

# 國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

束型框筒結構側向勁度加強分析



Parametric Study for Lateral Stiffnesses of Strengthened

Bundle-Tubular Structures

研 究 生：鍾人傑

指導教授：劉俊秀 教授

中華民國 一〇二年八月

# 束型框筒結構側向勁度加強分析

## Parametric Study for Lateral Stiffnesses of Strengthened Bundle-Tubular Structures

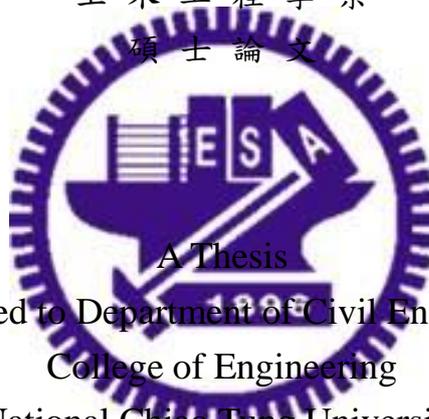
研究生：鍾人傑

Student：Jen-Chieh Chung

指導教授：劉俊秀 教授

Advisor：Prof. Gin-Sho Liou

國立交通大學  
土木工程學系  
碩士論文



Submitted to Department of Civil Engineering  
College of Engineering  
National Chiao Tung University  
in Partial Fulfillment of the Requirements  
for the Degree of Master  
in  
Civil Engineering  
August 2013  
Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇二年八月

# 束型框筒結構側向勁度加強分析

研究生：鍾人傑

指導教授：劉俊秀 教授

國立交通大學土木工程學系



框筒結構為現今許多高樓建築採用的結構模式,而束型框筒結構為一般框筒的改良型模式,且也應用於實際案例之中。對於超高樓結構而言,風力載重所造成的側位移影響遠比地震所造成的還需要優先考慮,因此這篇論文主要是在討論如何增加受水平風力下束形框筒結構之的側向勁度。

主要嘗試的方法有縮短各個內柱之間的距離、於結構體加上剛臂支架系統或者加上大型支撐型的對角斜撐。利用這三種可增加束型框筒結構側向勁度的方法,於 SAP2000 的建模分析之下,相互比較受水平風力下的側位移、結構柱的軸力以及束型框筒結構中出現的剪力延遲效應。

關鍵字:束型框筒結構、剛臂支架、大型對角斜撐、剪力延遲效應、SAP2000

# Parametric Study for Lateral Stiffnesses of Strengthened Bundle-Tubular Structures

Student : Jen-Chieh Chung

Advisor : Prof. Gin-Show Liou

Department of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

## Abstract

The logo of National Chiao Tung University is a circular emblem. It features a gear-like outer border. Inside the circle, there are stylized Chinese characters '國立交通大學' (National Chiao Tung University) and the year '1896'. The word 'Abstract' is overlaid on the logo in a bold, black font.

The most generally used structural type to build a tall building is Bundled-Tube Structure, and Bundled-Tube Structure which also usually being used to build a tall building is one type of modified Framed-Tube Structure. In the case of tall buildings, displacement caused under wind load is more important than displacement caused by earthquake. Therefore, how to increase the stiffness of Framed-Tube Structure under wind load is mainly discussed in this paper.

Shortening distance of every column, attaching Outrigger-Braced Structure to structure and adding Big-Bracing to structure is the main way I used for increasing stiffness of Bundled-Tube Structure. Then i did a comparative analysis between displacement caused by wind load, stress of columns and shear lag through the analysis of SAP2000.

Keywords : Bundle Tubular, Outrigger-Braced Structure, Big-Bracing, Shear Lag Effect, SAP2000.

## 誌謝

研究生的這一階段即將邁入尾聲，這兩年在充滿學術風氣的校園之中覺得學習及成長到了不少，首先最感謝劉俊秀指導教授平時的帶領以及於研究上的指點，使得遇到研究瓶頸時能夠有如燈塔撥雲見日，引領學生走向正確之路。感謝口試委員黃炯憲教授、鄭復平教授，帶給學生論文的建議與指教改正，使論文內容能更加完善。相當高興在這充滿自由風氣以及發揮自我的團隊之下，使自己更加茁壯堅強。

感謝這些時日來的研究室同學孟幹、武漆和勃欲，有他們的相互扶持以及學習上的切磋之下，減低了些許的課業壓力，也讓這兩年來的學校生活充滿著歡笑及淚水，更相互激盪出許多人與人之間的相處之道，而我也相信不管在哪一條路上，未來各位都能走得很好。也感謝學弟寬寬及暉生，於平時的幫忙及處理研究室瑣碎的雜務，使得我們能夠更加專心致力於研究上。

更加需要感謝我的父母、家人提供無需擔憂的後盾，使我能這在兩年的時間內只需要好好面對自己的學業，謝謝你們的支持以及體諒，有你們我才能成功的拿下此榮耀。最後謝謝親愛的咪咪，很高興這一路上有你的陪伴，以及體貼我有時候忙碌研究沒有太多時間與你相處，希望未來我們能夠更加長久穩定。要謝的人太多了，那就謝天吧。

# 目錄

摘要 .....	I
ABSTRACT .....	II
誌謝 .....	III
目錄 .....	IV
表目錄 .....	VII
圖目錄 .....	VIII
<b>第一章 緒論 .....</b>	<b>1</b>
1.1 研究背景 .....	1
1.2 研究動機 .....	2
1.3 文獻回顧 .....	2
1.4 論文內容 .....	4
<b>第二章 束型框筒結構與側向勁度加強系統介紹 .....</b>	<b>5</b>
2.1 束型框筒結構 ( <i>BUNDLED-TUBE STRUCTURE</i> ) .....	5
2.2 束型框筒結構側向勁度強化系統 .....	6
2.2.1 剛臂支架結構系統( <i>Outrigger-Braced Structure</i> ) .....	7
2.2.2 大型對角斜撐 ( <i>Big-Bracing</i> ) .....	7
<b>第三章 剪力延遲效應探討 .....</b>	<b>9</b>
3.1 剪力延遲效應介紹 .....	9
3.1.1 剪力延遲效應( <i>Shear Lag Effect</i> ) .....	9
3.1.2 影響剪力延遲效應之因素 .....	10



3.2 束型框筒結構中剪力延遲效應 .....	11
<b>第四章 束型框筒結構分析之設定 .....</b>	<b>13</b>
4.1 軟體介紹及風力規範 .....	13
4.1.1 SAP2000 軟體介紹 .....	13
4.1.2 台灣風力規範 .....	14
4.1.2.1 外風壓係數 $q$ .....	14
4.1.2.2 陣風反應因子 $G$ .....	16
4.1.2.3 風壓係數 .....	18
4.2 束型框筒模型設定 .....	18
4.2.1 預分析之模型設定 .....	18
4.2.1.1 SAP2000 對梁柱交接剛性區設定 .....	20
4.2.1.2 SAP2000 對剛性樓板節點束制設定 .....	21
4.2.1.3 模型水平側向力加載參數設定 .....	22
4.2.2 結構側向勁度加強系統 .....	23
4.2.2.1 剛臂支架結構系統 .....	24
4.2.2.2 大型對角斜撐 .....	25
4.2.3 實際分析之簡化對半模型 .....	26
<b>第五章 案例分析及比較 .....</b>	<b>27</b>
5.1 水平側向位移比較 .....	27
5.1.1 束型框筒柱間距 .....	27
5.1.2 束型框筒結構搭配剛臂支架 .....	28
5.1.3 束型框筒結構搭配大型對角斜撐 .....	29
5.1.4 忽略內桿 .....	30

5.2 軸應力比較.....	31
5.2.1 束型框筒柱間距.....	31
5.2.1.1 翼板端.....	31
5.2.1.2 腹板端.....	33
5.2.2 束型框筒結構搭配剛臂支架.....	34
5.2.2.1 翼板端.....	34
5.2.2.2 腹板端.....	36
5.2.3 束型框筒結構搭配大型對角斜撐.....	38
5.2.3.1 翼板端.....	38
5.2.3.2 腹板端.....	40
<b>第六章 結論與建議.....</b>	<b>42</b>
6.1 結論.....	42
6.2 建議.....	43
<b>參考文獻.....</b>	<b>44</b>



## 表目錄

表 4-1 地況相關參數[15].....	46
表 4-2 計算 $K_z$ 所用之 $K_1 K_2 K_3$ 值[15].....	46
表 4-3 外風壓係數 $C_p$ [15] .....	47
表 4-4 各高度風壓轉換之等效節點力 .....	48



# 圖目錄

圖 2-1. 傳統箱型框筒建築結構.....	49
圖 2-2. 希爾斯大樓(SEAR TOWER) .....	49
圖 2-3. ONE MAGNIFICENT MILE 大樓 .....	50
圖 2-4. WACHOVIA FINANCIAL CENTER 大樓 .....	50
圖 2-6. 剛臂支架結構受水平側力時兩端柱之影響.....	52
圖 2-7. 剛臂支架對結構受水平側力時側位移與核心彎矩之影響 .....	52
圖 2-8. 大型對角斜撐示意圖 .....	53
圖 2-9. 780 THIRD AVENUE 大樓.....	53
圖 3-1. 框筒結構受水平側力下翼板端與腹板端柱軸應力分佈[3].....	54
圖 3-2. 剪力延遲效應作用下翼板端框架中柱的軸向變形[3].....	54
圖 3-3. 束型框筒結構受水平側力柱軸應力剪力延遲現象[3].....	55
圖 4-1. SAP2000 九宮格束型框筒斷面圖。 .....	56
圖 4-2. 束型框筒梁之斷面圖 .....	56
圖 4-3. 束型框筒主柱斷面圖 .....	56
圖 4-4. 束型框筒內柱斷面圖 .....	57
圖 4-5. SAP2000 中梁柱交接剛性區設定 .....	57
圖 4-6. SAP2000 中各樓層節點剛性樓板設定 .....	58
圖 4-7. 高度與風壓關係圖 .....	58

圖 4-8. 鋼管混凝土柱斷面圖 .....	59
圖 4-9. 剛臂支架中剪力核心配置圖 .....	59
圖 4-10. 箱型筒內再加上十字型鋼結構斷面圖 .....	60
圖 4-11. 剛臂支架中水平桁架配置圖 .....	60
圖 4-12. 束型框筒結構搭配勁度加強系統圖 .....	61
圖 4-13. 對半分析之束型框筒模型斷面 .....	62
圖 5-1. 束型框筒模型改變柱間距對側位移之影響比較 .....	63
圖 5-2. 剛臂支架斷面對側位移之影響比較圖 .....	63
圖 5-3. 不同柱間距之下剛臂支架斷面對側位移之影響比較圖 .....	64
圖 5-4. 不同柱間距之下大型對角斜撐對側位移之影響比較圖 .....	64
圖 5-5. 移除內柱之側向勁度加強系統對側位移之影響比較圖 .....	65
圖 5-6. Z=0M 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖 .....	66
圖 5-7. Z=200M 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖 .....	66
圖 5-8. Z=400M 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖 .....	67
圖 5-9. Z=600M 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖 .....	67
圖 5-10. Z=800M 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖 .....	68
圖 5-11. Z=1000M 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖 .....	68
圖 5-12. Z=0M 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	69
圖 5-13. Z=200M 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	69
圖 5-14. Z=400M 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	70

圖 5-15. Z=600M 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	70
圖 5-16. Z=800M 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	71
圖 5-17. Z=1000M 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	71
圖 5-18. Z=0M 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖 .....	72
圖 5-19. Z=200M 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)之柱應力比較圖 .....	72
圖 5-20. Z=400M 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)之柱應力比較圖 .....	73
圖 5-21. Z=600M 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)之柱應力比較圖 .....	73
圖 5-22. Z=800M 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)之柱應力比較圖 .....	74
圖 5-23. Z=1000M 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)之柱應力比較圖 .....	74
圖 5-24. Z=0M 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	75
圖 5-25. Z=200M 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	75
圖 5-26. Z=400M 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	76
圖 5-27. Z=600M 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	76
圖 5-28. Z=800M 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖 .....	77
圖 5-29. Z=1000M 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處柱應力比較圖 .....	77
圖 5-30. 束型框筒結構搭配剛臂支架其剪力核心於結構下方圖 .....	78
圖 5-31. Z=0 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板端(X=-120)柱應力比較圖 .....	78
圖 5-32. Z=200 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板(X=-120)柱應力比較圖 .....	79
圖 5-33. Z=400 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板(X=-120)柱應力比較圖 .....	79
圖 5-34. Z=600 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板(X=-120)柱應力比較圖 .....	80

圖 5-35. Z=800 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板(X=-120)柱應力比較圖 .....80

圖 5-36. Z=1000 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板(X=-120)柱應力比較圖 .....81

圖 5-37. Z=0 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖 .....81

圖 5-38. Z=200 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖 .....82

圖 5-39. Z=400 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖 .....82

圖 5-40. Z=600 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖 .....83

圖 5-41. Z=800 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖 .....83

圖 5-42. Z=1000 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖 .....84



# 第一章 緒論

## 1.1 研究背景

房屋結構物建築利用鋼筋混凝土為材料始於十九世紀初，由於建築材料以及施工技術不完善再加上人們當時的生活型態，建築物高度通常不超過十到十五公尺，且必須利用不斷放大斷面尺寸的梁柱，才能建造出相對高的建築。這樣一來的施工方式相對的也壓縮到了每層樓可使用的空間比例，對於經濟效應以及實際使用上的方便度都是相當的不良。

電梯的發明及建築技術的提昇，到了二十世紀出現了鋼框式結構形態的建築結構，此時高樓的高度來到了一百公尺到一百五十公尺之間，而無法再向上發展的原因主要取決於框架結構，其柱子像棋盤狀佈置，既要承受豎向荷載，又要抵禦側向作用，隨著設計層數的增加，豎向荷載也逐步增加，底層柱子的截面也要跟著增加，在現有的材料條件下，達到六十幾層的高度，底層的柱子已經大到了驚人的程度。而且柱子的截面與載荷面積直接相關，這導致越是建築物中間的柱子，載荷面積越大，截面就越大，嚴重影響建築空間的使用效果。

F.R.Khan[2]提出新的解決辦法，即是框筒型結構。將大量建築材料密集擺放在周邊，內部反而保持中空，卻能大大提高了整個截面的抗側向作用的能力。而外圍的筒體承受水平作用，主要是依靠整體的幾何效應來抵抗，而不是依靠加大構件截面來完成。在建設成本增加不大的前提下，此框筒型結構方法大大提高了建築物的可建造高度。由1969年建成的漢考克中心大樓，我們可以了解F.R.Khan[2]又進一步改良其框筒結構系統，在單純的密柱框架的基礎上增設了斜撐，構成了帶斜撐的框架筒體，外牆上巨大的X型對稱桁架斜撐增強了外圍筒體抵抗側向力之勁度，也可減少柱子之數

量，更提供了更多的使用空間，增加經濟及使用上之效應。

## 1.2 研究動機

為了結構安全以及使用者舒適度為考量，超高樓層建築以抵抗水平側力以及側力所造成的側向位移為重要目標。由於束型框筒型結構當受到水平載重時會存在剪力效應的影響，在此效應之下結構體即無法達到古典力學理論上的勁度，皆而影響到了束型框筒結構往更高的高度發展。

本論文的主要研究即是在探討對於超高樓層的束型框筒結構，若是縮短其柱間距、結構加上剛臂支架結構系統(Outrigger-Braced Structure)或加上大型對角斜撐 (Big Bracing) 這三種情況下來做一比較。

藉著使用電腦結構分析軟體(SAP2000)，分析各種案例下的束型框筒結構受到水平的風力載重之下，隨高度變化之側位移，以及翼板端與腹板端框架柱軸應力分布曲線，並由此曲線得到我們想要觀察的束型框筒結構剪力延遲效應。

最後藉由相互比較出來之結果，希望能了解到不同勁度加強方法對於束型框筒受水平側力作用的影響，也可以更了解超高樓層的束型框筒結構之剪力延遲行為。

## 1.3 文獻回顧

由 Mir M.Ali[1]文章中瞭解到了高樓結構發展歷史以及所希望達到的目標，對於各種建築形式分析並了解。將高樓層建築的主要材料可以分為鋼筋混凝土材料以及鋼構式建築，建築形式則隨著材料的不同也配合改變著。在對於建築材料以及形式上有所基礎認知了以後，我們必須選定適合於本文的各種結構類型和建構材料。這裡我們

選定以鋼為材料的束型框筒斷面來當作研究的主题。

框筒結構為 F.R.Khan[2]所提出的一種建築結構方法，而在方形框筒結構的簡化分析方法中，分為兩中分析方法，分別為等效平面構架分析和等效連續筒模型分析方法。F.R.Khan[2]與 B.S.Smith[3]提出將框筒結構由三維簡化成等效平面二維構架，然後再利用分析程式隊二維構架平面進行分析，此為等效平面構架的分析方法。B.S.Smith[3]認為等效平面架構是為一種於受水平載重下相當適合的對稱框筒結構的簡化法。利用對稱關係將四分之一原本的框筒結構取來分析，並定出等效平面構架分析的位移邊界條件，以及利用虛擬的剛性梁及聯桿將結構物簡化分析角柱的位移條件與受力行為。除此之外為了增加我們所構建之束型框筒側向勁度，Mir M. Ali[1]的文章中提到 Belt truss 在鋼結構高樓層結構建築中的運用與發展情形，在實際的工程運用上，Belt truss 與 Outrigger 或核心(Core)結構搭配使用，R.s.Nair[4]與 S.Fawzi[5]都曾經對此結構方式做過研究。

高層樓層利用深梁或者是帶狀桁架結構來增加結構物的側向勁度，已達到減少結構側向位移。在剛臂支架結構中，Taranath B.S.[6]分析在均勻結構的基本假設之下，受水平均佈載重的單層剛臂支架結構，使得結構側向位移為最小的情形。接著，Muvdi J.W.[7]和 NcNabb B.B.[8]開始分析具有多層剛臂支架搭載的結構系統，而得到的結論為每當增加一組剛臂支架後，其所能提供並增加整體的側向勁度都較前一個剛臂支架來的小。

剪力延遲效應(Shear Lag Effect)的研究最早是在航太工程領域中出現。但是在後來，剪力延遲效應也被發現在高樓結構中出現，尤其是本文所探討的框筒結構中，有許多的剪力延遲形式以及應用，也成為了框筒結構研究分析的重點所在。在 A.Coull[9]與 A.K.H.Kwan[10]的分析方法中，由腹板端及翼板端的柱軸力分部情形可看出剪力延遲的程度。

D.A.Foutch[11]在承受均佈載重下的懸臂箱型梁中發現結構物負剪力延遲的現象。S.T.Chan[12]以有限元素法分析，驗證了懸臂箱型梁在均佈載重下的負剪力延遲效應，但並沒有對此現象之發生原因作說明。J.J.Connor[13]為框筒結構中正剪力延遲現象與負剪力延遲現象做了定義與剪力延遲效應隨結構高度變化與分佈的情形。Y.Singh[14]說明框筒結構中負剪力延遲效應產生的原因。

而最後此文參考了王俊超[15]的束型框筒力學參數分析與郭恆志[16]的內縮型式框筒結構力學參數分析研究，其中對於不同樣式的框筒型式進行風力加載，改變其結構物的梁勁度後，對於剪力延遲效應的影響及整體勁度的提升有何成效及分析。並利用SAP200軟體對特定位置進行帶狀桁架的模擬設定，比較在配置桁架前後的差異。



## 1.4 論文內容

本論文總共分為六個章節。第一章為緒論，主要說明研究背景、研究動機以及所參考的文獻之回顧。第二章為束形框筒結構與側向勁度加強方法的介紹，主要是介紹本文中所使用之束型框筒結構其概念與使用上的好處，以及幾個使用其設計概念的建築例子。另外也在此章說明搭配在束型框筒結構上的兩種側向勁度加強系統及實際使用之建築案例。第三章為框筒結構中的剪力延遲效應探討，簡單說明發生原因以及影響其效應之因素，並比較框筒結構以及束型框筒結構剪力延遲效應。第四章為束型框筒結構分析之設定，在此章詳細說明利用分析軟體所建構之模型參數以及設定，並且介紹風力規範和欲分析之各種案例。第五章為SAP2000分析結果比較，利用分析軟體所提供之各個案例數值，相互之比較及分析。第六章為結論以及建議，針對第五章出來之分析結果進行討論，最後提出日後可進行研究或者實務上的建議及方向。

## 第二章 束型框筒結構與側向勁度加強系統介紹

### 2.1 束型框筒結構 (Bundled-Tube Structure)

傳統框筒結構 (Framed-Tube Structure) 最早由 Fazlur R. Khan 所提出，其結構主要是把梁柱結構密集佈置在建築物周圍，如圖 2-1，則為斷面為箱型之框筒結構建築。此建築結構方法主要是希望能藉由幾何的方法使得建築物抵抗彎矩之能力大幅提升，增加其側向勁度並且保持大量可自由使用的內部環境。

束型框筒結構則是由兩個以上的框筒連結在一起所組成的結構體系，如同傳統的單框筒型結構，束型框筒結構在受水平側力的時候，由於梁的勁度大，腹板端與翼版端框架將共同參與抵抗水平側力，如此即能大幅提升結構的側向勁度，也可使得水平側位移較小。除此之外，束型框筒結構受水平側力作用時，平面內勁度無限大的剛性樓板將可約束各個框筒一起變形，我們可以看出是許多框筒結構一起承受水平側力，也因為束型框筒結構側向勁度相當大，建築結構物也可以應用到相當高的高度。

由多個框筒結構所組成之束型框筒結構，在實際使用上也因為其靈活的斷面性質而顯得相當容易自由發揮，如此一來許多不同形狀及尺寸的平面上皆可以應用，這特性對於用地取得不易的都市或者是建築物外型的美觀設計上都是相當的方便，而內部空間的使用設計上也是較其他種建築形式來得容易。

在工程實例上，下面列舉三個束型框筒結構：

#### (1) 方形平面束型框筒結構：

1972 年於美國芝加哥市 110 層樓 442.3 公尺高的希爾斯大樓(Sears Tower)，是束型框筒結構典型的實例。

希爾斯大樓是由 F.R.Khan 所設計，如圖 2-2，1 至 50 層樓為 9 個正方形框筒所組

成之九宮格正方形平面，每個框筒邊長 22.8 公尺。而 50 層樓以上分三次(51 到 66、67 到 90 及 91 到 110 層)在不同高度時將框筒部份做變化達到減少截面積的方法。

(2) L 型平面束形框筒結構：

1983 年於美國芝加哥市 57 層樓 205 公尺高的 One Magnificent Mile 大樓(圖 2-3)是一棟綜合型大樓，結構形式由三個不同高度斜六邊框筒所組成的束型框筒結構，結構平面像是 L 型。中間的框筒一直延伸到 57 層樓，右邊的框筒到 22 層樓後截斷，左邊的框筒到 49 層樓後截斷，整座建築像是一個水晶狀的立體效果。

(3) 梯型平面束形框筒結構：

1984 年於美國邁阿密市 55 層樓 233 公尺高的 Wachovia Financial Center 是一棟高層辦公大樓，如圖 2-4。邁阿密的風力載重很大，是休士頓市的兩倍，是芝加哥市的四倍。因此對於邁阿密的高樓建築來說，需要一個有效而強勁的抗水平側力系統。最後結構形式採用束型框筒結構，由一個矩形框筒和一個帶鋸齒形斜邊的三角形框筒所組成。



## 2.2 束型框筒結構側向勁度強化系統

在高樓層的束型框筒結構建築中，為了抵抗水平側力且有效增加結構勁度而產生了許多建築方式。最基本上來說，縮短結構柱間距並放大其斷面尺寸是為最直接的方法，但卻不是最有實際效率的作為。其他的型式則有，加上斜撐桿件結構、安裝剪力牆等，其對於結構之效應同樣為增加其抵抗水平側向力之側向勁度。另外，還有架設核心結構(Core)在結構內部並且搭配上大型懸臂(Outriggers)與外部環狀斜撐(Belt Truss)之組合型式，也是為增加整體結構側向勁度的一種方式。

在此論文中我們主要採用剪力核心搭配水平桁架的剛臂支架結構 (Outrigger-Braced Structure) 以及大型對角斜撐 (Big-Bracing) 這兩種勁度強化方式來搭配束型框筒結構，使其結構之側向勁度提升。

### 2.2.1 剛臂支架結構系統 (Outrigger-Braced Structure)

剛臂支架結構為高樓結構中常用的勁度加強方式，其系統利用配置在建築中間的剪力核心結構，搭配由聯結核心內向外延伸出去之水平桁架，在外圍形成如腰帶一般的帶狀桁架斜撐 (Belt Truss) 作搭配，如圖 2-5。

當水平負載作用於結構物時，與水平桁架相連接的柱子部分，其軸方向的應變會受到剛臂支架結構的影響，如圖 2-6 所示。連接柱子部分的水平桁架另一端則是與剪力核心構件相連，剪力核心擁有相當大的側向勁度，並且利用延伸出去的水平桁架來影響整個結構，使得整個系統聯合產生一束至彎矩在剪力核心上，以抑制各個水平斷面的轉動，進而減少整個結構之側位移。圖 2-7 即為剛臂支架對於建築結構在受水平側力下，針對側位移和彎矩的影響比較。

### 2.2.2 大型對角斜撐 (Big-Bracing)

大型對角斜撐其設置之主要原因也是為了要提高結構體的實用性，增加其側向勁度，圖 2-8 即為在原先的框筒結構表面加設上大型的對角斜撐之情形。

框筒結構柱子與大型對角斜撐的交接處為剛接，斜撐呈兩邊對稱的型態向上及對面的外圍柱相連結。在這樣子的結構配置下，框筒四個角落之角柱得到相當大的側向勁度，如此一來由外而內影響整體結構物，並且多了大型對角斜撐來分擔水平側力，使得整體結構受水平側力下的側位移變小。也因為梁柱內力的減少，所以便可以增加柱與柱之間的跨度，減少梁的深度，在空間的利用上來說是比傳統框架更加靈活。

大型支撐型的框筒結構不只可以應用於鋼結構建築，於鋼筋混凝土建築結構上也是可以使用的，如 1984 年於美國紐約市 50 層樓 174 公尺高的 780 Third Avenue 大樓（如圖 2-9）就是一棟以大型支撐型框筒鋼筋混凝土為設計的建築。此高樓建築四邊之框架為鋼筋混凝土澆置而成，在長向的對角交叉線以及在短向的對角線位置上的窗洞處，佈置鋼筋與框架整體一起澆置混凝土。



## 第三章 剪力延遲效應探討

### 3.1 剪力延遲效應介紹

#### 3.1.1 剪力延遲效應(Shear Lag Effect)

剪力延遲效應(Shear Lag Effect)這個說法最早出現於 1920 年，當時的剪力延遲效應研究主要應用於航太工程領域中，直到 1963 年時第一座高層框筒型結構被 F.R.Khan 設計以及建造出來以後，發現因為剪力延遲效應會使得框筒結構無法完全發揮其設計時之勁度，影響到其結構之使用性能，因此有關於剪力延遲效應在框筒結構建築上的話題開始受到重視。而框筒結構上所出現之剪力延遲效應又分為正剪力延遲效應以及負剪力延遲效應。

圖 3-1 為一框筒型結構，受到水平側力作用時，與水平側力方向垂直的翼板端(Flange)框架及與水平側力方向平行的腹板端(Web)框架兩者柱應力分布圖。圖中虛線之部分為沒有受剪力延遲效應影響下的理論行為，是利用古典梁彎曲理論，公式(3.1)所求得。另外圖中之實線部分則是有剪力延遲效應影響下之行為。

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (3.1)$$

由圖 3-1 中可以得知翼板兩端角柱之實線軸應力大於古典梁彎曲理論所得到的虛線數值，而實線軸應力越往內柱則越小，這樣的凹曲線分布即為正剪力延遲效應(Positive Shear Lag Effect)。

反之，如果翼板端角柱軸應力小於古典梁彎曲理論所得到之值，柱軸應力向翼板

中心逐漸增加至大於古典梁彎曲理論所得之值，柱軸應力曲線分佈呈凸曲線分佈(開口向內)，此現象則稱為負剪力延遲效應(Negative Shear Lag Effect)。

框筒結構剪力延遲效應的產生，主要是由於一般框架結構系統在受水平側力作用時，依靠與水平載重方向平行之框架其勁度來抵抗側力，而在框筒結構中則由腹板端結構框架抵抗側力。由於框筒結構在深梁與密集柱的連結下，四根角柱由於腹板變形分別承受拉壓的軸向應力，而隨著角柱的軸向變形產生軸力帶動翼板端深梁產生垂直向的剪力，而剪力即藉由深梁將軸力由角柱向中心柱傳遞，使翼板框架也能充分受力發揮作用。

但是由於梁本身有其有限的勁度，因此在受剪力傳遞力量過程中，本身也會產生剪力撓曲變形，如圖 3-2 所示，隨著梁本身勁度的不同造成之變形的大小不同，力量傳遞產生遞減情形，造成了剪力延遲效應的出現，可得當梁勁度趨近無限大(完全剛性)時，結構梁之剪力變形趨近無限小時結構柱也就不會產生剪力延遲效應。



### 3.1.2 影響剪力延遲效應之因素

#### 1. 柱與柱的跨距以及連接深梁深度：

當結構柱與柱的跨距增加時，剪力傳遞的距離增加，因此剪力延遲的現象也會增加，同樣當深梁斷面深度降低時，梁的勁度也隨之降低而變形變大，剪力無法完全傳遞，導致剪力延遲效應也會加大。

## 2. 四周角柱斷面積：

由於剪力延遲效應是由角柱利用剪力將力量往中心柱傳遞，當角柱斷面增大軸力也因此增大，鄰柱軸力也會對應增大，因此角柱斷面積會對整體結構剪力延遲產生影響。

## 3. 框筒結構的高度：

隨著結構高度的變化，根據 Y.Singh[10]的研究，剪力延遲效應在受力及變形影響下，底部結構由抵抗傾倒彎矩得之柱軸力控制，有較大的軸力產生以及無垂直位移的影響，為完全的正向剪力延遲，剪力延遲情形嚴重。樓層增高由結構垂直變形帶來之受力逐漸加大，與彎矩受力之軸力作用相互影響後剪力延遲逐漸趨緩，超過一定高度後變形受力開始大於彎矩受力，即出現負剪力延遲現象。



## 4. 框筒斷面尺寸長度：

主要考慮框筒結構之翼板長度，當翼板長度越長時角柱傳遞力量至中心柱的距離就越遠，得到的剪力延遲的效應越高，因此結構翼板端不宜過大，又因為結構其受風方向為不固定，為了不發生結構翼板端過大的情形，框筒結構斷面應採正方形或圓形這類對稱之斷面形狀，而不宜使用長方形或不規則之結構斷面形狀。

## 3.2 束型框筒結構中剪力延遲效應

圖 3-3 為九宮格束型框筒結構受到水平風力加載之下，與水平側力方向垂直的翼板端(Flange)框架及與水平側力方向平行的腹板端(Web)框架兩者柱應力分布圖。

不同於圖 3-1 的單框筒結構之剪力延遲效應，束型框筒結構的剪力延遲效應圖於翼板端時，所呈現的柱應力分布圖像是三條凹型曲線相接而成，而不是像傳統的單框

筒結構為一條凹型應力曲線。主要是因為九宮格束型框筒結構，其大框筒構造內由九個小框筒所組成，當受到水平側力影響之下，不同於單框筒結構只由最外圍之柱子承受較大抵抗力後然後藉由梁剪力變型傳導致內柱，而是個小框筒相接之邊緣之柱皆會承受到較大的力量，在藉由梁剪力變型傳導。如此一來翼板端的各柱皆能提供較大的力量來抵抗，且剪力延遲的效應也會在如此的結構設計中被影響減少許多。

束型框筒之腹板端剪力延遲現象也如圖 3-3 所看到，雖然在上下兩端的部分還是明顯的看得出來並不是為一條直線分布，還是存在著不同於傳統梁彎曲變型理論的曲線，但是到了中間框筒的相交部分後，其腹板端的應力分布區線就幾乎為一直線，雖然這部分的柱應力絕對值並沒有很大，但是已明顯看得出來束型框筒結構對於剪力延遲效應的影響，及相較於傳統框型結構的差異。



## 第四章 束型框筒結構分析之設定

### 4.1 軟體介紹及風力規範

#### 4.1.1 SAP2000 軟體介紹

此篇論文中我們使用 SAP2000 這套結構分析軟體來對束型框筒模型進行分析，SAP2000 是由 SAP 所發展改進而來。SAP 全名為 Structural Analysis Program，是由美國加州大學柏克萊分校 Edward Wilson 教授所領導發展出來的結構分析軟體，在當時主要是使用於各種土木結構以及橋梁工程的分析及研究。現今使用之 SAP2000 即是隨著有限元素方法不停改進所形成之商業用有限分析軟體，除此之外在配合各國的規範匯入以後，也可以用來輔助工程師的設計工作。

SAP2000 可分析之構件構材類型範圍涵蓋構架/桁架(Frame/Truss)、薄版/平板(Shell/Plate)、實體(Solid)及非線性連桿(Nonlinear Link)構材。Frame 構材可為具剛域之非等斷面，並可支承各種形式之載重，包括預力。Shell 構材為三次元並包含面內(in-plane)旋轉勁度成分，可定義為 3 或 4 節點構材。Solid 構材為三次元 8 節點立方體具非等方性材料性質。Nonlinear Link 構材可用於動力分析其包括隔震器(base isolators)、阻尼器(dampers)、以及純拉力(hook)和純壓力(gap)構材。

並且其可以計算之靜力載重情形包括重力(gravity)、壓力(pressure)、溫度(thermal)和預力，可利用定義之作用力或位移加載於節點上。動力載重可利用多重的基底反應譜或多重的歷時載重形式來模擬。程式提供 Eigen 和 Ritz 兩種分析並包括 SRSS、CQC 和 GMC 之振態組合方法。車輛活載重可模擬卡車、道路及火車載重。

## 4.1.2 台灣風力規範

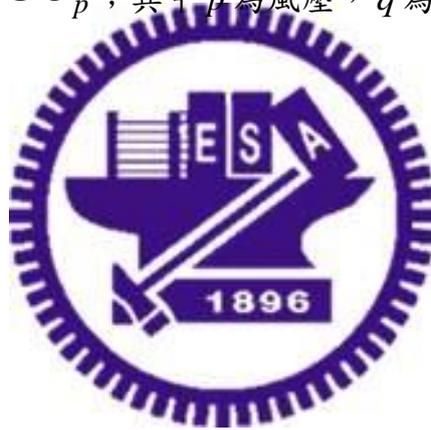
根據內政部營建署於民國九十六年一月一日生效之建築物耐風設計規範，其中之建築物設計風力之計算為我們所採用之依據。

封閉式建築物之風力計算由公式計算，如下：

$$p = qGC_p - q_iGC_{pi} \quad (4.1)$$

其中  $-q_iGC_{pi}$  項為部份封閉式建築的內風壓項，在本文中可忽略此項次。

因此風壓計算簡化為  $p = qGC_p$ ；其中  $p$  為風壓， $q$  為外風速壓， $G$  為陣風反應因子而  $C_p$  為外風壓係數。



### 4.1.2.1 外風壓係數 $q$

外風速壓  $q$  由公式求得

$$q(z) = 0.6K(z)K_{zt} [IV_{10}(C)]^2 \quad (4.2)$$

$K(z)$  稱為風速壓地況係數，此值為離地面  $z$  公尺之風速壓與標準風速壓之比值，依以下公式計算：

$$K(z) = 2.774 \left( \frac{z}{z_g} \right)^{2\alpha} ; z > 5m$$

$$= 2.774 \left( \frac{5}{z_g} \right)^{2\alpha} ; \quad z \leq 5m \quad (4.3)$$

各種地況種類之 $\alpha$ 值及梯度高度 $z_g$ ，見規範附表(表 4-1)。

$K_{zt}$ 稱為地形係數，代表在獨立山丘或山脊之上半部或懸崖近頂端處之風速局部加速效應。若此獨立山丘、山脊或懸崖高度 $H$ 較上風側 3.22 公里內地形高度超過兩倍以上，且 $H$ 大於 4.5 公尺(地況 C)或 18 公尺(地況 A 或 B)，且此獨立山丘、山脊或懸崖在上風側  $100H$  或 3.22 公里(兩數取小者)內沒有類似高度之障礙物，且 $\frac{H}{L_h} \geq 0.2$ (見規範

表 2.3)，則 $K_{zt}$ 可依下列式子計算：

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3) \quad (4.4)$$

公式中， $K_1$ 、 $K_2$ 與 $K_3$ 分別依規範附表(表 4-2)決定。若當地地形並不符合上述要求時，可作合理之假設後，再依式(4.4)計算，或根據可信賴之試驗或文獻結果計算 $K_{zt}$ 。

$I$ 為用途係數。一般用建築物之基本設計風速係對應於 50 年回歸期，將重要建築物之基本設計提高為 100 年，降低較不重要之建築物之基本設計風速為 25 年回歸期，定訂用途係數 $I$ 。

某地點之基本設計風速 $V_{10}(C)$ ，係假設該地點之地況種類為 C 類，離地面 10 公尺高，相對於 50 年回歸期之 10 分鐘平均風速，其單位為 m/s。

#### 4.1.2.2 陣風反應因子 $G$

陣風反應因子  $G$  乃考慮風速具有隨時間變動的特性，及其對建築物之影響。此因子將順風向造成的動態風壓轉換成等值風壓處理。普通建築之陣風反應因子可取 1.77，或依下式計算：

$$G = 1.927 \left[ \frac{(1 + 1.7g_Q I_z Q)}{1 + 1.7g_V I_z} \right] \quad (4.5)$$

式中  $g_Q$  與  $g_V$  均可取 3.4；紊流強度  $I_z$  與背景反應  $Q$  分別依下列公式計算：

$$I_z = c \left( \frac{10}{z} \right)^{\frac{1}{6}} \quad (4.6)$$

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \left( \frac{B+h}{L_z} \right)^{0.63}}} \quad (4.7)$$

式中  $\bar{z}$  為等效結構高度，其值為結構高度  $h$  的 60%，但不可小於  $z_{min}$ ， $z_{min}$  和式(2.6)中之  $c$  值列於規範表 2.2； $L_z$  為紊流積分尺度，由下列式子計算：

$$L_z = l \left( \frac{\bar{z}}{10} \right)^{\bar{\varepsilon}} \quad (4.8)$$

式中  $l$  與  $\bar{\varepsilon}$  之值可由規範表 2.2 查得。

柔性建築之陣風反應因子可依下式計算：

$$G_f = 1.927 \left( \frac{1 + 1.7 I_{\bar{z}} \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7 g_V I_{\bar{z}}} \right) \quad (4.9)$$

式中  $g_Q$  與  $g_V$  均可取 3.4， $g_R$  依下式計算：

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600 f_n)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600 f_n)}} \quad (4.10)$$

式中的  $R$  為共振反應因子，其值依下式計算：

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)} \quad (4.11)$$

$$R_n = \frac{7.47 N_1}{(1 + 10.3 N_1)^{\frac{5}{3}}} \quad (4.12)$$

$$N_1 = \frac{f_n L_{\bar{z}}}{V_{\bar{z}}} \quad (4.13)$$

$$R_j = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \quad \text{for } \eta > 0 \quad (4.14a)$$

$$R_j = 1 \quad \text{for } \eta = 0 \quad (4.14b)$$

式中， $\beta$  為結構阻尼比。式(4.14a)與式(4.14b)中  $R$  下標  $j$  可為  $h$ 、 $B$  或  $L$ ；當  $R_j = R_h$  時， $\eta = 4.6 f_n h / \bar{V}_{\bar{z}}$ ；當  $R_j = R_B$  時， $\eta = 4.6 f_n / \bar{V}_{\bar{z}}$ ；當  $R_j = R_L$  時， $\eta = 15.4 f_n L / \bar{V}_{\bar{z}}$ 。  $\bar{V}_{\bar{z}}$  為高度  $\bar{z}$  處每小時平均風速，依下式計算：

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left( \frac{\bar{z}}{10} \right)^\alpha V_{10}(C) \quad (4.15)$$

式中  $\bar{b}$  值可見規範表 2.2。

### 4.1.2.3 風壓係數

計算建築物或封閉式建築物使用)與  $C_f$  (開放式建築物使用)，其值可見規範表(表 4-3)。



## 4.2 束型框筒模型設定

### 4.2.1 預分析之模型設定

本文是利用 sap2000 這套有限分析軟體來建置束型框筒結構模型，而其各項參數、結構桿件配置以及樓層平面配置方式如下：

- (1) 此模型建置於三維座標軸上，其梁柱各構件之相接處為剛接，其各個接點的剛性設定在 4.2.1.1 有更詳細之設定介紹。
- (2) 模型高度為 1200 公尺高的九宮格束型框筒結構，其斷面如圖 4-1，模型樓層高度為 5 公尺(240 層樓)，結構之高度方向即定為 Z 座標方向，其模型之最底層各點座標 Z=0，頂層各點則是 Z=1200。

- (3) 束型框筒結構中與水平側力方向垂直的框架為翼板(Flange)，與水平側力方向平行之框架則為腹板(Web)，如圖 4-1，我們設置這兩方向分別為 X 座標方向及 Y 座標方向，座標位置(0, 0, Z)處則為斷面之型心位置。腹板長度與翼板長度都為 240 公尺長，即 3\*80 公尺長。
- (4) 給予模型於座標 Z=0 處之各節點束制，其束制型態為設定 X、Y、Z 三方向之位移與彎曲皆被束至，以模擬結構與地面銜接處為固定，不因外力而使此處變動。
- (5) 結構體選用的鋼材為 SAP2000 中所內建之 AY50，其材料之楊氏模數  $E=2.04 \times 10^7$ (Tonf/m<sup>2</sup>)、包松比(Poisson's Ratio)  $\nu=0.3$ 。
- (6) 梁斷面為工字樑。斷面尺寸：寬 1 公尺，高 1.5 公尺，其厚度 10 公分，如圖 4-2。
- (7) 柱斷面則分為以下兩種：
- (a) 主柱:為束型框筒外圍相距 80 公尺處各點，即是組成其束型框筒結構的箱型框筒於腹板端與翼板端處相接連的點位，如圖 4-1 所示，這幾根角柱在此論文中我們稱為主柱，其斷面尺寸為 2 公尺\*2 公尺，厚度為 10 公分之箱型構件，如圖 4-3。
- (b) 內柱:其餘部分之柱子在此本文中我們稱為內柱，其斷面尺寸為 1 公尺\*1 公尺，厚度為 10 公分之箱型構件，如圖 4-4 所示。
- (8) 設定此束型框筒結構模型柱間距為 5m。
- (9) 假設此結構為鋼性樓板，在 SAP2000 軟體中，我們設定節點束制，以使得相同樓層之各點的水平位移量為一致，詳細介紹於 4.2.1.2。
- (10) 在此結構模型中我們僅考慮受風力作用下結構的柱應力與位移情況，為了簡化軟體分析，在此我們忽略模型自重。

#### 4.2.1.1 SAP2000 對梁柱交接剛性區設定

為了方便設計，我們於 SAP2000 分析軟體中是以節點表示梁柱構件的接合處，以及利用線條來呈現我們所建構之模型構件，利用此簡化之構圖雖然替設計者節省許多時間與心力，但是真實世界中卻不可能是相同之模樣。

對於現實而言，任何的結構桿件皆有其尺寸大小及形狀，而各個構件之接合處絕對也不是用一個點即可以簡單之帶過，所以為了使我們所分析之模型能更加合理且準確反應出現況，我們在此利用 SAP2000 中的端點偏移設定(End Offsets)以及節點的剛性區係數(Rigid Zone Factor)這兩種選項來使用。

真實狀況中，桿件之慣性矩位於交接處時會變得相對很大，而面積也如同變得相對大，這樣一來在桿件交接處的抗彎強度 EI 以及剪力剛度 GA 相對於遠離接合處的構件本身是如同無限大的，也就是所謂的剛性區域。如此一來，在剛性區域的影響之下，桿件的柔性長度縮短，此模型之受力後變形行為必受到改變。

圖中為 SAP2000 對於此狀況之設定選項，而其所需填入之三數值 End-I、End-J 及 Rigid-zone factor 可由圖 4-5 得到進一步了解。

根據以下公式：

$$L_c = L - (i_{off} + j_{off}) \quad (4.16)$$

$$L_f = L - rigid(i_{off} + j_{off}) \quad (4.17)$$

上列公式中， $L_c$  為有效長度， $L_f$  為柔性長度， $L$  為桿件長度。

$i_{off}$ 、 $j_{off}$  為桿件兩端節點之偏移值。Rigid 為剛性域係數(數值範圍：0~1)。

所以我們設定梁桿件中的端點偏移量為柱寬之一半，而在柱桿件中端點的偏移量也就為梁深之一半，其偏移量之數值即是 End-I 與 End-J 所需填入之係數。rigid 為剛性區域參數(Rigid-zone factor)，範圍從 0 到 1 之間，當數值為 0 時表完全柔性，而數值為 1 則表完全剛性。在本文中我們設定所有接合處為完全剛性來做分析處理。

#### 4.2.1.2 SAP2000 對剛性樓板節點束制設定

此模型是由九個箱型框筒所組合成的九宮格束型框筒結構，其受到水平側力作用時，我們設計是由剛性樓板將此結構體系約束起來共同抵抗側力。各個框筒都被平面內勁度無限大的剛性樓板約束起來，就如同很多框筒一起變形，大大增加了其側向勁度，這也是束型框筒對於高樓建築相當有優勢的地方。

因此除了 4.2.1.1 節所提到之對於梁柱交接處之剛性設定外，我們也需要對於此模型各節點給予束制設定，來模擬束型框筒所擁有的剛性樓板此一特性。

在 SAP2000 中所建構的束型框筒結構模型中，我們只有建置梁桿件以及柱桿件，而並沒有在相隔五公尺的每層樓中建立樓板這項元素，這樣一來雖然對於建模時間可以減少許多也可以壓縮計算量，但卻不符合實際建築結構中有樓板存在這項事實。

因此我們利用各個節點的束制來模擬每一層的剛性樓板，這樣一來此模型也擁有樓板性質存在，也就是在相同層樓之所屬各點其 X、Y 兩座標方向在受力後有相同之位移，且樓板平面方向呈現剛體運動而不產生變形。

如圖 4-6，即為 SAP2000 中所提供的九種節點束制方式，我們在此選擇剛性樓板束制(Diaphragm)，並且我們選取根據相同 Z 座標的各點，為同一個剛性樓板系統，也就是說此模型 240 層樓中，利用此設定即可以定義 241 塊剛性樓板。

### 4.2.1.3 模型水平側向力加載參數設定

對於如此超高樓結構而言，比起地震所帶來的影響，風壓所造成的水平側力對我們此類型之建築的影響是更大的，因此在此模型設計中，我們只考慮並加載風壓所造成的水平側力。

我們所受之水平側向外力設計為風力載重，風力載重的形式與大小根據 4.1.2 節台灣風力規範計算方式獲得，我們需要對設計風壓訂定各種假設條件情形，以期望得到與現時實際現況相符之風力作用結果。

根據建築物耐風設計規範與解說所規定，整體框筒結構為封閉式建築物，其變動參數的使用設定有以下幾項：



- (1) 根據不同的地況情形依建築物所在位置及地表特性其耐風設計規範將之分為地況 A、地況 B、地況 C 三類，又不同的地況查表會得到不同的風壓使用參數值，所以需要對建築結構所使用的地況做選擇，在此使用地況 A 其類型表示為在大城市的市中心區域。參數特性為梯度高度 (gradient height)  $Z_g$  為 500 公尺，表達意義為風速在超過此高度後保持均勻分佈不再增加，其高度得到之風速稱為梯度風速 (gradient velocity)。
- (2) 不同地點的基本設計風速  $V_{10}(C)$  為中括號內字母表示其地況種類，一般地況假設為 C 類型，代表意義為距離地表 10 公尺高度，且相對於 50 年回歸期之 10 分鐘的平均風速，在此選用為台灣本島地區最大之 47.5 公尺風速區，單位為 m/s。
- (3) 用途係數  $I$  為因為不同的建築物在使用上的考量不同，為提高特定建築物受風速之回歸期為 100 年大於基本設計風速對應之回歸期 50 年，訂定用途係數  $I$ ，在此

使用  $I=1.1$ 。

- (4) 風速壓  $q(z)$  利用公式(4.2)求得，其中注意由於假設之地形無高低起伏變化，因此地形係數  $K_z$  假設為 1。
- (5) 陣風反應因子  $G$  也根據本文第四章之公式(4.5)求得。
- (6) 封閉式建築物抵抗風力系統所使用之設計風力其風壓係數為  $C_p$ ，根據表格在此所使用之  $C_p$  大小為 0.8。

隨著高度上升，風速增加，但 500 公尺以上風速成一定值。計算風壓時我們將模型每隔 20 公尺高度切割為一塊受風區域計算，將每一區域所受之風力，利用等效力來進行轉換，並且於每一區域之矩形四角給予轉換節點力，表即為每隔 20 公尺之轉換節點力。表 4-4，則為各高度之轉換節點力。如圖 4-7，即我們依規範所求得的，此案例風壓與高度之關係圖。



## 4.2.2 結構側向勁度加強系統

若是想要增加以上所設計之束型框筒模型之側向勁度，縮短各柱的間距為最直接的方法，如此一來可以減少力量傳遞時被梁變形所消耗，也可以降低束型框筒之剪力延遲的情況發生。

因此我們改變 4.2.1 節之案例，建出各柱間距為四公尺、三公尺兩種例子，而其餘參數及設定不變後，於 SAP2000 內建模分析。

改變柱間距，雖然能有效地增加結構側向勁度，但是也大幅增加了實際施工建置

時所需要的建築材料，因此我們也利用 SAP2000 建構以下兩種勁度增強系統，希望能達到不錯的勁度效應，可以在經濟上與實用中取得平衡。

#### 4.2.2.1 剛臂支架結構系統

剛臂支架系統是一種結合了剪力核心結構(Shear Core Structure)與水平桁架結構(Horizontal Truss Structure)，如圖 2-5 所示，利用勁度相較大之核心結構使得由內而外延伸出去連接到最外主柱之水平桁架能夠抵抗由側向外力所造成之繞曲變形，即是利用串聯兩外圍斷面較大的主柱，產生一股逆方向的彎矩，以此系統來增強側向勁度。

因此核心結構之勁度、水平桁架變形程度及主柱的軸向變形都是重要的變數，下列則為增加於以 4.2.1 所建構模型為基礎之上的剛臂支架系統其建模與設定。

(1) 角柱部分我們由原來的箱型斷面結構改變成為鋼管混凝土柱結構，如此一來角柱更能抵抗受到剛臂支架影響下的軸向變形，並使之影響整體結構物。

其斷面尺寸：2 公尺\*2 公尺箱型鋼筒，厚度為 10 公分，並於其中灌入高強度混凝土(10000psi)，如圖 4-8。

(2) 剪力核心結構部分如圖 4-9 所示，在束型框筒結構的最外側四邊中間兩主柱位置，給予倒 K 型桁架。其每一個倒 K 型桁架高度為 40 公尺，而其結構與原束型框筒模型部分梁柱有重疊之情形。斷面之尺寸依分析情形我們分為以下兩種：

(a) 2 公尺\*2 公尺箱型斷面，其厚度 10 公分，如圖 4-3。

(b) 2 公尺\*2 公尺箱型斷面，其厚度 10 公分。而其箱型筒斷面內再加上十字型鋼結構。如圖 4-10 所示。

我們在本文中稱此兩種斷面為剪力核心結構之第一種斷面及第二種斷面以方便分別。

(3) 水平桁架之配置如圖 4-11 所示，以帶狀桁架的形式(Belt-Truss)圍繞著整個束型框筒結構外圍四面，其剛臂支架於最外側與主柱相接，內部則與剪力核心結構相連接。每隔 200 公尺高設置一組水平桁架，各組水平桁架高度為 20 公尺，而其每組之頂部 Z 座標值分別為 Z=200、400、600、800、1000、1200 處。

每一組水平桁架分上下梁、桁架柱及桁架斜撐這三個部分。其原本束型框筒結構與水平桁架上下梁和支架柱重疊之部分則由水平桁架構件所取代，除了與主柱重疊之桁架柱。每根支架柱相隔 20 公尺一根，支架斜撐則是向結構各個平面中心傾斜四十五度角的排列。

其這三部分的斷面尺寸皆為相同，本文使用兩套尺寸案例如下：

(a) 2 公尺\*2 公尺箱型斷面，其厚度 10 公分，如圖 4-3。

(b) 2 公尺\*2 公尺箱型斷面，其厚度 10 公分，為箱型筒斷面內再加上十字型鋼結構，如圖 4-9 所示。

我們在本文中稱此兩種斷面為水平桁架之第一種斷面及第二種斷面以方便分別。

圖 4-12(a)為束型框筒結構搭配支臂剛架系統示意圖。

#### 4.2.2.2 大型對角斜撐

於束型框筒結構模型外側四個面，增加大型對角斜撐所形成的大型支撐型框筒結構模型如圖 4-12(b)，由最外圍之主柱相互連結大型斜撐桁架，形成兩邊對稱交叉如同

英文字母 X 的排列方式，而每一組 X 其高度為 240 公尺高，藉由使用這一種大型斜撐來提升抵抗側向水平力之勁度，並且為了簡化分析，我們不考慮挫屈現象的發生。

在此所採用之斜撐斷面尺寸為 2 公尺\*2 公尺之箱型斷面，其厚度 10 公分。而其箱型筒斷面內再加上十字型鋼結構。如圖 4-8 所示。而主柱也改換成鋼桶混凝土之斷面，其尺寸為 2 公尺\*2 公尺箱型鋼筒，厚度為 10 公分，並於其中灌入高強度混凝土 (10000psi)，如圖 4-6。

### 4.2.3 實際分析之簡化對半模型

由以上的描述可以了解到，欲分析 4.2.1 中所設定之 1200 公尺高，斷面為 240 公尺\*240 公尺的模型是相當巨大的，其結構所存在的節點及構件數量都相當的多。不過我們也發現，此模型設計也為一個翼板面左右對稱之型態，為了提高軟體分析效率，並且簡化模型。

因此我們在實作的軟體建模操作中，利用對稱分析的方法。僅保留翼板面之一半方向，即以座標  $X=0$  處為對半分析的界線，如圖 4-13 所示。並根據對稱結構學的幾何對稱原理，即結構物幾何形狀及約束條件依某軸對稱，但我們必須在除了  $Z=0$  高度以外的  $X=0$  座標處之節點給予一束制，分別為 Y 方向之位移為束制、X 和 Z 方向之轉動為束制，並且在座標  $X=0$  處之柱構件，也必須給予其斷面性質係數皆乘上 0.5 倍，才符合利用對半的模型進行分析之力學行為。

而第五章所分析出來之數據以及圖形，皆為第四章描述之模型設定進行對半簡化分析後出來之成果。

## 第五章 案例分析及比較

### 5.1 水平側向位移比較

#### 5.1.1 束型框筒柱間距

圖 5-1 為改變束型框筒模型的柱間距之後，受水平側力作用之下隨者高度變化之側位移。我們分別使用原先設定的柱間距五公尺模型(5-M)，和柱間距四公尺(4-M)以及三公尺(3-M)受同一水平作用力下之比較各高度下的側位移。

為了在改變束型框筒柱間距之後，還能夠保持各框筒每一邊之總柱面積量相等，以便我們得到在相同斷面積而不同柱間距的基礎下，來比較剪力延遲效應以及側向抵抗能力。因此模型 4-M 的每根內柱其厚度改為 0.77 公分，而模型 3-M 的每根內柱厚度則改為 0.056 公分，而主柱部分則不改變厚度。

其模型 5-M 之頂端位移為 3.24 公尺；模型 4-M 之頂端位移為 3.10 公尺；模型 3-M 之頂端位移為 2.94 公尺，相當直觀的可以了解到當一但縮短了束型框筒之柱間距，其每各個框筒外圈的勁度也會因此而增加，如此一來整體結構抵抗側向外力的力量也隨之提升許多，因而減少了因為外力而產生之側位移。

縮短結構物之柱間距，雖然是相當直接且有效的抵抗側位移法，但其在實際使用上卻會壓縮到許多活動空間，因此在考量到經濟效應的考量之下，我們需要更有效率的側向勁度強化方法。

## 5.1.2 束型框筒結構搭配剛臂支架

為了減少束型框筒結構受水平側力時的側位移且不使用縮短柱間距之方法，我們在束型框筒上搭配使用剛臂支架系統來增加側向勁度。

圖 5-2 即為柱間距為五公尺之束型框筒結構搭配不同斷面之剛臂支架後受側向外力隨高度變化之側位移。

其各模型代碼註解如下：

- (a) 5M-O1：束型框筒柱距五公尺搭配剛臂支架、剪力核心第一斷面(圖 4-3)、水平桁架第一斷面(圖 4-3)。
- (b) 5M-O2：束型框筒柱距五公尺搭配剛臂支架、剪力核心第二斷面(圖 4-10)、水平桁架第一斷面(圖 4-3)。
- (c) 5M-O3：束型框筒柱距五公尺搭配剛臂支架、剪力核心第二斷面(圖 4-10)、水平桁架第二斷面(圖 4-10)。



再受到相同水平側向力的作用之下，模型 5M-O1 之頂端側向位移為 2.66 公尺；模型 5M-O2 頂端側向位移為 2.57 公尺；模型 5M-O3 之頂端側向位移為 2.55 公尺。

模型 5M-O1 改變剪力核心結構的斷面尺寸即為模型 5M-O2，其頂端位移減少了 9 公分；模型 5M-O2 改變水平桁架結構的斷面尺寸即為模型 5M-O3，其頂端位移只減少了 2 公分。由此我們可以發現，當剪力核心結構斷面改變時，整體側位移減少的量大於改變水平桁架斷面所減少之量，若是能夠加強剪力核心之側向勁度使其影響到水平桁架上，即較能提升整體建築結構之側向勁度。

由於模型 5M-O3 能得到較小之側位移，圖 5-3 即比較模型 5-M、5M-O3、4-M、

4M-O3(束型框筒柱距四公尺、剪力核心第二斷面、水平桁架第二斷面)、3-M 受到水平側力影響下隨高度變化之側位移。

我們可以發現到利用剛臂支架系統搭配柱間距五公尺之束型框筒結構(5M-O3)受到側向外力影響下之側向位移小於柱間距四公尺之束型框筒(4-M)，所以利用此強化系統是可以有效減少結構側向位移且較有經濟效應。

而另一方面柱間距四公尺之束型框筒結構搭配剛臂支架(5M-O3)受作用力下的側向位移也小於柱間距三公尺之束型框筒(3-M)，但是縮小的量似乎有減少的趨勢，可見其剛臂支架之影響能力對於柱間距越小的案例則越低。

### 5.1.3 束型框筒結構搭配大型對角斜撐

接下來我們在此節使用大型對角斜撐來強化原束型框筒結構，使之側向勁度提升。柱間距五公尺並搭配大型對角斜撐之束型框筒模型我們代號稱 5M-B；柱間距四公尺並搭配大型對角斜撐之束型框筒模型我們代號稱 4M-B，圖 5-4 則為模型 5-M、模型 4-M、模型 3-M、模型 5M-B、模型 4M-B 受到水平側向力影響之下隨高度變化之側向位移。

其各模型代碼註解如下：

- (a) 5-M：束型框筒柱距五公尺。
- (b) 4-M：束型框筒柱距四公尺。
- (c) 3-M：束型框筒柱距三公尺。
- (d) 5M-B：束型框筒柱距五公尺搭配大型對角斜撐，其斜撐斷面如圖 4-10。
- (e) 4M-B：束型框筒柱距四公尺搭配大型對角斜撐，其斜撐斷面如圖 4-10。

可以發現到模型 5M-B 其頂端側位移相當遠離模型 5-M 之頂端側位移，甚至與模型 4-M 以及 3-M 相比，其側位移都相較來得小。而在高度 600 公尺以下時模型模型 5M-B 的側向位移看起來是相對來得更小，表示大型對角斜撐在高度較小時，所能發揮的抵抗能力較大。

而模型 4M-B 其頂端側位移則離模型 3-M 有一段距離，可見大型對角斜撐之影響能力對於柱間距越小的案例則越低，但是整體搭配起來的效果是相當良好的。

雖然看起來其抵抗側向力之效應小於使用剛臂支架系統之成果，但其所需使用之鋼材量也少於剛臂支架所需要使用之量，再加上其實際施工較為方便，若能搭配適當結構柱間距，是為效應相當良好之束型框筒結構側向勁度加強法。



#### 5.1.4 忽略內桿

為了更明顯看出以上兩種勁度加強系統對於束型框筒抵抗側向水平力的影響，我們分別把模型 5M-O3 及模型 5M-B 之結構內柱移除，只留下主柱、梁、勁度加強系統後得到模型 5M-O3 NC、模型 5M-B NC。

其各模型代碼註解如下：

- (a) 5-M：束型框筒柱距五公尺。
- (b) 5M-O3 NC：束型框筒柱距五公尺搭配剛臂支架、剪力核心第二斷面(圖 4-10)、水平桁架第二斷面(圖 4-10)，並移除模型內柱。
- (c) 5M-B NC：束型框筒柱距五公尺搭配大型對角斜撐，其斜撐斷面如圖 4-10，並移除模型內柱。

圖 5-5 即為模型 5M-O3 NC 與模型 5M-B NC 受到水平側向風力後隨高度分布之側位移。我們可以發現到在剛臂支架影響之下每隔兩百公尺處，也就是擺放水平桁架的地方，側位移圖有明顯的束制情形，但整體位移圖猶如一條直線。也就表示在剛臂支架的作用下，彎矩變形被抵制掉許多，因此整體走向看起來像是剪力變形影響下的位移圖形。

另一方面在大型對角斜撐的影響下，其側向位移圖如同波浪般的型態，在斜撐與角柱相結之高度( $Z=240、480、720、960$ )位移束制最大，接下來每個區段變形呈現二次函數走向，直到下一個與角柱之相接點。表示其方法未能完全抵制住此外力下所造成的彎矩變形，而高度越高，變形量也隨之提升。高度越高，越看得出來像似彎矩變形。



## 5.2 軸應力比較

### 5.2.1 束型框筒柱間距

#### 5.2.1.1 翼板端

圖 5-6 到圖 5-11 為不同柱間距的束型框筒結構受到水平側向外力作用之下，其受拉力側翼板端( $X=-120$ )每 200 公尺高的柱應力比較圖。每張圖所標記之高度，表示其所選柱位置於標記高度向上那根。

首先我們可以直觀的了解到當柱間距越小，其側向勁度越大，而且框筒外圍的每

根柱所需要承受的應力也會較小。所以圖 5-6 到圖 5-11 這六章圖的柱應力大小都是為模型 5-M(柱間距為五公尺之束型框筒) > 模型 4-M(柱間距為四公尺之束型框筒) > 模型 3-M(柱間距為三公尺之束型框筒)，即便相相當接近，但都是呈現如此的走向。

而接著由剪力延遲效應方面來看的話，如圖 5-6 所示，在最底層  $Z=0$  處三種不同柱間距的案例都呈現標準的束型框筒翼板端剪力延遲效應樣貌，即應力於最外端主柱 ( $Y=120、-120$ ) 時應力為最大，越向內靠近越小，而到了三個框筒相接處之主柱 ( $Y=40、-40$ ) 時應力則又向上提升，整體像是三個拋物線所組成。

由每條應力曲線的最高點與最低點的差距來看模型 5-M 差距最大，模型 4-M 次之，模型 3-M 最小。可以得知縮短柱間距較不會出現剪力延遲效應，使得每根柱子均能發揮較好之側向勁度抵抗。

圖 5-7 及圖 5-8 為  $Z=200、400$  時的應力曲線圖。三條不同柱間距下的柱應力圖若與其他幾張圖來相比，是較現接近水平直線之樣貌，表示在此高度時受拉力側之翼板端柱子皆提供相差不多的應力，而此高度附近也為正剪力延遲效應與負剪力延遲效應之轉換過度區，而且模型 5-M 與模型 4-M 再這兩個高度幾乎是重疊一起。

圖 5-9 為高度 600 公尺處，也就是整體模型高度之一半處。雖然其翼板端柱應力圖之圖形起伏有很大，已經看得出來明顯的負剪力延遲效應。其應力於最外端主柱 ( $Y=120、-120$ ) 時應力為最小，越向內靠近越大，而到了三個框筒相接處雙角柱 ( $Y=40、-40$ ) 時應力則又向下，圖形與剪力延遲效應趨勢恰恰好相反。

圖 5-10 及圖 5-11 為  $Z=800、1000$  時的應力曲線圖，看得出來有很明顯的負剪力延遲現象，且高度越大負剪力延遲現象越是明顯，而三條曲線也幾乎相重疊在一起。不過由圖中數據可以知道高度越高每根柱軸向方向的應力也隨之越小，甚至在圖 5-11 的拉力側翼板端最外側主柱有些許壓力的出現，不過其數值相當的小，對於整體來說影響並不大。

### 5.2.1.2 腹板端

圖 5-12 到圖 5-17 為不同柱間距下的束型框筒結構受到水平側外力作用之下，腹板端( $Y=120$ )每 200 公尺高之各柱應力比較圖。每張圖所標記之高度，表示其柱位置於標記高度向上那根。整體來看我們可以得知拉力側與壓力側的數值大小相等，相差一個負號，而腹板兩端主柱之數值絕對值較大，越向腹板中心則越趨近零，中心點( $X=0$ )位置柱應力則為零。

直觀的也可以了解到當柱間距越小，其側向勁度越大，而且框筒外圍的每根柱所需要承受的應力也會較小，所以圖 5-12 到圖 5-17 這幾六圖的應力絕對值大小都是為模型 5-M(柱間距為五公尺之束型框筒) $>$ 模型 4-M(柱間距為四公尺之束型框筒) $>$ 模型 3-M(柱間距為三公尺之束型框筒)，但是數值都相當接近。

由剪力延遲效應方面來看的話，如圖 5-12 所示，在最底層  $Z=0$  處三種不同柱間距的案例都呈現標準的束型框筒腹板端剪力延遲效應樣貌，即應力於最外端角柱( $X=120$ 、 $-120$ )時柱應力絕對值為最大，越向內靠近越小，而到了三個框筒相接處隻角柱( $X=40$ 、 $-40$ )時應力則又向上提升，直到腹板中間位置( $X=0$ )時柱應力則為零。每條柱應力曲線的數值變化來看模型 5-M 差距最大，模型 4-M 次之，模型 3-M 最小。可以得知，如同翼板端柱應力之結果縮短柱間距較可以減少剪力延遲效應的出現，使得每根柱子均能發揮較好之側向勁度抵抗能力，但是於腹板側情況並不明顯。

圖 5-13 及圖 5-14 中三條不同柱間距下的柱應力圖皆呈現接近直線之樣貌，猶如傳統梁彎曲理論中所示之圖形，表示在此高度時腹板端各柱所提供之拉應力及壓應力絕對值大小，與離腹板端中心之距離成正比，而此高度附近也可視為腹板端剪力延遲效應與負剪力延遲效應之轉換過渡區，而三條柱應力曲線也幾乎重疊在一起。

圖 5-15 為高度 600 公尺處，也就是整體模型高度之一半處。雖然其腹板端柱應力圖之圖形還是接近一條直線之趨勢，但以看得出來在接近兩端主柱處皆有明顯之弧度出現，即為腹板端之負剪力延遲效應。其應力於最外端角柱( $X=120$ 、 $-120$ )時柱應力絕對值稍小。

圖 5-16 及圖 5-17 則為高度 800、1000 公尺處的腹板端柱應力曲線，到此高度後看得出來有很明顯的腹板端負剪力延遲現象，且高度越大負剪力延遲現象越是明顯。其柱應力於最外端主柱( $X=120$ 、 $-120$ )時應力絕對值為稍小，而外端主柱與三個框筒相接處之主柱( $X=40$ 、 $-40$ )間則呈現拋物線的形式，圖形走向與腹板端正剪力延遲效應趨勢恰恰相反。不過由圖中數據也可以知道高度越高後每根柱軸向方向的應力絕對值也隨之越小，甚至在圖 5-17 的最外側的拉力端主柱附近有壓力現象發生：壓力端主柱附近有拉力現象發生，不過其數值相當的小，對於整體來說影響來說並不大。



## 5.2.2 束型框筒結構搭配剛臂支架

### 5.2.2.1 翼板端

圖 5-18 到圖 5-23 為柱間距五公尺的束型框筒結構搭配剛臂支架系統(5M-O3)受到水平側外力作用之下，與柱間距五公尺束型框筒(5-M)及柱間距四公尺束型框筒(4-M)，其受拉力側翼板端( $X=-120$ )每 200 公尺高之各柱應力比較圖。每張圖所標記之高度，表示所選柱之位置於標記的高度向上那根。

其各模型代碼註解如下：

(a) 5-M：束型框筒柱距五公尺。

- (b) 4-MO：束型框筒柱距四公尺，但各內柱卻保持厚度 0.1 公尺。
- (c) 5M-O3：束型框筒柱距五公尺搭配剛臂支架、剪力核心第二斷面(圖 4-10)、水平桁架第二斷面(圖 4-10)。

模型 4-MO 的設定，是為了在不改變內柱斷面的情形之下，縮短束型框筒之柱間距之後，利用增加各邊柱面積的作法使得側向勁度大幅提升，用來對照搭配剛臂支架後的束型框筒結構，並期許能達到模型 4-MO 的目標。

圖 5-18 為高度  $Z=0$  時翼板端受拉側( $X=-120$ )之柱應力，我們發現在此高度時模型 5M-O3 之柱應力曲線數值幾乎都小於其他兩條柱應力曲線，且模型 5M-O3 的柱應力曲線在  $Y=120\sim 40$ 、 $-120\sim -40$  這兩段範圍內，其剪力延遲效應由圖型來看也小於其他兩條曲線。而模型 5M-O3 柱應力曲線在  $Y=40\sim -40$  範圍之間則是呈現變化較大的走向，其主要原因如圖 5-30 所示， $Y=40$  及  $-40$  處之主柱往  $Y=0$  處的內柱傳遞力量時，除了梁的變形產生剪力延遲效應外，主柱連接到內柱的剪力核心桁架也會影響到此範圍之應力傳遞情形，以及這段範圍內的柱應變，所以使得此範圍之應力曲線樣貌不同於外側兩段。

由於我們所選擇觀察之柱為相隔兩百公尺高一組，而這些位置剛好是位於剛臂支架的水平桁架施加位置之上，在許多水平桁架內斜撐的影響之下，導致圖 5-19 到圖 5-23 模型 5M-O3 的柱應力皆有跳動的走向出現。

圖 5-19 及圖 5-20 為高度 200 公尺與 400 公尺處受水平側力影響下翼板端之柱應力，雖然模型 5M-O3 之柱應力曲線有跳動現象，但是大部分柱應力數值都在模型 5-M 應力曲線之下，約在模型 4-MO 應力曲線上下跳動，整體來說跳動的趨勢現象猶如一條直線。

圖 5-21 到圖 5-23 則可以看出模型 5M-O3 柱應力圖整體跳動的走向在範圍

Y=40~-40 處，也就是剪力核心結構所在之位置柱應力較其他位置大，且越接近翼板端中心(Y=0)則越大。此情況在高度越高處越是明顯可見，而最外側兩端主柱之柱應力也有跳動起來超越模型 5-M 之主柱應力，表示在搭配剛臂支架之下，兩端的主柱必須要承受更多的應力。

束型框筒負剪力延遲現象在此情況之下看起來並不明顯，整體的走向更像是一個山丘一般的形式。在這幾張圖的柱應力走向之下，可以了解到束型框筒結構在搭配剛臂支架之下，受到水平側力影響之下，是由勁度相當大的剪力核心結構來抵抗，並利用伸出去相接在主柱上的水平桁架給予整個結構物一股抵抗彎矩變形的力量。



### 5.2.2.2 腹板端

圖 5-24 到圖 5-29 為柱間距五公尺的束型框筒結構搭配剛臂支架系統(5M-O3)受到水平側外力作用之下，與柱間距五公尺束型框筒(5-M)及不改變內柱面積且柱間距四公尺束型框筒(4-MO)，其腹板端(Y=120)每 200 公尺高之各柱應力比較圖。每張圖所標記之高度，表示其所選柱之位置於標記高度向上那根。

圖 5-24 為 Z=0 時腹板端(Y=120)之柱應力曲線圖，我們發現在此高度時模型 5M-O3 之柱應力絕對值在腹板端最外圍主柱位置(X=120、-120)時小於其他兩條應力曲線，而到了 X=40、-40 位置時模型 5M-O3 之柱應力絕對值大於其他兩者。於範圍 X=120~40、-120~-40 之間其腹板端正剪力延遲效應也有明確的顯現。而且模型 5M-O3 柱應力曲線在 X=40~-40 範圍之間則呈現變化較大的走向。如圖 5-30 所示，X=40 及-40 處之主柱往 X=0 處有剪力核心的桁架相連，使得此範圍之間能抵抗的拉力及壓力相對模型 5-M 於相同範圍大很多，因此模型 5M-O3 在此範圍之間柱應力絕對值較大。

如翼板端之情形，由於我們所選擇觀察之柱為相隔兩百公尺高一組，而這些位置剛好是位於剛臂支架的水平桁架施加位置之上，在許多水平桁架內斜撐的影響之下，導致圖 5-25 到圖 5-29 模型 5M-O3 之腹板端柱應力皆有跳動的走向出現。

圖 5-25、圖 5-26 及圖 5-27 為高度 200 公尺、400 及 600 公尺高處受水平側力影響下腹板端之柱應力，雖然模型 5M-O3 之應力曲線有跳動現象，但是大部分柱應力數值都在模型 5-M 及模型 4-MO 的柱應力曲線附近上下跳動，但在  $X=40\sim-40$  之間，在剪力核心的影響之下模型 5M-O3 的柱應力絕對值幾乎都大於其他兩模型之應力絕對值，不過整體來說跳動的趨勢走向猶如一條直線。

圖 5-28 及圖 5-29 則為可以看出模型 5M-O3 柱應力圖跳動的走向相對其他兩條柱應力曲線在範圍  $Y=120\sim40$ 、 $-120\sim-40$  之間時，當高度越高柱應力上下跳幅度的也越大，於 800 公尺高之處模型 5M-O3 的柱應力絕對值已略小於模型 5-M 甚至小於模型 4-MO。而到了高度 1000 公尺處此範圍內之模型 5M-O3 的柱應力絕對值已經大幅小於其他兩條柱應力曲線，在腹板端最外側主柱則有應力絕對值突起之情形，表示在搭配剛臂支架之下，兩端的主柱必須要承受更多的應力。而圖 5-28 在範圍  $Y=40\sim-40$  之間如同前幾張腹板端柱應力圖一樣，模型 5M-O3 其柱應力絕對值在剪力核心的影響之下還是略大於其他兩曲線但已經差不多大小，反觀圖 5-29 在此範圍之內模型 5M-O3 的柱應力絕對值不同於其他高度之表現，皆小於其他兩條應力曲線絕對值。

## 5.2.3 束型框筒結構搭配大型對角斜撐

### 5.2.3.1 翼板端

圖 5-31 到圖 5-36 為柱間距五公尺的束型框筒結構搭配大型對角斜撐(5M-B)受到水平側外力作用之下，與柱間距五公尺束型框筒(5-M)及柱間距四公尺束型框筒(4-M)，其三者受拉力側翼板端(X=-120)每 200 公尺高之各柱應力比較圖。每張圖所標記之高度，表示其所選柱之位置於標記之高度向上那根。

其各模型代碼註解如下：

- (a) 5-M：束型框筒柱距五公尺。
- (b) 4-MO：束型框筒柱距四公尺，但各內柱卻保持厚度 0.1 公尺。
- (c) 5M-B：束型框筒柱距五公尺搭配大型對角斜撐，其斜撐斷面如圖 4-10。



模型 4-MO 的設定，是為了在不改變內柱斷面的情形之下，縮短束型框筒之柱間距之後，利用增加各邊柱面積的作法使得側向勁度大幅提升，用來對照搭配大型對角斜撐後的束型框筒結構，並期許能達到模型 4-MO 的目標。

圖 5-31 為 Z=0 時翼板端受拉側(X=-120)之柱應力圖，我們發現搭配大型對角斜撐的模型 5M-B 其柱應力皆小於模型 5-M，而其翼板端主柱四點之柱應力與模型 4-MO 同位置相差不大，整體來看三條應力曲線皆是相當符合受水平側力之下束型框筒的剪力延遲效應樣貌。接著依各曲線之最大值和最小值差異來看剪力延遲效應的話，模型 5M-B 之差距為與其他兩者相差不大，表示在搭配大型對角斜撐的影響下於 Z=0 的高度剪力延遲效應還是略為明顯。

每一組大型對角斜撐高度為 240 公尺高，相接於束型框筒結構之最外圍主柱上，而圖 5-32 我們所選擇之柱位置為  $Z=200$  之處，與大型對角斜撐與主柱相接處( $Z=240$ )相距不遠，因此我們發現圖 5-32 於 200 公尺高的時候模型 5M-B 翼板端柱應力在越靠近外圍的地方越大，不像其他兩條應力曲線圖接近直線的形式，是由於斜撐給予角柱更大的側向勁度，使之能提供的拉應力大幅提升。

圖 5-33 為  $Z=400$  處之翼板端柱應力分布情形，其所在高度與大型對角斜撐和主柱相接處( $Z=480$ )相距較遠點，因此其最外圍兩主柱應力突起之現象沒有圖 5-32 來的明顯，而整體柱應力圖走向為接近直線分布。除了靠近兩邊的柱應力，其他點位皆在模型 5-M 和 4-MO 之間靠上方位置，也可以看得出來剪力延遲現象不明顯。

圖 5-34 為  $Z=600$  處之翼板端柱應力分布情形，其所在高度與大型對角斜撐和主柱相接處( $Z=480$ 、 $720$ )相距最遠點，因此模型 5M-B 之柱應力圖沒有最外圍兩角柱應力突起之現象，而柱應力皆位於模型 5-M 和模型 4-MO 柱應力曲線之間靠上方位置。整體柱應力圖走向開始出現負剪力延遲效應的型態，且此效應以模型 5M-B 最大。

由於大型對角斜撐是相接在在外圍主柱上，使得主柱相對內柱來說影響整體結構受水平側力後的行為的程度更大。如圖 5-35、5-36 所示，當高度越高後，搭配大型對角斜撐之束型框筒(5M-B)，其產生出來的負剪力延遲效應遠大於沒有搭配大型對角斜撐的其他兩個束型框筒模型(5-M、4-MO)。很明顯的看出來這兩圖中模型 5M-B 柱應力曲線於最外圍其值最小，並且小於其他兩條應力分部曲線。而模型 5M-B 柱應力曲線最大值，也大於其他兩條應力分布曲線。

### 5.2.3.2 腹板端

圖 5-37 到圖 5-42 為柱間距五公尺的束型框筒結構搭配大型對角斜撐(5M-B)受到水平側外力作用之下，與柱間距五公尺束型框筒(5-M)及不改變內柱面積且柱間距四公尺束型框筒(4-MO)，其腹板端(Y=120)每 200 公尺高之各柱應力比較圖。每張圖所標記之高度，表示其所選柱之位置於標記之高度向上那根。整體來看我們可以得知拉力側與壓力側的數值大小相等，相差一個負號，中心點(X=0)位置柱應力則為零。

圖 5-37 為 Z=0 時腹板端(Y=120)之柱應力曲線圖，我們發現在此高度時模型 5M-B 之柱應力值位於模型 4-MO 和模型 5-M 之間，但是此三者應力值都相當接近。於圖型上來看三條應力曲線，除了於兩端差異稍大以外，幾乎從頭到尾都相疊在一起。而圖 5-37 的三條應力曲線也是標準的束型框筒結構受到水平側力的影響之下，腹板端的正剪力延遲樣貌。

圖 5-38 與圖 5-39 為 Z=200、400 處腹板端柱應力圖，模型 5M-B 在這兩種高度時的柱應力曲線如同一條直線，只有在靠近最邊緣之部分有柱應力絕對值突起之情形出現，是由於大型對角斜撐與最外圍角柱相接之關係。不過就整體來說，這兩張圖中其三條柱應力曲線大小也是相當接近，且此高度推測約為剪力延遲與腹剪力延遲的轉換過度區附近。

圖 5-40 為 Z=600 處之腹板端柱應力圖，此高度之所選柱離大型對角斜撐與外圍主柱相接點位置(Z=480、720)最遠，因此柱應力受此影響最小。模型 5M-B 在此圖中的柱應力介於模型 5-M 和 4-MO 之間，三者曲線的趨勢大致上都相同呈現腹板端負剪力延遲效應之樣貌。

而到了高度 800 公尺和 1000 公尺時，腹板端的負剪力延遲便變得更加明顯。圖 5-41 為 Z=800 的腹板端柱應力曲線，在束型框筒結構搭配大型對稱型對角斜撐的影響

之下，模型 5M-B 柱應力靠近兩端的主柱附近有相對大的負剪力延遲現象出現，但是到了  $X=80\sim 80$  此範圍時，三條應力曲線大小皆相差不多。

圖 5-42 為  $Z=1000$  時的腹板端柱應力曲線，由於所選之腹板柱為此節中高度最高，在束型框筒結構搭配大型對稱型對角斜撐的影響之下，模型 5M-B 柱應力的負剪力延遲效應也相當的大，甚至在腹板端拉力側出現壓力分布；腹板端壓力側出現拉力分布。但是到了  $X=80\sim 80$  此範圍時，三條應力曲線大小皆相差不多，且在此高度下柱應力已經相對其他高度的應力小了很多，可見大型對稱型斜撐到了一定高度以後能造成的影響較小了。



## 第六章 結論與建議

### 6.1 結論

於第五章的案例分析可以了解到以下幾點結論：

- (1) 減少束型框筒的柱間距，能夠有效增加其結構物的側向勁度，並且使得每根內柱發揮更有效的能力，降低剪力延遲效應的發生。
- (2) 雖然剛臂支架系統與大型支撐型對稱斜撐都能增加束型結構的側向勁度，但由剪力延遲效應來看，我們發現前者能夠抵制束型框筒剪力延遲效應的發生，而後者反而有加大束型框筒剪力延遲效應的趨勢產生。這是由於前者的結構系統中，有水平桁架存在，使得外圍主柱向內柱傳遞剪力變形時，除了依靠結構梁以外，還有水平桁架可以幫忙，使得力量在傳導的時候不會被結構梁的變形而影響消去太多。也可以看成有水平桁架搭載的結構梁區域，其梁的剛度提升許多，整體因為變形而消耗的力量自然較小。而後者其斜撐皆搭接於外圍主柱之上，所以其部分必須承受更多的力量，但主柱往內柱傳遞變形只有靠結構梁之一途，因此在這樣的結果下來，整體的剪力延遲效應更是加大。
- (3) 剪力延遲於低高度之區域均是呈現正剪力延遲，高度高之區域則是呈現負剪力延遲的現象，在這兩者高度之間，有柱應力呈現直線分布的剪力延遲效應轉換區域出現。如果低高度區域的剪力延遲效應相對大的時候，其高高度區域的負剪力延遲現象也會隨之呈現較大的情況。

- (4) 改變剛臂支架系統的剪力核心部分之勁度，相較改變水平桁架勁度對於整體結構物的側向勁度提升更有效率。
- (5) 大型支撐型對稱斜撐其抵抗側位移之效應，到了較高的高度以後影響力便逐漸減少，於較低高度時，由側位移圖來看，的確是相當有效率的增強側向勁度方法。

## 6.2 建議

- (1) 我們所施加的側向外力皆為靜力之型態，可試著分析此束型框筒結構於動力水平側向力加載下的行為。
- (2) 可以嘗試結合剛臂支架系統及大型支撐型對稱桁架於同一結構上，相互利用取得更有效應之側向勁度加強配置方法。
- (3) 可以嘗試考慮結構物各構件的自重，一同加入分析。如此一來縮短柱間距來提升側向勁度的方法，有可能就不是最直觀的選擇。
- (4) 由於此文中只有分析束型框筒最外圍面之柱應力，若有不同的結構搭配方式，也可以觀察框筒內部柱的應力分布圖。

## 參考文獻

- [1] Mir M. Ali and Kyoung Sun Moon(2007), “Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects”, *Architectural Science Review* Vol 50.3, pp205-223.
- [2] F.R.Khan, and N.R.Admin(1973), “Analysis and design of framed tube structures for tall concrete buildings”, *The Structural Engineer*, Vol.51, p85-92.
- [3] B.S.Smith, and A.Coull(1991), “Tall Building Structures: Analysis and design”, Chap.12.
- [4] R.S.Nair(1998), “Belt Trusses and Basements as“Virtual”Outriggers for Tall Buildings”, *Engineering Journal/Fourth Quarter*
- [5] S.Fawzia and T.Fatima(2010), “Deflection Control in Composite Building by Using Belt Truss and Outriggers Systems”, *World Academy of Science, Engineering and Technology* 72.
- [6] Taranach B. S., “Optimum Belt Truss Location for High-Rise Structures”,*AISC Engineering Journal*, First Quarter, 1974.
- [7] McNabb J. W. and Muvdi B. B.,”Drift Reduction Factors for Belted High-Rise Structures”,*AISC Engineering Journal*, Third quarter, 1975
- [8] McNabb J. W. and Muvdi B. B., Discussion of Reference (2), *AISC Engineering Journal*, First quarter, 1977
- [9] A.Coull, and B.Bose(1975), “Simplified Analysis of Frame-Tube Structures” ,

*Journal of Structural Division*, ASCE, 101(11), p2223-2240.

- [10] A.K.H.Kwan(1994), “Simple Method for Approximate Analysis of Framed Tube Structures”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120(4), p1221-1238.
- [11] D.A.Foutch, and P.C.Chang(1982), “A Shear Lag Anomaly”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 108(7), p1653-1658.
- [12] S.T.Chang, and F.Z.Zheng(1987), “Negative Shear Lag in Cantilever Box Girder with Constant Depth”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 113(1), p20-35.
- [13] J.J.Connor, and C.C.Pouangare(1991), “Simple Model for Design of Framed-Tube Structures”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 117(12), p3623-3644.
- [14] Y.Singh, and A.K.Nagpal(1994), “Negative Shear Lag in Framed-Tube buildings”, *Journal of structural Engineering*, ASCE, 120(11), p3105-3121.
- [15] 內政部營建署 (2006), 「建築物耐風設計規範及解說」。
- [16] 王俊超, ” 束型框筒力學參數分析研究 ”, 國立交通大學, 碩士論文, 民國 101 年七月。
- [17] 郭恆志, ” 內縮型式框筒結構力學參數分析研究 ”, 國立交通大學, 碩士論文, 民國 101 年七月。

表 4-1 地況相關參數[15]

地況	$\alpha$	$z_g$ (m)	$\bar{b}$	$c$	$\ell(m)$	$\bar{\varepsilon}$	$z_{\min}$ (m)
A	0.32	500	0.45	0.45	55	0.5	18
B	0.25	400	0.62	0.30	98	0.33	9
C	0.15	300	0.94	0.20	152	0.20	4.5



表 4-2 計算  $K_d$  所用之  $K_1, K_2, K_3$  值[15]

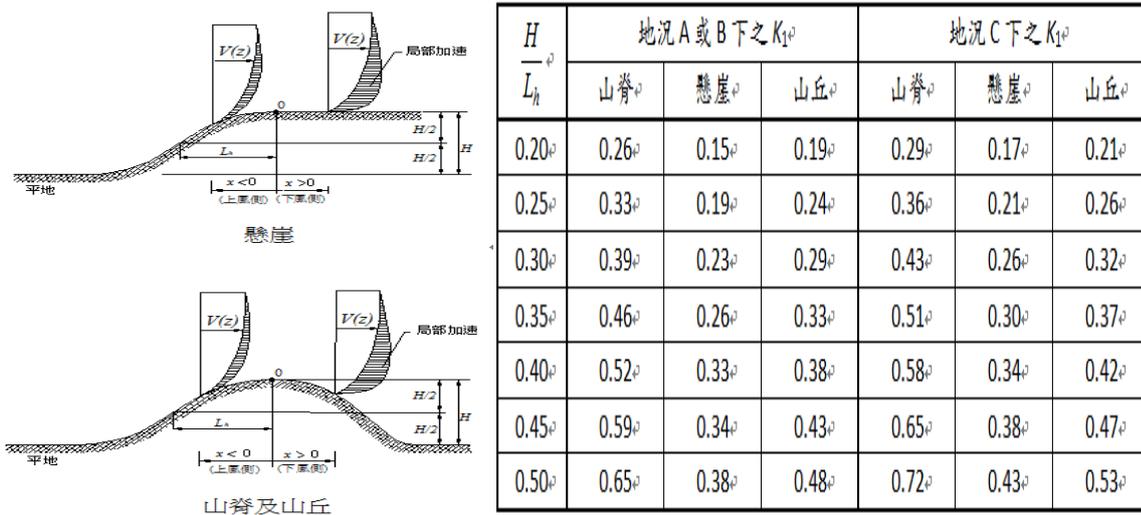


表 4-3 外風壓係數  $C_p$  [15]

$\frac{x}{L_h}$	$K_2$		$\frac{z}{L_h}$	$K_3$		
	懸崖	山脊或山丘		山脊	懸崖	山丘
-4.00	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	1.00
-3.50	0.00	0.00	0.10	0.74	0.78	0.67
-3.00	0.00	0.00	0.20	0.55	0.61	0.45
-2.50	0.00	0.00	0.30	0.41	0.47	0.30
-2.00	0.00	0.00	0.40	0.30	0.37	0.20
-1.50	0.00	0.00	0.50	0.22	0.29	0.14
-1.00	0.33	0.33	0.60	0.17	0.22	0.09
-0.50	0.67	0.67	0.70	0.12	0.17	0.06
0.00	1.00	1.00	0.80	0.09	0.14	0.04
0.50	0.88	0.67	0.90	0.07	0.11	0.03
1.00	0.75	0.33	1.00	0.05	0.08	0.02
1.50	0.63	0.00	1.50	0.01	0.02	0.00
2.00	0.50	0.00	2.00	0.00	0.00	0.00
2.50	0.38	0.00				
3.00	0.25	0.00				
3.50	0.13	0.00				
4.00	0.00	0.00				

註：若  $\frac{H}{L_h} > 0.5$ ，則計算  $K_1$  時採用  $\frac{H}{L_h} = 0.5$ ，計算  $K_2$  時採用  $L_h = 2H$ ，計算  $K_3$  時採用  $L_h = 2H$ 。



所屬牆面	$L/B$	$C_p$	使用的風速壓
迎風面	所有值	0.8	$q(z)$
背風面	0-1	-0.5	$q(h)$
	2 $\geq 4$	-0.3 -0.2	
側風面	所有值	-0.7	$q(h)$

註：L：平行於風向之結構物水平尺寸，m  
 B：垂直於風向之結構物水平尺寸，m  
 G：陣風反應因子

表 4-4 各高度風壓轉換之等效節點力

Z(m)	T	Z(m)	T	Z(m)	T
20	222.35	420	1238.34	820	1364
40	311	440	1274.91	840	1364
60	386.62	460	1310.89	860	1364
80	454.51	480	1346.33	880	1364
100	517.04	500	1364	900	1364
120	575.54	520	1364	920	1364
140	630.85	540	1364	940	1364
160	683.54	560	1364	960	1364
180	734.03	580	1364	980	1364
200	782.63	600	1364	1000	1364
220	829.58	620	1364	1020	1364
240	875.08	640	1364	1040	1364
260	919.29	660	1364	1060	1364
280	962.33	680	1364	1080	1364
300	1004.31	700	1364	1100	1364
320	1045.32	720	1364	1120	1364
340	1085.45	740	1364	1140	1364
360	1124.76	760	1364	1160	1364
380	1163.31	780	1364	1180	1364
400	1201.16	800	1364	1200	682

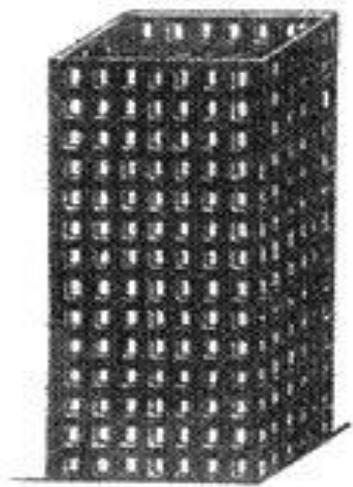


圖 2-1. 傳統箱型框筒建築結構

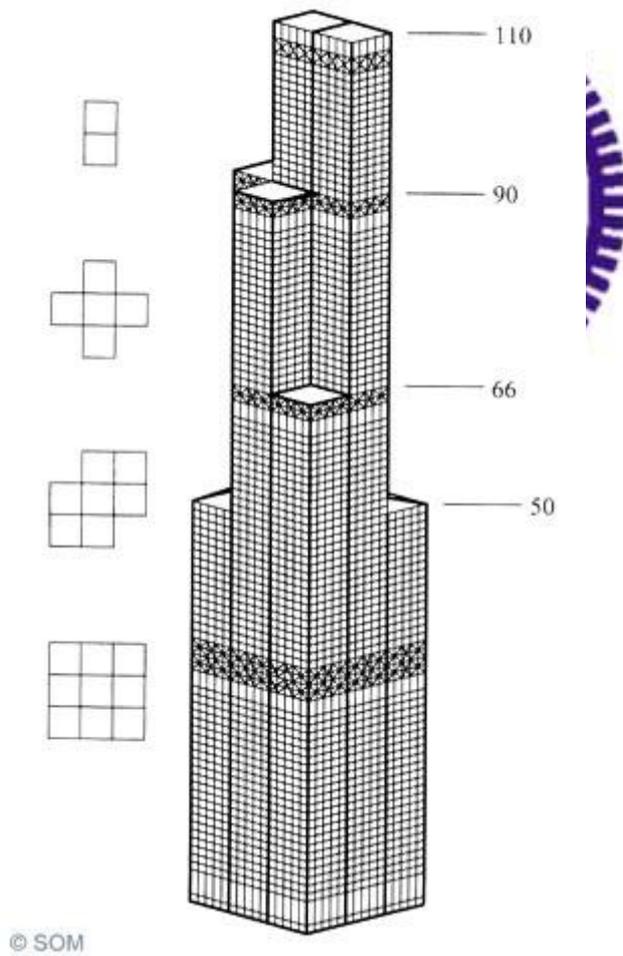


圖 2-2. 希爾斯大樓(Sear Tower)



圖 2-3. One Magnificent Mile 大樓



圖 2-4. Wachovia Financial Center 大樓

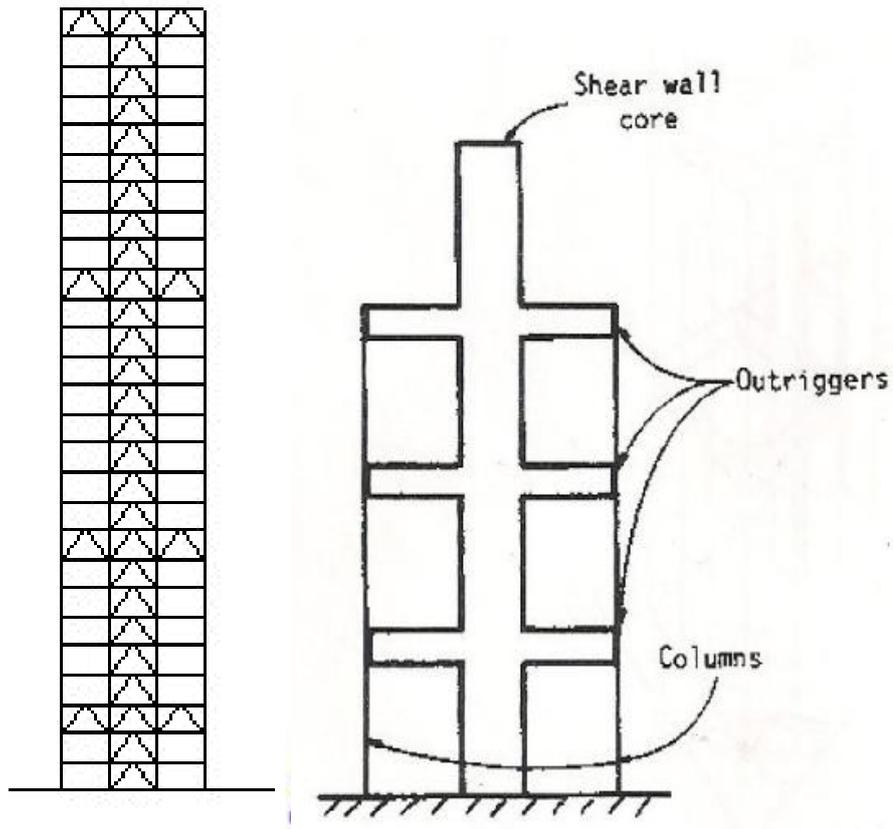


圖 2-5. 剛臂支架結構系統示意圖

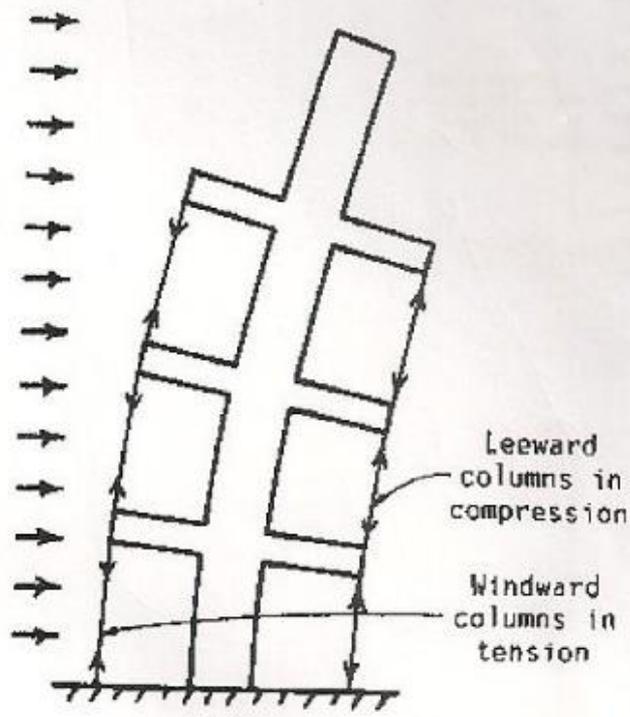


圖 2-6. 剛臂支架結構受水平側力時兩端柱之影響

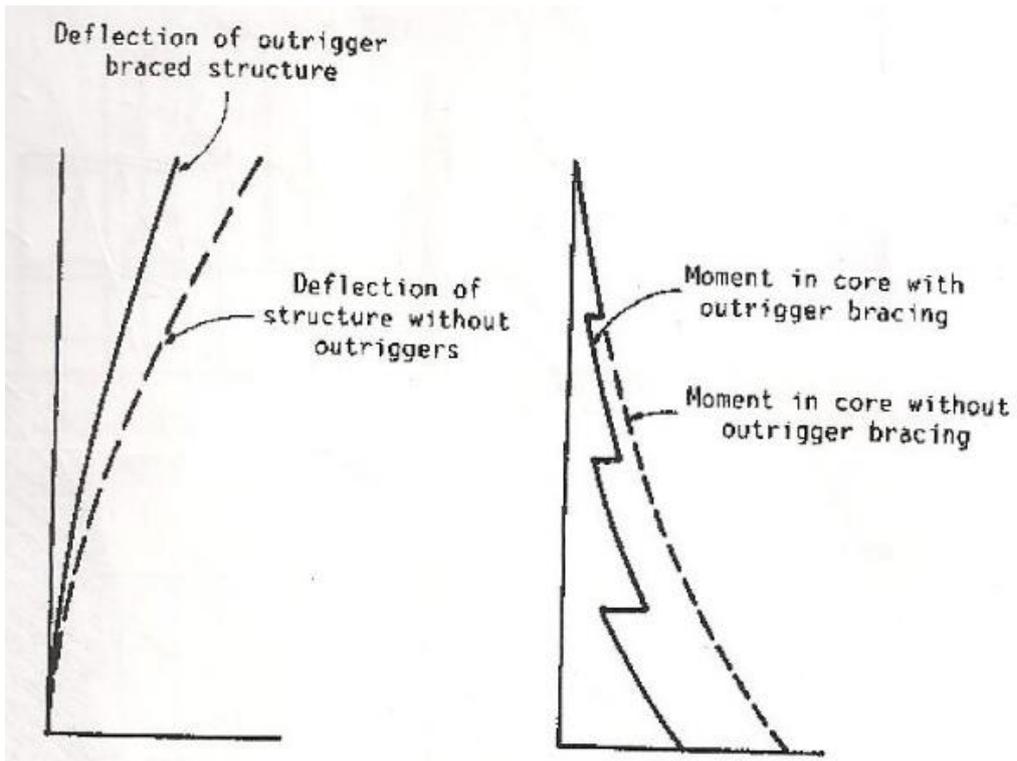


圖 2-7. 剛臂支架對結構受水平側力時側位移與核心彎矩之影響

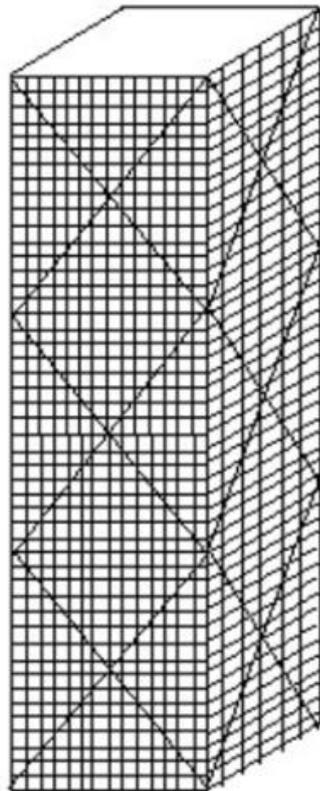


圖 2-8. 大型對角斜撐示意圖



圖 2-9. 780 Third Avenue 大樓

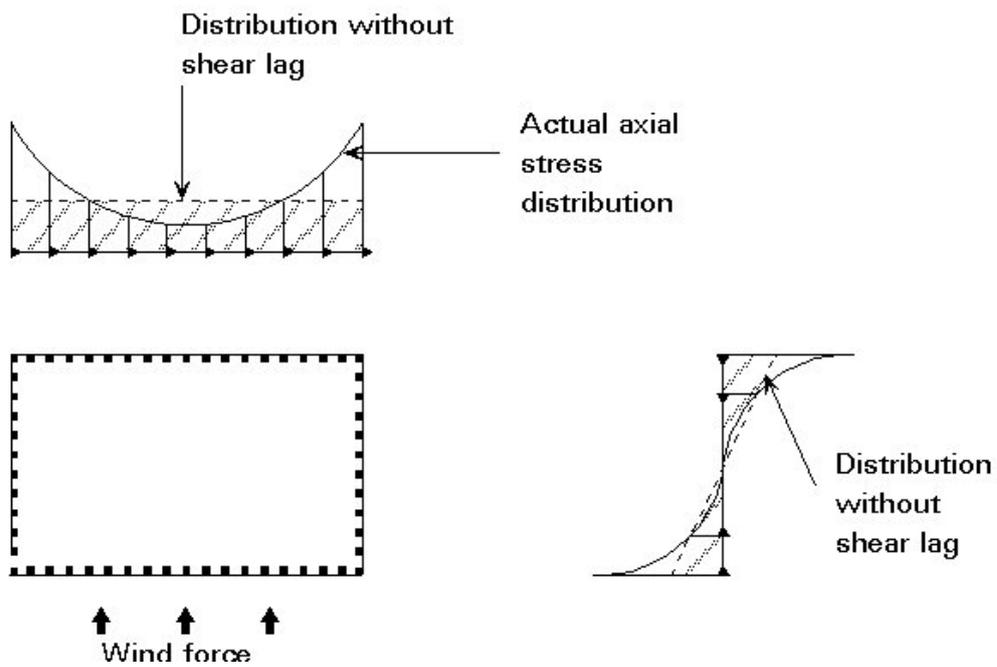


圖 3-1. 框筒結構受水平側力下翼板端與腹板端柱軸應力分佈[3]

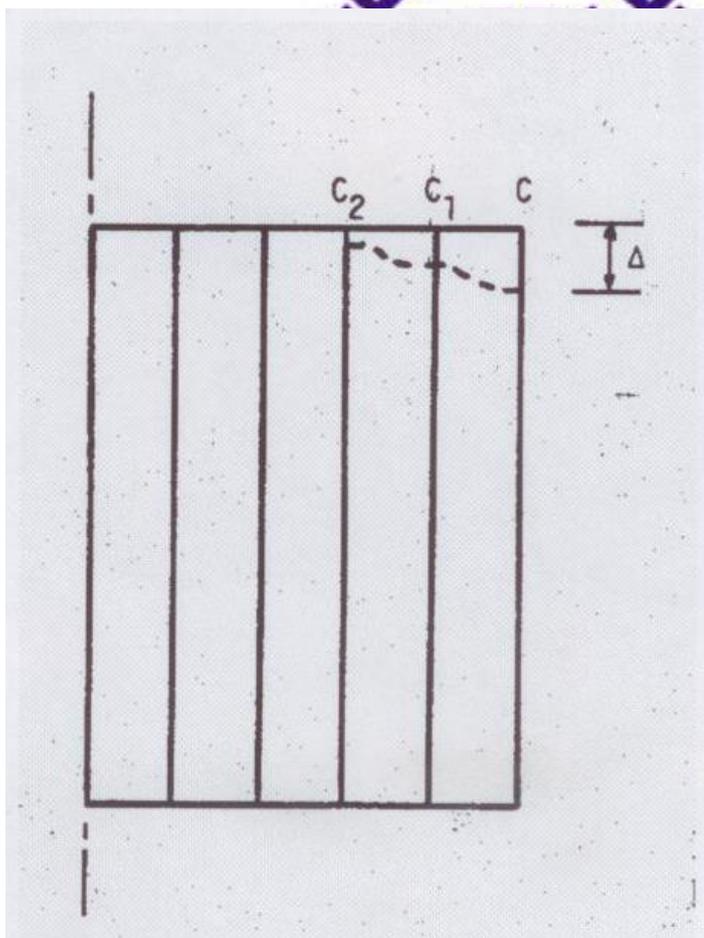


圖 3-2. 剪力延遲效應作用下翼板端框架中柱的軸向變形[3]

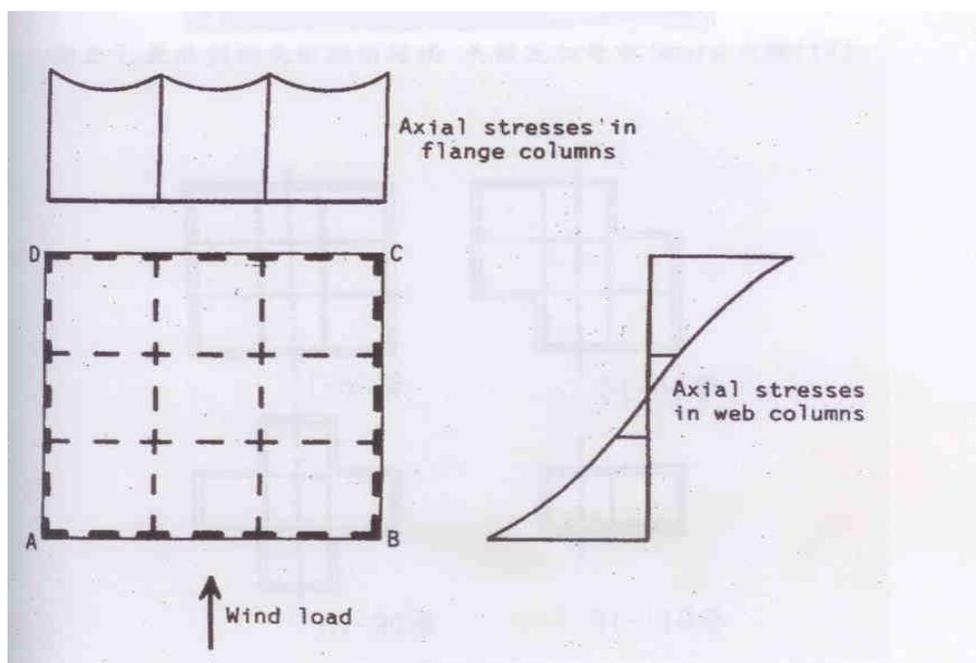


圖 3-3. 束型框筒結構受水平側力柱軸應力剪力延遲現象[3]



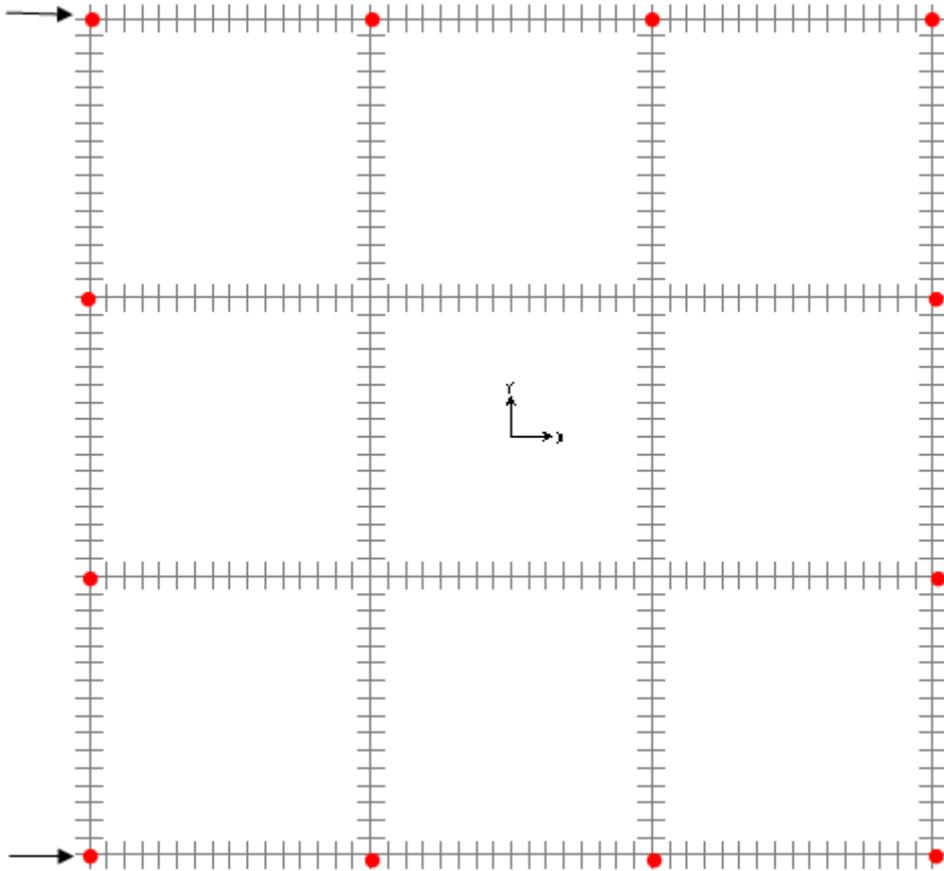


圖 4-1. SAP2000 九宮格束型框筒斷面圖。

箭頭方向為水平風力加載方向，圓點為角柱之位置

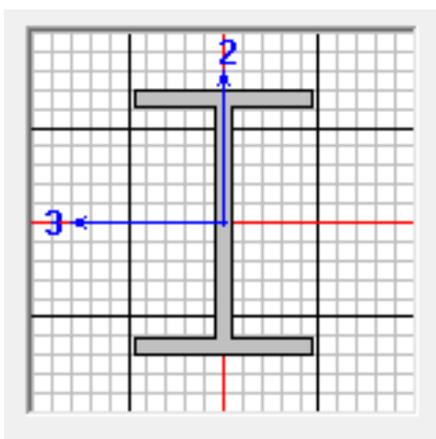


圖 4-2. 束型框筒梁之斷面圖

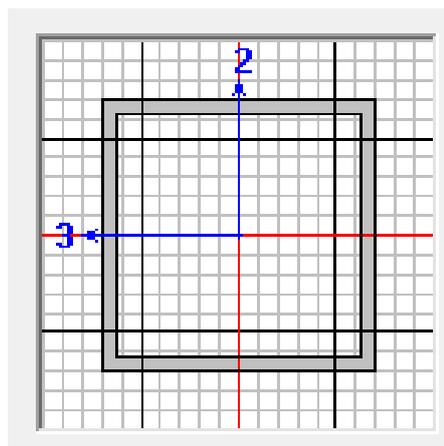


圖 4-3. 束型框筒主柱斷面圖

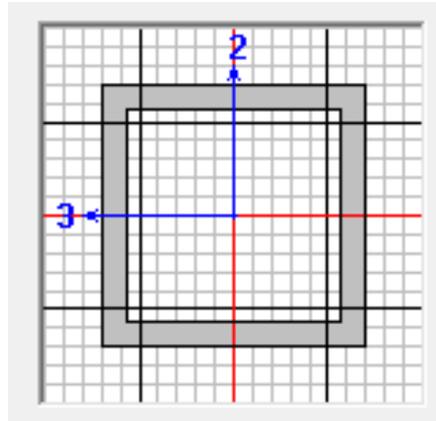


圖 4-4. 束型框筒內柱斷面圖

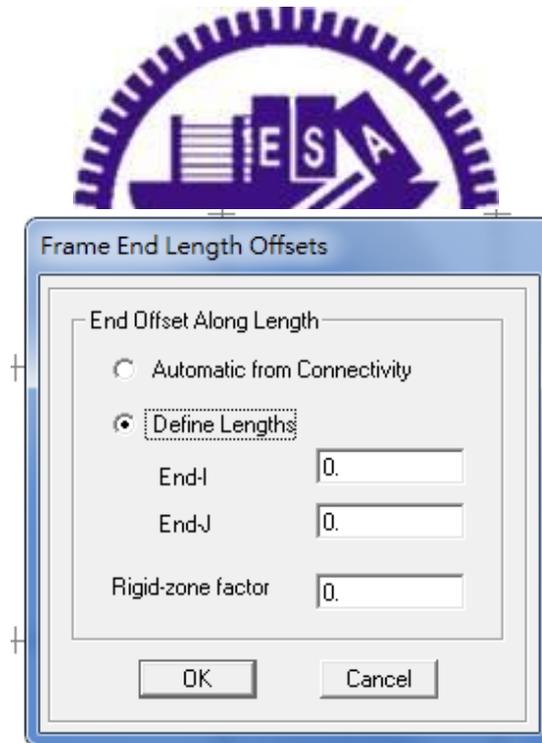


圖 4-5. SAP2000 中梁柱交接剛性區設定

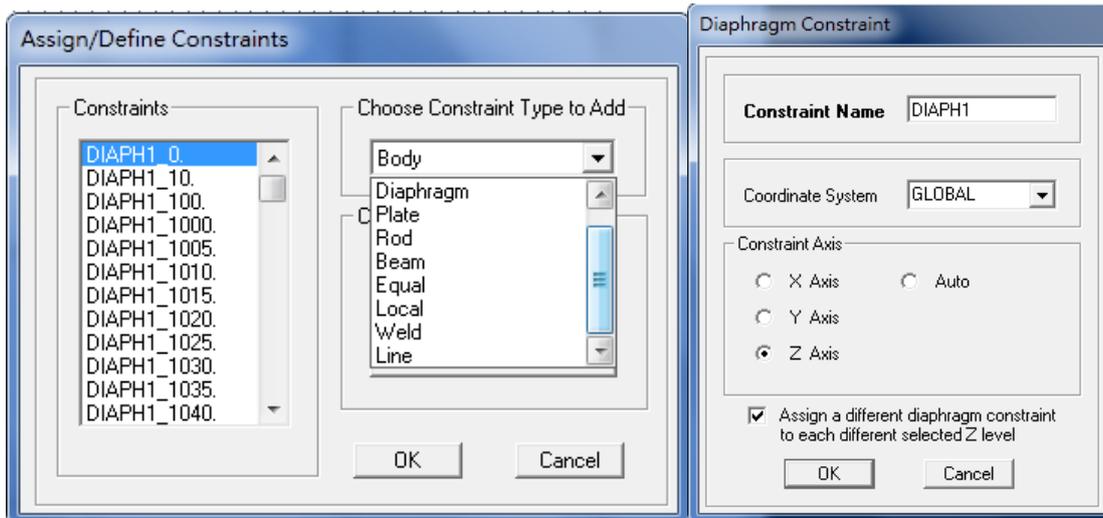


圖 4-6. SAP2000 中各樓層節點剛性樓板設定

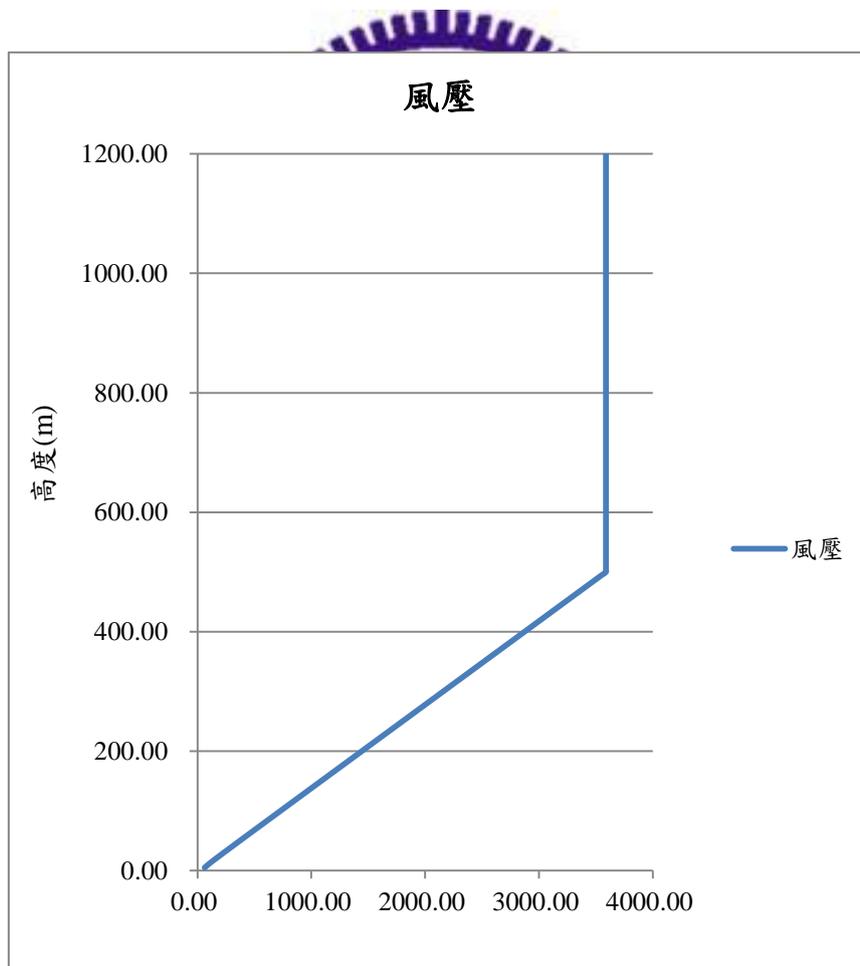


圖 4-7. 高度與風壓關係圖

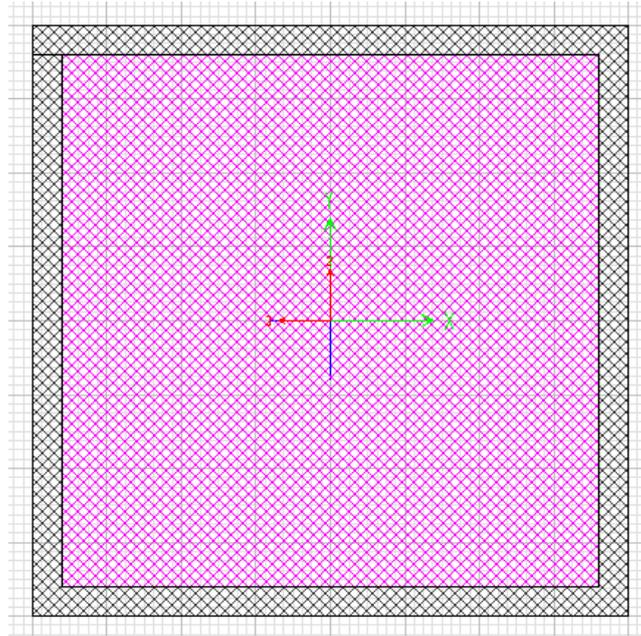


圖 4-8. 鋼管混凝土柱斷面圖

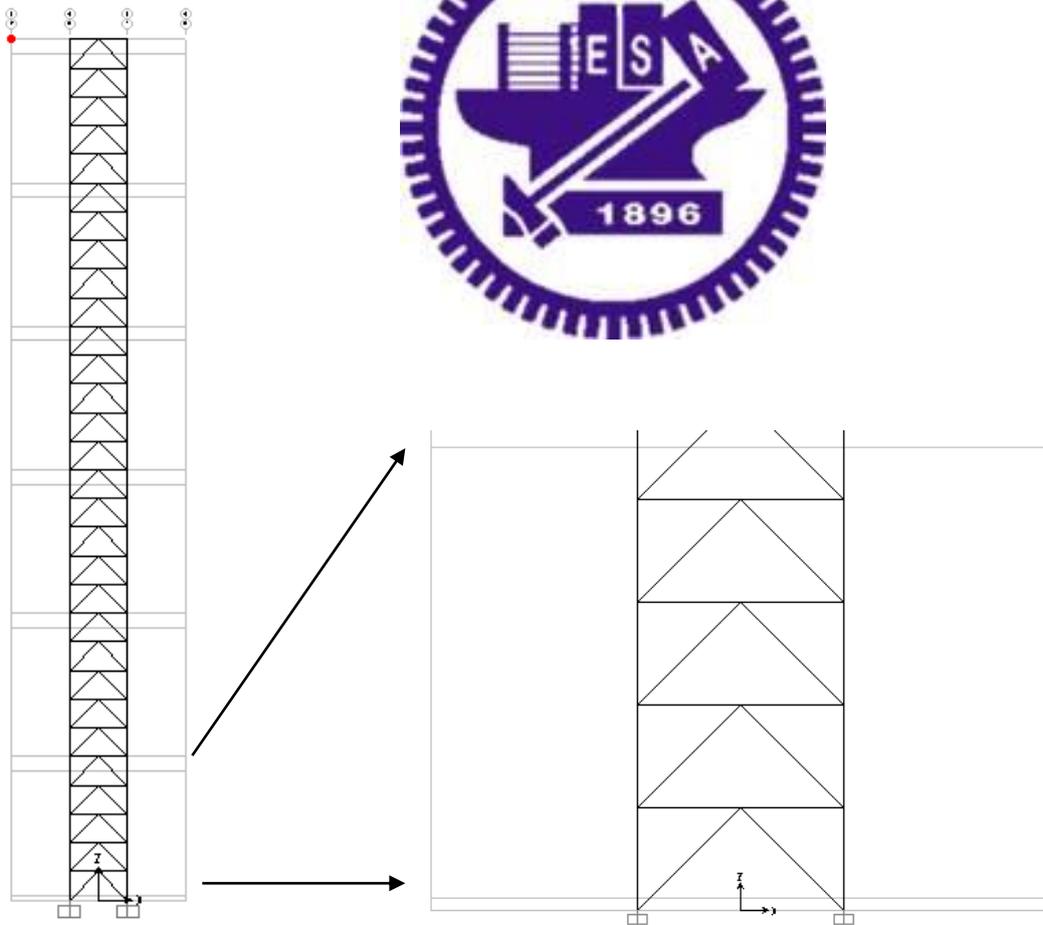


圖 4-9. 剛臂支架中剪力核心配置圖

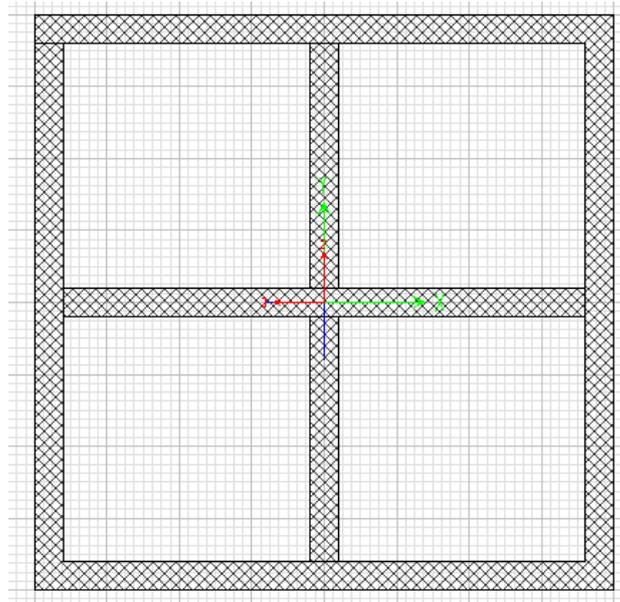


圖 4-10. 箱型筒內再加上十字型鋼結構斷面圖

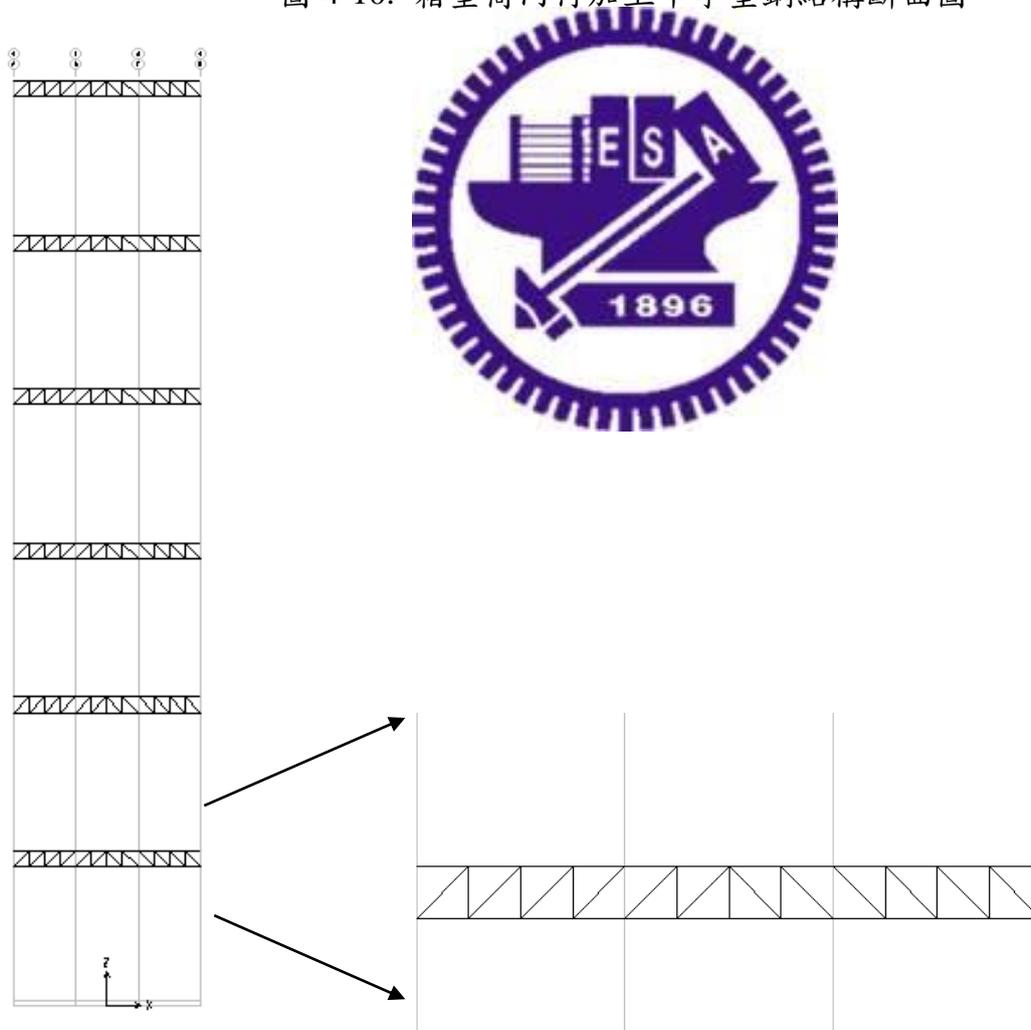
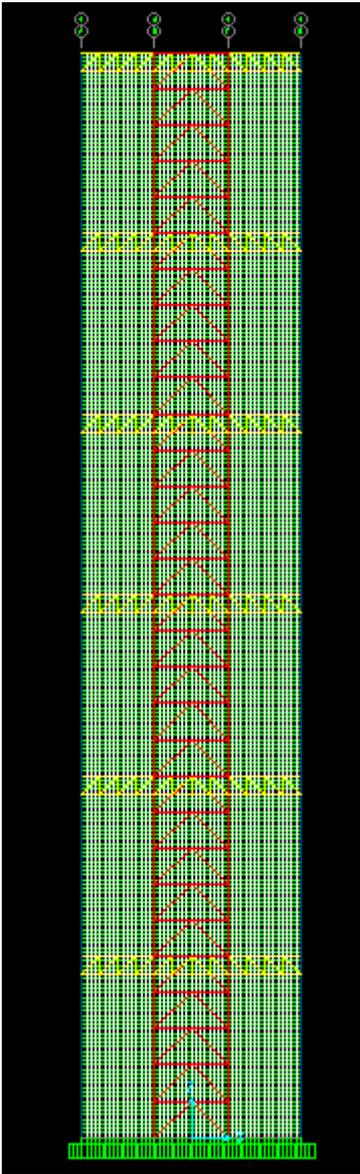
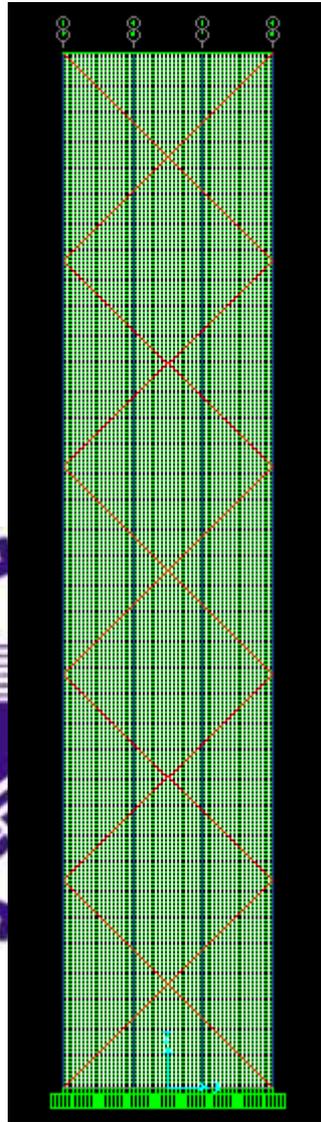


圖 4-11. 剛臂支架中水平桁架配置圖



(a)



(b)

圖 4-12. 束型框筒結構搭配勁度加強系統圖

(a)束型框筒結構搭配支臂剛架系統圖

(b)束型框筒結構搭配大型對角斜撐圖

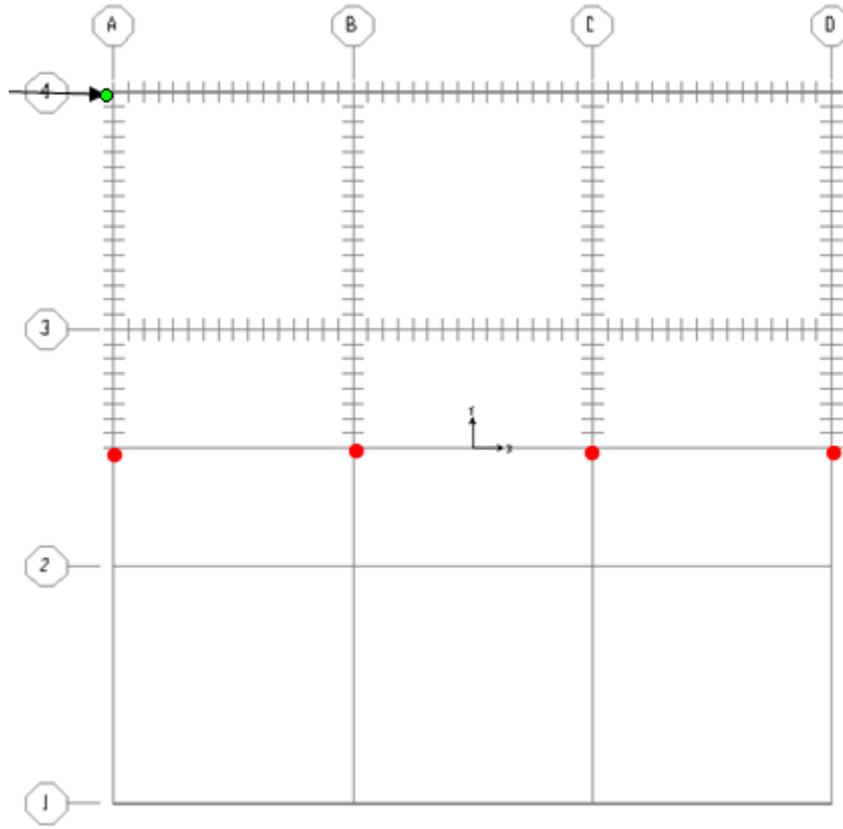


圖 4-13. 對半分析之束型框筒模型斷面

箭頭為水平側力加載方向，圓點處為給予對稱束制之點位

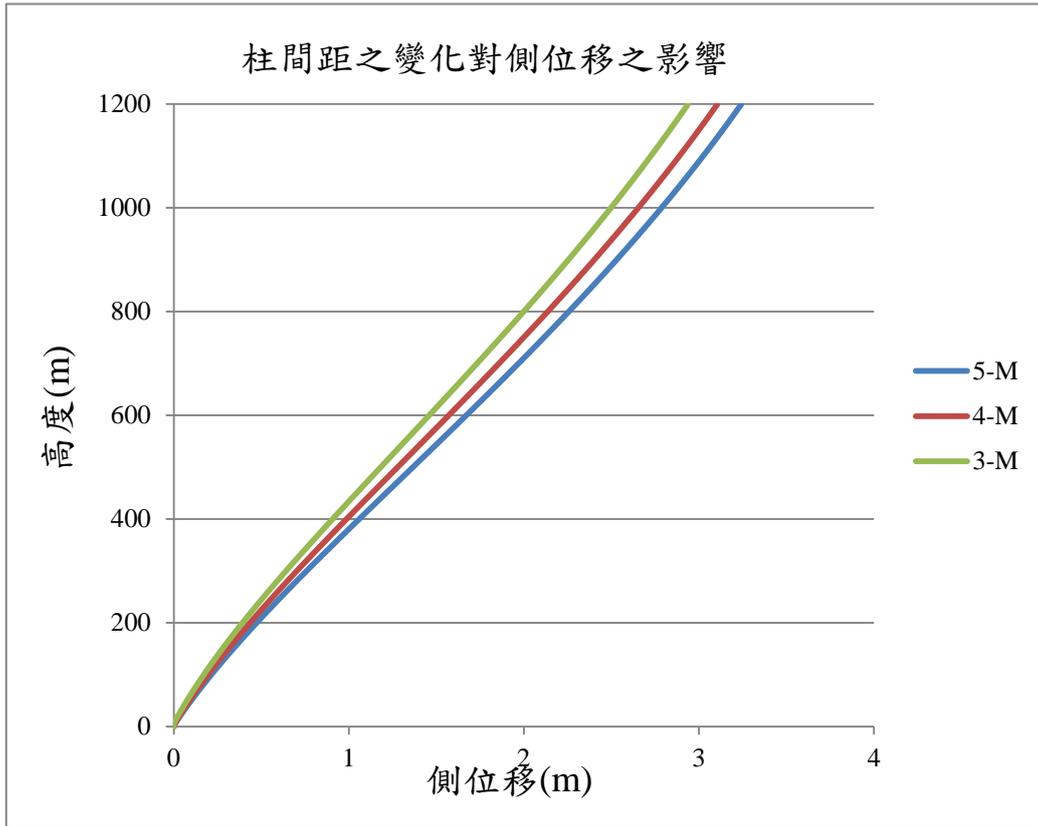


圖 5-1. 束型框筒模型改變柱間距對側位移之影響比較

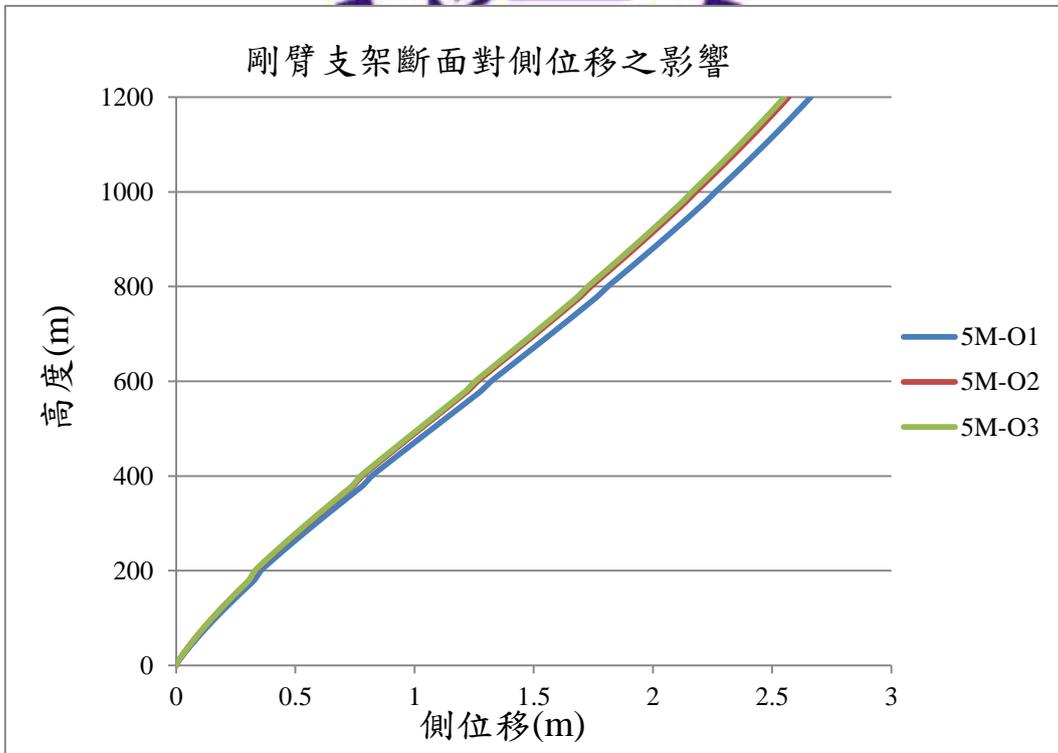


圖 5-2. 剛臂支架斷面對側位移之影響比較圖

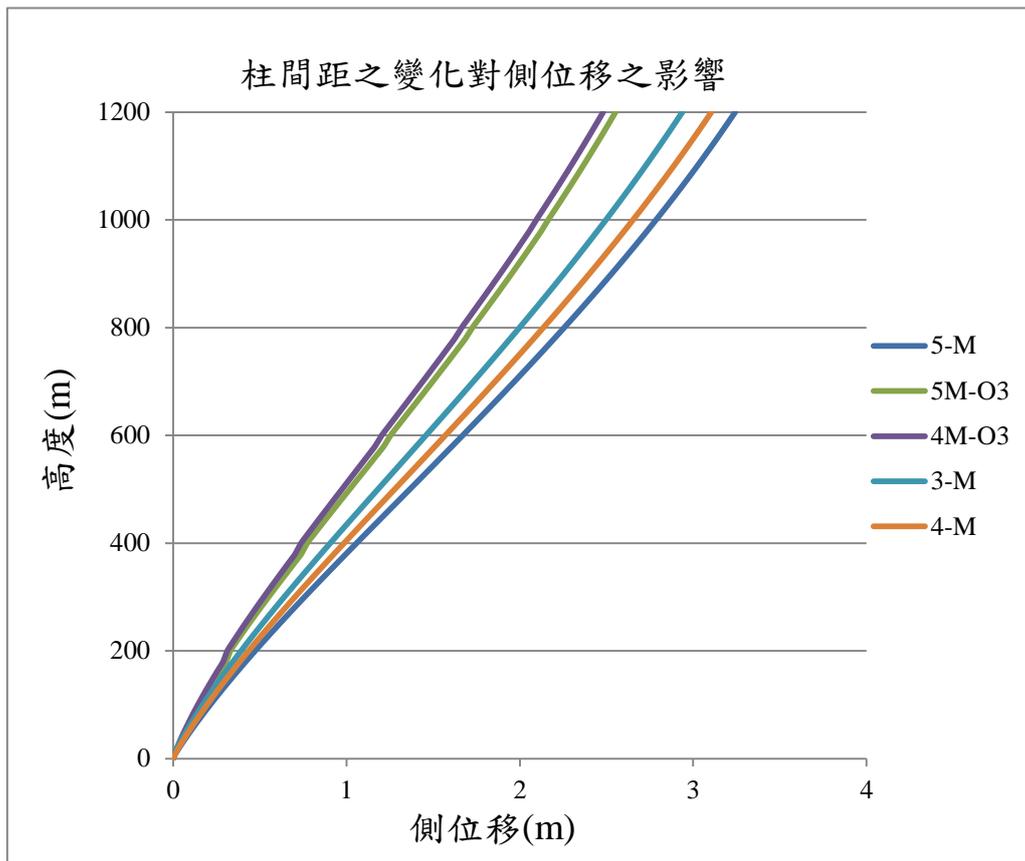


圖 5-3. 不同柱間距之下剛臂支架斷面對側位移之影響比較圖

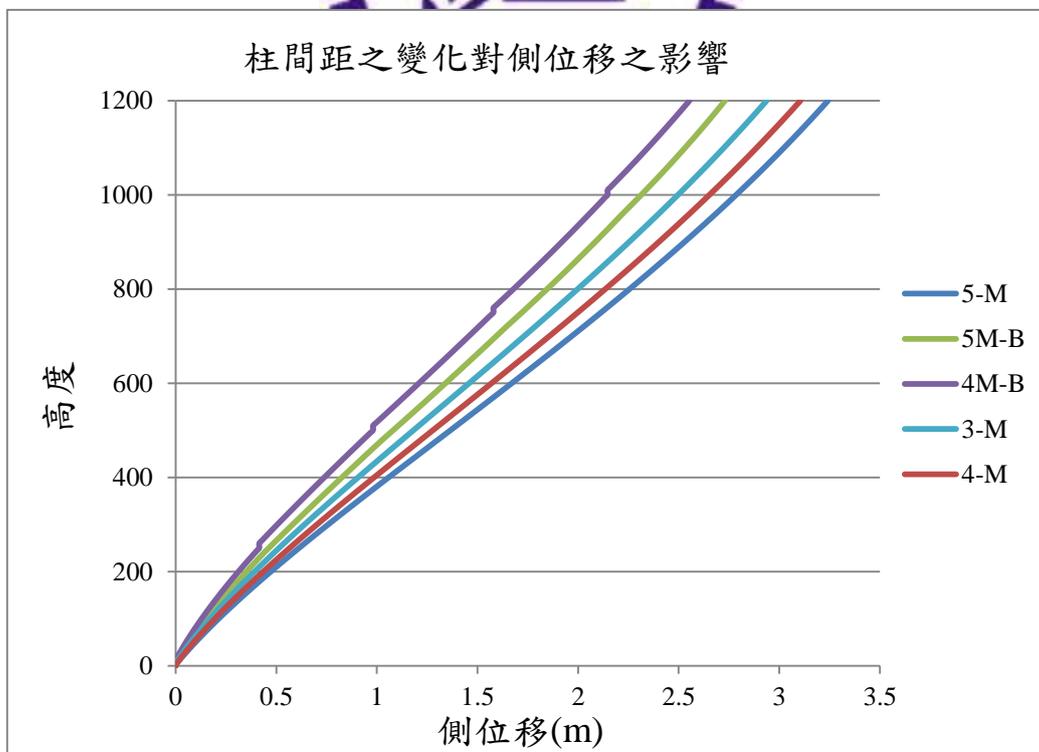


圖 5-4. 不同柱間距之下大型對角斜撐對側位移之影響比較圖

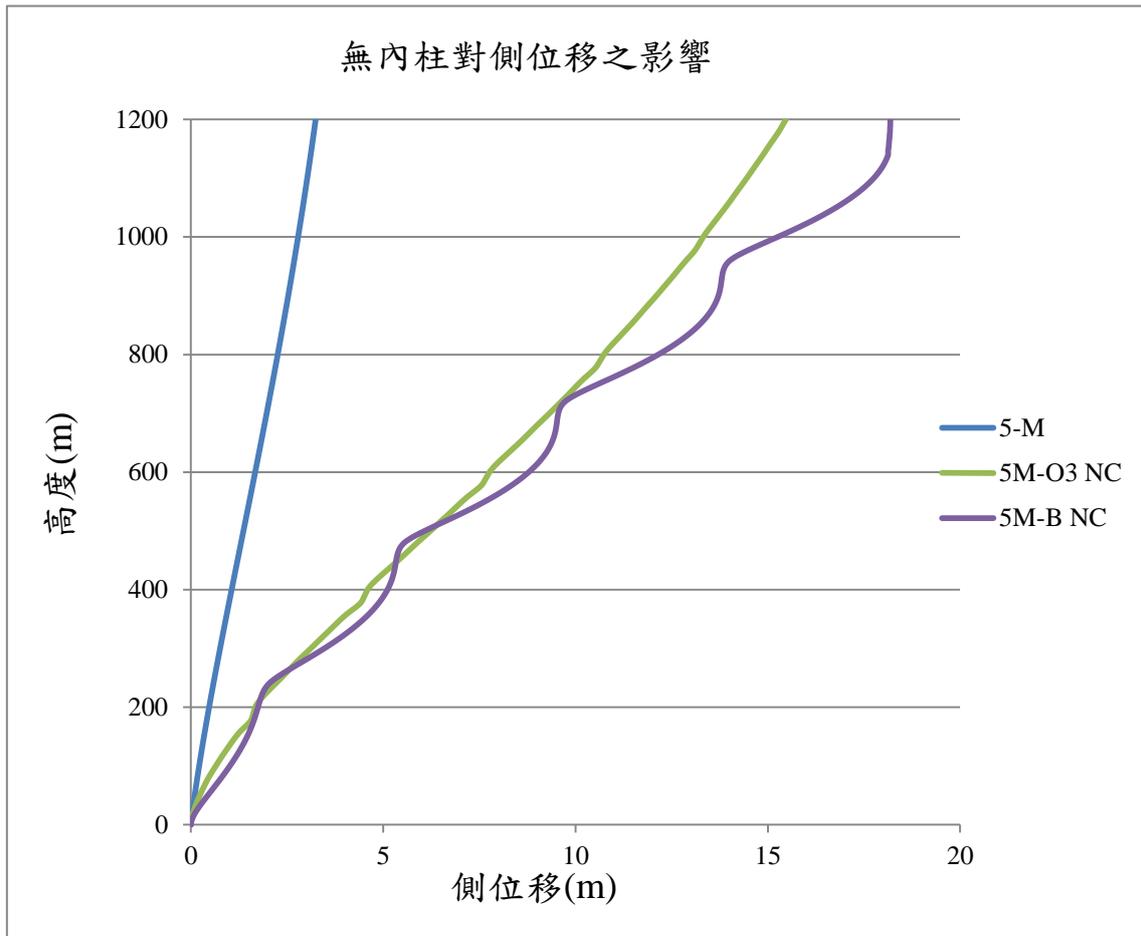


圖 5-5. 移除內柱之側向勁度加強系統對側位移之影響比較圖

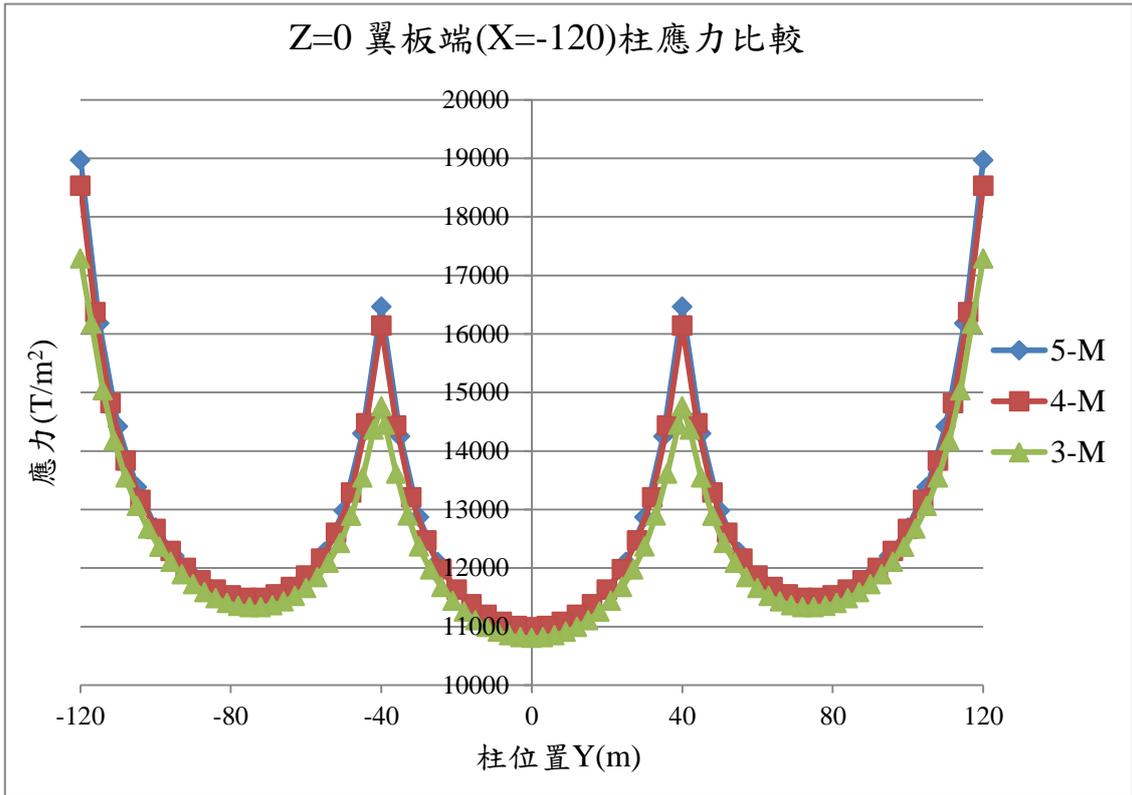


圖 5-6. Z=0m 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖

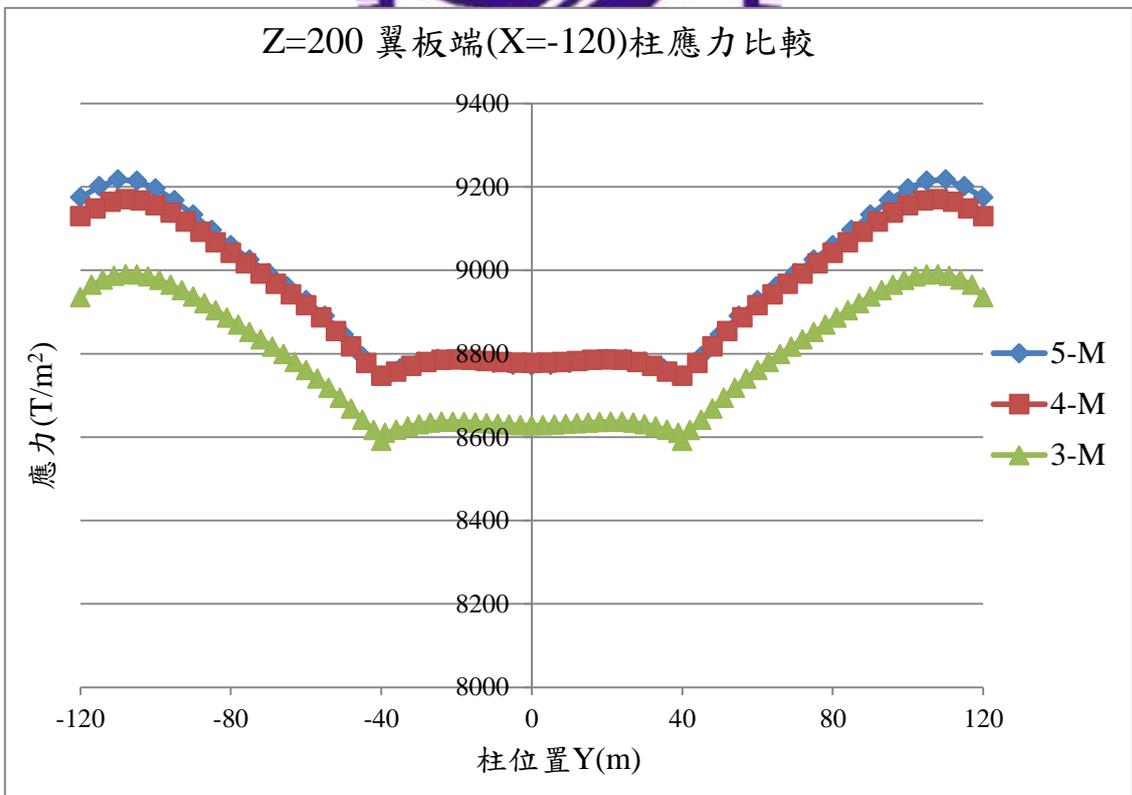


圖 5-7. Z=200m 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖

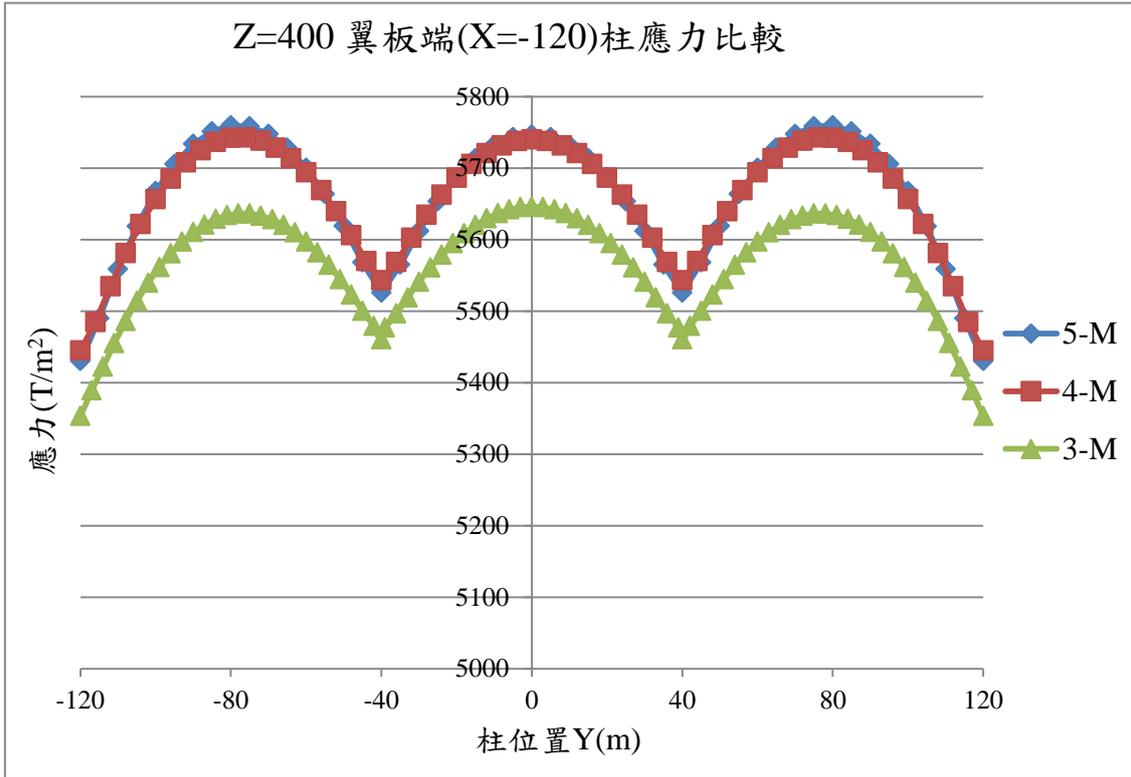


圖 5-8. Z=400m 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖

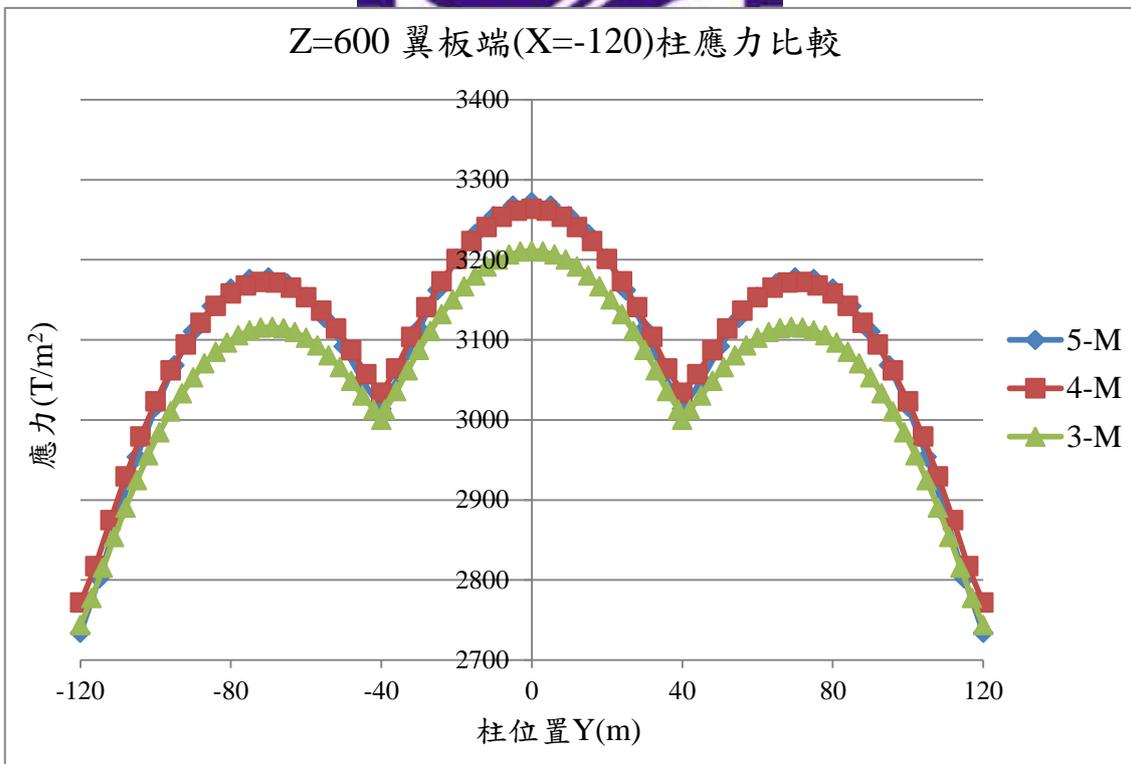


圖 5-9. Z=600m 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖

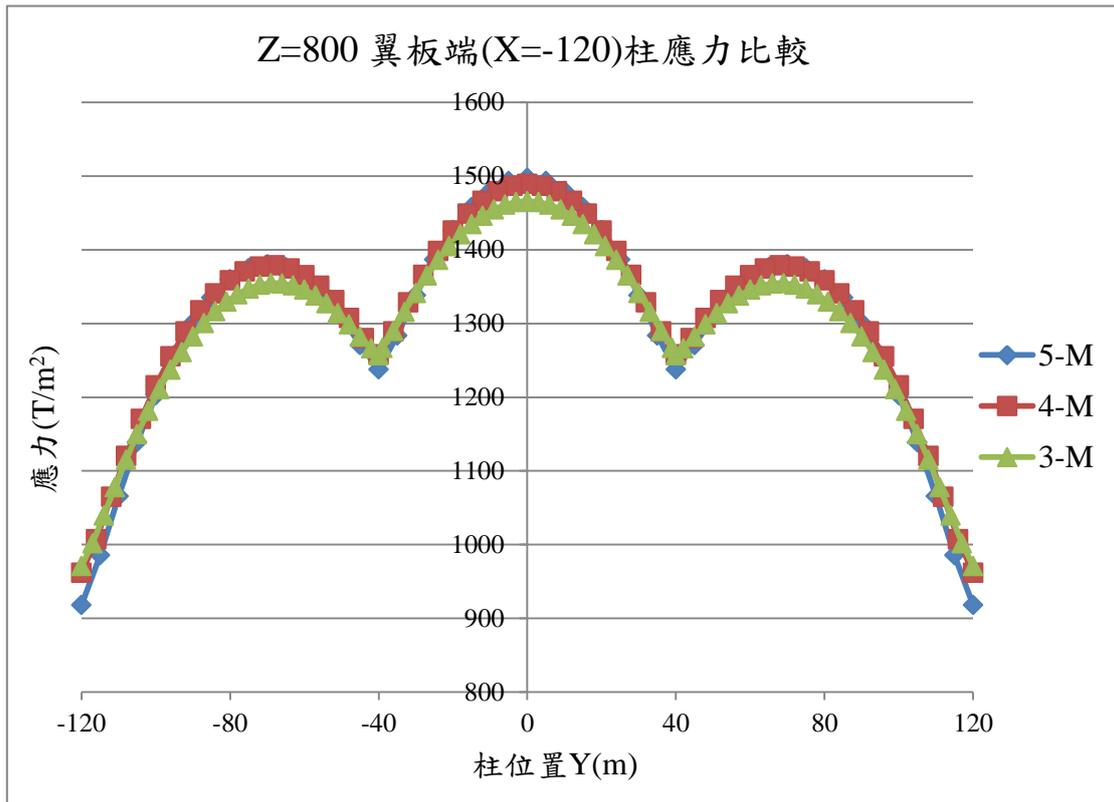


圖 5-10. Z=800m 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖

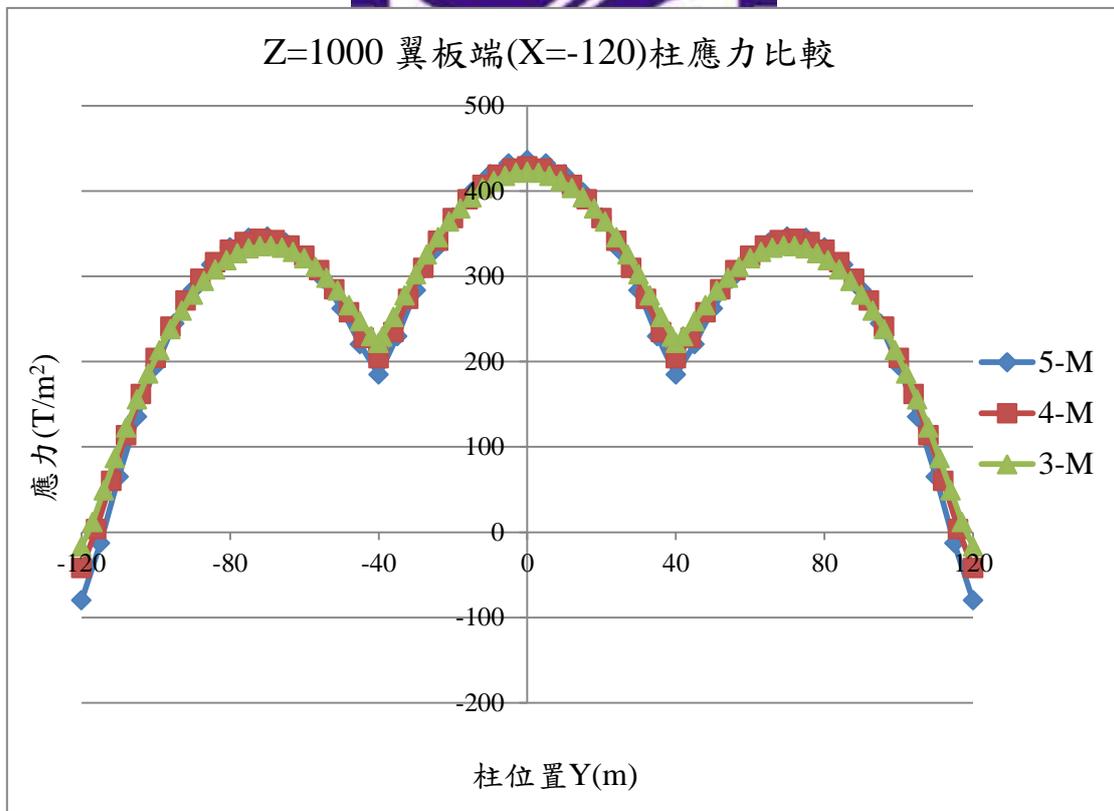


圖 5-11. Z=1000m 改變柱間距之翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖

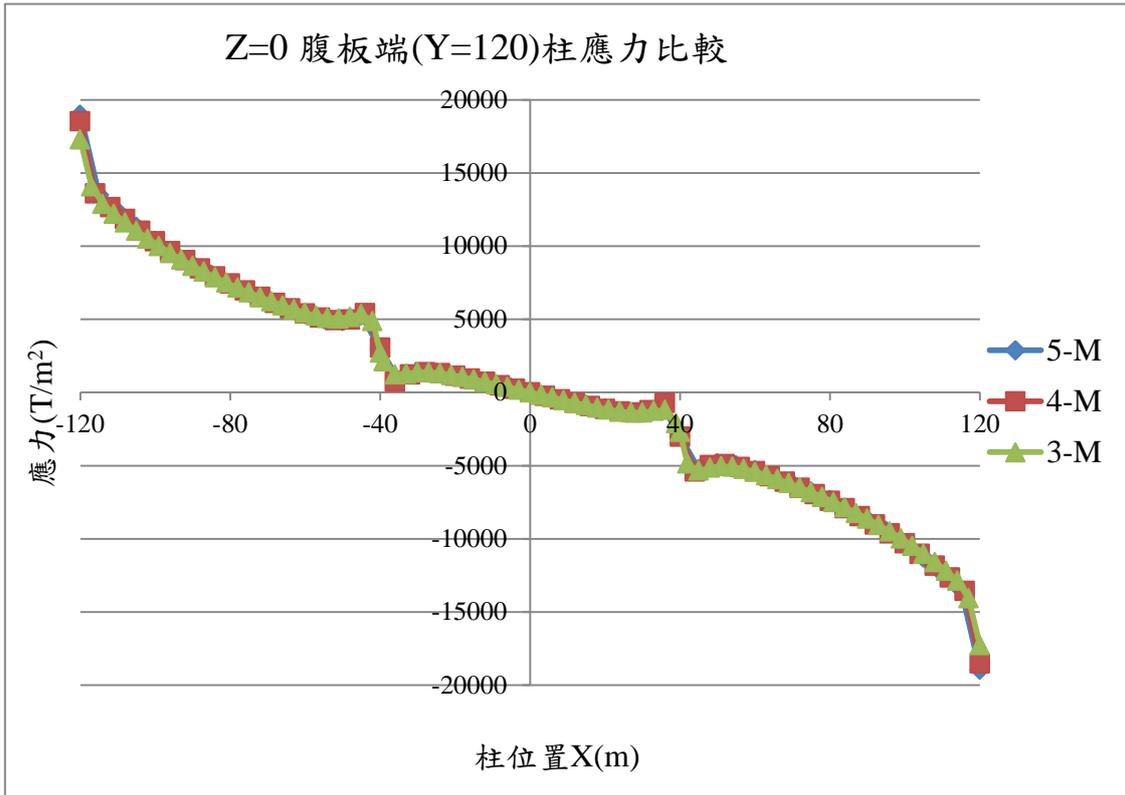


圖 5-12. Z=0m 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

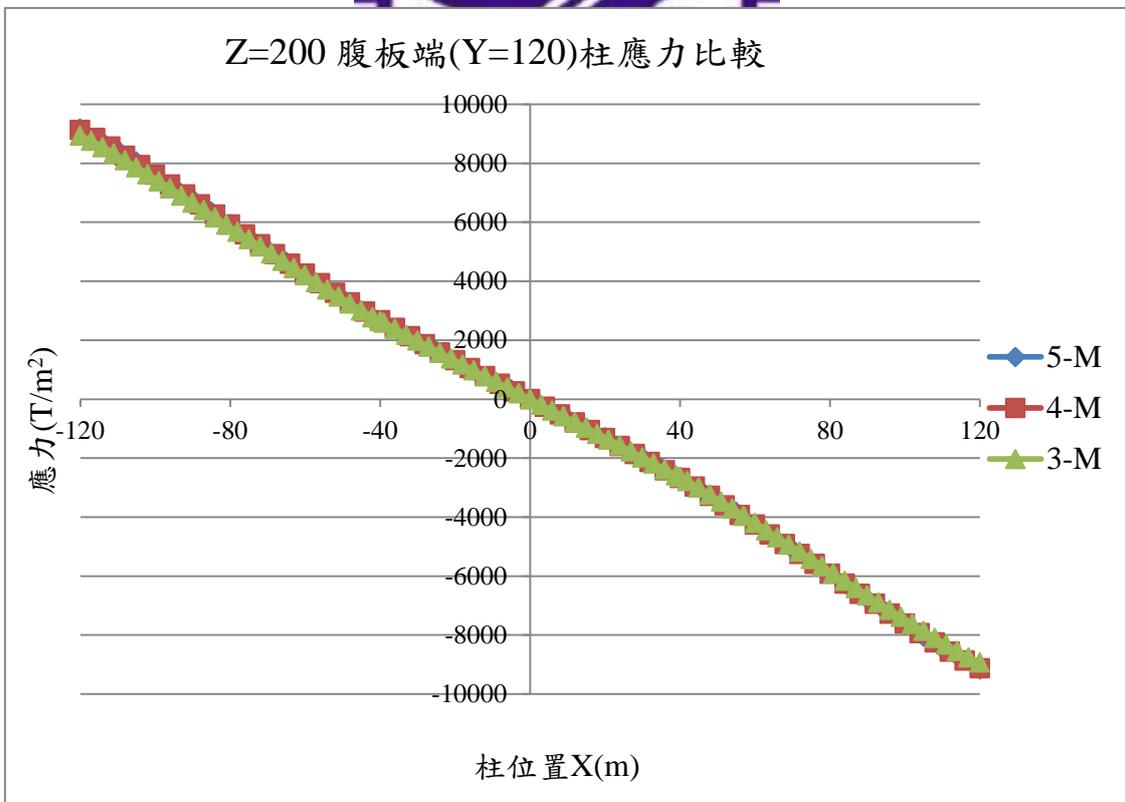


圖 5-13. Z=200m 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

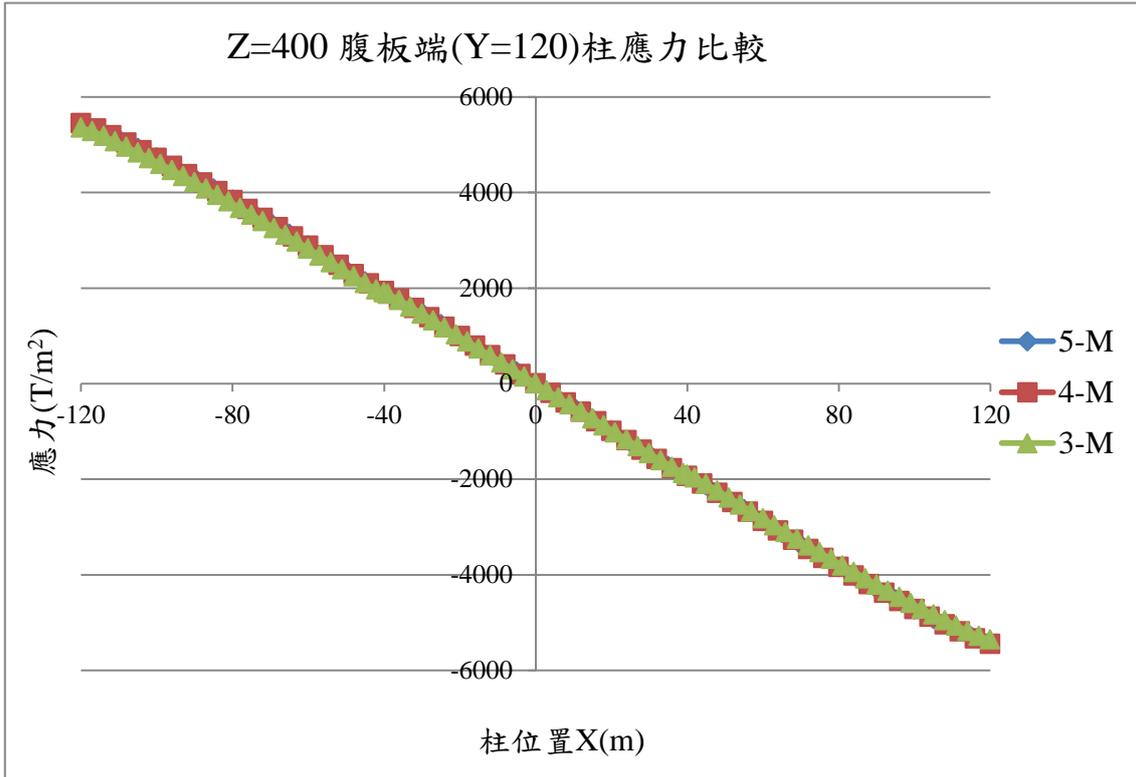


圖 5-14. Z=400m 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

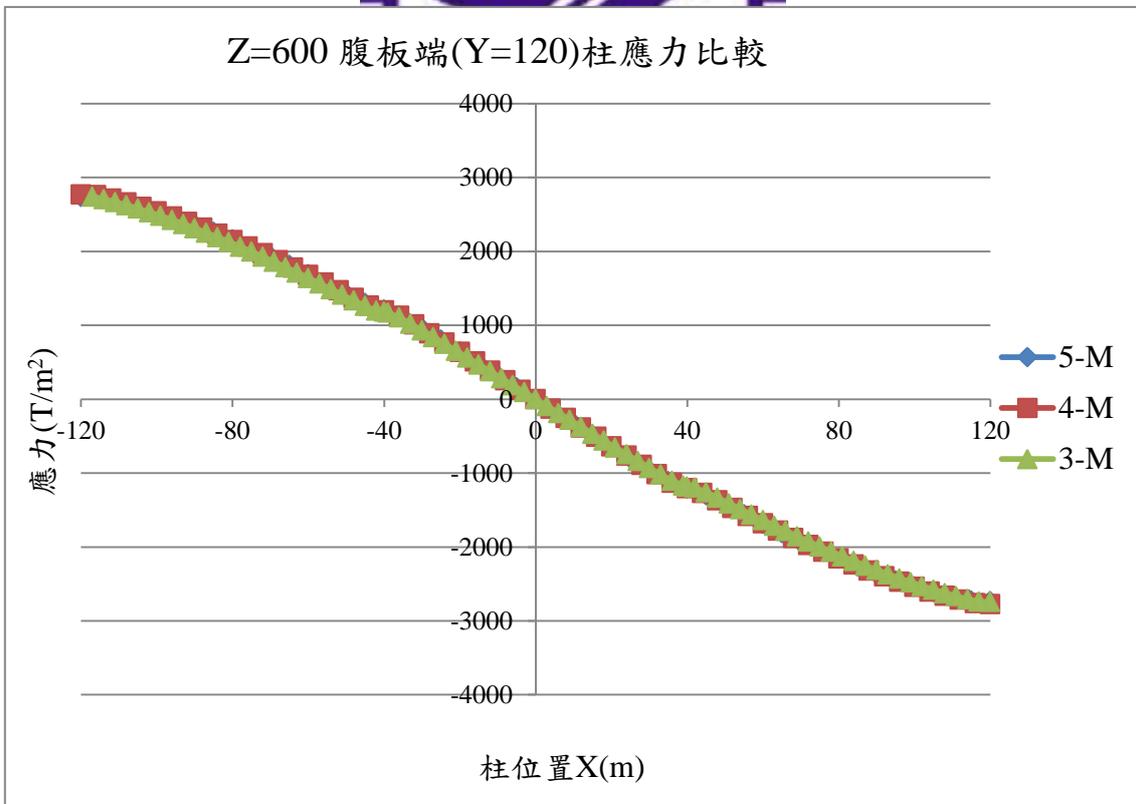


圖 5-15. Z=600m 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

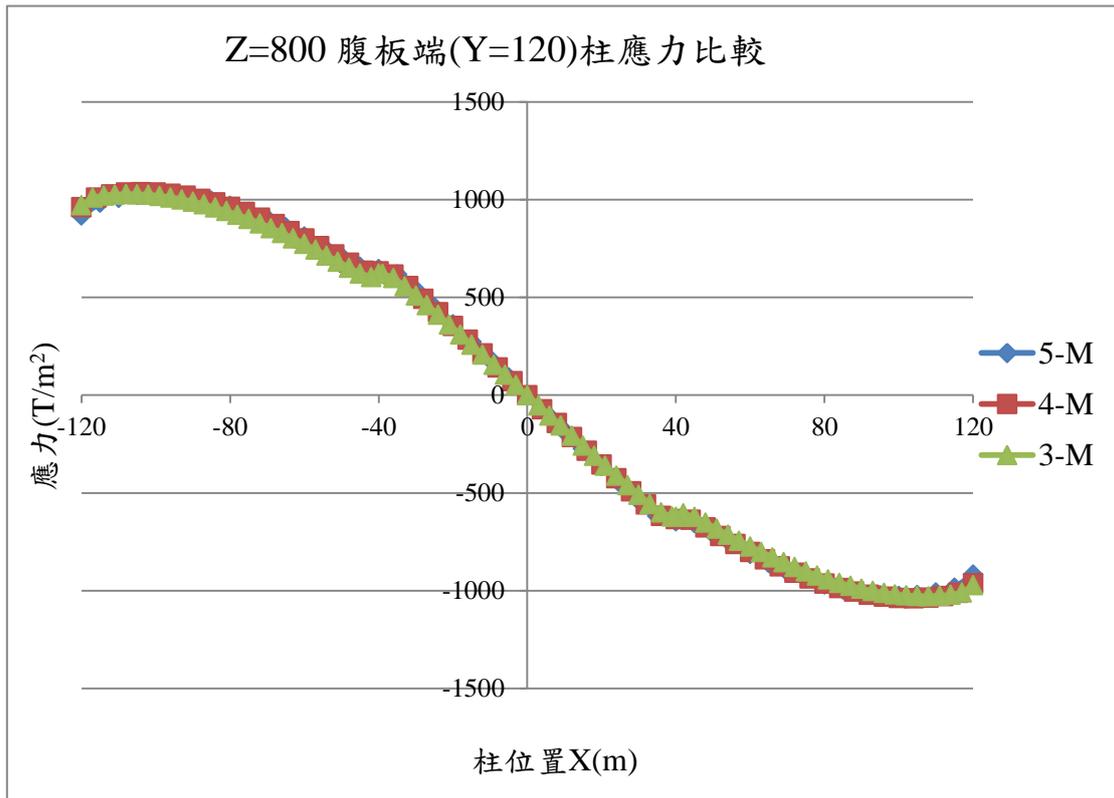


圖 5-16. Z=800m 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

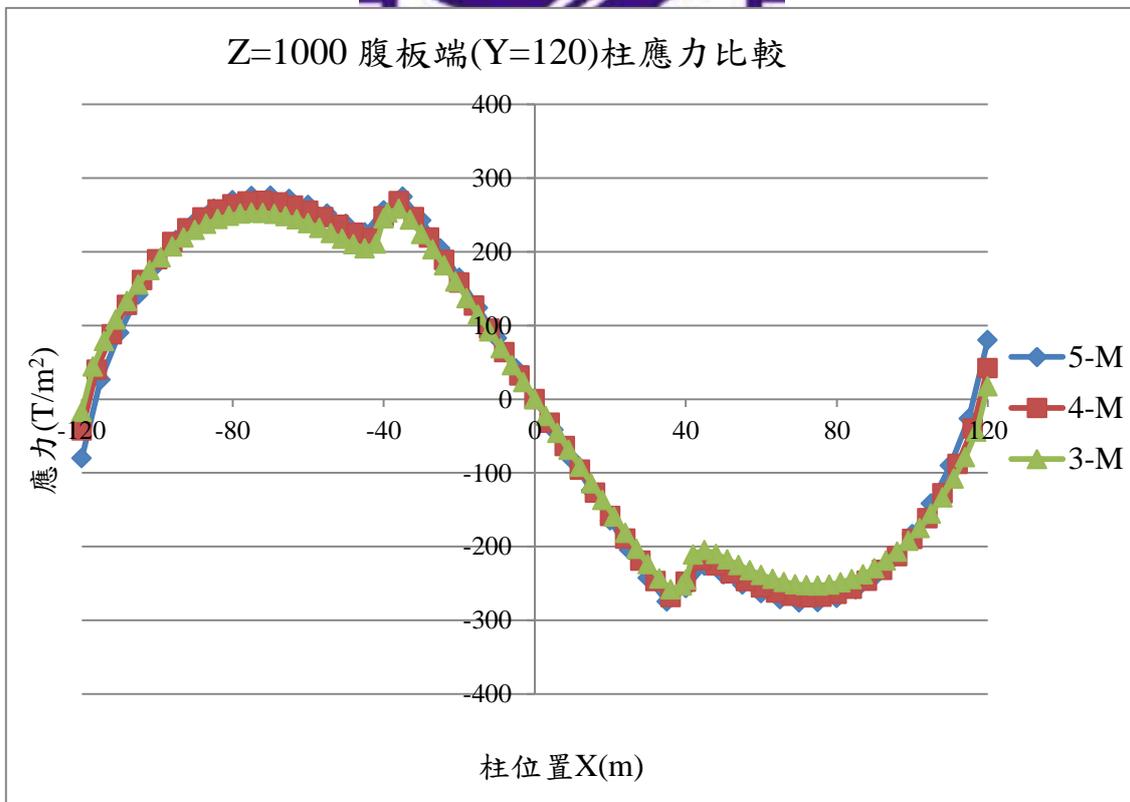


圖 5-17. Z=1000m 改變柱間距之腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

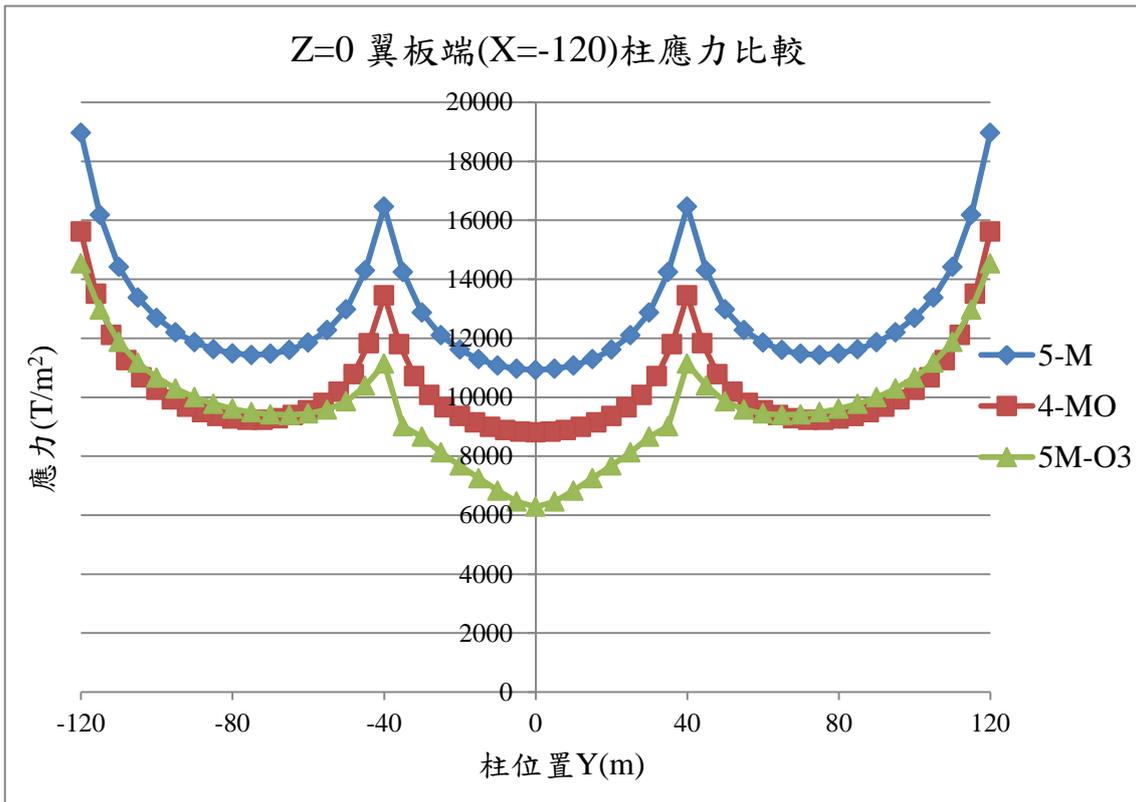


圖 5-18. Z=0m 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)處之柱應力比較圖

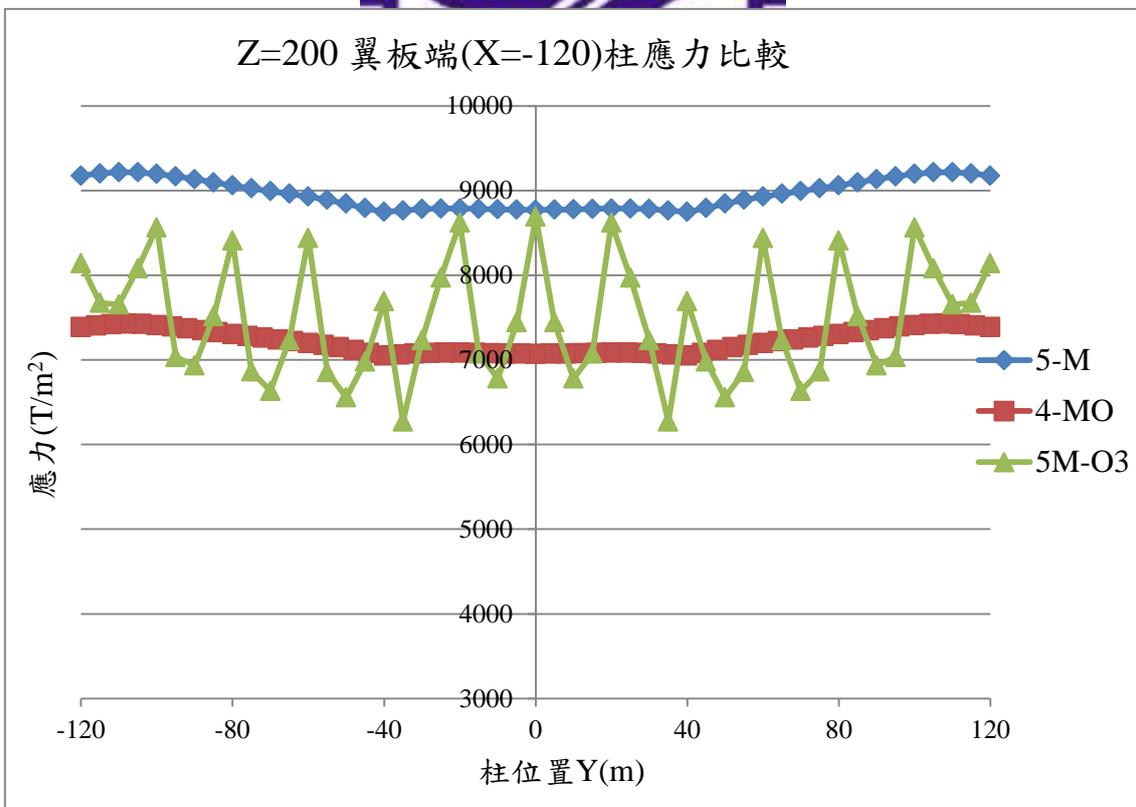


圖 5-19. Z=200m 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)之柱應力比較圖

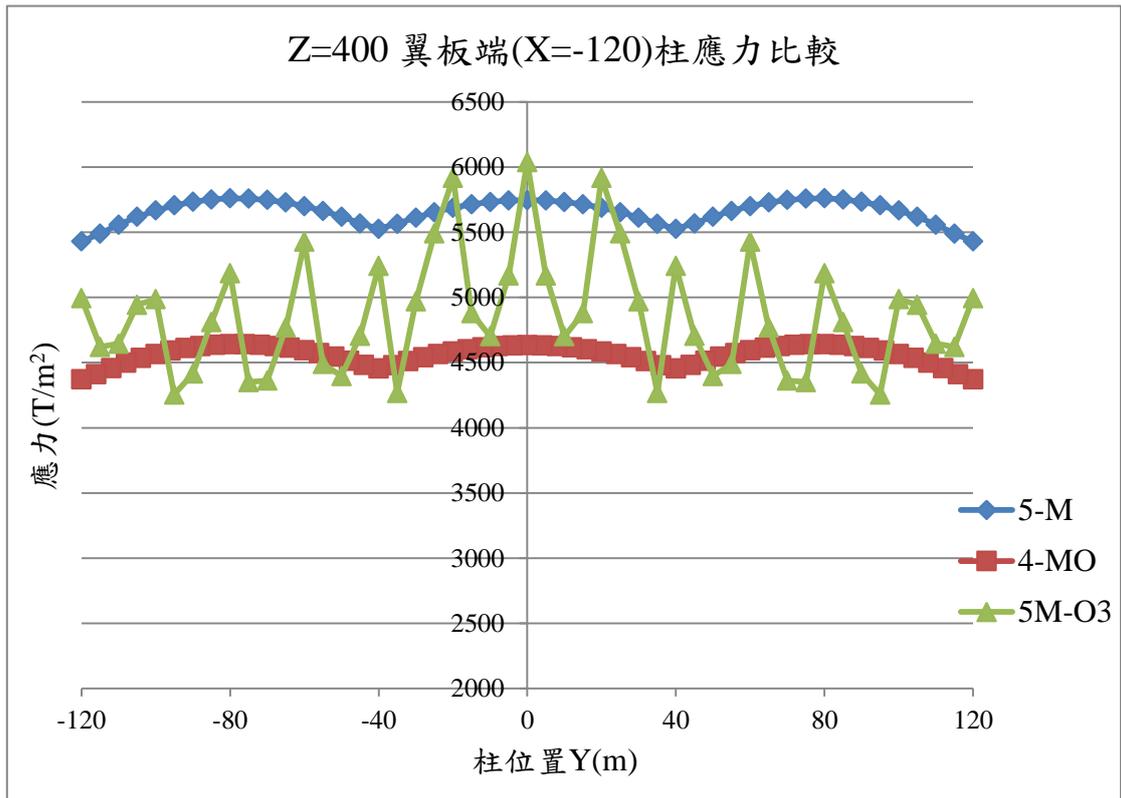


圖 5-20. Z=400m 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)之柱應力比較圖

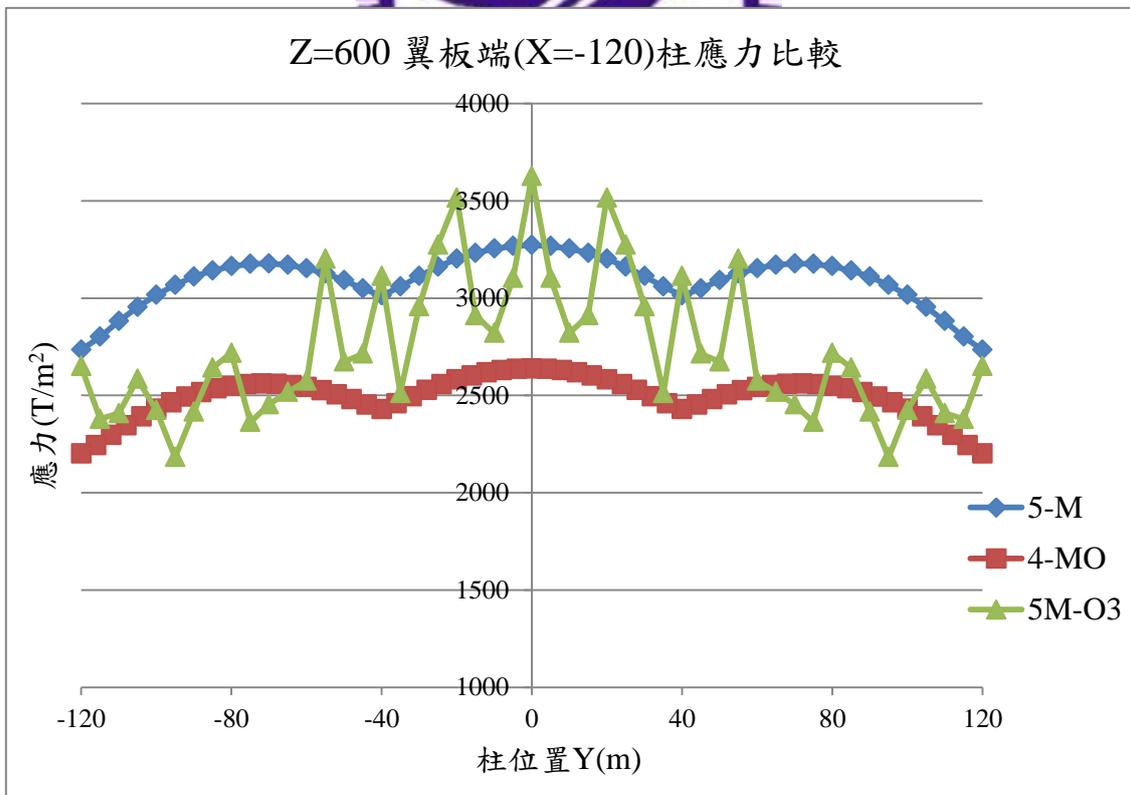


圖 5-21. Z=600m 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)之柱應力比較圖

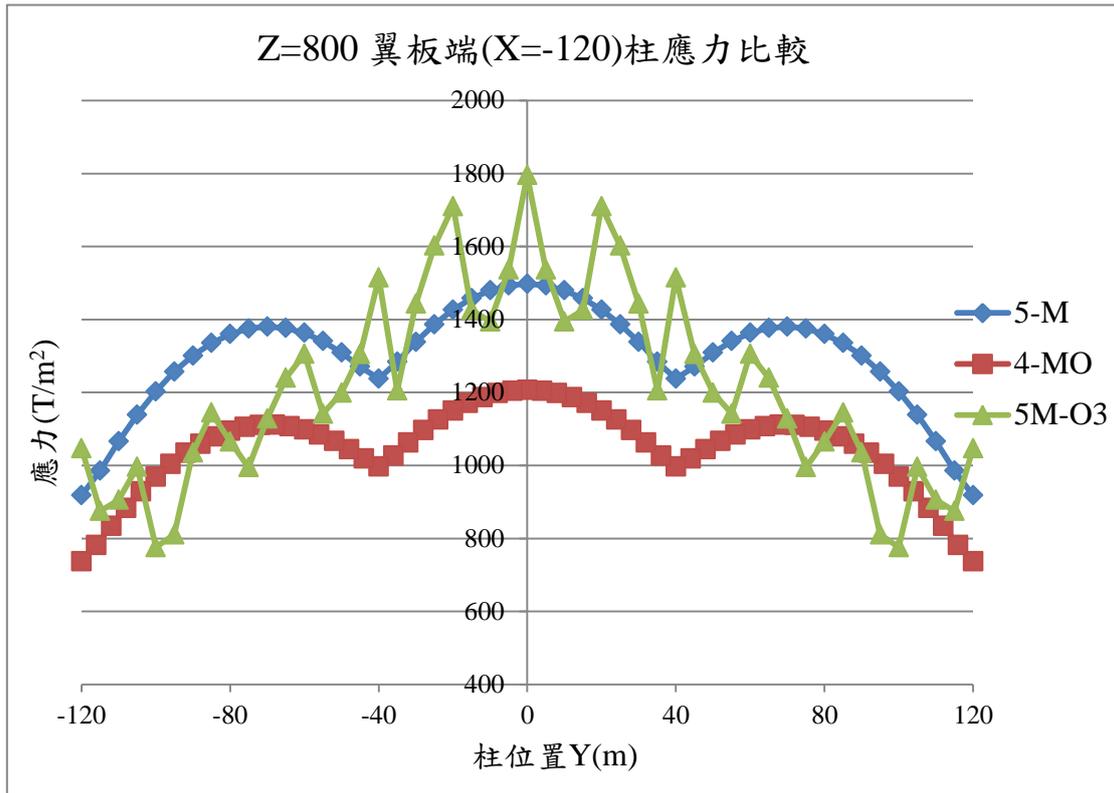


圖 5-22. Z=800m 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)之柱應力比較圖

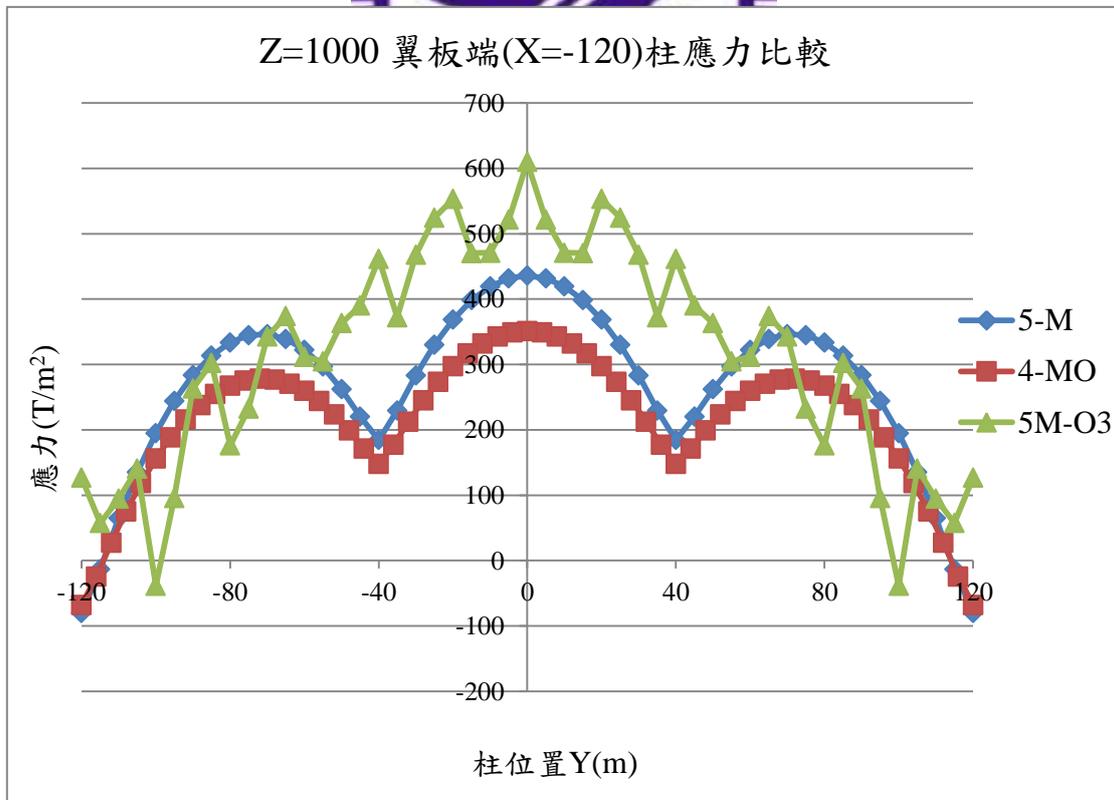


圖 5-23. Z=1000m 束型框筒搭配剛臂支架翼板端(X=-120)之柱應力比較圖

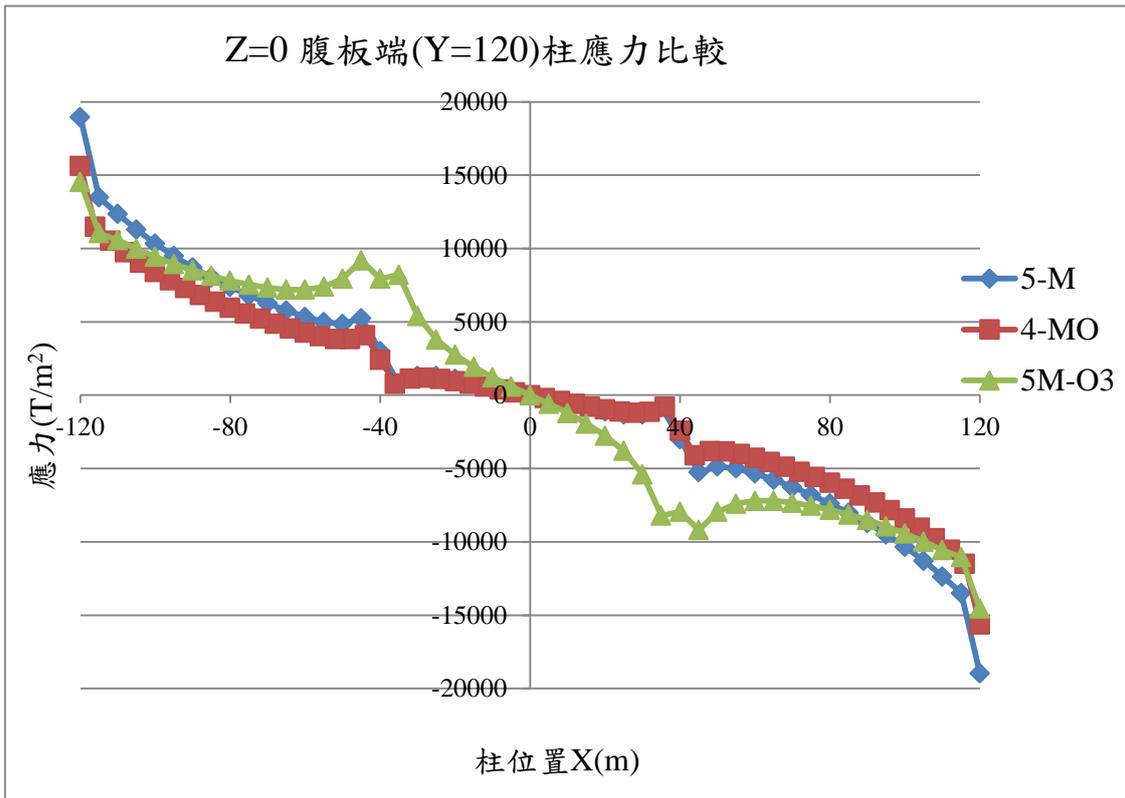


圖 5-24. Z=0m 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

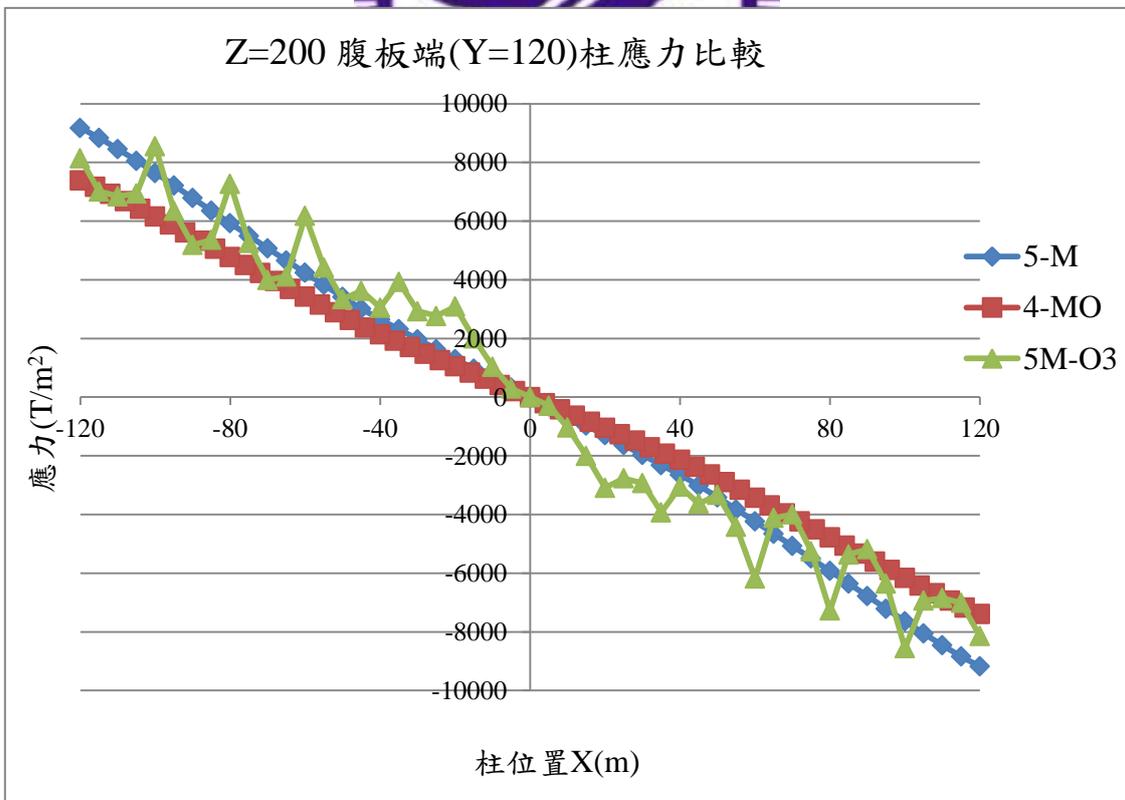


圖 5-25. Z=200m 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

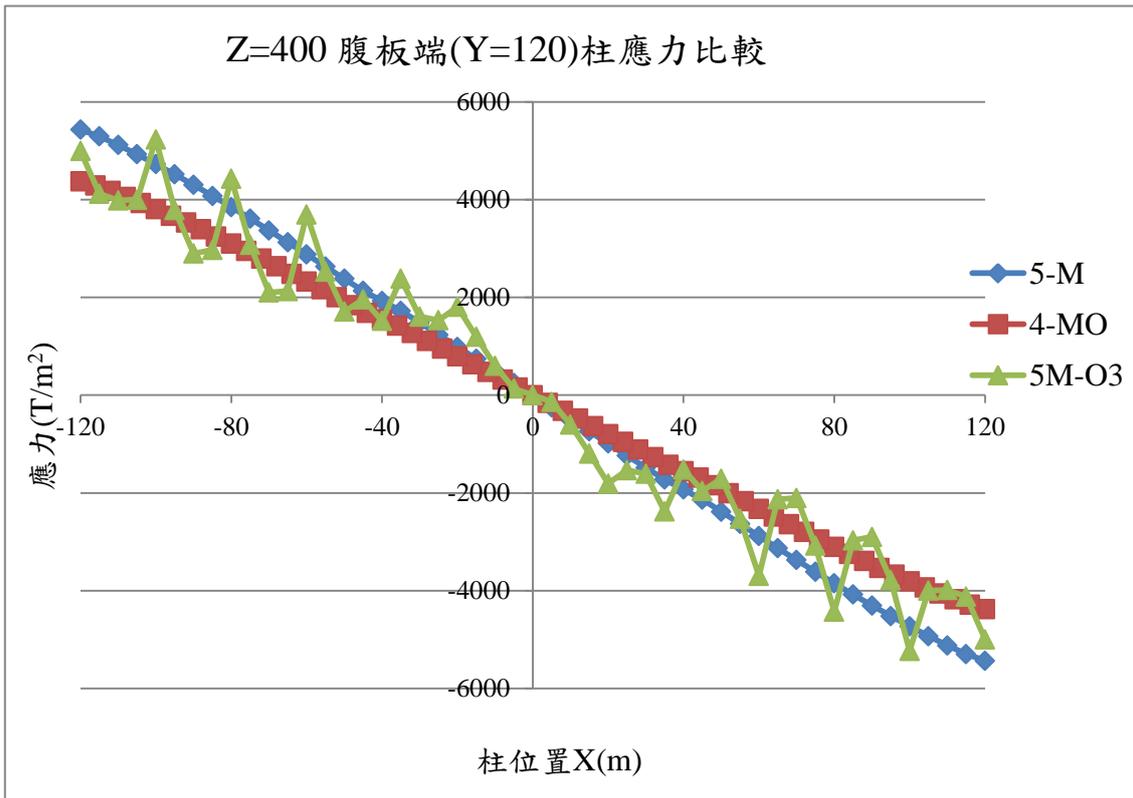


圖 5-26. Z=400m 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

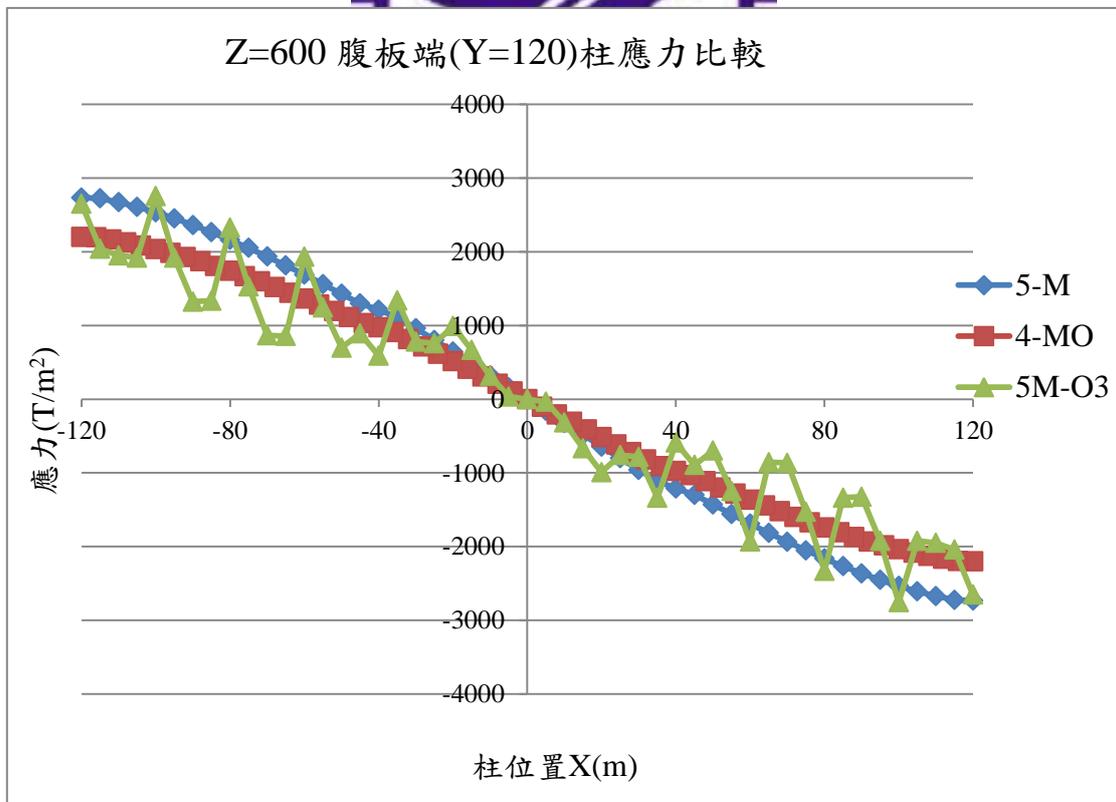


圖 5-27. Z=600m 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

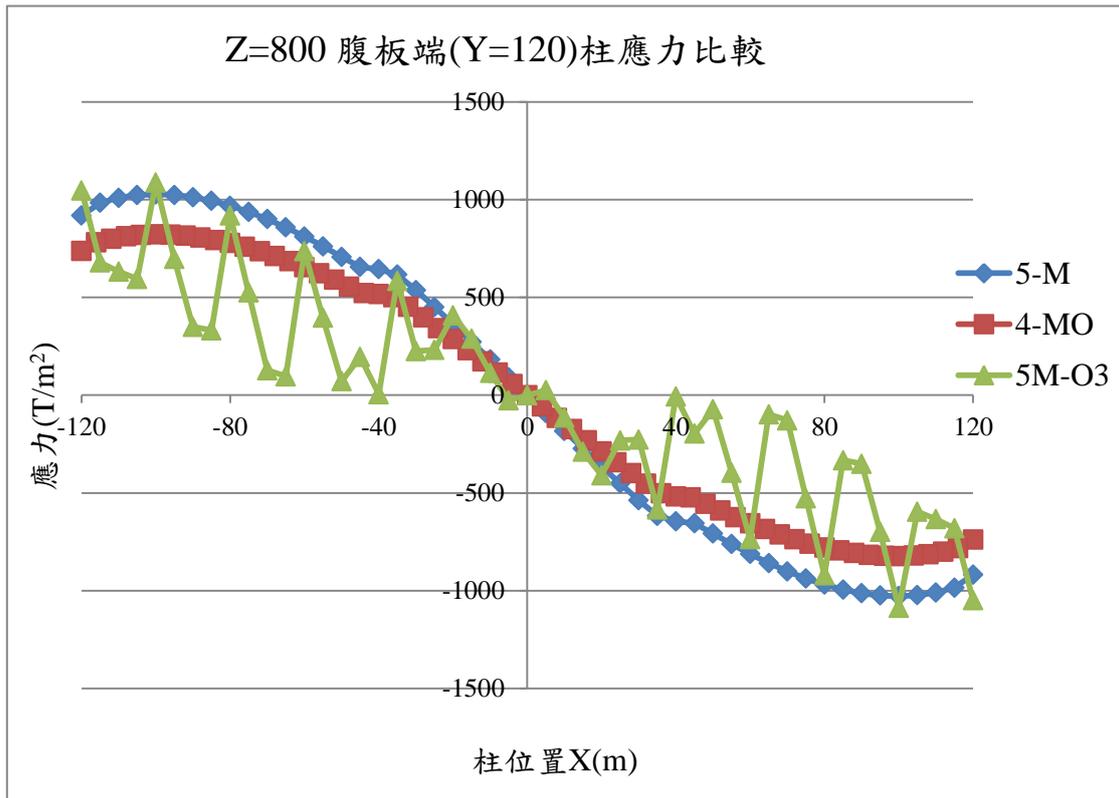


圖 5-28. Z=800m 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處之柱應力比較圖

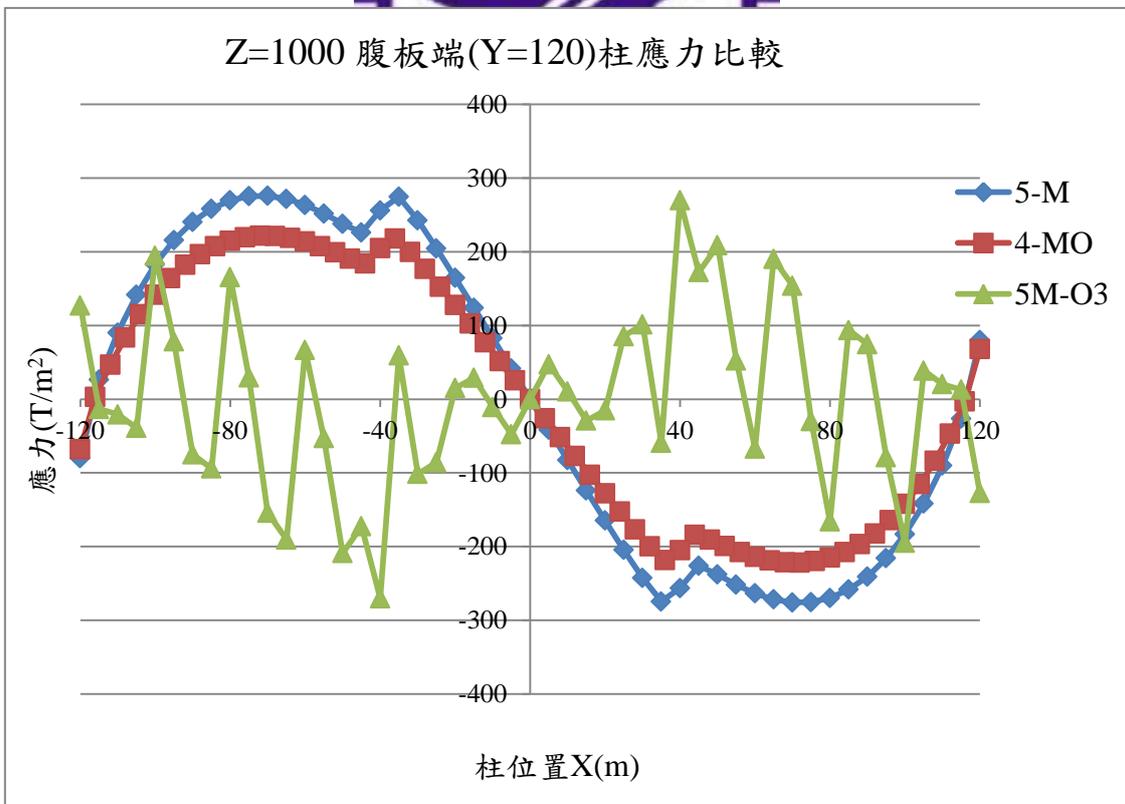


圖 5-29. Z=1000m 束型框筒搭配剛臂支架腹板端(Y=120)處柱應力比較圖

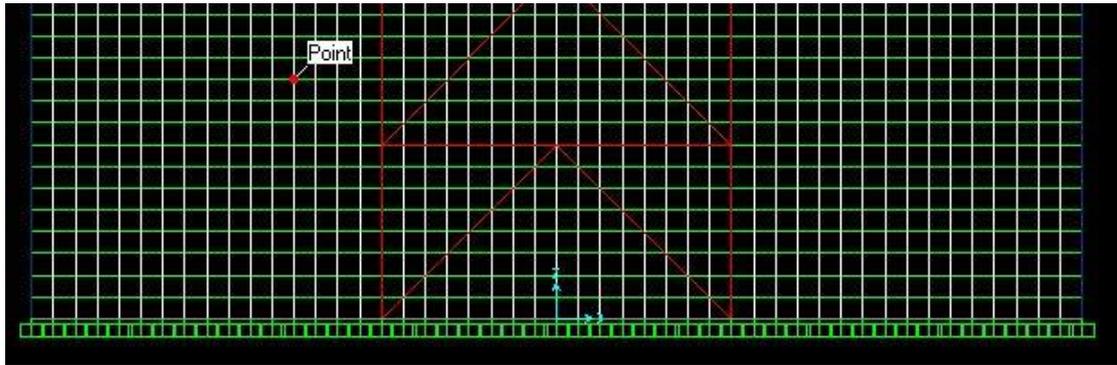


圖 5-30. 束型框筒結構搭配剛臂支架其剪力核心於結構下方圖

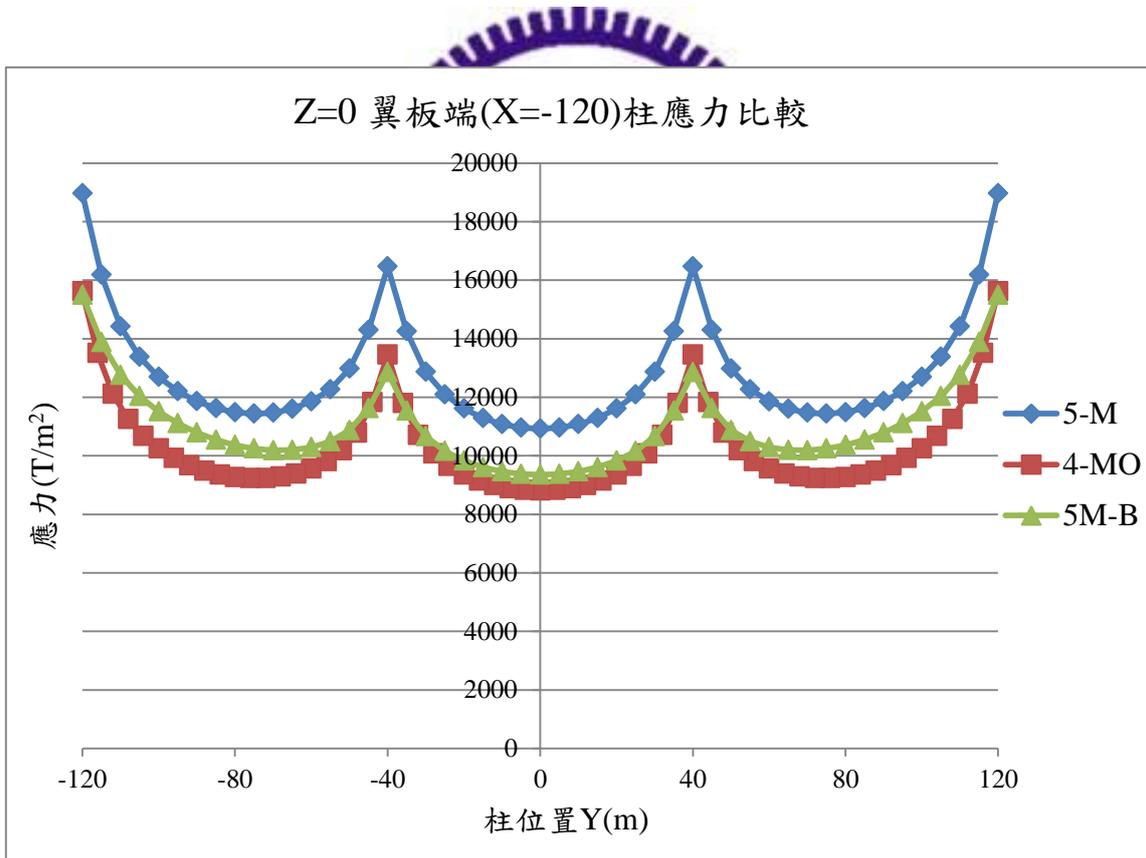


圖 5-31. Z=0 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板端(X=-120)柱應力比較圖

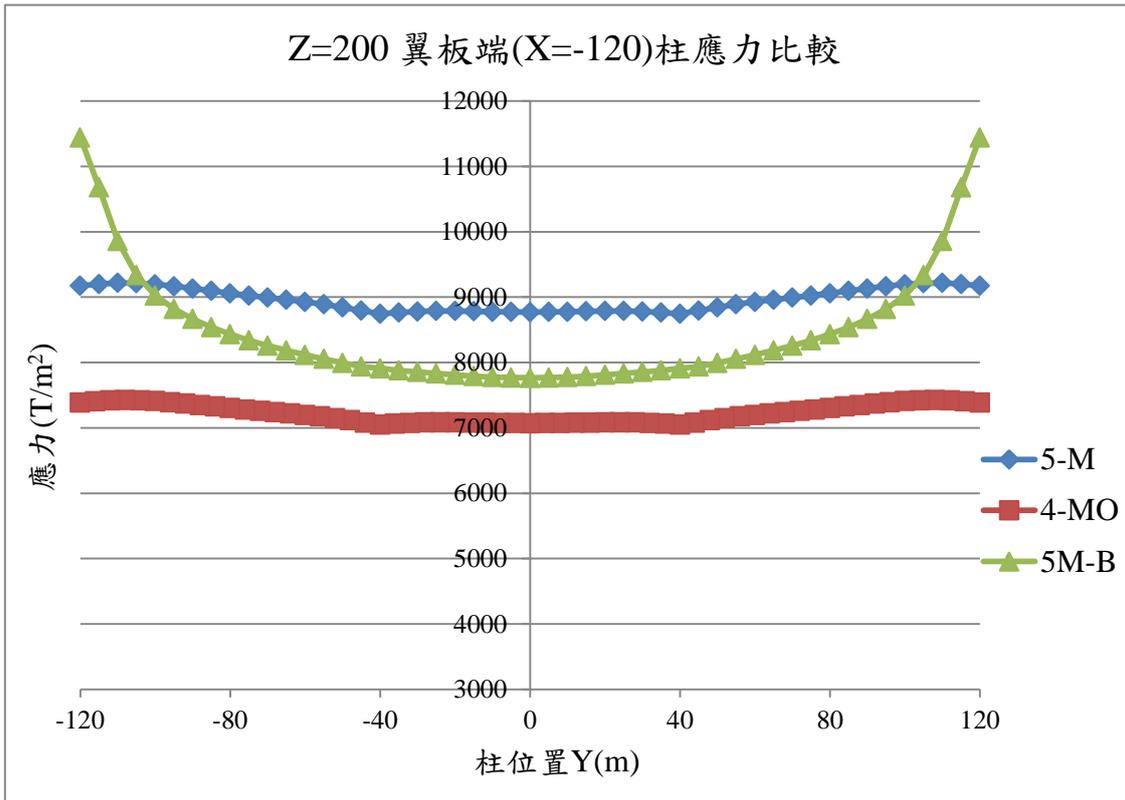


圖 5-32. Z=200 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板(X=-120)柱應力比較圖

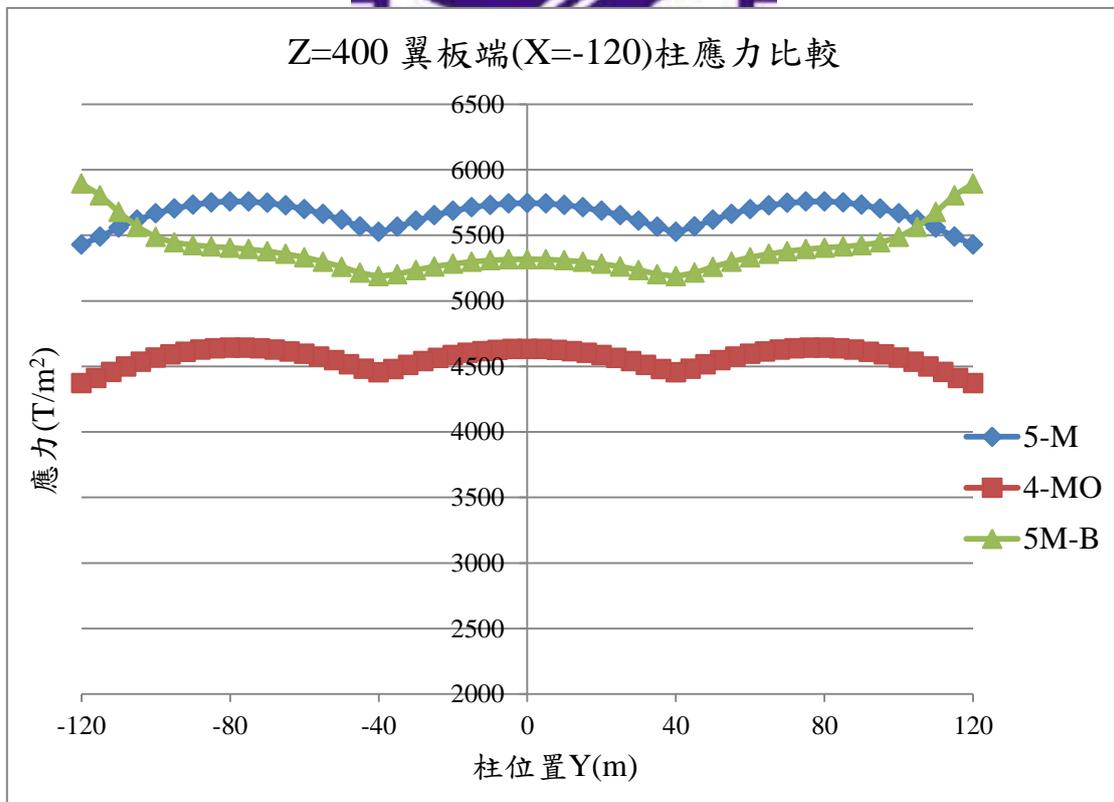


圖 5-33. Z=400 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板(X=-120)柱應力比較圖

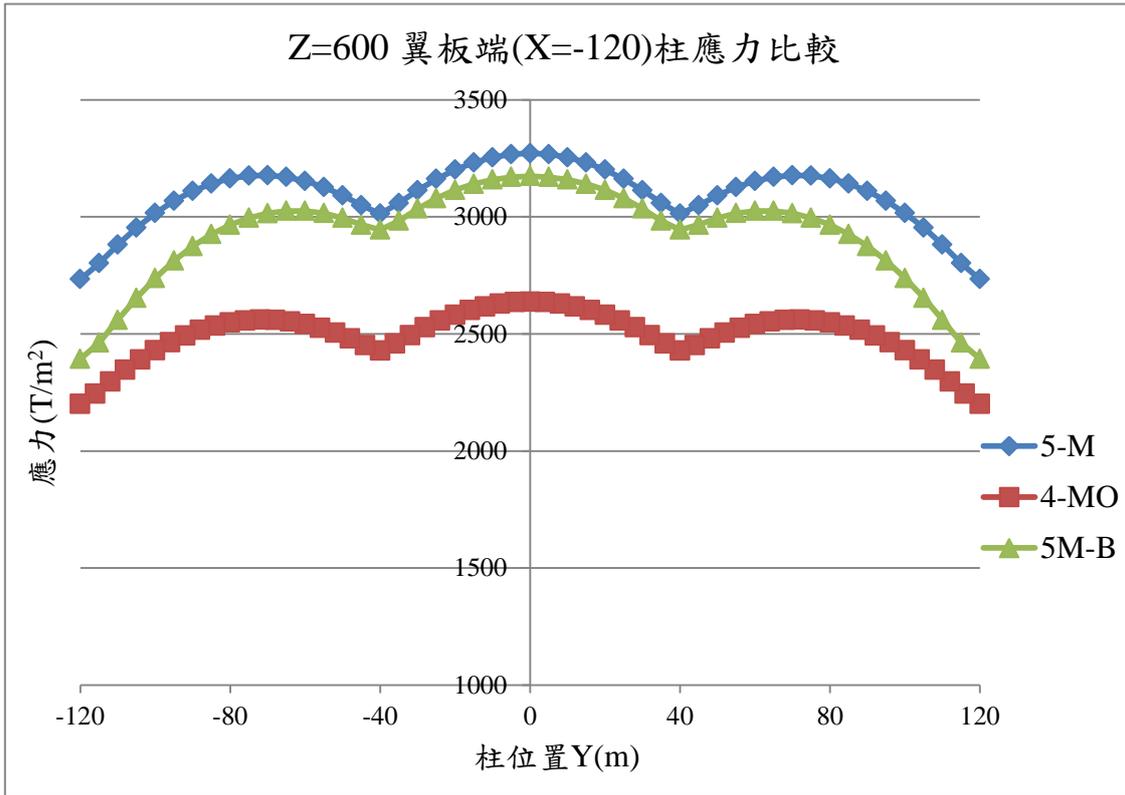


圖 5-34. Z=600 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板(X=-120)柱應力比較圖

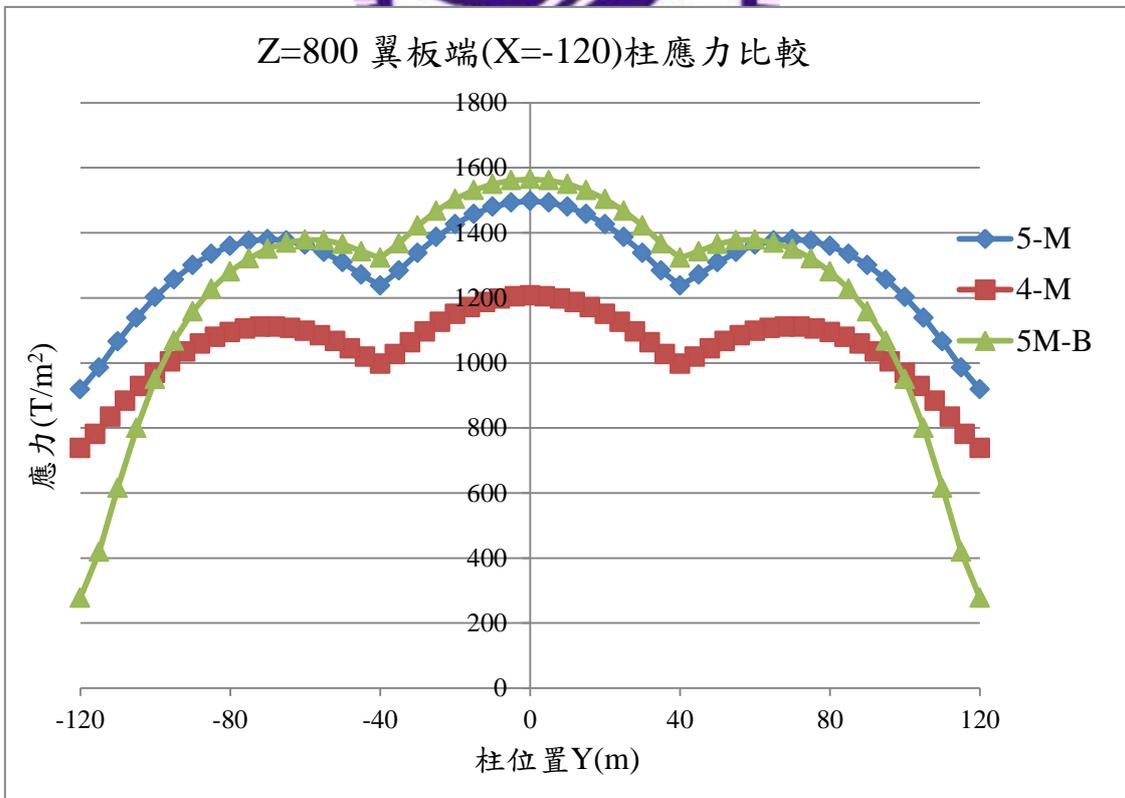


圖 5-35. Z=800 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板(X=-120)柱應力比較圖

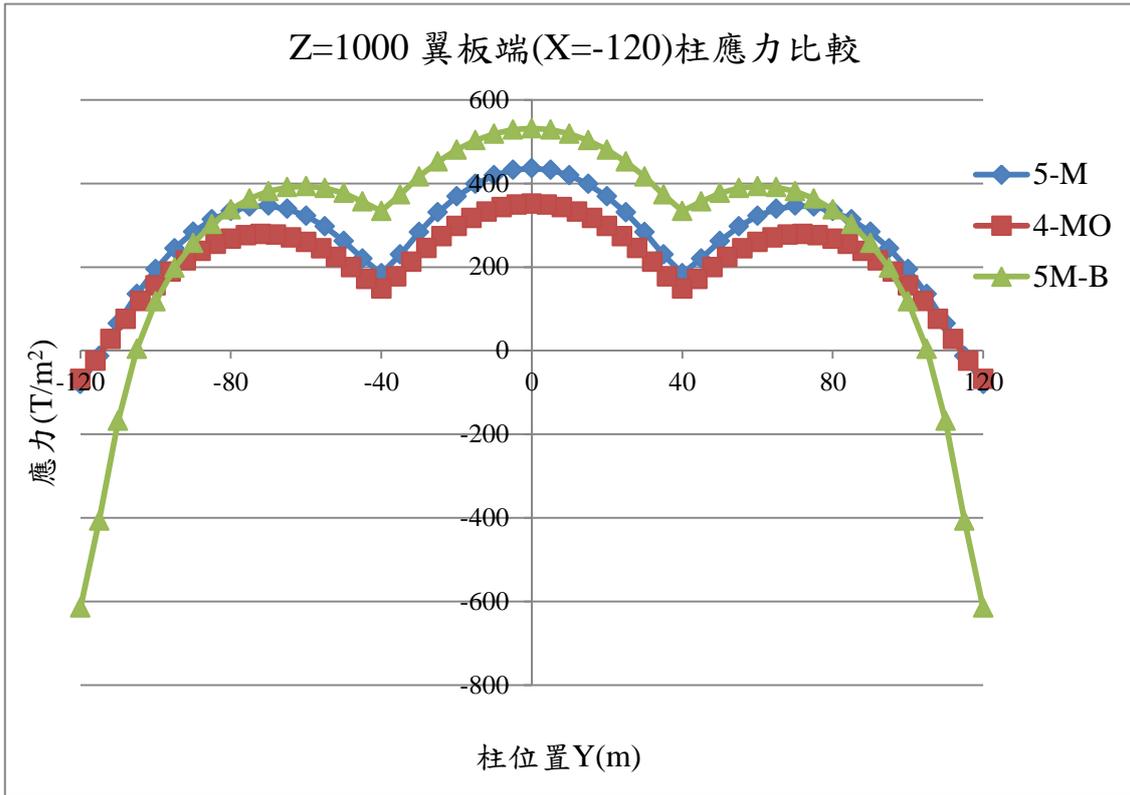


圖 5-36. Z=1000 束型框筒搭配大型對角斜撐翼板(X=-120)柱應力比較圖

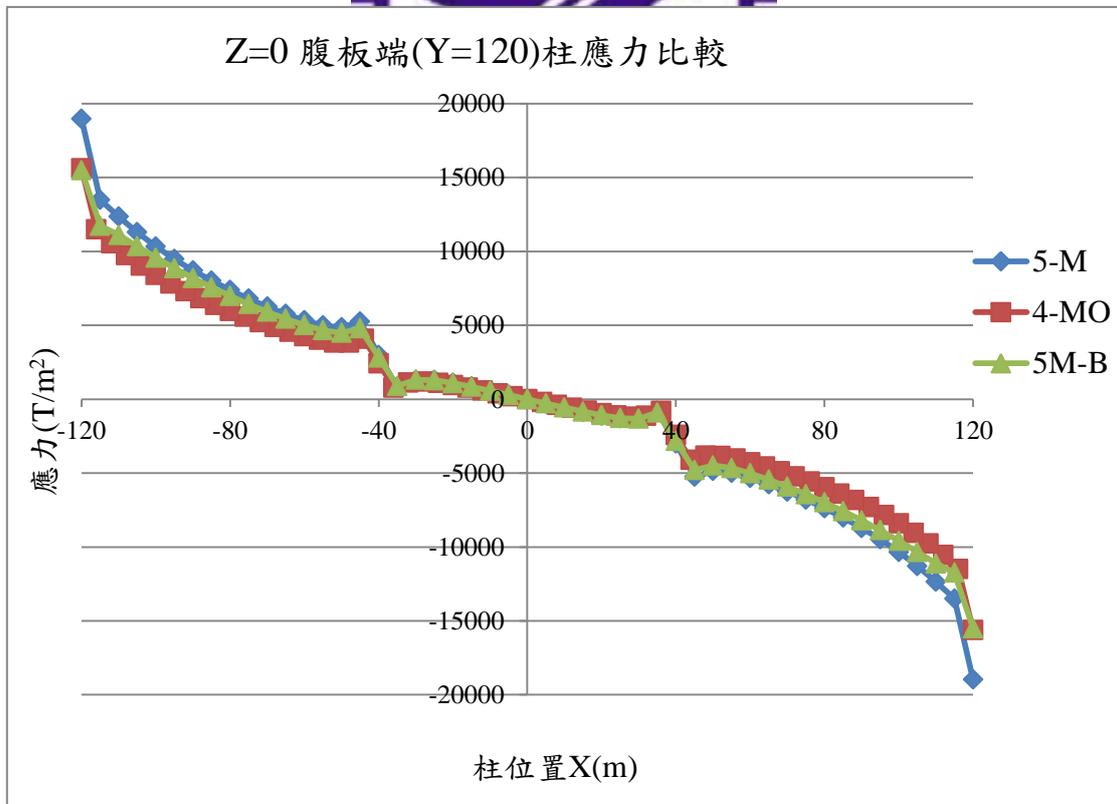


圖 5-37. Z=0 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖

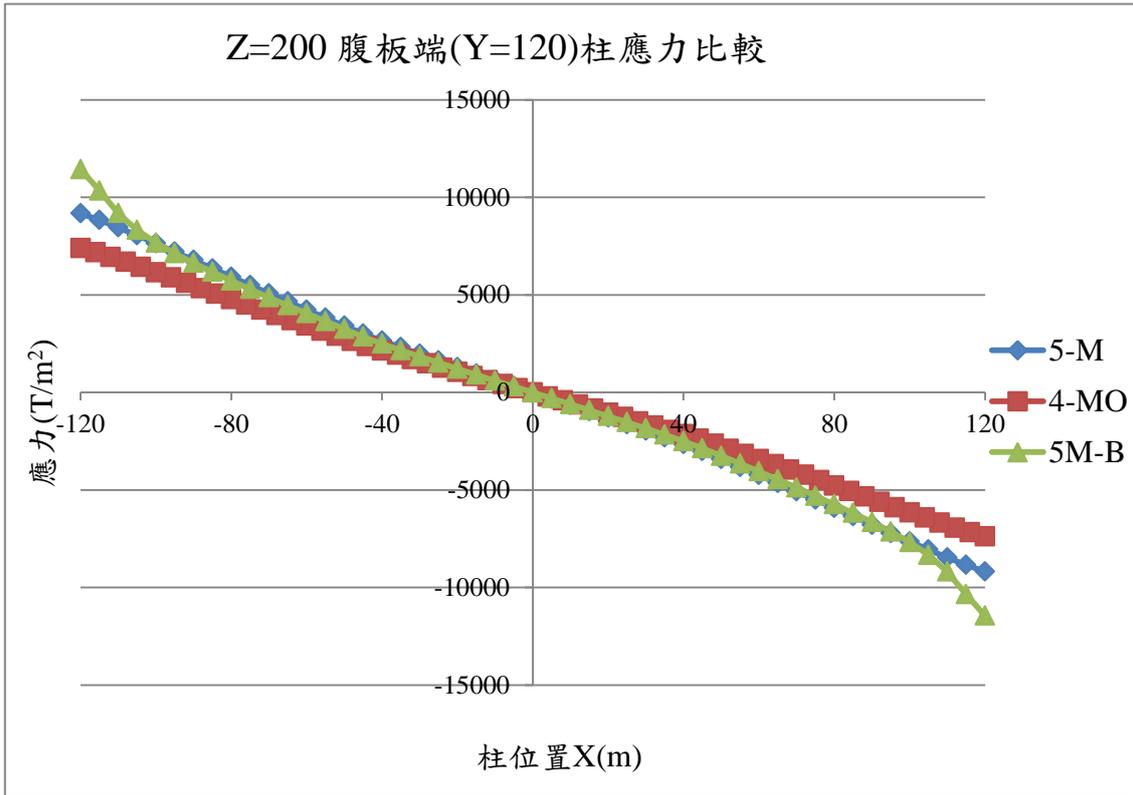


圖 5-38. Z=200 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖

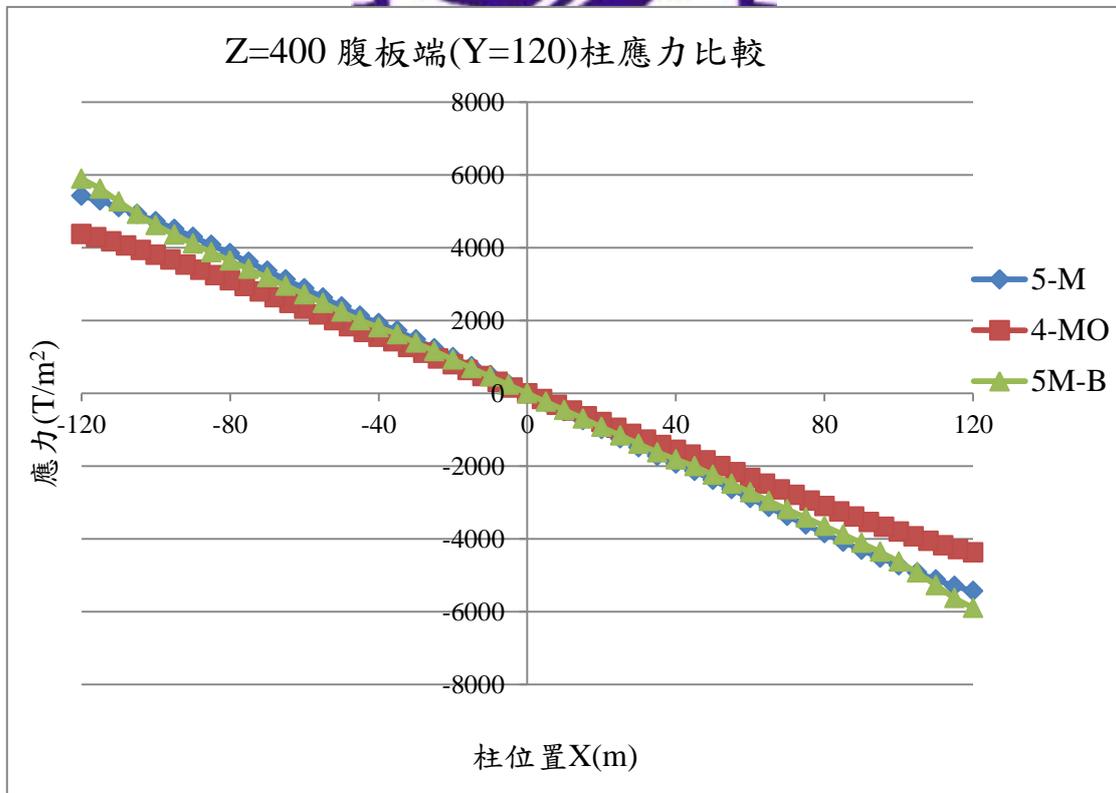


圖 5-39. Z=400 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖

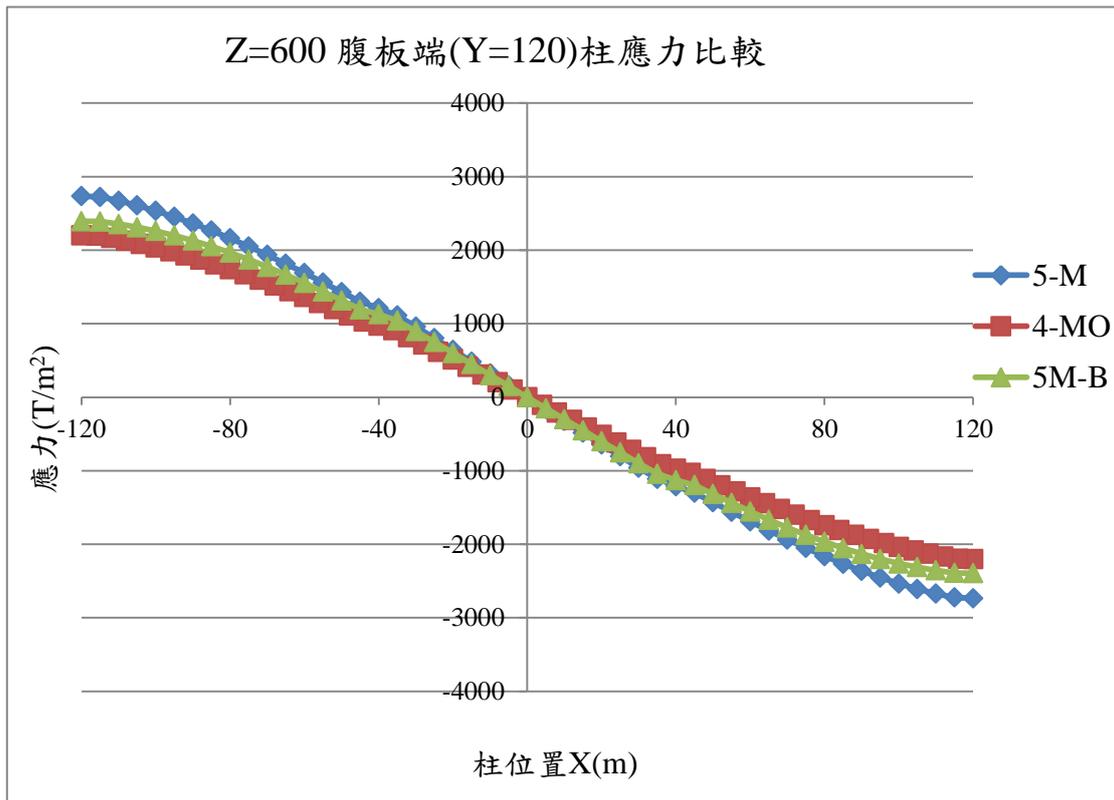


圖 5-40. Z=600 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖

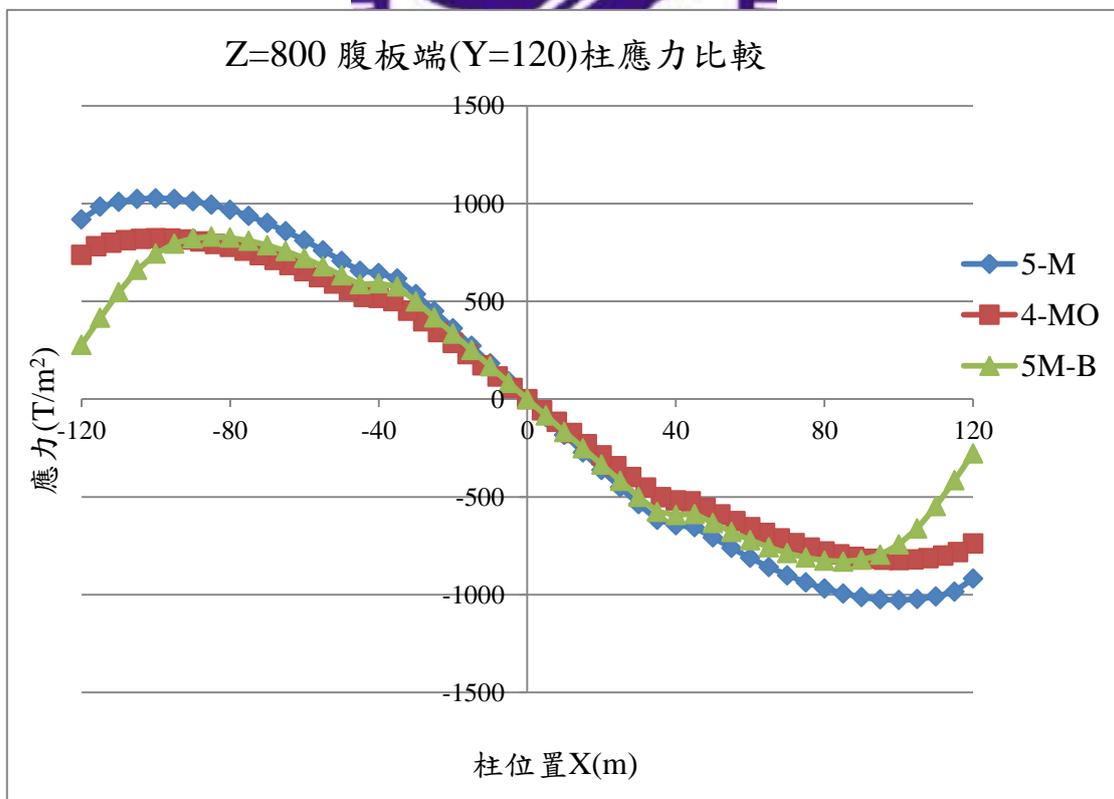


圖 5-41. Z=800 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖

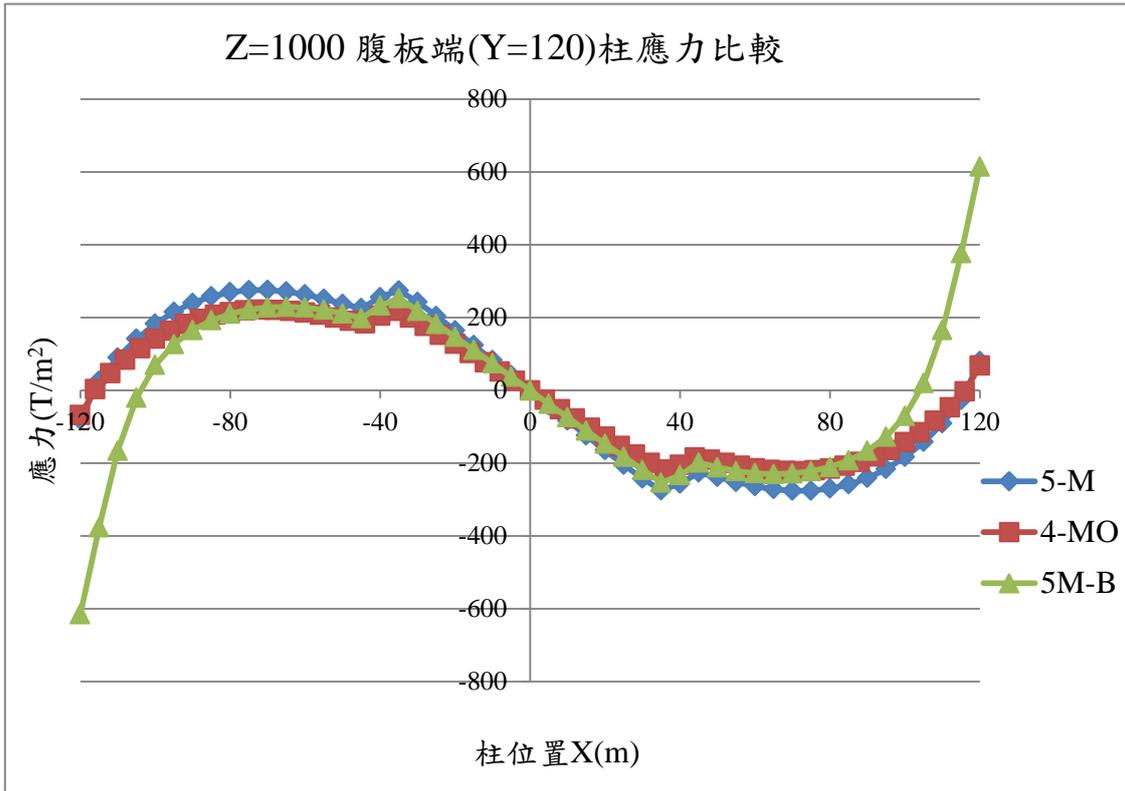


圖 5-42. Z=1000 束型框筒搭配大型對角斜撐腹板(Y=120)柱應力比較圖

