

# 國立交通大學

土木工程學系

碩士論文

疊層式科技廠房之結構耐震補強研究

**A Study on Seismic Retrofit of High-tech Fabrication**

**Structures with Multiple Fabs**

研究生：連 峰

指導教授：王彥博 教授

中華民國一〇〇年七月

# 疊層式科技廠房之結構耐震補強研究

研究生：連 峰

指導教授：王彥博 博士

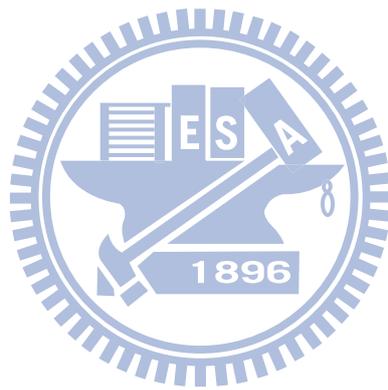
國立交通大學土木工程研究所

## 摘要

科技廠房結構耐震設計考量不周，乃震害問題之主要來源，尤以疊層式廠房為甚。疊層式廠房內含兩層(甚至三層)無塵室，軟弱層導致側向位移過大，二次應力效應則使問題更為惡化，並放大上層無塵室的振動反應，不僅威脅廠房結構安全，亦增加設備受損風險。現行建築物耐震設計規範乃基於「大震不倒」的設計理念所發展，惟科技廠房在中、小地震衝擊下損失不貲，顯示現行耐震設計無法確保科技廠房在中、小地震(震度三~五級)下免於設備受損、生產中斷的性能要求，須加以補強。有鑑於科技廠房有其特殊性，非習用之結構耐震補強技術與工法所能克服，因此本研究提出科技廠房之性能設計目標及創新之補強工法，並以一座典型三重疊層式面板廠為對象進行分析與驗證。無論由極限層剪力、層間變位角...等指標去檢核，分析結果均顯示廠房結構現況之耐震能力不足。本研究提出以雙向各六跨之空間桁架外覆於結構的補強方案，則能有效提升結構之勁度與極限強度，在設計地震下均能滿足各項耐震評估指標，惟中、小地震下之動態歷時分析結果仍顯示廠房補強後未能滿足樓板振動加速度小於 160 gal 之性能設計目標。本研究考慮在加勁補強為前提之下，以速度相依型阻尼器作為輔助，證明可有效提升結構之耐震表現，確保科技

廠房在中、小地震下免於設備受損之性能設計目標。

關鍵字：疊層式廠房、軟弱層、耐震補強、性能設計



# **A Study on Seismic Retrofit of High-tech Fabrication Structures with Multiple Fabs**

Student : Fong- Lian

Advisor : Dr. Yen-Po Wang

Institute of Civil Engineering  
College of Engineering  
National Chiao Tung University

## **Abstract**

The seismic hazards of high-tech manufacturing fabs are primarily due to insufficient considerations in the earthquake-resistant design, in particular for those containing multiple fabs. Multi-fab structures pile up two or even three clean-room fabs in one site. Excessive lateral deformation of the soft-story causes P- $\Delta$  effect and deteriorates the problem further. This not only endangers the structural safety but also integrity of the facilities by amplifying the earthquake floor vibration of the upper fabs. The seismic design specifications of the building code are meant to prevent the structures from collapse under destructive earthquakes. However, the high-tech fabs frequently suffer from significant losses due to facility damage or production interruption in moderate earthquakes ( Grade 3~5 ), indicating that the current seismic

design does not meet the desired performance, and suggests the need for seismic retrofit. In view of that the high-tech fabs are special in many aspects that the conventional seismic retrofit techniques are not feasible, this study proposes performance-based design criteria and innovative seismic retrofit strategies, and justifies the ideas by analyzing a typical triple-fab structure. Results show that the target structure is seismically vulnerable in its current form, by examining the indexes of ultimate story shear capacity or storey drifts, etc. With the proposed seismic retrofit design of using six space truss structures externally covering the fab in each principal direction, the stiffness and ultimate storey shear capacity of the structure have been effectively enhanced with all the seismic indexes satisfied. Nevertheless, dynamic analysis indicates

that the maximum floor acceleration still exceeds the desired 160 gal threshold under moderate earthquakes. With auxiliary velocity-dependent dampers further considered in addition to the stiffness reinforcement, analytical results confirm that the desired seismic performances under moderate earthquakes can be achieved.

Keywords : Multiple-fab, soft-and-weak storey, seismic retrofit, performance-based design



## 誌謝

感謝吾師 王彥博教授兩年來的悉心指導，在論文寫作期間，不厭其煩的指正與修改，使學生論文更加完整。研究所求學期間，更讓學生體會研究鍥而不捨的精神及求知的熱忱，對於老師之諄諄教誨，在此致上最誠摯的謝意。

論文口試期間，承蒙高雄第一科技大學 盧煉元教授、中華大學 張奇偉教授、交通大學 陳垂欣教授撥冗指正，提供學生寶貴意見，使得論文內容更加詳實完整，特別在此表達感激之意。

在交大研究生涯中，感謝李建良博士、張簡嘉賞博士、陳逸軒博士在研究及實驗上的指導；畢業學長羿廷、顥勳、勵元、力邨及學長志儒在研究所學習上的經驗分享；學弟黃罡及學妹怡廷實驗上的幫忙，在此致上最誠摯的謝意。

這兩年的生活，感謝同窗柏霖、智洋及柏翰，在學習及生活上的分享，大家一起熬夜做報告、出差工作，這份革命情感畢生難忘。也很開心遇到宣妤、維莘、鈞誠、江祥、進順及中原，大夥一起環島一起享樂，為我的研究所生活添增許多色彩。此外，和家宇、宗輝、明儒、承哲、沐崧及學弟懷國在交大球場上奔馳的日子，我會用永遠記得。

最後，感謝我的大學同學俊儒、韋甫、智偉、偲平及立倫從大學以來的陪伴。感謝好友銘杰、彧光及立翔不斷的鼓勵，讓我在當兵期間考上研究所。更感謝我的家人及女友，給我的關懷與支持，讓我順利完成碩士學位。謹以本文獻給所有關心我的朋友們，謝謝你們。

謹誌於交通大學工程二館 2011 年 7 月

# 目錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	III
誌謝.....	V
目錄.....	VI
表目錄.....	IX
圖目錄.....	XIII
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 文獻回顧.....	11
1.3 本文內容.....	13
第二章 科技廠房耐震能力初步評估.....	18
2.1 前言.....	18
2.2 科技廠房結構概述.....	19
2.2.1 標準廠房.....	19
2.2.2 疊層式廠房.....	20
2.3 耐震指標( $I_s$ )計算.....	20
2.4 調整因子( $Q$ ).....	21
2.5 標稱耐震容量( $C$ )之計算.....	22
2.5.1 柱之極限剪力強度.....	23
2.5.1.1 RC 柱之極限剪力強度.....	24
2.5.1.2 鋼柱之極限剪力強度.....	26
2.5.1.3 SRC 柱之極限剪力強度.....	27
2.5.2 轉換斷面柱.....	28
2.5.3 牆之極限剪力強度.....	29
2.5.3.1 磚牆之極限剪力強度.....	30
2.5.3.2 RC 牆之極限剪力強度.....	30
2.5.4 斜撐之極限剪力強度.....	31

2.6	結構耐震需求(D)	32
第三章	疊層式科技廠房之耐震性能評估分析	40
3.1	前言	40
3.2	廠房結構概述	41
3.3	廠房結構之耐震能力初步評估	43
3.3.1	結構之標稱耐震容量(C)	43
3.3.2	結構之耐震需求(D)	44
3.3.3	耐震指標之分析結果( $I_s$ )	44
3.4	廠房結構之地震側力	45
3.4.1	設計地震力	45
3.4.2	豎向地震力分配	49
3.4.3	廠房結構變位之檢核	50
3.4.4	桁架層力學行為之學理探討	52
3.4.5	地震力豎向分配之修正與比較	53
3.4.6	層間位移角之評估	54
3.5	廠房動態歷時分析	55
3.5.1	廠房動態歷時與側力分析結果比較	55
3.5.2	動態歷時分析之廠房結構耐震能力初步評估	57
3.5.3	設備耐震設計公式之檢核	57
3.6	耐震性能初步評估	60
第四章	高科技廠房結構耐震補強效益評估	132
4.1	前言	132
4.2	結構耐震補強方案	133
4.3	補強廠房結構之耐震能力初步評估	136
4.3.1	結構之標稱耐震容量(C)	136
4.3.2	結構之耐震需求(D)	136
4.3.3	耐震指標之分析結果( $I_s$ )	137
4.4	補強廠房結構之地震側力分析	139



## 表目錄

表2.1	科技廠房耐震能力初步評估之流程圖.....	35
表3.1	廠房樓層工作用途.....	62
表3.2	廠房結構樓層高程與柱量資料.....	62
表3.3	廠房模態質量參與比例.....	63
表3.4	廠房X向結構耐震容量計算.....	64
表3.5	廠房Y向結構耐震容量計算.....	66
表3.6	廠房樓層剪力計算.....	68
表3.7	廠房樓層極限剪力與樓層剪力比.....	68
表3.8	廠房結構耐震指標評估結果.....	69
表3.9	短週期結構之工址放大係數 $F_a$ .....	70
表3.10	長週期結構之工址放大係數 $F_v$ .....	70
表3.11	近新化斷層-設計地震之調整因子.....	70
表3.12	一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 $S_{aD}$ .....	70
表3.13	週期上限係數 $C_U$ (依 $S_{DI}$ 線性內插求).....	71
表3.14	地震力豎向分配計算表.....	71
表3.15	廠房樓層載重.....	71
表3.16	X向地震力下樓層質心與柱節點之位移量.....	72
表3.17	Y向地震力下樓層質心與柱節點之位移量.....	73
表3.18	樓層旋轉.....	73
表3.19	修正之地震力豎向分配計算表.....	74
表3.20	規範與修正豎向橫力.....	74
表3.21	規範與修正地震力分配之樓層剪.....	74
表3.22	檢核層間位移角之各樓層設計橫.....	75
表3.23	側力分析之層間位移角檢核結.....	75
表3.24	樓層剪力評估結果比較( $I=1.25$ 之最小設計水平總橫力 VS $PGA=0.4g$ ).....	76

表3.25	層間位移角評估結果比較( I=1.25之最小設計水平總橫力 VS PGA=0.4g ).....	77
表3.26	歷時分析之廠房結構之調整因子( $q_i$ )計算結果(Input : CHY078測站921地震歷時).....	78
表3.27	歷時分析之廠房結構之調整因子( $q_i$ )計算結果(Input : TCU016測站921地震歷時).....	78
表3.28	歷時分析之廠房結構之調整因子( $q_i$ )計算結果(Input : TCU060測站921地震歷時).....	79
表3.29	歷時分析之廠房結構耐震指標評估結果(Input : CHY078測站921地震歷時).....	80
表3.30	歷時分析之廠房結構耐震指標評估結果(Input : TCU016測站921地震歷時).....	81
表3.31	歷時分析之廠房結構耐震指標評估結果(Input : TCU060測站921地震歷時).....	82
表3.32	樓層反應放大係數.....	83
表3.33	以加速度反應峰值為基礎之樓層加速度反應放大係數.....	84
表4.1	廠房各樓層剪力中心.....	144
表4.2	雙向各兩跨補強方案之結構模態質量參與比例.....	144
表4.3	雙向各四跨補強方案之結構模態質量參與比例.....	145
表4.4	雙向各六跨補強方案之結構模態質量參與比例.....	145
表4.5	各補強方案之結構標稱耐震容量(C) (單位:tf).....	146
表4.6	各補強方案與原始廠房之結構重量差異比較.....	147
表4.7	各補強方案之計算地震力參數表.....	147
表4.8	各補強方案與原始廠房之最小設計水平總橫力差異比較.....	147
表4.9	補強方案一之地震力豎向分配計算表.....	148
表4.10	補強方案二之地震力豎向分配計算表.....	148
表4.11	補強方案三之地震力豎向分配計算表.....	148

表4.12	補強方案一之樓層剪力.....	149
表4.13	補強方案二之樓層剪力.....	149
表4.14	補強方案三之樓層剪力.....	149
表4.15	補強方案一廠房結構之調整因子( $q_1$ )計算結果.....	150
表4.16	補強方案一廠房結構之耐震指標評估結果.....	150
表4.17	補強方案二廠房結構之調整因子( $q_1$ )計算結果.....	151
表4.18	補強方案二廠房結構之耐震指標評估結果.....	151
表4.19	補強方案三廠房結構之調整因子( $q_1$ )計算結果.....	152
表4.20	補強方案三廠房結構之耐震指標評估結果.....	152
表4.21	無塵室(不含外覆空間桁架)柱總剪力(單位:tf).....	153
表4.22	各補強方案檢核層間位移角之設計地震力(單位:tf)...	153
表4.23	各補強方案之層間位移角檢核結果(側力分析).....	154
表4.24	各補強方案之樓層剪力評估結果比較(側力分析 VS 歷時分析).....	155
表4.25	各補強方案之層間位移角評估結果比較(側力分析 VS 歷時分析).....	157
表4.26	各結構補強方案之調整因子(歷時分析).....	159
表4.27	各結構補強方案之耐震能力初步評估結果(歷時分析) .....	160
表4.28	方案一(雙向各兩跨)以加速度反應峰值為基礎之樓層反 應放大係數.....	161
表4.29	方案二(雙向各四跨)以加速度反應峰值為基礎之樓層 反應放大係數.....	162
表4.30	方案三(雙向各六跨)以加速度反應峰值為基礎之樓層 反應放大係數.....	163
表5.1	中小地震下無塵室樓層加速度反應峰值(Input: CHY078 測站921地震歷時).....	183
表5.2	阻尼器最大出力值(Input: CHY078測站921地震歷)....	184

表 5.3	中小地震下無塵室樓層加速度反應峰值(Input：TCU016 測站921地震歷時).....	185
表 5.4	阻尼器最大出力值(Input：TCU016測站921地震歷時)..	186
表 5.5	中小地震下無塵室樓層加速度反應峰值(Input：TCU060 測站921地震歷).....	187
表 5.6	阻尼器最大出力值(Input：TCU060測站921地震歷時)..	188



## 圖目錄

圖 1.1	典型之標準晶圓廠房(Standard Fab).....	14
圖 1.2	典型之疊層式晶圓廠房(Double Fab).....	14
圖 1.3	典型之疊層式面板廠房(Triple Fab).....	14
圖 1.4	結構破壞機制示意圖.....	15
圖 1.5	晶圓廠阻尼器裝置之簡化分析模型.....	15
圖 1.6	低容量阻尼器.....	16
圖 1.7	液流阻尼器於木構架模擬示意圖.....	16
圖 1.8	液流阻尼器於基座減振性能照片.....	17
圖 1.9	液流阻尼器構造圖.....	17
圖 1.10	液態黏性阻尼器之遲滯迴圈.....	17
圖 2.1	無轉換斷面之柱構件.....	36
圖 2.2	轉換斷面之柱構件.....	36
圖 2.3	兩側有柱之磚牆.....	36
圖 2.4	單側有柱之磚牆.....	37
圖 2.5	兩側有柱之RC牆.....	38
圖 2.6	單側有柱之RC牆.....	38
圖 2.7	兩側無柱之RC牆.....	39
圖 2.8	斜撐示意圖.....	39
圖 3.1	廠房平面圖(單位:m).....	85
圖 3.2	廠房屋頂平面圖(單位:m).....	85
圖 3.3	屋凸層高度示意圖(單位:m).....	86
圖 3.4	廠房主要柱線標示.....	87
圖 3.5	無塵室下方桁架層主要柱線標示.....	87
圖 3.6	廠房結構平面分區.....	88
圖 3.7	柱線Q之柱構件編號(單位:mm).....	88
圖 3.8	柱線R之柱構件編號(單位:mm).....	89
圖 3.9	柱線S之柱構件編號(單位:mm).....	89

圖 3.10	柱線T之柱構件編號(單位:mm).....	90
圖 3.11	柱線U之柱構件編號(單位:mm).....	90
圖 3.12	A1區L17梁編號圖.....	91
圖 3.13	A1區L20梁編號圖.....	92
圖 3.14	A1區L23梁編號圖.....	93
圖 3.15	A1區L27梁編號圖.....	94
圖 3.16	A1區L30梁編號圖.....	95
圖 3.17	A1區L40梁編號圖.....	96
圖 3.18	A1區L47梁編號圖.....	97
圖 3.19	A1區R1梁編號圖.....	98
圖 3.20	廠房ETABS模型.....	99
圖 3.21	廠房X向柱線C結構立面圖.....	100
圖 3.22	廠房Y向柱線6結構立面圖.....	100
圖 3.23	廠房L17層平面圖.....	101
圖 3.24	廠房L20層平面圖.....	102
圖 3.25	廠房L23層平面圖.....	103
圖 3.26	廠房L27層平面圖.....	104
圖 3.27	廠房L30層平面圖.....	105
圖 3.28	廠房L40層平面圖.....	106
圖 3.29	廠房L47層平面圖.....	107
圖 3.30	廠房R1層平面圖.....	108
圖 3.31	廠房第一模態(Z向扭轉振態).....	109
圖 3.32	廠房第二模態(X向振態).....	110
圖 3.33	廠房第三模態(Y向振態).....	111
圖 3.34	結構X向耐震能力初步評估結果.....	112
圖 3.35	結構Y向耐震能力初步評估結果.....	112
圖 3.36	工址距斷層距離示意圖.....	113
圖 3.37	地震力分配示意圖.....	113
圖 3.38	ETABS X向地震力豎向分配(單位:tf).....	114

圖 3.39	ETABS Y向地震力豎向分配(單位:tf).....	114
圖 3.40	角隅柱位座標.....	115
圖 3.41	X向地震力作用下R1層扭轉變位圖.....	115
圖 3.42	X向地震力作用下L47層扭轉變位圖.....	115
圖 3.43	X向地震力作用下L40層扭轉變位圖.....	116
圖 3.44	X向地震力作用下L30層扭轉變位圖.....	116
圖 3.45	X向地震力作用下L27層扭轉變位圖.....	116
圖 3.46	X向地震力作用下L23層扭轉變位圖.....	116
圖 3.47	X向地震力作用下L20層扭轉變位圖.....	116
圖 3.48	X向地震力作用下L17層扭轉變位圖.....	116
圖 3.49	Y向地震力作用下R1層扭轉變位圖.....	117
圖 3.50	Y向地震力作用下L47層扭轉變位圖.....	117
圖 3.51	Y向地震力作用下L40層扭轉變位圖.....	117
圖 3.52	Y向地震力作用下L30層扭轉變位圖.....	117
圖 3.53	Y向地震力作用下L27層扭轉變位圖.....	117
圖 3.54	Y向地震力作用下L23層扭轉變位圖.....	117
圖 3.55	Y向地震力作用下L20層扭轉變位圖.....	118
圖 3.56	Y向地震力作用下L17層扭轉變位圖.....	118
圖 3.57	廠房剖面變位圖(側力分析).....	119
圖 3.58	廠房剖面彎矩圖(側力分析).....	120
圖 3.59	廠房剖面剪力圖(側力分析).....	121
圖 3.60	柱線A結構剖面(無斜撐構架)第12柱各樓層柱彎矩...	122
圖 3.61	柱線C結構剖面(有斜撐構架)第12柱各樓層柱彎矩...	123
圖 3.62	柱及梁柱接頭之彎矩分佈.....	124
圖 3.63	柱及梁柱接頭之剪力分佈.....	124
圖 3.64	規範之地震力豎向分配.....	124
圖 3.65	修正之地震力豎向分配.....	124
圖 3.66	南科之921地震加速度歷時(CHY078).....	125
圖 3.67	竹科之921地震加速度歷時(TCU016).....	125

圖 3.68	中科之921地震加速度歷時(TCU060).....	126
圖 3.69	側力分析及動力分析之X向樓層剪力差異比較.....	127
圖 3.70	側力分析及動力分析之Y向樓層剪力差異比較.....	127
圖 3.71	結構X向歷時分析之耐震能力初步評估結果(Input : CHY078測站之921地震歷時).....	128
圖 3.72	結構Y向歷時分析之耐震能力初步評估結果(Input : CHY078測站之921地震歷時).....	128
圖 3.73	結構X向歷時分析之耐震能力初步評估結果(Input : TCU016測站之921地震歷時).....	129
圖 3.74	結構Y向歷時分析之耐震能力初步評估結果(Input : TCU016測站之921地震歷時).....	129
圖 3.75	結構X向歷時分析之耐震能力初步評估結果(Input : TCU060測站之921地震歷時).....	130
圖 3.76	結構Y向歷時分析之耐震能力初步評估結果(Input : TCU060測站之921地震歷時).....	130
圖 3.77	廠房角隅加速度位置示意圖.....	131
圖 4.1	疊層式廠房外覆空間桁架示意圖.....	164
圖 4.2	雙向各兩跨外覆示空間桁架補強結構之ETABS模型 .....	165
圖 4.3	X向結構補強前後柱線K結構剖面之比較.....	166
圖 4.4	Y向結構補強前後柱線12結構剖面之比較.....	167
圖 4.5	雙向各四跨外覆示空間桁架補強結構之ETABS模型 .....	168
圖 4.6	X向結構補強前後柱線D結構剖面之比較.....	169
圖 4.7	Y向結構補強前後柱線4.5結構剖面之比較.....	170
圖 4.8	雙向各六跨外覆示空間桁架補強結構之ETABS模型 .....	171
圖 4.9	補強方案一之結構X向耐震能力初步評估結果(側力分 析).....	172

圖 4.10	補強方案一之結構Y向耐震能力初步評估結果(側力分析).....	172
圖 4.11	補強方案二之結構X向耐震能力初步評估結果(側力分析).....	173
圖 4.12	補強方案二之結構Y向耐震能力初步評估結果(側力分析).....	173
圖 4.13	補強方案三之結構X向耐震能力初步評估結果(側力分析).....	174
圖 4.14	補強方案三之結構Y向耐震能力初步評估結果(側力分析).....	174
圖 4.15	結構補強方案一(雙向各兩跨)側力分析及動力分析之X向樓層剪力差異比較.....	175
圖 4.16	結構補強方案一(雙向各兩跨)側力分析及動力分析之Y向樓層剪力差異比較.....	175
圖 4.17	結構補強方案二(雙向各四跨)側力分析及動力分析之X向樓層剪力差異比較.....	176
圖 4.18	結構補強方案二(雙向各四跨)側力分析及動力分析之Y向樓層剪力差異比較.....	176
圖 4.19	結構補強方案三(雙向各六跨)側力分析及動力分析之X向樓層剪力差異比較.....	177
圖 4.20	結構補強方案三(雙向各六跨)側力分析及動力分析之Y向樓層剪力差異比較.....	177
圖 5.1	阻尼設定參數.....	189
圖 5.2	阻尼器配置平面圖(廠房兩旁外圍廊道).....	189
圖 5.3	阻尼器配置結構立面圖(廠房兩旁外圍廊道).....	190
圖 5.4	評估阻尼器的位置(柱線A、1結構剖面).....	190
圖 5.5	無塵室(L23及L40)樓層加速度比較(Input：CHY078測站921地震歷時) .....	191

圖 5.6	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：CHY078測站 921地震歷時，PGA=0.02g).....	192
圖 5.7	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：CHY078測站 921地震歷時，PGA=0.08g).....	192
圖 5.8	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：CHY078測站 921地震歷時，PGA=0.15g).....	193
圖 5.9	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：CHY078測站 921地震歷時，PGA=0.25g).....	193
圖 5.10	無塵室(L23及L40)樓層加速度比較(Input：TCU016測站 921地震歷時).....	194
圖 5.11	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：TCU016測站 921地震歷時，PGA=0.02g).....	195
圖 5.12	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：TCU016測站 921地震歷時，PGA=0.08g).....	195
圖 5.13	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：TCU016測站 921地震歷時，PGA=0.15g).....	196
圖 5.14	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：TCU016測站 921地震歷時，PGA=0.25g).....	196
圖 5.15	無塵室(L23及L40)樓層加速度比較(Input：TCU060測站 921地震歷時).....	197
圖 5.16	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：TCU060測站 921地震歷時，PGA=0.02g).....	198
圖 5.17	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：TCU060測站 921地震歷時，PGA=0.08g).....	198
圖 5.18	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：TCU060測站 921地震歷時，PGA=0.15g).....	199
圖 5.19	Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈(Input：TCU060測站 921地震歷時，PGA=0.25g).....	199

# 第一章 緒論

## 1.1 前言

現今高度工業發展的國家，除了日本以外，少有像台灣面臨如此嚴重之地震威脅者。根據台灣地區斷層調查報告顯示【1】，國內北、中、南科學園區與各工業區皆存有第一或第二類活斷層，其中新竹科學園區附近的新城斷層與台南科學園區附近的新化斷層均屬於第一類活斷層，因此國內之科技廠房實面臨極大的震害風險。新竹科學園區在九二一地震(1999)及三三一地震(2002)中之損失，估計分別達 110 億與數十億之多【2,3】即為殷鑑。

高科技產業目前是我國最主要的經濟命脈之一，其產值貢獻約佔 GDP 的四成，股市交易量則常達七、八成之譜，對國家總體經濟與活絡國人經濟活動的貢獻不可或缺。其中，半導體及面板產業與韓國的競爭尤其激烈，目前新奇美、友達等面板業者致力爭取全球產業龍頭地位的最大障礙，即為韓國三星。由於台灣地震頻繁，科技廠房存在震害風險，無論是竹科、中科、南科或其他工業區，隨時都面臨地震的潛在威脅。相較於無地震的韓國，國內廠商所面臨的自然營運條件，較諸韓國三星要嚴苛得多。業者不僅須在技術、製程、管理、業務能力及全球佈局上超越對手，更須克服自然災害所帶來的營運風險。如何強化廠房的耐震能力，減緩震害損失，乃國內科技業者無可迴避的問題。

對於具有軟弱層的高科技廠房而言，結構本身的耐震能力先天就不佳，且難以發展出足夠之韌性，貿然採用韌

性設計結果，徒增廠房之震害風險而已。我國建築結構耐震設計規範及解說【4】中並未明確說明高科技廠房之用途係數(I)及結構系統韌性容量(R)如何選擇，設計者宜考量高科技廠房結構之特殊性，依廠房種類(如:standard, double or triple fab)之不同加以調整，以確保足夠之安全係數。一般常用的結構耐震補強方式包括斜撐、翼牆、剪力牆與擴柱等，但這些工法未必適用於高科技廠房。因無塵室柱少，擴柱工法無柱可擴、弱向則因柱距過大而無處可加斜撐；翼牆或剪力牆須貫穿各樓層達基礎始能發揮作用，在廠內設備、管線眾多，生產作業之通風循環考量等限制下，幾無施作翼牆或剪力牆之位置。此外，設備搬遷、管線移動所帶來之停工損失過大，因此不具可行性。對於科技廠房的耐震補強，設計者應有不同的思維。

## 科技廠房之震害問題分析

### ● 廠房規模與日俱增

就震度之比較，南科在甲仙地震測得之最大地表加速度約為 120 gal (五級)，與竹科在九二一地震測得之最大地表加速度 123 gal (五級)差異並不大。造成南科廠房在甲仙震害損失超越當年竹科廠的原因之一，是廠房及設備的規模均「昔非今比」—竹科半導體晶圓廠在九二一地震時多為六吋及八吋廠，今南科則以 12 吋晶圓廠為主；面板廠廠房及設備規模之大又更甚於晶圓及微電子廠，且隨面板尺寸之增大而益增。晶圓廠的主要損失來源為製程末段垂直爐管的半成品損毀，一落晶舟(boat)所承載之晶圓片數可達 200 片以上，一旦滿載之晶舟傾倒或晶圓滑落即損失不貲；面板廠主要的損失來自設備移位導致生產中斷

，設備移位則源於樓層加速度反應放大倍率過高所致。一座規模較大的面板廠停工一日損失即可能上億，而復工又非一蹴可幾，其損失實難以估計。

### ● 結構系統先天不良

科技廠房結構耐震設計考量不周，乃震害問題之主要來源，尤以疊層式廠房為甚。為配合量產之需，工作層無塵室(以下簡稱 Fab 層)之設計皆力求寬闊而少柱，以方便製程安排及動線規劃，廠房結構卻因此形成軟弱層，違反建築物耐震設計的基本原則。科技廠房不僅因結構跨徑加大、設備加重而增加其設計難度，疊層式廠房 (double or triple fabs) 含多重軟弱層之結構系統，益增其震害風險，這些都應在廠房設計規劃之初就加以考量克服，然而卻沒能做到。經過幾次地震屢試不爽的震撼教育後，科技業者終於體認問題的嚴重性而予以正視。

標準 Fab 廠 (如圖 1.1) 儘管有軟層存在，由於無塵室上方僅支撐由巨型桁架 (mega truss) 所構成之屋頂，載重不大，有些屋頂甚至是由外牆結構 (與 Fab 所在之 island structure 分離) 支撐，因此問題不大。疊層式廠房 (如圖 1.2、1.3) 則不然！由於廠房內含兩層 (甚至三層) 無塵室，其下層無塵室 (Lower Fab) 需背負其上數個樓層的重量及地震力，軟弱層導致側向位移過大，二次應力效應則使問題更為惡化，並放大上層無塵室 (Upper Fab) 的振動反應，不僅嚴重威脅廠房結構的安全，亦增加設備受損的風險【5】。儘管韓國三星半導體與面板廠亦採用類似的疊層式廠房結構，惟韓國並無地震威脅，這麼做無可厚非；台灣若採用疊層式廠房，則潛藏極高之震害風險，若

不能及時採取有效的結構耐震補強措施，未來可能發生難以收拾的災難，甚至危及產業的興衰。

- 變更改用途過度荷載

科技廠房常因建廠速度趕不上產能擴充之需求，而將既有廠房之部分廠區變更改用途。例如，將原規劃為辦公區者改為生產區，或將屋頂層改作辦公甚至生產用途，造成實際載重與原始設計不符的超載情況，導致廠房結構須承受額外之地震力。

### 科技廠房耐震設計之特殊性

- 面積龐大介面複雜

半導體與面板廠的廠房規模都很大，尤其面板廠建築平面之長、寬可達 200m×200m，甚至 400 m×200m 的規模，遠非一般建築結構所能比擬。廠房之設計考量都以生產線之配置為優先，因此 Fab 層有八成以上的柱子都被犧牲掉，以利製程設備之動線安排；配合設備遷入(move-in)的空間與動線考量，必須增大結構之跨徑（尤其是面板廠），且部分廠房周邊區域不能有 RC 牆，導致軟弱層的問題更為惡化；管線系統錯綜複雜，結構設計上因此受到許多限制，更增耐震設計之難度。

- 須克服中小地震對生產及設備的危害【5-9】

現行建築物耐震設計規範基於「大震不倒」的終極設計理念，意在避免結構遭遇毀滅性罕見地震時發生倒塌的風險，因而發展出韌性設計法。惟此設計觀念卻無助於科技廠房在中小型地震下避免設備受損、生產中斷的功能要求。台灣每年平均發生有感地震達兩百多次，但足以造成

結構受損倒塌的地震並不常見。一般而言，地震之最大地表加速度（PGA）在 250 gal（即震度六級）以上始有致災可能，經適當設計與施工之工程結構（engineering structures）則可承受更大的地震力；惟滿足現行結構耐震設計規範之要求者，未必能確保其設備在地震作用下的功能完整性（integrity）。竹科在九二一(1999)與三三一地震(2001)蒙受重大損失，恆春地震(2007)、甲仙地震(2010)南科亦傳出嚴重災情，這幾次地震的震度並不大—九二一地震竹科之 PGA 值僅在 100~150gal 間；三三一及恆春地震更只有 60~80 gal；甲仙地震南科之 PGA 約為 120gal。基本上，這幾次地震中廠房結構安全無虞，惟業者仍蒙受設備、半成品受損及營運中斷等巨額損失，足見現行建築物耐震設計觀念，無法滿足科技廠房在中小地震下之性能要求。

- 須兼顧微振害防制

Fab 層因樓板微振控制與迴風循環之設計要求，其樓層之側向勁度與上下相鄰樓層差異過大而形成軟弱層，導致結構立面不規則。無塵室樓版常為格子梁板（waffle slab）以增加勁度，由於格子梁板剛性極大，梁在地震時不會降伏，塑角反而都將集中於軟弱層的柱上。因此，現行以「強柱弱梁」為前提、「韌性設計」為基礎的耐震設計法規未必適用於科技廠房。採用韌性設計的結果，將因錯估結構破壞模式、低估設計地震力而造成廠房結構耐震能力不足，不僅樓層之地震反應放大係數高於預期，廠房結構在未達設計地震強度前亦可能提前破壞。

## 科技廠房耐震補強之複雜性

### ● 既有設備管線眾多

科技廠房的結構耐震補強，就結構工程設計的角度而言，根本之道在於針對 Fab 層的軟弱層作加勁補強。這想法似乎相當簡單而直截了當，真要落實卻困難重重。常用的結構加勁方式不外乎增加斜撐、翼牆、剪力牆或擴柱，這些工法在科技廠房內幾無用武之地。Fab 層的柱量原本就很少（尤其是生產區內），根本無柱可擴、無處加斜撐；翼牆或剪力牆必須貫穿各樓層下達基礎才能發揮作用，廠內因設備、管線眾多，加上生產作業的通風循環考量等條件限制，幾乎找不到可以施作翼牆或剪力牆的位置，設備搬遷、管線遷移的難度及成本都太高，加上對生產線的衝擊及不確定性，這類加勁補強方案難以被業主接受。

### ● 不能影響生產作業

科技廠房的產量十分龐大，尤其生產旺季時，即使只是局部停工其損失都相當驚人，補強工法必須兼顧生產作業，至少得將衝擊降至最低。廠房耐震補強工程所造成的停工損失若大於預期之震害損失，業者寧可維持現狀。此外，工程進行中若因施工機具造成振動超過容許限度，或產生粉塵超過潔淨度要求，亦會影響生產良率。因此，耐震補強設計及施工規劃時都須將這些因素一併納入考量，提出解決方案與配套措施。這些都會增加成本、拉長工期，並增添工程風險——無論是對業主或承包商皆然。

針對前述有關科技廠房耐震能力不足的原因分析與探討，吾人從事科技廠房之耐震能力補強工作時，應考慮：

一、 建立合理之性能設計目標

二、 擬訂具體之結構補強策略

三、 提出可行之補強設計方案

四、 進行完整之效能分析評估

茲分述如下：

一、 建立合理之性能設計目標

有鑒於現行建築物耐震設計規範並未針對疊層式科技廠房的結構特性，以及在中、小地震下其設備功能維持正常運作的需求有所考量，故建議廠房的耐震補強設計性能設計目標如下：

1. 震度七級以上 ( $PGA \geq 400 \text{ gal}$ ) 不崩塌
2. 震度四級以上 ( $PGA \geq 25 \text{ gal}$ ) 損失降低
3. 震度四級以下 ( $PGA < 25 \text{ gal}$ ) 無損失

由於疊層式廠房存在多重軟弱層，乃屬立面不規則結構，且本質上不具備「強柱弱梁」之條件，因此在設計地震強度下其破壞模式與規範所假設的「beam-sidesway」破壞機制並不相符，反而會在軟弱層形成「column-sidesway」的情況，如圖 1.4 所示。由於column-sidesway 破壞機制所產生的塑角數量遠低於beam-sidesway，因此其結構之整體韌性亦將不如預期，導致設計地震力被低估，廠房極可能提前崩塌。耐震補強需針對原設計地震力被低估的情況作補償，並減緩 Fab 層發生「column-sidesway」的機會。此外，過去十年來，台灣各科學園區廠房在四、五級震度下皆有明顯受損，例

如：九二一地震，竹科震度五級(PGA=123gal)；三三一地震，竹科震度四級(PGA~80gal)；恆春地震，南科震度四級(PGA=60gal)；甲仙地震，南科震度五級(PGA~120gal)；此外，據報中科的面板廠在三級地震中也都經常傳出災情。這些現象在在顯示台灣的科技廠房於中、小型地震時即難逃震害損失之命運，尤其是面板及晶圓廠，主要是疊層式廠房的樓層地震反應（樓板加速度）過度放大所致，這對業者之營運造成極大困擾。根據業者提供的資料，在這些四、五級地震中，其 Fab 層量測到的樓板加速度有時甚至超過 250gal，換算其樓層放大係數超過 3，已超出規範設計值。這些數據可供吾人設定廠房性能設計目標的重要依據。

## 二、擬訂具體之結構補強策略

基於前項科技廠房之性能設計目標，以及疊層式廠房的結構特性，提出補強策略如下：

1. 軟層加勁為主、消能減震為輔
2. 外部施工為主、內部施工為輔
3. 非侵入性、工期短之工法優先

疊層式廠房因有雙重、甚至三重軟弱層，在地震中由下而上逐層放大樓板之位移與加速度反應，導致中、小地震時設備受損，愈上層的 Fab 受損愈嚴重；強震時廠房更有發生結構性破壞、甚至崩塌之虞。因此疊層式廠房之耐震補強，首要之務即應針對軟弱層予以加勁補強。樓層側向勁度(Lateral Stiffness)增加後，一方面可以減少結構之側向位移，降低二次應力效應(P- $\Delta$  effect)，減少受損機會，延緩崩塌時間，以提升整體廠房之耐震能力。另一方

面，因結構立面不規則之程度降低了，樓層放大係數亦會下降，有助於減緩地震產生之加速度，降低設備受損的程度或機會。

軟層加勁固然對於提升結構耐震安全有很大程度的改善，但未必能達到「震度四級以上損失降低」、「震度四級以下無損失」的性能設計目標。結構軟弱層加勁之後，樓層的地震反應因放大係數降低，較上層 Fab 層之地震反應相對而言有較大的減緩空間，但底層 Fab 層的加速度反應卻未必降低，反而因結構自然頻率之增加而有被放大的可能。加勁補強對於降低位移反應的效益，要比降低加速度反應來得顯著。因此，要達到科技廠房在中、小型地震下減損、甚至無損的性能設計目標，除對軟弱層加勁之外，須輔以抗震消能裝置吸收地震能量，改善結構動力特性（增加主要模態之阻尼比），以大幅降低 Fab 層之加速度反應。

科技廠房內既有之設備管線眾多，生產作業上有許多條件限制，設備搬遷、管線遷移的難度及成本都太高，且停工損失代價極大，因此補強工程主要應於外部施工，非不得已不在場內施作，尤應避免在無塵室內或其迴風層內施工。此外，補強工程進行期間多少都會影響廠方之正常營運，應選擇工期短、可預製、現場組裝的工法，這樣無論是對生產作業的直接干擾，或因施工引發的不確定風險都可降到最低。

### 三、 提出可行之補強設計方案

依據前項擬訂之補強策略，本研究擬提出之補強方案如下：

## 1. 外部純鋼構加勁

## 2. 外部鋼構加勁+廠內外圍走道(非無塵區)加阻尼器

由廠房外部增加鋼構加勁以改善軟弱層問題的施工法，符合工期短、可預製、現場組裝的方針。外部純鋼構加勁之工法，對於減少結構側向位移，降低二次應力效應(P- $\Delta$  effect)，提升廠房之耐震安全性固然有其作用，但未必能滿足「震度四級以上損失降低」、「震度四級以下無損失」的性能設計目標。若廠房在中、小地震作用下，其Fab層之加速度因樓層放大效應而超過 160 gal，則部分設備仍有受損或當機之虞，故須考慮以額外的抗震消能裝置吸收地震能量，進一步降低廠房振動，減少設備受損或生產中斷的機會。

本文將在外部鋼構加勁補強之架構下，考慮消能器之應用。由於分析結果顯示加勁效益已臻飽和，因此將採用速度相依型阻尼器，在不增加結構勁度之情況下提升結構之等效阻尼比，改善其結構動力特性，提供未來實際應用之參考。

## 四、進行完整之效能分析評估

本研究將針對前述各種補強方案進行分析評估，包括：

### ● 靜力分析

針對原始結構及外部鋼構加勁補強之各案例進行靜力分析，以比較在規範設計地震力作用下，由各軟弱層所承受之柱剪力及層間位移角評估其補強效果。

## ● 特徵分析

針對原始結構及外部鋼構加勁補強之各案例進行特徵分析，以比較加勁後對於結構周期、模態之改變程度，並由第一模態各樓層之相對變位程度粗估樓層反應放大係數的變化趨勢。

## ● 動態分析

由於消能器為非線性元件，靜力分析無法評估廠房安裝消能器之減震效益，必須進行動態歷時反應分析。本研究將根據實測之地震紀錄作為歷時分析的輸入擾動，並考慮將其 PGA 值調整為不同震度進行分析，以評估廠房補強前、後在設計地震及中、小地震作用下之耐震行為，並由 Fab 層之動態反應與地震強度之比檢視樓層反應放大係數，對補強效益作定性及定量之評估。

## 1.2 文獻回顧

擬訂科技廠房結構耐震補強工法之前，應先評估廠房結構現況的耐震能力，作為結構補強設計之依據。國內現行之「鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方法(推跨分析)」【11】主要係針對鋼筋混凝土結構所發展，普遍應用於五層樓以下之校舍建築。由於科技廠房多為鋼構或鋼骨鋼筋混凝土(SRC)結構系統，且立面不規則(有軟弱層)，因此現行之耐震詳平方法並不適用。本研究將參考陳怡婷【12】提出之科技廠房結構耐震能力初步評估方法，針對抵禦地震主要結構構材之極限剪力強度容量(capacity)與設計地震條件下之耐震需求(demand)進行比較。此外，為評估廠房結構在中小地震作用下之耐震性

能，本文亦將針對結構之層間變位、扭轉效應及樓層加速度反應進行評估。

高科技廠房之耐震補強設計應強調「功能設計」，其設計考量除須解決廠房在強震下之震害問題，更須同時兼顧在中小地震下設備之正常運作。目前國內應用結構控制的觀念於結構或是設備之減震(振)設計已廣被接受。

陳傑富【13】將科技廠房外殼結構及內部結構簡化成兩個單自由度，由阻尼器聯繫(圖1.5)，並推導廠房整體系統的等效阻尼比，作為黏性阻尼器阻尼係數 $C_d$ 之設計依據，以SPA2000分析該簡化之科技廠房模型，初步探得黏性阻尼器於科技廠房之減震效益。

黃暉懿【14】以等效阻尼比為參數，探討克服晶圓廠房軟弱層所需的阻尼器設計參數，並藉由SPA2000分析驗證。雖然地震反應可獲得有效改善，但所需阻尼器設計容量過大，並不具經濟可行性。

黃震興【15】針對隔減震補強結構進行振動台測試，探討滾動隔震支承、非線性黏性阻尼器之防震性能。其結果顯示，非線性黏性阻尼能發揮良好的減震效益，在樓層最大位移及最大加速度方面皆有明顯之折減，且結構反應也受到相當程度之控制；但滾動隔震支承雖可有效控制加速度之傳遞，卻容易使結構體產生過大之位移，故使用滾動隔震支撐還需配合黏性阻尼才具可行性。

趙勵元【16】利用低容量阻尼器(圖1.6)分別安裝至木結構模型(圖1.7)及設備基礎座(圖1.8)上進行耐震(減振)性能測試，得到不錯之減震(振)效果，證明速度型阻尼器在結構或設備減震(振)上之應用甚具潛力。

本研究將考慮採用液流阻尼器作為提升科技廠房在中小地震下的輔助措施，並進行其耐震性能評估。液流阻尼器為速度相依型消能器，構造如圖 1.9 所示，內含高強度筒身、油封、活塞桿及孔隙式活塞，利用活塞之孔隙及內部機器構造，改變流體之流動性質進而決定其阻尼性質，與速度呈現線性或非線性之關係，而阻尼力取決於流體經過活塞時，活塞兩側所產生的壓力差與液體的可壓縮性，其理想化的線性液流阻尼器之遲滯迴圈為橢圓形狀，如圖 1.10 所示。

### 1.3 本文內容

本文共分為六章，第一章緒論，詳述科技廠房之震害問題，提出一套具體廠房結構補強策略。第二章概述科技廠房結構耐震不足之問題點，提出一套耐震能力初步評估之方法。第三章針對一座實際典型面板廠(triple fab)建立實尺模型，進行耐震能力初步評估，並證實該廠房結構耐震能力不足。第四章利用外覆空間桁架進行結構補強，評估該結構補強效益。第五章探討該廠房於中、小型地震作用下，無塵室(fab)樓層加速度反應，並評估速度型阻尼器在科技廠房耐振之效益。第六章結論與建議。

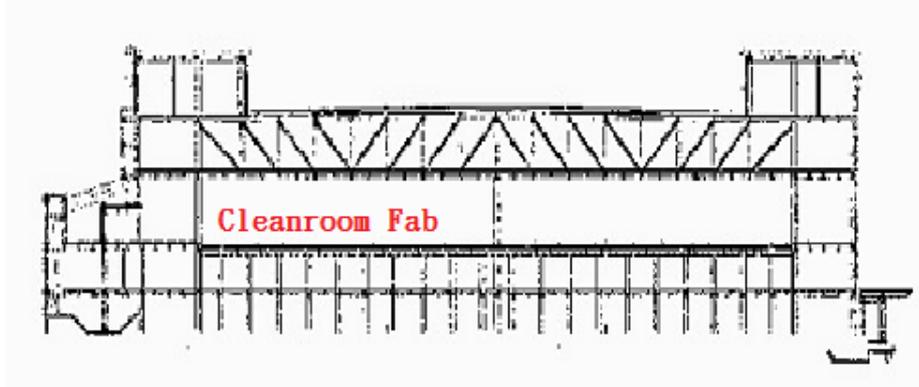


圖 1.1 典型之標準晶圓廠房 (Standard Fab)

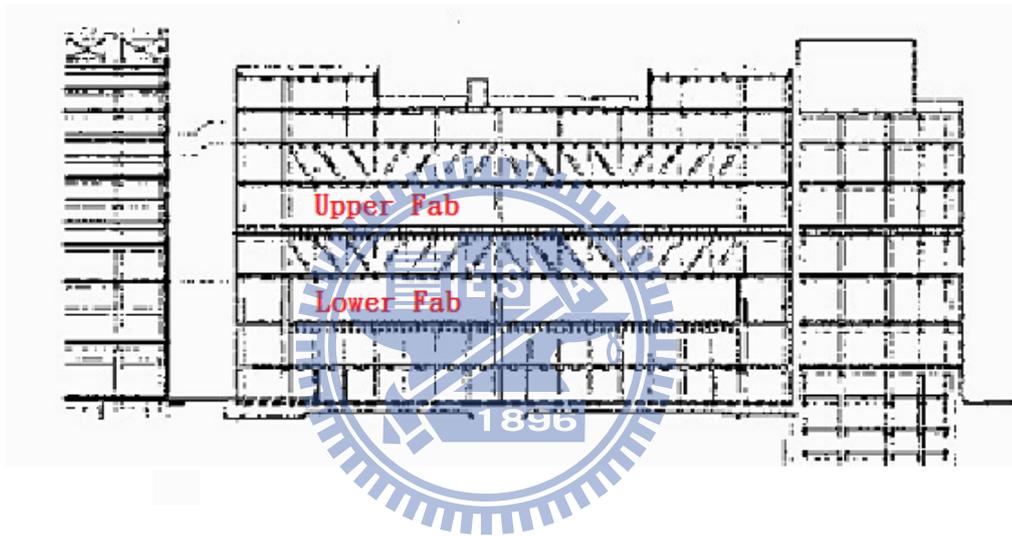


圖 1.2 典型之疊層式晶圓廠房 (Double Fab)

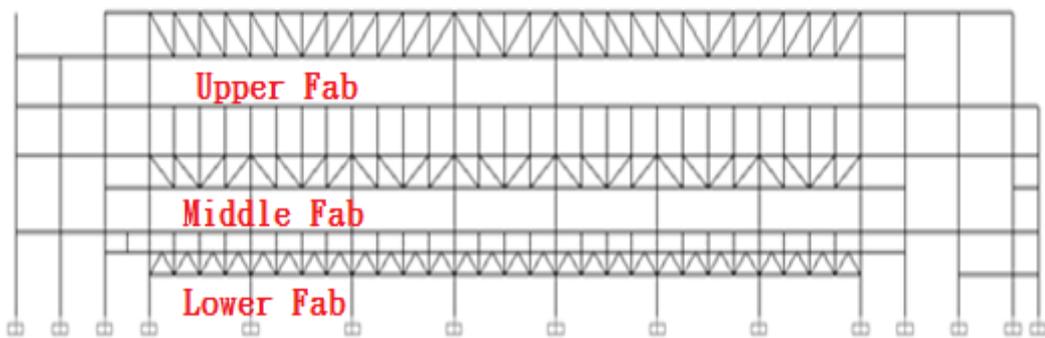
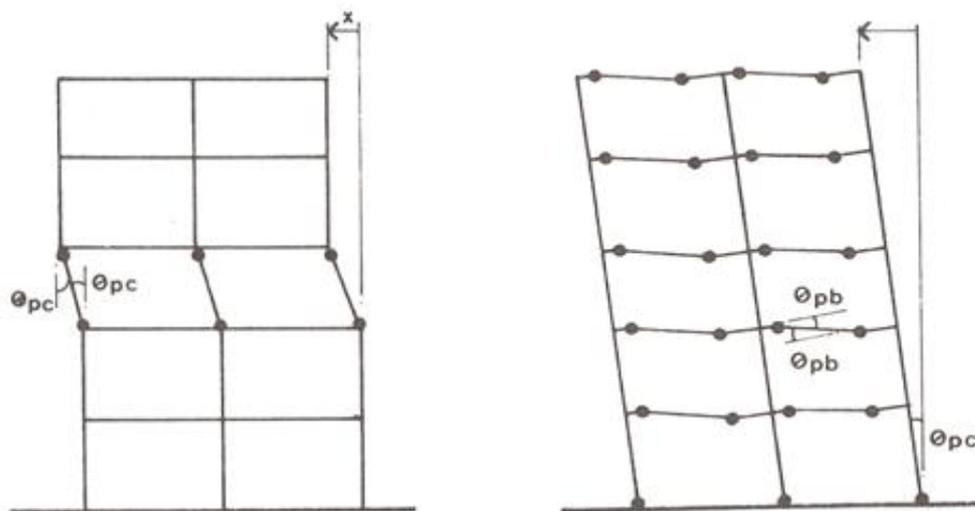


圖 1.3 典型之疊層式面板廠房 (Triple Fab)



(a) Beam-sidesway Mechanism

(b) Column-sidesway Mechanism

圖 1.4 結構破壞機制示意圖【10】

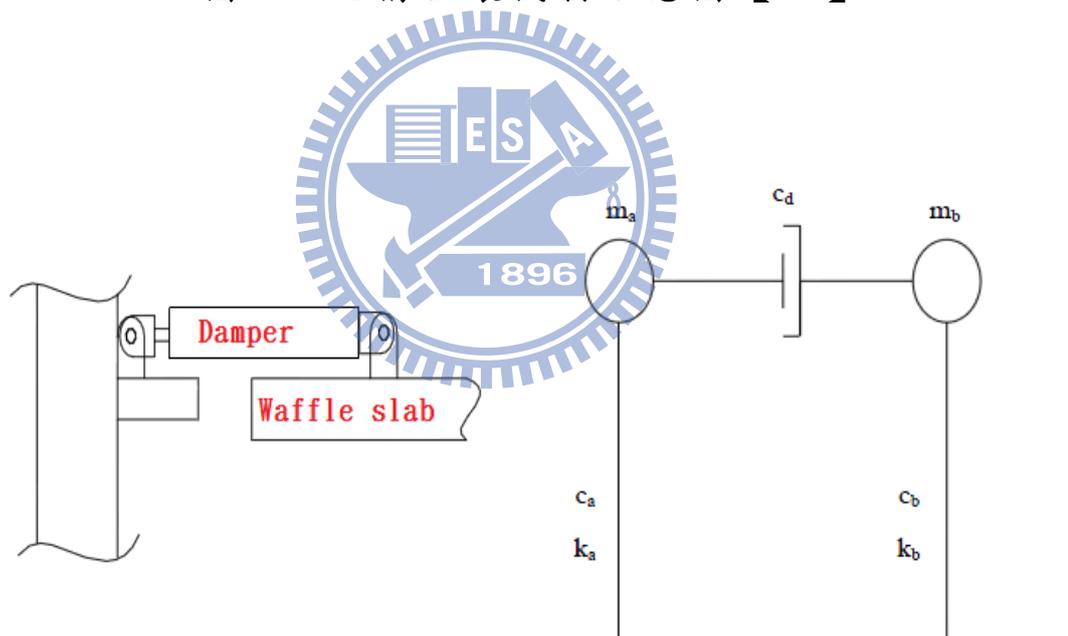


圖 1.5 晶圓廠阻尼器裝置之簡化分析模型【13】



圖 1.6 低容量阻尼器

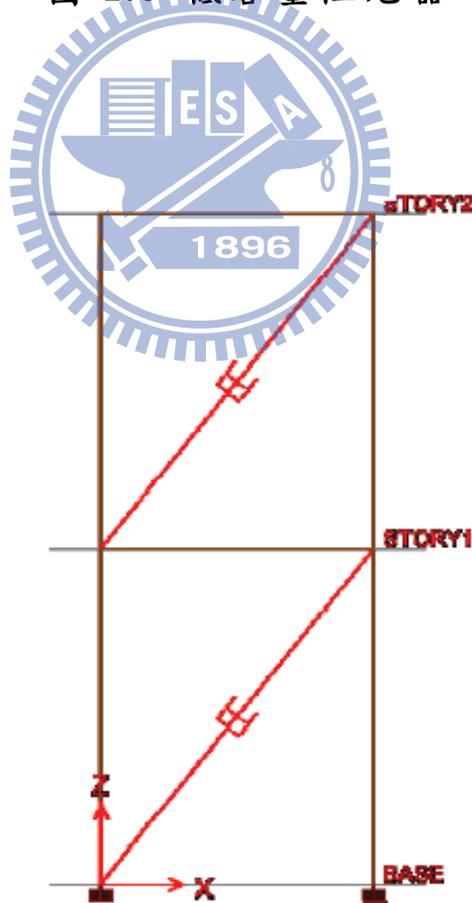


圖 1.7 液流阻尼器於木構架模擬示意圖【16】



圖 1.8 液流阻尼器於基座減振性能照片【16】

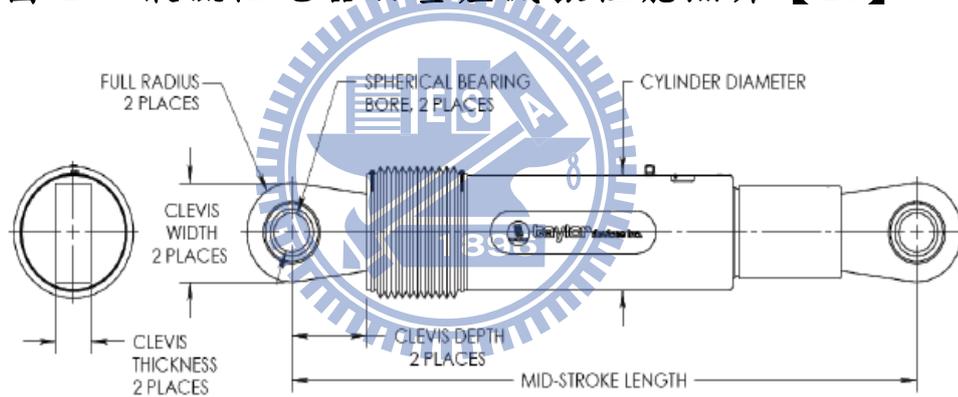


圖 1.9 液流阻尼器構造圖【12】

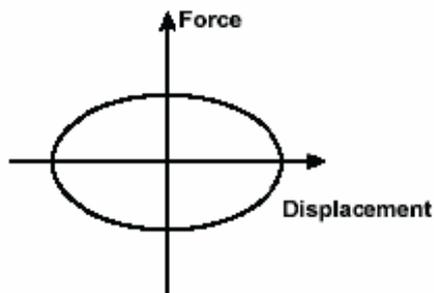


圖 1.10 液態黏性阻尼器之遲滯迴圈【12】

## 第二章 科技廠房耐震能力初步評估方法

### 2.1 前言

本章概述典型疊層式廠房之結構型式，探討其耐震能力的弱點，並提出一套快速簡易之廠房耐震能力初步評估方法，以作為判斷廠房耐震能力良窳之依據。

半導體技術的發展已臻奈米級之精密程度，為確保生產良率，特別要求無塵室之潔淨度及樓板微振量，這些考量也決定了高科技廠房結構之基本型式。科技廠房結構耐震能力不足的問題，主因乃無塵室為配合製程動線安排需有寬闊的空間，故其 Fab 層多將柱設置於結構周邊，因而導致柱量大減且分配不均的情況。又基於微振控制之考量，無塵室上、下方相鄰樓層之設計多為巨型桁架 (mega truss) 結構或是密集的垂直構件 (柱、牆) 之結構系統，導致 Fab 成為軟弱層，形成廠房結構耐震能力之潛在弱點。

針對具有軟弱樓層 (無塵室所在樓層) 之科技廠房，本文參考陳怡婷所提出之科技廠房耐震能力初步評估方法【12】，進行結構耐震能力之檢核。該評估方法主要計算廠房各樓層之極限抗剪強度，以決定結構之耐震容量 (seismic capacity)，並依據現行建築物耐震規範決定廠房所需承受之地震力 (即耐震需求)，由耐震容量與耐震需求之比值 (即耐震指標) 判斷結構耐震能力是否足夠。凡耐震指標大於 1 者表示「無耐震疑慮」，反之小於 1 者則「有耐震疑慮」。表 2.1 為高科技廠房之耐震能力初步評估流程。

耐震容量主要計算結構軟弱層所有抗震構材之極限剪力強度總和【17~20】，對於可提供抗剪力之結構構件如柱、牆及斜撐，個別計算其極限剪力強度，將該樓層所有構件之極限剪力強度加總，即得到該樓層之最大抗剪強度，並視此最大抗剪強度為該樓層之標稱耐震容量。此外，再依廠房結構之幾何條件（結構立面及平面不規則性等因素），以適當修正因子調整之，俾反映出符合廠房結構現況之耐震容量，期能得到最合理之耐震評估結果。

## 2.2 科技廠房結構概述

目前我國高科技產業以半導體及 TFT-LCD 面板產業為最大宗，其中半導體晶圓廠多為標準廠房 (standard fab) 及雙疊層式廠房 (double fab)，而面板廠房則為雙疊層式及三疊層式廠房 (triple fab) 之形式。

### 2.2.1 標準型廠房

一般而言，標準晶圓廠主要結構分為外殼結構與內部島型結構(無塵室結構)。外殼結構的設計考量在於微振動控制，當外殼結構受到振動干擾(如風力)時，因其與內部結構島區之隔離，故可減少外力對無塵室的振動影響。此外，其界面的空隙亦可作為無塵室通風迴路與空氣過濾系統的通道，以保持無塵室的潔淨度。一般晶圓廠房之無塵室多為寬闊少柱，以便製程動線之安排。無塵室多設於三樓，樓板採用格子梁以增加剛性，其目的為降低樓板之微振動量；二樓多為物料、能源供應室及通風系統，柱距緊密且有多道剪力牆支撐。儘管標準晶圓廠之無塵室為軟弱層，但因無塵室上方僅支撐大型桁架所構成之屋頂，載重

不大，有的甚至係由外牆結構所支撐，故標準廠房的耐震能力較無疑慮。

### 2.2.2 疊層式廠房

疊層式晶圓廠包括雙疊層式(Double fab)與三疊層式(Triple fab)面板廠，乃因應國內土地取得不易的現實，為提高產能需求所採用之結構型式，以增加土地利用效益。雙疊層式廠房無塵室分為上層廠(Upper fab)與下層廠(Lower fab)，一般分別設置於五樓及三樓。因無塵室之空間需求，柱僅分佈於無塵室四周，中間僅有一排柱作為支撐，因此形成軟弱層；無塵室上方樓層通常採用巨型桁架(mega truss)以支撐上方樓層或屋頂之載重，並提高樓板剛度，減少垂直向微振動；整體廠房結構中，下層廠(三樓)須背負上方多樓層之載重與地震力，十分不利於抗震。三疊層式廠房設計概念與雙疊層式相同，但因結構有多重的軟弱層，其抗震脆弱性及震害風險較諸雙疊層式晶圓廠猶有過之。

## 2.3 耐震指標( $I_s$ )之計算

當廠房受地震力時，結構易於軟弱層(無塵室)之柱端產生降伏破壞。梁因樓板格子梁之加勁作用導致剛度較大，因此不會產生塑角，故不須考慮梁構件之影響。再者，軟弱層為廠房之耐震弱點，一般而言，由該樓層之極限強度即決定整體廠房之耐震能力。因此，廠房結構之極限強度即軟弱層抗剪構件之極限強度總和。

茲由結構之耐震容量(C)與耐震需求(D)，以及根據廠房結構幾何或連續性條件決定之容量調整因子(Q)，定義耐震指標(Seismic index,  $I_s$ )如下：

$$I_s = \frac{QC}{D} \quad (2.1)$$

其中，

Q=調整因子(詳 2.4 節)；

C=結構之標稱耐震容量(詳 2.5 節)；

D=結構之耐震需求(詳 2.6 節)。

凡耐震指標大於或等於 1 者，則判定該廠房結構「無耐震疑慮」；耐震指標小於 1 者，則判定該廠房「有耐震疑慮」。有關廠房結構耐震容量與耐震需求之計算，將於第 2.5 節與第 2.6 節說明。

## 2.4 調整因子(Q)

廠房結構之實際耐震容量，須配合結構系統之幾何配置條件或連續性等因素作適當調整，使分析結果充分反映結構真實的耐震能力。本文將依據耐震規範建築物立面及平面不規則性，定義廠房耐震能力調整因子如下：

### 1. 立面不規則：

依據耐震規範設計之極限層剪力檢核方式，為使建築物各層具有均勻之極限層剪力，避免顯著弱層存在，故規定不得有任一層之極限強度與該樓層之層剪力(story shear)比值低於其上層所得比值之 80%。因此，本研究建議軟弱層之調整因子計算公式如下：

$$SSR_j = \frac{C_j}{V_j} \bigg/ \frac{C_{j+1}}{V_{j+1}} \quad (2.2)$$

其中，

$C_j$  為第  $j$  層之極限剪力強度(耐震容量)；

$V_j$  為第  $j$  層之層剪力；

$C_{j+1}$  為第  $j+1$  層之極限剪力強度(耐震容量)；

$V_{j+1}$  為第  $j+1$  層之層剪力。

當  $SSR_j \leq 0.8$  ( $j=1, \dots, N-1$ ) 時，令  $q_1 = SSR_j$ ，否則  $q_1 = 1$ 。  
應注意的是，由於科技廠房的巨型桁架(mega truss)層之結構行為類似於深梁，因此作極限層剪力之檢核時，不須將桁架層視為結構樓層進行評比。

## 2. 平面不規則：

參考建築耐震設計規範及許丁友【17】等人所發展之校舍耐震能力初步評估方法，針對平面不規則之情況亦考慮了調整因子。當該樓層結構及其側向力抵抗系統的平面幾何形狀具有凹角，且其凹角部分之尺寸大於沿該方向結構總長之 15% 以上者，則認定該樓層結構具有凹角性，對其耐震能力會有減損，故考慮其強度調整因子( $q_2$ )為 0.95。

整體結構耐震容量之調整因子( $Q$ )，以根據上述兩項調整因子  $q_1$  及  $q_2$  定義如下：

$$Q = q_1 q_2 \quad (2.3)$$

## 2.5 標稱耐震容量(C)之計算

根據結構軟弱層(Fab 層)各構材斷面尺寸，包括柱(RC 柱、鋼柱和 SRC 柱)、牆(RC 牆和磚牆)及斜撐等斷面

資料與配筋情況，計算個別構件之極限剪力強度，其總和即為結構的標稱耐震容量(C)，計算如下：

$$C = \sum_i V_{ci} + \sum_j V_{wj} + \sum_k V_{bk} \quad (2.4)$$

其中，

$V_{ci}$  為各樓層第  $i$  根柱之極限剪力強度；

$V_{wj}$  為各樓層第  $j$  道牆之極限剪力強度；

$V_{bk}$  為各樓層第  $k$  根斜撐之水平極限剪力強度。

### 2.5.1 柱之極限剪力強度

柱構材主要破壞模式包括剪力破壞與彎矩破壞模式，以其對應之剪力強度較小者為該構件之極限剪力強度。

(1) 柱(i)受彎矩破壞時之等效剪力強度( $V_{CB}^i$ )

$V_{CB}^i$  係由柱頂與柱底極限彎矩之和除以該柱之長度( $L_i$ )而得。對無轉換斷面之柱構件(圖 2.1)而言，柱頂彎矩( $M_{pt}^i$ )與柱底彎矩( $M_{pb}^i$ )相同，因此， $M_i = M_{pt}^i = M_{pb}^i$ ，其等效極限剪力強度為：

$$V_{CB}^i = \frac{2M_i}{L_i} \quad (2.5)$$

其中，

$M_i$ ：柱端極限彎矩強度；

$L_i$ ：柱之有效長度。

## (2) 柱(i)剪力破壞時之剪力強度( $V_{cs}^i$ )

當柱無轉換斷面，柱之剪力強度  $V_{cs}^i$  為該柱斷面可承受之極限剪力。

柱(第 i 根)之實際極限剪力強度為彎矩破壞之等效剪力強度與斷面剪力強度之較小者決定，亦即：

$$V_{ci} = \min(V_{cs}^i, V_{cb}^i) \quad (2.6)$$

將樓層所有柱子的極限剪力強度疊加，可得該樓層由柱所貢獻之極限剪力強度( $V_c$ )如下：

$$V_c = \sum_i V_{ci} \quad (2.7)$$

各種不同材料種類的柱(RC 柱、鋼柱、SRC 柱)極限剪力強度詳細計算將於以下各節介紹。

### 2.5.1.1 RC 柱之極限剪力強度

依據混凝土工程設計規範之應用【21】，RC 柱彎矩破壞之等效剪力強度及斷面剪力強度之計算如下：

#### (1) RC 柱(i)彎矩破壞之等效剪力強度( $V_{cBrc}^i$ )

假設柱構材之反曲點發生在桿件中央，根據斷面尺寸、鋼筋面積、材料強度求得彎矩強度如下：

$$M_{urc}^i = (0.85f_{cd}b\beta_1c)(d - \frac{1}{2}\beta_1c) + A_s'f_{yh}(d - d') \quad (2.8)$$

其中，

$$\beta_1 = 0.85 ;$$

$c$  = 斷面中性軸至混凝土最外受壓側之距離(cm);

$f_{cd} = 0.85f'_c$  ,  $f'_c$  = 混凝土降伏強度(kgf/cm<sup>2</sup>) ;

$f_{yh}$  = 主筋之降伏強度(kgf/cm<sup>2</sup>) ;

$A'_s$  = 壓力鋼筋之斷面積(cm<sup>2</sup>) ;

$b$  = 柱之斷面寬度(cm) ;

$d$  = 主筋至柱邊之長度(cm) ;

$d'$  = 壓力鋼筋重心至混凝土壓最外受壓側之距離(cm)。

RC 柱彎矩破壞模式之等效剪力強度計算如下：

$$V_{cBrc}^i = \frac{2\phi M_{urc}^i}{L_i} \quad (2.9)$$

其中，

$\phi$  = 折減係數(採用 0.9) ;

$L_i$  = 柱之長度(cm)。

(2) RC 柱(i)剪力破壞強度時之剪力強度( $V_{cSrc}^i$ )

RC 柱之極限剪力強度計算方式，如下：

$$V_{cSrc}^i = \phi(V_{cc}^i + V_{cs}^i) \quad (2.10)$$

其中， $V_{cc}^i$  為混凝土提供之強度， $V_{cs}^i$  為鋼筋提供之強度，計算如下：

$$V_{cc}^i = 0.53\sqrt{f_{cd}}bd \quad (2.11)$$

$$V_{cs}^i = \frac{A_s f_{yh} d}{s} \quad (2.12)$$

其中，

$\phi$  = 折減係數(採用 0.85) ;

$f_{cd} = 0.8f'_c$ ， $f'_c$  混凝土降伏強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )；

$A_s =$  箍筋間距  $s$  內之鋼筋斷面積 ( $\text{cm}^2$ )；

$f_{yh} =$  剪力筋之降伏強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )；

$s =$  箍筋之間距 ( $\text{cm}$ )。

RC 柱 (第  $i$  根) 之極限剪力強度  $V_{ci}$  為：

$$V_{ci} = \min(V_{cSrc}^i, V_{cBrc}^i) \quad (2.13)$$

### 2.5.1.2 鋼柱之極限剪力強度

依據鋼結構極限設計法【22】，鋼柱彎矩破壞之等效剪力強度及斷面剪力強度計算如下：

(1) 鋼柱 ( $i$ ) 在彎矩破壞時之等效剪力強度 ( $V_{cBs}^i$ )

由柱斷面尺寸、材料強度可求得柱之斷面彎矩強度如下：

$$M_{us} = \phi Z f_y \quad (2.14)$$

其中，

$\phi =$  折減係數 (採用 0.9)；

$f_y =$  鋼骨降伏強度 ( $\text{kgf/cm}^2$ )；

$Z =$  鋼骨斷面塑性模數 ( $\text{cm}^3$ )。

柱彎矩破壞時之等效剪力強度計算如下：

$$V_{cBs}^i = \frac{2\phi M_{usi}}{L_i} \quad (2.15)$$

## (2) 鋼柱 (i) 剪力破壞時之剪力強度 ( $V_{cSs}^i$ )

假設鋼腹板達到剪力降伏前不發生局部挫屈，則鋼柱之剪力強度以鋼腹板發生剪力降伏公式計算如下：

$$V_{cSs}^i = 0.6\phi f_y^i A_{cw}^i \quad (2.16)$$

其中，

$\phi$  = 折減係數 (採用 0.9)；

$A_{cw}^i = t_w^i h^i$  為鋼柱斷面之腹板面積 ( $\text{cm}^2$ )， $t_w^i$  及  $h^i$  分別為腹板厚度 (cm) 及腹板長度 (cm)。

鋼柱 (第  $i$  根) 之極限剪力強度  $V_{ci}$  為：

$$V_{ci} = \min (V_{cSc}^i, V_{cBs}^i) \quad (2.17)$$

### 2.5.1.3 SRC 柱之極限剪力強度

根據鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說【23】，SRC 柱在彎矩破壞時之等效剪力強度及斷面剪力強度之計算，係由 RC 與鋼柱之極限剪力強度疊加，說明如下：

#### (1) SRC 柱 (i) 在彎矩破壞時之等效剪力強度 ( $V_{cBsrc}^i$ )

$$V_{cBsrc}^i = V_{cBrc}^i + V_{cBs}^i \quad (2.18)$$

其中，

$V_{cBrc}^i$ ：SRC 柱 (i) 彎矩破壞時由 RC 所貢獻之等效剪力強度；

$V_{cBs}^i$  : SRC 柱 (i) 彎矩破壞時由鋼骨所貢獻之等效剪力強度。

(2) SRC 柱 (i) 斷面剪力強度 ( $V_{cSsrc}^i$ )

$$V_{cSsrc}^i = V_{cSrc}^i + V_{cSs}^i \quad (2.19)$$

其中，

$V_{cSrc}^i$  : SRC 柱 (i) 剪力破壞時由 RC 所貢獻之等效剪力強度；

$V_{cSc}^i$  : SRC 柱 (i) 剪力破壞時由鋼柱所貢獻之等效剪力強度；

SRC 柱 (第 i 根) 之極限剪力強度  $V_{ci}$  為：

$$V_{ci} = \min(V_{cSsrc}^i, V_{cBsrc}^i) \quad (2.20)$$

## 2.5.2 轉換斷面柱

轉換斷面柱係指一根柱構材由兩種不同材料續接而有斷面性質不連續者，由於在續接處之界面會有應力集中現象，因此計算極限剪力時須予適當修正。

當柱有轉換斷面(圖 2.2)之情況，彎矩破壞模式時等效剪力強度與斷面剪力強度計算如下：

(1) 轉換斷面柱在彎矩破壞時之等效剪力強度 ( $V_{cB}^i$ )

分別計算柱上、下兩端之極限彎矩強度  $M_{pt}^i$  與  $M_{pb}^i$  取其小者，亦即：

$$M_i = \min(M_{pt}^i, M_{pb}^i) \quad (2.21)$$

對應之等效剪力強度計算如下：

$$V_{cB}^i = \frac{2M_i}{h_1 + h_2} \quad (2.22)$$

其中， $h_1$  與  $h_2$  分別為兩段不同材料及尺寸柱長度。

## (2) 轉換斷面柱之斷面剪力強度 ( $V_{cS}^i$ )

由柱上、下兩端分別為不同材料、尺寸之柱構件，提供不同之剪力極限彎矩，因此，此柱構件所能承受的最大剪力強度，取兩端極限剪力的最小值，表示如下：

$$V_{cS}^i = \min(V_{pt}^i, V_{pb}^i) \quad (2.23)$$

其中，

$V_{pt}^i$  = 柱上段之剪力強度；

$V_{pb}^i$  = 柱下段之剪力強度。

該轉換斷面柱之極限剪力強度為式(2.22)及(2.23)中之較小者，亦即：

$$V_{ci} = \min(V_{cB}^i, V_{cS}^i) \quad (2.24)$$

### 2.5.3 牆之極限剪力強度

牆之剪力強度計算方式係參考震後受損鋼筋混凝土建築物緊急修復及補強技術手冊【24】與鍾立來之中小學典型耐震能力之初步評估相關文獻【25】。磚牆與 RC 牆之極限剪力計算方式說明以下。

### 2.5.3.1 磚牆之極限剪力強度 ( $V_{wb}^{j_1}$ )

磚牆之極限剪力強度由磚牆之平均剪應力與其斷面積決定，計算公式如下：

$$V_{wb}^{j_1} = \tau_{wb}^{j_1} A_w^{j_1} \quad (2.25)$$

其中，

$\tau_{wb}^{j_1}$  = 磚牆 ( $j_1$ ) 之平均極限剪應力；

$A_w^{j_1}$  = 磚牆 ( $j_1$ ) 之斷面積。

磚牆之平均極限剪應力  $\tau_{wb}^{j_1}$  因邊界條件之不同又分為：

1. 兩側有柱時(圖 2.3)，其平均極限剪應力為  $3 \text{ kgf/cm}^2$ 。
2. 單側有柱時(圖 2.4)，其平均極限剪應力為  $1.5 \text{ kgf/cm}^2$ 。

### 2.5.3.2 RC 牆之極限剪力強度 ( $V_{wrc}^{j_2}$ )

RC 牆之極限剪力強度為 RC 牆之平均極限剪應力與其斷面積之乘積，亦即：

$$V_{wrc}^{j_2} = \tau_{wrc}^{j_2} A_w^{j_2} \quad (2.26)$$

其中，

$\tau_{wrc}^{j_2}$  = RC 牆 ( $j_2$ ) 之平均極限剪應力；

$A_w^{j_2}$  = RC 牆 ( $j_2$ ) 之斷面積。

RC 牆之極限平均剪應力  $V_{wrc}^{j_2}$ ，因邊界條件之不同可分為：

1. 兩側有柱時之 RC 牆(圖 2.5)，其平均極限剪應力為  $24 \text{ kgf/cm}^2$ 。

2. 單側有柱時之 RC 牆(圖 2.6)，其平均極限剪應力為 16 kgf/cm<sup>2</sup>。
3. 兩側均無柱時之 RC 牆(圖 2.7)，其平均極限剪應力為 8kgf/cm<sup>2</sup>。

該樓層所有由牆提供之極限剪力強度為：

$$V_w = \sum_j V_{wj} = \sum_{j_1} V_{wb} + \sum_{j_2} V_{wrc} \quad (2.27)$$

#### 2.5.4 斜撐之極限剪力強度

斜撐在地震中能承受可觀之樓層剪力，尤以非二元系統之結構系統為甚。地震往復作用下，斜撐承受之軸力拉、壓兼俱，因此，斜撐之破壞模式可能為挫屈破壞(壓力破壞)或為降伏破壞(拉力破壞)。由斜撐所承受最大拉力或壓力之較小者，轉換成水平分力，即為斜撐之等效極限剪力強度(圖 2.8)。

根據鋼結構極限設計法【22】，斜撐之等效剪力強計算如下：

##### (1) 挫屈破壞時之等效剪力強度( $V_{bB}^k$ )

斜撐構材挫屈破壞之剪力強度可表示為：

$$V_{bB}^k = \phi \frac{\pi^2 (EI)_k}{h_k^2} \cos \theta_k \quad (2.28)$$

其中，

$\phi$  = 折減係數(採用 0.9)；

$h_k$  = 斜撐長度(cm)；

$(EI)_k =$  斜撐之剛度；

$\theta_k =$  角度，斜撐與梁之夾角。

(2) 降伏破壞時之等效剪力強度 ( $V_{bY}^k$ )

斜撐構材降伏破壞之剪力強度可表示為：

$$V_{bY}^k = \phi f_{yk} A_{gk} \cos \theta_k \quad (2.29)$$

其中，

$\phi =$  折減係數(採用 0.9)；

$f_{yk} =$  降伏強度 ( $\text{kgf}/\text{cm}^2$ )；

$A_{gk} =$  全斷面積 ( $\text{cm}^2$ )。

斜撐(第  $k$  根)提供之極限剪力強度為挫屈破壞與降伏破壞模式中之較小者，亦即：

$$V_{bk} = \min(V_{bB}^k, V_{bY}^k) \quad (2.30)$$

該樓層所有斜撐提供之等效極限剪力強度為

$$V_b = \sum_k V_{bk} \quad (2.31)$$

## 2.6 結構耐震需求(D)

結構耐震需求以耐震設計規範之最小設計水平總橫力(即基底剪力)為準。且耐震規範之規定，若有結構相鄰樓層之勁度差異過大(軟弱層)之情況，其軟弱層須能抵抗該最小設計總橫力(基底剪力)。最小設計水平總橫力( $V$ )計算如下：

$$V = \frac{S_{aD} I}{1.4 \alpha_y F_u^*} W \quad (2.32)$$

其中，

$S_{aD}$ ：工址設計水平加速度反應譜係數；

$I$ ：用途係數；

$\alpha_y$ ：起始降伏地震力放大係數；

$W$ ：建築物所承載之重量；

$F_u^*$ ：結構系統之修正地震力折減係數。由於考量科技廠房無法滿足強柱弱梁之結構行為，結構破壞機制不會是 beam-sidesway，因此實際之結構韌性會比規範建議值 ( $F_u$ ) 來得小。本文建議採用  $F_u^* = 0.6F_u$ ，但  $F_u^* \geq 1$ 。

式(2.34)之  $\frac{S_{aD}}{F_u^*}$  應依式(2.33)修正，其修正值  $\left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m$  如下式：

$$\left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_u^*} & ; \frac{S_{aD}}{F_u^*} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u^*} + 0.144 & ; 0.3 \leq \frac{S_{aD}}{F_u^*} \leq 0.8 \\ 0.7 \frac{S_{aD}}{F_u^*} & ; \frac{S_{aD}}{F_u^*} \geq 0.8 \end{cases} \quad (2.33)$$

式(2.35)代回式(2.34)，最小設計水平總橫力修正為：

$$V = \frac{I}{1.4 \alpha_y} \left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m W \quad (2.34)$$

因此，科技廠房最下層之軟弱層耐震需求(D)定義即為最小設計水平總橫力，亦即：

$$D=V \quad (2.35)$$

若以各樓層之需求來看，可將 V 依規範作豎向分配後，由上而下逐層累加對應地震側力分析得之層剪力( $V_j$ )視為其對應樓層之設計需求( $D_j$ )。

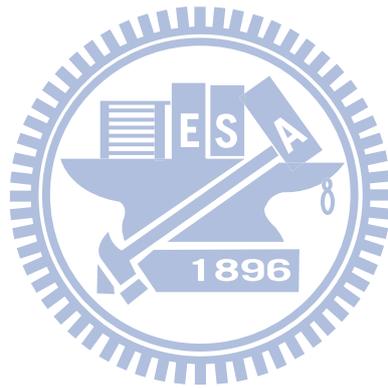
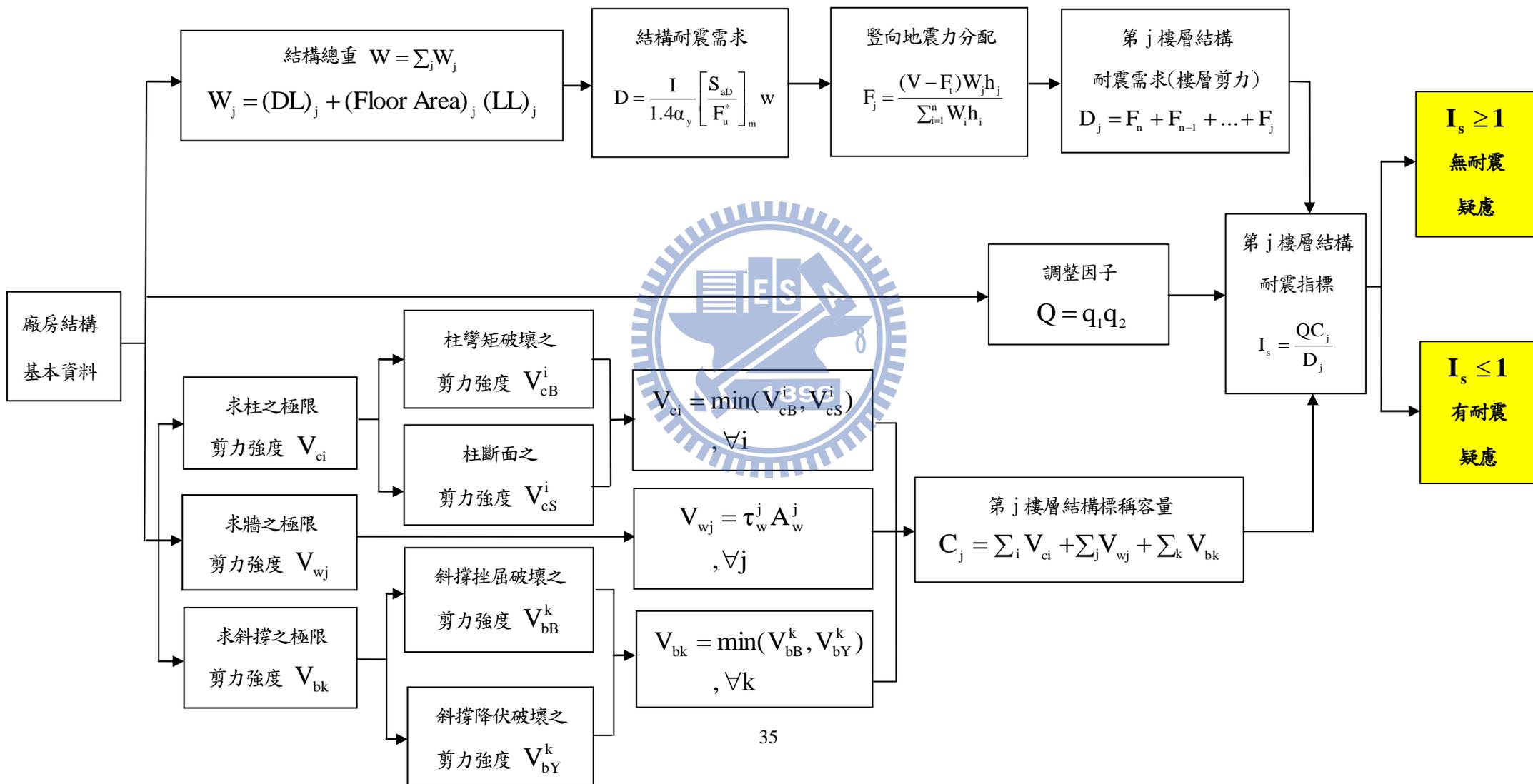


表 2.1 科技廠房耐震能力初步評估之流程圖



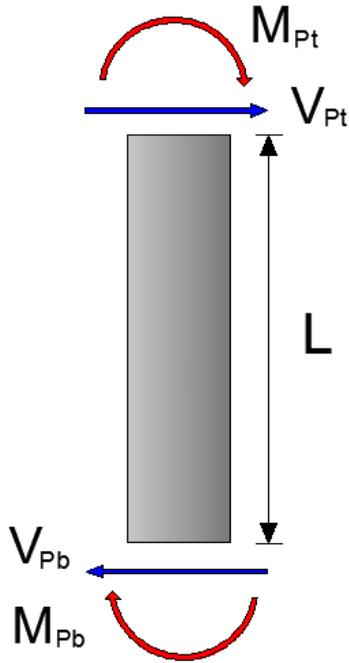


圖 2.1 無轉換斷面之柱構件

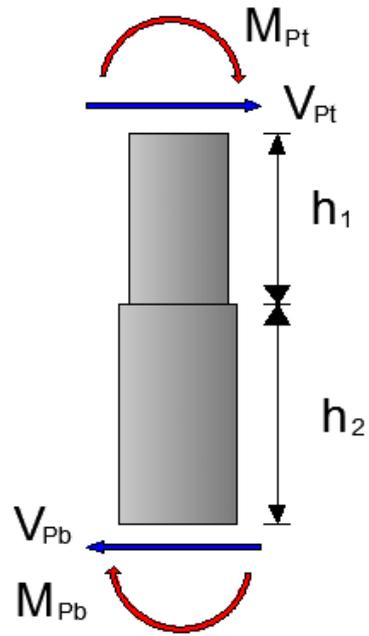


圖 2.2 轉換斷面之柱構件

	定義	略圖
兩側有柱之磚牆	牆之四邊，上下邊之 RC 梁及左右之 RC 柱所拘束，且無開口之牆	

圖 2.3 兩側有柱之磚牆【24】

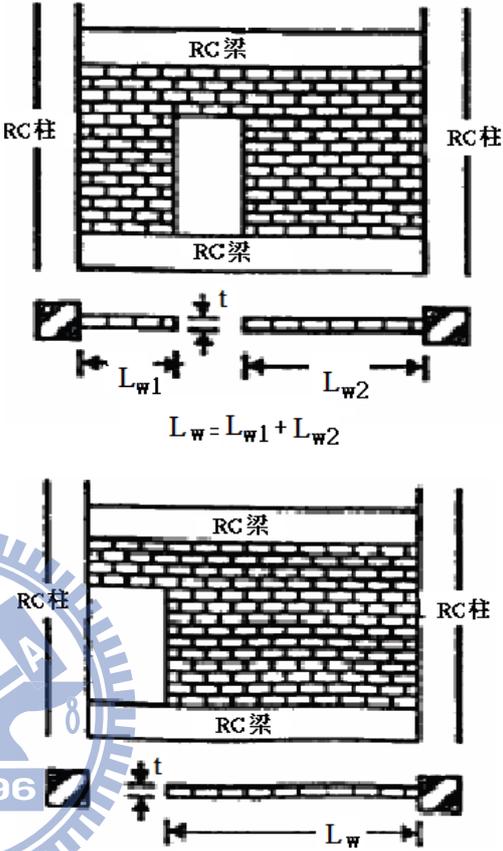
	定義	略圖
<p>單側有柱之磚牆</p>	<p>牆之上下兩邊被 RC 梁及左右任一邊被 RC 柱所拘束，有開口之牆</p>	 <p>The diagram illustrates two configurations of a brick wall. In the top configuration, the wall is fixed on both the left and right sides by RC columns. The top and bottom are RC beams. The wall has a central opening. Dimensions shown include wall thickness 't', length from the left column to the opening 'L<sub>w1</sub>', and length from the opening to the right column 'L<sub>w2</sub>'. The total length is given as <math>L_w = L_{w1} + L_{w2}</math>. In the bottom configuration, the wall is fixed on the right side by an RC column, while the left side is free. The top and bottom are RC beams. The wall has a central opening. Dimensions shown include wall thickness 't' and the total length 'L<sub>w</sub>'.</p>

圖 2.4 單側有柱之磚牆【24】

	定義	略圖
兩側有柱之 RC 牆	牆之上下、左右邊定著 RC 梁及 RC 柱，且無開口之牆	

圖 2.5 兩側有柱之 RC 牆【24】

	定義	略圖
單側有柱之 RC 牆	牆之上下兩邊定著於梁，左右任一邊(或中央)定著於柱之牆	

圖 2.6 單側有柱之 RC 牆【24】

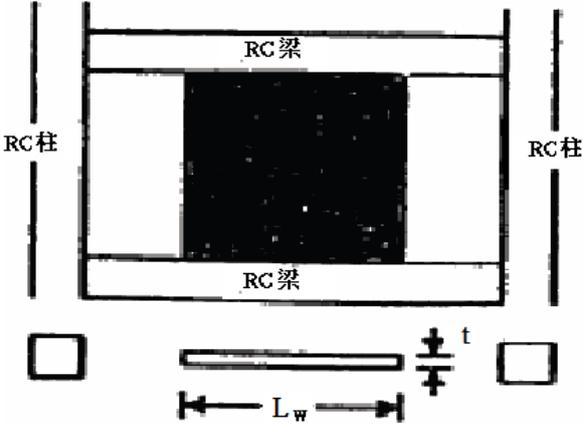
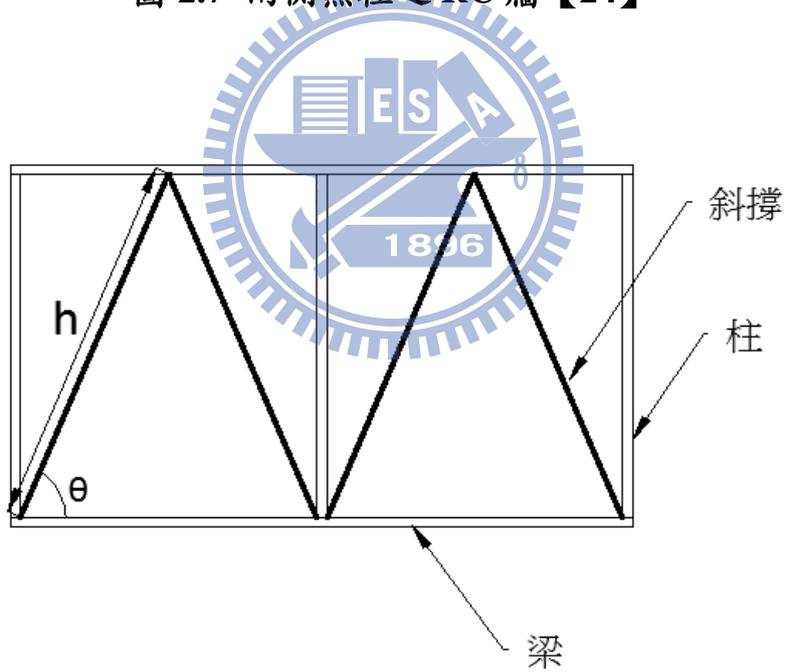
	定義	略圖
兩側無柱之 RC 牆	牆之上下定著於梁、左右兩邊均無定著於柱	

圖 2.7 兩側無柱之 RC 牆【24】



$h$ ：斜撐構件長度

$\theta$ ：斜撐構件與梁構件之夾角

圖 2.8 斜撐示意圖

## 第三章疊層式科技廠房之耐震性能評估分析

### 3.1 前言

本文之目的在探討既存疊層式科技廠房的結構行為與耐震弱點，並研究可行之耐震補強方法，以確保廠房之耐震安全性，降低震害損失。本章將以一座位於台南科學園區之真實疊層式面板廠為對象進行耐震能力評估。該廠房為典型之三疊層式(triple fab)廠房，在 2010 年 3 月 4 日甲仙地震(規模 6.4)中損失慘重。當時南科的震度為五級 (PGA=100~120gal)，儘管該次地震廠房結構未見明顯受損，但因設備損傷、移位或跳機導致生產中斷之營運損失仍十分可觀，未來若遇設計強度或甚至更大之地震時其後果堪虞，頗值得吾人深入探討。

本研究將根據該特定廠房之完整結構設計資料，以第二章所提之科技廠房耐震能力初步評估方法檢驗其耐震能力是否足夠，並配合靜力分析及動態歷時分析等不同層面，進一步探討疊層式科技廠房之耐震行為，作為提出結構補強方案之依據。靜力分析的部份，將依據廠房之設計地震力，經豎向分配後加載於結構進行地震擬靜力分析(quasi-static analysis)，由各樓層柱剪力與彎矩的分佈情況，以及各樓層之層間變位量，了解廠房在地震力作用下之結構行為與特性。特徵分析的目的在于了解結構的自然週期與主要振動變形模態，檢核結構振動模態是否異於一般建築結構，以及是否有顯著之扭轉情況。此外，特徵分析結果亦作為廠房補強後之結構動力特性比較，以及變化程度之判斷基準。動力分析的部份，採用工址附近測站在 921 地震時測得之地表加速度作為歷時分析的輸入擾動，

將地表加速度峰值調整至該廠房工址設計地表加速度峰值進行分析，並與靜力分析之結果進行比較。此外，本文亦將檢討耐震設計規範 (IBC2000、TBC94 及 UBC97)有關設備耐震設計公式中之樓層反應放大係數之合理性。

由於靜力分析結果顯示，巨型桁架層的剪力與彎矩分佈和相鄰樓層正好反向，意即桁架層的行為不應視為一般樓層，它其實只是由巨型桁架所構成之深梁而已。目前結構設計時係將巨型桁架層視為一個樓層去分配地震力，與實際之結構行為並不相符，有可能導致耐震設計上的盲點。因此，分析及設計科技廠房時，在地震力豎向分配以及極限層剪力之檢核時都應做適當之修正，使耐震設計更為合理。

### 3.2 廠房結構概述

本面板廠為三疊層式廠房，主要結構平面之長寬為 194m×192m，以水平向為 X 向，垂直向為 Y 向，如圖 3.1 所示(深色為屋頂突出結構物)。廠房主要體共八層，每一樓層各有樓層代碼，從一樓至屋頂樓層代碼分別為 Base、L17、L20、L23、L27、L30、L40、L47 及 R1，總樓層高度為 36.6m。廠房屋頂上方共有 2 處突出結構物以 RS1、RS2 區分，屋突面積佔整體平面約 15%，如圖 3.2 所示(深色部分為屋頂突出結構)。屋突層結構物的高程不一，如圖 3.3 所示，又以 R1-1、R1-2、R1-3 及 R2 區分 4 個樓層。

整體廠房平面 X 向共有 21 條柱線，以英文字母 A-U 表示；Y 向之主要柱線共有 24 條，惟在無塵室下方桁架層柱距緊密，額外多增 14 條柱線，以阿拉伯數字表示。

每一樓層之柱量及柱位未必相同，廠房主要柱線配置如圖 3.4 所示；無塵室下方桁架層之柱線配置如圖 3.5 所示。

整座廠房結構 X 向劃分為 1 至 5 區，Y 向劃分 A 至 D 區，各區又細分成 A1 至 A5 區、B1 至 B5 區、C1 至 C5 區、D1 至 D5 區，共有 20 個區塊，如圖 3.6 所示。每一分區塊各有梁、柱細部圖，茲以 A1 區為例說明。A1 區的 X 方向範圍包含柱線 1~4；Y 方向範圍包含柱線 Q~U，A1 區柱編號如圖 3.7~3.11 所示，該區各樓層之梁編號如圖 3.12~3.19 所示。本研究依據各區塊梁、柱細部結構圖，依實際構材之斷面尺寸、材料強度所建構完成，廠房 ETABS 之模型如圖 3.20 所示。

該廠房結構主要為鋼結構與 SRC 結構，底部的三樓層結構(Base~L20)以 SRC 構材為主，其餘樓層(L23~L47)均為鋼結構。鋼筋及混凝土材料強度如下所示：

混凝土強度為  $210\text{kgf/cm}^2$ ；

A36 型鋼降伏強度為  $2400\text{kgf/cm}^2$ ；

A572 GR50 型鋼降伏強度為  $3500\text{kgf/cm}^2$ 。

本廠房為八樓層之建築物，第二層(L17)及第六層(L30)為一般辦公層或物料、能源供應室；第三層(L20)、第五層(L27)、第八層(L47)為通風系統回風層；底層(Base)、第四層(L23)及第七層(L40)為無塵室工作層。ETABS 建模考量，以屋頂層設為第九層(R1)，屋頂突出結構物分別為第十層(R1-1)、第十一層(R1-2)、第十二層(R1-3)、第十三層(R2)，廠房樓層工作用途如表 3.1 所示。各無塵室樓層的柱量比相鄰樓層約少 70%~80%，非無塵室的樓層均為桁架層，包括第二層(L17)、第五層(L27)及

第八層(L40)，取出廠房 X 向第 C 柱線段及 Y 向第 6 柱線段結構立面圖說明，如圖 3.21 及圖 3.22 所示。樓層高度及柱量等資料如表 3.2 所示。

第四層(L23)及第七層(L40)為無塵室樓板，梁位配置交錯密集，其中第七層(L40)的樓板為格子梁，其餘均為 RC 樓板，各樓板厚度均為 20cm。廠房各樓層平面圖如圖 3.23~圖 3.30 所示。

利用 ETABS 進行結構之特徵分析，得到廠房結構前三模態之振動週期分別為 1.39sec、1.04sec 及 1.03sec，觀察其前三振態之振形(圖 3.31~圖 3.33)與模態質量參與比例(表 3.3)可知，第一振態主要為 Z 向扭轉振態(torsional mode)，第二振態與第三振態主要分別為 X 向及 Y 向之平移振態(translational mode)。

### 3.3 廠房結構之耐震能力初步評估

結構之標稱耐震容量(C)計算是依據結構構材(柱、牆及斜撐)的實際斷面尺寸所求得。結構之耐震需求(D)，依軟弱層所須承受之結構總橫力(基底剪力)，以該廠房工址設計最小水平總橫力。最後，再根據廠房結構現況(立面、平面之不規則)給予適當的修正因子調整之，即可求得耐震指標( $I_s$ )。

#### 3.3.1 結構之標稱耐震容量(C)

由 2.5 節所提供各構材(柱、牆及斜撐)之極限剪力強度計算方式，將個別構材之極限剪力加總即為結構的標稱容量。計算構材極限剪力方面，因原始廠房結構未有牆面

資料，故本研究構材的極限剪力計算只針對柱及斜撐，耐震容量計算結果歸納於表 3.4 及表 3.5。

### 3.3.2 結構之耐震需求(D)

本廠房位於台南科學園區，由 2.6 節可得該廠房最小設計水平總橫力既基底剪力，並於 3.4.1 詳述最小設計水平總橫力計算過程。其中，結構承載之總重量  $W=382,567(\text{tf})$ ，考量結構容量  $R=3.2$ 、起始降伏地震力放大係數  $\alpha_y=1$  及用途係數  $I=1.25$ 。基於上述條件，本廠房結構耐震需求即最小設計水平總橫力分別為：

$$D=96,152 (\text{tf})$$

### 3.3.3 耐震指標之分析結果( $I_s$ )

廠房樓層耐震能力調整因子之計算方式(Q)可參考 2.4 節。針對軟弱層顯著樓層(無塵室)之調整因子( $q_1$ )，經結構耐震容量(極限層剪力)計算結果與 ETABS 分析所得的各樓層剪力(表 3.6)，可求得各樓層結構的極限層剪力與樓層剪力之比值，進而得到軟弱層(無塵室)結構之調整因子( $q_1$ )，計算結果如歸納於表 3.7。考量桁架層之行為與一般樓層結構並不相同(深梁組成之剛性樓板)，故只針對一般樓層檢核其極限層剪力。另一方面，本廠房樓層平面並不具有凹角性，故在平面不規則之調整因子( $q_2$ )均考慮為 1。

依耐震指標評估程序，先求出廠房結構各樓層之耐震指標，以各樓層耐震指標之最小值視為廠房之整體耐震指標。評估結果如表 3.8 所示，本廠房 X、Y 向結構耐震指標分析結果分別為 0.85 及 0.93，且係由 L23 層無層室之

柱剪力所控制如圖 3.34 及圖 3.35 所示，顯示廠房結構有耐震能力不足之虞

### 3.4 廠房結構之地震側力分析

依據耐震設計規範計算結構之最小設計水平地震力，並作豎向分配以評估各樓層之層間變位量。進一步探討三疊層式廠房之結構行為。分析結果顯示有桁架層的彎矩、剪力分佈與其他樓層呈現反向之變化趨勢，有異於一般之結構行為。針對此現象，本文將提出修正地震力分配之方式，並將其分析結果與原規範地震力分配方式比較，以探討其合理性。

#### 3.4.1 設計地震力

構造物之主軸方向所受之最小設計水平總橫力(V)可計算如下：

$$V = \frac{I S_{aD}}{1.4 \alpha_y F_u^*} W \quad (3.1)$$

其中，

$S_{aD}$ ：工址設計水平加速度反應譜係數；

$I$ ：用途係數；

$\alpha_y$ ：起始降伏地震力放大係數；

$W$ ：建築物所承載之重量；

$F_u^*$ ：結構系統之修正地震力折減係數。由於結構之破壞機制無法符合 beam-sideway 的模式，結構整體韌性將不如預期，因此本文考慮之  $F_u$  必須作折減，建議  $F_u^* = 0.6F_u$ ，但  $F_u^* \geq 1.0$ 。

根據規範所列震區短週期與一秒週期之設計水平譜加速度係數，南科所在地(新市區)之  $S_s^D = 0.8$  及  $S_1^D = 0.4$ 。並由經濟部中央地質調查所地質資料庫可知南科地盤屬第二類盤，及規範所列短週期結構之工址放大係數  $F_a = 1.0$ (表 3.9)；長週期結構之工址放大係數  $F_v = 1.3$ (表 3.10)。此外，利用全國強震測站場址工程地質資料庫，查出該工址距新化斷層為 6.119 公里，如圖 3.36 所示，進而決定近新化斷層之設計地震力調整因子  $N_A = 1$  及  $N_V = 1$ ，如表 3.11。因此，近斷層區域工址短週期與一秒週期設計水平譜加速度係數  $S_{DS}$  與  $S_{D1}$  之計算如下：

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a S_s^D N_A = 1 \times 0.8 \times 1 = 0.8 \\ S_{D1} &= F_v S_1^D N_V = 1.3 \times 0.4 \times 1 = 0.52 \end{aligned} \quad (3.2)$$

一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$ ，如表 3.12 所示，其中，短、中及長週期之分界  $T_0^D$  計算如下：

$$T_0^D = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.52}{0.8} = 0.65 \quad (3.3)$$

廠房 ETABS 特徵分析結果顯示其基本振動週期  $T = 1.39(\text{sec})$ 。若依據規範鋼筋混凝土、SRC 及鋼構造建築物之基本振動週期  $T$  經驗公式計算，得即週期：

$$T = 0.07h_n^{3/4} = 0.07 \times 36.6^{3/4} = 1.04 (\text{sec}) \quad (3.4)$$

其中， $h_n$  為廠房基面至屋頂面高度，單位為公尺。

由於 ETABS 分析所得之振動週期 ( $T=1.39 \text{ sec}$ ) 大於經驗公式 ( $T=1.04 \text{ sec}$ ) 之  $C_U$  倍 (1.2 倍) (表 3.13)。因此，本文廠房在結構振動週期  $T$  考量為經驗公式值乘上 1.2 倍，即  $T=1.248 \text{ (sec)}$ 。

依據表 3.12，可得該廠房振動週期為中週期，亦即：

$$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D \quad (3.5)$$

因此，進一步得到工址設計水平譜加速度  $S_{aD}$ ，計算如下：

$$S_{aD} = S_{D1} / T = 0.52 / 1.248 = 0.4167 \quad (3.6)$$

本廠房以鋼構造為主，且屬部分韌性抗彎矩構架，故考慮結構系統韌性容量  $R=3.2$ ，進而可得結構系統容許韌性容量  $R_a$  如下：

$$R_a = 1 + \frac{(R-1)}{1.5} = 1 + \frac{(3.2-1)}{1.5} = 2.467 \quad (3.7)$$

結構系統地震力折減係數 ( $F_u$ ) 與結構系統容許韌性容量 ( $R_a$ ) 及基本振動週期 ( $T$ ) 的關係式如下：

$$F_u = \begin{cases} R_a & ; T \geq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (R_a - \sqrt{2R_a - 1}) \times \frac{T - 0.6T_0^D}{0.4T_0^D} & ; 0.6T_0^D \leq T \leq T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} & ; 0.2T_0^D \leq T \leq 0.6T_0^D \\ \sqrt{2R_a - 1} + (\sqrt{2R_a - 1} - 1) \times \frac{T - 0.2T_0^D}{0.2T_0^D} & ; T \leq 0.2T_0^D \end{cases} \quad (3.8)$$

依式 (3.8) 計算結果，得結構系統地震力折減係數 ( $F_u$ ) 如下：

$$F_u = R_a = 2.467 \quad (3.9)$$

考量實際廠房結構不具有理想化之韌性，因此修正規範地震力折減係數( $F_u^*$ )如下：

$$F_u^* = 0.6F_u = 1.48 \quad (3.10)$$

依據耐震規範之最小設計總橫力的說明，式(3.1)之

應  $\frac{S_{aD}}{F_u^*}$  修正為  $\left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m$ ，其定義如下：

$$\left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m = \begin{cases} \frac{S_{aD}}{F_u^*} & ; \frac{S_{aD}}{F_u^*} \leq 0.3 \\ 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u^*} + 0.144 & ; 0.3 \leq \frac{S_{aD}}{F_u^*} \leq 0.8 \\ 0.7 \frac{S_{aD}}{F_u^*} & ; \frac{S_{aD}}{F_u^*} \geq 0.8 \end{cases} \quad (3.11)$$

依式(3.11)之計算，可得其修正值  $\left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m$  如下：

$$\left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m = \frac{S_{aD}}{F_u^*} = 0.28 \quad (3.12)$$

依據規範構造或鋼骨鋼筋混凝土構造之起始降伏地震力放大倍數  $\alpha_y = 1.0$ ，而安全係數方面 I 取 1.25，則廠房最小設計水平總橫力分別為：

$$V = \frac{I}{1.25} \left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m W = 0.25 \quad (3.13)$$

### 3.4.2 豎向地震力分配

依據耐震規範之地震力豎向分配方式，以最小設計總橫力(V)為結構設計的基底剪力，利用廠房各樓層的高程與重量之乘積，將基底剪力依比例分配於各樓層之樓板處，地震力分配示意圖如圖 3.37 所示。且建築物耐震規範地震力豎向分配方式說明，最小總橫力(V)應須先扣除屋頂層外的集中橫力( $F_t$ )，將剩餘之橫力再依下列公式(3.14)分配於構造物之屋頂層及其餘各層。

$$F_j = \frac{(V - F_t)W_j h_j}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (3.14)$$

其中，

$F_j$ ：作用於第  $i$  層的橫力；

$F_t$ ：頂層外集中橫力， $F_t = 0.07TV$ ；

$W_j$ ：第  $j$  層重量；

$h_j(h_i)$ ：第  $j(i)$  層距基面高度。

依規範將設計地震力豎向分配後，其地震力單獨分別作用於結構兩主軸(X、Y)方向，故 ETABS 地震力(X、Y 向)設定，如圖 3.38 及圖 3.39 所示。豎向地震力計算結果，如表 3.14 所示。其中，第  $j$  層樓層重量  $W_j$  考慮如下式：

$$W_j = (DL)_j + (\text{FloorArea})_j (LL)_j \quad (3.15)$$

其中，

$(\text{Floor Area})_j$ ：第  $j$  樓層之樓板面積 ( $\text{m}^2$ )；

$(\text{DL})_j$ ：第  $j$  樓層結構構材自重，包含柱、梁及樓板，各樓層構材自重 ( $\text{tf}$ )，如表 3.15 所示；

$(\text{LL})_j$ ：第  $j$  樓層之用途設計活載重 ( $\text{tf}/\text{m}^2$ )，如表 3.15 所示。

### 3.4.3 廠房結構變位之檢核

茲根據廠房所受的兩主軸方向 (X、Y) 地震力作用之分析結果，檢討該廠房平面扭轉效應及結構之變為。以樓層角隅處之柱節點位移及樓層質心位移，說明各樓層平面旋轉變形之情況，角隅柱為 X 向 A、U 柱線段及 Y 向 1、21 柱線段之柱節點 (1, U)、(21, U)、(1, A)、(21, A)，角隅柱位置如圖 3.40 所示。再者，因廠房各柱線段之立面結構形式並不相同 (有、無斜撐構架之分)，故分別在廠房 X、Y 結構立面各取出兩種不同構架之立面，以彎矩、剪力及變形圖探討廠房結構之力學行為。

#### ● 扭轉效應之檢討

當廠房受到 X 向地震力時，廠房各樓層之扭轉變位一致，均呈現順時針方向變形，結構立面之變形頗為連續，各樓層扭轉變位如圖 3.41~3.48 所示；由表 3.16 各樓層角隅柱節點及樓層質心處位移量之比較亦可看出扭轉效應。當廠房受 Y 向地震力時，廠房各樓層旋轉變形則不一致，L17 及 L20 層平面扭轉變位為順時針方向，其餘樓層則為逆時針方向，結構立面變位並不一致，顯示廠房

Y 向地震作用下對於結構較高頻之扭轉振態有所激發。但由表 3.17 角隅柱節點及樓層質心處位移量之結果顯示，L17 及 L20 兩層的位移量極小，因此對整體結構行為之影響應該較小；Y 方向各樓層扭轉變位如圖 3.49~3.56 所示。各樓層平面旋轉角如表 3.18 所示，旋轉角隨樓層增高而增加，惟廠房受到 Y 向地震力作用之結果，顯示 L20 比 L17 的旋轉角度要小，因為是較高頻率的扭轉振態所致；此外，因 L17、L27 及 L47 樓層為桁架層，有加勁之作用，因此桁架層上方的樓層旋轉角增加幅度較小。整體而言，廠房受到 X 向地震力作用下樓層平面扭轉效應較大，在 Y 向地震力下結構之扭轉較輕微。

#### ● 結構立面側向變位之檢討

由於廠房各柱線構架之立面結構配置並不完全相同(斜撐有、無之分)，故 X 方向取 A、C 柱線剖面，Y 方向取 1、6 柱線剖面說明之。其中，A 及 4 柱線構架無斜撐，C 及 6 柱線構架有斜撐，各剖面構架之變位圖如圖 3.57 所示、彎矩圖如圖 3.58 所示及剪力圖如圖 3.59 所示。結果顯示，廠房結構之桁架層的彎矩及剪力分佈與其他相鄰樓層呈反向變化趨勢，此由 A、C 柱線結構剖面之中間柱(第 12 柱)各樓層柱彎矩分佈(圖 3.60 及圖 3.61)，其中 L47、L40、L27、L23 及 L17 柱彎矩圖為一般樓層之柱彎矩分佈，R1、L30 及 L20 為桁架層之柱彎矩。A、C 柱線在 L40 處未配置梁，導致 L47 及 L40 之柱彎矩並未出現反曲點。整體而言，非桁架層之柱彎矩斜率均為一致，表示剪力均為同向，桁架層之柱彎矩斜率則與其它樓層相反，意謂桁架層構件之彎矩重新分配，導致剪力、彎矩反向之行為，且無論有、無斜撐，各剖面構架桁架層的柱彎矩斜率皆有相同之現象。

#### 3.4.4 桁架層力學行為之學理探討

根據前一節的分析結果，桁架層垂直桿件的彎矩分佈及剪力分佈方向都正好與其相鄰樓層相反，此一應力分佈變化模式，將導致不同的地震力豎向分配方式，或許會影響到分析結果及結構設計，頗值得探究。

科技廠房結構的巨型桁架層因為深度在2~3m，使用上常將它視為一個樓層處理，結構分析設計上亦然。事實上，桁架層的力學行為，主要是由上弦及下弦桿件以一壓一拉的對偶軸力抵抗彎矩，另以斜撐承擔剪力，而構成深梁的力學行為，此與桁架橋梁的基本力學行為無異。差別只在科技廠房的桁架層有相鄰樓層，而桁架橋梁只有幾個支撐點與橋墩或橋台連結。這樣的設計，因構件皆以軸力的形式傳力，因此材料使用效能最佳。若能將科技廠房的桁架層視為一極深梁，則桁架層之彎矩與剪力方向改變的現象，其實並無異於梁柱接頭之力學行為，是完全合理的。由圖3.62之梁柱接頭與相鄰樓層柱上的彎矩分佈來看，梁柱接頭區銜接之上、下柱端彎矩方向為一負一正，由於彎矩分佈曲線有連續性，因此梁柱接頭區之彎矩分佈必然是由負而正。而由材料力學原理可知剪力與彎矩之關係為：

$$V = \frac{dM}{dx} \quad (3.16)$$

換言之，剪力的方向與彎矩曲線的斜率正負號有一定的關係。根據圖3.62之彎矩分佈圖，可推知梁柱接頭與相鄰樓層柱上的剪力分佈圖應如圖3.63所示。此即前節地震

力側推分析結果所見，桁架層之彎矩分佈曲線斜率及剪力方向與相鄰樓層正好相反的根本原因。

### 3.4.5 地震力豎向分配之修正與比較

結構耐震設計一般係根據規範求得最小設計水平總橫力，再依地震力豎向分配公式，將分配之地震力作用各對應樓層的樓板質心處，如圖 3.64 所示。但科技廠房的結構設計，若將桁架層視為樓層去分配地震力，並不符合廠房實際之結構行為。本文建議把桁架層視為廣義之深梁，將各桁架層視為其上方相鄰樓層之樓板，而將地震力分配在桁架層之中點處，如圖 3.65 所示，計算所得之橫力再依上、下相鄰樓層之重量比例進行分配。依此建議方式重新計算地震力豎向分配之結果歸納於表 3.19。

表 3.20 為修正之地震力豎向分配樓層橫力與原規範方式之比較，茲說明如下：

1. 修正分配方式之桁架層所承受之地震橫力均低於原設計值—L47 層減少 5.75%；L27 層減少 9.36%；L17 層則減少 17.85%。
2. 修正分配方式之桁架層下方樓層(無塵室 Fab 層)所承受地震橫力均高於原設計值—L40 層增加 5.49%；L23 層增加 10.41%；Base 層則增加 26.31%。
3. 修正分配方式在其餘樓層所承受地震橫力均低於原設計值—L30 層與 L20 層均減少 0.45%。

表 3.21 為修正地震力豎向分配方式之層剪力與原規範之比較，茲說明如下：

1. 修正分配方式之桁架層層剪力均低於原設計值—L47 層減少 3.52%；L27 層減少 0.89%；L17 層則減少 0.59%。
2. 修正分配方式之桁架層下方樓層(無塵室, Fab 層)的層剪力均高於原設計值—L40 層增加 0.68%；L23 層增加 0.47%；廠房一樓(Base)之樓層剪力即為基底剪力，兩者並無差異。
3. 修正分配方式之其餘樓層之層剪力均高於原設計值—L30 層增加 0.28%，L20 層增加 0.39%。

上述分析結果顯示，雖然建議之地震力豎向分配方式係考量實際結構力學行為所作之合理方式，但層剪力逐層累計結果與原設計值之差異有限，故後續廠房分析仍以規範規定之地震力分配方式為之。

#### 3.4.6 層間位移角之評估

依據耐震規範規定樓層之層間位移角應有所限制不得超過 0.005，檢核各樓層之層間位移角設計地震力計算如下：

$$V = \frac{IF_u^*}{4.2} \left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m W \quad (3.17)$$

由 3.4.1 節最小設計水平總橫力之各參數，可得檢核間位移角之設計地震力，則為：

$$V = 0.124W \quad (3.18)$$

由式 3.17 可知該廠房檢核層間位移角之設計地震力，並進行地震力豎向分配所得之各樓層設計橫力如表 3.22 所示，最後由 ETABS 分析可得各樓層之層間位移角如表 3.23 所示。結果顯示，該廠房除了 L47 層及 L27 層(桁架層)外，其餘樓層之層間位移角值均大於 0.005，已超過符合規範之要求，顯示該廠房結構側向勁度不足。當地震作用下將導致樓層位移過大，甚至影響廠房設備運作之正常。

### 3.5 廠房動態歷時分析

本案例所採用之震波為 921 地震時，在近南科的永康市氣象觀測站(CHY078)、竹科實驗中學觀測站(TCU017)及近中科的大雅國小測站(TCU060)所觀測的地震紀錄。每一地震將分別由結構的 X 向與 Y 向輸入，地震紀錄之加速度歷時如圖 3.66~3.68 所示，地震之取樣時間為 0.005 秒，廠房結構各振態阻尼比考慮為 2%。地表加速度以廠房工址設計加速度( $0.4S_{Ds}I_g$ )為 0.4g。本節以歷時分析所得層間位移角與樓層剪力之結果與側力分析作比較，並以歷時分析所得樓層剪力視為耐震需求(D)，進行歷時分析之結構耐震能力初步評估。再者，評估廠房各樓層角隅與質心處之加速度反應，以耐震設計規範中樓層加速度反應放大公式檢核之。

#### 3.5.1 廠房動態歷時與側力分析結果比較

考量實際廠房結構行為並不具備理想之韌性，故提出修正之結構系統折減係數( $F_v^*$ )，以合理反映最小設計水平總橫力。考量廠房結構之阻尼比為 2%進行動態歷時分

析，以樓層剪力及層間位移角比較兩者之差異。茲分述如下：

## 1. 樓層剪力評估結果

表 3.24 為側力及歷時分析( $PGA=0.4g$ )之樓層剪力比較。結果顯示廠房上部樓層以歷時分析結果較大，而下部樓層則為相反，以側力分析結果較大。因側力分析之廠房屋頂橫力以規範經驗公式計算所得，進而影響廠房最上層(L47)與較高樓層的樓層剪力，顯示以經驗公式所計算的屋頂橫力保守許多。另一方面，由本文提出修正之結構折減係數( $F_u^*$ )所得設計水平總橫力作用下，部分樓層之樓層剪力與歷時分析結果相當接近，如圖 3.69 及圖 3.70 所示。整體比較方面，側力分析偏保守些，但結果仍可探出放大結構地震力之合理性，說明廠房結構韌性不足，若用韌性設計法將低估實際廠房結構所需的地震力。

## 2. 層間位移角檢核結果

因工址設計地表加速度( $0.4S_{Ds}I_g$ )所對應之地震力為最小設計水平總橫力，與檢核層間位移角所規定的地震力並不相同。因此，以側力分析中檢核層間位移角之設計地震力( $0.124W$ )及最小設計水平總橫力( $0.25W$ )之兩者的差異倍數，故將地表加速度( $0.4S_{Ds}I_g$ )所得之層間位移角乘上此差異倍數( $0.49$ )，使側力及歷時的分析為相同之基準點。

表 3.25 歸納側力分析所對應歷時分析( $PGA=0.4g$ )之層間位移角比較結果。結果顯示動態歷時分析之層間位移角，多數樓層均不符合規範要求。

### 3.5.2 動態歷時分析之廠房結構耐震能力初步評估

表 3.26~表 3.28 分別為三種 921 地震歷時作用下的軟弱層結構調整因子，並以歷時分析所得的樓層剪力為耐震需求(D)進行耐震能力初步評估分析，茲分述如下：

表 3.29 為 CHY078 測站之 921 地震歷時作用下之耐震能力初步評估結果，廠房 X、Y 結構耐震指標分別為 0.90 及 0.87，由 L23 層及 L27 層(4~5 樓)之間的柱剪力所控制如圖 3.71 及圖 3.72 所示。結果顯示廠房結構耐震能力不足。

表 3.30 為 TCU016 測站之 921 地震歷時作用下之耐震能力初步評估結果，廠房 X、Y 結構耐震指標分別為 0.89 及 1.04，由 X 向結構的 L23 層及 L27 層(4~5 樓)之間的柱剪力所控制如圖 3.73 及圖 3.74 所示。結果顯示廠房 X 向有耐震疑慮。

表 3.31 為 TCU060 測站之 921 地震歷時作用下之耐震能力初步評估結果，廠房 X、Y 結構耐震指標分別為 1.00 及 1.17，由 X 向結構 L23 層及 L27 層(4~5 樓)之間的柱剪力所控制如圖 3.75 及圖 3.76 所示。結果顯示此地震作用下，廠房結構耐震較無疑慮。

### 3.5.3 設備耐震設計公式之檢核

目前設備規範的設計以強度設計為出發點，對於振動敏感的科技廠房機台而言，以現今設備規範主要確保機台設備不致產生位移會傾倒，但卻無法保證設備內部構件不因振動加速度太大而產生破壞。一般而言，設備物所受之地震力加速度大小與其所在樓層高度有關，地震發生時，

機台易因樓層加速度反應過大導致振動產生損傷。因此，規範針對設備之防振，訂定樓層加速度反應放大係數之合格值，期以降低設備受損之機會。

比較各規範可知，UBC97【26】在安置樓高放大係數中最大值係取 4 倍的地表加速度最為保守，設備水平地震力計算如下：

$$F_{ph} = \frac{\alpha_p C_a I_p}{R_p} \left(1 + 3 \frac{h_j}{h_n}\right) W_p \quad (3.19)$$

其中，

$\alpha_p$  = 設備之動態放大係數；

$C_a$  = 震區係數；

$I_p$  = 設備用途係數；

$h_n$  = 建築物基面至屋頂總高度；

$h_j$  = 設備所在樓層 j 距基面之高度；

$\left(1 + 2 \frac{h_j}{h_n}\right)$  = 設備所在樓層的樓高放大係數。

另一方面，IBC2000【27】及目前我國耐震規範(TBC94)的樓層加速度放大係數皆為 3 倍，設備水平地震力計算分別如下：

#### ● TBC94

$$F_{ph} = 0.4 S_{DS} I_p \frac{\alpha_p}{R_p} \left(1 + 2 \frac{h_j}{h_n}\right) W_p \quad (3.20)$$

● IBC2000

$$F_{ph} = \frac{0.4\alpha_p S_{DS} W_p}{\left(\frac{R_p}{I_p}\right)} \left(1 + 2\frac{h_j}{h_n}\right) \quad (3.21)$$

其中，

$S_{DS}$  = 工址短週期設計水平譜加速度；

$I_p$  = 設備用途係數；

$\alpha_p$  = 設備之動態放大係數；

$R_p$  = 設備耗能折減係數；

$h_n$  = 建築物基面至屋頂總高度；

$h_j$  = 設備所在樓層  $j$  距基面之高度；

$\left(1 + 2\frac{h_j}{h_n}\right)$  = 設備所在樓層的樓高放大係數。

利用三者耐震規範所計算的樓層加速度放大係數作為檢核標準，該廠房各樓層加速度放大係數如表 3.32 所示。以廠房工址之設計地表水平加速度  $0.4g(0.4S_{DS}I_g)$ ，分析廠房各樓層角隅與質心處之加速度反應放大係數，其角隅位置分別為 X1、X2、Y1 及 Y2，如圖 3.77 所示。

表 3.33 歸納三種地震紀錄作用下各樓層之加速度反應放大係數。竹科之 921 地震紀錄分析方面，廠房部分樓層加速度反應放大係數大於 TBC94 及 IBC200 規範所訂的樓層放大係數值。南科與中科之 921 地震紀錄方面，廠房多數樓層加速度放大係數超過 TBC94 及 IBC200 規範所訂

的放大值，甚至大於 UBC97 規範，其中以中科 TCU060 測站之 921 地震下，廠房樓層加速度明顯放大許多。顯示當廠房受到地震晃動下，樓層結構易因加速度放大效應而有較大之位移，對於無塵室的精密設備而言存有潛在受損之風險。

### 3.6 耐震性能初步評估結果

有別於一般結構，科技廠房因無塵室寬闊少柱之設計而形成軟弱層，嚴重減損其耐震能力。本章針對一座真實之面板廠，分別以極限層剪力強度、地震側力分析及動態歷時分析等方式評估廠房之耐震表現—包括耐震性能指標 ( $I_s$ )、層間變位角等，以檢驗廠房結構是否達到應有之強度及性能表現。此外，並由動態分析所得之各樓層加速度反應檢核現行耐震規範有關設備地震力計算公式中所考量之樓層反應放大係數是否合理，以供未來進行設備耐震設計時之參考。茲根據本章分析結果歸納結論如下：

1. 廠房結構耐震能力初步評估顯示，結構現況之 Fab 層與相鄰樓層之極限層剪力比值均小於規範容許之 0.8，軟弱層情況極為顯著。整體結構之耐震性能指標 ( $I_s$ ) 小於 1，係由中層 Fab 層所控制，顯示廠房結構現況耐震能力堪虞。
2. 地震側力分析結果顯示，在規範所訂層間變位角檢核地震強度下，多數樓層之層間變位角均超過規範容許標準（千分之五），尤其是無塵室所在樓層（Base, L23 及 L40），亦充分反映側向勁度不足造成軟弱層之情況。
3. 動態分析結果亦確認現況結構之層間變位角不符規範要求。

4. 動態分析結果與靜力分析在結構樓層位移與剪力之分布趨勢並不完全一致。由於靜力分析僅考慮第一平移振態（first translational mode）之行為（整體結構之第一振態實為扭轉振態），因此未能充分反映結構行為。建議廠房之結構設計不能只考慮靜力分析結果。
5. 動態分析所得之各樓層加速度反應峰值與地表加速度 PGA 之比值，顯示現行規範(TBC94)之設備地震力公式中之樓層反應放大係數偏低，設備耐震設計所考量之地震力可能低估了，建議以 UBC97 規範所訂的樓層加速度放大係數作為設計地震力較為保險。
6. 疊層式廠房現況之耐震能力略顯不足，應針對其結構弱點及特殊性思考補強之道。



表 3.1 廠房樓層工作用途

Story	Level	樓層用途
13	R2	部分屋凸結構
12	R1-3	部分屋凸結構
11	R1-2	部分屋凸結構
10	R1-1	部分屋凸結構
9	R1	屋頂層
8	L47	回風層(通風系統)
7	L40	工作層(無塵室)
6	L30	辦公層
5	L27	回風層(通風系統)
4	L23	工作層(無塵室)
3	L20	回風層(通風系統)
2	L17	辦公層
1	Base	工作層(無塵室)

表 3.2 廠房結構樓層高程與柱量資料

Story	Level	Story Hight (m)	Elevation (m)	Number of Columns	Mega Truss
13	R2		41.8		
12	R1-3	0.6	41.2	36	
11	R1-2	1.25	39.95	40	
10	R1-1	1.5	38.45	40	
9	R1	1.85	36.6	40	
8	L47	3.9	32.7	730	Yes
7	L40	6.6	26.1	214	
6	L30	6	20.1	1051	
5	L27	3.6	16.5	929	Yes
4	L23	5.85	10.65	330	
3	L20	2.5	8.15	1886	
2	L17	2.85	5.3	1040	Yes
1	Base	5.3	0	274	

表 3.3 廠房模態質量參與比例

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.39	0.144	0.073	<b>88.937</b>	0.144	0.073	88.937
2	1.043	<b>82.262</b>	0.055	0.139	82.406	0.128	89.077
3	1.031	0.059	<b>82.296</b>	0.031	82.465	82.424	89.108
4	0.294	0.11	<b>12.363</b>	0.047	82.575	94.787	89.155
5	0.289	<b>11.94</b>	0.14	0.038	94.522	94.928	89.194
6	0.258	0.089	0.153	<b>7.611</b>	94.611	95.082	96.805
7	0.233	0.0006	0.0006	<b>0.027</b>	94.612	95.082	96.832
8	0.157	<b>0.037</b>	0.0001	0.0003	94.649	95.083	96.833
9	0.148	0.187	<b>3.994</b>	0.079	94.836	99.077	96.912
10	0.144	<b>4.686</b>	0.226	0.005	99.523	99.304	96.918
11	0.134	0.0002	<b>0.038</b>	0.006	99.523	99.342	96.925
12	0.125	0.054	0.32	<b>2.773</b>	99.578	99.663	99.698

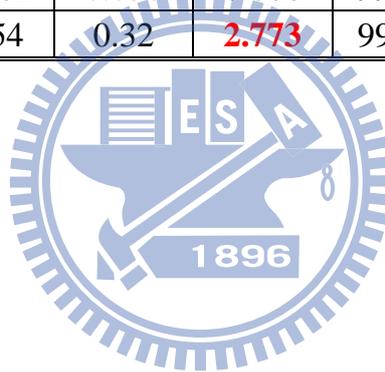


表 3.4 廠房 X 向結構耐震容量計算

Level	構件型式	構件斷面及材料	彎矩破壞之剪力強度(tf)	剪力破壞之剪力強度(tf)	極限剪力強度(tf)	構材數量	標稱耐震容量(tf)
Base	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A572)	101	213	101	9	159988
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A572)	412	544	412	50	
	Steel 柱	CR 800×400×25×40 (A572)	183	378	183	40	
	Steel 柱	RH 294×200×8×12 (A36)	7	30	7	7	
	SRC 柱	BX 800×800×40×40 + RC 1200×1200 (A572)	633	712	6323	102	
	SRC 柱	BX 900×900×50×50 + RC 1500×1500 (A572)	1092	1001	1001	44	
	SRC 柱	BX 900×900×70×70 + RC 1500×1500 (A572)	1309	1250	1250	18	
L17	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A572)	187	213	187	9	544337
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A572)	767	544	544	54	
	Steel 柱	CR 800×400×25×40 (A572)	73	378	73	40	
	Steel 柱	RH 300×300×10×15 (A36)	32	57	32	717	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	24	58	24	56	
	SRC 柱	BX 800×800×40×40 + RC 1200×1200 (A572)	821	725	725	102	
	SRC 柱	BX 900×900×50×50 + RC 1500×1500 (A572)	1557	1040	1040	44	
	SRC 柱	BX 900×900×70×70 + RC 1500×1500 (A572)	1775	1291	1291	18	
	斜撐	構件斷面及材料 TR 400×400×20×32 (A572)	控屈破壞之 剪力強度(tf) 7835	降伏破壞之 剪力強度(tf) 681	極限剪力 強度(tf) 681	構材 數量 504	
L20	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A527)	213	213	213	9	243069
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A527)	874	605	605	120	
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A527)	1367	851	851	36	
	Steel 柱	BX 900×900×70×70 (A527)	1827	1005	1005	18	
	Steel 柱	RH 300×300×10×15 (A527)	37	57	37	1562	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A36)	27	58	27	56	
	SRC 柱	BX 800×800×40×40 + RC 1200×1200 (A527)	875	712	712	85	
L23	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A527)	91	213	91	9	112955
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A527)	374	605	374	204	
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A527)	584	756	584	36	
	Steel 柱	BX 900×900×70×70 (A572)	781	1005	781	18	
	Steel 柱	RH 294×200×8×12 (A36)	6	30	6	3	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A36)	12	58	12	56	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	17	85	17	4	

表 3.4(續) 廠房 X 向結構耐震容量計算

Level	構件型式	構件斷面及材料	彎矩破壞之剪力強度(tf)	剪力破壞之剪力強度(tf)	極限剪力強度(tf)	構材數量	標稱耐震容量(tf)
L27	Steel 柱	BX 400×400×20×20 (A572)	92	136	92	582	429806
	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A572)	148	213	148	9	
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A572)	607	544	544	211	
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A572)	949	756	756	36	
	Steel 柱	BX 900×900×70×70 (A572)	1269	1005	1005	18	
	Steel 柱	RH 294×200×8×12 (A36)	10	30	10	1	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A36)	19	58	19	70	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	28	85	28	2	
	斜撐	構件斷面及材料	挫屈破壞之剪力強度(tf)	降伏破壞之剪力強度(tf)	極限剪力強度(tf)	構材數量	
		TR 400×400×20×32 ( A572)	3751	847	847	252	
L30	Steel 柱	BX 400×400×20×20 (A572)	55	136	55	720	130169
	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A572)	89	213	90	9	
	Steel 柱	BX 800×800×30×30 (A572)	280	420	280	190	
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A572)	364	544	364	14	
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A572)	570	756	570	54	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A36)	11	58	11	57	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	17	85	17	7	
L40	Steel 柱	BX 800×800×30×30 (A572)	255	420	255	194	58824
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A572)	518	756	518	18	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	15	85	15	2	
L47	Steel 柱	BX 800×800×30×30 (A572)	431	4196	431	175	550442
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A572)	876	7560	876	18	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	25	851	25	3	
	Steel 柱	TR 400×400×20×32 (A572)	85	1512	85	534	
		斜撐	構件斷面及材料	挫屈破壞之剪力強度(tf)	降伏破壞之剪力強度(tf)	極限剪力強度(tf)	
		TR 400×400×20×32 ( A572)	3425	821	821	504	

表 3.5 廠房 Y 向結構耐震容量計算

Level	構件型式	構件斷面及材料	彎矩破壞之剪力強度(tf)	剪力破壞之剪力強度(tf)	極限剪力強度(tf)	構材數量	標稱耐震容量(tf)
Base	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A572)	101	213	101	9	154193
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A572)	412	544	412	50	
	Steel 柱	CR 800×400×25×40 (A572)	39	378	39	40	
	Steel 柱	RH 294×200×8×12 (A36)	2	30	2	7	
	SRC 柱	BX 800×800×40×40 + RC 1200×1200 (A572)	633	712.4	633	102	
	SRC 柱	BX 900×900×50×50 + RC 1500×1500 (A572)	1092	1001	1001	44	
	SRC 柱	BX 900×900×70×70 + RC 1500×1500 (A572)	1309	1250	1250	18	
L17	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A572)	187	213	187	9	896538
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A572)	767	544	544	54	
	Steel 柱	CR 800×400×25×40 (A572)	73	378	73	40	
	Steel 柱	RH 300×300×10×15 (A36)	15	56	15	717	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	11	58	11	56	
	SRC 柱	BX 800×800×40×40 + RC 1200×1200 (A572)	821	725	725	102	
	SRC 柱	BX 900×900×50×50 + RC 1500×1500 (A572)	1557	1040	1040	44	
	SRC 柱	BX 900×900×70×70 + RC 1500×1500 (A572)	1775	1291	1291	18	
	斜撐	構件斷面及材料 TR 400×400×20×32 (A572)	控屈破壞之 剪力強度(tf) 7834	降伏破壞之 剪力強度(tf) 681	極限剪力 強度(tf) 681	構材 數量 1040	
L20	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A527)	213	213	213	9	210980
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A527)	874	605	605	120	
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A527)	1367	851	851	36	
	Steel 柱	BX 900×900×70×70 (A527)	1827	1005	1005	18	
	Steel 柱	RH 300×300×10×15 (A527)	17	57	17	1562	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A36)	12	58	12	56	
	SRC 柱	BX 800×800×40×40 + RC 1200×1200 (A527)	875	712	712	85	
L23	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A527)	91	213	91	9	112497
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A527)	374	605	374	204	
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A527)	584	756	584	36	
	Steel 柱	BX 900×900×70×70 (A572)	781	1005	781	18	
	Steel 柱	RH 294×200×8×12 (A36)	2	30	2	3	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A36)	5	58	5	56	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	8	85	8	4	

表 3.5(續) 廠房 Y 向結構耐震容量計算

Level	構件型式	構件斷面及材料	彎矩破壞之剪力強度(tf)	剪力破壞之剪力強度(tf)	極限剪力強度(tf)	構材數量	標稱耐震容量(tf)
L27	Steel 柱	BX 400×400×20×20 (A572)	92	136	92	582	656063
	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A572)	148	213	148	9	
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A572)	607	544	544	211	
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A572)	949	756	756	36	
	Steel 柱	BX 900×900×70×70 (A572)	1269	1005	1005	18	
	Steel 柱	RH 294×200×8×12 (A36)	3	30	3	1	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A36)	9	58	9	70	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	12	85	12	2	
	斜撐	構件斷面及材料	挫屈破壞之剪力強度(tf)	降伏破壞之剪力強度(tf)	極限剪力強度(tf)	構材數量	
	TR 400×400×20×32 ( A572)	3751	847	847	520		
L30	Steel 柱	BX 400×400×20×20 (A572)	55	136	55	720	129811
	Steel 柱	BX 500×500×25×25 (A572)	89	213	89	9	
	Steel 柱	BX 800×800×30×30 (A572)	280	420	280	190	
	Steel 柱	BX 800×800×40×40 (A572)	364	544	364	14	
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A572)	570	756	570	54	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A36)	5	38.8	5	57	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	7	85	7	7	
L40	Steel 柱	BX 800×800×30×30 (A572)	255	420	255	194	58808
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A572)	518	756	518	18	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	7	85	7	2	
L47	Steel 柱	BX 800×800×30×30 (A572)	431	420	420	175	306612
	Steel 柱	BX 900×900×50×50 (A572)	876	756	756	18	
	Steel 柱	RH 300×305×15×15 (A572)	12	85	12	3	
	Steel 柱	TR 400×400×20×32 (A572)	42	151	42	534	
	斜撐	構件斷面及材料	挫屈破壞之剪力強度(tf)	降伏破壞之剪力強度(tf)	極限剪力強度(tf)	構材數量	
	TR 400×400×20×32 ( A572)	3425	821	821	240		

表 3.6 各廠房樓層剪力計算

Story(j)	Level	樓層橫力 $F_j$	樓層剪力 $V_j$
9	RF	8400	8400
8	L47	13200	21600
7	L40	18881	40481
6	L30	22309	62790
5	L27	8692	71482
4	L23	9799	81281
3	L20	7689	88970
2	L17	5061	94031
1	Base	2122	96152

表 3.7 廠房樓層極限剪力與樓層剪力比

X 向結構					
Level	$C_j$ (tf)	$V_j$ (tf)	$C_j/V_j$	$SSR_j$	$q_1$
L40	58824	40481	1.45		0.61
L30	130169	62790	2.07	1.43	
L23(無塵室)	112955	81281	1.39	0.67	
L20	243069	88970	2.73	1.97	
Base(無塵室)	159988	96152	1.66	0.61	
Y 向結構					
Level	$C_j$ (tf)	$V_j$ (tf)	$C_j/V_j$	$SSR_j$	$q_1$
L40	58808	40481	1.45		0.67
L30	129811	62790	2.07	1.42	
L23(無塵室)	112497	81281	1.38	0.67	
L20	210980	88970	2.37	1.71	
Base(無塵室)	154193	96152	1.60	0.68	

表 3.8 廠房結構耐震指標評估結果

結構 X 向						
Story(j)	Level	$C_j$ (tf)	$D_j$ (tf)	$Q_j$ ( $q_1q_2$ )	$C_jQ_j/D_j$	$I_s$
8	L47(桁架層)	550442	21600	1	25.48	0.85
7	L40(無塵室)	58824	40481	1	1.45	
6	L30	130169	62790	1	2.07	
5	L27(桁架層)	429806	71482	1	6.01	
4	L23(無塵室)	112955	81281	0.61	0.85	
3	L20	243069	88970	1	2.73	
2	L17(桁架層)	544337	94031	1	5.79	
1	Base(無塵室)	159988	96152	0.61	1.01	
結構 Y 向						
Story(j)	Level	$C_j$ (tf)	$D_j$ (tf)	$Q_j$ ( $q_1q_2$ )	$C_jQ_j/D_j$	$I_s$
8	L47(桁架層)	306612	21600	1	14.19	0.92
7	L40(無塵室)	58808	40481	1	1.45	
6	L30	129811	62790	1	2.06	
5	L27(桁架層)	656063	71482	1	9.18	
4	L23(無塵室)	112497	81281	0.67	0.92	
3	L20	210980	88970	1	2.37	
2	L17(桁架層)	896538	94031	1	9.53	
1	Base(無塵室)	154193	96152	0.67	1.07	

註： $q_2=1$

表 3.9 短週期結構之工址放大係數  $F_a$  【4】

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	<b>1.0</b>	1.0
第三類地盤	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0

表 3.10 長週期結構之工址放大係數  $F_v$  【4】

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	<b>1.3</b>	1.2	1.1
第三類地盤	1.8	1.7	1.6	1.5	1.4

表 3.11 近新化斷層-設計地震之調整因子 【4】

$N_A$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$r > 5$ km
	1.23	1.06	<b>1.00</b>
$N_V$	$r \leq 2$ km	$2\text{km} < r \leq 5$ km	$r > 5$ km
	1.15	1.05	<b>1.00</b>

表 3.12 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數  $S_{aD}$  【4】

較短週期	短週期	中週期	長週期
$T \leq 0.2T_0^D$	$0.2T_0^D < T \leq T_0^D$	$T_0^D < T \leq 2.5T_0^D$	$2.5T_0^D < T$
$S_{aD} = S_{DS}(0.4 + 3T/T_0^D)$	$S_{aD} = S_{DS}$	<b><math>S_{aD} = S_{D1}/T</math></b>	$S_{aD} = 0.4S_{DS}$

表 3.13 週期上限係數  $C_U$ (依  $S_{D1}$  線性內插求值)

工址一秒週期設計水平譜 加速度係數 $S_{D1}$	週期上限係數 $C_U$
$\geq 0.4$	1.20
0.35	1.25
0.3	1.30

表 3.14 地震力豎向分配計算表

Story(j)	Level	Elevation (m)	$W_j$ (tf)	$F_j$ (tf)
8	L47	36.6	30204	13200
7	L40	32.7	48356	18881
6	L30	26.1	71586	22309
5	L27	20.1	36215	8692
4	L23	16.5	49735	9799
3	L20	10.65	60462	7689
2	L17	8.15	52011	5061
1	Base	5.3	33525	2122

表 3.15 廠房樓層載重

Story(j)	Level	Floor Area(j) ( $m^2$ )	DL(j) (tf)	LL (j) (tf/ $m^2$ )	$W_j$ (tf)
8	L47	36173	22970	0.2	30204
7	L40	36173	21227	0.75	48357
6	L30	37580	34005	1	71586
5	L27	37581	24940	0.3	36215
4	L23	37153	21870	0.75	49735
3	L20	37725	22737	1	60462
2	L17	37325	24018	0.75	52011
1	Base	37620	22238	0.3	33525

表 3.16 X 向地震力下樓層質心與柱節點之位移量

Level	(1,U)		(21,U)		質心	
	UX	UY	UX	UY	UX	UY
L47	31.20	2.30	31.20	-2.51	28.43	-0.049
L40	31.02	2.21	31.03	-2.38	28.29	0.009
L30	23.29	2.34	23.29	-2.34	21.24	0.035
L27	16.46	1.49	16.46	-1.41	15.03	0.044
L23	15.31	1.40	15.31	-1.30	14.019	0.018
L20	8.08	0.64	8.080	-0.58	7.47	0.031
L17	5.75	0.59	5.75	-0.49	5.33	0.055
Base	5.11	0.35	5.12	-0.27	4.81	0.037
Level	(1,A)		(21,A)		單位:cm	
	UX	UY	UX	UY		
L47	25.69	2.30	25.69	-2.51		
L40	25.57	10.56	25.57	-2.38		
L30	19.23	2.34	19.23	-2.34		
L27	13.56	1.49	13.56	-1.41		
L23	12.73	1.40	12.73	-1.30		
L20	6.84	0.66	6.84	-0.58		
L17	4.94	0.59	4.94	-0.49		
Base	4.49	0.35	4.49	-0.27		

表 3.17 Y 向地震力下樓層質心與柱節點之位移量

Level	(1,U)		(21,U)		質心	
	UX	UY	UX	UY	UX	UY
L47	-2.25	24.93	-2.25	30.50	0.14	27.73
L40	2.18	24.70	2.18	30.14	0.13	27.38
L30	-1.54	18.54	-1.54	22.15	0.092	20.32
L27	-0.95	13.42	-0.95	15.41	-0.016	14.41
L23	-0.74	13.06	-0.74	14.67	-0.014	13.88
L20	-0.16	7.39	-0.16	7.69	-0.012	7.53
L17	0.049	5.48	0.049	5.33	-0.009	5.39
Base	0.09	5.31	0.09	4.95	-0.008	5.13
Level	(1,A)		(21,A)		單位:cm	
	UX	UY	UX	UY		
L47	2.53	24.93	2.53	30.50		
L40	2.46	24.70	2.46	30.14		
L30	1.68	18.54	1.68	22.15		
L27	0.93	13.42	0.93	15.41		
L23	0.71	13.06	0.71	14.67		
L20	0.14	7.39	0.14	7.69		
L17	-0.08	5.48	-0.08	5.33		
Base	-0.21	5.31	-0.21	4.95		

表 3.18 樓層旋轉角

Level	X 向側力 旋轉角(rad)	Y 向側力 旋轉角(rad)
L47	0.000172	-0.000173
L40	0.000170	-0.000170
L30	0.000127	-0.000113
L27	0.0000909	-0.000062
L23	0.0000806	-0.000049
L20	0.0000387	-0.0000092
L17	0.0000025	0.0000041
Base	0.0000197	0.000051

表 3.19 修正之地震力豎向分配計算表

Floor(j)	Level	Elevation (m)	$W_j$ (tf)	$F_j$ (tf)
5	L47	34.65	78560.75	12440
	L40			19916
4	L30	26.1	71585.85	22208
3	L27	18.3	85949.28	7877
	L23			10818
2	L20	10.65	60462.1	7654
1	L17	6.725	85536.1	4158
	Base			2680

表 3.20 規範與修正豎向橫力

Story(j)	Level	Code $F_j$ (tf)	Modified $F_j$ (tf)	差異百分比 (%)
9	RF	8400	8400	0.00
8	L47	13200	12440	-5.75
7	L40	18881	19916	5.49
6	L30	22309	22208	-0.45
5	L27	8692	7877	-9.36
4	L23	9799	10818	10.41
3	L20	7689	7654	-0.45
2	L17	5061	4158	-17.85
1	Base	2122	2680	26.31

表 3.21 規範與修正地震力分配之樓層剪力

Story(j)	Level	Code Story Shear (tf)	Modified Story Shear (tf)	差異百分比 (%)
9	RF	8400	8400	0.00
8	L47	21600	20840	-3.52
7	L40	40481	40756	0.68
6	L30	62790	62964	0.28
5	L27	71482	70841	-0.89
4	L23	81281	81659	0.47
3	L20	88970	89313	0.39
2	L17	94031	93471	-0.59
1	Base	96152	96152	0.00

表 3.22 檢核層間位移角之各樓層設計橫力

Story(j)	Level	F <sub>j</sub> (tf)
9	RF	4144
8	L47	6513
7	L40	9316
6	L30	11007
5	L27	4288
4	L23	4835
3	L20	3794
2	L17	2497
1	Base	1047

表 3.23 側力分析之層間位移角檢核結果

Level	X (Story Drift)	Y (Story Drift)
R1	0.0004	0.0006
L47	<b>0.0072</b>	<b>0.0069</b>
L40	<b>0.0067</b>	<b>0.0060</b>
L30	0.0045	0.0034
L27	<b>0.0064</b>	<b>0.0061</b>
L23	<b>0.0160</b>	<b>0.0149</b>
L20	<b>0.0090</b>	<b>0.0085</b>
L17	<b>0.0051</b>	<b>0.0059</b>

**表 3.24 樓層剪力評估結果比較**  
**( I=1.25 之最小設計水平總橫力 VS PGA=0.4g )**

X 向樓層剪力							
Level	側力分析 V <sub>j</sub> (tf)	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時	
		V <sub>j</sub> (tf)	差異 百分比(%)	V <sub>j</sub> (tf)	差異 百分比(%)	V <sub>j</sub> (tf)	差異 百分比(%)
L47	21600	29613	37.09	28508	31.97	29615	37.10
L40	40481	58220	43.82	56361	39.22	57962	43.18
L30	62790	68506	9.10	72355	15.23	58218	-7.28
L27	71482	74437	4.13	77774	8.80	63356	-11.36
L23	81281	78740	-3.12	81202	-0.09	68850	-15.29
L20	88970	81315	-8.60	83186	-6.50	72105	-18.95
L17	94031	83438	-11.26	84784	-9.83	75007	-20.23
Base	96152	85073	-11.52	86032	-10.52	77519	-19.37
Y 向樓層剪力							
Level	側力分析 V <sub>j</sub> (tf)	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時	
		V <sub>j</sub> (tf)	差異 百分比(%)	V <sub>j</sub> (tf)	差異 百分比(%)	V <sub>j</sub> (tf)	差異 百分比(%)
L47	21600	34629	60.31	28729	33.01	24066	11.41
L40	40481	67584	66.95	56344	39.18	49972	23.44
L30	62790	77279	23.08	68356	8.86	51557	-17.89
L27	71482	82155	14.93	71821	0.47	54835	-23.29
L23	81281	86545	6.47	74176	-8.74	61475	-24.37
L20	88970	89137	0.18	75508	-15.13	65739	-26.11
L17	94031	91056	-3.16	76555	-18.58	69468	-26.12
Base	96152	92877	-3.40	77430	-19.41	72508	-24.59

表 3.25 層間位移角評估結果比較  
( I=1.25 之最小設計水平總橫力 VS PGA=0.4g )

X 向層間位移角							
Level	側力分析 Drift	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時	
		Drift	差異 百分比(%)	Drift	差異 百分比(%)	Drift	差異 百分比(%)
R1	0.0004	0.0003	-17.5	0.0003	-17.5	0.0003	-17.5
L47	<b>0.0072</b>	<b>0.0087</b>	20.69	<b>0.0086</b>	20.69	<b>0.0084</b>	16.11
L40	<b>0.0067</b>	<b>0.0072</b>	6.71	<b>0.0074</b>	11.64	<b>0.0065</b>	-3.13
L30	0.0045	0.0047	5.11	0.0049	10	0.0041	-9.55
L27	<b>0.0064</b>	<b>0.0059</b>	-7.18	<b>0.0063</b>	-2.03	<b>0.0053</b>	-17.5
L23	<b>0.0160</b>	<b>0.0144</b>	-9.93	<b>0.0148</b>	-7.18	<b>0.0130</b>	-18.87
L20	<b>0.0090</b>	<b>0.0079</b>	-12	<b>0.0081</b>	-9.55	<b>0.0073</b>	-19.33
L17	<b>0.0051</b>	<b>0.0042</b>	-15.88	0.0043	-15.88	0.0039	-22.35
Y 向樓層間位移角							
Level	側力分析 Drift	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時	
		Drift	差異 百分比(%)	Drift	差異 百分比(%)	Drift	差異 百分比(%)
R1	0.0006	0.0008	46.66	0.00077	28.33	0.0006	10
L47	<b>0.0069</b>	<b>0.0104</b>	51.44	<b>0.00891</b>	29.13	<b>0.0073</b>	5.21
L40	<b>0.006</b>	<b>0.0081</b>	35.66	<b>0.00715</b>	19.16	<b>0.0054</b>	-10.17
L30	0.0034	0.0043	26.17	0.00374	10	0.0031	-9.411
L27	<b>0.0061</b>	<b>0.0062</b>	0.98	<b>0.00528</b>	-13.44	<b>0.0045</b>	-26.07
L23	<b>0.0149</b>	<b>0.0146</b>	-1.81	<b>0.01243</b>	-16.57	<b>0.0111</b>	-25.44
L20	<b>0.0085</b>	<b>0.0081</b>	-4.23	<b>0.00682</b>	-19.76	<b>0.0064</b>	-24.94
L17	<b>0.0059</b>	<b>0.0057</b>	-3.05	0.00473	-19.83	0.0045	-23.56

表 3.26 歷時分析之廠房結構之調整因子( $q_1$ )計算結果  
(Input : CHY078 測站 921 地震歷時)

結構方向	Level	$C_j$ (tf)	$V_j$ (tf)	$C_j/V_j$	$SSR_j$	$q_1$
X 向	L40	58824	58220	1.01		<b>0.63</b>
	L30	130169	68506	1.90	1.88	
	L23(無塵室)	112955	78740	1.43	0.75	
	L20	243069	81315	2.99	2.08	
	Base(無塵室)	159988	85073	1.88	0.63	
Y 向	L40	58808	67584	0.87		<b>0.70</b>
	L30	129811	77279	1.67	1.93	
	L23(無塵室)	112497	86545	1.29	0.77	
	L20	210980	89137	2.36	1.82	
	Base(無塵室)	154193	92877	1.66	0.70	

表 3.27 歷時分析之廠房結構之調整因子( $q_1$ )計算結果  
(Input : TCU016 測站 921 地震歷時)

結構方向	Level	$C_j$ (tf)	$V_j$ (tf)	$C_j/V_j$	$SSR_j$	$q_1$
X 向	L40	58824	56361	1.04		<b>0.64</b>
	L30	130169	72355	1.79	1.72	
	L23(無塵室)	112955	81202	1.39	0.77	
	L20	243069	83186	2.92	2.10	
	Base(無塵室)	159988	86032	1.85	0.64	
Y 向	L40	58808	56344	1.04		<b>0.71</b>
	L30	129811	68356	1.89	1.81	
	L23(無塵室)	112497	74176	1.51	0.79	
	L20	210980	75508	2.79	1.84	
	Base(無塵室)	154193	77430	1.99	0.71	

表 3.28 歷時分析之廠房結構之調整因子( $q_1$ )計算結果  
(Input : TCU060 測站 921 地震歷時)

結構方向	Level	$C_j$ (tf)	$V_j$ (tf)	$C_j/V_j$	SSR <sub>j</sub>	$q_1$
X 向	L40	58824	57962	1.01		<b>0.61</b>
	L30	130169	58218	2.23	2.20	
	L23(無塵室)	112955	68850	1.64	0.73	
	L20	243069	72105	3.37	2.05	
	Base(無塵室)	159988	77519	2.06	0.61	
Y 向	L40	58808	49972	1.17		<b>0.66</b>
	L30	129811	51557	2.51	2.13	
	L23(無塵室)	112497	61475	1.82	0.73	
	L20	210980	65739	3.20	1.75	
	Base(無塵室)	154193	72508	2.12	0.66	

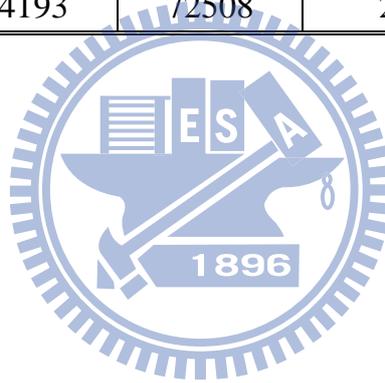


表 3.29 歷時分析之廠房結構耐震指標評估結果  
(Input : CHY078 測站 921 地震歷時)

X 向結構						
Story(j)	Level	C <sub>j</sub> (tf)	D <sub>j</sub> (tf)	Q <sub>j</sub> (q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> )	C <sub>j</sub> Q <sub>j</sub> /D <sub>j</sub>	I <sub>s</sub>
8	L47(桁架層)	550442	29613	1	18.58	0.90
7	L40(無塵室)	58824	58220	1	1.01	
6	L30	130169	68506	1	1.90	
5	L27(桁架層)	429806	74437	1	5.77	
4	L23(無塵室)	112955	78740	1	0.90	
3	L20	243069	81315	0.63	2.99	
2	L17(桁架層)	544337	83438	1	6.52	
1	Base(無塵室)	159988	85073	0.63	1.18	
Y 向結構						
Story(j)	Level	C <sub>j</sub> (tf)	D <sub>j</sub> (tf)	Q <sub>j</sub> (q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> )	C <sub>j</sub> Q <sub>j</sub> /D <sub>j</sub>	I <sub>s</sub>
8	L47(桁架層)	306612	34629	1	8.85	0.87
7	L40(無塵室)	58808	67584	1	0.87	
6	L30	129811	77279	1	1.67	
5	L27(桁架層)	656063	82155	1	7.98	
4	L23(無塵室)	112497	86545	0.7	0.90	
3	L20	210980	89137	1	2.36	
2	L17(桁架層)	896538	91056	1	9.84	
1	Base(無塵室)	154193	92877	0.7	1.16	

註：q<sub>2</sub>=1

表 3.30 歷時分析之廠房結構耐震指標評估結果  
(Input : TCU016 測站 921 地震歷時)

X 向結構						
Story(j)	Level	C <sub>j</sub> (tf)	D <sub>j</sub> (tf)	Q <sub>j</sub> (q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> )	C <sub>j</sub> Q <sub>j</sub> /D <sub>j</sub>	I <sub>s</sub>
8	L47(桁架層)	550442	28508	1	19.30	0.89
7	L40(無塵室)	58824	56361	1	1.04	
6	L30	130169	72355	1	1.79	
5	L27(桁架層)	429806	77774	1	5.52	
4	L23(無塵室)	112955	81202	0.64	0.89	
3	L20	243069	83186	1	2.92	
2	L17(桁架層)	544337	84784	1	6.42	
1	Base(無塵室)	159988	86032	0.64	1.19	
Y 向結構						
Story(j)	Level	C <sub>j</sub> (tf)	D <sub>j</sub> (tf)	Q <sub>j</sub> (q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> )	C <sub>j</sub> Q <sub>j</sub> /D <sub>j</sub>	I <sub>s</sub>
8	L47(桁架層)	306612	28729	1	10.67	1.04
7	L40(無塵室)	58808	56344	1	1.04	
6	L30	129811	68356	1	1.89	
5	L27(桁架層)	656063	71821	1	9.13	
4	L23(無塵室)	112497	74176	0.71	1.07	
3	L20	210980	75508	1	2.79	
2	L17(桁架層)	896538	76555	1	11.71	
1	Base(無塵室)	154193	77430	0.71	1.41	

註：q<sub>2</sub>=1

表 3.31 歷時分析之廠房結構耐震指標評估結果  
(Input : TCU060 測站 921 地震歷時)

X 向結構						
Story(j)	Level	C <sub>j</sub> (tf)	D <sub>j</sub> (tf)	Q <sub>j</sub> (q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> )	C <sub>j</sub> Q <sub>j</sub> /D <sub>j</sub>	I <sub>s</sub>
8	L47(桁架層)	550442	29615	1	18.58	1.00
7	L40(無塵室)	58824	57962	1	1.01	
6	L30	130169	58218	1	2.23	
5	L27(桁架層)	429806	63356	1	6.78	
4	L23(無塵室)	112955	68850	0.61	1.00	
3	L20	243069	72105	1	3.37	
2	L17(桁架層)	544337	75007	1	7.25	
1	Base(無塵室)	159988	77519	0.61	1.25	
Y 向結構						
Story(j)	Level	C <sub>j</sub> (tf)	D <sub>j</sub> (tf)	Q <sub>j</sub> (q <sub>1</sub> q <sub>2</sub> )	C <sub>j</sub> Q <sub>j</sub> /D <sub>j</sub>	I <sub>s</sub>
8	L47(桁架層)	306612	24066	1	12.74	1.17
7	L40(無塵室)	58808	49972	1	1.17	
6	L30	129811	51557	1	2.51	
5	L27(桁架層)	656063	54835	1	11.96	
4	L23(無塵室)	112497	61475	0.66	1.20	
3	L20	210980	65739	1	3.20	
2	L17(桁架層)	896538	69468	1	12.90	
1	Base(無塵室)	154193	72508	0.66	1.40	

註：q<sub>2</sub>=1

表 3.32 樓層反應放大係數

Story(j)	Level	Elevation(m)	TBC94/IBC200	UBC97
9	R1	36.6	3	4
8	L47	32.7	2.78	3.68
7	L40	26.1	2.42	3.14
6	L30	20.1	2.09	2.65
5	L27	16.5	1.90	2.35
4	L23	10.65	1.58	1.87
3	L20	8.15	1.44	1.67
2	L17	5.3	1.29	1.43

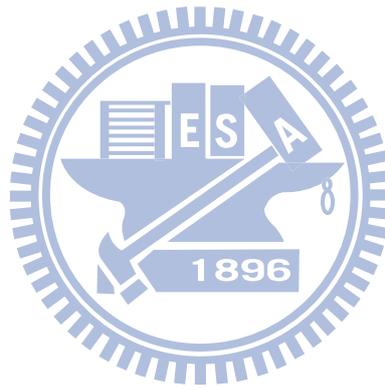


表 3.33 以加速度反應峰值為基礎之樓層反應放大係數

各樓層加速度反應峰值 (Input : CHY078 測站 921 地震歷時) 單位 : g							各樓層加速度反應峰值之放大係數 (Input : CHY078 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC200	UBC97
R1	1.18	1.25	1.39	1.44	1.22	1.37	2.95	3.13	3.48	3.60	3.04	3.41	3	4
L47	1.16	1.24	1.35	1.39	1.20	1.33	2.90	3.09	3.38	3.50	3.00	3.33	2.78	3.68
L40	1.08	1.06	1.15	1.09	1.07	1.18	2.70	2.66	2.88	2.73	2.68	2.96	2.42	3.14
L30	0.96	0.92	1.03	0.89	0.95	1.10	2.47	2.30	2.58	2.23	2.38	2.75	2.09	2.65
L27	0.94	0.87	1.01	0.86	0.90	1.08	2.36	2.18	2.51	2.14	2.26	2.70	1.90	2.35
L23	0.61	0.51	0.63	0.47	0.56	0.72	1.53	1.27	1.56	1.17	1.40	1.79	1.58	1.87
L20	0.53	0.44	0.57	0.42	0.48	0.66	1.32	1.10	1.43	1.04	1.21	1.64	1.44	1.67
L17	0.49	0.43	0.55	0.41	0.45	0.64	1.24	1.06	1.39	1.03	1.13	1.59	1.29	1.43
各樓層加速度反應峰值 (Input : TCU016 測站 921 地震歷時) 單位 : g							各樓層加速度反應峰值之放大係數 (Input : TCU016 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC200	UBC97
R1	1.12	1.22	1.15	1.20	1.17	1.12	2.80	3.04	2.88	3.01	2.92	3.01	3	4
L47	1.17	1.21	1.13	1.18	1.16	1.10	2.79	3.03	2.82	2.95	2.91	2.95	2.78	3.68
L40	0.95	0.97	0.83	0.79	0.96	0.85	2.37	2.43	2.06	1.97	2.40	1.96	2.42	3.14
L30	0.75	0.72	0.71	0.66	0.73	0.74	1.86	1.80	1.76	1.64	1.82	1.63	2.09	2.65
L27	0.73	0.70	0.70	0.65	0.71	0.73	1.82	1.74	1.75	1.62	1.78	1.61	1.90	2.35
L23	0.59	0.58	0.57	0.53	0.58	0.61	1.47	1.44	1.43	1.33	1.45	1.53	1.58	1.87
L20	0.56	0.55	0.55	0.51	0.55	0.57	1.39	1.37	1.37	1.27	1.38	1.26	1.44	1.67
L17	0.55	0.54	0.54	0.50	0.54	0.56	1.37	1.34	1.34	1.25	1.34	1.25	1.29	1.43
各樓層加速度反應峰值 (Input : TCU060 測站 921 地震歷時) 單位 : g							各樓層加速度反應峰值之放大係數 (Input : TCU06 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC200	UBC97
R1	1.18	1.23	1.04	1.05	1.20	1.04	2.95	3.08	3.01	2.61	2.63	2.60	3	4
L47	1.15	1.21	0.98	0.99	1.18	0.99	2.87	3.02	2.94	2.47	2.50	2.46	2.78	3.68
L40	1.27	1.17	1.28	1.11	1.22	1.39	3.17	2.93	3.04	3.21	2.79	3.47	2.42	3.14
L30	1.35	1.22	1.48	1.22	1.28	1.63	3.37	3.04	3.19	3.71	3.05	4.01	2.09	2.65
L27	1.30	1.17	1.45	1.19	1.23	1.61	3.25	2.93	3.08	3.64	2.98	4.02	1.90	2.35
L23	0.89	0.81	0.94	0.72	0.85	1.06	2.23	2.02	2.12	2.36	1.80	2.64	1.58	1.87
L20	0.78	0.70	0.80	0.65	0.74	0.92	1.96	1.75	1.85	2.01	1.62	2.30	1.44	1.67
L17	0.74	0.66	0.78	0.64	0.70	0.90	1.85	1.65	1.74	1.95	1.59	2.24	1.29	1.43

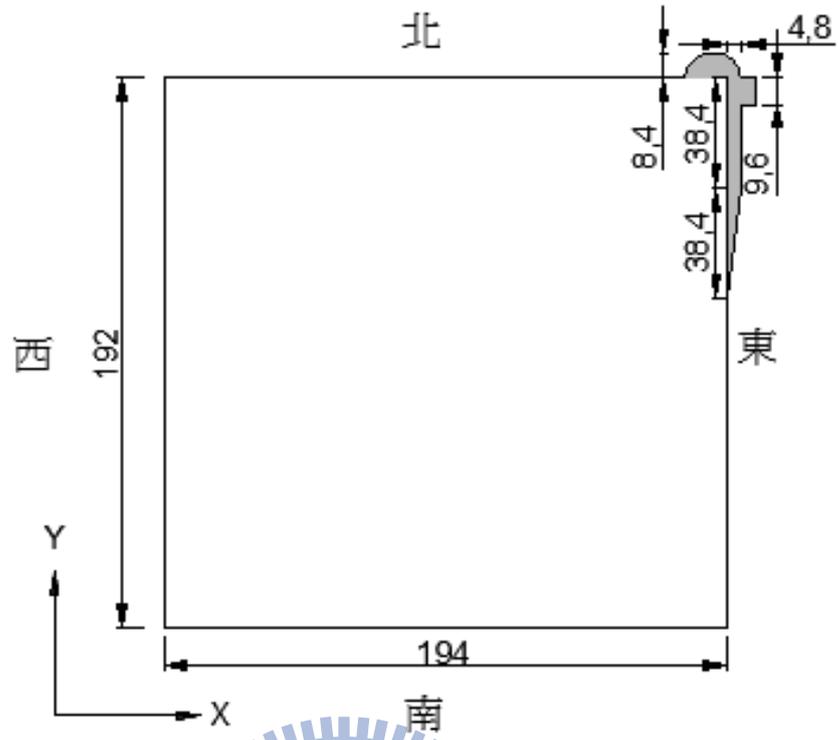


圖 3.1 廠房平面圖(單位：m)

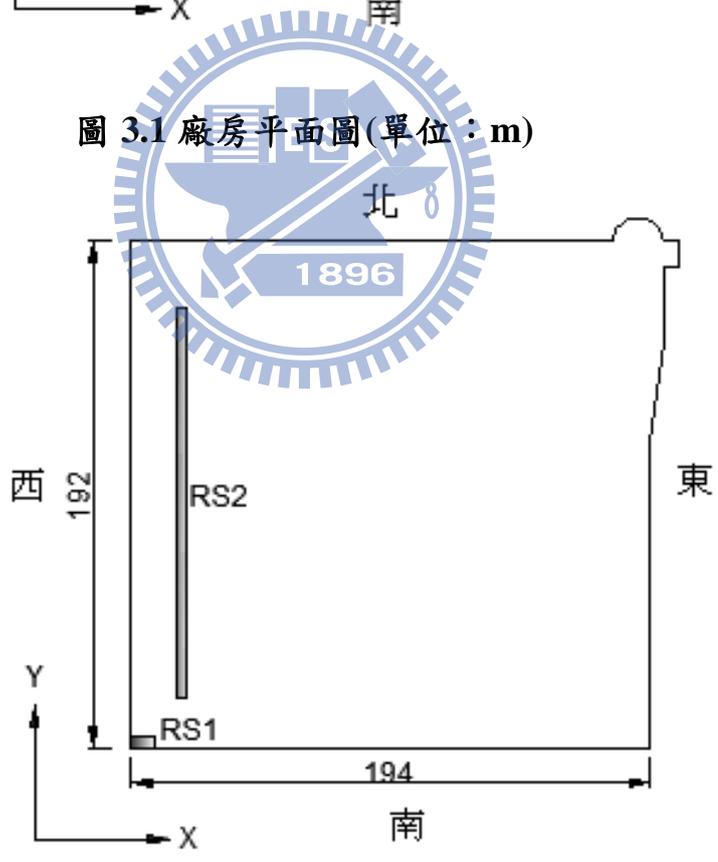


圖 3.2 廠房屋頂平面圖(單位：m)

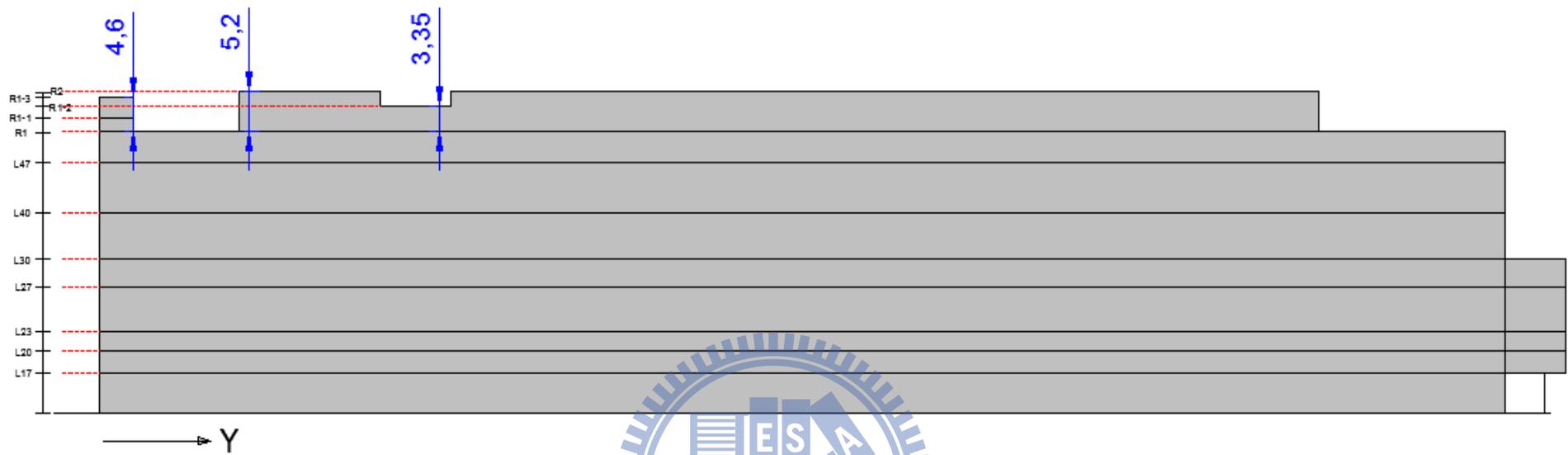


圖 3.3 屋凸層高度示意圖(單位：m)



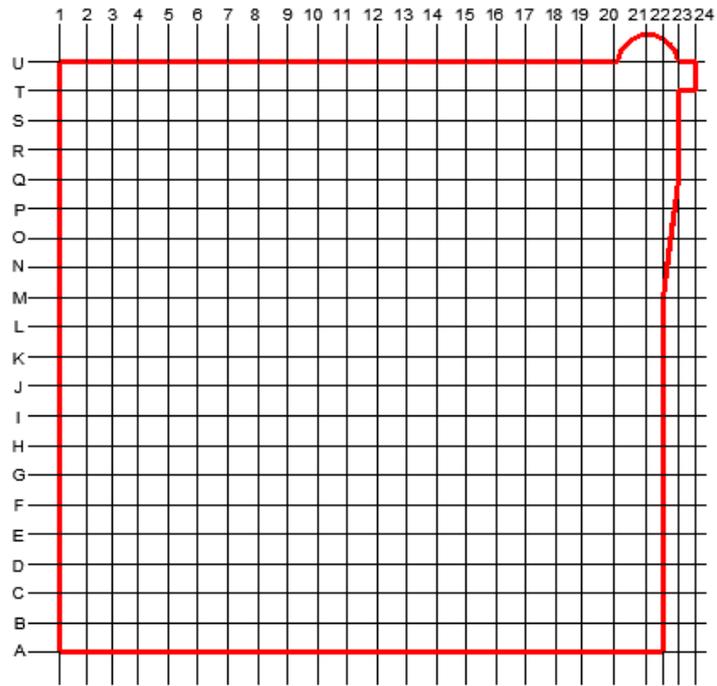


圖 3.4 廠房主要柱線標示

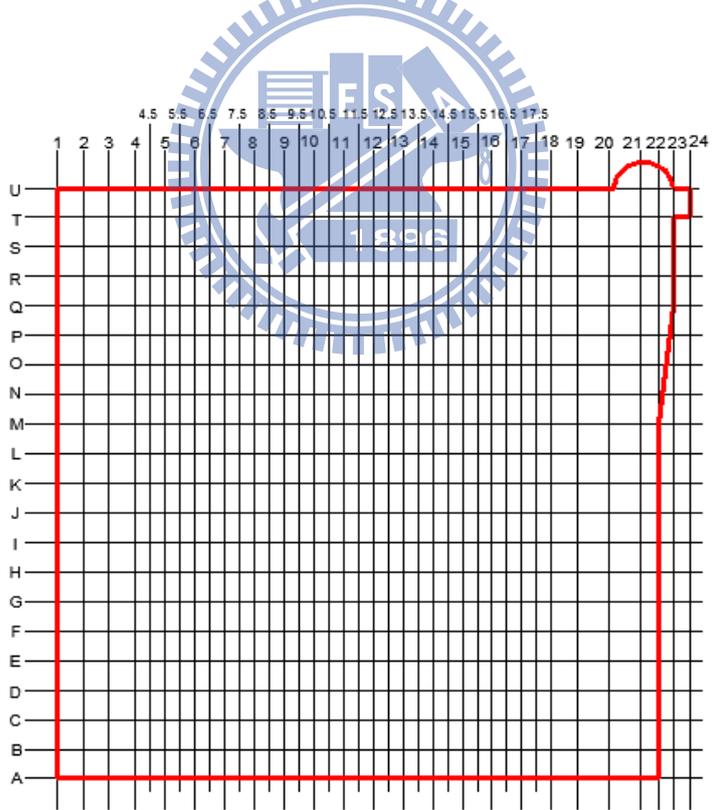


圖 3.5 無塵室下方桁架層主要柱線標示

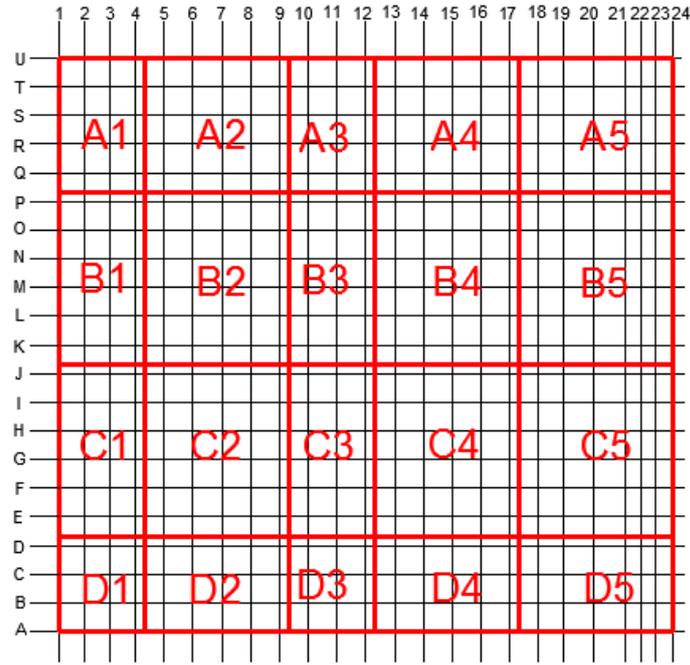
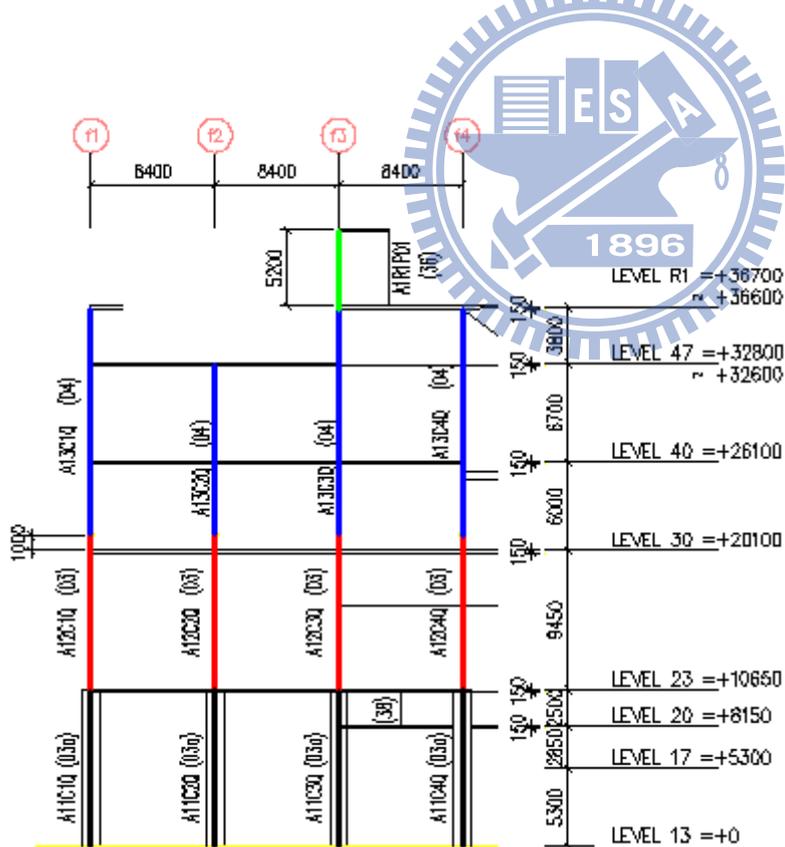
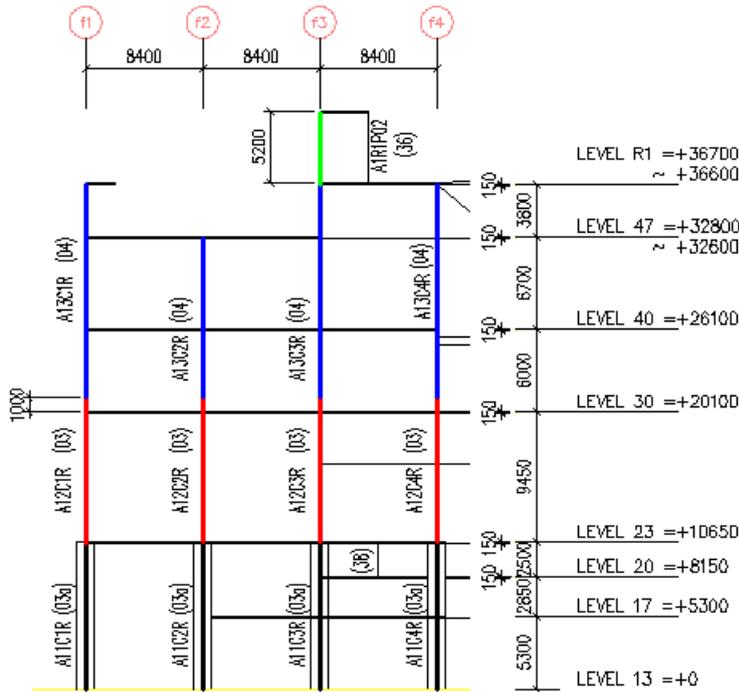


圖 3.6 廠房結構平面分區



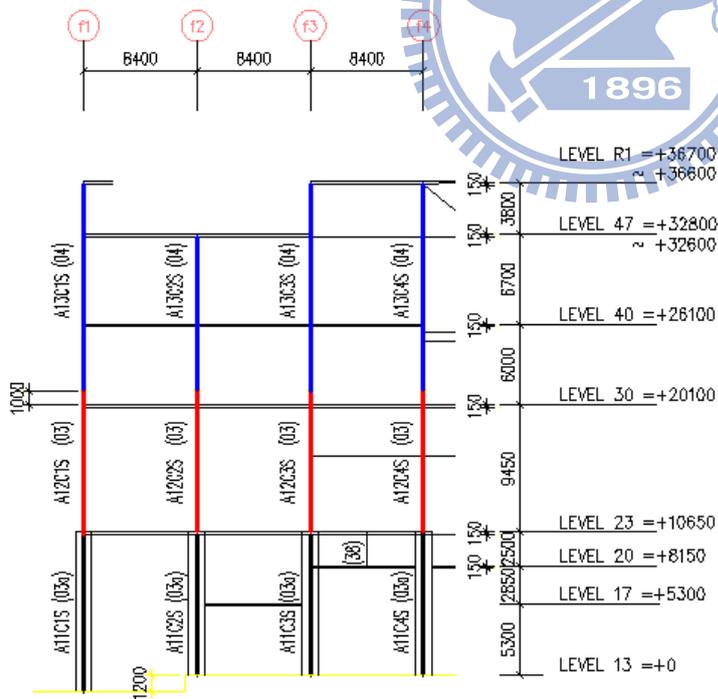
C MARK	DESCRIPTION	MATL
03a	BX800X800X40X40 +RC1200X1200	A572 GR50
03	BX800X800X40X40	A572 GR50
04	BX800X800X30X30	A572 GR50
36	RH300X305X15X15	A572 GR50
38	RH300X300X10X15	A572 GR50

圖 3.7 柱線 Q 之柱構件編號(單位：mm)



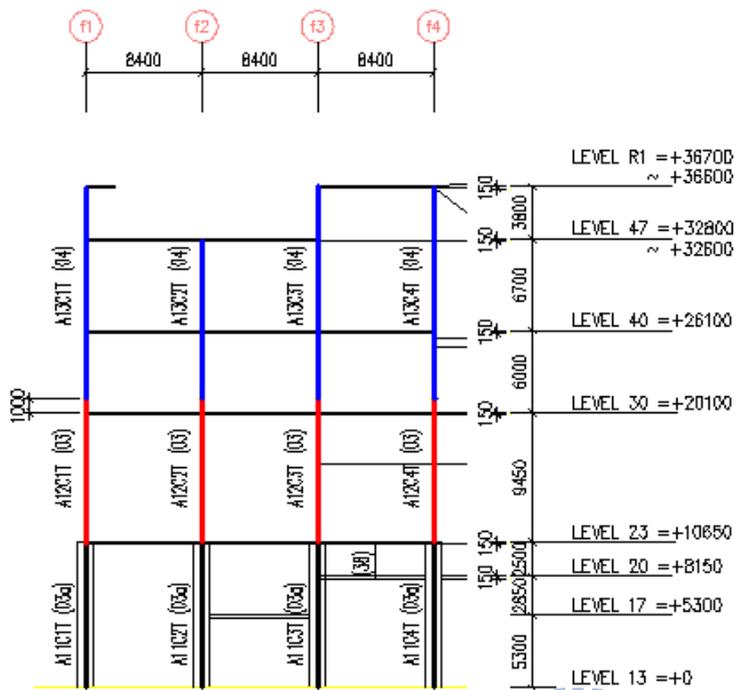
C MARK	DESCRIPTION	MATL
03a	BX800X800X40X40 +RC1200X1200	A572 GR50
03	BX800X800X40X40	A572 GR50
04	BX800X800X30X30	A572 GR50
36	RH300X305X15X15	A572 GR50
38	RH300X300X10X15	A572 GR50

圖 3.8 柱線 R 之柱構件編號(單位：mm)



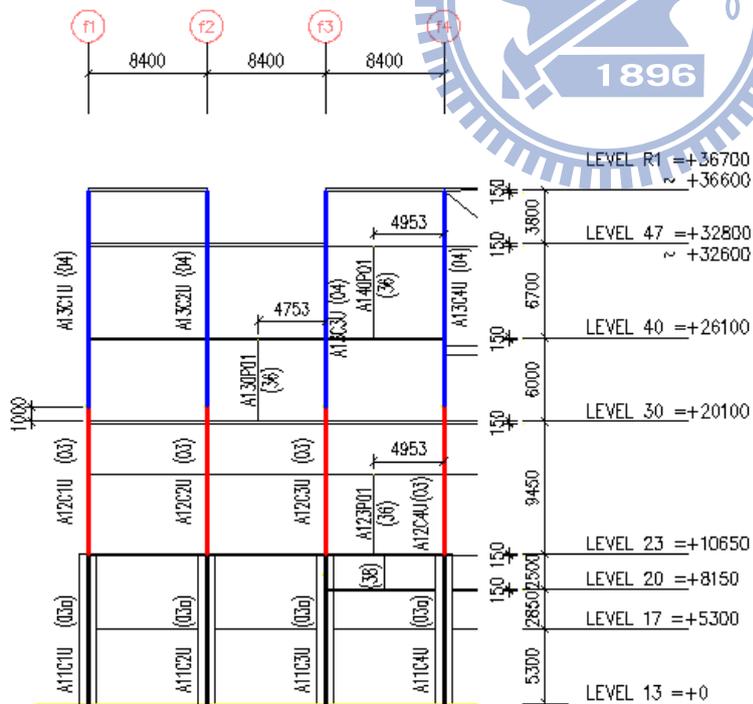
C MARK	DESCRIPTION	MATL
03a	BX800X800X40X40 +RC1200X1200	A572 GR50
03	BX800X800X40X40	A572 GR50
04	BX800X800X30X30	A572 GR50
36	RH300X305X15X15	A572 GR50
38	RH300X300X10X15	A572 GR50

圖 3.9 柱線 S 之柱構件編號(單位：mm)



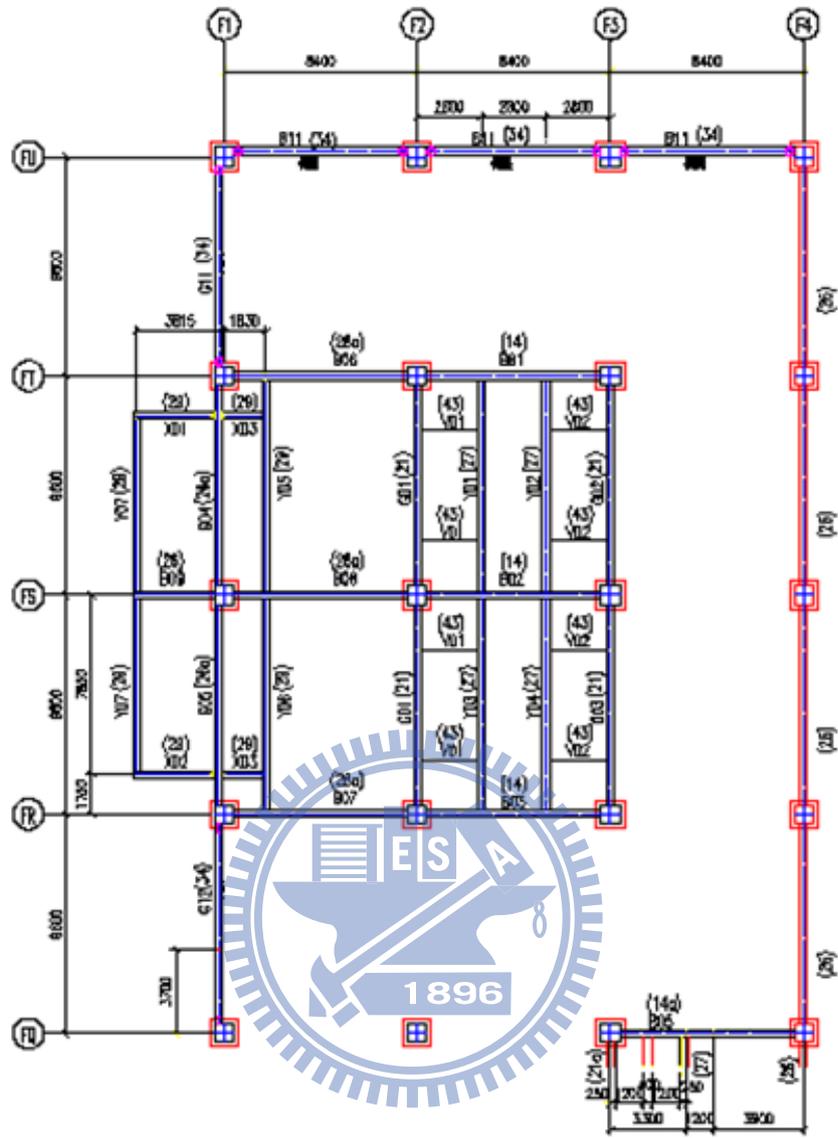
C MARK	DESCRIPTION	MATL
03a	BX800X800X40X40 +RC1200X1200	A572 GR50
03	BX800X800X40X40	A572 GR50
04	BX800X800X30X30	A572 GR50
36	RH300X305X15X15	A572 GR50
38	RH300X300X10X15	A572 GR50

圖 3.10 柱線 T 之柱構件編號(單位：mm)



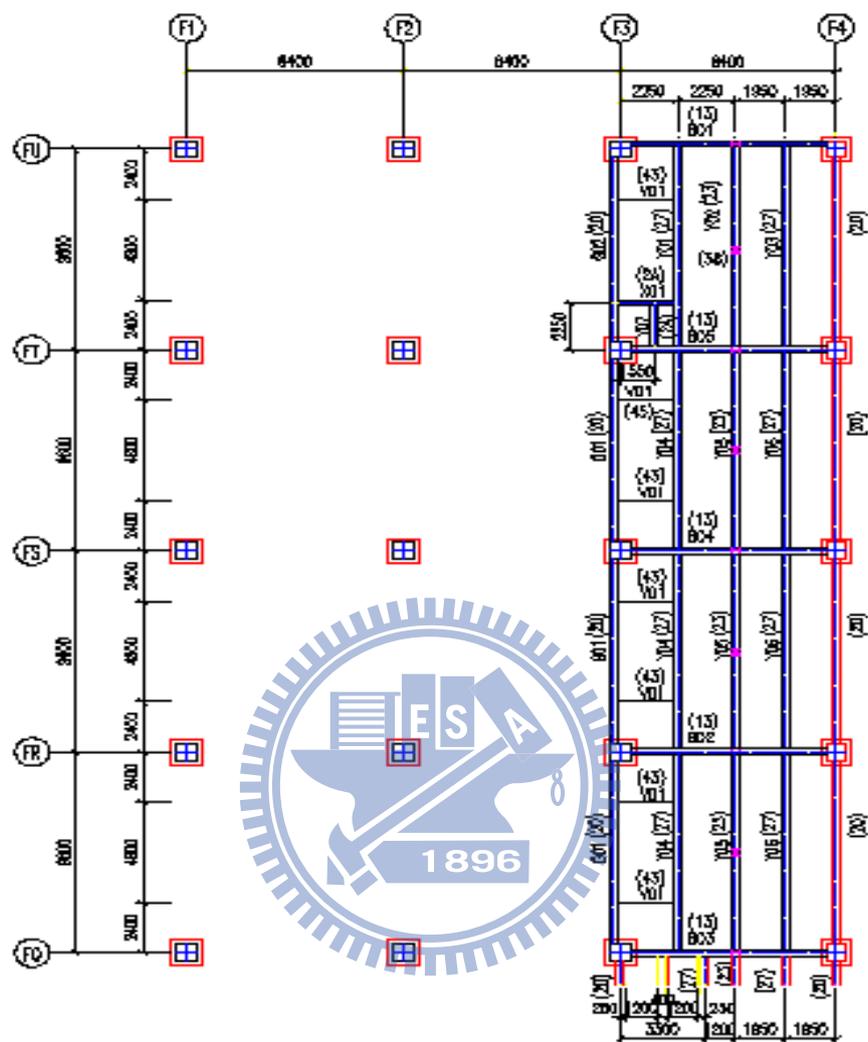
C MARK	DESCRIPTION	MATL
03a	BX800X800X40X40 +RC1200X1200	A572 GR50
03	BX800X800X40X40	A572 GR50
04	BX800X800X30X30	A572 GR50
36	RH300X305X15X15	A572 GR50
38	RH300X300X10X15	A572 GR50

圖 3.11 柱線 U 之柱構件編號(單位：mm)



C MARK	DESCRIPTION	MAT'L
14	BH800X300X20X35	A572 GR50
21	RH800X300X14X26	A572 GR50
21a	RH800X300X14X26+2PL18	A572 GR50
27	RH588X300X12X20	A572 GR50
2A	RH440X300X11X18	A572 GR50
34	RH350X350X12X19	A36
43	L75X75X6X6	A36
60	RC150X75X20X4.5	A36
3C	RH294X200X8X12	A36
26	RH594X302X14X23	A572 GR50
26a	RH594X302X14X23+2PL18	A572 GR50
29	RH482X300X11X15	A572 GR50

圖 3.12 A1 區 L17 梁編號圖



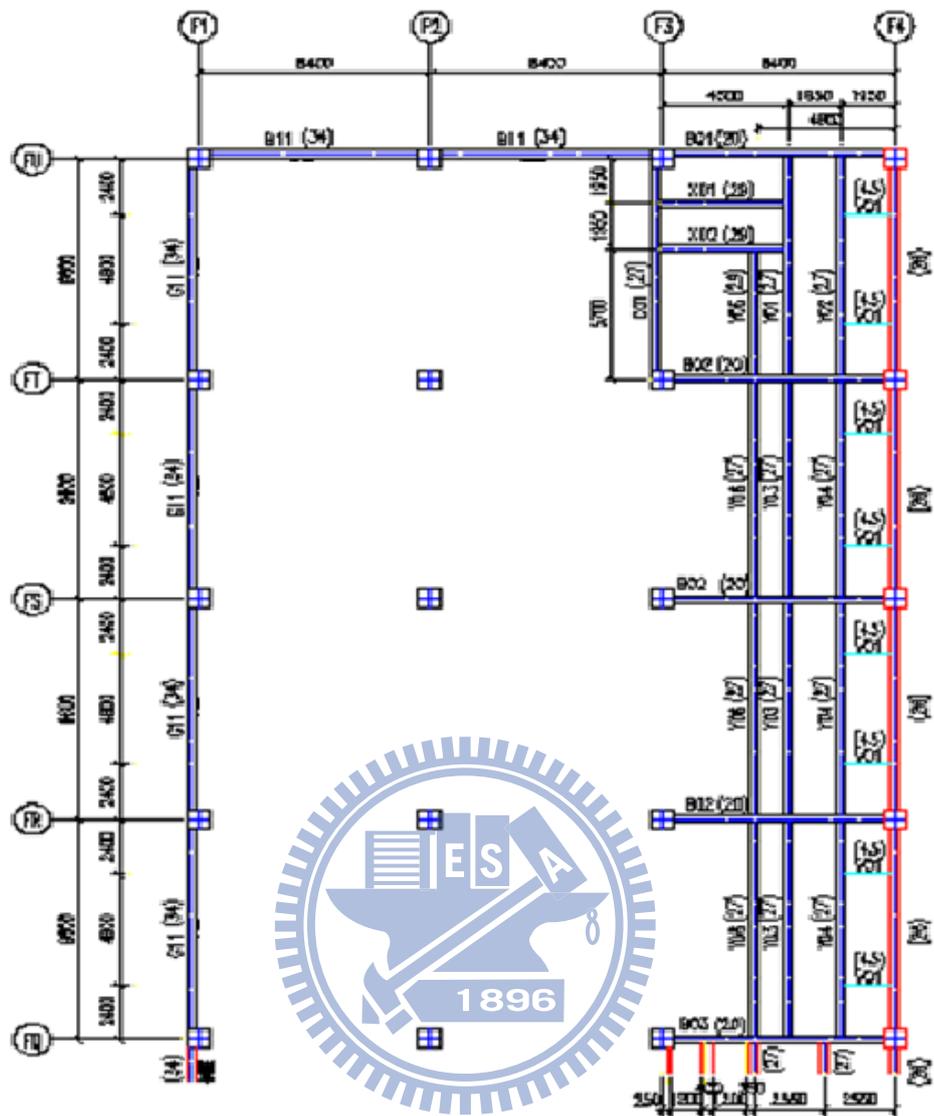
C MARK	DESCRIPTION	MAT'L
13	BH800X300X25X40	A572 GR50
20	RH808X302X16X30	A572 GR50
15	BH800~600X300X20X35	A572 GR50
27	RH588X300X12X20	A572 GR50
23	RH708X302X15X28	A572 GR50
2A	RH440X300X11X18	A572 GR50
43	L75X75X6X6	A36
38	RH300X300X10X15	A572 GR50

圖 3.13 A1 區 L20 梁編號圖



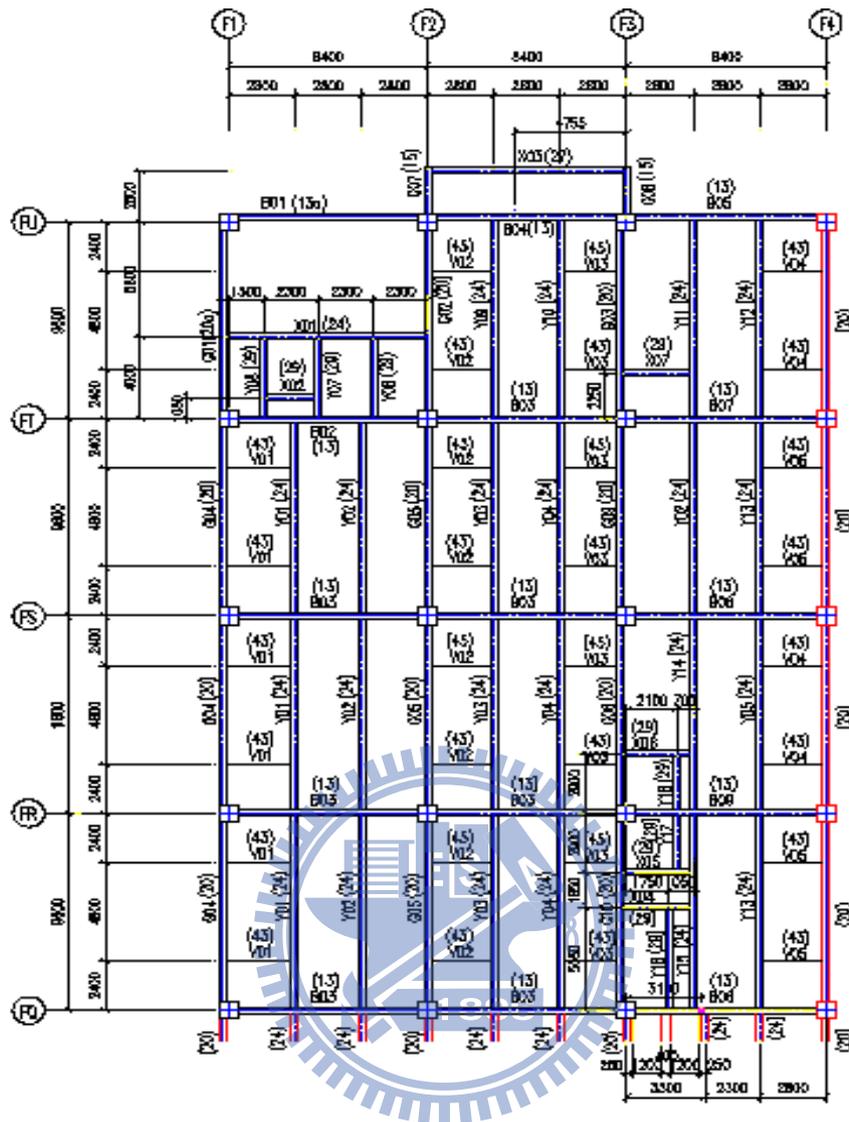
C MARK	DESCRIPTION	MATL
2B	RH340X250X9X14	A572 GR50
13	BH800X300X25X40	A572 GR50
10	BH1000X300X25X40	A572 GR50
12	BH800X300X30X50	A572 GR50
2E	RH390X300X10X16	A572 GR50
20	RH800X302X16X30	A572 GR50
11	BH1000X300X20X35	A572 GR50
15	BH800~600X300X20X35	A572 GR50
14	BH800X300X20X35	A572 GR50
27	RH580X300X12X20	A572 GR50
24	RH700X300X13X24	A572 GR50
29	RH482X300X11X15	A572 GR50
21	RH800X300X14X26	A572 GR50
23	RH708X302X15X28	A572 GR50
13a	BH800X300X25X40+2PL18	A572 GR50
20a	RH800X302X16X30+2PL18	A572 GR50
2D	RH194X150X6X9	A36
3C	RH294X200X8X12	A36
42	RL100X100X10X10	A36
43	RL75X75X6X6	A36
36	RH300X305X15X15	A36

圖 3.14 A1 區 L23 梁編號圖



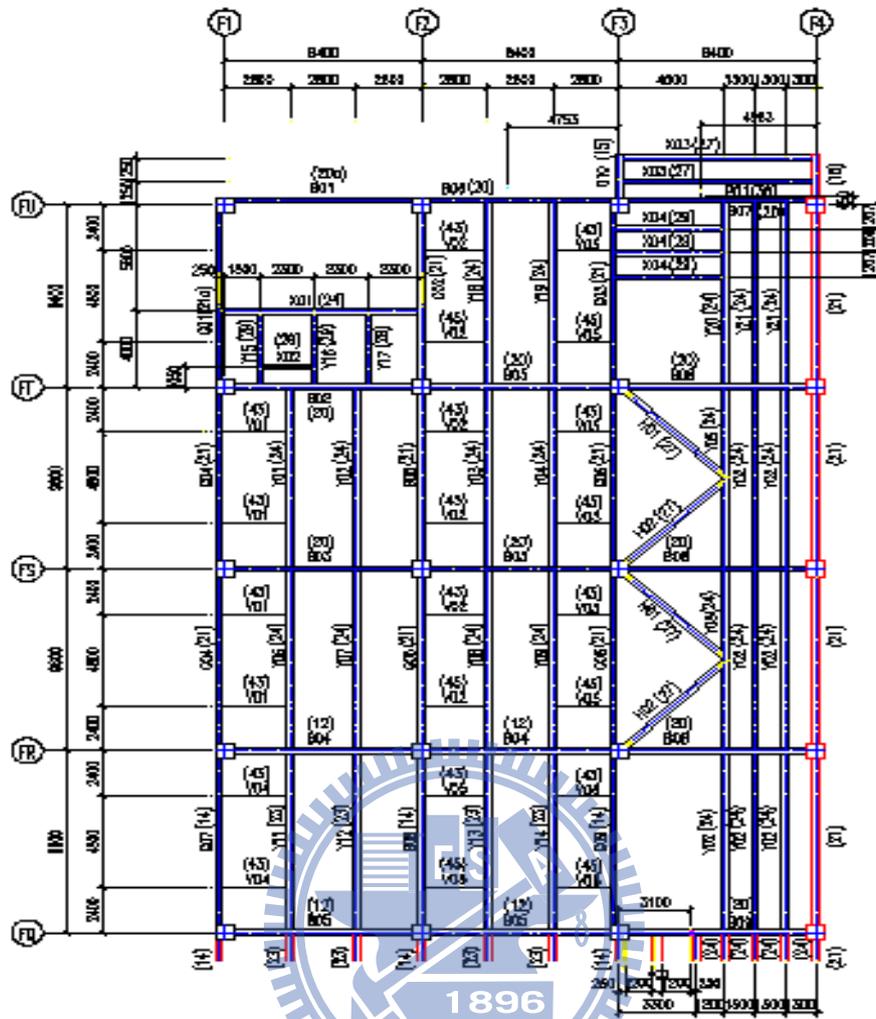
C MARK	DESCRIPTION	MAT'L
20	RH808X302X16X30	A572 GR50
26	RH594X302X14X23	A572 GR50
27	RH588X300X12X20	A572 GR50
29	RH482X300X11X15	A572 GR50
34	RH350X350X12X19	A36
43	L75X75X6	A36
36	RH300X305X15X15	A36

圖 3.15 A1 區 L27 梁編號圖



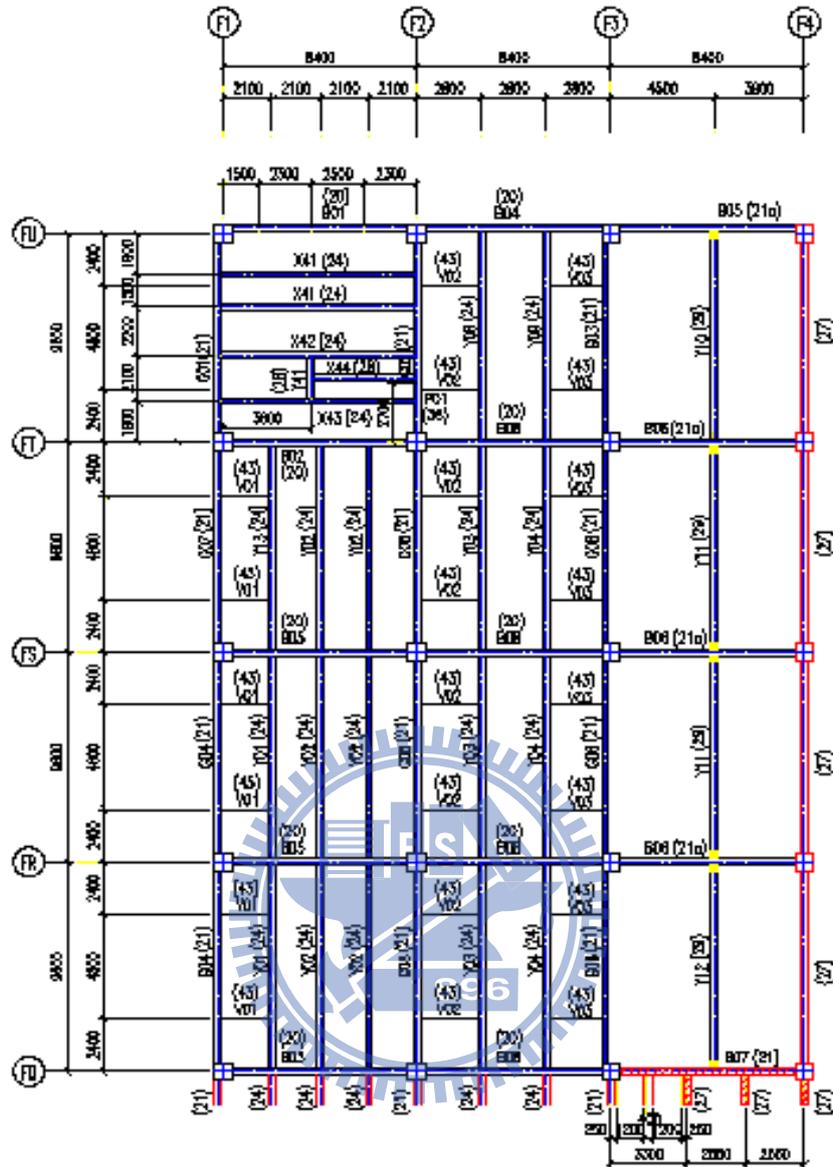
C MARK	DESCRIPTION	MAT'L
13	BH800X300X25X40	A572 GR50
12	BH800X300X30X50	A572 GR50
20	RH808X302X16X30	A572 GR50
14	BH800X300X20X35	A572 GR50
15	BH800~600X300X20X35	A572 GR50
13 <sub>0</sub>	BH800X300X25X40+2PL18	A572 GR50
20 <sub>0</sub>	RH808X302X16X30+2PL18	A572 GR50
27	RH585X300X12X20	A572 GR50
29	RH482X300X11X15	A572 GR50
24	RH700X300X13X24	A572 GR50
23	RH708X302X15X28	A572 GR50
43	RL75X75X6X6	A36
3B	RH294X200X8X12	A572 GR50
36	RH300X305X15X15	A36

圖 3.16 A1 區 L30 梁編號圖



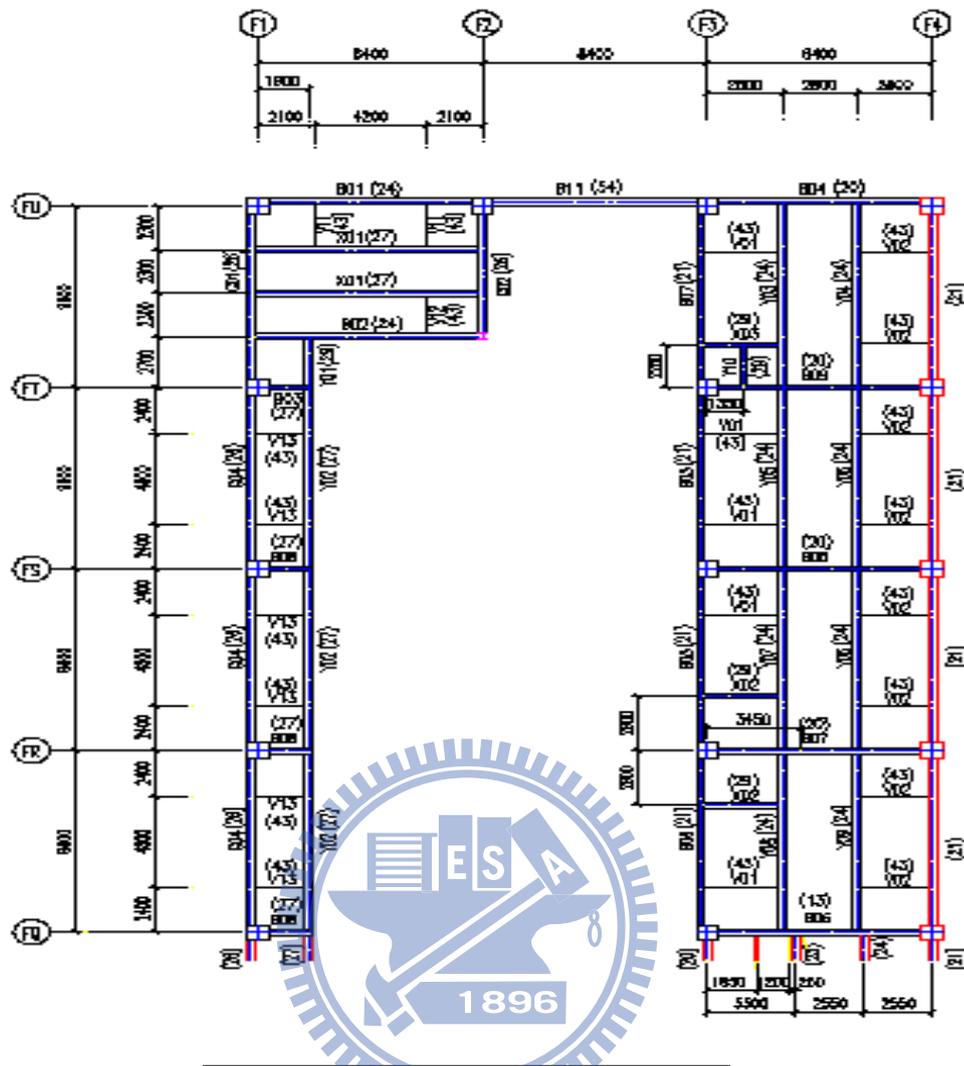
C MARK	DESCRIPTION	MAT'L
20	RH808X302X16X30	A572 GR50
12	BH800X300X30X50	A572 GR50
21	RH800X300X14X26	A572 GR50
15	BH800~600X300X20X35	A572 GR50
14	BH800X300X20X35	A572 GR50
21a	BH800X300X14X26+2PL18	A572 GR50
27	RH588X300X12X20	A572 GR50
29	RH482X300X11X15	A572 GR50
24	RH700X300X13X24	A572 GR50
23	RH708X302X15X28	A572 GR50
27	RH588X300X12X20	A572 GR50
43	RL75X75X6X6	A36
3B	RH294X200X8X12	A572 GR50
36	RH300X305X15X15	A36

圖 3.17 A1 區 L40 梁編號圖



C MARK	DESCRIPTION	MAT'L
20	RH808X302X16X30	A572 GR50
27	RH588X300X12X20	A572 GR50
21	BH800X300X14X26	A572 GR50
21a	BH800X300X14X26+2PL18	A572 GR50
29	RH482X300X11X15	A572 GR50
28	RH488X300X11X18	A572 GR50
24	RH700X300X13X24	A572 GR50
43	RL75X75X6X6	A36
36	RH300X305X15X15	A36

圖 3.18 A1 區 L47 梁編號圖



C MARK	DESCRIPTION	MAT'L
20	RH808X302X16X30	A572 GR50
11	BH1000X300X20X35	A572 GR50
13	BH800X300X25X40	A572 GR50
24	BH700X300X13X24	A572 GR50
27	RH588X300X12X20	A572 GR50
28	RH488X300X11X18	A572 GR50
21	RH800X300X14X26	A572 GR50
13	BH800X300X25X40	A572 GR50
20	RH808X302X16X30	A572 GR50
26	RH594X302X14X23	A572 GR50
24	BH700X300X13X24	A572 GR50
27	RH588X300X12X20	A572 GR50
29	RH482X300X11X15	A572 GR50
24	BH700X300X13X24	A572 GR50
23	RH708X302X15X18	A572 GR50
36	RH300X305X15X15	A572 GR50
34	RH350X350X12X19	A36
43	RL75X75X6X6	A36

圖 3.19 A1 區 R1 梁編號圖

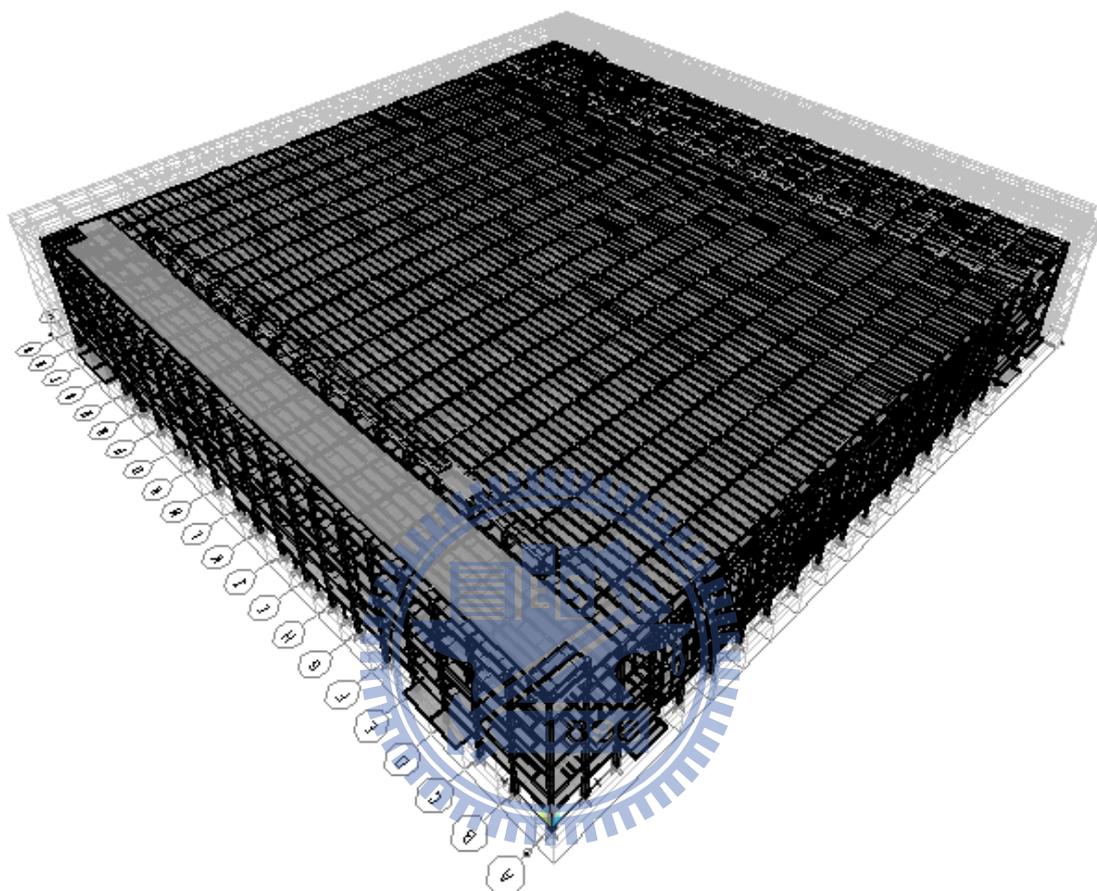


圖 3.20 廠房 ETABS 模型

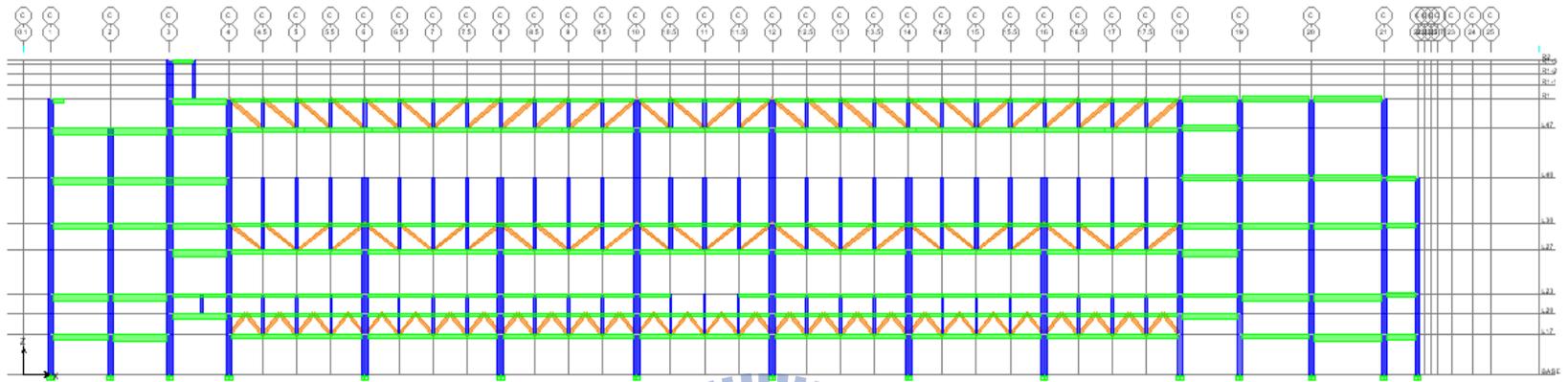


圖 3.21 廠房 X 向柱線 C 結構立面圖

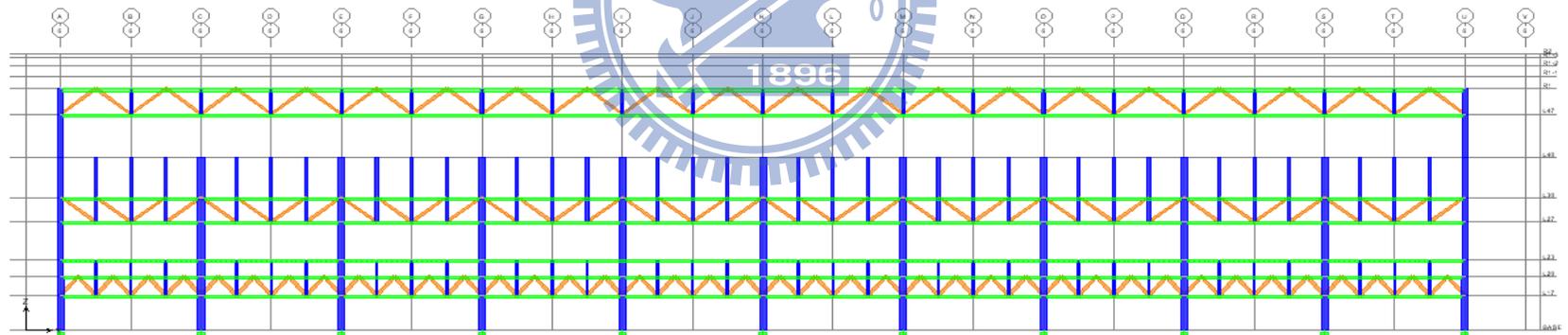
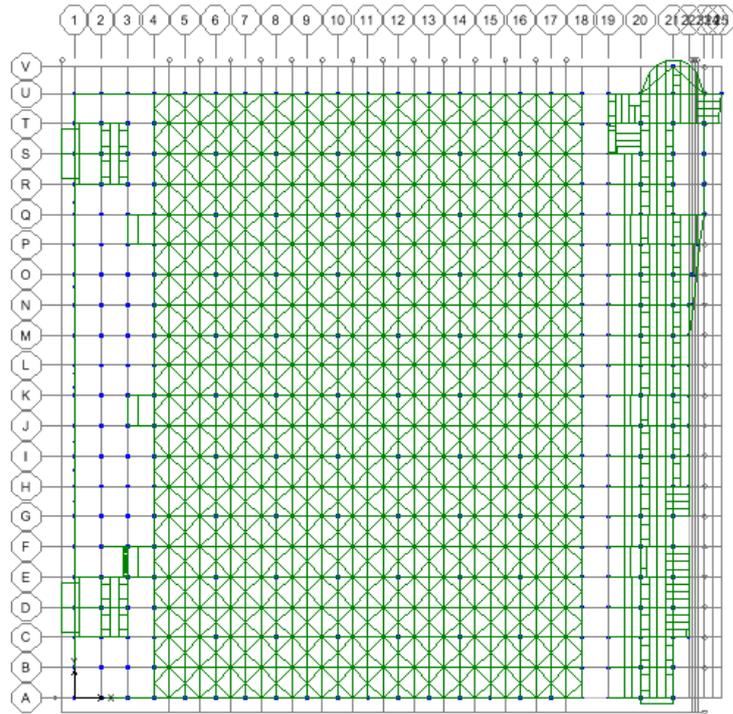
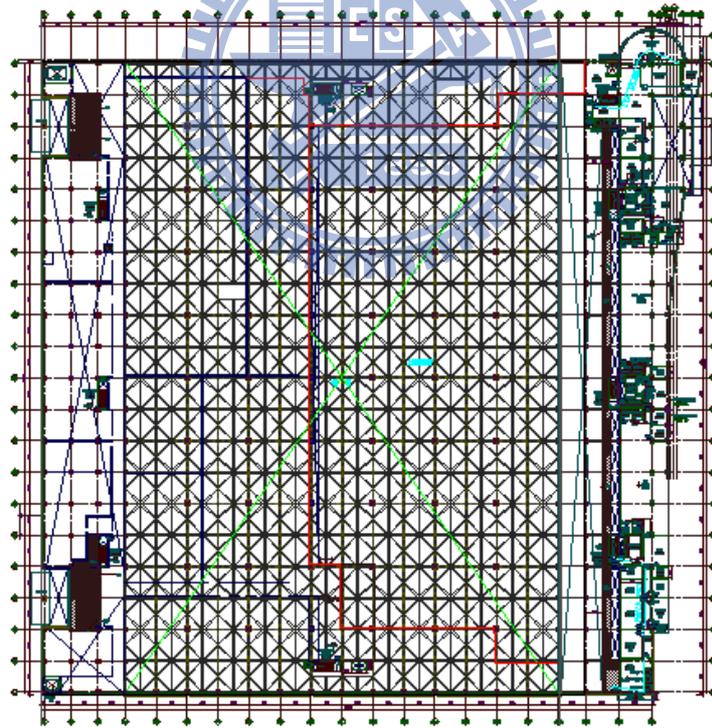


圖 3.22 廠房 Y 向柱線 6 結構立面圖

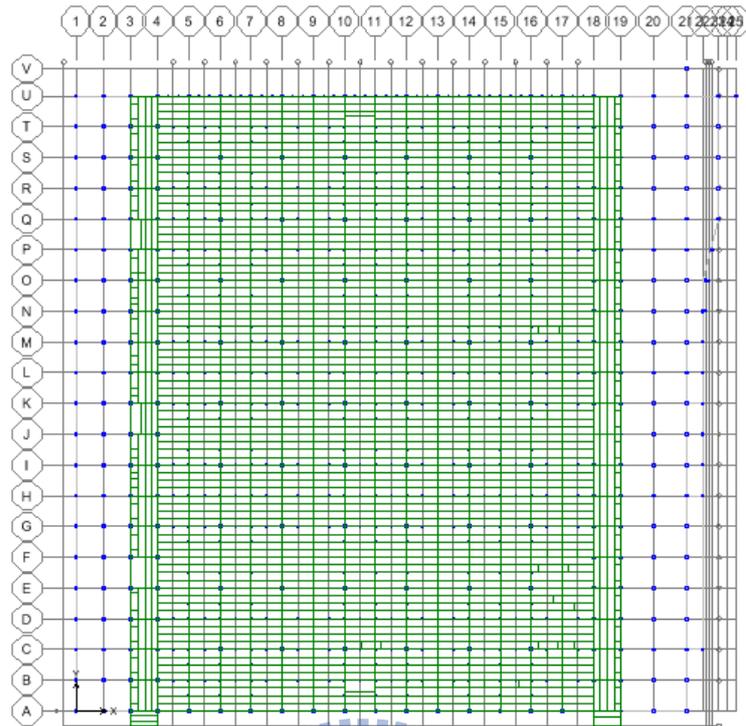


(a)ETABS 平面圖

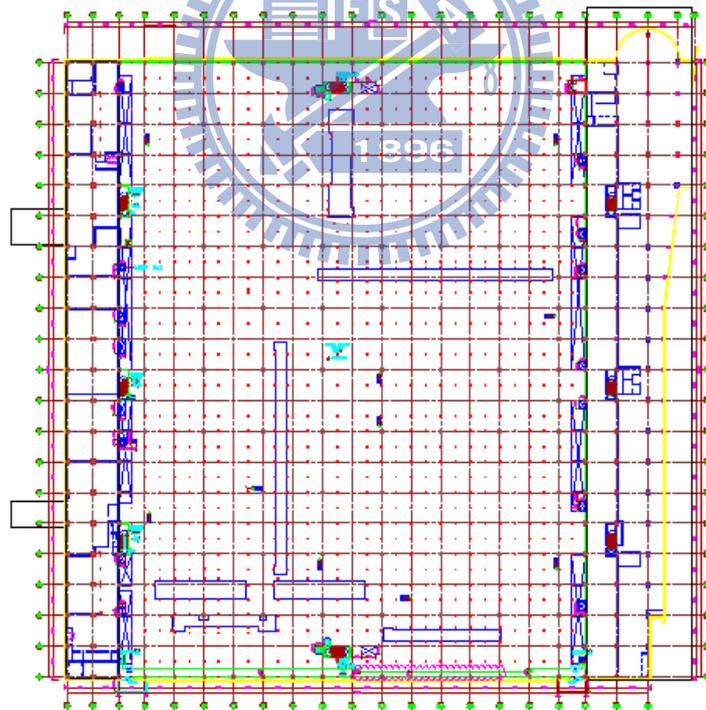


(b)工程平面圖

圖 3.23 廠房 L17 層平面圖

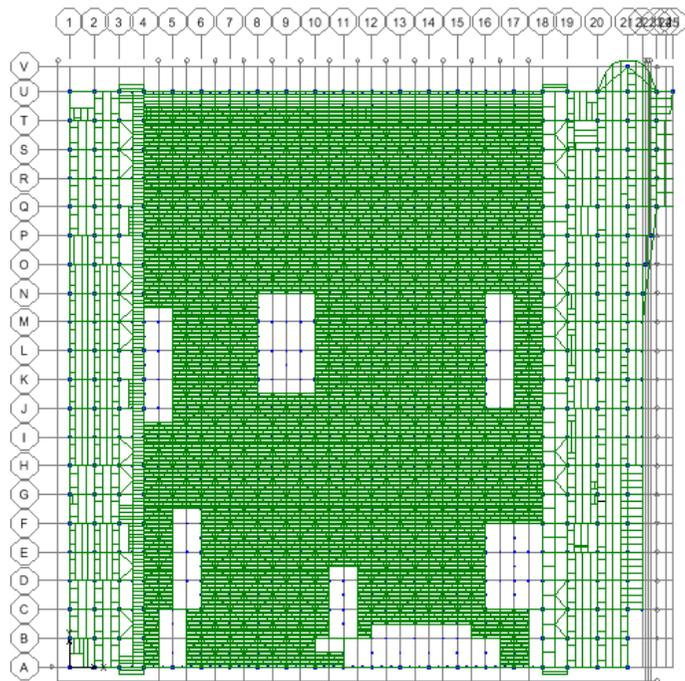


(a)ETABS 平面圖

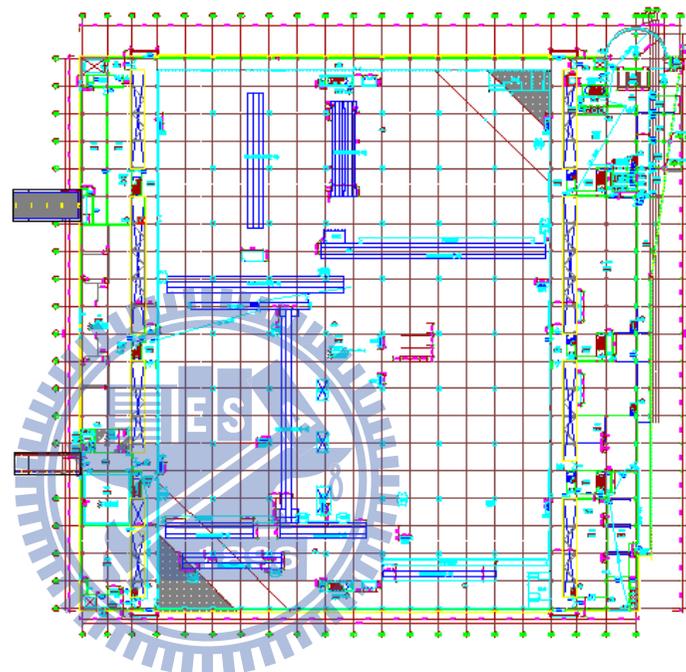


(b)工程平面圖

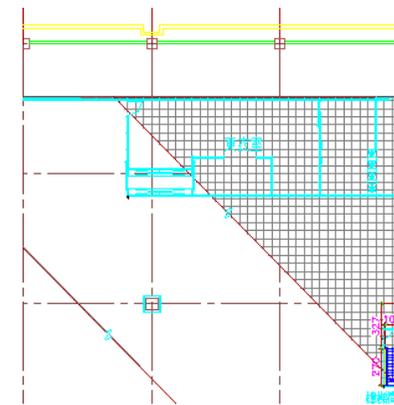
圖 3.24 廠房 L20 層平面圖



(a) ETABS 平面圖

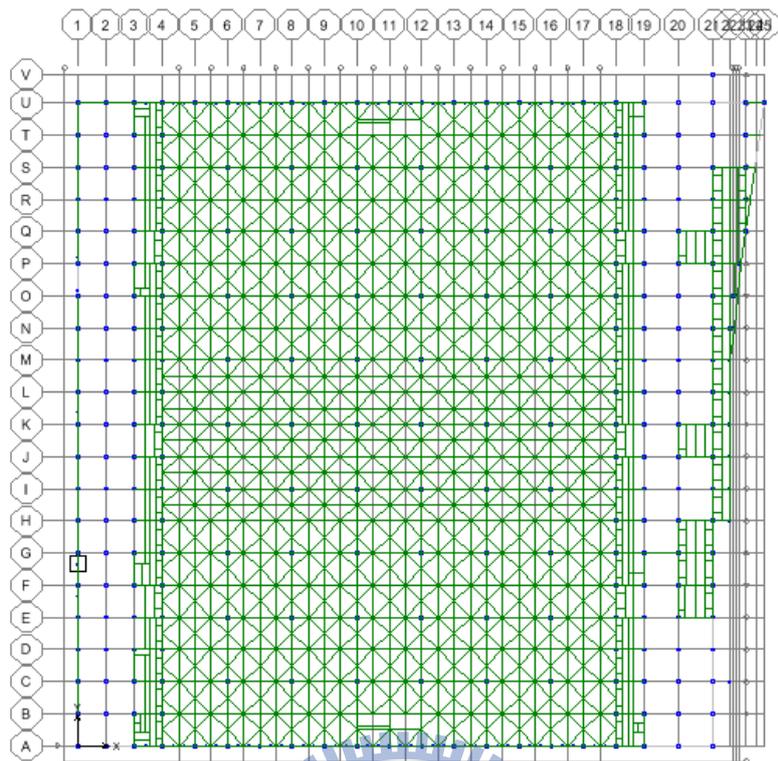


(b) 工程平面圖

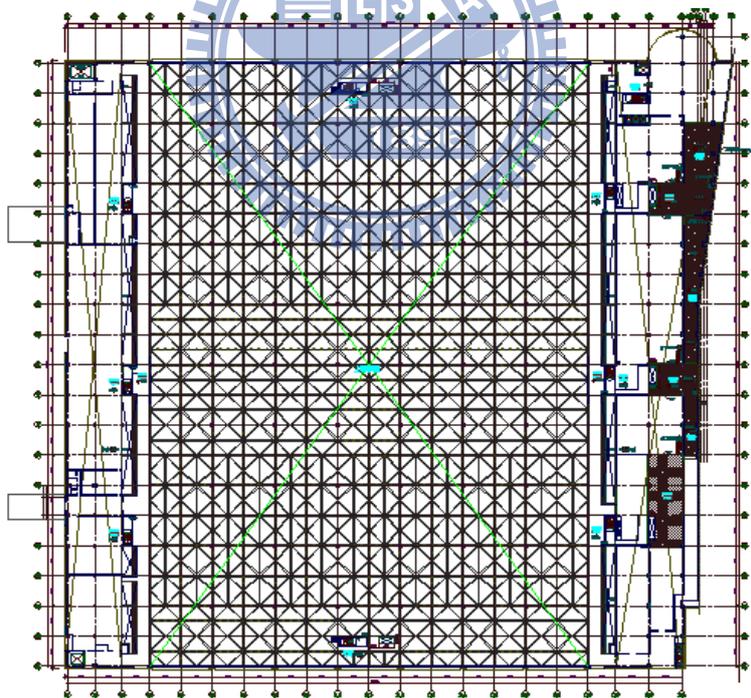


(c) 梁細部配置圖

圖 3.25 廠房 L23 層平面圖

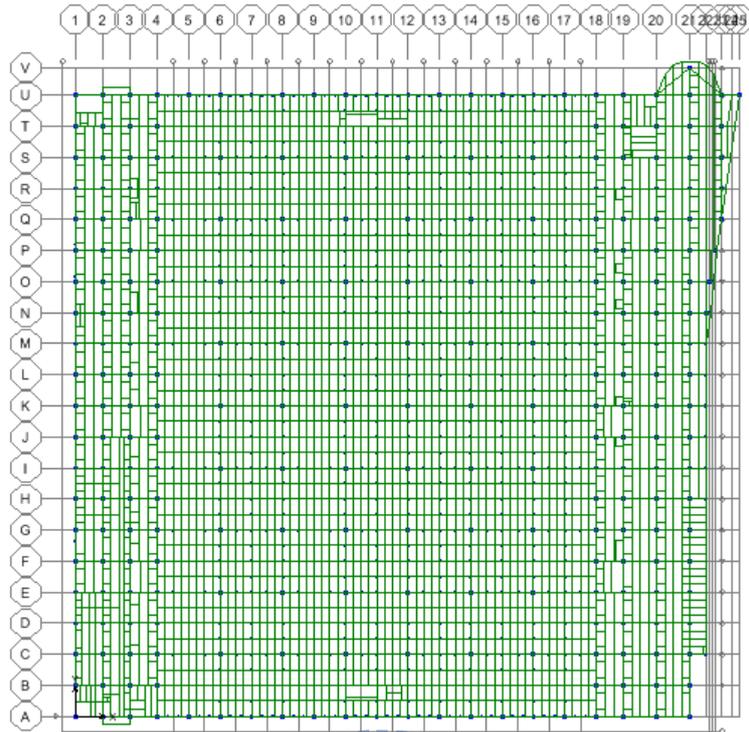


(a)ETABS 平面圖

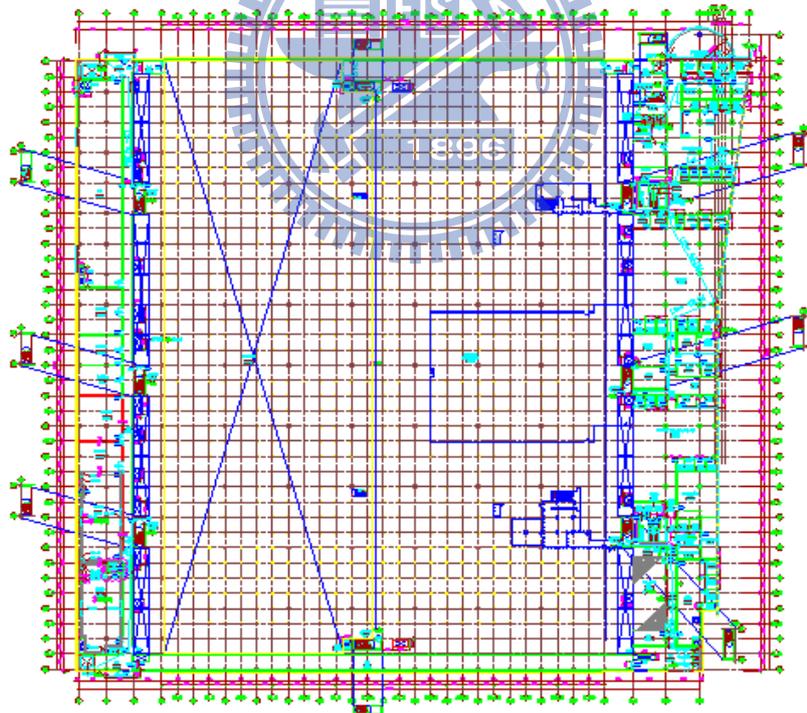


(b)工程平面圖

圖 3.26 廠房 L27 層平面圖

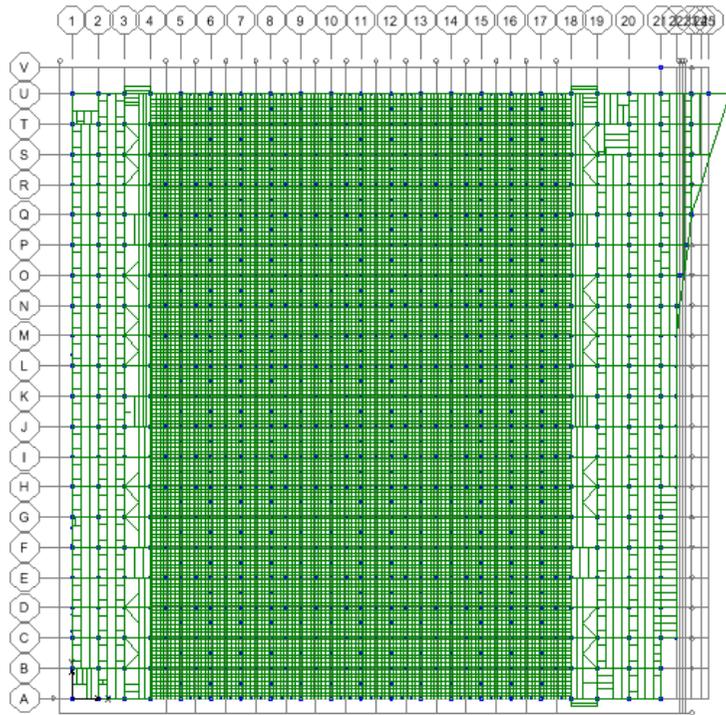


(a)ETABS 平面圖

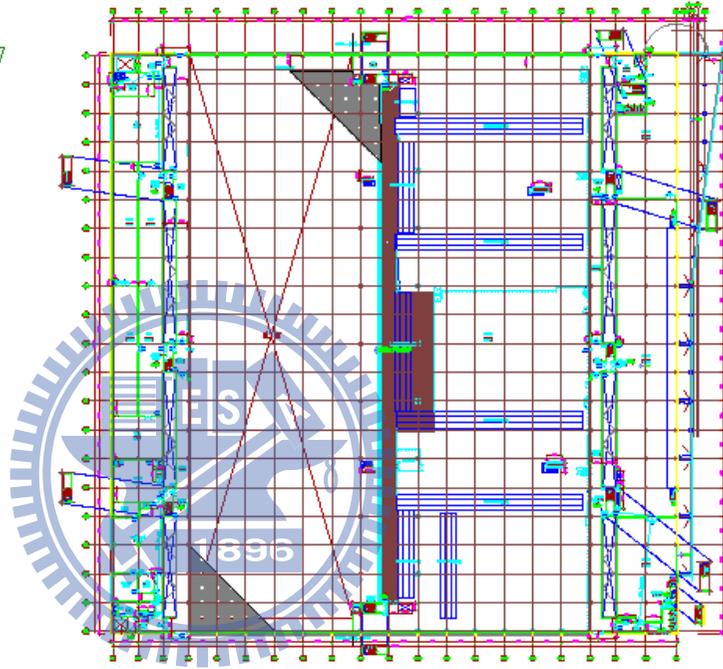


(b)工程平面圖

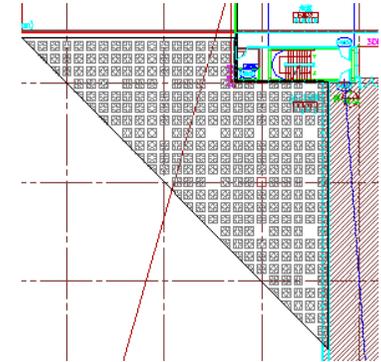
圖 3.27 廠房 L30 層平面圖



(a)ETABS 平面圖

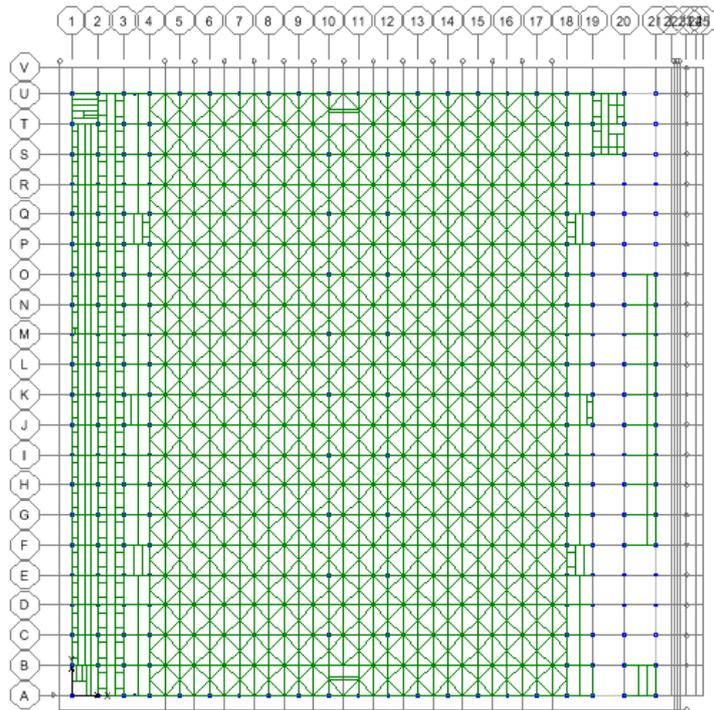


(b)工程平面圖

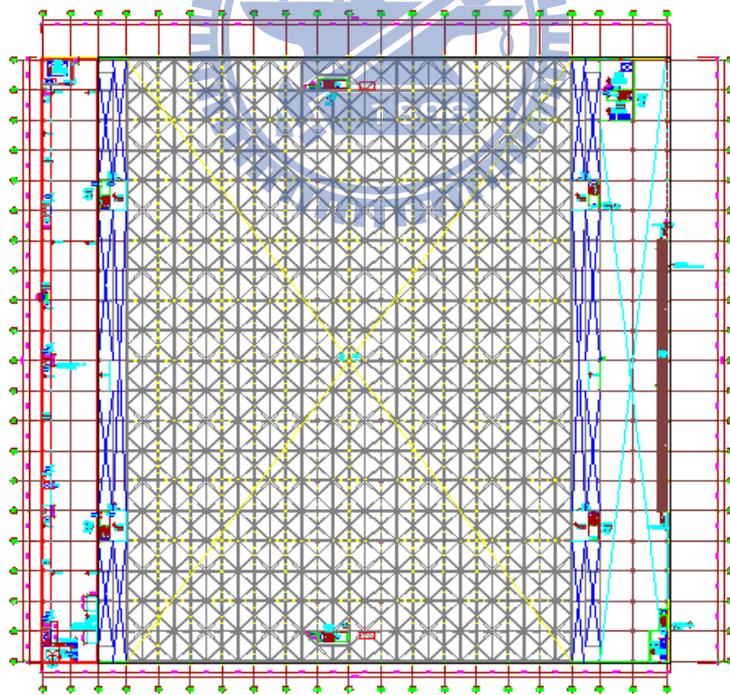


(c)梁細部配置圖

圖 3.28 廠房 L40 層平面圖

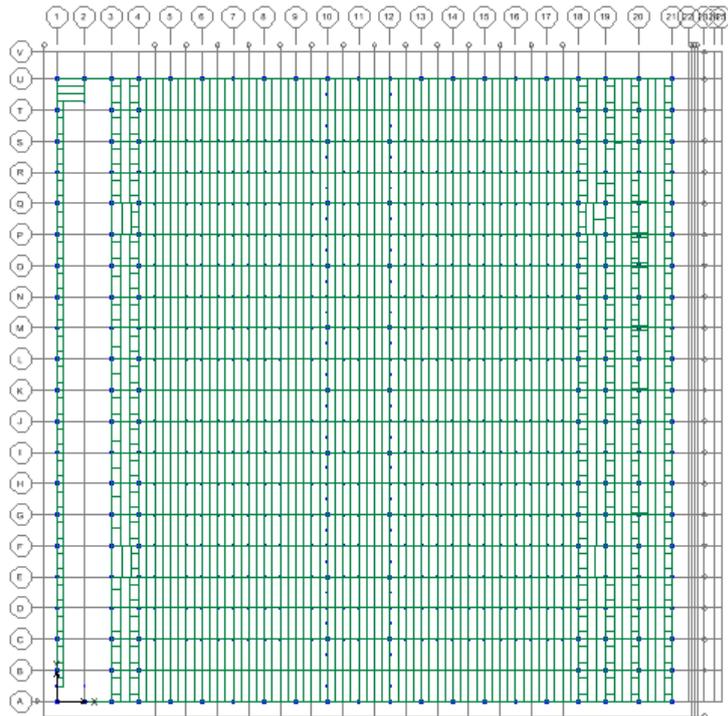


(a) ETABS 平面圖

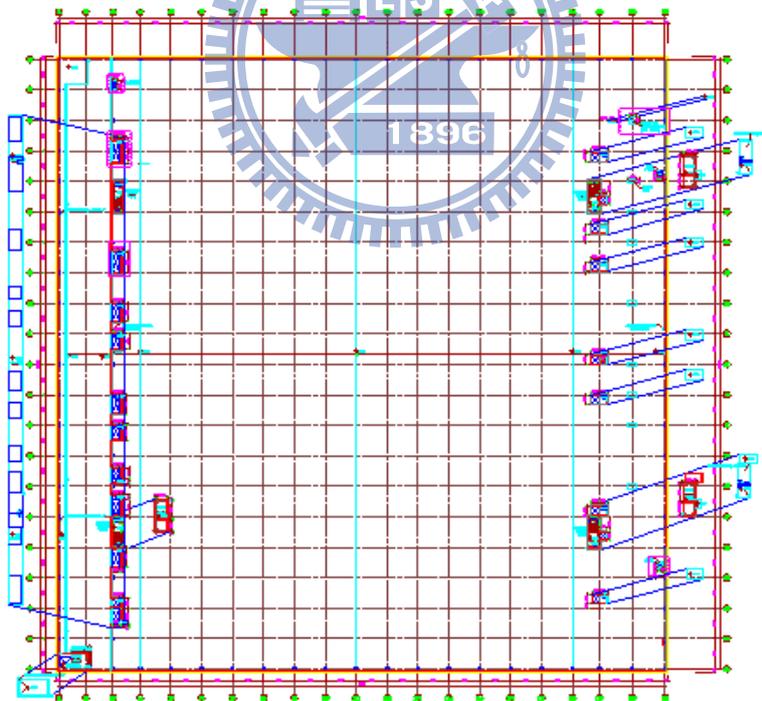


(b) 工程平面圖

圖 3.29 廠房 L47 層平面圖

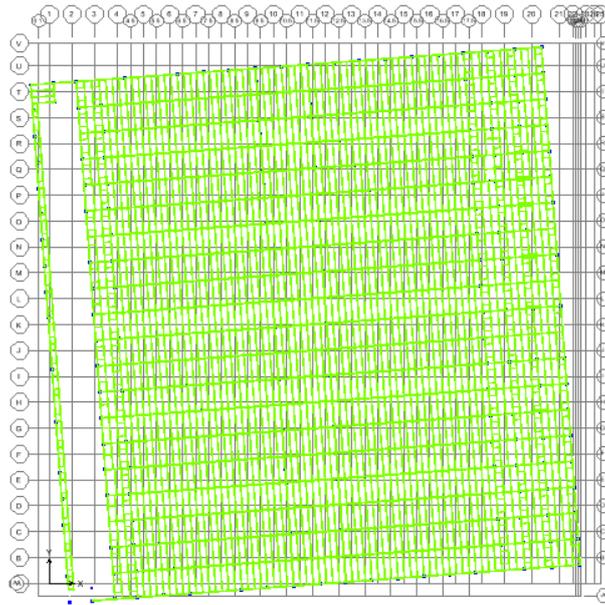


(a) ETABS 平面圖

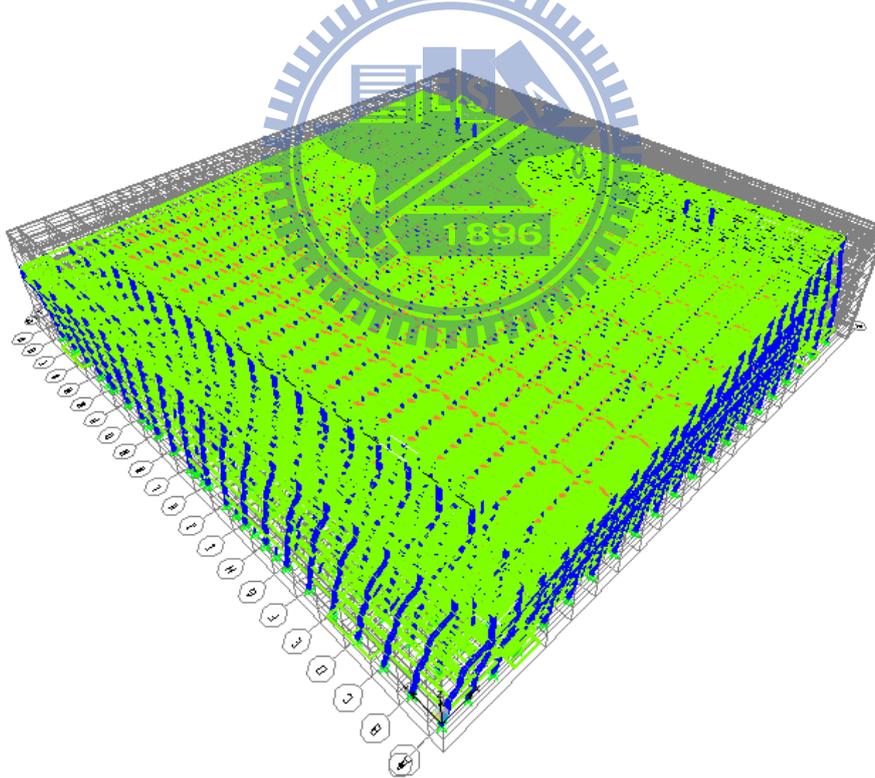


(b) 工程平面圖

圖 3.30 廠房 R1 層平面圖

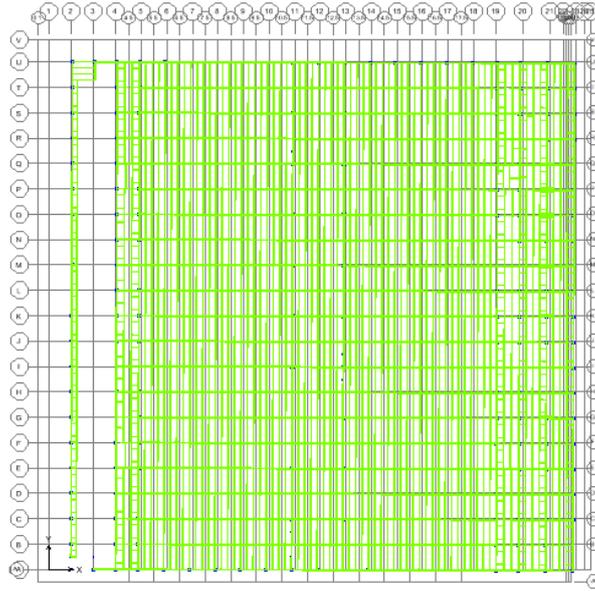


(a) 廠房屋頂扭轉平面圖

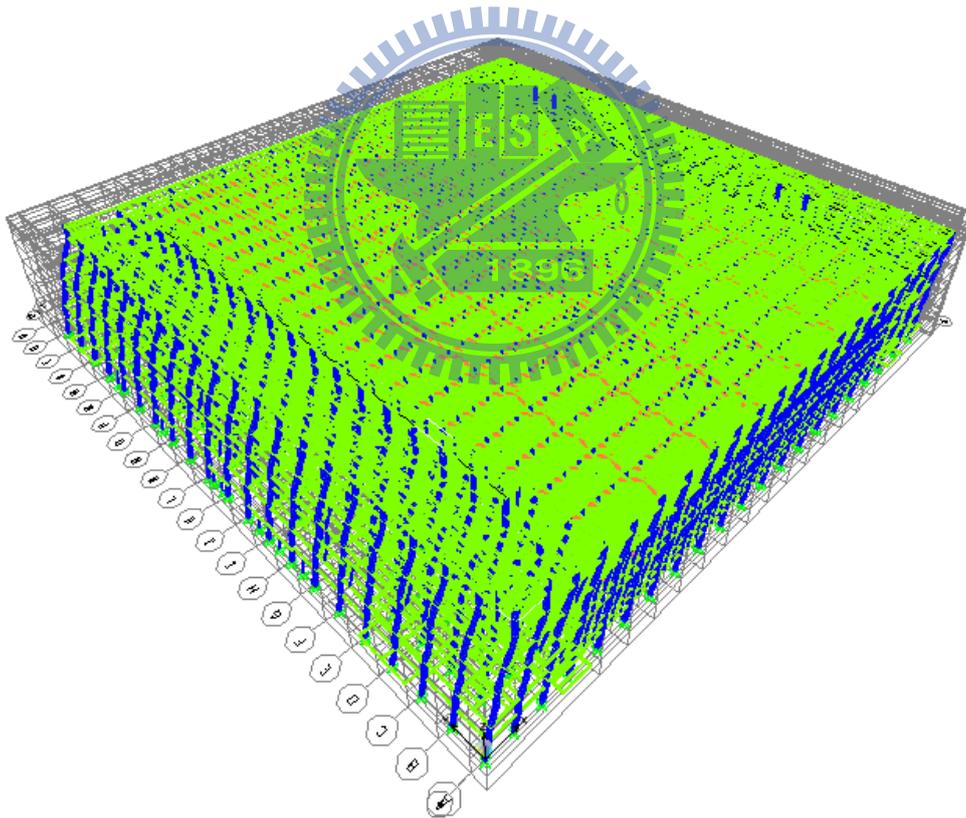


(b) 廠房扭轉立體圖

圖 3.31 廠房第一模態(Z 向扭轉振態)

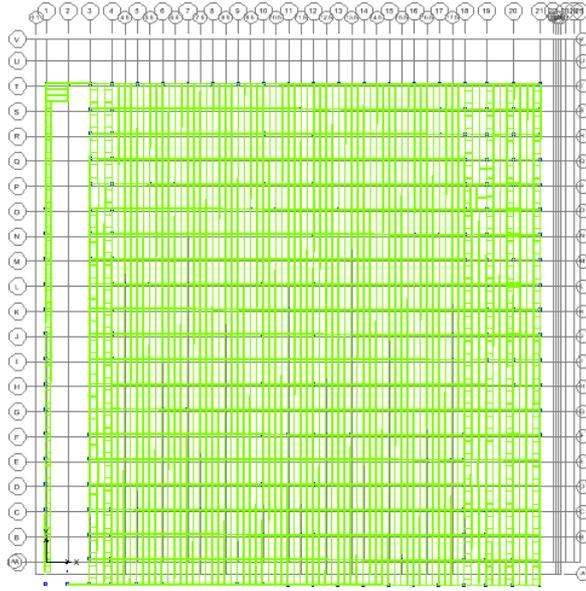


(a) 廠房屋頂 X 向振態平面圖

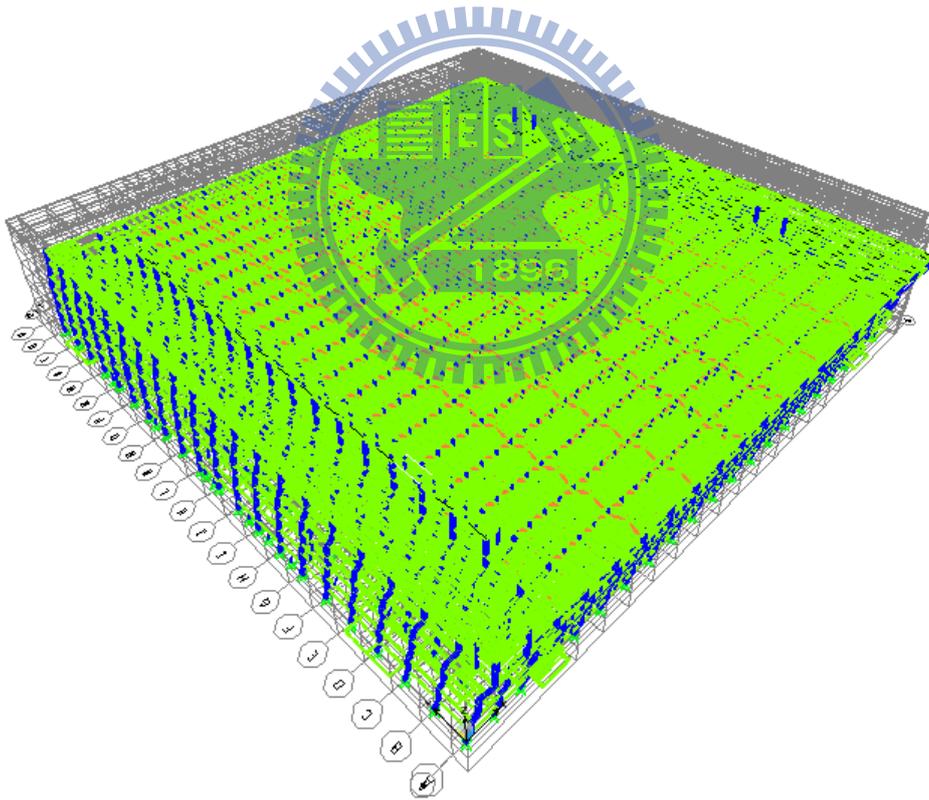


(b) 廠房 X 向位移立體圖

圖 3.32 廠房第二模態(X 向振態)



(a) 廠房屋頂 Y 向振態平面圖



(b) 廠房 Y 向振態立體圖

圖 3.33 廠房第三模態(Y 向振態)

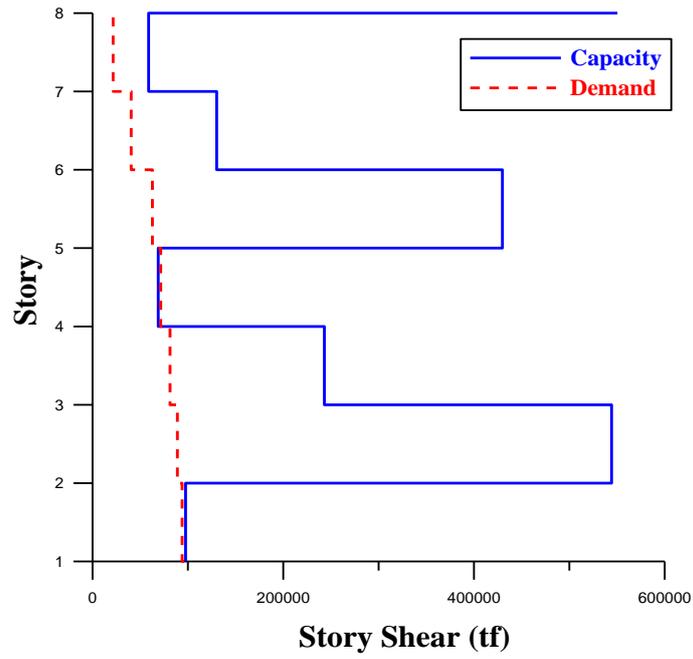


圖 3.34 結構 X 向耐震能力初步評估結果

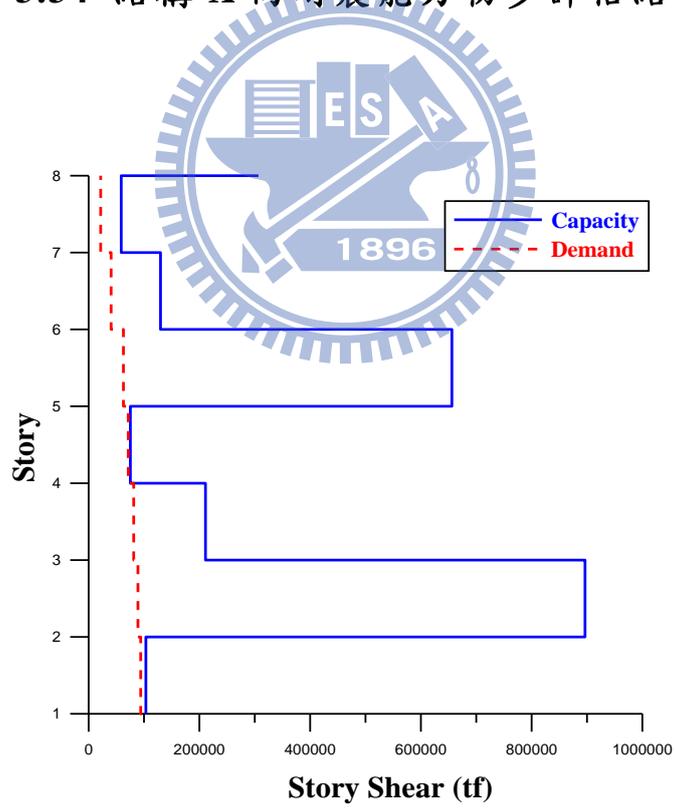


圖 3.35 結構 Y 向耐震能力評估結果

### 台灣活斷層分布圖

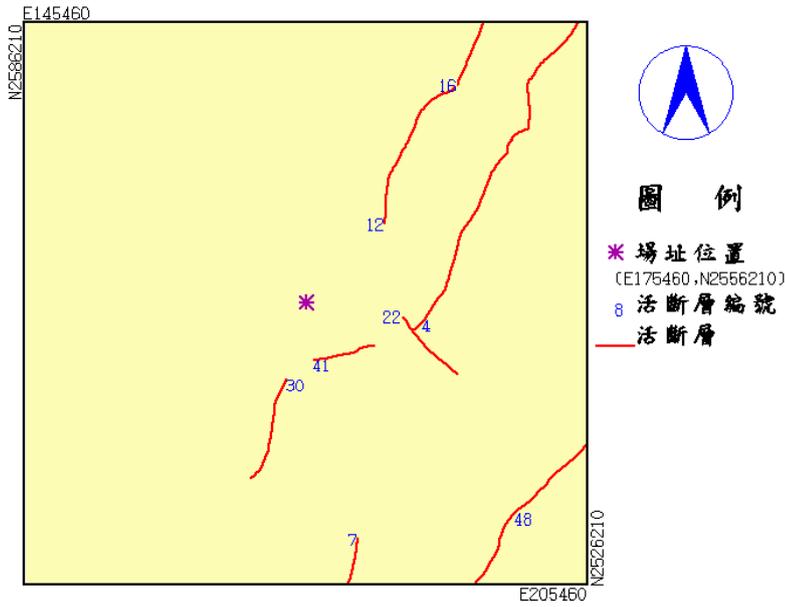


圖 3.36 工址距斷層距離示意圖

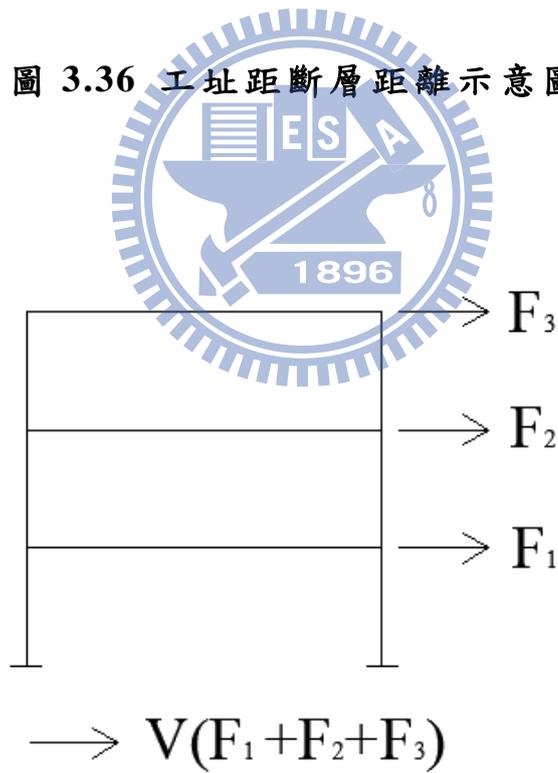


圖 3.37 地震力分配示意圖

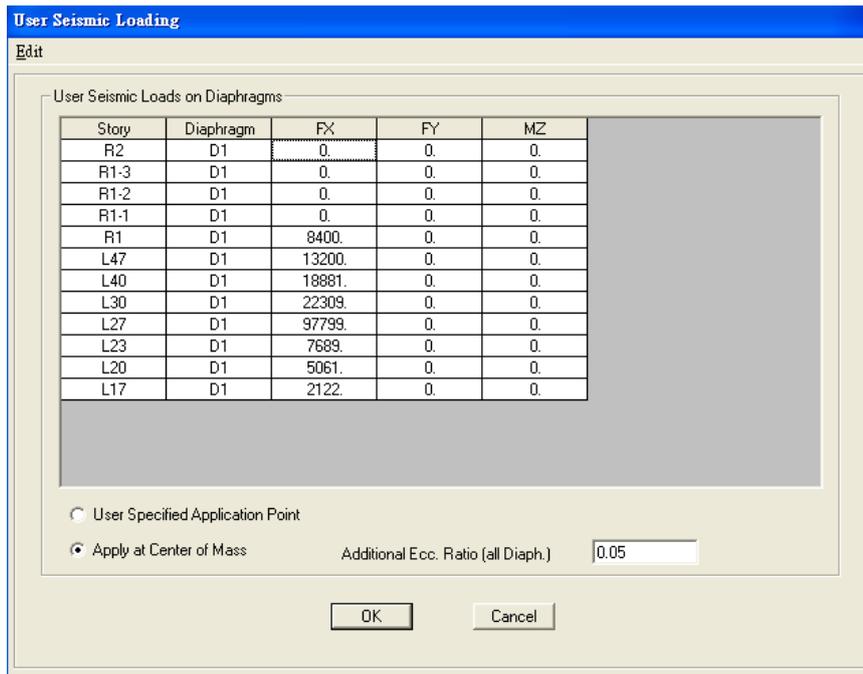


圖 3.38 ETABS X 向地震力豎向分配 (單位：tf)

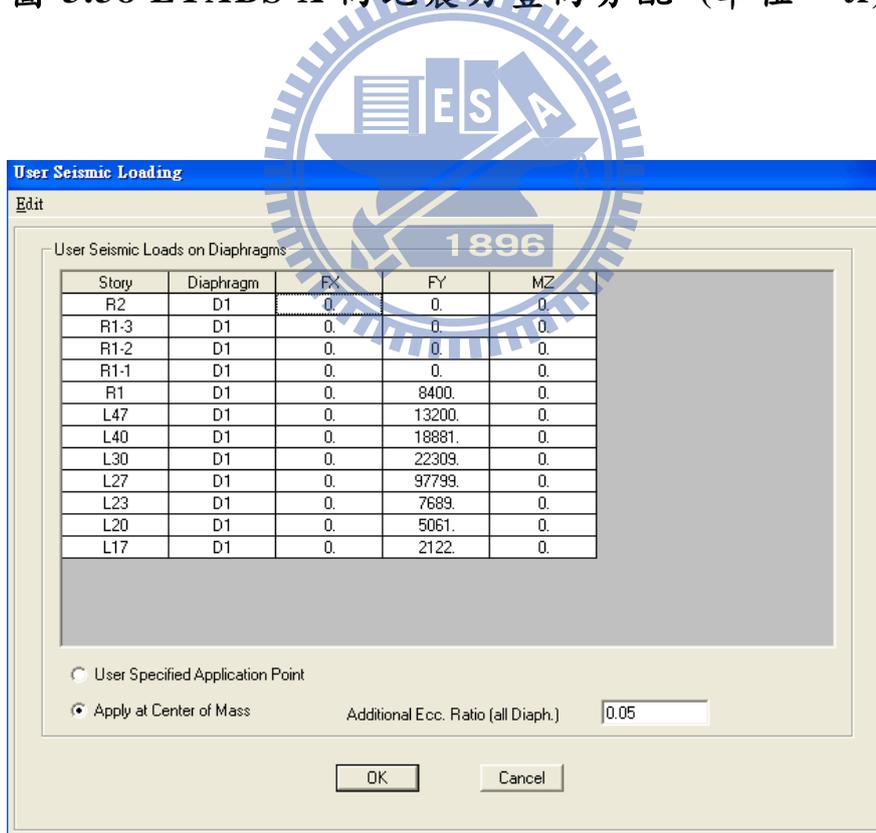


圖 3.39 ETABS Y 向地震力豎向分配(單位：tf)

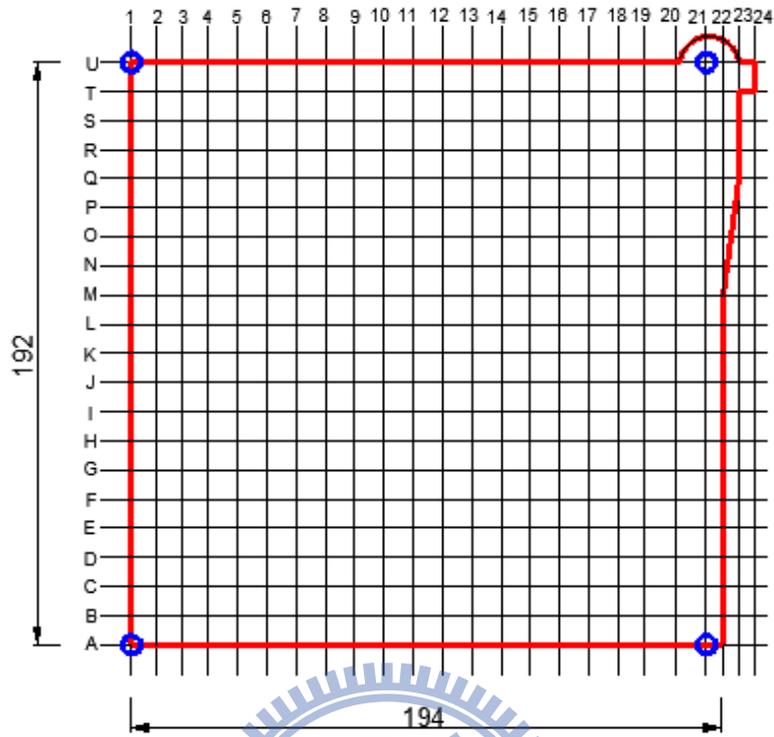


圖 3.40 角隅柱位座標

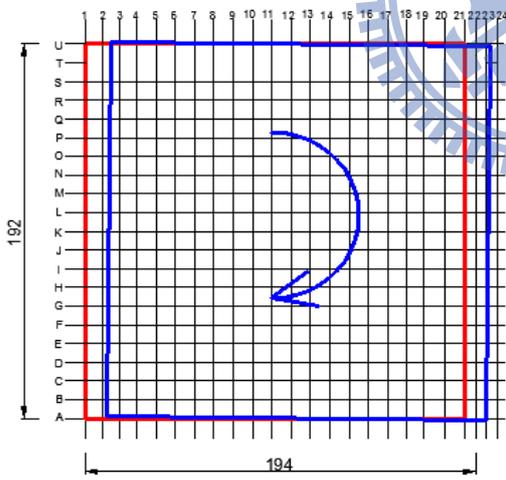


圖 3.41 X向地震力作用下  
R1層扭轉變位圖

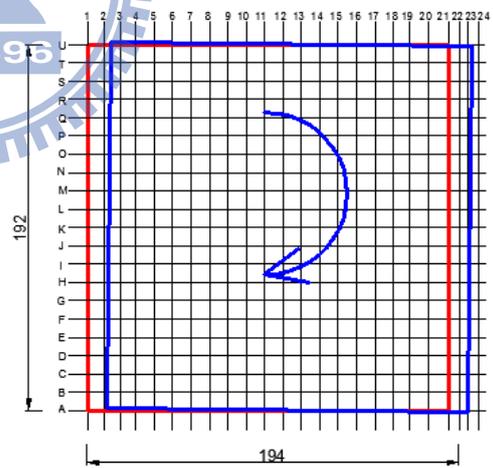


圖 3.42 X向地震力作用下  
L47層扭轉變位圖

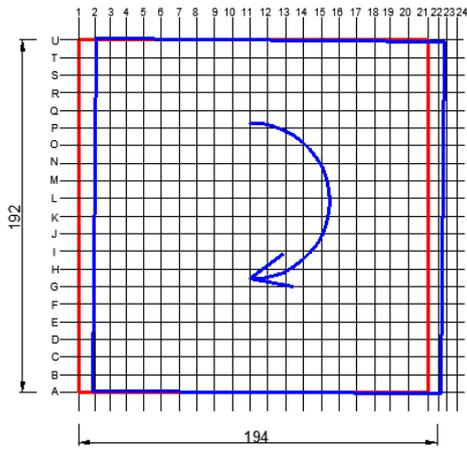


圖 3.43 X 向地震力作用下  
L40 層扭轉變位圖

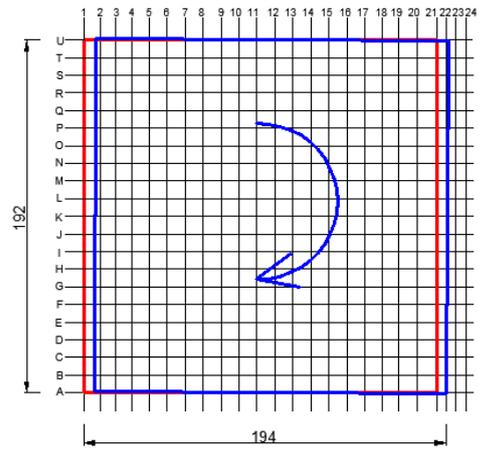


圖 3.44 X 向地震力作用下  
L30 層扭轉變位圖

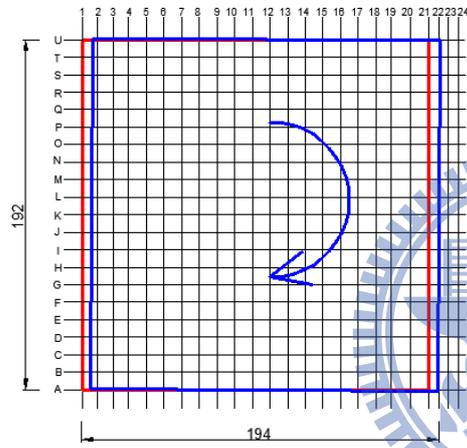


圖 3.45 X 向地震力作用下  
L27 層扭轉變位圖

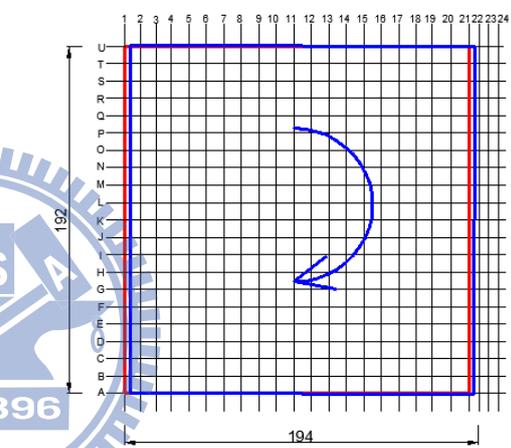


圖 3.46 X 向地震力作用下  
L23 層扭轉變位圖

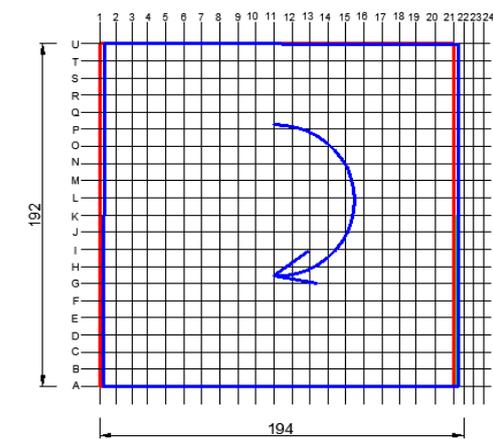


圖 3.47 X 向地震力作用下  
L20 層扭轉變位圖

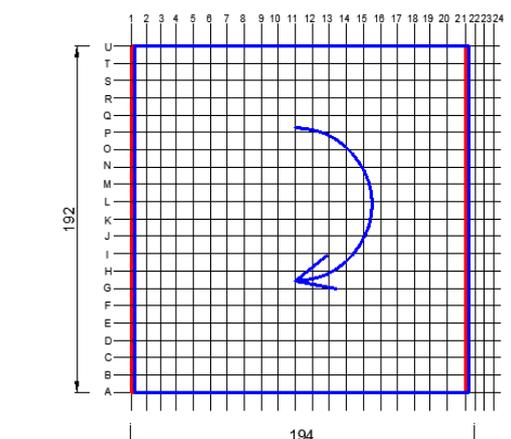


圖 3.48 X 向地震力作用下  
L17 層扭轉變位圖

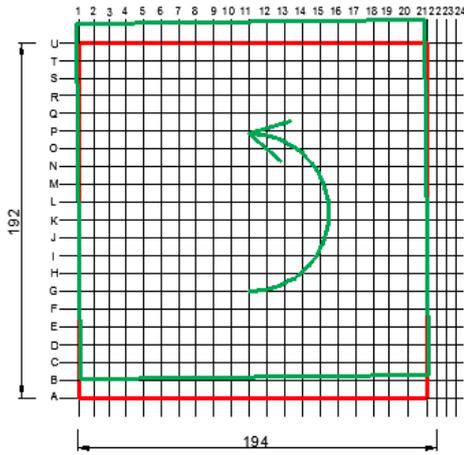


圖 3.49 Y向地震力作用下  
R1層扭轉變位圖

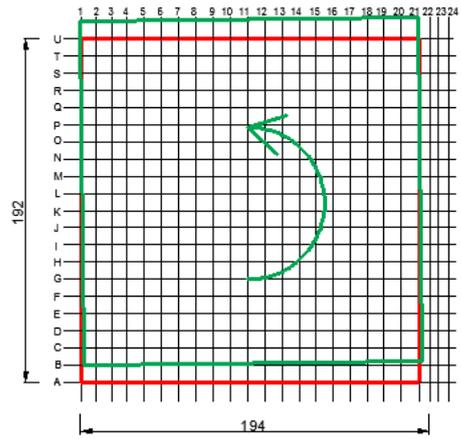


圖 3.50 Y向地震力作用下  
L47層扭轉變位圖

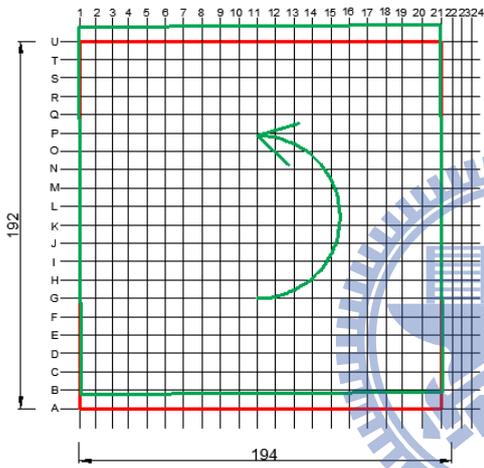


圖 3.51 Y向地震力作用下  
L40層扭轉變位圖

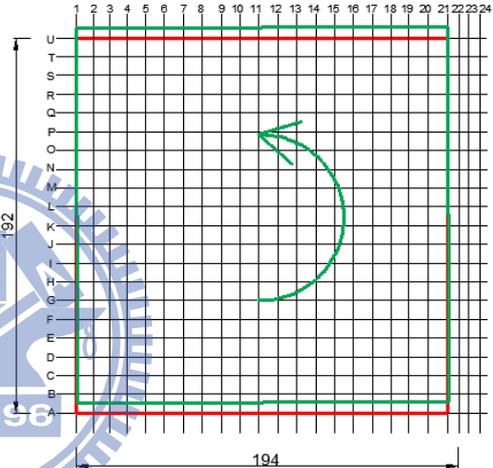


圖 3.52 Y向地震力作用下  
L30層扭轉變位圖

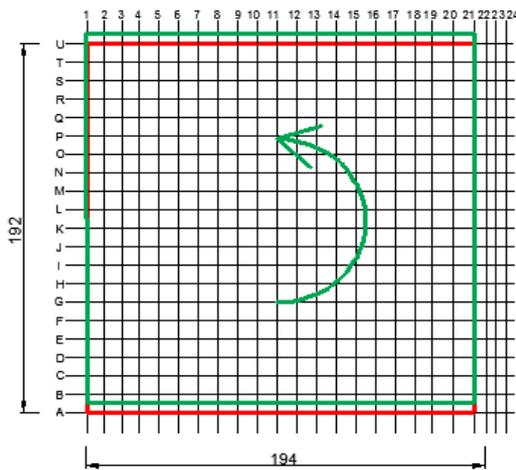


圖 3.53 Y向地震力作用下  
L27層扭轉變位圖

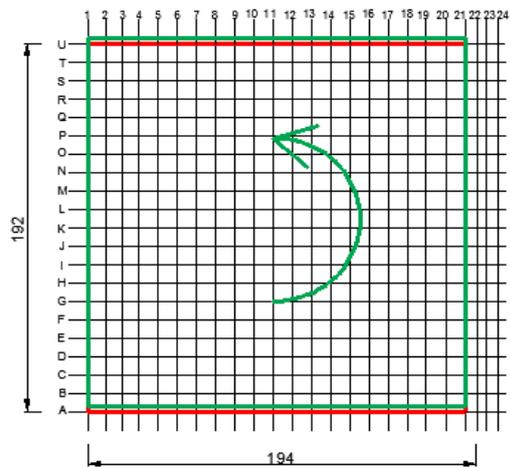


圖 3.54 Y向地震力作用下  
L23層扭轉變位圖

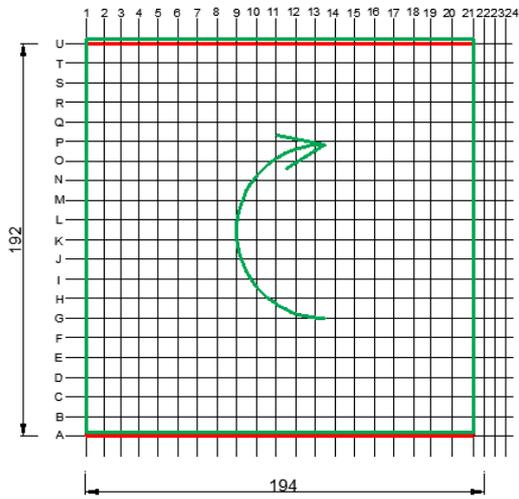


圖 3.55 Y 向地震力作用下  
L20 層扭轉變位圖

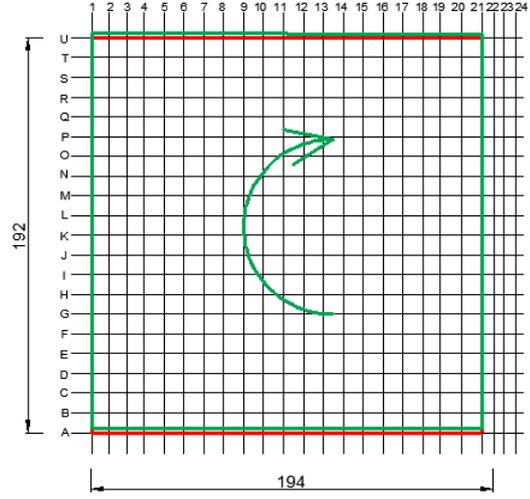
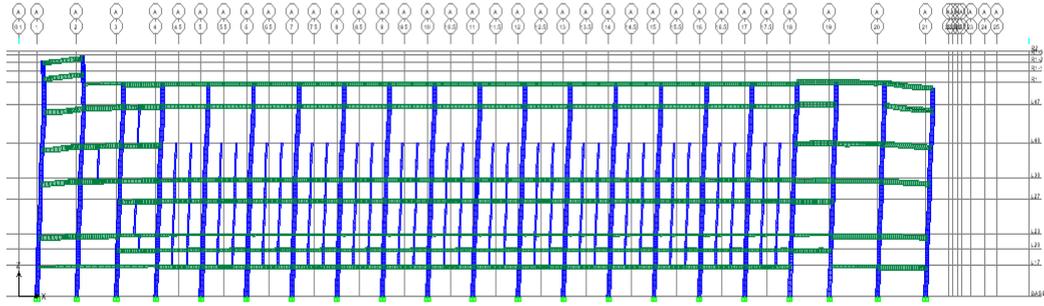
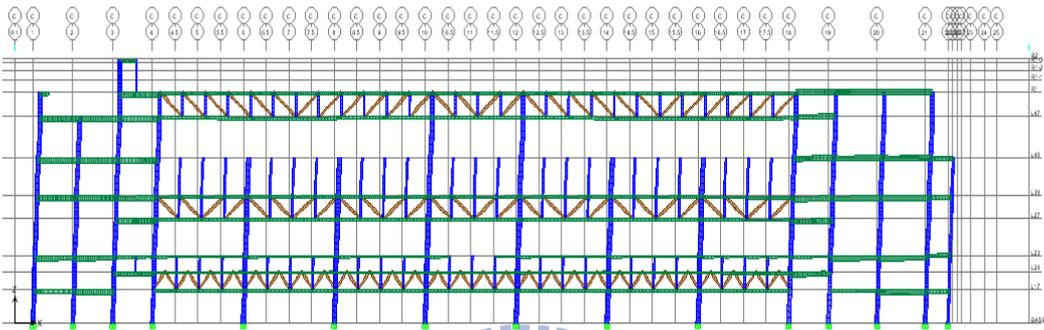


圖 3.56 Y 向地震力作用下  
L17 層扭轉變位圖

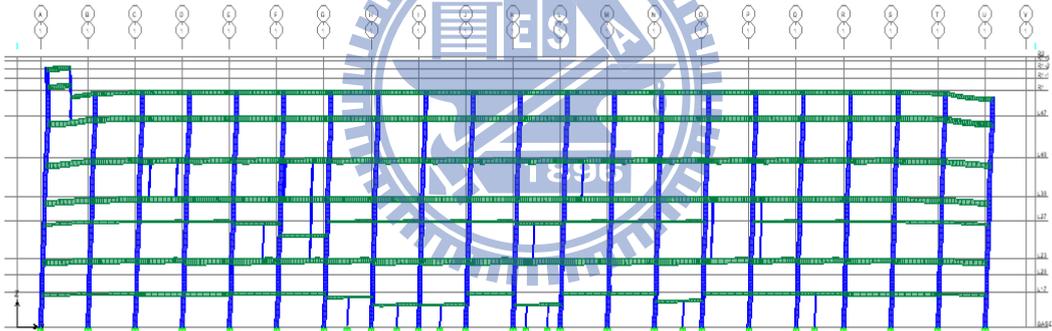




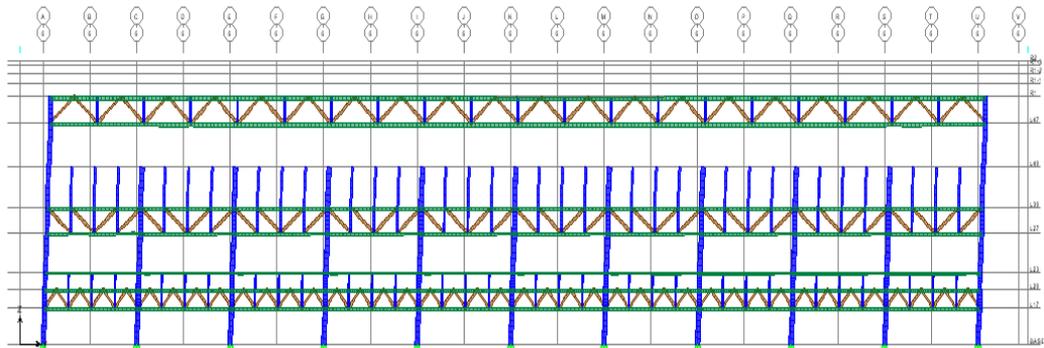
(a) X 向地震力作用下柱線 A 結構剖面變形圖



(b) X 向地震力作用下柱線 C 結構剖面變形圖

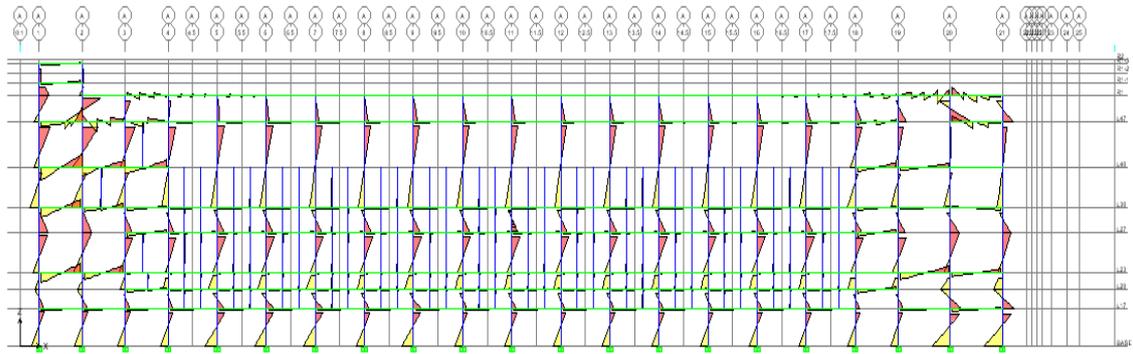


(c) Y 向地震力作用下柱線 1 結構剖面變形圖

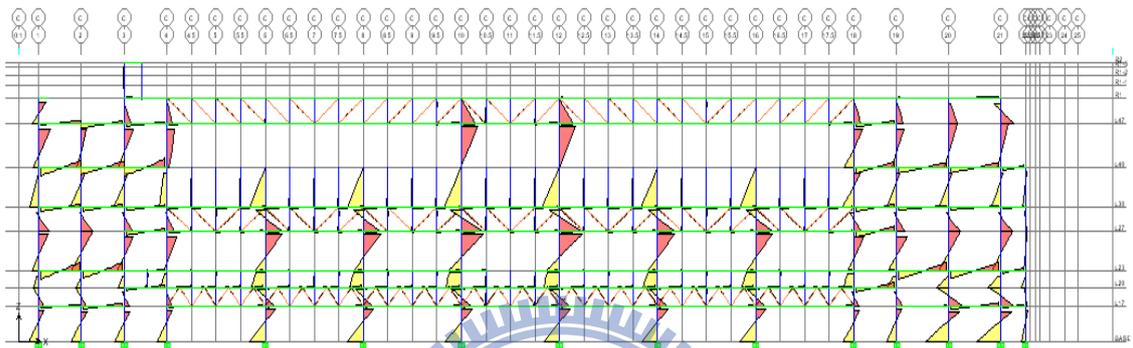


(d) Y 向地震力作用下柱線 6 結構剖面變形圖

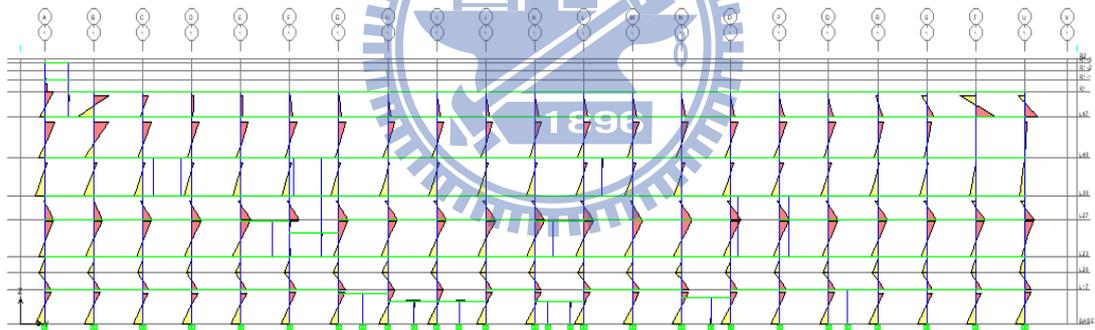
圖 3.57 廠房剖面變位圖(側力分析)



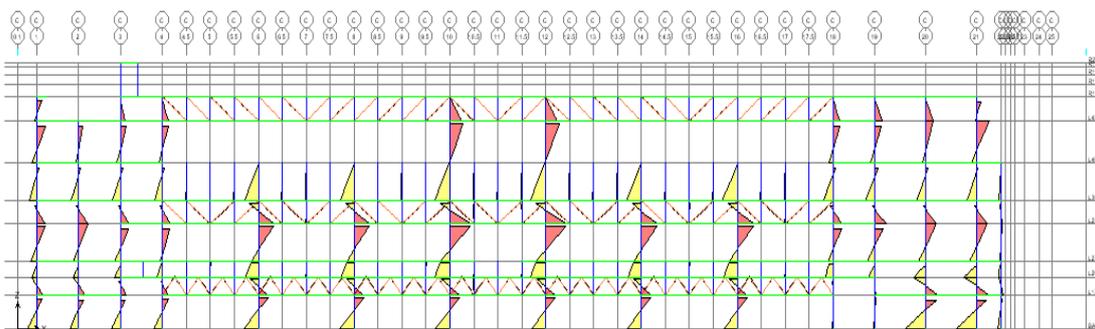
(a) X 向地震力作用下柱線 A 結構剖面彎矩圖



(b) X 向地震力作用下柱線 C 結構剖面彎矩圖

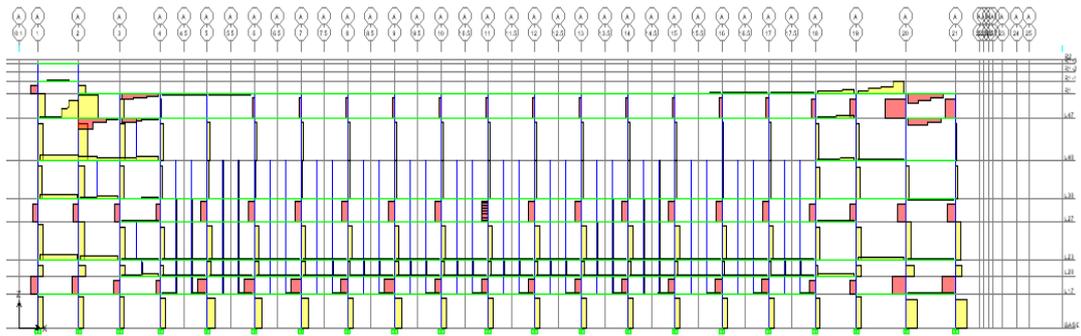


(c) Y 向地震力作用下柱線 1 結構剖面彎矩圖

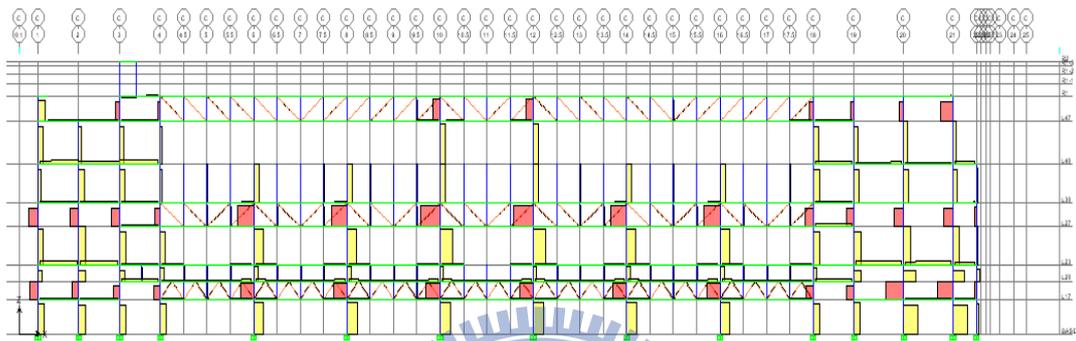


(d) Y 向地震力作用下柱線 6 結構剖面彎矩圖

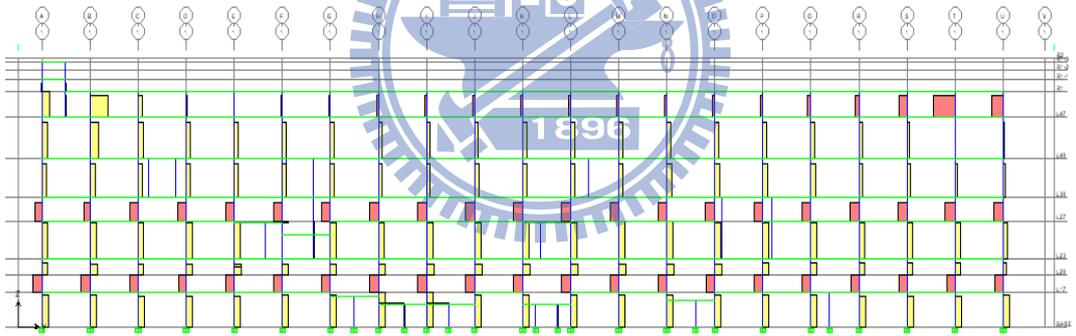
圖 3.58 廠房剖面彎矩圖(側力分析)



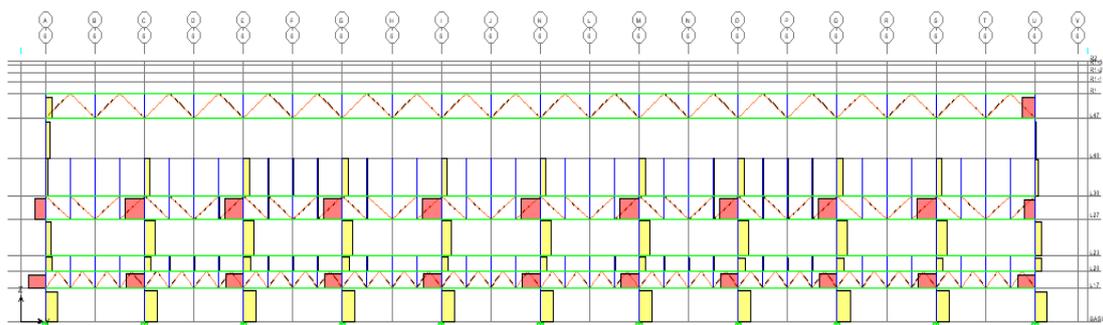
(a) X 向地震力作用下柱線 A 結構剖面剪力圖



(b) X 向地震力作用下柱線 C 結構剖面剪力圖

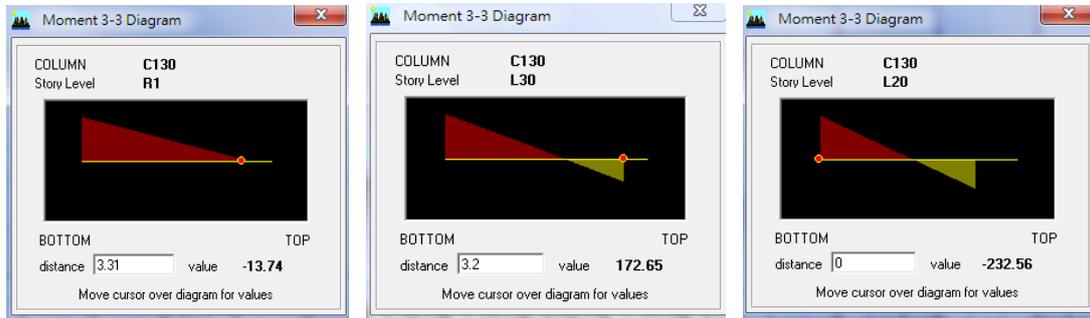


(c) Y 向地震力作用下柱線 1 結構剖面剪力圖



(d) Y 向地震力作用下柱線 6 結構剖面剪力圖

圖 3.59 廠房剖面剪力圖(側力分析)

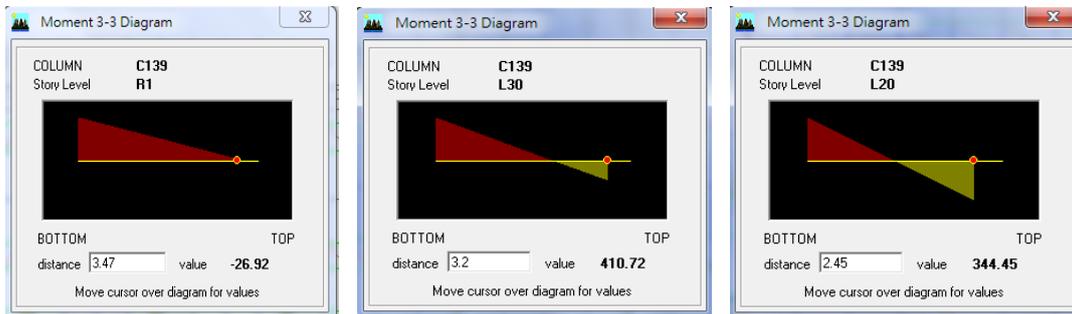


(a)桁架層柱彎矩

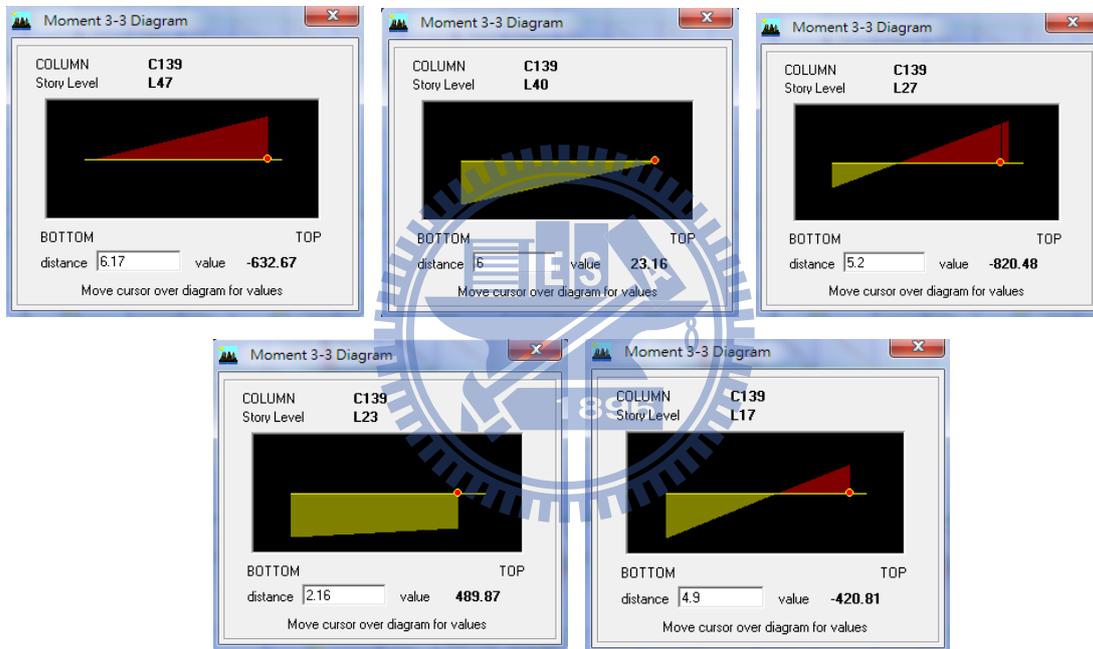


(b)一般層柱彎矩

圖 3.60 柱線 A 結構剖面(無斜撐構架)第 12 柱各樓層柱彎矩



(a)桁架層柱彎矩



(b)一般層柱彎矩

圖 3.61 柱線 C 結構剖面(有斜撐構架)第 12 柱各樓層柱彎矩

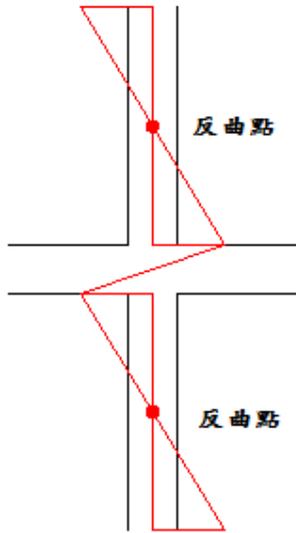


圖 3.62 柱及梁柱接頭之  
彎矩分佈

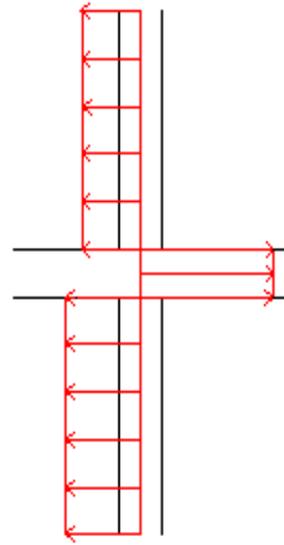


圖 3.63 柱及梁柱接頭之  
剪力分佈

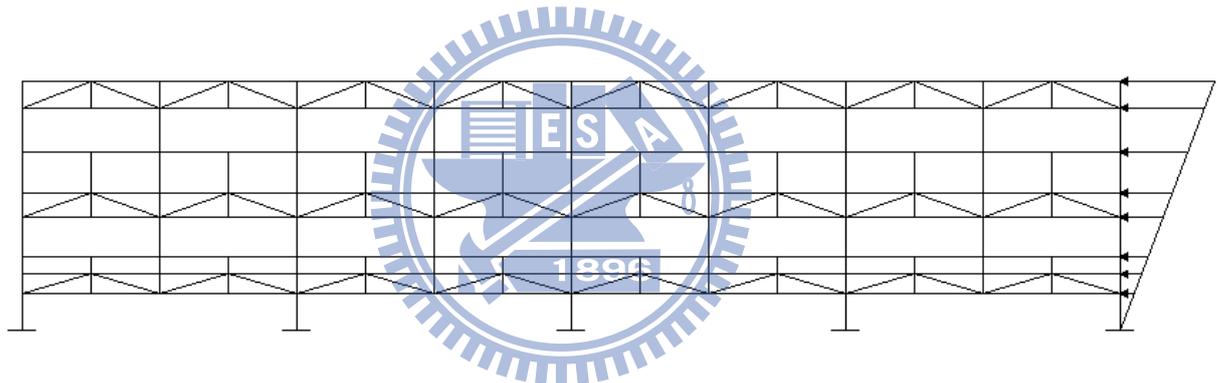


圖 3.64 規範之地震力豎向分配

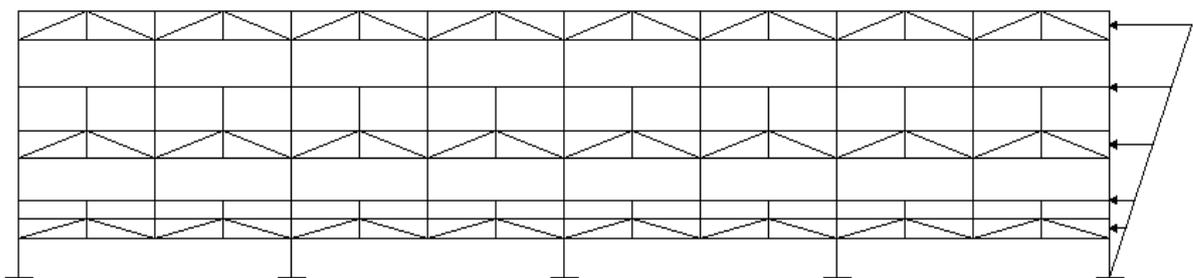


圖 3.65 修正之地震力豎向分配

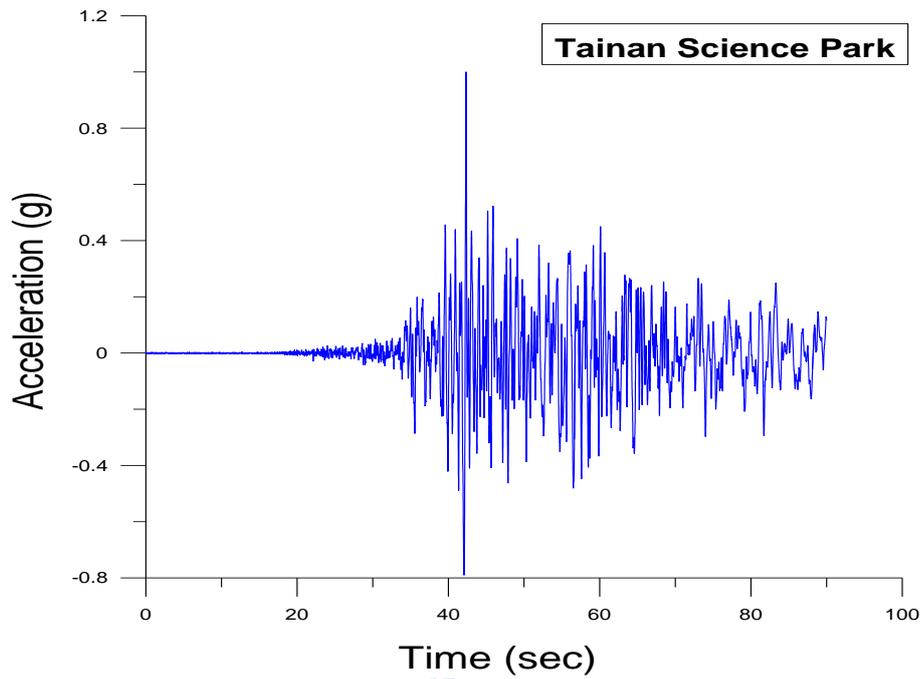


圖 3.66 南科之 921 地震加速度歷時(CHY078)

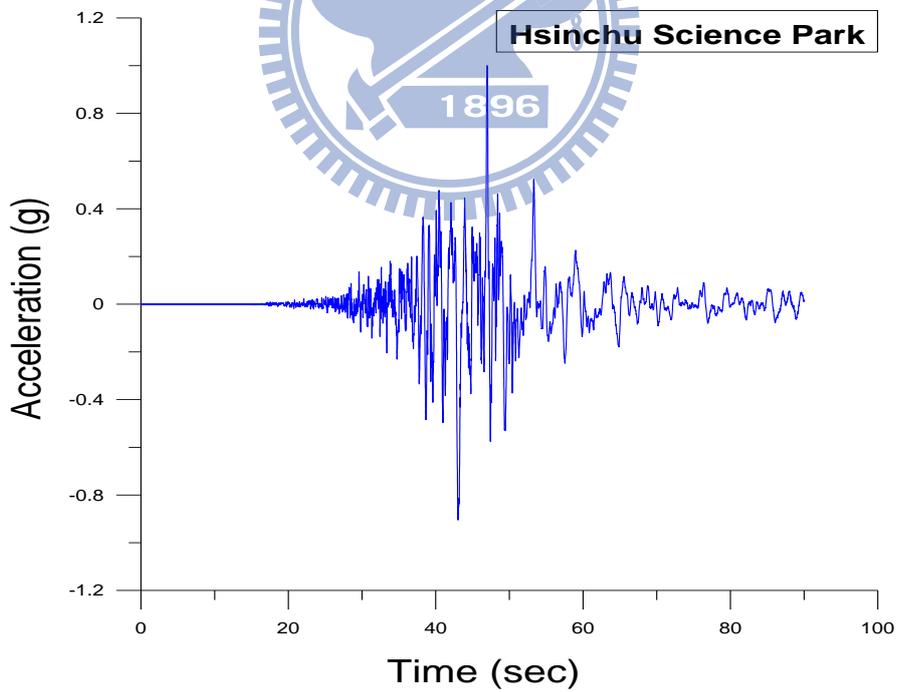


圖 3.67 竹科之 921 地震加速度歷時(TCU017)

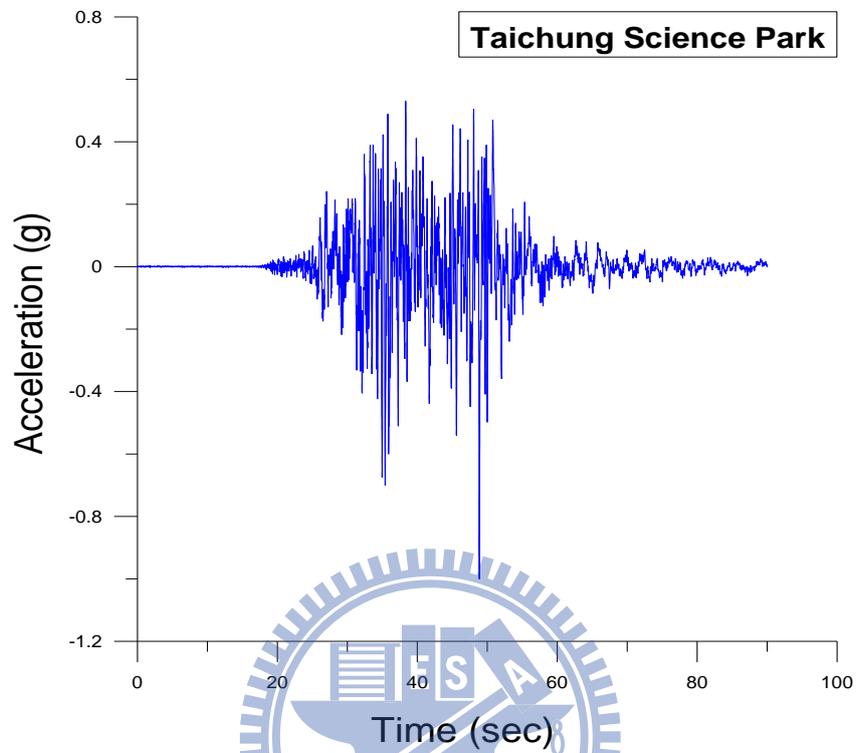


圖 3.68 中科之 921 地震加速度歷時(TCU060)

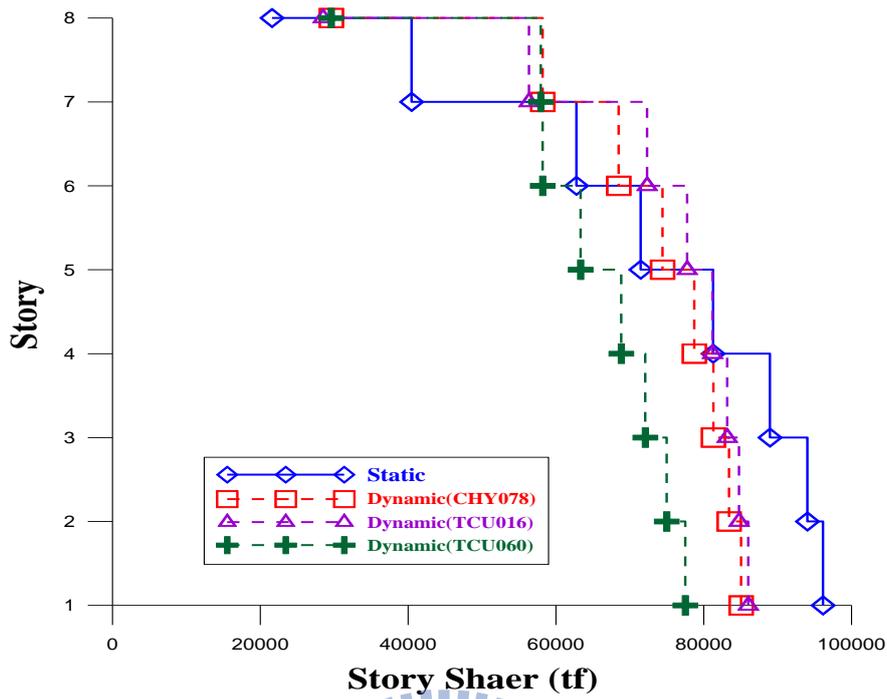


圖 3.69 側力分析及動力分析之 X 向樓層剪力差異比較

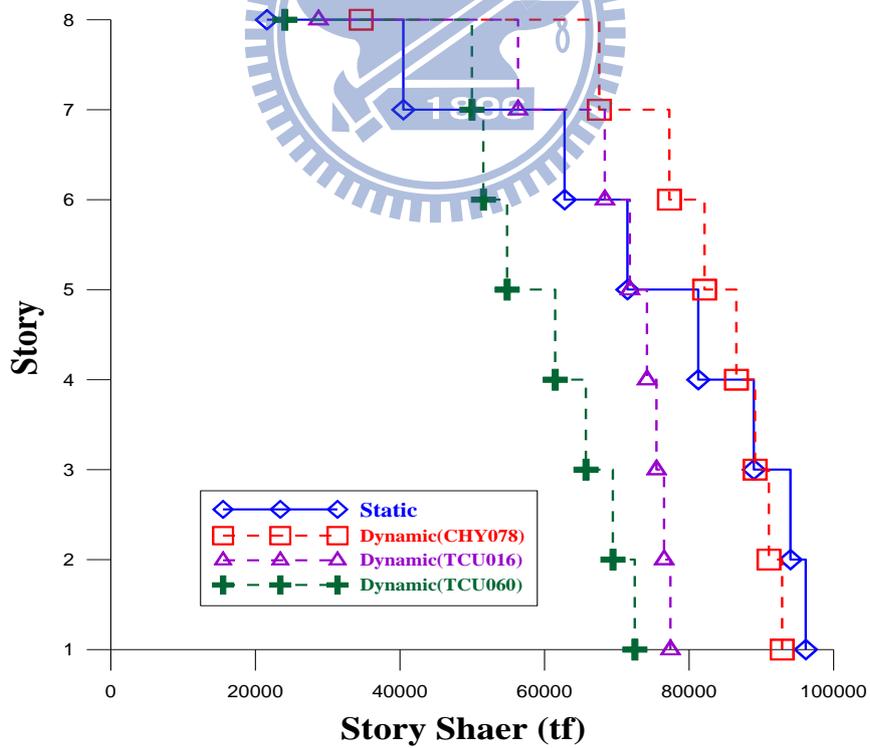


圖 3.70 側力分析及動力分析之 Y 向樓層剪力差異比較

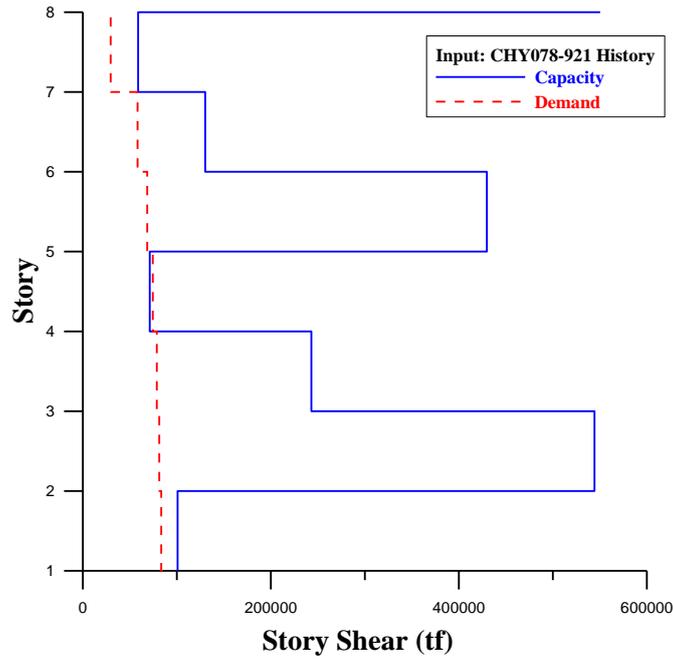


圖 3.71 結構 X 向歷時分析之耐震能力初步評估結果  
(Input : CHY078 測站之 921 地震歷時)

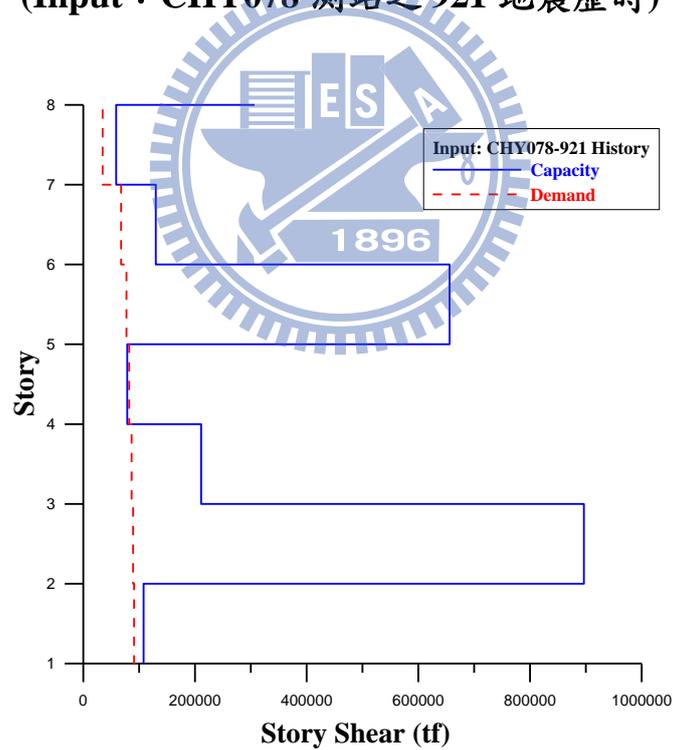


圖 3.72 結構 Y 向歷時分析之耐震能力初步評估結果  
(Input : CHY078 測站之 921 地震歷時)

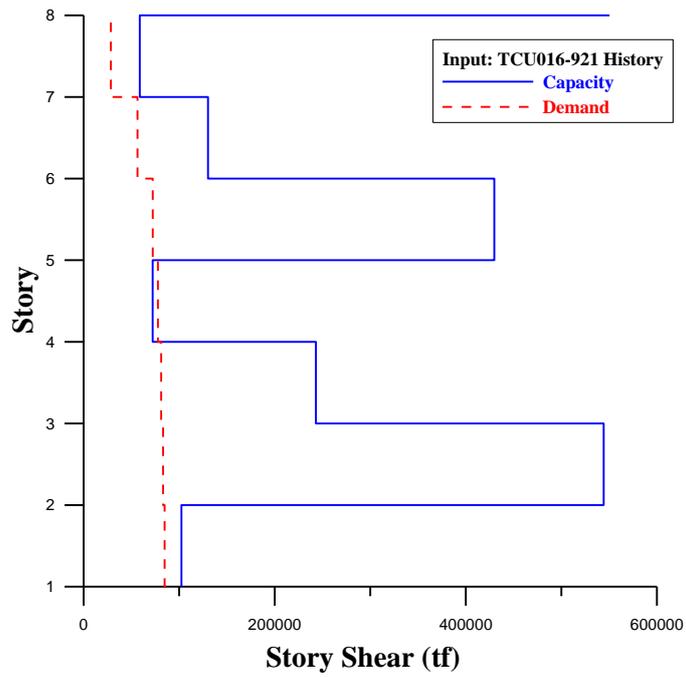


圖 3.73 結構 X 向歷時分析之耐震能力初步評估結果  
(Input : TCU016 測站之 921 地震歷時)

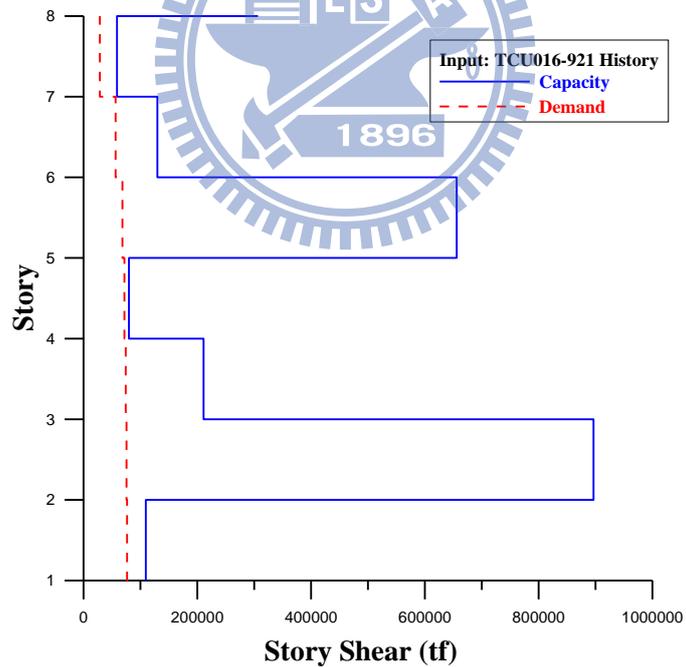


圖 3.74 結構 Y 向歷時分析之耐震能力初步評估結果  
(Input : TCU016 測站之 921 地震歷時)

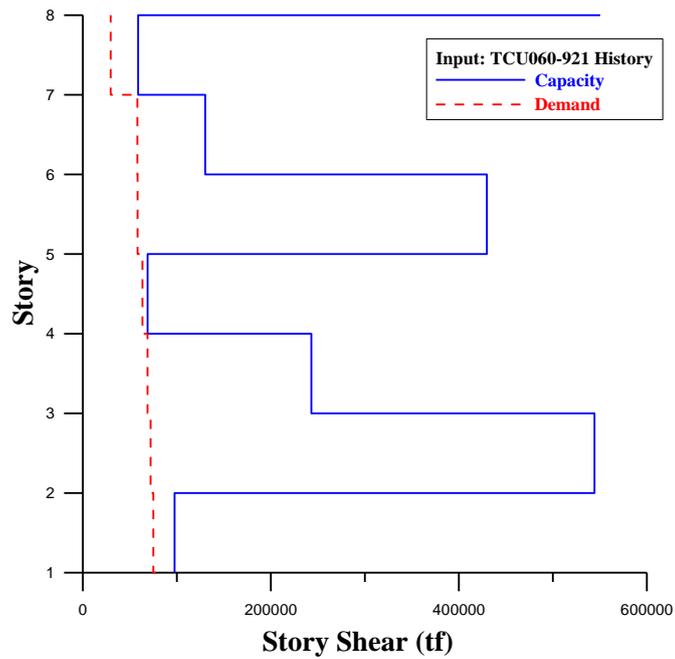


圖 3.75 結構 X 向歷時分析之耐震能力初步評估結果  
(Input : TCU060 測站之 921 地震歷時)

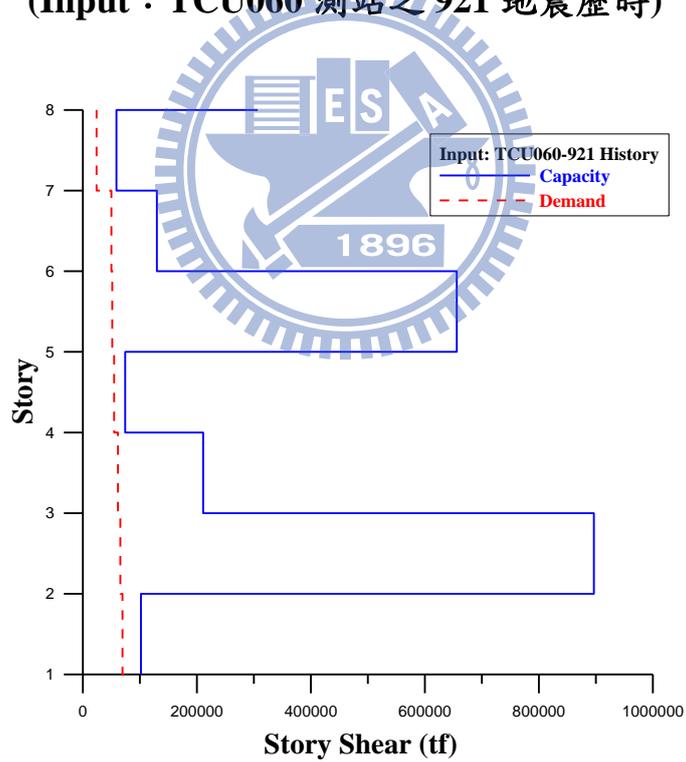


圖 3.76 結構 X 向歷時分析之耐震能力初步評估結果  
(Input : TCU060 測站之 921 地震歷時)

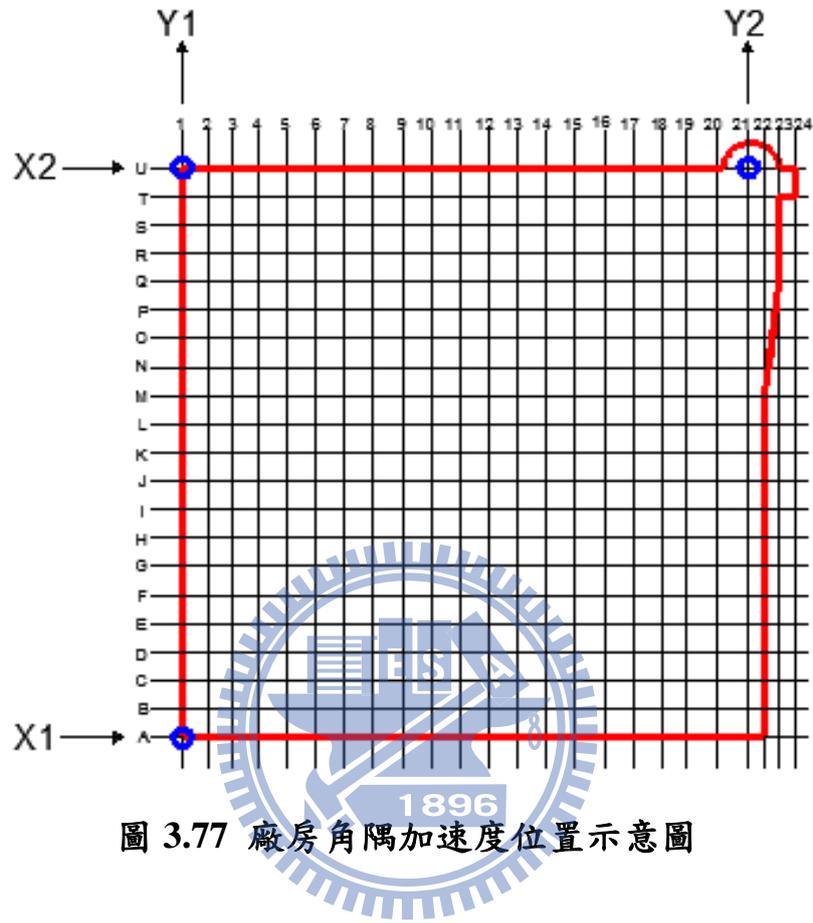


圖 3.77 廠房角隅加速度位置示意圖

## 第四章 高科技廠房結構耐震補強效益評估

### 4.1 前言

本文第三章針對一座三疊層式面板廠進行耐震能力評估，無論是以極限剪力強度為基準的廠房結構耐震能力初步評估分析，或依規範設計地震力進行擬靜力分析檢討層間變位角，其檢核結果都顯示該廠房的耐震能力無法達到現行規範之要求。此外，由動態分析結果推算之樓層動態反應放大係數均高於規範中有關設備設計地震力之建議值，說明目前設備防震設計考量亦為不足。有鑑於此，必須思考廠房的結構補強，以提高其耐震能力，降低震害風險。

疊層式廠房由於存在多重軟弱層，屬立面不規則，且不具備「強柱弱梁」之條件，因此在強震下會在軟弱層形成「column-sidesway」的破壞模式，與規範之假設並不相符，結構之整體韌性因而不如預期，導致低估設計地震力的後果。因此，耐震補強應針對原設計地震力被低估的情況作補償，並避免 Fab 層發生「column-sidesway」破壞模式的機會。基於前述考量，疊層式廠房的耐震補強，首要之務即應針對軟弱層予以加勁補強。樓層側向勁度(lateral stiffness)增加之後，一方面可減少結構側向位移，降低二次應力效應(P- $\Delta$  effect)及受損機會、延緩崩塌時間。且因結構立面不規則程度降低了，樓層反應放大係數亦會下降，有助於減緩地震產生之加速度，降低設備受損的程度或機會。惟常用的結構加勁方式如增加斜撐、翼牆、剪力牆或擴柱等工法在科技廠房內幾無用武之地，必須另謀對策。本研究提出以外覆空間桁架 (externally enclosing

space truss) 作為科技廠房結構耐震補強之主要手段，由廠房結構兩側以空間桁架束制並連結至屋頂原有之桁架以形成連續之大跨徑門形構架，以提升整體結構側向勁度及軟弱層之極限剪力強度。因不涉及廠房內部之施工，符合非侵入性、工期短之基本要求，故應具施工可行性。

本章將針對廠房結構補強方案進行效益評估，以確認建議方案可以達到預期之設計目標。效益評估之方式，將比照第三章之分析內容逐項進行以資比較，包括耐震能力初步評估分析、地震側力分析，以及地震動態反應歷時分析等項目。

## 4.2 結構耐震補強方案

本研究提出之廠房結構補強方案，係沿結構兩主軸(X、Y)方向各選擇若干跨徑，以新增之空間桁架連結現有屋頂桁架形成大跨徑門形構架由外將廠房包覆。單邊之空間桁架巨型柱(mega column)係以原結構外側柱心向外跨出 5m 設計，從底層(Base)延續至屋頂桁架層(R1)為止，其立面如圖 4.1 所示。本方案因以鋼構為主體，施工上符合可預製、現場組裝及工期短之原則。由於耐震補強設計之考量除了有效性外，亦須兼顧經濟性，因此應考慮合理比例之工程量體。本研究將考慮三種補強方案，包括雙向各兩跨、雙向各四跨及雙向各六跨空間桁架等配置方式，茲分述如下：

### 方案一：雙向各兩跨

本方案係於結構兩主軸(X、Y)方向各選擇連續兩跨增設外覆式空間桁架。為求結構之對稱性，選擇之位置以雙向空間桁架在平面之交會處須涵蓋結構之剪力中心為原

則。由於該廠房各樓層之剪心並不一致（詳表 4.1），因此本研究係以各樓層剪心座標之均方根值視為整體廠房之等效剪力中心(100.34m,98.87m) 而決定外覆式空間桁架之設置範圍。在此考量下，X 向的外覆式空間桁架乃設置於柱線 J-K-L 等(共兩跨徑，柱線間之構架以水平斜撐連結)；Y 向的外覆式空間桁架則設置於柱線 11.5-12-12.5（共兩跨徑），兩向之外覆空間桁架於屋頂層呈十字交會。方案一補強結構之 ETABS 模型如圖 4.2 所示，X 向以柱線 K 之結構剖面圖說明結構補強前、後之差異（圖 4.3），Y 向以柱線 12 之結構剖面圖說明結構補強前、後之差異（圖 4.4）。

經特徵分析得到該補強結構前三個模態之振動週期分別為 1.20sec、0.96sec 及 0.92sec，其中第一振態主要為扭轉振態（Z 向），第二及第三振態分別為 X 向與 Y 向之平移振態。前十模態質量參與比例如表 4.2 所示。與原始結構前三振態之週期（1.39sec、1.04sec 及 1.03sec）相較，補強後的週期變短，乃因結構加勁所致，應屬合理。

#### 方案二：雙向各四跨

本方案之設置概念與方案一相同，但每一方向各選擇四跨（各為兩跨連續）以等效剪心(100.34m,98.87m)為中心進行對稱配置。X 向的外覆式空間桁架乃設置於柱線 C-D-E 及 Q-R-S 等處(共四跨徑，相鄰柱線間之構架以水平斜撐連結)；Y 向的外覆式空間桁架則設置於柱線 4-4.5-5 及 17-17.5-18（共四跨徑）等處，兩向之外覆空間桁架於屋頂層呈井字交會。方案二補強結構之 ETABS 模型如圖 4.5 所示，X 向以柱線 D 之結構剖面圖說明結構補

強前、後之差異（圖 4.6），Y 向以柱線 4.5 之結構剖面圖說明結構補強前、後之差異（圖 4.7）。

經特徵分析得到該補強結構前三個模態之振動週期分別為 1.02sec、0.90sec 及 0.84sec，其中第一振態主要為扭轉振態（Z 向），第二及第三振態分別為 X 向與 Y 向之平移振態。前十模態質量參與比例如表 4.3 所示。與原始結構前三振態之週期（1.39sec、1.04sec 及 1.03sec）相較，補強後的週期變短（比方案一更短），乃因結構加勁程度增加所致，應屬合理。

### 方案三：雙向各六跨

本方案之設置係將方案一及二疊加，即每一方向各選擇六跨（各為兩跨連續），以等效剪心(100.34m,98.87m)為中心進行對稱配置。X 向的外覆式空間桁架乃設置於柱線 C-D-E、J-K-L 及 Q-R-S 等處(共六跨徑，相鄰柱線間之構架以水平斜撐連結)；Y 向的外覆式空間桁架則設置於柱線 4-4.5-5、11.5-12-12.5 及 17-17.5-18（共六跨徑）等處。方案三補強結構之 ETABS 模型如圖 4.8 所示，剖面圖因與前二方案相同，故不再重複。

經特徵分析得到該補強結構前三個模態之振動週期分別為 0.94sec、0.86sec 及 0.78sec，其中第一振態主要為扭轉振態（Z 向），第二及第三振態分別為 X 向與 Y 向之平移振態。前十模態質量參與比例如表 4.4 所示。與原始結構前三振態之週期（1.39sec、1.04sec 及 1.03sec）相較，補強後的週期變短（比方案一與方案二更短），乃因結構加勁程度增加所致，應屬合理。

### 4.3 補強廠房結構之耐震能力初步評估

利用簡易初步耐震評估方式，計算各補強方案之廠房最小設計水平總橫力，再依豎向分配方式給於各樓層之地震橫力，以評估三種補強案例之耐震能力(即耐震指標)。

#### 4.3.1 結構之標稱耐震容量(C)

由 2.5 節所提供各構材(柱及斜撐)之極限剪力強度計算方式，將個別構材之極限剪力加總即為結構的標稱容量。新增柱及斜撐斷面皆為 TR400×400×20×32，構材降伏強度為 3500kgf/cm<sup>2</sup>。因屋頂層(L47 層)X 向與 Y 向的跨距不一致，導致兩向結構所配置的斜撐數量不同。三種補強方案之結構標稱容量計算結果如表 4.5 示。

#### 4.3.2 結構之耐震需求(D)

三種補強方案之整體結構重量增加量如表 4.6 所示。整體結構重量增加比較，雙向各兩跨增加 0.7% 結構重量；雙向各四跨增加 1.27% 結構重量；雙向各六跨整體 1.82% 結構重量。三種補強方案廠房結構均屬中週期結構物，利用特徵分析可知三者結構振動週期，並由 3.4.1 節該廠房工址各設計地震參數，以求得三者之最小設計水平總橫力，如表 4.7 所示。其中雙向各四跨及六跨因結構振動週期較低， $S_{aD}/F_u^*$  值大於 0.3 導致計算  $[S_{aD}/F_u^*]_m$  公式與原始廠房及雙向各兩跨並不相同。三者補強方案與原始廠房之最小設計水平總橫力差異比較如表 4.8 所示，三種補強方案各耐震需求如下：

#### 方案一：雙向各兩跨

結構耐震需求(D)=100,162(tf)

#### 方案二：雙向各兩跨

結構耐震需求(D)=111,878(tf)

#### 方案三：雙向各兩跨

結構耐震需求(D)=117,368(tf)

### 4.3.3 耐震指標之分析結果( $I_s$ )

由 2.4 節可參考耐震能力調整因子，以求得樓層結構的極限層剪力與樓層剪力之比值，進而得到軟弱層(無塵室)結構之調整因子( $q_1$ )。其中，因本廠房平面結構對稱，故平面不規則之調整因子( $q_2$ )則考慮為 1。由最小設計水平總橫力之計算各補強案例廠房之耐震需求，再經豎向分配可得到各補強案例之樓層橫力，如表 4.9~表 4.11 所示，並由對應樓層逐步往上累加所有水平橫力值即為該層之樓層剪力如表 4.12~表 4.14 所示。由各樓層的耐震容量除於樓層剪力並乘上調整因子即為該樓層之耐震指標，以各樓層耐震指標中之最小者為整體結構之耐震指標。各補強案例之耐震指標計算結果，茲分述如下：

#### 方案一：雙向各兩跨

本案例調整因子計算如表 4.15 所示。利用廠房等效剪心位置以十字交叉型式，在 X、Y 向各增加兩跨徑外覆空間斜桁架。耐震指標評估結果如表 4.16 所示，本方案廠房 X、Y 向結構耐震指標分別為 0.94 及 1.02，廠房耐

震能力雖有提升，但 X 向仍有耐震疑慮，各樓層極限剪力強度(C)與耐震需求(D)比較結果如圖 4.9 及圖 4.10 所示。

### 方案二：雙向各四跨

本案例調整因子計算如表 4.17 所示。利用廠房等效剪心位置以井字對稱之方式，在 X、Y 向各增加四跨徑外覆空間斜桁架。耐震指標評估結果如表 4.18 所示，本方案 X、Y 向結構耐震指標分別為 0.98 及 1.03，廠房結構 X 向仍有耐震疑慮，各樓層極限剪力強度(C)與耐震需求(D)比較結果如圖 4.11 及圖 4.12 所示。

### 方案三：雙向各六跨

該案例調整因子計算如表 4.18 所示。依據耐震指標評估之結果如表 4.18 所示，結合方案一及方案二之外覆空間桁架結構補強之補強效益較佳，X、Y 向結構耐震指標分別為 1.01 及 1.04，各樓層極限剪力強度(C)與耐震需求(D)比較結果如圖 4.13 及圖 4.14 所示。

針對軟弱層調整因子所計算之極限層剪力比，係由該樓層結構耐震容量與樓層剪力的比值，再與相鄰上層以相同方式所得之比值，兩者相除得來，計算方式如式(2.2)。計算式中分子為軟弱層極限剪力比值，分母為相鄰上層之比值。一般來說，軟弱層的極限剪力強度應比上層來得低，但樓層剪力卻一定比上層為高，故相除之下該數值一定小於 1。因此，即判定出軟弱層結構，並以增加斜撐提升結構之側向勁度，加強軟弱層結構之極限強度。然而當斜增越加越多時，軟弱層之調整因子卻未增大，導致計算之耐震指標( $I_s$ )越反而比原先值更低。因計算斜撐之構材

極限剪力強度時，考慮的極限剪力係由降伏破壞或挫屈破壞所對應之最小值所決定，一般而言以降伏破壞之剪力較小，故此極限剪力視為該斜撐之極限剪力強度如式(2.29)，由於斜撐該剪力是由該斷面極限拉力乘上與梁之夾角( $\cos\theta$ )所得之，因此該夾角亦決定斜撐斷面極限剪力的大小。當樓層高度越高時  $\cos\theta$  值小較，相反樓層低  $\cos\theta$  則較大。因此，軟弱層樓層高度較高，相鄰之上層樓層高度低，導致上層極限斜撐剪力比該層軟弱層高，再者軟弱層所受樓層剪力較大，故軟弱層調整因子( $q_1$ )反而變小。三者補強方案之耐震指標計算結果可觀察，方案三雖有最佳之補強效益，但該方案之對應軟弱層調整因子反而比前兩者來得低。

#### 4.4 補強廠房結構之地震側力分析

利用耐震設計規範計算各補強結構之最小設計水平總橫力，並作豎向分配，檢討三種補強案例之廠房各無塵室之柱剪力及層間位移角。

##### 1. 檢核 Fab 層之柱剪力

扣除無塵室樓層(Base、L23 及 L40)之外覆空間桁架柱，只作檢核廠房該樓層原始既有柱，並與原始廠房進行比較。各補強案例廠房之柱剪力如表 4.21 所示。因增加外覆斜撐構架之柱，可使原柱受力減少。其中以雙向各六跨之柱剪力折減最多。

##### 2. 檢核層間位移角

各結構補強方案之檢核層間位移角設計地震力如表 4.22。三種結構補強方案層間位移角檢核結果歸納於表

4.23。結果顯示以方案三結果最佳，各樓層之層間位移角均滿足千分之五以內。惟方案一及方案二部分樓層之位移量仍超過規範要求。

## 4.5 補強廠房之動態歷時分析

取 3 組 921 地震之觀測紀錄分別為近南科的永康市氣象觀測站(CHY078)、竹科實驗中學觀測站(TCU01)及近中科的大雅國小測站(TCU060)所觀測的地震紀錄，將地表加速度峰值調整為 0.4g，以評估三種結構補強之樓層加速度反應。地震取樣週期為 0.005 秒，廠房結構各振態阻尼比考慮為 2%。本節將以歷時分析所得層間位移角與樓層剪力之結果與側力分析作比較，同時評估補強之廠房各樓層角隅處及質心處之加速度反應，並檢核各樓層加速度反應放大效應。

### 4.5.1 廠房動態歷時與側力分析結果比較

考量實際廠房結構行為並不具備理想之韌性，故以修正之結構系統折減係數( $F_u^*$ )以合理反映最小設計水平總橫力。考量廠房結構阻尼比為 2% 進行動態歷時分析，以樓層剪力及層間位移角比較各補強案例兩者之差異。茲分述如下：

#### 1. 樓層剪力評估反應

表 4.24 歸納三者補強方案側力及歷時分析所得樓層剪力比較。結果顯示三者補強方案的側力分析結果均大於動態分析，此與原始廠房之側力及動態反應之結果較為不同，原始廠房結構行為較不具備理想之韌性，與阻尼比為 2% 的結構行為較為相近，故側力及動態歷時分析結果較為

接近。經大跨之門型外覆空間桁架包覆後，結構之立面不規則程度獲得相當之改善，整體結構耐震能力均有提升，故與所考量的阻尼比 2% 之動態歷時分析較有所差異，三者補強方案中側力與動力分析的樓層剪力比較差異如圖 4.15~圖 4.20。

## 2.層間位移角檢核結果

該廠房工址設計地表水平加速度為  $0.4g(0.4S_{DS})$  所對應之地震力為最小設計水平加速度，與檢核層間位移角之地震力並不相同。因此，以最小設計水平總橫力與檢核層間位移角之地震力兩者所差倍數，將歷時結果乘上此差異倍數，使歷時及側力分析為相同基準點，差異倍數方面三者方案均為 0.49 倍。

表 4.25 歸納三種補強方案以歷時及側力分析所得之層間位移角結果比較。各補強方案之兩者結果趨勢相近，再者經補強後之層間位移角確實能有效降低，顯示增加外覆式空間桁架對於側向勁度不足有顯著之改善。

### 4.5.2 動態歷時分析之廠房結構耐震能力初步評估

利用 2.4 節所提的調整因子計算方法，得到三種結構補強方案分別在三種 921 地震紀錄作用下之耐震調整因子如表 4.26 所示。歸納三種結構補強方案分別在三種 921 地震紀錄作用下的耐震能力初步評估結果，如表 4.27 所示。三種補強方案在動態歷時分析中，廠房結構耐震指標均大於 1 顯示無耐震疑慮。

比較側力分析的耐震能力初步評估結果，在耐震需求(樓層剪力)部分，由側力分析所得的樓層剪力與結構、重

量有關，隨外覆斜撐數量的增加導致樓層剪力越大。歷時分析而言，結構系統與振動頻率均影響所得的樓層剪力，因此與整體結構的重量較無絕對之相關性。

#### 4.5.3 設備耐震設計公式之檢核

由 3.5.2 節可知樓層放大係數之計算方式，該廠房各樓層放大係數如表 3.32 所示。增加大跨距之外覆斜撐空間桁架係能改善廠房結構立面不規則之問題，亦降低樓層加速度反應之放大倍數。因此，對於經外覆斜撐補強後之廠房，輸入擾度以探討各樓層放大的效應。

表 4.28、表 4.29 及表 4.30 為各補強方案之樓層加速度反應放大係數。比較可知補強後的廠房樓層加速度反應均有明顯降低，結構立面不規則問題獲得改善。由其原先中科測站(TCU060)之 921 地震歷時作用下，樓層加速度加速度已降低許多。

#### 4.6 耐震潛能評估結果比較

本章如同第三章之評估流程，首先分別以極限層剪力強度、地震側力分析及動態歷時分析等方式評估補強廠房之耐震表現，以評估補強案例之可用性。並考量廠房設備之震害問題，利用動態分析評估樓層加速度反應之放大效應，期能有效改善諸多廠房耐震(振)不足之處。經過上述各評估結果以方案三(雙向各六跨)耐震效益最佳。茲根據本章分析結果歸納結論如下：

1. 三種補強案例之耐震指標評估結果，耐震能力均有提升，以方案三(雙向六跨)耐震能力較好，該補強廠房整體耐震指標( $I_s$ )大於 1，已無耐震之虞。

2. 地震側力分析結果顯示，在規範所訂層間變位角檢核地震強度下，三種補強案廠房層間變位量均有降低，其中以方案三(雙向六跨)表現最佳，所有樓層之層間變位角均滿足規範要求。
3. 動態歷時分析結果顯示，補強後的樓層加速度反應放大係數均得到相當程度之改善。
4. 因廠房設備機台之耐振較高要求，即使廠房結構加勁補強後得以改善廠房軟弱層問題，但未必能有效降低樓層加速度反應以滿足設備性能設計要求。本文將於第五章進行探討增加消能元件之可行性。

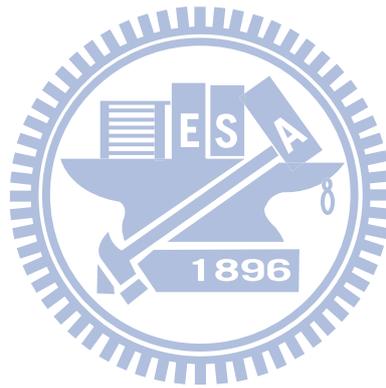


表 4.1 廠房各樓層剪力中心

Story	X Coordinate (m)	Y Coordinate (m)
R1	93.65	97.81
L47	93.98	97.86
L40	96.48	98.08
L30	98.49	98.25
L27	99.15	98.54
L23	104.13	99.48
L20	106.81	100.14
L17	108.93	100.79
<b>RMS</b>	<b>100.34</b>	<b>98.87</b>

表 4.2 雙向各兩跨補強方案之結構模態質量參與比例

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.205004	0.1477	0.0739	<b>89.05</b>	0.1477	0.0739	89.05
2	0.965359	<b>82.4995</b>	0.0033	0.1428	82.6472	0.0772	89.1928
3	0.917915	0.0045	<b>82.9952</b>	0.0431	82.6516	83.0724	89.2358
4	0.253055	11.4478	0.1541	0.0215	94.0995	83.2265	89.2573
5	0.250541	0.1738	11.3324	0.045	94.2733	94.559	89.3023
6	0.233703	0.0001	0.0032	0.134	94.2734	94.5622	89.4363
7	0.221384	0.032	0.1493	7.3416	94.3054	94.7114	96.7779
8	0.155953	0.0152	0	0.0001	94.3206	94.7114	96.778
9	0.133928	0.0058	0.2727	0.0195	94.3264	94.9841	96.7975
10	0.12993	1.8137	2.409	0.1038	96.1401	97.3931	96.9013

表 4.3 雙向各四跨補強方案之結構模態質量參與比例

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	1.015812	0.5463	0.0003	<b>88.6226</b>	0.5463	0.0003	88.6226
2	0.900353	<b>82.2846</b>	0.0002	0.5455	82.8309	0.0004	89.1681
3	0.839878	0.0001	<b>83.369</b>	0.0052	82.8309	83.3694	89.1733
4	0.228248	0.9373	0.0131	0.0071	83.7683	83.3825	89.1804
5	0.227263	10.3752	0.0016	0.0085	94.1434	83.3841	89.1889
6	0.222549	0.0054	11.2101	0.0124	94.1488	94.5942	89.2013
7	0.181512	0.0209	0.0064	7.3766	94.1697	94.6006	96.578
8	0.154882	0.0155	0	0.0002	94.1853	94.6006	96.5782
9	0.1332	0	0.0251	0.0034	94.1853	94.6257	96.5816
10	0.116984	4.7431	0.219	0.0064	98.9283	94.8447	96.588

表 4.4 雙向各六跨補強方案之結構模態質量參與比例

Mode	Period	UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0.942267	0.6456	0.0012	<b>88.3924</b>	0.6456	0.0012	88.3924
2	0.855562	<b>82.1892</b>	0.0001	0.6528	82.8348	0.0013	89.0451
3	0.783332	0.0001	<b>83.5507</b>	0.0002	82.8349	83.552	89.0454
4	0.227606	0.0037	0.0005	0.0088	82.8386	83.5525	89.0542
5	0.209959	11.16	0.0007	0.0025	93.9986	83.5532	89.0567
6	0.203505	0.0009	10.9172	0.0045	93.9995	94.4704	89.0612
7	0.169656	0.0153	0.0006	7.4736	94.0147	94.4711	96.5348
8	0.153722	0.0216	0	0.0007	94.0363	94.4711	96.5355
9	0.132639	0	0.0198	0.0057	94.0363	94.4909	96.5412
10	0.111652	0	0.0224	0.0003	94.0364	94.5133	96.5415

表 4.5 各補強方案之結構標稱耐震容量(C) (單位:tf)

Level	雙向各兩跨		雙向各四跨		雙向各六跨	
	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
L47	696319	452489	842197	598367	988075	744245
L40	77359	77343	95895	95879	114430	114414
L30	151279	150917	174476	174952	207907	211286
L27	454500	680757	479195	705452	503889	730146
L23	132863	131081	152772	151221	170954	163611
L20	275620	242889	303310	270580	356962	321664
L17	570746	922947	597156	949357	623566	975767
Base	179172	173434	199955	194218	224084	218260

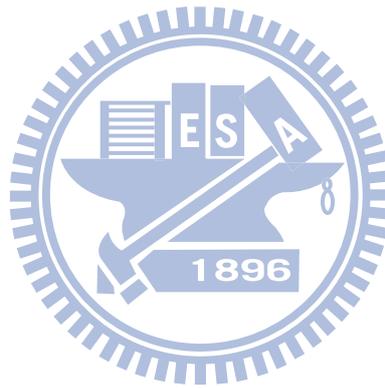


表 4.6 各補強方案與原始廠房之結構重量差異比較

結構補強型式	整體結構重量 W (tf)	整體結構重量增量 (tf)	增加率(%)
原始廠房結構	382094		
雙向各兩跨	384786	2692	0.70
雙向各四跨	386935	4841	1.27
雙向各六跨	389045	6951	1.82

表 4.7 各補強方案之計算地震力參數表

結構補強型式	T (sec)	$S_{D1}$	$S_{aD} \left( \frac{S_{D1}}{T} \right)$	R	$F_u^*$	$\left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m$	V (tf)
原始廠房結構	1.24	0.52	0.5	0.32	1.48	0.28 $\Delta$	0.25W
雙向各兩跨	1.2	0.52	0.43	0.32	1.48	0.29 $\Delta$	0.26W
雙向各四跨	1.01	0.52	0.51	0.32	1.48	0.32 $\diamond$	0.29W
雙向各六跨	0.94	0.52	0.55	0.32	1.48	0.34 $\diamond$	0.30W

$$\Delta \text{ 為 } \left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m = \frac{S_{aD}}{F_u^*}, \quad \diamond \text{ 為 } \left[ \frac{S_{aD}}{F_u^*} \right]_m = 0.52 \frac{S_{aD}}{F_u^*} + 0.144$$

表 4.8 各補強方案與原始廠房之最小設計水平總橫力差異比較

結構補強型式	最小設計水平總橫力(tf)	增加率(%)
原始廠房結構	96152	
雙向各兩跨	100162	4.17
雙向各四跨	111878	16.36
雙向各六跨	117368	22.07

表 4.9 補強方案一之地震力豎向分配計算表

Story(j)	Level	Elevation (m)	Floor Weight $W_j$ (tf)	$F_j$ (tf)
8	L47	36.6	31276	14169
7	L40	32.7	48572	19660
6	L30	26.1	71757	23183
5	L27	20.1	36361	9047
4	L23	16.5	49904	10193
3	L20	10.65	60599	7989
2	L17	8.15	52155	5262
1	Base	5.3	33688	2210

表 4.10 補強方案二之地震力豎向分配計算表

Story(j)	Level	Elevation (m)	Floor Weight $W_j$ (tf)	$F_j$ (tf)
8	L47	36.6	32293	16449
7	L40	32.7	48814	22214
6	L30	26.1	71912	26121
5	L27	20.1	36509	10213
4	L23	16.5	50080	11500
3	L20	10.65	60718	8999
2	L17	8.15	52305	5933
1	Base	5.3	33831	2496

表 4.11 補強方案三之地震力豎向分配計算表

Story(j)	Level	Elevation (m)	Floor Weight $W_j$ (tf)	$F_j$ (tf)
8	L47	36.6	33268	17742
7	L40	32.7	49029	23360
6	L30	26.1	72084	27413
5	L27	20.1	36657	10736
4	L23	16.5	50250	12081
3	L20	10.65	60844	9442
2	L17	8.15	52454	6229
1	Base	5.3	33986	2625

表 4.12 補強方案一之樓層剪力

Story(j)	Level	樓層橫力 $F_j$ (tf)	樓層剪力 $V_j$ (tf)
9	RF	8449	8449
8	L47	14169	22618
7	L40	19660	42278
6	L30	23183	65461
5	L27	9047	74508
4	L23	10193	84701
3	L20	7989	92690
2	L17	5262	97952
1	Base	2210	100162

表 4.13 補強方案二之樓層剪力

Story(j)	Level	樓層橫力 $F_j$ (tf)	樓層剪力 $V_j$ (tf)
9	RF	7955	7955
8	L47	16449	24404
7	L40	22214	46618
6	L30	26121	72739
5	L27	10213	82952
4	L23	11500	94452
3	L20	8999	103451
2	L17	5933	109384
1	Base	2496	111878

表 4.14 補強方案三之樓層剪力

Story(j)	Level	樓層橫力 $F_j$ (tf)	樓層剪力 $V_j$ (tf)
9	RF	7741	7741
8	L47	17742	25483
7	L40	23360	48843
6	L30	27413	76256
5	L27	10736	86992
4	L23	12081	99073
3	L20	9442	108515
2	L17	6229	114744
1	Base	2625	117368

表 4.15 補強方案一(雙向各兩跨)廠房結構之調整因子( $q_1$ )計算結果

結構方向	Level	$C_j$ (tf)	$V_j$ (tf)	$C_j/V_j$	SSR <sub>j</sub>	$q_1$
X 向	L40	77359	42278	1.82		0.61
	L30	151279	65461	2.31	1.26	
	L23(無塵室)	132863	84701	1.56	0.67	
	L20	275620	92690	2.97	1.89	
	Base(無塵室)	179172	100162	1.78	0.61	
Y 向	L40	77343	42278	1.82		0.66
	L30	149423	65461	2.28	1.24	
	L23(無塵室)	131081	84701	1.54	0.67	
	L20	242889	92690	2.62	1.69	
	Base(無塵室)	173434	100162	1.73	0.66	

表 4.16 補強方案一(雙向各兩跨)廠房結構之耐震指標評估結果

結構 X 向						
Story(j)	Level	$C_j$ (tf)	$D_j$ (tf)	$Q_j$ ( $q_1q_2$ )	$C_jQ_j/D_j$	$I_s$
8	L47(桁架層)	696319	22618	1	30.78	0.94
7	L40(無塵室)	77359	42278	1	1.82	
6	L30	151279	65461	1	2.31	
5	L27(桁架層)	454500	74508	1	6.10	
4	L23(無塵室)	132863	84701	0.61	0.94	
3	L20	275620	92690	1	2.97	
2	L17(桁架層)	570746	97952	1	5.82	
1	Base(無塵室)	179172	100162	0.61	1.07	
結構 Y 向						
Story(j)	Level	$C_j$ (tf)	$D_j$ (tf)	$Q_j$ ( $q_1q_2$ )	$C_jQ_j/D_j$	$I_s$
8	L47(桁架層)	452489	22618	1	20.0	1.02
7	L40(無塵室)	77343	42278	1	1.82	
6	L30	150917	65461	1	2.30	
5	L27(桁架層)	680757	74508	1	9.13	
4	L23(無塵室)	131081	84701	0.66	1.02	
3	L20	242889	92690	1	2.62	
2	L17(桁架層)	922947	97952	1	9.42	
1	Base(無塵室)	173434	100162	0.66	1.14	

註： $q_2=1$

表 4.17 方案二廠房結構之調整因子( $q_1$ )計算結果

結構方向	Level	$C_j$ (tf)	$V_j$ (tf)	$C_j/V_j$	$SSR_i$	$q_1$
X 向	L40	95895	46618	2.05		0.60
	L30	174476	72739	2.39	1.16	
	L23(無塵室)	152772	94452	1.61	0.67	
	L20	303310	103451	2.93	1.81	
	Base(無塵室)	199955	111878	1.78	0.60	
Y 向	L40	95879	46618	2.05		0.66
	L30	169036	72739	2.32	1.12	
	L23(無塵室)	151221	94452	1.54	0.66	
	L20	270580	103451	2.61	1.68	
	Base(無塵室)	194218	111878	1.73	0.66	

表 4.18 方案二廠房結構之耐震指標評估結果

結構 X 向						
Story(j)	Level	$C_j$ (tf)	$D_j$ (tf)	$Q_j$ ( $q_1q_2$ )	$C_jQ_j/D_j$	$I_s$
8	L47(桁架層)	842197	24404	1	34.5	0.98
7	L40(無塵室)	95895	46618	1	2.05	
6	L30	174476	72739	1	2.39	
5	L27(桁架層)	479195	82952	1	5.77	
4	L23(無塵室)	152772	94452	0.60	0.98	
3	L20	303310	103451	1	2.93	
2	L17(桁架層)	597156	109384	1	5.45	
1	Base(無塵室)	199955	111878	0.60	1.08	
結構 Y 向						
Story(j)	Level	$C_j$ (tf)	$D_j$ (tf)	$Q_j$ ( $q_1q_2$ )	$C_jQ_j/D_j$	$I_s$
8	L47(桁架層)	598367	24404	1	24.51	1.03
7	L40(無塵室)	95879	46618	1	2.05	
6	L30	174952	72739	1	2.40	
5	L27(桁架層)	705452	82952	1	8.50	
4	L23(無塵室)	151221	94452	0.66	1.03	
3	L20	270580	103451	1	2.61	
2	L17(桁架層)	949357	109384	1	8.67	
1	Base(無塵室)	194218	111878	0.66	1.15	

註： $q_2=1$

表 4.19 方案三廠房結構之調整因子( $q_1$ )計算結果

結構方向	Level	$C_j$ (tf)	$V_j$ (tf)	$C_j/V_j$	$SSR_i$	$q_1$
X 向	L40	114430	48843	2.34		0.58
	L30	207907	76256	2.72	1.16	
	L23(無塵室)	170954	99073	1.72	0.63	
	L20	356962	108515	3.28	1.90	
	Base(無塵室)	224084	117368	1.91	0.58	
Y 向	L40	114414	48843	2.34		0.62
	L30	188648	76256	2.47	1.05	
	L23(無塵室)	163611	99073	1.65	0.66	
	L20	321664	108515	2.96	1.79	
	Base(無塵室)	218260	117368	1.85	0.62	

表 4.20 方案三廠房結構之耐震指標評估結果

結構 X 向						
Story(j)	Level	$C_j$ (tf)	$D_j$ (tf)	$Q_j (q_1q_2)$	$C_jQ_j/D_j$	$I_s$
8	L47(桁架層)	988075	25483	1	38.7	1.01
7	L40(無塵室)	114430	48843	1	2.34	
6	L30	207907	76256	1	2.72	
5	L27(桁架層)	503889	86992	1	5.79	
4	L23(無塵室)	170954	99073	0.58	1.01	
3	L20	356962	108515	1	3.28	
2	L17(桁架層)	623566.	114744	1	5.43	
1	Base(無塵室)	224084	117368	0.58	1.11	
結構 Y 向						
Story(j)	Level	$C_j$ (tf)	$D_j$ (tf)	$Q_j (q_1q_2)$	$C_jQ_j/D_j$	$I_s$
8	L47(桁架層)	744245	25483	1	29.2	1.04
7	L40(無塵室)	114414	48843	1	2.34	
6	L30	211286	76256	1	2.77	
5	L27(桁架層)	730146	86992	1	8.39	
4	L23(無塵室)	163611	99073	0.62	1.04	
3	L20	321664	108515	1	2.96	
2	L17(桁架層)	975767	114744	1	8.50	
1	Base(無塵室)	218260	117368	0.62	1.16	

註： $q_2=1$

表 4.21 無塵室(不含外覆空間桁架)柱總剪力 (單位:tf)

X 向柱剪力 (不含外覆空間桁架之柱)							
	原始廠房	方案一		方案二		方案三	
	X	X	折減率(%)	X	折減率(%)	X	折減率(%)
L40	40480	34677	14.3	30373	24.9	27887	31.1
L23	81280	72364	10.9	68375	15.8	62781	22.7
Base	96151	78226	18.6	71235	25.9	63785	33.6
Y 向柱剪力 (不含外覆空間桁架之柱)							
	原始廠房	方案一		方案二		方案三	
	X	X	折減率(%)	X	折減率(%)	X	折減率(%)
L40	40480	33043	18.3	29395	27.3	21305	47.3
L23	81280	58843	27.6	57689	29.0	55133	32.1
Base	96151	72863	24.2	67176	30.1	59162	38.4

表 4.22 各補強方案檢核層間位移角之  
設計地震力(單位:tf)

Level	雙向各兩跨		雙向各四跨		雙向各六跨	
	$F_j$	$V_j$	$F_j$	$V_j$	$F_j$	$V_j$
RF	4169	4169	3925	3925	3819	3819
L47	6991	11160	8115	12040	8753	12573
L40	9700	20860	10960	23001	11526	24099
L30	11438	32298	12887	35889	13525	37624
L27	4464	36762	5038	40928	5297	42921
L23	5020	41782	5673	46602	5960	48882
L20	3942	45724	4440	51042	4658	53541
L17	2596	48320	2927	53969	3073	56614
Base	1090	49410	1231	55200	1294	54836
設計 地震力	0.128W		0.143W		0.148W	

表 4.23 各補強方案之層間位移角檢核結果(側力分析)

廠房 X 向結構層間位移角檢核							
	原始廠房	雙向各兩跨		雙向各四跨		雙向各六跨	
Level	Drift	Drift	Reduction (%)	Drift <sub>j</sub>	Reduction (%)	Drift	Reduction (%)
L47	0.0004	0.0027	-581.0	0.0025	-546.7	0.0023	-493.8
L40	<b>0.0072</b>	<b>0.0058</b>	19.1	<b>0.0053</b>	26.1	0.0048	32.8
L30	<b>0.0067</b>	<b>0.0056</b>	16.5	<b>0.0051</b>	23.2	0.0047	28.9
L27	0.0045	0.0045	0.0	0.0043	4.3	0.0040	10.4
L23	<b>0.0064</b>	<b>0.0055</b>	13.4	<b>0.0053</b>	16.7	0.0049	22.6
L20	<b>0.0160</b>	0.0042	73.6	0.0041	74.1	0.0038	75.7
L17	<b>0.0092</b>	0.0031	64.9	0.0029	66.9	0.0037	58.2
Base	<b>0.0051</b>	0.0039	22.0	0.0035	30.0	0.0031	38.1
廠房 Y 向結構層間位移角檢核							
	原始廠房	雙向各兩跨		雙向各四跨		雙向各六跨	
Level	Drift <sub>j</sub>	Drift	Reduction (%)	Drift <sub>j</sub>	Reduction (%)	Drift	Reduction (%)
L47	0.0006	0.0021	-261.4	0.0020	-401.0	0.0017	-195.5
L40	<b>0.0069</b>	<b>0.0050</b>	27.2	0.0041	42.3	0.0035	48.3
L30	<b>0.0060</b>	0.0047	20.9	0.0042	36.8	0.0038	36.3
L27	0.0034	0.0033	1.8	0.0032	28.1	0.0029	13.2
L23	<b>0.0061</b>	<b>0.0051</b>	16.8	0.0046	27.3	0.0042	30.4
L20	<b>0.0149</b>	0.0042	71.3	0.0040	74.5	0.0039	73.4
L17	<b>0.0085</b>	0.0032	61.5	0.0033	63.1	0.0031	62.6
Base	<b>0.0059</b>	0.0043	25.7	0.0037	26.8	0.0032	44.6

表 4.24 各補強方案之樓層剪力評估結果比較(側力分析 VS 歷時分析)

方案一(雙向各兩跨)														
X 向							Y 向							
	側力分析	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時		側力分析	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時	
Level	$V_j$	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)
L47	22618	26934	-19.0	30176	-33.4	16458	27.2	22618	25072	-10.8	26624	-17.7	14552	35.6
L40	42278	53172	-25.7	59620	-41.0	32257	23.7	42278	49331	-16.6	52319	-23.7	28489	32.6
L30	65461	65375	0.1	74563	-13.9	36104	44.8	65461	59737	8.7	63192	3.4	32289	50.6
L27	74508	69144	7.1	79317	-6.4	39205	47.3	74508	62724	15.8	66177	11.1	34737	53.3
L23	84700	71534	15.5	82307	2.8	41950	50.4	84700	64710	23.6	68190	19.4	36912	56.4
L20	92689	73630	20.5	83966	9.4	44039	52.4	92689	65880	28.2	69230	25.3	38320	58.6
L17	97951	75429	22.9	85274	12.9	45914	53.1	97951	66802	31.8	70026	28.5	39433	59.7
Base	100162	76820	23.3	86300	13.8	47374	52.7	100160	67545	32.5	70774	29.3	40332	59.7
方案二(雙向各四跨)														
X 向							Y 向							
	側力分析	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時		側力分析	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時	
Level	$V_j$	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)
L47	24404	26541	-8.7	29154	-19.4	14854	39.1	24404	24191	0.8	25018	-2.5	13444	44.9
L40	46618	52455	-12.5	57704	-23.7	29320	37.1	46618	47786	-2.5	49482	-6.1	26215	43.7
L30	72739	63085	13.2	72027	0.9	34560	52.4	72739	60087	17.3	62229	14.4	28409	60.9
L27	82951	66082	20.3	77777	6.2	35555	57.1	82951	64149	22.6	67030	19.1	30397	63.3
L23	94451	68145	27.8	81485	13.7	36392	61.4	94451	66824	29.2	70306	25.5	31944	66.1
L20	103450	69330	32.9	83646	19.1	37109	64.1	103450	68195	34.0	72261	30.1	33719	67.4
L17	109383	70250	35.7	85284	22.0	37878	65.3	109383	69105	36.8	73769	32.5	35803	67.2
Base	111878	70976	36.5	86550	22.6	38536	65.5	111878	69833	37.5	74991	32.9	37514	66.4

表 4.24(續) 各補強方案之樓層剪力評估結果比較(側力分析 VS 歷時分析)

方案三(雙向各六跨)														
X 向							Y 向							
Level	側力分析	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時		側力分析	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時	
	$V_j$	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)	$V_j$	差異百分比(%)
L47	25483	22929	10.02	32016	-25.63	14617	42.64	25483	29506	-15.78	29050	-13.99	22981	9.81
L40	48843	45338	7.17	63296	-29.59	28874	40.88	48843	58189	-19.13	57475	-17.67	45005	7.85
L30	76256	55525	27.18	76921	-0.87	34596	54.63	76256	69477	8.88	72459	4.97	49494	35.09
L27	86992	58506	32.74	80888	7.01	36043	58.56	86992	72376	16.80	77873	10.48	51963	40.26
L23	99072	60360	39.07	84136	15.07	36921	62.73	99072	74934	24.36	81502	17.73	54751	44.73
L20	108514	61284	43.52	85964	20.78	37315	65.61	108514	76364	29.62	83596	22.96	56623	47.81
L17	114743	62417	45.60	87281	23.93	37563	67.26	114743	77368	32.57	85116	25.82	58097	49.36
Base	117368	63359	46.01	88270	24.79	37751	67.83	117368	78197	33.37	86333	26.44	59321	49.45

表 4.25 各補強方案之層間位移角評估結果比較(側力分析 VS 歷時分析)

方案一(雙向各兩跨)														
X 向							Y 向							
Level	側力分析	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時		側力分析	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時	
	Drift <sub>j</sub>	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)
L47	0.0027	0.0031	-14.8	0.0035	-29.6	0.0036	-33.3	0.0021	0.0023	-9.5	0.0025	-19.0	0.0018	14.2
L40	<b>0.0058</b>	<b>0.0065</b>	-13.3	<b>0.0071</b>	-22.4	<b>0.0074</b>	-27.5	<b>0.0050</b>	<b>0.0055</b>	-10.0	<b>0.0058</b>	-16.0	0.0036	28.0
L30	<b>0.0056</b>	<b>0.0057</b>	-3.3	<b>0.0063</b>	-12.5	<b>0.0064</b>	-14.2	0.0047	0.0048	-2.1	<b>0.0051</b>	-8.5	0.0031	34.0
L27	0.0045	0.0044	1.7	<b>0.0050</b>	-11.1	<b>0.0050</b>	-11.1	0.0033	0.0029	12.1	0.0030	9.09	0.0024	27.2
L23	<b>0.0055</b>	0.0049	9.3	<b>0.0055</b>	-0.0	<b>0.0058</b>	-5.4	<b>0.0051</b>	0.0039	23.5	0.0041	19.6	0.0028	45.0
L20	0.0042	0.0036	11.9	0.0041	2.3	0.0044	-4.7	0.0042	0.0032	23.8	0.0034	19.0	0.0021	50.0
L17	0.0031	0.0026	13.4	0.0029	6.4	0.0032	-3.2	0.0032	0.0023	28.1	0.0024	25.0	0.0016	50.0
Base	0.0039	0.0031	20.0	0.0034	12.8	0.0038	2.5	0.0043	0.0030	30.2	0.0031	27.9	0.0019	55.8
方案二(雙向各四跨)														
X 向							Y 向							
Level	側力分析	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時		側力分析	Input : CHY078 測站 921 地震歷時		Input : TCU016 測站 921 地震歷時		Input : TCU060 測站 921 地震歷時	
	Drift <sub>j</sub>	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)
L47	0.0025	0.0029	-15.9	0.0031	-26.5	0.0016	34.9	0.0020	0.0018	5.5	0.0019	2.3	0.0009	53.9
L40	<b>0.0053</b>	<b>0.0052</b>	0.4	<b>0.0057</b>	-8.1	0.0029	43.9	0.0041	0.0041	-1.5	0.0043	-4.9	0.0021	47.7
L30	<b>0.0051</b>	0.0047	6.6	<b>0.0052</b>	-3.8	0.0026	47.9	0.0042	0.0038	8.7	0.0039	5.5	0.0018	55.8
L27	0.0043	0.0038	11.5	0.0043	-0.5	0.0020	51.3	0.0032	0.0026	16.0	0.0027	12.9	0.0012	60.6
L23	<b>0.0053</b>	0.0041	21.9	0.0048	9.0	0.0022	57.6	0.0046	0.0034	25.2	0.0036	21.4	0.0016	64.4
L20	0.0041	0.0031	23.8	0.0036	10.8	0.0016	58.8	0.0040	0.0029	25.6	0.0031	21.5	0.0014	64.3
L17	0.0029	0.0021	25.1	0.0025	11.7	0.0011	59.4	0.0033	0.0023	29.6	0.0024	25.0	0.0011	64.8
Base	0.0035	0.0024	31.1	0.0028	17.9	0.0013	62.5	0.0037	0.0024	32.5	0.0026	27.6	0.0013	64.2

表 4.25(續) 各補強方案之樓層剪力評估結果比較(側力分析 VS 歷時分析)

方案三(雙向各六跨)														
X 向								Y 向						
Level	側力分析	歷時分析(CHY078)		歷時分析(TCU016)		歷時分析(TCU060)		側力分析	歷時分析(CHY078)		歷時分析(TCU016)		歷時分析(TCU060)	
	Drift <sub>j</sub>	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)	Drift <sub>j</sub>	差異百分比(%)
L47	0.0023	0.0021	5.60	0.0029	-29.0	0.0019	17.0	0.0017	0.0018	-9.7	0.0009	45.7	0.0013	19.9
L40	0.0048	0.0039	17.0	<b>0.0053</b>	-11.8	0.0041	13.6	0.0035	0.0041	-17.7	0.0021	38.8	0.0020	29.4
L30	0.0047	0.0036	22.2	0.0049	-5.8	0.0039	15.9	0.0038	0.0038	-1.2	0.0018	51.1	0.0022	40.0
L27	0.0040	0.0029	26.9	0.0040	-1.3	0.0027	30.3	0.0029	0.0026	8.2	0.0012	56.5	0.0018	36.5
L23	0.0049	0.0031	35.0	0.0044	8.9	0.0036	25.9	0.0042	0.0033	20.1	0.0015	61.1	0.0019	52.5
L20	0.0038	0.0024	36.2	0.0034	10.4	0.0034	9.9	0.0039	0.0031	19.1	0.0014	63.3	0.0015	61.2
L17	0.0037	0.0022	40.5	0.0030	16.8	0.0026	29.1	0.0031	0.0023	22.6	0.0011	62.5	0.0013	57.0
Base	0.0031	0.0018	41.9	0.0020	18.3	0.0025	16.9	0.0032	0.0023	27.0	0.0013	58.6	0.0011	65.5

表 4.26 各結構補強方案之調整因子(歷時分析)

補強方案一(雙向各兩跨)					
Input:CHY078 測站之 921 地震歷時		Input:TCU016 測站之 921 地震歷時		Input:TC060 測站之 921 地震歷時	
	$Q_j(q_1q_2)$		$Q_j(q_1q_2)$		$Q_j(q_1q_2)$
X 向結構	0.62	X 向結構	0.63	X 向結構	0.60
Y 向結構	0.70	Y 向結構	0.70	Y 向結構	0.68
補強方案二(雙向各四跨)					
Input:CHY078 測站之 921 地震歷時		Input:TCU016 測站之 921 地震歷時		Input:TC060 測站之 921 地震歷時	
	$Q_j(q_1q_2)$		$Q_j(q_1q_2)$		$Q_j(q_1q_2)$
X 向結構	0.64	X 向結構	0.65	X 向結構	0.63
Y 向結構	0.70	Y 向結構	0.69	Y 向結構	0.65
補強方案三(雙向各六跨)					
Input:CHY078 測站之 921 地震歷時		Input:TCU016 測站之 921 地震歷時		Input:TC060 測站之 921 地震歷時	
	$Q_j(q_1q_2)$		$Q_j(q_1q_2)$		$Q_j(q_1q_2)$
X 向結構	0.60	X 向結構	0.61	X 向結構	0.62
Y 向結構	0.66	Y 向結構	0.66	Y 向結構	0.65

註:  $q_2=1$

表 4.27 各結構補強方案之耐震能力初步評估結果(歷時分析)

補強方案一(雙向各兩跨)					
Input:CHY078 測站之 921 地震歷時		Input:TCU016 測站之 921 地震歷時		Input:TC060 測站之 921 地震歷時	
	$I_s$		$I_s$		$I_s$
X 向結構	1.51	X 向結構	1.00	X 向結構	1.90
Y 向結構	1.42	Y 向結構	1.34	Y 向結構	2.41
補強方案二(雙向各四跨)					
Input:CHY078 測站之 921 地震歷時		Input:TCU016 測站之 921 地震歷時		Input:TC060 測站之 921 地震歷時	
	$I_s$		$I_s$		$I_s$
X 向結構	1.43	X 向結構	1.21	X 向結構	2.64
Y 向結構	1.58	Y 向結構	1.48	Y 向結構	3.07
補強方案三(雙向各六跨)					
Input:CHY078 測站之 921 地震歷時		Input:TCU016 測站之 921 地震歷時		Input:TC060 測站之 921 地震歷時	
	$I_s$		$I_s$		$I_s$
X 向結構	1.69	X 向結構	1.24	X 向結構	2.87
Y 向結構	1.44	Y 向結構	1.33	Y 向結構	1.94

表 4.28 方案一(雙向各兩跨) 以加速度反應峰值為基礎之樓層反應放大係數

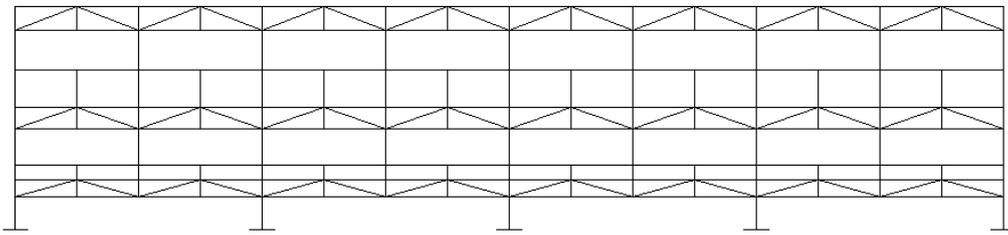
各樓層加速度反應峰值(Input: CHY078 測站 921 地震歷時) 單位: g							各樓層加速度反應峰值之放大係數(Input: CHY078 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC2000	UBC97
R1	1.12	1.23	1.08	1.12	1.18	1.06	2.79	<b>3.08</b>	2.69	2.79	2.94	2.65	3	4
L47	1.11	1.22	1.06	1.10	1.16	1.04	<b>2.78</b>	<b>3.05</b>	2.65	2.75	<b>2.91</b>	2.61	2.78	3.68
L40	0.84	0.88	0.74	0.73	0.86	0.76	2.11	2.21	1.84	1.83	2.16	1.89	2.42	3.14
L30	0.65	0.67	0.61	0.54	0.66	0.66	1.62	1.67	1.52	1.35	1.65	1.65	2.09	2.65
L27	0.62	0.63	0.60	0.52	0.62	0.65	1.55	1.57	1.51	1.31	1.56	1.63	1.90	2.35
L23	0.44	0.42	0.49	0.41	0.43	0.53	1.11	1.04	1.22	1.03	1.08	1.33	1.58	1.87
L20	0.41	0.39	0.39	0.48	0.40	0.48	1.03	0.99	0.98	1.21	1.01	1.21	1.44	1.67
L17	0.42	0.40	0.43	0.40	0.41	0.47	1.04	1.01	1.07	1.00	1.02	1.18	1.29	1.43
各樓層加速度反應峰值(Input: TCU016 測站 921 地震歷時) 單位: g							各樓層加速度反應峰值之放大係數(Input: TCU016 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC2000	UBC97
R1	1.16	1.36	1.19	1.19	1.20	1.16	2.89	<b>3.39</b>	2.97	2.97	2.99	2.91	3	4
L47	1.28	1.35	1.12	1.17	1.31	1.10	<b>3.19</b>	<b>3.37</b>	<b>2.81</b>	<b>2.92</b>	<b>3.28</b>	2.75	2.78	3.68
L40	0.97	1.00	0.78	0.81	0.98	0.79	<b>2.43</b>	<b>2.51</b>	1.95	2.02	<b>2.47</b>	1.97	2.42	3.14
L30	0.69	0.68	0.62	0.62	0.67	0.62	1.67	1.69	1.55	1.56	1.68	1.56	2.09	2.65
L27	0.63	0.64	0.60	0.60	0.63	0.61	1.58	1.59	1.51	1.50	1.58	1.53	1.90	2.35
L23	0.50	0.50	0.42	0.41	0.50	0.43	1.25	1.26	1.05	1.03	1.26	1.08	1.58	1.87
L20	0.48	0.48	0.43	0.42	0.49	0.43	1.21	1.21	1.06	1.04	1.21	1.07	1.44	1.67
L17	0.47	0.47	0.43	0.42	0.48	0.43	1.19	1.19	1.06	1.04	1.19	1.07	1.29	1.43
各樓層加速度反應峰值(Input: TCU060 測站 921 地震歷時) 單位: g							各樓層加速度反應峰值之放大係數(Input: TCU060 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC2000	UBC97
R1	0.67	0.73	0.62	0.65	0.69	0.61	1.67	1.83	1.56	1.63	1.73	1.52	3	4
L47	0.68	0.72	0.61	0.64	0.70	0.60	1.70	1.79	1.52	1.59	1.74	1.49	2.78	3.68
L40	0.82	0.84	0.70	0.59	0.83	0.77	2.04	2.11	1.75	1.48	2.08	1.93	2.42	3.14
L30	0.94	0.96	0.88	0.70	0.95	0.97	<b>2.36</b>	<b>2.39</b>	<b>2.21</b>	1.74	<b>2.37</b>	<b>2.49</b>	2.09	2.65
L27	0.92	0.93	0.87	0.68	0.92	0.98	<b>2.30</b>	<b>2.32</b>	<b>2.18</b>	1.71	<b>2.31</b>	<b>2.46</b>	1.90	2.35
L23	0.66	0.66	0.58	0.53	0.66	0.68	<b>1.66</b>	<b>1.64</b>	1.44	1.32	<b>1.65</b>	<b>1.70</b>	1.58	1.87
L20	0.60	0.51	0.58	0.51	0.59	0.69	<b>1.50</b>	1.28	<b>1.44</b>	1.26	<b>1.48</b>	<b>1.72</b>	1.44	1.67
L17	0.58	0.56	0.56	0.50	0.57	0.67	<b>1.44</b>	<b>1.41</b>	<b>1.40</b>	1.24	<b>1.43</b>	<b>1.67</b>	1.29	1.43

表 4.29 方案二(雙向各四跨) 以加速度反應峰值為基礎之樓層反應放大係數

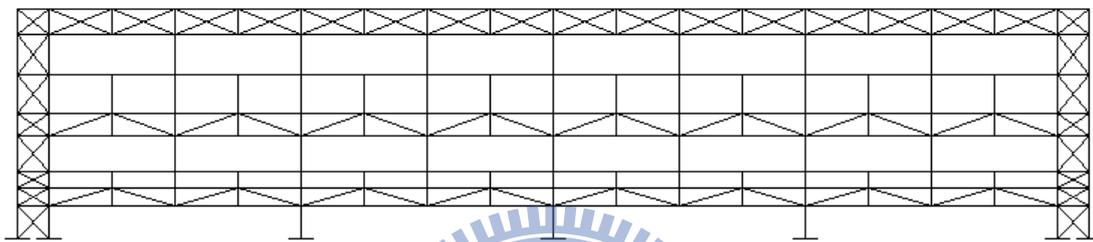
各樓層加速度反應峰值(Input : CHY078 測站 921 地震歷時) 單位 : g							各樓層加速度反應峰值之放大係數(Input : CHY078 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC2000	UBC97
R1	1.07	1.20	1.03	1.03	1.14	1.03	2.68	2.99	2.57	2.57	2.84	2.58	3	4
L47	1.06	1.19	1.02	1.01	1.12	1.02	2.66	2.97	2.55	2.54	2.81	2.55	2.78	3.68
L40	0.78	0.85	0.84	0.81	0.81	0.85	1.96	2.13	2.09	2.03	2.02	2.12	2.42	3.14
L30	0.61	0.67	0.70	0.69	0.64	0.71	1.54	1.67	1.76	1.73	1.61	1.77	2.09	2.65
L27	0.58	0.62	0.68	0.67	0.60	0.69	1.45	1.55	1.71	1.67	1.51	1.72	1.90	2.35
L23	0.43	0.43	0.40	0.38	0.43	0.42	1.09	1.07	1.01	0.96	1.08	1.05	1.58	1.87
L20	0.41	0.29	0.35	0.33	0.41	0.36	1.02	0.72	0.87	0.81	1.02	0.91	1.44	1.67
L17	0.40	0.39	0.34	0.32	0.40	0.35	1.00	0.98	0.85	0.79	1.00	0.89	1.29	1.43
各樓層加速度反應峰值(Input : TCU016 測站 921 地震歷時) 單位 : g							各樓層加速度反應峰值之放大係數(Input : TCU016 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC2000	UBC97
R1	1.17	1.3	1.06	1.06	1.24	1.06	2.93	3.25	2.66	2.65	3.09	2.66	3	4
L47	1.19	1.28	1.05	1.05	1.23	1.05	2.97	3.21	2.63	2.62	3.08	2.64	2.78	3.68
L40	1.02	1.08	0.91	0.90	1.05	0.92	2.57	2.71	2.28	2.24	2.63	2.31	2.42	3.14
L30	0.77	0.80	0.73	0.73	0.79	0.74	1.93	2.01	1.83	1.82	1.97	1.85	2.09	2.65
L27	0.72	0.74	0.72	0.71	0.73	0.72	1.81	1.86	1.80	1.78	1.83	1.81	1.90	2.35
L23	0.46	0.47	0.57	0.56	0.46	0.58	1.14	1.17	1.43	1.41	1.15	1.44	1.58	1.87
L20	0.40	0.36	0.52	0.51	0.40	0.53	0.99	0.91	1.30	1.27	1.00	1.32	1.44	1.67
L17	0.38	0.38	0.52	0.50	0.38	0.52	0.96	0.94	1.29	1.25	0.95	1.31	1.29	1.43
各樓層加速度反應峰值(Input : TCU060 測站 921 地震歷時) 單位 : g							各樓層加速度反應峰值之放大係數(Input : TCU060 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC2000	UBC97
R1	0.59	0.68	0.52	0.57	0.64	0.58	1.48	1.70	1.29	1.43	1.59	1.44	3	4
L47	0.60	0.67	0.56	0.55	0.63	0.56	1.50	1.68	1.39	1.38	1.57	1.39	2.78	3.68
L40	0.71	0.66	0.61	0.61	0.68	0.62	1.76	1.64	1.52	1.53	1.70	1.54	2.42	3.14
L30	0.70	0.65	0.70	0.73	0.68	0.69	1.76	1.63	1.75	1.82	1.70	1.73	2.09	2.65
L27	0.69	0.64	0.69	0.72	0.66	0.68	1.73	1.60	1.73	1.79	1.66	1.71	1.90	2.35
L23	0.56	0.50	0.57	0.55	0.52	0.58	1.39	1.24	1.43	1.37	1.31	1.45	1.58	1.87
L20	0.54	0.49	0.56	0.52	0.52	0.59	1.36	1.22	1.41	1.29	1.29	1.46	1.44	1.67
L17	0.52	0.47	0.55	0.50	0.49	0.58	1.29	1.17	1.38	1.25	1.23	1.45	1.29	1.43

表 4.30 方案三(雙向各六跨) 以加速度反應峰值為基礎之樓層反應放大係數

各樓層加速度反應峰值(Input: CHY078 測站 921 地震歷時) 單位: g							各樓層加速度反應峰值之放大係數(Input: CHY078 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC2000	UBC97
R1	0.93	1.02	1.23	1.23	0.96	1.22	2.32	2.55	2.97	3.08	2.39	3.05	3	4
L47	0.92	1.01	1.21	1.22	0.95	1.20	2.30	2.52	3.02	3.04	2.37	3.01	2.78	3.68
L40	0.74	0.77	0.90	0.88	0.75	0.90	1.84	1.92	2.24	2.20	1.88	2.25	2.42	3.14
L30	0.61	0.67	0.66	0.65	0.64	0.68	1.52	1.68	1.66	1.61	1.59	1.69	2.09	2.65
L27	0.58	0.63	0.64	0.61	0.61	0.65	1.44	1.58	1.59	1.52	1.51	1.62	1.90	2.35
L23	0.37	0.38	0.44	0.42	0.38	0.45	0.92	0.97	1.09	1.05	0.94	1.12	1.58	1.87
L20	0.31	0.31	0.37	0.35	0.31	0.38	0.78	0.78	0.92	0.86	0.78	0.95	1.44	1.67
L17	0.32	0.32	0.36	0.33	0.32	0.37	0.79	0.89	0.90	0.82	0.80	0.93	1.29	1.43
各樓層加速度反應峰值(Input: TCU016 測站 921 地震歷時) 單位: g							各樓層加速度反應峰值之放大係數(Input: TCU016 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC2000	UBC97
R1	1.30	1.39	1.22	1.23	1.34	1.21	3.10	3.46	2.76	3.06	3.20	3.03	3	4
L47	1.29	1.37	1.20	1.21	1.33	1.20	3.22	3.43	3.01	3.03	3.32	3.00	2.78	3.68
L40	0.98	1.05	0.99	0.98	1.01	1.00	2.45	2.61	2.49	2.46	2.53	2.50	2.42	3.14
L30	0.74	0.78	0.77	0.75	0.76	0.79	1.86	1.94	1.94	1.88	1.90	1.96	2.09	2.65
L27	0.69	0.72	0.75	0.72	0.71	0.76	1.73	1.79	1.86	1.80	1.76	1.90	1.90	2.35
L23	0.52	0.52	0.48	0.47	0.52	0.49	1.29	1.31	1.19	1.17	1.30	1.21	1.58	1.87
L20	0.48	0.48	0.45	0.45	0.48	0.46	1.20	1.21	1.13	1.11	1.21	1.14	1.44	1.67
L17	0.47	0.47	0.45	0.44	0.47	0.45	1.17	1.18	1.12	1.10	1.18	1.13	1.29	1.43
各樓層加速度反應峰值(Input: TCU060 測站 921 地震歷時) 單位: g							各樓層加速度反應峰值之放大係數(Input: TCU060 測站 921 地震歷時)							
Level	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	X1	X2	Y1	Y2	質心-X	質心-Y	TBC94/ IBC2000	UBC97
R1	0.59	0.64	0.93	0.93	0.62	0.93	1.46	1.59	2.34	2.34	1.52	2.33	3	4
L47	0.58	0.63	0.91	0.92	0.60	0.91	1.44	1.57	2.28	2.29	1.51	2.27	2.78	3.68
L40	0.61	0.58	0.85	0.85	0.59	0.85	1.51	1.45	2.12	2.12	1.48	2.12	2.42	3.14
L30	0.84	0.80	0.82	0.83	0.82	0.81	2.10	2.00	2.05	2.08	2.05	2.03	2.09	2.65
L27	0.83	0.79	0.81	0.82	0.81	0.81	2.07	1.97	2.04	2.05	2.02	2.03	1.90	2.35
L23	0.60	0.57	0.62	0.60	0.59	0.64	1.50	1.43	1.55	1.49	1.48	1.58	1.58	1.87
L20	0.53	0.52	0.54	0.54	0.53	0.56	1.33	1.01	1.35	1.28	1.31	1.39	1.44	1.67
L17	0.52	0.51	0.53	0.53	0.51	0.55	1.29	1.27	1.32	1.23	1.28	1.37	1.29	1.43



(a)原始廠房立面結構



(b)外覆斜撐廠房立面結構

圖 4.1 疊層式廠房外覆空間桁架示意圖



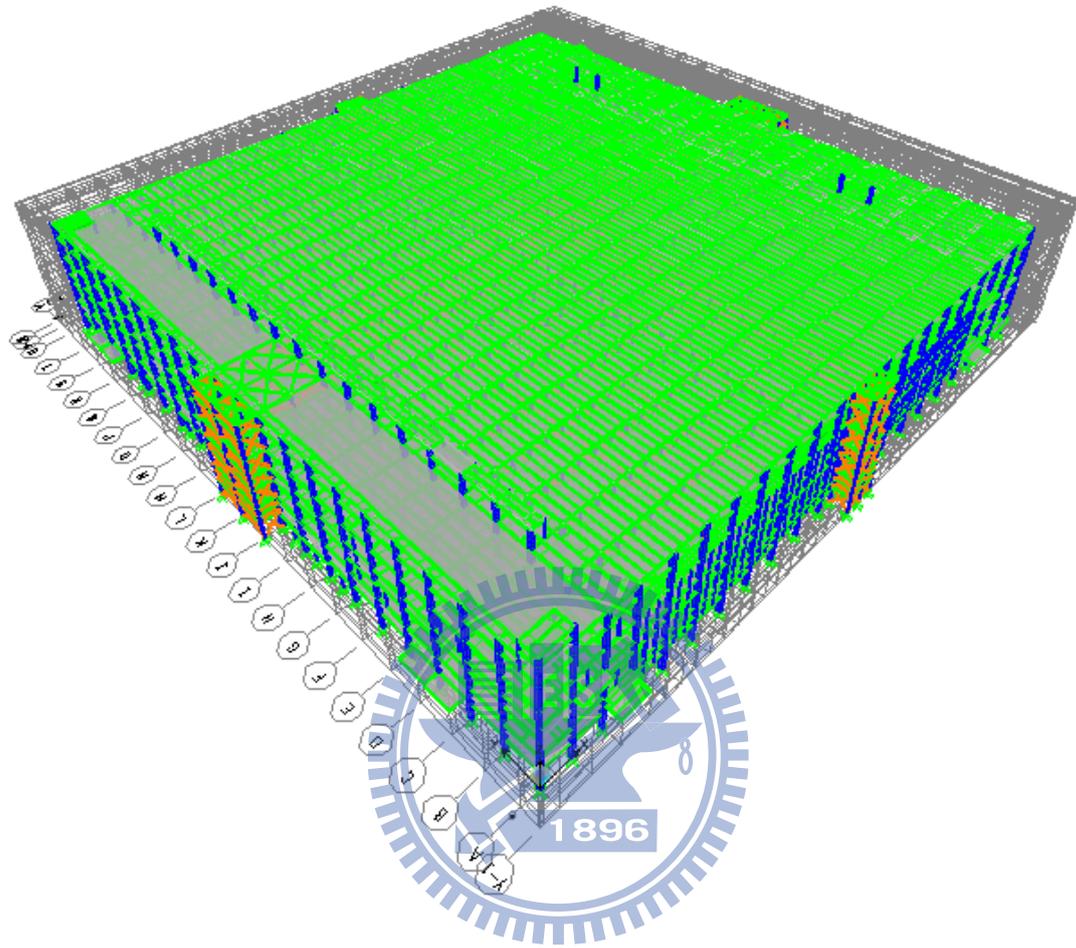
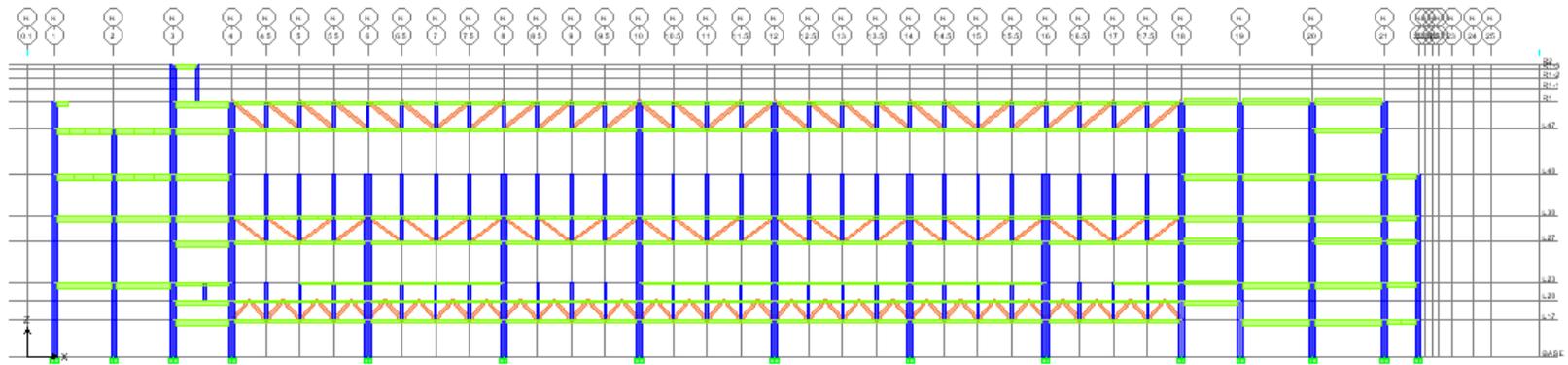
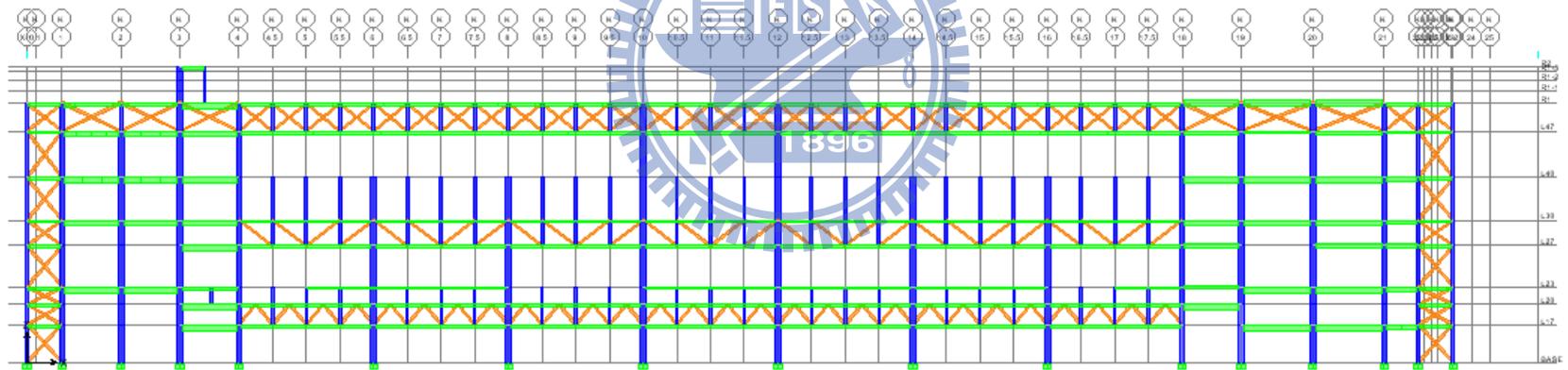


圖 4.2 雙向各兩跨外覆示空間桁架補強結構之 ETABS 模型

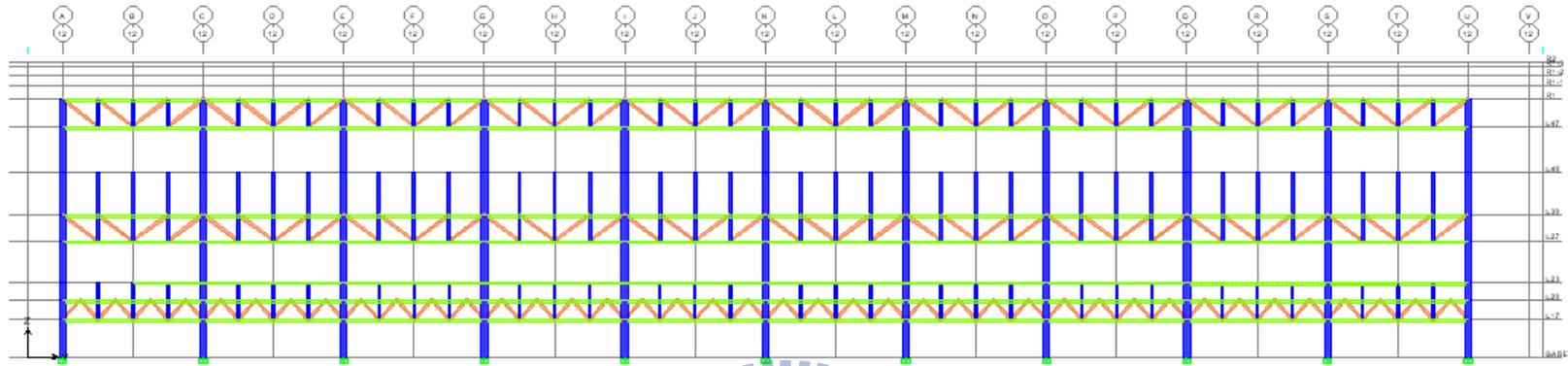


(a)原始結構 X 向柱線 K 結構立面未圖

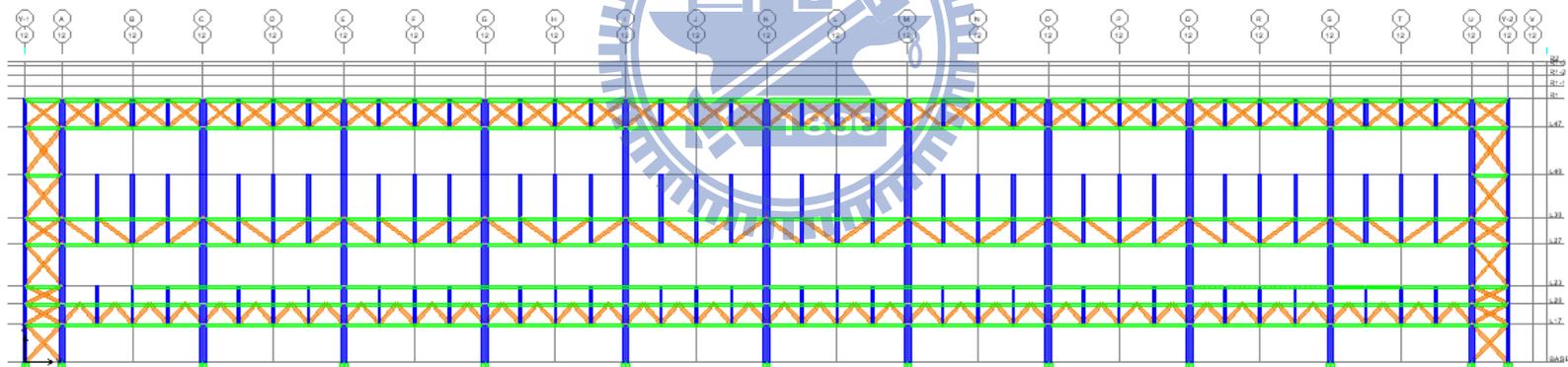


(b)方案一補強結構 X 向柱線 K 結構立面圖

圖 4.3 X 向結構補強前後柱線 K 結構剖面之比較



(a)原始結構 Y 向柱線 12 結構立面圖



(b)方案一補強結構 Y 向柱線 12 結構立面圖

圖 4.4 Y 向結構補強前後柱線 12 結構剖面之比較

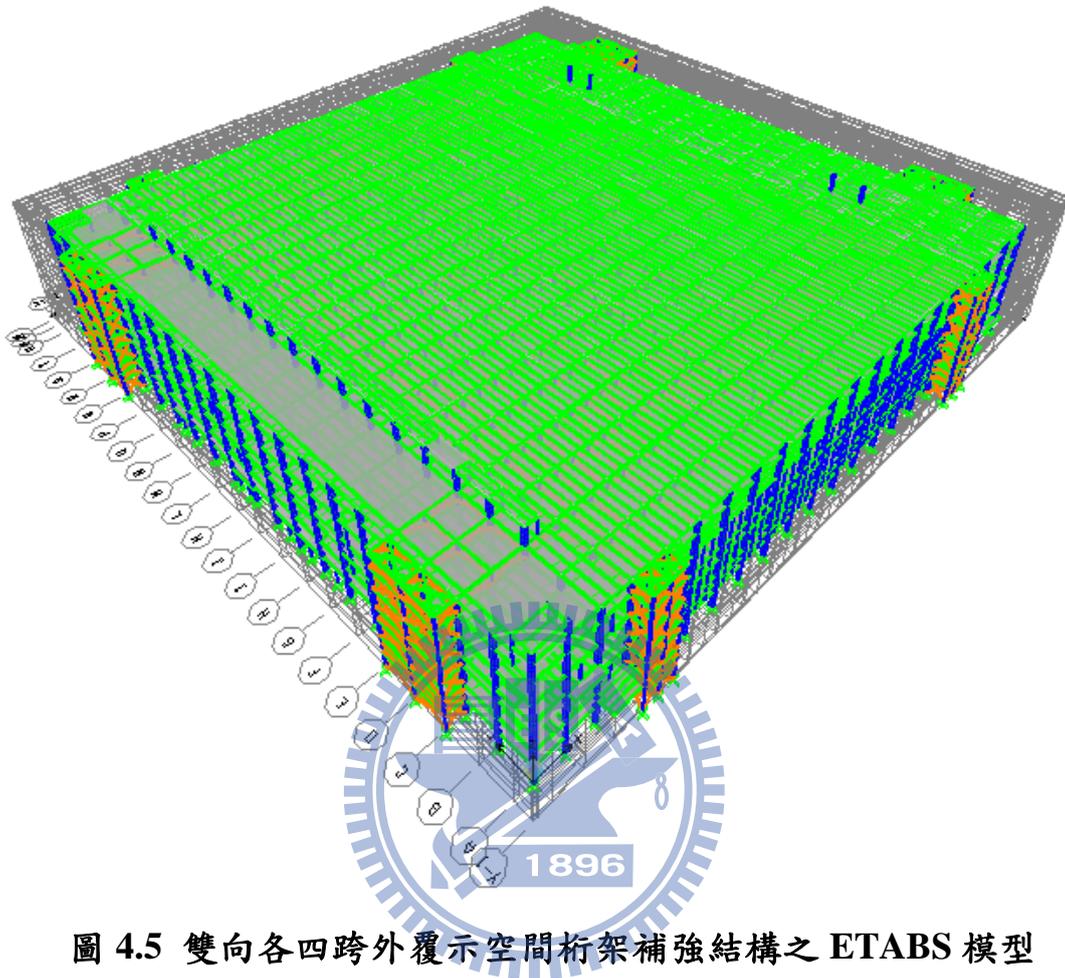
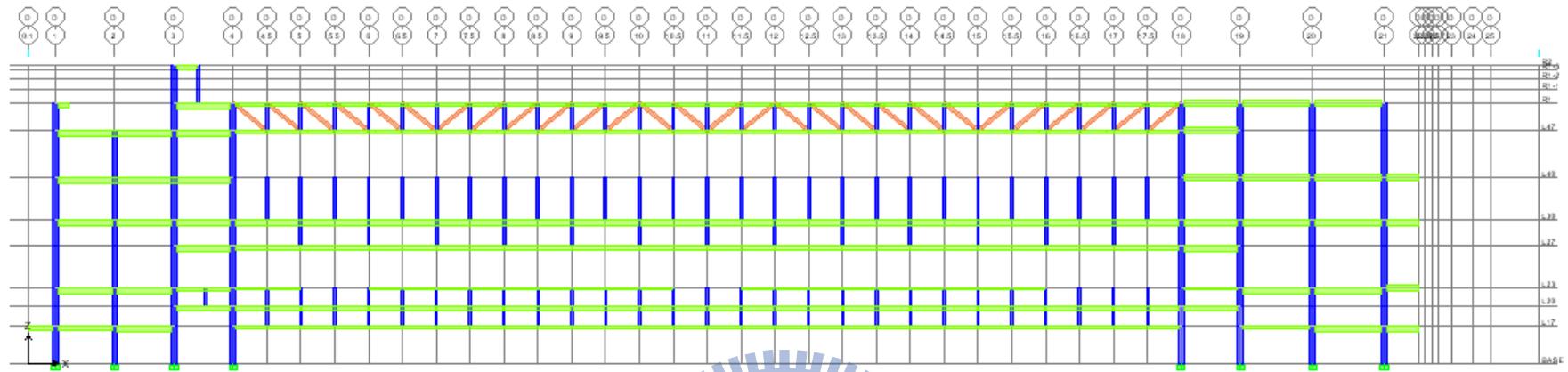
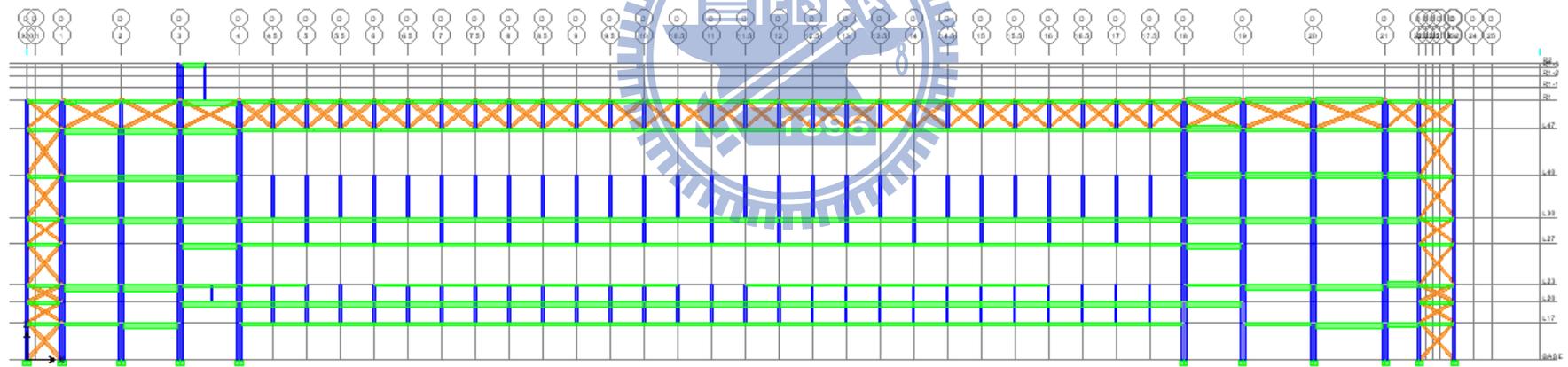


圖 4.5 雙向各四跨外覆示空間桁架補強結構之 ETABS 模型

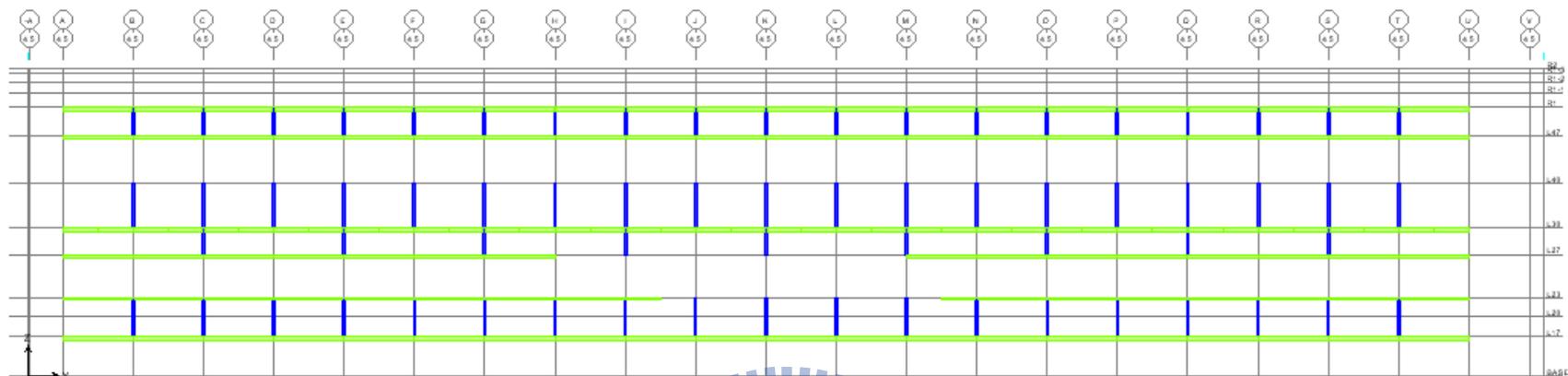


(a)原始結構 X 向柱線 D 結構立面圖

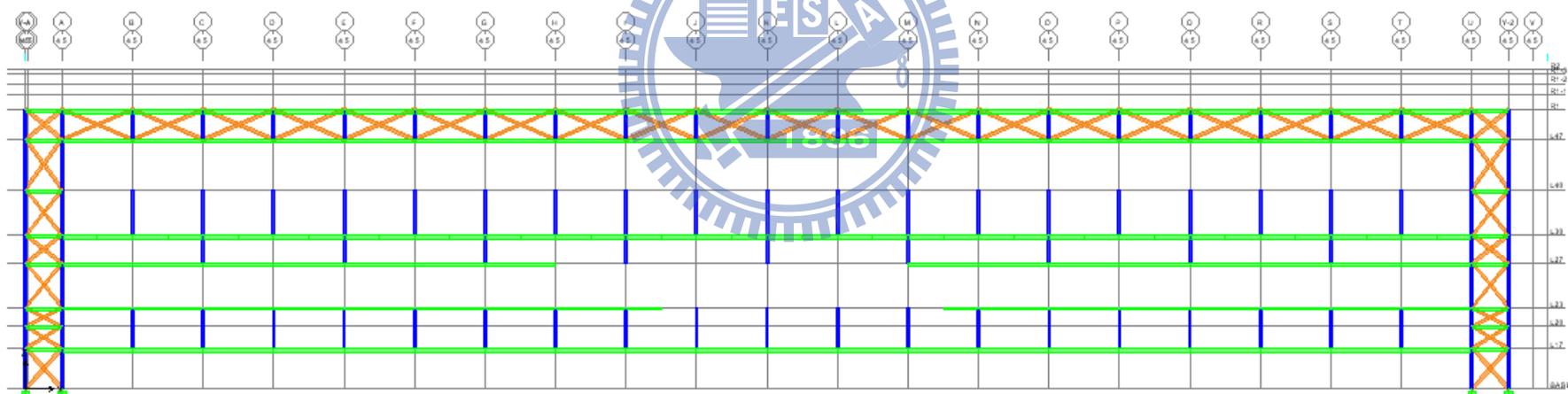


(b)方案二補強結構 X 向柱線 D 結構立面圖

圖 4.6 X 向結構補強前後柱線 D 結構剖面之比較



(a)原始結構 Y 向柱線 4.5 結構立面圖



(b)方案二補強結構 Y 向柱線 4.5 結構立面圖

圖 4.7 Y 向結構補強前後柱線 4.5 結構剖面之比較

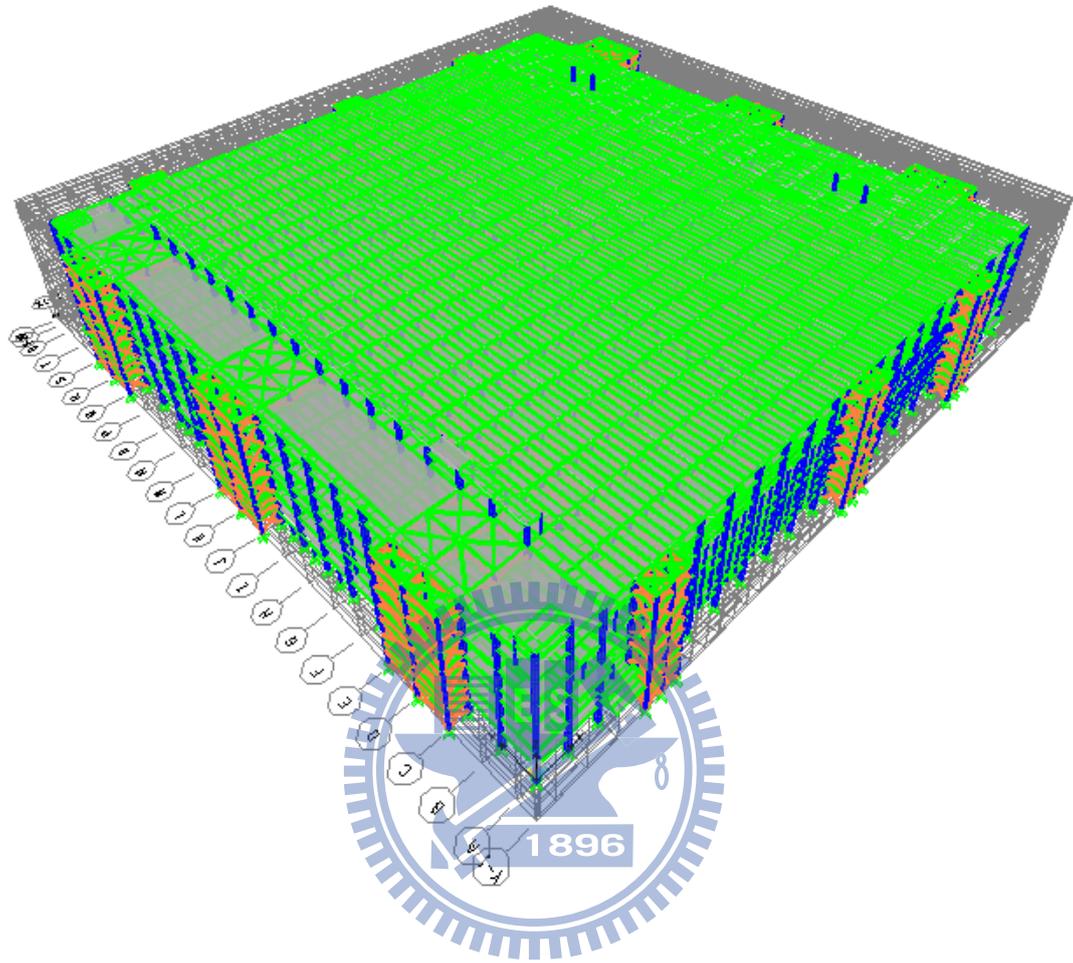


圖 4.8 雙向各六跨外覆示空間桁架補強結構之 ETABS 模型

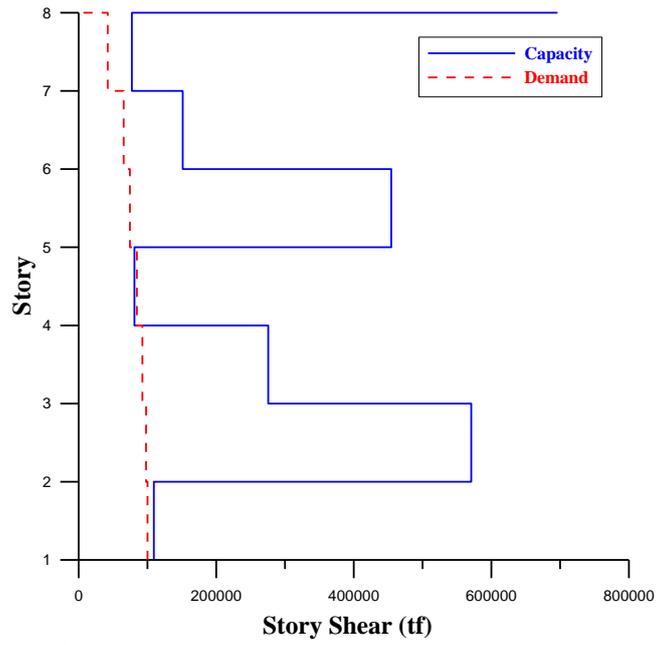


圖 4.9 補強方案一之結構 X 向耐震能力初步評估結果(側力分析)

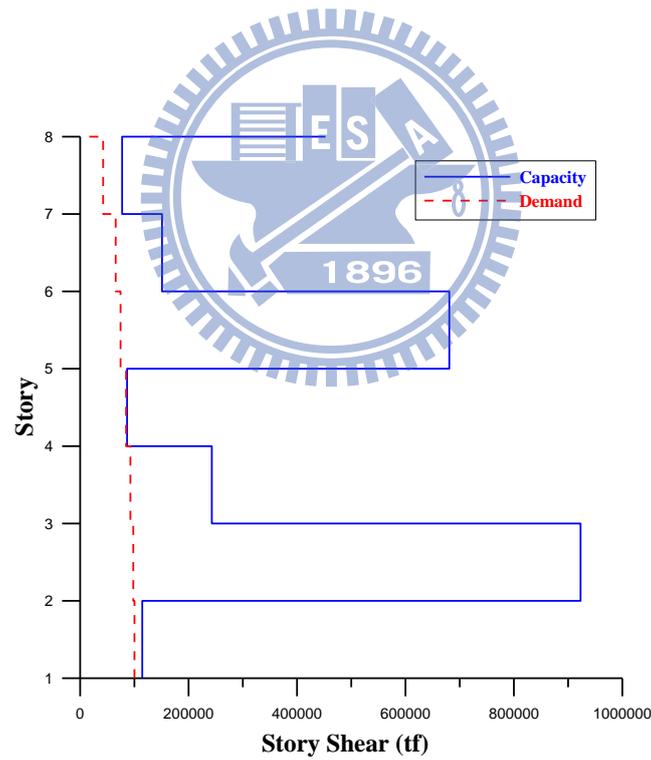


圖 4.10 補強方案一之結構 Y 向耐震能力初步評估結果(側力分析)

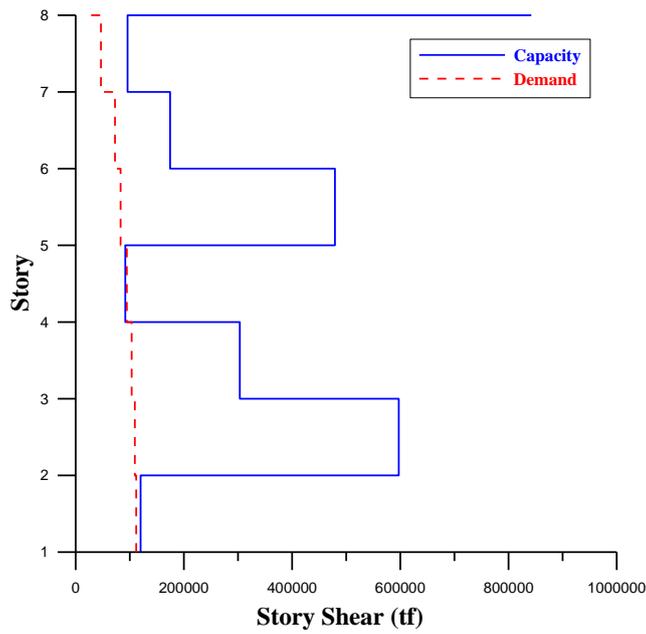


圖 4.11 補強方案二之結構 X 向耐震能力初步評估結果(側力分析)

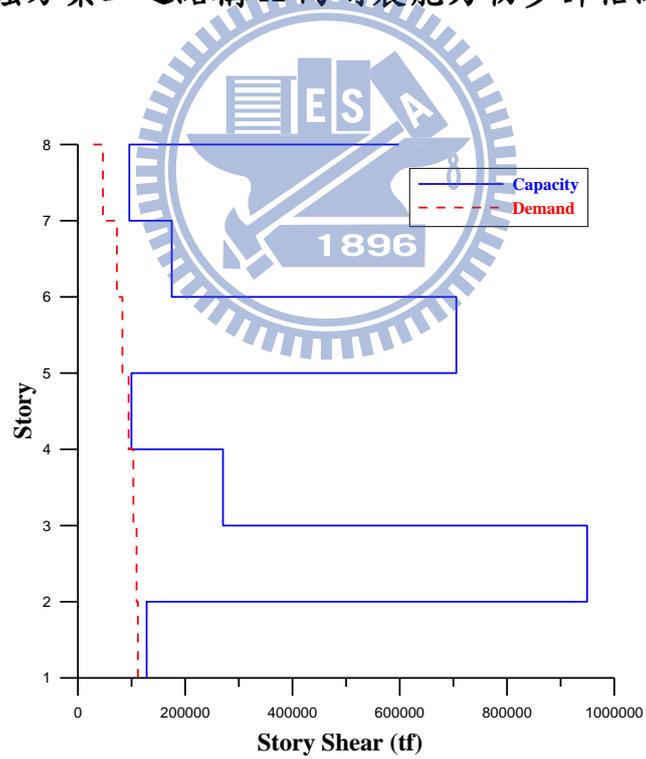


圖 4.12 補強方案二之結構 Y 向耐震能力初步評估結果(側力分析)

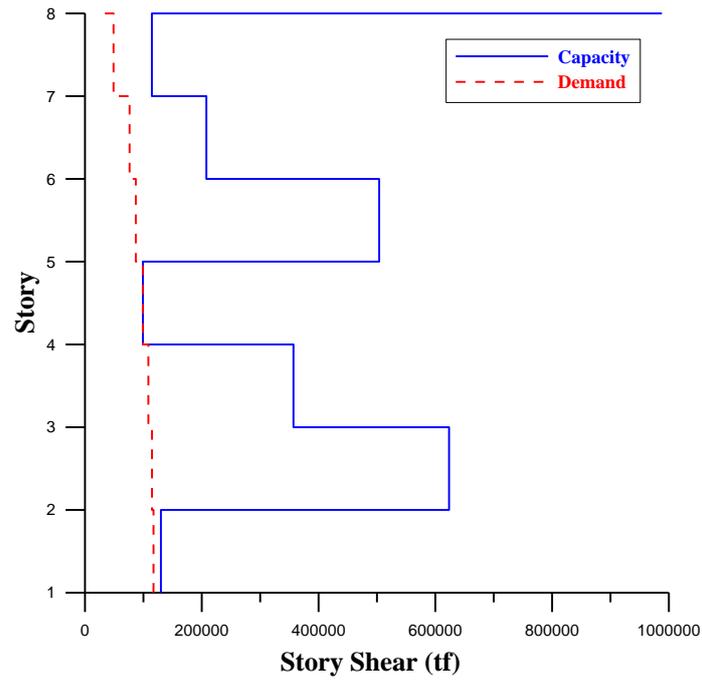


圖 4.13 補強方案三之結構 X 向耐震能力初步評估結果(側力分析)

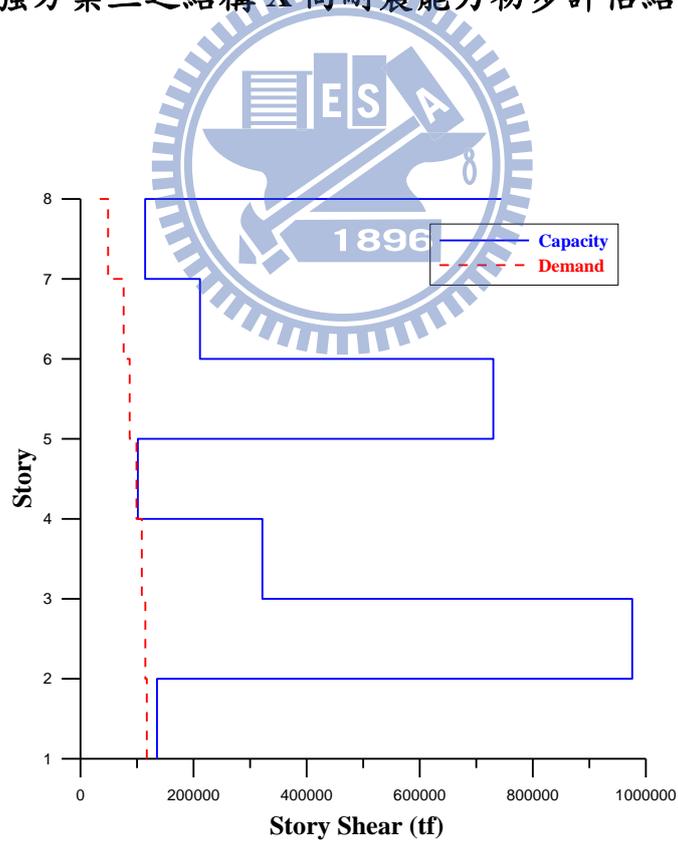


圖 4.14 補強方案三之結構 Y 向耐震能力初步評估結果(側力分析)

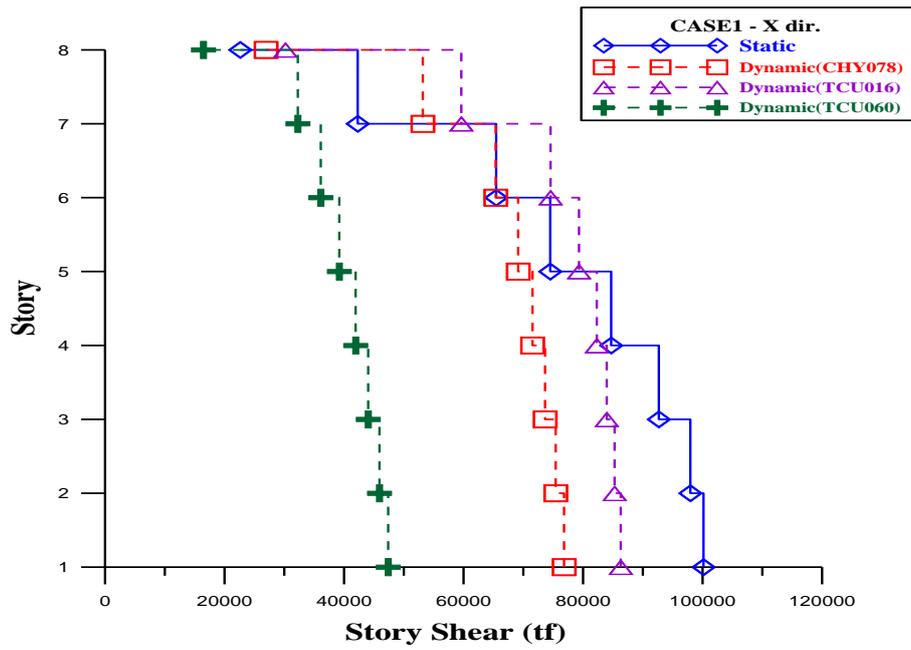


圖 4.15 結構補強方案一(雙向各兩跨)  
側力分析及動力分析之 X 向樓層剪力差異比較

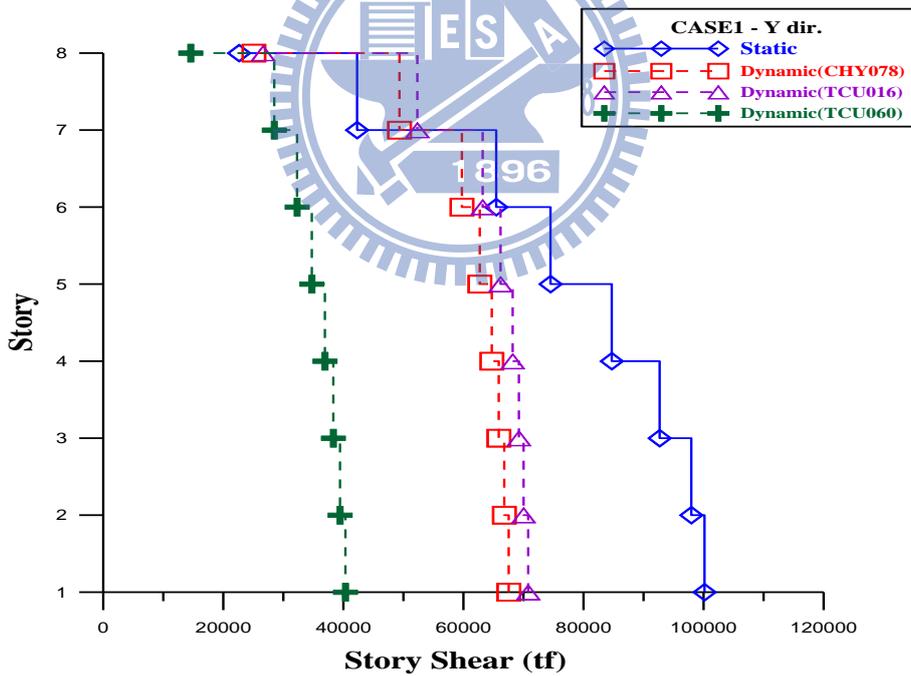


圖 4.16 結構補強方案一(雙向各兩跨)  
側力分析及動力分析之 Y 向樓層剪力差異比較

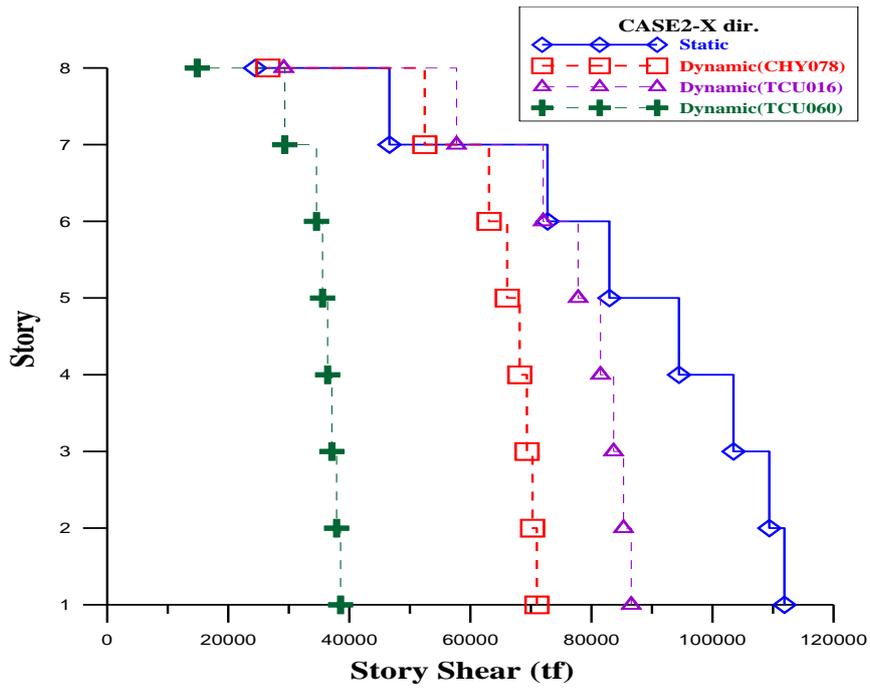


圖 4.17 結構補強方案二(雙向各四跨)  
側力分析及動力分析之 X 向樓層剪力差異比較

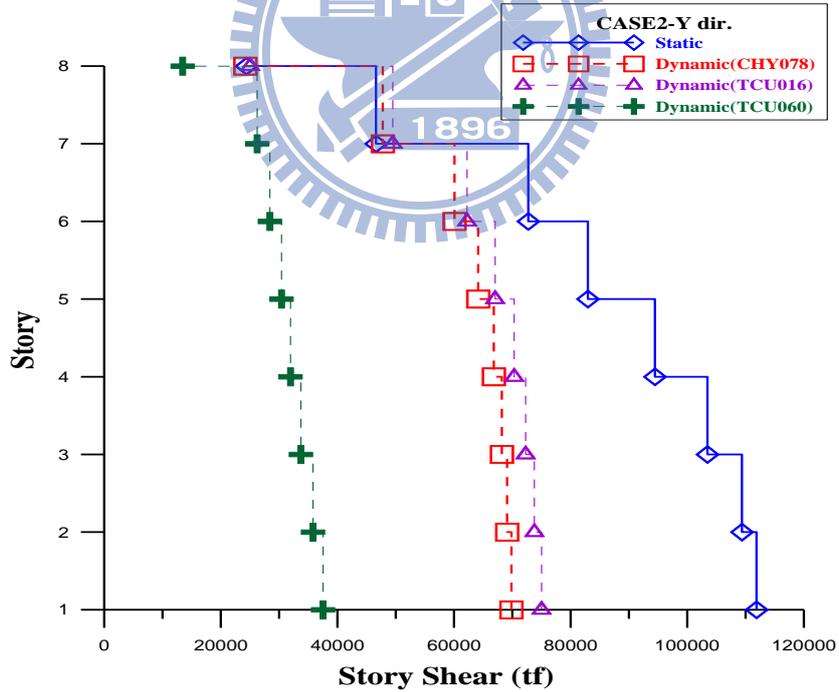


圖 4.18 結構補強方案二(雙向各四跨)  
側力分析及動力分析之 Y 向樓層剪力差異比較

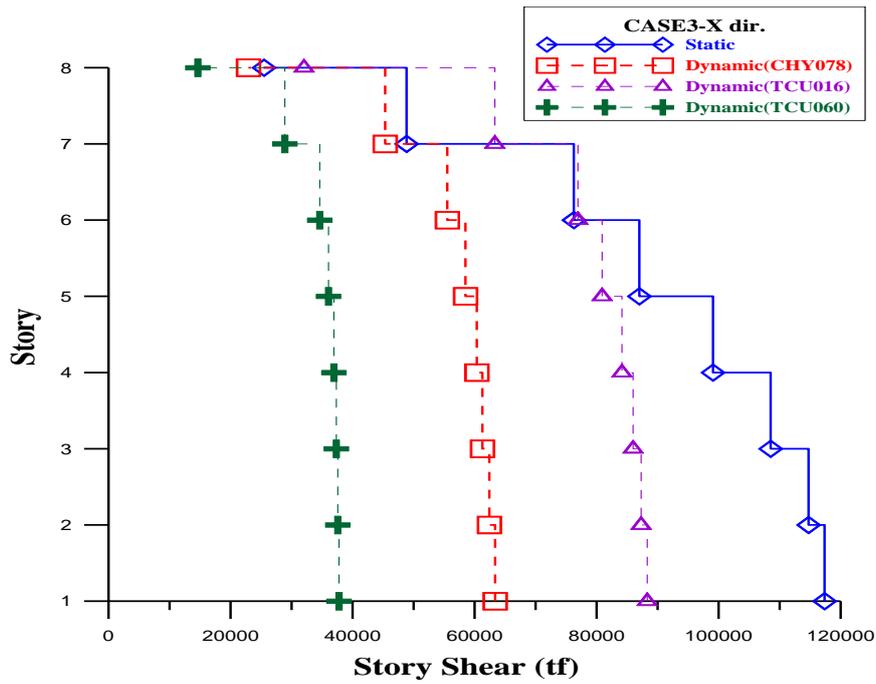


圖 4.19 結構補強方案三(雙向各六跨)  
側力分析及動力分析之 X 向樓層剪力差異比較

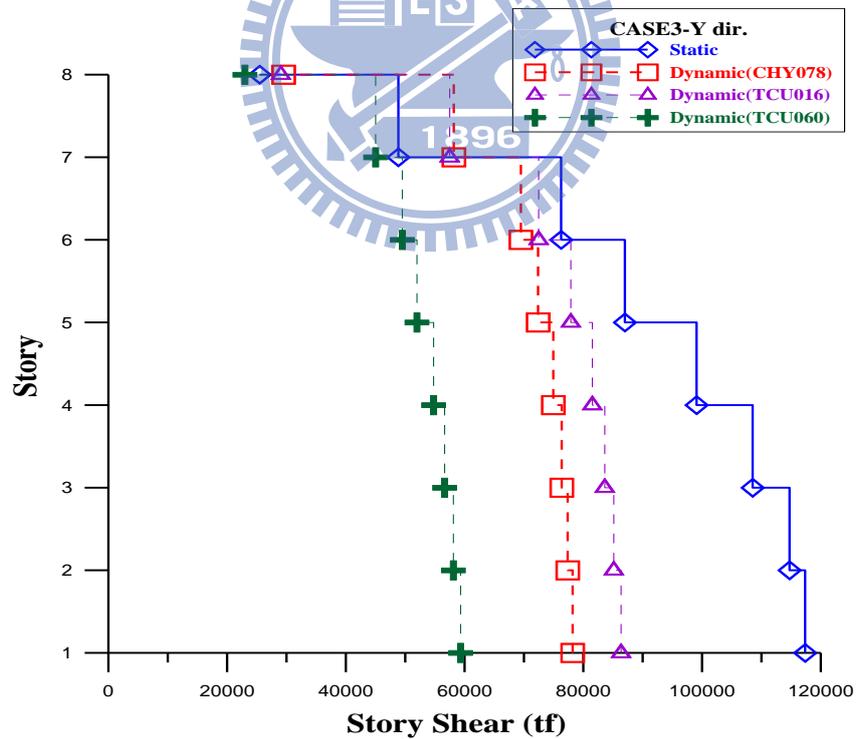


圖 4.20 結構補強方案三(雙向各六跨)  
側力分析及動力分析之 Y 向樓層剪力差異比較

## 第五章 科技廠房在中、小地震下之性能評估

### 5.1 前言

依據過去科技廠房在中、小地震(震度三~五級)下之受損經驗，當廠房 Fab 層(無塵室) 樓板加速度超過 160 gal 時，設備就可能產生受損(e.g.垂直爐管)或當機而中斷生產，造成鉅額損失。因此，儘管在中、小地震下廠房結構安全無虞，基於維持設備正常運轉之功能性設計目標應有更高的標準。

第四章有關廠房結構耐震補強考量，係在確保結構於設計地震力作用下之安全，分析結果顯示以雙向各六跨外覆空間桁架的加勁補強方案足以達到設計要求。惟加勁補強對於改善軟弱層問題、提升結構抗震容量以及降低結構位移雖能收立竿見影之效，卻未必能將樓板加速度反應降到前述之性能設計值(樓板加速度 $\leq 0.16g$ )，尤其是中層(middle fab)及最上層(top fab)之無塵室。因此，為達到功能性設計目標，還須考慮額外安裝消能裝置以提升廠房結構有之等效阻尼比，大幅降低無塵室樓板之加速度反應。由於以雙向各六跨之外覆空間桁架進行補強對結構之加勁效益已臻飽和(勁度與抗震容量的增加抵銷不了設計地震力因週期變短的增量)，因此本研究將選擇速度相依型(velocity-dependent)之液流阻尼器進行評估，以探討整體耐震補強方案(加勁+消能)是否在中、小型地震(PGA=0.08g)下能否達到性能設計目標。

## 5.2 阻尼器之參數與配置

本研究將採用非線性液流阻尼器，其阻尼係數  $C=800 \text{ tf} \cdot \text{sec/m}$ ，速度項指數  $\alpha=0.7$ ，ETABS 分析模型中消能元件之設定參數如圖 5.1 所示。

本案例將以前章之結構補強方案三(雙向各六跨)為基本架構進行消能減震設計，以不影響廠房既有功能及施工可行性為前提，因此將阻尼器安裝於無塵室外圍廊道處，如圖 5.2 之平面圖所示。由於 L17 桁架層與 L20 迴風層勁度較大，加裝阻尼器所能發揮之效果有限，故安裝阻尼器之樓層包括 Base 層(底層無塵室, bottom fab)及 L23 層(中層無塵室, middle fab)兩層，如圖 5.3 之結構立面圖所示。本案於 X 及 Y 向各裝置 56 組阻尼器，共計 112 組。

## 5.3 廠房在中、小地震下之耐震性能分析

本節將針對科技業者最為在意之中、小型(震度三~五級)地震下的廠房耐震性能表現進行評估。根據中央氣象局之震度分級標準，震度三~五級之地震所對應之地表加速度範圍如下：

1. 三級地震：8~25 gal
2. 四級地震：25~80 gal
3. 五級地震：80~250 gal

因此，分析所用震波之地表加速度峰值(PGA)分別考慮 0.02g、0.08g、0.015g 及 0.25g 等四種情況。本研究選擇以 921 地震時在近南科永康市氣象觀測站(CHY078)、竹科實驗中學觀測站(TCU016)及近中科大雅國小測站

(TCU060)等三處測站之代表性地震紀錄，依上述震度調整其 PGA 值進行分析。廠房結構之阻尼比仍考慮為 2%，與先前一致。動態歷時分析結果主要檢視上、中兩層無塵室(L23 及 L40)樓板質心加速度是否達到預期之減震效益。此外，亦將檢視 Base 層及 L23 層 X 及 Y 向柱線 1、A 上各一組消能器（如圖 5.4）之遲滯迴圈，以研判設計及分析結果之合理性。茲針對分析結果說明如下：

#### ● 921地震CHY078測站震波

以CHY078地震分別於廠房X、Y向輸入之條件下，無塵室之加速度反應歷時如圖5.5；無塵室之加速度反應峰值歸納於表5.1。結果顯示，增加消能器之後無塵室樓層加速度反應均能得到顯著折減，其中上層無塵室(L40)之折減效果優於下層無塵室(L23)，X向的減震情況則較Y向為佳。值得注意的是，Y向L40在PGA=0.08g(四級地震上限)時樓板加速度由原先的0.18g降至0.14g，確保廠房在四級地震以下符合振動峰值小於0.16g之性能設計目標。此外，Y向L40在PGA=0.15g(五級地震)時，亦能由0.17g降至0.16g。

在不同地震強度下，X、Y向阻尼器之最大出力值歸納於表5.2。結果顯示，Y向阻尼器之所需出力較大，當PGA=0.25時，阻尼器最大出力已達216.5tf。就上、下層阻尼器出力之比較，則以上層(L23)之阻尼器出力較大。茲取不同地表加速度作用下，Y向Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈為例說明阻尼器受力行爲(圖5.6~圖5.9)。

## ● 921地震TCU016測站震波

以TCU016地震分別於廠房X、Y向輸入之條件下，無塵室之加速度反應歷時如圖5.10；無塵室之加速度反應峰值歸納於表5.3。結果顯示，增加消能器之後無塵室樓層加速度反應均能得到顯著折減，其中上層無塵室(L40)之折減效果優於下層無塵室(L23)，X向的減震情況則較Y向為佳。值得注意的是，Y向L40在PGA=0.08g(四級地震上限)時樓板加速度由原先的0.20g降至0.118g，X向L40在PGA=0.08g時樓板加速度由原先的0.203g降至0.131g，確保廠房在四級地震以下符合振動峰值小於0.16g之性能設計目標。此外，Y向L23在PGA=0.15g(五級地震)時，亦能由0.18降至0.14g；X向L23在PGA=0.15g(五級地震)時，亦能由0.19g降至0.15g。

在不同地震強度下，X、Y向阻尼器之最大出力值歸納於表5.4。結果顯示，在此一震波下，則以X向阻尼器之所需出力較大，當PGA=0.25時，阻尼器最大出力已達195.2tf。就上、下層阻尼器之出力，則仍以上層(L23)之阻尼器出力較大。茲取不同地表加速度作用下，Y向Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈為例說明阻尼器受力行為(圖5.11~圖5.14)。

## ● 921地震TCU060測站震波

以TCU060地震分別於廠房X、Y向輸入之條件下，無塵室之加速度反應歷時如圖5.15；無塵室之加速度反應峰值歸納於表5.5。結果顯示，增加消能器之後無塵室樓層加速度反應均能得到顯著折減，其中上層無塵室(L40)之折減效果優於下層無塵室(L23)，X向的減震情況與Y向差異不大。本例中，未加阻尼器之前在四級地震以下無塵室

的樓板加速度均已符合振動峰值小於0.16g之性能設計目標。此外，X向L23在PGA=0.15g(五級地震)時，亦能由0.22g降至0.16g。

在不同地震強度下，X、Y向阻尼器之最大出力值歸納於表5.6。結果顯示，在此一震波下，以Y向阻尼器之所需出力較大，當PGA=0.25時，阻尼器最大出力已達149.16tf。就上、下層阻尼器之出力，則仍以上層(L23)之阻尼器出力較大。茲取不同地表加速度作用下，Y向Base層及L23層阻尼器之遲滯迴圈為例說明阻尼器受力行爲(圖5.16~圖5.19)。

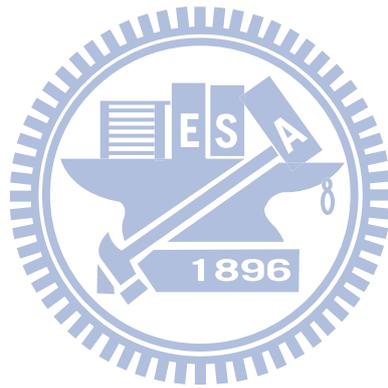


表 5.1 中小地震下無塵室樓層加速度反應峰值 (Input : CHY078 測站 921 地震歷時)

X 向							Y 向						
	0.02g			0.08g				0.02g			0.08g		
	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)		W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)
L40	0.037	0.021	43.2	0.151	0.087	42.3	L40	0.045	0.033	26.6	0.181	0.140	22.6
L23	0.018	0.015	16.6	0.075	0.068	9.3	L23	0.022	0.020	9.1	0.089	0.081	8.9
	0.15g			0.25g				0.15g			0.25g		
	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)		W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)
L40	0.28	0.17*	39.2	0.47	0.30*	36.1	L40	0.34	0.27*	20.5	0.56	0.45*	19.6
L23	0.14	0.13	7.1	0.23	0.21*	8.7	L23	0.17	0.16	5.8	0.28	0.26*	7.1

\*針對加裝阻尼器之廠房結構，該無塵室加速度仍大於 160gal 者

表 5.2 阻尼器最大出力值(Input : CHY078 測站 921 地震歷時)

X 向地震力作用下				
	PGA =0.02g	PGA =0.08g	PGA =0.15g	PGA =0.25g
L23	26.8	69.1	105.7	149.8
Base	17.7	45.6	69.9	99.1
Y 向地震力作用下				
	PGA =0.02g	PGA =0.08g	PGA =0.15g	PGA =0.25g
L23	35.4	96.3	150.7	216.5
Base	26.5	72.4	113.4	162.9

(單位 : tf)

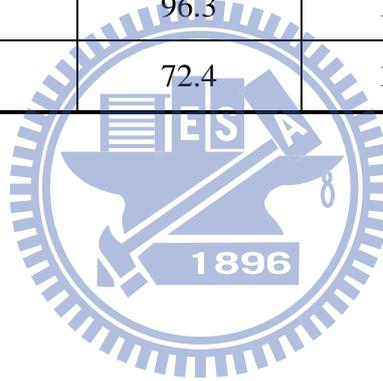


表 5.3 中小地震下無塵室樓層加速度反應峰值 (Input : TCU016 測站 921 地震歷時)

X 向							Y 向						
	0.02g			0.08g				0.02g			0.08g		
	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)		W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)
L40	0.051	0.029	41.4	0.203	0.131	35.4	L40	0.050	0.028	42.8	0.200	0.118	41.1
L23	0.026	0.020	23.3	0.104	0.082	20.7	L23	0.024	0.020	16.8	0.097	0.077	19.9
	0.15g			0.25g				0.15g			0.25g		
	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)		W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)
L40	0.38	0.25*	32.5	0.63	0.44*	30.1	L40	0.37	0.23*	38.0	0.62	0.40*	35.8
L23	0.19	0.15	19.0	0.32	0.27*	17.6	L23	0.18	0.14	19.2	0.30	0.24*	18.5

\*針對加裝阻尼器之廠房結構，無塵室加速度仍大於 160gal 者

表 5.4 阻尼器最大出力值(Input : TCU016 測站 921 地震歷時)

X 向地震力作用下				
	PGA =0.02g	PGA =0.08g	PGA =0.15g	PGA =0.25g
L23	28.7	82.7	133.0	195.2
Base	19.0	54.7	88.01	129.1
Y 向地震力作用下				
	PGA =0.02g	PGA =0.08g	PGA =0.15g	PGA =0.25g
L23	25.6	73.1	118.7	177.1
Base	19.3	55.1	89.3	133.3

(單位：tf)

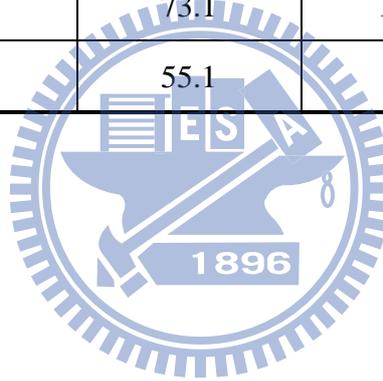


表 5.5 中小無塵室樓層加速度反應峰值 (Input : TCU060 測站 921 地震歷時)

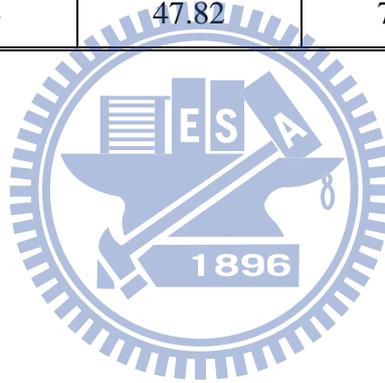
X 向							Y 向						
	0.02g			0.08g				0.02g			0.08g		
	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)		W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)
L40	0.030	0.024	20.0	0.124	0.083	33.1	L40	0.043	0.030	30.2	0.17	0.13	23.5
L23	0.029	0.019	34.5	0.116	0.078	32.7	L23	0.032	0.021	34.3	0.13	0.095	26.9
	0.15g			0.25g				0.15g			0.25g		
	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)		W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)	W/O Damper (g)	W/ Damper (g)	Reduction (%)
L40	0.24	0.23*	4.1	0.37	0.42*	13.5	L40	0.31	0.26*	16.1	0.53	0.45*	15.1
L23	0.22	0.16	27.2	0.36	0.25*	33.3	L23	0.24	0.17*	29.1	0.40	0.24*	40.0

\*針對加裝阻尼器之廠房結構，無塵室加速度仍大於 160gal 者

表 5.6 阻尼器最大出力值(Input：TCU060 測站 921 地震歷時)

X 向地震力作用下				
	PGA =0.02g	PGA =0.08g	PGA =0.15g	PGA =0.25g
L23	16.55	46.70	73.92	106.90
Base	10.92	30.87	48.89	70.71
Y 向地震力作用下				
	PGA =0.02g	PGA =0.08g	PGA =0.15g	PGA =0.25g
L23	22.17	63.61	101.91	149.16
Base	16.64	47.82	76.66	112.21

(單位：tf)



**MLLink Directional Properties**

Identification

Property Name: FVD

Direction: U1

Type: Damper

NonLinear: Yes

Linear Properties

Effective Stiffness: 0.

Effective Damping: 0.

Nonlinear Properties

Stiffness: 200000.

Damping: 800.

Damping Exponent: 0.7

OK Cancel

圖 5.1 阻尼設定參數

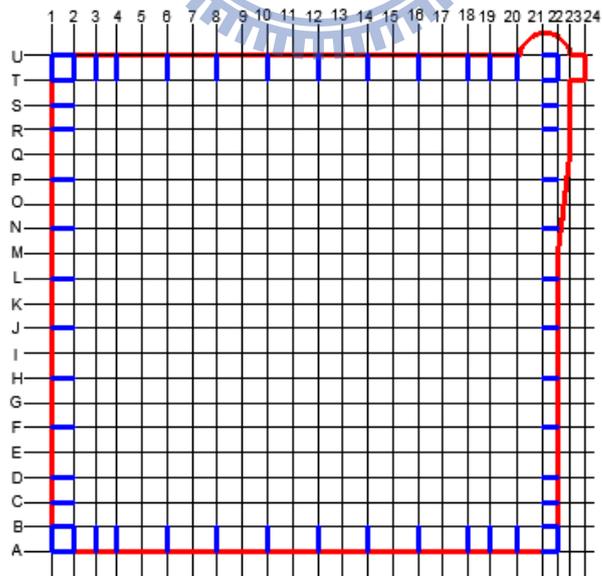


圖 5.2 阻尼器配置平面圖(廠房兩旁外圍廊道)

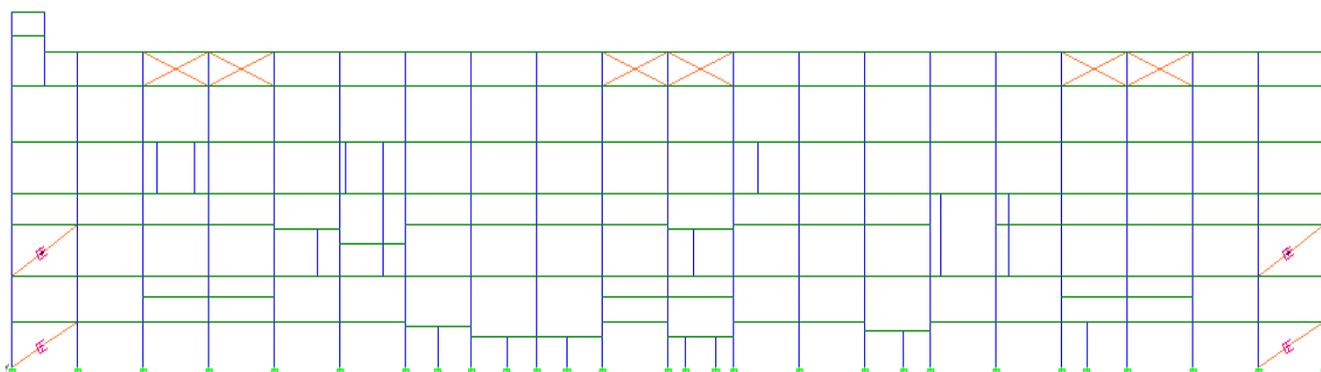


圖 5.3 阻尼器配置結構立面圖(廠房兩旁外圍廊道)

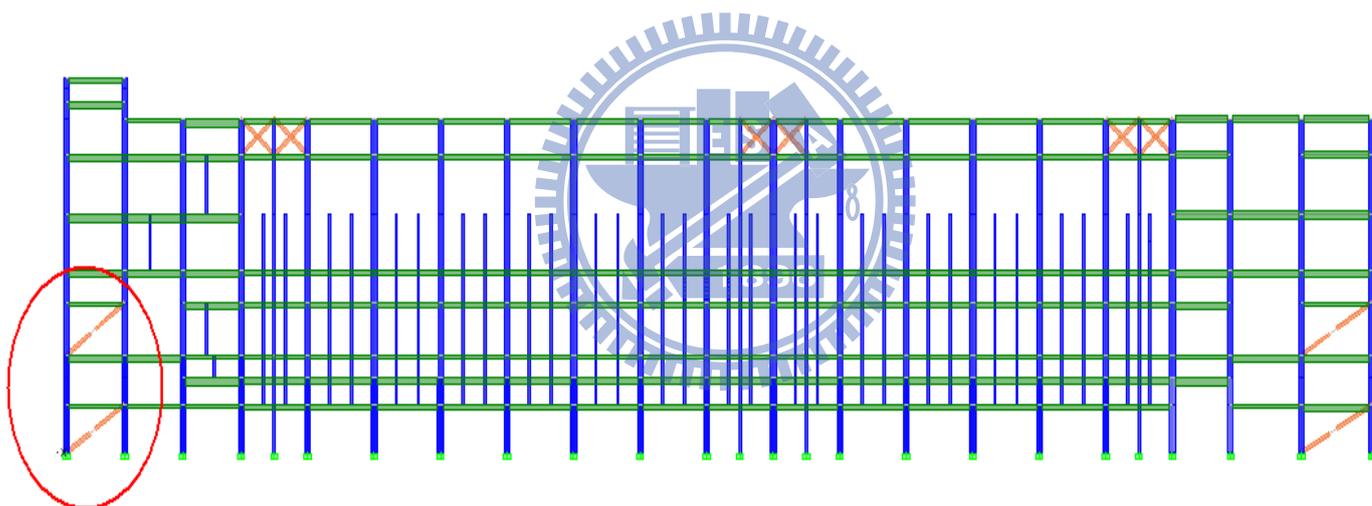
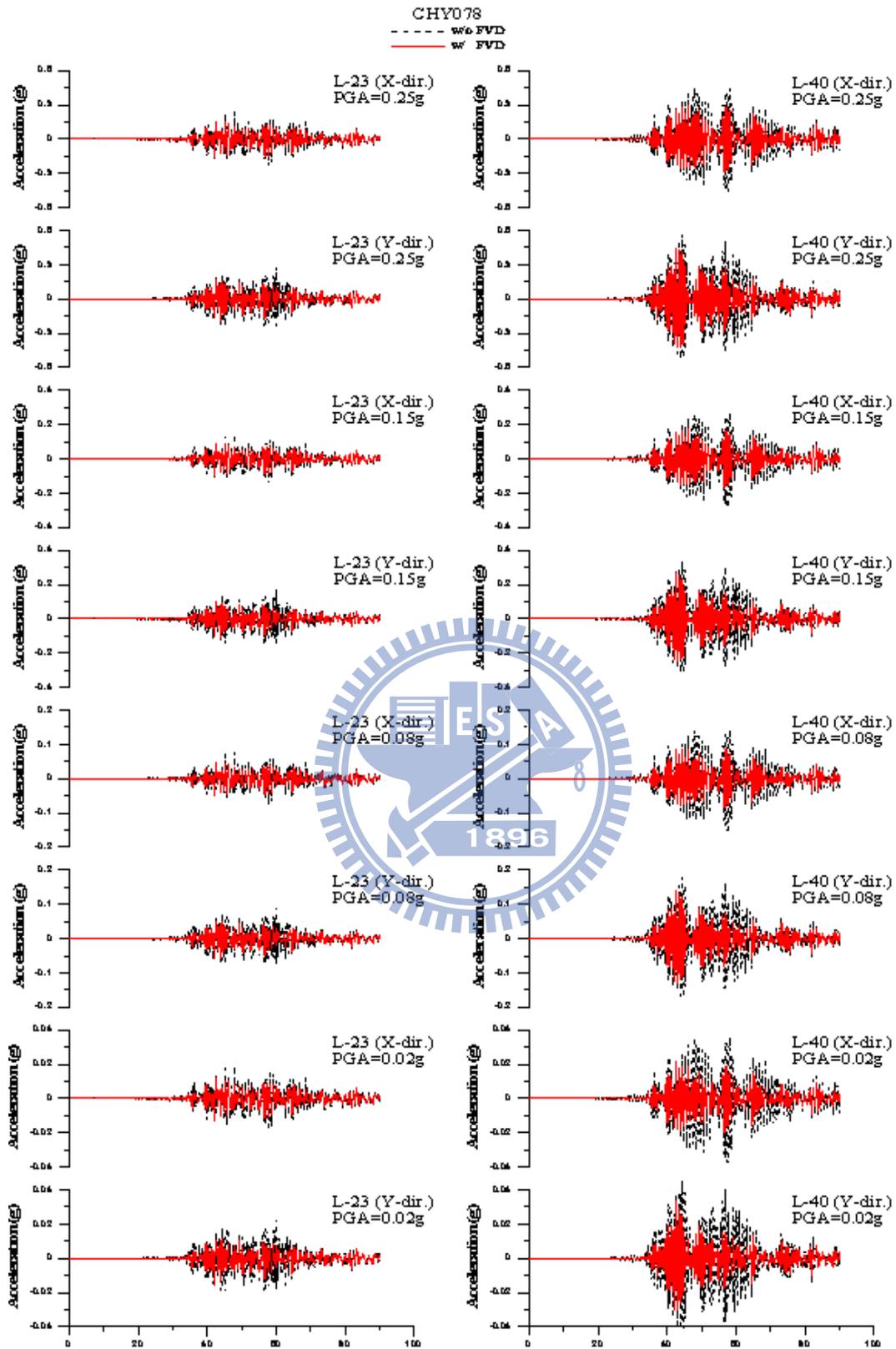


圖 5.4 評估阻尼器的位置(柱線 A、1 結構剖面)



**圖 5.5 無塵室(L23 及 L40)樓層加速度比較**  
 (Input : CHY078 測站 921 地震歷時)

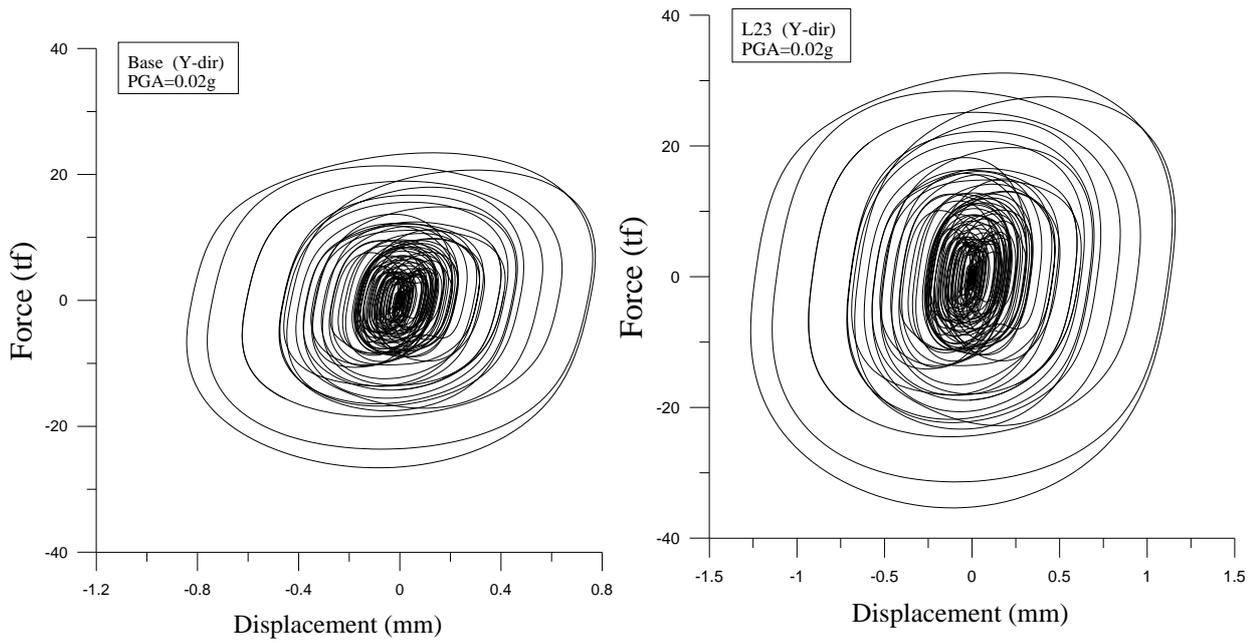


圖 5.6 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
 ( Input : CHY078 測站 921 地震歷時, PGA=0.02g )

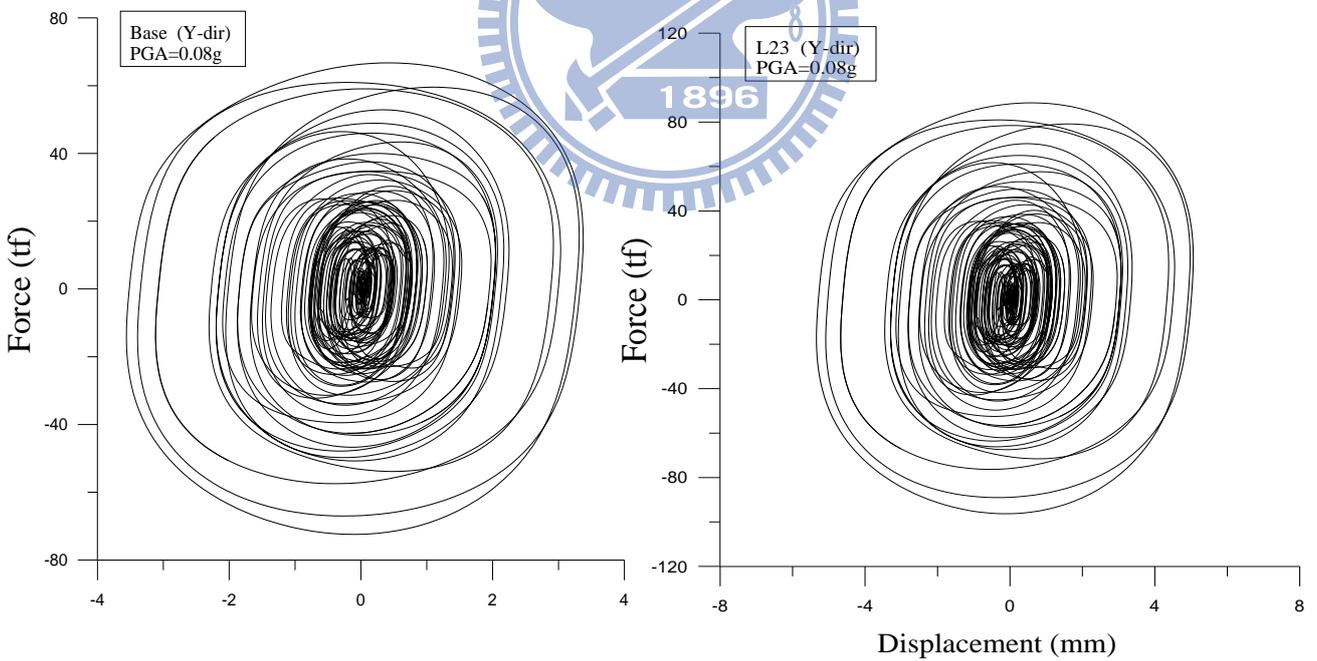


圖 5.7 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
 ( Input : CHY078 測站 921 地震歷時, PGA=0.08g )

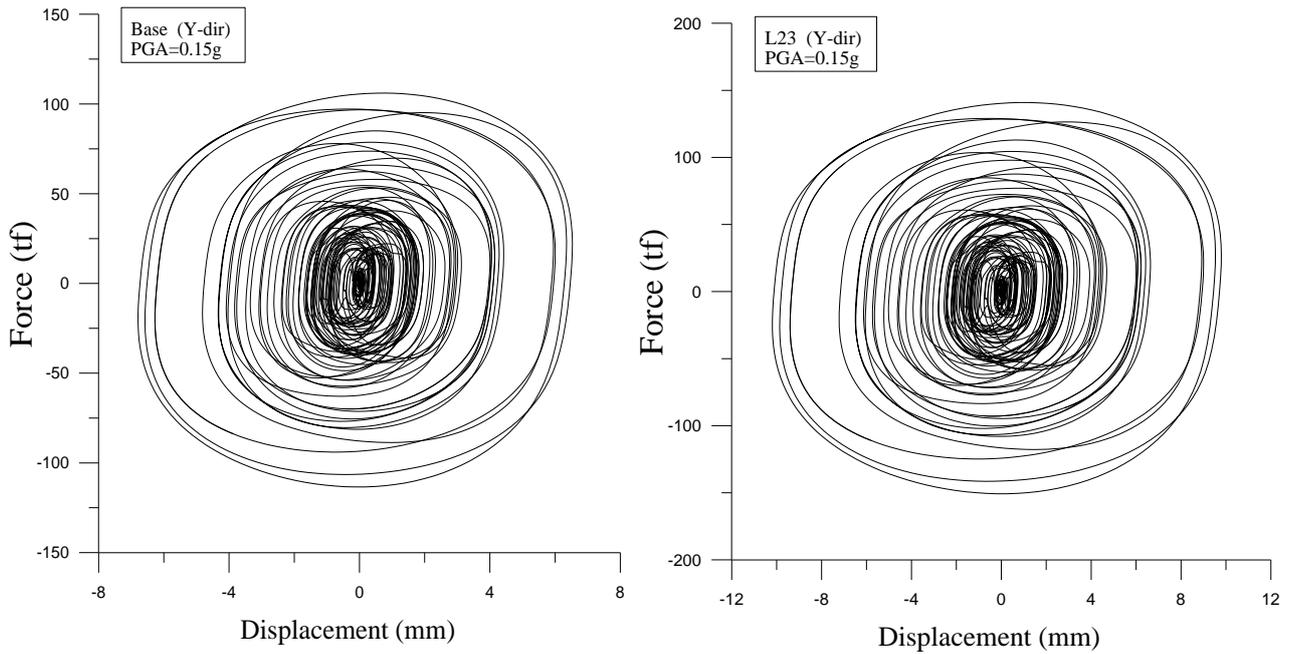


圖 5.8 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
 ( Input : CHY078 測站 921 地震歷時, PGA=0.15g )

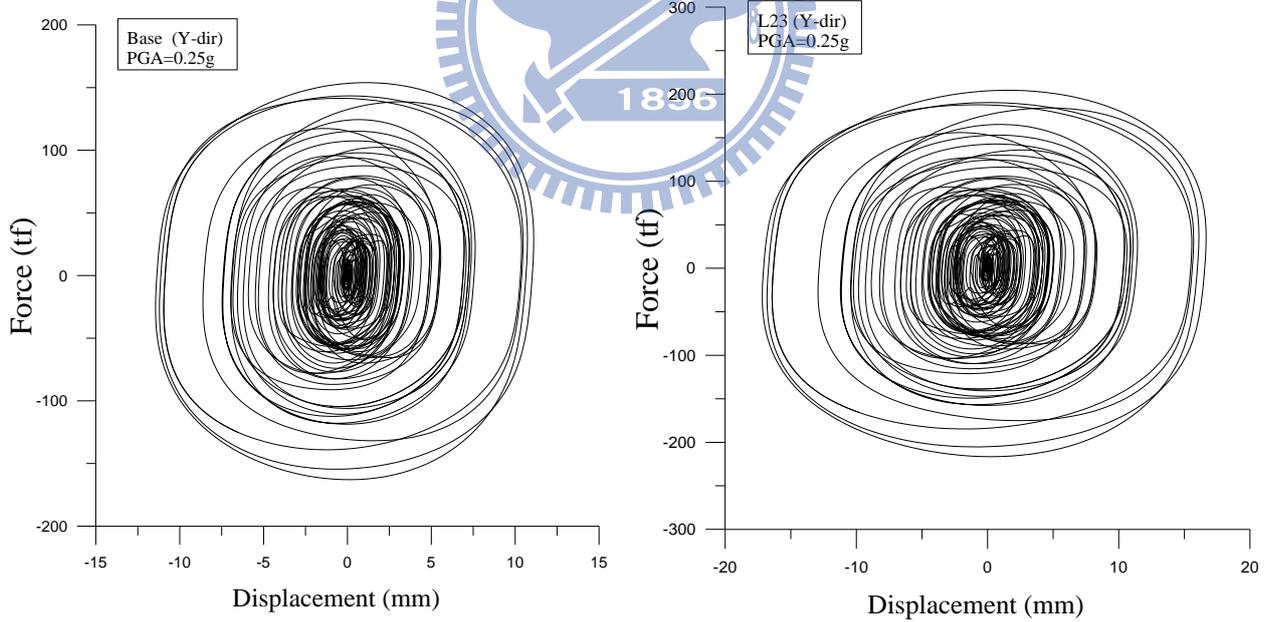
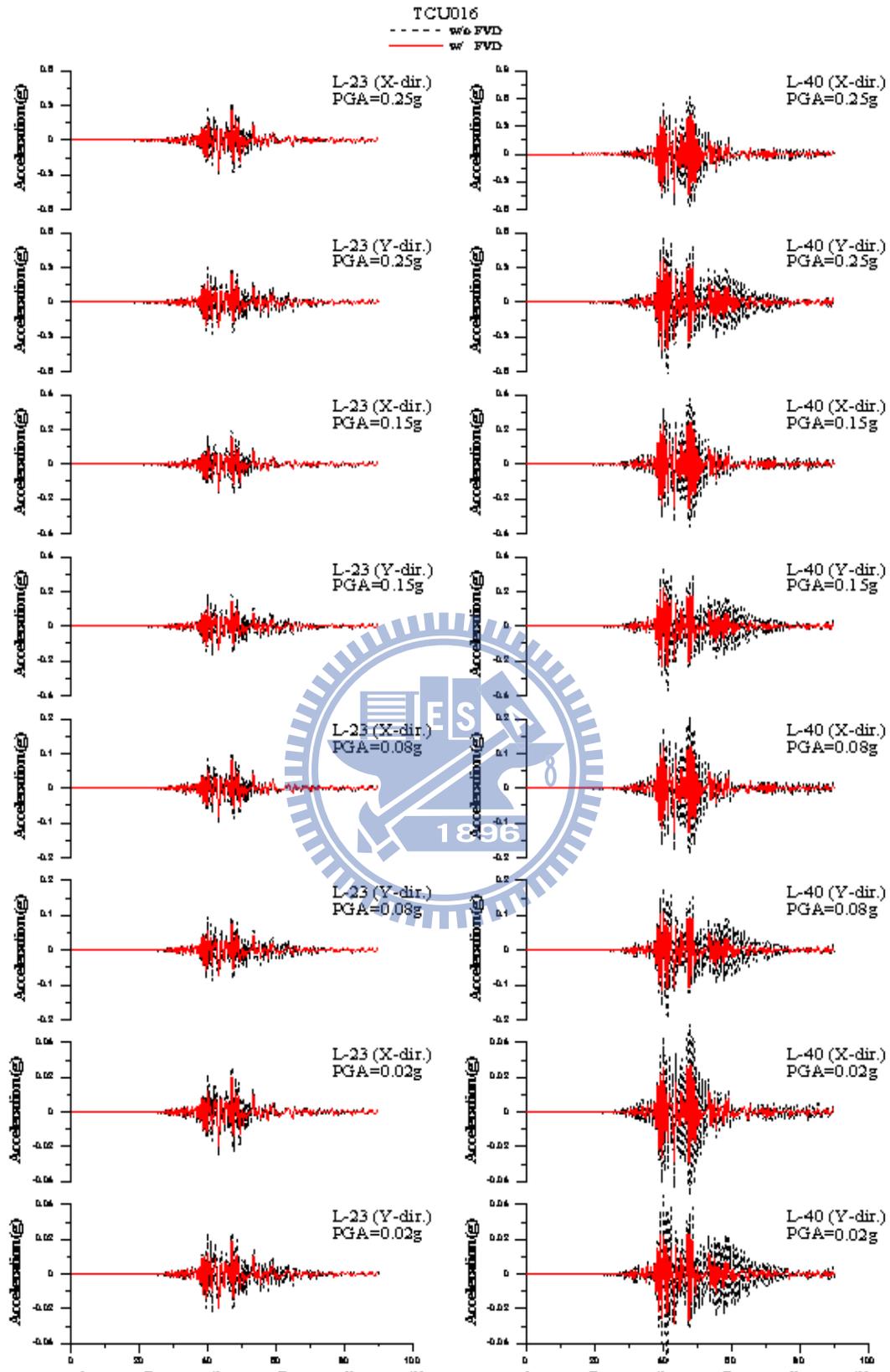


圖 5.9 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
 ( Input : CHY078 測站 921 地震歷時, PGA=0.25g )



**圖 5.10 無塵室(L23 及 L40)樓層加速度比較  
 (Input : TCU016 測站 921 地震歷時)**

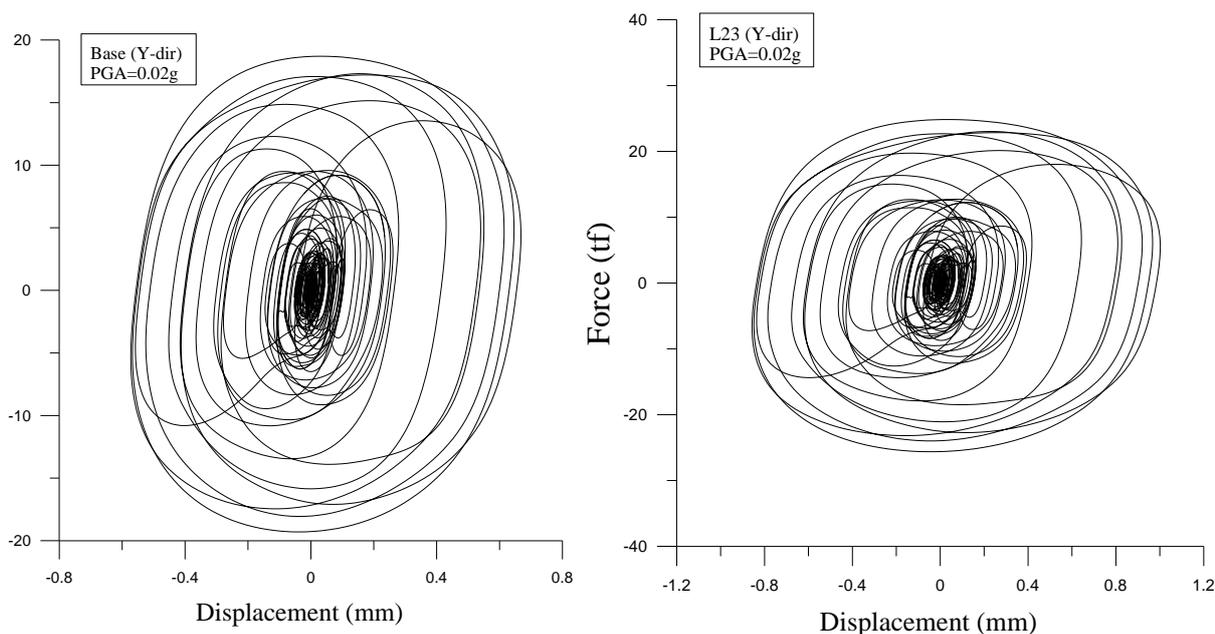


圖 5.11 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
 ( Input : TCU016 測站 921 地震歷時, PGA=0.02g )

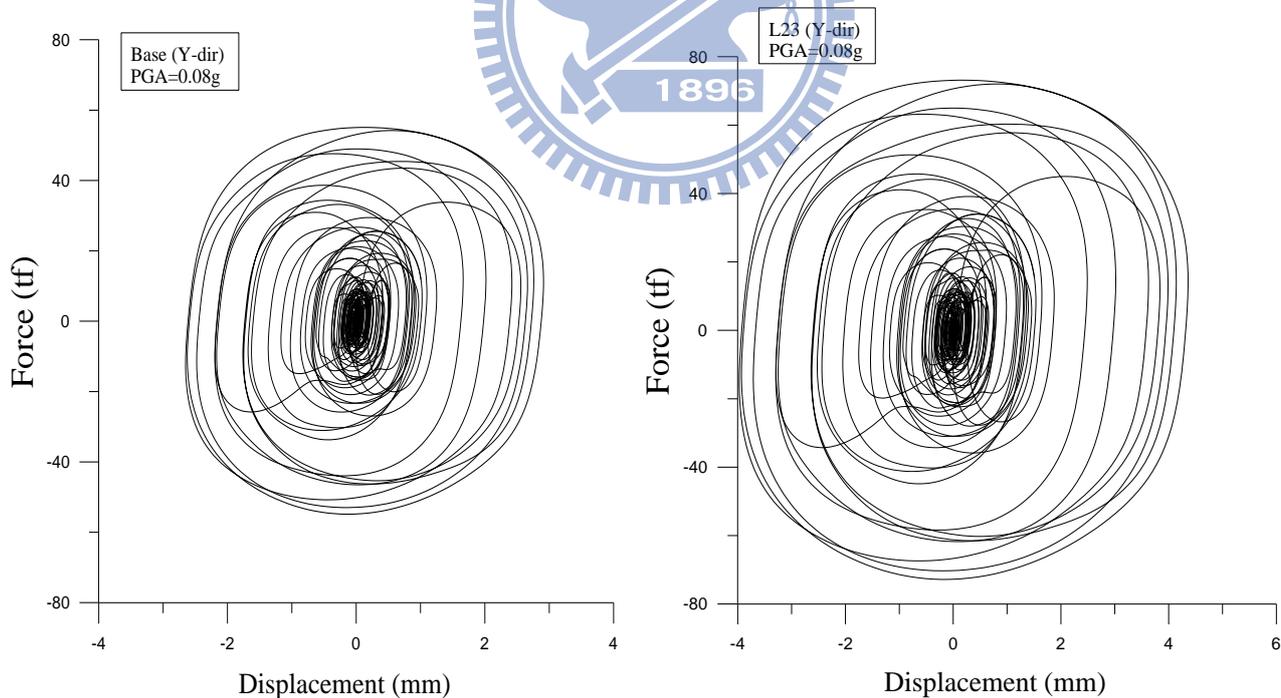


圖 5.12 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
 ( Input : TCU016 測站 921 地震歷時, PGA=0.08g )

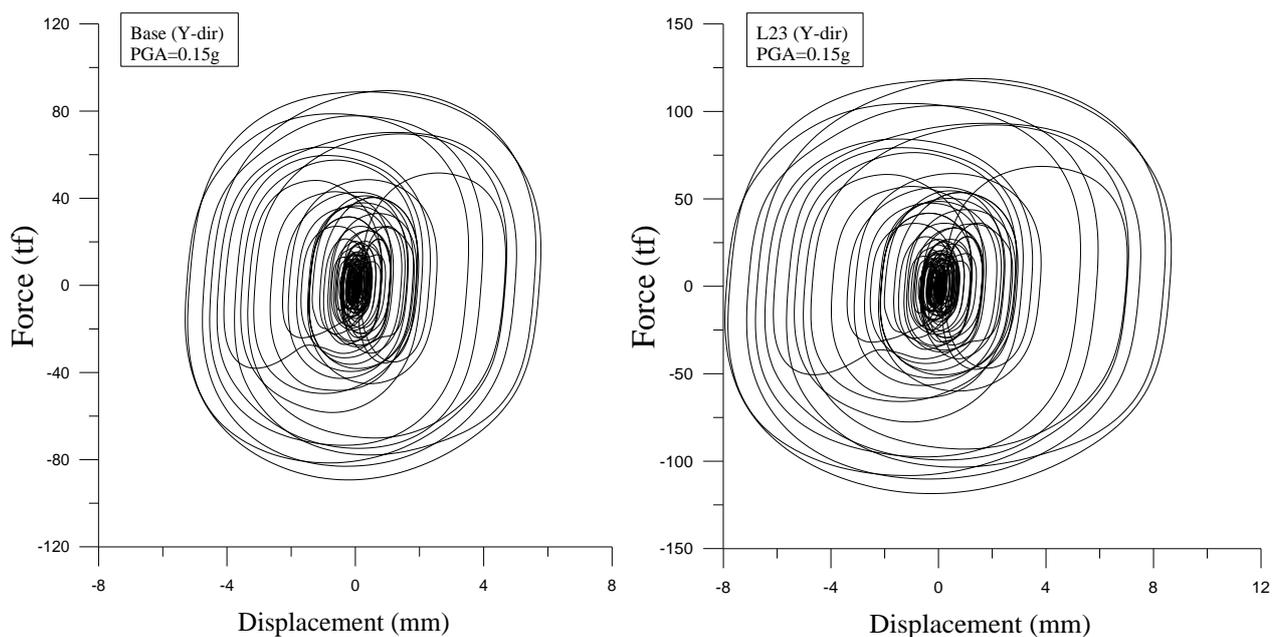


圖 5.13 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
 (Input : TCU016 測站 921 地震歷時, PGA=0.15g)

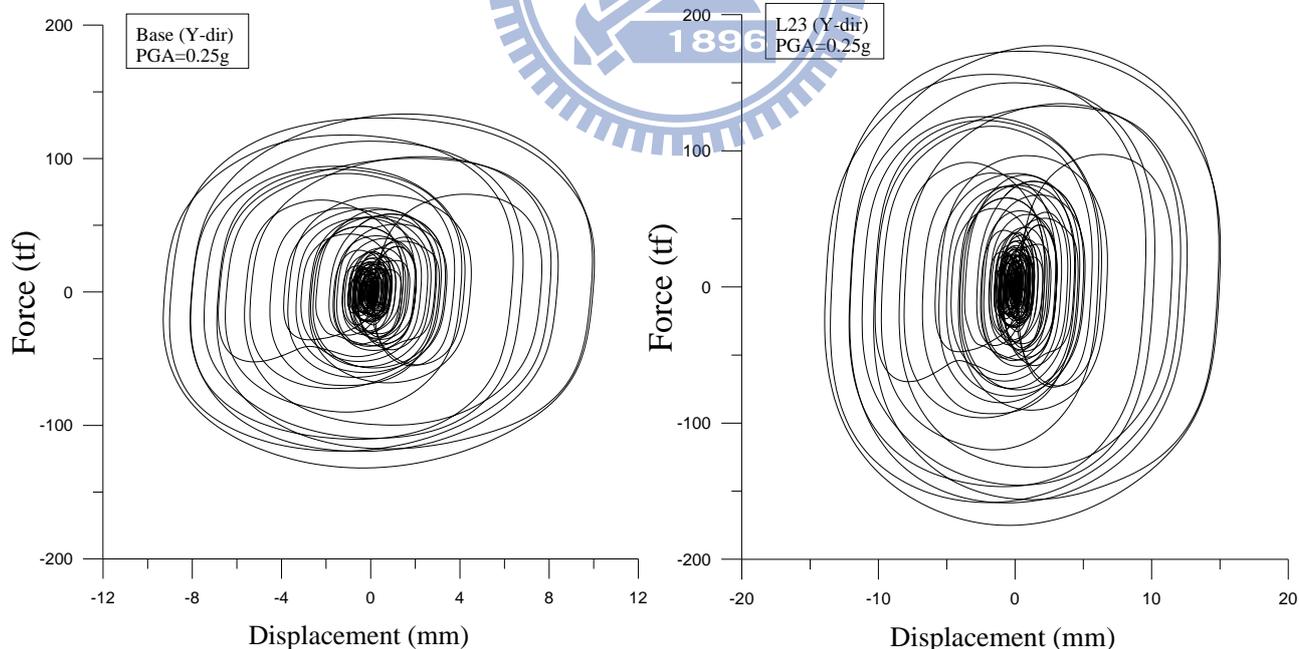


圖 5.14 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
 (Input : TCU016 測站 921 地震歷時, PGA=0.25g)

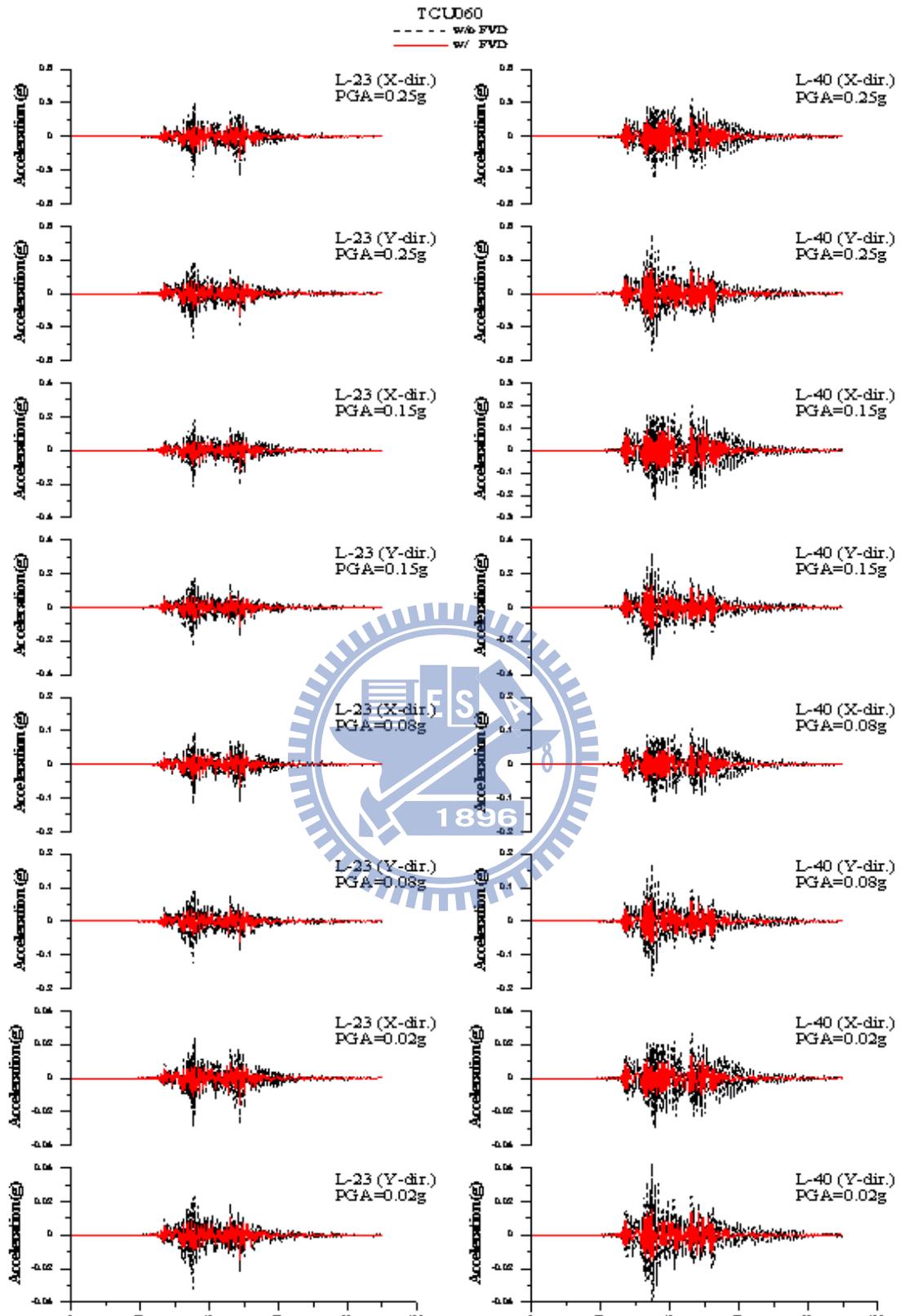


圖 5.15 無塵室(L23 及 L40)樓層加速度比較  
 (TCU060 測站之 921 地震歷時)

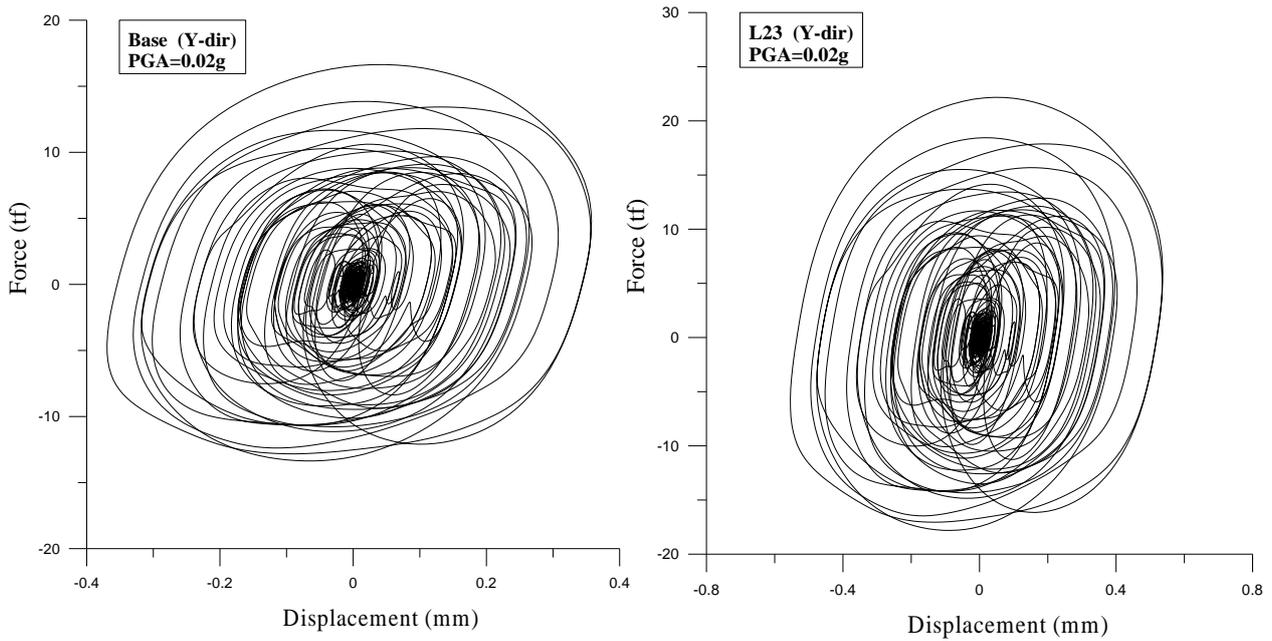


圖 5.16 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
 (Input : TCU060 測站 921 地震歷時, PGA=0.02g)

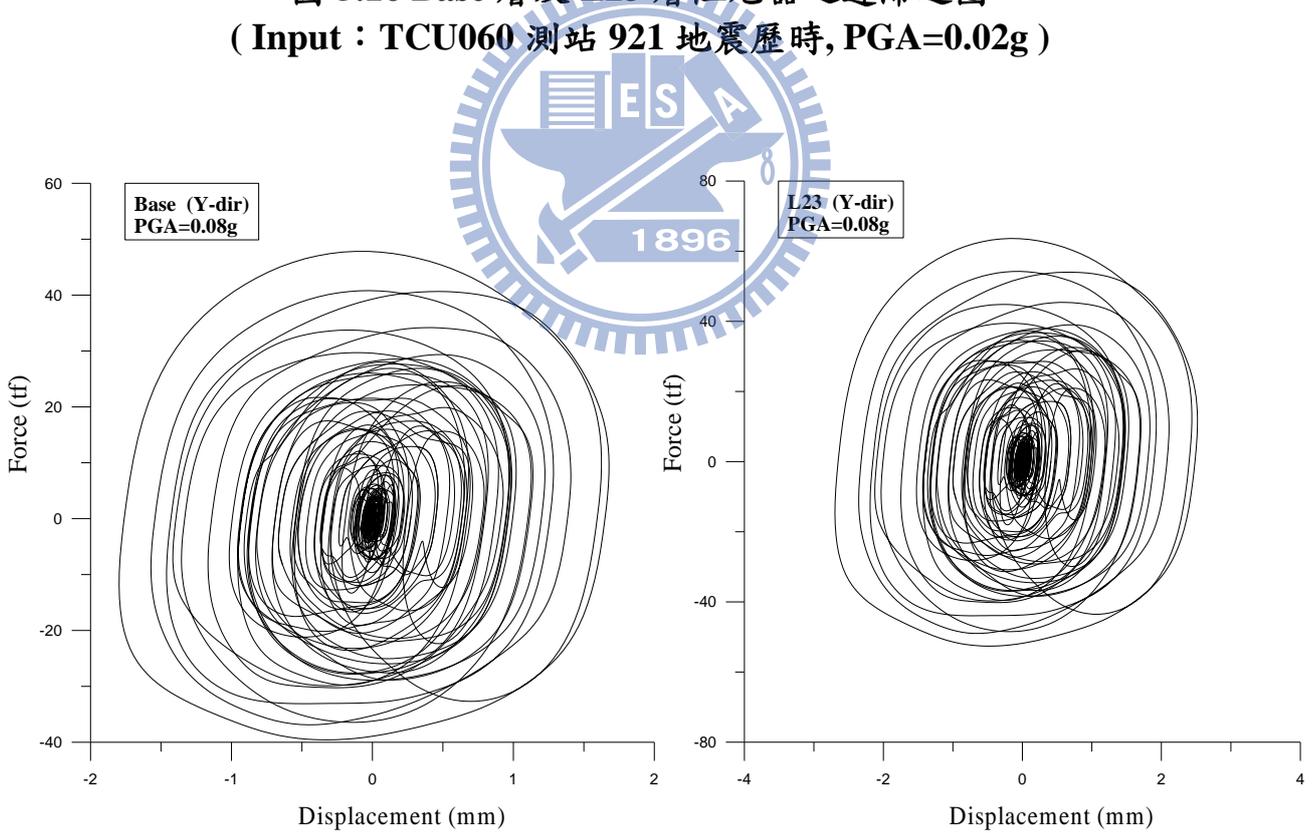


圖 5.17 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
 (Input : TCU060 測站 921 地震歷時, PGA=0.08g)

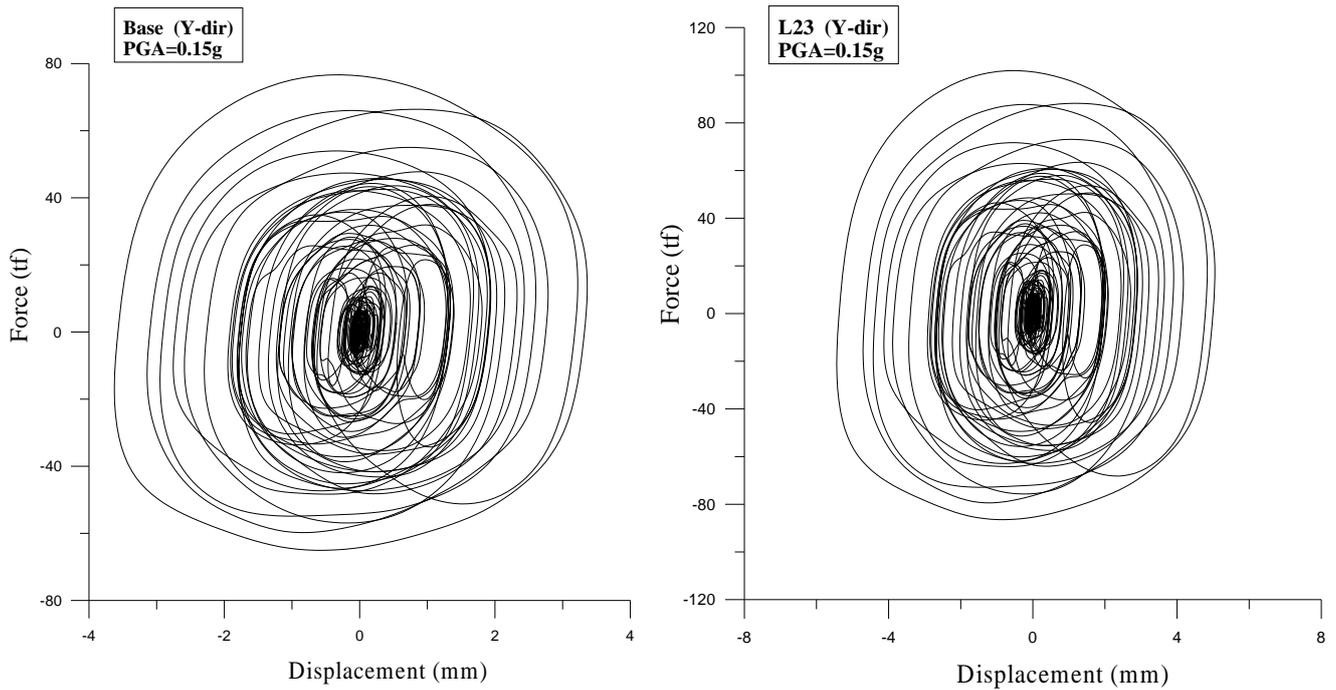


圖 5.18 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
(Input : TCU060 測站 921 地震歷時, PGA=0.15g)

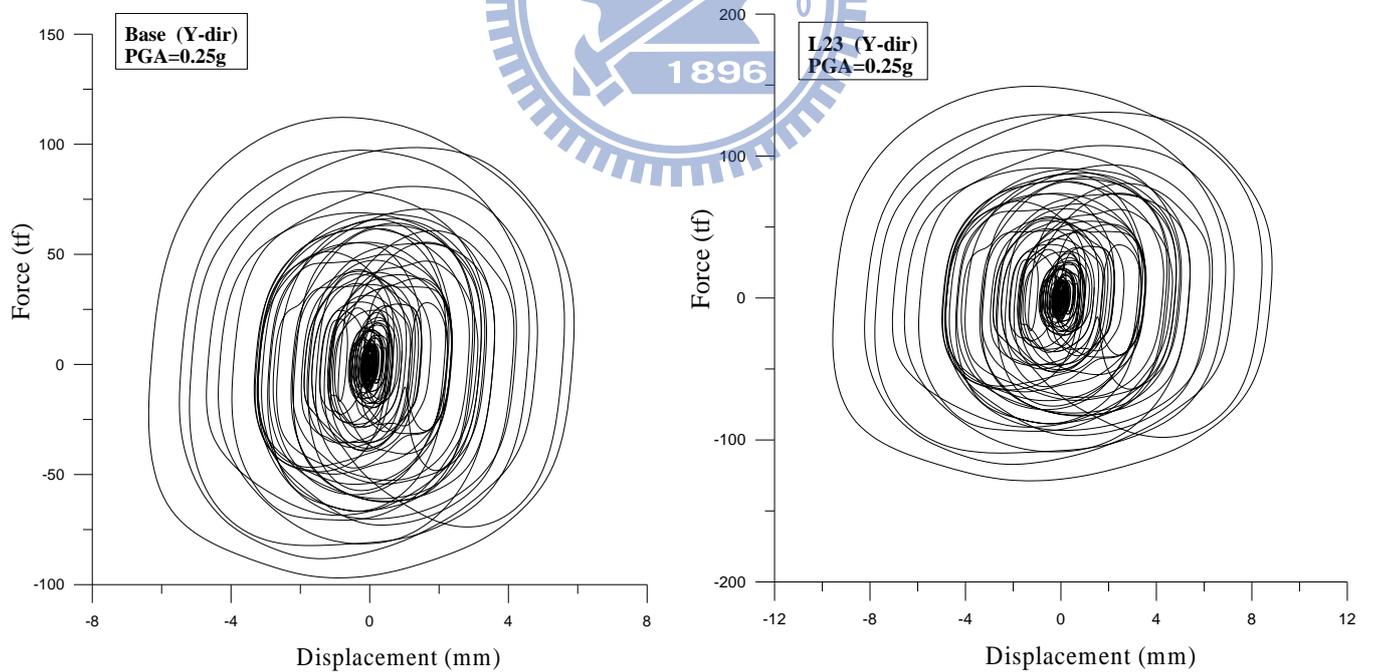


圖 5.19 Base 層及 L23 層阻尼器之遲滯迴圈  
(Input : TCU060 測站 921 地震歷時, PGA=0.25g)

## 第六章 結論與建議

本研究以一座三疊層式面板廠為對象，探討其結構現況之耐震能力，提出以外覆空間桁架作為其結構之耐震補強方式，並檢驗該廠房在三~五級震度之中、小地震作用的樓板加速度反應，提出以抗震阻尼器達到廠房性能設計要求之可行性。茲針對本文究之分析結果，歸納結論如下：

1. 無論由極限層剪力強度為基準之結構耐震能力初步評估方法、地震力擬靜態分析，或是動態歷時分析結果，都證明該面板廠房之結構現況耐震能力不足。依規範之層間位移角檢核條件，多數樓層之層間位移角超出規範之容許值。
2. 根據地震力擬靜態分析與動態歷時分析結果顯示，現行規範有關設備設計地震力公式中之樓層反應放大係數有偏小之虞。
3. 三種結構補強方案（雙向各兩跨、四跨及六跨）之耐震能力評估結果顯示，以雙向各六跨空間桁架之耐震效果能力最佳，無論是耐震指標或樓層之層間位移角均滿足設計要求。部分樓層之反應放大係數仍大於規範之建議值。其餘兩方案均未能完全滿足設計要求。
4. 該廠房以外覆空間桁架補強後，雖可舒緩軟弱層問題，提升耐震能力，惟動力分析結果顯示加勁補強後，該廠房在中、小地震下仍難以有效降低 Fab 層之加速度反應至 160gal 以下之性能設計目標。

5. 利用補強方案三(雙向各六跨)之廠房結構，加裝速度型阻尼器，將地表加速度調整為中、小地震之強度進行分析，結果顯示在四級地震下( $PGA \leq 80gal$ )無塵室所在樓層之加速度已能降低至 160gal 以下，顯示外覆空間桁架與消能器併用下，可達到設定之功能設計目標。

建議：

1. 儘管耐震設計規範之設計反應譜係依阻尼比為 5% 所建立，實際上結構之真實阻尼比鮮能達到 5%，建議阻尼比考慮為 2%~3% 較為合理。
2. 目前規範並未明確規定科技廠房之用途係數(I)，建議考慮  $I=1.25$  進行設計；廠房結構本質上達不到強柱弱梁之理想，規範建議之韌性折減係數過大，會有低估地震力之虞。在未有更為成熟且廣為接受之韌性計算標準前，建議設計時以現行規範所建議之韌性折減係數打六折推算所需設計地震力以降低風險。
3. 本文在中、小地震下之廠房性能評估僅針對雙向各六跨之補強方案進行分析，建議未來可增加其餘兩方案(雙向各兩跨及雙向各四跨)之情況配合消能減振措施進行評估，在各項性能目標均可滿足之前提下，找出最具經濟性之設計組合。

## 參考文獻

- 【1】 張徽正、林啟先、陳勉銘、盧詩丁(1998)“,台灣活斷層概論-五十萬分一台灣活動斷層分佈圖說明書,”經濟部中央地質調所特刊,第十號,第103頁。
- 【2】 國家地震工程研究中心,“工業設施 921 震害報告,”召集人:林其璋,中華民國八十八年十一月。
- 【3】 陳淑惠(2002),“經紀人漸成產險市場影響中心-1000大製造業投保,五成以上靠保險軍師,”現代保險,第165期,第91-93頁。
- 【4】 內政部營建署建(2005),《建築物耐震設計規範及解說》。
- 【5】 王彥博、李建良、張簡嘉賞、胡宗和、王民蔚(2007),“高科技產業之震(振)害問題分析與防制,消防與防災,”第29期,第51-59頁。
- 【6】 Brain Sherin, CSP, and Stacy Bartoletti, P.E, (1999), “Taiwan’s 921 Quake Effect on the Semiconductor Industry and Recommendations for Preparing for Future Earthquakes”.
- 【7】 Use of Performance-Based Design Guidelines to Reduce Risks of Taiwan Earthquake Damage, SEMICON Taiwan, 2001.
- 【8】 Wang, Y.P., Wei-Hsin Liao and Chien-Liang Lee (2003),“Seismic Risks of Typical Double Fabs in Taiwan’s Hi-tech Industry,”Proceedings of the Joint NCREE/JRC Workshop International Collaboration

on Earthquake Disaster Mitigation Research, November 2003, pp.187-201.

- 【9】王彥博(2002),“高科技廠房之地震防災與微震控制,”高科技廠房新工法與微振害防治研討會論文集,國立交通大學,中華民國九十一年三月十五日。
- 【10】Dowrick, D.J.(1987),“Earthquake Resistant Design-for Engineers and Architects,”John Wiley & Sons.
- 【11】葉勇凱、葉輔沛、沈文成,“鋼筋混凝土建築物耐震能力詳細評估分析方式(推跨分析),”國家地震工程研究中心,中華民國九十一年。
- 【12】陳怡婷(2006),「高科技廠房耐震能力初步評估與補強方法」,國立交通大學土木工程學系,碩士論文。
- 【13】陳傑富(2004),「使用黏性阻尼器於晶圓廠之耐震設計」,國立台灣科技大學營建工程學系,碩士論文。
- 【14】黃暉懿(2006),「黏性阻尼器於立面不規則晶圓廠之耐震補強設計」,國立台灣科技大學營建工程學系,碩士論文。
- 【15】黃震興、汪向榮、邱聖雯,“晶圓廠使用隔減震補強試驗研究,”國家地震工程研究中心,中華民國九十六年。
- 【16】趙勵元(2009),「低容量液流阻尼器之性能測驗與應用」,國立交通大學土木工程學系,碩士論文。

- 【17】許丁友、鍾立來、邱建國(等人),“國民小學典型校舍耐震能力之初步評估,”國家地震工程研究中心,中華民國九十二年。
- 【18】黃世建、鍾立來、簡文郁(等人),“全國民中小學校舍耐震評估與補強施行計畫,”國家地震工程研究中心,中華民國九十三年。
- 【19】鍾立來、簡文郁、葉勇凱(等人),“國民中小學典型校舍耐震能力之簡易調查,”國家地震工程研究中心,中華民國九十四年。
- 【20】羅俊雄、簡文郁、廖文儀,“依耐震規範設計下鋼筋混凝土建築物及線耐震能力之研究,”內政部建築研究所研究報告,中華民國九十二年。
- 【21】混凝土工程設計規範之應用(2007),中國土木水利工程學會。
- 【22】內政部營建署(2007),「結構極限設計法」。
- 【23】鋼骨鋼筋混凝土構造設計規範與解說(2004),營建雜誌社。
- 【24】震後受損鋼筋混凝土建築物緊急修復及補強技術手冊(2000),財團法人中華建築中心。
- 【25】鍾立來,“國民中小學典型校舍耐震能力之初步評估簡報,”國家地震工程研究中心,中華民國九十三年。
- 【26】International Conference of Building officials,“The Uniform Building Code-Volumn-2”,Whitter,CA,1997.

**【27】** International Conference of Building officials,  
“International Building Code”, Whittier, CA, USA, 2000.

