

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

鋼筋混凝土平版雙向剪力與撓曲強度之研究

Study on Two-Way Shear and Flexural Strengths of  
Reinforced Concrete Flat Plates

林香芸

Hsiang-Yun Lin

指導教授：黃世建 博士

Advisor : Shyh-Jiann Hwang, Ph.D.

中華民國 111 年 6 月

June 2022





國立臺灣大學碩士學位論文  
口試委員會審定書  
**National Taiwan University Master Thesis  
Oral Examination Committee Approval**

鋼筋混凝土平版雙向剪力與撓曲強度之研究  
Study on Two-Way Shear and Flexural Strengths of Reinforced  
Concrete Flat Plates

本論文係林香芸 R09521203 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 111 年 6 月 16 日承下列考試委員審查通  
過及口試及格，特此證明。

Hsiang Yun Lin R09521203 completed this master thesis at the Department  
of Civil Engineering Structural Engineering on June 16, 2022 and passed the  
oral examination reviewed by the following examination committee  
members.

口試委員 Oral examination committee members :

黃世建

(指導教授 Advisor)

歐昱辰

鄭敏元

系主任

謝尚賢



## 誌謝




研究所生活是我最後還能保有學生身分的日子。從當初上榜的那刻，彷彿放下心中大石，過去三年的累積總算能有所收穫，帶著期待而不安的心踏上了另一段旅程，從一開始的生澀，到現在的不捨，研究所兩年時光顯得格外紮實，一路上遇到很多很棒的人，讓我能夠順利完成這趟奇幻旅程。

謝謝我的指導教授黃世建老師，在一路上的幫助以及叮嚀，儘管老師事務繁多，但總是不忘提點、帶領我們，很慶幸在研究的道路上，能遇到這麼好的老師。雖然只有短短兩年，但從老師身上看到了對研究的熱忱以及待人處事的態度，相信在未來的日子裡，我也會將此牢記在心，並時刻勉勵自己、勤奮學習。

謝謝論文口試委員歐昱辰教授與鄭敏元教授，教授們的寶貴建議讓我的研究得以更加完整。雖然口試當天真的很緊張，但在老師們的指引下一切都順利通過了，感激在心。

謝謝黃世建老師研究團隊的學長們，感謝學長文成、樸文、于哲，在遇到問題時總能不吝嗇地給予幫助；感謝 Srinivas 一路上的幫忙，在研究卡關時總能適時的拉我一把，給予很多寶貴的意見以及方向，讓我在研究的道路上不再孤單，每一次的難關都將使我更加成長，也逐漸找到了解決問題的方式，相信未來我能牢記這些經驗，並繼續成長茁壯。

謝謝 813 研究室的各位，謝謝學長姊孟廷、芳宇、宗宥、May、勝杰、吉強在各方面提供的幫助，每當有任何疑難雜症時，你們總是不吝嗇地給予我們資源，並分享寶貴的經驗，讓我們可以順利通過考驗，不論是碩一修課的時候，或是碩二寫論文的時候，學長姊們的幫助總是讓我們受益良多；謝謝學弟妹榕玲、能仁、瀚呈、自強在我們需要幫忙時，總是大力相助，也因為你們所以我的碩二生活更加完整且快樂，希望在過去的一年裡我們有帶給你們快樂的回憶，也祝福你們未來一年的研究之路可以順遂，期待下次一起出去玩的時候！



謝謝我的三個戰友郁玫、紹愷、承哲，感謝上天讓我們相遇，因為你們我的碩士生活更加豐富、精彩，從碩一的生澀到碩二的不捨，一路上很慶幸可以遇見你們。這期間我們一起經歷了好多，尤其是碩二的這一年，看夜景、看電影、唱歌、喝酒、喝茶、野餐、吃豬肚鍋、打麻將，還有最經典的橋牌，我想我永遠都不會忘記這份快樂。除了快樂的回憶，在需要背水一戰時，也很慶幸我們能相互幫助、解決困難，並一起朝目標勇往直前，在口試前一起認真、口試後一起放鬆，一切的一切彷彿是昨天，現在我們即將畢業、各奔東西，雖然沒辦法再天天宅在一起，但我想一定還是會有各種理由讓我們再次相聚，現在先讓我們在紐西蘭相遇吧！我想我已經做好準備了。

謝謝我的球友芳宇、尚祺、少甫、瀨方、瑋廷、語歆、侑運，每次的打球時光都是我最放鬆的時候，專注於當下總能讓我忘記煩惱以及壓力，使我得到短暫的喘息，並在休息之後能更有動力去面對難題並解決困難，期待下次在球場相遇的時候。

謝謝我的好友玫綺、怡禎、玗芸、柏緯、宗梅、季璘、婕渝、淳憶，在我需要幫助時給予我方向，並提供我很多寶貴的意見以及方法；在我懷疑自己時，給予我肯定，並讓我相信自己能夠做到，感謝你們總是帶給我力量。

最後特別感謝家人的支持與包容，讓我可以衣食無缺，並做自己想做的事情，雖然好多時候我都決定好了才跟你們說，但很感激你們總是支持我的決定，家是我最大的避風港，而且因為有你們才完整，謝謝你們給我一個充滿意義的人生。最後的最後，我想謝謝自己，感謝自己遇到困難時沒有放棄，才能有今天的成果，雖然總是會自我懷疑，但相信只要努力做自然就會有好的結果，所以我想跟自己說：不要想太多！只要朝著目標努力前進並享受當下，不知不覺就會越來越靠近了，期許自己能帶著這兩年滿滿的收穫與快樂，持續向前邁進。

## 摘要



鋼筋混凝土平版結構系統(flat plate floor system)為建築常見之結構系統，其優點為能增加結構物整體空間，並減少工期、耗材及人力，以降低建築成本。然而，此類型之結構系統應力易集中於版、柱交界處，造成柱周圍附近之貫穿剪力破壞。因此，平版構件之強度評估為鋼筋混凝土平版結構系統之重要議題。

現今各國規範皆有評估平版構件強度之經驗公式，然而多半是以早期研究之試驗數據作為依據，並採用回歸方式推導出經驗公式作為評估準則，雖然可以提供一定程度之預測結果，然而背後往往缺乏力學機制的考量。

因此，本研究將以內柱支承平版作為研究對象，探討雙向平版構件承受垂直載重之力量傳遞方式與破壞模式，提出一套分析模型以評估平版強度，並透過建立鋼筋混凝土平版試體資料庫，驗證分析模型之準確性與合理性，將驗證結果與ACI 318-19 (2019)規範、Eurocode 2 (2004)規範進行比較。結果顯示，本研究建立之分析模型強度預測值尚稱合理，並能夠掌握大部分平版構件之極限強度( $V_{test}/V_{SST}$ 平均值接近 1)，且分析模型依實際力量傳遞方式與破壞模式作為考量，能提供合理的分析結果。

**關鍵字：**鋼筋混凝土、雙向平版構件、垂直載重、貫穿剪力強度、撓曲強度、軟化壓拉桿模型



## Abstract



The flat plate floor system of reinforced concrete is a common floor construction type employed in the construction of the building. There are two main advantages of a flat plate floor system. One is that the larger underfloor spaces and more service areas without the intervention of beams. The other is that the simple formwork can reduce the construction period, building materials and manpower, so as to decrease the construction cost. However, severe stresses concentration around the column will result in punching failure of flat plates. Therefore, the strength evaluation of flat plate is an important issue for flat plate floor system.

Currently, there are empirical formulas to evaluate the two-way shear strength of flat plate in design codes. However, most of them are based on the test data of early research and empirical formulas are derived by regression methods. Although codes can provide certain degree of prediction results, there is no consideration of real force transfer mechanism.

In this study, the flat plate supported by inner column is taken as the research object. To discuss force transmission and failure mode of two-way flat plate under gravity load, an analytical model considering the influence of critical parameters for estimating the strength of flat plates in shear and flexure is proposed. After the test verification, the proposed analytical model is compared with both ACI 318-19 (2019) and Eurocode 2 (2004) codes. It was found that the analytical model established in this study yields reasonable predictions and the proposed model is able to capture ultimate strength for most specimens (average strength ratio  $V_{test}/V_{SST}$  is close to one). Besides, it employs the force transfer mechanism and the failure mode into consideration and provides reasonable estimation results.

**Keywords:** reinforced concrete, two-way flat plate member, vertical loading, punching shear strength, flexural strength, softened strut-and-tie model



# 目錄



口試委員審定書 .....	iii
誌謝 .....	v
摘要 .....	vii
Abstract .....	ix
目錄 .....	xi
表目錄 .....	xiii
圖目錄 .....	xiv
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 .....	3
2.1 規範探討 .....	3
2.1.1 美國混凝土學會規範 ACI 318-19 (2019) .....	3
2.1.2 歐洲規範 Eurocode 2 (2004) .....	6
2.2 鋼筋混凝土平版強度之研究回顧 .....	7
2.2.1 Elstner and Hognestad (1956) .....	7
2.2.2 Lips, Fernández Ruiz and Muttoni (2012) .....	7
2.2.3 莊勝杰 (2021) .....	8
2.3 Hwang and Lee (2002)軟化壓拉桿模型 .....	9
2.4 Mogili and Hwang (2021)樁帽剪力與撓曲強度評估模型 .....	12
2.4.1 樁帽剪力強度 .....	12
2.4.2 樁帽撓曲強度 .....	15
第三章 鋼筋混凝土平版強度評估模型 .....	17



3.1	RC 平版力量傳遞機制.....	17
3.2	RC 平版分析模型.....	18
3.2.1	RC 平版剪力強度計算.....	18
3.2.2	RC 平版撓曲強度計算.....	24
3.2.3	小結.....	27
第四章	鋼筋混凝土平版分析模型之驗證.....	29
4.1	RC 平版資料庫之建立.....	29
4.1.1	無剪力鋼筋之平版資料庫.....	29
4.1.2	有剪力鋼筋之平版資料庫.....	30
4.2	分析模型之驗證結果.....	31
4.2.1	無剪力鋼筋之平版.....	31
4.2.2	有剪力鋼筋之平版.....	33
4.3	分析模型與其他模型之比較.....	34
4.3.1	其他模型之分析結果.....	34
4.3.2	重要參數對預測強度之影響.....	37
4.3.3	小結.....	39
第五章	結論與建議.....	41
5.1	結論與建議.....	41
5.2	未來研究展望.....	43
參考文獻	.....	45
附錄 A	幾何概念應用於剪力模型之鋼筋範圍.....	103
附錄 B	無剪力鋼筋平版之計算範例.....	135
附錄 C	有剪力鋼筋平版之計算範例.....	143
附錄 D	分析模型應用於側向力平版之計算範例.....	151
附錄 E	符號定義表.....	163

## 表目錄



表 4.1 無剪力鋼筋平版資料庫 .....	49
表 4.2 有剪力鋼筋平版資料庫 .....	54
表 4.3 本研究分析模型對無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果 .....	55
表 4.4 撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體預測結果 .....	60
表 4.5 本研究分析模型對有剪力鋼筋平版資料庫之預測結果 .....	61
表 4.6 本研究分析模型與國外規範對無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果 .....	62
表 4.7 本研究分析模型與國外規範對有剪力鋼筋平版資料庫之預測結果 .....	67

## 圖目錄



圖 1.1	平版結構系統(flat plate floor system)示意圖 .....	69
圖 1.2	桃園市平鎮區地下停車場工程之無梁版貫穿破壞照片 .....	69
圖 2.1	ACI 318-19 (2019)方形柱斷面臨界周長 .....	70
圖 2.2	ACI 318-19 (2019)有剪力鋼筋平版臨界周長 .....	70
圖 2.3	Eurocode 2 (2004)方形柱斷面臨界周長 .....	71
圖 2.4	Yield-line pattern [Lips, Fernández Ruiz and Muttoni (2012)].....	71
圖 2.5	剪力鋼筋配置型式示意圖 [莊勝杰 (2021)].....	72
圖 2.6	試體破壞剖面圖 [莊勝杰 (2021)].....	73
圖 2.7	壓桿角度與剖面裂縫圖 [莊勝杰 (2021)].....	74
圖 2.8	平版 D-B-D 區域劃分示意圖 .....	75
圖 2.9	莫爾變形諧和關係 .....	75
圖 2.10	典型非對稱樁帽結構上視圖與力傳遞路徑 [Mogili and Hwang (2021)].	76
圖 2.11	樁帽有效加載寬度( $b_e$ )示意圖 [Mogili and Hwang (2021)] .....	76
圖 2.12	樁帽撓曲臨界斷面圖 .....	77
圖 3.1	平版 D 區域壓桿示意圖 .....	78
圖 3.2	壓桿端部節點區(nodal zone)位置示意圖 .....	78
圖 3.3	剪力與撓曲臨界斷面示意圖 .....	79
圖 3.4	平版力量傳遞機制與剪力破壞模式 .....	79
圖 3.5	有效版寬(effective slab width)內之剪力鋼筋量示意圖 .....	80
圖 3.6	水平載重平版反曲點位置與參數示意圖 .....	80
圖 3.7	垂直載重平版反曲點位置與參數示意圖 .....	81
圖 3.8	平版有效加載寬度( $b_e$ )示意圖 .....	83
圖 3.9	剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )示意圖 .....	83

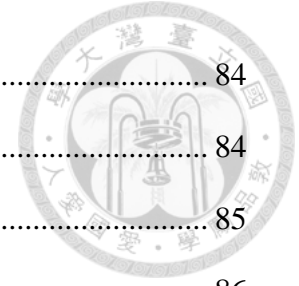


圖 3.10	有效加載寬度( $b_e$ )迭代流程圖(斜率 1:2).....	84
圖 3.11	有效加載寬度( $b_e$ )迭代流程圖(斜率 1:1).....	84
圖 3.12	平版剪力強度之評估程序.....	85
圖 3.13	平版撓曲臨界斷面圖.....	86
圖 3.14	$\ell_h$ 示意圖.....	86
圖 3.15	平版撓曲強度之評估程序.....	87
圖 4.1	四邊滾支承(roller support)平版試體示意圖 [莊勝杰 (2021)].....	88
圖 4.2	剪力鋼筋正交配置示意圖 [莊勝杰 (2021)].....	88
圖 4.3	剪力鋼筋均勻配置示意圖 [莊勝杰 (2021)].....	89
圖 4.4	剪力鋼筋型式(傳統閉合式箍筋與連續 U 型肋筋).....	89
圖 4.5	無剪力鋼筋平版資料庫使用本研究分析模型之結果圖.....	90
圖 4.6	壓桿角度與裂縫圖比較 [Tomaszewicz (1993)].....	91
圖 4.7	有剪力鋼筋平版資料庫使用本研究分析模型之結果圖.....	92
圖 4.8	無剪力鋼筋平版資料庫使用 ACI 318-19 (2019)規範分析模型之結果圖.....	93
圖 4.9	有剪力鋼筋平版資料庫使用 ACI 318-19 (2019)規範分析模型之結果圖.....	93
圖 4.10	無剪力鋼筋平版資料庫使用 Eurocode 2 (2004)規範分析模型之結果圖.....	94
圖 4.11	混凝土抗壓強度( $f'_c$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響.....	95
圖 4.12	混凝土抗壓強度( $f'_c$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響.....	96
圖 4.13	平版主筋比( $\rho_\ell$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響.....	97
圖 4.14	平版主筋比( $\rho_\ell$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響.....	98
圖 4.15	柱寬與有效深度比值( $b_c/d$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響.....	99
圖 4.16	柱寬與有效深度比值( $b_c/d$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響.....	100
圖 4.17	剪跨深比( $a/d$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響.....	101
圖 4.18	剪跨深比( $a/d$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響.....	102



# 第一章 緒論



## 1.1 研究動機與目的

鋼筋混凝土平版結構系統(flat plate floor system)是建築常見之結構系統，其特色為結構本體僅由樓版以及柱組成，如圖 1.1 所示，力量主要是透過樓版直接傳遞至柱，並由柱承接樓版中的力量以提供支撐力，由於此系統沒有梁構件，故又稱為無梁版系統。平版結構系統主要有兩大優點，一為：由於系統中沒有梁構件，因此在設計樓層高度時，將不受限於梁深所佔之空間，故在相同樓高下之建築物，使用平版結構系統將能增加整體空間，進而提升樓層數；二為：此系統之模版施作難易度較低，因此能減少所需之工期、耗材及人力，進而降低建築成本，上述諸多優點使平版結構系統廣泛應用於建築中。

然而，由於此類型之結構系統未配置梁構件，在平版力量傳遞之路徑上，應力將集中於版、柱交界處，易造成柱周圍附近之貫穿剪力破壞。貫穿剪力破壞為脆性破壞，若樓層有版、柱節點發生破壞，將因樓版產生大變形而誘發同一樓層其他節點相繼破壞，導致整片樓版垂直向崩塌並打擊下層樓版，使其他樓層亦相繼破壞，最後造成整體結構物倒塌與嚴重災情，如圖 1.2 所示。因此，版、柱節點之強度評估，為鋼筋混凝土平版結構系統之重要議題。

現今各國規範皆有評估平版構件強度之經驗公式，如美國規範 ACI 318-19 (2019)及歐洲規範 Eurocode 2 (2004)等，然而規範多半是以早期研究之試驗數據作為依據，並採用回歸方式推導出經驗公式作為評估準則，雖然可以提供一定程度之預測結果，然而背後往往缺乏力學機制的考量，且公式本身應用範圍亦有限制。因此，本研究期望提出一套評估模型，能有效預測平版構件強度以及破壞模式，並考量平版實際力量傳遞行為，以利工程實務界應用。



## 1.2 研究內容與方法

本研究當中，以內柱支承平版作為研究對象，探討雙向平版構件承受垂直載重之力量傳遞方式與破壞模式，並提出分析模型以評估平版強度；參考國、內外文獻中提供鋼筋混凝土平版之試驗資料、數據及照片；建立鋼筋混凝土平版試體資料庫，使用本研究分析模型預測其極限強度與破壞模式，並對比試驗數據以驗證強度預測之準確性，以及對照部分試驗照片檢核模型假設之合理性。

本研究內容主要分為以下五個章節：

第一章為緒論，包含研究動機與目的、研究內容與方法。

第二章為文獻回顧，包含美國規範 ACI 318-19 (2019)與歐洲規範 Eurocode 2 (2004)對於雙向平版之剪力強度計算方法；介紹國內、外學者對於鋼筋混凝土平版強度之相關研究，並說明各觀點對於本研究分析模型之影響；介紹 Hwang and Lee (2002)軟化壓拉桿模型之混凝土壓桿擠碎強度計算；最後介紹 Mogili and Hwang (2021)針對樁帽剪力與撓曲強度評估模型，為本研究參考之分析模型。

第三章為平版強度評估模型之介紹，包含鋼筋混凝土平版傳力機制與破壞模式之詳細說明；利用軟化壓拉桿模型建立一套評估平版整體剪力強度之流程；利用斷面分析法評估平版整體撓曲強度；最後說明平版整體破壞強度與破壞模式之主控。

第四章為平版分析模型之驗證，包含說明鋼筋混凝土平版資料庫之試體來源與篩選方式，並針對有、無剪力鋼筋之平版試體分別建立資料庫；根據資料庫之試體進行計算，將分析結果和試驗數據進行比對，以驗證分析模型之合理性；將本研究分析模型之計算結果，與美國規範 ACI 318-19 (2019)、歐洲規範 Eurocode 2 (2004)之分析結果比較、討論，並探討試體參數對預估強度之影響。

第五章為結論與建議，針對本研究之分析結果進行歸納與整合、統整出結論，並說明目前缺失及未來研究之方向與建議，供後續研究者參考。

## 第二章 文獻回顧



本章節文獻回顧，首先於第 2.1 節探討美國規範 ACI 318-19 (2019)、歐洲規範 Eurocode 2 (2004)對於平版貫穿剪力強度評估公式，接著在第 2.2 節介紹鋼筋混凝土平版強度相關研究，並於第 2.3 節說明 Hwang and Lee (2002)提出之軟化壓拉桿模型，以計算構件剪壓強度，最後於第 2.4 節介紹 Mogili and Hwang (2021)提出之樁帽剪力與撓曲強度評估模型，為本研究參考之分析模型。

### 2.1 規範探討

一般來說，雙向版定義係為長邊與短邊比值低於 2 之試體，本研究中所使用之平版試體，皆為方形平版構件，其長邊與短邊比值為 1，故符合雙向版定義。而美國規範 ACI 318-19 (2019)以及歐洲規範 Eurocode 2 (2004)，針對此種構件之貫穿剪力強度，提供經驗公式，以下將於第 2.1.1 節與第 2.1.2 節分別說明 ACI 318-19 (2019)規範及 Eurocode 2 (2004)規範之計算公式。

#### 2.1.1 美國混凝土學會規範 ACI 318-19 (2019)

美國混凝土學會規範 ACI 318-19 (2019)，針對無剪力鋼筋之構材，剪力假設全部由混凝土承受， $V_c$ 主要是粒料互鎖、插筋效應，及混凝土壓力區抗剪所貢獻之剪力強度。而承受雙向彎矩作用的版，其臨界斷面為順著承載面邊緣之周界，係位於距承載面周界外 $d/2$ 處為理想化臨界斷面，若柱斷面為方形，其臨界斷面周長( $b_o$ )如圖 2.1 所示。

下列為鋼筋混凝土雙向版混凝土剪力強度( $V_c$ )之計算公式：

$$V_{c,1} = (0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c})b_o d \quad (2.1)$$

$$V_{c,2} = \left[0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}\right]b_o d \quad (2.2)$$



$$V_{c,3} = \left[ 0.083 \left( 2 + \frac{\alpha_s d}{b_o} \right) \lambda_s \lambda \sqrt{f'_c} \right] b_o d \quad (2.3)$$

$$V_c = \min (V_{c,1}, V_{c,2}, V_{c,3}) \quad (2.4)$$

其中， $\lambda_s$ 為尺寸效應因子，其計算方式如式(2.5)所示； $\lambda$ 為反應輕質混凝土力學性質折減之修正因數，對於常重混凝土， $\lambda$ 使用 1 代入； $f'_c$ 為混凝土抗壓強度，單位為 MPa； $\beta$ 為柱長邊與短邊之比值； $\alpha_s$ 為一常數，與柱所在之處相關，內柱時為 40，邊柱時為 30，角柱時為 20； $b_o$ 為柱面向外延伸 $d/2$ 處所形成之臨界斷面周長，如圖 2.1 中虛線之方形周長； $d$ 為兩正交撓曲鋼筋平均有效深度。

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{1 + \frac{d(mm)}{250}}} \leq 1 \quad (2.5)$$

因此，針對無剪力鋼筋之雙向構材，其整體貫穿剪力強度，如下式所表示：

$$V_{n,ACI} = V_c \quad (2.6)$$

若是針對配有剪力鋼筋平版，部分剪力強度假設由混凝土提供，其餘則由剪力鋼筋提供。然而，對於有配置剪力鋼筋之雙向構材，ACI 318-19 (2019)規範將限制其混凝土剪力強度( $V_c$ )之貢獻，若配置單肢或多肢肋筋之雙向構材，其混凝土剪力強度將折減為無剪力鋼筋之雙向構材的 0.5 倍，即將式(2.1)折減 0.5 倍；若配置剪力釘之雙向構材，其混凝土剪力強度將折減為無剪力鋼筋之雙向構材的 0.75 倍，即將式(2.1)折減 0.75 倍，並將修正後之式(2.1)與式(2.2)、式(2.3)三者取小值控制。此外，對於剪力鋼筋之貢獻( $V_s$ )，採用和梁相同之桁架類比法，剪力鋼筋將在裂縫通過處，提供垂直拉桿力量。綜合上述，針對配置單肢或多肢肋筋之雙向構材，其貫穿剪力強度，如式(2.7)所示；針對配置剪力釘之雙向構材，其貫穿剪力強度，如式(2.8)所示：

$$V_{stirrup} = V_c + V_s = 0.5 \times V_{c,1} + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.7)$$



$$V_{stud} = V_c + V_s = \min(0.75 \times V_{c,1}, V_{c,2}, V_{c,3}) + \frac{A_v f_{yt} d}{s} \quad (2.8)$$

其中， $A_v$ 為環繞柱周圍一圈剪力鋼筋面積總和； $f_{yt}$ 為剪力鋼筋降伏應力，其上限值為 414 MPa； $s$ 為每一圈剪力鋼筋之間距。

對於無剪力鋼筋之等厚版而言，使用一臨界斷面周長檢核版之剪力強度已足夠，若版厚有所改變，或配置剪力鋼筋時，則需檢核多個斷面。除了佈有剪力鋼筋之臨界斷面外，即柱面向外延伸 $d/2$ 處，在沒有剪力鋼筋分佈之區域，亦有可能產生破壞，需視為額外臨界斷面加以檢核。ACI 318-19 (2019)規範將最外圍剪力鋼筋向外 $d/2$ 處設為另一處臨界斷面，此臨界斷面形狀為多邊形，以內柱版為例，臨界斷面如圖 2.2 所示。

在最外圍臨界斷面處，僅有混凝土剪力強度( $V_c$ )之貢獻，針對此強度，不論剪力鋼筋型式為單肢或多肢肋筋，亦或是配置剪力釘，混凝土剪力強度皆為無剪力鋼筋之雙向構材的 0.5 倍，即將式(2.1)折減 0.5 倍。因此，對於考慮額外臨界斷面之構材，其貫穿剪力強度，如下式所表示：

$$V_{outside} = V_c = 0.5 \times V_{c,1} = (0.17\lambda_s \lambda \sqrt{f'_c}) b_{o,out} d \quad (2.9)$$

其中， $b_{o,out}$ 為最外圍剪力鋼筋向外 $d/2$ 處所形成之臨界斷面周長，如圖 2.2 中虛線之多邊形周長。

另外，ACI 318-19 (2019)規範亦限制配有剪力鋼筋之雙向構材，於柱面向外延伸 $d/2$ 處之最大貫穿剪力強度，針對配置單肢或多肢肋筋之平版，最大貫穿剪力強度如式(2.10)所示；針對配置剪力釘之平版，最大貫穿剪力強度如式(2.11)所示：

$$V_{max,stirrup} = (0.5\sqrt{f'_c}) b_o d \quad (2.10)$$

$$V_{max,stud} = (0.66\sqrt{f'_c}) b_o d \quad (2.11)$$

綜合上述，對於有剪力鋼筋之雙向構材，其整體貫穿剪力強度，依剪力鋼筋類型分別如下式所表示：



$$V_{n,stirrup} = \min (V_{stirrup}, V_{outside}, V_{max,stirrup}) \quad (2.12)$$

$$V_{n,stud} = \min (V_{stud}, V_{outside}, V_{max,stud}) \quad (2.13)$$

## 2.1.2 歐洲規範 Eurocode 2 (2004)

歐洲規範 Eurocode 2 (2004)中，針對無剪力鋼筋之構材，剪力亦假設全部由混凝土承受，與 ACI 318-19 (2019)規範主要相異處為臨界斷面之定義，係位於距承載面周界外 $2d$ 處為理想化臨界斷面，若柱斷面為方形，其臨界斷面周長( $u_1$ )如圖 2.3 所示。此外，針對方形柱斷面，其臨界斷面周長之四邊角落為圓弧形而非 90 度直角，亦與 ACI 318-19 (2019)規範相異。

下列為鋼筋混凝土平版貫穿剪力強度( $V_{n,EC2}$ )之計算公式：

$$V_{n,EC2} = \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} k (100 \rho_\ell f'_c)^{1/3} \right] u_1 d \geq V_{min} = [0.035 k^{3/2} f'_c^{1/2}] u_1 d \quad (2.14)$$

其中， $\gamma_c$ 為混凝土材料安全係數，對於持續性和瞬時性之情況為 1.5，偶發性情況為 1.2，其餘情況則使用 1.0； $k$ 為尺寸效應因子，其計算方式如式(2.15)所示； $\rho_\ell$ 為有效版寬內之拉力撓曲鋼筋比，其計算式如式(2.16)所示； $u_1$ 為柱面向外延伸 $2d$ 處所形成之臨界斷面周長，如圖 2.3 中虛線之方形周長。

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d(mm)}} \leq 2 \quad (2.15)$$

$$\rho_\ell = \sqrt{\rho_{\ell x} \cdot \rho_{\ell y}} \leq 0.02 \quad (2.16)$$

其中， $\rho_{\ell x}$ 與 $\rho_{\ell y}$ 分別為有效版寬內 x 方向及 y 方向之拉力撓曲鋼筋比，Eurocode 2 (2004)規範將有效版寬定義為柱面兩側各向外 $3d$ 之範圍。

對比兩規範經驗公式，除了臨界斷面周長定義有所不同外，亦可觀察出兩大不同之處。第一點為：Eurocode 2 (2004)規範考慮了撓曲拉力鋼筋之貢獻，反之 ACI 318-19 (2019)規範並未將此參數納入經驗公式中；第二點則是，當柱長邊與短

邊之比值大於二時，ACI 318-19 (2019)規範將折減貫穿剪力強度，而 Eurocode 2 (2004)規範未因此做調整。



## 2.2 鋼筋混凝土平版強度之研究回顧

對於鋼筋混凝土平版強度之研究，國內、外亦有許多學者推導出不同分析模型，以下將於各小節簡述不同學者所提出之觀點，並說明各觀點對於本研究分析模型之影響。

### 2.2.1 Elstner and Hognestad (1956)

Elstner and Hognestad (1956)對鋼筋混凝土平版在不同參數下之貫穿剪力強度進行研究，所採用參數包含鋼筋混凝土抗壓強度、柱尺寸、支承型式、撓曲鋼筋分佈型態、撓曲鋼筋比、荷重加載型式、壓力鋼筋比以及是否配置剪力鋼筋。透過 39 組 RC 平版試體，可得以下幾點重要結論：

1. 混凝土抗壓強度為影響貫穿剪力強度重要參數，是預測強度之重要因子。
2. 平版於承受集中載重時，其抗剪強度將會隨著不同階段之撓曲行為而改變，故需將剪力行為與撓曲行為一同考慮，而非單獨兩種狀況。
3. 壓力鋼筋對於貫穿剪力強度影響甚小，但對於撓曲強度，則有一定之貢獻。
4. 針對相同撓曲鋼筋總量之斷面，將一半的撓曲鋼筋量集中於柱下方，對於提升貫穿剪力強度並無實質幫助。

基於上述論點，本研究分析模型除了考慮混凝土抗壓強度影響之外，針對剪力與撓曲同時作用之行為，將透過有效加載寬度(effective loading width)評估，且對於剪力強度計算，僅考慮撓曲拉力鋼筋之貢獻，並於平版資料庫中蒐集撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，以驗證分析模型。

### 2.2.2 Lips, Fernández Ruiz and Muttoni (2012)

Lips, Fernández Ruiz and Muttoni (2012)針對 16 組 RC 平版試體進行貫穿剪力強度及變形能力之研究，其採用參數包含柱尺寸、平版厚度、剪力鋼筋系統及剪力鋼筋量，並將測試結果與 ACI 318-08 (2008)、Eurocode 2 (2004)規範進行比較，可得以下結論：

1. 將試驗結果與 ACI 318-08 (2008)規範進行比對，其整體預測強度普遍過於保守。
2. 相較於無剪力鋼筋平版，有剪力鋼筋平版其可容忍之剪力裂縫寬度提升，即剪力鋼筋對於增加整體貫穿剪力強度有實質幫助。
3. 針對撓曲強度( $V_{flex}$ )之評估，可使用降伏線理論(yield line theory)，計算如式(2.17)所示。此理論採用全斷面之撓曲鋼筋量進行標稱彎矩( $M_n$ )計算，並透過全版寬度( $\ell$ )、柱寬( $b_c$ )、荷重點間距( $b_1$ )以及荷重點至平版邊界之距( $b_2$ )等參數，評估 RC 平版發生撓曲破壞時所對應之剪力強度( $V_{flex}$ )，其 Yield-line pattern 與參數定義如圖 2.4 所示。

$$V_{flex} = \frac{8M_n}{\ell - b_c} \cdot \frac{\ell^2 - \ell \cdot b_c - b_c^2/4}{\ell + b_1 - 2(b_c + b_2)} \quad (2.17)$$

有關撓曲強度( $V_{flex}$ )之評估，國外亦有許多學者使用降伏線理論(yield line theory)作為計算依據，如：Elstner and Hognestad (1956)、Rankin and Long (1987)、Guandalini, Burdet and Muttoni (2009)、Schmidt, Kueres and Hegger (2019)等。

根據上述論點，本研究分析模型對於剪力強度計算，使用壓拉桿指標 $K$ 值，以反應剪力鋼筋所提升之貫穿剪力強度，而在評估撓曲強度時，則採用降伏線理論(yield line theory)之概念，沿用全版寬材料參數進行斷面分析，並將計算結果與規範建議模型進行比較。

### 2.2.3 莊勝杰 (2021)

莊勝杰 (2021)對 4 組鋼筋混凝土平版試體進行雙向剪力強度之研究，並提出一剪力強度計算公式，而破壞模式主要分為：剪壓破壞、剪拉破壞及撓曲破壞。

其試驗考慮強度之影響參數為：有無配置剪力鋼筋、有效深度及剪力鋼筋配置型式，試體設計時對剪力鋼筋量與配置型式做了大幅度變化，範圍涵蓋無配置剪力鋼筋、剪力鋼筋沿柱面正交方向擺放(局部配置)、剪力鋼筋均勻分佈於整座平版試體，分別如圖 2.5(a)、圖 2.5(b)與圖 2.5(c)所示。根據試驗結果顯示，4 組平版試體之破壞模式皆屬於剪壓破壞，混凝土皆在柱周圍產生擠碎，如圖 2.6 所示。並且透過剖面裂縫圖可觀察出，斜向裂縫與水平軸之夾角約略為 $26^\circ$ ，如圖 2.7 所示。

因此，根據未配置剪力鋼筋之平版試體，其剪力破壞模式仍為剪壓主控之試驗結果，本研究認為在壓拉桿傳遞機制下平版剪拉強度足夠，並不會控制破壞模式，故假設破壞模式僅分為剪壓破壞及撓曲破壞。另外，試驗結果顯示對於有、無剪力鋼筋之平版，其斜向裂縫與水平軸之夾角皆約略為 $26^\circ$ ，因此本分析模型在評估混凝土壓桿角度( $\theta$ )時，採用夾角值固定為 $\tan^{-1}(1/2) = 26.6^\circ$ 進行計算。

### 2.3 Hwang and Lee (2002)軟化壓拉桿模型

鋼筋混凝土結構剪力破壞行為，主要發生在不連續之區域，此區域稱為 D 區域。D 區域之 D，意旨應力干擾(Disturbed)和不連續性(Discontinuous)，不連續性是指力量加載處、反力支承處等力量不連續，以及斷面尺寸改變所造成之幾何不連續，兩者均會造成應力干擾。

由於 D 區域應力分佈不均，而古典梁理論則為應力流均勻分佈且其應變符合平面維持平面之 Bernoulli 假設，因此無法應用。此外，D 區域會發生應力束縮現象，造成對角壓力破壞，常見之 RC 構件，如：深梁、托架、低矮型剪力牆、梁柱接頭等，皆屬於 D 區域，而本研究之平版構件，在靠近集中載重之區域及支承反力處，亦有 D 區域存在，如圖 2.8 所示。

Hwang and Lee (2002)針對 D 區域之 RC 構件，提出一軟化壓拉桿模型，能計算混凝土壓桿擠碎強度，此模型在混凝土開裂後，仍同時符合 Navier 之力學三原則：力平衡(equilibrium)、材料組成律(constitutive)及變形諧和(compatibility)，可求

得唯一解，並且能夠有效預測應力不連續構件之混凝土壓桿擠碎強度，惟計算流程稍微繁複，故有 Hwang et al. (2017)進一步簡化，以利工程實務界應用。

D 區域構件因抗剪產生斜對角開裂時，若構件具有足夠之撓曲強度，則將破壞於端部之混凝土對角壓力擠碎，而雙向版在承受垂直集中載重時，混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )為混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )之垂直分量，如式(2.18)所示：

$$V_n = C_d \sin \theta \quad (2.18)$$

其中， $\theta$ 為混凝土主要壓桿與水平軸之夾角。

而混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )之計算為式(2.19)：

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \quad (2.19)$$

其中， $K$ 為壓拉桿指標； $\zeta$ 為混凝土軟化係數； $A_{str}$ 為對角壓桿端部之承壓面積。

壓拉桿指標 $K$ 值反應鋼筋混凝土抗剪元素中，配置水平和垂直鋼筋可提升之抗剪強度放大因子。若抗剪元素內配置較多的鋼筋作為拉桿，即可帶動更多混凝土壓桿參與力的傳遞，而分散端部承壓面積( $A_{str}$ )內之壓應力，進而提升對角壓力強度。若抗剪元素內有配置水平鋼筋作為水平拉桿，則水平拉桿將可以提供額外傳力路徑，以提升對角壓桿強度；而抗剪元素內若有配置垂直鋼筋作為垂直拉桿，則垂直拉桿將可以提供額外傳遞路徑，以提升對角壓桿強度。

但上述情形僅考慮鋼筋拉桿在彈性狀態下，若配置不足之鋼筋量，水平或垂直拉桿有一方降伏後，其餘對角壓力增量會藉由對角壓桿與另一方拉桿傳遞。若水平與垂直拉桿皆達到降伏後，其餘對角壓力增量將直接由對角壓桿傳遞與承受，其 $K$ 值不如彈性拉桿有效。由此可見混凝土抗剪元素中，配置的鋼筋量為影響壓拉桿指標( $K$ )之重要參數。

Hwang and Lee (2002)提出之軟化壓拉桿模型，利用代數逼近法求得壓拉桿指標( $K$ )，此計算方法能直接考慮水平鋼筋及垂直鋼筋對於剪力強度之貢獻，但由於計算過程較為繁瑣，故 Hwang et al. (2017)提出壓拉桿指標 $K$ 值之簡化，以幾何逼



近法求得 $K$ 值，計算過程較為簡潔。本研究分析模型，將採用 Hwang et al. (2017) 提出之簡化式計算，壓拉桿指標 $K$ 值計算公式，如式(2.20)及式(2.21)所示：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.64 \quad (2.20)$$

$$A = 12 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1, B = 30 \frac{f_y}{f'_c} \rho \leq 1 \quad (2.21)$$

式(2.20)中，Hwang et al. (2017)以正切、餘切函數相加來近似 $K$ 值之曲線；以函數 $A$ 來控制曲線張開與閉合之程度；以函數 $B$ 來控制曲線在垂直軸之最小截距值。而式(2.21)中之鋼筋比( $\rho$ )以及鋼筋降伏應力( $f_y$ )，則視混凝土壓桿角度( $\theta$ )而定，其關係式如下：

$$\theta \geq 45^\circ; \rho = \rho_h \quad f_y = f_{yh} \quad (2.22)$$

$$\theta < 45^\circ; \rho = \rho_v \quad f_y = f_{yv} \quad (2.23)$$

根據上述二式，當角度( $\theta$ )大於等於 $45^\circ$ 時，水平拉桿所分配之力量較大，故使用水平鋼筋比( $\rho_h$ )及水平鋼筋之降伏應力( $f_{yh}$ )；而當角度( $\theta$ )小於 $45^\circ$ 時，則垂直鋼筋較為有效，故使用垂直鋼筋比( $\rho_v$ )及垂直鋼筋之降伏應力( $f_{yv}$ )。

混凝土軟化係數( $\zeta$ )代表開裂混凝土強度軟化之折減因子，當混凝土開裂後，因其裂縫間之局部壓應力高於平均壓應力而提早擠碎，造成對角壓桿方向之平均抗壓強度折減，根據 Hwang and Lee (2002)混凝土軟化係數( $\zeta$ )依式(2.24)計算：

$$\zeta = \frac{5.8}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} \frac{1}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \leq \frac{0.9}{\sqrt{1 + 400\varepsilon_r}} \quad (2.24)$$

其中， $\varepsilon_r$ 為垂直對角壓桿方向之平均應變。若再假設存在平面應變諧和關係，如下式：

$$\varepsilon_r = \varepsilon_h + \varepsilon_v - \varepsilon_d \quad (2.25)$$

其中 $\varepsilon_h$ 、 $\varepsilon_v$ 與 $\varepsilon_d$ 分別為水平、垂直及對角壓桿方向之平均應變，如圖 2.9 所示。為求簡化，將於推導過程中假定水平與垂直鋼筋降伏，取 $\varepsilon_h$ 與 $\varepsilon_v$ 為 0.002，而 $\varepsilon_d$ 依經

驗分析取-0.001，可得 $\varepsilon_r$ 之假設值為 0.005，而再將此值代入式(2.24)可得 $\zeta$ 值之簡易公式，如下式所示：

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} \leq 0.52 \quad (2.26)$$

而對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )與構件端部之束制條件或鋼筋錨定細部有關，需針對構件之力學行為提出適當算法，其基本定義如式(2.27)所示：

$$A_{str} = a_s \times b_{strut} \quad (2.27)$$

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； $b_{strut}$ 為壓桿有效寬度，通常為構件之有效寬度或厚度。

Hwang and Lee (2002)提出之軟化壓拉桿模型，為混凝土壓桿擠碎強度提供完整的計算流程，並對鋼筋混凝土不連續區域之構件，提供良好的抗剪強度預測結果。

## 2.4 Mogili and Hwang (2021) 樁帽剪力與撓曲強度評估模型

為研究鋼筋混凝土樁帽強度，針對樁帽僅受垂直力之情形，Mogili and Hwang (2021)提出一樁帽剪力與撓曲強度評估模型，與文獻中測試資料相比皆有不錯之結果。在分析模型中，先針對剪力行為與撓曲行為分別進行討論，由強度較低之項目主控，以下將於第 2.4.1 節與第 2.4.2 節分別說明樁帽剪力強度及撓曲強度之計算流程。

### 2.4.1 樁帽剪力強度

當壓力從柱經由樁帽傳遞至基樁的過程中，柱、樁帽與基樁等構件幾何尺寸會產生劇烈變化，造成應力集中與擾動現象，故樁帽結構在力傳遞機制上屬於 D 區域，破壞模式一般為對角壓力破壞。因此，針對鋼筋混凝土樁帽剪力強度評估，Mogili and Hwang (2021)採用軟化壓拉桿作為分析模型。

圖 2.10 為典型非對稱 RC 樁帽結構上視圖，圖中右側之桿狀物代表不同傳遞路徑之對角壓力流，其強度受到混凝土強度、壓桿角度、撓曲鋼筋比等參數影響。針對非對稱之樁帽結構，Mogili and Hwang (2021)將分別計算不同勁度之壓桿，並透過疊加方式，以獲得整體極限剪力強度，其壓桿主要分為勁度較高之主控壓桿 (dominant struts)，如圖 2.10 中 A-A 剖面壓桿，以及勁度較低之非主控壓桿 (non-dominant struts)，如圖 2.10 中 B-B 剖面壓桿。

針對承受垂直力之樁帽構件，單一混凝土壓桿之擠碎強度( $V_n$ )為混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )之垂直分量，依 Hwang and Lee (2002)提出之軟化壓拉桿評估公式，如式(2.18)及式(2.19)所示：

$$V_n = C_d \sin \theta \quad (2.18)$$

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \quad (2.19)$$

其中， $\theta$ 為混凝土主要壓桿與水平軸之夾角，其計算如式(2.28)所示； $K$ 為壓拉桿指標，由於樁帽結構一般不配置剪力鋼筋，故壓拉桿指標( $K$ )為 1； $\zeta$ 為混凝土軟化係數，依式(2.26)計算； $A_{str}$ 為對角壓桿端部之承壓面積。

$$\theta = \tan^{-1}(\ell_v/\ell_h) \quad (2.28)$$

$$\ell_v = d - kd/3 \quad (2.29)$$

其中， $\ell_v$ 為壓力合力中心與撓曲鋼筋中心之垂直距離； $\ell_h$ 為柱邊緣至基樁中心之水平距離； $kd$ 為壓力區深度，如式(2.31)所示。

而對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )針對 RC 樁帽構件，可依下式計算：

$$A_{str} = b_e \times kd \quad (2.30)$$

其中， $b_e$ 為有效加載寬度，如圖 2.11 所示，需透過迭代求得，將於第 2.4.1.1 節說明計算流程； $kd$ 為壓力區深度，如式(2.31)所示。



$$kd = (\sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f) \times d \quad (2.31)$$

$$\rho_f = A_s/b_f d \quad (2.32)$$

其中， $n$ 為鋼筋彈性模數與混凝土彈性模數之比值( $E_s/E_c$ )； $\rho_f$ 為撓曲寬度內之鋼筋比； $A_s$ 為全斷面之撓曲鋼筋量； $b_f$ 為撓曲寬度。

#### 2.4.1.1 有效加載寬度( $b_e$ )

由於使用樁帽全寬之混凝土作為計算參數並不合理，Mogili and Hwang (2021) 提出一套迭代方式來定義有效加載寬度( $b_e$ )，以替代樁帽全寬作為參數進行分析。考量剪力行為與撓曲行為之共同作用，因此將有效加載寬度( $b_e$ )定義為剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )相等時之寬度。首先，將初始撓曲寬度( $b_f$ )設定為柱寬( $b_c$ )加上該傳力路徑所對應之鋼筋平均有效深度( $d$ )，如式(2.33)所示：

$$b_f = b_c + d \quad (2.33)$$

再依式(2.32)計算撓曲寬度內之鋼筋比，並代入式(2.31)求得壓力區深度。由於斷面還在彈性階段，壓力區應力分佈呈現倒三角形，可推得壓力合力中心位於深度 $kd/3$ 處，且由於壓力是從柱面寬度( $b_c$ )以斜率 1:2 向下傳遞(垂直：水平)，因此剪力寬度( $b_s$ )即為在深度 $kd/3$ 處所對應之寬度，如式(2.34)所示：

$$b_s = b_c + 2 \times 2 \times kd/3 \quad (2.34)$$

此時，若撓曲寬度( $b_f$ )與剪力寬度( $b_s$ )相等，即得有效加載寬度( $b_e$ )，則迭代結束。否則，將調整撓曲寬度( $b_f$ )並再次進行迭代，直到兩者寬度相同為止。

依上述分析流程獲得單一混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )後，由於不同傳力路徑之勁度並不相同，破壞模式將由高勁度壓桿(dominant struts)主控，其強度可以發展到極限強度，且因剪力破壞屬於脆性行為，故當勁度較高之壓桿破壞時，勁度較低之壓桿(non-dominant struts)，則無法發展出極限強度。而柱發生破壞時，其臨界斷面

位於柱面，各壓桿之位移量相等，因此需先求得低勁度壓桿之力與位移關係，再利用高勁度壓桿發展到極限強度時所對應之位移，找出低勁度壓桿在等位移時所能提供之剪力強度，最後把各傳力路徑之剪力強度疊加，即求得整體樁帽剪力強度( $V_{shear}$ )。

## 2.4.2 樁帽撓曲強度

由於撓曲壓應力主要集中於柱周圍，考慮應力集中與擾動現象，Mogili and Hwang (2021)在計算撓曲強度時，僅考慮有效加載寬度( $b_e$ )內之混凝土對於受壓區之貢獻，而非使用全版寬混凝土。對於整體樁帽撓曲強度評估，將樁帽結構模擬成數個等效 RC 梁，其撓曲臨界斷面如圖 2.12 所示，而撓曲強度之定義則與一般 RC 構件相同，當最外緣混凝土壓應變達 0.003 時，即達到極限狀態，因此針對單一等效 RC 梁發生撓曲破壞時所對應之剪力強度( $V_{mn}$ )，如式(2.35)所示：

$$V_{mn} = \frac{M_n}{\ell_h} \quad (2.35)$$

其中， $M_n$ 為梁斷面之標稱彎矩； $\ell_h$ 為標稱彎矩( $M_n$ )所對應之力臂長度，即柱面至基樁中心之水平距離。

因撓曲破壞屬於韌性行為，故不需對非主控之傳力路徑(nondominant load path)進行強度折減，因此將各傳力路徑所對應之撓曲強度疊加，即求得整體樁帽撓曲強度( $V_{flex}$ )。

依分析模型求出樁帽整體剪力強度( $V_{shear}$ )及撓曲強度( $V_{flex}$ )後，其整體預估強度( $V_{SST}$ )及破壞模式，將由強度較低之項目主控：

$$V_{SST} = \min\{V_{shear}, V_{flex}\} \quad (2.36)$$



## 第三章 鋼筋混凝土平版強度評估模型

本章節首先將於第 3.1 節說明 RC 平版力量傳遞機制，其中包含力流傳遞型式與破壞模式，並於第 3.2 節介紹本研究之分析模型，其強度計算主要分為剪力強度與撓曲強度，以下將於第 3.2.1 節與第 3.2.2 節分別說明詳細概念與計算流程。

### 3.1 RC 平版力量傳遞機制

鋼筋混凝土構件可劃分為 D 區域與 B 區域，D 區域意指構件應力干擾 (Disturbed) 和不連續性 (Discontinuous) 之區域，如：力量加載處、支承反力處或幾何尺寸變化處，由於 D 區域內應力分佈不均，故無法應用古典梁理論。而 D 區域以外之區域則稱為 B 區域，B 區域內應力流分佈均勻，沒有應力傳遞干擾、束縮等情形，故可應用古典梁理論。

針對承受集中力之 RC 平版構件，當載重從平版傳遞至柱時，靠近柱周圍附近會因斷面之幾何不連續，造成應力分佈不均之情形，進而產生 D 區域，且平版屬於幾何上較為細長、剪跨深比較大 ( $a/d > 2$ ) 之構件，因此會同時包含 D 區域及 B 區域。由於力量會束縮於版、柱交界處，局部混凝土因承受集中力而產生擠碎之情形，造成混凝土壓桿端部擠碎之剪壓破壞。

根據上述力學行為與莊勝杰 (2021) 之試驗結果，本研究將平版破壞模式分為剪壓破壞及撓曲破壞。剪壓破壞為當試體達極限剪力強度時，混凝土壓桿於端部產生擠碎，本研究於分析模型中運用扇形壓桿模擬此力流傳遞機制。由於分析時所使用之平版試體皆為方形平版構件，其長邊與短邊比值為 1，屬於雙向剪力構件。因此除了在柱左、右兩側建立壓桿之外，在柱前、後兩側亦建立壓桿，以模擬力量傳遞行為，如圖 3.1 所示。而撓曲破壞則為最外緣之混凝土壓應變達 0.003 時，所造成之混凝土擠碎破壞，本研究於分析模型中，參考 Mogili and Hwang (2021) 提出之概念，將平版構件模擬成數個等效 RC 梁，以進行斷面分析。



## 3.2 RC 平版分析模型

針對承受垂直載重之平版，剪力破壞為壓桿端部擠碎破壞，其臨界斷面位於靠近柱之壓桿端部節點區(nodal zone)位置，而非緊貼於柱邊緣，如圖 3.2 所示；而撓曲破壞為混凝土最大壓應變達 0.003 之擠碎破壞，其臨界斷面位於柱邊緣。因此，兩種破壞模式之臨界斷面位置並不相同，如圖 3.3 所示。

在平版混凝土開裂但縱向鋼筋尚未降伏時，於撓曲臨界斷面上之彈性壓力區深度( $kd$ )會穩定持續一段時間，故扇形壓桿端部之截面積深度，將會正比於撓曲臨界斷面之彈性壓力區深度( $kd$ )值且已固結。本研究假設此時扇形壓桿端部之截面積深度即為 $kd$ ，並藉以評估壓桿之對角抗壓強度。但若縱向鋼筋降伏進而發展撓曲強度時，其撓曲臨界斷面之壓力區深度會逐漸縮小至 $c$ 值。基於平版承受垂直力為單向加載之載重型式特性，本研究假設撓曲臨界斷面之塑性壓力區深度 $c$ 值，不至於改變扇形壓桿端部之截面積深度 $kd$ 值。故本研究以 $kd$ 值評估平版之剪壓破壞強度，而以 $c$ 值評估平版之撓曲強度。

基於上述觀點，本研究建議之分析模型假設剪力強度在不同加載階段，仍然能夠維持既有之剪力強度，並計算持續加載後之撓曲強度，以判斷破壞模式。因此，分析模型需計算兩種強度，分別為以軟化壓拉桿模型計算之剪壓強度( $V_n$ )，以及斷面分析求得撓曲強度所對應之剪力強度( $V_{mn}$ )，個別加總後取小值成為 RC 平版分析強度( $V_{SST}$ )。本節將分別說明構件整體剪力強度( $V_{shear}$ )與整體撓曲強度( $V_{flex}$ )之詳細評估流程。

### 3.2.1 RC 平版剪力強度計算

針對幾何上較為細長、剪跨深比較大之構件，將同時包含 D 區域及 B 區域，如：一般梁( $a/h > 2$ )、一般柱( $a/h > 2$ )、及平版( $a/d > 2$ )等，由於外力作用之跨距較大，因此力量需經由混凝土壓桿傳遞至內部支承(internal support)，再由內部

支承提供力量形成拉桿。在平版剪力傳遞模型中，應分成兩種破壞模式，分別為：混凝土擠碎之剪壓破壞(shear compression failure)以及內部支承不足之剪拉破壞(shear tension failure)，如圖 3.4 所示。然而根據莊勝杰 (2021)之研究，其試驗結果指出不論是無剪力鋼筋平版，或是加入大量剪力鋼筋平版，試體之剪力破壞模式皆為剪壓破壞，代表即使平版未放置任何剪力鋼筋以提供內部支承，其剪拉強度仍然足夠，並不會主控破壞模式，因此本研究之剪力分析模型，僅考慮剪壓破壞強度。

對於 D 區域之壓桿剪壓強度以扇形壓桿模擬，在柱周圍之臨界斷面處，扇形壓桿會集中匯聚在壓力區內，因而產生混凝土壓桿端部擠碎破壞，而扇形壓桿在與 B 區域交接處，力量分佈較於分散，故不會出現混凝土擠碎之現象。針對壓桿之剪壓強度( $V_n$ )，本研究建議之剪力模型當中，以 Hwang and Lee (2002)軟化壓拉桿模型做為計算。當平版構件在承受垂直集中載重時，單一混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )為混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )之垂直分量，如式(3.1)所示：

$$V_n = C_d \sin \theta \quad (3.1)$$

其中， $\theta$ 為混凝土主要壓桿與水平軸之夾角，依莊勝杰 (2021)之研究，其試驗結果顯示對於有、無剪力鋼筋之平版，斜向裂縫與水平軸之夾角皆約略為 $26^\circ$ ，因此本研究在評估混凝土壓桿角度( $\theta$ )時，假設角度值固定為 $\tan^{-1}(1/2) = 26.6^\circ$ 。

而混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )之計算為式(3.2)：

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \quad (3.2)$$

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 $K$ 值為反應鋼筋混凝土抗剪元素中，配置水平和垂直鋼筋可提升之抗剪強度放大因子。對於無配置剪力鋼筋之平版構件，僅以混凝土傳遞對角壓力

作為抗剪強度，其壓拉桿指標 $K$ 值為 1；對於有配置剪力鋼筋之平版構件， $K$ 值則採用 Hwang et al. (2017)提出之簡化式計算，如式(3.3)及式(3.4)所示：

$$K = \tan^A \theta + \cot^A \theta - 1 + 0.14B \leq 1.64 \quad (3.3)$$

$$A = 12 \frac{f_{yt}}{f'_c} \rho_t \leq 1, B = 30 \frac{f_{yt}}{f'_c} \rho_t \leq 1 \quad (3.4)$$

其中， $f_{yt}$ 為剪力鋼筋降伏應力，依美國 ACI 318-19 (2019)規範，其上限值為 414 MPa； $\rho_t$ 為剪力鋼筋比，其定義如式(3.5)。

$$\rho_t = \frac{A_v}{b_{slab} \cdot s} \quad (3.5)$$

其中， $A_v$ 為有效版寬(effective slab width)內之剪力鋼筋量，如圖 3.5 所示； $b_{slab}$ 為平版試體之有效版寬，將於下段落詳細說明； $s$ 為剪力鋼筋間距。

由於平版屬於長跨距構件，且剪力破壞發生時構件整體力量傳遞僅集中於版、柱交界處，故使用全版寬之鋼筋量作為計算參數並不合理。因此針對鋼筋之計算範圍，本研究根據 Hwang and Moehle (2000)提出有效版寬(effective slab width)之概念，定義撓曲鋼筋與剪力鋼筋貢獻之有效範圍。而有效版寬推論於承受側力且柱為內柱之平版結構系統，假設側力沿  $x$  方向施加，其有效版寬定義如式(3.6)：

$$\beta_e L_y = 2b_{c,x} + \frac{1}{3}L_x \quad (3.6)$$

其中， $\beta_e$ 為有效版寬係數； $L_x$ 為結構平面上  $x$  方向柱與柱之間距，亦為側力作用下， $x$  方向兩側反曲點之距； $L_y$ 為結構平面上  $y$  方向柱與柱之間距； $b_{c,x}$ 為  $x$  方向之柱深，上述各參數定義如圖 3.6 所示。

然而，本研究分析對象為四邊滾支承(roller support)之平版試體，意即版支承處彎矩值為零，而當內柱支承平版在承受均佈載重時，反曲點(inflexion point)將位於離柱心 $L/4$ 處，如圖 3.7(a)所示，其中 $L$ 為平版結構系統平面上柱與柱之間距。因此假設單一平版試體之支承跨距( $\ell_q$ )，等於左、右兩側反曲點之距離( $L/4$ )相加，即 $\ell_{q,x} = L_x/2$ 、 $\ell_{q,y} = L_y/2$ ，如圖 3.7(b)所示，並代入式(3.6)可得單一平版試體之有效版寬：



$$\beta_e \ell_{q,y} = b_{c,x} + \frac{1}{3} \ell_{q,x} \quad (3.7)$$

而針對側力沿  $y$  方向施加之有效版寬，亦採用相同方法轉換，其結果如式(3.8)所示：

$$\beta_e \ell_{q,x} = b_{c,y} + \frac{1}{3} \ell_{q,y} \quad (3.8)$$

其中， $b_{c,y}$  為  $y$  方向之柱深。由於本研究之分析試體為對稱試體，即  $x$ 、 $y$  兩方向柱寬( $b_c$ )、支承跨距( $\ell_q$ )尺寸相同，因此  $b_c = b_{c,x} = b_{c,y}$ 、 $\ell_q = \ell_{q,x} = \ell_{q,y}$ ，並可將式(3.7)、式(3.8)簡化為下式：

$$b_{slab} = \beta_e \ell_q = b_c + \frac{1}{3} \ell_q \quad (3.9)$$

故式(3.5)之剪力鋼筋比( $\rho_t$ )，可改寫成：

$$\rho_t = \frac{A_v}{(b_c + \frac{1}{3} \ell_q) \cdot s} \quad (3.10)$$

上述由式(3.6)至式(3.9)依反曲點位置修正有效版寬( $b_{slab}$ )之概念，Park et al. (2011)根據 Fraser (1983)與 Allen and Darvall (1977)等人之研究結果亦提出相同建議，故本研究採用此概念，針對承受均佈載重之內柱支承平版進行有效版寬( $b_{slab}$ )修正。

混凝土軟化係數( $\zeta$ )代表開裂混凝土強度軟化之折減因子，與混凝土抗壓強度( $f'_c$ )有關，根據 Hwang and Lee (2002)提出之簡易公式進行計算，如式(3.11)：

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c (MPa)}} \leq 0.52 \quad (3.11)$$

而對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )與構件端部之束制條件或鋼筋錨定細部有關，針對 RC 平版構件可依下式計算：

$$A_{str} = b_e \times kd \quad (3.12)$$

其中， $b_e$ 為有效加載寬度，圖 3.8 所示，需透過迭代求得，將於第 3.2.1.1 節說明詳細概念與計算流程； $kd$ 為壓力區深度，其公式將於第 3.2.1.1 節詳述。



### 3.2.1.1 有效加載寬度(effective loading width)

在鋼筋混凝土平版構件中，力量於版、柱交界處並非均勻傳遞，且柱周圍之混凝土因受到剪力與撓曲行為同時作用，應力集中之情形在此區域更加嚴重。因此，使用平版全寬之混凝土作為壓桿有效寬度並不合理，然而若僅採用柱寬之混凝土將低估壓桿強度。故本研究依 Mogili and Hwang (2021)提出有效加載寬度( $b_e$ )之概念，將應力集中區域之寬度定義為有效加載寬度，於此寬度內之混凝土將參與力的傳遞並貢獻壓桿強度，以替代平版全寬之混凝土作為壓桿有效寬度。此外，有效加載寬度( $b_e$ )亦符合 Elstner and Hognestad (1956)所提出需將剪力行為與撓曲行為一同考慮之理念。

考量剪力行為與撓曲行為共同作用，因此 Mogili and Hwang (2021)將有效加載寬度( $b_e$ )定義為剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )相等時之寬度，其中剪力寬度與撓曲寬度之示意圖如圖 3.9 所示，有效加載寬度( $b_e$ )則需透過迭代求得，圖 3.10 為迭代流程圖。首先，定義初始撓曲寬度( $b_f$ )，其值必需大於柱寬( $b_c$ )並小於全版寬，故將初始撓曲寬度( $b_f$ )設定為柱寬( $b_c$ )加上該傳力路徑所對應之鋼筋平均有效深度( $d$ )，如式(3.13)所示：

$$b_f = b_c + d \quad (3.13)$$

有了斷面撓曲寬度後，即可對該傳力路徑所對應之構件進行斷面分析，計算出混凝土開裂後斷面之彈性壓力區深度( $kd$ )，計算公式如下：

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \right) \times d \quad (3.14)$$

$$\rho_f = A_s / b_f d \quad (3.15)$$



其中， $n$ 為鋼筋彈性模數與混凝土彈性模數之比值( $E_s/E_c$ )； $\rho_f$ 為撓曲寬度內之鋼筋比； $A_s$ 為有效版寬( $b_{slab}$ )內之撓曲鋼筋量； $b_f$ 為撓曲寬度； $d$ 為兩正交撓曲鋼筋平均有效深度。

針對彈性壓力區深度( $kd$ )，此處使用單筋梁計算。Hwang et al. (2017)對於使用單筋梁計算有進行描述，原因為雙筋梁壓力鋼筋因力平衡之故，會造成較單筋梁壓力區深度減少之現象，所計算之承壓面積( $A_{str}$ )會變小，使剪力強度隨之降低，進而產生考慮壓力鋼筋卻減少剪力強度之現象，與普遍認知的結果相反。因此本研究在此亦採用單筋梁作為計算依據。

接著定義剪力寬度( $b_s$ )，由於斷面還在彈性階段，壓力區應力分佈呈現倒三角形，可推得壓力合力中心位於深度 $kd/3$ 處，且根據 Mogili and Hwang (2021)提出之假設，剪力是從柱面寬度( $b_c$ )以斜率 1:2 向下傳遞(垂直：水平)，因此剪力寬度( $b_s$ )之定義即為在深度 $kd/3$ 處所對應之寬度，如式(3.16)所示：

$$b_s = b_c + 2 \times 2 \times kd/3 \quad (3.16)$$

然而針對剪力傳遞斜率此部分，由於 Mogili and Hwang (2021)之樁帽結構其邊界條件較為寬鬆，為四點支承型式，而本研究所分析之平版構件，其支承型式為四邊線支承，相比之下邊界條件較為嚴苛、束制較多，進而影響剪力傳遞之斜率。因此，本研究分析模型除了採用剪力以斜率 1:2 向下傳遞之情形外，亦使用斜率 1:1(垂直：水平)進行計算，其流程圖如圖 3.11 所示，迭代流程與先前大致相同惟剪力寬度( $b_s$ )之定義改變，如式(3.17)所示：

$$b_s = b_c + 2 \times 1 \times kd/3 \quad (3.17)$$

對於不同剪力傳遞斜率，本研究將分別計算並與試驗結果進行比對，觀察、分析結果之差異。依上述流程，可分別得到剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )，此時，若剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )相等，其值即為有效加載寬度( $b_e$ )之值，則迭代結束。否則，將調整撓曲寬度( $b_f$ )並再次進行迭代，直到兩者寬度相同為止。

根據迭代獲得有效加載寬度( $b_e$ )後，將 $b_e$ 代回式(3.12)可得對角壓桿端部承壓面積( $A_{str}$ )之值，並依式(3.2)計算混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )，取其垂直分量以抵抗垂直集中載重，即為單一混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )，各公式計算如下：

$$A_{str} = b_e \times kd \quad (3.12)$$

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} \quad (3.2)$$

$$V_n = C_d \sin \theta \quad (3.1)$$

由於本研究使用之平版試體皆為方形平版，屬於雙向剪力構件，因此在柱前、後、左、右四側皆建立壓桿，以模擬力量傳遞行為。平版構件總剪力強度( $V_{shear}$ )將為四邊混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )之總和，且因材料、尺寸等分析參數於 x、y 兩方向均對稱，因此可將總剪力強度( $V_{shear}$ )簡化為下式：

$$V_{shear} = 4 \times V_n \quad (3.18)$$

綜合上述式(3.1)至式(3.18)，即成平版剪力強度之分析模型，其計算流程如圖 3.12 所示。

### 3.2.2 RC 平版撓曲強度計算

針對平版撓曲強度之定義，則與一般鋼筋混凝土構件相同，其定義為：當斷面承受彎矩且最外緣之混凝土壓應變達 0.003 時，所造成之混凝土擠碎破壞即視為撓曲破壞，此時斷面已達極限狀態，進而發展出撓曲強度。由於當平版達極限撓曲強度時，構件整體已產生大變形而非僅於版、柱交界處，且力量已從柱面向外傳遞，因此本研究之撓曲分析模型將使用全版寬之材料參數進行計算，並做些微調整以更加貼近實際情況。此外，依全版寬之材料參數評估撓曲強度，亦符合降伏線理論(yield line theory)之概念，國外已有許多學者使用降伏線理論計算撓曲強

度，如：Elstner and Hognestad (1956)、Rankin and Long (1987)、Guandalini, Burdet and Muttoni (2009)等，故降伏線理論為本研究分析模型提供合理性。

對於整體平版撓曲強度評估，本研究將平版構件模擬成四個等效 RC 梁，其撓曲臨界斷面如圖 3.13 所示，而單一等效 RC 梁之標稱彎矩( $M_n$ )可使用斷面分析法求得。透過平面維持平面、應變一致性與斷面力平衡等基本假設，以及迭代求得撓曲壓力區深度( $c$ )，即可計算標稱彎矩( $M_n$ )，其詳細計算流程如下。首先，假設撓曲壓力區深度( $c$ )為任意值，並根據惠特尼(Whitney)矩形應力塊計算壓力區混凝土強度( $C_c$ )，而矩形應力塊之厚度為 $0.85f'_c$ 、面積為 $a \times b$ ，故壓力區混凝土強度( $C_c$ )如下式所示：

$$C_c = 0.85f'_c \times a \times b = 0.85f'_c \times \beta_1 c \times \ell_q \quad (3.19)$$

其中， $a$ 為應力分佈等值矩形塊之深度，亦可代換成 $\beta_1 c$ ； $\beta_1$ 為合力深度修正因子，與混凝土抗壓強度有關，其關係式如式(3.20)、式(3.21)所示； $c$ 為中性軸至最外緣受壓側之距，即撓曲壓力區深度； $b$ 為構材受壓面之寬度，由於分析模型使用全版寬之材料參數進行計算，因此混凝土寬度將為平版試體之支承跨距( $\ell_q$ )。

$$f'_c \leq 28(\text{MPa}); \beta_1 = 0.85 \quad (3.20)$$

$$f'_c > 28(\text{MPa}); \beta_1 = 0.85 - 0.05 \times \frac{(f'_c - 28)}{7} \geq 0.65 \quad (3.21)$$

接著計算壓力區鋼筋強度( $T_c$ )與拉力區鋼筋強度( $T_s$ )，鋼筋強度為鋼筋面積乘以鋼筋應力，如式(3.22)、式(3.23)所示：

$$T_c = A_{sc} \times f_{sc} \quad (3.22)$$

$$T_s = A_{st} \times f_{st} \quad (3.23)$$

其中， $A_{sc}$ 、 $A_{st}$ 分別為壓力鋼筋之面積與拉力鋼筋之面積，而本研究之撓曲分析模型，針對鋼筋計算範圍進行修正，僅使用支承跨距內的鋼筋面積； $f_{sc}$ 為壓力鋼筋之應力，如式(3.24)所示； $f_{st}$ 為拉力鋼筋之應力，如式(3.25)所示。



$$f_{sc} = E_s \times \varepsilon_{sc} \quad (3.24)$$

$$f_{st} = E_s \times \varepsilon_{st} \quad (3.25)$$

其中， $E_s$ 為鋼筋彈性模數； $\varepsilon_{sc}$ 、 $\varepsilon_{st}$ 分別為壓力鋼筋之應變與拉力鋼筋之應變，其計算方式為：鋼筋所在深度對應之應變與降伏應力對應之應變( $\varepsilon_y$ )取小值，如下式所示：

$$\varepsilon_{sc} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d' - c}{c} \right), \varepsilon_y \right\} \quad (3.26)$$

$$\varepsilon_{st} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right), \varepsilon_y \right\} \quad (3.27)$$

其中， $d'$ 為壓力鋼筋平均有效深度； $d$ 為拉力鋼筋平均有效深度； $\varepsilon_y$ 為鋼筋降伏應變，是鋼筋降伏應力除以鋼筋彈性模數( $f_y/E_s$ )之值，依美國 ACI 318-19 (2019)規範，鋼筋降伏應力( $f_y$ )上限值為 689 MPa。

依上述流程即可求得壓力區混凝土強度( $C_c$ )、壓力區鋼筋強度( $T_c$ )與拉力區鋼筋強度( $T_s$ )，由於斷面需維持力平衡，因此軸向合力為零，即：

$$\sum F = T_s + T_c - C_c = 0 \quad (3.28)$$

此時，若斷面合力值為零，則迭代結束，可獲得撓曲壓力區深度( $c$ )並依壓力區混凝土合力之處( $0.5\beta_1c$ )計算標稱彎矩( $M_n$ )，如式(3.29)所示。否則，將調整撓曲壓力區深度( $c$ )並再次進行迭代，直到軸向合力等於零為止。

$$M_n = T_c \times (d' - 0.5\beta_1c) + T_s \times (d - 0.5\beta_1c) \quad (3.29)$$

求得斷面之撓曲強度後，針對單一等效 RC 梁發生撓曲破壞時所對應之剪力強度( $V_{mn}$ )，如式(3.30)所示：

$$V_{mn} = \frac{M_n}{\ell_h} \quad (3.30)$$

其中， $M_n$ 為梁斷面之標稱彎矩； $\ell_h$ 為標稱彎矩( $M_n$ )所對應之力臂長度，即柱面至支承中心之水平距離，如圖 3.14 所示。本研究將平版構件模擬成四個等效 RC 梁，

將四個撓曲臨界斷面之撓曲強度( $V_{mn}$ )加總，即為整體撓曲強度( $V_{flex}$ )，且因斷面對稱於 x、y 兩方向，故可將總撓曲強度( $V_{flex}$ )簡化為下式：

$$V_{flex} = 4 \times V_{mn} \quad (3.31)$$

綜合上述式(3.19)至式(3.31)，即成平版撓曲強度之分析模型，其計算流程如圖 3.15 所示。

### 3.2.3 小結

依第 3.2.1 節、第 3.2.2 節介紹之分析模型，求出平版構件剪力強度( $V_{shear}$ )及撓曲強度( $V_{flex}$ )後，其整體抵抗垂直載重之強度( $V_{SST}$ )與破壞模式，將由強度較低之項目主控：

$$V_{SST} = \min\{V_{shear}, V_{flex}\} \quad (3.32)$$



## 第四章 鋼筋混凝土平版分析模型之驗證



本章節之目的為驗證分析模型之準確性與合理性，並與美國規範 ACI 318-19 (2019)及歐洲規範 Eurocode 2 (2004)進行比較。故於第 4.1 節先介紹平版試體資料庫之建立，並根據資料庫試體進行計算，於第 4.2 節驗證分析結果，最後於第 4.3 節將建議分析模型與規範方法進行比較。

### 4.1 RC 平版資料庫之建立

為驗證分析模型，需對大批試體進行分析，以歸納出結論與模型合理性。因此，本研究從文獻上蒐集國內、外鋼筋混凝土平版試體，並建立資料庫，其中包含 126 組無剪力鋼筋平版與 9 組有剪力鋼筋平版，將於第 4.1.1 節與第 4.1.2 節分別介紹詳細資訊。

#### 4.1.1 無剪力鋼筋之平版資料庫

本研究建立無剪力鋼筋之平版資料庫，內含 11 篇文獻並有 126 組試體，其文獻來源與細部參數如表 4.1 所示，參數涵蓋範圍甚廣依序為全版寬度( $l = 700\sim 3000\text{mm}$ )、平版支承跨距( $l_q = 640\sim 2500\text{mm}$ )、版厚( $h = 45.5\sim 320\text{mm}$ )、鋼筋有效深度( $d = 35\sim 275\text{mm}$ )、柱寬( $b_c = 100\sim 355.6\text{mm}$ )、混凝土抗壓強度( $f'_c = 12.8\sim 119\text{MPa}$ )、撓曲鋼筋比( $\rho_\ell = 0.39\sim 7.38\%$ )、壓力鋼筋比( $\rho'_\ell = 0\sim 2.17\%$ )、鋼筋降伏應力( $f_y = 294\sim 695\text{MPa}$ )與試驗強度值( $V_{test}$ )，其中鋼筋彈性模數( $E_s$ )應為  $200000(\text{MPa})$ ，而對於常重混凝土，混凝土彈性模數( $E_c$ )取  $4700\sqrt{f'_c}(\text{MPa})$  計算。此外，資料庫中試體依作者分類並照各測試者之試驗年份排序。

無剪力鋼筋平版資料庫中之試體符合以下原則：

1. 試體必需是未施加預力之平版構件，若施加預力者不予採納。
2. 柱頭型式需為方形柱，圓形與矩形柱斷面本研究均予以排除。



3. 平版之幾何尺寸需為方形試體，即  $x$ 、 $y$  兩方向尺寸相同，圓形與矩形之平版試體不在本研究範圍內。
4. 針對撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，亦可納入資料庫中。
5. 受碳纖維貼片、特殊材質補強之平版試體予以排除。
6. 試體之剪跨深比( $a/d$ )需大於 2，由於剪跨深比( $a/d$ )小於、等於 2 之試體僅有單一 D 區域，並不包含 B 區域，因此不在本研究範圍內，故不予採納。
7. 資料庫中之試體，破壞模式涵蓋剪力破壞與撓曲破壞。
8. 支承型式需為四邊滾支承(roller support)之平版試體，即平版四邊為線支承，如圖 4.1 所示，其餘支承型式本研究均予以排除。

#### 4.1.2 有剪力鋼筋之平版資料庫

考量支承型式，針對有剪力鋼筋之平版資料庫，內含 3 篇文獻並有 9 組試體，其文獻來源與細部參數如表 4.2 所示。基本參數除了無剪力鋼筋平版資料庫所涵蓋之項目外，亦包含剪力鋼筋配置型式(distribution type)、剪力鋼筋比( $\rho_t$ )、剪力鋼筋降伏應力( $f_{yt}$ )與剪力鋼筋間距( $s$ )，其中剪力鋼筋彈性模數( $E_s$ )亦為 200000(MPa)。此外，資料庫中試體依作者分類並照各測試者之試驗年份排序。

有剪力鋼筋平版資料庫中之試體，其篩選原則大致與無剪力鋼筋平版資料庫中之試體相同，惟針對剪力鋼筋之部分稍有改變，篩選符合以下原則：

1. 剪力鋼筋之配置型式僅包含沿柱面正交方向擺放之正交配置，及均勻分佈於整座平版之均勻配置，如圖 4.2、圖 4.3 所示，而徑向配置型式則予以排除。
2. 平版試體內之剪力鋼筋型式包含一般傳統閉合式箍筋與連續 U 型肋筋(stirrup)，如圖 4.4 所示。若是剪力釘(shear stud)型式，或是添加鋼纖維之平版，則不予採納。
3. 針對剪力鋼筋之擺放方式，本研究僅考慮剪力鋼筋垂直擺放者，若是傾斜擺放之試體，則不在本研究範圍內。



## 4.2 分析模型之驗證結果

### 4.2.1 無剪力鋼筋之平版

針對無剪力鋼筋之平版資料庫中 126 組試體，使用本研究分析模型之結果如表 4.3 所示。表格左半部分為影響預估強度之重要參數與試驗值，右半部分為分析結果，依序為剪力以斜率 1:1 向下傳遞之剪力強度( $V_{shear\_1:1}$ )、剪力以斜率 1:2 向下傳遞之剪力強度( $V_{shear\_1:2}$ )、斷面分析之撓曲強度( $V_{flex}$ )，以及破壞模式(shear=剪力破壞、flexure=撓曲破壞)，而最後一部分為試驗強度( $V_{test}$ )與分析模型主控強度( $V_{SST}$ )之比值，若強度比值( $V_{test}/V_{SST}$ )等於 1 時，即代表試驗結果與分析結果相等，為理想之強度比值；若比值大於 1 時，則表示預測結果較為保守；反之，若比值小於 1 時，則表示預測結果較不保守。

經由分析模型計算，資料庫內鋼筋混凝土平版試體 $V_{test}/V_{SST}$ 之值，當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，平均值(AVG)為 1.05，而變異係數(COV)為 0.22；當剪力以斜率 1:2 向下傳遞時，平均值(AVG)為 0.98，而變異係數(COV)為 0.22。依照不同剪力傳遞斜率，其預測結果分別如圖 4.5(a)、圖 4.5(b)所示。圖中橫軸為試體個數，縱軸為強度預測比值( $V_{test}/V_{SST}$ )，不同破壞模式已用符號進行區別：圓形預測點代表斜率 1:1 時剪力破壞之試體；三角形預測點代表斜率 1:2 時剪力破壞之試體；方形預測點代表撓曲破壞之試體。

根據結果顯示，縱使資料庫之試體參數涵蓋範圍甚廣，包含混凝土抗壓強度( $f'_c = 12.8\sim 119\text{MPa}$ )、撓曲鋼筋比( $\rho_\ell = 0.39\sim 7.38\%$ )、柱寬與有效深度比值( $b_c/d = 0.7\sim 3.2$ )與剪跨深比( $a/d = 2.6\sim 10.6$ )，本研究之分析模型仍可提供合理之預測結果，且整體結果分佈具有穩定而一致之趨勢。此外，在圖 4.5(a)中，有 89 座試體為剪力破壞、37 座試體為撓曲破壞，其中有 95 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符；而在圖 4.5(b)中，有 81 座試體為剪力破壞、45 座試體為撓曲破壞，其中有 87 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符。因此，可觀察出使用

剪力傳遞斜率 1:1 所得到之分析結果較為準確，其平均值(AVG)整體相對保守，且對於破壞模式之預測亦更貼近試驗結果。由此可見，支承型式與力量傳遞具有一定之相關性，邊界條件束制增加將對剪力傳遞造成影響，進而改變力量傳遞斜率。

此外，為了驗證模型壓桿角度之合理性，參考資料庫中含有平版試體剖面照片之文獻，發現僅 Tomaszewicz (1993)有提供試驗後之平版斷面裂縫圖，故將從中選取試體，並與本研究假設之壓桿角度進行比較。圖 4.6 為 Tomaszewicz (1993)試體斜向裂縫剖面圖，透過文獻提供之照片，可觀察出斜向裂縫與水平軸之夾角範圍約略落在 $22^{\circ}$ 至 $27^{\circ}$ ，確實與 $26.6^{\circ}$ 相近。因此，透過與文獻照片比對，可確認分析模型對於壓桿傾斜角度之假設，為與試驗結果相符之合理假設。另外，ACI 318-19 (2019)規範亦對壓桿角度訂定下限，角度與水平軸之夾角應至少為 $25^{\circ}$ ，以對裂縫有較佳之控制，並可避免在相近方向，因壓桿縮短與拉桿伸長所引發之不諧和，而本研究採用之壓桿角度 $26.6^{\circ}$ ，符合規範之限制。

針對撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，資料庫中共有 5 座，分別為 Elstner and Hognestad (1956)之 A-9、A-10 平版試體(表 4.3 中 No.17、18)，以及 Regan (1986)之 I/1、I/3、I/5 平版試體(表 4.3 中 No.26、28、30)，分析結果如表 4.4 所示。由於本研究剪力分析模型在考量撓曲鋼筋範圍時，使用有效版寬(effective slab width)之概念計算。因此，對於撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，剪力預測值將會提高，而撓曲分析模型因考量全版寬之鋼筋範圍，其預測值將不受鋼筋集中情況影響。

以 Regan (1986)平版試體 I/1 為例，當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，其預估剪力強度( $V_{shear_{1:1}}$ )為 264.2kN、撓曲強度( $V_{flex}$ )為 281.4kN、試驗強度( $V_{test}$ )為 194.0kN，而對照試體 I/2 之預估剪力強度為 218.5kN、撓曲強度( $V_{flex}$ )為 270.9kN、試驗強度( $V_{test}$ )為 176.0kN，兩試體之預測極限強度皆由剪力主控。根據分析結果，兩者剪力強度差距為 20%，而試驗結果顯示，對於撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，其強度約可提升 10%。雖然目前分析模型之預估值較不保守，但預測趨勢與試驗結

果相符。而對於另外兩組試體，預測極限強度由撓曲主控，且因試體之鋼筋面積( $A_s$ )相同，故試體間預測極限強度相近，符合試驗強度相同之趨勢。

針對 Elstner and Hognestad (1956)、Regan (1986)提出：撓曲鋼筋集中對於提升貫穿剪力強度並無實質幫助之論點，本研究認為應將試體之破壞模式一併考量，而非僅依極限強度判定鋼筋集中之影響。而分析模型依不同破壞模式，提供一定程度之預測結果，雖然現階段預估值較不保守，但能掌握鋼筋集中之趨勢。

#### 4.2.2 有剪力鋼筋之平版

針對有剪力鋼筋之平版資料庫中 9 組試體，使用本研究分析模型之結果如表 4.5 所示，表格左半部分為影響預估強度之重要參數與試驗值，右半部分為分析結果。經由分析模型計算，資料庫內鋼筋混凝土平版試體 $V_{test}/V_{SST}$ 之值，當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，平均值(AVG)為 1.02，而變異係數(COV)為 0.07；當剪力以斜率 1:2 向下傳遞時，平均值(AVG)為 0.91，而變異係數(COV)為 0.07。依照不同剪力傳遞斜率，其預測結果分別如圖 4.7(a)、圖 4.7(b)所示。

根據結果顯示，使用剪力傳遞斜率 1:1 得到之預估強度較貼近試驗值，其平均值(AVG)接近 1；而對於變異係數(COV)，在不同傳遞斜率下兩者相等，其值小於 0.1。此外，資料庫中之 9 組平版試體，報告試驗結果皆為貫穿剪力破壞，與分析模型預測之破壞模式相同，故本研究分析模型能有效預測平版之破壞模式。

而針對剪力鋼筋所提升之貫穿剪力強度，以莊勝杰 (2021)有剪力鋼筋平版試體 P1(表 4.5 中 No.7)為例，若剪力以斜率 1:1 向下傳遞，其預估剪力強度( $V_{shear_{1:1}}$ )為 870.3kN 且壓拉桿指標 $K$ 值為 1.16，對照無剪力鋼筋試體 P2(表 4.3 中 No.126)其預估剪力強度為 757.2kN。而試體 P1 之試驗值( $V_{test}$ )為 1005.3kN、試體 P2 之試驗值( $V_{test}$ )為 823.7kN，兩者差距約為 20%，與壓拉桿指標 $K$ 值所提升之預測剪力強度增量 16%相近，亦與 Lips, Fernández Ruiz and Muttoni (2012)提出剪力鋼筋對於增加整體貫穿剪力強度有實質幫助之試驗結果相符。故本研究使用壓拉桿指標 $K$



值進行計算，分析結果顯示試體 $K$ 值之平均為 1.13，且強度比值( $V_{test}/V_{SST}$ )仍具有準確性，即表示壓拉桿指標 $K$ 值能有效預測剪力鋼筋提升之強度，並提供合理結果。

### 4.3 分析模型與其他模型之比較

本研究分析模型，與美國規範 ACI 318-19 (2019)、歐洲規範 Eurocode 2 (2004) 建議之分析模型，三者所考慮影響平版強度參數皆不盡相同，造成分析結果存在一定差異。因此，本章節將針對資料庫試體之驗證結果，於第 4.3.1 節進一步和 ACI 318-19 (2019) 規範及 Eurocode 2 (2004) 規範之分析結果進行比較，並於第 4.3.2 節探討重要參數對平版強度之影響。

#### 4.3.1 其他模型之分析結果

##### 4.3.1.1 美國混凝土學會規範 ACI 318-19 (2019)

針對無剪力鋼筋之平版試體資料庫，使用 ACI 318-19 (2019) 規範分析模型之結果如表 4.6 所示。強度比值 $V_{test}/V_{n,ACI}$ 之平均值(AVG)為 1.53，而變異係數(COV)為 0.25，其預測結果如圖 4.8 所示。圖中橫軸為試體個數，縱軸為強度預測比值( $V_{test}/V_{n,ACI}$ )，不同破壞模式已用符號進行區別：十字預測點代表剪力破壞之試體；方形預測點代表撓曲破壞之試體。

對於破壞模式之預估，圖 4.8 中有 114 座試體為剪力破壞、12 座試體為撓曲破壞，其中有 116 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符，整體預測結果與試驗相近。然而，根據結果顯示，ACI 318-19 (2019) 規範整體預測值過於保守，平均值(AVG)高於理想強度比值 0.53，其中強度比值( $V_{test}/V_{n,ACI}$ )之最大值甚至高達 2.86。而 ACI 318-19 (2019) 規範對於無剪力鋼筋之平版，其混凝土剪力強度( $V_c$ )之計算公式，如文獻回顧第 2.1.1 節中之式(2.1)至式(2.4)所示：



$$V_{c,1} = (0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c})b_0d \quad (2.1)$$

$$V_{c,2} = \left[0.17\left(1 + \frac{2}{\beta}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}\right]b_0d \quad (2.2)$$

$$V_{c,3} = \left[0.083\left(2 + \frac{\alpha_s d}{b_0}\right)\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c}\right]b_0d \quad (2.3)$$

$$V_c = \min(V_{c,1}, V_{c,2}, V_{c,3}) \quad (2.4)$$

針對資料庫中計算結果由剪力破壞主控之試體，其全部由式(2.1)控制剪力強度。因此，從式(2.1)中我們可以觀察出，ACI 318-19 (2019)規範在評估鋼筋混凝土雙向版剪力強度時，主要影響參數為混凝土抗壓強度( $f'_c$ )、有效深度( $d$ )與臨界斷面周長( $b_0$ )，其中臨界斷面周長則與柱寬( $b_c$ )及有效深度( $d$ )相關。而對於撓曲鋼筋量之貢獻，ACI 318-19 (2019)規範並未將此參數納入考量，造成分析結果過於保守之狀況，且規範將剪力行為與撓曲行為視為兩種獨立情況，與實際力量傳遞行為不符。而本研究提出之分析模型，在考慮對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )時，針對壓力區深度( $kd$ )之評估，將撓曲鋼筋強度貢獻一併考慮，且透過有效加載寬度( $b_e$ )之迭代，考量構件實際力量傳遞行為，故可以獲得更佳精確且收斂性較好之預測結果。

另外，對於有剪力鋼筋之平版試體資料庫，使用 ACI 318-19 (2019)規範分析模型之結果如表 4.7 所示。強度比值 $V_{test}/V_{n,ACI}$ 之平均值(AVG)為 1.48，而變異係數(COV)為 0.16，其預測結果如圖 4.9 所示。對於破壞模式之評估，ACI 318-19 (2019)規範亦能有效預測，9 組試體之預測結果皆與報告試驗結果相符。然而，分析結果顯示，其強度比值( $V_{test}/V_{n,ACI}$ )仍然過於保守，與本研究分析模型之平均值(AVG)相比約多 5 成，且變異係數(COV)更高達兩倍之多。

而在計算剪力鋼筋面積時，ACI 318-19 (2019)規範使用環繞柱周圍一圈剪力鋼筋面積總和，此一計算方式對於剪力鋼筋配置型式為均勻配置之試體，其預測結果將更為保守。以莊勝杰 (2021)平版試體 P5(表 4.7 中 No.9)為例，ACI 318-19 (2019)規範之強度比值 $V_{test}/V_{n,ACI}$ 為 1.71，而本研究之強度比值 $V_{test}/V_{SST_{1:1}}$ 與 $V_{test}/V_{SST_{1:2}}$ 分別為 1.05 與 0.94，相比之下，ACI 318-19 (2019)規範預測值非常保



守，無法掌握構件實際強度。故本研究剪力分析模型，使用有效版寬(effective slab width)概念，定義撓曲鋼筋與剪力鋼筋之有效範圍為一合理假設，且對於不同剪力鋼筋配置型式皆能有不錯之預測結果。


此外，ACI 318-19 (2019)規範對於有配置剪力鋼筋之雙向構材，將依剪力鋼筋型式限制其混凝土剪力強度( $V_c$ )之貢獻，如文獻回顧第 2.1.1 節中所述。但由於規範計算公式，多半是以早期研究之試驗數據作為依據，並採用回歸方式推導出的經驗公式，背後往往缺乏力學機制考量。而針對加入剪力鋼筋之構件，其混凝土剪力強度折減亦基於試驗結果，故仍存在一定盲點並容易產生誤差，使預測值無法精確掌握。因此，可再次驗證，本研究分析模型在考慮構件實際力學行為下，針對有、無剪力筋之平版試體，皆能提供合理的分析結果。

#### 4.3.1.2 歐洲規範 Eurocode 2 (2004)

針對無剪力鋼筋之平版試體資料庫，使用 Eurocode 2 (2004)規範分析模型之結果如表 4.6 所示。強度比值 $V_{test}/V_{n,EC2}$ 之平均值(AVG)為 1.39，而變異係數(COV)為 0.21，其預測結果如圖 4.10 所示。圖中橫軸為試體個數，縱軸為強度預測比值( $V_{test}/V_{n,EC2}$ )，不同破壞模式已用符號進行區別：星號預測點代表剪力破壞之試體；方形預測點代表撓曲破壞之試體。

對於破壞模式之預估，圖 4.10 中有 121 座試體為剪力破壞、5 座試體為撓曲破壞，其中有 121 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符，整體預測結果與試驗相近，為三種分析模型中最接近者。然而，根據結果顯示，Eurocode 2 (2004)規範整體預測值仍相對保守，平均值(AVG)高於理想強度比值 0.39。而 Eurocode 2 (2004)規範對於無剪力鋼筋之平版，其剪力強度( $V_{n,EC2}$ )計算公式，如文獻回顧第 2.1.2 節中之式(2.14)所示：

$$V_{n,EC2} = \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} k(100\rho_\ell f'_c)^{1/3} \right] u_1 d \geq V_{min} = [0.035k^{3/2} f'_c^{1/2}] u_1 d \quad (2.14)$$



從式(2.14)中我們可以觀察出，Eurocode 2 (2004)規範在評估鋼筋混凝土平版貫穿剪力強度時，主要影響參數除了混凝土抗壓強度( $f'_c$ )、有效深度( $d$ )與臨界斷面周長( $u_1$ )之外，對於撓曲鋼筋量之貢獻( $\rho_\ell$ )，Eurocode 2 (2004)規範將此參數納入考量。若與 ACI 318-19 (2019)規範經驗公式相比，可觀察出兩大不同之處。第一點為：Eurocode 2 (2004)規範考慮了撓曲拉力鋼筋之貢獻，反之 ACI 318-19 (2019)規範並未將此參數納入考量；第二點為：臨界斷面周長之定義，兩規範臨界斷面周長雖然都與柱寬( $b_c$ )及有效深度( $d$ )相關，但 Eurocode 2 (2004)規範之臨界斷面周長是位於距承載面周界外 $2d$ 處；而 ACI 318-19 (2019)規範之臨界斷面周長則位於距承載面周界外 $d/2$ 處，兩者範圍相差甚大。

基於上述兩點，縱使 Eurocode 2 (2004)規範整體預測值仍然較保守，卻比 ACI 318-19 (2019)規範之預測結果準確。然而，Eurocode 2 (2004)規範公式亦是以試驗數據作為依據，並透過回歸所推導出的經驗公式，實際力量傳遞機制並不明確，故仍存在一定的盲點與誤差，相比之下，本研究依實際力量傳遞方式與破壞模式建立之分析模型，能夠掌握平版構件之極限強度，並提供合理的分析結果。

#### 4.3.2 重要參數對預測強度之影響

根據本研究提出之分析模型，其極限剪力強度是討論混凝土擠碎之現象，因此混凝土抗壓強度( $f'_c$ )必然為具影響力之參數。此外，混凝土擠碎面積亦牽涉到對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )，而平版主筋比( $\rho_\ell$ )之多寡將決定混凝土壓力區( $kd$ )深度，因此主筋比( $\rho_\ell$ )亦為一重要參數。另外，柱寬( $b_c$ )、剪力跨距( $a$ )等參數，皆會對平版極限強度產生影響。因此，本章節將重要參數分為：混凝土抗壓強度( $f'_c$ )、平版主筋比( $\rho_\ell$ )、柱寬與有效深度比值( $b_c/d$ )以及剪跨深比( $a/d$ )，並依本研究、美國規範 ACI 318-19 (2019)與歐洲規範 Eurocode 2 (2004)之模型分析結果，探討各預測方法與重要參數間之關聯性。



#### 4.3.2.1 混凝土抗壓強度( $f'_c$ )

圖 4.11 為混凝土抗壓強度( $f'_c$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響。圖中顯示，本研究分析模型之結果針對不同強度混凝土，不論剪力以斜率 1:1 或是 1:2 向下傳遞，皆能提供合理且收斂之分析結果，而美國規範 ACI 318-19 (2019)與歐洲規範 Eurocode 2 (2004)預估結果則較為保守且發散。此外，即使試體使用高強度混凝土，本研究之分析模型亦能提供良好的預測，表示模型中使用混凝土軟化係數( $\zeta$ )，能有效掌握高強度混凝土之行為，並使分析結果更加準確。

圖 4.12 為混凝土抗壓強度( $f'_c$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響。圖中可明顯觀察出，本研究分析模型能夠良好評估不同強度混凝土之試體，除了預測結果平均值(AVG)較為合理之外，變異係數(COV)值亦較低，整體預測趨勢比美國規範 ACI 318-19 (2019)收斂。

#### 4.3.2.2 平版主筋比( $\rho_f$ )

圖 4.13 為平版主筋比( $\rho_f$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響。圖中顯示，各模型破壞強度之主控，在平版試體主筋比低於約 0.8%時，大部分試體之破壞模式為撓曲破壞與報告試驗結果相近，且分析值雖略為保守但仍在合理範圍內。然而，針對高主筋比之試體，ACI 318-19 (2019)規範與 Eurocode 2 (2004)規範之分析結果皆過於保守，其原因為 ACI 318-19 (2019)規範並未將主筋比納入經驗公式之考量，造成高主筋比試體分析結果更加保守之情況；Eurocode 2 (2004)規範雖然有將主筋比納入經驗公式之考量，然而對其值訂定上限值( $\rho_f \leq 2\%$ )，因此對於高主筋比試體之強度評估，仍存在一定限制。基於上述限制，兩規範對於主筋比較高之試體，其預估破壞模式皆為剪力破壞，而本研究分析模型因未限制主筋比之上限，故在試體主筋比較高時，仍然存在破壞模式為撓曲破壞之預估結果。

圖 4.14 為平版主筋比( $\rho_f$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響。圖中可以明顯觀察出，不論剪力以斜率 1:1 或是 1:2 向下傳遞之分析結果，其預測值相較於



ACI 318-19 (2019)規範皆更為收斂且合理。

#### 4.3.2.3 柱寬與有效深度比值( $b_c/d$ )

圖 4.15 為柱寬與有效深度比值( $b_c/d$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響。圖中顯示，當 $b_c/d$ 比值小於 1 時，三種分析模型之預測值皆較為收斂且準確，惟 ACI 318-19 (2019)規範預測值較為保守；而當 $b_c/d$ 比值大於 1 時，本研究分析模型之預測亦能提供較收斂之結果，而規範之預測趨勢則較為發散，Eurocode 2 (2004) 規範之分析結果比 ACI 318-19 (2019)規範更貼近試驗值。

圖 4.16 為柱寬與有效深度比值( $b_c/d$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響。圖中可以明顯觀察出，本研究分析模型所得到之結果，其預測值均與試驗值相近，整體趨勢收斂，而 ACI 318-19 (2019)規範整體預測趨勢則較為保守且發散。


#### 4.3.2.4 剪跨深比( $a/d$ )

圖 4.17 為剪跨深比( $a/d$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響。針對剪力跨距( $a$ )此一參數，ACI 318-19 (2019)規範與 Eurocode 2 (2004)規範之經驗公式並未將柱與支承間的距離納入考量，而本研究之剪力分析模型則是在評估撓曲鋼筋範圍時，採用有效版寬概念( $b_{slab} = b_c + \frac{1}{3}\ell_q$ )，將支承間距( $\ell_q$ )一同考慮，因此可得到較為收斂之分析結果。

圖 4.18 為剪跨深比( $a/d$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響。圖中亦可以明顯觀察出，ACI 318-19 (2019)規範整體預測值較為保守且發散，而本研究分析模型能依不同剪跨深比之試體，有效評估預測值。

### 4.3.3 小結

根據第 4.3.1 節對於不同分析模型之比較，以及第 4.3.2 節重要參數之影響，可歸納出：美國規範 ACI 318-19 (2019)與歐洲規範 Eurocode 2 (2004)之分析模型，



多半是以早期研究試驗數據作為依據，並採用回歸方式推導出經驗公式作為評估準則。雖然可以提供保守預測結果，試體之預測強度比值( $V_{test}/V_{cal}$ )皆大於 1，然而背後往往缺乏力學機制的考量，故即使預測結果較為保守，亦很難從學理上、實務上，對經驗公式進行修正。

而本研究之分析模型，考量平版實際傳力機制以及影響極限強度之重要參數，雖然約有三分之一試體強度預測較不保守( $V_{test}/V_{cal} < 1$ )，但其值仍在合理範圍內，且對於大多數試體皆能提供良好的預測結果，縱使試體參數涵蓋範圍甚廣，預測結果整體趨勢仍具收斂性。另外，針對預測強度高估之部分，分析模型仍有改善空間，後續相關調整及詳細內容可參照附錄 A。

## 第五章 結論與建議



版、柱交界處之強度評估為平版結構系統重要的議題。目前美國規範 ACI 318-19 (2019)及歐洲規範 Eurocode 2 (2004)對於平版構件強度採用經驗公式作為評估準則，缺乏實際力學機制的考量。

故本文於第三章提出一套分析模型，以內柱支承平版作為研究對象，探討雙向平版構件承受垂直載重之力量傳遞方式與破壞模式。再來，於第四章驗證分析模型之正確性，從文獻上蒐集國內、外鋼筋混凝土平版試體以建立資料庫，使用試驗數據及試驗照片驗證分析模型，並與美國規範 ACI 318-19 (2019)及歐洲規範 Eurocode 2 (2004)之分析結果進行交叉比對、探討重要參數之影響。經驗證過後發現，使用建議模型預測雙向平版構件之強度，具有合理且收斂的結果。而將建議模型與其他模型比較過後，相較於其他模型，建議模型中均有適當考量軟化效應之混凝土抗壓強度( $f'_c$ )、主筋比( $\rho_l$ )等重要參數，整體評估更為完善。以下將就前述章節之分析結果提出結論與建議，並提供未來研究展望供後續研究者參考。


### 5.1 結論與建議

1. 本研究建議之分析模型假設剪力強度在不同加載階段，仍然能夠維持既有之剪力強度，並計算持續加載後之撓曲強度，以判斷破壞模式。因此，分析模型需計算兩種強度，分別為剪力強度( $V_{shear}$ )以及撓曲強度所對應之剪力強度( $V_{flex}$ )，個別列出後取小值成為 RC 平版分析強度( $V_{SST}$ )。
2. 針對承受垂直集中力之鋼筋混凝土雙向平版構件，力量會束縮於版、柱交界處，局部混凝土因承受集中力而產生擠碎之情形，造成混凝土壓桿端部擠碎之剪壓破壞。本研究剪力分析模型以扇形壓桿模擬此力流傳遞機制，並使用 Hwang and Lee (2002)軟化壓拉桿模型做為計算依據。且考量柱周圍之混凝土同時受到剪力與撓曲行為作用，剪力模型以迭代方式找出傳力路徑之有效加



載寬度( $b_e$ )，該寬度與剪力寬度( $b_s$ )、撓曲寬度( $b_f$ )相等，即為對角壓桿端部之有效寬度，能改善規範將剪力行為與撓曲行為視為兩種獨立情況之不足，亦更貼近實際力量傳遞行為。

3. 針對本研究撓曲分析模型，參考 Mogili and Hwang (2021)提出之概念，將平版構件模擬成數個等效 RC 梁，以進行斷面分析。撓曲破壞定義為最外緣之混凝土壓應變達 0.003 時，所造成之混凝土擠碎破壞。由於當平版達極限撓曲強度時，構件整體已產生大變形而非僅於版、柱交界處，且力量已從柱面向外傳遞，因此分析模型依降伏線理論(yield line theory)之概念，使用全版寬之材料參數進行計算。
4. 使用本研究分析模型評估資料庫中 126 組無剪力鋼筋平版與 9 組有剪力鋼筋平版，均有合理且收斂之分析結果。而美國規範 ACI 318-19 (2019)以及歐洲規範 Eurocode 2 (2004)建議模型之分析結果則較為保守且發散。
5. 本研究剪力分析模型，在評估混凝土壓桿角度( $\theta$ )時，假設角度值固定為  $\tan^{-1}(1/2) = 26.6^\circ$ 作為計算依據。根據莊勝杰 (2021)與 Tomaszewicz (1993)之試體斜向裂縫剖面圖，可觀察出斜向裂縫與水平軸之夾角範圍約略落在  $22^\circ$ 至  $27^\circ$ ，確實與  $26.6^\circ$ 相近，故此假設為與試驗結果相符之合理假設，亦符合美國規範 ACI 318-19 (2019)對壓桿角度需大於  $25^\circ$ 之限制。
6. 將分析模型應用於撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，雖然現階段模型預估值較不保守、無法精確評估強度值，但預測趨勢與試驗結果相符。而針對 Elstner and Hognestad (1956)及 Regan (1986)提出撓曲鋼筋集中對於提升貫穿剪力強度並無實質幫助之論點，本研究認為應將試體之破壞模式一併考量，而非僅依極限強度判定鋼筋集中之影響。
7. 針對配有剪力鋼筋之平版試體，分析模型使用 Hwang et al. (2017)提出壓拉桿指標  $K$ 值，以評估配置剪力鋼筋所提升之剪力強度，並依 Hwang and Moehle (2000)有效版寬(effective slab width)之概念，定義剪力鋼筋有效範圍。根據資




料庫之驗證結果顯示，壓拉桿指標 $K$ 值能有效預測剪力鋼筋提升之強度，且對於不同剪力鋼筋配置型式皆能有不錯之預測結果。相比之下，ACI 318-19 (2019) 規範使用環繞柱周圍一圈剪力鋼筋面積總和，對於剪力鋼筋配置型式為均勻配置之試體，預測結果將過於保守。

8. 對於撓曲鋼筋量之貢獻( $\rho_\ell$ )，本研究分析模型與 Eurocode 2 (2004) 規範皆將此參數納入考量，而 ACI 318-19 (2019) 規範則予以排除。因此，縱使兩規範之預測值皆相對保守，Eurocode 2 (2004) 規範整體預測值仍較 ACI 318-19 (2019) 規範準確且收斂。然而，規範經驗公式亦是以試驗數據作為依據，雖然能得到保守之預測強度比值( $V_{test}/V_{cal} \geq 1$ )，背後實際力量傳遞機制並不明確。相比之下，使用本研究建立之分析模型，雖然約有三分之一試體其強度預測較不保守，但預測值仍在合理範圍內，並能夠掌握大部分平版構件之極限強度( $V_{test}/V_{SST}$  平均值接近 1)，且分析模型依實際力量傳遞方式與破壞模式作為考量，能提供合理的分析結果。

## 5.2 未來研究展望

1. 本研究分析模型目前僅考慮方形柱與方形平版試體，建議未來能蒐集 x、y 兩方向非對稱之平版試體，進一步研究與修正分析模型。
2. 針對撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，資料庫中之試體數較少，目前未能完整掌握實際趨勢，建議未來能蒐集更多不同學者之試體，以驗證分析模型。
3. 本研究分析模型目前僅考慮支承型式為四邊滾支承(roller support)之平版試體，由於不同支承型式、邊界條件，將對剪力傳遞造成影響，故建議未來能蒐集不同支承型式之平版試體，以探討對試體強度評估之影響。
4. 本研究分析模型在評估承受垂直集中力之平版強度時，能得到合理的分析結果，建議未來能蒐集承受側向力之平版試體，評估其力量傳遞機制，進一步研究與修正目前分析模型，並將模型應用於承受側向力之平版試體。

- 
5. 目前的分析模型雖然能夠掌握大部分平版構件之極限強度，但仍約有三分之一試體其強度預測值較不保守。針對此情況，分析模型仍有改善空間，而本研究之相關調整可參照附錄 A，並建議未來能持續調整分析模型，使預測結果更加精確且保守。

## 參考文獻



ACI Committee 318-08 (2008). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08)." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 520 pp.

ACI Committee 318-19 (2019). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19) and Commentary (ACI 318R-19)." American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 623 pp.

Allen, F., and Darvall, P. (1977). "Lateral Load Equivalent Frame." *ACI Structural Journal*, 74(7), pp. 294-299.

Elstner, R. C., and Hognestad, E. (1956). "Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs." *ACI Journal, Proceedings*, 53(1), pp. 29-58.

European Committee for Standardization (2004). "Eurocode 2: Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings." European Standard, Brussels, 225 pp.

Fraser, D. J. (1983). "Elastic Analysis of Laterally Loaded Frames." *Journal of Structural Engineering, ASCE*, 109(6), pp. 1479-1489.

Guandalini, S., Burdet, O. L., and Muttoni, A. (2009). "Punching Tests of Slabs with Low Reinforcement Ratios." *ACI Structural Journal*, 106(1), pp. 87-95.

Hassan, M., Rahman, A. A., Sherif, A., Osman, M., and Ahmed, A. (2017). "Pilot Experimental Tests on Punching Shear Strength of Flat Plates Reinforced with Stirrups Punching Shear Reinforcement." *Journal of Materials and Engineering Structures*, 4(1), pp. 3-10.

Hwang, S. J., and Moehle, J. P. (2000). "Models for Laterally Loaded Slab-Column Frames." *ACI Structural Journal*, 97(2), pp. 345-352.

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.

Lips, S., Fernández Ruiz, M., and Muttoni, A. (2012). "Experimental Investigation on Punching Strength and Deformation Capacity of Shear-Reinforced Slabs." *ACI Structural Journal*, 109(6), pp. 889-900.

Marzouk, H., and Hussein, A. (1991). "Experimental Investigation on the Behavior of High-Strength Concrete Slabs." *ACI Structural Journal*, 88(6), pp. 701-713.

Mogili, S., and Hwang, S. J. (2021). "Softened Strut-and-Tie Model for Shear and Flexural Strengths of Reinforced Concrete Pile Caps." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 147(11), 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0003141, 04021169.

Oliveira, D. R., Melo, G. S., and Regan, P. E. (2000). "Punching Strengths of Flat Plates with Vertical or Inclined Stirrups." *ACI Structural Journal*, 97(3), pp. 485-491.

Park, H. G., Choi, K. K., and Chung, L. (2011). "Strain-Based Strength Model for Direct Punching Shear of Interior Slab-column Connections." *Engineering Structures*, 33(3), pp. 1062-1073.

Rankin, G. I. B., and Long, A. E. (1987). "Predicting the Punching Strength of Conventional Slab-Column Specimens." *Proceedings of Civil Engineering*, Part 1, 82, pp. 327-346.

Regan, P. E. (1986). "Symmetrical Punching of Reinforced Concrete Slabs." *Magazine of Concrete Research*, 38(136), pp. 115-128.

Schmidt, P., Kueres, K., and Hegger, J. (2019). "Punching Shear Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs with a Varying Amount of Shear Reinforcement." *Structural Concrete Journal of the fib*, 21(1), pp. 235-246.

Tomaszewicz, A. (1993). "High Strength Concrete: SP2-Plates and Shells Report 2.3 Punching Shear Capacity of Reinforced Concrete Slabs." Report No. STF70 A93082, SINTEF Structures and Concrete, Trondheim, Norway, 36 pp.

林英俊，林欽仁，林世隆 (1996)，「鋼筋混凝土版之貫穿剪力」，中國土木水利工程學刊，第七卷，第三期，第 75-82 頁。

陳順隆 (2000)，「版柱接頭以碳纖維貼片補強之貫穿剪力行為」，碩士論文，國立交通大學土木工程學系，新竹，114 頁。

莊勝杰 (2021)，「鋼筋混凝土平版雙向剪力強度之研究」，碩士論文，國立台灣大學，土木工程學系，台北，202 頁。

廖仁壽 (2013)，「鋼筋混凝土版之耐火時效與火害後貫穿剪力強度」，博士論文，國立交通大學土木工程學系，新竹，125 頁。



表 4.1 無剪力鋼筋平版資料庫

No.	Spec. ID	試體參數與試驗結果									
		$\ell$	$\ell_q$	$h$	$d$	$b_c$	$f'_c$	$\rho_\ell$	$\rho'_\ell$	$f_y$	$V_{test}$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(%)	(%)	(MPa)	(kN)
Elstner and Hognestad (1956)											
1	A-1a	1829	1778	152	118	254	14.1	1.20	0.59	332	302.5
2	A-1b	1829	1778	152	118	254	25.2	1.20	0.59	332	364.8
3	A-1c	1829	1778	152	118	254	29.0	1.20	0.59	332	355.9
4	A-1d	1829	1778	152	118	254	36.8	1.20	0.59	332	351.4
5	A-1e	1829	1778	152	118	254	20.3	1.20	0.59	332	355.9
6	A-2a	1829	1778	152	114	254	13.7	2.41	1.10	321	333.6
7	A-2b	1829	1778	152	114	254	19.5	2.41	1.10	321	400.3
8	A-2c	1829	1778	152	114	254	37.4	2.41	1.10	321	467.1
9	A-7b	1829	1778	152	114	254	27.9	2.41	1.10	321	511.5
10	A-3a	1829	1778	152	114	254	12.8	3.76	1.10	321	355.9
11	A-3b	1829	1778	152	114	254	22.6	3.76	1.10	321	444.8
12	A-3c	1829	1778	152	114	254	26.5	3.76	1.10	321	533.8
13	A-3d	1829	1778	152	114	254	34.5	3.76	1.10	321	547.1
14	A-4	1829	1778	152	118	356	26.1	1.20	0.59	332	400.3
15	A-5	1829	1778	152	114	356	27.8	2.41	1.10	321	533.8
16	A-6	1829	1778	152	114	356	25.0	3.76	1.10	321	498.2
*17	A-9	1829	1778	152	114	254	29.9	2.15	1.10	321	444.8
*18	A-10	1829	1778	152	114	356	29.7	2.15	1.10	321	489.3
19	A-13	1829	1778	152	121	356	26.2	0.57	0.29	294	235.8
20	B-1	1829	1778	152	114	254	14.2	0.48	-	324	178.4
21	B-2	1829	1778	152	114	254	47.6	0.48	-	321	200.2
22	B-4	1829	1778	152	114	254	47.7	0.95	-	303	333.6
23	B-9	1829	1778	152	114	254	43.9	2.04	-	341	504.9
24	B-11	1829	1778	152	114	254	13.5	2.95	-	409	329.2
25	B-14	1829	1778	152	114	254	50.5	2.95	-	325	578.3
Regan (1986)											
*26	I/1	2000	1830	100	77	200	25.8	1.20	-	500	194.0
27	I/2	2000	1830	100	77	200	23.4	1.20	-	500	176.0
*28	I/3	2000	1830	100	77	200	27.4	0.92	-	500	194.0
29	I/4	2000	1830	100	77	200	32.3	0.92	-	500	194.0
*30	I/5	2000	1830	100	79	200	28.2	0.75	-	480	165.0

表 4.1 無剪力鋼筋平版資料庫(續)

No.	Spec. ID	試體參數與試驗結果									
		$\ell$	$\ell_q$	$h$	$d$	$b_c$	$f'_c$	$\rho_\ell$	$\rho'_\ell$	$f_y$	$V_{test}$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(%)	(%)	(MPa)	(kN)
Regan (1986)											
31	I/6	2000	1830	100	79	200	21.9	0.75	-	480	165.0
32	V/4	1600	1500	150	118	102	36.2	0.78	-	628	285.0
Rankin and Long (1987)											
33	1	700	640	51	41	100	30.7	0.50	-	530	36.4
34	2	700	640	51	41	100	30.7	0.70	-	530	49.1
35	3	700	640	51	41	100	30.7	0.70	-	530	56.6
36	4	700	640	51	41	100	34.8	0.80	-	530	56.2
37	5	700	640	51	41	100	34.8	0.80	-	530	57.3
38	6	700	640	51	41	100	34.8	1.00	-	530	65.6
39	7	700	640	51	41	100	29.7	1.20	-	530	70.9
40	8	700	640	51	41	100	29.7	1.20	-	530	71.1
41	9	700	640	51	41	100	29.7	1.40	-	530	78.6
42	10	700	640	51	41	100	29.9	0.50	-	530	43.6
43	11	700	640	51	41	100	29.9	0.80	-	530	55.0
44	12	700	640	51	41	100	29.9	1.00	-	530	67.1
45	13	700	640	51	41	100	34.0	0.70	-	530	49.4
46	14	700	640	51	41	100	34.0	0.70	-	530	52.5
47	15	700	640	51	41	100	34.0	1.99	-	530	84.8
48	1A	700	640	57	47	100	28.8	0.43	-	530	45.2
49	2A	700	640	57	47	100	28.8	0.69	-	530	66.2
50	3A	700	640	57	47	100	28.8	1.22	-	530	89.7
51	4A	700	640	57	47	100	30.9	1.91	-	530	97.4
52	1B	700	640	46	35	100	37.7	0.58	-	530	28.9
53	2B	700	640	46	35	100	37.7	0.69	-	530	37.6
54	3B	700	640	46	35	100	37.7	1.38	-	530	56.7
55	4B	700	640	46	35	100	30.9	2.08	-	530	72.5
56	1C	700	640	64	54	100	27.8	0.53	-	530	62.7
57	2C	700	640	64	54	100	32.4	0.75	-	530	87.9
58	3C	700	640	64	54	100	32.4	1.21	-	530	124.1
59	4C	700	640	64	54	100	27.8	1.96	-	530	125.9

表 4.1 無剪力鋼筋平版資料庫(續)

No.	Spec. ID	試體參數與試驗結果									
		$\ell$	$\ell_q$	$h$	$d$	$b_c$	$f'_c$	$\rho_\ell$	$\rho'_\ell$	$f_y$	$V_{test}$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(%)	(%)	(MPa)	(kN)
Marzouk and Hussein (1991)											
60	NS1	1700	1500	120	95	150	42.0	1.07	0.24	490	320.0
61	HS1	1700	1500	120	95	150	67.0	0.39	0.24	490	178.0
62	HS2	1700	1500	120	95	150	70.0	0.63	0.24	490	249.0
63	HS7	1700	1500	120	95	150	74.0	0.88	0.24	490	356.0
64	HS3	1700	1500	120	95	150	69.0	1.07	0.24	490	356.0
65	HS4	1700	1500	120	90	150	66.0	1.96	0.26	490	418.0
66	NS2	1700	1500	150	120	150	30.0	0.50	0.19	490	396.0
67	HS5	1700	1500	150	95	150	68.0	0.63	0.24	490	365.0
68	HS6	1700	1500	150	120	150	70.0	0.50	0.19	490	489.0
69	HS8	1700	1500	150	120	150	69.0	0.95	0.19	490	436.0
70	HS9	1700	1500	150	120	150	74.0	1.39	0.19	490	543.0
71	HS10	1700	1500	150	120	150	80.0	1.91	0.19	490	645.0
72	HS11	1700	1500	90	70	150	70.0	0.73	0.33	490	196.0
73	HS12	1700	1500	90	70	150	75.0	1.12	0.33	490	258.0
74	HS13	1700	1500	90	70	150	68.0	1.45	0.33	490	267.0
75	HS14	1700	1500	120	95	220	72.0	1.07	0.24	490	498.0
76	HS15	1700	1500	120	95	300	71.0	1.07	0.24	490	560.0
Tomaszewicz (1993)											
77	ND65-1-1	3000	2500	320	275	200	64.3	1.19	-	550	2050.0
78	ND65-2-1	2600	2200	240	200	150	70.2	1.45	-	550	1200.0
79	ND95-1-1	3000	2500	320	275	200	83.7	1.19	-	550	2250.0
80	ND95-1-3	3000	2500	320	275	200	89.9	2.08	-	550	2400.0
81	ND95-2-1	2600	2200	240	200	150	88.2	1.45	-	550	1100.0
82	ND95-2-1D	2600	2200	240	200	150	86.7	1.45	1.45	550	1300.0
83	ND95-2-3	2600	2200	240	200	150	89.5	2.17	-	550	1450.0
84	ND95-2-3D	2600	2200	240	200	150	80.3	2.17	2.17	550	1250.0
85	ND95-2-3D+	2600	2200	240	200	150	98.0	2.17	2.17	550	1450.0
86	ND95-3-1	1500	1100	120	88	100	85.1	1.20	-	550	330.0
87	ND115-1-1	3000	2500	320	275	200	112.0	1.19	-	550	2450.0
88	ND115-2-1	2600	2200	240	200	150	119.0	1.45	-	550	1400.0
89	ND115-2-3	2600	2200	240	200	150	108.1	2.17	-	550	1550.0

表 4.1 無剪力鋼筋平版資料庫(續)

No.	Spec. ID	試體參數與試驗結果									
		$\ell$	$\ell_q$	$h$	$d$	$b_c$	$f'_c$	$\rho_\ell$	$\rho'_\ell$	$f_y$	$V_{test}$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(%)	(%)	(MPa)	(kN)
林英俊，林欽仁，林世隆 (1996)											
90	3	1200	850	120	76	150	55.6	7.38	-	321	449.0
91	4	1200	850	120	76	150	71.9	7.38	-	321	515.0
92	29	1200	850	150	112	150	36.9	1.09	-	529	521.0
93	30	1200	850	150	112	150	70.1	1.09	-	529	685.0
94	31	1200	850	150	112	150	43.0	1.09	-	529	532.0
95	32	1200	850	150	112	150	82.6	1.09	-	529	695.0
96	33	1200	850	150	112	150	46.3	1.09	-	529	549.0
97	34	1200	850	150	112	150	80.8	1.09	-	529	639.0
98	35	1200	850	150	115	150	81.4	1.33	-	529	697.0
99	36	1200	850	150	115	150	81.8	1.33	-	529	693.0
100	43	1200	850	150	115	250	89.6	1.33	-	529	738.0
101	44	1200	850	150	115	250	68.3	1.33	-	529	601.0
102	45	1200	850	150	115	150	85.5	3.05	-	321	695.0
103	46	1200	850	150	115	150	58.8	3.05	-	321	656.0
104	53	1200	850	120	85	120	57.7	4.12	-	321	470.0
105	54	1200	850	120	85	120	45.9	4.12	-	321	446.0
106	55	1200	850	150	110	150	83.4	2.12	-	321	691.0
107	56	1200	850	150	110	150	70.2	2.12	-	321	590.0
108	63	1200	850	150	110	250	80.7	2.12	-	321	888.0
109	64	1200	850	150	110	250	72.7	2.12	-	321	792.0
Oliveira et al. (2000)											
110	1	1800	1392	130	93	120	60.9	1.47	0.22	695	270.0
111	2	1800	1392	130	97	120	62.9	1.41	0.21	695	335.0
陳順隆 (2000)											
112	CSR1-C1-F0a	1000	840	100	70	150	18.2	0.49	-	500	113.7
113	CSR1-C1-F0b	1000	840	100	70	150	18.2	0.49	-	500	123.6
114	CSR1-C2-F0a	1000	840	100	70	150	27.6	0.49	-	500	136.8
115	CSR1-C2-F0b	1000	840	100	70	150	27.6	0.49	-	500	122.5
116	CSR2-C1-F0a	1000	840	100	70	150	18.2	0.98	-	500	145.9
117	CSR2-C1-F0b	1000	840	100	70	150	18.2	0.98	-	500	159.1
118	CSR2-C2-F0a	1000	840	100	70	150	27.6	0.98	-	500	176.1

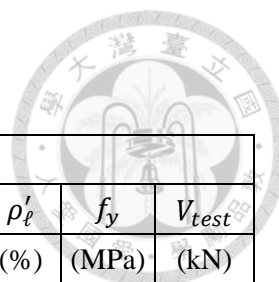


表 4.1 無剪力鋼筋平版資料庫(續)

No.	Spec. ID	試體參數與試驗結果									
		$\ell$	$\ell_q$	$h$	$d$	$b_c$	$f'_c$	$\rho_\ell$	$\rho'_\ell$	$f_y$	$V_{test}$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(%)	(%)	(MPa)	(kN)
廖仁壽 (2013)											
119	TS-R1-C1-0	1800	1380	120	87	180	32.5	0.65	0.18	435	216.0
120	TS-R2-C1-0	1800	1380	120	87	180	32.5	0.97	0.18	435	260.0
121	TS-R1-C2-0	1800	1380	120	87	180	58.5	0.65	0.18	435	266.0
122	TS-R2-C2-0	1800	1380	120	87	180	58.5	0.97	0.18	435	307.0
123	CS-R1-C1-0	1220	1080	120	87	180	32.5	0.95	0.27	435	222.0
124	CS-R2-C2-0	1220	1080	120	87	180	58.5	1.43	0.27	435	482.0
Hassan et al. (2017)											
125	S1-1	1700	1650	160	130	200	28.4	1.27	0.49	409	366.8
莊勝杰(2021)											
126	P2	1800	1450	200	154	200	38.3	1.72	0.62	472	823.7

註：

1. \*代表撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，其撓曲鋼筋比( $\rho_\ell$ )取平均值表示。
2.  $\rho'_\ell$ 為"-"代表試體無壓力鋼筋。

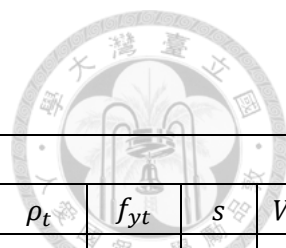


表 4.2 有剪力鋼筋平版資料庫

No.	Spec. ID	試體參數與試驗結果													
		$\ell$	$\ell_q$	$h$	$d$	$b_c$	$f'_c$	$\rho_\ell$	$\rho'_\ell$	$f_y$	Stirrup	$\rho_t$	$f_{yt}$	$s$	$V_{test}$
		(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(MPa)	(%)	(%)	(MPa)	Dist. type	(%)	(MPa)	(mm)	(kN)
Oliveira et al. (2000)															
1	3V	1800	1392	130	105	120	63.0	1.30	0.20	575	Beam	0.08	900	80	386.0
2	4V	1800	1392	130	103	120	66.4	1.32	0.20	575	Beam	0.13	643	80	377.0
3	5V	1800	1392	130	103	120	61.5	1.32	0.20	575	Beam	0.13	643	80	423.0
Hassan et al. (2017)															
4	S1-2	1700	1650	160	130	200	28.4	1.27	0.49	409	Beam	0.21	280	65	470.2
5	S1-3	1700	1650	160	130	200	20.4	1.27	0.49	409	Beam	0.21	280	65	412.7
6	S1-4	1700	1650	160	130	200	28.4	1.27	0.49	409	Beam	0.21	280	65	530.0
莊勝杰 (2021)															
7	P1	1800	1450	200	154	200	37.7	1.72	0.62	472	Beam	0.26	385	70	1005.3
8	P3	1800	1450	160	117	200	38.3	1.68	0.95	451	Beam	0.31	385	60	677.8
9	P5	1800	1450	200	154	200	44.7	1.72	0.62	472	Uniform	0.60	385	70	1157.0

註：剪力鋼筋配置型式(Distribution type)分為沿柱面正交方向擺放之正交配置(Beam type)，以及均勻分佈於整座平版之均勻配置(Uniform type)。

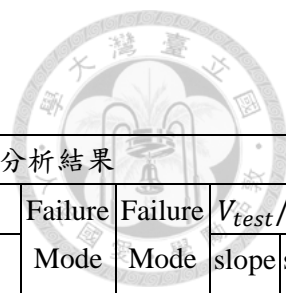


表 4.3 本研究分析模型對無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub> (MPa)	ρ <sub>ℓ</sub> (%)	ρ' <sub>ℓ</sub> (%)	V <sub>test</sub> (kN)	V <sub>shear_1:1</sub> (kN)	V <sub>shear_1:2</sub> (kN)	V <sub>flex</sub> (kN)	Failure Mode (1:1)	Failure Mode (1:2)	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub> slope	
Elstner and Hognestad (1956)														
1	A-1a	6.5	2.2	14.1	1.20	0.59	302.5	264.1	289.0	433.5	shear	shear	1.15	1.05
2	A-1b	6.5	2.2	25.2	1.20	0.59	364.8	428.9	465.4	467.8	shear	shear	0.85	0.78
3	A-1c	6.5	2.2	29.0	1.20	0.59	355.9	481.3	521.2	476.9	flexure	flexure	0.75	0.75
4	A-1d	6.5	2.2	36.8	1.20	0.59	351.4	584.9	631.3	492.2	flexure	flexure	0.71	0.71
5	A-1e	6.5	2.2	20.3	1.20	0.59	355.9	357.9	389.6	452.8	shear	shear	0.99	0.91
6	A-2a	6.7	2.2	13.7	2.41	1.10	333.6	307.4	343.8	720.8	shear	shear	1.09	0.97
7	A-2b	6.7	2.2	19.5	2.41	1.10	400.3	418.3	465.0	753.4	shear	shear	0.96	0.86
8	A-2c	6.7	2.2	37.4	2.41	1.10	467.1	728.6	801.3	822.7	shear	shear	0.64	0.58
9	A-7b	6.7	2.2	27.9	2.41	1.10	511.5	568.3	628.0	790.3	shear	shear	0.90	0.81
10	A-3a	6.7	2.2	12.8	3.76	1.10	355.9	322.5	366.7	850.8	shear	shear	1.10	0.97
11	A-3b	6.7	2.2	22.6	3.76	1.10	444.8	534.7	601.9	1108.9	shear	shear	0.83	0.74
12	A-3c	6.7	2.2	26.5	3.76	1.10	533.8	615.1	690.4	1139.1	shear	shear	0.87	0.77
13	A-3d	6.7	2.2	34.5	3.76	1.10	547.1	773.2	864.0	1188.8	shear	shear	0.71	0.63
14	A-4	6.0	3.0	26.1	1.20	0.59	400.3	556.6	590.0	503.6	flexure	flexure	0.79	0.79
15	A-5	6.2	3.1	27.8	2.41	1.10	533.8	717.3	771.6	846.1	shear	shear	0.74	0.69
16	A-6	6.2	3.1	25.0	3.76	1.10	498.2	743.7	810.6	1208.7	shear	shear	0.67	0.61
*17	A-9	6.7	2.2	29.9	2.15 (3.19)	1.10	444.8	652.0	726.4	728.2	shear	shear	0.68	0.61
*18	A-10	6.2	3.1	29.7	2.15 (2.90)	1.10	489.3	802.5	866.6	778.9	flexure	flexure	0.63	0.63
19	A-13	5.9	2.9	26.2	0.57	0.29	235.8	433.2	452.9	253.9	flexure	flexure	0.93	0.93
20	B-1	6.7	2.2	14.2	0.48	-	178.4	186.2	198.5	179.1	flexure	flexure	1.00	1.00
21	B-2	6.7	2.2	47.6	0.48	-	200.2	456.4	480.0	185.9	flexure	flexure	1.08	1.08
22	B-4	6.7	2.2	47.7	0.95	-	333.6	598.6	639.1	339.0	flexure	flexure	0.98	0.98
23	B-9	6.7	2.2	43.9	2.04	-	504.9	766.8	836.9	768.8	shear	flexure	0.66	0.66
24	B-11	6.7	2.2	13.5	2.95	-	329.2	320.8	361.3	593.4	shear	shear	1.03	0.91
25	B-14	6.7	2.2	50.5	2.95	-	578.3	905.4	997.3	1040.0	shear	shear	0.64	0.58
Regan (1986)														
*26	I/1	10.6	2.6	25.8	1.20 (1.70)	-	194.0	264.2	288.0	281.4	shear	flexure	0.73	0.69

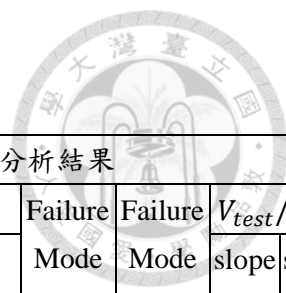


表 4.3 本研究分析模型對無剪力鋼筋平板資料庫之預測結果(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub> (MPa)	ρ <sub>ℓ</sub> (%)	ρ' <sub>ℓ</sub> (%)	V <sub>test</sub> (kN)	V <sub>shear_1:1</sub> (kN)	V <sub>shear_1:2</sub> (kN)	V <sub>flex</sub> (kN)	Failure Mode (1:1)	Failure Mode (1:2)	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub> slope 1:1	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub> slope 1:2
Regan (1986)														
27	I/2	10.6	2.6	23.4	1.20	-	176.0	218.5	236.1	270.9	shear	shear	0.81	0.75
*28	I/3	10.6	2.6	27.4	0.92 (1.28)	-	194.0	254.8	275.3	225.2	flexure	flexure	0.86	0.86
29	I/4	10.6	2.6	32.3	0.92	-	194.0	260.1	278.0	223.9	flexure	flexure	0.87	0.87
*30	I/5	10.3	2.5	28.2	0.75 (1.06)	-	165.0	251.2	270.3	190.6	flexure	flexure	0.87	0.87
31	I/6	10.3	2.5	21.9	0.75	-	165.0	180.6	193.2	181.7	shear	flexure	0.91	0.91
32	V/4	5.9	0.9	36.2	0.78	-	285.0	274.5	315.3	538.1	shear	shear	1.04	0.90
Rankin and Long (1987)														
33	1	6.7	2.5	30.7	0.50	-	36.4	49.2	51.8	39.0	flexure	flexure	0.93	0.93
34	2	6.7	2.5	30.7	0.70	-	49.1	56.1	59.6	53.5	flexure	flexure	0.92	0.92
35	3	6.7	2.5	30.7	0.70	-	56.6	56.1	59.6	53.5	flexure	flexure	1.06	1.06
36	4	6.7	2.5	34.8	0.80	-	56.2	65.3	69.4	61.1	flexure	flexure	0.92	0.92
37	5	6.7	2.5	34.8	0.80	-	57.3	65.3	69.4	61.1	flexure	flexure	0.94	0.94
38	6	6.7	2.5	34.8	1.00	-	65.6	71.0	75.9	74.9	shear	flexure	0.92	0.88
39	7	6.7	2.5	29.7	1.20	-	70.9	66.5	71.6	86.2	shear	shear	1.07	0.99
40	8	6.7	2.5	29.7	1.20	-	71.1	66.5	71.6	86.2	shear	shear	1.07	0.99
41	9	6.7	2.5	29.7	1.40	-	78.6	70.2	75.8	98.2	shear	shear	1.12	1.04
42	10	6.7	2.5	29.9	0.50	-	43.6	48.1	50.7	39.0	flexure	flexure	1.12	1.12
43	11	6.7	2.5	29.9	0.80	-	55.0	57.8	61.5	60.3	shear	flexure	0.95	0.91
44	12	6.7	2.5	29.9	1.00	-	67.1	62.8	67.2	73.7	shear	shear	1.07	1.00
45	13	6.7	2.5	34.0	0.70	-	49.4	60.9	64.6	53.9	flexure	flexure	0.92	0.92
46	14	6.7	2.5	34.0	0.70	-	52.5	60.9	64.6	53.9	flexure	flexure	0.97	0.97
47	15	6.7	2.5	34.0	1.99	-	84.8	88.4	96.2	134.3	shear	shear	0.96	0.88
48	1A	5.8	2.2	28.8	0.43	-	45.2	51.1	54.0	45.0	flexure	flexure	1.00	1.00
49	2A	5.8	2.2	28.8	0.69	-	66.2	61.6	65.9	69.8	shear	shear	1.07	1.01
50	3A	5.8	2.2	28.8	1.22	-	89.7	75.8	82.3	114.7	shear	shear	1.18	1.09
51	4A	5.8	2.2	30.9	1.91	-	97.4	93.6	102.8	167.6	shear	shear	1.04	0.95
52	1B	7.7	2.9	37.7	0.58	-	28.9	52.6	55.2	33.8	flexure	flexure	0.85	0.85
53	2B	7.7	2.9	37.7	0.69	-	37.6	56.5	59.5	40.2	flexure	flexure	0.94	0.94



表 4.3 本研究分析模型對無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub> (MPa)	ρ <sub>ℓ</sub> (%)	ρ' <sub>ℓ</sub> (%)	V <sub>test</sub> (kN)	V <sub>shear_1:1</sub> (kN)	V <sub>shear_1:2</sub> (kN)	V <sub>flex</sub> (kN)	Failure Mode (1:1)	Failure Mode (1:2)	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub> slop e 1:1	slop e 1:2
Rankin and Long (1987)														
54	3B	7.7	2.9	37.7	1.38	-	56.7	72.9	77.9	75.5	shear	flexure	0.78	0.75
55	4B	7.7	2.9	30.9	2.08	-	72.5	70.4	76.2	101.1	shear	shear	1.03	0.95
56	1C	5.0	1.9	27.8	0.53	-	62.7	62.6	66.9	71.5	shear	shear	1.00	0.94
57	2C	5.0	1.9	32.4	0.75	-	87.9	81.4	87.7	100.7	shear	shear	1.08	1.00
58	3C	5.0	1.9	32.4	1.21	-	124.1	97.2	106.1	153.6	shear	shear	1.28	1.17
59	4C	5.0	1.9	27.8	1.96	-	125.9	101.1	112.4	220.3	shear	shear	1.25	1.12
Marzouk and Hussein (1991)														
60	NS1	7.1	1.6	42.0	1.07	0.24	320.0	336.2	370.4	392.9	shear	shear	0.95	0.86
61	HS1	7.1	1.6	67.0	0.39	0.24	178.0	257.0	273.4	171.3	flexure	flexure	1.04	1.04
62	HS2	7.1	1.6	70.0	0.63	0.24	249.0	319.5	343.9	261.3	flexure	flexure	0.95	0.95
63	HS7	7.1	1.6	74.0	0.88	0.24	356.0	370.6	402.2	350.1	flexure	flexure	1.02	1.02
64	HS3	7.1	1.6	69.0	1.07	0.24	356.0	392.4	428.9	414.0	shear	flexure	0.91	0.86
65	HS4	7.5	1.7	66.0	1.96	0.26	418.0	454.4	505.4	637.2	shear	shear	0.92	0.83
66	NS2	5.6	1.3	30.0	0.50	0.19	396.0	248.2	272.1	312.2	shear	shear	1.60	1.46
67	HS5	7.1	1.6	68.0	0.63	0.24	365.0	316.7	341.1	291.1	flexure	flexure	1.25	1.25
68	HS6	5.6	1.3	70.0	0.50	0.19	489.0	373.1	403.9	331.7	flexure	flexure	1.47	1.47
69	HS8	5.6	1.3	69.0	0.95	0.19	436.0	485.6	536.2	591.4	shear	shear	0.90	0.81
70	HS9	5.6	1.3	74.0	1.39	0.19	543.0	574.3	641.6	830.7	shear	shear	0.95	0.85
71	HS10	5.6	1.3	80.0	1.91	0.19	645.0	662.6	747.9	1115.9	shear	shear	0.97	0.86
72	HS11	9.6	2.1	70.0	0.73	0.33	196.0	243.3	258.9	165.3	flexure	flexure	1.19	1.19
73	HS12	9.6	2.1	75.0	1.12	0.33	258.0	293.9	316.0	240.7	flexure	flexure	1.07	1.07
74	HS13	9.6	2.1	68.0	1.45	0.33	267.0	313.0	339.3	295.8	flexure	flexure	0.90	0.90
75	HS14	6.7	2.3	72.0	1.07	0.24	498.0	506.8	538.6	438.8	flexure	flexure	1.13	1.13
76	HS15	6.3	3.2	71.0	1.07	0.24	560.0	624.1	652.4	467.3	flexure	flexure	1.20	1.20
Tomaszewicz (1993)														
77	ND65-1-1	4.2	0.7	64.3	1.19	-	2050	1845.7	2145.1	4046.3	shear	shear	1.11	0.96
78	ND65-2-1	5.1	0.8	70.2	1.45	-	1200	1169.7	1373.6	2555.7	shear	shear	1.03	0.87
79	ND95-1-1	4.2	0.7	83.7	1.19	-	2250	1995.9	2306.8	4106.1	shear	shear	1.13	0.98
80	ND95-1-3	4.2	0.7	89.9	2.08	-	2400	2544.1	3008.4	6967.6	shear	shear	0.94	0.80
81	ND95-2-1	5.1	0.8	88.2	1.45	-	1100	1254.4	1465.6	2593.0	shear	shear	0.88	0.75

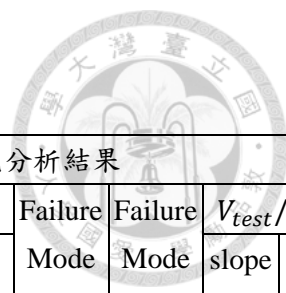


表 4.3 本研究分析模型對無剪力鋼筋平板資料庫之預測結果(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub>	ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure	Failure	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	(%)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	Mode	Mode	slope	slope
Tomaszewicz (1993)														
82	ND95-2-1D	5.1	0.8	86.7	1.45	1.45	1300	1247.9	1458.5	2614.2	shear	shear	1.04	0.89
83	ND95-2-3	5.1	0.8	89.5	2.17	-	1450	1468.9	1747.6	3785.0	shear	shear	0.99	0.83
84	ND95-2-3D	5.1	0.8	80.3	2.17	2.17	1250	1418.9	1692.5	3676.0	shear	shear	0.88	0.74
85	ND95-2-3D+	5.1	0.8	98.0	2.17	2.17	1450	1511.7	1794.7	3739.9	shear	shear	0.96	0.81
86	ND95-3-1	5.7	1.1	85.1	1.20	-	330	288.7	322.9	429.1	shear	shear	1.14	1.02
87	ND115-1-1	4.2	0.7	112.0	1.19	-	2450	2173.6	2497.5	4156.1	shear	shear	1.13	0.98
88	ND115-2-1	5.1	0.8	119.0	1.45	-	1400	1373.3	1594.1	2630.7	shear	shear	1.02	0.88
89	ND115-2-3	5.1	0.8	108.1	2.17	-	1550	1559.3	1846.9	3840.6	shear	shear	0.99	0.84
林英俊，林欽仁，林世隆 (1996)														
90	3	4.6	2.0	55.6	7.38	-	449.0	462.8	527.5	912.6	shear	shear	0.97	0.85
91	4	4.6	2.0	71.9	7.38	-	515.0	509.5	578.0	1072.0	shear	shear	1.01	0.89
92	29	3.1	1.3	36.9	1.09	-	521.0	315.4	347.3	637.6	shear	shear	1.65	1.50
93	30	3.1	1.3	70.1	1.09	-	685.0	405.0	441.5	668.1	shear	shear	1.69	1.55
94	31	3.1	1.3	43.0	1.09	-	532.0	350.2	384.7	646.7	shear	shear	1.52	1.38
95	32	3.1	1.3	82.6	1.09	-	695.0	425.0	462.1	673.3	shear	shear	1.64	1.50
96	33	3.1	1.3	46.3	1.09	-	549.0	358.1	392.9	650.7	shear	shear	1.53	1.40
97	34	3.1	1.3	80.8	1.09	-	639.0	422.2	459.3	672.6	shear	shear	1.51	1.39
98	35	3.0	1.3	81.4	1.33	-	697.0	472.3	517.6	855.4	shear	shear	1.48	1.35
99	36	3.0	1.3	81.8	1.33	-	693.0	473.0	518.3	855.7	shear	shear	1.47	1.34
100	43	2.6	2.2	89.6	1.33	-	738.0	686.8	726.7	1002.9	shear	shear	1.07	1.02
101	44	2.6	2.2	68.3	1.33	-	601.0	633.5	672.3	987.8	shear	shear	0.95	0.89
102	45	3.0	1.3	85.5	3.05	-	695.0	659.8	743.5	1172.9	shear	shear	1.05	0.93
103	46	3.0	1.3	58.8	3.05	-	656.0	584.4	663.3	1134.5	shear	shear	1.12	0.99
104	53	4.3	1.4	57.7	4.12	-	470.0	393.0	451.9	771.0	shear	shear	1.20	1.04
105	54	4.3	1.4	45.9	4.12	-	446.0	362.7	419.0	740.1	shear	shear	1.23	1.06
106	55	3.2	1.4	83.4	2.12	-	691.0	544.9	604.5	763.4	shear	shear	1.27	1.14
107	56	3.2	1.4	70.2	2.12	-	590.0	516.4	574.6	756.1	shear	shear	1.14	1.03
108	63	2.7	2.3	80.7	2.12	-	888.0	763.5	816.1	889.1	shear	shear	1.16	1.09
109	64	2.7	2.3	72.7	2.12	-	792.0	739.1	791.1	884.0	shear	shear	1.07	1.00



表 4.3 本研究分析模型對無剪力鋼筋平板資料庫之預測結果(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub>	ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	(%)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Oliveira et al. (2000)														
110	1	6.8	1.3	60.9	1.47	0.22	270.0	355.6	400.3	696.3	shear	shear	0.76	0.67
111	2	6.6	1.2	62.9	1.41	0.21	335.0	371.1	418.1	729.1	shear	shear	0.90	0.80
陳順隆 (2000)														
112	CSR1-C1-F0a	4.9	2.1	18.2	0.49	-	113.7	80.5	85.5	108.9	shear	shear	1.41	1.33
113	CSR1-C1-F0b	4.9	2.1	18.2	0.49	-	123.6	80.5	85.5	108.9	shear	shear	1.54	1.45
114	CSR1-C2-F0a	4.9	2.1	27.6	0.49	-	136.8	112.1	118.6	112.0	flexure	flexure	1.22	1.22
115	CSR1-C2-F0b	4.9	2.1	27.6	0.49	-	122.5	112.1	118.6	112.0	flexure	flexure	1.09	1.09
116	CSR2-C1-F0a	4.9	2.1	18.2	0.98	-	145.9	104.8	113.4	199.1	shear	shear	1.39	1.29
117	CSR2-C1-F0b	4.9	2.1	18.2	0.98	-	159.1	104.8	113.4	199.1	shear	shear	1.52	1.40
118	CSR2-C2-F0a	4.9	2.1	27.6	0.98	-	176.1	147.2	158.4	211.8	shear	shear	1.20	1.11
廖仁壽 (2013)														
119	TS-R1-C1-0	6.9	2.1	32.5	0.65	0.18	216.0	226.1	241.5	198.3	flexure	flexure	1.09	1.09
120	TS-R2-C1-0	6.9	2.1	32.5	0.97	0.18	260.0	264.1	285.0	280.3	shear	flexure	0.98	0.93
121	TS-R1-C2-0	6.9	2.1	58.5	0.65	0.18	266.0	304.6	323.1	205.4	flexure	flexure	1.30	1.30
122	TS-R2-C2-0	6.9	2.1	58.5	0.97	0.18	307.0	358.1	383.5	295.3	flexure	flexure	1.04	1.04
123	CS-R1-C1-0	5.2	2.1	32.5	0.95	0.27	222.0	246.2	264.4	290.9	shear	shear	0.90	0.84
124	CS-R2-C2-0	5.2	2.1	58.5	1.43	0.27	482.0	389.3	419.4	439.0	shear	shear	1.24	1.15
Hassan et al. (2017)														
125	S1-1	5.6	1.5	28.4	1.27	0.49	366.8	454.1	505.0	714.0	shear	shear	0.81	0.73
莊勝杰 (2021)														
126	P2	4.1	1.3	38.3	1.72	0.62	823.7	757.2	853.4	1557.3	shear	shear	1.09	0.97
Average (AVG)												1.05	0.98	
Coefficient of variation (COV)												0.22	0.22	

註：

- \*代表撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，其撓曲鋼筋比(ρ<sub>ℓ</sub>)取平均值表示。
- ρ'<sub>ℓ</sub>為"-"代表試體無壓力鋼筋。



3. 針對撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體， $\rho_\ell$ 括號內數值為有效版寬( $b_{slab}$ )內之鋼筋比，為實際計算時所用之鋼筋比。
4. 整體抵抗垂直載重之強度( $V_{SST}$ )，由平版剪力強度( $V_{shear}$ )及撓曲強度( $V_{flex}$ )較低之項目主控。

表 4.4 撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體預測結果

No.	Spec. ID	基本參數				本研究分析結果						
		$f'_c$	$\rho_\ell$	$\rho_\ell^*$	$V_{test}$	$V_{shear\_1:1}$	$V_{shear\_1:2}$	$V_{flex}$	Failure	Failure	$V_{test}/V_{SST}$	
		(MPa)	(%)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	Mode (1:1)	Mode (1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Elstner and Hognestad (1956)												
1*	A-9	29.9	2.15	3.19	444.82	652.0	726.4	728.2	shear	shear	0.68	0.61
2	A-7b	27.9	2.41	-	511.55	568.3	628.0	790.3	shear	shear	0.90	0.81
3*	A-10	29.7	2.15	2.90	489.30	802.5	866.6	778.9	flexure	flexure	0.63	0.63
4	A-5	27.8	2.41	-	533.79	717.3	771.6	846.1	shear	shear	0.74	0.69
Regan (1986)												
5*	I/1	25.8	1.20	1.70	194.00	264.2	288.0	281.4	shear	flexure	0.73	0.69
6	I/2	23.4	1.20	-	176.00	218.5	236.1	270.9	shear	shear	0.81	0.75
7*	I/3	27.4	0.92	1.28	194.00	254.8	275.3	225.2	flexure	flexure	0.86	0.86
8	I/4	32.3	0.92	-	194.00	260.1	278.0	223.9	flexure	flexure	0.87	0.87
9*	I/5	28.2	0.75	1.06	165.00	251.2	270.3	190.6	flexure	flexure	0.87	0.87
10	I/6	21.9	0.75	-	165.00	180.6	193.2	181.7	shear	flexure	0.91	0.91

註：

1. \*代表撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體。
2.  $\rho_\ell^*$ 表示集中撓曲鋼筋比，為實際計算時所用之鋼筋比。



表 4.5 本研究分析模型對有剪力鋼筋平版資料庫之預測結果

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub>	ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure	Failure	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	(%)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	Mode	Mode	slope	slope
Oliveira et al. (2000)														
1	3V	6.1	1.1	63.0	1.30	0.20	386.0	404.7	457.0	671.5	shear	shear	0.95	0.84
2	4V	6.2	1.2	66.4	1.32	0.20	377.0	410.9	463.3	662.4	shear	shear	0.92	0.81
3	5V	6.2	1.2	61.5	1.32	0.20	423.0	402.6	454.5	657.3	shear	shear	1.05	0.93
Hassan et al. (2017)														
4	S1-2	5.6	1.5	28.4	1.27	0.49	470.2	505.5	562.2	714.0	shear	shear	0.93	0.84
5	S1-3	5.6	1.5	20.4	1.27	0.49	412.7	405.5	453.5	692.4	shear	shear	1.02	0.91
6	S1-4	5.6	1.5	28.4	1.27	0.49	530.0	505.5	562.2	714.0	shear	shear	1.05	0.94
莊勝杰 (2021)														
7	P1	4.1	1.3	37.7	1.72	0.62	1005.3	870.3	981.1	1554.1	shear	shear	1.16	1.02
8	P3	5.3	1.7	38.3	1.68	0.95	677.8	661.5	731.6	859.5	shear	shear	1.02	0.93
9	P5	4.1	1.3	44.7	1.72	0.62	1157.0	1097.0	1232.8	1587.0	shear	shear	1.05	0.94
Average (AVG)												1.02	0.91	
Coefficient of variation (COV)												0.07	0.07	

註：整體抵抗垂直載重之強度(V<sub>SST</sub>)，由平版剪力強度(V<sub>shear</sub>)及撓曲強度(V<sub>flex</sub>)較低之項目主控。

表 4.6 本研究分析模型與國外規範對無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果

No.	Spec. ID	預測強度之比較							
		$V_{cal}(kN)$				$V_{test}/V_{cal}$			
		$V_{SST\_1:1}$	$V_{SST\_1:2}$	$V_{n,ACI}$	$V_{n,EC2}$	SST_1:1	SST_1:2	ACI	EC2
Elstner and Hognestad (1956)									
1	A-1a	264.1	289.0	216.3	270.7	1.15	1.05	1.40	1.12
2	A-1b	428.9	465.4	289.8	329.0	0.85	0.78	1.26	1.11
3	A-1c	476.9	476.9	310.8	344.7	0.75	0.75	1.15	1.03
4	A-1d	492.2	492.2	350.0	373.1	0.71	0.71	1.00	0.94
5	A-1e	357.9	389.6	259.7	305.8	0.99	0.91	1.37	1.16
6	A-2a	307.4	343.8	205.3	303.9	1.09	0.97	1.62	1.10
7	A-2b	418.3	465.0	245.5	342.3	0.96	0.86	1.63	1.17
8	A-2c	728.6	801.3	340.0	425.3	0.64	0.58	1.37	1.10
9	A-7b	568.3	628.0	293.6	385.7	0.90	0.81	1.74	1.33
10	A-3a	322.5	366.7	198.5	297.1	1.10	0.97	1.79	1.20
11	A-3b	534.7	601.9	264.3	359.5	0.83	0.74	1.68	1.24
12	A-3c	615.1	690.4	286.3	379.3	0.87	0.77	1.86	1.41
13	A-3d	773.2	864.0	326.6	414.1	0.71	0.63	1.68	1.32
14	A-4	503.6	503.6	375.5	387.1	0.79	0.79	1.07	1.03
15	A-5	717.3	771.6	373.7	448.9	0.74	0.69	1.43	1.19
16	A-6	743.7	810.6	354.7	433.5	0.67	0.61	1.40	1.15
*17	A-9	652.0	726.4	303.6	394.4	0.68	0.61	1.47	1.13
*18	A-10	778.9	778.9	386.5	459.1	0.63	0.63	1.27	1.07
19	A-13	253.9	253.9	253.9	253.9	0.93	0.93	0.93	0.93
20	B-1	179.1	179.1	179.1	179.1	1.00	1.00	1.00	1.00
21	B-2	185.9	185.9	185.9	185.9	1.08	1.08	1.08	1.08
22	B-4	339.0	339.0	339.0	339.0	0.98	0.98	0.98	0.98
23	B-9	766.8	768.8	368.3	448.6	0.66	0.66	1.37	1.13
24	B-11	320.8	361.3	204.3	302.8	1.03	0.91	1.61	1.09
25	B-14	905.4	997.3	395.0	470.1	0.64	0.58	1.46	1.23
Regan (1986)									
*26	I/1	264.2	281.4	142.9	179.0	0.73	0.69	1.36	1.08
27	I/2	218.5	236.1	136.3	149.0	0.81	0.75	1.29	1.18
*28	I/3	225.2	225.2	147.5	166.2	0.86	0.86	1.32	1.17
29	I/4	223.9	223.9	160.1	151.7	0.87	0.87	1.21	1.28
*30	I/5	190.6	190.6	154.4	163.4	0.87	0.87	1.07	1.01

表 4.6 本研究分析模型與國外規範對無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(續)

No.	Spec. ID	預測強度之比較							
		$V_{cal}(kN)$				$V_{test}/V_{cal}$			
		$V_{SST\_1:1}$	$V_{SST\_1:2}$	$V_{n,ACI}$	$V_{n,EC2}$	SST_1:1	SST_1:2	ACI	EC2
Regan (1986)									
31	I/6	180.6	181.7	136.2	129.5	0.91	0.91	1.21	1.27
32	V/4	274.5	315.3	206.3	244.5	1.04	0.90	1.38	1.17
Rankin and Long (1987)									
33	1	39.0	39.0	39.0	32.9	0.93	0.93	0.93	1.11
34	2	53.5	53.5	41.6	36.8	0.92	0.92	1.18	1.33
35	3	53.5	53.5	41.6	36.8	1.06	1.06	1.36	1.54
36	4	61.1	61.1	44.3	40.1	0.92	0.92	1.27	1.40
37	5	61.1	61.1	44.3	40.1	0.94	0.94	1.29	1.43
38	6	71.0	74.9	44.3	43.2	0.92	0.88	1.48	1.52
39	7	66.5	71.6	40.9	43.6	1.07	0.99	1.73	1.63
40	8	66.5	71.6	40.9	43.6	1.07	0.99	1.74	1.63
41	9	70.2	75.8	40.9	45.9	1.12	1.04	1.92	1.71
42	10	39.0	39.0	39.0	32.6	1.12	1.12	1.12	1.34
43	11	57.8	60.3	41.1	38.2	0.95	0.91	1.34	1.44
44	12	62.8	67.2	41.1	41.1	1.07	1.00	1.63	1.63
45	13	53.9	53.9	43.8	38.1	0.92	0.92	1.13	1.30
46	14	53.9	53.9	43.8	38.1	0.97	0.97	1.20	1.38
47	15	88.4	96.2	43.8	54.0	0.96	0.88	1.94	1.57
48	1A	45.0	45.0	45.0	38.3	1.00	1.00	1.00	1.18
49	2A	61.6	65.9	48.3	44.7	1.07	1.01	1.37	1.48
50	3A	75.8	82.3	48.3	53.9	1.18	1.09	1.86	1.66
51	4A	93.6	102.8	50.0	64.2	1.04	0.95	1.95	1.52
52	1B	33.8	33.8	33.8	29.5	0.85	0.85	0.85	0.98
53	2B	40.2	40.2	38.3	31.4	0.94	0.94	0.98	1.20
54	3B	72.9	75.5	38.3	39.5	0.78	0.75	1.48	1.43
55	4B	70.4	76.2	34.7	41.8	1.03	0.95	2.09	1.73
56	1C	62.6	66.9	57.2	50.6	1.00	0.94	1.10	1.24
57	2C	81.4	87.7	61.7	60.0	1.08	1.00	1.42	1.47
58	3C	97.2	106.1	61.7	70.1	1.28	1.17	2.01	1.77
59	4C	101.1	112.4	57.2	78.4	1.25	1.12	2.20	1.61

表 4.6 本研究分析模型與國外規範對無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(續)

No.	Spec. ID	預測強度之比較							
		$V_{cal}(kN)$				$V_{test}/V_{cal}$			
		$V_{SST\_1:1}$	$V_{SST\_1:2}$	$V_{n,ACI}$	$V_{n,EC2}$	SST_1:1	SST_1:2	ACI	EC2
Marzouk and Hussein (1991)									
60	NS1	336.2	370.4	199.1	218.1	0.95	0.86	1.61	1.47
61	HS1	171.3	171.3	171.3	171.3	1.04	1.04	1.04	1.04
62	HS2	261.3	261.3	257.0	217.0	0.95	0.95	0.97	1.15
63	HS7	350.1	350.1	264.3	246.4	1.02	1.02	1.35	1.44
64	HS3	392.4	414.0	255.2	257.4	0.91	0.86	1.39	1.38
65	HS4	454.4	505.4	231.6	283.8	0.92	0.83	1.80	1.47
66	NS2	248.2	272.1	234.2	224.7	1.60	1.46	1.69	1.76
67	HS5	291.1	291.1	253.3	214.9	1.25	1.25	1.44	1.70
68	HS6	331.7	331.7	331.7	298.0	1.47	1.47	1.47	1.64
69	HS8	485.6	536.2	355.3	367.5	0.90	0.81	1.23	1.19
70	HS9	574.3	641.6	367.9	426.3	0.95	0.85	1.48	1.27
71	HS10	662.6	747.9	382.5	486.5	0.97	0.86	1.69	1.33
72	HS11	165.3	165.3	165.3	138.1	1.19	1.19	1.19	1.42
73	HS12	240.7	240.7	176.0	163.4	1.07	1.07	1.47	1.58
74	HS13	295.8	295.8	167.6	172.3	0.90	0.90	1.59	1.55
75	HS14	438.8	438.8	335.2	301.8	1.13	1.13	1.49	1.65
76	HS15	467.3	467.3	417.4	346.7	1.20	1.20	1.34	1.62
Tomaszewicz (1993)									
77	ND65-1-1	1845.7	2145.1	1349.3	1657.0	1.11	0.96	1.52	1.24
78	ND65-2-1	1169.7	1373.6	774.2	1046.6	1.03	0.87	1.55	1.15
79	ND95-1-1	1995.9	2306.8	1539.5	1809.3	1.13	0.98	1.46	1.24
80	ND95-1-3	2544.1	3008.4	1595.5	2203.0	0.94	0.80	1.50	1.09
81	ND95-2-1	1254.4	1465.6	867.8	1129.3	0.88	0.75	1.27	0.97
82	ND95-2-1D	1247.9	1458.5	860.4	1122.9	1.04	0.89	1.51	1.16
83	ND95-2-3	1468.9	1747.6	874.1	1263.3	0.99	0.83	1.66	1.15
84	ND95-2-3D	1418.9	1692.5	828.0	1218.4	0.88	0.74	1.51	1.03
85	ND95-2-3D+	1511.7	1794.7	914.7	1302.1	0.96	0.81	1.59	1.11
86	ND95-3-1	288.7	322.9	201.5	223.0	1.14	1.02	1.64	1.48
87	ND115-1-1	2173.6	2497.5	1780.8	1993.7	1.13	0.98	1.38	1.23
88	ND115-2-1	1373.3	1594.1	1008.0	1247.9	1.02	0.88	1.39	1.12
89	ND115-2-3	1559.3	1846.9	960.7	1345.3	0.99	0.84	1.61	1.15

表 4.6 本研究分析模型與國外規範對無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(續)

No.	Spec. ID	預測強度之比較							
		$V_{cal}(kN)$				$V_{test}/V_{cal}$			
		$V_{SST\_1:1}$	$V_{SST\_1:2}$	$V_{n,ACI}$	$V_{n,EC2}$	SST_1:1	SST_1:2	ACI	EC2
林英俊，林欽仁，林世隆 (1996)									
90	3	462.8	527.5	169.1	204.6	0.97	0.85	2.66	2.19
91	4	509.5	578.0	192.2	222.9	1.01	0.89	2.68	2.31
92	29	315.4	347.3	235.3	277.3	1.65	1.50	2.21	1.88
93	30	405.0	441.5	324.3	343.5	1.69	1.55	2.11	1.99
94	31	350.2	384.7	254.0	291.8	1.52	1.38	2.09	1.82
95	32	425.0	462.1	352.0	362.8	1.64	1.50	1.97	1.92
96	33	358.1	392.9	263.6	299.1	1.53	1.40	2.08	1.84
97	34	422.2	459.3	348.2	360.1	1.51	1.39	1.84	1.77
98	35	472.3	517.6	362.9	403.2	1.48	1.35	1.92	1.73
99	36	473.0	518.3	363.8	403.9	1.47	1.34	1.90	1.72
100	43	686.8	726.7	524.5	497.8	1.07	1.02	1.41	1.48
101	44	633.5	672.3	457.9	454.7	0.95	0.89	1.31	1.32
102	45	659.8	743.5	372.0	470.0	1.05	0.93	1.87	1.48
103	46	584.4	663.3	308.5	414.8	1.12	0.99	2.13	1.58
104	53	393.0	451.9	174.7	230.6	1.20	1.04	2.69	2.04
105	54	362.7	419.0	155.8	213.7	1.23	1.06	2.86	2.09
106	55	544.9	604.5	344.8	432.1	1.27	1.14	2.00	1.60
107	56	516.4	574.6	316.3	408.0	1.14	1.03	1.87	1.45
108	63	763.5	816.1	469.6	513.6	1.16	1.09	1.89	1.73
109	64	739.1	791.1	445.7	496.1	1.07	1.00	1.78	1.60
Oliveira et al. (2000)									
110	1	355.6	400.3	204.0	246.7	0.76	0.67	1.32	1.09
111	2	371.1	418.1	220.3	264.2	0.90	0.80	1.52	1.27
陳順隆 (2000)									
112	CSR1-C1-F0a	80.5	85.5	87.5	78.1	1.41	1.33	1.30	1.46
113	CSR1-C1-F0b	80.5	85.5	87.5	78.1	1.54	1.45	1.41	1.58
114	CSR1-C2-F0a	112.0	112.0	107.8	89.7	1.22	1.22	1.27	1.52
115	CSR1-C2-F0b	112.0	112.0	107.8	89.7	1.09	1.09	1.14	1.37
116	CSR2-C1-F0a	104.8	113.4	87.5	98.4	1.39	1.29	1.67	1.48
117	CSR2-C1-F0b	104.8	113.4	87.5	98.4	1.52	1.40	1.82	1.62
118	CSR2-C2-F0a	147.2	158.4	107.8	113.1	1.20	1.11	1.63	1.56

表 4.6 本研究分析模型與國外規範對無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(續)

No.	Spec. ID	預測強度之比較							
		$V_{cal}(kN)$				$V_{test}/V_{cal}$			
		$V_{SST\_1:1}$	$V_{SST\_1:2}$	$V_{n,ACI}$	$V_{n,EC2}$	SST_1:1	SST_1:2	ACI	EC2
廖仁壽 (2013)									
119	TS-R1-C1-0	198.3	198.3	175.6	157.5	1.09	1.09	1.23	1.37
120	TS-R2-C1-0	264.1	280.3	175.6	180.2	0.98	0.93	1.48	1.44
121	TS-R1-C2-0	205.4	205.4	205.4	191.5	1.30	1.30	1.30	1.39
122	TS-R2-C2-0	295.3	295.3	235.6	219.3	1.04	1.04	1.30	1.40
123	CS-R1-C1-0	246.2	264.4	175.6	179.3	0.90	0.84	1.26	1.24
124	CS-R2-C2-0	389.3	419.4	235.6	249.6	1.24	1.15	2.05	1.93
Hassan et al. (2017)									
125	S1-1	454.1	505.0	301.8	376.6	0.81	0.73	1.22	0.97
莊勝杰 (2021)									
126	P2	757.2	853.4	445.6	612.8	1.09	0.97	1.85	1.34
Average (AVG)						1.05	0.98	1.53	1.39
Coefficient of variation (COV)						0.22	0.22	0.25	0.21

註：\*代表撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體。

表 4.7 本研究分析模型與國外規範對有剪力鋼筋平版資料庫之預測結果

No.	Spec. ID	預測強度之比較					
		$V_{cal}(kN)$			$V_{test}/V_{cal}$		
		$V_{SST\_1:1}$	$V_{SST\_1:2}$	$V_{n,ACI}$	SST_1:1	SST_1:2	ACI
Oliveira et al. (2000)							
1	3V	404.7	457.0	212.8	0.95	0.84	1.81
2	4V	410.9	463.3	239.1	0.92	0.81	1.58
3	5V	402.6	454.5	255.3	1.05	0.93	1.66
Hassan et al. (2017)							
4	S1-2	505.5	562.2	380.7	0.93	0.84	1.24
5	S1-3	405.5	453.5	356.9	1.02	0.91	1.16
6	S1-4	505.5	562.2	440.7	1.05	0.94	1.20
莊勝杰 (2021)							
7	P1	870.3	981.1	657.2	1.16	1.02	1.53
8	P3	661.5	731.6	460.6	1.02	0.93	1.47
9	P5	1097.0	1232.8	677.5	1.05	0.94	1.71
Average (AVG)					1.02	0.91	1.48
Coefficient of variation (COV)					0.07	0.07	0.16





圖 1.1 平版結構系統(flat plate floor system)示意圖



圖 1.2 桃園市平鎮區地下停車場工程之無梁版貫穿破壞照片

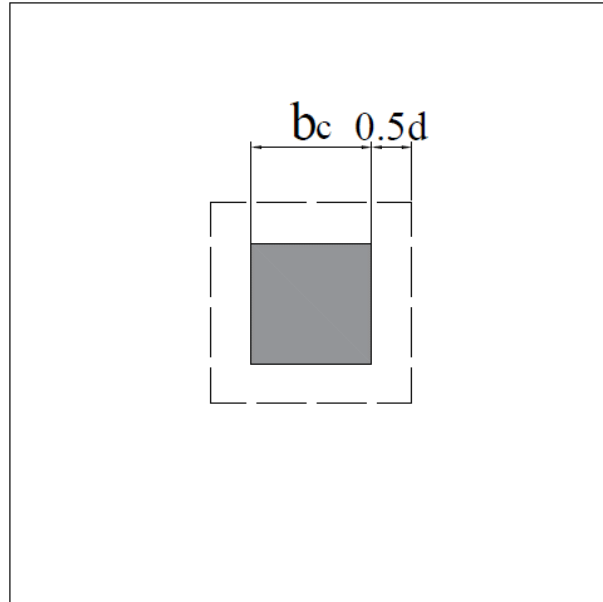


圖 2.1 ACI 318-19 (2019)方形柱斷面臨界周長

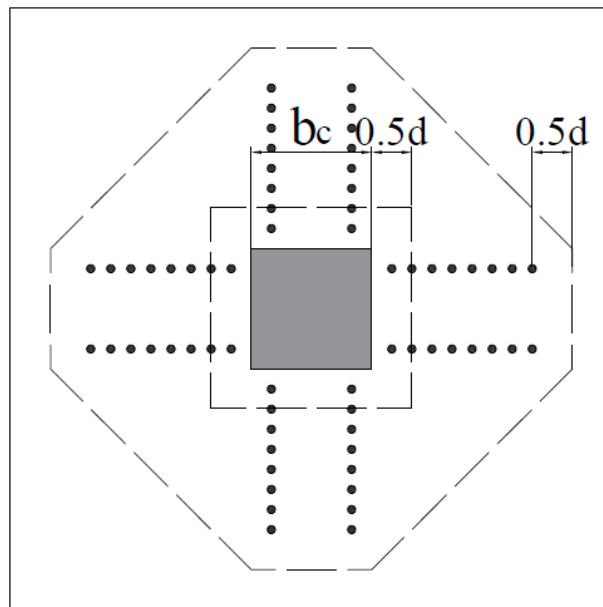


圖 2.2 ACI 318-19 (2019)有剪力鋼筋平版臨界周長

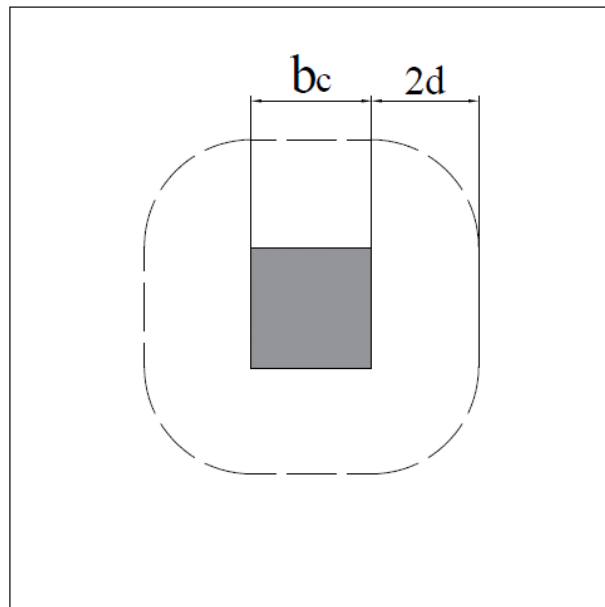


圖 2.3 Eurocode 2 (2004) 方形柱斷面臨界周長

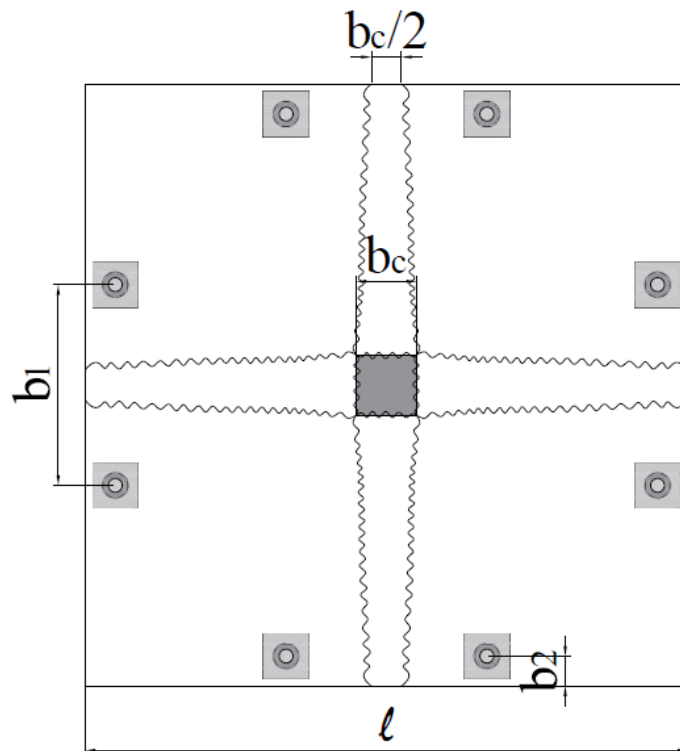
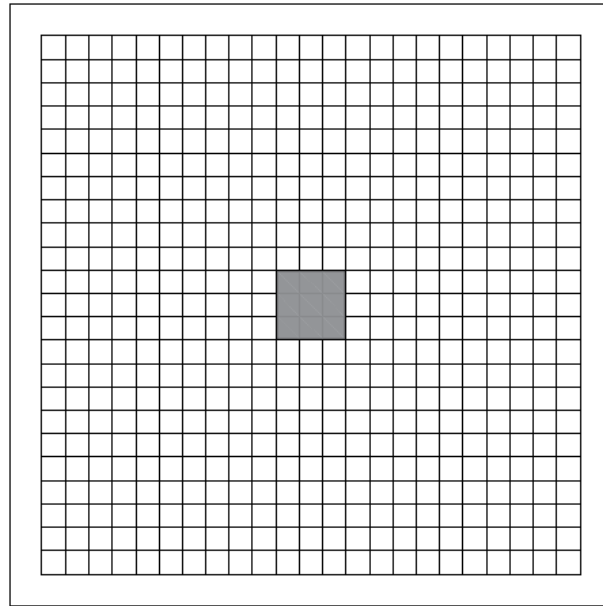
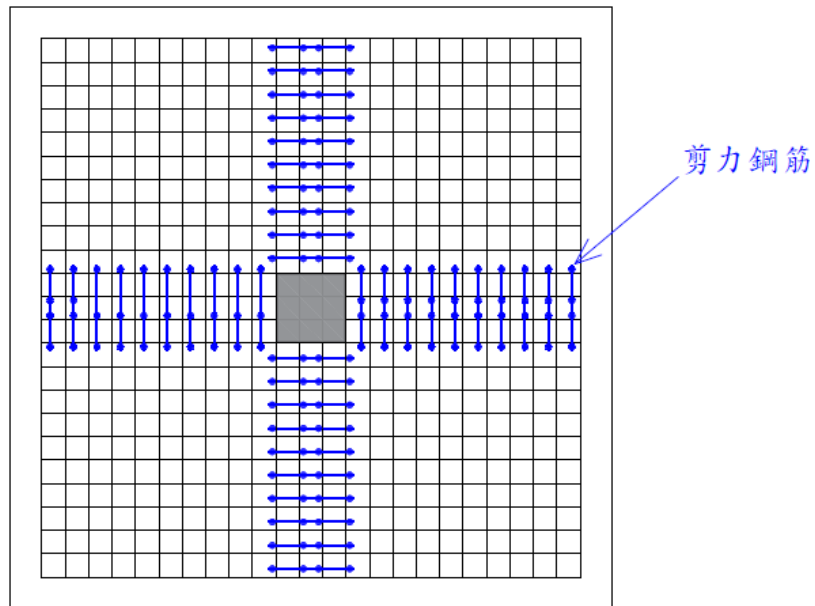


圖 2.4 Yield-line pattern [Lips, Fernández Ruiz and Muttoni (2012)]

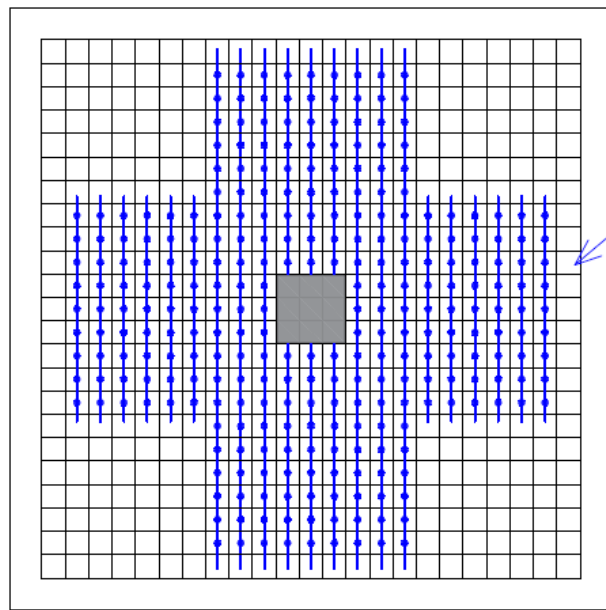


(a) 無剪力鋼筋之平版試體(P2)



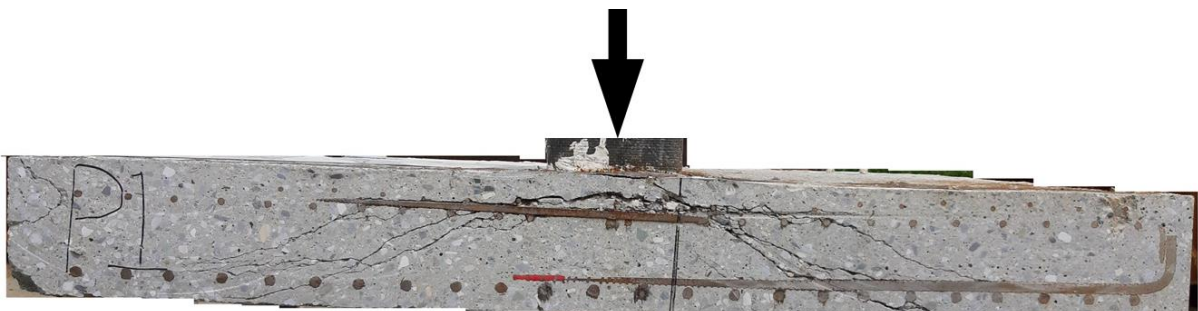
(b) 剪力鋼筋沿柱面正交方向擺放之平版試體(P1)

圖 2.5 剪力鋼筋配置型式示意圖 [莊勝杰 (2021)]

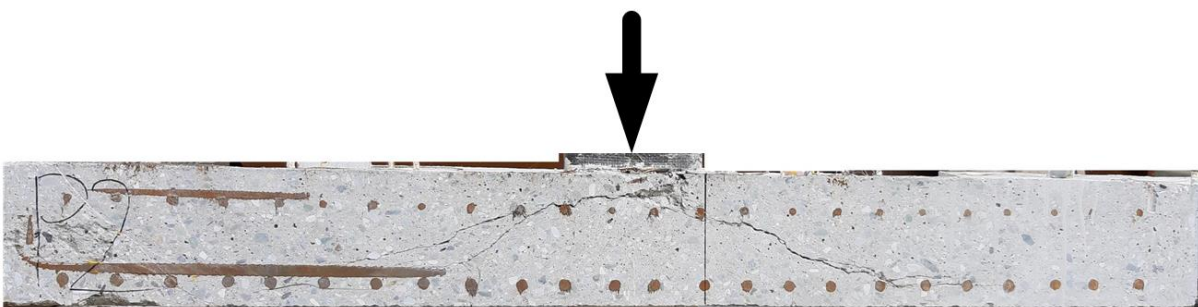


(c) 剪力鋼筋均勻分佈之平版試體(P5)

圖 2.5 剪力鋼筋配置型式示意圖(續) [莊勝杰 (2021)]

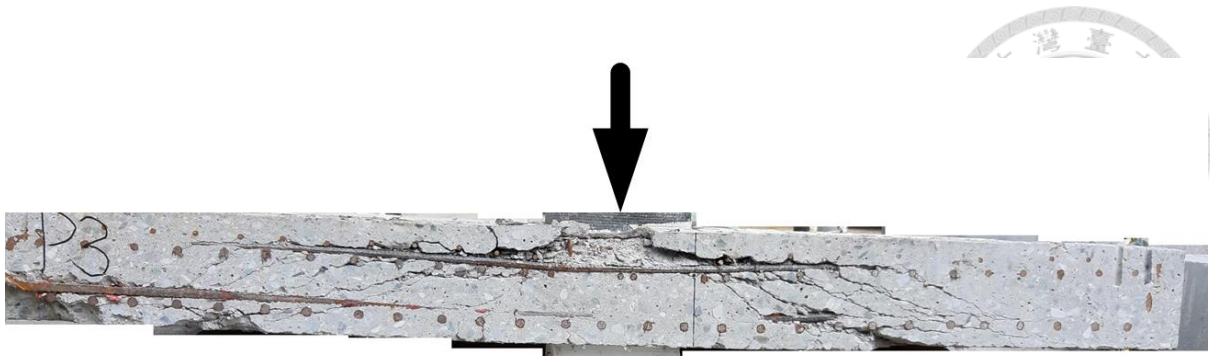


(a) 標準平版試體(P1)

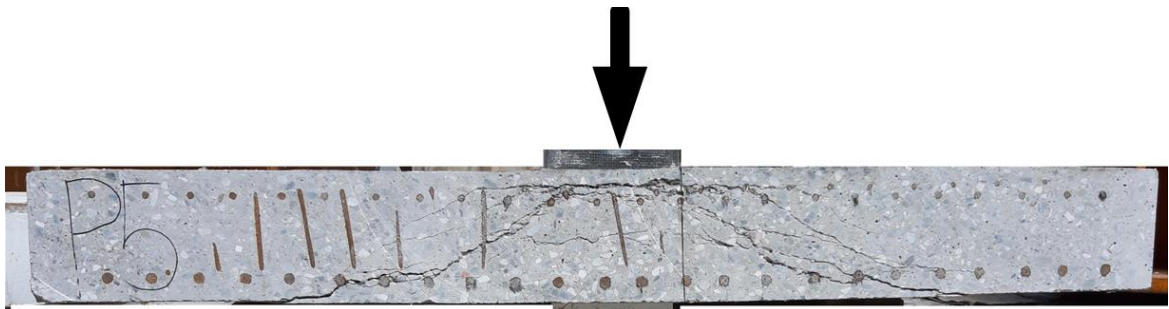


(b) 無剪力鋼筋之平版試體(P2)

圖 2.6 試體破壞剖面圖 [莊勝杰 (2021)]

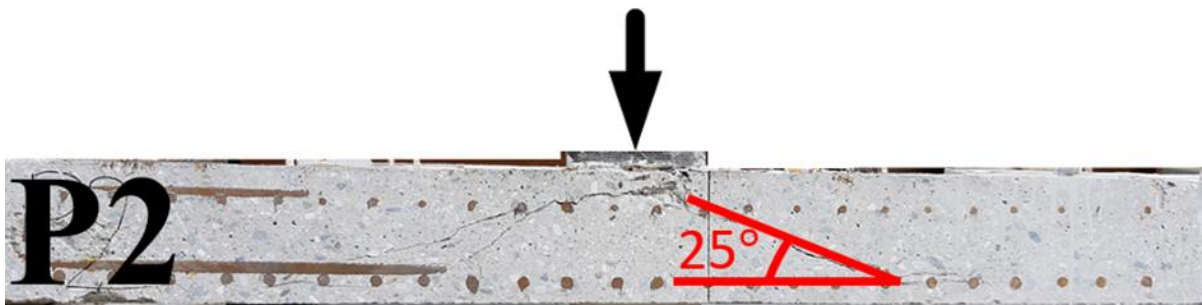


(c) 版厚改變之平版試體(P3)

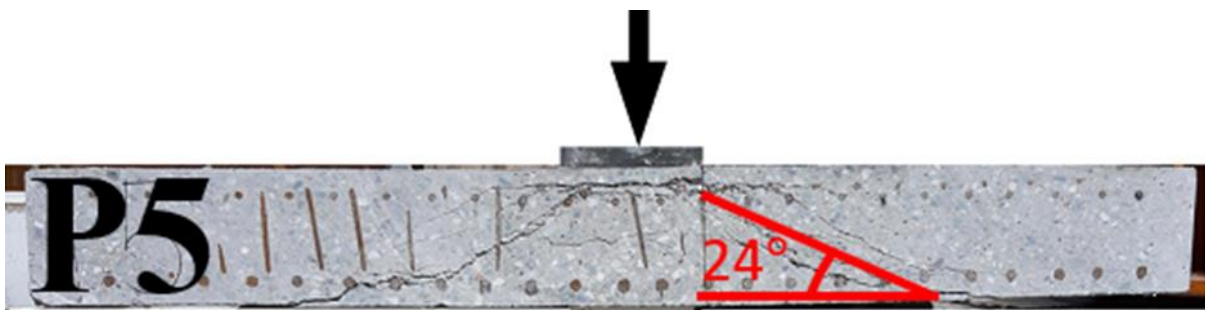


(d) 剪力鋼筋均勻分佈之平版試體(P5)

圖 2.6 試體破壞剖面圖(續) [莊勝杰 (2021)]



(a) 無剪力鋼筋之平版試體(P2)



(b) 剪力鋼筋均勻分佈之平版試體(P5)

圖 2.7 壓桿角度與剖面裂縫圖 [莊勝杰 (2021)]

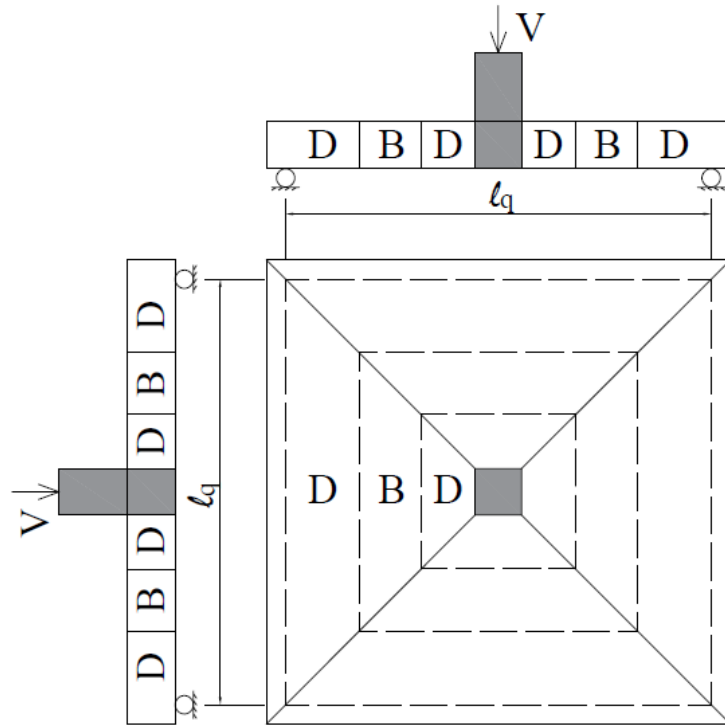


圖 2.8 平版 D-B-D 區域劃分示意圖

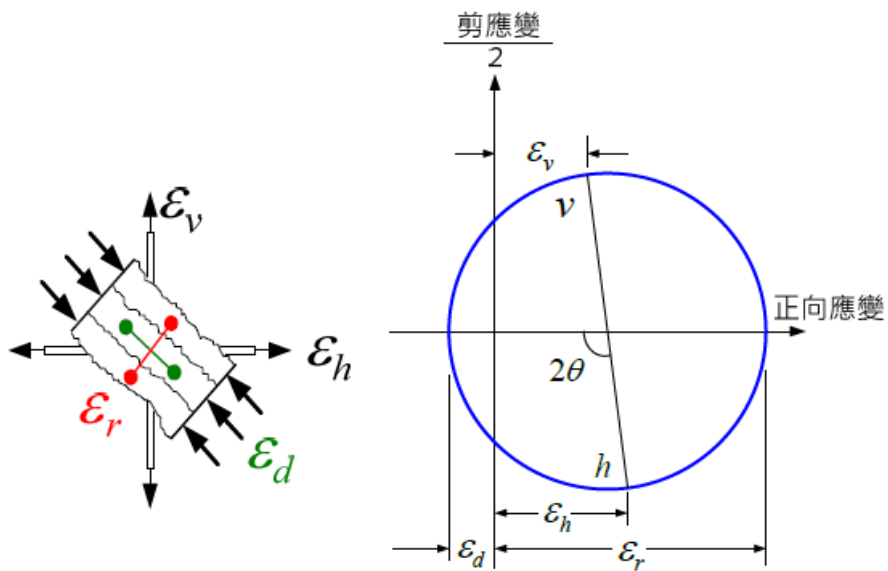


圖 2.9 莫爾變形諧和關係

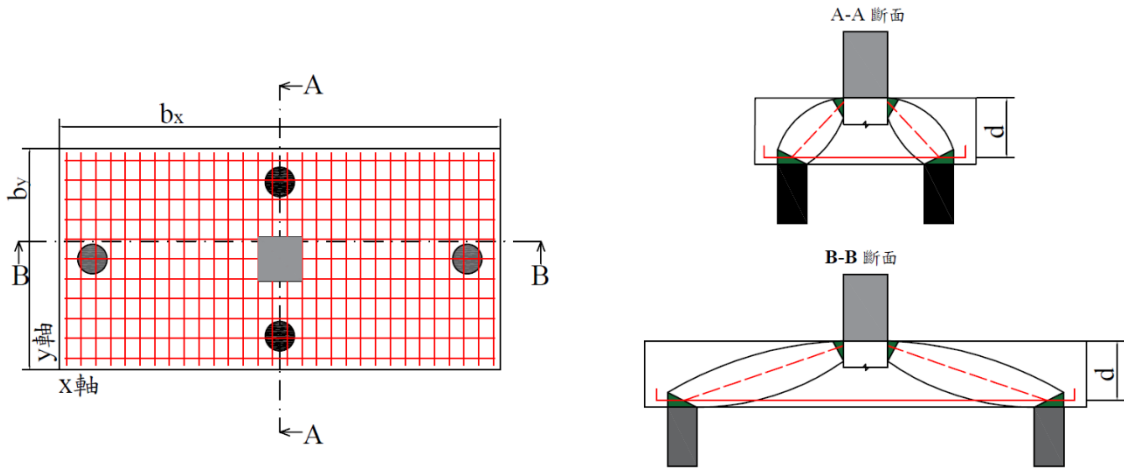


圖 2.10 典型非對稱樁帽結構上視圖與力傳遞路徑 [Mogili and Hwang (2021)]

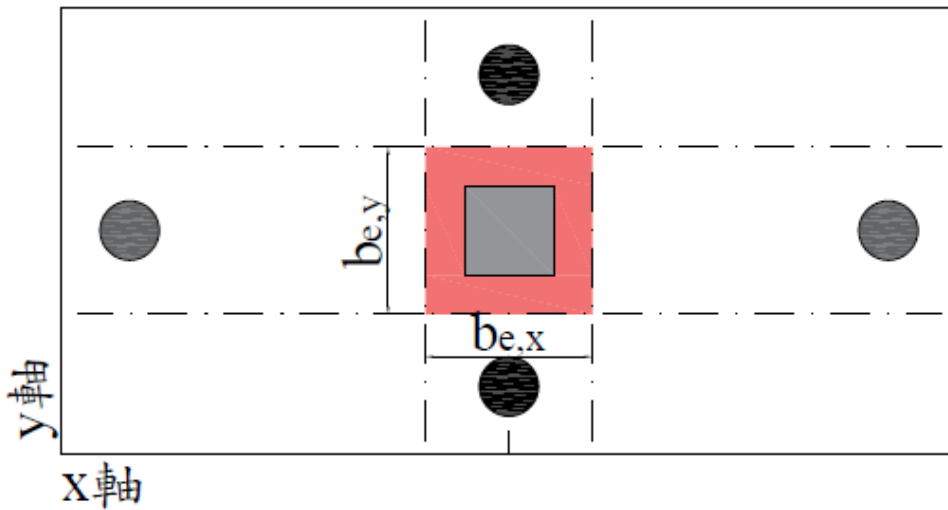


圖 2.11 樁帽有效加載寬度(\$b\_e\$)示意圖 [Mogili and Hwang (2021)]

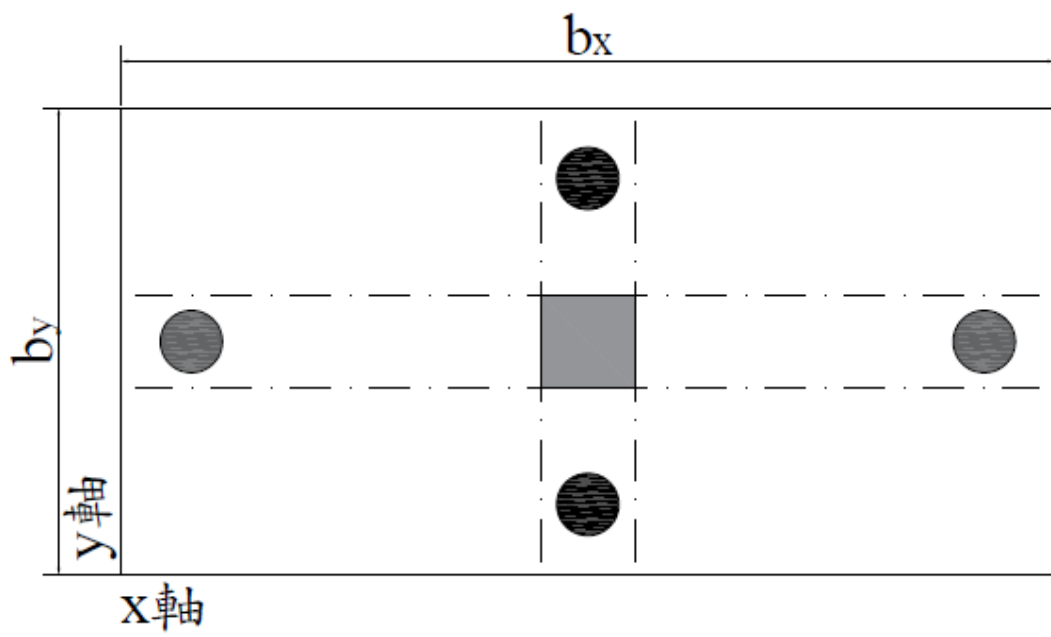


圖 2.12 樁帽撓曲臨界斷面圖

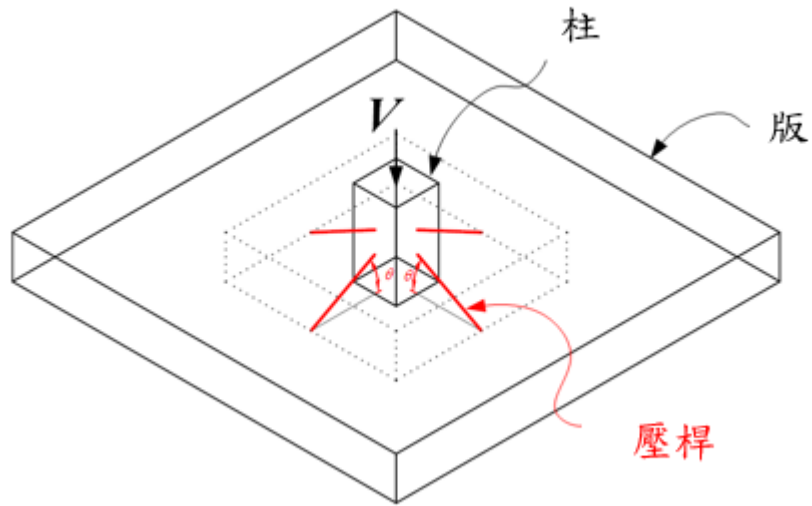


圖 3.1 平版 D 區域壓桿示意圖

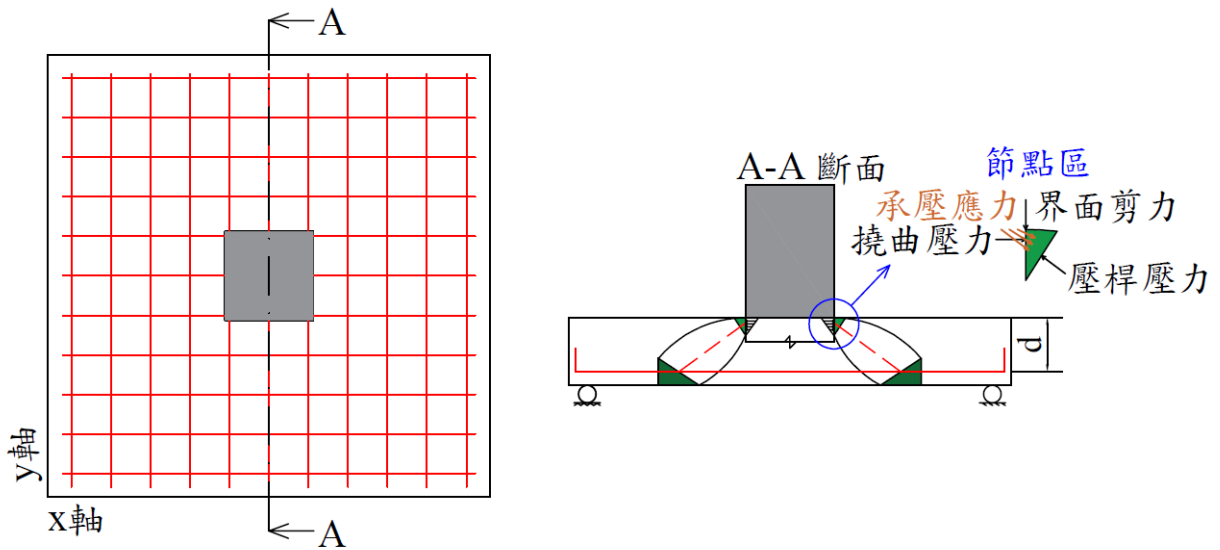


圖 3.2 壓桿端部節點區(nodal zone)位置示意圖

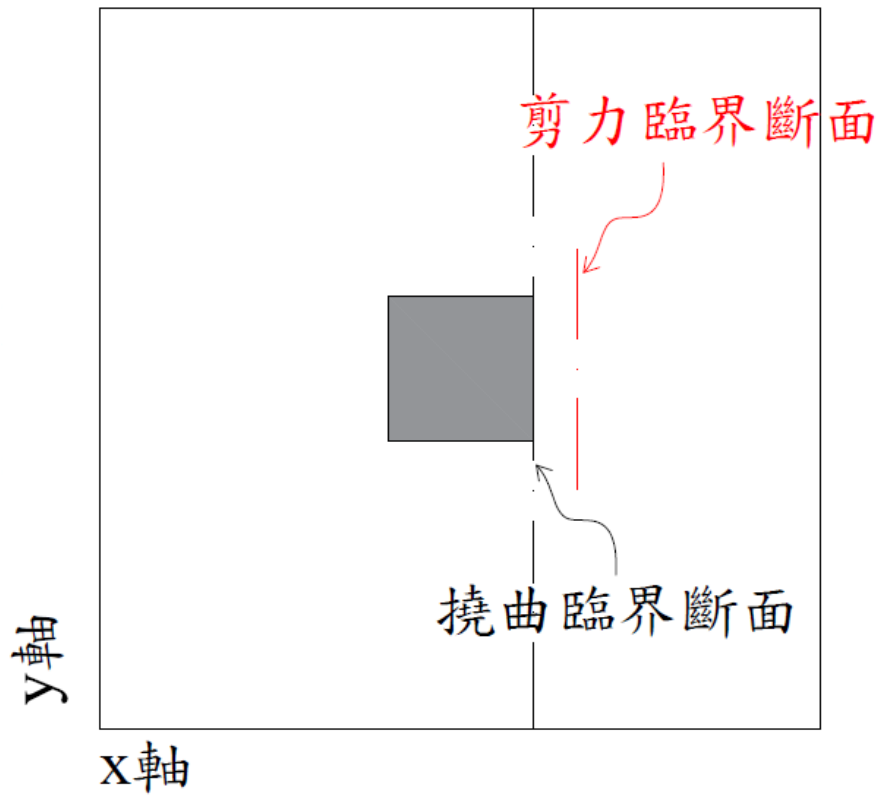


圖 3.3 剪力與撓曲臨界斷面示意圖

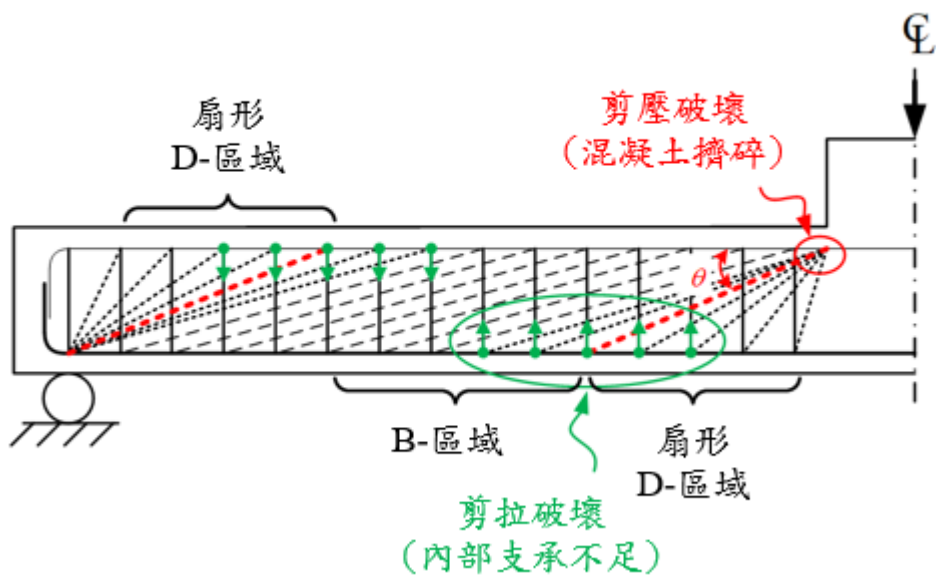


圖 3.4 平版力量傳遞機制與剪力破壞模式

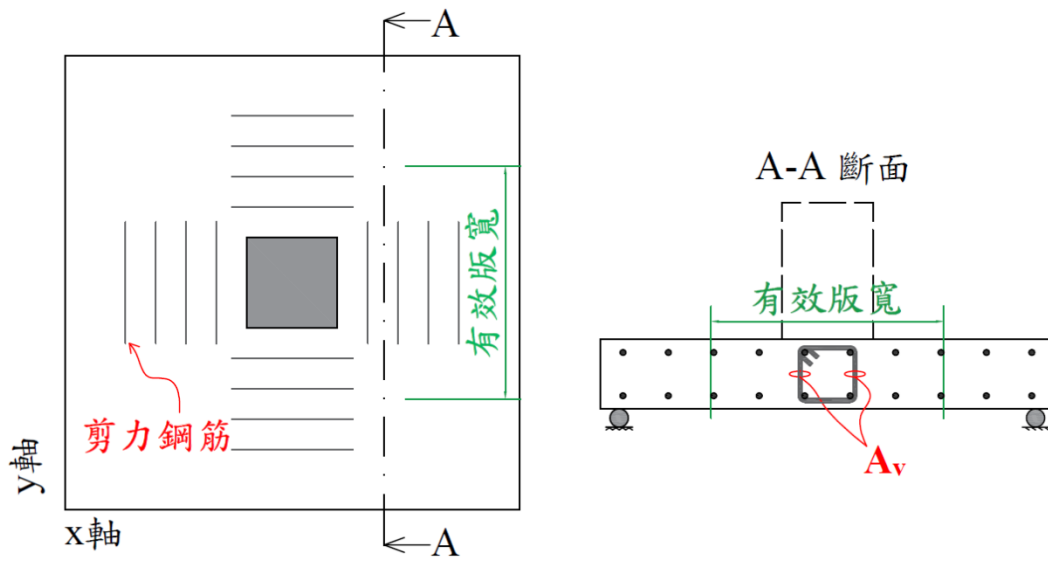


圖 3.5 有效版寬(effective slab width)內之剪力鋼筋量示意圖

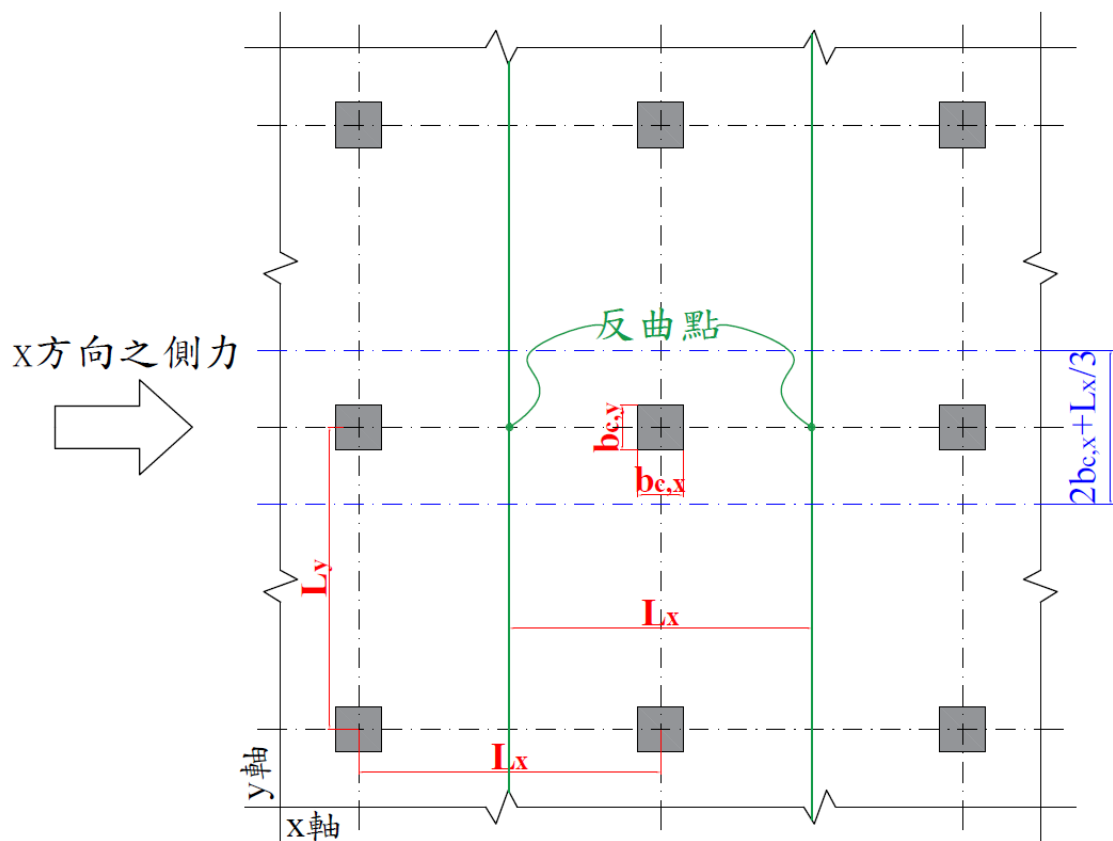
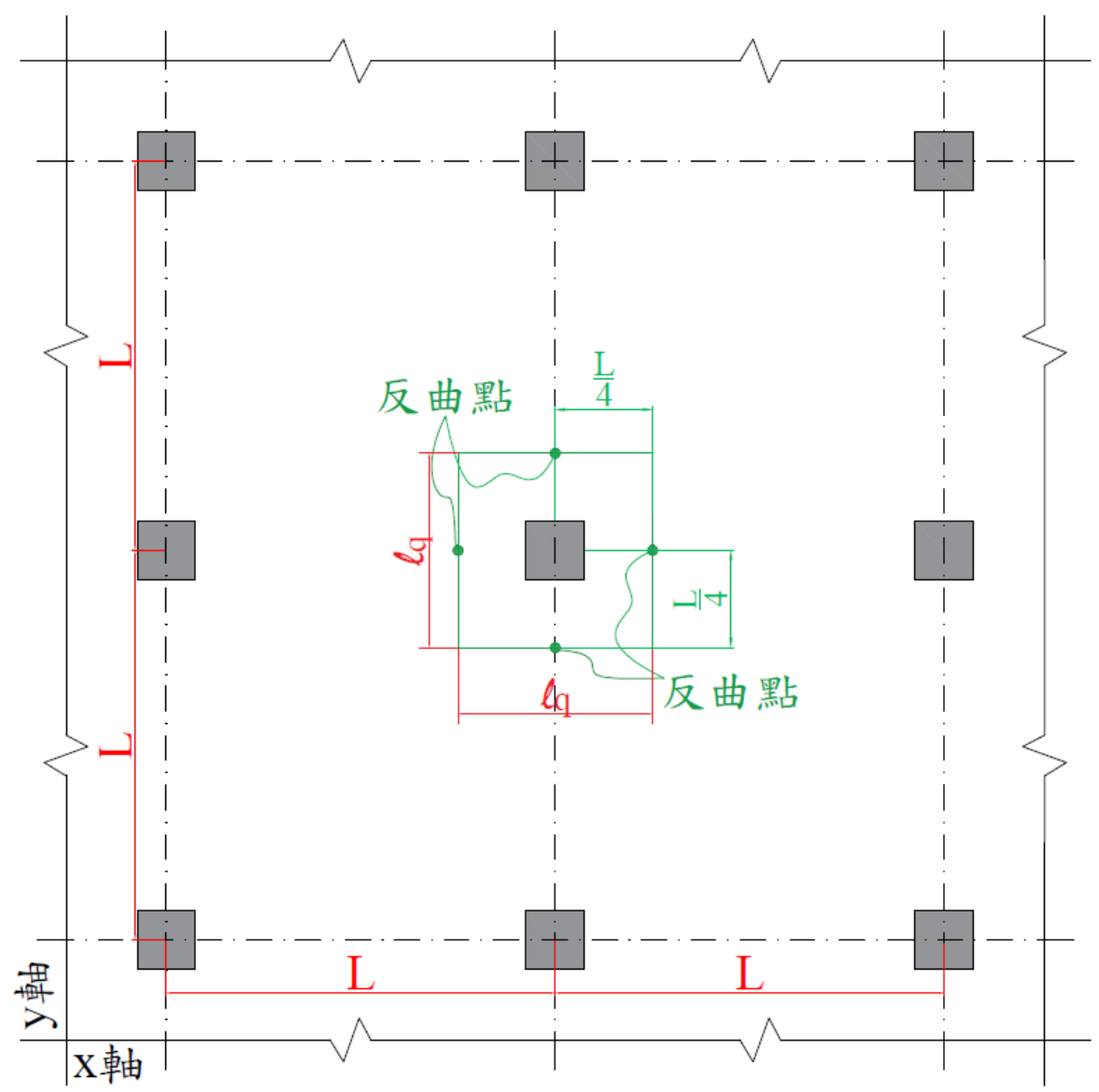
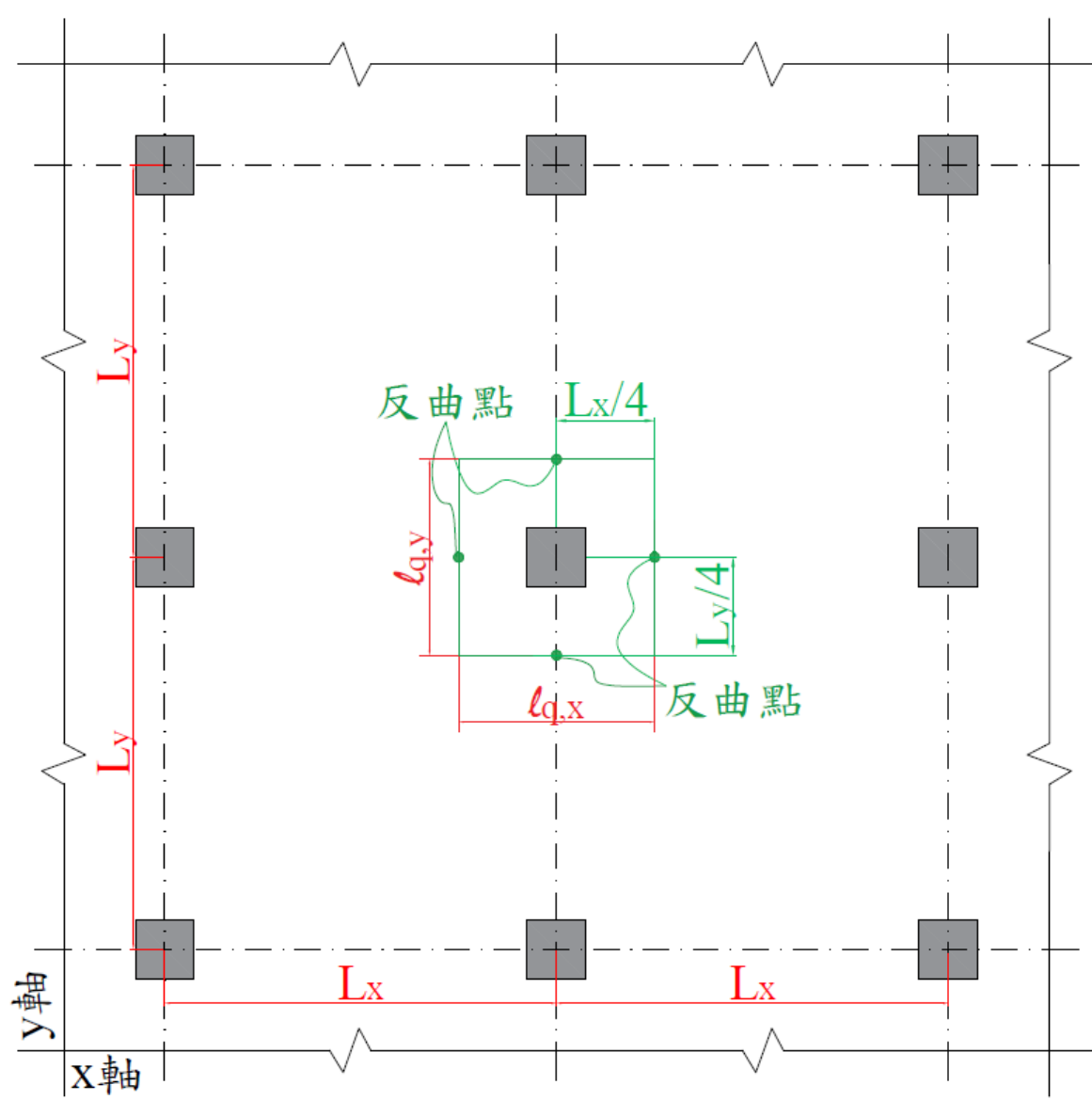
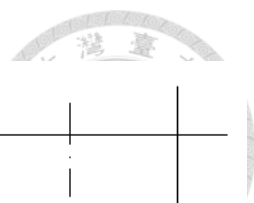


圖 3.6 水平載重平版反曲點位置與參數示意圖



(a)

圖 3.7 垂直載重平版反曲點位置與參數示意圖



(b)

圖 3.7 垂直載重平版反曲點位置與參數示意圖(續)

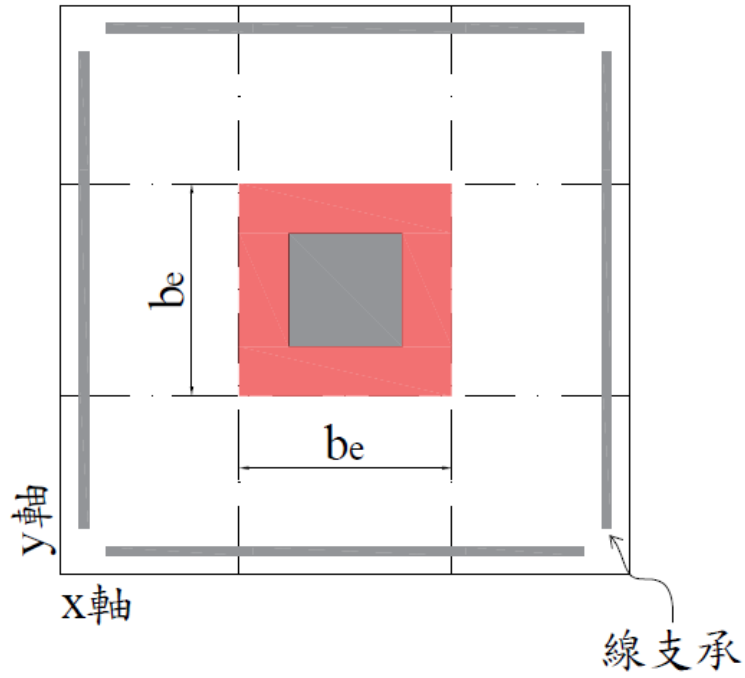


圖 3.8 平版有效加载寬度( $b_e$ )示意圖

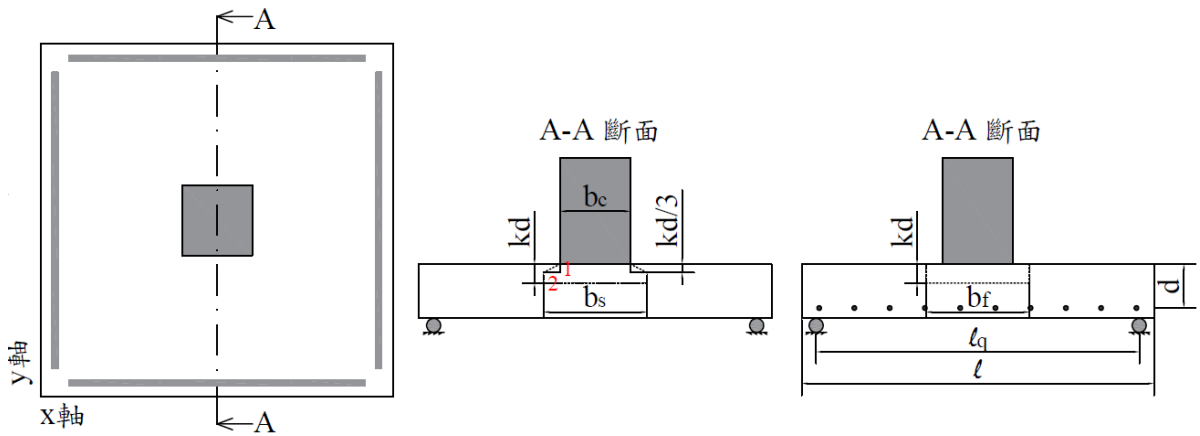


圖 3.9 剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )示意圖

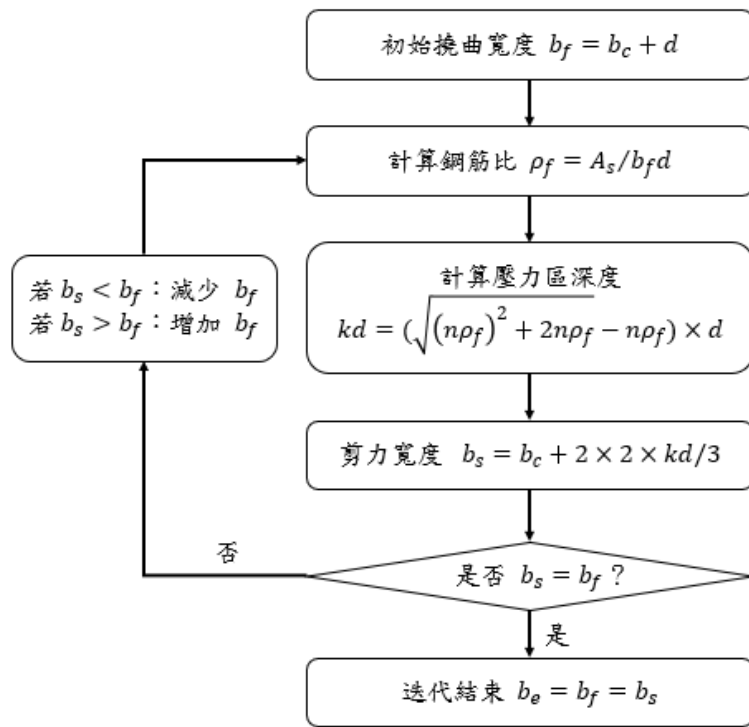


圖 3.10 有效加載寬度( $b_e$ )迭代流程圖(斜率 1:2)

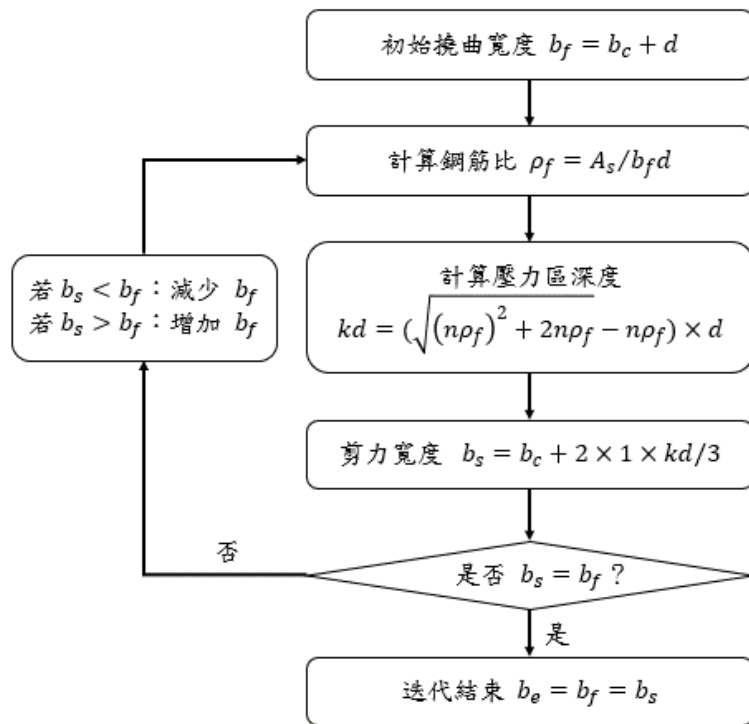


圖 3.11 有效加載寬度( $b_e$ )迭代流程圖(斜率 1:1)

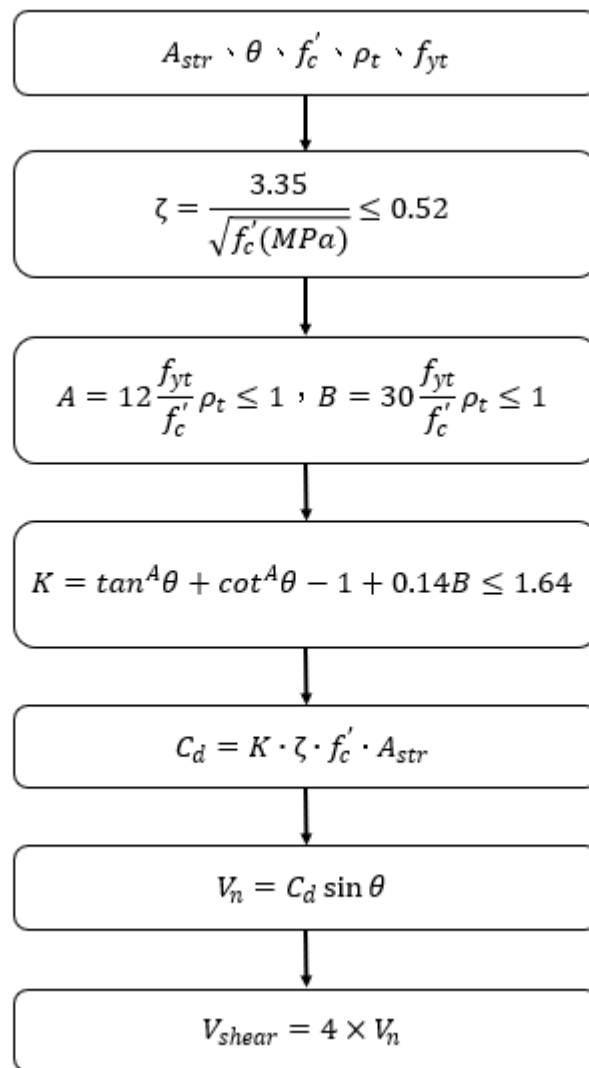


圖 3.12 平版剪力強度之評估程序

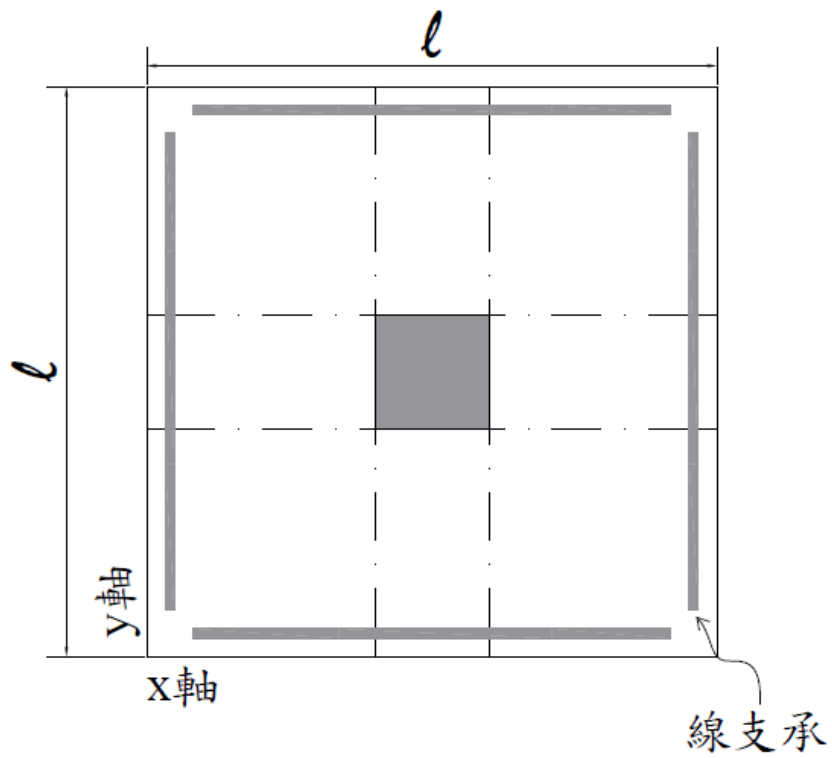


圖 3.13 平版撓曲臨界斷面圖

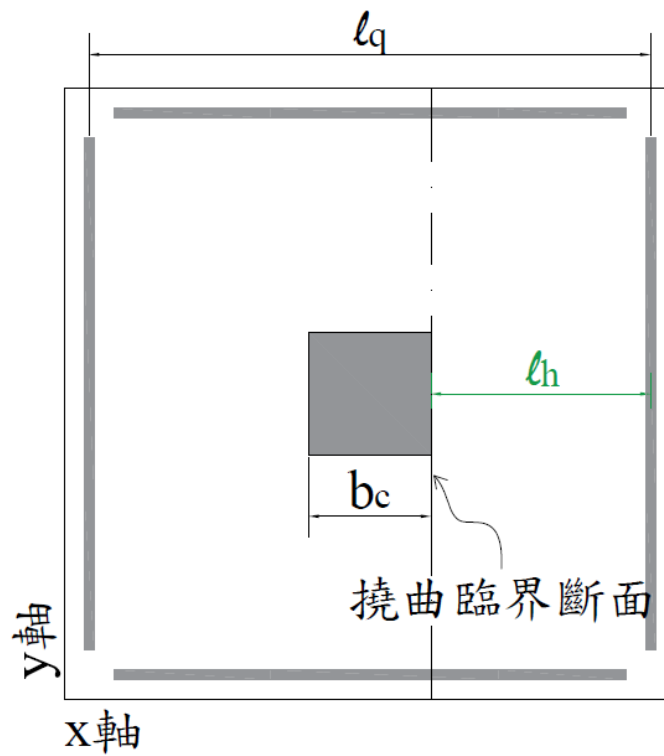


圖 3.14  $l_h$ 示意圖

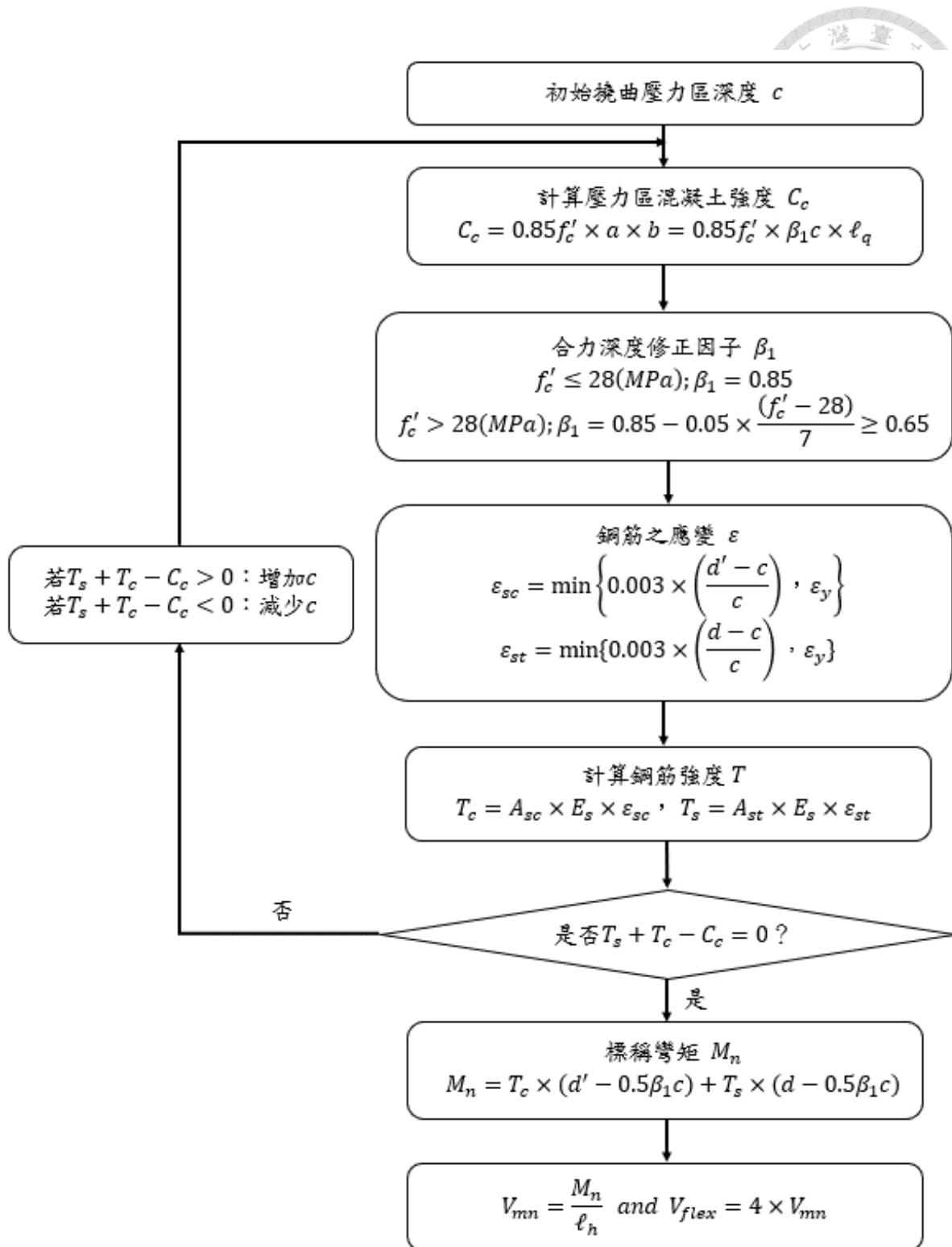


圖 3.15 平版撓曲強度之評估程序

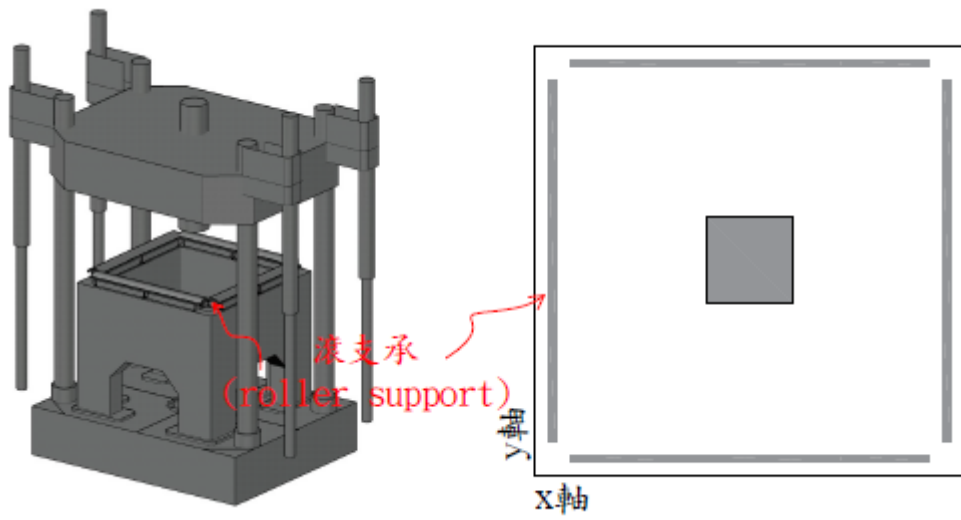


圖 4.1 四邊滾支承(roller support)平版試體示意圖 [莊勝杰 (2021)]

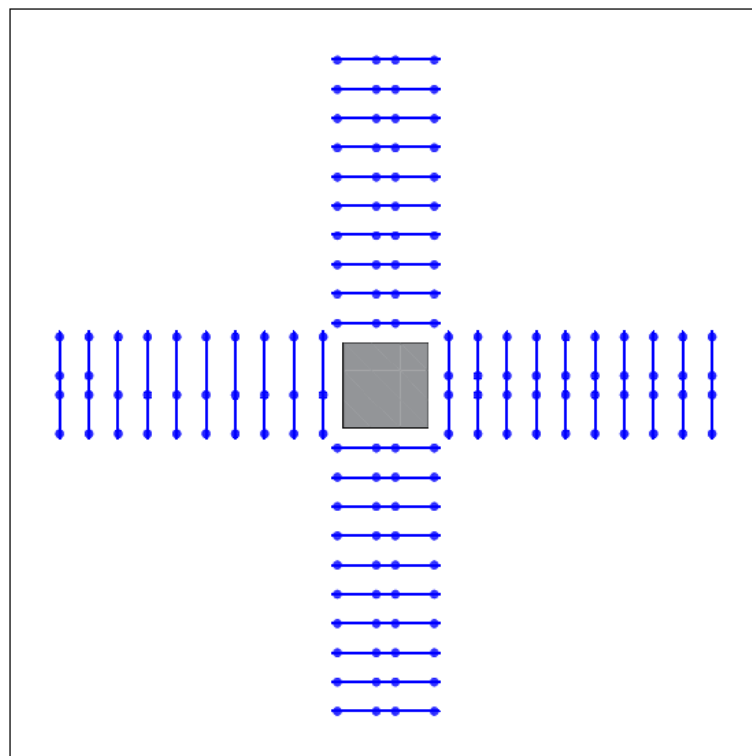


圖 4.2 剪力鋼筋正交配置示意圖 [莊勝杰 (2021)]

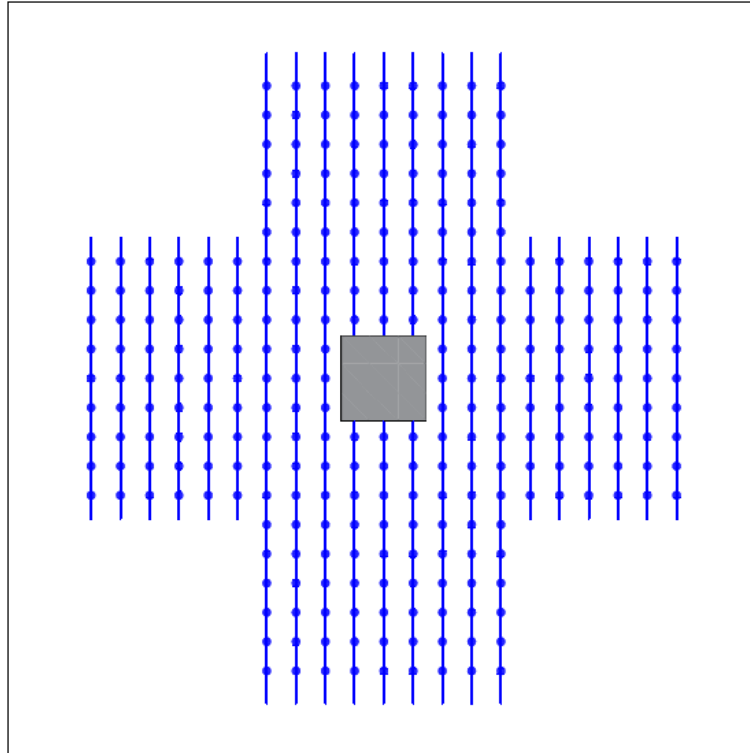


圖 4.3 剪力鋼筋均勻配置示意圖 [莊勝杰 (2021)]

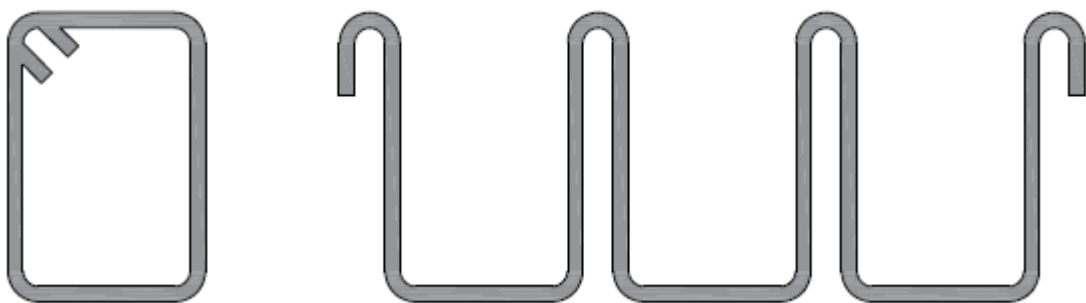
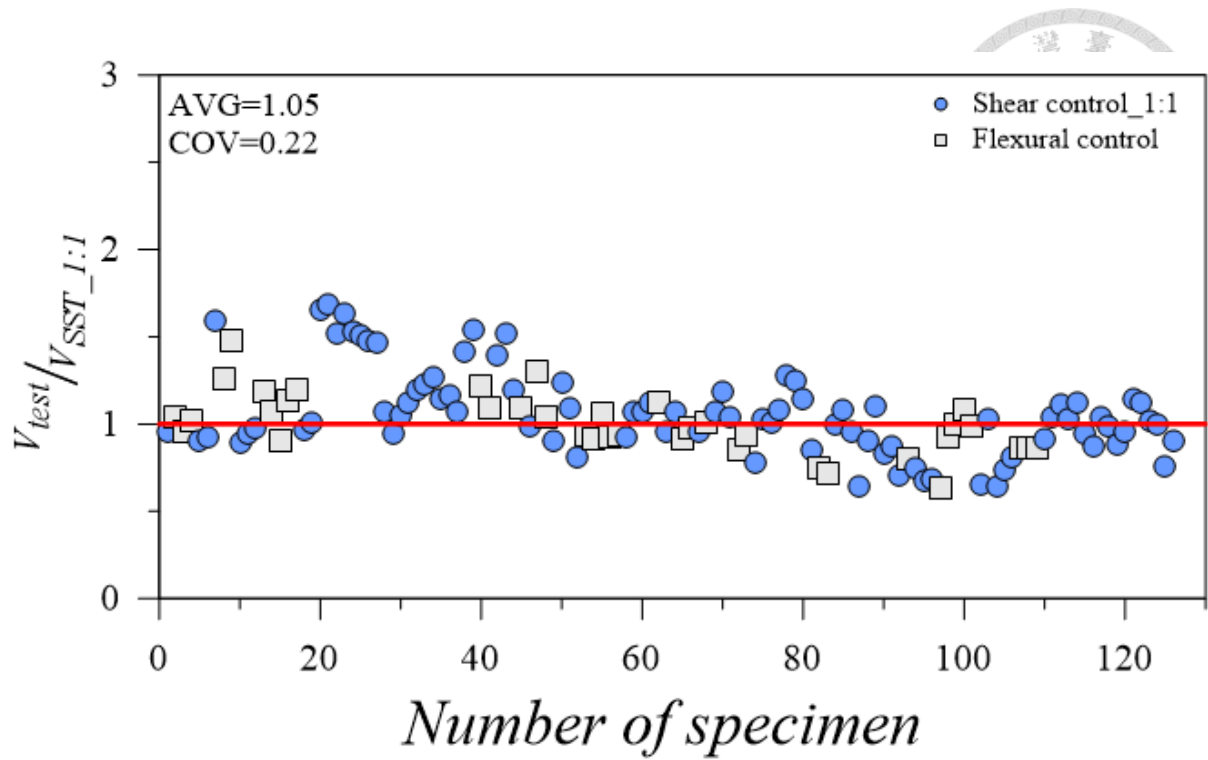
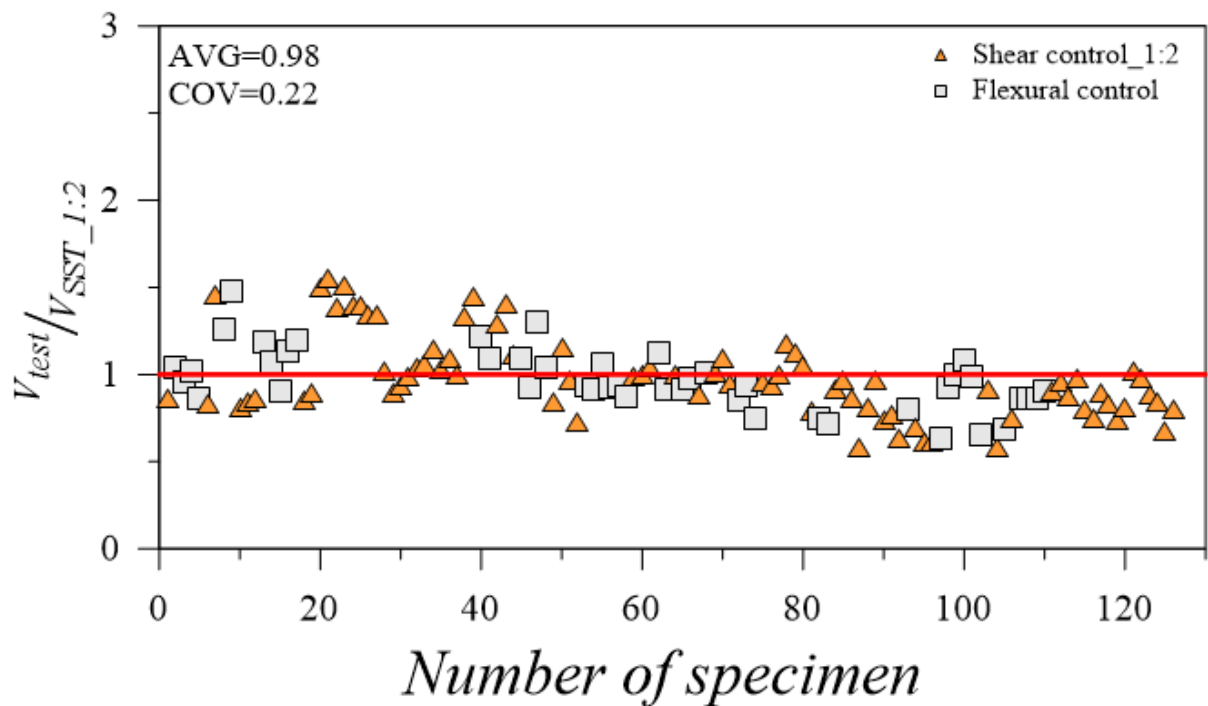


圖 4.4 剪力鋼筋型式(傳統閉合式箍筋與連續 U 型肋筋)

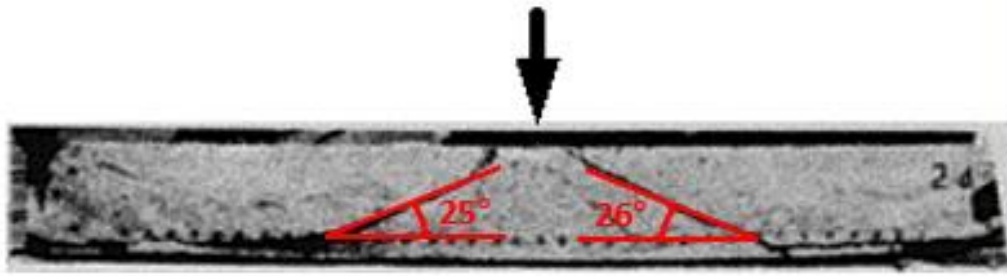


(a) 斜率 1:1 向下傳遞之結果

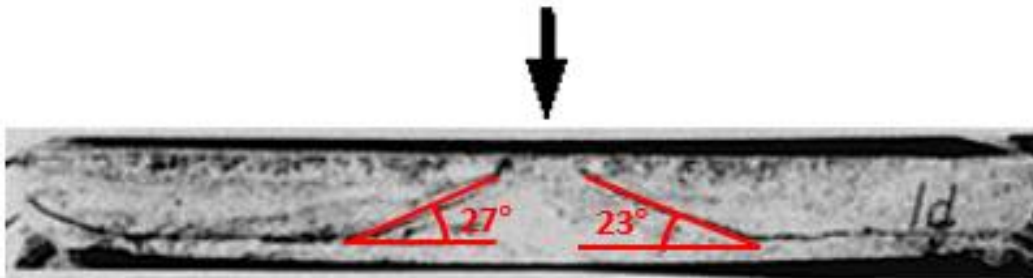


(b) 斜率 1:2 向下傳遞之結果

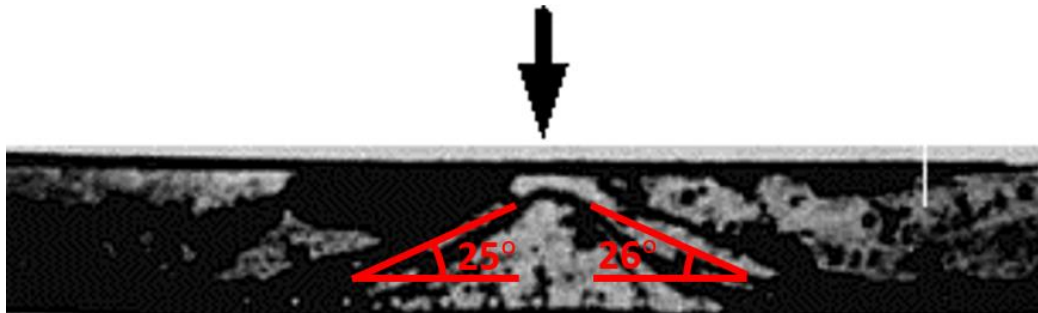
圖 4.5 無剪力鋼筋平版資料庫使用本研究分析模型之結果圖



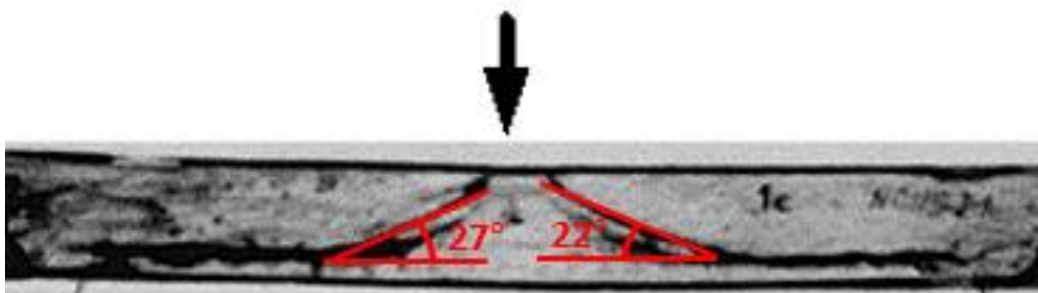
(No.80) ND95-1-3



(No.83) ND95-2-3

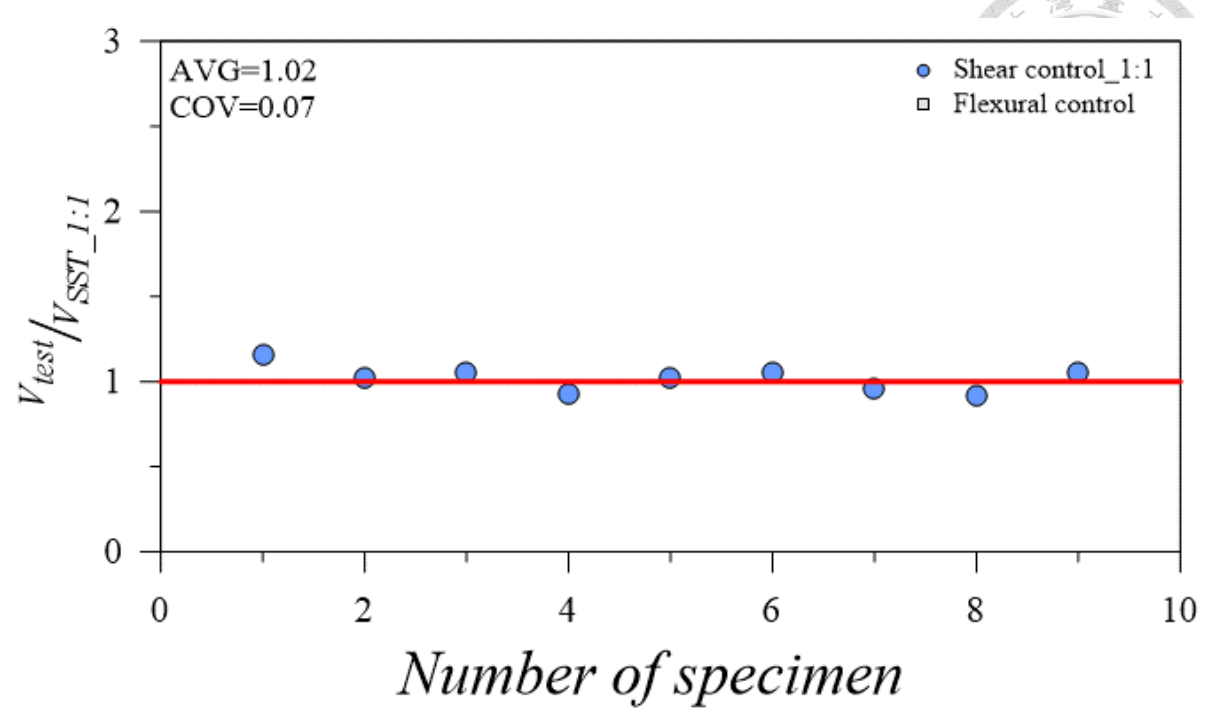


(No.87) ND115-1-1

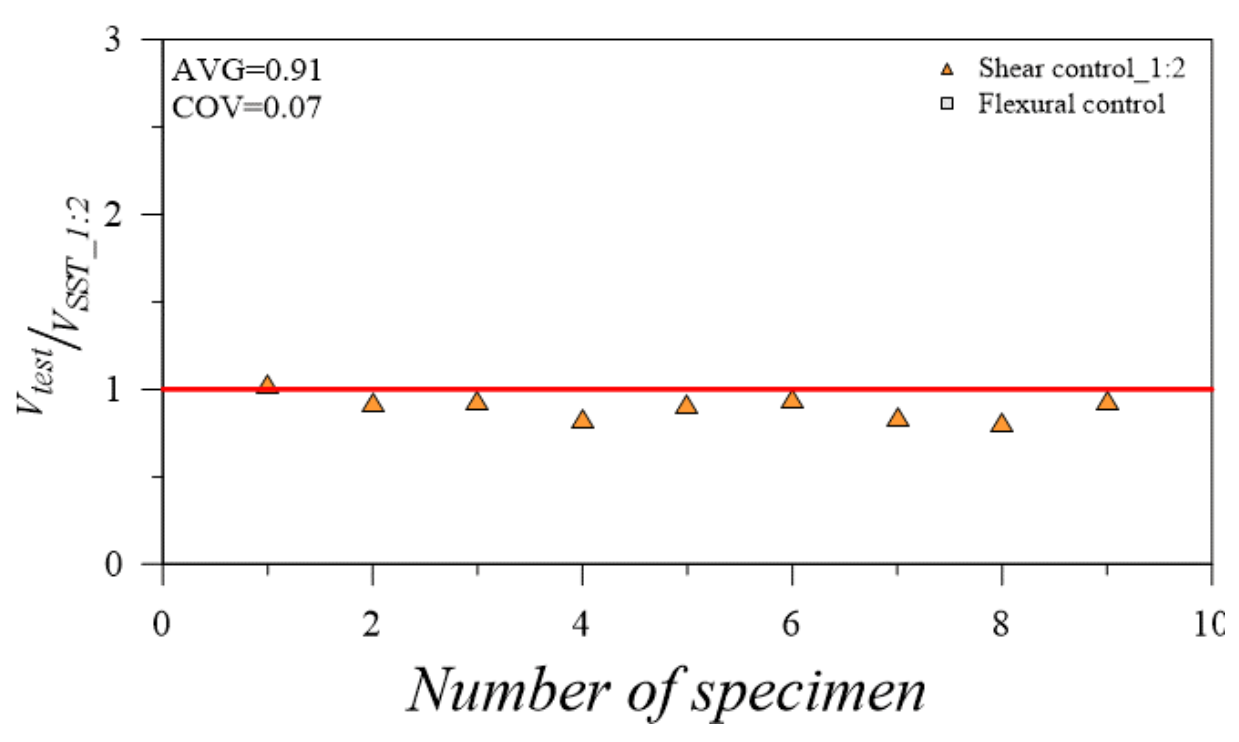


(No.88) ND115-2-1

圖 4.6 壓桿角度與裂縫圖比較 [Tomaszewicz (1993)]



(a) 斜率 1:1 向下傳遞之結果



(b) 斜率 1:2 向下傳遞之結果

圖 4.7 有剪力鋼筋平版資料庫使用本研究分析模型之結果圖

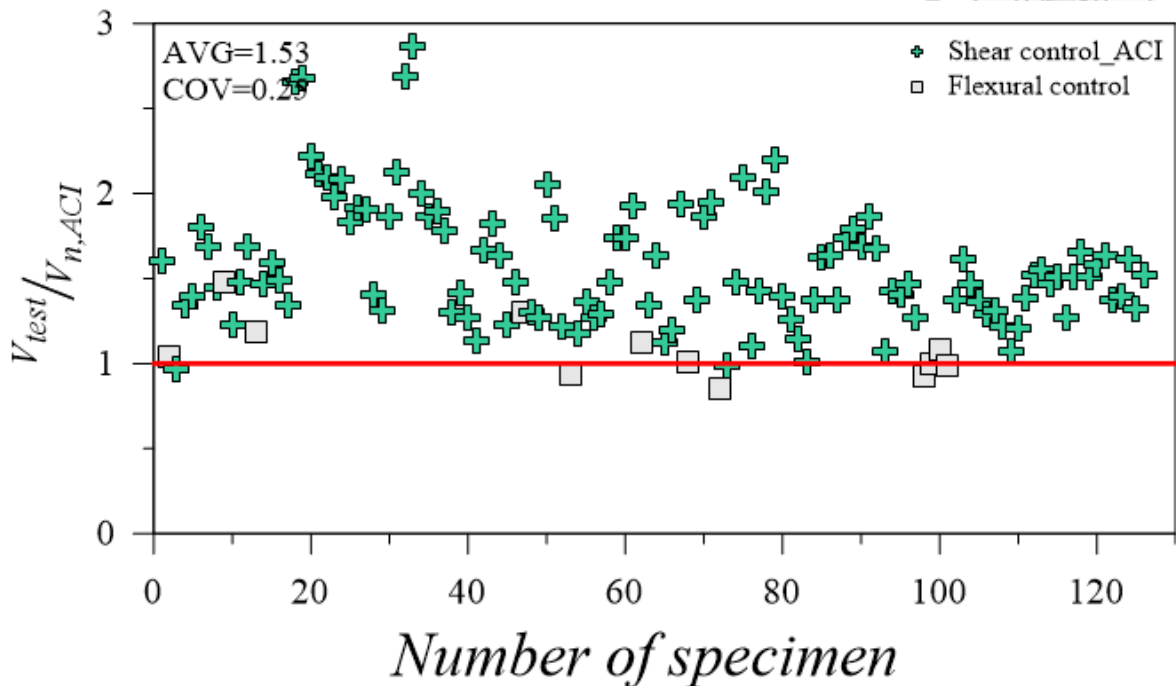
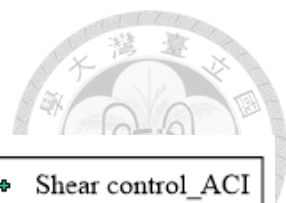


圖 4.8 無剪力鋼筋平版資料庫使用 ACI 318-19 (2019)規範分析模型之結果圖

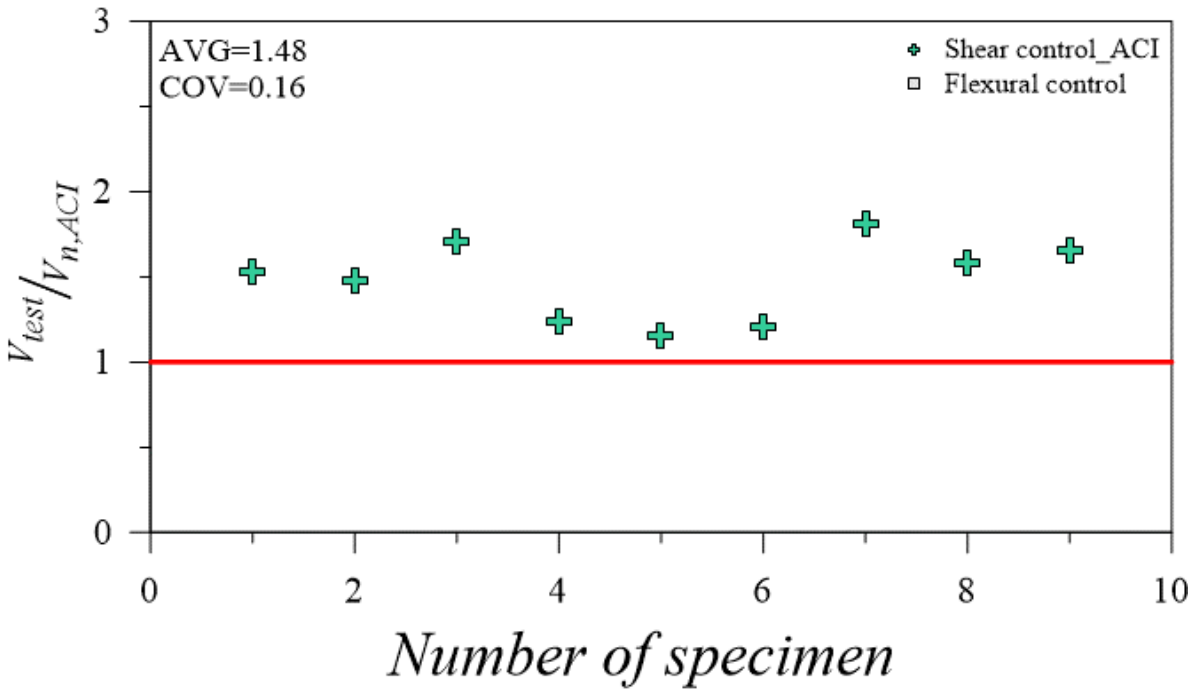


圖 4.9 有剪力鋼筋平版資料庫使用 ACI 318-19 (2019)規範分析模型之結果圖

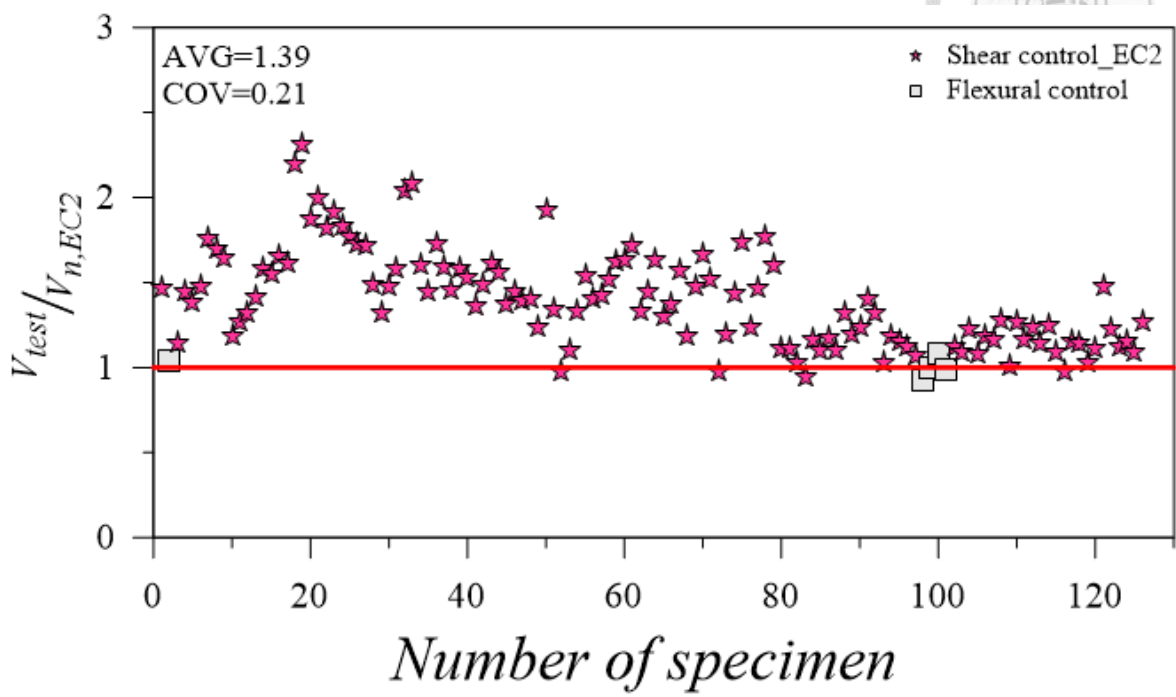


圖 4.10 無剪力鋼筋平版資料庫使用 Eurocode 2 (2004)規範分析模型之結果圖

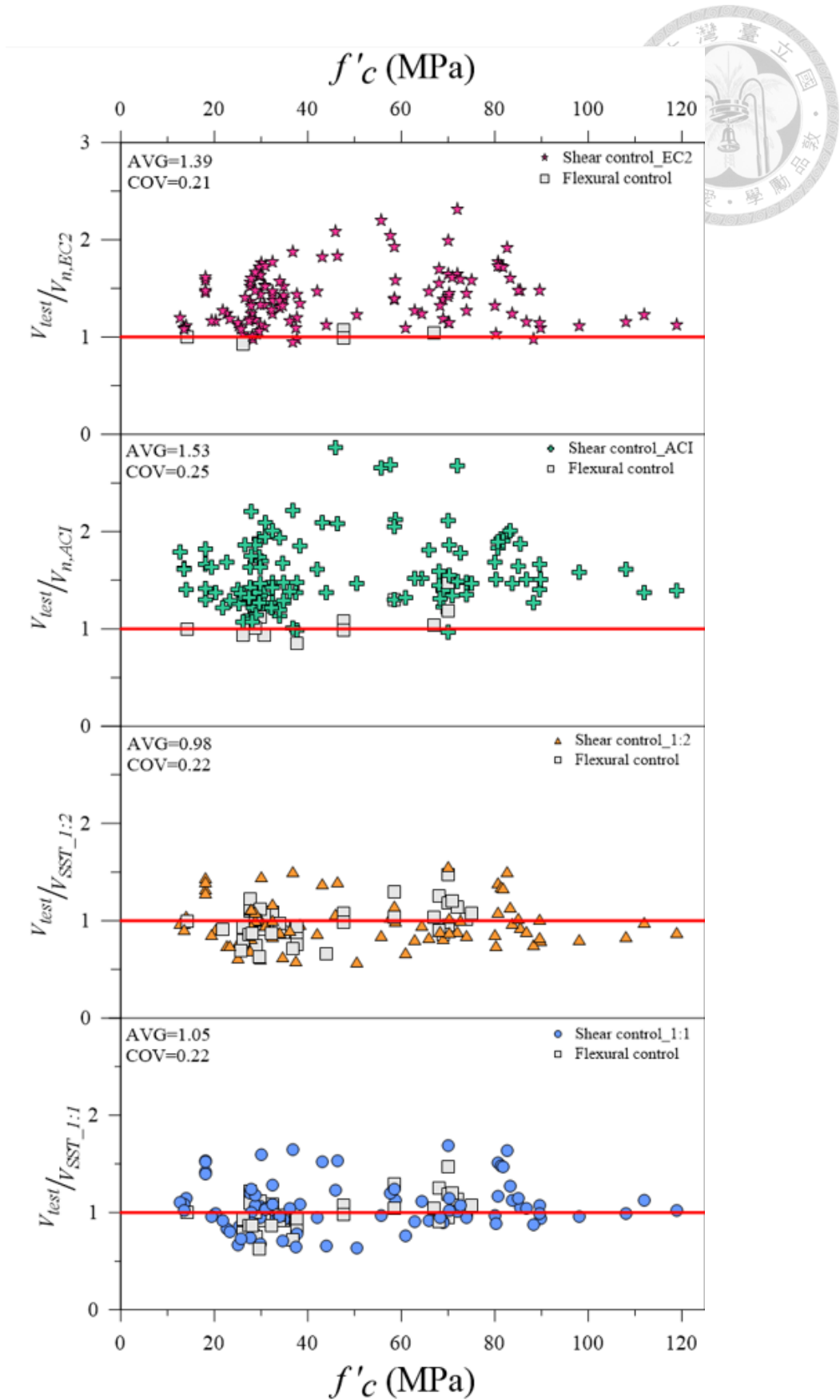


圖 4.11 混凝土抗壓強度( $f'_c$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響

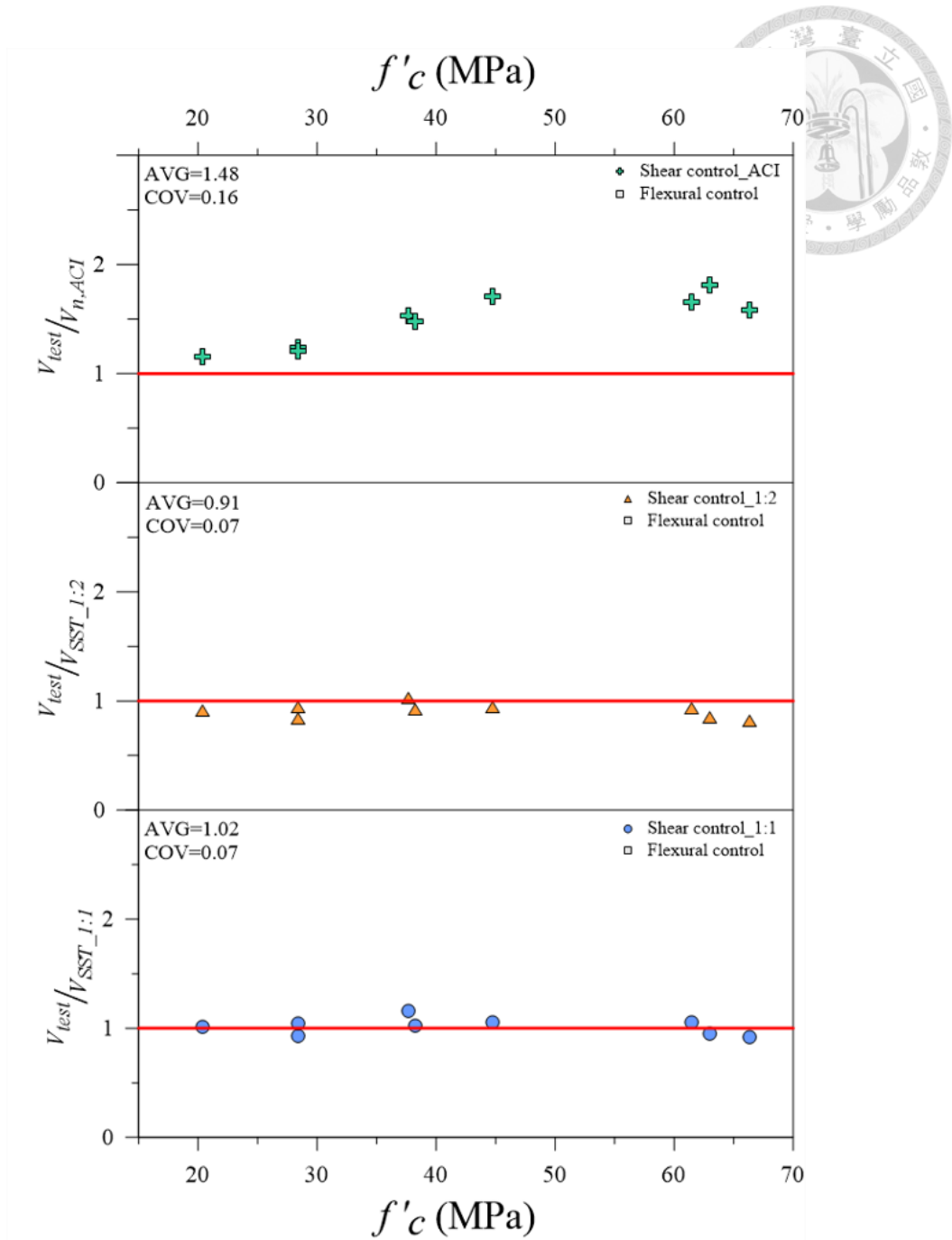


圖 4.12 混凝土抗壓強度( $f'_c$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響

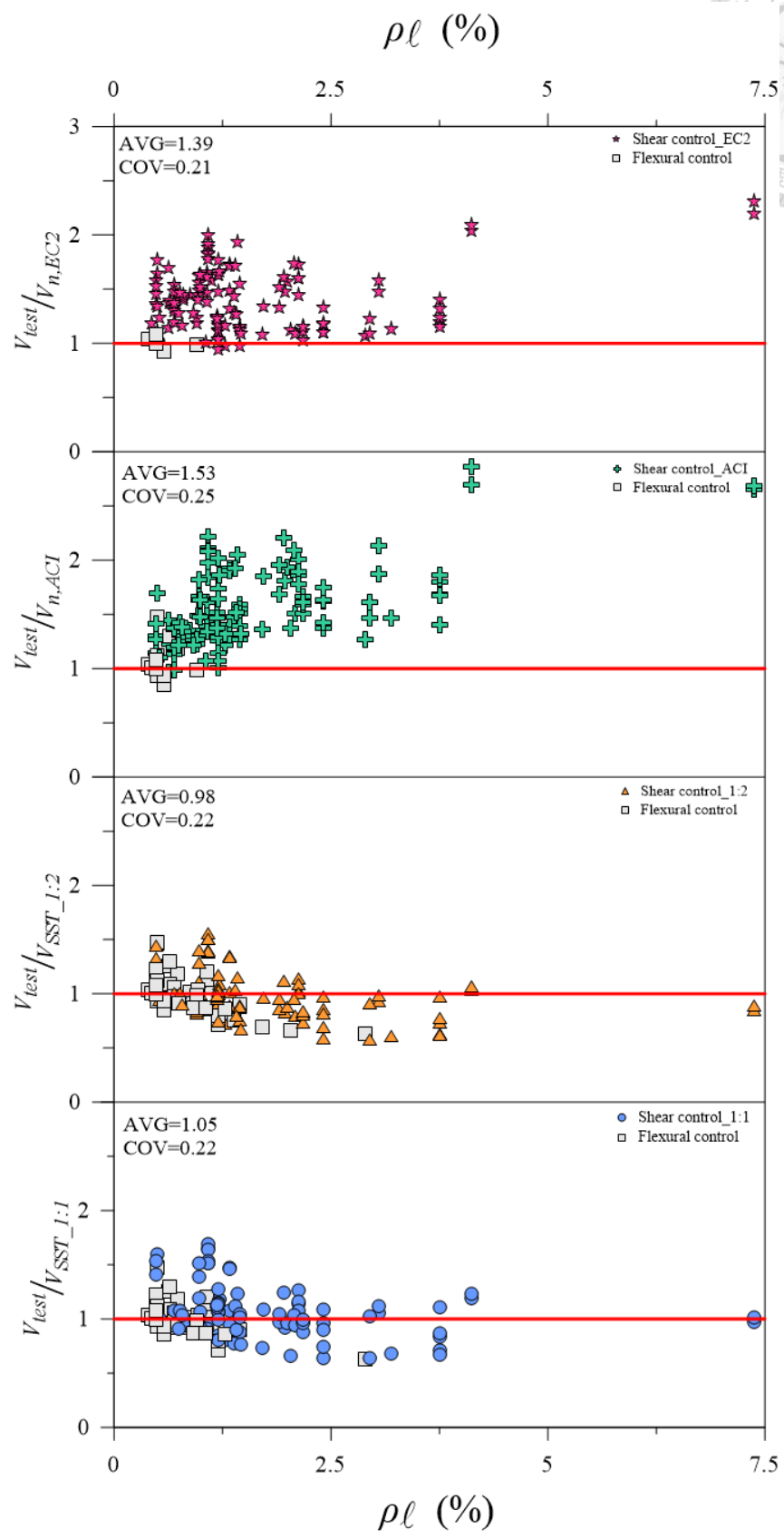
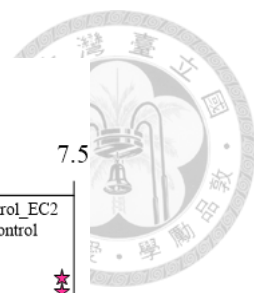


圖 4.13 平版主筋比( $\rho_l$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響

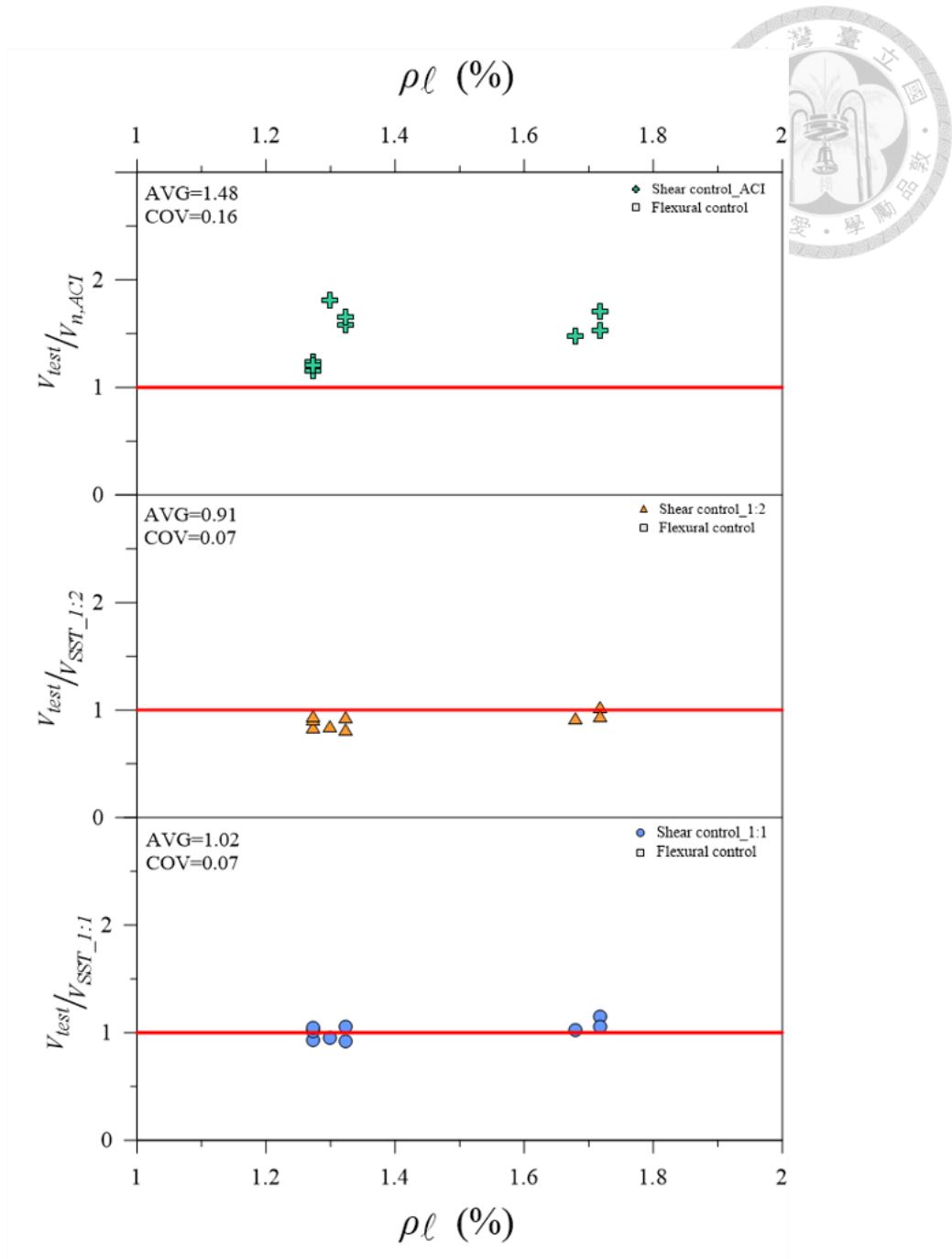


圖 4.14 平版主筋比( $\rho_l$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響

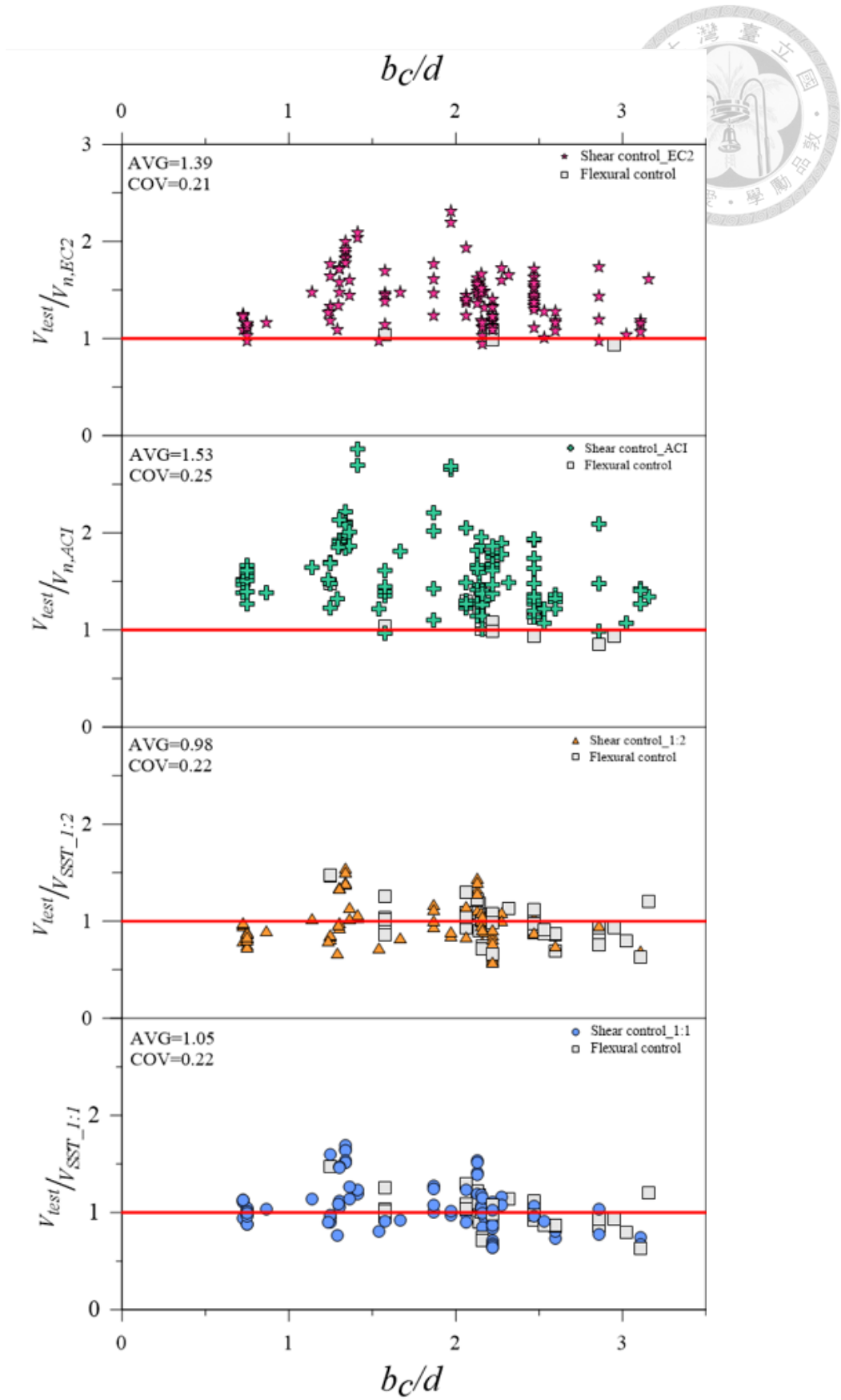


圖 4.15 柱寬與有效深度比值( $b_c/d$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響

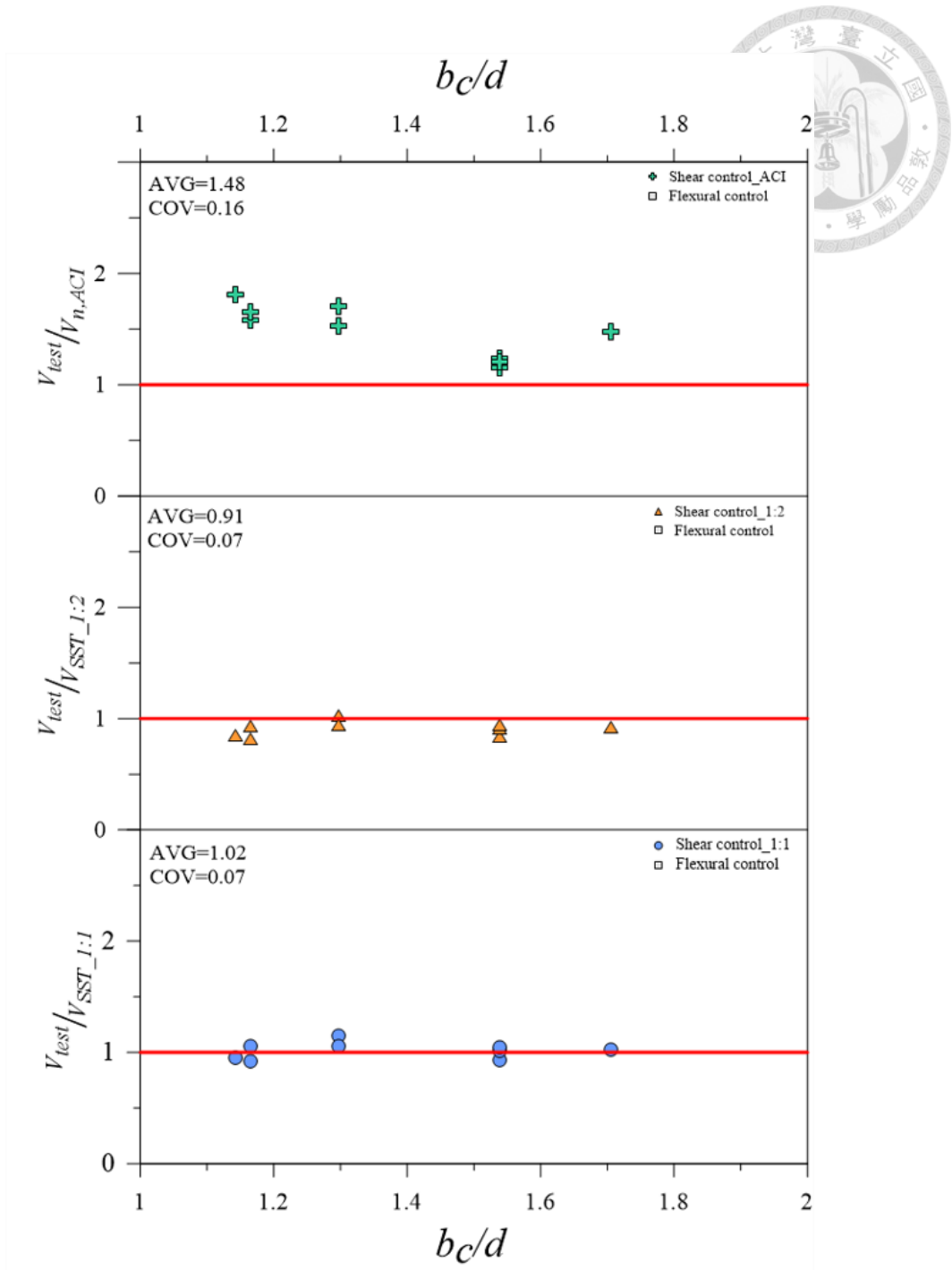


圖 4.16 柱寬與有效深度比值( $b_c/d$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響

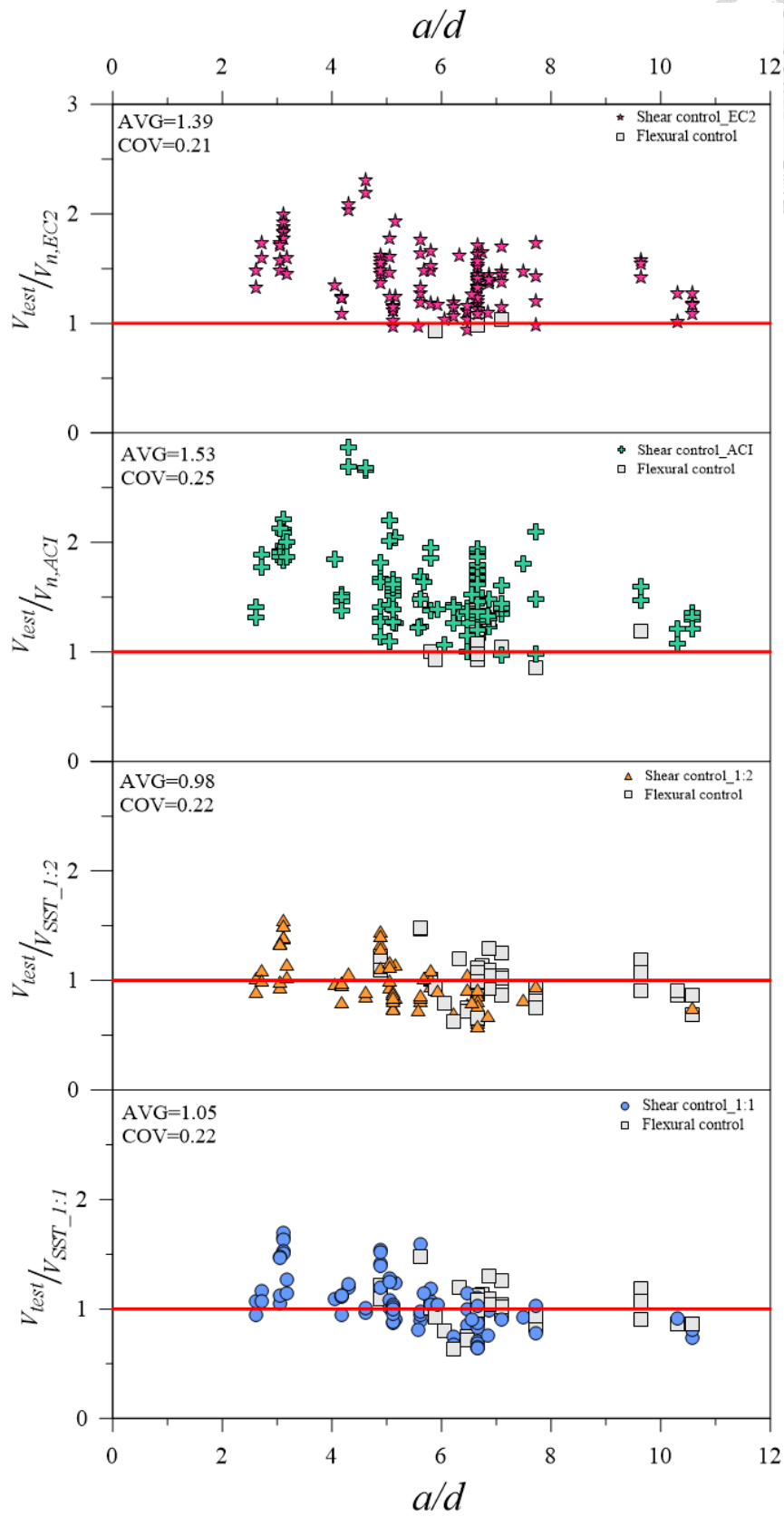
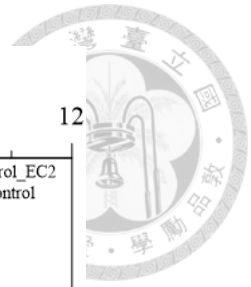


圖 4.17 剪跨深比( $a/d$ )對於無剪力鋼筋平版強度預測值之影響

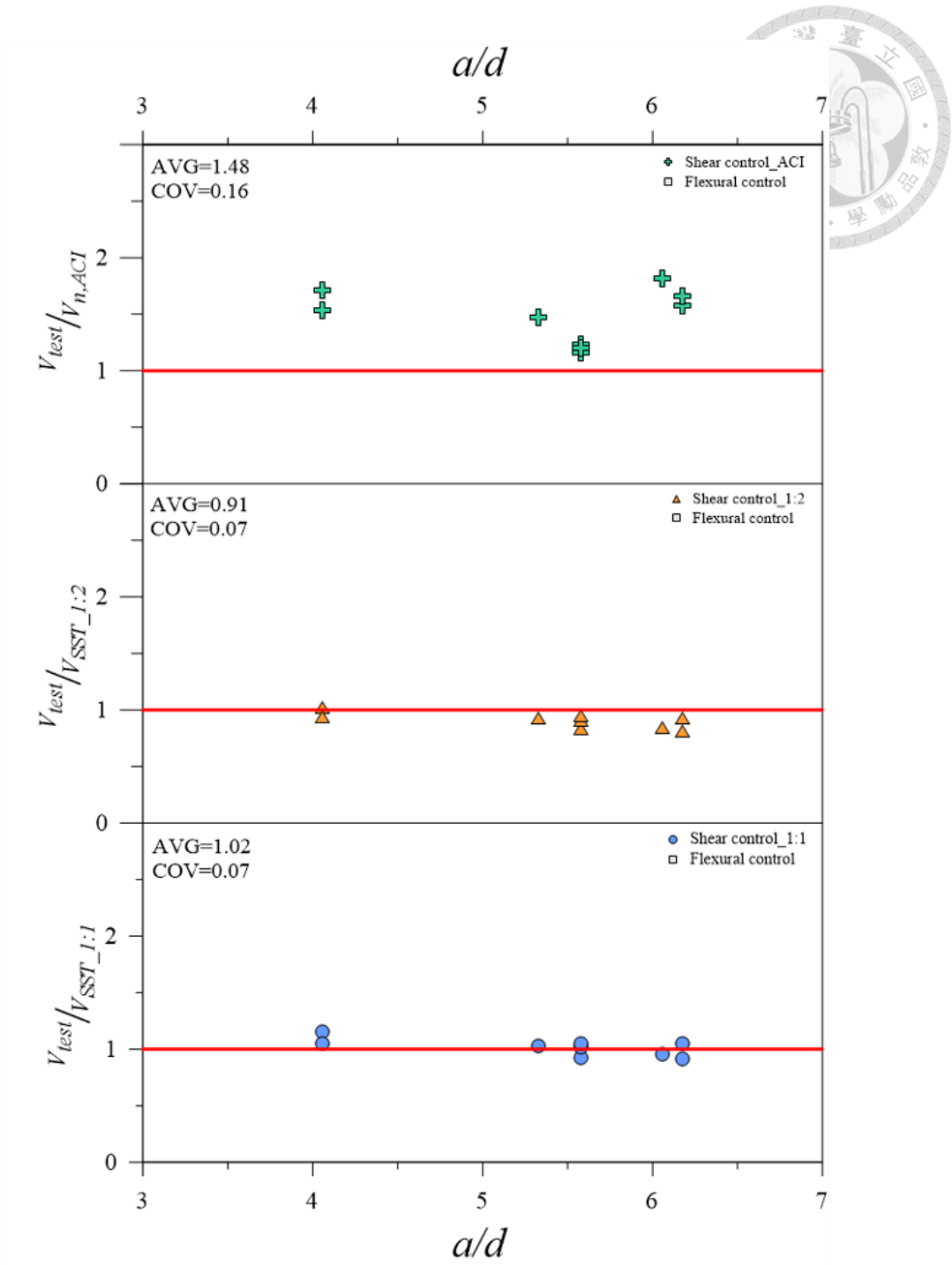


圖 4.18 剪跨深比( $a/d$ )對於有剪力鋼筋平版強度預測值之影響

## 附錄 A 幾何概念應用於剪力模型之鋼筋範圍

本附錄將針對有、無剪力鋼筋平版資料庫，變更第三章所介紹剪力分析模型之鋼筋範圍。原剪力模型在定義撓曲鋼筋有效範圍時，使用 Hwang and Moehle (2000) 提出有效版寬(effective slab width)之概念，並依反曲點位置進行修正，得有效版寬( $b_{slab}$ )如下：

$$b_{slab} = \beta_e \ell_q = b_c + \frac{1}{3} \ell_q \quad (A.1)$$

而本附錄將根據剪力傳遞之幾何概念，採用當混凝土寬度為有效加載寬度( $b_e$ )時，所對應之鋼筋範圍，依不同剪力傳遞斜率分別如圖 A.1(a)、圖 A.1(b)所示，並觀察不同鋼筋範圍下，對分析結果造成之影響及差異。當剪力從柱面寬度( $b_c$ )以斜率 1:1 向下傳遞(垂直：水平)時，鋼筋有效範圍( $b_{1:1}$ )之定義即在鋼筋平均有效深度( $d$ )所對應之寬度，如下式所示：

$$b_{1:1} = b_c + 2 \times 1 \times d \quad (A.2)$$

若剪力從柱面寬度( $b_c$ )以斜率 1:2 向下傳遞(垂直：水平)，鋼筋有效範圍( $b_{1:2}$ )之定義亦為在鋼筋平均有效深度( $d$ )所對應之寬度，如下式所示：

$$b_{1:2} = b_c + 2 \times 2 \times d \quad (A.3)$$

故針對不同剪力傳遞斜率，將鋼筋有效範圍調整為  $b_c + 2d$  以及  $b_c + 4d$ ，並應用於原剪力模型中，計算出平版構件剪力強度( $V_{shear}$ )，再與計算之撓曲強度( $V_{flex}$ )進行比較，取小值成為 RC 平版分析強度( $V_{SST}$ )，其結果如表 A.1 所示。

經由分析模型計算，資料庫內鋼筋混凝土平版試體  $V_{test}/V_{SST}$  之值，當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，平均值(AVG)為 1.20，而變異係數(COV)為 0.21；當剪力以斜率 1:2 向下傳遞時，平均值(AVG)為 0.97，而變異係數(COV)為 0.19。依照不同剪力傳遞斜率，其預測結果分別如圖 A.2(a)、圖 A.2(b)所示。對比原分析模型之結果：當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，平均值(AVG)為 1.05，而變異係數(COV)為 0.22；當剪力以斜率 1:2 向下傳遞時，平均值(AVG)為 0.98，而變異係數(COV)為 0.22，可觀察出鋼筋範圍之改變，將



使分析結果更加收斂，不論剪力以斜率 1:1 或是 1:2 傳遞，其變異係數(COV)皆低於原分析結果。此外，對於剪力以斜率 1:1 向下傳遞之情形，整體結果將更加保守，強度比平均值(AVG)提升且預測值較不保守之試體比率降為 19%。

另外，在圖 A.2(a)中，有 115 座試體為剪力破壞、11 座試體為撓曲破壞，其中有 115 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符；而在圖 A.2(b)中，有 88 座試體為剪力破壞、38 座試體為撓曲破壞，其中有 94 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符。對比於原分析模型之結果：當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，有 95 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符；而當剪力以斜率 1:2 向下傳遞時，有 87 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符，亦可觀察出鋼筋範圍之改變，將使預測破壞模式更加貼近試驗結果。

針對撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，分析結果如表 A.2 所示。以 Regan (1986)平版試體 I/1 為例，當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，其預估剪力強度( $V_{shear_{1:1}}$ )為 214.9kN、撓曲強度( $V_{flex}$ )為 281.4kN、試驗強度( $V_{test}$ )為 194.0kN，而對照試體 I/2 之預估剪力強度為 162.6kN、撓曲強度( $V_{flex}$ )為 270.9kN、試驗強度( $V_{test}$ )為 176.0kN，兩試體之預測極限強度皆由剪力主控。根據分析結果，兩者剪力強度差距為 30%，而試驗結果顯示，對於撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，其強度約可提升 10%，雖然目前分析模型之預估值較不保守，但預測趨勢與試驗結果相符。

若以 Regan (1986)平版試體 I/3 為例，當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，其預估剪力強度( $V_{shear_{1:1}}$ )為 211.1kN、撓曲強度( $V_{flex}$ )為 225.2kN、試驗強度( $V_{test}$ )為 194.0kN，而對照試體 I/4 之預估剪力強度為 189.4kN、撓曲強度( $V_{flex}$ )為 223.9kN、試驗強度( $V_{test}$ )為 194.0kN，兩試體之預測極限強度皆由剪力主控。根據分析結果，兩者剪力強度差距為 10%，然而試驗結果顯示，對於撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，其試驗強度值並未提升，與分析模型之預估趨勢不同。由於目前資料庫中，鋼筋分佈型態為集中之試體數較少，現階段分析模型較無法提供良好的預測結果，需待未來蒐集更多試體，以驗證分析模型並修正。



此外，美國規範 ACI 318-19 (2019)採用之鋼筋有效範圍( $b_{ACI}$ )為柱寬加上左、右兩側各 1.5 倍之版厚，如下式所示：

$$b_{ACI} = b_c + 2 \times 1.5h = b_c + 3h \quad (A.4)$$

由於此範圍介於 $b_c + 2d$ 與 $b_c + 4d$ 之間，故本附錄亦計算鋼筋有效範圍為 $b_c + 3h$ 之剪力強度( $V_{shear}$ )，並與撓曲強度( $V_{flex}$ )進行比較，取小值成為 RC 平版分析強度( $V_{SST}$ )，其結果如表 A.3 所示；而對於撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，分析結果如表 A.4 所示。

經由分析模型計算，資料庫內鋼筋混凝土平版試體 $V_{test}/V_{SST}$ 之值，當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，平均值(AVG)為 1.05，而變異係數(COV)為 0.18；當剪力以斜率 1:2 向下傳遞時，平均值(AVG)為 0.97，而變異係數(COV)為 0.19。依照不同剪力傳遞斜率，其預測結果分別如圖 A.3(a)、圖 A.3(b)所示。對比於原分析模型之結果：當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，平均值(AVG)為 1.05，而變異係數(COV)為 0.22；當剪力以斜率 1:2 向下傳遞時，平均值(AVG)為 0.98，而變異係數(COV)為 0.22，可觀察出，鋼筋範圍之改變，雖然平均強度比值與原預測值大致相同，但變異係數(COV)降低，即表示分析結果較原分析結果收斂。

另外，在圖 A.3(a)中，有 98 座試體為剪力破壞、28 座試體為撓曲破壞，其中有 102 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符；而在圖 A.3(b)中，有 88 座試體為剪力破壞、38 座試體為撓曲破壞，其中有 94 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符。對比於原分析模型之結果：當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，有 95 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符；而當剪力以斜率 1:2 向下傳遞時，有 87 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符，可觀察出，鋼筋範圍之改變亦使預測破壞模式更加貼近試驗值。

針對上述提出兩種鋼筋有效範圍之分析結果，可以發現當剪力以斜率 1:1 向下傳遞、鋼筋範圍為 $b_c + 2d$ 時，所得到之分析結果最為準確，其強度比平均值(AVG)提升至 1.20、變異係數(COV)降為 0.21，對於破壞模式預測亦更貼近報告試驗結果，且預測值較不保守之試體比率降至 19%，為合理之分析結果。

雖然上述分析結果已有一定的準確性，然而仍有少部分試體之預測值稍不保守，為改善此情況，本研究將嘗試修正原剪力模型之破壞模式，以觀察分析結果差異。原剪力模型在定義破壞模式時，根據莊勝杰 (2021)之研究結果僅考慮混凝土擠碎之剪壓破壞，然而僅依單一研究者之試驗結果判定破壞模式，可能會因此產生誤差，需待更多試驗數據進行驗證。故本附錄將調整剪力破壞模式，針對無剪力鋼筋之平版試體，將內部支承不足所造成的剪拉破壞一併考慮，並使用 ACI 318-19 (2019)規範之經驗公式進行評估，如下式所示：

$$V_{n,t} = (0.33\lambda_s\lambda\sqrt{f'_c})b_o d \quad (A.5)$$

其中，各參數定義與 ACI 318-19 (2019)規範相同，唯獨臨界斷面周長 $b_o$ 需調整，因本研究分析模型之剪力是以斜率 1:1 向下傳遞，故臨界斷面周長定義即為：在鋼筋平均有效深度( $d$ )所對應之周長，如圖 A.4 所示。

依上述經驗公式即可計算剪拉強度，並與原分析模型計算的剪壓強度進行比較，取小值成為平版構件剪力強度( $V_{shear}$ )，再與計算之撓曲強度( $V_{flex}$ )相比，兩者取小值成為 RC 平版分析強度( $V_{SST}$ )，其結果如表 A.5 所示；而對於撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，分析結果如表 A.6 所示。

經由分析模型計算，資料庫內鋼筋混凝土平版試體 $V_{test}/V_{SST}$ 之值，平均值(AVG)為 1.28，而變異係數(COV)為 0.20，其預測結果如圖 A.5 所示。對比於前述鋼筋範圍調整為 $b_c + 2d$ 、剪力以斜率 1:1 向下傳遞之修正結果，平均值(AVG)為 1.20，而變異係數(COV)為 0.21，可觀察出剪力破壞模式的調整，將使分析結果更加收斂，變異係數(COV)降低，且整體預測結果將更加保守，強度比平均值(AVG)提升，而對於預測值較不保守之試體比率可降至 9.5%。

另外，在圖 A.5 中，有 115 座試體為剪力破壞、11 座試體為撓曲破壞，其中有 115 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符。對比於前述分析模型之修正結果，有 115 座試體之預測破壞模式與報告試驗結果相符，可觀察出，雖然破壞模式之預測與先前大

致相同，但強度比平均值(AVG)提升，即表示分析結果較原分析結果保守，為合理且可靠之預測。

此外，對於有剪力鋼筋之平版試體，本研究假設剪力鋼筋能提供足夠的剪拉強度，故對於破壞模式不進行修正，仍將平版破壞模式分為剪壓破壞及撓曲破壞。而對於鋼筋有效範圍，根據前述調整後之最佳情況，針對有剪力鋼筋的平版試體，鋼筋有效範圍則使用 $b_c + 2d$ 並且假設剪力以斜率 1:1 向下傳遞。

經由分析模型計算，資料庫內鋼筋混凝土平版試體 $V_{test}/V_{SST}$ 之值，平均值(AVG)為 1.15，而變異係數(COV)為 0.06，其預測結果如表 A.7 所示。對比於原分析模型之結果，當剪力以斜率 1:1 向下傳遞時，平均值(AVG)為 1.02，而變異係數(COV)為 0.07，可觀察出，鋼筋有效範圍之修正，亦能夠應用於有剪力鋼筋之試體，強度比平均值(AVG)提升，且變異係數降低，整體分析結果保守且收斂。

另外，在圖 A.6 中，試體之破壞模式皆為剪力破壞，與報告試驗結果相符，可觀察出鋼筋範圍之修正對於破壞模式預測，仍然能夠提供精確的預測結果，並與報告試驗結果相符，且調整過後的分析模型能提供更為保守之預測值，為可靠的分析模型。



表 A.1 無剪力鋼筋平板資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ 、 $b_c + 4d$ )

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果							本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub> (%)		ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	slope 1:1	slope 1:2	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Elstner and Hognestad (1956)															
1	A-1a	6.5	2.2	14.1	1.20	1.20	0.59	302.5	218.0	273.0	433.5	shear	shear	1.39	1.11
2	A-1b	6.5	2.2	25.2	1.20	1.20	0.59	364.8	350.3	438.3	467.8	shear	shear	1.04	0.83
3	A-1c	6.5	2.2	29.0	1.20	1.20	0.59	355.9	392.2	490.5	476.9	shear	flexure	0.91	0.75
4	A-1d	6.5	2.2	36.8	1.20	1.20	0.59	351.4	474.8	593.5	492.2	shear	flexure	0.74	0.71
5	A-1e	6.5	2.2	20.3	1.20	1.20	0.59	355.9	293.5	367.3	452.8	shear	shear	1.21	0.97
6	A-2a	6.7	2.2	13.7	2.41	2.41	1.10	333.6	260.9	325.8	720.8	shear	shear	1.28	1.02
7	A-2b	6.7	2.2	19.5	2.41	2.41	1.10	400.3	352.0	439.5	753.4	shear	shear	1.14	0.91
8	A-2c	6.7	2.2	37.4	2.41	2.41	1.10	467.1	604.1	753.9	822.7	shear	shear	0.77	0.62
9	A-7b	6.7	2.2	27.9	2.41	2.41	1.10	511.5	474.2	592.0	790.3	shear	shear	1.08	0.86
10	A-3a	6.7	2.2	12.8	3.76	3.76	1.10	355.9	280.6	350.2	850.8	shear	shear	1.27	1.02
11	A-3b	6.7	2.2	22.6	3.76	3.76	1.10	444.8	458.2	572.1	1108.9	shear	shear	0.97	0.78
12	A-3c	6.7	2.2	26.5	3.76	3.76	1.10	533.8	524.9	655.4	1139.1	shear	shear	1.02	0.81
13	A-3d	6.7	2.2	34.5	3.76	3.76	1.10	547.1	655.5	818.5	1188.8	shear	shear	0.83	0.67
14	A-4	6.0	3.0	26.1	1.20	1.20	0.59	400.3	466.7	559.6	503.6	shear	flexure	0.86	0.79
15	A-5	6.2	3.1	27.8	2.41	2.41	1.10	533.8	612.6	732.4	846.1	shear	shear	0.87	0.73
16	A-6	6.2	3.1	25.0	3.76	3.76	1.10	498.2	648.0	774.3	1208.7	shear	shear	0.77	0.64
*17	A-9	6.7	2.2	29.9	2.15 (4.66)	2.15 (3.56)	1.10	444.8	618.7	711.8	728.2	shear	shear	0.72	0.62
*18	A-10	6.2	3.1	29.7	2.15 (3.88)	2.15 (3.16)	1.10	489.3	756.9	847.9	778.9	shear	flexure	0.65	0.63
19	A-13	5.9	2.9	26.2	0.57	0.57	0.29	235.8	358.1	429.9	253.9	flexure	flexure	0.93	0.93
20	B-1	6.7	2.2	14.2	0.48	0.48	-	178.4	148.5	184.5	179.1	shear	flexure	1.20	1.00
21	B-2	6.7	2.2	47.6	0.48	0.48	-	200.2	358.7	444.5	185.9	flexure	flexure	1.08	1.08
22	B-4	6.7	2.2	47.7	0.95	0.95	-	333.6	478.2	594.6	339.0	flexure	flexure	0.98	0.98
23	B-9	6.7	2.2	43.9	2.04	2.04	-	504.9	629.3	784.9	768.8	shear	flexure	0.80	0.66
24	B-11	6.7	2.2	13.5	2.95	2.95	-	329.2	275.1	343.5	593.4	shear	shear	1.20	0.96
25	B-14	6.7	2.2	50.5	2.95	2.95	-	578.3	752.3	939.0	1040.0	shear	shear	0.77	0.62
Regan (1986)															
*26	I/1	10.6	2.6	25.8	1.20 (2.07)	1.20 (2.07)	-	194.0	214.9	262.8	281.4	shear	shear	0.90	0.74

表 A.1 無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ 、 $b_c + 4d$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果							本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub> (%)		ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	slope 1:1	slope 1:2	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Regan (1986)															
27	I/2	10.6	2.6	23.4	1.20	1.20	-	176.0	162.6	198.6	270.9	shear	shear	1.08	0.89
*28	I/3	10.6	2.6	27.4	0.92 (1.71)	0.92 (1.71)	-	194.0	211.1	258.1	225.2	shear	flexure	0.92	0.86
29	I/4	10.6	2.6	32.3	0.92	0.92	-	194.0	189.4	231.1	223.9	shear	flexure	1.02	0.87
*30	I/5	10.3	2.5	28.2	0.75 (1.29)	0.75 (1.29)	-	165.0	200.4	245.6	190.6	flexure	flexure	0.87	0.87
31	I/6	10.3	2.5	21.9	0.75	0.75	-	165.0	132.0	161.5	181.7	shear	shear	1.25	1.02
32	V/4	5.9	0.9	36.2	0.78	0.78	-	285.0	216.7	308.8	538.1	shear	shear	1.32	0.92
Rankin and Long (1987)															
33	1	6.7	2.5	30.7	0.50	0.50	-	36.4	39.2	48.0	39.0	flexure	flexure	0.93	0.93
34	2	6.7	2.5	30.7	0.70	0.70	-	49.1	45.1	55.3	53.5	shear	flexure	1.09	0.92
35	3	6.7	2.5	30.7	0.70	0.70	-	56.6	45.1	55.3	53.5	shear	flexure	1.25	1.06
36	4	6.7	2.5	34.8	0.80	0.80	-	56.2	52.6	64.6	61.1	shear	flexure	1.07	0.92
37	5	6.7	2.5	34.8	0.80	0.80	-	57.3	52.6	64.6	61.1	shear	flexure	1.09	0.94
38	6	6.7	2.5	34.8	1.00	1.00	-	65.6	57.6	70.7	74.9	shear	shear	1.14	0.93
39	7	6.7	2.5	29.7	1.20	1.20	-	70.9	54.4	66.9	86.2	shear	shear	1.30	1.06
40	8	6.7	2.5	29.7	1.20	1.20	-	71.1	54.4	66.9	86.2	shear	shear	1.31	1.06
41	9	6.7	2.5	29.7	1.40	1.40	-	78.6	57.7	70.9	98.2	shear	shear	1.36	1.11
42	10	6.7	2.5	29.9	0.50	0.50	-	43.6	38.4	47.0	39.0	shear	flexure	1.14	1.12
43	11	6.7	2.5	29.9	0.80	0.80	-	55.0	46.6	57.2	60.3	shear	shear	1.18	0.96
44	12	6.7	2.5	29.9	1.00	1.00	-	67.1	51.0	62.6	73.7	shear	shear	1.32	1.07
45	13	6.7	2.5	34.0	0.70	0.70	-	49.4	48.9	60.0	53.9	shear	flexure	1.01	0.92
46	14	6.7	2.5	34.0	0.70	0.70	-	52.5	48.9	60.0	53.9	shear	flexure	1.07	0.97
47	15	6.7	2.5	34.0	1.99	1.99	-	84.8	73.4	90.4	134.3	shear	shear	1.16	0.94
48	1A	5.8	2.2	28.8	0.43	0.43	-	45.2	41.7	51.9	45.0	shear	flexure	1.08	1.00
49	2A	5.8	2.2	28.8	0.69	0.69	-	66.2	50.8	63.4	69.8	shear	shear	1.30	1.04
50	3A	5.8	2.2	28.8	1.22	1.22	-	89.7	63.5	79.4	114.7	shear	shear	1.41	1.13
51	4A	5.8	2.2	30.9	1.91	1.91	-	97.4	79.4	99.5	167.6	shear	shear	1.23	0.98
52	1B	7.7	2.9	37.7	0.58	0.58	-	28.9	40.9	49.3	33.8	flexure	flexure	0.85	0.85
53	2B	7.7	2.9	37.7	0.69	0.69	-	37.6	44.2	53.3	40.2	flexure	flexure	0.94	0.94

表 A.1 無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ 、 $b_c + 4d$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果							本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub> (%)		ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	slope 1:1	slope 1:2	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Rankin and Long (1987)															
54	3B	7.7	2.9	37.7	1.38	1.38	-	56.7	58.3	70.4	75.5	shear	shear	0.97	0.80
55	4B	7.7	2.9	30.9	2.08	2.08	-	72.5	57.6	69.5	101.1	shear	shear	1.26	1.04
56	1C	5.0	1.9	27.8	0.53	0.53	-	62.7	52.7	67.0	71.5	shear	shear	1.19	0.94
57	2C	5.0	1.9	32.4	0.75	0.75	-	87.9	69.0	87.8	100.7	shear	shear	1.27	1.00
58	3C	5.0	1.9	32.4	1.21	1.21	-	124.1	83.2	106.2	153.6	shear	shear	1.49	1.17
59	4C	5.0	1.9	27.8	1.96	1.96	-	125.9	88.0	112.5	220.3	shear	shear	1.43	1.12
Marzouk and Hussein (1991)															
60	NS1	7.1	1.6	42.0	1.07	1.07	0.24	320.0	261.3	340.8	392.9	shear	shear	1.22	0.94
61	HS1	7.1	1.6	67.0	0.39	0.39	0.24	178.0	193.0	249.1	171.3	flexure	flexure	1.04	1.04
62	HS2	7.1	1.6	70.0	0.63	0.63	0.24	249.0	242.4	314.2	261.3	shear	flexure	1.03	0.95
63	HS7	7.1	1.6	74.0	0.88	0.88	0.24	356.0	283.5	368.3	350.1	shear	flexure	1.26	1.02
64	HS3	7.1	1.6	69.0	1.07	1.07	0.24	356.0	302.4	393.6	414.0	shear	shear	1.18	0.90
65	HS4	7.5	1.7	66.0	1.96	1.96	0.26	418.0	355.0	460.5	637.2	shear	shear	1.18	0.91
66	NS2	5.6	1.3	30.0	0.50	0.50	0.19	396.0	200.0	268.3	312.2	shear	shear	1.98	1.48
67	HS5	7.1	1.6	68.0	0.63	0.63	0.24	365.0	240.5	311.6	291.1	shear	flexure	1.52	1.25
68	HS6	5.6	1.3	70.0	0.50	0.50	0.19	489.0	298.2	398.1	331.7	shear	flexure	1.64	1.47
69	HS8	5.6	1.3	69.0	0.95	0.95	0.19	436.0	393.3	529.0	591.4	shear	shear	1.11	0.82
70	HS9	5.6	1.3	74.0	1.39	1.39	0.19	543.0	469.3	633.3	830.7	shear	shear	1.16	0.86
71	HS10	5.6	1.3	80.0	1.91	1.91	0.19	645.0	545.9	738.6	1115.9	shear	shear	1.18	0.87
72	HS11	9.6	2.1	70.0	0.73	0.73	0.33	196.0	174.1	216.9	165.3	flexure	flexure	1.19	1.19
73	HS12	9.6	2.1	75.0	1.12	1.12	0.33	258.0	213.5	266.6	240.7	shear	flexure	1.21	1.07
74	HS13	9.6	2.1	68.0	1.45	1.45	0.33	267.0	230.5	288.3	295.8	shear	shear	1.16	0.93
75	HS14	6.7	2.3	72.0	1.07	1.07	0.24	498.0	403.7	499.2	438.8	shear	flexure	1.23	1.13
76	HS15	6.3	3.2	71.0	1.07	1.07	0.24	560.0	511.8	609.9	467.3	flexure	flexure	1.20	1.20
Tomaszewicz (1993)															
77	ND65-1-1	4.2	0.7	64.3	1.19	1.19	-	2050	1617.5	2372.9	4046.3	shear	shear	1.27	0.86
78	ND65-2-1	5.1	0.8	70.2	1.45	1.45	-	1200	968.6	1416.9	2555.7	shear	shear	1.24	0.85
79	ND95-1-1	4.2	0.7	83.7	1.19	1.19	-	2250	1745.3	2555.7	4106.1	shear	shear	1.29	0.88
80	ND95-1-3	4.2	0.7	89.9	2.08	2.08	-	2400	2246.0	3311.1	6967.6	shear	shear	1.07	0.72
81	ND95-2-1	5.1	0.8	88.2	1.45	1.45	-	1100	1035.5	1512.5	2593.0	shear	shear	1.06	0.73

表 A.1 無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ 、 $b_c + 4d$ )(續)

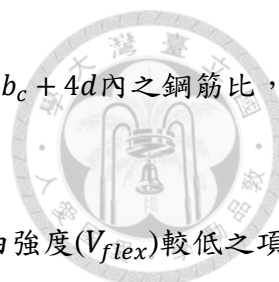
No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果							本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub> (%)		ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	slope 1:1	slope 1:2	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Tomaszewicz (1993)															
82	ND95-2-1D	5.1	0.8	86.7	1.45	1.45	1.45	1300	1030.3	1505.1	2614.2	shear	shear	1.26	0.86
83	ND95-2-3	5.1	0.8	89.5	2.17	2.17	-	1450	1226.6	1800.4	3785.0	shear	shear	1.18	0.81
84	ND95-2-3D	5.1	0.8	80.3	2.17	2.17	2.17	1250	1187.0	1743.2	3676.0	shear	shear	1.05	0.72
85	ND95-2-3D+	5.1	0.8	98.0	2.17	2.17	2.17	1450	1260.6	1849.4	3739.9	shear	shear	1.15	0.78
86	ND95-3-1	5.7	1.1	85.1	1.20	1.20	-	330	233.1	318.5	429.1	shear	shear	1.42	1.04
87	ND115-1-1	4.2	0.7	112.0	1.19	1.19	-	2450	1896.5	2771.1	4156.1	shear	shear	1.29	0.88
88	ND115-2-1	5.1	0.8	119.0	1.45	1.45	-	1400	1129.2	1646.1	2630.7	shear	shear	1.24	0.85
89	ND115-2-3	5.1	0.8	108.1	2.17	2.17	-	1550	1298.3	1903.5	3840.6	shear	shear	1.19	0.81
林英俊，林欽仁，林世隆 (1996)															
90	3	4.6	2.0	55.6	7.38	7.38	-	449.0	420.9	534.4	912.6	shear	shear	1.07	0.84
91	4	4.6	2.0	71.9	7.38	7.38	-	515.0	461.4	585.9	1072.0	shear	shear	1.12	0.88
92	29	3.1	1.3	36.9	1.09	1.09	-	521.0	297.4	397.6	637.6	shear	shear	1.75	1.31
93	30	3.1	1.3	70.1	1.09	1.09	-	685.0	381.0	507.9	668.1	shear	shear	1.80	1.35
94	31	3.1	1.3	43.0	1.09	1.09	-	532.0	330.1	441.0	646.7	shear	shear	1.61	1.21
95	32	3.1	1.3	82.6	1.09	1.09	-	695.0	399.6	532.2	673.3	shear	shear	1.74	1.31
96	33	3.1	1.3	46.3	1.09	1.09	-	549.0	337.4	450.6	650.7	shear	shear	1.63	1.22
97	34	3.1	1.3	80.8	1.09	1.09	-	639.0	397.0	528.9	672.6	shear	shear	1.61	1.21
98	35	3.0	1.3	81.4	1.33	1.33	-	697.0	447.5	599.6	855.4	shear	shear	1.56	1.16
99	36	3.0	1.3	81.8	1.33	1.33	-	693.0	448.2	600.5	855.7	shear	shear	1.55	1.15
100	43	2.6	2.2	89.6	1.33	1.33	-	738.0	657.8	820.3	1002.9	shear	shear	1.12	0.90
101	44	2.6	2.2	68.3	1.33	1.33	-	601.0	607.1	757.6	987.8	shear	shear	0.99	0.79
102	45	3.0	1.3	85.5	3.05	3.05	-	695.0	629.1	848.2	1172.9	shear	shear	1.10	0.82
103	46	3.0	1.3	58.8	3.05	3.05	-	656.0	558.2	753.4	1134.5	shear	shear	1.18	0.87
104	53	4.3	1.4	57.7	4.12	4.12	-	470.0	353.9	472.5	771.0	shear	shear	1.33	0.99
105	54	4.3	1.4	45.9	4.12	4.12	-	446.0	327.7	437.6	740.1	shear	shear	1.36	1.02
106	55	3.2	1.4	83.4	2.12	2.12	-	691.0	512.8	685.1	763.4	shear	shear	1.35	1.01
107	56	3.2	1.4	70.2	2.12	2.12	-	590.0	486.4	650.2	756.1	shear	shear	1.21	0.91
108	63	2.7	2.3	80.7	2.12	2.12	-	888.0	727.5	903.9	889.1	shear	flexure	1.22	1.00
109	64	2.7	2.3	72.7	2.12	2.12	-	792.0	704.5	875.5	884.0	shear	shear	1.12	0.90

表 A.1 無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ 、 $b_c + 4d$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果							
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub> (%)		ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	slope 1:1	slope 1:2	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Oliveira et al. (2000)															
110	1	6.8	1.3	60.9	1.47	1.47	0.22	270.0	277.7	373.5	696.3	shear	shear	0.97	0.72
111	2	6.6	1.2	62.9	1.41	1.41	0.21	335.0	291.9	394.9	729.1	shear	shear	1.15	0.85
陳順隆 (2000)															
112	CSR1-C1-F0a	4.9	2.1	18.2	0.49	0.49	-	113.7	68.6	85.7	108.9	shear	shear	1.66	1.33
113	CSR1-C1-F0b	4.9	2.1	18.2	0.49	0.49	-	123.6	68.6	85.7	108.9	shear	shear	1.80	1.44
114	CSR1-C2-F0a	4.9	2.1	27.6	0.49	0.49	-	136.8	95.2	118.9	112.0	shear	flexure	1.44	1.22
115	CSR1-C2-F0b	4.9	2.1	27.6	0.49	0.49	-	122.5	95.2	118.9	112.0	shear	flexure	1.29	1.09
116	CSR2-C1-F0a	4.9	2.1	18.2	0.98	0.98	-	145.9	90.6	113.6	199.1	shear	shear	1.61	1.28
117	CSR2-C1-F0b	4.9	2.1	18.2	0.98	0.98	-	159.1	90.6	113.6	199.1	shear	shear	1.76	1.40
118	CSR2-C2-F0a	4.9	2.1	27.6	0.98	0.98	-	176.1	126.7	158.7	211.8	shear	shear	1.39	1.11
廖仁壽 (2013)															
119	TS-R1-C1-0	6.9	2.1	32.5	0.65	0.65	0.18	216.0	177.7	222.8	198.3	shear	flexure	1.22	1.09
120	TS-R2-C1-0	6.9	2.1	32.5	0.97	0.97	0.18	260.0	210.0	264.0	280.3	shear	shear	1.24	0.98
121	TS-R1-C2-0	6.9	2.1	58.5	0.65	0.65	0.18	266.0	237.6	297.5	205.4	flexure	flexure	1.30	1.30
122	TS-R2-C2-0	6.9	2.1	58.5	0.97	0.97	0.18	307.0	282.2	354.2	295.3	shear	flexure	1.09	1.04
123	CS-R1-C1-0	5.2	2.1	32.5	0.95	0.95	0.27	222.0	208.6	262.2	290.9	shear	shear	1.06	0.85
124	CS-R2-C2-0	5.2	2.1	58.5	1.43	1.43	0.27	482.0	330.8	416.0	439.0	shear	shear	1.46	1.16
Hassan et al. (2017)															
125	S1-1	5.6	1.5	28.4	1.27	1.27	0.49	366.8	378.7	497.0	714.0	shear	shear	0.97	0.74
莊勝杰 (2021)															
126	P2	4.1	1.3	38.3	1.72	1.72	0.62	823.7	678.8	915.0	1557.3	shear	shear	1.21	0.90
Average (AVG)													1.20	0.97	
Coefficient of variation (COV)													0.21	0.19	

註：

- \*代表撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，其撓曲鋼筋比(ρ<sub>ℓ</sub>)取平均值表示。
- ρ'<sub>ℓ</sub>為"-"代表試體無壓力鋼筋。



3. 針對撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體， $\rho_\ell$ 括號內數值為 $b_c + 2d$ 、 $b_c + 4d$ 內之鋼筋比，為實際計算時所用之鋼筋比。
4. 整體抵抗垂直載重之強度( $V_{SST}$ )，由平版剪力強度( $V_{shear}$ )及撓曲強度( $V_{flex}$ )較低之項目主控。

表 A.2 撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ 、 $b_c + 4d$ )

No.	Spec. ID	基本參數				本研究分析結果							
		$f'_c$	$\rho_\ell$	$\rho_\ell^*(\%)$		$V_{test}$	$V_{shear\_1:1}$	$V_{shear\_1:2}$	$V_{flex}$	Failure	Failure	$V_{test}/V_{SST}$	
		(MPa)	(%)	slope 1:1	slope 1:2	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	Mode (1:1)	Mode (1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Eltner and Hognestad (1956)													
1*	A-9	29.9	2.15	4.66	3.56	444.82	618.7	711.8	728.2	shear	shear	0.72	0.62
2	A-7b	27.9	2.41	-	-	511.55	474.2	592.0	790.3	shear	shear	1.08	0.86
3*	A-10	29.7	2.15	3.88	3.16	489.30	756.9	847.9	778.9	shear	flexure	0.65	0.63
4	A-5	27.8	2.41	-	-	533.79	612.6	732.4	846.1	shear	shear	0.87	0.73
Regan (1986)													
5*	I/1	25.8	1.20	2.07	2.07	194.00	214.9	262.8	281.4	shear	shear	0.90	0.74
6	I/2	23.4	1.20	-	-	176.00	162.6	198.6	270.9	shear	shear	1.08	0.89
7*	I/3	27.4	0.92	1.71	1.71	194.00	211.1	258.1	225.2	shear	flexure	0.92	0.86
8	I/4	32.3	0.92	-	-	194.00	189.4	231.1	223.9	shear	flexure	1.02	0.87
9*	I/5	28.2	0.75	1.29	1.29	165.00	200.4	245.6	190.6	flexure	flexure	0.87	0.87
10	I/6	21.9	0.75	-	-	165.00	132.0	161.5	181.7	shear	shear	1.25	1.02

註：

1. \*代表撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體。
2.  $\rho_\ell^*$ 表示集中撓曲鋼筋比，為實際計算時所用之鋼筋比。



表 A.3 無剪力鋼筋平板資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 3h$ )

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub>	ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	(%)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Elstner and Hognestad (1956)														
1	A-1a	6.5	2.2	14.1	1.20	0.59	302.5	249.0	271.1	433.5	shear	shear	1.21	1.12
2	A-1b	6.5	2.2	25.2	1.20	0.59	364.8	403.0	435.1	467.8	shear	shear	0.91	0.84
3	A-1c	6.5	2.2	29.0	1.20	0.59	355.9	451.9	487.0	476.9	shear	flexure	0.79	0.75
4	A-1d	6.5	2.2	36.8	1.20	0.59	351.4	548.5	589.2	492.2	flexure	flexure	0.71	0.71
5	A-1e	6.5	2.2	20.3	1.20	0.59	355.9	336.7	364.7	452.8	shear	shear	1.06	0.98
6	A-2a	6.7	2.2	13.7	2.41	1.10	333.6	293.0	325.8	720.8	shear	shear	1.14	1.02
7	A-2b	6.7	2.2	19.5	2.41	1.10	400.3	397.7	439.5	753.4	shear	shear	1.01	0.91
8	A-2c	6.7	2.2	37.4	2.41	1.10	467.1	689.3	753.9	822.7	shear	shear	0.68	0.62
9	A-7b	6.7	2.2	27.9	2.41	1.10	511.5	538.7	592.0	790.3	shear	shear	0.95	0.86
10	A-3a	6.7	2.2	12.8	3.76	1.10	355.9	309.9	350.2	850.8	shear	shear	1.15	1.02
11	A-3b	6.7	2.2	22.6	3.76	1.10	444.8	511.3	572.1	1108.9	shear	shear	0.87	0.78
12	A-3c	6.7	2.2	26.5	3.76	1.10	533.8	587.4	655.4	1139.1	shear	shear	0.91	0.81
13	A-3d	6.7	2.2	34.5	3.76	1.10	547.1	736.8	818.5	1188.8	shear	shear	0.74	0.67
14	A-4	6.0	3.0	26.1	1.20	0.59	400.3	526.3	556.1	503.6	flexure	flexure	0.79	0.79
15	A-5	6.2	3.1	27.8	2.41	1.10	533.8	683.5	732.4	846.1	shear	shear	0.78	0.73
16	A-6	6.2	3.1	25.0	3.76	1.10	498.2	713.4	774.3	1208.7	shear	shear	0.70	0.64
*17	A-9	6.7	2.2	29.9	2.15 (3.56)	1.10	444.8	640.3	711.8	728.2	shear	shear	0.69	0.62
*18	A-10	6.2	3.1	29.7	2.15 (3.16)	1.10	489.3	786.5	847.9	778.9	flexure	flexure	0.63	0.63
19	A-13	5.9	2.9	26.2	0.57	0.29	235.8	407.0	424.4	253.9	flexure	flexure	0.93	0.93
20	B-1	6.7	2.2	14.2	0.48	-	178.4	173.9	184.5	179.1	shear	flexure	1.03	1.00
21	B-2	6.7	2.2	47.6	0.48	-	200.2	424.1	444.5	185.9	flexure	flexure	1.08	1.08
22	B-4	6.7	2.2	47.7	0.95	-	333.6	559.3	594.6	339.0	flexure	flexure	0.98	0.98
23	B-9	6.7	2.2	43.9	2.04	-	504.9	723.0	784.9	768.8	shear	flexure	0.70	0.66
24	B-11	6.7	2.2	13.5	2.95	-	329.2	306.8	343.5	593.4	shear	shear	1.07	0.96
25	B-14	6.7	2.2	50.5	2.95	-	578.3	857.1	939.0	1040.0	shear	shear	0.67	0.62
Regan (1986)														
*26	I/1	10.6	2.6	25.8	1.20 (2.07)	-	194.0	241.6	261.3	281.4	shear	shear	0.80	0.74



表 A.3 無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 3h$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub>	ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	(%)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Regan (1986)														
27	I/2	10.6	2.6	23.4	1.20	-	176.0	184.9	197.4	270.9	shear	shear	0.95	0.89
*28	I/3	10.6	2.6	27.4	0.92 (1.71)	-	194.0	238.7	256.6	225.2	flexure	flexure	0.86	0.86
29	I/4	10.6	2.6	32.3	0.92	-	194.0	217.2	229.6	223.9	shear	flexure	0.89	0.87
*30	I/5	10.3	2.5	28.2	0.75 (1.29)	-	165.0	227.2	242.7	190.6	flexure	flexure	0.87	0.87
31	I/6	10.3	2.5	21.9	0.75	-	165.0	150.7	159.4	181.7	shear	shear	1.09	1.03
32	V/4	5.9	0.9	36.2	0.78	-	285.0	265.2	303.5	538.1	shear	shear	1.07	0.94
Rankin and Long (1987)														
33	1	6.7	2.5	30.7	0.50	-	36.4	45.1	47.3	39.0	flexure	flexure	0.93	0.93
34	2	6.7	2.5	30.7	0.70	-	49.1	51.6	54.5	53.5	shear	flexure	0.95	0.92
35	3	6.7	2.5	30.7	0.70	-	56.6	51.6	54.5	53.5	shear	flexure	1.10	1.06
36	4	6.7	2.5	34.8	0.80	-	56.2	60.2	63.6	61.1	shear	flexure	0.93	0.92
37	5	6.7	2.5	34.8	0.80	-	57.3	60.2	63.6	61.1	shear	flexure	0.95	0.94
38	6	6.7	2.5	34.8	1.00	-	65.6	65.6	69.7	74.9	shear	shear	1.00	0.94
39	7	6.7	2.5	29.7	1.20	-	70.9	61.7	66.0	86.2	shear	shear	1.15	1.08
40	8	6.7	2.5	29.7	1.20	-	71.1	61.7	66.0	86.2	shear	shear	1.15	1.08
41	9	6.7	2.5	29.7	1.40	-	78.6	65.2	70.0	98.2	shear	shear	1.21	1.12
42	10	6.7	2.5	29.9	0.50	-	43.6	44.1	46.3	39.0	flexure	flexure	1.12	1.12
43	11	6.7	2.5	29.9	0.80	-	55.0	53.3	56.4	60.3	shear	shear	1.03	0.97
44	12	6.7	2.5	29.9	1.00	-	67.1	58.0	61.8	73.7	shear	shear	1.16	1.09
45	13	6.7	2.5	34.0	0.70	-	49.4	56.0	59.1	53.9	flexure	flexure	0.92	0.92
46	14	6.7	2.5	34.0	0.70	-	52.5	56.0	59.1	53.9	flexure	flexure	0.97	0.97
47	15	6.7	2.5	34.0	1.99	-	84.8	82.4	89.2	134.3	shear	shear	1.03	0.95
48	1A	5.8	2.2	28.8	0.43	-	45.2	48.1	50.7	45.0	flexure	flexure	1.00	1.00
49	2A	5.8	2.2	28.8	0.69	-	66.2	58.2	62.0	69.8	shear	shear	1.14	1.07
50	3A	5.8	2.2	28.8	1.22	-	89.7	72.0	77.8	114.7	shear	shear	1.25	1.15
51	4A	5.8	2.2	30.9	1.91	-	97.4	89.2	97.6	167.6	shear	shear	1.09	1.00
52	1B	7.7	2.9	37.7	0.58	-	28.9	47.0	49.0	33.8	flexure	flexure	0.85	0.85
53	2B	7.7	2.9	37.7	0.69	-	37.6	50.6	52.9	40.2	flexure	flexure	0.94	0.94

表 A.3 無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 3h$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub>	ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	(%)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Rankin and Long (1987)														
54	3B	7.7	2.9	37.7	1.38	-	56.7	66.0	70.0	75.5	shear	shear	0.86	0.81
55	4B	7.7	2.9	30.9	2.08	-	72.5	64.4	69.2	101.1	shear	shear	1.13	1.05
56	1C	5.0	1.9	27.8	0.53	-	62.7	60.8	64.9	71.5	shear	shear	1.03	0.97
57	2C	5.0	1.9	32.4	0.75	-	87.9	79.2	85.1	100.7	shear	shear	1.11	1.03
58	3C	5.0	1.9	32.4	1.21	-	124.1	94.7	103.2	153.6	shear	shear	1.31	1.20
59	4C	5.0	1.9	27.8	1.96	-	125.9	98.9	109.6	220.3	shear	shear	1.27	1.15
Marzouk and Hussein (1991)														
60	NS1	7.1	1.6	42.0	1.07	0.24	320.0	306.8	335.4	392.9	shear	shear	1.04	0.95
61	HS1	7.1	1.6	67.0	0.39	0.24	178.0	231.2	244.7	171.3	flexure	flexure	1.04	1.04
62	HS2	7.1	1.6	70.0	0.63	0.24	249.0	288.7	308.8	261.3	flexure	flexure	0.95	0.95
63	HS7	7.1	1.6	74.0	0.88	0.24	356.0	336.0	362.2	350.1	shear	flexure	1.06	1.02
64	HS3	7.1	1.6	69.0	1.07	0.24	356.0	356.8	387.2	414.0	shear	shear	1.00	0.92
65	HS4	7.5	1.7	66.0	1.96	0.26	418.0	417.4	460.5	637.2	shear	shear	1.00	0.91
66	NS2	5.6	1.3	30.0	0.50	0.19	396.0	240.1	262.6	312.2	shear	shear	1.65	1.51
67	HS5	7.1	1.6	68.0	0.63	0.24	365.0	306.4	329.3	291.1	flexure	flexure	1.25	1.25
68	HS6	5.6	1.3	70.0	0.50	0.19	489.0	360.4	389.3	331.7	flexure	flexure	1.47	1.47
69	HS8	5.6	1.3	69.0	0.95	0.19	436.0	470.2	517.8	591.4	shear	shear	0.93	0.84
70	HS9	5.6	1.3	74.0	1.39	0.19	543.0	557.0	620.5	830.7	shear	shear	0.97	0.88
71	HS10	5.6	1.3	80.0	1.91	0.19	645.0	643.5	724.2	1115.9	shear	shear	1.00	0.89
72	HS11	9.6	2.1	70.0	0.73	0.33	196.0	203.7	214.7	165.3	flexure	flexure	1.19	1.19
73	HS12	9.6	2.1	75.0	1.12	0.33	258.0	248.3	264.0	240.7	flexure	flexure	1.07	1.07
74	HS13	9.6	2.1	68.0	1.45	0.33	267.0	266.5	285.5	295.8	shear	shear	1.00	0.94
75	HS14	6.7	2.3	72.0	1.07	0.24	498.0	465.3	492.1	438.8	flexure	flexure	1.13	1.13
76	HS15	6.3	3.2	71.0	1.07	0.24	560.0	578.2	602.3	467.3	flexure	flexure	1.20	1.20
Tomaszewicz (1993)														
77	ND65-1-1	4.2	0.7	64.3	1.19	-	2050	1933.0	2257.7	4046.3	shear	shear	1.06	0.91
78	ND65-2-1	5.1	0.8	70.2	1.45	-	1200	1162.9	1364.6	2555.7	shear	shear	1.03	0.88
79	ND95-1-1	4.2	0.7	83.7	1.19	-	2250	2092.1	2429.7	4106.1	shear	shear	1.08	0.93
80	ND95-1-3	4.2	0.7	89.9	2.08	-	2400	2656.7	3158.5	6967.6	shear	shear	0.90	0.76
81	ND95-2-1	5.1	0.8	88.2	1.45	-	1100	1247.0	1455.9	2593.0	shear	shear	0.88	0.76

表 A.3 無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 3h$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub>	ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	(%)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Tomaszewicz (1993)														
82	ND95-2-1D	5.1	0.8	86.7	1.45	1.45	1300	1240.5	1448.9	2614.2	shear	shear	1.05	0.90
83	ND95-2-3	5.1	0.8	89.5	2.17	-	1450	1460.7	1736.6	3785.0	shear	shear	0.99	0.83
84	ND95-2-3D	5.1	0.8	80.3	2.17	2.17	1250	1411.2	1682.0	3676.0	shear	shear	0.89	0.74
85	ND95-2-3D+	5.1	0.8	98.0	2.17	2.17	1450	1503.3	1783.4	3739.9	shear	shear	0.96	0.81
86	ND95-3-1	5.7	1.1	85.1	1.20	-	330	287.1	320.9	429.1	shear	shear	1.15	1.03
87	ND115-1-1	4.2	0.7	112.0	1.19	-	2450	2280.4	2632.5	4156.1	shear	shear	1.07	0.93
88	ND115-2-1	5.1	0.8	119.0	1.45	-	1400	1364.9	1583.4	2630.7	shear	shear	1.03	0.88
89	ND115-2-3	5.1	0.8	108.1	2.17	-	1550	1550.5	1835.2	3840.6	shear	shear	1.00	0.84
林英俊，林欽仁，林世隆 (1996)														
90	3	4.6	2.0	55.6	7.38	-	449.0	481.1	551.6	912.6	shear	shear	0.93	0.81
91	4	4.6	2.0	71.9	7.38	-	515.0	530.7	605.7	1072.0	shear	shear	0.97	0.85
92	29	3.1	1.3	36.9	1.09	-	521.0	357.6	398.1	637.6	shear	shear	1.46	1.31
93	30	3.1	1.3	70.1	1.09	-	685.0	461.8	508.6	668.1	shear	shear	1.48	1.35
94	31	3.1	1.3	43.0	1.09	-	532.0	397.7	441.6	646.7	shear	shear	1.34	1.20
95	32	3.1	1.3	82.6	1.09	-	695.0	485.2	533.0	673.3	shear	shear	1.43	1.30
96	33	3.1	1.3	46.3	1.09	-	549.0	406.9	451.2	650.7	shear	shear	1.35	1.22
97	34	3.1	1.3	80.8	1.09	-	639.0	482.0	529.6	672.6	shear	shear	1.33	1.21
98	35	3.0	1.3	81.4	1.33	-	697.0	537.6	595.4	855.4	shear	shear	1.30	1.17
99	36	3.0	1.3	81.8	1.33	-	693.0	538.4	596.3	855.7	shear	shear	1.29	1.16
100	43	2.6	2.2	89.6	1.33	-	738.0	765.9	815.4	1002.9	shear	shear	0.96	0.91
101	44	2.6	2.2	68.3	1.33	-	601.0	705.1	753.2	987.8	shear	shear	0.85	0.80
102	45	3.0	1.3	85.5	3.05	-	695.0	738.6	843.0	1172.9	shear	shear	0.94	0.82
103	46	3.0	1.3	58.8	3.05	-	656.0	651.2	749.0	1134.5	shear	shear	1.01	0.88
104	53	4.3	1.4	57.7	4.12	-	470.0	413.7	479.2	771.0	shear	shear	1.14	0.98
105	54	4.3	1.4	45.9	4.12	-	446.0	381.1	443.6	740.1	shear	shear	1.17	1.01
106	55	3.2	1.4	83.4	2.12	-	691.0	614.4	689.7	763.4	shear	shear	1.12	1.00
107	56	3.2	1.4	70.2	2.12	-	590.0	581.2	654.5	756.1	shear	shear	1.02	0.90
108	63	2.7	2.3	80.7	2.12	-	888.0	844.4	909.0	889.1	shear	flexure	1.05	1.00
109	64	2.7	2.3	72.7	2.12	-	792.0	816.7	880.4	884.0	shear	shear	0.97	0.90



表 A.3 無剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 3h$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果						
		a/d	b <sub>c</sub> /d	f' <sub>c</sub>	ρ <sub>ℓ</sub>	ρ' <sub>ℓ</sub>	V <sub>test</sub>	V <sub>shear_1:1</sub>	V <sub>shear_1:2</sub>	V <sub>flex</sub>	Failure Mode	Failure Mode	V <sub>test</sub> /V <sub>SST</sub>	
				(MPa)	(%)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(1:1)	(1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Oliveira et al. (2000)														
110	1	6.8	1.3	60.9	1.47	0.22	270.0	338.3	379.0	696.3	shear	shear	0.80	0.71
111	2	6.6	1.2	62.9	1.41	0.21	335.0	352.8	395.5	729.1	shear	shear	0.95	0.85
陳順隆 (2000)														
112	CSR1-C1-F0a	4.9	2.1	18.2	0.49	-	113.7	81.9	87.2	108.9	shear	shear	1.39	1.30
113	CSR1-C1-F0b	4.9	2.1	18.2	0.49	-	123.6	81.9	87.2	108.9	shear	shear	1.51	1.42
114	CSR1-C2-F0a	4.9	2.1	27.6	0.49	-	136.8	114.3	121.0	112.0	flexure	flexure	1.22	1.22
115	CSR1-C2-F0b	4.9	2.1	27.6	0.49	-	122.5	114.3	121.0	112.0	flexure	flexure	1.09	1.09
116	CSR2-C1-F0a	4.9	2.1	18.2	0.98	-	145.9	106.5	115.4	199.1	shear	shear	1.37	1.26
117	CSR2-C1-F0b	4.9	2.1	18.2	0.98	-	159.1	106.5	115.4	199.1	shear	shear	1.49	1.38
118	CSR2-C2-F0a	4.9	2.1	27.6	0.98	-	176.1	149.7	161.3	211.8	shear	shear	1.18	1.09
廖仁壽 (2013)														
119	TS-R1-C1-0	6.9	2.1	32.5	0.65	0.18	216.0	211.3	224.7	198.3	flexure	flexure	1.09	1.09
120	TS-R2-C1-0	6.9	2.1	32.5	0.97	0.18	260.0	247.7	266.2	280.3	shear	shear	1.05	0.98
121	TS-R1-C2-0	6.9	2.1	58.5	0.65	0.18	266.0	284.0	300.1	205.4	flexure	flexure	1.30	1.30
122	TS-R2-C2-0	6.9	2.1	58.5	0.97	0.18	307.0	335.0	357.2	295.3	flexure	flexure	1.04	1.04
123	CS-R1-C1-0	5.2	2.1	32.5	0.95	0.27	222.0	246.2	264.4	290.9	shear	shear	0.90	0.84
124	CS-R2-C2-0	5.2	2.1	58.5	1.43	0.27	482.0	389.3	419.4	439.0	shear	shear	1.24	1.15
Hassan et al. (2017)														
125	S1-1	5.6	1.5	28.4	1.27	0.49	366.8	438.4	485.9	714.0	shear	shear	0.84	0.75
莊勝杰 (2021)														
126	P2	4.1	1.3	38.3	1.72	0.62	823.7	800.6	907.8	1557.3	shear	shear	1.03	0.91
Average (AVG)												1.05	0.97	
Coefficient of variation (COV)												0.18	0.19	

註：

- \*代表撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，其撓曲鋼筋比(ρ<sub>ℓ</sub>)取平均值表示。
- ρ'<sub>ℓ</sub>為"-代表試體無壓力鋼筋。



3. 針對撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體， $\rho_\ell$ 括號內數值為 $b_c + 3h$ 內之鋼筋比，為實際計算時所用之鋼筋比。
4. 整體抵抗垂直載重之強度( $V_{SST}$ )，由平版剪力強度( $V_{shear}$ )及撓曲強度( $V_{flex}$ )較低之項目主控。

表 A.4 撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 3h$ )

No.	Spec. ID	基本參數				本研究分析結果						
		$f'_c$	$\rho_\ell$	$\rho_\ell^*$	$V_{test}$	$V_{shear\_1:1}$	$V_{shear\_1:2}$	$V_{flex}$	Failure	Failure	$V_{test}/V_{SST}$	
		(MPa)	(%)	(%)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	Mode (1:1)	Mode (1:2)	slope 1:1	slope 1:2
Elstner and Hognestad (1956)												
1*	A-9	29.9	2.15	3.56	444.82	640.3	711.8	728.2	shear	shear	0.69	0.62
2	A-7b	27.9	2.41	-	511.55	538.7	592.0	790.3	shear	shear	0.95	0.86
3*	A-10	29.7	2.15	3.16	489.30	786.5	847.9	778.9	flexure	flexure	0.63	0.63
4	A-5	27.8	2.41	-	533.79	683.5	732.4	846.1	shear	shear	0.78	0.73
Regan (1986)												
5*	I/1	25.8	1.20	2.07	194.00	241.6	261.3	281.4	shear	shear	0.80	0.74
6	I/2	23.4	1.20	-	176.00	184.9	197.4	270.9	shear	shear	0.95	0.89
7*	I/3	27.4	0.92	1.71	194.00	238.7	256.6	225.2	flexure	flexure	0.86	0.86
8	I/4	32.3	0.92	-	194.00	217.2	229.6	223.9	shear	flexure	0.89	0.87
9*	I/5	28.2	0.75	1.29	165.00	227.2	242.7	190.6	flexure	flexure	0.87	0.87
10	I/6	21.9	0.75	-	165.00	150.7	159.4	181.7	shear	shear	1.09	1.03

註：

1. \*代表撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體。
2.  $\rho_\ell^*$ 表示集中撓曲鋼筋比，為實際計算時所用之鋼筋比。

表 A.5 考慮剪拉強度之無剪力鋼筋平版資料庫預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ )

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果					本研究分析結果				
		$a/d$	$b_c/d$	$f'_c$ (MPa)	$\rho_\ell$ (%)	$\rho'_\ell$ (%)	$V_{test}$ (kN)	$V_{shear\_1:1}$ (kN)	$V_{flex}$ (kN)	Failure Mode	$V_{test}/V_{SST}$
Elstner and Hognestad (1956)											
1	A-1a	6.5	2.2	14.1	1.20	0.59	302.5	218.0	433.5	shear	1.39
2	A-1b	6.5	2.2	25.2	1.20	0.59	364.8	350.3	467.8	shear	1.04
3	A-1c	6.5	2.2	29.0	1.20	0.59	355.9	392.2	476.9	shear	0.91
4	A-1d	6.5	2.2	36.8	1.20	0.59	351.4	460.8	492.2	shear	0.76
5	A-1e	6.5	2.2	20.3	1.20	0.59	355.9	293.5	452.8	shear	1.21
6	A-2a	6.7	2.2	13.7	2.41	1.10	333.6	260.9	720.8	shear	1.28
7	A-2b	6.7	2.2	19.5	2.41	1.10	400.3	321.6	753.4	shear	1.24
8	A-2c	6.7	2.2	37.4	2.41	1.10	467.1	445.5	822.7	shear	1.05
9	A-7b	6.7	2.2	27.9	2.41	1.10	511.5	384.8	790.3	shear	1.33
10	A-3a	6.7	2.2	12.8	3.76	1.10	355.9	260.0	850.8	shear	1.37
11	A-3b	6.7	2.2	22.6	3.76	1.10	444.8	346.3	1108.9	shear	1.28
12	A-3c	6.7	2.2	26.5	3.76	1.10	533.8	375.1	1139.1	shear	1.42
13	A-3d	6.7	2.2	34.5	3.76	1.10	547.1	427.9	1188.8	shear	1.28
14	A-4	6.0	3.0	26.1	1.20	0.59	400.3	466.7	503.6	shear	0.86
15	A-5	6.2	3.1	27.8	2.41	1.10	533.8	464.6	846.1	shear	1.15
16	A-6	6.2	3.1	25.0	3.76	1.10	498.2	441.0	1208.7	shear	1.13
*17	A-9	6.7	2.2	29.9	2.15 (4.66)	1.10	444.8	397.8	728.2	shear	1.12
*18	A-10	6.2	3.1	29.7	2.15 (3.88)	1.10	489.3	480.5	778.9	shear	1.02
19	A-13	5.9	2.9	26.2	0.57	0.29	235.8	358.1	253.9	flexure	0.93
20	B-1	6.7	2.2	14.2	0.48	-	178.4	148.5	179.1	shear	1.20
21	B-2	6.7	2.2	47.6	0.48	-	200.2	358.7	185.9	flexure	1.08
22	B-4	6.7	2.2	47.7	0.95	-	333.6	478.2	339.0	flexure	0.98
23	B-9	6.7	2.2	43.9	2.04	-	504.9	482.5	768.8	shear	1.05
24	B-11	6.7	2.2	13.5	2.95	-	329.2	267.7	593.4	shear	1.23
25	B-14	6.7	2.2	50.5	2.95	-	578.3	517.6	1040.0	shear	1.12
Regan (1986)											
*26	I/1	10.6	2.6	25.8	1.20 (2.07)	-	194.0	182.6	281.4	shear	1.06
27	I/2	10.6	2.6	23.4	1.20	-	176.0	162.6	270.9	shear	1.08

表 A.5 考慮剪拉強度之無剪力鋼筋平版資料庫預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果					本研究分析結果				
		$a/d$	$b_c/d$	$f'_c$ (MPa)	$\rho_\ell$ (%)	$\rho'_\ell$ (%)	$V_{test}$ (kN)	$V_{shear\_1:1}$ (kN)	$V_{flex}$ (kN)	Failure Mode	$V_{test}/V_{SST}$
Regan (1986)											
*28	I/3	10.6	2.6	27.4	0.92 (1.71)	-	194.0	188.5	225.2	shear	1.03
29	I/4	10.6	2.6	32.3	0.92	-	194.0	189.4	223.9	shear	1.02
*30	I/5	10.3	2.5	28.2	0.75 (1.29)	-	165.0	198.1	190.6	flexure	0.87
31	I/6	10.3	2.5	21.9	0.75	-	165.0	132.0	181.7	shear	1.25
32	V/4	5.9	0.9	36.2	0.78	-	285.0	216.7	538.1	shear	1.32
Rankin and Long (1987)											
33	1	6.7	2.5	30.7	0.50	-	36.4	39.2	39.0	flexure	0.93
34	2	6.7	2.5	30.7	0.70	-	49.1	45.1	53.5	shear	1.09
35	3	6.7	2.5	30.7	0.70	-	56.6	45.1	53.5	shear	1.25
36	4	6.7	2.5	34.8	0.80	-	56.2	52.6	61.1	shear	1.07
37	5	6.7	2.5	34.8	0.80	-	57.3	52.6	61.1	shear	1.09
38	6	6.7	2.5	34.8	1.00	-	65.6	57.1	74.9	shear	1.15
39	7	6.7	2.5	29.7	1.20	-	70.9	52.7	86.2	shear	1.35
40	8	6.7	2.5	29.7	1.20	-	71.1	52.7	86.2	shear	1.35
41	9	6.7	2.5	29.7	1.40	-	78.6	52.7	98.2	shear	1.49
42	10	6.7	2.5	29.9	0.50	-	43.6	38.4	39.0	shear	1.14
43	11	6.7	2.5	29.9	0.80	-	55.0	46.6	60.3	shear	1.18
44	12	6.7	2.5	29.9	1.00	-	67.1	51.0	73.7	shear	1.32
45	13	6.7	2.5	34.0	0.70	-	49.4	48.9	53.9	shear	1.01
46	14	6.7	2.5	34.0	0.70	-	52.5	48.9	53.9	shear	1.07
47	15	6.7	2.5	34.0	1.99	-	84.8	56.4	134.3	shear	1.50
48	1A	5.8	2.2	28.8	0.43	-	45.2	41.7	45.0	shear	1.08
49	2A	5.8	2.2	28.8	0.69	-	66.2	50.8	69.8	shear	1.30
50	3A	5.8	2.2	28.8	1.22	-	89.7	63.5	114.7	shear	1.41
51	4A	5.8	2.2	30.9	1.91	-	97.4	65.8	167.6	shear	1.48
52	1B	7.7	2.9	37.7	0.58	-	28.9	40.9	33.8	flexure	0.85
53	2B	7.7	2.9	37.7	0.69	-	37.6	44.2	40.2	flexure	0.94
54	3B	7.7	2.9	37.7	1.38	-	56.7	48.2	75.5	shear	1.18
55	4B	7.7	2.9	30.9	2.08	-	72.5	43.6	101.1	shear	1.66

表 A.5 考慮剪拉強度之無剪力鋼筋平版資料庫預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果			
		$a/d$	$b_c/d$	$f'_c$ (MPa)	$\rho_\ell$ (%)	$\rho'_\ell$ (%)	$V_{test}$ (kN)	$V_{shear\_1:1}$ (kN)	$V_{flex}$ (kN)	Failure Mode	$V_{test}/V_{SST}$
Rankin and Long (1987)											
56	1C	5.0	1.9	27.8	0.53	-	62.7	52.7	71.5	shear	1.19
57	2C	5.0	1.9	32.4	0.75	-	87.9	69.0	100.7	shear	1.27
58	3C	5.0	1.9	32.4	1.21	-	124.1	83.2	153.6	shear	1.49
59	4C	5.0	1.9	27.8	1.96	-	125.9	77.1	220.3	shear	1.63
Marzouk and Hussein (1991)											
60	NS1	7.1	1.6	42.0	1.07	0.24	320.0	261.3	392.9	shear	1.22
61	HS1	7.1	1.6	67.0	0.39	0.24	178.0	193.0	171.3	flexure	1.04
62	HS2	7.1	1.6	70.0	0.63	0.24	249.0	242.4	261.3	shear	1.03
63	HS7	7.1	1.6	74.0	0.88	0.24	356.0	283.5	350.1	shear	1.26
64	HS3	7.1	1.6	69.0	1.07	0.24	356.0	302.4	414.0	shear	1.18
65	HS4	7.5	1.7	66.0	1.96	0.26	418.0	318.5	637.2	shear	1.31
66	NS2	5.6	1.3	30.0	0.50	0.19	396.0	200.0	312.2	shear	1.98
67	HS5	7.1	1.6	68.0	0.63	0.24	365.0	240.5	291.1	shear	1.52
68	HS6	5.6	1.3	70.0	0.50	0.19	489.0	298.2	331.7	shear	1.64
69	HS8	5.6	1.3	69.0	0.95	0.19	436.0	393.3	591.4	shear	1.11
70	HS9	5.6	1.3	74.0	1.39	0.19	543.0	469.3	830.7	shear	1.16
71	HS10	5.6	1.3	80.0	1.91	0.19	645.0	545.9	1115.9	shear	1.18
72	HS11	9.6	2.1	70.0	0.73	0.33	196.0	174.1	165.3	flexure	1.19
73	HS12	9.6	2.1	75.0	1.12	0.33	258.0	213.5	240.7	shear	1.21
74	HS13	9.6	2.1	68.0	1.45	0.33	267.0	221.0	295.8	shear	1.21
75	HS14	6.7	2.3	72.0	1.07	0.24	498.0	403.7	438.8	shear	1.23
76	HS15	6.3	3.2	71.0	1.07	0.24	560.0	511.8	467.3	flexure	1.20
Tomaszewicz (1993)											
77	ND65-1-1	4.2	0.7	64.3	1.19	-	2050.0	1617.5	4046.3	shear	1.27
78	ND65-2-1	5.1	0.8	70.2	1.45	-	1200.0	968.6	2555.7	shear	1.24
79	ND95-1-1	4.2	0.7	83.7	1.19	-	2250.0	1745.3	4106.1	shear	1.29
80	ND95-1-3	4.2	0.7	89.9	2.08	-	2400.0	2246.0	6967.6	shear	1.07
81	ND95-2-1	5.1	0.8	88.2	1.45	-	1100.0	1035.5	2593.0	shear	1.06
82	ND95-2-1D	5.1	0.8	86.7	1.45	1.45	1300.0	1030.3	2614.2	shear	1.26
83	ND95-2-3	5.1	0.8	89.5	2.17	-	1450.0	1226.6	3785.0	shear	1.18
84	ND95-2-3D	5.1	0.8	80.3	2.17	2.17	1250.0	1187.0	3676.0	shear	1.05

表 A.5 考慮剪拉強度之無剪力鋼筋平版資料庫預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果			
		$a/d$	$b_c/d$	$f'_c$ (MPa)	$\rho_\ell$ (%)	$\rho'_\ell$ (%)	$V_{test}$ (kN)	$V_{shear\_1:1}$ (kN)	$V_{flex}$ (kN)	Failure Mode	$V_{test}/V_{SST}$
Tomaszewicz (1993)											
85	ND95-2-3D+	5.1	0.8	98.0	2.17	2.17	1450.0	1260.6	3739.9	shear	1.15
86	ND95-3-1	5.7	1.1	85.1	1.20	-	330.0	233.1	429.1	shear	1.42
87	ND115-1-1	4.2	0.7	112.0	1.19	-	2450.0	1896.5	4156.1	shear	1.29
88	ND115-2-1	5.1	0.8	119.0	1.45	-	1400.0	1129.2	2630.7	shear	1.24
89	ND115-2-3	5.1	0.8	108.1	2.17	-	1550.0	1298.3	3840.6	shear	1.19
林英俊，林欽仁，林世隆 (1996)											
90	3	4.6	2.0	55.6	7.38	-	449.0	225.9	912.6	shear	1.99
91	4	4.6	2.0	71.9	7.38	-	515.0	256.9	1072.0	shear	2.00
92	29	3.1	1.3	36.9	1.09	-	521.0	297.4	637.6	shear	1.75
93	30	3.1	1.3	70.1	1.09	-	685.0	381.0	668.1	shear	1.80
94	31	3.1	1.3	43.0	1.09	-	532.0	330.1	646.7	shear	1.61
95	32	3.1	1.3	82.6	1.09	-	695.0	399.6	673.3	shear	1.74
96	33	3.1	1.3	46.3	1.09	-	549.0	337.4	650.7	shear	1.63
97	34	3.1	1.3	80.8	1.09	-	639.0	397.0	672.6	shear	1.61
98	35	3.0	1.3	81.4	1.33	-	697.0	447.5	855.4	shear	1.56
99	36	3.0	1.3	81.8	1.33	-	693.0	448.2	855.7	shear	1.55
100	43	2.6	2.2	89.6	1.33	-	738.0	657.8	1002.9	shear	1.12
101	44	2.6	2.2	68.3	1.33	-	601.0	602.2	987.8	shear	1.00
102	45	3.0	1.3	85.5	3.05	-	695.0	533.4	1172.9	shear	1.30
103	46	3.0	1.3	58.8	3.05	-	656.0	442.3	1134.5	shear	1.48
104	53	4.3	1.4	57.7	4.12	-	470.0	247.2	771.0	shear	1.90
105	54	4.3	1.4	45.9	4.12	-	446.0	220.4	740.1	shear	2.02
106	55	3.2	1.4	83.4	2.12	-	691.0	490.6	763.4	shear	1.41
107	56	3.2	1.4	70.2	2.12	-	590.0	450.1	756.1	shear	1.31
108	63	2.7	2.3	80.7	2.12	-	888.0	613.1	889.1	shear	1.45
109	64	2.7	2.3	72.7	2.12	-	792.0	581.9	884.0	shear	1.36
Oliveira et al. (2000)											
110	1	6.8	1.3	60.9	1.47	0.22	270.0	277.7	696.3	shear	0.97
111	2	6.6	1.2	62.9	1.41	0.21	335.0	291.9	729.1	shear	1.15
陳順隆 (2000)											
112	CSR1-C1-F0a	4.9	2.1	18.2	0.49	-	113.7	68.6	108.9	shear	1.66

表 A.5 考慮剪拉強度之無剪力鋼筋平版資料庫預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ )(續)

No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果			
		$a/d$	$b_c/d$	$f'_c$ (MPa)	$\rho_\ell$ (%)	$\rho'_\ell$ (%)	$V_{test}$ (kN)	$V_{shear\_1:1}$ (kN)	$V_{flex}$ (kN)	Failure Mode	$V_{test}/V_{SST}$
陳順隆 (2000)											
113	CSR1-C1-F0b	4.9	2.1	18.2	0.49	-	123.6	68.6	108.9	shear	1.80
114	CSR1-C2-F0a	4.9	2.1	27.6	0.49	-	136.8	95.2	112.0	shear	1.44
115	CSR1-C2-F0b	4.9	2.1	27.6	0.49	-	122.5	95.2	112.0	shear	1.29
116	CSR2-C1-F0a	4.9	2.1	18.2	0.98	-	145.9	90.6	199.1	shear	1.61
117	CSR2-C1-F0b	4.9	2.1	18.2	0.98	-	159.1	90.6	199.1	shear	1.76
118	CSR2-C2-F0a	4.9	2.1	27.6	0.98	-	176.1	126.7	211.8	shear	1.39
廖仁壽 (2013)											
119	TS-R1-C1-0	6.9	2.1	32.5	0.65	0.18	216.0	177.7	198.3	shear	1.22
120	TS-R2-C1-0	6.9	2.1	32.5	0.97	0.18	260.0	210.0	280.3	shear	1.24
121	TS-R1-C2-0	6.9	2.1	58.5	0.65	0.18	266.0	237.6	205.4	flexure	1.30
122	TS-R2-C2-0	6.9	2.1	58.5	0.97	0.18	307.0	282.2	295.3	shear	1.09
123	CS-R1-C1-0	5.2	2.1	32.5	0.95	0.27	222.0	208.6	290.9	shear	1.06
124	CS-R2-C2-0	5.2	2.1	58.5	1.43	0.27	482.0	312.5	439.0	shear	1.54
Hassan et al. (2017)											
125	S1-1	5.6	1.5	28.4	1.27	0.49	366.8	378.7	714.0	shear	0.97
莊勝杰 (2021)											
126	P2	4.1	1.3	38.3	1.72	0.62	823.7	639.6	1557.3	shear	1.29
Average (AVG)										1.28	
Coefficient of variation (COV)										0.20	

註：

- \*代表撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體，其撓曲鋼筋比( $\rho_\ell$ )取平均值表示。
- $\rho'_\ell$ 為"-"代表試體無壓力鋼筋。
- 針對撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體， $\rho_\ell$ 括號內數值為 $b_c + 3h$ 內之鋼筋比，為實際計算時所用之鋼筋比。
- 整體抵抗垂直載重之強度( $V_{SST}$ )，由平版剪力強度( $V_{shear}$ )及撓曲強度( $V_{flex}$ )較低之項目主控。

表 A.6 考慮剪拉強度之撓曲鋼筋分佈型態為集中試體預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ )

No.	Spec. ID	基本參數				本研究分析結果			
		$f'_c$ (MPa)	$\rho_\ell$ (%)	$\rho_\ell^*$ (%)	$V_{test}$ (kN)	$V_{shear\_1:1}$ (kN)	$V_{flex}$ (kN)	Failure Mode	$V_{test}/V_{SST}$
Elstner and Hognestad (1956)									
1*	A-9	29.9	2.15	4.66	444.82	397.8	728.2	shear	1.12
2	A-7b	27.9	2.41	-	511.55	384.8	790.3	shear	1.33
3*	A-10	29.7	2.15	3.88	489.30	480.5	778.9	shear	1.02
4	A-5	27.8	2.41	-	533.79	464.6	846.1	shear	1.15
Regan (1986)									
5*	I/1	25.8	1.20	2.07	194.00	182.6	281.4	shear	1.06
6	I/2	23.4	1.20	-	176.00	162.6	270.9	shear	1.08
7*	I/3	27.4	0.92	1.71	194.00	188.5	225.2	shear	1.03
8	I/4	32.3	0.92	-	194.00	189.4	223.9	shear	1.02
9*	I/5	28.2	0.75	1.29	165.00	198.1	190.6	flexure	0.87
10	I/6	21.9	0.75	-	165.00	132.0	181.7	shear	1.25

註：

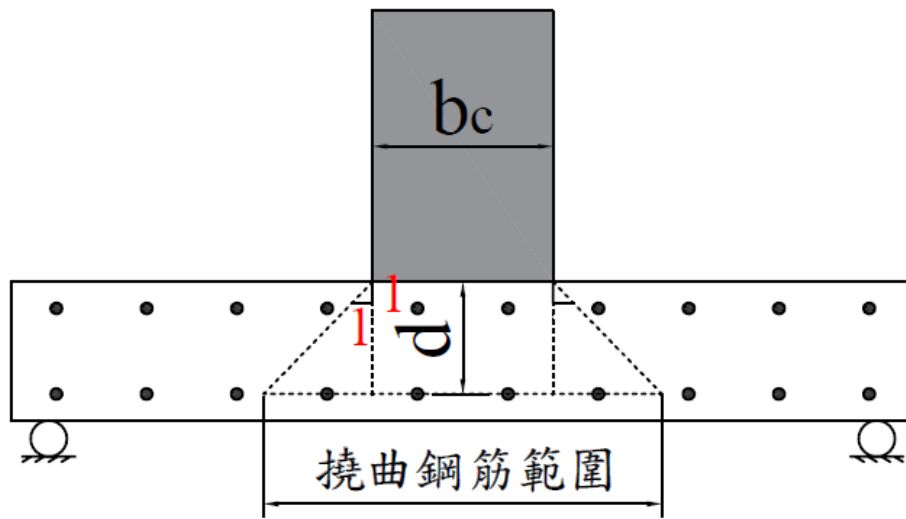
1. \*代表撓曲鋼筋分佈型態為集中之試體。
2.  $\rho_\ell^*$ 表示集中撓曲鋼筋比，為實際計算時所用之鋼筋比。

表 A.7 有剪力鋼筋平版資料庫之預測結果(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ )

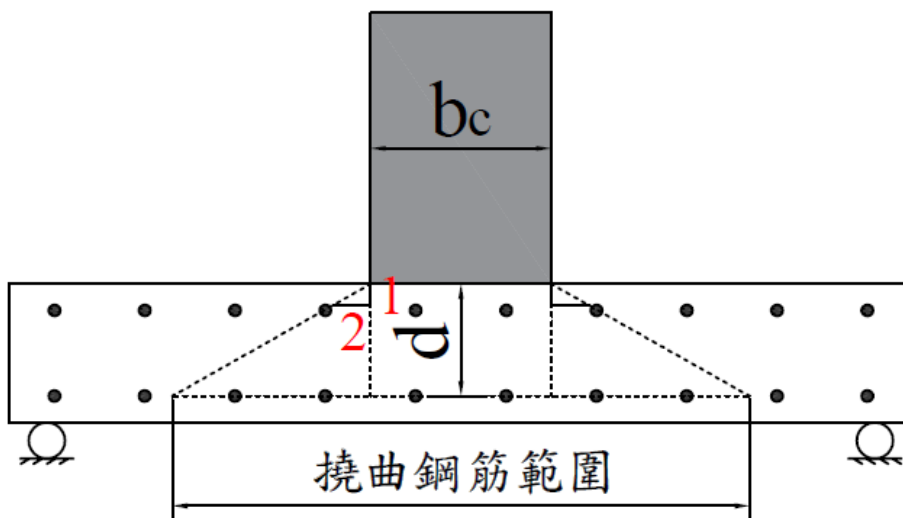
No.	Spec. ID	重要參數與試驗結果						本研究分析結果			
		$a/d$	$b_c/d$	$f'_c$ (MPa)	$\rho_\ell$ (%)	$\rho'_\ell$ (%)	$V_{test}$ (kN)	$V_{shear\_1:1}$ (kN)	$V_{flex}$ (kN)	Failure Mode	$V_{test}/V_{SST}$
Oliveira et al. (2000)											
1	3V	6.1	1.1	63.0	1.30	0.20	386.0	330.2	671.5	shear	1.17
2	4V	6.2	1.2	66.4	1.32	0.20	377.0	338.7	662.4	shear	1.11
3	5V	6.2	1.2	61.5	1.32	0.20	423.0	333.4	657.3	shear	1.27
Hassan et al. (2017)											
4	S1-2	5.6	1.5	28.4	1.27	0.49	470.2	459.7	714.0	shear	1.02
5	S1-3	5.6	1.5	20.4	1.27	0.49	412.7	372.9	692.4	shear	1.11
6	S1-4	5.6	1.5	28.4	1.27	0.49	530.0	459.7	714.0	shear	1.15
莊勝杰 (2021)											
7	P1	4.1	1.3	37.7	1.72	0.62	1005.3	825.6	1554.1	shear	1.22
8	P3	5.3	1.7	38.3	1.68	0.95	677.8	612.2	859.5	shear	1.11
9	P5	4.1	1.3	44.7	1.72	0.62	1157.0	995.0	1587.0	shear	1.16
Average (AVG)										1.15	
Coefficient of variation (COV)										0.06	

註：整體抵抗垂直載重之強度( $V_{SST}$ )，由平版剪力強度( $V_{shear}$ )及撓曲強度( $V_{flex}$ )較低之項目主控。



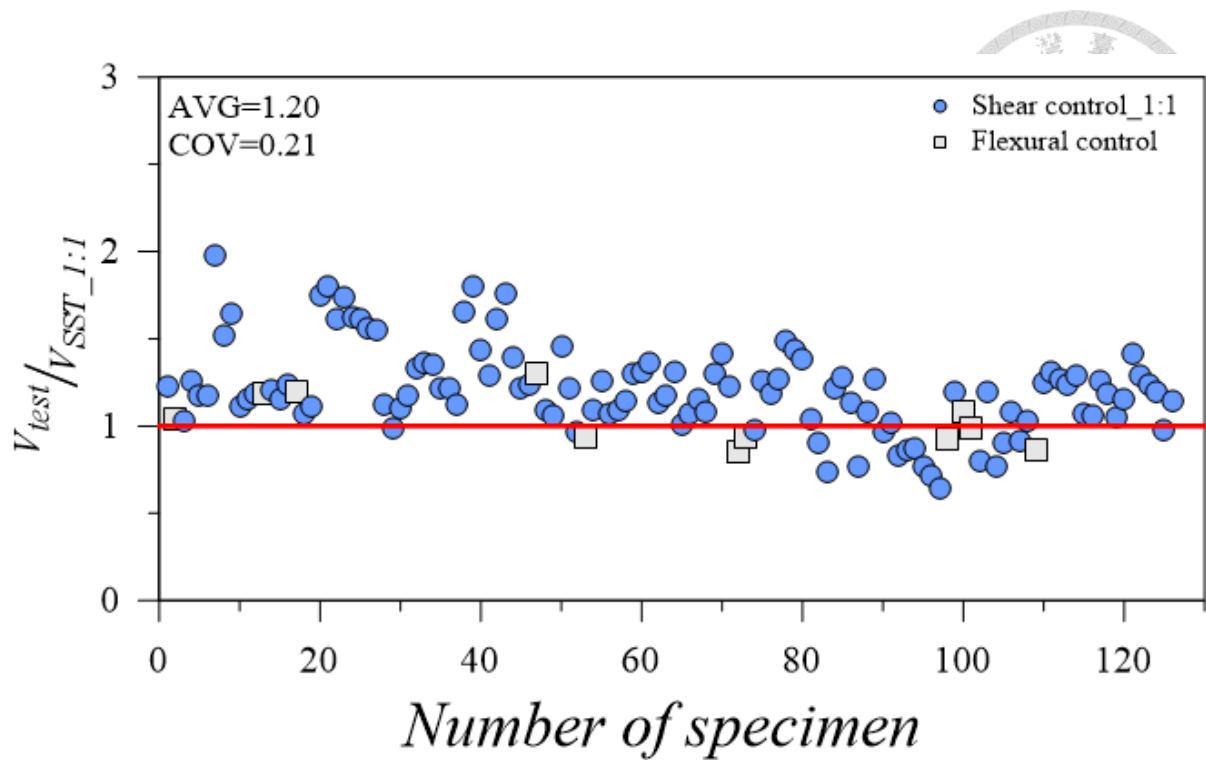


(a) 斜率 1:1 向下傳遞之鋼筋範圍

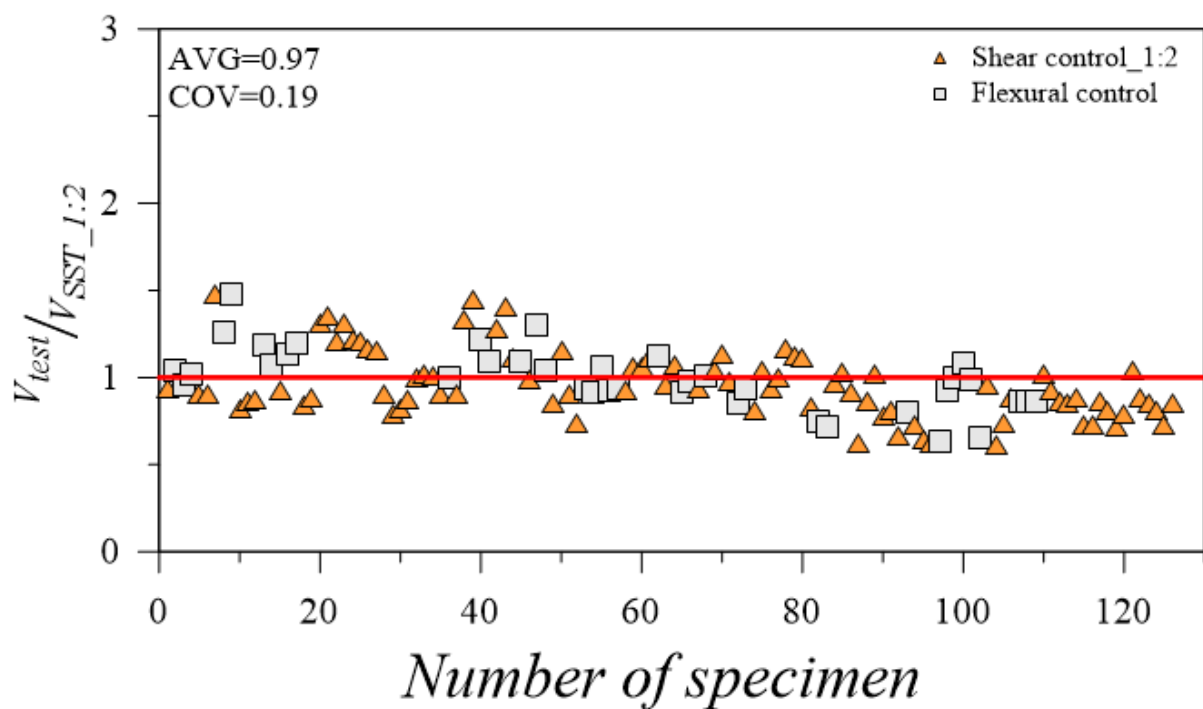


(b) 斜率 1:2 向下傳遞之鋼筋範圍

圖 A.1 幾何概念應用於剪力模型之鋼筋範圍示意圖

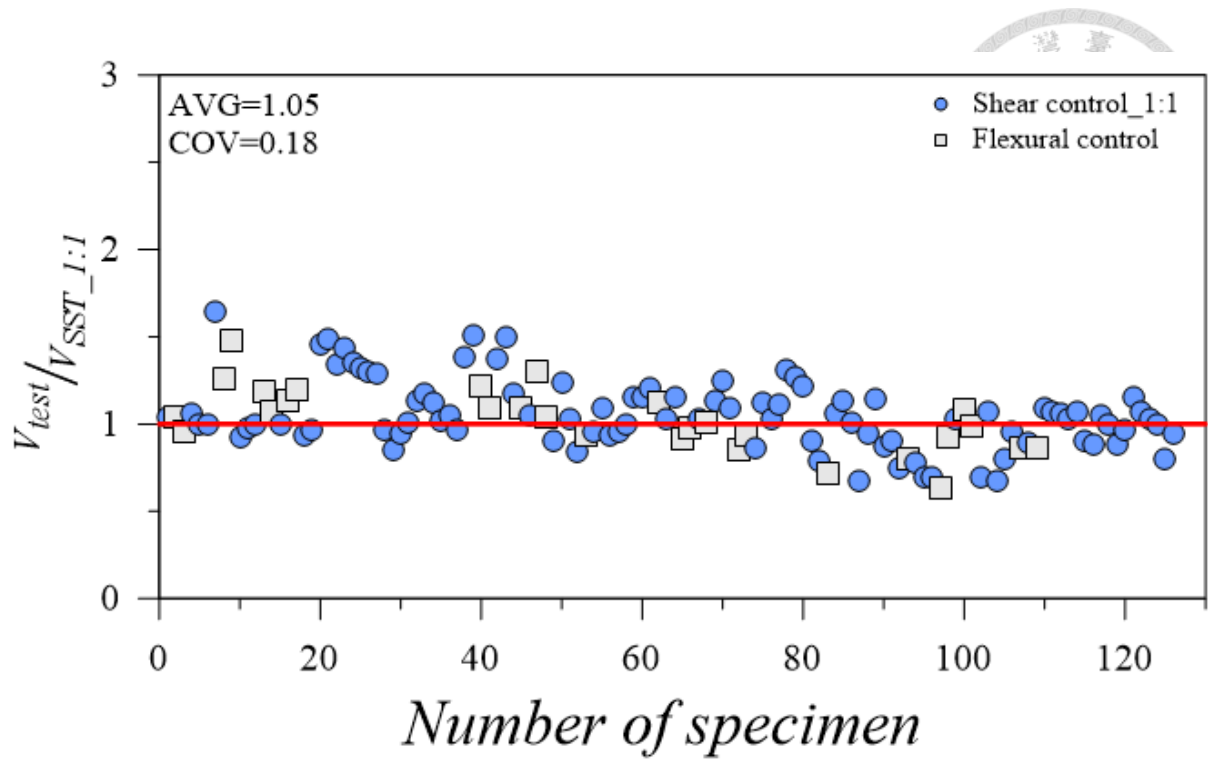


(a) 斜率 1:1 向下傳遞之結果

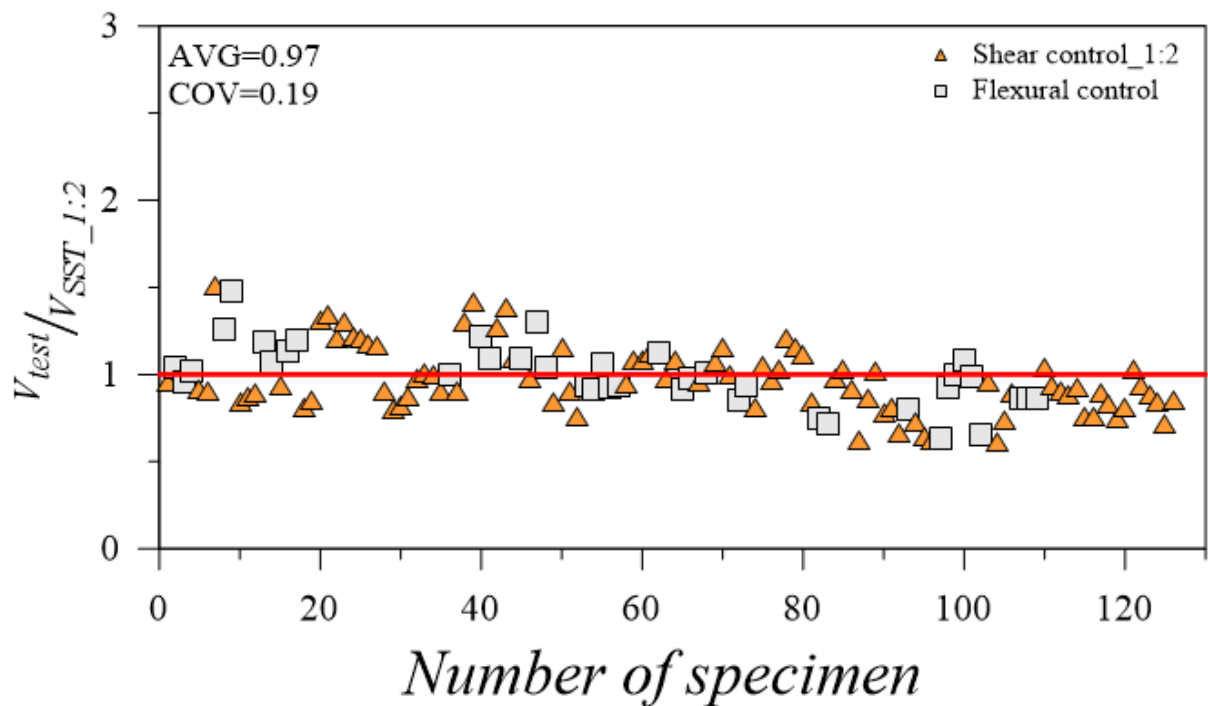


(b) 斜率 1:2 向下傳遞之結果

圖 A.2 無剪力鋼筋平版資料庫分析結果圖(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ 、 $b_c + 4d$ )



(a) 斜率 1:1 向下傳遞之結果



(b) 斜率 1:2 向下傳遞之結果

圖 A.3 無剪力鋼筋平版資料庫分析結果圖(鋼筋範圍： $b_c + 3h$ )

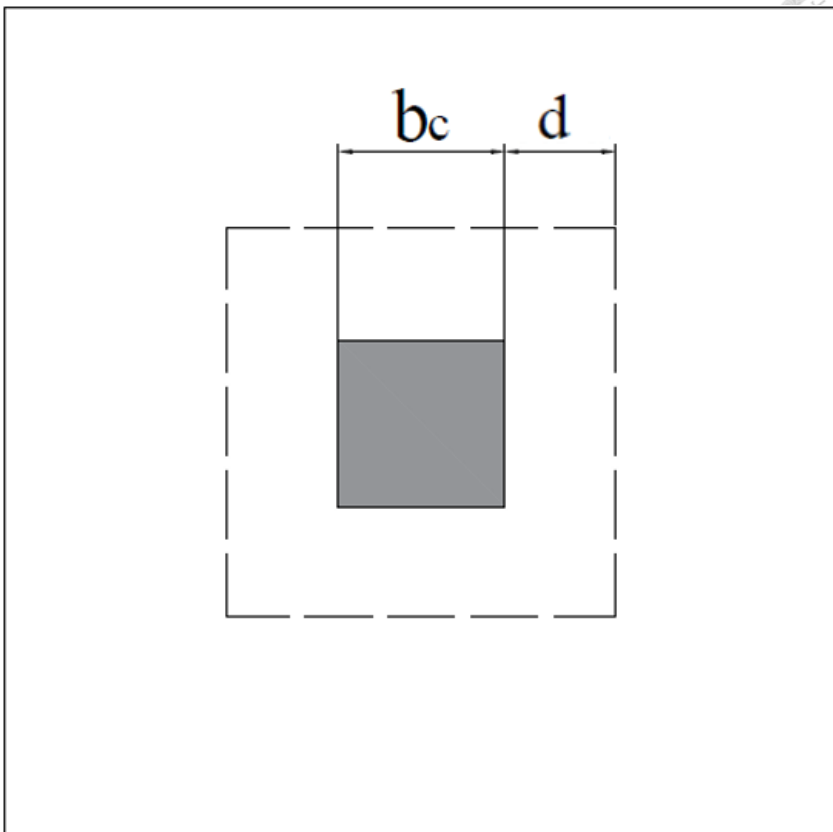


圖 A.4 臨界斷面周長之定義

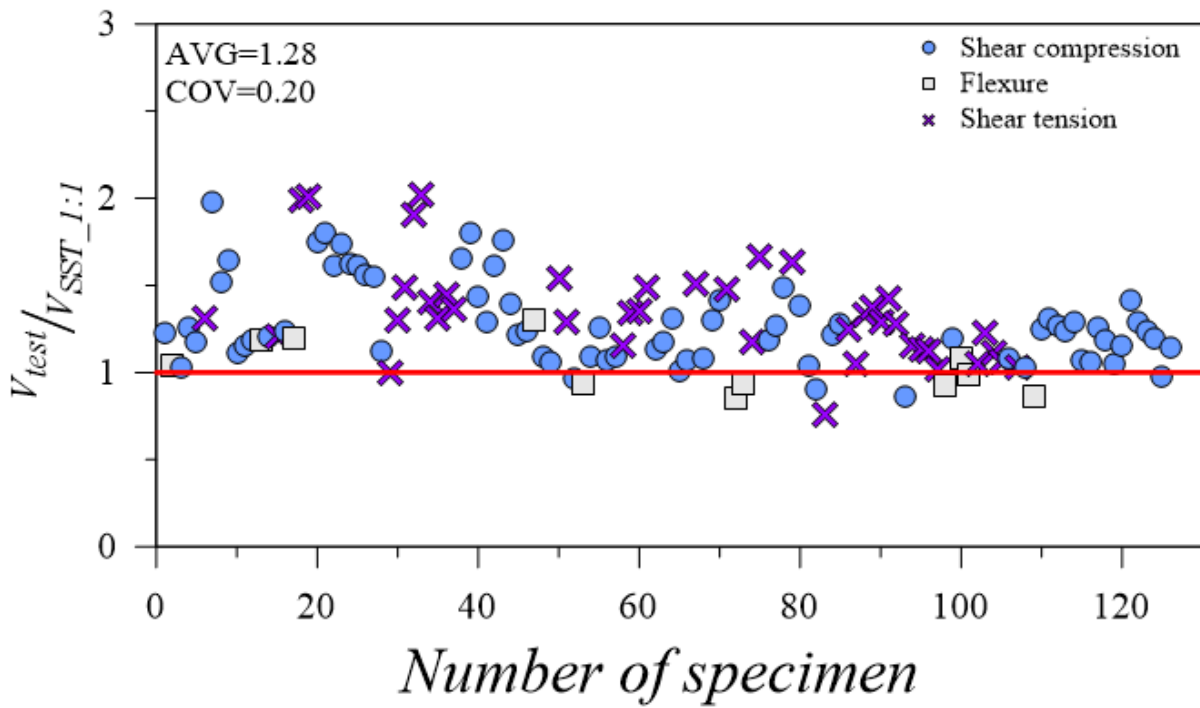


圖 A.5 考慮剪拉強度之無剪力鋼筋平版資料庫分析結果圖(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ )

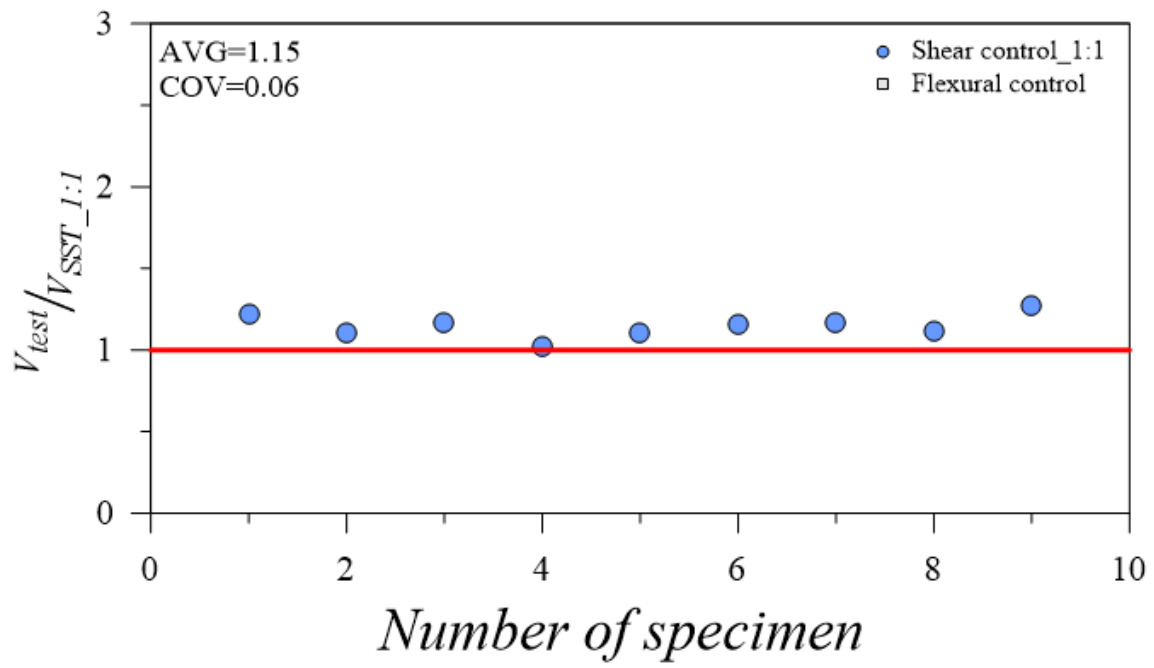


圖 A.6 有剪力鋼筋平版資料庫分析結果圖(鋼筋範圍： $b_c + 2d$ )



## 附錄 B 無剪力鋼筋平版之計算範例



[莊勝杰 (2021) Specimen ID: P2]

表 4.3 中之 Specimen No. 126

### 一、版試體尺寸與試體配筋圖

全版寬度  $l = 1800\text{mm}$

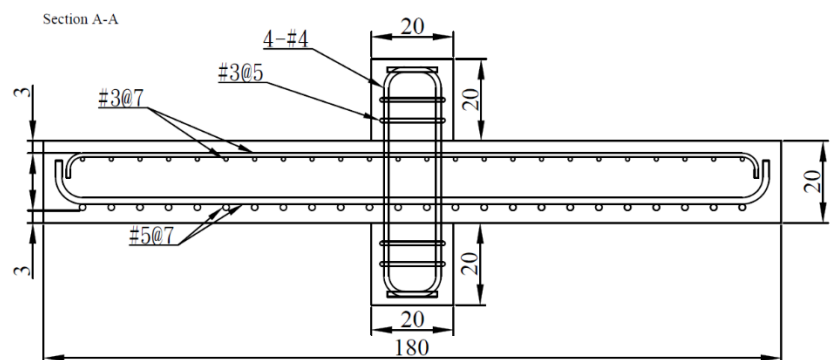
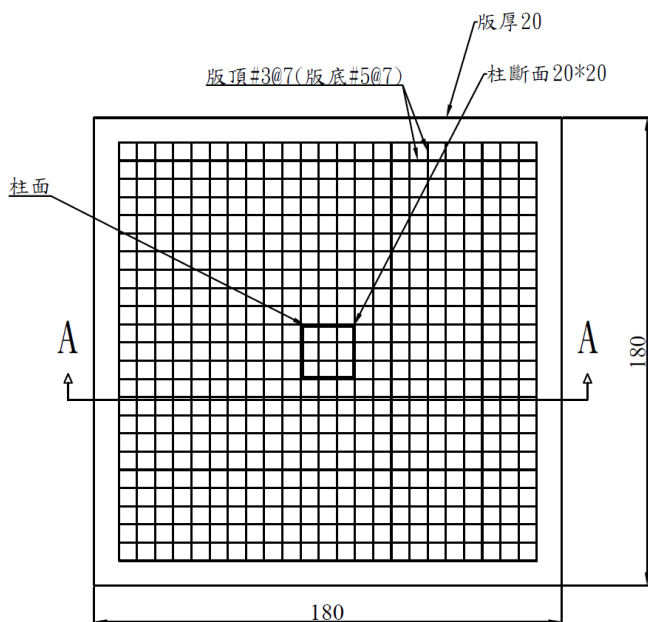
支承跨距  $l_q = 1450\text{mm}$

版厚  $h = 200\text{mm}$

壓力鋼筋有效深度  $d' = 39.5\text{mm}$

拉力鋼筋有效深度  $d = 154.1\text{mm}$

柱寬  $b_c = 200\text{mm}$



P2 試體配筋圖(單位：公分)[莊勝杰 (2021)]



## 二、材料基本性質

混凝土抗壓強度  $f'_c = 38.3MPa$

混凝土彈性模數  $E_c = 29079MPa$

鋼筋彈性模數  $E_s = 200000MPa$

鋼筋彈性模數與混凝土彈性模數之比值  $n = E_s/E_c = 6.9$

1. 主筋：

壓力鋼筋比  $\rho'_\ell = 0.62\%$

拉力鋼筋比  $\rho_\ell = 1.72\%$

壓力鋼筋降伏應力  $f_y = 458MPa$

拉力鋼筋降伏應力  $f_y = 472MPa$

## 三、計算試體剪力強度 $V_{shear}$ (剪壓強度)

1. 剪力以斜率 1:1 向下傳遞之剪力強度 ( $V_{shear_{1:1}}$ )

a. 計算初始撓曲寬度 ( $b_f$ )

$$b_f = b_c + d = 200 + 154.1 = 354.1mm$$

b. 計算撓曲寬度內之鋼筋比 ( $\rho_f$ )

$$A_s = \rho_\ell \times \left(b_c + \frac{1}{3}\ell_q\right) \times d = 0.0172 \times \left(200 + \frac{1}{3} \times 1450\right) \times 154.1 = 1809.5mm^2$$

$$\rho_f = A_s/b_f d = 1809.5/(354.1 \times 154.1) = 0.033$$

c. 計算壓力區深度 ( $kd$ )

$$\begin{aligned} kd &= \left(\sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f\right) \times d \\ &= \left(\sqrt{(6.9 \times 0.033)^2 + 2 \times 6.9 \times 0.033} - 6.9 \times 0.033\right) \times 154.1 = 74.7mm \end{aligned}$$

d. 計算剪力寬度 ( $b_s$ )

$$b_s = b_c + 2 \times 1 \times kd/3 = 200 + 2 \times 74.7/3 = 249.8mm$$



e. 檢核剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )是否相等

$b_f = 354.1\text{mm} \neq b_s = 249.8\text{mm}$ ，故需調整撓曲寬度( $b_f$ )並再次進行迭代

f. 經由迭代後之撓曲寬度( $b_f$ )

$$b_f = 255.4\text{mm}$$

g. 計算撓曲寬度內之鋼筋比( $\rho_f$ )

$$A_s = \rho_\ell \times \left( b_c + \frac{1}{3} \ell_q \right) \times d = 0.0172 \times \left( 200 + \frac{1}{3} \times 1450 \right) \times 154.1 = 1809.5\text{mm}^2$$

$$\rho_f = A_s / b_f d = 1809.5 / (255.4 \times 154.1) = 0.046$$

h. 計算壓力區深度( $kd$ )

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \right) \times d$$
$$= \left( \sqrt{(6.9 \times 0.046)^2 + 2 \times 6.9 \times 0.046} - 6.9 \times 0.046 \right) \times 154.1 = 83.1\text{mm}$$

i. 計算剪力寬度( $b_s$ )

$$b_s = b_c + 2 \times 1 \times kd / 3 = 200 + 2 \times 83.1 / 3 = 255.4\text{mm}$$

j. 檢核剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )是否相等

$b_f = b_s = 255.4\text{mm}$ ，故有效加載寬度( $b_e$ )為255.4mm

k. 計算對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )

$$A_{str} = b_e \times kd = 255.4 \times 83.1 = 21238.9\text{mm}^2$$

l. 計算壓拉桿指標 $K$ 值

對於無配置剪力鋼筋之平版構件，壓拉桿指標 $K$ 值為1

m. 計算混凝土軟化係數( $\zeta$ )

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} = \frac{3.35}{\sqrt{38.3}} = 0.54 > 0.52 \quad \therefore \zeta = 0.52$$

n. 計算混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} = 1 \times 0.52 \times 38.3 \times 21238.9 / 1000 = 422.8\text{kN}$$



- o. 計算單一混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )

$$V_n = C_d \sin \theta = 422.8 \times \sin 26.6^\circ = 189.3kN$$

- p. 計算總剪力強度( $V_{shear_{1:1}}$ )

$$V_{shear_{1:1}} = 4 \times V_n = 4 \times 189.3 = 757.2kN$$

## 2. 剪力以斜率 1:2 向下傳遞之剪力強度( $V_{shear_{1:2}}$ )

當剪力改以斜率 1:2 向下傳遞時，整體計算流程與先前相同，惟剪力寬度( $b_s$ )之定義改變，因此僅需再次迭代求得有效加載寬度( $b_e$ )，其餘參數如：壓拉桿指標 $K$ 值、混凝土軟化係數( $\zeta$ )等，皆與先前相同，故將不再贅述。

- a. 經由迭代後之撓曲寬度( $b_f$ )

$$b_f = 304.7mm$$

- b. 計算撓曲寬度內之鋼筋比( $\rho_f$ )

$$A_s = \rho_\ell \times \left( b_c + \frac{1}{3} \ell_q \right) \times d = 0.0172 \times \left( 200 + \frac{1}{3} \times 1450 \right) \times 154.1 = 1809.5mm^2$$

$$\rho_f = A_s / b_f d = 1809.5 / (304.7 \times 154.1) = 0.039$$

- c. 計算壓力區深度( $kd$ )

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \right) \times d$$
$$= \left( \sqrt{(6.9 \times 0.039)^2 + 2 \times 6.9 \times 0.039} - 6.9 \times 0.039 \right) \times 154.1 = 78.6mm$$

- d. 計算剪力寬度( $b_s$ )：定義改變

$$b_s = b_c + 2 \times 2 \times kd / 3 = 200 + 2 \times 2 \times 78.6 / 3 = 304.8mm$$

- e. 檢核剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )是否相等

$$b_f \approx b_s = 304.7mm, \text{ 故有效加載寬度}(b_e)\text{ 為}304.7mm$$

- f. 計算對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )

$$A_{str} = b_e \times kd = 304.7 \times 78.6 = 23937.9mm^2$$



- g. 計算混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} = 1 \times 0.52 \times 38.3 \times 23937.9/1000 = 476.5kN$$

- h. 單一混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )

$$V_n = C_d \sin \theta = 476.5 \times \sin 26.6^\circ = 213.35kN$$

- i. 計算總剪力強度( $V_{shear_{1:2}}$ )

$$V_{shear_{1:2}} = 4 \times V_n = 4 \times 213.35 = 853.4kN$$

#### 四、計算試體撓曲強度 $V_{flex}$

撓曲強度以單一等效 RC 梁進行計算，透過迭代求得撓曲壓力區深度( $c$ )，並計算壓力區混凝土強度( $C_c$ )、壓力區鋼筋強度( $T_c$ )與拉力區鋼筋強度( $T_s$ )等，以獲得標稱彎矩( $M_n$ )，為簡化計算流程，本附錄僅詳述迭代後之程序。

- a. 經由迭代後之撓曲壓力區深度( $c$ )

$$c = 51.9mm$$

- b. 計算合力深度修正因子( $\beta_1$ )

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \times \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \times \frac{(38.3 - 28)}{7} = 0.77 \geq 0.65$$

- c. 計算壓力區混凝土強度( $C_c$ )

$$C_c = 0.85f'_c \times \beta_1 c \times \ell_q = 0.85 \times 38.3 \times 0.77 \times 51.9 \times 1450/1000 = 1837.7kN$$

- d. 計算鋼筋面積( $A_s$ ): 需進行修正，使用全版寬鋼筋量扣除最外圍兩側之鋼筋面積

$$\text{壓力鋼筋: } A_{sc} = \rho'_\ell \times \ell \times d - 71.33(No.3) \times 2$$

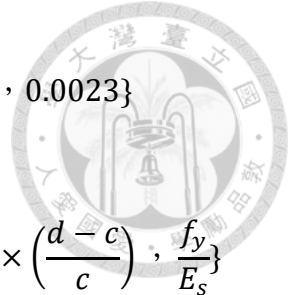
$$= 0.0062 \times 1800 \times 154.1 - 71.33 \times 2 = 1569.26mm^2$$

$$\text{拉力鋼筋: } A_{st} = \rho_\ell \times \ell \times d - 198.6(No.5) \times 2$$

$$= 0.0172 \times 1800 \times 154.1 - 198.6 \times 2 = 4369.20mm^2$$

- e. 計算鋼筋應變( $\epsilon_s$ )

$$\text{壓力鋼筋: } \epsilon_{sc} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d' - c}{c} \right), \epsilon_y \right\} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d' - c}{c} \right), \frac{f_y}{E_s} \right\}$$



$$= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{39.5 - 51.9}{51.9} \right), \frac{458}{200000} \right\} = \min \{-0.0007, 0.0023\}$$

= -0.0007(負為受壓之意)

$$\text{拉力鋼筋: } \varepsilon_{st} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right), \varepsilon_y \right\} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right), \frac{f_y}{E_s} \right\}$$

$$= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{154.1 - 51.9}{51.9} \right), \frac{472}{200000} \right\} = \min \{0.0059, 0.0024\}$$

= 0.0024

f. 計算鋼筋強度( $T$ )

$$\text{壓力鋼筋: } T_c = A_{sc} \times f_{sc} = A_{sc} \times E_s \times \varepsilon_{sc}$$

$$= 1569.26 \times 200000 \times (-0.0007)/1000 = -224.6kN(\text{壓力})$$

$$\text{拉力鋼筋: } T_s = A_{st} \times f_{st} = A_{st} \times E_s \times \varepsilon_{st}$$

$$= 4369.20 \times 200000 \times 0.0024/1000 = 2062.3kN(\text{拉力})$$

g. 檢查斷面是否力平衡(拉力為正)

$$\sum F = T_s + T_c - C_c = 2062.3 - 224.6 - 1837.7 = 0 \text{ (OK)}$$

h. 計算標稱彎矩( $M_n$ )

$$M_n = T_c \times (d' - 0.5\beta_1c) + T_s \times (d - 0.5\beta_1c)$$

$$= -224.6 \times (39.5 - 0.5 \times 0.77 \times 51.9) + 2062.3 \times (154.1 - 0.5 \times 0.77 \times 51.9)$$

$$= 272133.4kN - mm$$

i. 計算標稱彎矩( $M_n$ )對應之剪力強度( $V_{mn}$ )

$$V_{mn} = \frac{M_n}{\ell_h} = \frac{M_n}{\frac{(\ell_q - b_c)}{2}} = \frac{272133.4}{\frac{(1450 - 200)}{2}} = 435.4kN$$

j. 計算總撓曲強度( $V_{flex}$ )

$$V_{flex} = 4 \times V_{mn} = 4 \times 435.4 = 1741.7kN$$



## 五、決定整體預估強度 $V_{SST}$ 與破壞模式

$$V_{shear_{1:1}} = 757.2kN < V_{flex} = 1741.7kN$$

∴ 當剪力以 1 : 1 向下傳遞時，預測破壞模式為剪力破壞， $V_{SST_{1:1}} = 757.2kN$

$$V_{shear_{1:2}} = 853.4kN < V_{flex} = 1741.7kN$$

∴ 當剪力以 1 : 2 向下傳遞時，預測破壞模式為剪力破壞， $V_{SST_{1:2}} = 853.4kN$

## 六、計算強度比值

$$V_{test} = 823.7kN$$

$$\text{強度比值 } V_{test}/V_{SST_{1:1}} = 823.7/757.2 = 1.09$$

$$\text{強度比值 } V_{test}/V_{SST_{1:2}} = 823.7/853.4 = 0.97$$



## 附錄 C 有剪力鋼筋平版之計算範例



[莊勝杰 (2021) Specimen ID: P1]

表 4.4 中之 Specimen No. 7

### 一、版試體尺寸與試體配筋圖

全版寬度  $l = 1800\text{mm}$

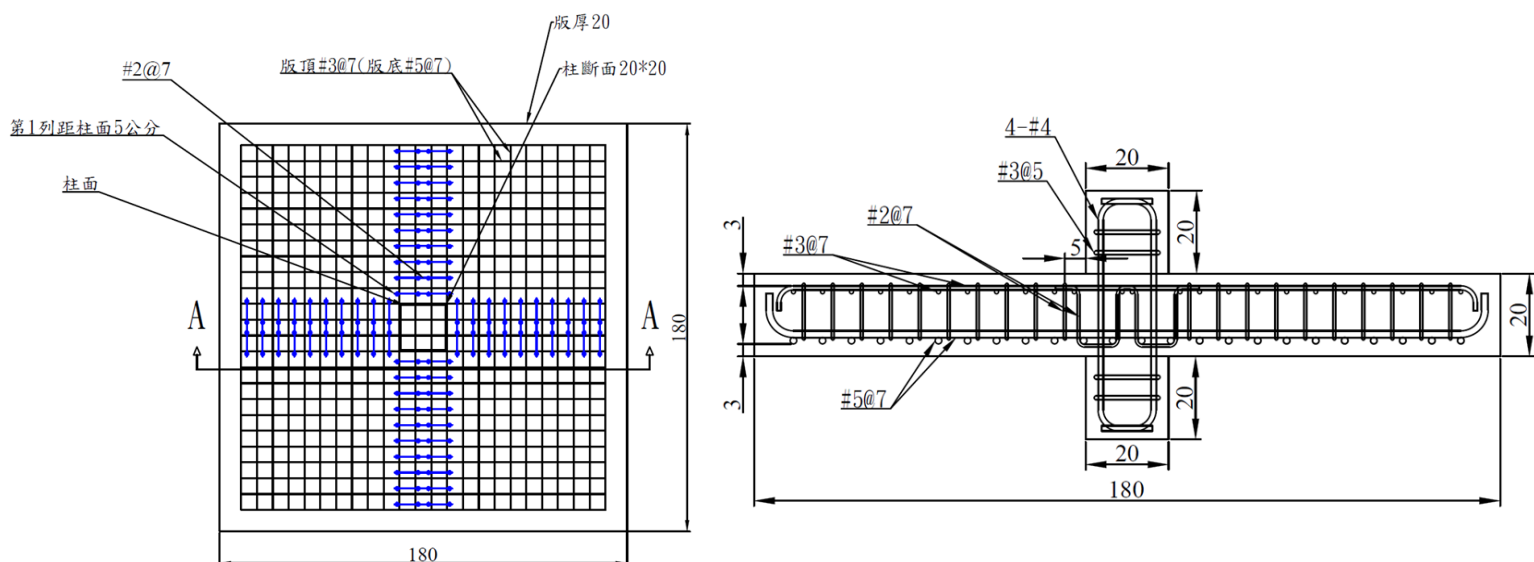
支承跨距  $l_q = 1450\text{mm}$

版厚  $h = 200\text{mm}$

壓力鋼筋有效深度  $d' = 39.5\text{mm}$

拉力鋼筋有效深度  $d = 154.1\text{mm}$

柱寬  $b_c = 200\text{mm}$



P1 試體配筋圖(單位：公分)[莊勝杰 (2021)]



## 二、材料基本性質

混凝土抗壓強度  $f'_c = 37.7MPa$

混凝土彈性模數  $E_c = 28850MPa$

鋼筋彈性模數  $E_s = 200000MPa$

鋼筋彈性模數與混凝土彈性模數之比值  $n = E_s/E_c = 6.9$

### 1. 主筋：

壓力鋼筋比  $\rho'_\ell = 0.62\%$

拉力鋼筋比  $\rho_\ell = 1.72\%$

壓力鋼筋降伏應力  $f_y = 458MPa$

拉力鋼筋降伏應力  $f_y = 472MPa$

### 2. 剪力鋼筋：

剪力鋼筋面積  $A_v = 4 \times 31.67 = 126.68mm^2$

剪力鋼筋間距  $s = 70mm$

剪力鋼筋比  $\rho_t = \frac{A_v}{(b_c + \frac{1}{3}\ell_q) \times s} \times 100\% = \frac{126.68}{(200 + \frac{1450}{3}) \times 70} \times 100\% = 0.26\%$

剪力鋼筋降伏應力  $f_{yt} = 385MPa$

## 三、計算試體剪力強度 $V_{shear}$ (剪壓強度)

### 1. 剪力以斜率 1:1 向下傳遞之剪力強度 ( $V_{shear_{1:1}}$ )

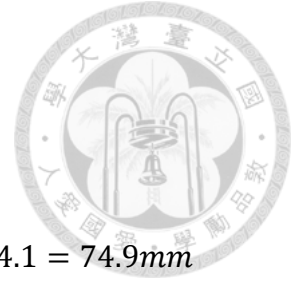
#### a. 計算初始撓曲寬度 ( $b_f$ )

$$b_f = b_c + d = 200 + 154.1 = 354.1mm$$

#### b. 計算撓曲寬度內之鋼筋比 ( $\rho_f$ )

$$A_s = \rho_\ell \times \left(b_c + \frac{1}{3}\ell_q\right) \times d = 0.0172 \times \left(200 + \frac{1}{3} \times 1450\right) \times 154.1 = 1809.5mm^2$$

$$\rho_f = A_s/b_f d = 1809.5/(354.1 \times 154.1) = 0.033$$



- c. 計算壓力區深度( $kd$ )

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \right) \times d$$
$$= \left( \sqrt{(6.9 \times 0.033)^2 + 2 \times 6.9 \times 0.033} - 6.9 \times 0.033 \right) \times 154.1 = 74.9\text{mm}$$

- d. 計算剪力寬度( $b_s$ )

$$b_s = b_c + 2 \times 1 \times kd/3 = 200 + 2 \times 74.9/3 = 249.9\text{mm}$$

- e. 檢核剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )是否相等

$$b_f = 354.1\text{mm} \neq b_s = 249.9\text{mm}，故需調整撓曲寬度( $b_f$ )並再次進行迭代$$

- f. 經由迭代後之撓曲寬度( $b_f$ )

$$b_f = 255.6\text{mm}$$

- g. 計算撓曲寬度內之鋼筋比( $\rho_f$ )

$$A_s = \rho_\ell \times \left( b_c + \frac{1}{3} \ell_q \right) \times d = 0.0172 \times \left( 200 + \frac{1}{3} \times 1450 \right) \times 154.1 = 1809.5\text{mm}^2$$

$$\rho_f = A_s/b_f d = 1809.5/(255.6 \times 154.1) = 0.046$$

- h. 計算壓力區深度( $kd$ )

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \right) \times d$$
$$= \left( \sqrt{(6.9 \times 0.046)^2 + 2 \times 6.9 \times 0.046} - 6.9 \times 0.046 \right) \times 154.1 = 83.3\text{mm}$$

- i. 計算剪力寬度( $b_s$ )

$$b_s = b_c + 2 \times 1 \times kd/3 = 200 + 2 \times 83.3/3 = 255.6\text{mm}$$

- j. 檢核剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )是否相等

$$b_f = b_s = 255.6\text{mm}，故有效加載寬度( $b_e$ )為255.6mm$$

- k. 計算對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )

$$A_{str} = b_e \times kd = 255.6 \times 83.3 = 21299.2\text{mm}^2$$



l. 計算壓拉桿指標 $K$ 值

$$A = 12 \frac{f_{yt}}{f'_c} \rho_t = 12 \times \frac{385}{37.7} \times 0.0026 = 0.32 \leq 1$$

$$B = 30 \frac{f_{yt}}{f'_c} \rho_t = 30 \times \frac{385}{37.7} \times 0.0026 = 0.81 \leq 1$$

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

$$= \tan^{0.32} 26.6^\circ + \cot^{0.32} 26.6^\circ - 1 + 0.14 \times 0.81 = 1.16 \leq 1.64$$

m. 計算混凝土軟化係數( $\zeta$ )

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} = \frac{3.35}{\sqrt{37.7}} = 0.55 > 0.52 \quad \therefore \zeta = 0.52$$

n. 計算混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} = 1.16 \times 0.52 \times 37.7 \times 21299.2/1000 = 485.9 \text{ kN}$$

o. 計算單一混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )

$$V_n = C_d \sin \theta = 485.9 \times \sin 26.6^\circ = 217.6 \text{ kN}$$

p. 計算總剪力強度( $V_{shear_{1:1}}$ )

$$V_{shear_{1:1}} = 4 \times V_n = 4 \times 217.6 = 870.3 \text{ kN}$$

**2. 剪力以斜率 1:2 向下傳遞之剪力強度( $V_{shear_{1:2}}$ )**

當剪力改以斜率 1:2 向下傳遞時，整體計算流程與先前相同，惟剪力寬度( $b_s$ )之定義改變，因此僅需再次迭代求得有效加載寬度( $b_e$ )，其餘參數如：壓拉桿指標 $K$ 值、混凝土軟化係數( $\zeta$ )等，皆與先前相同，故將不再贅述。

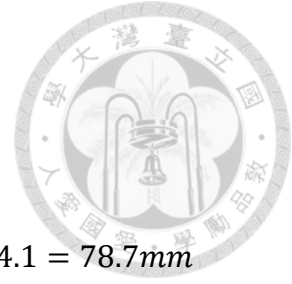
a. 經由迭代後之撓曲寬度( $b_f$ )

$$b_f = 305.0 \text{ mm}$$

b. 計算撓曲寬度內之鋼筋比( $\rho_f$ )

$$A_s = \rho_\ell \times \left( b_c + \frac{1}{3} \ell_q \right) \times d = 0.0172 \times \left( 200 + \frac{1}{3} \times 1450 \right) \times 154.1 = 1809.5 \text{ mm}^2$$

$$\rho_f = A_s / b_f d = 1809.5 / (305.0 \times 154.1) = 0.039$$



- c. 計算壓力區深度( $kd$ )

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \right) \times d$$
$$= \left( \sqrt{(6.9 \times 0.039)^2 + 2 \times 6.9 \times 0.039} - 6.9 \times 0.039 \right) \times 154.1 = 78.7\text{mm}$$

- d. 計算剪力寬度( $b_s$ ): 定義改變

$$b_s = b_c + 2 \times 2 \times kd/3 = 200 + 2 \times 2 \times 78.7/3 = 304.9\text{mm}$$

- e. 檢核剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )是否相等

$$b_f \approx b_s = 305.0\text{mm}, \text{ 故有效加載寬度}(b_e)\text{為}305.0\text{mm}$$

- f. 計算對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )

$$A_{str} = b_e \times kd = 305.0 \times 78.7 = 24013.0\text{mm}^2$$

- g. 計算混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} = 1.16 \times 0.52 \times 37.7 \times 24013.0/1000 = 547.8\text{kN}$$

- h. 單一混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )

$$V_n = C_d \sin \theta = 547.8 \times \sin 26.6^\circ = 245.3\text{kN}$$

- i. 計算總剪力強度( $V_{shear_{1:2}}$ )

$$V_{shear_{1:2}} = 4 \times V_n = 4 \times 245.3 = 981.1\text{kN}$$

#### 四、計算試體撓曲強度 $V_{flex}$

撓曲強度以單一等效 RC 梁進行計算，透過迭代求得撓曲壓力區深度( $c$ )，並計算壓力區混凝土強度( $C_c$ )、壓力區鋼筋強度( $T_c$ )與拉力區鋼筋強度( $T_s$ )等，以獲得標稱彎矩( $M_n$ )，為簡化計算流程，本附錄僅詳述迭代後之程序。

- a. 經由迭代後之撓曲壓力區深度( $c$ )

$$c = 52.3\text{mm}$$

- b. 計算合力深度修正因子( $\beta_1$ )

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \times \frac{(f'_c - 28)}{7} = 0.85 - 0.05 \times \frac{(37.7 - 28)}{7} = 0.78 \geq 0.65$$



- c. 計算壓力區混凝土強度( $C_c$ )

$$C_c = 0.85f'_c \times \beta_1 c \times \ell_q = 0.85 \times 37.7 \times 0.78 \times 52.3 \times 1450/1000 = 1832.7kN$$

- d. 計算鋼筋面積( $A_s$ ): 需進行修正, 使用全版寬鋼筋量扣除最外圍兩側之鋼筋面積

$$\text{壓力鋼筋: } A_{sc} = \rho'_\ell \times \ell \times d - 71.33(\text{No.3}) \times 2$$

$$= 0.0062 \times 1800 \times 154.1 - 71.33 \times 2 = 1569.26\text{mm}^2$$

$$\text{拉力鋼筋: } A_{st} = \rho_\ell \times \ell \times d - 198.6(\text{No.5}) \times 2$$

$$= 0.0172 \times 1800 \times 154.1 - 198.6 \times 2 = 4369.20\text{mm}^2$$

- e. 計算鋼筋應變( $\varepsilon_s$ )

$$\text{壓力鋼筋: } \varepsilon_{sc} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d' - c}{c} \right), \varepsilon_y \right\} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d' - c}{c} \right), \frac{f_y}{E_s} \right\}$$

$$= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{39.5 - 52.3}{52.3} \right), \frac{458}{200000} \right\} = \min \{-0.0007, 0.0023\}$$

$$= -0.0007(\text{負為受壓之意})$$

$$\text{拉力鋼筋: } \varepsilon_{st} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right), \varepsilon_y \right\} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right), \frac{f_y}{E_s} \right\}$$

$$= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{154.1 - 52.3}{52.3} \right), \frac{472}{200000} \right\} = \min \{0.0058, 0.0024\}$$

$$= 0.0024$$

- f. 計算鋼筋強度( $T$ )

$$\text{壓力鋼筋: } T_c = A_{sc} \times f_{sc} = A_{sc} \times E_s \times \varepsilon_{sc}$$

$$= 1569.26 \times 200000 \times (-0.0007)/1000 = -229.6kN(\text{壓力})$$

$$\text{拉力鋼筋: } T_s = A_{st} \times f_{st} = A_{st} \times E_s \times \varepsilon_{st}$$

$$= 4369.20 \times 200000 \times 0.0024/1000 = 2062.3kN(\text{拉力})$$

- g. 檢查斷面是否力平衡(拉力為正)

$$\sum F = T_s + T_c - C_c = 2062.3 - 229.6 - 1832.7 = 0 \text{ (OK)}$$

- h. 計算標稱彎矩( $M_n$ )

$$M_n = T_c \times (d' - 0.5\beta_1 c) + T_s \times (d - 0.5\beta_1 c)$$



$$= -229.6 \times (39.5 - 0.5 \times 0.78 \times 52.3) + 2062.3 \times (154.1 - 0.5 \times 0.78 \times 52.3)$$
$$= 271566.1 \text{ kN} - \text{mm}$$

i. 計算標稱彎矩( $M_n$ )對應之剪力強度( $V_{mn}$ )

$$V_{mn} = \frac{M_n}{\ell_h} = \frac{M_n}{\frac{(\ell_q - b_c)}{2}} = \frac{271566.1}{\frac{(1450 - 200)}{2}} = 434.5 \text{ kN}$$

j. 計算總撓曲強度( $V_{flex}$ )

$$V_{flex} = 4 \times V_{mn} = 4 \times 434.5 = 1738.0 \text{ kN}$$

## 五、決定整體預估強度 $V_{SST}$ 與破壞模式

$$V_{shear_{1:1}} = 870.3 \text{ kN} < V_{flex} = 1738.0 \text{ kN}$$

∴ 當剪力以 1 : 1 向下傳遞時，預測破壞模式為剪力破壞， $V_{SST_{1:1}} = 870.3 \text{ kN}$

$$V_{shear_{1:2}} = 981.1 \text{ kN} < V_{flex} = 1738.0 \text{ kN}$$

∴ 當剪力以 1 : 2 向下傳遞時，預測破壞模式為剪力破壞， $V_{SST_{1:2}} = 981.1 \text{ kN}$

## 六、計算強度比值

$$V_{test} = 1005 \text{ kN}$$

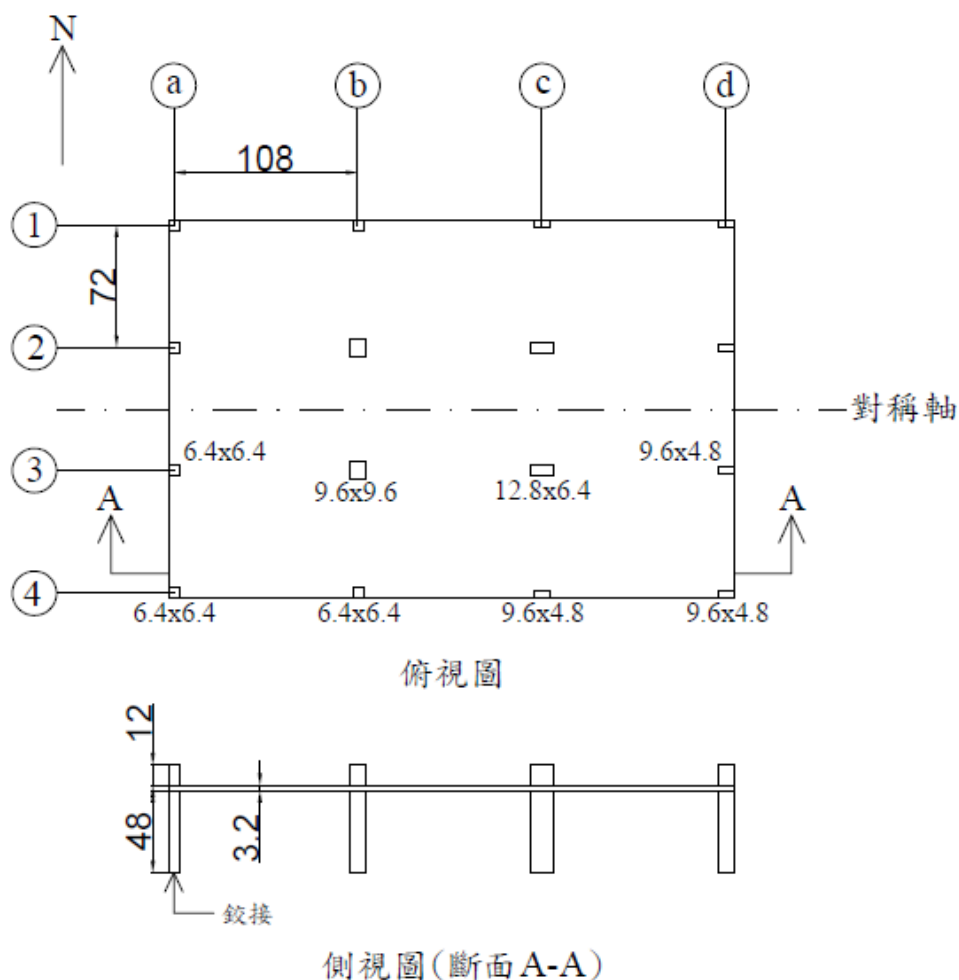
$$\text{強度比值 } V_{test}/V_{SST_{1:1}} = 1005/870.3 = 1.16$$

$$\text{強度比值 } V_{test}/V_{SST_{1:2}} = 1005/981.1 = 1.02$$




## 附錄 D 分析模型應用於側向力平版之計算範例

本附錄將第三章所介紹之分析模型應用於承受側向力之平版構件，並以 Hwang (1989)所進行之平版結構試驗為例。Hwang (1989)依照 ACI 318-83 (1983)規範設計並製作一座鋼筋混凝土平版結構試體，僅以柱與版抵抗垂直與水平載重，不包含梁、牆與剪力鋼筋等構件，試體的原型為一多層樓辦公大樓之中間層典型平版結構，因配合實驗室強力地板尺寸，將試體調整為原型之 0.4 倍縮尺模型，在此尺寸下材料性質與行為應與原型結構相近。下圖為試體之俯視圖與側視圖，柱子尺寸共有四種，且底部為鉸接，配置上沿著試體中央之虛線對稱。



試體俯視圖與側視圖(單位：英寸) [Hwang (1989)]



載重部分，於平版試體上均勻放置兩層鉛塊，以模擬自重、靜載重與活載重。東西向與南北向之側向載重則由四支 reversible hydraulic actuator 提供，其主要功能為控制試體位移至指定之 drift ratio。加載歷程先以南北向來回推兩個迴圈，再以西東向來回推兩個迴圈，最後提升 drift ratio 並重複前述步驟直到試體發生破壞為止。

由於試驗過程中，不論是南北向或是東西向皆會來回移動，故同一個區域不論是正曲率或是負曲率之情況皆會發生，因此需注意是在哪一個階段發生破壞，方可推得壓桿傳力模式。本附錄以邊柱 a2 以及 b4 為例，探討受力方向垂直於平版邊緣之彎矩時，發生破壞之強度，並依遲滯迴圈強度掉落情況判別破壞方向，經由判別邊柱 a2 破壞方向為西向(W)、邊柱 b4 破壞方向為北向(N)，以下將依破壞方向計算平版強度，並將計算值與試驗值進行比較。

## [Hwang (1989) Specimen ID: a2]

因邊柱 a2 破壞方向為西向(W)，故以側力向西之情形去計算，版底部受壓、頂部受拉。

### 一、版試體尺寸

$$\text{全版寬度 } l_x = 108" = 2743.2\text{mm} \cdot l_y = 72" = 1828.8\text{mm}$$

$$\text{支承跨距 } l_{q,x} = 2743.2\text{mm} \cdot l_{q,y} = 1828.8\text{mm}$$

$$\text{版厚 } h = 3.2" = 81.3\text{mm}$$

$$\text{壓力鋼筋有效深度 } d' = 14.0\text{mm}$$

$$\text{拉力鋼筋有效深度 } d = 67.3\text{mm}$$

$$\text{柱寬 } b_c = 6.4" = 162.6\text{mm}$$

### 二、材料基本性質

$$\text{混凝土抗壓強度 } f'_c = 21.8\text{MPa}$$



混凝土彈性模數  $E_c = 21938 \text{MPa}$

鋼筋彈性模數  $E_s = 200000 \text{MPa}$

鋼筋彈性模數與混凝土彈性模數之比值  $n = E_s/E_c = 9.1$

1. 主筋：

壓力鋼筋比  $\rho'_\ell = 0.31\%$

拉力鋼筋比  $\rho_\ell = 0.18\%$

壓力鋼筋降伏應力  $f_y = 444 \text{MPa}$

拉力鋼筋降伏應力  $f_y = 444 \text{MPa}$

### 三、計算試體剪力強度 $V_{shear}$ (剪壓強度)

針對承受側向力之平版構件，因力量傳遞機制不同，故僅考慮剪力以斜率 1:2 向下傳遞之剪力強度 ( $V_{shear_{1:2}}$ )。

a. 計算初始撓曲寬度 ( $b_f$ )

$$b_f = b_c + d = 162.6 + 67.3 = 229.9 \text{ mm}$$

b. 計算撓曲寬度內之鋼筋比 ( $\rho_f$ )：針對承受側力之平版構件，有效版寬 (effective

slab width) 範圍無需修正，為  $2b_c + \frac{1}{3}\ell_q$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_\ell \times \left( 2 \times b_c + \frac{1}{3}\ell_{q,x} \right) \times d \\ &= 0.0018 \times \left( 2 \times 162.6 + \frac{1}{3} \times 2743.2 \right) \times 67.3 = 150.3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_f = A_s / b_f d = 150.3 / (229.9 \times 67.3) = 0.010$$

c. 計算壓力區深度 ( $kd$ )

$$\begin{aligned} kd &= \left( \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \right) \times d \\ &= \left( \sqrt{(9.1 \times 0.010)^2 + 2 \times 9.1 \times 0.010} - 9.1 \times 0.010 \right) \times 67.3 = 23.0 \text{ mm} \end{aligned}$$



d. 計算剪力寬度( $b_s$ )

$$b_s = b_c + 2 \times 2 \times kd/3 = 162.6 + 2 \times 2 \times 23.0/3 = 193.2mm$$

e. 檢核剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )是否相等

$$b_f = 229.9mm \neq b_s = 193.2mm, \text{ 故需調整撓曲寬度}(b_f)\text{並再次進行迭代}$$

f. 經由迭代後之撓曲寬度( $b_f$ )

$$b_f = 195.2mm$$

g. 計算撓曲寬度內之鋼筋比( $\rho_f$ )

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_\ell \times \left( 2 \times b_c + \frac{1}{3} \ell_{q,x} \right) \times d \\ &= 0.0018 \times \left( 2 \times 162.6 + \frac{1}{3} \times 2743.2 \right) \times 67.3 = 150.3mm^2 \\ \rho_f &= A_s/b_f d = 150.3/(195.2 \times 67.3) = 0.011 \end{aligned}$$

h. 計算壓力區深度( $kd$ )

$$\begin{aligned} kd &= \left( \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \right) \times d \\ &= \left( \sqrt{(9.1 \times 0.011)^2 + 2 \times 9.1 \times 0.011} - 9.1 \times 0.011 \right) \times 67.3 = 24.5mm \end{aligned}$$

i. 計算剪力寬度( $b_s$ )

$$b_s = b_c + 2 \times 2 \times kd/3 = 162.6 + 2 \times 2 \times 24.5/3 = 195.2mm$$

j. 檢核剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )是否相等

$$b_f = b_s = 195.2mm, \text{ 故有效加載寬度}(b_e)\text{為}195.2mm$$

k. 計算對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )

$$A_{str} = b_e \times kd = 195.2 \times 24.5 = 4784.8mm^2$$

l. 計算壓拉桿指標 $K$ 值

對於無配置剪力鋼筋之平版構件，壓拉桿指標 $K$ 值為 1

m. 計算混凝土軟化係數( $\zeta$ )

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c(MPa)}} = \frac{3.35}{\sqrt{21.8}} = 0.72 > 0.52 \therefore \zeta = 0.52$$



- n. 計算混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} = 1 \times 0.52 \times 21.8 \times 4784.8/1000 = 54.2kN$$

- o. 計算單一混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )：針對承受側力之平版構件，壓桿以 $\cos$ 分量抵抗側向力

$$V_n = C_d \cos \theta = 54.2 \times \cos 26.6^\circ = 48.5kN$$

- p. 計算總剪力強度( $V_{shear_{1:2}}$ )：側力方向僅單邊混凝土壓桿抵抗，故係數使用 1

$$V_{shear_{1:2}} = 1 \times V_n = 1 \times 48.5 = 48.5kN$$

#### 四、計算試體撓曲強度 $V_{flex}$

撓曲強度以單一等效 RC 梁進行計算，透過迭代求得撓曲壓力區深度( $c$ )，並計算壓力區混凝土強度( $C_c$ )、壓力區鋼筋強度( $T_c$ )與拉力區鋼筋強度( $T_s$ )等，以獲得標稱彎矩( $M_n$ )，為簡化計算流程，本附錄僅詳述迭代後之程序。

- a. 經由迭代後之撓曲壓力區深度( $c$ )

$$c = 8.1mm$$

- b. 計算合力深度修正因子( $\beta_1$ )

$$f'_c = 21.8 \leq 28(MPa); \beta_1 = 0.85$$

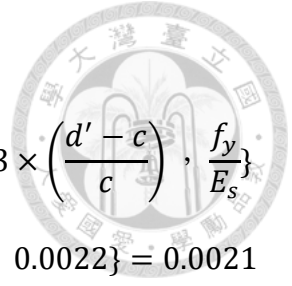
- c. 計算壓力區混凝土強度( $C_c$ )

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85 f'_c \times \beta_1 c \times \ell_{q,y} \\ &= 0.85 \times 21.8 \times 0.85 \times 8.1 \times 1828.8/1000 = 234.4kN \end{aligned}$$

- d. 計算鋼筋面積( $A_s$ )：需進行修正，使用全版寬鋼筋量扣除最外圍兩側之鋼筋面積

$$\begin{aligned} \text{壓力鋼筋：} A_{sc} &= \rho'_\ell \times \ell_y \times d - 31.67(No.2) \times 2 \\ &= 0.0031 \times 1828.8 \times 67.3 - 31.67 \times 2 = 316.7mm^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{拉力鋼筋：} A_{st} &= \rho_\ell \times \ell_y \times d \quad (\text{由於邊緣兩側未放置拉力鋼筋，故不修正}) \\ &= 0.0018 \times 1828.8 \times 67.3 = 221.7mm^2 \end{aligned}$$



e. 計算鋼筋應變( $\epsilon_s$ )

$$\begin{aligned} \text{壓力鋼筋: } \epsilon_{sc} &= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d' - c}{c} \right), \epsilon_y \right\} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d' - c}{c} \right), \frac{f_y}{E_s} \right\} \\ &= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{14.0 - 8.1}{8.1} \right), \frac{444}{200000} \right\} = \min \{0.0021, 0.0022\} = 0.0021 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{拉力鋼筋: } \epsilon_{st} &= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right), \epsilon_y \right\} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right), \frac{f_y}{E_s} \right\} \\ &= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{67.3 - 8.1}{8.1} \right), \frac{444}{200000} \right\} = \min \{0.0218, 0.0022\} = 0.0022 \end{aligned}$$

f. 計算鋼筋強度( $T$ )

$$\begin{aligned} \text{壓力鋼筋: } T_c &= A_{sc} \times f_{sc} = A_{sc} \times E_s \times \epsilon_{sc} \\ &= 316.7 \times 200000 \times 0.0021 / 1000 = 136.0 \text{ kN (拉力)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{拉力鋼筋: } T_s &= A_{st} \times f_{st} = A_{st} \times E_s \times \epsilon_{st} \\ &= 221.7 \times 200000 \times 0.0022 / 1000 = 98.4 \text{ kN (拉力)} \end{aligned}$$

g. 檢查斷面是否力平衡(拉力為正)

$$\sum F = T_s + T_c - C_c = 98.4 + 136.0 - 234.4 = 0 \text{ (OK)}$$

h. 計算標稱彎矩( $M_n$ )

$$\begin{aligned} M_n &= T_c \times (d' - 0.5\beta_1 c) + T_s \times (d - 0.5\beta_1 c) \\ &= 136.0 \times (14.0 - 0.5 \times 0.85 \times 8.1) + 98.4 \times (67.3 - 0.5 \times 0.85 \times 8.1) \\ &= 7714.1 \text{ kN} - \text{mm} \end{aligned}$$

i. 計算總撓曲強度( $M_{flex}$ ) : 側力方向僅一撓曲臨界斷面抵抗, 故係數使用 1

$$M_{flex} = 1 \times M_n = 1 \times 7714.1 = 7714.1 \text{ kN} - \text{mm}$$

## 五、計算強度比值與破壞模式

$$M_{test} = 84.8 \text{ kip} - \text{in} = 9581.1 \text{ kN} - \text{mm}$$

$$V_{test} = M_{test} / \left( \text{柱高} + \frac{\text{版厚}}{2} \right) = M_{test} / (48" + 3.2" / 2) = 9581.1 / 1259.8 = 7.6 \text{ kN}$$

$$\text{剪力強度比值 } V_{test} / V_{shear_{1:2}} = 7.6 / 48.5 = 0.16$$



撓曲強度比值  $M_{test}/M_{flex} = 9581.1/7714.1 = 1.24$

撓曲強度比值 = 1.24 > 剪力強度比值 0.16，預測破壞模式為撓曲破壞

## [Hwang (1989) Specimen ID: b4]

因邊柱 b4 破壞方向為北向(N)，故以側力向北之情形去計算，版頂部受壓、底部受拉。

### 一、版試體尺寸

全版寬度  $\ell_x = 108" = 2743.2mm$ 、 $\ell_y = 72" = 1828.8mm$

支承跨距  $\ell_{q,x} = 2743.2mm$ 、 $\ell_{q,y} = 1828.8mm$

版厚  $h = 3.2" = 81.3mm$

壓力鋼筋有效深度  $d' = 14.0mm$

拉力鋼筋有效深度  $d = 67.3mm$

柱寬  $b_c = 6.4" = 162.6mm$

### 二、材料基本性質

混凝土抗壓強度  $f'_c = 21.8MPa$

混凝土彈性模數  $E_c = 21938MPa$

鋼筋彈性模數  $E_s = 200000MPa$

鋼筋彈性模數與混凝土彈性模數之比值  $n = E_s/E_c = 9.1$

1. 主筋：

壓力鋼筋比  $\rho'_\ell = 0.33\%$

拉力鋼筋比  $\rho_\ell = 0.31\%$

壓力鋼筋降伏應力  $f_y = 456.4MPa$

拉力鋼筋降伏應力  $f_y = 456.4MPa$



### 三、計算試體剪力強度 $V_{shear}$ (剪壓強度)

針對承受側向力之平版構件，因力量傳遞機制不同，故僅考慮剪力以斜率 1:2 向下傳遞之剪力強度( $V_{shear_{1:2}}$ )。

- a. 計算初始撓曲寬度( $b_f$ )

$$b_f = b_c + d = 162.6 + 67.3 = 229.9 \text{ mm}$$

- b. 計算撓曲寬度內之鋼筋比( $\rho_f$ )：針對承受側力之平版構件，有效版寬(effective slab width)範圍無需修正，為 $2b_c + \frac{1}{3}\ell_q$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_\ell \times \left( 2 \times b_c + \frac{1}{3}\ell_{q,y} \right) \times d \\ &= 0.0031 \times \left( 2 \times 162.6 + \frac{1}{3} \times 1828.8 \right) \times 67.3 = 194.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_f = A_s / b_f d = 194.2 / (229.9 \times 67.3) = 0.013$$

- c. 計算壓力區深度( $kd$ )

$$\begin{aligned} kd &= \left( \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \right) \times d \\ &= \left( \sqrt{(9.1 \times 0.013)^2 + 2 \times 9.1 \times 0.013} - 9.1 \times 0.013 \right) \times 67.3 = 25.4 \text{ mm} \end{aligned}$$

- d. 計算剪力寬度( $b_s$ )

$$b_s = b_c + 2 \times 2 \times kd / 3 = 162.6 + 2 \times 2 \times 25.4 / 3 = 196.4 \text{ mm}$$

- e. 檢核剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )是否相等

$$b_f = 229.9 \text{ mm} \neq b_s = 196.4 \text{ mm}，故需調整撓曲寬度( $b_f$ )並再次進行迭代$$

- f. 經由迭代後之撓曲寬度( $b_f$ )

$$b_f = 198.4 \text{ mm}$$

- g. 計算撓曲寬度內之鋼筋比( $\rho_f$ )

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_\ell \times \left( 2 \times b_c + \frac{1}{3}\ell_{q,y} \right) \times d \\ &= 0.0031 \times \left( 2 \times 162.6 + \frac{1}{3} \times 1828.8 \right) \times 67.3 = 194.2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



$$\rho_f = A_s/b_f d = 194.2/(198.4 \times 67.3) = 0.015$$

- h. 計算壓力區深度( $kd$ )

$$kd = \left( \sqrt{(n\rho_f)^2 + 2n\rho_f} - n\rho_f \right) \times d$$
$$= \left( \sqrt{(9.1 \times 0.015)^2 + 2 \times 9.1 \times 0.015} - 9.1 \times 0.015 \right) \times 67.3 = 26.9\text{mm}$$

- i. 計算剪力寬度( $b_s$ )

$$b_s = b_c + 2 \times 2 \times kd/3 = 162.6 + 2 \times 2 \times 26.9/3 = 198.4\text{mm}$$

- j. 檢核剪力寬度( $b_s$ )與撓曲寬度( $b_f$ )是否相等

$$b_f = b_s = 198.4\text{mm}，故有效加載寬度( $b_e$ )為198.4mm$$

- k. 計算對角壓桿端部之承壓面積( $A_{str}$ )

$$A_{str} = b_e \times kd = 198.4 \times 26.9 = 5330.5\text{mm}^2$$

- l. 計算壓拉桿指標 $K$ 值

對於無配置剪力鋼筋之平版構件，壓拉桿指標 $K$ 值為1

- m. 計算混凝土軟化係數( $\zeta$ )

$$\zeta = \frac{3.35}{\sqrt{f'_c(\text{MPa})}} = \frac{3.35}{\sqrt{21.8}} = 0.72 > 0.52 \quad \therefore \zeta = 0.52$$

- n. 計算混凝土主要壓桿強度( $C_d$ )

$$C_d = K \cdot \zeta \cdot f'_c \cdot A_{str} = 1 \times 0.52 \times 21.8 \times 5330.5/1000 = 60.4\text{kN}$$

- o. 計算單一混凝土壓桿擠碎強度( $V_n$ )：針對承受側力之平版構件，壓桿以 $\cos$ 分量

抵抗側向力

$$V_n = C_d \cos \theta = 60.4 \times \cos 26.6^\circ = 54.0\text{kN}$$

- p. 計算總剪力強度( $V_{shear_{1:2}}$ )：側力方向僅單邊混凝土壓桿抵抗，故係數使用1

$$V_{shear_{1:2}} = 1 \times V_n = 1 \times 54.0 = 54.0\text{kN}$$



#### 四、計算試體撓曲強度 $V_{flex}$

撓曲強度以單一等效 RC 梁進行計算，透過迭代求得撓曲壓力區深度( $c$ )，並計算壓力區混凝土強度( $C_c$ )、壓力區鋼筋強度( $T_c$ )與拉力區鋼筋強度( $T_s$ )等，以獲得標稱彎矩( $M_n$ )，為簡化計算流程，本附錄僅詳述迭代後之程序。

- a. 經由迭代後之撓曲壓力區深度( $c$ )

$$c = 9.2mm$$

- b. 計算合力深度修正因子( $\beta_1$ )

$$f'_c = 21.8 \leq 28(MPa); \beta_1 = 0.85$$

- c. 計算壓力區混凝土強度( $C_c$ )

$$\begin{aligned} C_c &= 0.85f'_c \times \beta_1 c \times \ell_{q,x} \\ &= 0.85 \times 21.8 \times 0.85 \times 9.2 \times 2743.2/1000 = 397.9kN \end{aligned}$$

- d. 計算鋼筋面積( $A_s$ ): 需進行修正，使用全版寬鋼筋量扣除最外圍兩側之鋼筋面積

$$\begin{aligned} \text{壓力鋼筋: } A_{sc} &= \rho'_\ell \times \ell_x \times d - 31.67(No.2) \times 2 \\ &= 0.0033 \times 2743.2 \times 67.3 - 31.67 \times 2 = 538.39mm^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{拉力鋼筋: } A_{st} &= \rho_\ell \times \ell_x \times d - 31.67(No.2) \times 2 \\ &= 0.0031 \times 2743.2 \times 67.3 - 31.67 \times 2 = 506.72mm^2 \end{aligned}$$

- e. 計算鋼筋應變( $\varepsilon_s$ )

$$\begin{aligned} \text{壓力鋼筋: } \varepsilon_{sc} &= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d' - c}{c} \right), \varepsilon_y \right\} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d' - c}{c} \right), \frac{f_y}{E_s} \right\} \\ &= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{14.0 - 9.2}{9.2} \right), \frac{456.4}{200000} \right\} = \min \{ 0.0015, 0.0023 \} = 0.0015 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{拉力鋼筋: } \varepsilon_{st} &= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right), \varepsilon_y \right\} = \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{d - c}{c} \right), \frac{f_y}{E_s} \right\} \\ &= \min \left\{ 0.003 \times \left( \frac{67.3 - 9.2}{9.2} \right), \frac{456.4}{200000} \right\} = \min \{ 0.0189, 0.0023 \} = 0.0023 \end{aligned}$$



f. 計算鋼筋強度( $T$ )

$$\begin{aligned} \text{壓力鋼筋: } T_c &= A_{sc} \times f_{sc} = A_{sc} \times E_s \times \varepsilon_{sc} \\ &= 538.39 \times 200000 \times 0.0015/1000 = 166.7kN(\text{拉力}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{拉力鋼筋: } T_s &= A_{st} \times f_{st} = A_{st} \times E_s \times \varepsilon_{st} \\ &= 506.72 \times 200000 \times 0.0023/1000 = 231.3kN(\text{拉力}) \end{aligned}$$

g. 檢查斷面是否力平衡(拉力為正)

$$\sum F = T_s + T_c - C_c = 231.3 + 166.7 - 397.9 \approx 0 \text{ (OK)}$$

h. 計算標稱彎矩( $M_n$ )

$$\begin{aligned} M_n &= T_c \times (d' - 0.5\beta_1c) + T_s \times (d - 0.5\beta_1c) \\ &= 166.7 \times (14.0 - 0.5 \times 0.85 \times 9.2) + 231.3 \times (67.3 - 0.5 \times 0.85 \times 9.2) \\ &= 16337.4kN - mm \end{aligned}$$

i. 計算總撓曲強度( $M_{flex}$ )：側力方向僅一撓曲臨界斷面抵抗，故係數使用 1

$$M_{flex} = 1 \times M_n = 1 \times 16337.4 = 16337.4kN - mm$$

## 五、計算強度比值與破壞模式

$$M_{test} = 49.6kip - in = 5604.04kN - mm$$

$$V_{test} = M_{test} / (\text{柱高} + \frac{\text{版厚}}{2}) = M_{test} / (48" + 3.2"/2) = 5604.04/1259.8 = 4.45kN$$

$$\text{剪力強度比值 } V_{test}/V_{shear\_1:2} = 4.45/54.0 = 0.08$$

$$\text{撓曲強度比值 } M_{test}/M_{flex} = 5604.04/16337.4 = 0.34$$

撓曲強度比值 = 0.34 > 剪力強度比值 0.08，預測破壞模式為撓曲破壞

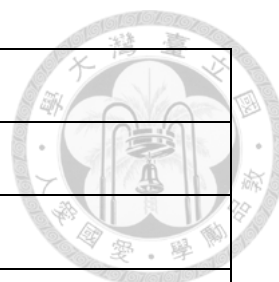
根據邊柱 a2 以及 b4 之計算結果，預估值與試驗值相差許多，目前之分析模型未能有效應用於承受側力之平版試體，其預估值過於不保守，且預估破壞模式亦與試驗結果不同，需待未來蒐集其他試體作後續研究，並修正分析模型。



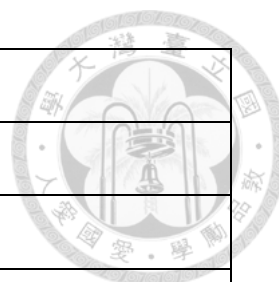
## 附錄 E 符號定義表



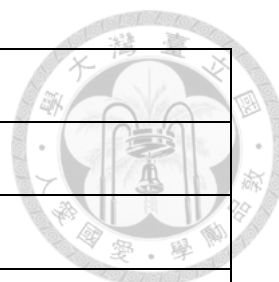
符號定義表		
$a$	=	應力分佈等值矩形塊之深度、剪力跨距
$a_s$	=	對角壓桿有效深度
$A_s$	=	撓曲鋼筋量
$A_{sc}$	=	壓力鋼筋面積
$A_{st}$	=	拉力鋼筋面積
$A_{str}$	=	對角壓桿端部之承壓面積
$A_v$	=	剪力鋼筋面積
$b$	=	構材受壓面之寬度
$b_1$	=	荷重點間距
$b_{1:1}$	=	剪力以斜率 1:1 向下傳遞之鋼筋有效範圍
$b_{1:2}$	=	剪力以斜率 1:2 向下傳遞之鋼筋有效範圍
$b_2$	=	荷重點至平版邊界之距
$b_{ACI}$	=	ACI 318-19 (2019)規範之鋼筋有效範圍
$b_{slab}$	=	平版試體之有效版寬
$b_c$	=	柱寬
$b_{c,x}$	=	x 方向之柱寬
$b_{c,y}$	=	y 方向之柱寬
$b_e$	=	有效加載寬度
$b_f$	=	撓曲寬度
$b_o$	=	柱面向外延伸 $d/2$ 處所形成之臨界斷面周長
$b_{o,out}$	=	最外圍剪力鋼筋向外 $d/2$ 處所形成之臨界斷面周長



符號定義表		
$b_s$	=	剪力寬度
$b_{strut}$	=	壓桿有效寬度
$c$	=	中性軸至最外緣受壓側之距，即塑性壓力區深度
$C_c$	=	壓力區混凝土強度
$C_d$	=	混凝土主要壓桿強度
$d$	=	撓曲鋼筋平均有效深度
$d'$	=	壓力鋼筋平均有效深度
$E_c$	=	混凝土彈性模數
$E_s$	=	鋼筋彈性模數
$f'_c$	=	混凝土抗壓強度
$f_{sc}$	=	壓力鋼筋應力
$f_{st}$	=	拉力鋼筋應力
$f_y$	=	鋼筋降伏應力
$f_{yh}$	=	水平鋼筋降伏應力
$f_{yt}$	=	剪力鋼筋降伏應力
$f_{yv}$	=	垂直鋼筋降伏應力
$h$	=	版厚
$k$	=	Eurocode 2 (2004)之尺寸效應因子
$kd$	=	彈性壓力區深度
$K$	=	壓拉桿指標
$\ell$	=	構件之全版寬度
$\ell_n$	=	柱面至支承中心之水平距離
$\ell_q$	=	平版試體支承跨距



符號定義表		
$l_{q,x}$	=	平版試體 x 方向支承跨距
$l_{q,y}$	=	平版試體 y 方向支承跨距
$l_v$	=	壓力合力中心與撓曲鋼筋中心之垂直距離
$l_x$	=	構件 x 方向之全版寬度
$l_y$	=	構件 y 方向之全版寬度
$L$	=	平版結構系統平面上柱與柱之間距
$L_x$	=	平版結構系統平面上 x 方向柱與柱之間距
$L_y$	=	平版結構系統平面上 y 方向柱與柱之間距
$M_{flex}$	=	構件整體撓曲強度(以彎矩表示)
$M_n$	=	標稱彎矩
$M_{test}$	=	試驗撓曲強度值
$n$	=	鋼筋彈性模數與混凝土彈性模數之比值
$s$	=	剪力鋼筋間距
$T_c$	=	壓力區鋼筋強度
$T_s$	=	拉力區鋼筋強度
$u_1$	=	柱面向外延伸 $2d$ 處所形成之臨界斷面周長
$V_c$	=	混凝土剪力強度
$V_{cal}$	=	計算強度
$V_{flex}$	=	構件整體撓曲強度(以剪力表示)
$V_{mn}$	=	單一等效 RC 梁發生撓曲破壞時所對應之剪力強度
$V_s$	=	剪力鋼筋強度
$V_{shear}$	=	構件整體剪力強度
$V_{shear_{1:1}}$	=	剪力以斜率 1:1 向下傳遞之剪力強度



符號定義表		
$V_{shear_{1:2}}$	=	剪力以斜率 1:2 向下傳遞之剪力強度
$V_{SST}$	=	構件整體預估強度
$V_{SST_{1:1}}$	=	剪力以斜率 1:1 向下傳遞之構件整體預估強度
$V_{SST_{1:2}}$	=	剪力以斜率 1:2 向下傳遞之構件整體預估強度
$V_{test}$	=	試驗剪力強度值
$V_n$	=	單一混凝土壓桿擠碎強度
$V_{n,ACI}$	=	ACI 318-19 (2019)規範之預估剪力強度
$V_{n,EC2}$	=	Eurocode 2 (2004)規範之預估剪力強度
$V_{n,t}$	=	剪拉強度
$\alpha_s$	=	用於計算版與基腳中 $V_c$ 之常數
$\beta$	=	柱長邊與短邊之比值
$\beta_1$	=	合力深度修正因子
$\beta_e$	=	有效版寬係數
$\gamma_c$	=	混凝土材料安全係數
$\varepsilon_d$	=	對角壓桿方向之平均應變
$\varepsilon_h$	=	水平之平均應變
$\varepsilon_r$	=	垂直對角壓桿方向之平均應變
$\varepsilon_{sc}$	=	壓力鋼筋應變
$\varepsilon_{st}$	=	拉力鋼筋應變
$\varepsilon_v$	=	垂直之平均應變
$\varepsilon_y$	=	鋼筋降伏應變
$\zeta$	=	混凝土軟化係數
$\theta$	=	混凝土主要壓桿與水平軸之夾角

符號定義表

$\lambda$	=	反應輕質混凝土力學性質折減之修正因數
$\lambda_s$	=	ACI 318-19 (2019)之尺寸效應因子
$\rho$	=	鋼筋比
$\rho_f$	=	撓曲寬度內之鋼筋比
$\rho_h$	=	水平鋼筋比
$\rho_\ell$	=	拉力撓曲鋼筋比
$\rho'_\ell$	=	壓力鋼筋比
$\rho_\ell^*$	=	集中撓曲鋼筋比
$\rho_{\ell x}$	=	x 方向之拉力撓曲鋼筋比
$\rho_{\ell y}$	=	y 方向之拉力撓曲鋼筋比
$\rho_t$	=	剪力鋼筋比
$\rho_v$	=	垂直鋼筋比

