

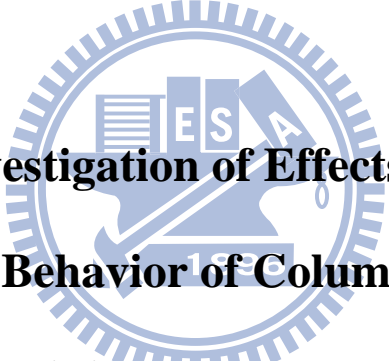
國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

以有限元素法探討

加勁板於柱基板行為之影響



**Investigation of Effects of
Stiffeners on Behavior of Column Base Plates
using Finite Element Method**

研究生：施柏安

指導教授：陳誠直博士

中華民國一〇〇年七月

以有限元素法探討
加勁板對於柱基板行為之影響

**Investigation of Effects of
Stiffeners on Behavior of Column Base Plates
using Finite Element Method**

研究生：施柏安

Student : Po-An Shih

指導教授：陳誠直博士

Adviser : Dr. Cheng-Chih Chen



Submitted to Department of Civil Engineering
National Chiao Tung University
in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master of Science
in
Civil Engineering

July 2011

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇〇年七月

以有限元素法探討加勁板於柱基板行為之影響

研究生：施柏安

指導教授：陳誠直 博士

國立交通大學土木工程學系碩士班

摘要

本研究針對受軸力與彎矩作用之柱基板，以加勁板位置、加勁板斜率與柱基板厚度作為參數，利用有限元素分析軟體 ANSYS 探討加勁板對柱基板接頭行為之影響。研究結果顯示，斜率較低之加勁板對於柱基板加勁之效果較不明顯，而當加勁板之位置位於柱翼板端點時，可降低柱基板之應力與改善拉力側銲道應力集中之現象。當柱基板經由配置適當之加勁板後，可有效地使鋼柱之塑鉸外移。利用 AISC 設計手冊設計之柱基板，經由配置適當之加勁板後，可使其柱基板厚度作適度之折減。

關鍵詞：柱基板、加勁板、有限元素

Investigation of Effects of Stiffeners on Behavior of Column Base Plates using Finite Element Method

Student: Po-An Shih

Adviser: Dr. Cheng-Chih Chen

Department of Civil Engineering

National Chiao-Tung University

ABSTRACT

This study aims to investigate, using finite element method, the effects of stiffeners on behavior of column base plates subjected to axial load and bending moment. Parameters considered in the analysis included stiffener location, slope of the stiffener, and thickness of the base plate. Analysis results indicated that small slope of the stiffener had insignificant effect on the base plate. However, the stiffeners located at the tip of the column flange can diminish the stress state of the base plate as well as the stress concentration occurred at the weld for the column flange. Moreover, the plastic hinge occurred on the column can be shift up through the use of the stiffeners. The stiffeners can also reduce the design thickness of the base plate calculated using the AISC design specifications.

Keywords: column base plate, stiffener, finite element method

致謝

隨著研究所的畢業，也代表著漫長的學生身份終於要在這畫上句點，在這短短三年的研究所生涯即將結束之際，首先在此要誠摯的感謝 陳誠直博士與 翁正強博士兩位恩師對學生的細心指導，使學生不管對於學理或處事態度上皆獲益良多，也使我能更有自信的面對未來的挑戰。

研究所期間有喜悅也有挫折，感謝父母在求學期間對我無怨無悔的付出，使我得以無後顧之憂的完成學業。也感謝我的女友與好友們，感謝喜悅時有你們與我分享，感謝挫折時也有你們陪我度過，在此也感謝學長姊景裕、祖涵、意晴、王琳在研究期間遇到問題時給予最大的協助與建議。

感激交大使我有機會替人生中添加了一道色彩，未來漫漫長路，我期許自己無論順境或逆境皆能不忘初入社會的那份熱情與初衷。最後，再次感謝研究所過程中陪伴我成長的家人、女友與好友們，希望我們能共享這份喜悅與榮耀。

柏安 一〇〇年九月

目錄

中文摘要	i
英文摘要	ii
致謝	iii
目錄	iv
表目錄	viii
圖目錄	ix
第一章 緒論.....	1
1.1 前言	1
1.2 研究目的	2
1.3 研究方法	2
1.4 論文內容	2
第二章 文獻回顧	4
2.1 柱基板之相關研究	4
2.2 AISC 設計手冊之柱基板設計法	6
第三章 分析模型介紹與驗證	10
3.1 分析模型介紹	10
3.1.1 模擬假設	10
3.1.2 模型尺寸	11

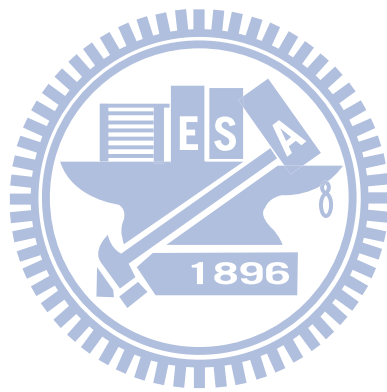
3.1.3 分析模型與網格	11
3.1.4 邊界條件與加載歷程	15
3.2 參數規劃	15
3.3 分析模型之驗證	16
3.3.1 彎矩-層間變位角	16
3.3.2 柱端側力-層間變位角	17
3.3.3 螺栓拉力-層間變位角	18
3.3.4 柱基板應變	18
3.4 行為指標	19
3.4.1 層間變位角	19
3.4.2 von Mises 應變	21
3.4.3 von Mises 應力	22
第四章 分析結果與討論	23
4.1 柱基板位置之影響	23
4.1.1 旋轉角分量	23
4.1.2 柱端側力-層間變位角	26
4.1.3 von Mises 應力分布	27
4.1.4 拉力側螺栓拉力-層間變位角	30
4.1.5 拉力側鉸道之 von Mises 應變	31

4.1.6 柱基板底部之 von Mises 應變	33
4.2 加勁板斜率之影響	36
4.2.1 旋轉角分量	36
4.2.2 柱端側力-層間變位角	37
4.2.3 von Mises 應力分布	38
4.2.4 拉力側螺栓拉力-層間變位角	39
4.2.5 拉力側鉸道之 von Mises 應變	40
4.2.6 柱基板底部之 von Mises 應變	40
4.3 柱基板厚度之影響	41
4.3.1 旋轉角分量	42
4.3.2 柱端側力-層間變位角	43
4.3.3 von Mises 應力分布	43
4.3.4 拉力側螺栓拉力-層間變位角	44
4.3.5 拉力側鉸道之 von Mises 應變	45
4.3.6 柱基板底部之 von Mises 應變	45
4.4 配置加勁板之 H 型鋼柱基板設計參數建議	46
第五章 結論與建議	48
5.1 結論	48
5.2 建議	49

參考文獻 50

表 53

圖 61



表目錄

表3.1 分析模型編號表	53
表3.2 分析模型規格表	54
表3.3 分析模型網格數量表	55
表4.1 各分析模型之柱端側力於各層間變位角時增減之百分比	56
表4.2 各分析模型之螺栓拉力於各層間變位角時增減之百分比	57
表4.3 各模型於2% 之拉力側銲道最大應變與增減百分比	58
表4.4 各模型於2% 之柱基板底部最大應變與增減百分比	59
表4.5 加勁板斜率2.5層間變位角2% 時 各加勁板位置間行為比較	60
表4.6 加勁板位於端點層間變位角2% 時 各加勁板斜率間行為比較	60

圖目錄

圖 2.1 柱基板受力示意圖	61
圖 3.1 分析模型受軸力彎矩之模擬示意圖	61
圖 3.2 柱基板尺寸圖	62
圖 3.3 分析模型尺寸圖	62
圖 3.4 鋼骨、柱基板與加勁板之鋼材料應力-應變曲線	63
圖 3.5 SOLID45 元素外觀 (ANSYS 2007)	63
圖 3.6 柱基板網格圖	64
圖 3.7 螺栓應力-應變圖	64
圖 3.8 螺栓網格圖	65
圖 3.9 混凝土應力-應變曲線	65
圖 3.10 混凝土網格圖	66
圖 3.11 柱基板-混凝土接觸面示意圖	66
圖 3.12 柱基板螺栓孔-錨定螺栓接觸面示意圖	67
圖 3.13 錨定螺栓-混凝土接觸面示意圖	67
圖 3.14 有限元素分析模型網格圖	68
圖 3.15 加勁板位置為端點之配置示意圖	68
圖 3.16 加勁板位置為 1/4 點之配置示意圖	69
圖 3.17 加勁板位置為中心點之配置示意圖	69

圖 3.18 加勁板位置為端點之分析模型網格示意圖	70
圖 3.19 加勁板位置為 1/4 點之分析模型網格示意圖	70
圖 3.20 加勁板位置為中心點之分析模型網格示意圖	71
圖 3.21 斜率為 0.5 之加勁板示意圖	71
圖 3.22 斜率為 1 之加勁板示意圖	72
圖 3.23 斜率為 1.5 之加勁板示意圖	72
圖 3.24 斜率為 2.5 之加勁板示意圖	73
圖 3.25 斜率為 3.5 之加勁板示意圖	73
圖 3.26 SP 4-1 試體之柱基板配置圖 (Lee et al. 2008)	74
圖 3.27 SP 4-1 試體配置圖 (Lee et al. 2008)	74
圖 3.28 SP 4-1 之有限元素分析模型網格圖	75
圖 3.29 分析模型與 SP 4-1 試體之彎矩-層間變位角比較圖	75
圖 3.30 分析模型與 SP 4-1 試體之柱端側力-層間變位角比較圖 ..	76
圖 3.31 分析模型與 SP 4-1 試體之螺栓拉力-層間變位角比較圖 ..	76
圖 3.32 柱基板應變值之位置示意圖	77
圖 3.33 分析模型與 SP 4-1 試體之柱基板應變-位置比較圖	77
圖 3.34 梁柱接頭層間變位角之定義圖 (FEMA-350 2000)	78
圖 3.35 柱基板試體層間變位角之定義圖	78
圖 3.36 鋼柱變形造成之旋轉角分量示意圖	79

圖 3.37 螺栓變形造成之旋轉角分量示意圖	79
圖 3.38 柱基板變形造成之旋轉角分量示意圖	80
圖 3.39 整體之旋轉角示意圖	80
圖 3.40 柱基板底部參考點示意圖	81
圖 4.1 42-0 之旋轉角分量圖	81
圖 4.2 加勁板斜率 0.5 時之各構件之旋轉角分量比較圖	82
圖 4.3 加勁板斜率 1 時之各構件之旋轉角分量比較圖	83
圖 4.4 加勁板斜率 1.5 時之各構件之旋轉角分量比較圖	84
圖 4.5 加勁板斜率 2.5 時之各構件之旋轉角分量比較圖	85
圖 4.6 加勁板斜率 3.5 時之各構件之旋轉角分量比較圖	86
圖 4.7 加勁板斜率 0.5 之各模型柱端側力-層間變位角比較圖	87
圖 4.8 加勁板斜率 1 之各模型柱端側力-層間變位角比較圖	87
圖 4.9 加勁板斜率 1.5 之各模型柱端側力-層間變位角比較圖	88
圖 4.10 加勁板斜率 2.5 之各模型柱端側力-層間變位角比較圖	88
圖 4.11 加勁板斜率 3.5 之各模型柱端側力-層間變位角比較圖	89
圖 4.12 加勁板斜率 0.5 之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖	90
圖 4.13 加勁板斜率 1 之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖	91

圖 4.14 加勁板斜率 1.5 之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖	92
圖 4.15 加勁板斜率 2.5 之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖	93
圖 4.16 加勁板斜率 3.5 之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖	94
圖 4.17 斜率 0.5 之模型於 2% 時柱基板底部之 von Mises 應力圖	95
圖 4.18 斜率 1 之模型於 2% 時柱基板底部之 von Mises 應力圖	96
圖 4.19 斜率 1.5 之模型於 2% 時柱基板底部之 von Mises 應力圖	97
圖 4.20 斜率 2.5 之模型於 2% 時柱基板底部之 von Mises 應力圖	98
圖 4.21 斜率 3.5 之模型於 2% 時柱基板底部之 von Mises 應力圖	99
圖 4.22 加勁板斜率 0.5 之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖	100
圖 4.23 加勁板斜率 1 之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖	100
圖 4.24 加勁板斜率 1.5 之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖	101
圖 4.25 加勁板斜率 2.5 之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖	101
圖 4.26 加勁板斜率 3.5 之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖	102

圖 4.27 加勁板斜率 0.5 於 2% 時拉力側鉚道	
von Mises 應變比較圖	102
圖 4.28 加勁板斜率 1 於 2% 時拉力側鉚道	
von Mises 應變比較圖	103
圖 4.29 加勁板斜率 1.5 於 2% 時拉力側鉚道	
von Mises 應變比較圖	103
圖 4.30 加勁板斜率 2.5 於 2% 時拉力側鉚道	
von Mises 應變比較圖	104
圖 4.31 加勁板斜率 3.5 於 2% 時拉力側鉚道	
von Mises 應變比較圖	104
圖 4.32 柱基板底應變最大值發生處示意圖	105
圖 4.33 加勁板斜率 0.5 於 2% 時柱基板底部	
von Mises 應變比較圖	105
圖 4.34 加勁板斜率 1 於 2% 時柱基板底部	
von Mises 應變比較圖	106
圖 4.35 加勁板斜率 1.5 於 2% 時柱基板底部	
von Mises 應變比較圖	106
圖 4.36 加勁板斜率 2.5 於 2% 時柱基板底部	
von Mises 應變比較圖	107
圖 4.37 加勁板斜率 3.5 於 2% 時柱基板底部	
von Mises 應變比較圖	107
圖 4.38 加勁板位置為端點時各斜率模型之旋轉角分量圖	108

圖 4.39 加勁板位於端點時之各模型 柱端側力-層間變位角比較圖	109
圖 4.40 加勁板位於端點時之各模型 螺栓拉力-層間變位角比較圖	109
圖 4.41 各加勁板斜率於 2% 時之拉力側銲道 von Mises 應變比較圖	110
圖 4.42 各加勁板斜率於 2% 時之柱基板底部 von Mises 應變比較圖	110
圖 4.43 加勁板位於端點時各柱基板厚度模型之旋轉角分量圖	111
圖 4.44 不同柱基板厚度之各模型 柱端側力-層間變位角比較圖	112
圖 4.45 不同柱基板厚度之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖	113
圖 4.46 不同柱基板厚度於 2% 之柱基板底部 von Mises 應力分布圖	114
圖 4.47 不同柱基板厚度之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖 ..	115
圖 4.48 不同柱基板厚度於 2% 時拉力側銲道 von Mises 應變比較圖	115
圖 4.49 不同柱基板厚度於 2% 時柱基板底部 von Mises 應變比較圖	116
圖 4.50 AISC 設計手冊建議之 H 型鋼柱基板降伏線位置	116

圖 4.51 本研究建議之 H 型鋼柱基板降伏線位置 117



第一章 緒論

1.1 前言

近年來經濟發展進步，建築物工期長短所帶來之經濟效益相較於以往已被受重視，選擇一種施工較為快速的建築物亦成為現在設計者的重要考量之一。由於鋼材為一種可預製且強度高、材料均勻、品質較易控制之材料，使得鋼結構施工之工期較鋼筋混凝土快速，且較適合跨度需求大之建築物，另又有補強容易、自重輕、符合環保訴求等優點，因此鋼結構成為現今常用之結構型式，且由於鋼結構施工之便利，使設計者在設計時有較高之自由性。柱基板之使用為鋼柱與混凝土進行接合時最主要之接合型式，其接合方式為在鋼柱欲與混凝土接合之一端利用銲接方式與一鋼板接合，其鋼板再與混凝土面之錨定螺栓或基礎螺栓進行接合，使得鋼柱所受之力可經由柱基板傳遞至螺栓與混凝土，進而支撐整體鋼結構。


對於柱基板之設計，在 AISC (American Institute of Steel Construction) 出版之設計手冊 Base Plate and Anchor Rod Design, Steel Design Guide 1, Second Edition 中有提出一套詳盡的設計流程。由於柱基板扮演著將鋼結構所受之力傳遞至混凝土的角色，若柱基板與鋼柱間之銲道產生脆性破壞時，此鋼柱將失去支撐力使得整體結構發生危險，因此設計者常為了保守起見，在柱基板與鋼柱間增加了加勁板以確保銲道之安全，但 AISC 之設計方法僅對柱基板之尺寸、厚度進行設計，並未對其與鋼柱間之加勁板提出相關之規定；國內外之相關規範與文獻亦未見對於此加勁板作相關規定與建議。因此為避

免銲道發生脆性破壞與加勁板設計過於保守之情形，應對於柱基板與鋼柱間之加勁板進行研究，以達到安全與經濟之平衡。

1.2 研究目的

國內外鋼結構相關規範皆未對於柱基板之加勁板有相關規定與建議，本研究為了解不同之加勁板位置與斜率對於柱基板造成之影響，將利用數值模擬分析以探討適當設置之加勁板能否降低柱基板之應力發展、使鋼柱塑鉸遠離銲道端並且改善拉力側翼板銲道處應力集中之現象。

1.3 研究方法



本研究根據 AISC 設計手冊針對一受軸力與強軸彎矩之 H 型鋼柱設計出適當之柱基板尺寸與厚度，並依照不同之加勁板位置、加勁板斜率與柱基板厚度作為參數規劃出共 20 支分析模型，利用有限元素分析軟體 ANSYS (2007) 進行分析，進而比較在不同加勁板位置、斜率與柱基板厚度下對於柱基板行為之影響。

1.4 論文內容

本研究利用有限元素分析以探討在不同加勁板位置、斜率與柱基板厚度下加勁板對於柱基板行為之影響，其研究內容如下：

第一章：闡述本研究之背景、目的與方法。

第二章：回顧對於柱基板之相關研究，並且針對 AISC 所建議之柱

基板設計流程作簡單之說明。

第三章：介紹本研究分析模型所採用之建模方式，再對於欲分析之參數作模型規劃，並進行分析模型之驗證，最後將說明欲以何種行為指標作為分析結果之比較基準。

第四章：進行有限元素分析結果之比較與討論。

第五章：提出本研究結果之結論與建議。



第二章 文獻回顧

柱基板為鋼柱與混凝土進行接合時最主要之接合方式，而為確保其與鋼柱接合處之焊道安全，設計者常於兩者間配置加勁板，但國內外鋼結構相關規範對於此加勁板皆未訂定相關之規定與建議，因此本研究將利用數值模擬以探討各參數下之加勁板對於柱基板力學行為之影響。而在此之前，將先針對前人對於柱基板進行相關試驗與分析之文獻以及 AISC 所建議之柱基板設計方法進行詳細之介紹。

2.1 柱基板之相關研究

Maitra (1978) 以理論方式針對承受彎矩作用之柱基板，研究其螺栓拉力、混凝土之承壓應力以及其合力位置之計算法，針對柱基板受混凝土承壓之應力分布，分別以受小彎矩加載時呈梯形分布與受大彎矩加載時呈三角形分布計算之。最後提供一套計算法以計算柱基板之螺栓拉力與混凝土承壓應力之區域，進而將此複雜之計算法製成圖表，供設計者可利用查表方式求解。

Thambiratnam and Paramasivam (1986) 利用試驗方式對於工作應力法設計之柱基板，以不同偏心距加載其鋼柱，研究軸力與彎矩對柱基板行為之影響。研究結果顯示，偏心距較低之試體，其破壞模式為混凝土之壓碎，反之偏心距較高之試體，其破壞模式則為柱基板產生大面積之降伏，而後者之破壞模式對於當時以工作應力法設計之柱基板而言，與預期行為有明顯不同。

DeWolf and Ricker (1990) 針對柱基板提出一套適用於 ASD 與 LRFD 之設計流程，依其受軸壓、軸拉、小彎矩、大彎矩、剪力而各有不同之設計公式，其中針對柱基板受混凝土承壓之應力分布，分別假設小彎矩時呈梯形分布與大彎矩時呈三角形分布用以設計柱基板尺寸。而此設計法亦為 AISC 設計手冊第一版 (Column Base Plates, Steel Design Guide Series 1) 之設計流程。

Ermopoulos and Stamatopoulos (1996) 以理論之方式針對柱基板接頭之數值模型進行研究，並與現有之試驗資料進行比較。其研究結果顯示，柱基板接頭於加載過程中為一半剛體之行為，而該數值模型可準確地預測各參數下柱基板接頭之 $M-\phi$ 曲線，並對此數值模型提出一套計算流程供設計者作結構分析時得以參考使用，

Jaspart and Vandegans (1998) 利用疊加之概念將柱基板、螺栓、鋼柱、混凝土視為各獨立之構件，並將各構件之數值模型進行組合，以建立整體柱基板接頭之模型，並將此數值模型與試驗結果進行比較。其研究結果顯示，此疊加概念之數值模型可準確地預測柱基板之 $M-\phi$ 曲線。

Drake and Elkin (1999) 針對 AISC 建議之柱基板 LRFD 設計流程，改變其柱基板受混凝土承壓之應力分布情形，將原梯形與三角形之分布假設改為矩形之分布假設，並對於此改變提出一套方法以計算其矩形應力分布之範圍與臨界偏心距。而 AISC 於 2006 年亦利用此設計法修訂其第二版之設計手冊 (Base Plate and Anchor Rod Design, Steel Design Guide 1, Second Edition)。

Kontoleon et al. (1999) 考慮柱基板接頭中不同構件間之摩擦行為，利用有限元素分析軟體針對柱基板接頭之二維模型，於不同軸力

作用下對柱端施加側位移，研究不同柱基板厚度與不同軸力作用下，其柱基板變形與彎矩強度之表現。研究結果顯示，柱基板之厚度、軸力增加時，將使其變形之程度降低，且整體接頭亦可發展出較高之彎矩強度。

Lee et al. (2008) 利用有限元素分析軟體針對 Drake and Elkin (1999) 所提出之設計方法，研究當 H 型鋼柱受弱軸彎矩加載時，其柱基板接頭之柱基板厚度與螺栓勁度對其行為之影響。研究結果顯示，適當調整柱基板接頭中各構件間之相對強度比，可使其柱基板接頭於加載過程中避免產生非預期性之破壞模式。

2.2 AISC 設計手冊之柱基板設計法

AISC 出版之設計手冊中針對柱基板提出了一套設計方法，其分別依照柱基板承受軸壓、軸拉、小彎矩、大彎矩、剪力，各有不同之設計公式，而本研究之分析模型皆屬於承受大彎矩之柱基板，因此於本節將對於 AISC 設計手冊中此類柱基板之 LRFD 設計法作詳細之介紹，其柱基板之受力示意圖如圖 2.1 所示，以下為 AISC 對於承受大彎矩之柱基板所提出之 LRFD 設計公式與流程：

- (1) 依據柱斷面與螺栓之最小邊距概定一組柱基板尺寸， $N \times B$ 。
- (2) 判斷設計對象是否為大彎矩之柱基板設計，並檢核柱基板尺寸是否合適。

鋼骨之偏心距：

$$e = \frac{M_u}{P_u}$$

臨界偏心距：

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{max}}$$

若 $e < e_{crit}$ 則為小彎矩之柱基板設計，而 $e > e_{crit}$ 則為大彎矩之柱基板設計，即為本設計方法。

柱基板尺寸檢核公式：

$$\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 \geq \frac{2P_u(e+f)}{q_{max}}$$

若符合上式則代表柱基板尺寸可用；反之則代表柱基板尺寸過小，須選擇較大之柱基板尺寸。

(3) 計算等值承壓長度 Y 與螺栓拉力 T_u ：

等值承壓長度 Y ：

$$Y = \left(f + \frac{N}{2}\right) \pm \sqrt{\left(f + \frac{N}{2}\right)^2 - \frac{2P_u(e+f)}{q_{max}}}$$

並根據垂直向合力為 0 求得總螺栓拉力 T_u ：

$$\sum F_{vertical} = 0$$

$$T_u = q_{max}Y - P_u$$

(4) 根據柱基板受混凝土承壓處與受螺栓拉力處計算柱基板之需求厚度 $t_{p(req)}$ ，較大值控制之：

柱基板受混凝土承壓處之需求厚度：

$$\text{若 } Y \geq m$$

$$t_{p(req)} = 1.5m \sqrt{\frac{f_{p(max)}}{F_y}}$$

若 $Y < m$

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{f_{p(max)} Y \left(m - \frac{Y}{2} \right)}{F_y}}$$

柱基板受螺栓拉力處之需求厚度：

$$t_{p(req)} = 2.11 \sqrt{\frac{T_u x}{B F_y}}$$

其中 N = 柱基板於鋼柱弱軸方向之長度

B = 柱基板於鋼柱強軸方向之長度

M_u = 鋼柱之設計彎矩

P_u = 鋼柱之設計軸力

e = 鋼柱之等效偏心距

e_{crit} = 大彎矩柱基板設計之臨界偏心距

q_{max} = $B \times f_{p(max)}$

$$f_{p(max)} = \phi (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}, \quad \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2$$

ϕ = 混凝土承壓折減係數，0.65，ACI 318-02

A_1 = 柱基板與混凝土接觸之承壓面積

A_2 = 混凝土基座上與承壓面積同心且幾何圖形相似之最大面積

f = 鋼柱中心至拉力側螺栓中心之垂直距離，如圖 2.1 所示

Y = 柱基板之等效承壓長度，如圖 2.1 所示

T_u = 拉力側螺栓之設計拉力

m = $\frac{N - 0.95d}{2}$ 與 $\frac{B - 0.8b_f}{2}$ 取大值

d = 柱鋼骨斷面深度

b_f = 柱鋼骨翼板寬度

$t_{p(req)}$ = 柱基板需求厚度

F_y = 柱基板鋼材之降伏強度



第三章 分析模型介紹與驗證

3.1 分析模型介紹

於此將介紹本研究分析之對象、有限元素分析模型以及所採用之建模方式，進一步對於欲分析之參數作模型規劃，並針對本研究之分析模型進行驗證，以確保分析模型之正確性，最後將說明欲以何種行為指標作為分析結果之比較基準。

3.1.1 模擬假設

本研究利用有限元素分析軟體 ANSYS 針對柱基板行為進行模擬分析，分析過程依據以下假設進行模擬：

- (1) 鋼柱、柱基板與加勁板之材料性質為雙線性之應力-應變曲線。
- (2) 錨定螺栓之材料模型為三線性之應力-應變曲線。
- (3) 混凝土之材料模型為依據 Mander et al. (1988) 材料曲線理論所計算之非圍束混凝土材料曲線。
- (4) 忽略混凝土與錨定螺栓間之握裹力，意即混凝土與錨定螺栓間元素不相黏結；而錨定螺栓於分析過程中受混凝土之錨定效果良好，因此錨頭不產生相對位移。
- (5) 鋼柱、柱基板與加勁板間為完全接合，忽略銲道之材料模型。
- (6) 分析過程忽略鋼材挫屈與殘留應力之行為。

3.1.2 模型尺寸

結構物受側力作用時，假設相鄰樓層之柱中央為反曲點，本研究取其柱之反曲點至與地面相接端之子結構作為模擬對象，針對受軸力與強軸彎矩作用下之 H 型鋼柱、柱基板與加勁板進行有限元素分析，如圖 3.1 所示。

分析模型所採用之鋼柱斷面尺寸為 H250×250×9×14，其長度為 1200 mm，使用 A572 Grade 50 之鋼材，所受之軸力與彎矩分別為 $P_u = 0.3\phi_c P_n$ 與 $M_u = 0.7\phi_b M_n$ ，並依此軸力與彎矩利用 AISC 設計手冊之 LRFD 設計法進行柱基板之設計，其柱基板尺寸與厚度為 390 mm×390 mm 與 42 mm，材料與鋼柱相同亦為 A572 Grade 50 之鋼材。四個角落各使用 1 顆 M24 之 A449 錨定螺栓，其錨定長度為 220 mm，柱基板以下之混凝土尺寸為 1000 mm×1000 mm×220 mm，強度為 27.5 MPa，如圖 3.2、圖 3.3 所示。由於分析對象為對鋼柱弱軸對稱之模型，因此於 ANSYS 模擬分析時，取整體之二分之一模型分析之，並針對鋼柱強軸方向以位移控制之方式於鋼柱頂面進行加載，加載方式為單向加載直至層間變位角為 4% 弧度。

3.1.3 分析模型與網格

鋼骨、柱基板與加勁板

本研究之柱鋼骨、柱基板與加勁板皆採用 A572 Grade 50 之鋼材，材料模型使用雙線性之應力-應變曲線模擬之，於線彈性段使用 Linear Isotropic 模型，彈性模數 (Elastic Modulus, E) 為 200,000 MPa，波松比 (Poisson's Ratio) 為 0.3；過降伏點後使用 Bilinear

Kinematic 模型，降伏強度為 345 MPa，應變硬化模數 E_{sh} 採用 0.03E，如圖 3.4 所示。

ANSYS 分析模型中，對於模擬鋼骨、柱基板與加勁板材料之元素，本研究均採用三維實體元素 SOLID45 (3-D Structural Solid) 進行建模。SOLID45 元素具有 8 個節點，每個節點分別在 X、Y、Z 三方向各有 1 個平移自由度，其形狀通常為一三維六面體，惟在網格不易切割時部分節點將重疊使之退化成三角柱或四面體，元素外觀如圖 3.5 所示。本研究之模型網格皆以六面體為主，僅在不規則處使用少數三角柱之網格，並於柱基板處使用較細小之網格，鋼柱則往外逐漸放大網格之形狀，以鋼柱弱軸為對稱軸，對整體模型之 1/2 進行建模，如圖 3.6 所示。



錨定螺栓

錨定螺栓使用 M24 之 A449 錨定螺栓，材料性質使用三線性之應力-應變曲線模擬之，於線彈性段使用 Linear Isotropic 模型，彈性模數為 200,000 MPa，波松比為 0.3；過降伏點後使用 Multi-linear Kinematic 模型，降伏強度為 635 MPa，應變硬化模數 E_{sh} 採用 0.05E，至極限強度 825 MPa 後材料應力-應變曲線將以水平發展代表螺栓破壞之情況，如圖 3.7 所示。

為建模方便，本研究將原六角螺栓簡化為圓形，分析模型中用以模擬錨定螺栓之元素亦採用 SOLID45 進行建模，螺栓之模型網格亦以六面體為主，並於與柱基板接合處使用較細小之網格，向下逐漸放大網格之形狀，如圖 3.8 所示。由於錨定螺栓之錨定行為是透過將錨頭埋置於混凝土中，透過混凝土將錨頭固定而使其在加載過程中不被

拔出使螺栓得以發展其強度，而有限元素分析對這種兩材料之間較大應力傳遞之接觸行為，通常需要較龐大之網格數量且收斂性較差，為簡化模型與縮短分析時程，分析模型針對錨定螺栓之處理方式為假設錨頭於分析過程中不產生相對位移，因此錨定螺栓於建模時，束制其螺栓底部之 UX、UY、UZ 與 ROTX、ROTY、ROTZ 之自由度，而分析模型之螺栓深度即為錨定螺栓之錨定深度。

混凝土

分析模型使用強度 27.5 MPa 之混凝土，材料模型使用 Multi-linear Isotropic 模型，波松比為 0.2，其應力-應變曲線依據 Mander et al. (1988) 提出之混凝土應力-應變曲線模型，計算出未圍束混凝土之應力-應變曲線，如圖 3.9 所示。其計算公式如下：

$$f_c = \frac{f'_{co} x r}{r - 1 + x^r} \quad (3.1)$$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \quad (3.2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - \left(\frac{f'_{co}}{\varepsilon_{co}} \right)} \quad (3.3)$$

其中， f'_{co} 為混凝土強度； ε_{co} 為混凝土應力達 f'_{co} 時之應變； E_c 為混凝土之彈性模數。

本研究對於混凝土之模擬，採用 SOLID65 (3-D Reinforced Concrete Solid) 進行建模，SOLID65 亦具有 8 個節點與 3 個方向之

平移自由度，外觀與 SOLID45 相同，適合用以模擬混凝土或岩石等抗壓能力遠大於抗拉能力之非均質材料，其與 SOLID45 最大之差異在於 SOLID65 可模擬混凝土因受壓或受拉所產生之壓碎或開裂之行為，但由於本研究分析對象之混凝土基座與錨定螺栓皆已依照 AISC 設計手冊經過適當之設計，因此分析過程中混凝土不致發生嚴重之壓碎與開裂之行為，且為考量分析模型之收斂性與分析時間，將於分析過程中關閉 ANSYS 程式對於 SOLID65 元素壓碎與開裂之判斷。混凝土之模型網格亦以六面體為主，於其與柱基板接觸之區域使用較細小之網格，並且向外與向下逐漸放大網格之形狀，如圖 3.10 所示。

相鄰材料之接觸面


柱基板之接合方式為利用錨定螺栓將其與混凝土組合固定，因此存在有兩組不同材料間之接觸面，其接觸面為柱基板-混凝土與柱基板螺栓孔-錨定螺栓，如圖 3.11 與圖 3.12 所示。另由於已關閉 ANSYS 程式對於混凝土開裂與壓碎之判斷，因此為考慮錨定螺栓受拉後其伸長量將造成與混凝土間產生相對位移之情況，分析模型於錨定螺栓與混凝土間採結點不相黏之建模方式，故在兩者間亦形成一組接觸面，如圖 3.13 所示。

本研究於分析模型中，針對此三組接觸面採用面對面之接觸模擬方式，使用 ANSYS 程式建議之 CONTA174 (3-D 8-Node Surface-to-Surface Contact) 與 TARGE170 (3-D Target Segment) 之接觸元素對模擬其接觸行為。

3.1.4 邊界條件與加載歷程

分析對象為對稱之模型，且其加載方式亦對稱於鋼柱弱軸，因此於 ANSYS 建立模型時取整體之二分之一進行建模，並將其對稱面設定為 YZ 平面，亦即為鋼柱弱軸所在之面，有限元素之分析模型網格如圖 3.14 所示。由於已假設錨定螺栓之錨頭於分析過程中不產生相對位移，因此錨定螺栓之底面與混凝土之底面皆束制其 UX、UY、UZ 與 ROTX、ROTY、ROTZ 之自由度。鋼柱軸力之加載為平均分布於鋼柱之頂面，並束制其 UX 之自由度作為側向支撐，鋼柱頂面 Y 方向之位移加載歷程為層間變位角 1%、2%、3%、4% 弧度，以此加載歷程與邊界條件進行單向加載之有限元素分析。

3.2 參數規劃



本研究為了解加勁板位置、加勁板斜率與柱基板厚度對柱基板力學行為之影響，將針對此三組參數進行有限元素分析研究。所有分析模型皆使用與鋼柱翼板厚度相同之加勁板，即為 14 mm，並依照加勁板位置之不同而分為柱翼板端點、柱翼板 1/4 點、柱翼板中心點三種型式之模型，如圖 3.15 至圖 3.17 所示，其分析模型之網格示意圖如圖 3.18 至圖 3.20 所示，並搭配斜率分別為 0.5、1、1.5、2.5 與 3.5 共五種斜率之加勁板，各斜率之加勁板底邊皆與柱基板之邊緣貼齊，其示意圖如圖 3.21 至圖 3.25 所示，共 15 支分析模型，此 15 支模型之柱基板厚度皆為依照 AISC 設計手冊所設計之原始厚度 42 mm。

除上述 15 支分析模型外，另規畫 5 支模型，其中 2 支模型使用端點之加勁板位置與斜率為 2.5 之加勁板，分別搭配厚度為 0.9 倍與 0.8 倍原始厚度之柱基板，依序為 38 mm 與 34 mm，以探討經由加勁

板加勁之柱基板可否對其厚度進行折減；另外 3 支模型為未使用加勁板且柱基板厚度分別為 1 倍、0.9 倍與 0.8 倍原始厚度之分析模型。以上共 20 支分析模型之模型編號與規格如表 3.1 與表 3.2 所示。

3.3 分析模型之驗證

本研究利用有限元素分析軟體 ANSYS 進行柱基板之參數研究，為確保有限元素分析模型與分析結果之可信度，因此利用本研究分析模型之建模方式、材料模型與相關設定針對 Lee et al. (2008) 之實尺寸試體進行模擬與結果比較，藉由實尺寸試驗與分析結果之比較以驗證分析模型之可信度。

選擇 Lee et al. (2008) 所做 4 支實尺寸柱基板試體中之 SP 4-1 作為模擬之對象，其 SP 4-1 之鋼柱為長 80 in. 之 W12×96 A572 Grade 50 型鋼，柱基板為 20 in.×20 in. A36 之鋼板，其柱基板未設置加勁板，使用 4 顆 A354 Grade BD 之錨定螺栓與混凝土相接，於柱端對鋼柱之弱軸施加與實驗相同之側位移，SP 4-1 之試體尺寸如圖 3.26 與 3.27 所示。針對 SP 4-1 使用之建模方式與材料模型皆與本研究之分析模型相同，材料強度為該試體各材料之標稱材料強度，整體之有限元素分析模型網格如圖 3.28 所示。以下將對於 SP 4-1 分析模型與實驗之彎矩-層間變位角、柱端側力-層間變位角、螺栓拉力-層間變位角與柱基板應變進行比較。

3.3.1 彎矩-層間變位角

使用本研究之分析模型針對 SP 4-1 實尺寸試體進行模擬，其分

析與 SP 4-1 試體之彎矩-層間變位角之曲線比較圖如圖 3.29 所示。此彎矩值所代表之位置為鋼柱與柱基板交界處，其包括鋼柱、柱基板與螺栓所共同提供之彎矩，由圖 3.29 可觀察得知分析與實驗之曲線在線性階段之斜率表現上幾乎吻合，惟層間變位角從 3% 之後分析模型之彎矩強度略高於實驗值，推測其原因為鋼柱與柱基板使用之鋼材材料模型皆為簡化之雙線性材料模型，在過降伏點之後其材料曲線是以斜率 $E_{sh}=0.03E$ 做延伸，意即忽略鋼材材料曲線之降伏平台，故分析模型之彎矩強度在強度發展上會以一固定之斜率作為其發展之依據，而於圖 3.29 中實驗之曲線由於反應了鋼柱與柱基板材料之降伏平台，故會產生非線性後段彎矩強度走勢較趨於平緩，而分析模型之彎矩強度則隨層間變位角之增加而漸增。因此如圖 3.29 所示，分析模型與 SP 4-1 試體在彎矩強度之表現上，除了非線性後段會有分析值略大於實驗值之現象外，其餘在線性段與初進入非線性段時皆相當吻合。



3.3.2 柱端側力-層間變位角

有限元素分析模型與 SP 4-1 試體之柱端側力-層間變位角之比較，如圖 3.30 所示，其為柱端所量測之側力，所代表之意義與圖 3.29 類似，亦包括了鋼柱、柱基板與螺栓之貢獻，但由圖 3.30 可更清楚地觀察到，在線性階段時，其分析模型於柱端側力-層間變位角圖之曲線發展幾乎貼齊於 SP 4-1 之實驗值，直至層間變位角至 2% 時開始出現些微差距，隨著層間變位角之增加，此差距亦隨之增加，推測其原因亦為鋼柱與柱基板所使用之材料模型為簡化之雙線性材料曲線所致，其材料曲線於降伏點之後以一定值之斜率 $E_{sh}=0.03E$ 作為其

發展依據，故當分析模型之鋼柱與柱基板於加載過程中，所產生之應力到達降伏應力後，其應力之發展將依據簡化之材料曲線而以斜率 E_{sh} 之走勢而持續增加，與真實之鋼材材料曲線具有降伏平台有些不同，因此造成分析模型與 SP 4-1 之實驗值再柱端側力之表現上於非線性段產生些微之誤差。

3.3.3 螺栓拉力-層間變位角

分析模型與 SP 4-1 試體之螺栓拉力-層間變位角之比較如圖 3.31 所示，其為拉力側螺栓之軸向合力，由該圖可看出分析模型與 SP 4-1 試體在拉力側螺栓拉力之表現上相當吻合，除在螺栓合力值上有些微誤差外，其餘不管是斜率變化與發展趨勢，在線性與非線性段上分析模型與 SP 4-1 實驗值皆表現之相當接近。

3.3.4 柱基板應變

比較分析模型與 SP 4-1 試體之柱基板應變值，其位置為柱基板沿鋼柱弱軸之中心線，如圖 3.32 之 Line A，其應變值-位置之比較圖如圖 3.33 所示，圖 3.33 為四種不同層間變位角之下，有限元素分析模型與 SP 4-1 試體之柱基板應變值比較，從圖可之，其受拉側部分分析模型與 SP 4-1 實驗值之應變值相當之接近，而受壓側部分則有些許誤差，造成柱基板受拉側與受壓側吻合程度不同之原因，推測為柱基板在承受彎矩時，其受拉側柱基板因受柱鋼骨向上之力而與混凝土間形成一道縫隙，故其受拉側之應變分布與其下部之混凝土較無直接關係；反之受壓側柱基板因受柱鋼骨向下而使其下部混凝土受一承壓之力，因此受壓側柱基板與混凝土為直接接觸之部分，故其應變分

布與下部混凝土有密切之關係，而又因混凝土為一變異性較大之不均勻材料，於模擬時存在一定程度之誤差，因此造成圖 3.33 之分析模型與 SP 4-1 試體於受拉側柱基板之應變值較吻合而受壓側柱基板存在些許誤差之現象。

由以上各驗證可顯示本研究分析模型之建模方法對於實尺寸柱基板試體之模擬有相當良好之成果，因此將利用此建模方法進行各模型之分析，而各分析模型之網格數量如表 3.3 所示。

3.4 行為指標

本研究針對有限元素分析模型之分析結果，分別依據其層間變位角、von Mises 應變與 von Mises 應力分布三種行為指標作為比較基準，以探討設置加勁板與否對於鋼柱、柱基板與螺栓行為之影響。

3.4.1 層間變位角

層間變位角於 FEMA-350 (2000) 之定義為梁端變位除以梁端至柱中心線之距離，如圖 3.34 所示，但由於柱基板之構件組成與梁柱接頭有所不同，因此參考 Lee et al. (2008)，將層間變位角 θ_{total} 定義為柱端之側位移與鋼柱淨長之比值，如圖 3.35 所示。

由於鋼柱藉由柱基板與螺栓連接於混凝土時，此種接合形式中包含了鋼柱、柱基板、螺栓與混凝土，因此在加載過程中柱端所產生之旋轉角 θ_{total} 包含了鋼柱之旋轉角分量 θ_{column} 、柱基板之旋轉角分量 $\theta_{baseplate}$ 、螺栓之旋轉角分量 θ_{bolt} 與混凝土承壓造成之旋轉角分量，而透過各旋轉角間之關係，可由層間變位角分離出各種構件所提供之

旋轉角分量，其中混凝土部分若滿足 AISC 建議之柱基板設計法時，其所造成之旋轉角分量較為不明顯，因此本研究於計算各旋轉角分量時，忽略混凝土造成之旋轉角分量，而各旋轉角分量示意圖如圖 3.36 至圖 3.38 所示。因此，本研究經由柱端位移而求得層間變位角 θ_{total} 後，將其分離為柱轉角分量 θ_{column} 、柱基板變形而提供之轉角分量 $\theta_{baseplate}$ 與螺栓變形而提供之旋轉角分量 θ_{bolt} 三種。

1. 螺栓變形造成之旋轉角分量

螺栓變形造成之旋轉角分量 θ_{bolt} 即為受拉側螺栓頂部之垂直位移與兩螺栓中心線距離之比值。

2. 柱撓曲變形造成之旋轉角分量

柱變形所造成之旋轉角分量可經由柱端側位移與柱基板底部之垂直位移求得，整體之旋轉角 θ_{total} 與各旋轉角分量之關係如下式與圖 3.39 所示：

$$\theta_{total} = \theta_{column} + \theta_{bolt} + \theta_{baseplate} \quad (3.4)$$

而根據柱基板底部兩參考點之垂直位移即可得柱基板底部之旋轉角 θ_1 ，其中柱基板底部所取之參考點為鋼柱斷面之兩端翼板中心延伸至柱基板底部之位置，如圖 3.40 所示，而 θ_1 即為 θ_{bolt} 與 $\theta_{baseplate}$ 之和：

$$\theta_1 = \theta_{bolt} + \theta_{baseplate} \quad (3.5)$$

因此鋼柱之撓曲變形所造成之旋轉角分量 θ_{column} 即可經由 θ_{total} 與

θ_1 計算而得：

$$\theta_{column} = \theta_{total} - \theta_1 \quad (3.6)$$

3. 柱基板變形造成之旋轉角分量

柱基板變形所造成之旋轉角分量 $\theta_{baseplate}$ 可經由柱基板底部之旋轉角分量 θ_1 與螺栓旋轉角分量 θ_{bolt} 計算而得：

$$\theta_{baseplate} = \theta_1 - \theta_{bolt} \quad (3.7)$$

3.4.2 von Mises 應變

當分析模型僅存在單一方向之應力或應變時，此情況可直接與其材料之容許值進行比較，但若同時存在有三個方向之分量時，這些分量通常需要被合併轉換為一個單一值以便與其材料之容許值進行比較 (ANSYS 2007)。為比較分析模型於不同參數下各局部位置之應變發展情況，本研究將利用 von Mises 應變作為比較基準，其原因是分析模型於加載過程中所產生之應變量通常並非集中於單一軸向上，為了同時考慮三軸向應變對於材料行為所帶來之影響，因此於分析結果比較時採用 von Mises 應變作為比較之基準。而 von Mises 應變對於三軸向之定義如下：

$$\varepsilon_e = \frac{1}{1+\nu} \left(\frac{1}{2} \left[(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2 \right] \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.8)$$

其中 ε_1 、 ε_2 、 ε_3 ：主軸應變 (Principle strain)

ν ：波松比 (Poisson's ratio)

3.4.3 von Mises 應力

von Mises 降伏準則是由最大扭曲能量準則推導而來，其可同時考慮分析模型於加載時在三軸向產生之應力對於材料之影響，透過 von Mises 應力分布圖可以了解各構件之應力發展與降伏之分布情形，而 von Mises 應力對於三軸向之定義如下：

$$\sigma_e = \left(\frac{1}{2} \left[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right] \right)^{\frac{1}{2}} \quad (3.9)$$

其中 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 ：主軸應力 (Principle stress)



第四章 分析結果與討論

經由 3.3 節之分析模型驗證，可發現本研究分析模型之建模方法對於實尺寸柱基板試體之模擬有相當良好之成果，因此本研究利用此建模方法針對 3.2 節依照柱基板位置、加勁板之斜率與柱基板之厚度三種參數所規劃之 20 支分析模型進行建模與分析，而分析結果依照不同之柱基板位置、加勁板斜率與柱基板厚度進行討論。

4.1 柱基板位置之影響

在此將三種加勁板位置柱翼板端點、1/4 點、中心點搭配加勁板斜率為 0.5、1、1.5、2.5、3.5 五種斜率共 15 支分析模型依照相同之加勁板斜率分為五組分析模型，其柱基板之厚度皆為原始厚度 42 mm，因此各組皆包含三種不同加勁板位置之模型，以比較不同加勁板位置對於整體柱基板行為之影響。以下分別對於分析模型各構件提供之旋轉角分量、von Mises 應力分布、柱端之側力、拉力側螺栓拉力與拉力側鉸道、柱基板底部之 von Mises 應變與進行比較。

4.1.1 旋轉角分量

編號 42-0 之模型為未配置加勁板，且柱基板厚度為原始厚度 42 mm 之分析模型，其各構件於各層間變位角下之旋轉角分量圖如圖 4.1 所示，由圖可知使用柱基板與混凝土接合之 H 型鋼柱，在側位移加載下的行為模式為鋼柱提供主要之旋轉角來源，而大約在層間變位角 1.5% 處由於螺栓已到達其材料之降伏強度開始進入材料曲

線中 E 值較小之應變硬化階段，故圖 4.1 中螺栓之旋轉角曲線斜率增加，而柱基板旋轉角曲線之斜率亦因此降低。

配置加勁板之分析模型，其轉角分量如圖 4.2 至圖 4.6 所示，依序為加勁板斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 之轉角分量圖。由圖 4.2 與圖 4.3 可觀察到當加勁板斜率為 0.5 與 1 之分析模型，其不同加勁板位置之模型對於因鋼柱、柱基板、錨定螺栓變形而造成旋轉角分量之表現皆與未設置加勁板且厚度亦為 42 mm 之 42-0 無太大之差異，其原因為當斜率為 0.5 與 1 時，加勁板由於與鋼柱相連接之高度較低，於鋼柱加載時加勁板傳遞鋼柱應力至柱基板之行為較差，因此造成設置加勁板與未設置加勁板之分析模型轉角分量幾乎相同之結果。

圖 4.4 為加勁板斜率為 1.5 時，不同加勁板位置之分析模型於各構件旋轉角分量之表現，於此可看出相較於圖 4.2 與圖 4.3，圖 4.4 之差異性已較趨明顯，由圖 4.4 (a) 可觀察到，有加勁板之 42-1.5-T 與 42-1.5-Q 之柱旋轉角分量與未設置加勁板之 42-0 略同，而 42-1.5-C 之柱旋轉角分量則是當層間變位角約為 1.5% 時，開始低於 42-0。而因柱基板變型而產生之旋轉角則是 42-1.5-T 明顯當層間變位角到達約 1% 時，其柱基板之旋轉角分量開始較 42-0 低，而 42-1.5-Q、42-1.5-C 則與 42-0 略同。螺栓提供之旋轉角分量為 42-1.5-T、42-1.5-Q、42-1.5-C 三者皆高於 42-0 之螺栓旋轉角分量，其提高之程度三者皆略同，並未因加勁板位置不同而有所改變。

加勁板斜率為 2.5 之分析模型，其不同加勁板位置之模型於各構件旋轉角分量之表現如圖 4.5 所示，由圖可更明顯看出各加勁板位置間之行為差異，如圖 4.5 (a) 所示，設置加勁板之模型於柱所提供之旋轉角分量當層間變位角到達約 1.5% 時皆較 42-0 低，其降低程度

由少至多分別依序為 42-2.5-T、42-2.5-Q、42-2.5-C。在柱基板所提供之旋轉角分量方面，42-2.5-T 於層間變位角約 0.8% 時，開始低於 42-0 之柱基板旋轉角分量，而 42-2.5-Q 之表現與 42-0 略同，42-2.5-C 則當層間變位角到達約 1.2% 時，開始略高於無加勁板之 42-0。螺栓提供之旋轉角分量則三者皆高於 42-0，而提高之程度亦為三者略同。

圖 4.6 為加勁板斜率為 3.5 時，不同加勁板位置之分析模型於各構件旋轉角分量之表現，如圖 4.6 (a) 所示，42-3.5-T 之柱旋轉角分量在層間變位角約為 1.5% 時，開始低於 42-0，而 42-3.5-Q 與 42-3.5-C 則是當層間變位角到達約 1% 時開始低於 42-0，其三者降低之程度由少至多分別為 42-3.5-T、42-3.5-Q、42-3.5-C。柱基板提供之旋轉角分量則為 42-3.5-T 於層間變位角約為 0.5% 時開始低於 42-0，而 42-3.5-Q 之柱基板旋轉角分量與 42-0 略同，42-3.5-C 則是當層間變位角約為 1.2% 時開始略高於 42-0。螺栓提供之旋轉角分量亦為三者皆高於 42-0，而提高之程度三者亦略同。

綜觀以上分析之結果，除加勁板斜率為 0.5 與 1 時各構件提供之旋轉角分量與未設置加勁板之模型差異不大外，其餘當加勁板斜率為 1.5、2.5、3.5 時，可以觀察到對鋼柱而言，設置加勁板時不管加勁板位置為端點、1/4 點、中心點，加勁板皆會使鋼柱之旋轉角分量較未設置加勁板時低，其降低程度由少至多為端點、1/4 點、中心點，推測其原因為設置斜率為 1.5、2.5、3.5 之加勁板將造成鋼柱塑鉸外移之現象，導致鋼柱之力臂略為縮短，使得鋼柱之旋轉勁度提高，因此造成旋轉角分量降低之情形，而降低之程度亦代表不同加勁板位置對於塑鉸外移之效率，旋轉角分量降越低代表其塑鉸外移之效率越好。

不同位置之加勁板對於柱基板旋轉角分量的表現上，有較明顯之差異程度，當柱基板位置為柱翼板端點時，其使柱基板產生之旋轉角

分量降低，而當柱基板位置為中心點時，提高了柱基板產生之旋轉角分量，當柱基板位置為 1/4 點時，對於柱基板之旋轉角分量則無明顯之影響，造成此結果之原因為，柱基板旋轉角之形成是由於其承受鋼柱受拉側向上之合力與錨定螺栓向下之力，此二力間之力臂造成柱基板產生變形進而產生旋轉角，而柱基板配置位置為端點之加勁板時，縮短了此二力間之力臂長度，反之位置為中心點之加勁板則增加了此力臂之長度，而位置為 1/4 點之加勁板則對此力臂較無明顯改變，因此造成上述之結果。

對錨定螺栓而言，配置加勁板時會使螺栓產生之旋轉角分量提高，其提高之程度為當加勁板於端點、1/4 點、中心點時三者皆略同。其原因為由於鋼柱之旋轉角分量依降低程度由少至多為端點、1/4 點、中心點，而柱基板之旋轉角分量在各加勁板位置下之表現為端點降低、1/4 點不變、中心點增加，因此螺栓反應鋼柱與柱基板之行為，導至當加勁板位置為柱翼板端點、1/4 點、中心點時，其產生之旋轉角分量為三者提高之程度略同。

4.1.2 柱端側力-層間變位角

各加勁板位置之模型，於整體柱端側力之表現，如圖 4.7 至圖 4.11 所示，依序為加勁板斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 時，針對不同加勁板位置之分析模型所做之比較。而由圖 4.7 至圖 4.11 可知，本研究之分析模型加載至約略層間變位角 1.5% 時皆已開始進入塑性狀態，並由圖 4.7 與 4.8 可觀察到，當加勁板斜率為 0.5 與 1 時，不管加勁板配置之位置為何，其柱端側力之表現皆與 42-0 無明顯之差異。

當加勁板斜率為 1.5 時，如圖 4.9 所示，有設置加勁板之分析模型，其柱端側力之表現開始高於 42-0，隨著柱基板斜率增大至 2.5 與 3.5 時，其提高之程度亦隨之增加，如圖 4.10 與圖 4.11，而不管加勁板位置為端點、1/4 點、中心點，側力提高之程度皆相同。

由以上結果可推測原因為當加勁板斜率為 0.5 與 1 時，其加勁之效果相當有限，因此柱端側力之表現與未設置加勁板之模型幾乎相同，反之當加勁板斜率提高至 1.5 時，其開始發揮加勁之效果，使得鋼柱產生之塑鉸有漸漸外移之現象，進而提升整體柱端側力之表現，而此現象於加勁板斜率為 2.5 與 3.5 時更加明顯，各分析模型之柱端側力於各層間變位角時所提高之百分比，如表 4.1 所示。

4.1.3 von Mises 應力分布

鋼柱當加載至塑性階段時，將於其與柱基板連接之一端發展出塑性鉸，而塑鉸之形成將可提供整體結構之韌性發展，因此以整體結構安全之立場而言，為保障結構物之韌性發展不至發生非預期之脆性破壞，一般不希望塑鉸形成之位置位於接頭之銲接處，於柱基板接頭而言，加勁板之配置能否使鋼柱塑鉸形成之位置遠離銲道處，而不同之加勁板位置對於塑鉸外移與柱基板應力分布是否有不同之影響，以下藉由比較各加勁板位置下之鋼柱與柱基板間應力發展以討論之。

由 4.1.2 節之結果顯示，本研究之分析模型加載至約略 1.5% 層間變位角時，其整體之行為皆已開始進入塑性狀態，因此以下之比較將取層間變位角到達 2% 時做為比較之基準。圖 4.12 至圖 4.16 為各加勁板位置對於鋼柱與柱基板間應力發展之影響，依序為加勁板斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 時，針對不同加勁板位置之分析模型於層間變

位角到達 2% 時所做 von Mises 應力分布之比較。而圖 4.17 至圖 4.21 依序為加勁板斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 時，各分析模型與混凝土接觸之柱基板底部之 von Mises 應力發展。

由圖 4.12 可知，當配置斜率為 0.5 之加勁板時，42-0.5-T、42-0.5-Q、42-0.5-C 之應力分布與 42-0 無明顯之差異，其中黑色區域部分代表其應力已超過降伏應力 345 MPa 進入塑性狀態，因此由圖可知當加勁板斜率為 0.5 時，此加勁板對於柱基板與鋼柱間之應力發展無明顯之影響。圖 4.13 為加勁板斜率為 1 時各加勁板位置對應力分布之比較，由圖可知除 42-1-T 之柱基板應力較 42-0 稍低外，42-1-Q、42-1-C 之柱基板應力分布亦與 42-0 無明顯之差異，而由圖可觀察到，當加勁板斜率為 1 時，其鋼柱之降伏區域與 42-0 亦無明顯差別，故配置加勁板而使鋼柱塑鉸外移之效果還不太明顯。

由圖 4.14 可知，42-1.5-T 柱基板產生之應力較 42-0 之柱基板低，而 42-1.5-Q、42-1.5-C 之柱基板應力分布仍與 42-0 差不多，除此之外，當配置斜率 1.5 之加勁板時，由圖可看出不管加勁板位置配置為端點、1/4 點或中心點，皆可見鋼柱之應力分布與降伏區域與 42-0 已有較明顯之不同，而塑鉸之形成較加勁板斜率為 0.5 與 1 時有外移之趨勢，其中外移之程度又以 42-1.5-C 最為明顯，42-1.5-Q 次之，42-1.5-T 則是外移情形較不明顯。

由圖 4.15 與圖 4.16 所示，當加勁板斜率為 2.5 與 3.5 時，柱基板之應力發展亦為加勁板位置為柱翼板端點之分析模型明顯較 42-0 低，而加勁板位置為 1/4 點、中心點之分析模型則與 42-0 之柱基板應力分布差不多，而鋼柱之部分如圖所示，三種加勁板位置之分析模型於加勁板斜率為 2.5 與 3.5 時，其鋼柱之應力分布與降伏區域與 42-0

已明顯不同，由圖亦可看出塑鉸之形成已較遠離鋼柱之銲道端，其中外移之程度由高至低分別為中心點、1/4 點、端點。

柱基板於加載過程中由於受鋼柱翼板一拉一壓之作用，使得受壓側與混凝土接觸而受混凝土之承壓應力，使柱基板受壓側由鋼柱翼板處向外呈現一類似懸臂梁之受力情形，如圖 4.17 所示，圖片之下方為與混凝土接觸之受壓側，上方為受拉側，而黑色區域部分代表其應力已超過降伏應力 345 MPa 進入塑性狀態，由圖可觀察，當加勁板斜率為 0.5 時，三種加勁板位置之柱基板底部應力分布情形大略相同，其中受拉側之部分 42-0.5-T 之應力值較 42-0 低，而 42-0.5-Q 與 42-0.5-C 則高於 42-0；受壓側之應力發展為 42-0.5-C 較 42-0 低，而其於兩者與 42-0 相同。

圖 4.18 為加勁板斜率為 1 時，柱基板底部之應力分布情形，由圖可見 42-1-T 受拉側之應力有明顯下降之現象，受壓側則無改變；42-1-Q 為受拉側應力較 42-0 高，受壓側應力則稍微降低；而 42-1-C 之受拉側應力亦高於 42-0，受壓側之應力降低較為明顯，但由於受加勁板之影響，開始於柱基板邊緣產生應力集中之現象。

圖 4.19 為加勁板斜率為 1.5 時，柱基板底部之應力分布情形，由圖可見 42-1.5-T 受拉側之應力亦有明顯之下降，而受壓側無明顯改變；42-1.5-Q 之受拉側應力有較明顯之增加，反之受壓側應力則明顯降低；而 42-1.5-C 之受拉側應力亦明顯增加，受壓側之最大應力從翼板處轉移至柱基板之邊緣。

圖 4.20 與圖 4.21 為加勁板斜率 2.5 與 3.5 時，由圖可發現其與 42-0 之差異為 42-2.5-T、42-3.5-T 之柱基板受壓側與受拉側應力皆明顯之降低；而 42-2.5-Q、42-3.5-Q、42-2.5-C、42-3.5-C 之受拉側明顯較

42-0 增加，受壓側之最大應力位置由原翼板處轉移至加勁板處，其中 42-2.5-C、42-3.5-C 受壓側柱基板底部之最大應力值與 42-0 相較無降低之情形，而 42-2.5-Q、42-3.5-Q 則是明顯較 42-0 低。

由以上比較結果可發現，配置斜率為 0.5 與 1 之加勁板，其對於柱基板與鋼柱間之應力分布情形與未配置加勁板之模型無明顯之差異。而配置斜率為 1.5、2.5、3.5 之加勁板時，其塑鉸產生之位置皆有外移之現象。由比較結果亦可觀察到當加勁板位置設置為端點時，其可有效降低柱基板應力之發展，反之當加勁板位置配置為 1/4 點與中心點時，其柱基板應力之降低則較不明顯。

而對柱基板底部之應力發展而言，加勁板位置設置為端點時，柱基板之受拉側應力將明顯降低，而受壓側當加勁板斜率增加至 2.5 與 3.5 時，亦出現應力明顯降低之現象。當加勁板位置設置為 1/4 點時，受壓側應力明顯降低，但受拉側之應力將明顯高於未設置加勁板之模型。而當加勁板位置設置為中心點時，柱基板受壓處之最大應力之位置將轉移至柱基板之邊緣，而其最大應力值相較於 42-0 並無降低之趨勢，且受拉側之應力亦明顯高於未設置加勁板之模型。

4.1.4 拉力側螺栓拉力-層間變位角

錨定螺栓扮演著連接柱基板與混凝土之角色，因此於柱基板加載過程中，柱基板受拉側之應力將透過錨定螺栓傳遞至混凝土中，而加勁板之配置改變了柱基板應力之分布情形，進而對於拉力側之螺栓拉力亦會產生影響，圖 4.22 至 4.26 依序為加勁板斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 時，針對不同加勁板位置之分析模型，其拉力側單顆之螺栓拉力與層間變位角之關係圖。

由圖 4.22 與 4.23 可觀察到，當加勁板斜率為 0.5 與 1 時，其拉力側之螺栓於加載過程中之拉力表現與未設置加勁板時差異不大，其原因為斜率 0.5 與 1 之加勁板，對於柱基板之加勁效果不明顯，使得柱基板之行為表現與未設置加勁板之柱基板類似。

由圖 4.24 可知，當加勁板之斜率為 1.5 時，42-1.5-Q、42-1.5-C 與 42-0 無相異之處，僅 42-1.5-T 之螺栓拉力於層間變位角 2% 以前略高於其他模型。

如圖 4.25 與圖 4.26 所示，當加勁板之斜率為 2.5 與 3.5 時，有設置加勁板之分析模型，其螺栓拉力皆較 42-0 高，其中又以加勁板位置為端點之模型，於層間變位角 2% 以前，其螺栓拉力高於加勁板位置為 1/4 點與中心點之模型。而不同加勁板位置所造成螺栓拉力之差異皆於層間變位角 2% 以前較為明顯，推測其原因為螺栓於層間變位角約 1.5% 時到達降伏，在此之前螺栓之表現為線彈性之行為，而不同應變所造成之應力差異於其材料降伏前較為明顯，降伏後由於其材料曲線之斜率下降，造成不同應變所造成之應力差異較小，其螺栓之材料曲線圖可見圖 3.7，因此加勁板位置所造成螺栓拉力之差異皆集中於層間變位角 2% 以前，各分析模型之拉力側單顆螺栓拉力於各層間變位角時所提高之百分比，如表 4.2 所示。

4.1.5 拉力側鉸道之 von Mises 應變

本研究假設鋼柱與柱基板間為完全接合，忽略鉸道之材料模型，而於實際情形中，接頭翼板之鉸道於加載過程中常因承受過高之拉應力而產生拉裂之脆性破壞，進而影響整體結構之安全，因此本研究於此將比較各模型鋼柱與柱基板間，受拉側柱翼板鉸道處之 von Mises

應變，以了解何種加勁板位置可有效之降低銲道處應力集中之情形。圖 4.27 至圖 4.31 依序為加勁板斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 時，針對不同加勁板位置之分析模型，其受拉側柱翼板銲道處 von Mises 應變於層間變位角 2% 時之比較。

由圖 4.27 可知，當加勁板斜率為 0.5 時，42-0.5-T 拉力側銲道處之應變表現與 42-0 相近，其應變最大值為 42-0.5-T 之 0.01029 與 42-0 之 0.01113，而 42-0.5-Q 與 42-0.5-C 之銲道應變則反而高於 42-0，其應變最大值為 0.01619 與 0.01761，相較於 42-0 分別被提高了 52% 與 58%。

由圖 4.28 所示，當加勁板斜率為 1 時，42-1-T 拉力側銲道處之應變表現已明顯低於 42-0，其最大應變由原本之 0.0113 降至 0.00856，因加勁板之設置而使銲道之最大應變降低了 23%，反之 42-1-Q 與 42-1-C 之銲道應變則亦高於 42-0，其應變最大值為 0.01633 與 0.01732，分別被提高了 47% 與 56%。

由圖 4.29 可觀察到當加勁板斜率為 1.5 時，42-1.5-T 之銲道應變降低之幅度與加勁板斜率為 1 時相差不多，銲道之最大應變值為 0.00826，降低之幅度為 26%，而 42-1.5-Q 與 42-1.5-C 之銲道應變最大值則分別被提高了 51% 與 63%，分別為 0.01685 與 0.01812。

由圖 4.30 可知，當加勁板斜率為 2.5 時，42-2.5-T 拉力側銲道之應變由未設置加勁板之 0.01113 降至 0.00663，降低之幅度為 40%，而 42-2.5-Q 與 42-2.5-C 之銲道應變則依然明顯高於 42-0，其應變最大值為 0.01550 與 0.01721，分別被提高了 39% 與 55%。

由圖 4.31 所示，當加勁板斜率為 3.5 時，42-3.5-T 拉力側銲道處之應變由 0.0113 降至 0.00594，因加勁板而使銲道之最大應變降低了

47%，42-1-Q 與 42-1-C 之鐸道應變則被提高了 37% 與 56%，分別為 0.01523 與 0.01734。各模型拉力側翼板之鐸道最大應變值與鐸道最大應變值增減之百分比如表 4.3 所示，其中最大應變值增減百分比之比較對象為未設置加勁板之 42-0。

由以上結果可知，H 型鋼柱與柱基板間，若將加勁板設置於柱翼板之端點處，其對於受拉側翼板之鐸道有相當程度之保護作用，反之若將加勁板設置於 1/4 點與中心點之模型，不僅對於受拉側翼板之鐸道無保護之作用，反而加劇了拉力側翼板邊緣應力集中之現象。

4.1.6 柱基板底部之 von Mises 應變

本研究分析模型之柱基板同時受軸力與彎矩加載，因此於加載過程中柱基板受鋼柱翼板一拉一壓之作用，使得受壓側與混凝土接觸而受混凝土之承壓應力，使柱基板受壓側由鋼柱翼板處向外呈現一類似懸臂梁之受力情形，而依照 AISC 設計手冊對於承受大彎矩之柱基板設計，控制其厚度之因素主要為兩種控制因素，其一為上述之受壓側之受力臂對於受壓側柱翼板下方之厚度控制，其二為受拉側螺栓拉力與拉力側柱翼板造成之力臂對於受拉側翼板下方之厚度控制，而本研究之模型屬於第一種受壓側控制之情況，因此受壓側翼板處之柱基板底部通常為柱基板之應力或應變最大值發生處，以下將針對受壓側翼板下方處柱基板底部之 von Mises 應變進行比較，以進一步探討不同加勁板位置對於其柱基板應變之發展，圖 4.32 之 Line B 為上述之受壓側柱基板底部發生應變最大值之位置示意圖，亦為本節進行各模型 von Mises 應變比較之位置示意圖。

圖 4.33 至圖 4.37 依序為加勁板斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 時，針對不同加勁板位置之分析模型，其受壓側柱基板底部 von Mises 應變於層間變位角 2% 時之比較。如圖 4.33 所示，當配置之加勁板斜率為 0.5 時，42-0.5-T、42-0.5-Q 與 42-0 之應變值差不多，最大之 von Mises 應變值皆為 0.00185 左右；42-0.5-C 之最大應變值由原本 42-0 之 0.00185 降至 0.00165，降低了 11%，而三者之最大應變值皆發生在柱基板中心線附近。

由圖 4.34 可觀察到，當配置斜率為 1 之加勁板時，42-1-T 與 42-1-Q 之最大應變改變不大，分別為 0.00187 與 0.00173，其最大應變之位置皆為柱基板中心線附近，而 42-1-C 之最大應變降低了 20%，由原始之 0.0018 降至 0.00148，其最大應變位置往外移至約柱基板之 1/4 處。

由圖 4.35 可知，當模型配置之加勁板斜率為 1.5 時，42-1.5-T 之最大應變與 42-0 相差不大，其分別為 0.00181 與 0.00185，42-1.5-Q 之最大應變為 0.00158，降低了 15%，其兩者之最大應變發生之位置皆為柱基板中心線附近；而 42-1.5-C 之最大應變則從 42-0 之 0.00185 降至 0.00139，降低之幅度為 25%，其最大應變發生之位置與 42-1-C 相同，皆約為柱基板之 1/4 處。

配置斜率為 2.5 之加勁板時，如圖 4.36 所示，42-2.5-T 之最大應變較 42-0 降低了 10%，由 0.00185 降至 0.00167，而最大應變之位置為柱基板中心線處；42-2.5-Q 與 42-2.5-C 之最大應變則降低了 26% 與 25%，分別從 0.00185 降至 0.00137 與 0.00138，其中 42-2.5-Q 之最大應變發生位置由加勁板斜率 1.5 之柱基板中心線附近轉至約為柱基板之 1/4 處，而 42-2.5-C 之最大應變位置亦為柱基板之 1/4 處。

配置斜率為 3.5 之加勁板時，如圖 4.37 所示，42-3.5-T 之最大應變由 42-0 之 0.00185 降至 0.00157，降低了 15%，最大應變位置為柱基板之中心線；而 42-3.5-Q 與 42-3.5-C 之最大應變則分別降至 0.00129 與 0.00140，降低了 30% 與 24%，其兩者之最大應變位置皆發生於柱基板之 1/4 處。各模型壓力側柱基板底部之最大應變值、其發生之位置與其增減之百分比如表 4.4 所示，其中最大應變增減百分比之比較對象為未設置加勁板之 42-0。

由以上之結果可知，當配置加勁板時，其位置設置為柱翼板 1/4 點與中心點時，皆可有效地降低受壓側翼板處之柱基板底部所產生之應變，而降低之程度在加勁板斜率為 0.5、1、1.5 時，加勁板位置為中心點之模型降低之幅度高於 1/4 點之模型；而當配置之加勁板斜率為 2.5 與 3.5 時，加勁板位置為 1/4 點之模型降低柱基板底部應變之幅度則略高於中心點之模型。相較於 1/4 點與中心點，加勁板位置設置為端點之模型於加勁板斜率為 0.5、1、1.5 時，未見其降低柱基板底部應變之效果，直至加勁板斜率增加至 2.5 時，柱基板底部開始出現其應變值降低之現象。

由以上 4.1.1 節至 4.1.6 節比較之結果可知，當加勁板斜率為 0.5 與 1 時，較難看出因設置加勁板而造成模型間之行為差異，而因加勁板位置不同造成不同之分析結果，在斜率分別為 1.5、2.5、3.5 時較為明顯，其趨勢於加勁板斜率為 1.5、2.5、3.5 時皆大致相同，因此在此取斜率為 2.5 時之分析模型與未設置加勁板之模型比較，根據層間變位角 2% 時各模型之鋼柱塑鉸位置、柱端側力提高百分比、螺栓拉力提高百分比、拉力側鉸道應變升降百分比、柱基板底應變降低百分比整理出各加勁板位置間之行為差異，如表 4.5 所示。

如表 4.5 所示，當柱基板設置加勁板時，不管其設置之位置為端點、1/4 點或中心點，在鋼柱塑鉸位置、柱端側力、螺栓拉力之行為皆差不多，而在柱基板底部 von Mises 應變發展之表現上，加勁板位於端點之模型其應變降低之程度雖然不及 1/4 點與中心點之模型，但更重要的是在拉力側鉸道應變發展方面，端點之配置型式可有效地降低拉力側鉸道邊緣應力集中處之應變值，反之 1/4 點與中心點之加勁板配置型式反而會更加劇拉力側鉸道應力集中之現象，因此根據 4.1 節之分析結果，本研究認為端點、1/4 點、中心點三者中，柱翼板端點之加勁板配置型式不僅可有效使鋼柱塑鉸遠離鉸道，亦可降低柱基板應變之發展，更可改善拉力側鉸道應力集中之現象。

4.2 加勁板斜率之影響

由 4.1 節之比較可知當柱基板位置配置為柱翼板之端點、1/4 點與中心點時三者間之行為差異，而比較之結果發現將柱基板之加勁板配置為端點之型式對於整體模型之塑鉸外移、降低柱基板之應力發展與避免鉸道過大之應力集中皆有相當程度之幫助，因此本節將對於加勁板位置配置為端點之模型，進行其不同斜率下之行為比較，以下針對加勁板位置為端點且其斜率為 0.5、1、1.5、2.5、3.5 之模型進行各構件提供之旋轉角分量、von Mises 應力分布、柱端之側力、拉力側螺栓拉力與拉力側鉸道、柱基板底部 von Mises 應變之討論。

4.2.1 旋轉角分量

圖 4.38 為加勁板位置為端點搭配加勁板斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 之模型各構件提供之旋轉角分量，圖 4.38 (a) 為不同加勁板斜率

下各模型之鋼柱旋轉角分量，如圖所示，當加勁板斜率為 1.5 以下時，其鋼柱提供之旋轉角皆差不多，到了斜率為 2.5 與 3.5 時，其鋼柱之旋轉角隨著斜率增加而降低，推測其原因為斜率為 2.5 與 3.5 之加勁板，其對於鋼柱塑鉸外移之效果較好，因此鋼柱力臂縮短之情況下，將使鋼柱之旋轉勁度增加，導致其提供之旋轉角分量降低，。

圖 4.38 (b) 為不同加勁板斜率下各模型之柱基板旋轉角分量，當斜率在 2.5 以下時，柱基板由於加勁板之加勁而使其旋轉角分量隨著加勁板斜率之增加而降低，其原因為隨著加勁板斜率之增加，對柱基板之加勁效果亦越好，使柱基板之旋轉勁度隨著加勁板斜率而增加，因此柱基板之旋轉角分量亦隨之降低，而當斜率到達 3.5 時，其柱基板之旋轉角分量則與斜率為 2.5 之模型差不多。

圖 4.38 (c) 為不同加勁板斜率下各模型之螺栓旋轉角分量，由於鋼柱與柱基板隨著加勁板斜率之增加而提高了兩者之旋轉勁度，而相對於鋼柱與柱基板，螺栓之勁度並未做任何改變，導致螺栓承受之拉力隨著鋼柱與柱基板旋轉勁度之提高而增加，故螺栓所提供之旋轉角分量亦隨之增加。

4.2.2 柱端側力-層間變位角

圖 4.39 為加勁板位置為端點時，各斜率之模型於整體柱端側力之表現，如圖所示，可發現當加勁板斜率至 1.5 時，其柱端之側力才開始由層間變位角約 0.5% 時有較明顯高於 42-0 之現象，而隨著加勁板斜率增加至 2.5、3.5 時，柱端側力提高之程度亦隨之增加，其原因為隨著加勁板斜率增加，其對於鋼柱底端與柱基板本身之加勁效果亦會增加，而鋼柱與柱基板之旋轉勁度皆會因此提升，使得配置較高

加勁板斜率之分析模型，其柱端側力之表現會高於加勁板斜率較低之模型，但提高之程度有限，提高之百分比相對於 42-0 皆未超過 10%，各模型柱端側力於各層間變位角時，相對於 42-0 之提高百分比可見表 4.1 所示。

4.2.3 von Mises 應力分布

本節將討論當加勁板位置為端點時，其加勁板之斜率對於鋼柱塑鉸外移與柱基板應力分布是否有不同之影響。圖 4.12 至圖 4.16 中之 (b) 分別為配置位置為端點且斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 之加勁板，其分析模型於層間變位角 2% 時，鋼柱與柱基板間之 von Mises 應力分布圖，其中黑色區域部分代表其應力已超過降伏應力 345 MPa 進入塑性狀態。

由圖 4.12 (b) 與 4.13 (b) 可知，當加勁板斜率為 0.5 與 1 時，其鋼柱塑鉸外移之現象較不明顯，而如圖 4.14 (b) 所示，當加勁板斜率為 1.5 時，鋼柱之應力分布開始出現上移之現象，當加勁板斜率為 2.5 與 3.5 時，如圖 4.15 (b) 與圖 4.16 (b)，可看出鋼柱與柱基板之連接處已有應力值降低之現象，且鋼柱應力分布上移之情形較圖 4.14 (b) 更為明顯，由此可知，當加勁板之斜率增加至 2.5 與 3.5 時，可幫助鋼柱之塑鉸外移，且外移程度隨著加勁板斜率之提高而增加。由圖 4.12 至圖 4.16 中之 (b) 亦可發現，柱基板之應力分布隨著加勁板斜率之增加而降低，但其降低之程度較不明顯。

柱基板底部之應力發展亦與上述之趨勢相同，圖 4.17 至圖 4.21 中之 (b) 為各加勁板斜率下之柱基板底部 von Mises 應力分布，由圖可知柱基板底部之應力發展亦會隨著加勁板斜率之增加而降低。而

隨著加勁板斜率的增加，將使分析模型之鋼柱塑鉸越趨外移且柱基板應力值亦越趨降低，其鋼柱塑鉸越趨外移之原因為，斜率越高之加勁板將使鋼柱底端應力傳遞至柱基板之效果越好，而應力傳遞效果越好則代表應力將不會集中於鋼柱底端，因此鋼柱產生轉角之區域將因加勁板而外移，故斜率越高之加勁板得以使鋼柱之塑鉸外移越明顯；而柱基板應力隨著加勁板斜率增加而越趨降低之原因為，斜率較高之加勁板對於柱基板與鋼柱底端間有較好之支撐效果，因此斜率較高之加勁板將使柱基板之變形量降低，進而使柱基板所產生之應力亦因此隨著加勁板斜率之增加而降低。

4.2.4 拉力側螺栓拉力-層間變位角

圖 4.40 為加勁板位置為端點且斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 時，各模型於拉力側單顆螺栓拉力之表現，如圖所示，可發現當加勁板斜率由 0.5 增加到 3.5 時，其受拉側錨定螺栓之受力表現將隨著加勁板勁度增加而提高，而於層間變位角為 1% 時，其提高之程度相較於其他時間點較為明顯，加勁板斜率為 0.5、1、1.5、2.5、3.5，層間變位角 1% 時相較於 42-0 之螺栓拉力提高程度分別為 3.59%、6.15%、8.50%、13.05%、18.71%，其差異程度於層間變位角 1% 時較為明顯之原因如 4.1.4 節所言，係由於螺栓於層間變位角約 1.5% 時，錨定螺栓之材料勁度下降所致。整體而言，雖然螺栓受力會隨著加勁板斜率增加而提高，但除層間變位角 1% 時差異較大外，其他時間點提高之現象並無太大之差異程度，各模型螺栓拉力於各層間變位角時，相對於 42-0 之提高百分比可見表 4.2 所示。

4.2.5 拉力側銲道之 von Mises 應變

本節將討論加勁板斜率對於鋼柱受拉側銲道之應變發展，圖 4.41 為加勁板位置位於端點且斜率為 0.5、1、1.5、2.5、3.5 時，層間變位角 2% 之各分析模型於鋼柱受拉側之 von Mises 應變值比較，由圖可知，其受拉側銲道之應變值將隨著加勁板斜率之增加而降低，特別是翼板外緣差異較為明顯，而由表 4.3 可知，當層間變位角為 2% 時，各斜率下之拉力側銲道應變最大值與 42-0 相較分別降低了 7.55%、23.09%、25.79%、40.43%、46.63%，造成其受拉側銲道應變隨加勁板斜率增加而下降，其原因為當位置為端點之加勁板斜率增加時，對於傳遞柱翼板應力至柱基板之效果較好，且亦降低了螺栓與柱翼板間柱基板產生之變形，因此柱翼板銲道應力集中之行為將隨著加勁板斜率之增加而得以改善。

4.2.6 柱基板底部之 von Mises 應變

以下將討論加勁板斜率對於柱基板底部受壓側之 von Mises 應變之影響，如圖 4.32 所示，圖中之 Line B 為受壓側柱基板底部發生應變最大值之位置示意圖，本節針對此處之 von Mises 應變進行各模型之比較。圖 4.42 為加勁板位置位於端點且斜率 0.5、1、1.5、2.5、3.5 時，各模型之柱基板底部於層間變位角 2% 時之 von Mises 應變值，如圖所示，當加勁板斜率為 0.5 與 1 時，其模型之柱基板底部應變表現與 42-0 無太大差異，而當加勁板斜率提升至 1.5、2.5、3.5 時，其柱基板底部之應變值將隨斜率增加而降低，加勁板斜率 1.5、2.5、3.5 之分析模型其柱基板底最大應變之降低百分比以 42-0 為基準分別為 2.16%、9.73%、15.14%，各模型壓力側柱基板底部之最大應變值、

其發生之位置與其增減之百分比如表 4.4 所示。造成其柱基板底部應變值會隨著加勁板斜率增加而降低之原因如 4.2.3 節所言，係由於斜率較高之加勁板對於柱基板與鋼柱底端有較好之支撐效果，而此較好之支撐效果將使柱基板之變形量降低，因此柱基板所產生之應變量亦因此隨著加勁板斜率之增加而降低。

由 4.2.1 節至 4.2.6 節比較之結果可知，當加勁板位置配置為端點時，加勁板斜率之改變將對於各模型之行為帶來影響。當加勁板斜率為 0.5 與 1 時，由於其加勁效果有限而使鋼柱塑鉸外移與降低柱基板應力發展之現象較不明顯，但已可使鋼柱受拉側翼板之鉸道應變稍微降低。而隨著加勁板斜率增加至 1.5、2.5、3.5 時，其模型之鋼柱塑鉸外移已隨著斜率增加而越趨明顯，且當加勁板斜率為 2.5 與 3.5 時，其鋼柱受拉側翼板之鉸道應變已大幅之下降，柱基板之應力發展也出現較明顯之降低幅度，在此根據層間變位角 2% 時鋼柱塑鉸位置、柱端側力提高百分比、螺栓拉力提高百分比、拉力側鉸道應變降低百分比、柱基板底應變升降百分比整理出各加勁板斜率間之行為差異，如表 4.6 所示。由表 4.6 之可知，當配置位置為端點之加勁板，其斜率超過 2.5 時，對整體行為而言可使其鋼柱之塑鉸明顯外移，且對於保護鉸道與降低柱基板應力方面皆有相當良好之表現。

4.3 柱基板厚度之影響

由 4.2 節之結果可以得知，當配置位置為端點之加勁板，其斜率超過 2.5 時，加勁板對模型整體行為而言，可使其鋼柱之塑鉸外移，且對於保護拉力側鉸道與降低柱基板應力皆有相當程度之貢獻，因此本研究認為經過適當配置之加勁板，應可使其柱基板之需求厚度降

低。因此本節規劃 4 支模型，38-0、34-0、38-2.5-T、34-2.5-T，前 2 支分別為無設置加勁板且柱基板厚度為原始厚度之 0.9 倍與 0.8 倍，而後 2 支為柱基板厚度為 0.9 倍與 0.8 倍原始厚度時，配置位置為端點且斜率 2.5 之加勁板，加上先前之 42-0 與 42-2.5-T，共 6 支模型分別針對各構件提供之旋轉角分量、von Mises 應力分布、柱端之側力、拉力側螺栓拉力與拉力側鉸道、柱基板底部 von Mises 應變之結果進行比較，以討論設置位於端點與斜率 2.5 之加勁板可否使柱基板厚度進行折減。

4.3.1 旋轉角分量

圖 4.43 分別為 42-0、38-0、34-0、42-2.5-T、38-2.5-T、34-2.5-T 之各構件提供之旋轉角分量比較，圖 4.43 (a) 為不同模型之鋼柱旋轉角分量，由圖可知各模型之柱旋轉角分量皆低於 42-0，其原因如圖 4.43 (b) 與圖 4.43 (c) 所示，38-0 與 34-0 柱旋轉角分量降低之原因為加勁板厚度降低而使變形量集中於柱基板上，故鋼柱之旋轉角分量亦因此降低，而 42-2.5-T、38-2.5-T、34-2.5-T 柱旋轉角分量降低，其原因為由於加勁板之加勁，使鋼柱與柱基板之旋轉勁度增加，因此鋼柱之旋轉角分量將因此而降低。

圖 4.43 (b) 為各模型之柱基板旋轉角分量，由圖可知當未設置加勁板且柱基板厚度由 42 mm 降低為 38 mm 與 34 mm 時，其柱基板之變形量將大幅增加，而設置位置為端點且斜率為 2.5 之加勁板後，可有效地降低柱基板之變形量。其原因為柱基板厚度之降低亦將使其抵抗變形之能力降低，故柱基板之變形量將因此增加，而柱基板之設置則補足了此降低之勁度。

圖 4.43 (c) 為各模型因錨定螺栓變形而產生之旋轉角分量，由圖可知，當未設置加勁板且柱基板厚度由 42 mm 降低為 38 mm 與 34 mm 時，其螺栓之變形量降低，而設置加勁板後則提高了其螺栓之變形量，其原因為未設置加勁板之模型，當柱基板厚度降低時其旋轉角分量將集中於勁度降低之柱基板，因此使螺栓之變形量降低，而設置加勁板後，由於柱基板之變形勁度因加勁板之加勁而增加，使加勁板之變形量轉移至螺栓，故螺栓之旋轉角分量將因此而提高。

4.3.2 柱端側力-層間變位角

圖 4.44 分別為 42-0、38-0、34-0、42-2.5-T、38-2.5-T、34-2.5-T 各模型於整體柱端側力之比較，由圖可知，38-0、34-0 柱端側力之發展稍較 42-0 低，於層間變位角 2% 時降低之百分比分別為 2.00% 與 5.07%，其原因為隨著柱基板厚度之減少，其抵抗變形之能力亦會降低，因此將造成模型之柱端側力隨之降低。反之 38-2.5-T、34-2.5-T 之柱端側力則由於柱基板受加勁板之加勁而略高於 42-0，於層間變位角 2% 時提高之百分比分別為 2.83%、2.13%，各模型柱端側力於各層間變位角時，相對於 42-0 之提高或降低百分比可見表 4.1 所示。

4.3.3 von Mises 應力分布

圖 4.45 分別為 42-0、38-0、34-0、42-2.5-T、38-2.5-T、34-2.5-T 之柱基板與鋼柱間之 von Mises 應力分布圖，其中黑色區域部分代表其應力已超過降伏應力 345 MPa 進入塑性狀態，由圖可知未設置加勁板之模型，隨著其柱基板厚度降低至 38 mm 與 34 mm，其鋼柱與柱基板之受拉側發展出之降伏區域越大，如圖 4.45 (c) 與圖 4.45 (e)，

代表其拉力側鉚道發生脆性破壞之風險亦越大，而此為較不樂見之情況，但若將降低柱基板厚度之模型設置加勁板後，如圖 4.45 (d) 與 4.45 (f)，降伏區域之發展將得以減少，而其應力之分布則與圖 4.45 (b) 柱基板厚度為 42 mm 之 42-2.5-T 差異不大。

不同之柱基板厚度與設置加勁板後之模型，其柱基板底部之 von Mises 應力分布圖，如圖 4.46 所示，各圖片之下方為與混凝土接觸之受壓側，上方為受拉側，由圖可見當柱基板厚度降低至 38 mm 與 34 mm 而未設置加勁板時，如圖 4.46 (c) 與圖 4.46 (e)，其柱基板底部於受拉側與受壓側皆發展出較大區域之降伏區域，但若配置加勁板後，38-2.5-T 柱基板底部之受拉側與受壓側皆可有效降低其應力發展，如圖 4.46 (d) 所示，雖然柱基板厚度僅為 38 mm 但其應力之發展仍略低於厚度為 42 mm 之 42-0，而 34-2.5-T 柱基板底部之降伏區域與無加勁板之 34-0 相比雖已減少，但其柱基板底部之受拉側與受壓側仍出現較大範圍之降伏情形，如圖 4.46 (f) 所示。

4.3.4 拉力側螺栓拉力-層間變位角

圖 4.47 為各柱基板厚度與設置加勁板後之模型於加載過程中受拉側單顆螺栓拉力之發展情形，由圖可知未設置加勁板之模型，其隨著柱基板厚度減少，由於柱基板之勁度降低而導致柱基板之變形量增加，故使螺栓拉力將隨之略為降低，38-0 與 34-0 在層間變位角 1% 時期螺栓拉力相對於 42-0 分別降低了 4.26% 與 12.60%，當層間變位角到達 2% 時分別降低了 0.77% 與 3.21%。

設置加勁板之模型則因柱基板受到加勁而增加了其原本因厚度減少而降低之柱基板勁度，因此使 38-2.5-T 與 34-2.5-T 之螺栓拉力

略高於 42-0，在層間變位角 1% 時其螺栓拉力相對於 42-0 分別提高了 9.89% 與 5.70%，而層間變位角到達 2% 時分別增加了 2.79% 與 2.17%，其差異於層間變位角 1% 時較為明顯之原因如 4.1.4 節所言，係由於螺栓於達層間變位角約 1.5% 時，錨定螺栓之材料勁度下降所致，各模型螺栓拉力於各層間變位角時，相對於 42-0 之提高或降低百分比可見表 4.2 所示。

4.3.5 拉力側鉸道之 von Mises 應變

圖 4.48 為各柱基板厚度與設置加勁板後之模型於層間變位角 2% 時，各模型受拉側鉸道之 von Mises 應變比較圖，如圖所示，當未設置加勁板之模型，其柱基板厚度降低時，將使柱基板之變形量增加，進而提高拉力側鉸道之 von Mises 應變發展，以層間變位角 2% 而言，38-0 與 34-0 之拉力側鉸道應變最大值相較於 42-0，分別被提高了 24.69% 與 148.59%，由 42-0 之 0.01113 增加至 0.01388 與 0.02768。而配置加勁板後，因加勁板可將鋼柱翼板之應力傳遞至柱基板上，因此對其受拉側鉸道有保護之作用，使受拉側鉸道之應變值可有效地降低至低於 42-0 之拉力側鉸道應變，38-2.5-T 與 34-2.5-T 之拉力側鉸道應變最大值於層間變位角 2% 時，相較於 42-0 分別降低了 27.90% 與 13.63%，各模型拉力側翼板之鉸道最大應變值與鉸道最大應變值增加或降低之百分比如表 4.3 所示，。

4.3.6 柱基板底部之 von Mises 應變

以下將討論不同柱基板厚度與其加勁後對於柱基板底部受壓側之 von Mises 應變之影響，如圖 4.32 所示，圖中之 Line B 為受壓側

翼板下方處柱基板底部發生應變最大值之位置示意圖，本節針對此處之 von Mises 應變進行各模型之比較。圖 4.49 為 42-0、38-0、34-0、42-2.5-T、38-2.5-T、34-2.5-T 於層間變位角 2% 時，柱基板底部之 von Mises 應變值比較，如圖所示，未設置加勁板之模型且其柱基板厚度降低時，柱基板底部受壓側之應變值將會增加，於層間變位角 2% 時，38-0 與 34-0 之柱基板受壓側底部應變最大值相較於 42-0 分別增加了 17.74% 與 44.04%。而如圖 4.49 所示，當厚度減少之柱基板設置加勁板後，可使其柱基板底部之應變值最大值降低至與 42-0 相當，38-2.5-T 與 34-2.5-T 之柱基板底部之應變最大值相較於 42-0 分別僅增加了 0.16% 與 7.64%，由此可知加勁板之配置將可提供厚度降低之柱基板有足夠之勁度以抵抗加載過程中產生之變形量，各模型壓力側柱基板底部之最大應變值、其發生之位置與其增減之百分比如表 4.4 所示。

由 4.3.1 節至 4.3.6 節之結果可以得知，依照 AISC 設計手冊建議之設計法所設計之 H 型鋼柱受強軸彎矩作用下之柱基板，若配置位置為端點且斜率 2.5 之加勁板時，由於加勁板對於柱基板與鋼柱底端之加勁，使柱基板之厚度可由 AISC 設計手冊所得之初始厚度降低至 0.9 倍初始厚度，甚至於 0.8 倍初始厚度。而此加勁板之設置除可有效補足因厚度減少而降低之柱基板勁度，對於拉力側銲道之保護亦有相當程度之貢獻。

4.4 配置加勁板之 H 型鋼柱基板設計參數建議

由本研究之結果可以得知，於翼板端點設置加勁板之柱基板，對於其需求之厚度得以進行折減，故在此以 AISC 設計手冊中柱基板之

設計方法作為基礎，針對承受大彎矩之柱基板設計方法提出適度之修改建議。


AISC 設計手冊中針對 H 型鋼柱之柱基板承壓時假設 m 、 n 為其降伏線之位置，分別為鋼柱斷面之 $0.95d$ 與 $0.8bf$ 處，如圖 4.50 所示，而若於翼板端點設置加勁板時，由於其增加之勁度將使鋼柱端點處柱基板之降伏線位置外移。由本研究之結果可知，當於柱翼板端點處配置斜率 2.5 以上之加勁板時，其柱基板之厚度可由原始之設計厚度 42 mm 降至 38 mm。而若將柱基板之降伏線位置外移至 $0.95d$ 與 $0.9bf$ 處時，所得之設計厚度則為 37 mm，而此厚度亦符合本研究之結果，因此本研究建議當柱基板於柱翼板端點處配置斜率 2.5 以上之加勁板時，其假設之降伏線位置可由原本 AISC 建議之 $0.95d$ 與 $0.8bf$ 處外移至 $0.95d$ 與 $0.9bf$ 處，如圖 4.51 所示。



第五章 結論與建議

本研究針對受軸力與強軸彎矩下 H 型鋼柱之柱基板，依照不同之加勁板位置、加勁板斜率與柱基板厚度作為參數規劃出共 20 支分析模型，利用有限元素分析軟體進行分析以比較在不同加勁板位置、斜率與柱基板厚度對於柱基板行為之影響。依據分析之結果，提出以下結論與建議。

5.1 結論

- 
- (1) 當柱基板配置斜率低於 1 之加勁板時，因配置加勁板而使柱基板接頭行為發生變化之效果較不明顯，而加勁板之斜率超過 1.5 時，其與未配置加勁板之模型相比，差異度隨著斜率增加而升高。
 - (2) 當柱基板設置加勁板時，皆能使鋼柱之塑鉸外移，而拉力側錨定螺栓之受力與柱端側力亦因設置加勁板而被提高。
 - (3) 當柱基板配置位置為柱翼板端點之加勁板時，其柱基板之應力分布與拉力側焊道應力集中之現象皆有相當程度之降低；而當柱基板配置位置為柱翼板 1/4 點與中心點之加勁板時，將加劇柱基板底受拉側之應力，且對於拉力側焊道應力集中之現象亦皆高於未設置加勁板之分析模型。

- (4) 當柱基板之厚度降低至 0.9 倍之 AISC 設計厚度時，若配置斜率 2.5 且位置為柱翼板端點之加勁板，柱基板產生之應力將未因其厚度降低而增加，甚至降低至 0.8 倍時，其柱基板產生之應力僅略高於厚度為原始厚度且未加勁之模型。
- (5) 當柱基板之厚度降低至 0.9 倍與 0.8 倍之 AISC 設計厚度時，若配置斜率 2.5 且位置為柱翼板端點之加勁板，其鋼柱受拉側翼板焊道之最大應變將皆可低於厚度為原始厚度且未加勁之模型。
- (6) 當 H 型鋼柱受軸壓與強軸彎矩作用並使用 4 顆螺栓固定時，其利用 AISC 柱基板設計法所得之柱基板厚度，若經由配置厚度為翼板厚度且斜率為 2.5 以上之加勁板後，將可使其柱基板厚度折減至 0.9 倍之設計板厚。

5.1 建議

- (1) 本研究為利用有限元素軟體之分析結果進行比較與討論，於未來之研究可建議利用實尺寸之試驗以針對柱基板之加勁板進行更進一步之探討與驗證本研究之結果。
- (2) 本研究僅針對 H 型鋼柱受軸力與強軸彎矩作用下，使用四顆螺栓固定之柱基板進行探討，建議未來可針對其他鋼柱斷面與其他螺栓顆數之柱基板研究加勁板對其行為之影響。

參考文獻

American Institute of Steel Construction (2005), Specification for Structural Steel Buildings, AISC, Chicago, Illinois.

American Concrete Institute (2008), Building Code Requirements for structural concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08).

ANSYS (2007), ANSYS Contact Technology Guide, SAS, Inc.

DeWolf, J. T. and Sarisley, E. F. (1980), "Column Base Plates with Axial Loads and Moments." *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 106, No. ST11, pp. 2167-2184.

DeWolf, J. T. (1982), "Column Base Plates." *Structural Engineering Practice*, Vol. 1, No. 1, pp. 39-51.

DeWolf, J. T. and Ricker, D. T. (1990), *Column Base Plates*, Steel Design Guide Series No. 1, AISC, Chicago, Illinois.

Drake, R. M. and Elkin, S. J. (1999), "Beam-Column Base Plate Design - LRFD Method." *Engineering Journal*, AISC, Vol. 36, No. 1 (First Quarter), pp. 29-38.

Ermopoulos, J. C., Stamatopoulos, G. N. (1996), "Mathematical Modelling of Column Base Plate Connections." *J. Construct. Steel Res.*, Vol. 36, No. 2, pp. 79-100.

Fahmy, M. (1999), "Seismic Behavior of Moment-resisting Steel Column Bases." Doctoral Dissertation, Dept. of Civil and Environmental Engineering, Univ. of Michigan, Ann Arbor, Michigan.

Fisher, J. M., Kloiber, L. A. (2006), Base Plate and Anchor Rod Design, Steel Design Guide 1, Second Edition, AISC, Chicago, Illinois.

Jaspart, J. P., Vandegans, D. (1998), "Application of the Component Method to Column Bases." Journal of Constructional Steel Research, Vol. 48, pp. 89-106.

Kontoleon, M. J., Mistakidis, E. S., Baniotopoulos, C. C., and Panagiotopoulos, P. D. (1999), "Parametric Analysis of the Structural Response of Steel Base Plate Connections." Computers and Structures, Vol. 71, pp. 87-103.

Lee, D., Goel, S. C., and Stojadinovic, B. (2008), "Exposed Column-Base Plate Connections Bending about Weak Axis: I. Numerical Parametric Study." Steel Structures, Vol. 8, pp.11-27.

Lee, D., Goel, S. C., and Stojadinovic, B. (2008), "Exposed Column-Base Plate Connections Bending about Weak Axis: II. Experimental Study." Steel Structures, Vol. 8, pp.29-41.

Maitra, N. (1978), "Graphical Aid for Design of Base Plate Subjected to Moment." Engineering Journal, AISC, Vol. 15, No. 2 (Second Quarter), pp. 50-53.

Soifer, H. (1966), "Design of Base Plates and Anchor Bolts with Simple Assumptions." Civil Engineering, ASCE, Vol. 36, No. 4, pp. 63.

Thambiratnam, D. P., Paramasivam, P. (1986), “Base Plates under Axial Loads and Moments.” *Journal of Structural Engineering*, Vol. 112, No. 5, pp. 1166-1181.

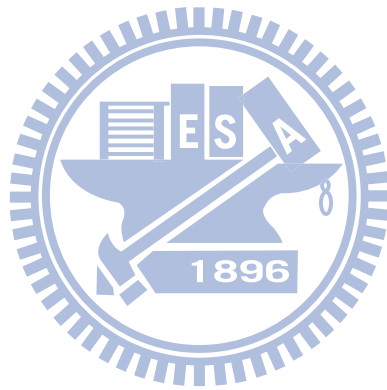


表 3.1 分析模型編號表

加勁板位置	加勁板斜率					無加勁板	
	0.5	1	1.5	2.5	3.5		
柱翼板端點	42-0.5-T	42-1-T	42-1.5-T	42-2.5-T	42-3.5-T	42-0	
				38-2.5-T			38-0
				34-2.5-T			
柱翼板 1/4 點	42-0.5-Q	42-1-Q	42-1.5-Q	42-2.5-Q	42-3.5-Q	34-0	
柱翼板中心點	42-0.5-C	42-1-C	42-1.5-C	42-2.5-C	42-3.5-C		

表 3.2 分析模型規格表

模型編號	柱基板尺寸 (mm)	加勁板尺寸				
		斜率	底邊 (mm)	高 (mm)	厚度 (mm)	位置
42-0	390×390×42	-	-	-	-	-
38-0	390×390×38	-	-	-	-	-
34-0	390×390×34	-	-	-	-	-
42-0.5-T	390×390×42	0.5	70	35	14	端點
42-1-T	390×390×42	1	70	70	14	端點
42-1.5-T	390×390×42	1.5	70	105	14	端點
42-2.5-T	390×390×42	2.5	70	175	14	端點
38-2.5-T	390×390×38	2.5	70	175	14	端點
34-2.5-T	390×390×34	2.5	70	175	14	端點
42-3.5-T	390×390×42	3.5	70	245	14	端點
42-0.5-Q	390×390×42	0.5	70	35	14	1/4 點
42-1-Q	390×390×42	1	70	70	14	1/4 點
42-1.5-Q	390×390×42	1.5	70	105	14	1/4 點
42-2.5-Q	390×390×42	2.5	70	175	14	1/4 點
42-3.5-Q	390×390×42	3.5	70	245	14	1/4 點
42-0.5-C	390×390×42	0.5	70	35	14	中心點
42-1-C	390×390×42	1	70	70	14	中心點
42-1.5-C	390×390×42	1.5	70	105	14	中心點
42-2.5-C	390×390×42	2.5	70	175	14	中心點
42-3.5-C	390×390×42	3.5	70	245	14	中心點

表 3.3 分析模型網格數量表

模型編號	網格數量				
	柱	加勁板	柱基板	錨定螺栓	混凝土
42-0	675	0	3152	870	8496
38-0	675	0	3152	870	8496
34-0	945	0	3152	870	8496
42-0.5-T	810	33	3152	870	8496
42-1-T	945	52	3152	870	8496
42-1.5-T	1125	72	3152	870	8496
42-2.5-T	1395	77	3152	870	8496
38-2.5-T	1395	77	3152	870	8496
34-2.5-T	1395	77	3152	870	8496
42-3.5-T	1710	111	3152	870	8496
42-0.5-Q	810	33	3152	870	8496
42-1-Q	945	52	3152	870	8496
42-1.5-Q	1125	72	3152	870	8496
42-2.5-Q	1395	77	3152	870	8496
42-3.5-Q	1710	111	3152	870	8496
42-0.5-C	810	33	3152	870	8496
42-1-C	945	52	3152	870	8496
42-1.5-C	1125	72	3152	870	8496
42-2.5-C	1395	77	3152	870	8496
42-3.5-C	1710	111	3152	870	8496

表 4.1 各分析模型之柱端側力於各層間變位角時增減之百分比

模型編號	柱端側力增加或減少之百分比 (%)			
	1% drift	2% drift	3% drift	4% drift
42-0	0	0	0	0
42-0.5-T	1.54	0.85	0.64	0.40
42-0.5-Q	0.73	0.46	0.36	0.20
42-0.5-C	1.59	1.15	0.91	0.55
42-1-T	3.25	1.87	1.48	1.00
42-1-Q	2.47	1.75	1.28	0.74
42-1-C	3.44	2.91	2.11	1.42
42-1.5-T	4.96	2.86	2.29	1.59
42-1.5-Q	4.46	3.07	2.29	1.36
42-1.5-C	5.02	4.51	3.30	2.19
42-2.5-T	8.71	5.26	4.22	2.38
42-2.5-Q	8.53	6.28	4.76	2.66
42-2.5-C	7.40	6.88	5.28	2.66
42-3.5-T	13.29	7.88	6.37	2.01
42-3.5-Q	11.50	8.49	6.96	2.33
42-3.5-C	9.71	8.18	6.65	2.32
38-0	-3.43	-2.00	-2.02	-2.15
34-0	-8.52	-5.07	-5.87	-6.76
38-2.5-T	6.16	3.83	2.79	1.58
34-2.5-T	3.50	2.13	0.92	-0.39

表 4.2 各分析模型之螺栓拉力於各層間變位角時增減之百分比

模型編號	螺栓拉力增加或減少之百分比 (%)			
	1% drift	2% drift	3% drift	4% drift
42-0	0	0	0	0
42-0.5-T	3.59	0.68	0.63	0.52
42-0.5-Q	0.57	0.15	0.20	0.10
42-0.5-C	0.66	0.03	0.13	0.17
42-1-T	6.15	1.33	1.33	1.07
42-1-Q	2.00	0.51	0.68	0.50
42-1-C	1.07	0.30	0.62	0.60
42-1.5-T	8.50	1.95	2.07	1.56
42-1.5-Q	3.12	0.96	1.24	0.93
42-1.5-C	1.96	0.88	1.46	1.19
42-2.5-T	13.05	3.16	3.52	1.90
42-2.5-Q	7.36	2.38	3.06	1.65
42-2.5-C	3.96	2.38	3.34	1.13
42-3.5-T	18.71	4.59	5.30	0.38
42-3.5-Q	10.77	3.88	5.22	0.13
42-3.5-C	7.62	3.53	4.92	0.16
38-0	-4.26	-0.77	-0.57	-0.58
34-0	-12.60	-3.21	-2.80	-3.37
38-2.5-T	9.89	2.79	3.06	2.11
34-2.5-T	5.70	2.17	2.43	1.81

表 4.3 各模型於 2% 之拉力側鉸道最大應變與增減百分比

模型編號	鉸道最大應變處應變	最大應變增減百分比 (%)
42-0	0.01113	0
42-0.5-T	0.01029	-7.55
42-0.5-Q	0.01691	51.93
42-0.5-C	0.01761	58.22
42-1-T	0.00856	-23.09
42-1-Q	0.01633	46.72
42-1-C	0.01732	55.62
42-1.5-T	0.00826	-25.79
42-1.5-Q	0.01685	51.39
42-1.5-C	0.01812	62.80
42-2.5-T	0.00663	-40.43
42-2.5-Q	0.01550	39.26
42-2.5-C	0.01721	54.63
42-3.5-T	0.00594	-46.63
42-3.5-Q	0.01523	36.84
42-3.5-C	0.01734	55.80
38-0	0.01388	24.69
34-0	0.02768	148.59
38-2.5-T	0.00803	-27.90
34-2.5-T	0.00962	-13.63

表 4.4 各模型於 2% 之柱基板底部最大應變與增減百分比

模型編號	最大應變	最大應變位置 (mm)	最大應變增減百分比(%)
42-0	0.00185	17	0
42-0.5-T	0.00183	41	-1.08
42-0.5-Q	0.00183	17	-1.08
42-0.5-C	0.00165	17	-10.81
42-1-T	0.00187	17	1.08
42-1-Q	0.00173	5	-6.49
42-1-C	0.00148	65	-20.00
42-1.5-T	0.00181	5	-2.16
42-1.5-Q	0.00158	5	-14.59
42-1.5-C	0.00139	77	-24.86
42-2.5-T	0.00167	5896	-9.73
42-2.5-Q	0.00137	89	-25.95
42-2.5-C	0.00138	89	-25.41
42-3.5-T	0.00157	5	-15.14
42-3.5-Q	0.00129	89	-30.27
42-3.5-C	0.00140	89	-24.32
38-0	0.00218	5	17.74
34-0	0.00266	5	44.04
38-2.5-T	0.00185	17	0.16
34-2.5-T	0.00199	5	7.64

表 4.5 加勁板斜率 2.5 層間變位角 2% 時各加勁板位置間行為比較

柱基板位置	鋼柱塑鉸位置外移	柱端側力提高百分比 (%)	螺栓拉力提高百分比 (%)	拉力側鉸道應變升降百分比 (%)	柱基板底應變降低百分比 (%)
端點	外移	5.26	3.16	-40.43	-9.73
1/4 點	外移	6.28	2.38	39.26	-25.95
中心點	外移	6.88	2.38	54.63	-25.41

表 4.6 加勁板位於端點層間變位角 2% 時各加勁板斜率間行為比較

加勁板斜率	鋼柱塑鉸位置外移	柱端側力提高百分比 (%)	螺栓拉力提高百分比 (%)	拉力側鉸道應變降低百分比 (%)	柱基板底應變升降百分比 (%)
0.5	不明顯	0.85	0.68	-7.55	-1.08
1	不明顯	1.87	1.33	-23.09	1.08
1.5	外移	2.86	1.95	-25.79	-2.16
2.5	外移	5.26	3.16	-40.43	-9.73
3.5	外移	7.88	4.59	-46.63	-15.14

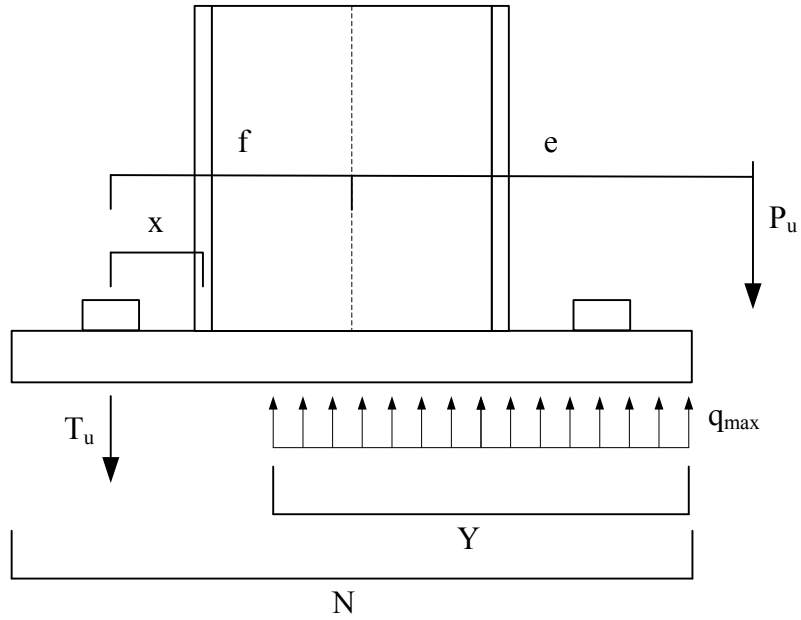


圖 2.1 柱基板受力示意圖

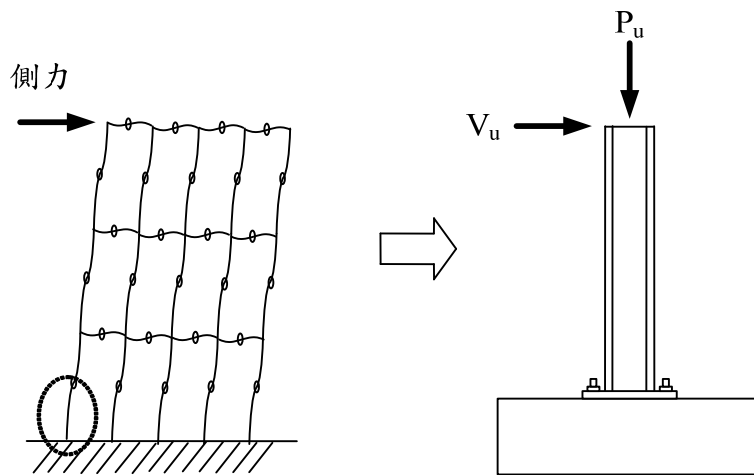


圖 3.1 分析模型受軸力彎矩之模擬示意圖

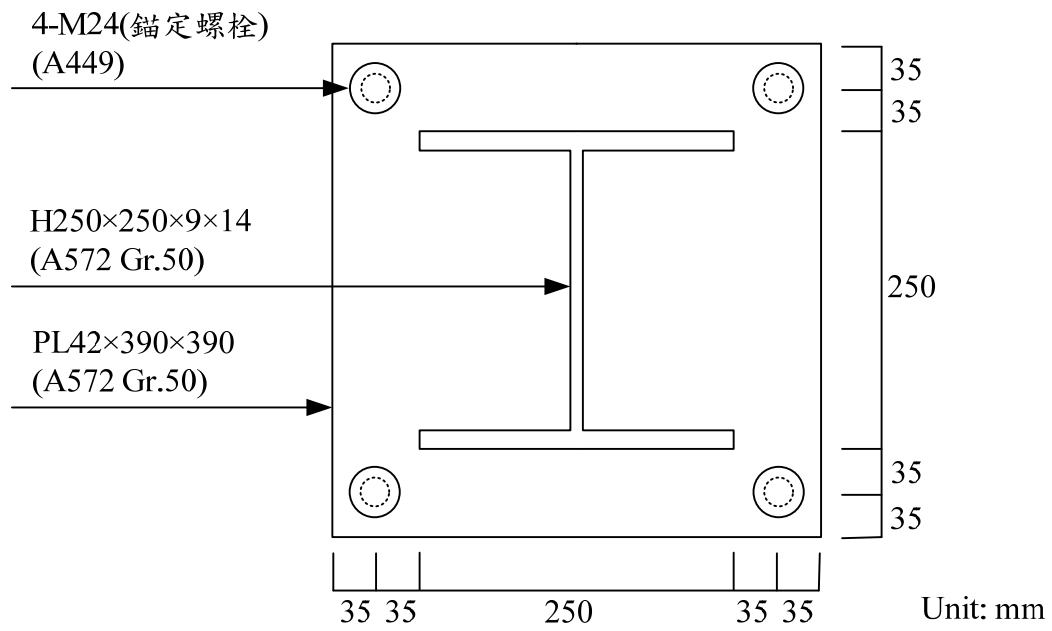


圖 3.2 柱基板尺寸圖

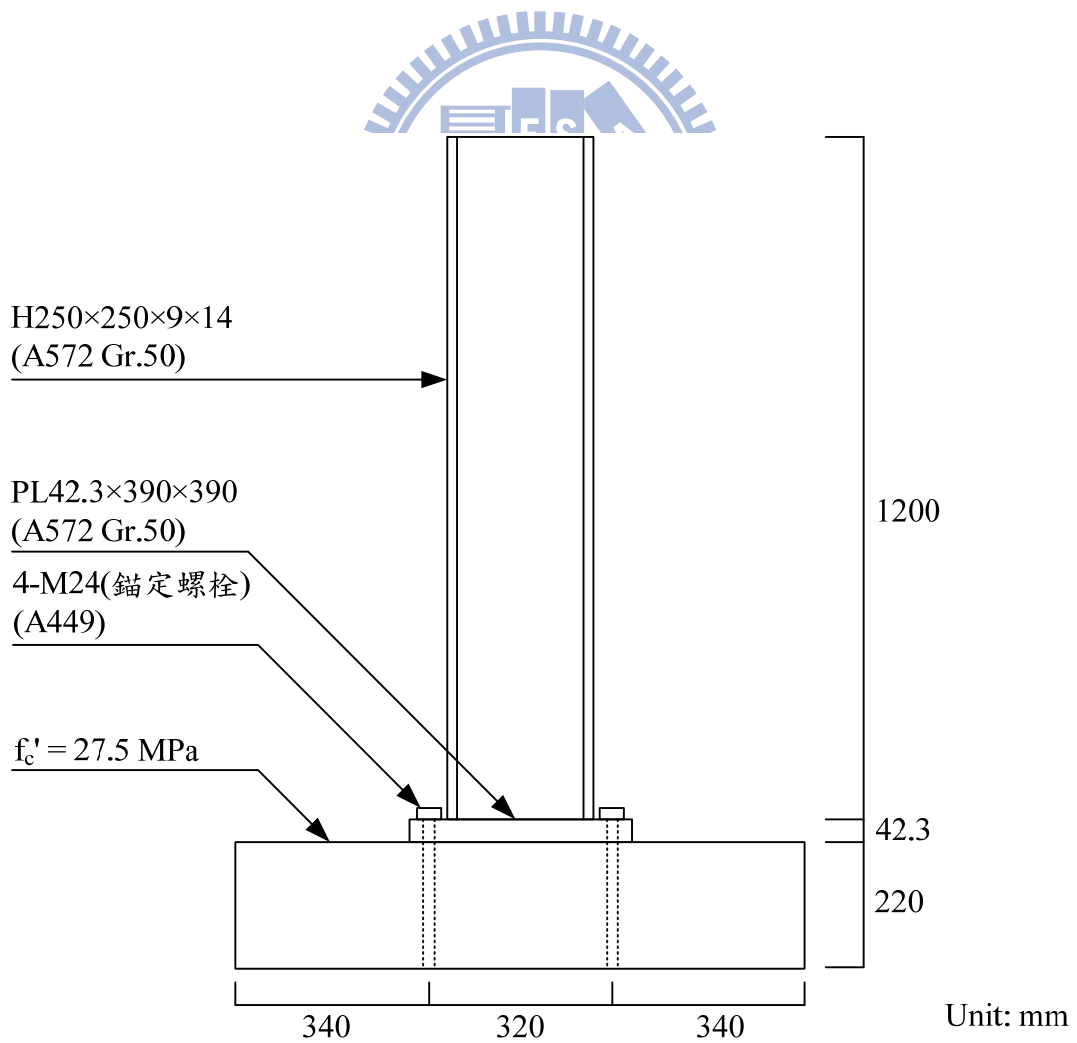


圖 3.3 分析模型尺寸圖

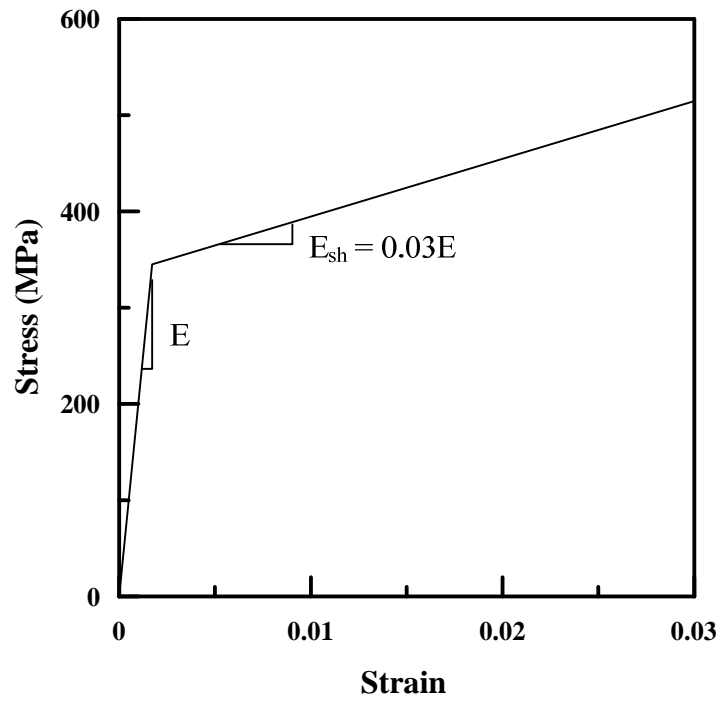


圖3.4 鋼骨、柱基板與加勁板之鋼材料應力-應變曲線

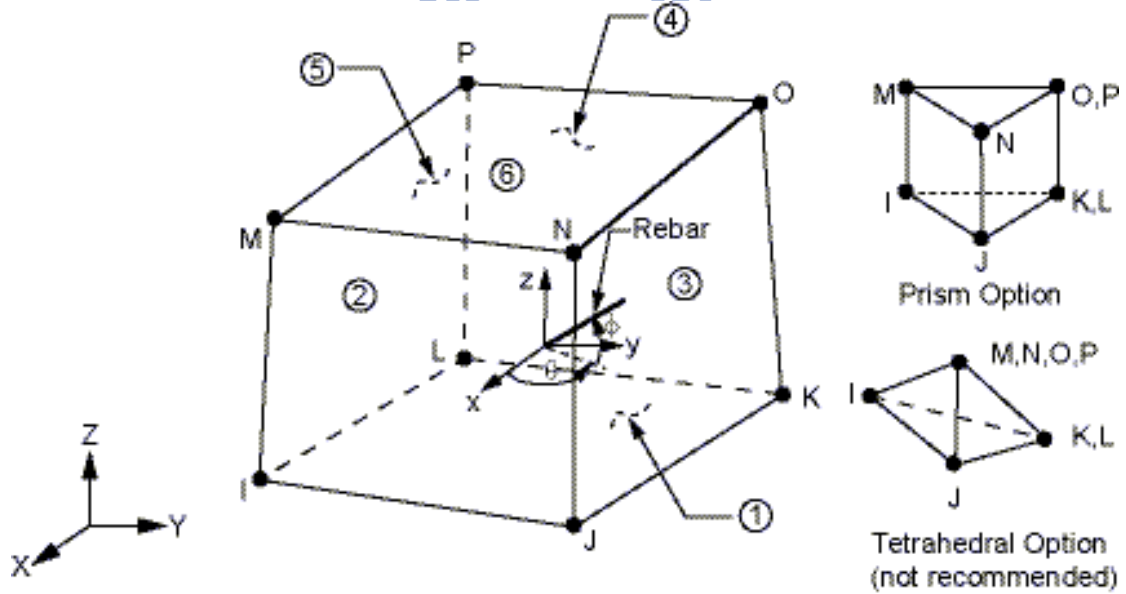


圖3.5 SOLID45元素外觀 (ANSYS 2007)

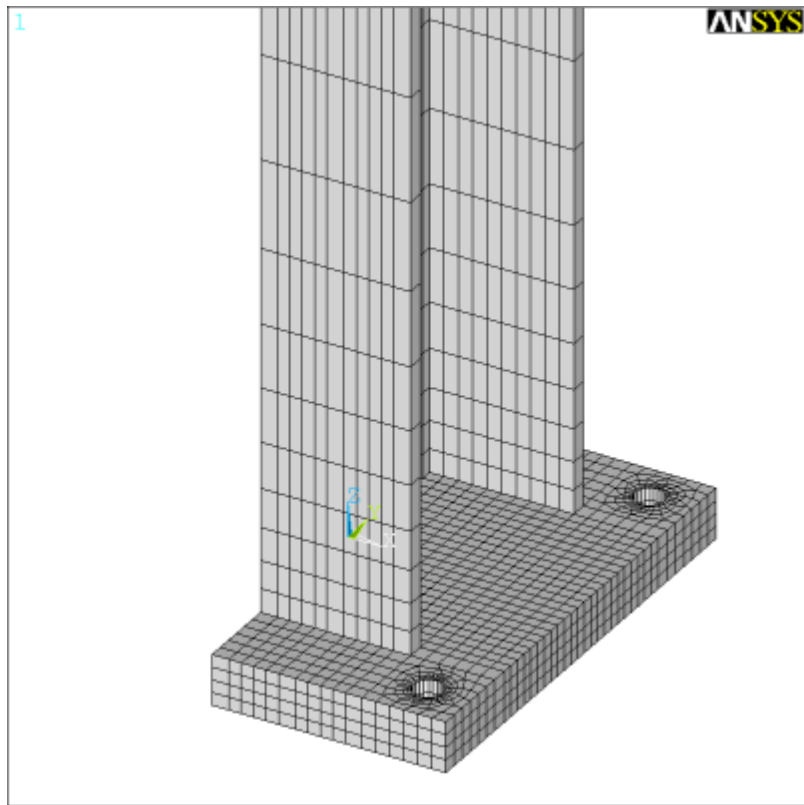


圖3.6 柱基板網格圖

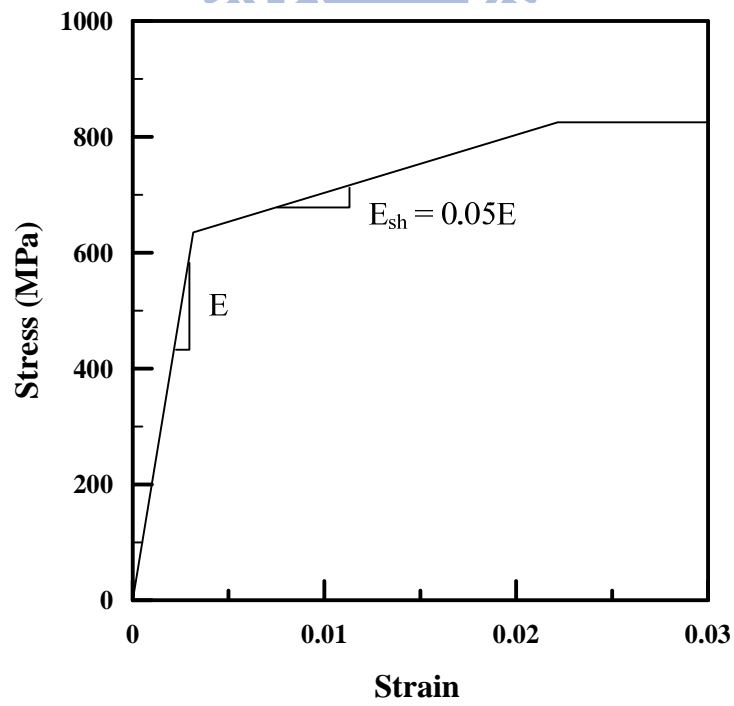


圖 3.7 螺栓應力-應變圖

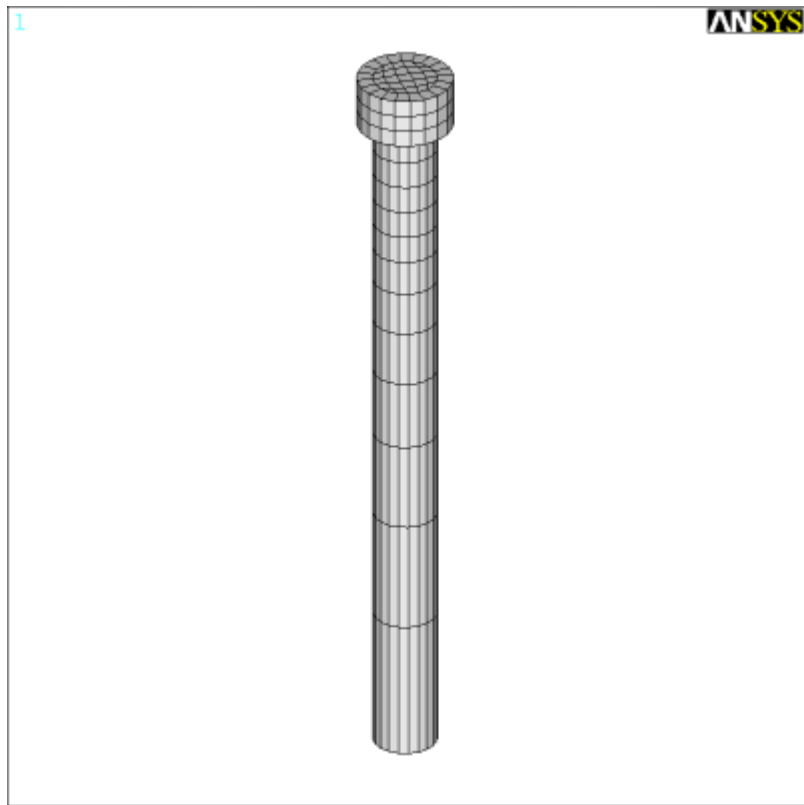


圖 3.8 螺栓網格圖

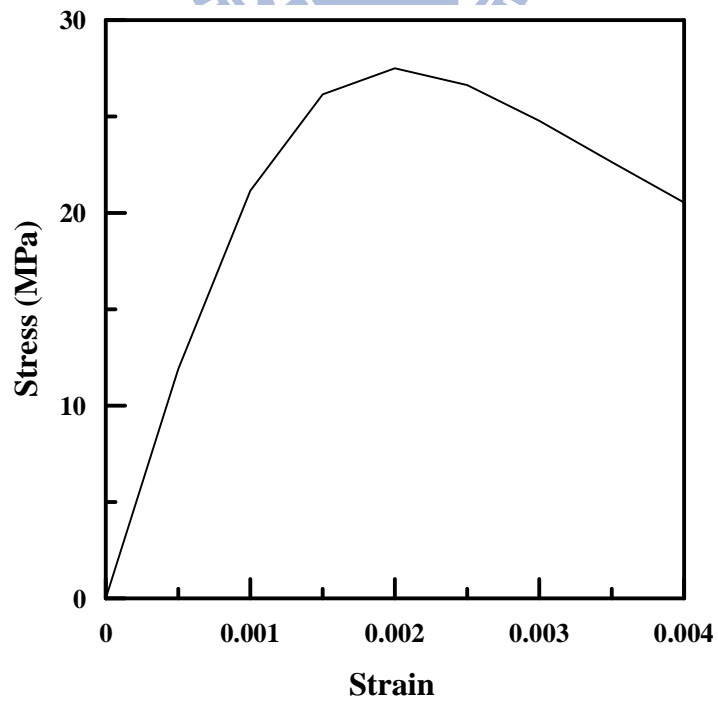


圖 3.9 混凝土應力-應變曲線

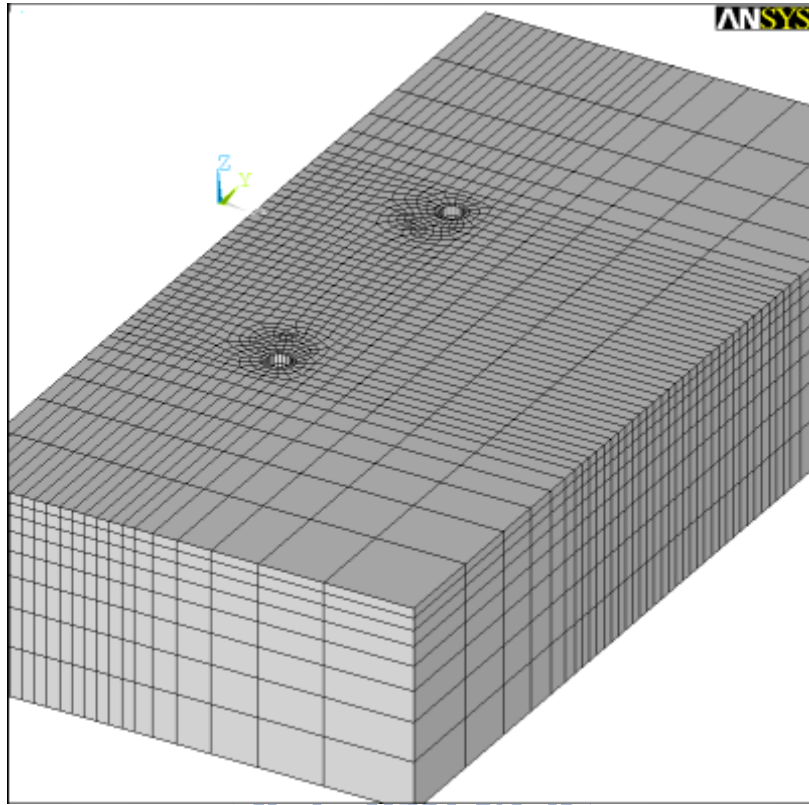
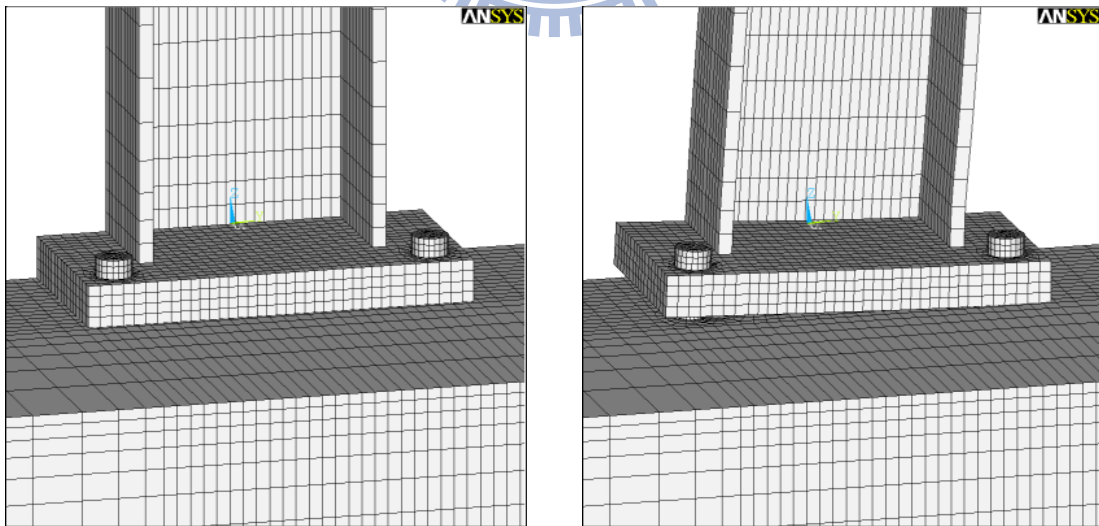


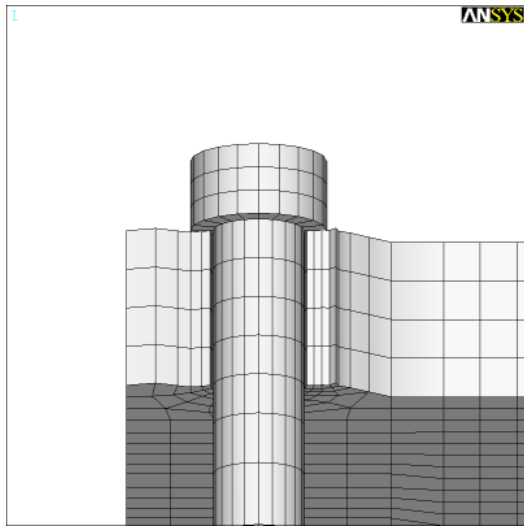
圖 3.10 混凝土網格圖



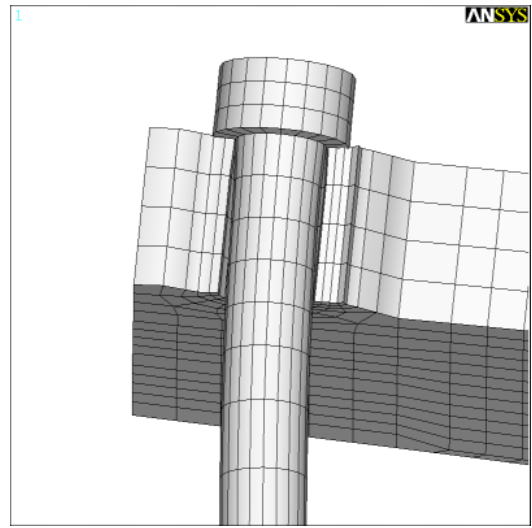
(a) 變形前

(b) 變形後

圖 3.11 柱基板-混凝土接觸面示意圖

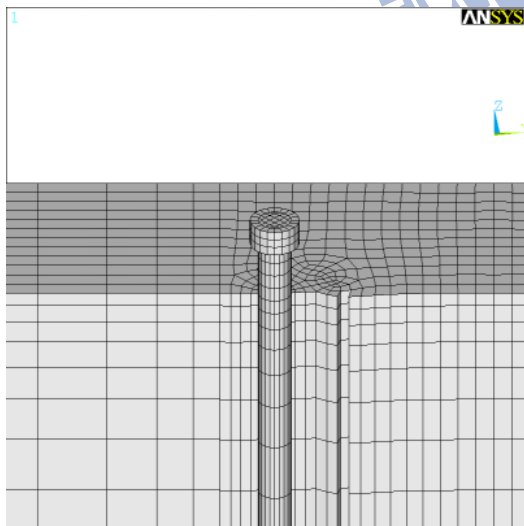


(a) 變形前

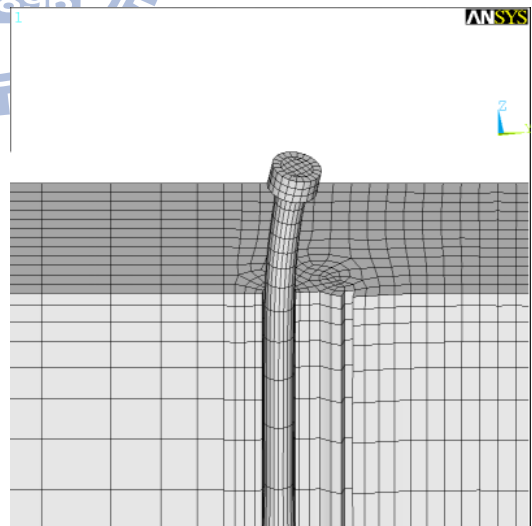


(b) 變形後

圖 3.12 柱基板螺栓孔-錨定螺栓接觸面示意圖



(a) 變形前



(b) 變形後

圖 3.13 錨定螺栓-混凝土接觸面示意圖

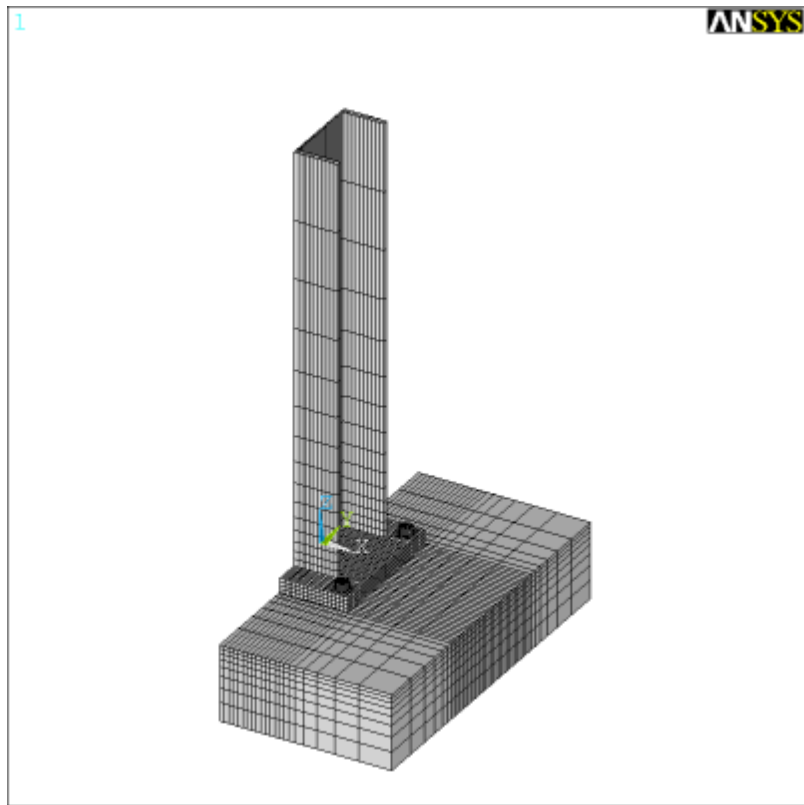


圖 3.14 有限元素分析模型網格圖

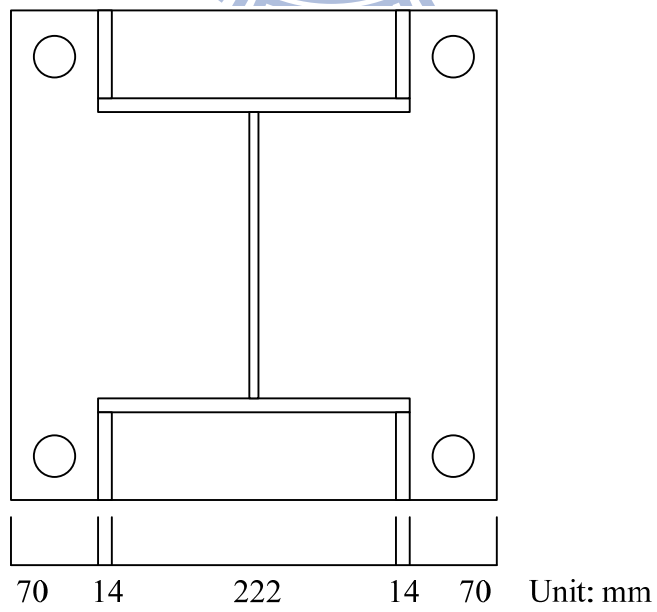


圖 3.15 加勁板位置為端點之配置示意圖

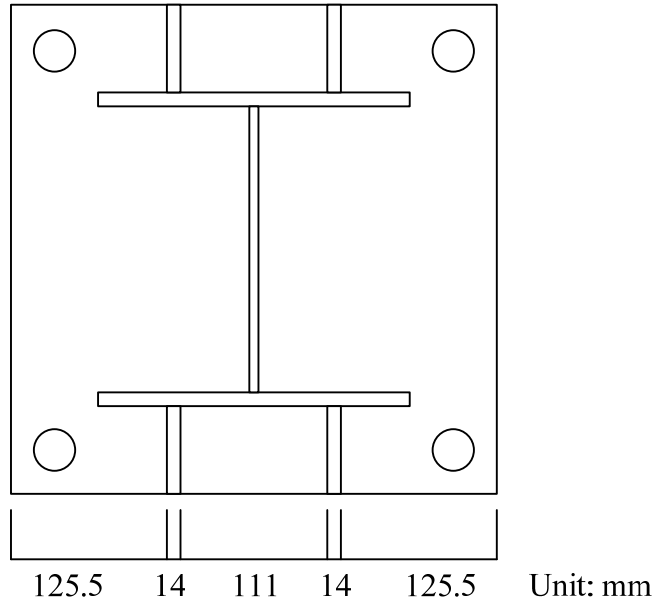


圖 3.16 加勁板位置為 1/4 點之配置示意圖

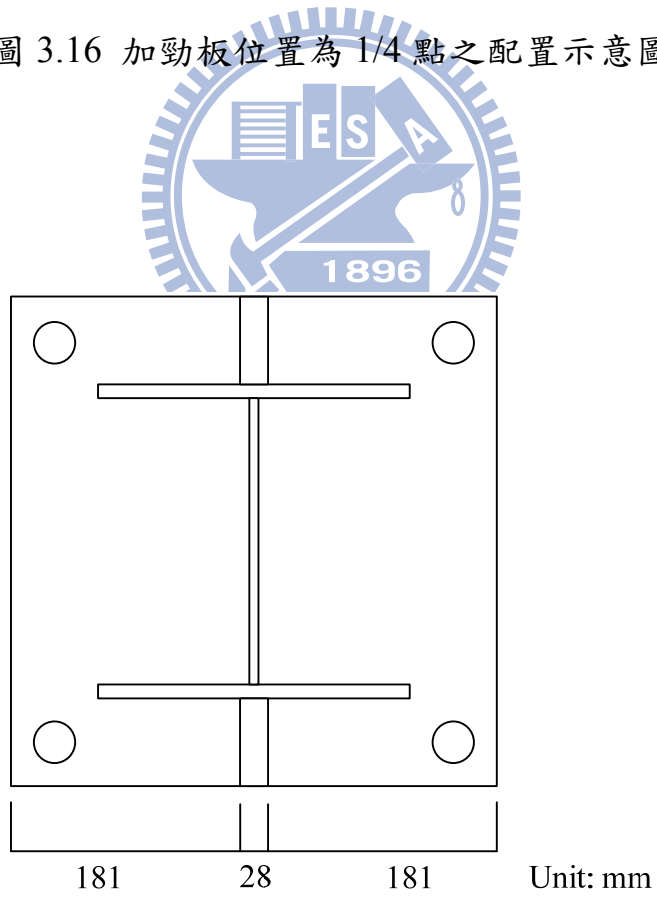


圖 3.17 加勁板位置為中心點之配置示意圖

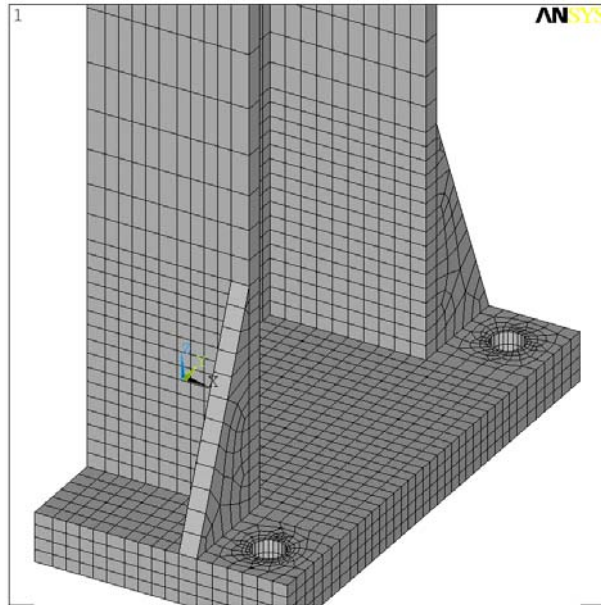


圖 3.18 加勁板位置為端點之分析模型網格示意圖

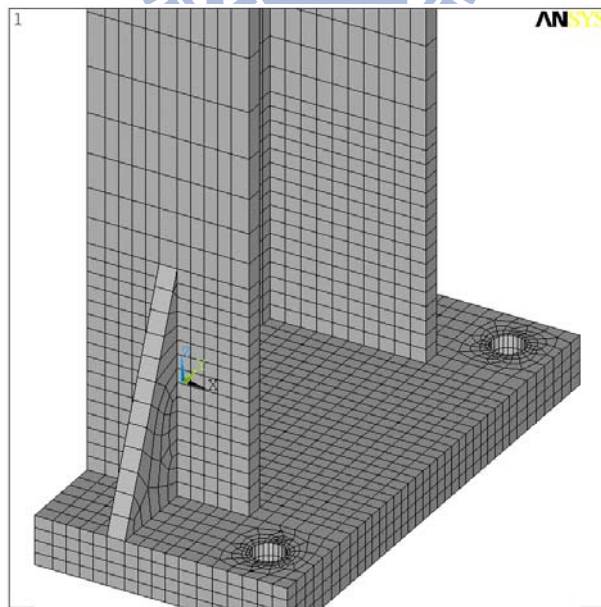


圖 3.19 加勁板位置為 1/4 點之分析模型網格示意圖

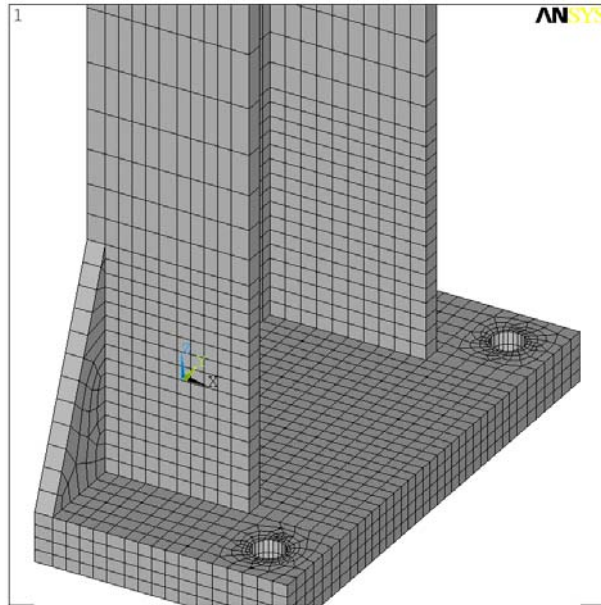


圖 3.20 加勁板位置為中心點之分析模型網格示意圖

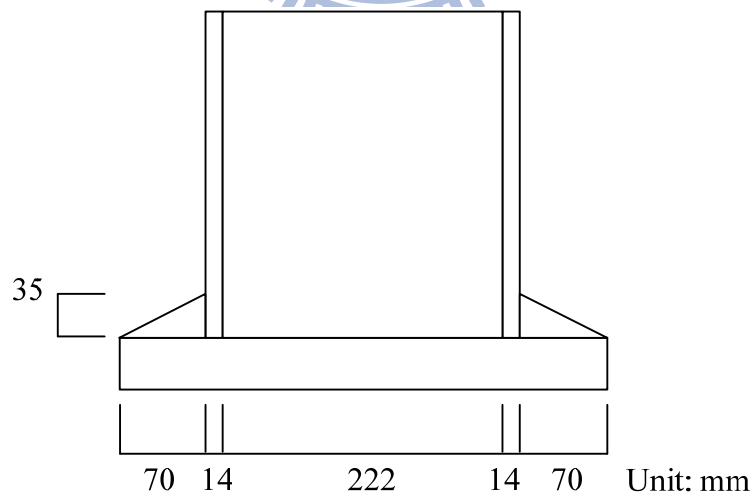


圖 3.21 斜率為 0.5 之加勁板示意圖

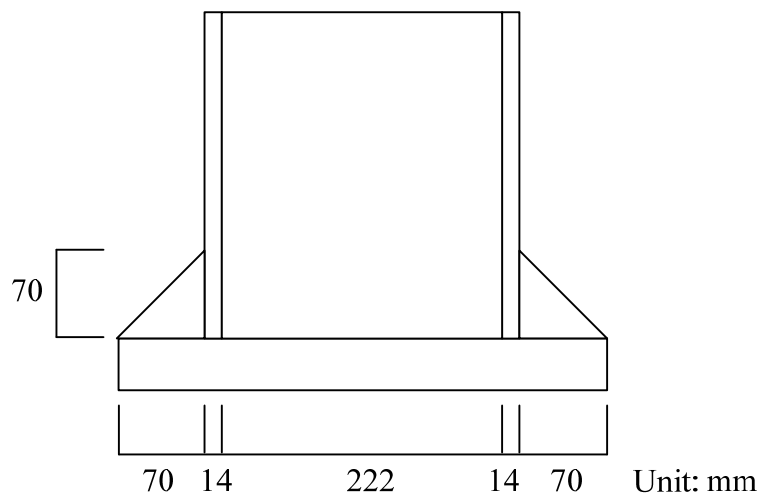


圖 3.22 斜率為 1 之加勁板示意圖

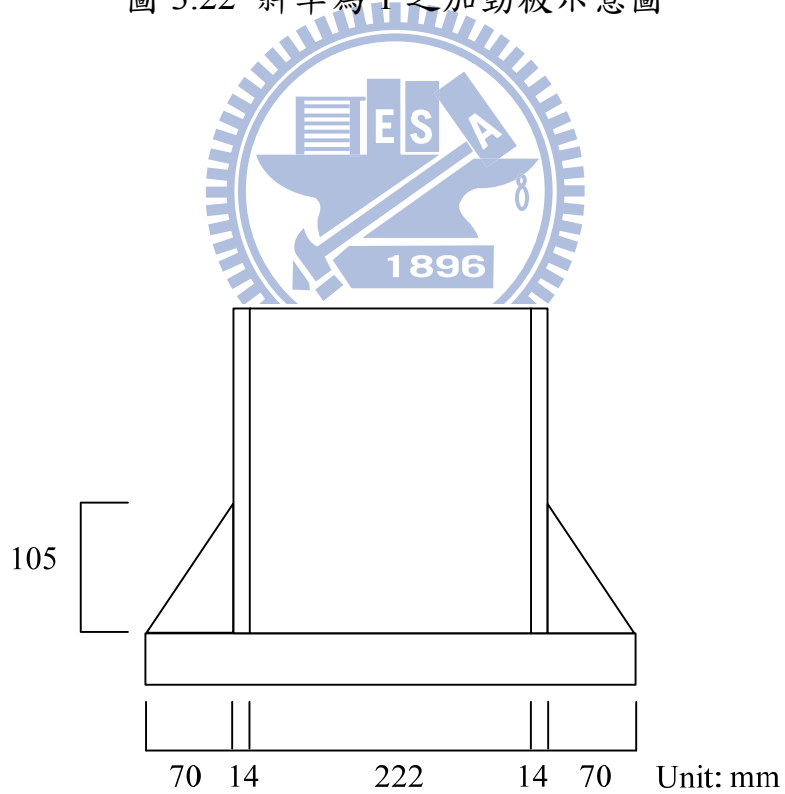


圖 3.23 斜率為 1.5 之加勁板示意圖

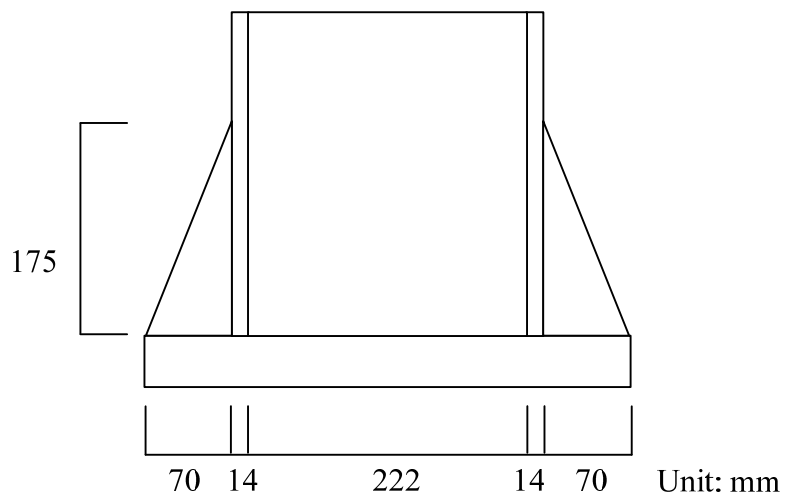


圖 3.24 斜率為 2.5 之加勁板示意圖

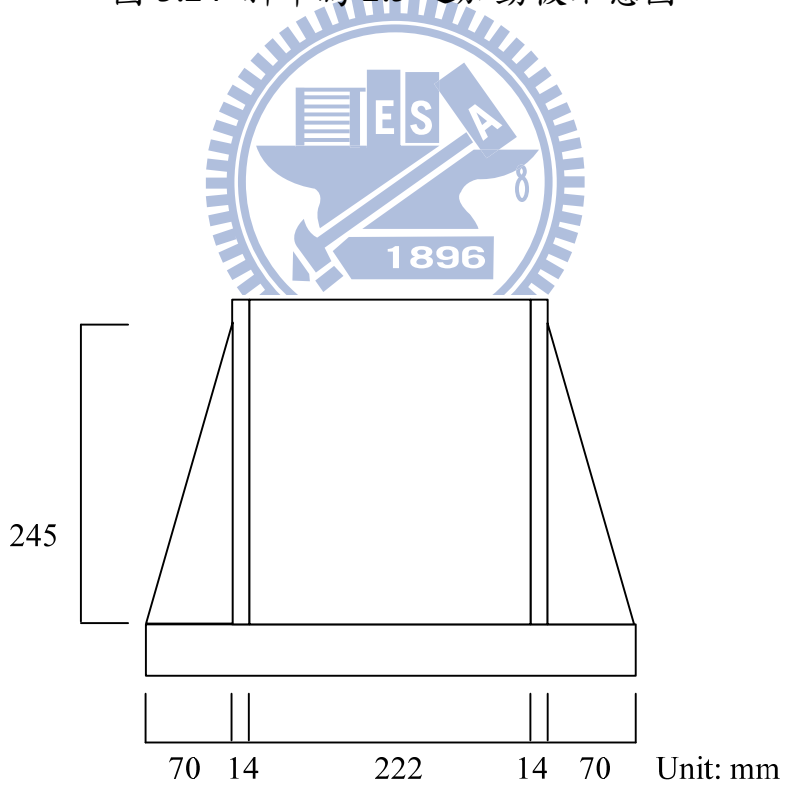


圖 3.25 斜率為 3.5 之加勁板示意圖

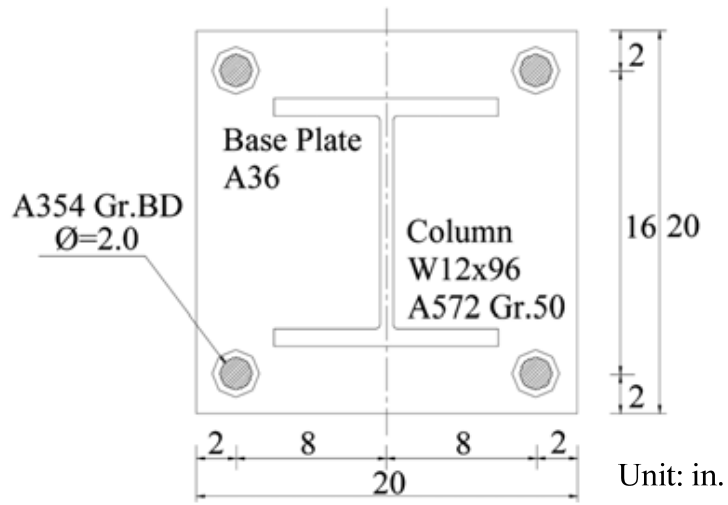


圖 3.26 SP 4-1 試體之柱基板配置圖 (Lee et al. 2008)

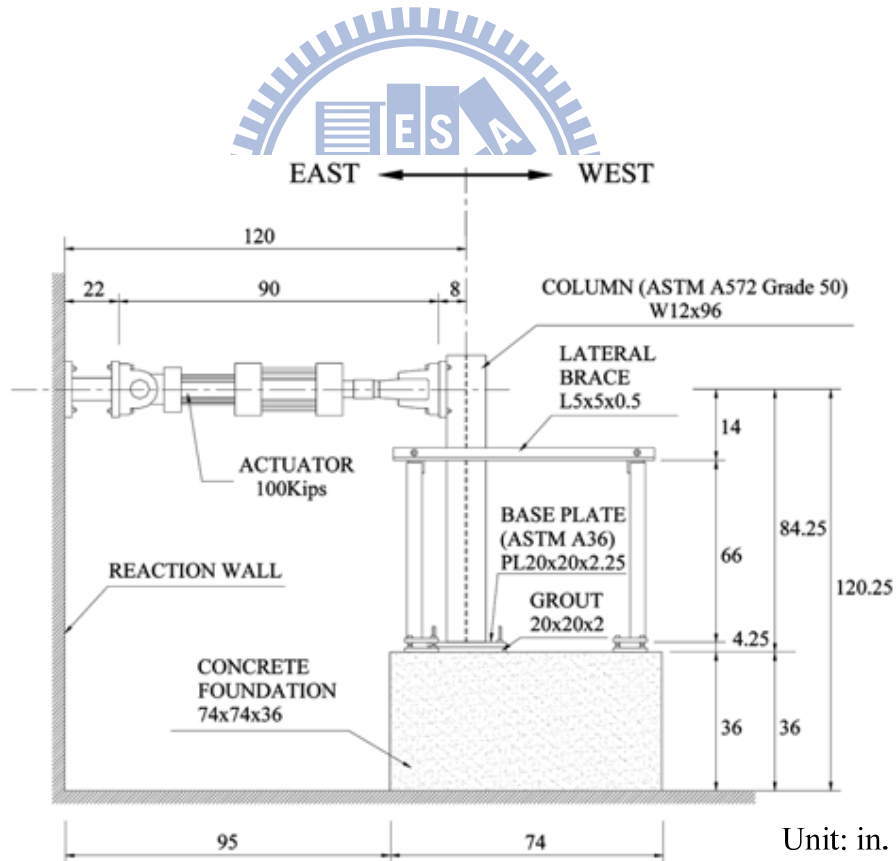


圖 3.27 SP 4-1 試體配置圖 (Lee et al. 2008)

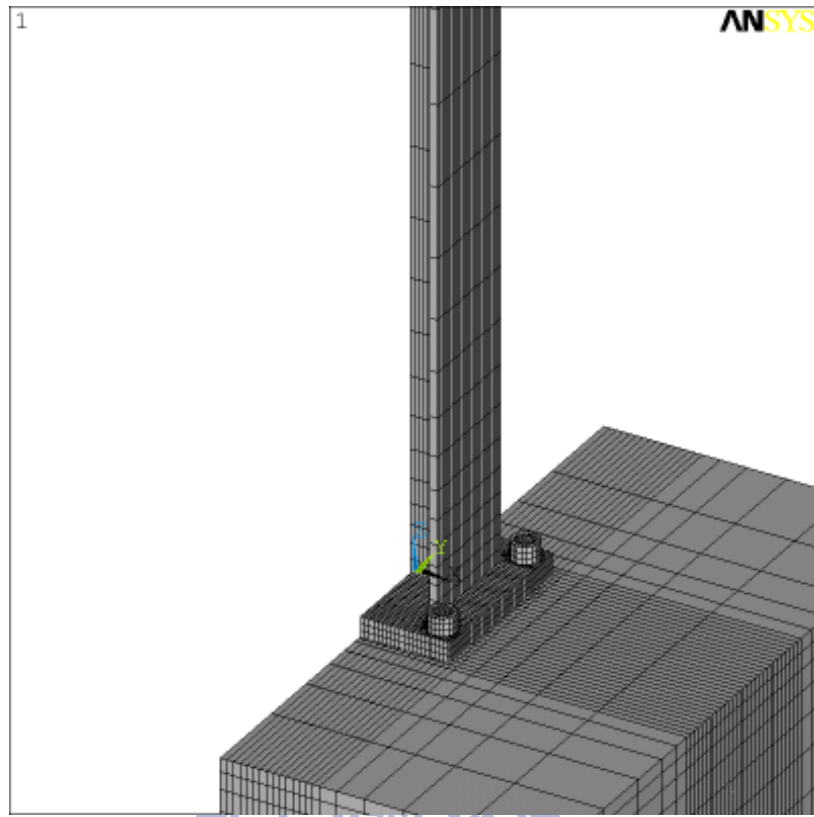


圖 3.28 SP 4-1 之有限元素分析模型網格圖

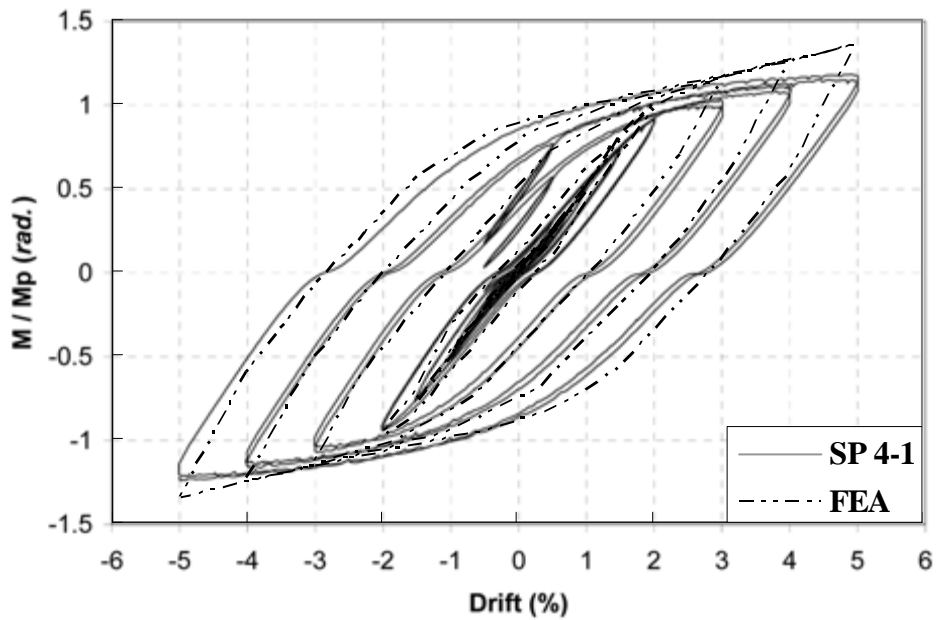


圖 3.29 分析模型與 SP 4-1 試體之彎矩-層間變位角比較圖

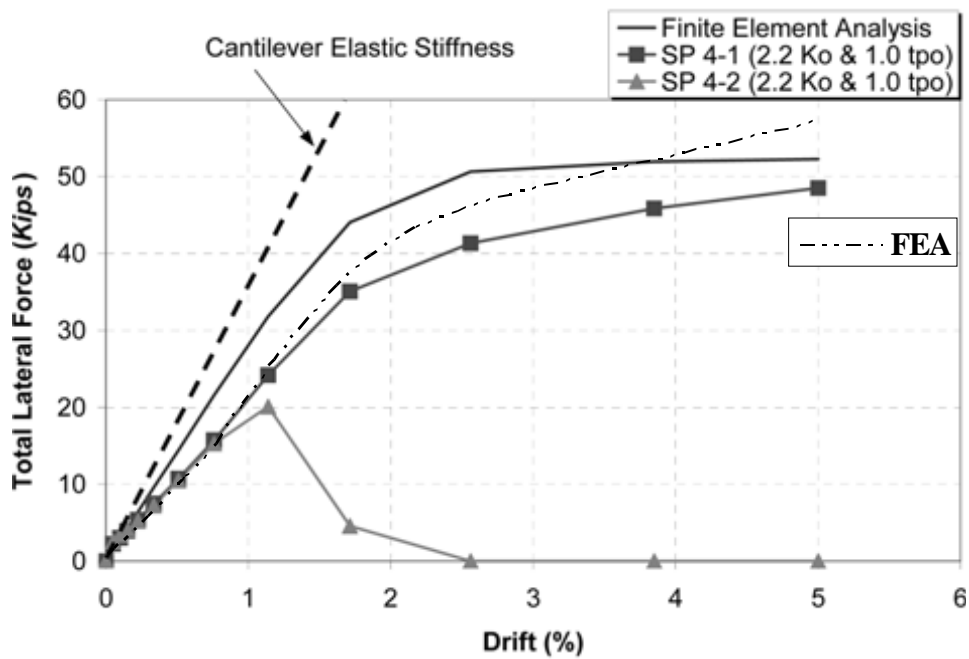


圖 3.30 分析模型與 SP 4-1 試體之柱端側力-層間變位角比較圖

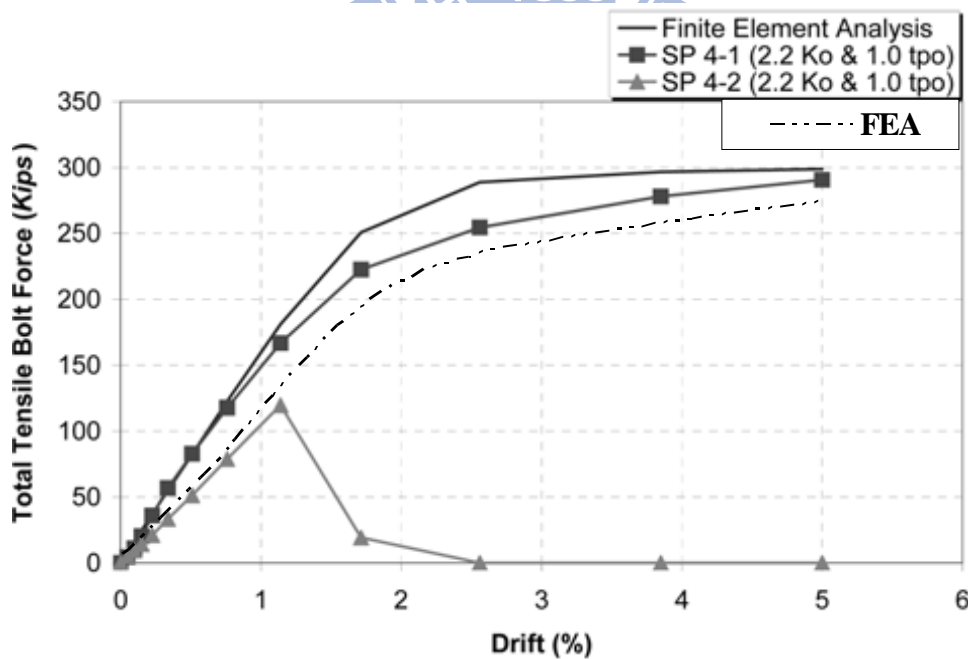


圖 3.31 分析模型與 SP 4-1 試體之螺栓拉力-層間變位角比較圖

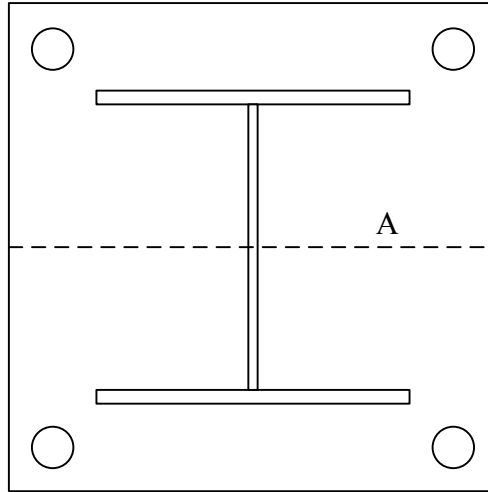


圖 3.32 柱基板應變值之位置示意圖

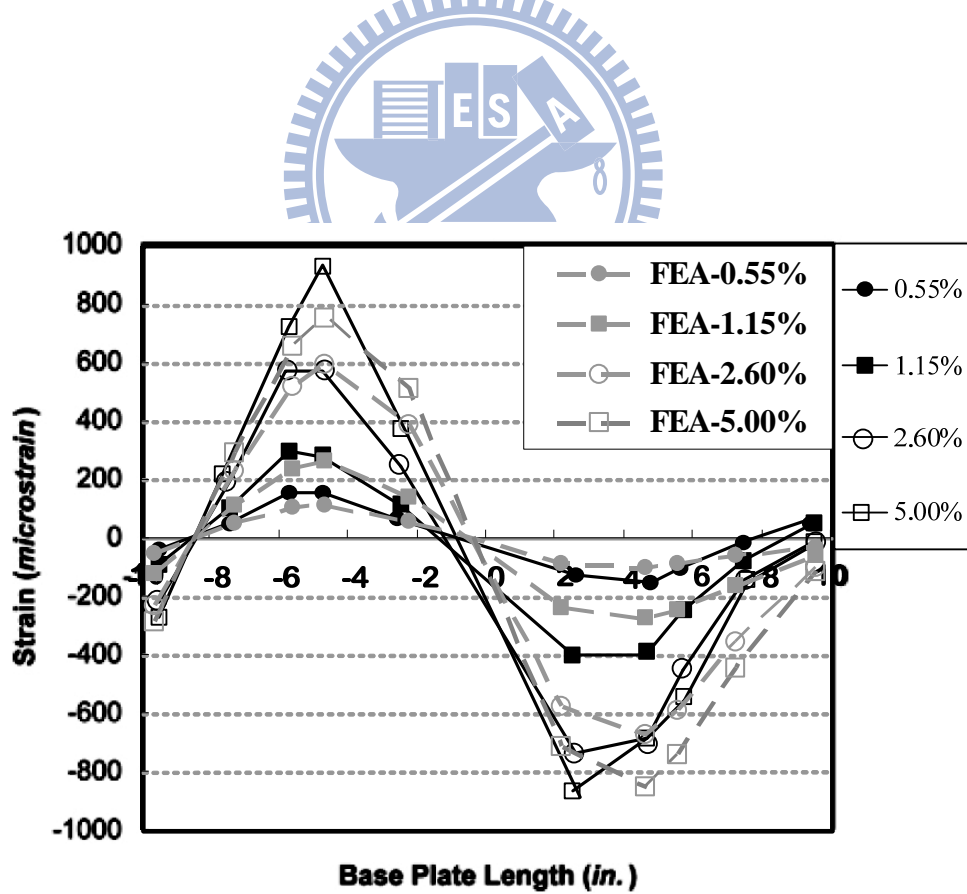


圖 3.33 分析模型與 SP 4-1 試體之柱基板應變-位置比較圖

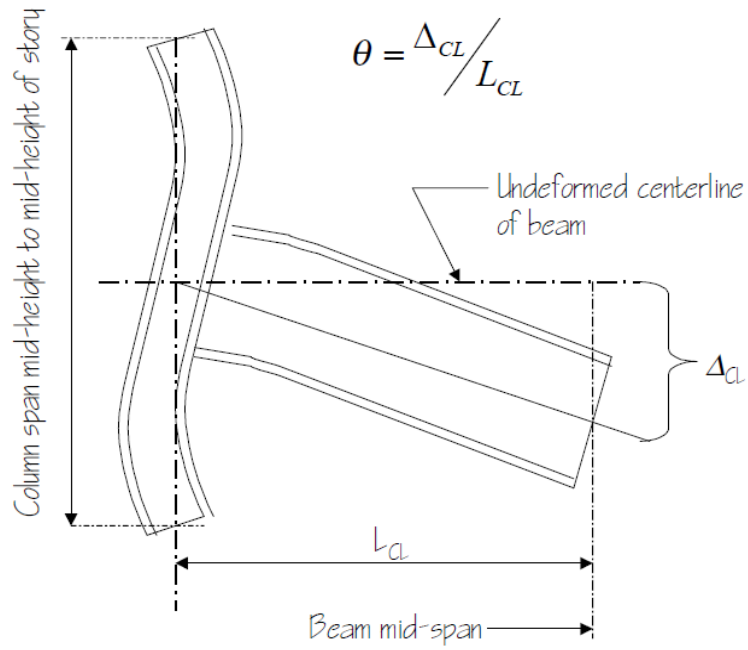


圖 3.34 梁柱接頭層間變位角之定義圖 (FEMA-350 2000)

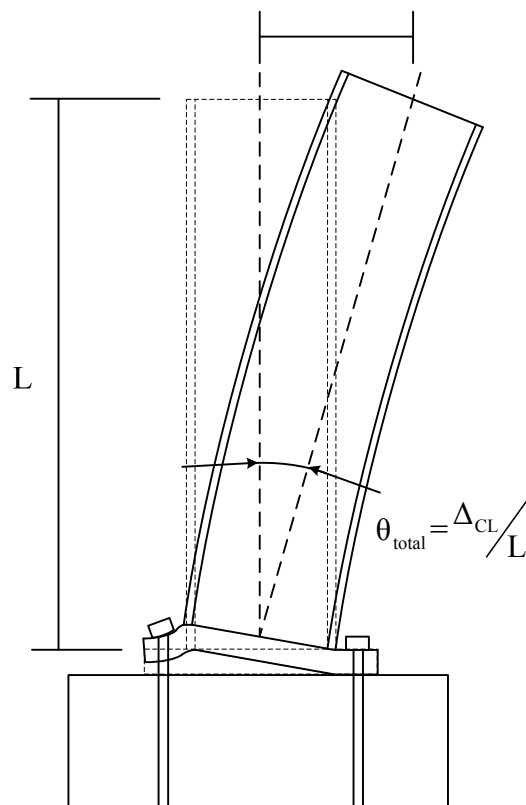


圖 3.35 柱基板試體層間變位角之定義圖

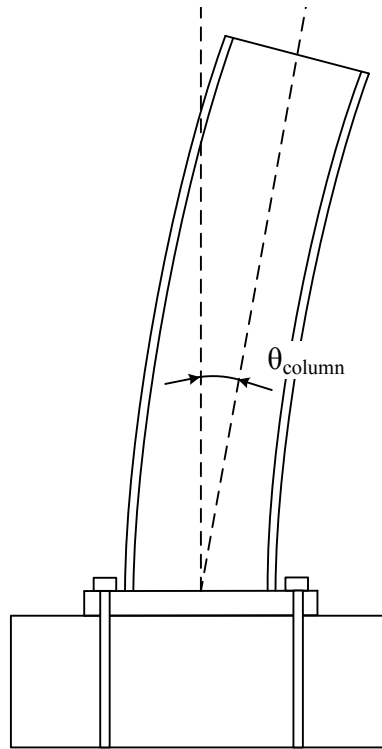


圖 3.36 鋼柱變形造成之旋轉角分量示意圖

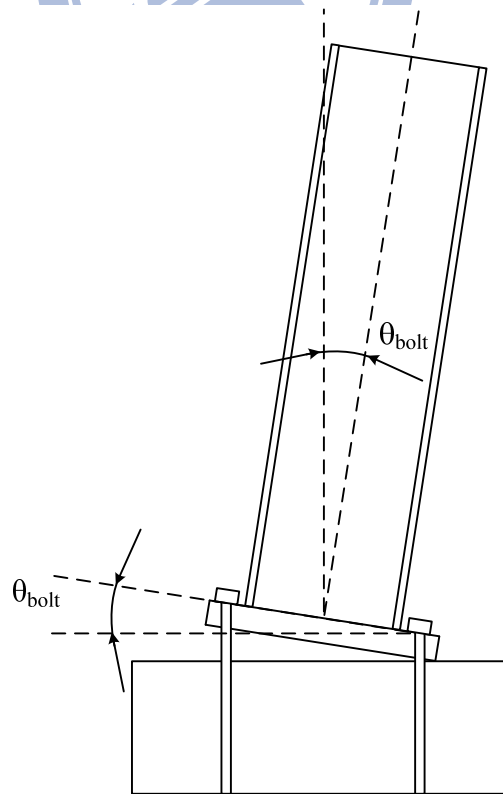


圖 3.37 螺栓變形造成之旋轉角分量示意圖

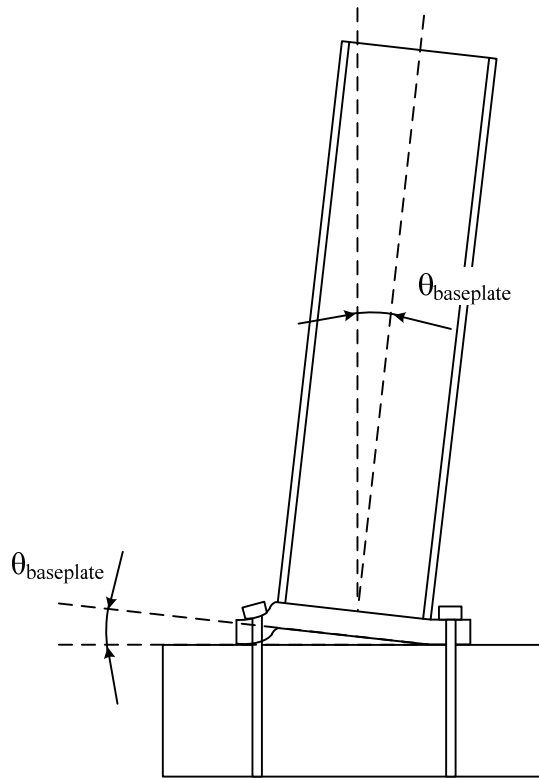


圖 3.38 柱基板變形造成之旋轉角分量示意圖

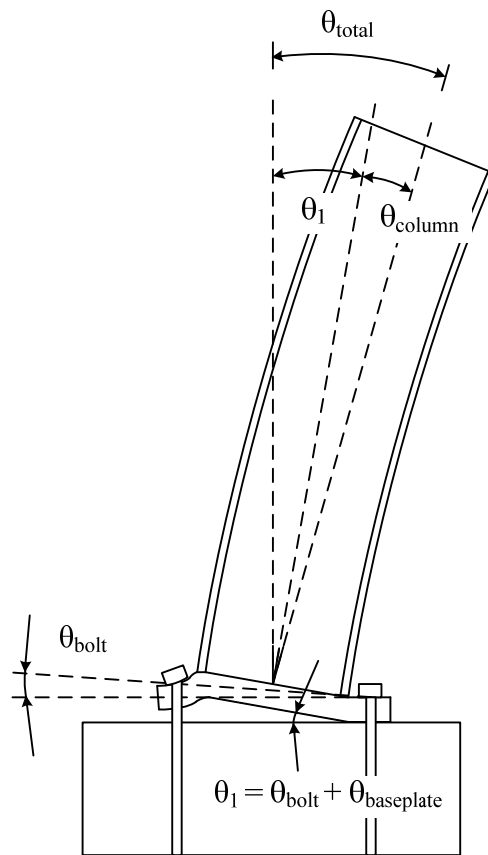


圖 3.39 整體之旋轉角示意圖

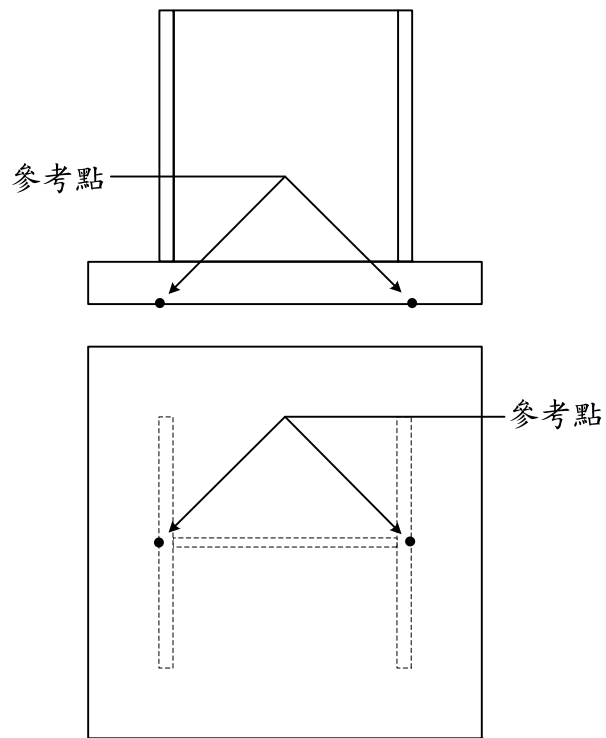


圖 3.40 柱基板底部參考點示意圖

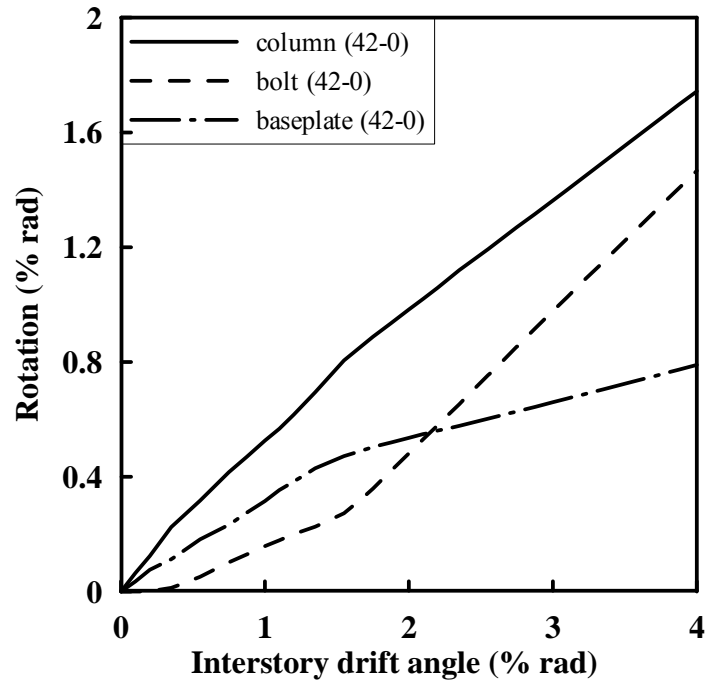
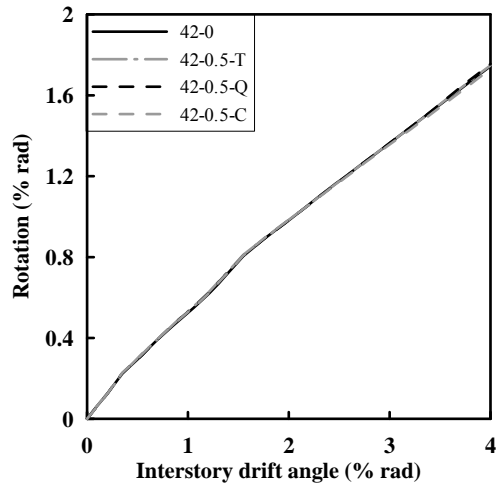
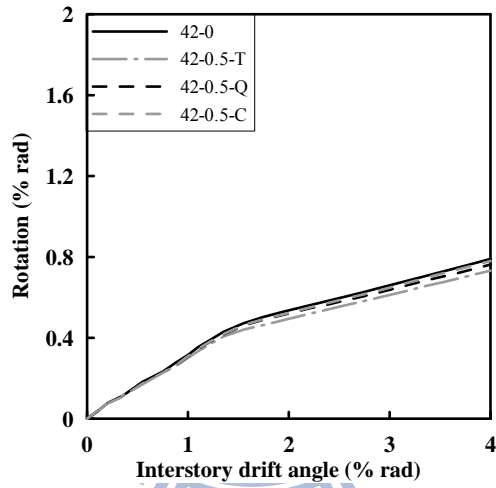


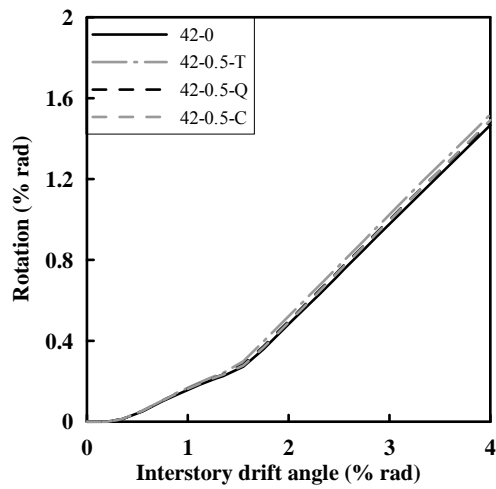
圖 4.1 42-0 之旋轉角分量圖



(a) 鋼柱之旋轉角分量

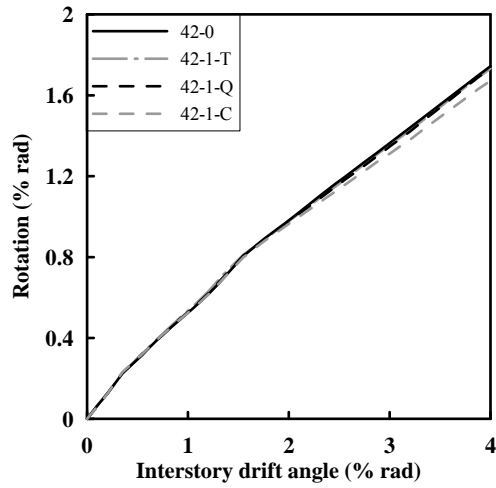


(b) 柱基板變形造成之旋轉角分量

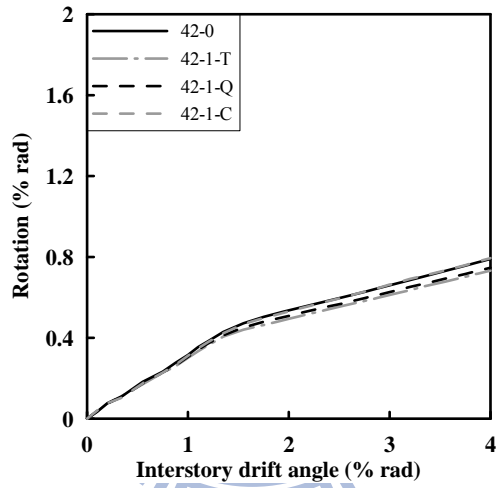


(c) 螺栓變形造成之旋轉角分量

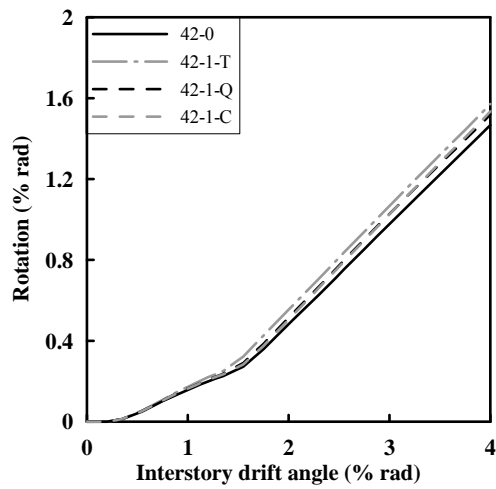
圖 4.2 加勁板斜率 0.5 時之各構件之旋轉角分量比較圖



(a) 鋼柱之旋轉角分量

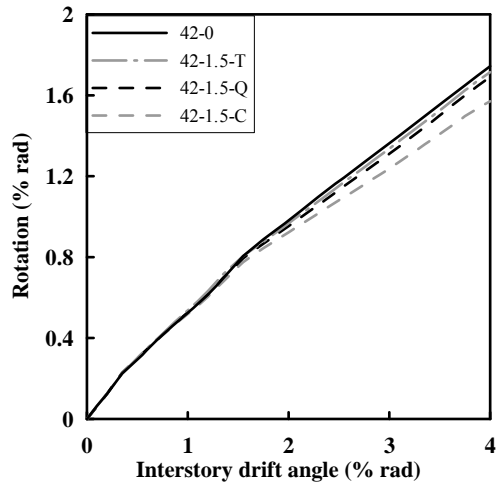


(b) 柱基板變形造成之旋轉角分量

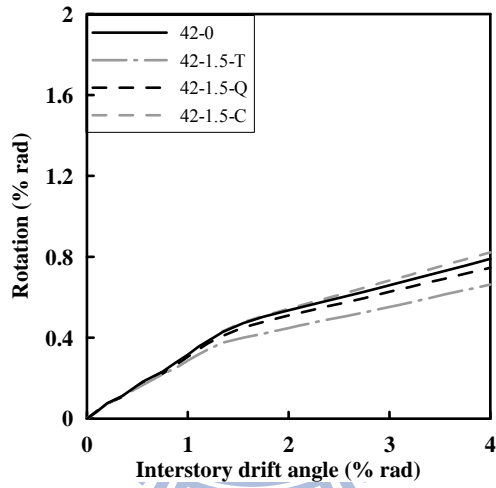


(c) 螺栓變形造成之旋轉角分量

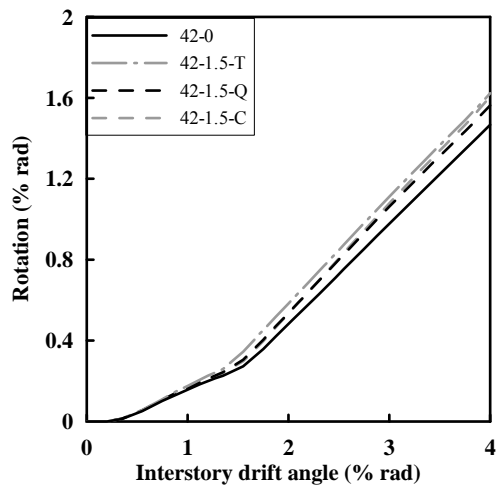
圖 4.3 加勁板斜率 1 時之各構件之旋轉角分量比較圖



(a) 鋼柱之旋轉角分量

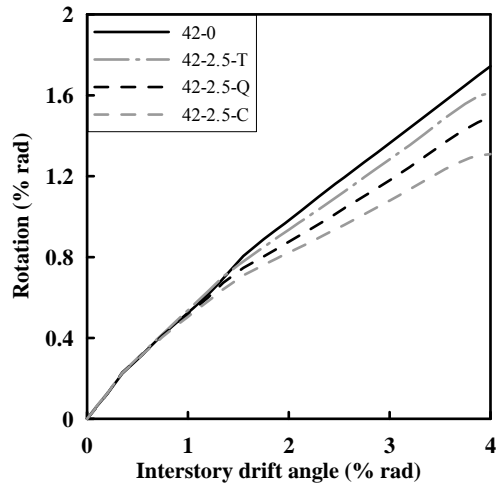


(b) 柱基板變形造成之旋轉角分量

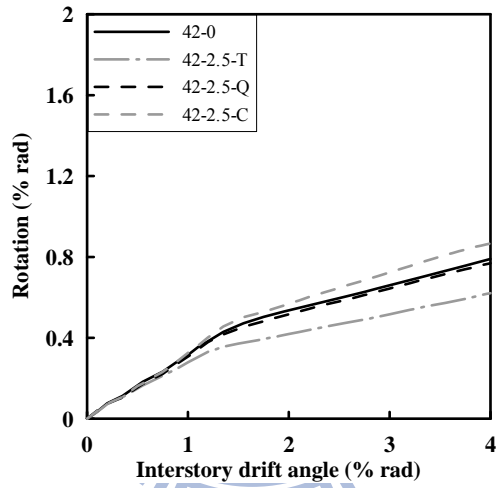


(c) 螺栓變形造成之旋轉角分量

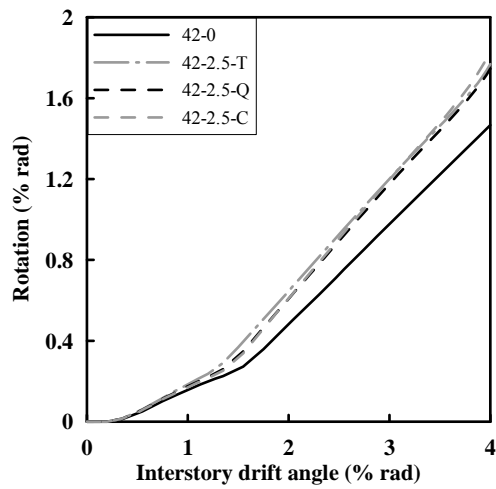
圖 4.4 加勁板斜率 1.5 時之各構件之旋轉角分量比較圖



(a) 鋼柱之旋轉角分量

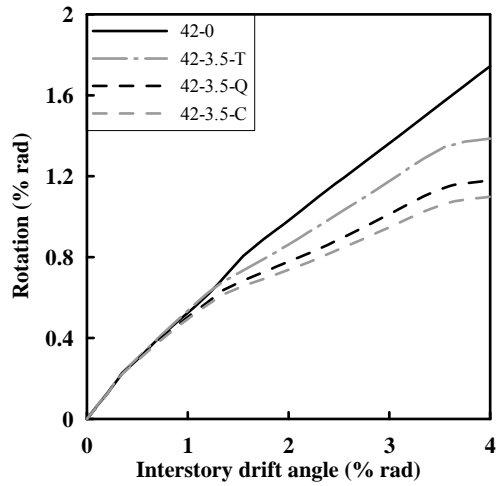


(b) 柱基板變形造成之旋轉角分量

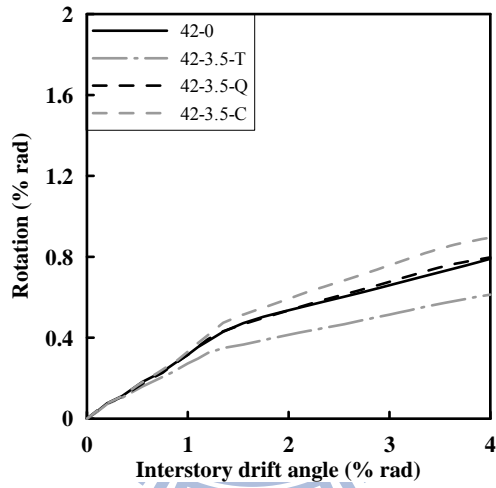


(c) 螺栓變形造成之旋轉角分量

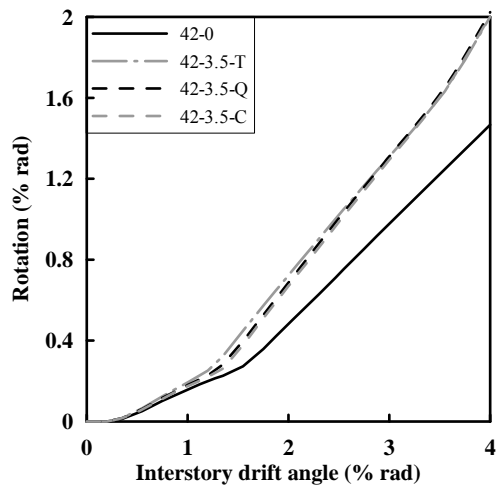
圖 4.5 加勁板斜率 2.5 時之各構件之旋轉角分量比較圖



(a) 鋼柱之旋轉角分量



(b) 柱基板變形造成之旋轉角分量



(c) 螺栓變形造成之旋轉角分量

圖 4.6 加勁板斜率 3.5 時之各構件之旋轉角分量比較圖

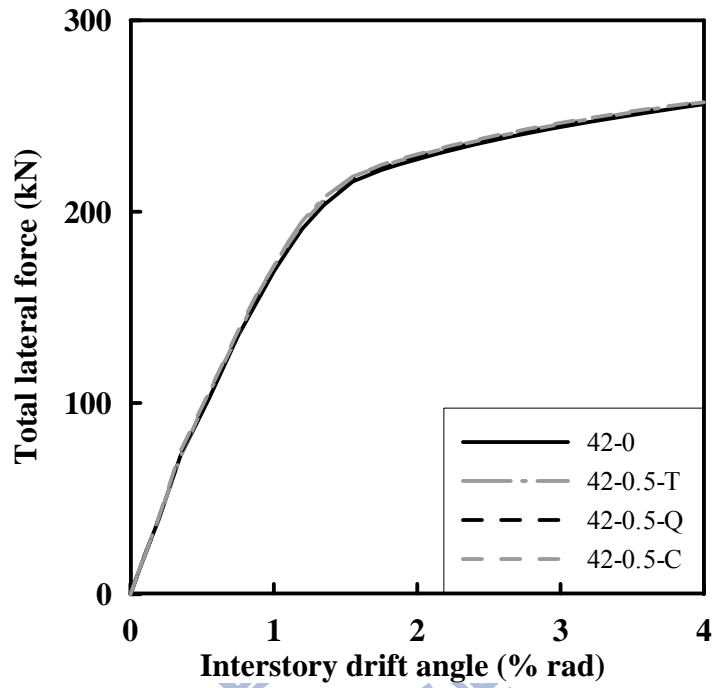


圖 4.7 加勁板斜率 0.5 之各模型柱端側力-層間變位角比較圖

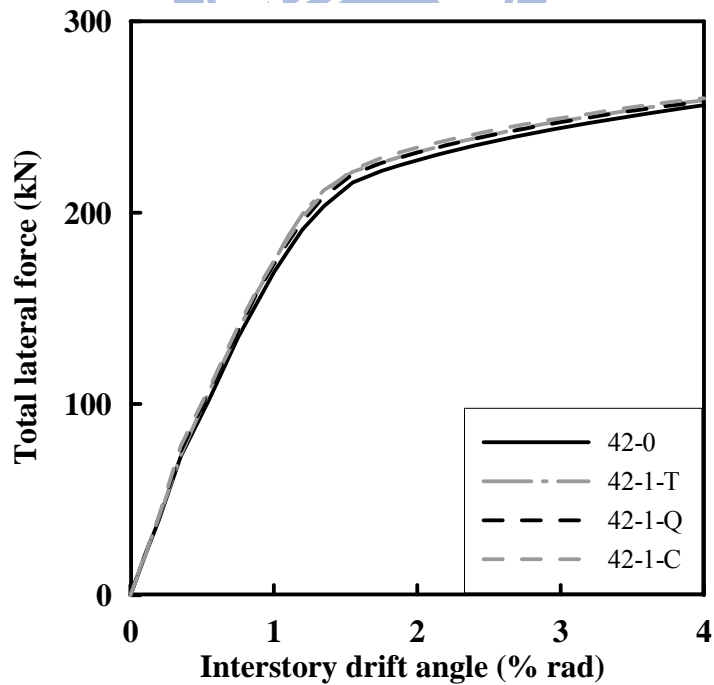


圖 4.8 加勁板斜率 1 之各模型柱端側力-層間變位角比較圖

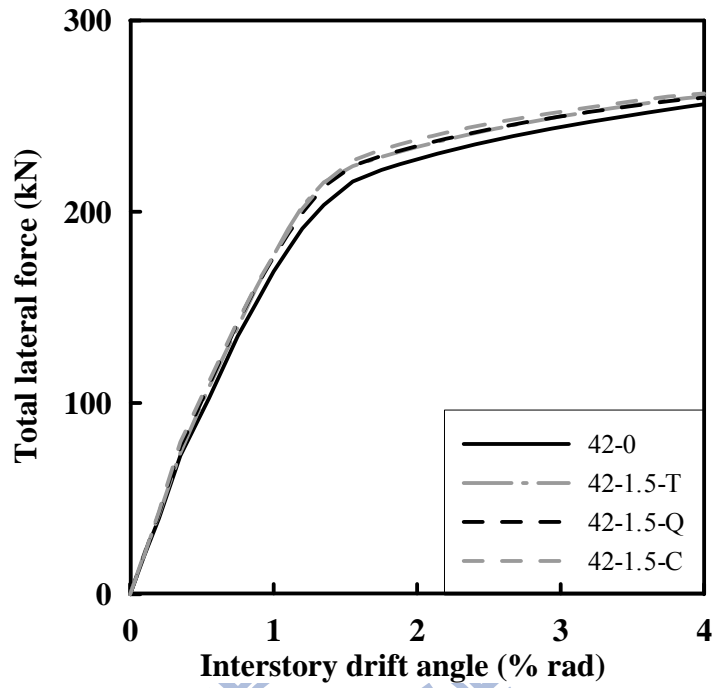


圖 4.9 加勁板斜率 1.5 之各模型柱端側力-層間變位角比較圖

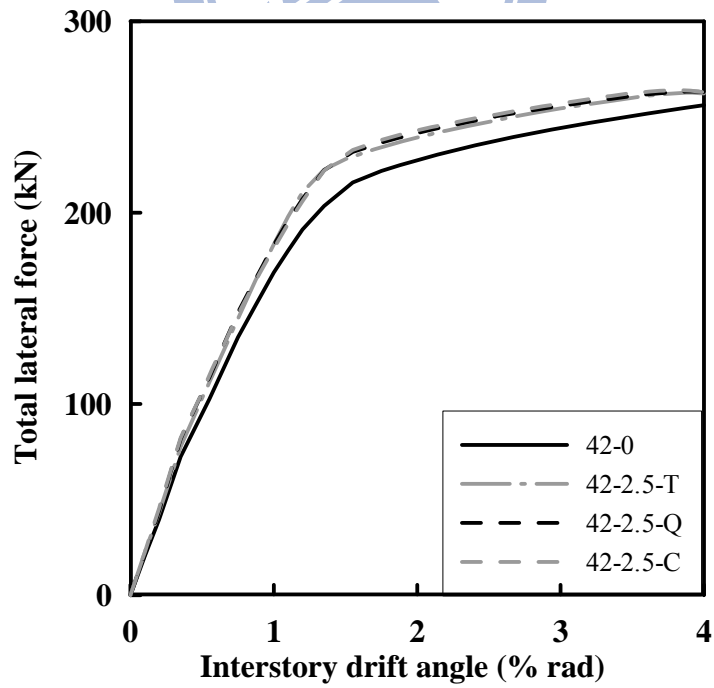


圖 4.10 加勁板斜率 2.5 之各模型柱端側力-層間變位角比較圖

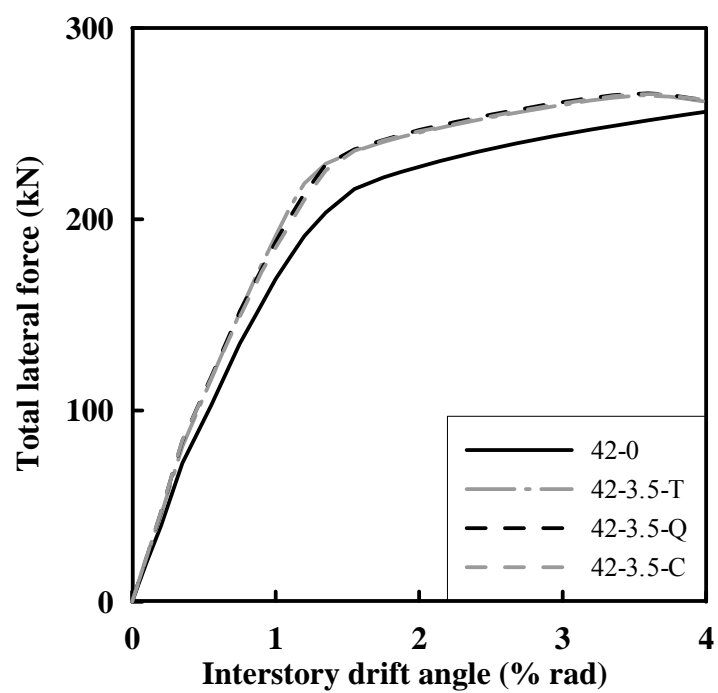
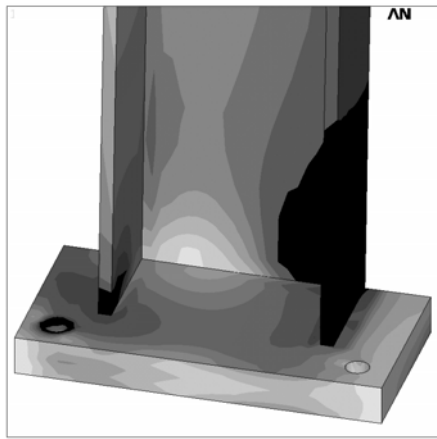
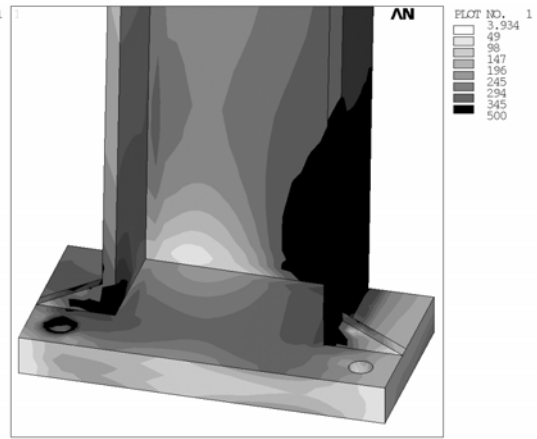


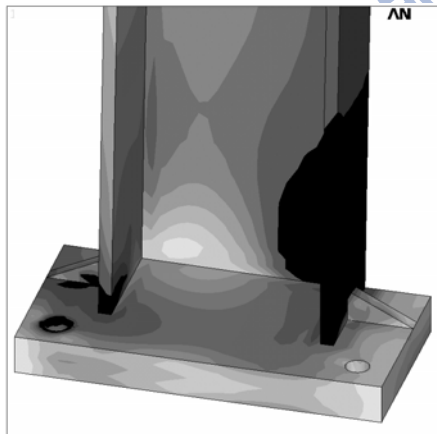
圖 4.11 加勁板斜率 3.5 之各模型柱端側力-層間變位角比較圖



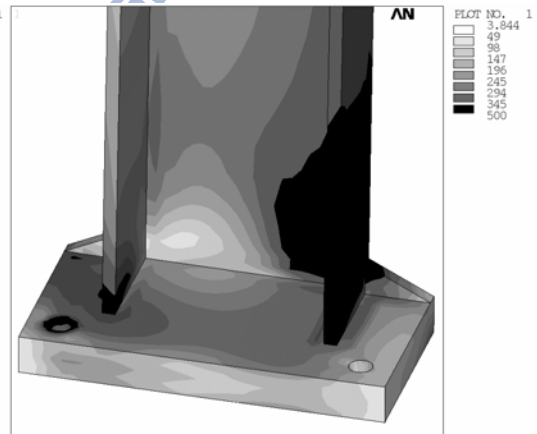
(a) 42-0



(b) 42-0.5-T

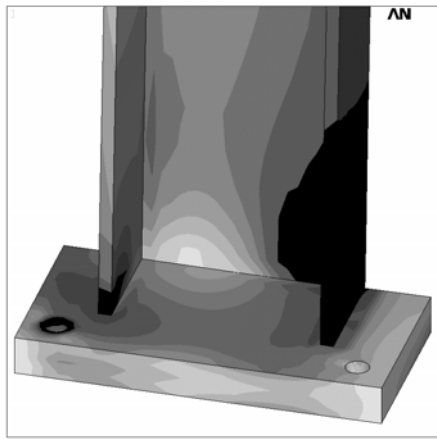


(c) 42-0.5-Q

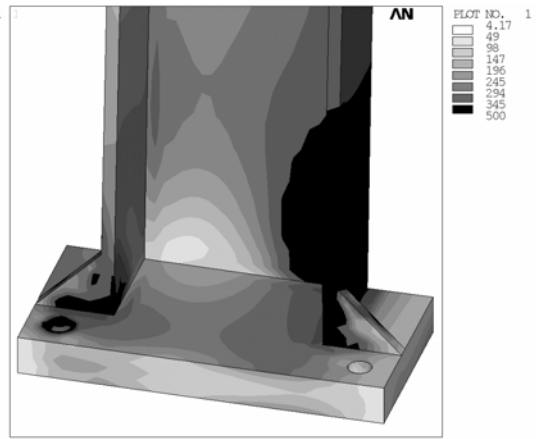


(d) 42-0.5-C

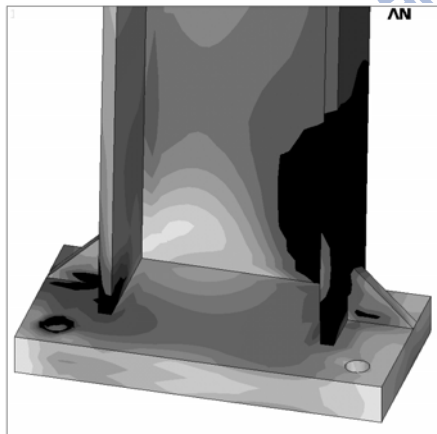
圖 4.12 加勁板斜率 0.5 之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖



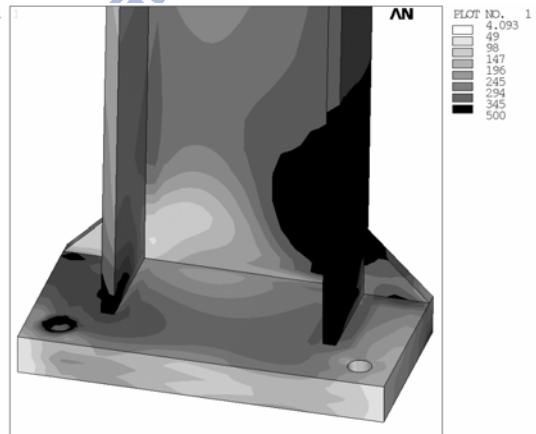
(a) 42-0



(b) 42-1-T

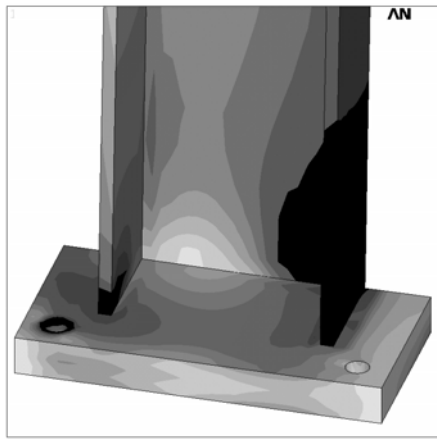


(c) 42-1-Q

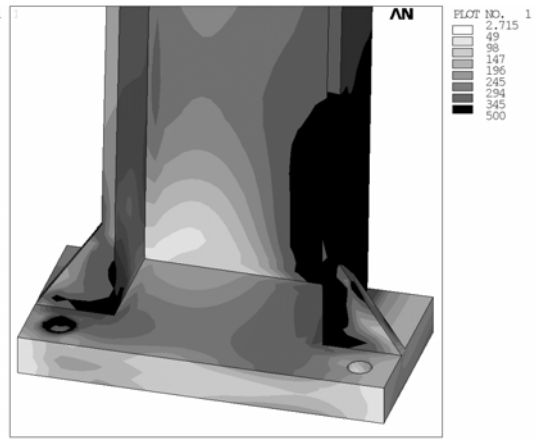


(d) 42-1-C

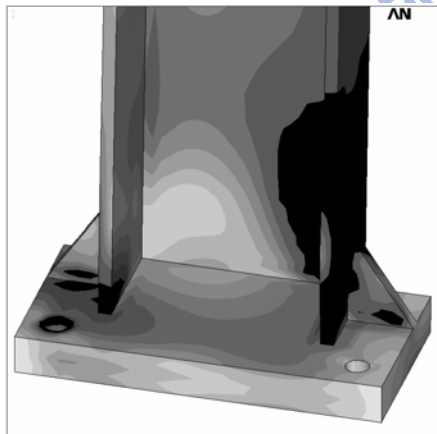
圖 4.13 加勁板斜率 1 之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖



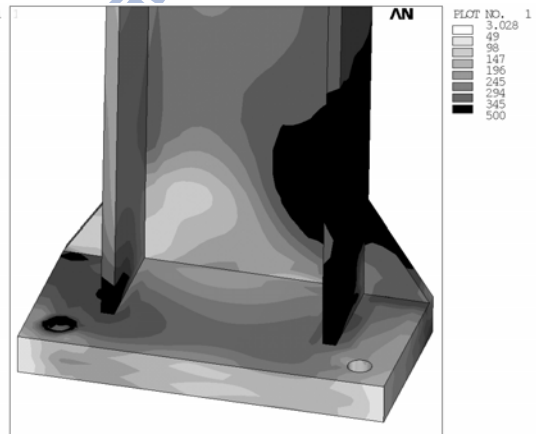
(a) 42-0



(b) 42-1.5-T

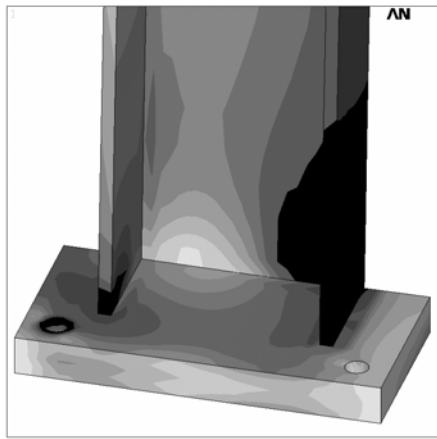


(c) 42-1.5-Q

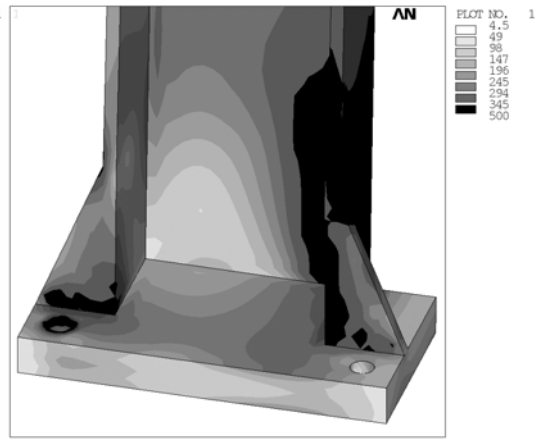


(d) 42-1.5-C

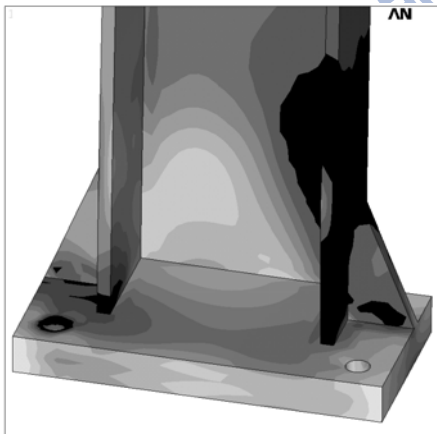
圖 4.14 加勁板斜率 1.5 之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖



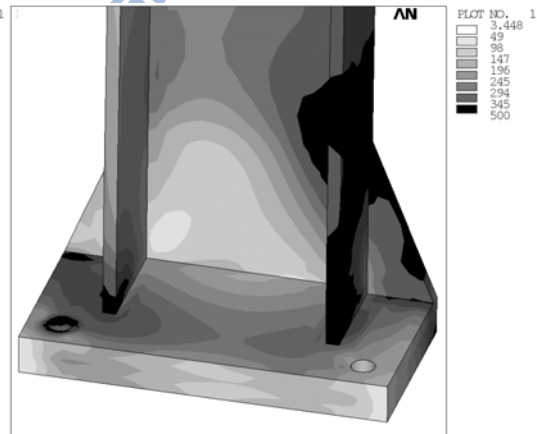
(a) 42-0



(b) 42-2.5-T

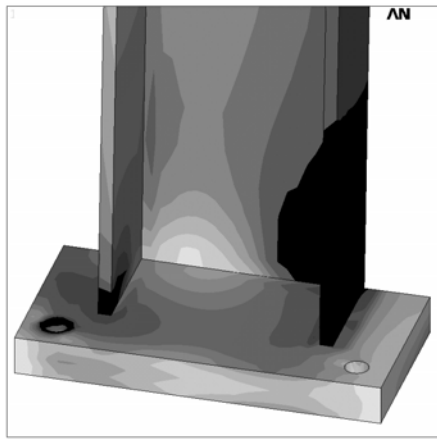


(c) 42-2.5-Q

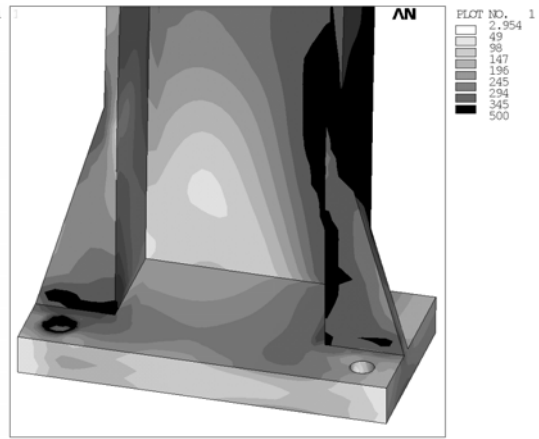


(d) 42-2.5-C

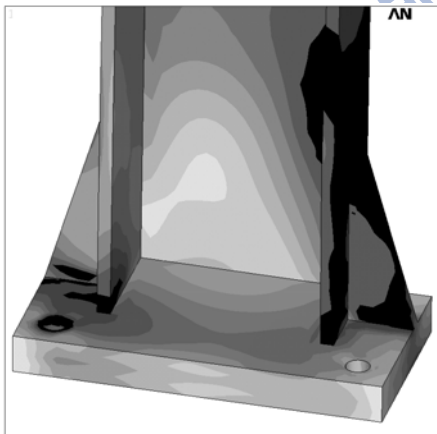
圖 4.15 加勁板斜率 2.5 之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖



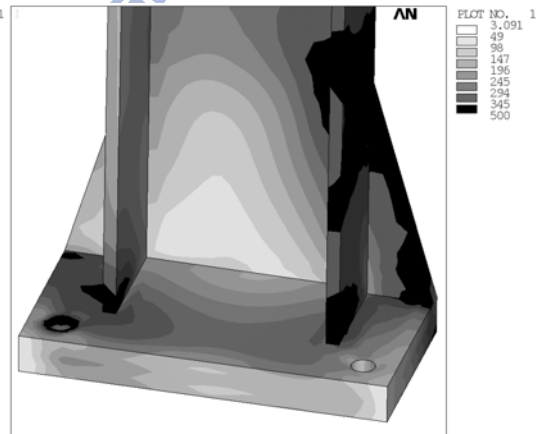
(a) 42-0



(b) 42-3.5-T

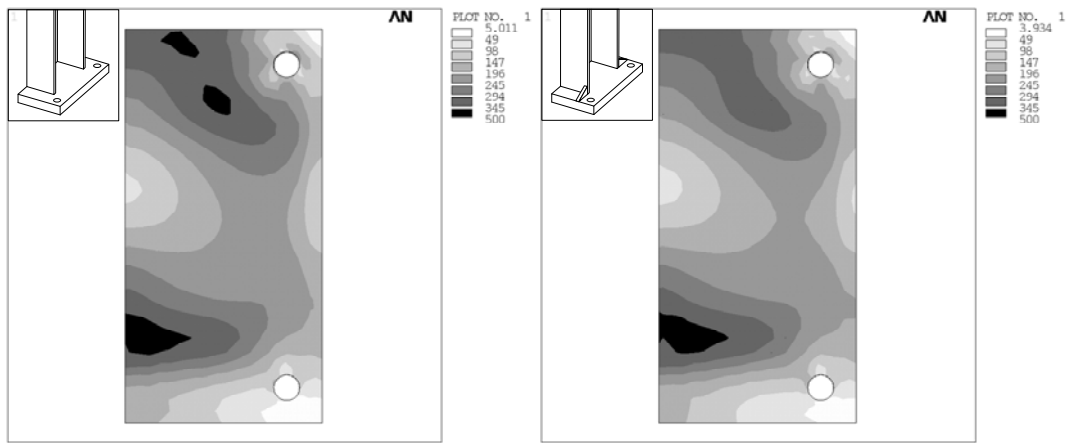


(c) 42-3.5-Q



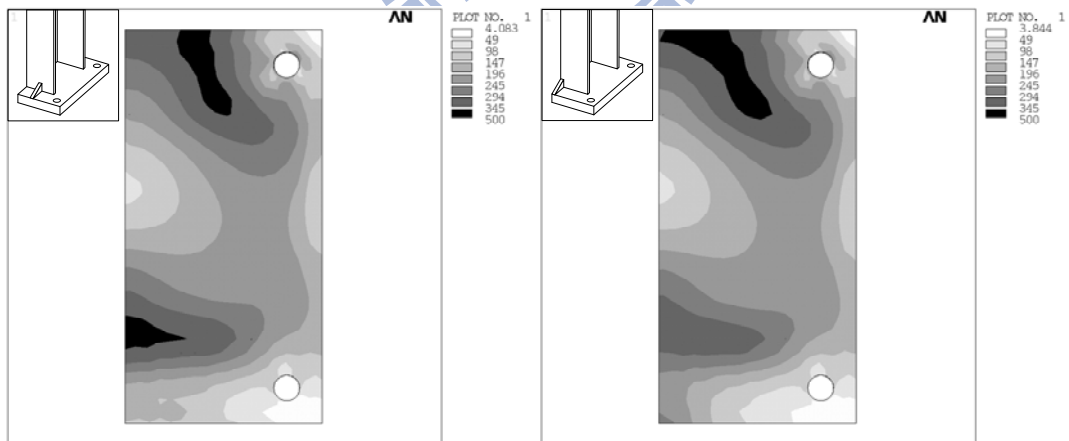
(d) 42-3.5-C

圖 4.16 加勁板斜率 3.5 之各模型於 2% 時之 von Mises 應力分布圖



(a) 42-0

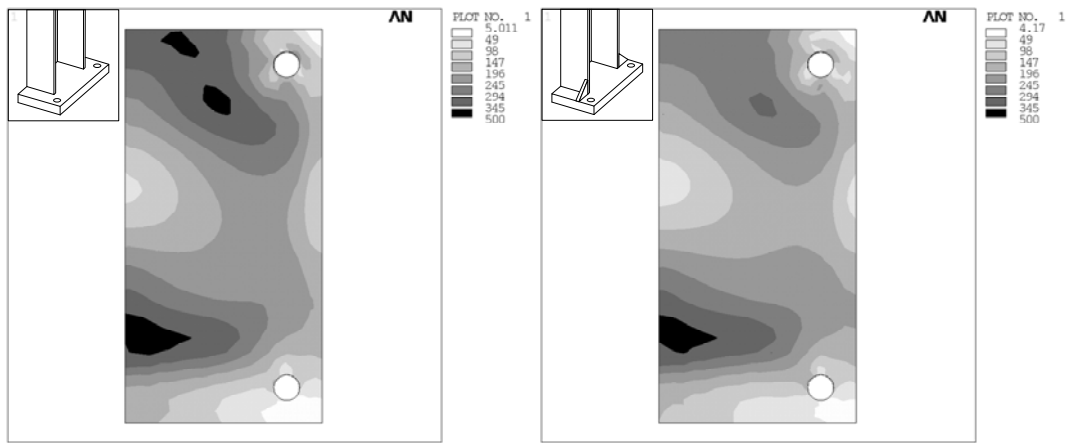
(b) 42-0.5-T



(c) 42-0.5-Q

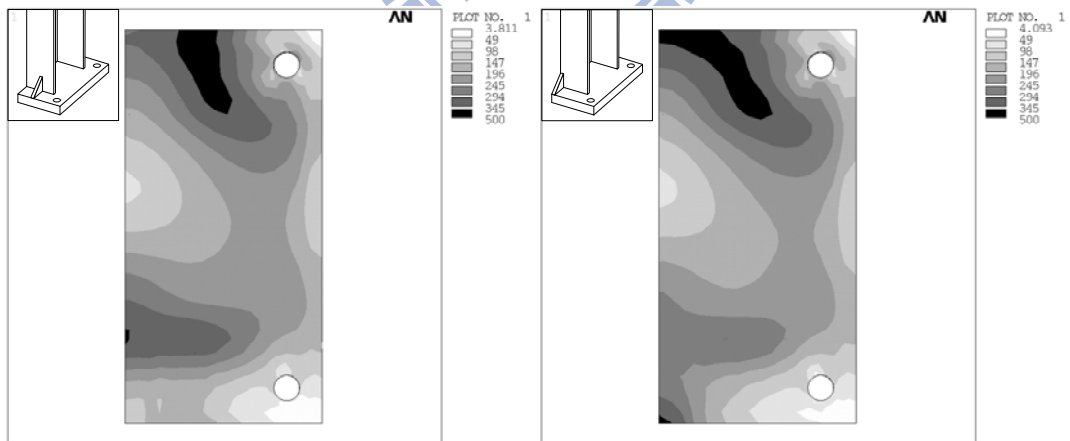
(d) 42-0.5-C

圖 4.17 斜率 0.5 之模型於 2% 時柱基板底部之 von Mises 應力圖



(a) 42-0

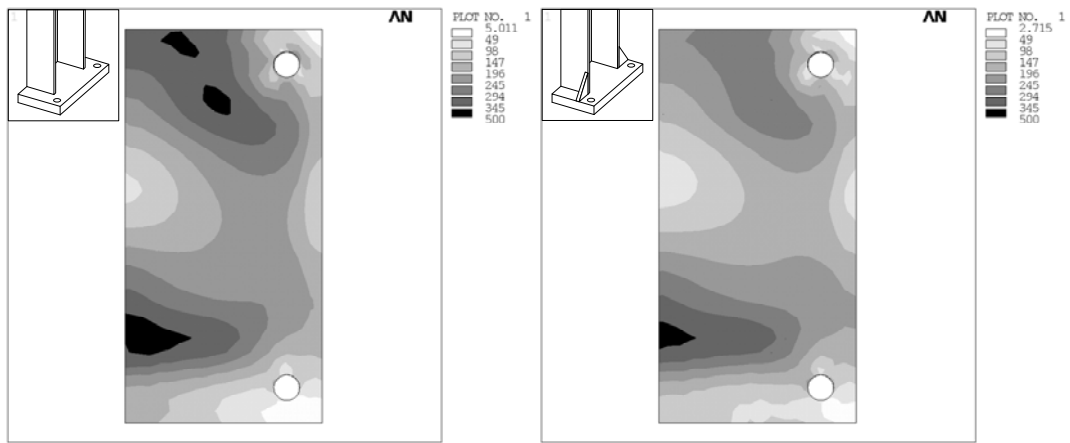
(b) 42-1-T



(c) 42-1-Q

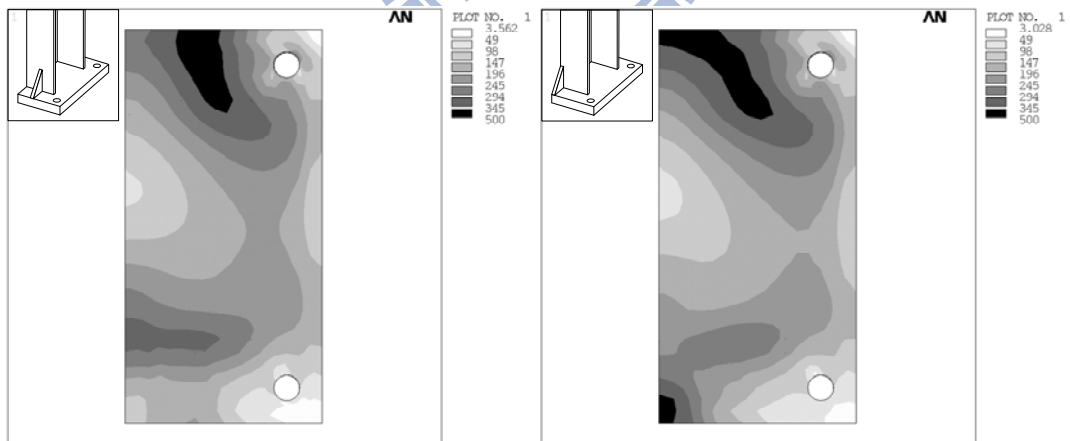
(d) 42-1-C

圖 4.18 斜率 1 之模型於 2% 時柱基板底部之 von Mises 應力圖



(a) 42-0

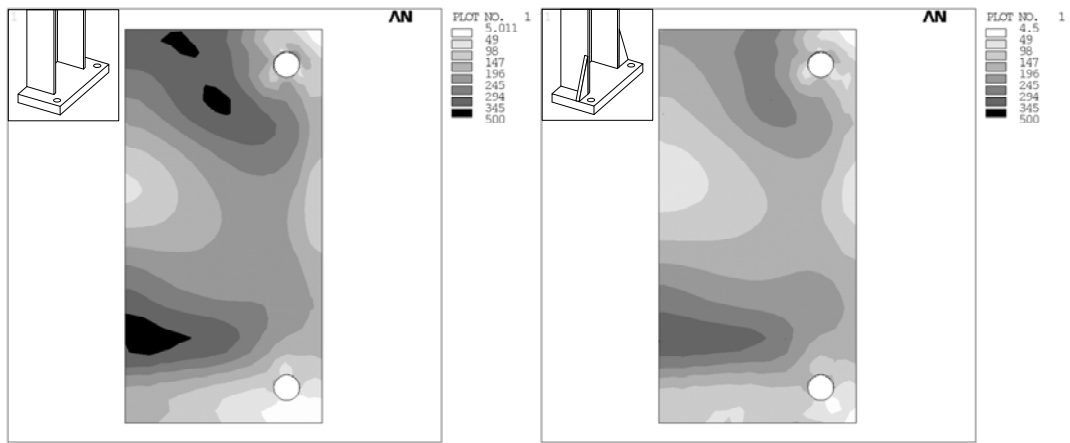
(b) 42-1.5-T



(c) 42-1.5-Q

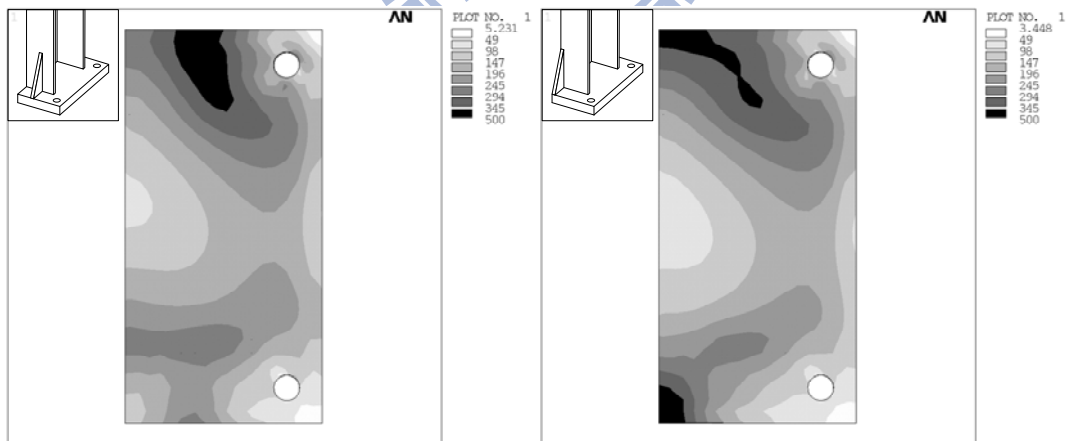
(d) 42-1.5-C

圖 4.19 斜率 1.5 之模型於 2% 時柱基板底部之 von Mises 應力圖



(a) 42-0

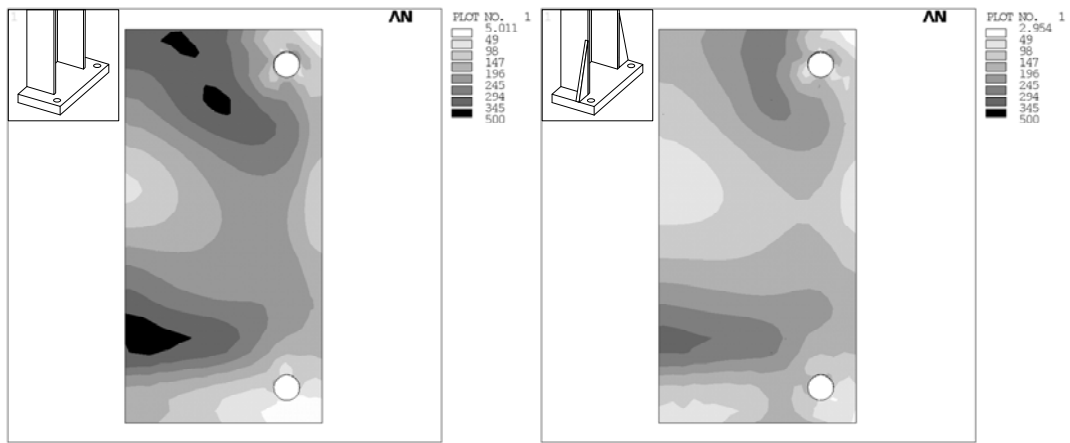
(b) 42-2.5-T



(c) 42-2.5-Q

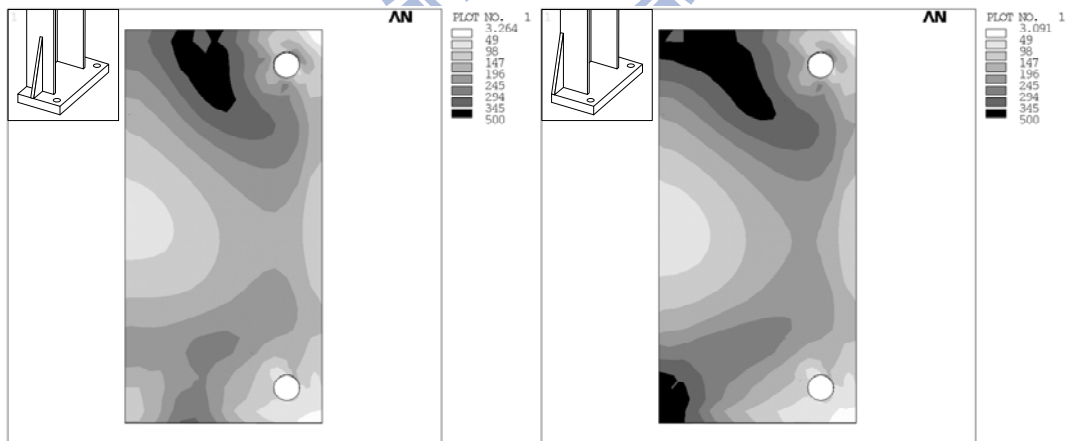
(d) 42-2.5-C

圖 4.20 斜率 2.5 之模型於 2% 時柱基板底部之 von Mises 應力圖



(a) 42-0

(b) 42-3.5-T



(c) 42-3.5-Q

(d) 42-3.5-C

圖 4.21 斜率 3.5 之模型於 2% 時柱基板底部之 von Mises 應力圖

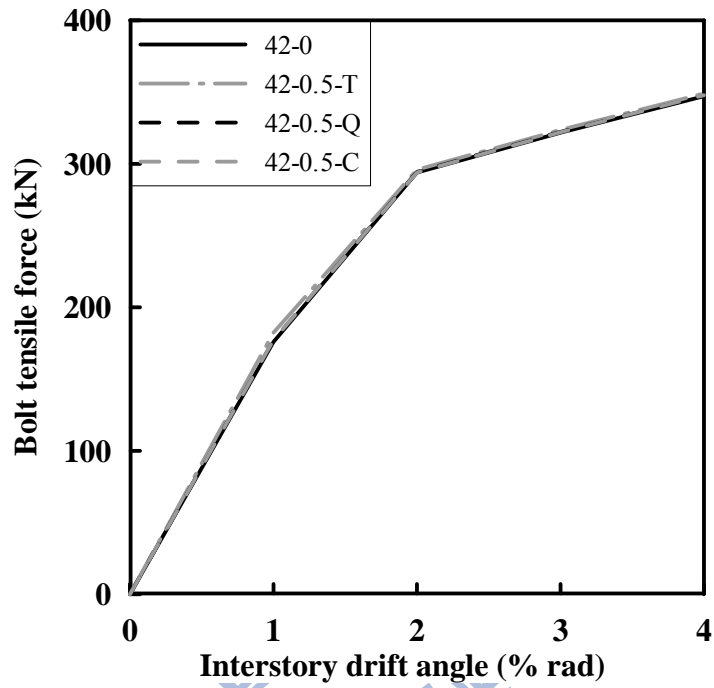


圖 4.22 加勁板斜率 0.5 之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖

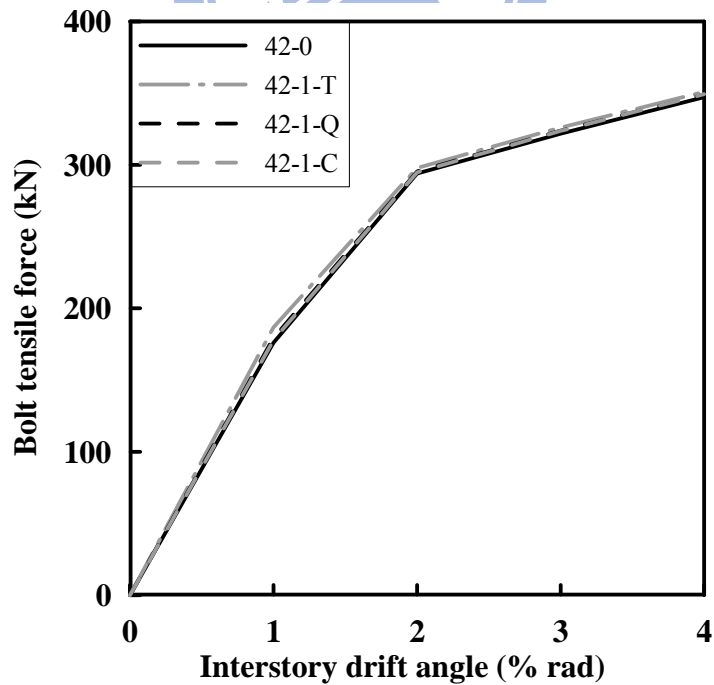


圖 4.23 加勁板斜率 1 之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖

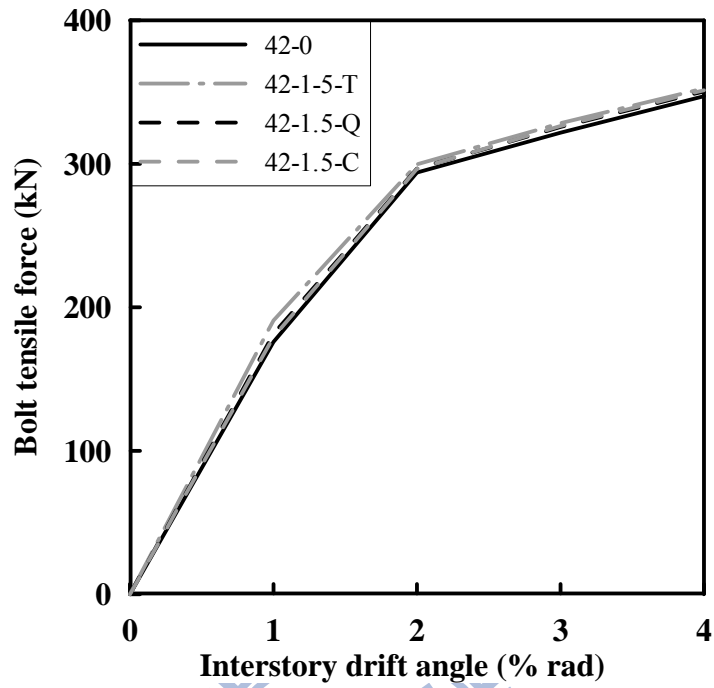


圖 4.24 加勁板斜率 1.5 之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖

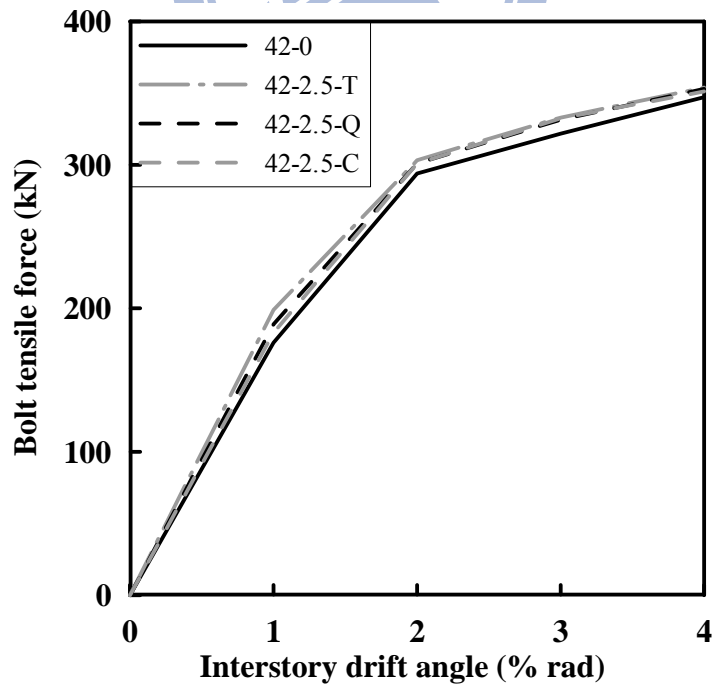


圖 4.25 加勁板斜率 2.5 之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖

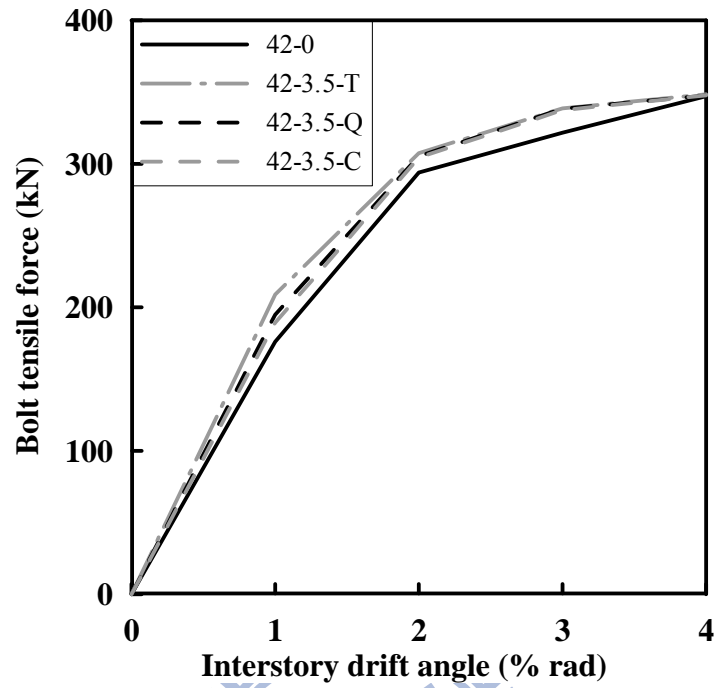


圖 4.26 加勁板斜率 3.5 之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖

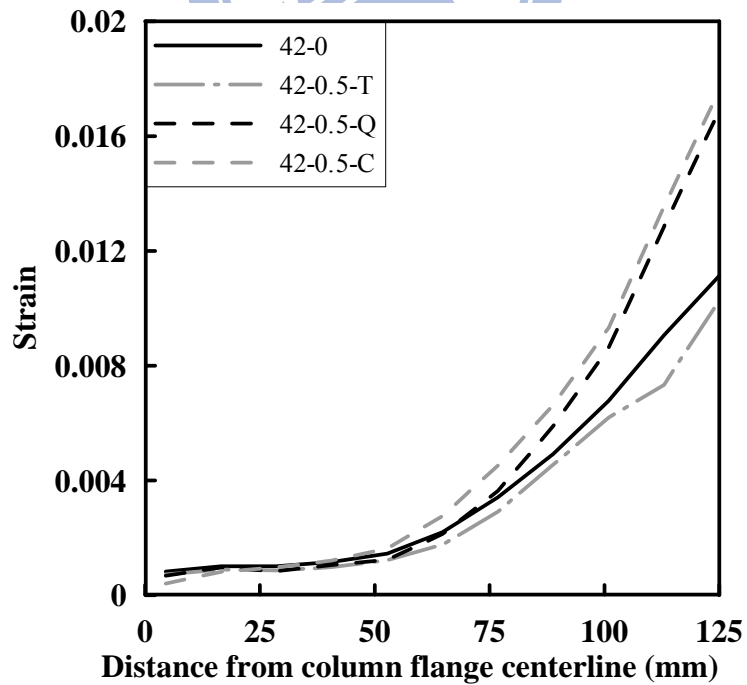


圖 4.27 加勁板斜率 0.5 於 2% 時拉力側焊道 von Mises 應變比較圖

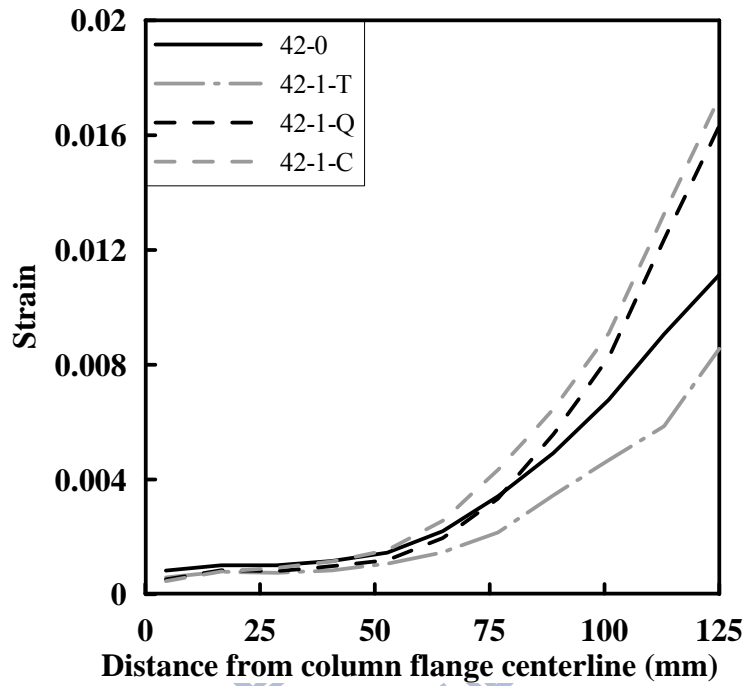


圖 4.28 加勁板斜率 1 於 2% 時拉力側焊道 von Mises 應變比較圖

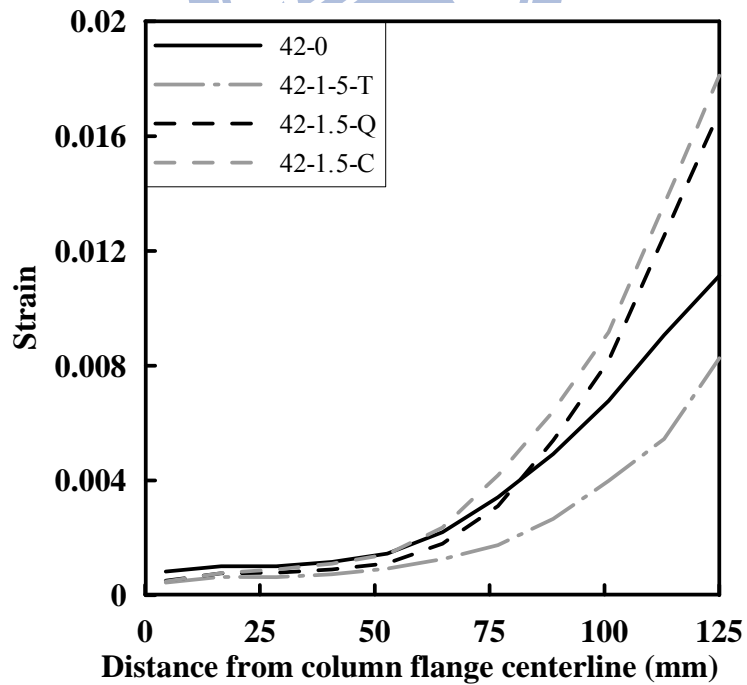


圖 4.29 加勁板斜率 1.5 於 2% 時拉力側焊道 von Mises 應變比較圖

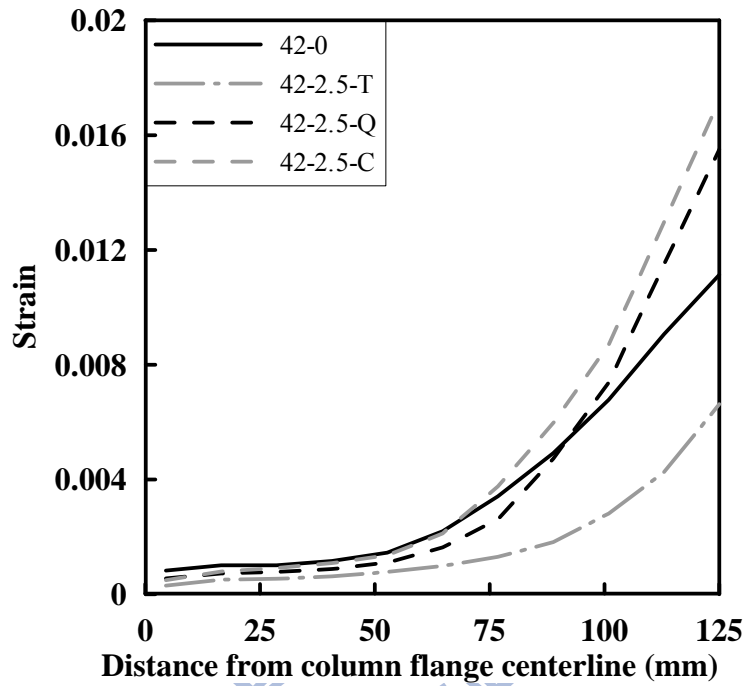


圖 4.30 加勁板斜率 2.5 於 2% 時拉力側焊道 von Mises 應變比較圖

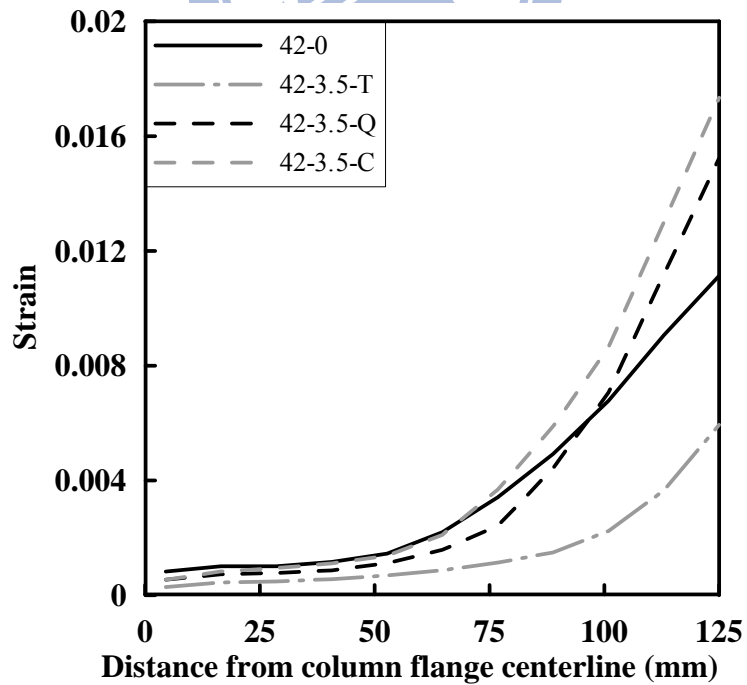


圖 4.31 加勁板斜率 3.5 於 2% 時拉力側焊道 von Mises 應變比較圖

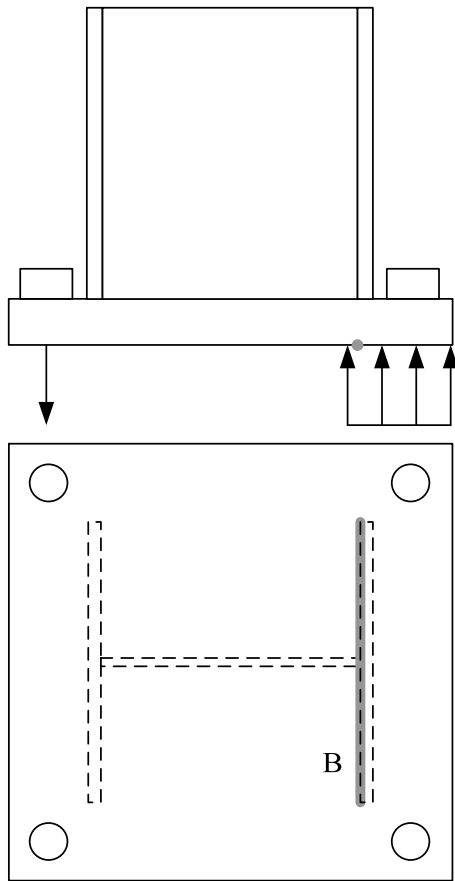


圖 4.32 柱基板底應變最大值發生處示意圖

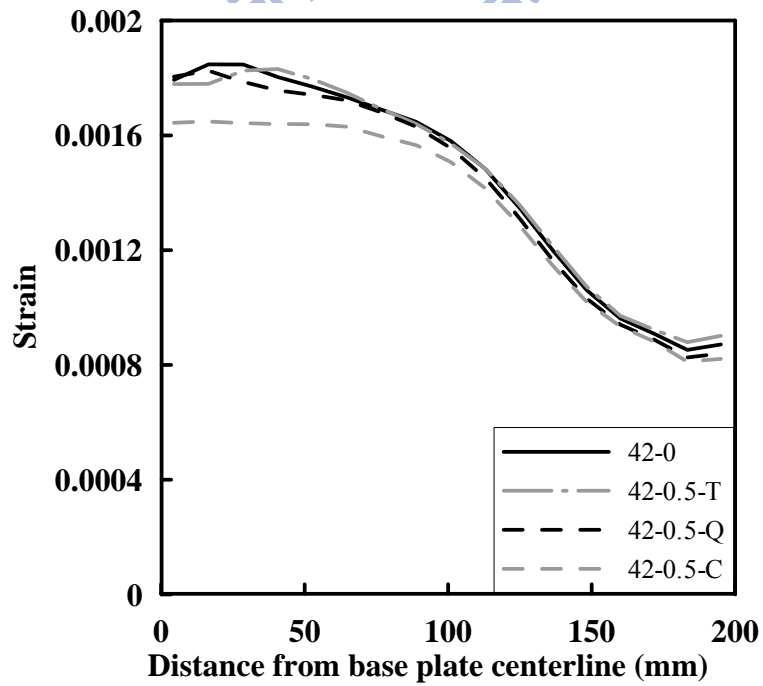


圖 4.33 加勁板斜率 0.5 於 2% 時柱基板底部 von Mises 應變比較圖

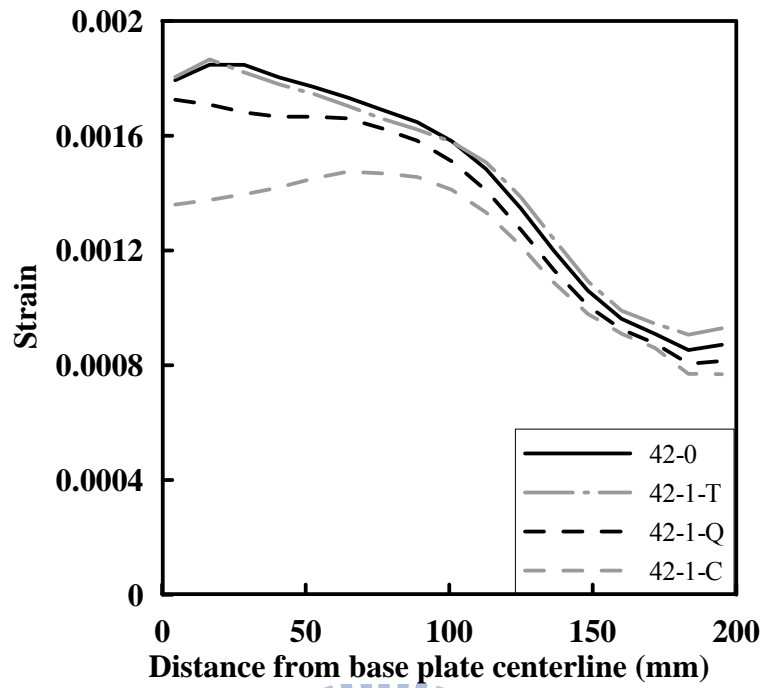


圖 4.34 加勁板斜率 1 於 2% 時柱基板底部 von Mises 應變比較圖

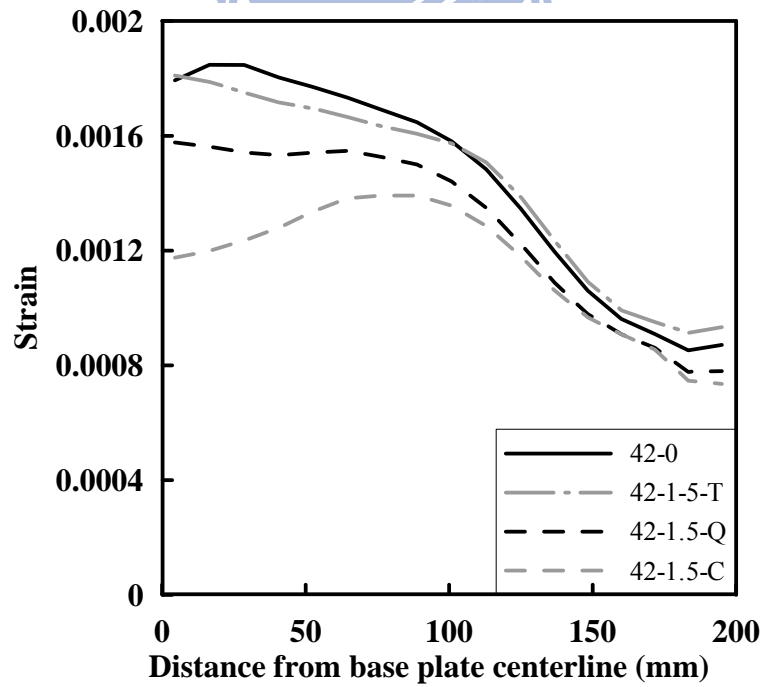


圖 4.35 加勁板斜率 1.5 於 2% 時柱基板底部 von Mises 應變比較圖

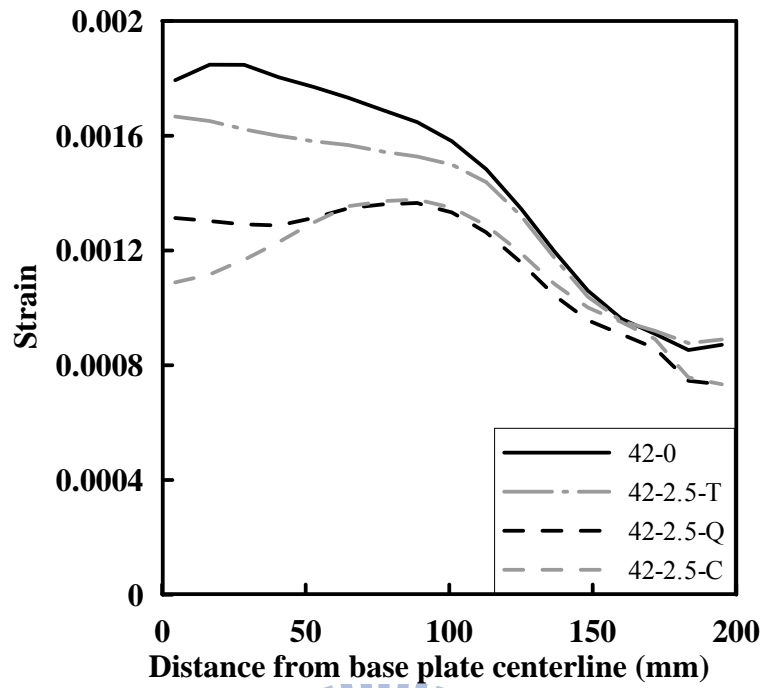


圖 4.36 加勁板斜率 2.5 於 2% 時柱基板底部 von Mises 應變比較圖

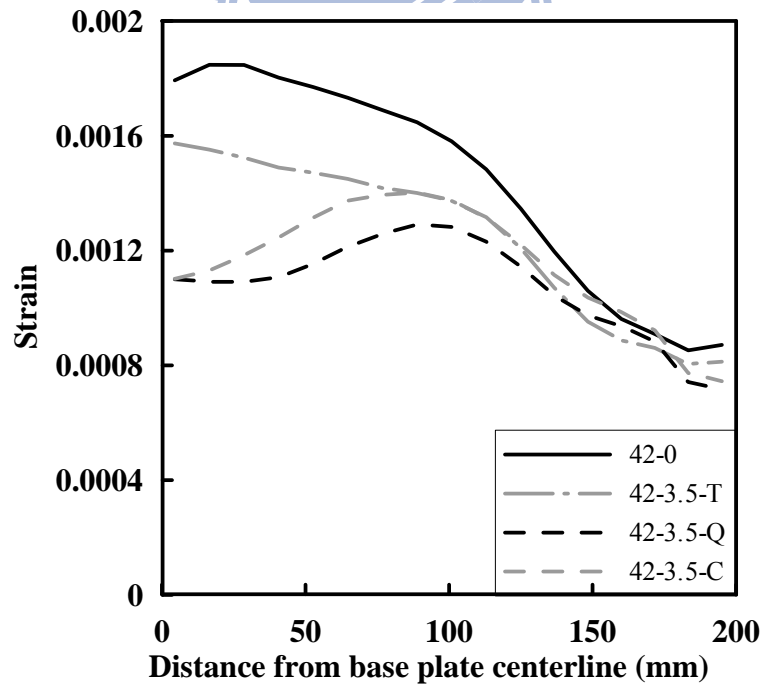
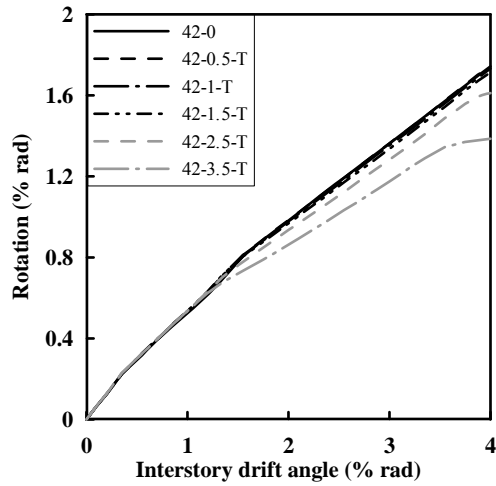
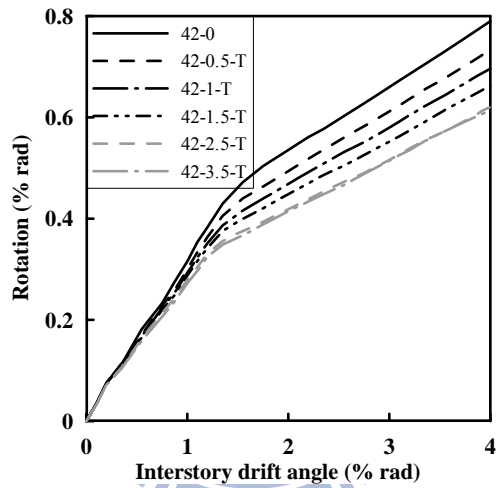


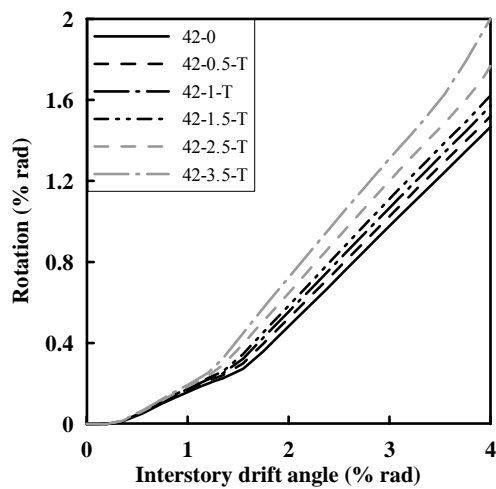
圖 4.37 加勁板斜率 3.5 於 2% 時柱基板底部 von Mises 應變比較圖



(a) 各加勁板斜率之柱變形造成之旋轉角



(b) 各加勁板斜率之柱基板變形造成之旋轉角



(c) 各加勁板斜率之螺栓變形造成之旋轉角

圖 4.38 加勁板位於端點時各斜率模型之旋轉角分量圖

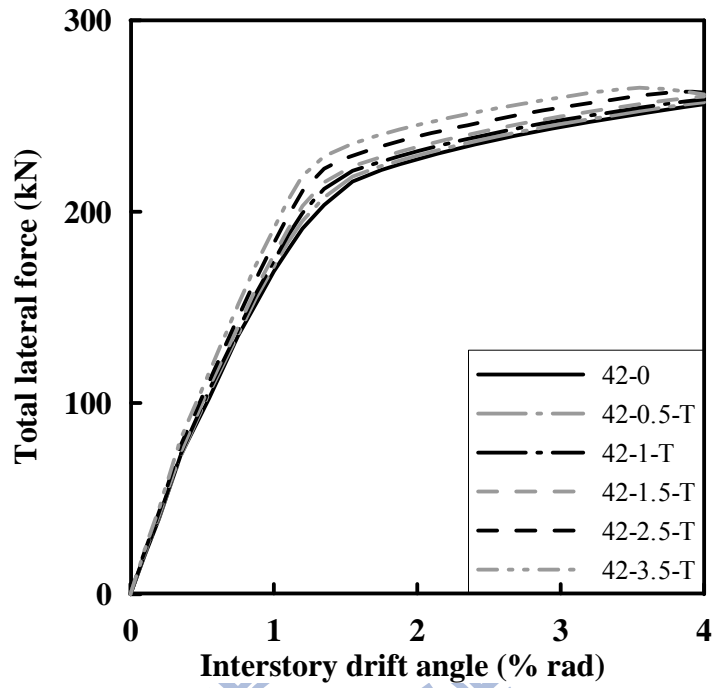


圖 4.39 加勁板位於端點時之各模型柱端側力-層間變位角比較圖

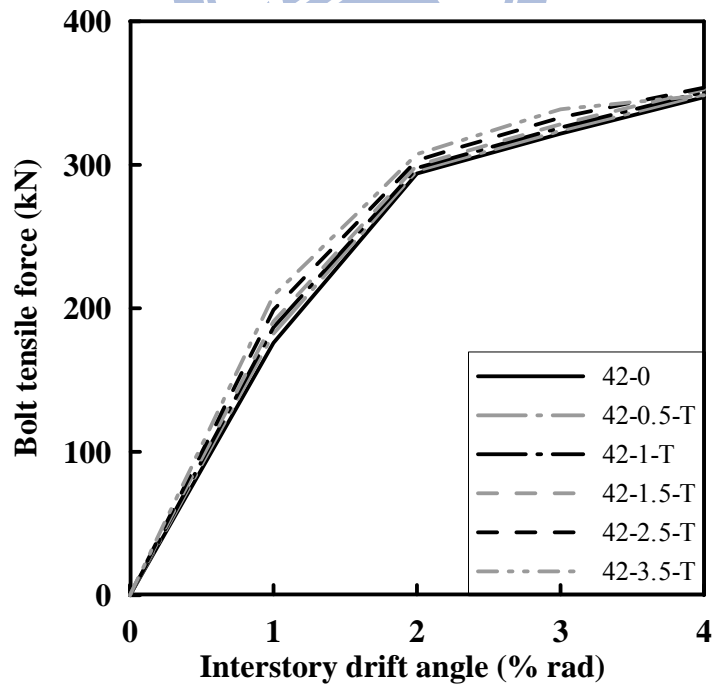


圖 4.40 加勁板位於端點時之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖

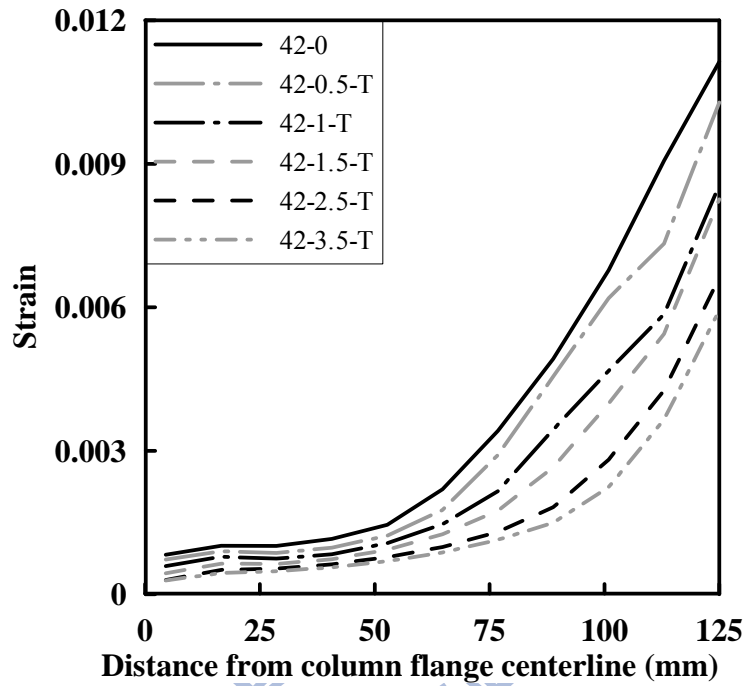


圖 4.41 各加勁板斜率於 2% 時之拉力側焊道 von Mises 應變比較圖

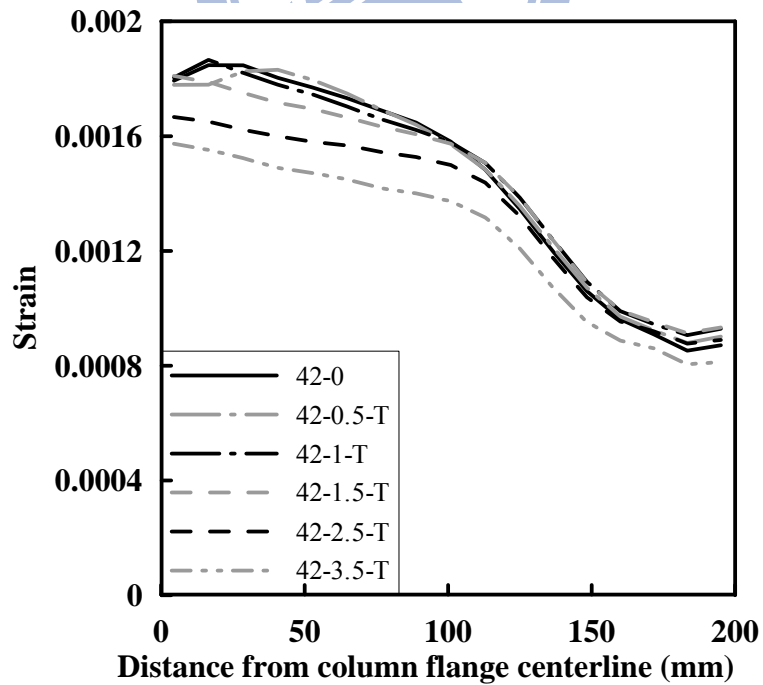
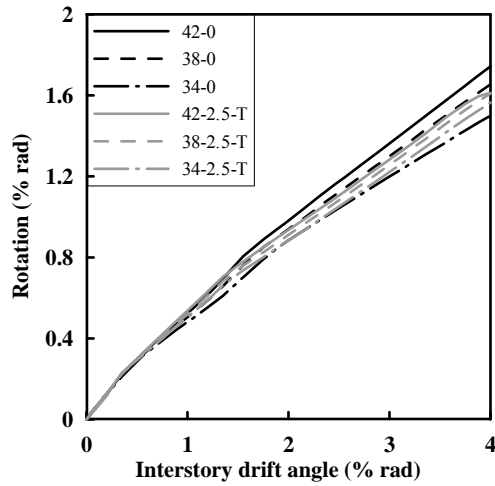
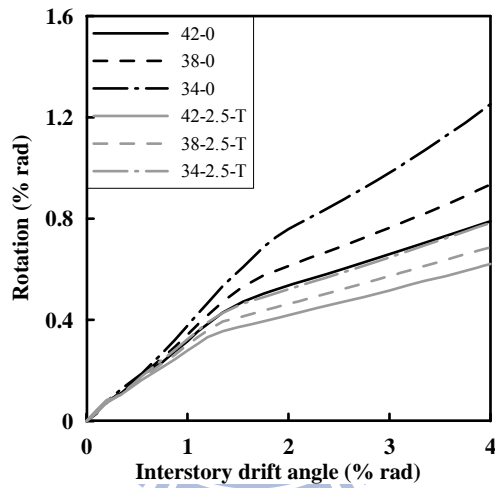


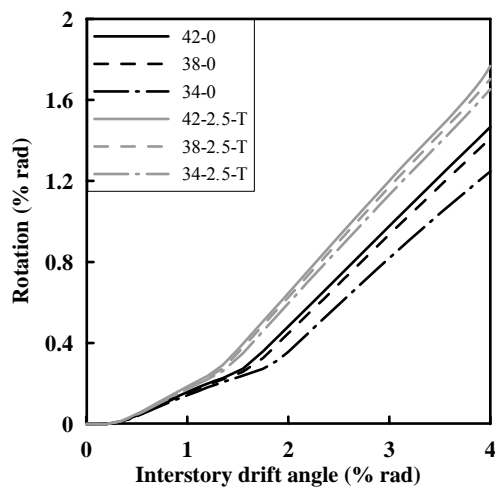
圖 4.42 各加勁板斜率於 2% 時之柱基板底部 von Mises 應變比較圖



(a) 各柱基板厚度之柱變形造成之旋轉角



(b) 各柱基板厚度之柱基板變形造成之旋轉角



(c) 各柱基板厚度之螺栓變形造成之旋轉角

圖 4.43 加勁板位於端點時各柱基板厚度模型之旋轉角分量圖

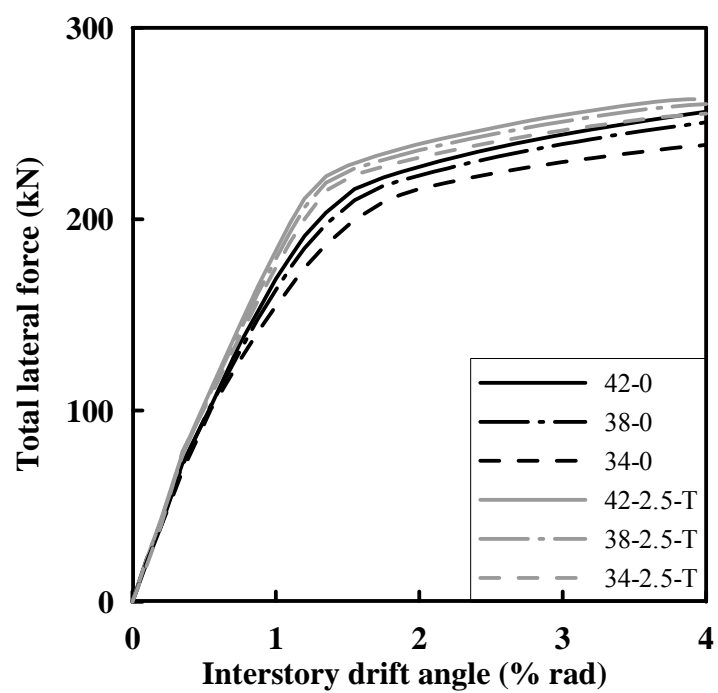
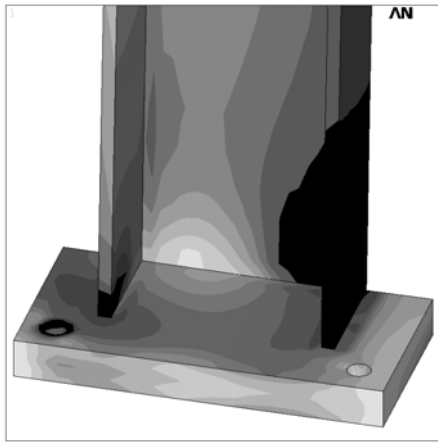
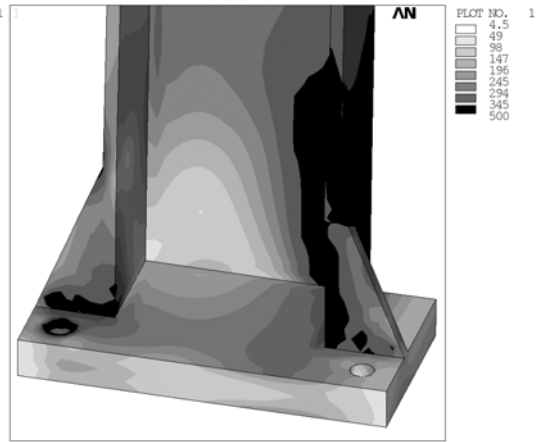


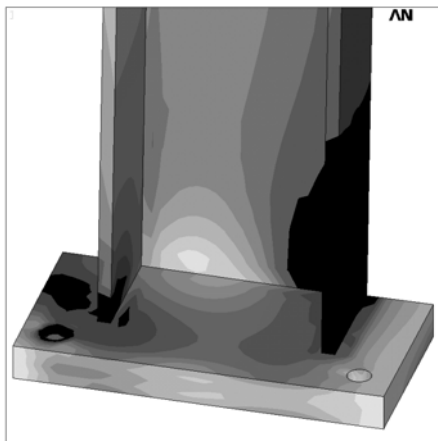
圖 4.44 不同柱基板厚度之各模型柱端側力-層間變位角比較圖



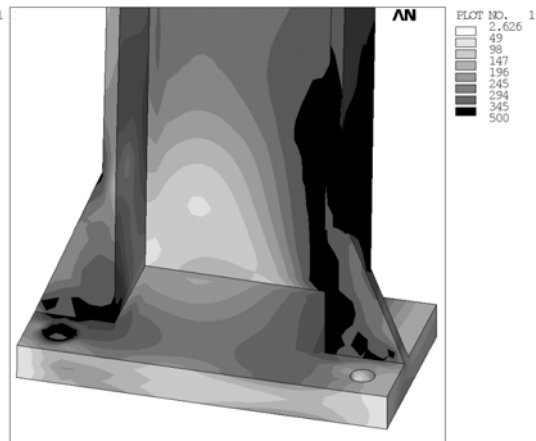
(a) 42-0



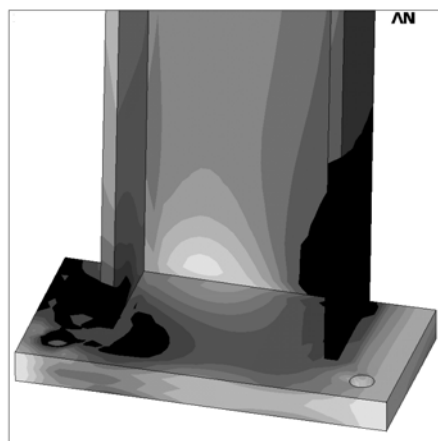
(b) 42-2.5-T



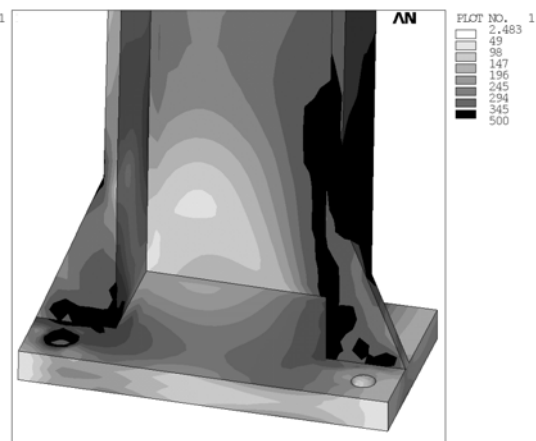
(c) 38-0



(d) 38-2.5-T



(e) 34-0



(f) 34-2.5-T

圖 4.45 不同柱基板厚度之各模型於 2%時之 von Mises 應力分布圖

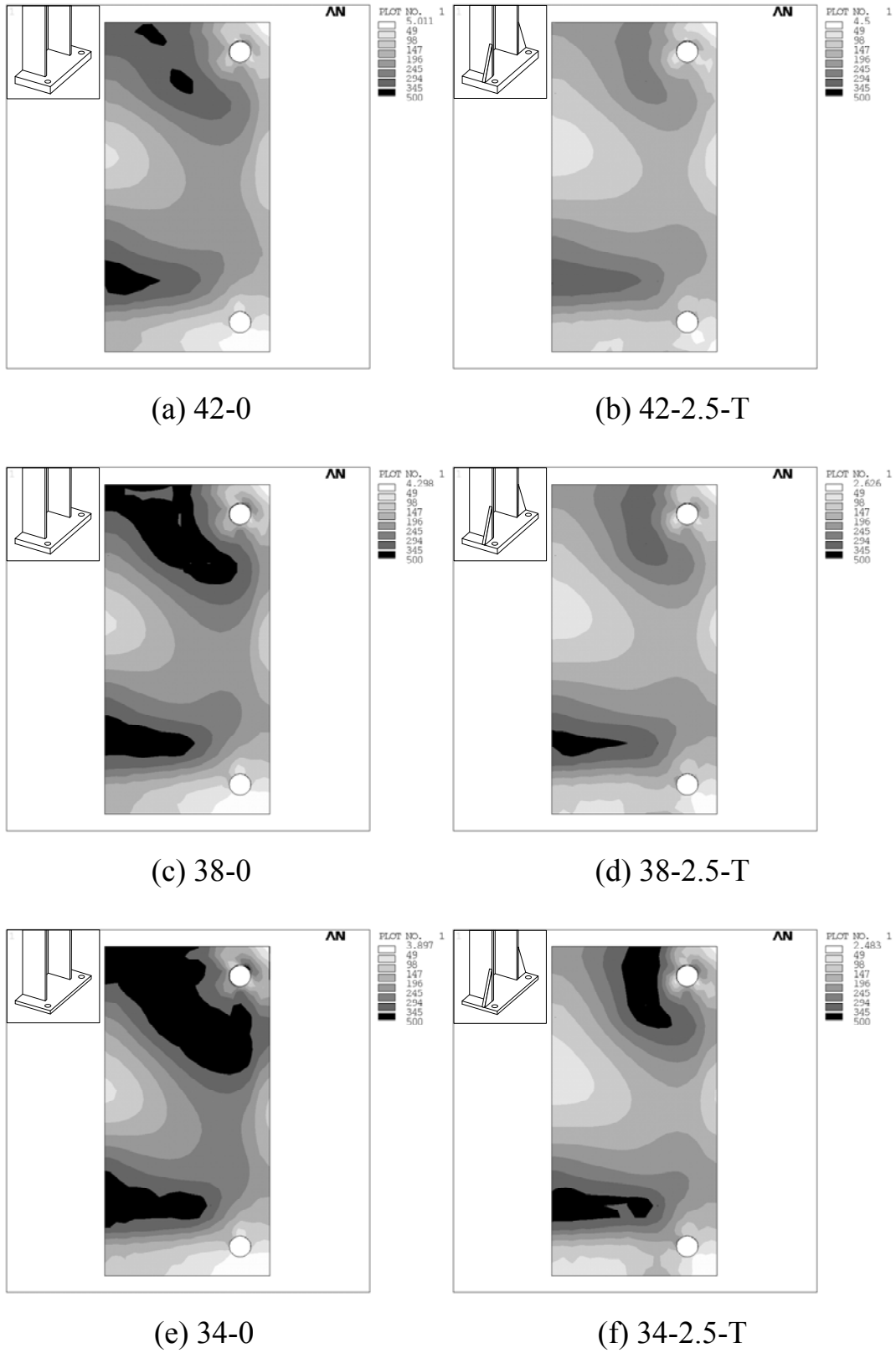


圖 4.46 不同柱基板厚度於 2% 之柱基板底部 von Mises 應力分布圖

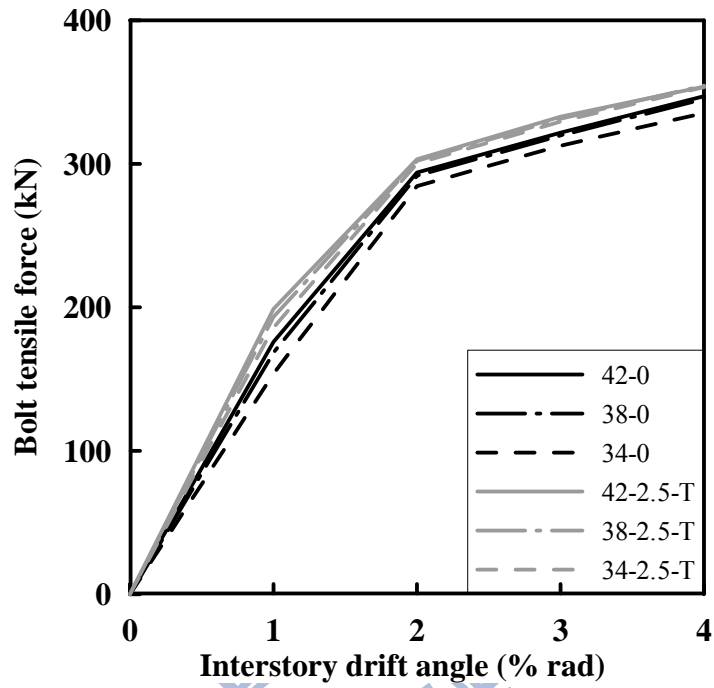


圖 4.47 不同柱基板厚度之各模型螺栓拉力-層間變位角比較圖

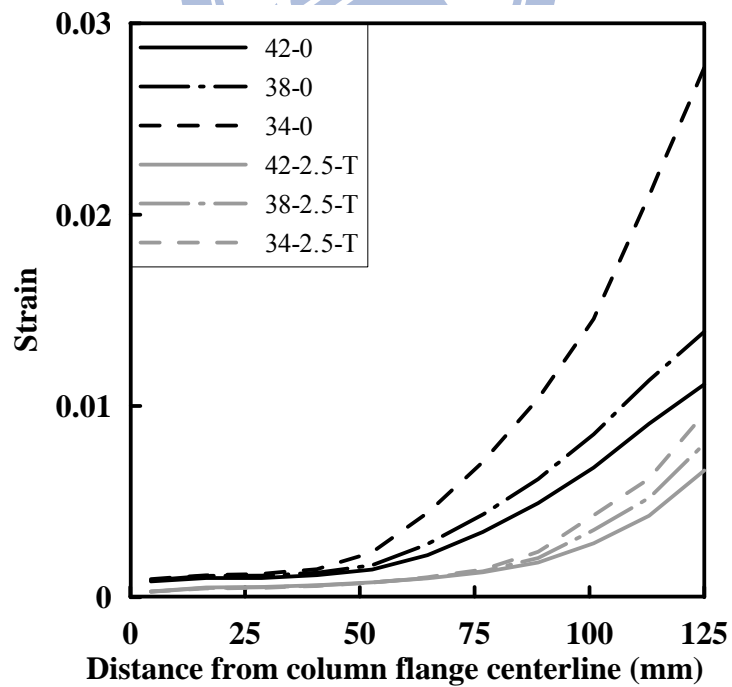


圖 4.48 不同柱基板厚度於 2% 時拉力側焊道 von Mises 應變比較圖

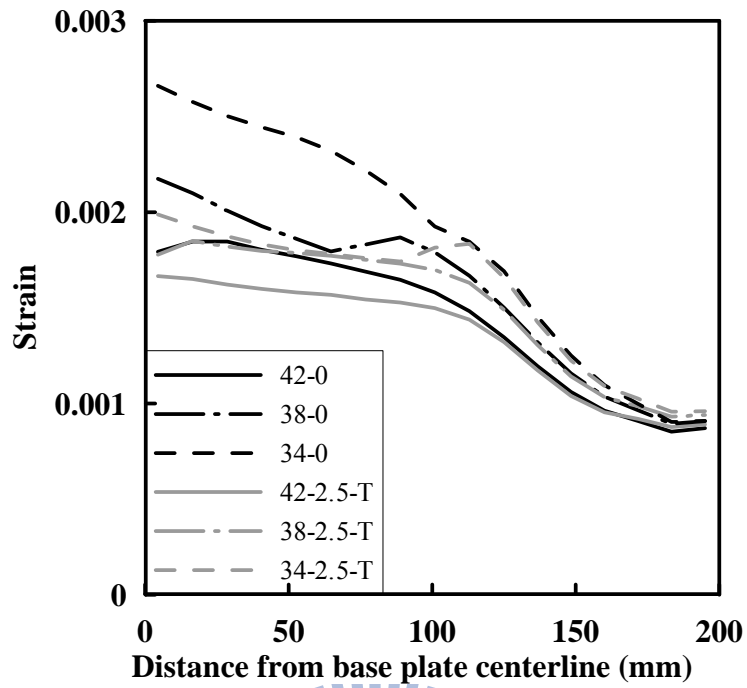
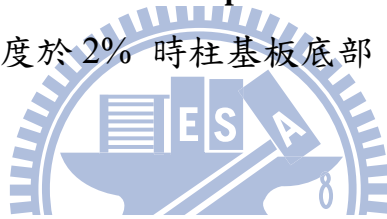


圖 4.49 不同柱基板厚度於 2% 時柱基板底部 von Mises 應變比較圖



N

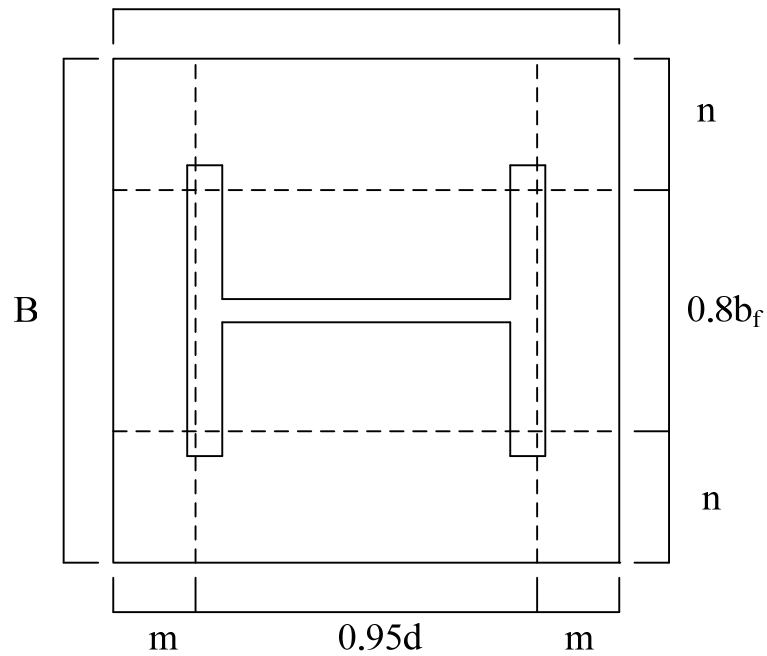


圖 4.50 AISC 設計手冊建議之 H 型鋼柱基板降伏線位置

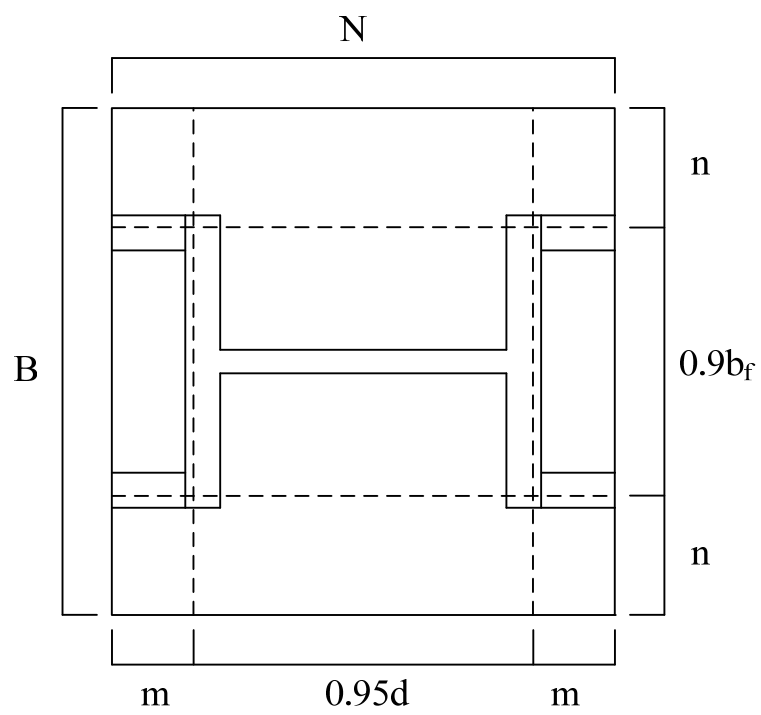


圖 4.51 本研究建議之 H 型鋼柱基板降伏線位置