

國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

數種框筒結構分析方法之研究比較



Comparison of Several Approximate Methods of Framed-Tube Structures

研究生：劉信宏

指導教授：劉俊秀 教授

中華民國 九十六年 八月

數種框筒結構分析方法之研究比較

Comparison of Several Approximate Methods of Framed-Tube Structures

研究生：劉信宏

Student : Hsin-Hung Liou

指導教授：劉俊秀 教授

Advisor : Prof. Gin-Show Liou

國立交通大學
土木工程學系
碩士論文



A Thesis

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 2007
Hsinchu, Taiwan, Republic of China.

中華民國九十六年八月

數種框筒結構分析方法之研究比較

研究生：劉信宏

指導教授：劉俊秀 教授

國立交通大學土木工程學系

摘 要

框筒結構為一種經濟合理的結構形式，在高層結構中得到廣泛的應用。框筒結構的基本形式是由結構外圍的密集柱與深梁所組成。由於梁柱構件本身有限的撓曲和剪力勁度，使得在水平荷載下框筒結構的受力變形不像由連續板構成的筒狀結構，框筒結構會產生剪力延遲效應。由於剪力延遲效應使得結構物不能充份發揮本身既有的勁度，所以本論文主要在探討框筒結構的剪力延遲效應。

在框筒結構分析方法中，本論文分別使用結構分析程式 SAP2000 以及等效連續筒近似分析方法考慮剪力延遲效應的影響與改良分析結果精度，並相互比較 SAP2000 與近似分析之成果。

另一方面，本論文亦討論不同結構形式下，如方形框筒結構、圓形框筒結構以及加斜撐的框筒結構的剪力延遲效應。

關鍵字：框筒結構、剪力延遲效應、負剪力延遲效應、等效連續筒分析、SAP2000。

Comparison of Several Approximate Methods of Framed-Tube Structures

Student: Hsin-Hung Liou

Advisor: Prof. Gin-Show Liou

Institute of Civil Engineering

College of Engineering

National Chiao Tung University

Abstract

Framed-tube structure is an economical structural type and widely used in high-rise buildings. The framed-tube structure is formed by closely spaced perimeter columns that are connected by deep spandrel beams. As a result of the finite stiffness of the column and beam elements, the primary mode action of a framed-tube structure under lateral forces is not that of a conventional cantilevered tube. Shear lag effect in the perimeter frames of framed-tube structure will occur under the action of lateral forces. Therefore, the framed-tube structure can not fully exploit the potential stiffness and strength. This thesis is to analyze shear lag effect on the stiffness of the framed-tube structure and to discuss the behavior of the framed-tube structure under shear lag effect.

Several approximate methods of framed-tube structure and method using SAP2000 are compared each other in order to understand the shear lag effect on framed-tube structure. The shear lag effect of different structural types, such as square, circular and braced framed-tube structures is further discussed in this thesis.

Keywords: Framed-Tube Structure, Shear Lag Effect, Negative Shear Lag Effect, Equivalent Continuous Tube Approximate Method, SAP2000.

誌 謝

光陰似箭，歲月如梭。研究所兩年求學時間轉眼即逝。在這兩年中，感謝指導教授劉俊秀博士在專業知識領域中給學生指引學習方向，以及在學習過程中遭遇困難時能幫學生釋疑解惑，學生才能完成這本論文。感謝口試委員黃炯憲教授、鄭復平教授、林昌佑教授，給予這本論文建議指教，使本論文內容能更加嚴謹完善。

感謝博士班瑜隆學長、碩士班冠杰、紀戎學長在求學過程中對我的督導照顧。感謝宗穎、銘浩學弟在研究室一年相處的時間裡對我的幫忙和照顧，有你們的幫忙我才能順利完成論文，謝謝你們。

感謝同學兼室友的志偉、阿邦、弘毅兩年來在日常生活上的照顧，我不會忘記一起去逛大賣場、一起煮飯、一起吃大餐、一起去清夜買便當宵夜、一起熬夜準備考試、一起徹夜聊心事，那些快樂的日子。感謝同學巍贏、振剛、瀟云、欣晏、志軒、俊成、雅晶、啟勇，以及學弟怡廷、世賢，在求學做研究的路上，疲累時有你們陪著我聊天放鬆，課業上有困難時有你們一起討論課業。與你們相處的這兩年將是我珍貴的回憶。

最後感謝我最敬愛的父母、最親愛的妹妹，以及最深愛的寶比在物質、精神上給予我最大的支持鼓勵，當我最大的後盾。讓我在求學做研究的路上沒有後顧之憂。每當週末回家時都可以忘記煩惱，放鬆充電，充滿活力來迎接下星期的挑戰。我愛你們。尤其是寶比，雖然遠在美國。但是我常常覺得你就在我旁，陪我一起分享快樂、一起分擔煩惱。謝謝你，我最深愛的寶比。

目 錄

摘 要.....	i
Abstract.....	ii
誌 謝.....	iii
目 錄.....	iv
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 框筒結構之結構形式介紹.....	5
2.1 傳統框筒結構 (Framed-Tube Structure)	5
2.2 筒中筒結構 (Tube-In-Tube Structure)	6
2.3 束型框筒結構 (Bundled-Tube Structure)	7
2.4 支撐型框筒結構 (Braced-Tube Structure)	8
2.5 框筒結構底層的結構形式	9
2.6 框筒結構斷面形式	10
第三章 框筒結構受側力下之剪力延遲效應探討.....	12
3.1 剪力延遲效應介紹	12
3.2 框筒結構中負剪力延遲效應探討	13
第四章 框筒結構之分析方法.....	15
4.1 方形框筒結構	15
4.1.1 等效平面構架法	15
4.1.2 等效連續筒模型分析法	17

4.1.2.1	Coull等效連續筒模型分析法	17
4.1.2.1.1	Coull等效連續筒參數	18
4.1.2.1.2	Coull等效連續筒內力計算	19
4.1.2.1.3	框筒結構內力計算	25
4.1.2.1.4	框筒結構水平位移計算	26
4.1.2.2	Kwan等效連續筒模型分析法	28
4.1.2.2.1	Kwan等效連續筒參數	28
4.1.2.2.2	Kwan等效連續筒內力計算	30
4.1.2.2.3	框筒結構內力計算	36
4.1.2.2.4	框筒結構水平位移計算	37
4.1.2.2.5	Kwan分析方法探討以及改良	38
4.1.3	方形框筒結構之SAP2000分析	39
4.1.3.1	SAP2000軟體介紹	39
4.1.3.2	SAP2000在建立框筒結構模型的設定	41
4.1.3.2.1	梁柱交接區剛域的處理	41
4.1.3.2.2	剛性樓板對結點自由度束制的處理	42
4.1.3.2.3	施加分析模型外力的處理設定	43
4.2	圓形框筒結構	43
4.2.1	Ding等效連續筒殼模型分析	43
4.2.1.1	Ding等效連續筒殼參數	44
4.2.1.2	Ding等效連續筒殼內力及位移計算	44
4.2.1.3	框筒結構內力計算	47
4.2.2	圓形框筒結構之SAP2000分析	48
第五章 案例分析		49
5.1	方形框筒結構	49
5.1.1	SAP2000與等效連續筒模型分析比較	49
5.1.1.1	SAP2000與等效連續筒模型水平側向位移比較	50
5.1.1.2	SAP2000與等效連續筒模型剪力延遲效應比較	51
5.1.2	支撐型框筒結構之SAP2000分析	55
5.1.2.1	支撐型框筒結構與框筒結構水平側向位移比較	55
5.1.2.2	支撐型框筒結構與框筒結構剪力延遲效應比較	56
5.1.2.3	支撐型框筒結構斜撐形式的比較	56
5.2	圓形框筒結構	57
5.2.1	SAP2000與Ding等效連續筒殼模型分析比較	57
5.2.1.1	SAP2000與Ding等效連續筒殼模型水平側向位移比較	58
5.2.1.2	SAP2000與Ding等效連續筒殼模型剪力延遲效應比較	59
5.2.2	支撐型框筒結構之SAP2000分析	59

5.2.2.1 支撐型框筒結構與框筒結構水平側向位移比較	59
5.2.2.2 支撐型框筒結構與框筒結構剪力延遲效應比較	60
第六章 結論與建議.....	62
6.1 結論	62
6.2 建議	63
參考文獻.....	65



表 目 錄

表 2-1 開放式建築物或獨立結構物之風力係數， C_f [19]	67
表 4-1 Coull計算內力位移的函數表[3]	68
表 4-2 Kwan剪力延遲效應係數[6].....	68



圖 目 錄

圖 2-1.第一座的框筒結構建築 美國芝加哥市DeWitt Chestnut公寓[16]	69
圖 2-2.框筒結構的立體與平面構造圖[2]	69
圖 2-3.第一座的筒中筒結構建築 美國休士頓市One Shell Plaza大樓[16]	70
圖 2-4.One Shell Plaza大樓的平面佈置圖[16]	70
圖 2-5.筒中筒結構的變形協合[16]	71
圖 2-6.束形框筒結構平片佈置與翼、腹板端柱軸力分佈[2]	71
圖 2-7.最典型的束形框筒結構 美國芝加哥市Sears大樓[17]	72
圖 2-8.Sears大樓平面佈置變化圖[17]	72
圖 2-9.美國芝加哥市One Magnificent Mile大樓平面佈置變化圖[16]	73
圖 2-10.美國邁阿密市Wachovia Financial Center平面佈置圖[16]	73
圖 2-11.斜撐型框筒結構[17]	74
圖 2-12.大型支撐型框筒結構[17]	74
圖 2-13.美國芝加哥市John Hancock鋼結構大樓[16]	75
圖 2-14.美國紐約市 780 Third Avenue大樓[16]	75
圖 2-15.框筒結構底層結構形式[16]	76
圖 2-16.慣性矩轉換的 <i>Mohr's Circle</i> [18]	76
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[2]	77
圖 3-2.剪力延遲效應影響下翼板端框架中柱的軸向變形[2]	77
圖 3-3.Y.Singh的框筒結構考慮負剪力延遲的分析模型[15]	78
圖 4-1.受水平載重下框筒結構的平面圖[2]	79
圖 4-2.滿足邊界條件的等效平面框架[2]	79
圖 4-3.角柱處利用虛擬剛性梁模擬圖[2]	80
圖 4-4.角柱處利用虛擬剛性連桿模擬圖[2]	80
圖 4-5.Coull的單元框架與等效板示意圖[3]	81
圖 4-6.Coull等效連續筒座標與應力系統圖[3]	81
圖 4-7. F_1 於三種常用載重下的函數圖[3]	82
圖 4-8(a). F_2 於集中載重下的函數圖[3]	82
圖 4-8(b). F_2 於均佈載重下的函數圖[3]	83
圖 4-8(c). F_2 於倒三角載重下的函數圖[3]	83
圖 4-9(a). F_3 於集中載重下的函數圖[3]	83
圖 4-9(b). F_3 於均佈載重下的函數圖[3]	84
圖 4-9(c). F_3 於倒三角載重下的函數圖[3]	84
圖 4-10.Kwan的單元框架與等效板示意圖[6]	85
圖 4-11.Kwan的單元框架受水平側力圖[6]	85
圖 4-12.Kwan等效連續筒座標圖[6]	86
圖 4-13.Kwan假設的腹、翼板端框架軸向位移分佈曲線[6]	87

圖 4-14.不同假設下Kwan求出的翼板端 1F柱軸應力與SAP2000 比較圖	87
圖 4-15.不同假設下Kwan求出的翼板端 35F柱軸應力與SAP2000 比較圖	88
圖 4-16.不同假設下Kwan求出的翼板端 70F柱軸應力與SAP2000 比較圖	88
圖 4-17.不同假設下Kwan求出的腹板端 1F柱軸應力與SAP2000 比較圖	89
圖 4-18.不同假設下Kwan求出的腹板端 35F柱軸應力與SAP2000 比較圖	89
圖 4-19.不同假設下Kwan求出的腹板端 70F柱軸應力與SAP2000 比較圖	90
圖 4-20.梁柱交接區域示意圖[20]	90
圖 4-21.梁柱交接區域抗彎刚度為有限值等效成無限大示意圖	91
圖 4-22.剛性區域係數對框筒結構側位移的影響	91
圖 4-23.門型剛架受水平載重下的力學行為	92
圖 4-24.Ding圓形框筒座標外力示意圖[9]	92
圖 4-25.Ding圓形框筒平面受力圖[9]	93
圖 4-26.Ding圓形框筒分割元素受力圖[9]	93
圖 4-27.Ding圓形框筒側向位移示意圖[9]	94
圖 4-28.Ding圓形框筒柱位置示意圖[9]	94
圖 5-1.SAP2000 方形框筒結構分析模型示意圖	95
圖 5-2.30F梁斷面為 1mx1.5m三種模型之水平側向位移比較圖	96
圖 5-3.30F梁斷面為 1mx1.5m三種模型翼板端框架 1F柱軸力分佈圖	96
圖 5-4.30F梁斷面為 1mx1.5m三種模型翼板端框架 15F柱軸力分佈圖	97
圖 5-5.30F梁斷面為 1mx1.5m三種模型翼板端框架 30F柱軸力分佈圖	97
圖 5-6.30F梁斷面為 1mx1.5m三種模型腹板端框架 1F柱軸力分佈圖	98
圖 5-7.30F梁斷面為 1mx1.5m三種模型腹板端框架 15F柱軸力分佈圖	98
圖 5-8.30F梁斷面為 1mx1.5m三種模型腹板端框架 30F柱軸力分佈圖	99
圖 5-9.30F梁斷面為 1mx0.5m三種模型之水平側向位移比較圖	99
圖 5-10.30F梁斷面為 1mx0.5m三種模型翼板端框架 1F柱軸力分佈圖	100
圖 5-11.30F梁斷面為 1mx0.5m三種模型翼板端框架 15F柱軸力分佈圖	100
圖 5-12.30F梁斷面為 1mx0.5m三種模型翼板端框架 30F柱軸力分佈圖	101
圖 5-13.30F梁斷面為 1mx0.5m三種模型腹板端框架 1F柱軸力分佈圖	101
圖 5-14.30F梁斷面為 1mx0.5m三種模型腹板端框架 15F柱軸力分佈圖	102
圖 5-15.30F梁斷面為 1mx0.5m三種模型腹板端框架 30F柱軸力分佈圖	102
圖 5-16.50F梁斷面為 1mx1.5m三種模型之水平側向位移比較圖	103
圖 5-17.50F梁斷面為 1mx1.5m三種模型翼板端框架 1F柱軸力分佈圖	103
圖 5-18.50F梁斷面為 1mx1.5m三種模型翼板端框架 25F柱軸力分佈圖	104
圖 5-19.50F梁斷面為 1mx1.5m三種模型翼板端框架 50F柱軸力分佈圖	104
圖 5-20.50F梁斷面為 1mx1.5m三種模型腹板端框架 1F柱軸力分佈圖	105
圖 5-21.50F梁斷面為 1mx1.5m三種模型腹板端框架 25F柱軸力分佈圖	105
圖 5-22.50F梁斷面為 1mx1.5m三種模型腹板端框架 50F柱軸力分佈圖	106
圖 5-23.50F梁斷面為 1mx0.5m三種模型之水平側向位移比較圖	106

圖 5-24.50F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖	107
圖 5-25.50F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型翼板端框架 25F 柱軸力分佈圖	107
圖 5-26.50F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型翼板端框架 50F 柱軸力分佈圖	108
圖 5-27.50F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖	108
圖 5-28.50F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型腹板端框架 25F 柱軸力分佈圖	109
圖 5-29.50F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型腹板端框架 50F 柱軸力分佈圖	109
圖 5-30.70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型之水平側向位移比較圖	110
圖 5-31.70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖	110
圖 5-32.70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 35F 柱軸力分佈圖	111
圖 5-33.70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 70F 柱軸力分佈圖	111
圖 5-34.70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖	112
圖 5-35.70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 35F 柱軸力分佈圖	112
圖 5-36.70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 70F 柱軸力分佈圖	113
圖 5-37.70F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型之水平側向位移比較圖	113
圖 5-38.70F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖	114
圖 5-39.70F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型翼板端框架 35F 柱軸力分佈圖	114
圖 5-40.70F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型翼板端框架 70F 柱軸力分佈圖	115
圖 5-41.70F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖	115
圖 5-42.70F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型腹板端框架 35F 柱軸力分佈圖	116
圖 5-43.70F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型腹板端框架 70F 柱軸力分佈圖	116
圖 5-44.90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型之水平側向位移比較圖	117
圖 5-45.90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖	117
圖 5-46.90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 45F 柱軸力分佈圖	118
圖 5-47.90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 90F 柱軸力分佈圖	118
圖 5-48.90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖	119
圖 5-49.90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 45F 柱軸力分佈圖	119
圖 5-50.90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 90F 柱軸力分佈圖	120
圖 5-51.90F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型之水平側向位移比較圖	120
圖 5-52.90F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖	121
圖 5-53.90F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型翼板端框架 45F 柱軸力分佈圖	121
圖 5-54.90F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型翼板端框架 90F 柱軸力分佈圖	122
圖 5-55.90F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖	122
圖 5-56.90F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型腹板端框架 45F 柱軸力分佈圖	123
圖 5-57.90F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型腹板端框架 90F 柱軸力分佈圖	123
圖 5-58.SAP2000 大型支撐型框筒結構分析模型示意圖	124
圖 5-59.90F 梁斷面為 1mx1.5m 大型支撐框筒結構之水平側向位移比較圖	125
圖 5-60.90F 梁斷面為 1mx1.5m 大型支撐框筒翼板框架 1F 柱軸力分佈圖	125
圖 5-61.90F 梁斷面為 1mx1.5m 大型支撐框筒翼板框架 45F 柱軸力分佈圖	126

圖 5-62.90F梁斷面為 1mx1.5m大型支撐框筒翼板框架 90F柱軸力分佈圖	126
圖 5-63.90F梁斷面為 1mx1.5m大型支撐框筒腹板框架 1F柱軸力分佈圖	127
圖 5-64.90F梁斷面為 1mx1.5m大型支撐框筒腹板框架 45F柱軸力分佈圖	127
圖 5-65.90F梁斷面為 1mx1.5m大型支撐框筒腹板框架 90F柱軸力分佈圖	128
圖 5-66.90F梁斷面為 1mx0.5m大型支撐框筒結構之水平側向位移比較圖	128
圖 5-67.90F梁斷面為 1mx0.5m大型支撐框筒翼板框架 1F柱軸力分佈圖	129
圖 5-68.90F梁斷面為 1mx0.5m大型支撐框筒翼板框架 45F柱軸力分佈圖	129
圖 5-69.90F梁斷面為 1mx0.5m大型支撐框筒翼板框架 90F柱軸力分佈圖	130
圖 5-70.90F梁斷面為 1mx0.5m大型支撐框筒腹板框架 1F柱軸力分佈圖	130
圖 5-71.90F梁斷面為 1mx0.5m大型支撐框筒腹板框架 45F柱軸力分佈圖	131
圖 5-72.90F梁斷面為 1mx0.5m大型支撐框筒腹板框架 90F柱軸力分佈圖	131
圖 5-73.SAP2000 翼板端框架加斜撐型框筒結構分析模型示意圖	132
圖 5-74.SAP2000 腹板端框架加斜撐型框筒結構分析模型示意圖	133
圖 5-75.SAP2000 方形斜撐型框筒結構分析模型示意圖	134
圖 5-76.90F梁斷面為 1mx0.5m五種模型之水平側向位移比較圖	135
圖 5-77.90F梁斷面為 1mx0.5m四種模型翼板端框架 1F柱軸力分佈圖	135
圖 5-78.90F梁斷面為 1mx0.5m四種模型翼板端框架 45F柱軸力分佈圖	136
圖 5-79.90F梁斷面為 1mx0.5m四種模型翼板端框架 90F柱軸力分佈圖	136
圖 5-80.90F梁斷面為 1mx0.5m四種模型腹板端框架 1F柱軸力分佈圖	137
圖 5-81.90F梁斷面為 1mx0.5m四種模型腹板端框架 45F柱軸力分佈圖	137
圖 5-82.90F梁斷面為 1mx0.5m四種模型腹板端框架 90F柱軸力分佈圖	138
圖 5-83.SAP2000 圓形框筒結構分析模型示意圖	139
圖 5-84.90F曲梁斷面為 1mx1.5m兩種模型之水平側向位移比較圖	140
圖 5-85.90F曲梁斷面為 1mx1.5m兩種模型 1F柱軸力分佈圖	140
圖 5-86.90F曲梁斷面為 1mx1.5m兩種模型 45F柱軸力分佈圖	141
圖 5-87.90F曲梁斷面為 1mx1.5m兩種模型 90F柱軸力分佈圖	141
圖 5-88.90F曲梁斷面為 1mx0.5m兩種模型之水平側向位移比較圖	142
圖 5-89.90F曲梁斷面為 1mx0.5m兩種模型 1F柱軸力分佈圖	142
圖 5-90.90F曲梁斷面為 1mx0.5m兩種模型 45F柱軸力分佈圖	143
圖 5-91.90F曲梁斷面為 1mx0.5m兩種模型 90F柱軸力分佈圖	143
圖 5-92.90F曲梁斷面為 1mx1.5m兩種模型之水平側向位移比較圖	144
圖 5-93.90F曲梁斷面為 1mx1.5m兩種模型 1F柱軸力分佈圖	144
圖 5-94.90F曲梁斷面為 1mx1.5m兩種模型 45F柱軸力分佈圖	145
圖 5-95.90F曲梁斷面為 1mx1.5m兩種模型 90F柱軸力分佈圖	145
圖 5-96.90F曲梁斷面為 1mx0.5m兩種模型之水平側向位移比較圖	146
圖 5-97.90F曲梁斷面為 1mx0.5m兩種模型 1F柱軸力分佈圖	146
圖 5-98.90F曲梁斷面為 1mx0.5m兩種模型 45F柱軸力分佈圖	147
圖 5-99.90F曲梁斷面為 1mx0.5m兩種模型 90F柱軸力分佈圖	147

圖 5-100.SAP2000 圓形支撐型框筒結構分析模型示意圖	148
圖 5-101.90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖	149
圖 5-102.90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖	149
圖 5-103.90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖	150
圖 5-104.90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖	150
圖 5-105.90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖	151
圖 5-106.90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖	151
圖 5-107.90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖	152
圖 5-108.90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖	152
圖 5-109.90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖	153
圖 5-110.90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖	153
圖 5-111.90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖	154
圖 5-112.90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖	154
圖 5-113.90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖	155
圖 5-114.90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖	155
圖 5-115.90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖	156
圖 5-116.90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖	156



第一章 緒論

1.1 研究背景

十九世紀初開始使用鋼筋混凝土來建造房屋建築，由於當時材料性質及施工技術，當時的房屋建築僅限於高度不高的建築，結構形式也僅為單純的梁柱框架系統。當時要造出較高的建築必須付出昂貴的費用，由於材料的強度低，梁柱的斷面尺寸也相對放的很大，除了昂貴的費用外，結構可使用的面積也相對應的變小，在當時較高建築的經濟效益是很低。由於都市發展以及人口持續的增加，都市用地取得相當不易，於是高層建築的發展變成一股趨勢。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(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形式的鋼筋混凝土建築最高大約只能到 50 層樓。經濟效益低以及結構形式上的缺點，成為高層建築結構發展的障礙。於是發展新的結構形式變成了發展高層建築的關鍵，不能只從內部核心結構改善，必須也要從結構外部梁柱着手。於是 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 年首次應用設計位於美國芝加哥市 43 層樓 116 公尺高的 DeWitt Chestnut 公寓建築。從此高層建築在高度上的進展非常快。由於框筒結構在高層建築中被廣泛使用，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會存在剪力延遲效應的影響，進而會降低整體結構的勁度，使得框筒結構無法有效發揮本身既有的勁度，也使得框筒結構在往更高的高度發展會受到影響。所以受到剪力延遲效應影響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，即時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

互相校對。

本論文主要是比較三種考慮剪力延遲效應影響的簡化分析方法與電腦結構分析軟體(SAP2000)，分析框筒結構受水平載重下，翼、腹板端框架柱軸應力分佈(剪力延遲效應)曲線，以及框筒結構的水平側向位移曲線，並加以改良。希望能提供給結構工程師一種簡單、精確性高的初步分析框筒結構的方法。

另外，如何降低框筒結構的剪力延遲效應，也是本論文研究的方向。本論文將對方形支撐型框筒結構，進行電腦結構軟體(SAP2000)分析，探討支撐型框筒結構的剪力延遲行為。另外也對圓形框筒結構進行 SAP2000 軟體分析，探討圓形框筒結構是否具有比較低的剪力延遲效應，以及圓形支撐型框筒結構的剪力延遲行為。

1.3 文獻回顧

在方形框筒結構的簡化分析方法中，分成等效平面構架分析與等效連續筒模型分析兩種。在等效平面構架分析，F.R.Khan[1]跟 B.S.Smith[2]提出了將三維的框筒結構簡化成等效平面構架，然後利用平面構架的分析程式來進行分析，B.S.Smith[2]認為等效平面構架分析是一種非常適用於受水平載重下的對稱框筒結構的簡化方法，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分析的位移邊界條件，以及利用虛擬的剛性梁與剛性連桿來模擬角柱的位移條件與受力行為。

在方形等效連續筒模型分析中，A.Coull[3][4]跟 A.K.H.Kwan[6]都把框筒結構用等效連續筒模型來模擬簡化分析求得框筒結構的內力以及側移，差別在於 Coull 在求等效連續筒參數中，沒考慮梁柱桿件的剪力變形，而 Kwan 是利用 K.H.Ha[5]所提供的方法來求等效連續筒的參數。其實兩個等效連續筒參數的求法，只差在 Coull 沒有考慮梁柱桿件的剪力變形。另外在考慮剪力延遲效應部分，Coull 是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 則是假設框筒結構受剪力延遲效應影響下柱軸向位移的分佈曲線。兩者假設的分佈形式也不同，會得到不同的分析結果。而且 Kwan 提出的方法比較簡單，而且在做

了比較多的假設，讓整個分析過程更加的簡化。

K.K.Lee[7]提出可以分析筒中筒框筒結構的等效連續筒模型，也適用於無內筒的框筒結構分析。與 Coull 和 Kwan 最大的不同是框筒翼板端框架的假設，K.K.Lee 假設框筒結構受剪力延遲效應影響下翼板端框架的柱軸向位移的分佈曲線為三次，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為二次，而 Kwan 假設框筒結構受剪力延遲效應影響下柱軸向位移的分佈曲線為二次。K.K.Lee 認為翼板端框架假設成三次曲線分佈，可以藉由三次曲線比起二次曲線有較高的適用性來更貼切描述剪力延遲效應。

在圓形框筒結構的簡化分析中，以等效連續筒模型分析為主。劉開國[8]使用能量變分法來求得等效連續筒模型的內力與位移。而丁學成[9]使用板殼理論[10]來求得等效連續筒模型的內力與位移。

負剪力延遲效應研究，最早是由 D.A.Foutch[11]在承受均佈載重的懸臂箱型梁中發現的。S.T.Chan[12]利用有限元素法分析驗證了均佈載重下懸臂箱型梁的負剪力延遲效應，但並沒有說明負剪力延遲效應發生的原因，文獻中有提出一種分析均佈載重下懸臂箱型梁的翼板端應力的方法，以及正、負剪力延遲效應的臨界點的計算公式。S.C.Lee[13]利用有限元素法對懸臂箱型梁自由端集中載重、均佈載重、三角載重與倒三角載重作用下進行分析，發現負剪力延遲效應產生的原因，以及在不同載重形式下變化的規律。J.J.Connor[14]定義框筒結構中正剪力延遲效應與負剪力延遲效應，以及剪力延遲效應在框筒結構高度上的分佈與變化的規律。Y.Singh[15]說明框筒結構中負剪力延遲效應產生的原因，並且提供分析計算的模型。Y.Singh[15]在 S.T.Chan[12]的分析基礎上，透過參數的替換，得出框筒結構考慮負剪力延遲效應翼板端框架中柱軸力計算的方法，以及正負剪力延遲效應之間轉換臨界點的確認，並討論了影響框筒結構剪力延遲效應的因素。

1.4 論文內容

本論文總共分成六章。第一章為緒論，主要是說明研究背景、研究動機與目的還有相關的文獻的回顧。第二章為框筒結構之結構形式介紹，主要是介紹幾種

常見的框筒結構形式，還介紹框筒底層結構的處理方式，另外針對框筒結構的斷面形式也有討論。第三章為框筒結構中的剪力延遲效應介紹，主要是說明何謂剪力延遲效應以及說明剪力延遲效應發生的原因探討，另外也探討負剪力延遲效應以及其發生的原因。第四章為框筒結構的分析方法，分成兩部分(方形、圓形框筒結構)去介紹。方形框筒結構的分析方法主要有等效平面構架法、等效連續筒模型分析法與 SAP2000 軟體分析。圓形框筒結構的分析方法主要有等效連續筒模型分析法與 SAP2000 軟體分析。每種分析方法各有各的假設以及參數設定的問題，將於第四章中詳細的介紹。第五章為案例方析，將針對不同樓高、不同尺寸的連接梁、不同的結構斷面的框筒結構進行等效連續筒分析與 SAP2000 軟體分析，比較框筒結構翼、腹板端框架中柱軸應力分佈曲線，觀察剪力延遲效應與水平側向位移。另外在框筒結構上加上大型斜撐形成支撐型框筒結構，用 SAP2000 軟體分析求出框筒結構翼、腹板端框架中柱軸應力分佈曲線，觀察其剪力延遲效應。另外比較框筒結構加上大型斜撐對水平側向位移的減少(側向勁度的提升)。第六章為結論與建議，將針對第五章的分析結果進行討論，並提出建議日後研究的方向。



第二章 框筒結構之結構形式介紹

2.1 傳統框筒結構 (Framed-Tube Structure)

框筒結構 (Framed-Tube Structure) 最早是由 F.R.Khan 提出並於 1963 年首次應用設計位於美國芝加哥市 43 層樓 116 公尺高的 DeWitt Chestnut 公寓建築(圖 2-1)。框筒結構主要是把梁柱密集佈置在建築物周圍，其立體與平面結構佈置如圖 2-2 所示，進而使建築物大幅提升側向抗彎勁度。由於梁柱集中在建築物周圍，室內空間便能靈活使用。因此非常適合辦公大樓以及公寓建築，是種經濟有效率的結構形式。

框筒結構主要是由周圍四片框架組合而成，每片框架都是由密集柱與深梁構成。框筒結構中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。為何框筒結構採取密柱深梁的佈置？密柱深梁的框筒結構跟傳統四片框架系統的差別主要在於傳統四片框架系統的柱距較大，梁的勁度較小。在受水平側力作用下，主要由腹板端框架來抵抗水平側力，而翼板端框架參與抵抗水平側力較少，所以傳統四面框架系統結構的側向勁度較小，水平側向位移較大。而密柱深梁的框筒結構，在受水平側力作用下，由於梁的勁度大，腹板端框架與翼板端框節將共同參與抵抗水平側力，大幅提升結構的側向勁度，水平側向位移較小。在 DeWitt Chestnut 公寓建築中，柱與柱的間距只有 1.65 公尺，而梁深有 0.6 公尺。Khan[1]提出隨著建築物高度的上升，柱與柱中心線的間距最大到約 5 公尺，梁深最大約 1.5 公尺，梁寬最大約 1 公尺。

框筒結構在水平側力作用下，翼板端框架中的每根柱都參與結構撓曲變形，一端翼板框架的各柱承受拉力，另一端翼板框架的各柱承受壓力。大幅提升結構的側向勁度，使得框筒結構在水平側力作用下整體的撓曲變形大幅減小。另外框筒結構多用於高層建築，結構總高度大，形成很大的傾倒彎矩使得框筒結構下部因側移造成的撓曲變形佔絕大比例。而結構側移所造成整體結構的剪力變形，在框筒結構中是由於腹板端框架中的梁柱的撓曲所引起，而框筒結構是採取密集柱短深梁的配置，梁柱的撓曲變形變小，整體框筒結構的剪力變形也相對減小。綜合來說，框筒結構在水平側力作用下的水平側向位移曲線，在結構上部以剪力變

形為主，在結構下部以撓曲變形為主。

當受到水平側力作用時，其力學行為類似於一個簡單的懸臂箱型梁結構，在中性軸的兩側的柱分別產生拉力與壓力跟外力產生的傾倒彎矩平衡。柱與柱間的軸力是靠梁以剪力方式來傳遞。由於梁本身有限的抗彎、抗剪勁度，使得連接柱與柱的梁產生變形，柱的軸力會因此產生變化，稱之為框筒結構的剪力延遲效應 (Shear Lag Effect)。由於剪力延遲效應使得結構物不能充份發揮本身既有的側向勁度，是影響框筒結構非常重要的因素，將於第三章再詳細探討。

2.2 筒中筒結構 (Tube-In-Tube Structure)

為了使框筒結構能應用於更高樓層的高層建築，於是 F.R.Khan 提出筒中筒結構 (Tube-In-Tube Structure) 的觀念，使外框筒結構結合核心筒體結構(如剪力牆)，大幅提升結構的側向勁度。Khan 於 1972 年首次應用筒中筒結構理論，設計位於美國休士頓市 52 層樓 218 公尺高的 One Shell Plaza 大樓(圖 2-3)，其平面結構佈置如圖 2-4 所示。

在水平側力作用下，筒中筒結構變形類似牆—框架結構 (Wall-Frame Structure) [16]。框筒結構與核心筒體作為單獨構件時的變形屬性不同。但在筒中筒結構中，外框筒與核心筒體藉由具有水平勁度無限大的剛性樓板 (Rigid Diaphragm) 連結，使得側向變形趨於一致。因此透過各層剛性樓板的傳遞，外框筒與核心筒體之間會產生相互作用力 (Interaction Force)，在整體上部結構作用的是拉力，作用是加大外框筒上部的側移，減少核心筒體上部的側移，使兩者上部的側移趨於一致，如圖 2-5 所示。在整體下部結構作用的是壓力，作用是減少外框筒下部的側移，加大核心筒體下部的側移，使兩者下部的側移趨於一致。由上述可得知，筒中筒結構具有下列功效：

- (1) 減少位於整體結構下部外框筒的最大層間位移。
- (2) 減少位於整體結構上部核心筒體的最大層間位移。
- (3) 使外框筒與核心筒體從上到下的層間位移趨於平均。進而大幅減少整體結構的側位移，提升整體結構的側向勁度。

2.3 束型框筒結構 (Bundled-Tube Structure)

束型框筒結構是由兩個以上框筒連結在一起組成的結構體系。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，因此可以使用在各種不同的平面形狀，這一點非常適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面積的需求靈活應用，採取變截面的佈置。

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約束各框筒一起變形，可以看成很多框筒結構一起承受水平側力。束型框筒結構的翼板端框架跟腹板端框架柱軸力，如圖 2-6 所示。束型框筒結構可大幅度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，從結構的性能來看，更接近於一個懸臂箱型梁結構而不是框筒結構。

在工程實例上，列舉三個束型框筒結構來說明[16][17]：

(1) 方形平面束形框筒結構：

1972 年於美國芝加哥市 110 層樓 442.3 公尺高的 Sears 大樓，是束型框筒結構最典型的一個實例(圖 2-7)。該建築在建置完成當時是世界第一高的建築，如今被台北 101 大樓(Taipei 101)及馬來西亞的雙子星大樓(Petronas Tower)超越，目前是世界第三高的建築，不過仍為美國境內第一高的建築。

Sears 大樓是由 F.R.Khan 所設計的。1 到 50 層樓由 9 個正方形框筒所組成的正方形平面，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 層、67 到 90 層、91 到 110 層)在不同高度將框筒部份截斷以減少截面積，如圖 2-8 所示。

(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 層樓以下為商業和辦公室，需要較大的樓面使用面積。21 層樓以上為住宅公寓，需要的樓面面積小一點。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美麗景色。②每間房間要有較好的

採光要求。③樓面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，結構平面圖如圖示像是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，如圖 2-9 所示。整座建築像是一個水晶狀體般的立體效果。

(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。因此對於該市的高層建築來說，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。結構平面佈置如圖 2-10 示。

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。

2.4 支撐型框筒結構 (Braced-Tube Structure)

在框筒結構中，由於框架中梁柱撓曲變形造成剪力延遲效應的影響，框筒結構本身潛在的側向勁度受到減弱，也影響了結構抵抗側向變形的能力。如果當建築平面尺寸較大時或是因功能使用上需增加柱與柱之間的跨度，剪力延遲效應更加嚴重。若以對角斜撐來代替框筒結構中全部的外柱，如圖 2-11 所示，則所構成的斜撐型框筒結構將更接近於懸臂箱型梁結構的性能。若將對角斜撐交叉點處和對角斜撐跟四邊角柱交接點視為剛接點，則該斜撐型框筒結構抵抗側力的能力將與懸臂箱型梁結構相近。但是實際上是不太可行，除了節點數目多、開窗困難，最大的缺點在於材料的浪費不經濟。在垂直載重下斜撐型結構的缺點就顯示出來。由於是對角斜撐，所以斜撐桿件本身會有較大的內力，所以承受同樣的垂直載重，斜撐桿件會比柱承受較大的內力。因此斜撐桿件的斷面尺寸要求會比柱斷面尺寸還要大。

為了提高支撐型框筒結構的實用性，發展出在原先框筒結構表面加設大型對

角斜撐，如圖 2-12 所示。由於該大型對角斜撐與框筒柱子在交接處為剛接，多了對角斜撐來分擔水平側力，進而可降低剪力延遲效應的影響。因為梁柱內力的減少，所以便可增加柱與柱之間的跨度，減少梁的深度。在空間的利用上比起傳統的框筒結構更加靈活。

1968 年於美國芝加哥市 100 層樓 344 公尺高的 John Hancock 鋼結構大樓(圖 2-13)採用大型支撐型框筒結構的設計。在框筒結構的四邊框架上加設橫貫框筒柱的大型斜撐。因為採用大型支撐型框筒的設計，整體結構的側位移變小，而且有效的減低剪力延遲效應，建築用鋼量大幅度的降低。

大型支撐型框筒結構不只可以應用在鋼結構建築，也可應用於鋼筋混凝土建築。1984 年於美國紐約市 50 層樓 174 公尺高的 780 Third Avenue 大樓(圖 2-14)就是大型支撐型框筒鋼筋混凝土結構。該建築四邊的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，佈置鋼筋和框架整體一起澆置混凝土，形成大型支撐型混凝土結構。

2.5 框筒結構底層的結構形式

框筒結構的基本形式就是密柱深梁，然而在高層建築的底層，大量的人潮進出、建築結構的美觀，會與框筒結構外圍密集柱間距的狹窄形成矛盾。因此增加框筒結構底層柱與柱的跨度，而不去影響整體結構的安全性是非常重要的問題。現有的處理方法有以下五種[16]，如圖 2-15 所示：

(1) 轉換梁(Transfer Girder)：

為了擴大底層柱距，可使用轉換梁來承載上部框筒結構密柱往下傳的垂直載重。轉換梁的斷面尺寸大小根據上下層的柱距與上部結構所往下施加的載重而定。在高度非常大的高層建築中，轉換梁的深度甚至可以達到一層樓的高度。因為轉換梁會承受相當大的垂直載重，為了減少斷面的尺寸跟轉換梁過大的變形，也可以採用預力梁來替代。

(2) 轉換桁架(Transfer Truss)：

桁架具有勁度大、自重輕、受力均勻、並能有較大的跨度。利用轉換桁架來

取代轉換梁，較為經濟且還可以採光。

(3)連續拱(Continuous Arch)：

鋼筋混凝土拱具有承载力大和跨度大的優點，如果能與結構立面配置協調，框筒底層也可以採用連續拱增加可使用的空間。不過必須處理邊拱在結構上承載的問題。

(4)過渡層：

前述三種處理方式都會使得框筒結構在側向勁度在底層突然發生變化，應用在地震頻繁區域的高樓建築時，如果設計不良時，會引起變形集中或是軟弱層等不利影響。假如調整兩層樓以上柱的斷面跟高度，使得框筒結構的側向勁度逐步慢慢變化，當在地震反應上會有較好的效果。

(5)合併柱：

美國紐約市 World Trade Center(因 911 恐怖攻擊已倒塌)是採用鋼框筒的最高建築。9 層以上框筒的柱距為 1.02 公尺，8 層以下框筒的柱距擴大為 3.06 公尺，是採取每三根柱合併為一根柱的方式去解決底層柱間距的問題，而過渡層則採用斜撐加以銜接。這樣子處理解決了樓層側向勁度突變的問題，又有獨特別緻的垂直立面效果。

2.6 框筒結構斷面形式

框筒結構主要多用於高層建築，而高層建築的設計，都常都是由水平外力載重來控制。水平載重有地震力與風力兩種。由於高樓建築本身都具有長週期的特性，所以地震力的影響，還不足以控制高層建築的設定。風力會隨著高度越高而增強，所以高層建築主要抵抗的水平外力載重，都是以風力為主。加上影響框筒結構整體水平勁度的因素最主要是框筒結構的剪力延遲效應。所以在選擇框筒結構斷面形式上，以側向勁度、風力、剪力延遲效應與經濟效率的因素出發。

以側向勁度的觀點出發，最佳的結構斷面形式應該是結構斷面沒有弱軸的存在，也就是結構斷面不管怎麼旋轉，斷面的慣性矩都是一樣。或是說結構斷面每個方向的側向勁度都一樣。結構斷面旋轉後的慣性矩可以使用如圖 2-16 所示的

Mohr's Circle [18]，來計算。當 $I_x = I_y$ 且 $I_{xy} = 0$ 時，可以發現 Mohr's Circle 中的半徑 $R = 0$ 。表示當 $I_x = I_y$ 且 $I_{xy} = 0$ 時，Mohr's Circle 會變成一個點，不管斷面怎麼旋轉，慣性矩都等於 I_x (或 I_y)。所以具有雙對稱軸且 $I_x = I_y$ 、 $I_{xy} = 0$ 的斷面形式，將是結構斷面的首選。於是方形或是圓形結構斷面是首選。

根據 2007 年 1 月 1 日開始實施的「建築物耐風設計規範及解說」[19]中，開放式建築物或獨立結構物所承受的設計風力 F ，以下式計算：

$$F = q(z_{Af}) \bar{G} C_f A_f \quad (2.1)$$

式中， $q(z_{Af})$ 為面積 A_f 形心高度 Z_f 處的風速壓， \bar{G} 為普通建築物的陣風反應因子， C_f 為風力係數， A_f 為投影在風向垂直的平面上的面積。

以上的參數，唯一跟結構斷面形式有關的參數只有風力係數 C_f 。表 2-1 中，可以觀察到方形斷面最小的 $C_f = 1$ ，圓形斷面最小的 $C_f = 0.5$ ，方形斷面是圓形斷面的兩倍。以風力的觀點，圓形斷面是優於方形斷面。

在剪力延遲效應觀點中(將於第三章介紹)，結構斷面的翼板端不宜過長，所以方形斷面優於矩形斷面。但方形斷面會有角柱效應的影響，所以圓形斷面又優於方形斷面。

在經濟效率性的觀點來看，在相同的梁柱材料下，圓形框筒所圍成的結構斷面面積是方形框筒結構斷面面積的 $\frac{4}{\pi}$ 倍，約為 1.2732 倍，圓形框筒有比較高的經濟效益性。在相同的方形腹地面積下，方形框筒可以百分之百的使用腹地面積，圓形框筒只能使用腹地面積的 $\frac{\pi}{4}$ 倍，約為 0.7854 倍，方形框筒在腹地面積使用上有比較高的效率性。

所以在選用框筒斷面形式上，以選用方形或圓形斷面為佳。至於方形跟圓形斷面中，要選擇哪一種。則需個人要求再進行選擇。

第三章 框筒結構受側力下之剪力延遲效應探討

3.1 剪力延遲效應介紹

剪力延遲效應(Shear Lag Effect)這個名詞最早是出現約在 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梁，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。

自從 1963 年 F.R.Khan 設計第一座高層框筒建築之後，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分佈如圖 3-1 所示。虛線部分沒有剪力延遲效應影響，是利用古典梁彎曲理論，公式(3.1)求得。實線部分是有剪力延遲效應影響。如圖 3-1(b)所示，翼板端角柱軸應力大於古典梁彎曲理論所得到的理論值，接著往內柱軸應力慢慢減少到小於古典梁彎曲理論所得到的理論值。翼板端柱軸力分佈曲線呈現凹曲線分佈，此現象稱之正剪力延遲效應(Positive Shear Lag Effect)。相反的，如果翼板端角柱軸應力小於古典梁彎曲理論所得到的理論值，接著往內柱軸應力慢慢增加至大於古典梁彎曲理論所得到的理論值。翼板端柱軸力分佈曲線呈現凸曲線分佈，此現象稱之負剪力延遲效應(Negative Shear Lag Effect)。另外由於剪力延遲效應的影響，樓板將不在保持平面，會產生翹曲。

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

框筒結構剪力延遲效應的產生原因，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。圖 3-1(a)中 A、B 角柱會承受拉力，C、D 角柱會承受壓力。由於角柱的軸向變形，翼板端框架跟腹板端框架會產生相互作用。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 3-2 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 C2 柱的軸向變形會比 C1 柱小，依此往內遞減。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(由連接梁勁度觀點出發)：

減小柱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。因此在框筒結構的結構配置上，應採用密柱深梁的配置。

(2)角柱面積(由柱軸力觀點來出發)：

角柱面積越大，角柱軸力會明顯增大，相鄰柱的軸力也會相對應的增大，剪力延遲效應也會更明顯。因此角柱面積不宜過大。另外在減少剪力延遲效應中，可以在框筒外圍加設大型對角斜撐來降低剪力延遲效應，也是從柱軸力觀點來解釋。因為多了大型斜撐來承受外力，所以柱軸力會減小，剪力延遲效應也會減小。

(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，主要是由柱產生軸力來平衡抵抗。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，在接近頂樓通常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，框筒結構平面尺寸不宜過大或是長方形平面。正方形、圓形、正多邊形都是框筒結構最理想的平面形狀。

3.2 框筒結構中負剪力延遲效應探討

為了闡述框筒結構中負剪力延遲效應發生的原因，以下利用 Y.Singh[15]的框筒結構剪力延遲效應模型來探討負剪力延遲效應發生的原因。

Y.Singh[15]把懸臂箱型梁考慮負剪力延遲效應的分析方法應用在框筒結構的分析，得到框筒結構在考慮負剪力延遲效應下的分析模型(圖 3-3)。

因為框筒結構受水平側力下有雙對稱軸。圖 3-3(b)所示是從水平側力作用下的框筒結構中取出的 1/4 的框筒結構。傾倒彎矩主要是由柱的軸力來抵抗，為了分析第(j+1)層框筒結構的內力跟位移，把第 j 層樓板以上的結構從整體結構中分割出來，分成以下兩種模式來理解：

- (1) 如圖 3-3(c)所示，把第 j 層樓板以上的結構固定在第 j 層樓板上，去承受水平側力的作用。
- (2) 如圖 3-3(d)所示，位於第 j 層樓板高度上的柱端，對第 j 層樓板以上的框筒結構施加節點位移載重。位移載重的值為第 j 層樓板以下的框筒結構在第 j 層樓板高度上所發生的位移。

以上的兩種模式，原理就是彎矩分配法的原理一樣。把節點鎖上然後把節點釋放掉再逆向施加節點鎖上的節點反力。

在第一種加載模式下，因為梁有限的勁度導致第(j+1)樓層柱的軸力分佈曲線呈凹形，形成正剪力延遲效應。因為第一種加載模式下，(j+1)層反而變成最底層，在框筒結構中的最底層通常都是正剪力延遲效應。

在第二種加載模式下，基於剛性樓板平面內勁度無限大的假設，同一樓層平面上節點的水平位移載重，只能引起上部框筒結構的剛體運動，對內力不會產生影響。在第 j 樓層平面內的節點，在軸向位移載重和轉角位移載重作用下，軸向位移載重產生的影響應佔大多數，由此假設轉角位移載重產生的影響可以忽略不計。由於施加在第 j 樓層平面內節點上的軸向位移載重所產生的第(j+1)樓層柱的軸力分佈曲線向上突起，形成負剪力延遲效應。在框筒結構中的最頂層通常都是負剪力延遲效應。

由此可得知，框筒結構中各層的柱軸力分佈曲線，都是由正剪力延遲效應加上負剪力延遲效應交互作用所得出的。假設如果正剪力延遲效應佔大部分，則顯示出來的軸力分佈曲線即是正剪力延遲效應。如果負剪力延遲效應佔大部分，則顯示出來的軸力分佈曲線即負剪力延遲效應。

第四章 框筒結構之分析方法

4.1 方形框筒結構

4.1.1 等效平面構架法

B.S.Smith[2]提供一種水平載重作用下撓曲變形的對稱框筒結構簡化方法，這是一種精確近似的分析方法。該方法在早期框筒結構剛發展的時候，滿足了工程師快速分析的需求。因為該方法考慮了結構主要的性能，並將三維框筒結構的分析簡化成等效的平面構架分析，在早期電腦運算不發達的時期，大大減少計算的工作量。

首先考慮圖 4-1 所示的框筒結構在 X 方向水平載重作用下撓曲，水平載重主要是由下列兩部分來抵抗：

- (1) 平行於載重方向作用的腹板端框架 AD 和 BC 受剪力、彎矩作用。
- (2) 垂直於載重方向作用的翼板端框架 AB 和 DC 的軸向變形。

由於結構對於 XX 軸是對稱的，而且樓板平面內的剛度無限大，因此可以假設腹板端框架的平面外變形是可以忽略的，而且腹板端框架只受平面內載重作用。同時還假設梁的扭轉剛度可以忽略。

腹板端框架角柱的軸向變形受到翼板端框架的約束，因此翼板端框架和腹板端框架之間的交互作用主要是通過角柱 A、B、C、D 的軸向交互作用所形成。由於以上交互作用的結果，使得翼板端框架 AB 和 DC 主要承受軸向變形，各柱軸向變形的均勻度取決於梁的勁度。

進行結構分析時，必須滿足基本變形協合條件就是在兩個正交框架(翼板端框架、腹板端框架)相交處中角柱的垂直位移必須相等。在簡化分析中還要建立一種機制來模擬翼板端框架與腹板端框架交接角柱的力量傳遞方式，力量從腹板端框架通過角柱向翼板端框架傳遞垂直方向的剪力而不傳遞水平力和彎矩。

如圖 4-1 所示的框筒結構為例，由於結構對 XX 和 YY 軸均對稱，所以分析時只需考慮 1/4 的結構 EBH。對稱軸上的邊界條件考慮如下，由於相對 XX 軸對稱，在對稱軸上的 E 點的剪力和 Y 方向的轉角必須為零；而 YY 軸對稱條件則

是要求 H 點的垂直位移必須為零。如果腹板端框架 BC 只有偶數根柱，那麼在 YY 對稱軸上就沒有柱，則梁在與對稱軸線相交處的彎矩應為零。滿足圖 4-1 所示的 1/4 結構 EBH 的邊界支撐條件，如圖 4-2 所示。

將翼板端框架 EB 的一半旋轉 90 度與腹板端框架 BH 的一半放在同一平面上，即構成一個等效的平面框架。由於樓板的平面內剛度約束，兩個框架中所有構件的 X 方向水平位移是相同的，因此可以假設作用於翼板端水平載重的 1/4 能放到一半腹板端框架上，如圖 4-2 所示。

腹板端框架與翼板端框架之間垂直方向的交互作用可透過以下簡單的方式來滿足。令翼板端框架的角柱產生一個很小的水平位移，例如為連接梁的跨度的 1/100，因此每個角柱的節點便會變成兩個，一個在腹板端框架上，一個在翼板端框架上(如圖 4-3 中的 B 與 B')。在節點編號時，這兩個節點分別單獨編號，然後由一虛擬的剛性梁連接，其抗彎勁度可取為一般連接梁的 10000 倍，而且其一端不產生彎矩和軸力。利用這個方法，還可以建立垂直方向位移的協合條件並由腹板端框架通過角柱向翼板端框架傳遞垂直方向的剪力，而且還可以將其轉角和水平位移分開。但是這個方法發現分析結果對於虛擬剛性梁的勁度相當敏感。

另外一種方法可以用來改進框架之間的旋轉和水平位移，並降低分析結果對於虛擬剛性連接梁勁度的敏感性。該方法同樣是將梁翼板框架旋轉到腹板端框架平面上，交接處的角柱節點會重疊在一起，但是令翼板端框架的角柱產生一個很小的垂直位移，例如為樓層高的 1/100 或更小，因此每個角柱的節點便會變成兩個，一個在腹板端框架上，一個在翼板端框架上(如圖 4-4 中的 B 與 B')。這些節點在編號時也是分開編號，然後由一虛擬的剛性連桿連接，其軸向勁度可取為柱的 10000 倍(面積為 10000 倍)，於是這剛性連桿可以確保垂直方向的位移協合並傳遞垂直方向的剪力，且使得腹板端框架與翼板端框架之間的轉動和水平位移分開。

如果用虛擬剛性梁(連桿)模擬角柱處其變形協合及力量傳遞方式，不太容易理解。可以想像是腹板端與翼板端分別伸出一剛性梁經由滾支承去滾接。

在這分析模型中，角柱在腹板端框架平面內以及翼板端框架平面內都取整個

慣性矩，但是其面積則應在腹板端框架中的柱 B' 指定為全部的面積，而將翼板端框架中的柱 B 面積指定為零。

上述的基本模型並沒有考慮翼板端框架柱的平面外彎曲，這個問題在結構的底部是重要的，因為這些柱的弱軸方向水平位移與腹板端框架柱強軸的水平位移相等。平面外彎矩的影響可以在基本模型中附加一個等效柱(圖中的 RR)，其抗彎勁度等於翼板端框架中柱的平面外抗彎勁度總和的 1/4，這根等效柱與已有的基本模型通過鉸交剛性連桿連結。這種連接方式使得該柱與腹板端框架有著相同的水平位移，並且承擔一部分的水平剪力，求得該柱的總剪力和彎矩後，便可依照抗彎勁度分配到翼板端框架的各個柱上。

當等效平面構架模型已經建立好之後，可以利用結構矩陣來分析平面構架，甚至可以利用簡單的平面構架分析程式來分析。

4.1.2 等效連續筒模型分析法

本論文利用以下兩種等效連續筒模型分析法 Coull[3][4]、Kwan[6]來分析方形框筒結構。原理是將框筒結構用四片正交的連續板組成等效連續筒模型，藉由假設翼、腹板端的軸應力分佈曲線(或變形曲線)利用能量法去求解梁柱內力以及水平側向位移。由於兩種方法有不同的假設，在內力與水平側向位移的精確度上有所差異，因此以下將介紹這兩種方法，並於第五章案例分析與 SAP2000 分析出來的結果比較。

4.1.2.1 Coull 等效連續筒模型分析法

Coull 分別在 1975 年以及 1978 年提出 Coull 等效連續筒模型來模擬計算框筒結構受水平載重下的內力[3]以及水平側向位移[4]計算。框筒結構用四片正交的連續板組成等效連續筒模型，等效連續筒的彈性模數 E 跟剪力模數 G 以及連續筒的厚度將會影響分析結果。如何定出這些參數，進而分析等效連續筒模型，是非常重要的。在 Coull[3]的模型中連續筒參數的決定是採取下節方式來決定。

4.1.2.1.1 Coull 等效連續筒參數

假如框筒結構每層高度相等，各層柱距固定，梁柱斷面積固定不變。則可以假設框筒結構的垂直向勁度全部由柱來提供，而等效連續筒的垂直向勁度將等同於框筒結構的垂直向勁度。

$$A_c E_m = stE \quad (4.1)$$

式中， A_c 為每個柱的斷面積， E_m 為材料的彈性模數， s 為柱距， t 為等效連續筒厚度， E 為等效連續筒的彈性模數。

因為假設框筒結構的垂直向勁度全部由柱來提供， $A_c = st$ ，則可以決定等效連續筒的厚度，另外可得出等效連續筒的彈性模數。

$$t = \frac{A_c}{s} \quad (4.2.a)$$

$$E = E_m \quad (4.2.b)$$

等效連續筒的剪力模數 G ，可以根據圖 4-5 所示中，一個框架單元與等效板受到相同水平剪力 Q 作用時，兩者具有相同的水平位移求得。一個框架單元可以由一個梁柱系統來表示，這個框架單元是假設每根梁跨度中間存在反曲點，每個柱在高度中間也存在著反曲點，然後從各個反曲點處截取出來的框架單元。在梁柱交會區視為剛域，剛域的寬度是柱寬，高度是梁深。整個框架單元如圖 4-5 所示。

從圖 4-5 中，求得框架單元水平剪力 Q 與水平位移 Δ 的關係式：

$$Q \frac{h}{2} = \frac{6EI_h}{e^2} \left(1 + \frac{t_2}{e}\right) \frac{\Delta}{1 + \frac{2 \frac{I_h}{e} \left(1 + \frac{t_2}{e}\right)^2}{\frac{I_{d1}}{l_1} \left(1 + \frac{t_1}{l_1}\right)^2 + \frac{I_{d2}}{l_2} \left(1 + \frac{t_1}{l_2}\right)^2}} \quad (4.3)$$

式中， $e = h - t_2$ ， $l_1 = d_1 - t_1$ ， $l_2 = d_2 - t_1$ 。

等效板(圖 4-5 所示) 水平剪力 Q 與水平位移 Δ 的關係式：

$$\Delta = \frac{Q}{GA} h \quad (4.4)$$

令式(4.3)與(4.4)中的水平位移 Δ 相等，可以得到等效板的剪力剛度為：

$$GA = \frac{12EI_h}{e^2} \left(1 + \frac{t_2}{e}\right) \frac{1}{2I_h \left(1 + \frac{t_2}{e}\right)^2} \frac{1}{1 + \frac{1}{e} \left[\frac{I_{d1}}{l_1} \left(1 + \frac{t_1}{l_1}\right)^2 + \frac{I_{d2}}{l_2} \left(1 + \frac{t_1}{l_2}\right)^2 \right]} \quad (4.5)$$

假如框筒結構如前面的假設， $I_{d1} = I_{d2} = I_d$ ， $d_1 = d_2 = s$ ， $l_1 = l_2 = l = s - t_1$ 則式(4.5)可簡化成：

$$GA = \frac{12EI_h}{e^2} \left(1 + \frac{t_2}{e}\right) \frac{1}{1 + \frac{1}{e} \frac{I_h \left(1 + \frac{t_2}{e}\right)^2}{I_d \left(1 + \frac{t_1}{l}\right)^2}} \quad (4.6)$$

式(4.6)中算出的剪力剛度，只考慮梁柱的撓曲變形並沒有考慮桿件的剪力變形而且沒有考慮梁柱交接區的剪力變形。4.1.2.2 節 Kwan[6]提出的模型中，在計算剪力剛度會比較精確。

4.1.2.1.2 Coull 等效連續筒內力計算

圖 4-6 所表示的是等效連續筒的座標以及應力系統。假如結構如圖示有兩個對稱軸，則在水平載重的作用下，兩個腹板端的應力狀態是相同的，而在兩個翼板端，應力大小相等但方向相反。

在翼板端的平衡方程式為：

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma'_z}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.7.a)$$

在腹板端的平衡方程式為：

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4.7.b)$$

在兩正交板上的應力應變關係：

在翼板端：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_y &= E_y e_y + E_{yz} e'_z \\ \sigma'_z &= E'_z e'_z + E_{yz} e_y \\ \tau_{yz} &= G_{yz} \gamma_{yz} \end{aligned} \right\} \quad (4.8.a)$$

在腹板端：

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= E_x e_x + E_{xz} e_z \\ \sigma_z &= E_{xz} e_x + E_z e_z \\ \tau_{xz} &= G_{xz} \gamma_{xz} \end{aligned} \right\} \quad (4.8.b)$$

上述式子中， E_{yz} 與 E_{xz} 可以忽略，因為梁柱是均勻佈置，所以

$$E_z = E'_z = E \text{ 且 } G_{xz} = G_{yz} = G \quad (4.8.c)$$

在等效連續筒的翼板端中，由於剪力延遲效應的影響，軸向應力 σ'_z 成凹曲線，兩邊高中間低，如圖 3-1(b)所示。假設用對 y 軸對稱的二次曲線來模擬軸向應力的分佈。

$$\sigma'_z = \frac{M}{I} a + S_o(z) + \left(\frac{y}{b}\right)^2 S(z) \quad (4.9)$$

式中， $S_o(z)$ 與 $S(z)$ 為 z 的函數。第一項 $\frac{M}{I} a$ 為古典梁理論的結果，其餘兩項是針對第一項的修正。

式(4.9)中， I 為斷面的慣性矩：

$$I = \frac{4}{3} t a^2 (3b + a) + 4A_k a^2 \quad (4.10)$$

$2b$ ， $2a$ 分別為翼板、腹板的長度， t 為等效連續筒的厚度， A_k 為角柱的斷面積。

在等效連續筒的腹板端中，由於剪力延遲效應的影響，軸向應力 σ_z 是一個對 x 軸反對稱的曲線，如圖 3-1(c)所示。假設用對 x 軸反對稱的三次曲線來模擬軸向應力的分佈。

$$\sigma_z = \frac{M}{I} x + \left(\frac{x}{a}\right)^3 S_1(z) \quad (4.11)$$

式中， $S_1(z)$ 為 z 的函數。第一項 $\frac{M}{I} x$ 為古典梁理論的結果，第二項是針對第一項的修正。

在任意高度處，力矩平衡條件為：

$$2\int_{-b}^b \sigma'_z t dy + 2\int_{-a}^a \sigma_z t x dx + 4A_k a \sigma_k = M(z) \quad (4.12)$$

式中， σ_k 為角柱中的軸向應力， $M(z)$ 為水平載重對任意高度下的力矩。

在角隅處，翼板與腹板的軸向應變應該協合。

$$\frac{\sigma'_z(\pm b, z)}{E} = \frac{\sigma_z(a, z)}{E} = \frac{\sigma_k}{E} \quad (4.13)$$

由式(4.9)、(4.10)可得知：

$$\sigma_k = \sigma'_z|_{y=b} = \frac{M}{I} a + S_o(z) + S(z) \quad (4.14a)$$

$$\sigma_k = \sigma_z|_{x=a} = \frac{M}{I} a + S_1(z) \quad (4.14b)$$

由式(4.14a)、(4.14b)可得知：

$$S_1(z) = S_o(z) + S(z) \quad (4.15)$$

把式(4.9)、(4.11)、(4.15)代入式(4.12)，並積分可得到：

$$S_o(z) = -\frac{1}{3} m S(z) \quad (4.16.a)$$

$$m = \frac{(5b+3a+15\frac{A_k}{t})}{(5b+a+5\frac{A_k}{t})} \quad (4.16.b)$$



因此，翼板、腹板的軸向應力 σ'_z 、 σ_z 就可用單一的未知函數 $S(z)$ 來表示：

$$\sigma'_z = \frac{M}{I} a - \left[\frac{1}{3} m - \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] S(z) \quad (4.17)$$

$$\sigma_z = \frac{M}{I} x + \left(1 - \frac{1}{3} m \right) \left(\frac{x}{a} \right)^3 S(z) \quad (4.18)$$

角柱中的軸向應力為：

$$\sigma_k = \sigma'_z|_{y=b} = \frac{M}{I} a + \left(1 - \frac{1}{3} m \right) S(z) \quad (4.19)$$

將式(4.17)、(4.18)代入平衡方程式(4.7.a)、(4.7.b)，積分後可求得其於應力分量：

(下列式中將 $S(z)$ 簡寫成 S ， $M(z)$ 簡寫成 M)

$$\sigma_y = \frac{b^2 a}{2I} \left[\left(\frac{y}{b} \right)^2 - 1 \right] \frac{d^2 M}{dz^2} - \frac{b^2}{12} \left[2m \left(\frac{y}{b} \right)^2 - \left(\frac{y}{b} \right)^4 - (2m-1) \right] \frac{d^2 S}{dz^2} \quad (4.20)$$

$$\tau_{xy} = -y \left\{ \frac{a}{I} \frac{dM}{dz} - \frac{1}{3} \left[m - \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \frac{dS}{dz} \right\} \quad (4.21)$$

$$\sigma_x = -\frac{a^3}{2I} \left[2 \left(\frac{1}{3} + \frac{b}{a} + \frac{A_k}{at} \right) + \left(1 + \frac{2b}{a} + \frac{2A_k}{at} \right) \frac{x}{a} - \frac{1}{3} \left(\frac{x}{a} \right)^3 \right] \frac{d^2 M}{dz^2} - \left(1 - \frac{1}{3} m \right) \frac{a^2}{20} \left[\left(\frac{x}{a} \right) - \left(\frac{x}{a} \right)^5 \right] \frac{d^2 S}{dz^2} \quad (4.22)$$

$$\tau_{xz} = \frac{a^2}{2I} \left[1 + 2 \frac{b}{a} + 2 \frac{A_k}{at} - \left(\frac{x}{a} \right)^2 \right] \frac{dM}{dz} + \left(1 - \frac{1}{3} m \right) \frac{a}{4} \left[\frac{1}{5} - \left(\frac{x}{a} \right)^4 \right] \frac{dS}{dz} \quad (4.23)$$

積分常數可利用下列邊界條件求得：

$$\text{當 } x = a \text{ 時， } \sigma_x = \frac{p}{2t} = -\frac{1}{2t} \frac{d^2 M}{dz^2} \quad (4.24.a)$$

$$\text{當 } x = -a \text{ 時， } \sigma_x = 0 \quad (4.24.b)$$

$$\text{當 } y = \pm b \text{ 時， } \sigma_y = 0 \quad (4.24.c)$$

角柱處的平衡方程式：

$$\tau_{xz} \Big|_{x=a} + \tau_{yz} \Big|_{y=b} = \frac{A_k}{t} \frac{\partial \sigma_k}{\partial z} \quad (4.24.d)$$



另外 τ_{yz} 對軸 $y=0$ 呈反對稱。

由於對稱，每一個腹板端框架將承受水平剪力的一半，所以：

$$t \int_{-a}^a \tau_{xz} dx = \frac{Q}{2} = \frac{1}{2} \int_0^z p dz = \frac{1}{2} \frac{dM}{dz} \quad (4.25)$$

式中， p 為單位高度的側向載重強度值， Q 為水平剪力。

結構中總應變能為：

$$\Pi_e = t \int_0^H \left\{ \int_{-b}^b \left(\frac{\sigma_z'^2}{E} + \frac{\tau_{yz}^2}{G} \right) dy + \int_{-a}^a \left(\frac{\sigma_z^2}{E} + \frac{\tau_{xz}^2}{G} \right) dx \right\} dz + 4 \frac{A_k}{2E} \int_0^H \sigma_k^2 dz \quad (4.26)$$

式(4.26)中，因為樓板在平面內剛度無限大，可以忽略掉水平應變，所以水平方向的正向應力 σ_x 和 σ_y 產生的應變能可以忽略不計。

將式(4.17)、(4.18)、(4.21)、(4.23)代入式(4.26)中，並對 x 、 y 積分之後，應變能可以表示成：

$$\Pi_e = \int_0^H f(z, S, \frac{dS}{dz}, \frac{d^2S}{dz^2}) dz \quad (4.27)$$

根據最小勢能原理，可得出以下的控制方程式和邊界條件：

$$\frac{d^2S}{dz^2} - \left(\frac{k}{H}\right)^2 S = \lambda^2 \frac{d^2\sigma_b}{dz^2} \quad (4.28)$$

σ_b 是假設框筒結構是簡易懸臂梁所算出的正向應力， $S(z)$ 是用來表示翼板端剪力延遲效應的程度的函數。

$$\text{當 } z=0 \text{ 時， } S=0 \quad (4.29.a)$$

$$\text{當 } z=H \text{ 時， } \frac{dS}{dz} - \lambda^2 \frac{d\sigma_b}{dz} = 0 \quad (4.29.b)$$

$$\left. \begin{aligned} k^2 &= 15 \frac{G}{E} \frac{H^2}{b^2} \frac{\frac{1}{5}(5m^2 - 10m + 9) + (3-m)^2 \frac{a}{b} \left(\frac{1}{7} + \frac{A_k}{at}\right)}{\frac{1}{7}(35m^2 - 42m - 15) + \frac{1}{15} \left(\frac{a}{b}\right)^3 (3-m)^2} \\ \lambda^2 &= 3 \frac{(5m-3) - \frac{1}{7} \left(\frac{a}{b}\right)^3 (3-m)}{\frac{1}{7}(35m^2 - 42m - 15) + \frac{1}{15} \left(\frac{a}{b}\right)^3 (3-m)^2} \\ \sigma_b &= \frac{Ma}{I} \end{aligned} \right\} \quad (4.30)$$

其中，而 m 可由式(4.16.b)求得。

當角柱面積和其他柱的斷面積相同時，角柱已被當作是等效正交板中的一部份，因此 A_k 為零。此時參數 k^2 和 λ^2 可以簡化為：

$$\left. \begin{aligned} k^2 &= 9 \frac{GH^2}{Eb^2} \frac{(5m^2 + 15m - 6)(3-m)}{35m^3 - 42m^2 + 51m - 20} \\ \lambda^2 &= -9 \frac{(45m^3 - 72m^2 - 33m + 32)}{(3-m)(35m^3 - 42m^2 + 51m - 20)} \end{aligned} \right\} \quad (4.31)$$

$$\text{其中，而 } m = \frac{5b+3a}{5b+a} \quad (4.32)$$

針對三種常用的水平載重，去推導式(4.28)的解：

(1) 於結構頂部的水平集中載重，大小為 P ：

$$S(\xi) = \frac{\lambda^2}{k} \sigma_b(H) \frac{\sinh k\xi}{\cosh k} \quad (4.33)$$

式中， $\sigma_b(H) = \frac{PH}{I} a$ ， $\xi = \frac{z}{H}$ 。

(2) 水平均佈載重，密度為 U：

$$S(\xi) = 2 \frac{\lambda^2}{k^2} \sigma_b(H) \left[\frac{\cosh k(1-\xi) + k \sinh k\xi}{\cosh k} - 1 \right] \quad (4.34)$$

式中， $\sigma_b(H) = \frac{UH^2}{2I} a$ ， $\xi = \frac{z}{H}$ 。

(3) 水平倒三角載重，頂點密度為 T：

$$S(\xi) = 3 \frac{\lambda^2}{k^2} \sigma_b(H) \left[\frac{2k \cosh k(1-\xi) + (k^2 - 2) \sinh k\xi}{2k \cosh k} - (1-\xi) \right] \quad (4.35)$$

式中， $\sigma_b(H) = \frac{TH^2}{3I} a$ ， $\xi = \frac{z}{H}$ 。

有了剪力延遲效應函數 $S(\xi)$ ，可代入式(4.17)、(4.18)、(4.21)、(4.23)可求出各應力分量。將結果表示如下：

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_z &= \sigma_b - \left[\frac{1}{3}m - \left(\frac{y}{b}\right)^2 \right] \sigma_b(H) F_1 F_2 \\ \sigma_z &= \sigma_b \frac{x}{a} + \left(1 - \frac{1}{3}m\right) \left(\frac{x}{a}\right)^3 \sigma_b(H) F_1 F_2 \\ \tau_{yz} &= -\frac{y}{H} \frac{d\sigma_b}{d\xi} + \frac{y}{3H} \left[m - \left(\frac{y}{b}\right)^2 \right] \sigma_b(H) F_1 F_3 \\ \tau_{xz} &= \frac{a}{2H} \left[1 + 2\frac{b}{a} + 2\frac{A_k}{at} - \left(\frac{x}{a}\right)^2 \right] \frac{d\sigma_b}{d\xi} + \left(1 - \frac{1}{3}m\right) \frac{a}{4H} \left[\frac{1}{5} - \left(\frac{x}{a}\right)^4 \right] \sigma_b(H) F_1 F_3 \end{aligned} \right\} \quad (4.36)$$

式中， σ_b 、 $\frac{d\sigma_b}{d\xi}$ 、 F_1 、 F_2 、 F_3 請參閱表 4.1。

將三種常用水平載重，參數和函數 σ_b 、 $\frac{d\sigma_b}{d\xi}$ 、 F_1 、 F_2 、 F_3 的結果列於表 4.1 中。

函數 F_1 ，等於 λ^2 ，是一個和結構斷面形式尺寸以及角柱有關的函數，可由式(4.16.b)中的 m 來決定。函數 F_2 和 F_3 是由參數 k 和高度座標 ξ 決定，由式(4.30)、

(4.31)的第一式可得知參數 k 本身又是 $\frac{G}{E}$ 、 $\frac{H}{b}$ 、跟 m 等參數的函數。對於三種常用水平載重的 F_1 、 F_2 、 F_3 函數的曲線如圖 4-7~4-9 所示。

分析等效連續筒模型時，先用式(4.2.b)、(4.6)計算等效連續筒的有效彈性模數 E 與有效剪力模數 G 。根據結構斷面尺寸 b 、 a 和角柱斷面積 A_k 依式(4.16.b)來計算 m ，再從式(4.30)的第一式計算 k 。函數 $F_1(\lambda^2)$ 可從式(4.30)的第一式計算。對於三種常用水平載重，函數 F_2 、 F_3 可根據已經的 k 值和所求高度 ξ ，由圖 4-8、4-9 中查得。各應力分量可經由式(4.36)求得。

4.1.2.1.3 框筒結構內力計算

求得等效連續筒內力後，還需將求得的內力轉換到框筒結構梁柱的內力。只需要將式(4.36)進行積分即可求得框筒結構中的梁柱內力。

翼板端框架中，位於 y_i 處的柱軸力為：

$$N_i = t \int_{y_i - \frac{s}{2}}^{y_i + \frac{s}{2}} \sigma'_z dy = ts \left\{ \sigma_b - \frac{1}{3} \left[m - \frac{1}{b^2} \left(3y_i^2 + \frac{s^2}{4} \right) \right] S \right\} \quad (4.37)$$

式中， s 為柱距， $S = \sigma_b(H)F_1F_2$ 。

腹板端框架中，位於 x_i 處的柱軸力為：

$$N_i = t \int_{x_i - \frac{s}{2}}^{x_i + \frac{s}{2}} \sigma_z dx = \frac{tsx_i}{a} \left[\sigma_b + \left(1 - \frac{1}{3} m \right) \frac{1}{a^2} \left(x_i^2 + \frac{s^2}{4} \right) \sigma_b(H)F_1F_2 \right] \quad (4.38)$$

腹板端框架中，位於 x_i 處，高度在 z_i 處的柱剪力為：

$$S_{ci} = t \int_{x_i - \frac{s}{2}}^{x_i + \frac{s}{2}} \tau_{xz} dx = \frac{tas}{2H} \left\{ \left[1 + 2 \frac{b}{a} + 2 \frac{A_k}{at} - \frac{1}{3a^2} \left(3x_i^2 + \frac{s^2}{4} \right) \right] \frac{d\sigma_b}{d\xi} + \frac{1}{10} \left(1 - \frac{1}{3} m \right) \left[1 - \frac{1}{a^4} \left(5x_i^4 + \frac{5}{2} s^2 x_i^2 + \frac{s^4}{16} \right) \right] \sigma_b(H)F_1F_3 \right\} \quad (4.39)$$

腹板端框架中，位於 x_i 處，高度在 z_i 處的梁剪力為：

$$S_{bi} = t \int_{z_i - \frac{h}{2}}^{z_i + \frac{h}{2}} \tau_{xz} dz = \frac{ta}{2} \left\{ \left[1 + 2 \frac{b}{a} + 2 \frac{A_k}{at} - \left(\frac{x_i}{a} \right)^2 \right] \left[\sigma_b \left(z_i + \frac{h}{2} \right) - \sigma_b \left(z_i - \frac{h}{2} \right) \right] + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{1}{3} m \right) \left[\frac{1}{5} - \left(\frac{x_i}{a} \right)^4 \right] \sigma_b(H)F_1 \left[F_2 \left(z_i + \frac{h}{2} \right) - F_2 \left(z_i - \frac{h}{2} \right) \right] \right\} \quad (4.40)$$

4.1.2.1.4 框筒結構水平位移計算

前面兩節已經求出框筒結構在水平載重作用下的內力計算，有了應力 Coull[4]就可以求出框筒結構的水平位移。

圖 4-6 所示的框筒結構，腹板端、翼板端上的應力應變位移關係為：

$$\varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z} = \frac{\sigma_z}{E} \quad (4.41)$$

$$\gamma_{xz} = \frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\tau_{xz}}{G} \quad (4.42)$$

$$\varepsilon_z' = \frac{\partial w'}{\partial z} = \frac{1}{H} \frac{\partial w'}{\partial \xi} = \frac{\sigma_z'}{E} \quad (4.43)$$

式中， w 為腹板軸向位移， u 為水平側向位移， w' 為翼板軸向位移。

將式(4.36)中的 σ_z 代入式(4.41)，對 z 積分，並考慮邊界條件：

當 $z = H$ 時， $w = 0$ ，可求出腹板軸向位移 w 。

將求得的 w 與式(4.36)中的 τ_{xz} 代入式(4.41)，對 z 積分，並考慮邊界條件：

當 $z = H$ (即 $\xi = 1$) 時， $u = 0$ ，可求出水平側向位移 u 。

將式(4.36)中的 σ_z' 代入式(4.43)，對 z 積分，並考慮邊界條件：

當 $z = H$ 時， $w' = 0$ ，可求出翼板軸向位移 w' 。

針對三種常用的水平載重，去推導式(4.41)、(4.42)中 w 、 u 與 w' 的解為：

(1) 於結構頂部的水平集中載重，大小為 P ：

$$w = \frac{PH^3 \xi}{2EI} (\xi^2 - 1) + \frac{Pa\lambda^2 H^2}{k^2 EI} \gamma \left(\frac{x}{a} \right)^3 \frac{f_1}{\cosh k} \quad (4.44)$$

$$u = -\frac{PH^3}{6EI} (2 - 3\xi + \xi^3) + \frac{Pa^2 H}{2GI} \left[g_1 (\xi - 1) + \frac{\lambda^2 \gamma}{10k} \frac{f_2}{\cosh k} \right] \quad (4.45)$$

$$w' = -\frac{PaH^2}{2EI} (1 - \xi^2) - \frac{Pa\lambda^2 H^2}{k^2 EI} \varphi \frac{f_1}{\cosh k} \quad (4.46)$$

最大水平位移：

$$u_{\max} = -\frac{PH^3}{3EI} - \frac{Pa^2 H}{2GI} \left[g_1 - \frac{\lambda^2 \gamma}{10k} \frac{f_2(0)}{\cosh k} \right] \quad (4.47)$$

(2)水平均佈載重，密度為 U：

$$w = \frac{UH^3x}{6EI}(\xi^3 - 1) + \frac{Ua\lambda^2H^3}{k^3EI}\gamma\left(\frac{x}{a}\right)^3 (\sinh k\xi + k_1 \cosh k\xi - k\xi) \quad (4.48)$$

$$u = -\frac{UH^4}{24EI}(3 + \xi^4 - 4\xi) + \frac{Ua^2H^2}{4GI}\left[g_1(\xi^2 - 1) + \frac{\lambda^2\gamma}{5k^2}(f_1 + k_1f_2)\right] \quad (4.49)$$

$$w' = -\frac{UaH^3}{6EI}(1 - \xi^3) - \frac{Ua\lambda^2H^3}{k^3EI}\varphi(\sinh k\xi + k_1 \cosh k\xi - k\xi) \quad (4.50)$$

最大水平位移：

$$u_{\max} = -\frac{UH^4}{8EI} - \frac{Ua^2H^2}{4GI}\left\{g_1 - \frac{\lambda^2\gamma}{5k^2}[f_1(0) + k_1f_2(0)]\right\} \quad (4.51)$$

(3)水平倒三角載重，頂點密度為 T：

$$w = \frac{TH^4\xi}{24EI}(4\xi^3 - \xi^4 - 3) + \frac{Ta\lambda^2H^3}{k^2EI}\gamma\left(\frac{x}{a}\right)^3\left(\frac{1}{k^2} + \frac{1}{k}\sinh k\xi + k_2 \cosh k\xi - \xi + \frac{1}{2}\xi^2\right) \quad (4.52)$$

$$u = -\frac{TH^4}{120EI}(5\xi^4 - \xi^5 - 15\xi + 11) + \frac{Ta^2H^2}{4GI}\left[\frac{1}{3}g_1(3\xi^2 - \xi^3 - 2) + \frac{\lambda^2\gamma}{5k^2}(f_1 + kk_2f_2 + (\xi - 1))\right] \quad (4.53)$$

$$w' = \frac{TaH^3}{24EI}(4\xi^3 - \xi^4 - 3) - \frac{Ta\lambda^2H^3}{k^2EI}\varphi\left(\frac{1}{k}\sinh k\xi - \xi + \frac{1}{2}\xi^2 + \frac{1}{k^2} + k_2 \cosh k\xi\right) \quad (4.54)$$

最大水平位移：

$$u_{\max} = -\frac{11TH^4}{120EI} - \frac{Ta^2H^2}{4GI}\left\{\frac{2}{3}g_1 - \frac{\lambda^2\gamma}{5k^2}[f_1(0) + kk_2f_2(0) - 1]\right\} \quad (4.55)$$

式(4.44)到(4.55)中，

$$\left. \begin{aligned}
 g_1 &= 1 + 2\frac{b}{a} + 2\frac{A_k}{at} \\
 \gamma &= 1 - \frac{1}{3}m \\
 \varphi &= \frac{1}{3}m - \left(\frac{y}{b}\right)^2 \\
 k_1 &= \frac{k - \sinh k}{\cosh k} \\
 k_2 &= \frac{k^2 - 2 - 2k \sinh k}{2k^2 \cosh k} \\
 f_1(\xi) &= \cosh k\xi - \cosh k \\
 f_2(\xi) &= \sinh k\xi - \sinh k
 \end{aligned} \right\} \quad (4.56)$$

4.1.2.2 Kwan 等效連續筒模型分析法

Kwan[6]在1994年提出Kwan等效連續筒模型來模擬計算框筒結構受水平載重下的內力以及側移計算。框筒結構用四片正交的連續板組成等效的連續筒模型，等效連續筒的彈性模數 E 跟剪力模數 G 以及連續筒的厚度將會影響分析結果。如何合理訂出這些參數，進而分析等效連續筒模型，是非常重要的。在Kwan的模型中等效連續筒參數的決定是採取下節的方式來決定。

4.1.2.2.1 Kwan 等效連續筒參數

用連續化方法計算框筒結構時，每一面框架中的梁柱系統可以由一個等效均勻的正交連續板來模擬，四個等效均勻的正交連續板加上四根角柱可組成等效連續筒模型。因為樓版平面內剛度無限大，能約束等效連續板平面外的變形，所以每一個等效平面板只需要考慮其平面內的作用。

假如框筒結構每層高度相等，各層柱距固定，梁柱斷面積固定不變。則我們可以假設框筒結構的垂直向勁度全部由柱來提供，而等效連續筒的垂直向勁度將等同於框筒結構的垂直向勁度。圖4-10所示即代表一個梁柱系統用一單位等效板來模擬。等效板垂直方向的彈性模數 E 可以用下式來計算：

$$Est = E_m A_c \quad (4.57)$$

式中， s 為柱距， t 為等效板的厚度， E_m 為結構材料的彈性模數， A_c 為柱的斷面積。

因為假設框筒結構的垂直向勁度全部由柱來提供， $A_c = st$ ，則可以決定等效筒的厚度，另外可得出等效筒的彈性模數。

$$t = \frac{A_c}{s} \quad (4.58.a)$$

$$E = E_m \quad (4.58.b)$$

等效連續筒的剪力模數，可以根據圖 4-11 所示中，一個框架單元與等效板受到相同水平剪力 Q 作用時，兩者具有相同的水平位移求得。一個框架單元可以由一個梁柱系統來表示，這個框架單元是假設每根梁跨度中間存在反曲點，每個柱在高度中間也存在著反曲點，然後從各個反曲點處截取出來的框架單元。在梁柱交會區視為剛域，剛域的寬度是柱寬，高度是梁深。整個框架單元如圖 4-11 所示。

等效板的剪力模數計算，採用 Kinh H.Ha[5] 的計算方法，在進行簡化。在梁柱單元的剪力剛度中，考慮桿件的彎曲變形與剪力變形，忽略梁柱交接區的剪力變形。水平剪力 Q 作用下梁柱單元的水平側向位移 Δ 等於彎曲變形產生的水平位移 Δ_b 加上剪力變形產生的水平位移 Δ_s 。

水平剪力作用下梁柱單元因彎曲變形產生的水平側向位移為：

$$\frac{\Delta_b}{Q} = \frac{(h-d_b)^3}{12E_m I_c} + \left(\frac{h}{s}\right)^2 \frac{(s-d_c)^3}{12E_m I_b} \quad (4.59)$$

水平剪力作用下梁柱單元因剪力變形產生的水平側向位移為：

$$\frac{\Delta_s}{Q} = \frac{(h-d_b)}{G_m A_{sc}} + \left(\frac{h}{s}\right)^2 \frac{(s-d_c)}{G_m A_{sb}} \quad (4.60)$$

式(4.59)、(4.60)中

h 為上下層梁之間距(即為柱高)， s 為相鄰柱之間距(梁長)。

d_b 為梁深， d_c 為柱寬， I_b 為梁之慣性矩， I_c 為柱之慣性矩。

E_m 為結構材料之彈性模數， G_m 為結構材料之剪力模數。

A_{sb} 、 A_{sc} 為梁、柱的有效剪力斷面積：

$$\left. \begin{aligned} A_{sb} &= \frac{A_b}{1.2} \\ A_{sc} &= \frac{A_c}{1.2} \end{aligned} \right\} \quad (4.61)$$

式中， A_b 、 A_c 為梁、柱的矩形斷面斷面積。

水平剪力作用下等效板產生的水平側向位移為：

$$\Delta = Q \frac{h}{Gst} \quad (4.62)$$

因為：

$$\Delta = \Delta_b + \Delta_s \quad (4.63)$$

將式(4.62) 代入式(4.63)可得等效板的剪力模數 G ：

$$G = \frac{\frac{h}{st}}{\frac{\Delta_b}{Q} + \frac{\Delta_s}{Q}} \quad (4.64)$$

式中， Δ_b 、 Δ_s 可由式(4.59)、(4.60)求得。

式(4.64)中算出的剪力模數，考慮梁柱的撓曲變形和剪力變形而且沒有考慮梁柱交接區的剪力變形，比起 Coull 模型會比較精準，但是兩者都沒有考慮到梁柱交接區的剪力變形，將梁柱交接區視為剛域，這個假設是否合理？這個問題將牽涉到後面 SAP2000 建立模型的參數設定，將於 4.1.3.2.1 節再進行討論。

4.1.2.2.2 Kwan 等效連續筒內力計算

圖 4-12 所示 Kwan 等效連續筒的座標系統，結構高度為 H ，翼板長 $2b$ ，腹板長 $2a$ 。因為剪力延遲效應影響，翼板、腹板柱軸向位移分佈曲線如圖 4-13 所示。假設翼板上軸向位移曲線 w' 沿著 y 軸呈二次曲線分佈，腹板上軸向位移曲線 w 沿著 x 軸呈三次曲線，分別用下列式子來描述：

$$w' = \phi a \left[(1 - \beta) + \beta \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \quad (4.65)$$

$$w = \phi a \left[(1-\alpha) \frac{x}{a} + \alpha \left(\frac{x}{a} \right)^3 \right] \quad (4.66)$$

式中， ϕ 為結構平面的轉角，是 z 的函數。

α 為腹板的剪力延遲效應函數，是 z 的函數。

β 為翼板的剪力延遲效應函數，是 z 的函數。

a 、 b 為腹板、翼板長度的一半。

腹板、翼板的應變位移關係式：

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_z &= \frac{\partial w}{\partial z} \\ \varepsilon_z' &= \frac{\partial w'}{\partial z} \\ \gamma_{xz} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial w'}{\partial y} \end{aligned} \right\} \quad (4.67)$$

式中， u 為結構水平側向位移，是 z 的函數，且以 x 方向為正。在 $z-x$ 平面中分析，是第四象限分析。

整體結構所儲存的應變能為：

$$\Pi_e = \int_0^H \int_{-a}^a t_w (E_w \varepsilon_z^2 + G_w \gamma_{xz}^2) dx dz + \int_0^H \int_{-b}^b t_f (E_f \varepsilon_z'^2 + G_f \gamma_{yz}^2) dy dz + \int_0^H 2E_m A_k \varepsilon_k^2 dz \quad (4.68)$$

式中， A_k 為角柱面積。 ε_k 為角柱應變。

當角柱面積和其他柱的斷面積相同時，角柱已被當作是等效正交板中的一部份，因此 A_k 為零。

三種常用水平載重造成的外力勢能如下：

(1) 於結構頂部的水平集中載重，大小為 P ：

$$\Pi_p = Pu(H) \quad (4.69)$$

(2) 水平均佈載重，密度為 U ：

$$\Pi_p = \int_0^H Uu(z) dz \quad (4.70)$$

(3) 水平倒三角載重，頂點密度為 T ：

$$\Pi_p = \int_0^H T \frac{z}{H} u(z) dz \quad (4.71)$$

整個結構的總勢能：

$$\Pi = \Pi_e + \Pi_p = f(u, w, w', \phi, \alpha, \beta) \quad (4.72)$$

由最小勢能原理可知，結構總勢能對每個未知量的變分為零。結構的總勢能對 ϕ 變分，可得到下列微分方程式：

$$EI \frac{\partial \phi}{\partial z} = -M \quad (4.73)$$

式中， M 為水平載重產生的傾倒彎矩，為 z 的函數。

EI 為有效的框筒結構斷面抗彎剛度，為 z 的函數。

式(4.73)中，Kwan 假設 EI 沿著高度 z 的變化對 $\frac{\partial \phi}{\partial z}$ 的影響忽略不計，也就是視 EI 為常數項，則 ϕ 可由式(4.73)中對 z 直接積分可得：

$$\phi = -\frac{1}{EI} \int_0^H M dz \quad (4.74)$$

但是視 EI 為常數項是否真的合理？ EI 沿著高度 z 的變化對 $\frac{\partial \phi}{\partial z}$ 的影響是否可以忽略不計？將在 4.1.2.2.5 節討論，假如考慮 EI 是函數，對分析結果的影響大小，進而去討論是否合理。

同理，將結構的總勢能對 u 變分，可得到下列微分方程式：

$$4G_w t_w a \left(\frac{\partial u}{\partial z} - \phi \right) = Q \quad (4.75)$$

式中， Q 為結構的水平剪力。

u 可由式(4.75)中對 z 直接積分可得：

$$u = \int_0^z \left(\frac{Q}{4G_w t_w a} + \phi \right) dz \quad (4.76)$$

把式(4.75)、(4.76)代入式(4.72)，對 α 、 β 變分，可以得到 α 、 β 的控制微分方程式。可以發現， EI 雖然是未知數，但是 α 和 β 的控制方程式跟 EI 沒有關係。

雖然 α 、 β 的值可以經由求解控制方程式而得到，Kwan 提出進一步的簡化方式。假設 α 和 β 可以用含有代定係數的多項式函數來近似表示，在此採用的多

項式是二次的。

在結構物頂端，軸向應力為零。由此可以得知當 $z=H$ (結構物頂端) 時， $\frac{d\alpha}{dz}=0$ 、 $\frac{d\beta}{dz}=0$ 。應用這個邊界條件， α 和 β 的多項式函數可以表達成下列兩式：

$$\alpha = \alpha_1 \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 + \alpha_2 \left[2 \frac{z}{H} - \left(\frac{z}{H}\right)^2\right] \quad (4.77)$$

$$\beta = \beta_1 \left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 + \beta_2 \left[2 \frac{z}{H} - \left(\frac{z}{H}\right)^2\right] \quad (4.78)$$

式中， α_1 、 α_2 、 β_1 、 β_2 為代定的未定係數。

當 $z=0$ (結構底部) 時， $\alpha = \alpha_1$ ， $\beta = \beta_1$ 。

當 $z=H$ (結構頂部) 時， $\alpha = \alpha_2$ ， $\beta = \beta_2$ 。

把式(4.77)、(4.78)代入結構總勢能式(4.72)中，分別對 α_1 、 α_2 、 β_1 、 β_2 變分，解出三種常用水平載重下的剪力延遲效應係數，列於表 4-2 中。

表中，Kwan 定義 m_f 、 m_w 代表翼板、腹板的相對剪力勁度。

$$m_w = \frac{G_w H^2}{E_w a^2} \quad (4.79)$$

$$m_f = \frac{G_f H^2}{E_f b^2} \quad (4.80)$$

觀察表與式(4.77)、(4.78)，可以發現腹板的剪力延遲效應係數 α 只與腹板的參數 (G_w 、 E_w 、 a) 有關。可以發現翼板的剪力延遲效應係數 β 只與翼板的參數 (G_f 、 E_f 、 b) 有關。

把式(4.74)、(4.77)、(4.78) α 、 β 、 ϕ 的計算式代回到式(4.65)、(4.66)中，可得到腹板和翼板的軸向位移表示式，再對 z 進行微分可得到軸向應變的表示式，然後再乘以相對應的彈性模數，即可得到腹板和翼板軸向應力的公式。

$$\varepsilon_z = \frac{dw}{dz} = \frac{d\phi}{dz} a \left[(1-\alpha) \frac{x}{a} + \alpha \left(\frac{x}{a}\right)^3 \right] + \phi a \left\{ \left[\left(\frac{x}{a}\right)^3 - \frac{x}{a} \right] \frac{d\alpha}{dz} \right\} \quad (4.81)$$

$$\varepsilon_z' = \frac{dw'}{dz} = \frac{d\phi}{dz} a \left[(1-\beta) + \beta \left(\frac{y}{b}\right)^2 \right] + \phi a \left\{ \left[\left(\frac{y}{b}\right)^2 - 1 \right] \frac{d\beta}{dz} \right\} \quad (4.82)$$

$$\sigma_z = E_w \varepsilon_z = E_w \frac{d\phi}{dz} a \left[(1-\alpha) \frac{x}{a} + \alpha \left(\frac{x}{a} \right)^3 \right] + E_w \phi a \left\{ \left[\left(\frac{x}{a} \right)^3 - \frac{x}{a} \right] \frac{d\alpha}{dz} \right\} \quad (4.83)$$

$$\sigma'_z = E_f \varepsilon'_z = E_f \frac{d\phi}{dz} a \left[(1-\beta) + \beta \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] + E_f \phi a \left\{ \left[\left(\frac{y}{b} \right)^2 - 1 \right] \frac{d\beta}{dz} \right\} \quad (4.84)$$

軸向應力的公式可以分成兩個部份，一部份跟 $\frac{d\phi}{dz}$ 有關，另一部份跟 ϕ 有關。

Kwan[6]認為在結構底部軸向應力最大，相對應的結構斷面轉角 $\phi=0$ 。所以在結構的底層可以把跟 ϕ 有關的部份省略不計，變成以下公式：

$$\sigma_z = E_w \varepsilon_z = E_w \frac{d\phi}{dz} a \left[(1-\alpha) \frac{x}{a} + \alpha \left(\frac{x}{a} \right)^3 \right] \quad (4.85)$$

$$\sigma'_z = E_f \varepsilon'_z = E_f \frac{d\phi}{dz} a \left[(1-\beta) + \beta \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \quad (4.86)$$

從結構樓層往上時，結構斷面轉角 $\phi \neq 0$ 且逐漸增大，與 ϕ 有關的部份應該包含在軸向應力的計算公式中。不過 Kwan[6]認為這部份對軸向應力的貢獻值與式(4.85)、(4.86)所比較小很多，特別是在結構底部。所以 Kwan[6]將式(4.85)、(4.86)作為結構在任意高度上的軸向應力計算公式。

但是在軸向應力計算上忽略掉與 ϕ 有關的部份，是否合理？將於後面 4.1.2.2.5 節，加以討論。

在任意高度上，軸向應力與傾倒彎矩有以下的平衡關係式：

$$\int_{-a}^a 2t_w \sigma_z x dx + \int_{-b}^b 2t_f \sigma'_z a dy + 4A_k \sigma_k a = M \quad (4.87)$$

將式(4.85)、(4.86)、(4.73)代入式(4.87)，可以求得有效的筒體結構斷面抗彎剛度 EI ：

$$EI = \frac{4}{3} E_w t_w a^3 \left(1 - \frac{2}{5} \alpha \right) + 4 E_f t_f a^2 b \left(1 - \frac{2}{3} \beta \right) + 4 E_m A_k a^2 \quad (4.88)$$

若 $\alpha=0$ 、 $\beta=0$ ，即不考慮剪力延遲效應對結構斷面抗彎剛度的影響，所求出來的抗彎剛度，將與式(4.10)所求出 Coull[3]的斷面抗彎剛度相同。

另外，式(4.67)中的 $\gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}$ ， $\frac{\partial u}{\partial z}$ 求法可由式(4.76)對 z 進行一次微分可得，

另外 $\gamma_{yz} = \frac{\partial w'}{\partial y}$ ，可直接求得。因此剪應變的公式如下：

$$\left. \begin{aligned} \gamma_{xz} &= \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} = \frac{Q}{4G_w t_w a} + \alpha \phi \left[3 \left(\frac{x}{a} \right)^2 - 1 \right] \\ \gamma_{yz} &= \frac{\partial w'}{\partial y} = 2\phi a \beta \frac{y}{b^2} \end{aligned} \right\} \quad (4.89)$$

所以剪應力為：

$$\tau_{xz} = \frac{Q}{4t_w a} + G_w \alpha \phi \left[3 \left(\frac{x}{a} \right)^2 - 1 \right] \quad (4.90)$$

$$\tau_{yz} = 2G_f \phi a \beta \frac{y}{b^2} \quad (4.91)$$

式(4.85)、(4.86)、(4.90)、(4.91)分別代表腹板、翼板的軸向應力與剪應力的算法。可以觀察到等效連續筒內力的計算跟結構斷面轉角 ϕ 有著密切的關係。而

Kwan[6] 假設 EI 沿著高度 z 的變化對 $\frac{\partial \phi}{\partial z}$ 的影響是可以忽略不計的， ϕ 跟傾倒彎矩 M 的關係可由式(4.74)來計算。回憶前面的公式：

$$EI \frac{\partial \phi}{\partial z} = -M \quad (4.73)$$

$$\phi = -\frac{1}{EI} \int_0^H M dz \quad (4.74)$$

以下列出三種常用的水平載重，以及利用式(4.74)推導 ϕ 與利用式(4.73)代入式(4.85)、(4.86)推導軸向應力的公式：

(1) 於結構頂部的水平集中載重，大小為 P ：

$$M(z) = -P(H - z) \quad (4.92)$$

$$\phi = -\frac{1}{EI} \int_0^H M dz = \frac{1}{EI} \int_0^H P(H - z) dz = \frac{P}{EI} \left(Hz - \frac{z^2}{2} \right) \quad (4.93)$$

$$\sigma_z = E_w \frac{P(H - z)}{EI} a \left[(1 - \alpha) \frac{x}{a} + \alpha \left(\frac{x}{a} \right)^3 \right] \quad (4.94)$$

$$\sigma_z' = E_f \frac{P(H - z)}{EI} a \left[(1 - \beta) + \beta \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \quad (4.95)$$

(2) 水平均佈載重，密度為 U ：

$$M(z) = \frac{-U(H-z)^2}{2} \quad (4.96)$$

$$\phi = -\frac{1}{EI} \int_0^H Mdz = \frac{1}{EI} \int_0^H \frac{U(H-z)^2}{2} dz = \frac{U}{6EI} (z^3 - 3Hz^2 + 3H^2z) \quad (4.97)$$

$$\sigma_z = E_w \frac{U(H-z)^2}{2EI} a \left[(1-\alpha) \frac{x}{a} + \alpha \left(\frac{x}{a} \right)^3 \right] \quad (4.98)$$

$$\sigma'_z = E_f \frac{U(H-z)^2}{2EI} a \left[(1-\beta) + \beta \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \quad (4.99)$$

(3) 水平倒三角載重，頂點密度為 T：

$$M(z) = \frac{-T(H-z)^2}{6} \left(2 + \frac{z}{H} \right) \quad (4.100)$$

$$\phi = -\frac{1}{EI} \int_0^H Mdz = \frac{1}{EI} \int_0^H \frac{T(H-z)^2}{6} \left(2 + \frac{z}{H} \right) dz = \frac{T}{24HEI} (z^4 + 8Hz^3 - 6H^2z^2) \quad (4.101)$$

$$\sigma_z = E_w \frac{T(H-z)^2}{6EI} \left(2 + \frac{z}{H} \right) a \left[(1-\alpha) \frac{x}{a} + \alpha \left(\frac{x}{a} \right)^3 \right] \quad (4.102)$$

$$\sigma'_z = E_f \frac{T(H-z)^2}{6EI} \left(2 + \frac{z}{H} \right) a \left[(1-\beta) + \beta \left(\frac{y}{b} \right)^2 \right] \quad (4.103)$$

4.1.2.2.3 框筒結構內力計算

求得等效連續筒內力後，還需將求得的內力轉換到框筒結構梁柱的內力。只需要將式(4.85)、(4.86)、(4.89)進行積分即可求得框筒結構中的梁柱內力。

腹板端框架中，位於 x_i 處的柱軸力為：

$$N_i = t \int_{x_i - \frac{s}{2}}^{x_i + \frac{s}{2}} \sigma_z dx \quad (4.104)$$

腹板端框架中，位於 x_i 處，高度在 z_i 處的柱剪力為：

$$S_{ci} = t \int_{x_i - \frac{s}{2}}^{x_i + \frac{s}{2}} \tau_{xz} dx \quad (4.105)$$

腹板端框架中，位於 x_i 處，高度在 z_i 處的梁剪力為：

$$S_{bi} = t \int_{z_i - \frac{h}{2}}^{z_i + \frac{h}{2}} \tau_{xz} dz \quad (4.106)$$

翼板端框架中，位於 y_i 處的柱軸力為：

$$N'_i = t \int_{y_i - \frac{s}{2}}^{y_i + \frac{s}{2}} \sigma'_z dy \quad (4.107)$$

翼板端框架中，位於 y_i 處，高度在 z_i 處的柱剪力為：

$$S'_{ci} = t \int_{y_i - \frac{s}{2}}^{y_i + \frac{s}{2}} \tau_{yz} dy \quad (4.108)$$

翼板端框架中，位於 y_i 處，高度在 z_i 處的梁剪力為：

$$S'_{bi} = t \int_{z_i - \frac{h}{2}}^{z_i + \frac{h}{2}} \tau_{yz} dz \quad (4.109)$$

4.1.2.2.4 框筒結構水平位移計算

在計算結構水平位移的過程中，先用式(4.88)算出 EI ，代入式(4.74)求得 ϕ ，然後把 ϕ 代入式(4.76)積分可求出 u 。計算 ϕ 的過程相當複雜，由於大部分的彎曲變形發生在結構的底層，而且 Kwan[6]認為接近結構頂層時 EI 的正確值並不會對 ϕ 的計算結果產生太大影響。於是 Kwan[6]假設 EI 忽略沿著高度的變化，而且取結構底部的 EI 值來當作整體結構的抗彎剛度。經過簡化後，以下列出三種常用水平載重作用下，並推導出水平側向位移的計算公式：

(1)於結構頂部的水平集中載重，大小為 P ：

$$Q(z) = P \quad (4.110)$$

$$u = \int_0^z \left(\frac{Q}{4G_w t_w a} + \phi \right) dz = \int_0^z \left[\frac{P}{4G_w t_w a} + \frac{P}{EI} \left(Hz - \frac{z^2}{2} \right) \right] dz = \frac{P}{EI} \left(\frac{1}{2} Hz^2 - \frac{1}{6} z^3 \right) + \frac{P}{4G_w t_w a} z \quad (4.111)$$

(2)水平均佈載重，密度為 U ：

$$Q(z) = U(H - z) \quad (4.112)$$

$$u = \int_0^z \left(\frac{Q}{4G_w t_w a} + \phi \right) dz = \int_0^z \left[\frac{U(H - z)}{4G_w t_w a} + \frac{U}{6EI} (z^3 - 3Hz^2 + 3H^2 z) \right] dz \quad (4.113)$$

$$= \frac{U}{EI} \left(\frac{1}{4} H^2 z^2 - \frac{1}{6} Hz^3 + \frac{1}{24} z^4 \right) + \frac{U}{4G_w t_w a} \left(Hz - \frac{1}{2} z^2 \right)$$

(3)水平倒三角載重，頂點密度為 T：

$$Q(z) = \frac{T}{2} \left(H - \frac{z^2}{H} \right) \quad (4.114)$$

$$u = \int_0^z \left(\frac{Q}{4G_w t_w a} + \phi \right) dz = \int_0^z \left[\frac{\frac{T}{2} \left(H - \frac{z^2}{H} \right)}{4G_w t_w a} + \frac{T}{24EI} (z^4 - 6H^2 z^2 + 8H^3 z) \right] dz \quad (4.115)$$

$$= \frac{T}{EI} \left(\frac{1}{6} H^2 z^2 - \frac{1}{12} H^2 z^3 + \frac{1}{120} z^5 \right) + \frac{T}{4G_w t_w a} \left(\frac{1}{2} H z - \frac{1}{6} \frac{z^3}{H} \right)$$

4.1.2.2.5 Kwan 分析方法探討以及改良

Kwan[6]在分析等效連續筒時，做了兩個假設來簡化計算過程：

- (1) 在計算結構平面轉角 ϕ ，假設 EI 忽略沿著高度的變化，而且取結構底部的 EI 值來當作整體結構的抗彎剛度。
- (2) 在計算軸向應力時，假設結構平面轉角 ϕ 對軸向應力所造成的貢獻很小，所以忽略不計。

本節來探討，這兩個假設是否會對分析結果產生很大的影響。分成以下三種情形來討論。

Case.1：

假設 EI 是常數來計算 ϕ ，在軸向應力計算上忽略 ϕ 的影響(Kwan[6])。

Case.2：

假設 EI 是常數來計算 ϕ ，在軸向應力計算上考慮 ϕ 的影響。

Case.3：

假設 EI 是 z 的函數來計算 ϕ ，在軸向應力計算上考慮 ϕ 的影響。

這三種情形與 SAP2000 分析 5.1.1 節中樓高 70 層樓梁尺寸為 1m x 0.5m 方形框筒結構比較的結果，分別如圖 4-14~4-19 所示。

在結構的底層，三種情形分析的結果都很接近，但是在結構的中間樓層，可以發現 Case.1 與 Case.2、Case.3 差距越來越大，證實 ϕ 的影響是不可忽略。至於 Case.2 與 Case.3 其實在分析結果上差別並不會很大，表示 EI 是否為常數的影響

並不大，但是在運算量上卻是有很大的差別。

$$\text{回憶之前的公式：} EI \frac{\partial \phi}{\partial z} = -M \quad (4.73)$$

假設 EI 是常數，則在計算 ϕ 上，只需要對 M 進行一次簡單的積分，就可以得到。但是如果 EI 函數，則在 ϕ 的計算上，所進行的積分就複雜很多，無法直接推導成公式，必須利用數值積分才能算出。建議如果要使用 Kwan[6] 的方法來計算桿件內力，假設要得到較高的準確度以及運算過程簡單，建議使用 Case.2 的假設去計算，即假設 EI 是常數來計算 ϕ ，在軸向應力計算上考慮 ϕ 的影響，使用式 (4.83)、(4.84) 去計算翼、腹板端柱的軸向應力。

另外，可以從圖 4-16 中發現，使用 Case.1 的計算方式所得出頂層的翼板端柱的軸向應力，將觀察不到負剪力延遲效應。表示如果不考慮 ϕ 的影響，在接近頂樓層將不會出現負剪力延遲效應。

4.1.3 方形框筒結構之 SAP2000 分析

4.1.3.1 SAP2000 軟體介紹

SAP2000 最原始的結構分析軟體式 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、SAP-II 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 平面構架、3D 空間構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材料、鋼結構材料、非線性元素力學性質或可以定義

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，所以分析完後的結果可以直接以標準圖形顯現，避免文字的說明複雜與解說，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，但亦可選擇標準的文字格式輸出，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、彎矩圖、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，皆可以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。

為何本論文會使用 SAP2000 來分析框筒結構，主要是因為以下幾點：

- (1) 使用 SAP2000 內建即有的模型來進行修改，可以增快建立模型的速度。
- (2) SAP2000 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，可以使用 SAP2000 自定的純文字輸入檔(\$2K 檔)來建立模型。
- (3) SAP2000 在載重施加方式多元化，除了直接施加力量載重，還可以有位移載重、溫度載重等多樣化選擇及組合。
- (4) 在剛性樓板的模擬中，利用節點束制功能來束制節點的位移及方向來描述平面剛性樓板的行為，可減少自由度加快分析的速度。
- (5) 真實之梁、柱桿件因梁柱接頭區而使桿件之有效長度縮短，SAP2000 可自行定義桿件端點偏移(End Offsets)的長度與剛性區域係數來控制剛域範圍，使該區域對於剪力與彎矩呈現剛體性質。
- (6) 在分析圓形框筒結構時，由於圓形框筒中的連接梁是曲線梁，SAP2000 在曲梁的處理上是以多段直線梁模擬，不管是在建立分析模型，或是分析速度上都可藉由調整參數來加快建模或是分析的速度。
- (7) SAP2000 在考慮結構的幾何非線性行為上，例如考慮大變形與 $P-\Delta$ 效應等，在使用上非常的方便。

4.1.3.2 SAP2000 在建立框筒結構模型的設定

4.1.3.2.1 梁柱交接區剛域的處理

以前所學習的結構分析，是將具有實際尺寸的結構桿件在分析時以線條(直線、曲線)來模擬，桿件的交接處就只是以一個節點來表示。但是結構桿件實際上是有尺寸，桿件間的交接處是一個區域而不是一個節點。對於桿件而言，桿件的慣性矩到桿件交接處會相對變的很大；面積也相對變的很大。在桿件交接區域的抗彎剛度 EI' 、剪力剛度 GA' ，相對於桿件本身的抗彎剛度 EI 、剪力剛度 GA 來說可以視成無限大，即為剛性區域。剛域本身不會產生彎曲及剪力變形，只會產生剛體運動。因為有剛域的存在，桿件的有效(柔性)長度會縮短，進而去影響整體結構的受力變形行為。為了更貼切描述結構實際的行為，剛性區域是必須要被考量進去的。

在 SAP2000 中，我們可以藉由設定桿件的端點偏移(End Offsets)以及剛性區域係數(Rigid Zone Factor)來控制剛性區域的範圍以及有效長度。如圖 4-20 所示為基本的梁柱接頭系統，有效長度 L_c 、柔性長度 L_f 的計算方式如下[20]：

$$L_c = L - (i_{off} + j_{off}) \quad (4.116)$$

$$L_f = L - rigid(i_{off} + j_{off}) \quad (4.117)$$

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} 為桿件兩端節點的端點偏移。

$rigid$ 為剛性區域係數，當 $rigid = 0$ 表示完全柔性， $rigid = 1$ 表示完全剛性。

剛性區域範圍的嚴格的定義，應該是桿件長度 L 扣掉柔性長度 L_f 後所剩下的範圍是完全剛性。因為假設在梁柱交接區的抗彎剛度相對於桿件是無限大，此時當 $rigid = 1$ 時， $L_c = L_f$ 有效長度等於柔性長度，這是最常見的情形。但如果假設桿件交接區的抗彎剛度是有限值，我們可以將圖 4-21(a)所示的桿件等值成圖 4-21(b)所示的桿件，桿件等值的過程中可以求出 L_f ，藉由式(4.116)，剛性區域係數 $rigid$ 也可得出。因此利用 SAP2000 建立分析模型時，梁柱交接區的抗彎剛度視為無限大或是有限值，都可經由設定端點偏移值 i_{off} 、 j_{off} 跟調整剛性係數

rigid 來模擬具有實際尺寸的結構桿件交接時，所造成的尺寸效應(剛域)。一般來說，在框筒結構中梁的端點偏移為柱寬的一半，柱的端點偏移值為梁深的一半。

結構分析時是否該考慮剛域的存在，剛域的存在會增加整體結構的勁度，圖 4-22 可以看到 SAP2000 分析 5.1.1 節中樓高 90 層樓梁尺寸為 1m x 1.5m 方形框筒結構模型中，剛性區域係數 *rigid* 從 0 變化到 1，結構水平側向位移曲線的變化。結構分析時應該考慮剛域的存在，不能忽略剛域對整體結構勁度的貢獻，在結構受力變形的行為上的模擬也比較貼切真實結構。

4.1.3.2.2 剛性樓板對結點自由度束制的處理

真實結構中，在每一樓層都存在著樓板。樓板本身 z 方向維度(樓板厚)遠遠小於 x 、 y 方向的維度(樓板長、寬)，樓板水平方向的慣性矩相對於垂直方向的慣性矩將近於無限大，也可以說樓板平面(x y 平面)內的剛度是無限大，也可以稱為是剛性樓板。當樓板受到水平側力(x 、 y 方向)時，樓板在水平方向只會進行剛體運動，由於柱跟樓板是一起澆置的。因為樓板的存在會束制柱同一層樓的柱具有相同的水平位移。在結構分析時，這是一個非常重要的設定，可以大量且有效的減少自由度數目，增加分析運算的速度而且符合真實結構的變形行為。

在 SAP2000 中提供九種節點束制的方式[21]：(1)Body、(2)Diaphragm、(3)Plate、(4)Rod、(5)Beam、(6)Weld、(7)Equal、(8)Local、(9)Line。以下介紹在建築結構中最常使用的節點束制：Diaphragm(剛性樓板)束制。

Diaphragm(剛性樓板)束制用來指定同一樓高的節點，實現結構平面內剛度無限的假設。剛性樓板束制使所有被限制的節點作為一個剛性的平板來一起移動。所有被束制的節點被剛性樓板連結在一起，但不影響平面外的變形，常被使用來模擬建築結構混凝土樓板。

在 SAP2000 中，使用剛性樓板束制非常的方便。只要選取節點設定要對哪個軸進行剛性樓板束制。必須注意，節點必須在同一個平面才能進行剛性樓板束制的設定。另外 SAP2000 針對建築結構在每個樓層都會使用到剛性樓板束制，可以自動對位於相同樓高的節點設定剛性樓板束制。

4.1.3.2.3 施加分析模型外力的處理設定

本論文是在討論框筒結構承受水平載重時的力學行為，在 SAP2000 中外力的施加方式也會影響到分析的結果。如圖 4-23 所示，一個門型剛架於端點承受水平外力 P 作用，圖 4-23(a) 所示的結構嚴格來說並不是反對稱結構，它可以分解成如圖 4-23(b) 所示的對稱結構加上圖 4-23(c) 所示的反對稱結構。圖 4-23(b) 所示的對稱結構並不會有側移的存在，只會在水平桿件中產生軸力。如果是建築結構，水平桿件變成了樓板，軸向勁度近似無窮大，只會有軸力不會有軸向變形。假如不考慮水平桿件軸力的影響，則圖 4-23(a) 的結構跟圖 4-23(c) 的結構的力學行為是一樣的。為了讓 SAP2000 分析出來的結果呈現反對稱的結果，仿照圖 4-23(c) 中外力施加的方式，將水平外力分成一半，分別施加在框筒結構中兩個翼板端框架上。

外力的大小已經決定了，再來就是決定外力施加的位置。為了不讓外力作用產生偏心造成額外的扭矩，把力量施加在框筒結構中兩個翼板端框架中心的柱上，讓力量通過剛心，不會產生額外的扭矩。



4.2 圓形框筒結構

4.2.1 Ding 等效連續筒殼模型分析

圓形框筒結構有著受力均勻、較低的風力係數、較低的剪力延遲效應以及經濟效益高(相同的材料下，圓形框筒所圍成的結構斷面面積是方形框筒結構斷面面積的 $\frac{4}{\pi}$ 倍，約為 1.2732 倍)的優點。但是由於圓形框筒結構中的曲梁在結構分析軟體(SAP2000)中，是以多段直線梁來處理分析，比起方形框筒結構會多出非常多的自由度，會比較耗時。丁學成與蔡方籤於 1988 年提出圓形框筒擬殼理論分析法，根據圓形框筒結構的受力特點，在採用反曲點都在梁柱中點與剛性樓板的基本假設下，將圓形框筒結構模擬為等效連續筒殼模型，依薄膜理論進行分析。丁學成[9]提供的擬殼分析法計算簡便，在結構側位移以及內力精確性高，是非常適合拿來分析圓形框筒結構的分析方法。

4.2.1.1 Ding 等效連續筒殼參數

Ding[9]在提出等效連續筒殼時，提出兩點基本假設：

- (1) 在水平載重下梁柱的反曲點均在梁柱的中點。
- (2) 樓板在平面內剛度是無限大。

以上兩點假設，其實在 Coull 跟 Kwan 的等效連續筒模型中也是存在的。

在反曲點處切取梁柱十字為一框架單元(端點處只有軸力和剪力)，將其模擬成等效殼單元。根據框架單元的軸向剛度($E_m A_c$)等於等效殼單元的軸向剛度(Ets)而且 $E_m = E$ ，可以得到：

$$t = \frac{A_c}{s} \quad (4.118)$$

式中， A_c 為柱的斷面積， t 為等效殼的厚度， s 為柱距也為等效殼單元寬度。

計算框架單元在受水平剪力 Q 作用下頂點的水平位移 Δ ，計算中包含梁柱的彎曲變形和剪力變形，但不計梁柱交接區的變形。等效殼在同樣的剪力 Q 作用下應該要有相同的水平位移 Δ 。利用這個關係可以求出等效殼的剪力模數 G ：

$$G = \frac{E}{tsc} \quad (4.119)$$

式中 \bar{c} ：

$$\bar{c} = \frac{(h-h_1)^3}{12hI_c} + \frac{h(s-d_1)^3}{12s^2I_b} + \frac{E_m}{G_m} \left[\frac{h(s-d_1)}{s^2A_{bs}} + \frac{h-h_1}{hA_{cs}} \right] \quad (4.120)$$

式中， I_b 、 I_c 分別為柱、梁的慣性矩， h_1 為梁的梁深， d_1 為柱的柱寬， A_{cs} 、 A_{bs} 分別為柱梁的有效剪力面積，分別為梁柱斷面積除以矩形斷面的修正係數 1.2。
 E_m 、 G_m 分別為框筒結構材料的彈性模數和剪力係數。

4.2.1.2 Ding 等效連續筒殼內力及位移計算

框筒結構由於層數多，樓板沿高度密佈，因此將樓板視作沿著高度均勻分佈。假設水平分佈載重為 $q(x)$ ，如圖 4-24 所示。等效筒殼除承受水平載重 $q(x)$ 作用外還有樓板反力的作用。假設水平載重與樓板反力共同作用於等效筒殼的力如

圖 4-25 的形式分佈，其中 $f(\theta)$ 是代定的函數， P_r 、 P_θ 分別為單位面積上法向及切線方向作用力。圖 4-26 為作用在等效筒殼單位面積單元上的外力。

如圖 4-25 所示，可以列出以下平衡方程式：

$$\left. \begin{aligned} P_r &= -q(x)f(\theta)\sin^2\theta \\ P_\theta &= q(x)f(\theta)\sin\theta\cos\theta \end{aligned} \right\} \quad (4.121)$$

依照板殼理論[10]，可以解得上列載重下等效筒殼的內力：

$$N_\theta = Rq(x)f(\theta)\sin^2\theta \quad (4.122)$$

$$N_{x\theta} = \left[3\sin\theta\cos\theta f(\theta) + \sin^2\theta f'(\theta) \right] \left(Q_0 - \int_0^x q(x)dx \right) \quad (4.123)$$

$$N_x = \frac{1}{R} \left[3(\cos^2\theta - \sin^2\theta)f(\theta) + 5\sin\theta\cos\theta f'(\theta) + \sin^2\theta f''(\theta) \right] \left[M_0 - Q_0x + \int_0^x \int_0^x q(x)dxdx \right] \quad (4.124)$$

$$\begin{aligned} u &= \frac{1}{Gt} \left[3(\cos^2\theta - \sin^2\theta)f(\theta) + 5\sin\theta\cos\theta f'(\theta) + \sin^2\theta f''(\theta) \right] \int_0^x Q(x)dx + \frac{1}{Et} \left[-12 \cdot \right. \\ & \left. (\cos^2\theta - \sin^2\theta)f(\theta) - 44\sin\theta\cos\theta f'(\theta) + 15(\cos^2\theta - \sin^2\theta)f''(\theta) + 9\sin\theta\cos\theta f'''(\theta) \right. \\ & \left. + \sin^2\theta f''''(\theta) \right] \left[-\frac{1}{R^2}M_0\frac{x^2}{2} + \frac{1}{R^2} \int_0^x \int_0^x \int_0^x Q(x)dxdxdx \right] \end{aligned} \quad (4.125)$$

$$\begin{aligned} v &= \frac{1}{Gt} \left(3\sin\theta\cos\theta f(\theta) + \sin^2\theta f'(\theta) \right) \left(Q_0x - \int_0^x \int_0^x q(x)dxdx \right) - \frac{1}{EtR^2} \left[-12\sin\theta\cos\theta \cdot \right. \\ & \left. f(\theta) + 8(\cos^2\theta - \sin^2\theta)f'(\theta) + 7\sin\theta\cos\theta f''(\theta) + \sin^2\theta f'''(\theta) \right] \left[M_0\frac{x^2}{2} - Q_0\frac{x^3}{3!} + \int_0^x \int_0^x \right. \\ & \left. \int_0^x q(x)dxdxdxdx \right] \end{aligned} \quad (4.126)$$

$$w = \frac{1}{EtR} \left[3(\cos^2\theta - \sin^2\theta)f(\theta) + 5\sin\theta\cos\theta f'(\theta) + \sin^2\theta f''(\theta) \right] \left[M_0x - Q_0\frac{x^2}{2} + \int_0^x \int_0^x \int_0^x q(x)dxdxdx \right] \quad (4.127)$$

式中：

$$Q_0 = \int_0^H q(x)dx \quad (4.128)$$

$$M_0 = \int_0^H Q(x)dx \quad (4.129)$$

$$Q(x) = \int_x^H q(x) dx \quad (4.130)$$

分別代表基底總剪力、基底總傾倒彎矩、等效筒殼水平剪力。

根據假設樓板的平面內剛度是無限大，所以圓形框筒結構的圓形斷面在外力作用下，斷面能保持圓形。亦表示斷面形狀不隨著 x 改變，因此水平側向位移函數 u 必定為以下形式的函數，如圖 4-27 所示：

$$u(x, \theta) = -u(x) \sin \theta \quad (4.131)$$

比較式(4.125)與式(4.131)，可以得到以下兩個微分方程式：

$$\sin^2 \theta f''(\theta) + 5 \sin \theta \cos \theta f'(\theta) + 3(\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) f(\theta) = A \sin \theta \quad (4.132)$$

$$\sin^2 \theta f'''(\theta) + 9 \sin \theta \cos \theta f''(\theta) + 15(\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) f'(\theta) - 44 \sin \theta \cos \theta f(\theta) - 12 \cdot (\cos^2 \theta - \sin^2 \theta) f(\theta) = B \sin \theta \quad (4.133)$$

式中， A 、 B 為兩個代定係數。

式(4.132)的解為：

$$f(\theta) = -\frac{A}{2 \sin \theta} \quad (4.134)$$

將式(4.134)帶入式(4.133)，可以得到：

$$B = -A \quad (4.135)$$

根據圖 4-25 中切線向分佈力的合力應該等於 $q(x)$ ：

$$\int_0^{2\pi} q(x) f(\theta) \sin \theta R d\theta = q(x) \quad (4.136)$$

所以：

$$\int_0^{2\pi} f(\theta) \sin \theta R d\theta = 1 \quad (4.137)$$

將式(4.134)、(4.135)帶入式(4.137)，可以求得 A 、 B ：

$$\left. \begin{aligned} A &= -\frac{1}{\pi R} \\ B &= \frac{1}{\pi R} \end{aligned} \right\} \quad (4.138)$$

將式(4.138)中的 A 代入式(4.134)，可以求得 $f(\theta)$ ：

$$f(\theta) = \frac{1}{2\pi R \sin \theta} \quad (4.139)$$

將式(4.139)代入式(4.122)~(4.127)，重新整理內力以位移的公式：

$$N_{\theta} = -\frac{\sin \theta}{2\pi} Q'(x) \quad (4.140)$$

$$N_{x\theta} = \frac{\cos \theta}{\pi R} Q(x) \quad (4.141)$$

$$N_x = \frac{\sin \theta}{\pi R^2} \left(-M_0 + \int_0^x Q(x) dx \right) \quad (4.142)$$

$$u = \frac{\sin \theta}{Et\pi R} \left[-\frac{E}{G} \int_0^x Q(x) dx - \frac{M_0}{R^2} \frac{x^2}{2} + \frac{1}{R^2} \int_0^x \int_0^x \int_0^x Q(x) dx dx dx \right] \quad (4.143)$$

$$v = \frac{\cos \theta}{Et\pi R} \left[\frac{E}{G} \int_0^x Q(x) dx + \frac{M_0}{R^2} \frac{x^2}{2} - \frac{1}{R^2} \int_0^x \int_0^x \int_0^x Q(x) dx dx dx \right] \quad (4.144)$$

$$w = \frac{\sin \theta}{Et\pi R^2} \left[-M_0 x + \int_0^x \int_0^x Q(x) dx dx \right] \quad (4.145)$$

回憶式(4.130)， $Q(x)$ 為等效筒殼水平剪力，由外加载重 $q(x)$ 求得：

$$Q(x) = \int_x^H q(x) dx \quad (4.130)$$



4.2.1.3 框筒結構內力計算

實際框筒結構中的梁柱內力，可以利用等效筒殼的內力求得：

在標高 x 處，第 j 根柱的軸力(如圖 4-28 所示)：

$$\bar{N}_{x,j} = N_{x,js} = \frac{s \sin \theta_j}{\pi R^2} \left(-M_0 + \int_0^x Q(x) dx \right) \quad (4.146)$$

在標高 x 處，第 j 根柱的剪力：

$$\bar{N}_{x\theta,j} = N_{x\theta,js} = \frac{s \cos \theta_j}{\pi R} Q(x) \quad (4.147)$$

在標高 x 處，第 j 根柱的柱端彎矩：

$$\bar{M}_{x,j} = \bar{N}_{x\theta,js} \cdot \frac{h}{2} = \frac{sh \cos \theta_j}{2\pi R} Q(x) \quad (4.148)$$

在標高 x 處，第 j 根柱旁的梁的剪力：

$$\bar{N}_{\theta x,j} = N_{\theta x,jh} = \frac{h \cos \theta_j}{\pi R} Q(x) \quad (4.149)$$

4.2.2 圓形框筒結構之 SAP2000 分析

圓形框筒結構在 SAP2000 分析設定，在梁柱交接區剛域的處理、剛性樓板對結點自由度束制的處理與施加分析模型外力的處理設定和方形框筒結構一樣。比較特別處為圓形框筒結構中的連接梁為曲梁，由於 SAP2000 中的曲梁分析是以多段直線梁來模擬曲梁，所以每段曲梁要用多少段直線梁來模擬，會影響到分析的速度與結果的精確性。假設每段曲梁用太多段直線梁來模擬，則在自由度上增加的量會十分龐大，進而影響分析的速度。若取的分段數太少，則會影響結果的精確性。於是建議每段直線梁所佔的角度不要超過一度($\pi/180$ 弧度)。



第五章 案例分析

5.1 方形框筒結構

5.1.1 SAP2000 與等效連續筒模型分析比較

分析的框筒結構模型固定的參數如下：

- (1) 方形框筒結構斷面翼板、腹板長度為 60 公尺。
- (2) 每層樓高為 3.5 公尺，柱與柱的間距為 5 公尺，柱斷面為 1 公尺 x 1 公尺。
- (3) 結構彈性模數為 $2531050.7 \text{ ton/m}^2$ ，剪力模數為 $1054604.5 \text{ ton/m}^2$ 。
- (4) 為了比較等效連續筒模型分析法與 SAP2000 分析法，等效連續筒分析 [3][4][6] 中都沒有考慮結構物本身的自重，而且都考慮梁柱交接區為剛性區域。所以在 SAP2000 中必須不考慮結構物自重，而且將梁柱交接區視為完全剛性。
- (5) 在考慮剛性區域、剛性樓板、以及力量的施加方式請參考 4.1.3.2 節。
- (6) SAP2000 所建立的方形框筒結構分析模型如圖 5-1 所示。

為了觀察不同樓高與不同梁勁度下的剪力延遲效應，分別對於不同樓高以及梁尺寸進行 SAP2000 以及等效連續筒分析，並加以比較分析結果。

分析的框筒結構模型變動的參數如下：

- (1) 樓層數分別考慮 30、50、70、90 層樓，不同樓層數將對應不同的倒三角形荷載來模擬風力荷載。倒三角形荷載的大小是由建築技術規則[22]建築構造編第一章第四節來計算，選定風力區可得到各高度所對應的風壓，以風力區 150 級為例，風壓變化如下：9 公尺以下為 110 kg/m^2 ，9 以上至 15 公尺為 150 kg/m^2 ，15 以上至 30 公尺為 190 kg/m^2 ，30 以上至 150 公尺為 230 kg/m^2 ，150 以上至 360 公尺為 270 kg/m^2 ，三百六十公尺以上為 310 kg/m^2 。各段風壓乘以翼板端寬度可得出均佈線荷載。將沿高度變化分佈的各段均佈線荷載等效成倒三角形荷載，可得出倒三角荷載的大小。
- (2) 分別考慮不同的梁尺寸(勁度)，考慮梁斷面為 1 公尺(梁寬) x 1.5 公尺(梁深) 以及 1 公尺(梁寬) x 0.5 公尺(梁深)。

5.1.1.1 SAP2000 與等效連續筒模型水平側向位移比較

圖 5-2 為方形框筒結構樓高 30 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 的水平側向位移比較圖。當梁尺寸為 1mx1.5m 時，可以發現 Kwan 模型的側位移跟 SAP2000 模型的側位移非常接近，而 Coull 模型所得出的側位移明顯比兩者還要小。圖 5-9 為方形框筒結構樓高 30 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 的水平側向位移比較圖。當梁尺寸為 1mx0.5m 時，可以發現 Kwan 模型的側位移比 SAP2000 模型的側位移大一點但也是十分接近，而 Coull 模型所得出的側位移比兩者都還要大，但是三種模型相差並不大。

圖 5-16 為方形框筒結構樓高 50 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 的水平側向位移比較圖。當梁尺寸為 1mx1.5m 時，可以發現 Kwan 模型的側位移跟 SAP2000 模型的側位移非常接近，而 Coull 模型所得出的側位移比兩者還要小，但是比起圖 5-2 中的差距有相對縮小一點。圖 5-23 為方形框筒結構樓高 50 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 的水平側向位移比較圖。當梁尺寸為 1mx0.5m 時，可以發現 Kwan 模型的側位移比 SAP2000 模型的側位移大一點但也是十分接近，而 Coull 模型所得出的側位移比兩者都還要大一點，但是三種模型相差並不大。

圖 5-30 為方形框筒結構樓高 70 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 的水平側向位移比較圖。當梁尺寸為 1mx1.5m 時，可以發現 Kwan 模型的側位移跟 SAP2000 模型的側位移非常接近，而 Coull 模型所得出的側位移比兩者還要小，但是比起圖 5-16 中的差距又有相對縮小一點。圖 5-37 為方形框筒結構樓高 70 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 的水平側向位移比較圖。當梁尺寸為 1mx0.5m 時，可以發現三種模型的水平側向位移都相當接近，差異非常的小。

圖 5-44 為方形框筒結構樓高 90 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 的水平側向位移比較圖。當梁尺寸為 1mx1.5m 時，可以發現 Kwan 模型的側位移跟 SAP2000 模型的側位移非常接近，而 Coull 模型所得出的側位移比兩者還要小但是比起圖 5-30 中的差距又有相對縮小一點。圖 5-51 為方形框筒結構樓高 90 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 的水平側向位移比較圖。當梁尺寸為 1mx0.5m

時，可以發現 Kwan 模型跟 Coull 模型的側位移都比 SAP2000 模型的側位移大，而且差距有增大的趨勢。

觀察以上的結果，可以發現 Coull 模型在預估樓層數較低以及梁尺寸較大的方形框筒結構的水平側向位移中，會與 SAP2000 模型的差異較大，分析結果較小(不保守)。藉由分析結果可以發現在同樣樓層高度中，梁尺寸分為 1mx1.5m 的 Coull 模型分析結果與 SAP2000 模型分析結果差距較大，而 1mx0.5m 的 Coull 模型分析結果與 SAP2000 模型分析結果差距小很多。而如果在同樣的梁尺寸下，樓層高度的增加會造成 Coull 模型與 SAP2000 模型分析結果的差距越來越小。

在 3.1 節中可以得知，較大的梁尺寸與較低的結構樓層高度會造成較小的剪力延遲效應。所以 Coull 模型不適用於低剪力延遲效應下框筒結構的水平側向位移分析而且可以得知其分析出來的水平側向位移是屬於較小(不保守)。

在 4.1.2.1 節中可以得知，Coull 模型是假設柱軸向應力的變化曲線，在計算結構水平側向位移還需將應力作一次的積分才能求得。所以 Coull 模型在計算水平側向位移會有差大的誤差，也是可以事先得知的。在 4.1.2.2 節中可以得知，Kwan 模型是假設柱軸向變形的變化曲線(位移場)，在計算結構水平側向位移時不需要經過其他的處理。故 Kwan 模型在計算結構水平側向位移上較為精確，而且沒有太大的限制。

因此在框筒結構水平側向位移的計算上，建議使用 Kwan 模型的計算方式，精確度高，而且不受結構樓層高度以及梁尺寸的影響。

5.1.1.2 SAP2000 與等效連續筒模型剪力延遲效應比較

各種分析模型變化的參數仍為樓層高度與梁尺寸大小，每個分析模型取底層、中間與頂樓樓層三個地方來觀察框筒結構翼板端與腹板端框架中的剪力延遲效應。底層樓層觀察正剪力延遲效應，中間樓層觀察正剪力延遲效應與負剪力延遲效應的交互作用，頂層樓層觀察負剪力延遲效應。

圖 5-3~5-5 為方形框筒結構樓高 30 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 翼板

端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。可以發現在圖 5-3 中(底層樓層)三種模型的正剪力延遲效應非常明顯，另外可以注意到在角柱位置，SAP2000 模型中的軸應力比其他兩個模型還要大。原因應該是在 SAP2000 模型中角柱不只考慮變位以及力量的諧和性，還有考慮到翼板端框架角柱也同時受到腹板端框架的加勁，所以 SAP2000 模型中的角柱軸應力會比起其他兩個模型還要大。

在圖 5-4 中(中間樓層)可以發現 SAP2000 模型與 Coull 模型已經開始產生負剪力延遲效應，而 Kwan 模型還是在正剪力延遲效應，原因的探討可以參考 4.1.2.2.5 節的說明。另外 SAP2000 模型中在翼板端框架中間柱的軸應力呈現正剪力延遲效應，其他地方呈現負剪力延遲效應。在 3.2.2 節中，得知各樓層的剪力延遲效應是由正與負剪力延遲效應疊加而成，因此在 SAP2000 模型會有這種分析結果。Coull 在假設軸應力分佈曲線只假設成二次曲線，而 SAP2000 模型的軸應力分佈曲線要用四次曲線才能模擬。

在圖 5-5 中(頂層樓層)可以發現 SAP2000 模型跟 Coull 模型都是非常明顯的負剪力延遲效應，而 Kwan 因為基本假設的關係沒有辦法完整描述負剪力延遲效應。另外除了角柱部分之外，Coull 模型分析出來的軸應力都比 SAP2000 模型還要大(保守)。

圖 5-6~5-8 為方形框筒結構樓高 30 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 腹板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。腹板端框架柱的剪力延遲效應沒有翼板端框架明顯，只有在 SAP2000 模型中角柱部份會有較大的差別。另外 Kwan 模型仍無法有效描述腹板端框架柱的負剪力延遲效應。觀察圖 5-6~5-8 中 SAP2000 模型柱的剪力延遲效應分佈曲線仍為三次曲線，跟 Coull 模型中假設相同，故 Coull 模型可以充分描述腹板端框架的剪力延遲效應。

圖 5-10~5-12 為方形框筒結構高 30 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。可以發現在圖 5-10 中(底層樓層)三種模型的正剪力延遲效應非常明顯，另外可以注意到在角柱位置，SAP2000 模型中的軸應力比其他兩個模型還要大。原因應該是在 SAP2000 模型中角柱不只考慮變位以及力量的諧和性，還有考慮到翼板端框架角柱也同時受到腹板端框架的

加勁，所以 SAP2000 模型中的角柱軸應力會比起其他兩個模型還要大。另外跟圖 5-3 相比，圖 5-10 的剪力延遲效應在翼板端框架兩側比較明顯往內側就不太明顯。因為梁的勁度變小，造成梁很大的變形，當由外往內側傳遞力量時，力量會集中在框架外側。仔細觀察圖 5-10 中的翼板框架內側柱的軸應力變得非常小，在中間的柱軸應力幾乎接近零。

在圖 5-11 中(中間樓層)可以發現 SAP2000 模型與 Coull 模型分析結果十分接近，而 Kwan 模型還是有段的差距，原因的探討可以參考 4.1.2.2.5 節的說明。另外 SAP2000 模型中在翼板端框架柱的軸應力呈現正剪力延遲效應，在角柱部份呈現負剪力延遲效應。在 3.2.2 節中，得知各樓層的剪力延遲效應是由正與負剪力延遲效應疊加而成，因此在 SAP2000 模型會有這種分析結果。另外 Coull 在假設軸應力分佈曲線只假設成二次曲線，而 SAP2000 模型的軸應力分佈曲線要用四次曲線才能模擬。

在圖 5-12 中(頂層樓層)可以發現 SAP2000 模型跟 Coull 模型都呈現負剪力延遲效應但 SAP2000 模型還是呈現四次曲線的分佈，而 Kwan 因為基本假設的關係沒有辦法完整描述負剪力延遲效應。

圖 5-13~5-15 為方形框筒結構高 30 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 腹板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。腹板端框架柱的剪力延遲效應比起圖 5-6~5-8 較明顯。SAP2000 在角柱部份仍是有比較大的差別，另外 Coull 模型雖然跟 SAP2000 模型的分析結果還是有些微差距。但是在柱軸應力分佈曲線的趨勢上是跟 SAP2000 模型相同的。另外 Kwan 模型仍無法有效描述腹板端框架柱的負剪力延遲效應。觀察圖 5-13~5-15 中 SAP2000 模型柱的剪力延遲效應分佈曲線仍為三次曲線，跟 Coull 模型中假設相同，故 Coull 模型可以充分描述腹板端框架的剪力延遲效應。

圖 5-17~5-19 為方形框筒結構樓高 50 層樓三種模型梁尺寸為 1mx1.5m 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-20~5-22 為方形框筒結構樓高 50 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 腹板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-24~5-26 為方形框筒結構樓高 50 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 翼

板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-27~5-29 為方形框筒結構樓高 50 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 腹板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。

圖 5-31~5-33 為方形框筒結構樓高 70 層樓三種模型梁尺寸為 1mx1.5m 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-34~5-36 為方形框筒結構樓高 70 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 腹板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-38~5-40 為方形框筒結構樓高 70 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-41~5-43 為方形框筒結構樓高 70 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 腹板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。

圖 5-45~5-47 為方形框筒結構樓高 90 層樓三種模型梁尺寸為 1mx1.5m 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-48~5-50 為方形框筒結構樓高 90 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 腹板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-52~5-54 為方形框筒結構樓高 90 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-55~5-57 為方形框筒結構樓高 90 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 腹板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。

觀察以上的柱軸應力分佈曲線圖，可以得到以下的結果：

- (1) 當固定樓層數時，梁尺寸為 1mx0.5m 的剪力延遲效應相較於梁尺寸為 1mx1.5m 會比較明顯。
- (2) 當固定梁尺寸時，樓層數目越高的剪力延遲效應會比較嚴重。
- (3) SAP2000 模型中翼板端框架的角柱軸應力因為有腹板端框架加勁所以比起 Coull 模型與 Kwan 模型會有較大的軸應力。
- (4) SAP2000 模型中翼板端框架柱的軸應力，因為正與負剪力延遲效應的交互作用，會形成四次曲線的分佈。Coull 模型在模擬翼板端框架柱軸應力的分佈是假設二次曲線的分佈，沒有考慮到負剪力延遲效應造成的交互作用影響。

Kwan 模型也是模擬成二次曲線的分佈，也沒有考慮到負剪力延遲效應造成的交互作用影響，而且 Kwan 模型因為經過簡化的假設，所以無法模擬出負剪力延遲效應，原因的探討可以參考 4.1.2.2.5 節的說明。

- (5) Coull 模型的基本假設是假設框架中柱的軸向應力分佈曲線，由力量的觀點出發，而 Kwan 模型的基本假設是假設框架中柱的軸向變形分佈曲線，由變位的觀點出發。就好像結構學中的力法跟位法，並沒有哪個方法是絕對的好，只有適不適用的問題。Kwan 模型在求解結構水平側向位移上適用性高以及精確性高，在求解內力時因為簡化的關係，無法求得精確的內力以及剪力延遲效應趨勢。Coull 模型在求解結構水平側向位移上不適用於低剪力延遲效應的結構，在分析內力的結果可以呈現出剪力延遲效應的趨勢，分析結果的精確性也在接受的範圍內。

5.1.2 支撐型框筒結構之 SAP2000 分析

於方形框筒結構外側增加大型對角斜撐所形成的大型支撐型框筒結構模型的示意圖如圖 5-58，基本參數設定與 5.1.1 節相同，而對角斜撐的尺寸(寬度、深度)設定成與梁相同，本節所採用的分析模型為樓高 90 層樓的支撐型框筒結構，變換的參數是梁與對角斜撐的尺寸。為了符合框筒結構在底層結構的配置，對角斜撐由 3 樓開始佈置。為了避免分析時節點以及自由度的增加，對角斜撐的佈置均通過梁柱交點，並且是以剛接的方式連接。所以每一組大型對角斜撐為 12 (與框架柱的跨數相同)層樓。

5.1.2.1 支撐型框筒結構與框筒結構水平側向位移比較

圖 5-59 為樓高 90 層樓方形框筒結構與支撐型框筒結構中梁與斜撐尺寸為 1mx1.5m 的水平側向位移比較圖。圖 5-66 為樓高 90 層樓方形框筒結構與支撐型框筒結構中梁與斜撐尺寸為 1mx0.5m 的水平側向位移比較圖。圖 5-59 中大型對角斜撐對水平側向位移的減少沒有圖 5-66 減少的明顯，是因為當梁尺寸為 1mx1.5m 時結構本身的側向勁度大，所以大型對角斜撐對側向勁度的貢獻沒有

那麼明顯。當梁尺寸為 $1\text{m}\times 0.5\text{m}$ 時結構本身的側向勁度小，所以大型對角斜撐對側向勁度的貢獻就十分明顯，水平側向位移降低到一半以下。

5.1.2.2 支撐型框筒結構與框筒結構剪力延遲效應比較

圖 5-60~5-62 為支撐型框筒結構樓高 90 層樓兩種斜撐模型中梁與斜撐尺寸為 $1\text{m}\times 1.5\text{m}$ 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-63~5-65 為支撐型框筒結構樓高 90 層樓兩種斜撐模型中梁與斜撐尺寸為 $1\text{m}\times 1.5\text{m}$ 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-67~5-69 為支撐型框筒結構樓高 90 層樓兩種斜撐模型中梁與斜撐尺寸為 $1\text{m}\times 0.5\text{m}$ 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-70~5-72 為支撐型框筒結構樓高 90 層樓兩種斜撐模型中梁與斜撐尺寸為 $1\text{m}\times 0.5\text{m}$ 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。

經由觀察以上的圖可以發現大型對角斜撐可以有效減少翼、腹板端框架剪力延遲效應的影響，但是在圖 5-61 與圖 5-68 中在翼板端框架中間柱的軸應力迅速減少，是因為在該處有對角斜撐經過，對角斜撐分擔部份力量所以造成柱軸應力有迅速減少的現象。由於對角斜撐的配置方式如前所述，在底層樓層與頂層樓層沒有對角斜撐經過，所以沒有柱軸應力跳躍或是迅速減少的現象。

5.1.2.3 支撐型框筒結構斜撐形式的比較

由上節得知，大型對角斜撐可以有效減少框筒結構的水平側向位移以及框筒結構剪力延遲效應的影響。本節來探討不同形式的斜撐施加方式對框筒結構水平側向位移以及剪力延遲效應的影響。為了讓比較結果較明顯，本節分析模型為樓高 90 層樓支撐型框筒結構，梁與斜撐尺寸為 $1\text{m}\times 0.5\text{m}$ ，比較不加斜撐(圖 5-1)、翼板腹板加斜撐(圖 5-58)、翼板加斜撐(圖 5-73)、腹板加斜撐(圖 5-74)、斜撐型(圖 5-74)框筒結構對水平側向位移與翼、腹板端框架柱軸應力分佈曲線的影響。

圖 5-76 為五種斜撐框筒結構模型的水平側向位移比較圖，可以發現翼板腹板加斜撐的模型的水平側向位移最小，其次為腹板加斜撐的模型、斜撐型模型、翼板加斜撐的模型、不加斜撐的模型。翼板腹板加斜撐的模型與腹板加斜撐的模

型結構的水平側向位移分佈曲線很接近，翼板加斜撐的模型與不加斜撐的模型結構的水平側向位移分佈曲線很接近。觀察以上的模型，可以發現在支撐型框筒結構中，大幅減少框筒結構的水平側向位移與大幅提升框筒結構的側向勁度主要靠的是設置於腹板端框架的對角斜撐的貢獻。而設置於翼板端框架的對角斜撐對側向勁度的貢獻很小。

在圖 5-76 中還可以觀察到，傳統框筒結構與支撐型框筒結構的變形曲線就如 2.1 節提到的，在結構上部以剪力變形為主，在結構下部以撓曲變形為主。而斜撐型框筒結構的變形曲線為撓曲變形，斜撐型框筒結構的行為類似於懸臂箱型梁。

圖 5-77~5-79 為支撐型框筒結構樓高 90 層樓四種斜撐模型中梁與斜撐尺寸為 1m x 0.5m 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-80~5-82 為支撐型框筒結構樓高 90 層樓兩種斜撐模型中梁與斜撐尺寸為 1m x 0.5m 翼板端框架於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。四種模型的分佈曲線可以分成二組，翼板加斜撐的模型與腹板加斜撐的模型在柱軸應力分佈曲線十分接近，不加斜撐的模型與腹板加斜撐的模型在柱軸應力分佈曲線十分接近。觀察以上的模型，可以發現在支撐型框筒結構中，減少框筒結構的剪力延遲效應主要靠的是設置於翼板端框架的對角斜撐的貢獻。而設置於腹板端框架的對角斜撐對減小剪力延遲效應的貢獻很小。

5.2 圓形框筒結構

5.2.1 SAP2000 與 Ding 等效連續筒殼模型分析比較

分析的圓形框筒結構模型固定的參數如下：

- (1) 每層樓高為 3.5 公尺，柱斷面為 1 公尺 x 1 公尺。
- (2) 結構彈性模數為 $2531050.7 \text{ ton/m}^2$ ，剪力模數為 $1054604.5 \text{ ton/m}^2$ 。
- (3) 為了比較等效連續筒模型分析法與 SAP2000 分析法，等效連續筒分析[9]中沒有考慮結構物本身的自重，而且都考慮梁柱交接區為剛性區域。所以在 SAP2000 中必須不考慮結構物自重，而且將梁柱交接區視為完全剛性。

- (4) 在考慮剛性區域、剛性樓板、以及力量的施加方式請參考 4.1.3.2 節。
- (5) SAP2000 分析中的曲梁分析是以多段直線梁來模擬曲梁，本論文設定每段曲梁由 10 段直線梁來模擬曲梁。
- (6) SAP2000 所建立的圓形框筒結構分析模型如圖 5-83 所示。

為了比較不同圓形框筒結構斷面下的剪力延遲效應，分析圓形框筒結構模型分成兩組。一組為圓形框筒結構斷面直徑為 60 公尺(與方形框筒結構的翼板腹板邊長相同)，柱的跨數有 36 跨，柱與柱的間距為 5.236 公尺。一組為圓形框筒結構斷面周長為 240 公尺(與方形框筒結構的周端相同)，柱的跨數有 48 跨，柱與柱的間距為 5 公尺。分別對於不同梁尺寸(1mx1.5m、1mx0.5m)進行 SAP2000 以及等效連續筒分析，並加以比較分析結果。

5.2.1.1 SAP2000 與 Ding 等效連續筒殼模型水平側向位移比較

Case.1 (圓形框筒結構斷面直徑為 60 公尺)：

圖 5-84 為圓形框筒結構樓高 90 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 的水平側向位移比較圖。圖 5-88 為圓形框筒結構樓高 90 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 的水平側向位移比較圖。

Case.2 (圓形框筒結構斷面周長為 240 公尺)：

圖 5-92 為圓形框筒結構樓高 90 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx1.5m 的水平側向位移比較圖。圖 5-96 為圓形框筒結構樓高 90 層樓三種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 的水平側向位移比較圖。

觀察以上兩組圓形框筒結構在不同梁尺寸下的 SAP2000 與 Ding 等效連續筒殼模型水平側向位移分析，可以發現 Ding 模型的分析結果不管在結構斷面形式不同或是在梁尺寸不同都與 SAP2000 模型分析結果非常接近。

5.2.1.2 SAP2000 與 Ding 等效連續筒殼模型剪力延遲效應比較

Case.1 (圓形框筒結構斷面直徑為 60 公尺)：

圖 5-85~5-87 為圓形框筒結構樓高 90 層樓兩種模型梁尺寸為 1mx1.5m 於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-89~5-91 為圓形框筒結構樓高 90 層樓兩種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。

Case.2 (圓形框筒結構斷面周長為 240 公尺)：

圖 5-93~5-95 為圓形框筒結構樓高 90 層樓兩種模型梁尺寸為 1mx1.5m 於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-97~5-99 為圓形框筒結構樓高 90 層樓兩種模型中梁尺寸為 1mx0.5m 於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。

觀察以上兩組圓形框筒結構在不同梁尺寸下的 SAP2000 與 Ding 等效連續筒殼模型柱軸應力分佈曲線圖，可以發現 Ding 模型的分析結果不管在結構斷面形式不同或是在梁尺寸不同都與 SAP2000 模型分析結果非常接近。另外還可以發現圓形框筒結構的剪力延遲效應非常小，是種非常好的結構形式。

5.2.2 支撐型框筒結構之 SAP2000 分析

於圓形框筒結構外側增加螺箍型斜撐所形成的大型支撐型框筒結構大型支撐型框筒結構模型的示意圖如圖 5-100，基本參數設定與 5.2.1 節相同，而螺箍型斜撐的尺寸(寬度、深度)設定成與梁相同，本節所採用的分析模型為樓高 90 層樓的支撐型框筒結構，變換的參數是梁與對角斜撐的尺寸。螺箍型斜撐由 1 樓開始佈置。為了避免分析時節點以及自由度的增加，螺箍型斜撐的佈置均通過梁柱交點，並且是以剛接的方式連接。

5.2.2.1 支撐型框筒結構與框筒結構水平側向位移比較

Case.1 (圓形框筒結構斷面直徑為 60 公尺)：

圖 5-101 為樓高 90 層樓圓形框筒結構與支撐型框筒結構中梁與螺箍型斜撐尺寸為 1mx1.5m 的水平側向位移比較圖。圖 5-105 為樓高 90 層樓圓形框筒結構與支撐型框筒結構中梁與螺箍型斜撐尺寸為 1mx0.5m 的水平側向位移比較圖。

Case. 2 (圓形框筒結構斷面周長為 240 公尺)：

圖 5-109 為樓高 90 層樓圓形框筒結構與支撐型框筒結構中梁與螺箍型斜撐尺寸為 1mx1.5m 的水平側向位移比較圖。圖 5-113 為樓高 90 層樓圓形框筒結構與支撐型框筒結構中梁與螺箍型斜撐尺寸為 1mx0.5m 的水平側向位移比較圖。

觀察以上兩組支撐型框筒結構在不同梁與螺箍型斜撐尺寸下的水平側向位移比較圖，圖 5-101 與 5-109 中螺箍型斜撐對水平側向位移的減少沒有圖 5-105 與 5-113 減少的明顯，是因為當梁尺寸為 1mx1.5m 時結構本身的側向勁度大，所以螺箍型斜撐對側向勁度的貢獻沒有那麼明顯。當梁尺寸為 1mx0.5m 時結構本身的側向勁度小，所以螺箍型斜撐對側向勁度的貢獻就十分明顯，水平側向位移降低到一半以下。



5.2.2.2 支撐型框筒結構與框筒結構剪力延遲效應比較

Case. 1 (圓形框筒結構斷面直徑為 60 公尺)：

圖 5-102~5-104 為支撐型框筒結構樓高 90 層樓兩種斜撐模型中梁與螺箍型斜撐尺寸為 1mx1.5m 於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-106~5-108 為支撐型框筒結構樓高 90 層樓兩種斜撐模型中梁與螺箍型斜撐尺寸為 1mx0.5m 於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖

Case. 2 (圓形框筒結構斷面周長為 240 公尺)：

圖 5-110~5-112 為支撐型框筒結構樓高 90 層樓兩種斜撐模型中梁與螺箍型斜撐尺寸為 1mx1.5m 於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖。圖 5-114~5-116 為支撐型框筒結構樓高 90 層樓兩種斜撐模型中梁與螺箍型斜撐尺寸為 1mx0.5m 於不同樓高時柱軸應力分佈曲線圖

圓形框筒結構剪力延遲效應已經很低，當加上螺箍型斜撐時反而對有斜撐經過的柱產生額外的軸向應力會造成在柱軸向應力分佈圖上的跳躍。在頂層樓層會在柱軸向應力分佈圖上造成明顯的跳躍，不過頂層樓層柱軸向應力都很小，不會造成太大的影響。另外在底層樓層與中間樓層並無太大的影響。螺箍型斜撐對圓形框筒結構的剪力延遲效應的改善並沒有太大的影響，反而會在頂層樓層造成不良的影響。



第六章 結論與建議

6.1 結論

- (1) Coull 等效連續筒模型是假設柱軸向應力的變化曲線為二次曲線，在計算結構水平側向位移還需將應力作一次的積分才能求得。所以 Coull 模型在計算水平側向位移會有很大的誤差。另外經由與不同結構樓層高度與不同梁尺寸的 SAP2000 模型分析結果比較，發現 Coull 模型不適用於低剪力延遲效應下框筒結構的水平側向位移分析而且可以得知其分析出來的水平側向位移是屬於較小(不保守)。Kwan 等效連續筒模型是假設柱軸向變形的變化曲線(位移場)為二次曲線，在計算結構水平側向位移時不需要經過其他的處理。故 Kwan 模型在計算結構水平側向位移上較為精確。另外經由與不同結構樓層高度與不同梁尺寸的 SAP2000 模型分析結果比較，發現分析結果都十分接近，所以 Kwan 模型適用於任意剪力延遲效應下框筒結構的水平側向位移分析。因此在方形框筒結構水平側向位移的計算上，建議使用 Kwan 等效連續筒模型的計算方式，精確度高，而且不受結構樓層高度以及梁尺寸的影響。
- (2) SAP2000 模型在角柱位置軸應力的分析結果，會高於 Coull 模型與 Kwan 模型的分析結果。因為是在 SAP2000 模型中角柱不只考慮變位以及力量的諧和性，還有考慮到翼板端框架角柱也同時受到腹板端框架的加勁。
- (3) SAP2000 模型中翼板端框架柱的軸應力，因為正與負剪力延遲效應的交互作用，會形成四次曲線的分佈。Coull 模型在模擬翼板端框架柱軸應力的分佈是假設二次曲線的分佈，沒有考慮到負剪力延遲效應造成的交互作用影響。Kwan 模型也是模擬成二次曲線的分佈，也沒有考慮到負剪力延遲效應造成的交互作用影響，而且 Kwan 模型因為經過簡化的假設(假設有效框筒結構斷面抗彎剛度 EI 為常數以及結構平面轉角 ϕ 對軸向應力所造成的貢獻不計)，所以無法描述出負剪力延遲效應。因此在方形框筒結構柱軸向應力的計算上，建議使用 Coull 等效連續筒模型的計算方式，在分析內力的結果可以呈現出剪力延遲效應的趨勢，分析結果的精確性也在接受的範圍內。

- (4) 於方形框筒結構外側增加大型對角斜撐所形成的大型支撐型框筒結構能有效減少結構的水平側向位移以及剪力延遲效應。經由四種不同斜撐佈置的方式，可以發現腹板端框架的斜撐主要是減少框筒結構的水平側向位移，大幅提升框筒結構的側向勁度，但是並沒有減少翼、腹板端框架的剪力延遲效應，跟沒有佈置斜撐的框筒結構的剪力延遲效應幾乎是一樣。翼板端框架的斜撐對框筒結構的水平側向位移沒有太大的影響，沒有明顯提升框筒結構的側向勁度，但是明顯減少翼、腹板端框架的剪力延遲效應。
- (5) 經由 SAP2000 模型的分析，圓形框筒結構的剪力延遲效應比起方形框筒結構並不嚴重。而且 Ding 等效連續筒殼模型與 SAP2000 模型分析的結果不管在框筒結構的水平側向位移或是框筒結構的內力都是十分接近。圓形框筒結構的風力係數比起方形框筒結構較小，所得的設計風力較小。加上在相同的梁柱材料下，圓形框筒所圍成的結構斷面面積是方形框筒結構斷面面積的 $\frac{4}{\pi}$ 倍，約為 1.2732 倍。而且該圓形框筒結構的水平側向位移跟方形框筒結構的水平側向位移沒有太大的差別，但剪力延遲效應的影響卻有很大的差別。
- (6) 於圓形框筒結構外側增加螺箍型斜撐所形成的大型支撐型框筒結構，在結構的水平側向位移減少上會有很大的貢獻，大幅提升框筒結構的側向勁度。但是因為圓形框筒結構剪力延遲效應已經很低，當加上螺箍型斜撐時反而對有斜撐經過的柱產生額外的軸向應力會造成在柱軸向應力分佈圖上的跳躍。在頂層樓層會在柱軸向應力分佈圖上造成明顯的跳躍，不過頂層樓層柱軸向應力都很小，不會造成太大的影響。另外在底層樓層與中間樓層並無太大的影響。螺箍型斜撐對圓形框筒結構的剪力延遲效應的改善並沒有太大的影響，反而會在頂層樓層造成不良的影響。

6.2 建議

- (1) 在使用 Kwan 等效連續筒模型來分析框筒結構時，建議使用改良式 Kwan 模型，本人在本論文 4.1.2.2.5 節中考量較高的準確度以及運算過程簡單建議使

用考慮假設 EI 是常數來計算 ϕ ，並在軸向應力計算上考慮 ϕ 的貢獻之改良式 Kwan 等效連續筒模型來分析。

- (2) Coull 等效連續筒模型跟 Kwan 等效連續筒模型在翼板端框架的軸應力跟軸向變形分佈曲線是假設二次曲線來模擬。但是經由 SAP2000 模型分析發現其分佈曲線為四次曲線。建議以後可發展研究分佈曲線為四次曲線的分析模型來考慮負剪力延遲效應造成的交互作用影響，相信可以更加貼切描述框筒結構翼板端的受力變形行為。
- (3) 雖然 Coull 等效連續筒模型在框筒結構內力計算上精確度高，但是在角柱部份能有一段差距。建議在初步檢覈框筒結構設計時，必須要對角柱部份作詳細的檢覈。
- (4) 本論文 Coull 等效連續筒模型、Kwan 等效連續筒模型與 Ding 等效連續筒殼模型在水平側向位移與框筒結構的內力計算的過程中，本人是採用 EXCEL 來取代繁瑣的計算過程。建議可以利用 Fortran 等程式語言來編寫成程式取代繁瑣的計算過程以及龐大數據資料的整理。
- (5) 等效連續筒模型分析法雖然在精確度高以及運算過程簡單的優點，但是對於支撐型框筒結構卻無法應用。建議研究發展出可以用來分析支撐型框筒結構的等效連續筒模型。
- (6) 本論文只有研究框筒結構的靜力分析，建議往後可以往框筒結構的動力分析研究。
- (7) 本論文在假設載重通過剛心不會造成額外的扭矩，但真實結構不一定如此，建議往後可以往框筒結構受扭矩下的分析研究。
- (8) 框筒結構多用於高層結構，高層結構通常都擁有很大的自重，所以建議往後分析應考慮 $P-\Delta$ 效應比較能符合真實的結構行為。

參考文獻

- [1] 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.
- [2] B. S. Smith, and A. Coull(1991), “Tall Buliding Structures:Analysis and design” , Chap. 12.
- [3] A. Coull, and B. Bose(1975), “ Simplified Analysis of Frame-Tube Structures ” ,Journal of Structural Division, ASCE, 101(11), p2223-2240.
- [4] A. Coull, and A. K. Ahmed(1978), “ Deflections of Frame-Tube Structures” , Journal of Structural Division, ASCE, 104(5), p857-862.
- [5] K. H. Ha, P. Fazio, and O. Moselhi(1978), “Orthotropic Membrane for Tall Building Analysis” , Journal of Structural Division, ASCE, 104(9), p1495-1505.
- [6] A. K. H. Kwan(1994), “Simple Method for Approximate Analysis of Framed Tube Structures” , Journal of Structural Engineering, ASCE, 120(4), p1221-1238.
- [7] K. K. Lee, Y. C. Loo, H. Guan(2001), “ Simple Analysis of Framed-Tube Structures with Multiple Internal Tubes” , Journal of Structural Engineering, ASCE, 127(4), p450-460.
- [8] 劉開國(1986),「高層建築中的圓形筒體結構分析」, 華中建築, 第2期, p27-30.
- [9] 丁學成, 蔡方錢(1988),「高層圓形筒體結構擬殼理論分析法」, 天津大學學報, 第3期, p78-87.
- [10] S. Timoshenko, S. Woinowsky-Krieger(1959), “ Theory of Plates and Shells”

- [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] S. C. Lee, C. H. Yoo, and D. Y. Yoon(2002), “Analysis of Shear Lag Anomaly in Box Girders” , Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(11), p1379-1386.
- [14] 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.
- [15] Y. Singh, and A. K. Nagpal(1994), “Negative Shear Lag in Framed-Tube Buildings” , Journal of Structural Engineering, ASCE, 120(11), p3105-3121.
- [16] 劉大海, 楊翠如(1997), 「高層建築抗震設計」, 淑馨出版社.
- [17] 段曉農(1996), 「新型筒體結構體系」, 海南大學學報自然科學版, 第14卷第2期, p189-193.
- [18] R. C. Hibbeler(2003) “Engineering Mechanics-Statics” Tenth Edition, Prentice Hall.
- [19] 內政部營建署(2006), 「建築物耐風設計規範及解說」.
- [20] Computer and Structures, Inc.(2004), “CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, Etabs, and Safe” , Berkeley, California, USA.
- [21] 金土木軟體技術有限公司(2006), 「SAP2000 中文版使用指南」, 人民交通出版社。
- [22] 內政部營建署(2006), 「建築技術規則」.

結構物的橫斷面形狀	表面粗糙程度	不同 h/D 的 C_f		
		1	7	25
方形 (風向垂直於某面上)	所有	1.3	1.4	2.0
方形 (風向沿著對角線)	所有	1.0	1.1	1.5
六邊形或八邊形 ($D\sqrt{q(z)} > 1.5$)	所有	1.0	1.2	1.4
圓形($D\sqrt{q(z)} > 1.5$)	中度光滑	0.5	0.6	0.7
	粗糙($\frac{D'}{D} \cong 0.02$)	0.7	0.8	0.9
	極粗糙($\frac{D'}{D} \cong 0.08$)	0.8	1.0	1.2
圓形($D\sqrt{q(z)} \leq 1.5$)	所有	0.7	0.8	1.2

註：(1) 假設風力作用方向與風向平行。

(2) 欲求其他 h/D 值之 C_f ，可做線性內插。

(3) D ：結構物之直徑或最小水平尺寸，m。

D' ：結構物表面突出構材的深度，m。

h ：結構物高度，m。

$q(z)$ ：風速壓， kgf/m^2 。

(4) 計算設計風力所用之受風面積為，結構物投影在風向垂直之平面上的面積。

表 2-1 開放式建築物或獨立結構物之風力係數， C_f [19]

函數	集中載重 P	均佈載重 U	倒三角載重 T
σ_b	$\frac{PaH}{I}\xi$	$\frac{UaH^2}{2I}\xi^2$	$\frac{TaH^2}{2I}\left(\xi^2 - \frac{1}{3}\xi^3\right)$
$\frac{d\sigma_b}{d\xi}$	$\frac{PaH}{I}$	$\frac{UaH^2}{I}\xi$	$\frac{TaH^2}{2I}(2\xi - \xi^2)$
F_1	λ^2	λ^2	λ^2
F_2	$\frac{\sinh k\xi}{k \cosh k}$	$\frac{2}{k^2}\left[\frac{\cosh k(1-\xi) + k \sinh k\xi}{\cosh k} - 1\right]$	$\frac{3}{k^2}\left[\frac{2k \cosh k(1-\xi) + (k^2 - 2)\sinh k\xi}{2k \cosh k} - (1-\xi)\right]$
F_3	$\frac{\cosh k\xi}{\cosh k}$	$\frac{2}{k}\left[\frac{k \cosh k\xi - \sinh k(1-\xi)}{\cosh k}\right]$	$\frac{3}{k^2}\left[\frac{(k^2 - 2)\cosh k\xi - 2k \sinh k(1-\xi)}{2k \cosh k} + 1\right]$

表 4-1 Coull 計算內力位移的函數表[3]

	α	β
集中載重 P	$\alpha_1 = \frac{1.17m_w + 1.00}{m_w^2 + 2.67m_w + 0.57}$	$\beta_1 = \frac{3.50m_f + 12.60}{m_f^2 + 11.20m_f + 10.08}$
	$\alpha_2 = \frac{0.29m_w + 1.00}{m_w^2 + 2.67m_w + 0.57}$	$\beta_2 = \frac{0.88m_f + 12.60}{m_f^2 + 11.20m_f + 10.08}$
均佈載重 U	$\alpha_1 = \frac{2.57m_w + 1.12}{m_w^2 + 2.94m_w + 0.64}$	$\beta_1 = \frac{7.72m_f + 14.15}{m_f^2 + 12.35m_f + 11.32}$
	$\alpha_2 = \frac{0.03m_w + 1.12}{m_w^2 + 2.94m_w + 0.64}$	$\beta_2 = \frac{0.08m_f + 14.15}{m_f^2 + 12.35m_f + 11.32}$
倒三角載重 T	$\alpha_1 = \frac{2.22m_w + 1.09}{m_w^2 + 2.86m_w + 0.62}$	$\beta_1 = \frac{6.67m_f + 13.71}{m_f^2 + 12.01m_f + 10.97}$
	$\alpha_2 = \frac{0.10m_w + 1.09}{m_w^2 + 2.86m_w + 0.62}$	$\beta_2 = \frac{0.29m_f + 13.71}{m_f^2 + 12.01m_f + 10.97}$

表 4-2 Kwan 剪力延遲效應係數[6]

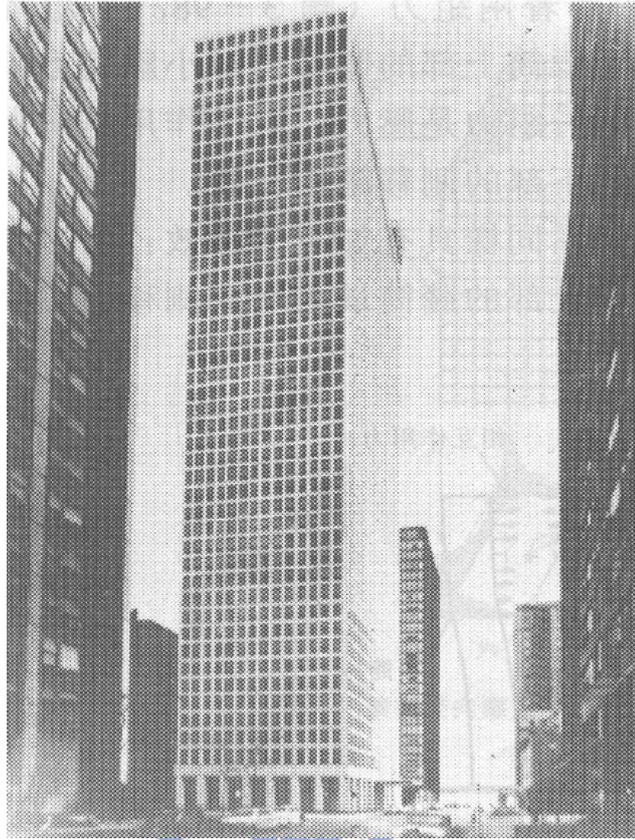


圖 2-1. 第一座的框筒結構建築 美國芝加哥市 DeWitt Chestnut 公寓[16]

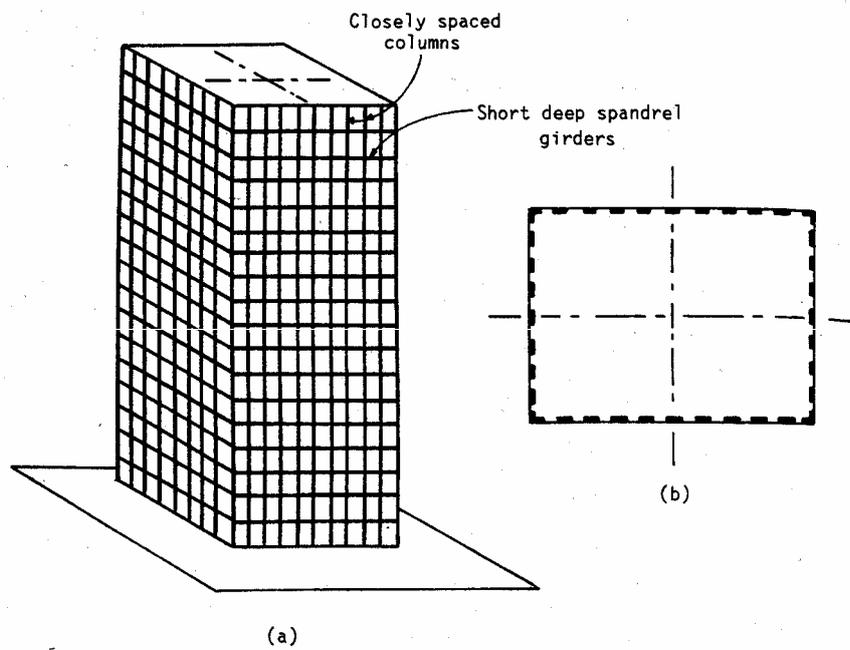


圖 2-2. 框筒結構的立體與平面構造圖[2]
 (a)框筒結構立體構造圖 (b).框筒結構平面構造圖

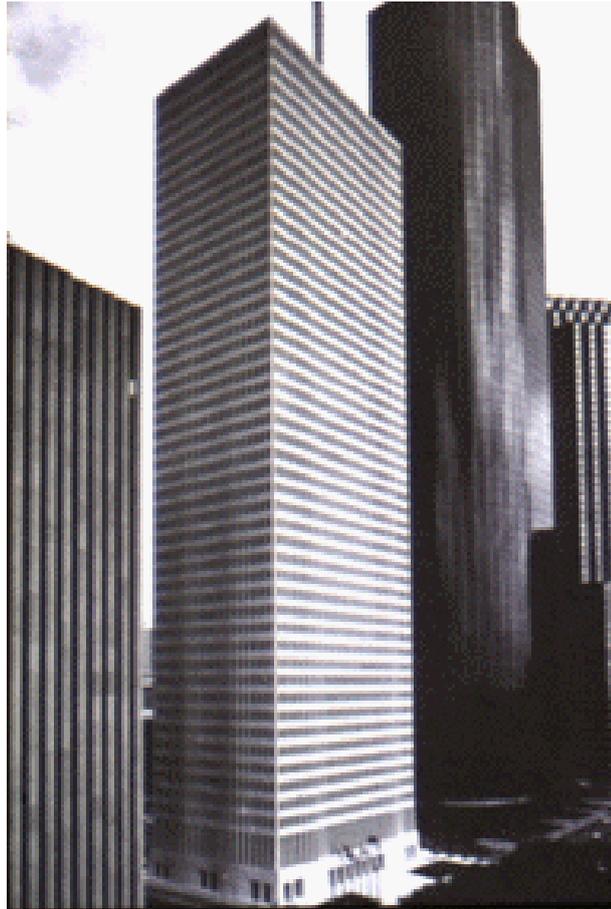


圖 2-3. 第一座的筒中筒結構建築 美國休士頓市 One Shell Plaza 大樓[16]

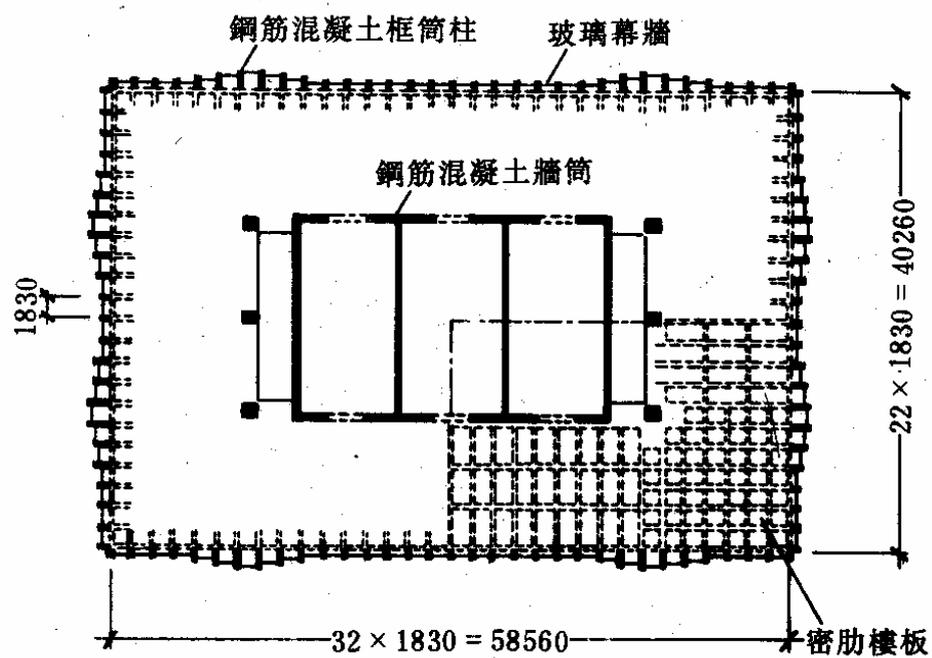


圖 2-4. One Shell Plaza 大樓的平面佈置圖[16]

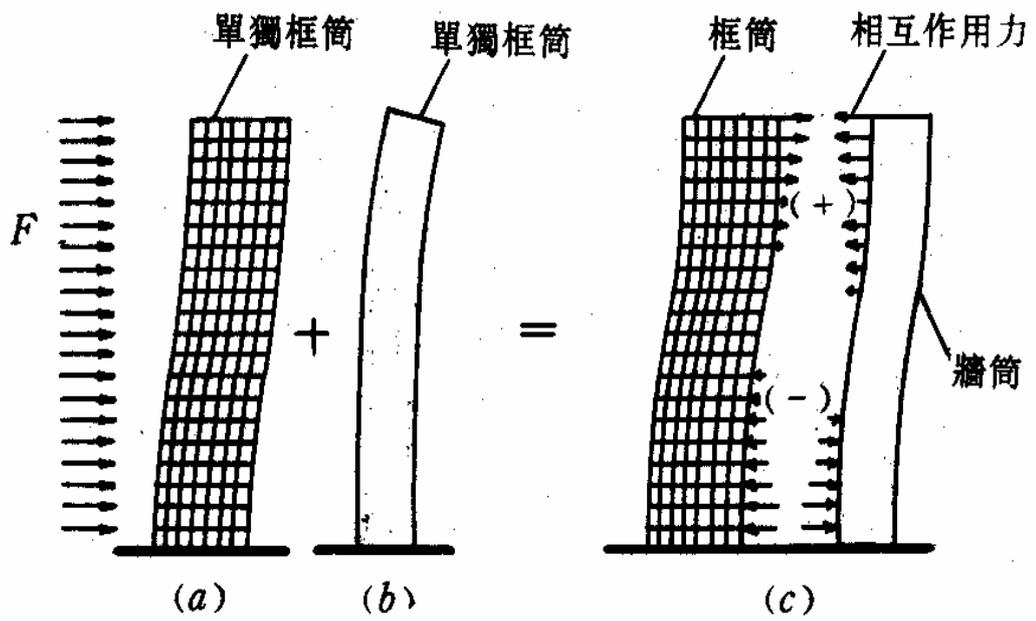


圖 2-5. 筒中筒結構的變形協合[16]

(a)單獨框筒的變形 (b)單獨核心筒體的變形 (c)框筒與核心筒體的變形協合

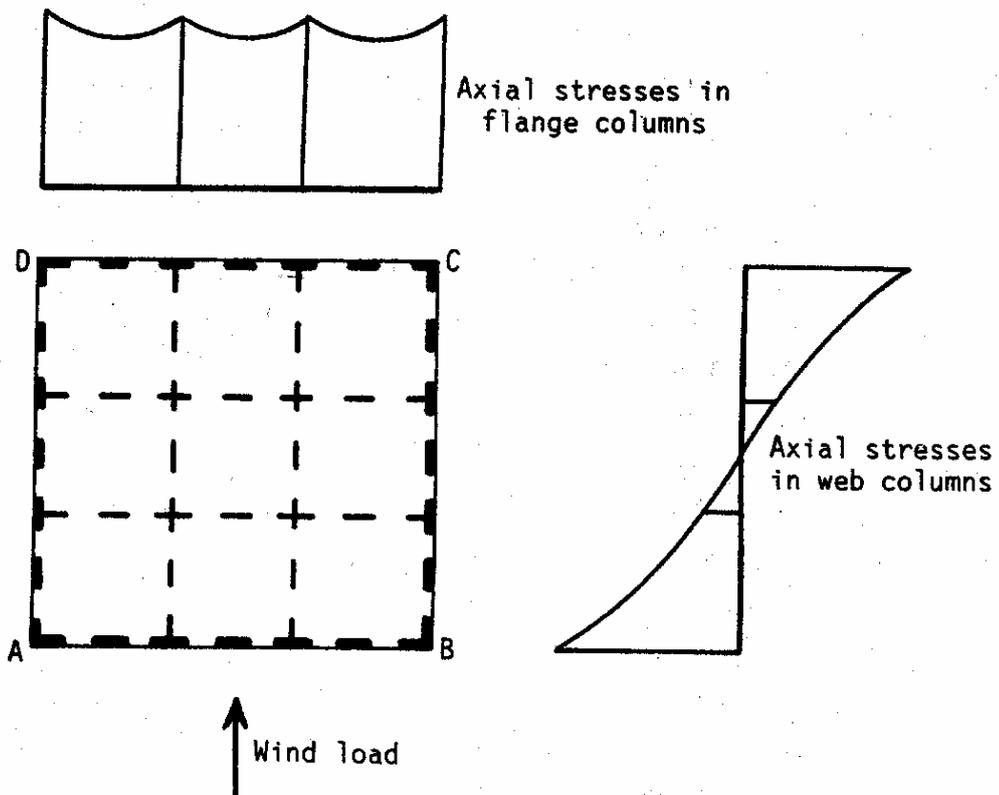


圖 2-6. 束形框筒結構平片佈置與翼、腹板端柱軸力分佈[2]



圖 2-7. 最典型的束形框筒結構 美國芝加哥市 Sears 大樓[17]

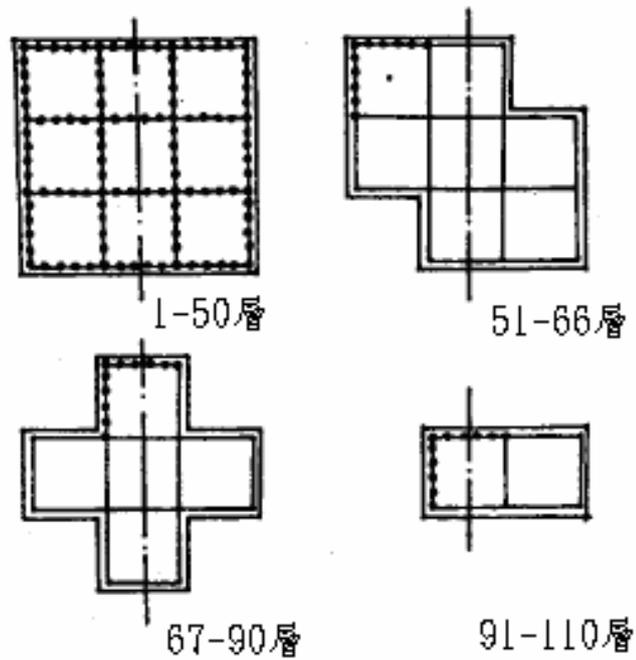


圖 2-8. Sears 大樓平面佈置變化圖[17]

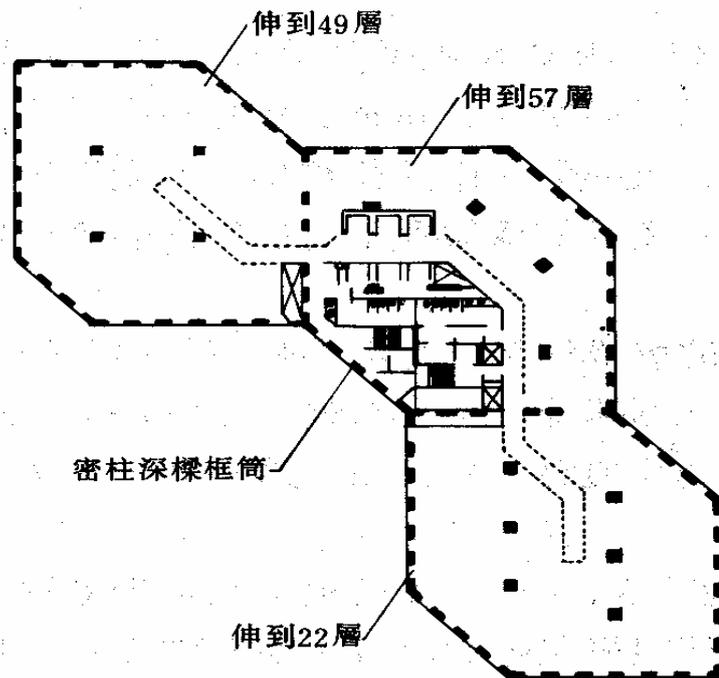


圖 2-9. 美國芝加哥市 One Magnificent Mile 大樓平面佈置變化圖[16]

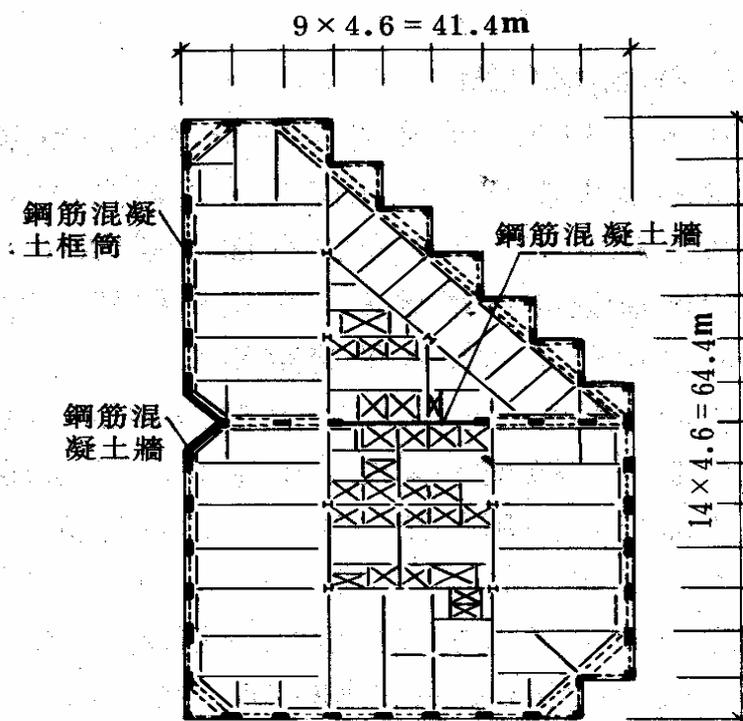


圖 2-10. 美國邁阿密市 Wachovia Financial Center 平面佈置圖[16]

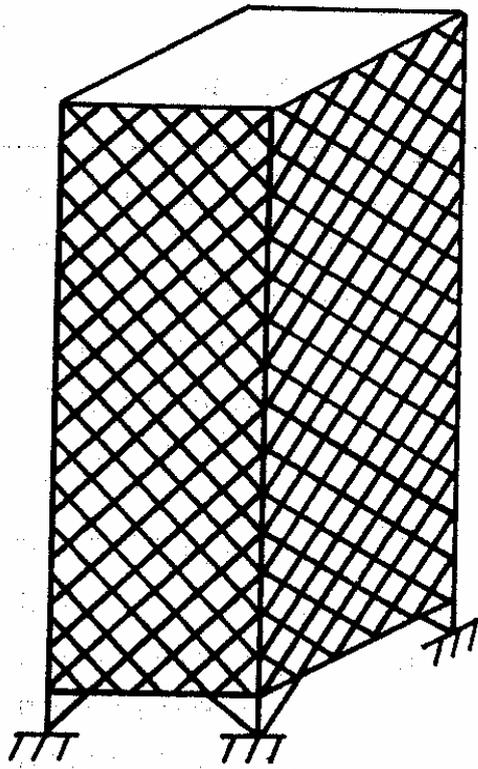


圖 2-11. 斜撐型框筒結構[17]

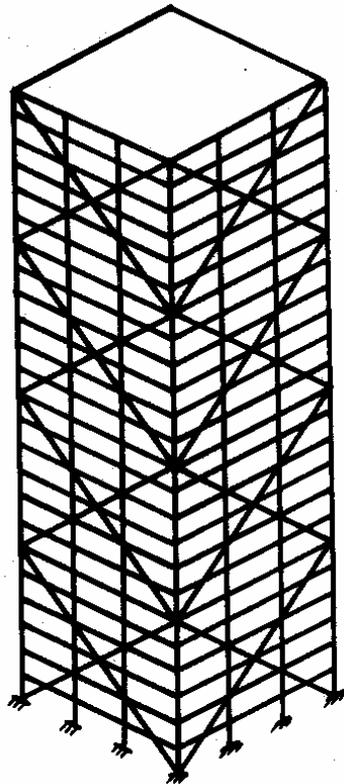


圖 2-12. 大型支撐型框筒結構[17]



圖 2-13. 美國芝加哥市 John Hancock 鋼結構大樓[16]

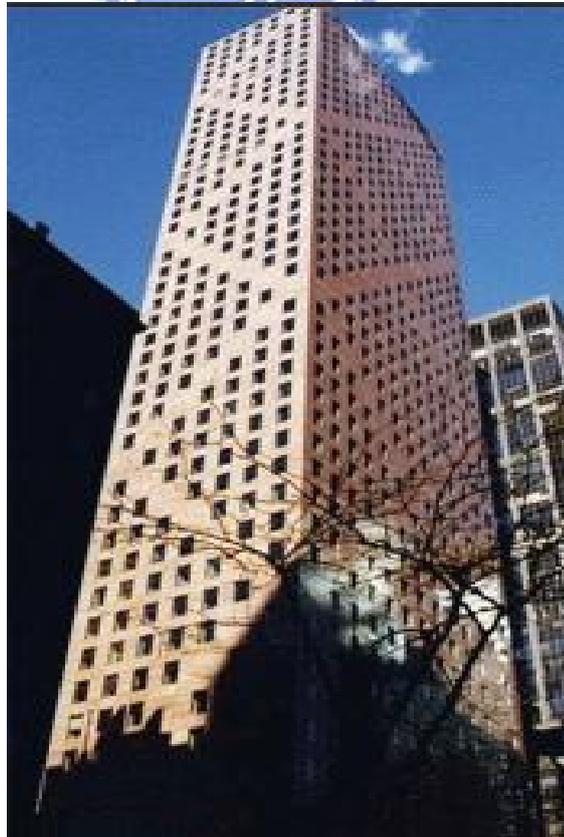


圖 2-14. 美國紐約市 780 Third Avenue 大樓[16]

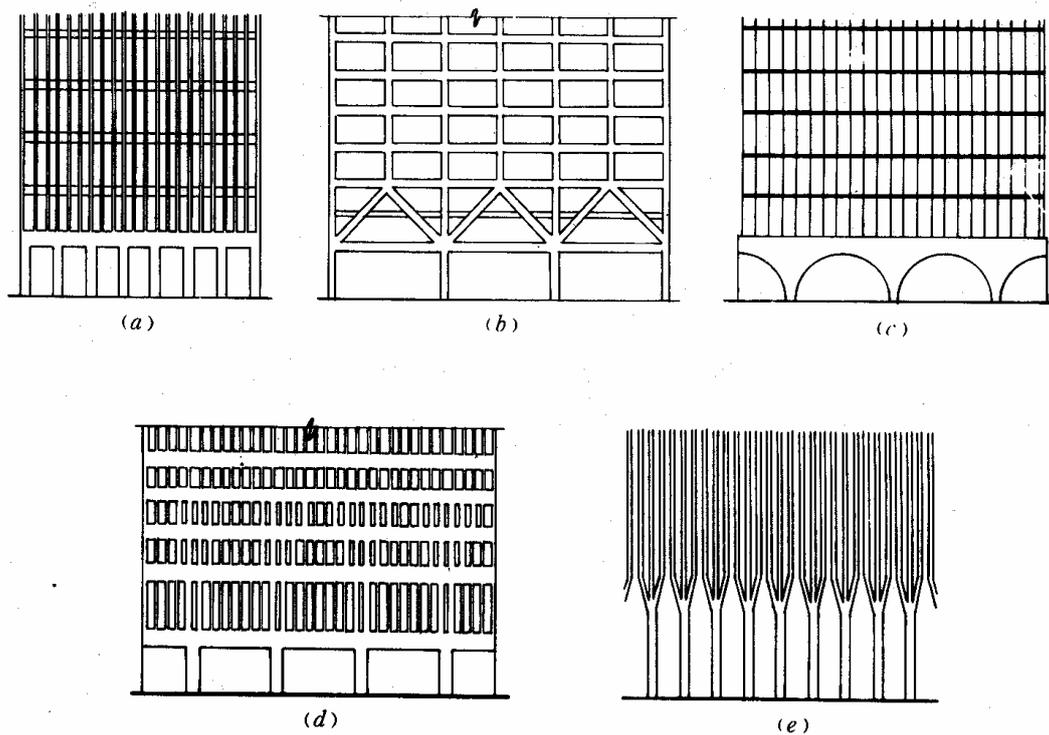


圖 2-15. 框筒結構底層結構形式[16]
 (a)轉換梁 (b)轉換桁架 (c)連續拱 (d)過渡層 (e)合併柱

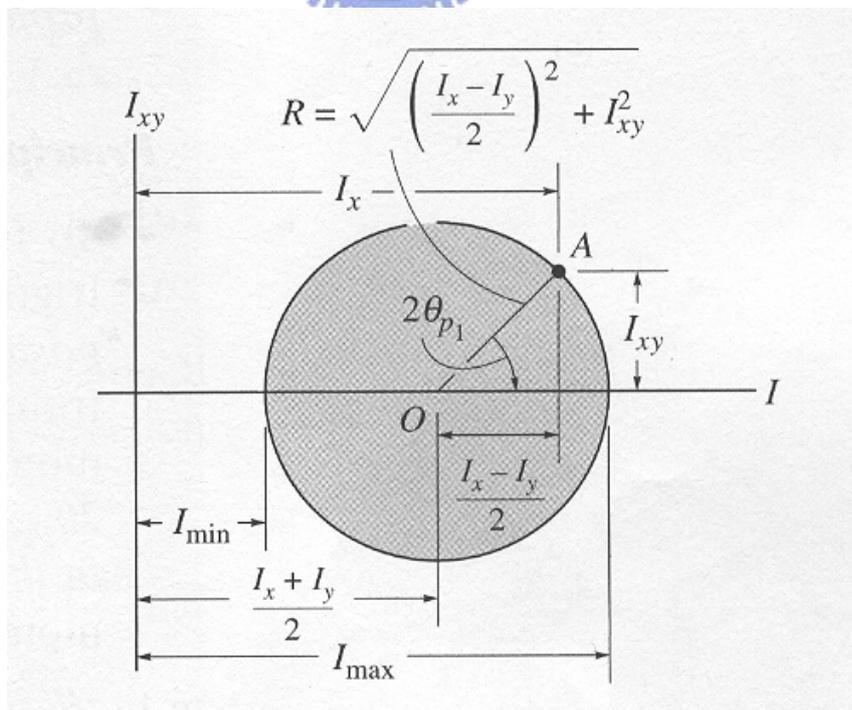


圖 2-16. 慣性矩轉換的 Mohr's Circle [18]

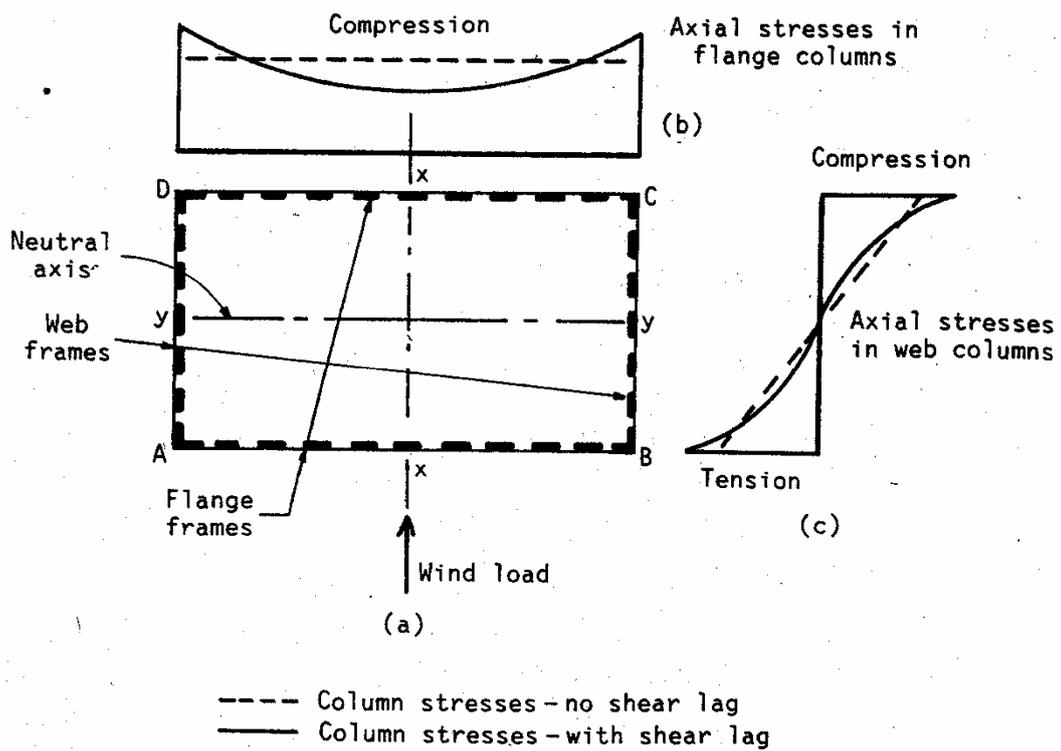


圖 3-1. 框筒結構受水平側力下翼板端與腹板端柱軸應力分佈[2]
 (a) 框筒結構平面圖 (b) 翼板端柱軸應力分佈 (c) 腹板端柱軸應力分佈

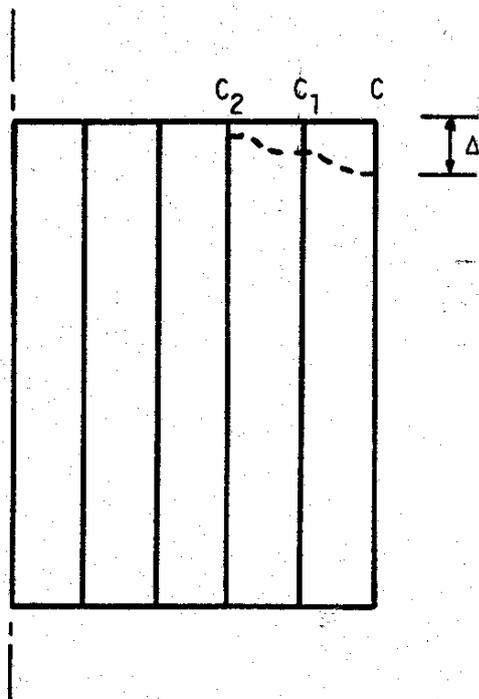


圖 3-2. 剪力延遲效應影響下翼板端框架中柱的軸向變形[2]

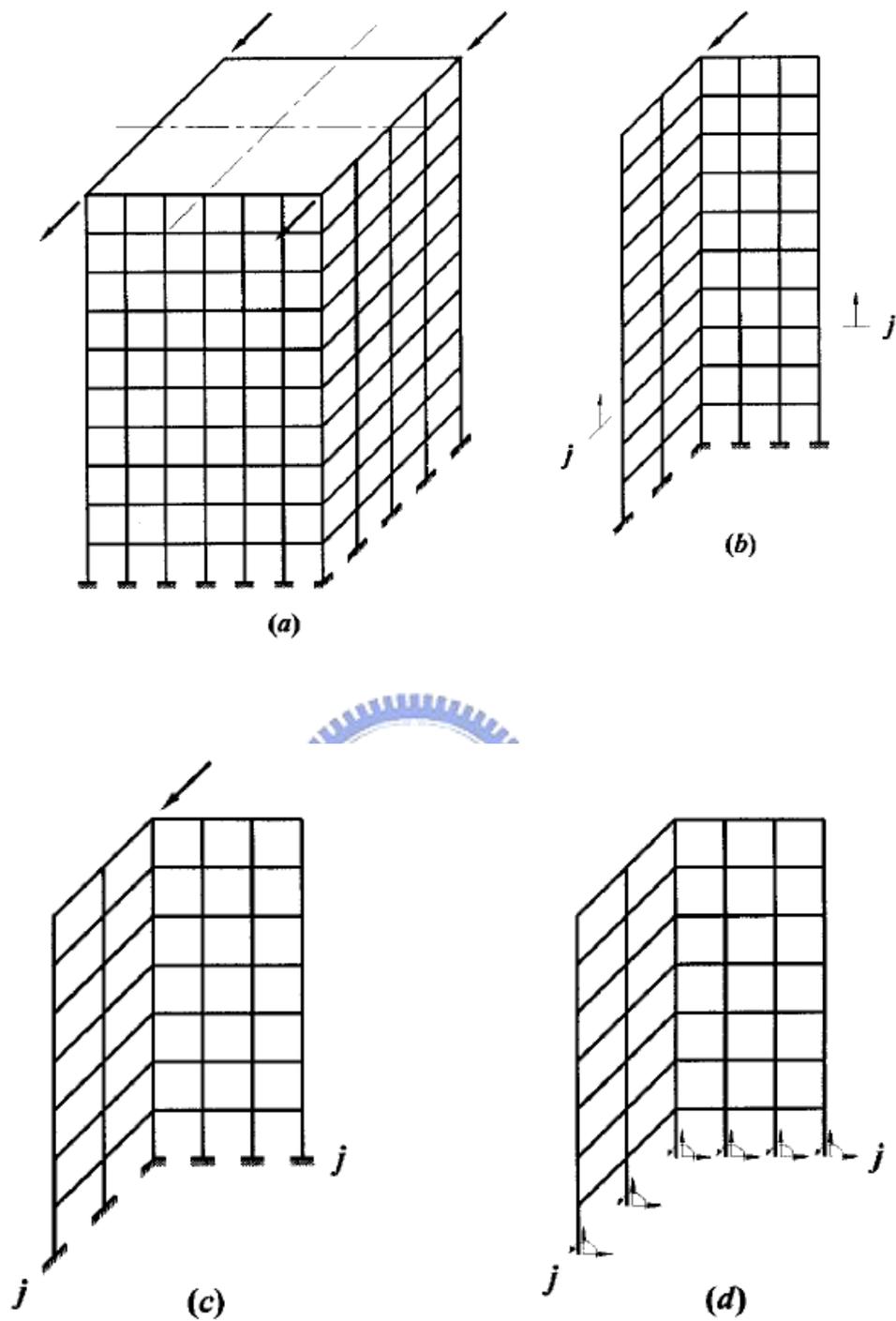


圖 3-3. Y. Singh 的框筒結構考慮負剪力延遲的分析模型[15]

- (a)受水平載重下的框筒結構
- (b)考慮對稱取出框筒結構的四分之一模型
- (c)結構位於 j 層樓板以上部份的第一種分析模型
- (d)結構位於 j 層樓板以上部份的第二種模型

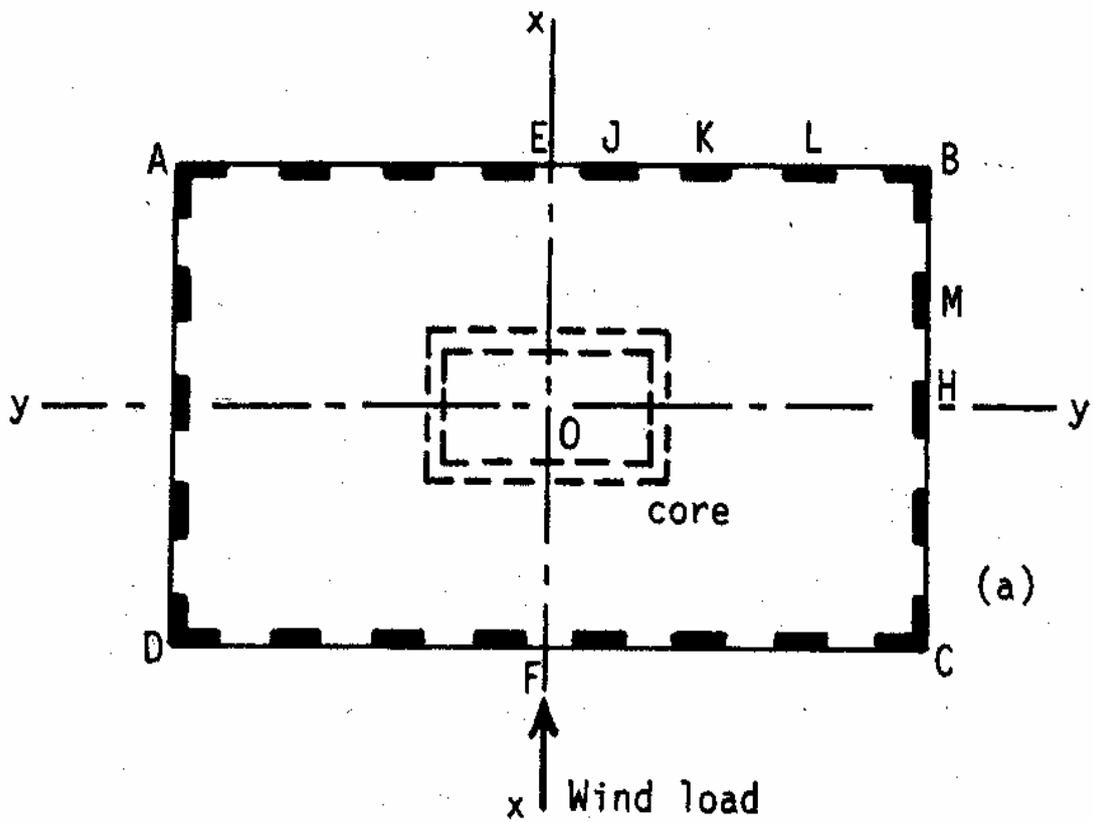


圖 4-1. 受水平載重下框筒結構的平面圖[2]

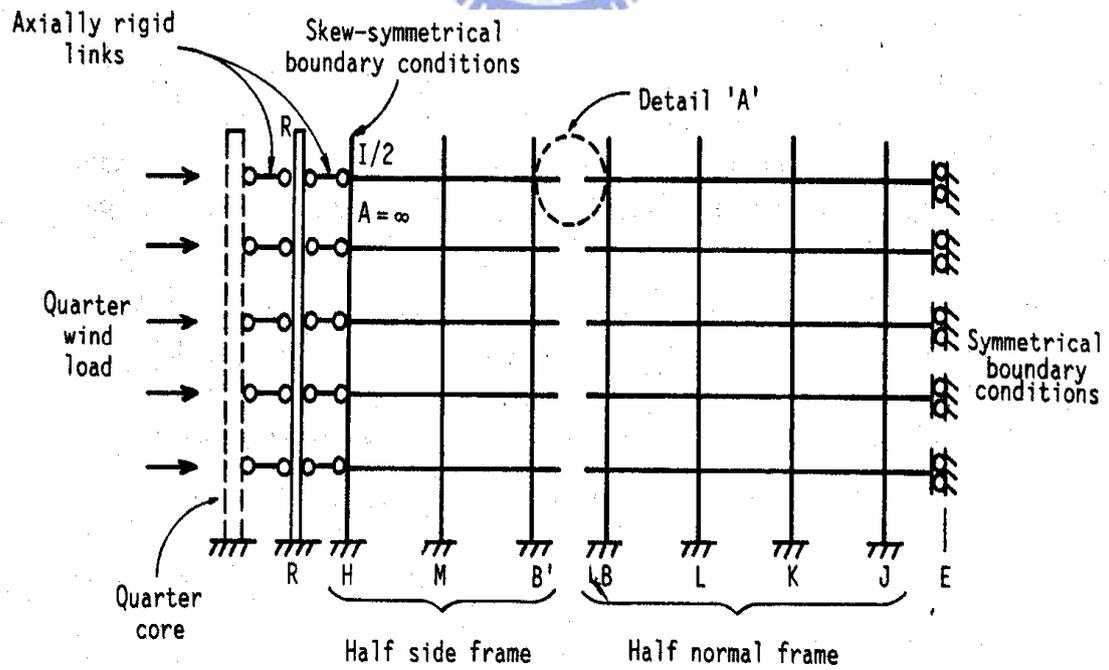


圖 4-2. 滿足邊界條件的等效平面框架[2]

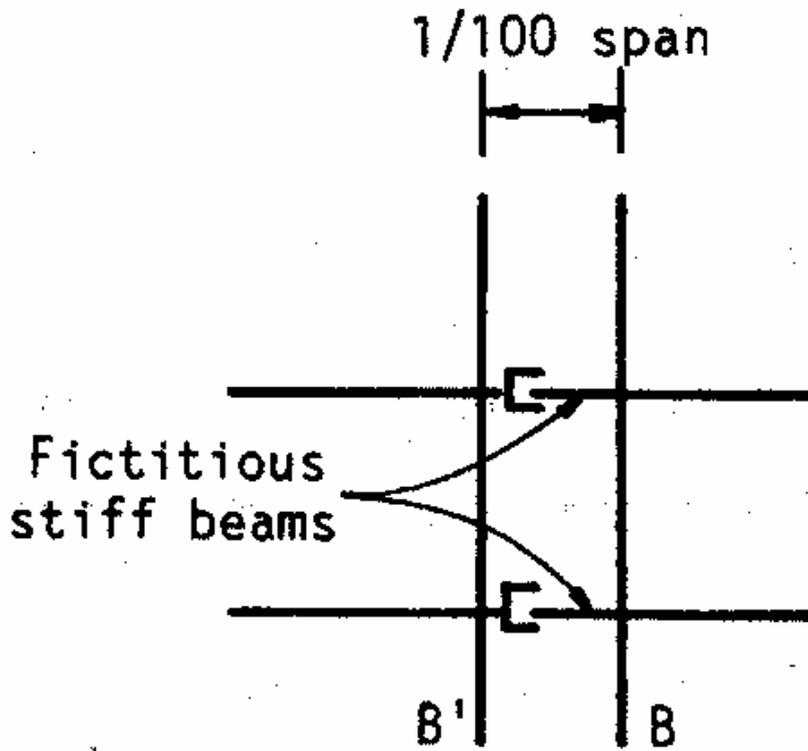


圖 4-3. 角柱處利用虛擬剛性梁模擬圖[2]

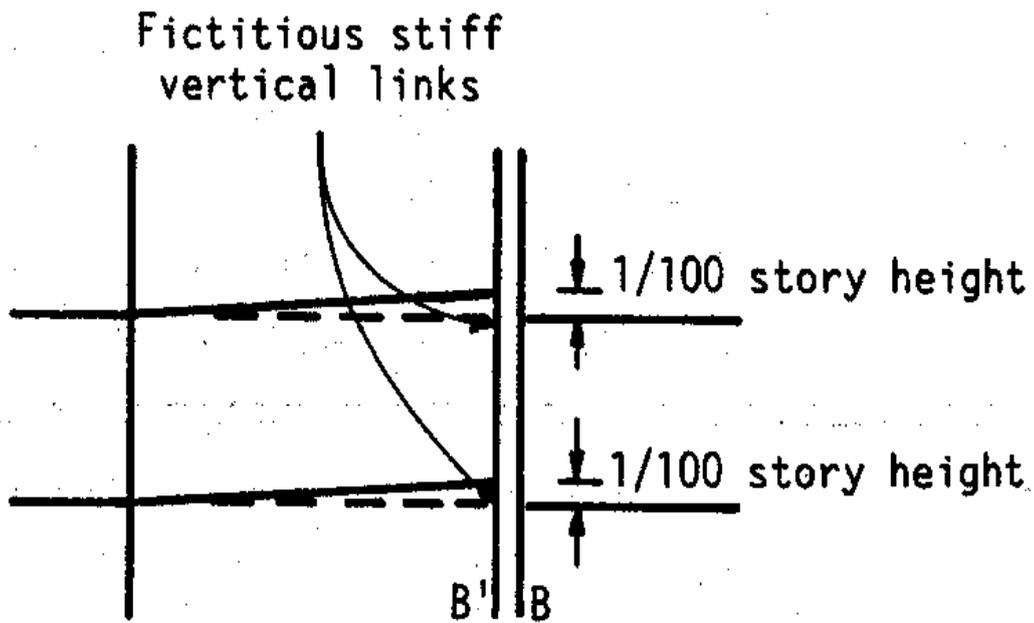


圖 4-4. 角柱處利用虛擬剛性連桿模擬圖[2]

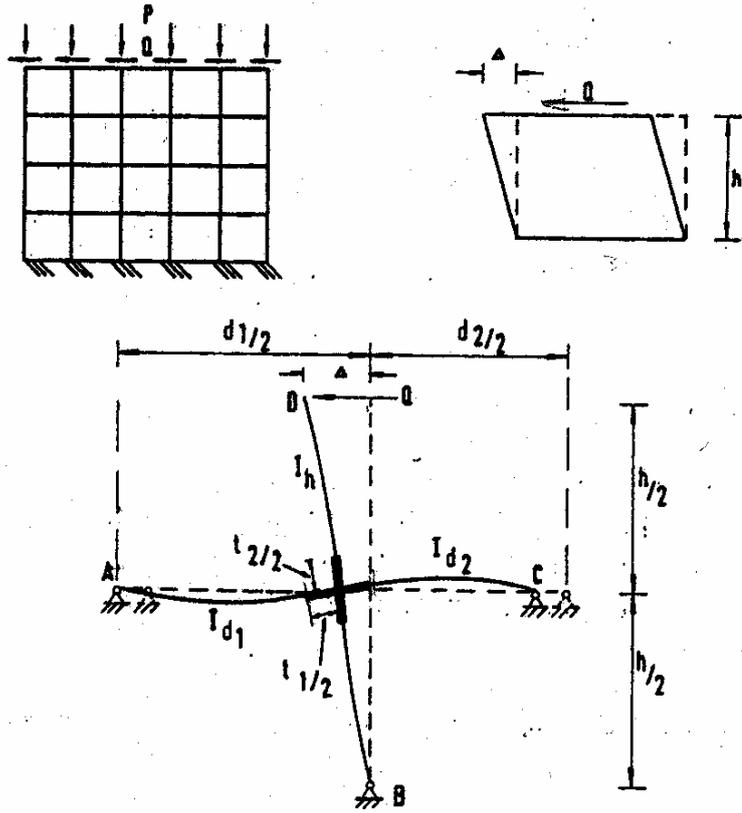


圖 4-5. Coull 的單元框架與等效板示意圖[3]

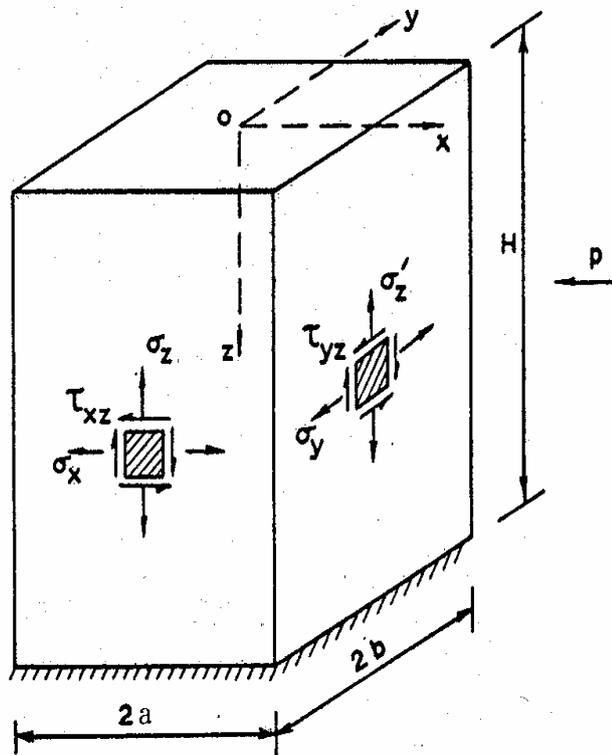


圖 4-6. Coull 等效連續筒座標與應力系統圖[3]

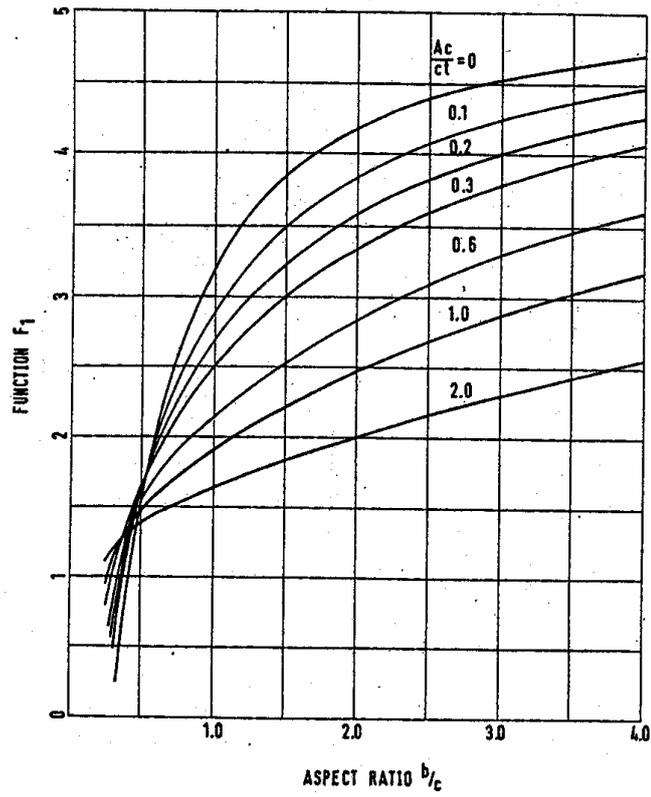


圖 4-7. F_1 於三種常用載重下的函數圖[3]

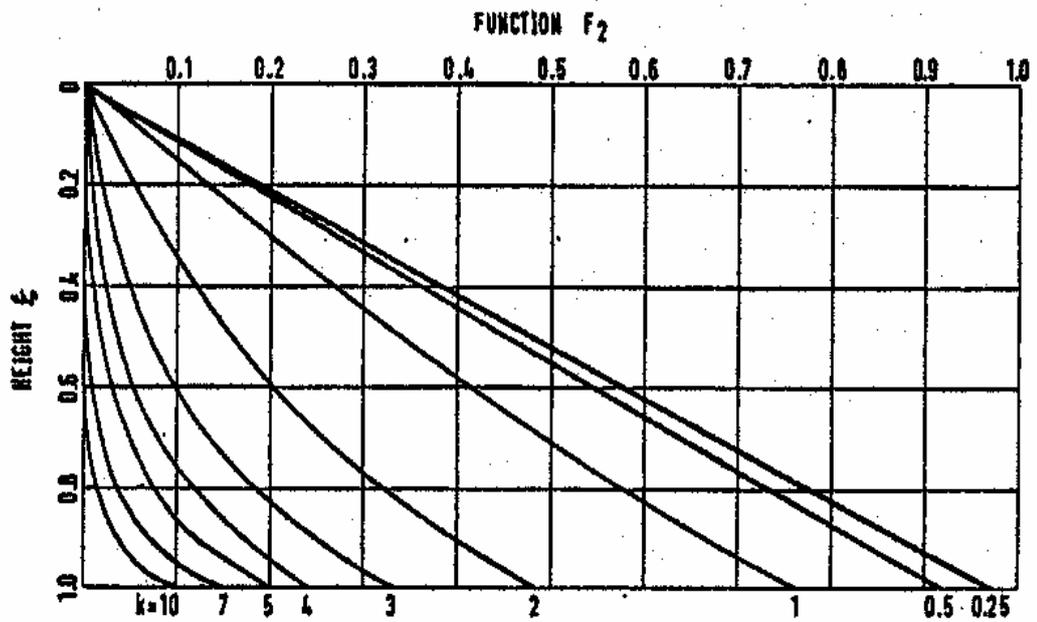


圖 4-8(a). F_2 於集中載重下的函數圖[3]

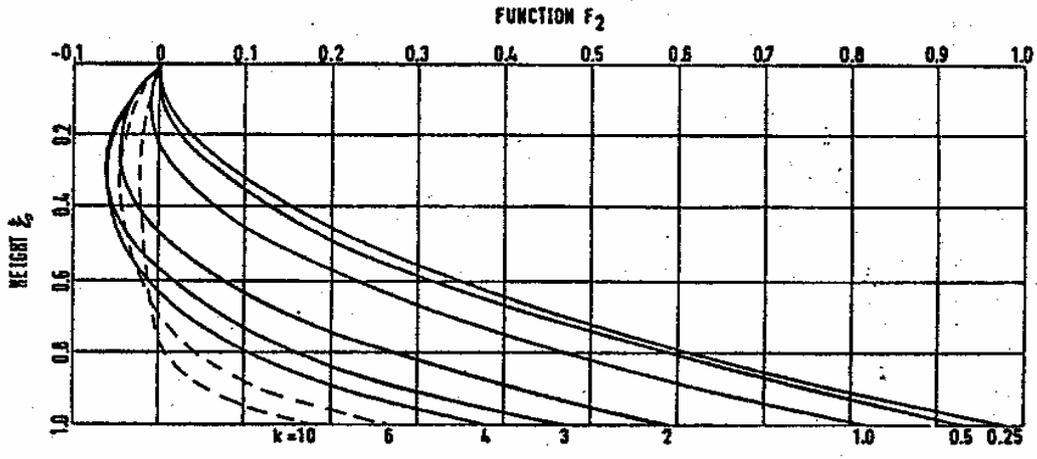


圖 4-8(b). F_2 於均佈載重下的函數圖 [3]

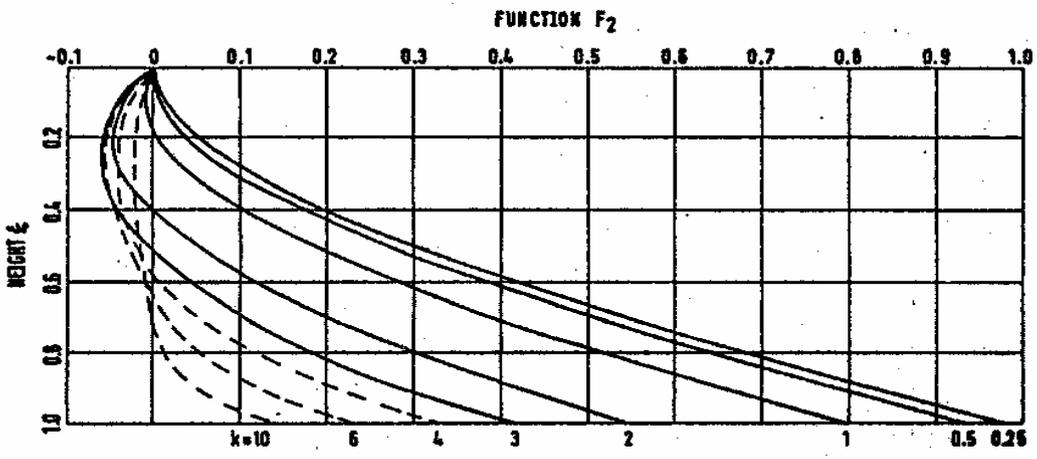


圖 4-8(c). F_2 於倒三角載重下的函數圖 [3]

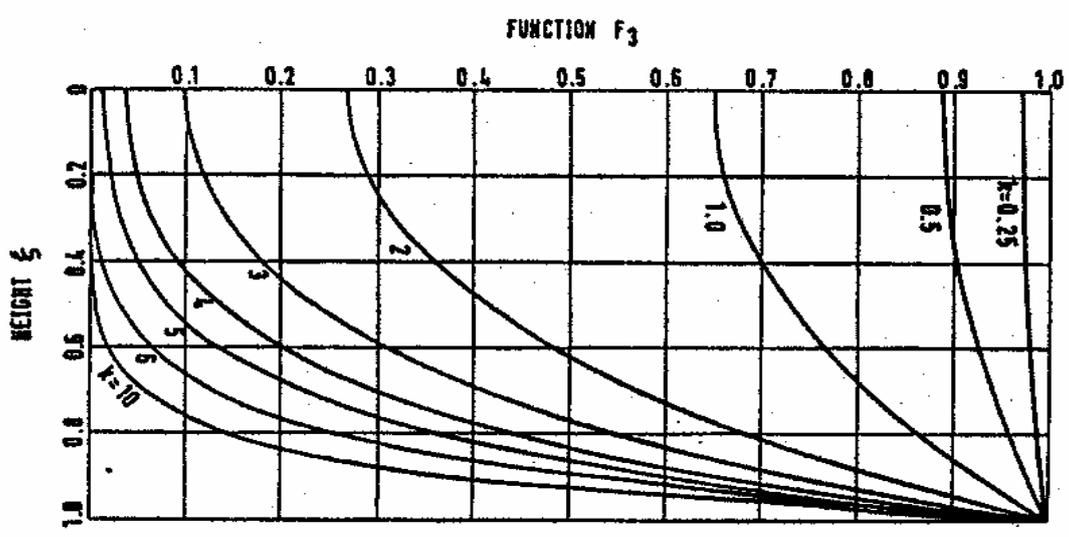


圖 4-9(a). F_3 於集中載重下的函數圖 [3]

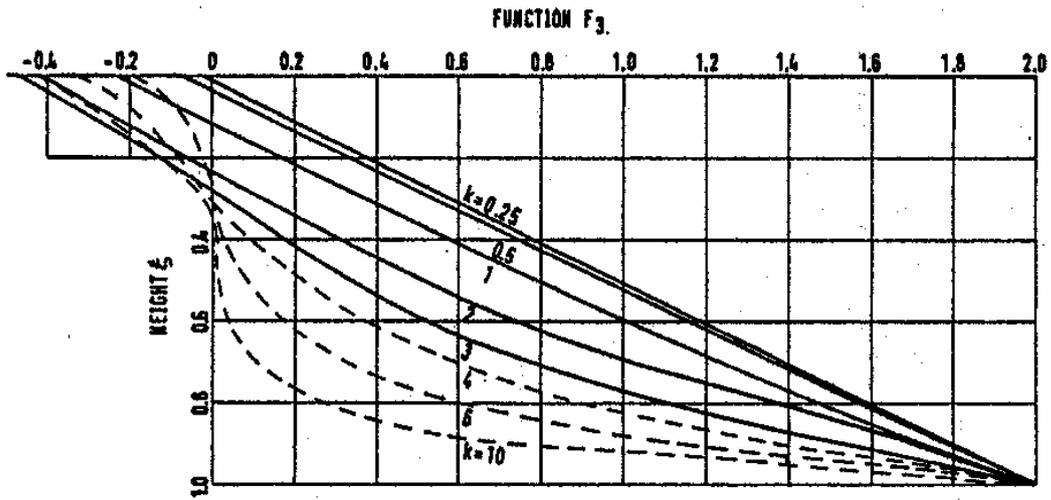


圖 4-9(b). F_3 於均佈載重下的函數圖 [3]

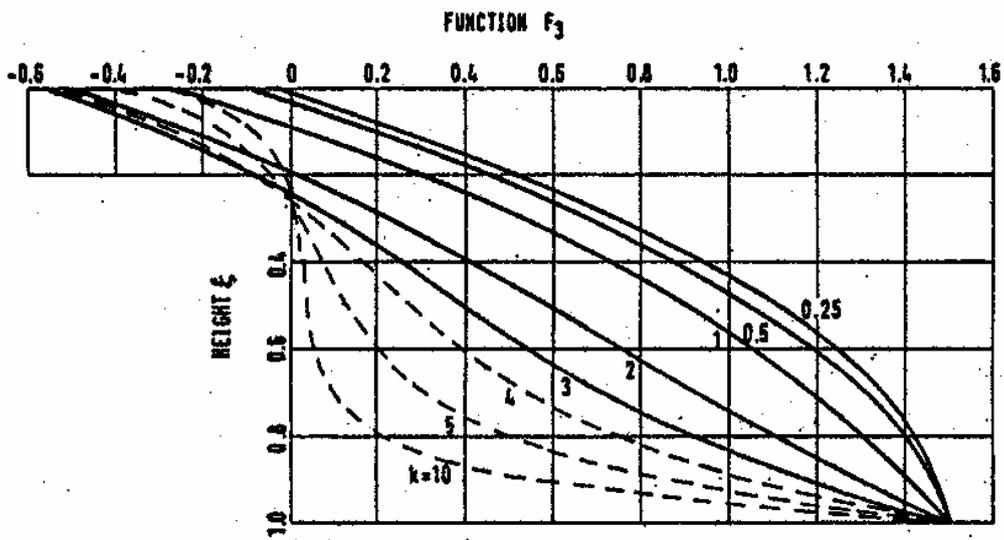


圖 4-9(c). F_3 於倒三角載重下的函數圖 [3]

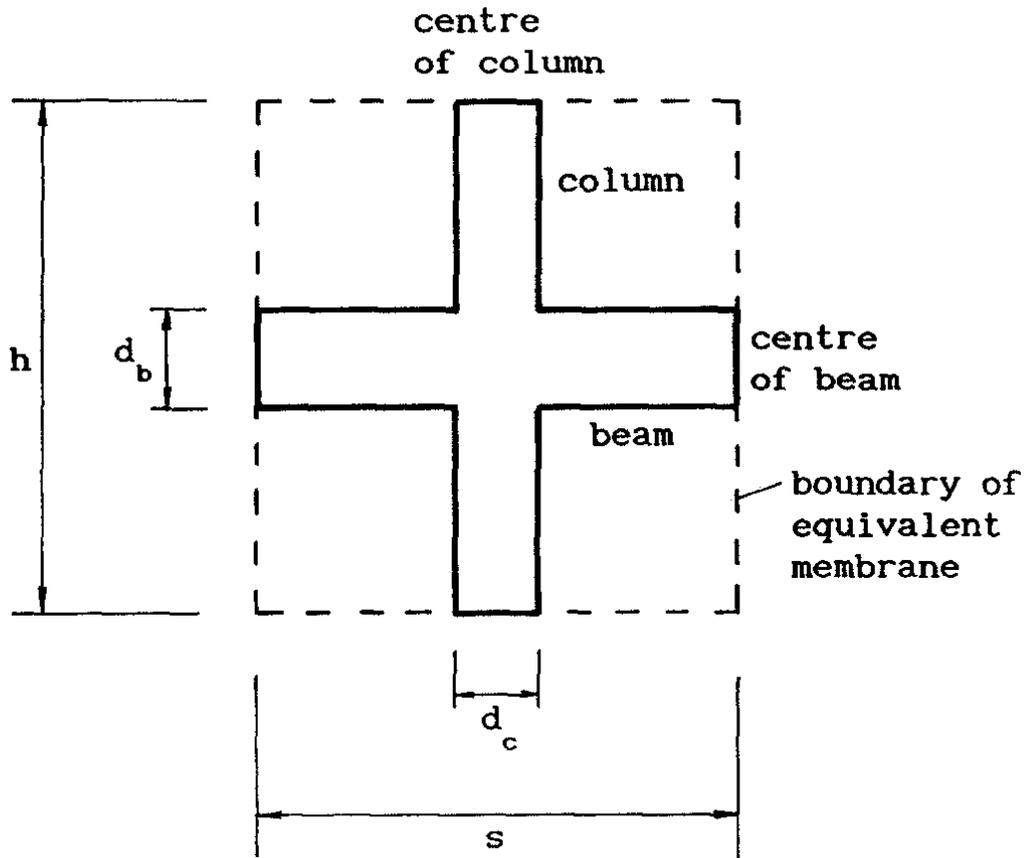


圖 4-10. Kwan 的單元框架與等效板示意圖[6]

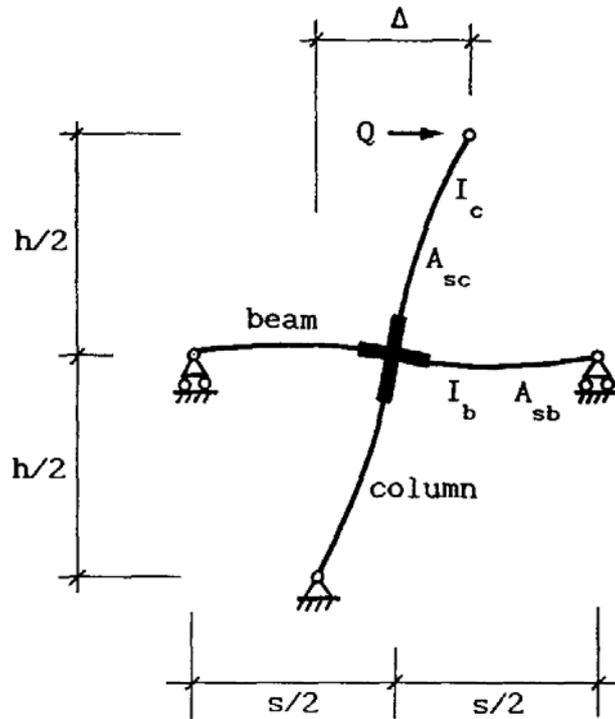


圖 4-11. Kwan 的單元框架受水平側力圖[6]

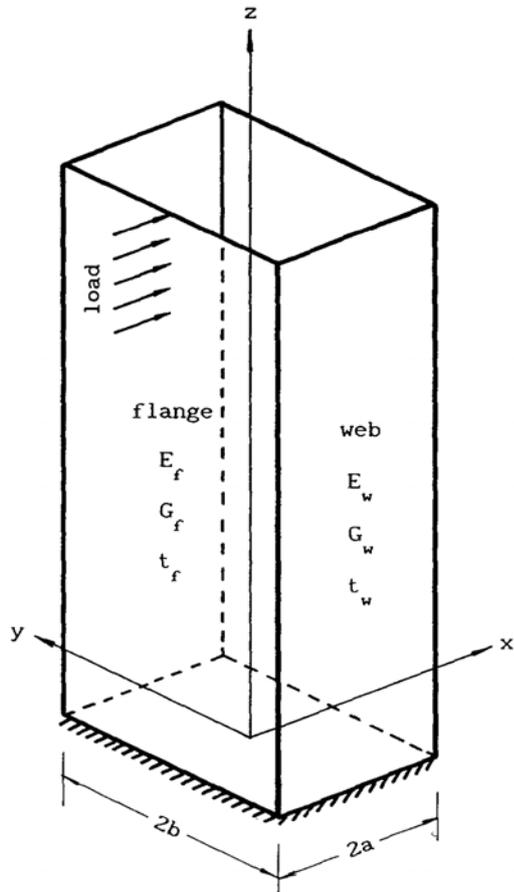
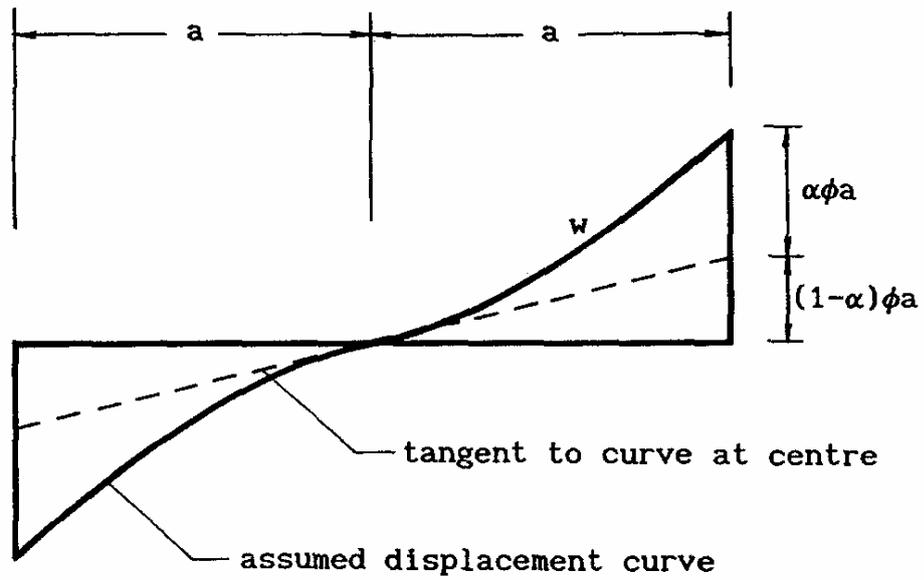
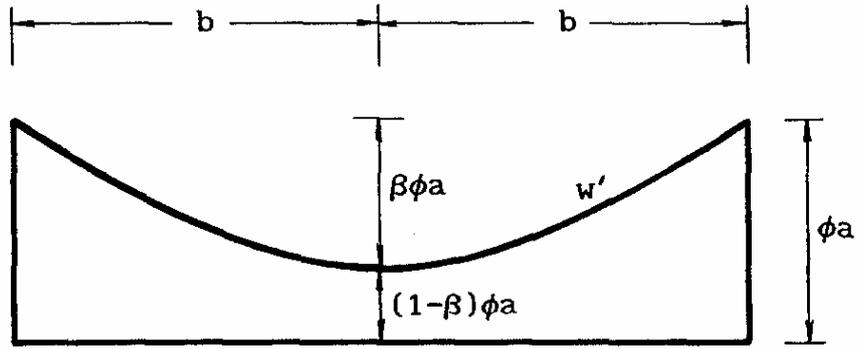


圖 4-12. Kwan 等效連續筒座標圖[6]



(a) distribution of axial displacement in web



(b) distribution of axial displacement in flange

圖 4-13. Kwan 假設的腹、翼板端框架軸向位移分佈曲線[6]
 (a)腹板端框架軸向位移分佈曲線 (b)翼板端框架軸向位移分佈曲線

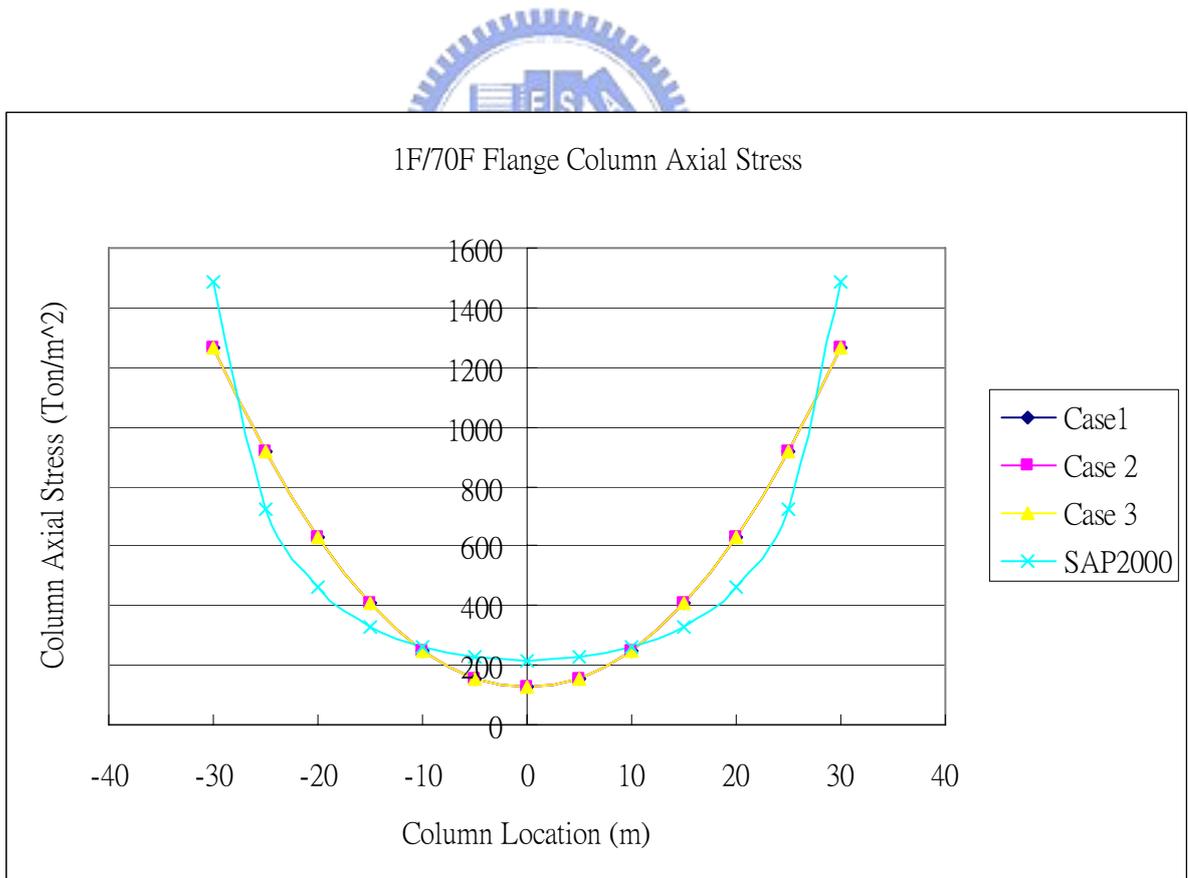


圖 4-14. 不同假設下 Kwan 求出的翼板端 1F 柱軸應力與 SAP2000 比較圖

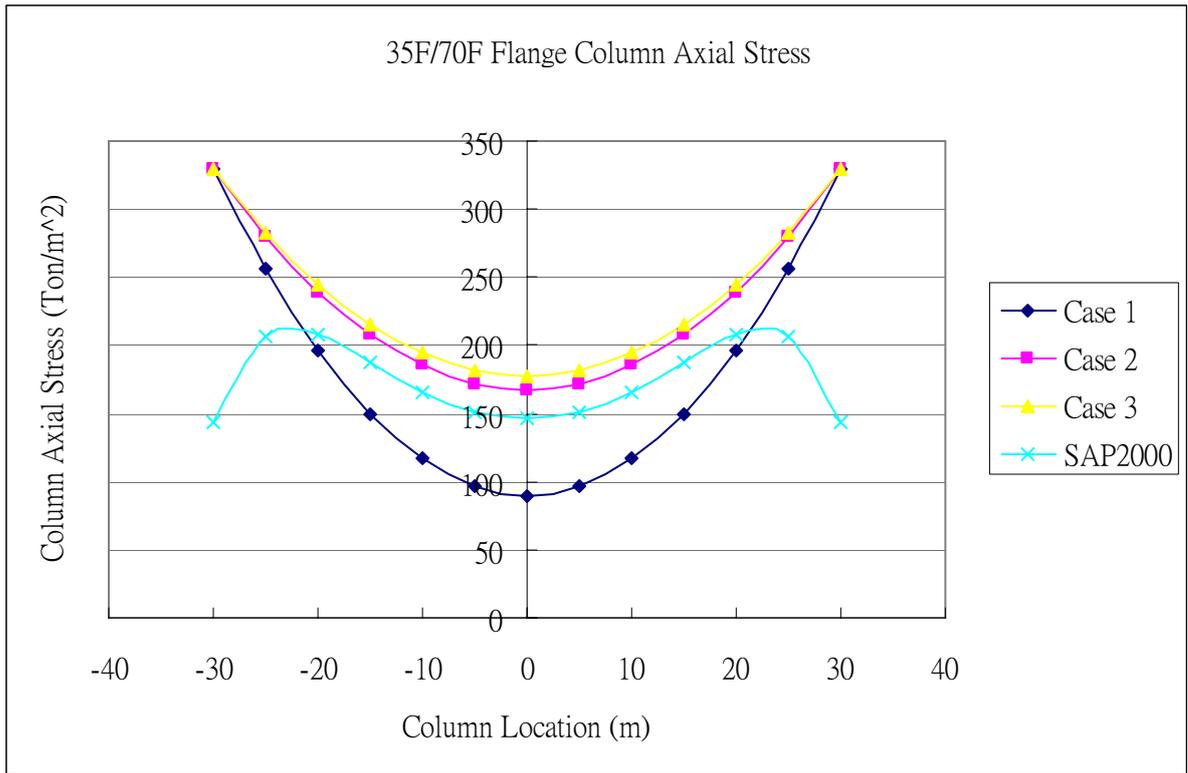


圖 4-15. 不同假設下 Kwan 求出的翼板端 35F 柱軸應力與 SAP2000 比較圖

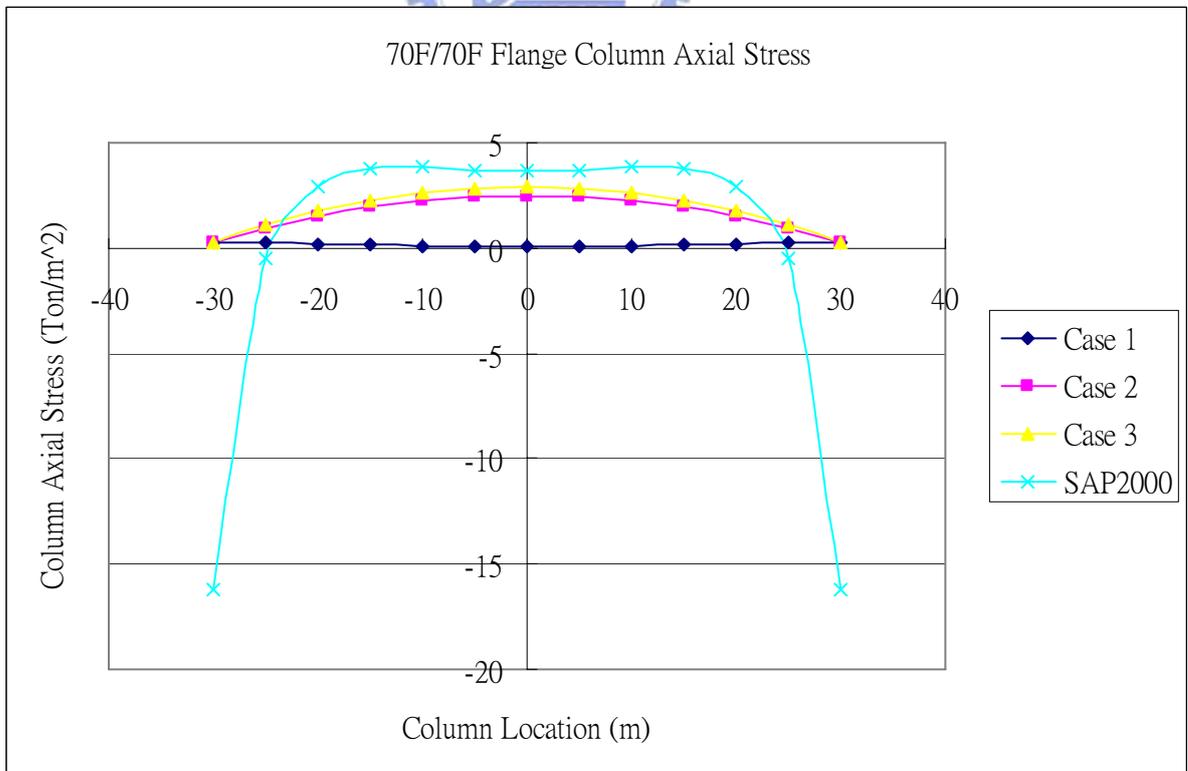


圖 4-16. 不同假設下 Kwan 求出的翼板端 70F 柱軸應力與 SAP2000 比較圖

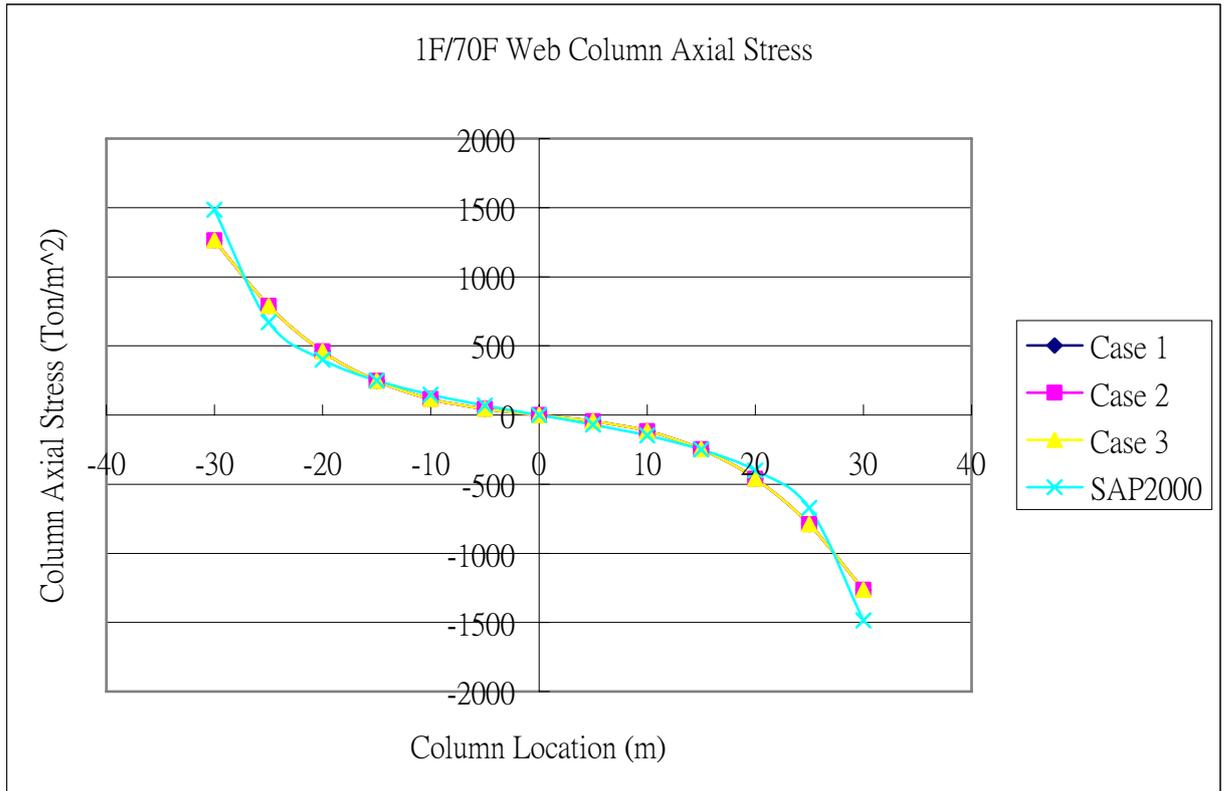


圖 4-17. 不同假設下 Kwan 求出的腹板端 1F 柱軸應力與 SAP2000 比較圖

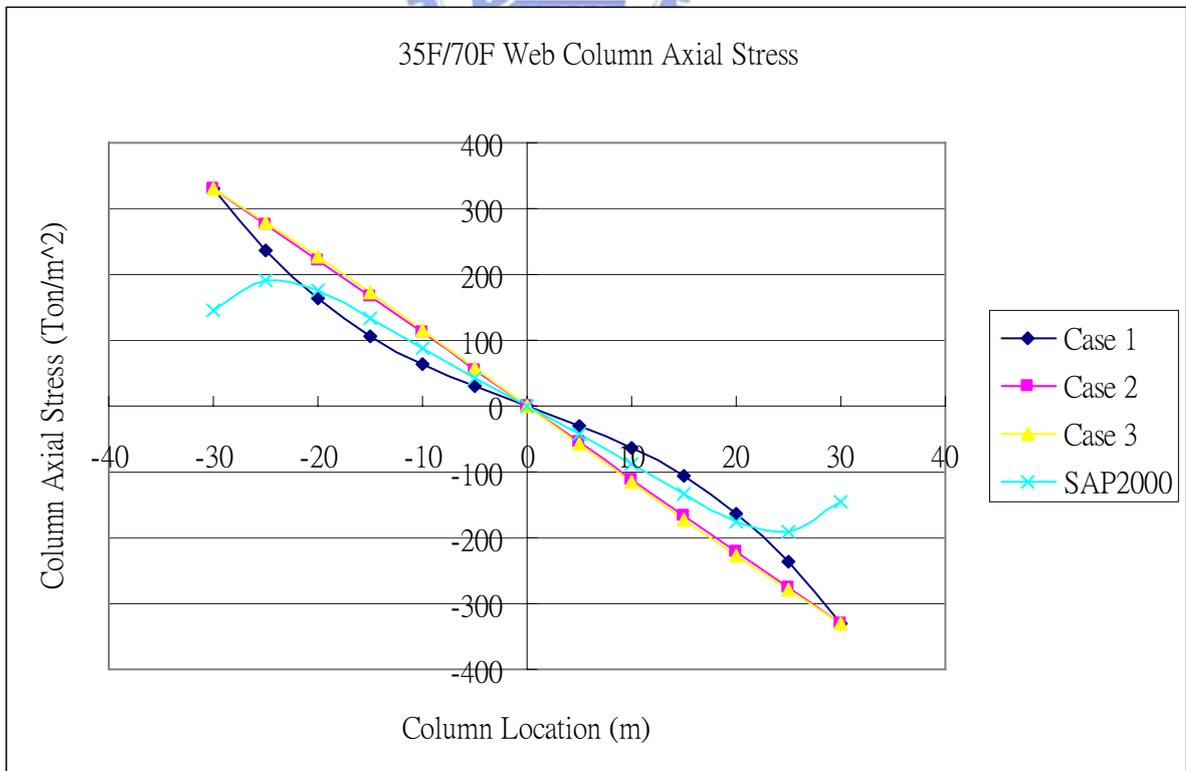


圖 4-18. 不同假設下 Kwan 求出的腹板端 35F 柱軸應力與 SAP2000 比較圖

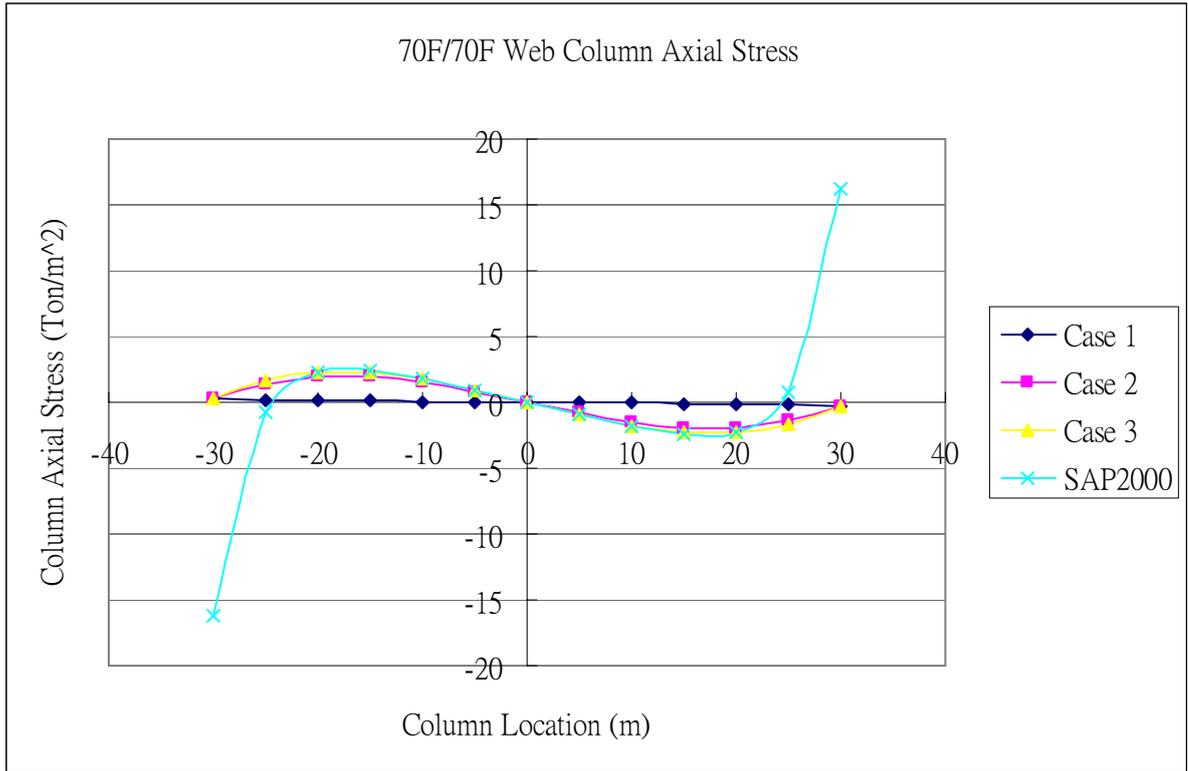


圖 4-19. 不同假設下 Kwan 求出的腹板端 70F 柱軸應力與 SAP2000 比較圖

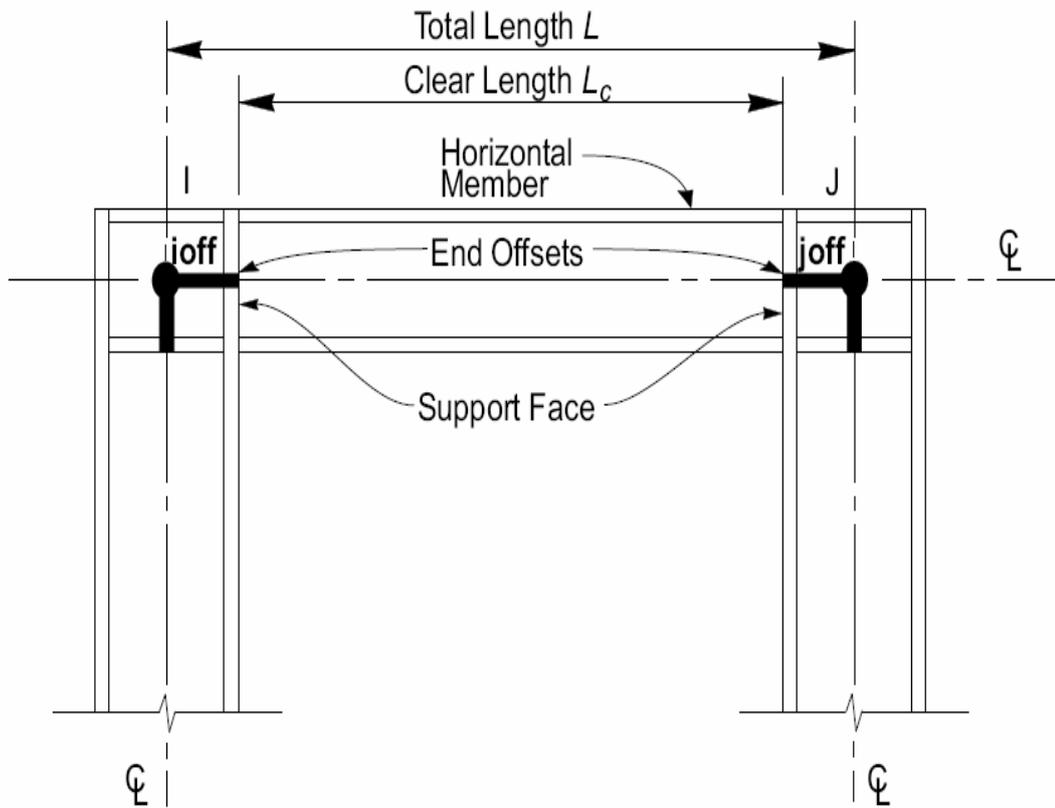


圖 4-20. 梁柱交接區域示意圖 [20]

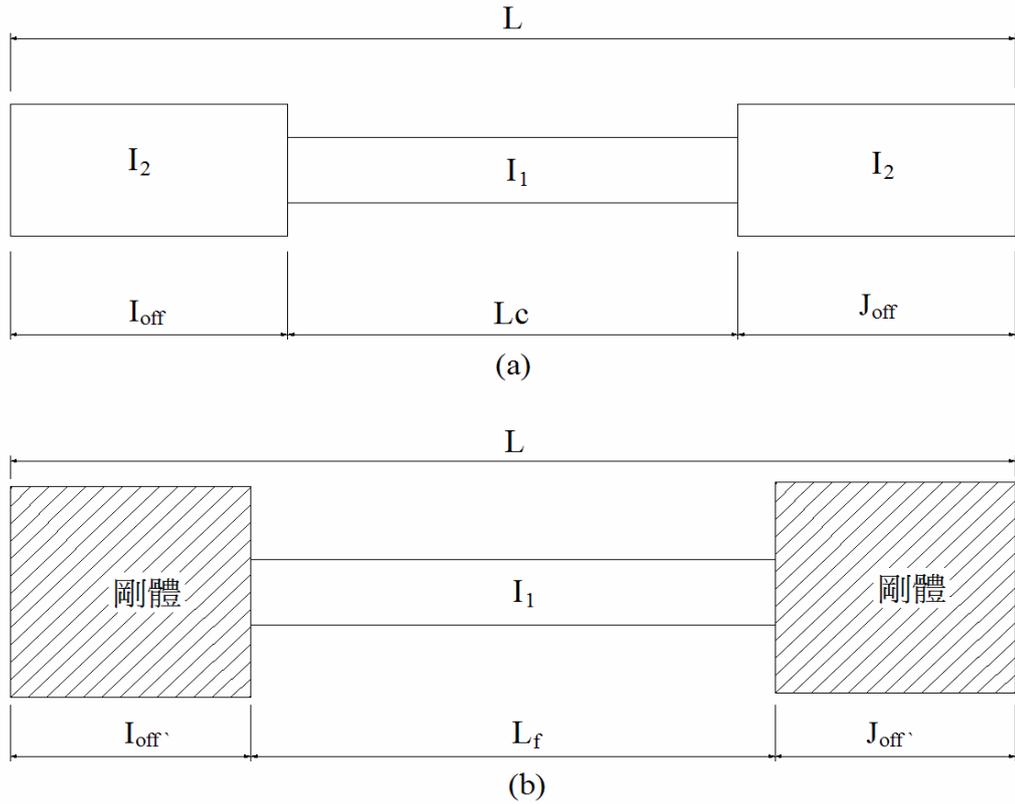


圖 4-21. 梁柱交接區域抗彎剛度為有限值等效成無限大示意圖
 (a)梁柱交接區抗彎剛度為有限值 (b)梁柱交接區抗彎剛度為無限大

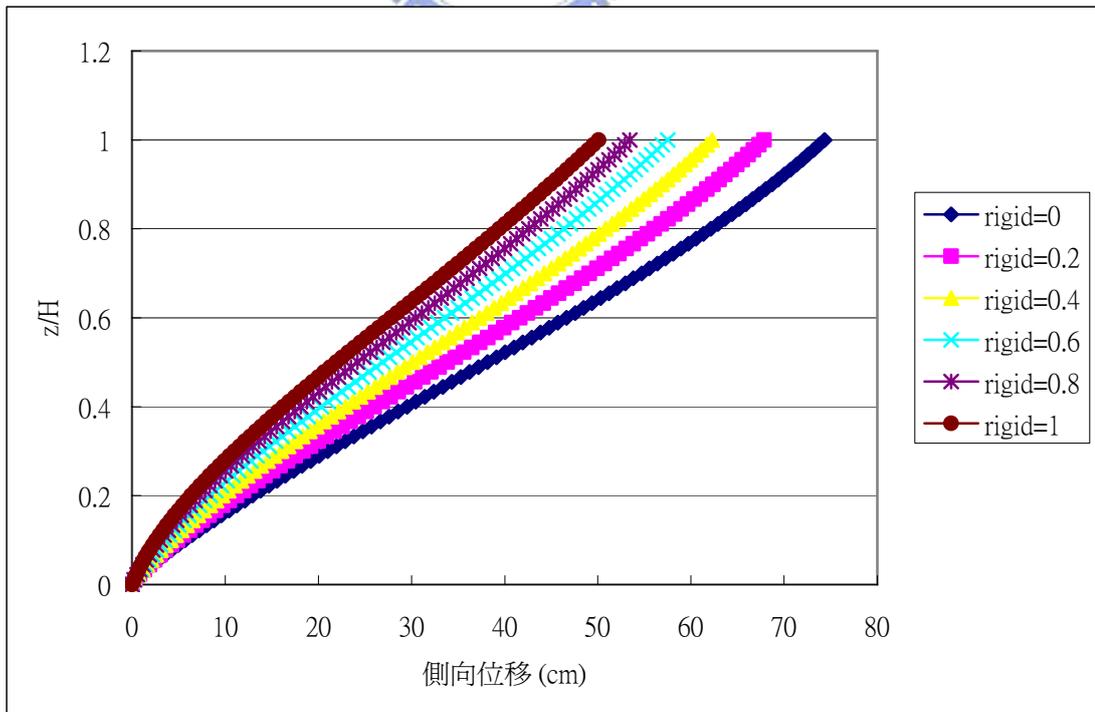


圖 4-22. 剛性區域係數對框筒結構側位移的影響

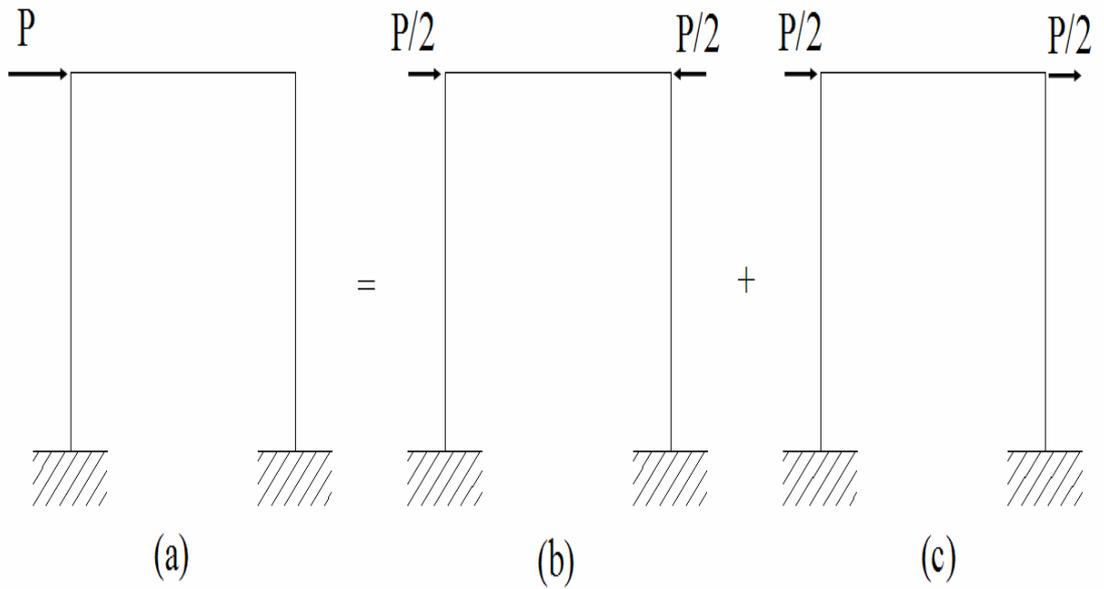


圖 4-23. 門型剛架受水平載重下的力學行為
 (a)門型剛架受水平側力 (b)對稱結構 (c)反對稱結構

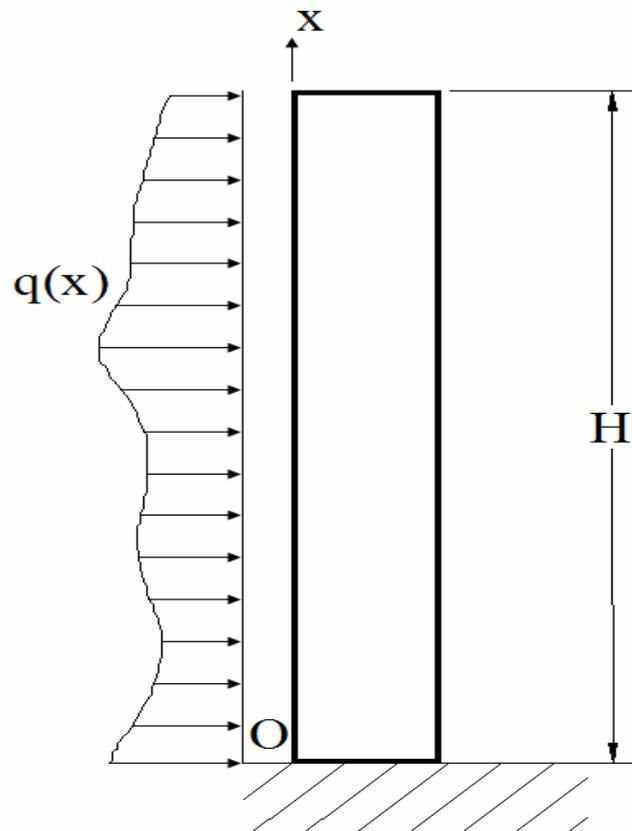


圖 4-24. Ding 圓形框筒座標外力示意圖[9]

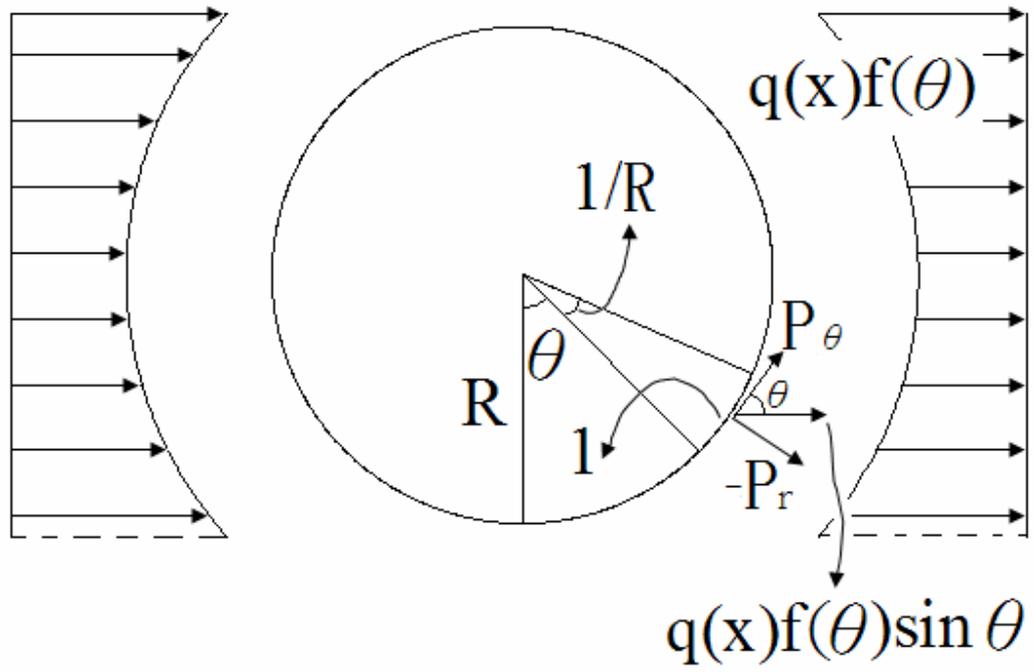


圖 4-25. Ding 圓形框筒平面受力圖[9]

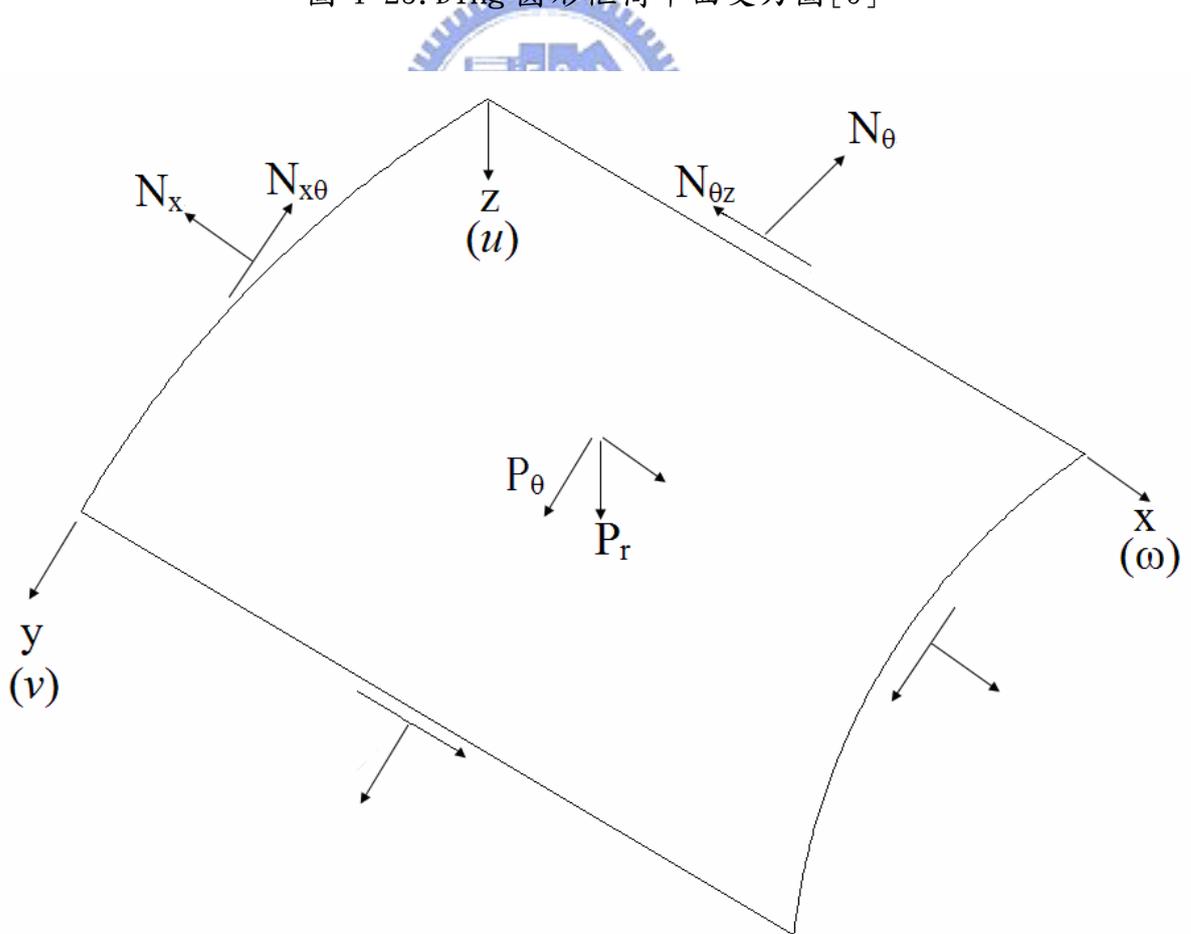


圖 4-26. Ding 圓形框筒分割元素受力圖[9]

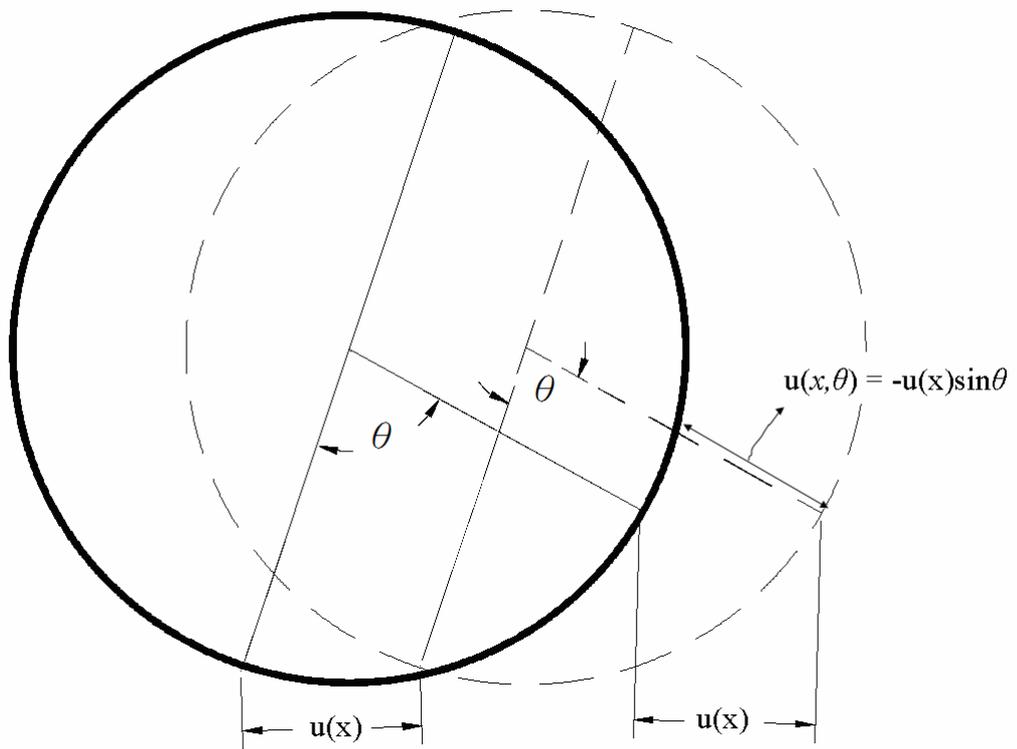


圖 4-27. Ding 圓形框筒側向位移示意圖[9]

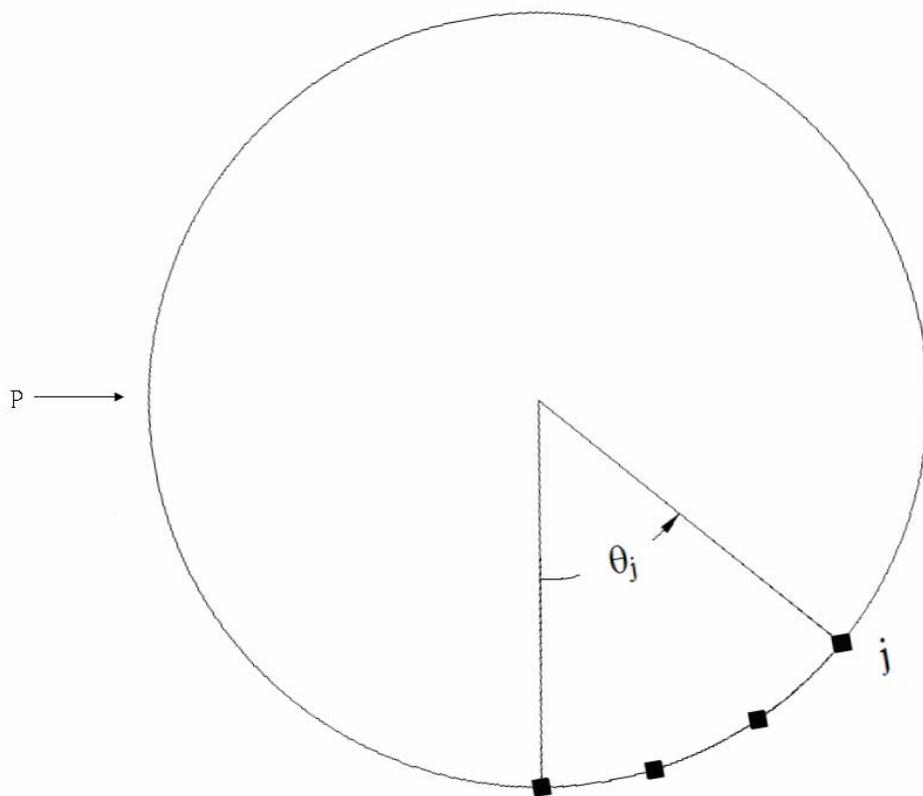


圖 4-28. Ding 圓形框筒柱位置示意圖[9]

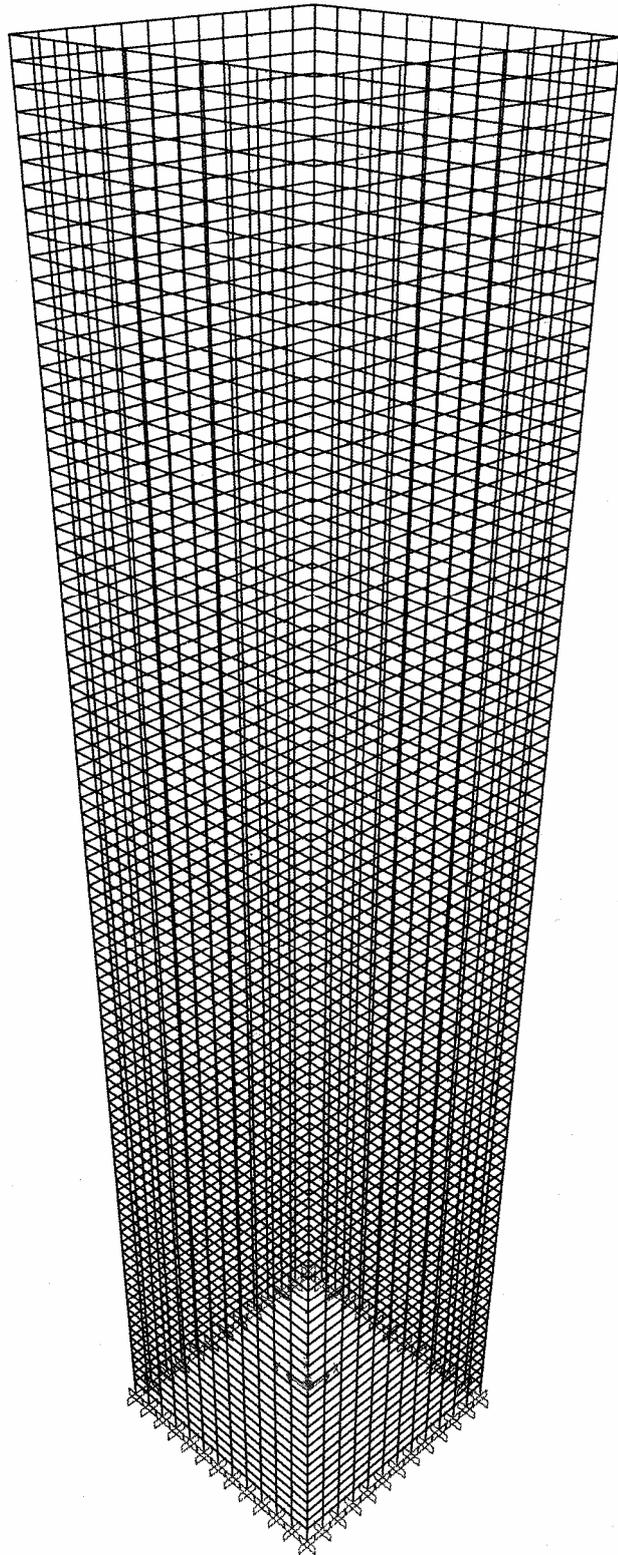


圖 5-1. SAP2000 方形框筒結構分析模型示意圖

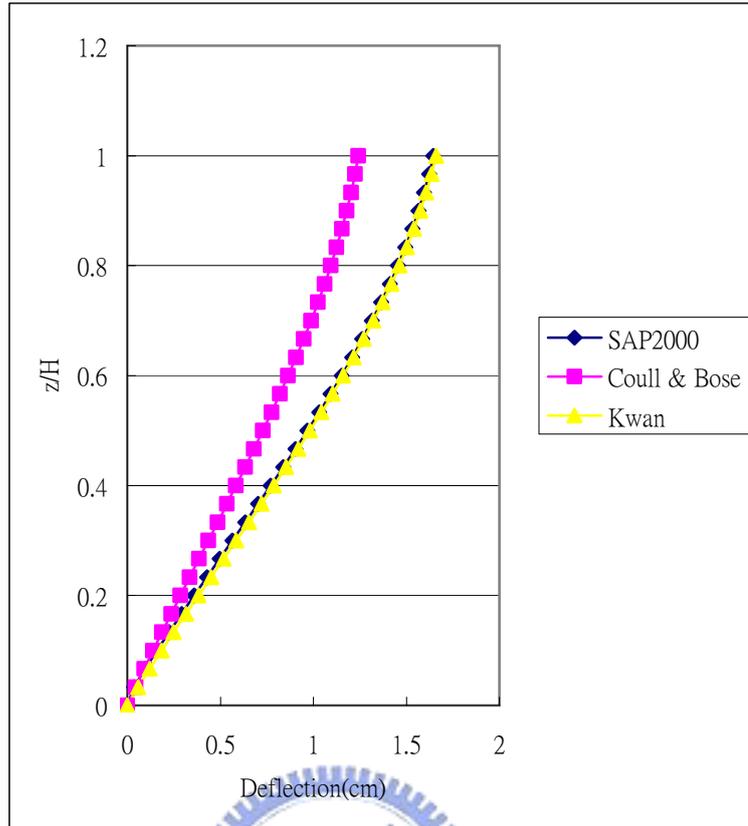


圖 5-2. 30F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型之水平側向位移比較圖

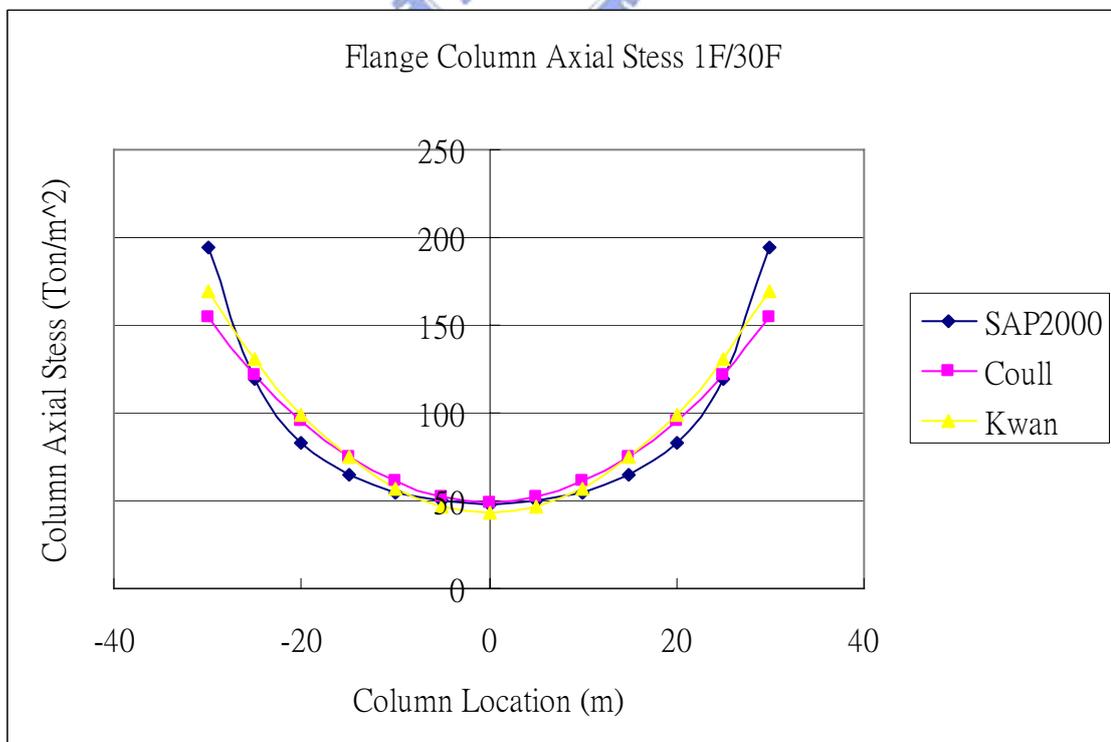


圖 5-3. 30F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖

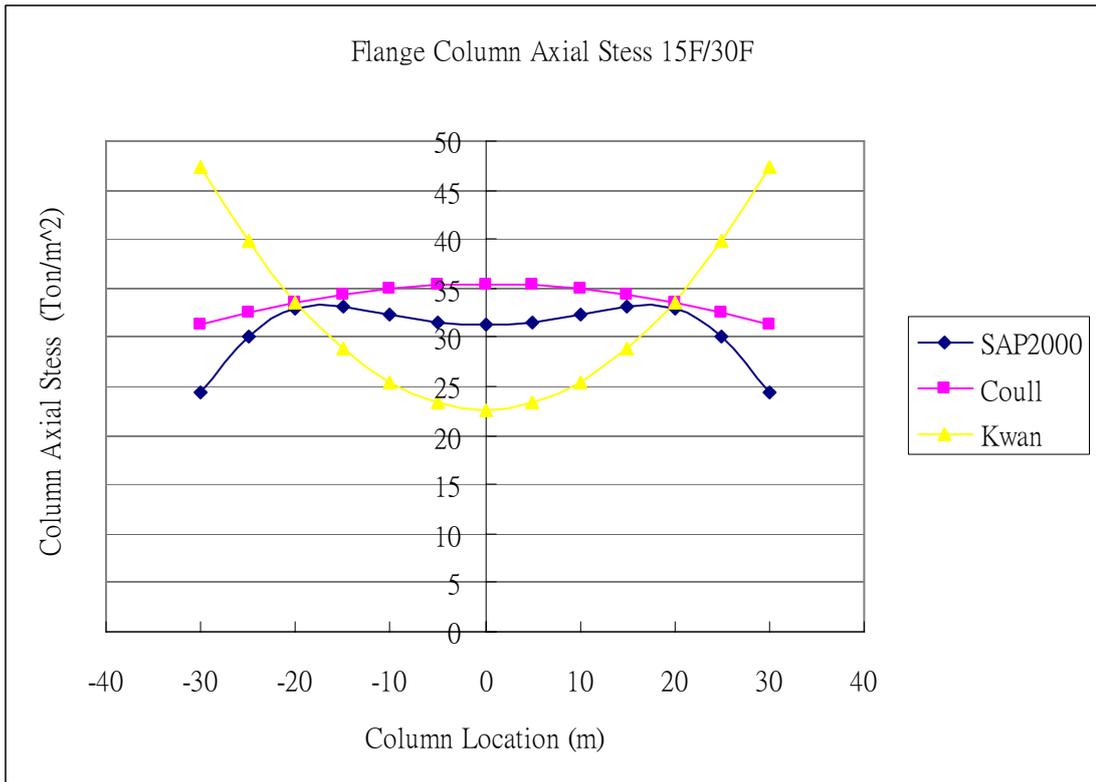


圖 5-4. 30F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 15F 柱軸力分佈圖

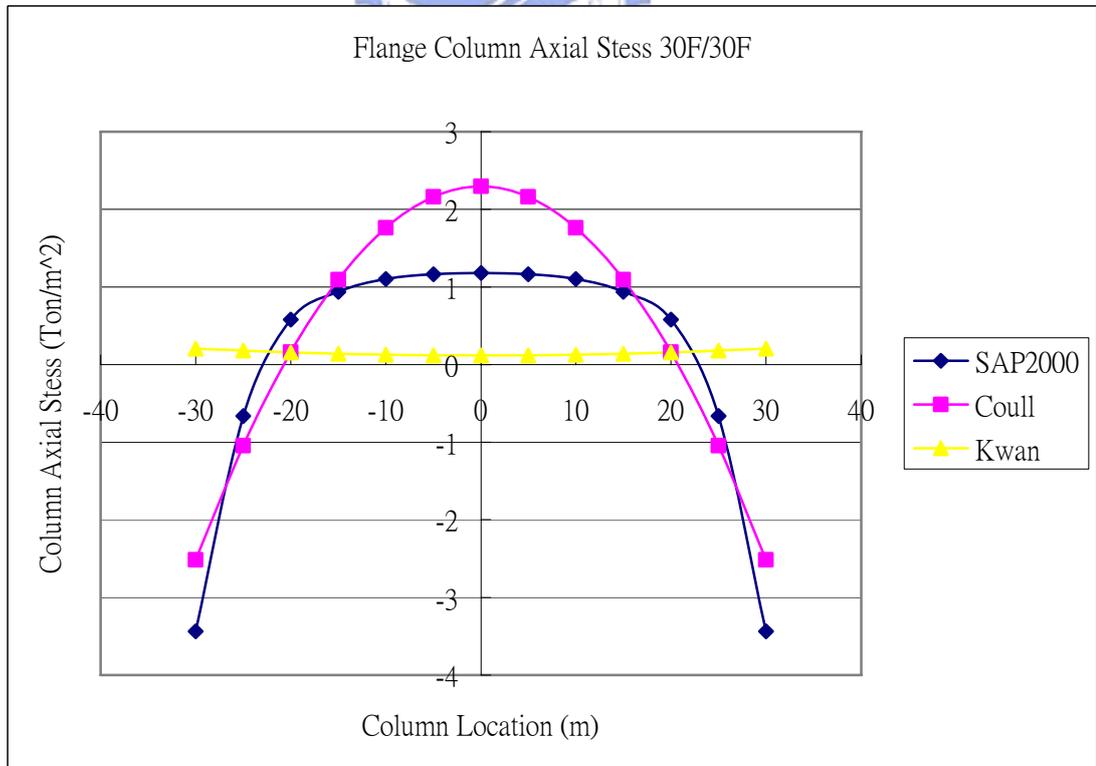


圖 5-5. 30F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 30F 柱軸力分佈圖

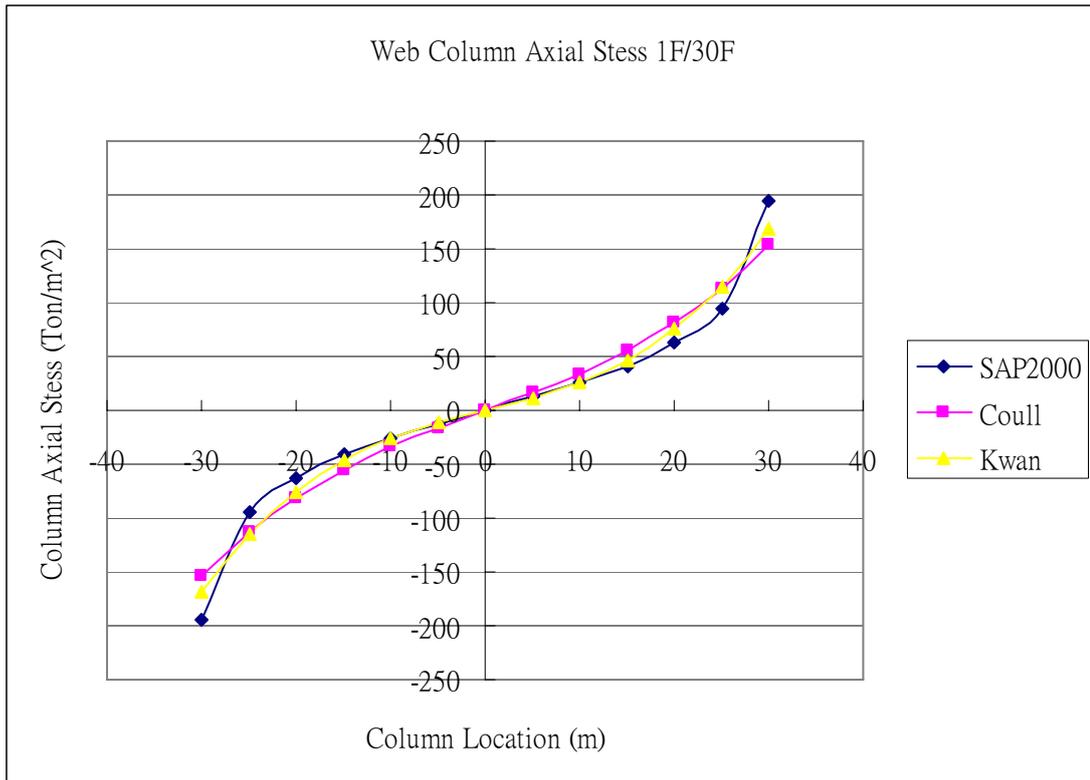


圖 5-6. 30F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖

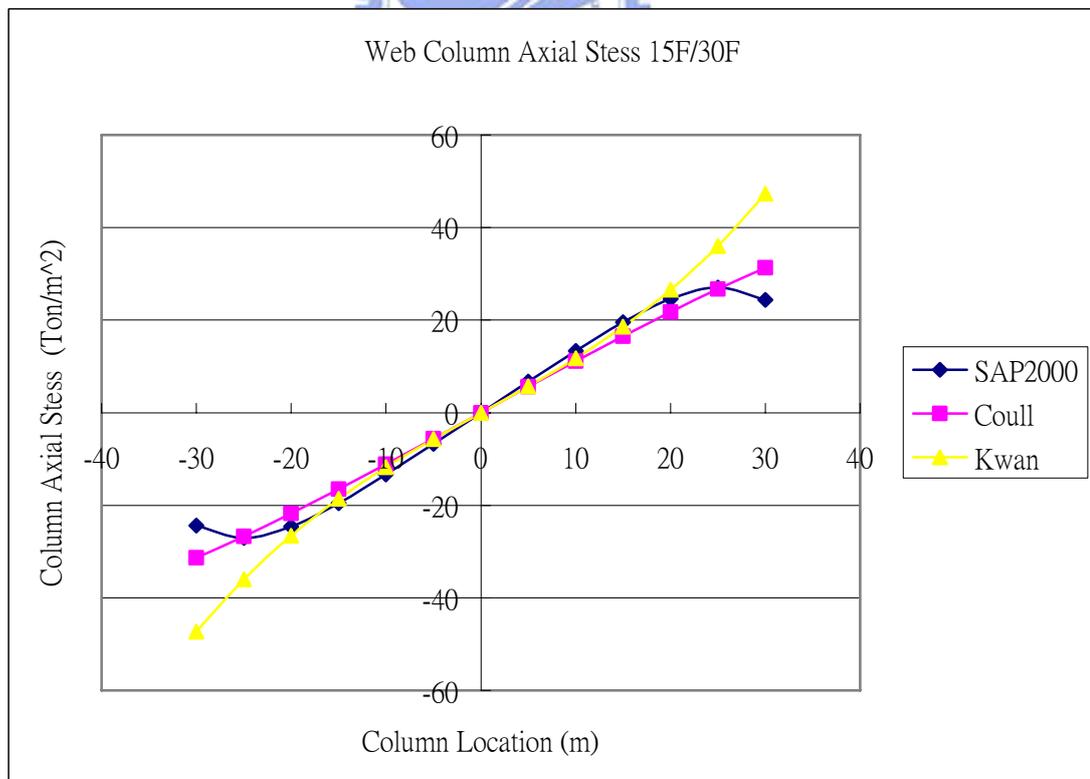


圖 5-7. 30F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 15F 柱軸力分佈圖

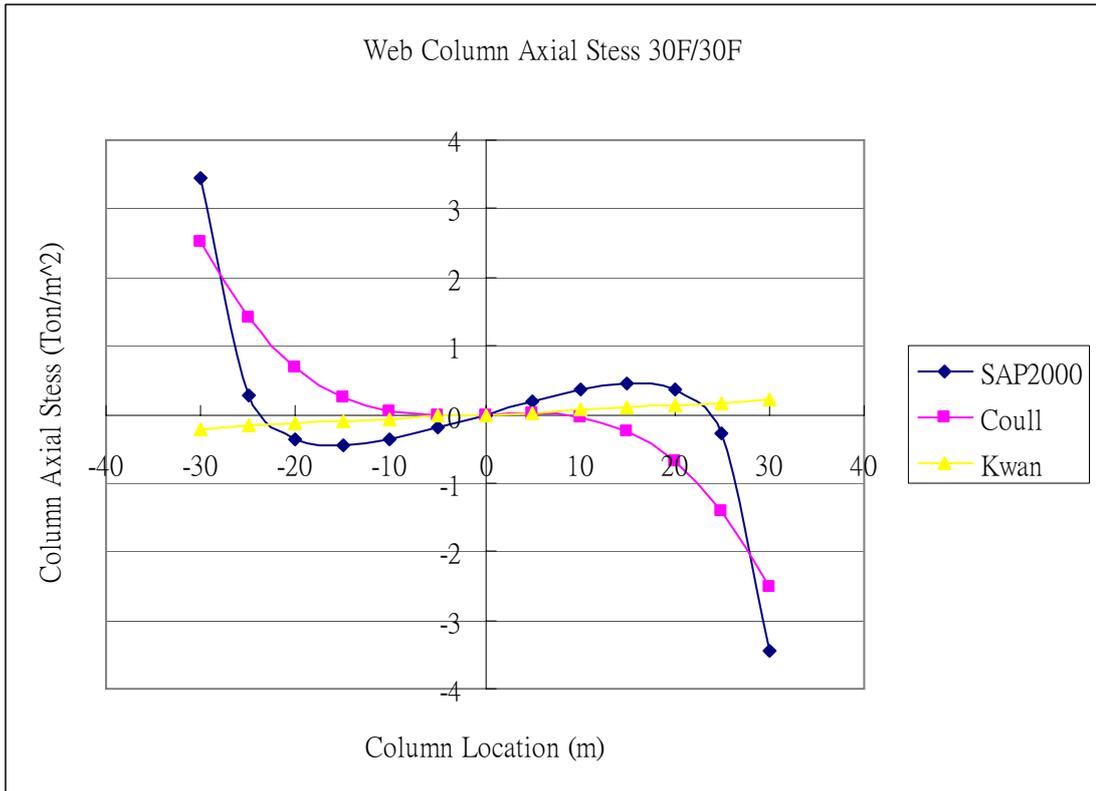


圖 5-8. 30F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 30F 柱軸力分佈圖

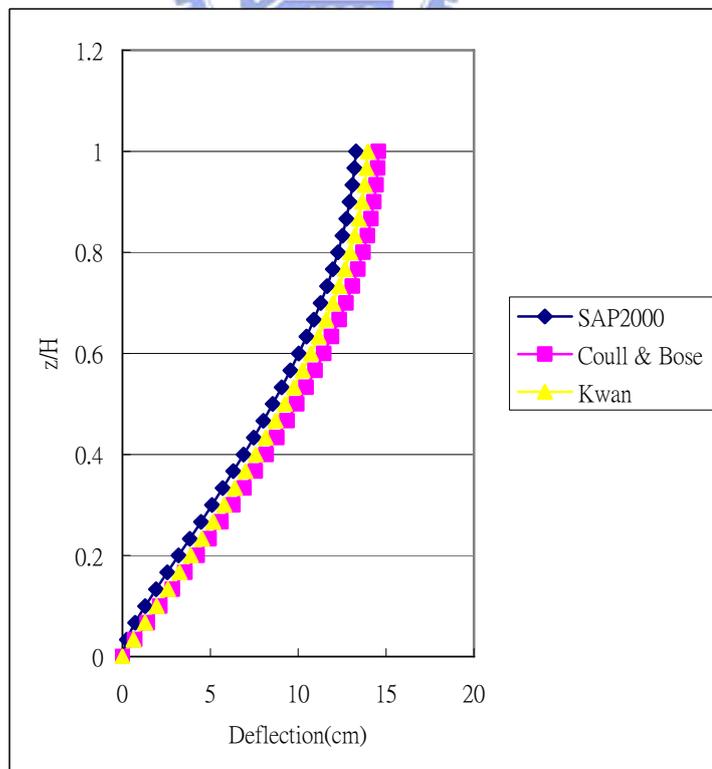


圖 5-9. 30F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型之水平側向位移比較圖

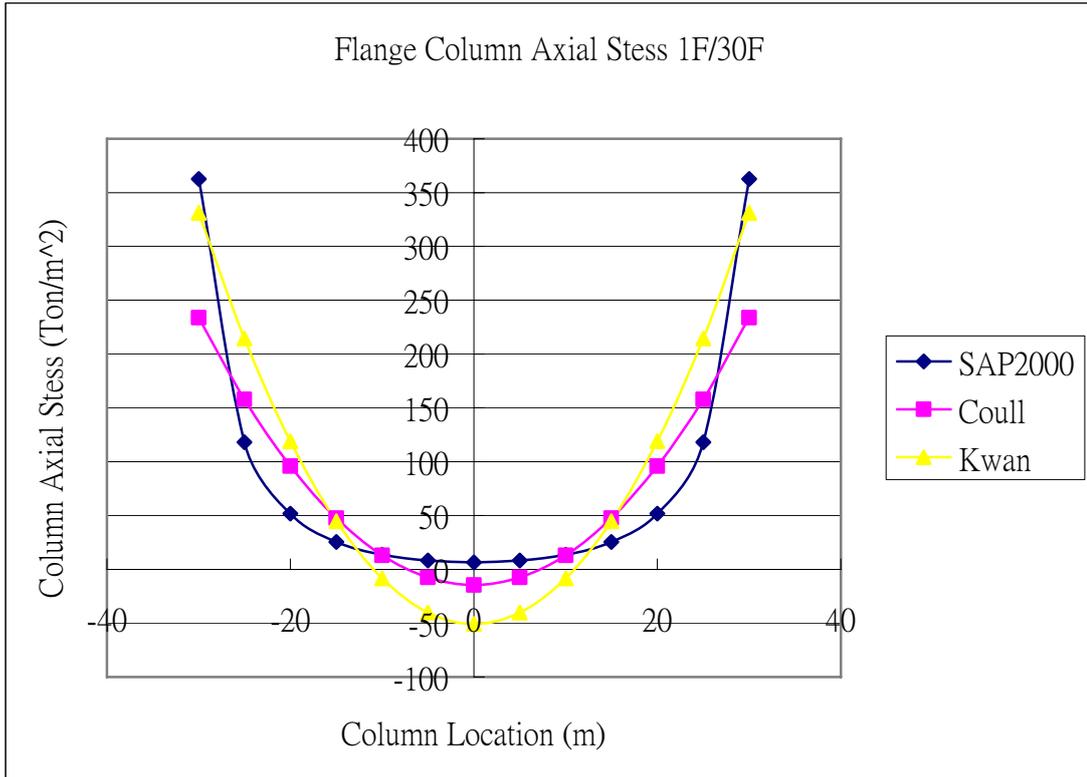


圖 5-10. 30F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖

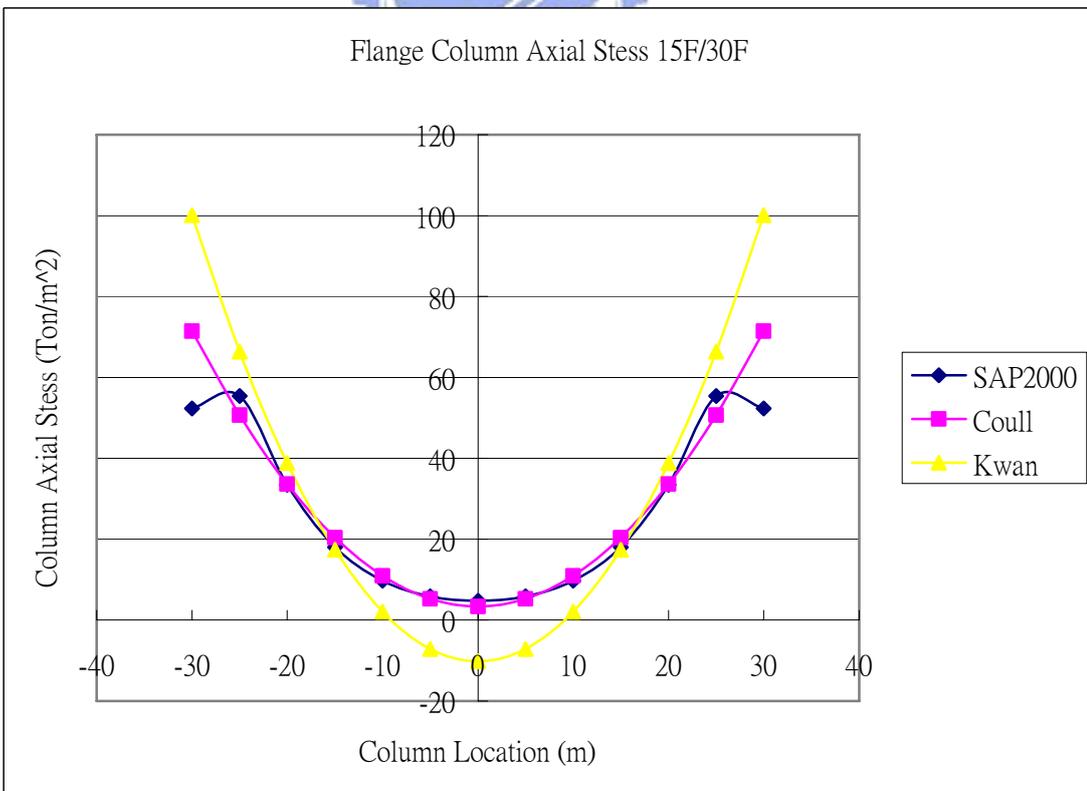


圖 5-11. 30F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 15F 柱軸力分佈圖

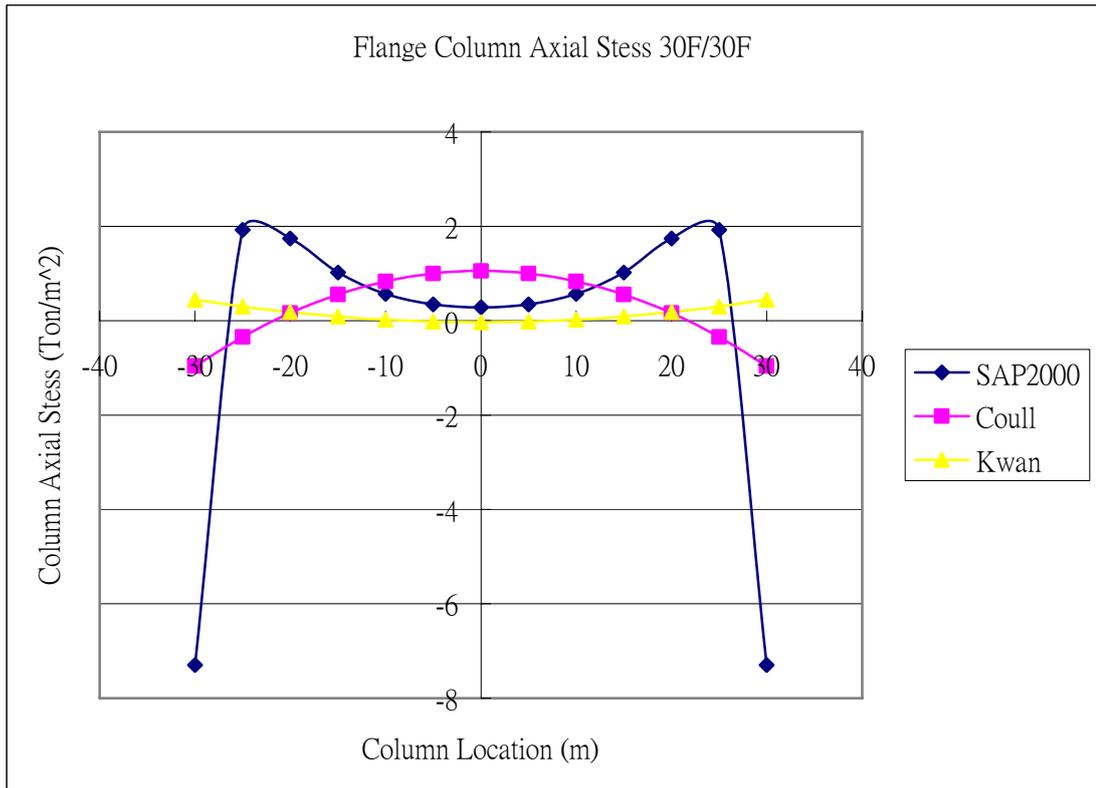


圖 5-12. 30F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 30F 柱軸力分佈圖

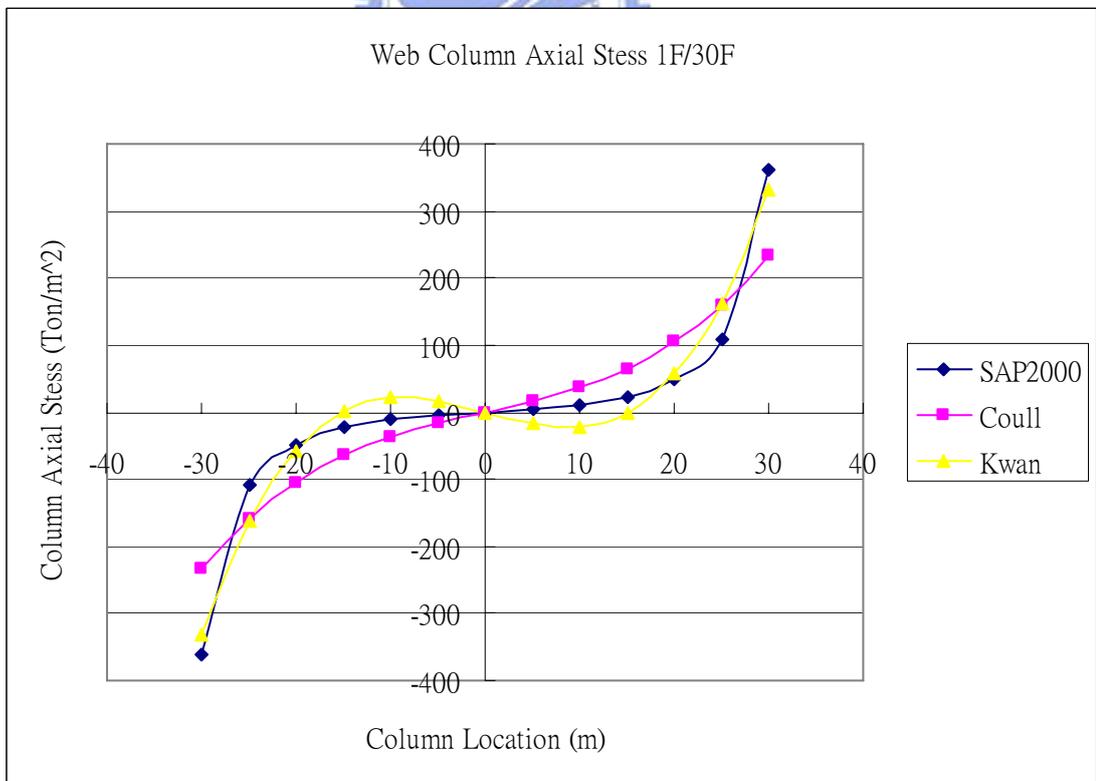


圖 5-13. 30F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖

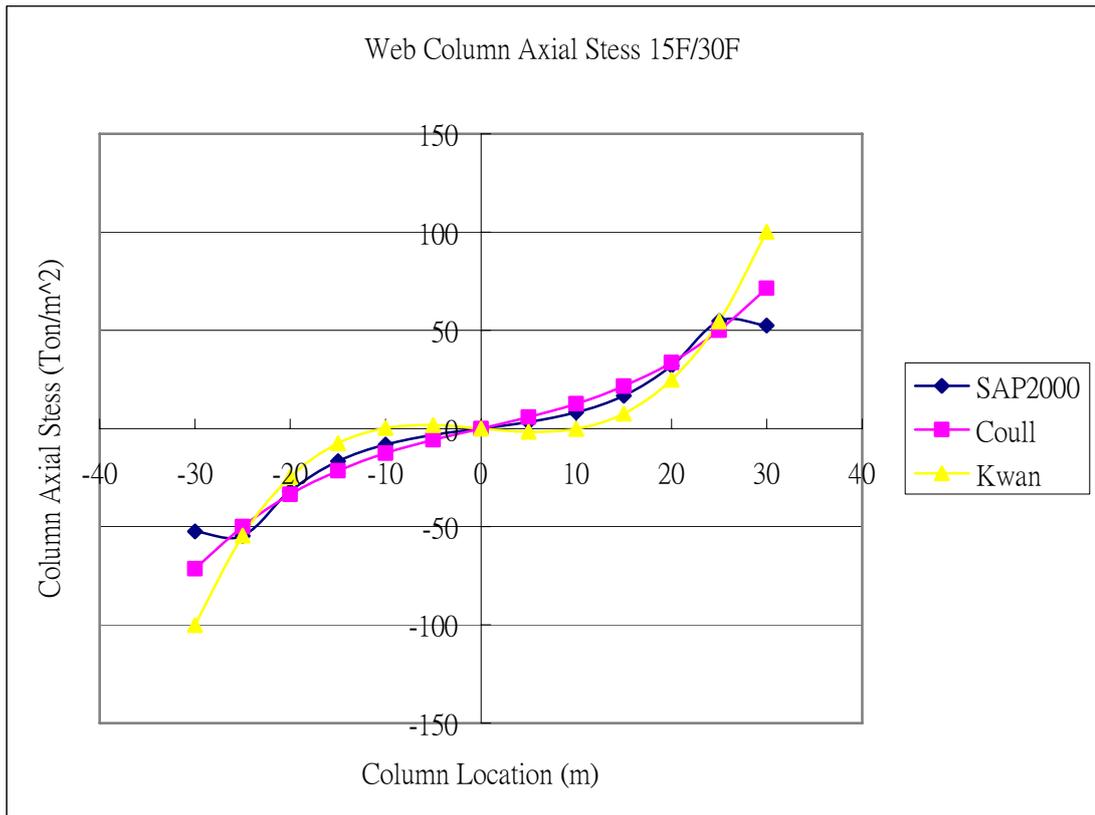


圖 5-14. 30F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 15F 柱軸力分佈圖

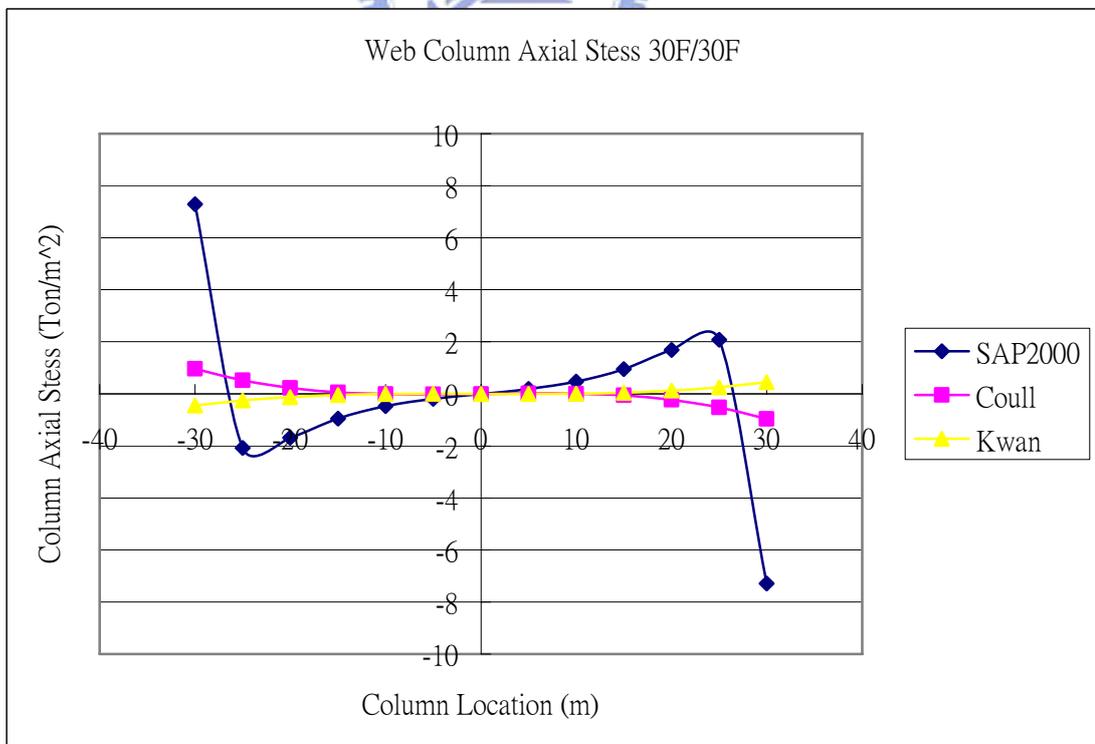


圖 5-15. 30F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 30F 柱軸力分佈圖

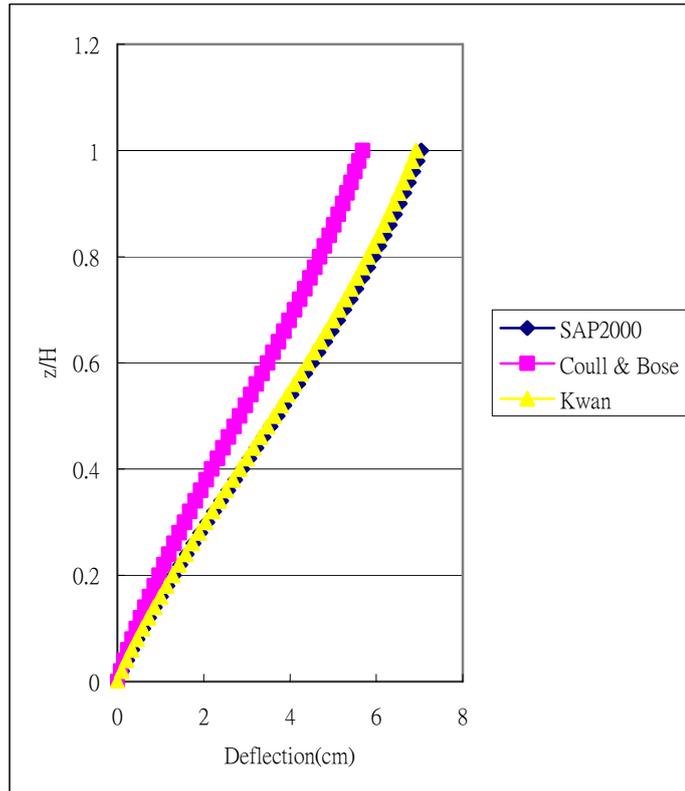


圖 5-16. 50F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型之水平側向位移比較圖

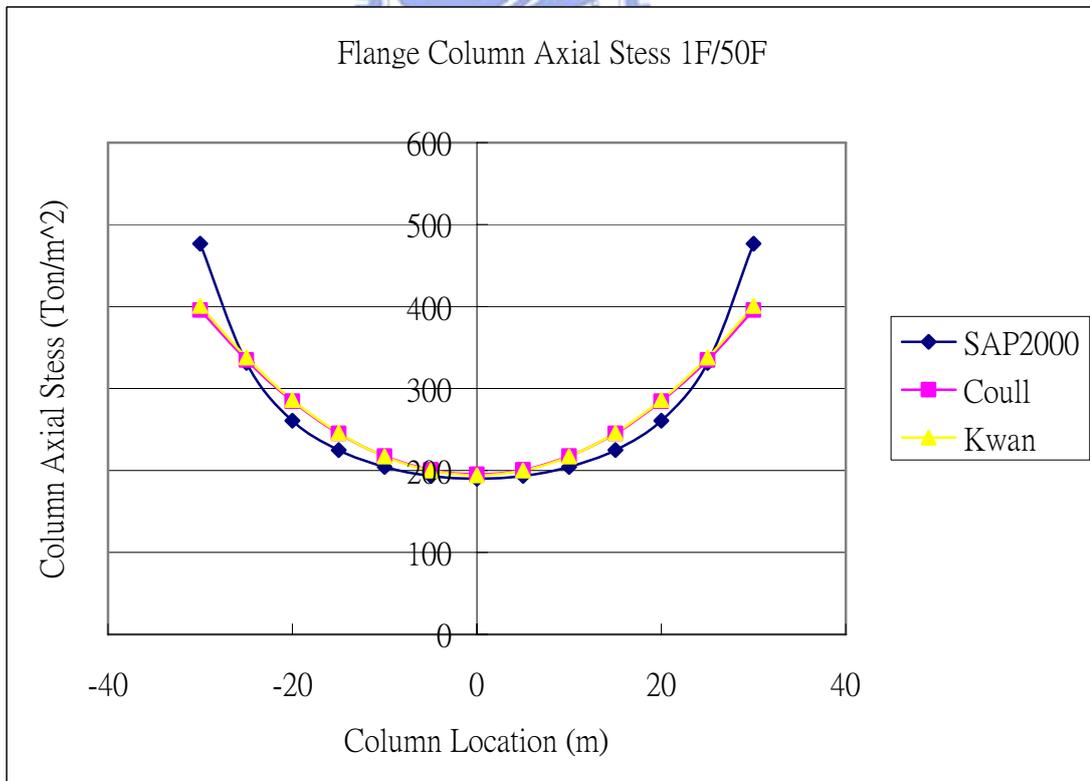


圖 5-17. 50F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖

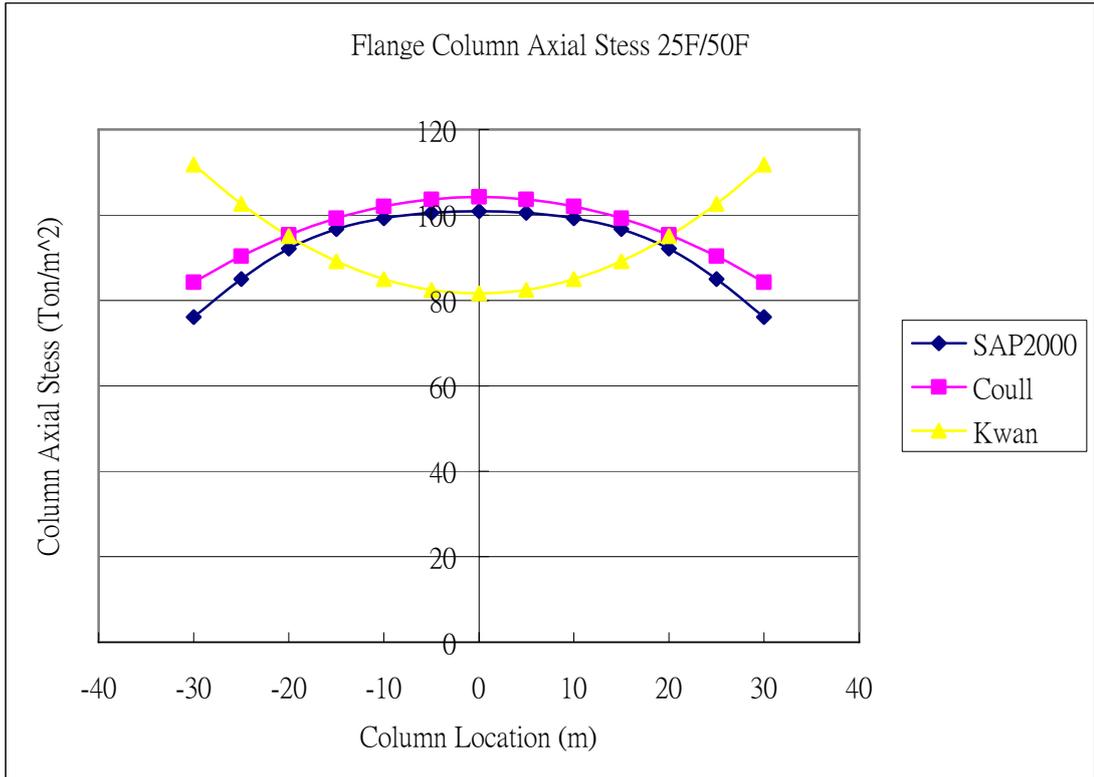


圖 5-18. 50F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 25F 柱軸力分佈圖

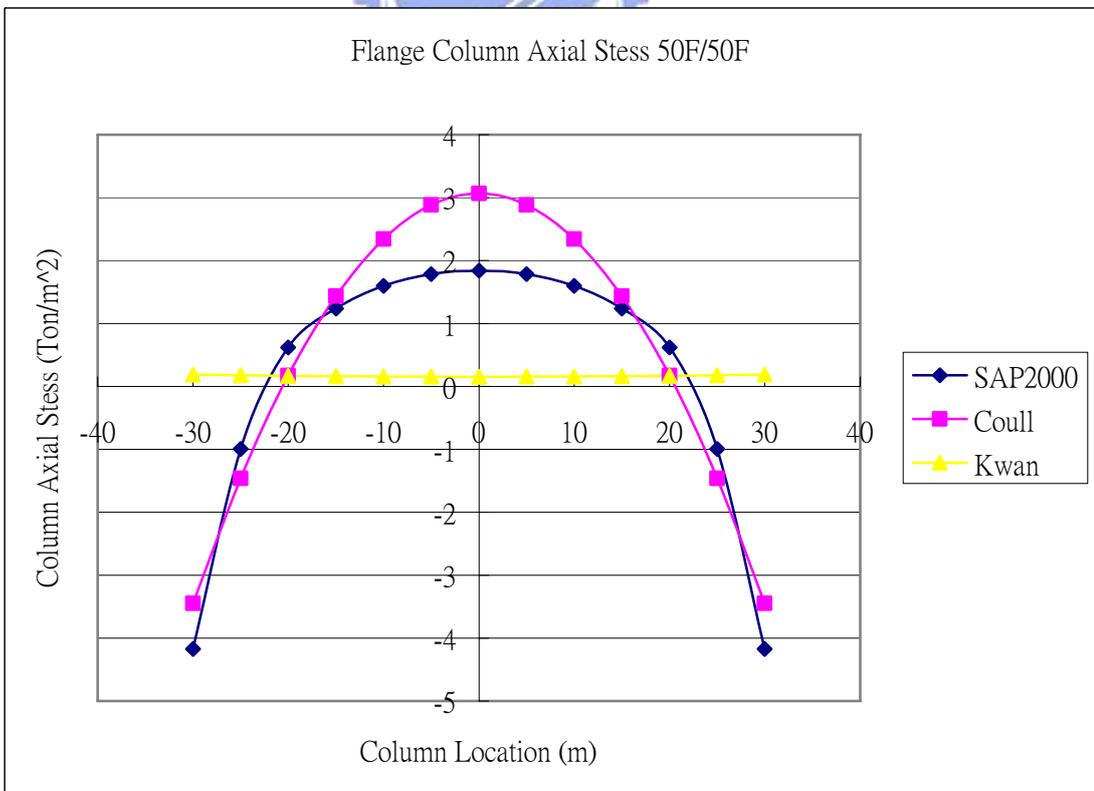


圖 5-19. 50F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 50F 柱軸力分佈圖

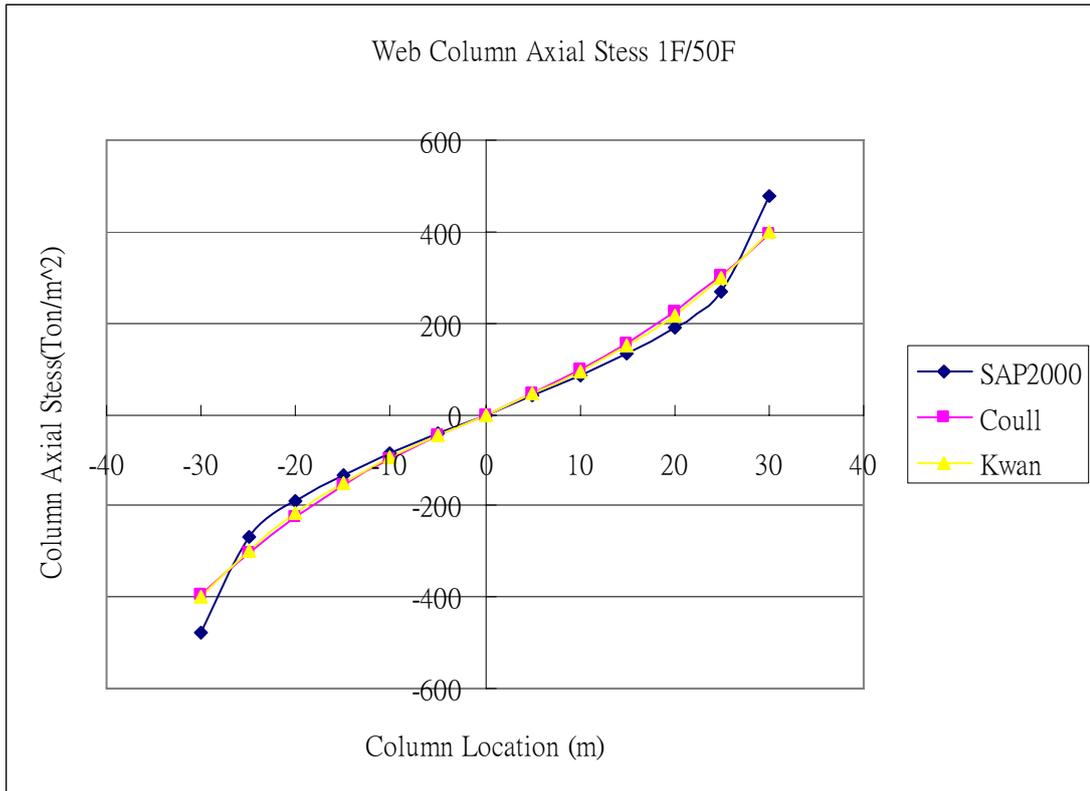


圖 5-20. 50F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖

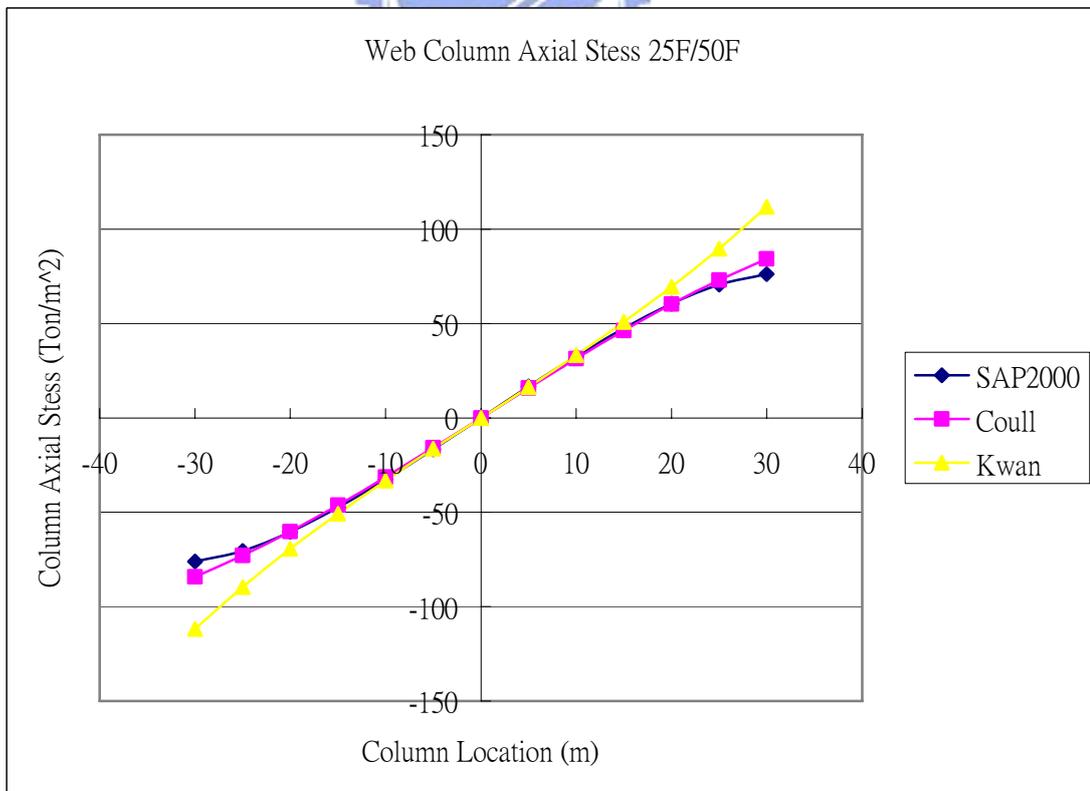


圖 5-21. 50F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 25F 柱軸力分佈圖

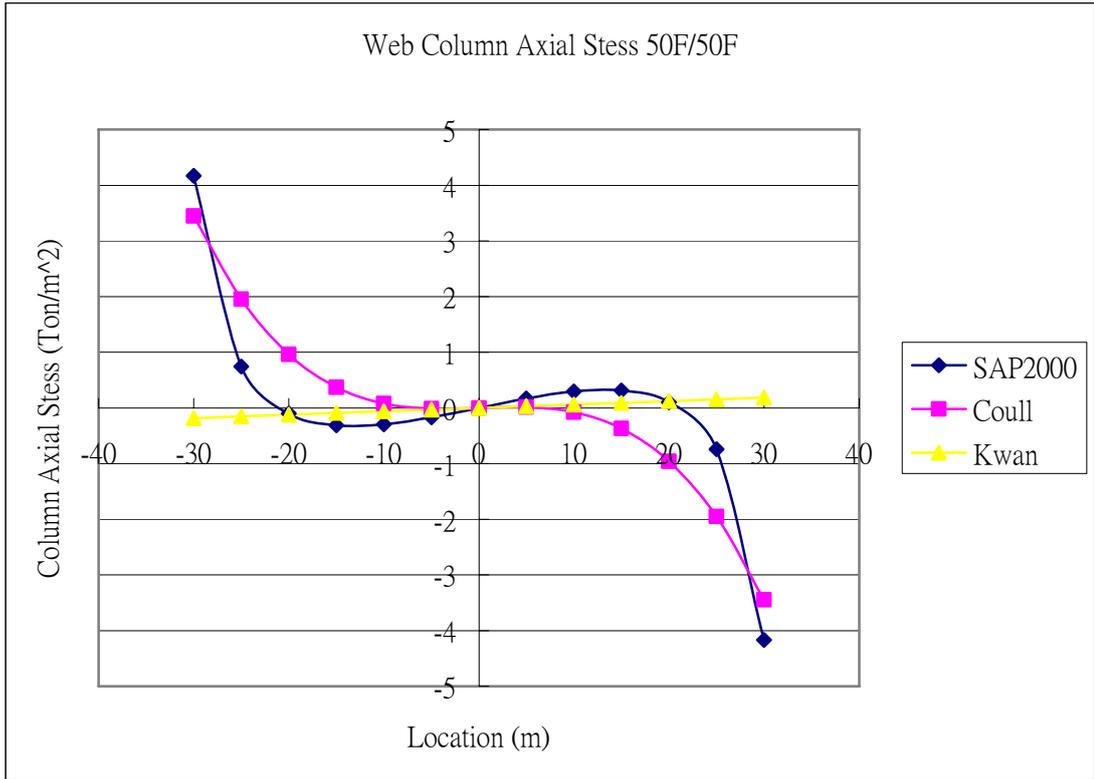


圖 5-22. 50F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 50F 柱軸力分佈圖

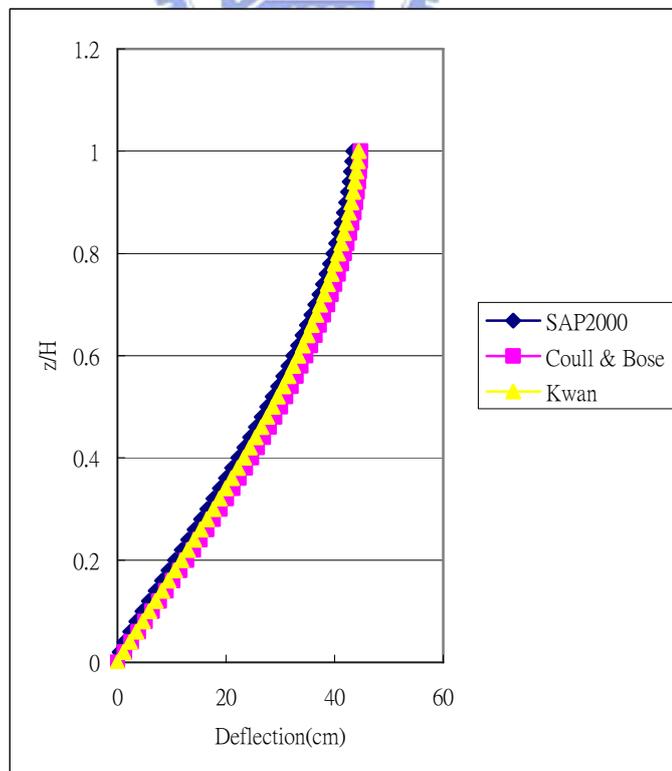


圖 5-23. 50F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型之水平側向位移比較圖

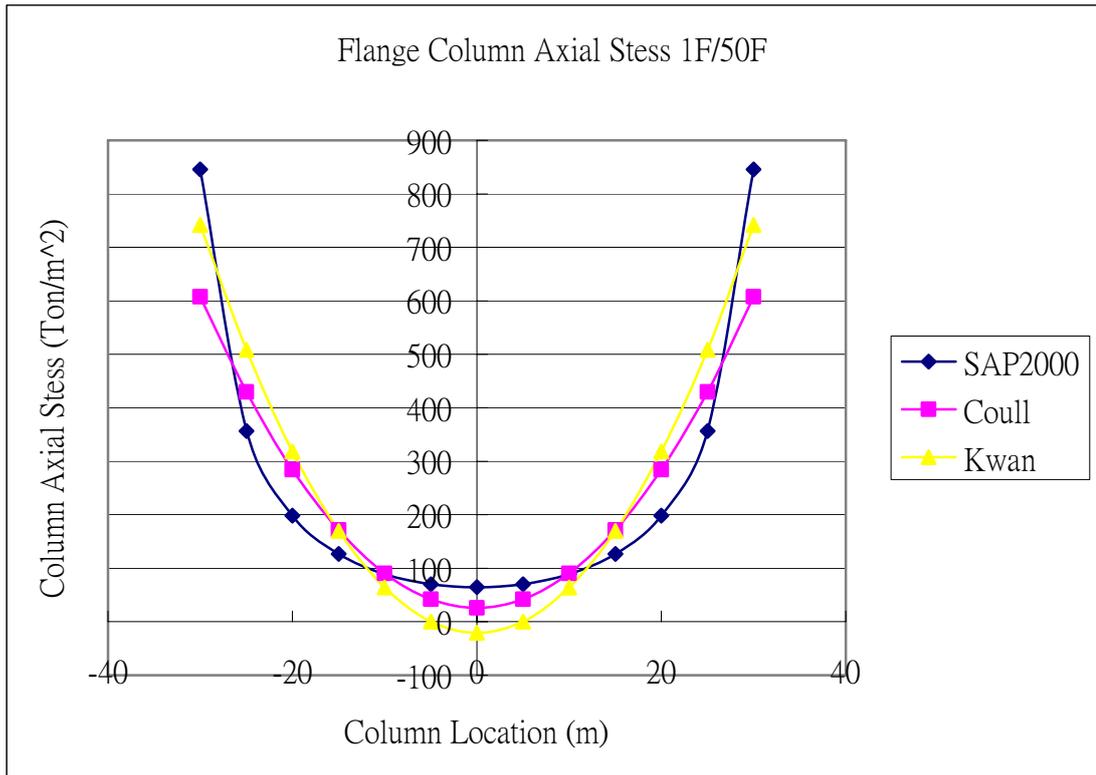


圖 5-24. 50F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖

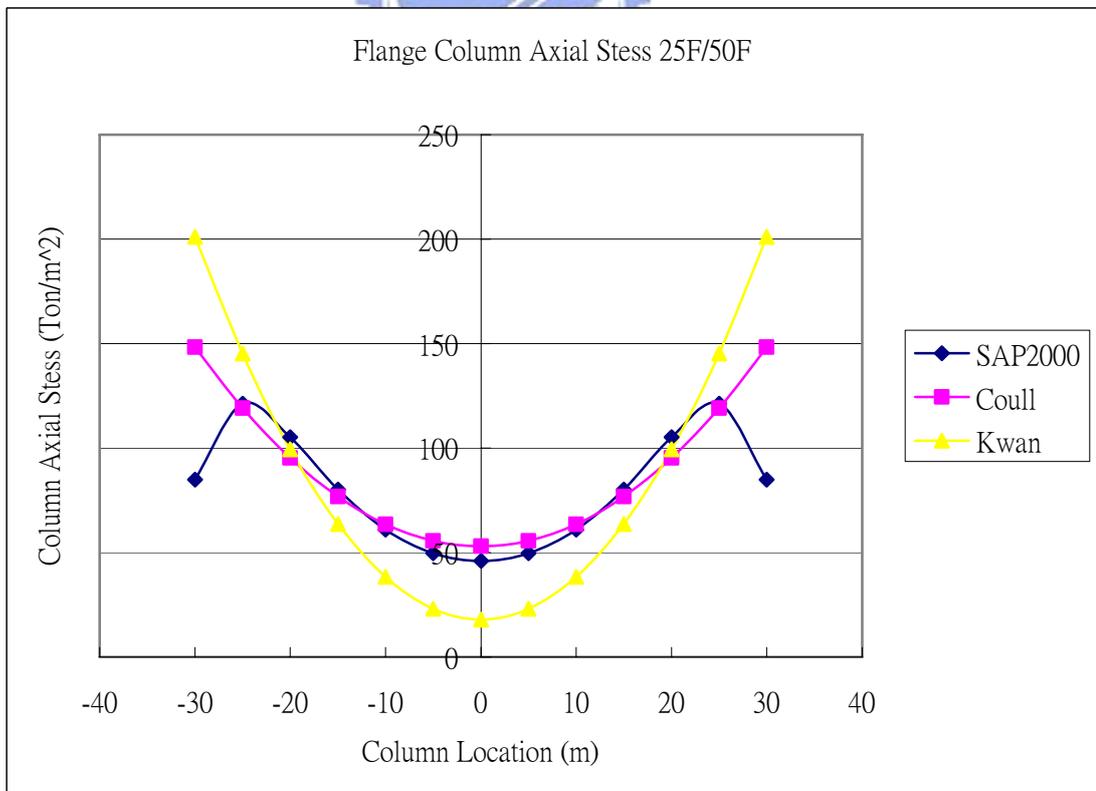


圖 5-25. 50F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 25F 柱軸力分佈圖

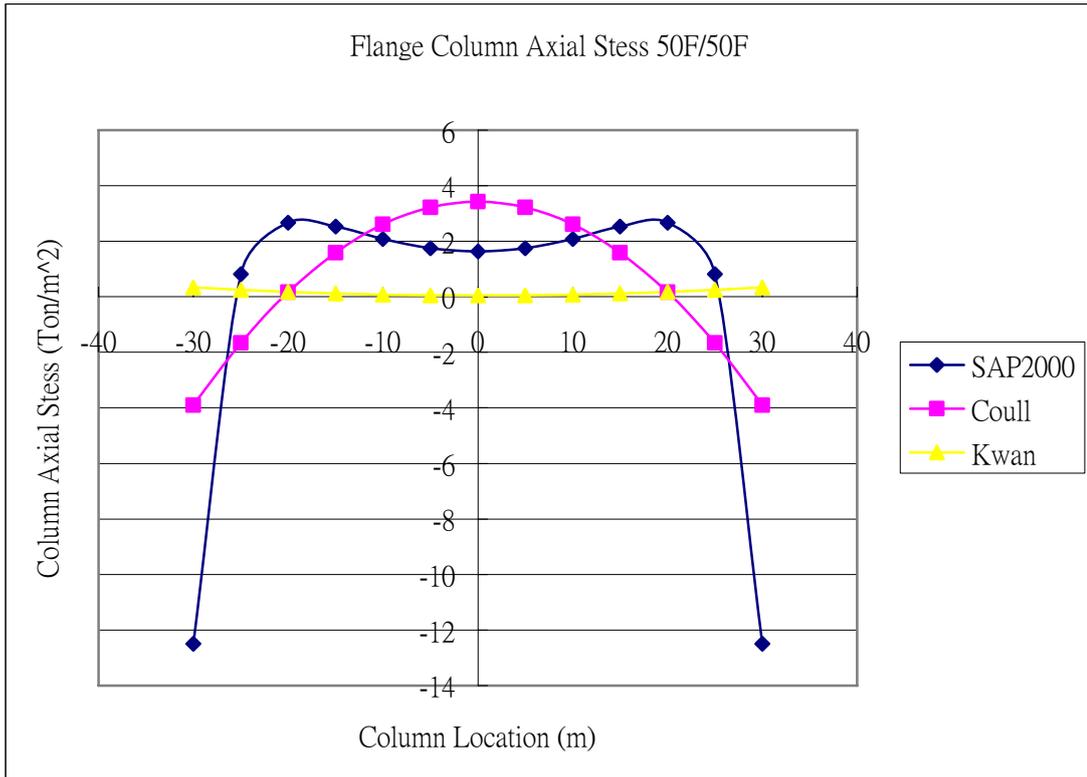


圖 5-26. 50F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型翼板端框架 50F 柱軸力分佈圖

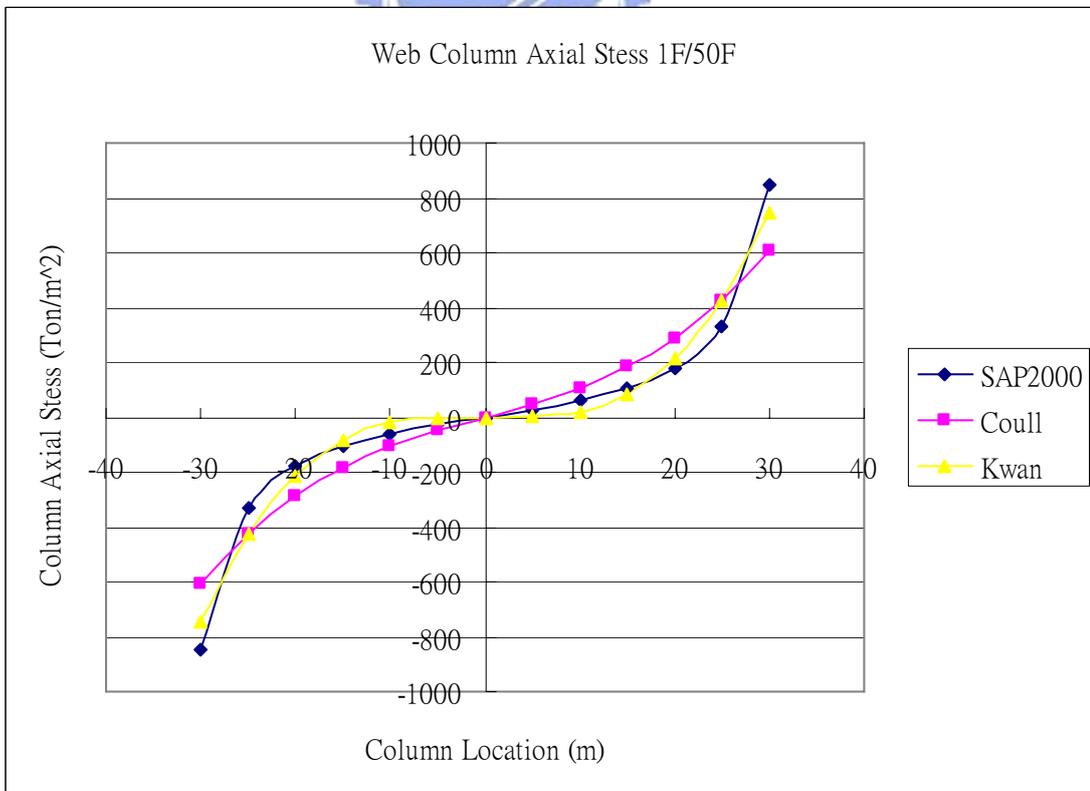


圖 5-27. 50F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖

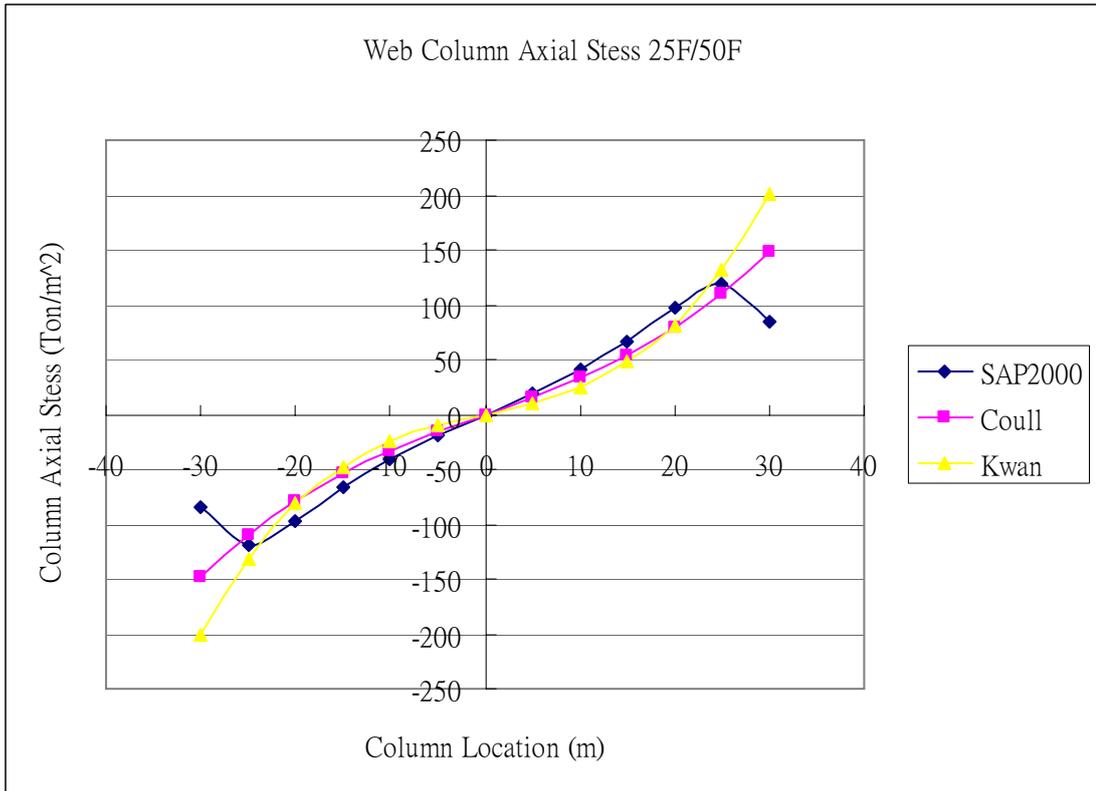


圖 5-28. 50F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 25F 柱軸力分佈圖

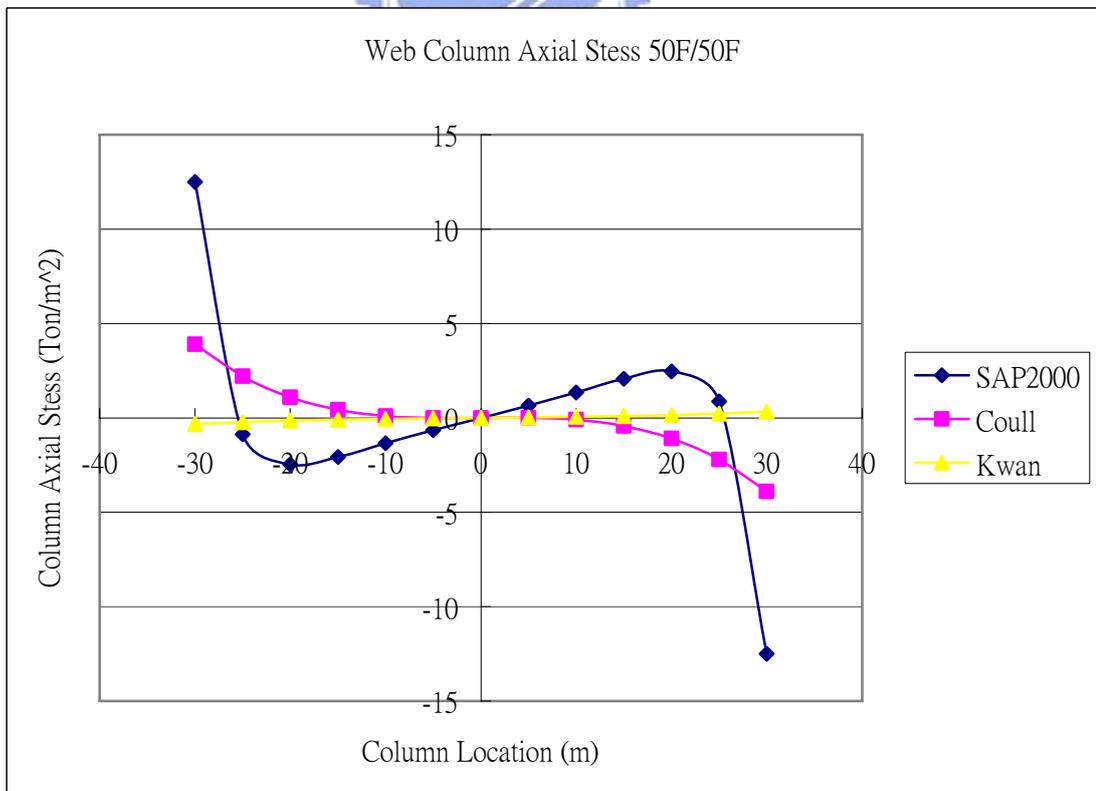


圖 5-29. 50F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 50F 柱軸力分佈圖

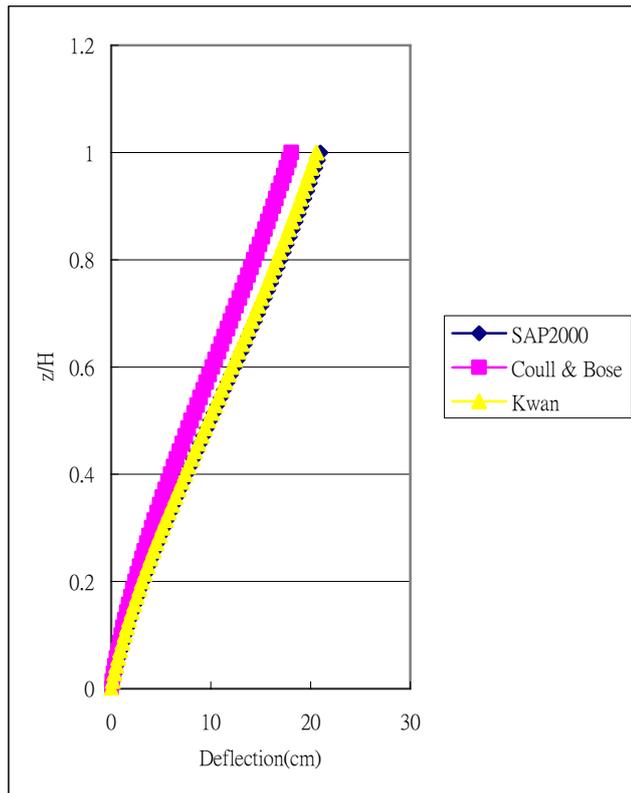


圖 5-30. 70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型之水平側向位移比較圖

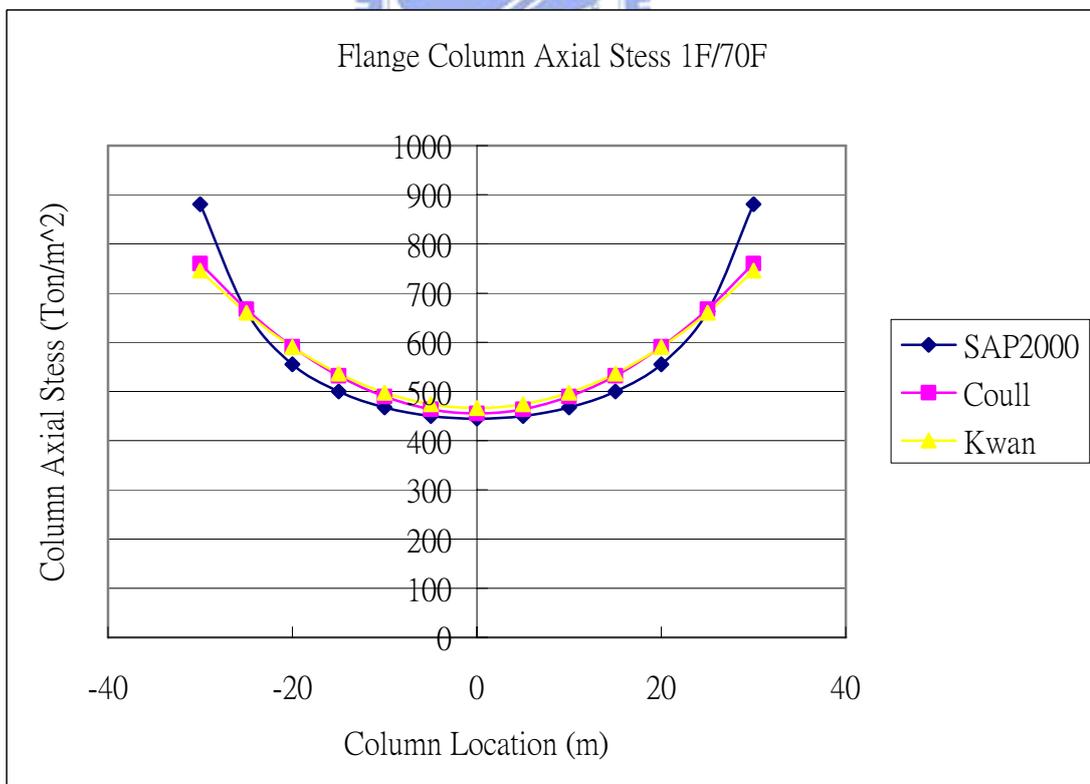


圖 5-31. 70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖

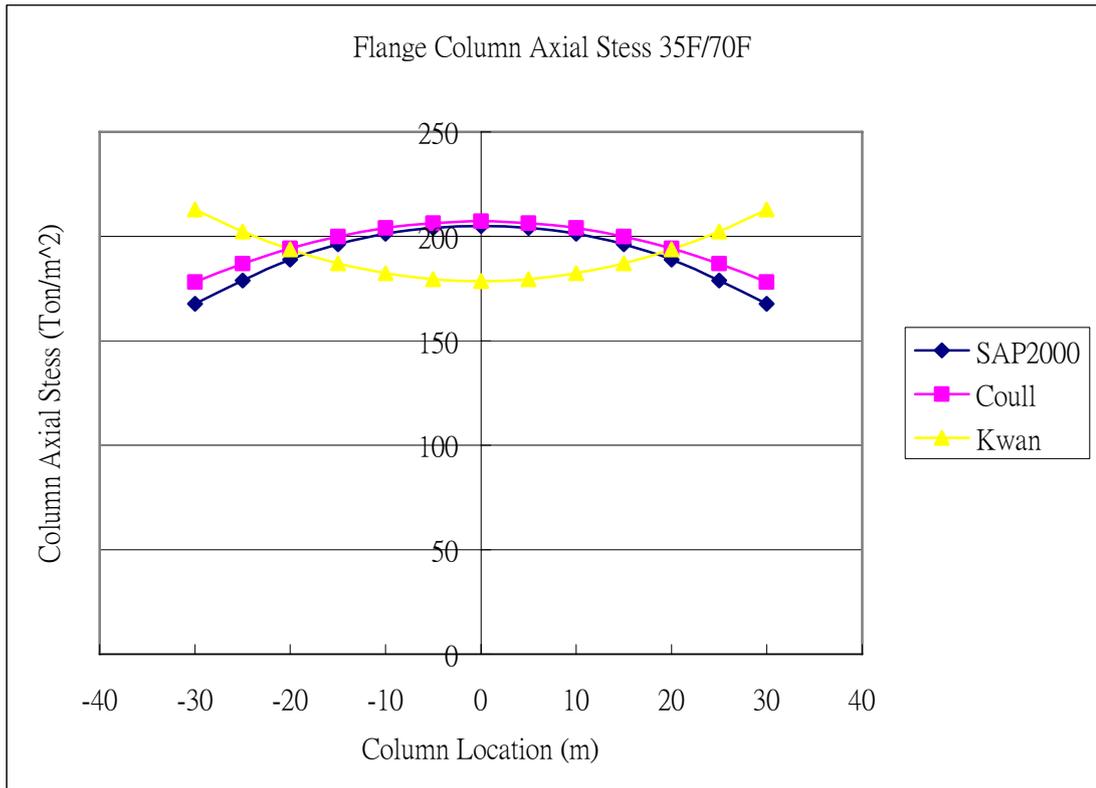


圖 5-32. 70F 梁斷面為 1m x 1.5m 三種模型翼板端框架 35F 柱軸力分佈圖

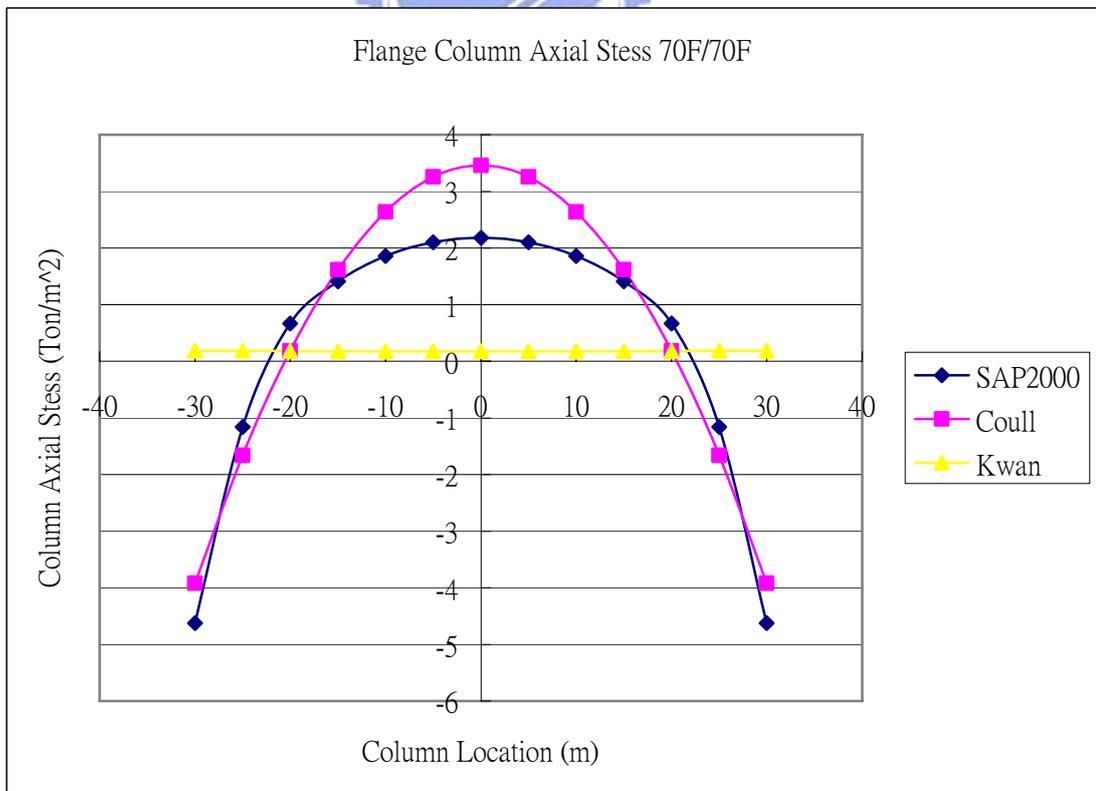


圖 5-33. 70F 梁斷面為 1m x 1.5m 三種模型翼板端框架 70F 柱軸力分佈圖

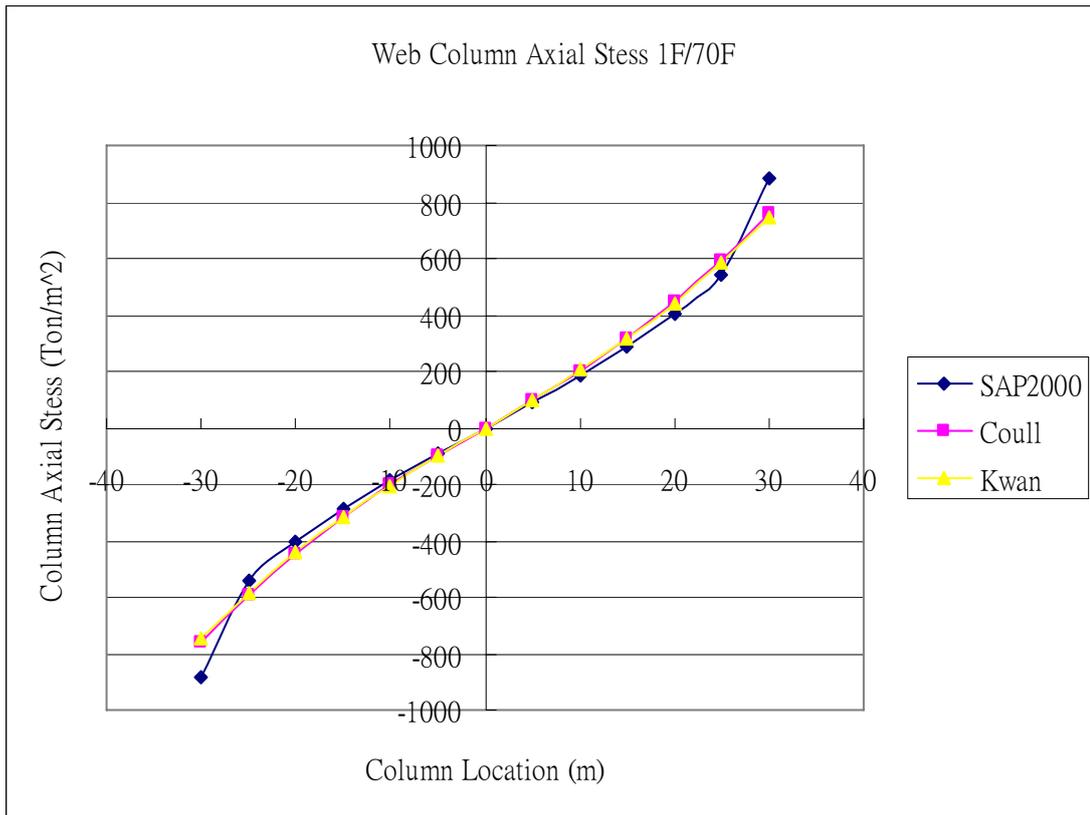


圖 5-34. 70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖

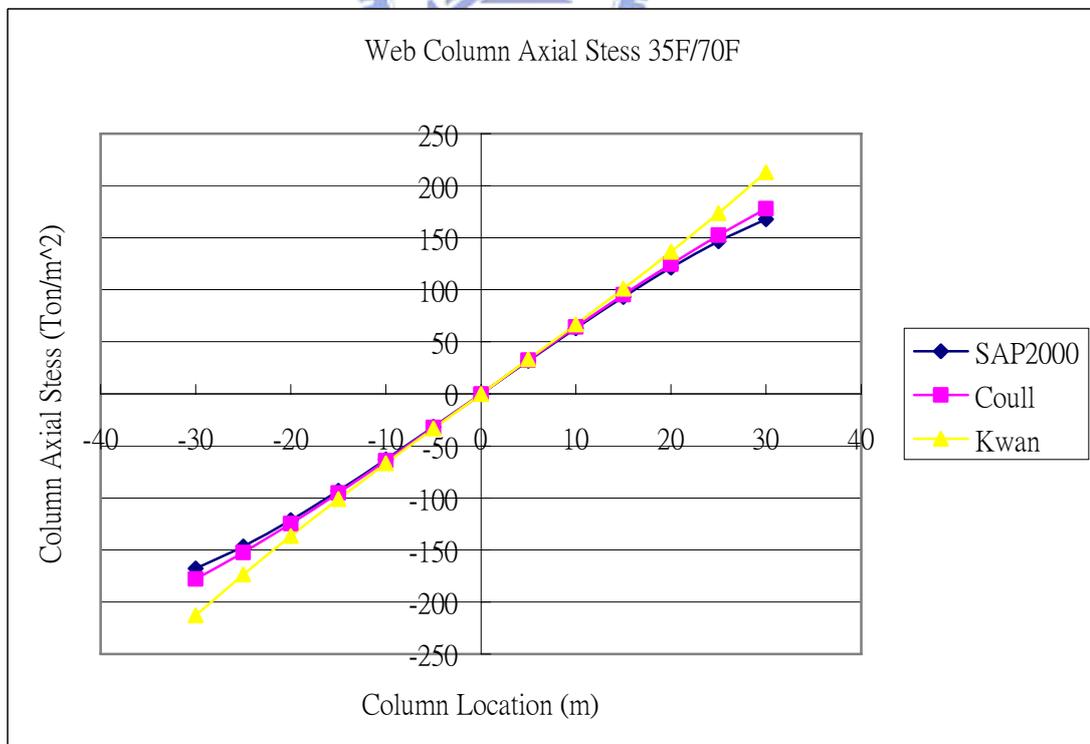


圖 5-35. 70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 35F 柱軸力分佈圖

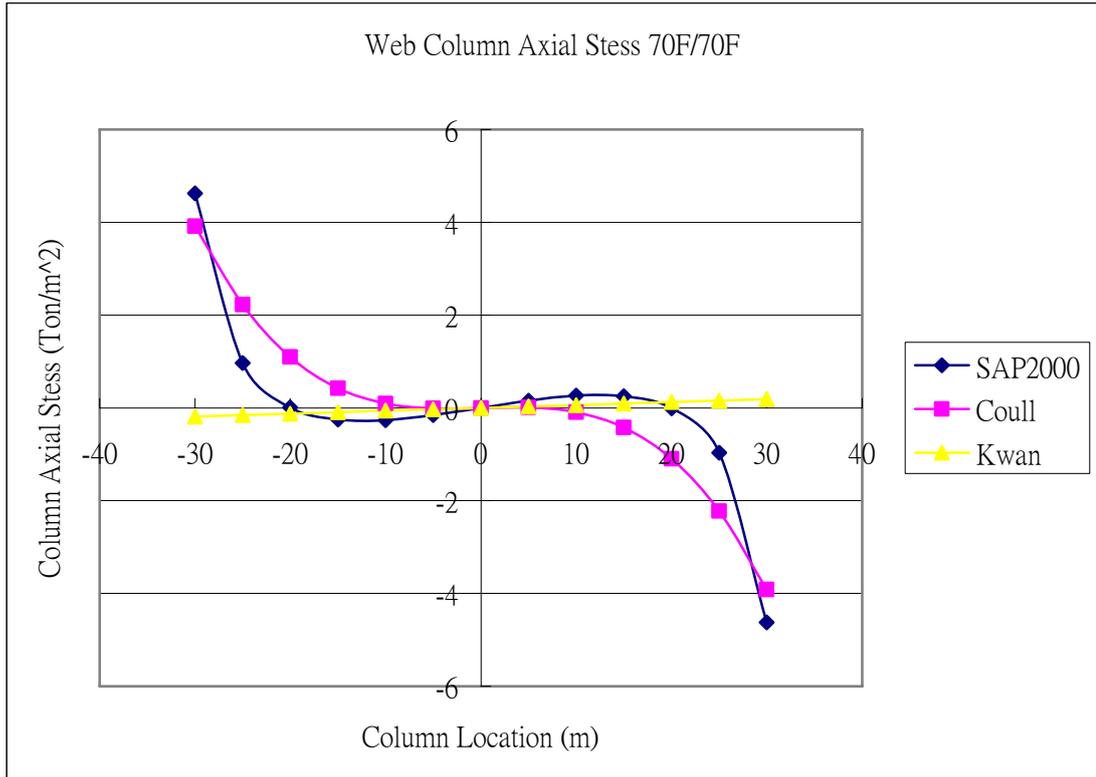


圖 5-36. 70F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 70F 柱軸力分佈圖

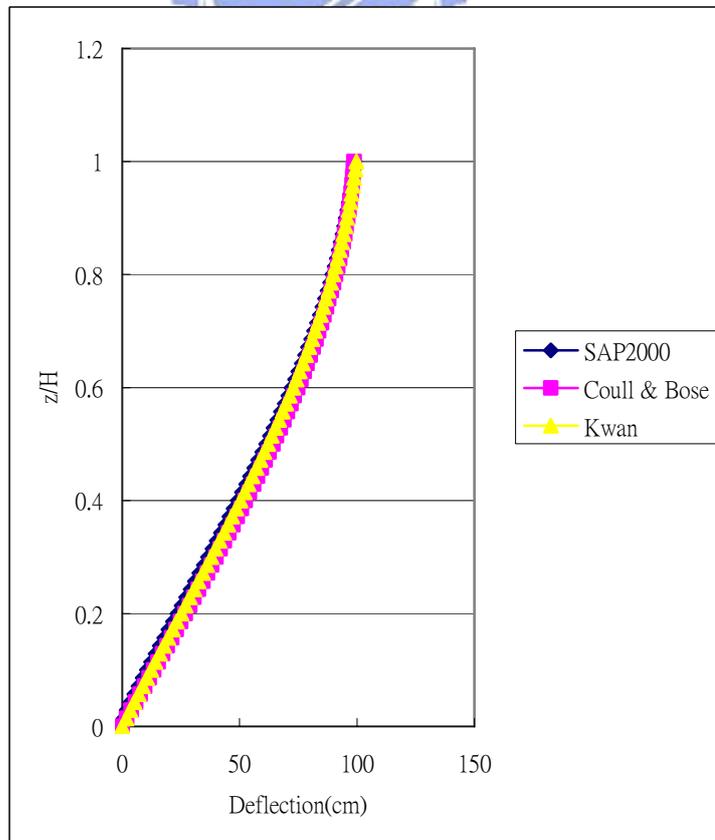


圖 5-37. 70F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型之水平側向位移比較圖

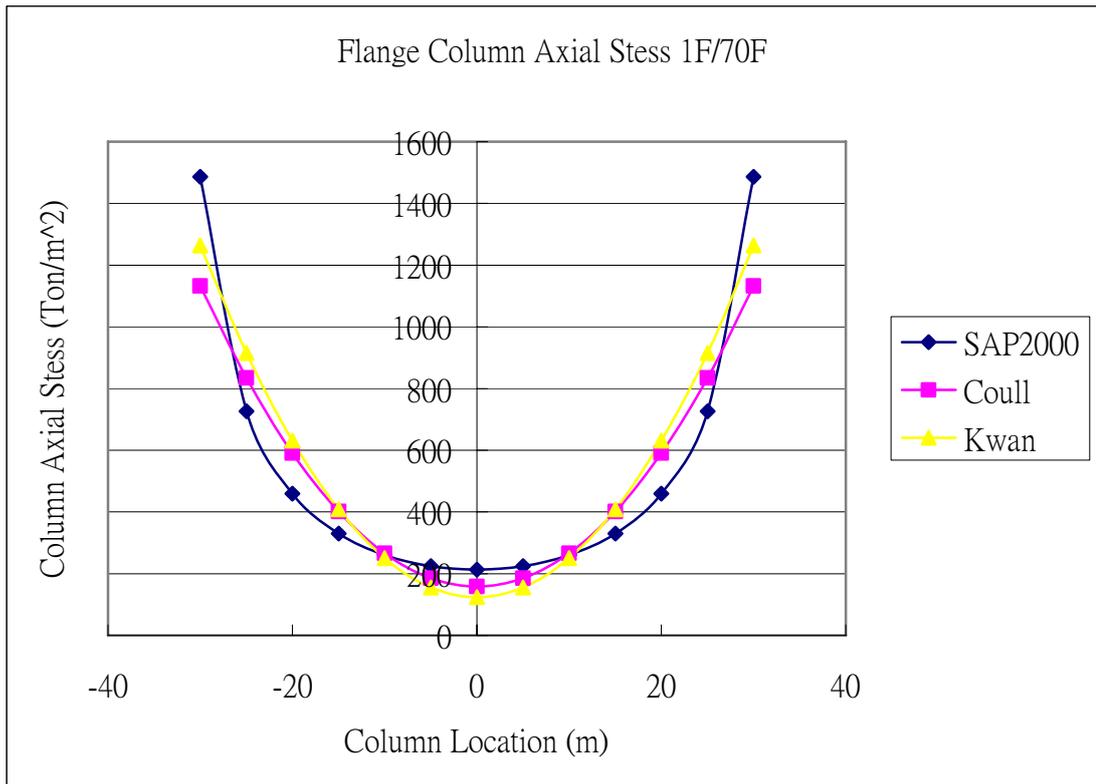


圖 5-38. 70F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖

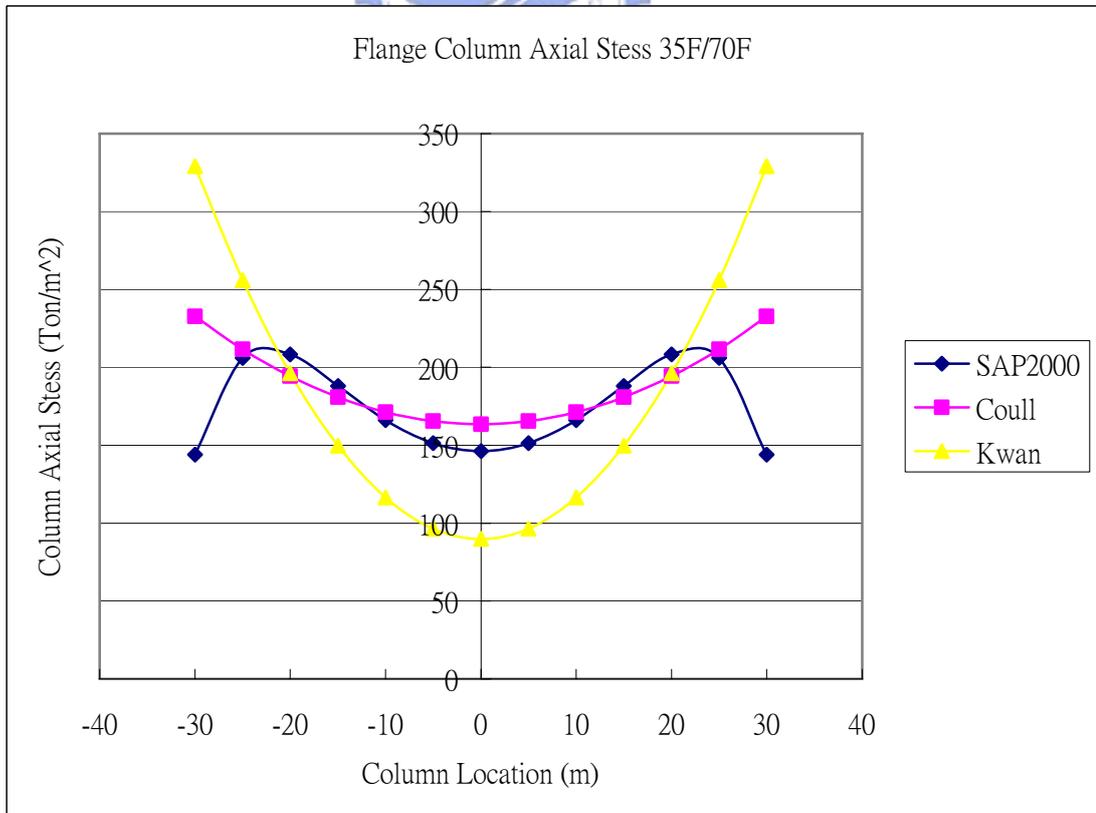


圖 5-39. 70F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 35F 柱軸力分佈圖

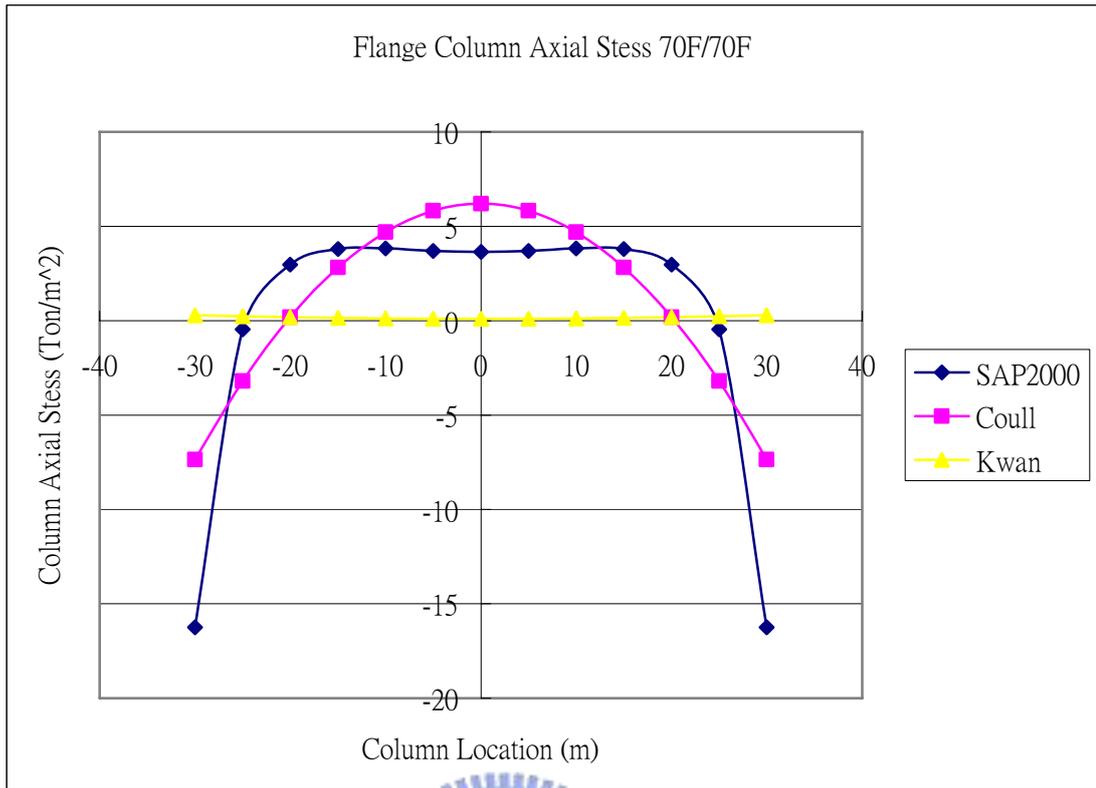


圖 5-40. 70F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 70F 柱軸力分佈圖

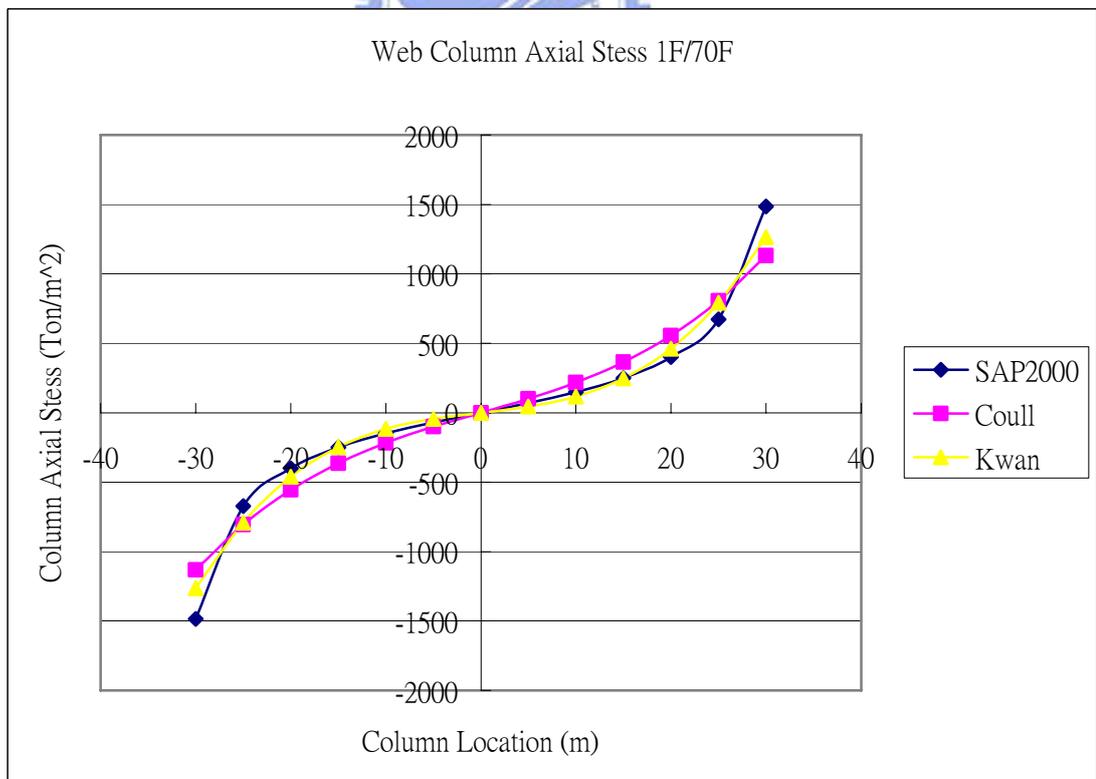


圖 5-41. 70F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖

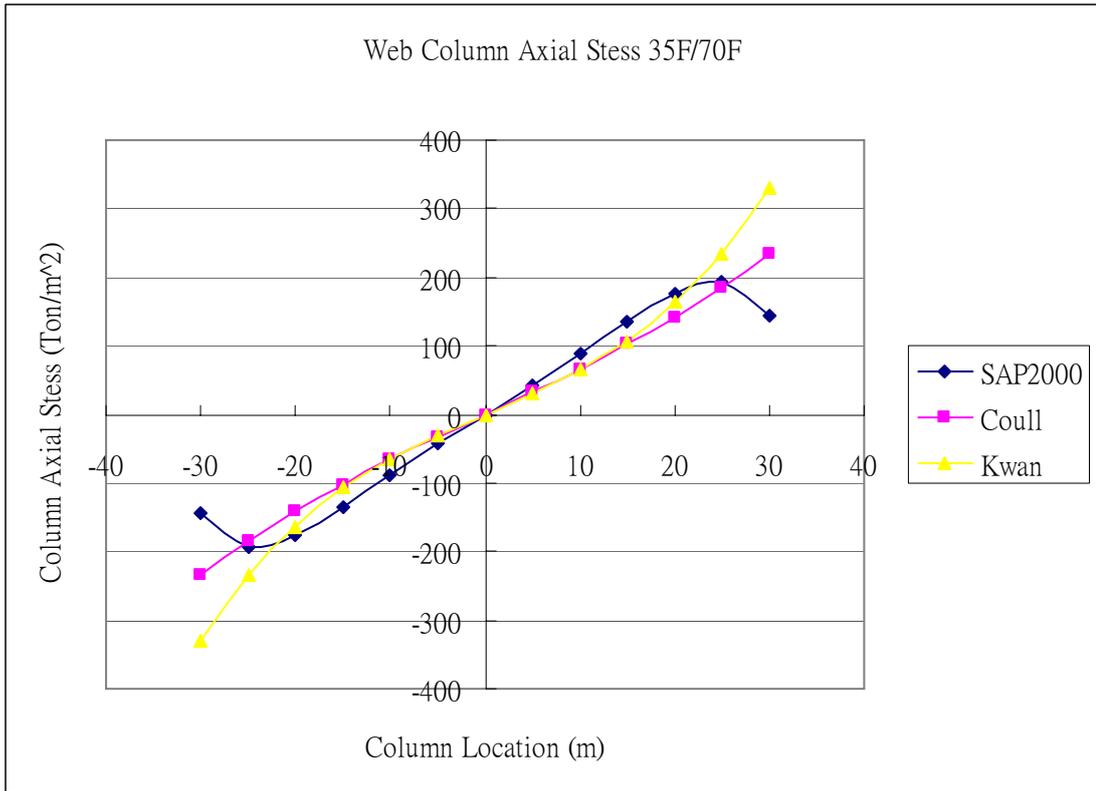


圖 5-42. 70F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 35F 柱軸力分佈圖

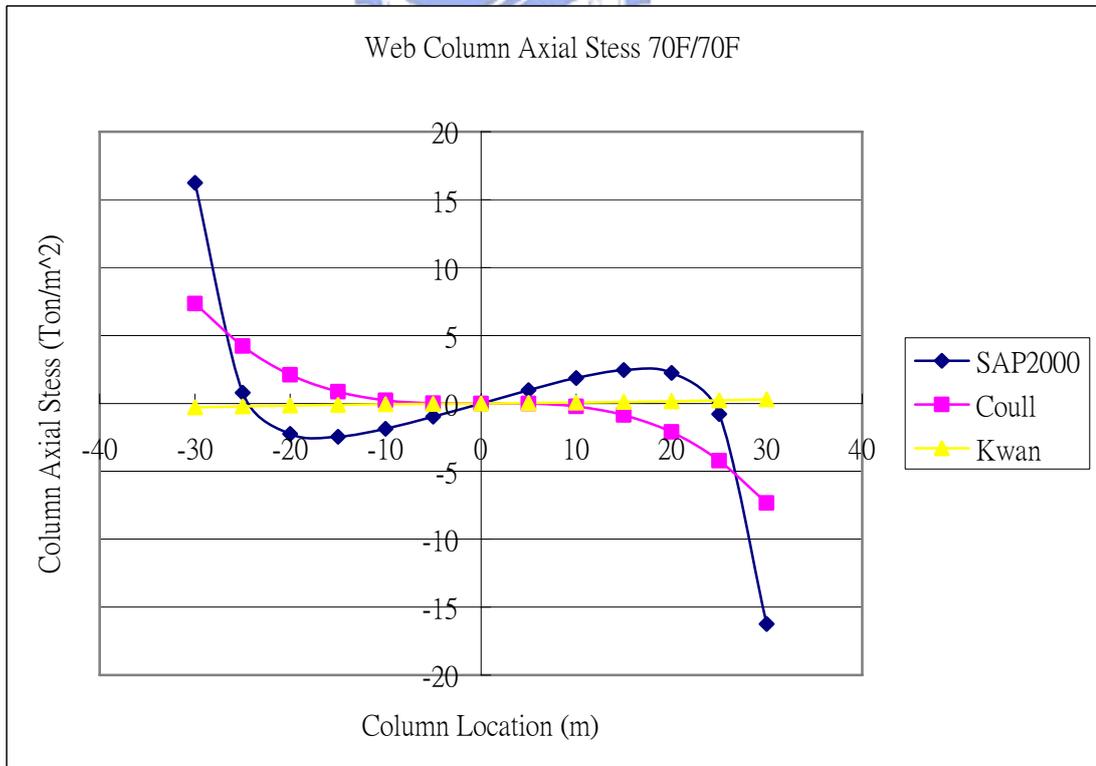


圖 5-43. 70F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 70F 柱軸力分佈圖

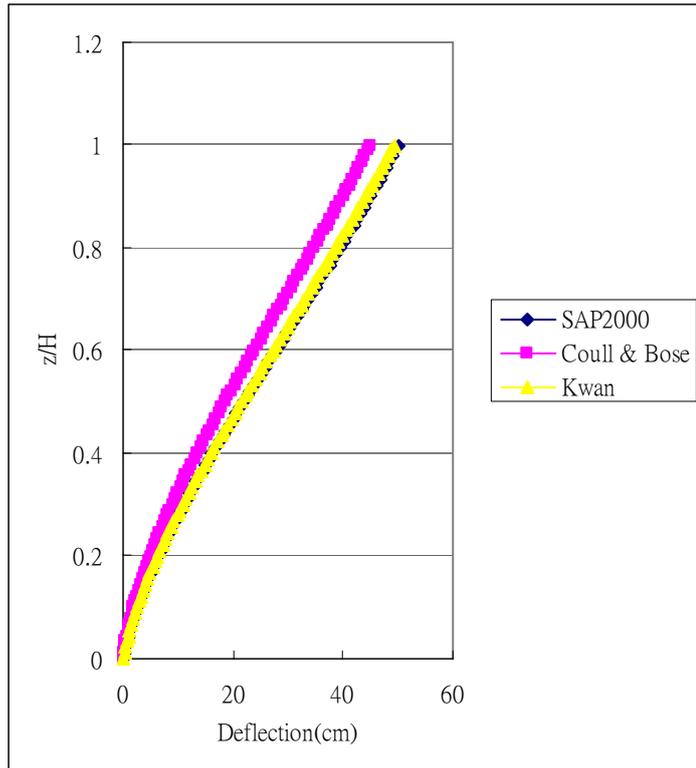


圖 5-44. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型之水平側向位移比較圖

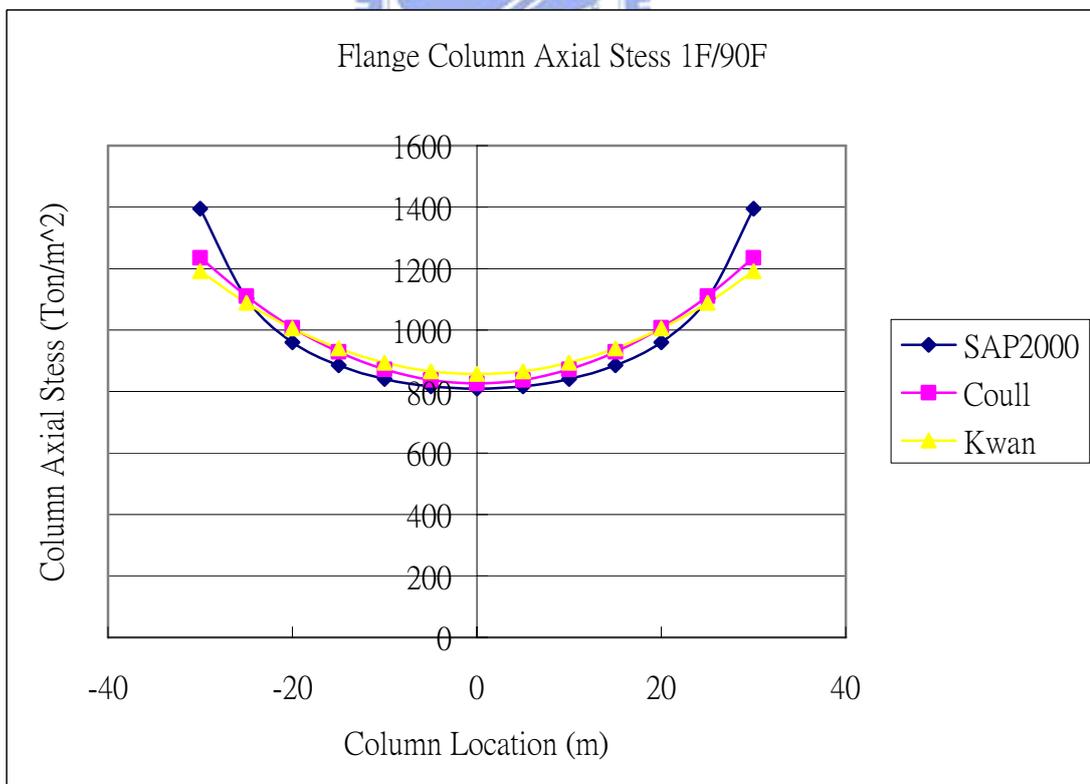


圖 5-45. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖

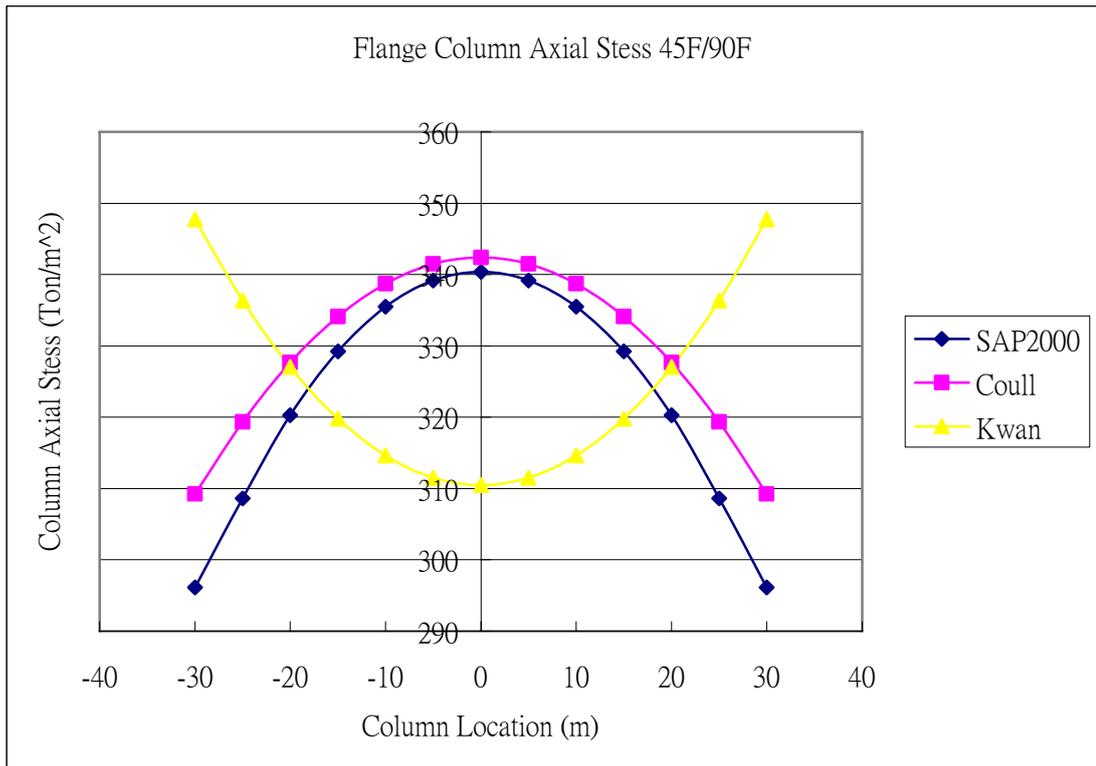


圖 5-46. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 45F 柱軸力分佈圖

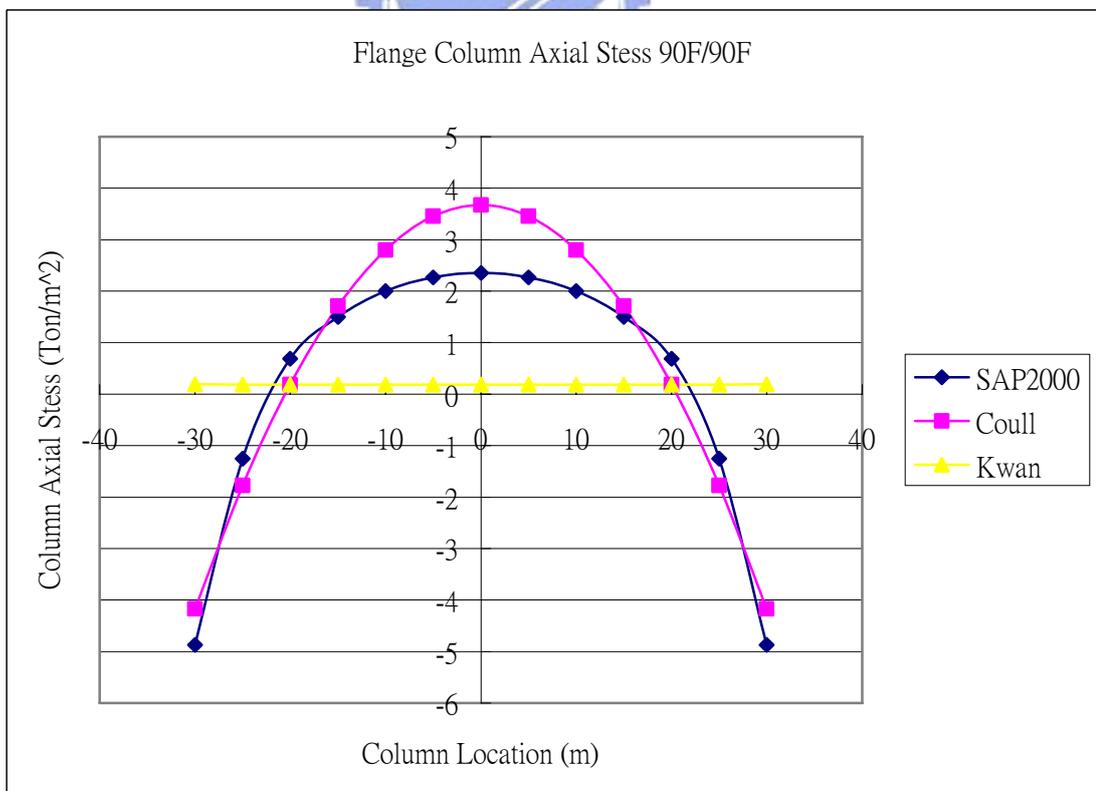


圖 5-47. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型翼板端框架 90F 柱軸力分佈圖

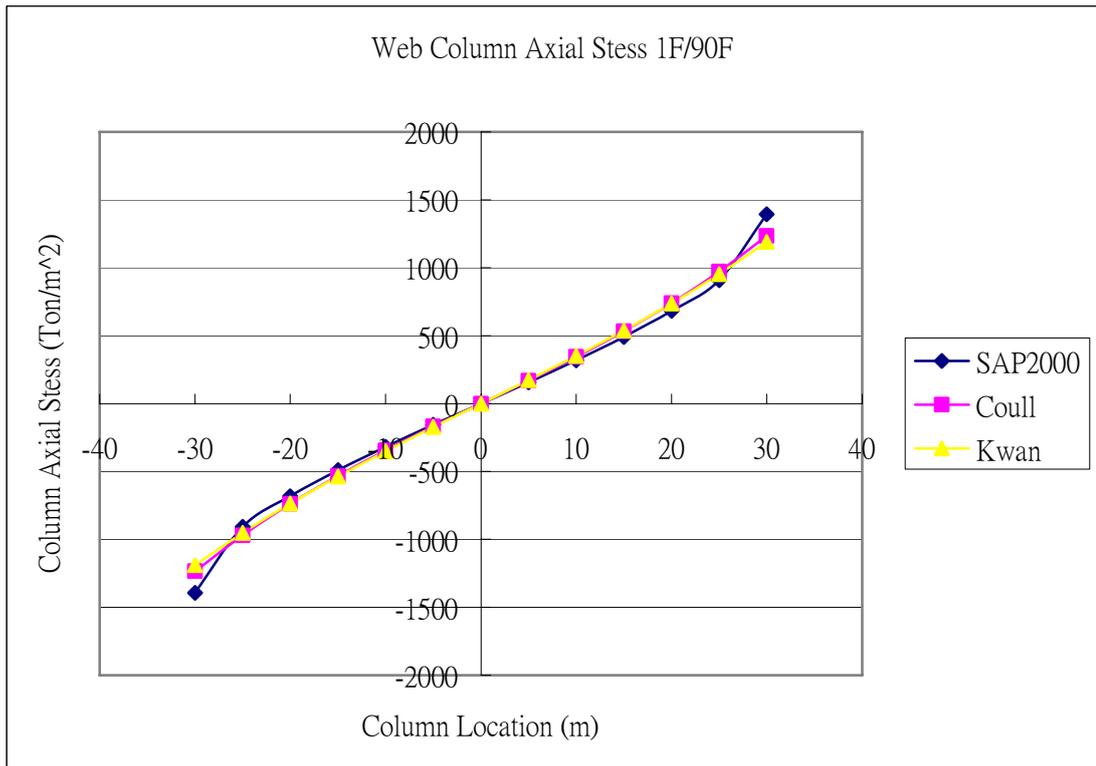


圖 5-48. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖

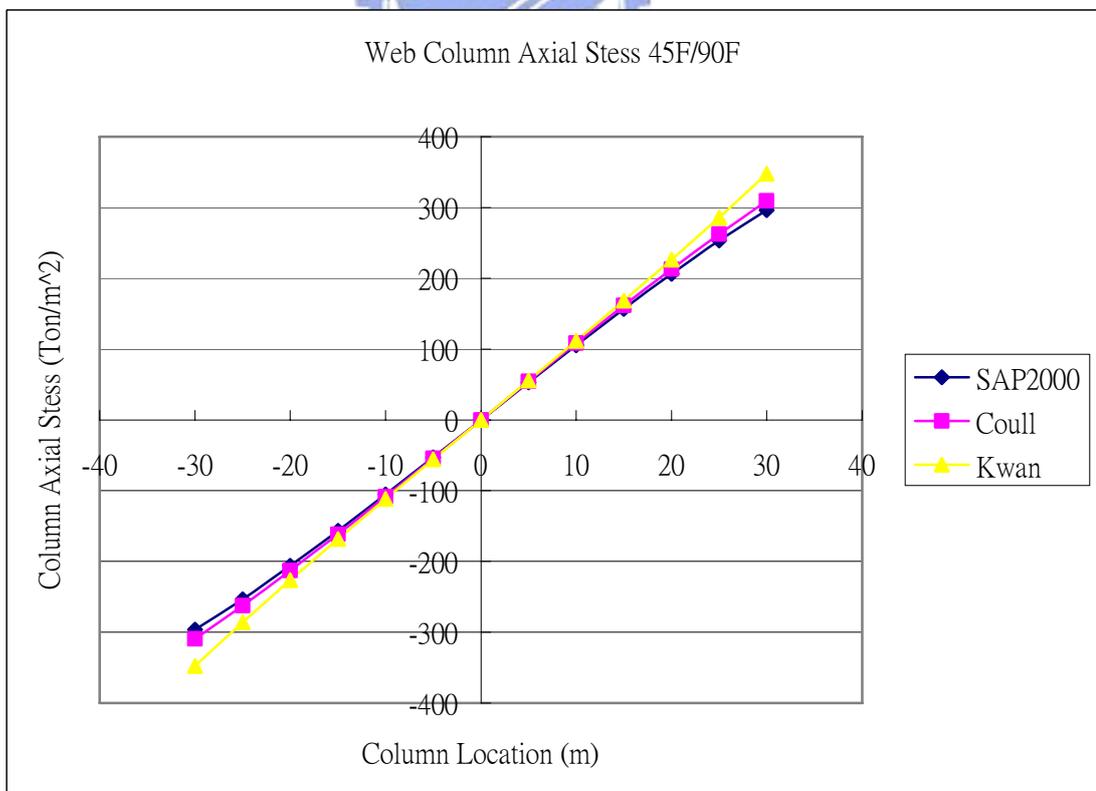


圖 5-49. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 45F 柱軸力分佈圖

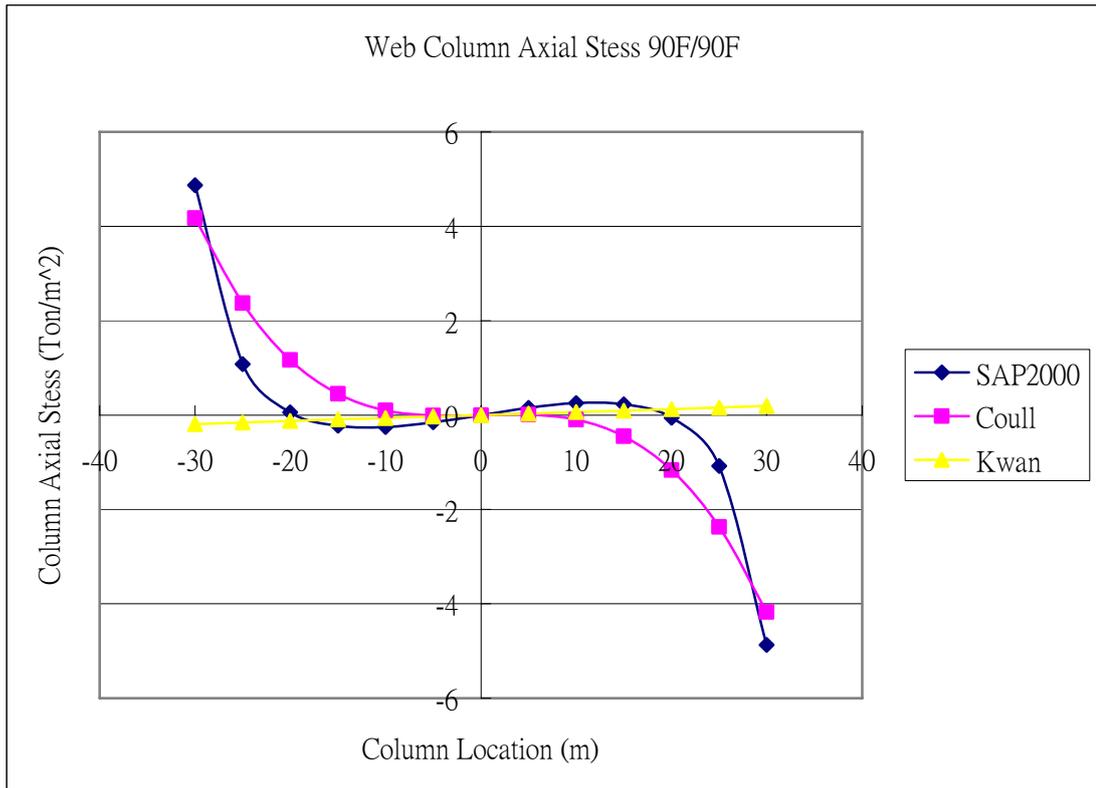


圖 5-50. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 三種模型腹板端框架 90F 柱軸力分佈圖

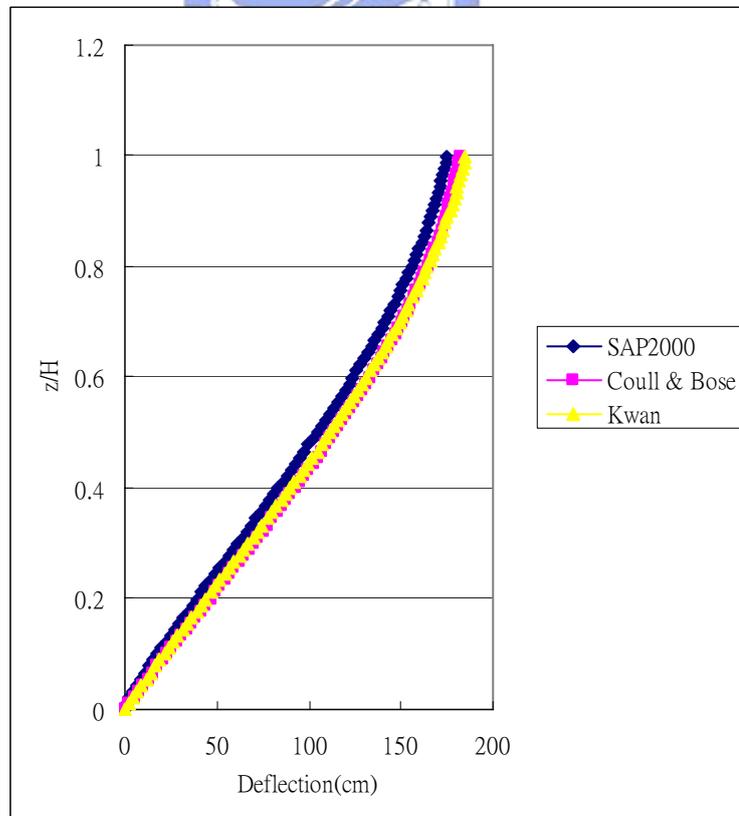


圖 5-51. 90F 梁斷面為 1mx0.5m 三種模型之水平側向位移比較圖

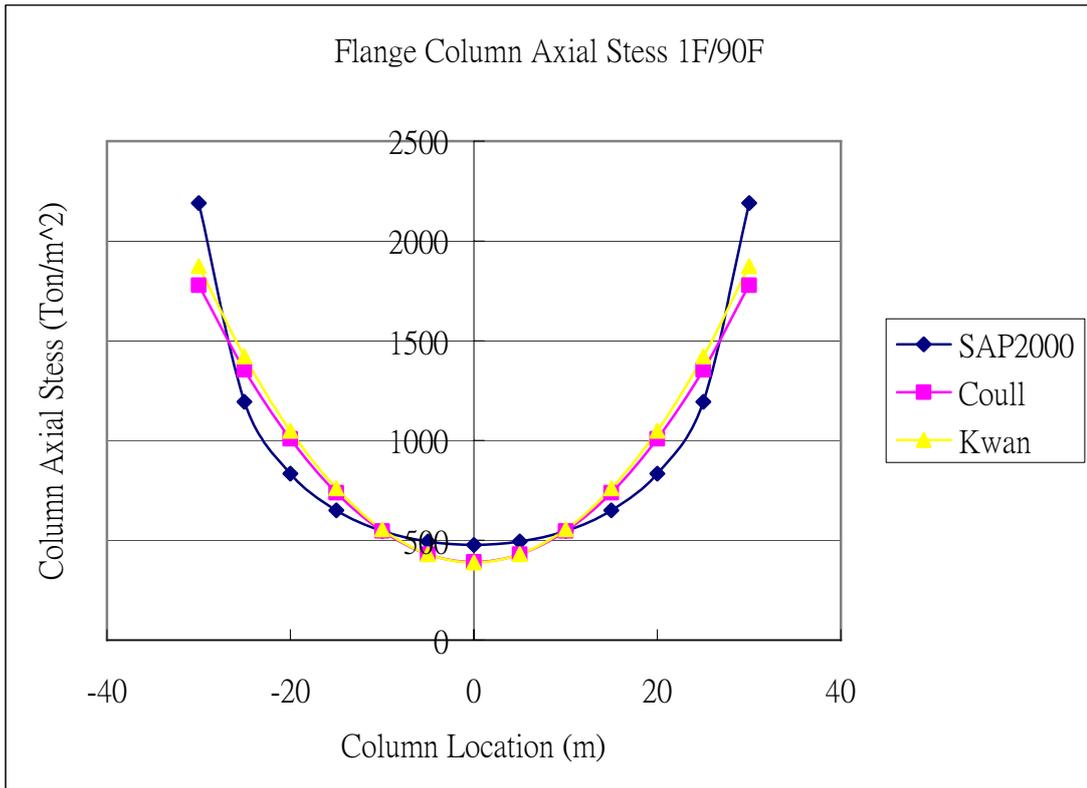


圖 5-52. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖

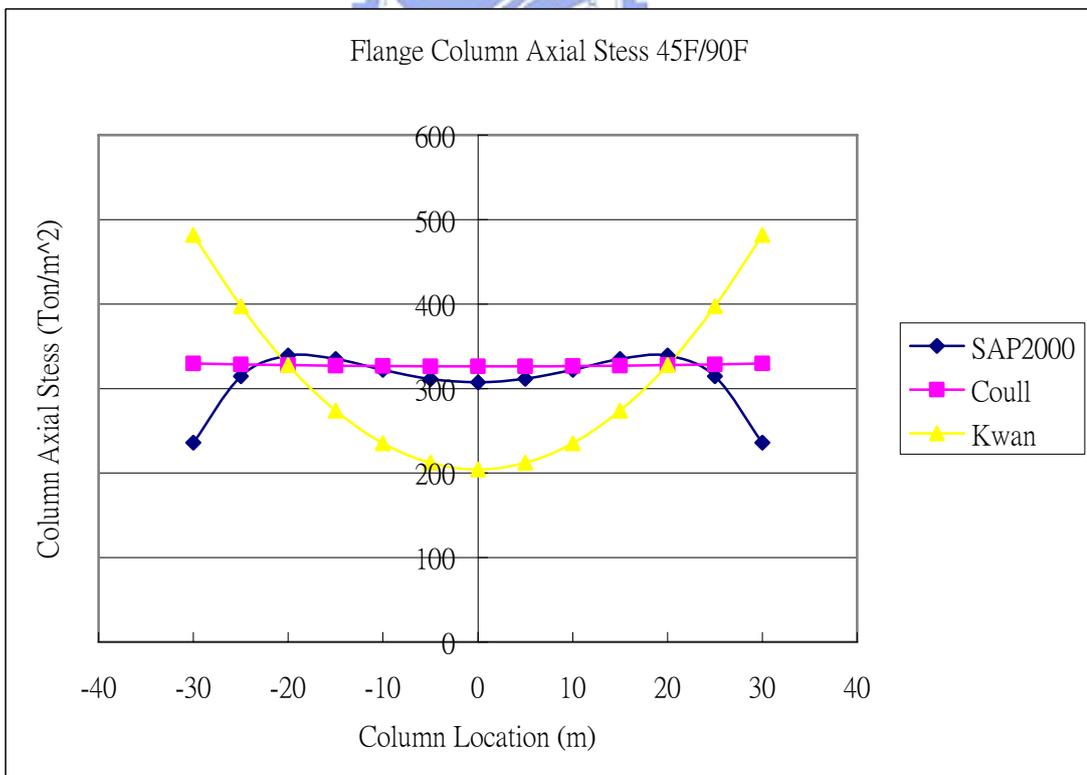


圖 5-53. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 45F 柱軸力分佈圖

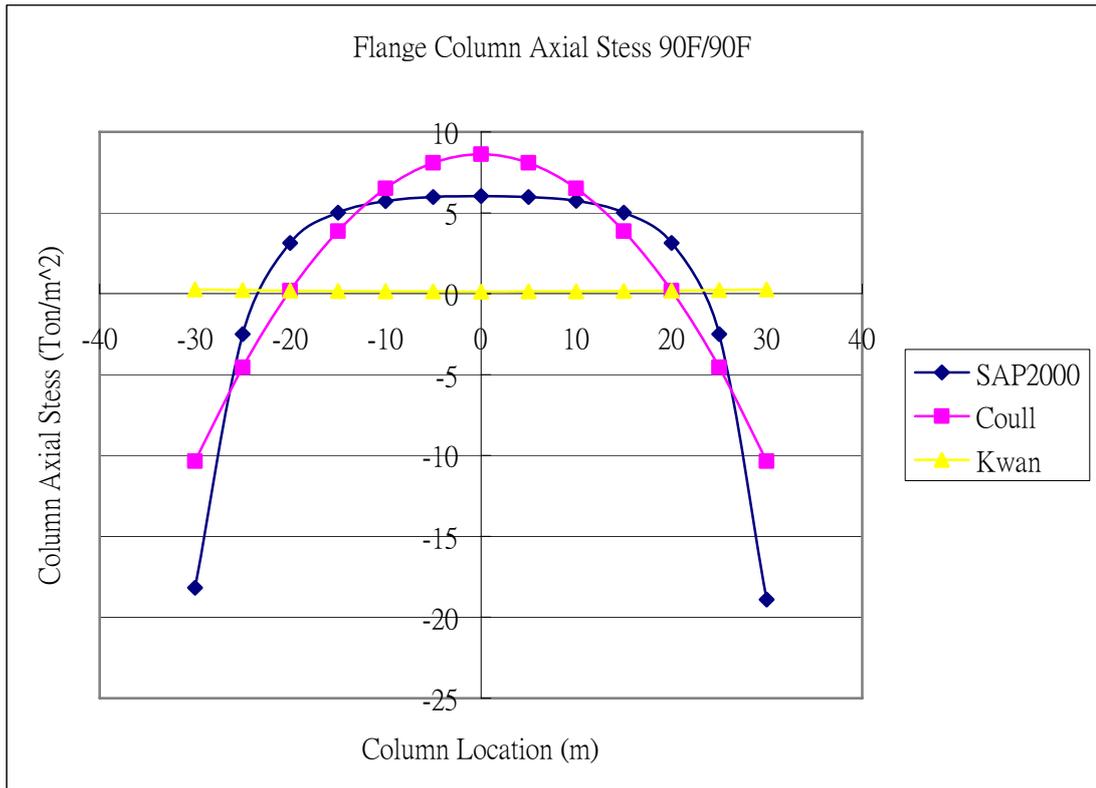


圖 5-54. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型翼板端框架 90F 柱軸力分佈圖

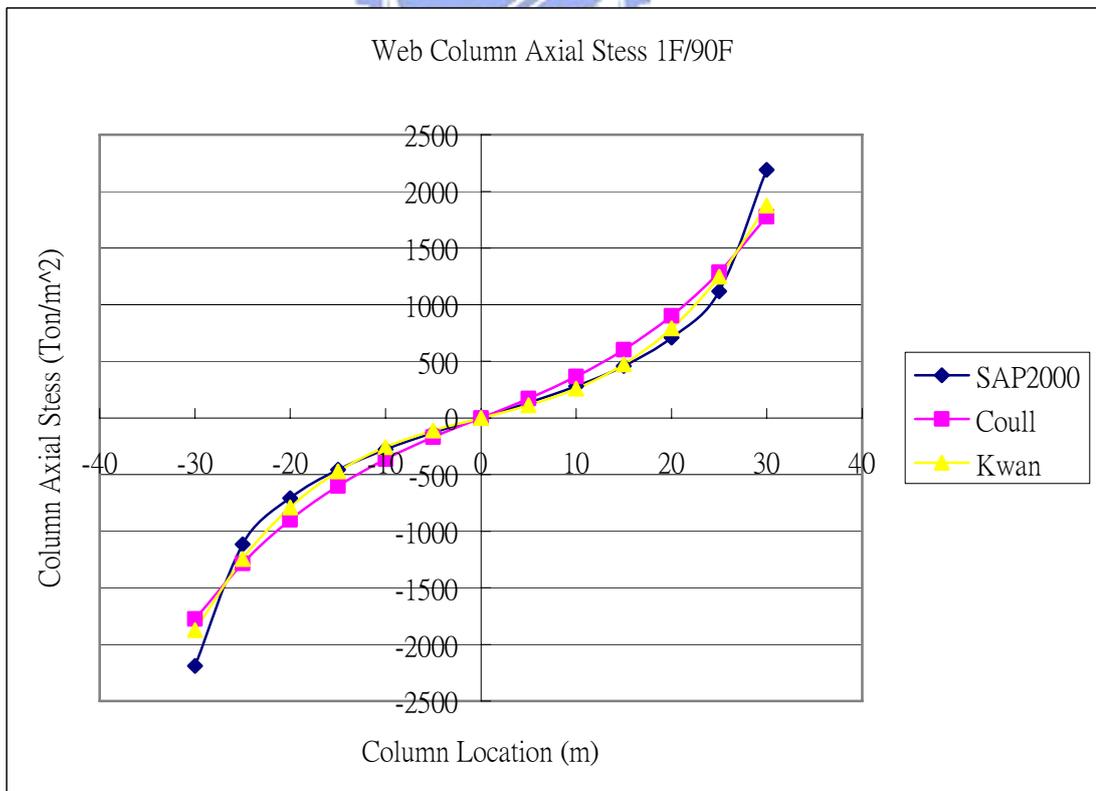


圖 5-55. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖

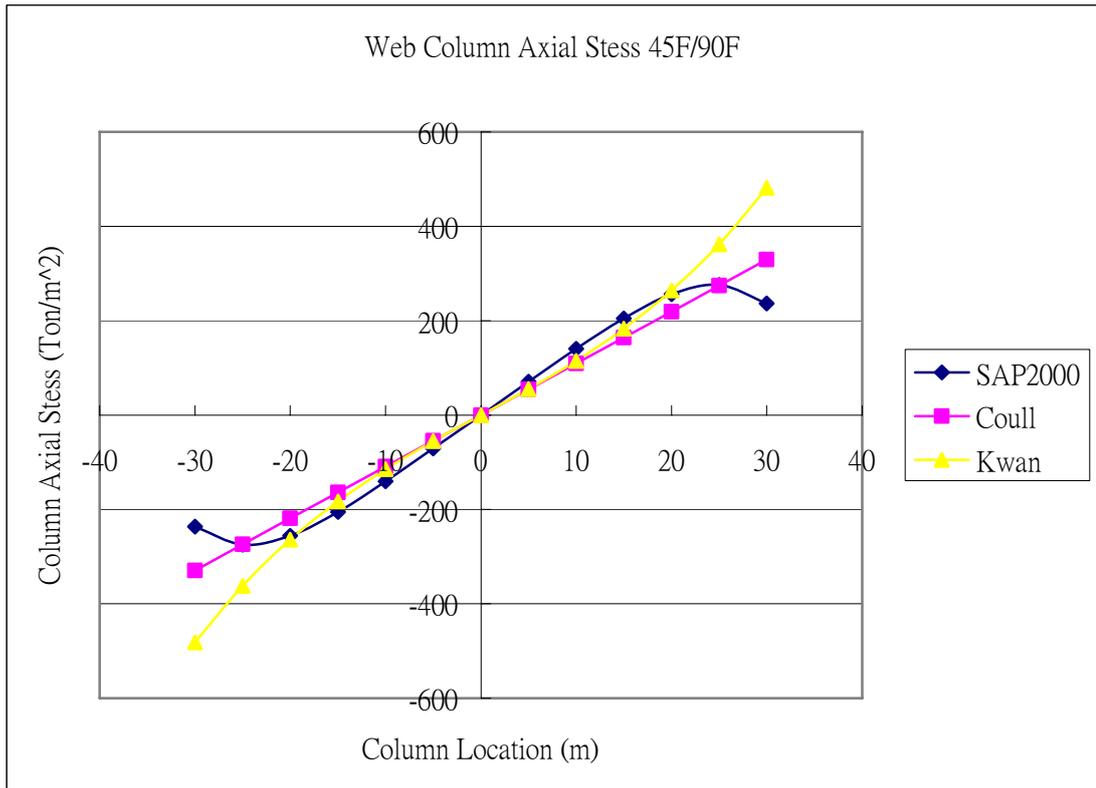


圖 5-56. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 45F 柱軸力分佈圖

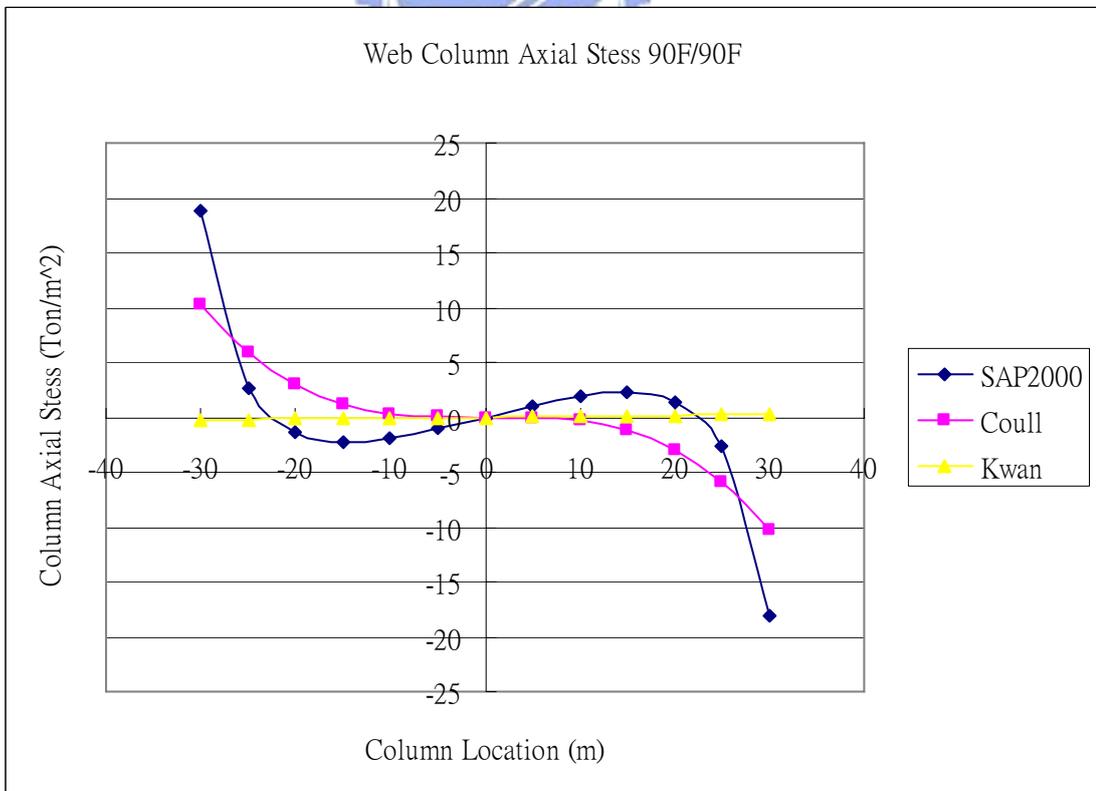


圖 5-57. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 三種模型腹板端框架 90F 柱軸力分佈圖

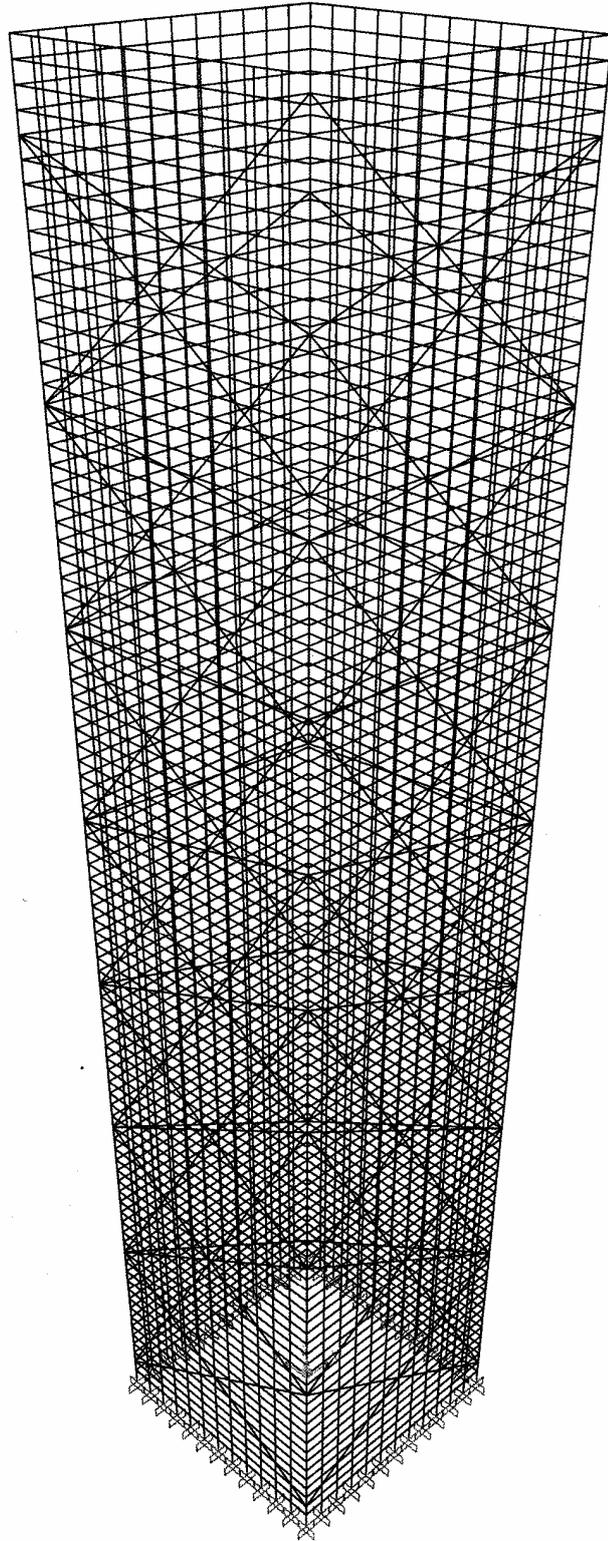


圖 5-58. SAP2000 大型支撐型框筒結構分析模型示意圖

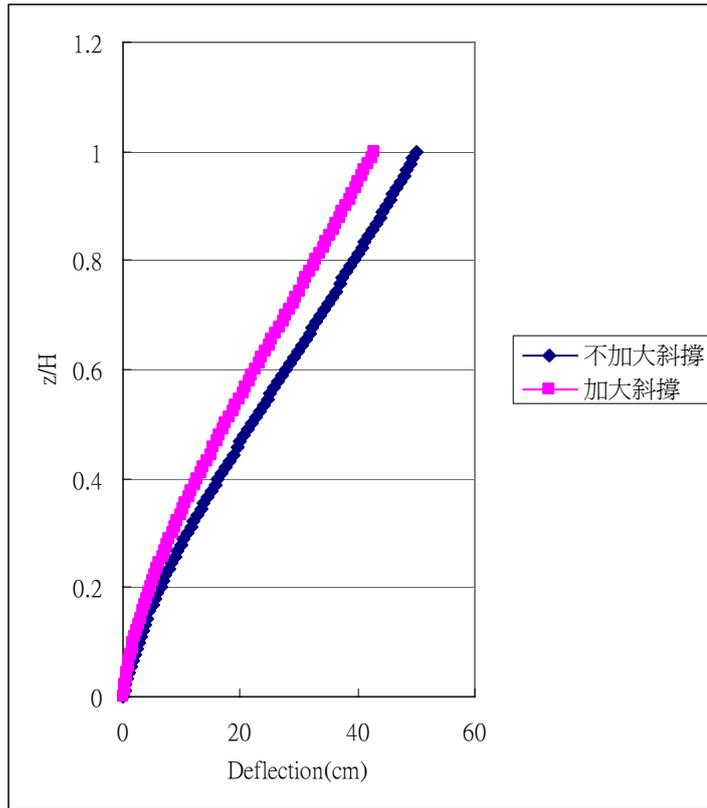


圖 5-59. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 大型支撐框筒結構之水平側向位移比較圖

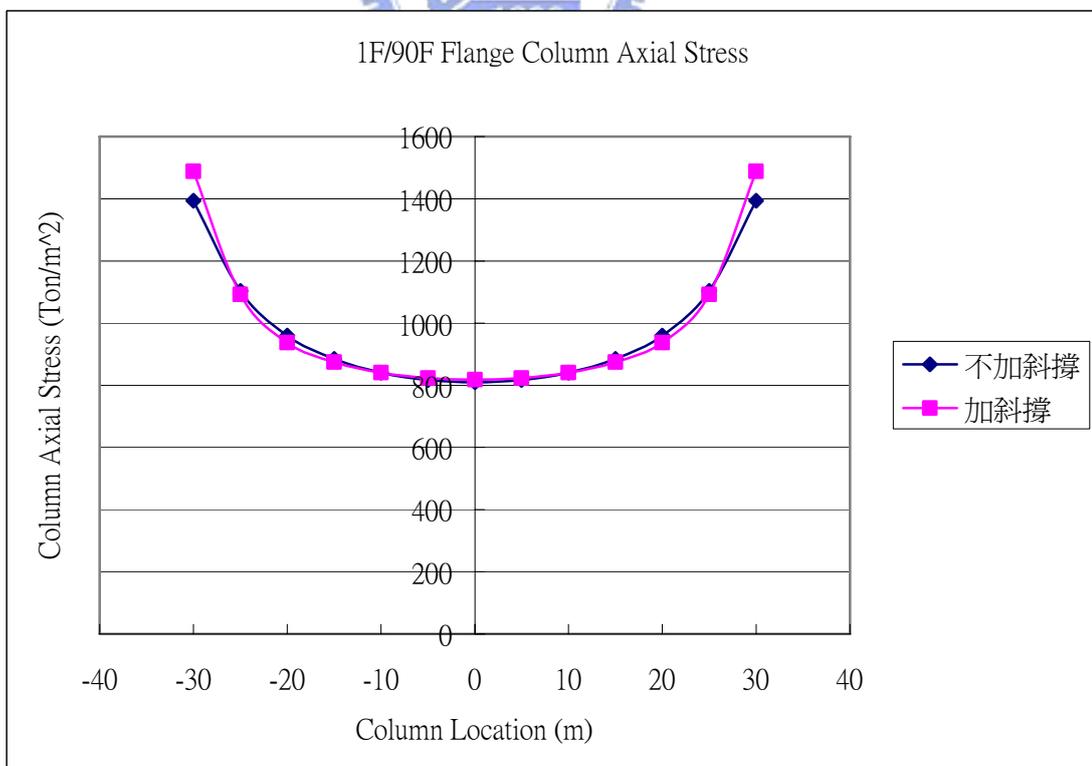


圖 5-60. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 大型支撐框筒翼板框架 1F 柱軸力分佈圖

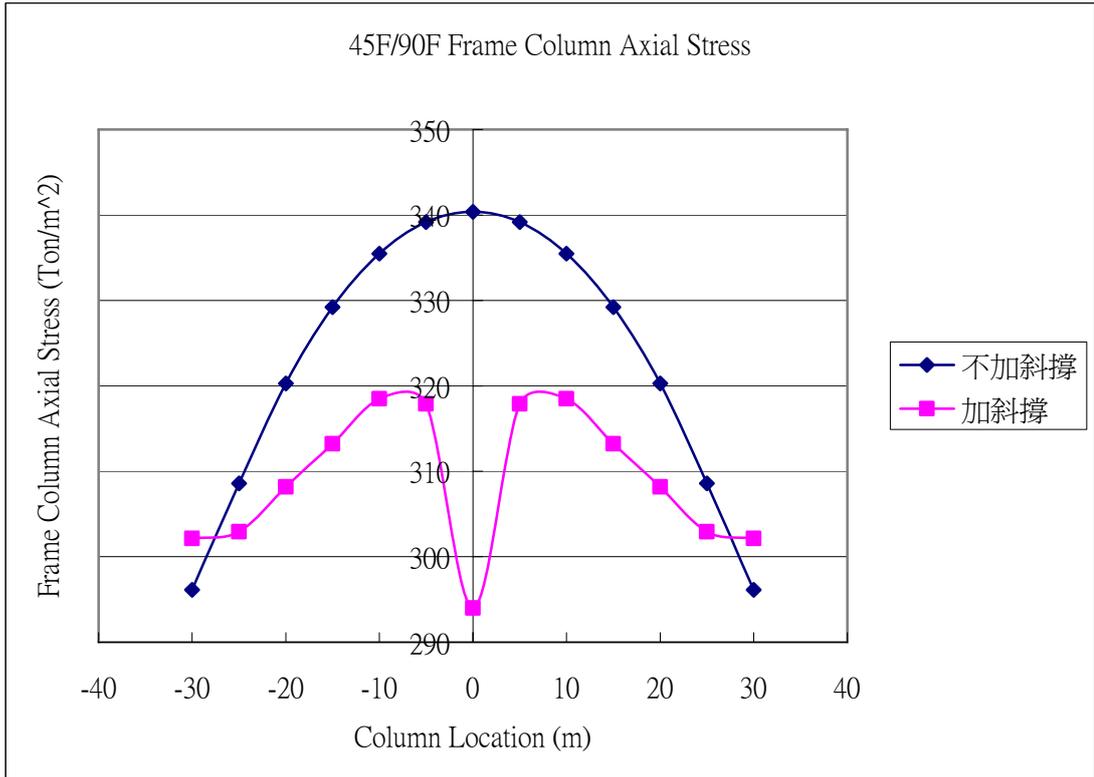


圖 5-61. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 大型支撐框筒翼板框架 45F 柱軸力分佈圖

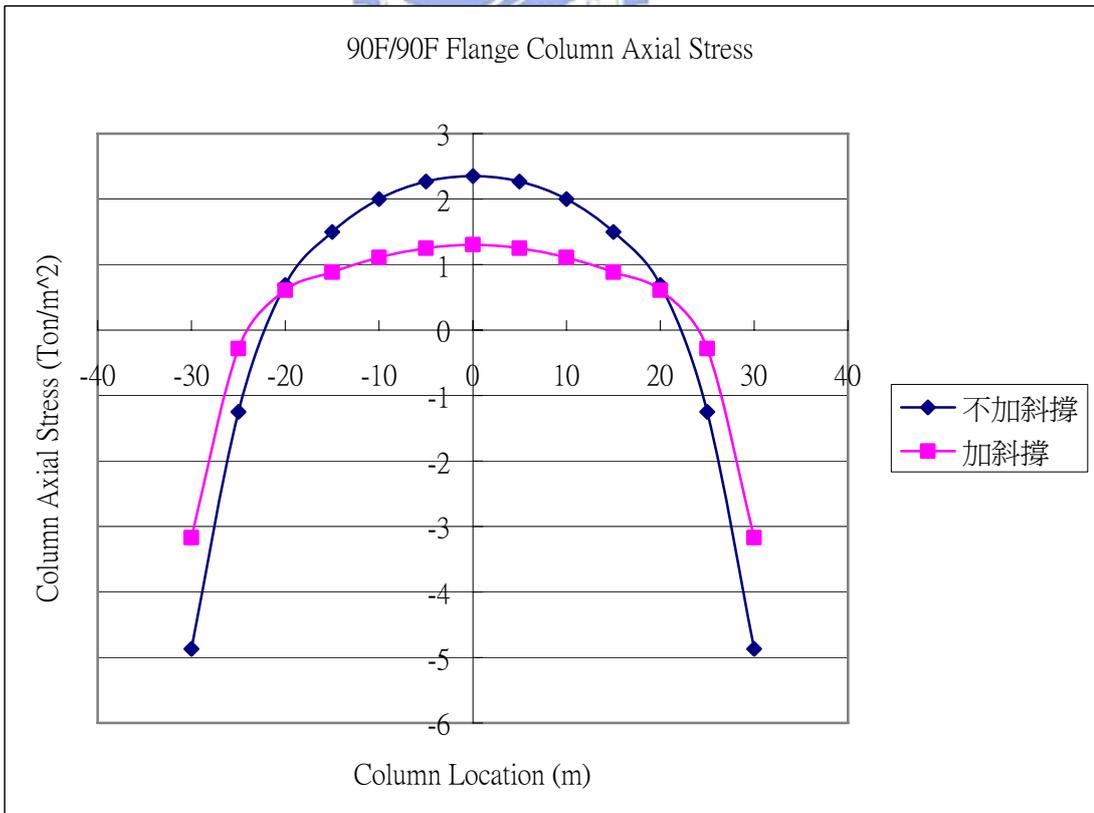


圖 5-62. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 大型支撐框筒翼板框架 90F 柱軸力分佈圖

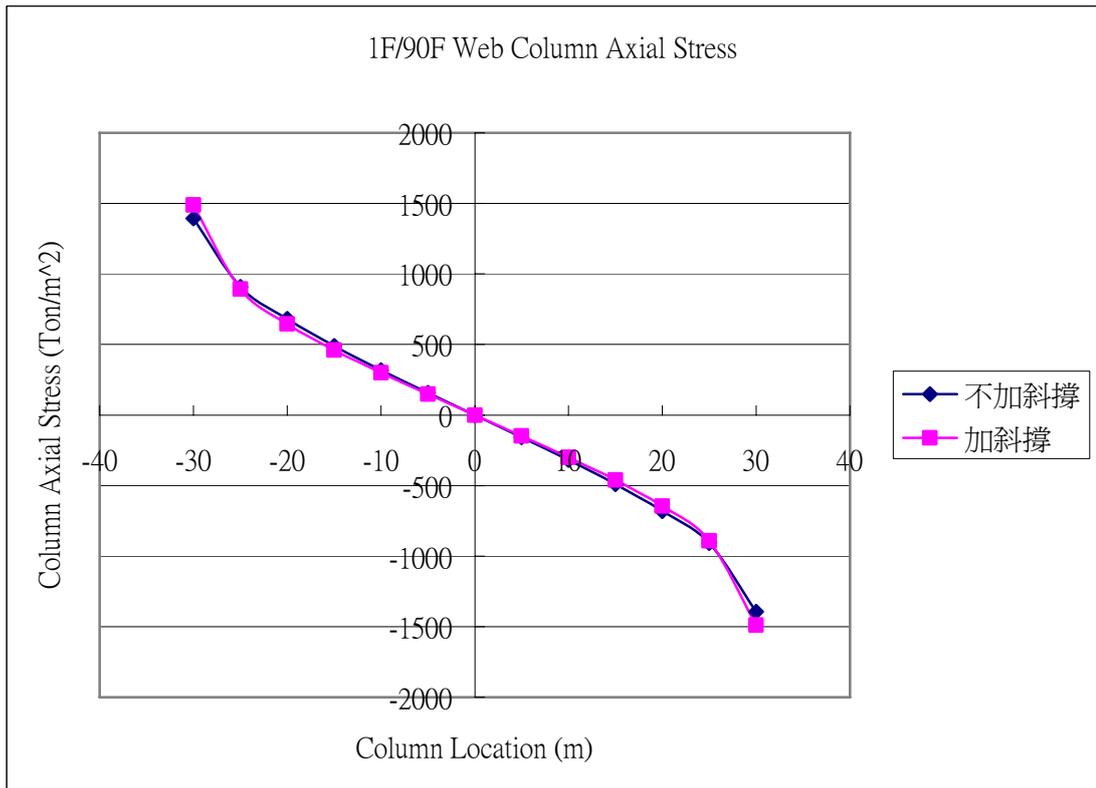


圖 5-63. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 大型支撐框筒腹板框架 1F 柱軸力分佈圖

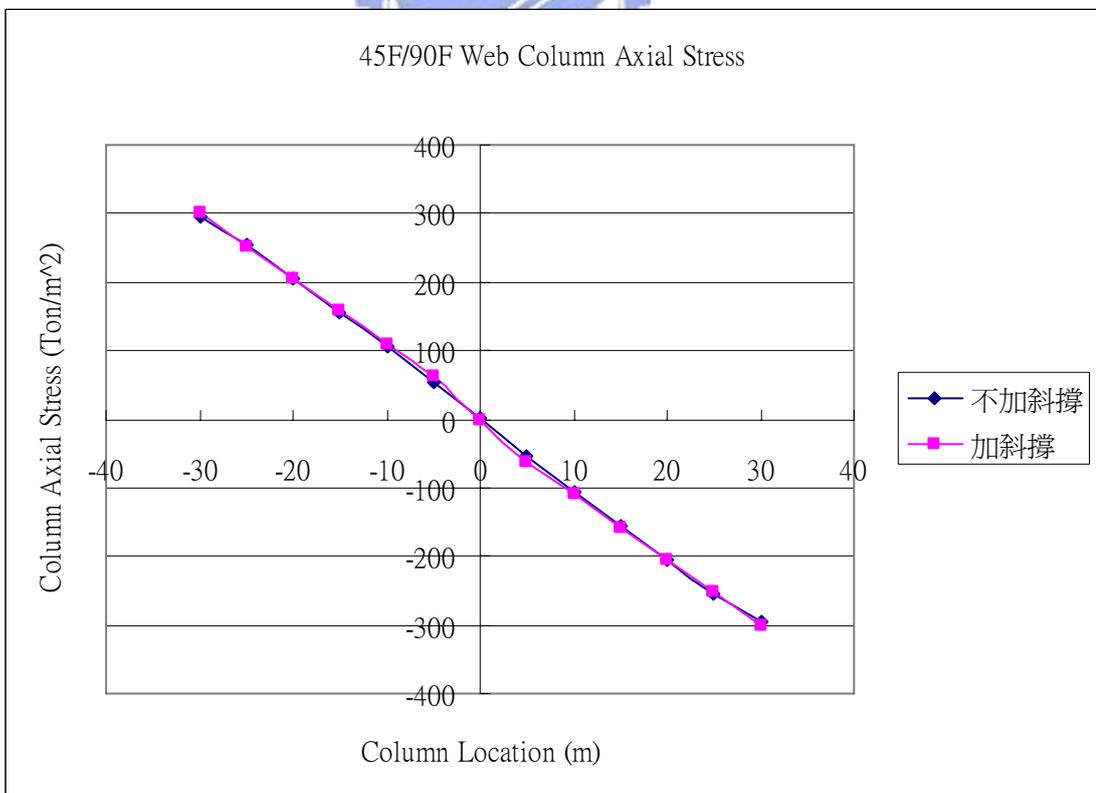


圖 5-64. 90F 梁斷面為 1mx1.5m 大型支撐框筒腹板框架 45F 柱軸力分佈圖

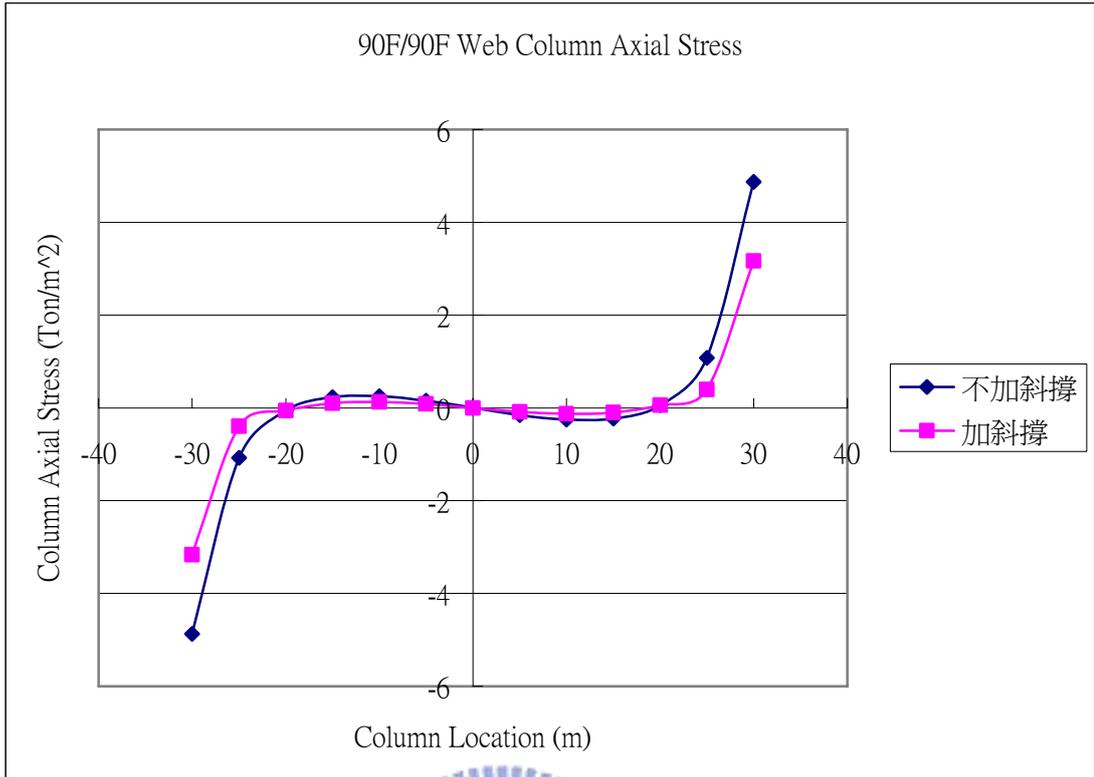


圖 5-65. 90F 梁斷面為 1m x 1.5m 大型支撐框筒腹板框架 90F 柱軸力分佈圖

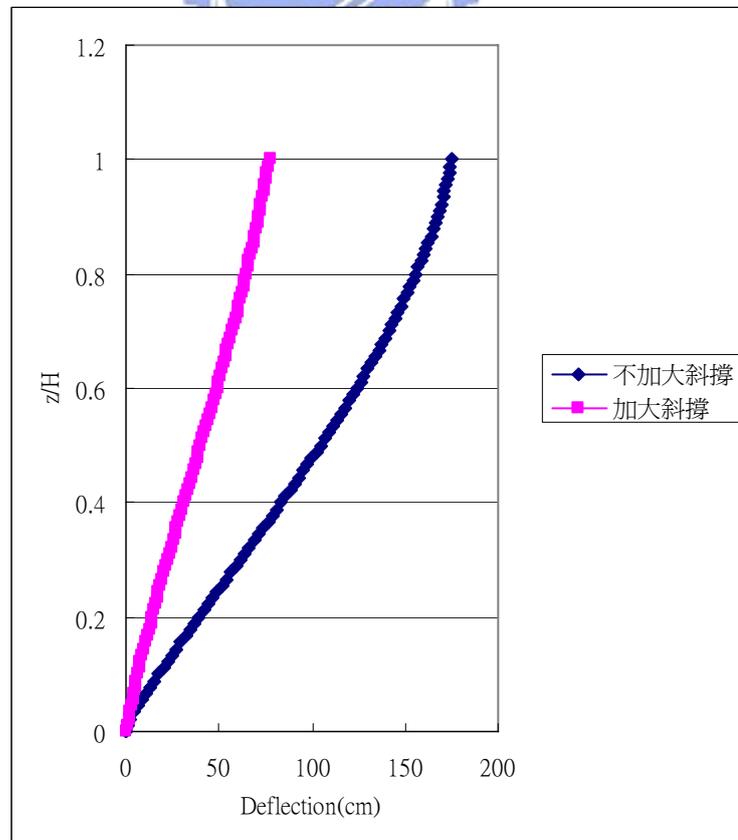


圖 5-66. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 大型支撐框筒結構之水平側向位移比較圖

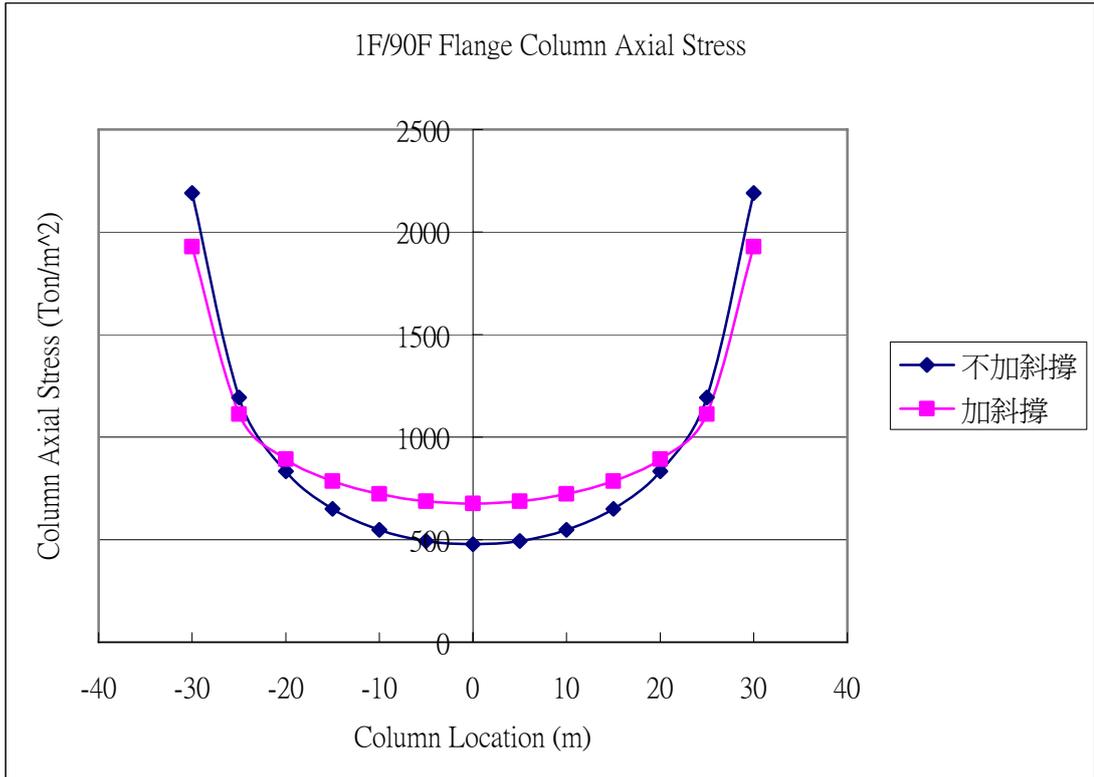


圖 5-67. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 大型支撐框筒翼板框架 1F 柱軸力分佈圖

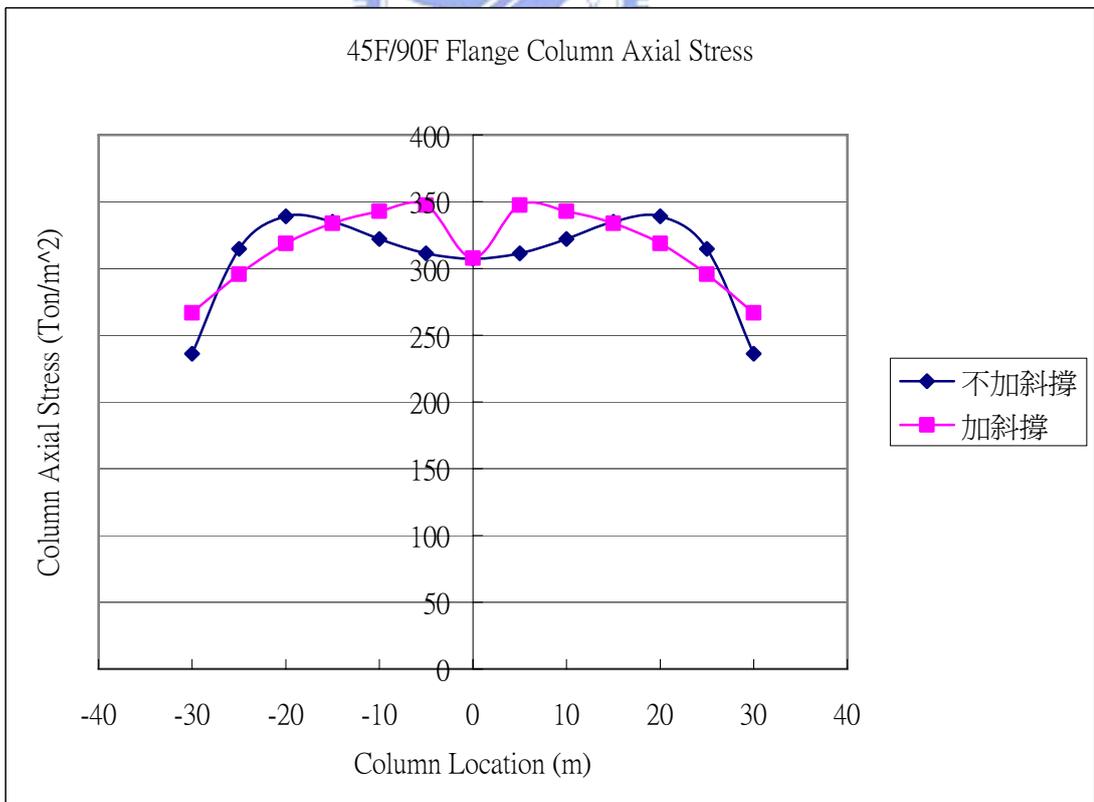


圖 5-68. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 大型支撐框筒翼板框架 45F 柱軸力分佈圖

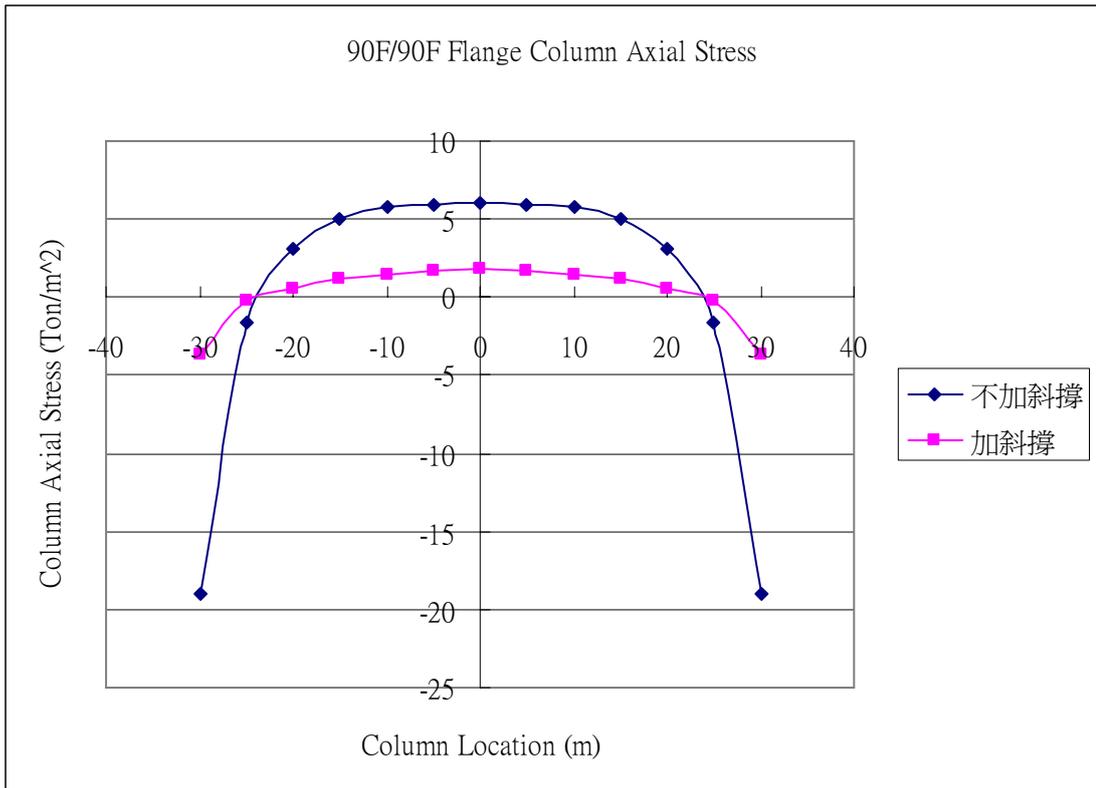


圖 5-69. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 大型支撐框筒翼板框架 90F 柱軸力分佈圖

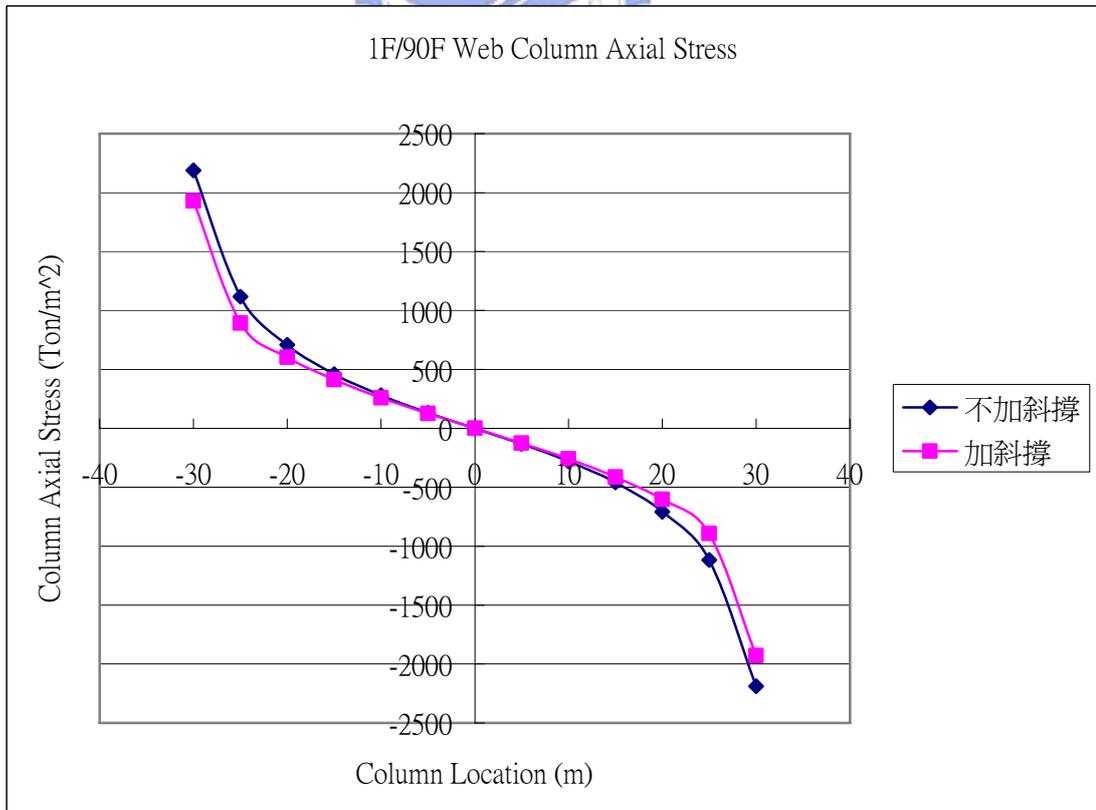


圖 5-70. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 大型支撐框筒腹板框架 1F 柱軸力分佈圖

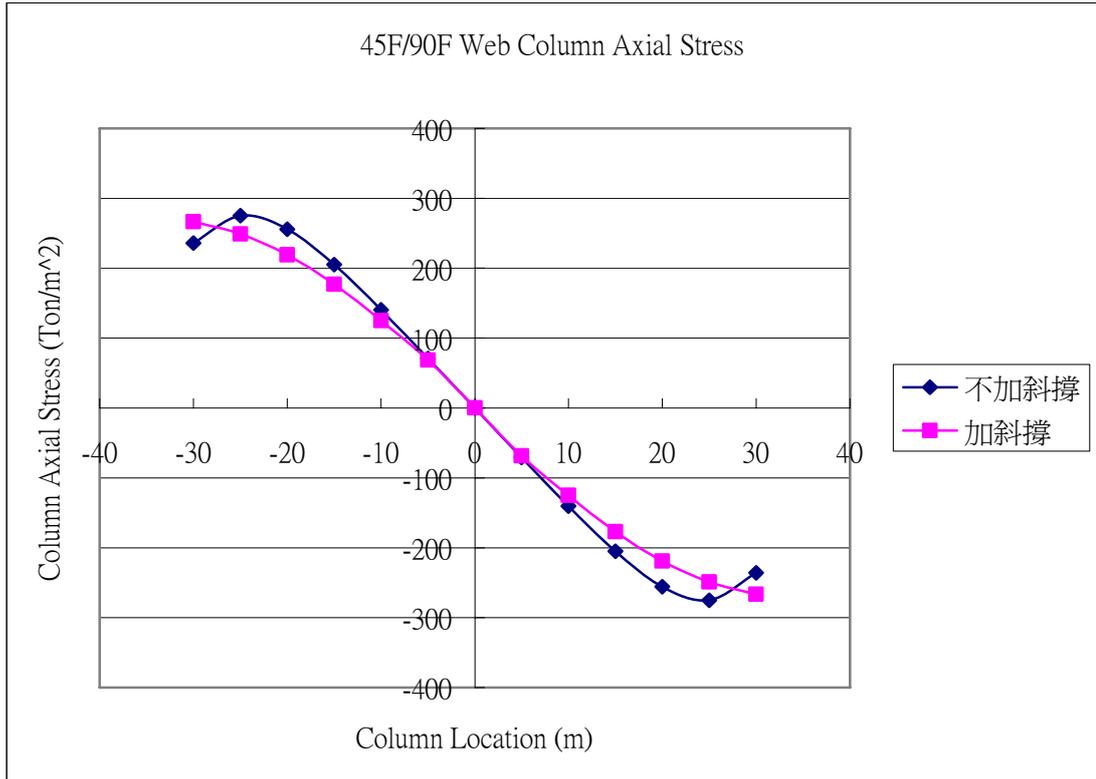


圖 5-71. 90F 梁斷面為 1mx0.5m 大型支撐框筒腹板框架 45F 柱軸力分佈圖

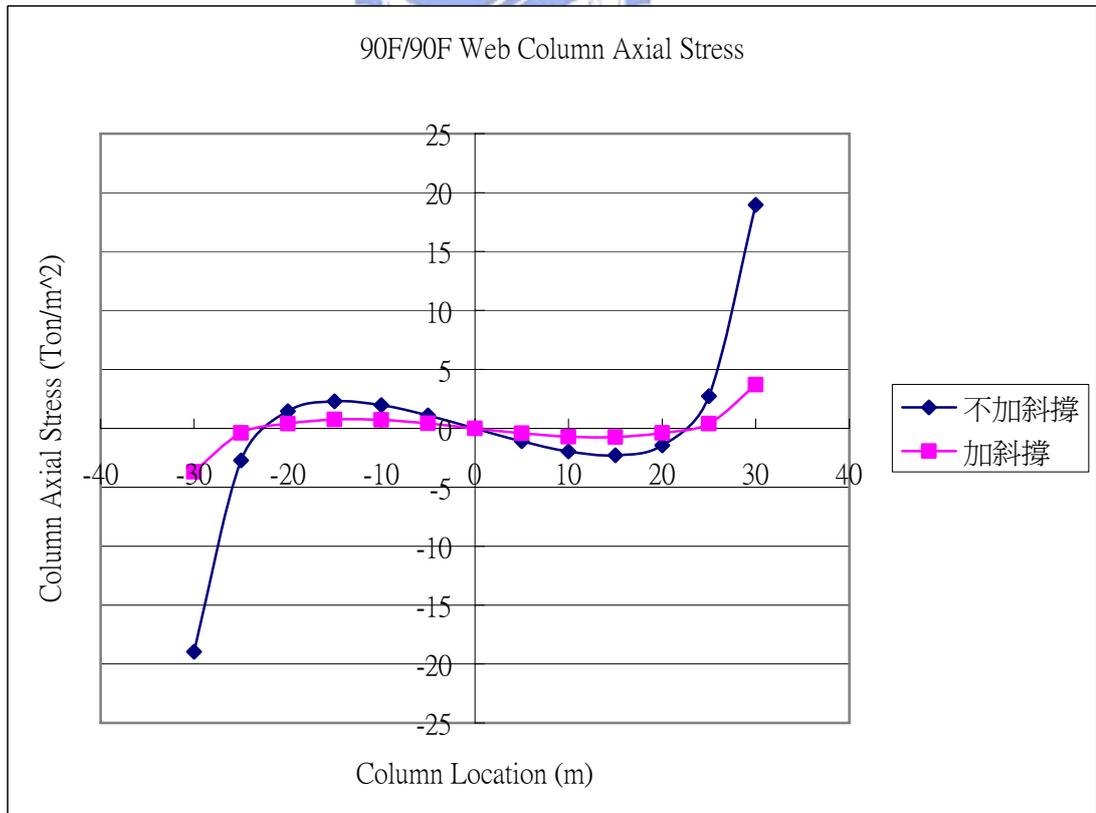


圖 5-72. 90F 梁斷面為 1mx0.5m 大型支撐框筒腹板框架 90F 柱軸力分佈圖

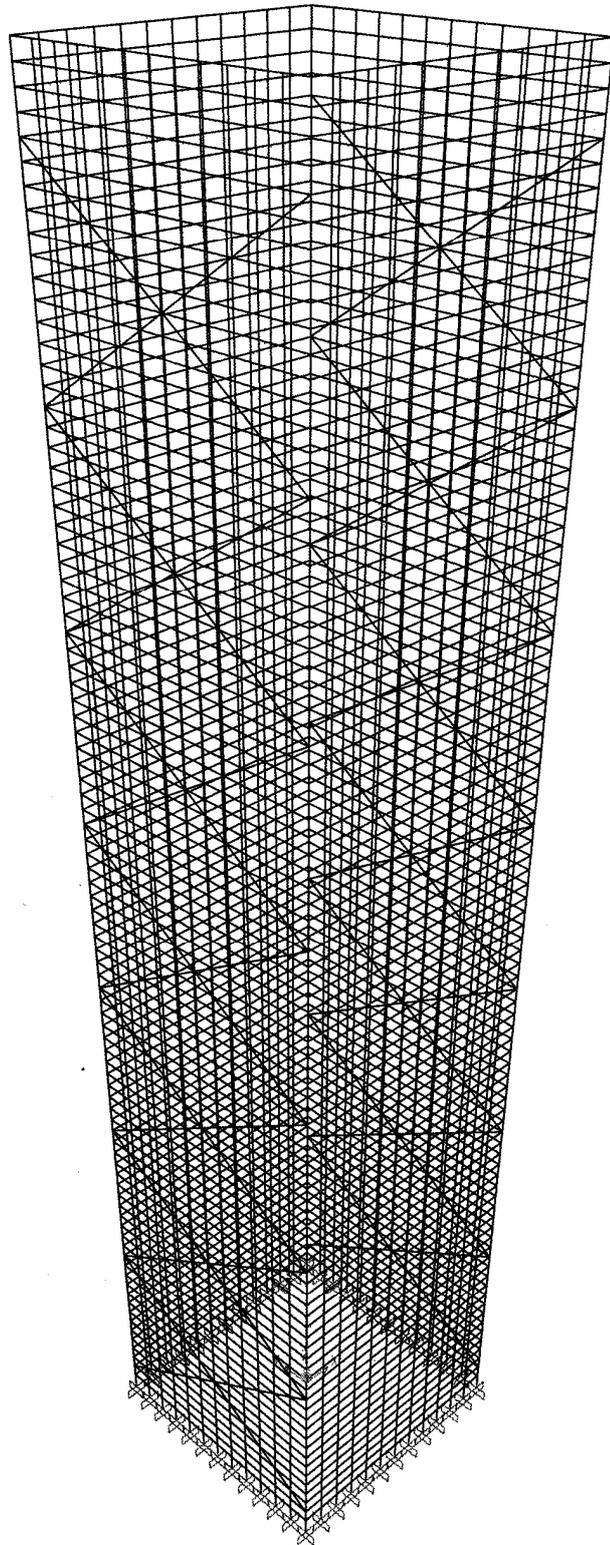


圖 5-73. SAP2000 翼板端框架加斜撐型框筒結構分析模型示意圖

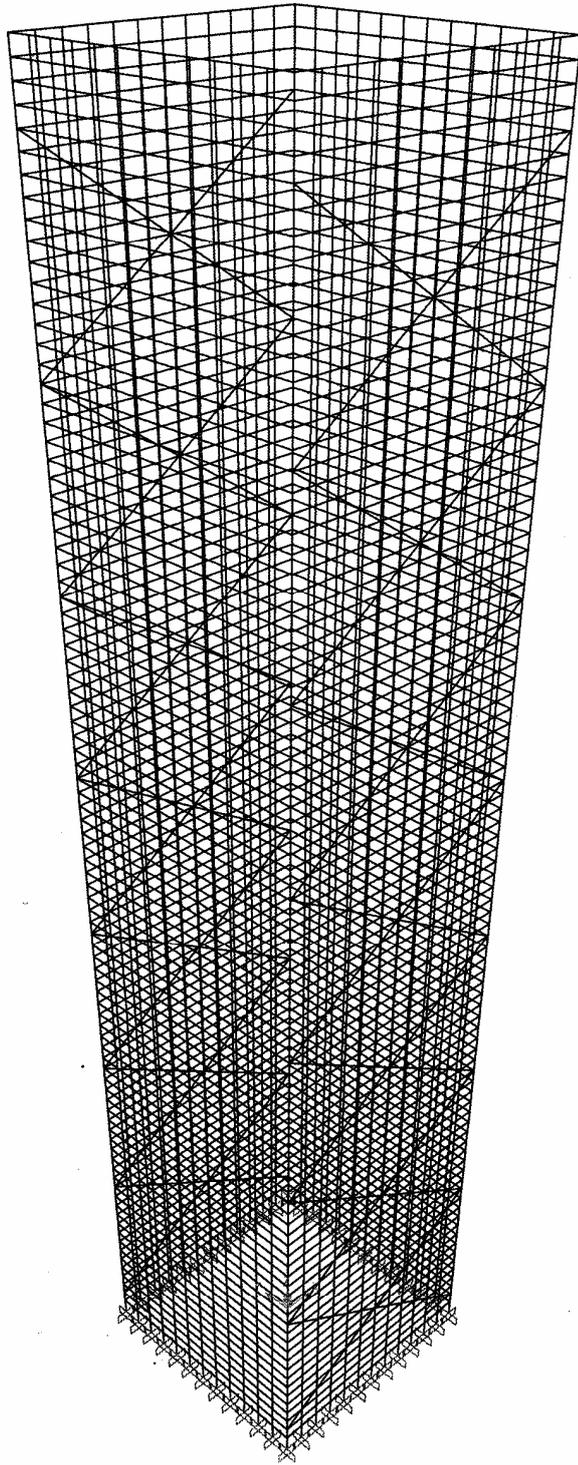


圖 5-74. SAP2000 腹板端框架加斜撐型框筒結構分析模型示意圖

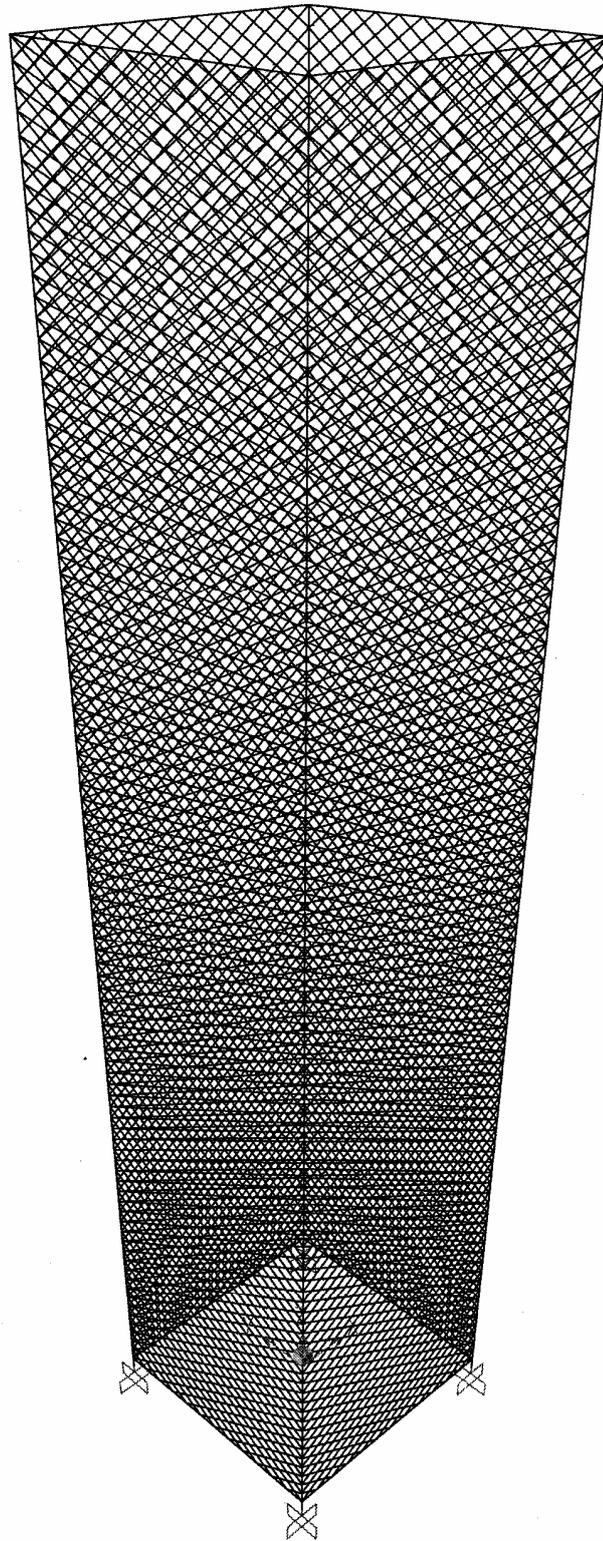


圖 5-75. SAP2000 方形斜撐型框筒結構分析模型示意圖

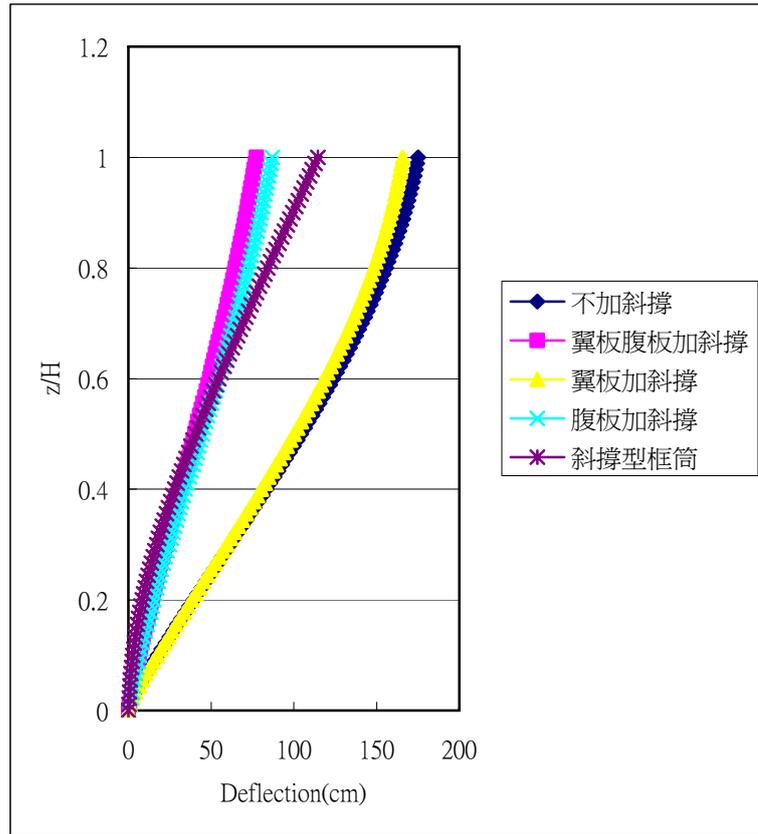


圖 5-76. 90F 梁斷面為 1mx0.5m 五種模型之水平側向位移比較圖

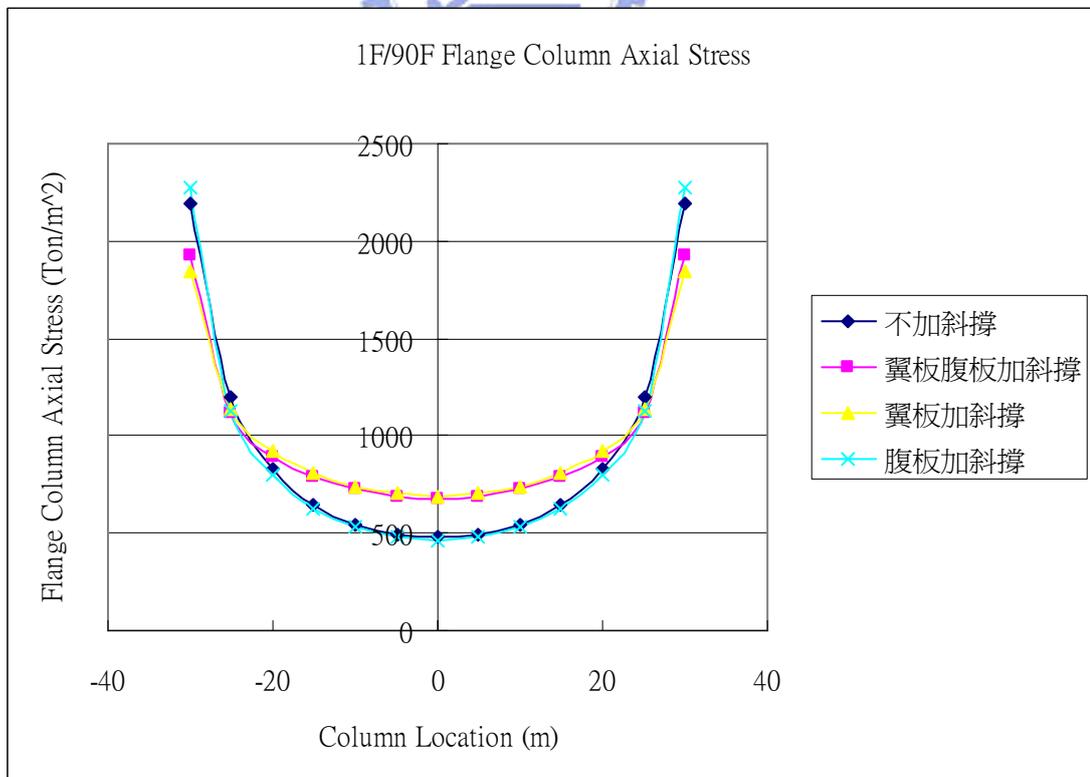


圖 5-77. 90F 梁斷面為 1mx0.5m 四種模型翼板端框架 1F 柱軸力分佈圖

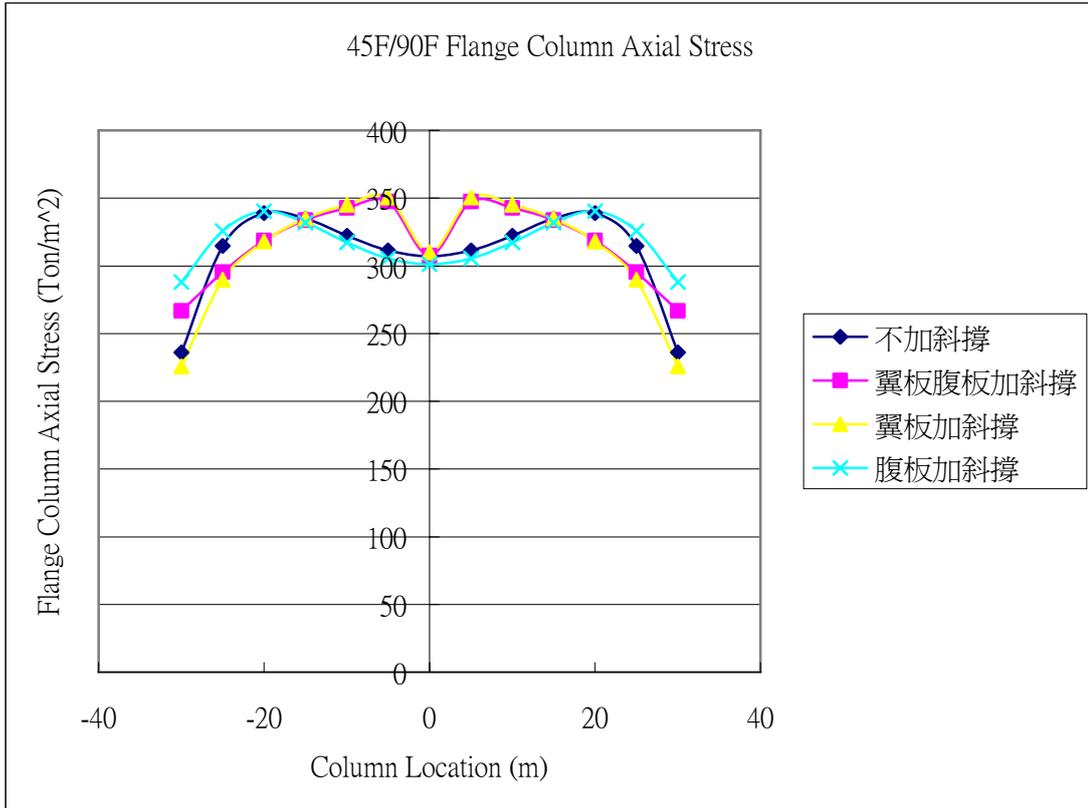


圖 5-78. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 四種模型翼板端框架 45F 柱軸力分佈圖

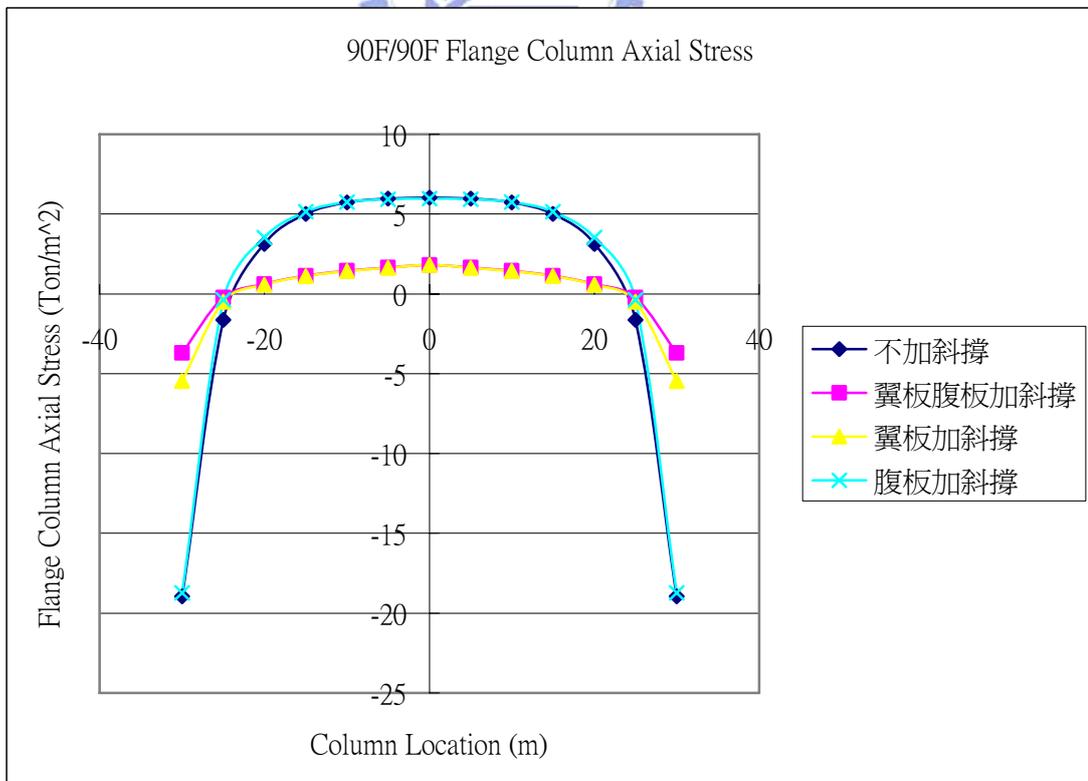


圖 5-79. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 四種模型翼板端框架 90F 柱軸力分佈圖

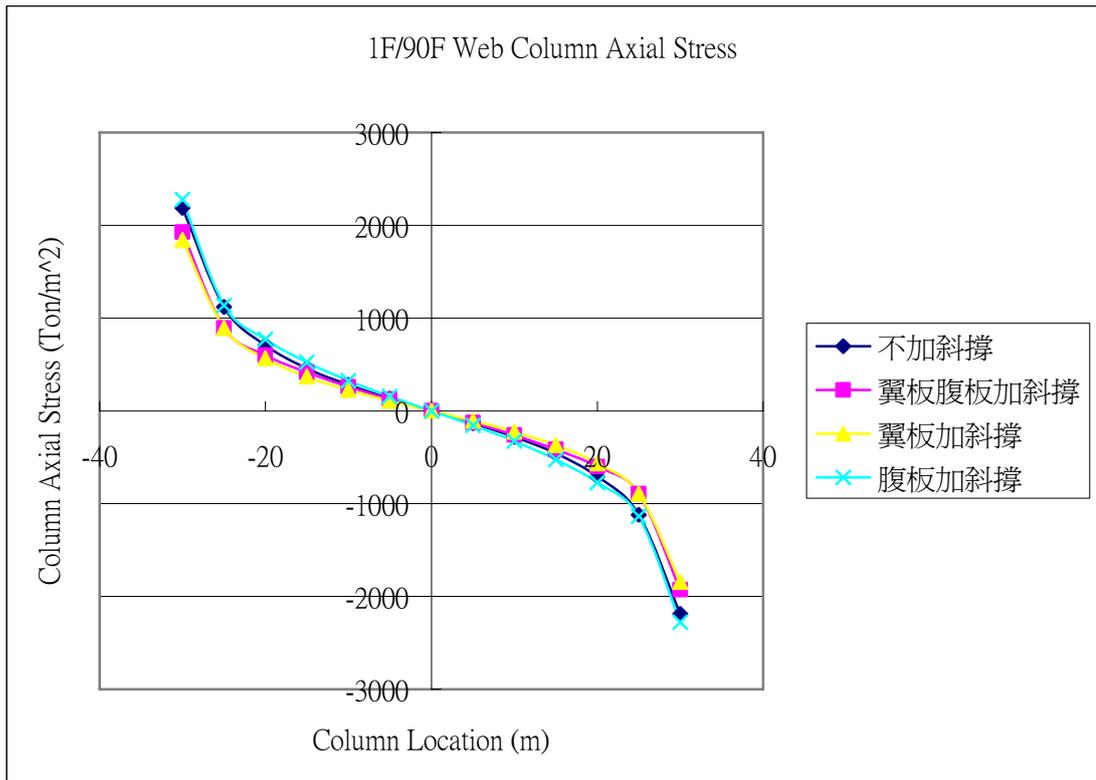


圖 5-80. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 四種模型腹板端框架 1F 柱軸力分佈圖

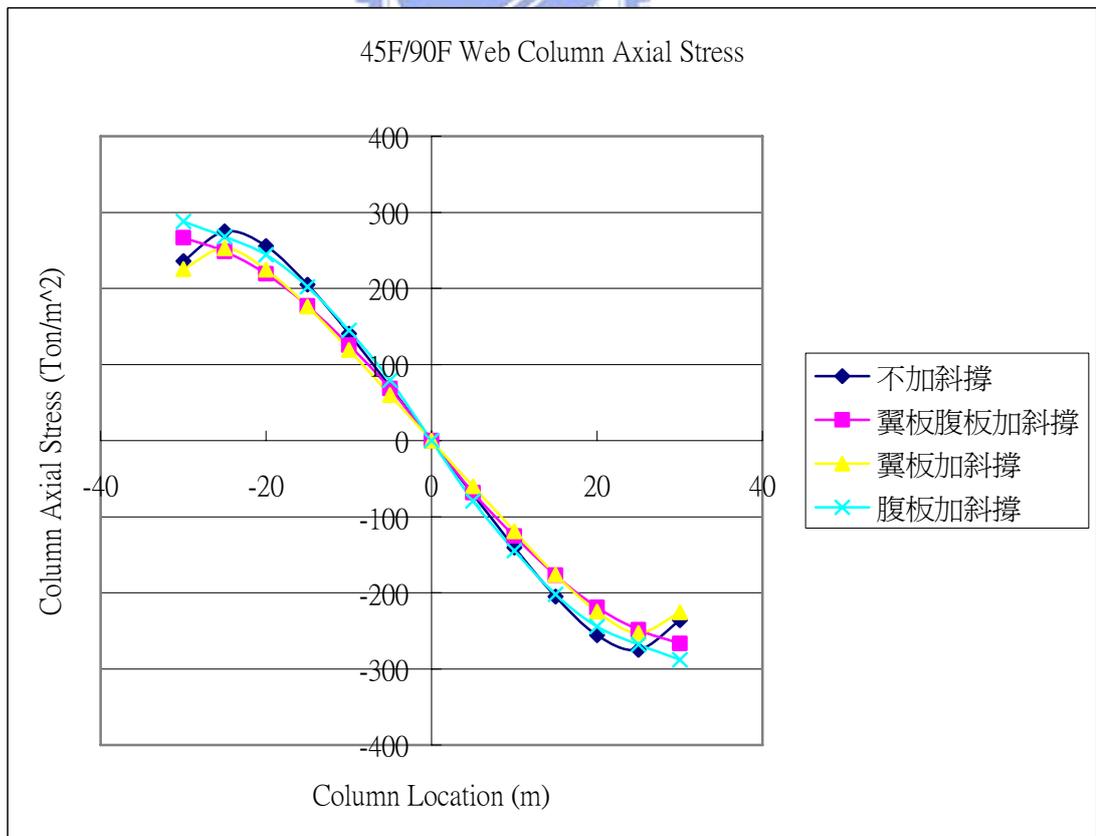


圖 5-81. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 四種模型腹板端框架 45F 柱軸力分佈圖

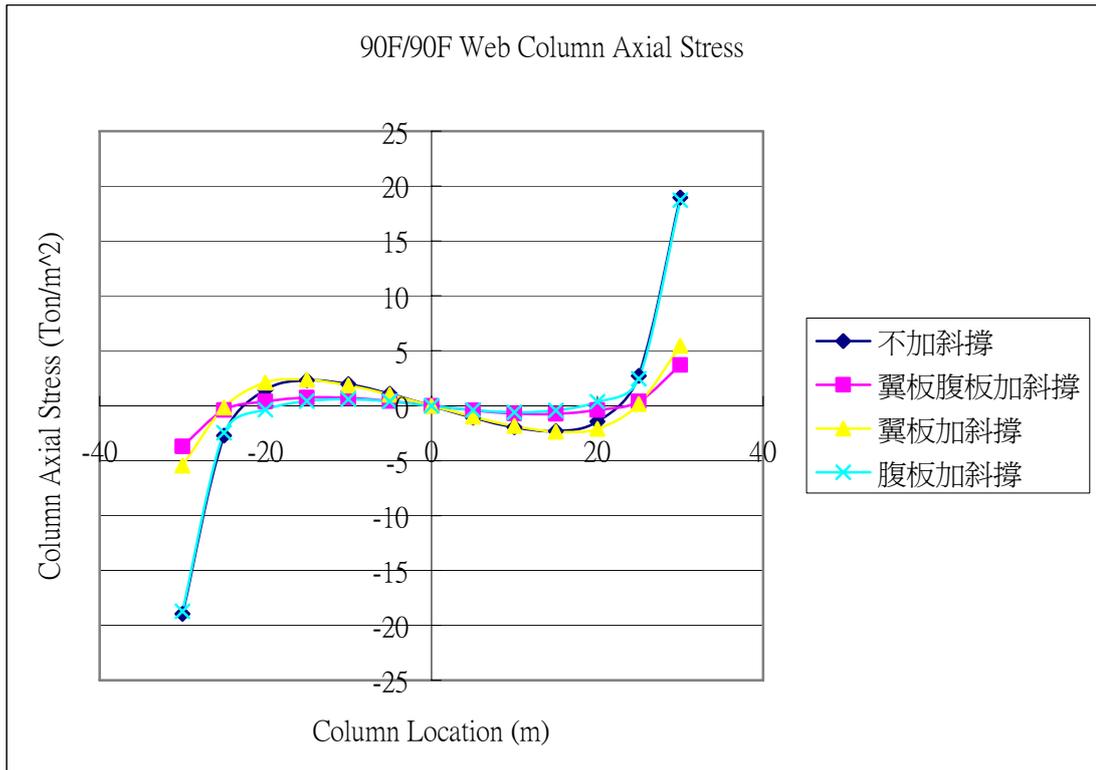


圖 5-82. 90F 梁斷面為 1m x 0.5m 四種模型腹板端框架 90F 柱軸力分佈圖



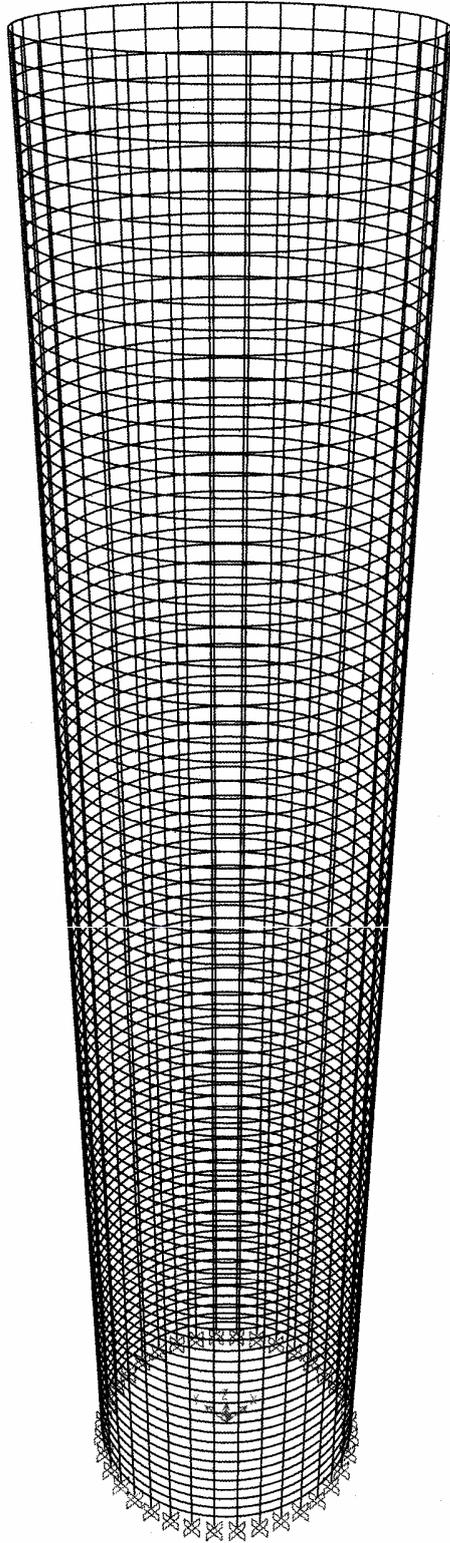


圖 5-83. SAP2000 圓形框筒結構分析模型示意圖

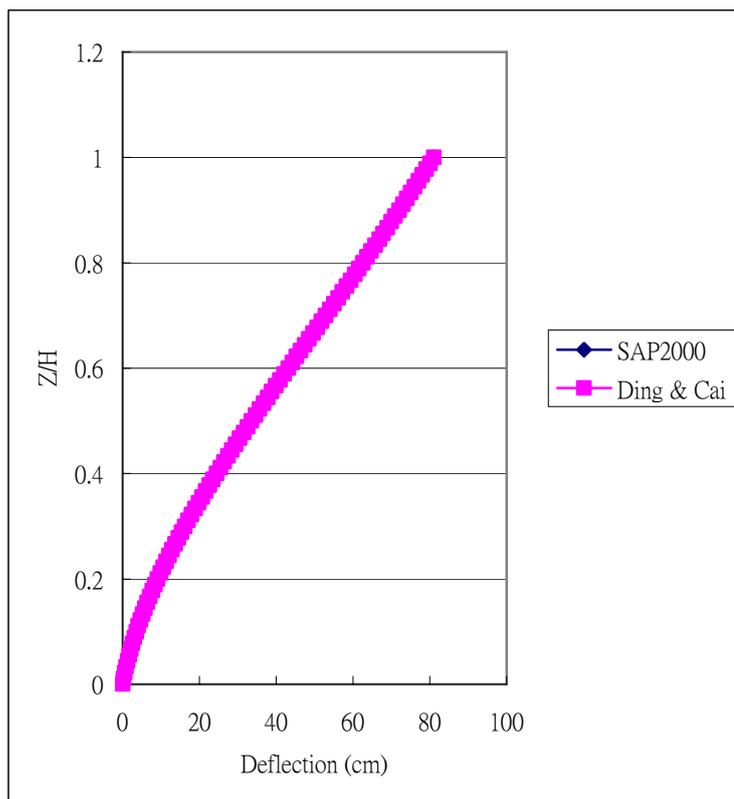


圖 5-84. 90F 曲梁斷面為 1m x 1.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖

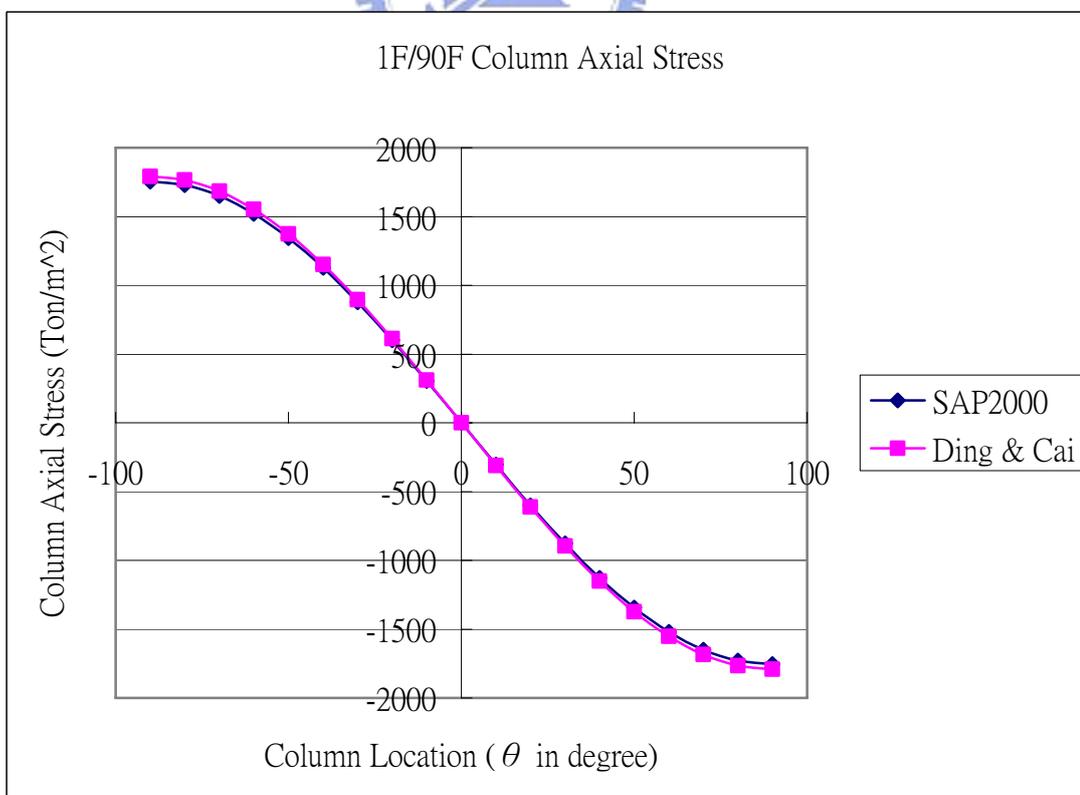


圖 5-85. 90F 曲梁斷面為 1m x 1.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖

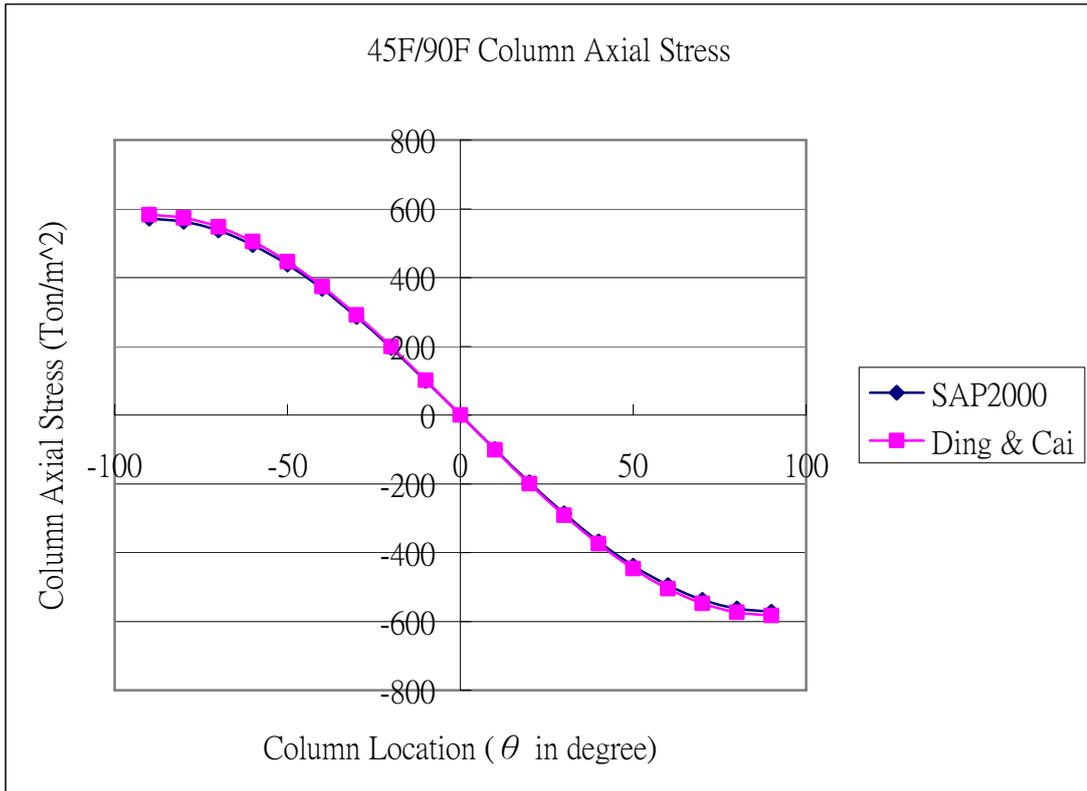


圖 5-86. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖

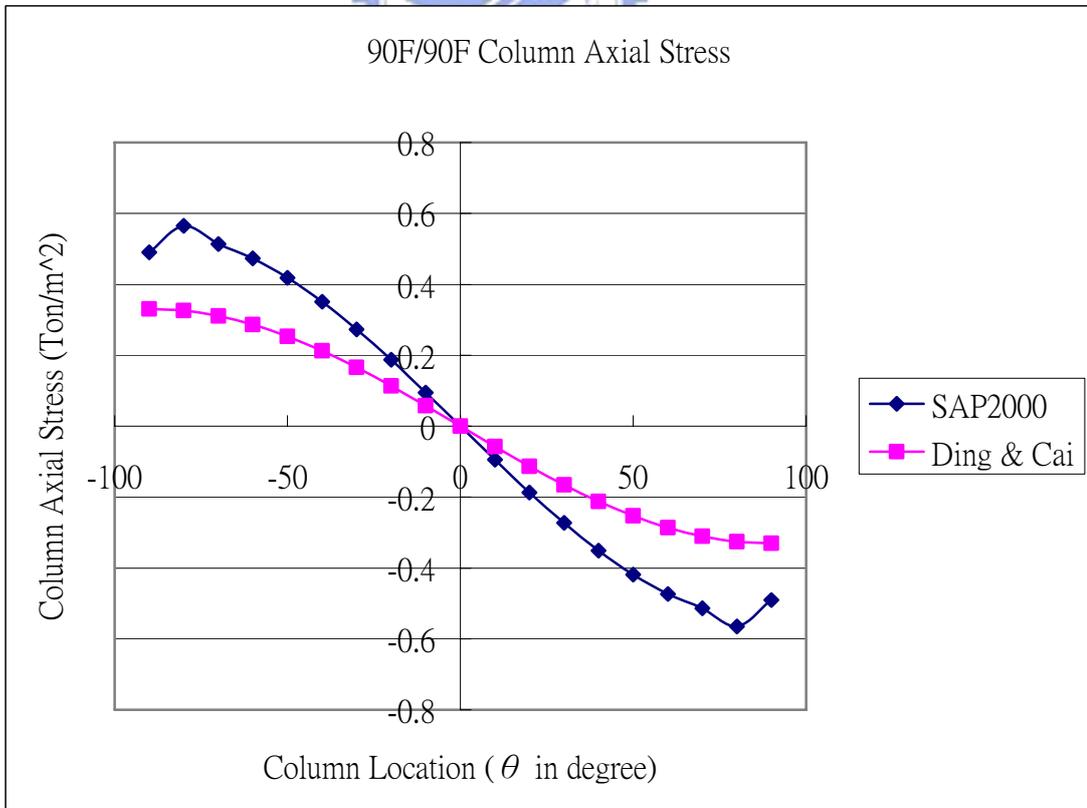


圖 5-87. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖

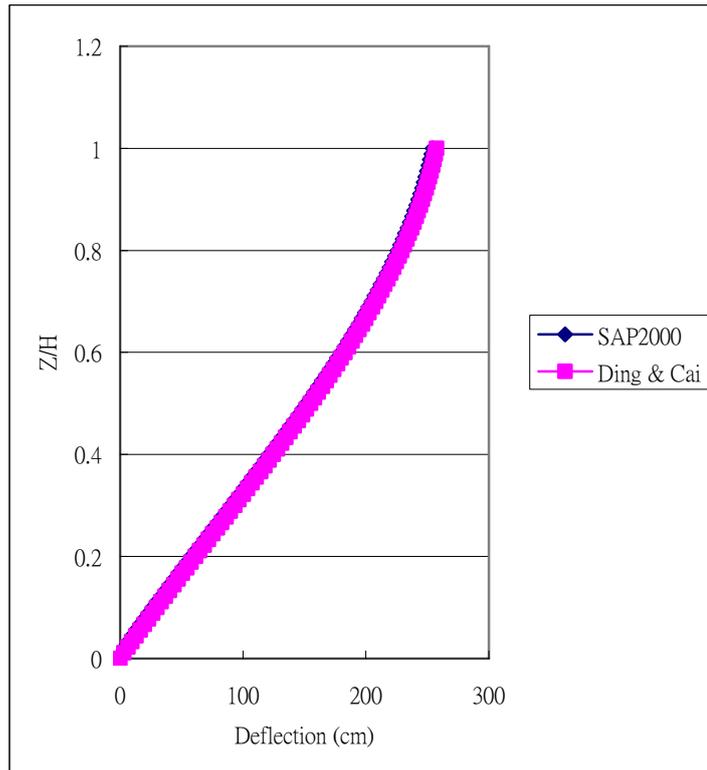


圖 5-88. 90F 曲梁斷面為 1m x 0.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖

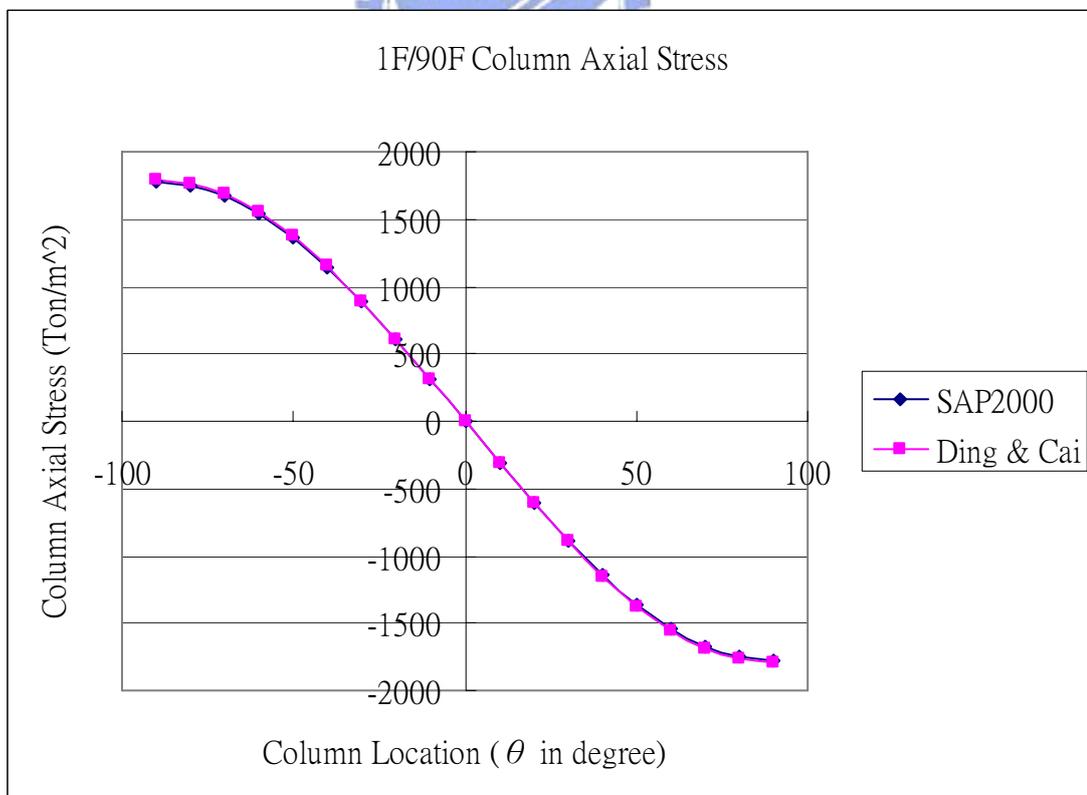


圖 5-89. 90F 曲梁斷面為 1m x 0.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖

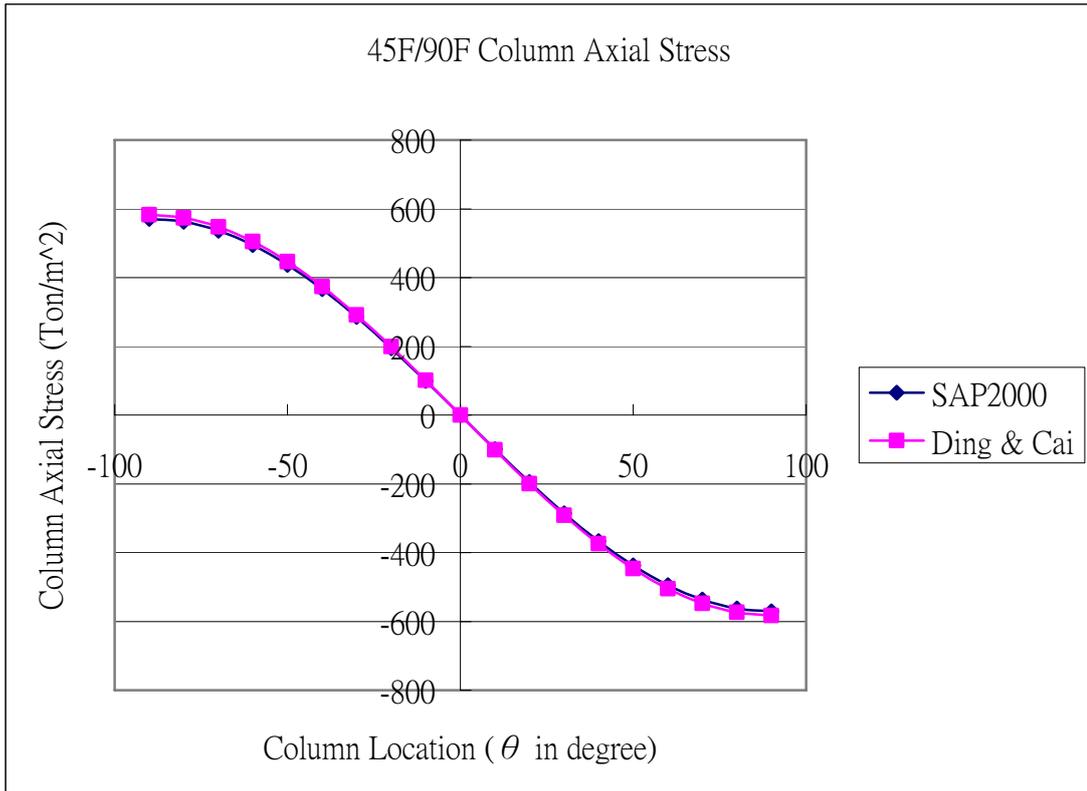


圖 5-90. 90F 曲梁斷面為 1m x 0.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖

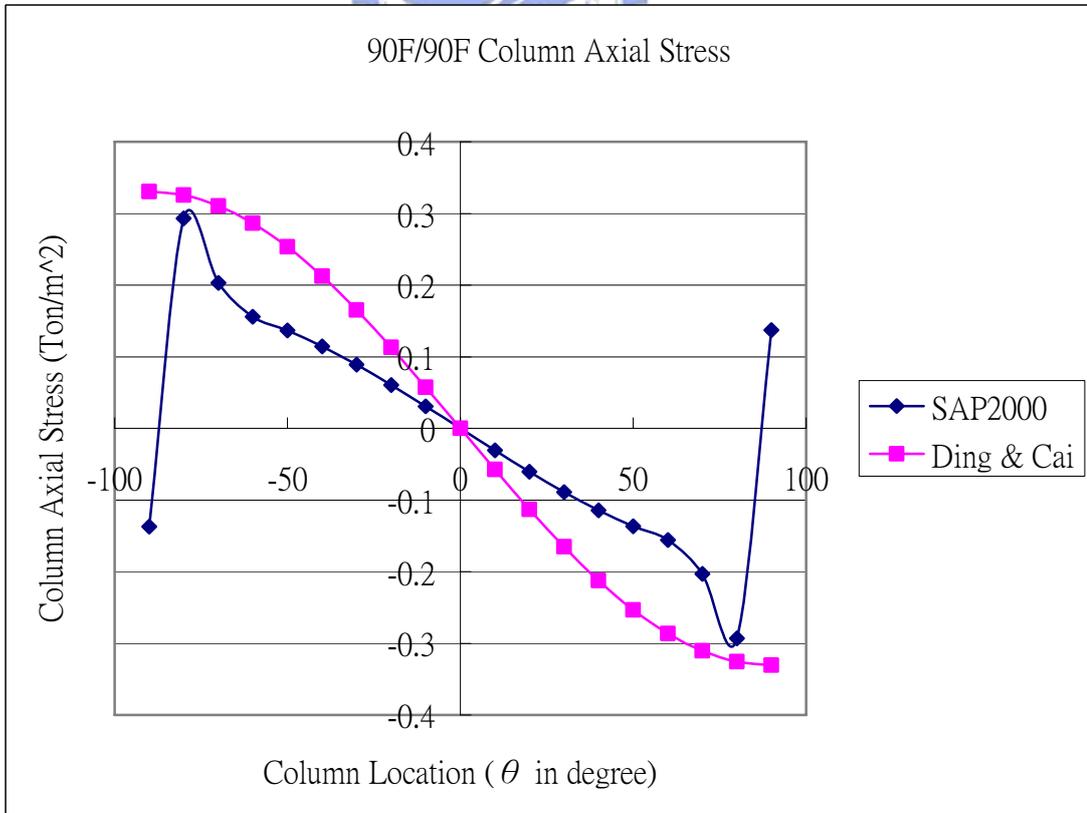


圖 5-91. 90F 曲梁斷面為 1m x 0.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖

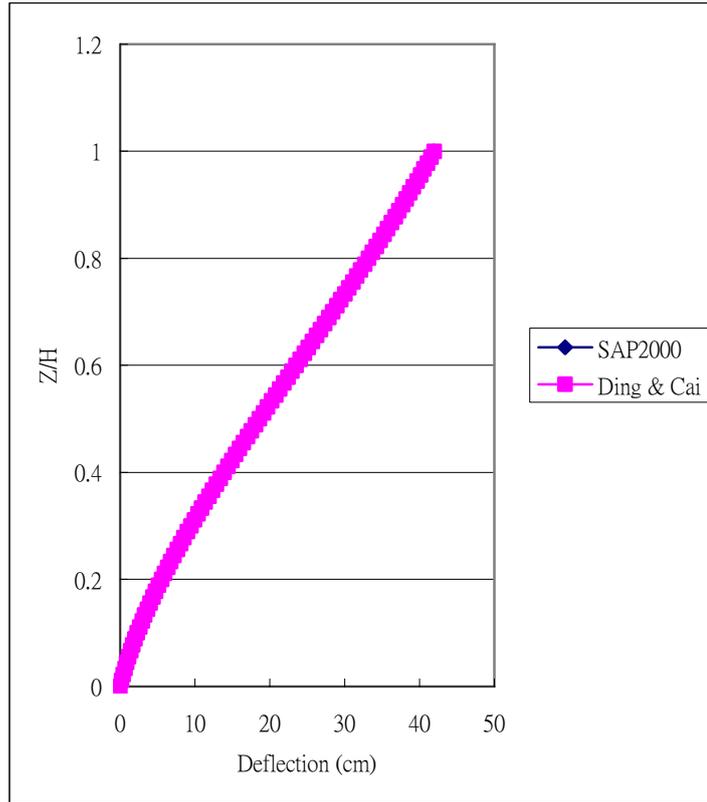


圖 5-92. 90F 曲梁斷面為 1m x 1.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖

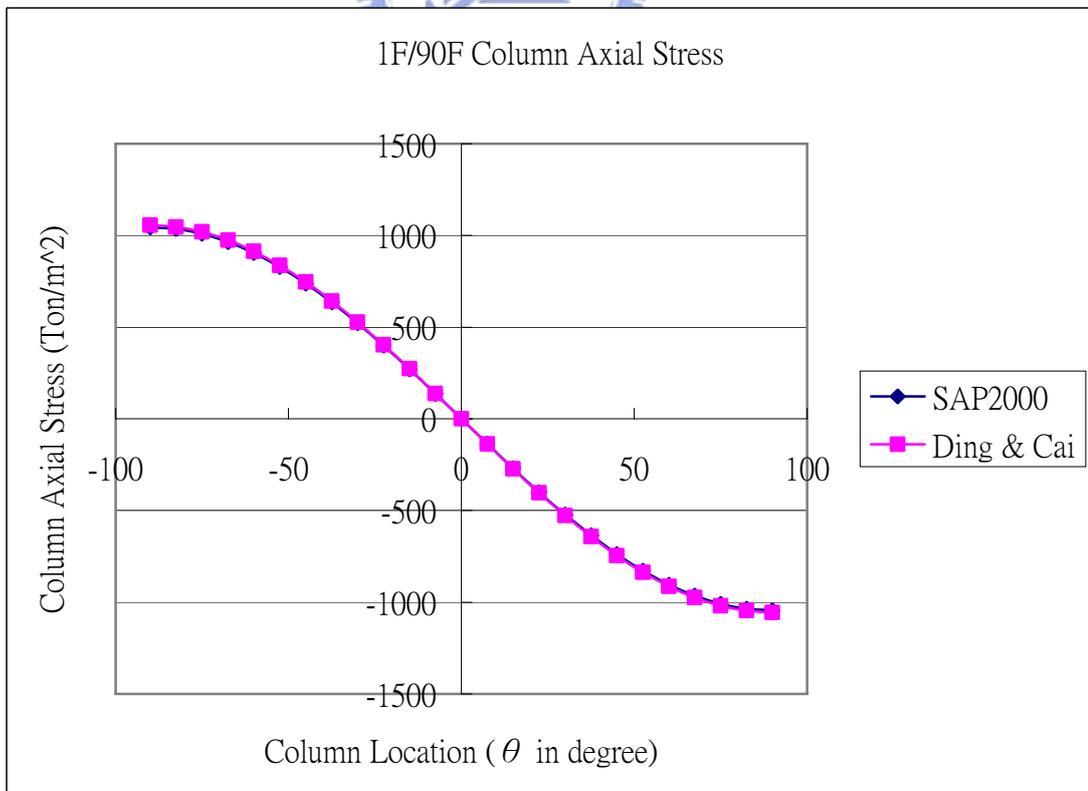


圖 5-93. 90F 曲梁斷面為 1m x 1.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖

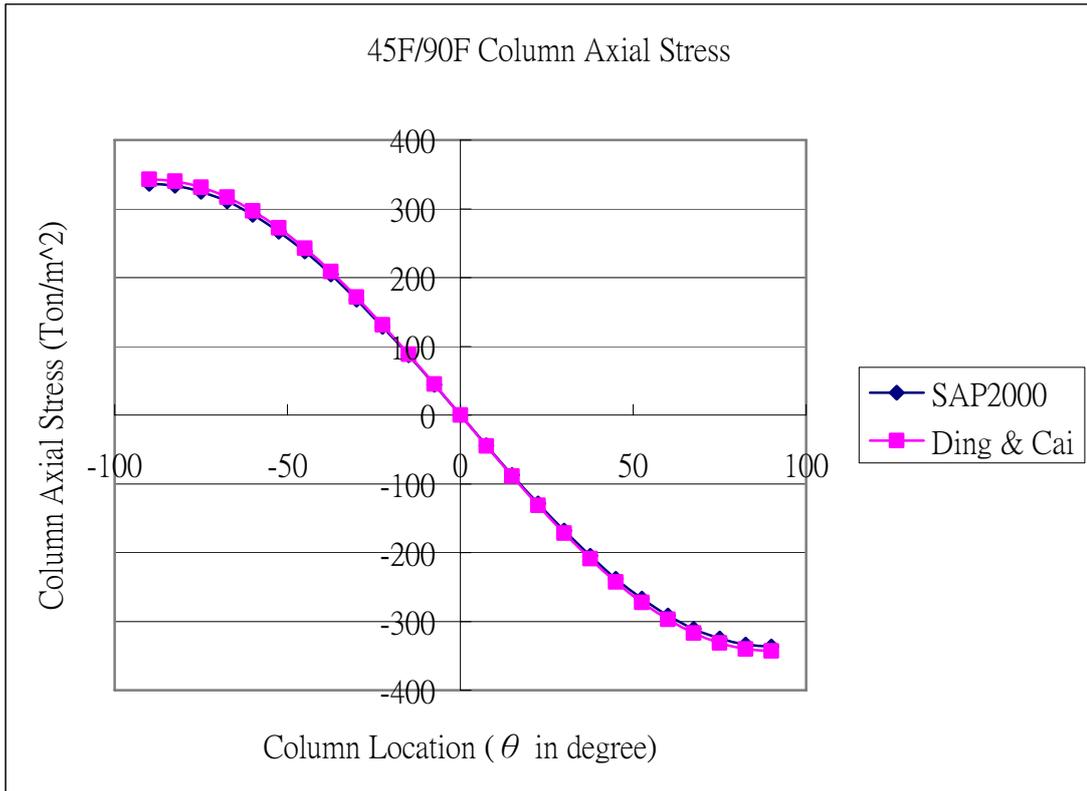


圖 5-94. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖

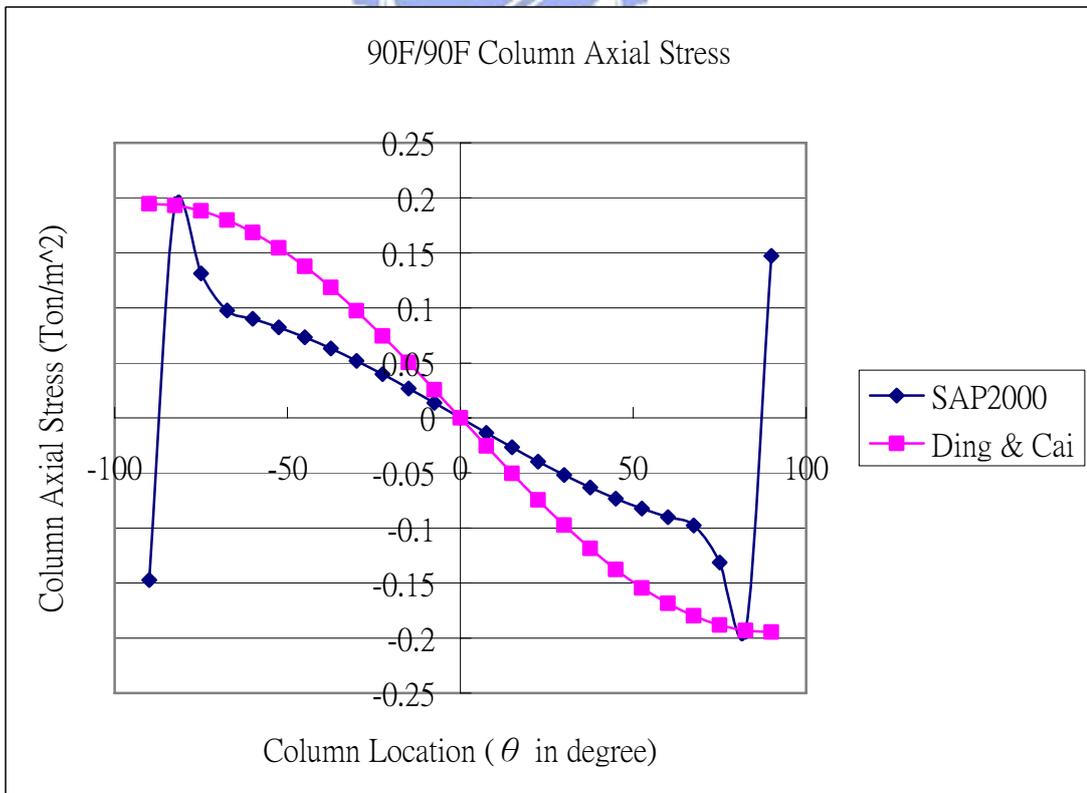


圖 5-95. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖

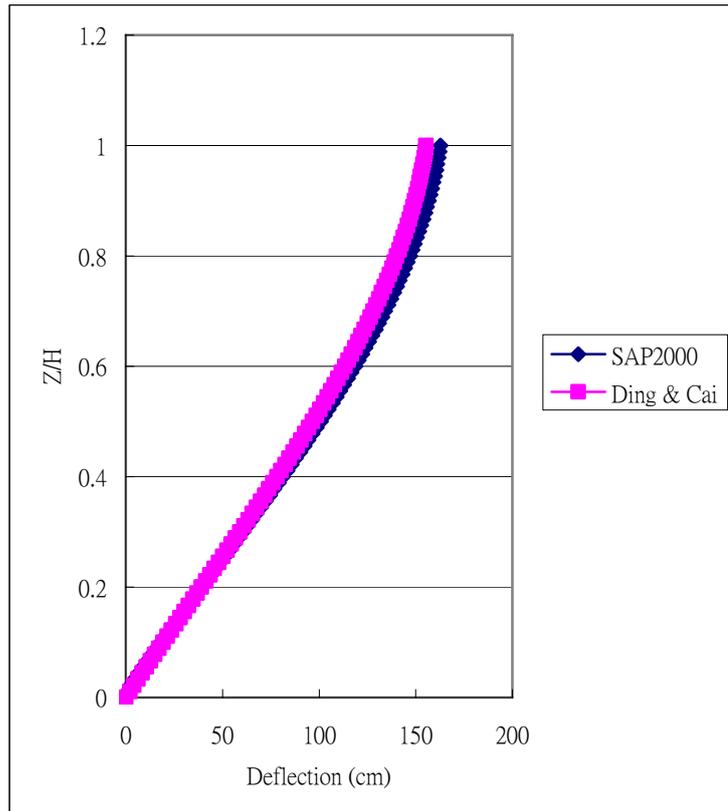


圖 5-96. 90F 曲梁斷面為 1m x 0.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖

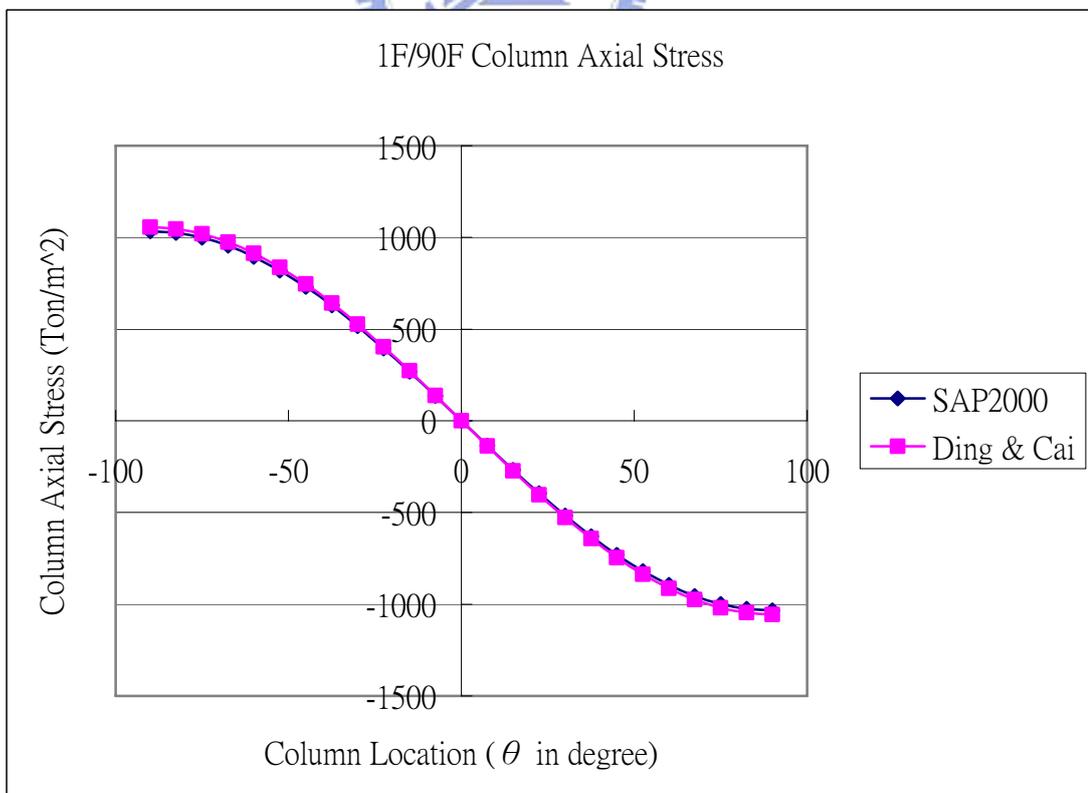


圖 5-97. 90F 曲梁斷面為 1m x 0.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖

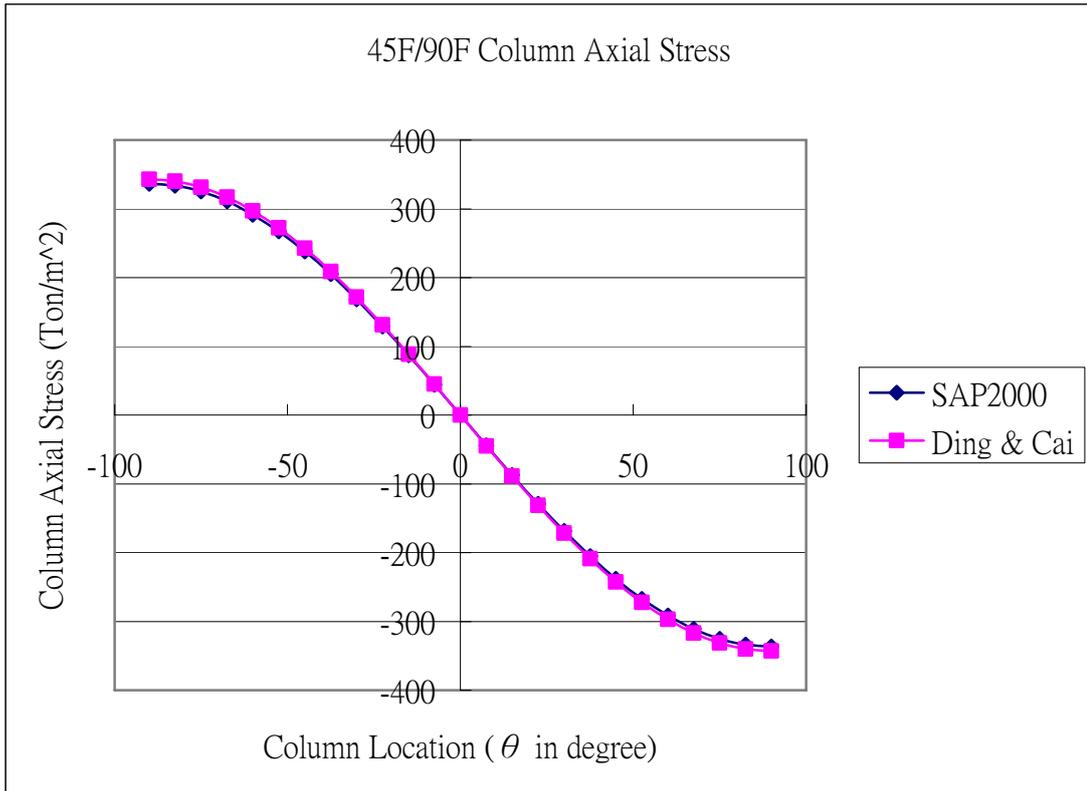


圖 5-98. 90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖

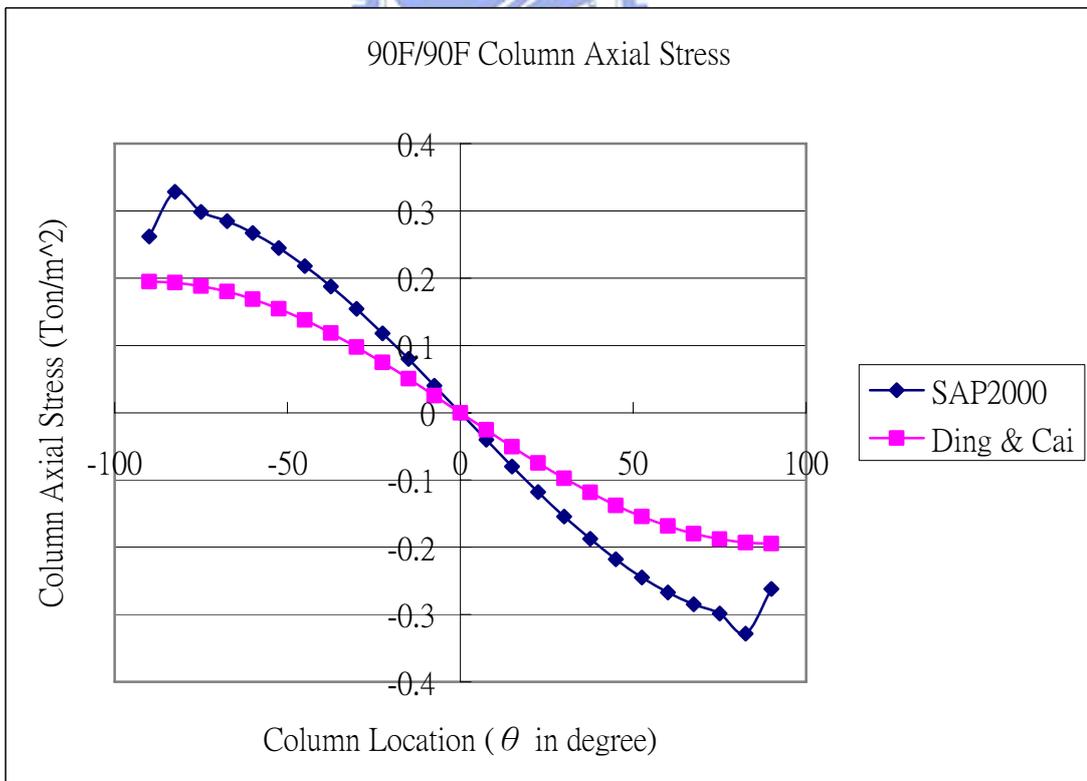


圖 5-99. 90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖

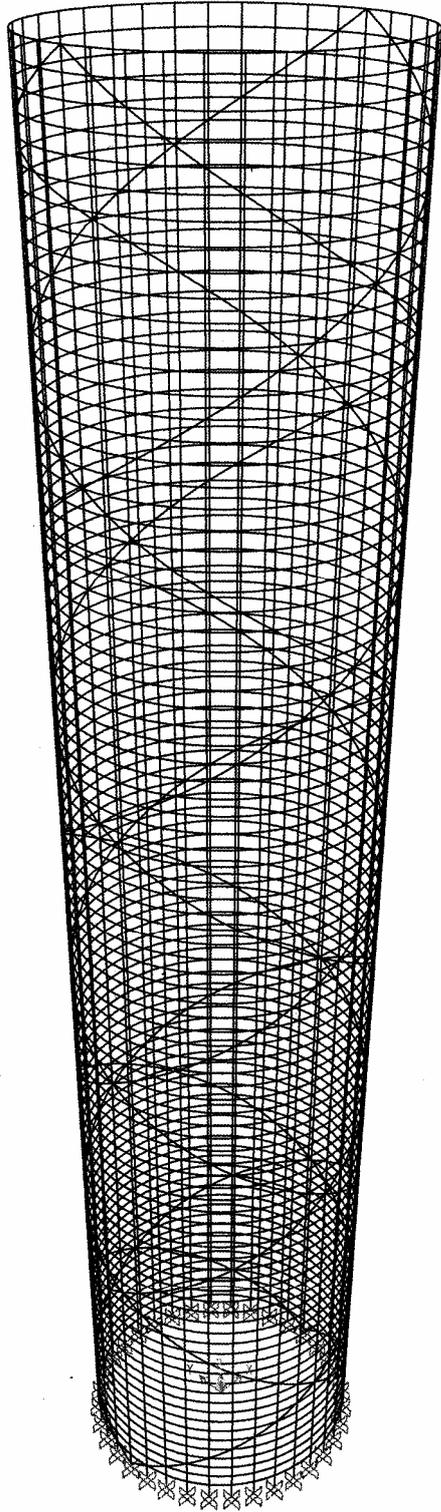


圖 5-100. SAP2000 圓形支撐型框筒結構分析模型示意圖

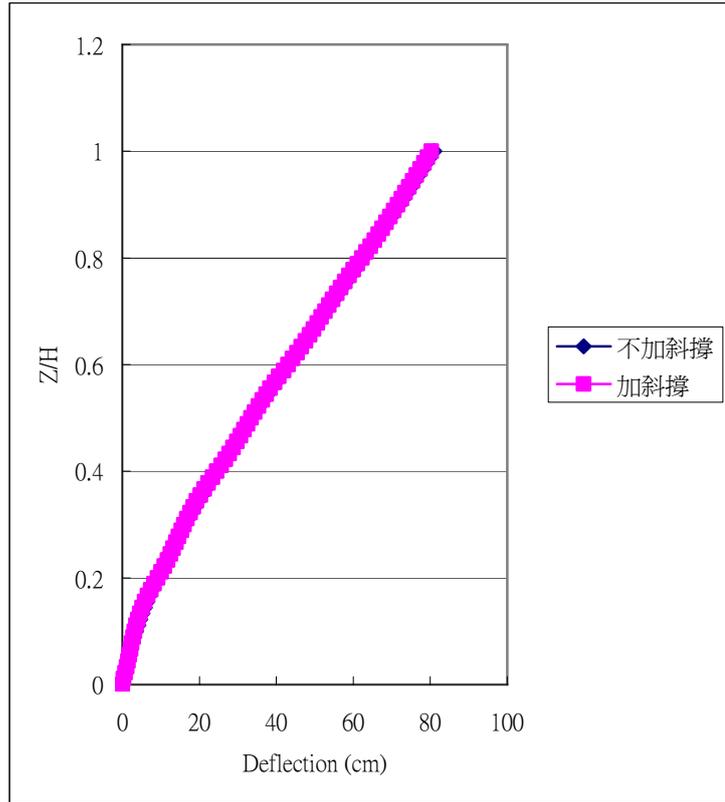


圖 5-101. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖

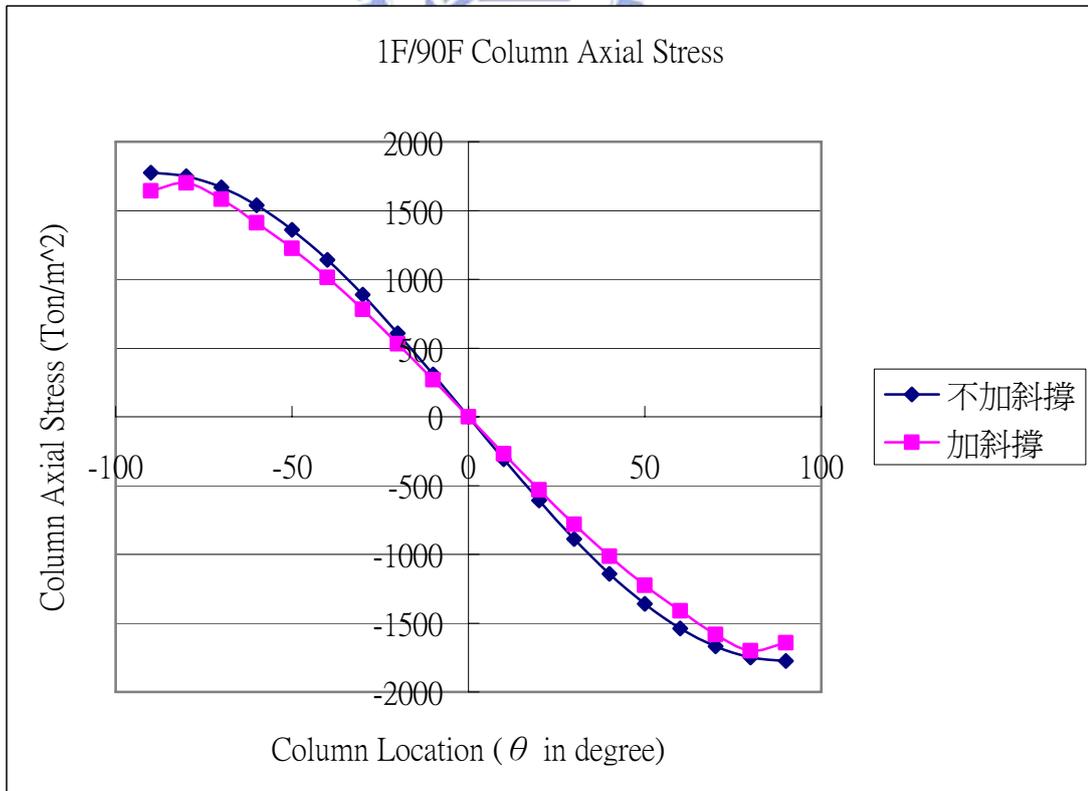


圖 5-102. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖

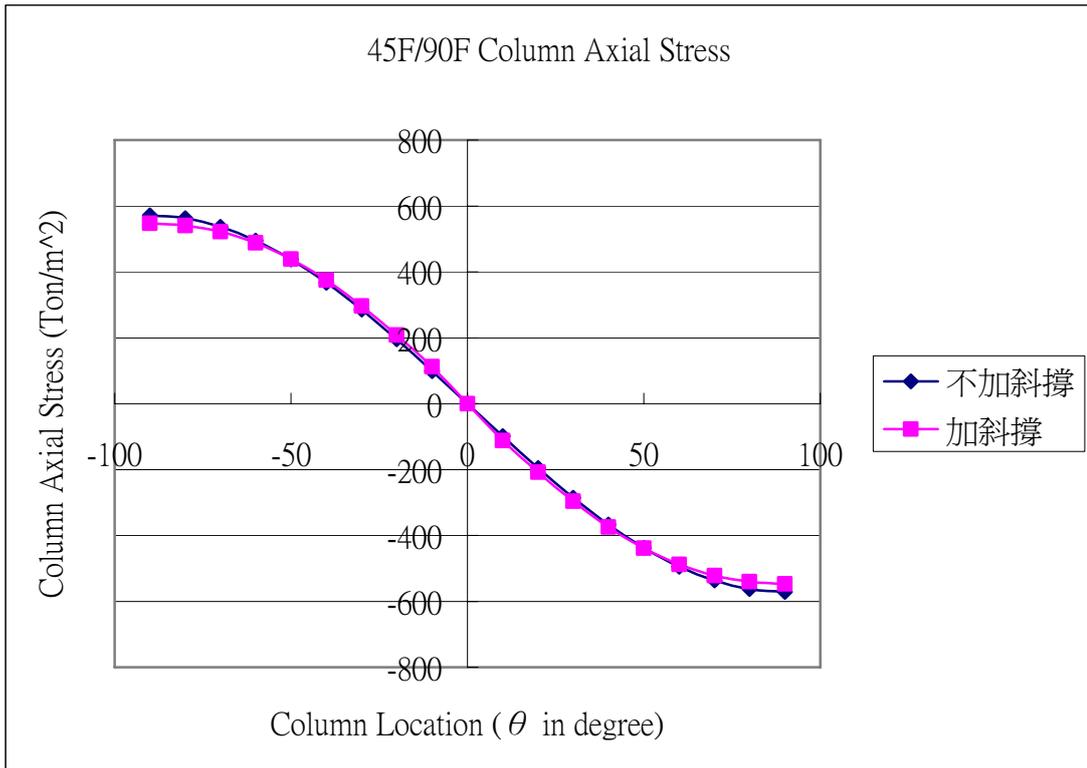


圖 5-103. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖

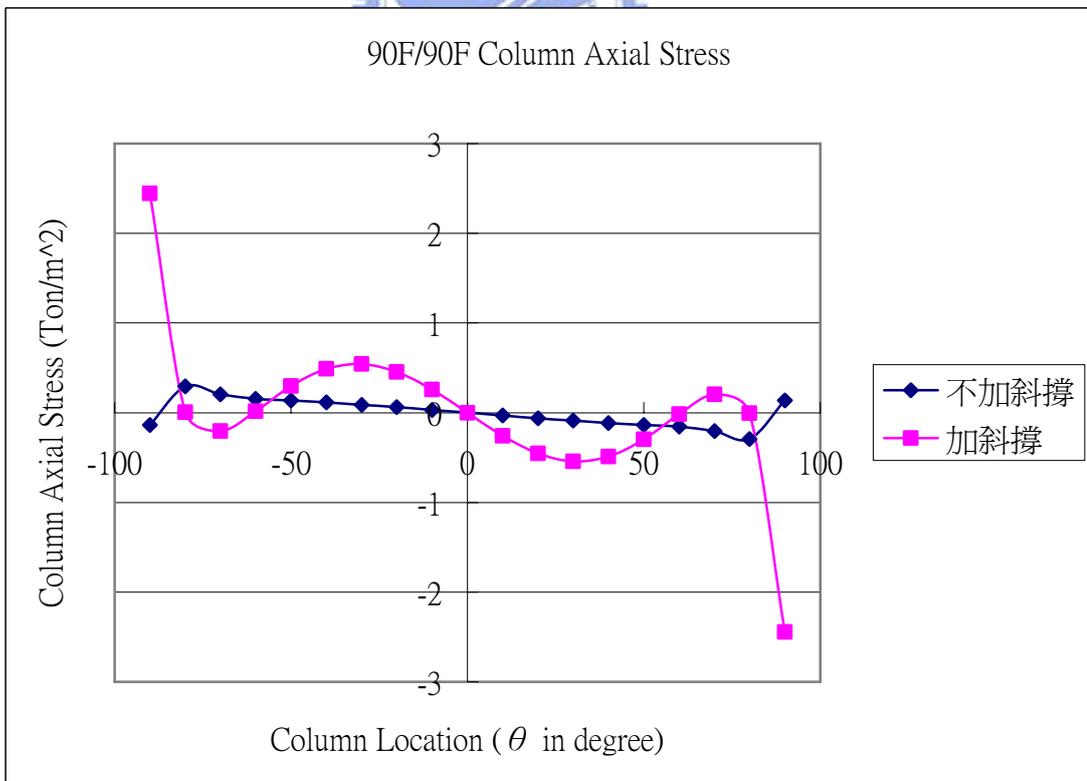


圖 5-104. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖

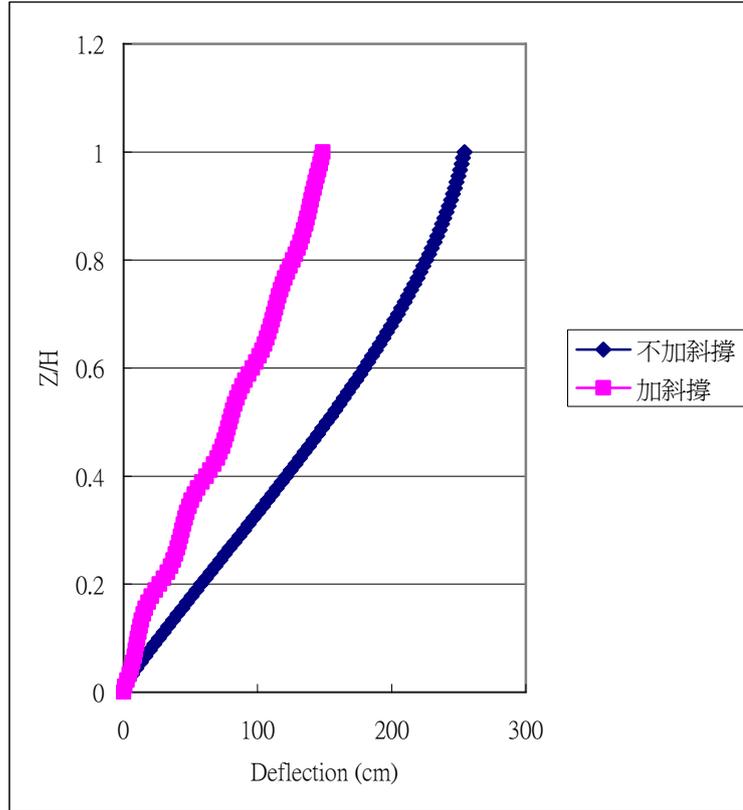


圖 5-105. 90F 曲梁斷面為 1m x 0.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖

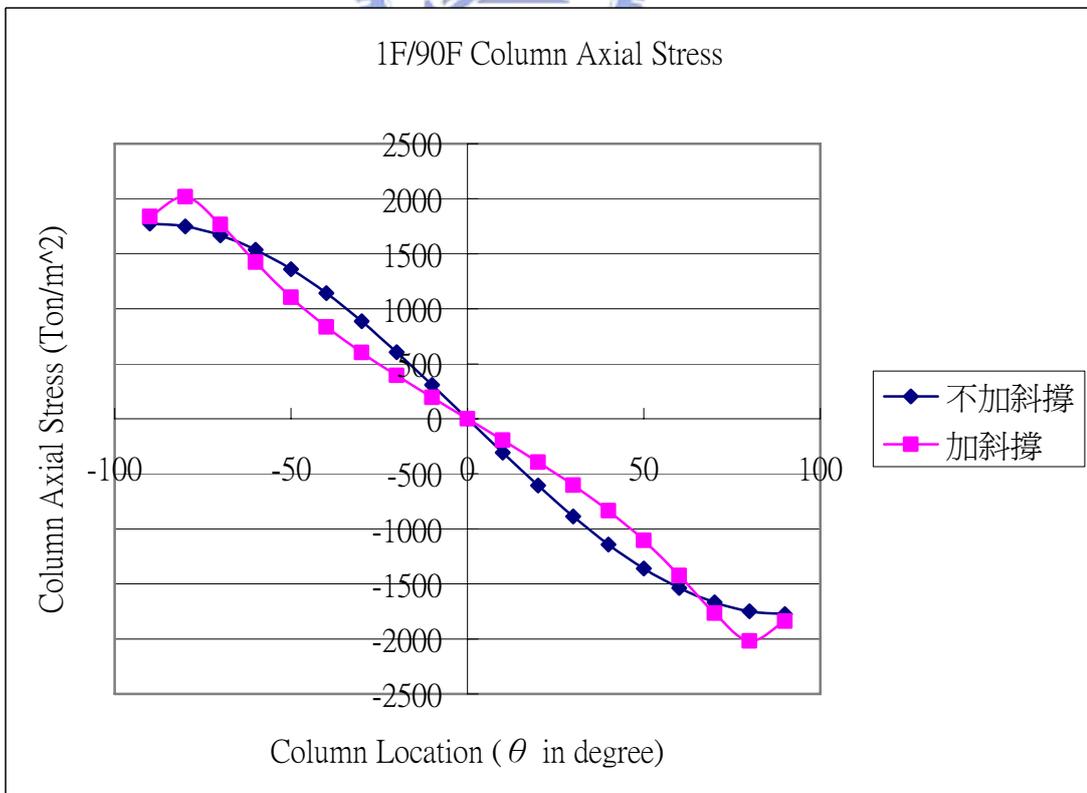


圖 5-106. 90F 曲梁斷面為 1m x 0.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖

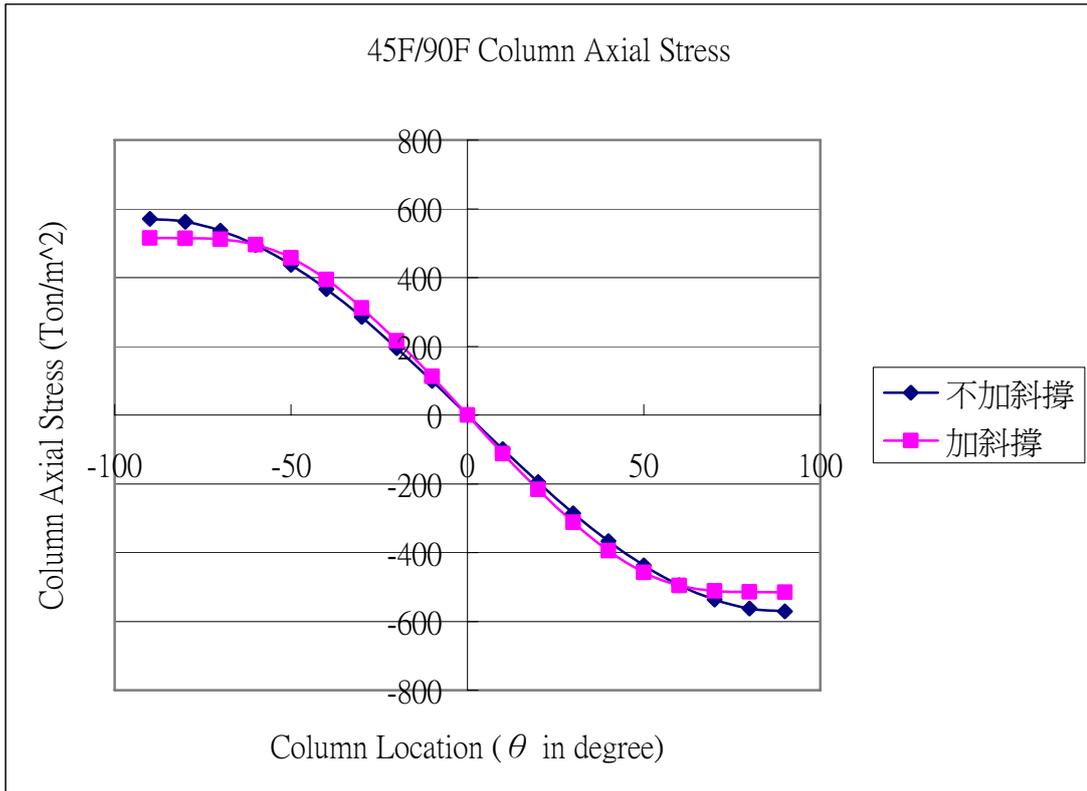


圖 5-107. 90F 曲梁斷面為 1m x 0.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖

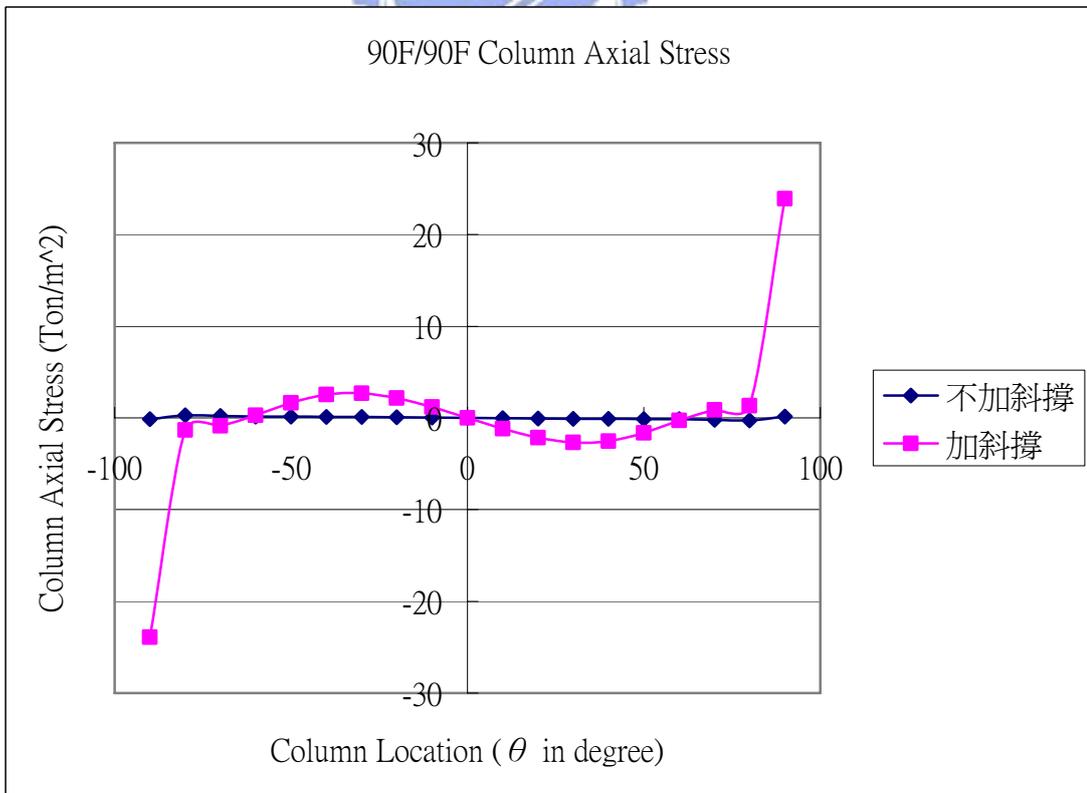


圖 5-108. 90F 曲梁斷面為 1m x 0.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖

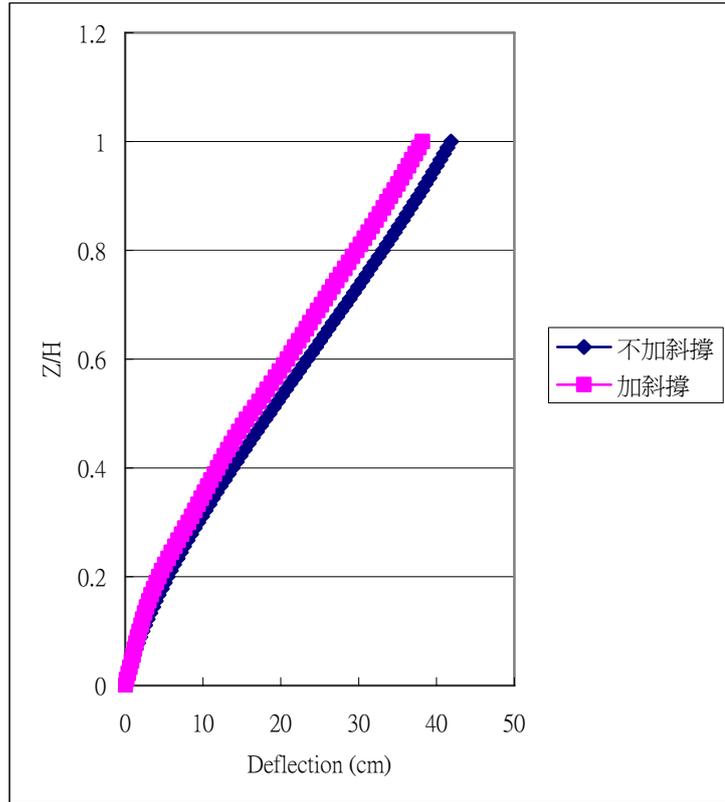


圖 5-109. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖

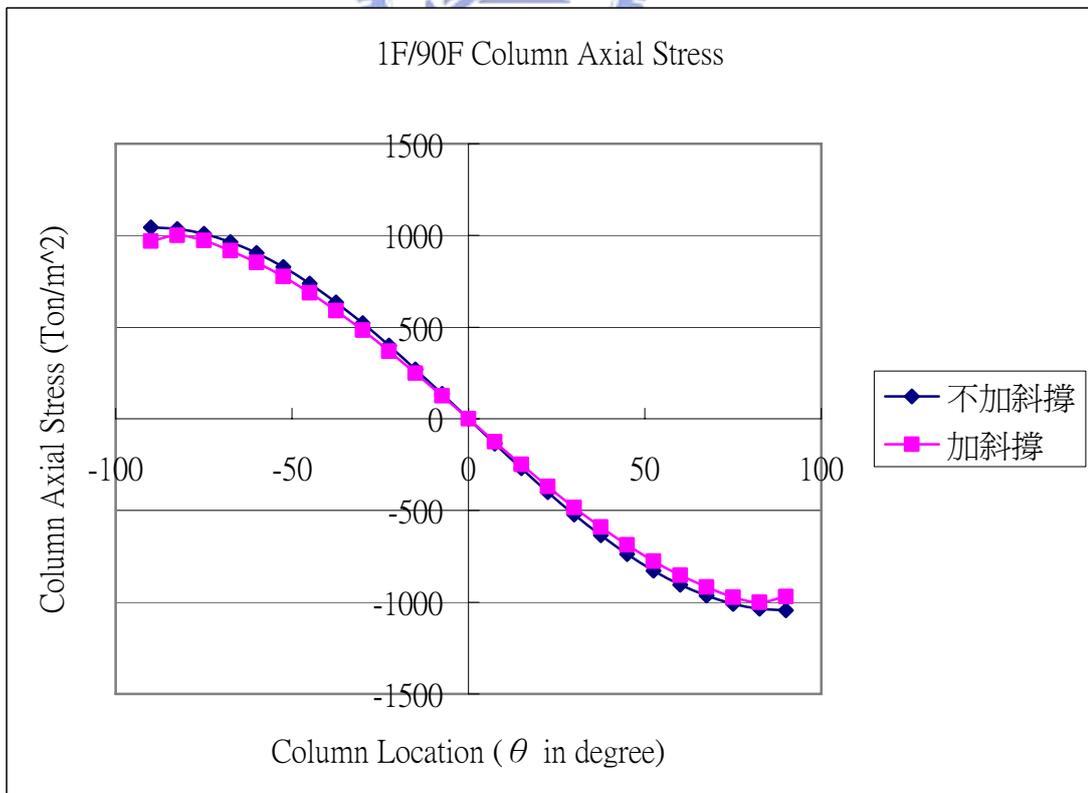


圖 5-110. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖

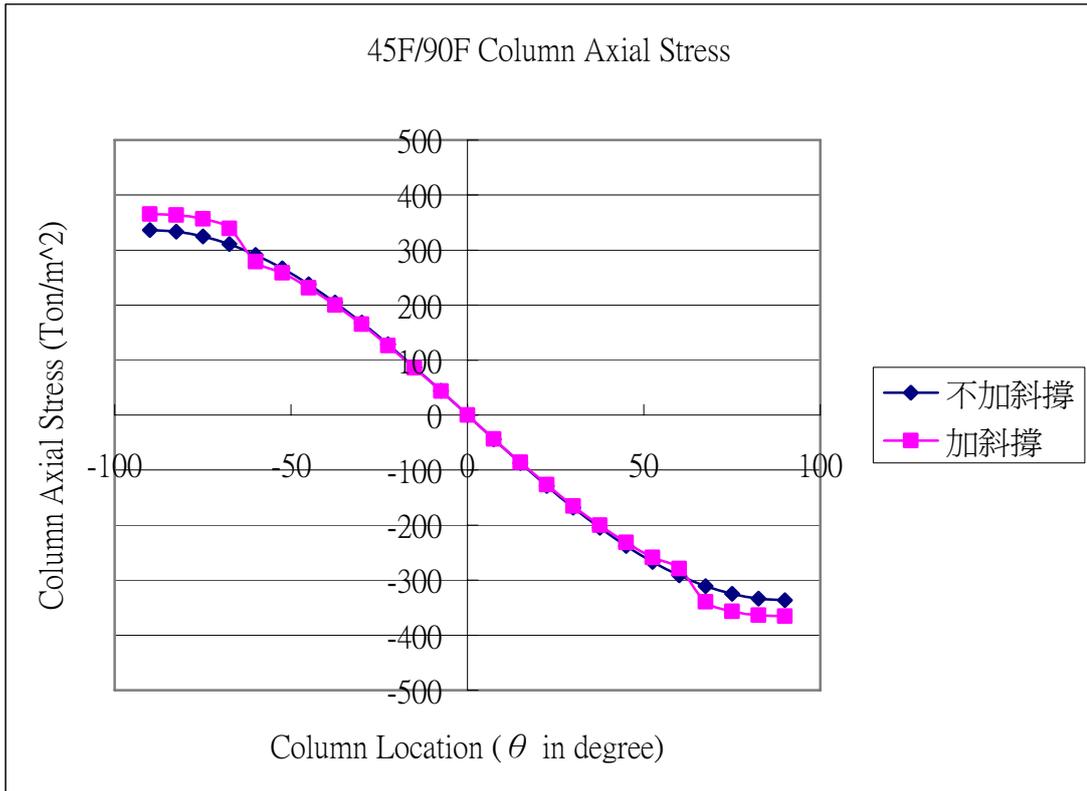


圖 5-111. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖

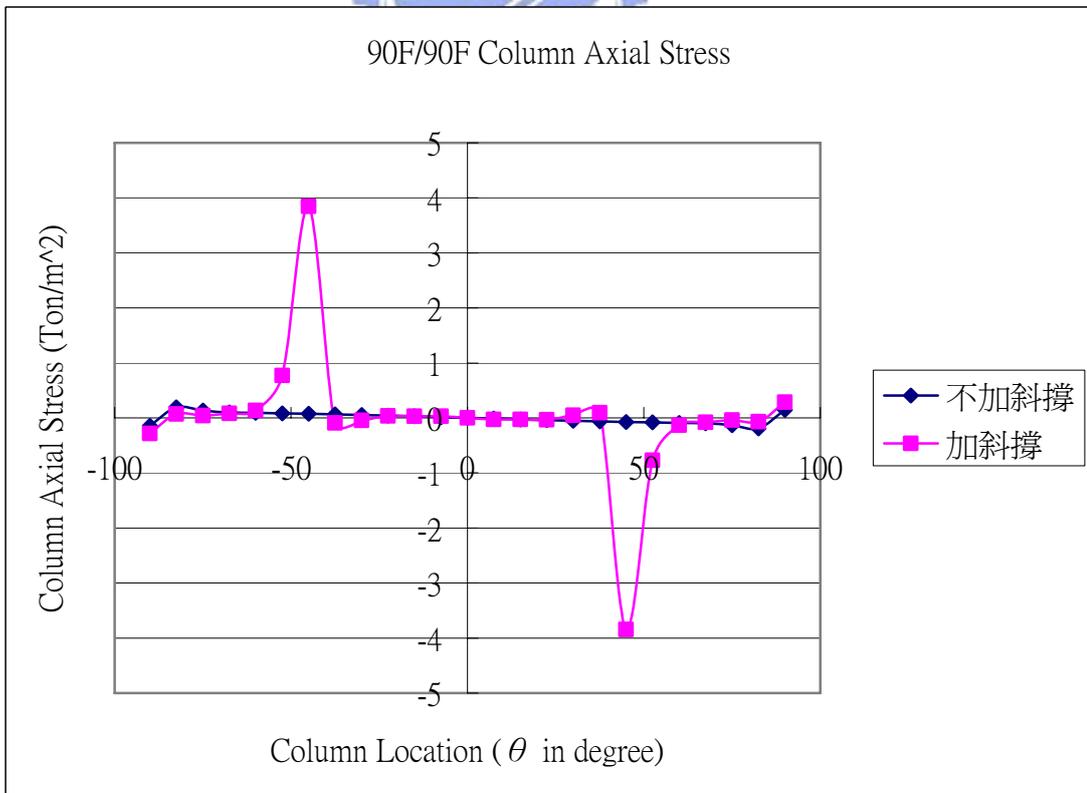


圖 5-112. 90F 曲梁斷面為 1mx1.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖

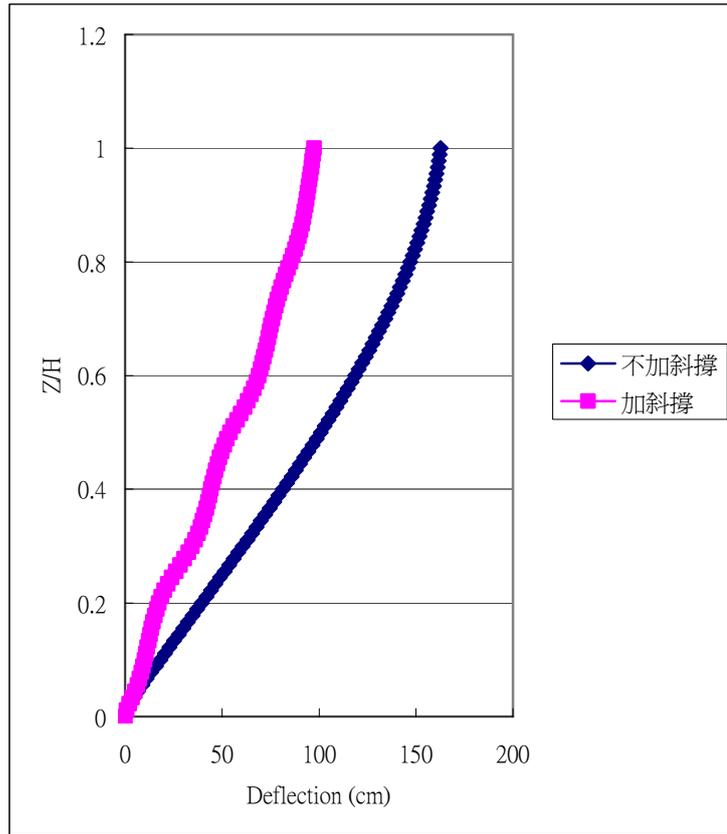


圖 5-113. 90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型之水平側向位移比較圖

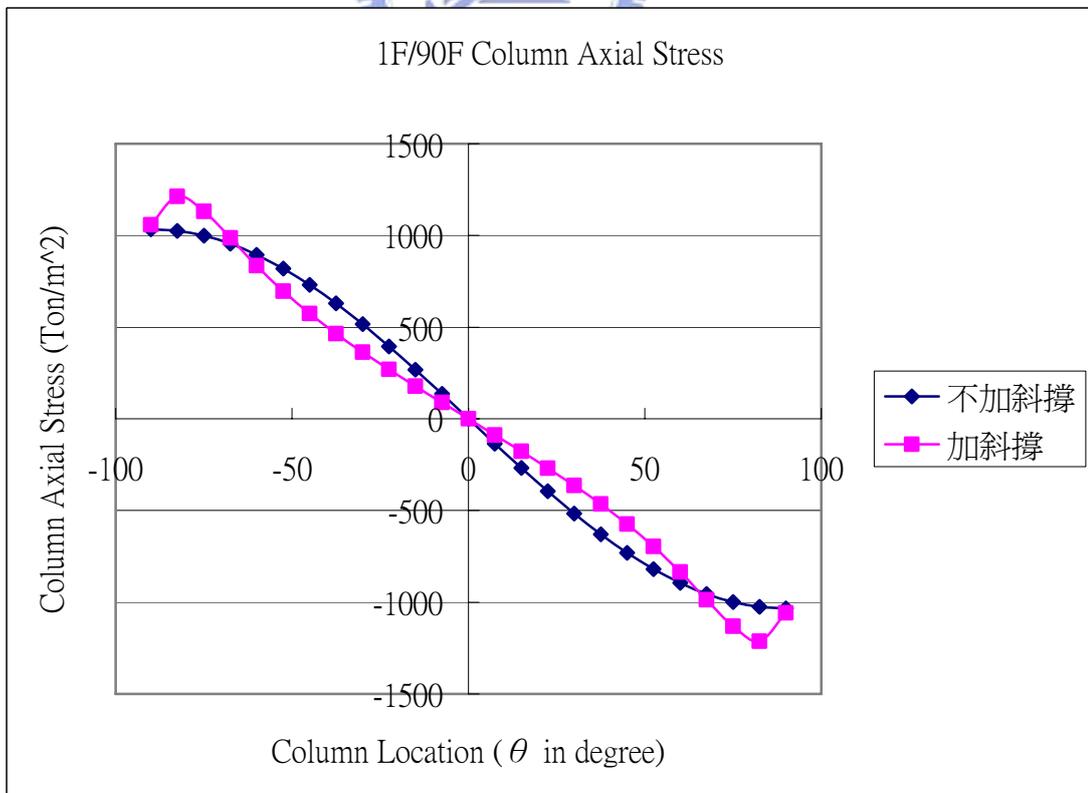


圖 5-114. 90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 1F 柱軸力分佈圖

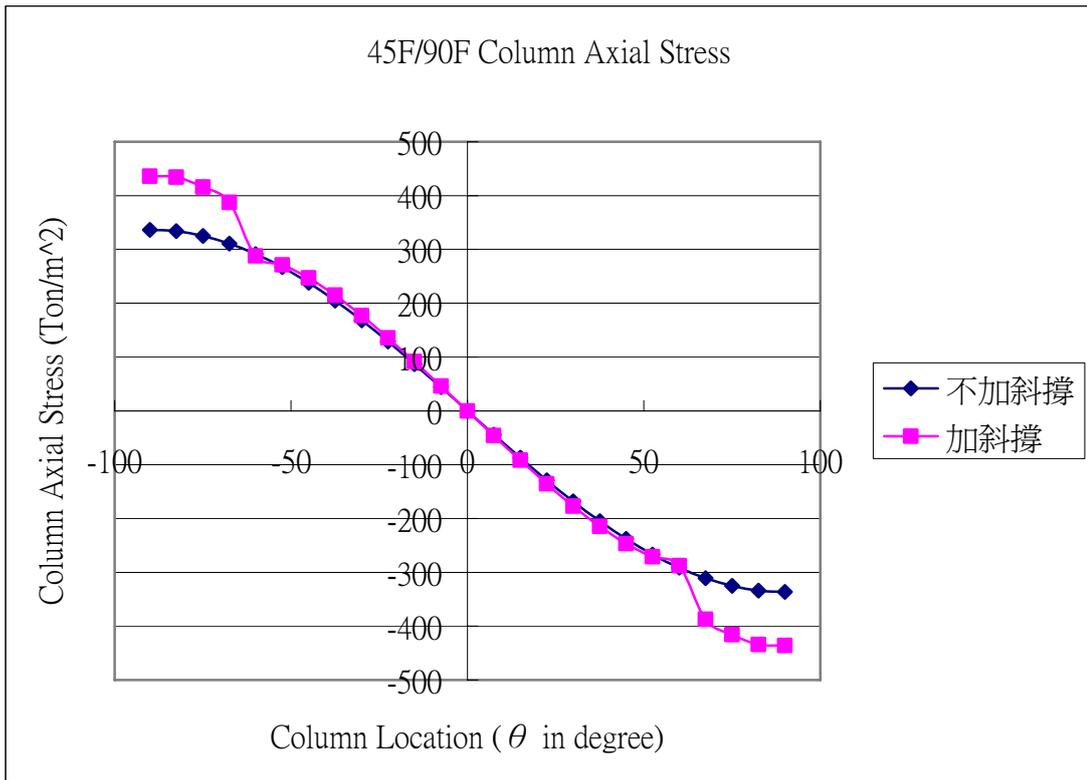


圖 5-115. 90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 45F 柱軸力分佈圖

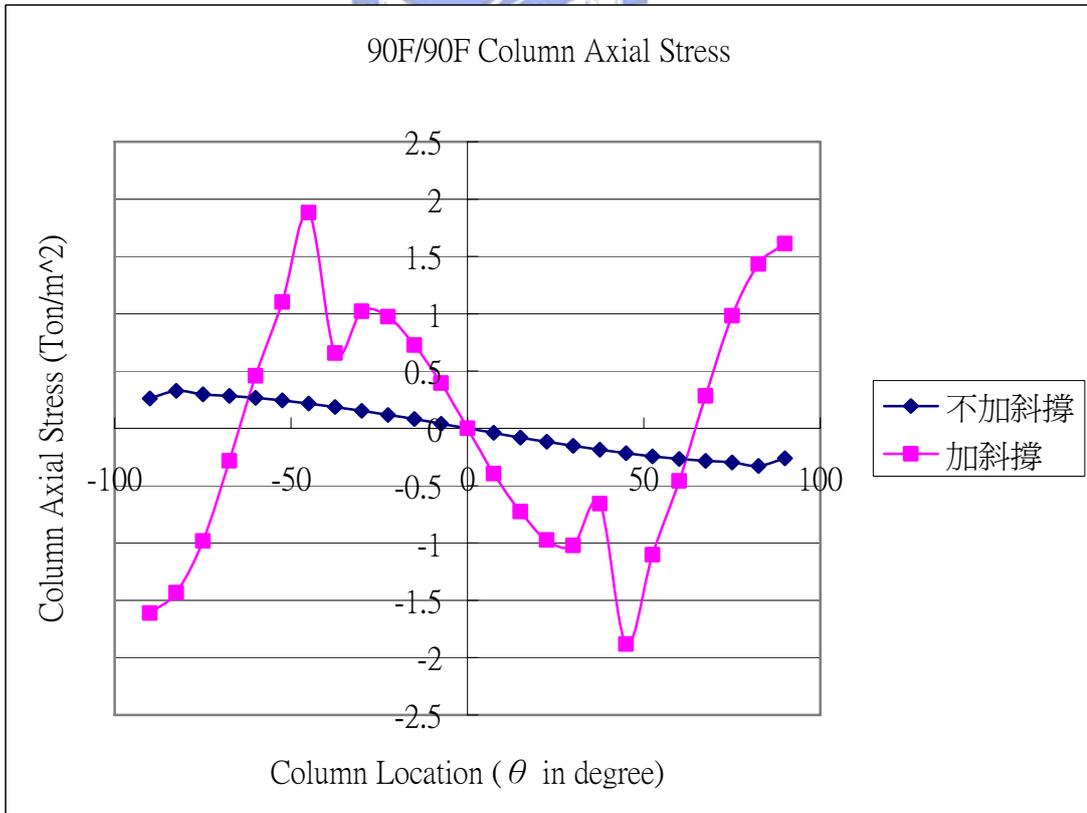


圖 5-116. 90F 曲梁斷面為 1mx0.5m 兩種模型 90F 柱軸力分佈圖