

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

束型框筒結構力學參數分析研究



Parametric Study of Bundle Tubular Structures

研究生：王俊超

指導教授：劉俊秀 教授

中華民國 一百零一年 七月

束型框筒結構 - 力學參數分析研究

研究生：王俊超

指導教授：劉俊秀 教授

國立交通大學土木工程學系

摘要

束型框筒結構為框筒結構的一種改良型結構，在高樓建築中已有實際應用。框筒結構主要以外圍密集的柱與深梁建構。在梁柱構件側向勁度較小的情況下，會產生剪力延遲現象。剪力延遲現象會造成結構物的勁度無法完全發揮。超高樓結構中，結構物控制外力主要為風力載重，因此本文主要在探討風力載重下，超高樓束型框筒結構的剪力延遲效應。

在案例分析中，以 SAP2000 為主要的分析程式，並以幾個結構桿件變更作為測試，討論案例模擬成果。

關鍵字: 束型框筒結構、超高樓、風力載重、剪力延遲效應、SAP2000


Parametric Study of Bundle Tubular Structures

Student: Chun-Chao Wang
Liou

Advisor: Prof. Gin-Show

Institute of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University

Abstract



Bundled-Tube Structure has been widely accepted by structural engineers in design of high-rise buildings. Since frame-tube structure is formed by closely spaced perimeter columns that are connected by deep spandrel beams, shear lag effect appears if the stiffness of spandrel beam is small. Tubular structure can not fully exploit the potential stiffness and strength due to shear lag effect. This thesis is to analyze shear lag effect on behavior of bundled-tube structure under wind load.

To do this, program SAP2000 is used to perform the analysis with the parameter changes which are the change of stiffness of spandrel beams and cross-section of column.

Keywords: Frame-Tube Structure, Bundle Tubular, Shear Lag Effect, SAP2000, Wind Load, High-Rise Building.

誌謝

光陰似箭，歲月如梭，兩年的研究生活即將告一段落了。在這兩年的學習中，感謝劉俊秀教授對我及研究室同學的指導，在自由的學風中，學習安排時間規劃未來。在口試過程中，感謝劉俊秀教授、黃炯憲教授與鄭復平教授三位口試委員對這本論文提出若干的建議，讓這本論文更加完善。

感謝我們研究室的郭恆智與方彥均在這兩年學習過程中，互相鼓勵與幫助。在疲累之際，好友華盛佑與黃旭進提供週末休閒活動的安排，讓研究生活不會過於緊繃。在沒有三餐的暑假，有王育鈞同學與劉靖俞學長提供汽車帶我們出門解決伙食上的問題。口試前的預演與準備，在穎泰學長的幫忙與指點下，讓準備更加的順利。

感謝我的家人，在這求學與研究生活中，提供物質的幫助，無時無刻關心著我的身體健康，給予我物質與精神上最大的幫助與鼓勵，讓我在這段求學的路上，沒有後顧之憂。每當我回到家中，都能安心充電，忘記煩惱，充滿活力的迎接下星期的挑戰。

在此向所有的好友與給予我幫助鼓勵的人，致上萬分的謝意。

目錄

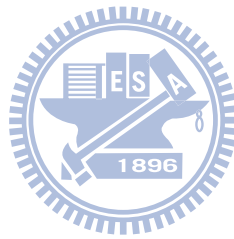
摘要	II
誌謝	III
目錄	V
表目錄	VII
圖目錄	VIII
第一章 緒論	1
1.1 研究背景	1
1.2 研究動機與目的	1
1.3 文獻回顧	2
1.4 論文內容	3
第二章 束型框筒結構與剪力延遲現象介紹	4
2.1 束型框筒結構 (BUNDLED-TUBE STRUCTURE)	4
2.2 帶狀桁架 (BELT TRUSS) 介紹	5
2.3 剪力延遲效應	6
第三章 風力規範及軟體介紹	8
3.1 台灣風力規範	8
3.1.1 外風壓係數 q	8
3.1.2 陣風反應因子 G	9
3.1.3 風壓係數	11
3.2 軟體介紹	12
3.2.1 SAP2000	12
3.2.2 SAP2000 對梁柱剛性區域之設定	13
3.2.3 SAP2000 對剛性樓板之設定處理	14
第四章 束型框筒之分析	15
4.1 模型基本架構	15
4.1.1 模型參數設定	15
4.1.2 施加風力之參數設定	16
4.2 水平側移比較	17
4.2.1 工字梁	17
4.2.2 箱型梁 (BOX)	17

4.2.3 帶狀桁架加勁 (<i>Belt Truss</i>).....	18
4.3 軸應力比較.....	18
4.3.1 梁勁度改變比較.....	18
4.3.2 柱斷面.....	19
第五章 結論與建議.....	20
5.1 結論.....	20
5.2 建議.....	21
參考文獻.....	22



表目錄

表 3-1 地況相關參數[14]	24
表 3-2 計算 K_z 所用之 $K_1 K_2 K_3$ 值[14]	24
表 3-3 外風壓係數 C_p [14]	25



圖目錄

圖 2-1. 希爾斯大樓(SEAR TOWER).....	26
圖 2-2. ONE MAGNIFICENT MILE.....	27
圖 2-3. 框筒結構受水平側力下翼板端與腹板端柱軸應力分佈.....	28
圖 2-4. 束型框筒結構受水平側力柱軸應力分部示意圖.....	28
圖 2-5. 剪力延遲效應作用下翼板端框架中柱的軸向變形.....	29
圖 4-1. 工字梁 I 值變化對側位移之影響比較圖.....	30
圖 4-2. 箱型梁斷面改變對側位移之影響比較圖.....	30
圖 4-3. 帶狀桁架(BELT TRUSS)加勁對側位移之影響比較圖.....	31
圖 4-4. Z=0M 工字梁 I 值變動下外翼板(X=120M)柱軸應力比較.....	32
圖 4-5. Z=200M 工字梁 I 值變動下外翼板(X=120M)柱軸應力比較.....	32
圖 4-6. Z=400M 工字梁 I 值變動下外翼板(X=120M)柱軸應力比較.....	33
圖 4-7. Z=600M 工字梁 I 值變動下外翼板(X=120M)柱軸應力比較.....	33
圖 4-8. Z=0M 工字梁 I 值變動下內翼板(X=40M)柱軸應力比較.....	34
圖 4-9. Z=200M 工字梁 I 值變動下內翼板(X=40M)柱軸應力比較.....	34
圖 4-10. Z=400M 工字梁 I 值變動下內翼板(X=40M)柱軸應力比較.....	35
圖 4-11. Z=600M 工字梁 I 值變動下內翼板(X=40M)柱軸應力比較.....	35
圖 4-12. Z=800M 工字梁 I 值變動下柱軸應力比較.....	36
圖 4-13. Z=1000M 工字梁 I 值變動下柱軸應力比較.....	36
圖 4-14. Z=0M 工字梁 I 值變動下外腹板(Y=120M)柱軸應力比較.....	37
圖 4-15. Z=200M 工字梁 I 值變動下外腹板(Y=120M)柱軸應力比較.....	37
圖 4-16. Z=400M 工字梁 I 值變動下外腹板(Y=120M)柱軸應力比較.....	38
圖 4-17. Z=600M 工字梁 I 值變動下外腹板(Y=120M)柱軸應力比較.....	38
圖 4-18. Z=0M 工字梁 I 值變動下內腹板(Y=40M)柱軸應力比較.....	39
圖 4-19. Z=200M 工字梁 I 值變動下內腹板(Y=40M)柱軸應力比較.....	39
圖 4-20. Z=400M 工字梁 I 值變動下內腹板(Y=40M)柱軸應力比較.....	40
圖 4-21. Z=600M 工字梁 I 值變動下內腹板(Y=40M)柱軸應力比較.....	40
圖 4-22. Z=800M 工字梁 I 值變動下柱軸應力比較.....	41
圖 4-23. Z=1000M 工字梁 I 值變動下柱軸應力比較.....	41
圖 4-24. Z=0M 箱型梁斷面變更斷面大小下外翼板(X=120M)柱軸應力比較.....	42
圖 4-25. Z=200M 箱型梁斷面變更斷面大小下外翼板(X=120M)柱軸應力比較.....	42
圖 4-26. Z=400M 箱型梁斷面變更斷面大小下外翼板(X=120M)柱軸應力比較.....	43
圖 4-27. Z=600M 箱型梁斷面變更斷面大小下外翼板(X=120M)柱軸應力比較.....	43
圖 4-28. Z=0M 箱型梁斷面變更斷面大小下內翼板(X=40M)柱軸應力比較.....	44
圖 4-29. Z=200M 箱型梁斷面變更斷面大小下內翼板(X=40M)柱軸應力比較.....	44
圖 4-30. Z=400M 箱型梁斷面變更斷面大小下內翼板(X=40M)柱軸應力比較.....	45

圖 4-31. Z=600M 箱型梁斷面變更斷面大小下內翼板(X=40M)柱軸應力比較.....	45
圖 4-32. Z=800M 箱型梁斷面變更斷面大小下翼板柱軸應力比較.....	46
圖 4-33. Z=1000M 箱型梁斷面變更斷面大小下翼板柱軸應力比較.....	46
圖 4-34. Z=0M 箱型梁斷面變更斷面大小下外腹板(Y=120M)柱軸應力比較.....	47
圖 4-35. Z=200M 箱型梁斷面變更斷面大小下外腹板(Y=120M)柱軸應力比較.....	47
圖 4-36. Z=400M 箱型梁斷面變更斷面大小下外腹板(Y=120M)柱軸應力比較.....	48
圖 4-37. Z=600M 箱型梁斷面變更斷面大小下外腹板(Y=120M)柱軸應力比較.....	48
圖 4-38. Z=0M 箱型梁斷面變更斷面大小下內腹板(Y=40M)柱軸應力比較.....	49
圖 4-39. Z=200M 箱型梁斷面變更斷面大小下內腹板(Y=40M)柱軸應力比較.....	49
圖 4-40. Z=400M 箱型梁斷面變更斷面大小下內腹板(Y=40M)柱軸應力比較.....	50
圖 4-41. Z=600M 箱型梁斷面變更斷面大小下內腹板(Y=40M)柱軸應力比較.....	50
圖 4-42. Z=800M 箱型梁斷面變更斷面大小下腹板柱軸應力比較.....	51
圖 4-43. Z=1000M 箱型梁斷面變更斷面大小下腹板柱軸應力比較.....	51
圖 4-44. Z=0M 改變特定柱斷面外翼板(X=120M)端柱軸應力比較.....	52
圖 4-45. Z=200M 改變特定柱斷面外翼板(X=120M)端柱軸應力比較.....	52
圖 4-46. Z=400M 改變特定柱斷面外翼板(X=120M)端柱軸應力比較.....	53
圖 4-47. Z=600M 改變特定柱斷面外翼板(X=120M)端柱軸應力比較.....	53
圖 4-48. Z=0M 改變特定柱斷面內翼板(X=40M)端柱軸應力比較.....	54
圖 4-49. Z=200M 改變特定柱斷面內翼板(X=40M)端柱軸應力比較.....	54
圖 4-50. Z=400M 改變特定柱斷面內翼板(X=40M)端柱軸應力比較.....	55
圖 4-51. Z=600M 改變特定柱斷面內翼板(X=40M)端柱軸應力比較.....	55
圖 4-52. Z=0M 改變特定柱斷面外腹板(Y=120M)端柱軸應力比較.....	56
圖 4-53. Z=200M 改變特定柱斷面外腹板(Y=120M)端柱軸應力比較.....	56
圖 4-54. Z=400M 改變特定柱斷面外腹板(Y=120M)端柱軸應力比較.....	57
圖 4-55. Z=600M 改變特定柱斷面外腹板(Y=120M)端柱軸應力比較.....	57
圖 4-56. Z=0M 改變特定柱斷面外腹板(Y=40M)端柱軸應力比較.....	58
圖 4-57. Z=200M 改變特定柱斷面外腹板(Y=40M)端柱軸應力比較.....	58
圖 4-58. Z=400M 改變特定柱斷面外腹板(Y=40M)端柱軸應力比較.....	59
圖 4-59. Z=600M 改變特定柱斷面外腹板(Y=40M)端柱軸應力比較.....	59

第一章 緒論

1.1 研究背景

十九世紀中開始使用鋼筋混凝土材料來建造房屋建築，由於當時材料性質與施工技術—相較於現代發展程度較為不成熟—的情況下，建築物的高度通常不高。若要建立較多樓層的建築，受到材料強度不佳的影響，梁、柱的斷面大小相對的需要放大，樓層中的可用面積也會因此受到縮減，在當時高樓建築的經濟效益是較低的。二十世紀都市發展與人口的增加，都市用地的取得不易，但在材料科學的發展，材料強度、配方、施工法與機具的進步，建築物高度逐漸升高，商用、住宅用建築物，在人口密集的都市中，逐漸往高樓的方向設計。在 1950 年代初期，出現了框架結構結合剪力牆形式的鋼筋混凝土建築，剪力牆大多用於結構的核心(如電梯間)，相對於整個結構平面尺寸顯得有點太小，無法提供足夠的側向勁度及穩定性，所以框架結構結合剪力牆型最大高度只能達到 50 層樓。經濟效益較低以及結構型式上的缺點，成為高樓建築結構型式發展的障礙。於是發展新的結構型式變成了高樓建築的關鍵。F.R.Khan 提出利用建築結構外面佈置密柱深梁所形成的框筒結構，並於 1963 年首次應用設計於美國芝加哥市 43 層樓高(116 公尺)的 DeWitt Chestnut 公寓建築。從此高層建築在高度上的進步非常快。框筒結構在高樓建築中被廣泛使用，因此框筒結構的分析變的越來越重要。

1.2 研究動機與目的

由於框筒結構在水平載重下存在剪力延遲效應(Shear Lag Effect)的影響，進而會降低整體結構的勁度，造成框筒結構無法有效發揮本身應有的勁度，也使得框筒結構在往更高的高度發展時受到影響。所以受到剪力延遲效應下框筒結構的分析變得非常重要。另外能考慮剪力延遲效應影響的簡化分析方法，即使在現在電腦結構分析軟體發達的時代，還是樂於被結構工程師所採用。尤其是在結構設計方案的比較和結構初步

設計時，簡化分析方法仍具有不可被取代的意義，因為它能提供結構的受力行爲以及結構反應概況，並且能與最終設計階段的電腦結構分析軟體互相比對。

1.3 文獻回顧

由 Mir M.Ali[1]文章中瞭解高樓結構的前景，將高層建築依材料與結構型式區分：材料區分為鋼筋混凝土材料與鋼結構材料；結構組成分為內部結構與外部結構。選定鋼結構做為主要材料，搭配平面束型框筒做為主題後，選擇 F.R.Khan[2]提出的框筒結構型式做為研究的目標。

在方形框筒結構的簡化分析方法中，分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]提出將三維結構簡化成等效二維平面構架，再用程式進行平面構架的分析，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一種非常適用於受水平載重下的對稱框筒結構的簡化分析方法。利用對稱關係將原本的框筒結構取 1/4 來分析，並定出等效平面構架的位移邊界條件，將結構物簡化分析。

在方形等效連續筒模型分析中，A.Coull[4]與 A.K.H.Kwan[5]將框筒結構以等效連續筒模型之方式作簡化分析。上述 2 人之方法，主要差別在於 Coull 在等效連續筒分析方法中，沒有考量梁柱的剪力變形，而 Kwan[5]是利用 K.H.Ha[6]提供的方法來求等效連續筒的參數。另外在考慮剪力延遲效應部份，Coull 假設框筒結構受剪力延遲效應影響下，柱軸應力的分佈曲線，Kwan 則假設框筒結構受剪力延遲效應下柱軸向位移的分佈曲線。兩者假設的分佈形式也有所不同，因此會得到不同的分析結果。另外，Kwan 提出的方法做了比較多的假設，使得分析的過程較為簡化與迅速。

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。在高樓結構中，框筒結構形式出現與應用，剪力延遲效應在這種結構中被發現，也成為了框筒結構研究分析的重點所在。在 Coull 與 Kwan 的分析方法中，由腹板及翼板框架的柱軸

力分部情形可看出剪力延遲的程度。

D.A.Foutch[7]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[8]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[9]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[10]說明框筒結構中負剪力延遲效應產生的原因。

另外，Mir M. Ali[1]的文章中提到 Belt truss 在鋼結構高樓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[11]與 S.Fawzi[12]都曾經對此結構方式做過研究。

1.4 論文內容

本論文主要分為五個章節。第一章緒論，首先從高樓建築的發展與框筒結構形式的應用發展背景的介紹，與研究的動機及目的簡述，並對參考文獻做簡單之回顧。第二章部份介紹本研究中選定的結構形式—束形框筒結構—，說明其設計上的優勢，以及現在使用此結構形式的建築，另外在框筒結構中存在的剪力延遲效應也在第二章中稍做介紹。第三章分為風力規範與軟體使用部份的介紹。第四章為模型分析。第五章為結論與未來探討方向。



第二章 束型框筒結構與剪力延遲現象介紹

2.1 束型框筒結構 (Bundled-Tube Structure)

束型框筒結構是由兩個以上的框筒連結在一起所組成的結構體系。由於剛性樓板將它們約束起來共同抵抗水平側力，所以束型框筒結構側向勁度非常大，可以使用到非常高的高度。另外由於束型框筒結構是組合很多框筒而成，因此可以使用在個種不同的平面形狀，這一點非常適合用於因都市用地取得不易而常有複雜不規則甚至不對稱的高層建築結構。不只在建築平面上可靈活使用在高度上可依據各層樓面積的需求靈活運用，採取變更樓層的平面設計。

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版將約束各框筒一起變形，可以看成多框筒結構一起承受水平側力。束型框筒結構可大幅減少框筒結構柱軸應力由於剪力延遲效應而呈現的不均勻性。柱軸應力分佈更為均勻，從結構性能來看，更接近於一個懸臂箱型梁而不是框筒式結構。

在工程實例上，列舉幾個束型框筒結構：

(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，1 至 50 層樓為 9 個正方形框筒所組成之 9 宮格正方形平面，每個框筒邊長 22.8 公尺，由 5 跨 6 根柱組成。而 50 層樓以上分三次(51 到 66、67 到 90 及 91 到 110 層)在不同高度將框筒部份截斷以剪少截面積。

(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 大樓是一棟綜合型大樓，20 層以下為商業用途和辦公室，需要較大的樓板使用面積。21 層樓以上為住宅公寓，需要的樓板面使用面積較小。在初期規劃時對整體建築佈置有幾點要求：① 每間房間均要能看到密西根湖的景色。② 每間房間要有較好的採光。③ 樓板面積要求依

高度逐段減少。最後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。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。

該結構的柱距為 4.6 公尺，在兩個框筒的共同邊上採取中間有一段鋼筋混凝土牆的密柱深梁框架。目的是提高整體結構的側向勁度，並適當補償鋸齒形斜邊所引起的側向勁度損失，並減少結構在平面上的偏心。

2.2 帶狀桁架(Belt Truss)介紹

在高層結構建築中，為了抵抗側力有效增加結構勁度產生了許多附加系統方式，基本型式有加上斜撐桿件之結構，其效果為增加結構側向剛度，此外還有安裝剪力牆，效果同樣為增加結構之側向勁度，同樣還有架設核心結構(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，也是為了增加整體結構之側向勁度。

在此為了保持結構內部自由空間設計，只為框筒結構做模擬加上環狀斜撐(Belt Truss)時之分析行為，模擬方法為改變框筒結構深梁之勁度，因為 Belt Truss 本身即是由斜撐桿件所組成，所以對於其結構樓層之整體勁度加強有很好的效果，在模型模擬分析中將之等效於可以大幅增加其樓層之結構梁勁度，當對整體框筒結構之梁勁度皆加強時則表示整體結構皆加上 Belt Truss，也就是在結構中佈滿斜撐桿件。

2.3 剪力延遲效應

剪力延遲效應這個名詞最早是出現時間約在 1920 年，當時在設計飛機機翼結構時要使用金屬薄板代替纖維薄膜時發現的，機翼結構基本上就是一個懸臂箱型樑，最早的剪力延遲效應研究是在航太工程領域。經過 P.Kuhn 等人的研究，研究成果於 1942 年發表在 N.A.C.A (National Advisory Committee for Aeronautics) 的研究報告 No.739[13]。

自從 1963 年 F.R.Khan 設計第一座高層框筒建之後，框筒結構中的剪力延遲效應開始受到重視，因為剪力延遲效應會讓框筒結構無法發揮其設計的勁度，影響結構的使用性能。

當框筒結構受到水平側力作用時，與水平側力方向垂直的框架稱為翼板端(Flange)框架，與水平側力方向平行的框架稱為腹板端(Web)框架。框筒結構翼板端與腹板端框架中柱軸應力如圖 2-3 所示。虛線部份沒有剪力延遲效應的應力分佈，為利用古典梁彎曲理論，公式(2.1)求得。

$$\sigma = \frac{M}{I} y \quad (2.1)$$



實線部份則是剪力延遲效應影響下的柱軸應力分佈。翼板端角柱軸應力大於古典梁彎曲理論所得到的理論值，接著往翼板中心應力逐漸減小至小於古典梁彎曲理論所得到的理論值。翼板端柱軸應力分佈曲線呈凹曲線分佈(開口向外)，此現象稱為正剪力延遲效應(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)。另外，當剪力延遲效應發生時，樓板將不在保持平面，而會產生翹曲(Warping)

框筒結構剪力延遲效應產生的原因，主要是因為框筒結構在水平載重下，結構主要是由腹板端框架來抵抗側力。由於角柱的軸向變形，翼板端框架跟腹板端框架會產

生交互作用，角柱的軸向位移產生軸力使得翼板端框架的梁產生垂直方向的剪力，同時又會改變翼板端柱的軸力。圖 2-5 中 C 柱的軸向變形產生軸力藉由連接 C 柱與 C1 柱的梁以剪力的方式傳遞，但是因為梁會產生撓曲、剪力變形，所以 C1 柱的軸向變形會比 C 柱小。同理柱的軸向變形由外往內遞減。相鄰兩柱軸向變形的差值取決於梁的勁度，當梁勁度趨近於無窮大的時候，梁不會產生變形，框筒結構將不會產生剪力延遲效應。當梁的勁度很小的時候，梁會產生很大的變形，此時，框筒結構的剪力延遲效應會非常明顯。

影響剪力延遲效應的因素主要有：

(1) 柱距與連接梁深度：

減小柱間距以及增加梁斷面的深度，會增加梁的剪力勁度，能有效減小剪力延遲效應。

(2) 角柱面積

角柱面積越大，角柱承受的軸力將會變大，而相鄰的柱之軸力也會相應變化，因此在剪力延遲的現象上也會有所影響，在角柱面積放大的選擇時也須作評估。

(3) 結構高度

剪力延遲效應是會沿著結構高度產生變化的，由於在結構底層，水平側力會產生很大的傾倒彎矩，主要是由柱軸力來抵抗。在結構底層會有較大的軸力，剪力延遲效應在底層會相對嚴重。在中間樓層開始趨於緩和，在接近頂樓的地方可能還會出現負剪力延遲效應。

(4) 平面形狀

翼板端框架長度越長，剪力延遲效應越明顯。因此，框筒結構平面尺寸邊長比不宜過大，正方形、圓形或正多邊形是較理想的平面形狀。

第三章 風力規範及軟體介紹

3.1 台灣風力規範

根據 2007 台灣風力規範，封閉式建築物之風力計算可由 2-2 節之公式計算，公式如下：

$$p = qGC_p - q_iGC_{pi} \quad (3.1)$$

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。

3.1.1 外風壓係數 q

外風速壓 q 可由規範 2-6 節中之計算公式求得，公式如下：

$$q(z) = 0.6K(z)K_{zt} [IV_{10}(C)]^2 \quad (3.2)$$

式中， $K(z)$ 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(地況 C，離地面 10 公尺處)之比值，依下列式子計算：

$$\begin{aligned} K(z) &= 2.774 \left(\frac{z}{z_g} \right)^{2\alpha} ; z > 5m \\ &= 2.774 \left(\frac{5}{z_g} \right)^{2\alpha} ; z \leq 5m \end{aligned} \quad (3.3)$$

各種地況種類之 α 值及梯度高度 z_g ，照規範 2.3 節規定，見規範附表(表 3-1)。

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：

$$K_{zt} = (1 + K_1 K_2 K_3) \quad (3.4)$$

式中， K_1 、 K_2 與 K_3 分別依規範附表(表 3-2)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(3.4)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。

3.1.2 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：

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

(3.5)

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：

$$I_z = c \left(\frac{10}{z} \right)^{\frac{1}{6}} \quad (3.6)$$

$$Q = \sqrt{\frac{1}{1 + 0.63 \left(\frac{B+h}{L_z} \right)^{0.63}}} \quad (3.7)$$

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：

$$L_z = l \left(\frac{\bar{z}}{10} \right)^{\varepsilon} \quad (3.8)$$

式中 l 與 ε 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：

$$G_f = 1.927 \left(\frac{1 + 1.7 I_z \sqrt{g_Q^2 Q^2 + g_R^2 R^2}}{1 + 1.7 g_V I_z} \right) \quad (3.9)$$

式中 g_Q 與 g_V 均可取 3.4， g_R 依下式計算：

$$g_R = \sqrt{2 \ln(3600 f_n)} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \ln(3600 f_n)}} \quad (3.10)$$

式(2.9)中的 R 為共振反應因子，其值依下式計算：

$$R = \sqrt{\frac{1}{\beta} R_n R_h R_B (0.53 + 0.47 R_L)} \quad (3.11)$$

$$R_n = \frac{7.47N_1}{(1+10.3N_1)^{\frac{5}{3}}} \quad (3.12)$$

$$N_1 = \frac{f_n L_z}{V_z} \quad (3.13)$$

$$R_j = \frac{1}{\eta} - \frac{1}{2\eta^2} (1 - e^{-2\eta}) \quad \text{for } \eta > 0 \quad (3.14a)$$

$$R_j = 1 \quad \text{for } \eta = 0 \quad (3.14b)$$

式(2.11)中， β 為結構阻尼比。式(2.14a)與式(2.14b)中 R 下標 j 可為 h 、 B 或 L ；當 $R_j = R_h$ 時， $\eta = 4.6f_n h / \bar{V}_z$ ；當 $R_j = R_B$ 時， $\eta = 4.6f_n / \bar{V}_z$ ；當 $R_j = R_L$ 時， $\eta = 15.4f_n L / \bar{V}_z$ 。 \bar{V}_z 為高度 z 處每小時平均風速，依下式計算：

$$\bar{V}_z = \bar{b} \left(\frac{z}{10} \right)^\alpha V_{10}(C) \quad (3.15)$$

式中 \bar{b} 值可見規範表 2.2。

3.1.3 風壓係數

計算建築物或地上獨立結構物主要風力抵抗系統之設計風力時之風壓係數，可分為 C_p (封閉式或部份封閉式建築物使用) 與 C_f (開放式建築物使用)，其值可見規範表(表 3-3)。

3.2 軟體介紹

3.2.1 SAP2000

SAP2000 最原始的結構分析軟體為 SAP，它是 Structural Analysis Program 三個字的簡稱。SAP 是由美國加州大學柏克萊分校 Edward Wilson 教授領導發展出來的結構分析軟體，當時主要用於結構及土木工程的研究及教學工作。在過去的 30 多年裡，SAP 隨著有限元素方法的發展不斷的改進發展，在演變過程中出現好幾個版本，如最早期的 SAP-I、SAPII 到 SAPV、SAPVI，並在 1980 年發展成商業用的分析軟體，隨後又有 SAP90 到如今的 SAP2000 版本。現在的 SAP2000 不僅是結構分析軟體，也可以導入各國規範協助工程師從事設計的工作。

SAP2000 不僅可進行結構線性靜力及動力分析，也可進行考慮材料非線性或幾何非線性靜力及動力分析、反應譜分析，歷時分析，側推分析等，為一操作迅速方便的視窗化介面，分析的模型可建立 2D 平面桁架、3D 空間桁架、2D 平面剛架、3D 平面剛架等三維空間的幾何形狀、桿件或薄殼元素的斷面幾何性質。分析的材料包含鋼筋混凝土，鋼結構、非線性元素力學性質或可定義材料之材料性質。另外程式內建許多常用之材料性質(鋼、混凝土等)與斷面(AISC 的鋼骨斷面)，在使用上非常的方便。

SAP2000 還具有圖形介面視窗化的優點，所以分析完的結果可以直接以標準圖形顯示，在解說時有圖形的對照，可避免純文字與數據說明的複雜枯燥，但亦可選擇標準的文字格式輸出；並且除去傳統分析程式無法針對元素定義各項破壞模式的缺點，因此非常便利於工程師或研究人員所使用。如靜力變形、載重、軸力、剪力、彎矩分部、動力模態應力分析圖、歷時分析結果、側推分析的塑鉸分佈、結構配筋或斷面設計等，都能夠利用視窗圖形化的介面清楚地瞭解結構模型的力學行為，更有利於後續的分析處理。

本文選定 SAP2000 作為本次分析主要程式之原因，主要是因為以下 5 點:

- (1) SAP2000 內建多種簡單模型與快速建立模型之選項，在建立模型上有較多樣化的選擇，因此能加快的建立模型的速度。

- (2) SAP 除了使用圖形化介面來建立模型外，還可以匯入其他檔案格式(如 AutoCAD 的 dwg 檔)來建立模型，如果在建立模型時需要輸入桿件大量的幾何參數資料及載重外力等參數資料，可以使用 SAP2000 自定的純文字輸入檔(\$2K 檔)來建立模型。
- (3) SAP2000 在載重施加方式上的多元化，除了直接施加外力載重，還可以選擇施加位移載重、溫度載重或風力載重等多樣化選擇及組合。
- (4) 在剛性樓板的模擬中，利用節點束制功能可選擇束制節點的位移及方向來描述平面剛性樓板的行為，可減少自由度以加快分析的速度。
- (5) 真實之梁、柱桿件中，因梁柱接頭部份大小將影響桿件之有效長度，SAP2000 可自行定義桿件的端點偏移(End Offsets)的長度與剛性區域系數來控制剛性區域之範圍，使該區域對於剪力與彎矩呈現剛體性質。

3.2.2 SAP2000 對梁柱剛性區域之設定

因為結構桿件本身必然有其尺寸大小，得知框筒結構在各節點上剛性區域的存在即為不可避免之結構因素，有剛性區域之存在則會導致結構桿件的有效長度縮短，從而影響整體結構受力行為，因此必需對結構節點做剛性區域之處理修正。在 SAP2000 軟體中，可以藉由定義桿件之端點偏移量(End Offsets)與剛性區域係數(Rigid Zone Factor)來控制剛性區域之大小與桿件之有效長度，控制剛性區域計算方式根據以下公式

$$L_c = L - (i_{off} + j_{off}) \quad (3.16)$$

$$L_f = L - rigid(i_{off} + j_{off}) \quad (3.17)$$

上式中， L_c 為有效長度， L_f 為柔性長度， L 為桿件本身長度， i_{off} 、 j_{off} 為桿件兩端之端點偏移值，在梁桿件中端點偏移為柱寬之一半，在柱桿件中端點偏移為梁深之一半，

另外 rigid 為剛性區域參數，範圍從 0 到 1 之間，當 rigid=0 表示為完全柔性，rigid=1 表示為完全剛性，因此可以利用調整 rigid 參數來定義梁柱交接區之剛度為有限值或無限大值。

由於框筒結構節點剛性區域的存在，會增加整體結構之勁度，因此在做框筒結構分析時剛域上的設定對於整體框筒結構受力變形模擬有顯著的貢獻影響，能使結構表現更貼近真實結構行為。

3.2.3 SAP2000 對剛性樓板之設定處理

在 SAP2000 所建製框筒結構模型中，雖然只做了桿件的配置，但在實際結構中在每一樓層皆有樓板存在的，而樓板本身的特性即為一板殼元素，在兩方向擁有相當之勁度存在，在建築結構中為樓板平面方向，可以表示在樓板平面內之剛度為無限大，也就稱做剛性樓板，結構行為是在受力時其樓板在平面方向呈現剛體運動而不產生變形，此設定能夠有效束制同一結構高度之節點自由度數目，加快結構分析運算的速度，是結構分析中一個重要的設定。


SAP2000 在節點設定上提供了 9 種節點束制方式可選用，分別為(1)Body、(2)Diaphragm、(3)Plate、(4)Rod、(5)Beam、(6)Equal、(7)Local、(8)Weld、(9)Line，在此介紹的是 Diaphragm 即為剛性樓板束制，在使用上 Diaphragm(剛性樓板)束制可以指定同一樓層高度之節點限制在一起，等同做為一剛性平面移動，其中為了建築結構使用的方便，SAP2000 可自動對位於相同高度的節點設定剛性樓板之束制。

第四章 束型框筒之分析

4.1 模型基本架構

4.1.1 模型參數設定

在 SAP2000 軟體中所建立之束型框筒結構模型其各項參數、其結構桿件配置及樓層平面配置方式如下：

- (1) 模型高度為 1200 公尺高之方形束型框筒，結構樓層高度為 5 公尺(240 層樓)。
- (2) 框筒結構底部面積選定以 240×240 (公尺²)。
- (3) 柱間距為 5 公尺(單邊 49 根柱)。
- (4) 鋼材選用楊氏模數 $E=2.04 \times 10^7$ (Tonf/m²)、包松比(Poisson's Ratio) $\nu=0.3$ 。
- (5) 柱斷面為箱型柱。斷面大小分為 1×1 (公尺²)、 1.5×1.5 (公尺²)與 2×2 (公尺²)，厚度為 10 公分之鋼板。
- (6) 梁斷面則分為以下幾種：
 - ①工字梁，斷面大小：翼板(flange)寬 1 公尺，腹板(web)高 1.5 公尺，翼板、腹板厚度 10 公分
 - ②箱型梁，斷面分為 1.5×1 (公尺²)、 2×1 (公尺²)與 2×1.5 (公尺²)，鋼板厚度 10 公分。
- (7) 假設為鋼性樓板，在 SAP2000 軟體中，設定節點束制，水平位移量為一致。
- (8) 僅考量風力作用下結構的應力分部與位移情形，結構自重部份不加入考量。
- (9) 樓層平面以美國芝加哥的希爾斯大樓(Sears Tower)的樓層平面配置作為範本並稍做修改，將本次分析之模型分為三段：
 - ①0~400 公尺 樓層平面以三乘三之九宮格框筒
 - ②400~800 公尺 樓層平面縮減為十字型
 - ③800~1200 公尺 中央單一框筒
- (10) 外力施加為風力載重，風力載重的形式與大小根據規範計算方式獲得。計算時將

受風面面積以高度方向 20 公尺為一區間分割，將每一區間所受風力，利用等效力轉換，轉為等效節點力作用於矩形四角。風速部份，隨著高度上升，風速增加，但 500 公尺以上風速成一定值，但隨高度增加，樓層配置改變，受風面積減少後，風力隨高度減少。

4.1.2 施加風力之參數設定

根據建築物耐風設計規範與解說，為了選定一有效的設計風壓做為模擬結構受風力荷載之情形，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如下

- (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 $q(z)$ 利用第三章 3.2 節之公式(3.2)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_{zt} 假設為 1。

(5) 陣風反應因子 G_f 也根據第三章 3.2 節之公式(3.5)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。

4.2 水平側移比較

4.2.1 工字梁

圖 4-1 為 SAP2000 軟體中其束型框筒結構模型選用工字梁與箱型柱 1×1 (公尺²)，對結構梁的勁度作變動之側位移比較圖，在梁的勁度變化下，側位移的變化。在本次分析中，梁 I 值變化選定為 10、30 及 50 倍。圖中 400 公尺與 800 公尺位置，在該高度因為樓層平面配置改變，由於梁與柱的配置減少，0-400 公尺、400-800 公尺與 800 公尺以上這三個區間的結構勁度不同，位移曲線在這三段的斜率也相應改變。當 I 值不放大的情況下，結構物的最大位移有 3.33 公尺，I 值放大 10 倍的情況下為 2.49 公尺，放大 30 倍側位移為 2.40 公尺，而放大 50 倍時則為 2.37 公尺。

4.2.2 箱型梁(BOX)

圖 4-2 為 SAP2000 軟體中其束型框筒結構模型選用箱型梁與箱型柱 1×1 (公尺²)，對結構梁的勁度作變動之側位移比較圖，在梁的勁度變化下，側位移的變化。在 1.5×1 的梁斷面下，側位移為 3.05 公尺， 2×1 的梁斷面下側位移為 2.60 公尺，而 2×1.5 的斷面下則為 2.54 公尺。

4.2.3 帶狀桁架加勁 (Belt Truss)

圖 4-3 為利用選用斷面 1.5×1 之箱型梁，並且增加使用帶狀桁架加勁的方式，以每 200 公尺做一次加勁，在 200 公尺(40F)、400 公尺(80F)、600 公尺(120F)、800 公尺(160F)、1000 公尺(200F)與 1200 公尺(240)這些樓層位置，以該樓層與其相鄰之上下一層樓，即 195 公尺、200 公尺與 205 公尺之位置以桁架方式加勁，往上之樓層同理。在 SAP2000 中則將這些高度位置的梁，以勁度放大的方式作為替代。

圖 4-3 為 1.5×1 之箱型梁與勁度提升 50、100 及 150 倍的帶狀桁架加勁做為比較。在不加勁的情況下側位移為 3.04 公尺，50 倍加勁時側位移為 2.93 公尺，100 倍加勁時側位移為 2.91 公尺，而 150 倍為 2.90 公尺。

4.3 軸應力比較



4.3.1 梁勁度改變比較

在模型建立時，以希爾斯大樓為範本，因此在 0~400 公尺與 400~800 公尺的樓層平面中，翼板端與腹板端皆分為內翼(腹)板($X=40$ or $Y=40$)與外翼(腹)板($X=120$ or $Y=120$)的情況。圖 4-4.至 4-13.為工字梁斷面，勁度變動下的翼板柱軸應力分佈比較圖，圖 4-14 至 4-22 為腹板柱之柱軸力分部圖。

在 $I=1$ 的圖形應力分佈曲線中，高度為 0m、400m 與 800m 的位置，在外翼板($X=120m$)的位置，都有正剪力延遲的現象發生，特別以高度 0m 處的位置，剪力延遲的現象較為明顯。而在高度為 200m、600m 與 1000m 的位置，則出現負剪力延遲的現象。內翼板的部份也與外翼板雷同。腹板的部份，600m 與 1000m 處的負剪力延遲現象較為明顯，相較於翼板部份則是較不明顯。

隨著 I 值的提升，在剪力延遲較明顯的位置(如外翼板 0m 與 200m 位置)，剪力延遲的現象有明顯的減少。

圖 4-23 至 4-42 為梁斷面改使用箱型梁並變更斷面大小作柱軸應力比較。以箱型梁斷面 1.5×1 (公尺²) 為基礎，改變箱型梁斷面大小，其為工字梁 I 值變化的簡易替代方案。因此在箱型梁的柱軸應力曲線上與工字梁的柱軸應力曲線並沒有太大的差異。

4.3.2 柱斷面

圖 4-43 至 4-56 為改變高度 0 至 400 公尺外翼(腹)板，X 與 Y 方向 120、40、-40 與 -120 公尺處位置的柱，即 0 至 400 公尺每個樓層中外圍柱 12 個特定位置；高度 400 至 800 公尺改變外翼(腹)板 2 端點柱，即 400 至 800 公尺每個樓層中改變 8 個特定位置的柱。800 至 1200 公尺部份則不做變更。

從圖形的比較，在軸應力的變化上，斷面加大後，應力都會下降，尤其以翼板端的應力分部圖最為明顯。但是在圖形曲線上三種柱斷面變更並沒有能夠對剪力延遲效應有明顯的幫助。

腹板端的部份，在 $Z=0\text{m}$ 的位置，我們可以看出來當特定位置的柱斷面積放大之後，相鄰的柱軸應力都有加大的情形。圖 4-60、4-61 為將改變特定柱斷面模型下，將 1F 的聯接梁剪力繪出之圖形；由於每支梁桿件之剪力皆為一常數，因此取桿件中點之剪力大小與所對應位置繪製。圖 4-60 與 4-61 中，在 ± 40 公尺位置處可看到，在 ± 42.5 與 ± 37.5 的位置梁剪力會有大幅度的上升，主要因為 ± 40 公尺位置的柱在其對應的垂直軸方向有聯接梁連接，因此 ± 40 公尺處的柱整體勁度會大於其兩側柱的勁度，也造成此處剪力延遲現象更為明顯。

第五章 結論與建議

5.1 結論

- (1) 在水平側位移部份，工字梁 I 值加大的測試中， $I=50$ 的情況可獲得最小的位移。箱型梁斷面加大的測試，其意義如同工字梁的測試部份，但因為箱型梁斷面加大後的 I 值增加量並沒有工字梁指定 I 值方式有大幅度的增加，因此在側位移上並沒有獲得最小值。在帶狀桁架加勁的測試中，側位移下降的幅度則沒有前 2 種測試之側位移下降幅度明顯，主要原因為帶狀桁架加勁的方法中，增加的勁度並非全部樓層皆增加，因此帶狀桁架加勁方式的勁度提升量也沒有有前 2 種方法大，又結構勁度是側位移主要的影響因素，因此帶狀桁架加勁方法呈現的側位移減少量也較不明顯。
- (2) 軸應力的比較，在工字梁 I 值變化的測試中，應力曲線有隨 I 值加大而趨緩的趨勢，在箱型梁的部份亦同。
- (3) 特定位置柱斷面變化，可使柱軸應力下降，但是當斷面過大時，會造成鄰近柱軸應力上升。

5.2 建議

- (1) 在本論文中只針對其結構做靜力分析，且其結構模型又為超高層建築模型，往後可以對其結構做動力分析研究。
- (2) 在本次分析中為完全使用束型框筒的配置做為主要結構，未來的研究可嘗試將高樓層部份以全斜撐系統(Diagrid)的方式作取代



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] A.Coull, and B.Bose(1975), “Simplified Analysis of Frame-Tube Structures”, *Journal of Structural Division*, ASCE, 101(11), p2223-2240.
- [5] A.K.H.Kwan(1994), “Simple Method for Approximate Analysis of Framed Tube Structures”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 120(4), p1221-1238.
- [6] K.H.Ha, P.Fazio, and O.Moselhi(1978), “Orthotropic Membrane for Tall Building Analysis”, *Journal of Structural Division*, ASCE, 104(9), p1495-1505.
- [7] D.A.Foutch, and P.C.Chang(1982), “A Shear Lag Anomaly”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 108(7), p1653-1658.
- [8] 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.
- [9] 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.
- [10] Y.Singh, and A.K.Nagpal(1994), “Negative Shear Lag in Framed-Tube buildings”, *Journal of structural Engineering*, ASCE, 120(11), p3105-3121.
- [11] R.S.Nair(1998) “Belt Trusses and Basements as “Virtual” Outriggers for Tall Buildings” *Engineering Journal/Fourth Quarter*.

- [12] 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.
- [13] Paul Kuhn and Patrick T. Chiarito, “Shear Lag in Box Beams Methods of Analysis and Experimental Investigations”, NACA, Report No.739.
- [14] 內政部營建署 (2006), 「建築物耐風設計規範及解說」。
- [15] http://en.wikipedia.org/wiki/File:Sears_Tower_ss.jpg
- [16] <http://www.skyscraperpicture.com/chicago2.htm>

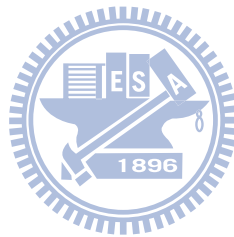
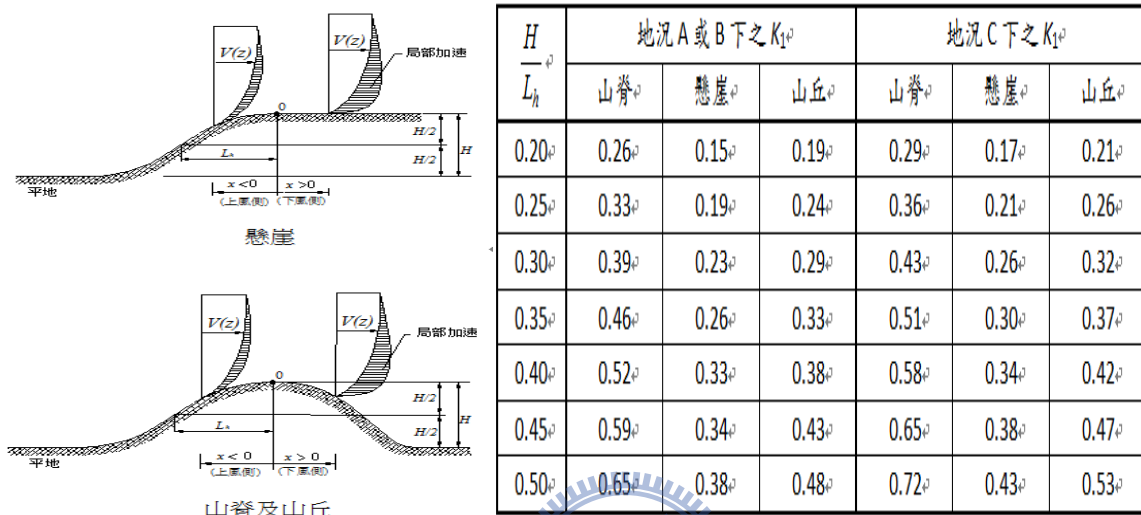


表 3-1 地況相關參數[14]

地況	α	z_g (m)	\bar{b}	c	ℓ (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 3-2 計算 K_z 所用之 K_1 K_2 K_3 值[14]



$\frac{x}{L_h}$	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↕	-0.3↕	
	≥ 4 ↕	-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 3-3 外風壓係數 C_p [14]





圖 2-1. 希爾斯大樓(Sear Tower)[15]



圖 2-2. One Magnificent Mile[16]

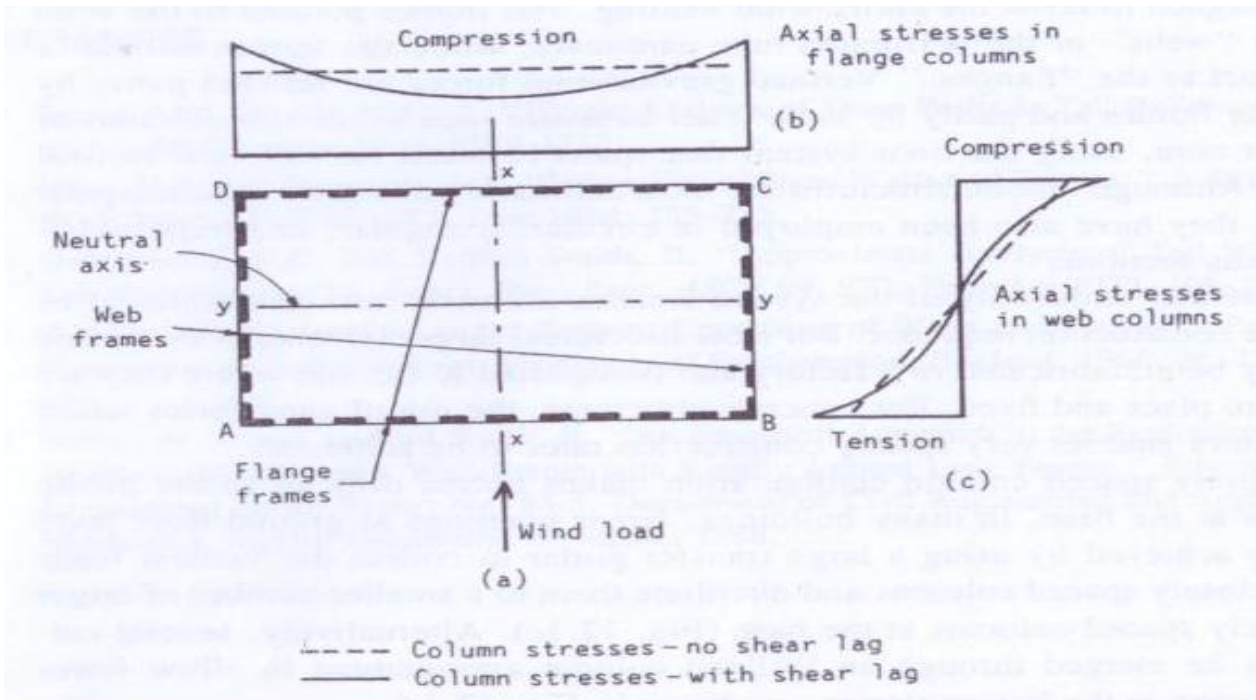


圖 2-3. 框筒結構受水平側力下翼板端與腹板端柱軸應力分佈[3]

(a)框筒結構平面圖 (b)翼板端柱軸應力分佈 (c)腹板端柱軸應力分佈

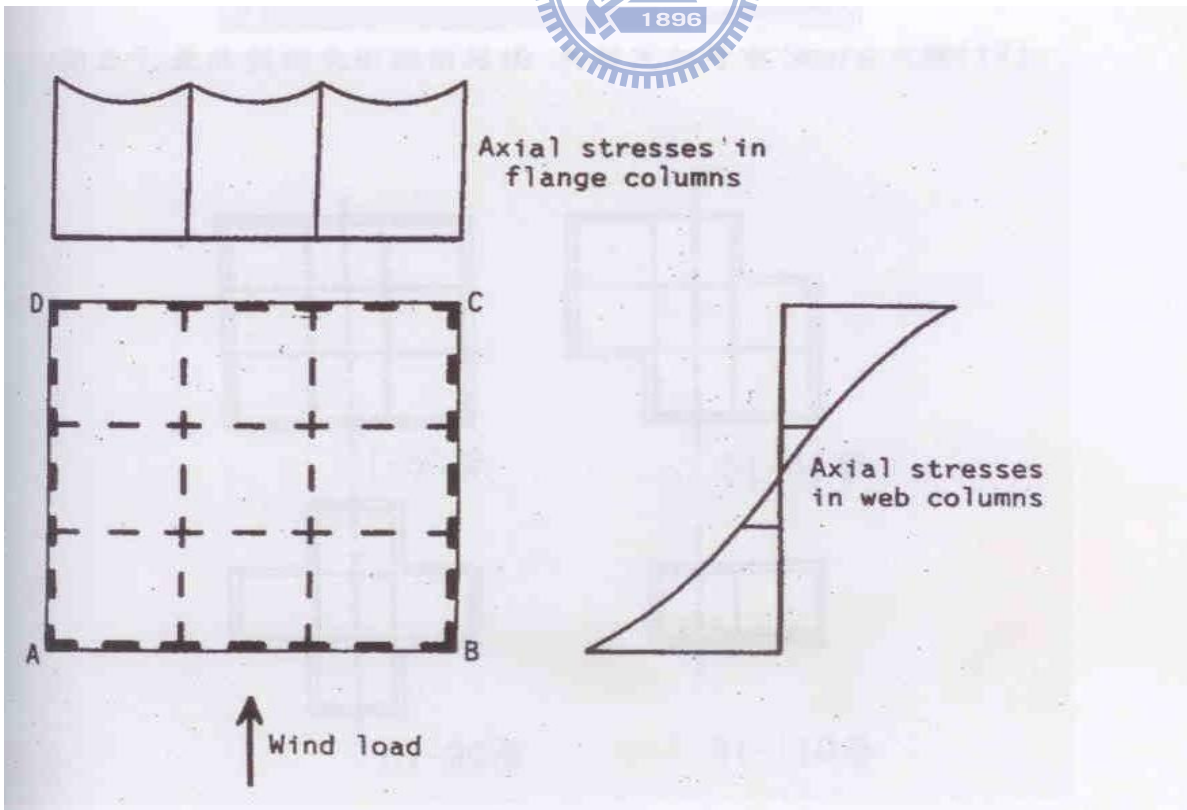


圖 2-4. 束型框筒結構受水平側力柱軸應力分部示意圖[3]

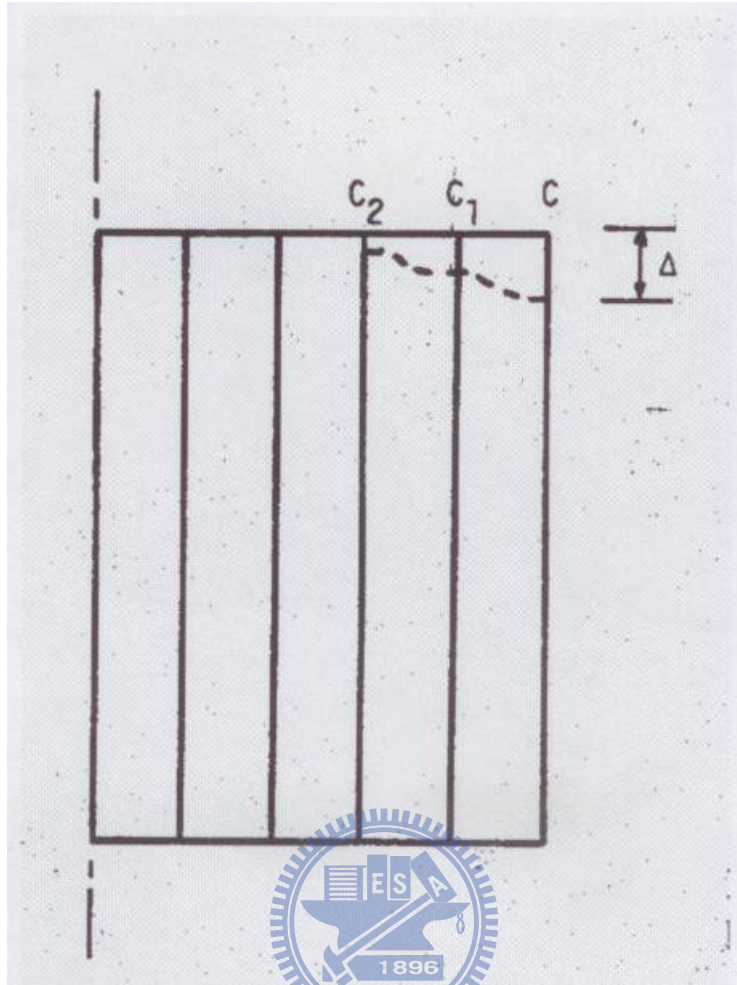


圖 2-5. 剪力延遲效應作用下翼板端框架中柱的軸向變形[3]

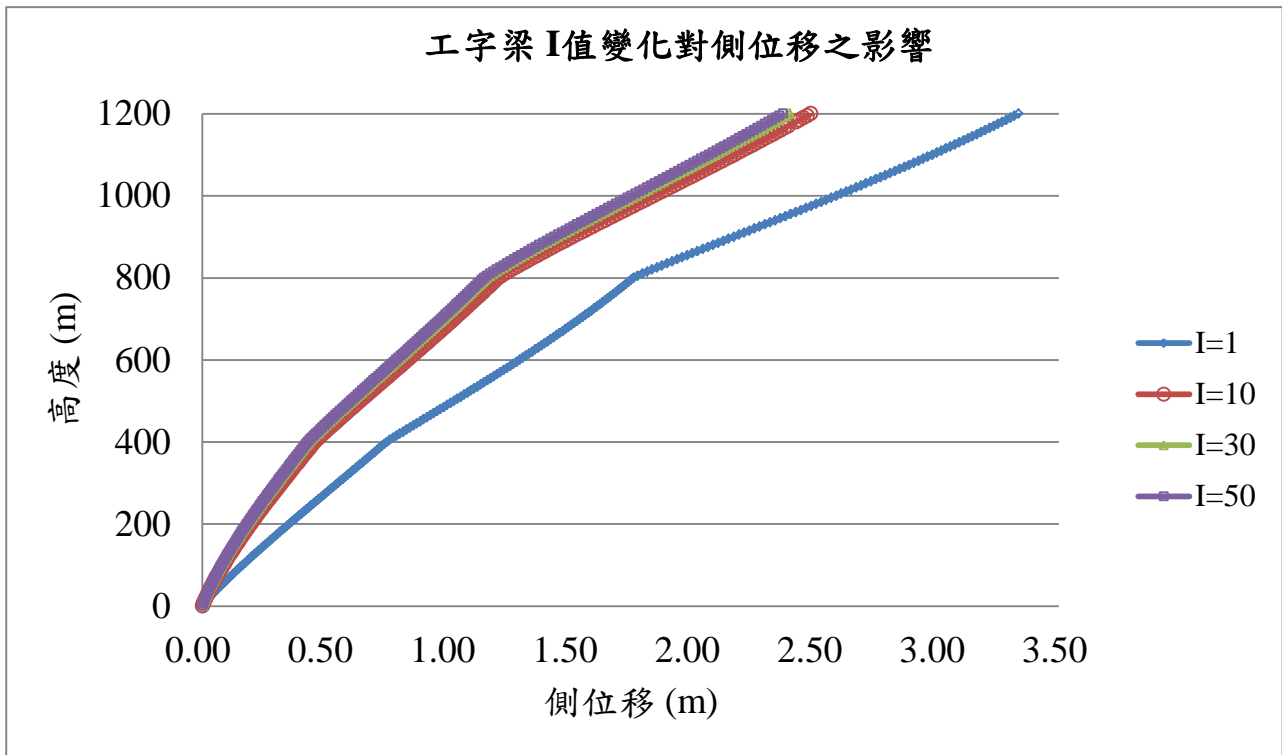


圖 4-1. 工字梁 I 值變化對側位移之影響比較圖

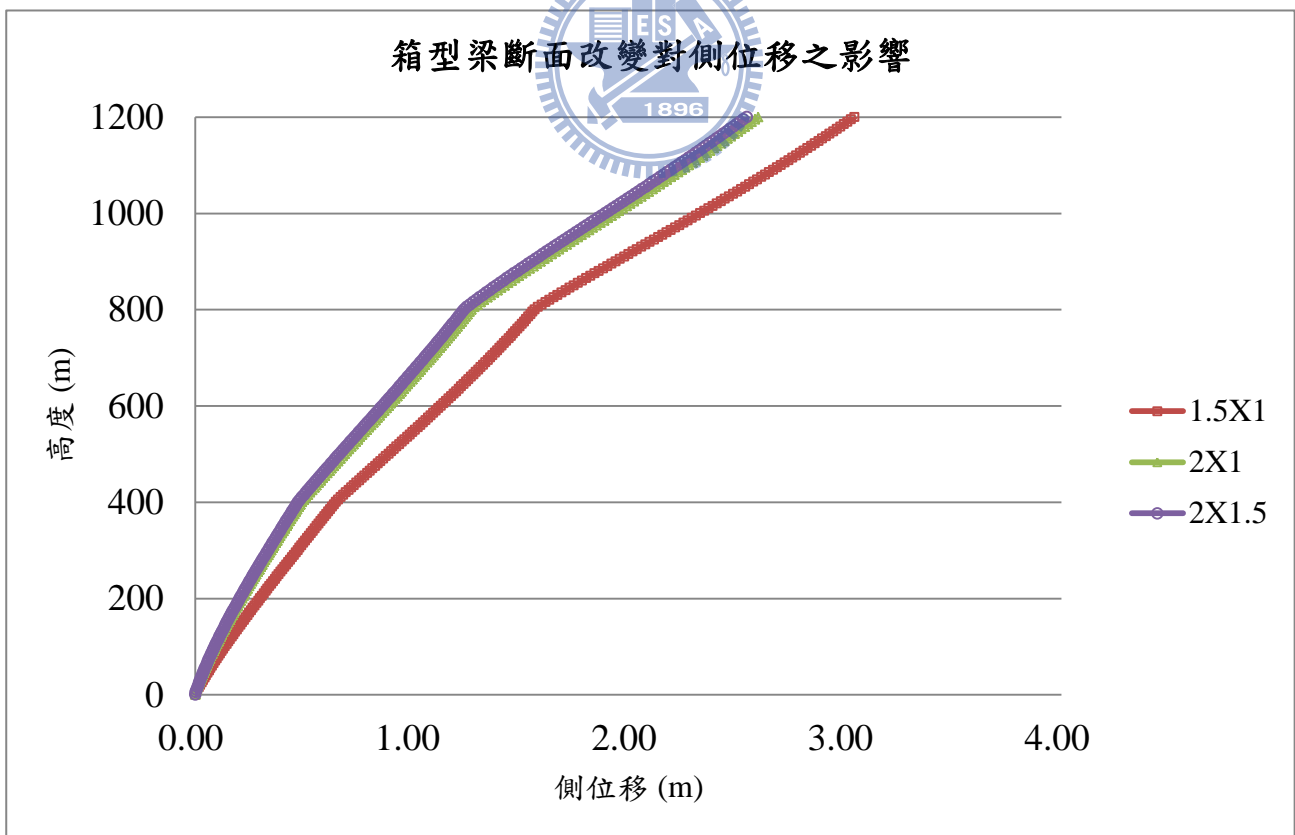


圖 4-2. 箱型梁斷面改變對側位移之影響比較圖

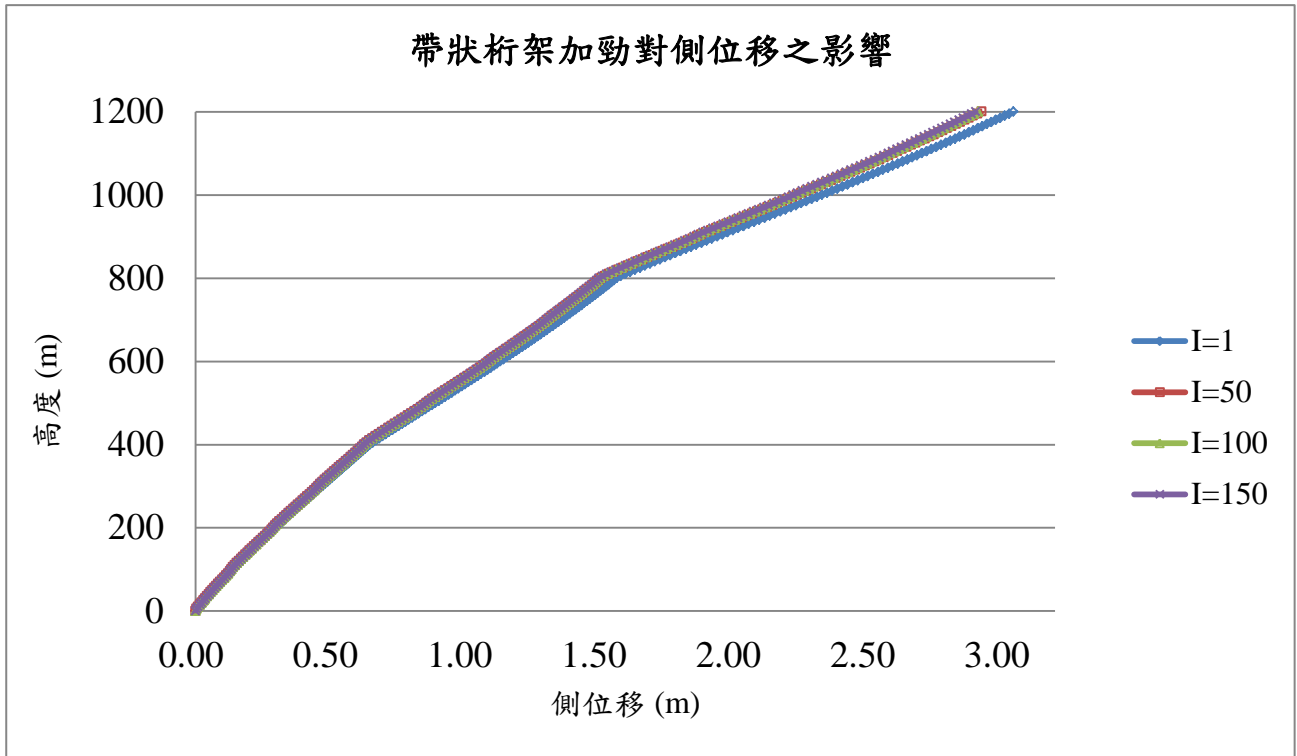
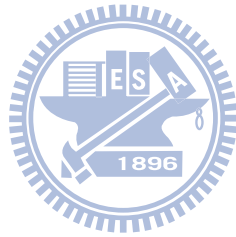


圖 4-3. 帶狀桁架(Belt Truss)加勁對側位移之影響比較圖



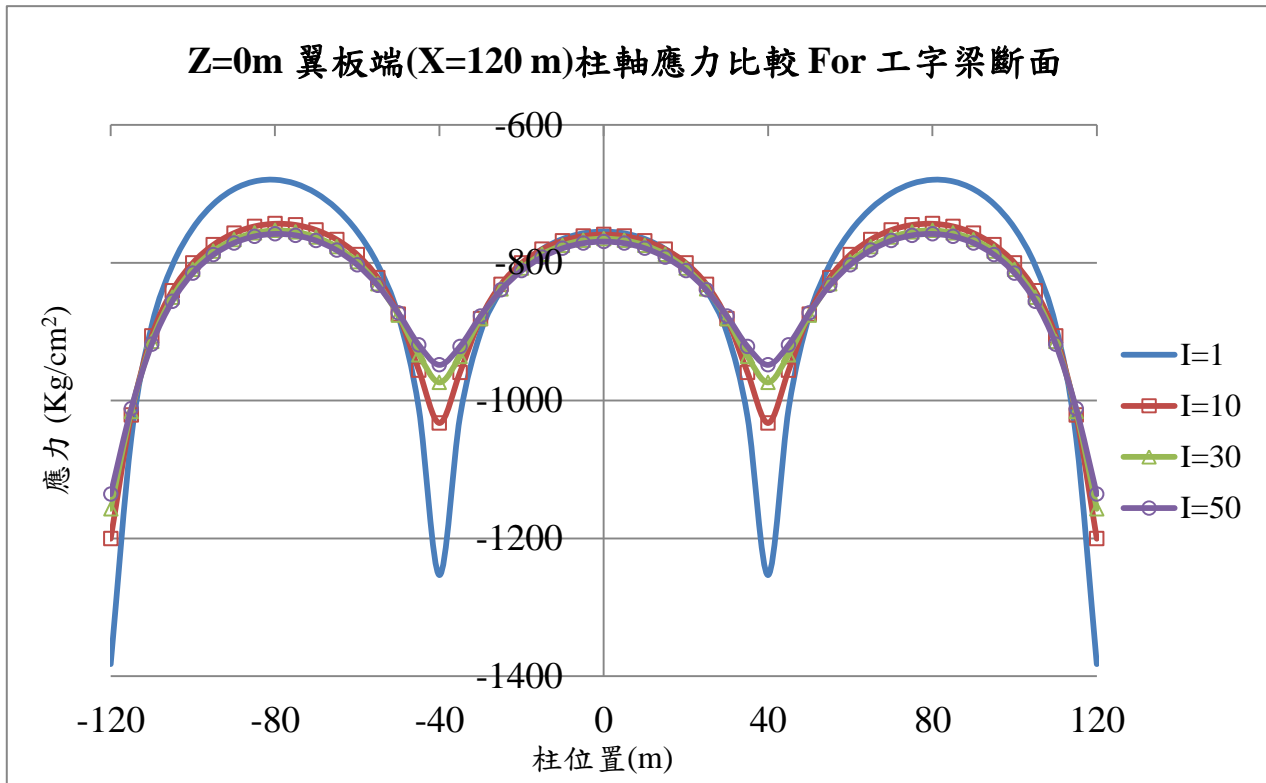


圖 4-4. Z=0m 工字梁 I 值變動下外翼板(X=120m)柱軸應力比較

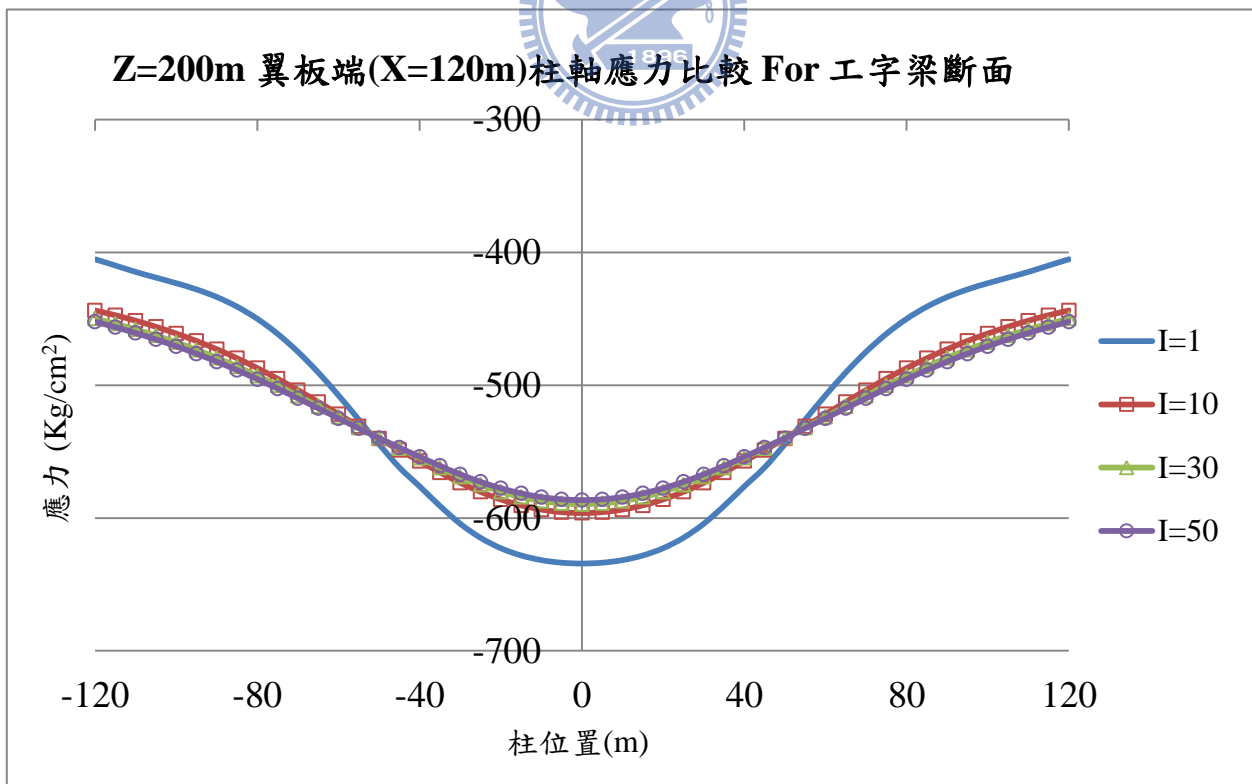


圖 4-5. Z=200m 工字梁 I 值變動下外翼板(X=120m)柱軸應力比較

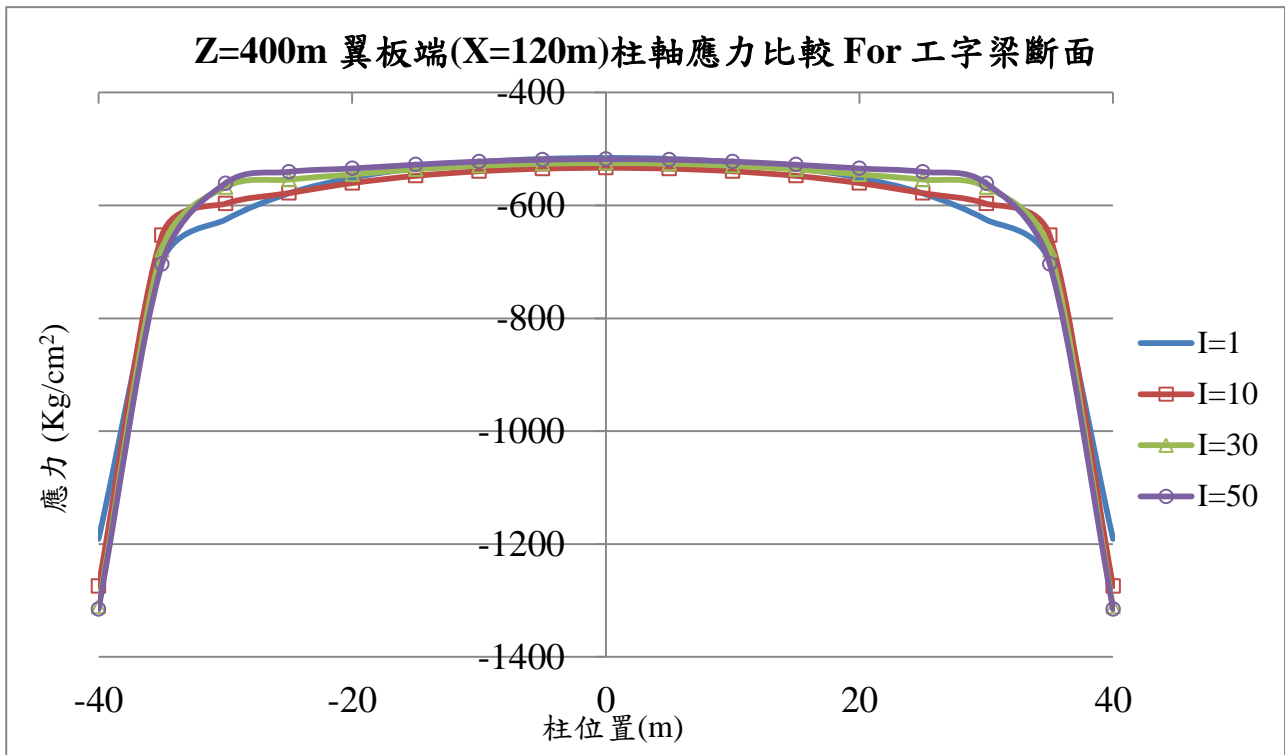


圖 4-6. Z=400m 工字梁 I 值變動下外翼板(X=120m)柱軸應力比較

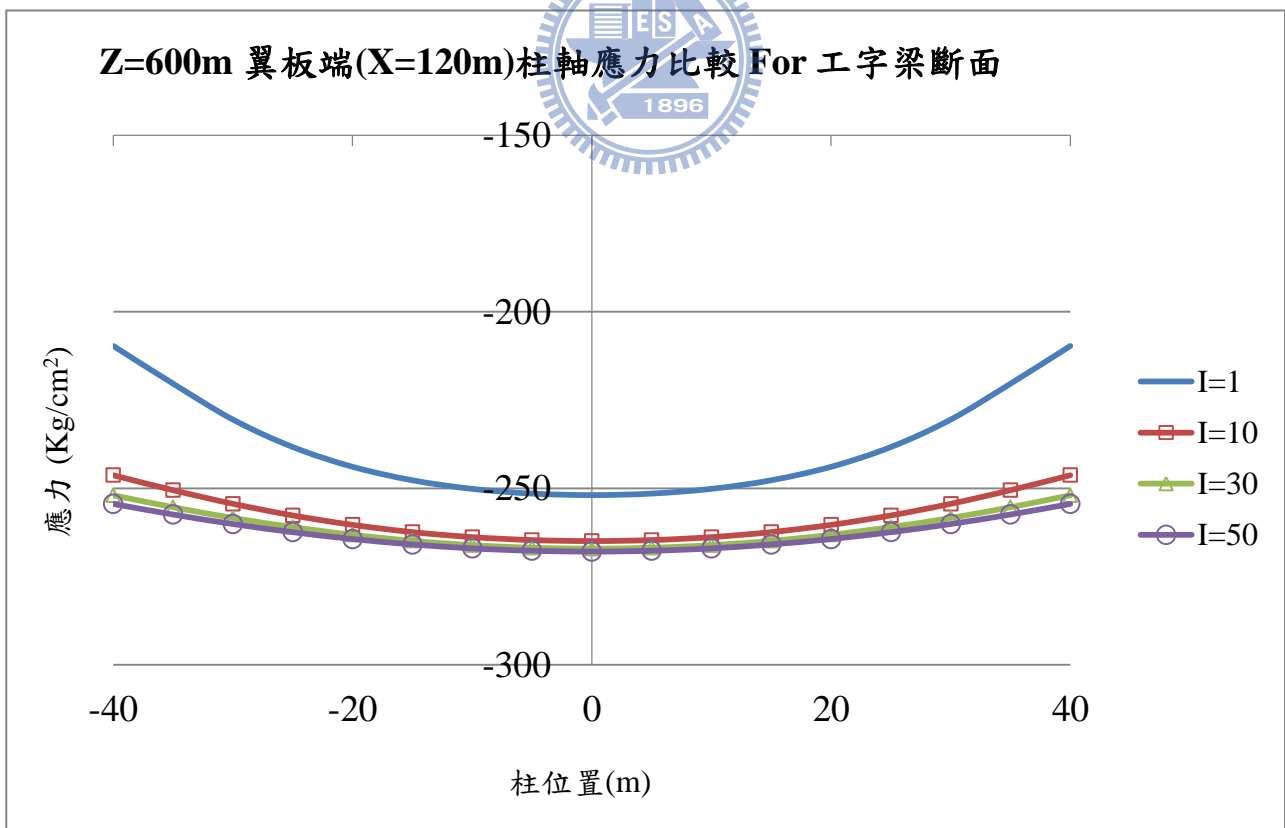


圖 4-7. Z=600m 工字梁 I 值變動下外翼板(X=120m)柱軸應力比較

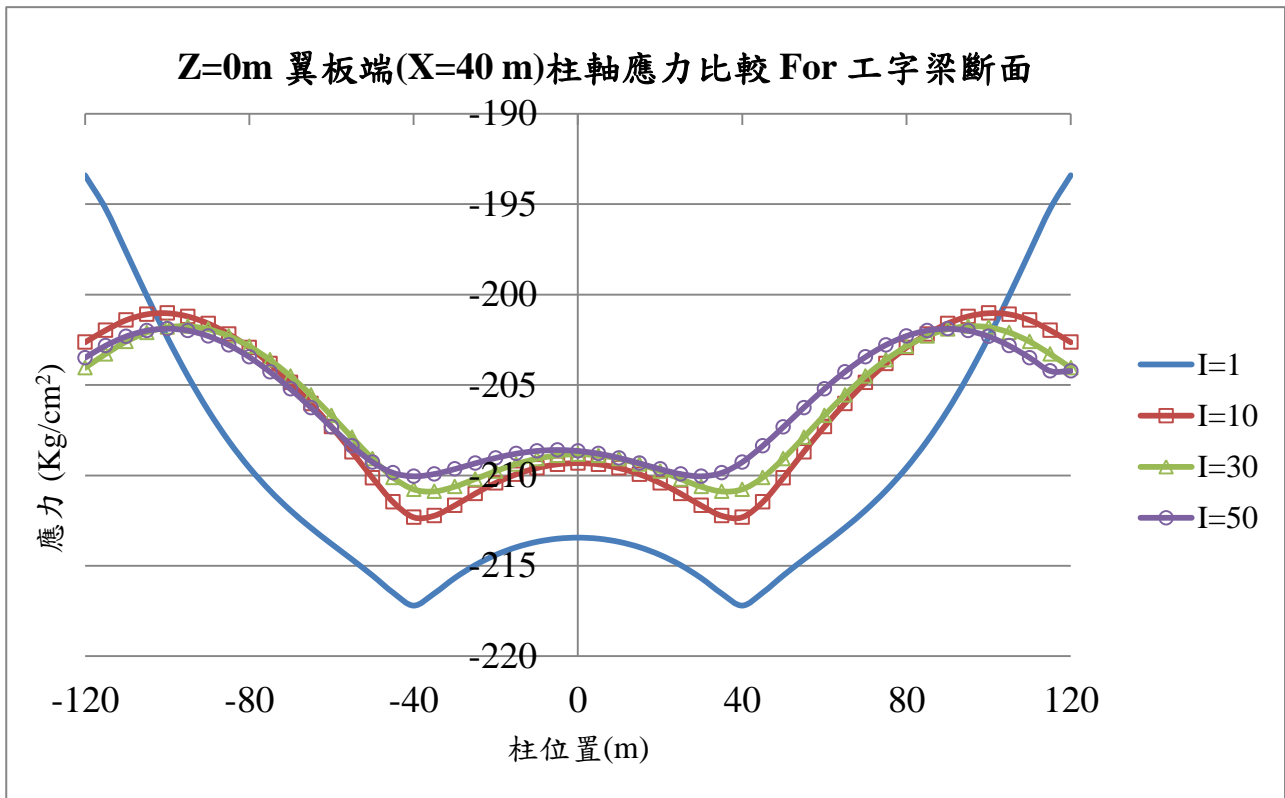


圖 4-8. Z=0m 工字梁 I 值變動下內翼板(X=40m)柱軸應力比較

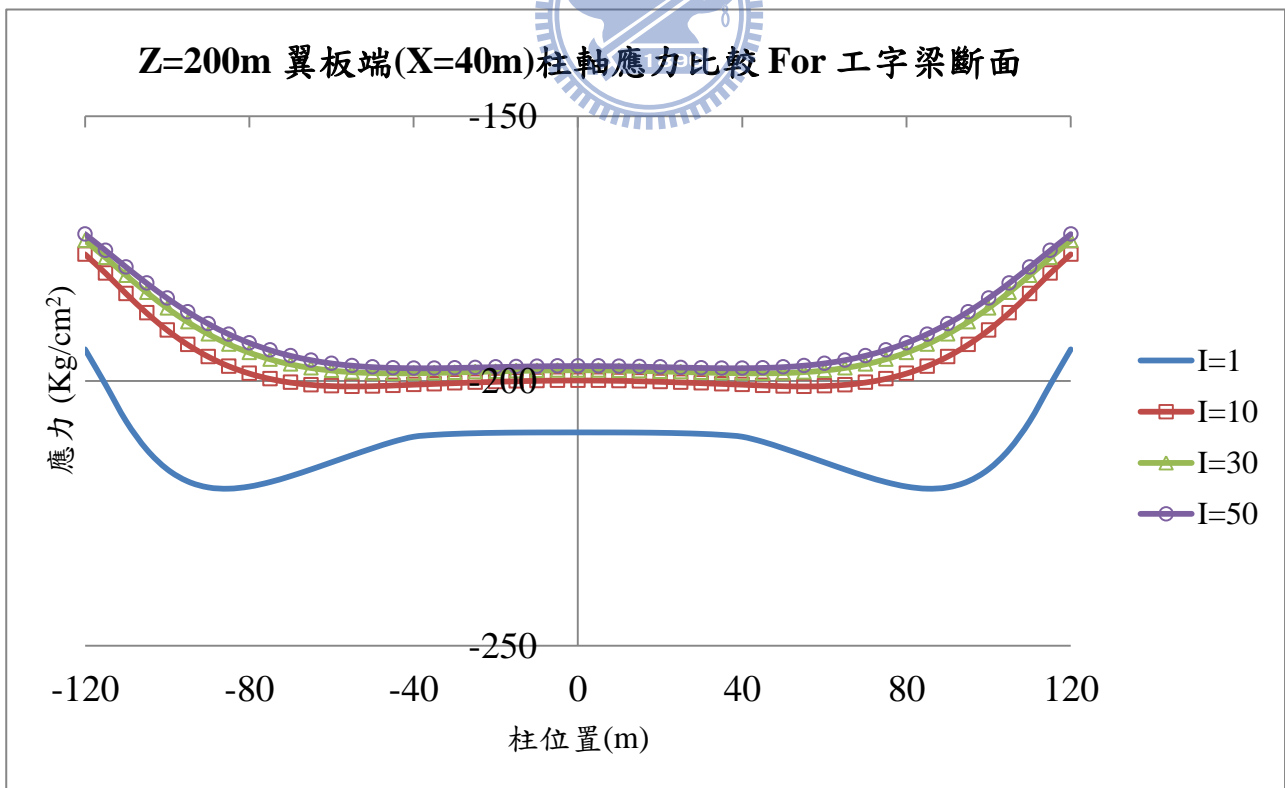


圖 4-9. Z=200m 工字梁 I 值變動下內翼板(X=40m)柱軸應力比較

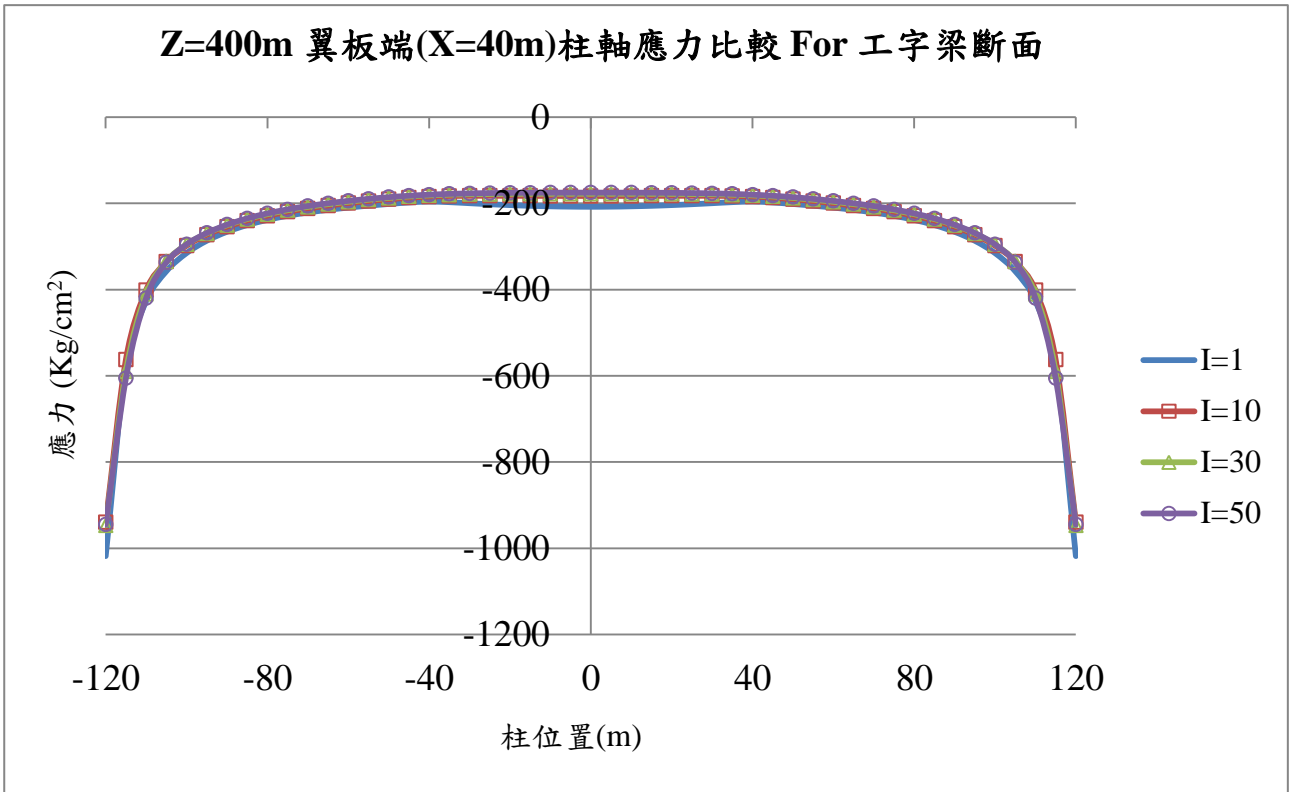


圖 4-10. Z=400m 工字梁 I 值變動下內翼板(X=40m)柱軸應力比較

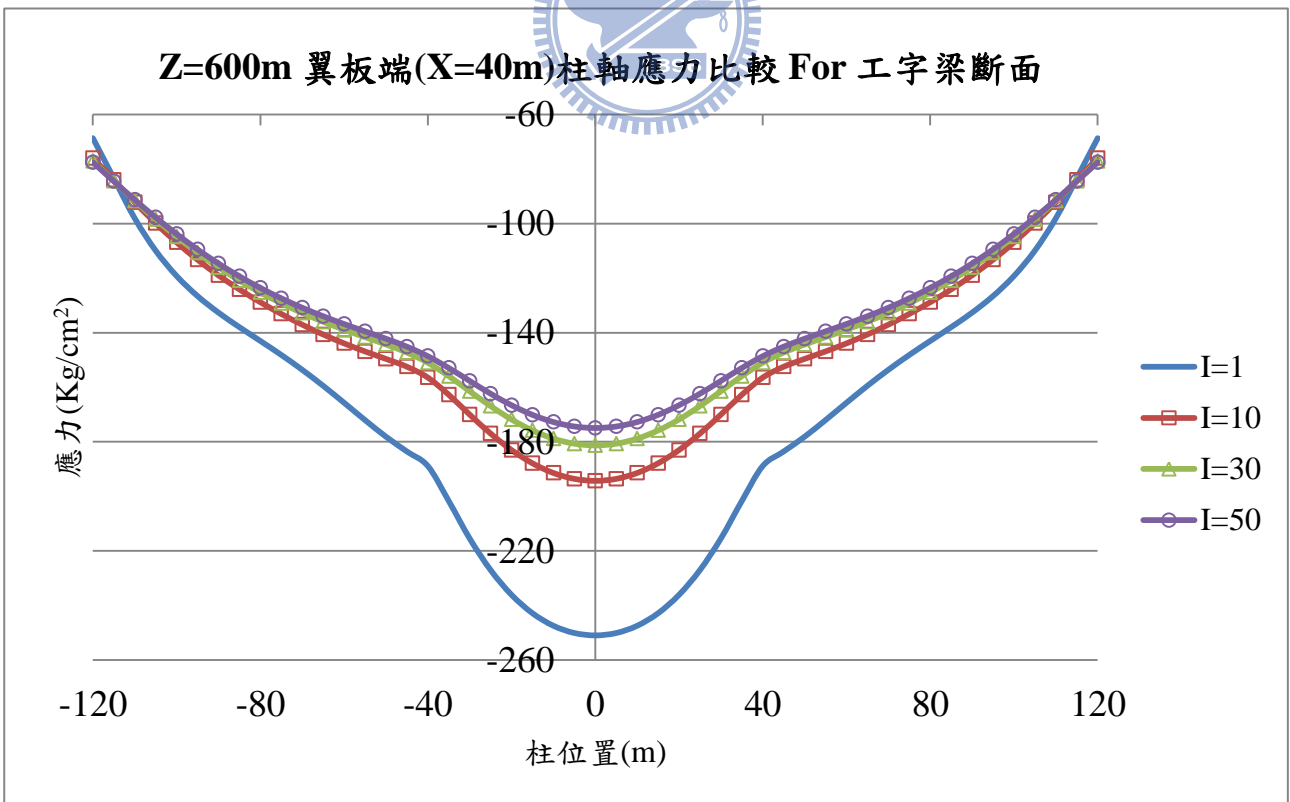


圖 4-11. Z=600m 工字梁 I 值變動下內翼板(X=40m)柱軸應力比較

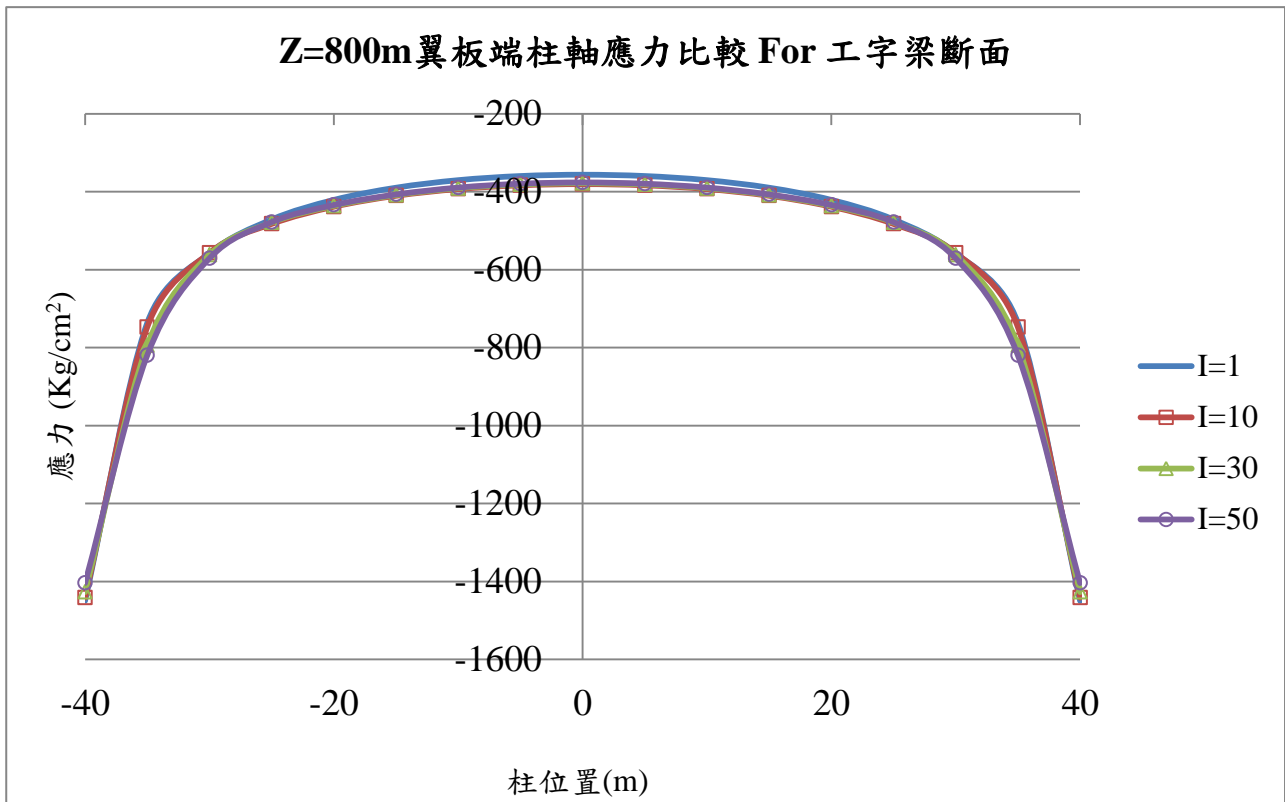


圖 4-12. Z=800m 工字梁 I 值變動下柱軸應力比較

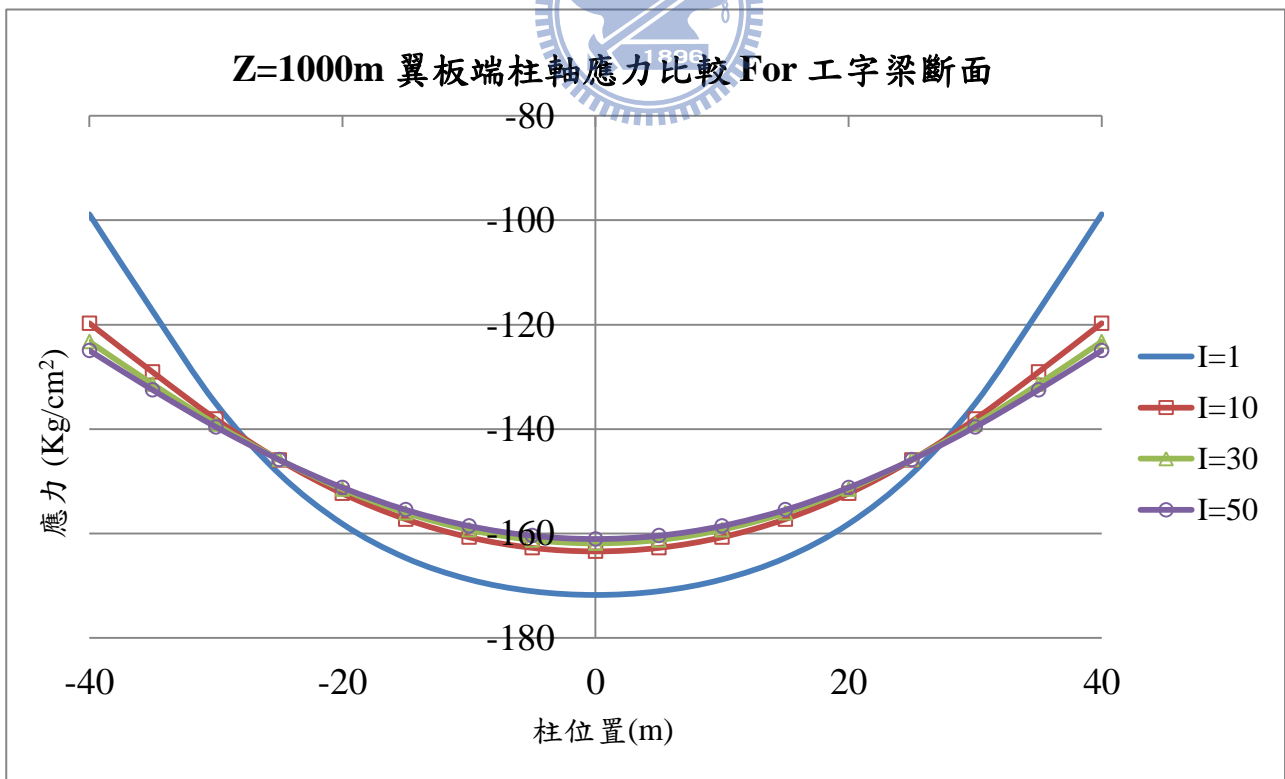


圖 4-13. Z=1000m 工字梁 I 值變動下柱軸應力比較

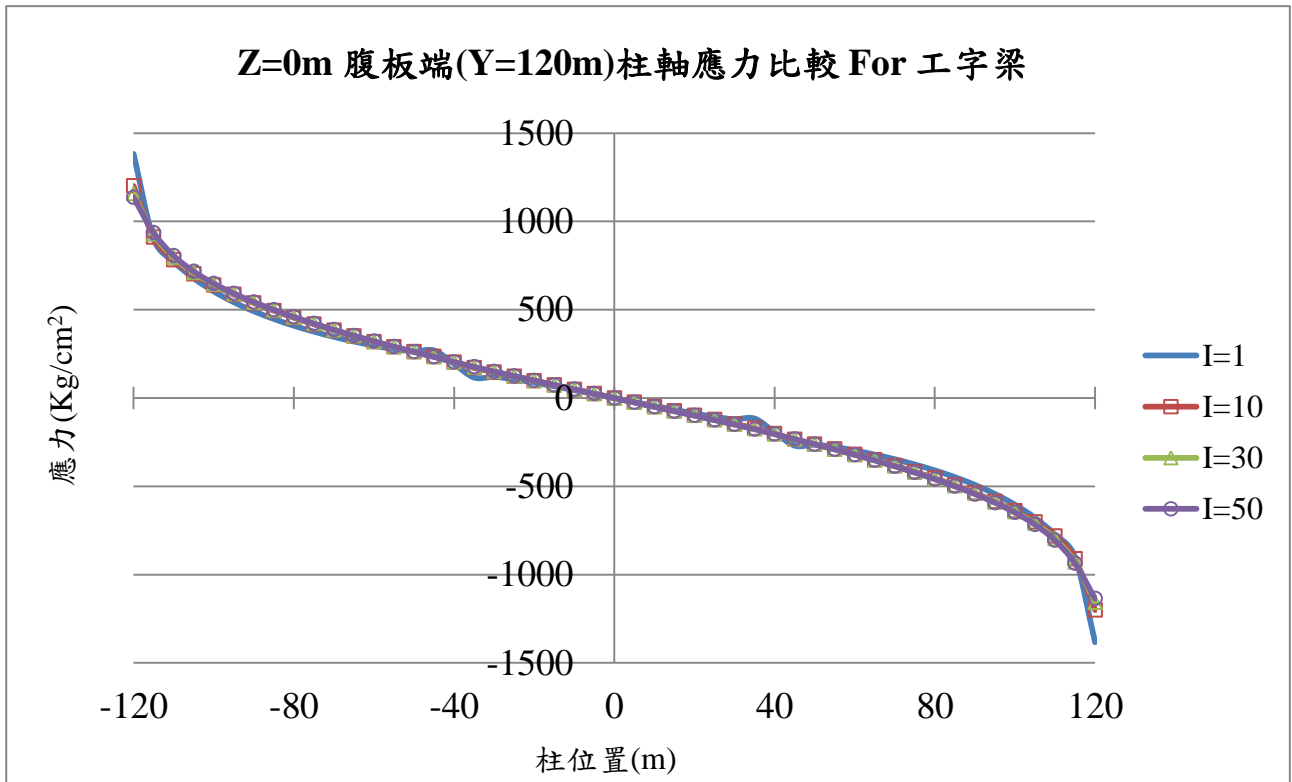


圖 4-14 Z=0m 工字梁 I 值變動下外腹板(Y=120m)柱軸應力比較

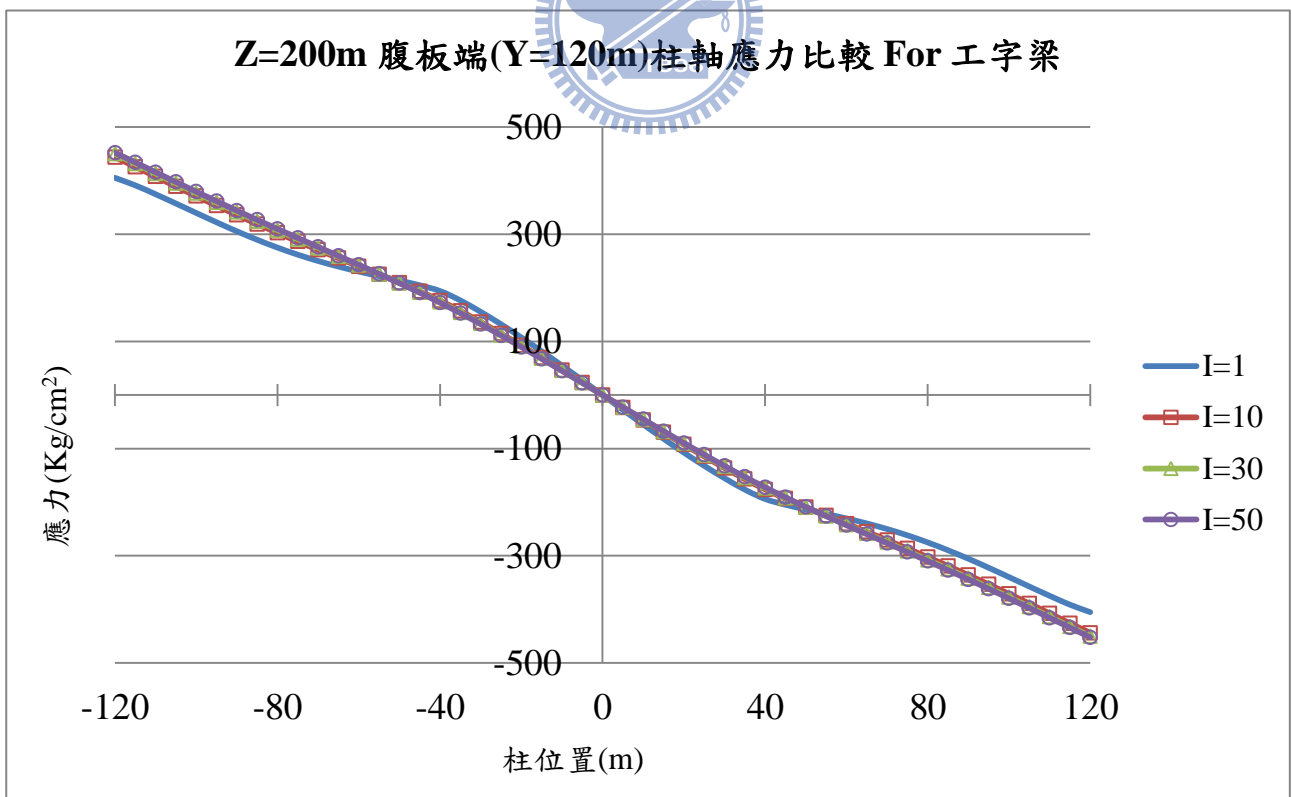


圖 4-15. Z=200m 工字梁 I 值變動下外腹板(Y=120m)柱軸應力比較

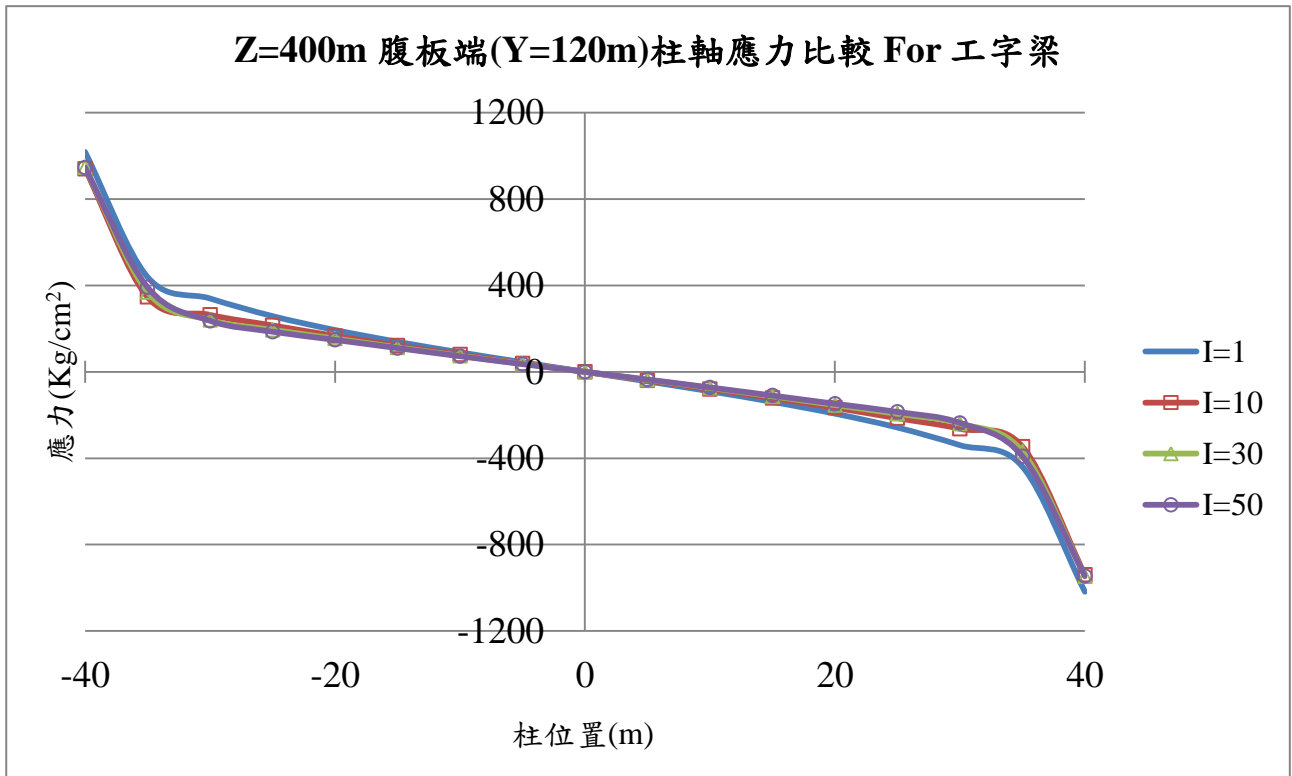


圖 4-16. Z=400m 工字梁 I 值變動下外腹板(Y=120m)柱軸應力比較

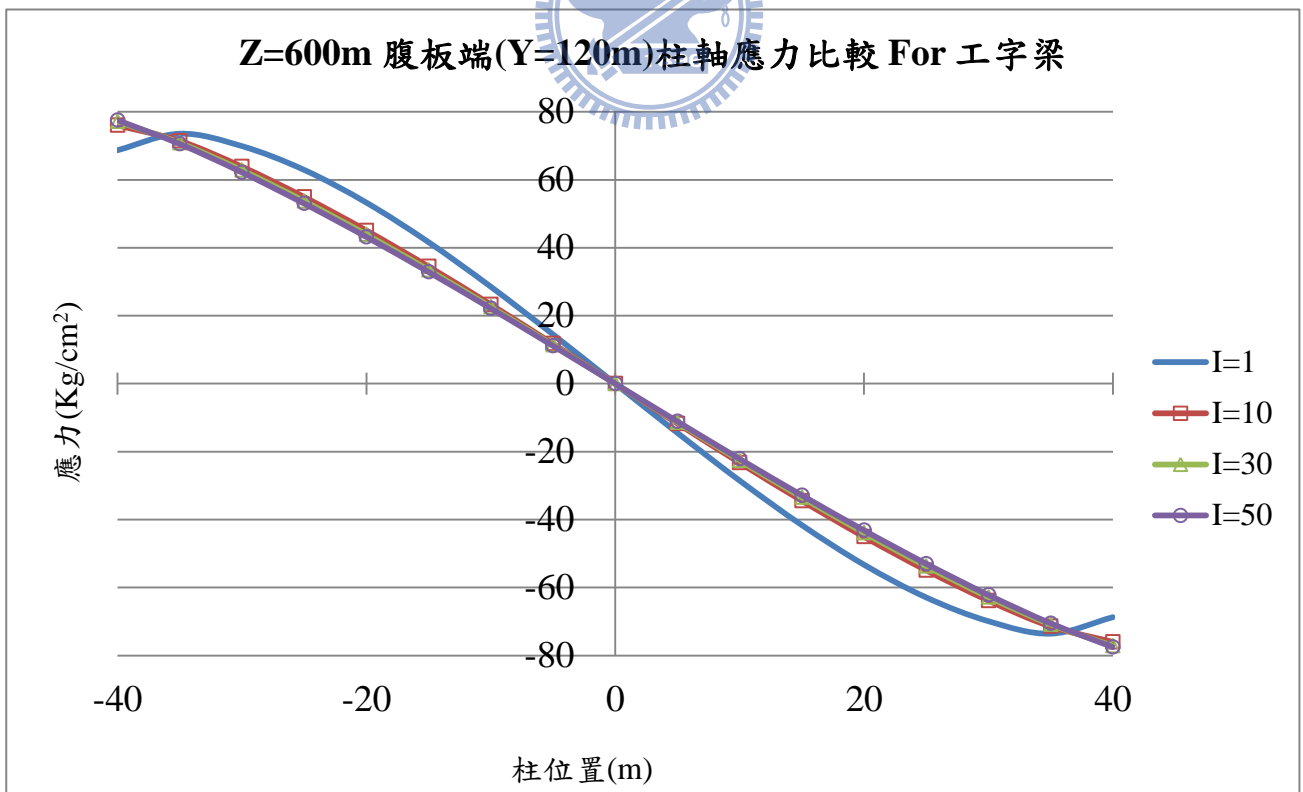


圖 4-17. Z=600m 工字梁 I 值變動下外腹板(Y=120m)柱軸應力比較

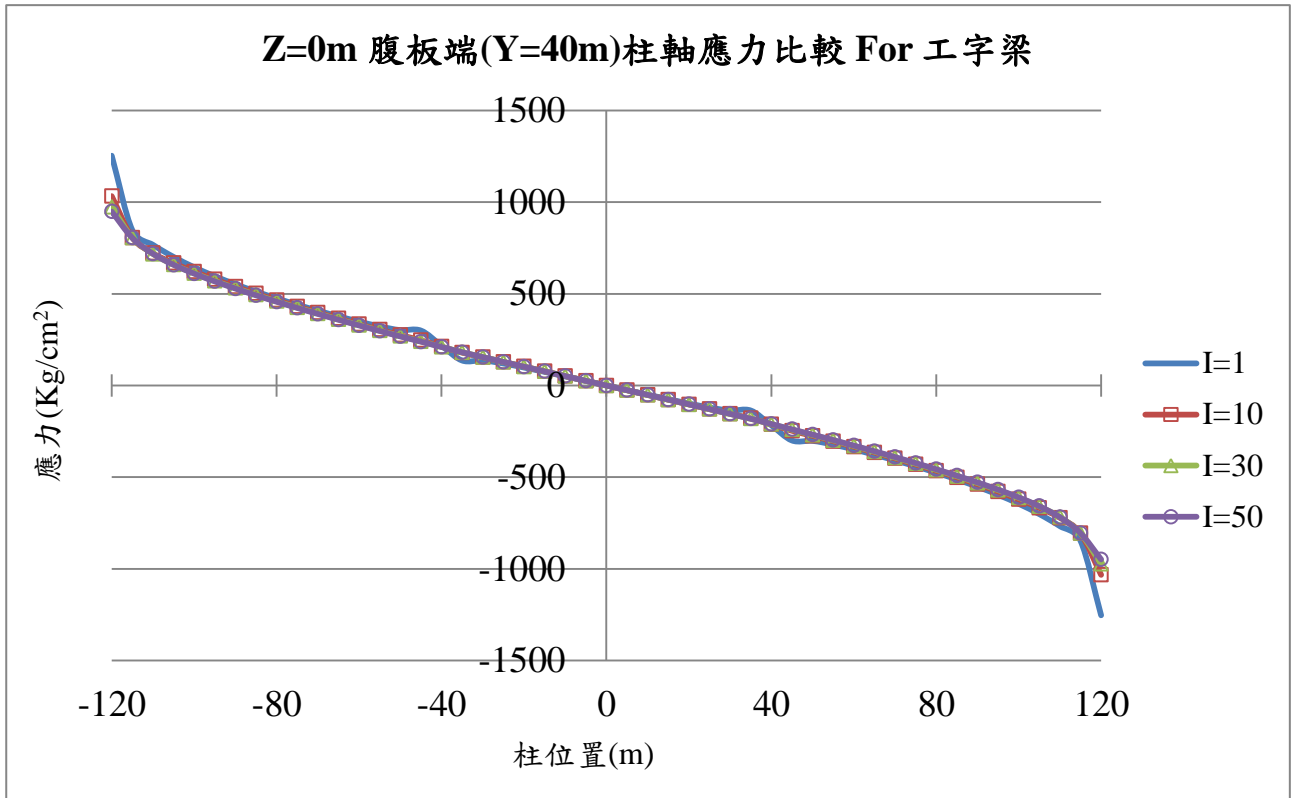


圖 4-18. Z=0m 工字梁 I 值變動下內腹板(Y=40m)柱軸應力比較

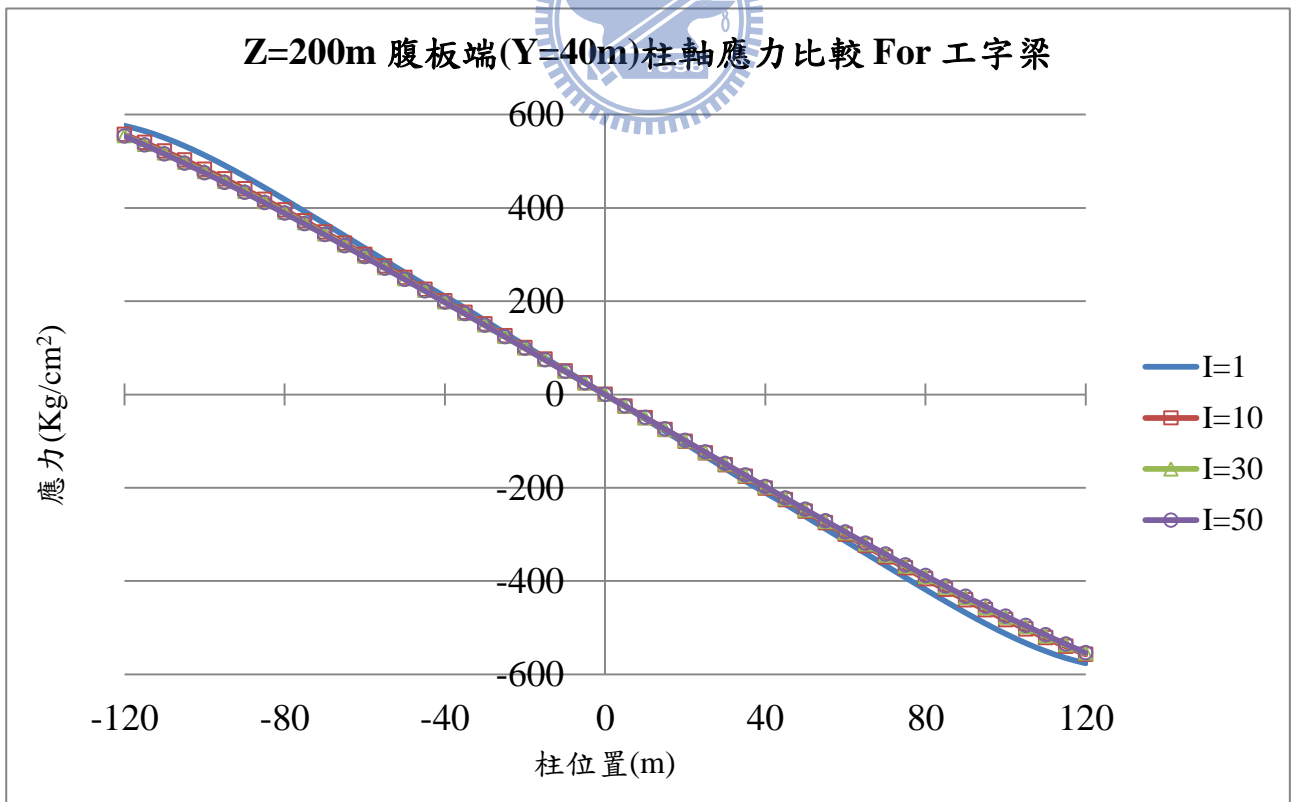


圖 4-19. Z=200m 工字梁 I 值變動下內腹板(Y=40m)柱軸應力比較

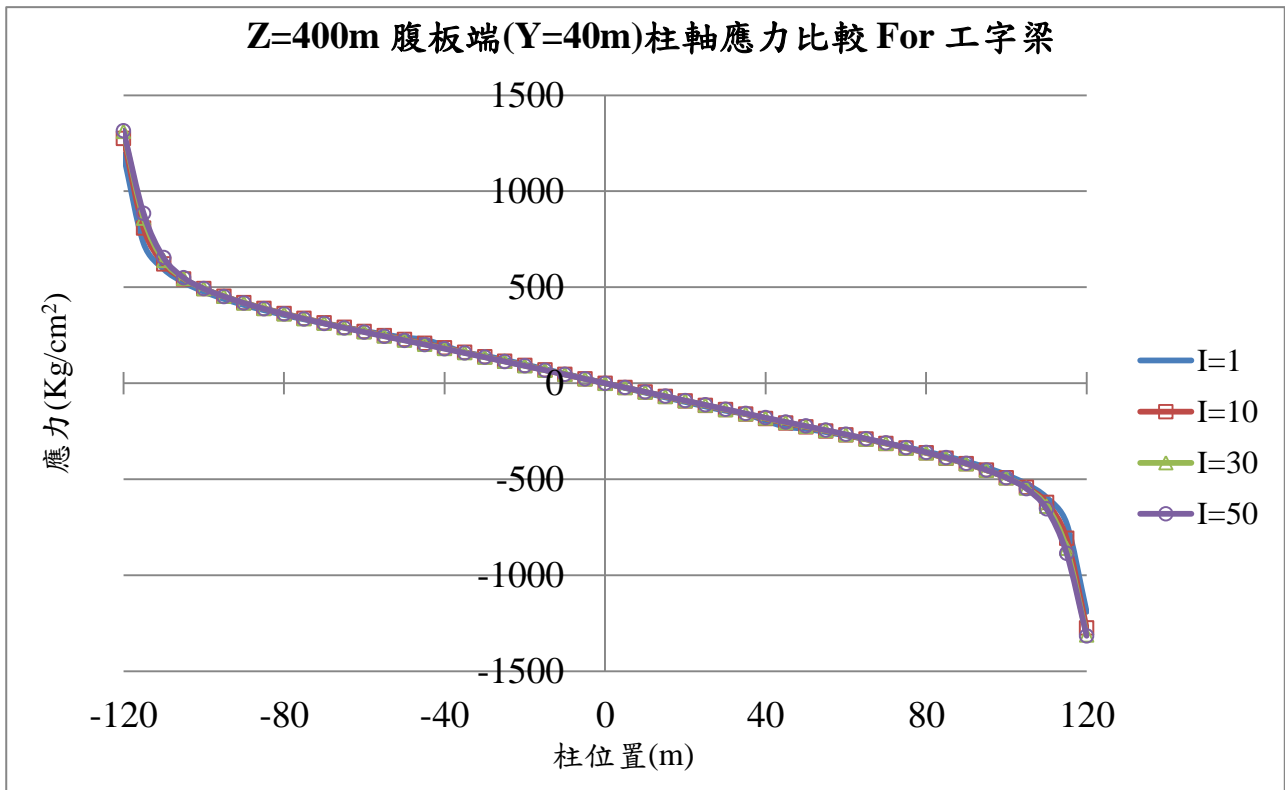


圖 4-20. Z=400m 工字梁 I 值變動下內腹板(Y=40m)柱軸應力比較

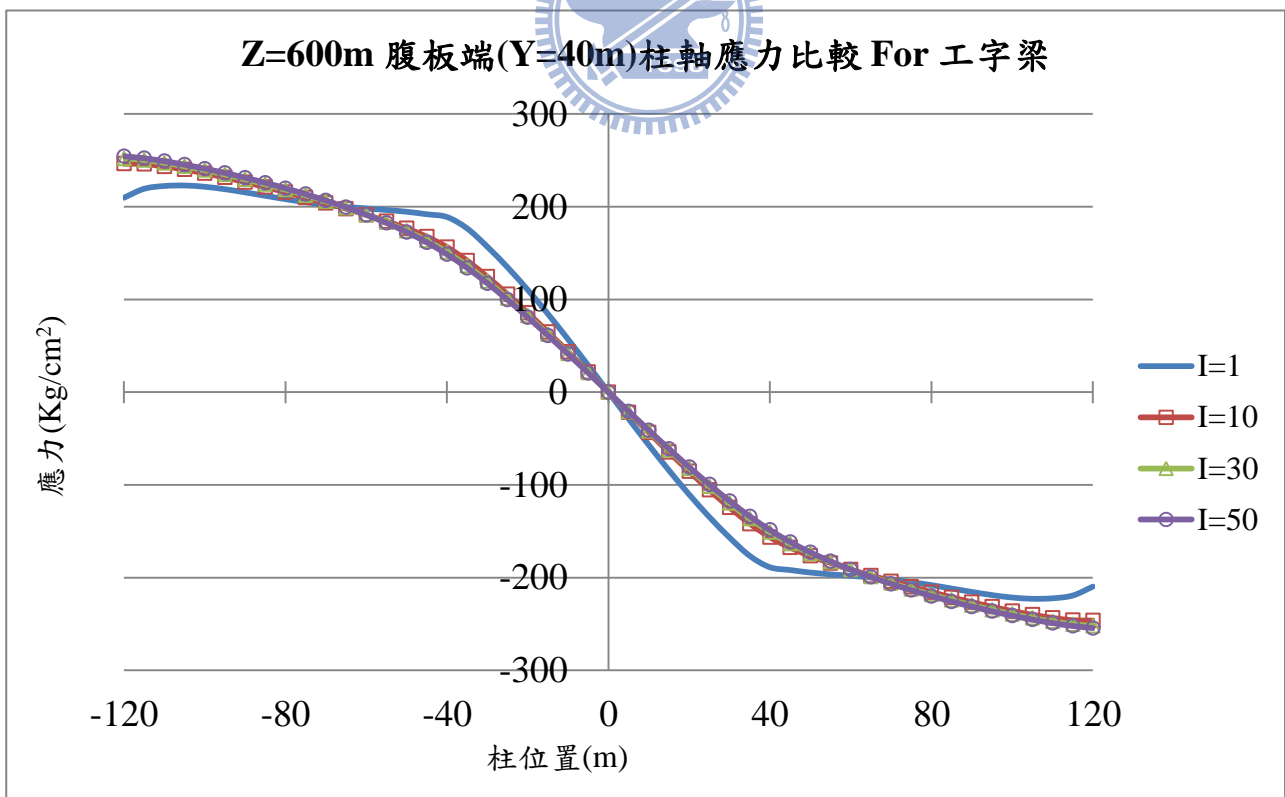


圖 4-21. Z=600m 工字梁 I 值變動下內腹板(Y=40m)柱軸應力比較

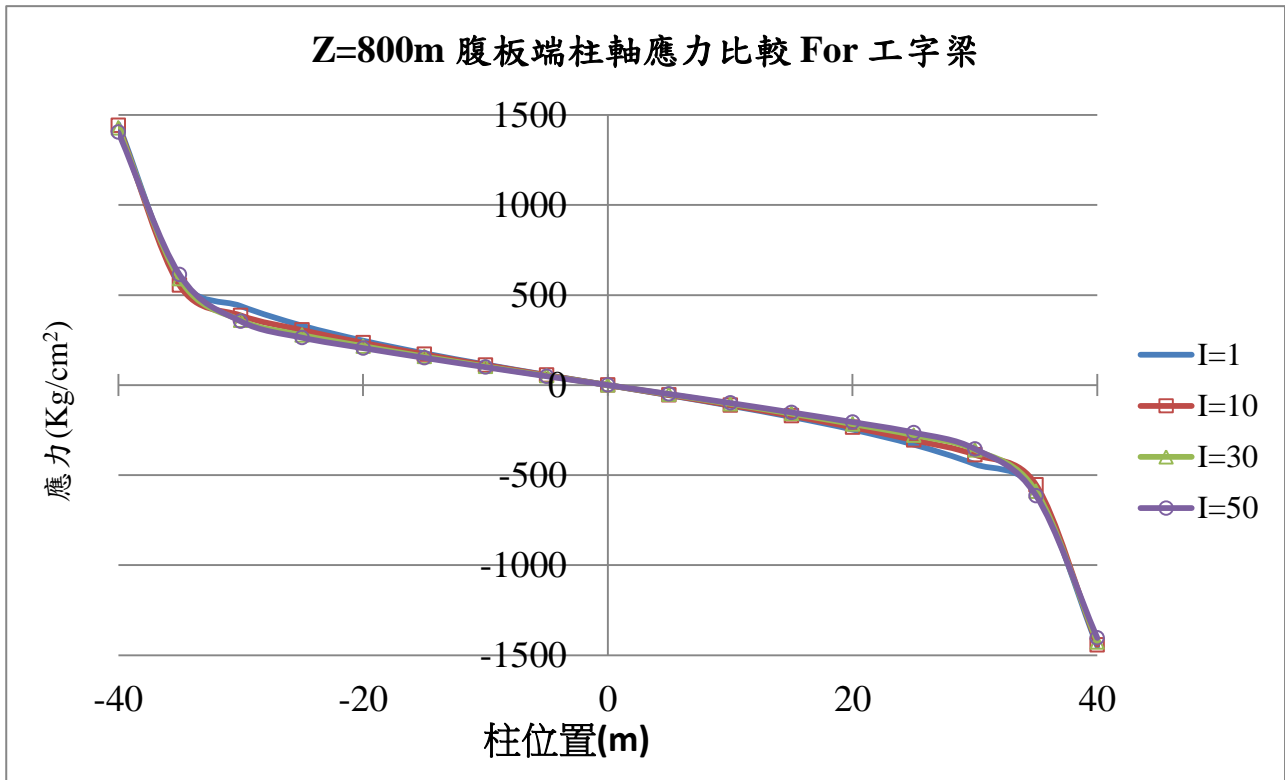


圖 4-22. Z=800m 工字梁 I 值變動下柱軸應力比較

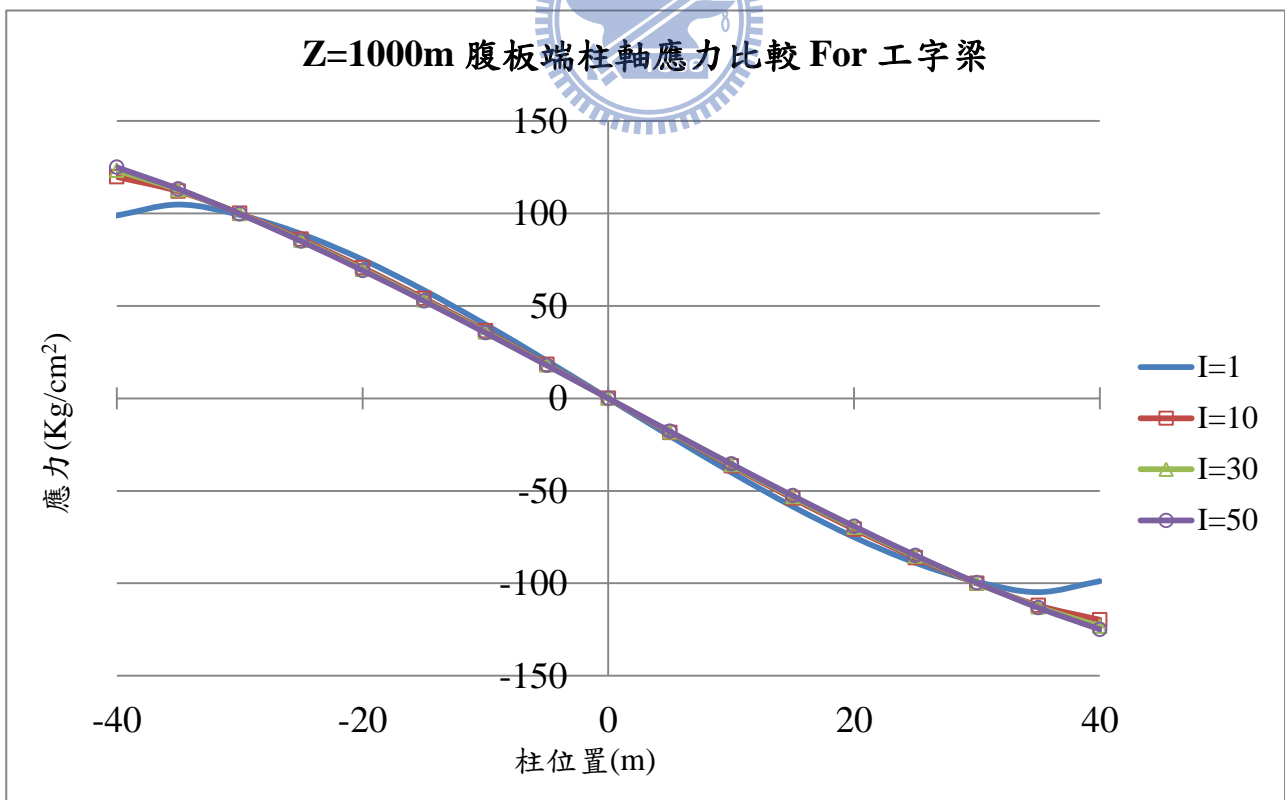


圖 4-23. Z=1000m 工字梁 I 值變動下柱軸應力比較

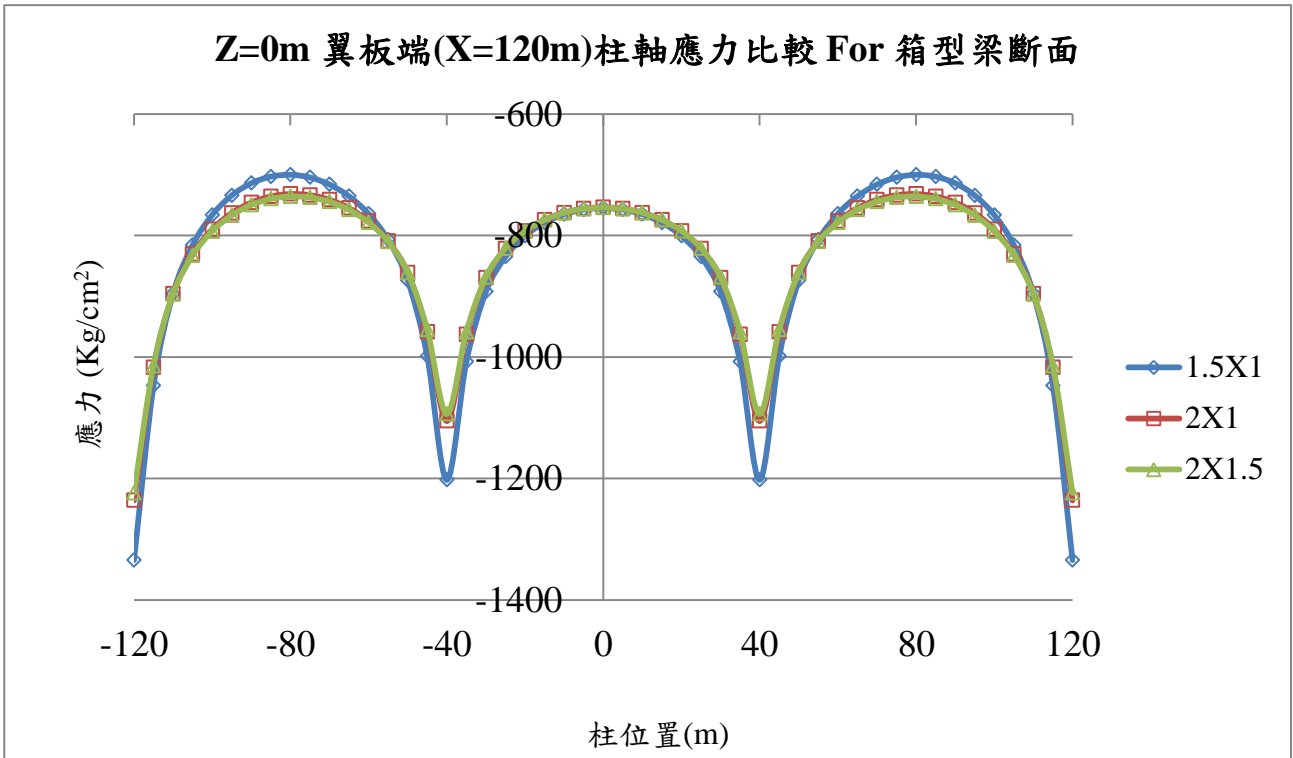


圖 4-24. Z=0m 箱型梁斷面變更斷面大小下外翼板(X=120m)柱軸應力比較

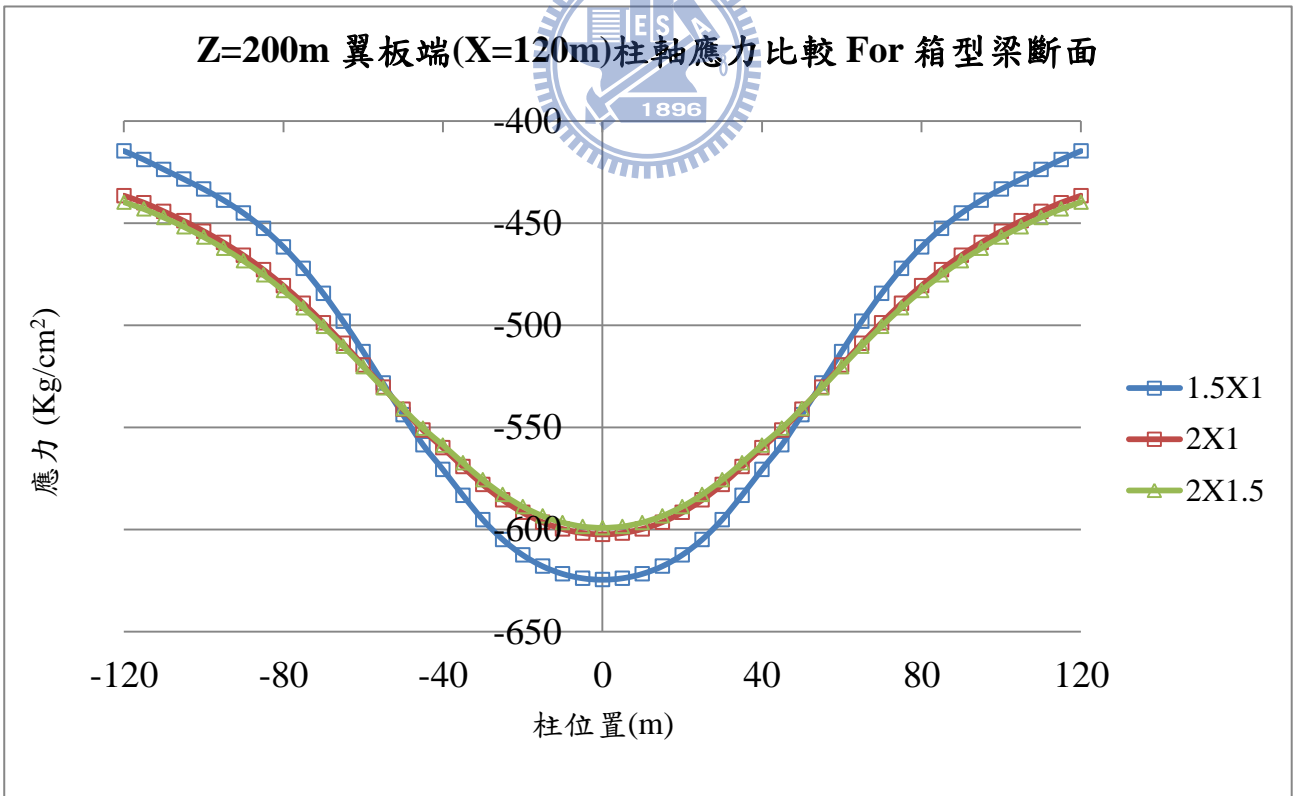


圖 4-25. Z=200m 箱型梁斷面變更斷面大小下外翼板(X=120m)柱軸應力比較

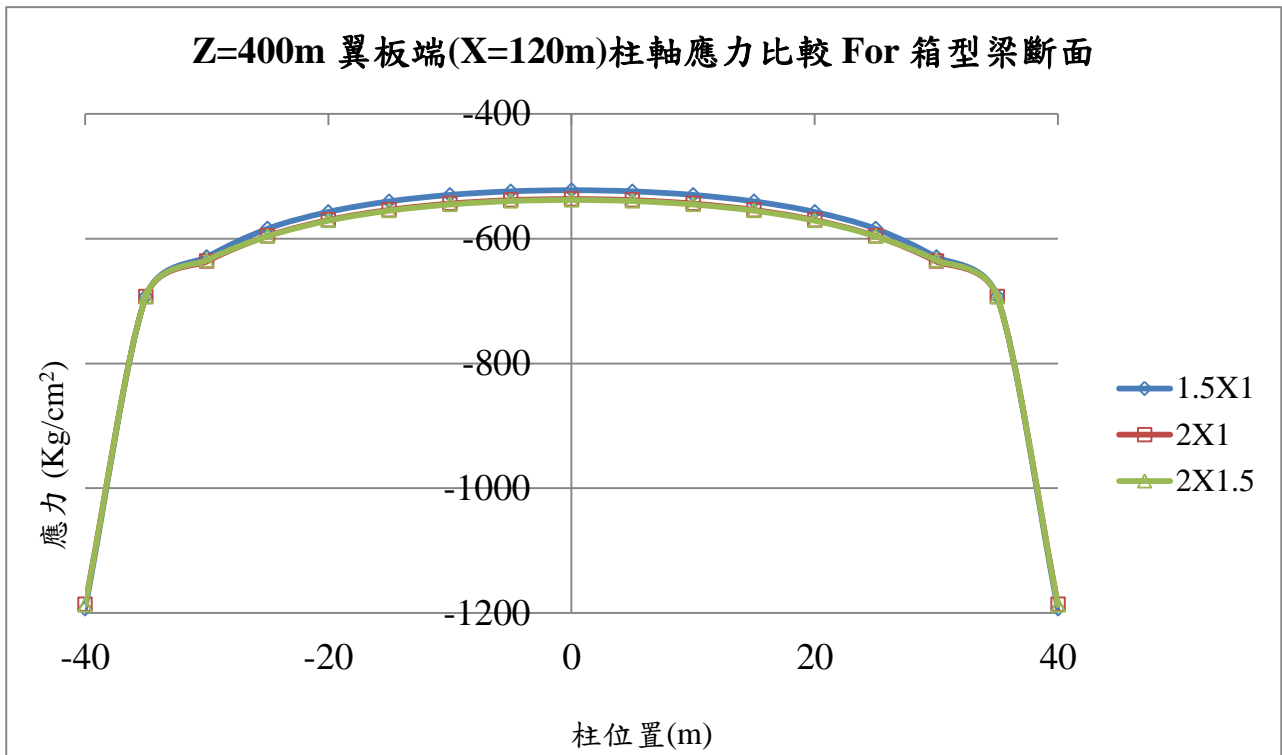


圖 4-26. Z=400m 箱型梁斷面變更斷面大小下外翼板(X=120m)柱軸應力比較

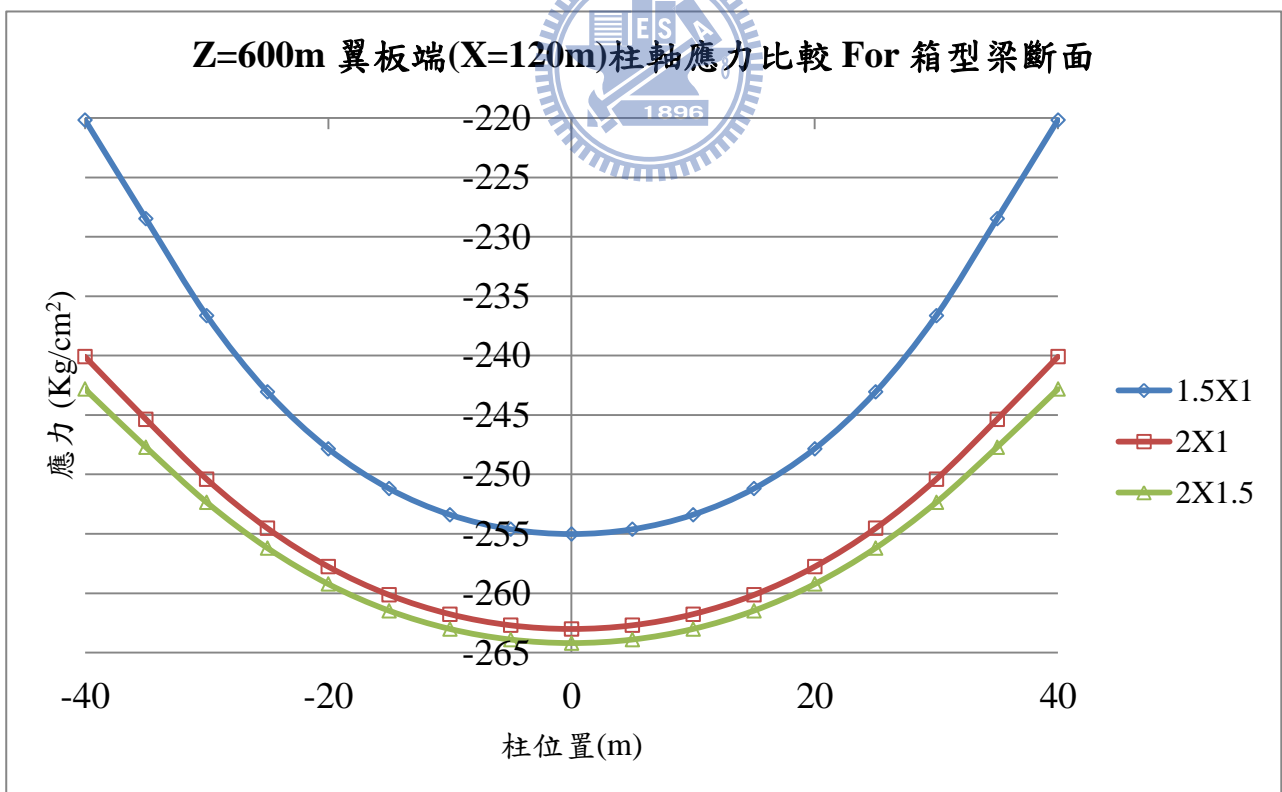


圖 4-27. Z=600m 箱型梁斷面變更斷面大小下外翼板(X=120m)柱軸應力比較

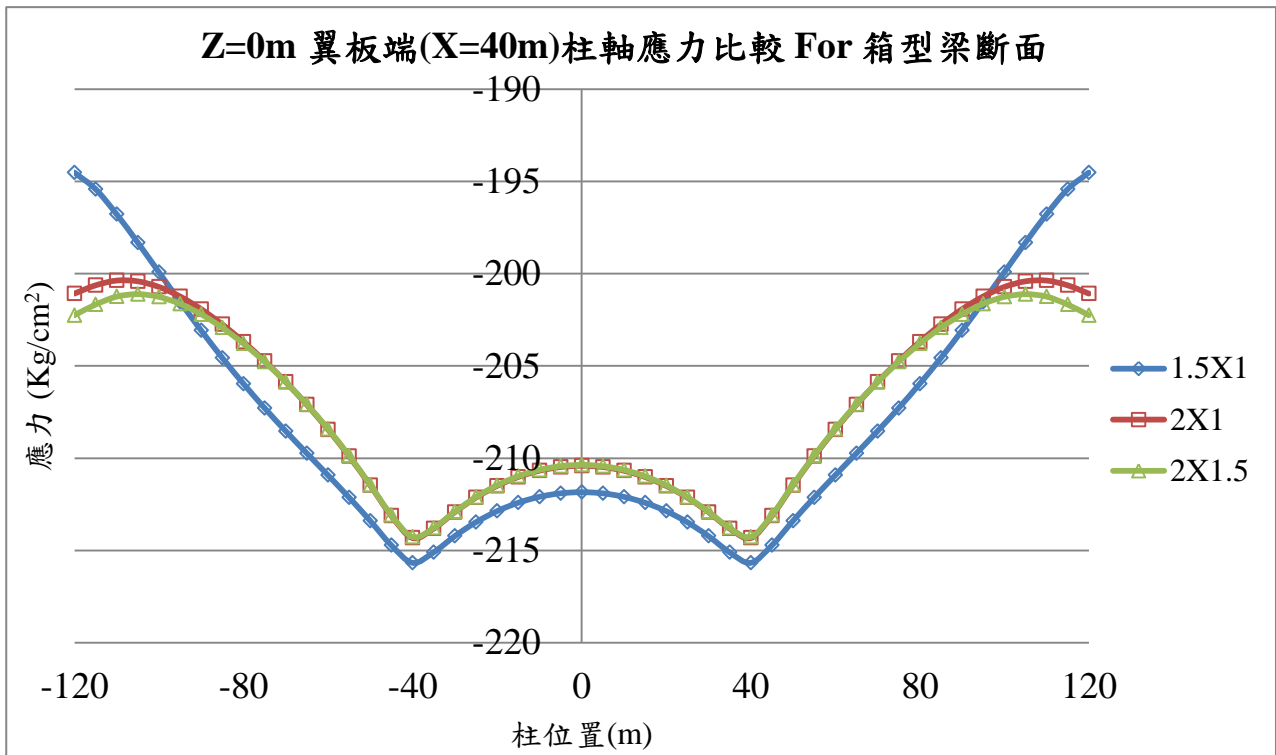


圖 4-28. Z=0m 箱型梁斷面變更斷面大小下內翼板(X=40m)柱軸應力比較

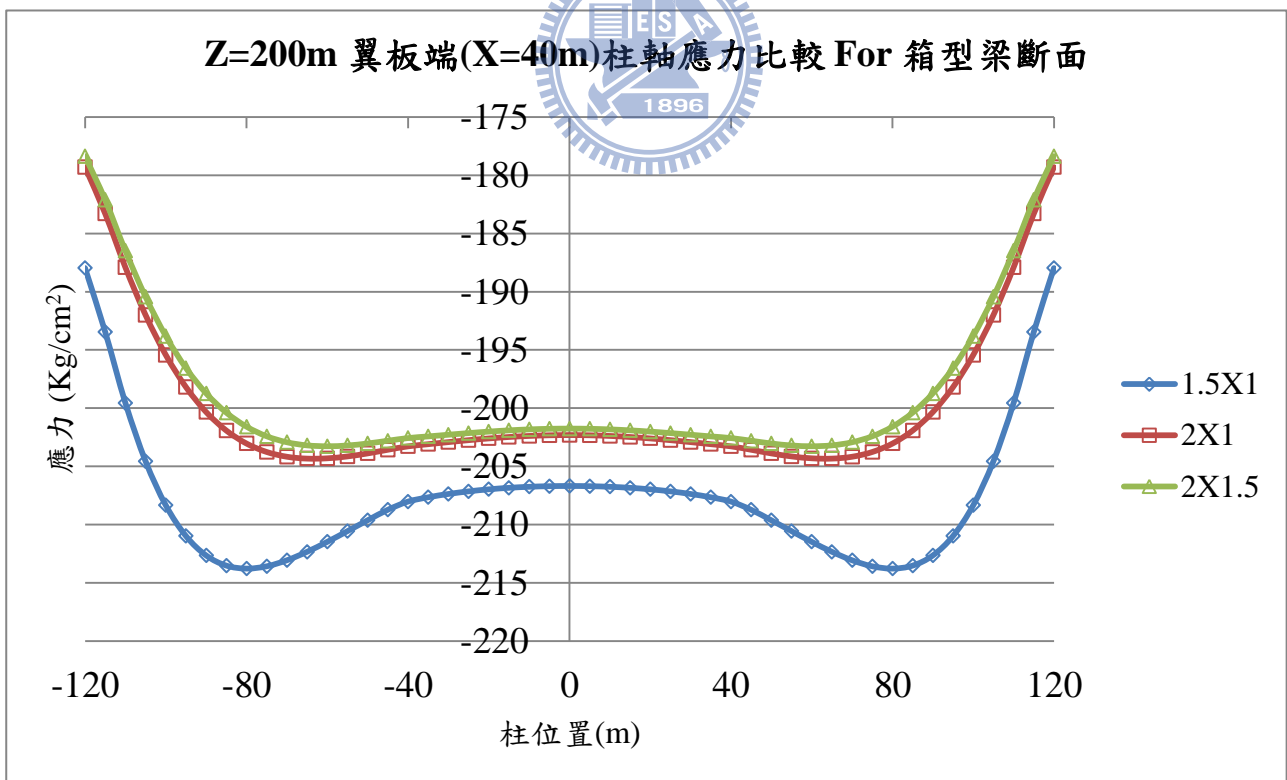


圖 4-29. Z=200m 箱型梁斷面變更斷面大小下內翼板(X=40m)柱軸應力比較

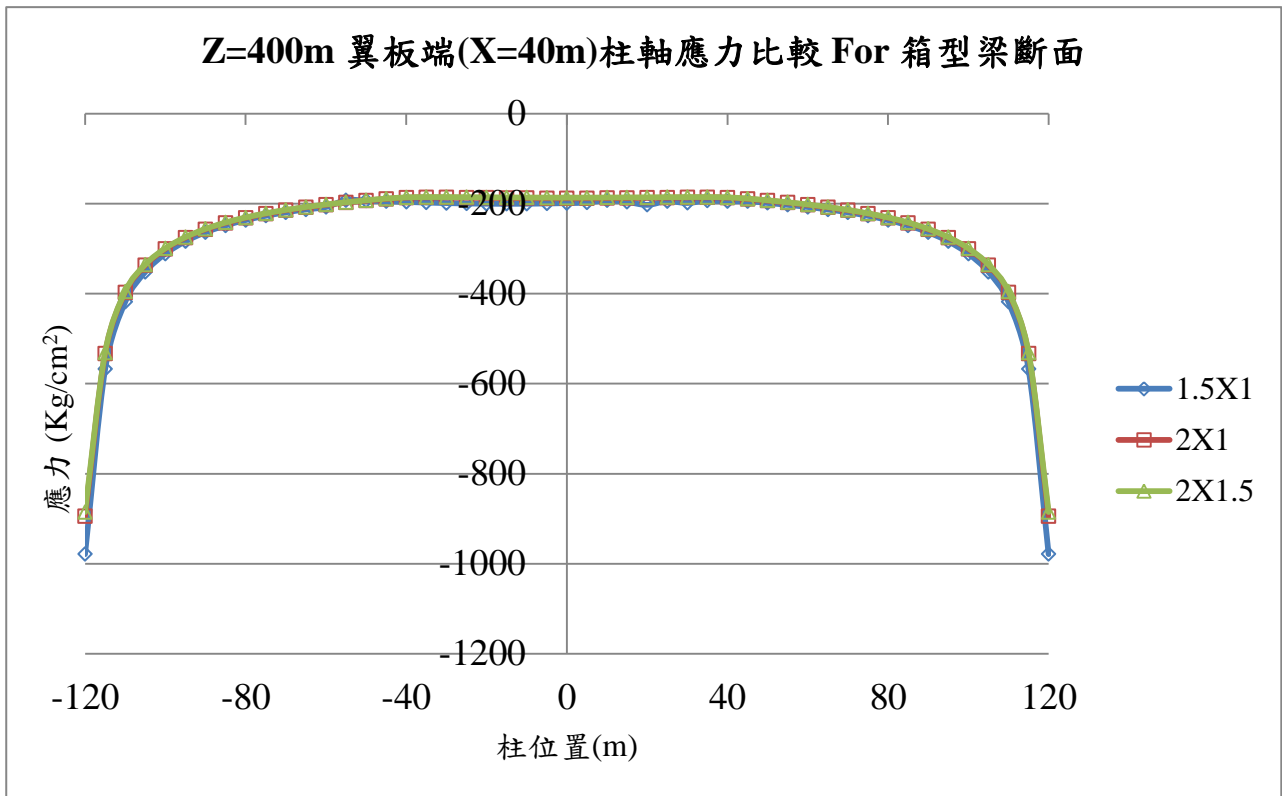


圖 4-30. Z=400m 箱型梁斷面變更斷面大小下內翼板(X=40m)柱軸應力比較

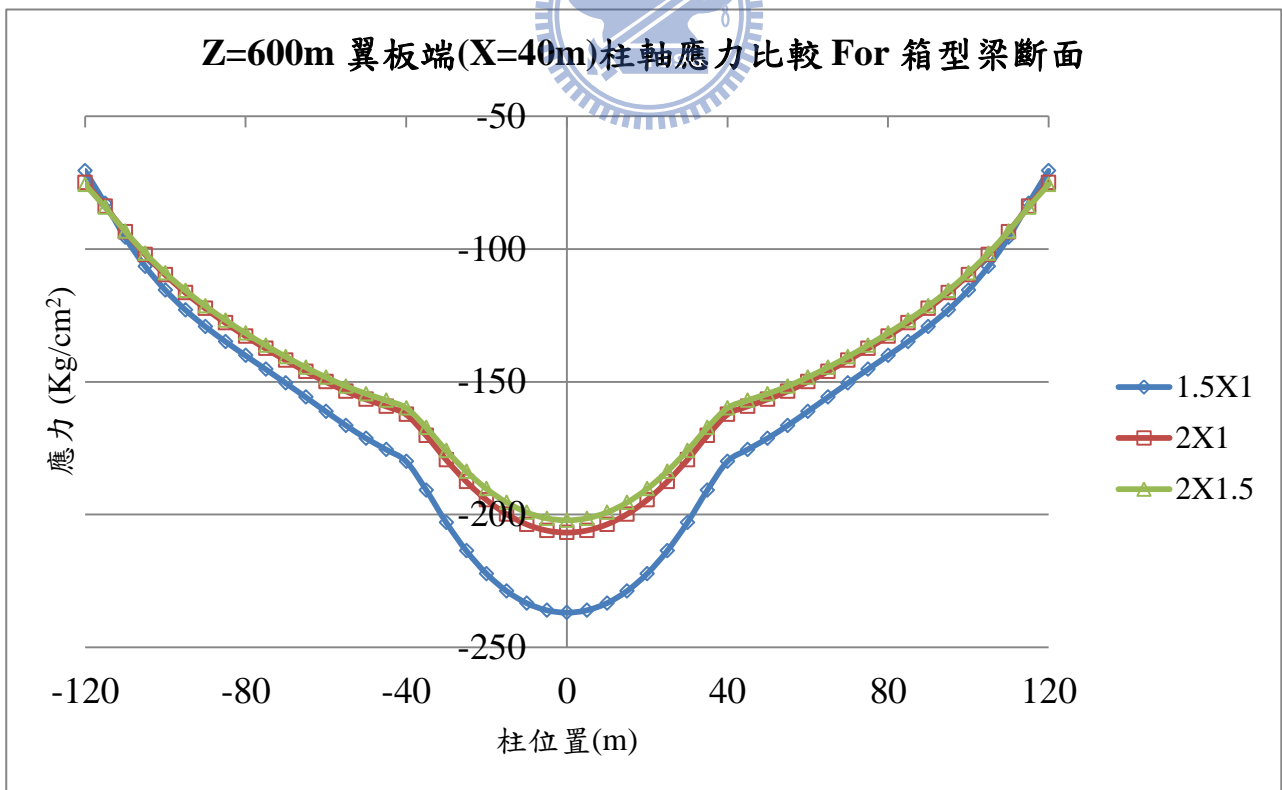


圖 4-31. Z=600m 箱型梁斷面變更斷面大小下內翼板(X=40m)柱軸應力比較

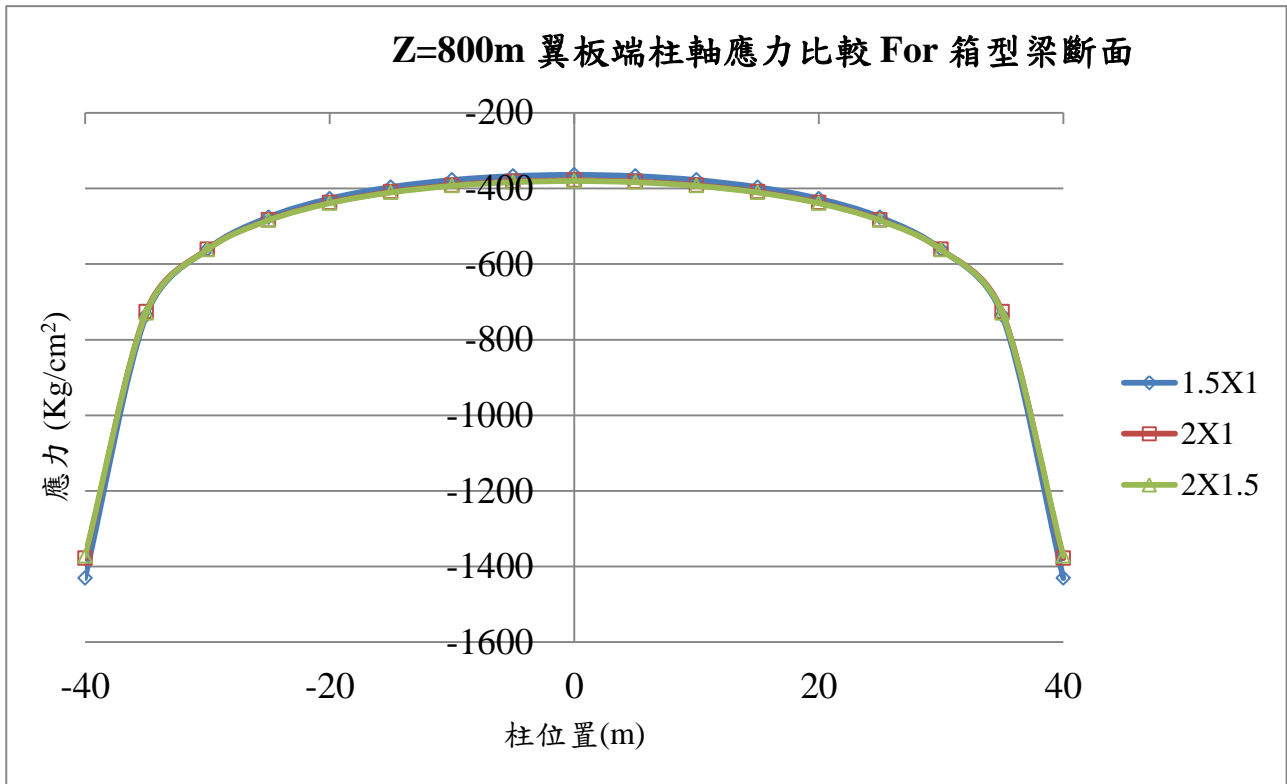


圖 4-32. Z=800m 箱型梁斷面變更斷面大小下翼板柱軸應力比較

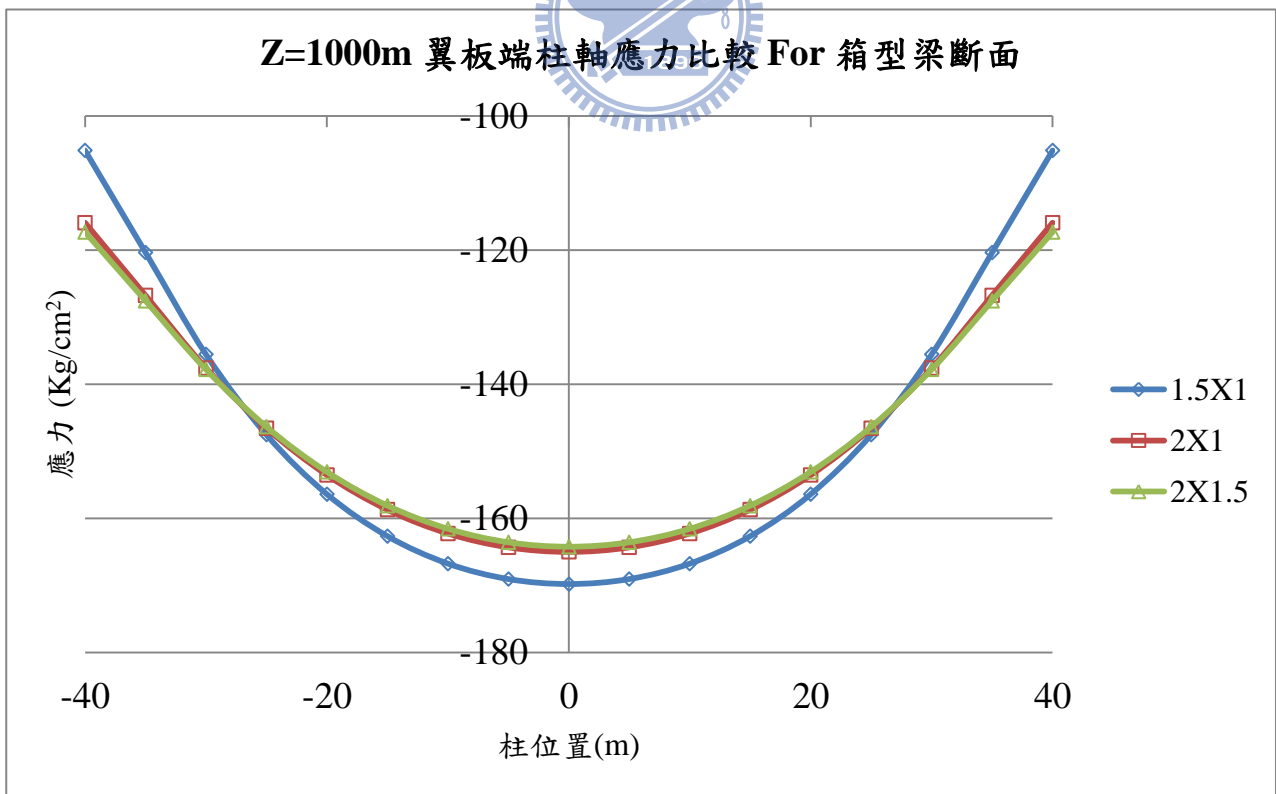


圖 4-33. Z=1000m 箱型梁斷面變更斷面大小下翼板柱軸應力比較

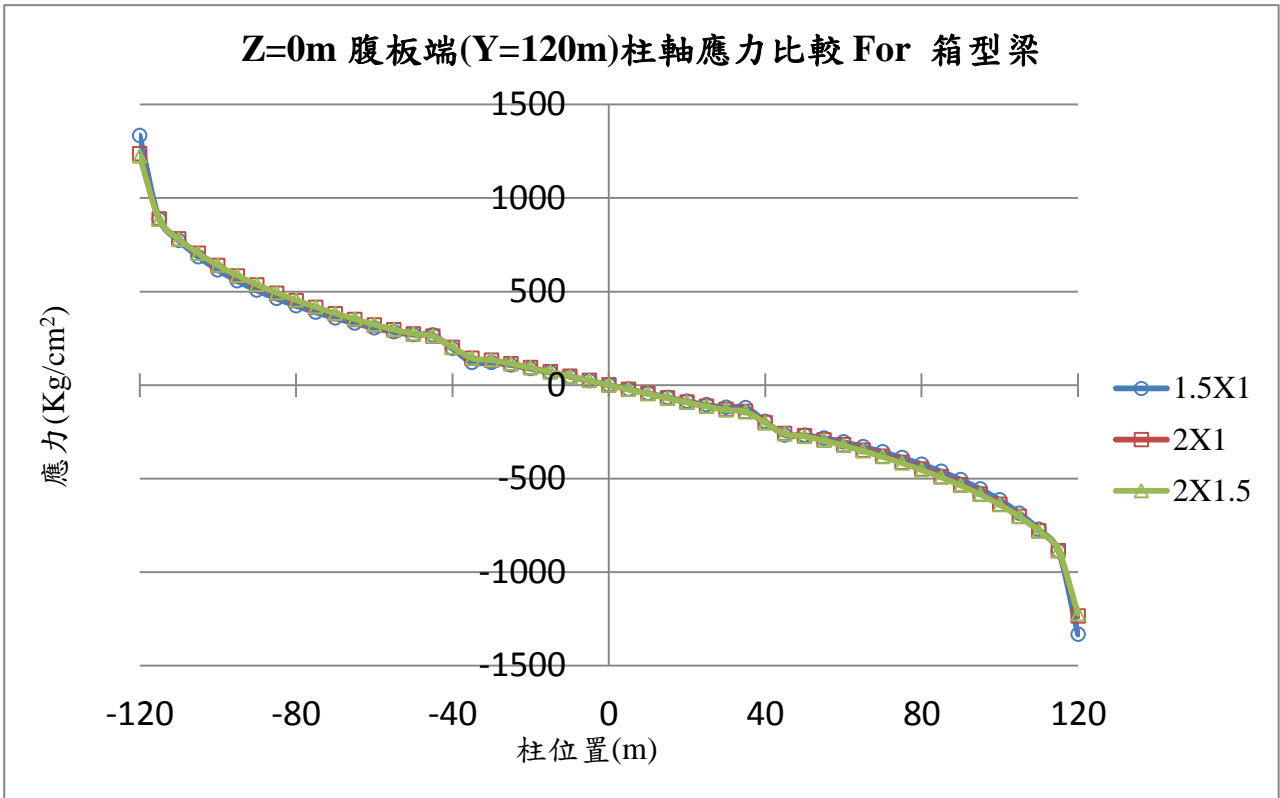


圖 4-34. Z=0m 箱型梁斷面變更斷面大小下外腹板(Y=120m)柱軸應力比較

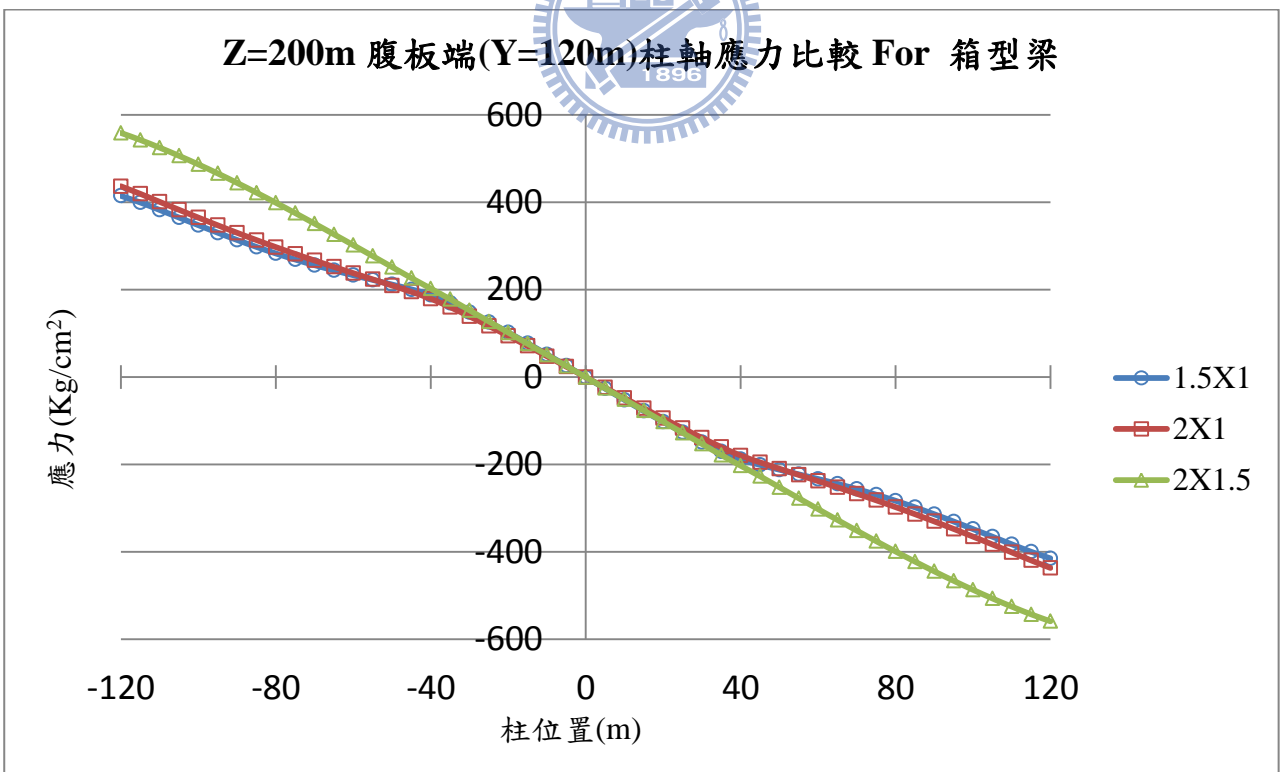


圖 4-35. Z=200m 箱型梁斷面變更斷面大小下外腹板(Y=120m)柱軸應力比較

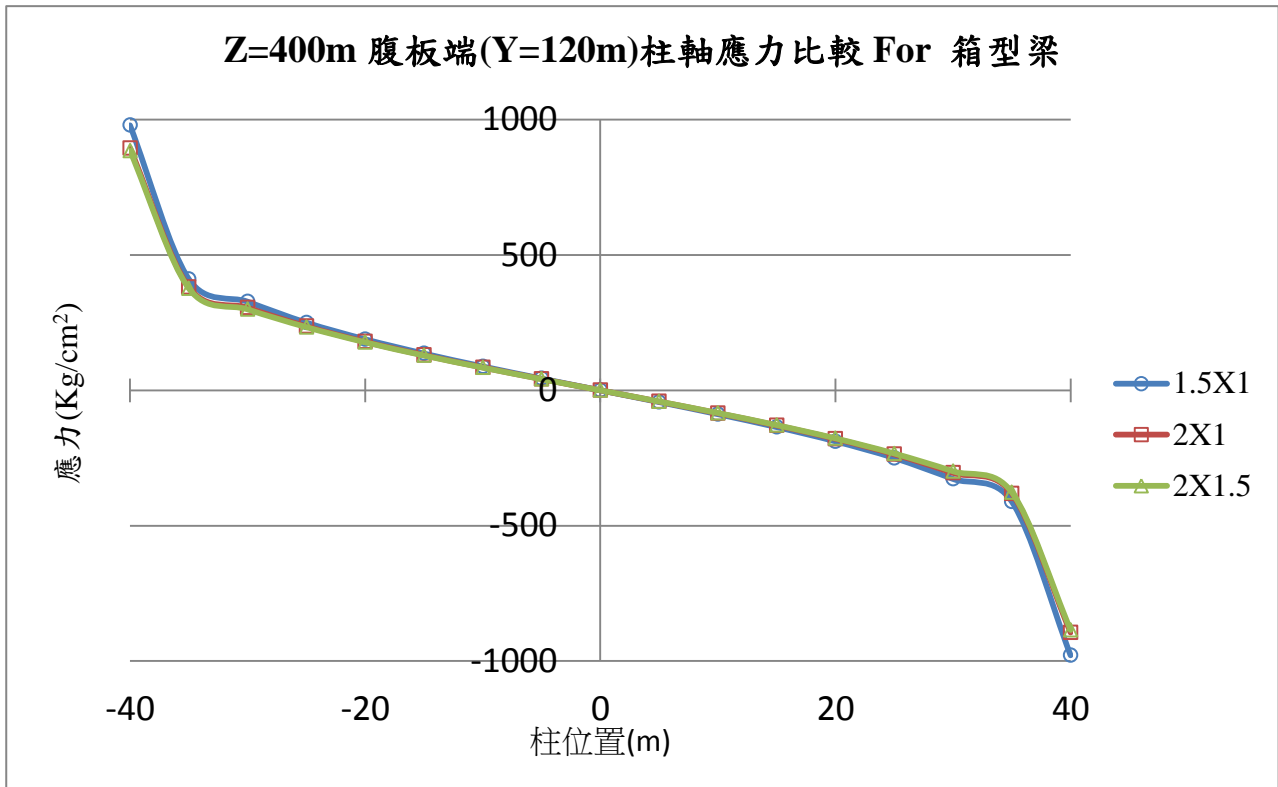


圖 4-36. Z=400m 箱型梁斷面變更斷面大小下外腹板(Y=120m)柱軸應力比較

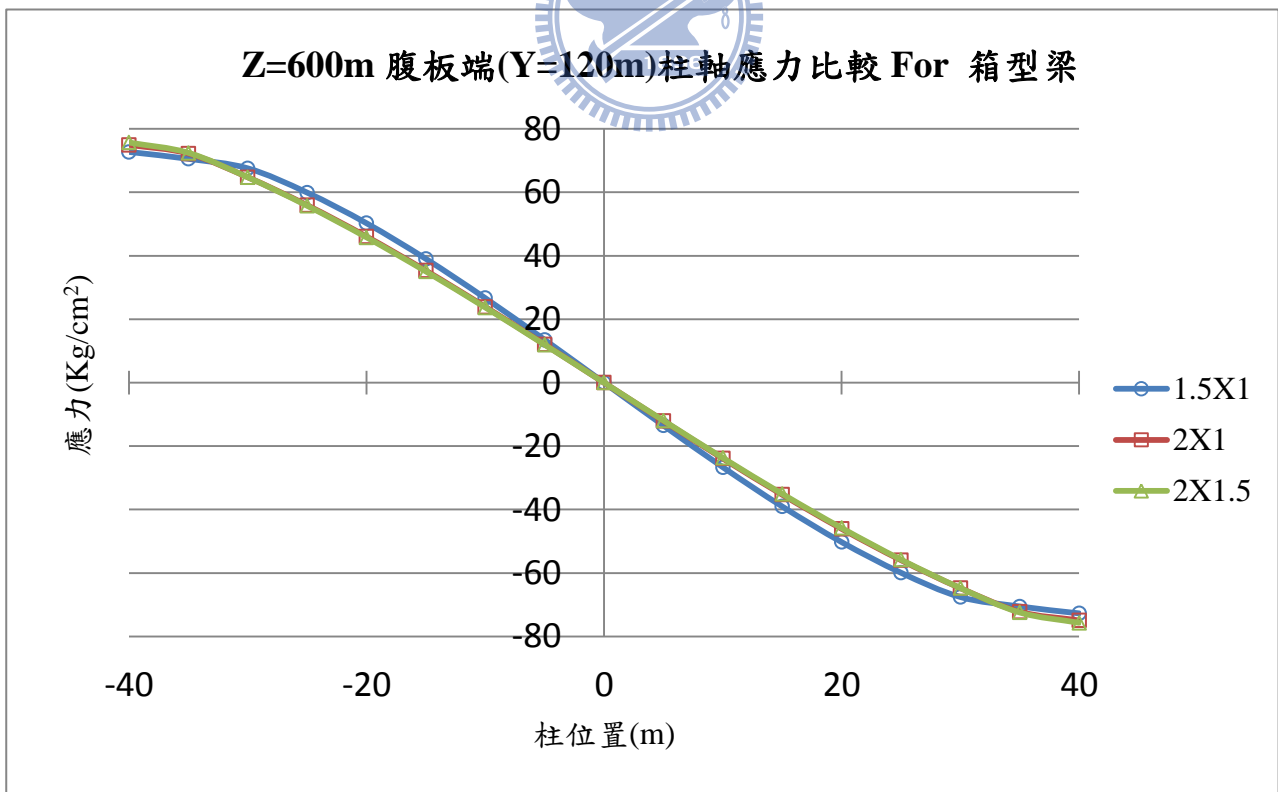


圖 4-37. Z=600m 箱型梁斷面變更斷面大小下外腹板(Y=120m)柱軸應力比較

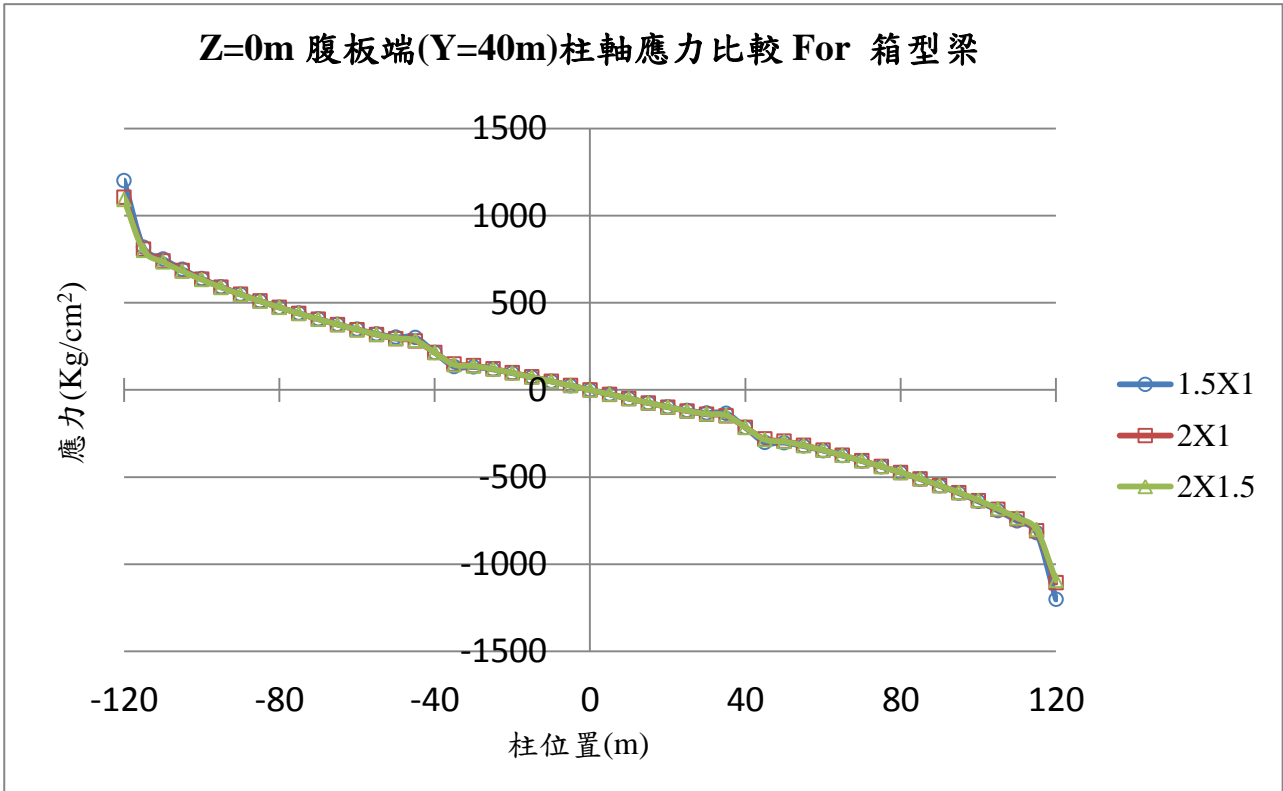


圖 4-38. Z=0m 箱型梁斷面變更斷面大小下內腹板(Y=40m)柱軸應力比較

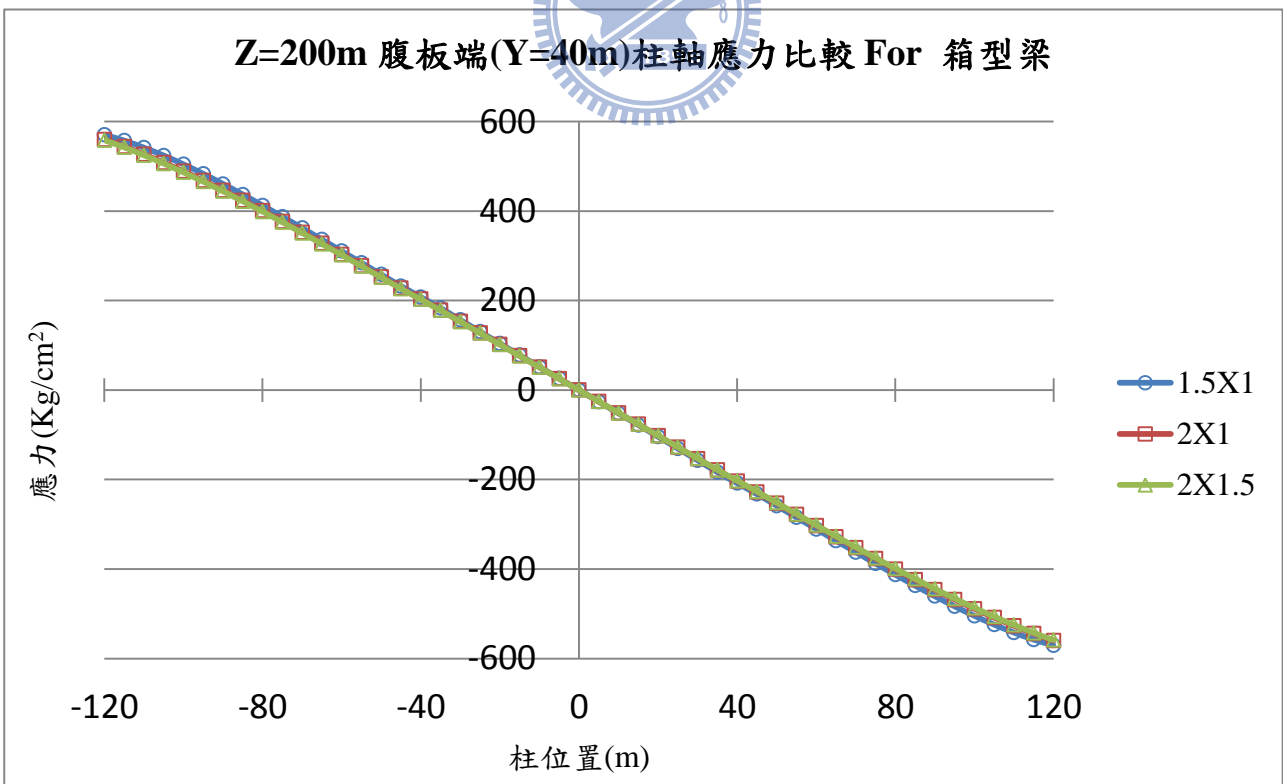


圖 4-39. Z=200m 箱型梁斷面變更斷面大小下內腹板(Y=40m)柱軸應力比較

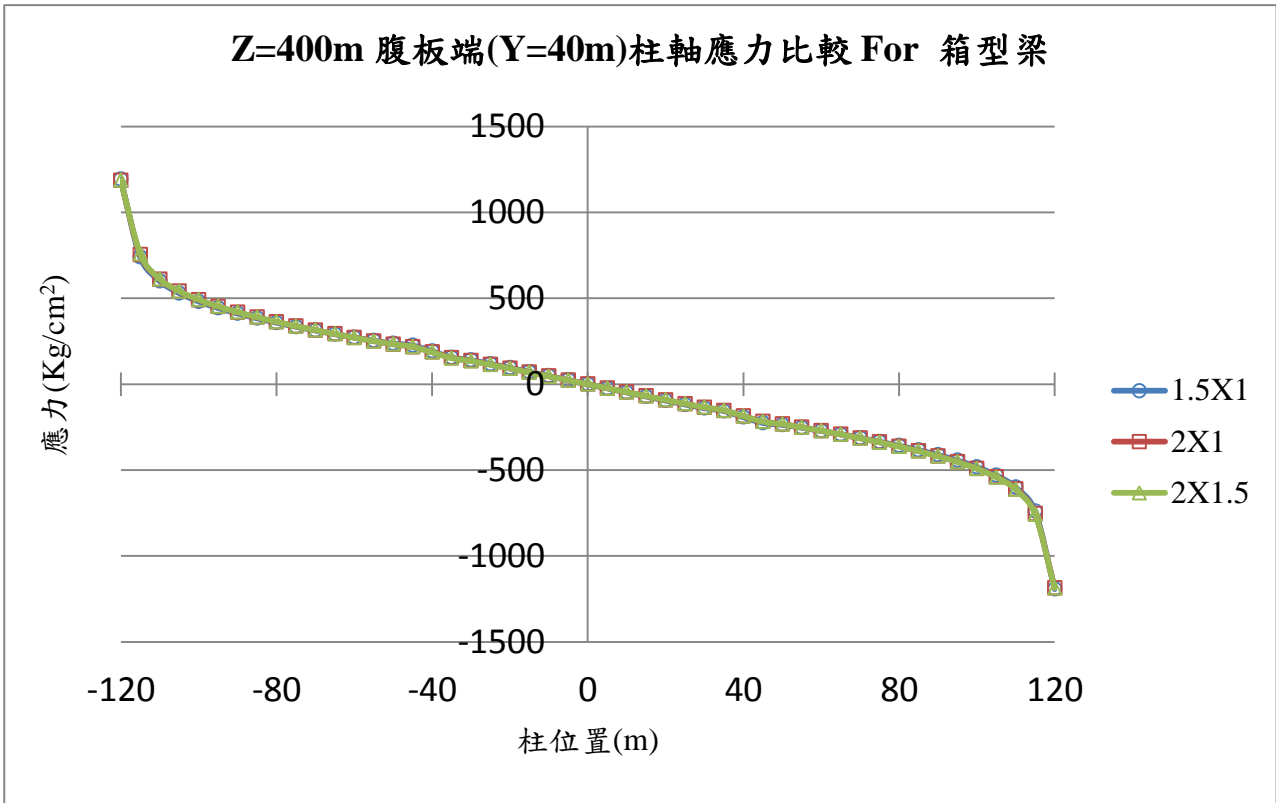


圖 4-40. Z=400m 箱型梁斷面變更斷面大小下內腹板(Y=40m)柱軸應力比較

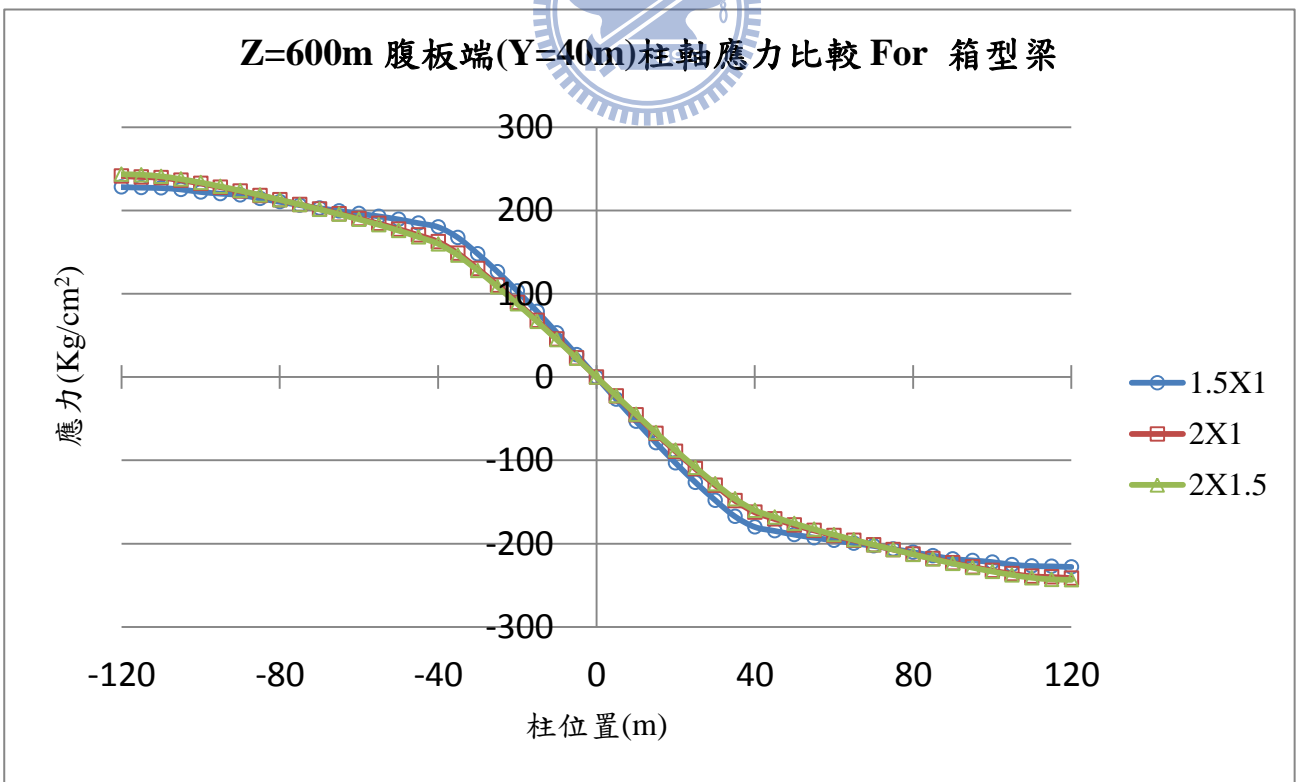


圖 4-41. Z=600m 箱型梁斷面變更斷面大小下內腹板(Y=40m)柱軸應力比較

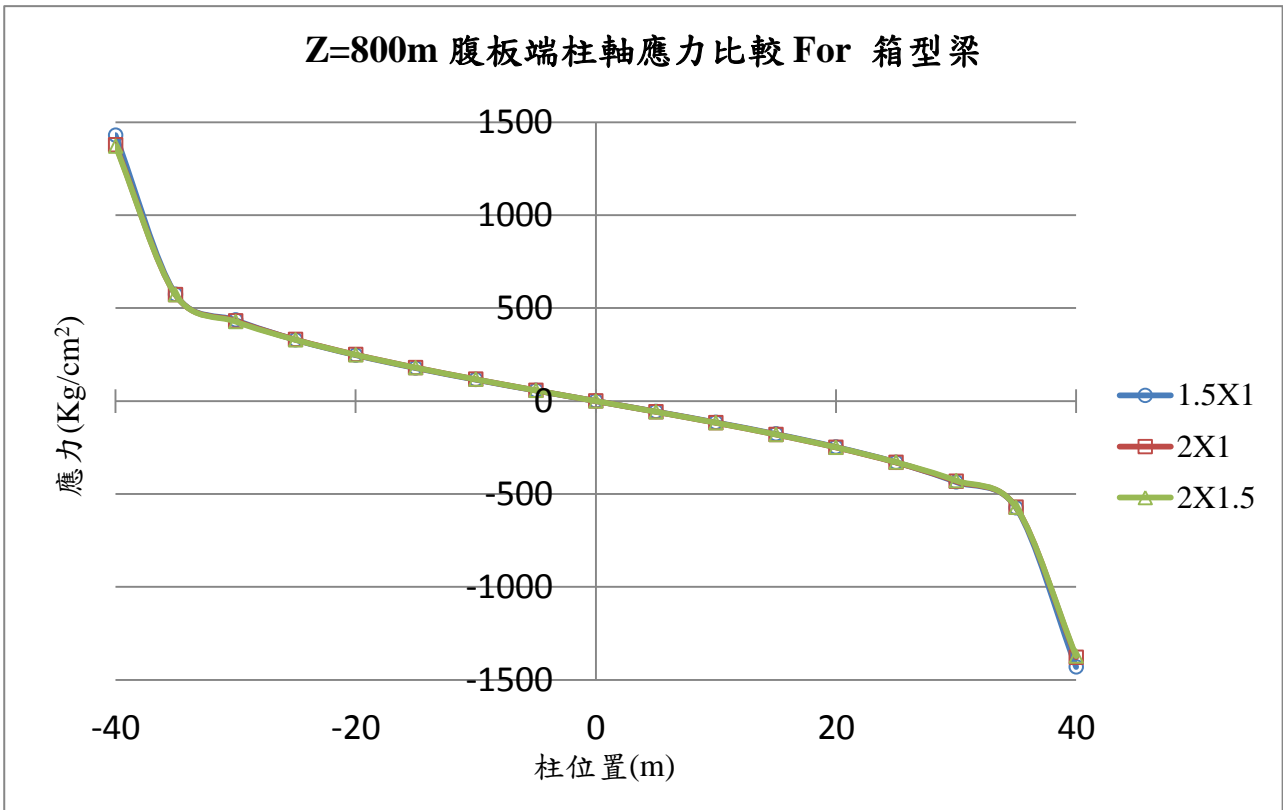


圖 4-42. Z=800m 箱型梁斷面變更斷面大小下腹板柱軸應力比較

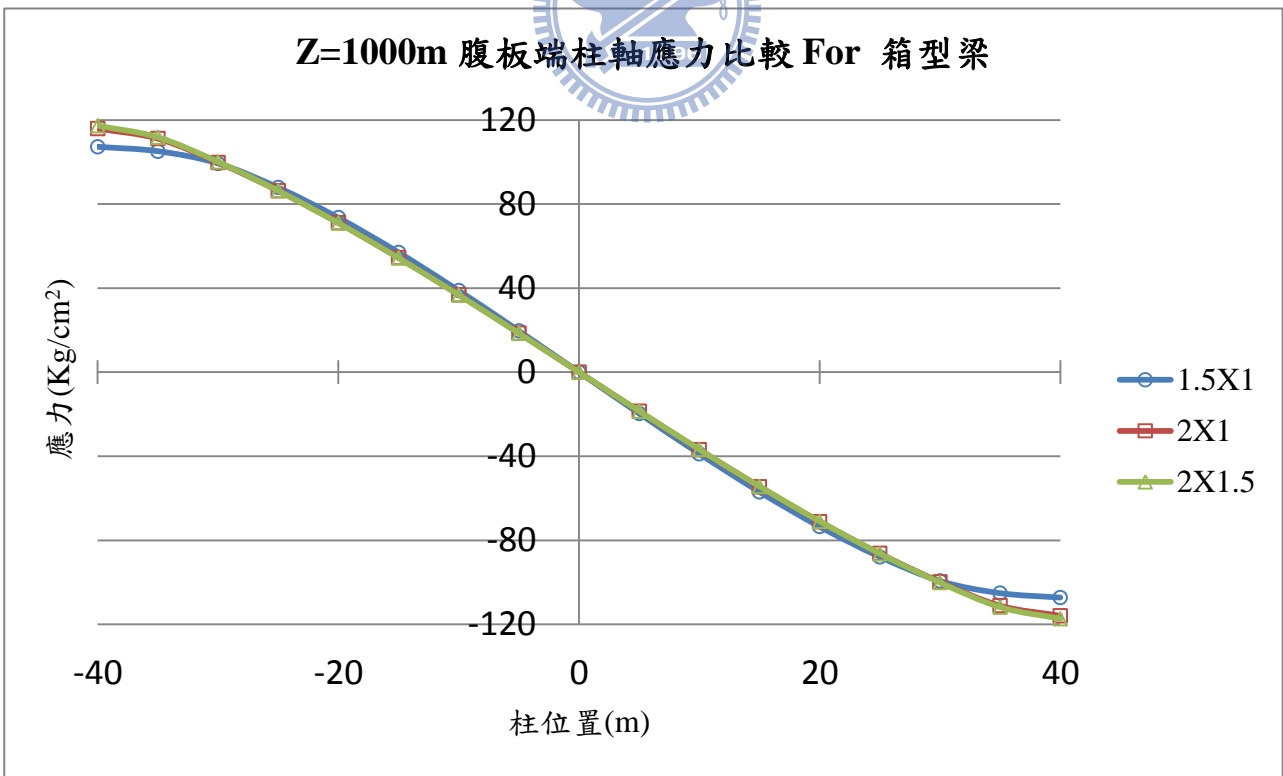


圖 4-43. Z=1000m 箱型梁斷面變更斷面大小下腹板柱軸應力比較

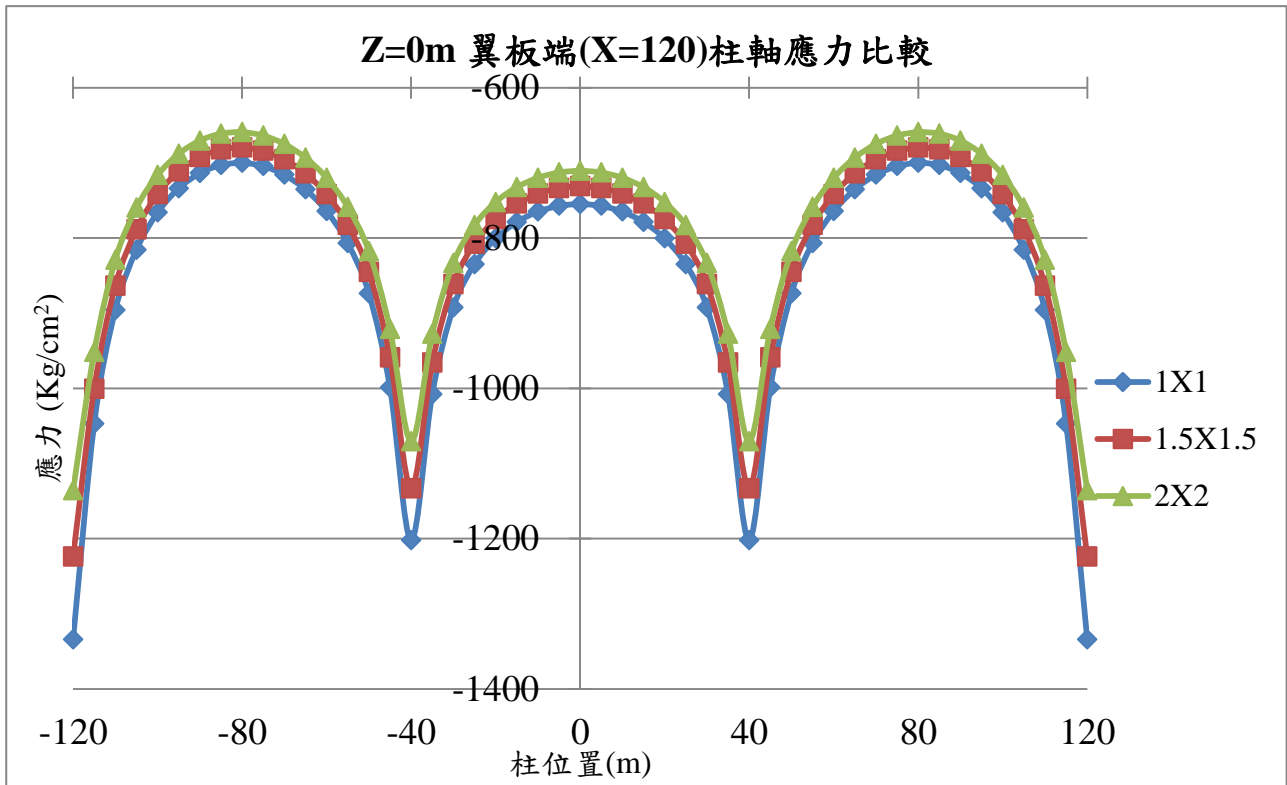


圖 4-44. Z=0m 改變特定柱斷面外翼板(X=120m)端柱軸應力比較

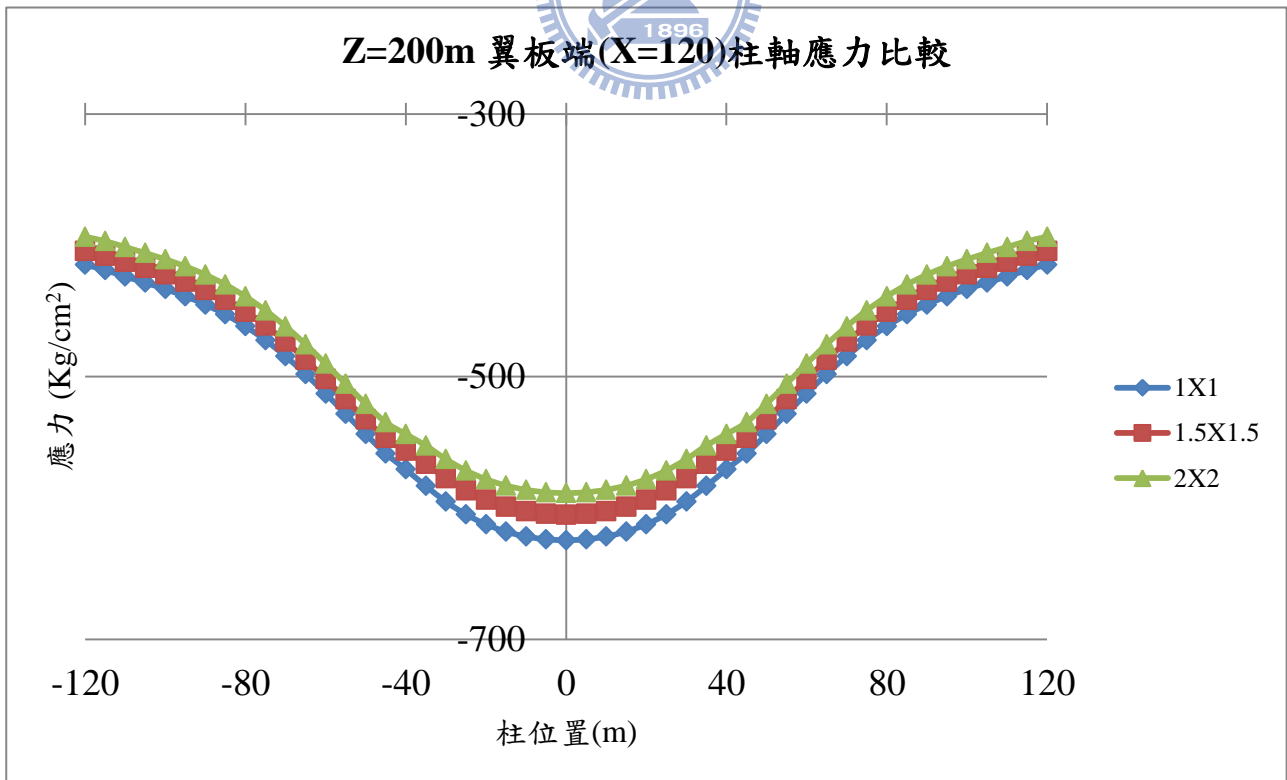


圖 4-45. Z=200m 改變特定柱斷面外翼板(X=120m)端柱軸應力比較

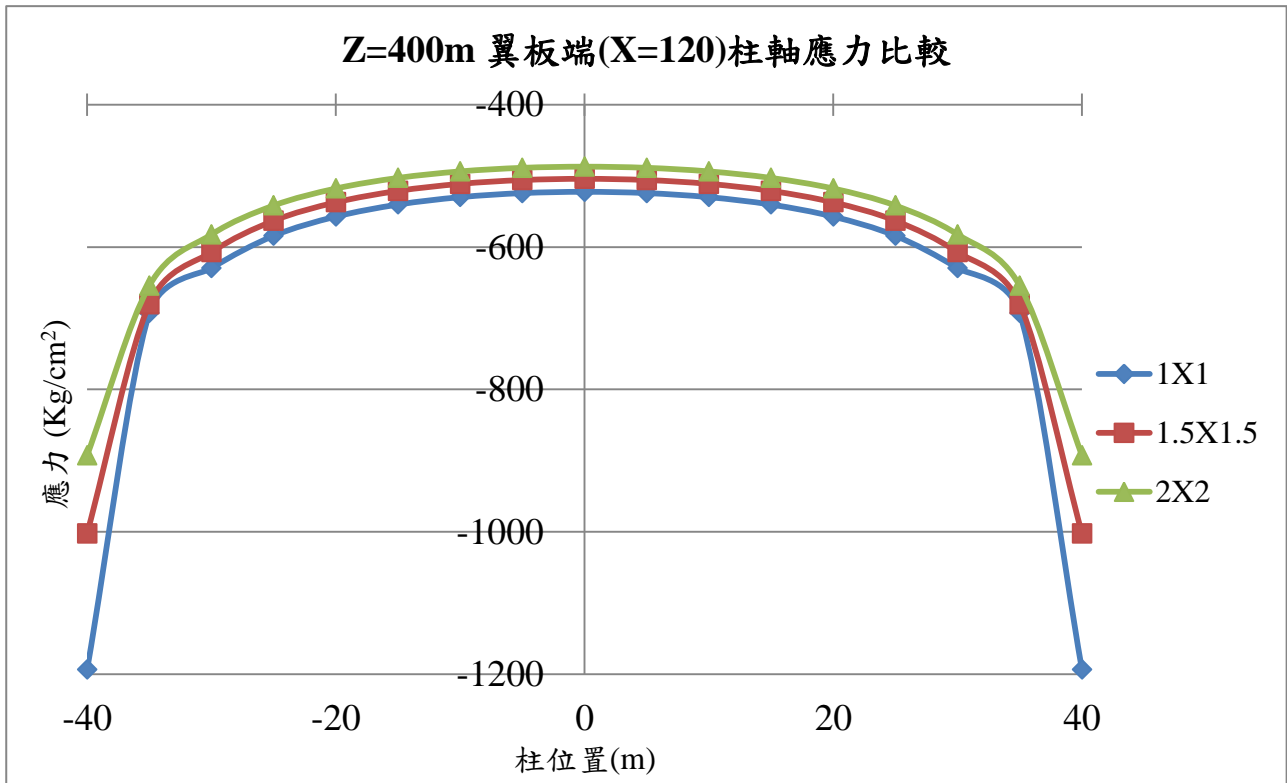


圖 4-46. Z=400m 改變特定柱斷面外翼板(X=120m)端柱軸應力比較

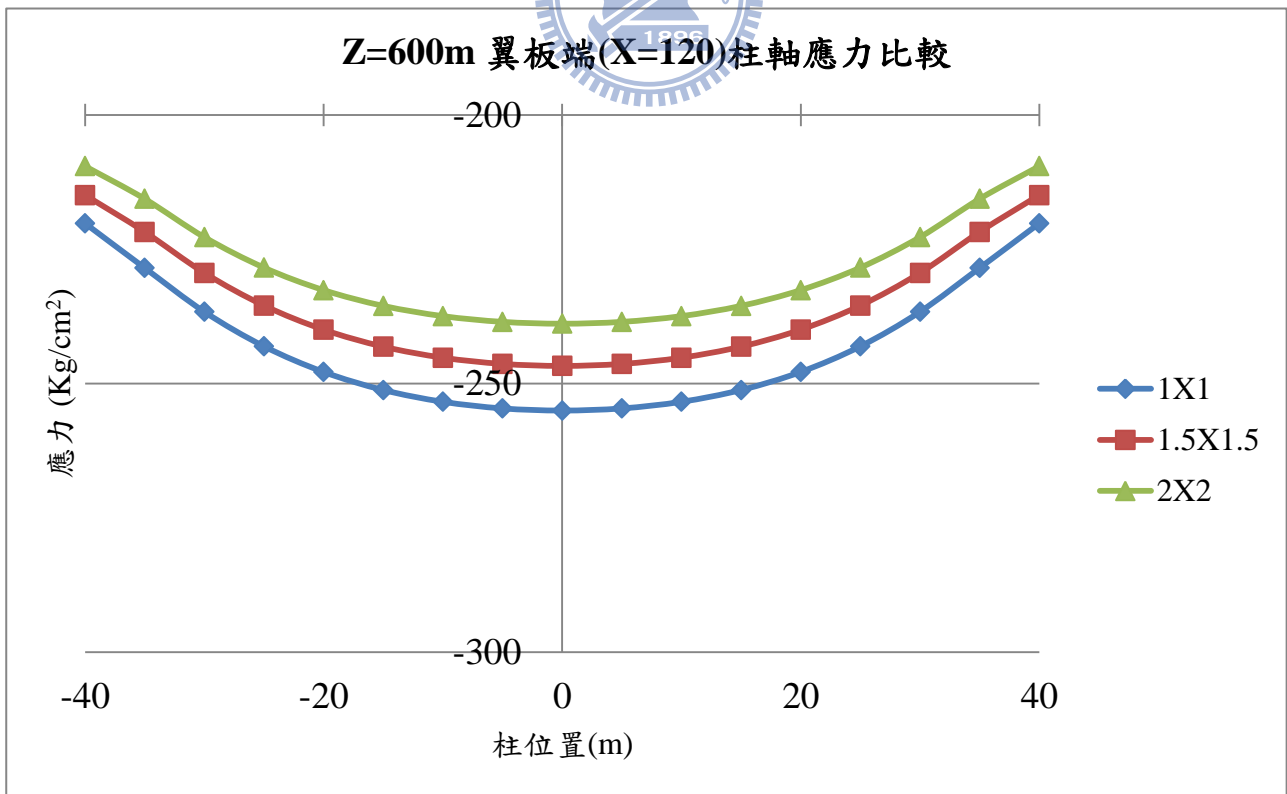


圖 4-47. Z=600m 改變特定柱斷面外翼板(X=120m)端柱軸應力比較

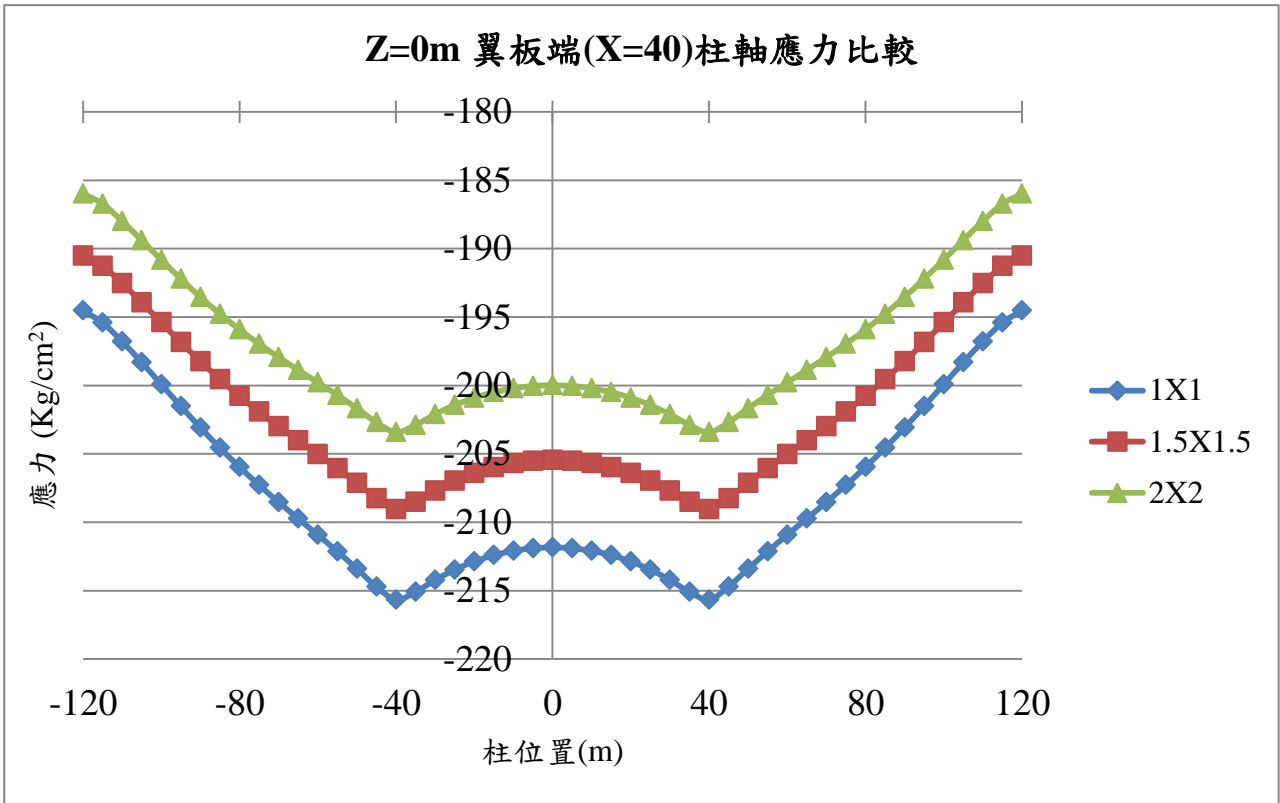


圖 4-48. Z=0m 改變特定柱斷面內翼板(X=40m)端柱軸應力比較

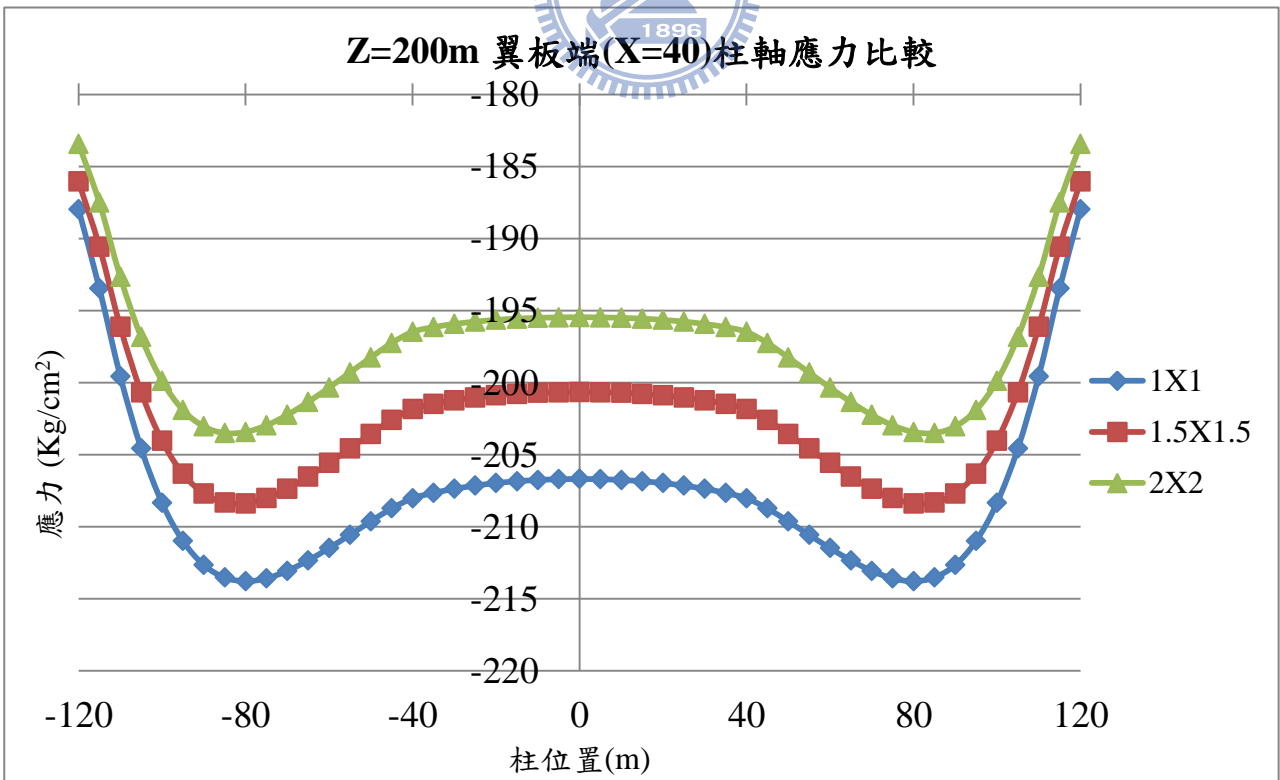


圖 4-49. Z=200m 改變特定柱斷面內翼板(X=40m)端柱軸應力比較

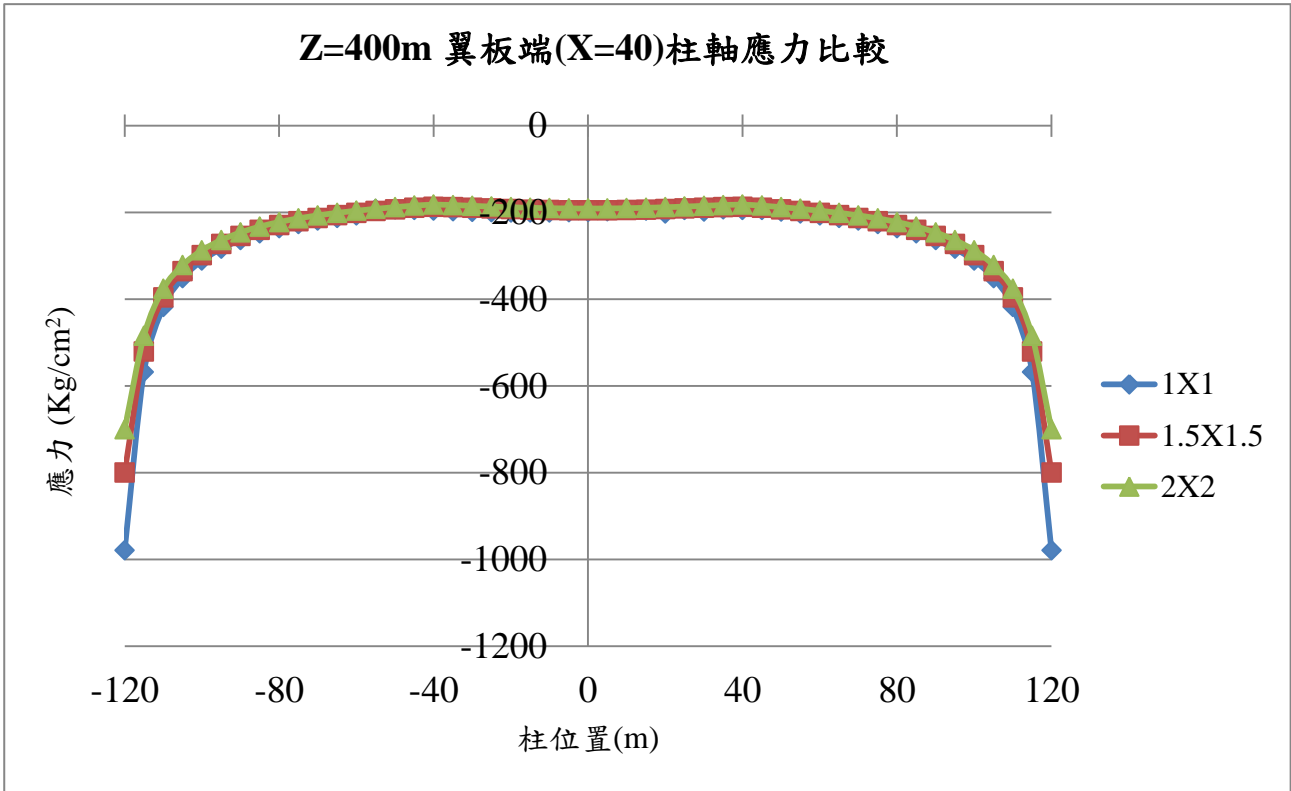


圖 4-50. Z=400m 改變特定柱斷面內翼板(X=40m)端柱軸應力比較

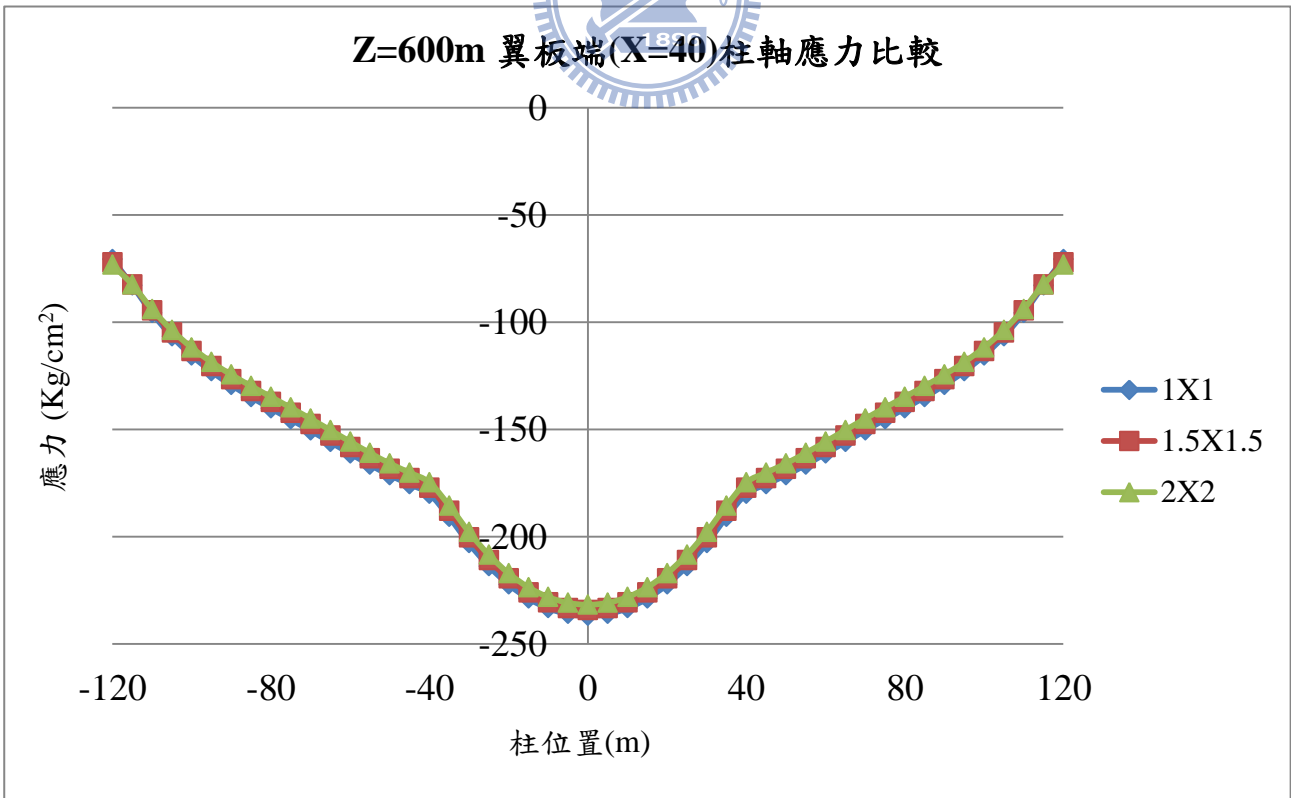


圖 4-51. Z=600m 改變特定柱斷面內翼板(X=40m)端柱軸應力比較

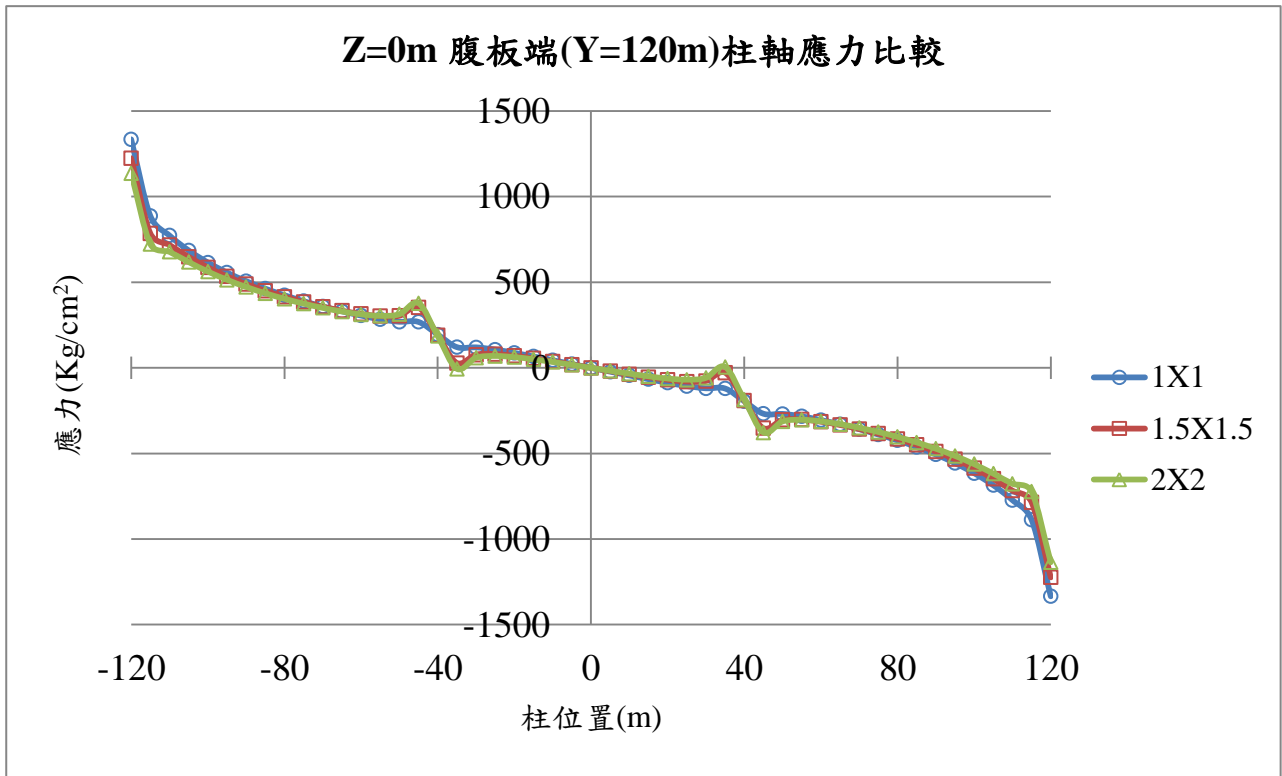


圖 4-52. Z=0m 改變特定柱斷面外腹板(Y=120m)端柱軸應力比較

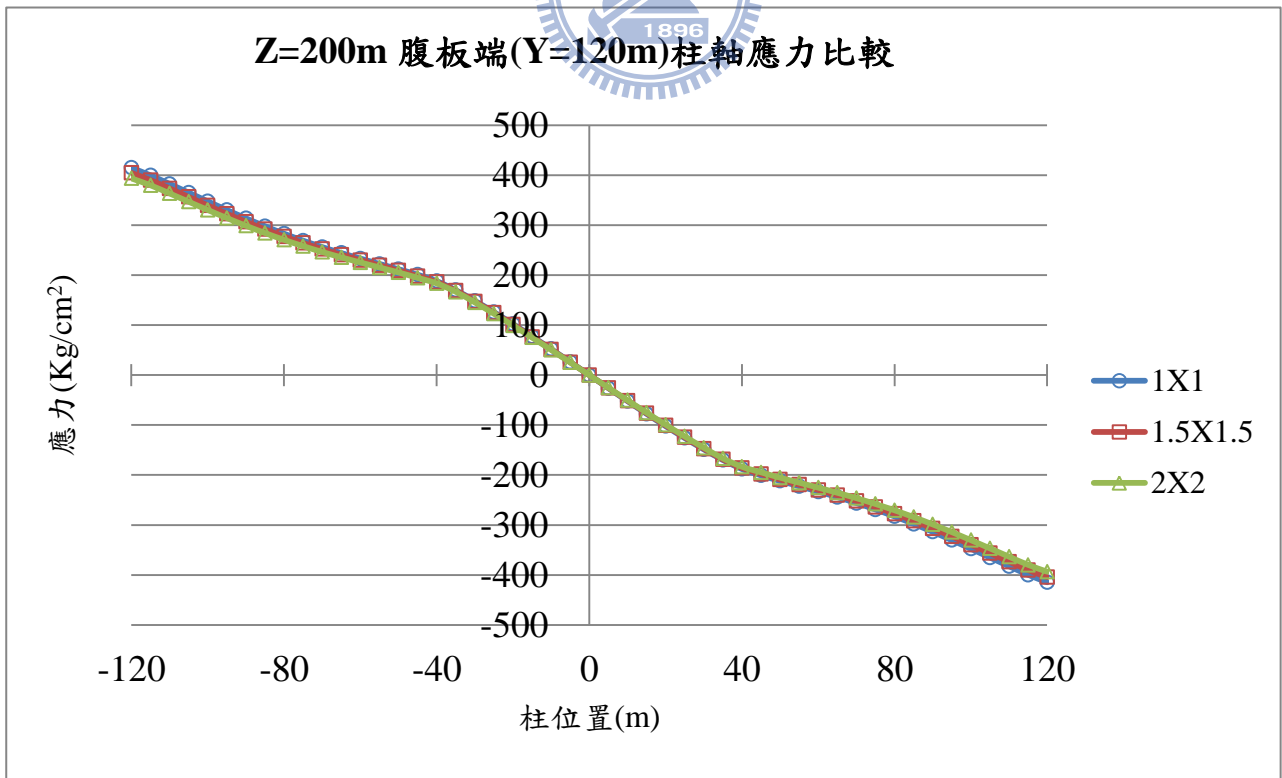


圖 4-53. Z=200m 改變特定柱斷面外腹板(Y=120m)端柱軸應力比較

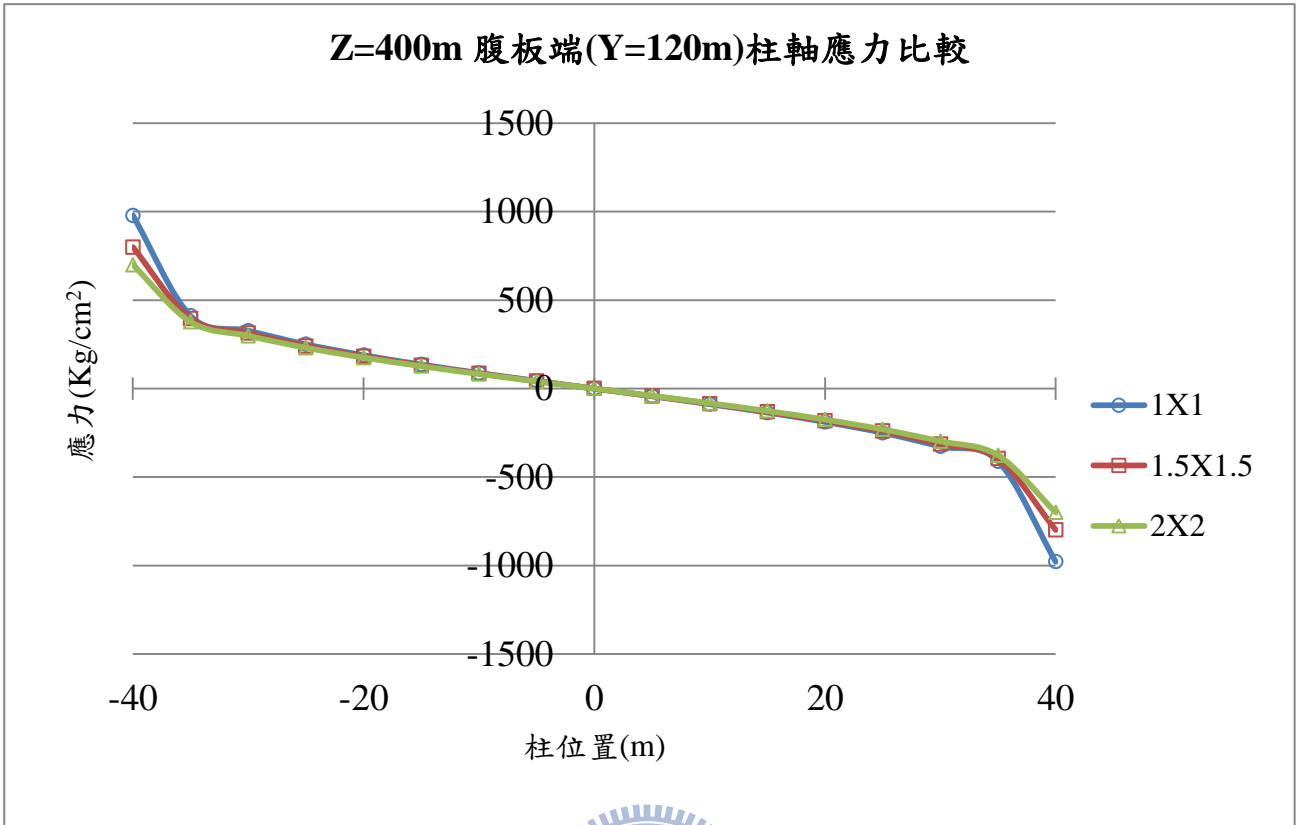


圖 4-54. Z=400m 改變特定柱斷面外腹板(Y=120m)端柱軸應力比較

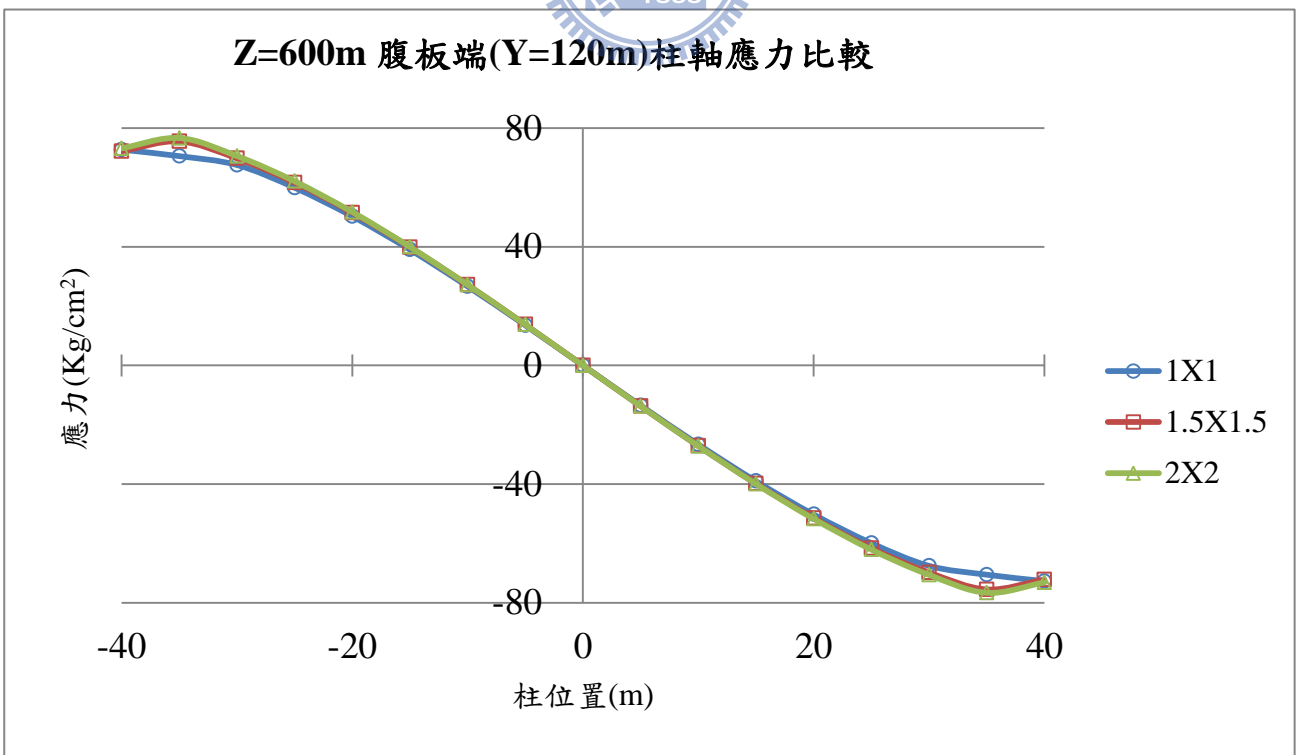


圖 4-55. Z=600m 改變特定柱斷面外腹板(Y=120m)端柱軸應力比較

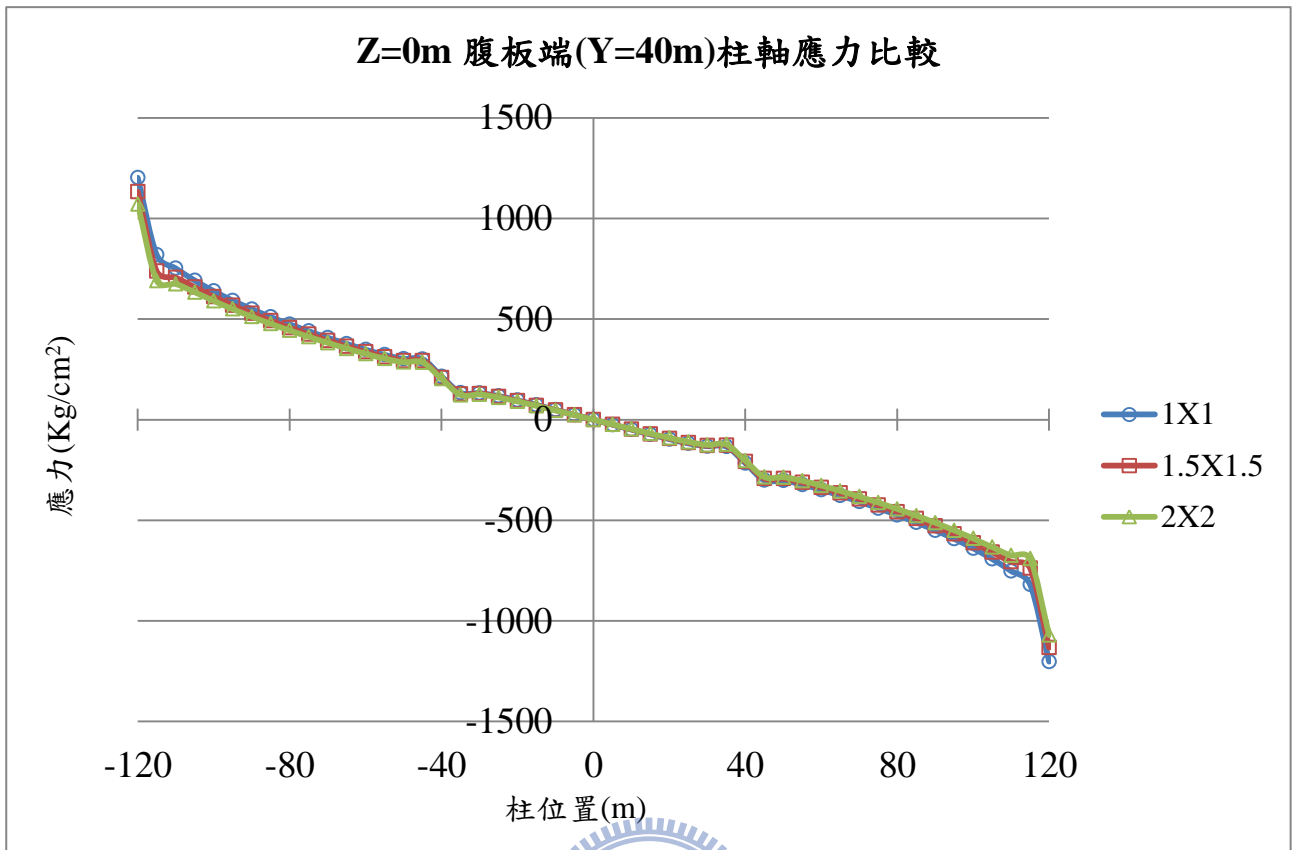


圖 4-56. Z=0m 改變特定柱斷面外腹板(Y=40m)端柱軸應力比較

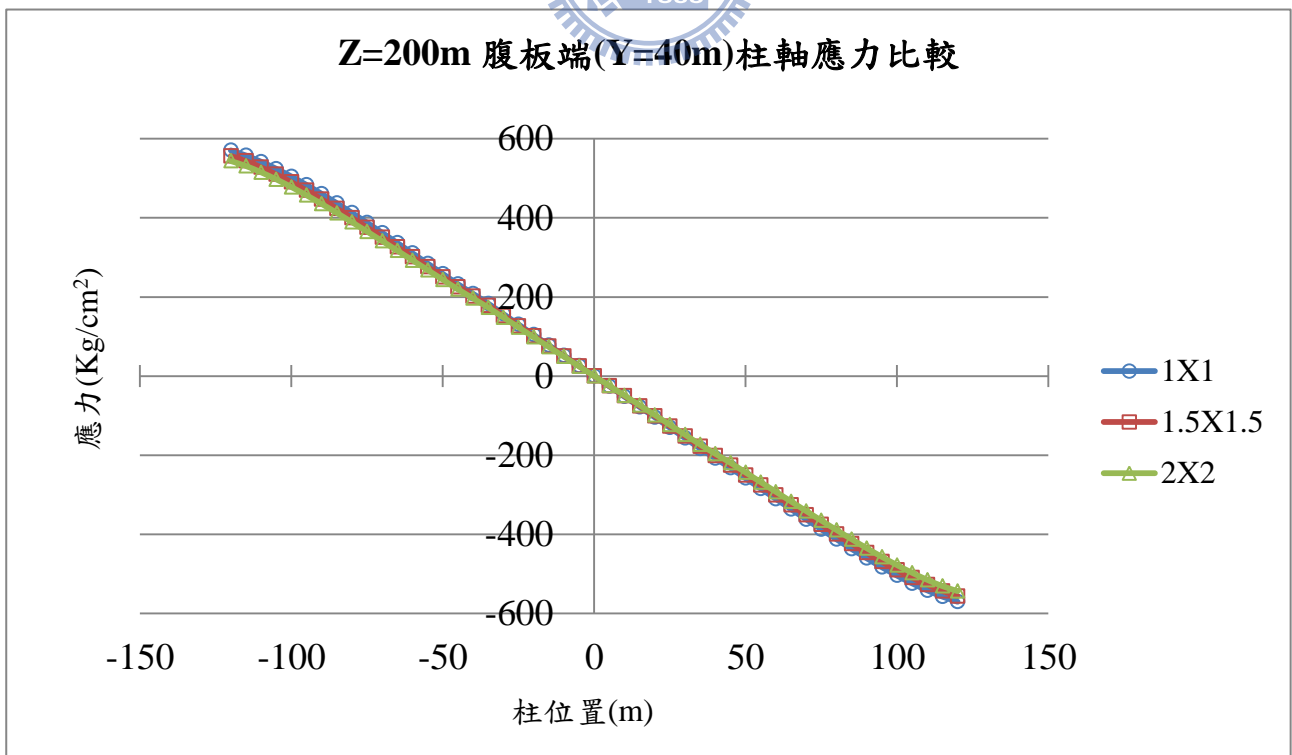


圖 4-57. Z=200m 改變特定柱斷面外腹板(Y=40m)端柱軸應力比較

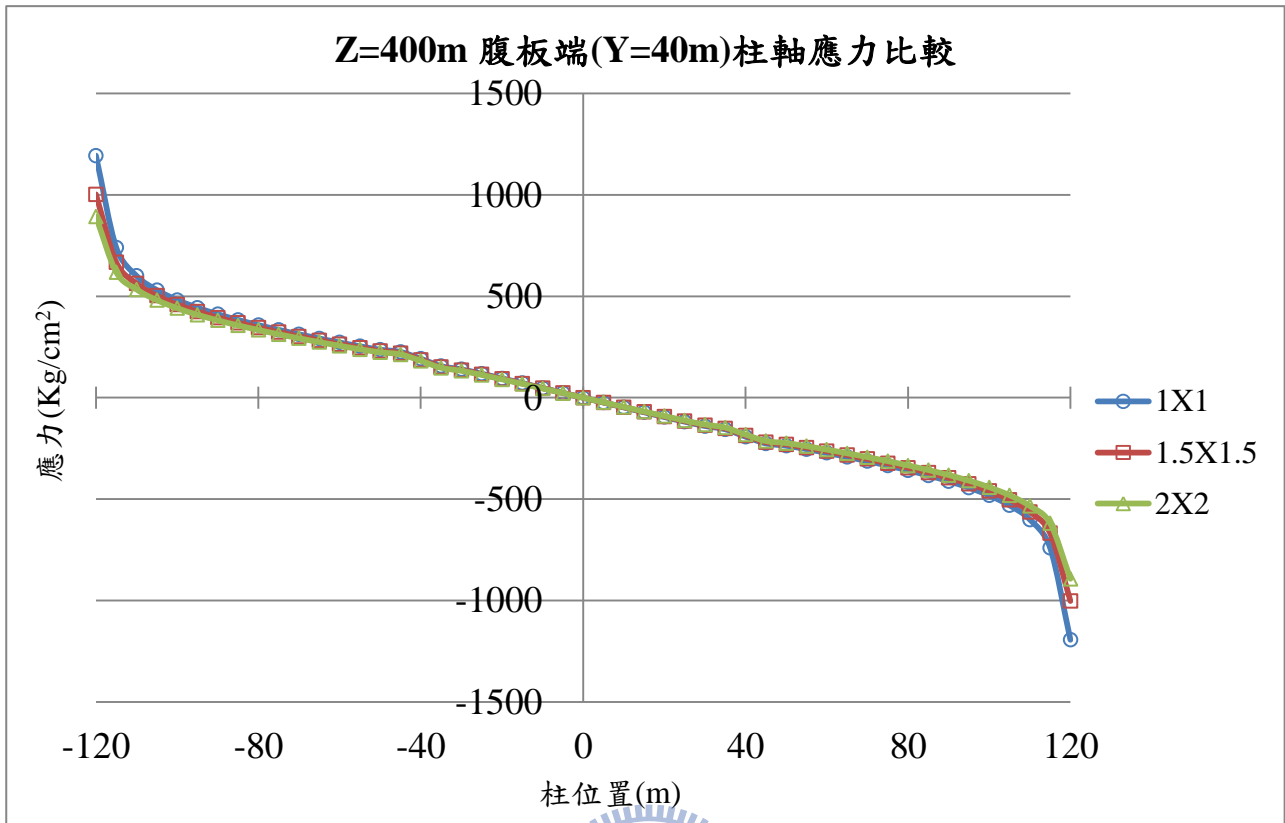


圖 4-58. Z=400m 改變特定柱斷面外腹板(Y=40m)端柱軸應力比較

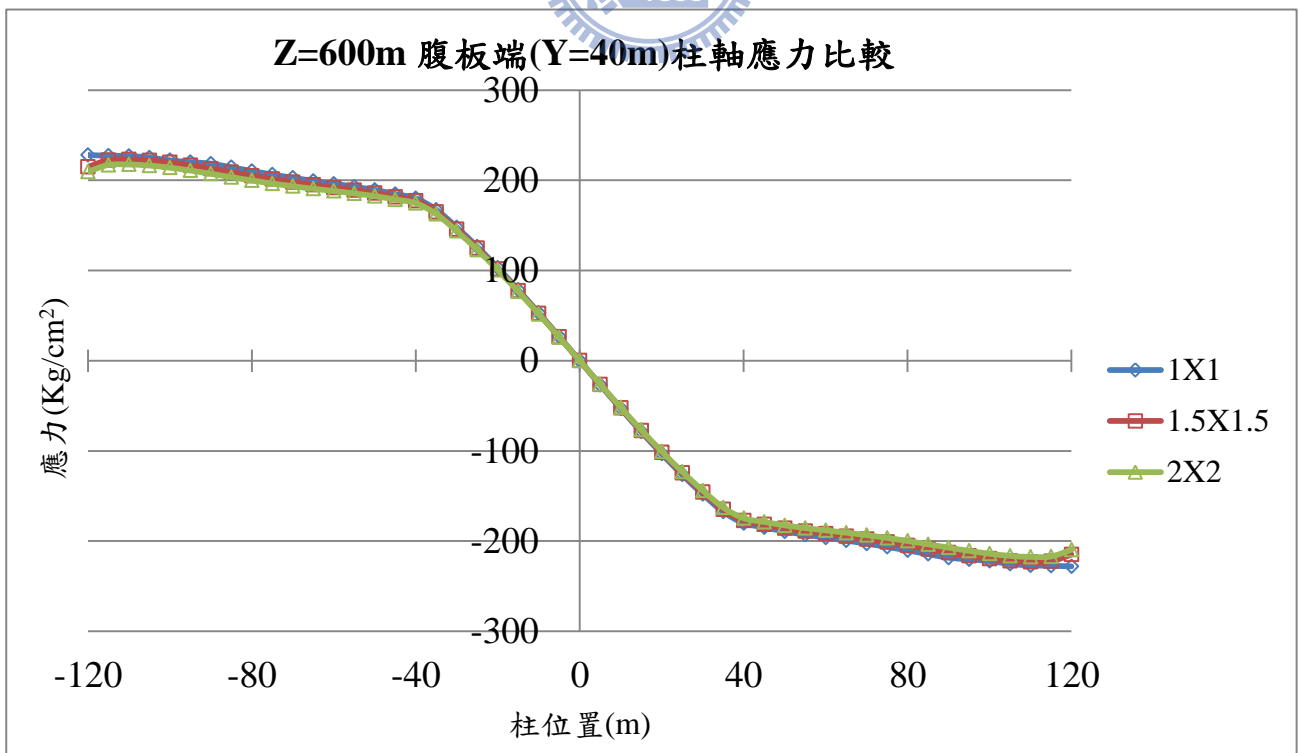


圖 4-59. Z=600m 改變特定柱斷面外腹板(Y=40m)端柱軸應力比較

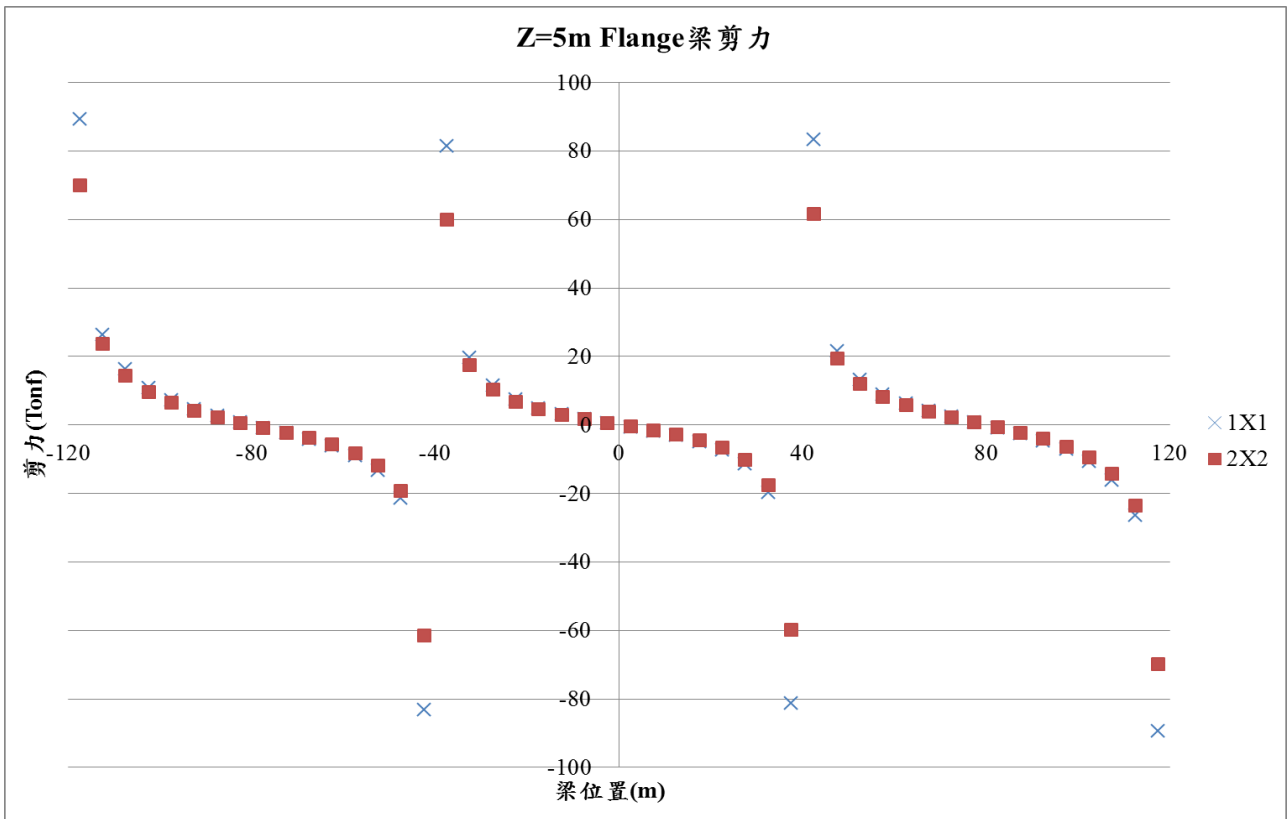


圖 4-60 Z=5m 改變特定柱斷面外翼板(X=120m)梁桿件剪力

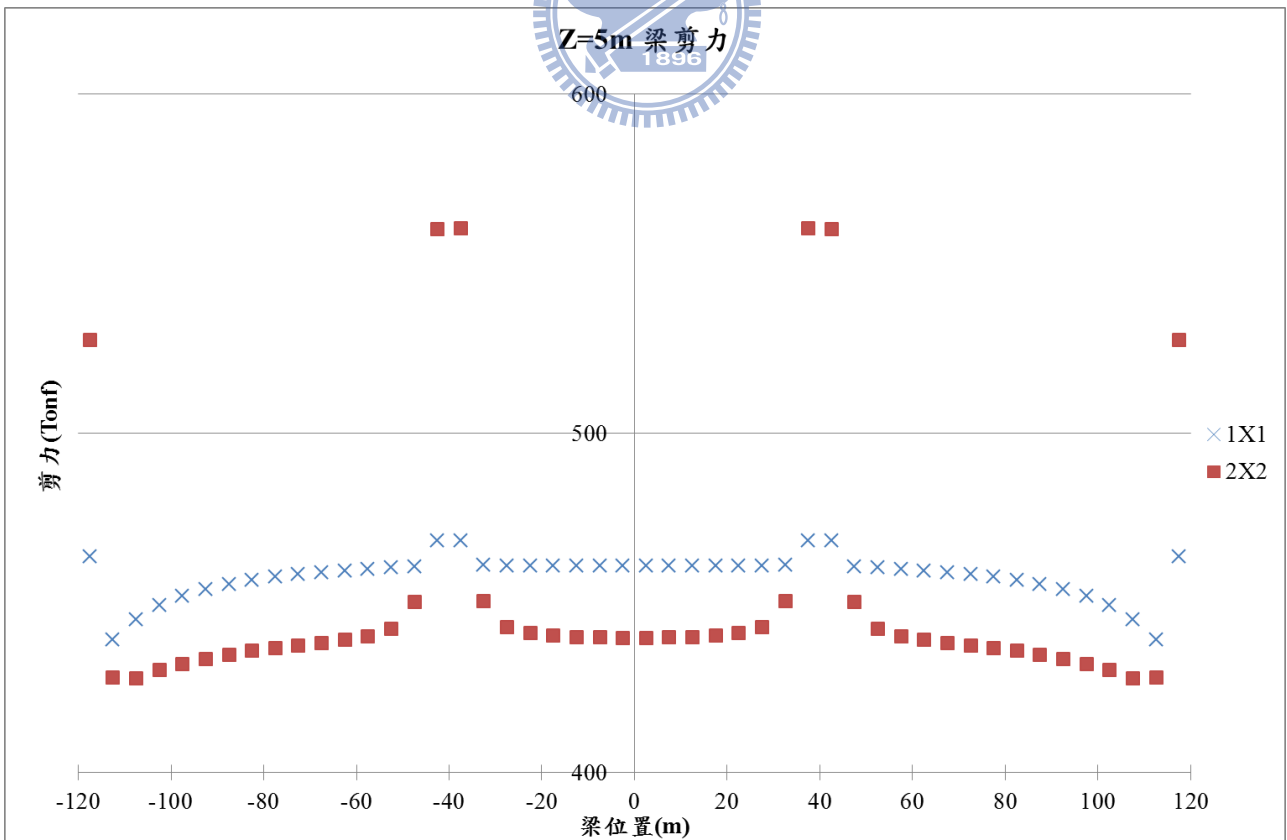


圖 4-61 Z=5m 改變特定柱斷面外腹板(Y=120m)梁桿件剪力