

# 國立交通大學

## 土木工程學系

### 碩士論文

鋼筋混凝土結構之鋼框架補強分析

**Analysis of RC Structures Retrofitted with Steel  
Frames**

研究生：余峻寬

指導教授：劉俊秀博士

鍾立來博士

中華民國一〇三年十月

# 鋼筋混凝土結構之鋼框架補強分析

## Analysis of RC Structures Retrofitted with Steel Frames

研究生：余峻寬

Student : Chun-Kuang Yu

指導教授：劉俊秀

Advisor : Dr Chun-Hsiu Liu

鍾立來

Dr Lap-Loi Chung



October, 2014

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國一〇三年十月

# 鋼筋混凝土結構之鋼框架補強分析

研究生：余峻寬

指導教授：劉俊秀

鍾立來

國立交通大學土木工程學系碩士班

## 摘要

921 大地震中，低矮型鋼筋混凝土結構物遭受了極大的損害，顯示國內長久以來，低矮型建築的結構耐震設計較常被忽視。而 921 大地震之後，業界人士與專家學者陸續提出許多經濟且有效的耐震補強方式，其中包含了利用鋼框架補強鋼筋混凝土結構。本研究提出一套以鋼框架補強鋼筋混凝土結構之簡易分析方式，並與先前鋼框架補強試體之實驗數據結果互相比對，來驗證本研究所提出的簡易分析方式結果是否保守且合理。接著利用本研究所建議的分析方式，選定國內某棟舊校舍為示範例，評估以鋼框架補強後之耐震能力。本研究所建議的簡易分析方式，希望能提供給工程師以簡便且保守的方式來評估鋼筋混凝土結構以鋼框架補強之耐震能力。

**關鍵字：** 鋼框架補強、簡易分析方式、鋼框架補強試體、耐震評估、鋼筋混凝土結構

# **Analysis of RC Structures Retrofitted with Steel Frames**

Student : Chun-Kuang Yu

Advisor : Dr Chun-Hsiu Liu

Dr Lap-Loi Chung

Department of Civil Engineering

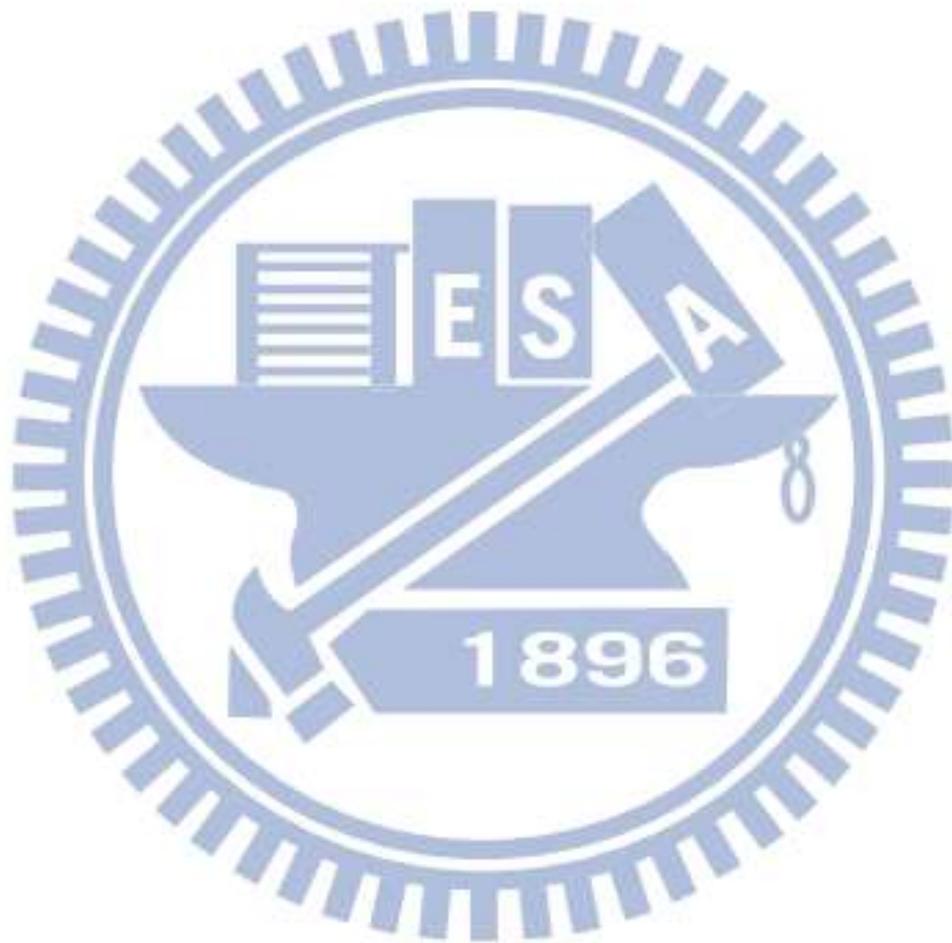
College of Engineering

National Chiao Tung University

## **Abstract**

In September 21, 1999, the Chi-Chi earthquake caused devastating casualty, Low-rise RC structures are damaged so seriously that seismic design for low-rise RC structures had been neglected obviously. After September 21, 1999, the Chi-Chi earthquake, industry and experts made way that is a number of seismic reinforcement of economic and efficient. Which includes the use of RC structures retrofitted with steel frames. This research focuses on a set of simple analytical methods of RC structures retrofitted with steel frames , and compare with the previous experimental data of RC specimens retrofitted with steel frames. Which to verify that are conservative and reasonable. Then use the recommended analytical methods in this study, selected a domestic buildings of the old school for the demonstration example, to assess the seismic capacity of reinforced steel frame. Simple analytical methods suggested in this study, hoping to provide engineers with a simple and conservative approach to evaluate the seismic capacity of RC specimens retrofitted with steel frames.

**Keywords:** retrofitted with steel frames, Simple analytical methods, RC specimens retrofitted with steel frames, seismic capacity, RC structures.



## 誌謝

還記得當初付出了許多的努力，好不容易考上了交大研究所，然而兩年的研究所生活轉眼間就過去了，但是撰寫論文的過程卻是遙遠而漫長，這一路走來學習到了很多東西，但也讓我更加了解自己的不足以及需要加強的地方，而這本論文能順利完成的背後，靠的是許多人的幫忙，沒有你們就不會有這本論文。

首先要感謝的就是我的指導教授，劉俊秀以及鍾立來教授，這兩年來受到老師孜孜不倦的教誨，就算我經常犯錯，做事不夠細心，老師仍然很有耐心的給予指導，除了從老師身上學習到了專業知識之外，我覺得最重要的就是做人處事的態度，以及如何能做出完整而清楚的書面和口頭報告，在我未來的人生路上都不會忘記老師的教誨。再來要感謝的是我的家人，感謝父母從小讓我過著衣食無缺的幸福日子，一路栽培我讓我有機會能踏入交大這個學術的殿堂，你們是我最大的支柱及後盾。

最後要感謝的就是國家地震中心裡的學長及同學們，感謝耀昇學長、建創學長於論文及課業上的指導。感謝同學暉竣、聖豐、冠陞，兩年的課業與論文我們都撐過來了！感謝學弟季峯、德賢，未來的論文之路你們也要加油。感謝這些成就我兩年研究所生活的人。

余峻寬 謹誌

# 目錄

## 目錄

摘要.....	I
Abstract .....	II
誌謝.....	IV
第一章 緒論 .....	1
1.1. 研究動機與目的.....	1
1.2. 研究內容與方法.....	2
第二章 本研究參考之試驗資料 .....	3
2.1 試體之配置 .....	3
2.1.1 韌性鋼筋混凝土架構 .....	3
PF 試體 .....	3
PF-SF 試體.....	4
WF05B-SF 試體.....	5
2.1.2 非韌性鋼筋混凝土架構 .....	5
BMNFL 試體 .....	5
SMFNFL 試體 .....	6
SBFNFL 試體.....	7
SFXNFL 試體 .....	7

<b>SFSBFL 試體</b> .....	<b>8</b>
<b>2.2 試體之試驗結果</b> .....	<b>9</b>
<b>第三章 鋼框架及其斜撐補強之建議分析方式</b> .....	<b>14</b>
<b>3.1 鋼框架補強 RC 柱體之分析</b> .....	<b>14</b>
<b>3.1.1 分析鋼框架補強所提供之側力強度</b> .....	<b>14</b>
<b>3.1.2 鋼框架補強彎矩破壞之 RC 柱體</b> .....	<b>17</b>
<b>3.1.3 鋼框架補強剪力破壞之 RC 柱體</b> .....	<b>18</b>
<b>3.2 鋼框架及其斜撐補強 RC 試體之分析</b> .....	<b>19</b>
<b>3.2.1 鋼框架及 K 型斜撐補強 RC 試體分析</b> .....	<b>20</b>
<b>3.2.2 鋼框架及倒 V 型阻尼斜撐補強 RC 試體分析</b> .....	<b>23</b>
<b>3.3 分析總結</b> .....	<b>25</b>
<b>第四章 鋼框架及其斜撐補強之建議分析計算</b> .....	<b>27</b>
<b>4.1 傳統側推分析</b> .....	<b>27</b>
<b>4.2 試驗試體之分析計算</b> .....	<b>31</b>
<b>4.2.1 未補強試體之計算</b> .....	<b>31</b>
<b>4.2.2 鋼框架補強 RC 試體之計算</b> .....	<b>36</b>
<b>4.2.3 鋼框架及斜撐補強 RC 試體之計算</b> .....	<b>47</b>
<b>4.4 試體分析計算之統整</b> .....	<b>57</b>
<b>4.4.1 韌性試體比較圖及比較表</b> .....	<b>58</b>

4.4.2	非韌性試體比較圖及比較表 .....	58
第五章	鋼框架補強 RC 構架之非線性鉸設定 .....	60
5.1	非線性鉸設定 .....	60
5.1.1	鋼框架補強試體之非線性鉸參數計算 .....	60
5.1.2	鋼框架加 K 型斜撐補強試體之非線性鉸參數計算 .....	63
5.1.3	鋼框架加倒 V 型阻尼補強試體之非線性鉸參數計算 65	
5.2	ETABS 分析之統整 .....	66
5.2.1	韌性試體比較圖及比較表 .....	66
5.2.2	非韌性試體比較圖及比較表 .....	67
第六章	鋼框架補強鋼筋混凝土結構之可行性分析 .....	69
6.1	示範例模型介紹 .....	69
6.2	鋼框架補強之模擬 .....	76
第七章	結論與建議 .....	81
7.1	結論 .....	81
7.2	建議與展望 .....	82
	參考文獻 .....	84

## 圖、表目錄

表 2.1	消能元件之材料性質與尺寸規格表 .....	86
表 2.2	韌性鋼筋混凝土構架混凝土抗壓強度 .....	86
表 2.3	非韌性鋼筋混凝土構架混凝土抗壓強度 .....	86
表 2.4	韌性 RC 構架最大側力、降伏位移、極限位移、初始 勁度及韌性比比較表.....	87
表 2.5	非韌性 RC 構架最大側力、降伏位移、極限位移、初 始勁度及韌性比比較表.....	87
表 4.1	韌性 RC 構架分析計算之最大側力、降伏位移、極限 位移、初始勁度及韌性比比較表.....	88
表 4.2	非韌性 RC 構架分析計算之最大側力、降伏位移、極 限位移、初始勁度及韌性比比較表.....	88
表 5.1	鋼框架補強柱體之彎矩非線性鉸之參數 .....	89
表 5.2	鋼框架補強柱體之剪力非線性鉸之參數 .....	89
表 5.3	K 型斜撐之軸力非線性鉸之參數 .....	90
表 5.4	韌性 RC 構架 ETABS 分析之最大側力、降伏位移、 極限位移、初始勁度及韌性比比較表.....	90
表 5.5	非韌性 RC 構架 ETABS 分析之最大側力、降伏位移、 極限位移、初始勁度及韌性比比較表.....	91

表 6.1	各柱對應之配筋.....	92
表 6.2	阻尼比修正係數[4].....	92
表 6.3	耐震設計規範表 2-1[11].....	93
表 6.4	耐震設計規範表 2-2(a) [11].....	93
表 6.5	耐震設計規範表 2-2(b) [11].....	93
表 6.6	其他鋼框補強方式之結果表 .....	93
表 A.1	C6 柱體鋼框架補強柱體之彎矩非線性鉸之參數 ...	95
表 A.2	C6 柱體鋼框架補強柱體之剪力非線性鉸之參數 ...	95
圖 2.1	PF 試體配筋圖[3].....	96
圖 2.2	PF-SF 試體設計圖[3].....	91
圖 2.3	WF05B-SF 試體設計圖[3].....	97
圖 2.4	BMNFL 試體配筋圖[3] .....	98
圖 2.5	SMFNFL 試體設計圖[3] .....	99
圖 2.6	SBFNFL 試體設計圖[3].....	99
圖 2.7	SFXNFL 試體設計圖[3] .....	100
圖 2.8	SFSNFL 試體設計圖[3].....	101
圖 2.9	PF 試體之側力-位移包絡線圖 .....	102
圖 2.10	PF-SF 試體之側力-位移包絡線圖 .....	102
圖 2.11	WF05B-SF 試體之側力-位移包絡線圖 .....	103

圖 2.12	BMNFL 試體之側力-位移包絡線圖.....	104
圖 2.13	SMFNFL 試體之側力-位移包絡線圖.....	104
圖 2.14	SBFNFL 試體之側力-位移包絡線圖.....	105
圖 2.15	SFXNFL 試體之側力-位移包絡線圖 .....	105
圖 2.16	SFSNFL 試體之側力-位移包絡線圖 .....	106
圖 3.1	C 型槽鋼與 RC 柱變形圖[5].....	111
圖 3.2	鋼框架補強柱體受力圖 .....	112
圖 3.3	拉、壓力側鋼框架、化學錨栓受力情形圖 .....	113
圖 3.4	鋼框補強柱體力平衡圖 .....	113
圖 3.5	鋼框架對中性軸取彎矩示意圖 .....	114
圖 3.6	K 型斜撐之力傳遞圖.....	105
圖 3.7	K 型斜撐極限強度後續提供強度示意圖 .....	105
圖 3.8	K 型斜撐補強架構之力傳遞圖 .....	116
圖 3.9	鋼板加勁阻尼器之 $\frac{V}{V_y}$ 與 $\frac{\Delta}{\Delta_y}$ 曲線圖.....	117
圖 3.10	倒 V 型阻尼斜撐補強架構之力傳遞圖 .....	117
圖 4.1	撓剪破壞之側力與側位移關係曲線[4].....	119
圖 4.2	軸向破壞時的變位角之修正係數 $\kappa'$ [4] .....	119
圖 4.3	剪力破壞之側力與側位移關係曲線[4].....	120
圖 4.4	PF 試體計算分析之力-位移曲線 .....	120

圖 4.5	BMNFL 試體計算分析之力-位移曲線.....	121
圖 4.6	PF-SF 試體計算分析之力-位移曲線 .....	122
圖 4.7	SMFNFL 試體計算分析之力-位移曲線.....	122
圖 4.8	WF05B-SF 柱體(不含 K 型斜撐)計算分析之力-位移 曲線.....	123
圖 4.9	斜桿軸向位移與構架之柱頂位移關係圖 .....	124
圖 4.10	拉、壓斜桿之力-位移曲線圖 .....	124
圖 4.11	K 型斜撐拉、壓各桿疊加示意圖 .....	125
圖 4.12	WF05B-SF 柱體及 K 型斜撐之疊加示意圖 .....	126
圖 4.13	WF05B-SF 試體計算分析之力-位移曲線.....	127
圖 4.14	SBFNFL 柱體(不含 K 型斜撐)計算分析之力-位移曲 線.....	127
圖 4.15	拉、壓斜桿之力-位移曲線圖 .....	128
圖 4.16	K 型斜撐拉、壓各桿疊加示意圖 .....	129
圖 4.17	SBFNFL 柱體及 K 型斜撐之疊加示意圖.....	130
圖 4.18	SBFNFL 試體計算分析之力-位移曲線.....	131
圖 4.19	SFXNFL 柱體計算分析之力-位移曲線 .....	131
圖 4.20	倒 V 型之力-位移曲線圖 .....	132
圖 4.22	SFXNFL 試體計算分析之力-位移曲線 .....	133

圖 4.21	柱體及倒 V 型阻尼斜撐之疊加示意圖 .....	134
圖 4.23	SFSNFL 柱體計算分析之力-位移曲線 .....	135
圖 4.24	倒 V 型之力-位移曲線圖 .....	135
圖 4.24	柱體及倒 V 型阻尼斜撐之疊加示意圖 .....	136
圖 4.25	SFSNFL 試體計算分析之力-位移曲線 .....	137
圖 4.26	PF 之試驗、分析比較圖 .....	137
圖 4.27	PF-SF 試驗、分析比較圖 .....	138
圖 4.28	WF05B-SF 試驗、分析比較圖 .....	139
圖 4.29	BMNFL 試驗、分析比較圖 .....	139
圖 4.30	SMFNFL 試驗、分析比較圖 .....	140
圖 4.31	SBFNFL 試驗、分析比較圖 .....	141
圖 4.32	SFXNFL 試驗、分析比較圖 .....	141
圖 4.33	SFSNFL 試驗、分析比較圖 .....	142
圖 5.1	PF-SF 非線性鉸位置圖 .....	142
圖 5.2	PF-SF 彎矩非線性參數輸入圖及斷面慣性參數圖	142
圖 5.3	PF-SF 剪力非線性參數輸入圖 .....	143
圖 5.4	WF05B-SF 非線性鉸位置圖 .....	143
圖 5.5	K 型斜撐軸力非線性參數輸入圖 .....	144
圖 5.6	鋼板加勁阻尼器之 $\frac{V}{V_y}$ 與 $\frac{\Delta}{\Delta_y}$ 曲線圖 .....	144

圖 5.7	模擬阻尼器之行為模型圖 .....	145
圖 5.8	SFXNFL 非線性鉸位置圖 .....	146
圖 5.9	Link Porperties 參數設定圖 .....	146
圖 5.10	PF 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖 .....	147
圖 5.11	PF-SF 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖 ...	147
圖 5.12	WF05B-SF 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖 .....	148
圖 5.13	BMNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖	149
圖 5.14	SMFNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖 .....	149
圖 5.15	SBFNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖 .....	150
圖 5.16	SFXNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖 .....	150
圖 5.17	SFSNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖	151
圖 6.1	示範例之正面立面圖[4].....	151
圖 6.2	示範例之背面立面圖[4].....	152
圖 6.3	示範例之一~三樓梁、柱編號平面圖[4].....	152
圖 6.4	示範例之柱配筋圖[4].....	152
圖 6.5	示範例之梁配筋圖[4].....	153
圖 6.6	示範例之一樓~三樓梁材料平面圖[4].....	153

圖 6.7	示範例之 ETABS 結構分析模型 3D 立面圖[4].....	154
圖 6.8	示範例之 ETABS 結構分析模型平面圖[4].....	154
圖 6.9	示範例之非線性鉸位置圖[4].....	154
圖 6.10	示範例模型之側推容量曲線 .....	155
圖 6.11	容量震譜二線段化[4] .....	155
圖 6.12	等效阻尼比與遲滯圈[4] .....	156
圖 6.13	模擬設計鋼框補強示意圖 .....	147
圖 6.14	選取 12 根鋼框架補強柱體之平面圖 .....	158
圖 6.15	12 根鋼框架補強柱體之容量曲線圖 .....	158
圖 6.16	Y6 構架側推分析之非線性鉸情形(Step4) .....	159
圖 6.17	Y2 構架側推分析之非線性鉸情形(Step4) .....	159
圖 6.18	Y6 構架側推分析之非線性鉸情形(Step10) .....	159
圖 6.19	Y2 構架側推分析之非線性鉸情形(Step10) .....	160
圖 6.20	C6 柱側推分析 Step10 彎矩情形 .....	160
圖 6.21	12 根鋼框架補強與未補強柱體之容量曲線比較 .	161
圖 6.22	選取 16 根鋼框架補強柱體之平面圖 .....	161
圖 6.23	16 根鋼框架補強柱體之容量曲線圖 .....	162
圖 6.24	16 根、12 根鋼框架補強與未補強柱體之容量曲線比較圖 .....	163

圖 6.25 僅鋼框架補強一樓 16 根柱體之容量曲線 .....163

圖 6.26 16 根、16 根僅補一樓、12 根鋼框架補強與未補強  
柱體之容量曲線比較圖 .....164

圖 6.27 僅鋼框架補強一樓 16 根柱體、三樓以切割縫處理之  
容量曲線 .....165

圖 6.28 16 根僅補一樓及三樓做切割縫處理與未補強柱體之  
容量曲線比 .....166

圖 A.1 C6 柱補強前後比較圖 .....166

圖 A.2 鋼框架補強示範例之 Frame property modifier 輸入  
值 .....167



# 第一章 緒論

## 1.1. 研究動機與目的

由九二一集集大地震全面勘災報告—建築物震害調查[1]中可發現，除土塊厝、木造及磚造等老式建築，因早期耐震設計技術與規範不足而嚴重毀損、倒塌外，眾多含騎樓之低樓層 RC 建築物，在此次地震中，因單向耐震能力不足而側傾、倒塌損壞。倒塌的建築物大多為一至三層樓之低矮樓層鋼筋混凝土建築物，約占 80%，在扣除土塊厝、木造及磚造等老式建築後，其比重仍有約 40%，顯示國內長久以來，對低矮結構設計較常被一般人忽視。歸咎其損壞原因除了施工品質不佳外，主要為這些建築物未做結構耐震設計，且無提供韌性鋼筋配置，即梁柱箍筋量不足、箍筋間距太大、配置 90 度箍筋彎鉤和柱主筋搭接。同時，由國家地震工程研究中心已完成之實驗結果顯示，柱箍筋量不足、配置 90 度箍筋彎鉤和柱主筋搭接，都會造成結構無法達到其設計強度，而產生脆性破壞。由此可知，現存的老舊建築物在未來之地震威脅下，仍是一群岌岌可危的結構。

對現存為數龐大之既有樓房而言，係按照建造當時之規範進行設計，或根本並未進行耐震設計，因而未必能符合目前最新規範之需求，故既有樓房之耐震能力堪虞，耐震能力不足之樓房必須予以補強[2]。因此，如何對國內現有耐震能力不足之建築物，進行經濟而有效之耐

震補強，使其於大地震中免於倒塌，仍是一件刻不容緩的工作。

在眾多補強方法中，鋼框架補強鋼筋混凝土結構還未有分析方式。本研究目的為分析出一套合理且保守之分析方式，可供日後工程師評估鋼框架補強之結構時有個合理的依據。

## 1.2. 研究內容與方法

本研究從 NCREE-03-033 的實驗研究[3]取得 RC 試體、鋼框架補強之 RC 試體及以鋼框架為主之其他補強 RC 補強試體的破壞情形與實驗數據，再參考結構耐震評估與補強技術手冊[4]，來合理分析鋼框架補強試體。之後，在依分析方式計算出塑鉸性質輸入至結構分析軟體中，觀察是否合理。最後再以前述之分析方式套用在補強手冊[4]之示範例，了解鋼框架補強鋼筋混凝土結構之效果。

## 第二章 本研究參考之試驗資料

本章節節錄 NCREE-03-033[3]國家地震工程研究中心技術報告，鋼框架補強試體之實驗內容與結果，可與後面章節鋼框架補強試體分析結果比對，以驗證分析方法的可靠性。本研究分析試體共八座試體，可分為韌性鋼筋混凝土構架及非韌性鋼筋混凝土構架。其中，三座為韌性鋼筋混凝土構架修復前後之試體，剩餘五座為非韌性鋼筋混凝土構架補強前後之試體。本章節將八座試體之配置、試驗結果一一做介紹。

### 2.1 試體之配置

#### 2.1.1 韌性鋼筋混凝土架構

##### PF 試體

PF 試體為韌性鋼筋混凝土試體，此試體作為修復補強前後的比較。柱斷面為 30cm×50cm，柱淨高為 155cm。柱主筋採用 10 根 #6 鋼筋，實際強度為 5822.673 kgf/cm<sup>2</sup>。柱箍筋採 #4 鋼筋，實際強度為 4526.091 kgf/cm<sup>2</sup>。梁斷面為 40cm×50cm，單跨淨間距為 250cm。梁主筋採用上下單排共 8 根 #6 鋼筋，實際強度為 5822.673 kgf/cm<sup>2</sup>。梁箍筋亦採 #4，實際強度為 4526.091 kgf/cm<sup>2</sup>。混凝土實際強度為 142.25 kgf/cm<sup>2</sup>。配筋設計圖如圖 2.1 所示。圖 2.9 為 PF 試體之側力-位移曲線圖。其最大側力強度為 458 kN、以原點至 0.7 倍之最大側力所對應

之斜率為初始勁度為 19.78 kN/mm、以側力降低至最大側力之 80%時所對應的極限位移為 94.98mm、降伏位移為 20.756mm、韌性比為 4.576。(降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得)

## PF-SF 試體

本試體的修復對象為 PF 試體，即對試驗破壞之後的 PF 試體再進行修復補強之試體。將已破壞的混凝土打除(保護層部分)，以 C 型槽鋼 (C150×75×9×12.5mm) 沿著基礎上、柱兩側及梁底圍成鋼框，再植入化學錨栓，組立鋼模，灌入高強度水泥砂漿(實際強度為 470.67 kgf/cm<sup>2</sup>)，至混凝土打除處及槽鋼內完全填滿為止。其中槽鋼與槽鋼接合轉角處，以完美的填角焊接合，再以後 10mm 寬 50mm 的鋼片於兩側加勁，使鋼框架接合轉角處可以承受彎矩。PF-SF 試體設計圖如圖 2.2 所示。圖 2.10 為 PF-SF 試體之側力-位移曲線圖。其最大側力強度為 937.81 kN、以原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率為初始勁度為 34.13 kN/mm、以側力降低至最大側力之 80%時所對應的極限位移為 96.42mm、降伏位移為 25.735mm、韌性比為 3.747。(降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得)

## WF05B-SF 試體

本試體的修復對象為 WF05B 試體(為 PF 試體破壞後，修復之試體)，即對試驗破壞之後的 WF05B 試體再進行修復補強之試體。梁柱破壞部份的修復補強工作皆與 PF-SF 試體相同，使用水泥砂漿的實際強度為  $358.55 \text{ kgf/cm}^2$ ，並採用相同尺寸之 C 型槽鋼。此外，為了提昇結構整體之強度，再以兩個背對背的 C 型槽鋼(C100×50×5×7.5mm)組成之 K 型斜撐，期望藉由增加補強構架之勁度及強度而提升構架的耐震能力。其中槽鋼與槽鋼接合轉角處，以完美的填角焊接合，再以後 10mm 寬 50mm 的鋼片於兩側加勁，使鋼框架接合轉角處可以承受彎矩。WF05B-SF 試體設計圖如圖 2.3 所示。圖 2.11 為 WF05B-SF 試體之側力-位移曲線圖。其最大側力強度為 1474.4 kN、以原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率為初始勁度為 57.3 kN/mm、以側力降低至最大側力之 80%時所對應的極限位移為 108.582mm、降伏位移為 57.287mm、韌性比為 1.895。(降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得)

### 2.1.2 非韌性鋼筋混凝土架構

#### BMNFL 試體

BMNFL 試體為非韌性 RC 構架，此架構之耐震能力不足，故作

為補強後的比較之試體。柱斷面為 30cm×50cm，柱淨高為 170cm。柱主筋採用 10 根 #6 鋼筋，實際強度為 4637.364 kgf/cm<sup>2</sup>。柱箍筋採 #3 鋼筋，實際強度為 4027.49 kgf/cm<sup>2</sup>。梁斷面亦為 30cm×50cm，單跨淨間距為 250cm。梁主筋採用上下單排共 8 根 #6 鋼筋，實際強度為 4637.364 kgf/cm<sup>2</sup>。梁箍筋亦採 #3 鋼筋，實際強度為 4027.49 kgf/cm<sup>2</sup>。混凝土實際強度為 209.82 kgf/cm<sup>2</sup>。配筋設計圖如圖 2.4 所示。圖 2.12 為 BMNFL 試體之側力-位移曲線圖。其最大側力強度為 467.3 kN、以原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率為初始勁度為 47.54 kN/mm、以側力降低至最大側力之 80% 時所對應的極限位移為 26.49mm、降伏位移為 9.253mm、韌性比為 2.863。(降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得)

### **SMFNFL 試體**

本試體的補強對象為 BMNFL 試體。以 C 型槽鋼 (C125×65×6×8 mm) 沿著基礎上、柱兩側及梁底圍成鋼框，再以 M20 之化學錨栓將槽鋼與 RC 構架緊密連結一起，最後在 C 型槽鋼內灌入無收縮水泥，以防止槽鋼局部挫屈。其中槽鋼與槽鋼接合轉角處，以完美的填角焊接合，再以後 10mm 寬 50mm 的鋼片於兩側加勁，使鋼框架接合轉角處可以承受彎矩。SMFNFL 試體設計圖如圖 2.5 所示。圖 2.13 為

SMFNFL 試體之側力-位移曲線圖。其最大側力強度為 564.76 kN、以原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率為初始勁度為 57.2 kN/mm、以側力降低至最大側力之 80% 時所對應的極限位移為 60.195mm、降伏位移為 8.814mm、韌性比為 6.83。(降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得)

### **SBFNFL 試體**

本試體的補強對象為 BMNFL 試體。除了 SMFNFL 試體之鋼框架設計外，再加上以兩個背對背的 C 型槽鋼 (C75×45×5×7mm) 組成之 K 型斜撐，藉此期望增加此結構之勁度與強度，而達到提昇耐震能力。其中槽鋼與槽鋼接合轉角處，以完美的填角焊接合，再以後 10mm 寬 50mm 的鋼片於兩側加勁，使鋼框架接合轉角處可以承受彎矩。SBFNFL 試體設計圖如圖 2.6 所示。圖 2.14 為 SBFNFL 試體之側力-位移曲線圖。其最大側力強度為 928.7 kN、以原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率為初始勁度為 100.014 kN/mm、以側力降低至最大側力之 80% 時所對應的極限位移為 38.194mm、降伏位移為 8.51mm、韌性比為 4.488。(降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得)

### **SFXNFL 試體**

本試體的補強對象為 BMNFL 試體。除了 SMFNFL 試體之鋼框架設計外，再加上倒 V 型斜撐及 X 字型鋼板加勁阻尼器，以期能增加整體消能情形並提升構架的耐震能力。其中槽鋼與槽鋼接合轉角處，以完美的填角焊接合，再以後 10mm 寬 50mm 的鋼片於兩側加勁，使鋼框架接合轉角處可以承受彎矩。SFXNFL 試體設計圖如圖 2.7 所示。圖 2.15 為 SFXNFL 試體之側力-位移曲線圖。其最大側力強度為 769.4kN、以原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率為初始勁度為 57.3 kN/mm、以側力降低至最大側力之 80% 時所對應的極限位移為 49.13mm、降伏位移為 12.2mm、韌性比為 4.027。(降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得)

X 字形鋼板加勁阻尼器(X-shape plate added damping and stiffness device)，其鋼板材料皆採用 A36 一般鋼。X 字形鋼板尺寸為  $b=100\text{mm}$ 、 $h=150\text{mm}$ 、 $t=6\text{mm}$ ，共有五十片，而 X 字形鋼板與 X 字形鋼板之間則於上下兩端墊上 3mm 厚的鋼板，使 X 字形鋼板每片與每片之間有 3mm 的間隙。

### **SFSBFL 試體**

本試體的補強對象為 BMNFL 試體。除了 SMFNFL 試體之鋼框架設計外，再加上倒 V 型斜撐及剪力降伏鋼板加勁阻尼器，以期能

能增加整體消能情形並提升構架的耐震能力。其中剪力降伏鋼板加勁阻尼器，大小為  $450 \times 160 \times 262$  mm。其中槽鋼與槽鋼接合轉角處，以完美的填角焊接合，再以後 10mm 寬 50mm 的鋼片於兩側加勁，使鋼框架接合轉角處可以承受彎矩。SFSNFL 試體設計圖如圖 2.8 所示。

圖 2.16 為 SFSNFL 試體之側力-位移曲線圖。其最大側力強度為 788.6kN、以原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率為初始勁度為 58.2 kN/mm、以側力降低至最大側力之 80% 時所對應的極限位移為 37.136mm、降伏位移為 12.78mm、韌性比為 2.91。(降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得)

剪力降伏鋼板加勁阻尼器 (Shear yielded plate added damping and stiffness device)，其鋼板材料皆採用 A36 一般鋼。剪力鋼板尺寸為  $PL 220 \times 230 \times 3$  mm，側向加勁板尺寸為  $PL 100 \times 230 \times 3$  mm，上下端板尺寸為  $PL 160 \times 450 \times 16$  mm。

## 2.2 試體之試驗結果

### PF 試體

PF 試體最後破壞情況，因試體為韌性配筋構架，兩柱裂縫發展均勻且細緻，位移達 54mm 時，側力才達最大值，且保護層混凝土剝落後，135 度耐震箍筋及繫筋還能有效圍束核心混凝土，使整體強度

維持緩慢遞減，屬韌性柱彎矩破壞。觀察試體最後破壞情形，耐震箍筋與繫筋依然圍束核心混凝土，可判斷試體之主筋理應沒有因混凝土的剝落而產生破壞。且觀察 PF-SF 試體側推最大強度比 PF 試體高出兩倍。故可判斷 PF 試體破壞僅是保護層剝落，對於分析 PF 試體修補後之 PF-SF 試體可視為一個全新完整的試體。如圖 2.17。

### **PF-SF 試體**

PF-SF 試體為 PF 試體破壞後再修復的試體。觀察 PF-SF 試體破壞情況，主要還是在兩柱的保護層混凝土，即新填充的水泥砂漿，且裂縫並沒有發展很細密，當形成 45 度交錯的大裂縫後，會有混凝土大塊掉落的現象，這可能顯示新舊混凝土並沒有膠結完全。此外，鋼框架修復部份，化學錨栓的主要功用是將鋼框架與鋼筋混凝土構架緊密結合之用，當位移超過 54mm 時，在兩柱底附近與基礎連接的化學錨栓，有被拔起的現象，除此之外，化學錨栓表現頗佳。圖 2.18。

### **WF05B-SF**

觀察 WF05B 試體最後破壞情況，試體構架部份配筋與 PF 試體同，只是在構架內多填充 1/2B 厚的磚牆。磚牆先由剪力產生的滑動破壞，位移達 54mm 時，側力達最大值；位移超過 54mm 時，於兩柱 1/5 柱高附近混凝土產生壓碎破壞，最後磚牆底部兩側的磚塊亦有被壓碎的現象。由 WF05B 試體最後破壞情況觀察，試體破壞位置幾乎在磚牆上，且混凝土柱體破壞情形也較 PF 試體輕微。並觀察鋼框加

K 型斜撐補強之 WF05B-SF 試體最大側力強度比僅鋼框補強之 PF-SF 試體高出 1.5 倍。故判斷 WF05B 試體破壞並不影響主筋與箍筋後續修補提供能力，可將 WF05B 試體修補補強後之 WF05B-SF 試體視為一個全新完整的試體。觀察 WF05B-SF 試體最後破壞情況。試體除了以鋼框架來做修復之外，還加了 K 型斜撐，以提升整體強度，因此，在提升強度的同時，K 型斜撐附近與基礎、梁底連接的化學錨栓，承受了很大拉力時，會有被拔起的現象。此外，兩柱的修復，是將保護層已破壞的混凝土敲除，再填充上新的混凝土，因此，可能是新舊混凝土結合或一致性較差，由試驗觀察，兩柱混凝土的破壞，幾乎是保護層的新混凝土部份。如圖 2.19。

### **BMNFL 試體**

觀察 BMNFL 試體破壞情況，因試體為 100% 主筋搭接，於柱底主筋搭接處產生明顯的剪力破壞，尤其是東柱柱底，破壞情形嚴重，初步可判定為柱底主筋搭接強度不足，導致主筋滑動，而混凝土又無法提供足夠之抗剪能力，因此於柱底主筋搭接附近產生剪力破壞。圖 2.20。

### **SMFNFL 試體**

觀察 SMFNFL 試體之破壞情況，兩柱下半部保護層破壞嚴重，已露出主筋和箍筋，東柱東側底部與基礎連接之槽鋼已被拉起。整體

上，裂縫分佈均勻且較為細密，這可能是槽鋼提供的圍束效果，將原本發生在柱底主筋搭接處的剪力破壞提升到  $1/3\sim 1/2$  柱高處的剪力破壞。如圖 2.21。

### **SBFNFL 試體**

觀察 SBFNFL 試體破壞情況，因 K 型斜撐提供極大的勁度，使得裂縫於 K 型斜撐的延長線方向成長，尤其是西柱的裂縫情形，看起來與斜撐對稱，而東柱的下半部混凝土剝落較為嚴重。與基礎連接之槽鋼也因斜撐勁度太大，而被拉起。如圖 2.22。

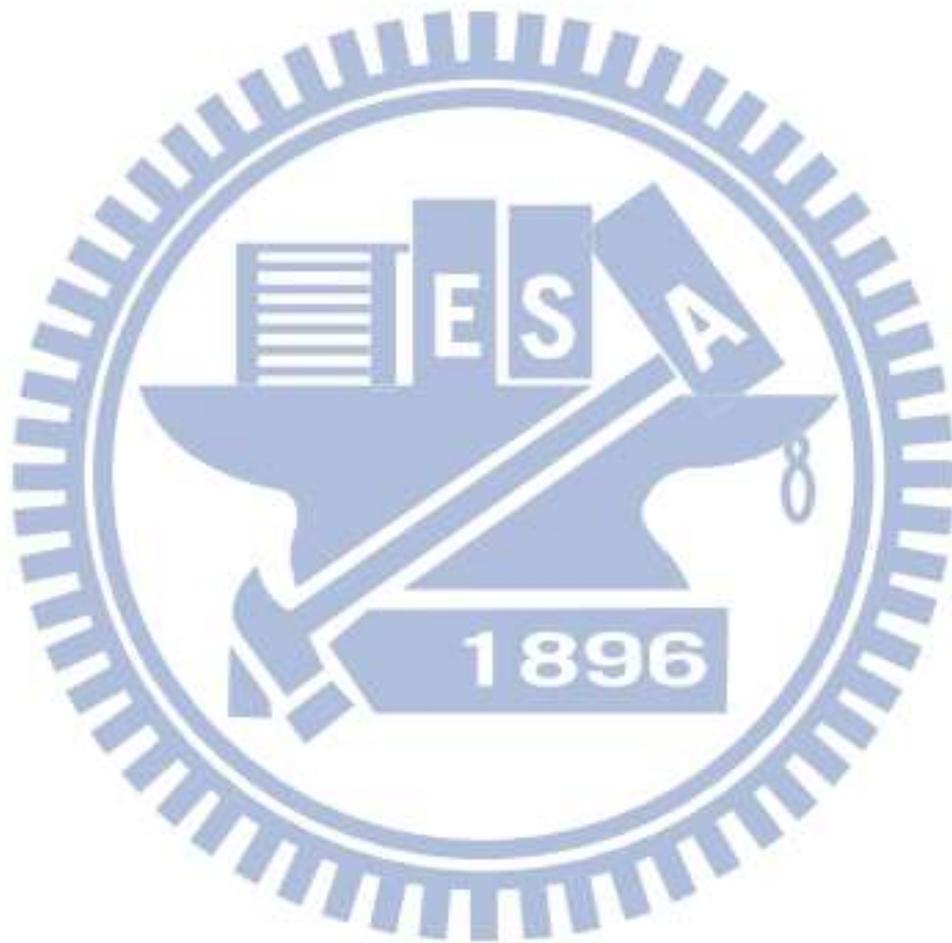
### **SFXNFL 試體**

觀察 SFXNFL 試體之破壞情況，混凝土的破壞情形與 SMFNFL 試體相近，裂縫分佈均勻且細密。SFXNFL 試體比 SMFNFL 試體多了斜撐和 X 字型鋼板加勁阻尼器，由實驗可知，此斜撐系統設計完善，斜撐本身沒有產生太大位移，使 X 字型鋼板加勁阻尼器有大位移產生，以利消耗能量。如圖 2.23。

### **SFSNFL 試體**

觀察 SFSNFL 試體之破壞情況，混凝土的破壞情形與 SFXNFL 試體相近，裂縫分佈均勻且細密。SFSNFL 試體比 SMFNFL 試體多了斜撐和剪力降伏鋼板加勁阻尼器，由實驗可知，此斜撐系統設計完善，斜撐本身沒有太大位移，使剪力降伏鋼板加勁阻尼器有大位移產

生，以利消耗能量。其中剪力降伏鋼板加勁阻尼器是利用鋼板的側向剪力降伏使達塑性變形，使遲滯迴圈飽滿，不過因設計極限位移量太小，使得構架位移超過 29.25mm 時，剪力鋼板即產生明顯挫屈及側向變形。如圖 2.24。



## 第三章 鋼框架及其斜撐補強之建議分析方式

本章節介紹鋼框架補強鋼筋混凝土結構之簡易分析方式，將第二章所介紹的八座補強試體分類成三種類型進行分析。希望能提供給工程師以簡便方式分析鋼筋混凝土結構以鋼框架補強之耐震能力。

### 3.1 鋼框架補強 RC 柱體之分析

鋼框架補強鋼筋混凝土構架，以 C 型槽鋼沿著基礎、梁柱構架四周圍成框狀，再以化學錨栓將槽鋼與 RC 構架緊密連結一起，最後再以無收縮水泥灌入 C 型槽鋼內，避免槽鋼受力時產生局部挫曲。不同破壞模式的柱體，由鋼框架補強後的分析方式也有所不同，故以鋼框架補強彎矩破壞試體及鋼框架補強剪力破壞試體來各別作分析介紹。本小節探討：如何分析兩側鋼框架所提供的強度及不同破壞模式之柱體，以鋼框架補強後應如何分析。

#### 3.1.1 分析鋼框架補強所提供之側力強度

C 型槽鋼與 RC 構架以化學螺栓作結合。在柱體受力時，鋼框架無法完全發揮鋼材本身的強度，其原因為以化學螺栓結合鋼框架與構架，此種結合並非完美。補強構架受力時，鋼框架與構架柱體變形並非一致，如圖 3.1。故在分析鋼框架強度時，應以考慮化學螺栓錨定能力及鋼框架本身鋼材強度兩者作為分析鋼框架強度之依據。

當柱體受側向推力或加載時，柱體兩側之補強鋼框架會產生一側

受拉、另一側受壓的行為，而基礎處化學錨栓受拉，因受力為鋼框架傳遞至化學錨栓，其傳遞行為複雜，故我們依照鋼框補強混凝土柱體之側向受力圖做假設：觀察基礎處螺栓受力之情形，因柱體鋼框將拉力傳遞至基礎，距離基礎之第一顆化學錨栓將受最大的拉拔力，可達到化學錨栓之容許拉拔能力  $T_a$ 。而其餘的化學錨栓受力都未能達到容許拉拔力  $T_a$ ，故假設其餘化學錨栓受力情形與鋼框距離呈線性關係。基礎處化學錨栓提供之抗拉拔能力為  $0.5 \times T_a \times N_B$ ，如圖 3.2。觀察圖 3.2 鋼框架補強柱體之受力圖，柱體上化學錨栓因變形受剪情形不同，柱體上下端化學錨栓因承受彎矩較大而承受較大的剪力。在分析柱體處化學錨栓抗剪強度時，假設上下端化學錨栓可達錨栓容許之抗剪強度  $V_a$ 。其餘錨栓因柱體呈雙曲率變形，受剪力情形與反曲點呈對稱關係。故柱體處化學錨栓抗剪強度為  $0.5 \times V_a \times N_C$ 。

依受力圖所示，柱斷面拉力側鋼框架強度必須考慮以下三種情形為之強度。

case1: 鋼框因受軸拉，斷面產生之降伏強度。

$$T_1 = f_y \times A \quad (3.1)$$

式中  $f_y$  為補強槽鋼之降伏強度； $A$  為補強槽鋼斷面積

case2: 柱體上化學錨栓受剪，審核化學錨栓之抗剪強度。

$$T_2 = 0.5 \times V_a \times N_c \quad (3.2)$$

式中  $V_a$  為化學錨栓之抗剪強度； $N_c$  為柱體上化學錨栓根數

其中，柱體上化學錨栓因變形受剪情形不相同，僅考慮一半化學錨栓的數目來抵抗受力時的剪力，圖 3.2。

case3:基礎處化學錨栓受拉，審核化學錨栓之抗拉強度。

$$T_3 = 0.5 \times T_a \times N_B \quad (3.3)$$

式中  $T_u$  為抗拉強度； $T_a$  為錨栓抗拉強度； $N_B$  為基礎處錨栓根數

基礎處化學錨栓受拉，因受力為鋼框架傳遞至化學錨栓，其傳遞行為複雜，故以變形諧和來作為假設。假設僅用基礎處一半之化學錨栓強度做為抵抗基礎受拉之強度，故折減數值為 0.5。如圖 3.3。

考慮以上情形，取強度小者作為拉力側鋼框之強度。

$$T = \min \{T_1, T_2, T_3\} \quad (3.4)$$

而柱斷面壓力側鋼框架受力情形，依受力圖所示，柱斷面壓力側鋼框架強度必須考慮以下兩種情形為之強度。

Case1:鋼框因受軸拉，斷面產生之降伏強度。

$$T_4 = f_y \times A \quad (3.5)$$

式中  $f_y$  為補強槽鋼之降伏強度； $A$  為補強槽鋼斷面積

Case2:柱體上化學錨栓受剪，審核化學錨栓之抗剪強度。

$$T_5 = 0.5 \times V_a \times N_c \quad (3.6)$$

式中  $V_a$  為化學錨栓之抗剪強度； $N_c$  為柱體上化學錨栓根數

考慮以上情形，取強度小者作為拉力側鋼框之強度。

$$C = \min \{T_4, T_5\} \quad (3.7)$$

其中，受壓側基礎處鋼框為受壓與受拉側基礎處鋼框有所不同，故計算壓力側鋼框架提供強度時，不需考慮基礎處化學錨栓能力。如圖 3.3。

本研究在分析鋼框強度時，所考慮的化學錨栓強度為設計拉力強度、設計剪力強度、極限拉力強度及極限剪力強度。但在考慮本研究試體經反覆施加側向載重之情形，混凝土會因化學錨栓受剪而產生孔洞擴大之情形，使得受剪之化學錨栓強度不會達極限剪力強度。故本研究分析受剪的化學錨栓時，會折減化學錨栓之極限剪力強度。將其折減為(極限剪力強度+設計剪力強度)/2，以此分析化學錨栓之極限剪力強度。

註：參照 HILTI 混凝土結構用錨栓設計與解說[12]：

化學錨栓之極限強度為多組試驗統計下有 50% 機率產生破壞之對應強度；化學錨栓之設計強度為多組試驗統計下有 5% 機率產生破壞之對應抗力值除以部分安全係數  $\gamma_M$  所得之強度。

### 3.1.2 鋼框架補強彎矩破壞之 RC 柱體

彎矩破壞試體，在柱體斷面強度達標稱彎矩時柱體產生了破壞。故在分析時，假設拉、壓側鋼框架達各自的設計強度及極限強度時，

鋼筋混凝土最外緣受壓應變達 0.003，視鋼框為鋼筋一般提供強度，接著取力平衡可得補強後之標稱彎矩  $M_{PF-SF}$ ，希望藉此假設反應出由鋼框架補強之柱體，韌性上升的情形，如圖 3.4。雖然利用柱體之標稱強度與補強鋼框之設計、極限強度相互疊加求其強度的方式並不保守，但參照 HILTI 混凝土結構用錨栓設計與解說[12]中化學錨栓強度值本身就相當保守，且依照本研究所計算鋼框架補強試體強度也低於試驗強度值，故此種計算強度方法應當合理。最後再依據材料力學，柱體為雙曲率變型反曲點為柱淨高之一半，可得此補強柱體之側向剪力強度  $V_{PF-SF}$ 。

$$V_{PF-SF} = \frac{2M_{PF-SF}}{H} \quad (3.8)$$

註：由於拉、壓側補強鋼框所提供之強度大部分取決於化學錨栓之強度，故由化學錨栓之設計強度值計算出的補強鋼框強度為鋼框架的設計強度；同理，由化學錨栓之極限強度值所計算出補強鋼框強度為鋼框架的極限強度。

### 3.1.3 鋼框架補強剪力破壞之 RC 柱體

考慮到未補強柱體破壞模式為剪力破壞，破壞時柱斷面彎矩未達到極限彎矩，也很難得知剪力破壞時柱斷面混凝土與鋼筋之應力-應變狀況，所以無法以彎矩破壞試體由力平衡方式求出中性軸，故無法推估鋼框對柱體可提供多少強度。

分析鋼框架補強之剪力破壞試體，我們參考 Paulay and Priestley,1992

彈性柱受撓壓力區深度簡易計算公式：

$$a_c = (0.25 + 0.85 \frac{P}{A_g f'_c})h \quad (3.9)$$

其中：

P 為柱體所受的軸壓力

$A_g$  為柱體斷面積

$f'_c$  為柱體混凝土之抗壓強度

h 為柱體之深度

來計算鋼框補強柱體中性軸的位置。利用拉、壓側所提供之強度對柱斷面之中性軸取彎矩可得  $M_{steel}$ 。其中補強柱體所受的軸壓力即為試體本身自重，再分析時可忽略自重的影響(如自重不大，即  $P=0$ )，故可以將公式省略成  $a_c = 0.25h$ ，代表著補強後柱體中性軸落在 0.25 倍之斷面深處，如圖 3.5。

$$M_{steel} = C \times 0.25h + T \times 0.75h \quad (3.10)$$

依據材料力學，柱彎矩為雙曲率變形反曲點為柱之淨高，可得鋼框所提供之側向剪力強度  $V_{steel}$ 。

$$V_{steel} = \frac{2M_{steel}}{H} \quad (3.11)$$

### 3.2 鋼框架及其斜撐補強 RC 試體之分析

除了使用 C 型槽鋼補強外，另外加入斜撐補強希望能提升構架之耐震能力。本小節探討 K 型斜撐與倒 V 型阻尼斜撐之補強構架之評估分析方式。

### 3.2.1 鋼框架及 K 型斜撐補強 RC 試體分析

除了構架以 C 型槽鋼沿著基礎上、柱兩側及梁底圍成鋼框補強外，可以額外再加上兩個背對背 C 型槽鋼組成之 K 型斜撐，期望藉由增加補強構架之勁度及強度而提升構架的耐震能力。本小節探討 K 型斜撐所能提供之強度及如何分析 K 型斜撐補強之構架。

#### K 型斜撐之強度分析

K 型斜撐以兩個背對背 C 型槽鋼組成，利用預力螺栓及斜撐連結板與柱體、基礎之補強鋼框架結合。今一側推力施加至構架上，我們可簡易且合理地假設 K 型斜撐受力傳遞情形，進而求出 K 型斜撐可能提供之側力強度，其 K 型斜撐之力傳遞示意圖，如圖 3.6 所示。

由圖 3.6，我們可以解讀出決定 K 型斜撐強度之條件：

#### 1. K 型斜撐桿之鋼材降伏強度

考慮 K 型斜撐桿件之鋼材本身強度

$$P_y = f_y \times A_g \quad (3.12)$$

式中  $P_y$  為 K 型斜撐桿降伏力； $f_y$  為鋼材之降伏應力； $A_g$  為 K 型斜撐桿之斷面積。

## 2. 螺栓接合之強度

即為考慮 K 型斜撐與基礎、柱體鋼框之接合能力。

$$P_n = F_{nv} \times A_b \times N_b \times N_s \quad (3.13)$$

式中  $P_n$  為接合強度； $F_{nv}$  為螺栓之剪應力強度； $A_b$  為螺栓斷面積； $N_b$  為螺栓個數； $N_s$  為剪力面

## 3. 基礎處化學錨栓之拉拔強度

考慮受拉之 K 型斜撐桿，提供拉力強度為基礎處化學錨栓之抗拉強度。

$$T_u = 0.5 \times T_a \times N \quad (3.14)$$

式中  $T_u$  為抗拉強度； $T_a$  為錨栓抗拉強度； $N$  為基礎處化學錨栓根數  
其中，由於鋼框與化學錨栓力的傳遞行為複雜，錨栓無法完全發揮抗拉強度，故假設每一錨栓僅提供一半之強度。

## 4. 基礎處化學錨栓之抗剪強度

K 型斜撐桿受力時，基礎處化學錨栓會有受剪之行為。故錨栓剪力能力也是檢核 K 型斜撐強度的一項。

$$V_u = V_a \times N \quad (3.15)$$

式中  $V_u$  為化學錨栓剪力能力； $V_a$  為化學錨栓抗剪強度； $N$  為基礎處化學錨栓根數

## 5. K 型斜撐桿之挫曲載重

考慮 K 型斜撐桿受壓時，斜撐桿之穩定行為。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \quad (3.16)$$

式中  $P_{cr}$  為斜撐桿之臨界挫曲載重；K 為有效長度係數，本研究分析時考慮 K 型斜撐桿受壓時，斜撐桿之臨界載重。假設斜撐桿上下兩端無法提供彎矩，K 型斜桿僅能傳遞軸力。K 型斜桿有效桿長為整段斜桿，故有效係數 K 值為 1。

依圖 3.6 K 型斜撐之力傳遞示意圖可以得知：

K 型斜撐受拉桿須考慮式(3.12)、(3.13)、(3.14)、(3.15)，故受拉之 K 型斜撐桿強度為  $\min\{P_y, P_n, T_u, V_u\}$ 。

K 型斜撐受壓桿須考慮式(3.12)、(3.13)、(3.15)、(3.16)，故受壓之 K 型斜撐桿強度為  $\min\{P_y, P_n, V_u, P_{cr}\}$ 。

得知各壓、拉斜撐桿之極限軸力後，由材料力學軸向桿件公式

$$\delta = \frac{NL}{EA} \quad (3.17)$$

可得 K 型斜撐桿之力-位移關係。本研究受拉力斜撐為基礎處化學錨栓之拉拔強度控制；受壓力斜撐為基礎處化學錨栓之抗剪強度。在拉、壓斜桿達各自極限強度位移後，本研究對後續提供強度做了假設：

1. 受拉斜桿達極限位移及極限強度後，再以極限位移之一半強度遞減為零。如圖 3.7。

2. 受壓斜桿達極限位移及極限強度後，後續強度可繼續提供極限強度

至剪力破壞點。如圖 3.7。

### 分析 K 型斜撐補強之構架

為了簡化分析 K 型斜撐構架，我們將柱體與 K 型斜撐各別求出力-位移的關係，依變形諧和的概念將鋼框補強柱體與 K 型斜撐位移對應之強度相互疊加，圖 3.8。

$$V = V_{\text{SMFNFL or PF-SF}} + V_{\text{K-brace}} \quad (3.18)$$

其中，K 型斜撐可依上小節之敘述，利用組成率關係得知斜撐桿力-位移圖；柱體可視為鋼框架補強之柱體計算，可參照 3.1。鋼框架補強柱體之力-位移圖，本論文會在第四章作介紹。

### 3.2.2 鋼框架及倒 V 型阻尼斜撐補強 RC 試體分析

除了構架以鋼框架補強柱體外，再加上兩個背對背 C 型槽鋼組成的倒 V 型斜撐及位移型阻尼器，以期望能增加整體消能情形並改善束縮現象進而提升構架的耐震能力。本小節探討如何分析倒 V 型阻尼斜撐及如何分析以倒 V 型阻尼斜撐之構架。

#### 倒 V 型阻尼斜撐之強度分析

為了簡化分析倒 V 型阻尼斜撐，我們假設連接鋼板加勁阻尼器之倒 V 型斜撐不會產生破壞，一切強度由鋼板加勁阻尼器控制。其

假設之驗證過程可見本論文之附錄 B。為了簡化手算分析，我們將鋼板加勁阻尼器實際理論曲線簡化為雙線性曲線，圖 3.9。

由圖得知，當  $\frac{\Delta}{\Delta_y} = 1$ ，即位移剛達降伏位移  $\Delta_y$ ，則  $\frac{V}{V_y} = 1$ ，此時對應

的側力為  $V_y$ ；當  $\frac{\Delta}{\Delta_y} \rightarrow$  無限大時，則  $\frac{V}{V_y} = 1.5$ ，定義此時對應的側力

為  $V_p$ 。

### X 字型鋼板加勁阻尼器

$$V_y = \frac{nbt^2}{3h} f_y \quad (3.19)$$

$$\Delta_y = \frac{h^2}{2t} \varepsilon_y \quad (3.20)$$

其中：

n: 為 X 字型鋼板之片數

b: 為 X 字型鋼板上下兩端之寬度

t: 為 X 字型鋼板之厚度

h: 為 X 字型鋼板之有效高度

$f_y$ : 為 X 字型鋼板之降伏應力

### 剪力降伏板加勁阻尼器

$$V_y = \frac{2}{3} bt \tau_y \quad (3.21)$$

$$\Delta_y = \frac{\tau_y}{G} \times h \quad (3.22)$$

其中：

b:為矩形剪力降伏鋼板之寬度

t:為矩形剪力降伏鋼板之厚度

$f_y$ :為矩形剪力降伏鋼板之降伏應力

$\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}}$ :為矩形剪力降伏鋼板之剪力降伏應力

E:為矩形剪力降伏鋼板之降伏應力

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ :為矩形剪力降伏鋼板之彈性剪力模數

$\nu$ :柏松比

h:為矩形剪力降伏鋼板之有效高度

### 分析倒 V 型阻尼斜撐補強之構架

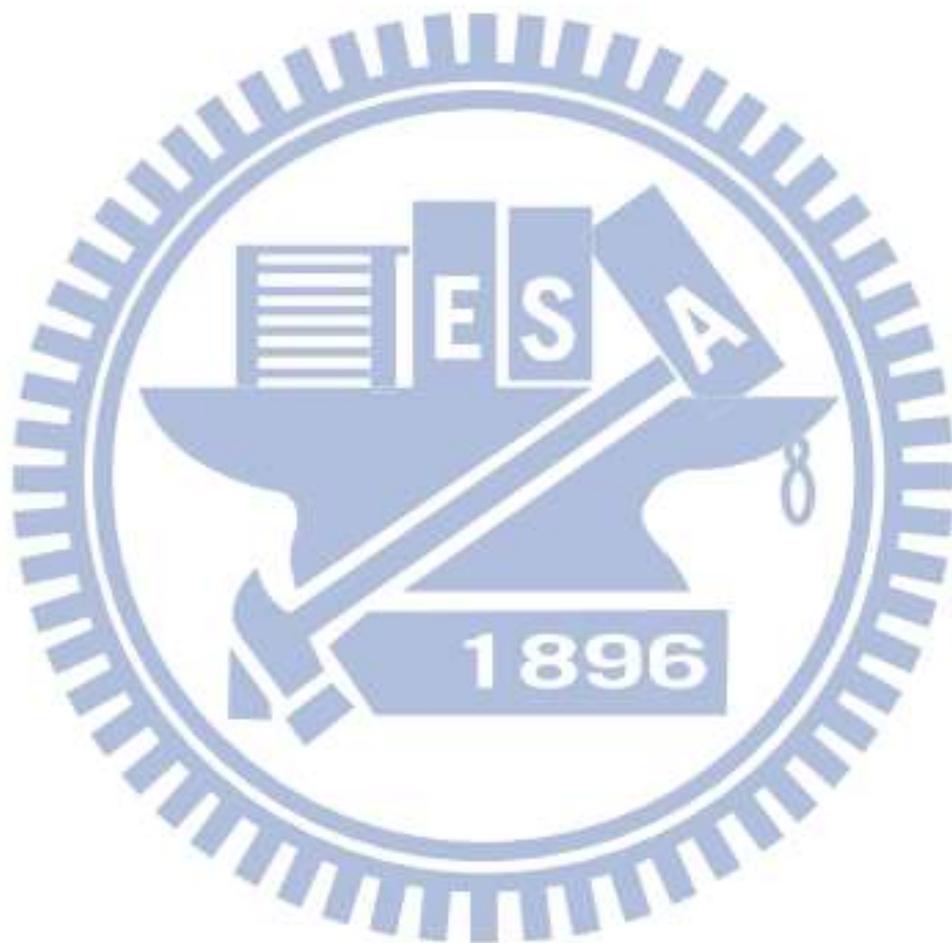
為了簡化分析倒 V 型阻尼斜撐構架，我們將柱體與鋼板加勁阻尼器各別求出力-位移的關係(先前假設倒 V 型斜撐不會產生破壞，由加勁阻尼器控制強度)，依變形諧和的概念將鋼框補強柱體與倒 V 型阻尼斜撐位移對應之強度相互疊加，圖 3.10。

$$V = V_{\text{SMFNFL or PF-SF}} + V_{\text{V-brace}} \quad (3.23)$$

### 3.3 分析總結

由上述的方式，可以用簡易且合理的方式分析鋼框架補強之鋼筋

混凝土構架。圖 3.11，為此方式之簡易流程圖，希望能提供給工程師以簡便的方式分析鋼框架補強鋼筋混凝土之耐震能力。



## 第四章 鋼框架及其斜撐補強之建議分析計算

本章節為分析計算鋼框架補強試體，依照第三章的建議分析方式計算第二章收錄的八座試驗試體。並參考結構耐震評估與補強技術手冊[4]，分別建立試體之側力強度與側位移關係曲線，最後再與實驗結果做對照。

### 4.1 傳統側推分析

結構耐震評估與補強技術手冊[4]，採用 Elwood 及 Moehle 對雙曲率柱所建議柱撓剪破壞時之變位角公式及軸向破壞時之變位角公式，分別建立 RC 柱產生撓剪破壞模式及剪力破壞模式之側力強度與側位移關係曲線，最後以疊加的方式求得結構物之容量曲線。RC 柱撓剪破壞與剪力破壞之側力強度與側位移關係曲線以及側推完之後以疊加的方式得到整體結構的容量曲線，其理論基礎都是建立在以下的前提假設之下：

1. 結構屬於弱柱強梁。
2. 假設柱子受側向力之變形為雙曲率。
3. 相同樓層中的每根柱子，其側向位移皆相同。
4. 假設牆無貢獻，不考慮其提供之側向強度。

在雙曲率的假設下，柱子承受軸力與側向力作用時，其破壞模式可能有撓曲、撓剪和剪力破壞三種，依照破壞模式的不同，柱子的容

量曲線也會有所不同，以下分別為不同破壞模式的容量曲線建立進行介紹。

1. RC 柱撓剪破壞之側力與側位移關係曲線，如圖 4.1。

撓剪破壞之側力與側位移關係曲線共有四個折點，分別為：

(1)原點：(0,0)

(2)彎矩降伏點： $(\Delta_y, V_b)$

$V_b$  為雙曲率柱撓曲強度，根據材料力學，可由下式計算：

$$V_b = \frac{2M_n}{H} \quad (4.1)$$

其中  $M_n$  為鋼筋混凝土柱斷面之標稱彎矩強度， $H$  為柱之淨高。

$\Delta_y$  為雙曲率柱之降伏位移，可由下式計算：

$$\Delta_y = \frac{V_b H^3}{12(EI)_c} \quad (4.2)$$

其中柱變形為雙曲率變形， $(EI)_c = 0.35E_c I_g$  為柱開裂斷面的撓曲剛度，

$E_c$  為混凝土彈性模數， $I_g$  為柱總斷面對其中性軸之慣性矩。

(3)剪力破壞點： $(\Delta_s, V_b)$

Elwood 及 Moehle 由 50 個各種尺寸及不同箍筋比之鋼筋混凝土柱試體，控制雙曲率變形試驗後得到柱體剪力破壞時剪應力與變位角之關係曲線，用最小平方差的數值方法，歸納出撓剪破壞時的變位角可由下式計算：

$$\frac{\Delta_s}{H} = \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \quad (4.3)$$

式中  $H$  為柱淨高； $\rho'' = A_{st} / bs$  為剪力箍筋體積比； $A_{st}$  為剪力筋總斷面積，計算剪力鋼筋於箍筋間距  $s$  內之斷面積； $b$  為柱寬； $v_m = V_b / bd$  為剪應力； $d$  為柱斷面之有效深度，可設為柱深  $h$  之 0.8 倍； $f'_c$  為混凝土抗壓強度； $A_g$  為柱斷面積； $P$  為柱承受之軸力。

(4) 軸力破壞點： $(\Delta_a, 0)$

Elwood 及 Moehle 亦由試驗得到柱試體到達軸向破壞時軸力與變位角之關係，並歸納出軸向破壞時的變位角可由下式計算：

$$\frac{\Delta_a}{H} = \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \quad (4.4)$$

式中  $f_{yt}$  為箍筋降伏強度； $d_c$  為柱核心混凝土的深度，由箍筋中心至中心計算； $\theta$  為剪力裂縫與水平的夾角，一般可認定為  $65^\circ$ ，但不可超過  $\tan^{-1}(H/h)$ ；而係數  $\kappa'$  隨著韌性比  $\mu$  增加，由 1 變化到 0.7，可參考圖 4.2，其中韌性比為  $\mu = \Delta_s / \Delta_y$ 。

2. RC 柱剪力破壞之側力與側位移關係曲線，如圖 4.3。

剪力破壞之側力與側位移關係曲線，共有三個折點，分別為：

(1) 原點： $(0,0)$

(2) 剪力降伏點： $(\Delta_u, V_n)$

依據美國 ACI 318-11 規範，鋼筋混凝土結構的剪力強度  $V_n$  乃是

由混凝土所提供的剪力強度  $V_c$  再加上箍筋所提供的剪力強度  $V_s$ ，其建議之混凝土剪力強度計算方式如下：

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd \quad (4.5)$$

箍筋之剪力強度計算方式如下：

$$V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d_c}{s} \cot \alpha \quad (4.6)$$

式中  $\alpha$  為剪力裂縫與柱軸線之夾角，ACI 一般建議  $\alpha$  為  $45^\circ$ ， $d_c$  以  $d$  取代。

由式(4.5)及式(4.6)即可得到柱剪力強度  $V_n$ ，如下式計算：

$$V_n = V_c + V_s \quad (4.7)$$

$\Delta_u$  為柱體發生剪力破壞時之側位移，其計算公式如下：

$$\Delta_u = \frac{V_n H^3}{12EI_c} \quad (4.8)$$

其中柱變形為雙曲率變形， $(EI)_c = 0.35E_c I_g$  為柱開裂斷面的撓曲剛度， $E_c$  為混凝土彈性模數， $I_g$  為柱總斷面對其中性軸之慣性矩。

(3)軸力破壞點： $(\Delta_a, 0)$

軸向破壞位移  $\Delta_a$  之計算公式同式(4.4)，為符合脆性破壞之特性，故限制其值不大於  $0.04H$ 。

### 3. RC 柱撓曲破壞之側力與側位移關係曲線

若柱配足夠的箍筋量，其破壞模式會趨近撓曲破壞，由於撓曲破

壞及撓剪破壞皆為韌性破壞，且皆發生在柱端塑鉸發生後，其分野在分析上不易區隔，為簡化及保守分析起見，本文以撓剪破壞側向載重位移曲線來定義可能的撓曲破壞行為。

## 4.2 試驗試體之分析計算

本小節依照第三章的建議分析方式計算第二章所收錄的八座試驗試體，並配合傳統側推分析做計算。將試體分為：未補強試體、鋼框架補強 RC 試體、鋼框架及斜撐補強 RC 試體各別做分析。其中未補強試體包含 PF 試體及 BMNFL 試體兩座試體；鋼框架補強 RC 試體包含 PF-SF 試體及 SMFNFL 試體兩座試體；鋼框架及斜撐補強 RC 試體包含 WF05B-SF 試體、SBFNFL 試體、SFXNFL 試體及 SFSNFL 試體，共四座試體。

### 4.2.1 未補強試體之計算

#### (1) PF 試體

如圖 2.1，PF 試體為未補強之構架。

柱斷面尺寸  $b=30\text{cm}$ 、 $d=44\text{cm}$

材料強度  $f'_c = 142.25\text{ kgf/cm}^2$ 、 $f_y = 5822.637\text{ kgf/cm}^2$ 、

$f_{yt} = 4526.091\text{ kgf/cm}^2$

柱底承受軸力  $P = 1500\text{ kgf}$

柱淨高  $H = 155\text{ cm}$

### a. 計算 PF 試體側力強度

- 彎矩破壞所對應之剪力強度：

柱斷面彎矩強度  $M_n = 2675077.8 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

柱體彎矩破壞所對應之側力強度

$$V_b = \frac{2M_n}{H} = \frac{2 \times 2675077.8}{155} = 34517.134 \text{ kgf}$$

- 剪力破壞所對應之剪力強度：

混凝土之抗剪力強度

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d = 0.53 \times \sqrt{142.25} \times 30 \times 44 = 8344.0316 \text{ kgf}$$

$$\text{箍筋之抗剪強度 } V_s = \frac{A_{st} f_{yt} d}{s} = \frac{3 \times 1.27 \times 4526.091 \times 44}{8} = 94844.237 \text{ kgf}$$

柱體剪力破壞所對應之側力強度  $V_n = V_c + V_s = 103188.27 \text{ kgf}$

$$\therefore V_b < V_n$$

∴ PF 試體為彎矩破壞構架。

### b. 建立試體之側力強度與側位移關係曲線

參照式(4.1)、(4.2)、(4.3)、(4.4)計算出下列四個折點

- 原點：(0,0)
- 彎矩降伏點：( $\Delta_y$ ,  $2V_b$ )

$$\Delta_y = \frac{V_b H^3}{12(EI)_c} = \frac{34517.134 \times 155^3}{12 \times 0.35 \times 15000 \times \sqrt{142.25} \times 312500} = 0.5474 \text{ cm} (5.474 \text{ mm})$$

PF 試體兩柱配置相同，根據之前假設側力強度疊加。

$$2V_b = 2 \times 34517.134 = 69034.268 \text{ kgf (677.23 kN)}$$

故彎矩降伏點為(5.474,677.23)

● 剪力破壞點： $(\Delta_s, 2V_b)$

$$\begin{aligned} \frac{\Delta_s}{H} &= \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \\ &= \frac{3}{100} + 4 \times \frac{3 \times 1.27}{30 \times 8} - \frac{34517.134}{133 \times \sqrt{142.25} \times 30 \times 44} - \frac{1500}{40 \times 30 \times 50 \times 142.25} \\ &= 0.0768 > 0.01 \end{aligned}$$

$$\therefore \Delta_s = 0.0768 \times 155 = 11.91 \text{ cm (119.1 mm)}$$

故剪力破壞點為(119.1,677.23)

● 軸力破壞點： $(\Delta_a, 0)$

$$\begin{aligned} \Delta_a &= \left( \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \right) \times H \\ &= \left( \frac{0.04 \times (1 + (\tan 65^\circ)^2)}{\tan 65^\circ + \frac{1500 \times 8}{0.7 \times 3 \times 1.27 \times 4526.091 \times 38 \times \tan 65^\circ}} \right) \times 155 \\ &= 16.1 \text{ cm (161 mm)} \end{aligned}$$

故軸力破壞點為(161,0)

由以上各點可建立 PF 試體之側力強度與側位移關係曲線。如圖 4.4。

## (2) BMNFL 試體

如圖 2.4，PF 試體為未補強之構架。

柱斷面尺寸  $b=30\text{cm}$ 、 $d=44\text{cm}$

材料強度  $f'_c = 209.82\text{ kgf/cm}^2$ 、 $f_y = 4637.364\text{ kgf/cm}^2$ 、

$f_{yt} = 4027.49\text{ kgf/cm}^2$

柱底承受軸力  $P = 1350\text{ kgf}$

柱淨高  $H = 170\text{ cm}$

### a. 判斷 BMFNFL 試體之破壞模式

- 彎矩破壞所對應之剪力強度：

柱斷面彎矩強度  $M_n = 2458741.1\text{ kgf-cm}$

柱體彎矩破壞所對應之剪力強度

$$V_b = \frac{2M_n}{H} = \frac{2 \times 2458741.1}{170} = 28926.365\text{ kgf}$$

- 剪力破壞所對應之剪力強度：

混凝土之抗剪力強度

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}bd = 0.53 \times \sqrt{209.82} \times 30 \times 44 = 10133.821\text{ kgf}$$

$$V_s = \frac{A_{st}f_{yt}d}{s} = \frac{2 \times 0.71 \times 4027.49 \times 44}{30} = 8387.92\text{ kgf}$$

柱體剪力破壞所對應之剪力強度  $V_n = V_c + V_s = 18521.74\text{ kgf}$

$$\therefore V_b > V_n$$

∴BMNFL 試體為剪力破壞構架。

**b. 建立試體之側力強度與側位移關係曲線:**

參照式(4.4)~(4.8)建立下列各點

- 原點：(0,0)
- 剪力降伏點：( $\Delta_u, 2V_n$ )

$$\Delta_u = \frac{V_n H^3}{12(EI)_c} = \frac{18521.74 \times 170^3}{12 \times 0.35 \times 15000 \times \sqrt{209.82} \times 312500} = 0.4983 \text{ cm (4.983 mm)}$$

BMNFL 試體兩柱配置相同，根據之前假設側力強度疊加。

$$2V_n = 2 \times 18521.74 = 37043.48 \text{ kgf (363.396 kN)}$$

故剪力極限點為(4.983,363.396)

- 軸力破壞點：( $\Delta_a, 0$ )

$$\Delta_a = \text{Min} \left\{ \left[ \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \right] \times H, 0.04H \right\}$$

$$= \text{Min} \left\{ \left[ \frac{0.04 \times (1 + (\tan 65^\circ)^2)}{\tan 65^\circ + \frac{1350 \times 30}{0.7 \times 2 \times 0.71 \times 4027.49 \times 38 \times \tan 65^\circ}} \right] \times 170, 0.04 \times 170 \right\}$$

$$= 6.8 \text{ cm (68 mm)}$$

故軸力破壞點為(68,0)

由以上各點可建立 BMNFL 試體之側力強度與側位移關係曲線，如圖 4.5。

#### 4.2.2 鋼框架補強 RC 試體之計算

##### (1) PF-SF 試體

如圖 2.2，PF-SF 試體為鋼框架補強構架。

補強鋼框尺寸為  $C150 \times 75 \times 9 \times 12.5$ ，斷面積為  $30.6 \text{ cm}^2$

假設鋼材為 A36 鋼，降伏強度為  $2550 \text{ kgf / cm}^2$

修補水泥砂漿強度為  $470.67 \text{ kgf / cm}^2$

化學錨栓假設使用 HVU 化學藥劑包搭配 HAS/HAS-E 螺桿 M20\*170

設計抗拉強度為  $6411.82 \text{ kgf}$ ，設計抗剪強度為  $5504 \text{ kgf}$

極限抗拉強度為  $12405.7 \text{ kgf}$ ，極限抗剪強度為  $7431.2 \text{ kgf}$

本研究採用之極限抗剪強度為  $\frac{7431.2 + 5504}{2} = 6467.5 \text{ kgf}$

##### a. 計算補強鋼框架提供之強度

採用式(3.1)~(3.7)計算鋼框架提供之強度：

- 拉力側鋼框提供設計強度：

$$T = \min \{ 2550 \times 30.6, 0.5 \times 5504 \times 8, 0.5 \times 6411.82 \times 2 \} \\ = 6411.82 \text{ kgf}$$

由基礎處化學螺絲抗拉拔能力控制

- 壓力側鋼框提供設計強度：

$$C = \min \{0.5 \times 5504 \times 8, 2550 \times 30.6\}$$

$$= 22016 \text{ kgf}$$

由柱體上化學螺栓抗剪能力控制

- 拉力側鋼框提供極限強度:

$$T_u = \min \{2550 \times 30.6, 0.5 \times 6467.5 \times 8, 0.5 \times 12405.7 \times 2\}$$

$$= 12405.7 \text{ kgf}$$

由基礎處化學螺栓抗拉拔能力控制

- 壓力側鋼框提供極限強度:

$$C_u = \min \{0.5 \times 6467.5 \times 8, 2550 \times 30.6\}$$

$$= 25870 \text{ kgf}$$

由柱體上化學螺栓抗剪能力控制

## b. 計算 PF-SF 試體側力強度

參照圖 3.11，判斷 PF-SF 試體之破壞模式

假設拉、壓側鋼框架達各自的設計強度時，鋼筋混凝土最外緣受壓應變達 0.003，視鋼框為鋼筋一般提供強度，接著取力平衡可得補強後之彎矩  $M_{PF-SF}$

$$PF-SF \text{ 補強試體之彎矩強度 } M_{PF-SF} = 3646941.5 \text{ kgf} - \text{cm}$$

PF-SF 補強試體之彎矩側力強度

$$\frac{2M_{PF-SF}}{H} = \frac{2 \times 3646941.5}{155} = 47057.3 \text{ kgf} \dots \dots \dots (1)$$

由式(3.9)~(3.11)計算 PF-SF 試體之剪力側力強度

鋼筋混凝土提供之剪力強度

$$V_n = V_c + V_s = 103188.27 \text{ kgf}$$

鋼框提供彎矩強度

$$M_{\text{steel}} = 6411.82 \times 42.7 + 22016 \times 17.7 = 663467.914 \text{ kgf} - \text{cm}$$

鋼框提供之側力強度

$$V_{\text{steel}} = \frac{2M_{\text{steel}}}{H} = \frac{2 \times 663467.914}{155} = 8560.88 \text{ kgf}$$

PF-SF 鋼框補強試體之剪力側力強度

$$V_n + V_{\text{steel}} = 111749.14 \text{ kgf} \dots\dots\dots(2)$$

(1)、(2)式比較可得知 PF-SF 為彎矩破壞柱體，並參考傳統側推分析做分析

- 未補強柱體之標稱彎矩強度  $M_n = 3111373.024 \text{ kgf} - \text{cm}$
- 假設拉、壓側鋼框架達各自的設計強度時，鋼筋混凝土最外緣受壓應變達 0.003，視鋼框為鋼筋一般提供強度，接著取力平衡可得補強後之彎矩  $M_{\text{PF-SF}}$

PF-SF 補強試體之彎矩強度  $M_{\text{PF-SF}} = 3646941.5 \text{ kgf} - \text{cm}$

- 假設拉、壓側鋼框架達各自的極限強度時，鋼筋混凝土最外緣受壓應變達 0.003，視鋼框為鋼筋一般提供強度，接著取力平衡可得補強後之極限彎矩  $M_{\text{PF-SF,u}}$

PF-SF 補強試體之極限彎矩強度  $M_{\text{PF-SF,u}} = 3834898.197 \text{ kgf} - \text{cm}$

採式(3.8)計算 PF-SF 試體之側力強度。

### PF-SF 補強試體之側力強度

$$V_{PF-SF} = \frac{2M_{PF-SF}}{H} = \frac{2 \times 3646941.5}{155} = 47057.3 \text{ kgf}$$

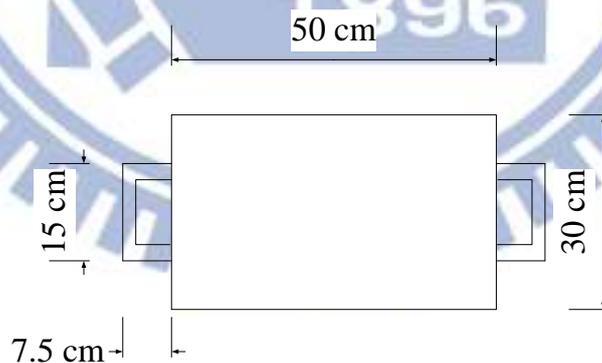
### PF-SF 補強試體之極限側力強度

$$V_{PF-SF,u} = \frac{2M_{PF-SF,u}}{H} = \frac{2 \times 3834898.197}{155} = 49482.56 \text{ kgf}$$

### c. 建立柱體之側力強度與側位移關係曲線:

鋼框補強試體斷面，由於鋼框與柱體接合並非完美。補強構架受力時，鋼框架與構架柱體變形並非一致，無法產生鋼材之特性。故分析鋼框補強試體斷面時，假設補強鋼框與填充之無收縮水泥砂漿視為與柱體等質的混凝土，藉此提升斷面之慣性矩及彎矩勁度。

$$I_{tr} = \frac{30 \times 50^3}{12} + 2 \times [15 \times 7.5 \times (25 + \frac{7.5}{2})^2] = 498476.5625 \text{ cm}^4$$



- 原點：(0,0)
- 彎矩降伏點：(Δ<sub>y</sub>, 2V<sub>PF-SF</sub>)

$$\Delta_y = \frac{V_{PF-SF} H^3}{12(EI_{tr})_c} = \frac{47057.3 \times 155^3}{12 \times 0.35 \times 15000 \times \sqrt{142.25 \times 498476.5625}} = 0.468 \text{ cm (4.68mm)}$$

PF-SF 試體兩柱配置相同，根據之前假設側力強度疊加。

$$2V_{PF-SF} = 2 \times 47057.3 = 94114.6 \text{ kgf} (923.26 \text{ kN})$$

故彎矩降伏點為(4.68,923.26)

● 極限彎矩降伏點:  $(\Delta_{y,u}, 2V_{PF-SF,u})$

$\Delta_{y,u}$  為鋼框提供之彎矩強度提升至極限彎矩強度所對應之位移，假設鋼框提供之彎矩強度與位移呈線性關係，故可由彎矩點所對應之位移依鋼框提供設計彎矩與鋼框提供極限彎矩之比例關係求出。鋼框提供彎矩與鋼框提供極限彎矩可由式(3.10)求出。

鋼框提供彎矩

$$M_{steel} = 6411.82 \times 42.7 + 22016 \times 17.7 = 663467.914 \text{ kgf} - \text{cm}$$

鋼框提供極限彎矩

$$M_{steel,u} = 12405.7 \times 42.7 + 25870 \times 17.7 = 987622.39 \text{ kgf} - \text{cm}$$

極限彎矩點之位移

$$\Delta_{y,u} = \Delta_y \times \frac{M_{steel,u}}{M_{steel}} = 0.468 \times \frac{987622.39}{663467.914} = 0.696 \text{ cm} (6.96 \text{ mm})$$

PF-SF 補強試體之極限彎矩強度  $M_{PF-SF,u} = 3834898.197 \text{ kgf} - \text{cm}$

$$2V_{PF-SF,u} = 2 \times \frac{2M_{PF-SF,u}}{H} = 2 \times \frac{2 \times 3834898.197}{155} = 98965.11 \text{ kgf} (970.85 \text{ kN})$$

故極限彎矩降伏點為(6.96,970.85)

● 剪力破壞點： $(\Delta_s, 2V_b)$

本研究假設，當鋼框補強之韌性試體達剪力破壞點時，試體經大量側向位移影響：受拉之化學錨栓早已拉拔，使鋼框提供強度降低；受剪之化學錨栓因與混凝土的擠壓，使得化學錨栓孔洞放大產生鬆動。故假設當鋼框補強之韌性試體達剪力破壞點時，鋼框無法提供強度。柱體彎矩強度以未補強之原柱體計算之。

$$\begin{aligned} \frac{\Delta_s}{H} &= \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \\ &= \frac{3}{100} + 4 \times \frac{3 \times 1.27}{30 \times 8} - \frac{40146.75}{133 \times \sqrt{142.25} \times 30 \times 44} - \frac{1500}{40 \times (30 \times 50 + 2 \times 15 \times 7.5) \times 142.25} \\ &= 0.0697 > 0.01 \end{aligned}$$

$$\Delta_s = 0.0697 \times 155 = 10.802 \text{ cm (108.02 mm)}$$

未補強柱體之標稱彎矩強度  $M_n = 3111373.024 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

$$2V_b = 2 \times \frac{2 \times 3111373.024}{155} = 80293.5 \text{ kgf (787.68 kN)}$$

故剪力破壞點為(108.02,787.68)

● 軸力破壞點： $(\Delta_a, 0)$

$$\Delta_a = \left( \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \right) \times H$$

$$= \left( \frac{0.04 \times (1 + (\tan 65^\circ)^2)}{\tan 65^\circ + \frac{1500 \times 8}{0.7 \times 3 \times 1.27 \times 4526.091 \times 38 \times \tan 65^\circ}} \right) \times 155$$

$$= 16.1 \text{ cm (161 mm)}$$

故軸力破壞點為(161,0)

由以上各點可建立 PF-SF 試體之側力強度與側位移關係曲線。如圖

4.6。

## (2) SMFNFL 試體

如圖 2.5，SMFNFL 試體為鋼框架補強構架。

鋼框尺寸為 C125 × 65 × 6 × 8，斷面積為 17.11 cm<sup>2</sup>

假設鋼材為 A36 鋼，降伏強度為 2550 kgf / cm<sup>2</sup>

混凝土強度  $f'_c = 170.62 \text{ kgf / cm}^2$

化學錨栓假設使用 HVU 化學藥劑包搭配 HAS/HAS-E 螺桿 M20\*170

設計抗拉強度為 6411.82 kgf，設計抗剪強度為 5504 kgf

極限抗拉強度為 12405.7 kgf，極限抗剪強度為 7431.2 kgf

本研究所採用之極限抗剪強度為  $\frac{7431.2 + 5504}{2} = 6467.5 \text{ kgf}$

### a. 計算補強鋼框所提供之強度

採用式(3.1)~(3.7)計算鋼框架提供之強度

- 拉力側鋼框提供設計強度:

$$T = \min \{ 2550 \times 17.11, 0.5 \times 5504 \times 5, 0.5 \times 6411.82 \times 2 \}$$
$$= 6411.82 \text{ kgf}$$

由基礎處化學錨栓抗拉拔能力控制

- 壓力側鋼框提供設計強度:

$$C = \min \{ 0.5 \times 5504 \times 5, 2550 \times 17.11 \}$$
$$= 13760 \text{ kgf}$$

由柱體上化學錨栓抗剪強度控制

- 拉力側鋼框提供極限強度:

$$T_u = \min \{ 2550 \times 17.11, 0.5 \times 6467.5 \times 5, 0.5 \times 12405.7 \times 2 \}$$
$$= 12405.7 \text{ kgf}$$

由基礎處化學錨栓抗拉拔能力控制

## b. 計算 SMFNFL 試體側力強度

參照圖 3.11，判斷 SMFNFL 試體之破壞模式

假設拉、壓側鋼框架達各自的設計強度時，鋼筋混凝土最外緣受壓應

變達 0.003，視鋼框為鋼筋一般提供強度，接著取力平衡可得補強後

之彎矩  $M_{SMFNFL}$

$$SMFNFL \text{ 補強試體之彎矩強度 } M_{SMFNFL} = 2751110.5 \text{ kgf} - \text{cm}$$

SMFNFL 補強試體之彎矩側力強度

$$\frac{2M_{SMFNFL}}{H} = \frac{2 \times 2751110.5}{170} = 32366.006 \text{ kgf} \dots \dots \dots (1)$$

由式(3.9)~(3.11)計算 PF-SF 試體之剪力側力強度

鋼筋混凝土提供之剪力強度

$$V_n = V_c + V_s = 17526.2 \text{ kgf}$$

鋼框提供彎矩

$$M_{steel} = 6411.82 \times 42.1 + 13760 \times 17.1 = 505233.622 \text{ kgf} - \text{cm}$$

鋼框提供之側力強度

$$V_{steel} = \frac{2M_{steel}}{H} = \frac{2 \times 505233.622}{170} = 5943.925 \text{ kgf}$$

SMFNFL 補強試體之剪力側力強度

$$V_n + V_{steel} = 23470.131 \text{ kgf} \dots \dots \dots (2)$$

(1)、(2)式比較可得知 SMFNFL 為剪力破壞柱體，並參考傳統側推分析做分析

式(3.9)~(3.13)計算 SMFNFL 試體之側力強度

鋼框混凝土提供之剪力強度

$$V_n = V_c + V_s = 17526.2 \text{ kgf}$$

鋼框提供彎矩

$$M_{steel} = 6411.82 \times 42.1 + 13760 \times 17.1 = 505233.622 \text{ kgf} - \text{cm}$$

鋼框提供之側力強度

$$V_{steel} = \frac{2M_{steel}}{H} = \frac{2 \times 505233.622}{170} = 5943.925 \text{ kgf}$$

鋼框提供極限彎矩

$$M_{\text{steel,u}} = 12405.7 \times 42.1 + 16168.75 \times 17.1 = 798765.595 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

鋼框提供之極限側力強度

$$V_{\text{steel,u}} = \frac{2M_{\text{steel,u}}}{H} = \frac{2 \times 798765.595}{170} = 9397.24 \text{ kgf}$$

SMFNFL 側力強度

$$V_{\text{SMFNFL}} = V_n + V_{\text{steel}} = 23470.131 \text{ kgf}$$

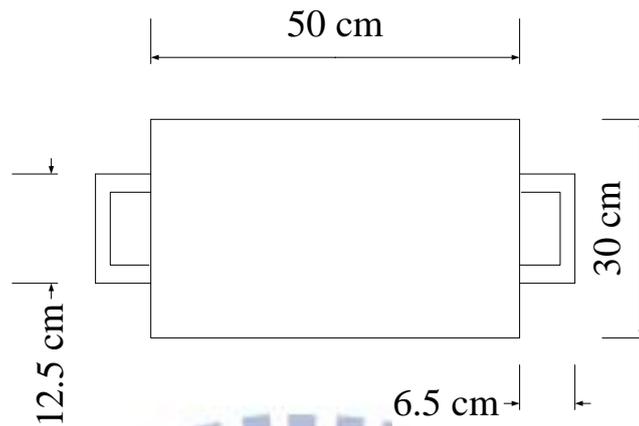
SMFNFL 極限側力強度

$$V_{\text{SMFNFL,u}} = V_n + V_{\text{steel,u}} = 26923.448 \text{ kgf}$$

### c. 建立柱體之側力強度與側位移關係曲線

鋼框補強試體斷面，由於鋼框與柱體接合並非完美。補強構架受力時，鋼框架與構架柱體變形並非一致，無法產生鋼材之特性。故分析鋼框補強試體斷面時，假設補強鋼框與填充之無收縮水泥砂漿視為與柱體等質的混凝土，藉此提升斷面之慣性矩及彎矩勁度。

$$I_{\text{tr}} = \frac{30 \times 50^3}{12} + 2 \times \left[ 12.5 \times 6.5 \times \left( 25 + \frac{6.5}{2} \right)^2 \right] = 442185.1563 \text{ cm}^4$$



- 原點：(0,0)
- 剪力降伏點：( $\Delta_u, 2V_{SMFNFL}$ )

$$\Delta_u = \frac{V_{SMFNFL} H^3}{12(EI)_c} = \frac{23470.131 \times 170^3}{12 \times 0.35 \times 15000 \times \sqrt{170.62 \times 442185.1563}} = 0.317 \text{ cm (3.17 mm)}$$

SMFNFL 試體兩柱配置相同，根據之前假設側力強度疊加。

$$2V_{SMFNFL} = 2 \times 23470.131 = 46940.26 \text{ kgf (460.484 kN)}$$

故剪力降伏點為(3.17,460.484)

- 剪力極限點：( $\Delta_{u,u}, 2V_{SMFNFL,u}$ )

$\Delta_{u,u}$  為鋼框提供之設計彎矩強度提升至極限彎矩強度所對應之位移，

故可由設計彎矩點所對應之位移依鋼框提供設計彎矩與鋼框提供極

限彎矩之比例關係求出。

$$\Delta_{u,u} = \Delta_u \times \frac{M_{steel,u}}{M_{steel}} = 0.5 \text{ cm (5 mm)}$$

SMFNFL 試體兩柱配置相同，根據之前假設側力強度疊加。

$$2V_{SMFNFL,u} = 2 \times 26923.488 = 53846.9 \text{ kgf (528.238 kN)}$$

故剪力極限點為(5,528.238)

● 軸力破壞點： $(\Delta_a, 0)$

$$\begin{aligned} \Delta_a &= \text{Min} \left\{ \left\{ \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \right\} \times H, 0.04H \right\} \\ &= \text{Min} \left\{ \left\{ \frac{0.04 \times (1 + (\tan 65^\circ)^2)}{\tan 65^\circ + \frac{1350 \times 30}{0.7 \times 2 \times 0.71 \times 4027.49 \times 38 \times \tan 65^\circ}} \right\} \times 170, 0.04 \times 170 \right\} \\ &= 6.8 \text{cm} (68 \text{mm}) \end{aligned}$$

故軸力破壞點為(6.8,0)

由以上各點可建立 SMFNFL 試體之側力強度與側位移關係曲線。如圖 4.7。

#### 4.2.3 鋼框架及斜撐補強 RC 試體之計算

##### (1) WF05B-SF 試體

如圖 2.3，WF05B-SF 試體為鋼框架加 K 型斜撐補強之構架。

K 型斜撐桿斷面尺寸為 2 - C100×50×5×7.5，斷面積為 23.84 cm<sup>2</sup>

假設 K 型斜撐與柱體夾角為 45°，斜撐桿長度 110cm

假設預力螺栓型式為 A490，承壓標稱剪應力強度為 4.2 tf / cm<sup>2</sup>，螺

栓斷面積  $3.14\text{cm}^2$

補強鋼框尺寸為  $C150 \times 75 \times 9 \times 12.5$ ，斷面積為  $30.6\text{cm}^2$

假設鋼材為 A36 鋼，降伏強度為  $2550\text{kgf/cm}^2$

修補水泥砂漿強度為  $358.55\text{kgf/cm}^2$

化學錨栓假設使用 HVU 化學藥劑包搭配 HAS/HAS-E 螺桿  $M20 \times 170$

設計抗拉強度為  $6411.82\text{kgf}$ ，設計抗剪強度為  $5504\text{kgf}$

極限抗拉強度為  $12405.7\text{kgf}$ ，極限抗剪強度為  $7431.2\text{kgf}$

本研究所採用之極限抗剪強度為  $\frac{7431.2 + 5504}{2} = 6467.5\text{kgf}$

#### a. 計算鋼框架補強之柱體提供的側力強度

可參照 4.2.2 節的計算流程，建立出 WF05B-SF 構架中鋼框架補強柱體所提供之側力強度，並建立其側力與側位移之曲線如圖 4.8。

#### b. 計算 K 型斜撐提供之強度

WF05B-SF 試體考慮基礎處化學錨栓數較梁處化學錨栓少，下半部 K 型斜撐應比上半部提早破壞，故 K 型斜撐計算分析僅考慮下半部斜撐，如圖 3.8。並由式(3.12)~(3.16)求出受拉、壓之 K 型斜撐桿之強度，再利用(3.17)求出 K 型斜撐桿極限位移。

#### ● 受拉之 K 型斜撐桿強度：

$$T_u = \min \left\{ 2550 \times 23.84, 4200 \times 3.14 \times 3 \times 2, \frac{0.5 \times 12405.7 \times 4}{\cos 45^\circ}, \frac{6467.5 \times 4}{\cos 45^\circ} \right\}$$
$$= 35088.62\text{kgf}$$

由基礎處化學螺栓抗拉拔能力控制

受拉之 K 型斜撐桿水平強度

$$T_{uH} = T_u \times \cos 45^\circ = 24811.4 \text{ kgf}$$

受拉之 K 型斜撐桿極限軸向位移:

$$\delta_T = \frac{NL}{EA} = \frac{35088.62 \times 110}{2.04 \times 10^6 \times 23.84} = 0.0805 \text{ cm}$$

根據柱體反曲點為柱高之一半，可得受拉之 K 型斜撐桿極限位移時

所對應的柱頂位移，如圖 4.9。

$$\delta_{\text{Trroof}} = 2 \times \frac{\delta_T}{\cos \theta} = \frac{2 \times 0.0805}{\cos 45^\circ} = 0.2277 \text{ cm}$$

● 受壓之 K 型斜撐桿強度:

$$C_u = \min \left\{ 2550 \times 23.84, 4200 \times 3.14 \times 3 \times 2, \frac{6467.5 \times 4}{\cos 45^\circ}, \frac{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6 \times 25.71}{110^2} \right\}$$
$$= 36585.7 \text{ kgf}$$

由基礎處化學錨栓抗剪能力控制

受壓之 K 型斜撐桿水平強度

$$C_{uH} = C_u \times \cos 45^\circ = 25870 \text{ kgf}$$

受壓之 K 型斜撐桿極限軸向位移:

$$\delta_c = \frac{NL}{EA} = \frac{36585.7 \times 110}{2.04 \times 10^6 \times 23.84} = 0.084 \text{ cm}$$

根據柱體反曲點為柱高之一半，可得受壓之 K 型斜撐桿極限位移時

所對應的柱頂位移，如圖 4.9。

$$\delta_{\text{Croof}} = \frac{2\delta_c}{\cos\theta} = \frac{2 \times 0.084}{\cos 45^\circ} = 0.2376 \text{ cm}$$

### c. 建立 K 型斜撐之側力與側位移關係曲線

由前述各點可建立 K 型斜撐拉、壓各桿產極限強度時所對應之柱頂位移。本研究受拉力斜撐為基礎處化學錨栓之拉拔強度控制:受壓力斜撐為基礎處化學錨栓之抗剪強度。在拉、壓斜桿達各自極限強度位移後，本研究對後續提供強度做了假設:

1.受拉斜桿達極限位移及極限強度後，再以極限位移之一半強度遞減為零。如圖 3.7。

2.受壓斜桿達極限位移及極限強度後，後續強度可繼續提供極限強度至剪力破壞點。如圖 3.7。

可得拉、壓各斜桿之力與位移曲線如圖 4.10。最後，再將這兩條曲線疊加即可得 K 型斜撐之側力與側位移關係曲線，如圖 4.11。

### d. 建立 WF05B-SF 試體之力與位移曲線

參照式(3.18)，可由 WF05B-SF 柱體之側力強度與側位移關係曲線及 K 型斜撐之側力與側位移關係曲線，兩兩點位疊加得 WF05B-SF 構架之側力強度與側位移關係曲線，如圖 4.12 及圖 4.13。

WF05B – SF柱體之位移與側力關係

原點(0,0)

彎矩降伏點(0.453,91174.5)

極限彎矩點(0.674,96022.6)

剪力破壞點(10.91,77318.14)

軸力破壞點(16.095,0)      unit : (cm,kgf)

K型斜撐之位移與側力關係

(0,0)

(0.2277,49622.8)

(0.2374,48564.2)

(0.3416,25870)

疊加可得 WF05B-SF 構架之位移與側力各點位關係

(0,0)

(0.227,95431.95)

(0.237,96327.84)

(0.341,94583.73)

(0.453,117044.5)

(0.674,121892.64)

(10.911,103188.14)

(16.095,0)      unit : (cm,kgf)

## (2)SBFNFL 試體

### a. 計算鋼框架補強之柱體提供的側力強度

可參照 4.2.2 節的計算流程，建立起 SBFNFL 構架中鋼框架補強柱體所提供之側力強度，並建立其側力與側位移之曲線如圖 4.14。

### b. 計算 K 型斜撐提供之強度

### c. 建立 K 型斜撐之側力與側位移關係曲線

可參照 WF05B-SF 試體，計算 K 型斜撐提供之強度及建立 K 型斜撐之側力與側位移關係曲線。如圖 4.15、圖 4.16。

#### d. 建立 SBFNFL 試體之側力與位移曲線

參照式(3.18)，可由 SBFNFL 柱體之側力強度與側位移關係曲線及 K 型斜撐之側力與側位移關係曲線，兩兩點位疊加得 SBFNFL 構架之側力強度與側位移關係曲線，如圖 4.17 及圖 4.18。

SBFNFL 柱體之位移與側力關係	K 型斜撐之位移與側力關係
原點(0,0)	(0,0)
剪力降伏點(0.313,47266.21)	(0.331,49622.8)
剪力極限點(0.496,54172.84)	(0.345,48564.2)
軸力破壞點(6.8,0)	(0.496,25870)
unit : (cm,kgf)	

疊加可得 SBFNFL 構架之位移與側力關係

(0,0)	
(0.313,94271.67)	
(0.331,97550.94)	
(0.341,97027.79)	
(0.453,80162.22)	
(0.674,80036.00)	
(6.8,0)	unit : (cm,kgf)

### (3) SFXNFL 試體

如圖 2.7，SFXNFL 試體為鋼框架加倒 V 型阻尼斜撐補強之構架。

X 字鋼板加勁阻尼器鋼材降伏應力  $f_y = 3343.658 \text{ kgf / cm}^2$ 、X 字鋼板

加勁阻尼器鋼材降伏應變  $\varepsilon_y = 0.00164$ 、X 字型鋼板之片數為 50 片、X 字型鋼板上下兩端之寬度為 10cm、X 字型鋼板之厚度 0.6cm、X 字型鋼板之有效高度為 15cm

補強鋼框尺寸為 C125×65×6×8，斷面積為  $17.11\text{cm}^2$

假設鋼材為 A36 鋼，降伏強度為  $2550\text{kgf/cm}^2$

混凝土強度  $f'_c = 169.86\text{kgf/cm}^2$

化學錨栓假設使用 HVU 化學藥劑包搭配 HAS/HAS-E 螺桿 M20\*170

設計抗拉強度為  $6411.82\text{kgf}$ ，設計抗剪強度為  $5504\text{kgf}$

極限抗拉強度為  $12405.7\text{kgf}$ ，極限抗剪強度為  $7431.2\text{kgf}$

本研究所採用之極限抗剪強度為  $\frac{7431.2 + 5504}{2} = 6467.5\text{kgf}$

#### a. 計算鋼框架補強之柱體提供的側力強度

可參照 4.2.2 節的計算流程，建立出 SFXNFL 構架中鋼框架補強柱體所提供之側力強度，並建立其側力與側位移之曲線如圖 4.19。

#### b. 建立倒 V 型阻尼斜撐之側力與側位移關係曲線

倒 V 型阻尼斜撐，如第三章所示：為了簡化分析倒 V 型阻尼斜撐，我們假設連接鋼板加勁阻尼器之倒 V 型斜撐不會產生破壞，一切強度由鋼板加勁阻尼器控制。為了簡化手算分析，我們將鋼板加勁阻尼器實際理論曲線簡化為雙線性曲線，圖 3.9。參照式(3.19)、(3.20)可

得鋼板加勁阻尼器之降伏位移及降伏側力，再對照圖 3.9 建立倒 V 型之側力強度與側位移關係。

X 字鋼板阻尼器之降伏側力

$$V_y = \frac{nbt^2}{3h} f_y = \frac{50 \times 10 \times 0.6^2}{3 \times 15} \times 3343.658 = 13374.632 \text{ kgf}$$

X 字鋼板阻尼器之降伏位移

$$\Delta_y = \frac{h^2}{2t} \varepsilon_y = \frac{15^2}{2 \times 0.6} \times 0.00164 = 0.3075 \text{ cm}$$

對照圖 3.9 可建立倒 V 型之側力強度與側位移關係

(0,0)

(0.3075,13374.632)

(3.075,20061.948) unit:(cm,kgf)

由以上各點可建立倒 V 型阻尼斜撐之側力強度與側位移關係曲線。

如圖 4.20。

最後，參照式(3.23)將 SFXNFL 柱體之力-位移曲線與倒 V 型之力-位

移曲線疊加，即可得 SFXNFL 構架之力-位移曲線，如圖 4.21、圖 4.22。

SFXNFL 柱體之位移與側力關係

(0,0)

(0.317,46899.51)

(0.502,53806.14)

(6.8,0)

unit:(cm,kgf)

倒 V 阻尼型斜撐之位移與側力關係

(0,0)

(0.3075,13374.632)

(3.075,20061.948)

疊加可得 SFXNFL 構架之位移與側力關係

(0,0)  
(0.3075,58823.03)  
(0.317,60297.87)  
(0.502,67649.98)  
(3.075,51884.36)  
(6.8,0)      unit : (cm,kgf)

#### (4)SFSNFL 試體

如圖 2.8，SFSNFL 試體為鋼框架加倒 V 型阻尼斜撐補強之構架。

剪力降伏鋼板加勁阻尼器鋼材降伏應力  $f_y = 3043.774 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ 、剪力

降伏鋼板加勁阻尼器鋼材降伏應變  $\varepsilon_y = 0.001492$ 、剪力降伏鋼板之寬

度為 22cm、剪力降伏鋼板之厚度為 0.3cm、剪力降伏鋼板之剪力降

伏應力為  $\tau_y = \frac{f_y}{\sqrt{3}} = 1757.323 \text{ kgf} / \text{cm}^2$ 、柏松比取 0.2、剪力降伏鋼板

之有效高度為 17cm。

補強鋼框尺寸為 C125×65×6×8，斷面積為  $17.11 \text{ cm}^2$

假設鋼材為 A36 鋼，降伏強度為  $2550 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

混凝土強度  $f'_c = 189.01 \text{ kgf} / \text{cm}^2$

化學錨栓假設使用 HVU 化學藥劑包搭配 HAS/HAS-E 螺桿 M20\*170

設計抗拉強度為 6411.82kgf，設計抗剪強度為 5504kgf

極限抗拉強度為 12405.7kgf，極限抗剪強度為 7431.2kgf

本研究所採用之極限抗剪強度為  $\frac{7431.2 + 5504}{2} = 6467.5 \text{ kgf}$

#### a. 計算鋼框架補強之柱體提供的側力強度

可參照 4.2.2 節的計算流程，建立起 SFSNFL 構架中鋼框架補強柱體所提供之側力強度，並建立其側力與側位移之曲線如圖 4.23。

#### b. 建立倒 V 型阻尼斜撐之側力與側位移關係曲線

倒 V 型阻尼斜撐，如第三章所示：為了簡化分析倒 V 型阻尼斜撐，我們假設連接鋼板加勁阻尼器之倒 V 型斜撐不會產生破壞，一切強度由鋼板加勁阻尼器控制。為了簡化手算分析，我們將鋼板加勁阻尼器實際理論曲線簡化為雙線性曲線，圖 3.9。參照式(3.21)、(3.22)可得鋼板加勁阻尼器之降伏位移及降伏側力，再對照圖 3.9 建立倒 V 型之側力強度與側位移關係。

剪力降伏鋼板阻尼器之降伏側力

$$V_y = \frac{2}{3} b t \tau_y = \frac{2}{3} \times 22 \times 0.3 \times 1757.323 = 7732.208$$

剪力降伏鋼板阻尼器之降伏位移

$$\Delta_y = \frac{\tau_y}{G} \times h = \frac{1757.323 \times 2 \times (1 + 0.2)}{2.04 \times 10^6} \times 17 = 0.03515 \text{ cm}$$

對照圖 3.9 可建立倒 V 型之側力強度與側位移關係

(0,0)

(0.03515, 7732.208)

(0.3515, 11598.312) unit : (cm, kgf)

由以上各點可建立倒 V 型阻尼斜撐之側力強度與側位移關係曲線。

如圖 4.24。

最後，參照式(3.26)將 SFSNFL 柱體之力-位移曲線與倒 V 型之力-位移曲線疊加，即可得 SFSNFL 構架之力-位移曲線，如圖 4.25。

SFSNFL柱體之位移與側力關係

(0,0)

(0.307,47900.02)

(0.486,54806.65)

(6.8,0)

倒V阻尼型斜撐之位移與側力關係

(0,0)

(0.03515,7732.208)

(0.3515,11598.312)

疊加可得 SFSNFL 構架之位移與側力關係

(0,0)

(0.03515,13211.84)

(0.307,58957.71)

(0.3515,61209.85)

(0.486,66404.96)

(6.8,0)

#### 4.4 試體分析計算之統整

本小節將 4.3 節分析計算出的鋼框架相關補強試體與 2.3 節試驗結果做對照。並整理計算出各分析試體之最大側力、降伏位移、極限位移、初始勁度及韌性比比較表。

#### 4.4.1 韌性試體比較圖及比較表

如圖 4.26~圖 4.28，為韌性試體試驗與分析比較圖。表 4.1 為韌性 RC 構架分析計算之最大側力、降伏位移、極限位移、初始勁度及韌性比比較表。

##### 小結

PF 試體試驗之側力強度值與分析計算之側力強度值差了約 1.5 倍，可能因素為：(1)當時試驗佈置有缺失：(a)試驗時基座產生滑動；(b)施加側載時，試體會產生扭轉，造成試驗值低估的可能因素(2)將柱體反曲點假設為柱淨高之一半，可能高估了側力強度。假設可能因素為試驗佈置有缺失，即 PF-SF 與 WF05B-SF 試驗側力強度理應上升，分析計算應更保守。

#### 4.4.2 非韌性試體比較圖及比較表

如圖 4.29~圖 4.33，為韌性試體試驗與分析比較圖。表 4.2 為非韌性 RC 構架分析計算之最大側力、降伏位移、極限位移、初始勁度及韌性比比較表。

##### 小結

由圖 4.29~圖 4.33 所示，試驗與分析計算之初始勁度有所差異。可能因素應為：(1)假設反曲點為柱淨高之一半分析，將高估了初始勁

度;(2)亦有可能僅考慮撓曲變形所產生的位移無法反應試驗之情況。

分析計算 SBFNFL 試體側力與側位移曲線中，過最大側力所對應之位移後側力強度迅速衰減，主要原因為本研究假設 K 型斜撐受拉桿之行為過於保守所致；而 WF05F-SF 試體無此現象應為:K 型斜撐受拉桿達極限強度時，柱體勁度較小未達極限強度，柱體側力強度依舊上升才無 SBFNFL 試體側力與側位移曲線之現象。SFSNFL 因剪力降伏板阻尼器側向勁度過大，本研究對照圖 3.9 計算阻尼器行為，無法充分剪力降伏板阻尼器之消能行為。



## 第五章 鋼框架補強 RC 構架之非線性鉸設定

本章節介紹鋼框架補強 RC 構架之非線性鉸設定，利用第四章分析計算之結果，反算出非線性鉸之設定參數，並輸入套裝軟體 ETABS 中進行側推分析，對照第四章之分析計算結果。

### 5.1 非線性鉸設定

本研究參考校舍結構耐震評估與補強技術手冊[4]中 RC 柱之非線性鉸設定。並從第二章中的八座試體挑選三座不同補強類型之試體進行非線性鉸參數計算，分別為鋼框架補強、鋼框架加 K 型斜撐補強及鋼框架加倒 V 型阻尼斜撐補強。

#### 5.1.1 鋼框架補強試體之非線性鉸參數計算

本小節以 PF-SF 試體作為鋼框架補強試體之非線性鉸參數計算。需在柱體上下端輸入彎矩非線性鉸、柱體柱高之一半輸入剪力非線鉸。如圖 5.1。

#### 彎矩非線性鉸

經由第四章分析計算得知 PF-SF 試體強度、位移資訊

未補強柱體之標稱彎矩強度  $M_n = 3111373.024 \text{ kgf} - \text{cm}$

PF-SF 補強試體之彎矩強度  $M_{\text{PF-SF}} = 3646941.5 \text{ kgf} - \text{cm}$

PF-SF 補強試體之極限彎矩強度  $M_{\text{PF-SF,u}} = 3834898.197 \text{ kgf} - \text{cm}$

鋼框補強斷面之慣性矩

$$I_{tr} = \frac{30 \times 50^3}{12} + 2 \times [15 \times 7.5 \times (25 + \frac{7.5}{2})^2] = 498476.5625 \text{ cm}^4$$

柱淨高  $H = 155 \text{ cm}$

$$\Delta_y = 0.468 \text{ cm}$$

$$\Delta_{y,u} = 0.696 \text{ cm}$$

$$\Delta_s = 10.802 \text{ cm}$$

$$\Delta_a = 16.1 \text{ cm}$$

$$\text{參數 } a = \frac{M_{PF-SF,u}}{M_{PF-SF}} = \frac{3834898.197}{3646941.5} = 1.052$$

$$\text{參數 } b = \frac{M_n}{M_{PF-SF}} = \frac{3111373.024}{3646941.5} = 0.853$$

$$\text{參數 } c = \frac{\Delta_{y,u} - \Delta_y}{H} = \frac{0.696 - 0.468}{155} = 0.00147$$

$$\text{參數 } d = \frac{\Delta_s - \Delta_y}{H} = \frac{10.802 - 0.468}{155} = 0.0667$$

$$\text{參數 } e = \text{Max} \left\{ \frac{\Delta_a}{H}, \frac{\Delta_s}{H} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{16.1}{155}, \frac{10.802}{155} \right\} = 0.104$$

補強斷面慣性矩轉換參數值：

$$0.35 \times \frac{I_{tr}}{I_0} = 0.35 \times \frac{498476.5625}{\frac{30 \times 50^3}{12}} = 0.5583$$

表中 SF 所相對應之 Moment SF 為 PF-SF 補強試體之彎矩強度  $M_{PF-SF}$ ；

Rotation SF 固定為 1。如圖 5.2。

### 剪力非線性鉸

計算鋼框架補強韌性試體之剪力破壞之強度，可依照第三章式

(3.9)~(3.12)計算，如同計算 SMFNFL 之剪力強度。

柱淨高  $H=155\text{cm}$

鋼框混凝土提供之剪力強度  $V_n = V_c + V_s = 103188.27\text{kgf}$

鋼框提供彎矩強度

$$M_{\text{steel}} = 6411.82 \times 42.7 + 22016 \times 17.7 = 663467.914\text{kgf} - \text{cm}$$

鋼框提供之側力強度

$$V_{\text{steel}} = \frac{2M_{\text{steel}}}{H} = \frac{2 \times 663467.914}{155} = 8560.88\text{kgf}$$

鋼框提供極限彎矩

$$M_{\text{steel,u}} = 12405.7 \times 42.7 + 25870 \times 17.7 = 987622.39\text{kgf} - \text{cm}$$

鋼框提供之極限側力強度

$$V_{\text{steel,u}} = \frac{2M_{\text{steel,u}}}{H} = \frac{2 \times 987622.39}{155} = 12743.515\text{kgf}$$

PF-SF 剪力強度

$$V_{\text{PF-SF}} = V_n + V_{\text{steel}} = 111749.14\text{kgf}$$

PF-SF 極限剪力強度

$$V_{\text{PF-SF,u}} = V_n + V_{\text{steel,u}} = 115931.78\text{kgf}$$

鋼框補強斷面之慣性矩

$$I_{\text{tr}} = \frac{30 \times 50^3}{12} + 2 \times \left[ 15 \times 7.5 \times \left( 25 + \frac{7.5}{2} \right)^2 \right] = 498476.5625\text{cm}^4$$

$$\Delta_u = \frac{V_{\text{PF-SF}} H^3}{12(EI)_c} = \frac{111749.14 \times 155^3}{12 \times 0.35 \times 15000 \times \sqrt{142.25 \times 498476.5625}} = 1.111\text{cm} (11.11\text{mm})$$

$$\Delta_{u,u} = \Delta_u \times \frac{M_{\text{steel},u}}{M_{\text{steel}}} = 1.654 \text{ cm (16.54 mm)}$$

$$\Delta_a = \text{Min} \left\{ \left( \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \right) \times H, 0.04H \right\}$$

$$= \text{Min} \left\{ \left( \frac{0.04 \times (1 + (\tan 65^\circ)^2)}{\tan 65^\circ + \frac{1500 \times 8}{0.7 \times 3 \times 1.27 \times 4526.091 \times 38 \times \tan 65^\circ}} \right) \times 155, 0.04 \times 155 \right\}$$

$$= 6.2 \text{ cm (62 mm)}$$

$$\text{參數 } f = \frac{V_{\text{PF-SF},u}}{V_{\text{PF-SF}}} = \frac{115931.78}{111749.14} = 1.037$$

$$\text{參數 } g = \frac{\Delta_{u,u} - \Delta_u}{H} = \frac{1.654 - 1.111}{155} = 0.0035$$

$$\text{參數 } h = \frac{\Delta_a}{H} = \frac{6.2}{155} = 0.04$$

表中 SF 所對應之 Force SF 為 PF-SF 剪力強度  $V_{\text{PF-SF}}$ ；disp SF 為柱淨高 H。如圖 5.3。

### 5.1.2 鋼框架加 K 型斜撐補強試體之非線性鉸參數計算

本小節以 WF05B-SF 試體作為鋼框架加 K 型斜撐補強試體之非線性鉸參數計算。需在柱體上下端輸入彎矩非線性鉸、柱體柱高之一半輸入剪力非線性鉸，K 型斜撐輸入軸力非線性鉸。如圖 5.4。

#### 彎矩非線性鉸及剪力非線性鉸

鋼框架加 K 型斜撐補強試體之補強柱體部分:彎矩非線性鉸參數

與剪力非線性鉸參數可仿照 5.1.1 節計算之。

### 軸力非線性鉸

如第四章對 K 型斜撐桿之假設：受拉斜桿達極限位移及極限強度後，再以極限位移之一半強度遞減為零；受壓斜桿達極限位移及極限強度後，後續強度可繼續提供極限強度。故可將軸力非線性鉸參數設為表 5.3 所示。

由於 K 型斜撐桿之強度為化學錨栓所主控，斜撐桿拉、壓行為與最大強度皆不同，故斜撐桿之軸力非線性鉸參數為不對稱輸入。

並經由第四章分析計算得知

受拉之 K 型斜撐桿強度：

$$T_u = \min \left\{ 2550 \times 23.84, 4200 \times 3.14 \times 3 \times 2, \frac{0.5 \times 12405.7 \times 4}{\cos 45^\circ}, \frac{6467.5 \times 4}{\cos 45^\circ} \right\}$$
$$= 35088.62 \text{ kgf}$$

受拉之 K 型斜撐桿極限軸向位移：

$$\delta_T = \frac{NL}{EA} = \frac{35088.62 \times 110}{2.04 \times 10^6 \times 23.84} = 0.0805 \text{ cm}$$

受壓之 K 型斜撐桿強度：

$$C_u = \min \left\{ 2550 \times 23.84, 4200 \times 3.14 \times 3 \times 2, \frac{6467.5 \times 4}{\cos 45^\circ}, \frac{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6 \times 25.71}{110^2} \right\}$$
$$= 36585.7 \text{ kgf}$$

受壓之 K 型斜撐桿極限軸向位移：

$$\delta_c = \frac{NL}{EA} = \frac{36585.7 \times 110}{2.04 \times 10^6 \times 23.84} = 0.084 \text{ cm}$$

表中 Positive 之 SF 所對應之 Force SF 為受拉之 K 型斜撐桿強度  $T_u$  ；

disp SF 為受拉之 K 型斜撐桿極限軸向位移  $\delta_T$  。

表中 Negative 之 SF 所對應之 Force SF 為受壓之 K 型斜撐桿強度  $C_u$  ；

disp SF 為受壓之 K 型斜撐桿極限軸向位移  $\delta_c$  。如圖 5.5 。

### 5.1.3 鋼框架加倒 V 型阻尼補強試體之非線性鉸參數計算

本小節以 SFXNFL 試體作為鋼框架加倒 V 型阻尼斜撐補強試體之非線性鉸參數計算。需在柱體上下端輸入彎矩非線性鉸、柱體柱高之一半輸入剪力非線性鉸，阻尼器上下兩端設置 Link Properties 來呈現阻尼器之力學行為。如圖 5.8 。

#### 彎矩非線性鉸及剪力非線性鉸

鋼框架加倒 V 型阻尼斜撐補強試體之補強柱體部分：彎矩非線性鉸參數與剪力非線性鉸參數可仿照 5.1.1 節計算之。

#### Link Properties 之設置

設定 Link Properties 時，Type 選取 Plastic1 再依序輸入初始勁度、剪力變形位置、降伏側力、過降伏勁度比例及降伏指數。如圖 5.9 。

經由第四章分析計算可得

X 字鋼板阻尼器之降伏側力

$$V_y = \frac{nbt^2}{3h} f_y = \frac{50 \times 10 \times 0.6^2}{3 \times 15} \times 3343.658 = 13374.632 \text{ kgf}$$

X 字鋼板阻尼器之降伏位移

$$\Delta_y = \frac{h^2}{2t} \varepsilon_y = \frac{15^2}{2 \times 0.6} \times 0.00164 = 0.3075 \text{ cm}$$

故 X 字鋼板阻尼器之初始勁度

$$K = \frac{V_y}{\Delta_y} = \frac{13374.632}{0.3075} = 43494.74$$

剪力變形位置可輸入 ETABS 建立阻尼器長度之一半，故輸入 12.5。

在輸入過降伏勁度比例時，由於 ETABS 程式會將過降伏後的強度依降伏勁度比例乘上初始勁度上升至無窮大。為了簡化及保守分析故建議將過降伏勁度比例設定為 0。如圖 5.6。

輸入以上參數後，最後輸入降伏指數。降伏指數會影響阻尼器發生降伏側力所對應之位移，為了讓發生降伏側力時所對應之位移為我們所計算之降伏位移，我們可建立一組模擬阻尼器受側向力作用之行為模型：將 Link Properties 設置在阻尼器上下端，並將 SFXNFL 柱體移除，以滾支承取代柱體進行側推分析，Try and Error 求出降伏指數。如圖 5.7。

## 5.2 ETABS 分析之統整

本小節將第四章分析計算結果曲線做對照。並整理計算出各分析試體之最大側力、降伏位移、極限位移、初始勁度及韌性比比較表。

### 5.2.1 韌性試體比較圖及比較表

如圖 5.10~圖 5.12, 為韌性試體 ETABS 分析及分析計算比較圖。  
表 5.4 為韌性 RC 構架分析計算之最大側力、降伏位移、極限位移、  
初始勁度及韌性比比較表。

### 小結

ETABS 分析 WF05B-SF 柱體達剪力破壞至軸力破壞曲線與分析  
計算曲線有所出入, 主要因素為:本研究 K 型斜撐軸力非線性鉸設定  
參數所致, 受壓斜撐桿無法在柱體產生軸力破壞所對應之位移時收斂,  
導致 WF05B-SF 側力強度無法收斂至零。不過運用在 ETABS 校舍耐  
震評估上, 因與分析計算有出入點發生在較後段之位移, 故對校舍分  
析之性能點應影響不大。

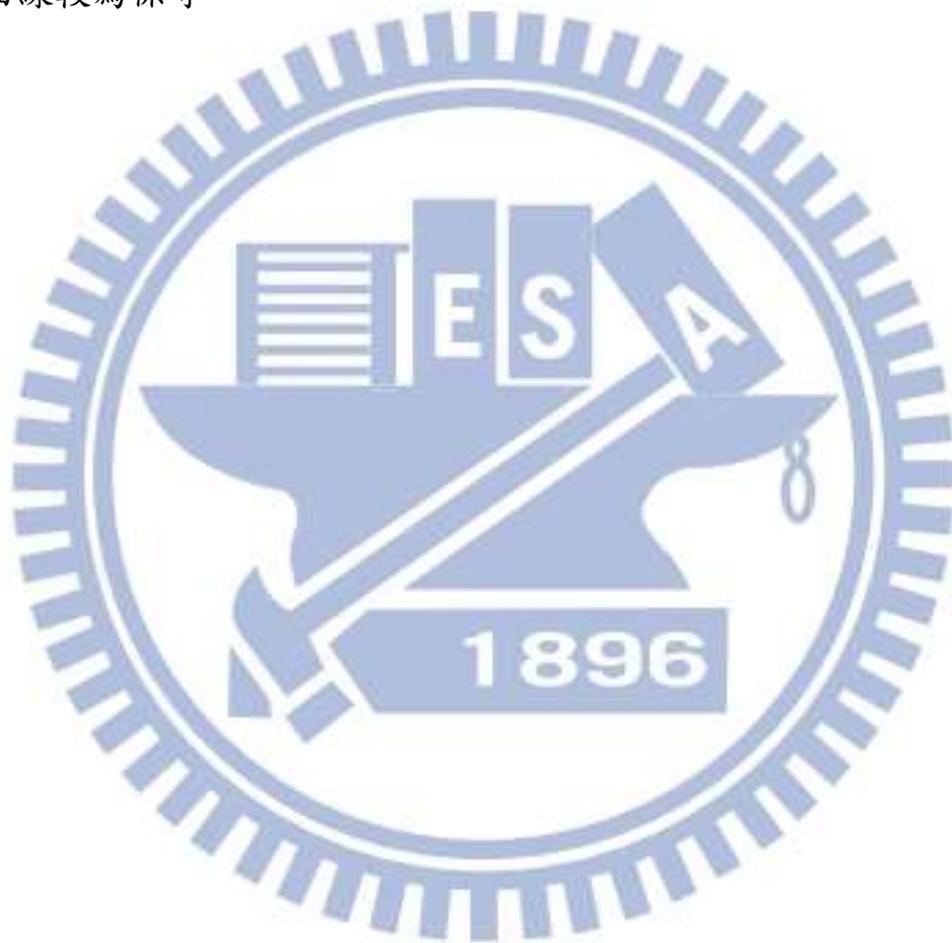
### 5.2.2 非韌性試體比較圖及比較表

如圖 5.13~圖 5.17, 為韌性試體 ETABS 分析及分析計算比較圖。  
表 5.5 為韌性 RC 構架分析計算之最大側力、降伏位移、極限位移、  
初始勁度及韌性比比較表。

### 小結

由圖 5.15 SBFNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖所示:  
產生極限側力強度後 ETABS 分析及分析計算之曲線將有所出入。主  
要因素為:本研究 K 型斜撐軸力非線性鉸設定參數所致, 受壓斜撐桿  
無法在柱體產生軸力破壞所對應之位移時收斂, 導致 SBFNFL 側力

強度無法收斂至零，因發生出入之位移較小，可能對分析校舍之性能點會有所影響。SFXNFL 試體及 SFSNFL 試體之 ETABS 分析曲線，也因 Link Properties 的設定，無法將最後側力強度收斂至零。SFXNFL 試體因過降伏勁度比例參數設定為零，故 ETABS 分析曲線較分析計算曲線較為保守。



## 第六章 鋼框架補強鋼筋混凝土結構之可行性分析

本章節介紹鋼框架補強鋼筋混凝土結構之可行性分析。利用前一章節所介紹之鋼框補強鋼筋混凝土結構之非線性鉸，模擬補強校舍結構耐震評估與補強技術手冊[4]中的示範例模型，用 ETABS 分析經鋼框架補強後，其耐震能力是否達到要求。

### 6.1 示範例模型介紹

示範例模型為後甲國中模型，為地上三層之鋼筋混凝土建築物，每層樓高3.6公尺，長向長度為53.5公尺、短向為10.2公尺。其平面配置為四間教室並排連接，每間教室含三跨，教室之長向有90公分高之窗台，教室間設置1B隔間磚牆，走廊為單邊走廊且廊外無柱，樓梯位於建築物之兩側，廁所位於建築物之左側。其立、平面圖及梁柱編號如圖6.1~6.3，從圖6.3可得知，此建築物短向可分為X1~17等17個構架，長向可分為Y1~6等6個構架，其中教室柱皆分佈於Y2與Y6構架，為此建築物之主要構架，梁柱配筋如圖6.4~6.5，圖6.4之柱配筋編號C1L與C1S之配置相同，其差別為該柱是否有鄰窗台，於程式分析中若該柱無鄰窗台其配筋編號採C1L，反之為C1S，各梁柱編號所對應之配筋詳圖6.4及表6.1，而主要之教室柱C1L與C1S其尺寸為30cm×50cm，主筋採用#6號與#7號鋼筋，箍筋採用#3號鋼筋且間距為25cm，其餘之隔間柱C2與廁所走廊柱C3之配筋詳圖6.4，連接Y2構架教室柱

之梁B1其尺寸為24cm×60cm，主筋採用#5號與#6號鋼筋，箍筋採用#3號鋼筋且間距為25cm，連接Y6構架教室柱之梁B2其尺寸為24cm×60cm，主筋採用#8號鋼筋，箍筋採用#3號鋼筋且間距為25cm，其餘之教室隔間梁B3、走廊短向梁B4、走廊長向梁B5與廁所樓梯間之梁B6之配筋詳圖6.5。

搭配ETABS套裝軟體進行建築物長向之側推分析，此校舍為老舊校舍，混凝土強度使用 $160\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，鋼筋降伏強度使用 $2800\text{kgf}/\text{cm}^2$ ，由平面圖與立面圖可知結構物長短向尺寸、各樓層高度以及各梁跨距，在ETABS中依實際尺寸繪製格線，柱與梁斷面尺寸則以配筋圖定義，至於磚牆則轉換為等值斜撐，最後配合各樓層之結構平面圖完成ETABS結構分析模型，其3D立體圖及平面圖如圖6.7~6.8所示，模型建立完成後，再來是建立各構件之彎矩、剪力及軸力塑鉸，如圖6.9所示，最後執行非線性靜力側推分析得到結構物之容量曲線，結果如圖6.10所示，可得知當位移為10.243 cm時，發生最大強度428777.375 kgf。

取得容量曲線後，需決定校舍結構的性能目標，在容量曲線上標定性能點，本節即說明如何計算依校舍結構需要的性能目標所對應的性能目標地表加速度 $A_p$ ，建立性能目標地表加速度與對應之性能目標譜位移的關係曲線，即所謂的耐震性能曲線。國家地震工程研究中

心[4]引進美國ATC-40[6]的容量震譜法，並融入我國規範的阻尼比修正係數。以下以順序分列分析的步驟：

### 1. 容量曲線轉換至容量震譜

容量曲線為建物的基底剪力 $V$ 與屋頂質心點位移 $\Delta_{\text{roof}}$ 的關係曲線，可依下列公式將其轉換成等效單自由度系統的容量震譜，即譜加速度係數 $S_a$  (譜加速度/ $g$ )與譜位移 $S_d$ 的關係曲線，

$$PF_1 = \frac{\sum_i w_i \phi_i}{\sum_i w_i \phi_i^2} \quad (6.1)$$

$$\alpha_1 = \left[ \frac{\sum_i w_i \phi_i}{W} \right] PF_1 \quad (6.2)$$

$$S_a = V / (\alpha_1 W) \quad (6.3)$$

$$S_d = \Delta_{\text{roof}} / (PF_1 \phi_{\text{roof}}) \quad (6.4)$$

其中 $w_i$ 為建物樓層 $i$ 的樓層重，即為靜載重；依據Peter Fajfar簡單側推分析的原則[7,8,9]，可設定位移向量之分佈形狀 $\phi_i$ 為建物側推方向之主控模態於樓層 $i$ 在側推方向的振幅分量，在彈性模態分析中，主控模態與其餘模態比較，在側推方向有最大的模態質量係數； $PF_1$ 為多自由度系統至單自由度系統的位移轉換參數，於平面構架建物即為主控模態在側推方向的模態參與因數(Modal Participation Factor)； $\alpha_1$ 為多自由度系統至單自由度系統的力量轉換參數，於平面構架建物即為主控模態在側推方向的模態質量係數(Modal Mass Coefficient)； $W = \sum_i w_i$ 為建物的總重量； $\Delta_{\text{roof}}$ 為建物的屋頂質心點位移。

示範例模型之性能點為例，其頂樓之靜載重為412886 kgf，二樓與三樓之靜載重為478193kgf，建物之總重量為1369272kgf，建物之主控模態可由ETABS得到，由二樓至頂樓分別為0.0152、0.0273、0.0336，並將其模態正規化為0.4538、0.8125、1，其性能點之基底剪力V為428777kgf，位移 $\Delta_{\text{roof}}$ 為10.2413cm，由此可分算出：

$$PF_1 = \frac{412886 \times 1 + 478139 \times 0.8125 + 478139 \times 0.4538}{412886 \times 1^2 + 478139 \times 0.8125^2 + 478139 \times 0.4538^2} = 1.2315$$

$$\alpha = \left( \frac{412886 \times 1 + 478139 \times 0.8125 + 478139 \times 0.4538}{1369272} \right) 1.2315 = 0.9153$$

$$S_{a,p} = \frac{428777}{0.9153 \times 1369272} = 0.342$$

$$S_{d,p} = \frac{10.2413}{1.2315} = 8.316$$

由以上之計算可將容量曲線轉換成容量震譜。

## 2.以二線段模擬容量震譜

如圖6.11所示，為推導分析所需之等效阻尼比，需先以二線段表示容量震譜，第一線段由原點以建物之初始彈性勁度 $K_{\text{initial}}$ 出發，第二線段由性能點 $(S_{d,p}, S_{a,p})$ 往回畫，使得二線段之下圍成的面積與原先容量震譜的面積相等，由此可決定第二線段的勁度 $\alpha_s K_{\text{initial}}$ 及相交的等效降伏點 $(S_{d,y}, S_{a,y})$ 。

## 3.計算等效阻尼比與基本週期

等效阻尼比與基本週期為建物等效單自由度系統的動力參數，此

單自由度系統在性能目標地表加速度的設計地震作用下，其動力反應將是已設定的性能需求 $(S_{d,p}, S_{a,p})$ 。依據二線段容量震譜與性能點

$(S_{d,p}, S_{a,p})$ ，其等效基本週期為

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{d,p}}{S_{a,p} \cdot g}} \quad (6.5)$$

而其等效阻尼可依下式計算

$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05 \quad (6.6)$$

其中為動力遲滯行為造成的遲滯阻尼[10]，可依下式計算

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{s0}} \quad (6.7)$$

其中 $E_D$ 為結構於單一遲滯迴圈消散的能量，如圖6.12所示，可視為單一遲滯迴圈圍成的面積，經幾何計算可得

$$E_D = 8A_e - 4S_{a,p}S_{d,p} \quad (6.8)$$

其中 $A_e$ 為容量震譜之下所圍成的面積，不需經由二線段來表示容量震譜，但需注意的是，此式係依據第二線段為正勁度之條件下所求得，對於第二線段為負勁度之情形，此式為一近似解； $E_{s0}$ 為最大應變能，可視為以 $(S_{d,p}, S_{a,p})$ 為頂點之直角三角形面積，

$$E_{s0} = S_{a,p}S_{d,p} / 2 \quad (6.9)$$

由公式5.6至5.9可計算得等效阻尼比，

$$\beta_{eq} = 0.05 + \frac{4A_e - 2S_{a,p}S_{d,p}}{\pi S_{a,p}S_{d,p}} \quad (6.10)$$

上式之等效阻尼只適用於理想的彈塑性材料結構，真實結構的遲滯圈一定不會很飽滿，也會有束縮現象，因此上式須修正為

$$\beta_{eq} = 0.05 + \kappa \frac{4A_e - 2S_{a,p}S_{d,p}}{\pi S_{a,p}S_{d,p}} \quad (6.11)$$

其中  $\kappa$  為阻尼修正因數，用來表現真實遲滯圈的不完美，於既有校舍建築， $\kappa$  可設為 0.33。

以示範例模型之性能點為例，其性能點  $(S_{d,p}, S_{a,p})$  為 (8.316, 0.342)， $A_e = 1.765$ ，可算出等效基本週期與等效阻尼比：

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{8.316}{0.342 \times 981}} = 0.9891$$

$$\beta_{eq} = 0.05 + 0.33 \frac{4 \times 1.765 - 2 \times 0.342 \times 8.316}{\pi \times 0.342 \times 8.316} = 0.1$$

#### 4. 計算性能目標地表加速度與建立耐震性能曲線

根據建築物耐震設計規範[11]所設定的阻尼比修正後之設計反應譜，由性能點  $(S_{d,p}, S_{a,p})$ 、等效基本週期  $T_{eq}$  及等效阻尼比  $\beta_{eq}$ ，以下列公式可計算得性能目標地表加速度  $A_p$ ，

$$A_p = \begin{cases} S_{a,p} / \left[ 1 + \left( \frac{2.5}{B_s} - 1 \right) \frac{T_{eq}}{0.2T_0} \right] & T_{eq} \leq 0.2T_0 \\ \frac{B_s}{2.5} S_{a,p} & 0.2T_0 < T_{eq} \leq T_0 \\ \frac{B_s T_{eq}}{2.5T_0} S_{a,p} & T_0 < T_{eq} \end{cases} \quad (6.12)$$

其中  $T_0$  為短週期與中週期之分界，其值為  $T_0 = S_{D1} B_s / S_{DS} B_1$ ； $S_{DS}$  為工

址短週期設計水平譜加速度係數； $S_{D1}$  為工址一秒週期設計水平譜加速度係數；而  $B_s$  及  $B_l$  為阻尼比修正係數，為等效阻尼比  $\beta_{eq}$  的函數，其值如表6.2所示。

由以上計算式，可得到不同性能點 ( $S_{d,p}, S_{a,p}$ ) 所對應之性能目標地表加速度  $A_p$ ，可建立  $A_p$  與  $S_{d,p}$  的關係曲線，此即耐震性能曲線。計算得之性能目標地表加速度  $A_p$  應隨著  $S_{d,p}$  增加而增大，但是若性能點 ( $S_{d,p}, S_{a,p}$ ) 位於容量震譜的下降段，依上列的公式計算可能會得到  $A_p$  隨著  $S_{d,p}$  增加而減小的不合理結果，此不合理的區域需加以修正，當  $S_{d,p}$  由階段  $i$  增加到階段  $i+1$ ，性能目標地表加速度  $A_{p,i+1}$  比原階段之  $A_{p,i}$  較小時，須以原  $A_{p,i}$  取代。

示範例工址落於台南市東區，依耐震設計規範[11]表2-1(表6.3)求得短週期設計水平譜加速度  $S_s^D = 0.7$  與一秒週期設計水平譜加速度  $S_1^D = 0.4$ ；因無鄰近斷層，近斷層調整因子  $N_A$  與  $N_V$  皆為1，可求得震區短週期水平譜加速度係數  $S_s = S_s^D N_A = 0.7$  與震區一秒週期水平譜加速度係數  $S_1 = S_1^D N_V = 0.4$ ；因無當地之鑽探資料，假設其地盤分類為第二類地盤，依耐震設計規範表2-2(a)(表6.4)求得短週期結構之工址放大係數  $F_a = 1.0$ ，依耐震設計規範表2-2(b)(表6.5)求得長週期結構之工址放大係數  $F_v = 1.3$ ；求得工址短週期設計水平譜加速度係數  $S_{Ds} = F_a N_A S_s^D = 0.7$  與工址一秒週期設計水平譜加速度係數

$S_{D1} = F_v N_v S_1^D = 0.52$ ；查表6.2由線性內插可得  $B_s = 1.332$  與  $B_1 = 1.2516$ ；求得  $T_0 = (0.52 \times 1.332) / (0.7 \times 1.2516) = 0.79$ 。前面所算之  $T_{eq} = 0.989$  大於  $T_0 = 0.79$ ，由式5.12可算得性能點之性能目標地表加速度  $A_p$ ；

$$A_p = \frac{B_s T_{eq}}{2.5 T_0} S_{a,p} = \frac{1.332 \times 0.989}{2.5 \times 0.79} 0.342 = 0.228g$$

由上述方法可將圖6.10之容量曲線轉換成耐震性能曲線，其最大性能地表加速度為  $A_p = 0.228g$ ，然而等效最大地表加速度  $A_T = 0.4 S_{DS} = 0.28g$ ，示範例模型之最大性能地表加速度  $A_p$  小於等效最大地表加速度  $A_T$ ，由此可知示範例模型之耐震能力不足未達到要求，因此需要補強。

## 6.2 鋼框架補強之模擬

本小節設計之鋼框架補強如圖 6.13 所示，以 C 型槽鋼(C380×100×13×20 mm)沿著梁頂、柱兩側及梁底圍成鋼框，再以化學錨栓將槽鋼與 RC 構架緊密連結一起，最後在 C 型槽鋼內灌入無收縮水泥，以防只槽鋼局部挫曲。其中槽鋼與槽鋼接合角處，以焊接接合，再以鋼片於兩側加勁，使鋼框架接合轉角處可以承受彎矩。補強鋼框使用之化學錨栓為 HVU 化學藥劑包搭配 HAS/HAS-E 螺桿 M20\*170，在補強柱體上配置 15 根化學錨栓、梁底及梁頂配置 5 根化學錨栓。以此，來模擬補強 6.2 章所介紹之示範例。其示範例柱體鋼框架補強之詳細計算請見附錄 A。

為了達到耐震需求，需初步推估鋼框架補強之個數。本研究參照校舍結構耐震評估與補強技術手冊[4]內之建議方式，僅依強度補強之原則，而視韌性為額外之貢獻。由圖 6.10 所示，未補強校舍沿走廊方向最大側力強度  $V = 428777.375\text{kgf}$ ，可計算出初步設計之基底剪力  $V^*$ ：

$$V^* = \frac{0.28g}{0.228g} V = 526568.7061\text{kgf}$$

得知初步設計之基底剪力後，再選取一根一樓柱為例，計算其未補強及鋼框架補強後延走廊方向之側力強度，並計算側力強度增值  $\Delta V_L$ ，計算過程可見附錄 A。最後方可求得初步設計之補強根數。

$$N = \frac{V^* - V}{\Delta V_L} = 10.2$$

在考慮安全性及對稱性下，選取 12 根柱子進行鋼框架補強，參考原結構平面圖後選取 Y-2 構架及 Y-6 構架中 12 根柱子進行鋼框架補強。考慮鋼框架施工情形下，補強柱子鄰近的窗台必須敲除，將本受窗台影響之短柱變為長柱分析。

補強前後之側向位移載重曲線如圖 A.1 所示，強度從  $15690.56\text{kgf}$  提升至  $25547.187\text{kgf}$ ，共上升了  $9856.627\text{kgf}$ ；以 0.7 倍最大強度點與原點連線作彈性勁度，未補強為  $15391.089\text{kgf/cm}$ ，補強後為  $16855.845\text{kgf/cm}$  約提升了 1.1 倍，勁度上升不佳原因為：補強前柱體

以短柱分析，其短柱勁度較高:補強後，雖柱體斷面慣性矩提升，但因敲除窗台後本以短柱分析之柱體改以長柱分析，故補強前後勁度差異不大。鋼框架補強柱體強度可上升9856.627kgf，補強 12 根柱體強度可提升 118279.524kgf，意即校舍的強度會從未補強的 428777.375kgf，預期補強後上升至 547057kgf；鋼框架補強柱體可使勁度上升 1.1 倍，本校舍共 47 跟柱子，其中 12 根柱子經補強後勁度上升 1.1 倍，其餘 35 根柱子進度皆維持一樣，可由下式推估預期補強後校舍之勁度會上升多少倍：

$$\frac{12 \times 1.1 + 35 \times 1}{47} = 1.03$$

並選取補強之 12 根柱體，如圖 6.14。其補強為一樓至三樓柱體皆施以鋼框架補強。

經 ETABS 分析的結果，如圖 6.15~圖 6.19。並且可以依 6.2 節所示式(6.1)至式(6.12)，計算出鋼框補強之  $A_p$  值。12 根鋼框架補強性能點側力值為 457042.625kgf、位移值為 10.6064cm、初始勁度與補強前做比較約上升 1.07 倍、 $A_p$  值為 0.25。 $A_p$  值提升，但性能點側力強度並無上述計算所預期，其強度上升不佳原因可能為:本研究分析鋼框架補強僅將柱的強度提升，並沒有將梁的強度上升。這使得側推至最後梁無法提供比柱還高的彎矩，使得反曲點位置不位於淨高之一半造成強度降低，形成強度弱梁的情況，如圖 6.20；鋼框架補強後，性能點

位移變小使得柱體韌性變差再加上強度上升不佳，故  $A_p$  無法上升，如圖 6.21。

再者，再選取 4 根柱體共 16 根柱體施以鋼框架補強，如圖 6.22。經 ETABS 分析結果，如圖 6.23。16 根鋼框架補強性能點側力值為 473001.5 kgf、位移值為 8.841 cm、 $A_p$  值為 0.223。其結果性能點  $A_p$  值反而比補強 12 根的情形還差，強度上升不佳且 ETABS 停留的性能點位移變小整體韌性下降造成  $A_p$  無法上升，如圖 6.24。

由上述的 12 根及 16 根鋼框架補強之結果得知，補強效果不佳原因為補強過後韌性變差造成性能點位移變小。接著試著模擬僅一樓補強 16 根相同位置的柱體、二三樓保持原狀進行分析。經 ETABS 分析結果，如圖 6.25。僅鋼框架補強一樓 16 根柱體之性能點側力值為 511021.0625 kgf、位移值為 10.695 cm、 $A_p$  值為 0.26。雖然  $A_p$  值未達合格標準，但僅補強一樓 16 根柱體的結果確實提高了韌性，且側推出來的結果也可以發揮出較高的強度如圖 6.26。由此可見，ETABS 可能無法完整表現出鋼框架補強一至三樓 16 根柱體的側推行為。接著，再試著將整體結構物提升韌性方向做補強，將僅補強一樓 16 根柱體的模型將三樓的窗台做切割縫處理，將本受窗台影響的短柱改為長柱分析，藉此提高韌性。經 ETABS 分析結果，如圖 6.27。僅鋼框架補強一樓 16 根柱體、三樓採切割縫處理之性能點側力值為

511580.56kgf、位移值為11.49cm、 $A_p$  值為 0.271。以切割縫處理的示範例模型確實比僅鋼框架補強一樓 16 根的示範例模型提升了韌性，如圖 6.28。由以上分析結果得知，本研究在 ETABS 模擬鋼框架補強的行為，ETABS 軟體可能無法表現出側推分析的最大強度性能點。以圖 6.28 為例，僅鋼框架補強一樓 16 根柱之示範例模型與相同補強情形外加三樓採切割縫處理之示範例模型，雖然後者初始勁度較低，但最大性能點發揮的位移較前者大，最大強度之性能點位移將會大大影響  $A_p$  值。但本研究在 ETABS 模擬鋼框架的情形卻有補強越多，後續最大強度發揮得越早的情形，亦有可能 ETABS 無法詮釋後續側推分析的行為。表 6.6 為本研究後續鋼框架補強的結果，最後結果依然無法達合格標準。

## 第七章 結論與建議

### 7.1 結論

(1) 比較 PF 試體分析計算與試驗結果，本研究分析計算的側力強度比試驗結果高出許多。參照 NCREE-03-033[3]國家地震工程研究中心技術報告 4.4.1 節所示，韌性試體試驗佈置可能有缺失造成強度低估的狀況；亦有可能本研究假設柱體受側力時呈雙曲率變形，造成側力強度高估的狀況。

(2) 綜合本研究分析計算與試驗結果比較，分析計算之初始勁度皆高於試驗之結果，可能原因為本研究假設柱體受側力時呈雙曲率變形；而試體試驗時，可能無法讓梁的鋼度呈現無限狀態，反曲點不在淨高一半所致。

(3) SBFNFL 試體之分析計算結果，側力強度達極限強度後會產生驟降的結果。其原因為本研究所假設 K 型斜撐桿當強度達極限後，後續提供強度過於保守所致。

(4) 本研究採圖 3.9 鋼板加勁阻尼器之  $\frac{V}{V_y}$  與  $\frac{\Delta}{\Delta_y}$  曲線圖分析計算剪力降伏金屬阻尼器，無法詮釋出剪力降伏板金屬阻尼器之消能效果，使得 SFSNFL 試體計算分析的結果僅有強度上升，並無明顯的消能行為。

(5) 本研究在 ETABS 模擬鋼框架外加 K 型斜撐補強試體及鋼框架外

加倒 V 型阻尼斜撐試體，因斜撐設定關係無法在試體破壞時側力強度收斂至零。導致 SBFNFL 試體達極限強度後，強度會有高估的狀況；SFXNFL 試體無法呈現消能行為。

(6) 本研究模擬鋼框架補強補強示範例校舍，補強個數越多雖明顯提升勁度與強度，但分析出來性能點的地表加速度  $A_p$  值無法如預期的上升。可能本研究模擬鋼框架補強柱體的方式，使得 ETABS 無法完整反映出鋼框架之行為。

(7) 大體而言，本研究所提出的鋼框架補強雖有很多假設，但除了 PF 試體其於試體側力強度皆為保守。

## 7.2 建議與展望

(1) 由於 PF 試體之分析計算比試驗結果側力強度高出約 1.5 倍。建議日後學者選取配置相似之試體進行試驗，並用本研究之分析方法驗證是否為 NCREE-03-033[3]國家地震工程研究中心技術報告 4.4.1 節所示的原因，使得側力強度高估。

(2) 本研究假設 K 型斜撐達極限強度後，後續強度過於保守。日後建議學者可另做假設，使得分析計算出的結果更符合試驗。

(3) 本研究在 ETABS 以 Link Properties 模擬金屬阻尼器之行為。建議日後研究的學者，可採用剪力非線性鉸模擬金屬阻尼器之行為。

(4) 本研究利用了很多假設與材料力學計算出 K 型斜撐補強之試體側

位移，此方法使得許多試體的初始勁度過高，可能與實際情況不符。

以下提出另一個假設可供參考：

觀察試驗之結果，同一試體補強前後達極限強度之位移或達破壞之位移，補強前後位移相差不遠。即可假設，分析鋼框架補強之試體達極限強度時的位移與補強前達極限強度時位移相同；此種分析僅需將試體提供之強度、鋼框提供之強度及斜撐側力強度相互疊加，雖然此種計算側力強度方式並不保守，但考量斜撐與鋼框強度都由化學錨栓所提供，本身化學錨栓依據 HILTI 混凝土結構用錨栓設計與解說[12]中化學錨栓強度值本身就相當保守，且與試驗結果做比較強度依舊保守。故可以此簡單假設計算補強試體。

(5) 在眾多補強方法中，鋼框架補強鋼筋混凝土結構還未有分析方式。本研究所提出一套分析鋼框架補強之初步方式，希望本論文內容可供日後研究相關補強案例之學者參考。

## 參考文獻

- [1] 蕭江碧 (1999) ,「九二一集集大地震全面勘災報告—建築物震害調查」, 國家地震工程研究中心, 報告編號 NCREE-99-054。
- [2] 蕭興臺等 (2000) ,「傳統中小學校舍修復補強策略探討—以南投縣 182 所中小學校舍為例」, 土木技術, 第三卷, 第十二期。
- [3] 曾建創等 (2003) ,「鋼筋混凝土結構之鋼框架消能補強及修復試驗研究」國家地震工程研究中心, 報告編號 NCREE-03-033。
- [4] 鍾立來、葉勇凱、簡文郁、蕭輔沛、沈文成、邱聰智、周德光、趙宜峰、楊耀昇、涂耀賢、柴駿甫、黃世建、孫啟祥,「校舍結構耐震評估與補強技術手冊(第二版)」, 國家地震工程研究中心, 報告編號: NCREE-09-023, 台北, 2009。
- [5] 蔡克銓,黃世建 (2004),「非韌性 RC 含牆構架之耐震評估與補強講習會」國家地震工程研究中心, 報告編號 NCREE-04-026。
- [6] ATC-40, “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings,” Report No. SSC96-01, Applied Technology Council, 1996.
- [7] Fajfar P., “A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design,” Earthquake Spectra 16(3), 2000.
- [8] Kreslin M. and Fajfar P., “Seismic Evaluation of An Existing Complex

RC Building,” Bull Earthquake Eng. 8, 2010.

[9] 葉勇凱、周德光、蕭輔沛，「空間構架單一模態側推分析之探討」，國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-11-029，台北，2011年。

[10] Chopra, A. K., “Dynamics of Structures-Theory and Applications to Earthquake Engineering,” Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, USA, 1999.

[11] 內政部營建署編輯委員會，「建築物耐震設計規範及解說」，營建雜誌社，台北，2012年。

[12] 喜利得股份有限公司，「混凝土結構用錨栓設計與解說」，2009年3月。

[13] 中國土木工程學會，「混凝土工程設計規範與解說(土木401-100)」，2011年11月。

[14] 王起平等(2001)，「化學黏著錨栓拉拔試驗及破壞行為研究」，中華民國結構工程學會，結構工程，第十六卷第四期

[15] 蕭輔沛、沈文成、周德光、楊耀昇、鍾立來、葉勇凱、簡文郁，「校舍結構耐震能力詳細評估(容量震譜法)實作講習會」國家地震工程研究中心，報告編號：NCREE-08-030。

## 附表

**表 2.1 消能元件之材料性質與尺寸規格表**

元件編號		X 字型阻尼器	剪力板阻尼器
材料性質	$f_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	3343.658	3043.774
	$\varepsilon_y$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	0.001639	0.001492
尺寸規格	b (mm)	220	100
	h (mm)	170	150
	t (mm)	3	6

**表 2.2 韌性鋼筋混凝土構架混凝土抗壓強度**

試體編號	PF	PF-SF	WF05B-SF
混凝土強度 $f'_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	142.25	142.25	142.25
水泥砂漿強度 $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	/	470.67	358.55

**表 2.3 非韌性鋼筋混凝土構架混凝土抗壓強度**

試體編號	BMNFL	SMFNFL	SBFNFL	SFXNFL	SFSNFL
混凝土 強度 $f'_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	209.82	170.62	176.76	169.86	189.01

表 2.4 韌性 RC 構架最大側力、降伏位移、極限位移、初始勁度及韌性比比較表

試體編號	最大側力 (kN)	降伏位移 (mm)	極限位移 (mm)	初始勁度 (kN/mm)	韌性比
PF	458	20.756	94.98	19.78	4.576
PF-SF	937.81	25.735	96.42	34.13	3.747
WF05B-SF	1474.4	57.287	108.582	57.3	1.895

表 2.5 非韌性 RC 構架最大側力、降伏位移、極限位移、初始勁度及韌性比比較表

試體編號	最大側力 (kN)	降伏位移 (mm)	極限位移 (mm)	初始勁度 (kN/mm)	韌性比
BMNFL	467.3	9.253	26.49	47.54	2.863
SMFNFL	564.76	8.814	60.195	57.2	6.83
SBFNFL	928.7	8.51	38.194	100.014	4.488
SFXNFL	769.4	12.2	49.13	57.3	4.027
SFSNFL	788.6	12.78	37.136	58.2	2.91

表 4.1 韌性 RC 構架分析計算之最大側力、降伏位移、極限位移、初始勁度及韌性比比較表

試體編號	最大側力 (kN)	降伏位移 (mm)	極限位移 (mm)	初始勁度 (kN/mm)	韌性比
PF	677.2	5.47	127	123	23.2
PF-SF	970.8	4.48	108	197	24.1
WF05B-SF	1195.8	2.76	112	411	40.6

註 1:降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得。

註 2:極限位移為側力降低至最大側力之 80%時所對應的位移。

註 3:初始勁度為原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率， $K=0.7V_{max} / \Delta_{0.7V_{max}}$

註 4:韌性比=極限位移/降伏位移

表 4.2 非韌性 RC 構架分析計算之最大側力、降伏位移、極限位移、初始勁度及韌性比比較表

試體編號	最大側力 (kN)	降伏位移 (mm)	極限位移 (mm)	初始勁度 (kN/mm)	韌性比
BMNFL	363.4	2.89	16.2	113	5.6
SMFNFL	528.2	3.29	17.6	145	5.35
SBFNFL	957	2.84	6.53	295	3.3
SFXNFL	663.4	3.19	27.1	188	8.49
SFSNFL	651.4	3.03	17.5	196	5.77

註 1:降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得。

註 2:極限位移為側力降低至最大側力之 80%時所對應的位移。

註 3:初始勁度為原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率， $K=0.7V_{\max} /$

$$\Delta_{0.7V_{\max}}$$

註 4:韌性比=極限位移/降伏位移

表 5.1 鋼框架補強柱體之彎矩非線性鉸之參數

Point	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	a	c
D	b	d
E	0	e

表 5.2 鋼框架補強柱體之剪力非線性鉸之參數

Point	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	1	0
C	f	g
D	0	h
E	0	10h

表 5.3 K 型斜撐之軸力非線性鉸之參數

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-1	-1000
D-	-1	-5
C-	-1	-0.5
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	0	0.5
D	0	5
E	0	1000

表 5.4 韌性 RC 構架 ETABS 分析之最大側力、降伏位移、極  
限位移、初始勁度及韌性比比較表

試體編號	最大側力 (kN)	降伏位移 (mm)	極限位移 (mm)	初始勁度 (kN/mm)	韌性比
PF	677.2	6.53	128	103	19.61
PF-SF	969.9	5.87	109	150	18.57
WF05B-SF	1226	2.99	124	361	41.47

註 1:降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限  
位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得。

註 2:極限位移為側力降低至最大側力之 80%時所對應的位移。

註 3:初始勁度為原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率， $K=0.7V_{\max} /$

$$\Delta_{0.7V_{\max}}$$

註 4:韌性比=極限位移/降伏位移

**表 5.5 非韌性 RC 構架 ETABS 分析之最大側力、降伏位移、  
極限位移、初始勁度及韌性比比較表**

試體編號	最大側力 (kN)	降伏位移 (mm)	極限位移 (mm)	初始勁度 (kN/mm)	韌性比
BMNFL	363.4	3.38	16.6	97	5.6
SMFNFL	528.16	3.68	18.3	130	5.35
SBFNFL	1001	4.04	5.01	234	3.3
SFXNFL	658.9	3.13	21	190	8.49
SFSNFL	613	3.17	19.6	175	5.77

註 1:降伏位移在 0.7 倍之最大側力至原點的線性斜率上，利用至極限位移所圍成的梯形面積等於試驗包絡線面積所求得。

註 2:極限位移為側力降低至最大側力之 80%時所對應的位移。

註 3:初始勁度為原點至 0.7 倍之最大側力所對應之斜率， $K=0.7V_{\max} /$

$$\Delta_{0.7V_{\max}}$$

註 4:韌性比=極限位移/降伏位移

表 6.1 各柱對應之配筋

配筋編號(圖5.4)	柱編號(圖5.3)
C1L	C3、4、5、8、11、14、17、 18、32、33、46、47
C1S	C6、7、9、10、12、13、 15、16、34~45
C2	C19~31
C3	C1、2

表 6.2 阻尼比修正係數[4]

$\beta_{eq}$	$B_s$	$B_1$
$\leq 0.02$	0.80	0.80
0.05	1.00	1.00
0.10	1.33	1.25
0.20	1.60	1.50
0.30	1.79	1.63
0.40	1.87	1.70
$\geq 0.50$	1.93	1.75

表 6.3 耐震設計規範表 2-1[11]

縣市	鄉鎮市區	$S_s^D$	$S_1^D$	$S_s^M$	$S_1^M$	臨近之斷層
台南市	東區	0.7	0.4	0.9	0.5	

表 6.4 耐震設計規範表 2-2(a) [11]

地盤分類	震區短週期水平譜加速度係數 $S_s$ ( $S_s^D$ 或 $S_s^M$ )				
	$S_s \leq 0.5$	$S_s = 0.6$	$S_s = 0.7$	$S_s = 0.8$	$S_s \geq 0.9$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.1	1.1	1.0	1.0	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

表 6.5 耐震設計規範表 2-2(b) [11]

地盤分類	震區一秒週期水平譜加速度係數 $S_1$ ( $S_1^D$ 或 $S_1^M$ )				
	$S_1 \leq 0.30$	$S_1 = 0.35$	$S_1 = 0.40$	$S_1 = 0.45$	$S_1 \geq 0.50$
第一類地盤	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
第二類地盤	1.5	1.4	1.3	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

表 6.6 其他鋼框補強方式之結果表

補強方法	性能點強度 (kgf)	性能點位移 (cm)	控制因素	性能點地表 加速度
1 樓/2 樓/3 樓				
16 根/切割 縫/無	403101.9	11.2544	位移控制	0.253g
16 根/4 根+	452246.125	11.235	強度控制	0.253g

切割縫/切割縫				
16 根/8 根+	464532.7	10.1983	強度控制	0.24g
切割縫/切割縫				
16 根/16 根+	466573.7	10.0284	強度控制	0.236g
切割縫/切割縫				
22 根/無/無	509566.7	9.8256	強度控制	0.245g
20 根/無/無	508902.3	10.193	強度控制	0.254g
16 根/切割縫/切割縫	407115.5	11.7511	位移控制	0.258g
28 根/無/切割縫	510176.9	10.03	強度控制	0.25g
28 根/28 根	569215.4	8.66	強度控制	0.244
28 根				

註:位移控制為其中一樓層因 interstory drift 超過 2%時，此時側力強度與位移視為性能點。

表 A.1 C6 柱體鋼框架補強柱體之彎矩非線性鉸之參數

Point	Moment/SF	Rotation/SF
A	0	0
B	1	0
C	a	c
D	b	d
E	0	e

表 A.2 C6 柱體鋼框架補強柱體之剪力非線性鉸之參數

Point	Force/SF	Disp/SF
A	0	0
B	1	0
C	f	g
D	0	h
E	0	10h

# 附圖

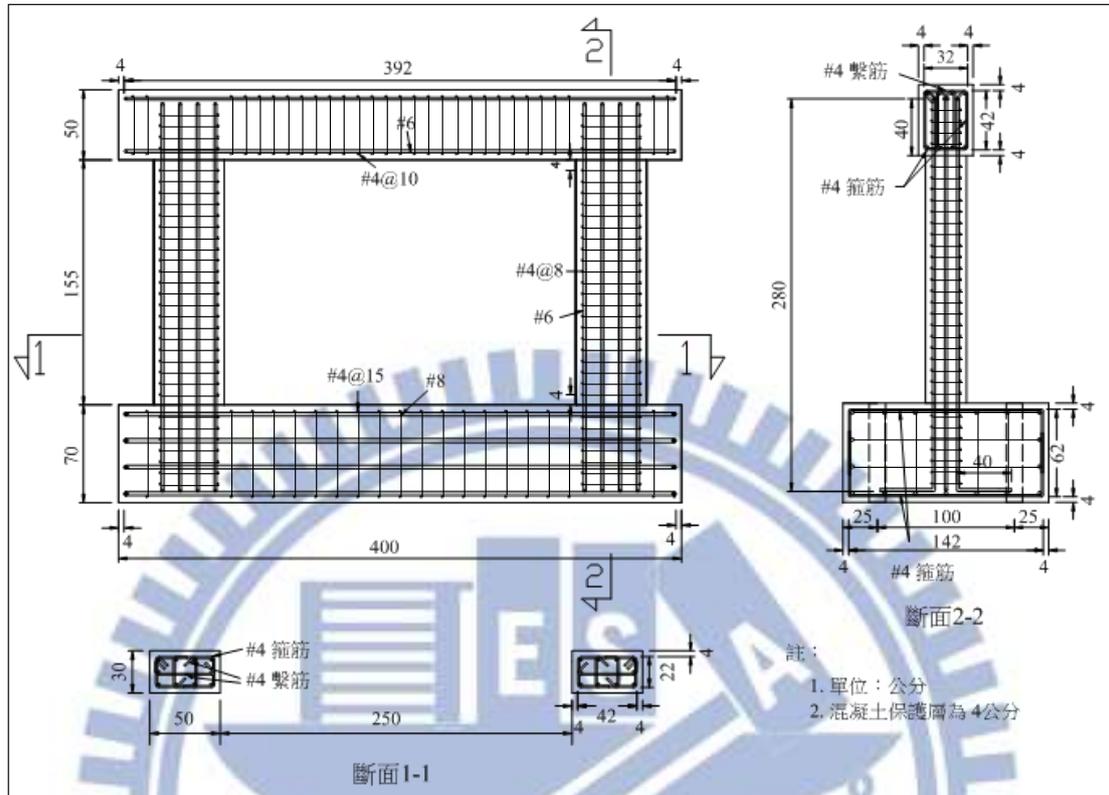


圖 2.1 PF 試體配筋圖[3]

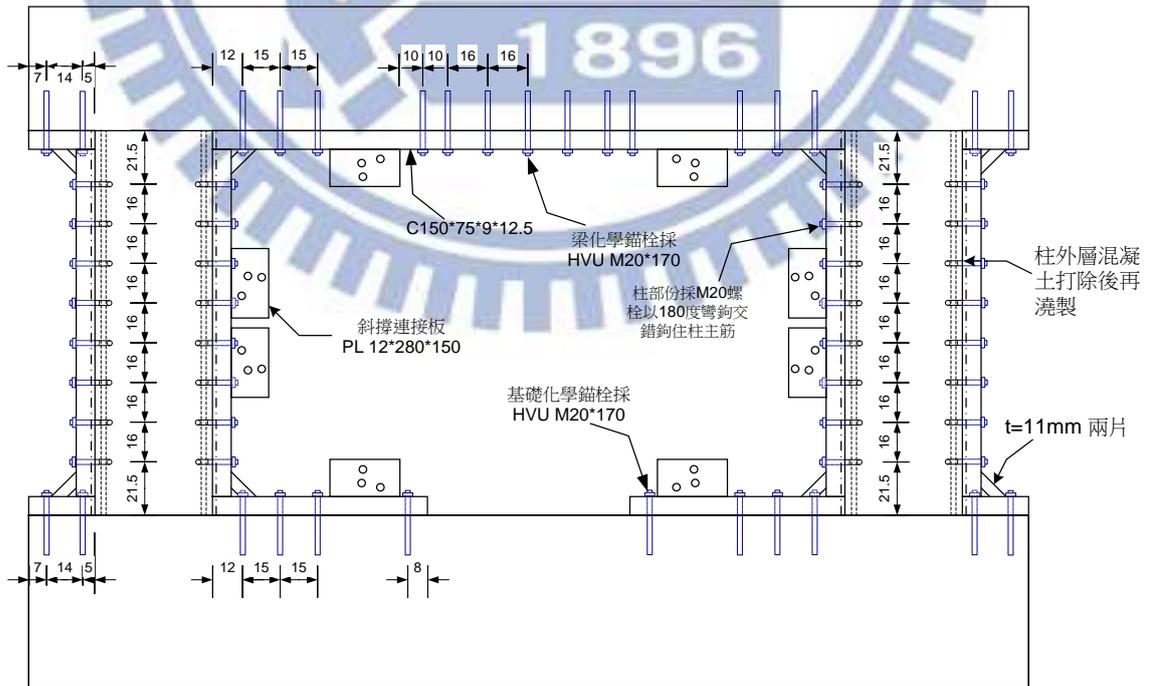
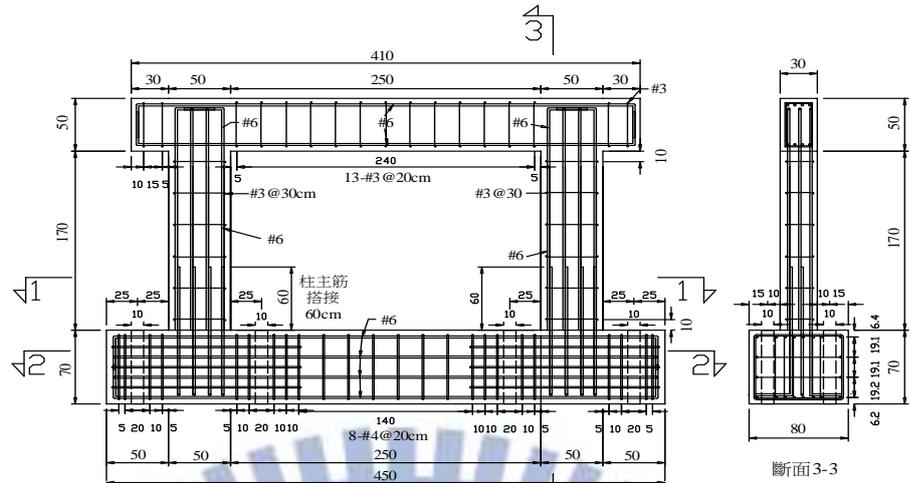


圖 2.2 PF-SF 試體設計圖[3]





註：  
 1. 單位：公分  
 2. 混凝土保護層為 4公分

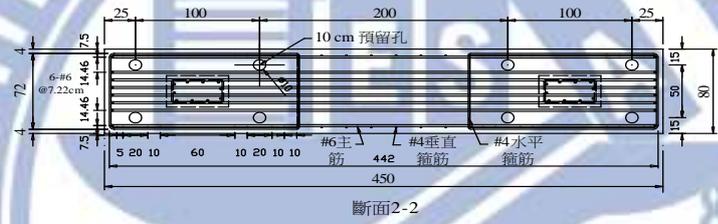


圖 2.4 BMNFL 試體配筋圖[3]

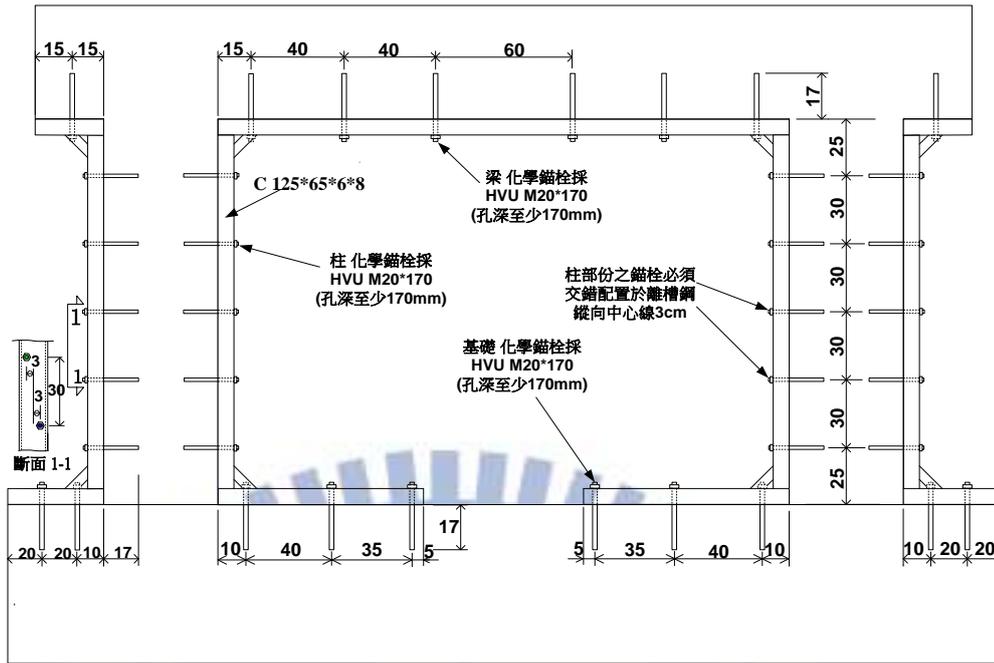


圖 2.5 SMFNL 試體設計圖[3]

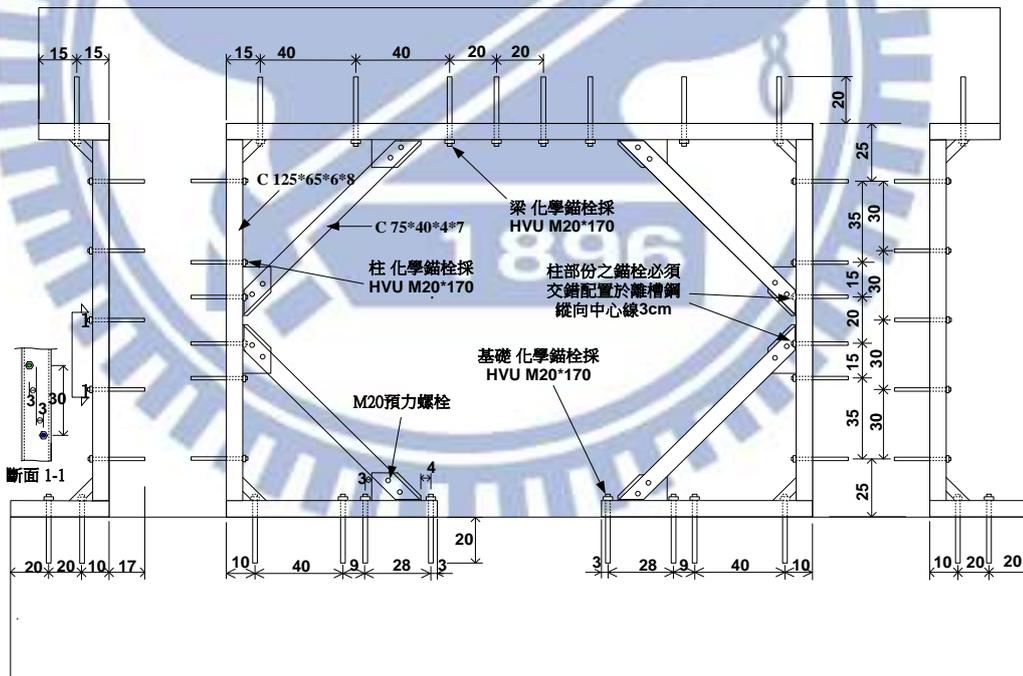


圖 2.6 SBFNL 試體設計圖[3]

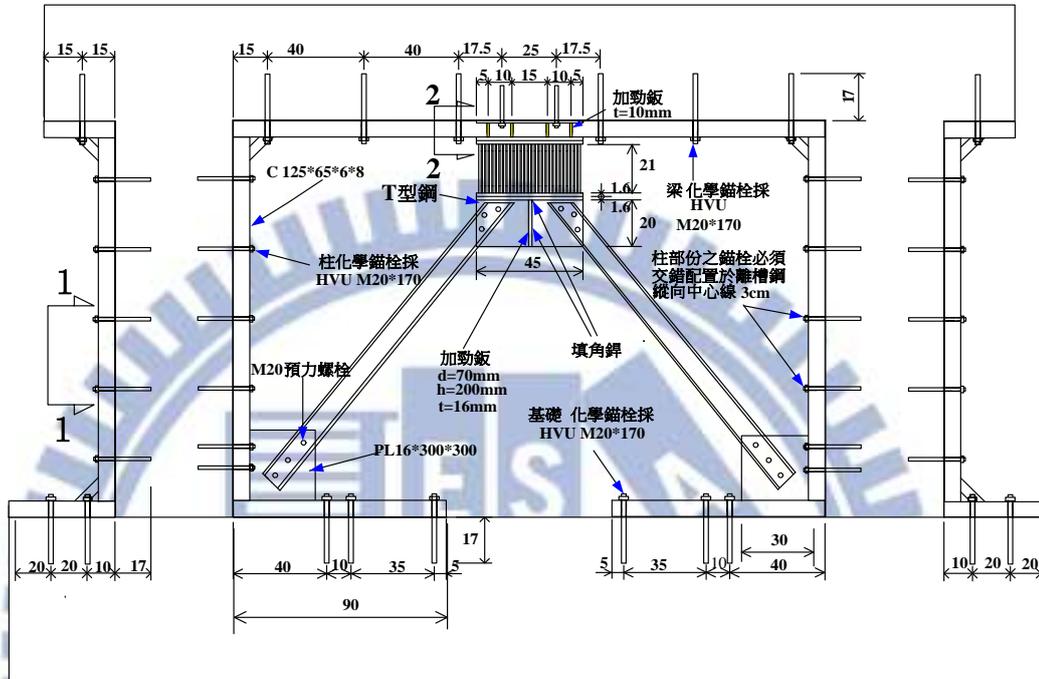


圖 2.7 SFXNFL 試體設計圖[3]

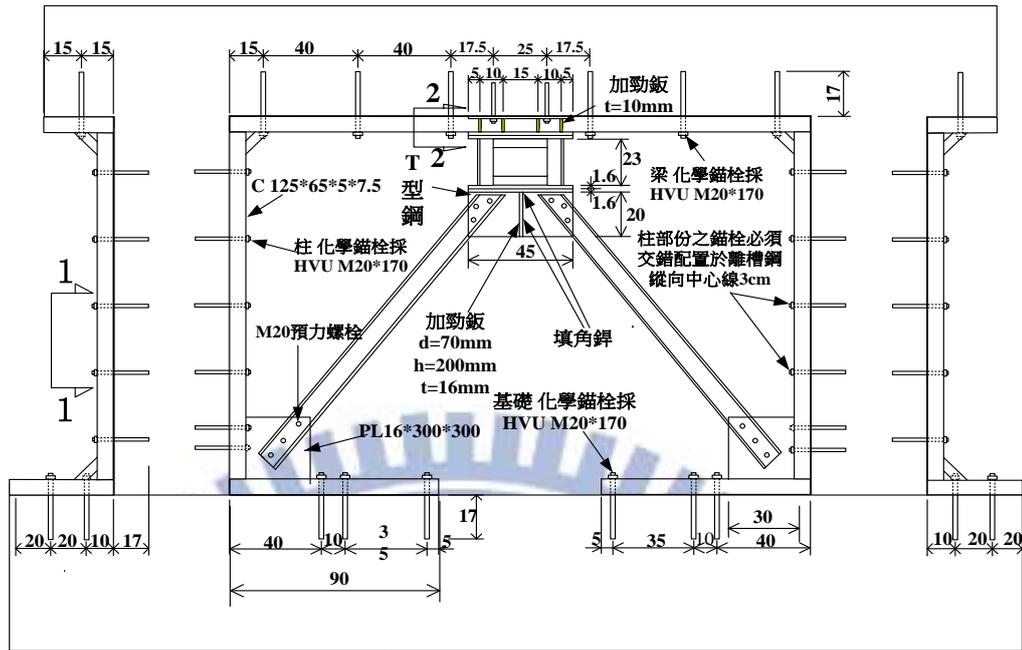


圖 2.8 SFSNFL 試體設計圖[3]

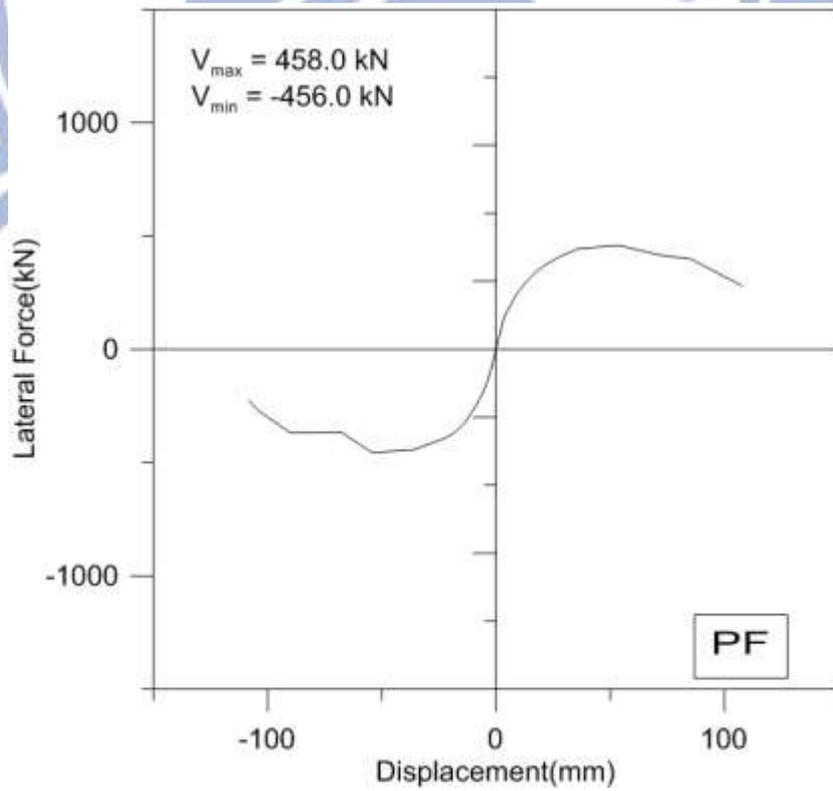


圖 2.9 PF 試體之側力-位移包絡線圖[3]

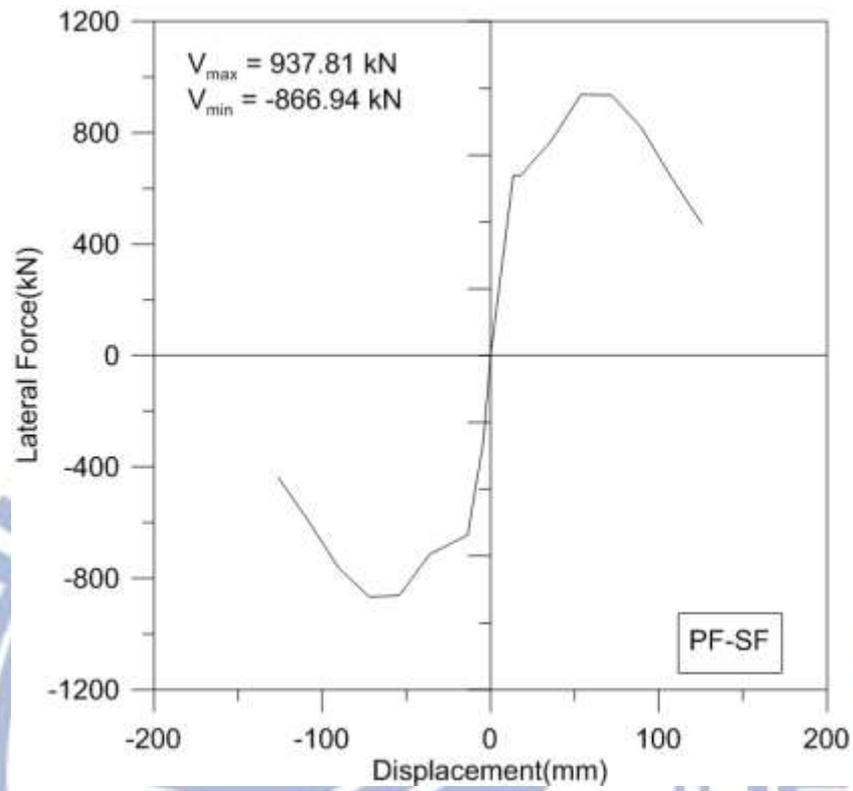
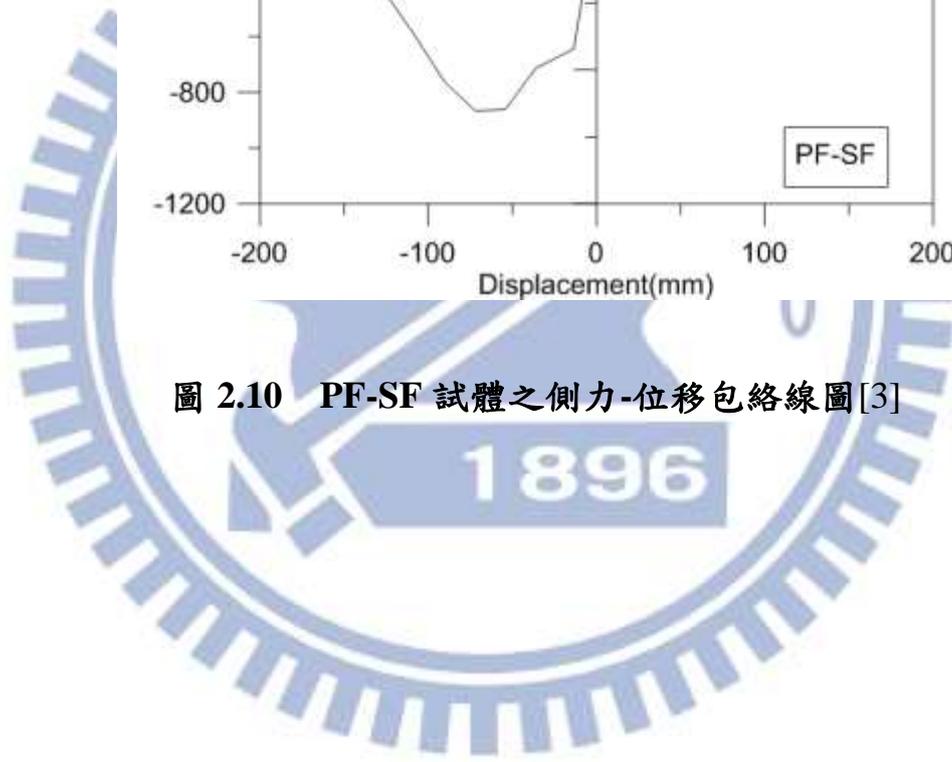


圖 2.10 PF-SF 試體之側力-位移包絡線圖[3]



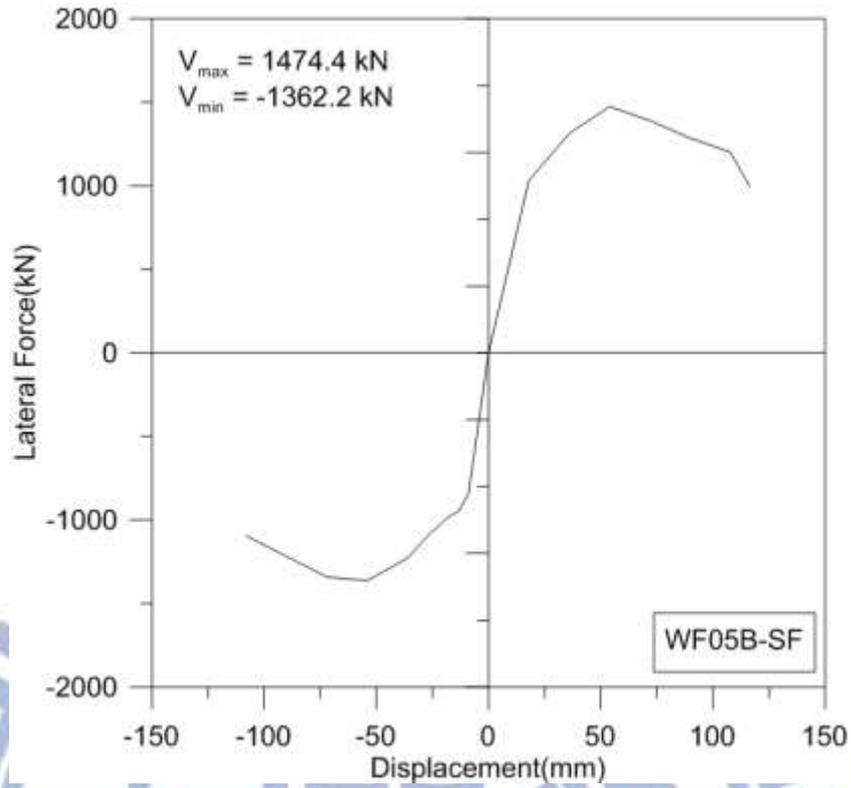


圖 2.11 WF05B-SF 試體之側力-位移包絡線圖[3]

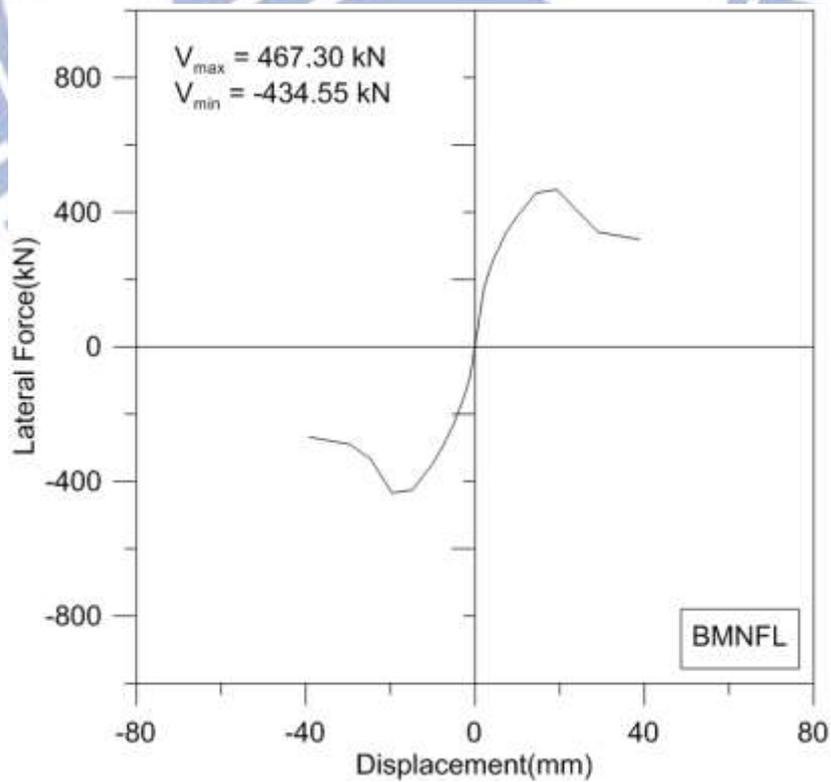


圖 2.12 BMNFL 試體之側力-位移包絡線圖[3]

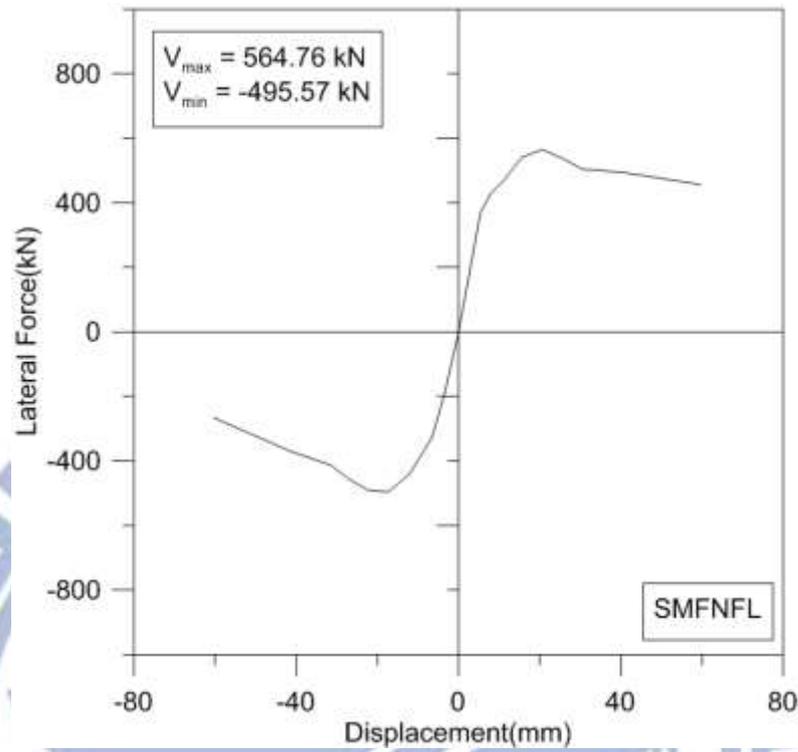


圖 2.13 SMFNFL 試體之側力-位移包絡線圖[3]

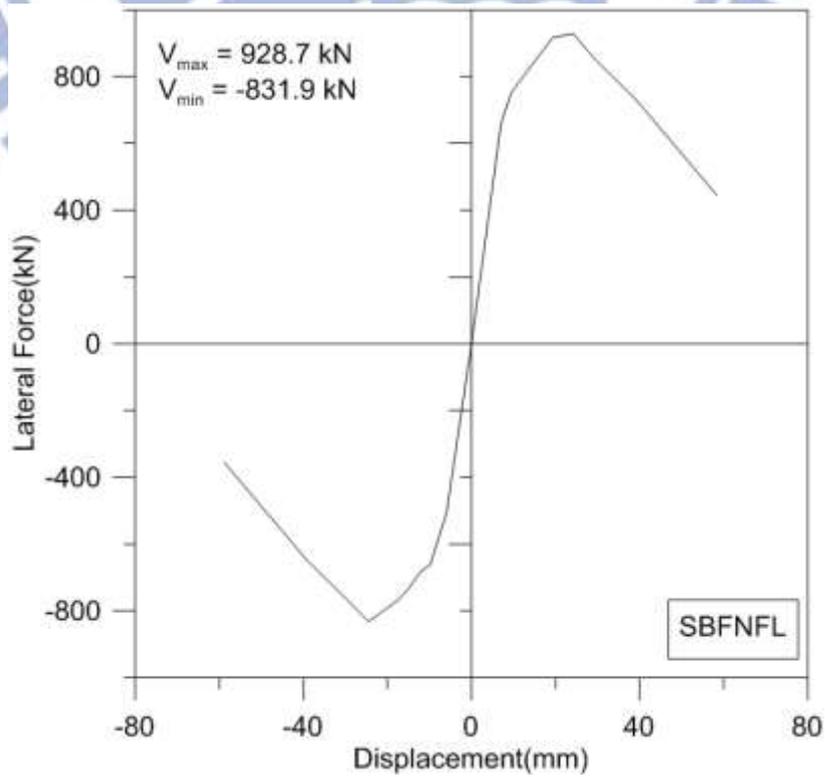


圖 2.14 SBFNFL 試體之側力-位移包絡線圖[3]

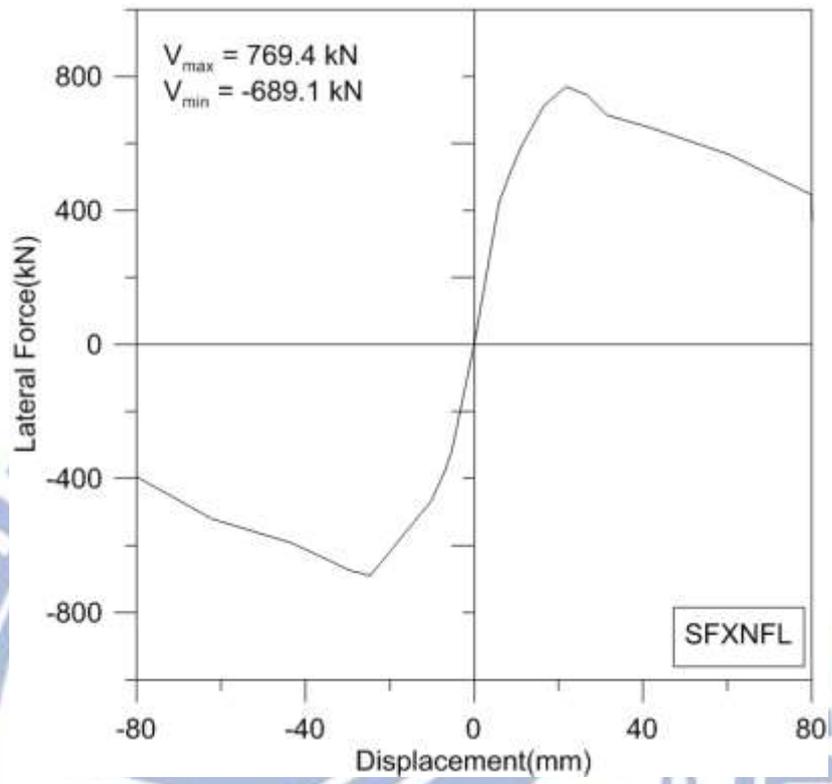
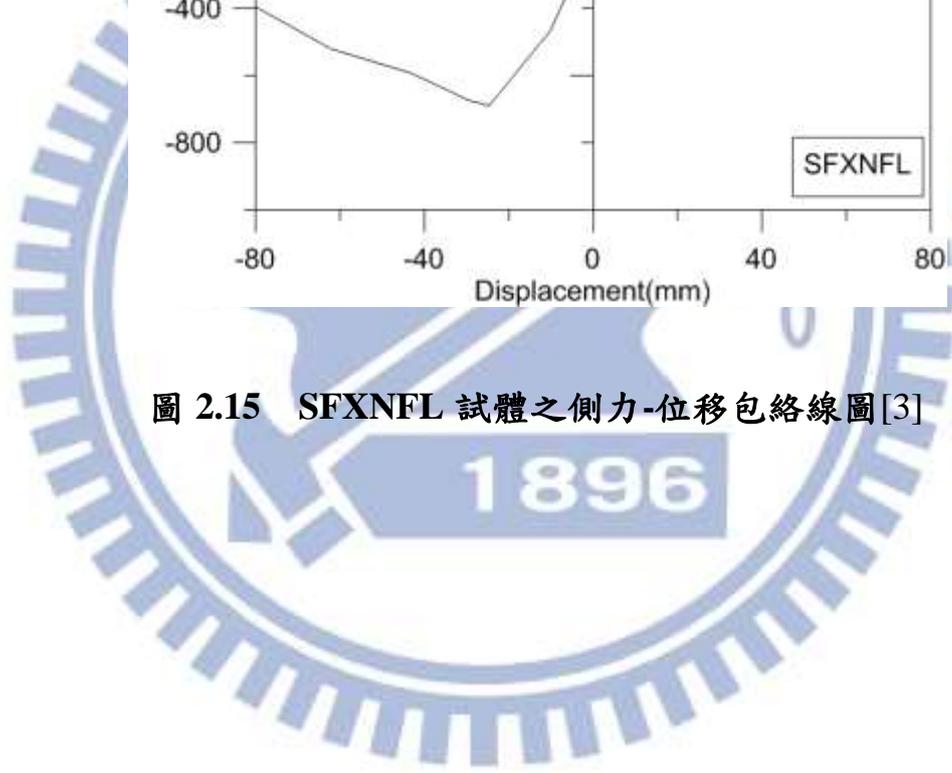


圖 2.15 SFXNFL 試體之側力-位移包絡線圖[3]



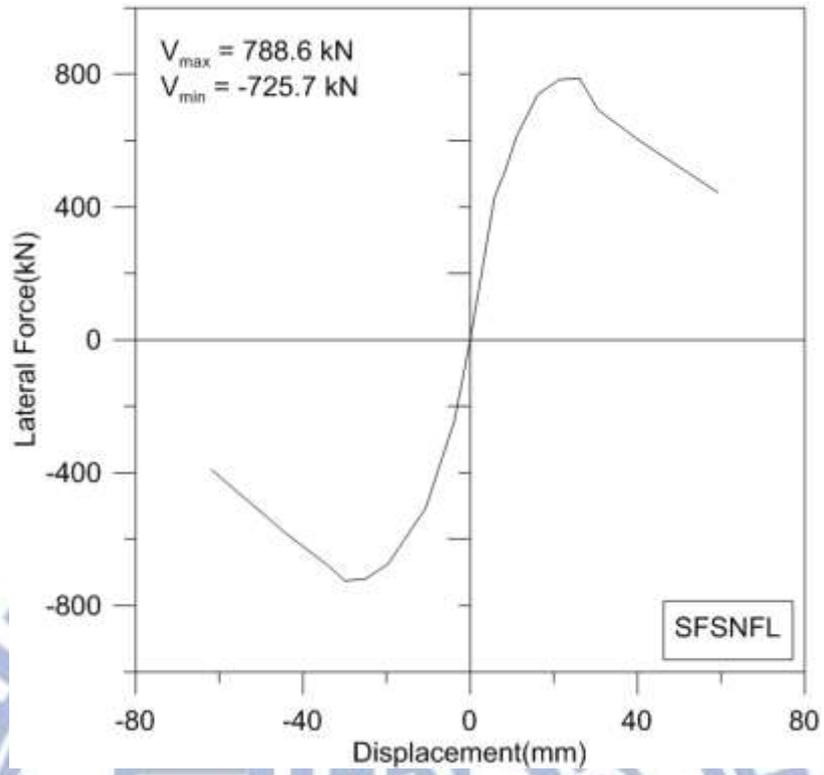


圖 2.16 SFSNFL 試體之側力-位移包絡線圖[3]



圖 2.17 PF 試體之試驗結果[3]



圖 2.18 PF-SF 試體之試驗結果[3]



圖 2.19 WF05B-SF 試體之試驗結果[3]



圖 2.20 BMNFL 試體之試驗結果[3]



圖 2.21 SMFNFL 試體之試驗結果[3]



圖 2.22 SBFNFL 試體之試驗結果[3]



圖 2.23 SFXNFL 試體之試驗結果[3]



圖 2.24 SFSNFL 試體之試驗結果[3]



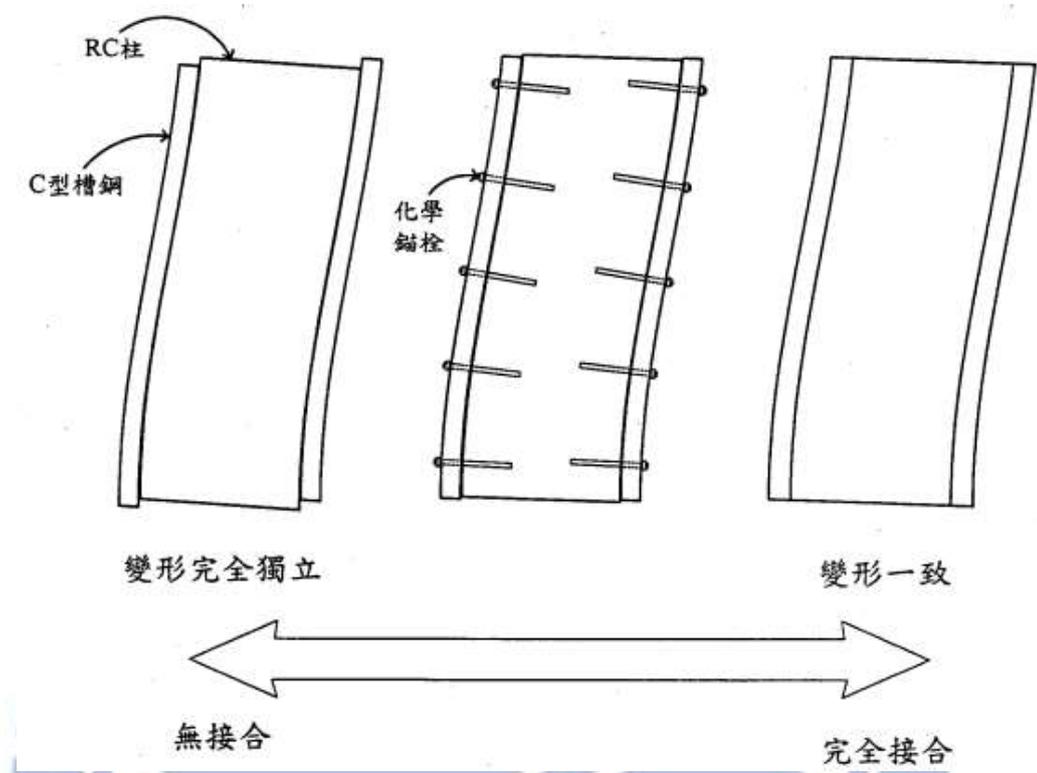


圖 3.1 C 型槽鋼與 RC 柱變形圖[5]



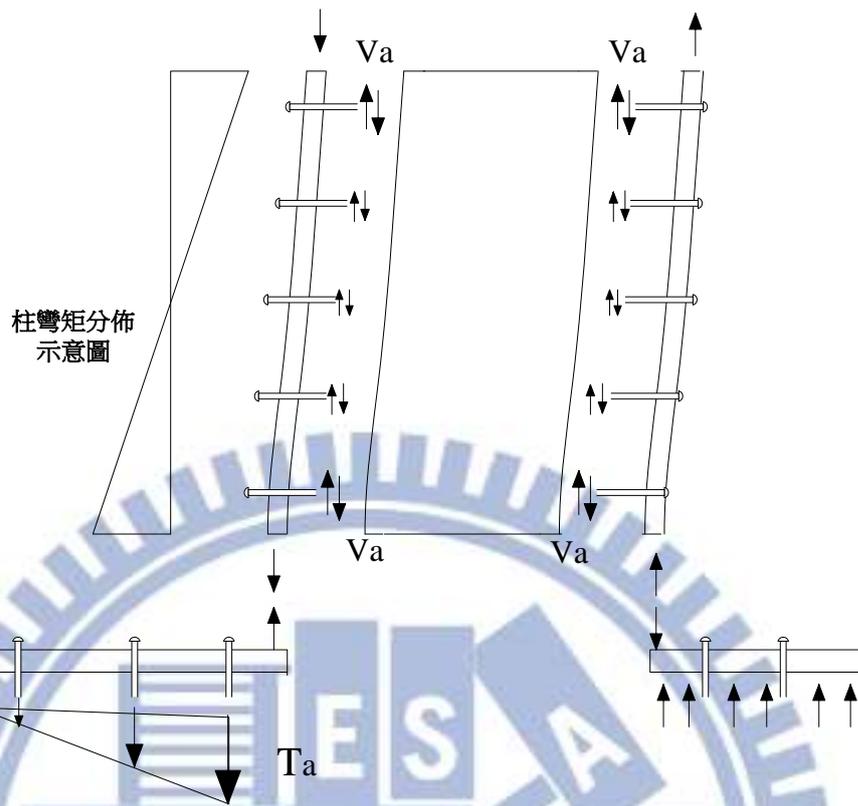


圖 3.2 鋼框架補強柱體受力圖

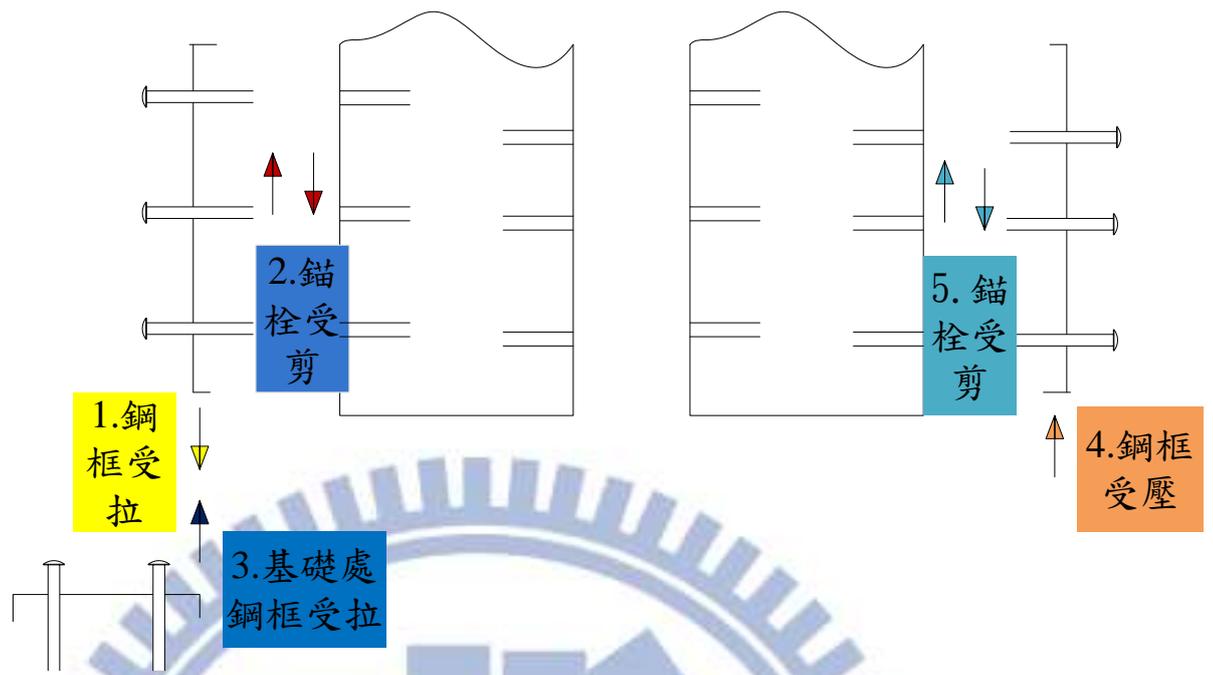


圖 3.3 拉、壓力側鋼框架、化學錨栓受力情形圖

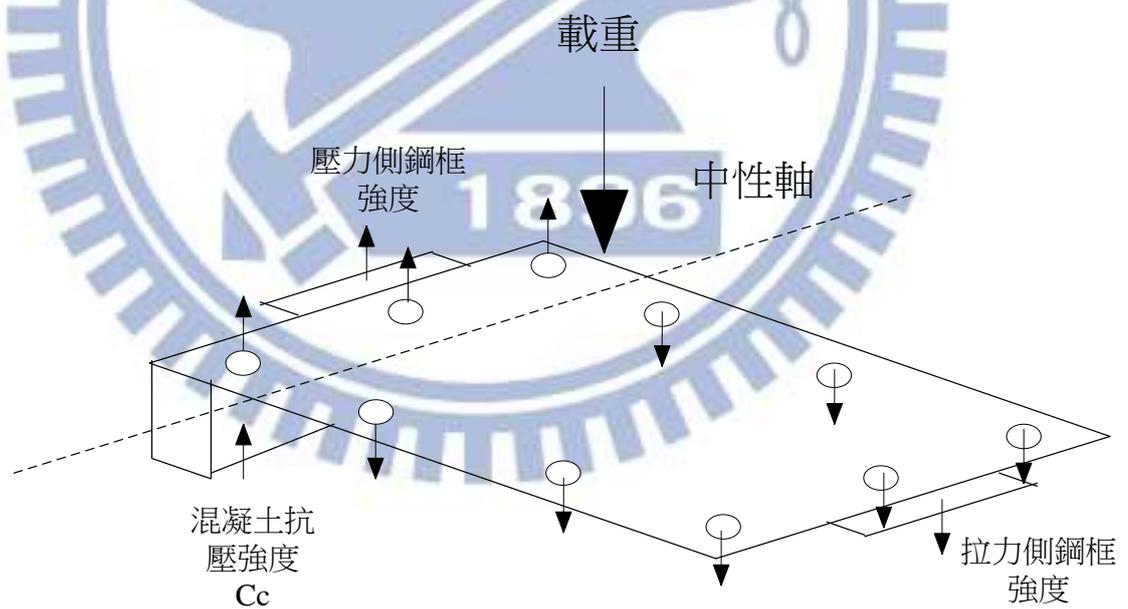


圖 3.4 鋼框補強柱體力平衡圖

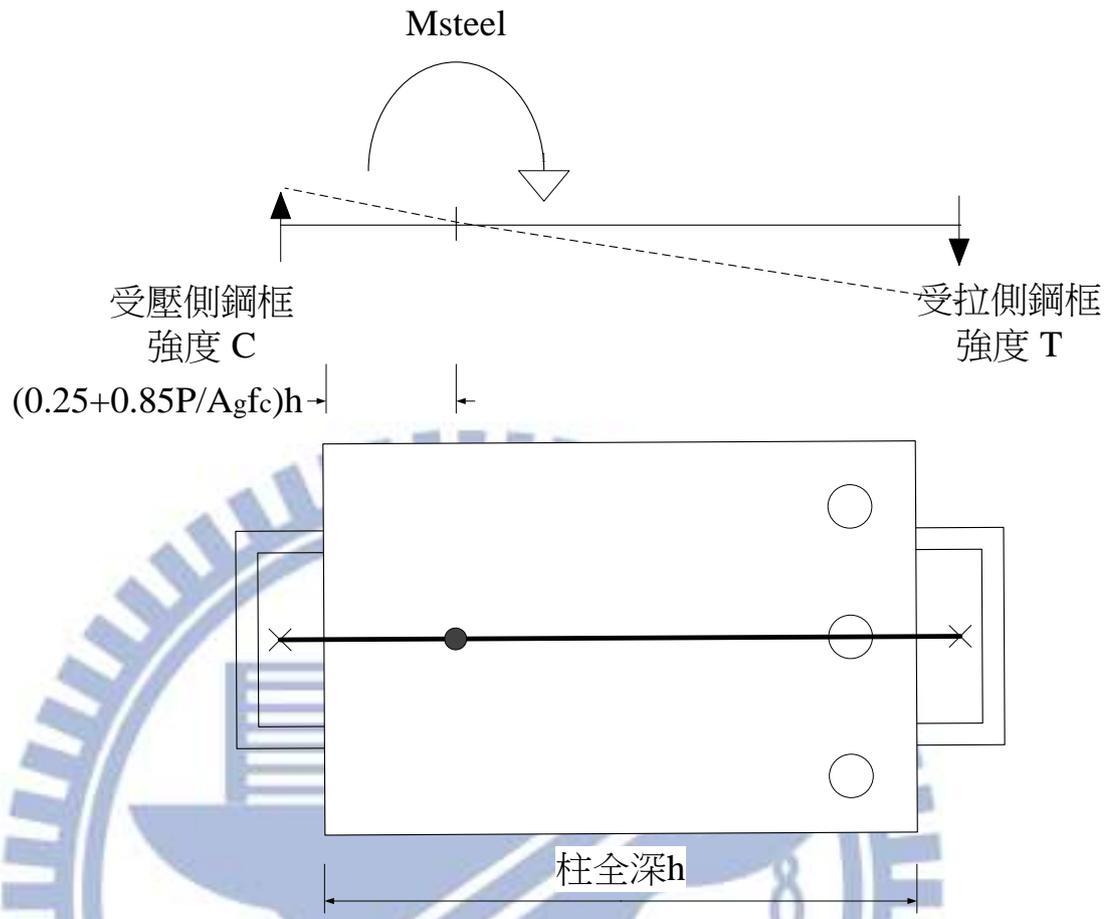


圖 3.5 鋼框架對中性軸取彎矩示意圖

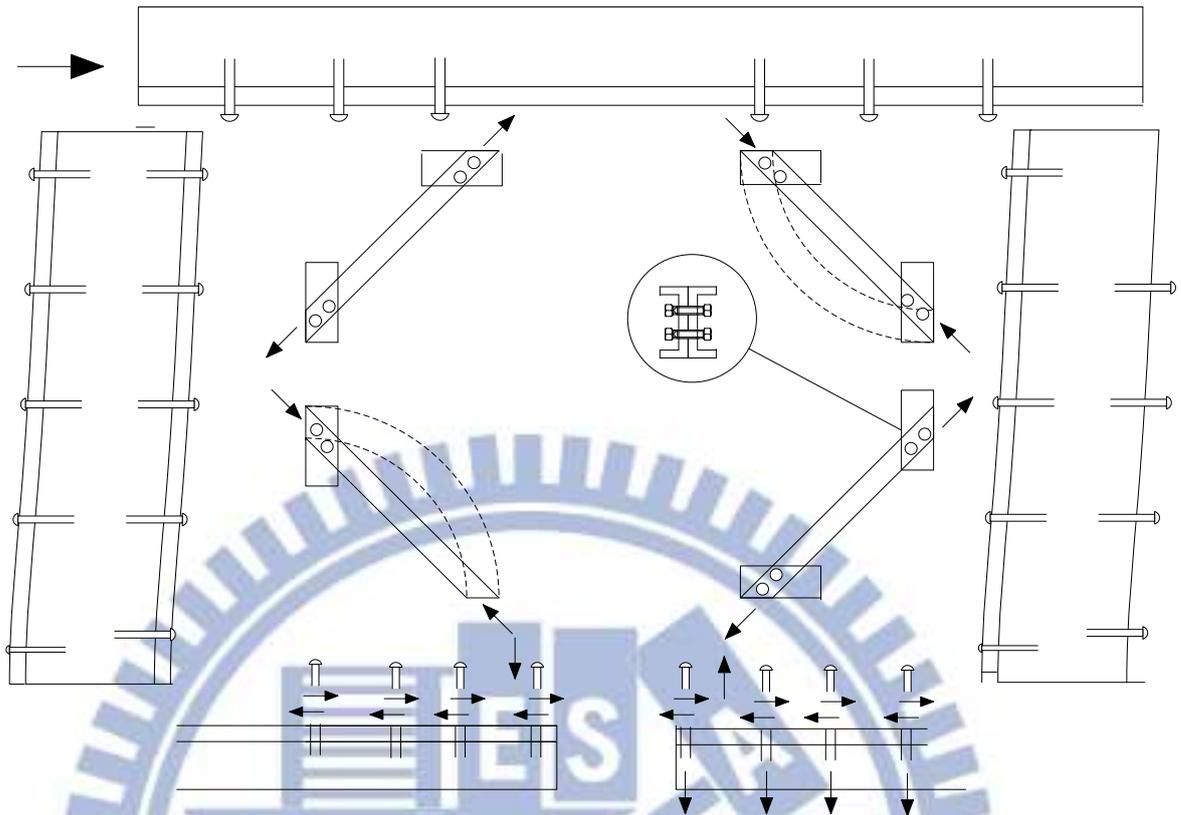


圖 3.6 K 型斜撐之力傳遞示意圖

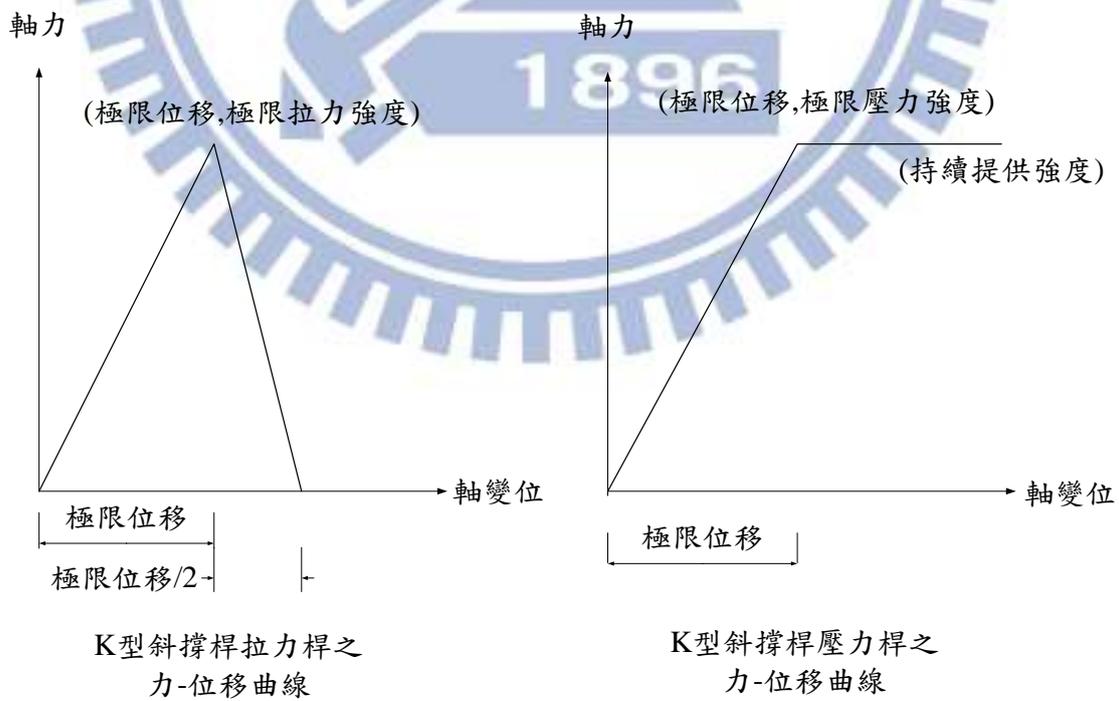


圖 3.7 K 型斜撐極限強度後續提供強度示意圖

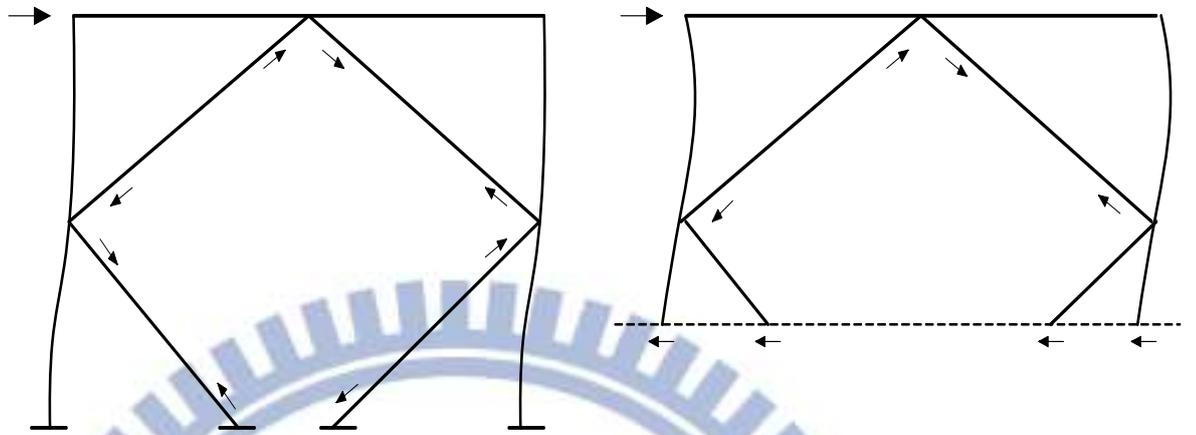


圖 3.8 K型斜撐補強架構之力傳遞圖

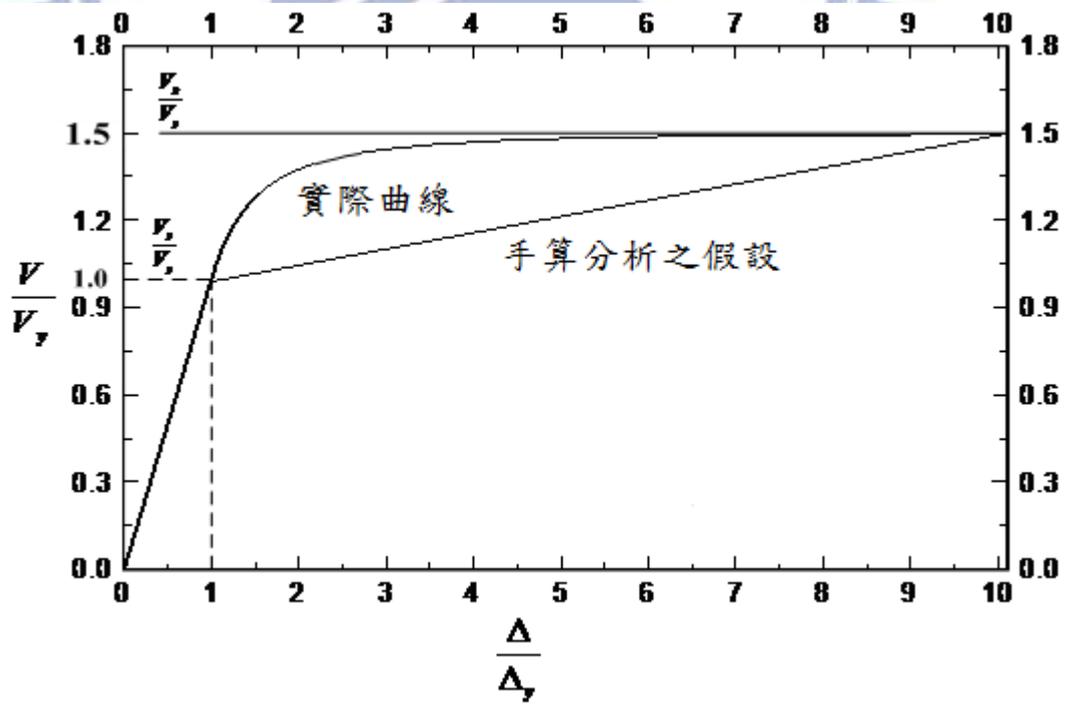


圖 3.9 鋼板加勁阻尼器之  $\frac{V}{V_y}$  與  $\frac{\Delta}{\Delta_y}$  曲線圖[3]

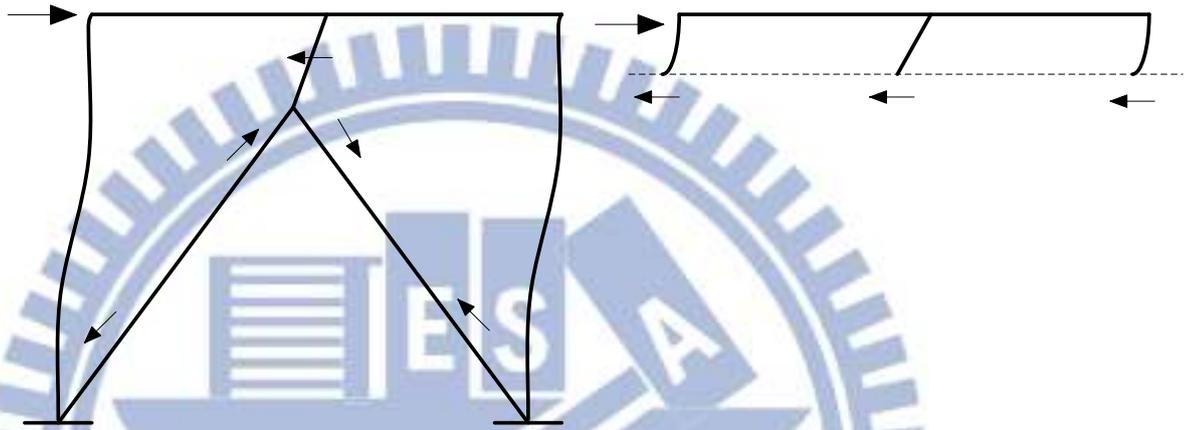
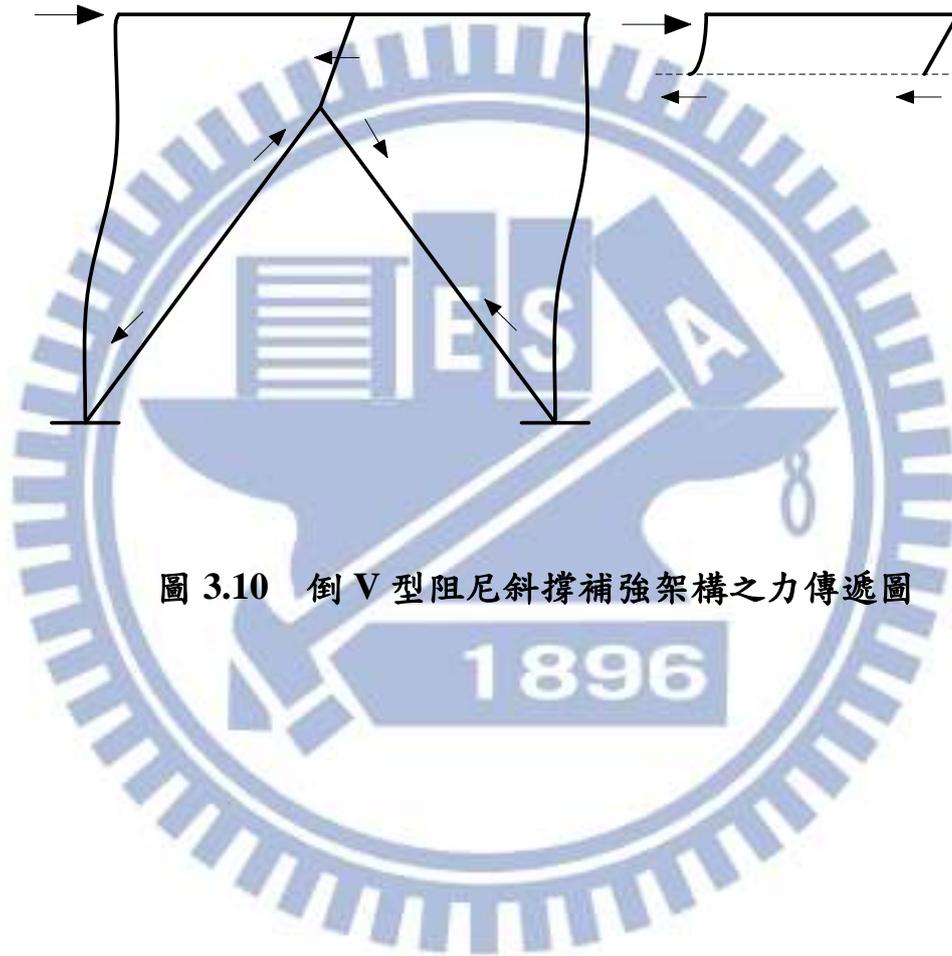


圖 3.10 倒 V 型阻尼斜撐補強架構之力傳遞圖



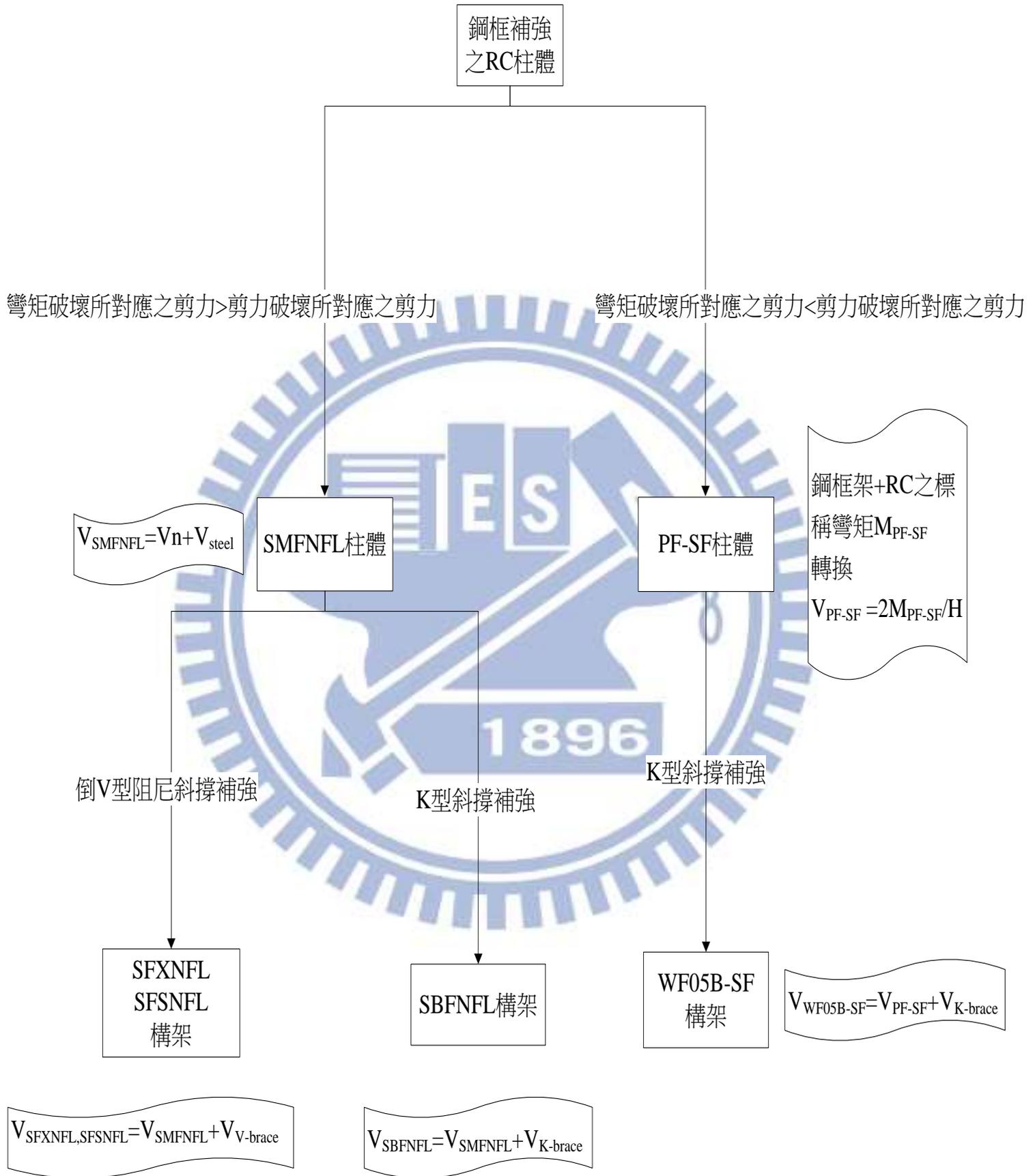


圖 3.11 分析鋼框架補強鋼筋混凝土之簡易流程圖

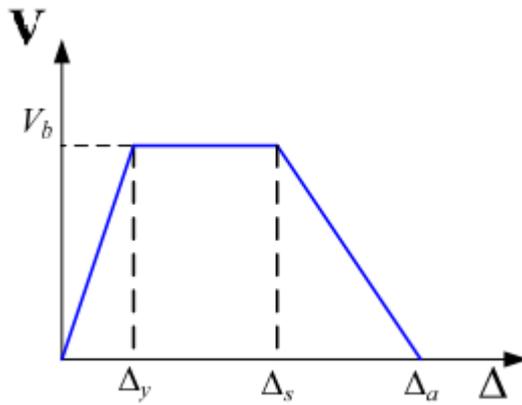


圖 4.1 撓剪破壞之側力與側位移關係曲線[4]

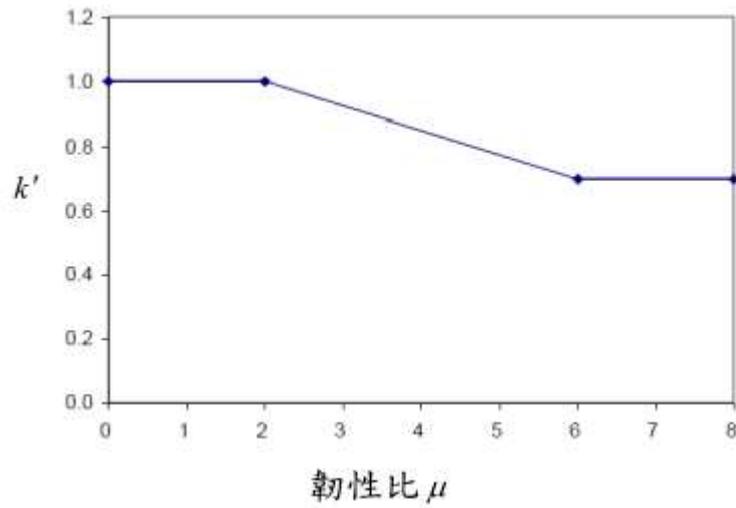


圖 4.2 軸向破壞時的變位角之修正係數  $\kappa'$  [4]

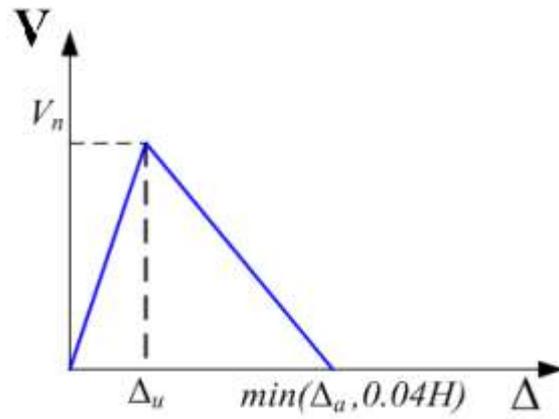


圖 4.3 剪力破壞之側力與側位移關係曲線[4]

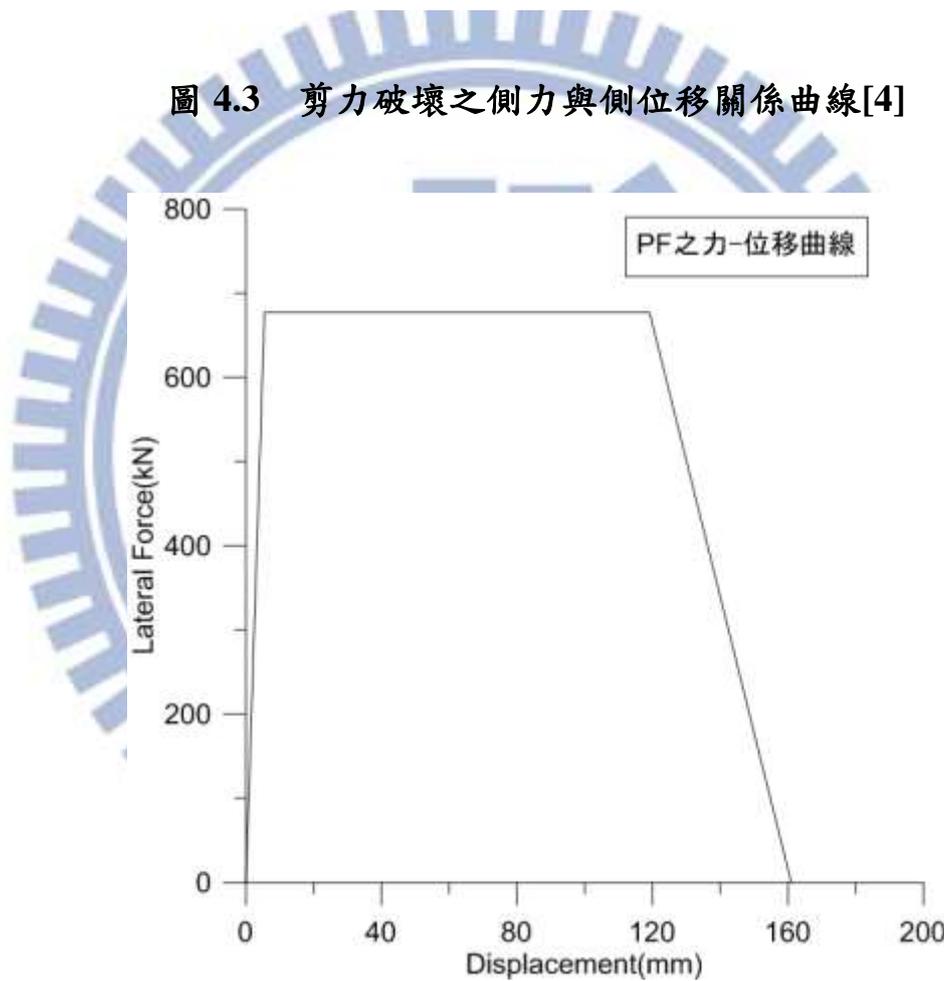


圖 4.4 PF 試體計算分析之力-位移曲線

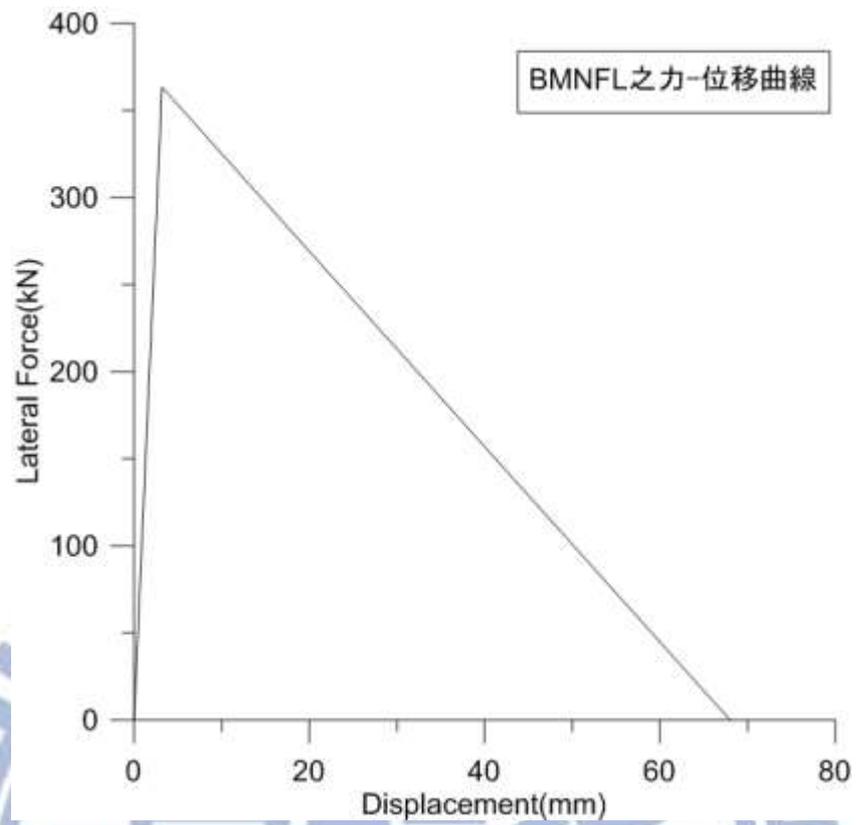


圖 4.5 BMNFL 試體計算分析之力-位移曲線

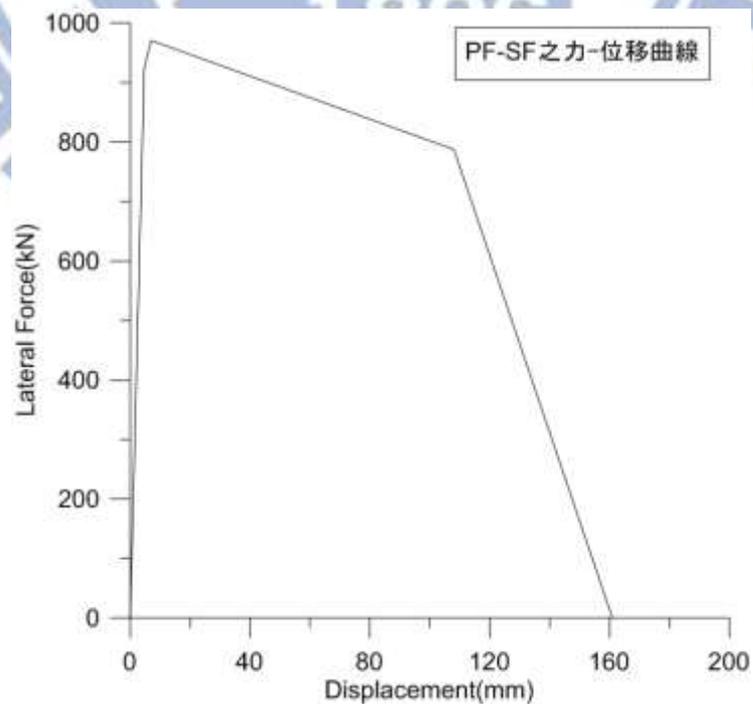


圖 4.6 PF-SF 試體計算分析之力-位移曲線

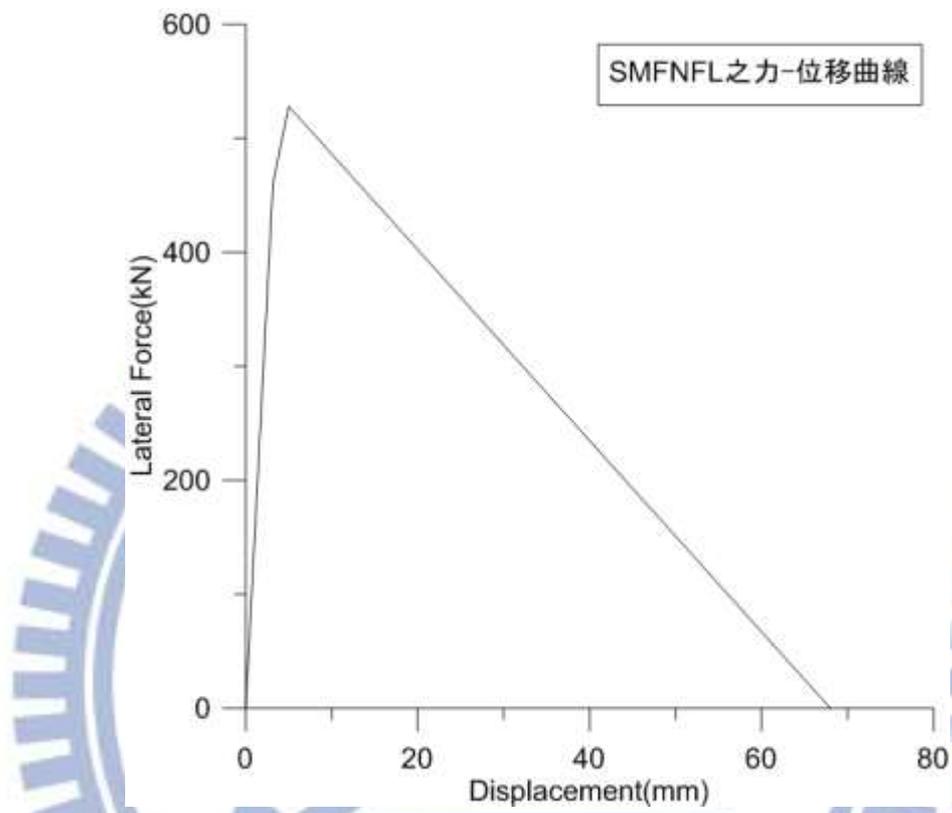


圖 4.7 SMFNFL 試體計算分析之力-位移曲線

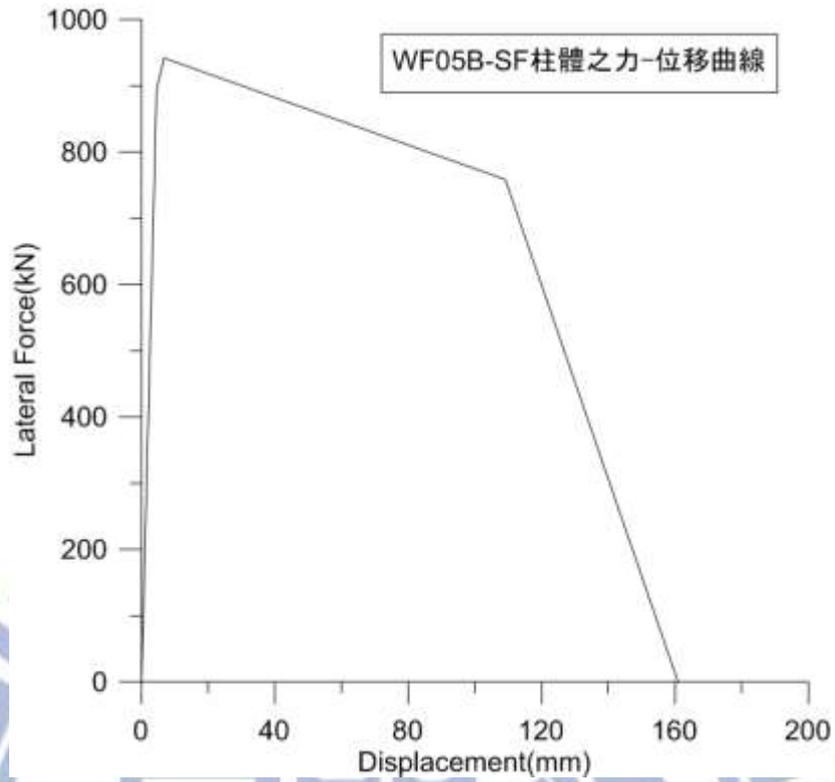


圖 4.8 WF05B-SF 柱體(不含 K 型斜撐)計算分析之力-位移曲線

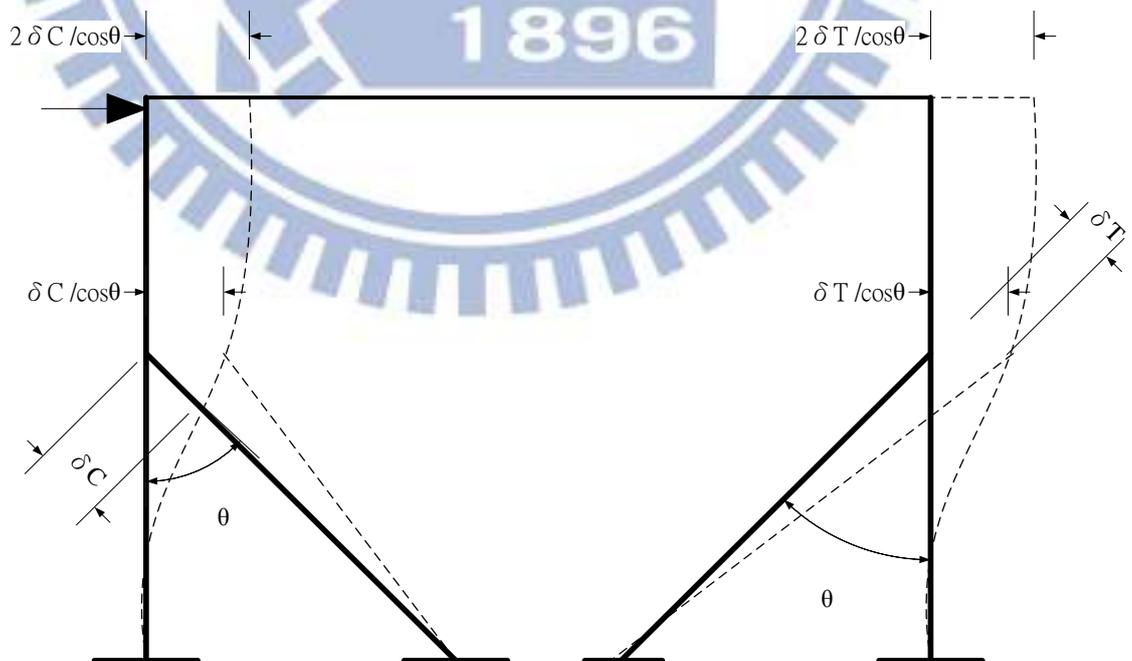


圖 4.9 斜桿軸向位移與構架之柱頂位移關係圖

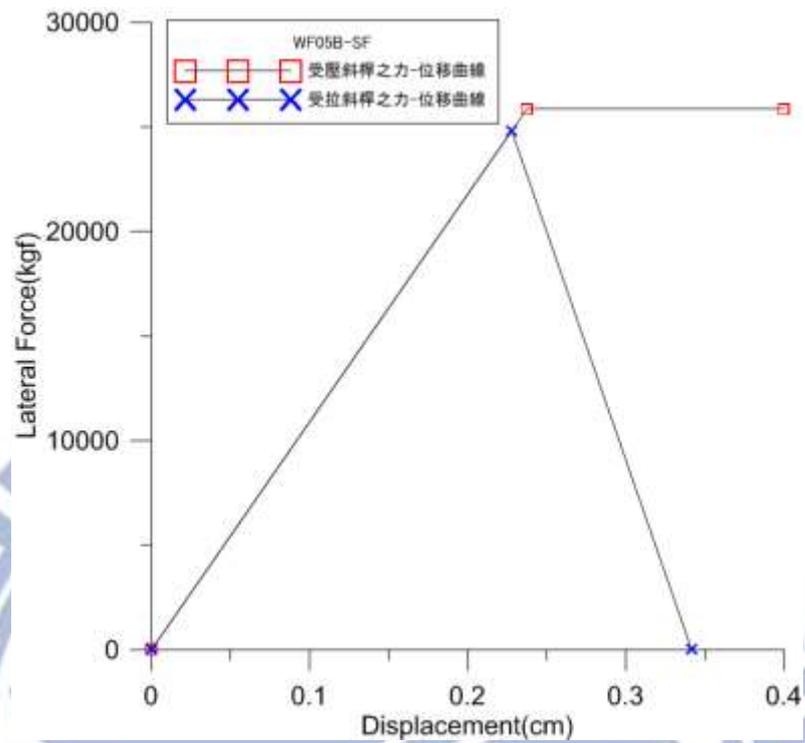


圖 4.10 拉、壓斜桿之力-位移曲線圖

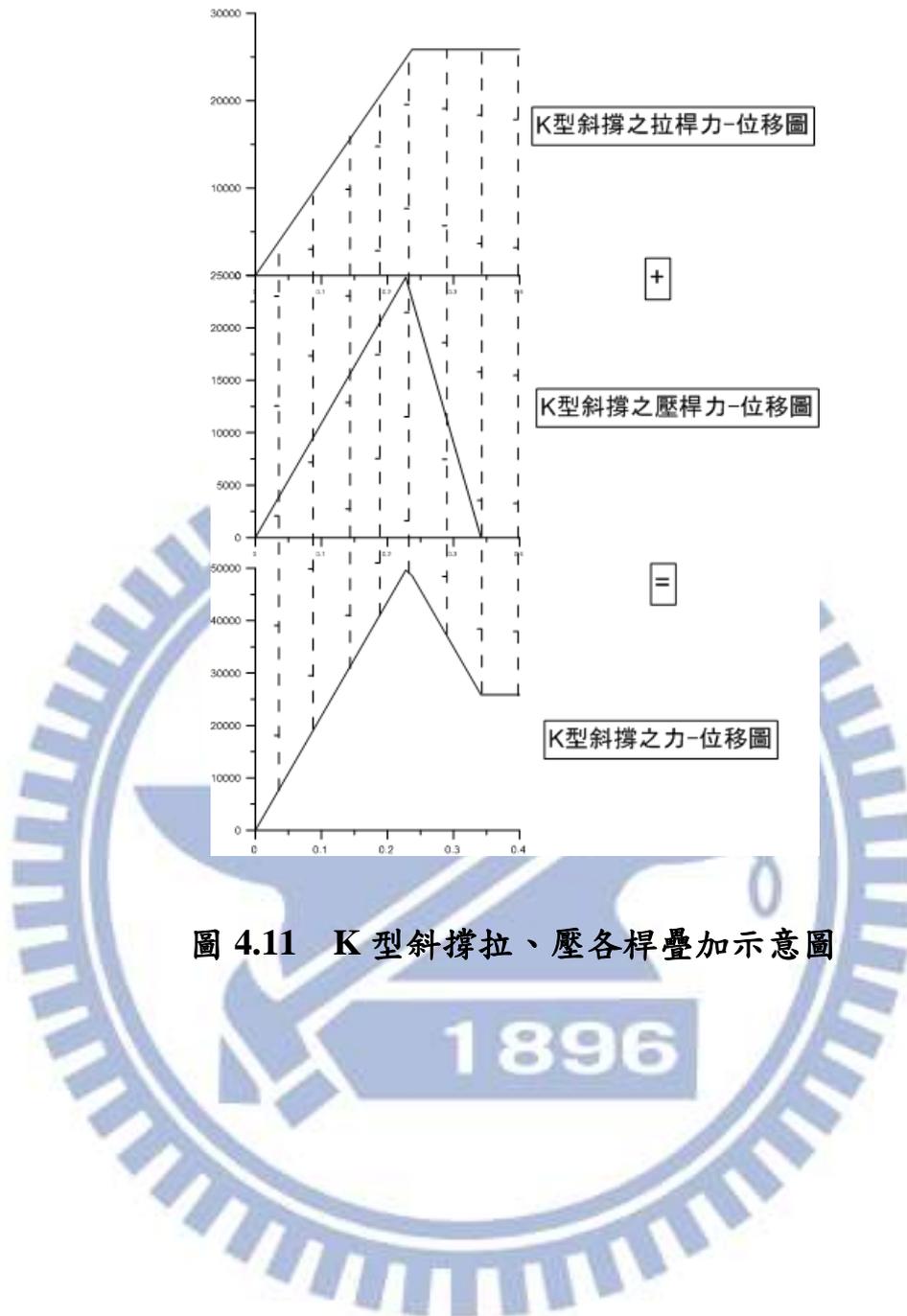


圖 4.11 K 型斜撐拉、壓各桿疊加示意圖

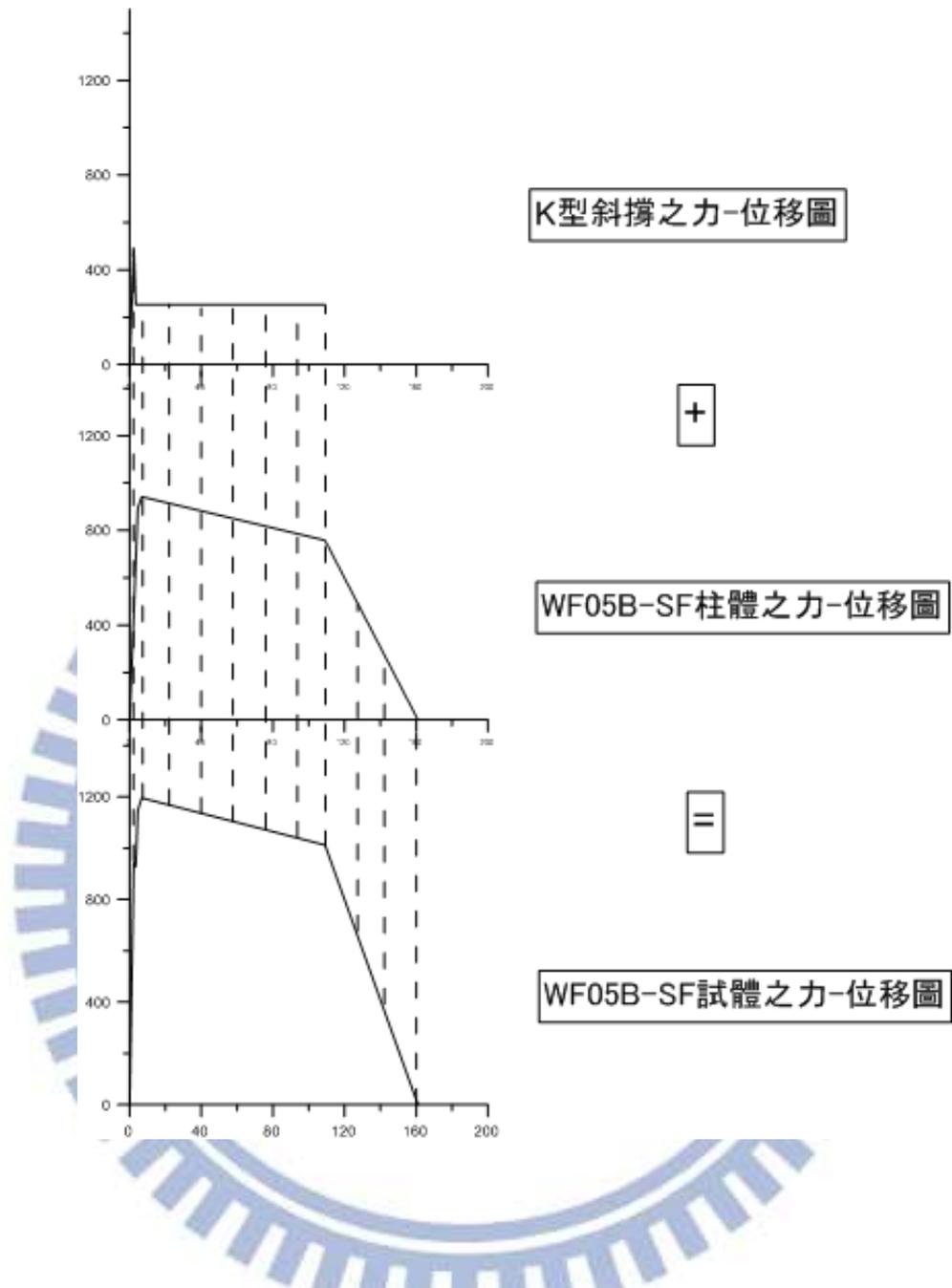


圖 4.12 WF05B-SF 柱體及 K 型斜撐之疊加示意圖

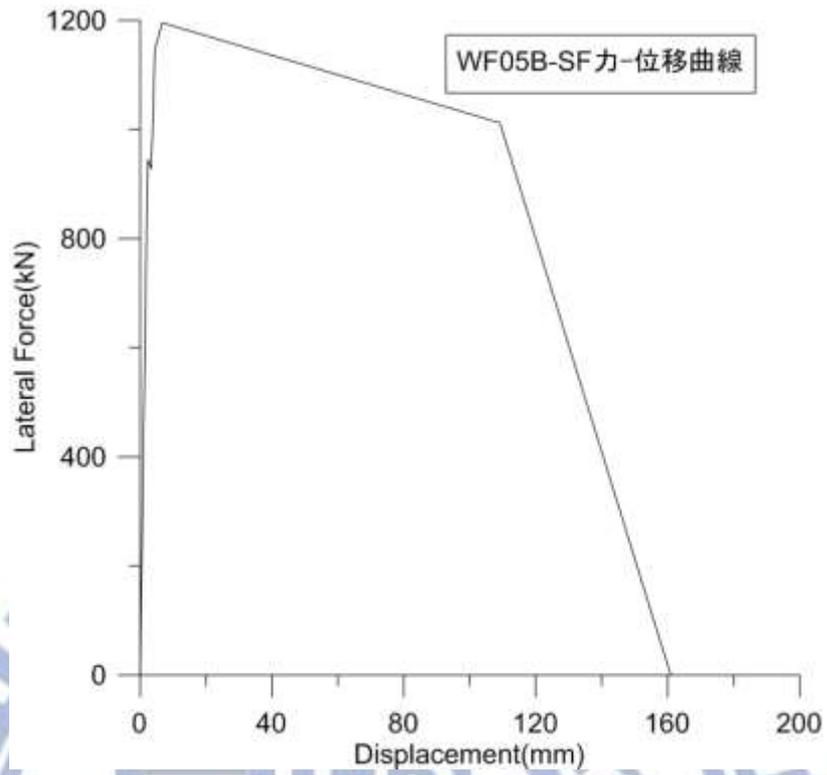


圖 4.13 WF05B-SF 試體計算分析之力-位移曲線

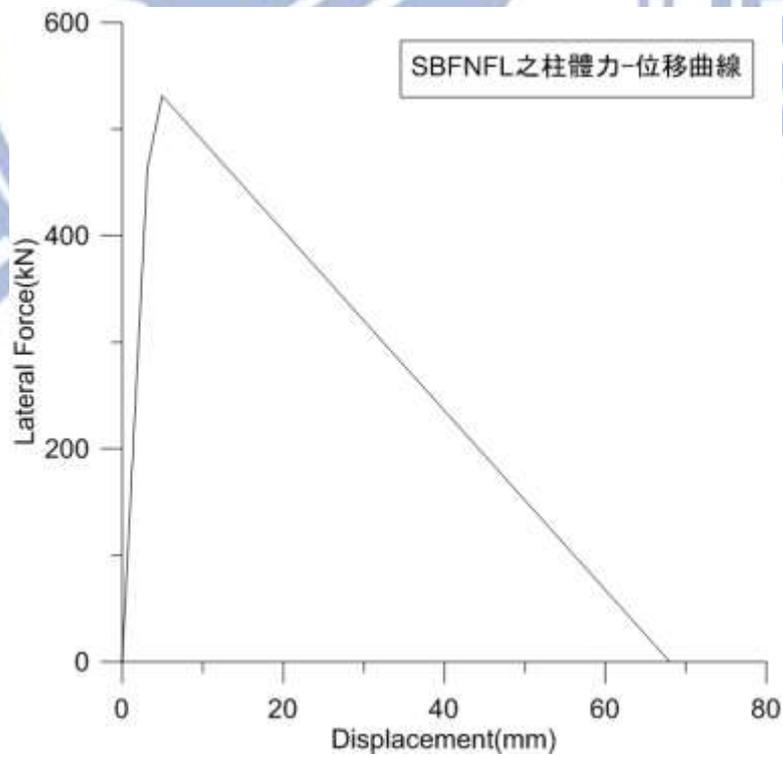


圖 4.14 SBFNFL 柱體(不含 K 型斜撐)計算分析之力-位移曲線

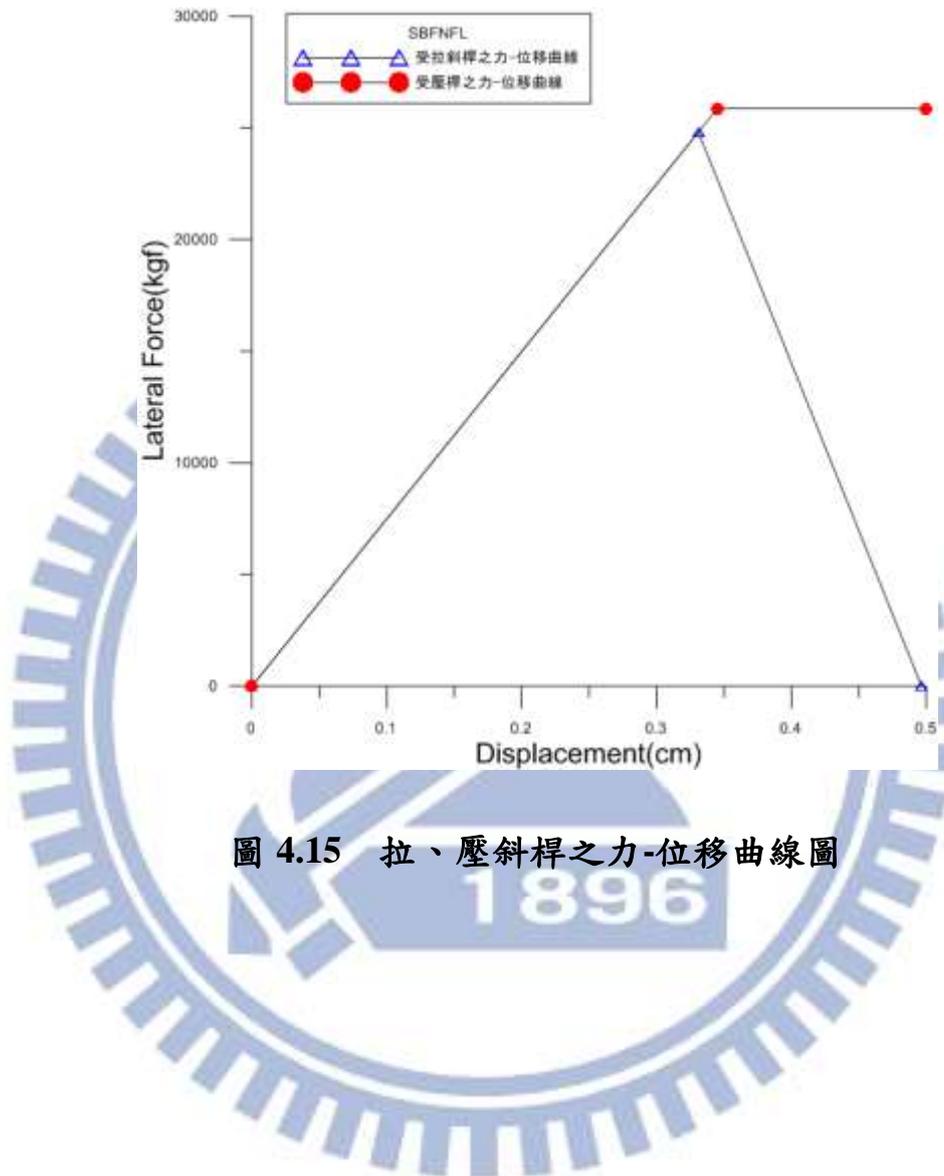


圖 4.15 拉、壓斜桿之力-位移曲線圖

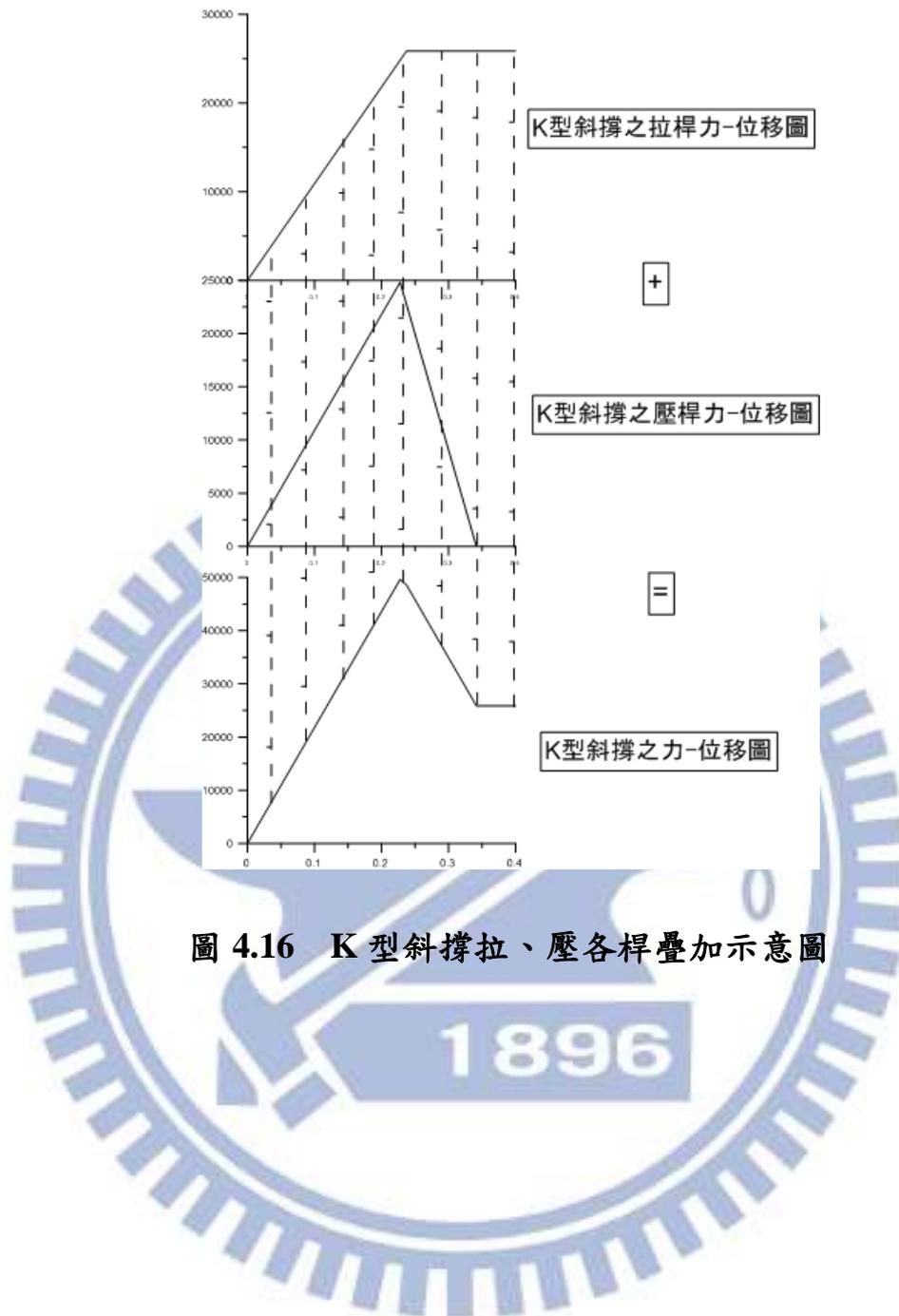


圖 4.16 K 型斜撐拉、壓各桿疊加示意圖

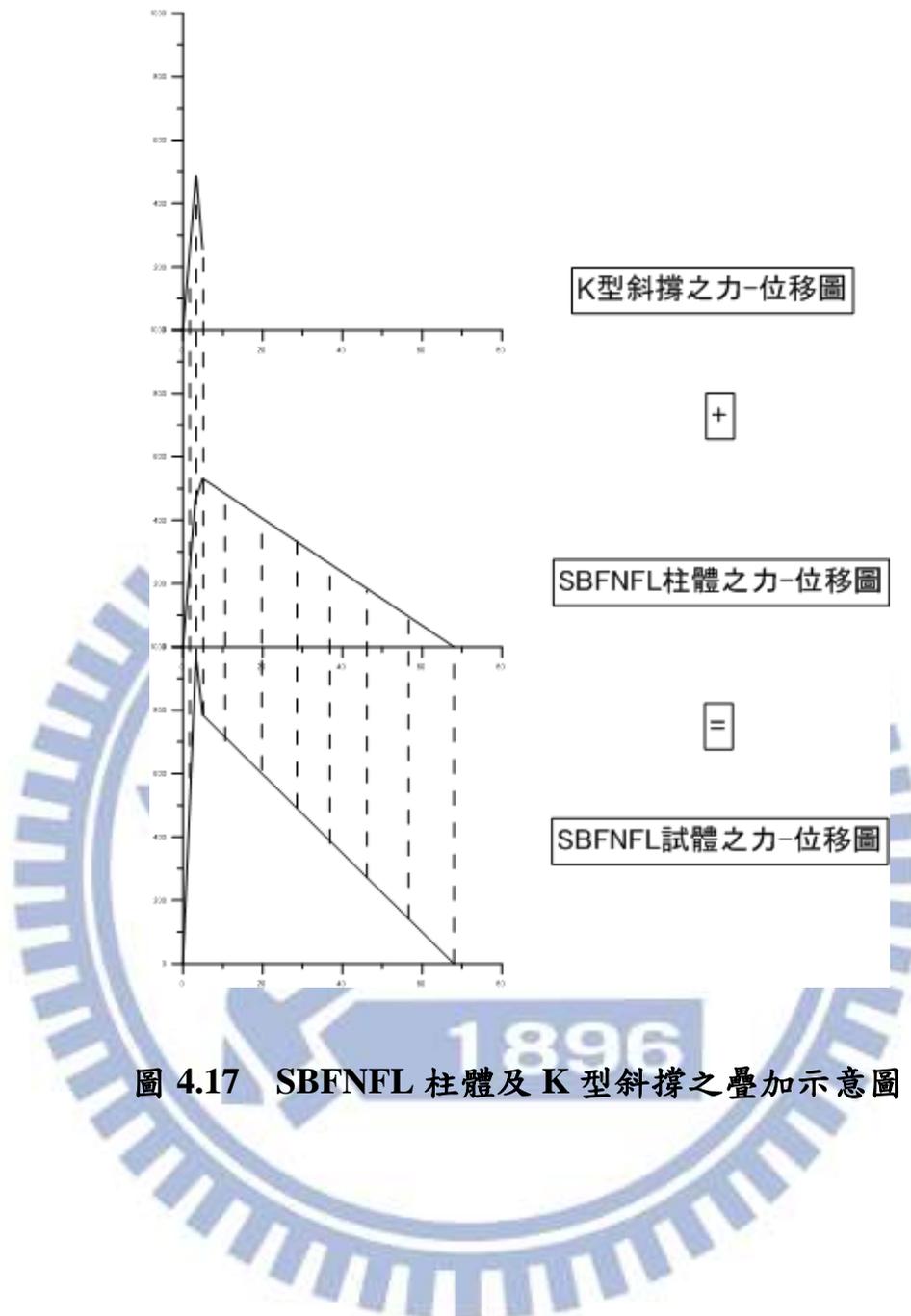


圖 4.17 SBFNFL 柱體及 K 型斜撐之疊加示意圖

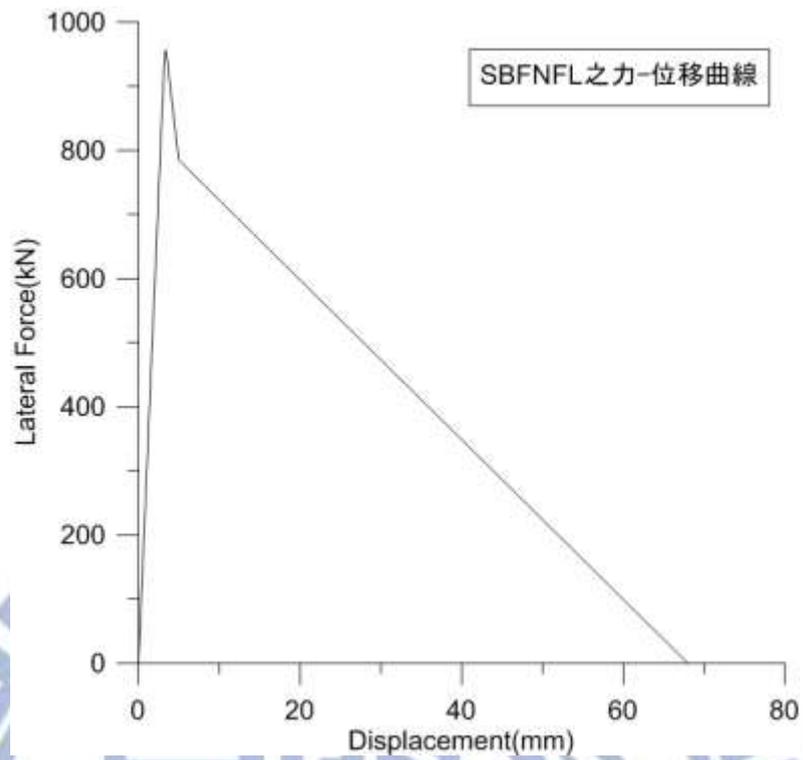


圖 4.18 SBFNFL 試體計算分析之力-位移曲線

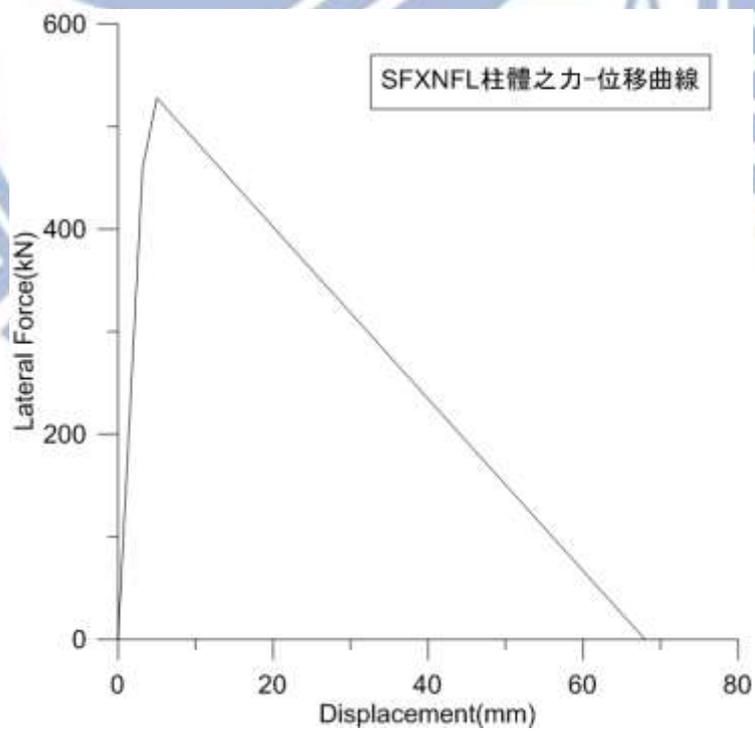


圖 4.19 SFXNFL 柱體計算分析之力-位移曲線

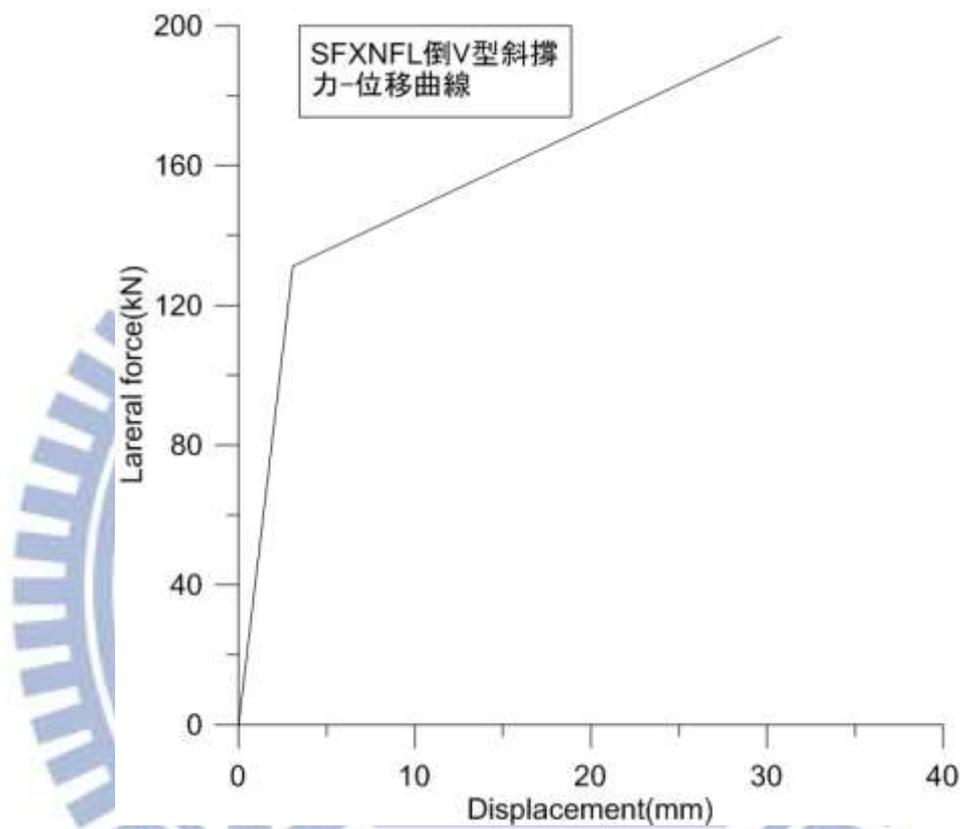


圖 4.20 倒 V 型之力-位移曲線圖

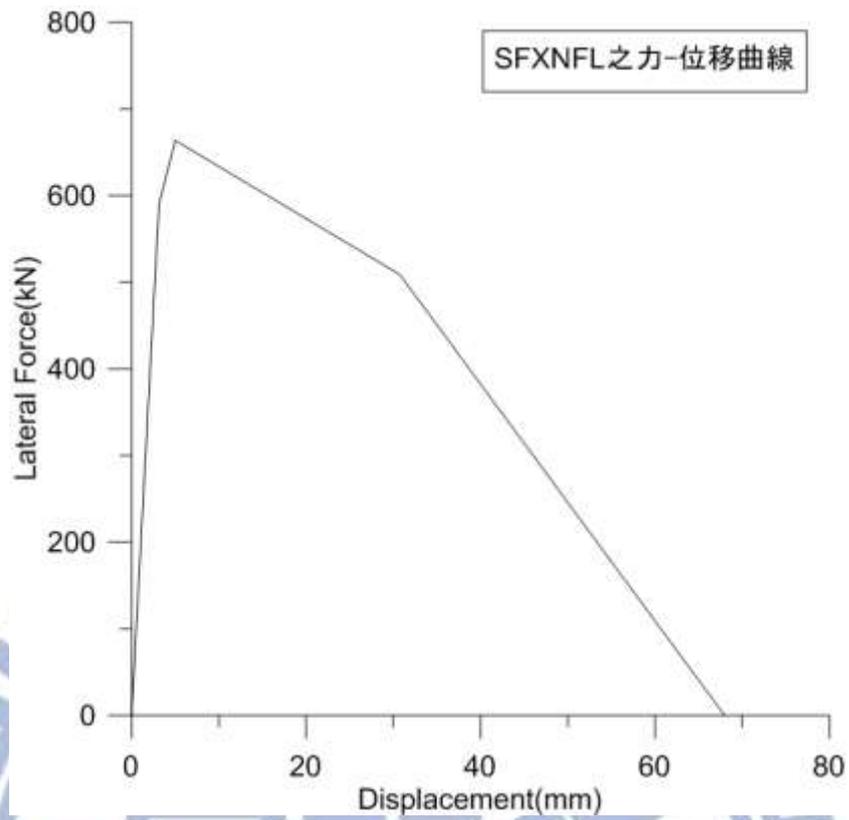


圖 4.22 SFXNFL 試體計算分析之力-位移曲線

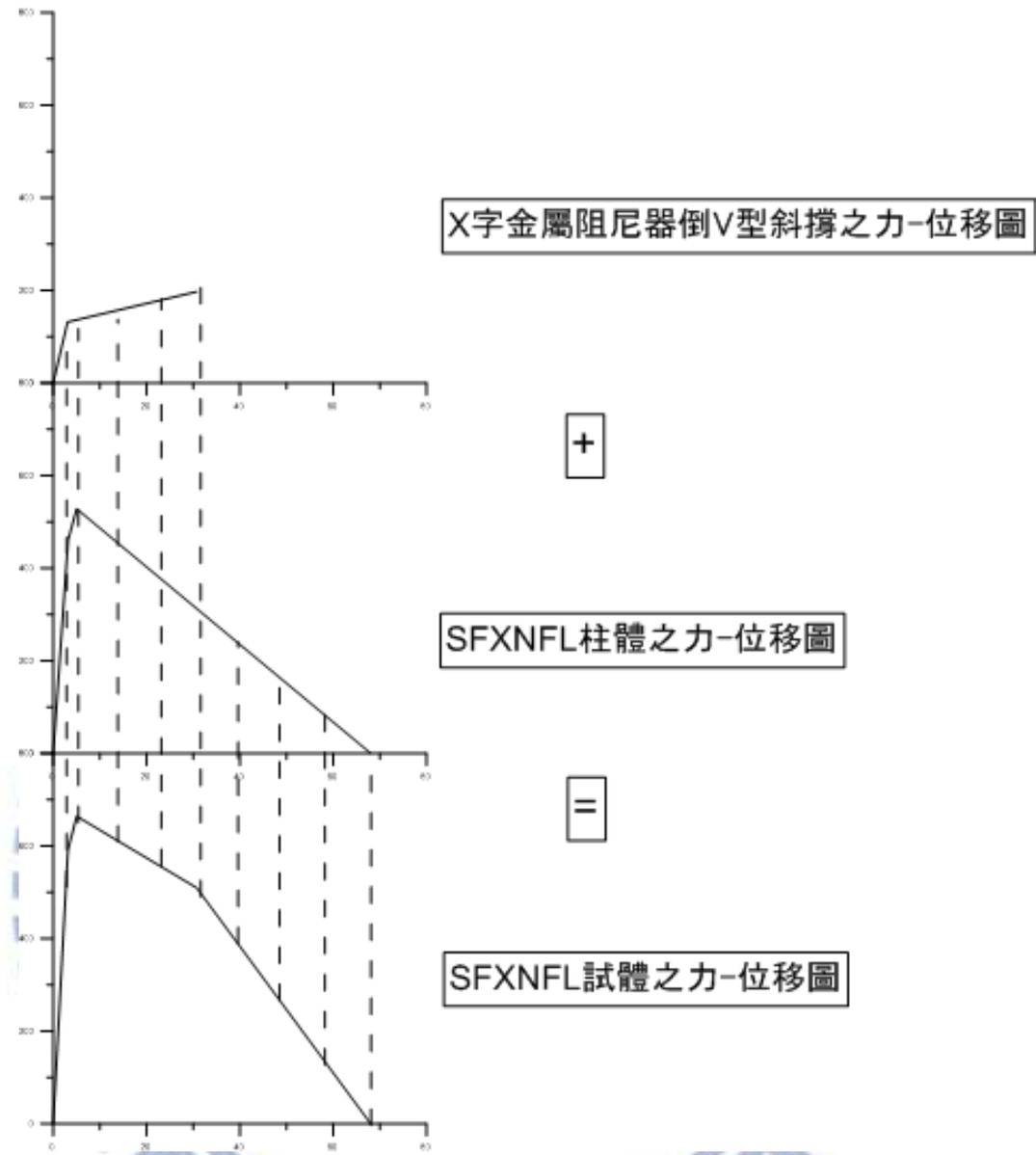


圖 4.21 柱體及倒 V 型阻尼斜撐之疊加示意圖

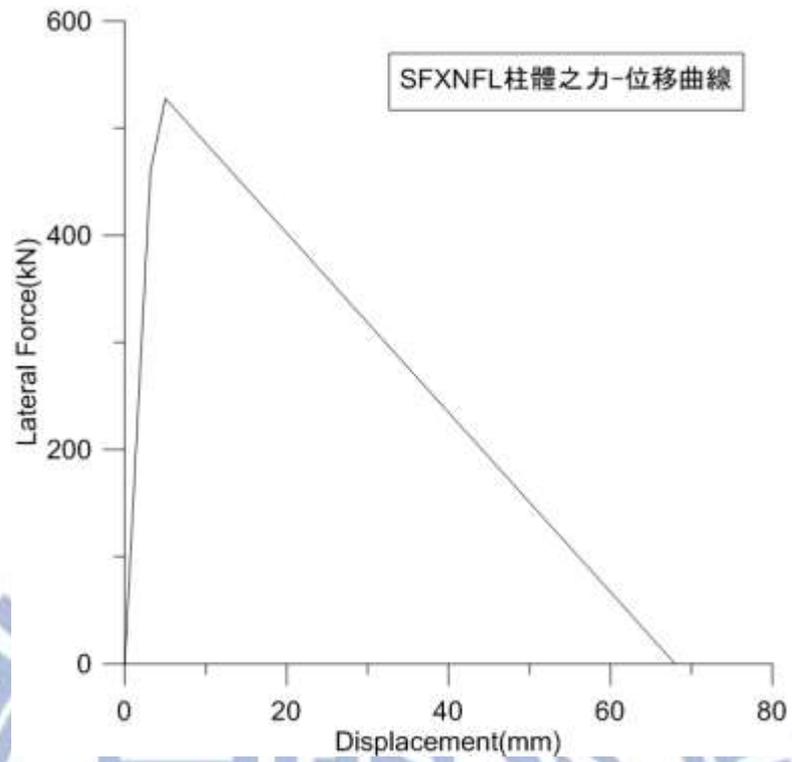


圖 4.23 SFSNFL 柱體計算分析之力-位移曲線

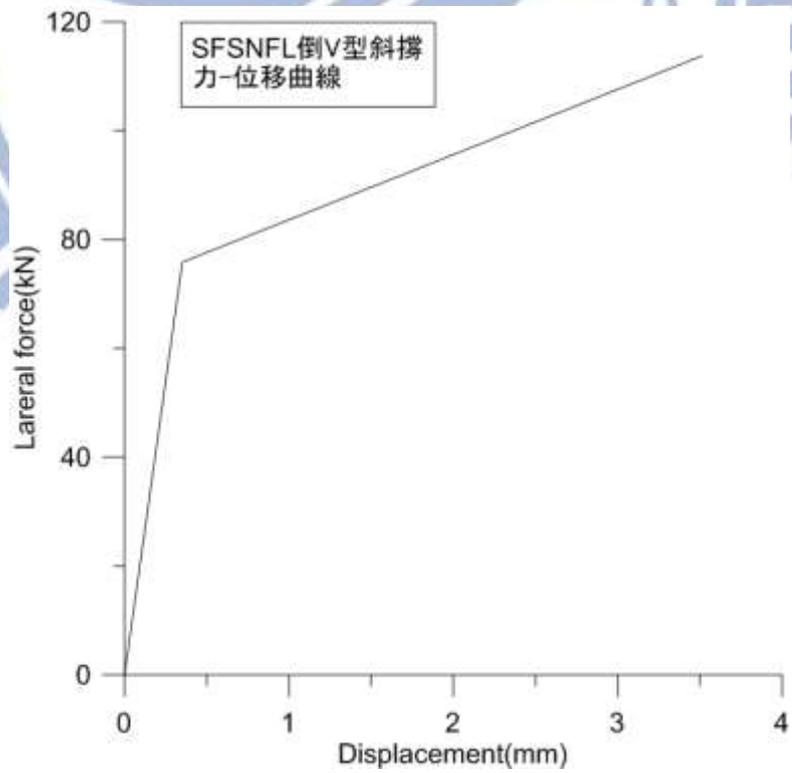


圖 4.24 倒 V 型之力-位移曲線圖

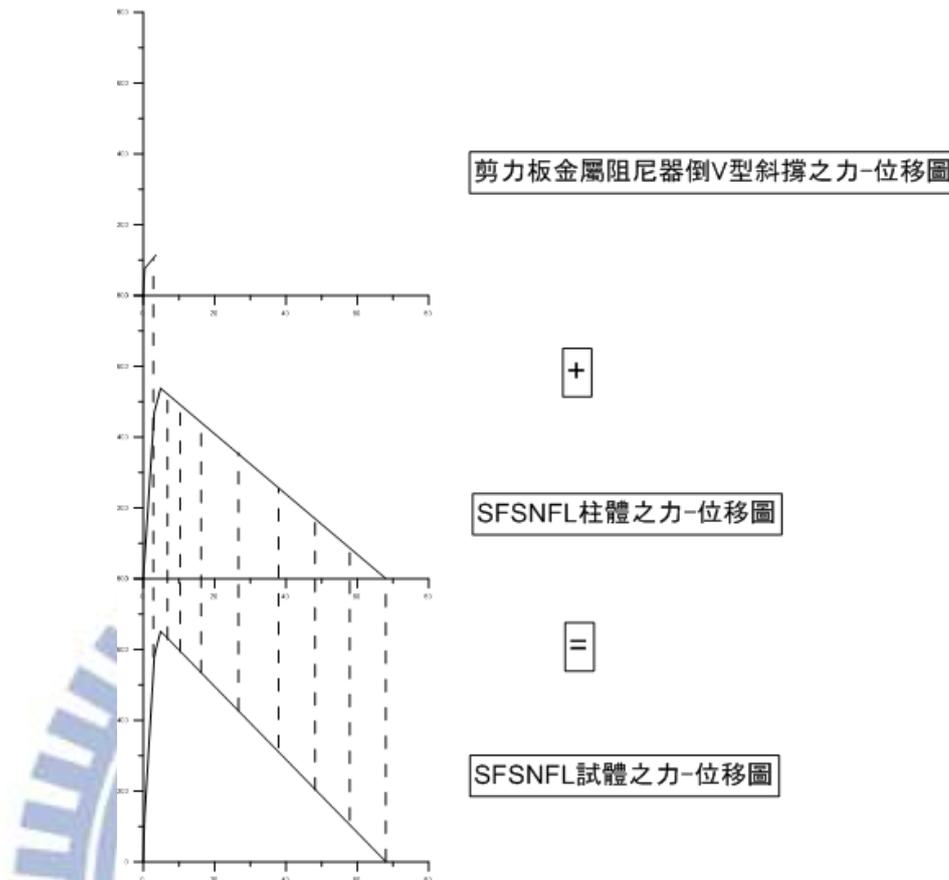


圖 4.24 柱體及倒 V 型阻尼斜撐之疊加示意圖

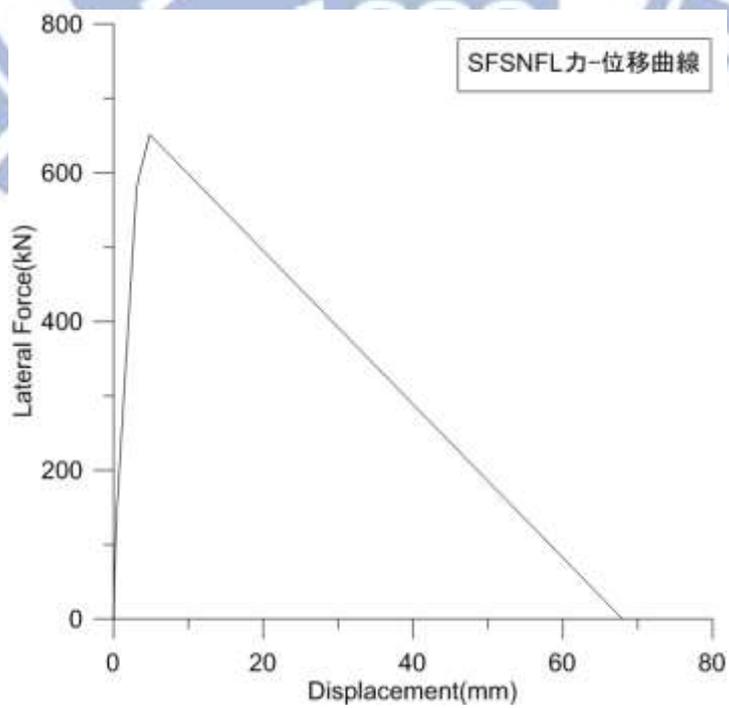


圖 4.25 SFSNFL 試體計算分析之力-位移曲線

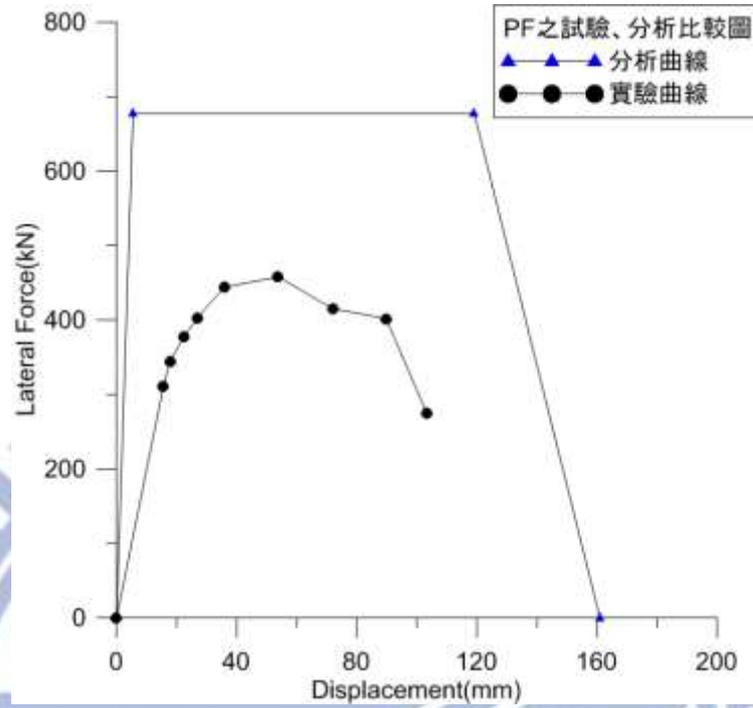
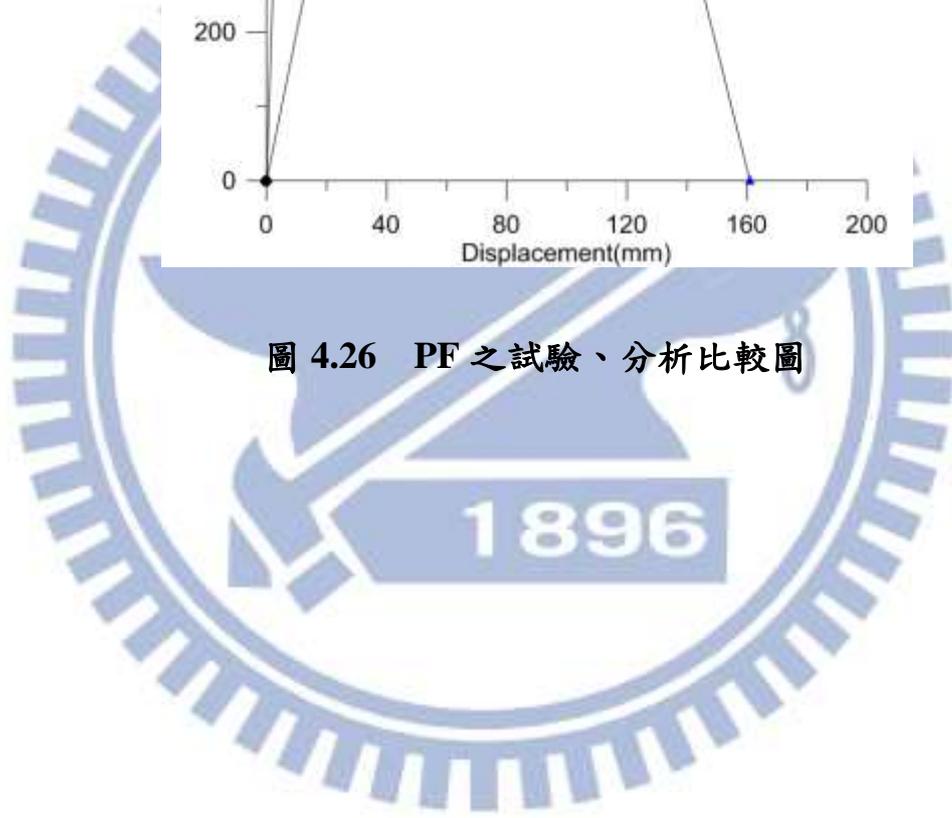


圖 4.26 PF 之試驗、分析比較圖



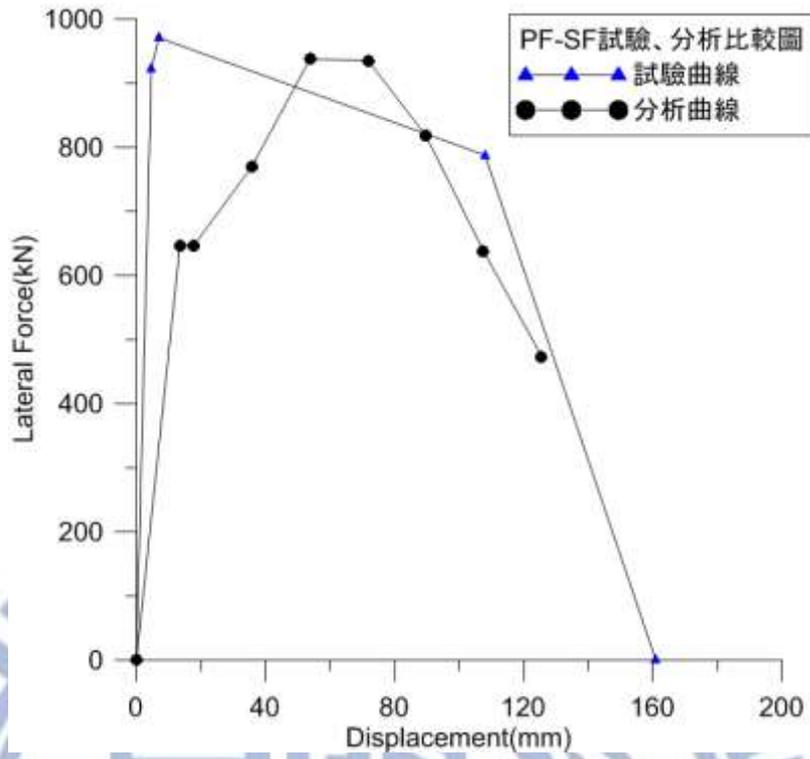


圖 4.27 PF-SF 試驗、分析比較圖

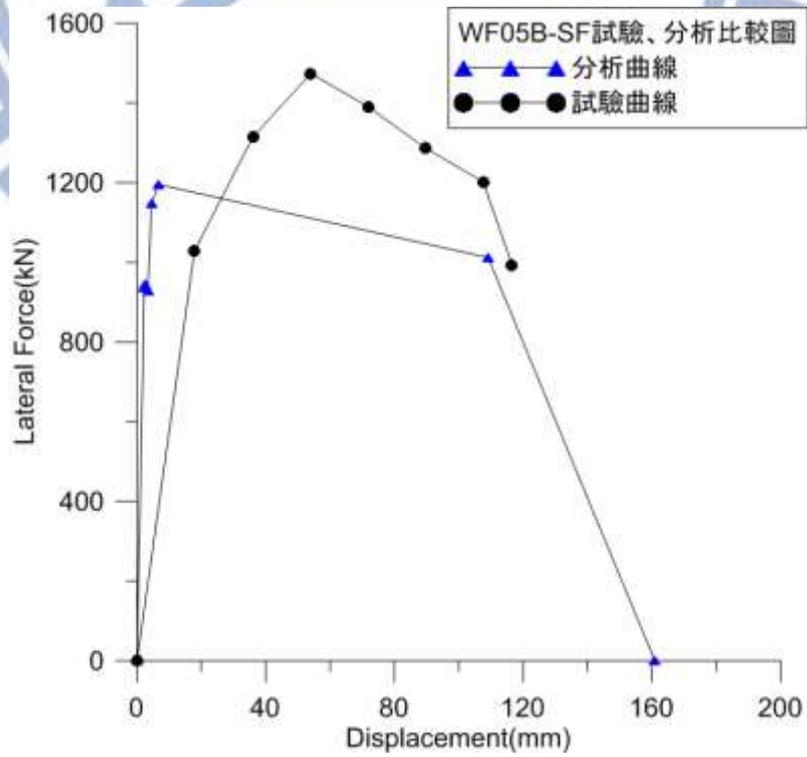


圖 4.28 WF05B-SF 試驗、分析比較圖

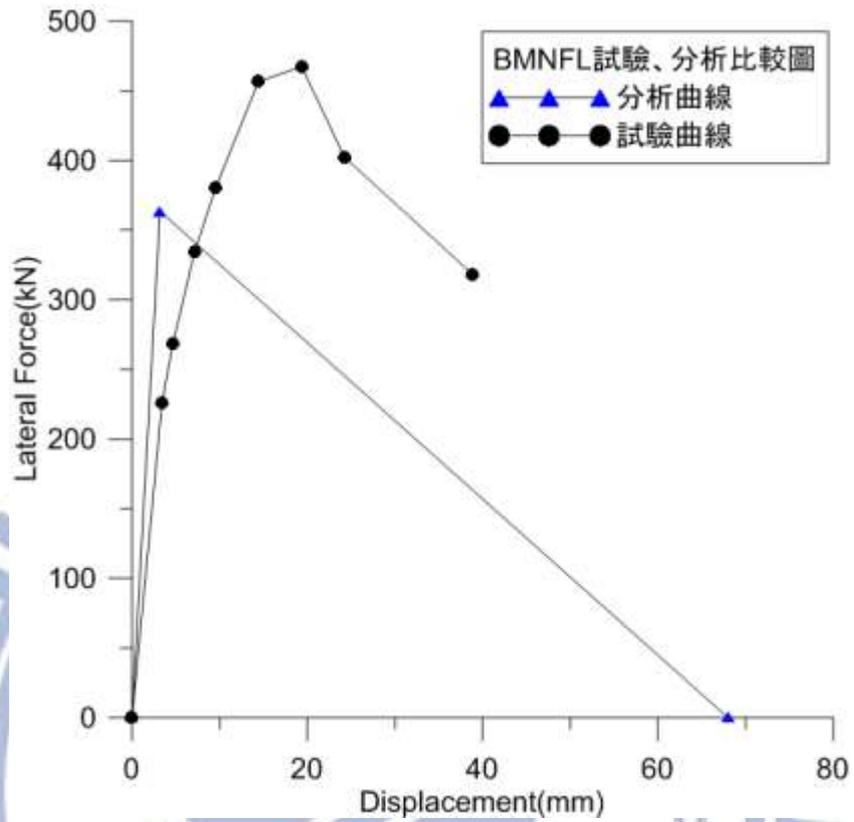
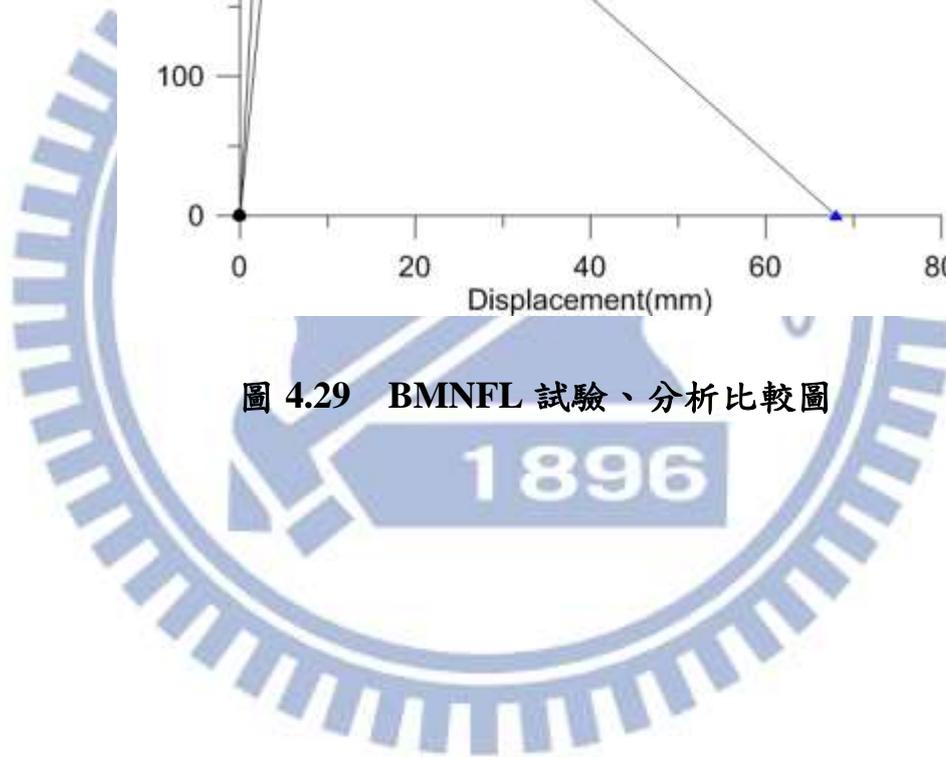


圖 4.29 BMNFL 試驗、分析比較圖



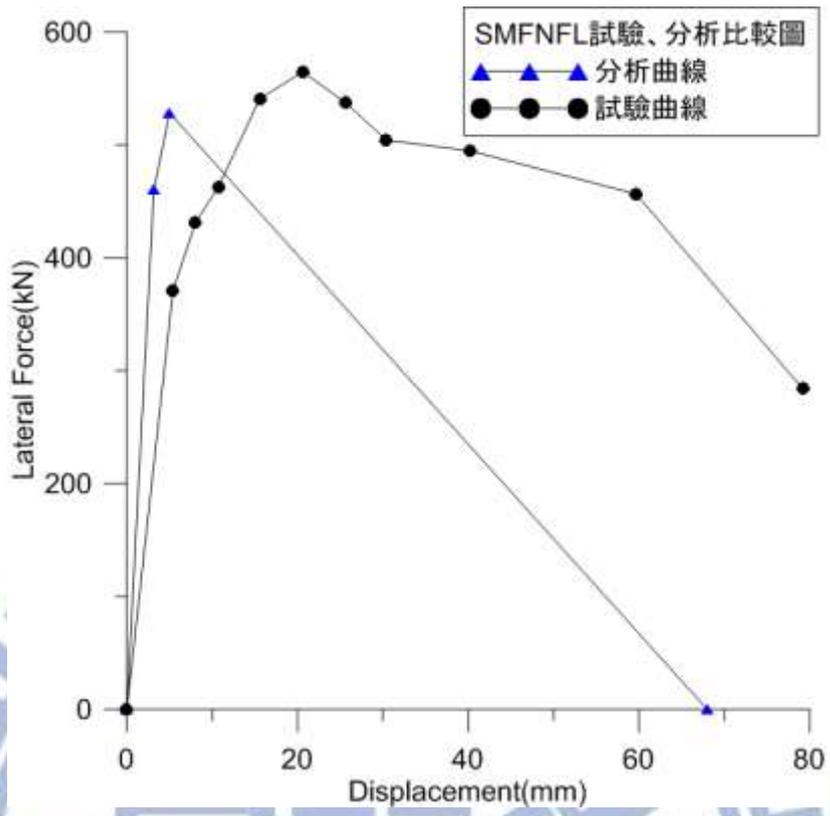


圖 4.30 SMFNFL 試驗、分析比較圖

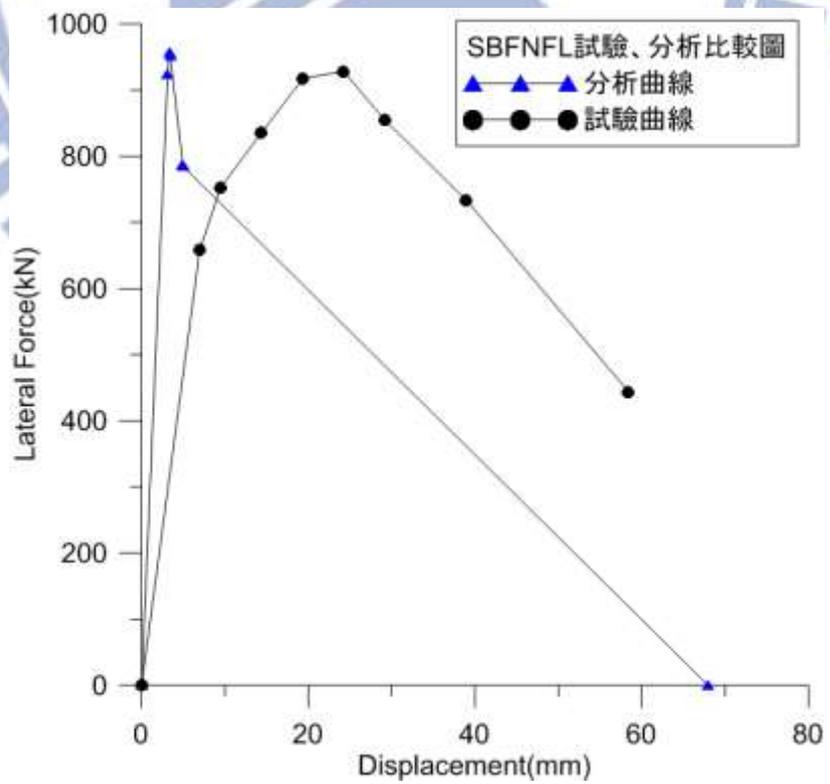


圖 4.31 SBFNFL 試驗、分析比較圖

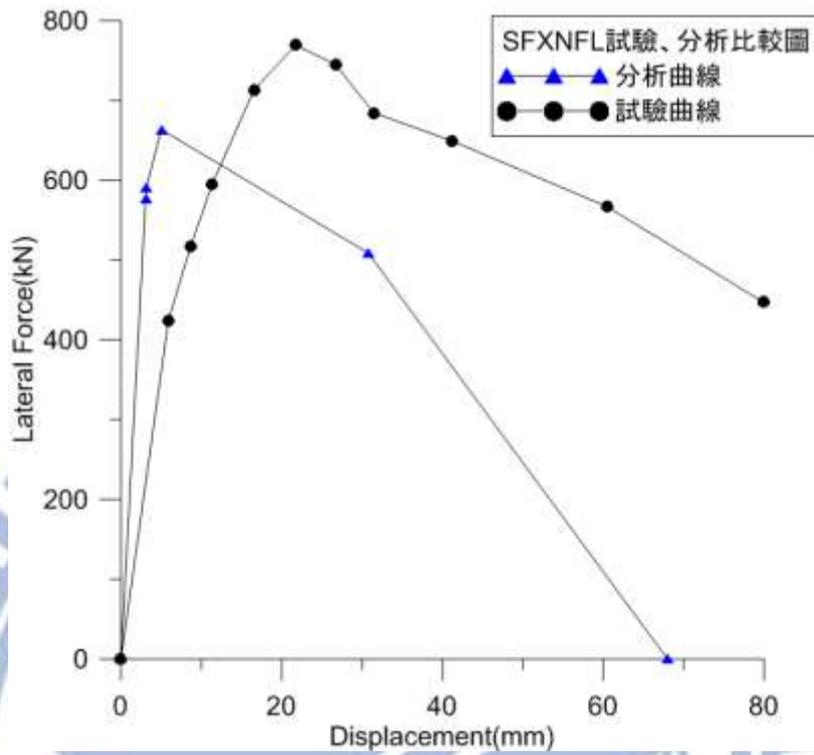


圖 4.32 SFSNFL 試驗、分析比較圖

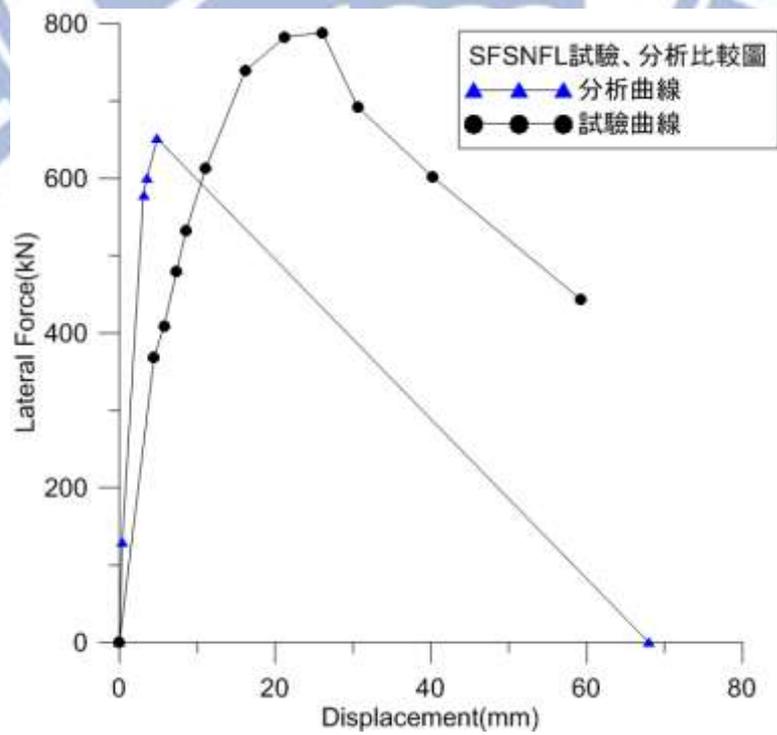


圖 4.33 SFSNFL 試驗、分析比較圖

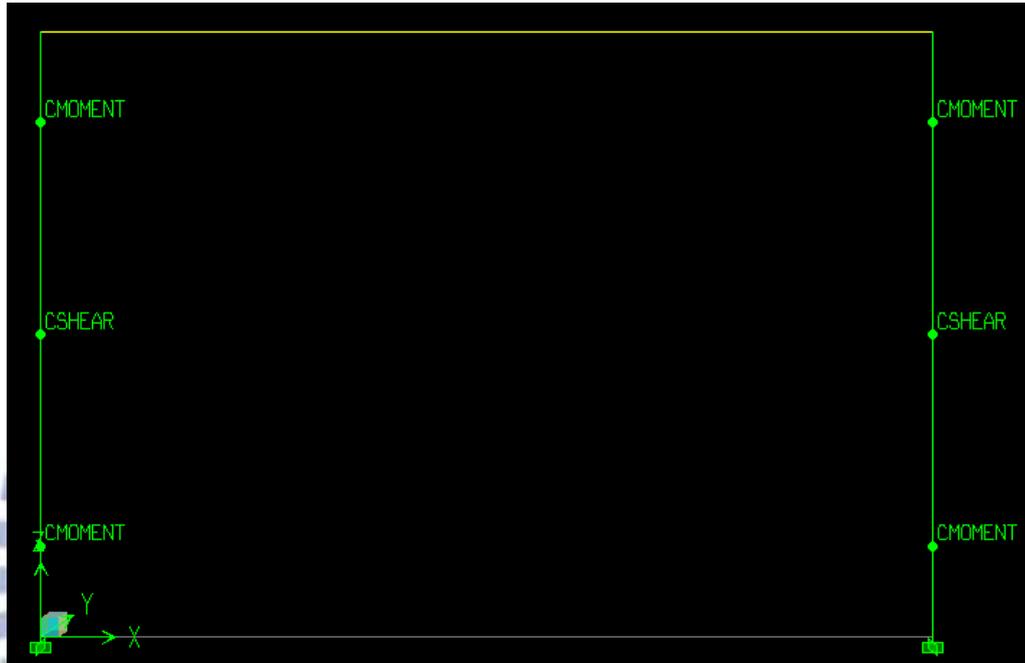


圖 5.1 PF-SF 非線性鉸位置圖

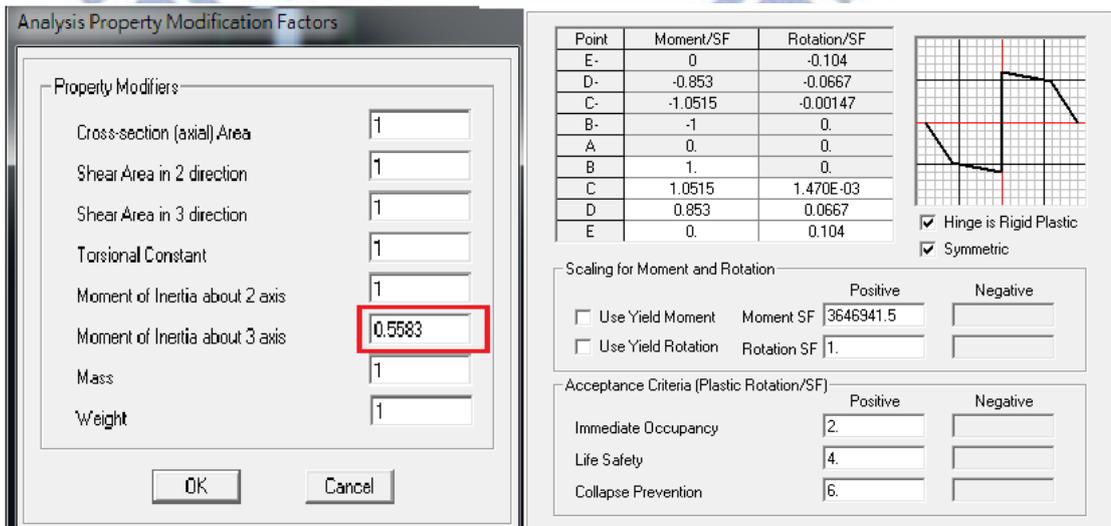


圖 5.2 PF-SF 彎矩非線性參數輸入圖及斷面慣性參數圖

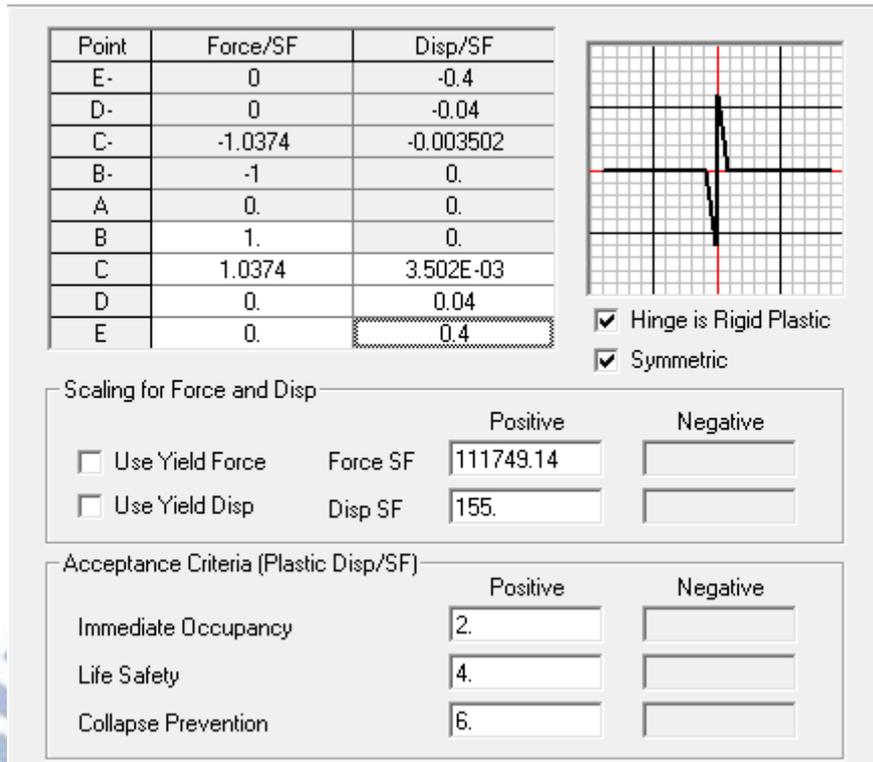


圖 5.3 PF-SF 剪力非線性參數輸入圖

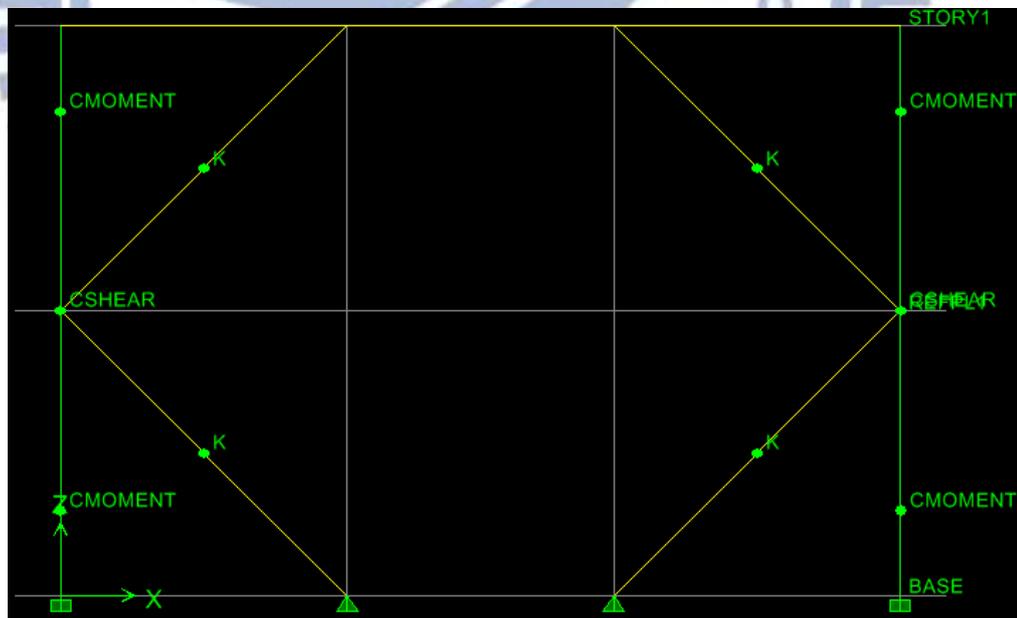


圖 5.4 WF05B-SF 非線性鉸位置圖

Point	Force/SF	Disp/SF
E-	-1.	-1000.
D-	-1.	-5.
C-	-1.	-0.5
B-	-1.	0.
A	0.	0.
B	1.	0.
C	0.	0.5
D	0.	5.
E	0.	1000.

Hinge is Rigid Plastic  
 Symmetric

Scaling for Force and Disp

	Positive	Negative
<input type="checkbox"/> Use Yield Force Force SF	35088.62	36585.7
<input type="checkbox"/> Use Yield Disp Disp SF	0.081	0.084

Acceptance Criteria (Plastic Disp/SF)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	2.	-2.
Life Safety	4.	-4.
Collapse Prevention	6.	-6.

圖 5.5 K 型斜撐軸力非線性參數輸入圖

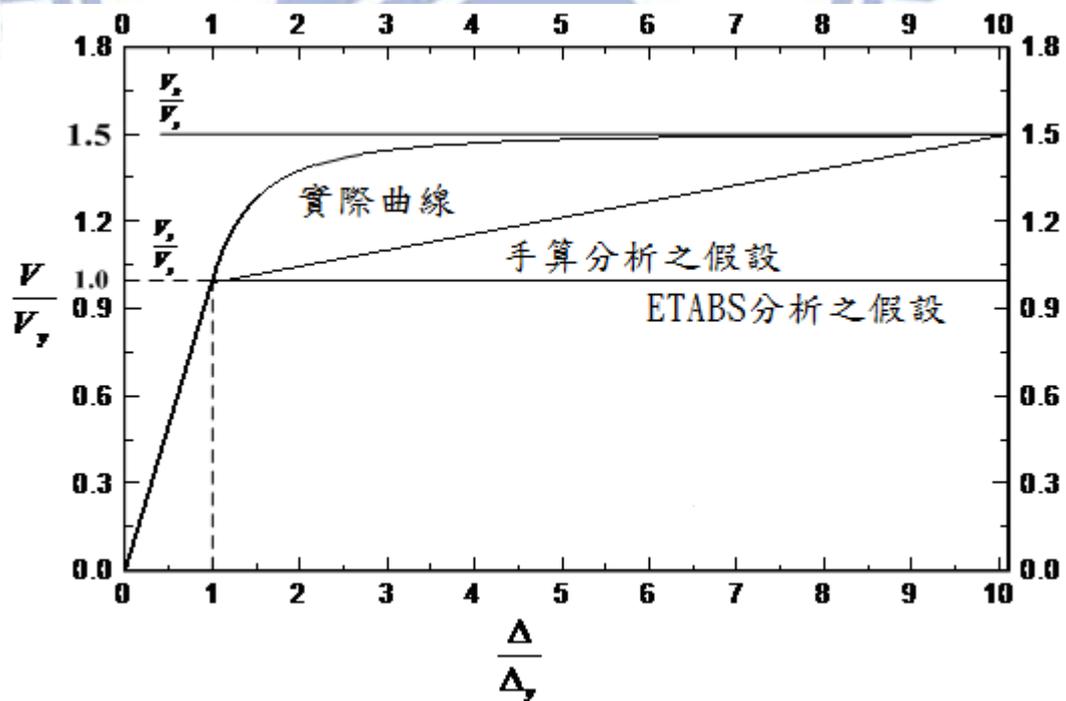


圖 5.6 鋼板加勁阻尼器之  $\frac{V}{V_y}$  與  $\frac{\Delta}{\Delta_y}$  曲線圖[3]

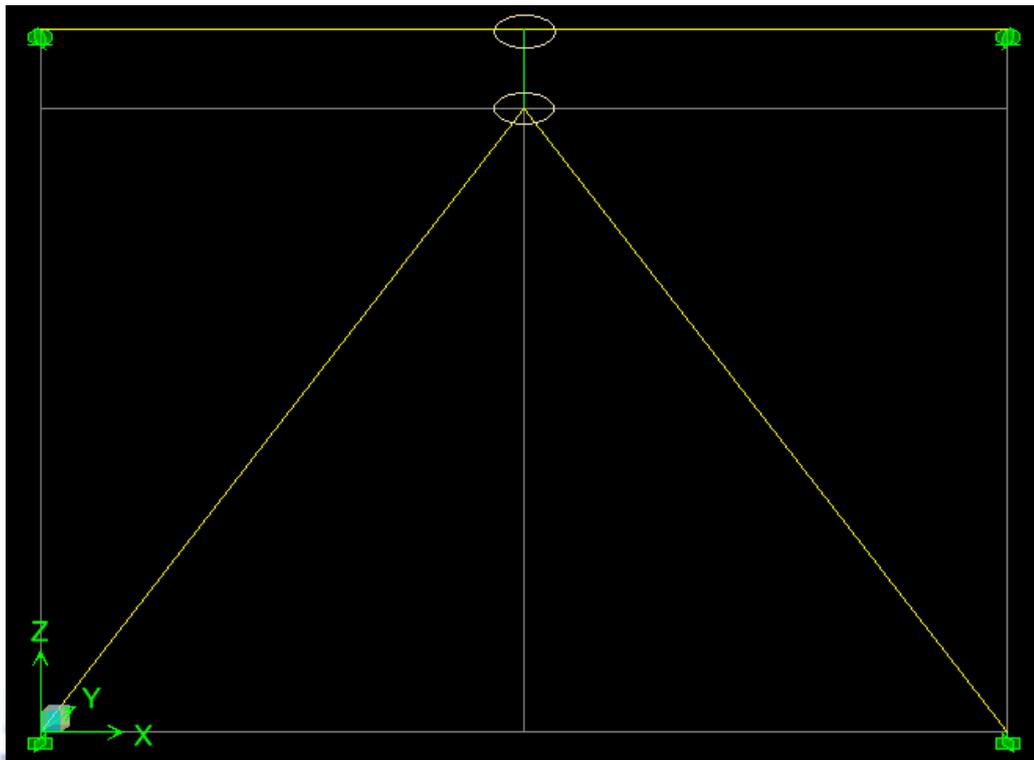


圖 5.7 模擬阻尼器之行為模型圖

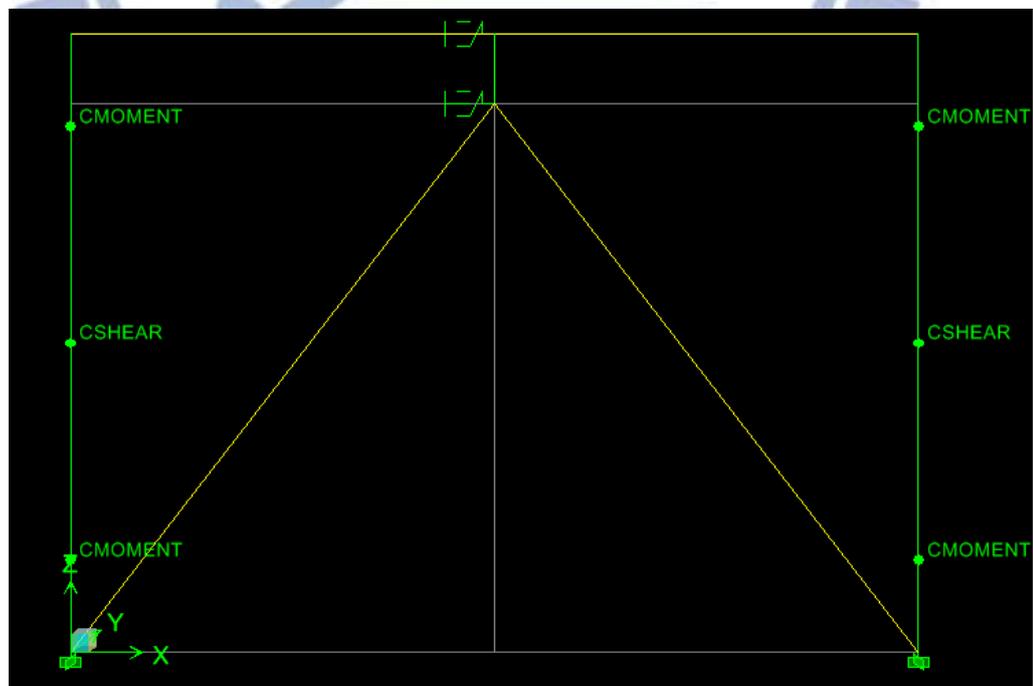
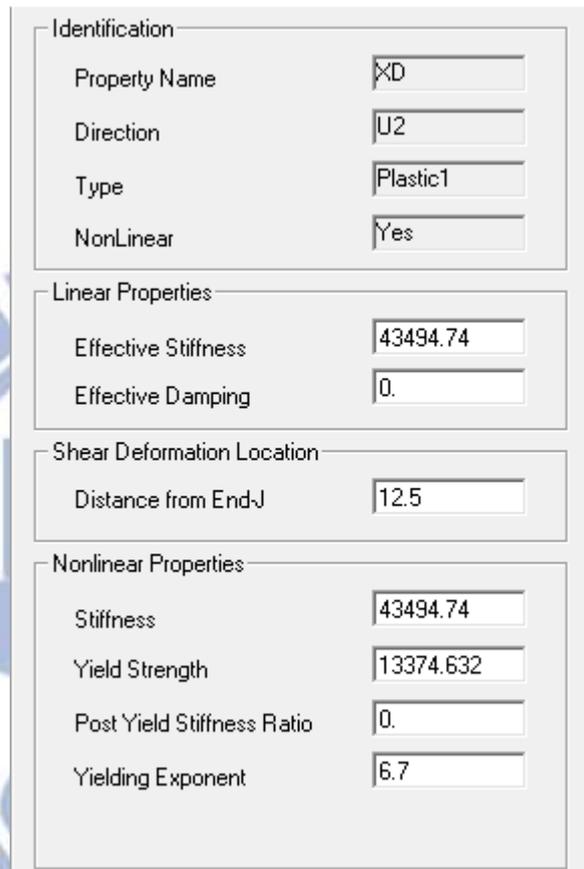


圖 5.8 SFXNFL 非線性鉸位置圖



Identification	
Property Name	XD
Direction	U2
Type	Plastic1
NonLinear	Yes

Linear Properties	
Effective Stiffness	43494.74
Effective Damping	0.

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	12.5

Nonlinear Properties	
Stiffness	43494.74
Yield Strength	13374.632
Post Yield Stiffness Ratio	0.
Yielding Exponent	6.7

圖 5.9 Link Properties 參數設定圖

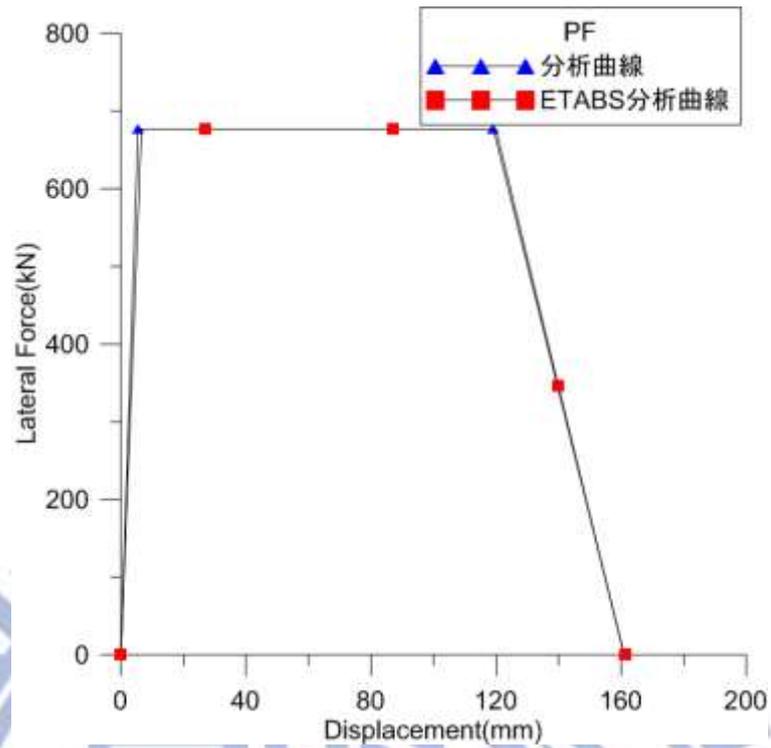


圖 5.10 PF 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖

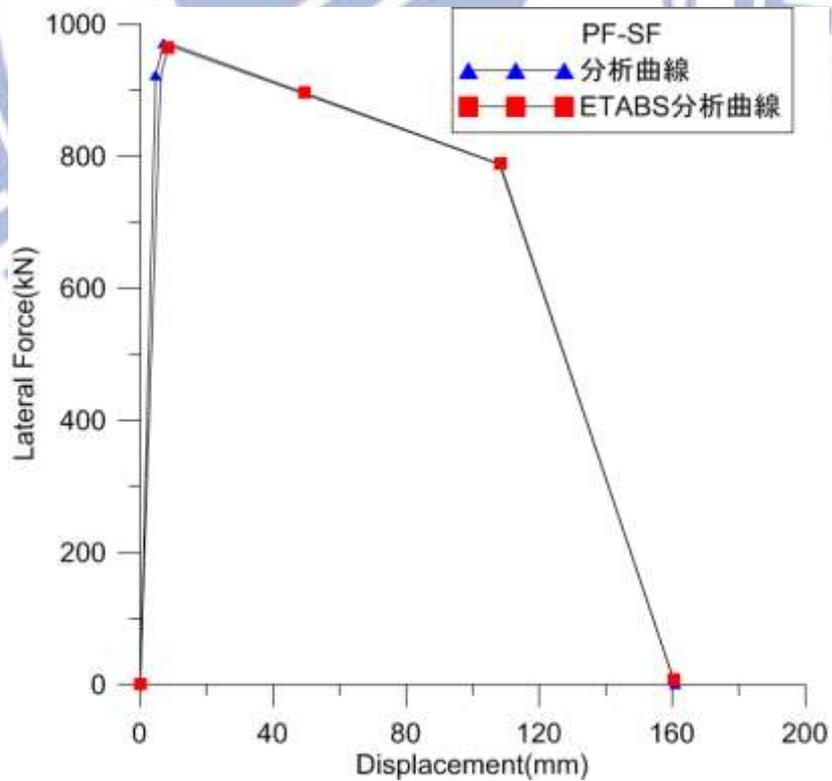


圖 5.11 PF-SF 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖

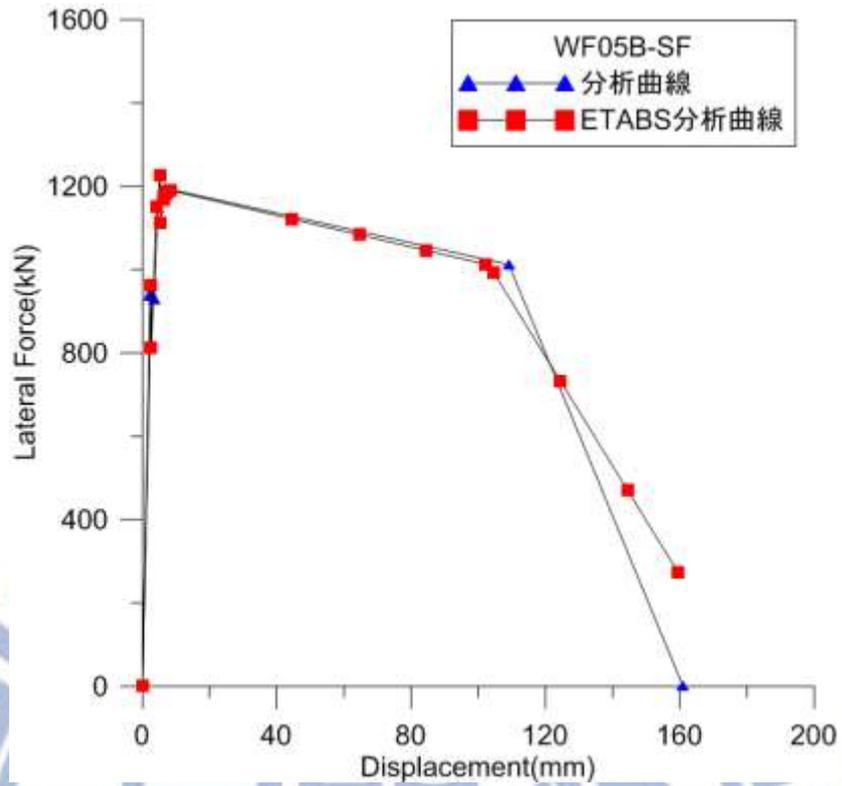


圖 5.12 WF05B-SF 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖

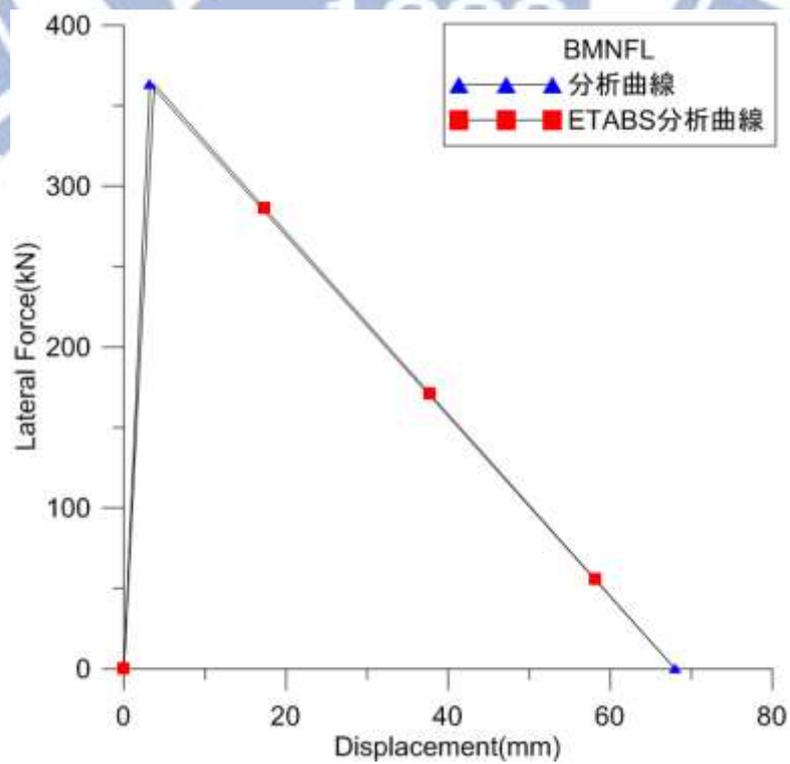


圖 5.13 BMNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖

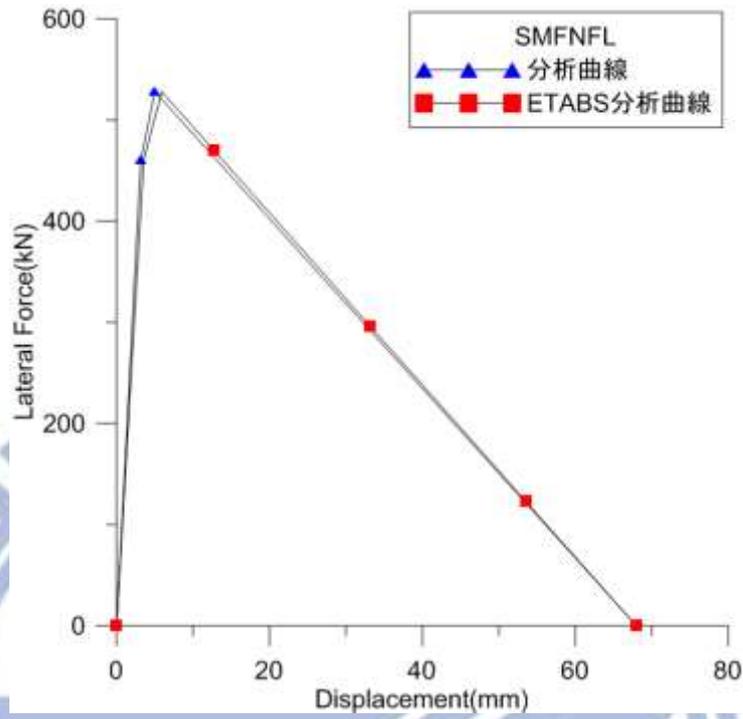


圖 5.14 SMFNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖

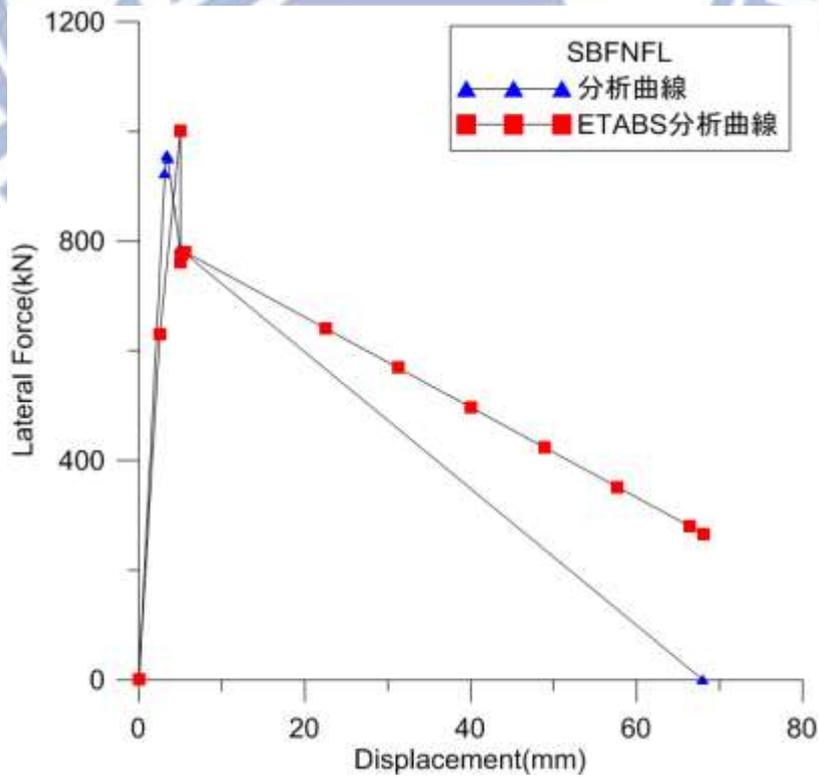


圖 5.15 SBFNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖

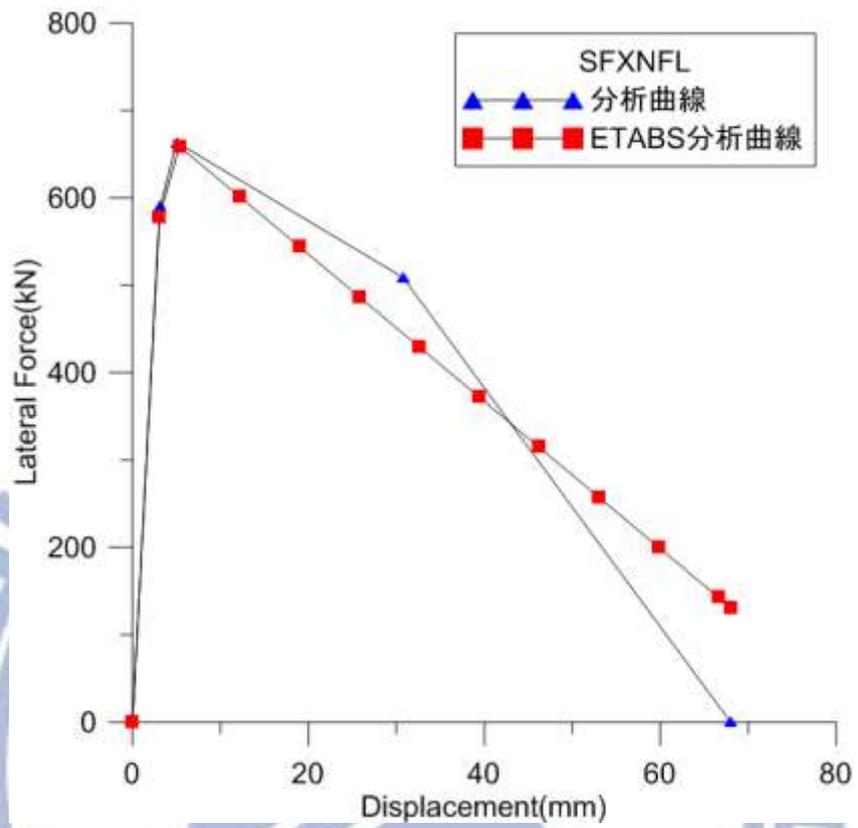


圖 5.16 SFXNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖

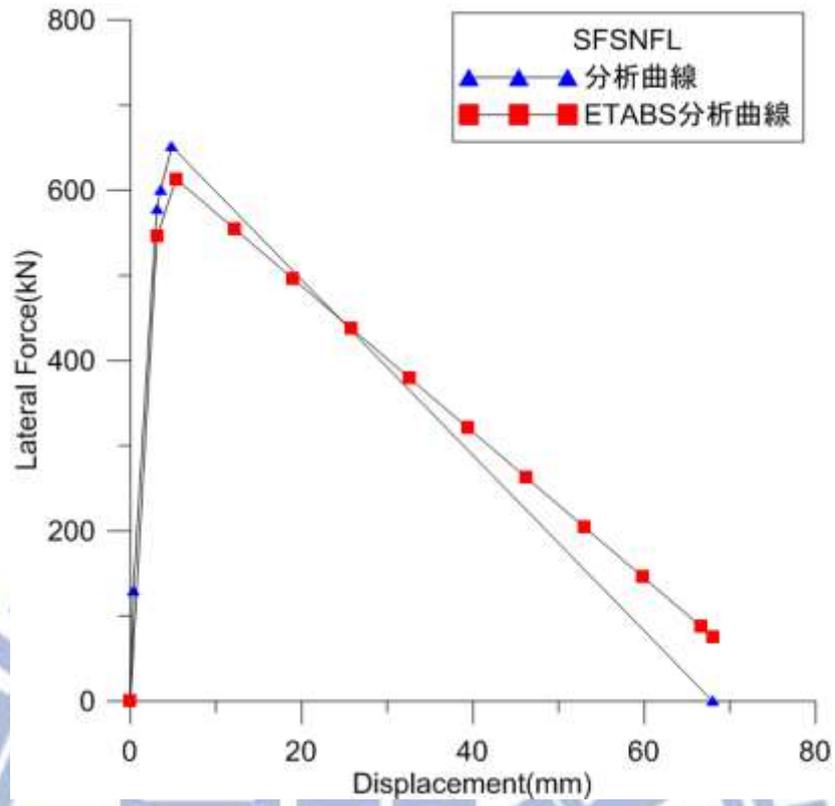


圖 5.17 SFSNFL 試體之 ETABS 分析及分析計算比較圖

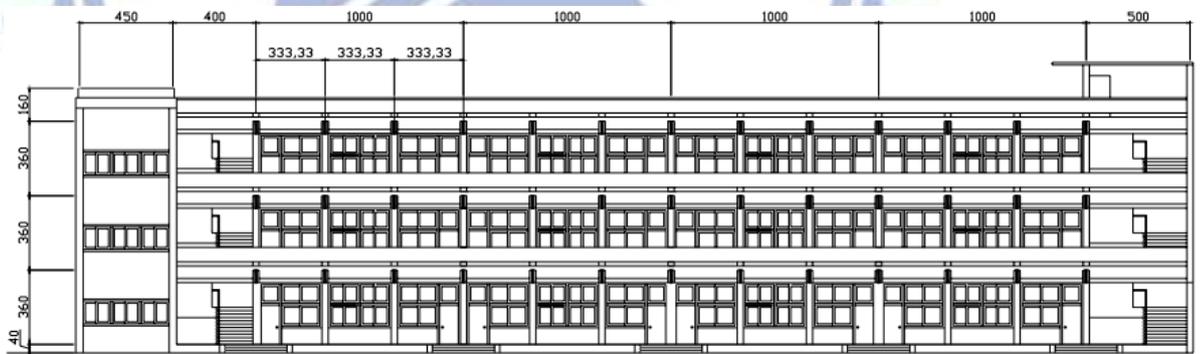


圖 6.1 示範例之正面立面圖[4]

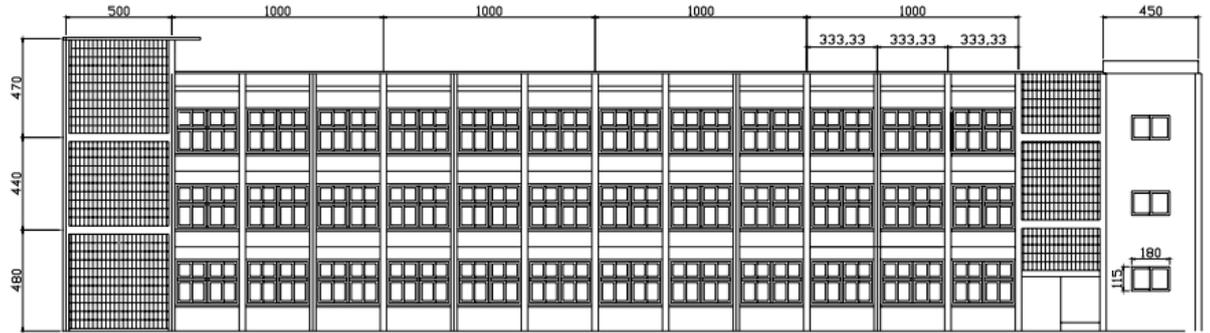


圖 6.2 示範例之背面立面圖[4]



圖 6.3 示範例之一~三樓梁、柱編號平面圖[4]

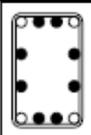
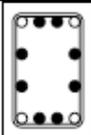
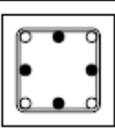
柱編號	C1L	C1S	C2	C3
斷面				
主筋	○ 4-D22 ● 8-D19	○ 4-D22 ● 8-D19	● 6-D16	○ 4-D19 ● 4-D16
箍筋	D9@25	D9@25	D9@25	D9@25
尺寸	30X50	30X50	24X30	36X36

圖 6.4 示範例之柱配筋圖[4]

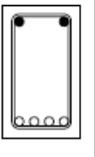
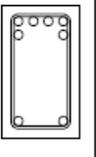
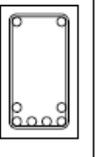
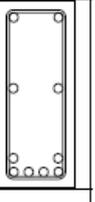
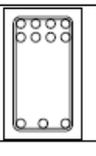
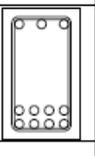
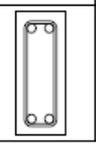
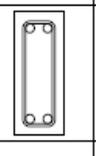
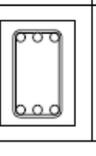
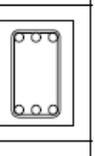
梁編號	B1		B2		B3	
斷面	兩端	中央	兩端	中央	兩端	中央
						
主筋	○ 4-D19 ● 2-D16		○ 8-D22		○ 10-D22	
箍筋	D9@25		D9@25		D9@25	
尺寸	24X60		30X60		30X90	
梁編號	B4		B5		B6	
斷面	兩端	中央	兩端	中央	兩端	中央
						
主筋	○ 11-D22		○ 4-D13		○ 6-D16	
箍筋	D9@25		D9@25		D9@25	
尺寸	30X55		15X55		24X45	

圖 6.5 示範例之梁配筋圖[4]



圖 6.6 示範例之一樓~三樓梁材料平面圖[4]

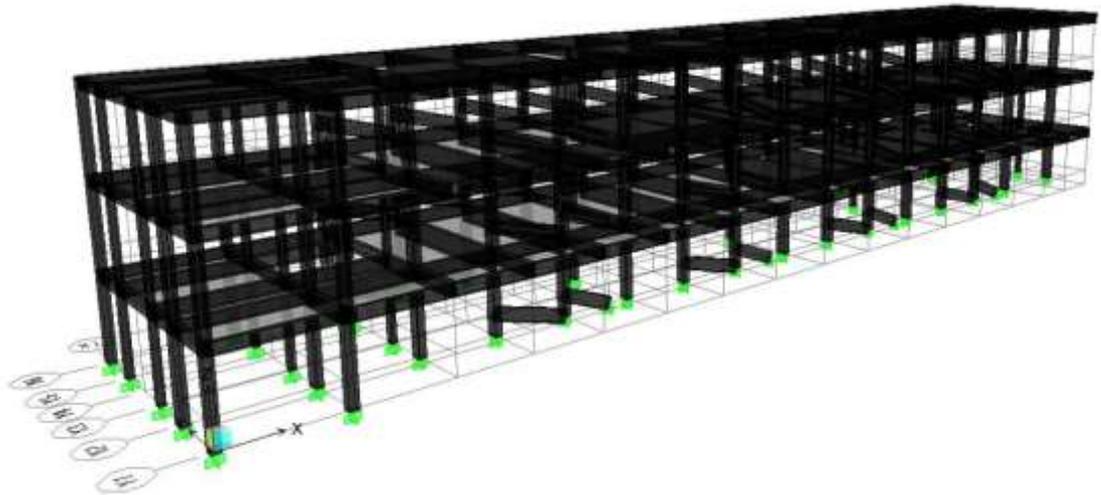


圖 6.7 示範例之 ETABS 結構分析模型 3D 立面圖[4]

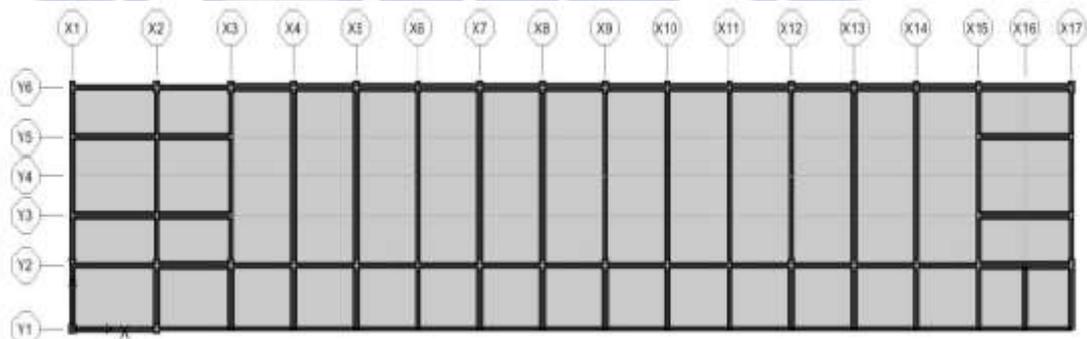


圖 6.8 示範例之 ETABS 結構分析模型平面圖[4]



圖 6.9 示範例之非線性鉸位置圖[4]

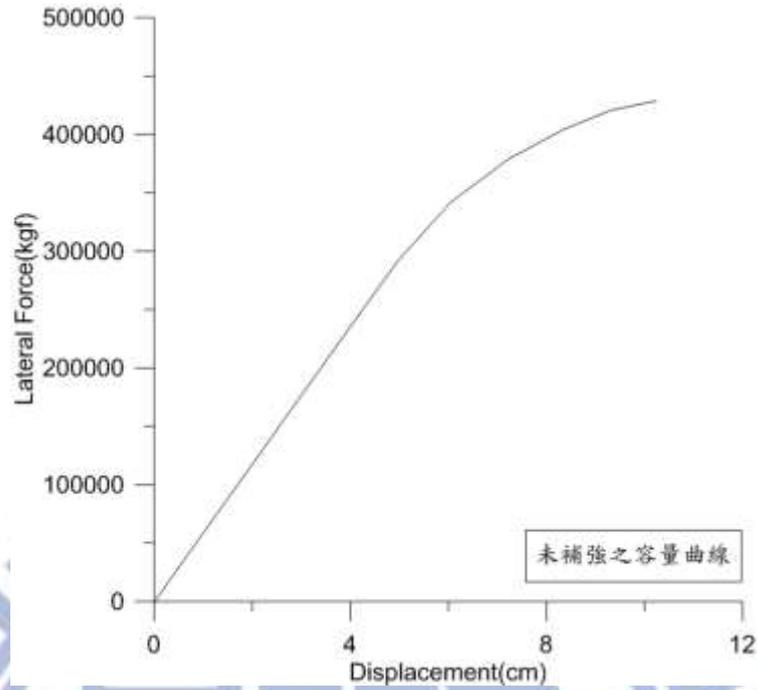


圖 6.10 示範例模型之側推容量曲線

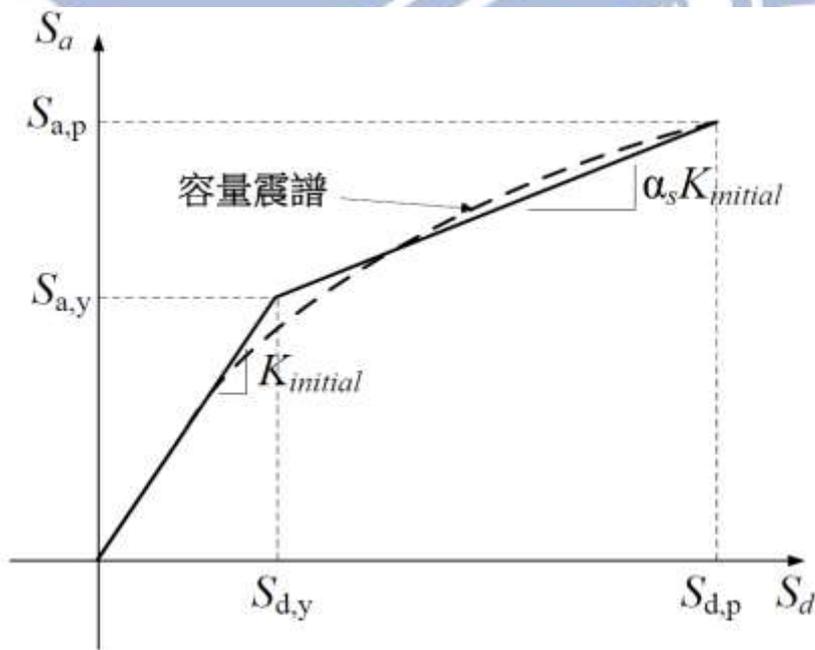


圖 6.11 容量震譜二線段化[4]

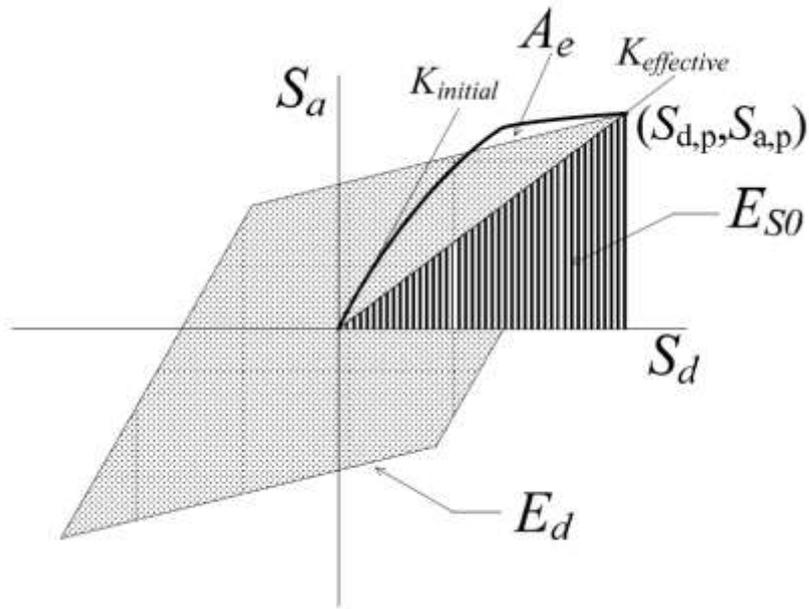


圖 6.12 等效阻尼比與遲滯圈[4]



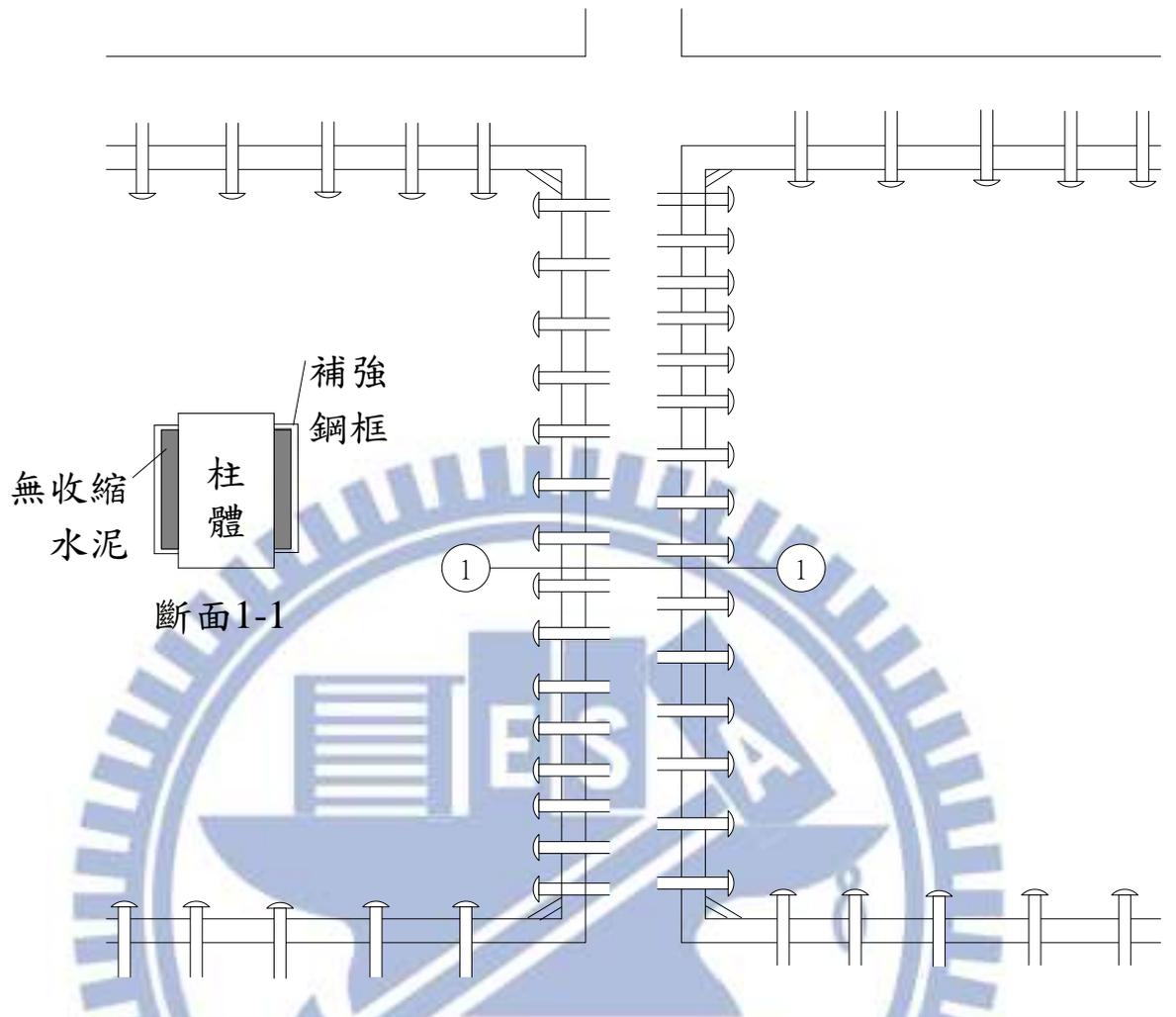


圖 6.13 模擬設計鋼框補強示意圖

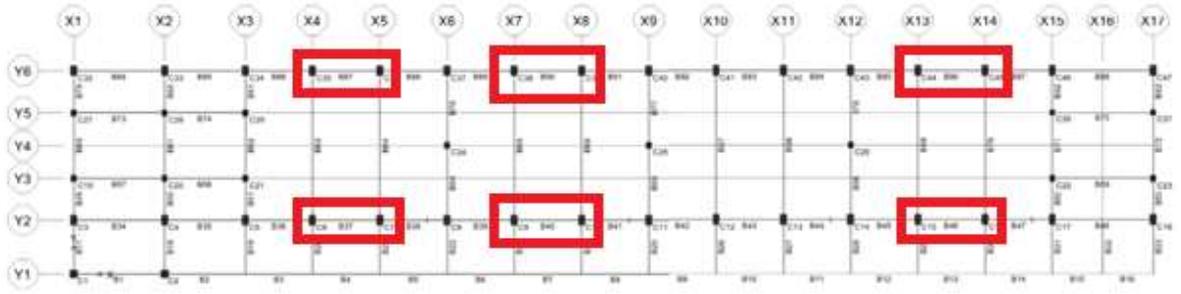


圖 6.14 選取 12 根鋼框架補強柱體之平面圖

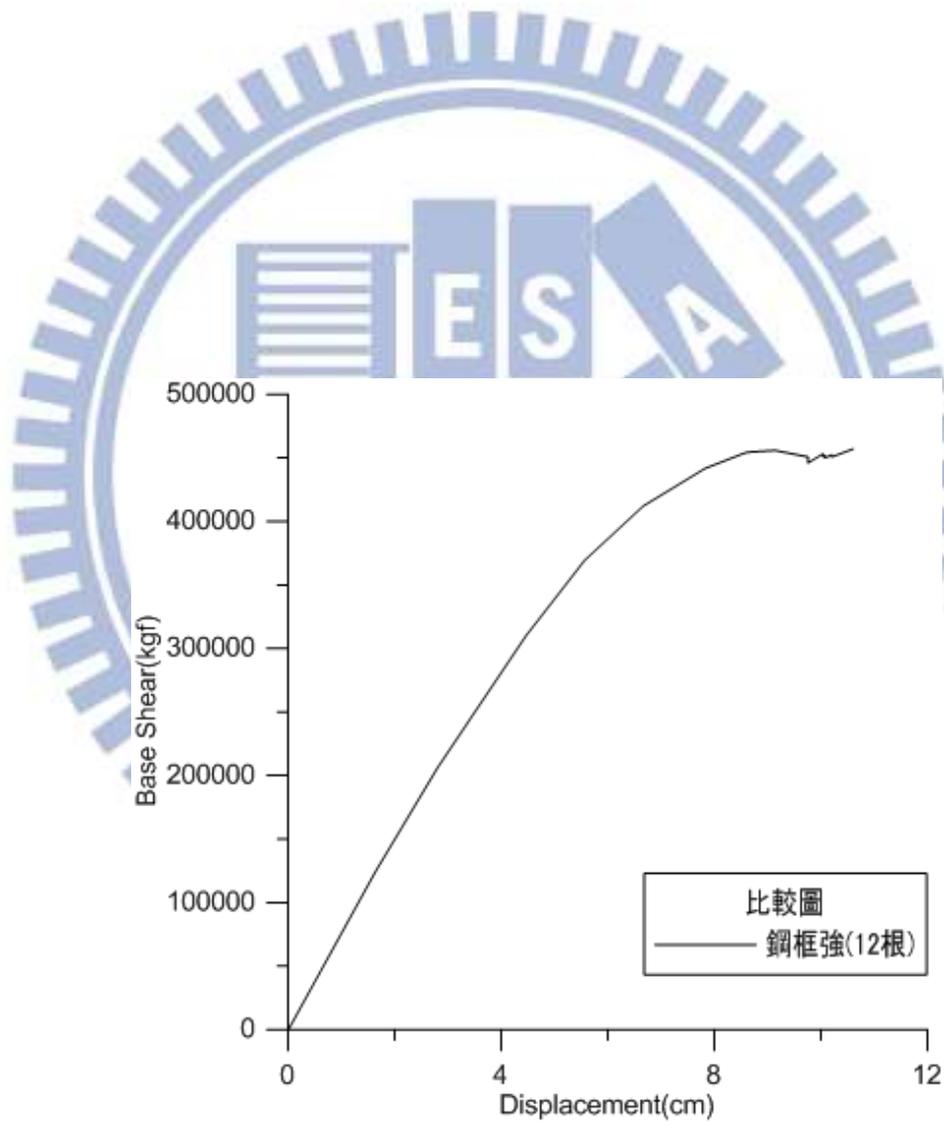


圖 6.15 12 根鋼框架補強柱體之容量曲線圖

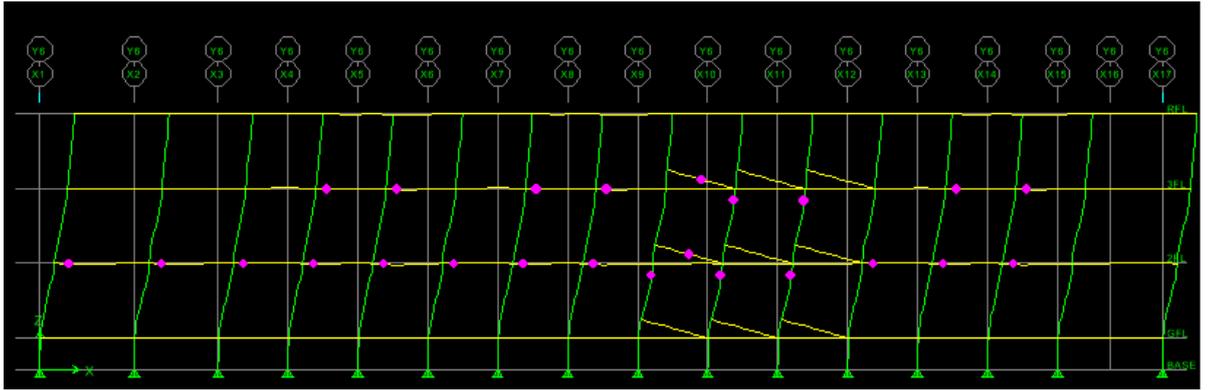


圖 6.16 Y6 構架側推分析之非線性鉸情形(Step4)

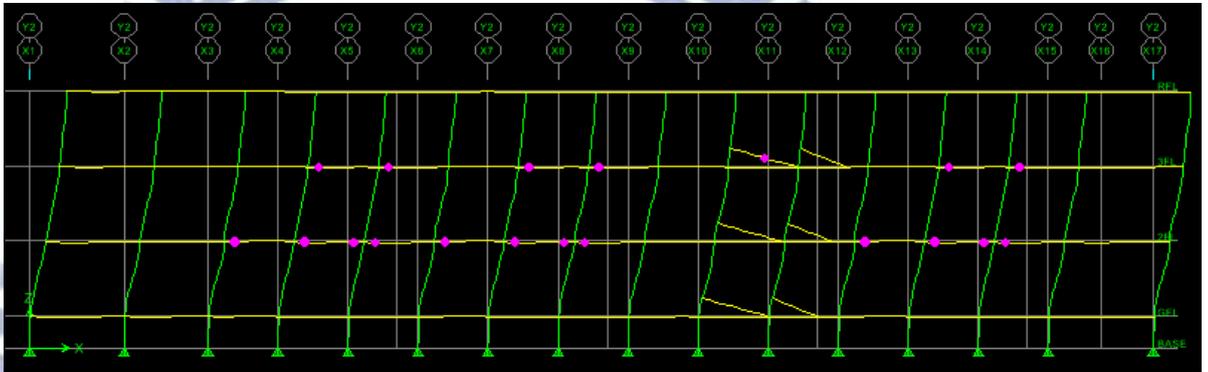


圖 6.17 Y2 構架側推分析之非線性鉸情形(Step4)

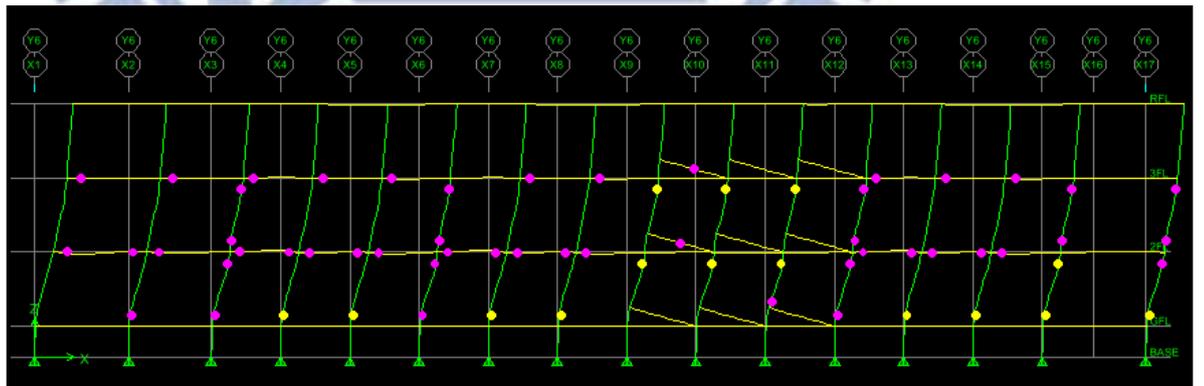


圖 6.18 Y6 構架側推分析之非線性鉸情形(Step10)

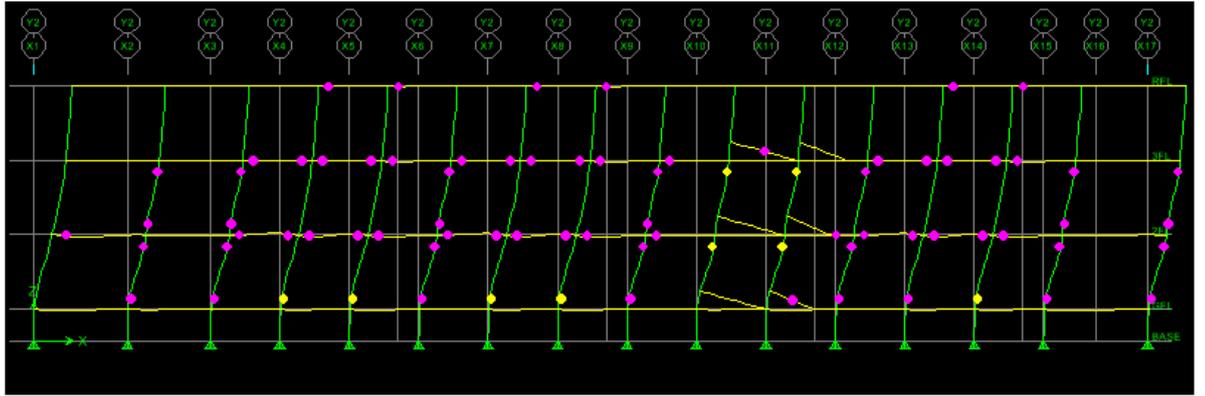


圖 6.19 Y2 構架側推分析之非線性鉸情形(Step10)

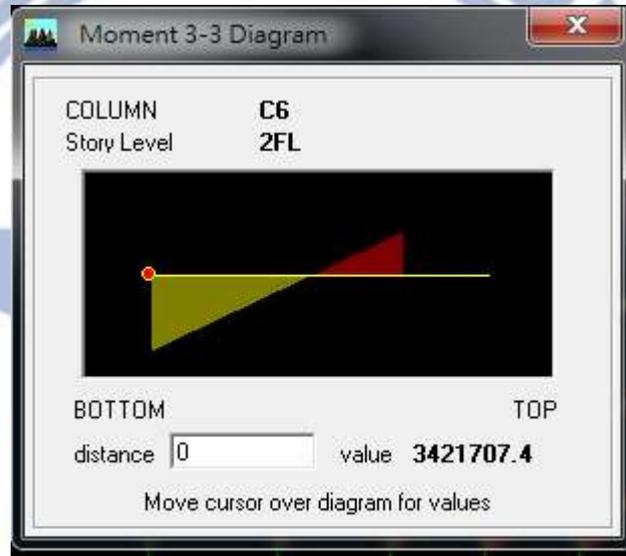


圖 6.20 C6 柱側推分析 Step10 彎矩情形

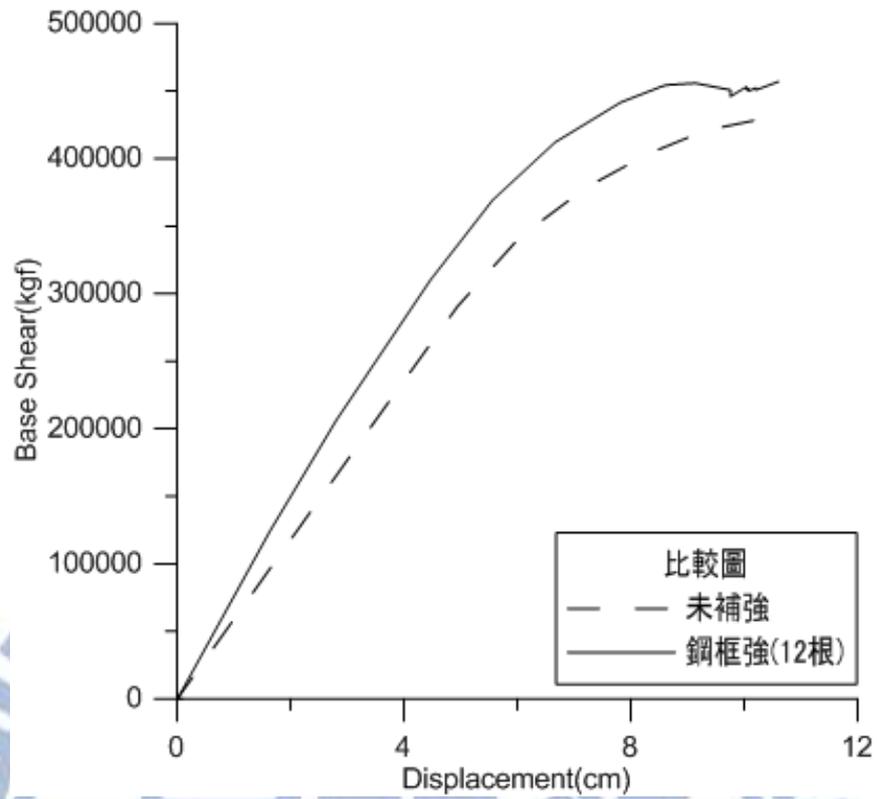


圖 6.21 12 根鋼框架補強與未補強柱體之容量曲線比較圖

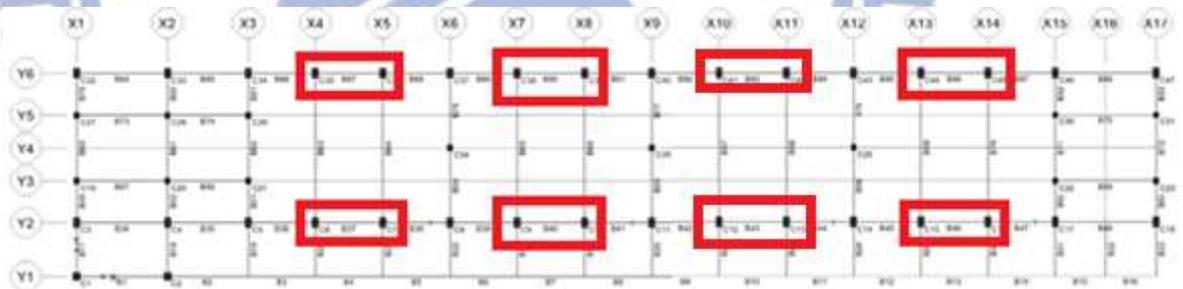


圖 6.22 選取 16 根鋼框架補強柱體之平面圖

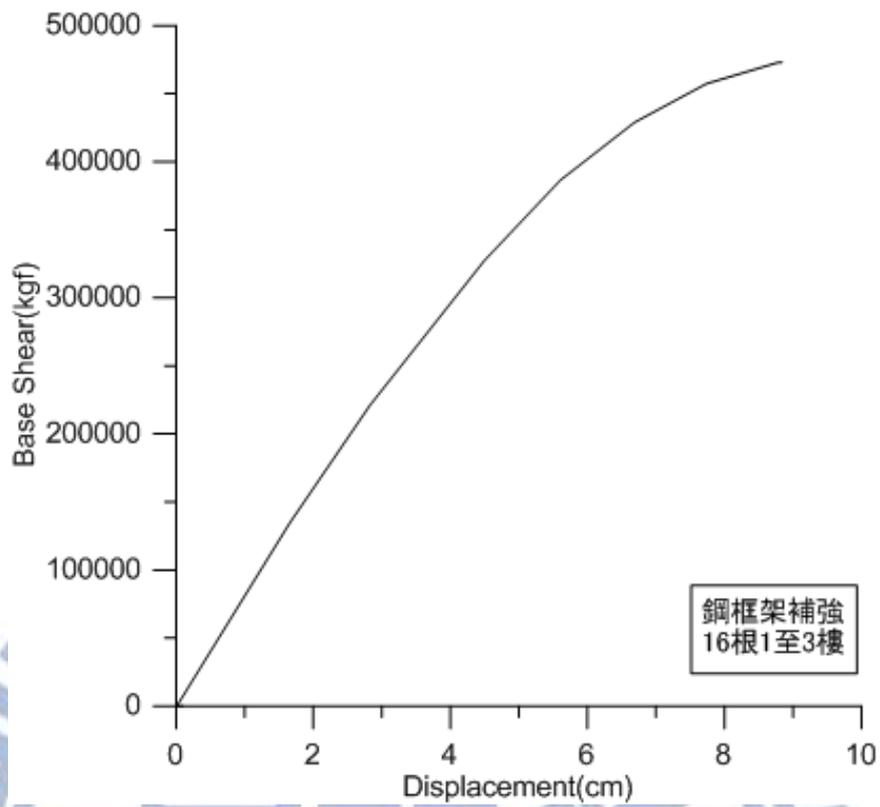


圖 6.23 16 根鋼框架補強柱體之容量曲線圖

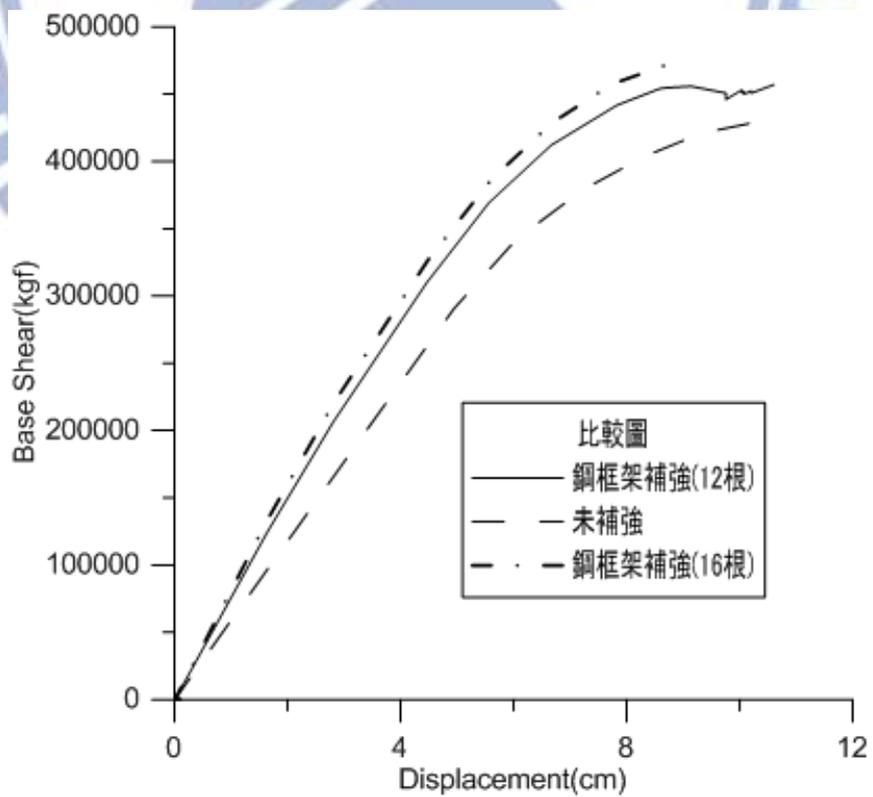


圖 6.24 16 根、12 根鋼框架補強與未補強柱體之容量曲線比較

圖

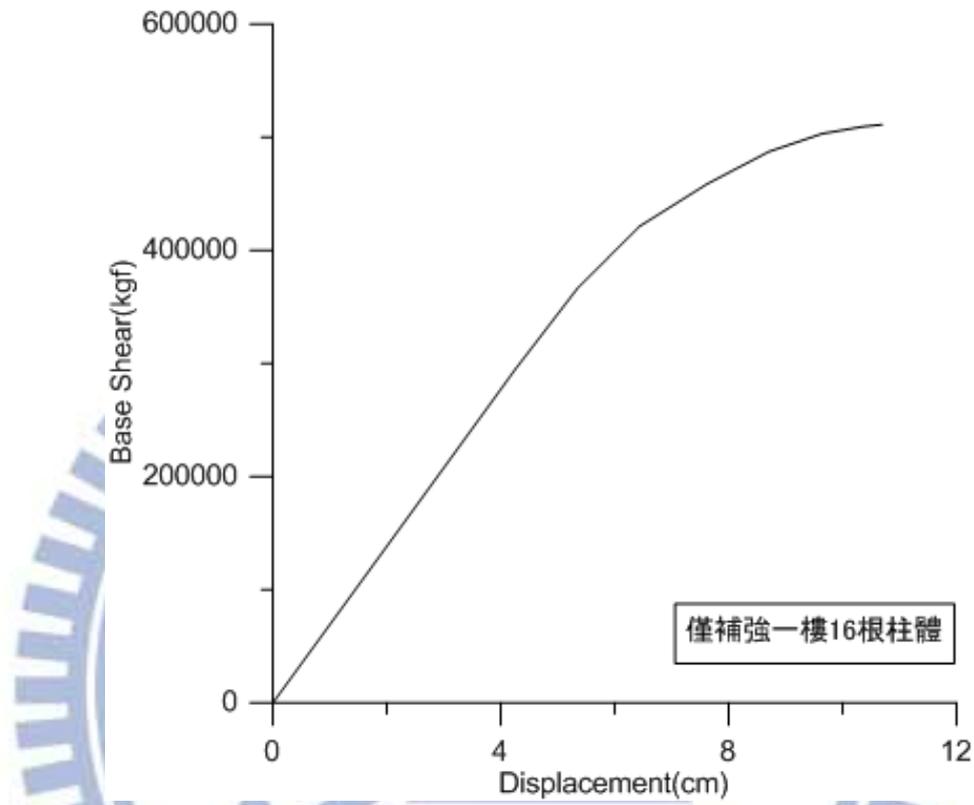


圖 6.25 僅鋼框架補強一樓 16 根柱體之容量曲線

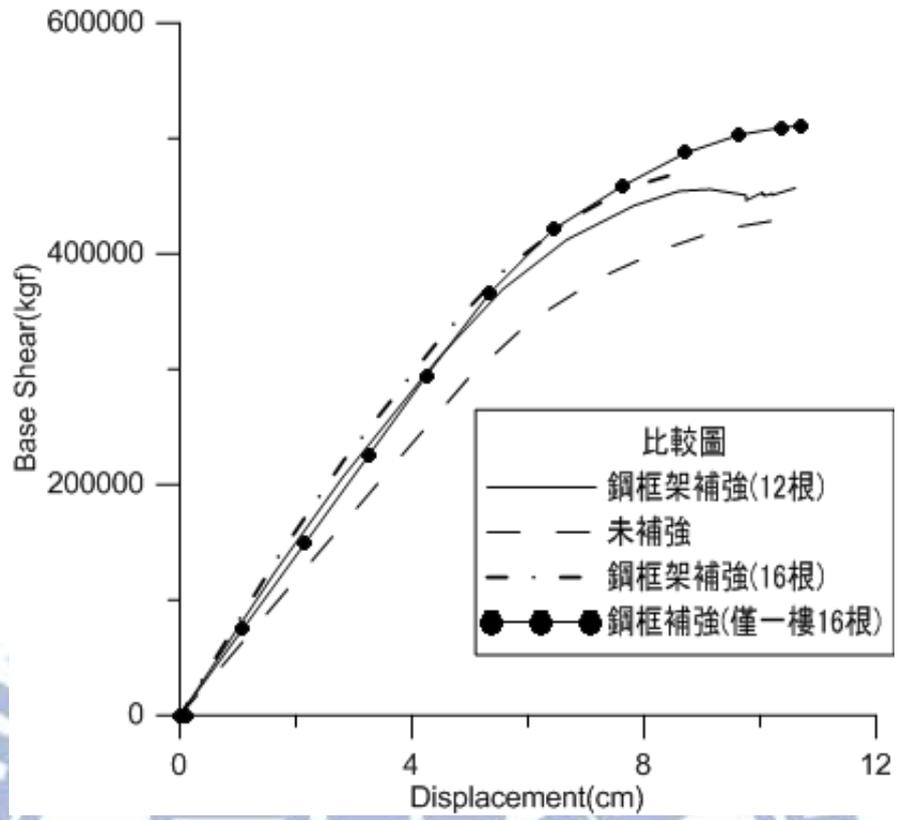


圖 6.26 16 根、16 根僅補一樓、12 根鋼框架補強與未補強柱體之容量曲線比較圖

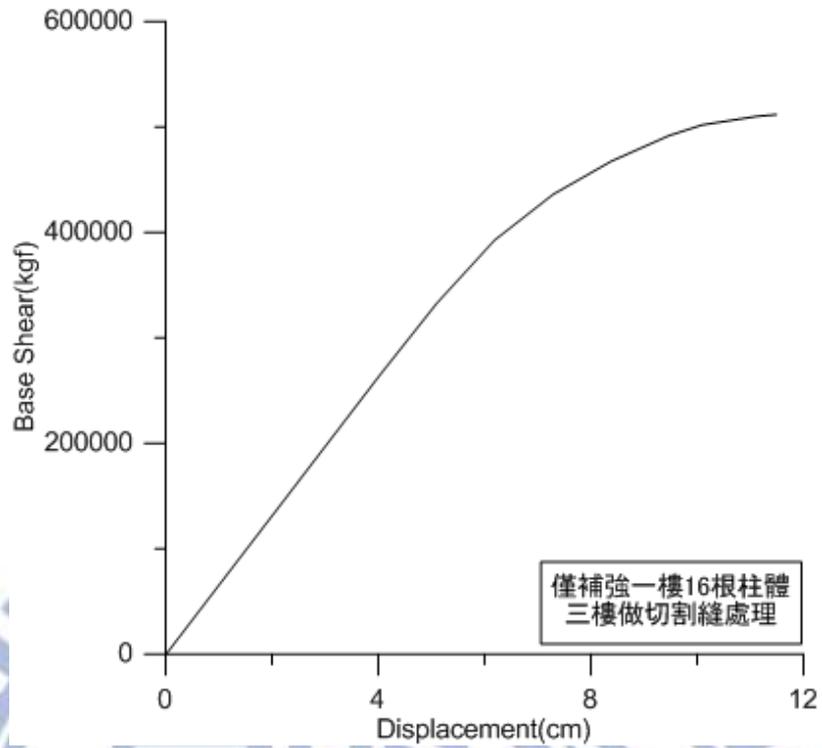


圖 6.27 僅鋼框架補強一樓 16 根柱體、三樓以切割縫處理之容量曲線

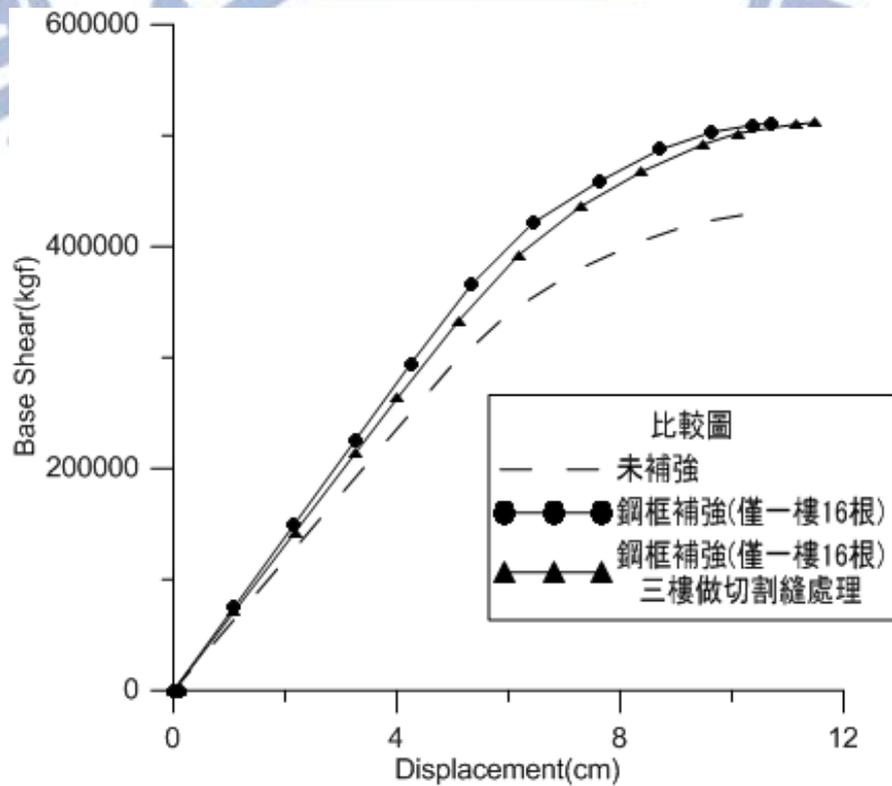


圖 6.28 16 根僅補一樓及三樓做切割縫處理與未補強柱體之容

量曲線比

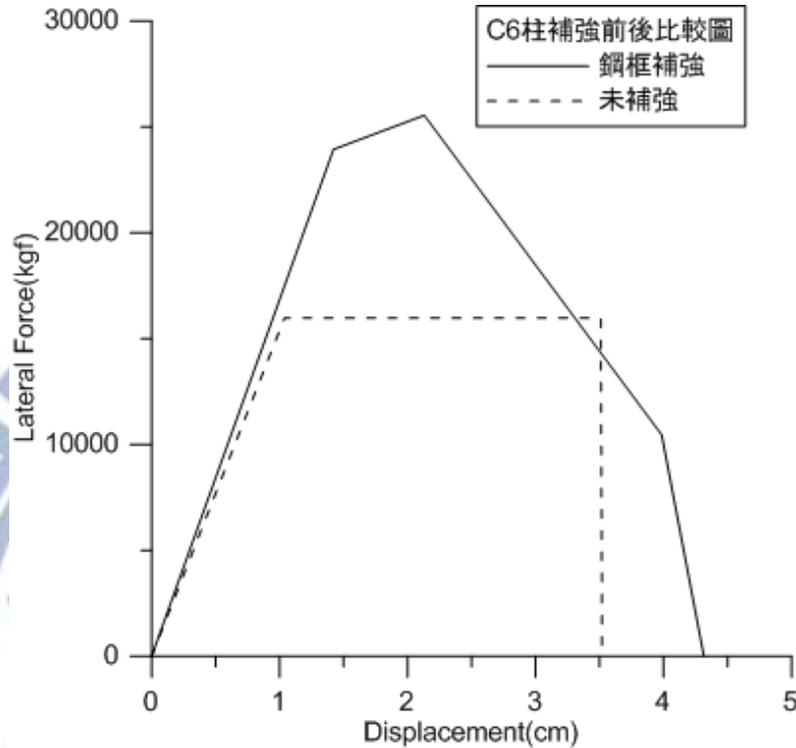


圖 A.1 C6 柱補強前後比較圖

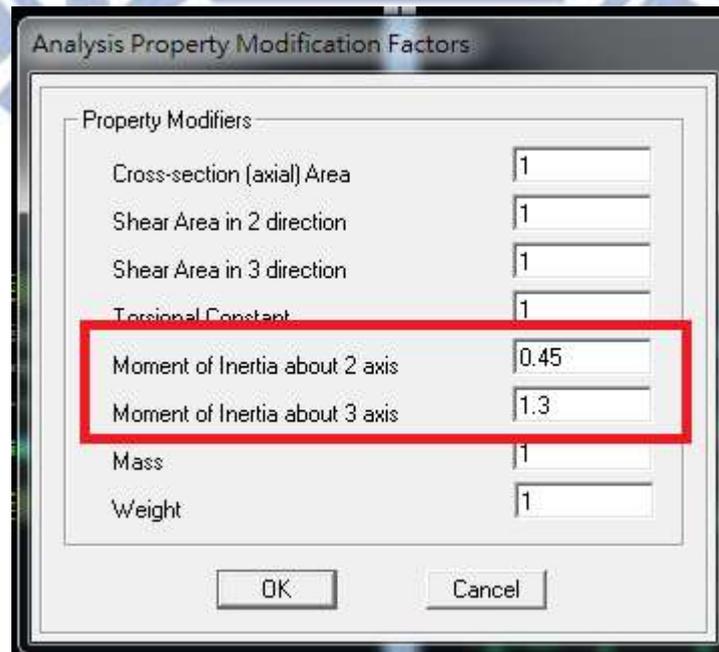


圖 A.2 鋼框架補強示範例之 Frame property modifier 輸入值

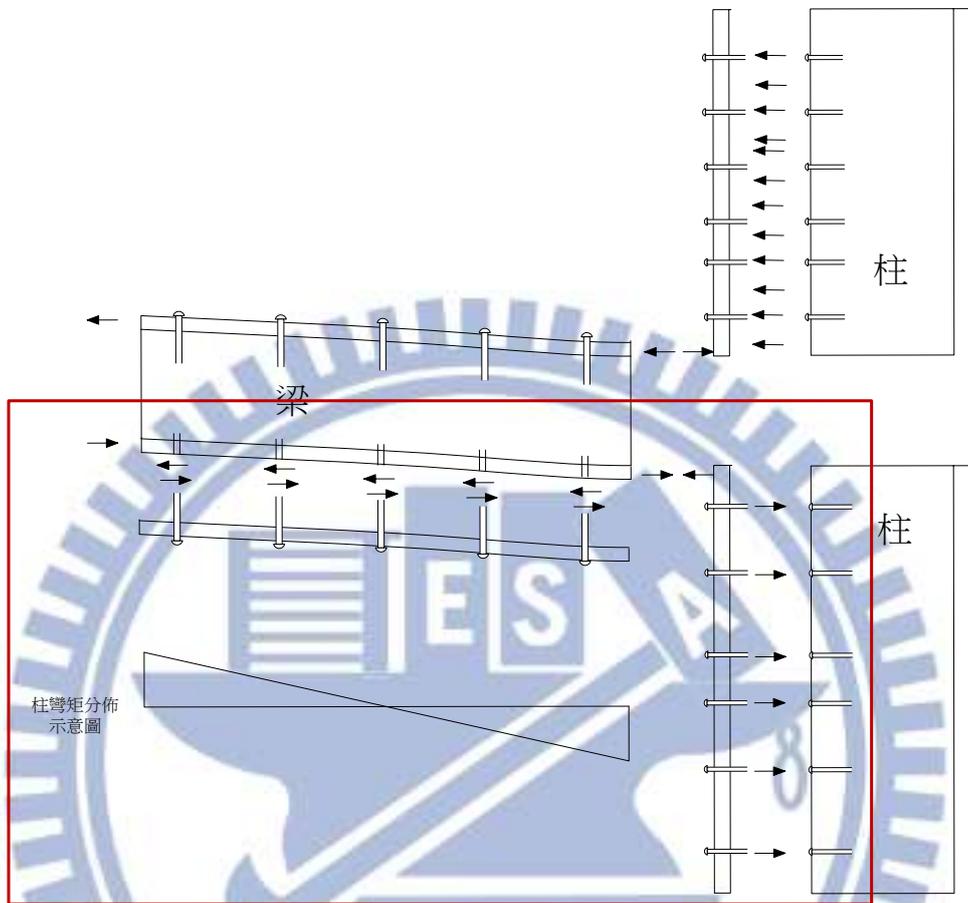


圖 C.1 鋼框架補強梁體之力傳遞圖 1

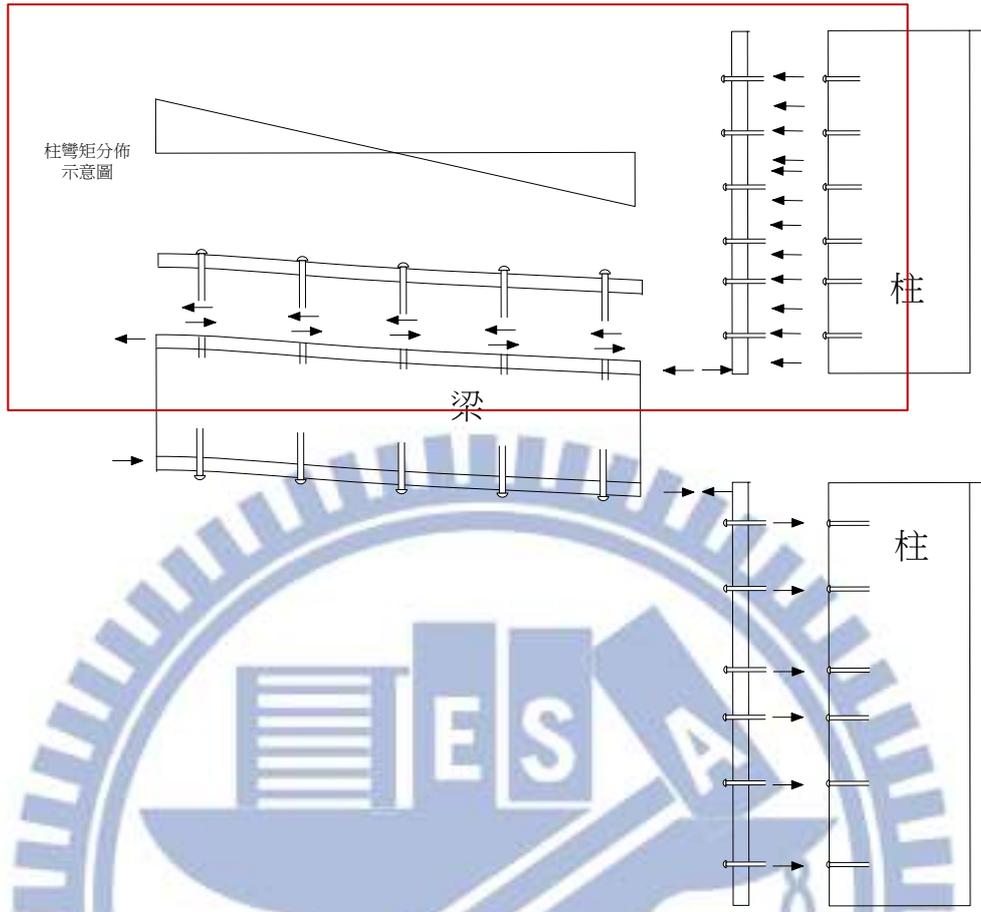


圖 C.2 鋼框架補強梁體之力傳遞圖 2

## 附錄 A

### 示範例 C6 柱鋼框架補強後之結果

#### 前言

本文介紹第六章鋼框補強校舍示範例之詳細計算，利用第四章所介紹的分析鋼框補強鋼筋混凝土構架方式，模擬校舍示範例柱子補強後之側力與位移曲線，並利用第五章介紹的鋼框架補強之非線性鉸參數，計算出鋼框架補強後柱子之非線性鉸參數。本附錄挑選柱編號 C6 之柱體作計算。

#### 鋼框架補強柱體之計算

參照第六章之介紹，柱編號 C6 為 Y-2 構架內之柱體，因受窗台之影響，補強前以短柱行為分析。補強後，因考慮施工的可行性，凡鋼框架補強之柱體鄰近之窗台需敲除，補強前受窗台影響之柱體補強後便依長柱分析。再考慮補強後使用性方面的考量(如開門)，挑選補強的柱體大多為受窗台影響的短柱，故挑選 C6 柱為初步設計鋼框架個數之指標。計算過程如下：

C6 柱柱體資訊：

配筋編號為 C1S

補強前側力強度為  $V_m = 15690.56 \text{ kgf}$  (短柱)

寬度為 50 cm、全深為 30 cm。

混凝土抗壓強度為  $160 \text{ kgf/cm}^2$ 、主筋及箍筋降伏強度為

$f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ 。箍筋間距為  $25 \text{ cm}$ 。

假設柱體受軸力  $68456.73 \text{ kgf}$ 。

因鋼框架補強後，C6 柱體不再受窗台影響，故以長柱分析。

柱淨高為  $270 \text{ cm}$ 。

補強鋼框尺寸為  $C380*100*13*20$

柱體配置化學錨栓個數為 15 根、梁底及梁頂配置個數為 5 根。

化學錨栓假設使用 HVU 化學藥劑包搭配 HAS/HAS-E 螺桿  $M20*170$

設計抗拉強度為  $6411.82 \text{ kgf}$ ，設計抗剪強度為  $5504 \text{ kgf}$

極限抗拉強度為  $12405.7 \text{ kgf}$ ，極限抗剪強度為  $7431.2 \text{ kgf}$

本研究所採用之極限抗剪強度為  $\frac{7431.2 + 5504}{2} = 6467.5 \text{ kgf}$

#### a. 計算補強鋼框提供之強度

採用式(3.3)~(3.9)計算鋼框架提供之強度

##### ● 拉力側鋼框提供強度:

$$T = \min \{ 2550 \times 85.7, 0.5 \times 5504 \times 15, 0.5 \times 6411.82 \times 5 \}$$
$$= 16029.55 \text{ kgf}$$

由基礎處化學螺栓抗拉拔強度控制

##### ● 壓力側鋼框提供強度:

$$C = \min \{0.5 \times 5504 \times 15, 2550 \times 85.7\}$$
$$= 41280 \text{ kgf}$$

由柱體上化學螺栓抗剪強度控制

- 拉力側鋼框提供極限強度:

$$T_u = \min \{2550 \times 85.7, 0.5 \times 6467.5 \times 15, 0.5 \times 12405.7 \times 5\}$$
$$= 31014.25 \text{ kgf}$$

由基礎處化學螺栓抗拉拔強度控制

- 壓力側鋼框提供極限強度:

$$C_u = \min \{0.5 \times 6467.5 \times 15, 2550 \times 85.7\}$$
$$= 48506.25 \text{ kgf}$$

由柱體上化學螺栓抗剪強度控制

## b. 計算 C6 柱體之側力強度

彎矩提供之側力強度

- 未補強柱體之標稱彎矩強度  $M_n = 1412150 \text{ kgf} - \text{cm}$
- 假設拉、壓側鋼框架達各自的設計強度時，鋼筋混凝土最外緣受壓應變達 0.003，視鋼框為鋼筋一般提供強度，接著取力平衡可得補強後之彎矩  $M_{c6}$

C6 補強試體之彎矩強度  $M_{c6} = 3231264.8 \text{ kgf} - \text{cm}$

- 假設拉、壓側鋼框架達各自的極限強度時，鋼筋混凝土最外緣受壓應變達 0.003，視鋼框為鋼筋一般提供強度，接著取力平衡可

得補強後之極限彎矩  $M_{C6,u}$

C6 柱補強試體之極限彎矩強度  $M_{C6,u} = 3448870.274 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$

C6 柱補強試體之彎矩側力強度

$$V_{C6} = \frac{2M_{C6}}{H} = \frac{2 \times 3231264.8}{270} = 23935.295 \text{ kgf}$$

C6 柱補強試體之彎矩極限側力強度

$$V_{C6,u} = \frac{2M_{C6,u}}{H} = \frac{2 \times 3448870.274}{270} = 25547.187 \text{ kgf}$$

剪力提供之側力強度

C6 柱混凝土提供抗剪強度

$$V_c = 0.53 \left( 1 + \frac{P}{140A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d = 0.53 \times \left( 1 + \frac{68456.73}{140 \times 50 \times 30} \right) \times \sqrt{160} \times 50 \times 24 = 10667.33 \text{ kgf}$$

C6 柱箍筋提供之抗剪強度

$$V_s = \frac{A_{st} f_y d}{s} = \frac{1.42 \times 2800 \times 24}{25} = 3816.96 \text{ kgf}$$

C6 柱體所提供之抗剪強度

$$V_n = V_c + V_s = 10667.325 + 3816.96 = 14484.285 \text{ kgf}$$

依 Paulay and Priestley, 1992 彈性柱受撓壓力區深度簡易計算公式

$$a_c = \left( 0.25 + 0.85 \frac{P}{A_g f'_c} \right) h = \left( 0.25 + 0.85 \times \frac{68456.73}{50 \times 30 \times 160} \right) 30 = 14.773 \text{ cm}$$

壓力側鋼框形心至中性軸距為  $14.773 + 7.5 = 22.274 \text{ cm}$

拉力側鋼框形心至中性軸距為  $65 - 22.273 = 42.726 \text{ cm}$

補強鋼框提供之彎矩

$$M_{\text{steel}} = 16029.55 \times 42.73 + 41280 \times 22.274 = 1604337.344 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

補強鋼框提供之側力強度

$$V_{\text{steel}} = \frac{2M_{\text{steel}}}{H} = \frac{2 \times 1604337.344}{270} = 11883.98 \text{ kgf}$$

補強鋼框提供之極限彎矩

$$M_{\text{steel,u}} = 31014.25 \times 42.73 + 48506.25 \times 22.273 = 2405534.794 \text{ kgf}$$

補強鋼框提供之極限側力強度

$$V_{\text{steel,u}} = \frac{2M_{\text{steel,u}}}{H} = \frac{2 \times 2405534.794}{270} = 17818.776 \text{ kgf}$$

故補強鋼框柱體所提供之側力強度

$$V_n + V_{\text{steel}} = 14484.285 + 11883.98 = 26368.265 \text{ kgf}$$

故補強鋼框柱體所提供之極限側力強度

$$V_n + V_{\text{steel,u}} = 14484.285 + 17818.776 = 32303.061 \text{ kgf}$$

比較

$$\min \{ V_{C6}, V_n + V_{\text{steel}} \} = 23935.295 \text{ kgf} \text{ (為 } V_{C6} \text{ 控制)}$$

由以上之計算可得知，補強後之 C6 柱為彎矩破壞。

### c. 建立柱體之側力強度與側位移曲線

鋼框補強試體斷面之慣性矩

$$I_{\text{tr}} = \frac{50 \times 30^3}{12} + 2 \left( 38 \times 10 \times (15 + 5)^2 \right) = 416500 \text{ cm}^4$$

- 原點:(0,0)

- 彎矩降伏點:( $\Delta_y, V_{C6}$ )

$$\Delta_y = \frac{V_{C6} H^3}{12(EI)_c} = \frac{23935.295 \times 270^3}{12 \times 15000 \sqrt{160} \times 0.35 \times 416500} = 1.42 \text{ cm}$$

故彎矩降伏點為(1.42,23935.295)

- 彎矩極限點:( $\Delta_{y,u}, V_{C6,u}$ )

$$\Delta_{y,u} = \frac{M_{steel,u}}{M_{steel}} \times \Delta_y = \frac{2405534.794}{1604337.344} \times 1.42 = 2.13 \text{ cm}$$

故彎矩極限點:(2.13,25547.187)

- 剪力破壞點:( $\Delta_s, 2M_n / H$ )

$$\begin{aligned} \frac{\Delta_s}{H} &= \frac{3}{100} + 4\rho'' - \frac{1}{133} \frac{v_m}{\sqrt{f'_c}} - \frac{1}{40} \frac{P}{A_g f'_c} \geq \frac{1}{100} \\ &= \frac{3}{100} + 4 \times \frac{1.42}{50 \times 25} - \frac{10460.37}{133 \times \sqrt{160} \times 50 \times 24} - \frac{68456.73}{40 \times (30 \times 50 + 2 \times 38 \times 10) \times 160} \\ &= 0.0148 > 0.01 \end{aligned}$$

$$\Delta_s = 0.0148 \times 270 = 3.985 \text{ cm}$$

$$\frac{2M_n}{H} = \frac{2 \times 1412150}{270} = 10460.37 \text{ kgf}$$

故剪力破壞點為(3.985,10460.37)

- 軸力破壞點:( $\Delta_a, 0$ )

$$\Delta_a = \left( \frac{4}{100} \frac{1 + (\tan \theta)^2}{\tan \theta + P \frac{s}{\kappa' A_{st} f_{yt} d_c \tan \theta}} \right) \times H$$

$$= \left( \frac{0.04 \times (1 + (\tan 65^\circ)^2)}{\tan 65^\circ + \frac{68456.73 \times 25}{0.949 \times 1.42 \times 2800 \times 18 \times \tan 65^\circ}} \right) \times 270$$

$$= 4.315 \text{ cm}$$

軸力破壞點:(4.315,0)

由以上計算可得鋼框架補強 C6 柱之側力與側位移曲線，並與補強前做比較，如圖 A.1。亦可得補強前後強度差異值  $\Delta V_L = 9586.64 \text{ kgf}$ 。

### 彎矩非線性鉸

$$\text{參數 } a = \frac{M_{C6,u}}{M_{C6}} = \frac{3448870.274}{3231264.8} = 1.0673$$

$$\text{參數 } b = \frac{M_n}{M_{C6}} = \frac{1412150}{3231264.8} = 0.437$$

$$\text{參數 } c = \frac{\Delta_{y,u} - \Delta_y}{H} = \frac{2.128 - 1.42}{270} = 0.00262$$

$$\text{參數 } d = \frac{\Delta_s - \Delta_y}{H} = \frac{3.985 - 1.42}{270} = 0.0095$$

$$\text{參數 } e = \text{Max} \left\{ \frac{\Delta_s}{H}, \frac{\Delta_a}{H} \right\} = \text{Max} \left\{ \frac{3.985}{270}, \frac{4.315}{270} \right\} = 0.1598$$

Moment SF 為 C6 柱補強試體之彎矩強度  $M_{C6}$ ；Rotation SF 固定為 1。

### 剪力非線性鉸

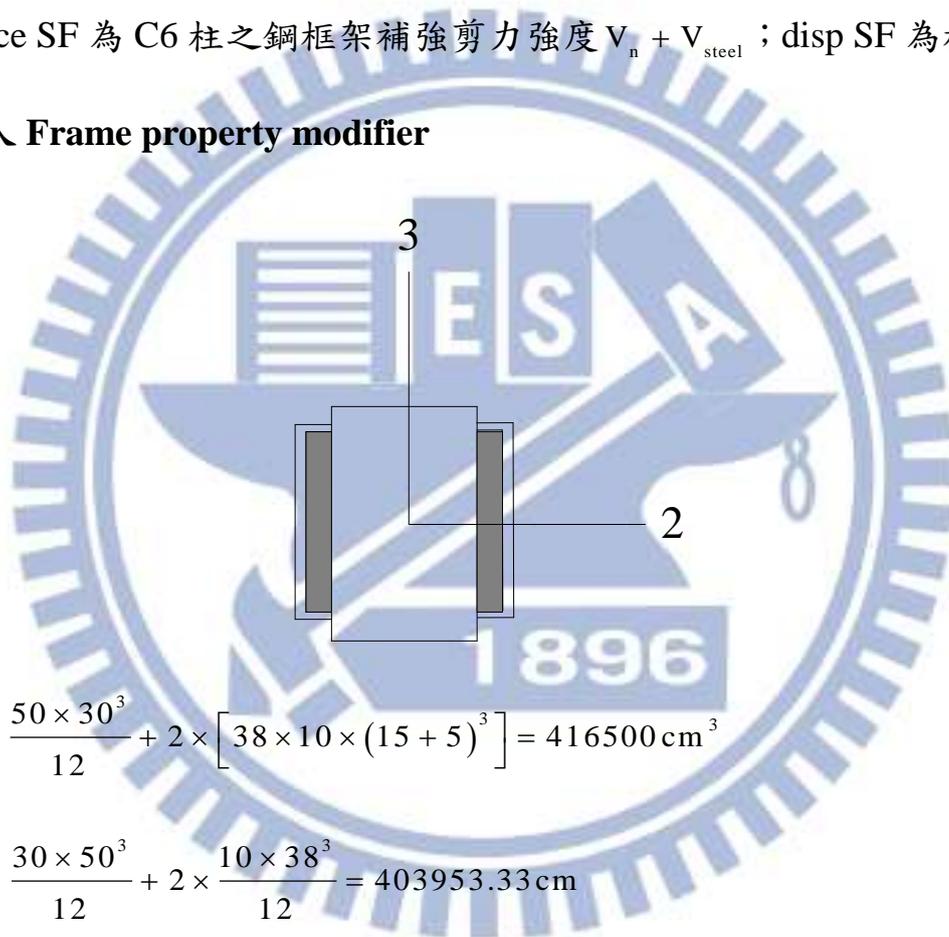
$$\text{參數 } f = \frac{V_n + V_{\text{steel},u}}{V_n + V_{\text{steel}}} = \frac{32303.061}{26368.265} = 1.225$$

$$\text{參數 } g = \frac{\Delta_{u,u} - \Delta_u}{H} = \frac{2.345 - 1.564}{270} = 0.00289$$

$$\text{參數 } h = \text{Min} \left\{ \frac{\Delta_a}{H}, 0.04 \right\} = \text{Min} \left\{ \frac{4.315}{270}, 0.04 \right\} = 0.01598$$

Force SF 為 C6 柱之鋼框架補強剪力強度  $V_n + V_{\text{steel}}$  ; disp SF 為柱淨高

輸入 **Frame property modifier**



$$I_3 = \frac{50 \times 30^3}{12} + 2 \times \left[ 38 \times 10 \times (15 + 5)^3 \right] = 416500 \text{ cm}^3$$

$$I_2 = \frac{30 \times 50^3}{12} + 2 \times \frac{10 \times 38^3}{12} = 403953.33 \text{ cm}^3$$

Moment of inertia 3 about axis

$$0.35 \times \frac{416500}{50 \times 30^3} = 1.3$$

Moment of inertia 2 about axis

$$0.35 \times \frac{403953.33}{30 \times 50^3} = 0.45$$

## 附錄 B 倒 V 型阻尼斜撐假設之驗證

### 前言

本小節為驗證本論文第三章，倒 V 型阻尼斜撐之假設。假設倒 V 型阻尼斜撐再受側向力作用時，斜撐本身不會產生破壞，一切之力學行為由阻尼器主控。本小節依照相同邏輯計算倒 V 型斜撐之側向強度，而後再與阻尼器之側向做對比，觀察是否斜撐之側向強度遠大於阻尼器之側向強度。

### 驗證

X 字型金屬阻尼器之降伏強度為  $V_y = 13374.632 \text{ kgf}$

極限強度為  $V_p = 20061.948 \text{ kgf}$

剪力降伏金屬板阻尼器之降伏強度為  $V_y = 7732.2 \text{ kgf}$

極限強度為  $V_p = 11598.312 \text{ kgf}$

以下需檢核斜撐桿所提供的強度需大於 X 字型金屬阻尼器及剪力降伏金屬板阻尼器之極限位移，來佐證 SFXNFL、SFSNFL 試體之倒 V 型斜撐不會產生破壞，強度由金屬阻尼器控制。並觀察試體設計圖假設斜撐與基礎處夾角為  $49.4^\circ$ 。

控制倒 V 型斜撐桿強度因素為

#### 1. 斜撐桿之鋼材降伏力

$$P_1 = F_y \times A_g = 2550 \times 2 \times 34.2 = 174420 \text{ kgf}$$

## 2. 考慮預力錨栓接合能力

$$P_2 = \text{錨栓強度} \times \text{螺栓根數} \times \text{螺栓斷面積} \times \text{剪力面個數} \\ = 4200 \times 3 \times 3.14 \times 2 = 79128 \text{ kgf}$$

## 3. 斜桿受力時，基礎處化學錨栓之抗剪能力

$$P_3 = \text{基礎處化學錨栓根數} \times \text{化學錨栓之抗剪強度} \\ = 3 \times 6467.5 \div \cos 49.4^\circ = 29814.48 \text{ kgf}$$

## 4. 考慮斜撐桿受壓時，斜撐桿之臨界載重能力

$$P_4 = \frac{\pi^2 EI}{(KL)^2} \\ = \frac{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6 \times 848}{(1 \times 198)^2} = 435507.24 \text{ kgf}$$

故斜撐桿提供之抗側向強度

$$V_{V\text{-brace}} = 2 \times \min \{P_1, P_2, P_3, P_4\} = 38805 \text{ kgf}$$

由以上計算可得知斜撐桿可提供之強度遠大於 X 字型金屬阻尼器及剪力降伏金屬板阻尼器之極限強度，故分析 SFXNFL 及 SFSNFL 試體時，可假設倒 V 型斜撐不會產生破壞，強度由金屬阻尼器控制。

## 附錄 C 鋼框架補強梁體之影響

### 前言

本研究提出鋼框架如何補強鋼筋混凝土柱體的強度，使得鋼筋混凝土提升勁度及韌性來抵抗地震時的側向力，提升了建築物的耐震能力。但本研究沒有考量鋼框架對梁體強度的影響，故本文將提出簡易分析鋼框架如何分析鋼框架補強鋼筋混凝土之梁體。

鋼框架補強梁的彎矩強度分析，本研究後續延用似分析鋼框架補強柱體的方式分析鋼框架補強梁構件。分別考慮化學錨栓受拉拔、化學錨栓受剪力以及槽鋼的降伏強度等，來評估鋼框架補強；鋼框架所能提供之強度。以本論文第六章中設計補強示範例後甲國中鋼框架補強配置為例：柱體處化學錨栓為 15 根、梁底及梁底化學錨栓為 10 根、補強槽鋼尺寸為 380\*100\*13\*20、降伏強度為 2550 kgf/cm<sup>2</sup>。鋼框架補強梁構件，梁體受力側力時鋼框架會有一側受壓、一側受拉之情形。分別考慮化學錨栓受拉拔、化學錨栓受剪力以及槽鋼的降伏強度等進而評估受壓側及受拉側鋼框架所提供之強度。

#### ➤ 評估受拉側鋼框架所提供之強度

由圖 C.1 力傳遞圖可得知，受拉側鋼框架強度需考量：

1. 柱體處化學錨栓之抗拉拔強度
2. 梁體上化學錨栓之抗剪強度

3. 因力的傳遞，考量槽鋼本身鋼材的強降伏強度

以上三種情形取小控制，做為受拉側鋼框提供之強度。

經計算，本研究第六章鋼框架補強後甲國中示範例之配置情形，受拉側為**梁體上化學錨栓之抗剪強度**控制

➤ 評估受壓側鋼框所提供之強度

由圖 C.2 力傳遞圖可得知，受壓側鋼框強度需考量：

1 梁體上化學錨栓之抗剪強度

2 因力的傳遞，考量槽鋼本身鋼材的強降伏強度

以上兩種情形取小控制，做為受拉側鋼框提供之強度。

經計算，本研究第六章鋼框架補強後甲國中示範例之配置情形，受壓側為**梁體上化學錨栓之抗剪強度**控制

➤ 鋼框架提供之強度與柱體疊加

因拉、側鋼框提供之強度皆為**梁體上化學錨栓之抗剪強度**，提供強度相等，故補強前後柱體中性軸不變，鋼框架提供之彎矩強度可與 RC 梁彎矩強度疊加。

以 B1 梁為例

未補強：

正彎矩為  $M_n = 809572 \text{ kgf} - \text{cm}$

負彎矩為  $M_n = 2609942 \text{ kgf} - \text{cm}$

鋼框提供之彎矩為  $M_{\text{steel}} = 2222628 \text{ kgf} - \text{cm}$

故鋼框補強後

正彎矩為  $M_n = 809572 + 2222628 = 3031158 \text{ kgf} - \text{cm}$

負彎矩為  $M_n = 2609942 + 2222628 = 4831528 \text{ kgf} - \text{cm}$

