm)	腹板鋼筋	軸力(tf)	剪力強度	
						V <sub>e</sub> (tf) Ω <sub>0</sub> V <sub>u</sub>	φV <sub>n,SST</sub> (tf)
14F	320	280	12-#7	#6@15	165	47	360
13F	320	280	12-#7	#6@15	269	134	385
12F	320	280	12-#7	#6@15	325	180	400
11F	320	280	12-#7	#6@15	375	226	413
10F	320	280	12-#7	#6@15	425	261	427
9F	320	280	12-#7	#6@15	482	292	435
8F	320	280	12-#7	#6@15	541	321	435
7F	320	280	12-#7	#6@15	603	346	435
6F	320	350	12-#7	#6@12	680	367	542
5F	320	350	12-#7	#6@12	746	404	542
4F	320	350	12-#7	#6@12	807	433	542
3F	320	420	12-#7	#6@10	874	461	650
2F	320	420	12-#7	#6@10	931	492	650
1F	450	420	16-#7	#6@10	1396	568	722

表 6- 17 土木 401-110(2021)設計之牆厚

$L_n/h$	1.5	2.4	3.3	4.2
$V_e$	654 tf	624 tf	599 tf	571 tf
$t_w$	65 cm	65 cm	65 cm	70 cm



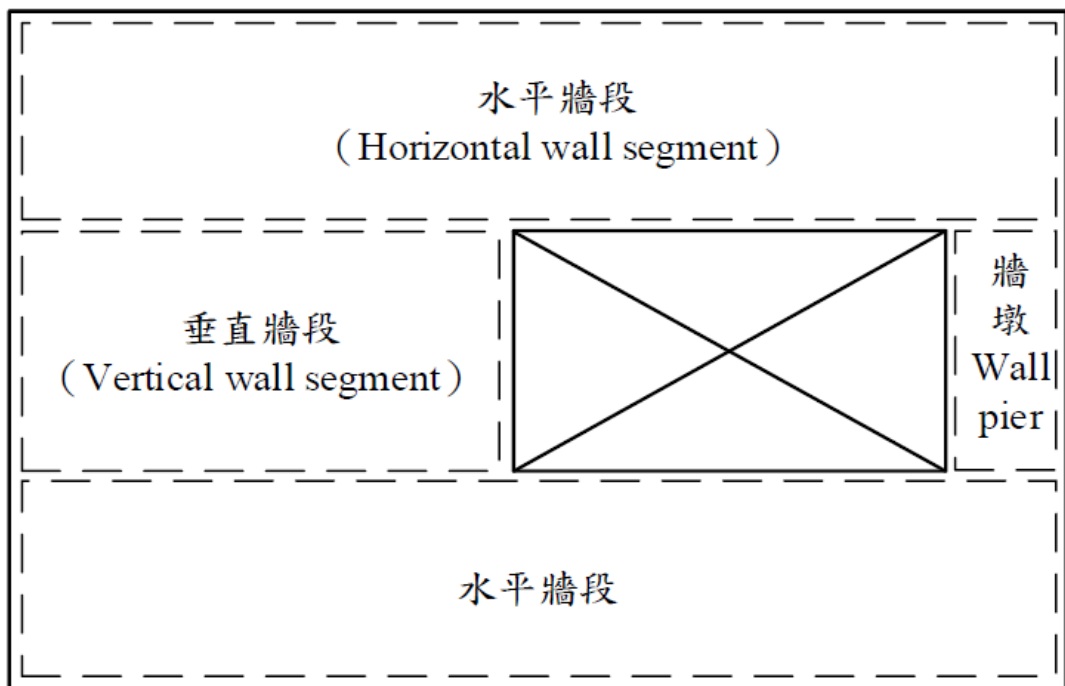


圖 1-1 土木 401-110 (2021)開孔牆各構件示意圖



圖 1-2 RC 牆大量開窗造成明顯剪力破壞

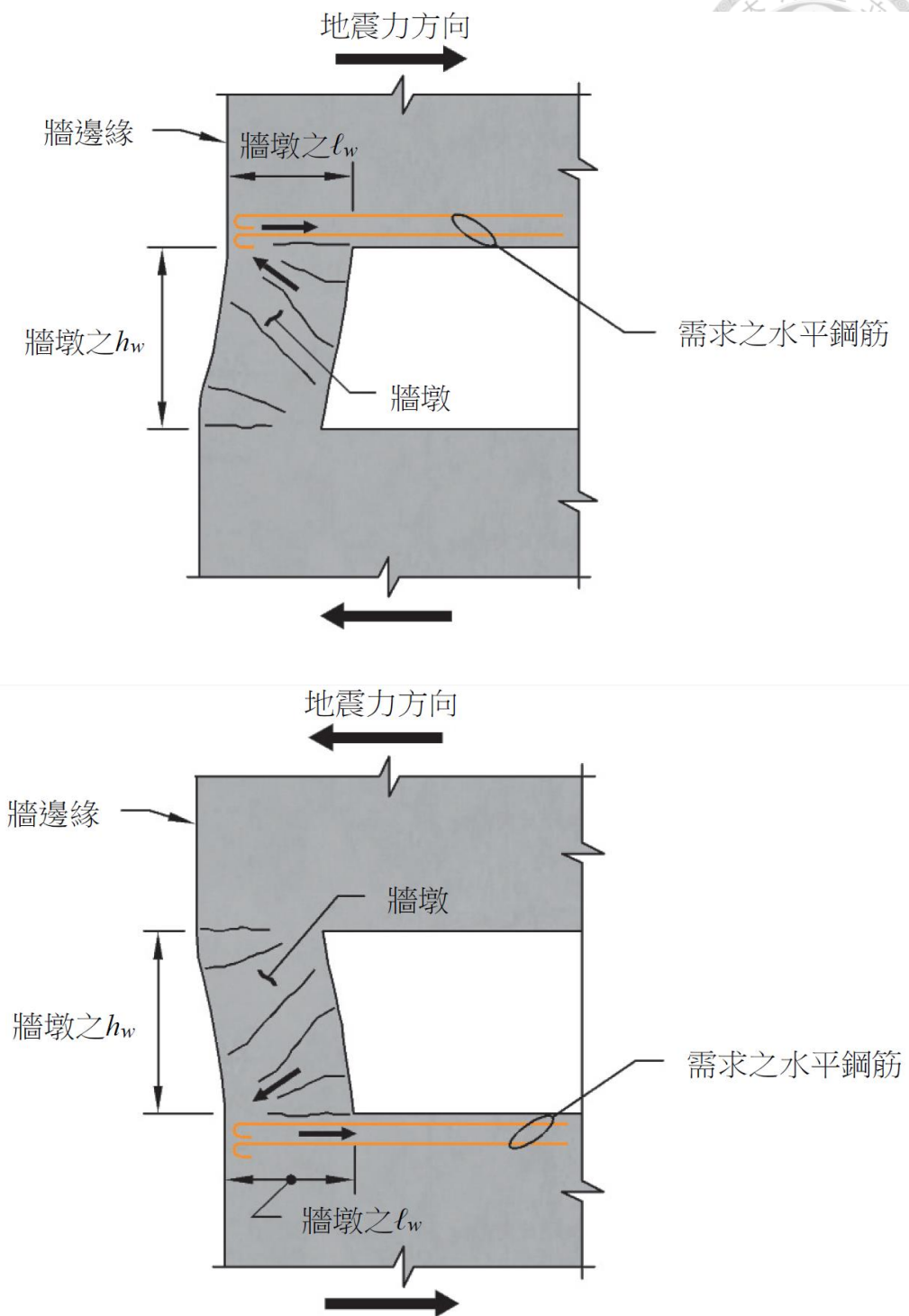


圖 1-3 土木 401-110 (2021)對牆墩上、下方之配筋規定

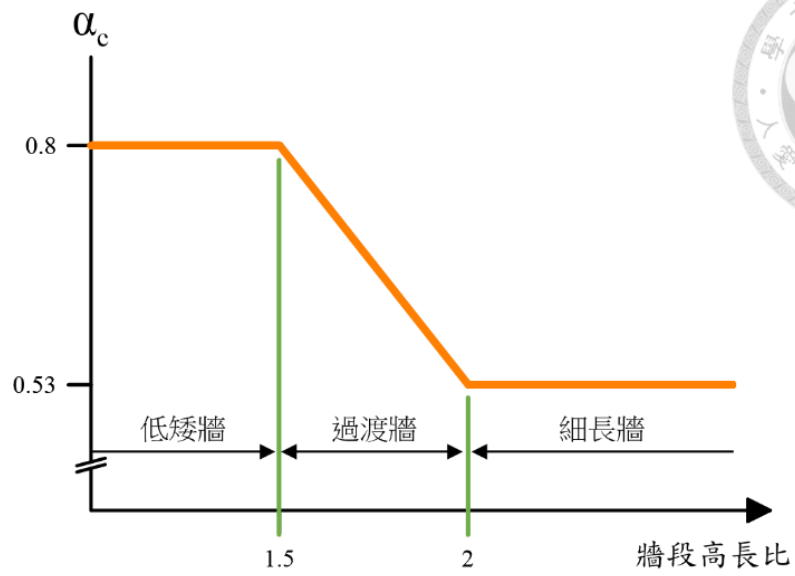


圖 2-1 土木 401-110 (2021)開孔牆各構件示意圖

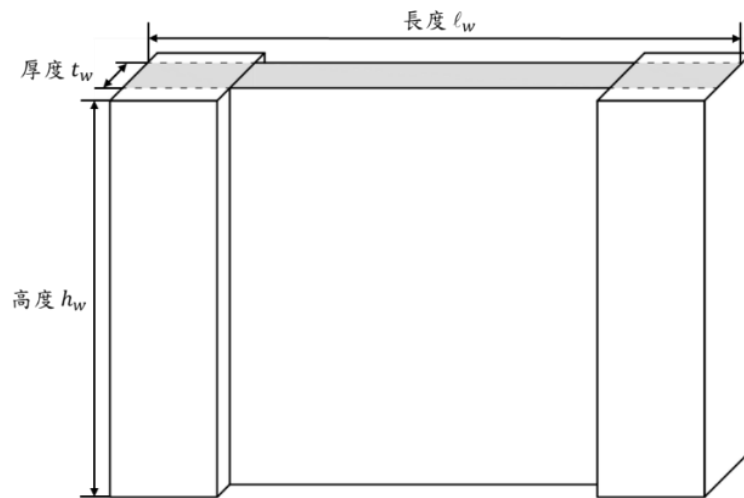


圖 2-2 豎向構件尺寸定義示意圖

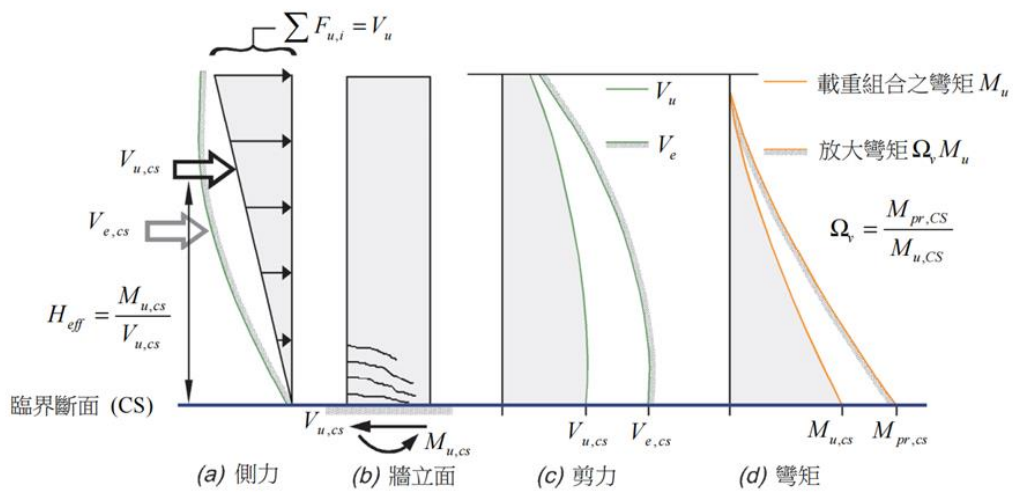


圖 2-3 載重因數化示意圖

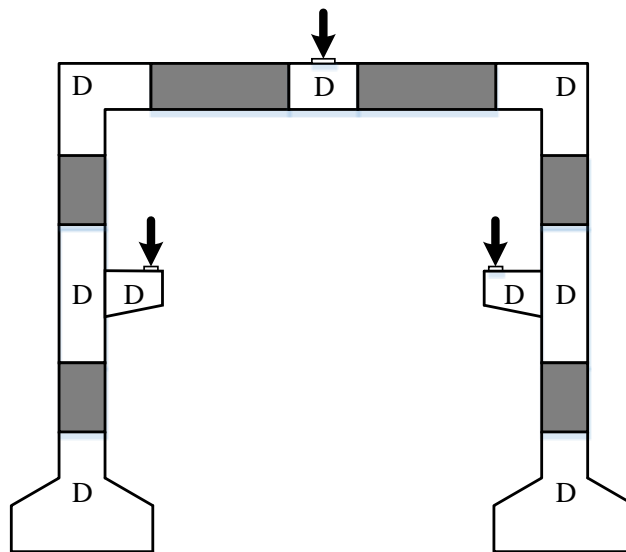


圖 2-4 鋼筋混凝土 D 區域之位置

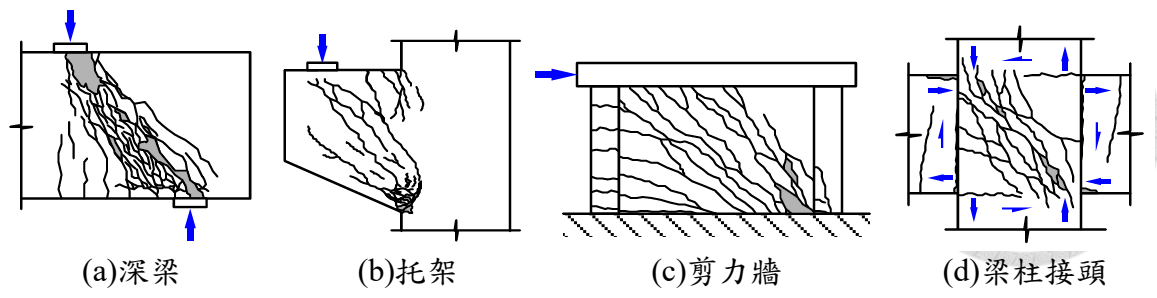
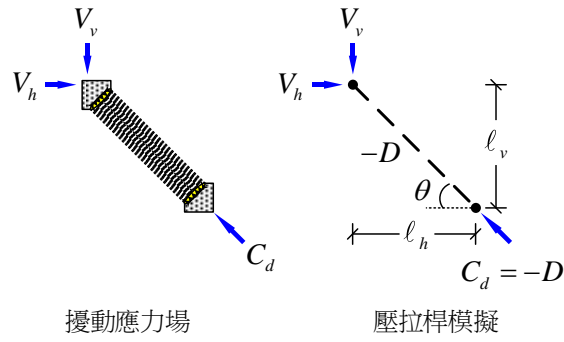
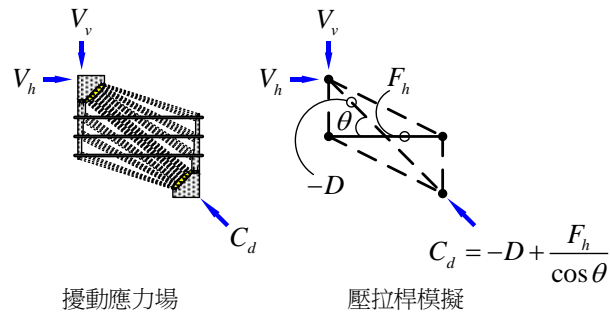


圖 2-5 各種構件 D 區域之剪壓破壞

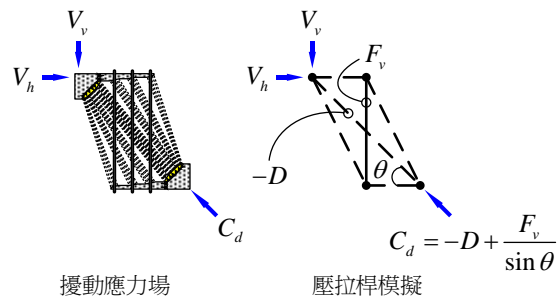




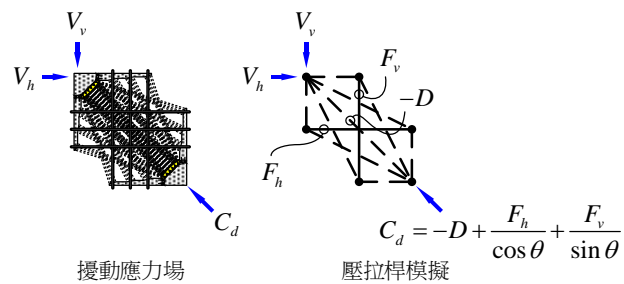
(a) 對角機制



(b) 對角機制與水平機制



(c) 對角機制與垂直機制



(d) 完整的傳力機制

圖 2-6 軟化壓拉桿模型之傳力機制

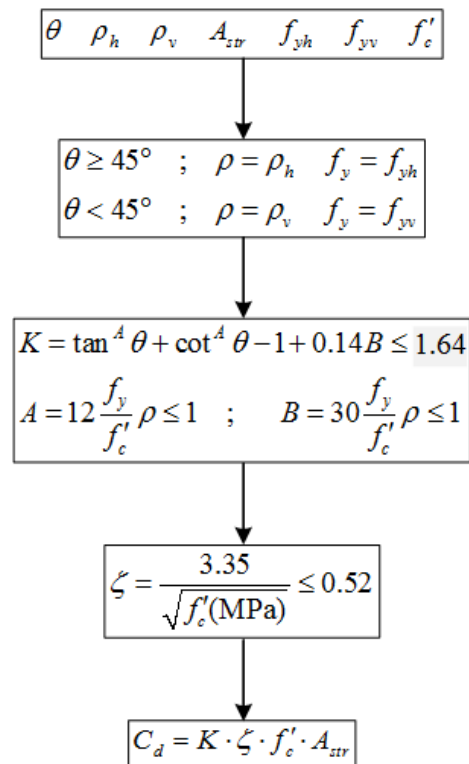


圖 2-7 K 值簡化後軟化壓拉桿模型之求解程序

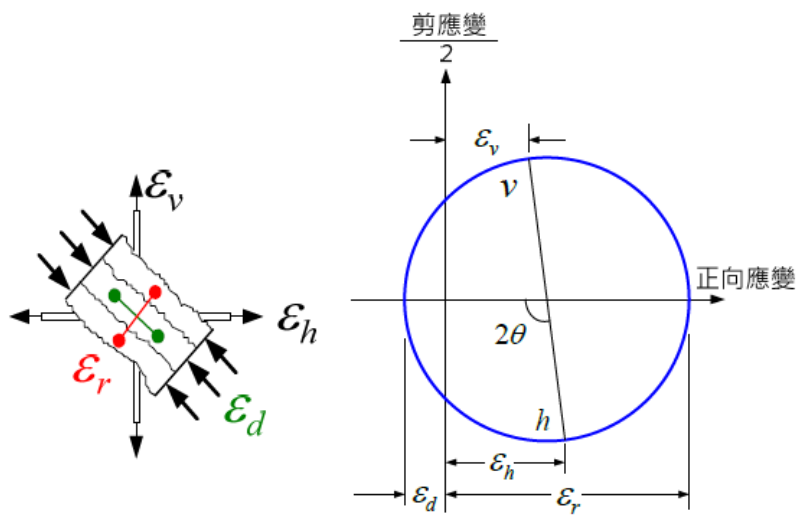


圖 2-8 莫爾變形圓和關係

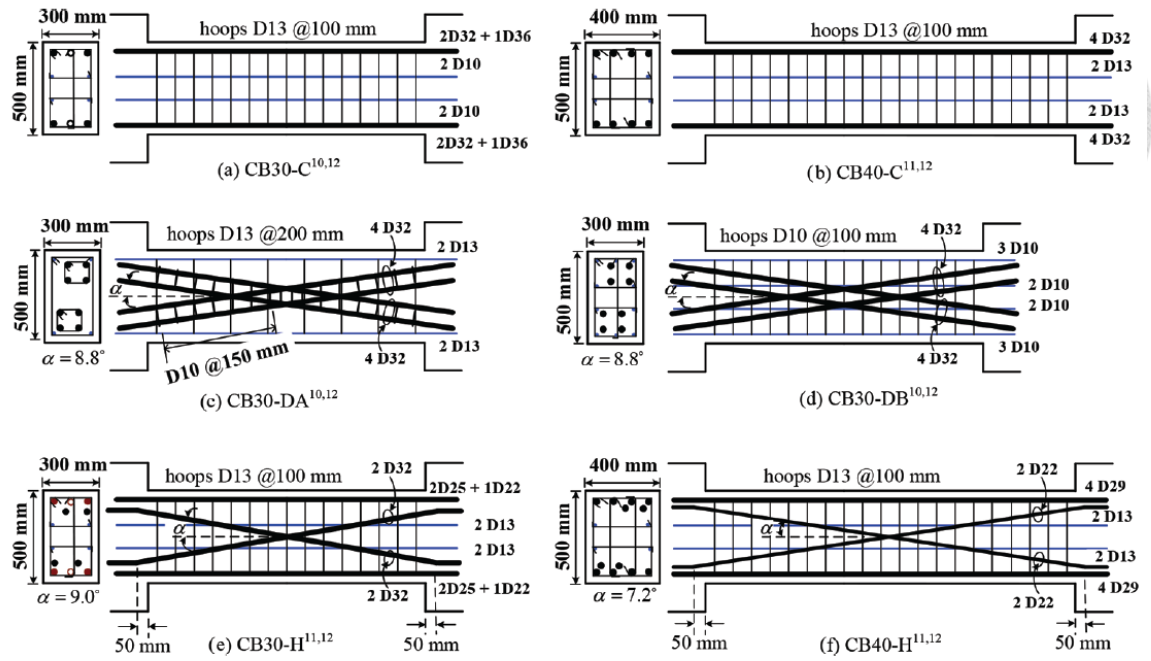


圖 2-9 Lim et al. 實驗試體 (Lim et al. 2016)

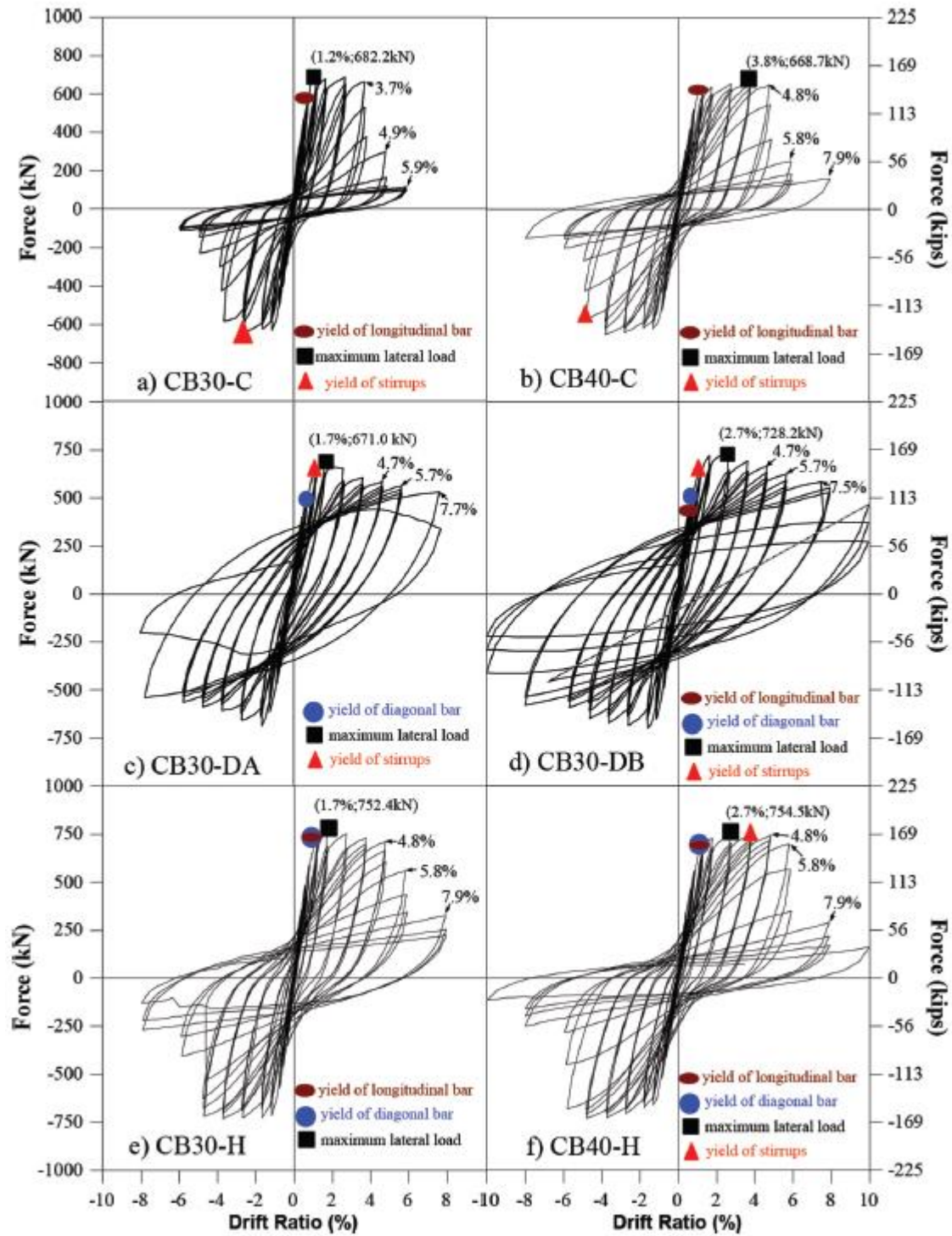


圖 2- 10 Lim et al. 實驗試體遲滯迴圈 (Lim et al. 2016)

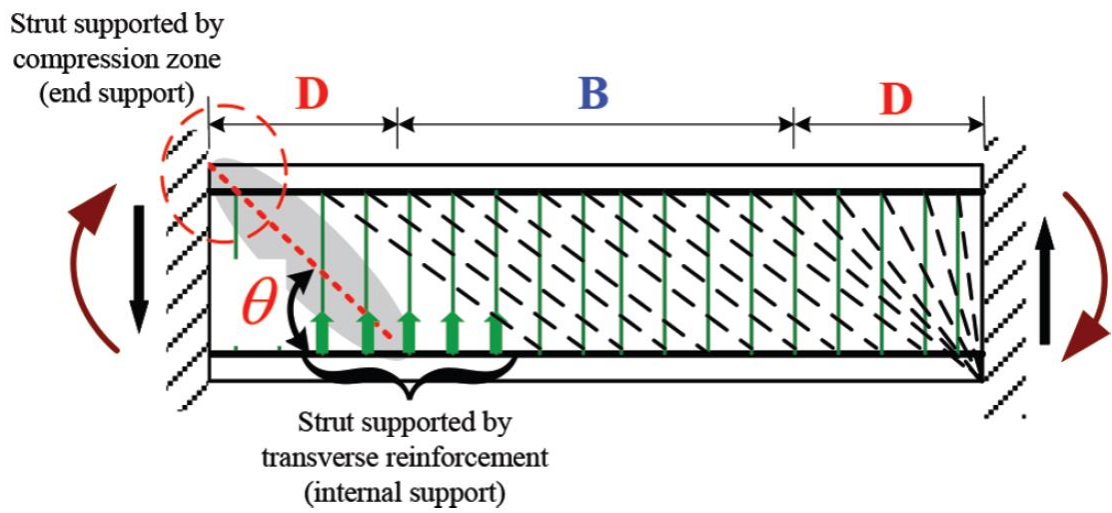
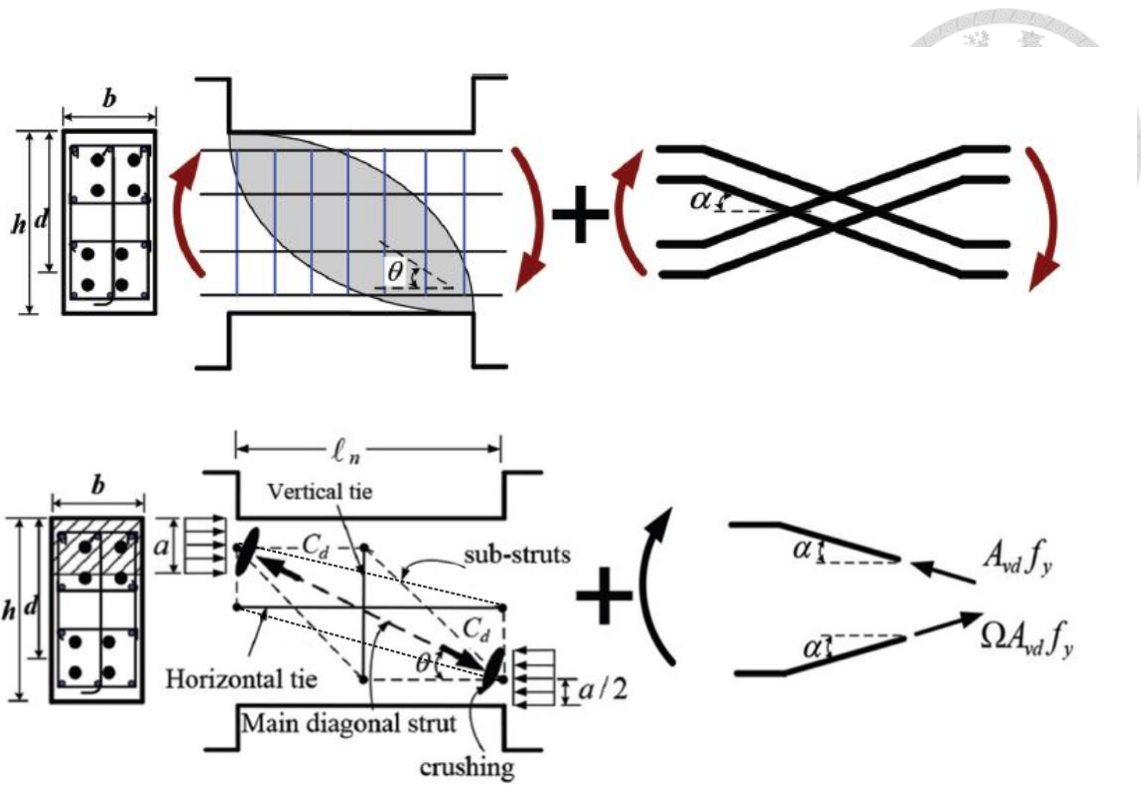
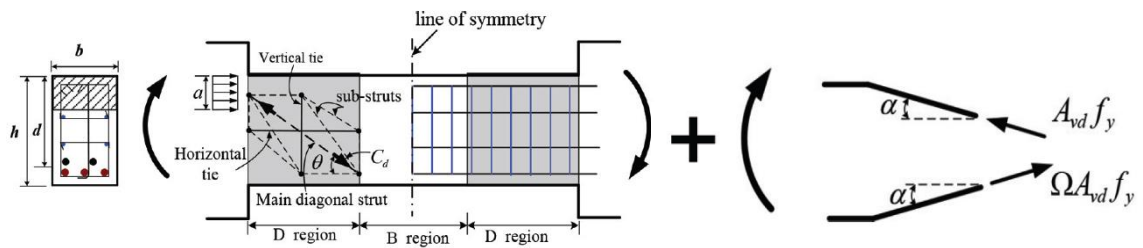


圖 2- 11 Lim et al.力量傳遞機制 (Lim et al. 2016)



(a)全對角鋼筋之連接梁



(b)混合型鋼筋之連接梁

圖 2-12 混凝土及對角鋼筋貢獻的剪力強度圖(Lim et al. 2016)

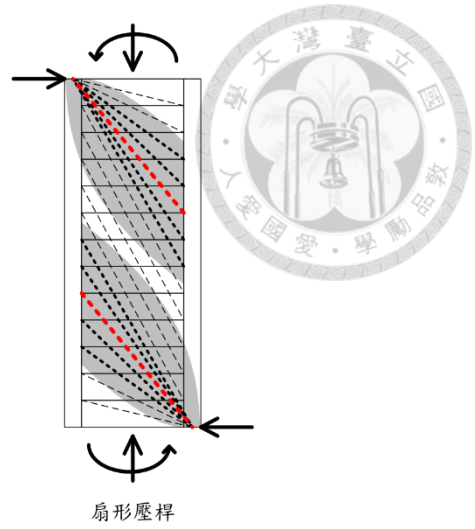
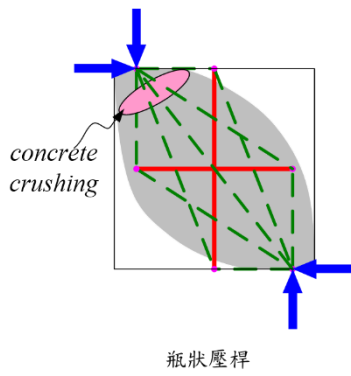


圖 2-13 軟化壓拉桿模型之傳力機制

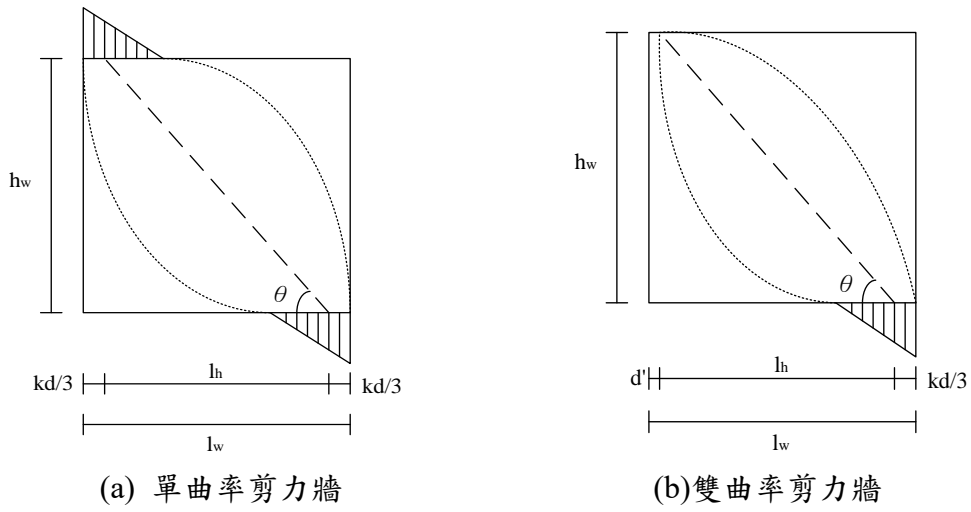


圖 2-14 單曲率與雙曲率剪力牆之剪力傳遞機制

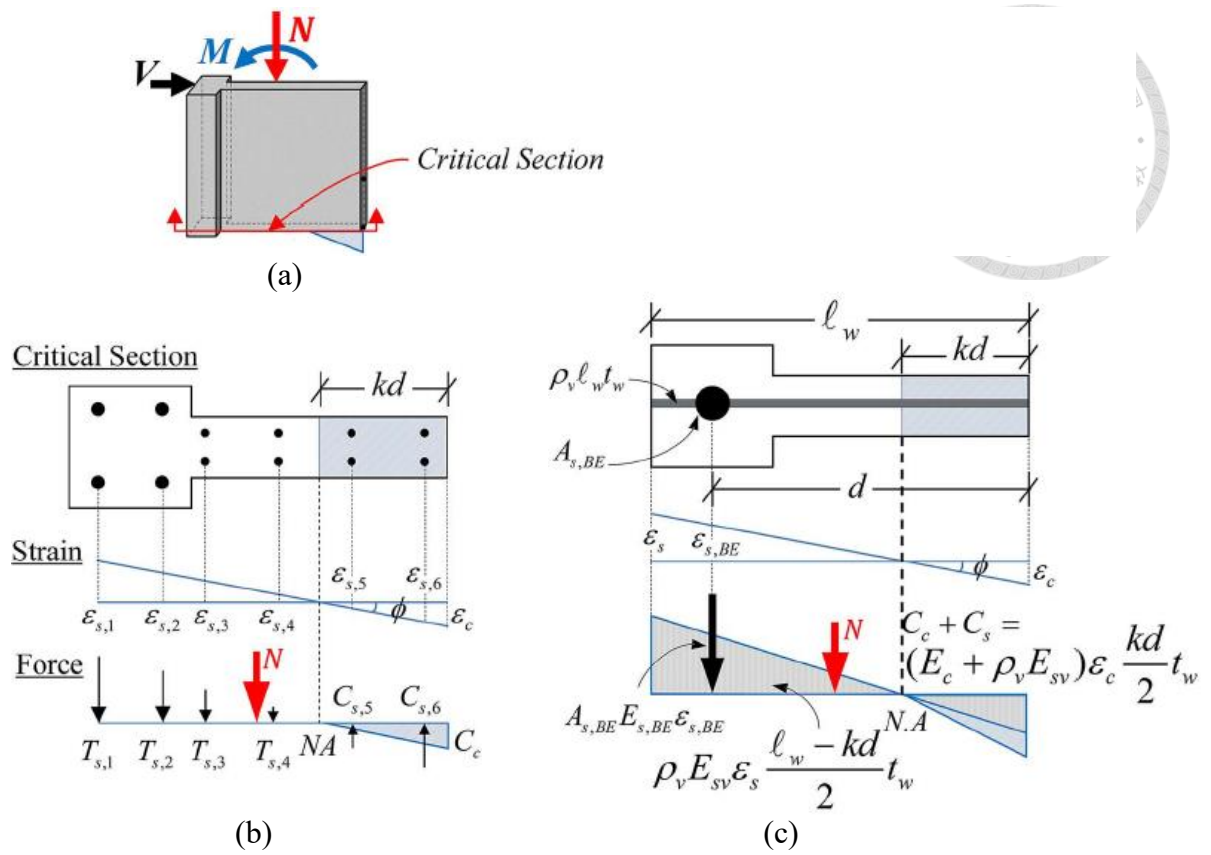


圖 2- 15 包含邊界構材的垂直牆段: (a) 力量作用於 T 型桿件 ; (b) 斷面分析(應變與應力分布); (c) 簡化的斷面分析 (Hsu et al. 2023)



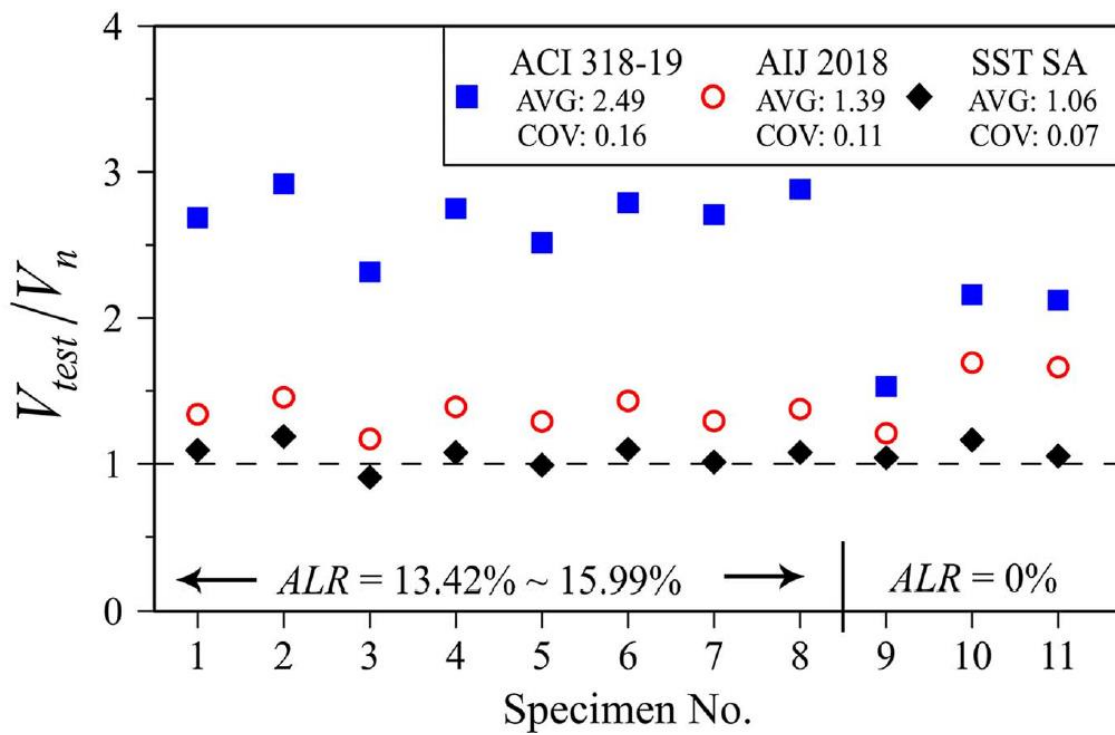
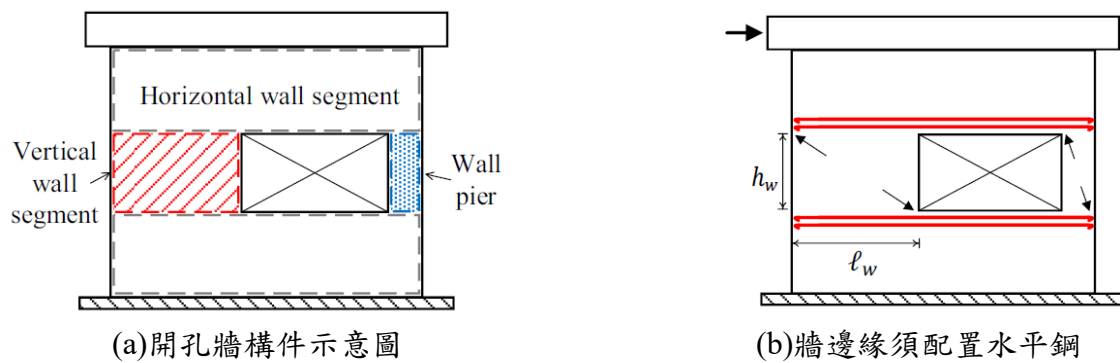


圖 2- 16 ACI 318-19 (2019), AIJ (2018), and SST Hsu. et. al (2023) 之預測結果比較 (Hsu et al. 2023)



筋

圖 2- 17 開孔牆示意圖

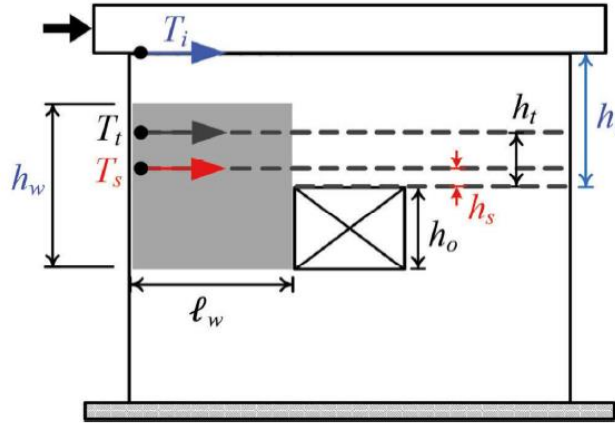


圖 2- 18 節點力平衡之水平拉力示意圖(Yeh. et al. 2018)

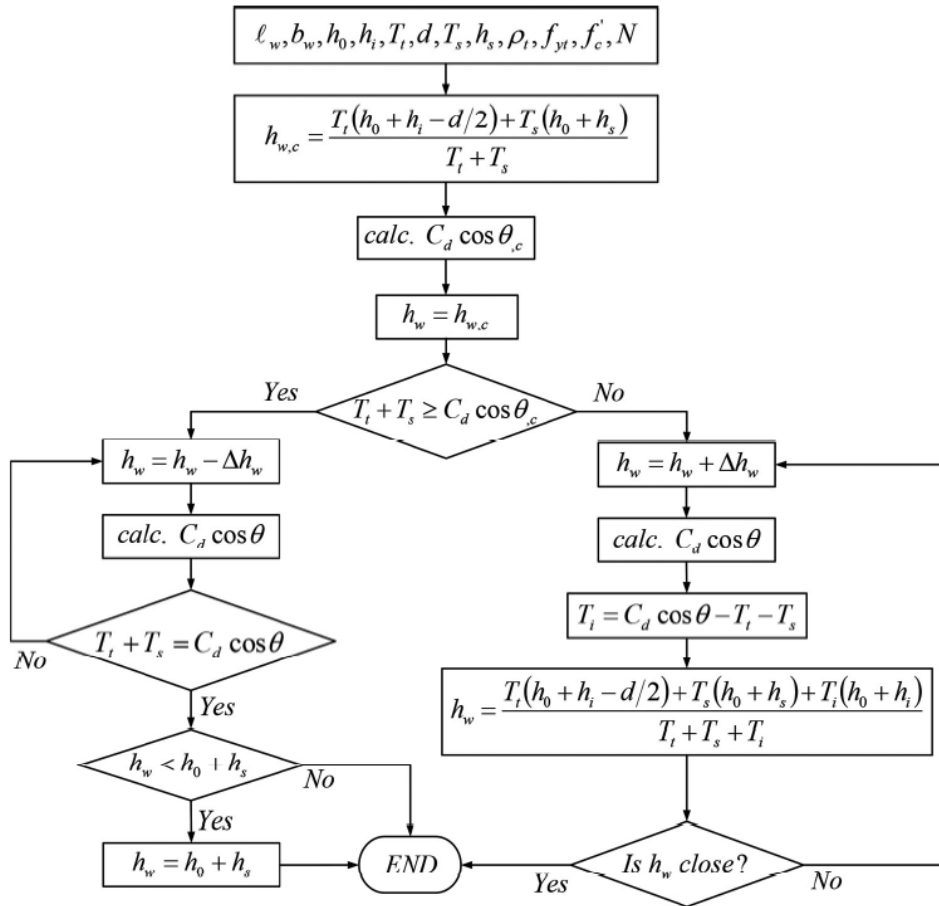


圖 2- 19 找剪力元素高度 $h_w$ 之流程圖(Yeh. et al. 2018)

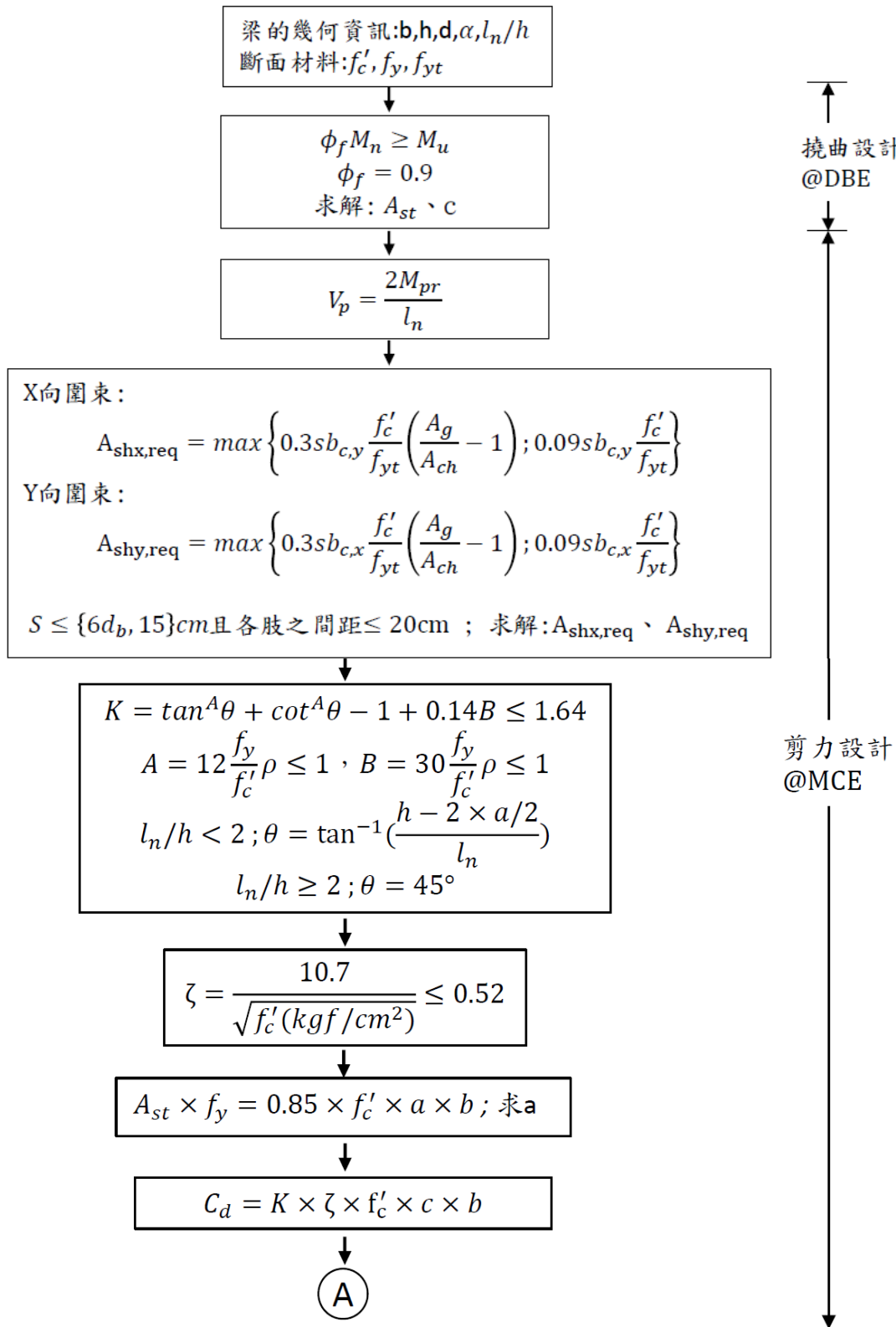


圖 3-1 連接梁的設計建議流程圖

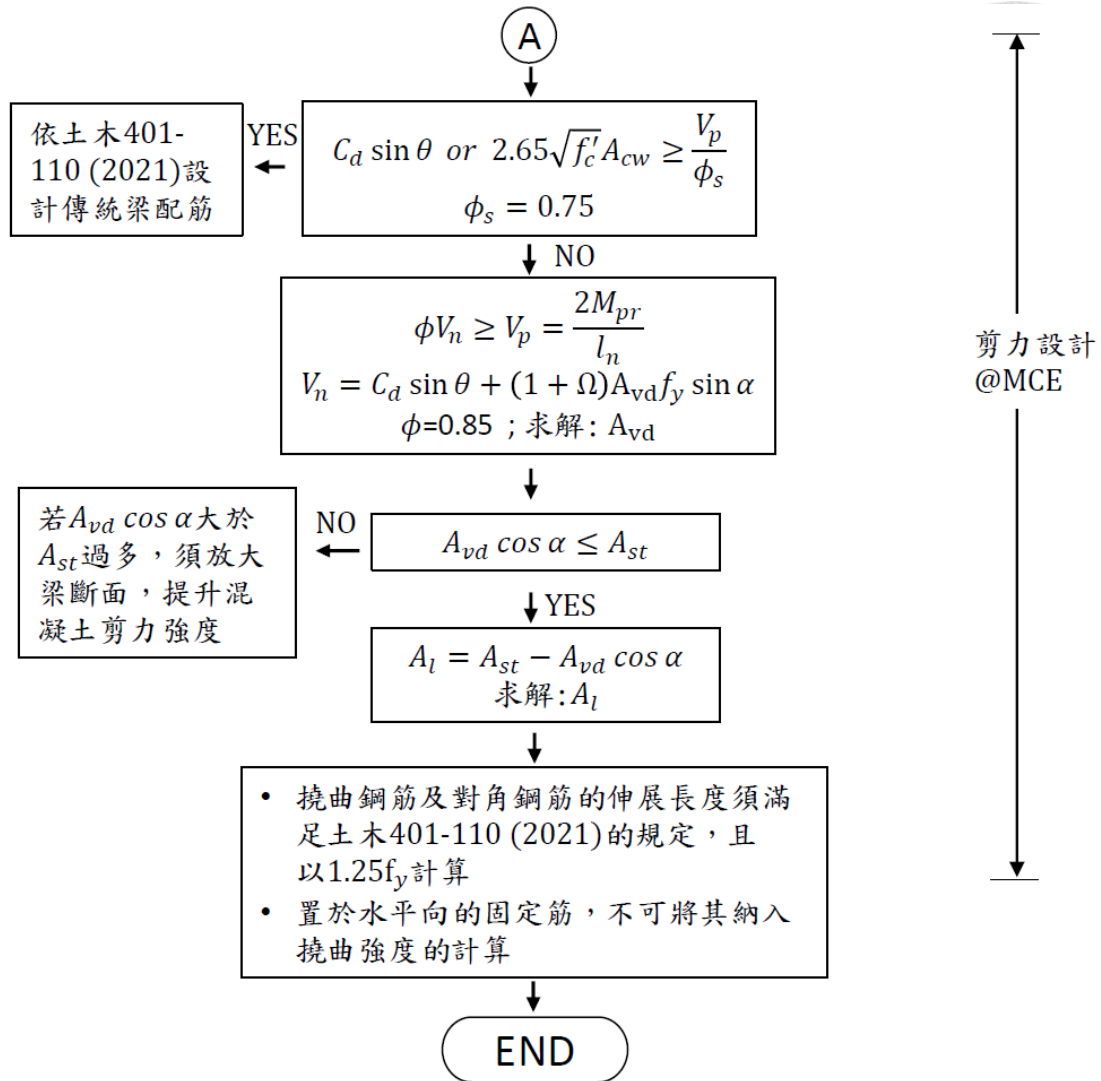




圖 3-1(續)連接梁的設計建議流程圖

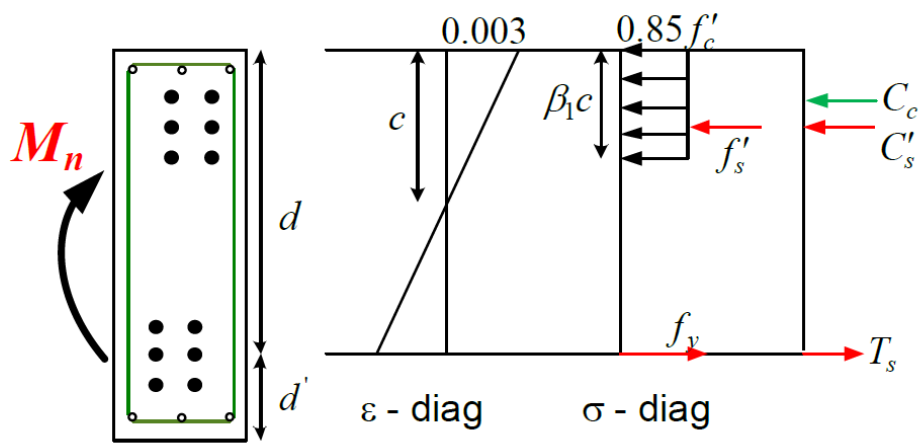


圖 3-2 梁的撓曲分析

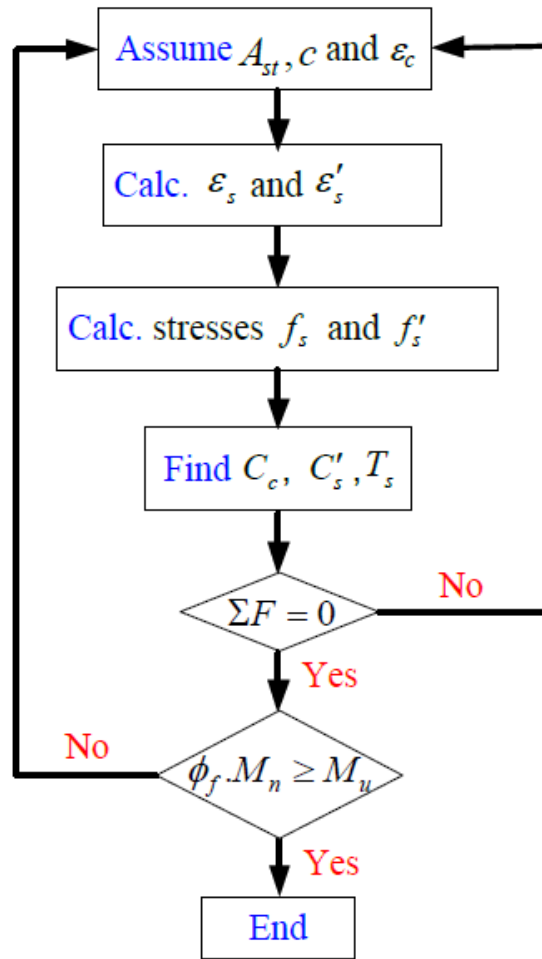


圖 3-3 撓曲分析的迭代流程圖

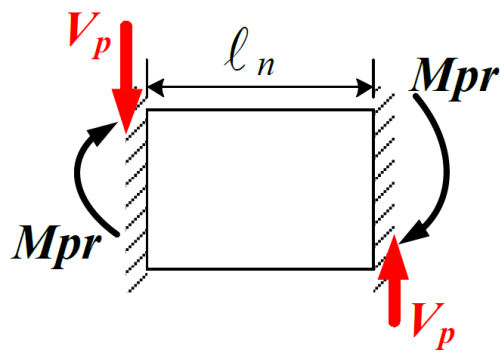


圖 3-4 MCE 下的剪力需求

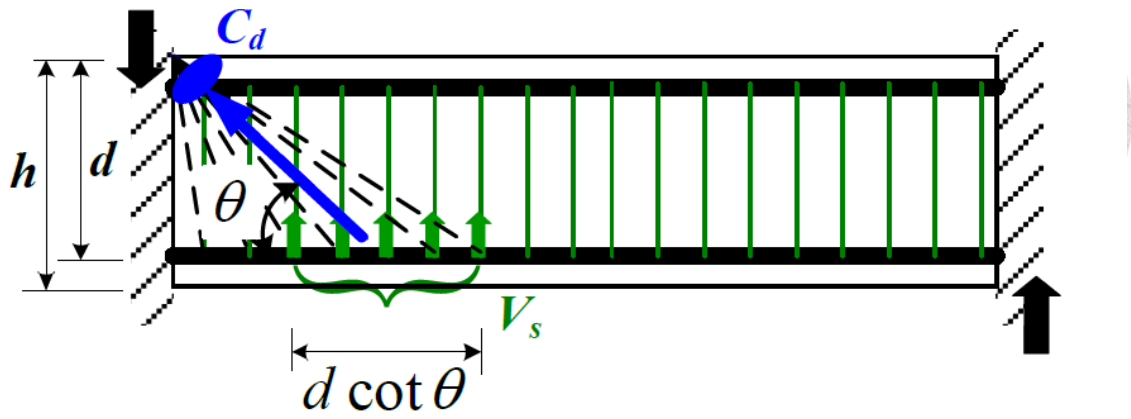


圖 3-5 拉桿的內部支撐

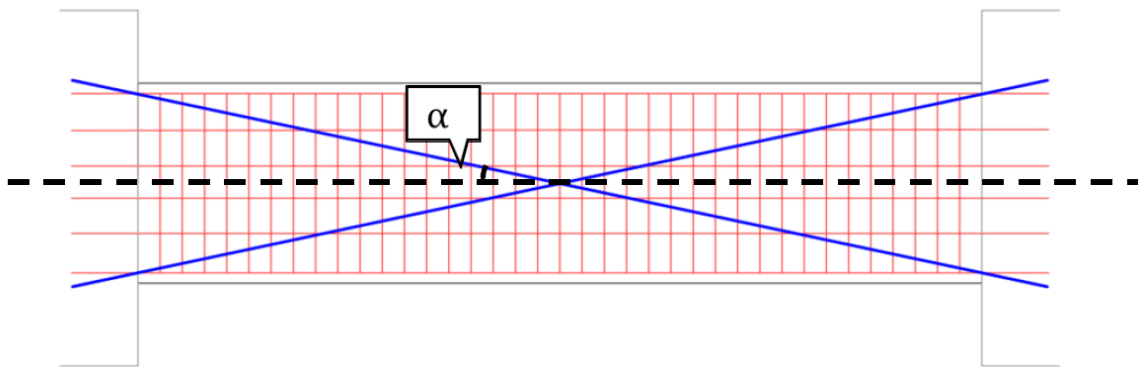


圖 3-6 土木 401-110 (2021)對角鋼筋排布方式

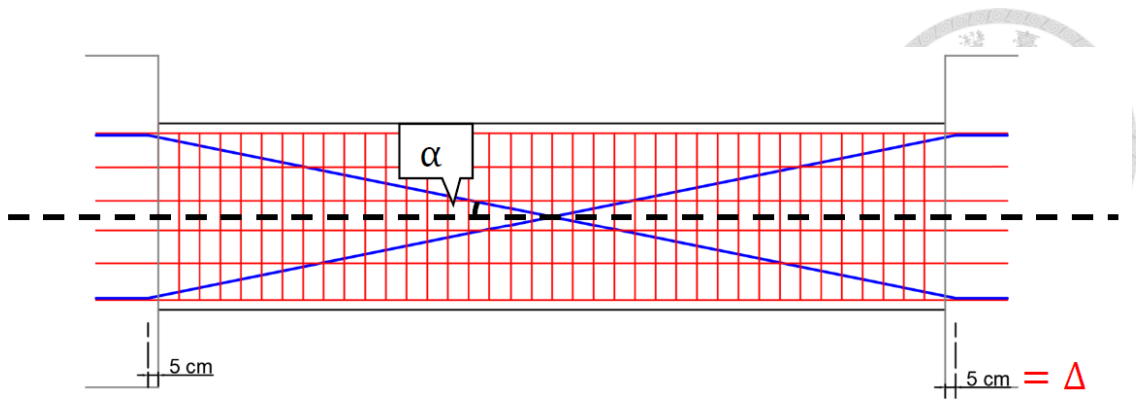


圖 3-7 全對角鋼筋建議排布方式

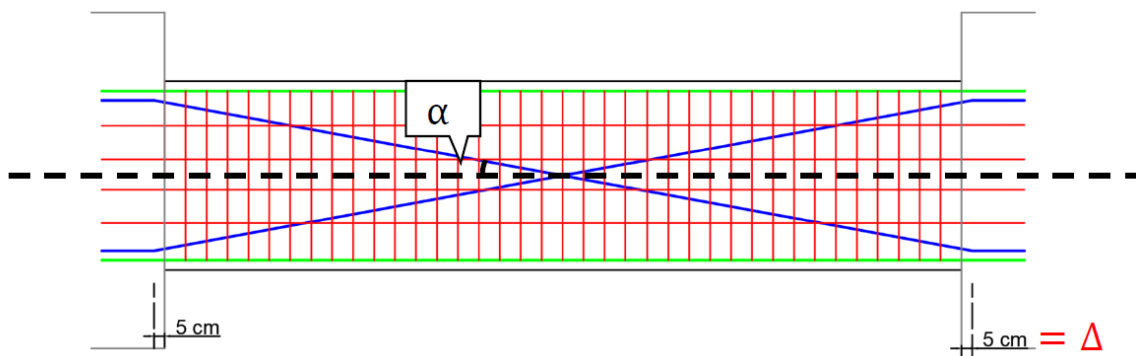


圖 3-8 混合型鋼筋建議排布方式



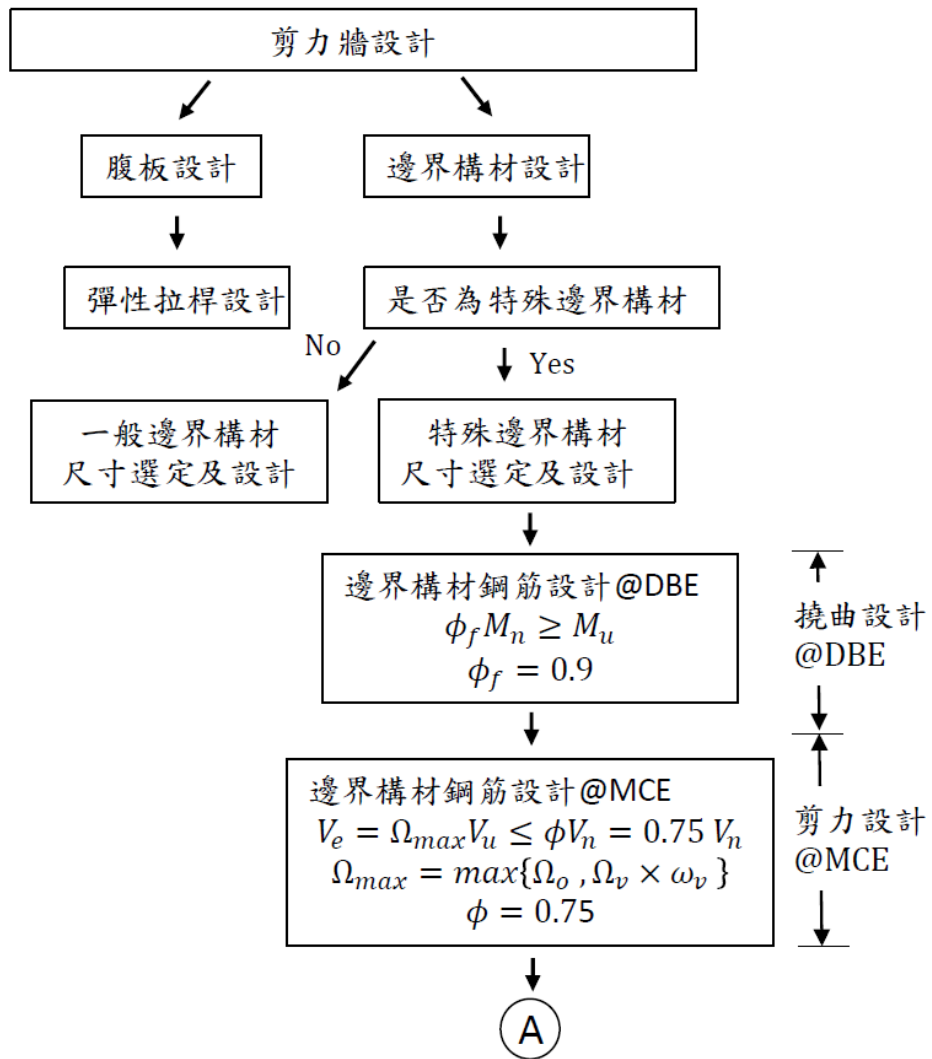


圖 4-1 剪力牆設計流程圖

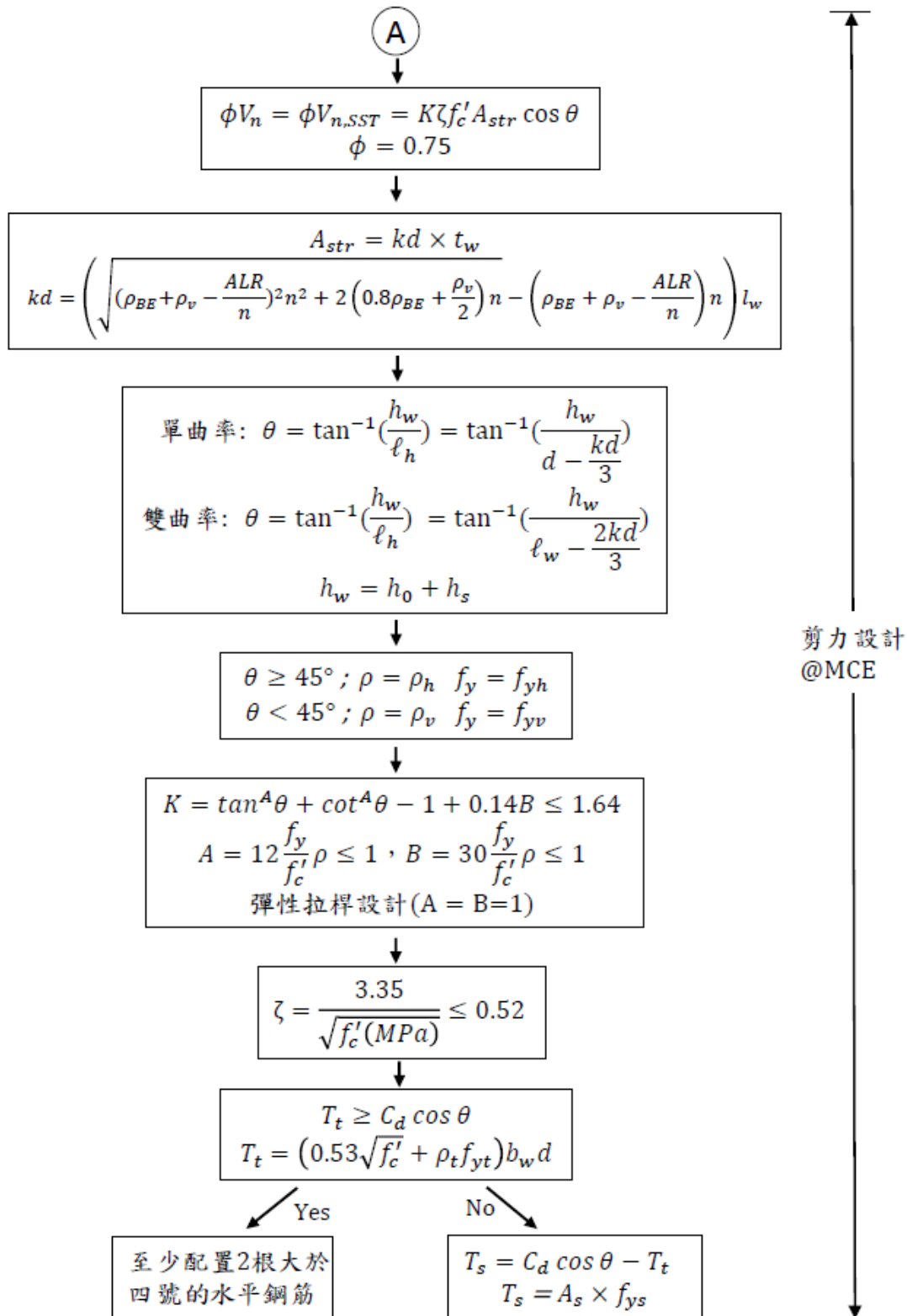
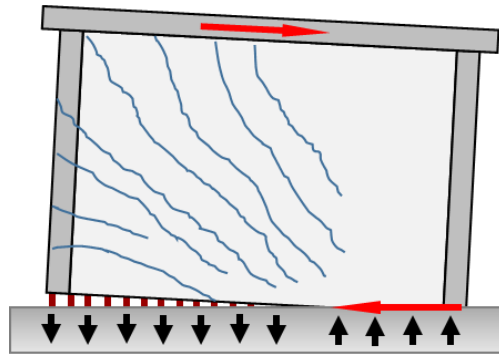
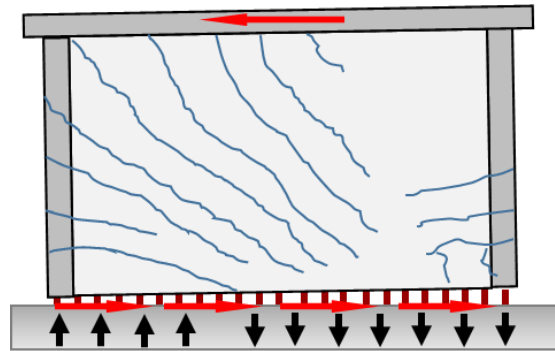


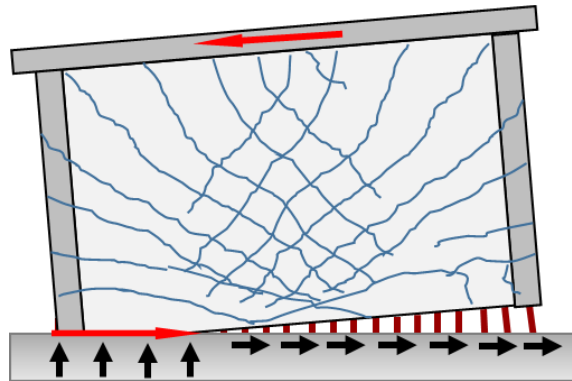
圖 4-1(續)剪力牆設計流程圖



(a) 第一階段



(b) 第二階段



(c) 第三階段

圖 4-2 滑移破壞進程示意圖(Paulay and Priestley 1992)

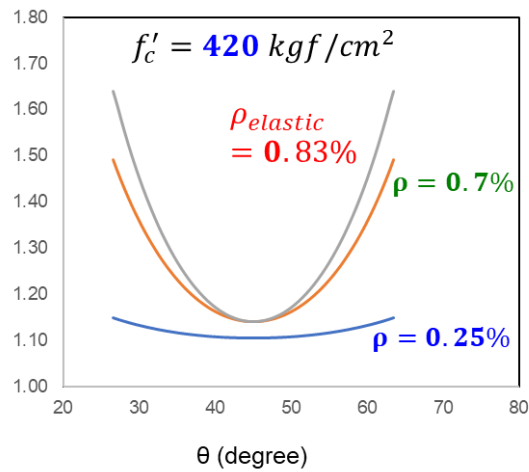
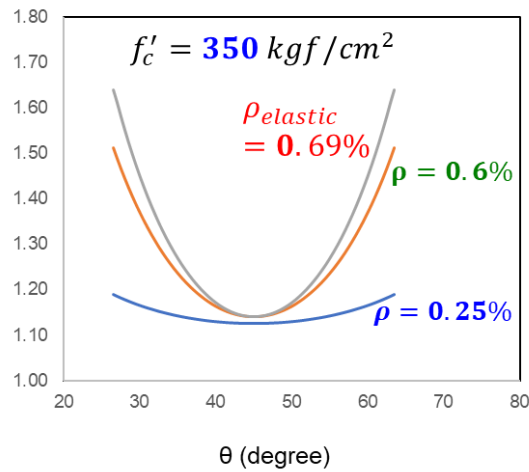
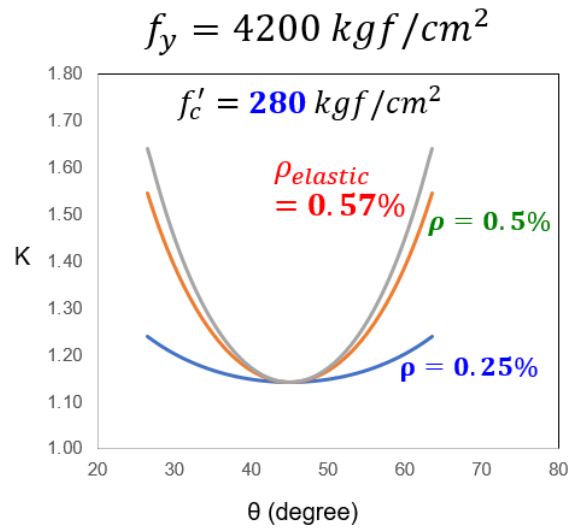
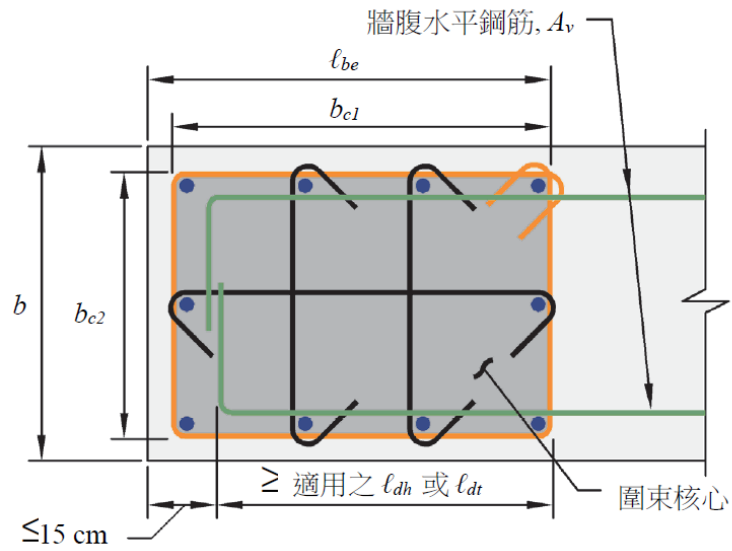
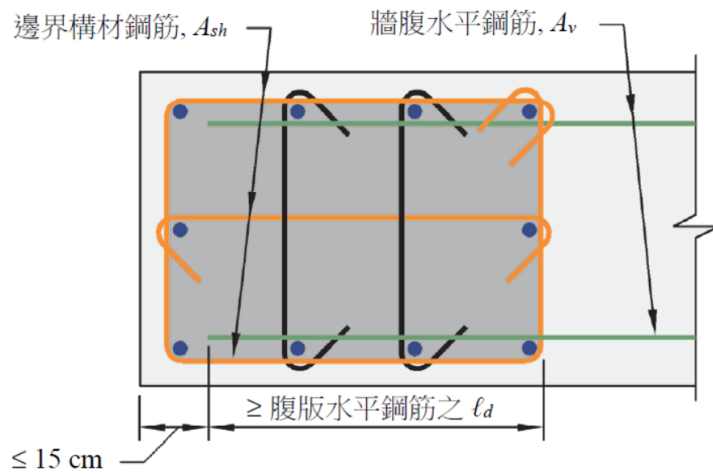


圖 4-3 拉桿指標 K 值在不同材料強度及鋼筋比下隨角度的變化



(a)

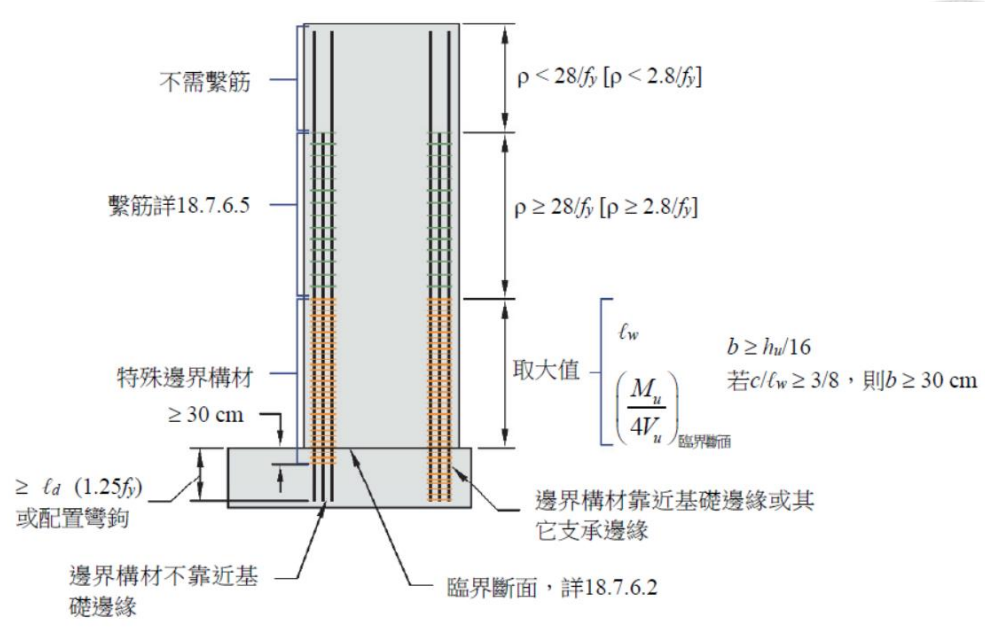
使用標準彎鉤或擴頭鋼筋情況



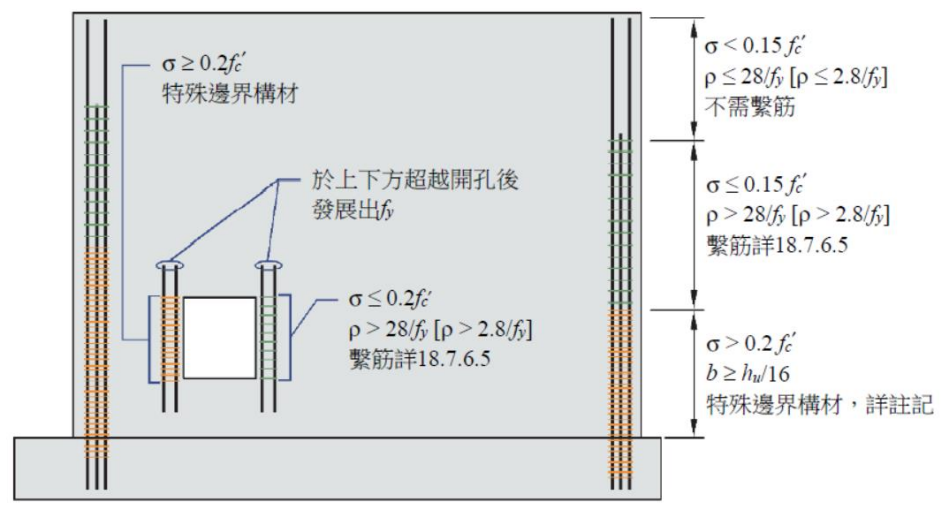
(b)

使用直線伸展鋼筋情況

圖 4-4 土木 401-110 (2021) 牆體水平鋼筋於邊界構材的伸展



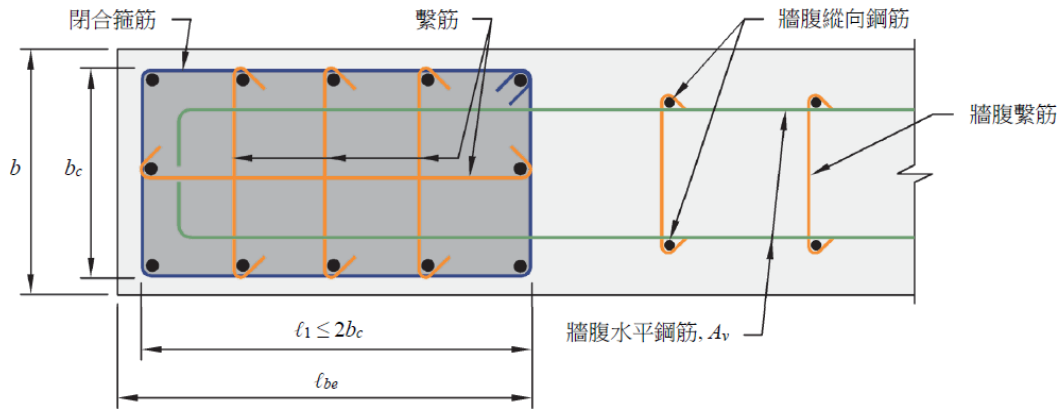
(a) 依18.7.6.2、18.7.6.4及18.7.6.5設計之牆，其  $h_{wcs}/\ell_w \geq 2$  且在軸力與彎矩作用下僅具單一臨界斷面者



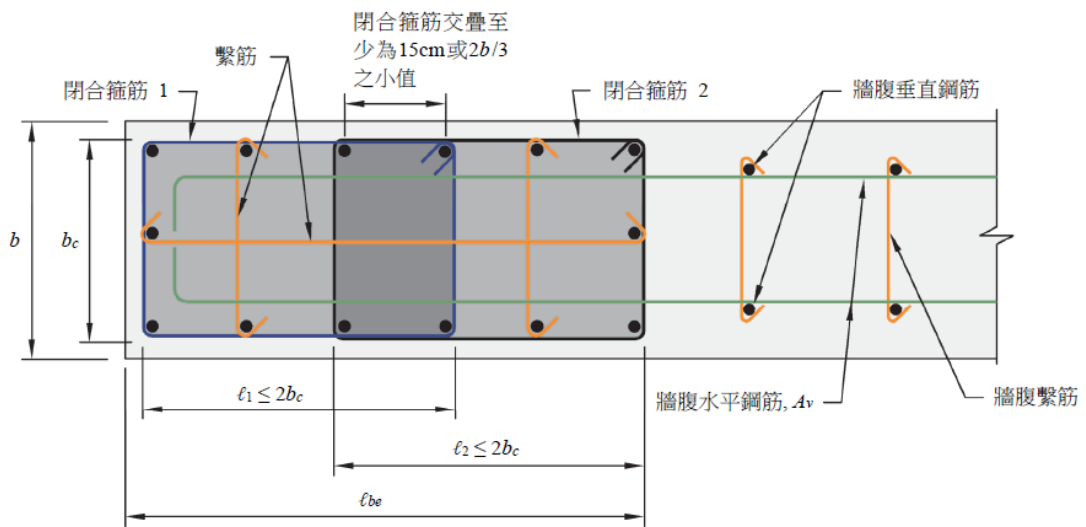
註：若最外緣混凝土壓應力  $\sigma \geq 0.2f_c'$ ，則需配置特殊邊界構材，而其可在  $\sigma < 0.15f_c'$  處終止。因為  $h_{wcs}/\ell_w \leq 2$ ，故18.7.6.4(c)並不適用。

(b) 依18.7.6.3、18.7.6.4及18.7.6.5設計之牆與牆墩

圖 4-5 土木 401-110 (2021)剪力牆之特殊邊界構材設計



(a) 沿牆邊之單一閉合箍筋搭配具135度彎鉤之繫筋以及受具135度彎鉤繫筋支撐之均佈牆腹縱向鋼筋



(b) 沿牆邊配置之交疊閉合箍筋搭配具135度彎鉤之繫筋以及受具135度彎鉤繫筋支撐之均佈牆腹縱向鋼筋

圖 4-6 土木 401-110 (2021)特殊邊界構材之閉合箍筋設計

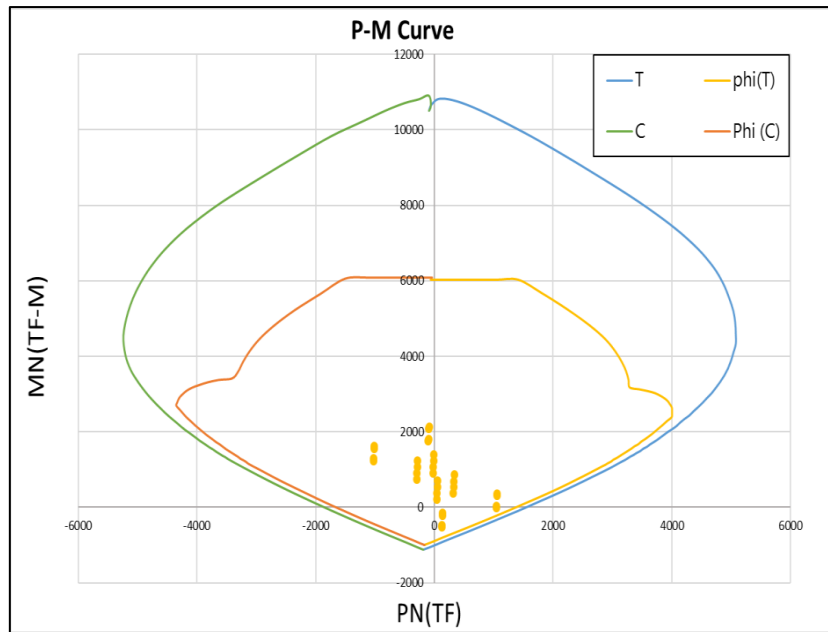


圖 4-7 軸力彎矩互制圖

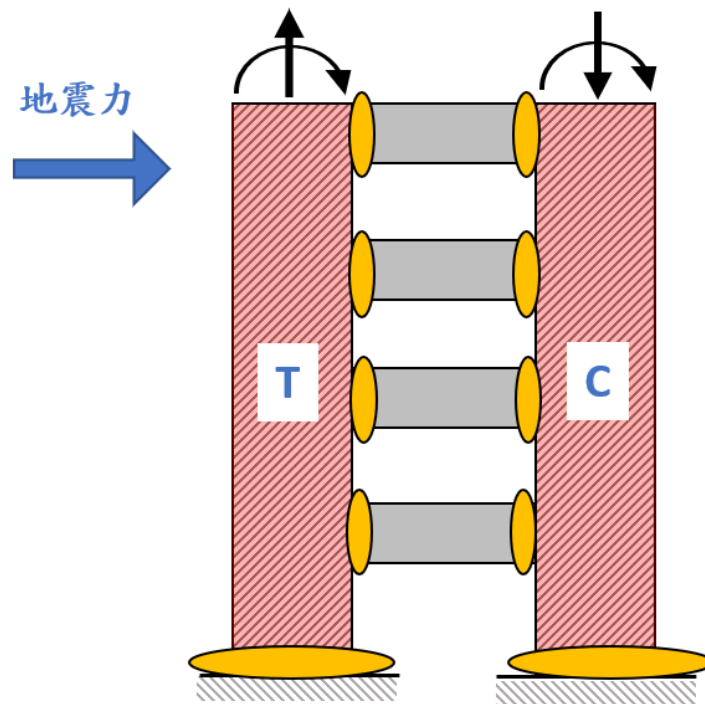


圖 4-8 受拉及受壓牆段



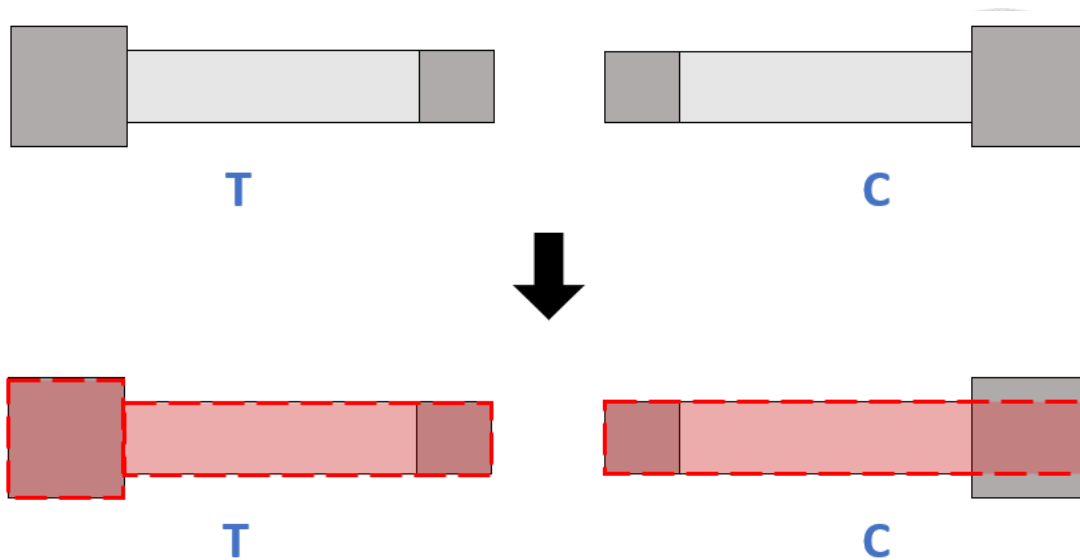


圖 4-9 受拉及受壓牆段之有效面積

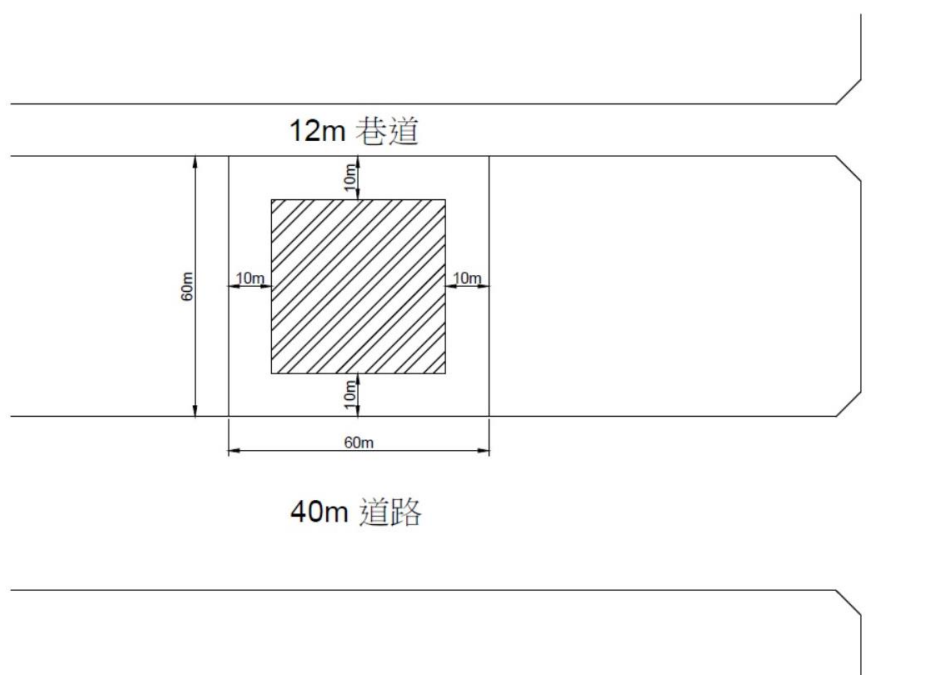
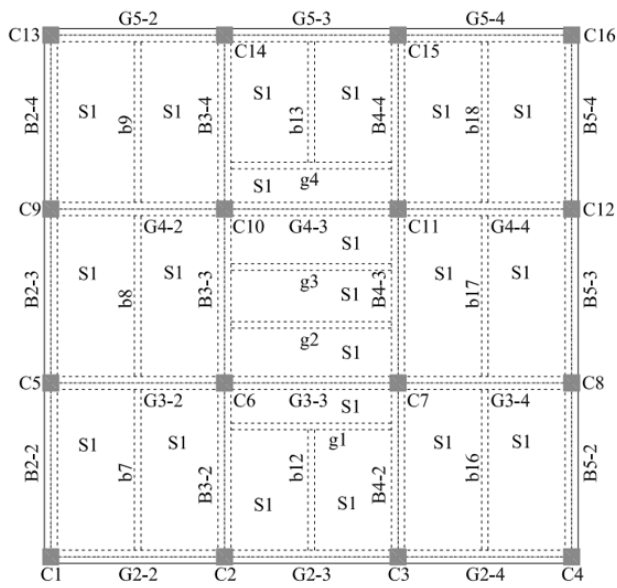
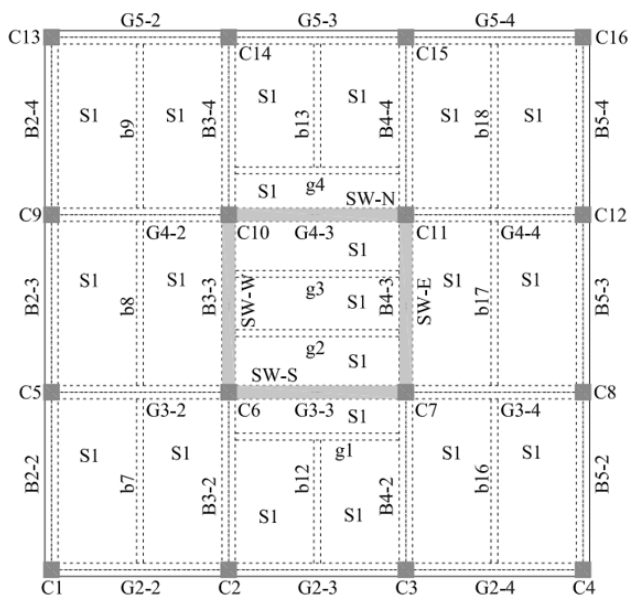


圖 5-1 基地概況圖



構材斷面尺寸		
大梁	Bn、Gn	60cm × 70cm
小梁	bn	30cm × 60cm
柱	Cn	90cm × 90cm
版	S1	15cm

圖 5-2 抗彎矩構架模型標準層平面圖



構材斷面尺寸		
大梁	Bn、Gn	60cm × 70cm
小梁	bn	30cm × 60cm
柱	Cn	75cm × 75cm
版	S1	15cm

圖 5-3 二元系統(無開孔)模型標準層平面圖

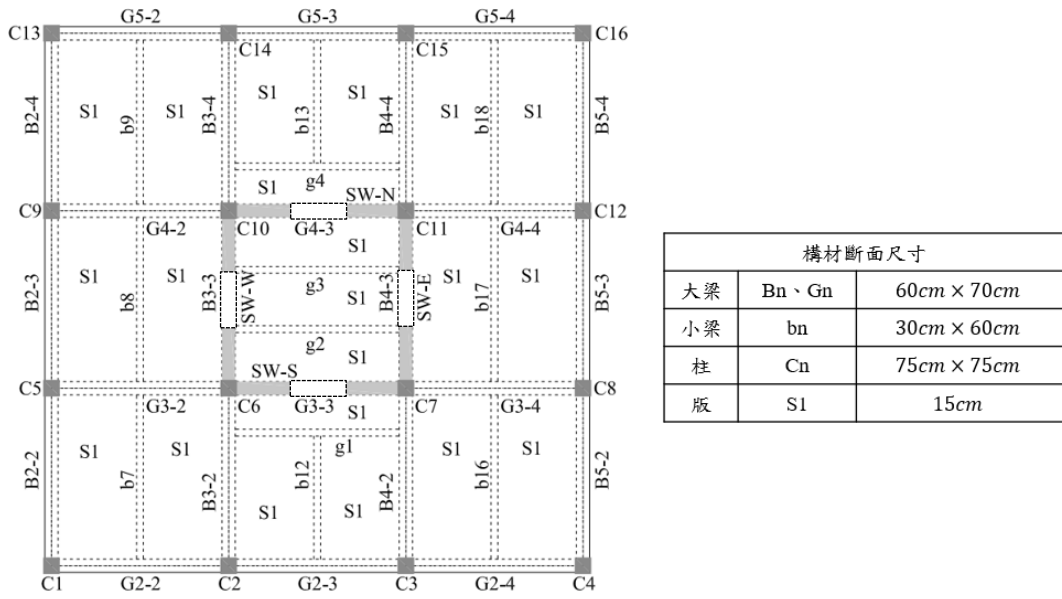


圖 5-4 二元系統(開孔)模型標準層平面圖

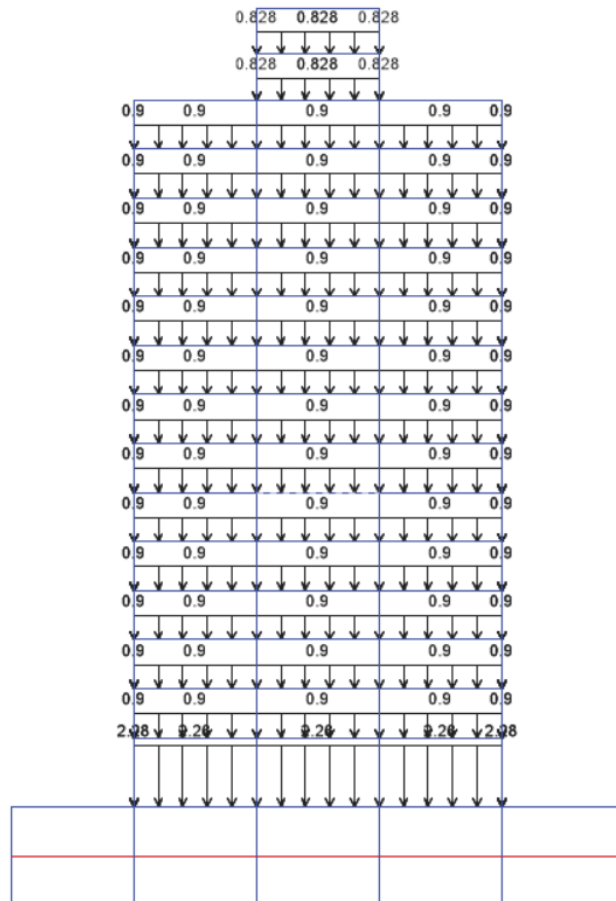
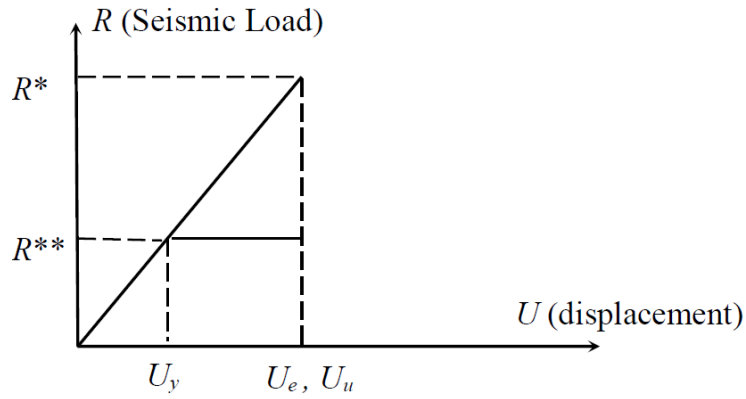
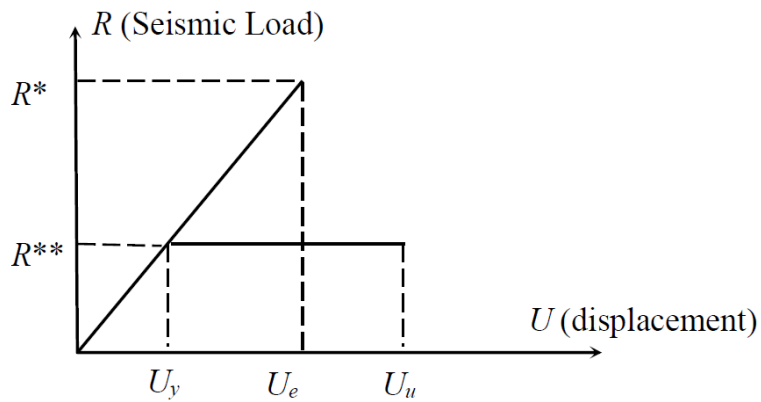


圖 5-5 外牆載重模擬示意圖





(a) 彈性系統與彈塑性系統之位移(位移相等法則)



(b) 彈性系統與彈塑性系統之位移(能量相等法則)

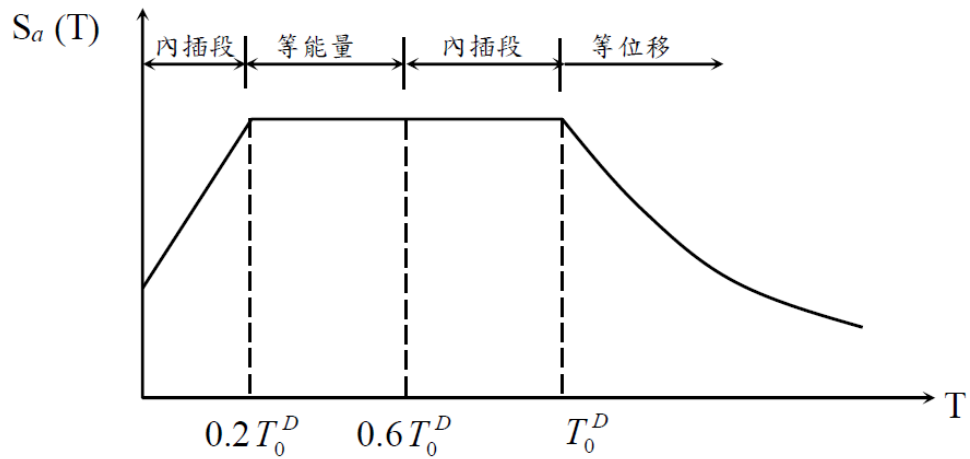


圖 5-7 計算結構系統地震力折減係數四個週期範圍圖 (耐震規範 2022)

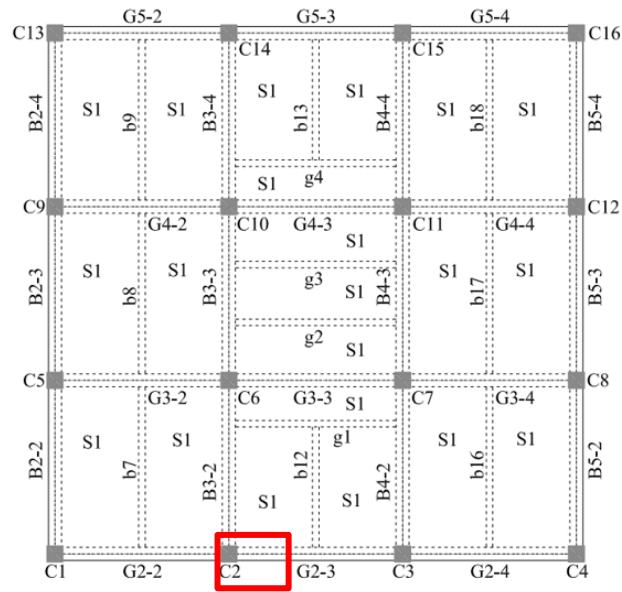


圖 5-8 接頭檢核位置之平面圖

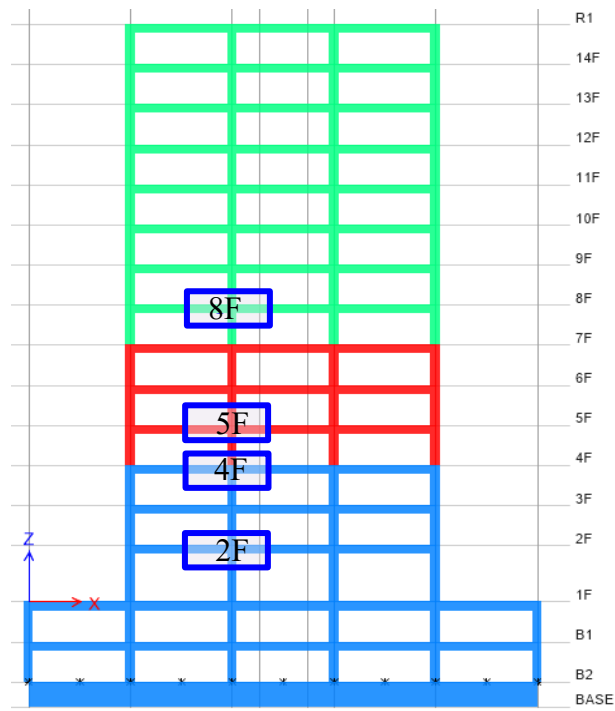
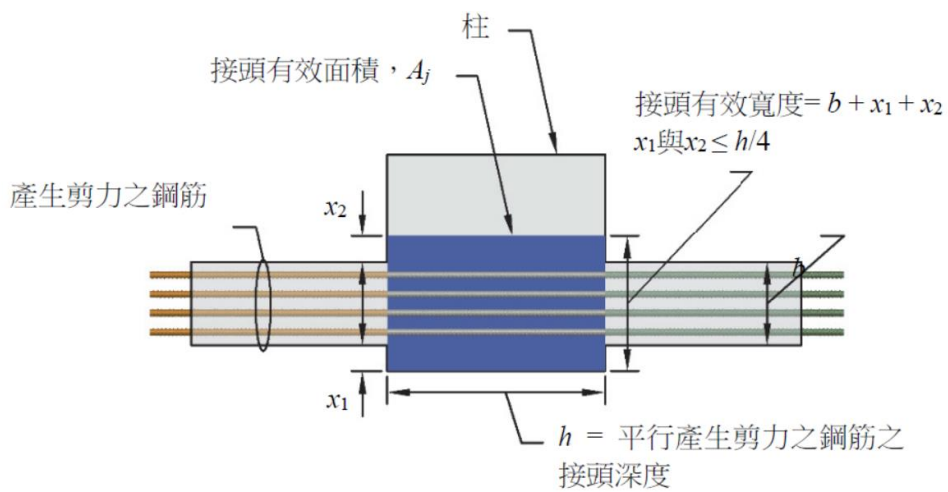
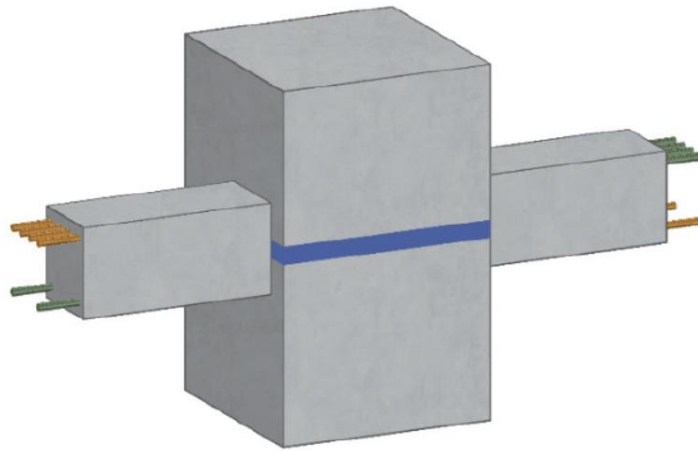


圖 5-9 接頭檢核位置之立面圖



註：接頭有效面積要就構架每一方向個別討論。

圖 5- 10 接頭有效面積圖 (土木 401-110 2021)

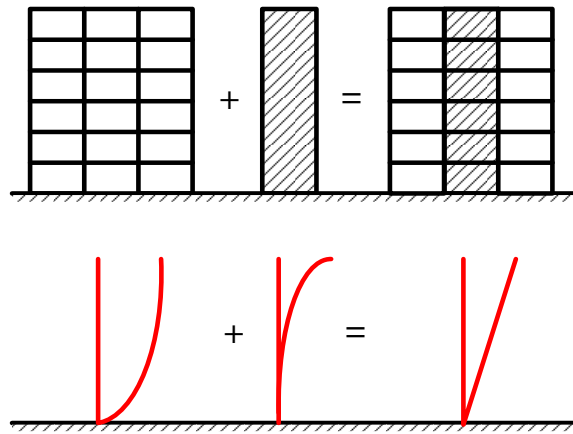


圖 5- 11 二元系統構架與剪力牆變位關係示意圖



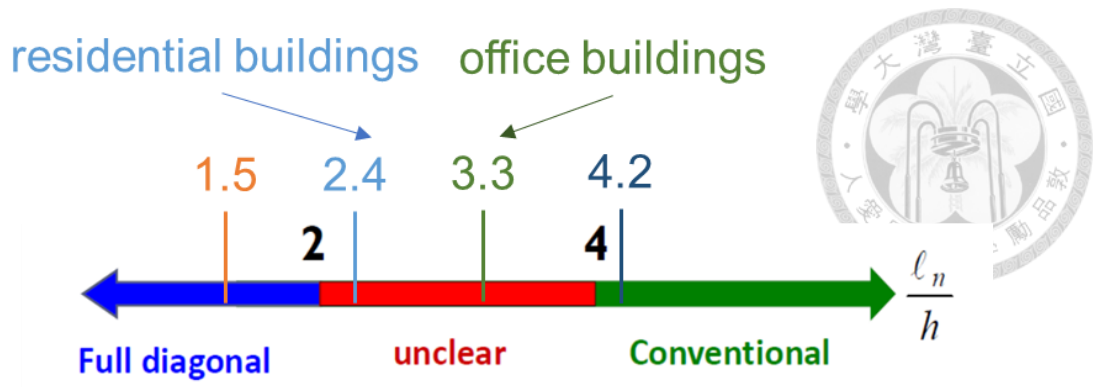


圖 5-12 二元耦合系統跨深比

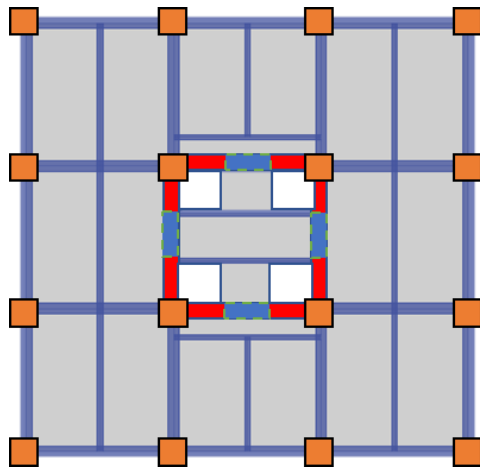
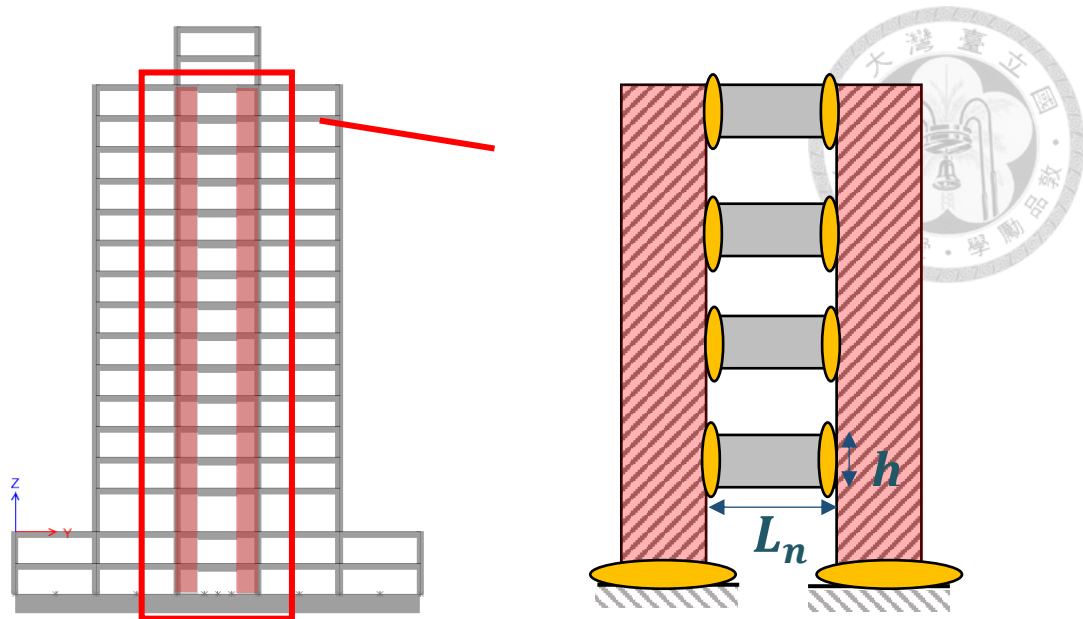


圖 5-13 二元耦合系統開孔平面示意圖



(a)二元系統(開孔)立面示意圖

$L_n/h$	Section	
1.5	 $L_n = 180$	 120 cm 60 cm
2.4	 $L_n = 265$	 110 cm 60 cm
3.3	 $L_n = 330$	 100 cm 60 cm
4.2	 $L_n = 380$	 90 cm 60 cm

(b)連接梁尺寸圖

圖 5-14 開孔二元耦合系統連接梁尺寸圖

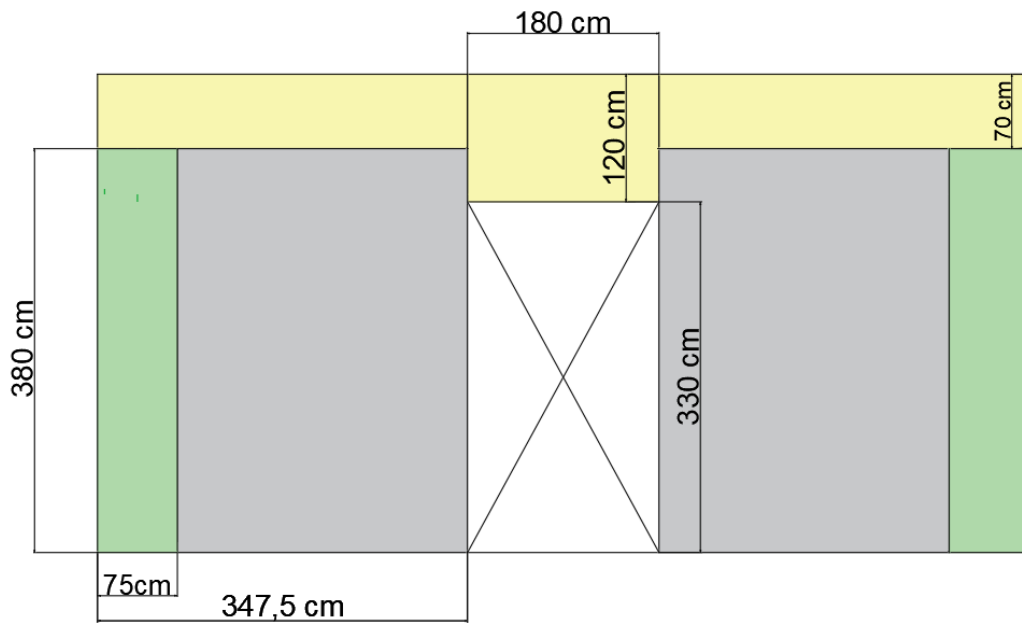


圖 5- 15 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )的剪力牆開孔示意圖

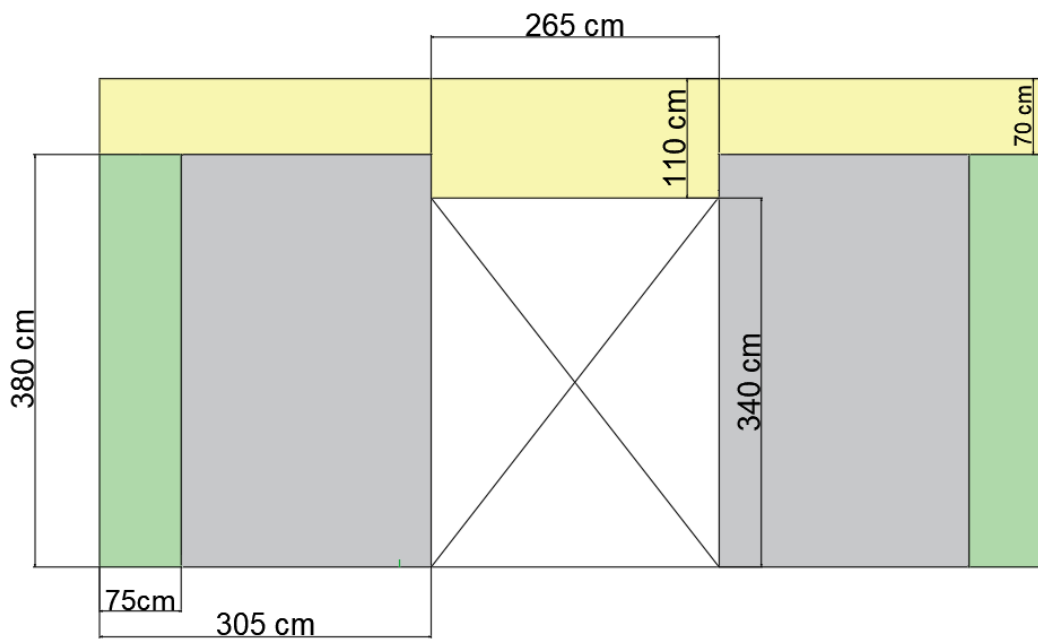


圖 5- 16 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )的剪力牆開孔示意圖

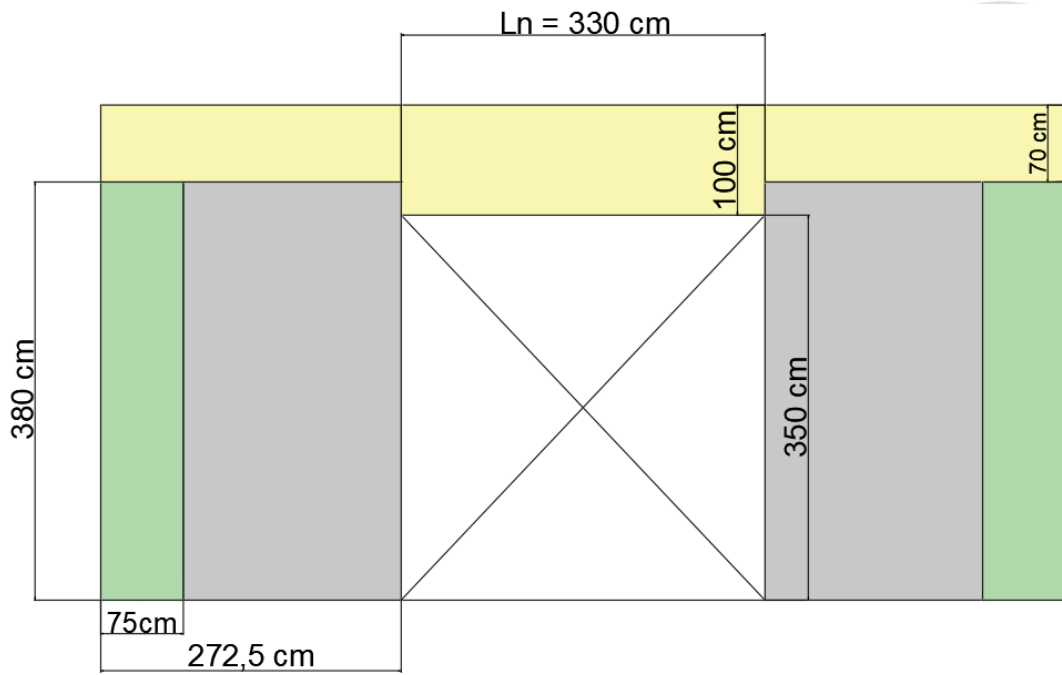


圖 5-17 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )的剪力牆開孔示意圖

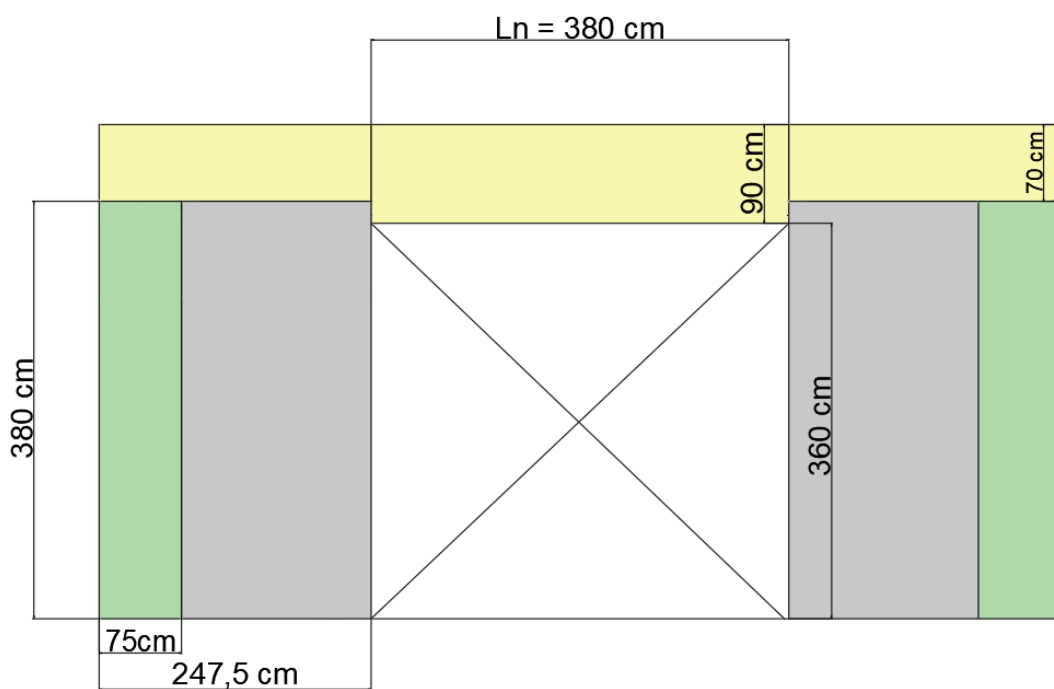


圖 5-18 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )的剪力牆開孔示意圖

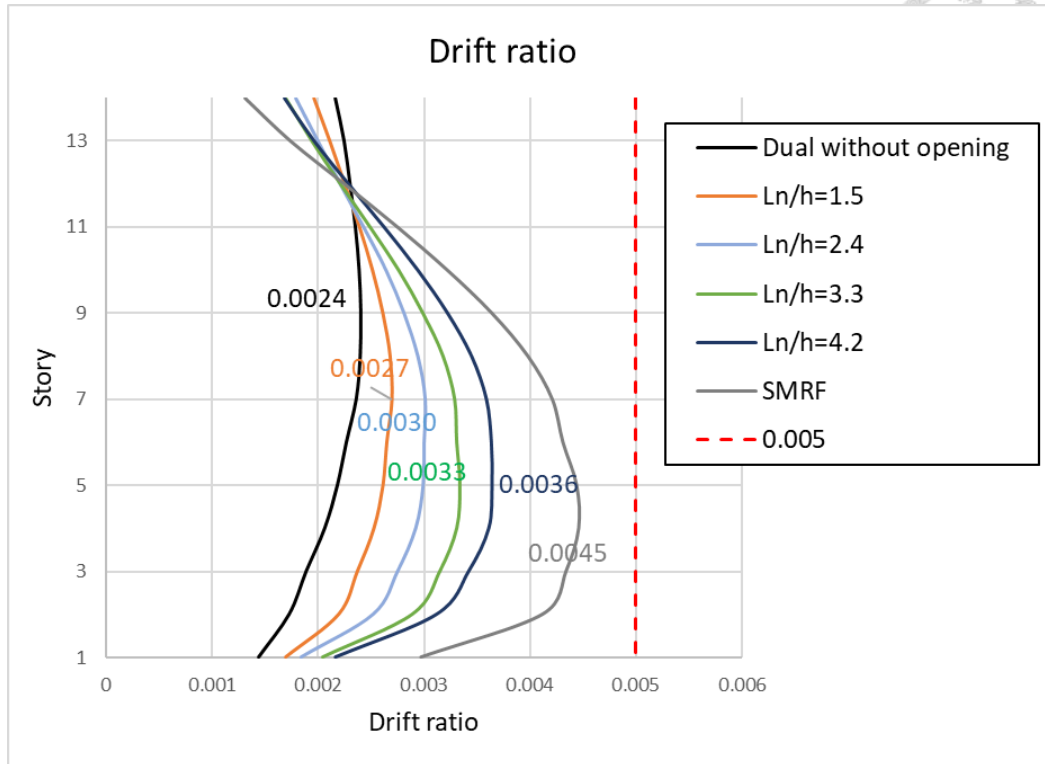


圖 5- 19 各系統的層間變位角比較圖

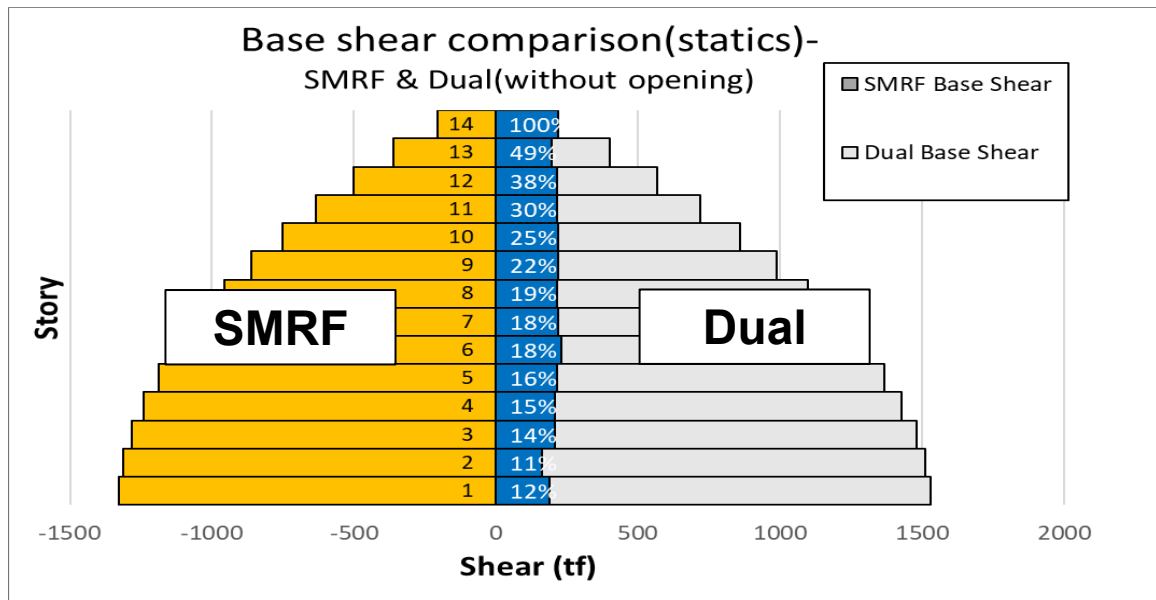


圖 5- 20 二元系統(無開孔)與特殊抗彎矩構架系統各樓層剪力分布圖

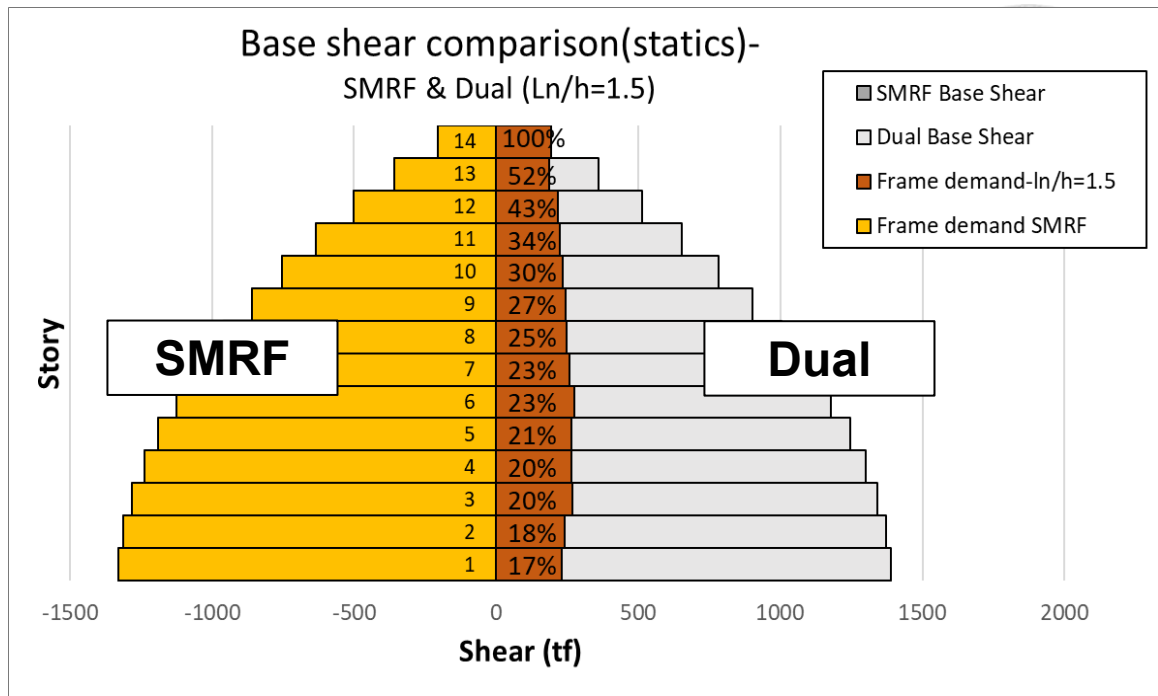


圖 5- 21 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )與特殊抗彎矩構架系統的各樓層剪力分布圖

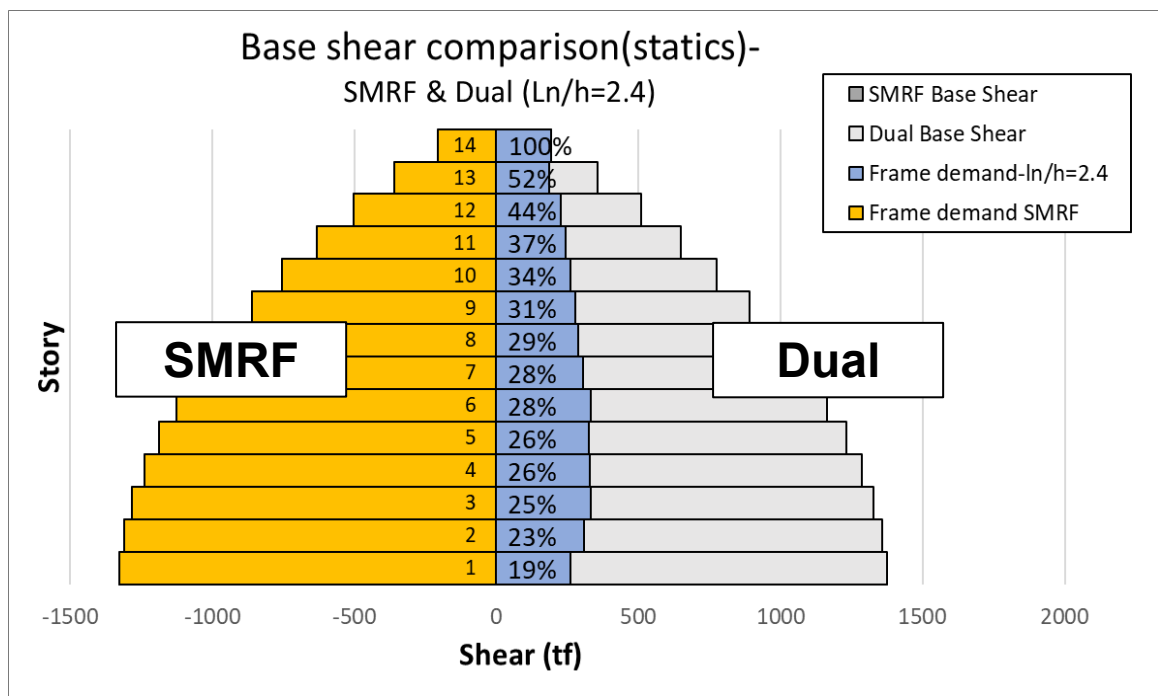


圖 5- 22 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )與特殊抗彎矩構架系統的各樓層剪力分布圖

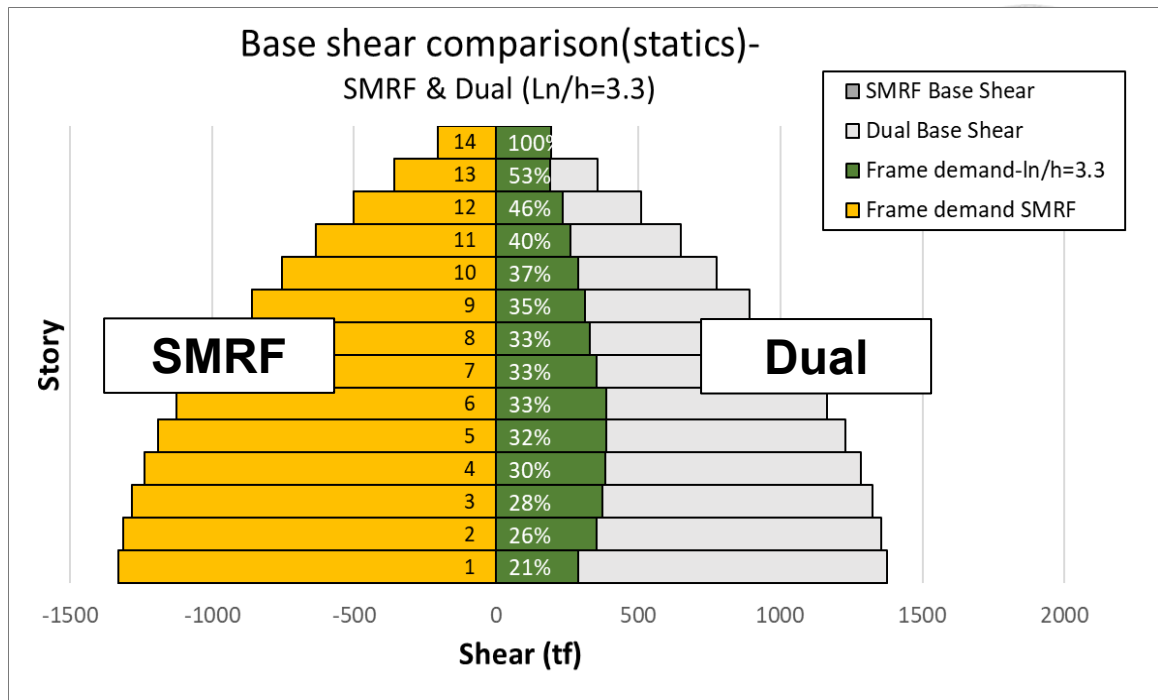


圖 5- 23 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )與特殊抗彎矩構架系統的各樓層剪力分布圖

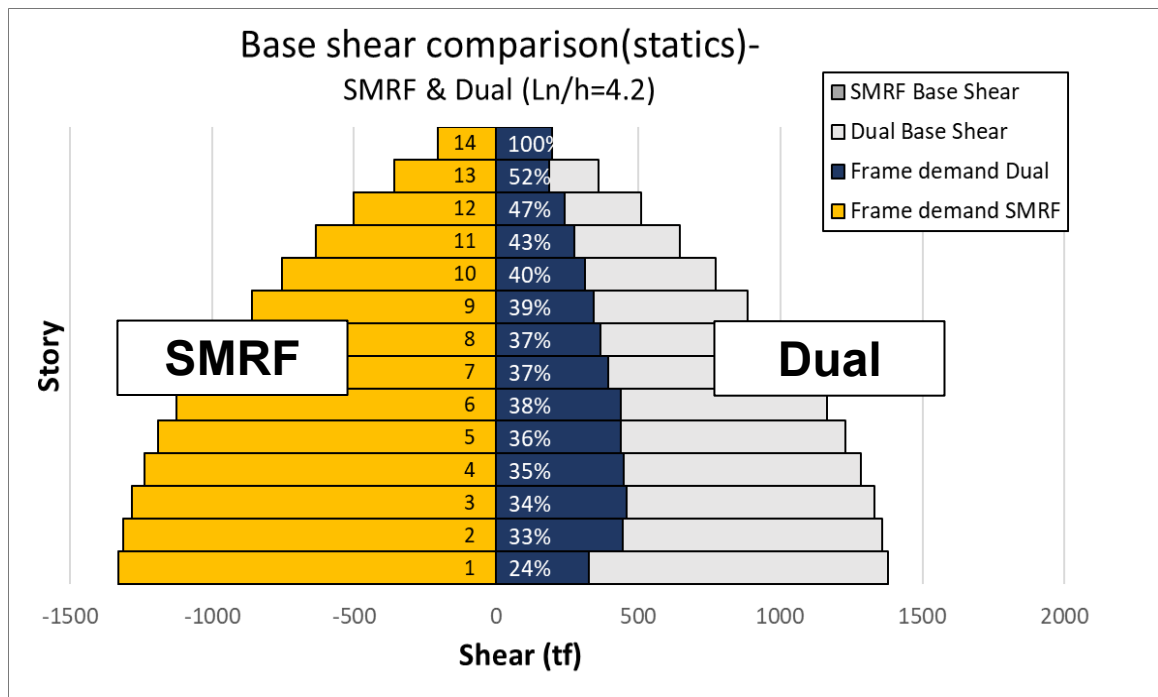


圖 5- 24 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )與特殊抗彎矩構架系統的各樓層剪力分布圖

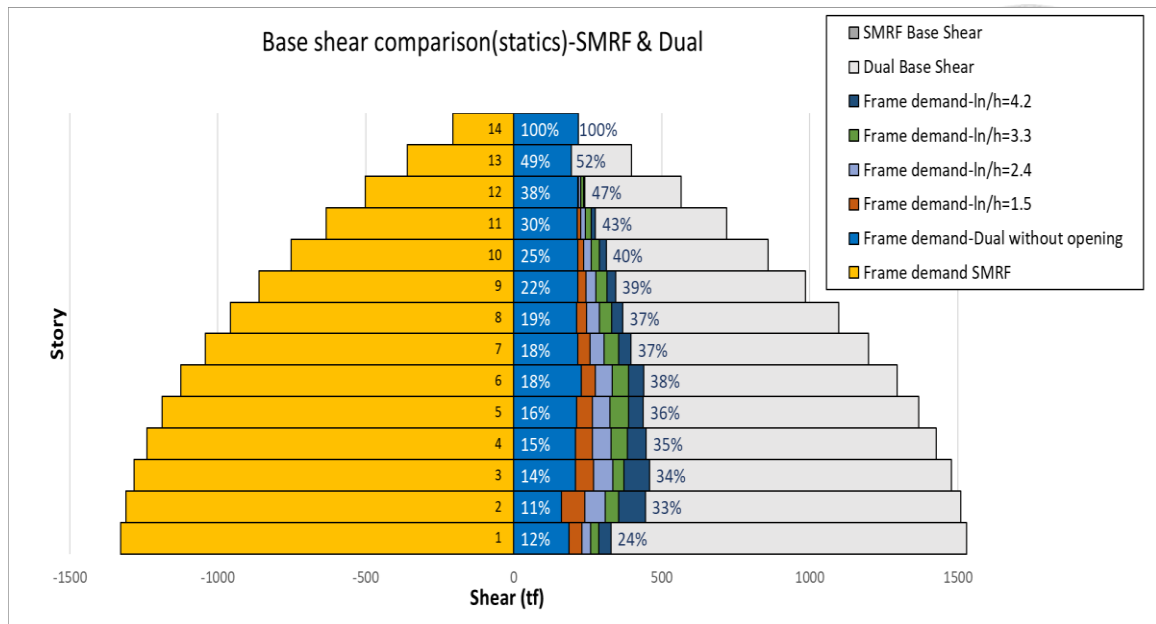


圖 5-25 各系統的各樓層剪力分布圖

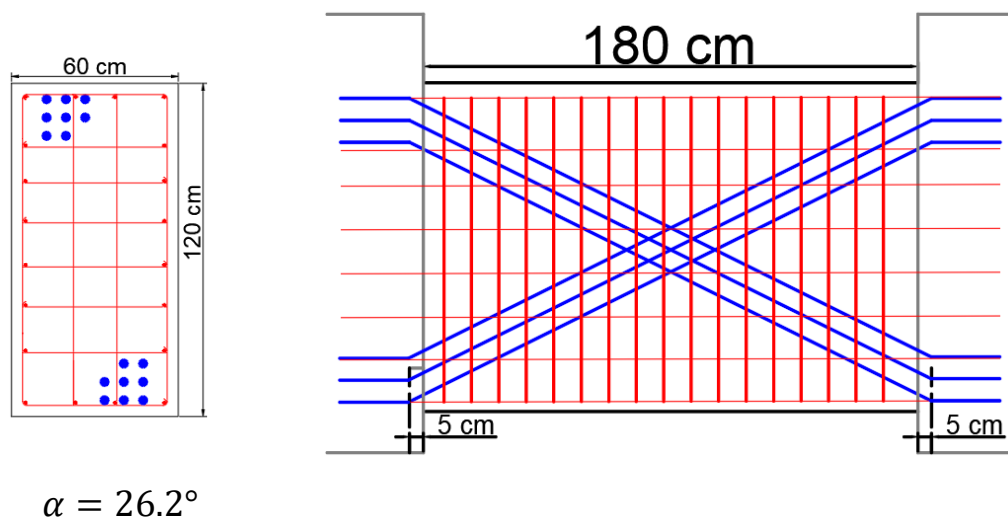


圖 6-1 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )之連接梁斷面及側視圖



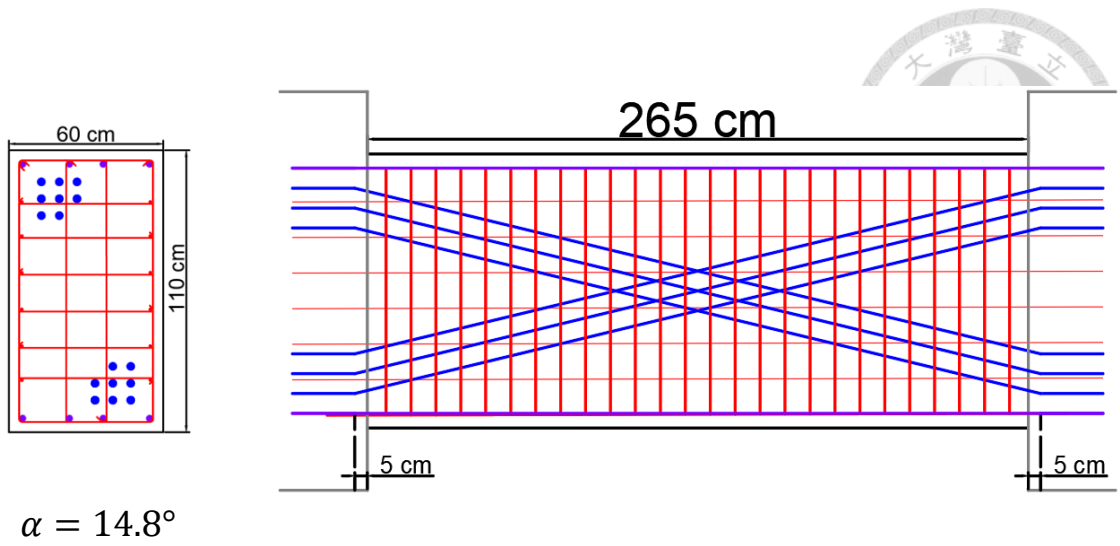


圖 6-2 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )之連接梁斷面及側視圖

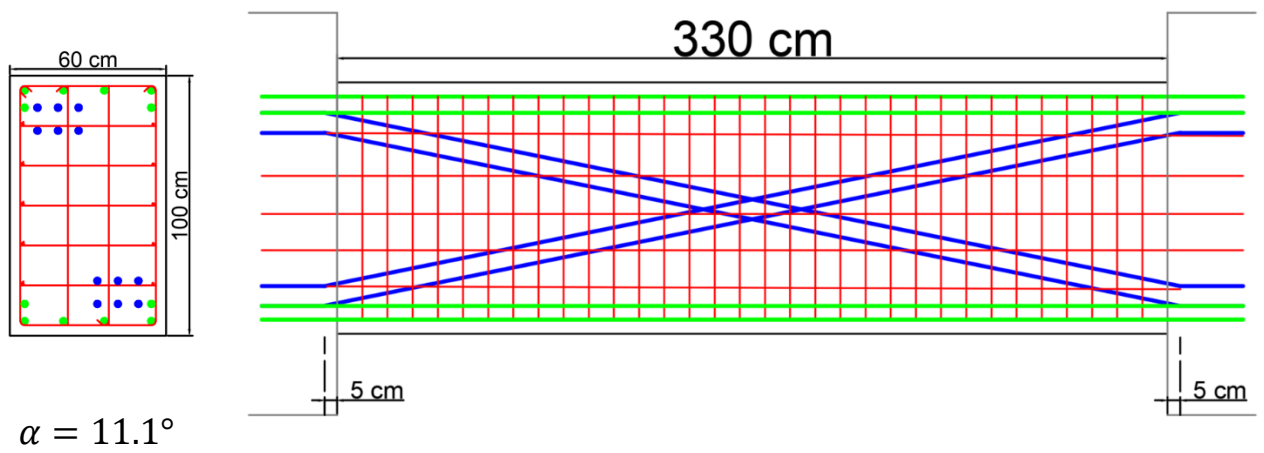


圖 6-3 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )之連接梁斷面及側視圖

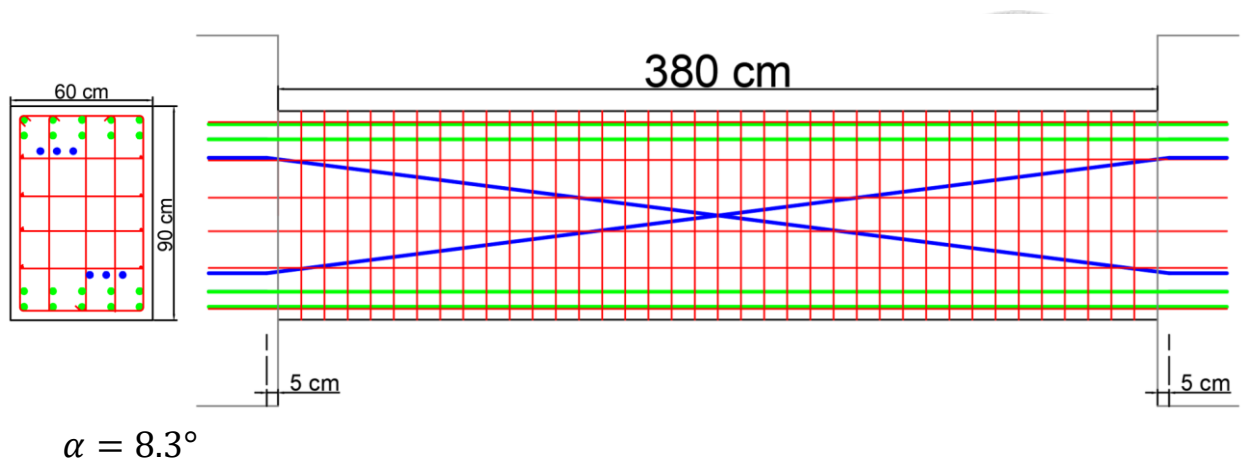


圖 6-4 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )之連接梁斷面及側視圖

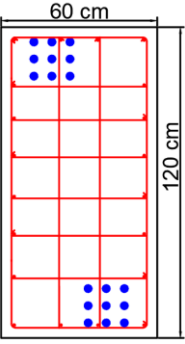
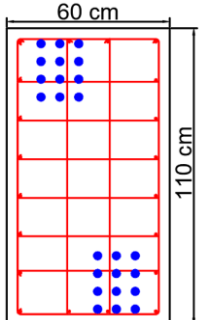
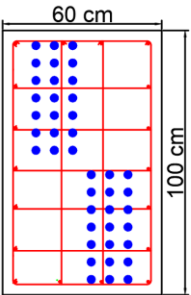
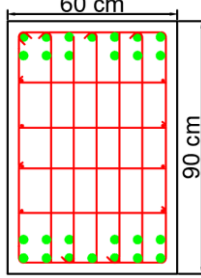
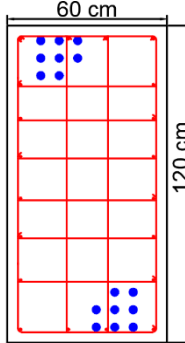
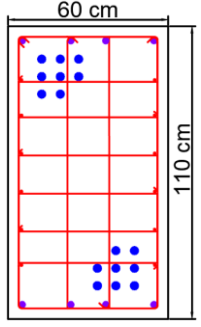
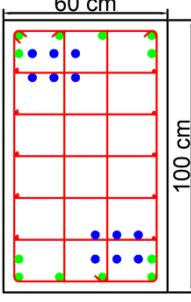
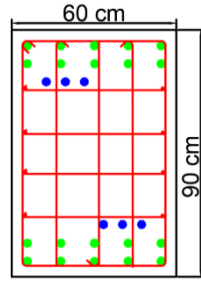
	Ln/h=1.5	Ln/h=2.4	Ln/h=3.3	Ln/h=4.2
	Vu=220 tf	Vu=186 tf	Vu=168 tf	Vu=144 tf
ACI	 <p>● 9-#10 ● #4@10</p>	 <p>● 12-#10 ● #4@10</p>	 <p>● 21-#10 ● #4@10</p>	 <p>● 13-#10 ● #4@10</p>
	Vp=302 tf	Vp=253 tf	Vp=227 tf	Vp=193 tf
SST	 <p>● 8-#10 ● #4@10</p>	 <p>● 8-#10 ● #4@10 ● 4-#7</p>	 <p>● 6-#10 ● #4@10 ● 6-#10</p>	 <p>● 3-#10 ● #4@10 ● 10-#10</p>

圖 6-5 土木 401-110 (2021) 連接梁配對角筋與本研究建議的配筋比較圖

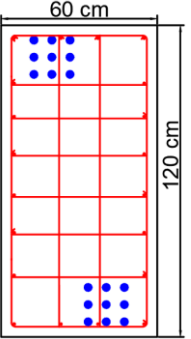
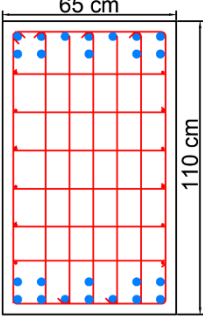
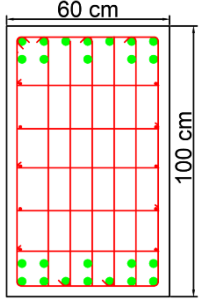
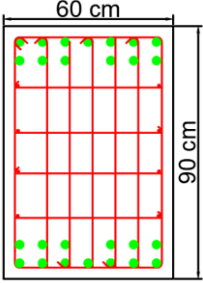
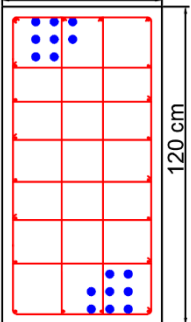
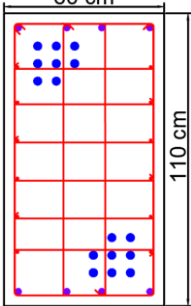
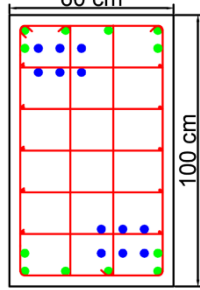
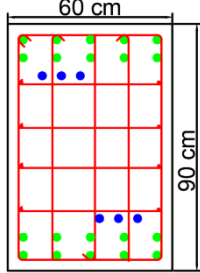
	Ln/h=1.5	Ln/h=2.4	Ln/h=3.3	Ln/h=4.2
	Vu=220 tf	Vu=186 tf	Vu=168 tf	Vu=144 tf
ACI	 <p>● 9-#10 ● #4@10</p>	 <p>● 12-#9 ● #4@10</p>	 <p>● 12-#10 ● #4@10</p>	 <p>● 13-#10 ● #4@10</p>
	Vp=302 tf	Vp=253 tf	Vp=227 tf	Vp=193 tf
SST	 <p>● 8-#10 ● #4@10</p>	 <p>● 8-#10 ● #4@10 ● 4-#7</p>	 <p>● 6-#10 ● #4@10 ● 6-#10</p>	 <p>● 3-#10 ● #4@10 ● 10-#10</p>

圖 6-6 土木 401-110 (2021) 連接梁配傳統筋與本研究建議的配筋比較圖

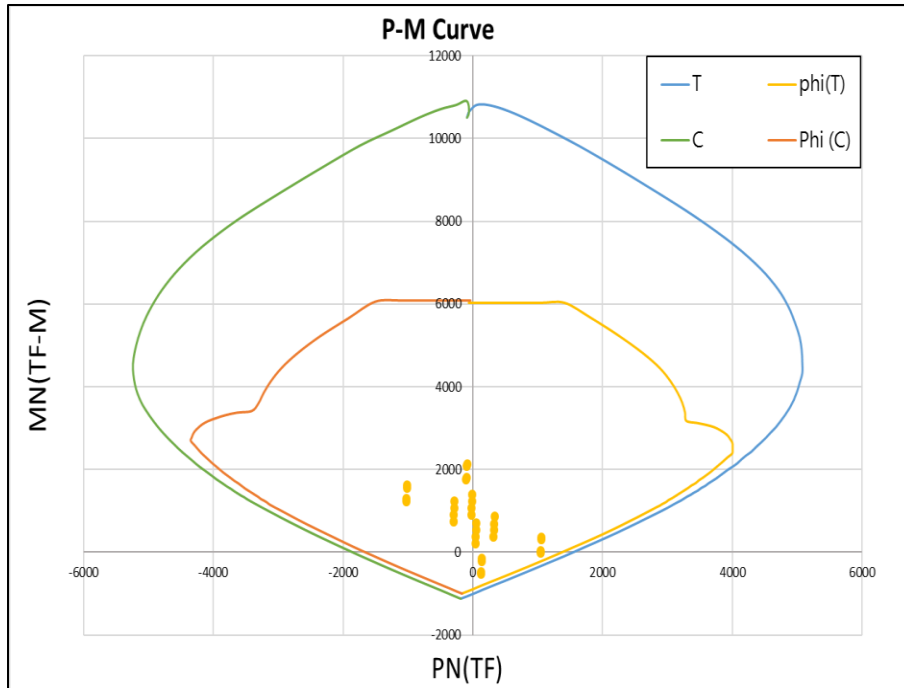


圖 6-7 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )軸力彎矩互制圖與彎矩需求

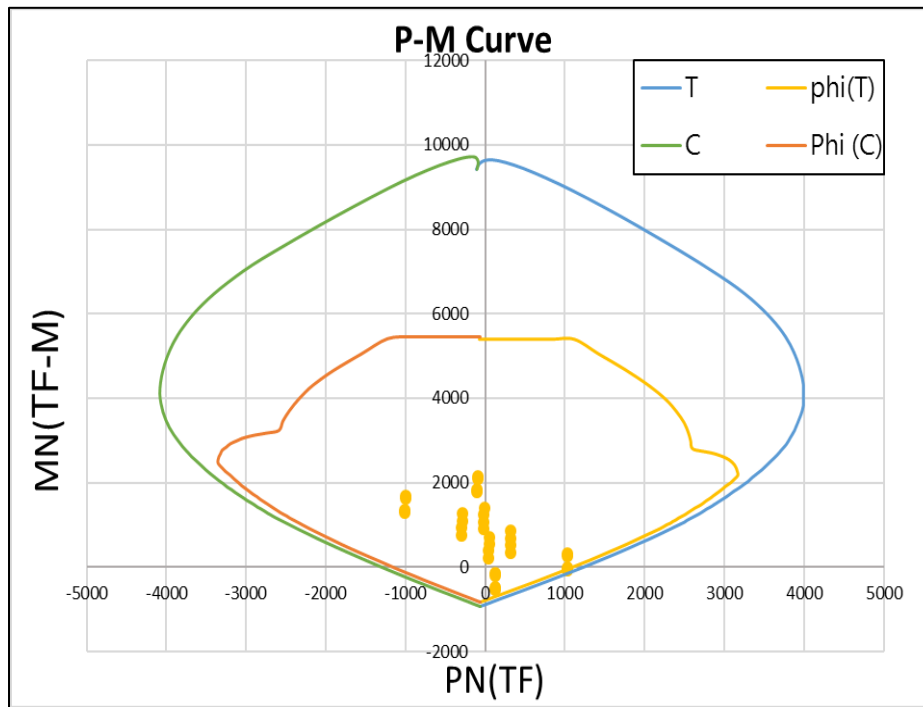


圖 6-8 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )軸力彎矩互制圖與彎矩需求

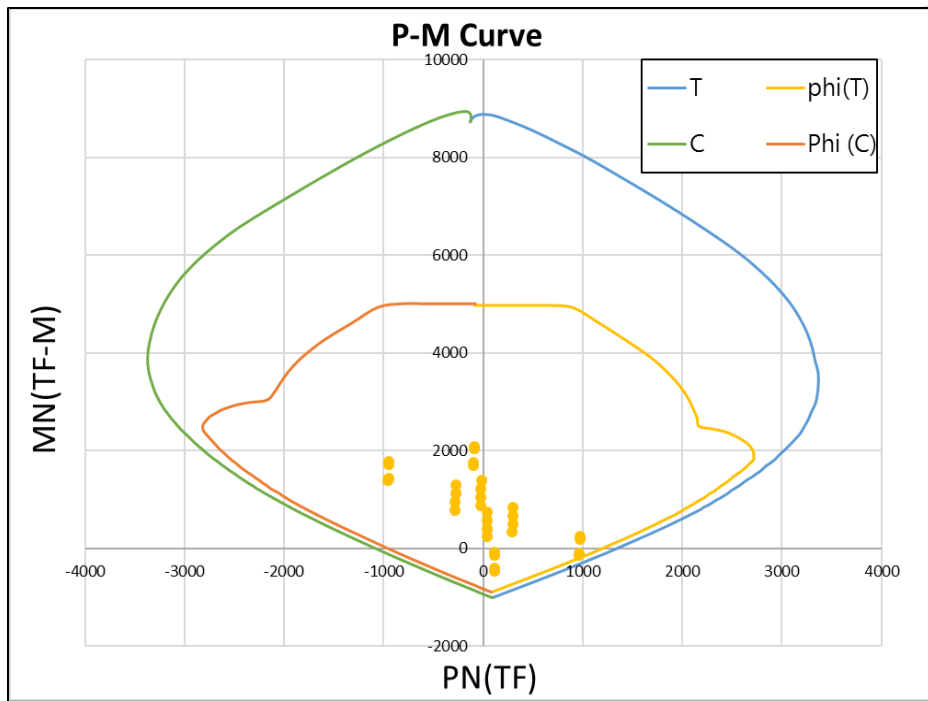


圖 6-9 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )軸力彎矩互制圖與彎矩需求

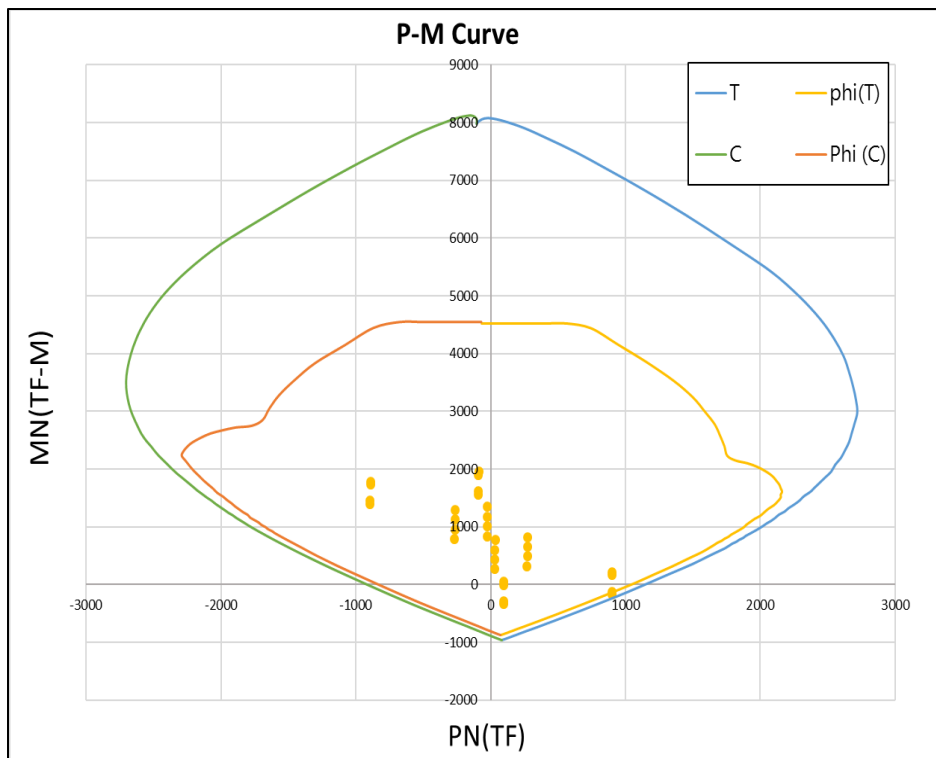


圖 6-10 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )軸力彎矩互制圖與彎矩需求

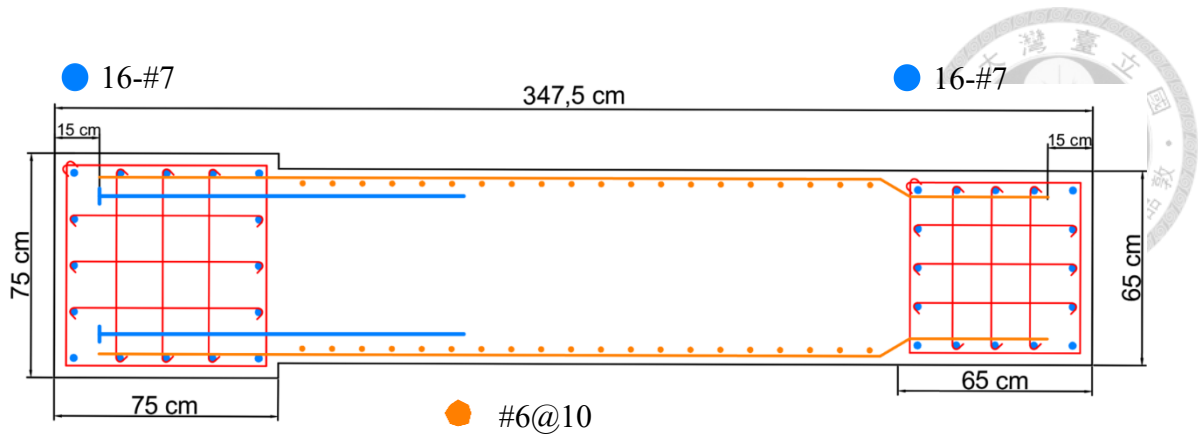


圖 6- 11 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )剪力牆斷面配筋圖

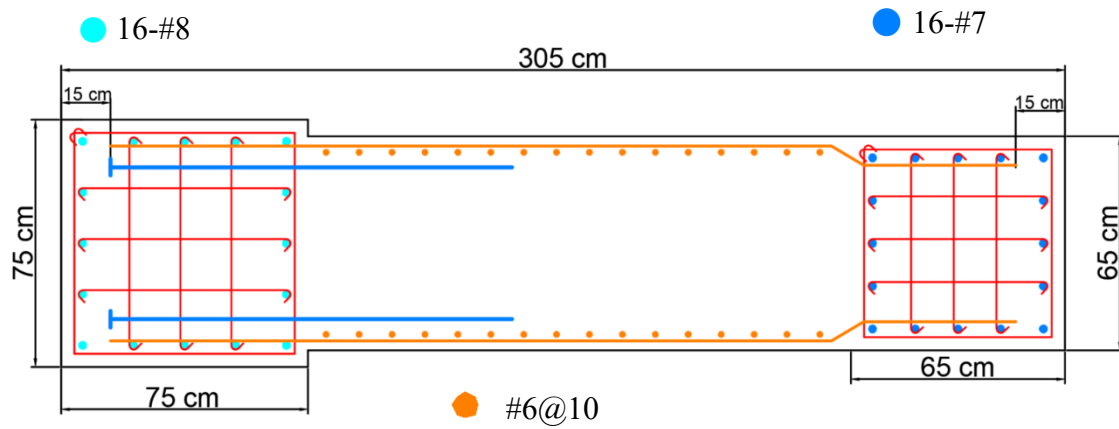


圖 6- 12 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )剪力牆斷面配筋圖

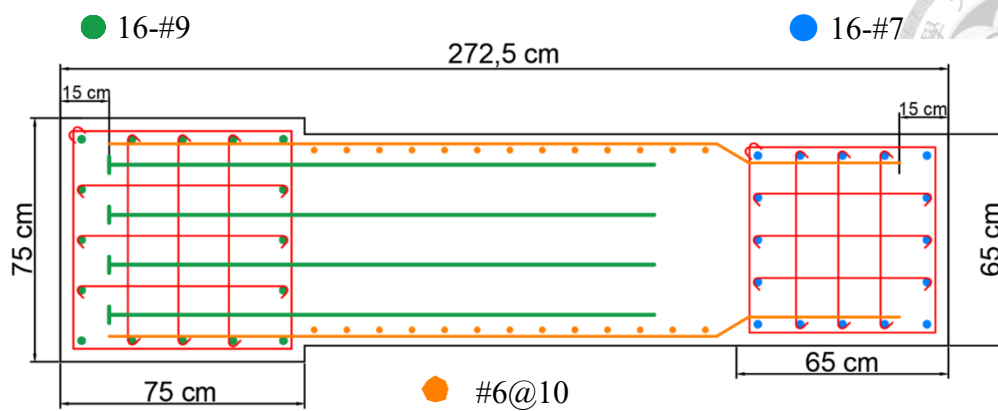


圖 6-13 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )剪力牆斷面配筋圖

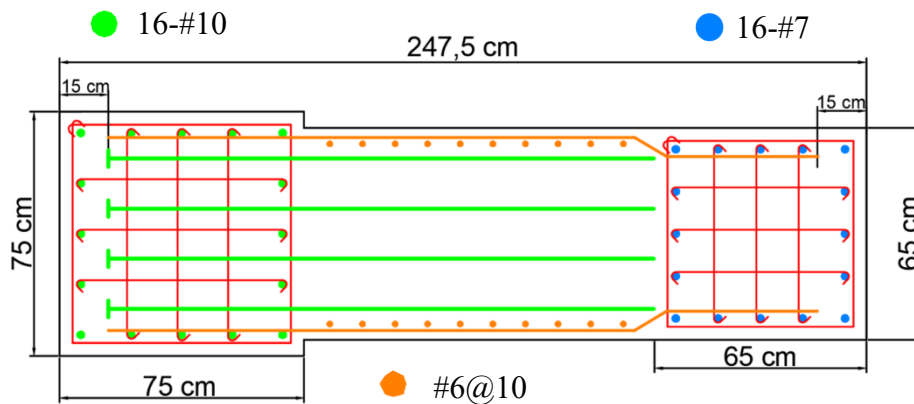


圖 6-14 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )剪力牆斷面配筋圖



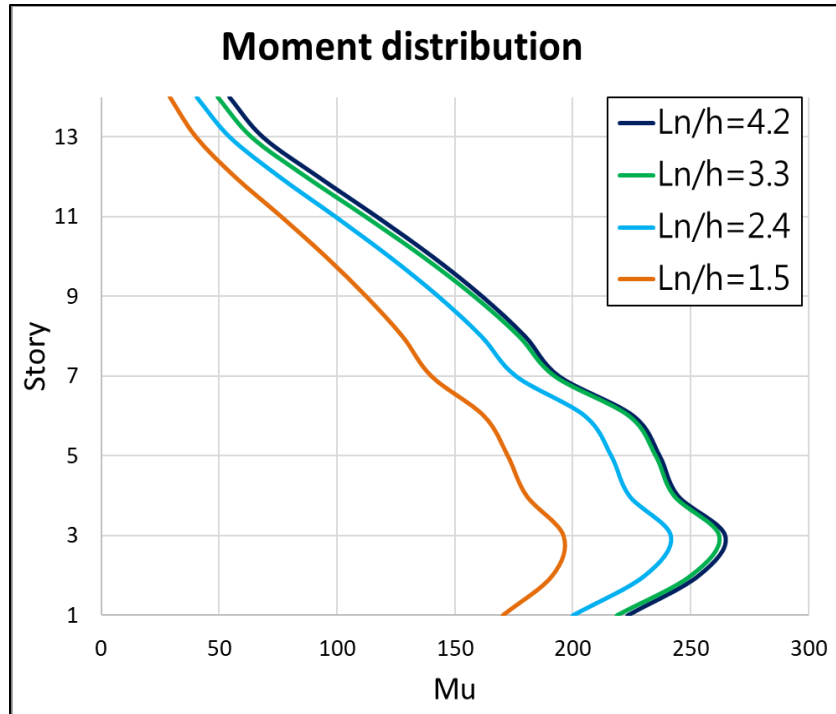


圖 6-15 二元系統連接梁之彎矩分布圖

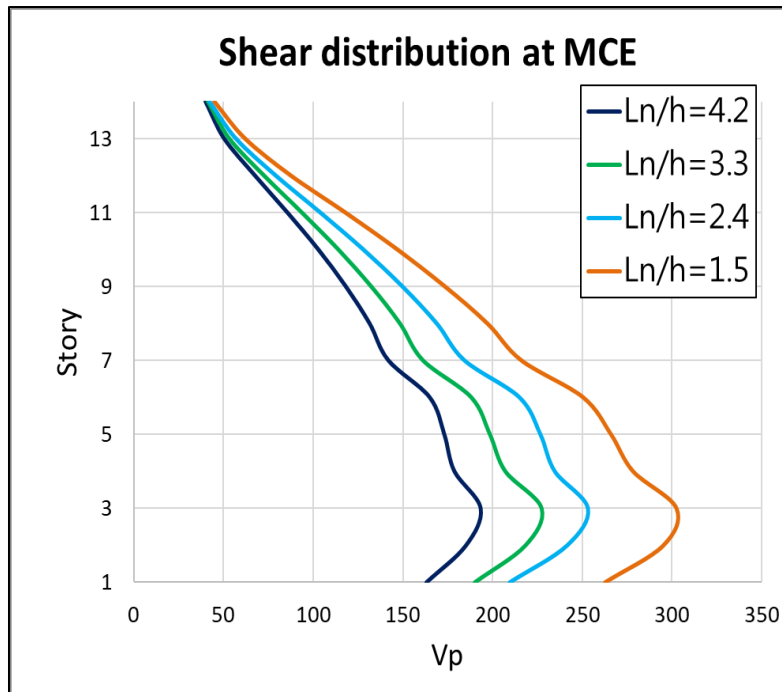


圖 6-16 二元系統連接梁之剪力分布圖

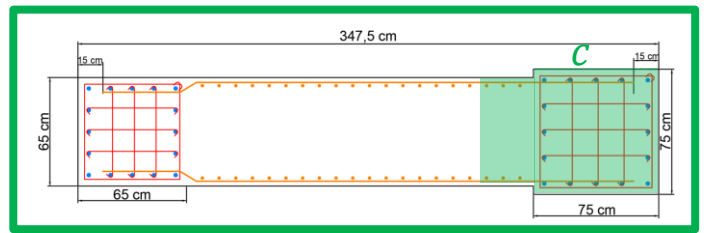
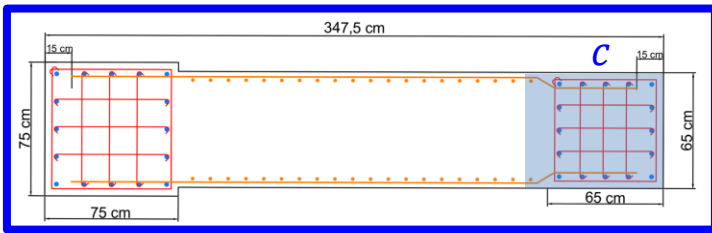
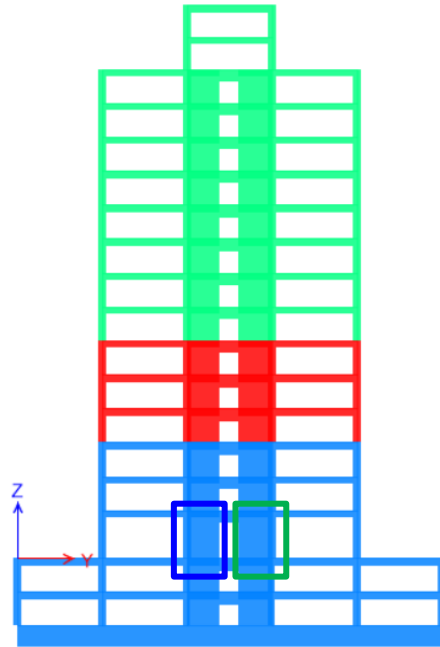
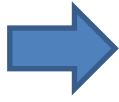


圖 6-17 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )受壓及受拉牆段示意圖

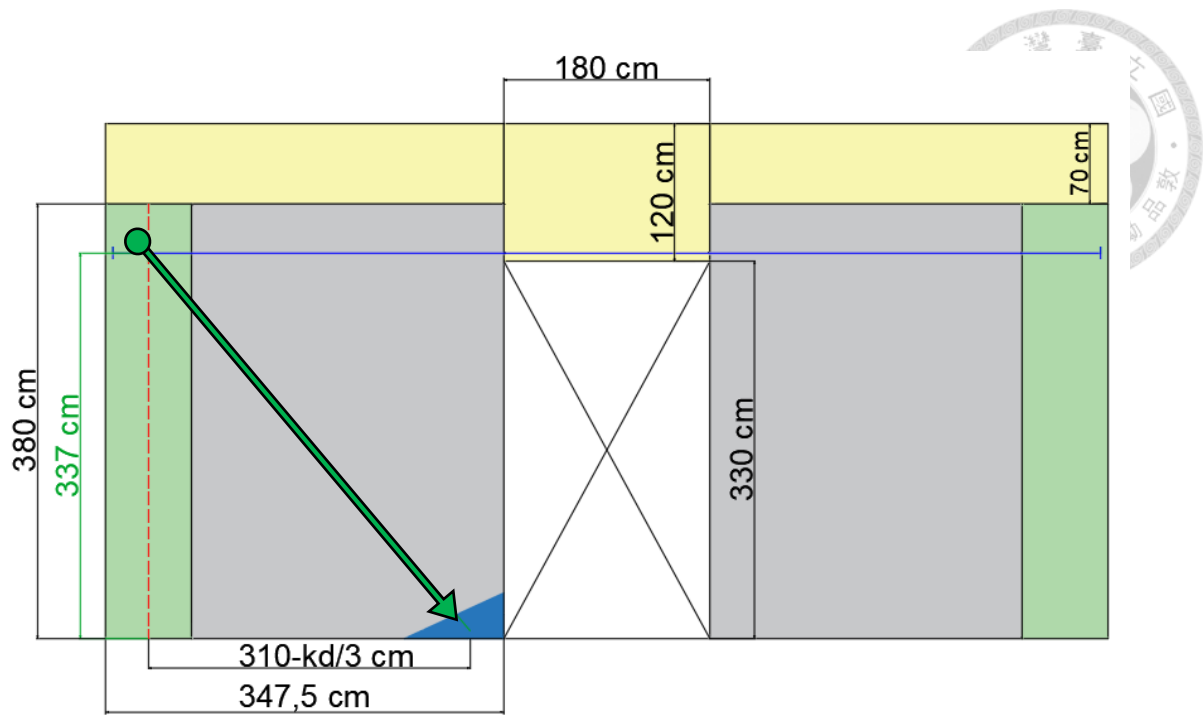


圖 6-18 二元系統( $l_n/h = 1.5$ )剪力元素示意圖

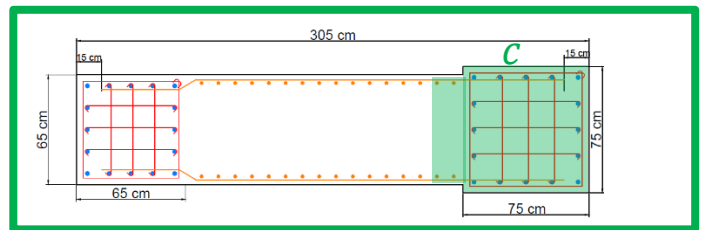
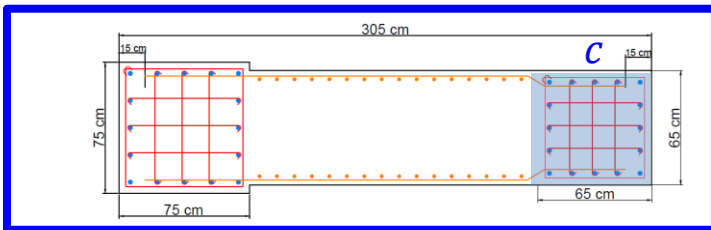
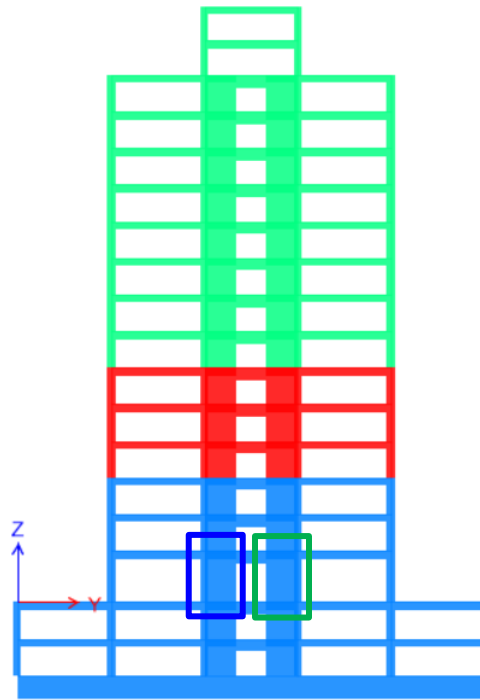
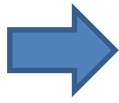


圖 6-19 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )受壓及受拉牆段示意圖

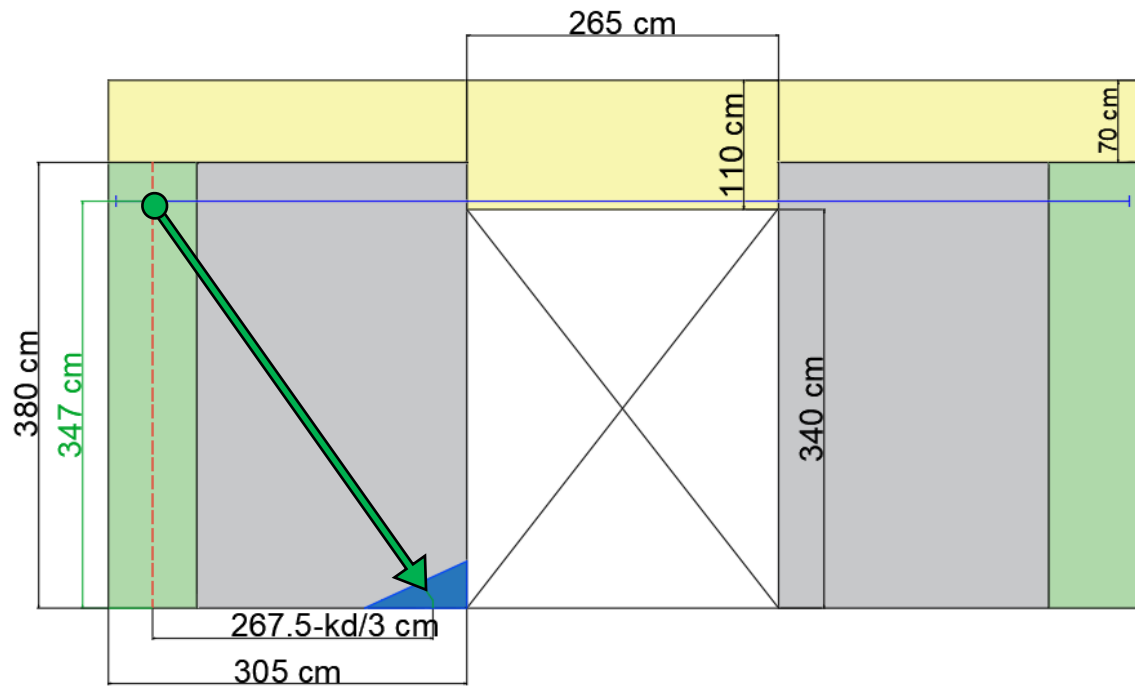


圖 6- 20 二元系統( $l_n/h = 2.4$ )剪力元素示意圖

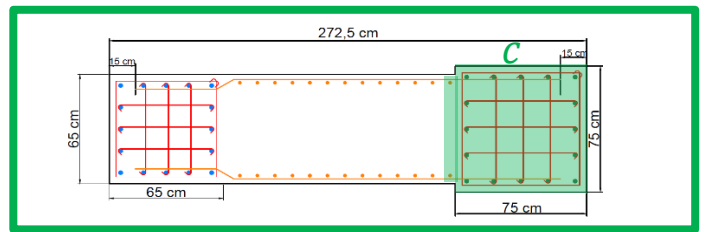
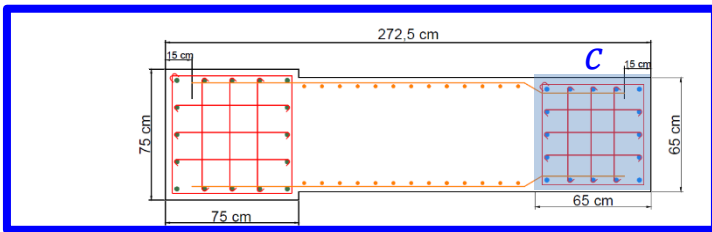
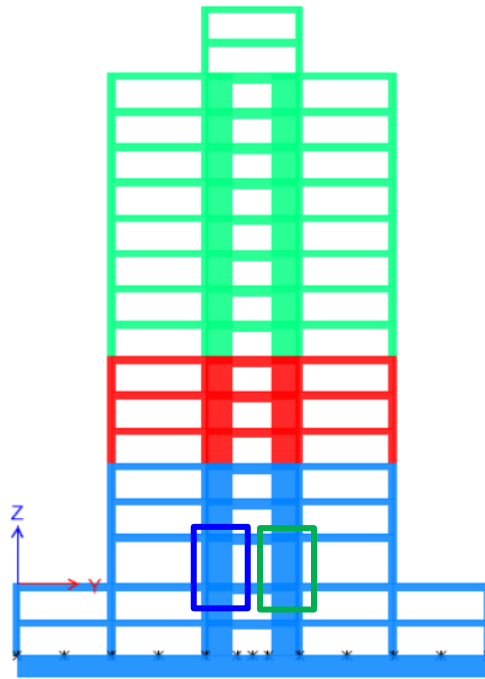
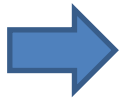


圖 6-21 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )受壓及受拉牆段示意圖

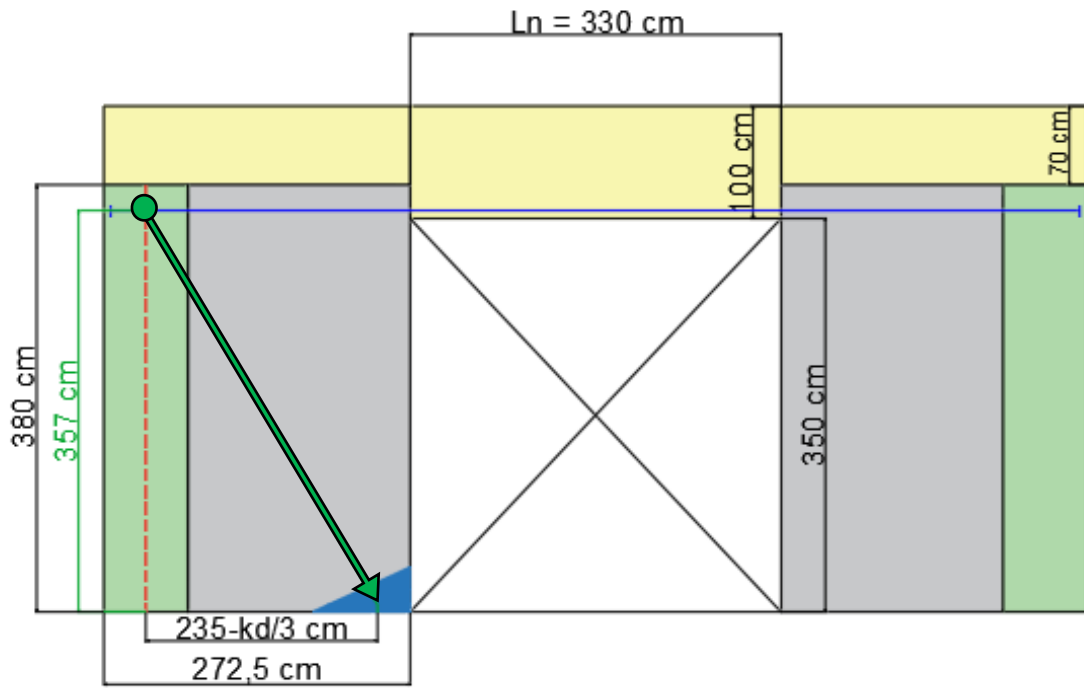


圖 6-22 二元系統( $l_n/h = 3.3$ )剪力元素示意圖

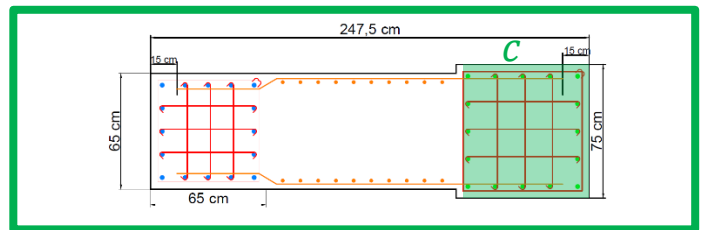
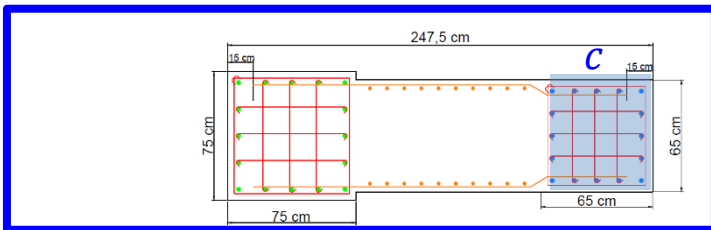
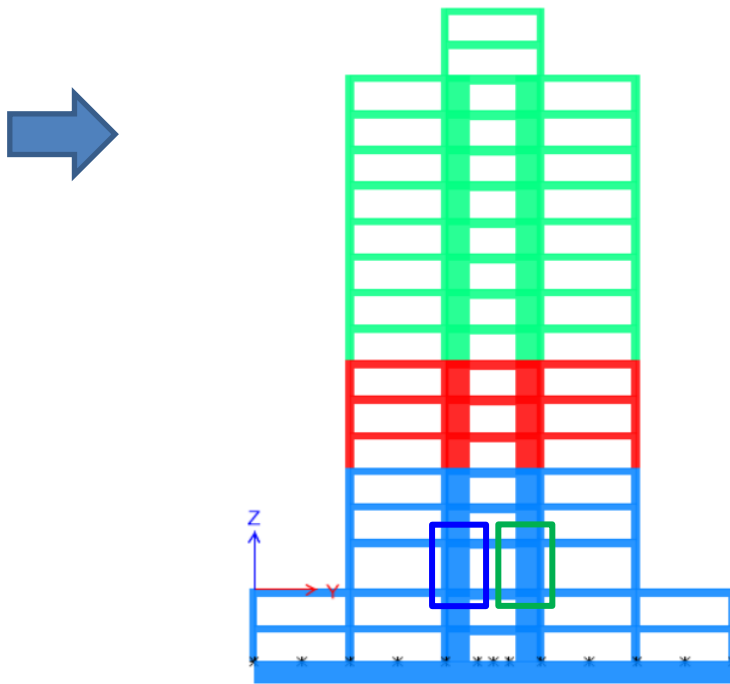


圖 6-23 二元系統( $l_n/h = 4.2$ )受壓及受拉牆段示意圖



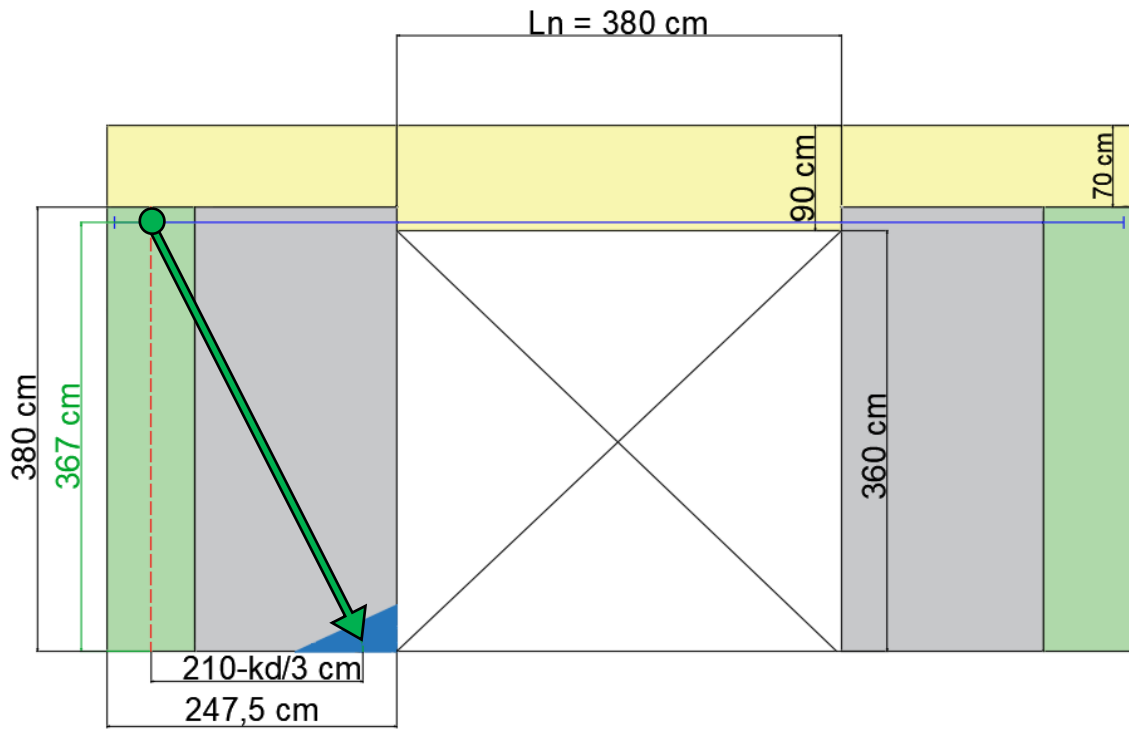


圖 6-24 二元系統( $l_n/h = 4.2$ ) 剪力元素示意圖