



社團法人新北市土木技師公會

NEW TAIPEI CITY PROFESSIONAL CIVIL ENGINEERS ASSOCIATION

會址：板橋區民生路1段33號21樓之3

電話：(02)2957-2300

傳真：(02)2957-0690

附件十二：

標的物結構系統建模分析及檢核

附件十三：

申請人提供鑑定標的物相關圖說光碟

附件十五：

混凝土補鑽心取樣抗壓強度報告

附件十六：

結構設計檢討及耐震能力評估報告書



社團法人新北市土木技師公會
NEW TAIPEI CITY PROFESSIONAL CIVIL ENGINEERS ASSOCIATION

會址：板橋區民生路1段33號21樓之3
電話：(02)2957-2300
傳真：(02)2957-0690

附件十二：

標的物結構系統建模分析及檢核



新北市板橋浮洲合宜住宅

結構分析及設計部分之鑑定報告

鑑定單位：新北市結構技師公會

新北市土木技師公會

執行單位：永峻工程顧問股份有限公司

中華民國 104 年 8 月 18 日



目錄

前言	P1
壹、 建築設計概述	P2 ~P4
貳、 結構設計概述	P5
參、 設計載重鑒核	P6 ~P13
肆、 地下室結構鑑核分析說明	P14~P30
伍、 地下室裂縫主要原因與補強建議	P31~P35
陸、 地上結構耐震性能評估	P36~P61
柒、 地下室大樑建議補強方案	P62~P64
捌、 結構分析鑑核結論與建議	P65~P66



前言

合宜住宅是中華民國內政部於2010年推動「健全房屋市場方案」所辦理的出售式公共住宅。其中「板橋浮洲合宜住宅」(以下簡稱本工程)係由日勝生活科技股份有限公司投標取得土地後負責規劃、興建。

本工程目前主體結構均已完成，因發現地下室部分大梁形成裂縫，營建署為維護板橋浮洲合宜住宅結構安全，委託新北市土木技師公會及新北市結構技師公會，共同辦理結構安全鑑定工作。研判發生之原因、鑑定結構之安全狀態及研提解決改善方法。

本章即依據既有建築、結構設計圖說等資料，以結構分析、比對的方式判斷地下室裂縫的發生原因、影響與主體結構設計安全。



壹、 建築設計概述

(一) 基地位置

「板橋浮洲合宜住宅」(以下簡稱本工程)係坐落於新北市板橋區浮洲地區都市計劃範圍內，全區基地位於大觀路二段之東側，湳仔溝之西側及台鐵浮洲簡易車站之南方，佔地約11公頃。

本工程分為A2、A3、A6等三基地，A2基地西側臨6米大觀路二段59巷道路，A3基地東側臨大觀路53巷54弄及A6基地西側臨大觀路二段265巷8米道路，南側面臨20米計畫道路，整體東側臨20米大觀路二段153巷64弄，北側現為鄰地。



基地位置圖



空拍基地環境圖

(二) 建築設計概要

本工程全區規劃37棟地上21~24層高之鋼筋混凝土造住宅大樓,各區建築量體配置概要及使用用途如下表所示:

基地	A2基地	A3基地	A6基地
(一)基地面積	18150.68平方公尺	26332.88平方公尺	65838.40平方公尺
(二)建築物概要	地上21-24層、地下3層、 鋼筋混凝土構造 共6棟、 58戶店鋪辦公室(一樓) 758戶住宅(二樓以上) 合計:816戶	地上21-24層、地下3層 鋼筋混凝土構造 共9棟、 84戶店鋪辦公室(一樓) 1028戶住宅(二樓以上) 合計:1112戶	地上21-24層、地下3層 鋼筋混凝土構造 共22棟、 238戶店鋪辦公室(一樓) 2669戶住宅(二樓以上) 合計:2907戶
(三)主要用途			
地下一至三層	停車空間、防空避難室、機房、辦公室、防災中心	停車空間、防空避難室、機房、辦公室、防災中心	停車空間、防空避難室、機房、辦公室、防災中心
地上一層(含夾層)	店鋪、辦公室、 管委會使用空間	店鋪、辦公室、 管委會使用空間	店鋪、辦公室、 管委會使用空間
地上二至二十四層	集合住宅、中繼機房、 委會使用空間	集合住宅、中繼機房、 委會使用空間	集合住宅、中繼機房、 委會使用空間
屋突一至三層	梯間、機房、水箱、 電梯機房	梯間、機房、水箱、 電梯機房	梯間、機房、水箱、 電梯機房
(四)總樓地板面積	116977.27平方公尺	167937.37平方公尺	422439.83平方公尺

其中本工程除A2區外, A3及A6基地又劃分為A3-1、A3-2及A6-1、A6-2分區,各分區之地下室均為地下三層,各自獨立並承載其上方建築之載重。上部各棟建築平面則依據空間配置的需求區分為A、B、C、D、E、F六種平面規劃形式,惟各形式之間主要為柱距尺寸不同。各分區所屬建築編號、樓層數與對應的建築平面形式如下表所示:

基地	棟號	樓層數	TYPE	備註
A2基地	A	21	A	
	B	24	A	
	C	24	A	
	D	24	A	
	E	24	C	
	F	21	A	
A3-1(北)基地	A	24	A	
	B	21	F	
	E	22	F	
	F	21	A	
A3-2(南)基地	C	23	A	
	D	22	B	
	G	23	A	
	H	24	A	
	I	24	D	
A6-1(西)基地	K	21	B	
	L	23	C	
	M	23	C	
	N	21	B	
	O	24	A	
	P	24	A	
	Q	23	A	
	R	24	A	
	S	21	A	
	T	21	A	
	U	24	A	
	V	21	B	
A6-2(東)基地	A	24	A	
	B	21	A	
	C	24	A	
	D	22	F	
	E	23	E	
	F	24	A	
	G	21	B	
	H	23	A	
	I	23	A	
	J	21	B	

平面形式	A	B	C	D	E	F
棟數	21(6) -1	21(5) -1 22(1) -1				21(1) -4 22(2) -4
	23(5) -2 24(12)-2		23(2) -3 24(1) -3	24(1) -3	23(1) -2	

貳、結構設計概述

依據原結構計算圖說，本工程之結構設計系統與設計參數分述如下：

(一) 結構系統

本工程各區各棟標準層之平面形狀屬規則對稱，主體結構系統採用鋼筋混凝土梁、柱韌性抗彎矩構架及剪力牆二元系統，基礎型式採用筏式基礎傳遞上部載重與水浮力。

(二) 結構設計材料之強度規格

2.1、混凝土：

B3F柱(含)以上至8F 柱(含)間之柱、牆、梁、版： $f_c' \geq 350 \text{ kgf/cm}^2$

9F梁、版： $f_c' \geq 350 \text{ kgf/cm}^2$

B3F 基礎梁、版：9F柱以上構件 $f_c' \geq 280 \text{ kgf/cm}^2$

打底混凝土： $f_c' \geq 140 \text{ kgf/cm}^2$

2.2、鋼筋：

#4 以上(含)降伏強度 $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$

#3 以下(含)降伏強度 $f_y \geq 4200 \text{ kgf/cm}^2$

(三) 結構設計使用規範：

1. 中華民國內政部最新建築技術規則
2. 內政部建築物耐震設計規範及解說(100 年7 月)
3. 內政部混凝土結構設計規範
4. 內政部建築物基礎構造設計規範
5. 建築物耐風設計規範及解說(95 年9 月22 日版)

參、設計載重鑒核

(一)靜載重

依據原有結構設計計算書，靜載重係依結構體之樑、柱、版及牆自重與裝修等重量計算各樓層重量，經統計各棟地上層3F以上樓層靜載重表列如下所示，其中各層單位重量介於 $1.38\sim 1.58\text{ tf/m}^2$ ，各棟平均單位重量介於 $1.448\sim 1.461\text{ tf/m}^2$ ，自重估算尚屬合理。



A2區																
棟別	A	B	C	D	E	F										
平面形式	A	A	A	A	C	A										
樓層數	21F	21F			24F											
標準層單 位重範圍	1.38	1.38	同B		1.38	同A										
	1.52	1.52			1.52											
平均	1.457	1.457			1.46											

A3-1區																
棟別	A	B			E	F										
平面形式	A	F			F	A										
樓層數	24F	24F			22F	21F										
標準層單 位重範圍	1.38	1.38			1.38	1.38										
	1.52	1.52			1.52	1.52										
平均	1.451	1.457			1.453	1.457										

A3-2區																
棟別			C	D		G	H	I								
平面形式			A	B		A	A	D								
樓層數			23F	22F			24F	24F								
標準層單 位重範圍			1.38	1.38		同C	1.38	1.38								
			1.52	1.52			1.52	1.52								
平均			1.461	1.453			1.449	1.458								

A6-1區																
棟別							K	L	M	N	O	P	Q	R	S	T
平面形式							B	C	C	B	A	A	A	A	A	A
樓層數							31F	23F			23F		23F			
標準層單 位重範圍							1.38	1.38	同J	同K	1.38	同H	1.38	同O	同K	同K
							1.52	1.52			1.52		1.52			
平均							1.457	1.451			1.464		1.464			

A6-2區																
棟別	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J						
平面形式	A	A	A	F	E	A	B	A	A	B						
樓層數	24F	21F		24F	23F											
標準層單 位重範圍	1.38	1.38	同A	1.38	1.38	同A	同B	同E	同E	同B						
	1.53	1.53		1.52	1.52											
平均	1.440	1.457		1.458	1.451											

(二)活載重

計算書內標示之設計活載重表列如下，經鑒核可符合建築技術規則之活載重設計要求。

各層建築使用概要：

樓層別	建築層高 (m)	用途	設計活載重 (kg/m ²)
PRF	-	屋頂	300
R3F	3.0	電梯機房	1000
R2F	2.8	機房	500
R1F	3.2	屋頂	300
24F~2F	3.3	住宅	200
夾層	3.0	店鋪夾層	500
1F	3.0	店鋪	500
	-	室外	1500
B1F	3.5	停車	500
		發電機室	1500
		配電室	1500
		機房	500
B2F	3.1	停車	500
		機房	500
B3F	3.1	停車	500
		機房	500

(三)地震力

本工程工址位於新北市板橋區中山里，依據現行建築物耐震設計規範及解說計算基面水平地震橫力與垂直地震力。原計算書按工址地震微分區屬臺北二區之參數計算各棟水平地震力，回歸期 475 年與 2500 年之短週期與中、長週期的分界各為 $T_0^D = 1.3$ 秒 $T_0^M = 1.3$ 秒，重要性係數依使用用途分類採用 $I = 1.0$ ，系統韌性容量係數依結構系統採用 $R = 4.0$ ，各棟結構週期對應於回歸期 475 年與 2500 年地震之結構系統地震力折減係數分別為 $F_v = 2.5$ ， $F_{vm} = 4.0$ ，經鑒核上述地震力計算參數符合規範要求。此外原結構構件設計之地震載重係採用動力分析結果，其中動力係數係以動力分析基底剪力調整至不小於法規設計總橫力作為基準。各區各棟之樓層高度、周期及地震力設計參數統計如下表所示，其中各棟基面之法規水平地震力介於 0.117W~0.141W 之間，各棟建築物基面以上總重量 W 為對應於彈性分析模型中地上層涵蓋範圍的靜載重。

A2-1 區地震力計算：

	A 棟		B 棟		C 棟		D 棟		E 棟		F 棟	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區											
結構高度 H_n	72m, 21 層		81.9m, 24 層		81.9m, 24 層		81.9m, 24 層		81.9m, 24 層		72m, 21 層	
規範中斷週期 T_n	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
	1.73	1.73	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.73	1.73
動力分析週期 T_d	1.71	1.70	2.07	2.05	2.06	2.07	2.06	2.08	2.04	2.07	1.70	1.72
設計週期 T	1.71	1.70	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.91	1.70	1.72
週期係數 I_e	1.0, 第五級											
韌性係數 R	二元系法：SMRF+剪力牆 $R=4.0$											
二級水平地震力係數	$S_{DS}=0.6$ 、 $S_{D1}=0.8$											
規範週期係數 C_u	$T_0^D=1.3$ 、 $T_0^M=1.3$											
地震力折減係數 F_v	$F_v=2.5$ 、 $F_{vm}=4.0$											
起始折減係數 u_0	$u_0=1.0$											
設計水平地震力係數	S_{a0}	S_{a1}	S_{a0}	S_{a1}	S_{a0}	S_{a1}	S_{a0}	S_{a1}	S_{a0}	S_{a1}	S_{a0}	S_{a1}
	0.46	0.61	0.41	0.55	0.41	0.55	0.41	0.55	0.41	0.55	0.46	0.61
基面上建築物總重 W	23178 ton		25864 ton		25986 ton		25305 ton		24132 ton		22602 ton	
設計總橫力 V	設計地震剖面											
	X 向	Y 向									X 向	Y 向
	$V=0.130W$	$V=0.131W$	$V=0.117W$		$V=0.117W$		$V=0.117W$		$V=0.117W$		$V=0.131W$	$V=0.130W$
	$V=3013$ ton	$V=3036$ ton	$V=3026$ ton		$V=2836$ ton		$V=2961$ ton		$V=2823$ ton		$V=2961$ ton	$V=2938$ ton

A3-1區地震力計算:

	A 棟		B 棟		E 棟		F 棟							
工 址	新北市板橋區中山里 臺北二區													
結構物高度 H_a	81.9m, 24 層		72m, 21 層		75.3m, 22 層		72m, 21 層							
規範經驗週期 T_e	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向						
	1.91	1.91	1.73	1.73	1.79	1.79	1.73	1.73						
動力分析週期 T_d	2.08	2.01	1.56	1.52	1.71	1.62	1.75	1.72						
設計用週期 T	1.91	1.91	1.56	1.52	1.71	1.62	1.73	1.72						
用途係數 I :	$I=1.0$, 第四類													
結構系統:	二元系統: SMRF+剪力牆 $R=4.0$													
工址水平譜加速度係數:	$S_{DS}=0.6$, $S_{MS}=0.8$													
譜加速度係數分界週期:	$T_D^0=1.3$, $T_M^0=1.3$													
地震力折減係數 F_a :	$F_a=2.5$, $F_{DM}=4.0$													
起始降伏放大係數 a_y :	$a_y=1.0$													
設計水平譜加速度係數:	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}						
	0.41	0.55	0.50	0.67	0.51	0.68	0.46	0.61	0.48	0.64	0.45	0.60	0.45	0.60
基面上建築物總重 W :	25359 ton		20913 ton		21801 ton		22850 ton							
設計總橫力 V :	設計地震控制													
	$V=0.1170W$		$V=0.1429W$		$V=0.1466W$		$V=0.1303W$		$V=0.1376W$		$V=0.1288W$		$V=0.1296W$	
	$V=2967 \text{ ton}$		$V=2988 \text{ ton}$		$V=3066 \text{ ton}$		$V=2841 \text{ ton}$		$V=3000 \text{ ton}$		$V=2943 \text{ ton}$		$V=2961 \text{ ton}$	

A3-2 區

	C 棟		D 棟		G 棟		H 棟		I 棟	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區									
結構物高度 H_a	78.6m, 23 層		75.3m, 22 層		78.6m, 23 層		81.9m, 24 層		81.9m, 24 層	
規範經驗週期 T_e	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
	1.85	1.85	1.79	1.79	1.85	1.85	1.91	1.91	1.91	1.91
動力分析週期 T_d	1.92	1.90	1.82	1.83	1.87	1.87	2.04	2.01	2.03	2.02
設計用週期 T	1.85	1.85	1.79	1.79	1.85	1.85	1.91	1.91	1.91	1.91
用途係數 I :	$I=1.0$, 第四類									
結構系統:	二元系統: SMRF+剪力牆 $R=4.0$									
工址水平譜加速度係數:	$S_{DS}=0.6, S_{MS}=0.8$									
譜加速度係數分界週期:	$T_D^0=1.3, T_M^0=1.3$									
地震力折減係數 F_u :	$F_u=2.5, F_{DM}=4.0$									
起始降伏放大係數 a_y :	$a_y=1.0$									
設計水平譜加速度係數:	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}
	0.42	0.56	0.44	0.58	0.42	0.56	0.41	0.55	0.41	0.55
基面上建築物總重 W :	24105 ton		25552 ton		26756 ton		26894 ton		26572 ton	
設計總橫力 V :	設計地震控制									
	$V=0.1206W$		$V=0.1246W$		$V=0.1206W$		$V=0.1170W$		$V=0.1170W$	
	$V=2907 \text{ ton}$		$V=2935 \text{ ton}$		$V=3142 \text{ ton}$		$V=3147 \text{ ton}$		$V=3109 \text{ ton}$	

A6-1 區地震力計算:

	K 棟		L 棟		M 棟		N 棟		O 棟		P 棟	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區											
結構物高度 H_n	72m, 21 層		78.6m, 23 層		78.6m, 23 層		72m, 21 層		81.9m, 24 層		81.9m, 24 層	
規範容許週期 T_c	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
	1.73	1.73	1.844	1.844	1.844	1.844	1.73	1.73	1.903	1.903	1.905	1.905
動力分析週期 T_d	1.73	1.75	1.86	1.85	1.86	1.85	1.73	1.75	2.07	2.05	2.06	2.02
設計用週期 T	1.73	1.73	1.844	1.844	1.844	1.844	1.73	1.73	1.903	1.903	1.905	1.905
阻尼係數 ζ :	$\zeta=1.0$, 第四類											
結構系統:	二元系統: SMRF+剪力牆 $R=4.0$											
工址水平地加速度係數:	$S_{DS}=0.6$, $S_{MS}=0.8$											
可加速度係數分界週期:	$T_D^0=1.3$, $T_M^0=1.3$											
地震力折減係數 F_a :	$F_1=2.5$, $F_{1.5}=4.0$											
起始降伏最大係數 α_y :	$\alpha_y=1.0$											
設計水平地加速度係數:	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}
	0.45	0.60	0.42	0.56	0.42	0.56	0.45	0.60	0.41	0.55	0.41	0.55
基座上建築物總重 W :	22596ton		25713ton		25683ton		25369ton		23773ton		24104ton	
	設計地震控制											
設計總剪力 V :	$V=0.1288W$		$V=0.1269W$		$V=0.1269W$		$V=0.1288W$		$V=0.1171W$		$V=0.117W$	
	$V=2910 \text{ ton}$		$V=3109 \text{ ton}$		$V=3105 \text{ ton}$		$V=3268 \text{ ton}$		$V=2734 \text{ ton}$		$V=2820 \text{ ton}$	

	Q 棟		R 棟		S 棟		T 棟		U 棟		V 棟	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區											
結構物高度 H_n	78.6m, 23 層		81.9m, 24 層		72m, 21 層		72m, 21 層		81.9m, 24 層		72m, 21 層	
規範容許週期 T_c	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
	1.848	1.848	1.905	1.905	1.73	1.73	1.73	1.73	1.903	1.903	1.73	1.73
動力分析週期 T_d	1.85	1.87	2.05	2.03	1.75	1.71	1.75	1.78	2.05	2.01	1.70	1.71
設計用週期 T	1.848	1.848	1.905	1.905	1.73	1.71	1.73	1.73	1.903	1.903	1.70	1.71
阻尼係數 ζ :	$\zeta=1.0$, 第四類											
結構系統:	二元系統: SMRF+剪力牆 $R=4.0$											
工址水平地加速度係數:	$S_{DS}=0.6$, $S_{MS}=0.8$											
可加速度係數分界週期:	$T_D^0=1.3$, $T_M^0=1.3$											
地震力折減係數 F_a :	$F_1=2.5$, $F_{1.5}=4.0$											
起始降伏最大係數 α_y :	$\alpha_y=1.0$											
設計水平地加速度係數:	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}
	0.42	0.56	0.41	0.55	0.45	0.46	0.60	0.61	0.45	0.60	0.41	0.55
基座上建築物總重 W :	23191ton		24222ton		21655ton		22385ton		23864ton		23361ton	
設計總剪力 V :	設計地震控制											
	$V=0.1206W$		$V=0.117W$		$V=0.1288W$		$V=0.1303W$		$V=0.1288W$		$V=0.1171W$	
	$V=2797\text{ton}$		$V=2834\text{ ton}$		$V=2789\text{ ton}$		$V=2822\text{ton}$		$V=2883\text{ ton}$		$V=2794\text{ton}$	

A6-2 區地震力計算:

	A 棟		B 棟		C 棟		D 棟		E 棟	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區									
結構物高度 H_n	81.9m, 24 層		72m, 21 層		81.9m, 24 層		75.3m, 22 層		78.6m, 23 層	
規範經驗週期 T_e	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
	1.91	1.91	1.73	1.73	1.91	1.91	1.79	1.79	1.85	1.85
動力分析週期 T_d	2.07	2.05	1.77	1.74	2.08	2.05	1.67	1.58	1.96	1.94
設計用週期 T	1.91	1.91	1.73	1.73	1.91	1.91	1.67	1.58	1.85	1.85
用途係數 I :	$I=1.0$, 第四類									
結構系統:	二元系統: SMRF+剪力牆 $R=4.0$									
工址水平譜加速度係數:	$S_{DS}=0.6$, $S_{MS}=0.8$									
譜加速度係數分界週期:	$T_D^0=1.3$, $T_M^0=1.3$									
地震力折減係數 F_u :	$F_U=2.5$, $F_{UM}=4.0$									
起始降伏放大係數 ϕ_y :	$\phi_y=1.0$									
設計水平譜加速度係數:	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}
	0.41	0.55	0.45	0.60	0.41	0.55	0.47	0.62	0.49	0.66
基面上建築物總重 W :	23013 ton		20572 ton		24981 ton		20683 ton		22197 ton	
設計總橫力 V :	設計地震控制									
	$V=0.1170W$		$V=0.1288W$		$V=0.1170W$		$V=0.1334W$		$V=0.1410W$	
	$V=2693\text{ton}$		$V=2650\text{ton}$		$V=2921\text{ton}$		$V=2780\text{ton}$		$V=2916\text{ton}$	

	F 棟		G 棟		H 棟		I 棟		J 棟	
工址	新北市板橋區中山里 臺北二區									
結構物高度 H_n	81.9m, 24 層		72m, 21 層		78.6m, 23 層		78.6m, 23 層		72m, 21 層	
規範經驗週期 T_e	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向	X 向	Y 向
	1.91	1.91	1.73	1.73	1.85	1.85	1.85	1.85	1.73	1.73
動力分析週期 T_d	2.09	2.07	1.74	1.75	1.95	1.96	1.96	1.95	1.74	1.75
設計用週期 T	1.91	1.91	1.73	1.73	1.85	1.85	1.85	1.85	1.73	1.73
用途係數 I :	$I=1.0$, 第四類									
結構系統:	二元系統: SMRF+剪力牆 $R=4.0$									
工址水平譜加速度係數:	$S_{DS}=0.6$, $S_{MS}=0.8$									
譜加速度係數分界週期:	$T_D^0=1.3$, $T_M^0=1.3$									
地震力折減係數 F_u :	$F_U=2.5$, $F_{UM}=4.0$									
起始降伏放大係數 ϕ_y :	$\phi_y=1.0$									
設計水平譜加速度係數:	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}	S_{aD}	S_{aM}
	0.41	0.55	0.45	0.60	0.42	0.56	0.42	0.56	0.45	0.60
基面上建築物總重 W :	23332 ton		22552 ton		24327 ton		24336 ton		22564 ton	
設計總橫力 V :	設計地震控制									
	$V=0.1170W$		$V=0.1296W$		$V=0.1206W$		$V=0.1206W$		$V=0.1288W$	
	$V=2730 \text{ ton}$		$V=2923 \text{ ton}$		$V=2924 \text{ ton}$		$V=2935 \text{ ton}$		$V=2906 \text{ ton}$	

(四)風力

本工程工址位於新北市板橋區，原計算書依據建築物耐風設計規範及解說(95 年9 月22 日版)計算設計風力。按工址之基本設計風速 37.5m/s，各棟計算所得之係數化風力經鑒核可符合規範要求，頂層加速度亦符合舒適性檢核標準，由於係數化風力遠小於設計地震力，故可判斷本工程結構體設計不受法規風力控制。

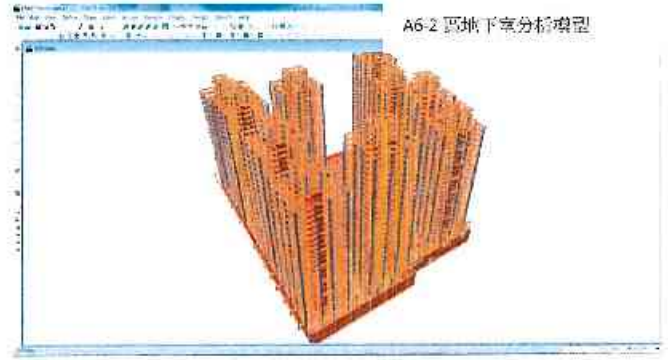


肆、地下室結構鑑核分析說明

本節採用CSI-ETABS V9.7.1程式進行結構彈性分析，假設大樑與柱之間為剛接，依據結構圖說與前述設計載重參數建立地下室分析模型。藉由結構分析的方式判斷目前地下室裂縫的發生原因與影響。並採用原設計使用之鋼筋混凝土規範版本進行載重組合以決定設計強度需求

(一)地下室結構分析模型說明

A2、A3-1、A3-2、A6-1、A6-2區之地下室各自獨立，各區基地上方分別配置 6、4、5、12、10棟建築而由各分區地下室及其基礎所共同承載，為考慮各棟建築對所屬地下室結構的影響，地下室結構鑒核所採用之分析模型亦包含地上各棟結構，地上結構體之模擬則以能合理反應垂直載重與地震力對地下室之影響為基本原則，其中垂直力之模擬包含自重及活載重，地震力則主要以動力分析各振態最大反應CQC疊加的方式輸入。



(二)基礎土壤變形之考量

地下室筏基承受上部結構載重作用時之垂直變形並非相同，而與上部載重大小、形式及土壤勁度及反力等相關。為適當反應基礎下方土壤受力變形特性，地下室分析模型依據大地地質調查報告之等值土壤垂直勁度(K_v 值)而以面彈簧方式模擬基礎土壤勁度，各區土壤彈簧參數如下表所示：

分區	A2	A3-1	A3-2	A6-1	A6-2
K_v 值 (f/m^3)	1300	2400	2400	2300	2300

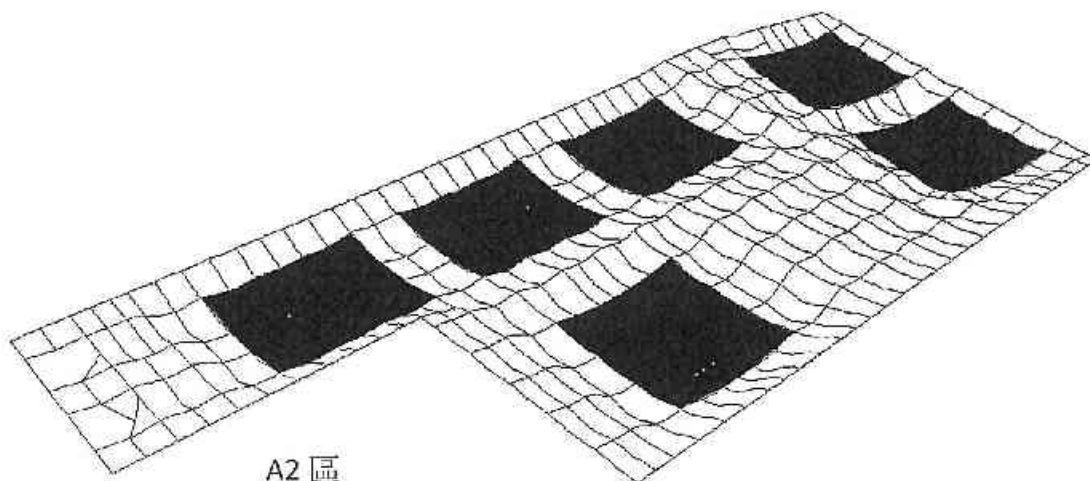
(三)地下室混凝土鑽心試驗結果

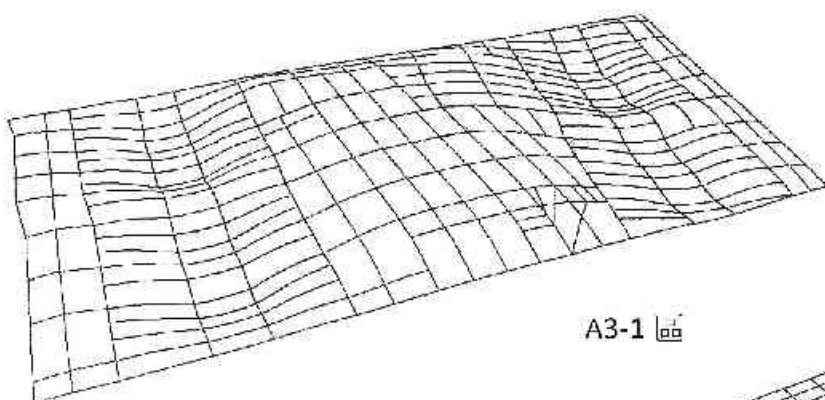
地下室各樓層之設計抗壓強度為 350 kg/cm^2 ，依據現場鑽心取樣試驗結果，如以各區地下室試驗結果進行統計時，各樓層平均抗壓強度介於 $318\sim 617\text{ kg/cm}^2$ ，可符合 $0.85f_c'$ 之鑽心取樣平均試驗強度要求。故本結構分析仍以 350 kg/cm^2 進行地下室強度與配筋評估。

平均試驗強度 kg/cm^2	分區 載重	A2	A3-1	A3-2	A6-1	A6-2
	B1	375	395	496	431	543
	B2	338	390	432	409	617
	B3	318	431	426	453	569

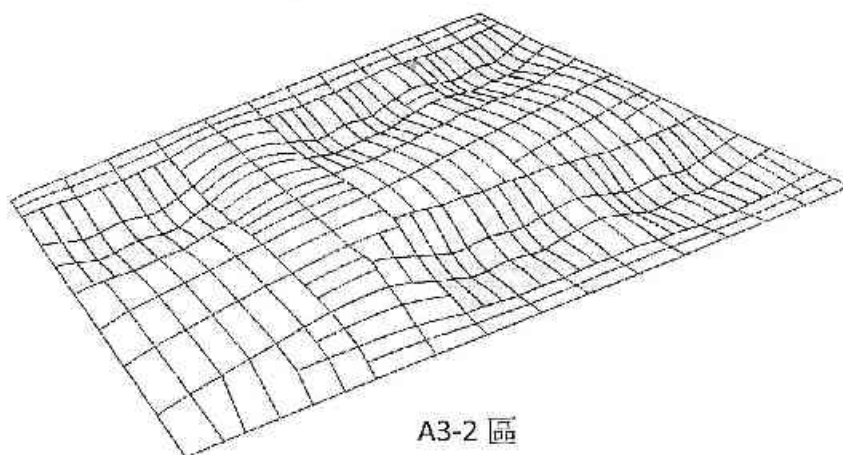
(四)地下室基礎變形分析結果

彈性分析結果顯示，下圖為A2區基礎自重變形示意圖，主樓區下方的土壤承受較大的荷重而變形較大，地下室其餘區域則經由地下室結構與筏式基礎之傳遞而共同承載整體結構自重、活載重、風力、地震力，變形較小而受到地下室結構系統與土壤勁度所控制。

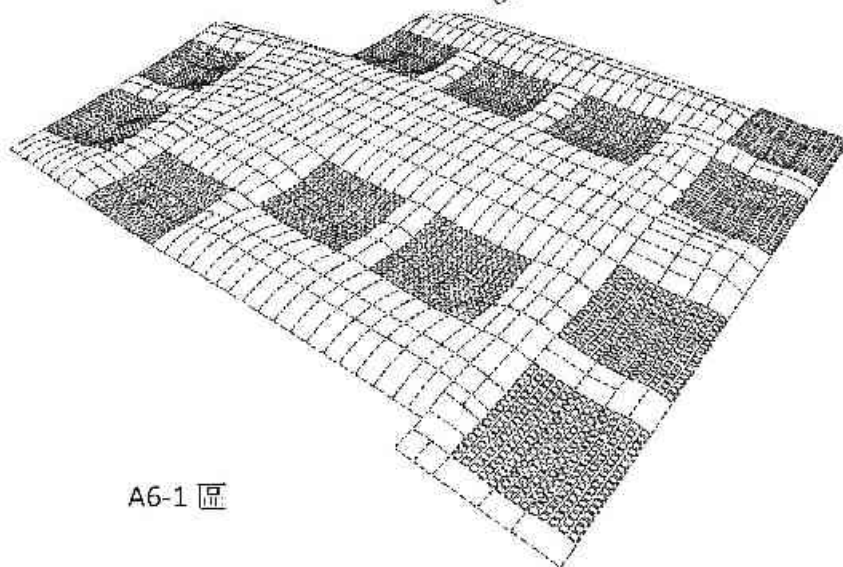




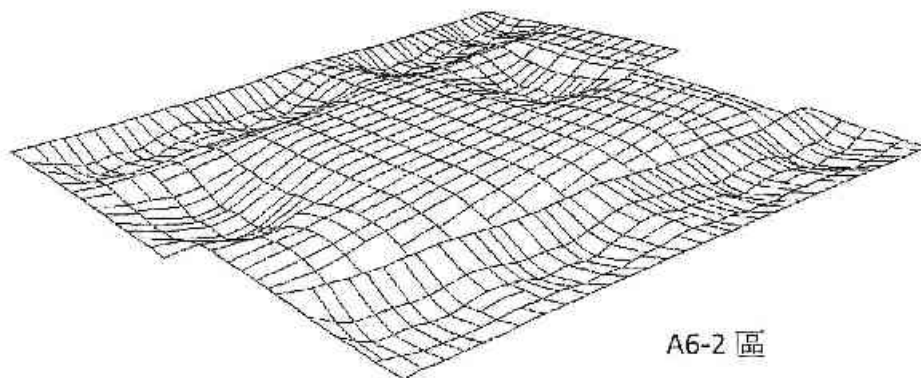
A3-1 



A3-2 



A6-1 



A6-2 

各種載重作用下之柱底垂直變形平均值統計如下表所示，其中自重作用下各區平均沉陷量介於0.89~1.42cm。活載重之基礎平均變形量則為0.16~0.27cm。

基礎平均 垂直變位 cm	分區 載重	A2	A3-1	A3-2	A6-1	A6-2	
	自重	1.42	0.89	0.91	1.02	1.02	
	活載重	0.27	0.17	0.16	0.18	0.18	
	X向地震	0.22	0.23	0.20	0.20	0.14	
	Y向地震	0.27	0.28	0.19	0.21	0.15	

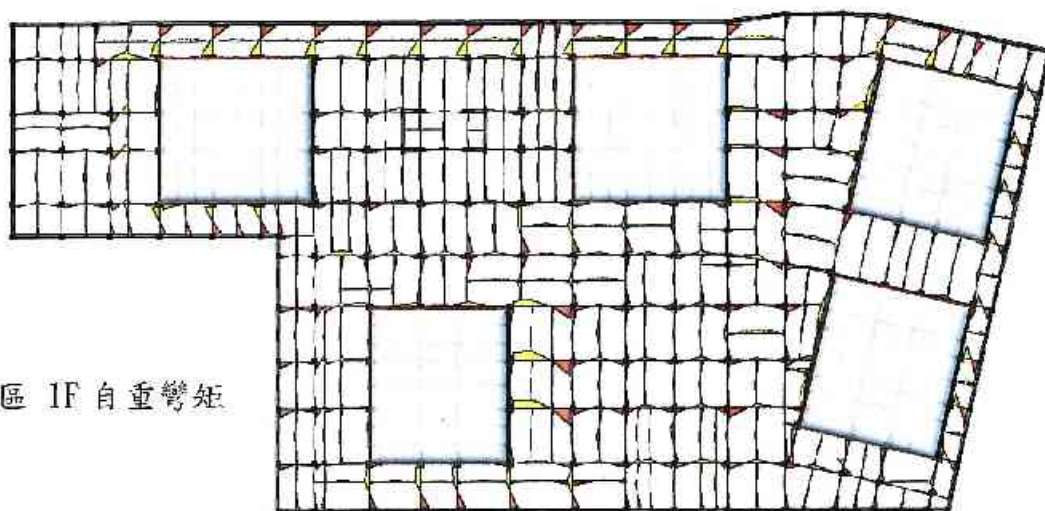
此外各種載重作用下之最大柱底垂直變形統計如下表所示，其中自重作用下的沉陷量以A2區較大，最大變形約2.8cm，對應的基礎反力為 36.4 tf/m^2 ，A3-2區因土壤等值勁度較大，因此最大變形較A2區小而為1.72cm，對應的基礎反力則為 34.6 tf/m^2 。當地下室大梁、基礎梁與基礎版考慮勁度折減30%時，A3-2區自重作用下之最大基礎變形僅略增2.7%而達到1.76cm。而各區設計地震下之最大基礎彈性變形介於0.48~0.85cm之間。

基礎最大 垂直變位 cm	分區 載重	A2	A3-1	A3-2	A6-1	A6-2	
	自重	2.8	1.73	1.72	1.86	1.86	
	活載重	0.48	0.3	0.28	0.3	0.3	
	X向地震	0.75	0.58	0.48	0.64	0.68	
	Y向地震	0.85	0.88	0.60	0.82	0.68	

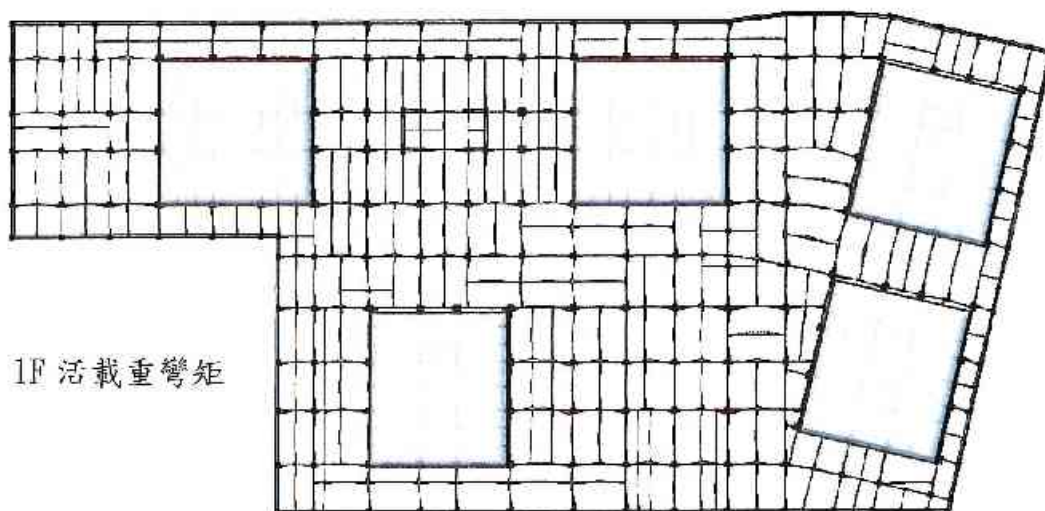
(五)地下室彎矩剪力分析結果說明

地下室主要之配筋需求為載重組合下之彎矩與剪力，各區雖然基地面積及配置不同，但是地上層結構系統相近，因此各區的結構行為特性接近。故先以A2區為例說明地下室彎矩分析結果。A2區之基礎土壤彈簧係數為 1300 tf/m^3 ，下圖為A2區於自重、活載重、X向及Y向地震力作用下之1F大梁彎矩圖，位於梁線兩側不同色塊的高度分別代表正、負彎矩的相對大小，顯示A2區地下室具有較大設計彎矩需求的大梁主要分布於主樓範圍外四周。

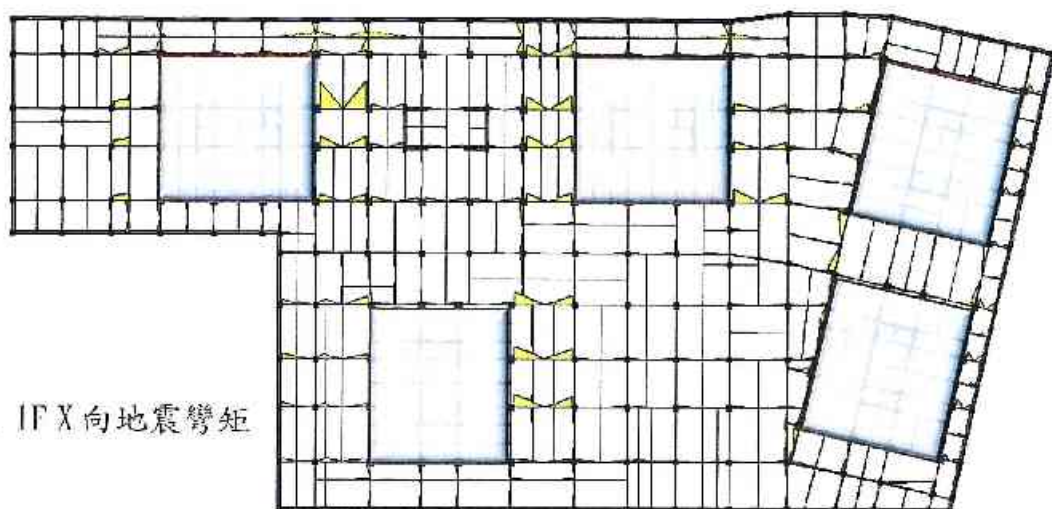
A2區 1F 自重彎矩



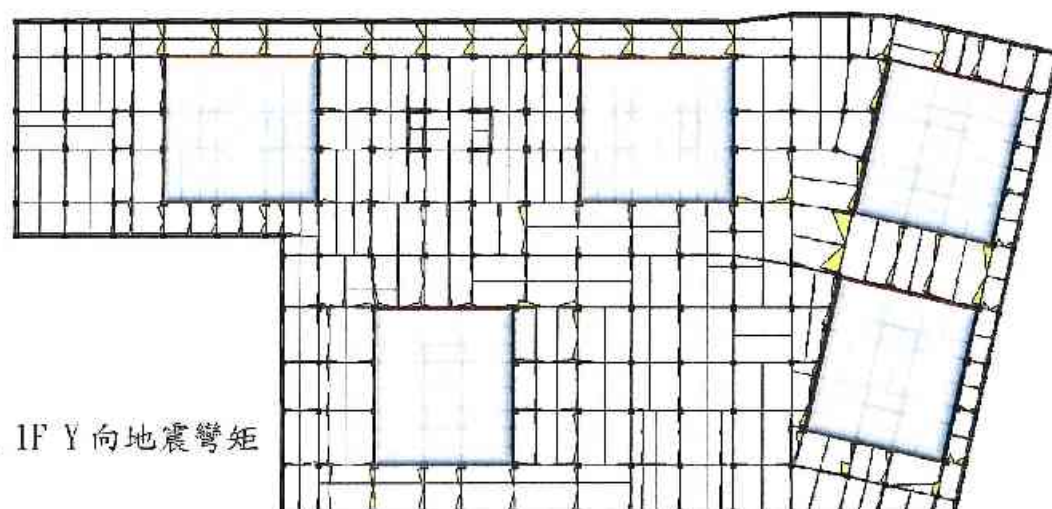
A2區 1F 活載重彎矩



A2區 1F X向地震彎矩

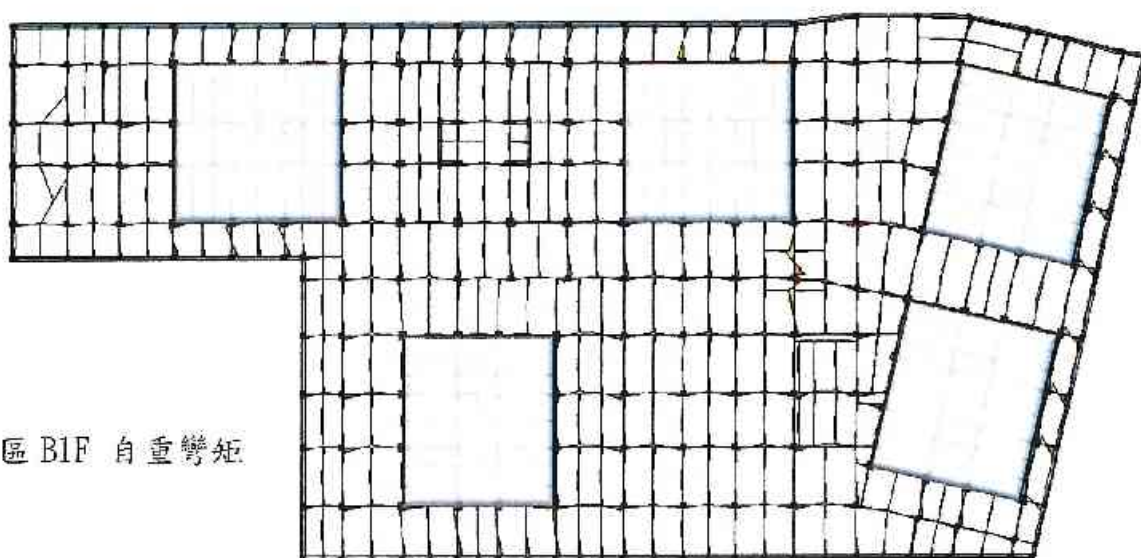


A2區 1F Y向地震彎矩

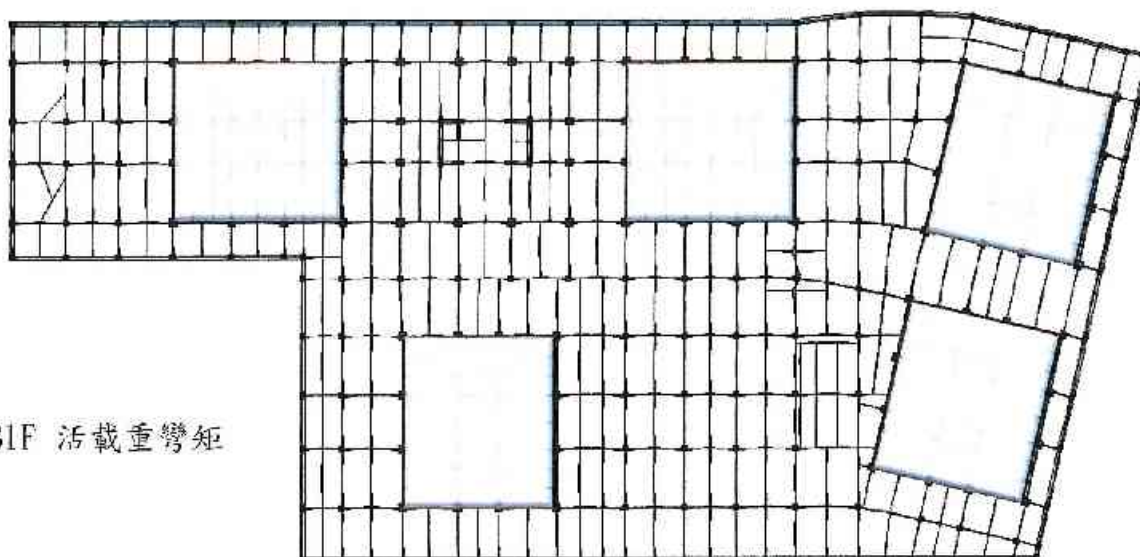


由下圖A2區B1F大梁之彎矩圖顯示，地下室具有較大設計彎矩需求的大梁仍然主要分布於主樓範圍外四周。但設計彎矩需求已較1F大梁小，其中並以地震力折減比例最大。

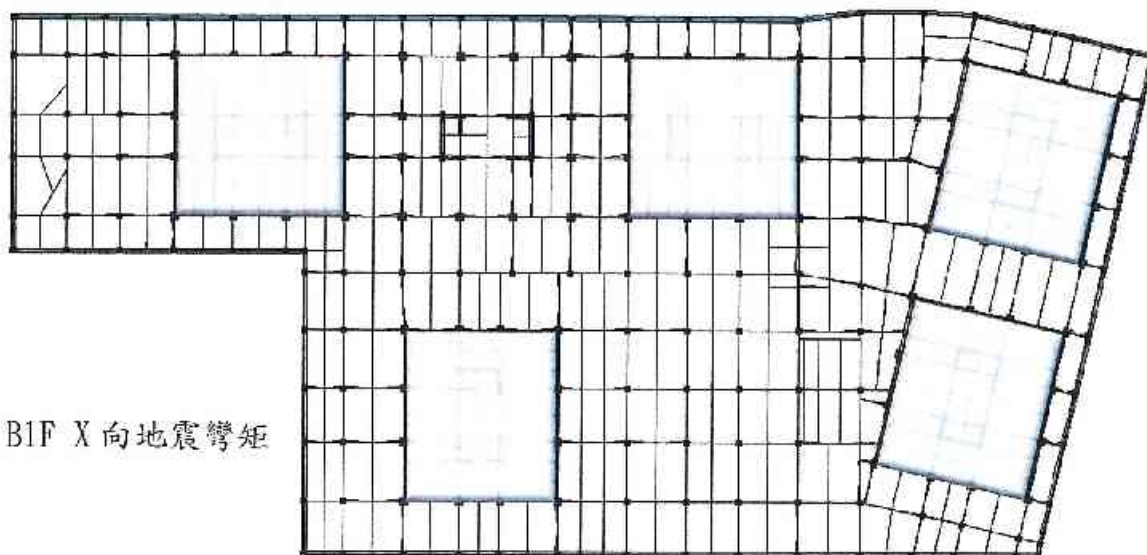
A2 區 B1F 自重彎矩



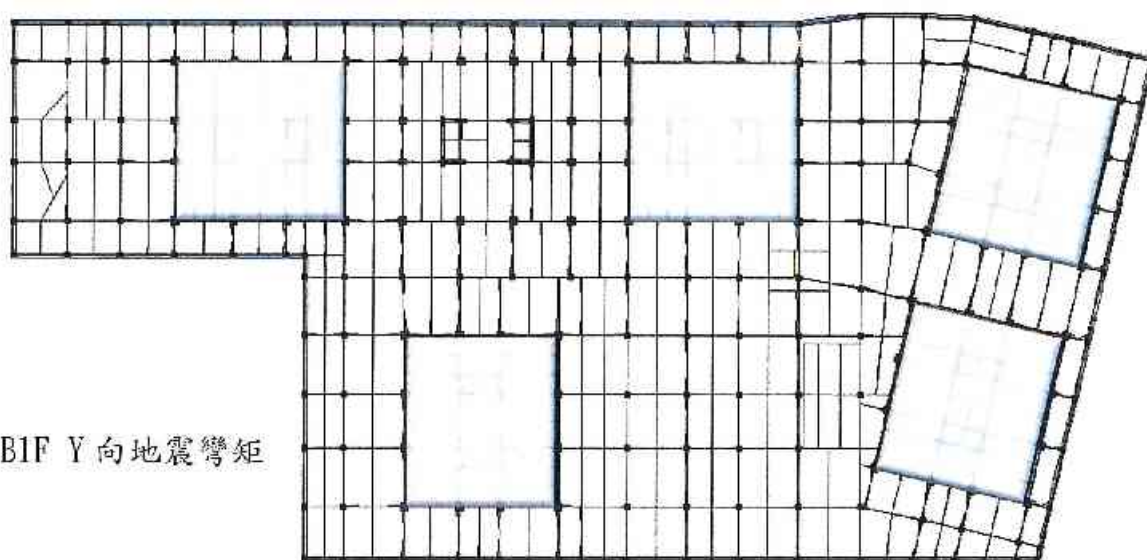
A2 區 B1F 活載重彎矩



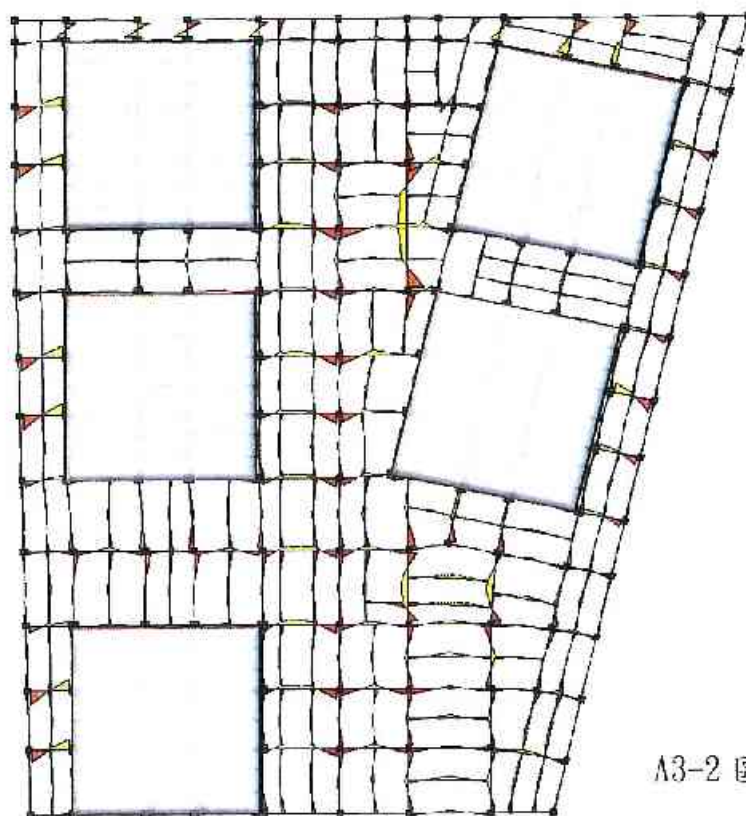
A2 區 B1F X 向地震彎矩



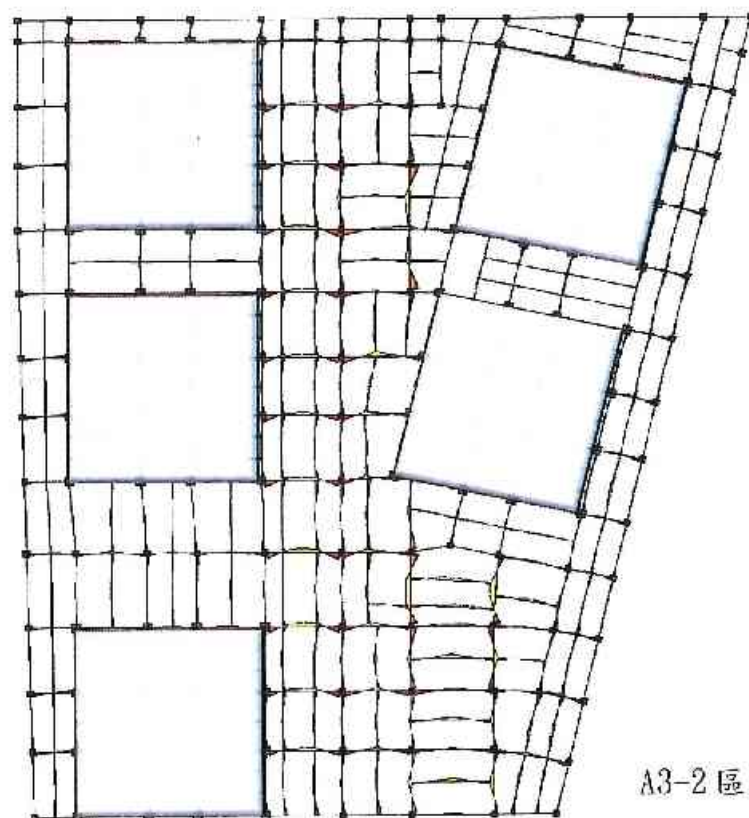
A2 區 B1F Y 向地震彎矩



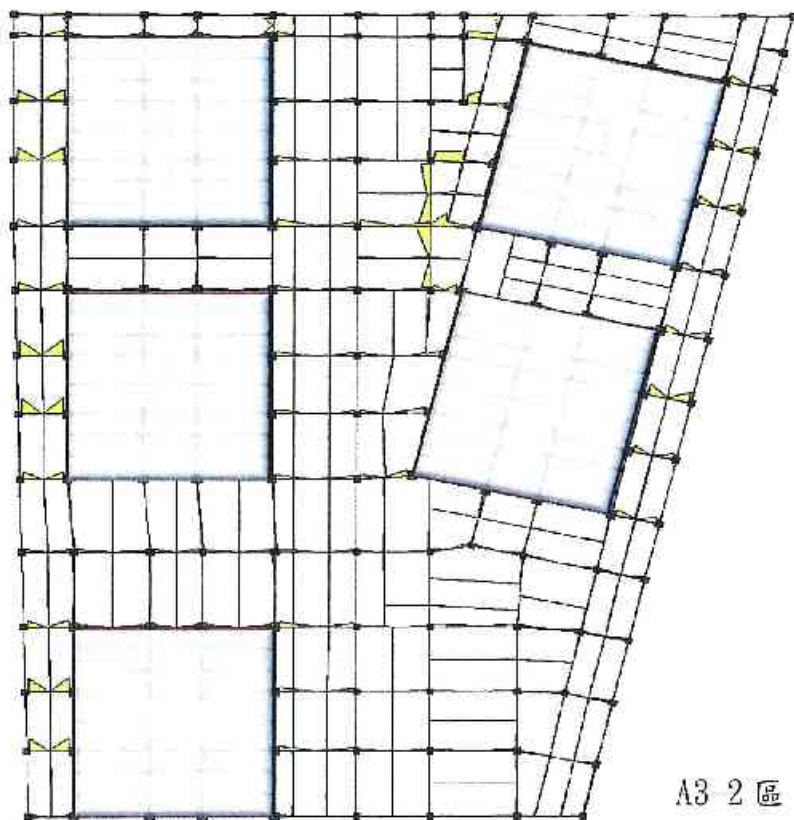
復以A3區之地下室分析結果為例，該區基礎之土壤彈簧勁度為 2300 tf/m^3 ，下圖為A3-2區1F大梁之彎矩圖，顯示1F具有較大設計彎矩需求的大梁與前述A2區類似而仍然主要分布於主樓範圍外四周。



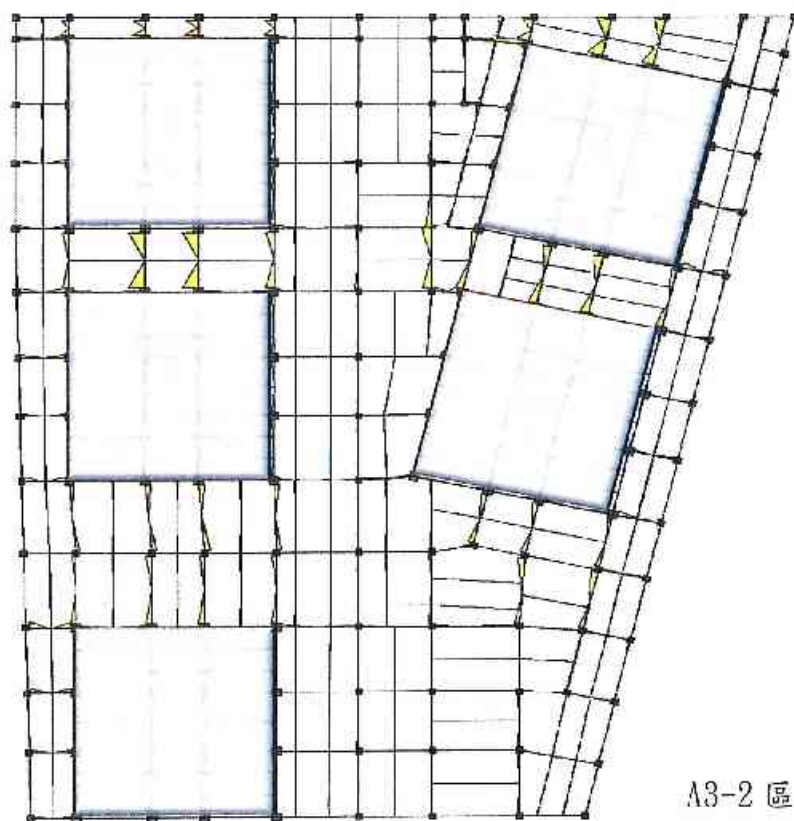
A3-2 區 1F 自重彎矩



A3-2 區 1F 活載重彎矩



A3-2 區 1F X 向地震彎矩



A3-2 區 1F Y 向地震彎矩



如以A3-2區地下室大梁分析所得之彎矩與剪力值為例進行統計，各種載重作用下地下室大梁一端柱面的最大彎矩、剪力及平均彎矩、剪力如下表所示：

自重DEAD

A3-2區大樑起 始端垂直彎矩	樓層	彎矩 (Kv)		剪力 (Kv)	
		端點最大彎矩	端點平均彎矩	端點最大剪力	端點平均剪力
		tf-m	tf-m	tf	tf
	1F	211.7	42.4	173.2	24.2
	B1_B2	114.8	22.6	120.2	14.3
	B3	2810.4	488.7	707.8	169.6

活載重LIVE

A3-2區大樑起 始端垂直彎矩	樓層	彎矩 (Kv)		剪力 (Kv)	
		端點最大彎矩	端點平均彎矩	端點最大剪力	端點平均剪力
		tf-m	tf-m	tf	tf
	1F	87.0	16.8	49.0	11.5
	B1_B2	77.2	10.3	43.1	7.2
	B3	428.0	96.8	109.7	37.2

X向地震動力分析SPECX

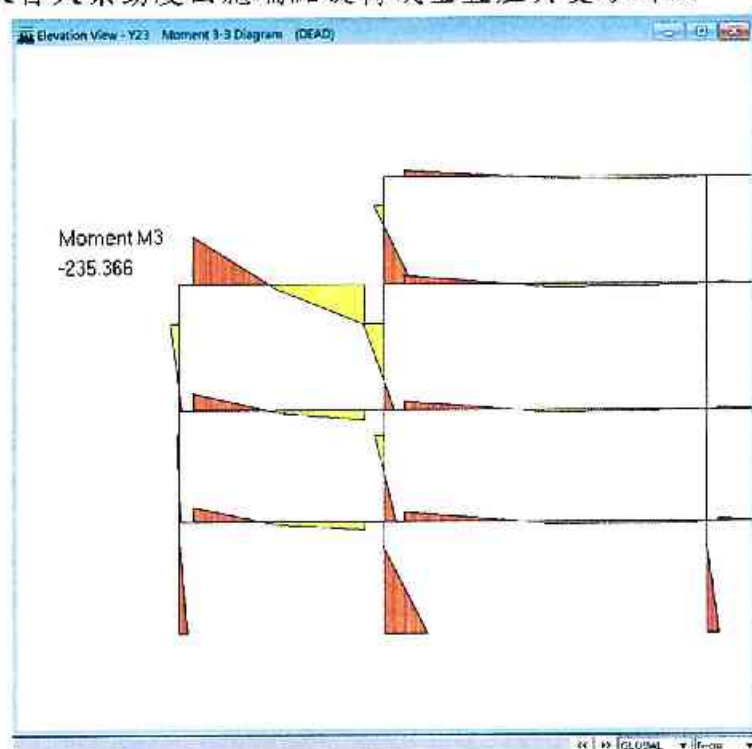
A3-2區大樑起 始端垂直彎矩	樓層	彎矩 (Kv)		剪力 (Kv)	
		端點最大彎矩	端點平均彎矩	端點最大剪力	端點平均剪力
		tf-m	tf-m	tf	tf
	1F	224.0	30.4	177.8	12.9
	B1_B2	71.9	9.2	76.0	3.9
	B3	1720.2	249.6	277.4	64.1

Y向地震動力分析SPECY

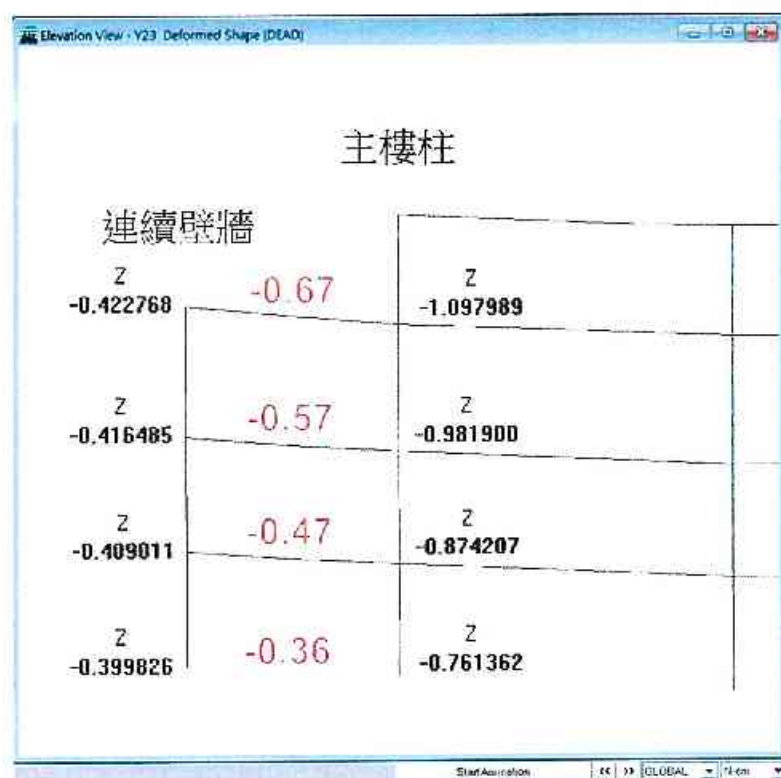
A3-2區大樑起 始端垂直彎矩	樓層	彎矩 (Kv)		剪力 (Kv)	
		端點最大彎矩	端點平均彎矩	端點最大剪力	端點平均剪力
		tf-m	tf-m	tf	tf
	1F	202.5	23.8	160.6	9.7
	B1_B2	72.3	8.5	77.6	3.7
	B3	2630.4	265.1	491.8	65.4

其中自重作用下之梁端柱面最大彎矩約為平均彎矩的5倍，顯示有較大彎矩需求的梁為少數，經查1F產生最大自重彎矩的位置，係位於下圖A3-2區結構分析平面圖中Y23軸線上BX3-BX5之間編號為B90的大樑。

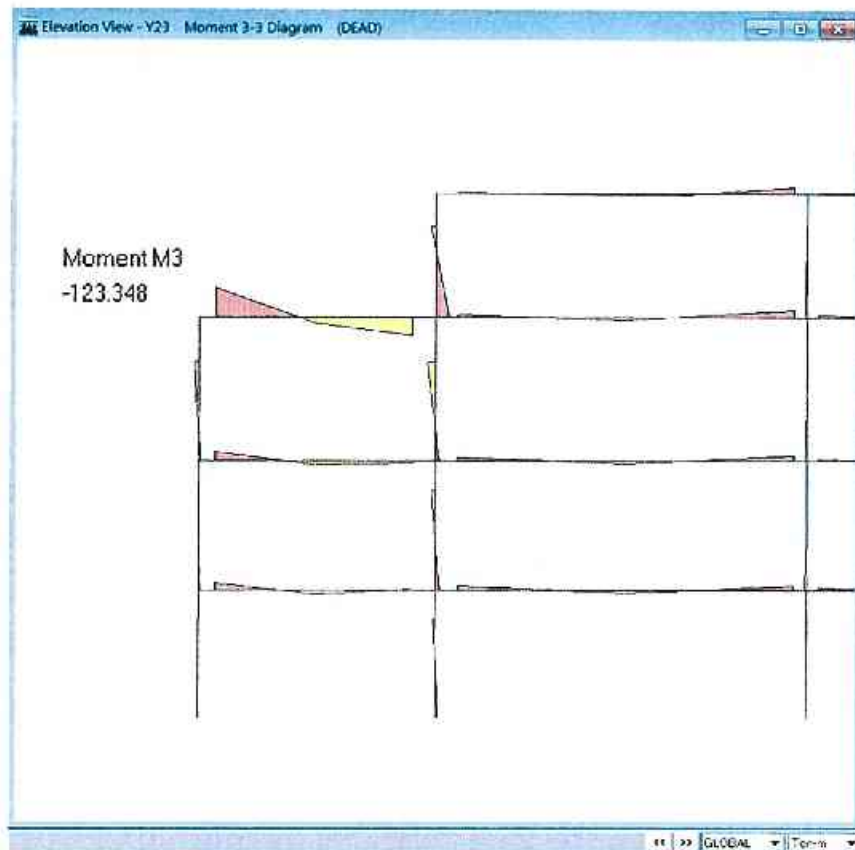
圖為主結構與連續壁間之地下室局部構件彎矩圖，1F連接主樓柱與連續壁的大梁最大負彎矩為235tf-m(臨界斷面211tf-m)。由彎矩分布可知該梁彎矩來自大梁勁度因應端點旋轉或垂直差異變形所致。



由下圖各梁端的垂直變位顯示，連接主樓柱與連續壁的1F大梁，兩端垂直變形分別為1.1、0.42cm，顯示主樓柱端之下沉量較牆端多0.67cm，而此一差異變形就是形成該大梁最大自重彎矩的來源。而彎矩的作用方向分別造成接主樓柱的梁端下緣與接連續壁的梁端上緣受拉。

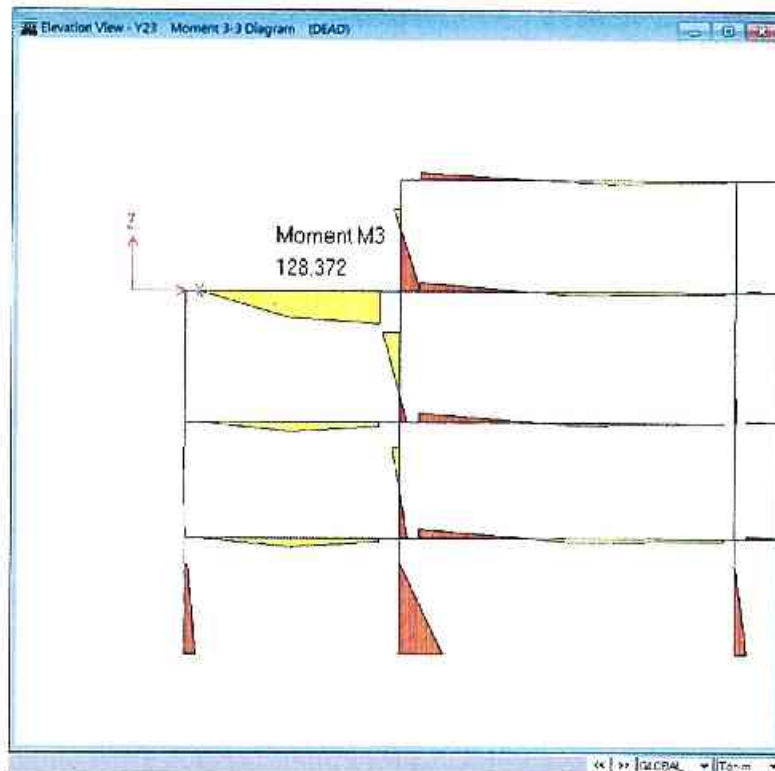


而地下室大樑兩端的垂直差異變形主要來自基礎沉陷與柱受壓累計變形兩部分，以前述1F大樑兩端差異變形0.67cm為例，主樓柱與連續壁下方的基礎差異沉陷為0.36cm，另外的0.31cm則為地下室主樓柱與連續壁受壓累計變形的差異，以下圖不考慮土壤變形的分析結果為例。自重造成的1F大樑彎矩由235tf-m降為123tf-m。顯示基礎土壤變形對於地下室固接大樑配筋需求之影響非常大。

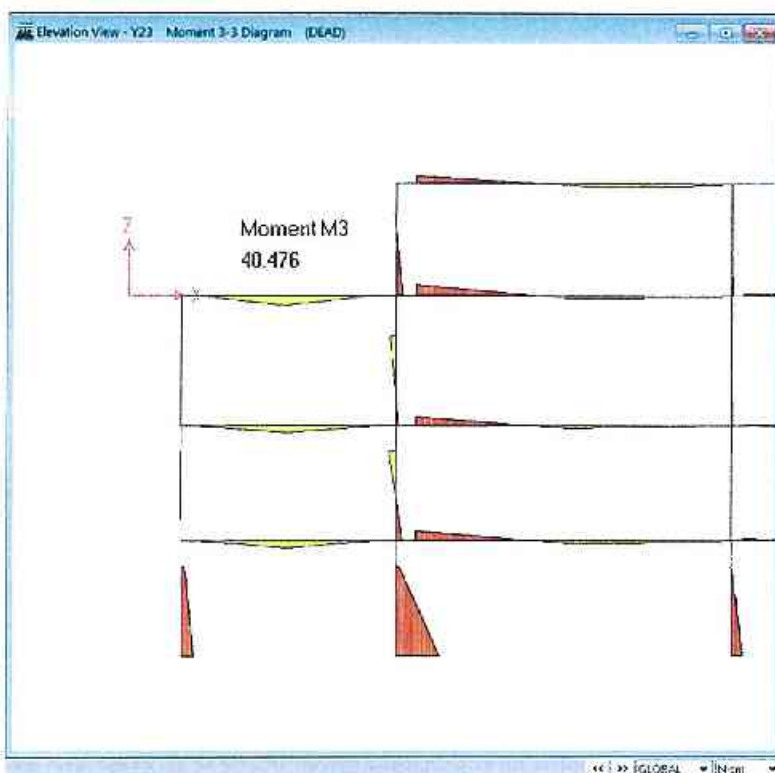


下圖為自重與活載重組合下之彎矩配筋需求與實際配筋之對照圖，顯示前述1F大樑之既有配筋並無法提供彈性分析強度需求，此時並不意味該梁就一定有安全上的顧慮，因為梁端開裂後勁度下降，相對端點的束制彎矩會隨之減小，最終則達到配筋強度與斷面彎矩達到平衡穩定的變形狀態。此時只要大樑具有足夠的韌性與剪力強度就可維持本身構件的垂直力穩定而不致斷裂破壞。

如圖分析結果顯示，1F梁端最大自重彎矩大幅減少約45%，惟梁中央正彎矩增加。



如果兩端均假設為理想的鉸支端時，大梁端點的轉動或變形都不會對大梁產生彎矩，則大梁的所有設計彎矩均來自直接作用於大梁上方的載重。圖示1F大梁最大垂直力彎矩發生在梁中央，僅約為兩端固接最大分析彎矩的1/15。顯示地下室大梁的配筋往往受到差異變形造成的彈性彎矩所控制。



綜上所述，當大樑的部分強度需求來自端部的變形時，該部分載重的大小與端點變形量、大樑勁度及其端部邊界條件相關，不同的設計邏輯、分析假設，所需配筋強度需求與相應的接合細部大相逕庭，只要大樑具有足夠的變形能力與對應的基本強度需求都可得到一定的垂直力穩定的安全要求，惟對於使用性而言仍會有差異。

以大梁端部設為固端接合的狀況而言，該梁所須承受因應端部變形所產生的彎矩最大，當配筋足夠時的大梁勁度最高，垂直變形量最小，大梁裂縫也最小，反之當大梁端點假設為鉸支端時，該端部雖然不產生束制彎矩，但須具備相對變形下自由轉動的能力，澆置一體的大梁則需開裂以形成所需轉角。惟實務上滿足大梁兩端均為鉸接的接合細部並不容易達成。一般設計雖然允許適度開裂以釋放部分束制造成的彎矩至斷面配筋強度。但是大梁開裂後的等值勁度折減比例不應過小以控制大樑裂縫寬度不致影響使用性。

而由各區結構分析與既有配筋比對的結果顯示，主樓區範圍內的地下室大梁則受差異變形影響較小而既有配筋多能符合設計需求。而前述主樓區柱與連續壁之間的地下室大梁配筋不滿足梁端剛接下之差異變形彎矩的現象。普遍發生於各區連接主樓區柱-連續壁或連接主樓區柱-中庭柱的大梁而有開裂之虞。

伍、地下室裂縫主要原因與補強建議

針對本工程地下室裂縫之發生、裂縫對安全的影響與補強需求建議分述如下：

(一) 地下室裂縫主要原因探討：

由各區彈性分析結果與前述大梁配筋需求與既有配筋圖比對結果顯示，各區大樑斷面需要調整或鋼筋不足的區域主要分布於地下室主樓區外圍一跨的大樑，其中主結構與連續壁相連的大梁，既有配筋與彈性分析的需求鋼筋相差最多，也正是此次地下室裂縫發生最顯著的地方，因此從分析設計的角度可以判斷這些大梁的配筋因為無法承受大梁兩端差異變形所產生的束制彎矩，是造成此次地下室大梁系統性開裂的最大原因

(二) 差異沉陷彎矩的特性：

地下室的大梁除了傳遞地下室當層的載重外，大樑兩端的柱(牆)如果有差異變形產生，如果梁端不允許自由轉動也會造成大樑產生額外的設計彎矩與剪力需求，該彎矩剪力的大小與下列參數有關

- (1) 與差異變形的大小成正比
- (2) 與梁長成反比
- (3) 與梁勁度成正比
- (4) 與梁的端部束制條件(邊界條件)成比例 梁端的束制性越高，對應的彎矩剪力愈大，相對應需要足夠的鋼筋量以盡量維持構件的連續性，當鋼筋量不足時，樑就會產生開裂，梁端的束制隨梁開裂而降低。

(三) 地下室大樑是否持續開裂：

差異變形持續擴大或地震額外造成差異變形才會造成進一步的開裂，目前主體結構已完成，結構體自重造成的差異變形大致已完成，住戶裝修與家具雖會造成進一步的差異變形，但如以有效累計平均載重 $200 \times 40\% = 80 \text{ kg/m}^2$ 計算，所產生的長期差異變形約為目前的 $1/15 \sim 1/18$ 。

(四) 地下室開裂大梁對耐震安全的影響

一般上地下室大梁所承受的地震彎矩不大，主樓外圍大梁受地震造成的差異變形則為短期效應，如果允許開裂時，束制彎矩隨之下降，只要柱及其他梁能提供力量重分配後的強度需求亦可滿足耐震安全的需求，惟合理的設計仍應兼顧安全性與使用性而仍需配置適當的鋼筋以控制裂縫寬度在容許範圍內。

(五) 地下室補強建議

依據上述說明，雖然地下室大梁開裂後束制彎矩隨之下降，也具有相當的重分配能力，但部分裂縫大小已超出規範對於使用性的限制，地

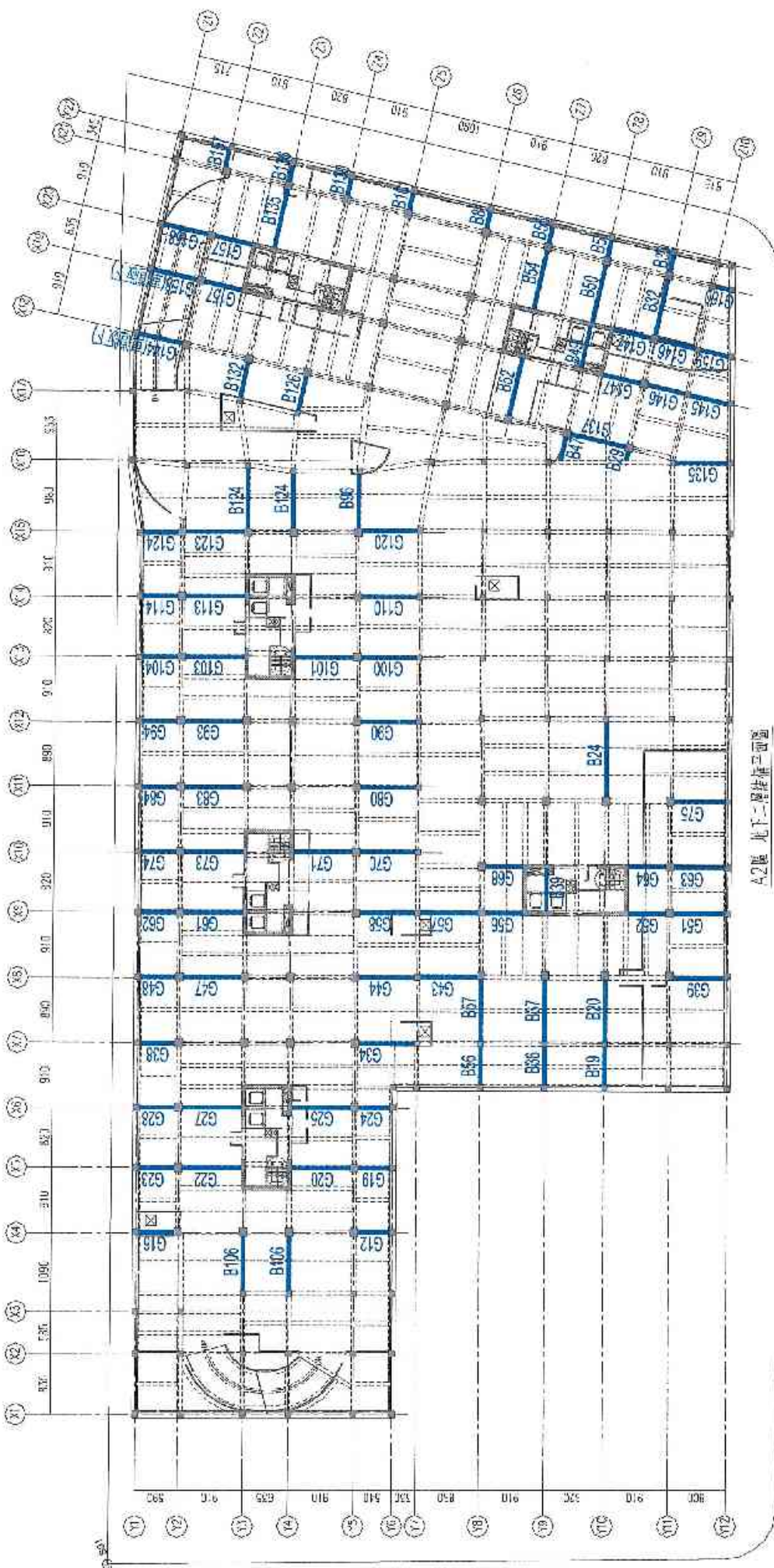
震發生時也會產生額外裂縫，因此建議仍應適當補強。補強的範圍如依據彈性分析的強度需求進行比對時，大樑可採用開裂後的彈性折減勁度或其他合理方式模擬。下列圖面即以A2區為例，將地下室大梁彈性勁度折減30%模擬後進行彈性分析後，標示大梁配筋不足的位置示意圖，惟大樑設計強度需求隨勁度與邊界條件改變而有所不同，需要補強的範圍亦隨之調整。建議後續進行補強設計時，可依據規範所允許之勁度折減範圍進行分析參數的調整，並配合現況以決定對應的補強範圍、形式與適合的細部。



1. 本圖為地下二樓結構平面圖，所有尺寸均以公尺為單位。
 2. 本圖之結構設計，係根據建築師提供之圖說及相關規範進行。
 3. 本圖之結構設計，係根據建築師提供之圖說及相關規範進行。
 4. 本圖之結構設計，係根據建築師提供之圖說及相關規範進行。
 5. 本圖之結構設計，係根據建築師提供之圖說及相關規範進行。



A2層 地下二樓結構平面圖



陸、 地上結構耐震性能評估

依據現行耐震設計規範，目前建築物耐震設計之基本原則，係使建築物結構體在30年回歸期之中小度地震時保持在彈性限度內；475年回歸期之設計地震時容許產生塑性變形，但韌性需求不得超過容許韌性容量；2500年回歸期之最大考量地震時則使用之韌性可以達規定之韌性容量。

結構設計時則依據規範所訂定的構造系統韌性容量所推導的等值地震靜力進行彈性分析設計。以確保結構體具有基本的強度。設計地震與最大考量地震所需的韌性則預期由構件韌性設計的方法提供。本工程原設計亦採用此流程並通過相關結構審查，而由原設計專業技師負責。

本鑒核過程中嘗試建立地上層彈性分析模型以評估相同設計載重條件下的梁、柱配筋需求，比對結果顯示鑒核分析之需求鋼筋與既有圖說配筋之間有多有少，考慮不同設計邏輯與分析假設的結構反應各有差異，其相同位置構件所需強度與配筋需求因此有所不同。故本鑒核不擬以彈性分析配筋量比對方式判斷原設計之耐震設計適當性。

本節則以側推分析的方法進行耐震規範第八章“既有建築物之耐震能力評估”，以識別地上層結構物承受大地震之能力。側推分析係採用ETABS分析程式，其中RC梁、柱、牆等構件塑性鉸性質則採用內政部建築研究所於2005年起與宋裕祺，蔡益超等教授協同研究案開發的鋼筋混凝土耐震能力評估系統SERC B (Seismic Evaluation of RC Building, SERCB)程式進行計算，該程式於業界廣受工程師使用於既有結構耐震性能評估。本分析即藉由SERC B 程式所提供之梁柱斷面彎矩-曲率分析、構件剪力行為分析、剪力牆等值斜撐等分析模組，輸入構件斷面、尺寸、配筋與材料強度等參數以執行ETABS側推分析所需之構件非線性性質運算，而其中SERC B將混凝土斷面開裂視為臨界狀態而併入於RC斷面的彎矩曲率性質計算，此一方式雖可得到合理的模擬，但應用於ETABS中小度地震分析時，會有構件提前降伏的判別疑慮，本分析則將梁構件的開裂彎矩值簡化以降伏強度值輸入，期以降低程式過早判斷構件降伏的比例與程度。

此外側推模型未將隔間、隔戶、外牆等非結構牆之影響列入考量。並選擇A2區之E棟、A3-2區之I棟與A6-2區之F棟等三棟地上結構物為代表以進行耐震能力評估之分析，評估結果顯示，所選擇之三棟結構分析例均可符合規範所要求之475年回歸期地震下之安全性能檢核標準，茲就性能檢核標準與各棟評估結果分述如下：

(一) 耐震性能檢核標準

本評估係採用美國FEMA356建議之既有建築物耐震能力評估標準，以判別設計地震下之性能是否符合設計規定，檢核項目包含樓層最大層間位移角限制及梁、柱、牆之容許塑性鉸變形量，一般而言，新建建物之

所核心混凝土圍束效果比FEMA356適用的既有建物好，因此採用FEMA的容許塑性鉸變形量為標準應屬保守。

(1) 最大層間位移角

Chapter 1: Rehabilitation Requirements

Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage^{1, 2, 3}—Vertical Elements

Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking ($<1/8"$ width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks $<1/8"$ wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints $<1/16"$ width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent
Steel Moment Frames	Primary	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Hinges form. Local buckling of some beam elements. Severe joint distortion; isolated moment connection fractures, but shear connections remain intact. A few elements may experience partial fracture.	Minor local yielding at a few places. No fractures. Minor buckling or observable permanent distortion of members.
	Secondary	Same as primary.	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Same as primary.
	Drift	5% transient or permanent	2.5% transient; 1% permanent	0.7% transient; negligible permanent
Braced Steel Frames	Primary	Extensive yielding and buckling of braces. Many braces and their connections may fail.	Many braces yield or buckle but do not totally fail. Many connections may fail.	Minor yielding or buckling of braces.
	Secondary	Same as primary.	Same as primary.	Same as primary.
	Drift	2% transient or permanent	1.5% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent

(2) 梁塑性铰

Table 6-7 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions	Modeling Parameters ³			Acceptance Criteria ³						
	Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians						
				Performance Level						
				Component Type						
				IO	Primary		Secondary		LS	CP
LS	CP	LS	CP							
i. Beams controlled by flexure ¹										
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{P}{b_w d \sqrt{f'_c}}$								
≤ 0.0	C	≤ 3	0.025	0.05	0.2	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
≤ 0.0	C	≥ 6	0.02	0.04	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.04
≥ 0.5	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≥ 0.5	C	≥ 6	0.015	0.02	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.02
≤ 0.0	NC	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.01	0.02	0.02	0.03
≤ 0.0	NC	≥ 6	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.005	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≤ 3	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.01	0.01	0.015
≥ 0.5	NC	≥ 6	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.005	0.005	0.01
ii. Beams controlled by shear ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ¹										
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.0020	0.0030	0.005	0.01
iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ¹										
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.01	0.015	0.02	0.03

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the maximum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at $\leq d/3$, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (F_y) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.

(3) 柱塑性铰

Table 6-8 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters ⁴			Acceptance Criteria ⁴				
			Plastic Rotation Angle, radians		Residual Strength Ratio	Plastic Rotation Angle, radians				
						Performance Level				
						Component Type				
						IO	Primary		Secondary	
LS	CP	LS	CP							
			a	b	c					
i. Columns controlled by flexure ¹										
$\frac{P}{A_g f_c}$	Trans. Reinf. ²	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f_c}}$								
≤ 0.1	C	≤ 3	0.02	0.03	0.2	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
≤ 0.1	C	≥ 6	0.016	0.024	0.2	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
≥ 0.4	C	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.003	0.012	0.015	0.018	0.025
≥ 0.4	C	≥ 6	0.012	0.02	0.2	0.003	0.01	0.012	0.013	0.02
≤ 0.1	NC	≤ 3	0.006	0.016	0.2	0.005	0.005	0.008	0.01	0.015
≤ 0.1	NC	≥ 6	0.005	0.012	0.2	0.005	0.004	0.005	0.008	0.012
≥ 0.4	NC	≤ 3	0.003	0.01	0.2	0.002	0.002	0.003	0.006	0.01
≥ 0.4	NC	≥ 6	0.002	0.008	0.2	0.002	0.002	0.002	0.005	0.008
ii. Columns controlled by shear ^{1,3}										
All cases ⁵			—	—	—	—	—	—	0.030	0.040
iii. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^{1,3}										
Hoop spacing ≤ d/2			0.01	0.02	0.4	0.005	0.005	0.01	0.01	0.02
Hoop spacing > d/2			0.0	0.01	0.2	0.0	0.0	0.0	0.005	0.01
iv. Columns with axial loads exceeding 0.70P _o ^{1,3}										
Conforming hoops over the entire length			0.015	0.025	0.02	0.0	0.005	0.01	0.01	0.02
All other cases			0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

- When more than one of the conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
- "C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement. A component is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_h) is at least three-fourths of the design shear. Otherwise, the component is considered nonconforming.
- To qualify, columns must have transverse reinforcement consisting of hoops. Otherwise, actions shall be treated as force-controlled.
- Linear interpolation between values listed in the table shall be permitted.
- For columns controlled by shear, see Section 6.5.2.4.2 for acceptance criteria.

(4) 牆塑性

Table 6-19 Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Members Controlled by Shear

Conditions	Total Drift Ratio (%), or Chord Rotation (radians) ¹		Residual Strength Ratio	Acceptable Total Drift (%) or Chord Rotation (radians) ¹					
				Performance Level					
				Component Type					
				IO	Primary		Secondary		LS
	LS	CP	LS		CP				
I. Shear walls and wall segments									
All shear walls and wall segments ²	0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75	0.75	1.5	
II. Shear wall coupling beams ⁴									
Longitudinal reinforcement and transverse reinforcement ³	$\frac{\text{Shear}}{l_w l_w \sqrt{f'_c}}$								
Conventional longitudinal reinforcement with conforming transverse reinforcement	≤ 3	0.002	0.030	0.60	0.006	0.015	0.020	0.020	0.030
	≥ 6	0.016	0.024	0.30	0.005	0.012	0.016	0.016	0.024
Conventional longitudinal reinforcement with nonconforming transverse reinforcement	≤ 3	0.012	0.025	0.40	0.006	0.008	0.010	0.010	0.020
	≥ 6	0.008	0.014	0.20	0.004	0.006	0.007	0.007	0.012

1. For shear walls and wall segments, use drift; for coupling beams, use chord rotation; refer to Figures 6-3 and 6-4.

2. For shear walls and wall segments where inelastic behavior is governed by shear, the axial load on the member must be ≤ 0.15 $A_g f'_c$; otherwise, the member must be treated as a force-controlled component.

3. Conventional longitudinal reinforcement consists of top and bottom steel parallel to the longitudinal axis of the coupling beam. Conforming transverse reinforcement consists of: (a) closed stirrups over the entire length of the coupling beam at a spacing ≤ $d/3$, and (b) strength of closed stirrups P_u ≥ 3/4 of required shear strength of the coupling beam.

4. For secondary coupling beams spanning < 8'-0", with bottom reinforcement continuous into the supporting walls, secondary values shall be permitted to be doubled.

(4)最大層間位移角

Chapter 1: Rehabilitation Requirements

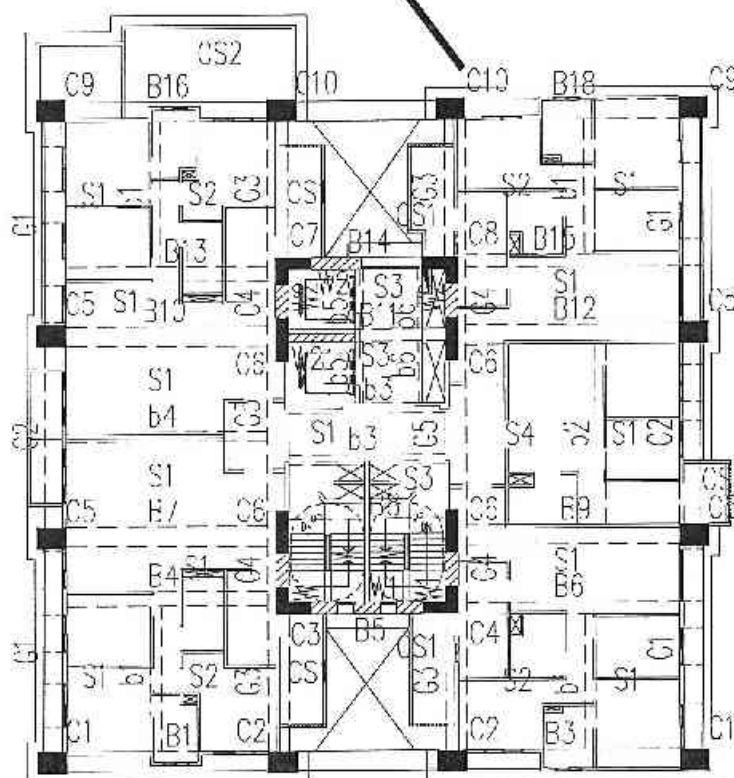
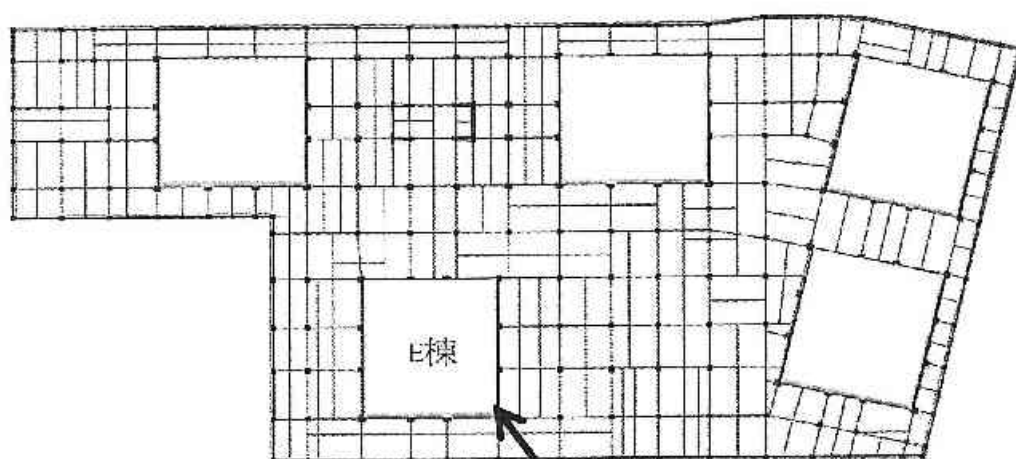
Table C1-3 Structural Performance Levels and Damage^{1, 2, 3}—Vertical Elements

Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Concrete Frames	Primary	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Extensive damage to beams. Spalling of cover and shear cracking (<1/8" width) for ductile columns. Minor spalling in nonductile columns. Joint cracks <1/8" wide.	Minor hairline cracking. Limited yielding possible at a few locations. No crushing (strains below 0.003).
	Secondary	Extensive spalling in columns (limited shortening) and beams. Severe joint damage. Some reinforcing buckled.	Extensive cracking and hinge formation in ductile elements. Limited cracking and/or splice failure in some nonductile columns. Severe damage in short columns.	Minor spalling in a few places in ductile columns and beams. Flexural cracking in beams and columns. Shear cracking in joints <1/16" width.
	Drift	4% transient or permanent	2% transient; 1% permanent	1% transient; negligible permanent
Steel Moment Frames	Primary	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Hinges form. Local buckling of some beam elements. Severe joint distortion; isolated moment connection fractures, but shear connections remain intact. A few elements may experience partial fracture.	Minor local yielding at a few places. No fractures. Minor buckling or observable permanent distortion of members.
	Secondary	Same as primary.	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Same as primary.
	Drift	5% transient or permanent	2.5% transient; 1% permanent	0.7% transient; negligible permanent
Braced Steel Frames	Primary	Extensive yielding and buckling of braces. Many braces and their connections may fail.	Many braces yield or buckle but do not totally fail. Many connections may fail.	Minor yielding or buckling of braces.
	Secondary	Same as primary.	Same as primary.	Same as primary.
	Drift	2% transient or permanent	1.5% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent

(二) A2區-E棟之475年回歸期地震性能檢核結果說明

(1) 基地位置與結構平面

本棟為地上24層之建築物，係坐落於A2區西南隅，標準層結構平面如圖所示。



E棟結構平面圖

(2) 材料強度

原結構設計之材料標稱強度為：

混凝土抗壓強度「c」：

9F以下(含9F梁版、不含基礎梁)：350 kg/cm^2

基礎梁及9F以上：280 kg/cm^2

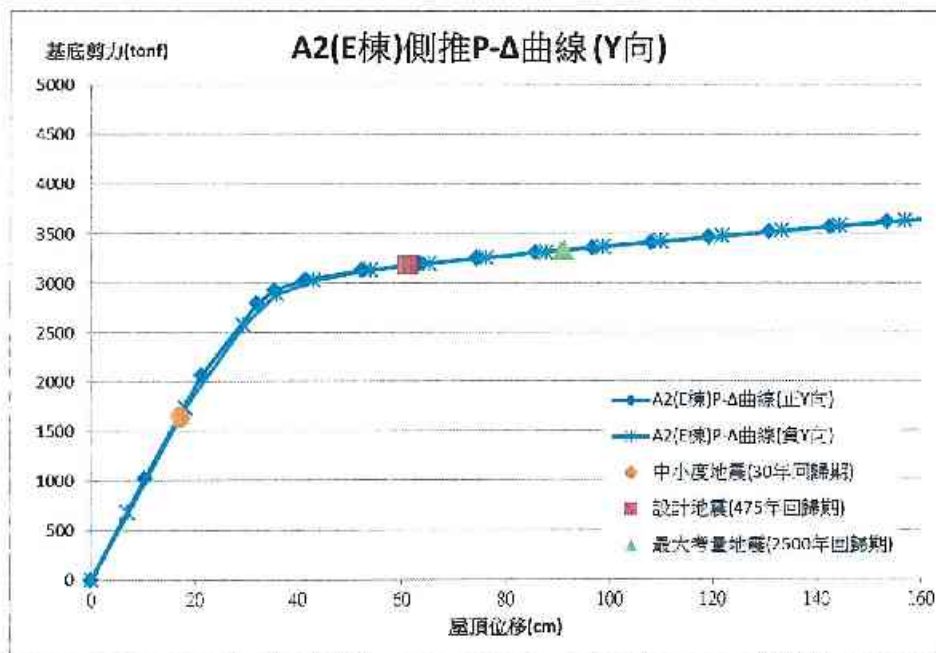
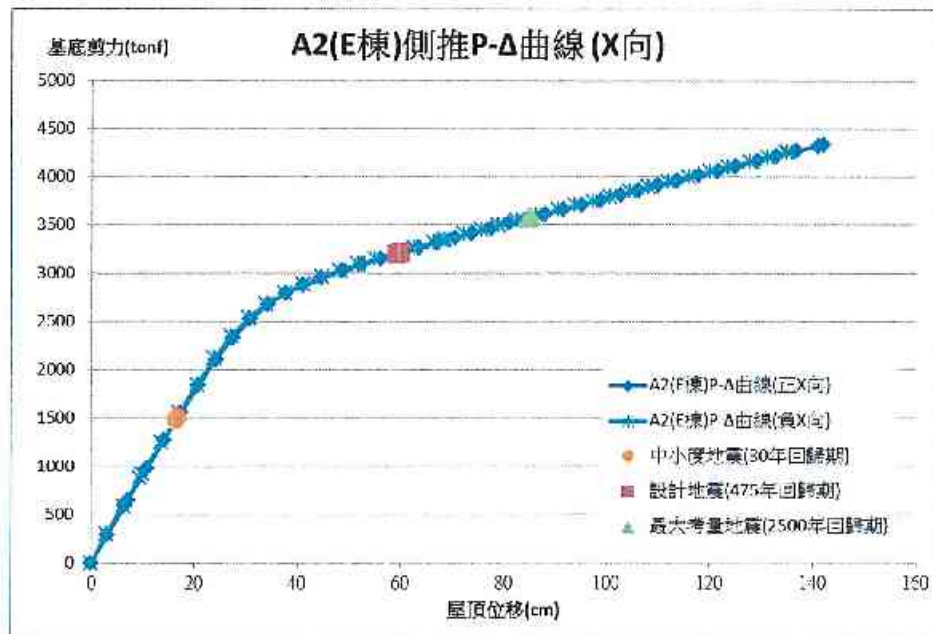
鋼筋降伏強度 f_y ：

#4(含)以上： $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$

#3(含)以下： $f_y \geq 2800 \text{ kg/cm}^2$

(3) 基底剪力位移曲線

下圖為依據側推分析結果所繪之X向、Y向地震基底剪力對應屋頂位移移曲線，其中橫軸為屋頂位移，縱軸為1F基底剪力。



(4) 475年回歸期地震之構件塑性鉸變形量性能檢核

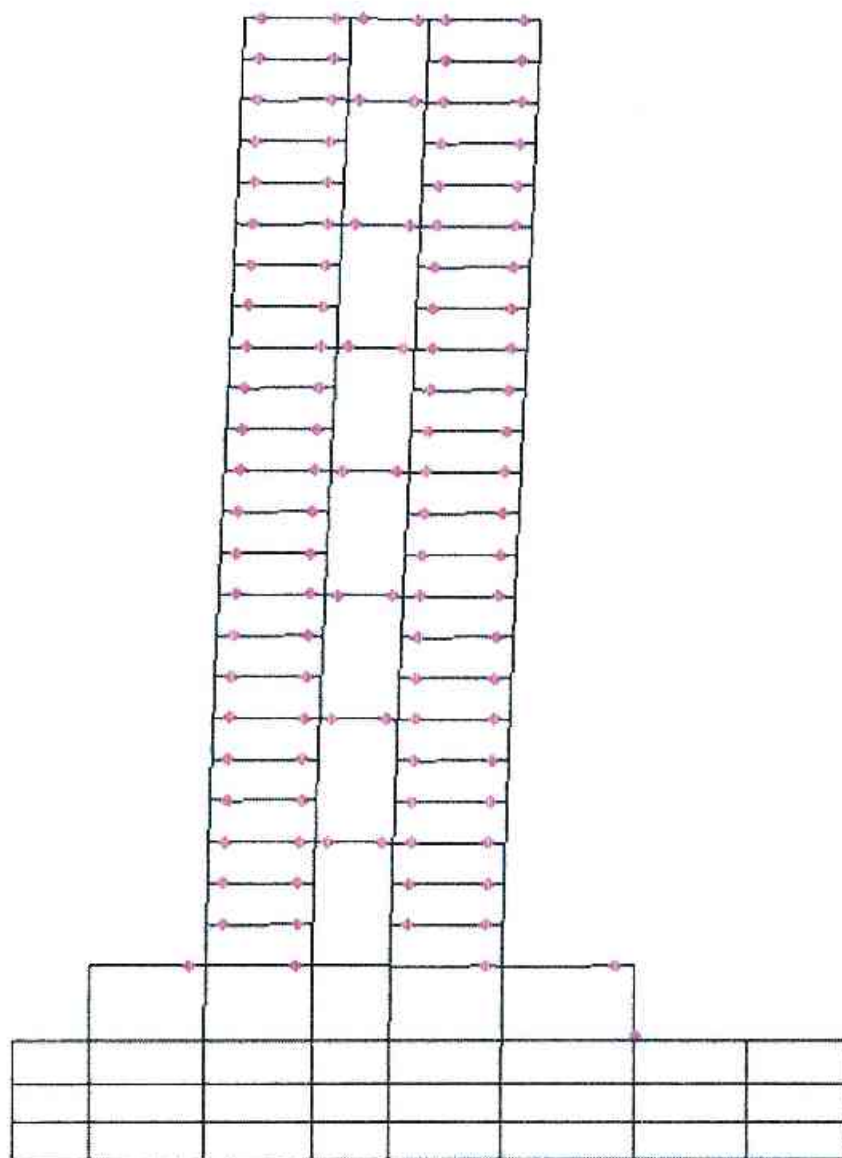
下表為475年回歸期地震下梁柱牆最大塑性鉸的統計結果。

475年回歸期 地震最大塑性 變形	+X向地震	-X向地震	+Y向地震	-Y向地震	LS標準	檢核結果
柱轉角 (rad)	0.00212	0.00208	0.00023	0.00037	<0.01	OK
梁轉角 (rad)	0.00866	0.00879	0.00811	0.00893	<0.01	OK
牆軸向變形 (cm)	0.2414	0.2687	0.0547	0.0612	—	—
牆轉角 (rad)	0.002	0.0022	0.0004	0.0005	<0.003	OK

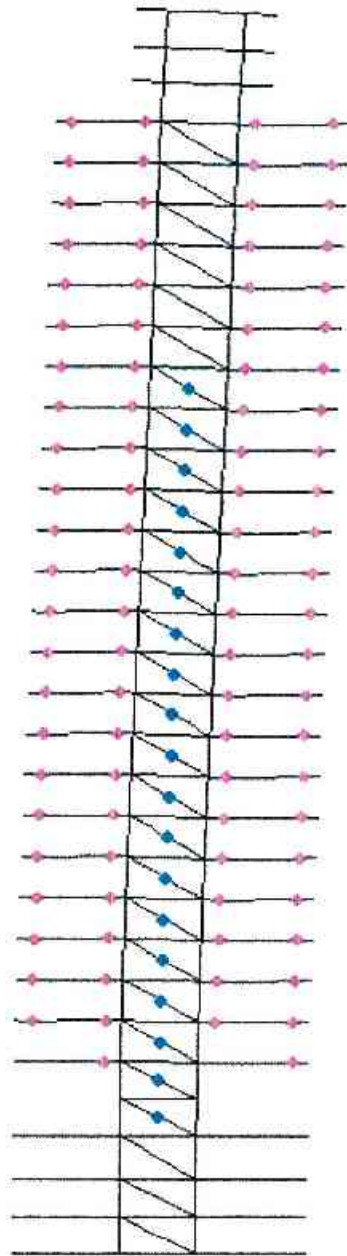
其中X向側推分析結果顯示，475年回歸期性能點對應的最大梁塑性轉角最大為0.0088，低於FEMA356中LS的限制值(0.01)。最大柱塑鉸為0.00212，可符合LS的限制要求，而RC剪力牆產生塑鉸的最大軸向變形只有0.27 cm，換算成當層的Drift只有0.22%，亦符合FEMA356 Table 6-19中生命安全標準LS(Life Safety)的限制值(0.3%)。

而Y向475年回歸期地震之性能分析結果顯示，梁最大塑性轉角為0.0089，柱之最大塑鉸為0.00037，均可符合FEMA356中LS的限制值。RC剪力牆之最大非線性變形量為0.0005，亦低於FEMA356 Table 6-19中LS的限制值(0.3%)

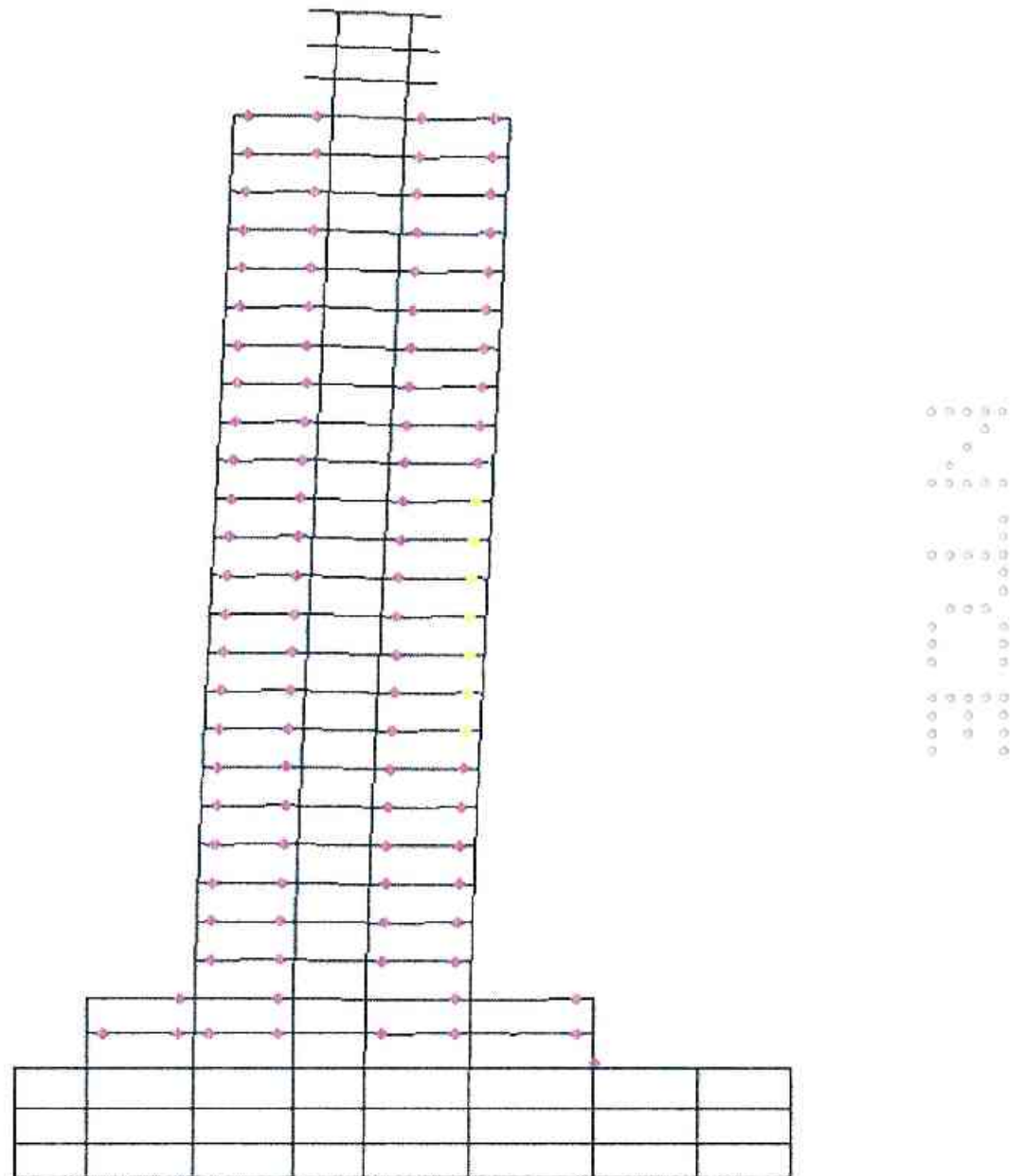
下圖則為475年回歸期地震作用於結構+X向時構架變形與構件塑性鉸分布的示意圖：



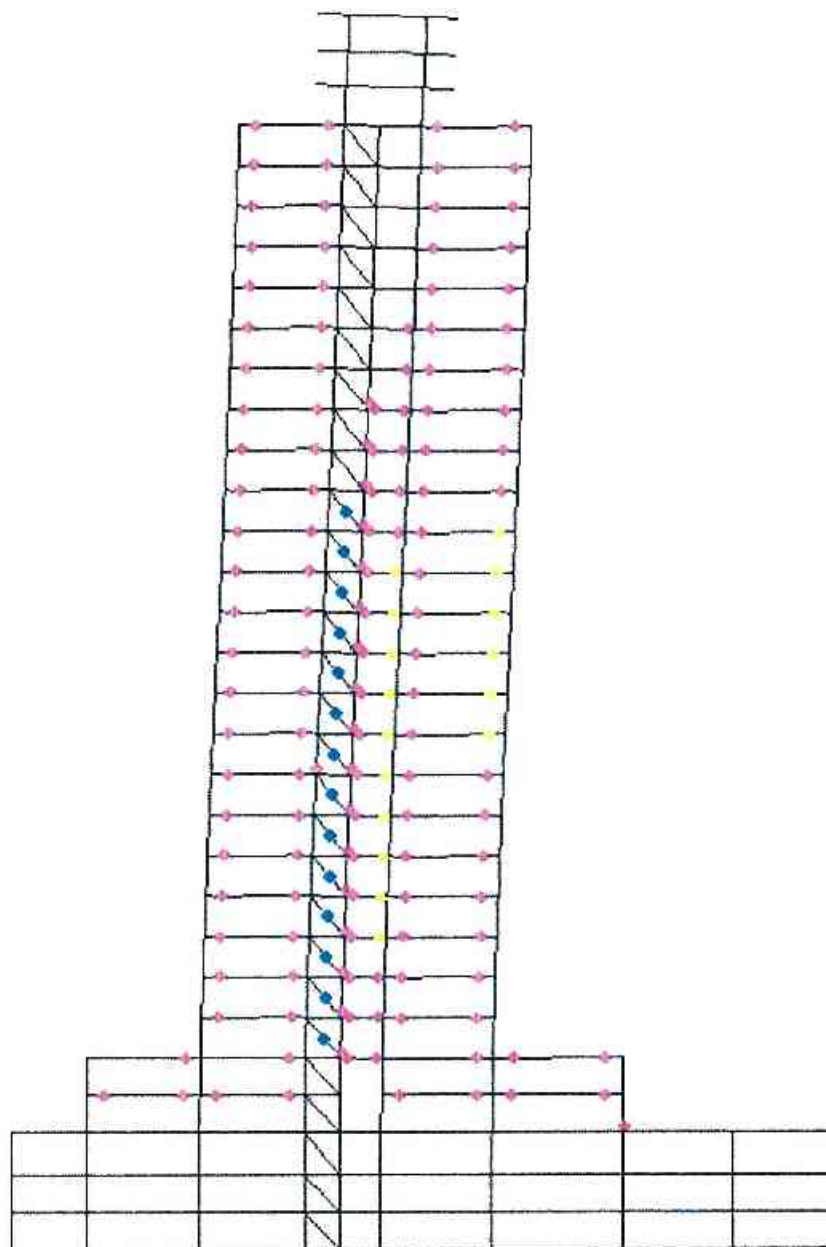
A2-E 棟 475 年回歸期 X 向地震構架變形與塑鉸分布圖



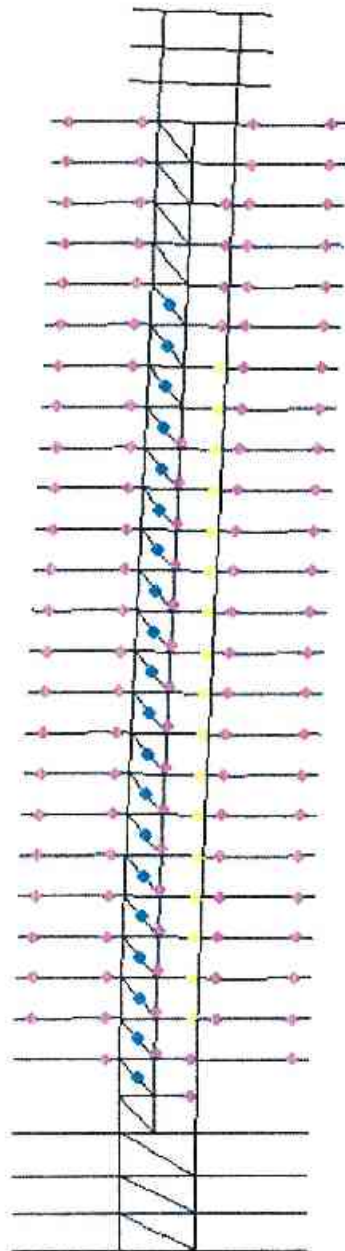
A2-E 棟 475 年回歸期 X 向地震構架變形與塑鉸分布圖



A2-E 棟 475 年回歸期 X 向地震構架變形與塑鉸分布圖

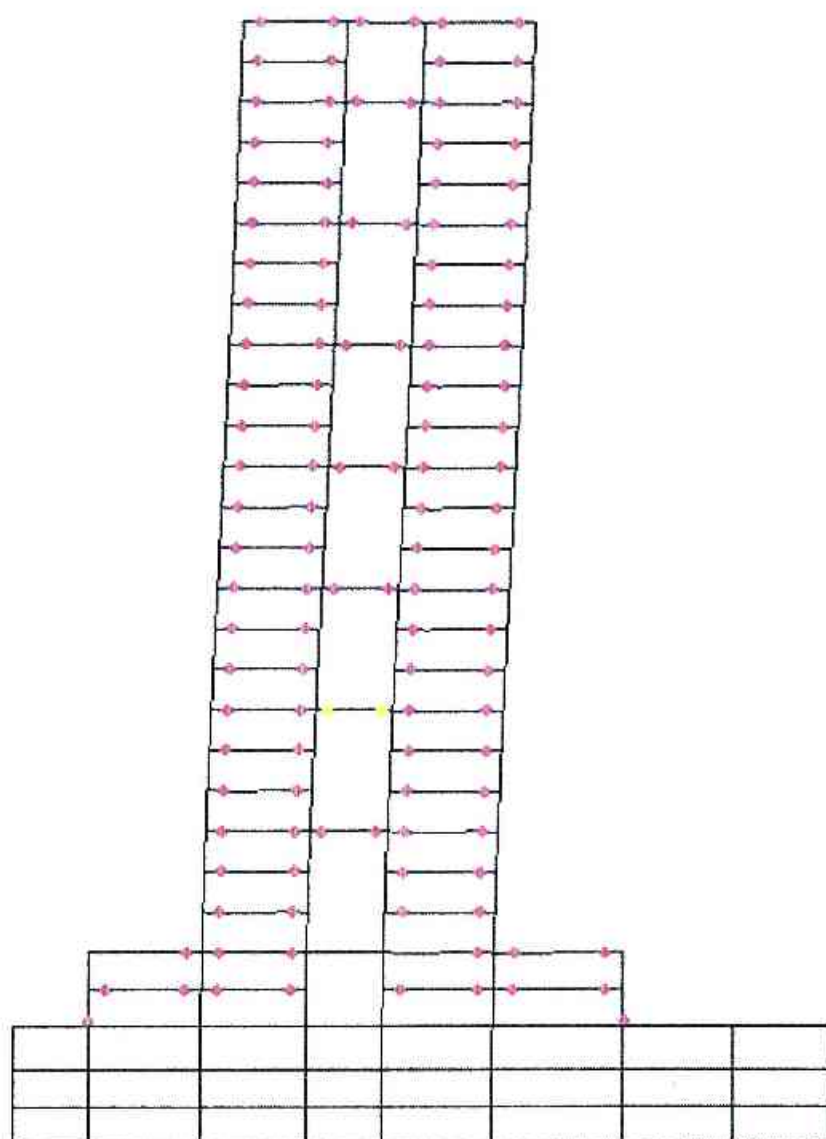


A2-E 棟 475 年回歸期 X 向地震構架變形與塑鉸分布圖



A2-E 棟 475 年回歸期 X 向地震構架變形與塑鉸分布圖

1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
25
26
27
28
29
30
31
32
33
34
35
36
37
38
39
40
41
42
43
44
45
46
47
48
49
50
51
52
53
54
55
56
57
58
59
60
61
62
63
64
65
66
67
68
69
70
71
72
73
74
75
76
77
78
79
80
81
82
83
84
85
86
87
88
89
90
91
92
93
94
95
96
97
98
99
100
101
102
103
104
105
106
107
108
109
110
111
112
113
114
115
116
117
118
119
120
121
122
123
124
125
126
127
128
129
130
131
132
133
134
135
136
137
138
139
140
141
142
143
144
145
146
147
148
149
150
151
152
153
154
155
156
157
158
159
160
161
162
163
164
165
166
167
168
169
170
171
172
173
174
175
176
177
178
179
180
181
182
183
184
185
186
187
188
189
190
191
192
193
194
195
196
197
198
199
200
201
202
203
204
205
206
207
208
209
210
211
212
213
214
215
216
217
218
219
220
221
222
223
224
225
226
227
228
229
230
231
232
233
234
235
236
237
238
239
240
241
242
243
244
245
246
247
248
249
250
251
252
253
254
255
256
257
258
259
260
261
262
263
264
265
266
267
268
269
270
271
272
273
274
275
276
277
278
279
280
281
282
283
284
285
286
287
288
289
290
291
292
293
294
295
296
297
298
299
300
301
302
303
304
305
306
307
308
309
310
311
312
313
314
315
316
317
318
319
320
321
322
323
324
325
326
327
328
329
330
331
332
333
334
335
336
337
338
339
340
341
342
343
344
345
346
347
348
349
350
351
352
353
354
355
356
357
358
359
360
361
362
363
364
365
366
367
368
369
370
371
372
373
374
375
376
377
378
379
380
381
382
383
384
385
386
387
388
389
390
391
392
393
394
395
396
397
398
399
400
401
402
403
404
405
406
407
408
409
410
411
412
413
414
415
416
417
418
419
420
421
422
423
424
425
426
427
428
429
430
431
432
433
434
435
436
437
438
439
440
441
442
443
444
445
446
447
448
449
450
451
452
453
454
455
456
457
458
459
460
461
462
463
464
465
466
467
468
469
470
471
472
473
474
475
476
477
478
479
480
481
482
483
484
485
486
487
488
489
490
491
492
493
494
495
496
497
498
499
500
501
502
503
504
505
506
507
508
509
510
511
512
513
514
515
516
517
518
519
520
521
522
523
524
525
526
527
528
529
530
531
532
533
534
535
536
537
538
539
540
541
542
543
544
545
546
547
548
549
550
551
552
553
554
555
556
557
558
559
560
561
562
563
564
565
566
567
568
569
570
571
572
573
574
575
576
577
578
579
580
581
582
583
584
585
586
587
588
589
590
591
592
593
594
595
596
597
598
599
600
601
602
603
604
605
606
607
608
609
610
611
612
613
614
615
616
617
618
619
620
621
622
623
624
625
626
627
628
629
630
631
632
633
634
635
636
637
638
639
640
641
642
643
644
645
646
647
648
649
650
651
652
653
654
655
656
657
658
659
660
661
662
663
664
665
666
667
668
669
670
671
672
673
674
675
676
677
678
679
680
681
682
683
684
685
686
687
688
689
690
691
692
693
694
695
696
697
698
699
700
701
702
703
704
705
706
707
708
709
710
711
712
713
714
715
716
717
718
719
720
721
722
723
724
725
726
727
728
729
730
731
732
733
734
735
736
737
738
739
740
741
742
743
744
745
746
747
748
749
750
751
752
753
754
755
756
757
758
759
760
761
762
763
764
765
766
767
768
769
770
771
772
773
774
775
776
777
778
779
780
781
782
783
784
785
786
787
788
789
790
791
792
793
794
795
796
797
798
799
800
801
802
803
804
805
806
807
808
809
810
811
812
813
814
815
816
817
818
819
820
821
822
823
824
825
826
827
828
829
830
831
832
833
834
835
836
837
838
839
840
841
842
843
844
845
846
847
848
849
850
851
852
853
854
855
856
857
858
859
860
861
862
863
864
865
866
867
868
869
870
871
872
873
874
875
876
877
878
879
880
881
882
883
884
885
886
887
888
889
890
891
892
893
894
895
896
897
898
899
900
901
902
903
904
905
906
907
908
909
910
911
912
913
914
915
916
917
918
919
920
921
922
923
924
925
926
927
928
929
930
931
932
933
934
935
936
937
938
939
940
941
942
943
944
945
946
947
948
949
950
951
952
953
954
955
956
957
958
959
960
961
962
963
964
965
966
967
968
969
970
971
972
973
974
975
976
977
978
979
980
981
982
983
984
985
986
987
988
989
990
991
992
993
994
995
996
997
998
999
1000



A2-E 棟 175 年回歸期 X 向地震構架變形與塑鉸分布圖

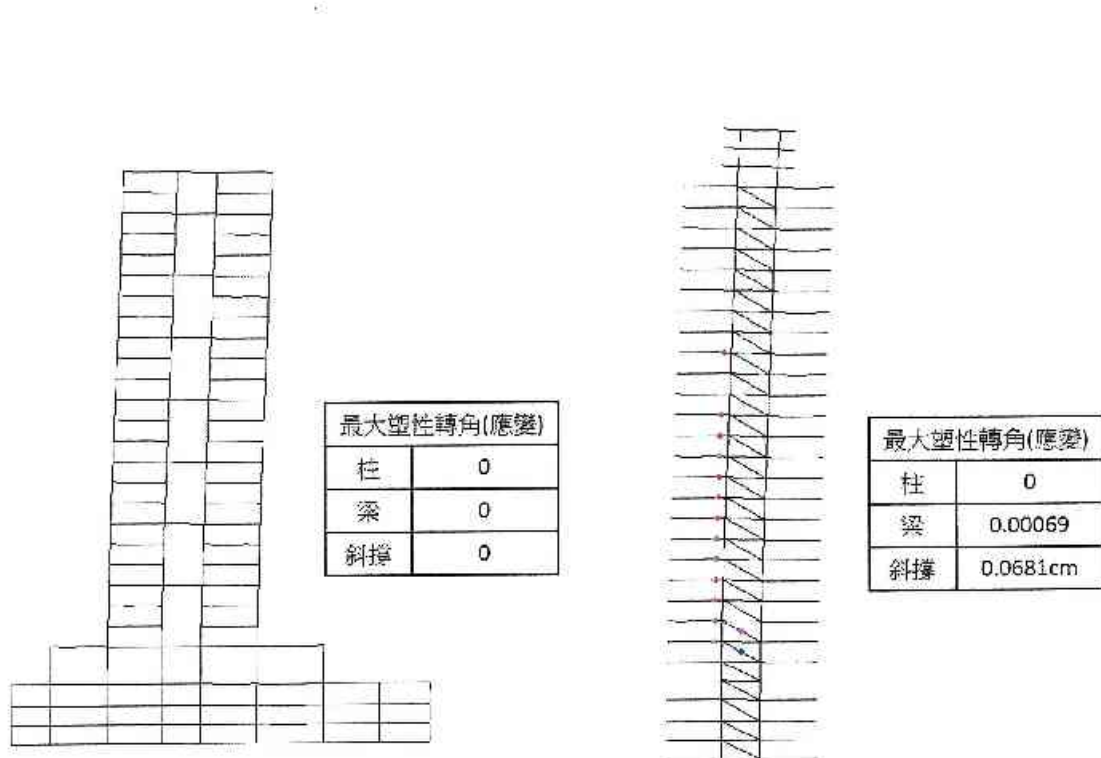
(5) 475年回歸期地震之樓層側位移角性能：

475年回歸期地震下側推分析所得之各樓層側位移角表列如下：兩向最大層間位移角分別為0.99%、1.0%，均可符合FEMA所要求之2%限制標準。

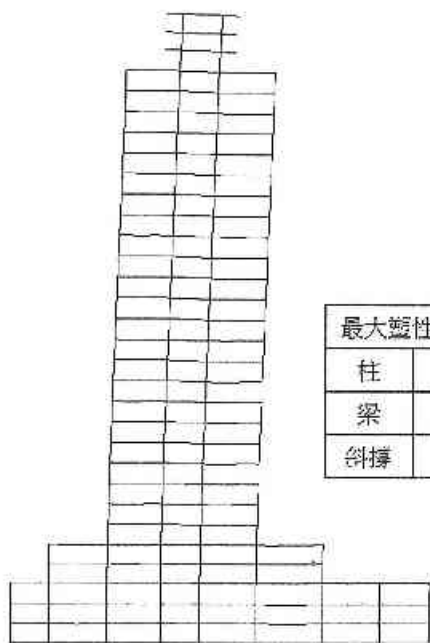
Floor	Drift Ratio (%)			
	(+X向)	(-X向)	(+Y向)	(-Y向)
R1F	0.72	0.76	0.59	0.61
24F	0.74	0.78	0.62	0.65
23F	0.77	0.80	0.67	0.70
22F	0.80	0.83	0.73	0.75
21F	0.82	0.85	0.78	0.81
20F	0.84	0.88	0.83	0.86
19F	0.87	0.91	0.88	0.90
18F	0.88	0.93	0.92	0.94
17F	0.90	0.95	0.95	0.97
16F	0.93	0.97	0.97	0.99
15F	0.93	0.97	0.97	1.00
14F	0.94	0.98	0.98	1.00
13F	0.95	0.99	0.98	1.00
12F	0.93	0.97	0.98	1.00
11F	0.92	0.95	0.96	0.99
10F	0.89	0.93	0.93	0.95
9F	0.83	0.86	0.88	0.90
8F	0.79	0.82	0.84	0.86
7F	0.75	0.78	0.79	0.81
6F	0.69	0.72	0.74	0.76
5F	0.62	0.65	0.68	0.70
4F	0.55	0.58	0.60	0.62
3F	0.44	0.46	0.48	0.51
2F	0.29	0.29	0.31	0.33
極值	0.95	0.99	0.98	1.00
FEMA356 建議上限值	2.00	2.00	2.00	2.00
達到功能性 目標與否	Yes	Yes	Yes	Yes

(6) 2500年與30年回歸期地震之性能檢核

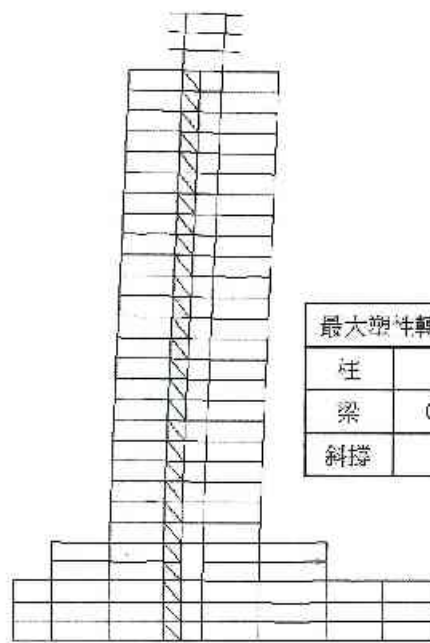
依據國內耐震規範之規定，耐震性能係以475年回歸期地震為評估基準，如依據「小震不壞、中震可修、大震不倒」之基本耐震要求，美國FEMA 356之性能檢核標準，尚包含中小度地震與2500回歸期最大考量地震下之性能需分別符合正常使用IO標準 (Immediate Occupancy)及防止倒塌CP標準 (Collapse Prevention)。容量反應譜分析結果顯示，分析例於2500年回歸期地震下之性能點，對應的結構體最大層間位移角亦可以符合FEMA要求，而以30年回歸期地震作為中小度地震標準進行側推分析時，下圖為A2-E棟各立面構架之變形圖，顯示部分梁、牆輕微進入非線性，建議可適度增加服務核內之剪力牆勁度，避免前述輕微裂損以符合性能需求。惟上述側推分析方法並未將混凝土及鋼筋之現場取樣強度與隔戶、外牆等15cm RC牆之勁度、強度的效應列入考量。



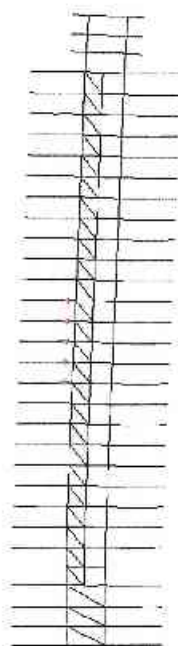
A2-E 棟 30 年回歸期 X 向地震構架變形與塑鉸分布圖



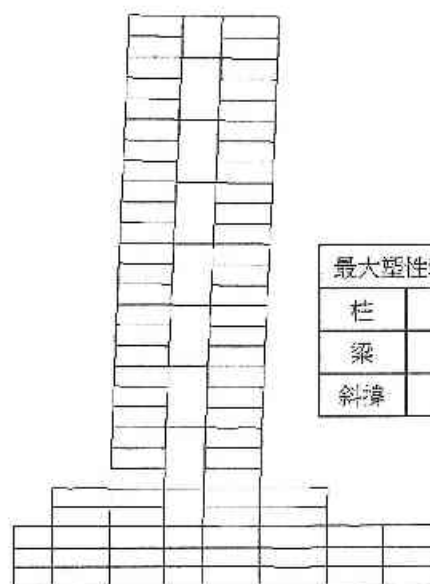
最大塑性轉角(應變)	
柱	0
梁	0.00089
斜撐	0



最大塑性轉角(應變)	
柱	0
梁	0.00027
斜撐	0



最大塑性轉角(應變)	
柱	0
梁	0.00045
斜撐	0



最大塑性轉角(應變)	
柱	0
梁	0
斜撐	0

A2-E 棟 30 年回歸期 X 向地震構架變形與塑鉸分布圖

(4) 475年回歸期地震之構件塑性鉸變形量性能檢核

下表為475年回歸期地震下梁柱牆最大塑性鉸的統計結果。

475年回歸期 地震最大塑性 變形	-X向地震	+Y向地震	LS標準	檢核結果
柱轉角(rad)	0.00307	0.00021	<0.01	OK
梁轉角(rad)	0.0105	0.00771	<0.01	SAY OK
牆軸向變形 (cm)	0.3111	0.0637	—	—
牆轉角(rad)	0.0026	0.0005	<0.003	OK

其中X向側推分析結果顯示，475年回歸期性能點對應的最大梁塑性轉角最大為0.0105，略大於FEMA356中LS的限制值(0.01)，但如前所述，依據現行RC規範設計的梁柱構件，其圍束條件比FEMA訂定的標準高。因此對應的韌性也較好，因此此一分析結果仍屬可接受範圍。

此外最大柱塑鉸為0.003，可符合LS的限制要求，而RC剪力牆產生塑鉸的最大軸向變形只有0.31cm，換算成當層的Drift只有0.26%，亦符合FEMA356 Table 6-19中生命安全標準LS(Life Safety)的限制值(0.3%)。

而Y向475年回歸期地震之性能分析結果顯示，梁最大塑性轉角為0.0077，柱之最大塑鉸為0.00021，均可符合FEMA356中LS的限制值。RC剪力牆之最大非線性轉角變形量為0.0005，亦低於FEMA356 Table 6-19中LS的限制值(0.3%)

(5) 475年回歸期地震之樓層側位移角性能：

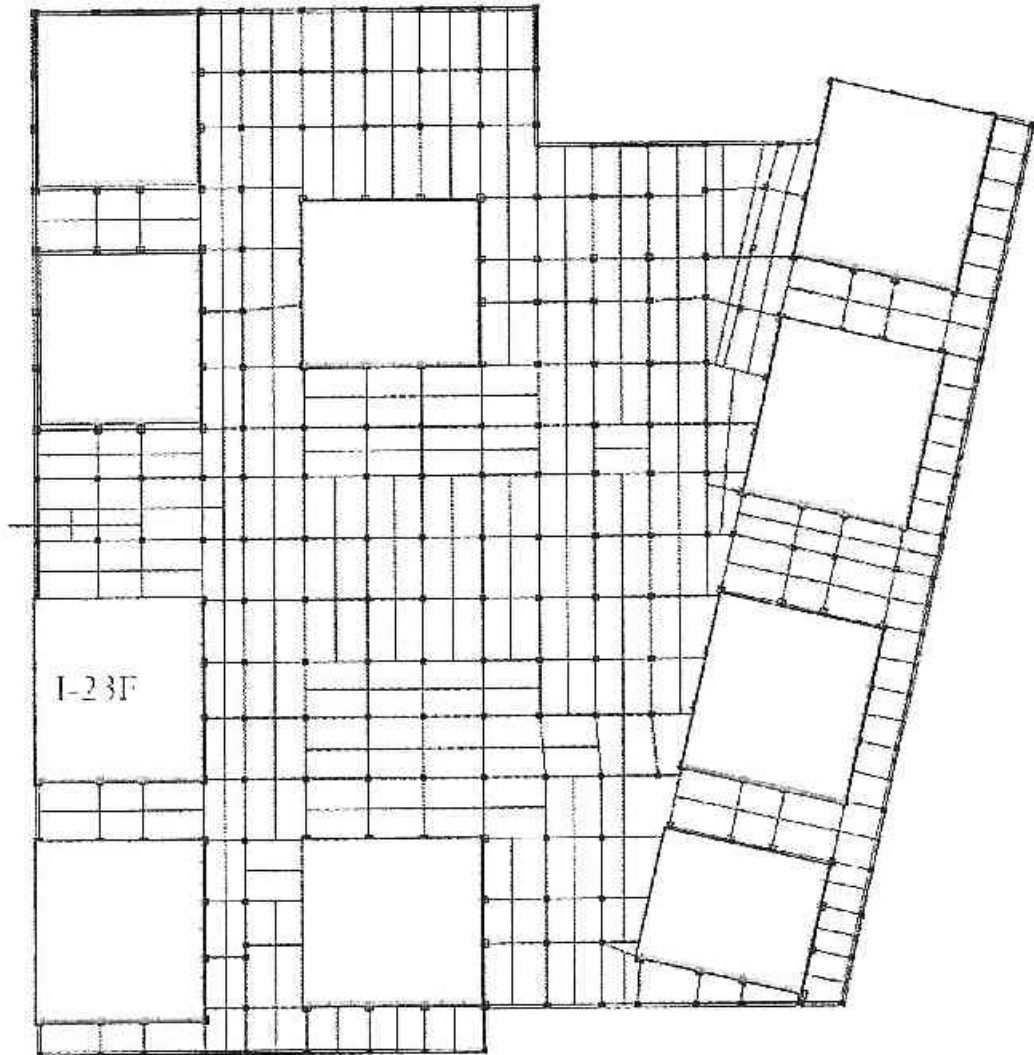
475年回歸期地震下側推分析所得之各樓層側位移角表列如下：兩向最大層間位移角分別為1.02%、0.95%，均可符合FEMA所要求之2%限制標準。

Floor	Drift Ratio (%)	
	(+X向)	(+Y向)
R1F	0.81	0.52
24F	0.83	0.56
23F	0.85	0.61
22F	0.89	0.66
21F	0.90	0.71
20F	0.92	0.76
19F	0.95	0.80
18F	0.97	0.84
17F	0.99	0.88
16F	1.01	0.90
15F	1.01	0.91
14F	1.02	0.93
13F	1.02	0.94
12F	1.00	0.95
11F	0.98	0.95
10F	0.94	0.93
9F	0.88	0.89
8F	0.83	0.86
7F	0.79	0.82
6F	0.72	0.77
5F	0.65	0.71
4F	0.58	0.63
3F	0.48	0.53
2F	0.29	0.33
極值	1.02	0.95
FEMA356 建議上限值	2.00	2.00
達到功能性 目標與否	Yes	Yes

(四) A6-2 區-F 棟之 475 年回歸期地震性能檢核結果說明

(1) 基地位置與結構平面

本棟為地上24層之建築物，係坐落於A3-2區西北隅，結構平面範圍如圖所示。



(2) 材料強度

原結構設計之材料標稱強度為：

混凝土抗壓強度 f_c' ：

9F以下(含9F梁版、不含基礎梁)： 350 kg/cm^2

基礎梁及9F以上： 280 kg/cm^2

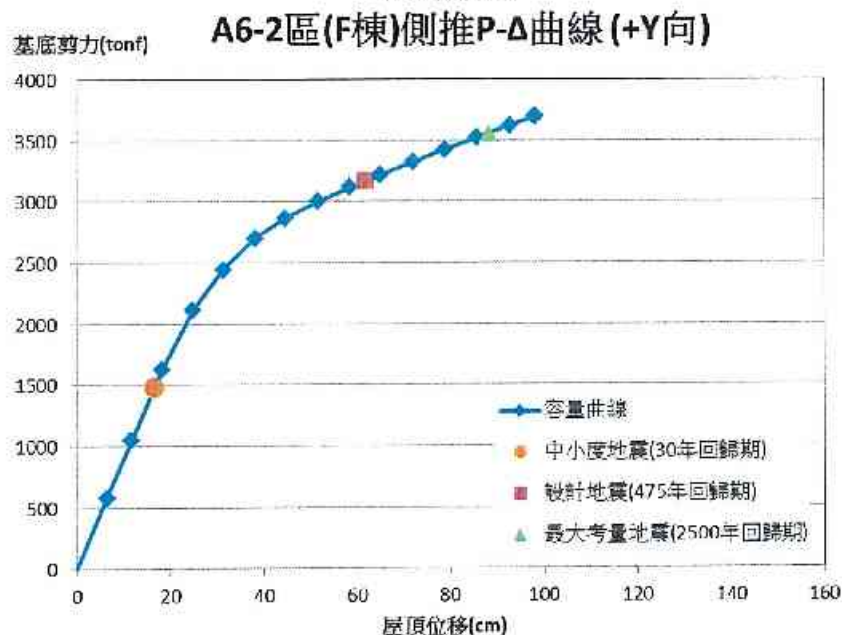
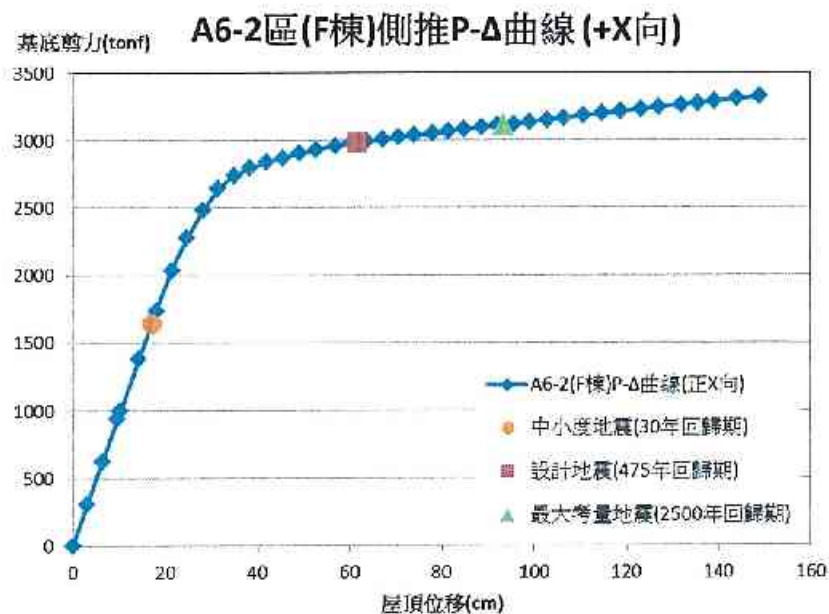
鋼筋降伏強度 f_y ：

#4(含)以上： $f_y \geq 4200 \text{ kg/cm}^2$

#3(含)以下： $f_y \geq 2800 \text{ kg/cm}^2$

(3) 基底剪力位移曲線

下圖為依據側推分析結果所繪之X向、Y向地震基底剪力對應屋頂位移曲線，其中橫軸為屋頂位移，縱軸為1F基底剪力。



(4) 475年回歸期地震之構件塑性鉸變形量性能檢核

下表為475年回歸期地震下梁柱牆最大塑性鉸的統計結果。

475年回歸期 地震最大塑性 變形	+X向地震	+Y向地震	LS標準	檢核結果
柱轉角(rad)	0.00131	0.00481	<0.01	OK
梁轉角(rad)	0.00855	0.00964	<0.01	SAY OK
牆軸向變形 (cm)	0.0438	0.2423	—	—
牆轉角(rad)	0.0003	0.002	<0.003	OK

其中X向側推分析結果顯示，475年回歸期性能點對應的最大梁塑性轉角最大為0.0085，小於FEMA356中LS的限制值(0.01)。

此外最大柱塑鉸為0.0013，可符合LS的限制要求，而RC剪力牆產生塑鉸的最大軸向變形只有0.04cm，換算成當層的Drift只有0.03%，亦符合FEMA356 Table 6-19中生命安全標準LS(Life Safety)的限制值(0.3%)。

而Y向475年回歸期地震之性能分析結果顯示，梁最大塑性轉角為0.00964，柱之最大塑鉸為0.00481，均可符合FEMA356中LS的限制值。RC剪力牆之最大非線性轉角變形量為0.002，亦低於FEMA356 Table 6-19中LS的限制值(0.3%)

(5) 475年回歸期地震之樓層側位移角性能：

475年回歸期地震下側推分析所得之各樓層側位移角表列如下：兩向最大層間位移角分別為1.02%、1.0%，均可符合FEMA所要求之2%限制標準。

Floor	Drift Ratio (%)	
	(+X向)	(+Y向)
R1F	0.48	0.80
24F	0.53	0.82
23F	0.59	0.85
22F	0.65	0.87
21F	0.71	0.89
20F	0.77	0.91
19F	0.82	0.94
18F	0.88	0.96
17F	0.92	0.98
16F	0.96	1.00
15F	0.98	1.00
14F	0.99	1.00
13F	1.01	1.00
12F	1.02	0.99
11F	1.01	0.97
10F	0.99	0.94
9F	0.95	0.88
8F	0.91	0.84
7F	0.86	0.79
6F	0.80	0.73
5F	0.72	0.67
4F	0.63	0.60
3F	0.50	0.49
2F	0.30	0.31
極值	1.02	1.00
FEMA356 建議上限值	2.00	2.00
達到功能性 目標與否	Yes	Yes

捌、結構分析鑑核結論與建議

綜合以上結構分析說明，提出本工程結構設計安全鑒核之結論與建議如下：

1. 現場地下室大樑裂縫主要分布於主樓區銜接外圍柱、牆之間的大樑，由各分區地下室結構分析結果顯示，這些梁的配筋強度無法提供維持彈性分析所需之強度是地下室大梁開裂的主要原因，而這些大樑的共通特性是連接主樓柱的一端，因柱軸力較重而垂直變形量較另一端大，兩端差異變形使跨度較小的剛接大梁產生非常大的束制彎矩與剪力，一旦大樑的強度不足時斷面就會產生開裂，前述束制彎矩則隨著大梁開裂程度的增加而下降至內外力平衡。
2. 當主樓區本身結構強度足夠時，地下室大樑的開裂不致改變主樓區原有安全性，雖然自重所引致之基礎變形已大致完成，惟仍建議就地下室分析配筋強度不足的大樑進行補強，以滿足活載重與地震力作用時之強度需求，同時控制差異變形下的裂縫寬度以符合規範對於使用性之規定。
3. 地下室大樑開裂後，因原設計主體結構之柱荷重有部分藉由梁傳遞到地下室外壁，故有些基礎梁必須額外承受開裂大樑原需傳遞載重的一部分，該載重的大小與前述地下室大梁的補強方式有關，建議於檢討地下室補強細部時一併考慮。上述開裂之地下室大樑及必要之基礎梁經補強後，高樓區地下室之結構即可恢復其安全性。
4. 以彈性分析模型進行地上層結構分析與配筋設計之比對結果顯示，不同構件與位置的需求鋼筋與既有圖說配筋之間有多有少，考慮不同設計邏輯、邊界條件與分析假設的結構彈性分析反應各有差異，其相同位置之構件所需強度與配筋需求因此有所不同。故本鑒核不以彈性分析配筋量比對方式判斷原設計之耐震設計適當性。
5. 本地上主體結構分析鑒核依據結構圖說之結構尺寸、斷面配筋與材料強度，採用現行耐震設計規範既有建築物之耐震能力評估之相關規定，選擇A2區E棟、A3-2區I棟及A6-2區F棟等三棟結構進行上部主樓區之耐震能力評估。結果顯示，分析例結構體可以符合475年回歸期地震之耐震性能安全要求。此外層間位移角亦可滿足回歸期2500年地震之穩定性安全性能要求。但在發生30年回歸期的中小度地震時，建築物主結構部分梁、牆有產生輕微裂損之虞，故建議可適度增加服務核內之剪力牆勁度；避免前述輕微裂損，以符合性能設

計之需求。惟上述側推分析方法並未將混凝土及鋼筋之現場取樣強度與隔戶、外牆等15cm RC牆之勁度、強度的效應列入考量，建議可進行進一步的分析。





社團法人新北市土木技師公會

NEW TAIPEI CITY PROFESSIONAL CIVIL ENGINEERS ASSOCIATION

會址：板橋區民生路1段33號21樓之3

電話：(02)2957-2300

傳真：(02)2957-0690

附件十三：

申請人提供鑑定標的物相關圖說光碟





社團法人新北市土木技師公會

NEW TAIPEI CITY PROFESSIONAL CIVIL ENGINEERS ASSOCIATION

會址：板橋區民生路1段33號21樓之3

電話：(02)2957-2300

傳真：(02)2957-0690

附件十五：

混凝土補鑽心取樣抗壓強度報告



一、 混凝土鑽心抗壓強度試驗報告

30333
3
33333
33333
33333
33333
33333
33333
33333
33333

大慶維土木技師事務所 大慶維工程材料試驗室 鑽心試體抗壓測試報告



電話：(02)2794-5189 地址：台北市內湖區新明路126巷14號 傳真：(02) 2794-5088

工程名稱：新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程
結構安全鑑定

承包商：——

委託單位：新北市土木技師公會

地址：新北市板橋區民生路一段33號21樓之3

結構部位：A2區D棟 9F、A2區F棟 9F、

A3區E棟 5F、A3區E棟 8F、A3區C棟 22F 梁

送驗人員：新北市土木技師公會-黃科銘 07270940

會驗人員：新北市土木技師公會-賴建宏 日勝生-林松興

新亞/泰誠 JV-古鎮國 07801114

報告編號：A1504582

頁次：第1頁 共3頁

報告日期：104年07月30日

收件日期：104年07月27日 09:40

試驗日期：104年07月30日 09:12

澆置日期：——年——月——日

取樣日期：104年07月25日 09時

材齡：——天

粒料標稱最大粒徑：19 mm

設計強度：350(9F(含)以下) 280(10F(含)以上) kgf/cm^2

試驗方法：CNS 1238(2005)

試體 編號 (取樣部位)	試體尺寸 (cm)				修正 係數	最大荷重 (kgf)	抗壓面積 (cm ²)	抗壓強度		破壞 型態	試體加載 方向相對 於混凝土 澆置平面
	平均長度		平均 直徑	長徑比				Kg/cm ²	MPa		
	端面 處理前	端面 處理後									
1.A2 D 9-1	6.95	6.90	5.53	1.25	0.93	8562	24.02	332	32.5	D	垂直
2.A2 D 9-2	13.05	10.73	5.54	1.94	1.00	7698	24.11	319	31.3	C	垂直
3.A2 D 9-3	10.23	10.37	5.54	1.87	1.00	8252	24.11	342	33.6	B	垂直
4.A2 D 9-4	9.79	9.88	5.53	1.79	1.00	10946	24.02	456	44.7	D	垂直
5.A2 D 9-5	13.91	10.62	5.54	1.92	1.00	9290	24.11	385	37.8	D	垂直
6.A2 D 9-6	9.85	8.16	5.53	1.48	0.95	11452	24.02	453	44.4	C	垂直
7.A2 D 9-7	9.88	9.56	5.53	1.73	0.97	7584	24.02	306	30.0	D	垂直
8.A2 F 9-1	11.54	10.78	5.54	1.95	1.00	8136	24.11	338	33.1	C	垂直
9.A2 F 9-2	13.07	10.46	5.52	1.89	1.00	7488	23.93	313	30.7	B	垂直
10.A2 F 9-3	6.18	6.96	5.53	1.26	0.93	7192	24.02	278	27.3	C	垂直
11.A2 F 9-4	12.37	10.55	5.54	1.90	1.00	9016	24.11	374	36.7	B	垂直
12.A2 F 9-5	12.83	10.72	5.54	1.94	1.00	6932	24.11	288	28.2	C	垂直

附註：1. 試體鑽取日期、時間：1040725 09:00，試體首次封存時間：1040725 10:00

端面加水處理，處理後封存日期、時間：——

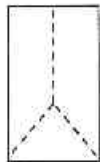
2. 試體收件後至抗壓試驗前之養護條件：依客戶指示處理

3. 抗壓強度單位換算： $1\text{kgf/cm}^2 = 0.0980665\text{MPa}$ 。

4. 本報告除非另有說明否則僅對送驗樣品負責，另未經書面許可，不得部份複製。

5. 本報告若有提供規範值時，該規範值僅提供參考，合格之判定以委託單位實際要求為主。

6. 因為為了避開鋼筋間距，所以鑽取鑽心試體直徑為5.5cm，送驗者新北市土木技師公會-黃科銘。



(A)錐形破壞

(B)錐形兼剪裂破壞

(C)錐形兼剪力破壞

(D)剪力破壞

(E)柱狀破壞

報告簽署人



大慶維土木技師事務所 大慶維工程材料試驗室 鑽心試體抗壓測試報告



電話：(02)2794-5189 地址：台北市內湖區新明路126巷14號 傳真：(02) 2794-5088

工程名稱：新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程

結構安全鑑定

承包商：-----

委託單位：新北市土木技師公會

地址：新北市板橋區民生路一段33號21樓之3

結構部位：A2區D棟9F、A2區F棟9F、

A3區E棟5F、A3區E棟8F、A3區C棟22F梁

送驗人員：新北市土木技師公會-黃科銘 07270940

會驗人員：新北市土木技師公會-賴建宏 日勝生-林松興

新亞/泰誠 JV-古鎮國 07301114

報告編號：A1504582

頁次：第2頁 共3頁

報告日期：104年07月30日

收件日期：104年07月27日 09:40

試驗日期：104年07月30日 09:12

澆置日期：-----年-----月-----日

取樣日期：104年07月25日 09時

材齡：---天

粒料標稱最大粒徑：19 mm

設計強度：350(9F(含)以下) 280(10F(含)以上) kgf/cm^2

試驗方法：CNS 1238(2005)

試體 編號 (取樣部位)	試體尺寸 (cm)			長徑比	修正 係數	最大荷重 (kgf)	抗壓面積 (cm ²)	抗壓強度		破壞 型態	試體加載 方向相對 於混凝土 澆置平面
	平均長度		平均 直徑					Kg _f /cm ²	MPa		
	端面 處理前	端面 處理後									
13.A2 F 9-6	13.10	10.67	5.54	1.93	1.00	8228	24.11	341	33.5	D	垂直
14.A2 F 9-7	8.90	9.01	5.54	1.63	0.97	7538	24.11	303	29.7	D	垂直
15.A3 E 5-1	14.44	10.71	5.54	1.93	1.00	9984	24.11	414	40.6	C	垂直
16.A3 E 5-2	7.13	6.40	5.51	1.16	0.90	9802	23.84	370	36.3	B	垂直
17.A3 E 5-3	11.22	10.64	5.54	1.92	1.00	9680	24.11	402	39.4	D	垂直
18.A3 E 5-4	11.88	10.55	5.54	1.90	1.00	8330	24.11	346	33.9	D	垂直
19.A3 E 5-5	10.68	10.62	5.53	1.92	1.00	7254	24.02	302	29.6	C	垂直
20.A3 E 5-6	11.12	10.64	5.53	1.92	1.00	6148	24.02	256	25.1	C	垂直
21.A3 E 5-7	7.48	7.20	5.54	1.30	0.93	8064	24.11	311	30.5	B	垂直
22.A3 E 8-1	10.29	9.89	5.54	1.79	1.00	7092	24.11	294	28.9	D	垂直
23.A3 E 8-2	11.69	11.07	5.53	2.00	1.00	6820	24.02	284	27.8	D	垂直
24.A3 E 8-3	11.11	10.26	5.54	1.85	1.00	8190	24.11	340	33.3	C	垂直

附註：1. 試體鑽取日期、時間：1040725 09:00，試體首次封存時間：1040725 10:00

端面加水處理，處理後封存日期、時間：-----

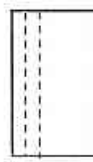
2. 試體收件後至抗壓試驗前之養護條件：依客戶指示處理

3. 抗壓強度單位換算： $1\text{kgf/cm}^2 = 0.0980665\text{MPa}$ 。

4. 本報告除非另有說明否則僅對送驗樣品負責，另未經書面許可，不得部份複製。

5. 本報告若有提供規範值時，該規範值僅提供參考，合格之判定以委託單位實際要求為主。

6. 因為為了避開鋼筋間距，所以鑽取鑽心試體直徑為5.5cm，送驗者新北市土木技師公會-黃科銘。



(A) 碎形破壞

(B) 碎形兼劈裂破壞

(C) 碎形兼剪方破壞

(D) 剪力破壞

(E) 柱狀破壞

報告簽署人



張振勝



大慶維土木技師事務所 大慶維工程材料試驗室 鑽心試體抗壓測試報告



電話：(02)2794-5189 地址：台北市內湖區新明路126巷14號 傳真：(02) 2794-5088

工程名稱：新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程

結構安全鑑定

承包商：-----

委託單位：新北市土木技師公會

地址：新北市板橋區民生路一段33號21樓之3

結構部位：A2區D棟 9F、A2區F棟 9F、

A3區E棟 5F、A3區E棟 8F、A3區C棟 22F 梁

送驗人員：新北市土木技師公會-黃科銘 07270940

會驗人員：新北市土木技師公會-賴建宏 日勝生-林松興

新亞/泰誠 JV-古鎮國 07301114

報告編號：A1504582

頁次：第3頁 共3頁

報告日期：104年07月30日

收件日期：104年07月27日 09:40

試驗日期：104年07月30日 09:12

澆置日期：-----年-----月-----日

取樣日期：104年07月25日 09時

材齡：----天

粒料標稱最大粒徑：19 mm

設計強度：350(9F(含)以下) 280(10F(含)以上) kgf/cm^2

試驗方法：CNS 1238(2005)

試體 編號 (取樣部位)	試體尺寸 (cm)		平均 直徑	長徑比	修正 係數	最大荷重 (kgf)	抗壓面積 (cm ²)	抗壓強度		破壞 型態	試體加載 方向相對 於混凝土 澆置平面
	平均長度							Kg/cm ²	MPa		
	端面 處理前	端面 處理後									
25.A3 E 8-4	6.34	6.56	5.54	1.18	0.91	9166	24.11	346	33.9	D	垂直
26.A3 E 8-5	11.62	10.59	5.54	1.91	1.00	7406	24.11	307	30.1	D	垂直
27.A3 E 8-6	6.45	6.36	5.53	1.15	0.90	8880	24.02	333	32.6	D	垂直
28.A3 E 8-7	11.20	10.99	5.54	1.98	1.00	7152	24.11	297	29.1	B	垂直
29.A3 C 22-1	12.11	10.85	5.54	1.96	1.00	6342	24.11	263	25.8	B	垂直
30.A3 C 22-2	10.84	10.40	5.54	1.88	1.00	9736	24.11	404	39.6	C	垂直
31.A3 C 22-3	11.47	10.66	5.54	1.92	1.00	7822	24.11	324	31.8	D	垂直
32.A3 C 22-4	10.69	10.14	5.52	1.84	1.00	7518	23.93	314	30.8	C	垂直
33.A3 C 22-5	6.40	6.26	5.54	1.13	0.90	10336	24.11	386	37.8	C	垂直
34.A3 C 22-6	11.51	10.60	5.54	1.91	1.00	8046	24.11	334	32.7	C	垂直
35.A3 C 22-7	11.05	10.69	5.54	1.93	1.00	8618	24.11	358	35.1	D	垂直
以下空白											

附註：1. 試體鑽取日期、時間：1040725 09:00，試體首次封存時間：1040725 10:00

端面加水處理，處理後封存日期、時間：-----

2. 試體收件後至抗壓試驗前之養護條件：依客戶指示處理

3. 抗壓強度單位換算： $1\text{kgf/cm}^2=0.0980665\text{MPa}$ 。

4. 本報告除非另有說明否則僅對送驗樣品負責，另未經書面許可，不得部份複製。

5. 本報告若有提供規範值時，該規範值僅提供參考，合格之判定以委託單位實際要求為主。

6. 因為為了避開鋼筋間距，所以鑽取鑽心試體直徑為5.5cm，送驗者新北市土木技師公會-黃科銘。



(A)錐形破壞 (B)錐形兼劈裂破壞 (C)錐形兼剪力破壞

(D)剪力破壞

(E)柱狀破壞

報告簽署人



大慶維土木技師事務所 大慶維工程材料試驗室 鑽心試體抗壓測試報告



電話：(02)2794-5189 地址：台北市內湖區新明路126巷14號 傳真：(02) 2794-5088

工程名稱：新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程

結構安全鑑定

承包商：-----

委託單位：新北市土木技師公會

地址：新北市板橋區民生路一段33號21樓之3

結構部位：A2區E棟16F梁

送驗人員：新北市土木技師公會-賴建宏 07171600

會驗人員：新北市土木技師公會-黃科銘 日勝生-曾志欣

新亞/泰誠 JV-古鎮國 07240943

報告編號：A1504418

頁次：第1頁 共1頁

報告日期：104年07月24日

收件日期：104年07月17日 17:30

試驗日期：104年07月24日 09:23

澆置日期：-----年-----月-----日

取樣日期：104年07月17日 14時

材齡：---天

粒料標稱最大粒徑：19 mm

設計強度：350(9F(含)以下) 280(10F(含)以上) kgf/cm²

試驗方法：CNS 1238(2005)

試體 編號 (取樣部位)	試體尺寸 (cm)			長徑比	修正 係數	最大荷重 (kgf)	抗壓面積 (cm ²)	抗壓強度		破壞 型態	試體加載 方向相對於 於混凝土 澆置平面
	平均長度		平均 直徑					Kgf/cm ²	MPa		
	端面 處理前	端面 處理後									
1.A2 E 16-1	8.45	8.38	5.53	1.52	0.96	6186	24.02	247	24.2	B	垂直
2.A2 E 16-2	12.77	10.60	5.53	1.92	1.00	6938	24.02	289	28.3	B	垂直
3.A2 E 16-3	12.65	10.47	5.54	1.89	1.00	7748	24.11	321	31.5	C	垂直
4.A2 E 16-4	11.01	10.81	5.54	1.95	1.00	6762	24.11	281	27.5	C	垂直
5.A2 E 16-5	12.10	10.64	5.53	1.92	1.00	5704	24.02	237	23.3	C	垂直
6.A2 E 16-6	10.90	10.72	5.54	1.94	1.00	5586	24.11	232	22.7	C	垂直
7.A2 E 16-7	12.75	10.83	5.54	1.95	1.00	5294	24.11	220	21.5	B	垂直
以下空白											

附註：1. 試體鑽取日期、時間：1040717 14:00，試體首次封存時間：1040717 15:00

端面加水處理，處理後封存日期、時間：1040718 11:00

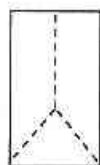
2. 試體收件後至抗壓試驗前之養護條件：僅封存

3. 抗壓強度單位換算：1kgf/cm² = 0.0980665MPa。

4. 本報告除非另有說明否則僅對送驗樣品負責，另未經書面許可，不得部份複製。

5. 本報告若有提供規範值時，該規範值僅提供參考，合格之判定以委託單位實際要求為主。

6. 因為為了避開鋼筋間距，所以鑽取鑽心試體直徑為5.5cm，送驗者新北市土木技師公會-黃科銘。



(A)錐形破壞 (B)錐形兼劈裂破壞 (C)錐形兼剪力破壞

(D)剪力破壞

(E)柱狀破壞

報告簽署人



大慶維土木技師事務所 大慶維工程材料試驗室 鑽心試體抗壓測試報告



電話：(02)2794-5189 地址：台北市內湖區新明路126巷14號 傳真：(02) 2794-5088

工程名稱：新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程

結構安全鑑定

承包商：-----

委託單位：新北市土木技師公會

地址：新北市板橋區民生路一段33號21樓之3

結構部位：A3區B棟18F梁

送驗人員：新北市土木技師公會-黃科銘 07220900

會驗人員：新北市土木技師公會-黃科銘 日勝生-林松興

新亞/泰誠 JV 彭建龍 07270940

報告編號：A1504486

頁次：第1頁 共1頁

報告日期：104年07月27日

收件日期：104年07月22日 10:00

試驗日期：104年07月27日 09:21

澆置日期：-----年-----月-----日

取樣日期：104年07月20日 14時

材齡：---天

粒料標稱最大粒徑：19 mm

設計強度：350(9F(含)以下) 280(10F(含)以上) kgf/cm^2

試驗方法：CNS 1238(2005)

試體 編號 (取樣部位)	試體尺寸 (cm)			長徑比	修正 係數	最大荷重 (kgf)	抗壓面積 (cm ²)	抗壓強度		破壞 型態	試體加載 方向相對 於混凝土 澆置平面
	平均長度		平均 直徑					Kg _f /cm ²	MPa		
	端面 處理前	端面 處理後									
1.A3 B 18-1	12.97	10.84	5.53	1.96	1.00	6272	24.02	261	25.6	B	垂直
2.A3 B 18-2	11.10	11.04	5.54	1.99	1.00	6916	24.11	287	28.1	B	垂直
3.A3 B 18-3	13.62	10.72	5.54	1.94	1.00	7264	24.11	301	29.6	C	垂直
4.A3 B 18-4	9.74	10.34	5.53	1.87	1.00	5176	24.02	216	21.1	C	垂直
5.A3 B 18-5	13.53	10.94	5.53	1.98	1.00	5898	24.02	246	24.1	B	垂直
6.A3 B 18-6	7.70	7.09	5.53	1.28	0.93	5462	24.02	211	20.7	C	垂直
7.A3 B 18-7	9.01	9.10	5.53	1.65	0.97	7548	24.02	305	29.9	C	垂直
以下空白											

附註：1. 試體鑽取日期、時間：1040720 14:00，試體首次封存時間：1040720 15:00

端面加水處理，處理後封存日期、時間：1040722 17:00

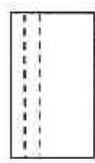
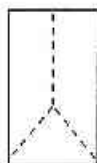
2. 試體收件後至抗壓試驗前之養護條件：僅封存

3. 抗壓強度單位換算： $1\text{kgf/cm}^2 = 0.0980665\text{MPa}$

4. 本報告除非另有說明否則僅對送驗樣品負責，另未經書面許可，不得部份複製。

5. 本報告若有提供規範值時，該規範值僅提供參考，合格之判定以委託單位實際要求為主。

6. 因為為了避開鋼筋間距，所以鑽取鑽心試體直徑為5.5cm，送驗者新北市土木技師公會-黃科銘。



(A) 錐形破壞

(B) 錐形兼劈裂破壞

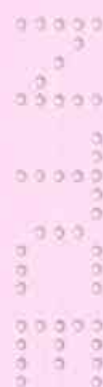
(C) 錐形兼剪力破壞

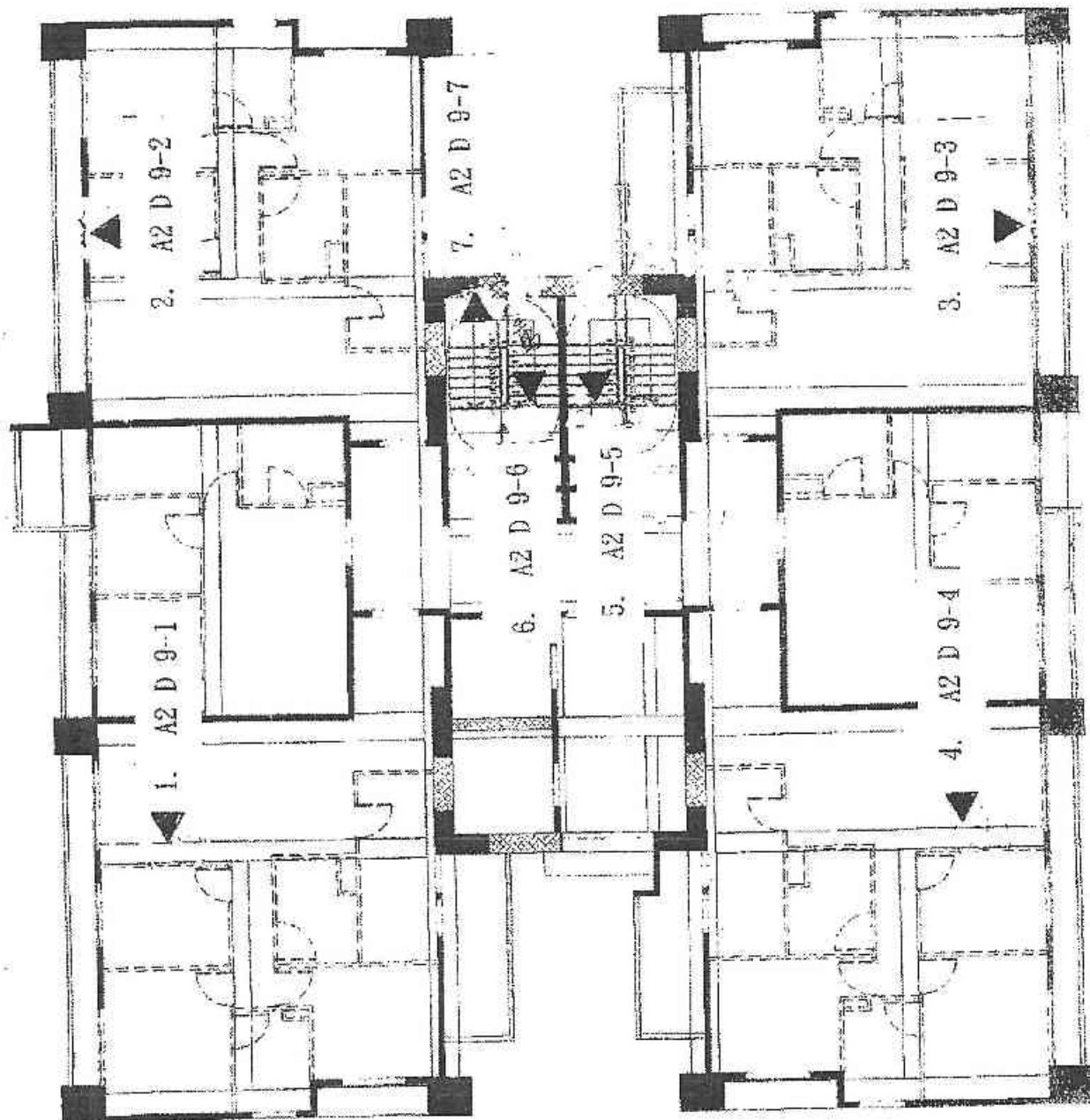
(D) 剪力破壞

(E) 柱狀破壞



三、 鑽心取樣位置示意圖

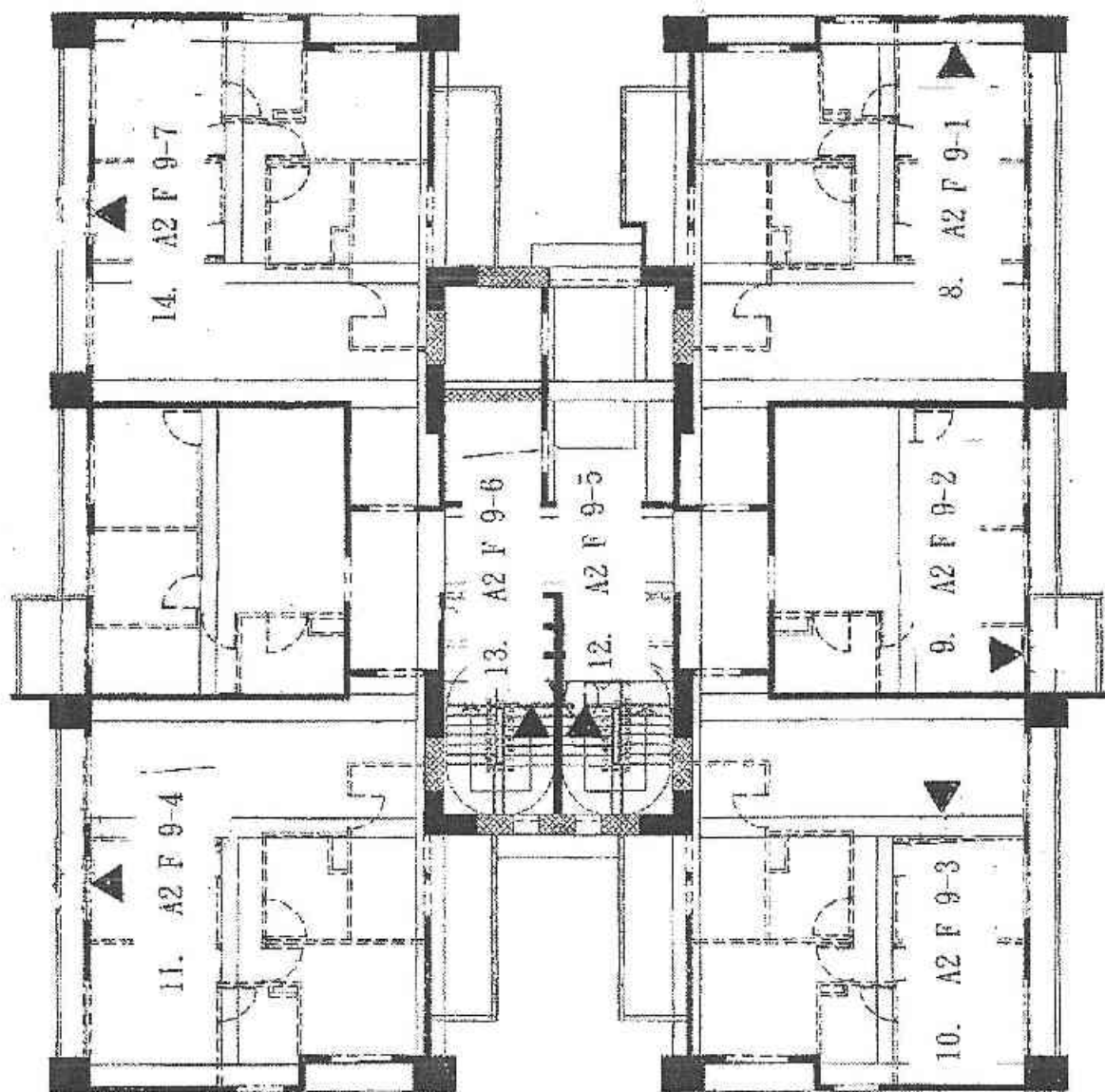




A2區D棟9F

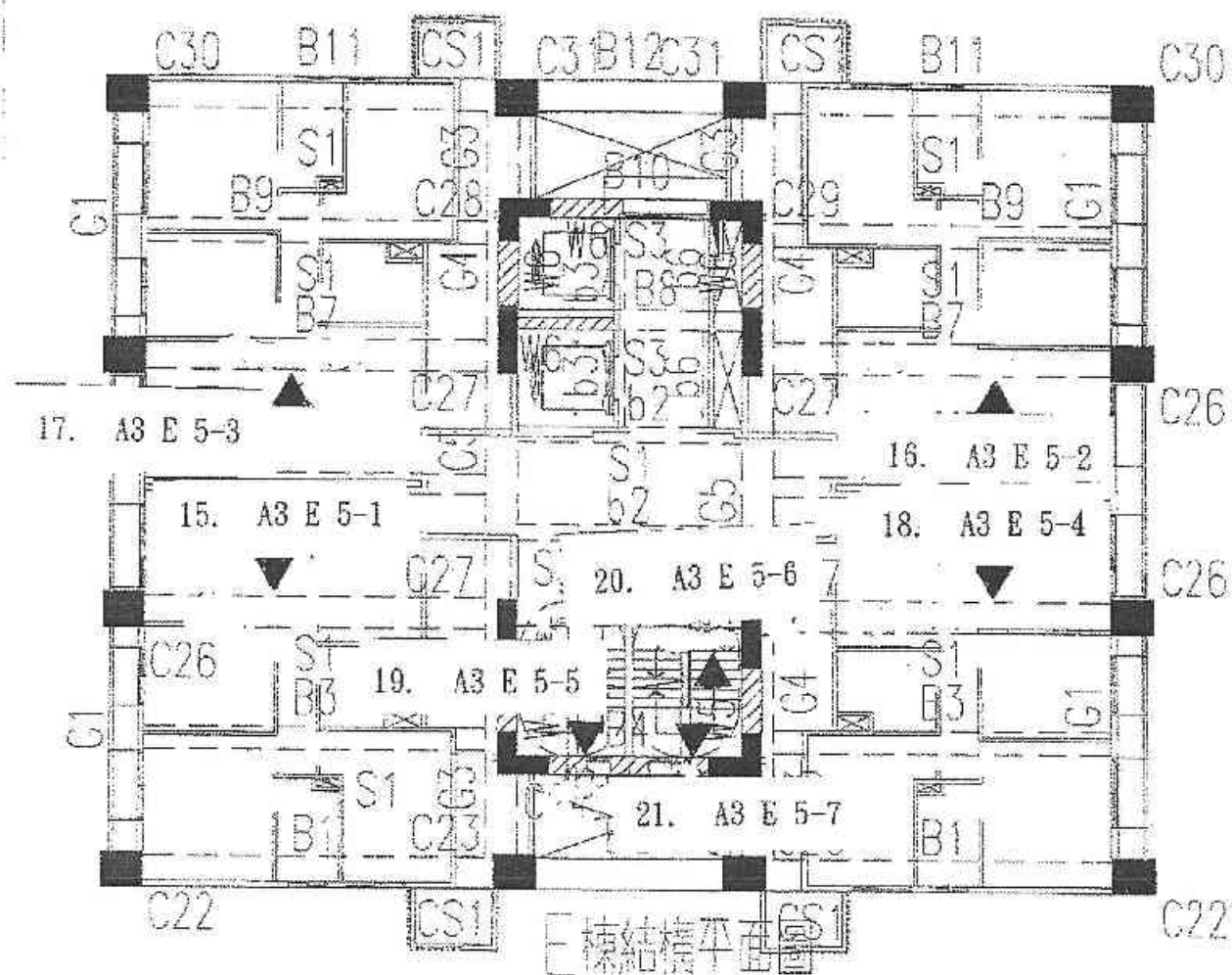
編號 1~7
混凝土鑽心試體
取樣位置示意圖





A2區F棟9F

編號 8-14
混凝土鑽心試體
取樣位置示意圖



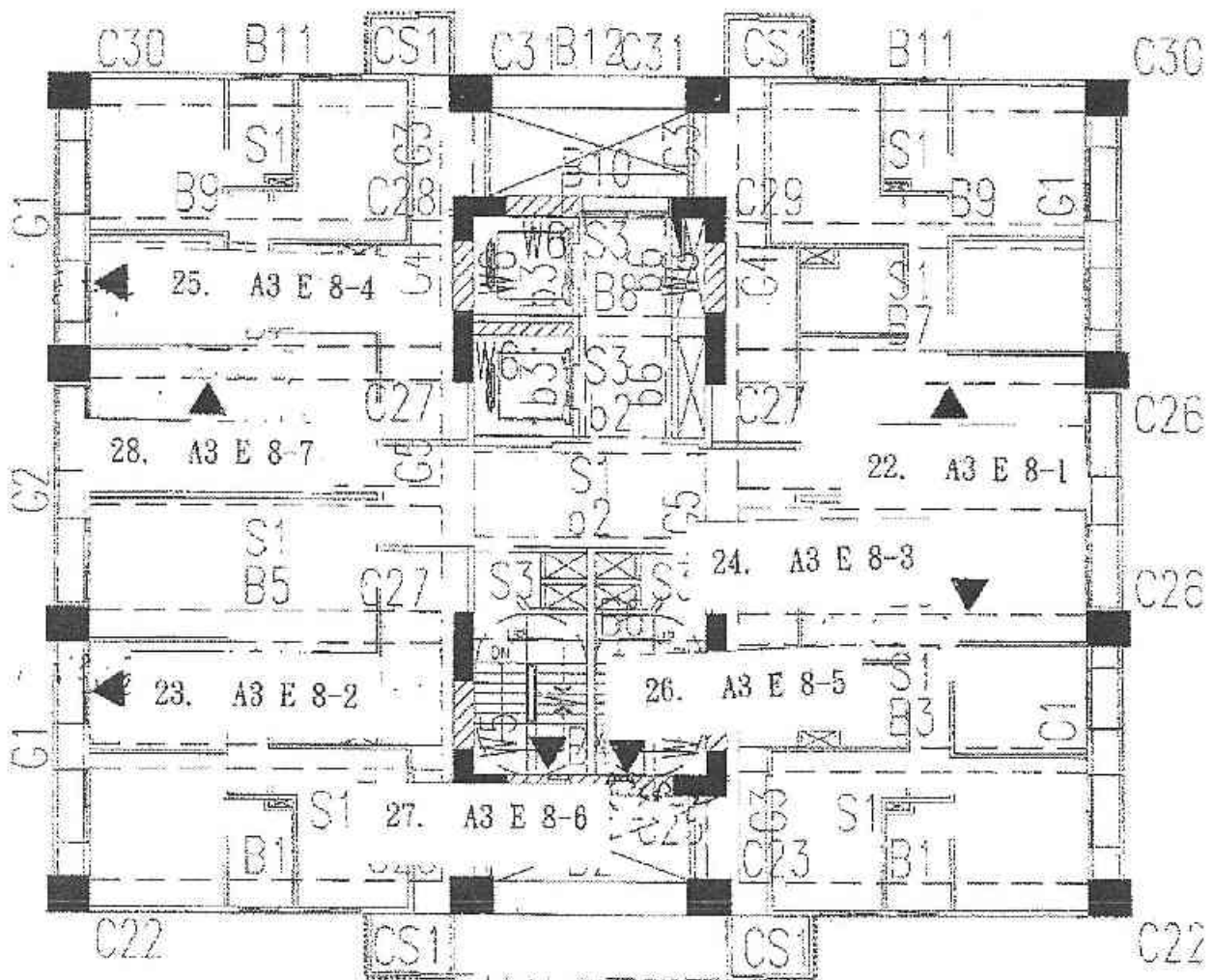
五層結構平面圖

A3區 E棟 5F

編號 15~21

混凝土鑽心試體

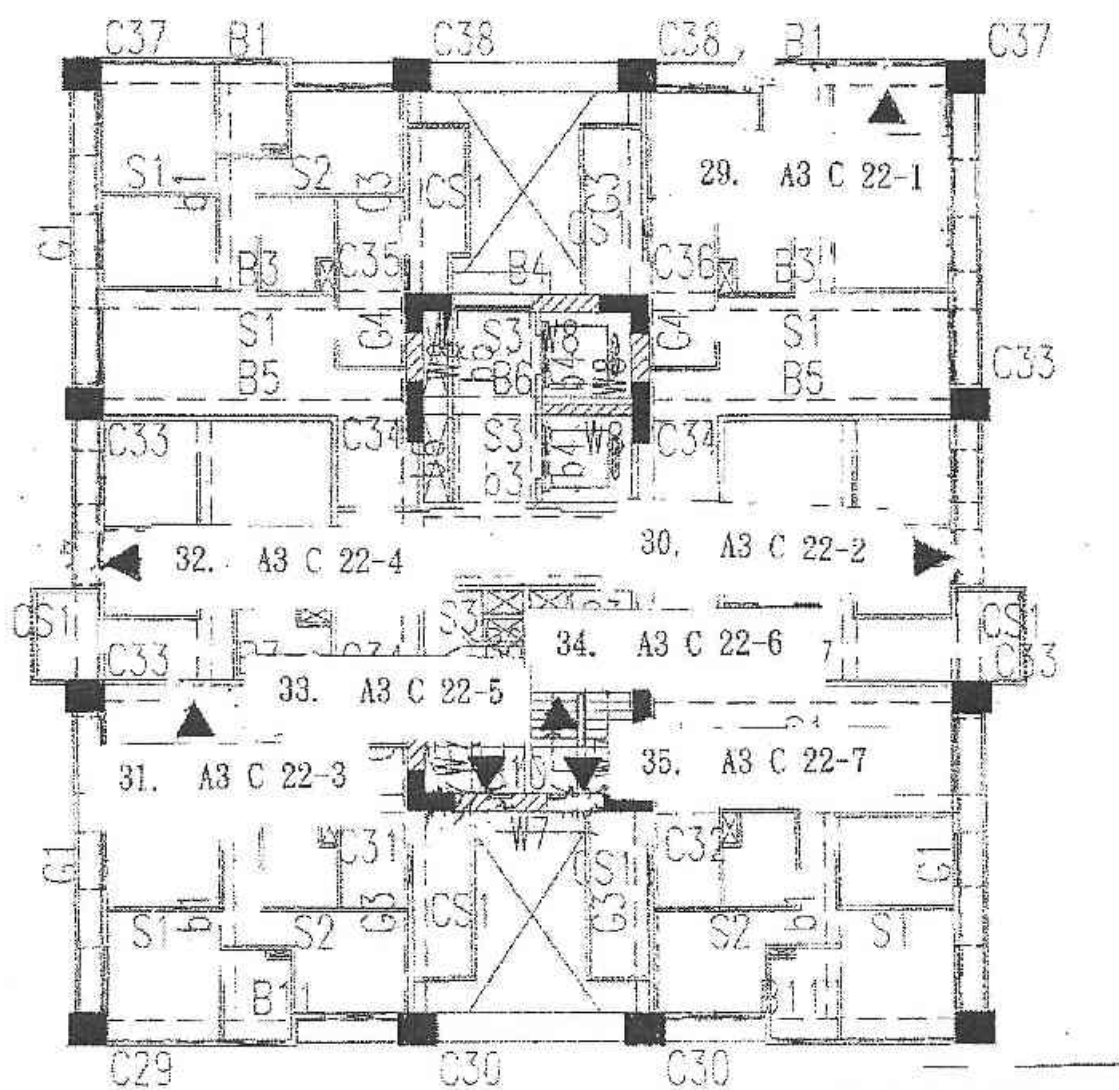
取樣位置示意圖



上棟結構平面圖
八層結構平面圖

A3區E棟8F

編號 22-28
混凝土鑽心試體
取樣位置示意圖

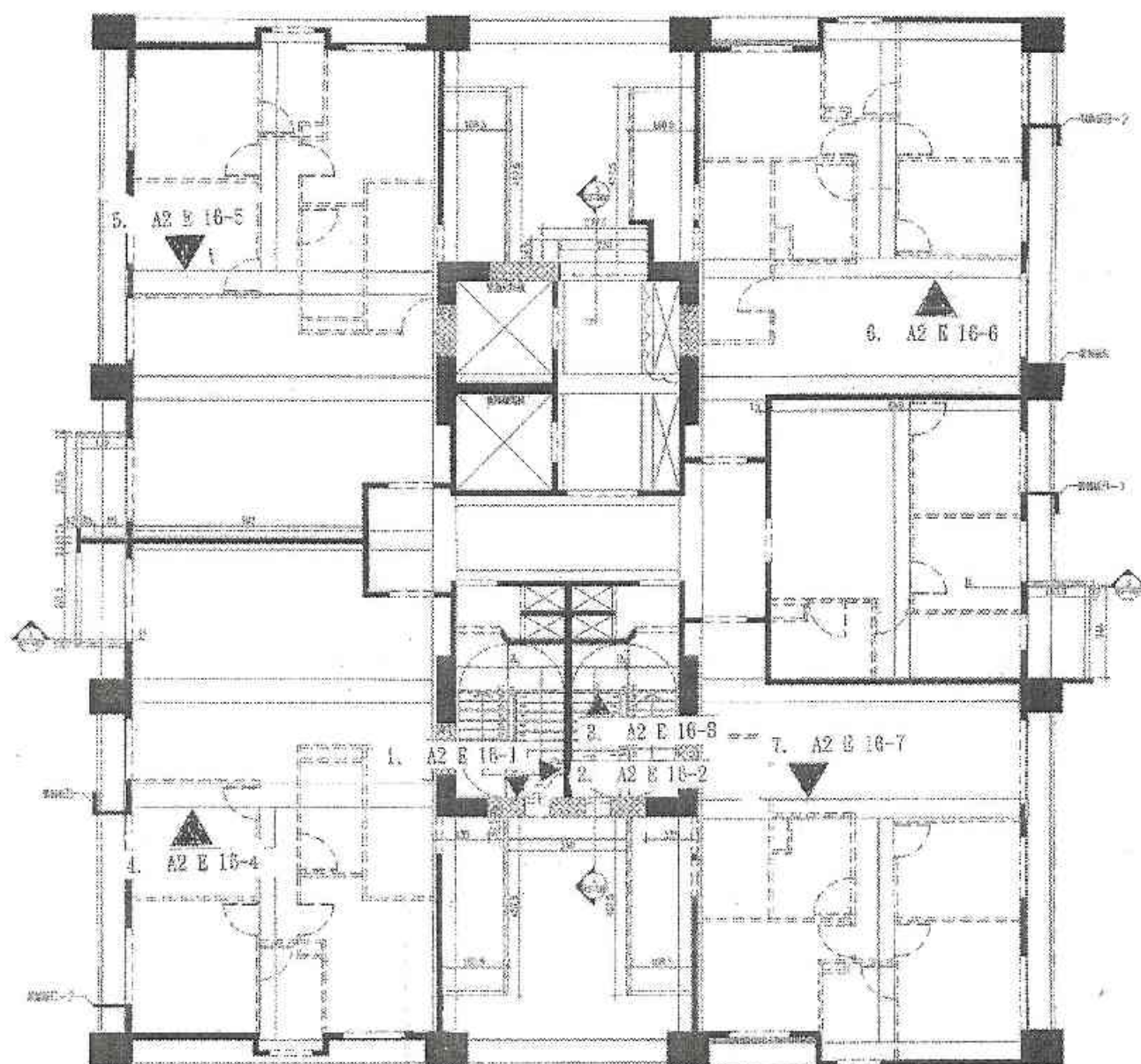


C棟結構平面圖
二十二層結構平面圖

A3區C棟22F

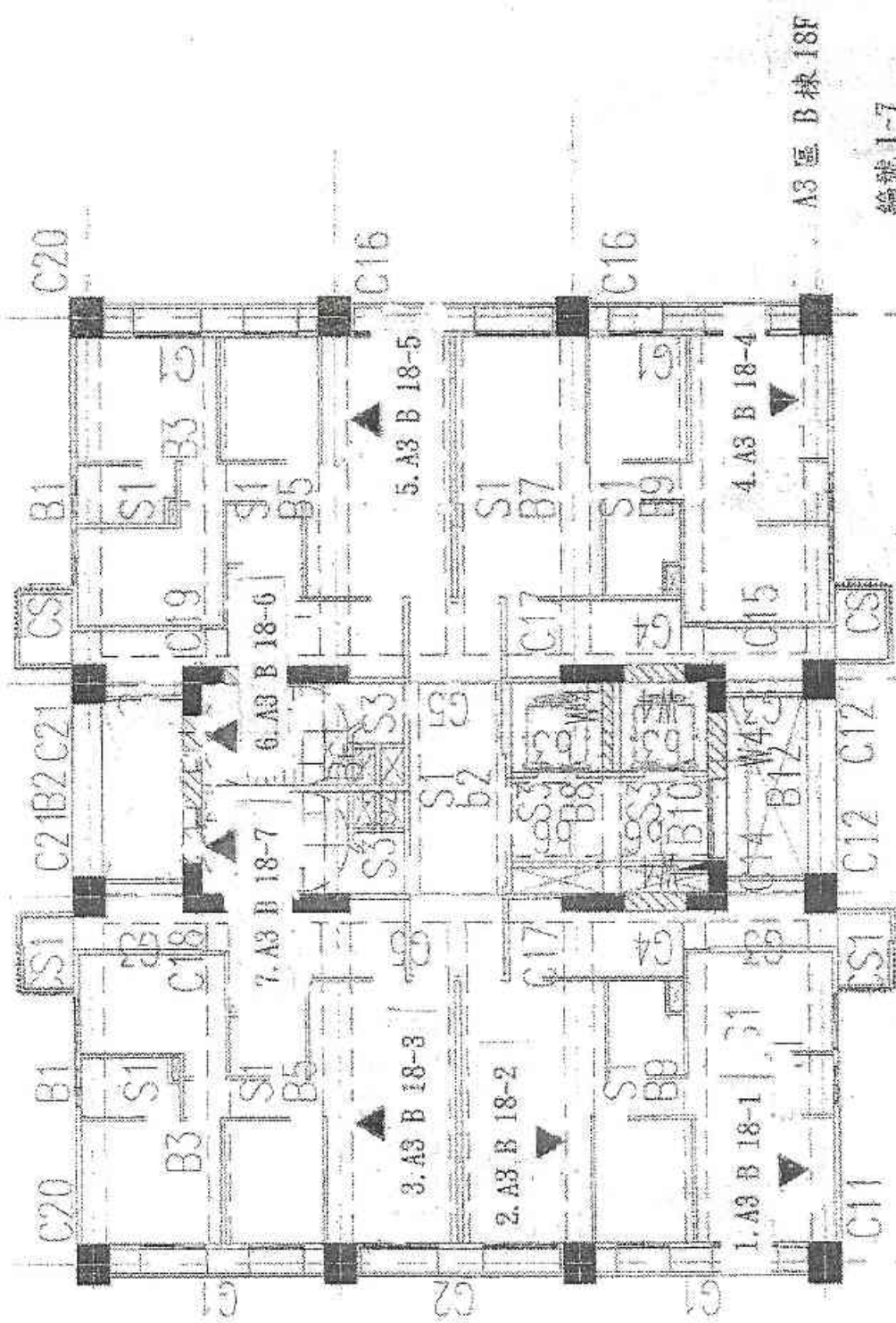
編號 29-35
混凝土鑽心試體
取樣位置示意圖

[illegible]



編號 1~7
 混凝土鑽心試體
 取樣位置示意圖

A2 區 E 棟 16F



A3 區 B 棟 18F

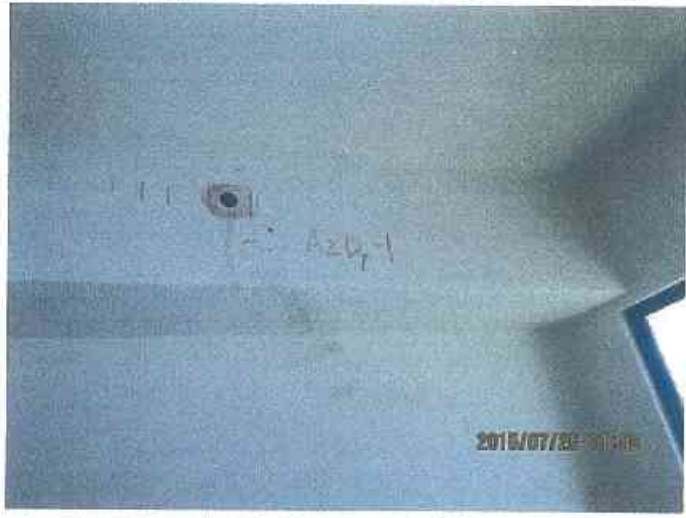
編號 1~7
混凝土鑽心試體
取樣位置示意圖

B 棟結構平面圖

四、 鑽心取樣檢測情形(照片)

○○○○○
○
○
○○○○○
○
○○○○○
○○○○○
○○○○○
○○○○○
○○○○○
○○○○○
○○○○○

新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

編號	說明	鑽心取樣情形	編號	說明	鑽心取樣情形
1			2		
					
3			4		
					
5			6		
					



新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

編號	說明	鑽心取樣情形	編號	說明	鑽心取樣之試體
7			8		
編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
9			10		
編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
11			12		



新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
13			14		



編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
15			16		



編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
17			18		



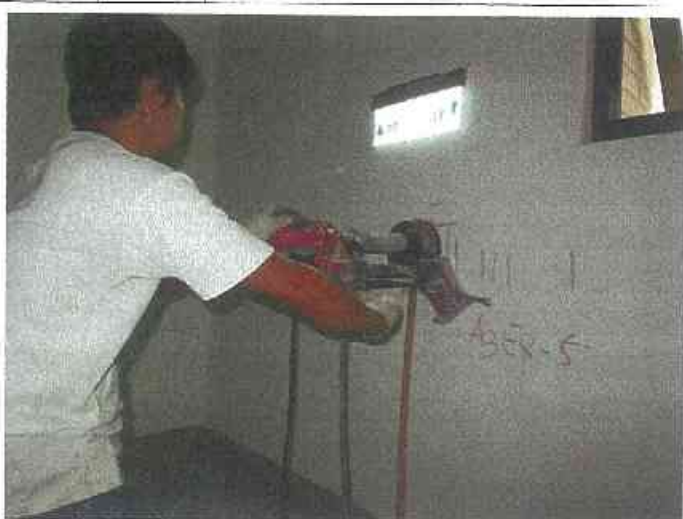


新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

編號 19	說明	鑽心取樣之試體	編號 20	說明	鑽心取樣之試體
					
編號 21	說明	鑽心取樣之試體	編號 22	說明	鑽心取樣之試體
					
編號 23	說明	鑽心取樣之試體	編號 24	說明	鑽心取樣之試體
					



新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
25			26		
					
編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
27			28		
					
編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
29			30		
					



新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
31			32		



編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
33			34		



編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
35			36		





新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

[illegible]



新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

編號	說明	鑽心取樣情形	編號	說明	鑽心取樣情形
1			2		
					
3			4		
					
5			6		
					

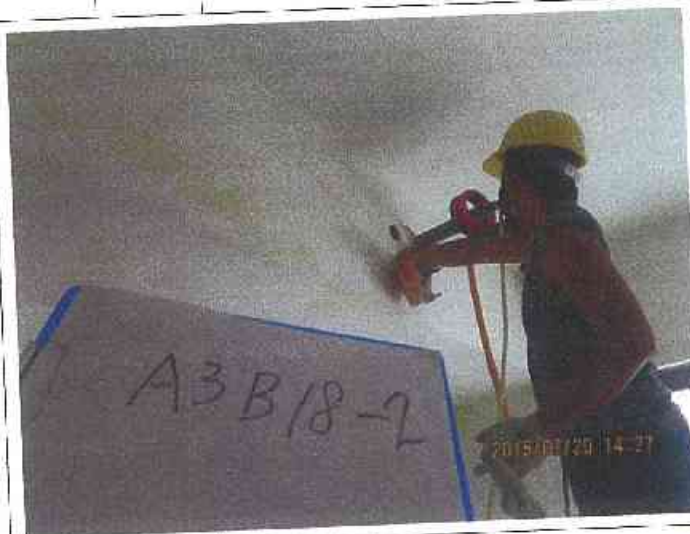


新 北 市 板 橋 區 浮 洲 合 宜 住 宅 新 建 工 程 結 構 安 全 鑑 定

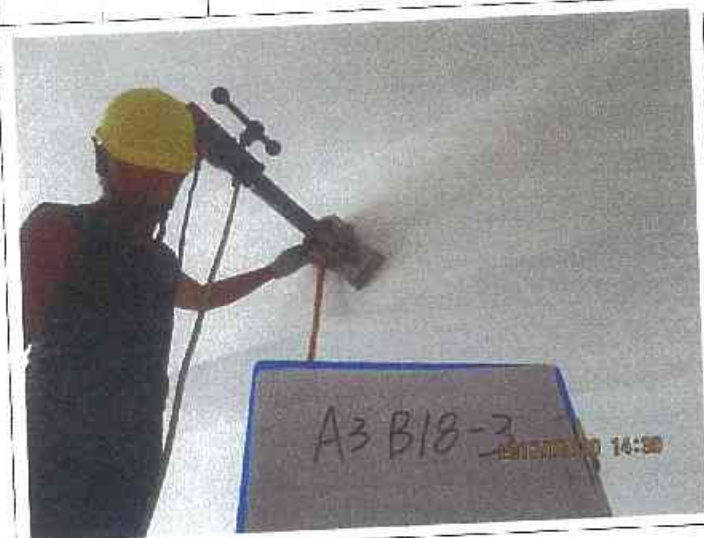
[illegible]

新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

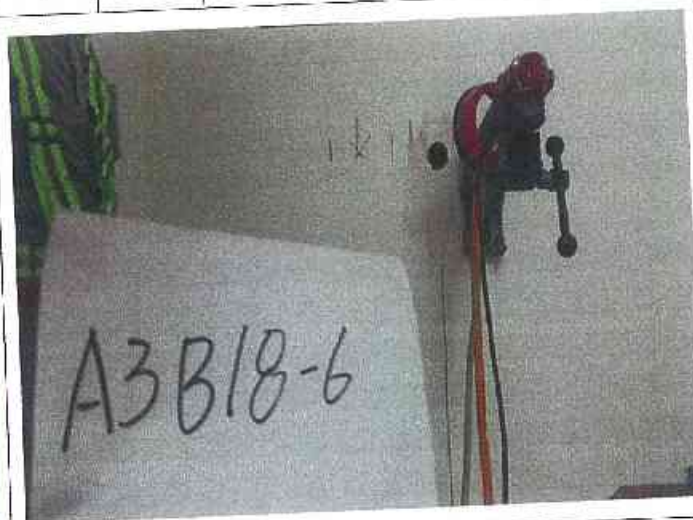
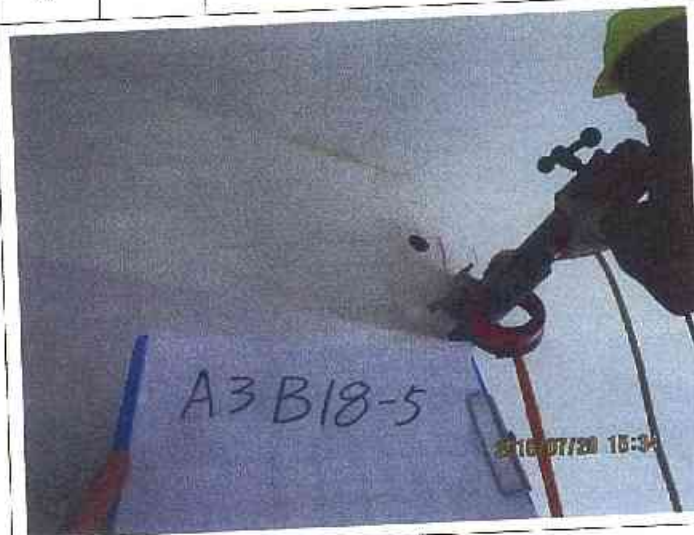
編號	說明	鑽心取樣情形	編號	說明	鑽心取樣情形
1			2		



編號	說明	鑽心取樣情形	編號	說明	鑽心取樣情形
3			4		



編號	說明	鑽心取樣情形	編號	說明	鑽心取樣情形
5			6		





新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

編號	說明	鑽心取樣情形	編號	說明	鑽心取樣之試體
7			8		
					
編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
9			10		
					
編號	說明	鑽心取樣之試體	編號	說明	鑽心取樣之試體
11			12		
					



新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程結構安全鑑定

[illegible]



社團法人新北市土木技師公會

NEW TAIPEI CITY PROFESSIONAL CIVIL ENGINEERS ASSOCIATION

會址：板橋區民生路1段33號21樓之3

電話：(02)2957-2300

傳真：(02)2957-0690

附件十六：

結構設計檢討及耐震能力評估報告書



新北市板橋區浮洲合宜住宅新建工程 結構設計檢討及耐震能力評估報告書

委託單位：社團法人新北市土木技師公會

執行單位：社團法人台中市土木技師公會

中華民國一〇四年八月二十一日



一、前言

本會就板橋浮洲合宜住宅各區(A2、A3、A6區)選取2棟進行耐震檢討。其中，A2區選取C棟及E棟；A3區選取A3-1區的E棟及F棟；A6區選取A6-2區的I棟及J棟。檢討項目包含1.原結構設計模型輸入資料合理性?；2.原結構梁柱配筋是否足夠；3.小度地震下，結構是否保持彈性；4.結構補強之可行性。前述鑑定項目將分別於第二章至第五章論述。

本評估報告於第二章先檢視原結構設計公司所提供各棟分析模型之合理性，包含結構重量、活載重、設計地震水平橫力、結構週期及動力反應等數據。圖1.1~圖1.4為各棟分析模型。

本評估報告第三章將比較下列各種模型之檢核結果，並與結構施工配筋圖說進行比較，圖1.5為本次結構進行彈性分析及設計之流程圖。

CASE1:原結構分析模型採ACI318-08規範進行設計；

CASE2:原結構分析模型並於排煙窗加做鋼框斜撐(圖1.6)且依照建築技術規則構造篇第25條將活載重折減為80%進行分析，結構配筋檢討時採ACI318-08。

CASE3:原結構分析模型並考量現況鋼筋材料強度提升至105%；混凝土強度依照實際鑽心結果；且依照建築技術規則構造篇第25條將活載重折減為80%進行分析，結構配筋檢討時採ACI318-08。

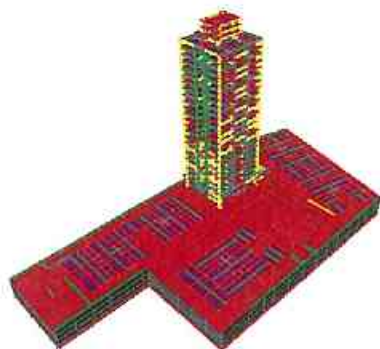


圖 1.1 A2區C棟原結構分析模型



圖 1.2 A2區E棟原結構分析模型

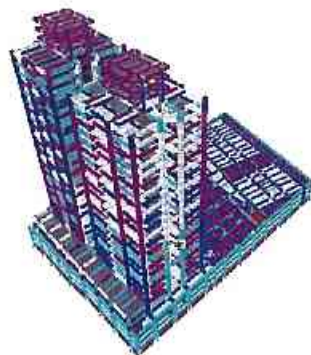


圖 1.3 A3-1區E、F棟原結構分析模型

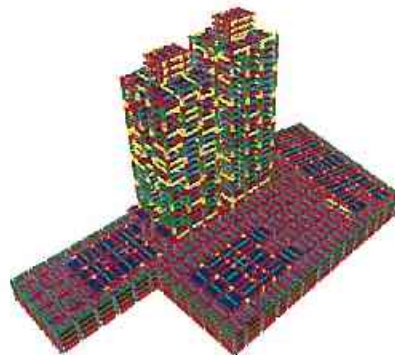


圖 1.4 A6-2區I、J棟原結構分析模型

• 中小震地震 $\frac{S_{aE}}{3.5\sigma_y}W$

• 最小設計地震力 $\frac{S_{aE}}{1.4\sigma_y F_u}W$

• 最大考量地震 $\frac{S_{aE}}{1.4\sigma_y F_{0.01}}W$

靜力輸入
動力輸入
(反應譜法)
動力輸入
(真實地震)

結構模型設定

距離上接縫口
缺陷修補

明筋排布位置
修補結果

重建樑端斷面
修補後=100%

斷面相同斷面
修補後=70%~81%

靜載重

活載重

由分析類型計算
管架牛腿並扣除修補板及梁柱垂直位置

重建樑端為17號

重建樑端為25號
折減為85%~90%

結構設計圖

深梁

柱

剪力牆

柱

深梁

SM570鋼板

SM570斜撐

本評估報告第四章將採用 SAP2000 內建之 FEMA356 塑鉸進行非線性靜力側推分析；第五章將採用 SAP2000 內建之 FEMA356 塑鉸進行非線性動力歷時分析，驗證建築物在小地震下是否保持彈性，達到小度地震下不破壞之設計原則。圖 1.7 為非線性分析之流程圖。本評估報告分析時考量以下設定：

1. 混凝土及鋼筋強度保持原設計強度；
2. 由於剪力牆在小度地震下尚未降伏，因此分析時剪力牆採 SHELL 元素模擬，再於性能點下檢視剪力牆承受檢力是否超過原有設計值。

中小度地震驗證($EPA=0.4S_{DS}/3.5=0.0686g$)

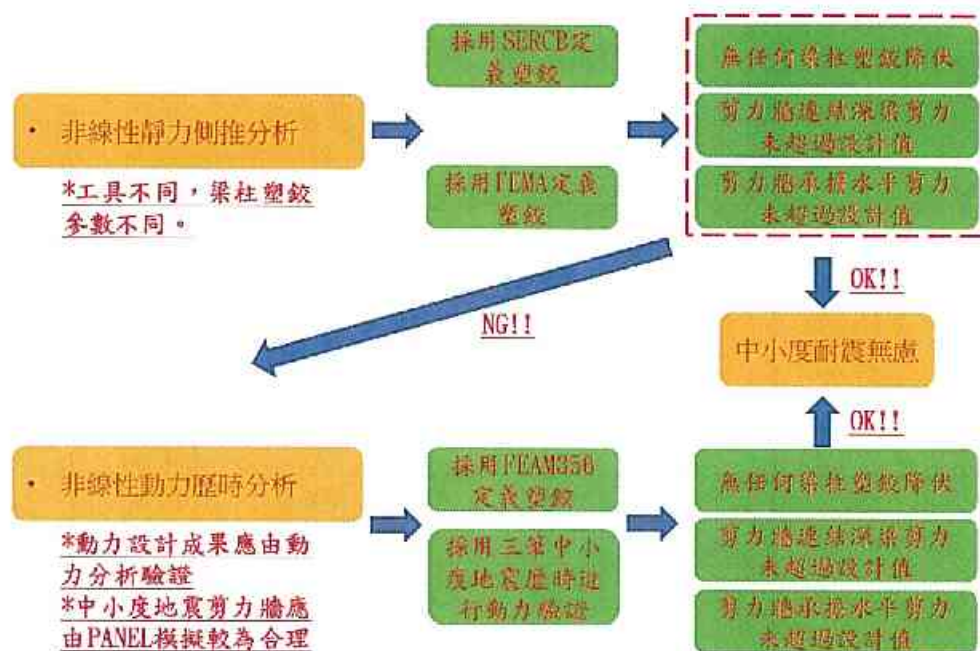


圖 1.6 非線性分析流程圖

二、原結構分析模型之合理性

2.1 結構靜載重

整理結構靜載重如下表 2.1~表 2.3，平均結構重量介於 $1.4\text{t/m}^2 \sim 1.6\text{t/m}^2$ ，尚屬合理。

表 2.1 A2 區樓層平均重量表

A2區B棟				A2區C棟			
樓層	重量 (噸)	樓層面積 (m^2)	平均重 t/m ²	樓層	重量 (噸)	樓層面積 (m^2)	平均重 t/m ²
PRF	161.43	155.94	1.04	PRF	161.43	155.94	1.04
R3F	253.42	155.94	1.63	R3F	248.33	155.94	1.59
R2F	162.37	155.94	1.04	R2F	163.47	155.94	1.05
R1F	738.23	599.92	1.23	R1F	753.12	616.47	1.22
24F	822.81	584.22	1.41	24F	854.00	616.47	1.39
23F	833.42	584.22	1.43	23F	864.61	616.47	1.40
22F	822.81	584.22	1.41	22F	854.00	616.47	1.39
21F	822.81	584.22	1.41	21F	854.00	616.47	1.39
20F	843.95	584.22	1.44	20F	874.99	616.47	1.42
19F	833.35	584.22	1.43	19F	864.39	616.47	1.40
18F	833.35	584.22	1.43	18F	864.39	616.47	1.40
17F	843.95	584.22	1.44	17F	874.99	616.47	1.42
16F	833.35	584.22	1.43	16F	864.39	616.47	1.40
15F	858.67	584.22	1.47	15F	890.01	616.47	1.44
14F	878.50	584.22	1.50	14F	909.84	616.47	1.48
13F	858.67	584.22	1.47	13F	890.01	616.47	1.44
12F	858.67	584.22	1.47	12F	890.01	616.47	1.44
11F	871.04	584.22	1.49	11F	902.37	616.47	1.46
10F	858.67	584.22	1.47	10F	890.01	616.47	1.44
9F	889.68	584.22	1.52	9F	921.26	616.47	1.49
8F	903.81	584.22	1.55	8F	935.39	616.47	1.52
7F	889.68	584.22	1.52	7F	921.26	616.47	1.49
6F	889.68	584.22	1.52	6F	921.26	616.47	1.49
5F	903.81	584.22	1.55	5F	935.39	616.47	1.52
4F	889.68	584.22	1.52	4F	921.26	616.47	1.49
3F	889.68	584.22	1.52	3F	923.95	616.47	1.50
2F	1409.90	1160.40	1.22	2F	1317.86	915.13	1.44

表 2.2 A3 區樓層平均重量表

A3-1區E棟				A3-1區F棟			
樓層	重量 (噸)	樓層面積 (m ²)	平均重 t/m ²	樓層	重量 (噸)	樓層面積 (m ²)	平均重 t/m ²
PRF	150.67	168.34	0.90	PRF	146.54	163.33	0.90
RF3	249.42	168.34	1.48	RF3	244.57	163.33	1.50
RF2	176.83	168.34	1.05	RF2	173.22	163.33	1.06
RF1	650.00	477.76	1.36	RF1	764.42	611.77	1.25
22F	770.16	477.76	1.61	21F	866.11	611.77	1.42
21F	770.16	477.76	1.61	20F	887.73	611.77	1.45
20F	796.16	477.76	1.67	19F	876.53	611.77	1.43
19F	784.95	477.76	1.64	18F	876.53	611.77	1.43
18F	784.95	477.76	1.64	17F	887.73	611.77	1.45
17F	796.16	477.76	1.67	16F	876.53	611.77	1.43
16F	784.95	477.76	1.64	15F	902.04	611.77	1.47
15F	805.87	477.76	1.69	14F	915.11	611.77	1.50
14F	817.53	477.76	1.71	13F	902.04	611.77	1.47
13F	805.87	477.76	1.69	12F	902.04	611.77	1.47
12F	805.87	477.76	1.69	11F	915.11	611.77	1.50
11F	818.94	477.76	1.71	10F	902.04	611.77	1.47
10F	805.87	477.76	1.69	9F	932.20	611.77	1.52
9F	831.12	477.76	1.74	8F	947.14	611.77	1.55
8F	846.07	477.76	1.77	7F	932.20	611.77	1.52
7F	831.12	477.76	1.74	6F	932.20	611.77	1.52
6F	831.12	477.76	1.74	5F	948.14	611.77	1.55
5F	846.07	477.76	1.77	4F	933.20	611.77	1.53
4F	831.12	477.76	1.74	3F	933.20	611.77	1.53
3F	831.12	477.76	1.74	2F	2346.43	1747.31	1.34
2F	2354.54	1747.31	1.35				

表 2.3 A6 區樓層平均重量表

A6-2區I棟				A6-2區J棟			
樓層	重量 (噸)	樓層面積 (m ²)	平均重 t/m ²	樓層	重量(噸)	樓層面積 (m ²)	平均重 t/m ²
PRF	161.43	155.94	1.04	PRF	162.63	160.87	1.01
R3F	253.42	155.94	1.63	RF3	234.73	160.87	1.46
R2F	162.37	155.94	1.04	RF2	161.74	140.55	1.17
R1F	719.59	616.47	1.17	RF1	702.59	586.30	1.20
23F	795.71	616.47	1.29	21F	767.42	586.30	1.31
22F	784.71	616.47	1.27	20F	788.87	586.30	1.35
21F	784.71	616.47	1.27	19F	777.87	586.30	1.33
20F	806.16	616.47	1.31	18F	777.87	586.30	1.33
19F	795.15	616.47	1.29	17F	788.87	586.30	1.35
18F	795.15	616.47	1.29	16F	777.87	586.30	1.33
17F	806.16	616.47	1.31	15F	800.65	586.30	1.37
16F	795.15	616.47	1.29	14F	816.25	586.30	1.39
15F	820.69	616.47	1.33	13F	803.41	586.30	1.37
14F	841.00	616.47	1.36	12F	803.41	586.30	1.37
13F	820.69	616.47	1.33	11F	816.25	586.30	1.39
12F	820.69	616.47	1.33	10F	803.41	586.30	1.37
11F	833.53	616.47	1.35	9F	834.63	586.30	1.42
10F	820.69	616.47	1.33	8F	849.30	586.30	1.45
9F	851.91	616.47	1.38	7F	834.63	586.30	1.42
8F	866.58	616.47	1.41	6F	834.63	586.30	1.42
7F	851.91	616.47	1.38	5F	849.30	586.30	1.45
6F	851.91	616.47	1.38	4F	836.95	586.30	1.43
5F	866.58	616.47	1.41	3F	839.27	586.30	1.43
4F	851.91	616.47	1.38	2F	1995.94	1529.69	1.30
3F	851.91	616.47	1.38				
2F	1995.94	1752.80	1.14				

2.2 結構週期

彙整各區各棟標的物前三個振態週期與法規基本周期比較如表 2.4 所示。表 2.4 之設計週期將作為後續地震水平橫力之依據。

表 2.4 各棟設計週期表

項目	A2C棟 (樓高81.9M)		A2E棟 (樓高81.9M)		A3B棟 (樓高75.3M)		A3F棟 (樓高72.0M)		A6I棟 (樓高78.6M)		A6J棟 (樓高72.0M)	
	方向	週期(s)	方向	週期(s)	方向	週期(s)	方向	週期(s)	方向	週期(s)	方向	週期(s)
第一模態	Y	2.100	Y	2.069	X	1.756	X	1.741	Y	1.919	Y	1.666
第二模態	X	2.079	X	2.043	Y	1.555	Y	1.694	X	1.843	X	1.608
第三模態	扭轉	1.653	扭轉	1.627	扭轉	1.222	扭轉	1.325	扭轉	1.414	扭轉	1.263
1/4倍法規基本週期	X;Y向	1.906	X;Y向	1.906	X;Y向	1.789	X;Y向	1.730	X;Y向	1.848	X;Y向	1.730
設計週期	X	1.906	X	1.906	X	1.756	X	1.730	X	1.848	X	1.608
設計週期	Y	1.906	Y	1.906	Y	1.555	Y	1.694	Y	1.843	Y	1.666

2.3 質量參與係數

以 A2 區 E 棟為例，上部結構佔整體結構之重量百分比為 22553.128 噸/129078.5 噸=17.5%。如參與質量超過 17.5%，顯示上部結構已參與質量達 100%。X、Y 及扭轉方向之質量參與係數皆能於 40 模態內達到 17.5% 以上，分析時則考量 100 個模態進行分析。其餘各區各棟皆採用 100 各模態進行分析。

表 2.5 質量參與係數表(A2 區 E 棟)

Mode	Period	SumUX	SumUY	SumRZ	Mode	Period	SumUX	SumUY	SumRZ
1	2.06867	0.4954	11.6963	0.8581	21	0.09995	19.2018	20.8839	6.2895
2	2.04307	11.6397	12.2204	3.2368	22	0.09735	19.2505	30.7971	6.2933
3	1.6273	11.678	12.2213	4.0505	23	0.09087	19.2597	37.2968	6.2964
4	0.63155	11.6787	14.9112	4.3524	24	0.08825	19.3996	37.2985	6.312
5	0.58112	14.2029	14.9115	4.6432	25	0.08469	19.4454	51.2422	6.399
6	0.52001	14.4172	14.9128	4.9358	26	0.07825	23.3376	51.3569	6.777
7	0.38104	15.2304	14.9129	5.073	27	0.07371	24.918	51.3585	6.7788
8	0.35351	15.2314	15.7606	5.1834	28	0.07037	25.0751	53.0757	7.2026
9	0.34081	15.2366	15.7802	5.1961	29	0.06734	46.39	53.1403	7.2227
10	0.27417	15.39	15.7853	5.1975	30	0.06433	49.84	53.1405	7.3327
11	0.25911	15.3951	16.5807	5.2691	31	0.0632	51.2384	53.1405	8.0437
12	0.22515	16.4461	16.5834	5.5606	32	0.0602	55.9612	53.1659	16.2673
13	0.1849	16.5535	16.6553	5.5606	33	0.05832	56.2157	53.5089	32.1286
14	0.177	16.5652	17.7742	5.6423	34	0.05696	56.2315	53.5926	53.7929
15	0.14194	17.1717	17.7748	5.8757	35	0.05558	56.232	53.5973	53.7948
16	0.13725	17.6143	17.8223	5.8927	36	0.05344	56.2423	53.5976	54.1525
17	0.12572	17.6226	20.2155	5.9603	37	0.05125	56.7725	53.6083	54.5141
18	0.12241	17.6617	20.2264	5.9852	38	0.05096	56.9102	53.6378	54.9093
19	0.10875	17.688	20.2691	6.0068	39	0.04801	56.9168	53.7903	55.0021
20	0.10232	17.8596	20.2691	6.0597	40	0.04705	56.9172	53.7986	55.0257

2.4 水平地震力係數

本案震區為台北盆地第二分區，設計反應譜參數為 $S_{DS}=0.6$ ； $S_{MS}=0.8$ ； $T_0^D=1.3s$ 。各棟設計週期均大於 $T_0^D=1.3s$ ，因此，計算地震力所需之參數及設計地震力如下表 2.6。

表 2.6 各區設計地震力

項目	A2區C棟		A2區E棟		A3區E棟		A3區F棟		A6區I棟		A6區J棟	
	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向	X向	Y向
S_{DS}	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
S_{MS}	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
F_g	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5
$T_{0.5}$	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
設計週期	1.906	1.906	1.906	1.906	1.756	1.555	1.73	1.694	1.813	1.818	1.608	1.666
S_{D1}	0.409	0.409	0.409	0.409	0.444	0.502	0.451	0.460	0.423	0.422	0.485	0.468
S_{dM}	0.546	0.546	0.546	0.546	0.592	0.669	0.601	0.614	0.564	0.563	0.647	0.624
V_M	0.097W	0.097W	0.097W	0.097W	0.106W	0.119W	0.107W	0.110W	0.101W	0.100W	0.115W	0.111W
V_D	0.117W	0.117W	0.117W	0.117W	0.127W	0.143W	0.129W	0.132W	0.121W	0.121W	0.139W	0.134W
$V_{+0.5}$	0.117W	0.117W	0.117W	0.117W	0.127W	0.143W	0.129W	0.132W	0.121W	0.121W	0.139W	0.134W
上部重量	21945.38 t	21945.38 t	22555.98 t	22555.98 t	20066.61 t	20066.61 t	21232.98 t	21232.98 t	21652.02 t	21652.02 t	19533.00 t	19533.00 t
V_{design}	2565.94 t	2565.94 t	2637.34 t	2637.34 t	2546.69 t	2875.88 t	2735.22 t	2793.34 t	2618.18 t	2611.10 t	2707.13 t	2612.89 t

2.5 動力反應譜調整

動力反應譜分析採用 CQC 方式進行疊加，反應譜分析後所得總橫力應為靜力之 100%。各棟調整因子及調整後之動力反應橫力(F_{dyn})如表 2.7。

表 2.7 各區調整後動力反應譜之設計地震力

項目	A2區C棟		A2區E棟	
	X向	Y向	X向	Y向
V_{design}	2565.942 t	2565.942 t	2637.335 t	2637.335 t
調整因子	1.331	1.348	1.373	1.323
動力橫力	2565.980 t	2566.221 t	2639.070 t	2639.041 t
項目	A3區E棟		A3區F棟	
	X向	Y向	X向	Y向
V_{design}	2546.690 t	2875.877 t	2735.215 t	2793.342 t
調整因子	1.345	1.299	1.310	1.278
動力橫力	2547.440 t	2875.876 t	2735.498 t	2794.541 t
項目	A6區I棟		A6區J棟	
	X向	Y向	X向	Y向
V_{design}	2618.181 t	2611.097 t	2707.132 t	2612.886 t
調整因子	1.334	1.312	1.368	1.323
動力橫力	2618.121 t	2611.502 t	2707.830 t	2613.300 t

2.6 載重組合

1.2DD+1.6LL

1.2DD+1.0LL±0.3EQv±1.0E_{dyn}

$$1.2DD \pm 0.3EQ_v \pm 1E_{dyn}$$

$$0.9DD \pm 1.0EQ_v \pm 0.3E_{dyn}$$

2.7 小結

依照本章檢討得知，原始結構模型於各樓層結構重量、活載重配置、設計地震水平橫力、結構週期及動力反應等數據皆符合建築物耐震設計規範與解說及建築技術規則之規定。



三、 結構檢核成果說明

本章主要探討各區各棟上部結構的梁柱配筋量是否合乎結構配筋施工圖的數量。首先以原結構分析模型採 ACI318-08 規範進行設計作為 CASE1，如梁柱配筋量不足時，再以圖 1.5 之補強方式並考慮建築技術規則構造篇第 25 條活載重折減為 80% 進行補強探討。

3.1 A2 區 C 棟原設計檢核成果

由原設計單位所提供之結構模型，並以 ACI318-08 進行設計，柱主筋檢核結果詳表 3.1；柱箍筋檢核結果詳表 3.2；剪力牆檢核結果詳表 3.3；梁檢核結果詳圖 3.1。

檢核結果顯示部分少部份柱主筋量超過施工圖說鋼筋量；柱箍筋需求量已超過法規之最大設計剪力強度上限；兩處剪力牆配筋量不足夠其餘剪力牆皆足夠，但已超過法規之最大設計剪力強度上限；排煙窗上方之短深梁及附近之短柱有剪力無法設計情形。6F~9F B5 梁主筋超過施工圖說鋼筋量。

表 3.1 柱主筋檢核結果

樓層	柱線	柱斷面	As(cm ²)	需求/容量比
6F	C129	C6FC30	163.1	1.036
7F	C129	C7FC30	122.32	1.031
10F	C130	C10FC30	142.71	1.01
6F	C130	C6FC30	163.1	1.043
7F	C130	C7FC30	122.32	1.039
1.5F	C160	C2FC32	229.42	1.048
10F	C160	C10FC32	122.32	1.078
3F	C160	C3FC32	229.42	1.061
4F	C160	C4FC32	196.64	1.309
5F	C160	C5FC32	122.32	1.439
6F	C160	C6FC32	142.71	1.136
7F	C160	C7FC32	122.32	1.182
8F	C160	C8FC32	122.32	1
6F	C213	C6FC30	163.1	1.019
7F	C213	C7FC30	122.32	1.013
6F	C214	C6FC30	163.1	1.014
7F	C214	C7FC30	122.32	1.008
1.5F	C215	C2FC29	327.74	1.005

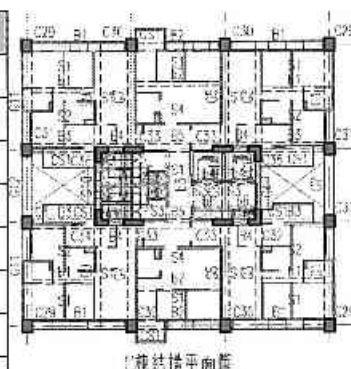
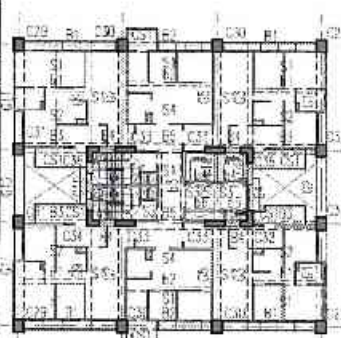


表 3.2 柱箍筋檢核結果

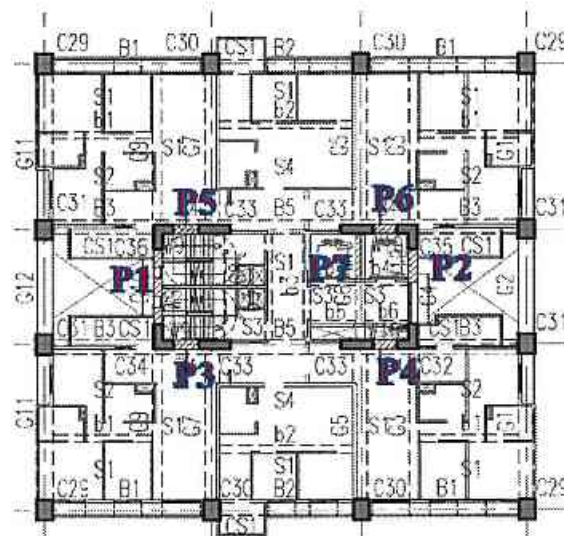
组别	材料	土质条件	V23组别	V23组别	V23组别	说明
20	C15	C15/C14	0	3	0.2398	剪力设计值通过上限值
30	C15	C15/C14	5	1.0848	0.2392	剪力设计值通过上限值
40	C15	C15/C14	8	1.0657	0.2352	剪力设计值通过上限值
70	C15	C15/C13	7	0.2099	0.2604	剪力设计值通过上限值
110	C15	C15/C13	5	0.2637	0.2604	剪力设计值通过上限值
20	C15	C15/C13	2	0.2655	0.2624	剪力设计值通过上限值
30	C15	C15/C13	2	0.2692	0.2621	剪力设计值通过上限值
20	C15	C15/C13	0	3	0.2113	剪力设计值通过上限值
30	C15	C15/C13	3	0.2568	0.1043	剪力设计值通过上限值
40	C15	C15/C13	3	0.2434	0.1013	剪力设计值通过上限值
50	C15	C15/C13	3	0.2337	0.1043	剪力设计值通过上限值
60	C15	C15/C13	3	0.2458	0.0806	剪力设计值通过上限值
70	C15	C15/C13	3	0.2483	0.0807	剪力设计值通过上限值
80	C15	C15/C13	3	0.2528	0.0938	剪力设计值通过上限值
90	C15	C15/C13	3	0.2577	0.0951	剪力设计值通过上限值
100	C15	C15/C13	2	0.2008	0.0839	剪力设计值通过上限值
110	C15	C15/C13	2	0.2897	0.0759	剪力设计值通过上限值
120	C15	C15/C13	2	0.2098	0.0856	剪力设计值通过上限值
130	C15	C15/C13	2	0.2667	0.0856	剪力设计值通过上限值
20	C15	C15/C13	4	0.0495	0.1006	剪力设计值通过上限值
30	C15	C15/C13	3	0.2417	0.1266	剪力设计值通过上限值
40	C15	C15/C13	3	0.2317	0.1164	剪力设计值通过上限值
50	C15	C15/C13	3	0.2351	0.1074	剪力设计值通过上限值
60	C15	C15/C13	3	0.2455	0.1016	剪力设计值通过上限值
70	C15	C15/C13	3	0.2453	0.1015	剪力设计值通过上限值
80	C15	C15/C13	3	0.246	0.0818	剪力设计值通过上限值
90	C15	C15/C13	3	0.252	0.0808	剪力设计值通过上限值
100	C15	C15/C13	2	0.2227	0.0802	剪力设计值通过上限值
110	C15	C15/C13	2	0.227	0.0803	剪力设计值通过上限值
120	C15	C15/C13	2	0.2272	0.0808	剪力设计值通过上限值
130	C15	C15/C13	2	0.2373	0.0874	剪力设计值通过上限值
140	C15	C15/C13	2	0.2224	0.087	剪力设计值通过上限值
150	C15	C15/C13	8	0.24	0.086	剪力设计值通过上限值
160	C15	C15/C13	7	0.2034	0.0778	剪力设计值通过上限值
170	C15	C15/C13	7	0.263	0.0218	剪力设计值通过上限值
20	C15	C15/C13	0	0	0.0196	剪力设计值通过上限值
30	C15	C15/C13	9	0.261	0	剪力设计值通过上限值
40	C15	C15/C13	8	0.2063	0	剪力设计值通过上限值
50	C15	C15/C13	8	0.2034	0	剪力设计值通过上限值
60	C15	C15/C13	2	0.2643	0	剪力设计值通过上限值
70	C15	C15/C13	2	0.262	0	剪力设计值通过上限值
80	C15	C15/C13	2	0.085	0.0454	剪力设计值通过上限值
90	C15	C15/C13	2	0.098	0.0426	剪力设计值通过上限值
70	C15	C15/C13	0	0	0.0125	剪力设计值通过上限值
30	C15	C15/C13	9	0.0222	0.0222	剪力设计值通过上限值
100	C15	C15/C13	2	0.0112	0.0624	剪力设计值通过上限值
110	C15	C15/C13	2	0.0309	0.0624	剪力设计值通过上限值
120	C15	C15/C13	2	0.0357	0.0624	剪力设计值通过上限值
30	C15	C15/C13	2	0.0396	0.0621	剪力设计值通过上限值
20	C15	C15/C13	0	0	0.0311	剪力设计值通过上限值
70	C15	C15/C13	2	0.039	0.0443	剪力设计值通过上限值
40	C15	C15/C13	2	0.2354	0.0443	剪力设计值通过上限值
90	C15	C15/C13	3	0.0389	0.0443	剪力设计值通过上限值
50	C15	C15/C13	2	0.2351	0.0401	剪力设计值通过上限值
70	C15	C15/C13	3	0.0518	0.0387	剪力设计值通过上限值
80	C15	C15/C13	2	0.2369	0.0383	剪力设计值通过上限值
90	C15	C15/C13	2	0.0622	0.0445	剪力设计值通过上限值
100	C15	C15/C13	2	0.2389	0.0388	剪力设计值通过上限值
110	C15	C15/C13	2	0.0311	0.0397	剪力设计值通过上限值
120	C15	C15/C13	2	0.0347	0.0397	剪力设计值通过上限值
130	C15	C15/C13	2	0.036	0.0397	剪力设计值通过上限值
20	C15	C15/C13	4	0.0429	0.0379	剪力设计值通过上限值
30	C15	C15/C13	3	0.2308	0.0394	剪力设计值通过上限值
40	C15	C15/C13	2	0.2623	0.0394	剪力设计值通过上限值
50	C15	C15/C13	2	0.2615	0.0394	剪力设计值通过上限值
60	C15	C15/C13	2	0.2617	0.0394	剪力设计值通过上限值
70	C15	C15/C13	2	0.2391	0.0395	剪力设计值通过上限值
80	C15	C15/C13	2	0.241	0.0361	剪力设计值通过上限值
90	C15	C15/C13	3	0.2482	0.0361	剪力设计值通过上限值
20	C15	C15/C13	0	0	0.01	剪力设计值通过上限值
30	C15	C15/C13	5	0.2363	0.0344	剪力设计值通过上限值



(控制措施平面圖)

表 3.3 剪力牆檢核結果

樓層	牆尺寸	牆編號	需求鋼筋量 cm/m	設計鋼筋量 cm/m	需求/容量比	狀態
1.5F	W60	P1	42.822	68.00	0.63	剪力設計超過上限值
10F	W50	P1	34.077	37.87	0.90	剪力設計超過上限值
2F	W60	P1	66.86	56.80	1.18	剪力設計超過上限值
3F	W50	P1	55.651	56.80	0.98	剪力設計超過上限值
4F	W50	P1	51.344	56.80	0.90	剪力設計超過上限值
5F	W50	P1	42.068	56.80	0.74	剪力設計超過上限值
6F	W50	P1	38.876	56.80	0.68	剪力設計超過上限值
7F	W50	P1	38.562	56.80	0.68	剪力設計超過上限值
10F	W50	P2	47.73	51.00	0.94	剪力設計超過上限值
11F	W50	P2	41.012	51.00	0.80	剪力設計超過上限值
12F	W50	P2	38.165	51.00	0.75	剪力設計超過上限值
13F	W50	P2	39.584	51.00	0.78	剪力設計超過上限值
16F	W50	P2	31.843	51.00	0.62	剪力設計超過上限值
3F	W50	P2	62.714	68.00	0.92	剪力設計超過上限值
40F	W50	P2	81.59	68.00	1.20	剪力設計超過上限值
51F	W50	P2	64.136	68.00	0.94	剪力設計超過上限值
6F	W50	P2	58.02	68.00	0.85	剪力設計超過上限值
7F	W30	P2	58.089	68.00	0.85	剪力設計超過上限值
8F	W50	P2	43.622	51.00	0.86	剪力設計超過上限值
9F	W50	P2	39.719	51.00	0.78	剪力設計超過上限值
2F	W50	P3	43.404	56.80	0.76	剪力設計超過上限值
3F	W50	P3	44.017	56.80	0.77	剪力設計超過上限值
4F	W50	P3	40.167	56.80	0.71	剪力設計超過上限值
5F	W50	P3	35.53	56.80	0.63	剪力設計超過上限值
1.5F	W60	P4	49.303	56.80	0.87	剪力設計超過上限值
3F	W50	P4	38.12	56.80	0.67	剪力設計超過上限值
2F	W60	P5	42.548	56.80	0.75	剪力設計超過上限值
3F	W30	P5	43.788	56.80	0.77	剪力設計超過上限值
4F	W50	P5	40.742	56.80	0.72	剪力設計超過上限值
2F	W60	P6	47.137	56.80	0.83	剪力設計超過上限值
3F	W50	P6	51.891	56.80	0.91	剪力設計超過上限值
4F	W50	P6	47.612	56.80	0.84	剪力設計超過上限值
5F	W50	P6	41.369	56.80	0.73	剪力設計超過上限值
6F	W50	P6	36.737	56.80	0.65	剪力設計超過上限值



C棟結構平面圖

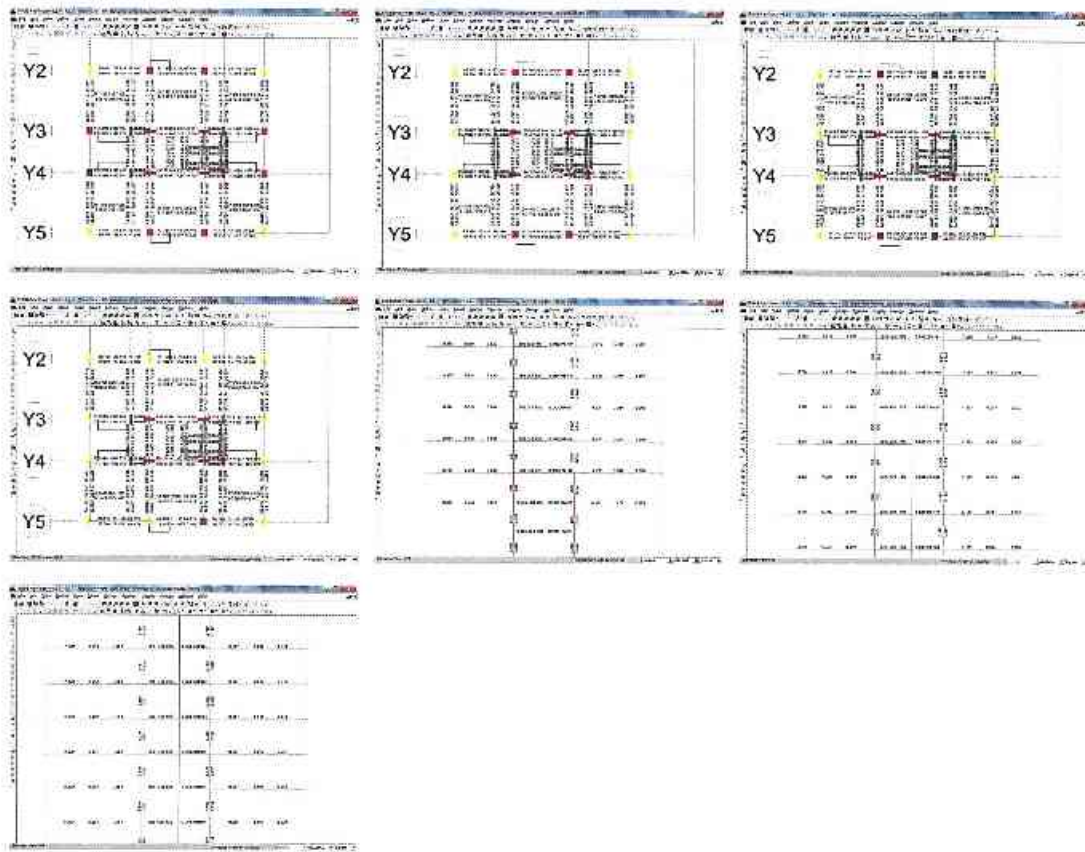


圖 3.1 梁配筋檢核成果



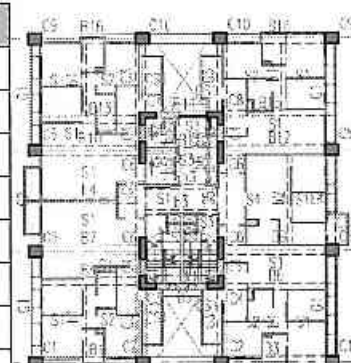
3.2 A2 區 E 棟原設計檢核成果

由原設計單位所提供之結構模型，並以 ACI318-08 進行設計，柱主筋檢核結果詳表 3.4；柱箍筋檢核結果詳表 3.5；剪力牆檢核結果詳表 3.6；梁檢核結果詳圖 3.2。

檢核結果顯示部分少部份柱主筋量超過施工圖說；柱箍筋需求量已超過法規之最大設計剪力強度上限；2 處剪力牆配筋量不足夠其餘剪力牆皆足夠，但已超過法規之最大設計剪力強度上限；排煙窗上方之短深梁及附近之短柱有剪力無法設計情形。

表 3.4 柱主筋檢核結果

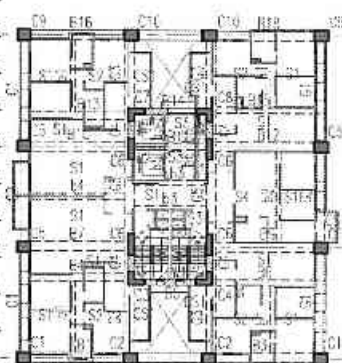
樓層	柱線	柱斷面	$A_s(\text{cm}^2)$	需求/容量比
1.5F	C38	2C3	229.419	1.033
1.5F	C39	2C4	229.419	1.136
3F	C39	3C4	196.645	1.016
3F	C16	3C6	229.419	1.05
4F	C46	4C6	163.096	1.093
5F	C16	5C6	152.903	1.029
2F	C62	2C6	229.419	1.043
3F	C62	3C6	229.419	1.163
4F	C62	4C6	163.096	1.211
5F	C62	5C6	152.903	1.157
6F	C62	6C6	152.903	1.099
7F	C62	7C6	142.709	1.055
1.5F	C71	2C7	180.258	1.251
2F	C72	2C8	180.258	1.298
3F	C72	3C8	142.709	1.34
4F	C72	4C8	142.709	1.275
5F	C72	5C8	112.129	1.243
6F	C72	6C8	112.129	1.228
7F	C72	7C8	112.129	1.131



E 棟結構平面圖

表 3.5 柱箍筋檢核結果

1.5F	C72	1MPC8	0	0.053	2	0.276	剪力設計超過上
10F	C72	10FC8	2	0.257	5	0.696	剪力設計超過上
11F	C72	11FC8	3	0.344	5	0.68	剪力設計超過上
12F	C72	12FC8	3	0.344	5	0.627	剪力設計超過上
13F	C72	13FC8	3	0.328	5	0.50	剪力設計超過上
14F	C72	14FC8	3	0.419	5	0.573	剪力設計超過上
15F	C72	15FC8	2	0.412	4	0.553	剪力設計超過上
16F	C72	16FC8	2	0.403	4	0.453	剪力設計超過上
17F	C72	17FC8	2	0.38	3	0.441	剪力設計超過上
2F	C72	2FC8	4	0.477	5	0.377	剪力設計超過上
3F	C72	3FC8	1	0.17	5	0.68	剪力設計超過上
4F	C72	4FC8	1	0.127	6	0.738	剪力設計超過上限值
5F	C72	5FC8	1	0.135	6	0.769	剪力設計超過上限值
6F	C72	6FC8	3	0.325	6	0.785	剪力設計超過上限值
7F	C72	7FC8	2	0.309	6	0.791	剪力設計超過上限值
8F	C72	8FC8	2	0.253	6	0.79	剪力設計超過上限值
9F	C72	9FC8	2	0.228	6	0.791	剪力設計超過上限值



E樓結構平面圖

表 3.6 剪力牆檢核結果

樓層	牆尺寸	牆編號	需求鋼筋量 cm/m	設計鋼筋量 cm/m	需求/容量比	狀態
2F	W60	P1	35.779	68.00	0.53	剪力設計超
3F	W50	P1	44.717	56.80	0.79	剪力設計超
4F	W50	P1	41.609	56.80	0.73	剪力設計超
5F	W50	P1	33.764	56.80	0.59	剪力設計超
6F	W50	P1	30.933	56.80	0.54	剪力設計超
7F	W50	P1	30.696	56.80	0.54	剪力設計超
1.5F	W60	P2	40.823	68.00	0.60	剪力設計超
10F	W50	P2	39.986	51.00	0.78	剪力設計超
11F	W50	P2	36.84	51.00	0.72	剪力設計超
12F	W50	P2	34.704	51.00	0.68	剪力設計超
13F	W50	P2	36.929	51.00	0.72	剪力設計超過上限值
2F	W60	P2	42.583	68.00	0.63	剪力設計超過上限值
3F	W50	P2	68.739	68.00	1.01	剪力設計超過上限值
4F	W50	P2	67.694	68.00	1.00	剪力設計超過上限值
5F	W50	P2	55.044	68.00	0.81	剪力設計超過上限值
6F	W50	P2	51.147	68.00	0.75	剪力設計超過上限值
7F	W50	P2	52.314	68.00	0.77	剪力設計超過上限值
8F	W50	P2	38.434	51.00	0.75	剪力設計超過上限值
9F	W50	P2	35.273	51.00	0.69	剪力設計超過上限值
3F	W50	P3	38.926	56.80	0.69	剪力設計超過上限值
4F	W50	P3	30.554	56.80	0.54	剪力設計超過上限值
3F	W50	P4	39.564	56.80	0.70	剪力設計超過上限值
4F	W50	P4	30.96	56.80	0.55	剪力設計超過上限值
4F	W50	P5	37.262	56.80	0.66	剪力設計超過上限值
5F	W50	P5	32.301	56.80	0.57	剪力設計超過上限值
1.5F	W60	P6	38.426	56.80	0.68	剪力設計超過上限值



E樓結構平面圖

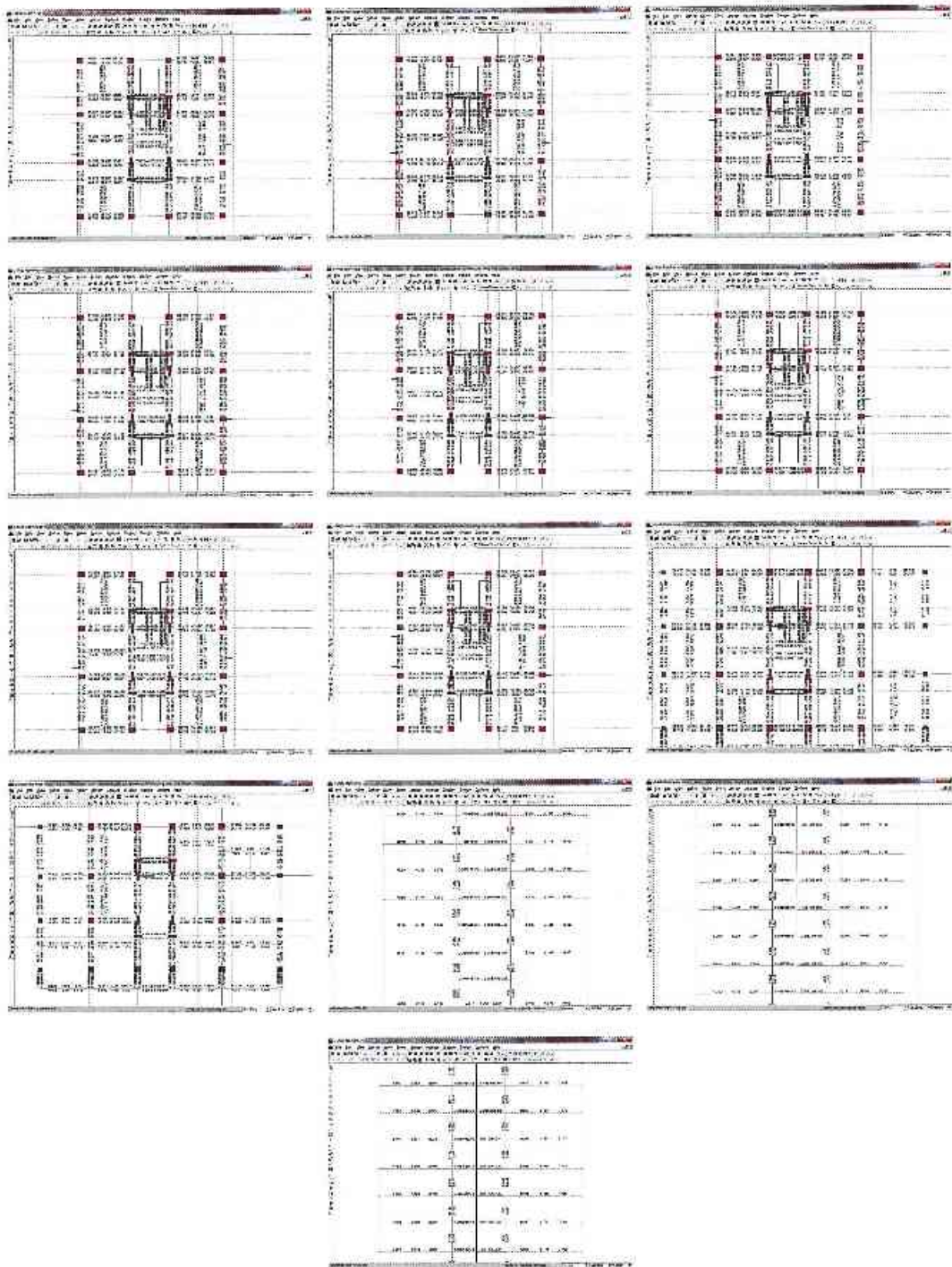


圖 3.2 梁配筋檢核成果

3.3 A3 區 E 棟原設計檢核成果

由原設計單位所提供之結構模型，並以 ACI318-08 進行設計，柱主筋檢核結果詳表 3.7；柱箍筋檢核結果詳表 3.8；剪力牆檢核結果詳表 3.9；梁檢核結果詳圖 3.3。

檢核結果顯示部分少部份柱主筋量超過施工圖說；柱箍筋需求量已超過法規之最大設計剪力強度上限；兩處剪力牆配筋量不足夠其餘剪力牆皆足夠，但已超過法規之最大設計剪力強度上限；排煙窗上方之短深梁及附近之短柱有剪力無法設計情形；排煙窗上方短深梁 3F~14F 主筋無法設計；6F~9F G5 梁主筋超過施工圖說鋼筋量。。

表 3.7 柱主筋檢核結果

樓層	柱緣	柱斷面	As(cm ²)	需求/容量比
3F	C104	3FC22	262.193	0.891
4F	C104	4FC22	163.096	0.889
6F	C136	6FC27	142.709	0.93
7F	C136	7FC27	142.709	0.902
3F	C144	3FC29	196.645	0.978
MF	C144	2FC29	229.419	1.039
3F	C149	3FC30	229.419	0.928
3F	C154	3FC30	229.419	0.926
4F	C154	4FC30	163.096	0.887

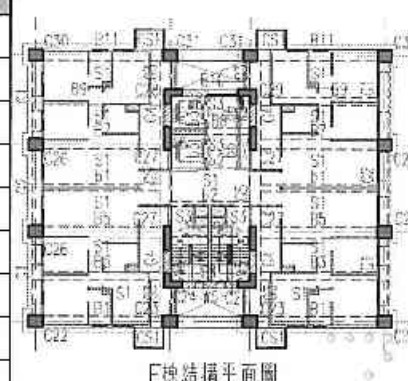
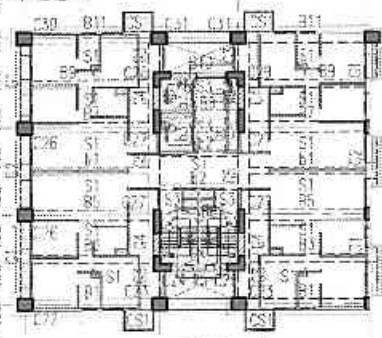


表 3.8 柱箍筋檢核結果

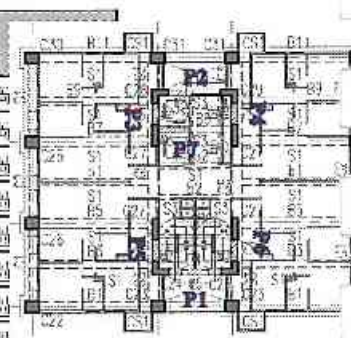
樓層	柱線	柱斷面	#4箍筋支數	V22箍筋比	#4箍筋支數	V33箍筋比	狀態
2F	C111	2FC24	2	0.24	0	0	剪力設計超過
2F	C112	2FC25	2	0.251	0	0	剪力設計超過
2F	C118	2FC27	6	0.795	0	0	剪力設計超過
2F	C119	2FC27	6	0.795	0	0	剪力設計超過
2F	C135	2FC27	6	0.781	0	0	剪力設計超過
2F	C136	2FC27	6	0.781	0	0	剪力設計超過
2F	C143	2FC28	1	0.106	0	0	剪力設計超過
2F	C144	2FC28	4	0.505	0	0	剪力設計超過
MF	C144	2FC28	4	0.449	5	0.574	剪力設計超過
2F	C18	2FC2	0	0	8	1.005	剪力設計超過
2F	C20	2FC2	0	0	5	0.691	剪力設計超過上限值
2F	C34	2FC3	2	0.308	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C35	2FC4	0	0	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C39	2FC5	0	0	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C40	2FC6	12	1.497	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C41	2FC6	12	1.511	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C42	2FC5	6	0.762	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C58	2FC5	0	0	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C59	2FC6	12	1.518	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C60	2FC6	12	1.517	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C61	2FC5	7	0.891	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C71	2FC7	3	0.442	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C72	2FC8	3	0.335	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C78	2FC9	0	0	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C79	2FC10	0	0	0	0	剪力設計超過上限值
2F	C81	2FC10	0	0	1	0.397	剪力設計超過上限值
2F	C83	2FC9	7	0.942	0	0	剪力設計超過上限值



二樓結構平面圖

表 3.9 剪力牆檢核結果

樓層	牆尺寸	牆編號	需求鋼筋量 cm/m	設計鋼筋量 cm/m	需求/容量比	狀態
3F	W50	P1	35.81	56.80	0.63	剪力設計超過
4F	W50	P1	40.52	56.80	0.71	剪力設計超過
5F	W50	P1	34.49	56.80	0.61	剪力設計超過
6F	W50	P1	30.54	56.80	0.54	剪力設計超過
3F	W50	P2	75.10	68.00	1.10	剪力設計超過
4F	W50	P2	48.47	68.00	0.71	剪力設計超過
3F	W50	P3	32.25	56.80	0.57	剪力設計超過
4F	W50	P3	35.87	56.80	0.63	剪力設計超過
3F	W50	P4	33.10	56.80	0.58	剪力設計超過
4F	W50	P4	38.80	56.80	0.68	剪力設計超過上限值
5F	W50	P4	33.30	56.80	0.59	剪力設計超過上限值
3F	W50	P5	38.12	56.80	0.67	剪力設計超過上限值
4F	W50	P5	42.83	56.80	0.75	剪力設計超過上限值
5F	W50	P5	37.11	56.80	0.65	剪力設計超過上限值
3F	W50	P6	29.89	56.80	0.53	剪力設計超過上限值
4F	W30	P7	23.08	16.93	1.36	剪力設計超過上限值



三樓結構平面圖

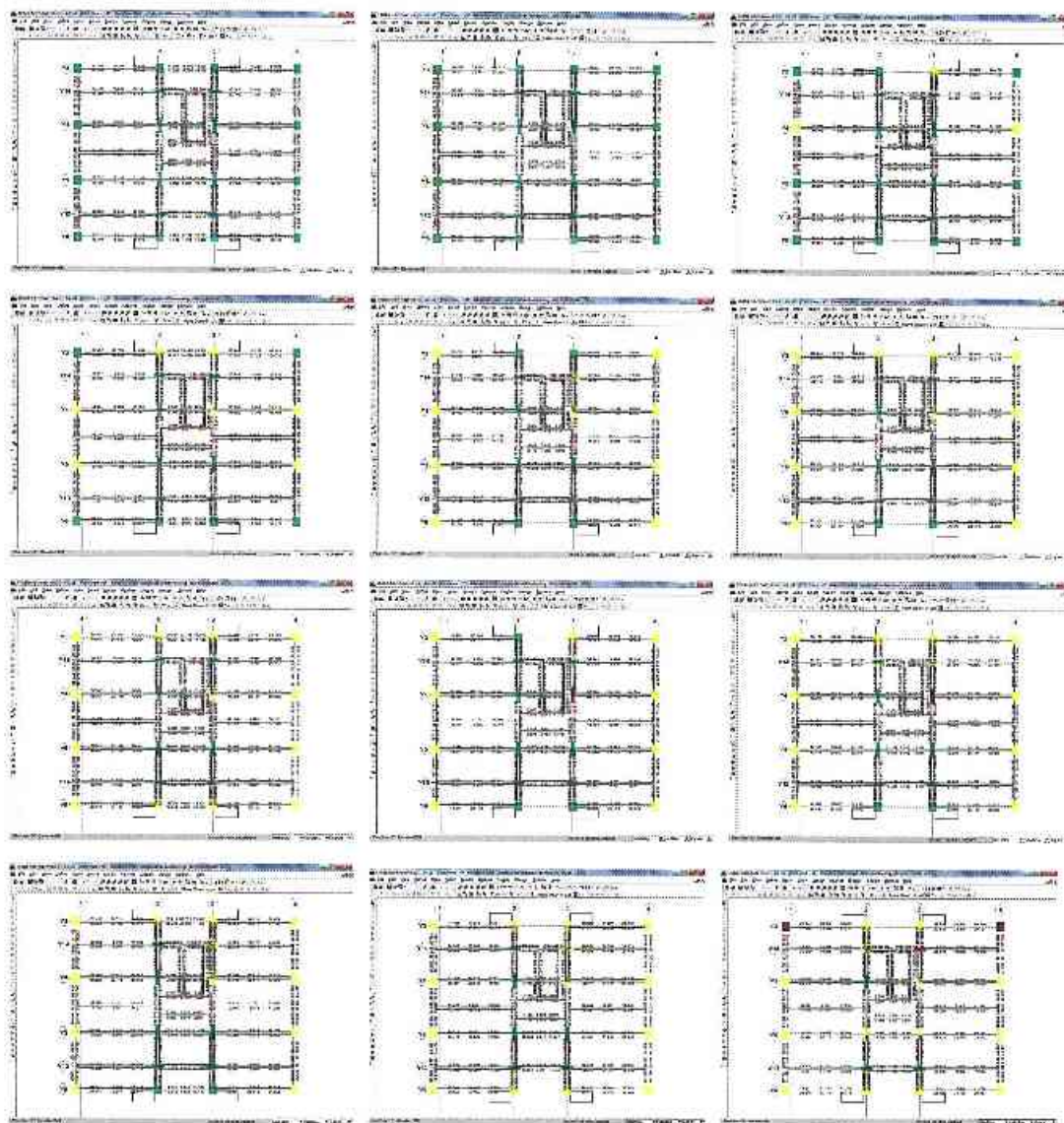


圖 3.3 梁配筋檢核成果



3.4 A3 區 F 棟原設計檢核成果

由原設計單位所提供之結構模型，並以 ACI318-08 進行設計，柱主筋檢核結果詳表 3.10；柱箍筋檢核結果詳表 3.11；剪力牆檢核結果詳表 3.12；梁檢核結果詳圖 3.4。

檢核結果顯示部分少部份柱主筋量超過施工圖說；柱箍筋需求量已超過法規之最大設計剪力強度上限；剪力牆配筋量足夠，但已超過法規之最大設計剪力強度上限；排煙窗上方之短深梁及附近之短柱有剪力無法設計情形。

表 3.10 柱主筋檢核結果

樓層	柱線	柱斷面	As(cm ²)	需求/容量比
3F	C35	3HC4	250	1.013
4F	C35	4HC4	210	1.024
MF	C35	2HC4	250	1.076

表 3.11 柱箍筋檢核結果

序号	材料	材料规格	材料数量	材料单价	材料总价	材料品牌	材料备注
1	钢筋	HRB400	1000	4.00	4000.00	永钢	用于主体结构
2	钢筋	HRB400	500	4.00	2000.00	永钢	用于主体结构
3	钢筋	HRB400	300	4.00	1200.00	永钢	用于主体结构
4	钢筋	HRB400	200	4.00	800.00	永钢	用于主体结构
5	钢筋	HRB400	100	4.00	400.00	永钢	用于主体结构
6	钢筋	HRB400	50	4.00	200.00	永钢	用于主体结构
7	钢筋	HRB400	25	4.00	100.00	永钢	用于主体结构
8	钢筋	HRB400	12.5	4.00	50.00	永钢	用于主体结构
9	钢筋	HRB400	6.25	4.00	25.00	永钢	用于主体结构
10	钢筋	HRB400	3.125	4.00	12.50	永钢	用于主体结构
11	钢筋	HRB400	1.5625	4.00	6.25	永钢	用于主体结构
12	钢筋	HRB400	0.78125	4.00	3.125	永钢	用于主体结构
13	钢筋	HRB400	0.390625	4.00	1.5625	永钢	用于主体结构
14	钢筋	HRB400	0.1953125	4.00	0.78125	永钢	用于主体结构
15	钢筋	HRB400	0.09765625	4.00	0.390625	永钢	用于主体结构
16	钢筋	HRB400	0.048828125	4.00	0.1953125	永钢	用于主体结构
17	钢筋	HRB400	0.0244140625	4.00	0.09765625	永钢	用于主体结构
18	钢筋	HRB400	0.01220703125	4.00	0.048828125	永钢	用于主体结构
19	钢筋	HRB400	0.006103515625	4.00	0.0244140625	永钢	用于主体结构
20	钢筋	HRB400	0.0030517578125	4.00	0.01220703125	永钢	用于主体结构
21	钢筋	HRB400	0.00152587890625	4.00	0.006103515625	永钢	用于主体结构
22	钢筋	HRB400	0.000762939453125	4.00	0.0030517578125	永钢	用于主体结构
23	钢筋	HRB400	0.0003814697265625	4.00	0.00152587890625	永钢	用于主体结构
24	钢筋	HRB400	0.00019073486328125	4.00	0.000762939453125	永钢	用于主体结构
25	钢筋	HRB400	9.5367431640625e-05	4.00	0.0003814697265625	永钢	用于主体结构
26	钢筋	HRB400	4.76837158203125e-05	4.00	0.00019073486328125	永钢	用于主体结构
27	钢筋	HRB400	2.384185791015625e-05	4.00	9.5367431640625e-05	永钢	用于主体结构
28	钢筋	HRB400	1.1920928955078125e-05	4.00	4.76837158203125e-05	永钢	用于主体结构
29	钢筋	HRB400	5.9604644775390625e-06	4.00	2.384185791015625e-05	永钢	用于主体结构
30	钢筋	HRB400	2.98023223876953125e-06	4.00	1.1920928955078125e-05	永钢	用于主体结构
31	钢筋	HRB400	1.490116119384765625e-06	4.00	5.9604644775390625e-06	永钢	用于主体结构
32	钢筋	HRB400	7.450580596923828125e-07	4.00	2.98023223876953125e-06	永钢	用于主体结构
33	钢筋	HRB400	3.7252902984619140625e-07	4.00	1.490116119384765625e-06	永钢	用于主体结构
34	钢筋	HRB400	1.86264514923095703125e-07	4.00	7.450580596923828125e-07	永钢	用于主体结构
35	钢筋	HRB400	9.31322574615478515625e-08	4.00	3.7252902984619140625e-07	永钢	用于主体结构
36	钢筋	HRB400	4.656612873077392578125e-08	4.00	1.86264514923095703125e-07	永钢	用于主体结构
37	钢筋	HRB400	2.3283064365386962890625e-08	4.00	9.31322574615478515625e-08	永钢	用于主体结构
38	钢筋	HRB400	1.16415321826934814453125e-08	4.00	4.656612873077392578125e-08	永钢	用于主体结构
39	钢筋	HRB400	5.82076609134674072265625e-09	4.00	2.3283064365386962890625e-08	永钢	用于主体结构
40	钢筋	HRB400	2.910383045673370361328125e-09	4.00	1.16415321826934814453125e-08	永钢	用于主体结构
41	钢筋	HRB400	1.4551915228366851806640625e-09	4.00	5.82076609134674072265625e-09	永钢	用于主体结构
42	钢筋	HRB400	7.2759576141834259033203125e-10	4.00	2.910383045673370361328125e-09	永钢	用于主体结构
43	钢筋	HRB400	3.63797880709171295166015625e-10	4.00	1.4551915228366851806640625e-09	永钢	用于主体结构

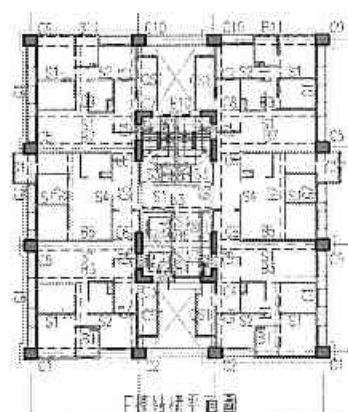
[illegible]

表 3.12 剪力牆檢核結果

樓層	牆尺寸	牆編號	需求鋼筋量 cm/m	設計鋼筋量 cm/m	需求/容量比	狀態
4F	W50	P1	35.541	56.80	0.63	剪力設計超過上限
3F	W50	P1	32.402	56.80	0.57	剪力設計超過上限
4F	W50	P6	32.824	56.80	0.58	剪力設計超過上限
3F	W50	P6	31.734	56.80	0.56	剪力設計超過上限
13F	W50	P2	30.695	51.00	0.60	剪力設計超過上限
12F	W50	P2	30.007	51.00	0.59	剪力設計超過上限
11F	W50	P2	33.414	51.00	0.66	剪力設計超過上限
10F	W50	P2	39.621	51.00	0.78	剪力設計超過上限
8F	W50	P2	34.938	51.00	0.69	剪力設計超過上限
7F	W50	P2	46.687	68.00	0.69	剪力設計超過上限值
6F	W50	P2	46.119	68.00	0.68	剪力設計超過上限值
5F	W50	P2	49.465	68.00	0.73	剪力設計超過上限值
4F	W50	P2	61.033	68.00	0.90	剪力設計超過上限值
3F	W50	P2	59.164	68.00	0.87	剪力設計超過上限值
5F	W50	P3	30.964	56.80	0.55	剪力設計超過上限值
4F	W50	P3	35.572	56.80	0.63	剪力設計超過上限值
3F	W50	P3	32.468	56.80	0.57	剪力設計超過上限值
2F	W60	P4	49.649	56.80	0.87	剪力設計超過上限值
4F	W50	P5	32.429	56.80	0.57	剪力設計超過上限值
3F	W50	P5	32.138	56.80	0.57	剪力設計超過上限值
2F	W60	P5	48.943	56.80	0.86	剪力設計超過上限值
MF	W60	P5	47.257	56.80	0.83	剪力設計超過上限值

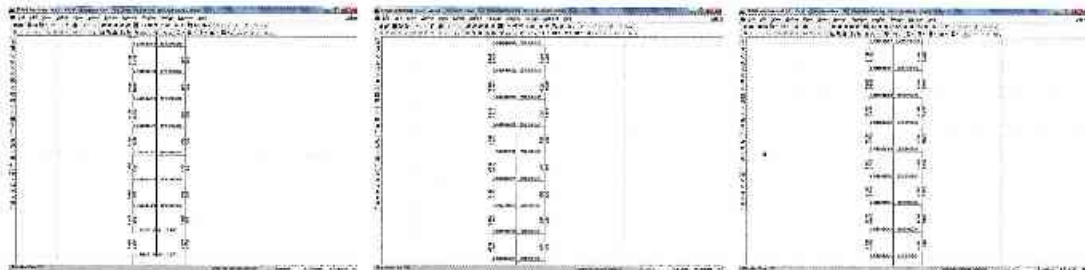


圖 3.4 梁配筋檢核成果

3.5 A6 區 I 棟原設計檢核成果

由原設計單位所提供之結構模型，並以 ACI318-08 進行設計，柱主筋檢核結果詳表 3.13；柱箍筋檢核結果詳表 3.14；剪力牆檢核結果詳表 3.15；梁檢核結果詳圖 3.5。

檢核結果顯示部分少部份柱主筋量超過施工圖說；柱箍筋需求量已超過法規之最大設計剪力強度上限；1 處剪力牆配筋量不足夠其餘剪力牆皆足夠，但已超過法規之最大設計剪力強度上限；排煙窗上方之短深梁及附近之短柱有剪力無法設計情形；8F~9F G5 梁主筋超過施工圖說鋼筋量。。

表 3.13 柱主筋檢核結果

樓層	柱線	柱斷面	As(cm ²)	需求/容量比
5F	C154	15FC41	120	1.333
5.5F	C158	12FC49	250	1.131
3F	C158	13FC49	230	1.133
4F	C158	14FC49	230	1.1
5F	C158	15FC49	140	1.196
6F	C158	16FC49	140	1.086
7F	C158	17FC49	120	1.14
5F	C159	15FC51	120	1.359
5F	C184	15FC41	120	1.353
5F	C189	15FC51	120	1.378

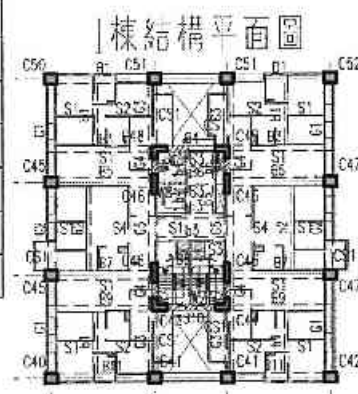


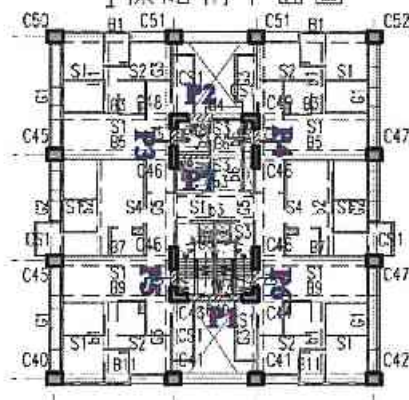
表 3.14 柱箍筋檢核結果

序号	灯型	灯功率	A1照度(支数)	A2照度(支数)	A3照度(支数)	A4照度(支数)	照度	灯型	灯功率	A1照度(支数)	A2照度(支数)	A3照度(支数)	A4照度(支数)	照度
34	TH45	TH45A	8	2	2	35	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	5	11	2	35
40	TH45	TH45A	8	1.1	2	35	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	7	28	2	35
46	TH45	TH45A	9	1.1	2	35	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	6	9	9	35
50	TH45	TH45A	9	1.1	2	35	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	5	11	9	35
117	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	5	11	9	35
118	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	5	11	9	35
119	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	5	11	9	35
35	TH45	TH45A	8	2	8	35	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	5	11	3	35
41	TH45	TH45A	3	0.3	8	35	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	6	9	2	35
51	TH45	TH45A	5	0.3	8	35	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	5	11	2	35
56	TH45	TH45A	2	0.3	8	35	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	2	23	7	35
71	TH45	TH45A	2	0.3	8	35	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	2	23	7	35
81	TH45	TH45A	2	0.3	8	35	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	2	23	7	35
87	TH45	TH45A	3	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	8	35
117	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	8	35
118	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	8	35
119	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	8	35
36	TH45	TH45A	3	0.3	9	1.1	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
42	TH45	TH45A	2	0.3	9	1.1	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
52	TH45	TH45A	2	0.3	9	1.1	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
62	TH45	TH45A	2	0.3	9	1.1	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
72	TH45	TH45A	2	0.3	9	1.1	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
82	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
88	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
117	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
118	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
119	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
37	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
43	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
53	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
63	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
73	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
83	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
90	TH45	TH45A	2	0.3	7	39	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
100	TH45	TH45A	9	1.2	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	6	9	1.1	射灯射灯 射灯 射灯
117	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
118	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
119	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
120	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
130	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
131	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
132	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
133	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
134	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
135	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
136	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
137	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
138	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
139	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
140	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
141	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
142	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
143	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
144	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
145	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
146	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
147	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
148	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
149	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
150	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
151	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
152	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
153	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
154	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
155	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
156	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
157	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
158	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
159	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
160	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
161	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
162	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
163	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
164	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
165	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
166	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
167	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
168	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
169	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
170	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
171	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
172	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
173	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
174	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
175	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
176	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
177	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
178	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
179	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
180	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
181	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
182	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
183	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
184	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
185	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
186	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
187	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
188	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
189	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
190	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A	3	24	7	35
191	TH45	TH45A	2	0.3	3	3.5	射灯射灯 射灯 射灯	45	TH45	TH45A</				

表 3.15 剪力牆檢核結果

樓層	牆尺寸	牆編號	需求鋼筋量 cm/m	設計鋼筋量 cm/m	需求/容量比	狀態
10F	W50	P1	26.43	37.87	0.70	剪力設計超過上限值
2F	W60	P1	46.94	68.00	0.69	剪力設計超過上限值
3F	W50	P1	44.17	56.80	0.78	剪力設計超過上限值
4F	W50	P1	45.21	56.80	0.80	剪力設計超過上限值
5F	W50	P1	36.95	56.80	0.65	剪力設計超過上限值
6F	W50	P1	33.33	56.80	0.59	剪力設計超過上限值
7F	W50	P1	31.92	56.80	0.56	剪力設計超過上限值
1.5F	W60	P2	36.80	68.00	0.54	剪力設計超過上限值
10F	W50	P2	43.26	51.00	0.85	剪力設計超過上限值
11F	W50	P2	39.30	51.00	0.77	剪力設計超過上限值
12F	W50	P2	34.95	51.00	0.69	剪力設計超過上限值
13F	W50	P2	36.60	51.00	0.72	剪力設計超過上限值
2F	W60	P2	51.92	68.00	0.76	剪力設計超過上限值
3F	W50	P2	70.03	68.00	1.03	剪力設計超過上限值
4F	W50	P2	74.99	68.00	1.10	剪力設計超過上限值
5F	W50	P2	60.45	68.00	0.89	剪力設計超過上限值
6F	W50	P2	55.23	68.00	0.81	剪力設計超過上限值
7F	W50	P2	55.28	68.00	0.81	剪力設計超過上限值
8F	W50	P2	40.50	51.00	0.79	剪力設計超過上限值
9F	W50	P2	35.87	51.00	0.70	剪力設計超過上限值
3F	W50	P3	41.56	56.80	0.73	剪力設計超過上限值
4F	W50	P3	40.28	56.80	0.71	剪力設計超過上限值
5F	W50	P3	31.83	56.80	0.56	剪力設計超過上限值
3F	W50	P4	42.37	56.80	0.75	剪力設計超過上限值
4F	W50	P4	41.20	56.80	0.73	剪力設計超過上限值
5F	W50	P4	32.67	56.80	0.58	剪力設計超過上限值
3F	W50	P5	46.24	56.80	0.81	剪力設計超過上限值
4F	W50	P5	47.98	56.80	0.84	剪力設計超過上限值
5F	W50	P5	39.77	56.80	0.70	剪力設計超過上限值
6F	W50	P5	33.77	56.80	0.59	剪力設計超過上限值
3F	W50	P6	39.48	56.80	0.70	剪力設計超過上限值
4F	W50	P6	34.28	56.80	0.60	剪力設計超過上限值
1.5F	W30	P7	21.46	56.80	0.38	剪力設計超過上限值
2F	W30	P7	24.03	56.80	0.42	剪力設計超過上限值

I棟結構平面圖



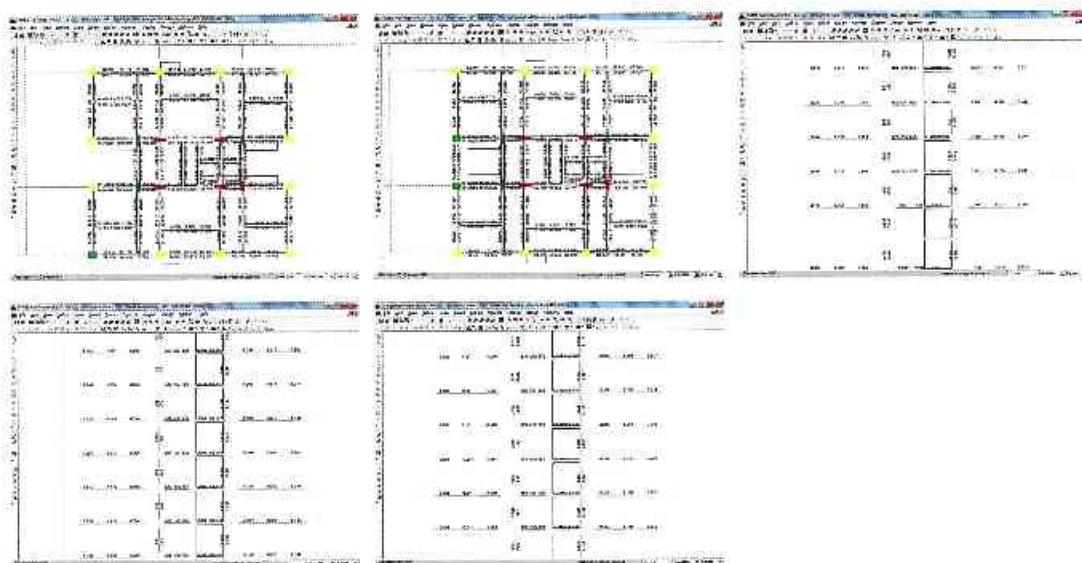


圖 3.5 梁配筋檢核成果

3.6 A6 區 J 棟原設計檢核成果

由原設計單位所提供之結構模型，並以 ACI318-08 進行設計，柱主筋檢核結果詳表 3.16；柱箍筋檢核結果詳表 3.17；剪力牆檢核結果詳表 3.18；梁檢核結果詳圖 3.6。

檢核結果顯示部分少部份柱主筋量超過施工圖說；柱箍筋需求量已超過法規之最大設計剪力強度上限；1 處剪力牆配筋量不足夠其餘剪力牆皆足夠，但已超過法規之最大設計剪力強度上限；排煙窗上方之短深梁及附近之短柱有剪力無法設計情形；8F~9F G5 梁主筋超過施工圖說鋼筋量。

表 3.16 柱主筋檢核結果

樓層	柱線	柱斷面	$A_s(\text{cm}^2)$	需求/容量比
1.5F	C148	J2FC2	160	1.017
3F	C148	J3FC2	150	1.385
4F	C148	J4FC2	130	1.342
5F	C148	J5FC2	120	1.4
1.5F	C152	J2FC10	140	1.255
3F	C152	J3FC10	120	1.412
4F	C152	J4FC10	120	1.423
5F	C152	J5FC10	140	1.184
6F	C152	J6FC10	140	1.094
7F	C152	J7FC10	140	1.006
1.5F	C153	J2FC12	160	1.06
2F	C153	J2FC12	160	1.006
3F	C153	J3FC12	150	1.335
4F	C153	J4FC12	130	1.387
5F	C153	J5FC12	120	1.42
1.5F	C178	J2FC2	160	1.014
3F	C178	J3FC2	150	1.384
4F	C178	J4FC2	130	1.34
5F	C178	J5FC2	120	1.401
1.5F	C183	J2FC12	160	1.097
2F	C183	J2FC12	160	1.018
3F	C183	J3FC12	150	1.427
4F	C183	J4FC12	130	1.392
5F	C183	J5FC12	120	1.446

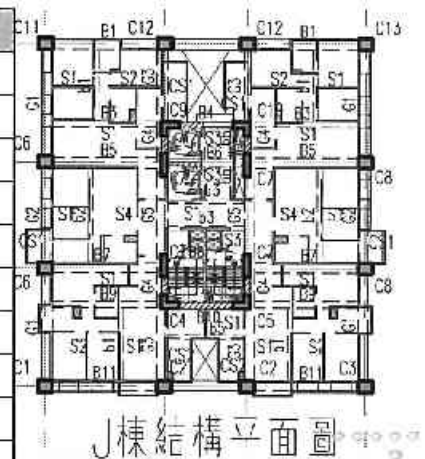


表 3.17 柱箍筋檢核結果

樓層	柱線	柱斷面	#3箍筋支數	V22箍筋支	#4箍筋支數	V33箍筋比	狀
3F	C149	J3FC5	0	0	2	0.2	剪力設計超
4F	C149	J4FC5	0	0	2	0.2	剪力設計超
11F	C150	J11FC7	2	0.3	6	0.8	剪力設計超
3F	C150	J3FC7	0	0	8	1	剪力設計超
4F	C150	J4FC7	0	0	8	1	剪力設計超
5F	C150	J5FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超
6F	C150	J6FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超
7F	C150	J7FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超
8F	C150	J8FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超
9F	C150	J9FC7	3	0.4	8	1	剪力設計超
11F	C151	J11FC7	2	0.3	7	0.9	剪力設計超
3F	C151	J3FC7	0	0	8	1	剪力設計超過上限值
4F	C151	J4FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超過上限值
5F	C151	J5FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超過上限值
6F	C151	J6FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超過上限值
7F	C151	J7FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超過上限值
8F	C151	J8FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超過上限值
9F	C151	J9FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超過上限值
10F	C152	J10FC10	9	1.2	3	0.4	剪力設計超過上限值
11F	C152	J11FC10	6	0.8	3	0.4	剪力設計超過上限值
12F	C152	J12FC10	6	0.8	3	0.4	剪力設計超過上限值
13F	C152	J13FC10	6	0.8	3	0.4	剪力設計超過上限值
14F	C152	J14FC10	9	1.1	3	0.4	剪力設計超過上限值
3F	C152	J3FC10	0	0	0	0	剪力設計超過上限值
4F	C152	J4FC10	0	0	0	0	剪力設計超過上限值
5F	C152	J5FC10	9	1.1	0	0	剪力設計超過上限值
6F	C152	J6FC10	9	1.1	0	0	剪力設計超過上限值
7F	C152	J7FC10	9	1.1	4	0.5	剪力設計超過上限值
8F	C152	J8FC10	9	1.1	3	0.4	剪力設計超過上限值
9F	C152	J9FC10	9	1.1	4	0.5	剪力設計超過上限值
3F	C179	J3FC1	0	0	2	0.2	剪力設計超過上限值
4F	C179	J4FC1	0	0	2	0.2	剪力設計超過上限值
11F	C180	J11FC7	2	0.3	6	0.8	剪力設計超過上限值
3F	C180	J3FC7	0	0	6	0.3	剪力設計超過上限值
4F	C180	J4FC7	0	0	6	0.3	剪力設計超過上限值
5F	C180	J5FC7	2	0.3	7	0.9	剪力設計超過上限值
6F	C180	J6FC7	2	0.3	7	0.9	剪力設計超過上限值
7F	C180	J7FC7	2	0.3	7	0.9	剪力設計超過上限值
8F	C180	J8FC7	2	0.3	3	1	剪力設計超過上限值
9F	C180	J9FC7	3	0.4	3	1	剪力設計超過上限值
11F	C181	J11FC7	2	0.3	6	0.8	剪力設計超過上限值
3F	C181	J3FC7	0	0	6	0.8	剪力設計超過上限值
4F	C181	J4FC7	2	0.3	6	0.8	剪力設計超過上限值
5F	C181	J5FC7	2	0.3	7	0.9	剪力設計超過上限值
6F	C181	J6FC7	2	0.3	7	0.9	剪力設計超過上限值
7F	C181	J7FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超過上限值
8F	C181	J8FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超過上限值
9F	C181	J9FC7	2	0.3	8	1	剪力設計超過上限值

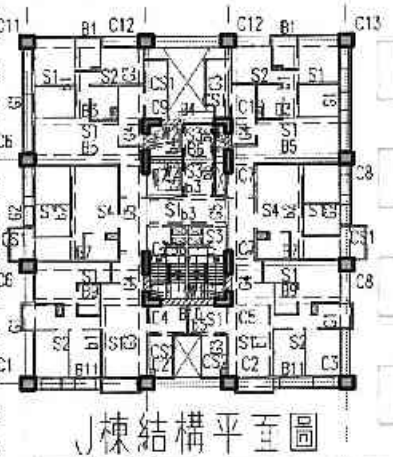
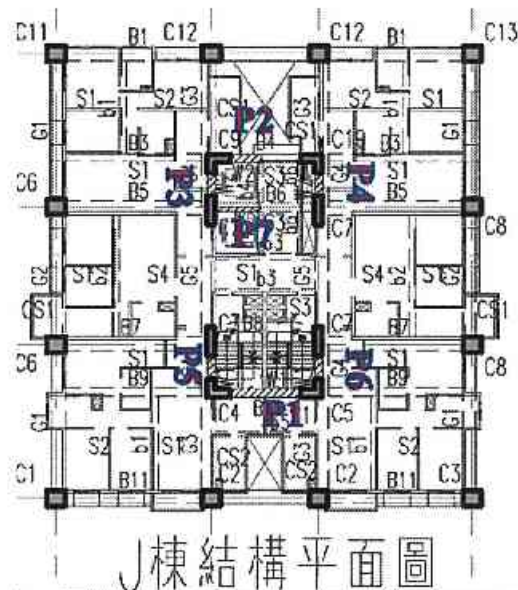


表 3.18 剪力牆檢核結果

樓層	牆尺寸	牆編號	需求鋼筋量 cm/m	設計鋼筋量 cm/m	需求/容量比	狀態
1.5F	W60	P1	37.90	68.00	0.56	剪力設計超過上限值
2F	W60	P1	45.68	68.00	0.67	剪力設計超過上限值
3F	W50	P1	55.92	56.80	0.98	剪力設計超過上限值
4F	W50	P1	45.86	56.80	0.81	剪力設計超過上限值
5F	W50	P1	36.20	56.80	0.64	剪力設計超過上限值
6F	W50	P1	32.51	56.80	0.57	剪力設計超過上限值
7F	W50	P1	31.94	56.80	0.56	剪力設計超過上限值
10F	W50	P2	42.12	51.00	0.83	剪力設計超過上限值
11F	W50	P2	38.10	51.00	0.75	剪力設計超過上限值
12F	W50	P2	33.87	51.00	0.66	剪力設計超過上限值
13F	W50	P2	34.60	51.00	0.68	剪力設計超過上限值
3F	W50	P2	63.65	68.00	0.94	剪力設計超過上限值
4F	W50	P2	70.90	68.00	1.04	剪力設計超過上限值
5F	W50	P2	59.33	68.00	0.87	剪力設計超過上限值
6F	W50	P2	54.29	68.00	0.80	剪力設計超過上限值
7F	W50	P2	54.31	68.00	0.80	剪力設計超過上限值
8F	W50	P2	41.31	51.00	0.81	剪力設計超過上限值
9F	W50	P2	36.56	51.00	0.72	剪力設計超過上限值
3F	W50	P3	46.91	56.80	0.83	剪力設計超過上限值
4F	W50	P3	43.89	56.80	0.77	剪力設計超過上限值
5F	W50	P3	32.55	56.80	0.57	剪力設計超過上限值
3F	W50	P4	45.43	56.80	0.80	剪力設計超過上限值
4F	W50	P4	41.50	56.80	0.73	剪力設計超過上限值
5F	W50	P4	33.55	56.80	0.59	剪力設計超過上限值
3F	W50	P5	38.93	56.80	0.69	剪力設計超過上限值
3F	W50	P6	47.43	56.80	0.84	剪力設計超過上限值
4F	W50	P6	49.32	56.80	0.87	剪力設計超過上限值
5F	W50	P6	42.69	56.80	0.75	剪力設計超過上限值
6F	W50	P6	36.66	56.80	0.65	剪力設計超過上限值



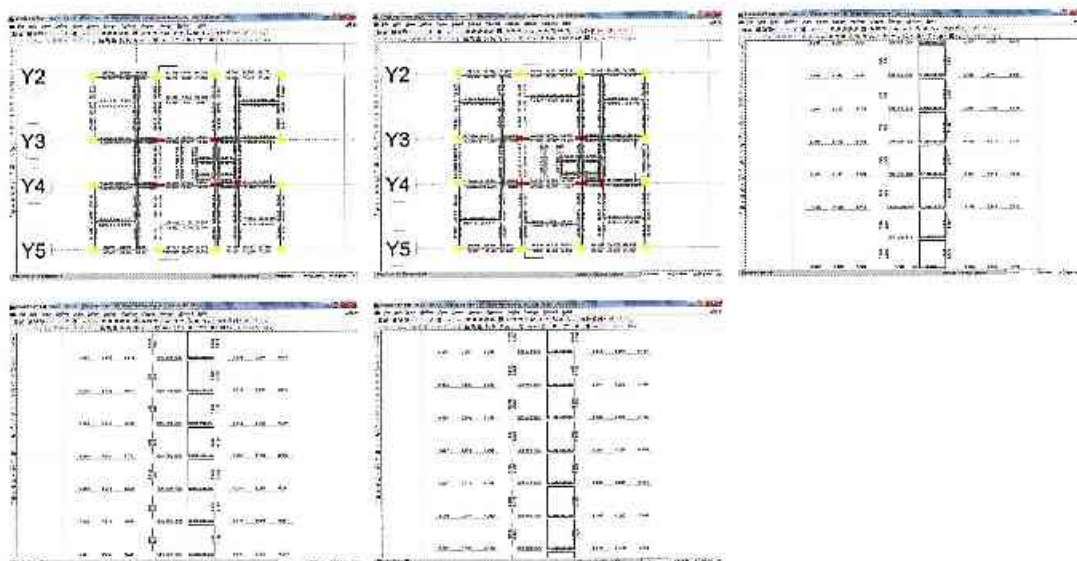


圖 3.6 梁配筋檢核成果

3.7 CASE2 檢核結果(以 A2 E 棟為例)

CASE2 係採原設計單位所提供之結構模型，並於排煙窗加做鋼框斜撐(圖 1.5 及圖 3.7)，此外將活載重折減為 80%，並以 ACI318-08 進行檢核。鋼框及斜撐材料採用 SM570，斜撐設計成果詳圖 3.8。

設計結果詳圖 3.9~3.14。其中，順沿這排煙窗方向之剪力牆設計已控制不超過 $5V_c$ 。排煙窗處之深短梁 B14 梁彎矩及剪力鋼筋無法設計、C8 柱剪力鋼筋不足(如考慮鋼框之剪力貢獻，則剪力鋼筋足夠)。

因此，採用鋼框斜撐補強工法能改善現有鋼筋不足或彎矩剪力無法設計的狀況。惟，鋼框斜撐擺放位置、材料強度及尺寸應進一步委由專業技師進行細部設計，本評估報告僅供參考。

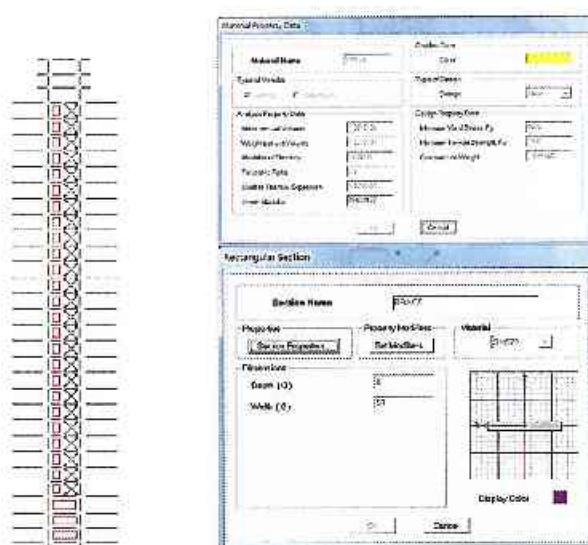


圖 3.7 鋼框斜撐輸入參數

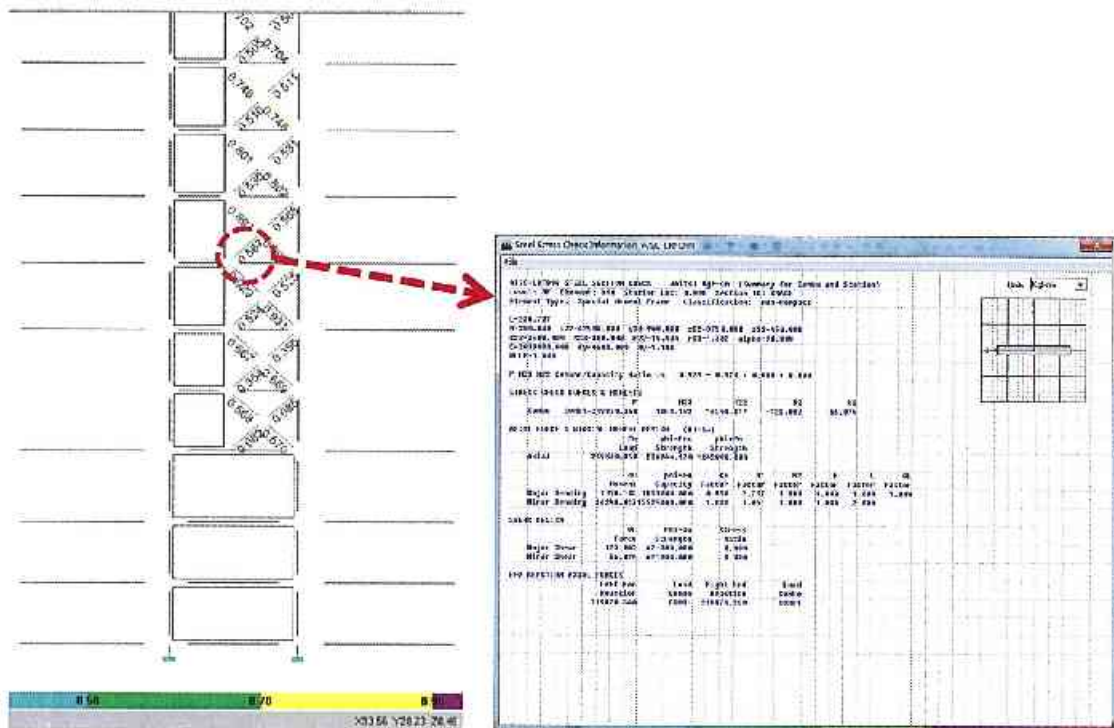


圖 3.8 斜撐設計成果

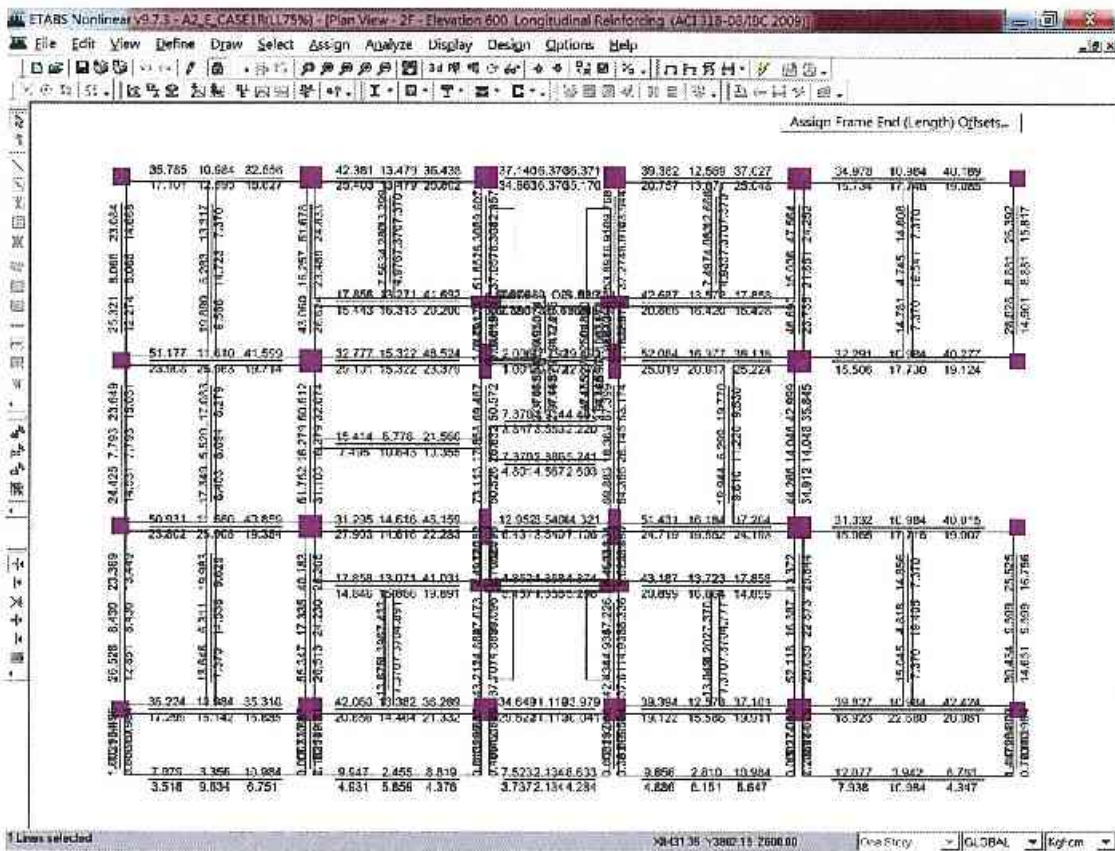


圖 3.9 2F 梁配筋設計成果(B14 梁彎矩及剪力鋼筋不足)

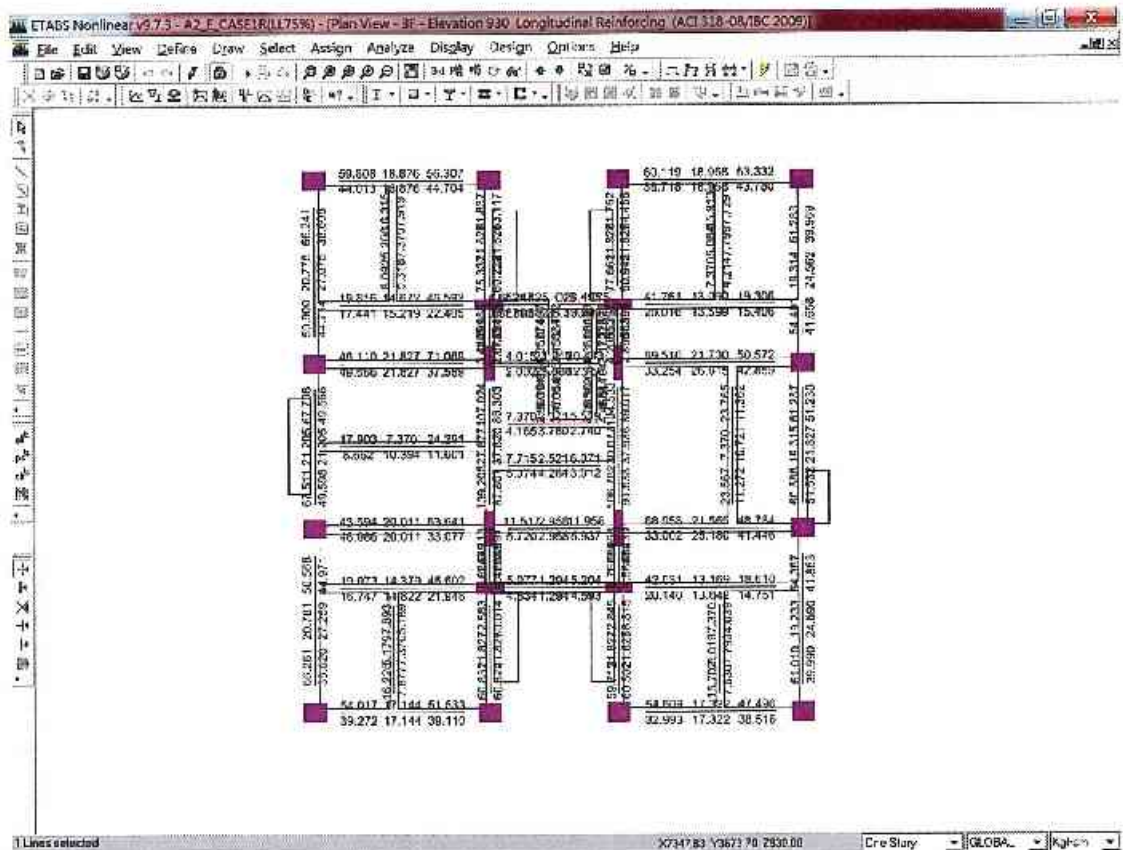


圖 3.10 3F 梁配筋設計成果(B14 梁彎矩及剪力鋼筋)

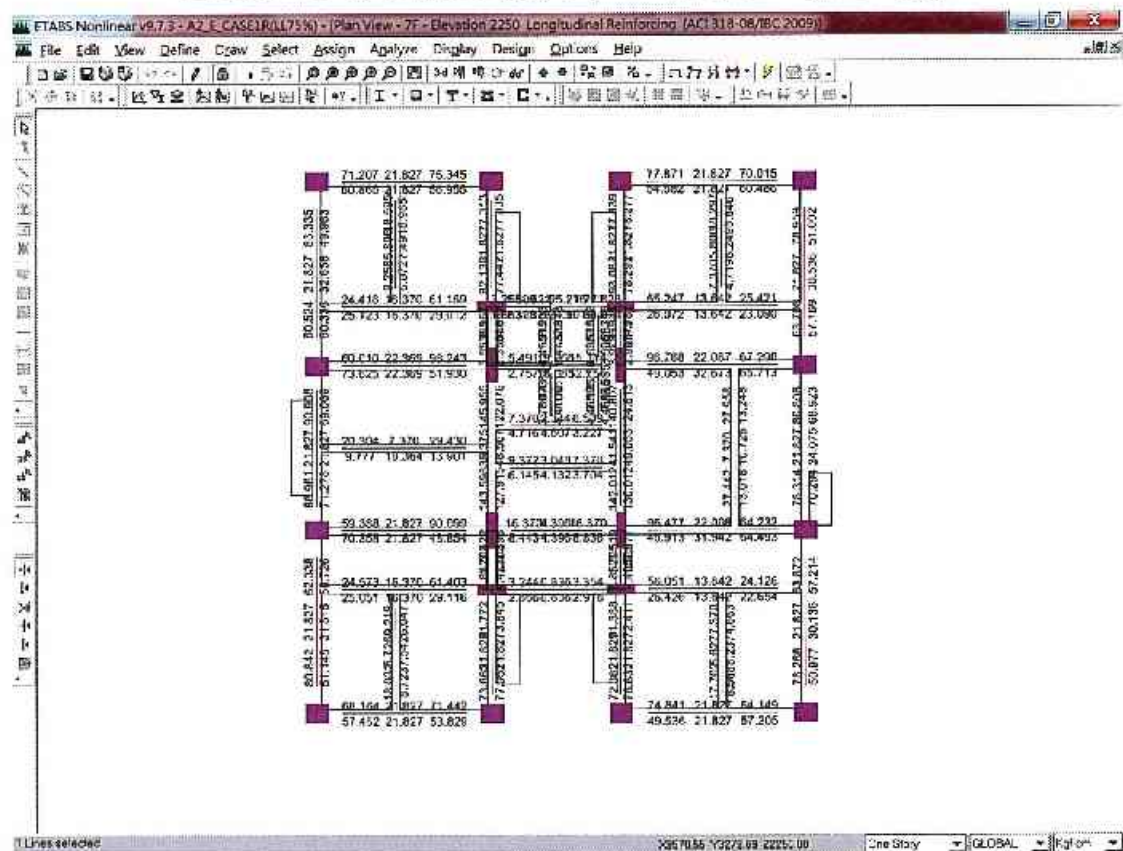


圖 3.11 7F 梁配筋設計成果(B14 梁彎矩及剪力鋼筋、C8 柱剪力鋼筋不足)

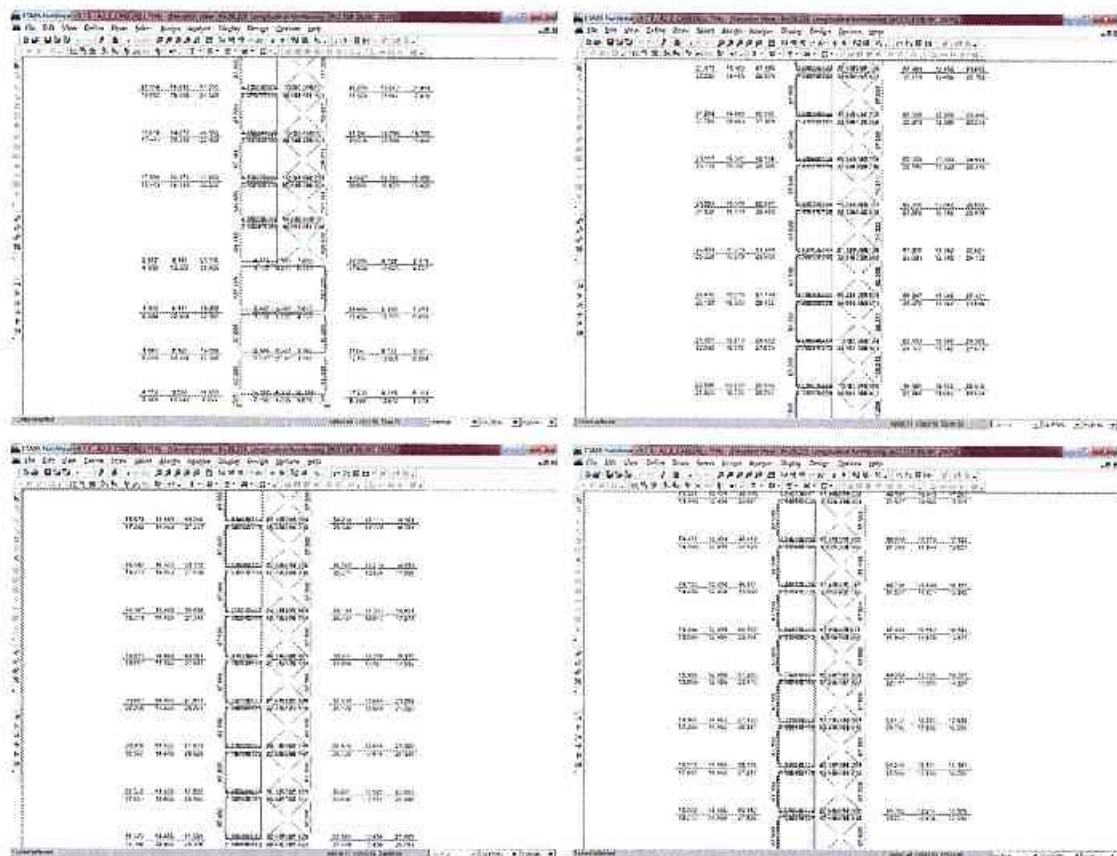


圖 3.12 排煙窗位置之構架彎矩設計成果(B14 梁彎矩不足)

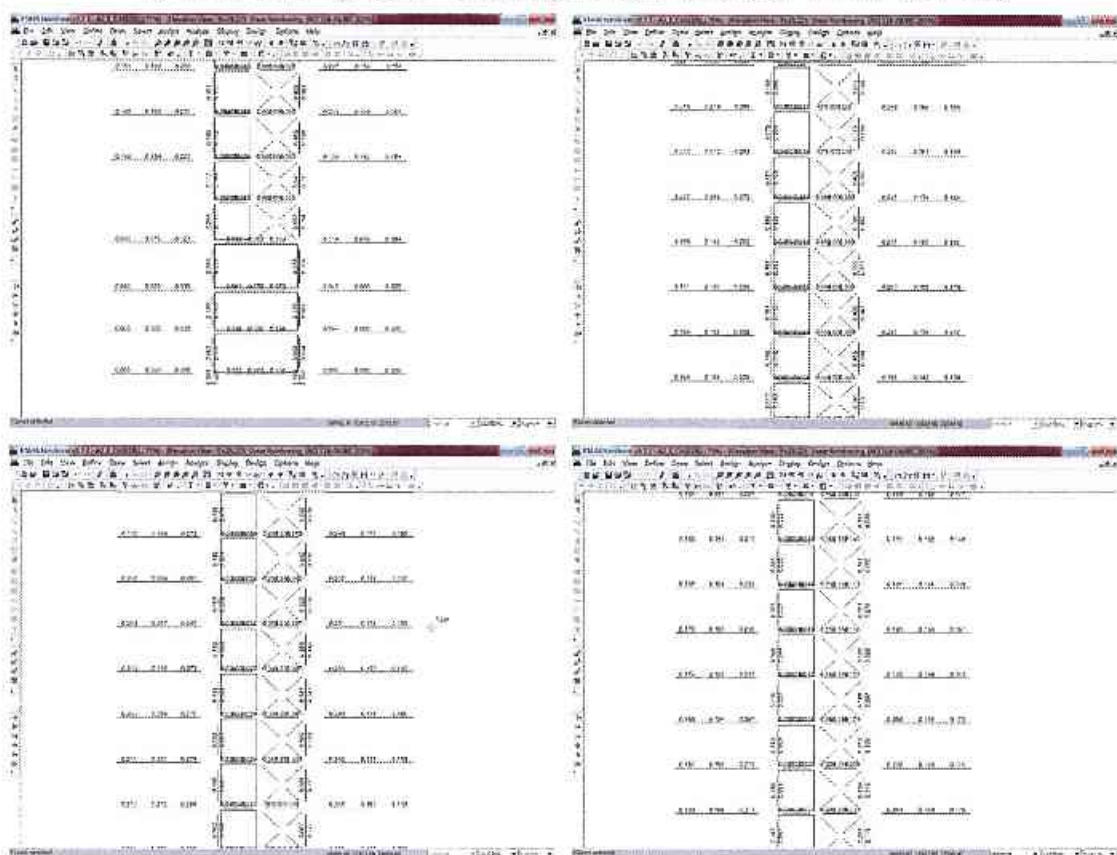


圖 3.13 排煙窗位置之構架剪力設計成果(B14 梁剪力鋼筋不足)



3.8 CASE3 成果說明

CASE3 係採原設計單位所提供之結構模型，並參考台灣科技大學混凝土強度分析報告之混凝土材料強度(圖 3.15)及鋼筋降伏強度採用 105%，此外將活載重折減為 80%，並以 ACI318-08 進行設計，設計結果詳圖 3.16~3.21。得知，B14 梁彎矩及剪力鋼筋、C8 柱剪力鋼筋不足；剪力牆設計可控制在不過過 $5V_c$ 。

A2	樓別 層別	A	B	C	D	E	F
設計強度 1~10FL(350kgf/cm ²)	1FL	350	459	460	350	397	350
	2FL	525	398	425	452	443	424
	3FL	443	409	483	427	389	381
	4FL	374	420	400	347	418	350
	5FL	373	432	456	415	433	351
	6FL	378	392	425	420	350	363
	7FL	367	335	412	372	350	389
	8FL	471	363	350	356	350	403
	9FL	368	451	350	378	447	359
	10FL	380	373	437	350	420	335
設計強度 11~24FL(280kgf/cm ²)	11FL	370	300	321	281	323	334
	12FL	354	415	296	282	497	427
	13FL	324	322	308	370	308	330
	14FL	313	304	306	351	336	286
	15FL	327	363	328	280	353	341
	16FL	297	358	284	322	274	280
	17FL	372	363	280	367	370	295
	18FL	282	321	336	347	389	319
	19FL	367	297	374	368	399	306
	20FL	323	387	321	327	350	380
	21FL	467	440	349	357	363	341
	22FL	-	399	382	415	386	-
	23FL	-	391	435	390	368	-
	24FL	-	291	388	346	352	-

圖 3.15 台灣科技大學混凝土強度分析報告之混凝土強度

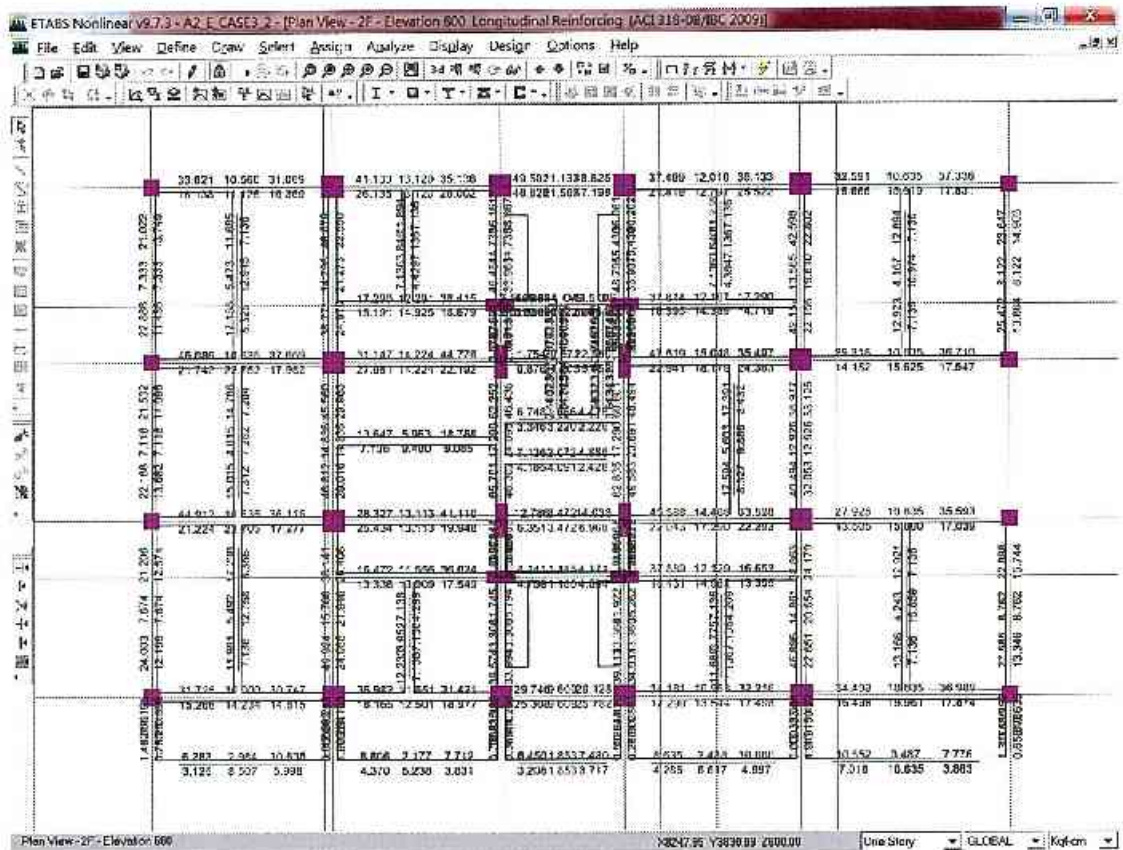


圖 3.16 2F 梁配筋設計成果(B14 梁彎矩及剪力鋼筋不足)

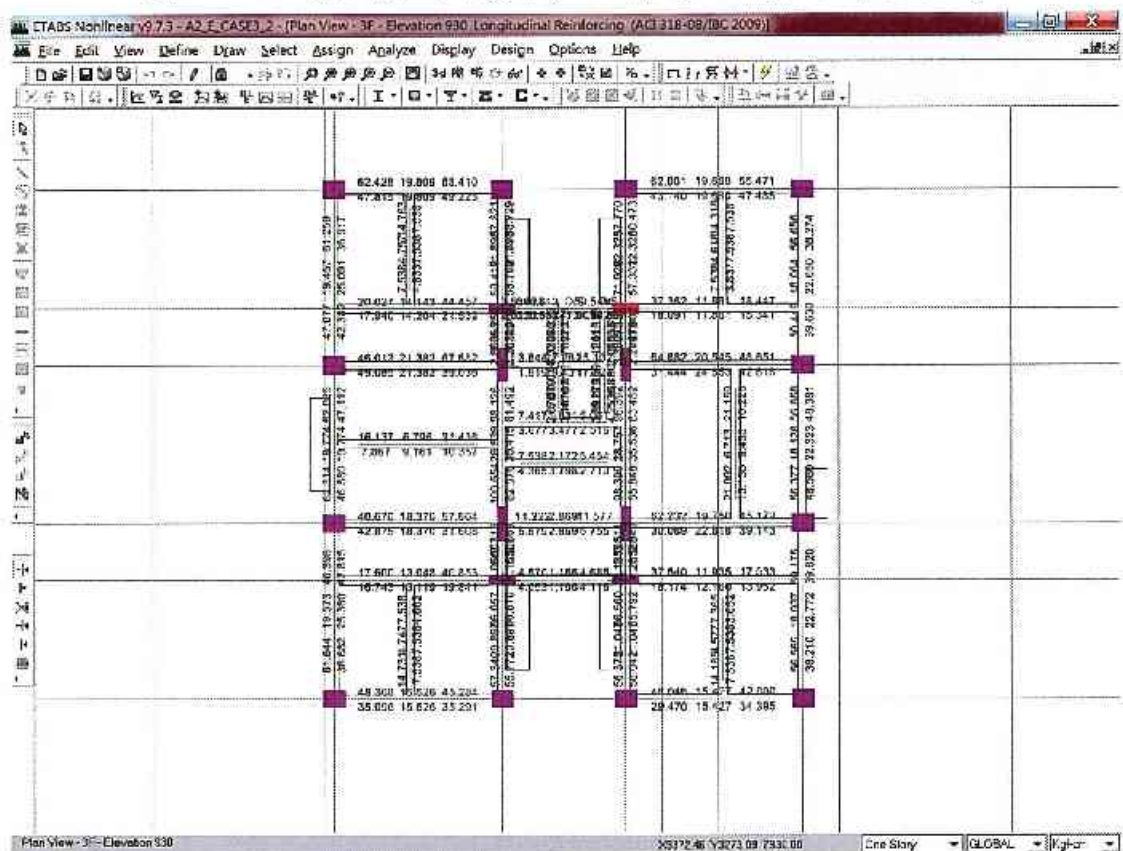


圖 3.17 3F 梁配筋設計成果(B14 梁彎矩及剪力鋼筋、C8 柱剪力鋼筋不足)

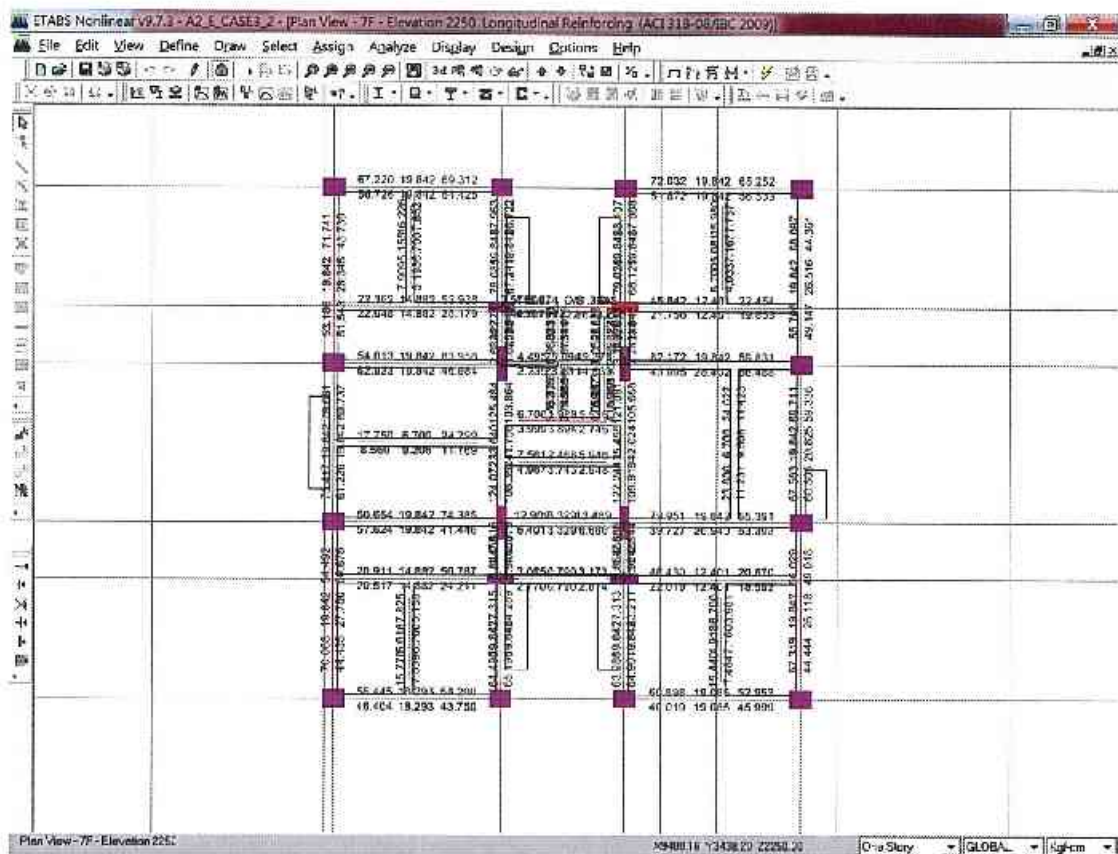


圖 3.18 7F 梁配筋設計成果(B14 梁彎矩及剪力鋼筋、C8 柱剪力鋼筋不足)

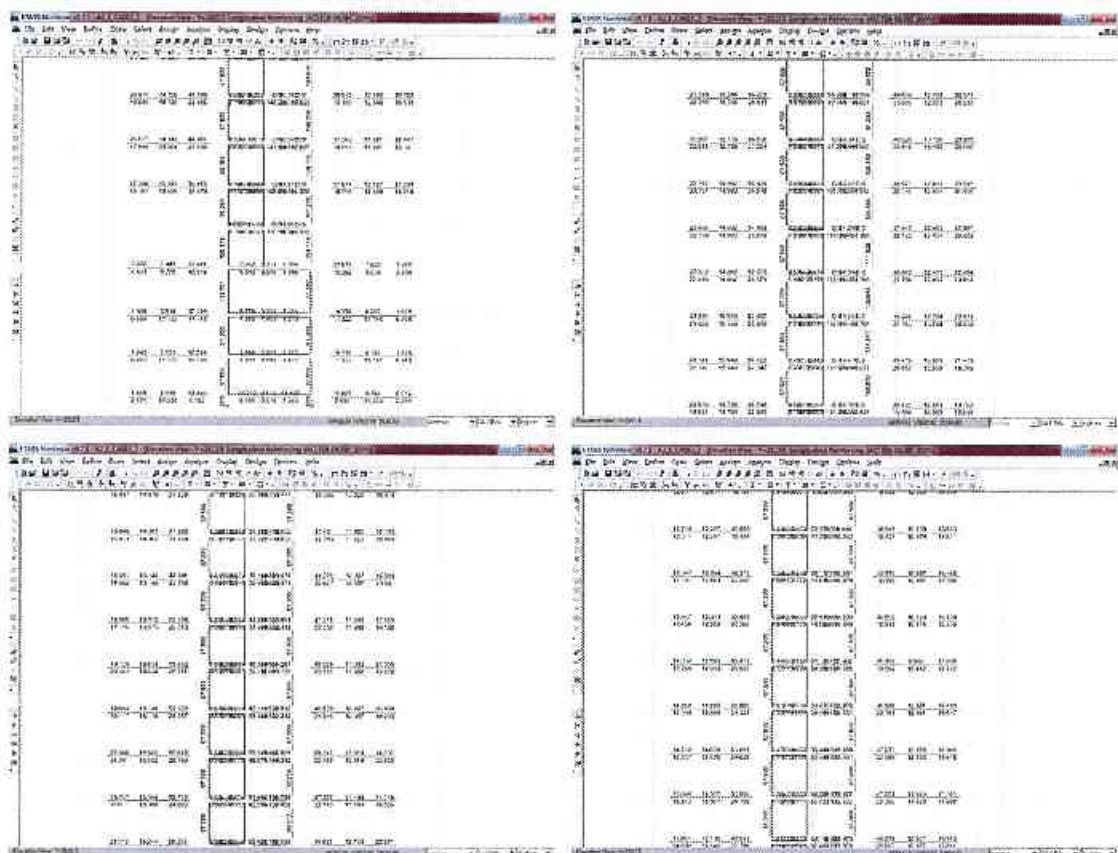


圖 3.19 排煙窗位置之構架彎矩設計成果(B14 梁彎矩不足)

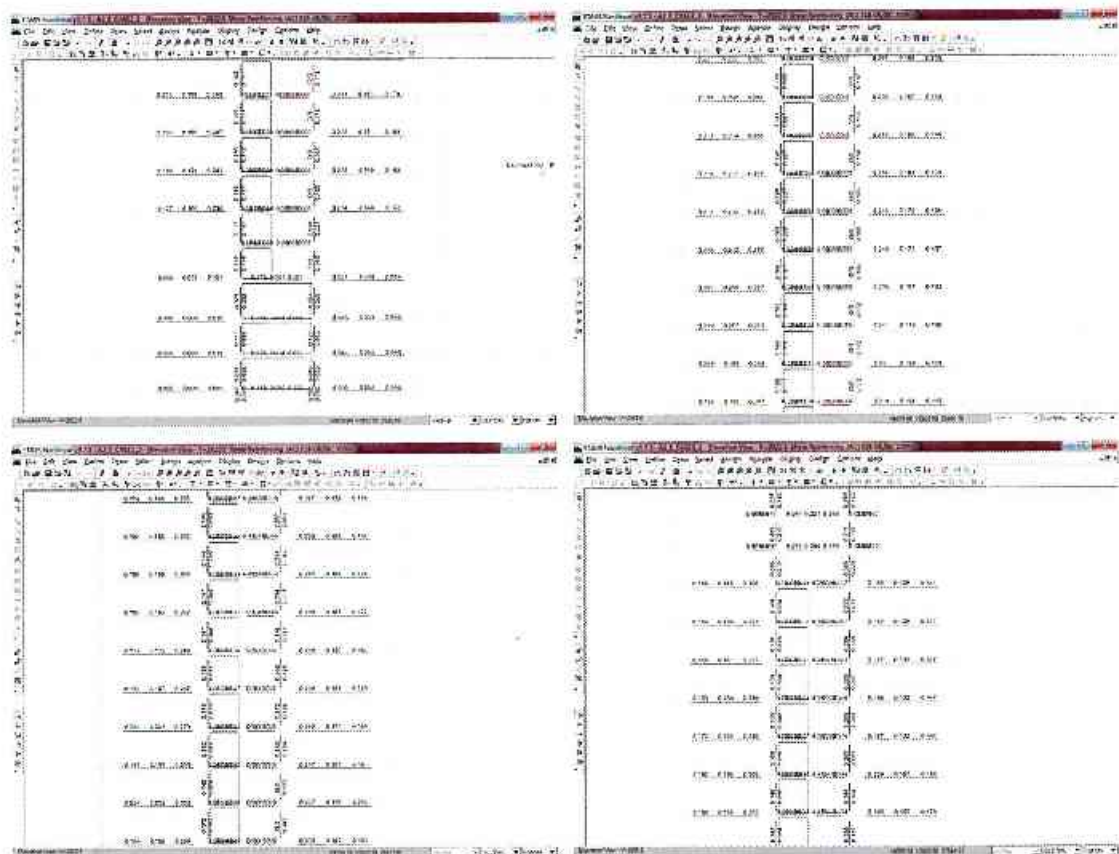
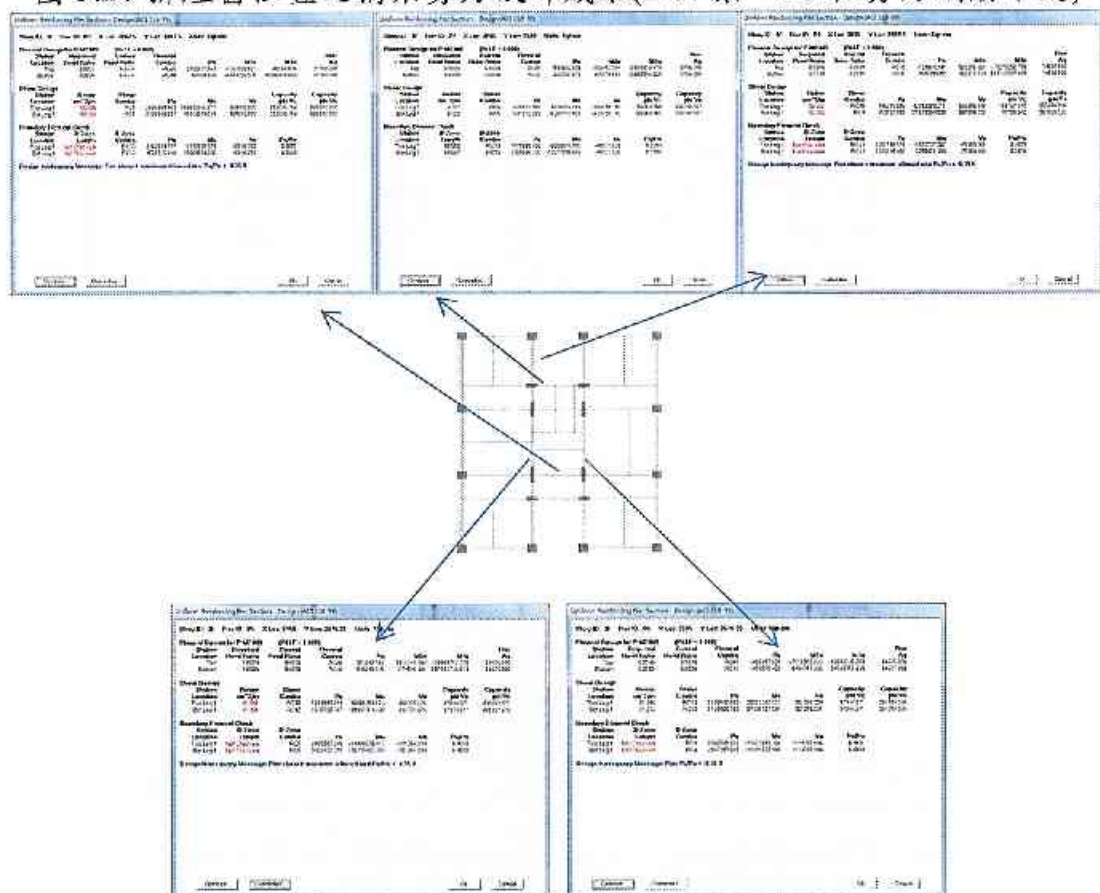


圖 3.20 排煙窗位置之構架剪力設計成果(B14 梁、C8 柱剪力鋼筋不足)



四、非線性靜力側推分析結果(小度地震之耐震能力)

四、非線性靜力側推分析結果(小度地震之耐震能力)

4.1 塑鉸參數說明

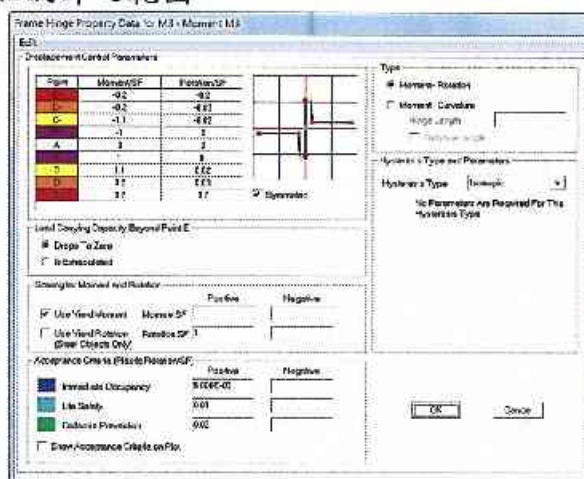
[illegible]

圖 4.1 FEMA 梁塑鉸輸入參數

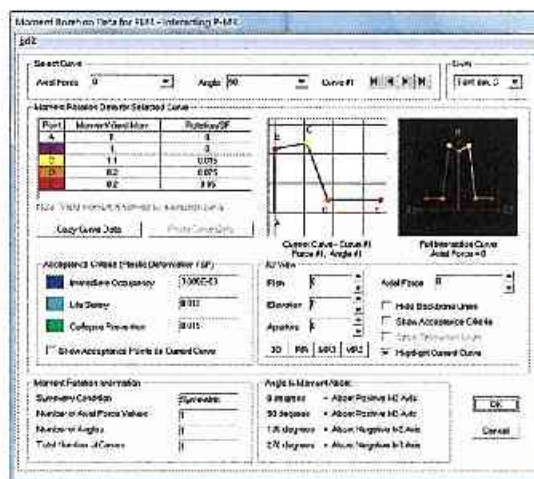
[illegible]

圖 4.2 FEMA 柱塑鉸輸入參數

4.2 剪力牆模擬說明

剪力牆於非線性分析時，通常採用等值斜撐模擬剪力牆之非線性行為。然而，本評估報告為驗證小度地震是否有梁柱構件進入非線性，因此假設剪力牆於小度地震時仍應保持彈性。因此模擬時採用 SHELL 元素進行模擬，再檢討 SHELL 元素在小度地震時所承擔之剪力是否超過剪力牆之彈性設計強度。圖 4.3 為各區各棟剪力牆分布示意圖。

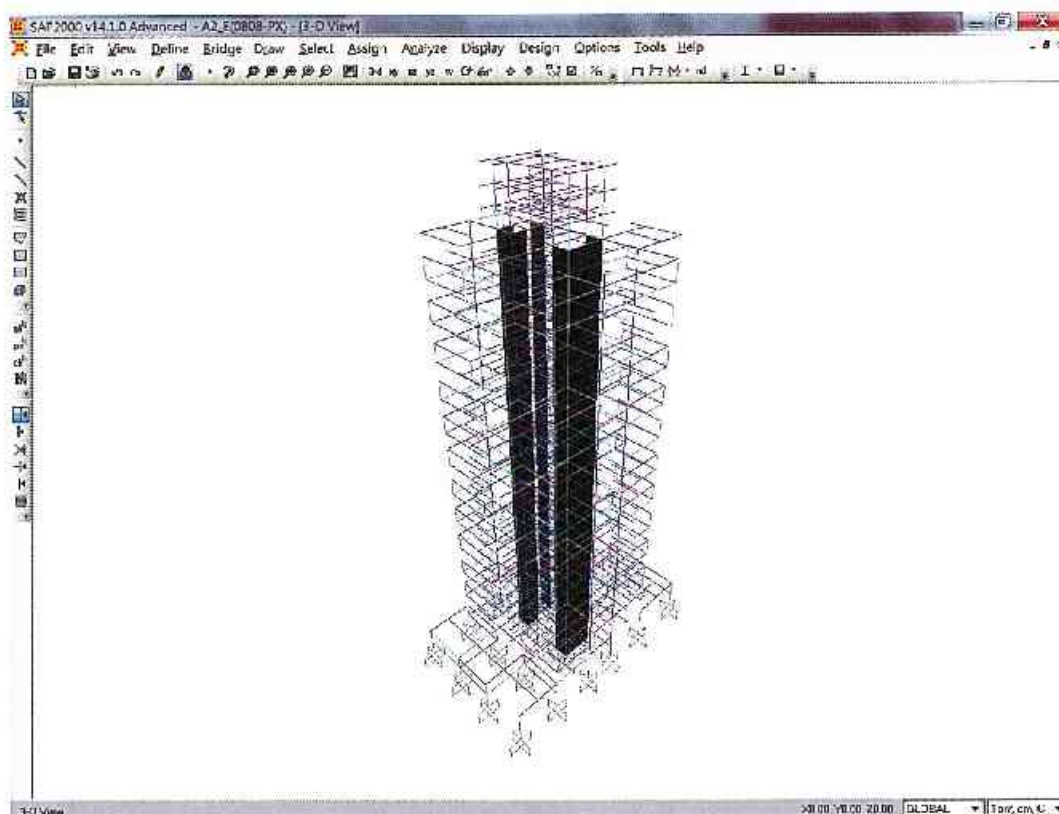


圖 4.3 各區各棟剪力牆分布示意圖

4.3 地震橫力輸入說明

本評估報告採用動力分析之第一模態振型作為側推分析之側力分佈圖，並將側力調整為 $0.1W$ 作為側力輸入值，圖 4.4 為側力分佈示意圖。

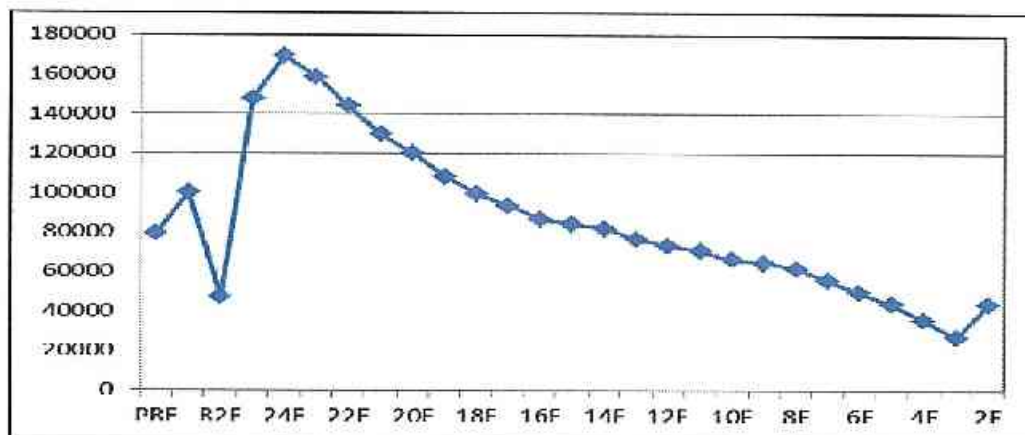


圖 4.4 側力分布示意圖

4.4 A2 區 E 棟側推分析成果

4.4.1 X 向側推分析成果

圖 4.5 為 X 向構架塑鉸分布圖；圖 4.6 為 X 向側推分析之性能曲線及各步驟下之塑鉸發展數量；圖 4.7 為 X 向小度地震下所對應之性能點(1709.574 t; 15.987cm)及小度地震之相關反應譜數據($C_A=0.0686$ ； $C_V=0.2229$)。圖 4.8 為側推分析第三步下之塑鉸發展圖。由圖 4.6 及圖 4.8 得知標的物塑鉸僅發展於 0-IO 階段，因此無梁柱構件在小度地震下進入非線性。圖 4.9 為剪力牆在小度地震下之受力情形，得知剪力牆承受剪力仍小於設計剪力強度。圖 4.10 為柱構件在小度地震下承受剪力，仍小於設計剪力強度。

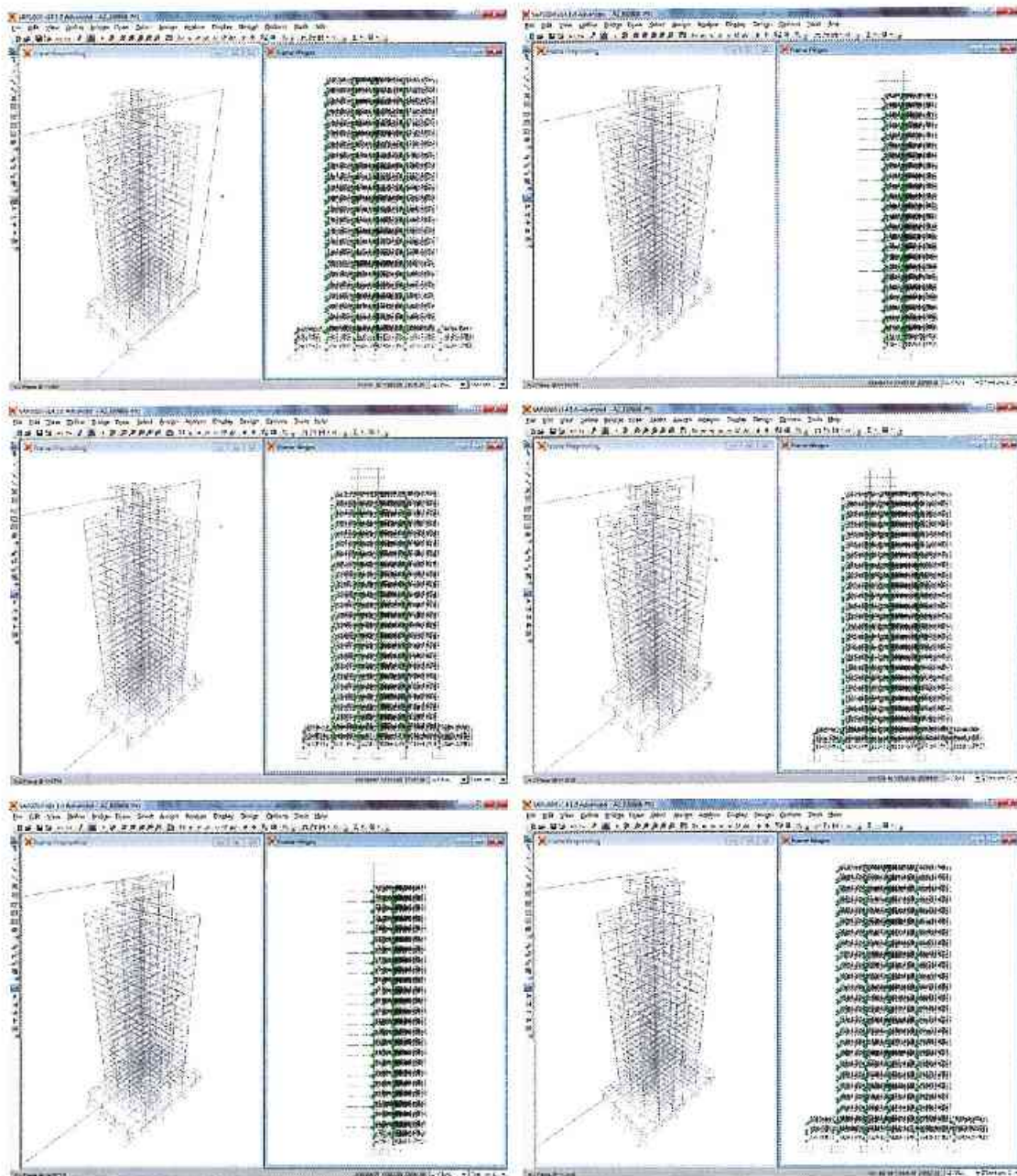


圖 4.5 X 向塑鉸分布圖

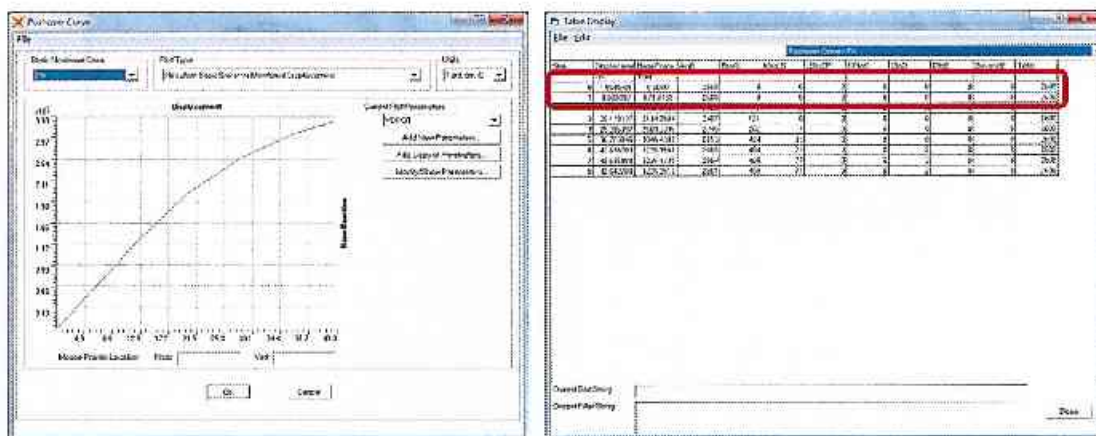


圖 4.6 X 向側推分析性能曲線

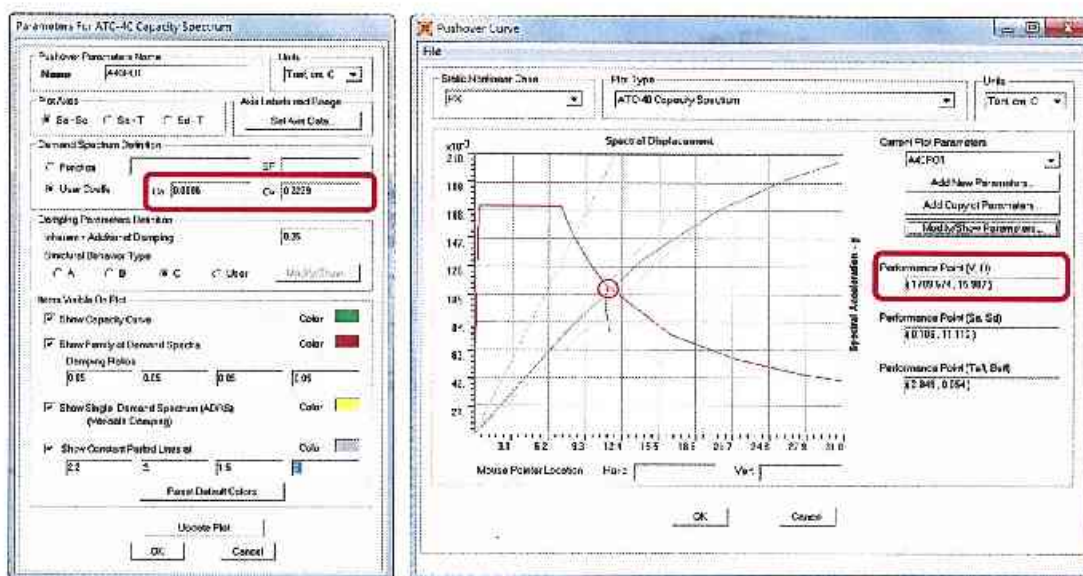


圖 4.7 X 向小度地震判斷準則

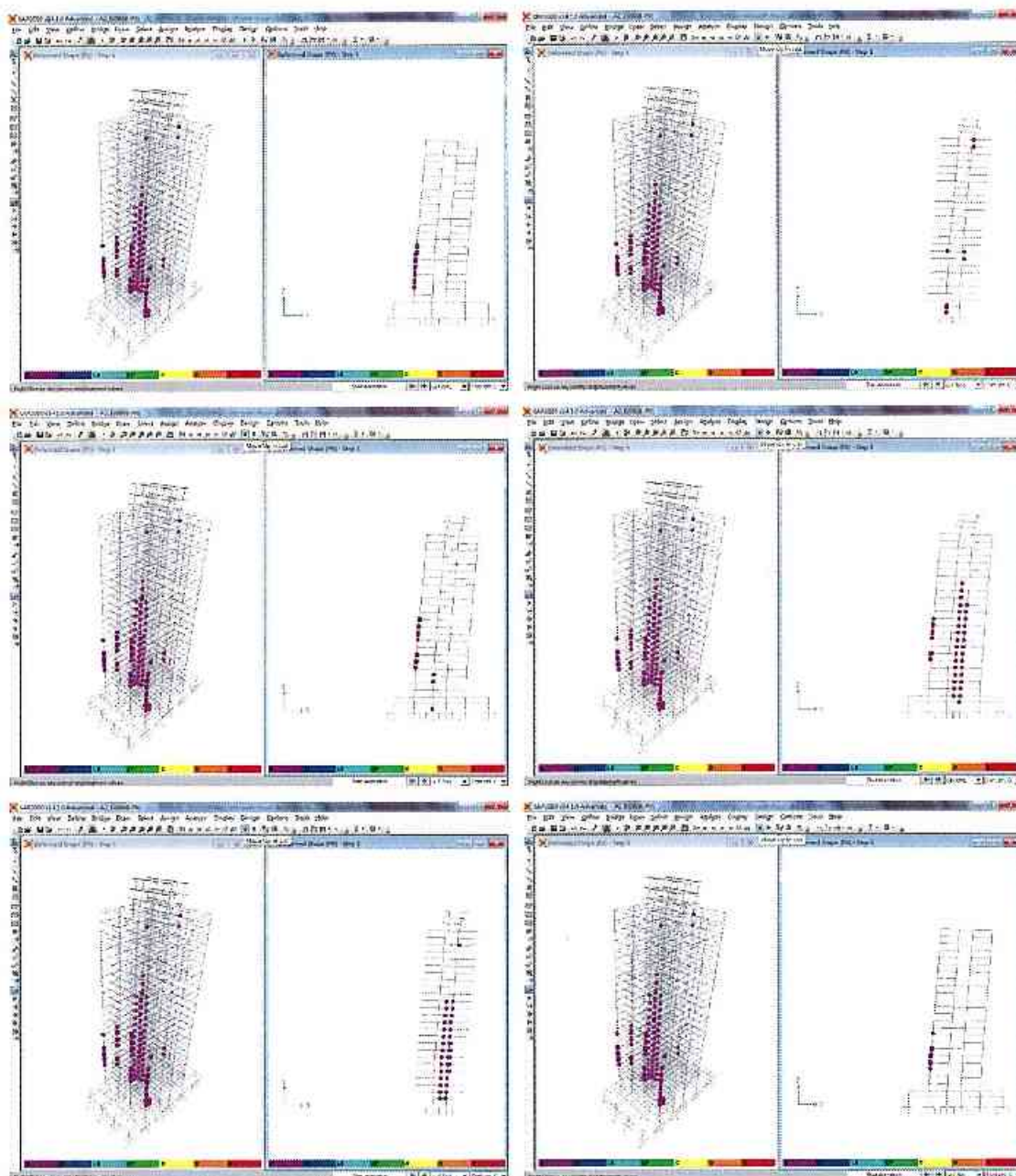


圖 4.8 X 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)

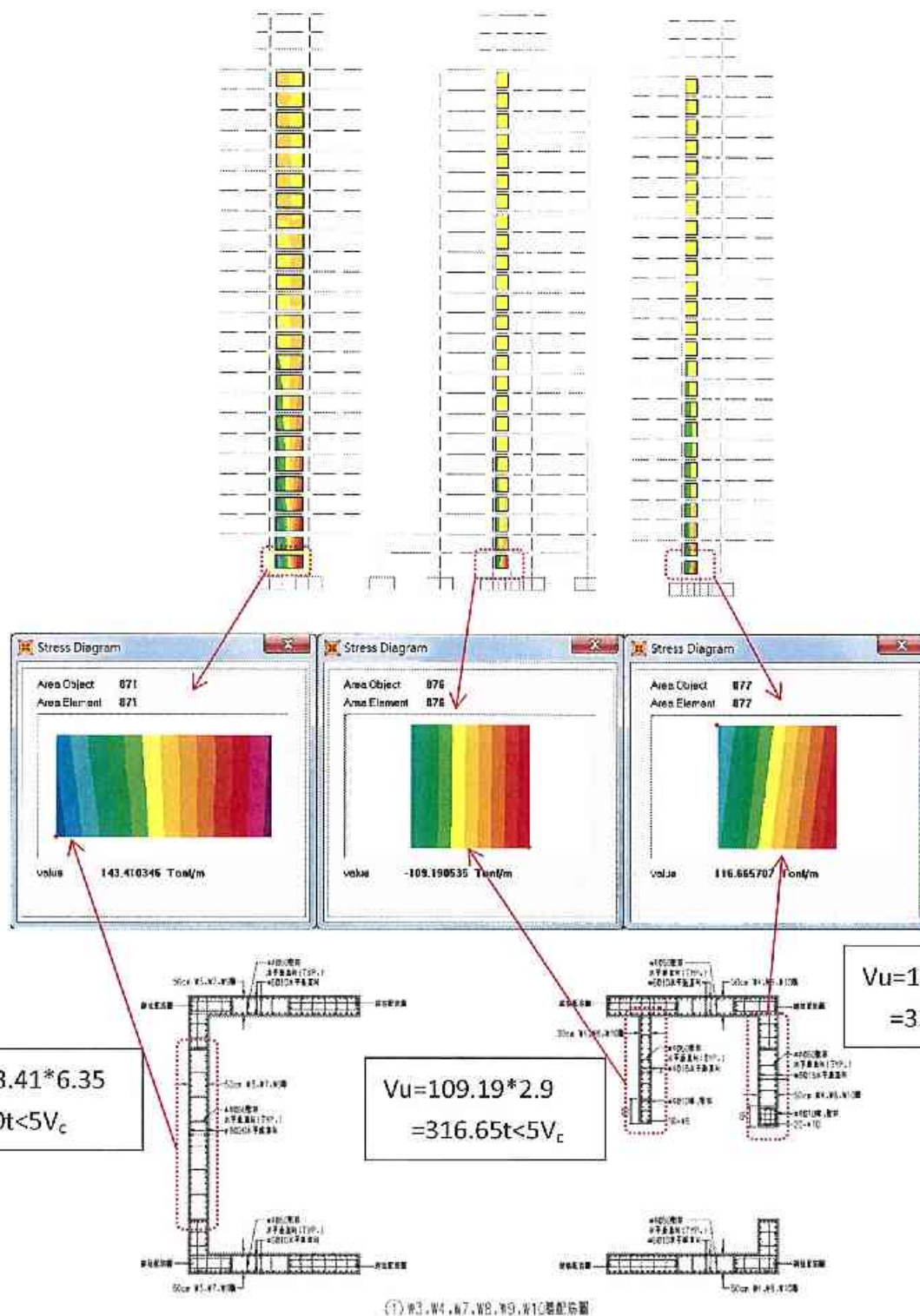


圖 4.9 X 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)

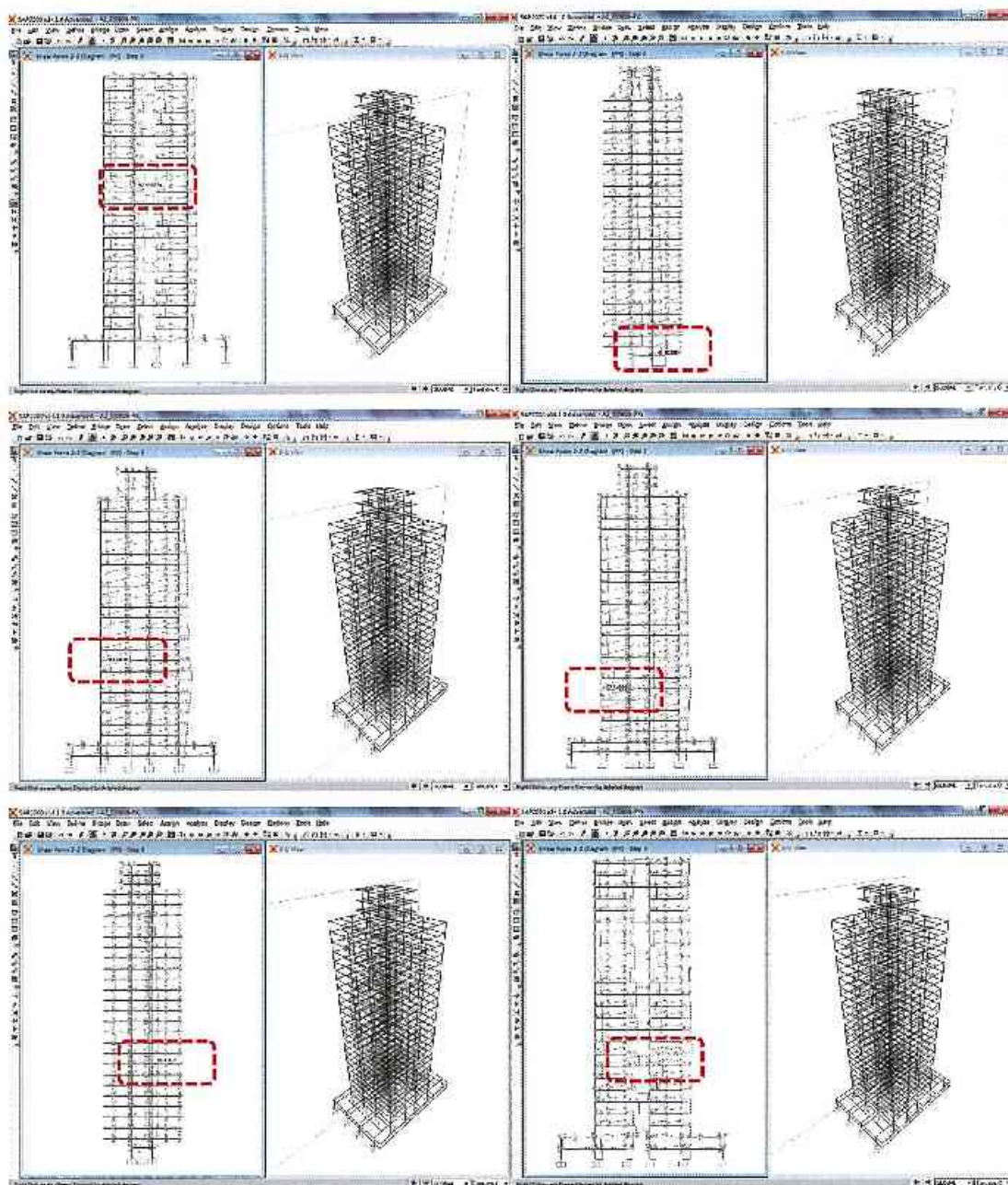


圖 4.10 X 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

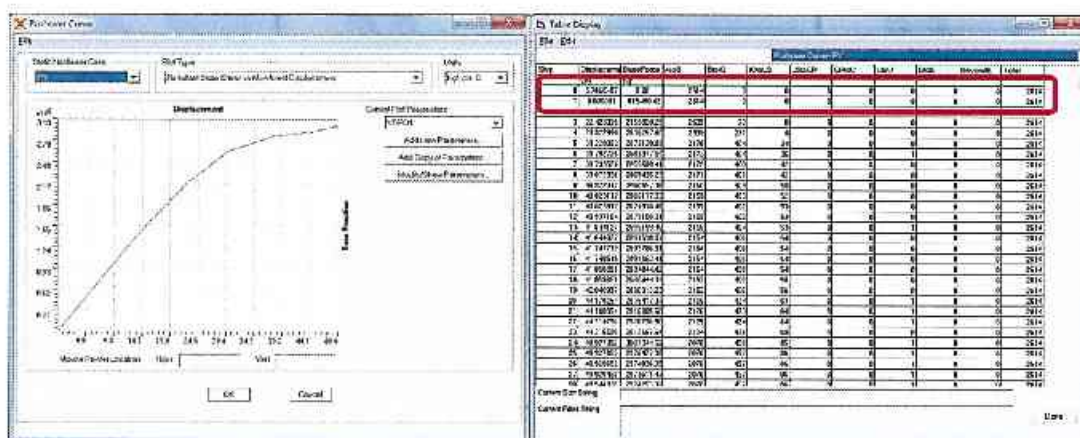


圖 4.12 Y 向側推分析性能曲線

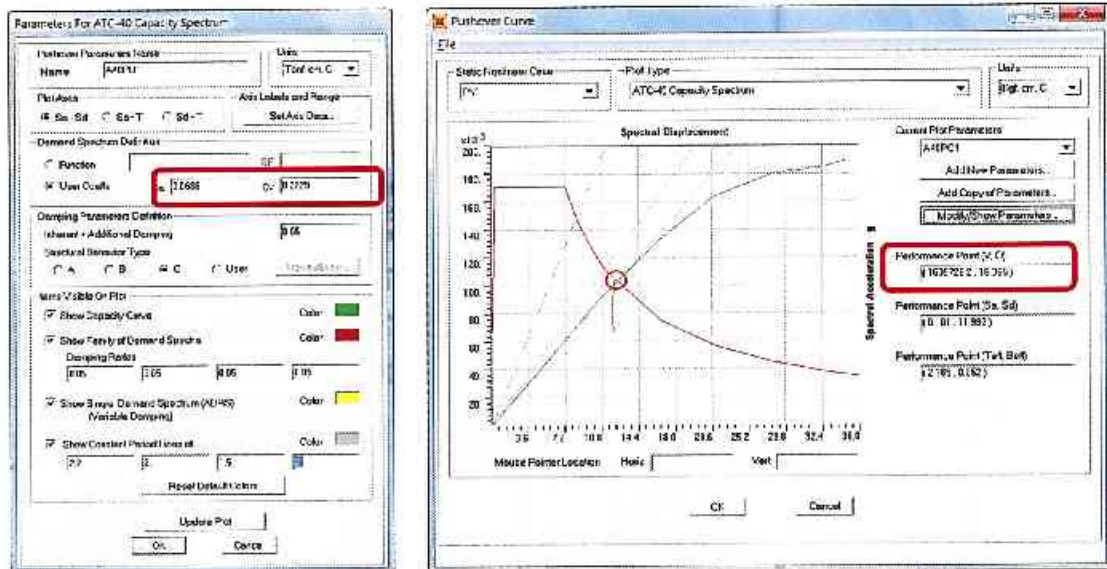


圖 4.13 Y 向小度地震判斷準則

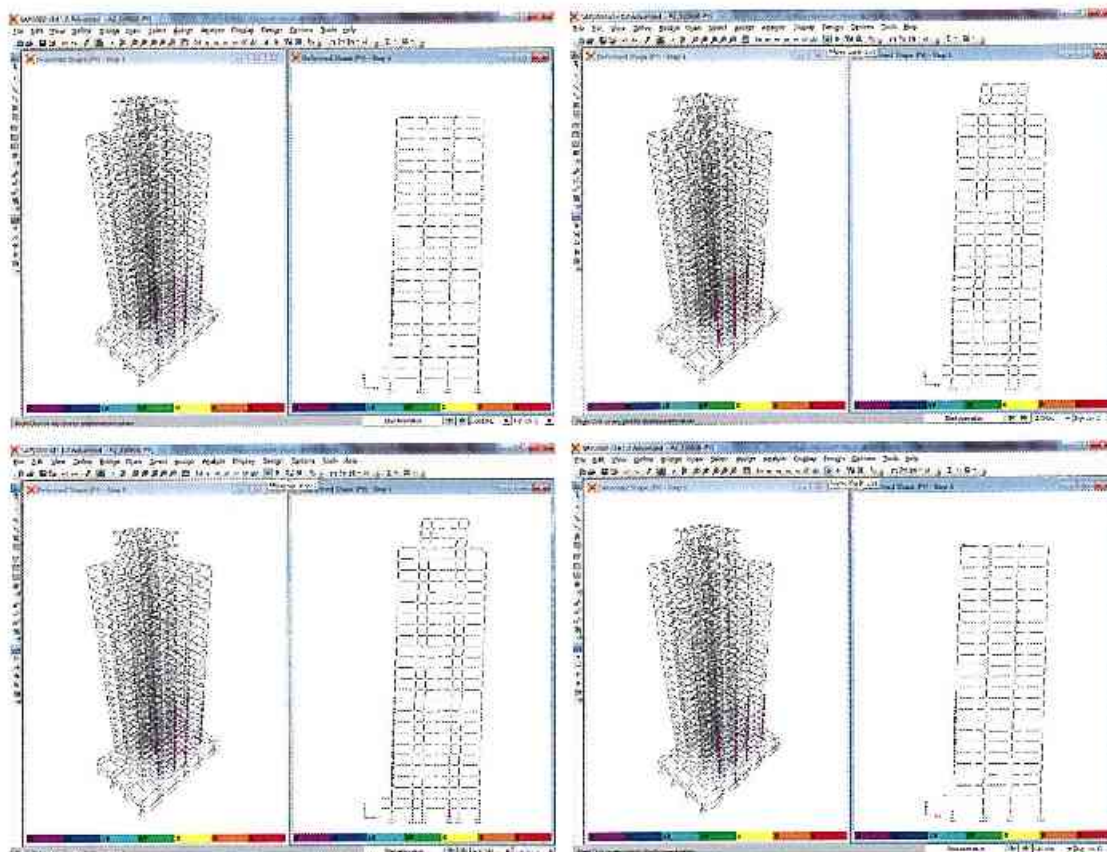


圖 4.14 Y 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)

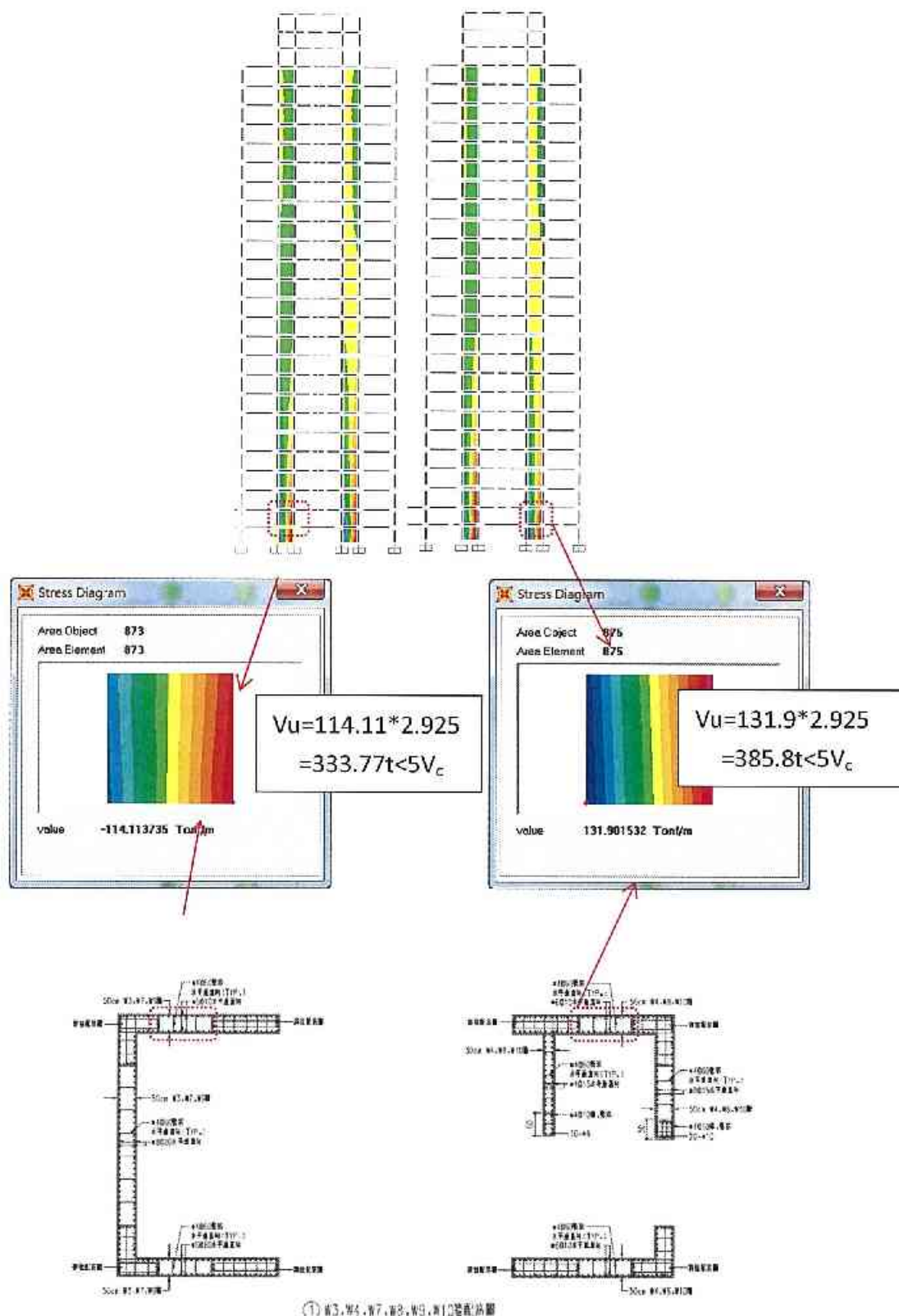


圖 4.15 Y 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)

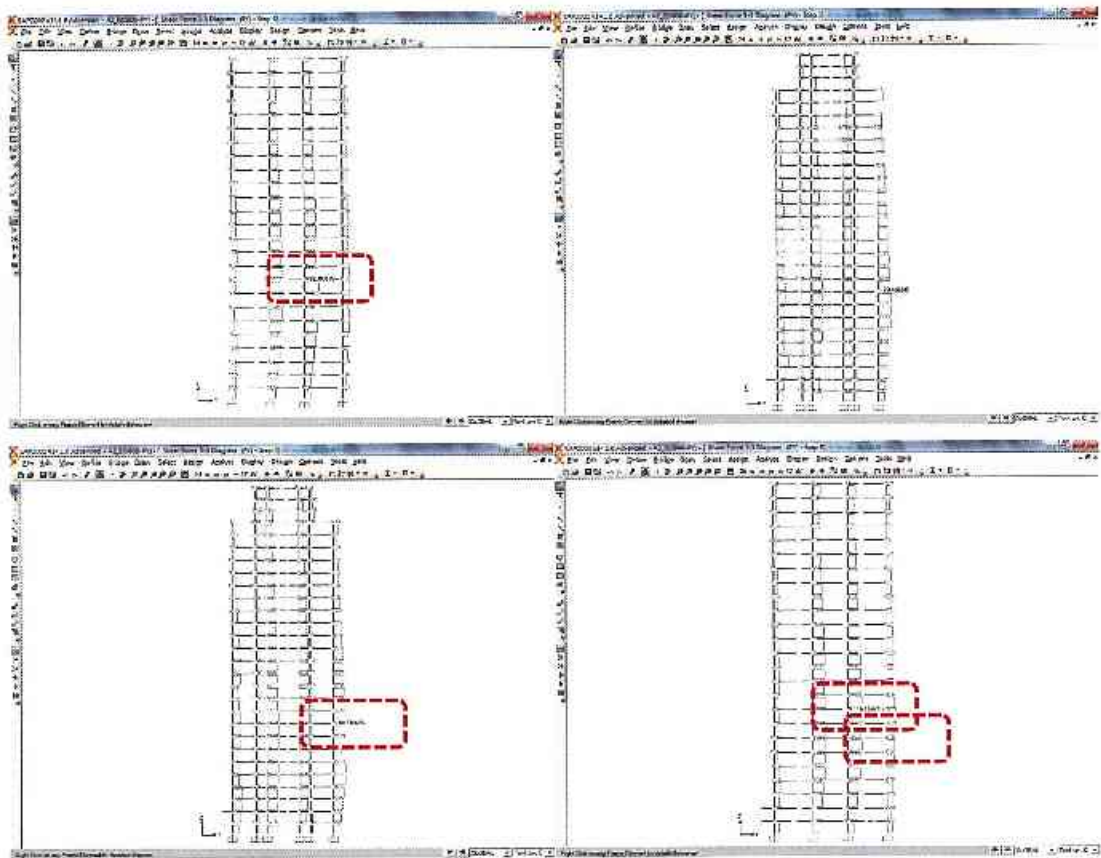


圖 4.16 Y 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

4.5 A2 區 C 棟側推分析成果

4.5.1 X 向側推分析成果

圖 4.17 為 X 向構架塑鉸分布圖；圖 4.18 為 X 向側推分析之性能曲線及各步驟下之塑鉸發展數量；圖 4.19 為 X 向小度地震下所對應之性能點(1909.485t; 15.039cm)及小度地震之相關反應譜數據($C_A=0.0686$ ； $C_V=0.2229$)。圖 4.20 為側推分析第二步下之塑鉸發展圖。由圖 4.18 及圖 4.20 得知標的物塑鉸僅發展於 0-IO 階段，因此無梁柱構件在小度地震下進入非線性。圖 4.21 為剪力牆承受剪力仍小於設計剪力強度。圖 4.22 為柱構件在小度地震下承受剪力，仍小於設計剪力強度。

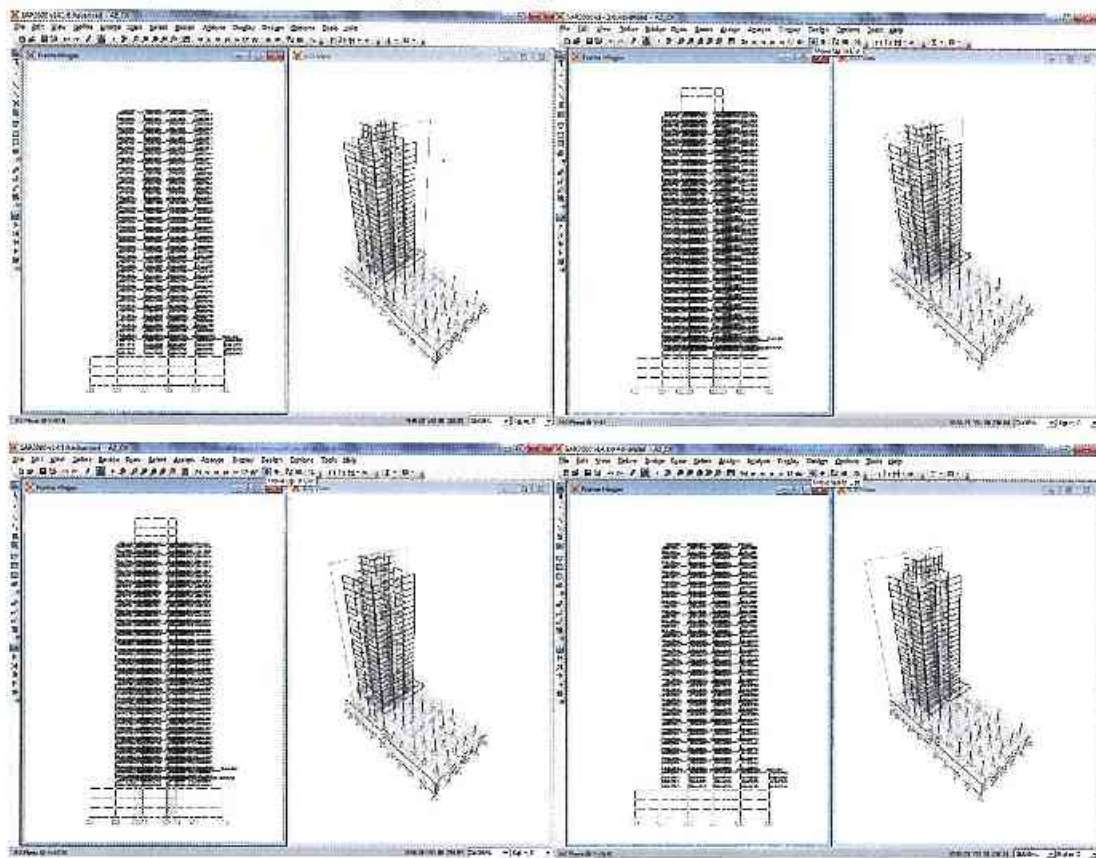


圖 4.17 X 向塑鉸分布圖

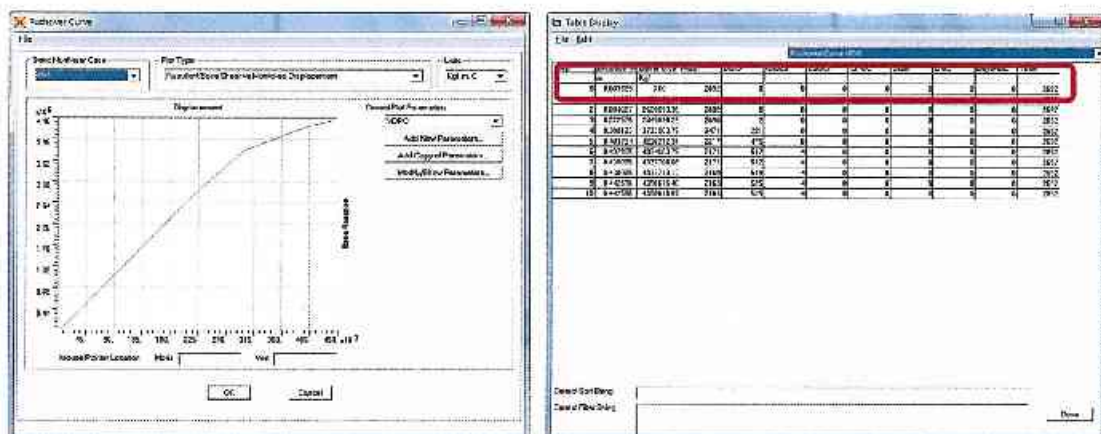


圖 4.18 X 向側推分析性能曲線

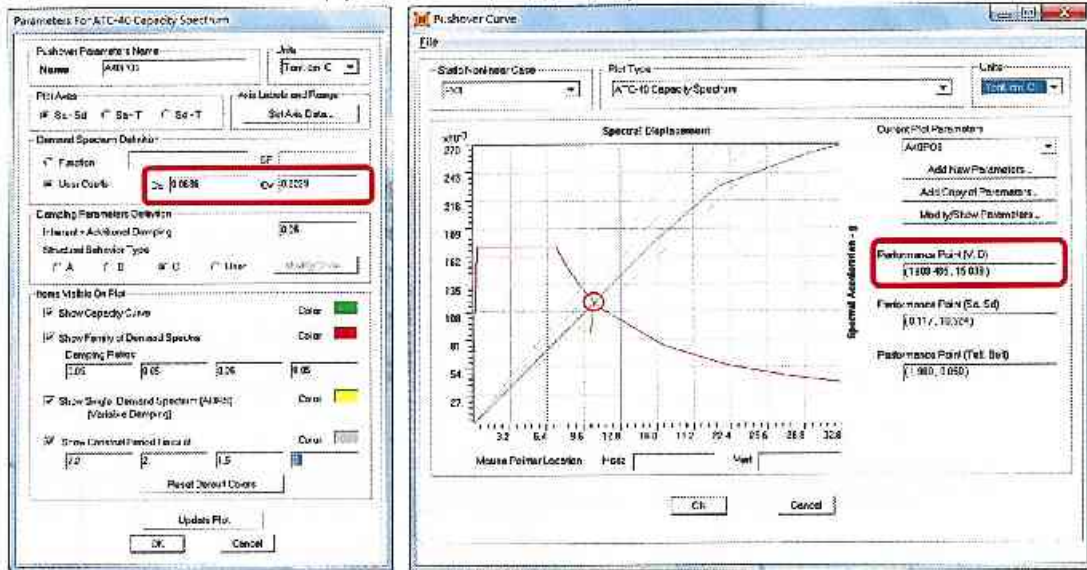


圖 4.19 X 向小度地震判斷準則

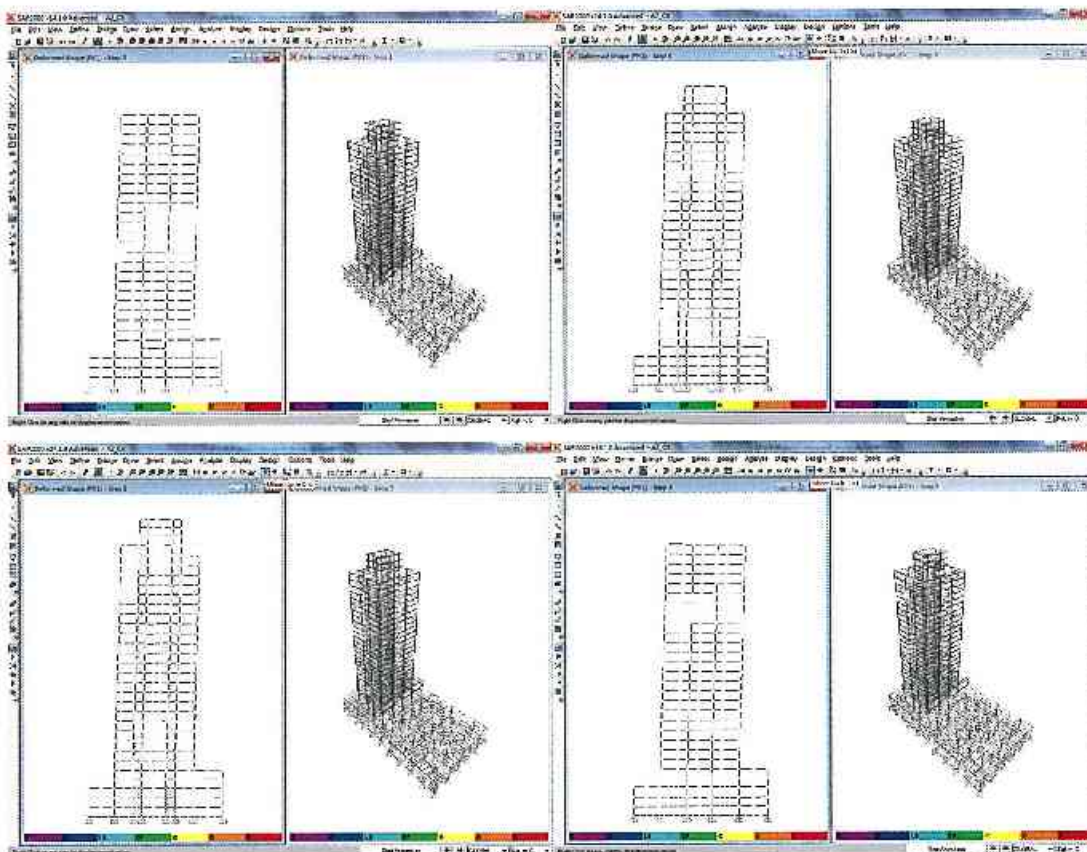


圖 4.20 X 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)

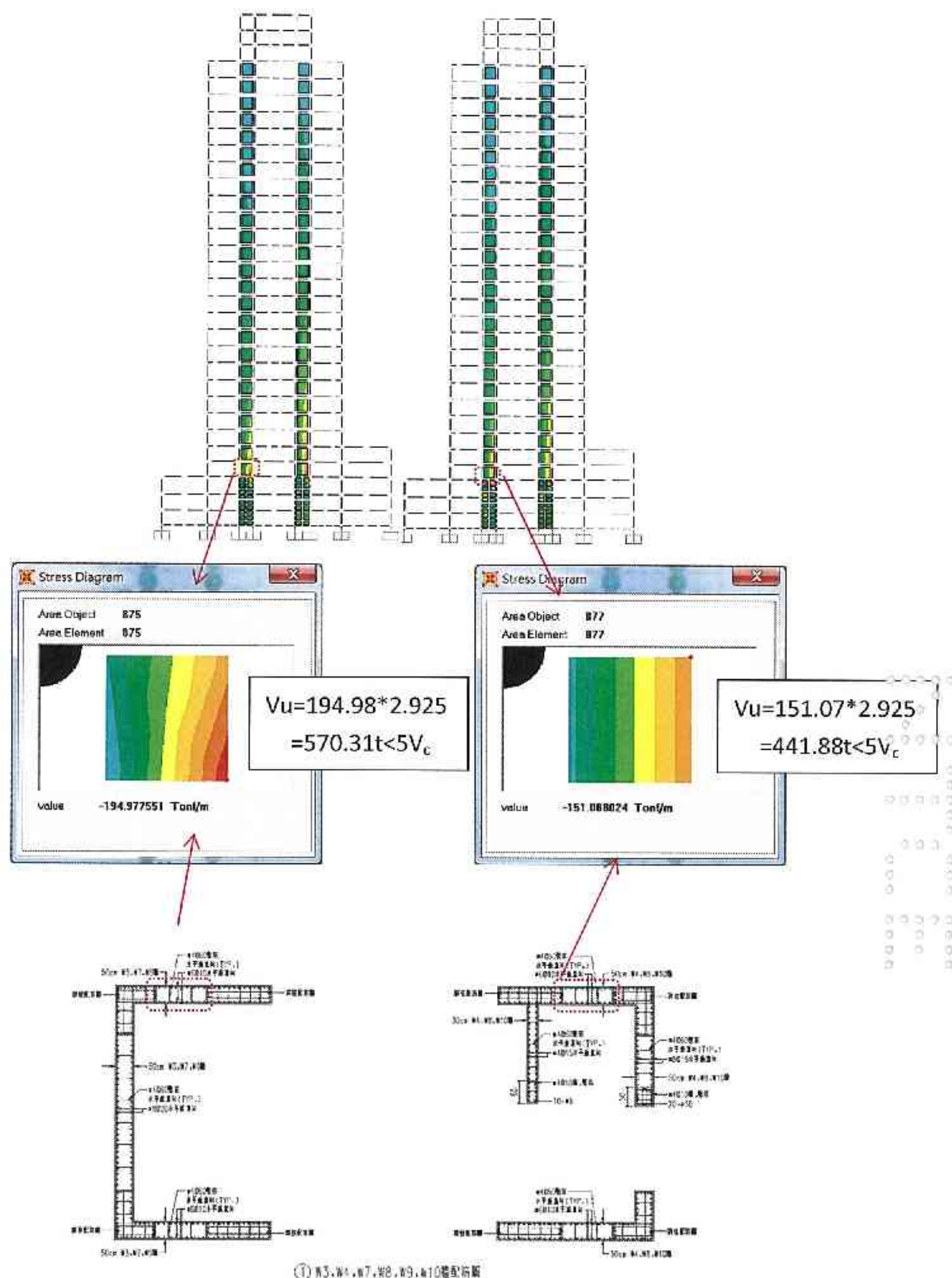


圖 4.21 X 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)

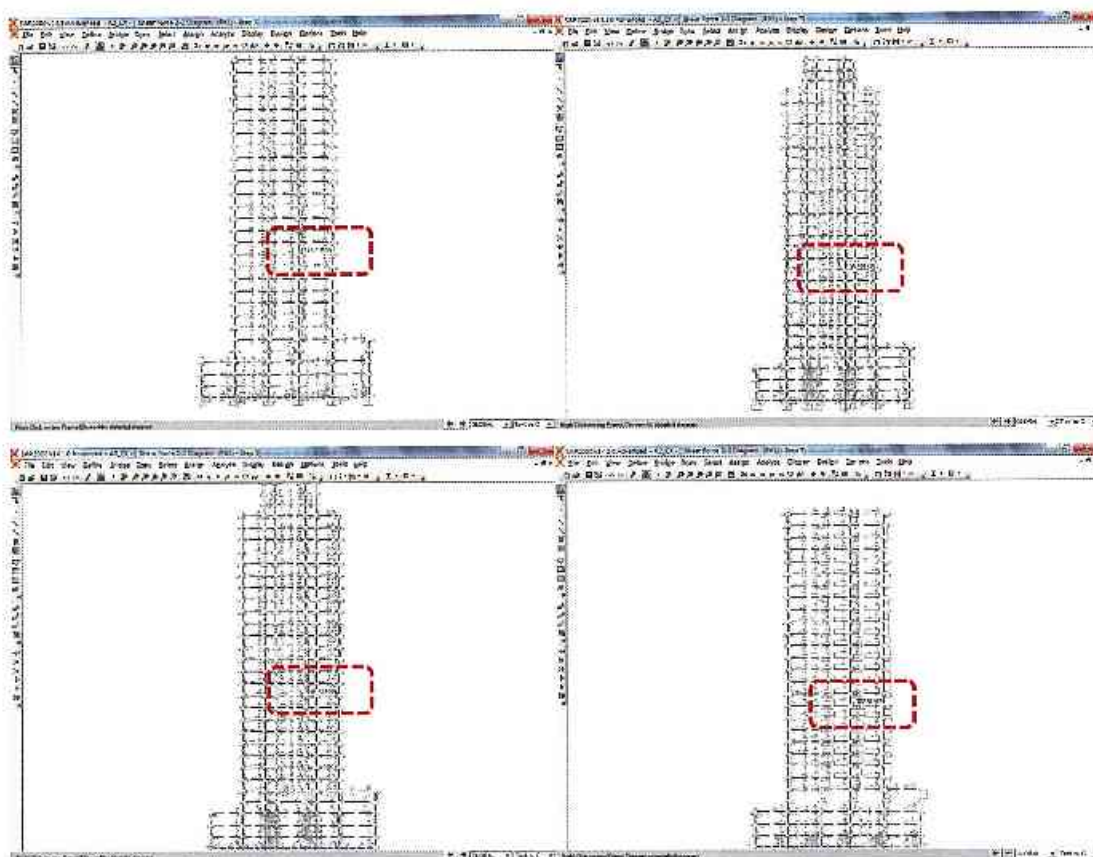


圖 4.22 X 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

4.5.2 Y向側推分析成果

圖 4.23 為 Y 向構架塑鉸分布圖；圖 4.24 為 Y 向側推分析之性能曲線及各步驟下之塑鉸發展數量；圖 4.25 為 Y 向小度地震下所對應之性能點(1803.923t; 14.9cm)及小度地震之相關反應譜數據($C_A=0.0686$; $C_V=0.2229$)。圖 4.26 為側推分析第三步下之塑鉸發展圖。由圖 4.24 及圖 4.26 得知標的物塑鉸僅發展於 0-IO 階段，因此無梁柱構件在小度地震下進入非線性。圖 4.27 為剪力牆在小度地震下之受力情形，得知剪力牆承受剪力仍小於設計剪力強度。圖 4.28 為柱構件在小度地震下承受剪力，仍小於設計剪力強度。

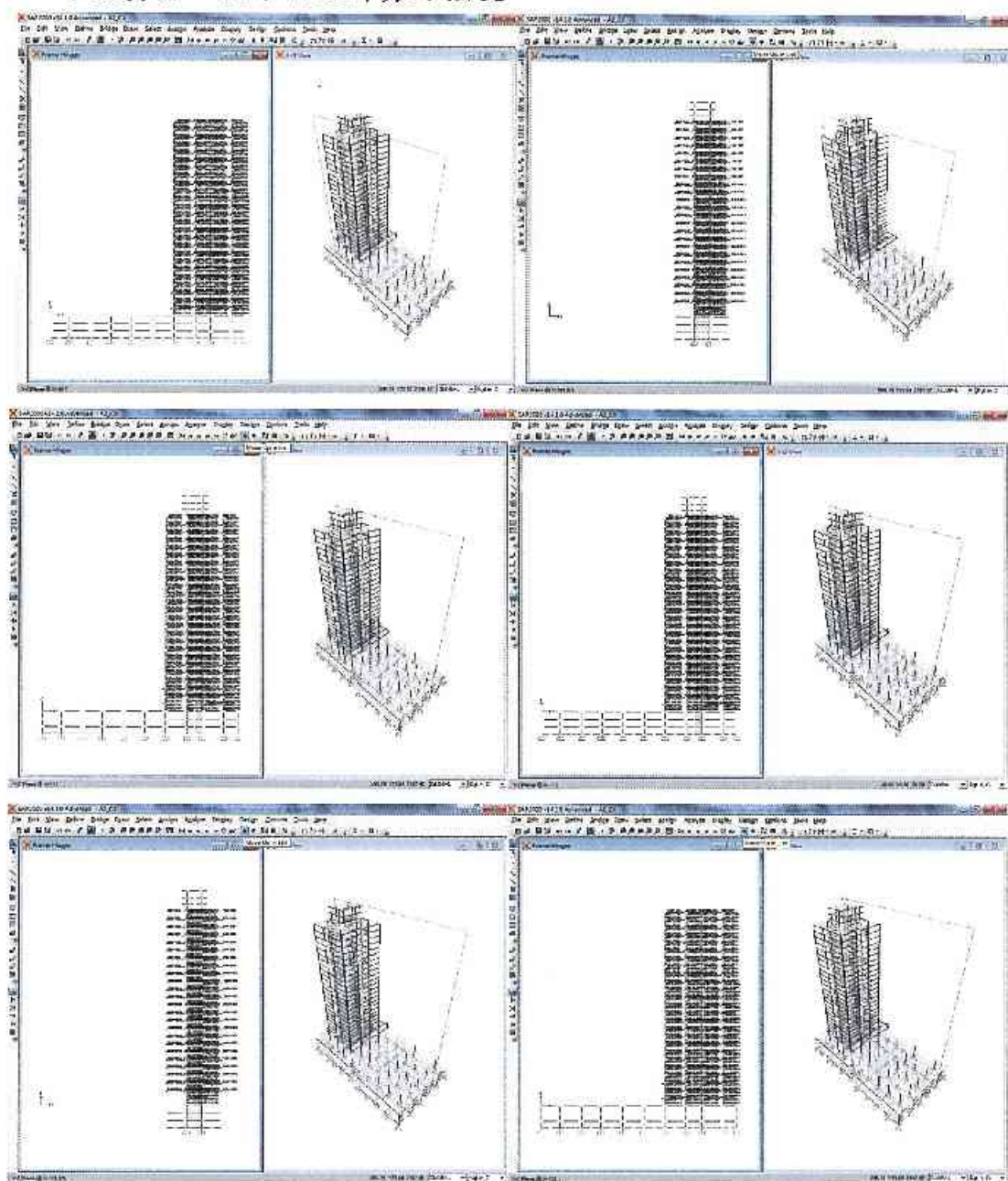


圖 4.23 Y 向塑鉸分布圖

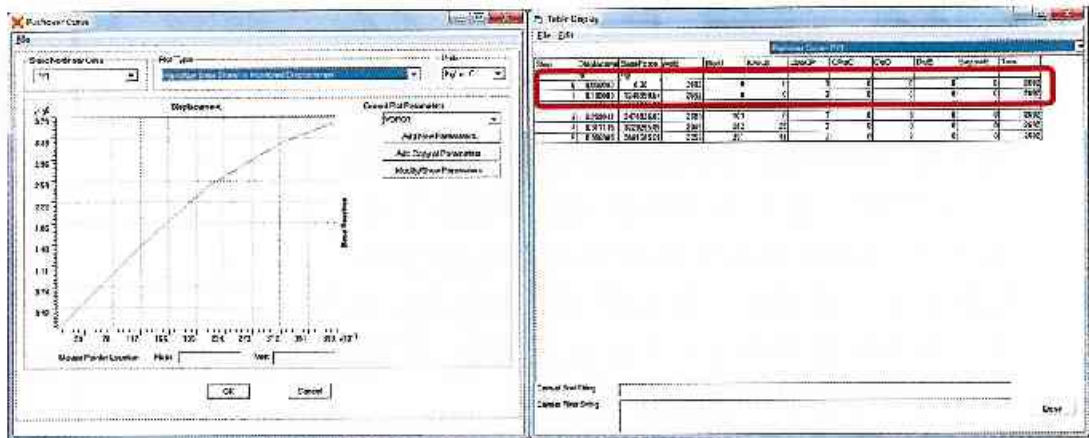


圖 4.24 Y 向側推分析性能曲線

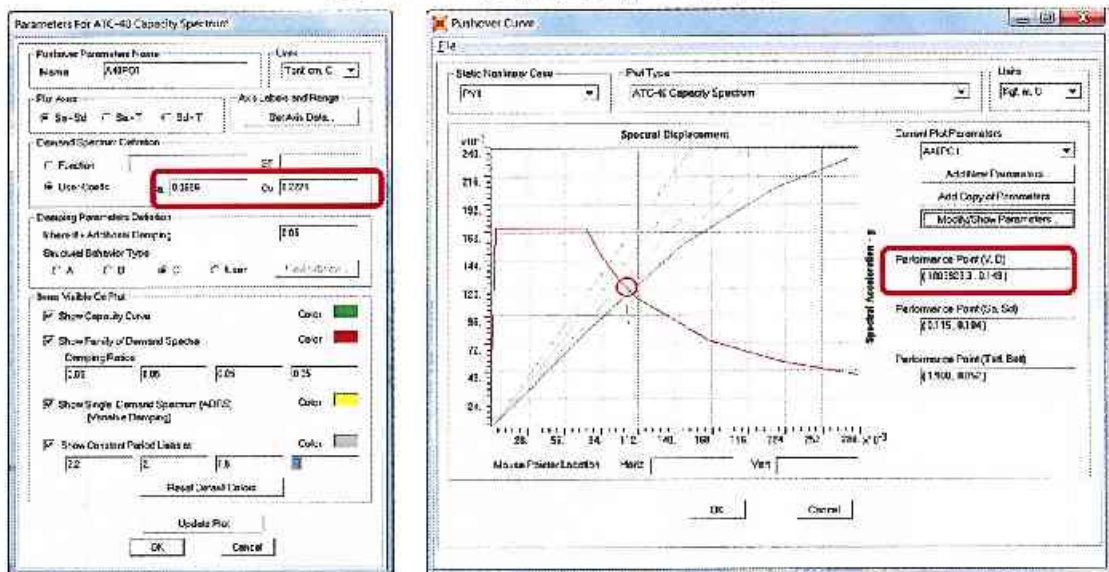


圖 4.25 Y 向小度地震判斷準則

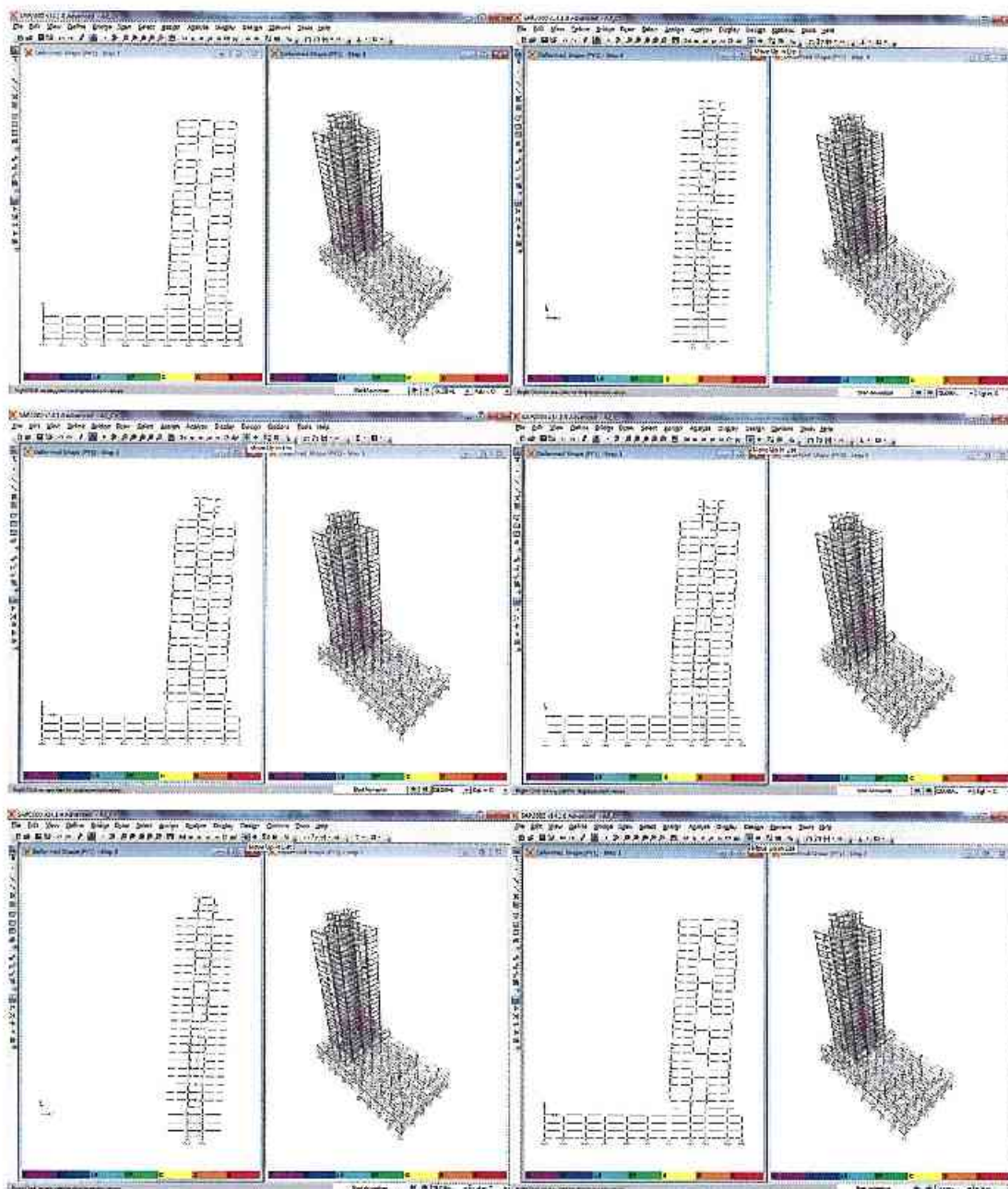


圖 4.26 Y 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)

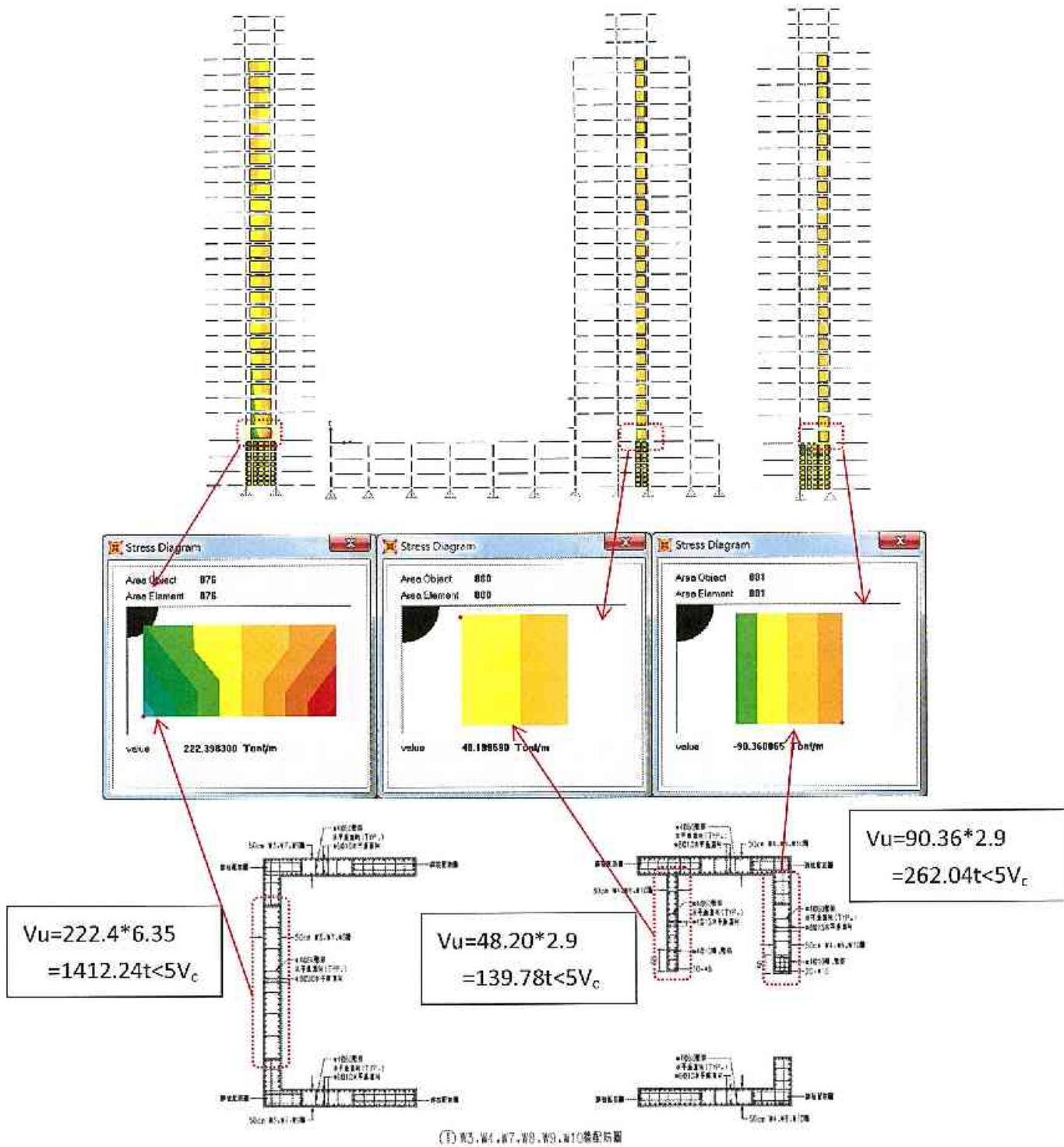


圖 4.27 Y 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)

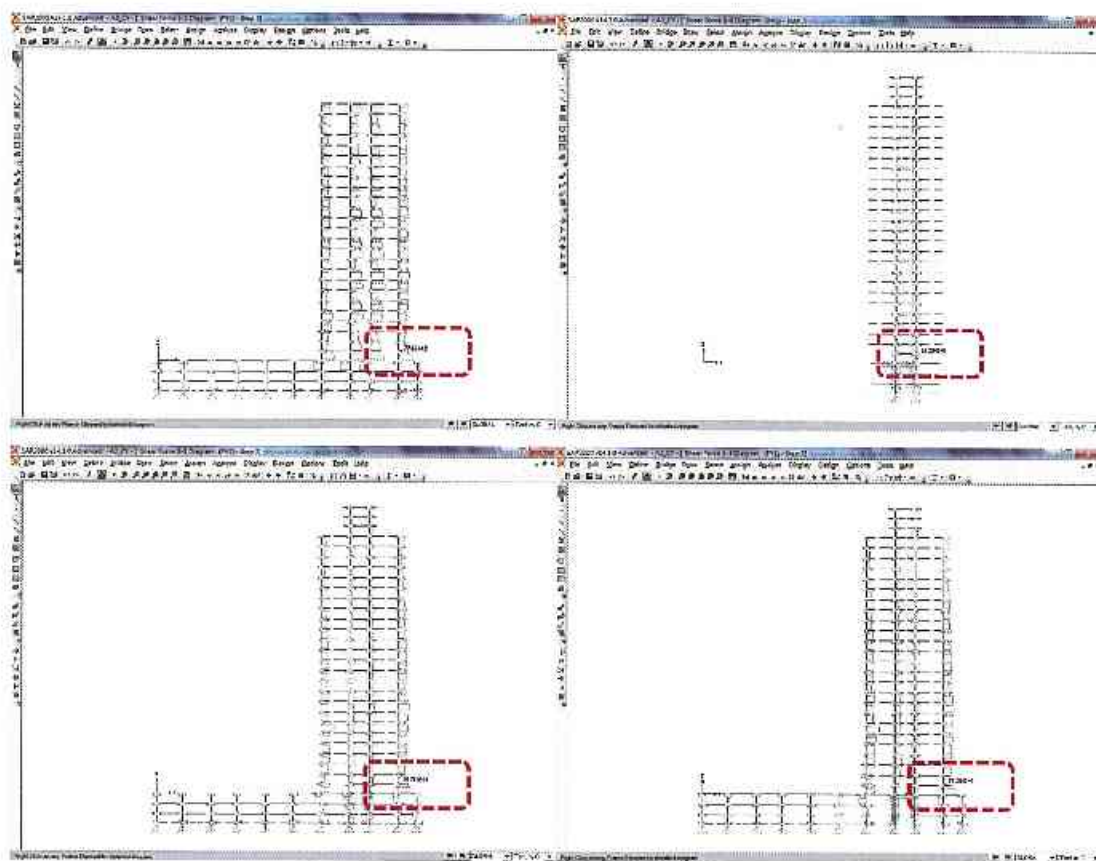


圖 4.28 Y 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

4.6 A3 區 E 棟側推分析成果

4.6.1 X 向側推分析成果

圖 4.29 為 X 向構架塑鉸分布圖；圖 4.30 為 X 向側推分析之性能曲線及各步驟下之塑鉸發展數量；圖 4.31 為 X 向小度地震下所對應之性能點(1858.696 t；12.738cm)及小度地震之相關反應譜數據($C_A=0.0686$ ； $C_V=0.2229$)。圖 4.32 為側推分析第二步下之塑鉸發展圖。由圖 4.30 及圖 4.32 得知標的物塑鉸僅發展於 0-IO 階段，因此無梁柱構件在小度地震下進入非線性。圖 4.33 為剪力牆承受剪力仍小於設計剪力強度。圖 4.34 為柱構件在小度地震下承受剪力，仍小於設計剪力強度。

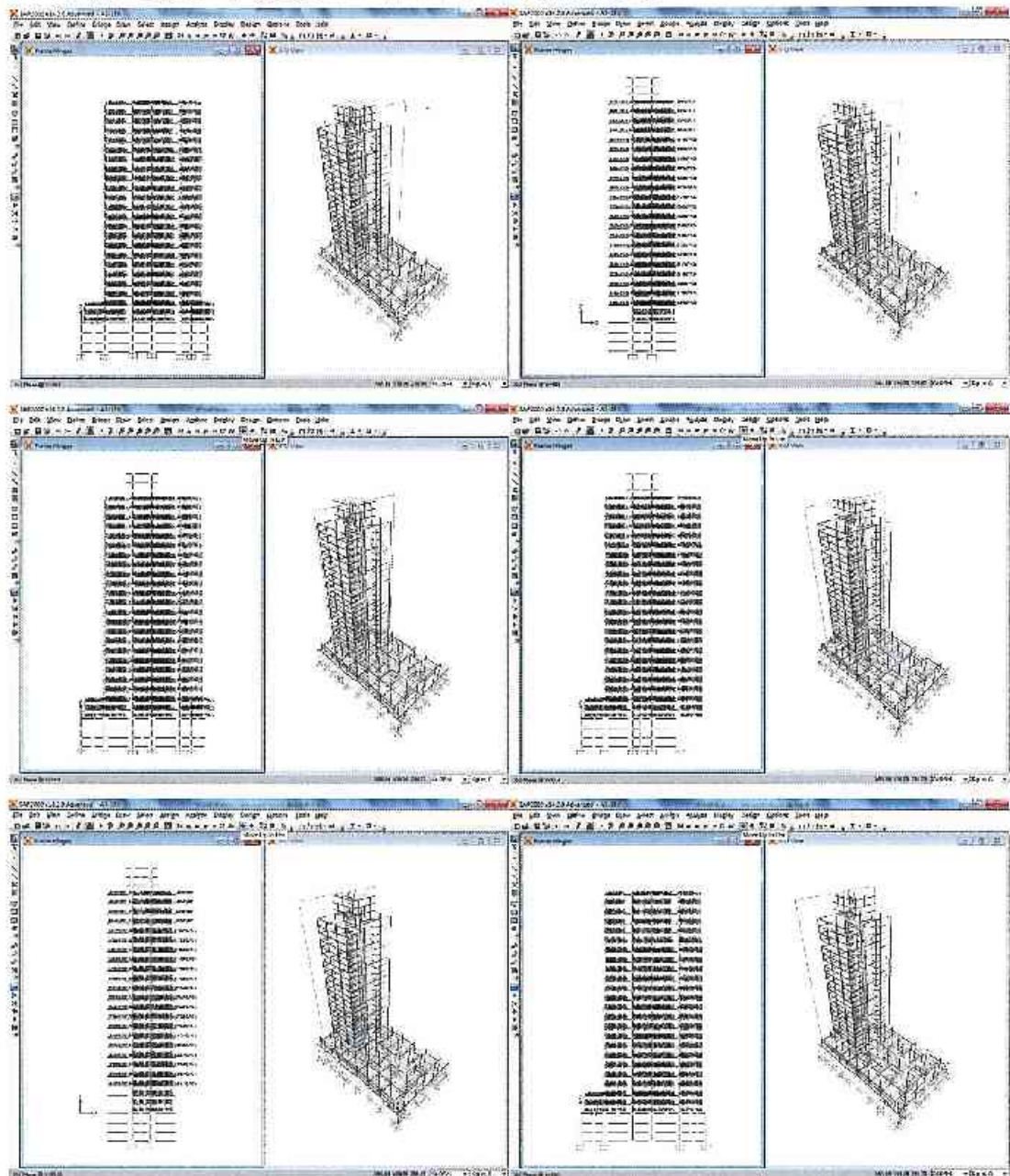


圖 4.29 X 向塑鉸分布圖

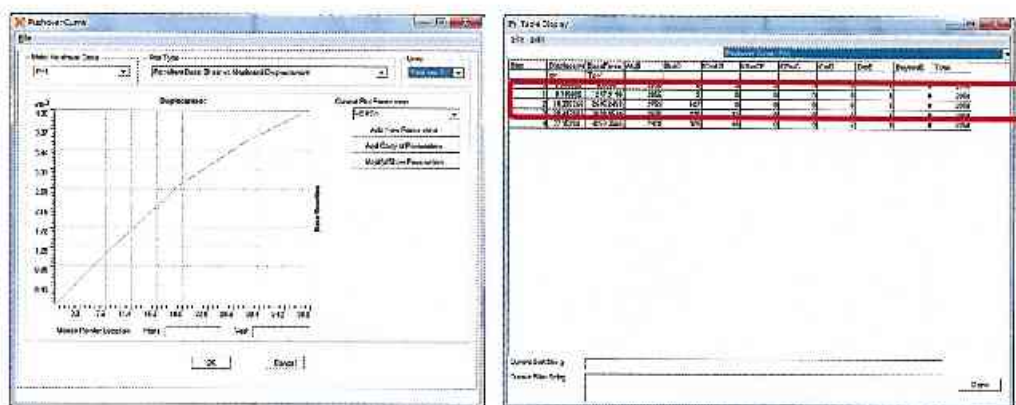


圖 4.30 X 向側推分析性能曲線

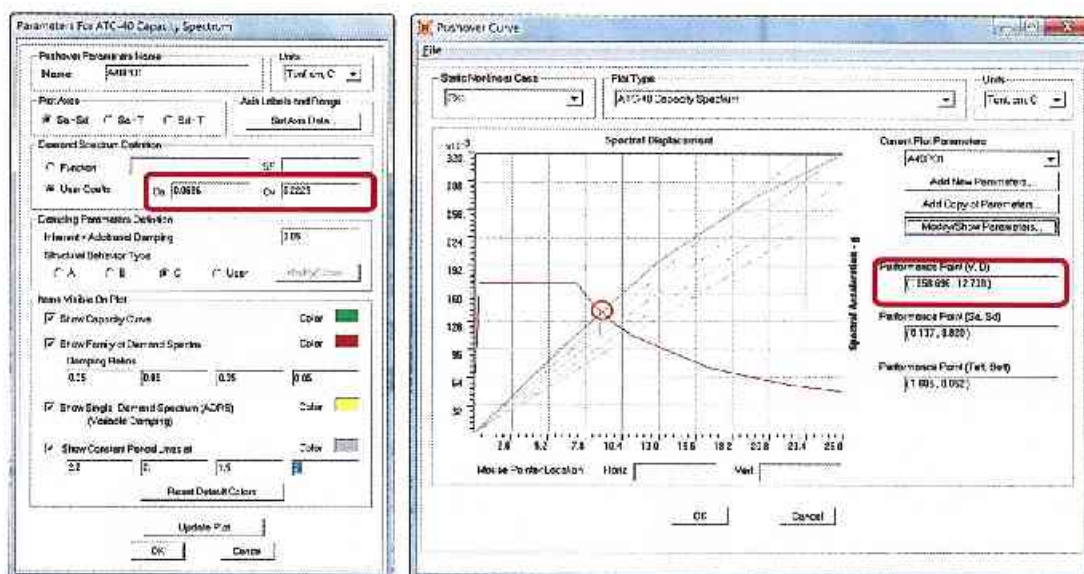


圖 4.31 X 向小度地震判斷準則

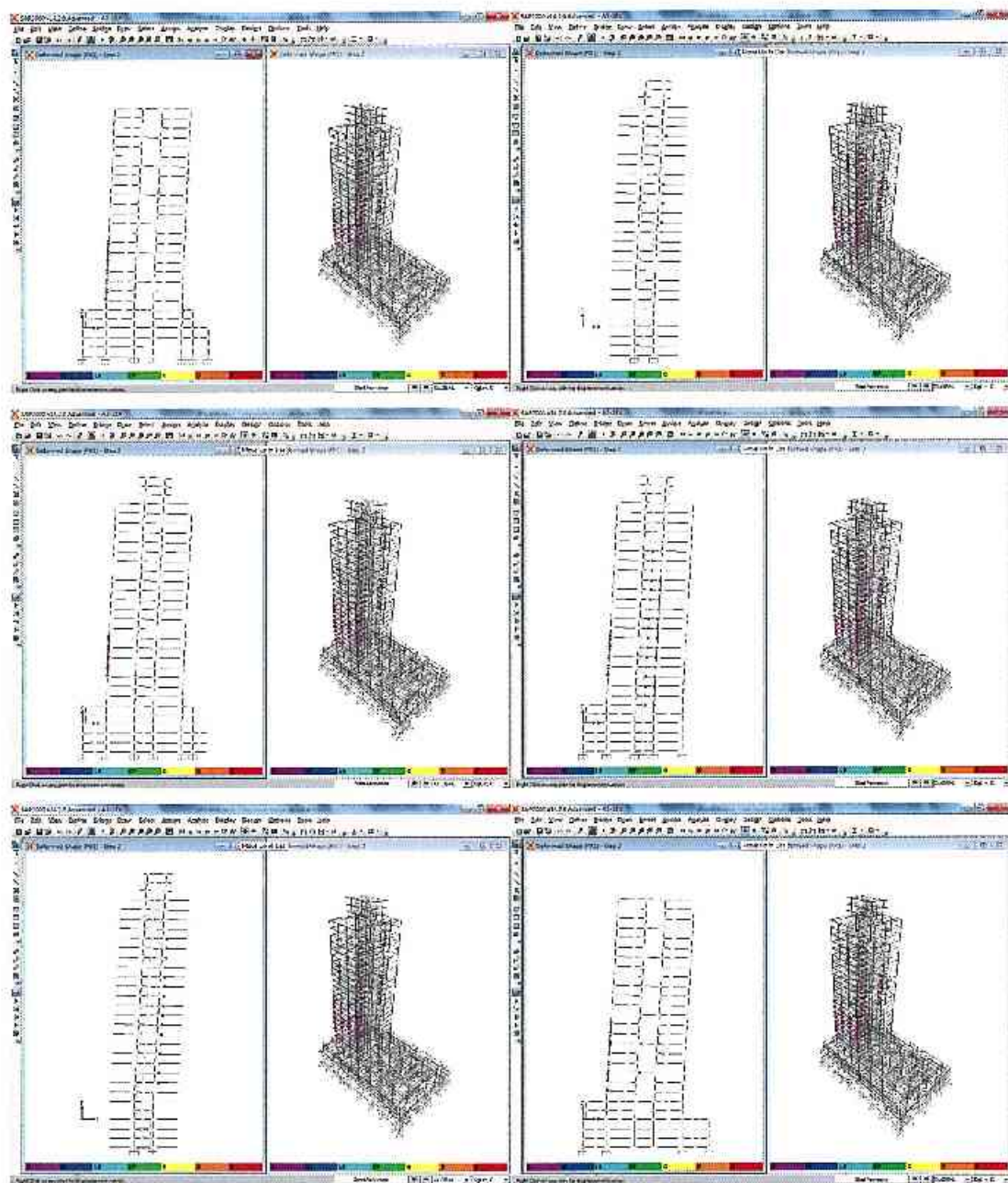


圖 4.32 X 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)

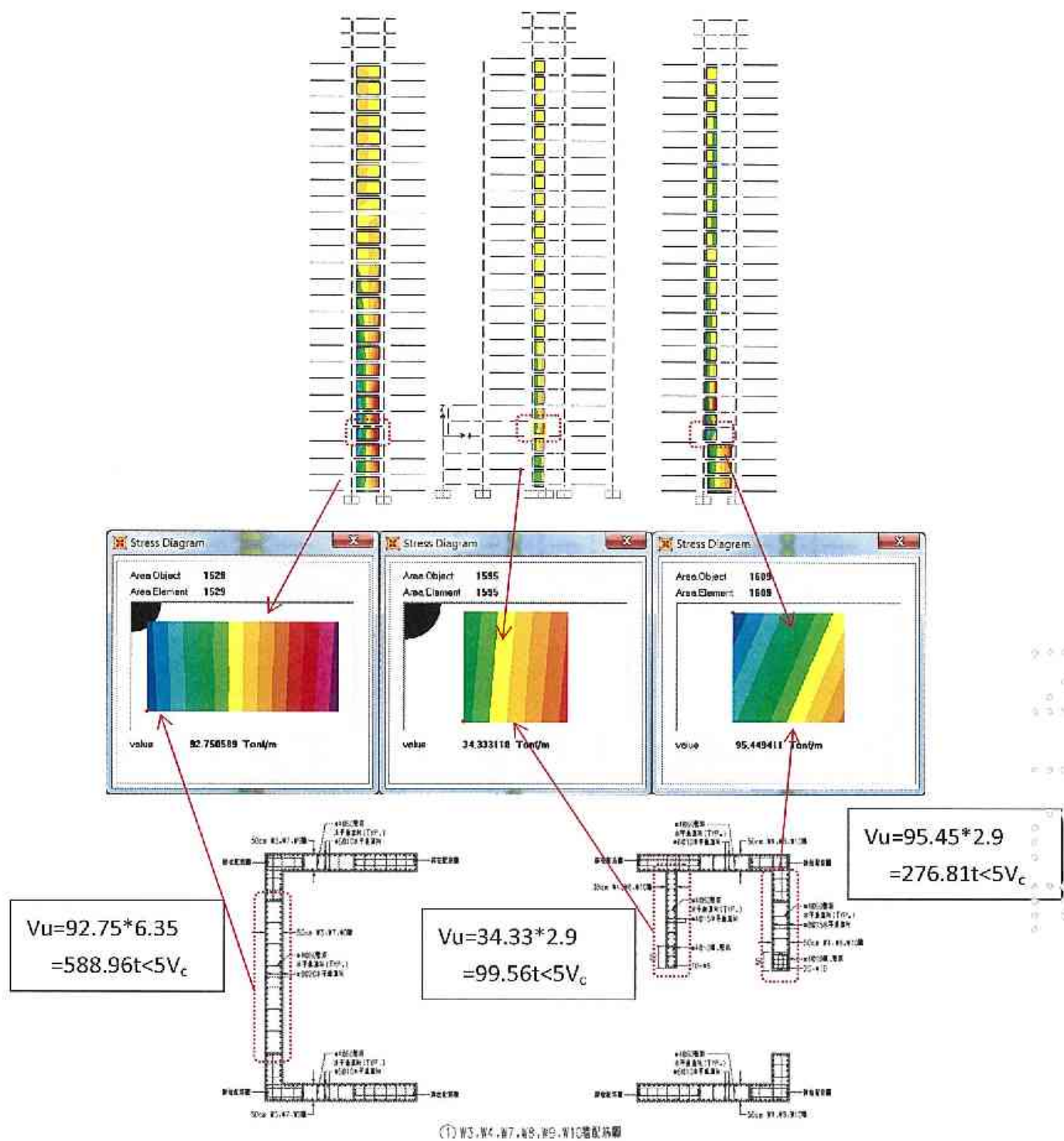


圖 4.33 X 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)

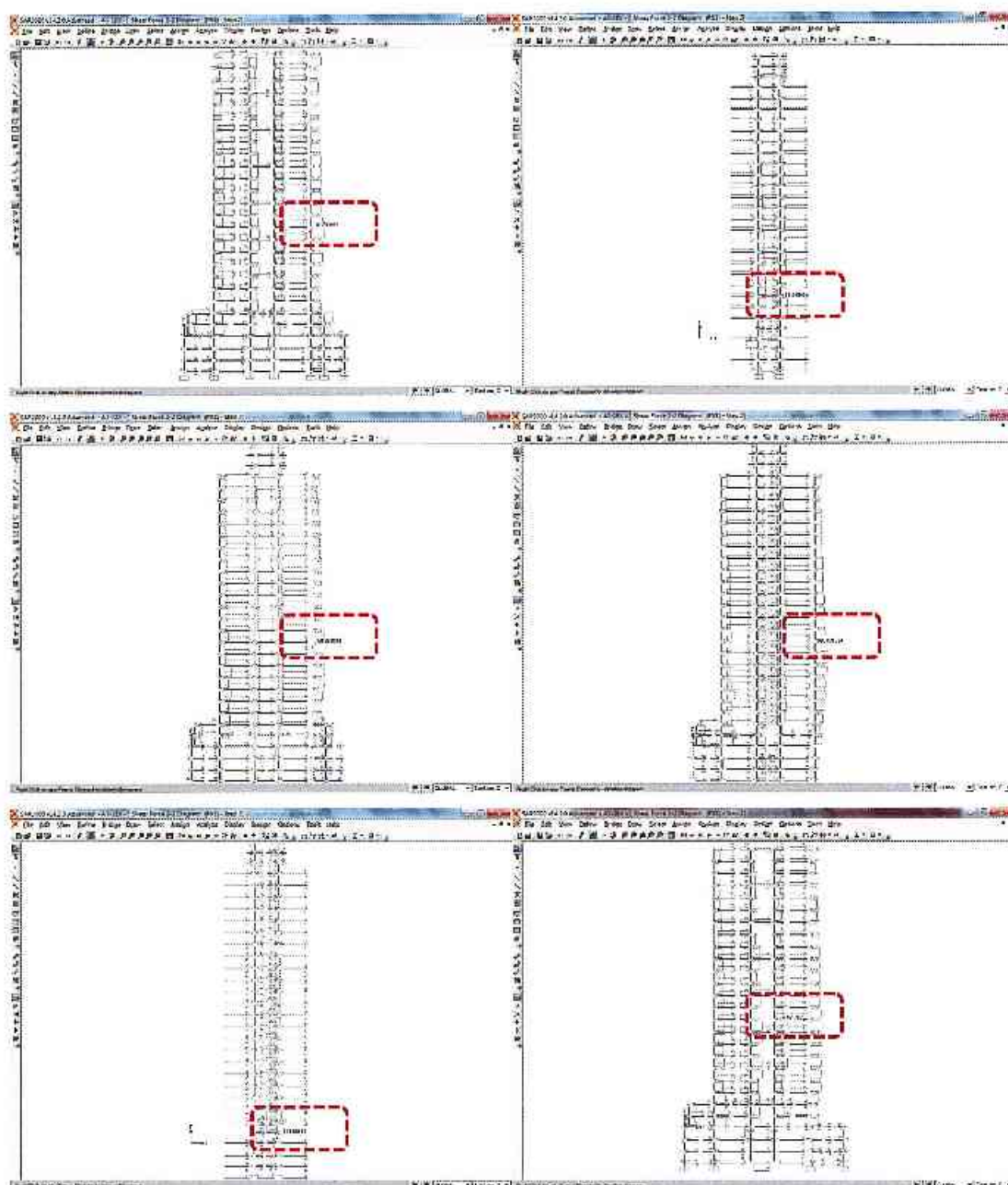


圖 4.34 X 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

圖 4.35 為 Y 向構架塑鉸分布圖；圖 4.36 為 Y 向側推分析之性能曲線及各步驟下之塑鉸發展數量；圖 4.37 為 Y 向小度地震下所對應之性能點 (1998.239 t；13.453cm) 及小度地震之相關反應譜數據 ($C_A=0.0686$ ； $C_V=0.2229$)。圖 4.38 為側推分析第一步下之塑鉸發展圖。由圖 4.36 及 4.38 得知標的物塑鉸僅發展於 0-IO 階段，因此無梁柱構件在小度地震下進入非線性。圖 4.39 為剪力牆承受剪力仍小於設計剪力強度。圖 4.40 為柱構件在小度地震下承受剪力，仍小於設計剪力強度。

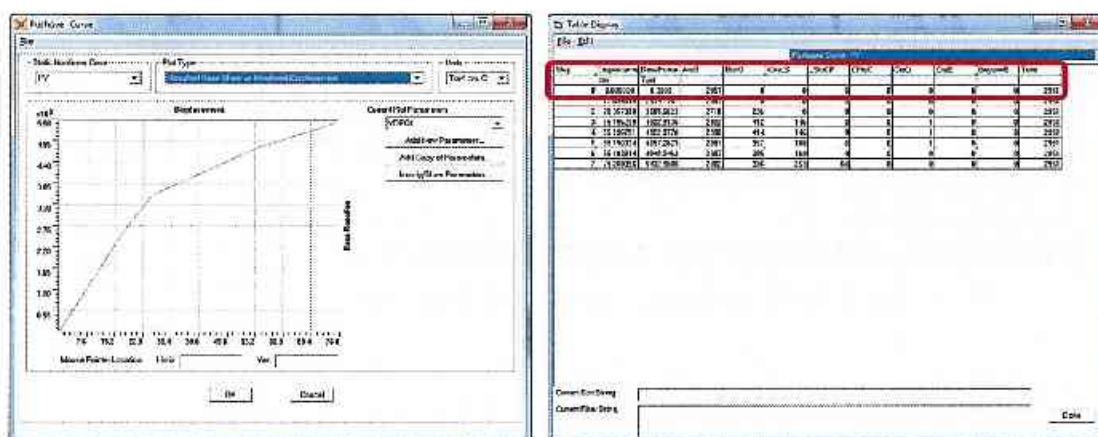
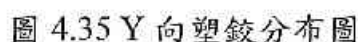


圖 4.36 Y 向側推分析性能曲線

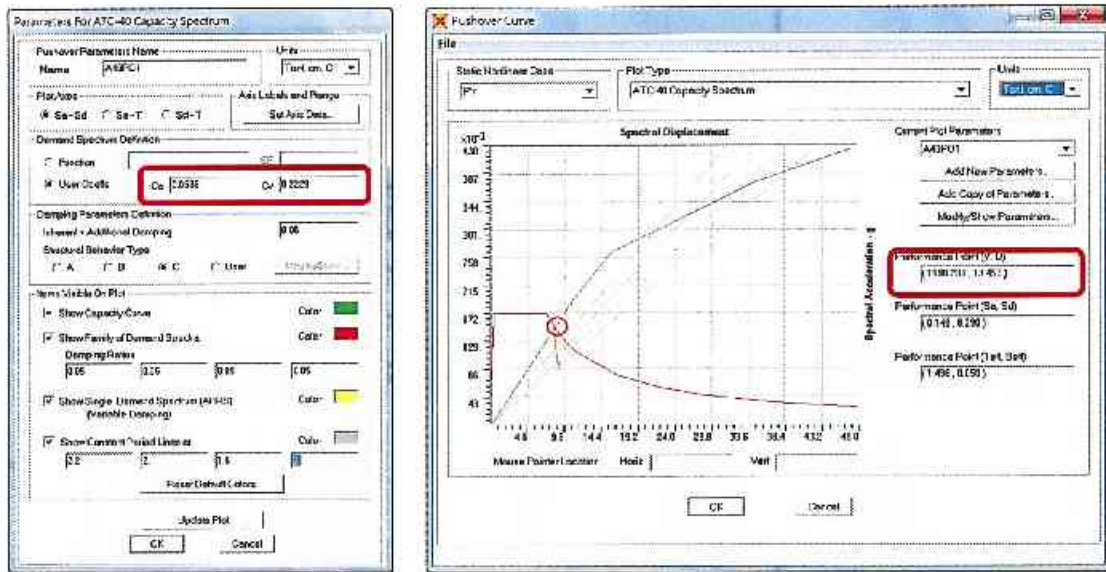


圖 4.37 Y 向小度地震判斷準則

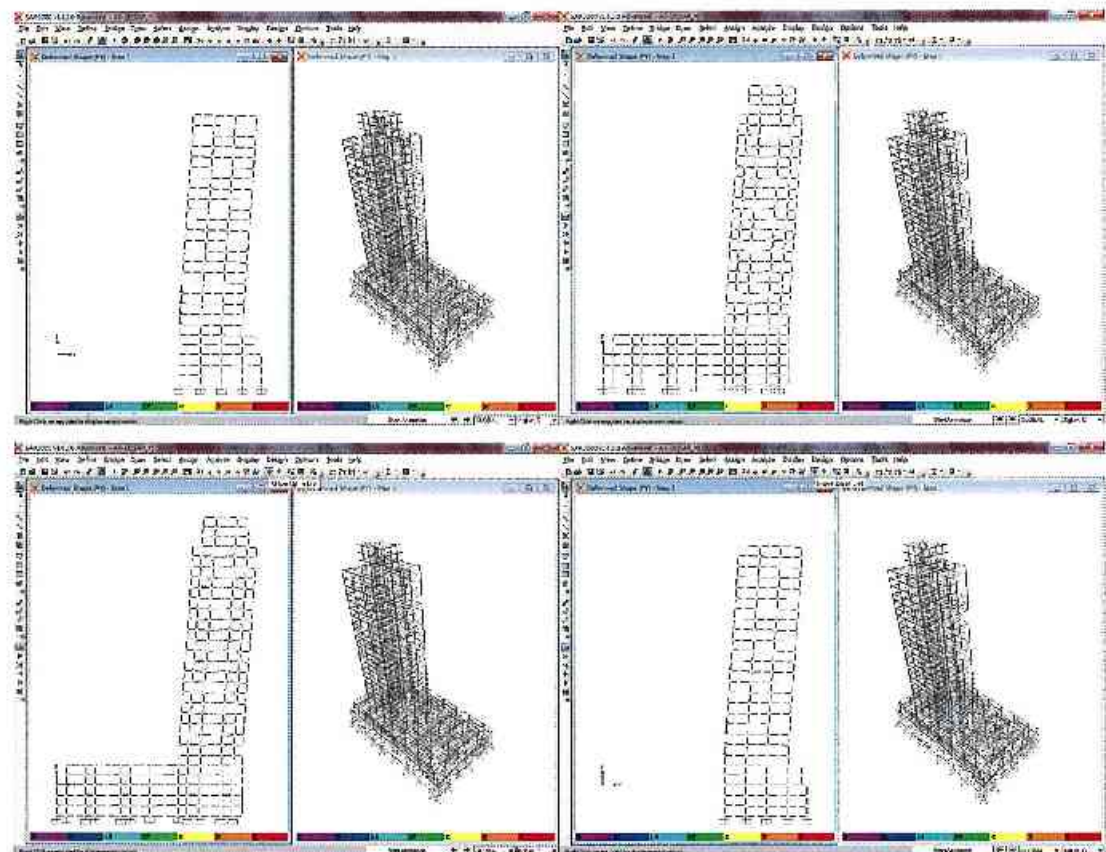


圖 4.38 Y 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)

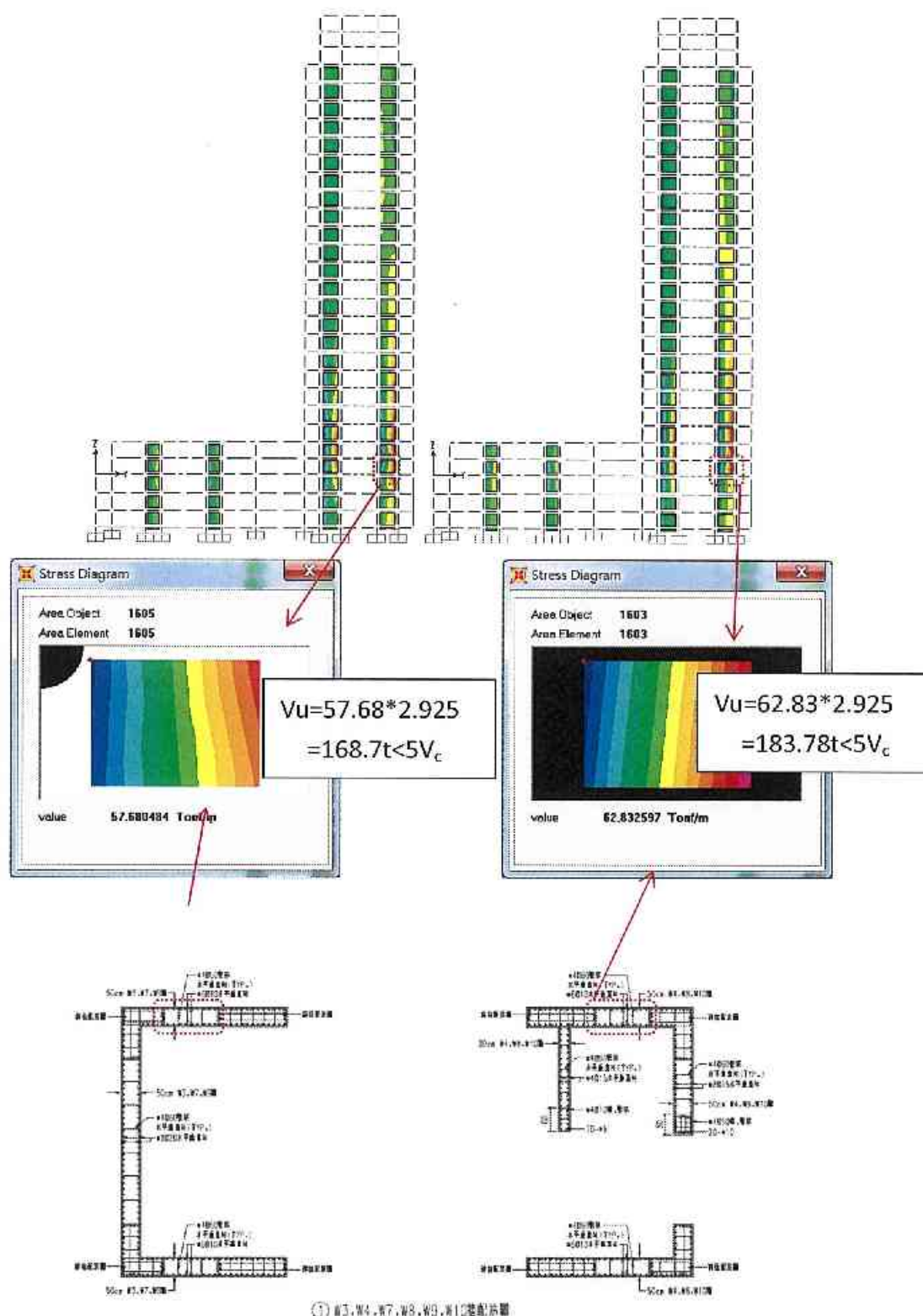


圖 4.39 Y 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)

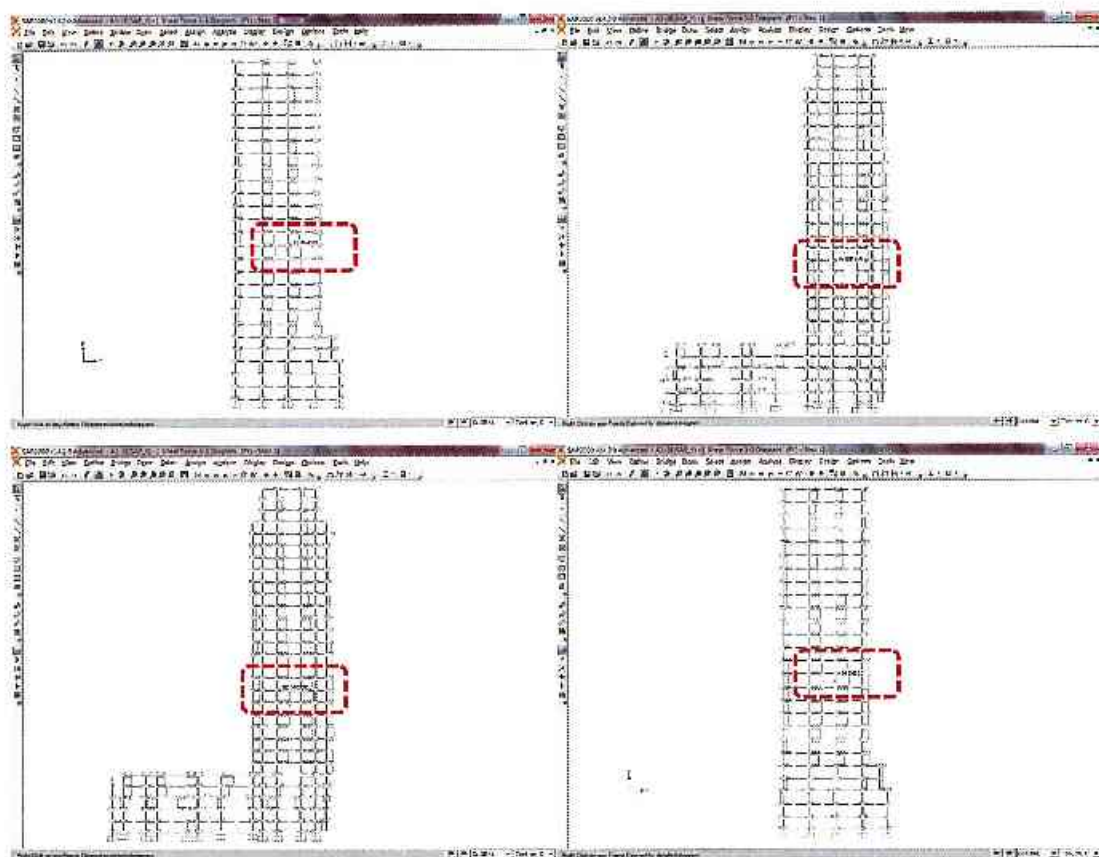


圖 4.40 Y 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

4.7 A3 區 F 棟側推分析成果

4.7.1 X 向側推分析成果

圖 4.41 為 X 向構架塑鉸分布圖；圖 4.42 為 X 向側推分析之性能曲線及各步驟下之塑鉸發展數量；圖 4.43 為 X 向小度地震下所對應之性能點(1916.794 t；12.666cm)及小度地震之相關反應譜數據($C_A=0.0686$ ； $C_V=0.2229$)。圖 4.44 為側推分析第三步下之塑鉸發展圖。由圖 4.42 及圖 4.44 得知標的物塑鉸僅發展於 0-IO 階段，因此無梁柱構件在小度地震下進入非線性。圖 4.45 為剪力牆承受剪力仍小於設計剪力強度。圖 4.46 為柱構件在小度地震下承受剪力，仍小於設計剪力強度。

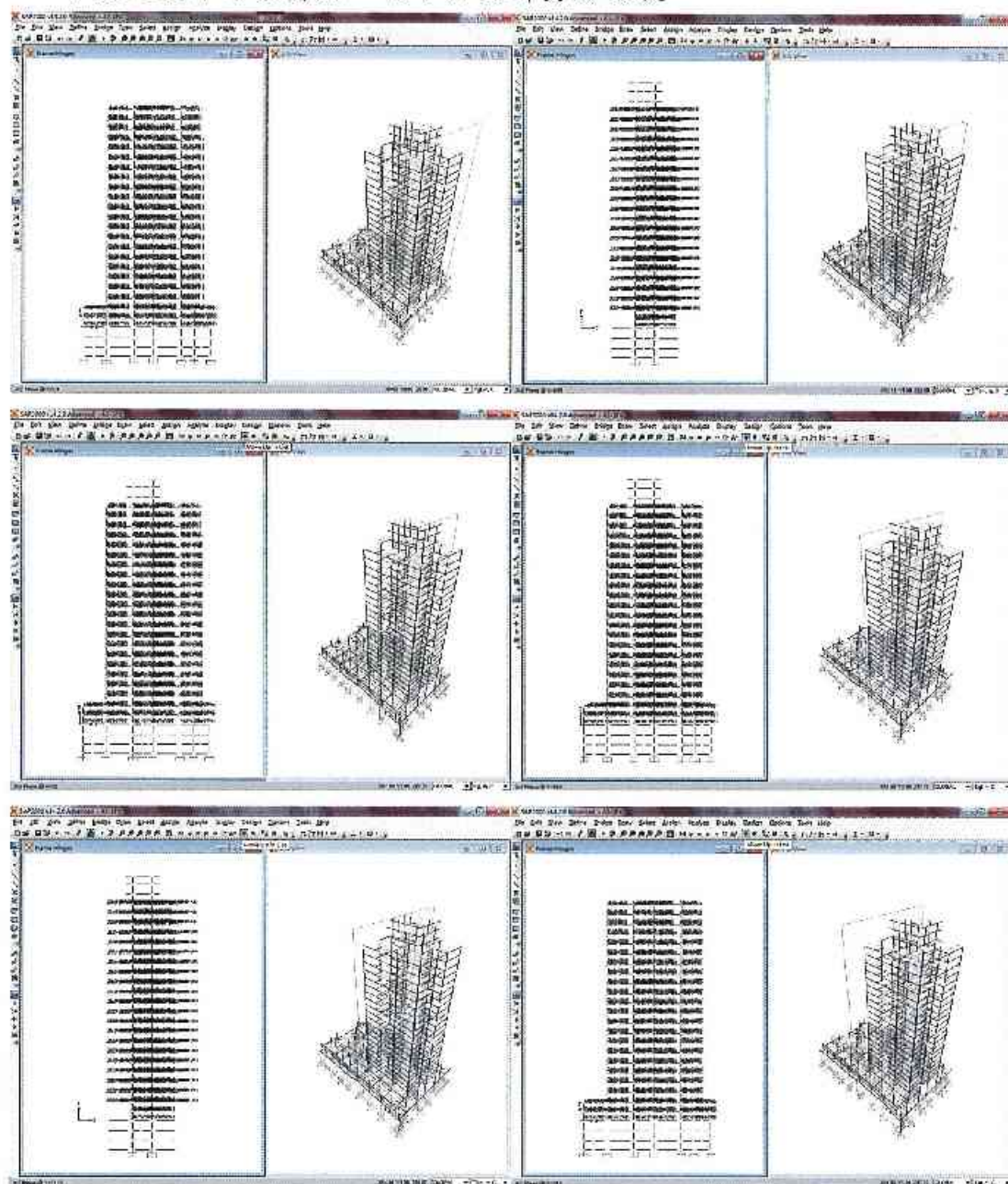


圖 4.41 X 向塑鉸分布圖

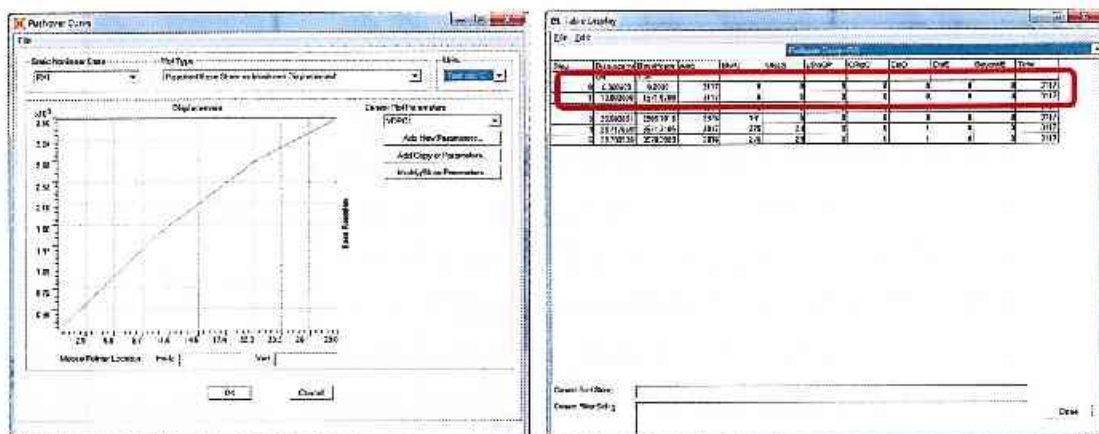


圖 4.42 X 向側推分析性能曲線

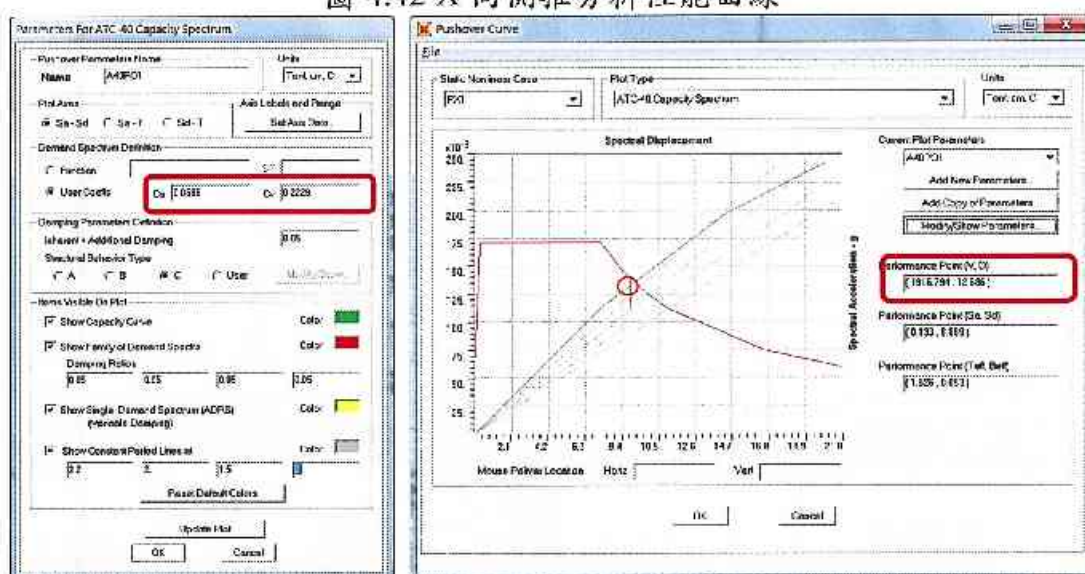


圖 4.43 X 向小度地震判斷準則

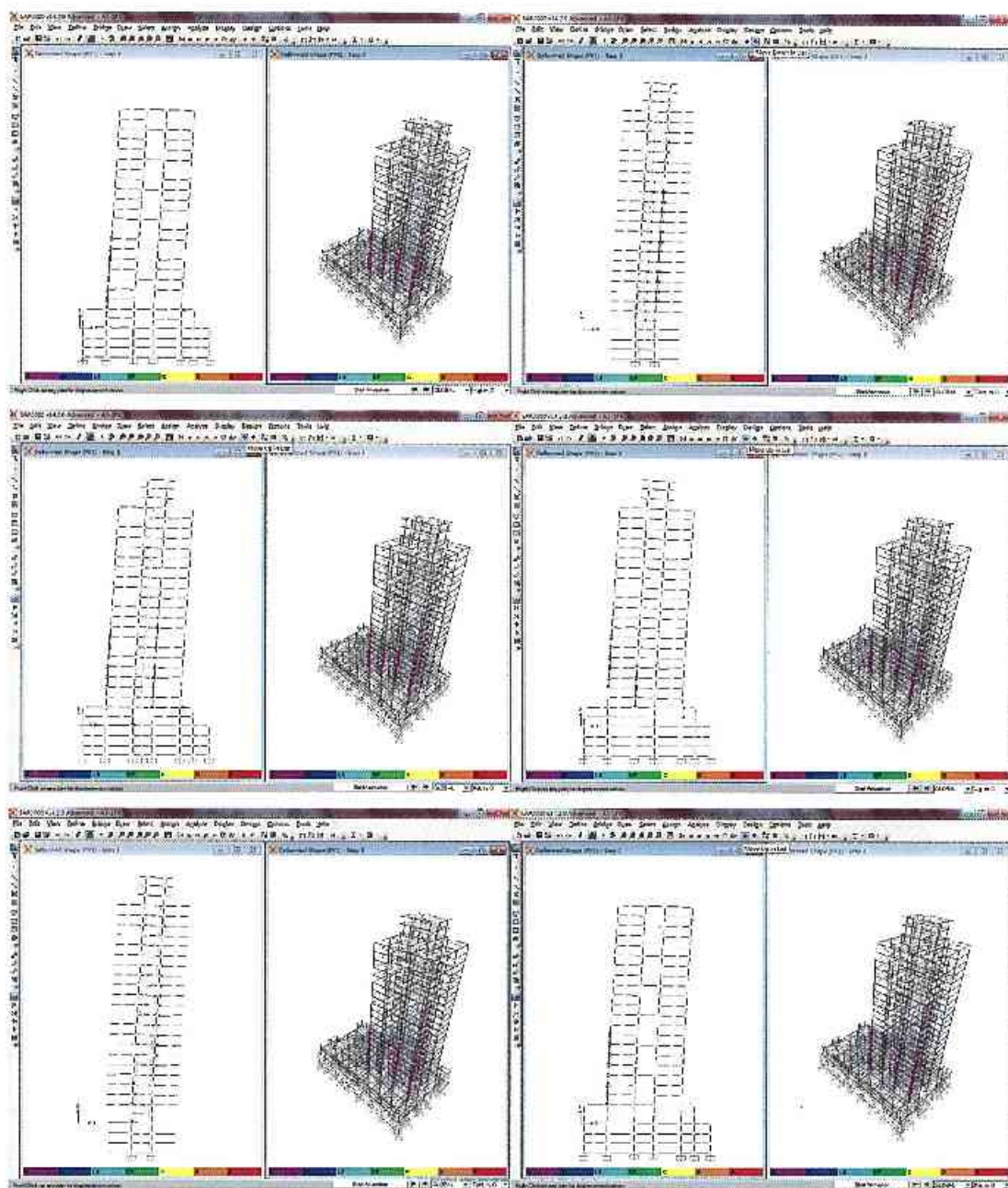


圖 4.44 X 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)

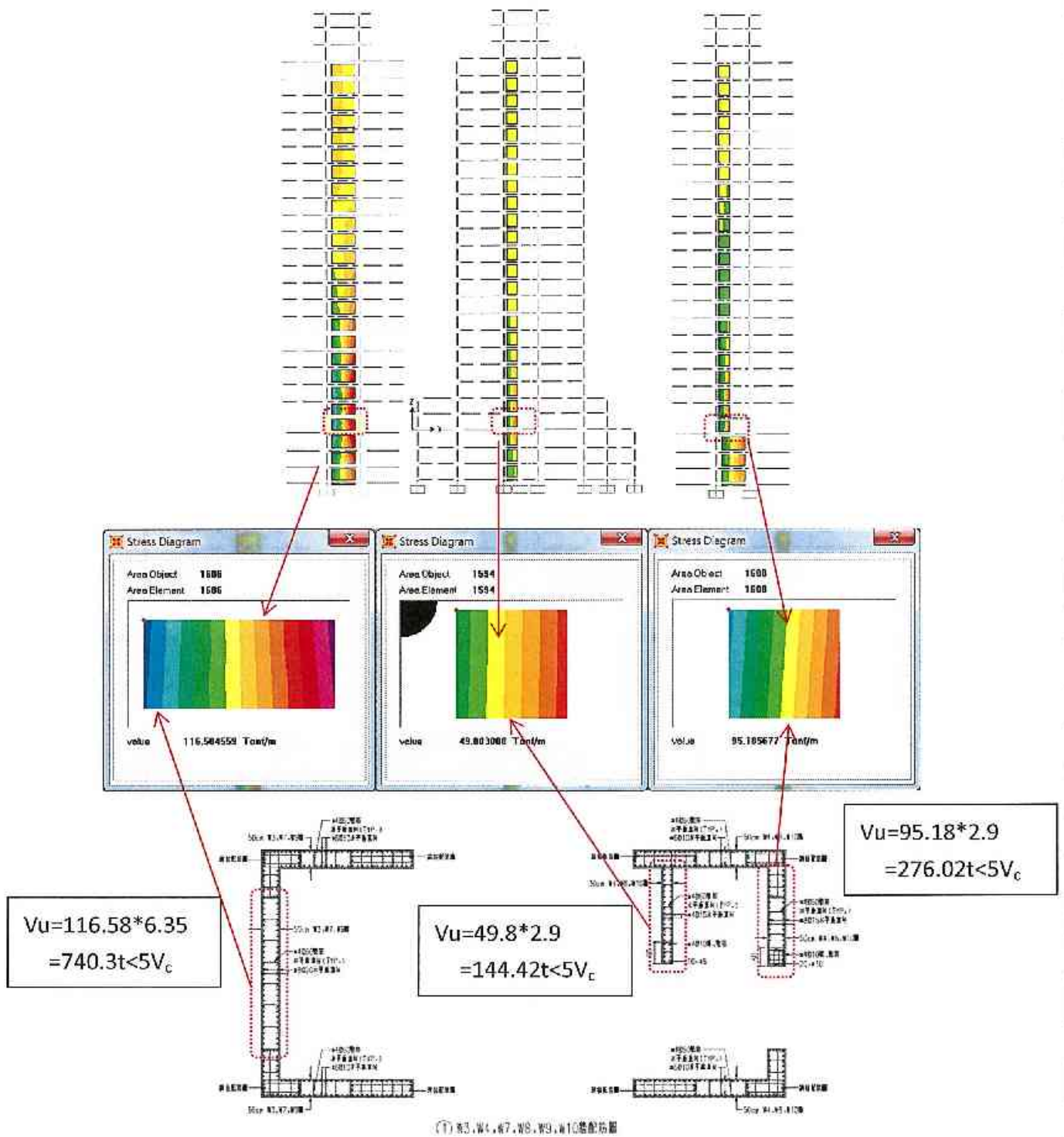


圖 4.45 X 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)



圖 4.46 X 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

4.7.2 Y 向側推分析成果

圖 4.47 為 Y 向構架塑鉸分布圖；圖 4.48 為 Y 向側推分析之性能曲線及各步驟下之塑鉸發展數量；圖 4.49 為 Y 向小度地震下所對應之性能點 (1991.243 t ; 13.894cm) 及小度地震之相關反應譜數據 ($C_A=0.0686$; $C_V=0.2229$)。圖 4.50 為側推分析第二步下之塑鉸發展圖。由圖 4.48 及圖 4.50 得知標的物塑鉸僅發展於 0-10 階段，因此無梁柱構件在小度地震下進入非線性。圖 4.51 為剪力牆承受剪力仍小於設計剪力強度。圖 4.52 為柱構件在小度地震下承受剪力，仍小於設計剪力強度。

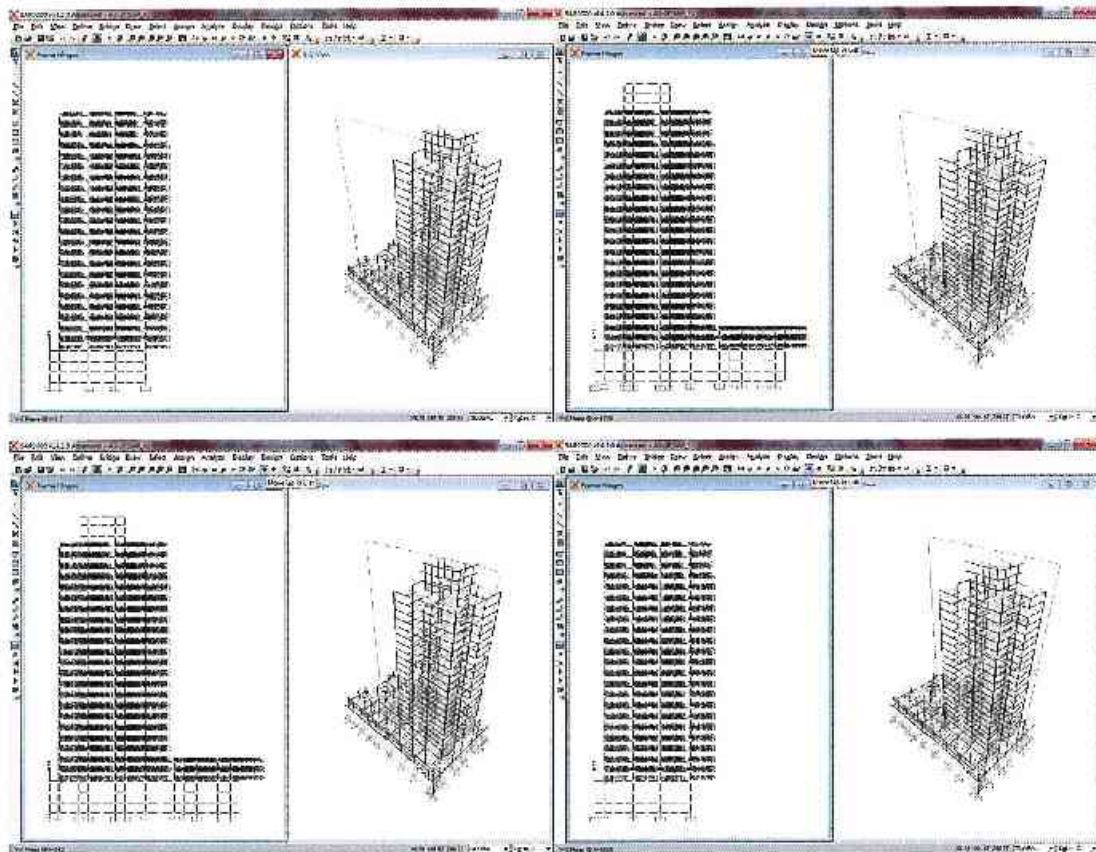


圖 4.47 Y 向塑鉸分布圖

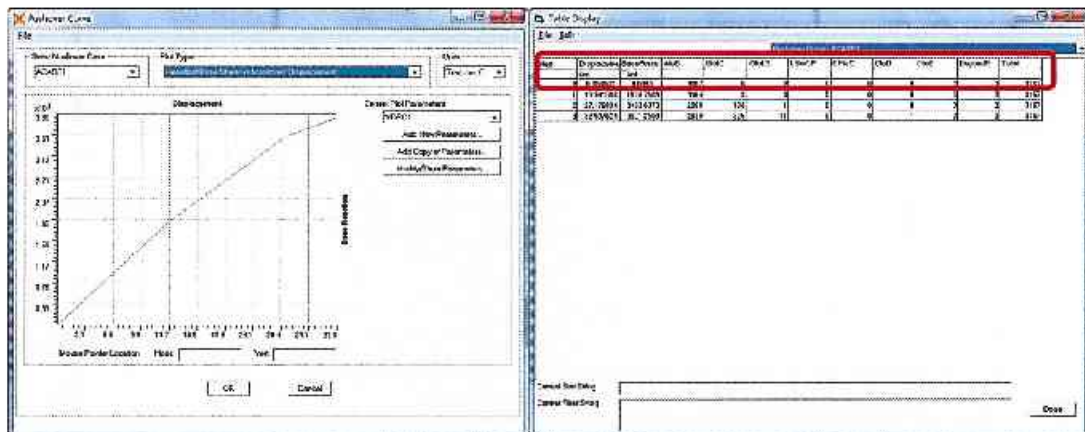


圖 4.48 Y 向側推分析性能曲線

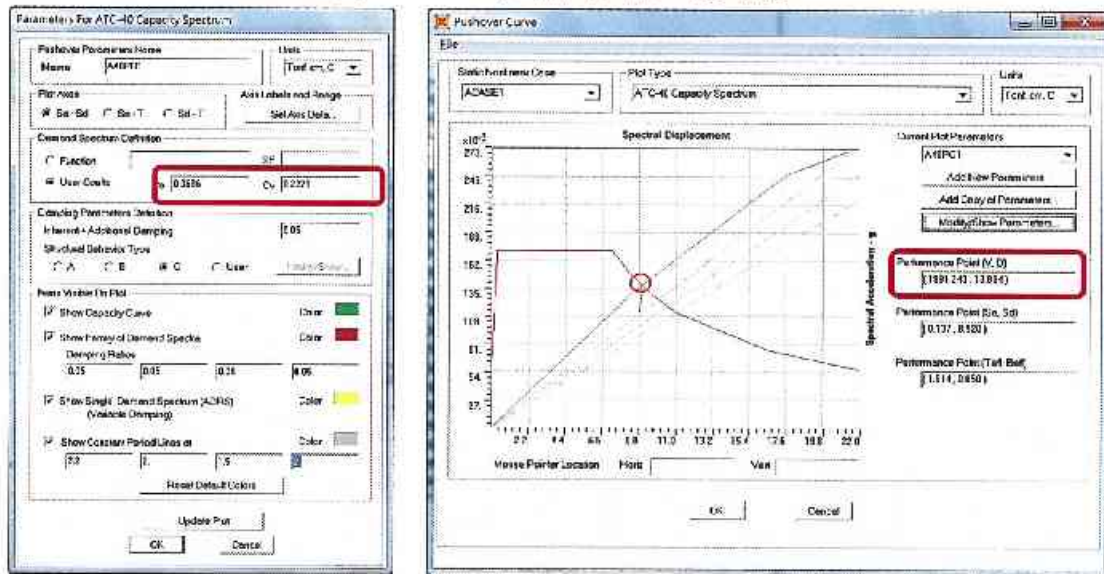


圖 4.49 Y 向小度地震判斷準則

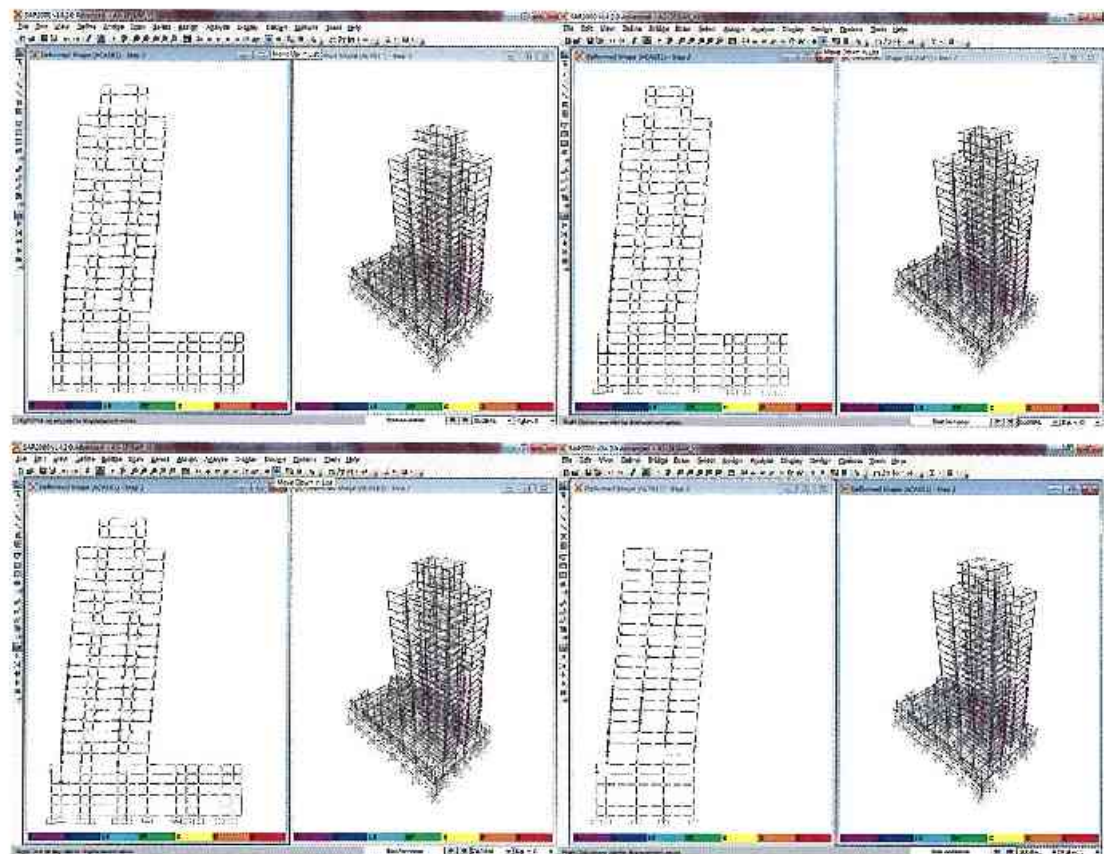
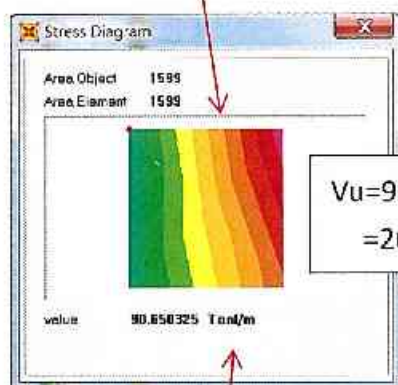
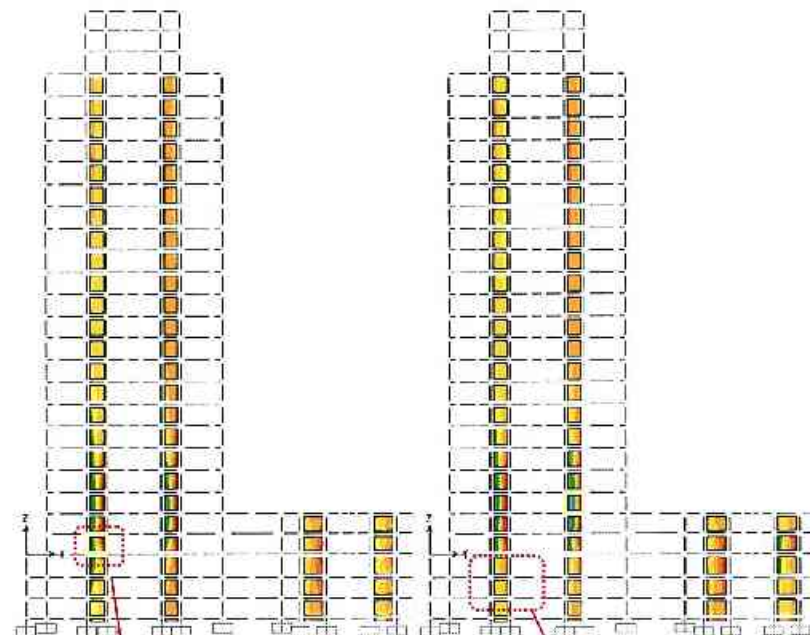
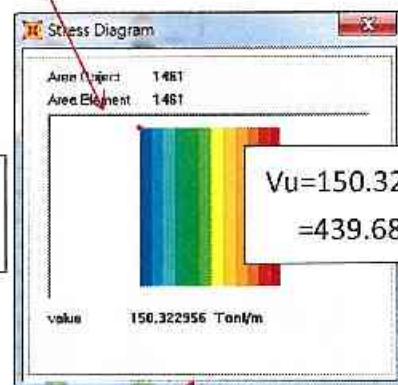


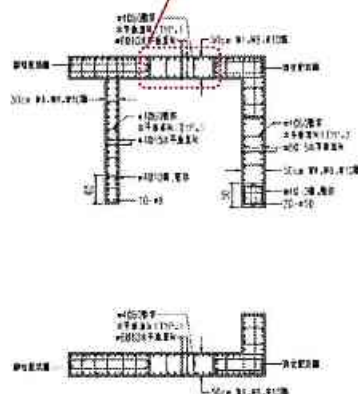
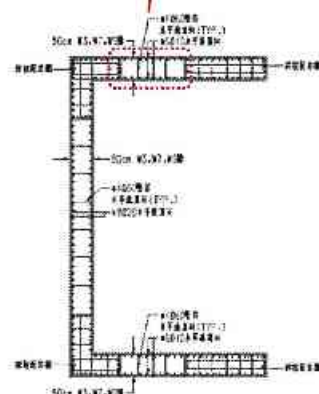
圖 4.50 Y 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)



$$V_u = 90.65 \times 2.925 = 265.1t < 5V_c$$



$$V_u = 150.32 \times 2.925 = 439.68t < 5V_c$$



(1) W3, W4, W7, W8, W9, W10 牆截圖

圖 4.51 Y 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)

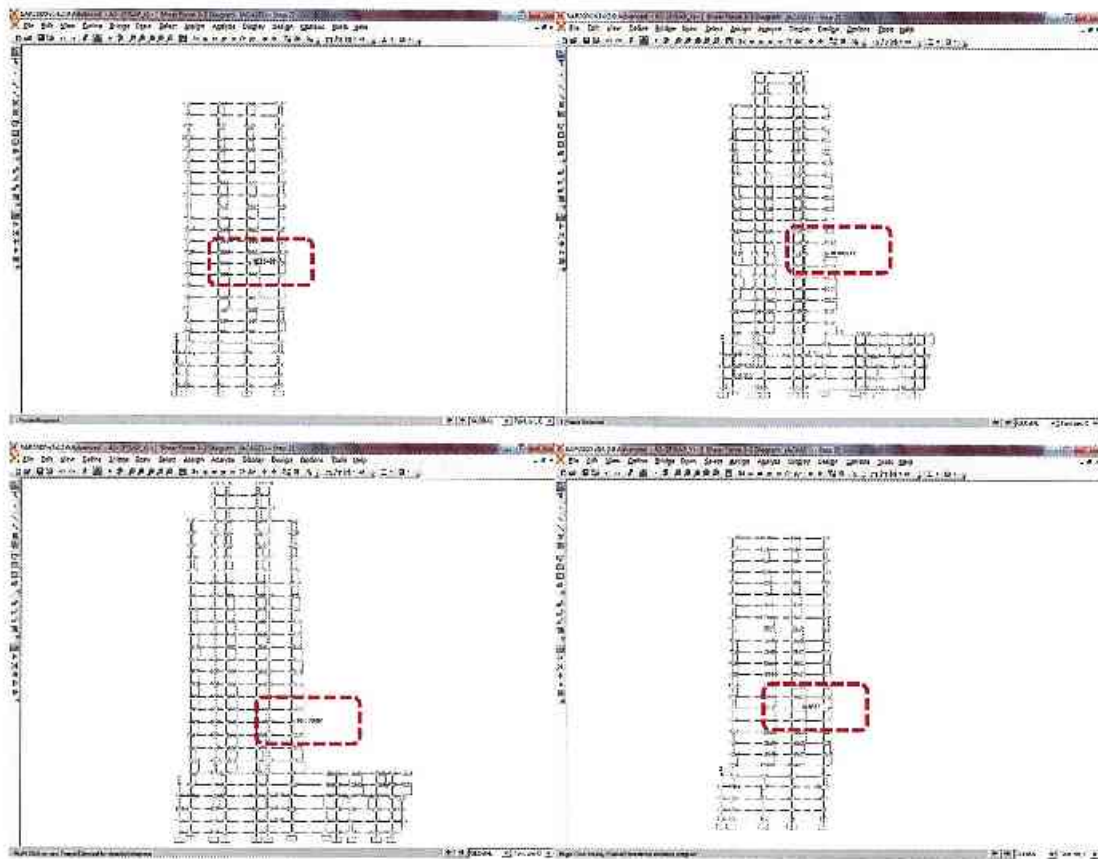


圖 4.52 Y 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

4.8 A6 區 I 棟側推分析成果

4.8.1 X 向側推分析成果

圖 4.53 為 X 向構架塑鉸分布圖；圖 4.54 為 X 向側推分析之性能曲線及各步驟下之塑鉸發展數量；圖 4.55 為 X 向小度地震下所對應之性能點 (1430.960 t；13.976cm) 及小度地震之相關反應譜數據 ($C_A=0.0686$ ； $C_V=0.2229$)。圖 4.56 為側推分析第二步下之塑鉸發展圖。由圖 4.54 及圖 4.56 得知標的物塑鉸僅發展於 0-IO 階段，因此無梁柱構件在小度地震下進入非線性。圖 4.57 為剪力牆承受剪力仍小於設計剪力強度。圖 4.58 為柱構件在小度地震下承受剪力，仍小於設計剪力強度。

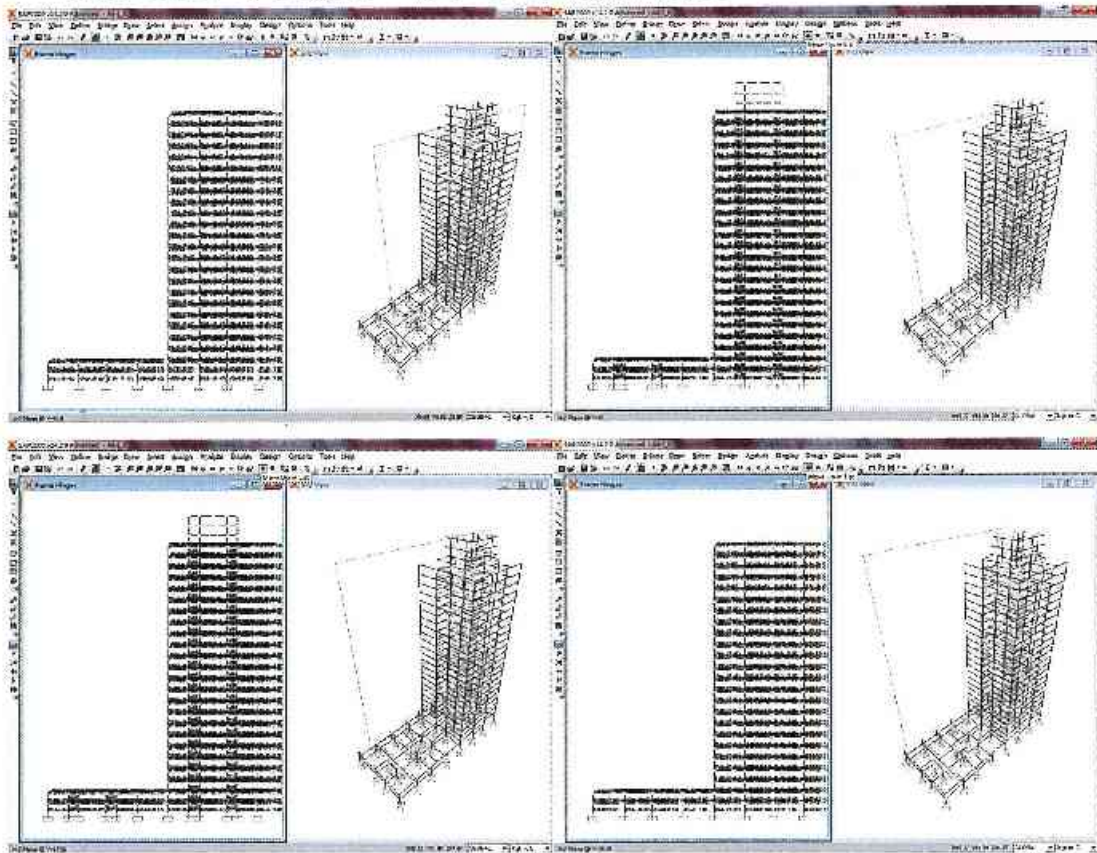


圖 4.53 X 向塑鉸分布圖

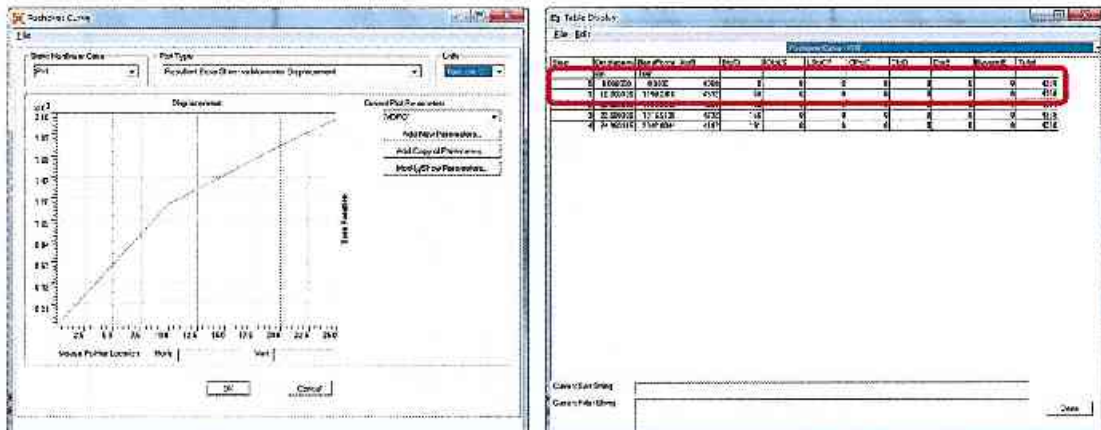


圖 4.54 X 向側推分析性能曲線

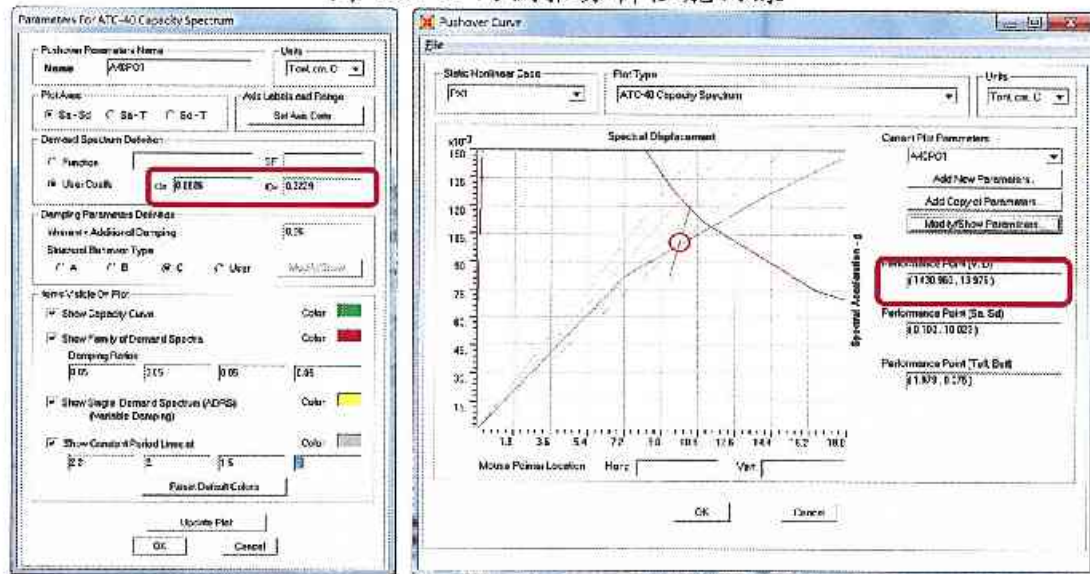


圖 4.55 X 向小度地震判斷準則

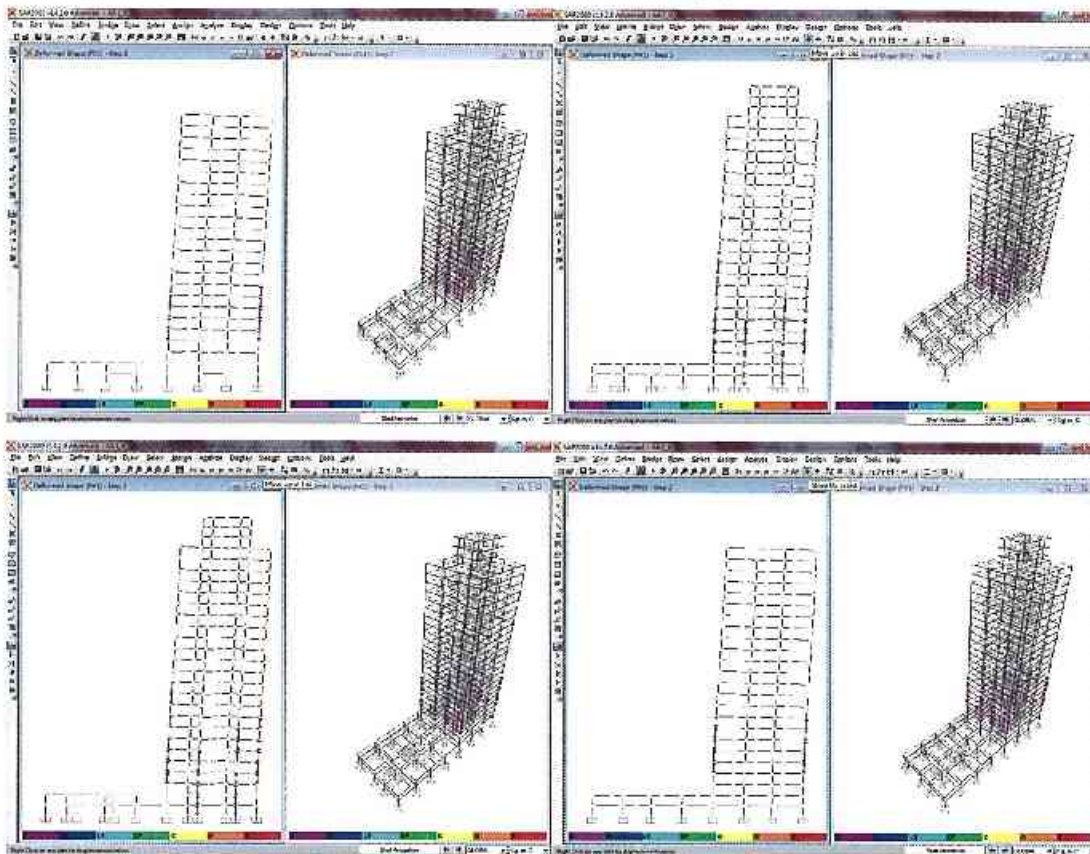


圖 4.56 X 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)

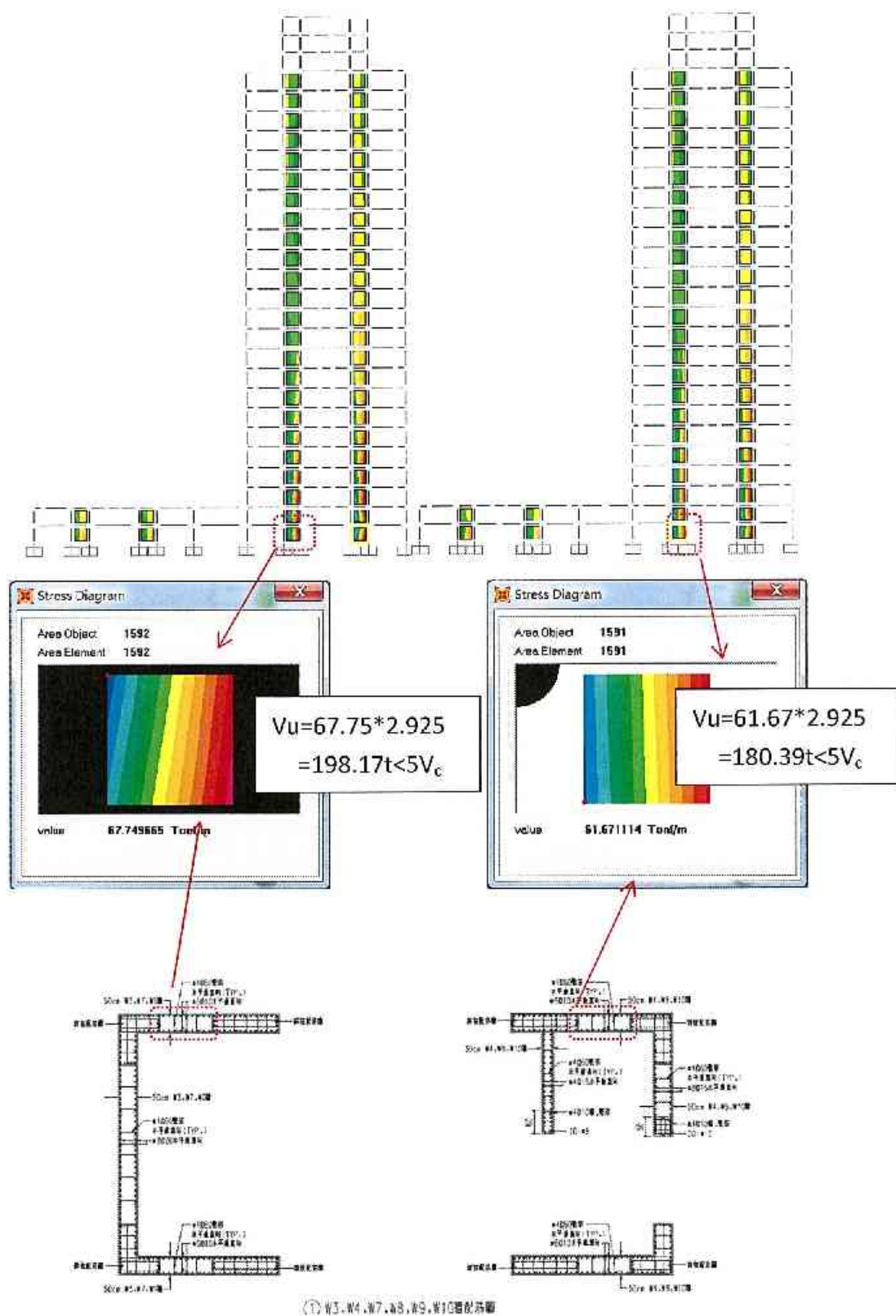


圖 4.57 X 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)

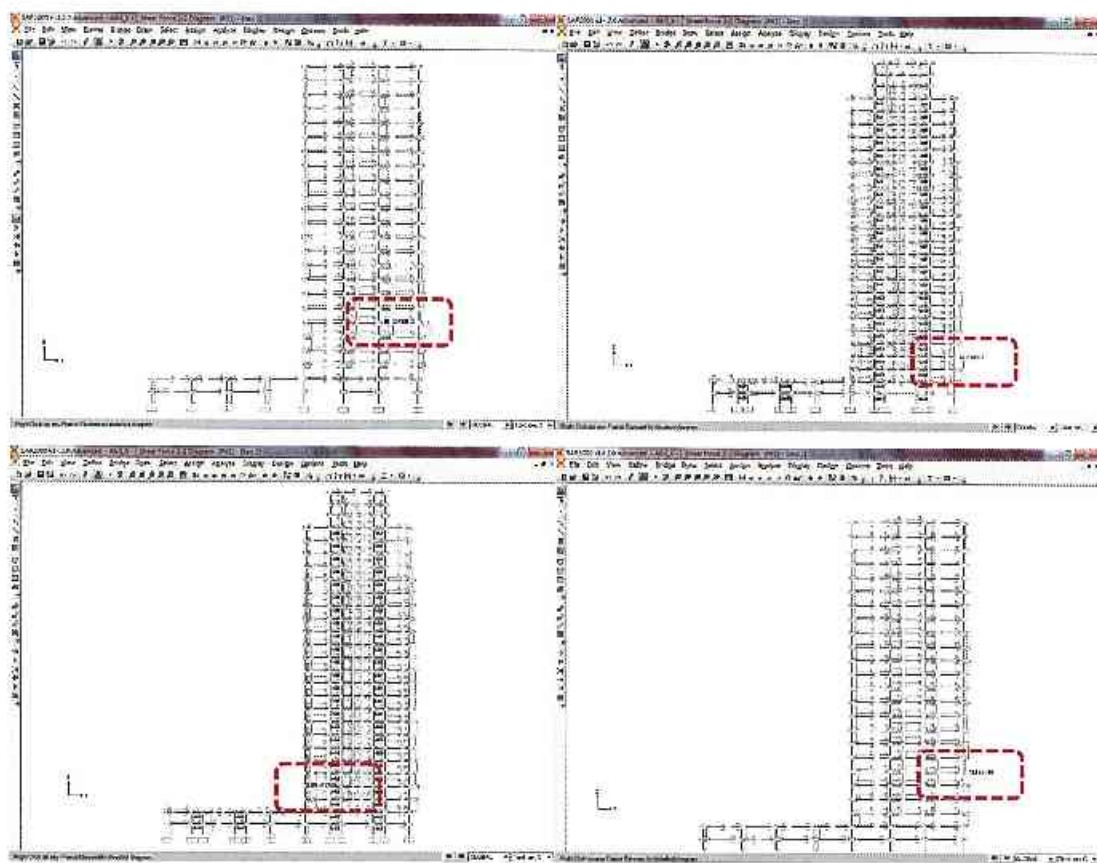


圖 4.58 X 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

12 11 10 9 8 7 6 5 4 3 2 1

4.8.2 Y向側推分析成果

圖 4.59 為 Y 向構架塑鉸分布圖；圖 4.60 為 Y 向側推分析之性能曲線及各步驟下之塑鉸發展數量；圖 4.61 為 Y 向小度地震下所對應之性能點 (1471.739 t；13.877cm) 及小度地震之相關反應譜數據 ($C_A=0.0686$ ； $C_V=0.2229$)。圖 4.62 為側推分析第八步下之塑鉸發展圖。由圖 4.60 及圖 4.62 得知標的物塑鉸僅發展於 0-IO 階段，因此無梁柱構件在小度地震下進入非線性。圖 4.63 為剪力牆在小度地震下之受力情形，得知剪力牆承受剪力仍小於設計剪力強度。圖 4.64 為柱構件在小度地震下承受剪力，仍小於設計剪力強度。

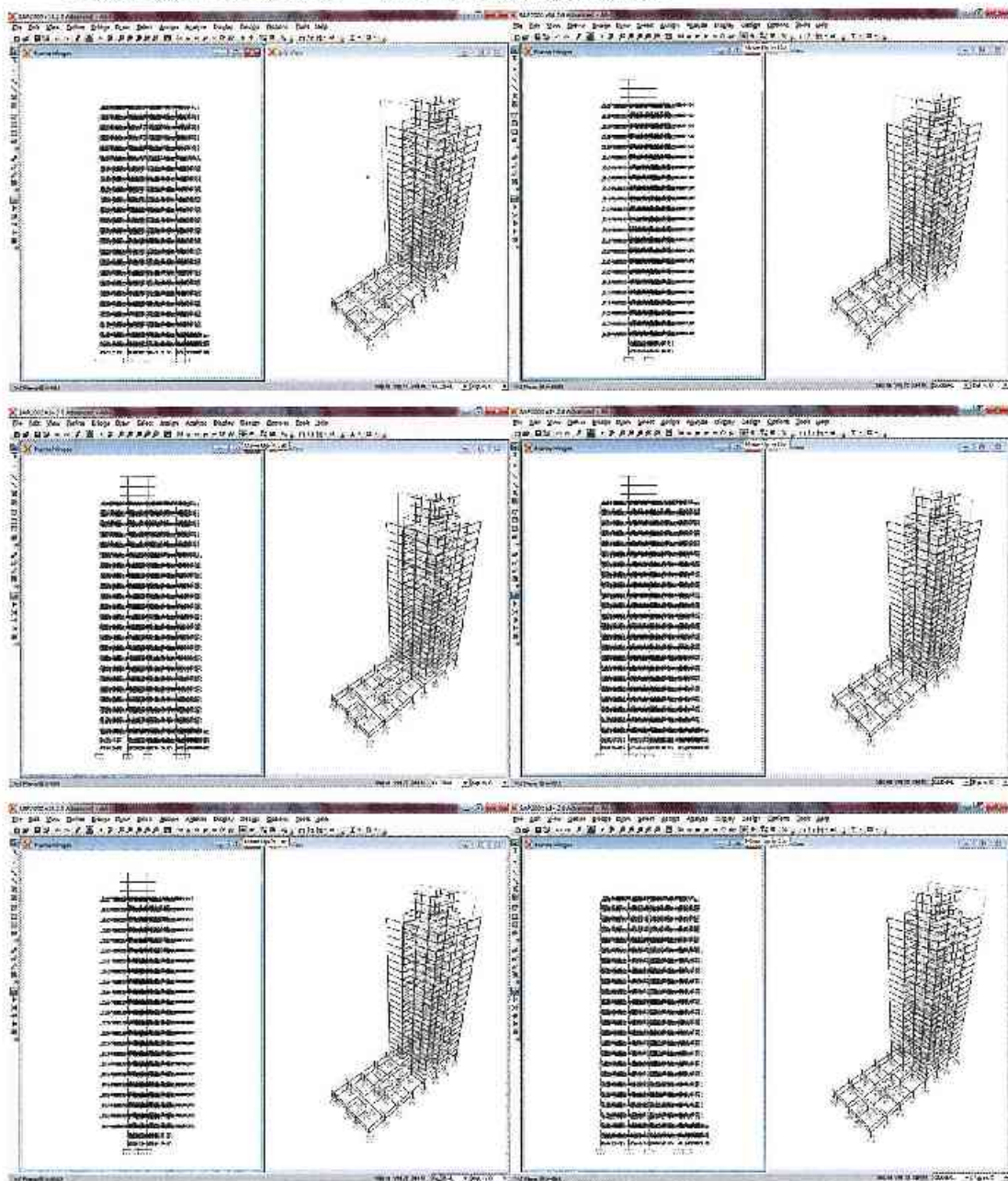


圖 4.59 Y 向塑鉸分布圖

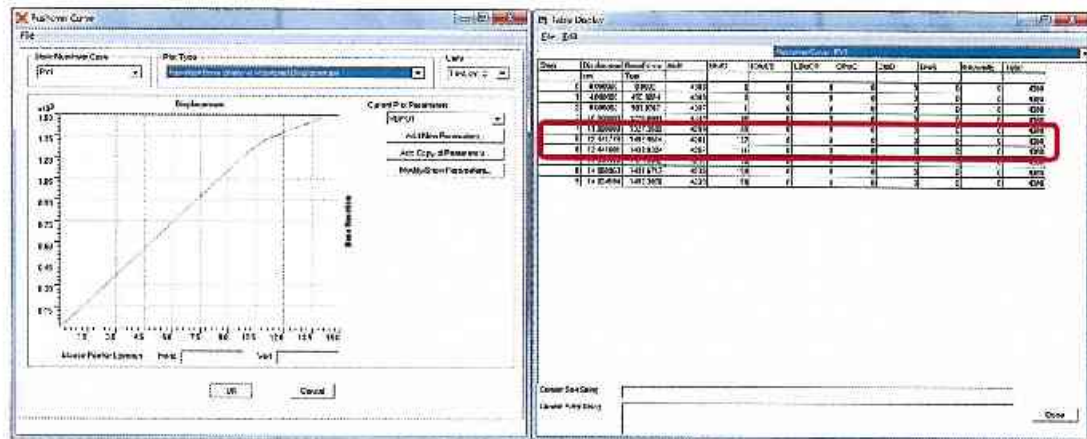


圖 4.60 Y 向側推分析性能曲線

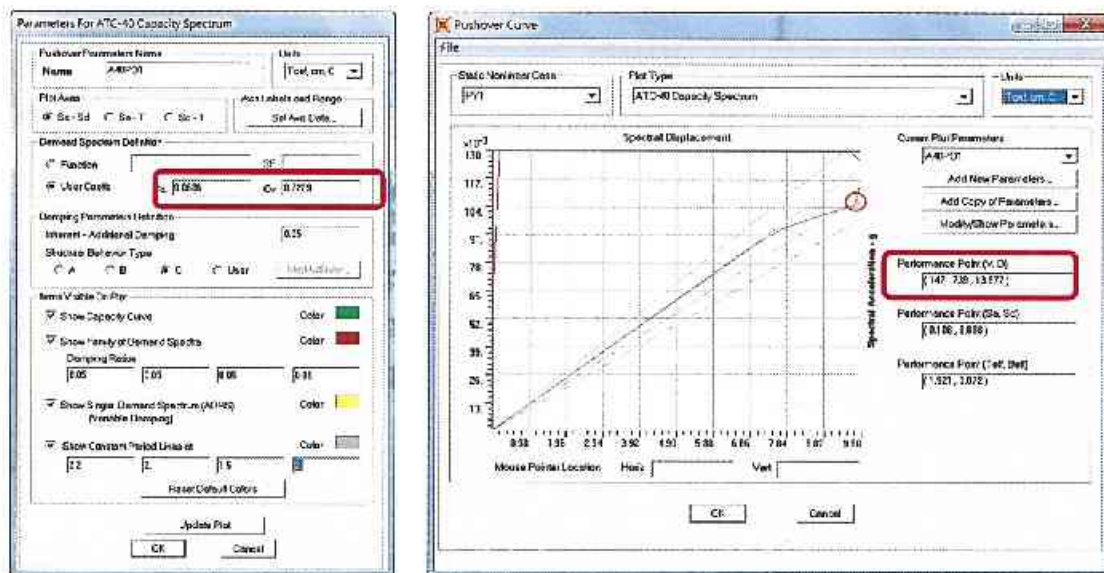
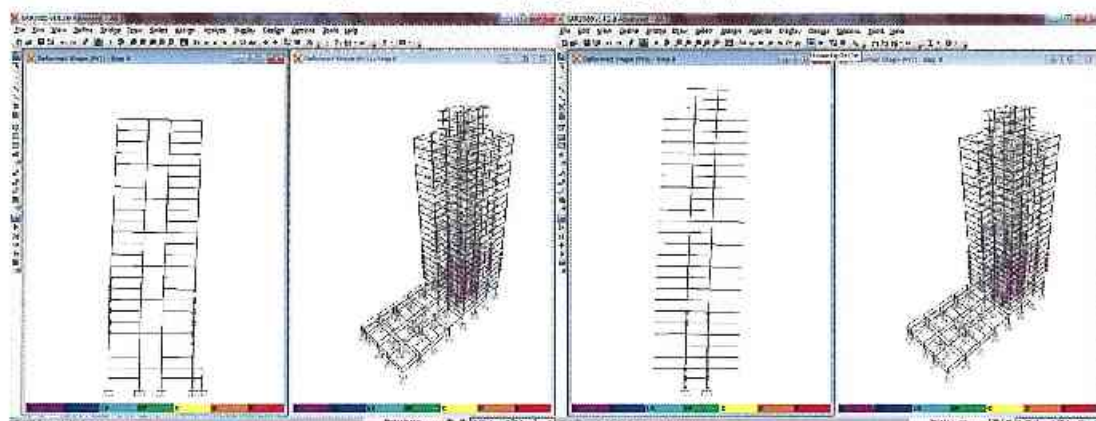


圖 4.61 Y 向小度地震判斷準則



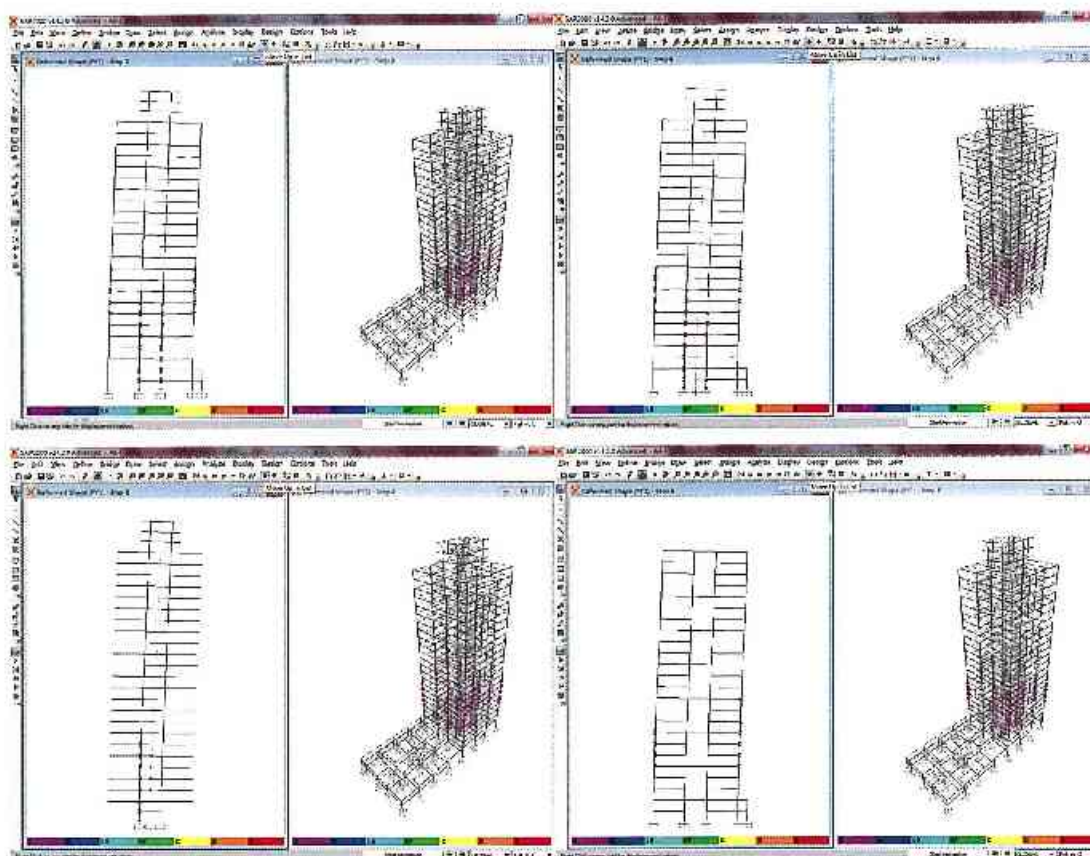
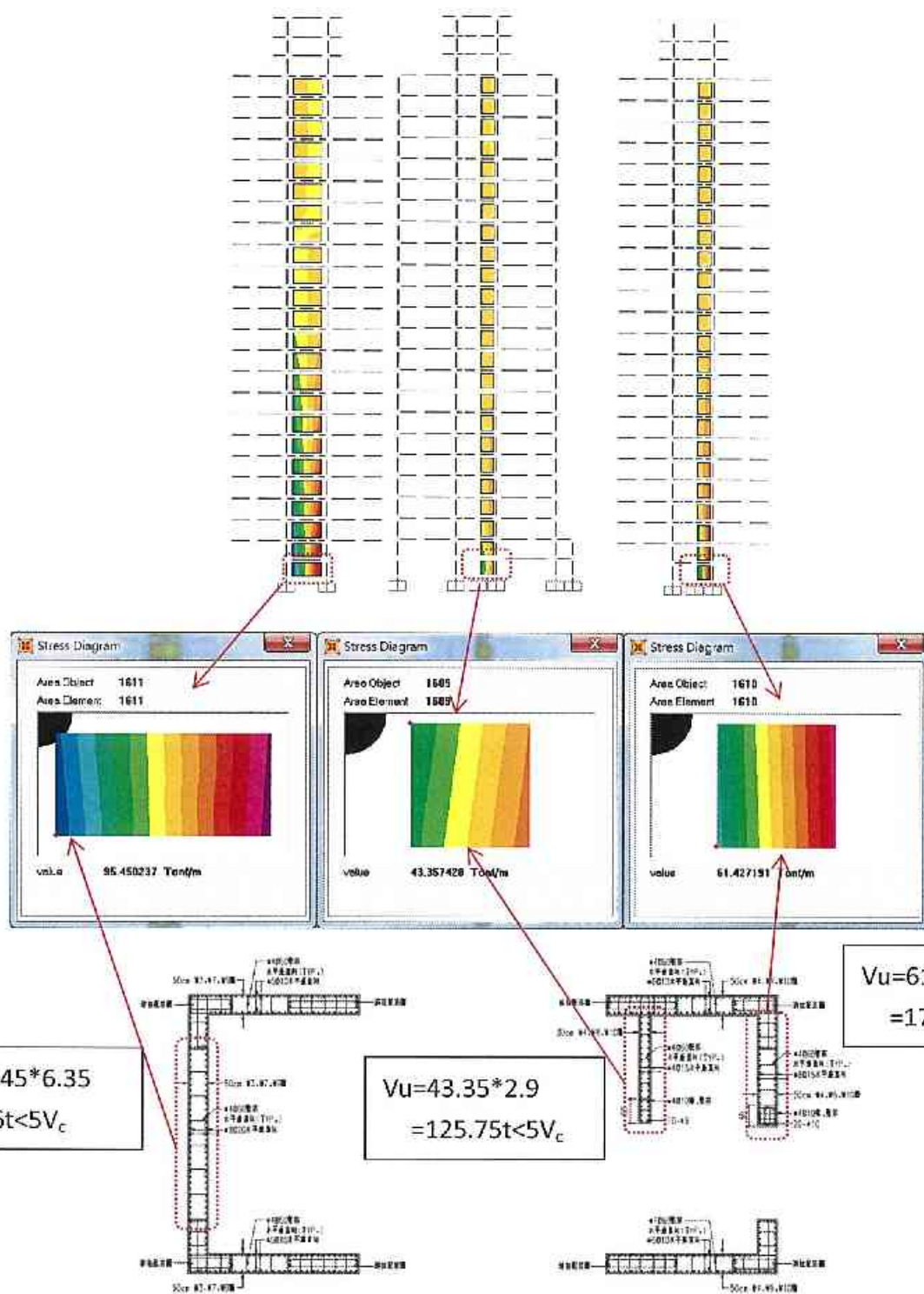


圖 4.62 Y 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)



(3) W3, W4, W7, W8, W9, W10 牆體剖面

圖 4.63 Y 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)

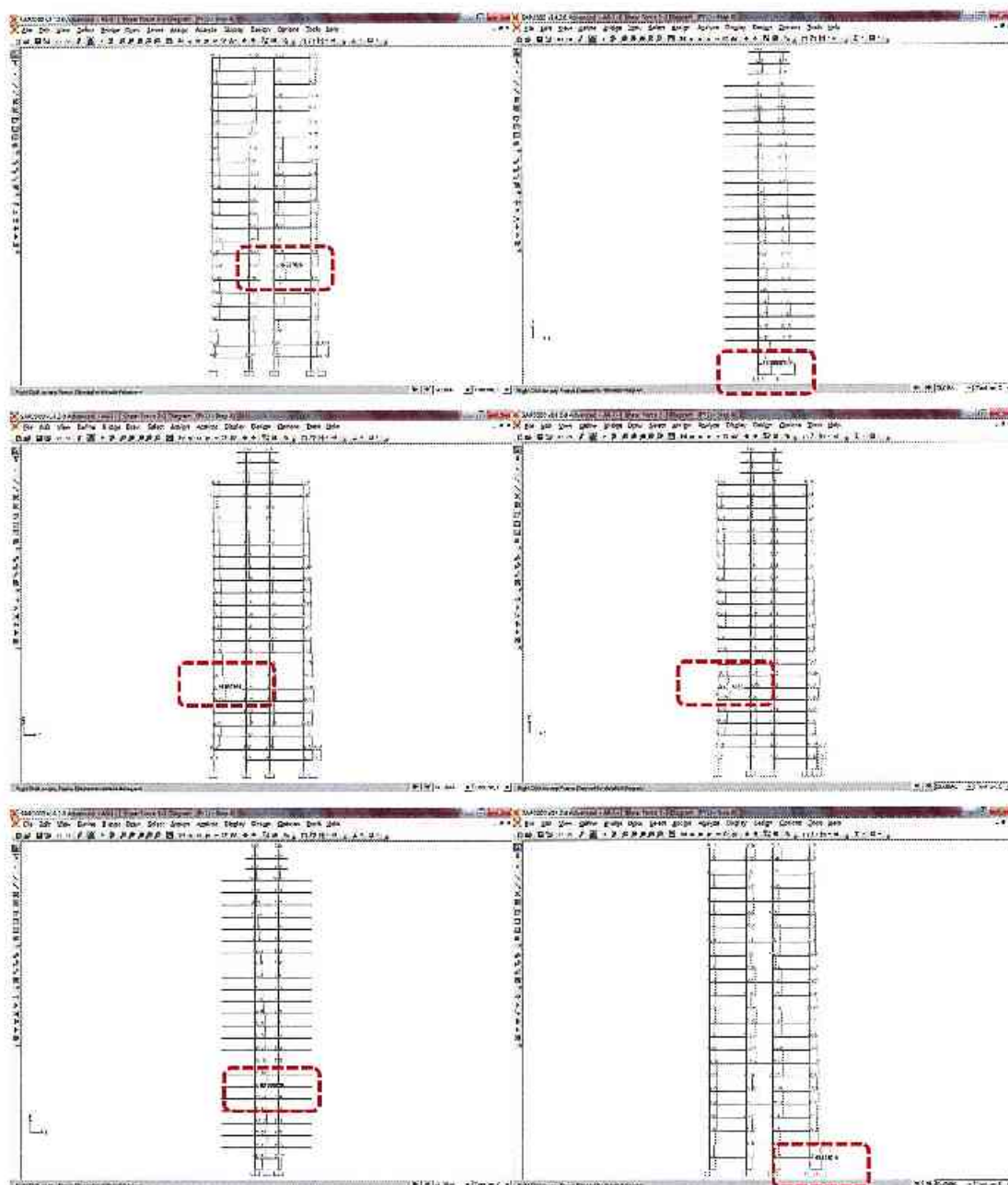


圖 4.64 Y 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

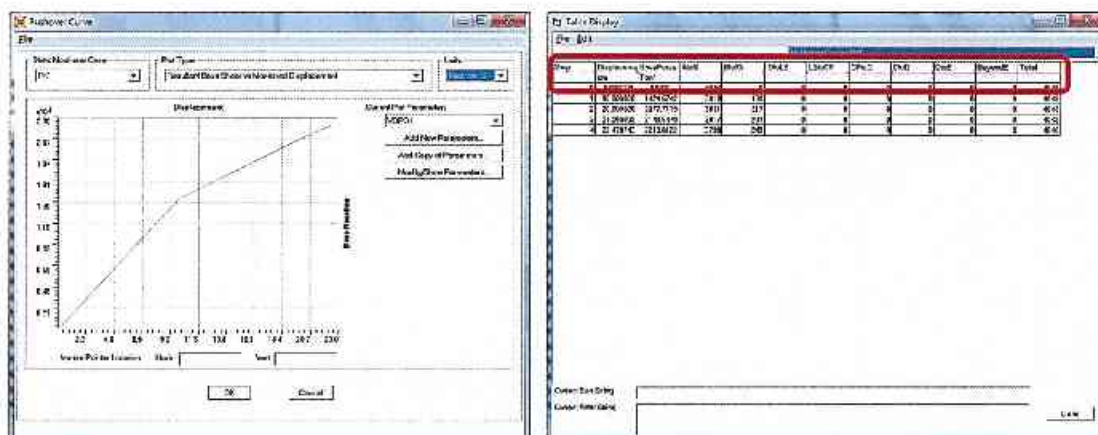


圖 4.66 X 向側推分析性能曲線

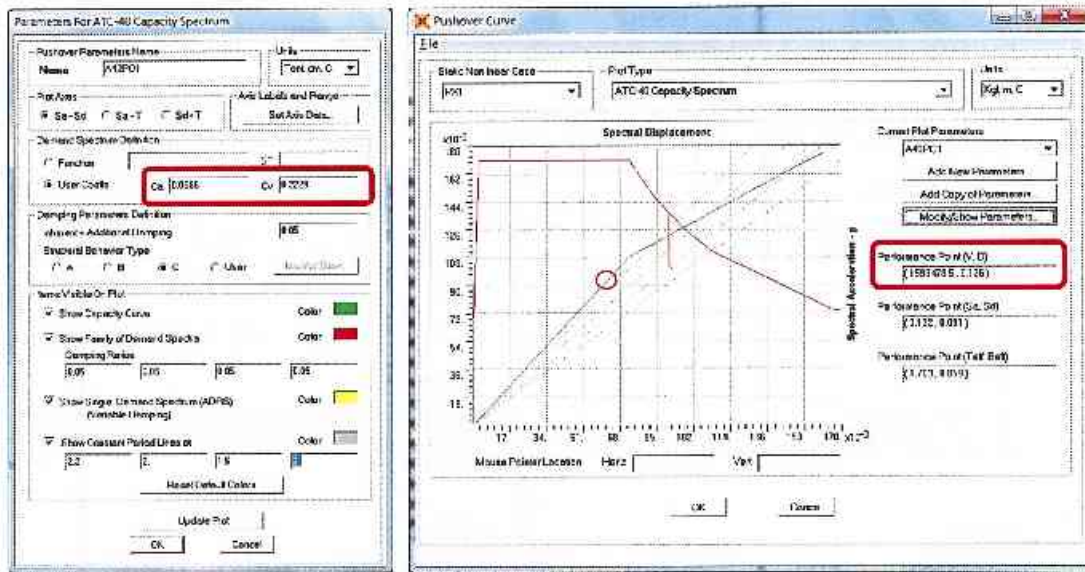


圖 4.67 X 向小度地震判斷準則

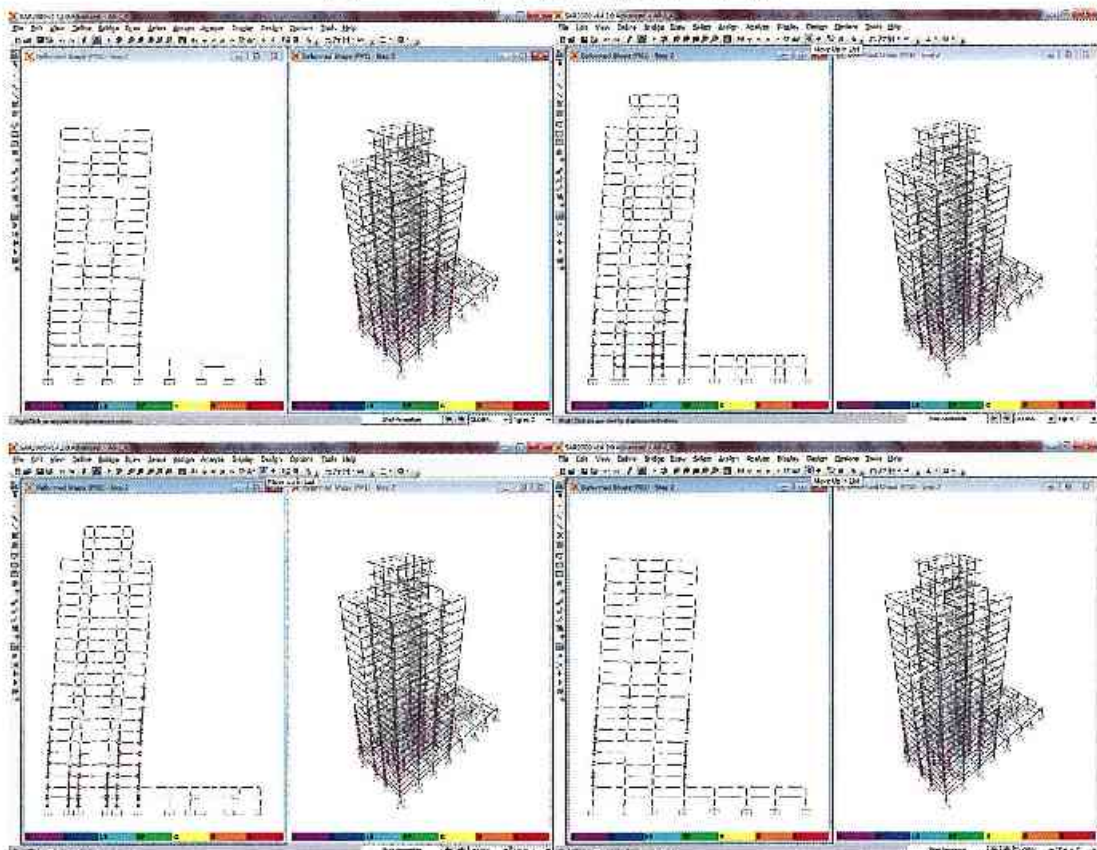
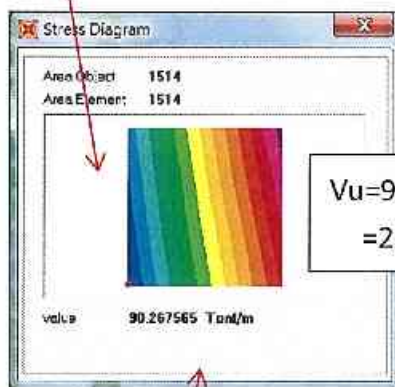
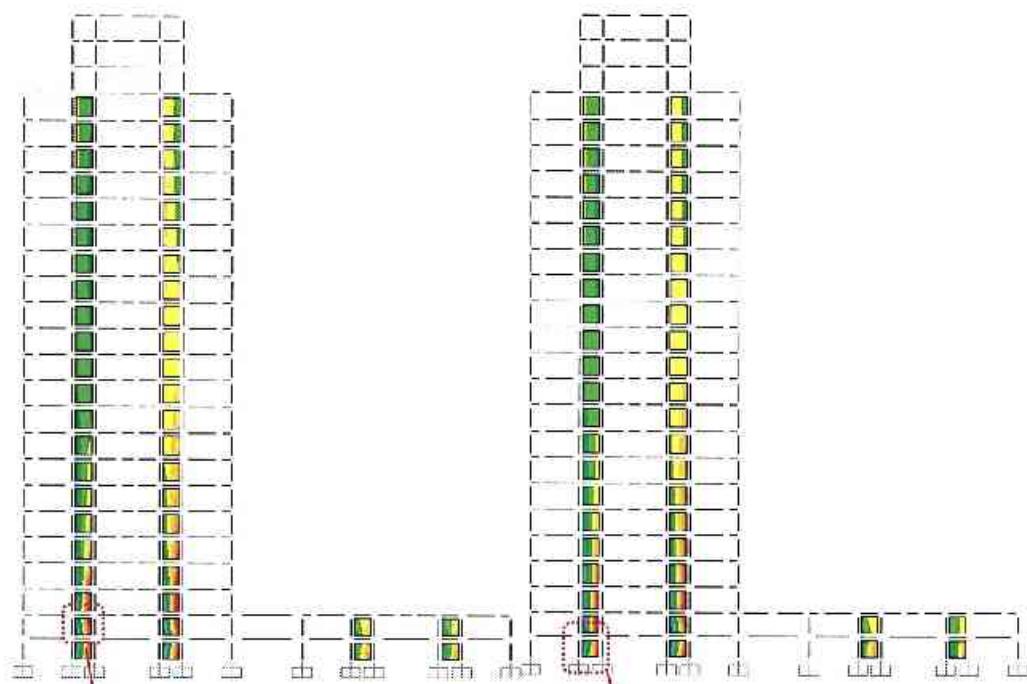
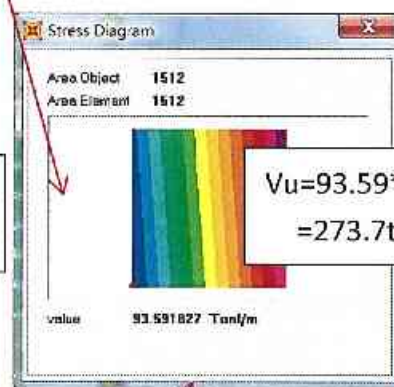


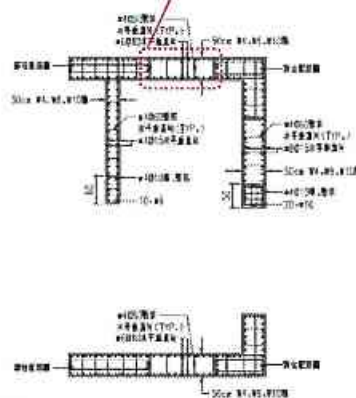
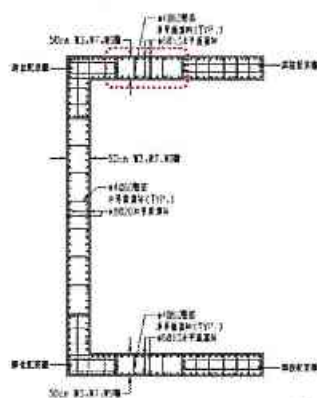
圖 4.68 X 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)



$$V_u = 90.27 \times 2.925 = 264.04 \text{ t} < 5V_c$$



$$V_u = 93.59 \times 2.925 = 273.7 \text{ t} < 5V_c$$



(1) W3, W4, W7, W8, W9, W10 牆配筋圖

圖 4.69 X 向剪力牆剪力分布圖(小度地震階段)

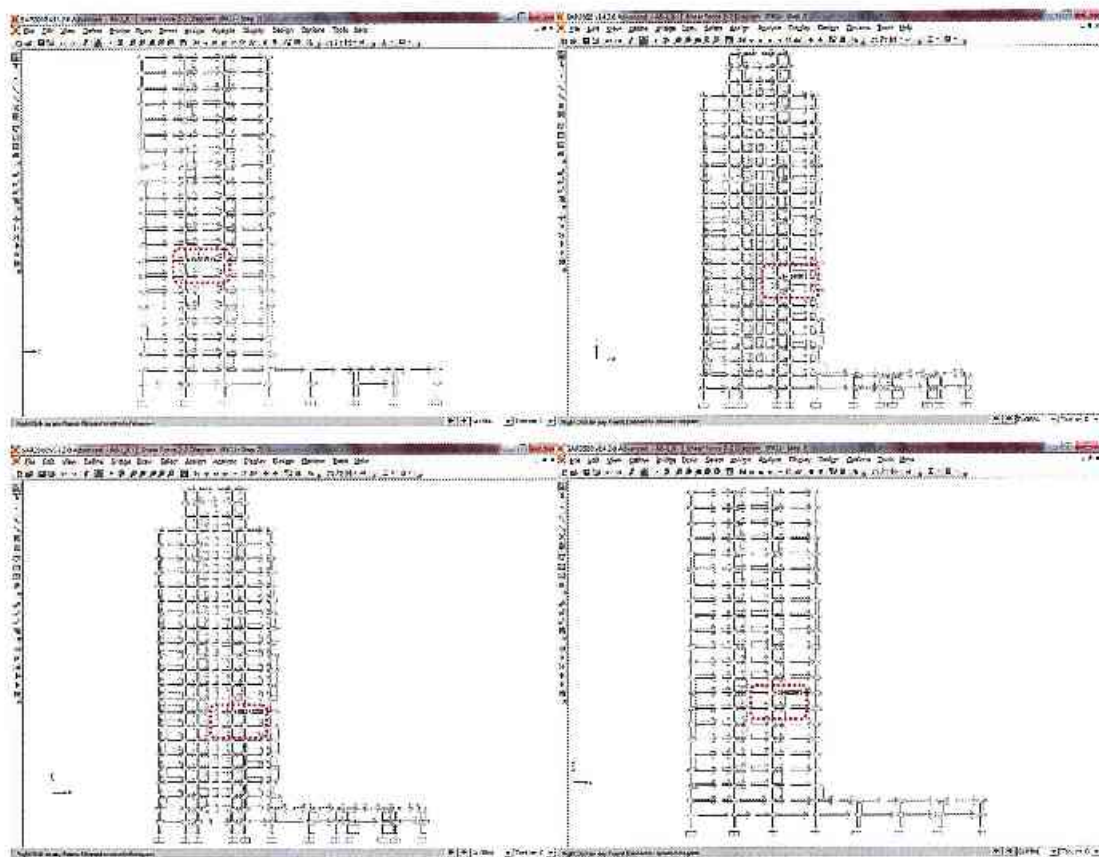


圖 4.70 X 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

4.9.2 Y 向側推分析成果

圖 4.71 為 Y 向構架塑鉸分布圖；圖 4.72 為 Y 向側推分析之性能曲線及各步驟下之塑鉸發展數量；圖 4.73 為 Y 向小度地震下所對應之性能點 (1379.963 t；13.445cm) 及小度地震之相關反應譜數據 ($C_A=0.0686$ ； $C_V=0.2229$)。圖 4.74 為側推分析第三步下之塑鉸發展圖。由圖 4.72 及圖 4.74 得知標的物塑鉸僅發展於 0-IO 階段，因此無梁柱構件在小度地震下進入非線性。圖 4.75 為剪力牆承受剪力仍小於設計剪力強度。圖 4.76 為柱構件在小度地震下承受剪力，仍小於設計剪力強度。

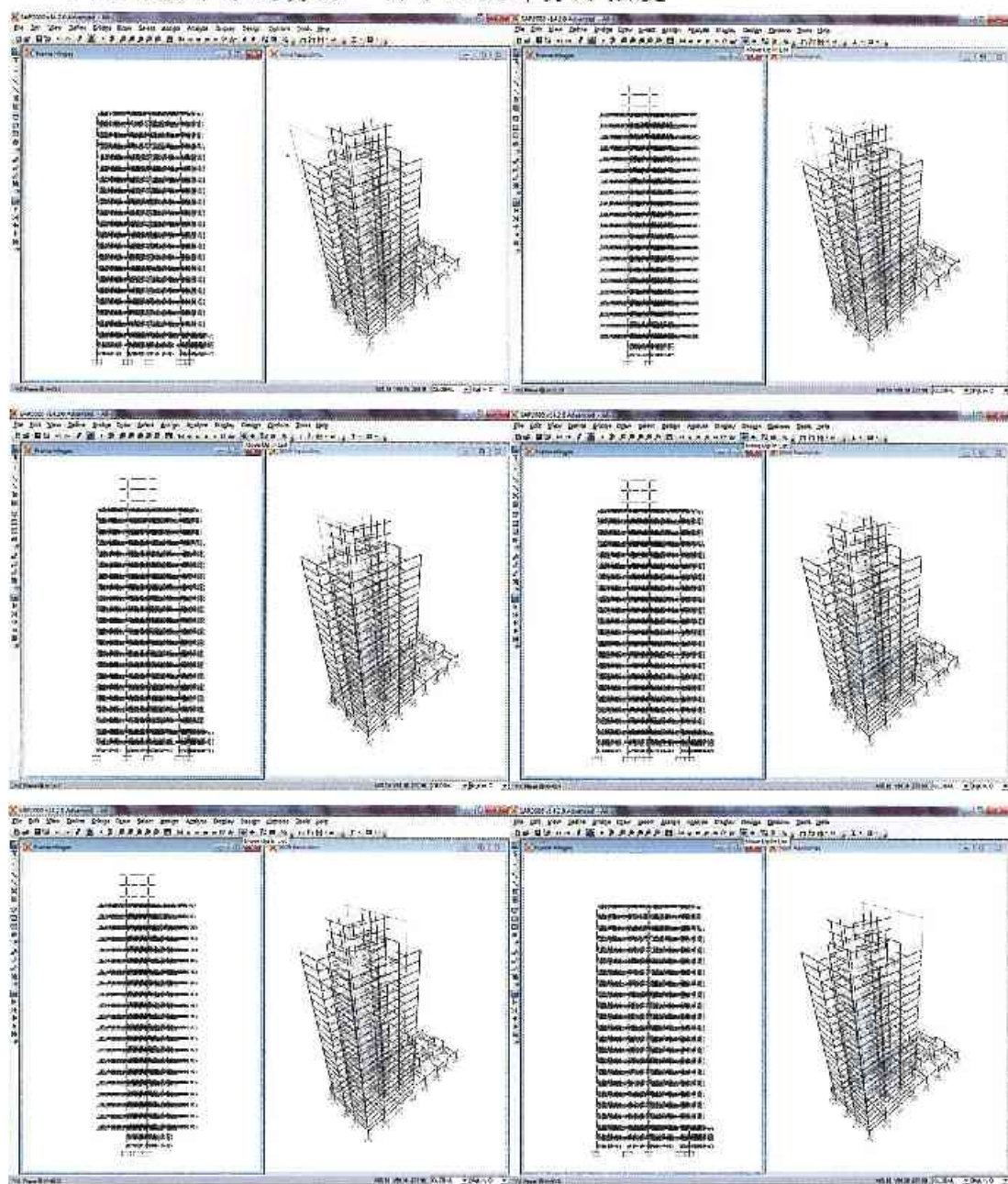


圖 4.71 Y 向塑鉸分布圖

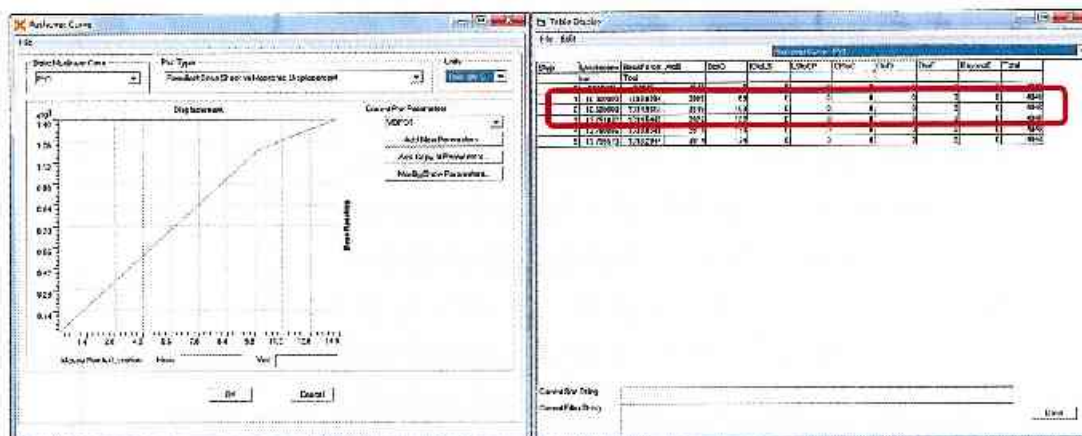


圖 4.72 Y 向側推分析性能曲線

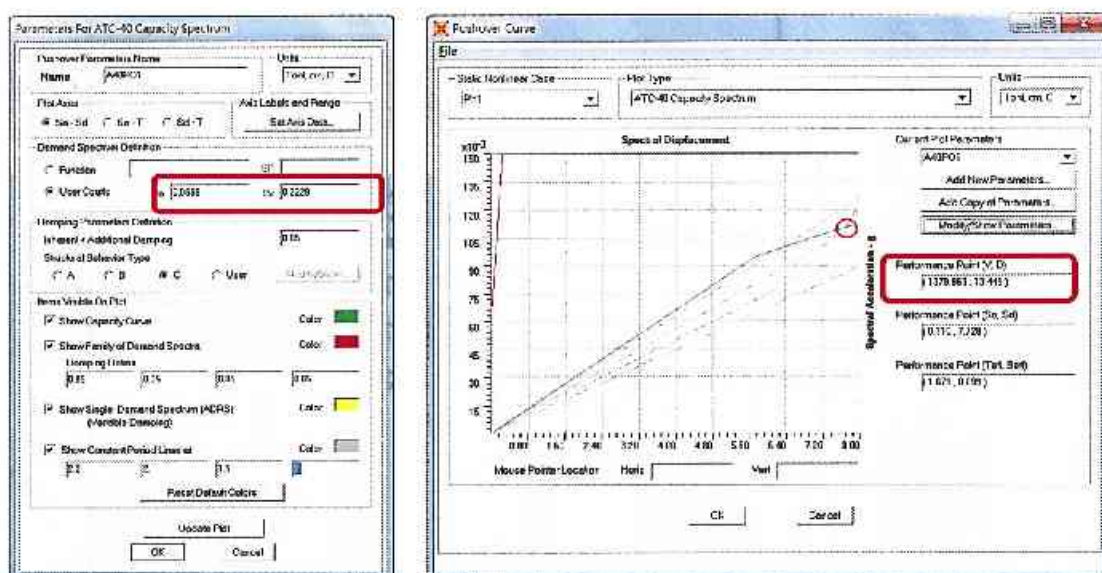


圖 4.73 Y 向小度地震判斷準則

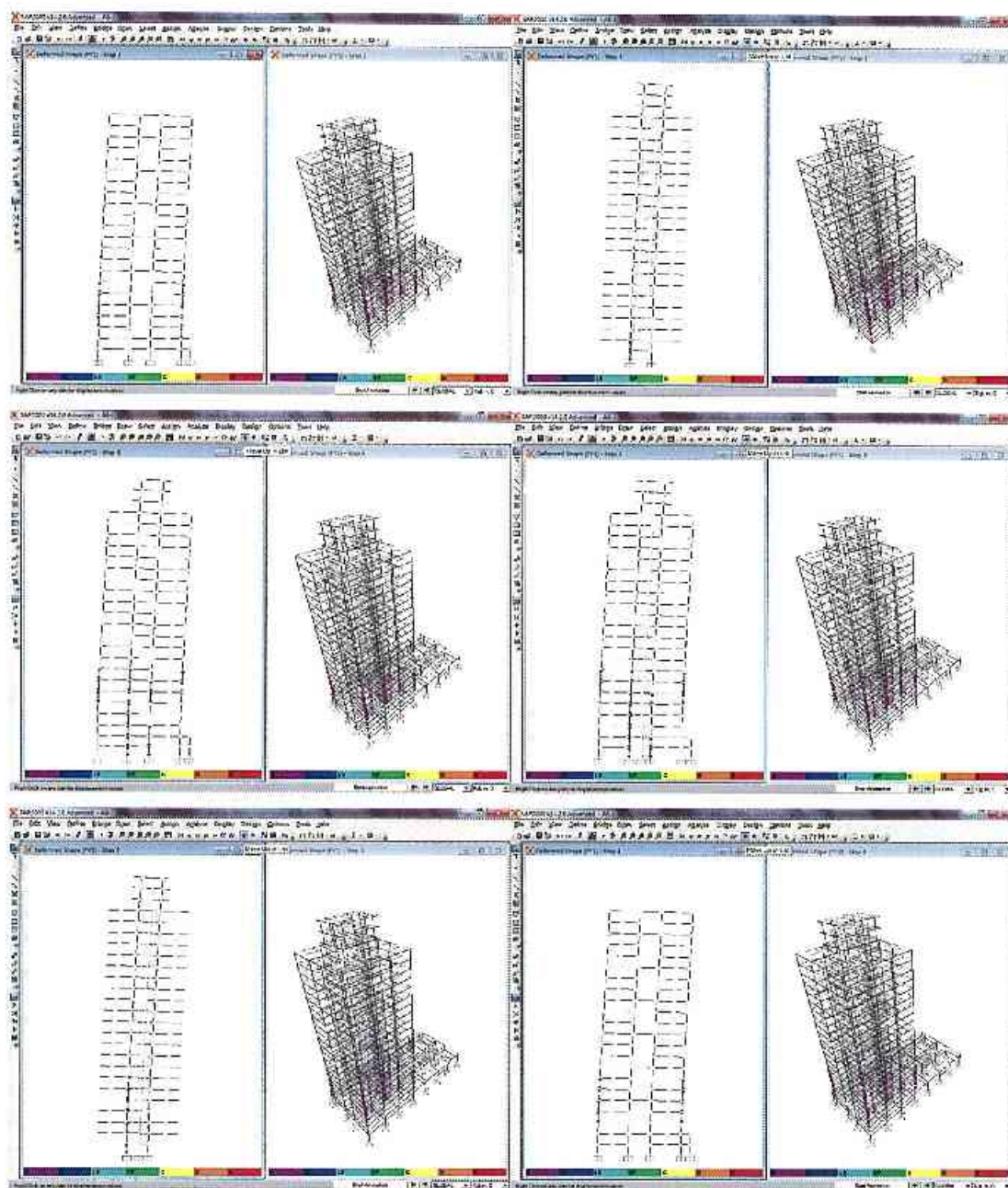


圖 4.74 Y 向側推分析塑鉸分布圖(小度地震階段)

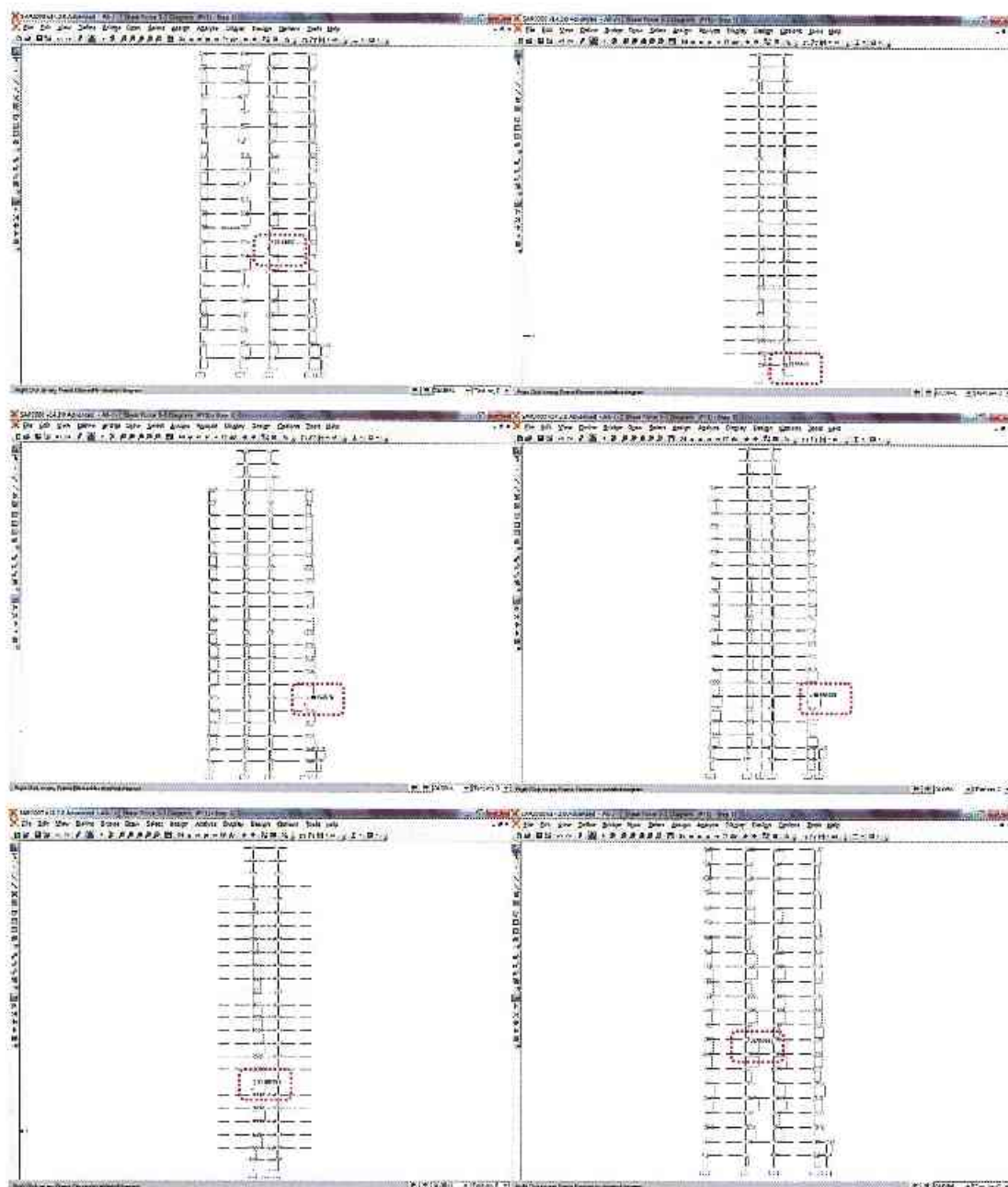


圖 4.76 Y 向柱剪力分布圖(小度地震階段)

4.10 小結

本章節評估結果得知，各區各棟結構體在小度地震下無梁柱彎矩塑鉸進入塑性範圍；柱剪力在小度地震下小於原設計剪力強度；剪力牆在小度地震下小於原設計剪力強度。因此，標的物在小度地震下可保持不破壞情形，滿足規範小震不壞之設計原則。

五、 非線性動力歷時分析結果(小度地震之耐震能力)

歷時分析採用工址附近三筆測站紀錄(詳圖 5.1)之地表加速度紀錄作為後續分析之輸入歷時。地震歷時紀錄採 1999 年 09 月 21 日之集集地震及 2002 年 03 月 31 日之花蓮外海地震之各測站紀錄，分別為 TAP024(埔墘國小)、TAP054(新北市氣象站)、TAP110(新北市消防局)。將各地震歷時調整為小度地震歷時(0.0686g)作用在評估標的物，可得標的物在地震歷時下之塑鉸分布圖及頂層加速度與位移反應。



圖 5.1 工址附近三筆地震歷時紀錄

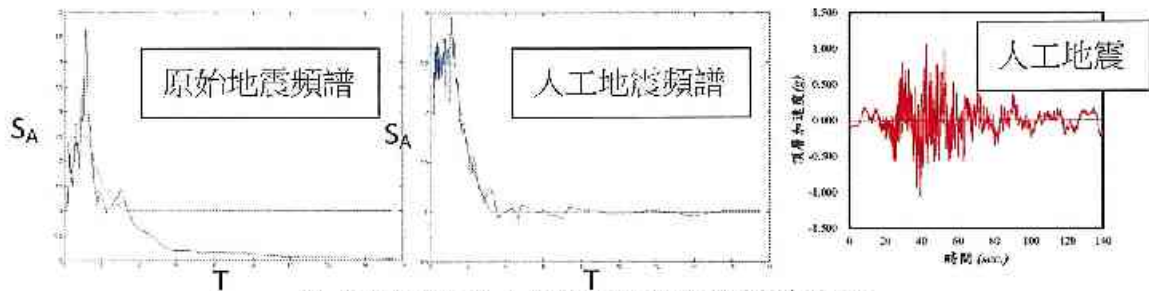


圖 5.2 埔墘國小(TAP024)地震歷時紀錄

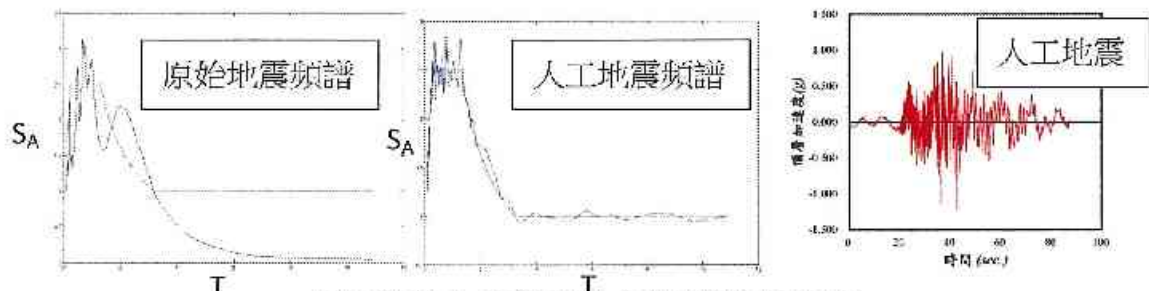


圖 5.3 新北市消防局(TAP054)反應譜

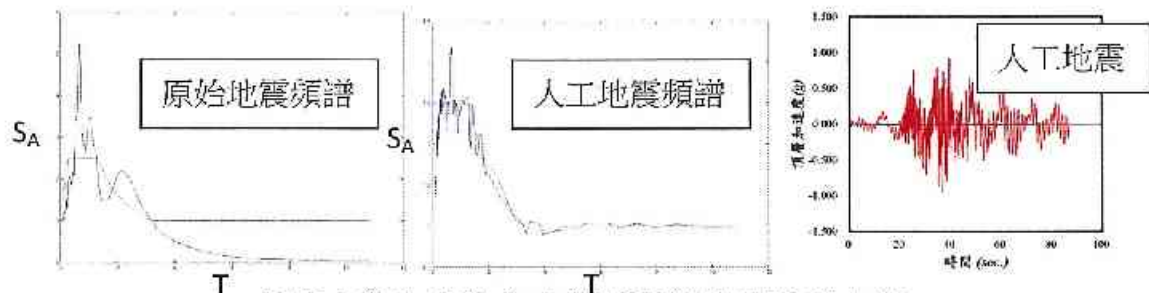


圖 5.4 新北市氣象站(TAP110)地震歷時紀錄

5.1 A2 區 E 棟分析說明

圖 5.5 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之塑鉸分布圖；圖 5.6 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之屋頂加速度歷時反應；圖 5.7 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之屋頂位移反應。圖 5.8 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之塑鉸分布圖；圖 5.9 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之屋頂加速度歷時反應；圖 5.10 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之屋頂位移反應。由小度地震(0.0686g)之地表加速度，可得圖 5.6、圖 5.9 之頂層加速度反應(約 0.16~0.17g)，與建築物耐震設計規範之小度設計地震力(0.117g)相呼應。由小度地震(0.0686g)之地表加速度，可得圖 5.7、圖 5.10 之頂層位移反應(約 16cm)，與靜力側推分析結果相呼應。

經由非線性動力歷時分析得知，標的物在小度地震下，無梁柱塑鉸進入非線性。

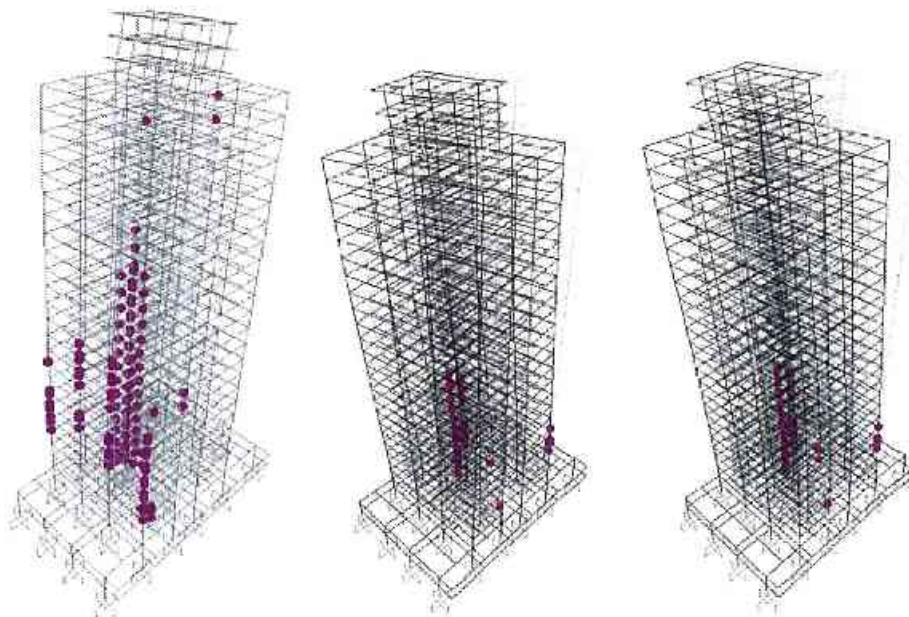


圖 5.5 X 向塑鉸分布圖(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)

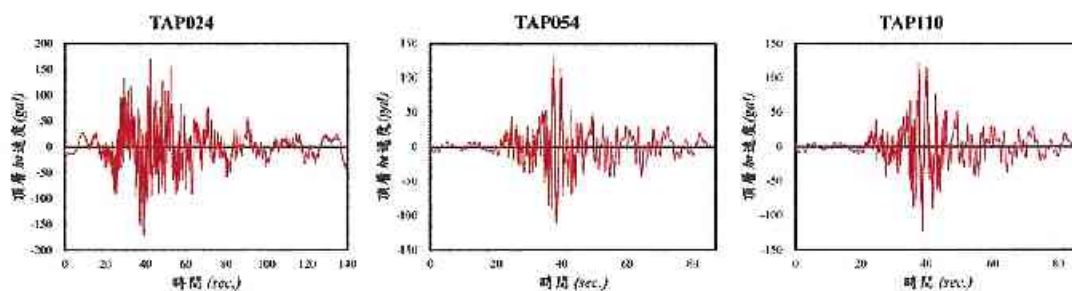


圖 5.6 X 向屋頂加速度反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110) unit:gal

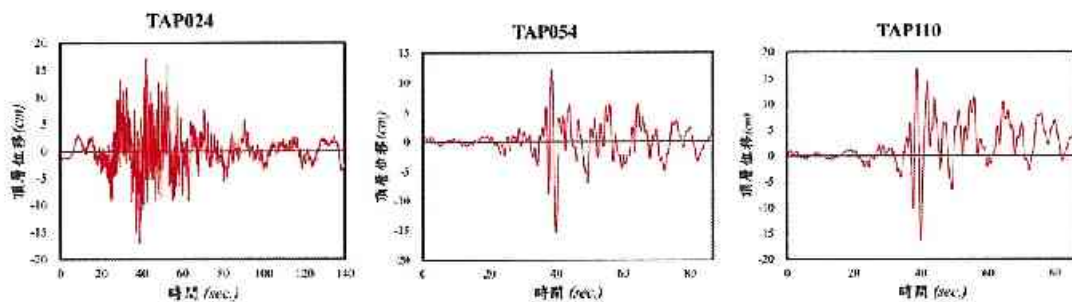


圖 5.7 X 向屋頂位移反應(左:TAP024 中:TAP054 ; 右:TAP110) unit:cm

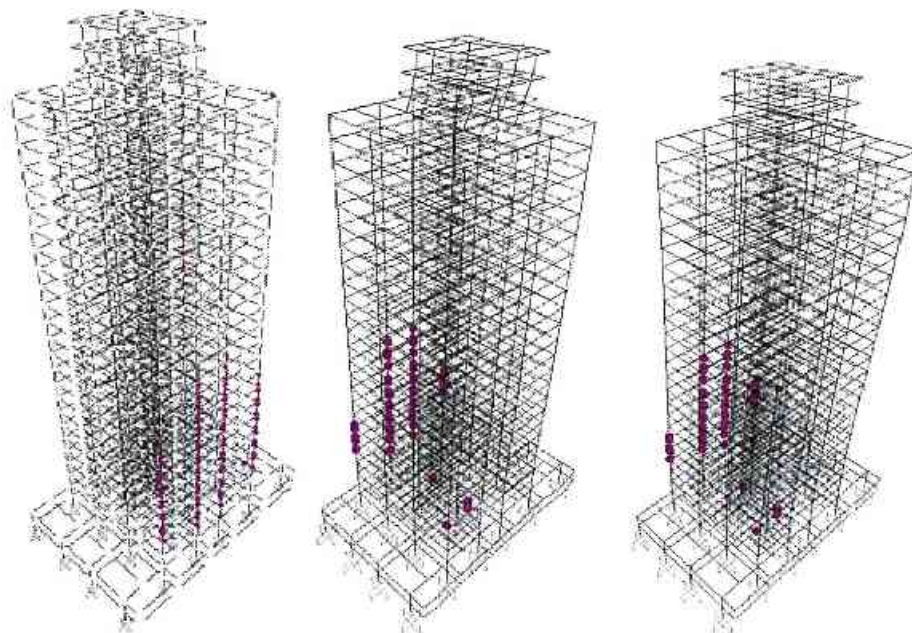


圖 5.8 Y 向塑鉸分布圖(左:TAP024 中:TAP054 ; 右:TAP110)

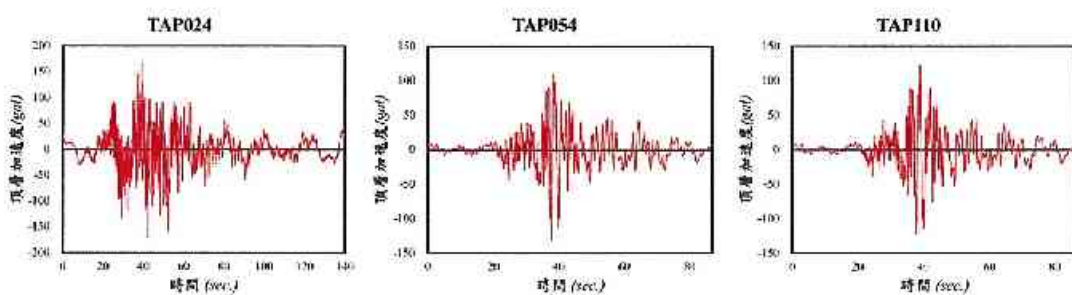


圖 5.9 Y 向屋頂加速度反應(左:TAP024 中:TAP054 ; 右:TAP110) unit:gal

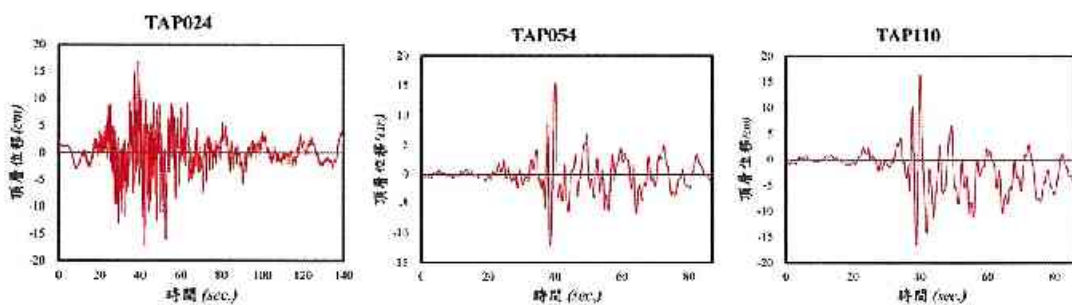


圖 5.10 Y 向屋頂位移反應(左:TAP024 中:TAP054 ; 右:TAP110) unit:cm

5.2 A2 區 C 棟分析說明

圖 5.11 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之塑鉸分布圖；圖 5.12 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之屋頂加速度歷時反應；圖 5.13 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之屋頂位移反應。圖 5.14 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之塑鉸分布圖；圖 5.15 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之屋頂加速度歷時反應；圖 5.16 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之屋頂位移反應。由小度地震(0.0686g)之地表加速度，可得圖 5.12、圖 5.15 之頂層加速度反應(約 0.12~0.15g)，與建築物耐震設計規範之小度設計地震力(0.117g)相呼應。由小度地震(0.0686g)之地表加速度，可得圖 5.13、圖 5.16 之頂層位移反應(約 14~15cm)，與靜力側推分析結果相呼應。

經由非線性動力歷時分析得知，標的物在小度地震下，無梁柱塑鉸進入非線性。

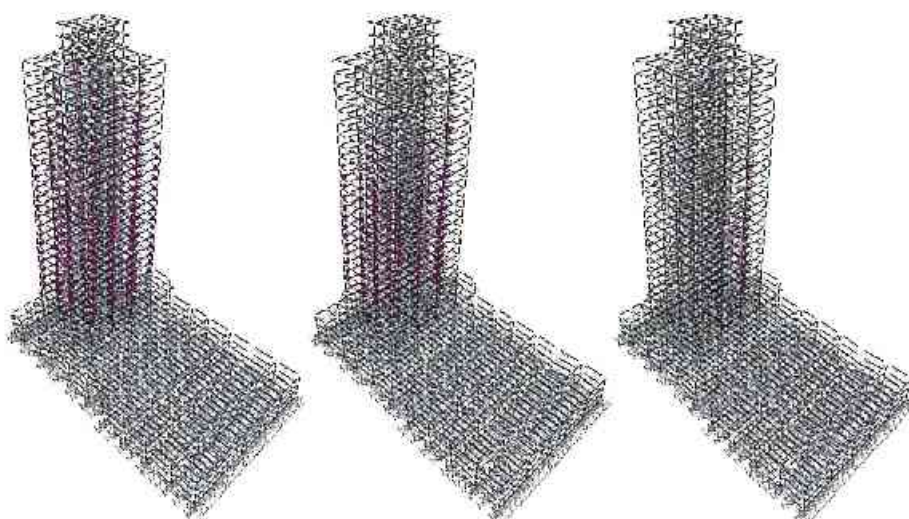


圖 5.11 X 向塑鉸分布圖(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)

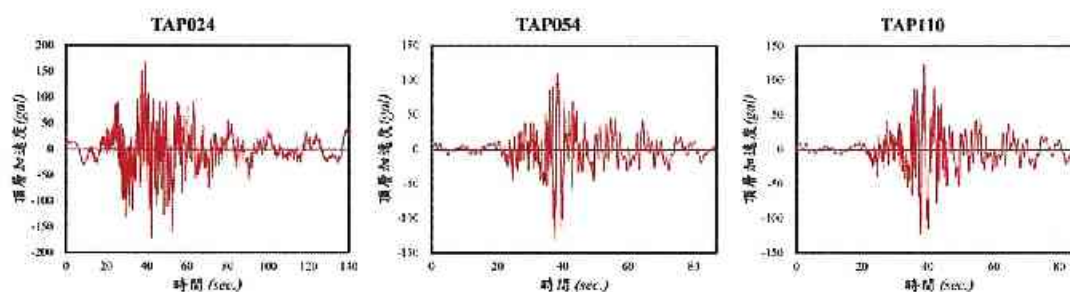


圖 5.12 X 向屋頂加速度反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)
unit:gal

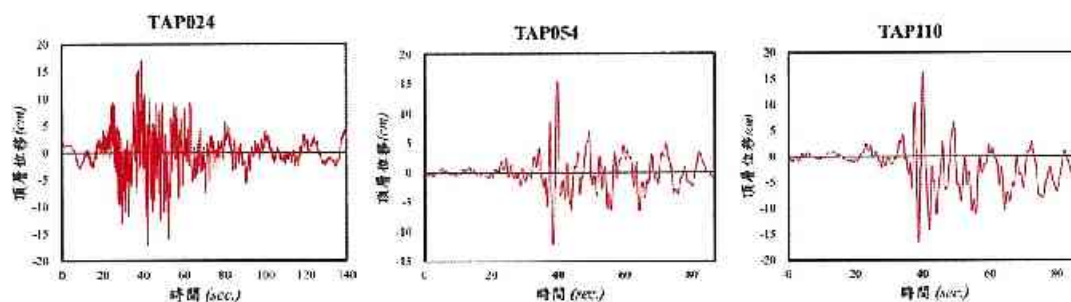


圖 5.13 X 向屋頂位移反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110) unit:cm

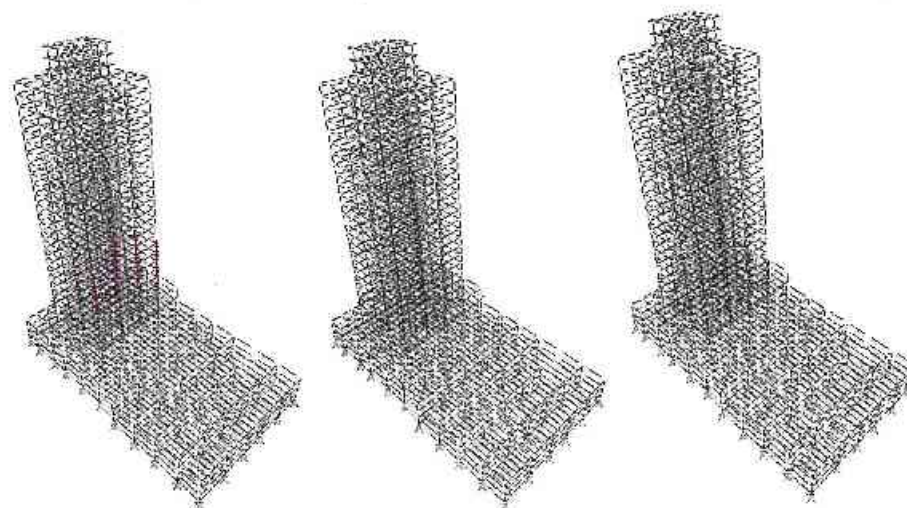


圖 5.14 Y 向塑鉸分布圖(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)

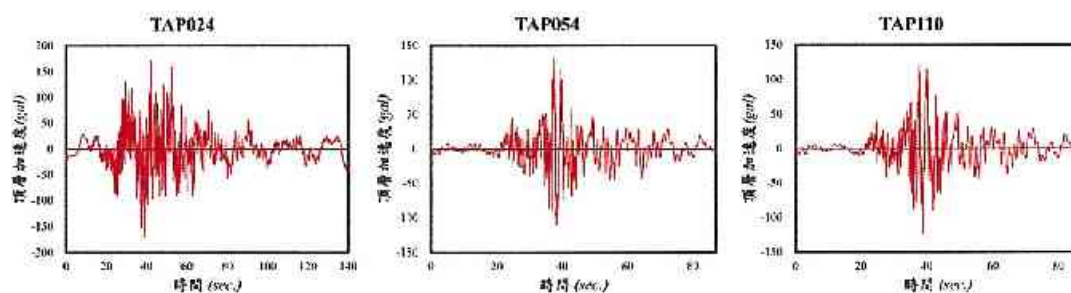


圖 5.15 Y 向屋頂加速度反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)
unit:gal

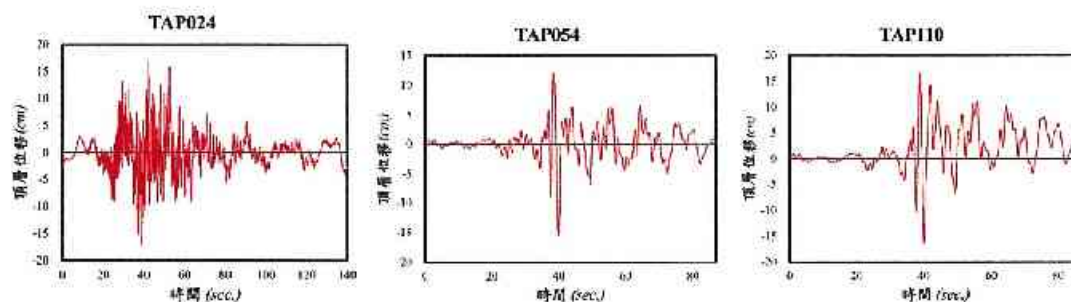


圖 5.16 Y 向屋頂位移反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110) unit:cm

5.3 A3 區 E、F 棟分析說明

圖 5.17 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之塑鉸分布圖；圖 5.18 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之屋頂加速度歷時反應；圖 5.19 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之屋頂位移反應。圖 5.20 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之塑鉸分布圖；圖 5.21 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之屋頂加速度歷時反應；圖 5.22 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之屋頂位移反應。由小度地震(0.0686g)之地表加速度，可得圖 5.18、圖 5.21 之頂層加速度反應(約 0.10~0.15g)，與建築物耐震設計規範之小度設計地震力(0.117g)相呼應。由小度地震(0.0686g)之地表加速度，可得圖 5.19、圖 5.22 之頂層位移反應(約 14~15cm)，與靜力側推分析結果相呼應。

經由非線性動力歷時分析得知，標的物在小度地震下，無梁柱塑鉸進入非線性。

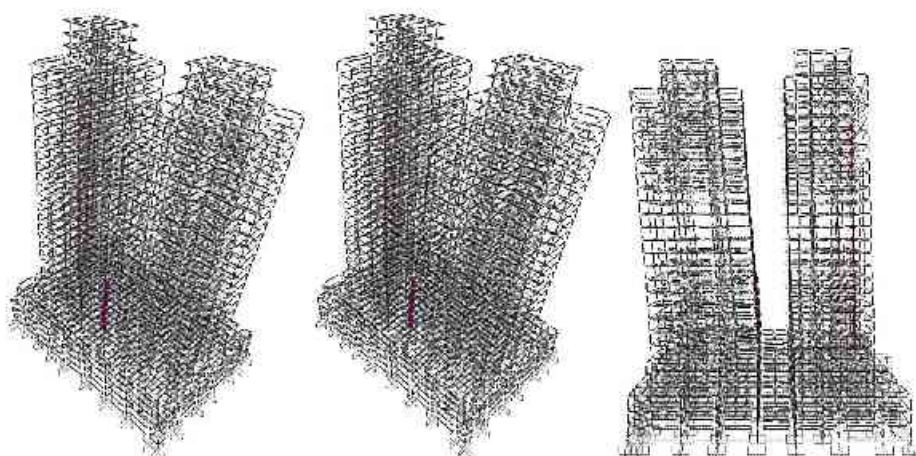


圖 5.17 X 向塑鉸分布圖(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)

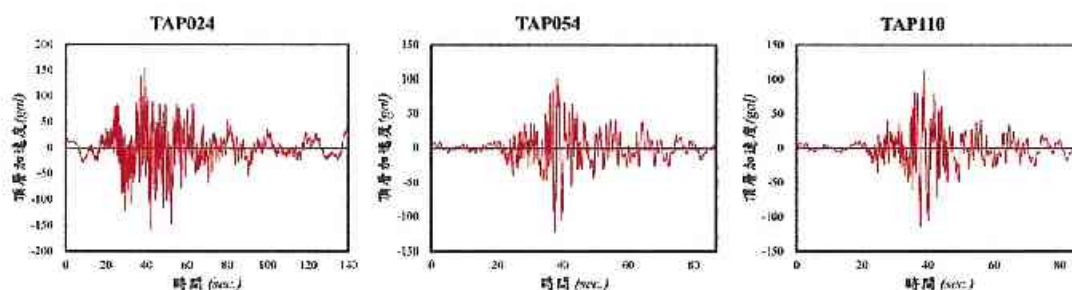


圖 5.18 E 棟 X 向屋頂加速度反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)
unit:gal

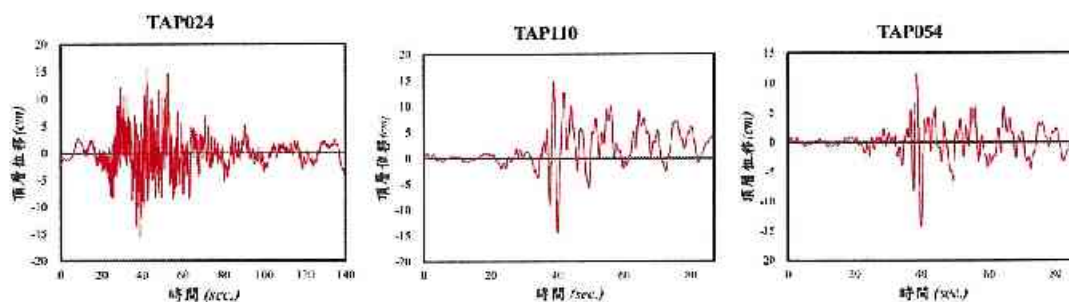


圖 5.19 F 棟 X 向屋頂位移反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)
unit:cm

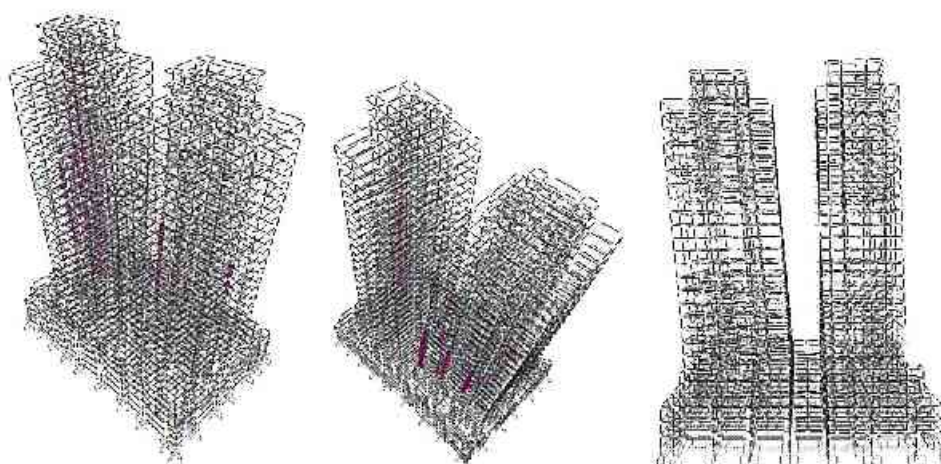


圖 5.20 Y 向塑鉸分布圖(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)

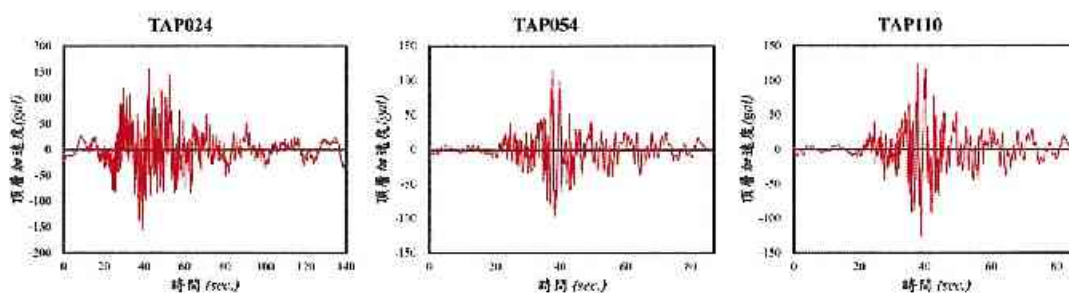


圖 5.21 F 棟 Y 向屋頂加速度反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)
unit:gal

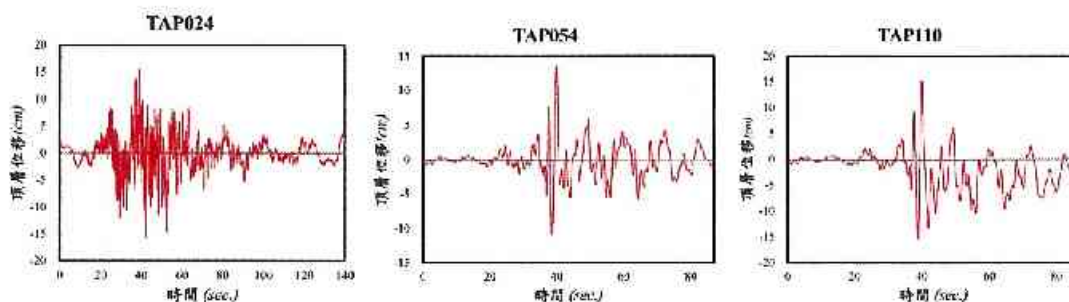


圖 5.22 F 棟 Y 向屋頂位移反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)
unit:cm

5.4 A6 區 I、J 棟分析說明

圖 5.23 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之塑鉸分布圖；圖 5.24 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之屋頂加速度歷時反應；圖 5.25 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 X 向作用下之屋頂位移反應。圖 5.26 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之塑鉸分布圖；圖 5.27 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之屋頂加速度歷時反應；圖 5.28 為 TAP024、TAP054 及 TAP110 在 Y 向作用下之屋頂位移反應。由小度地震(0.0686g)之地表加速度，可得圖 5.24、圖 5.27 之頂層加速度反應(約 0.14~0.16g)，與建築物耐震設計規範之小度設計地震力(0.117g)相呼應。由小度地震(0.0686g)之地表加速度，可得圖 5.25、圖 5.28 之頂層位移反應(約 14.5cm)，與靜力側推分析結果相呼應。

經由非線性動力歷時分析得知，標的物在小度地震下，無梁柱塑鉸進入非線性。

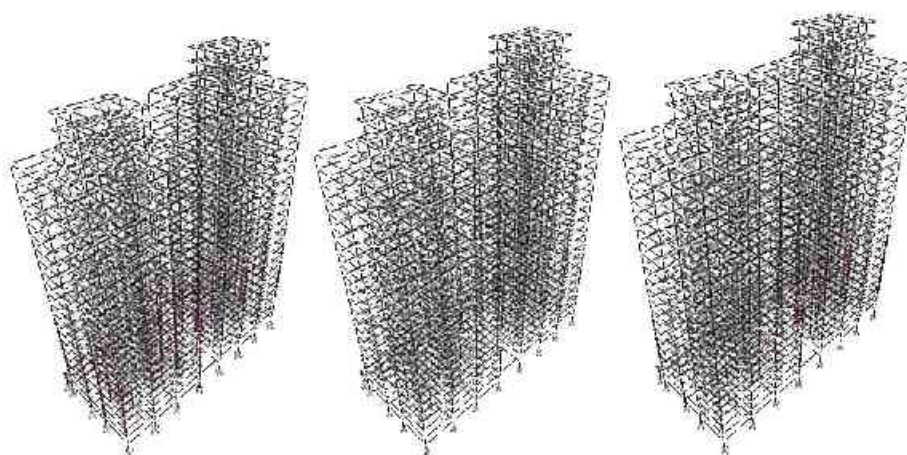


圖 5.23 X 向塑鉸分布圖(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)

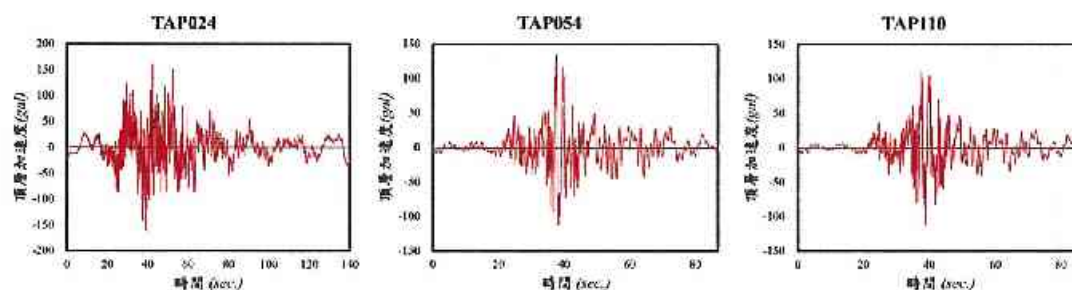


圖 5.24 I 棟 X 向屋頂加速度反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)
unit:gal

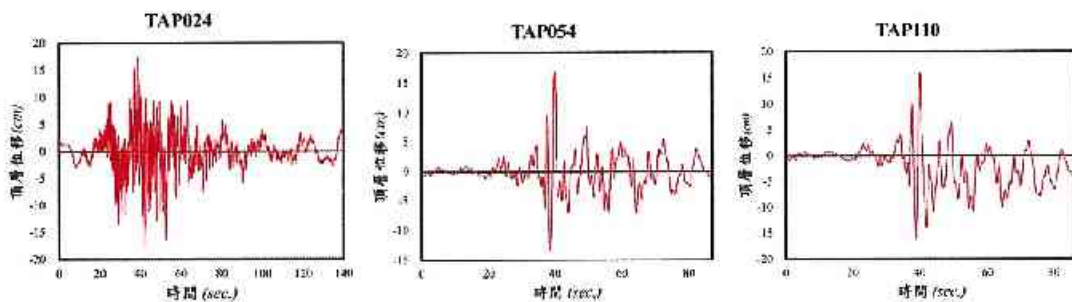


圖 5.25 I 棟 X 向屋頂位移反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)
unit:cm

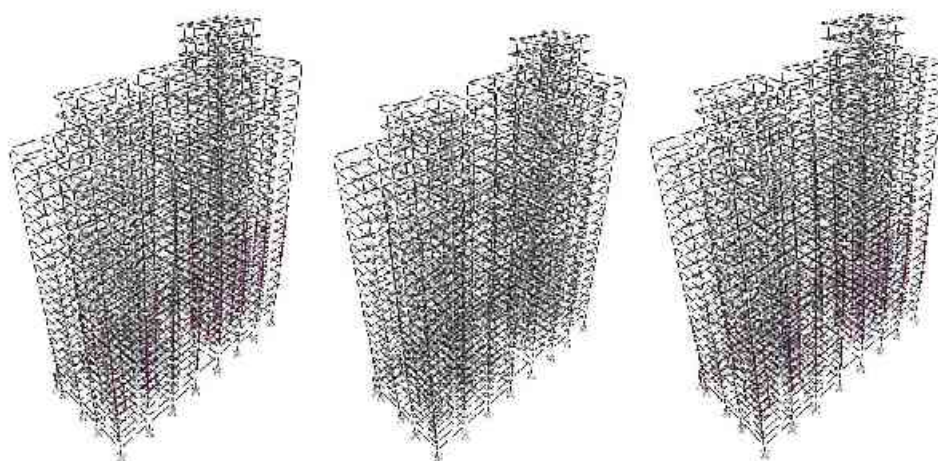


圖 5.26 Y 向塑鉸分布圖(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)

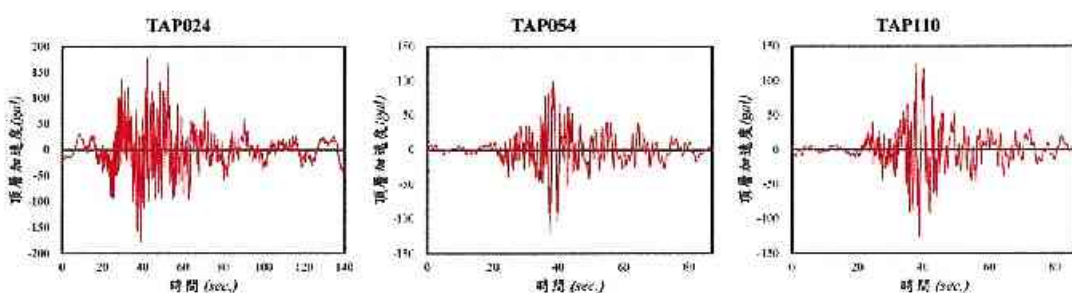


圖 5.27 J 棟 Y 向屋頂加速度反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)
unit:gal

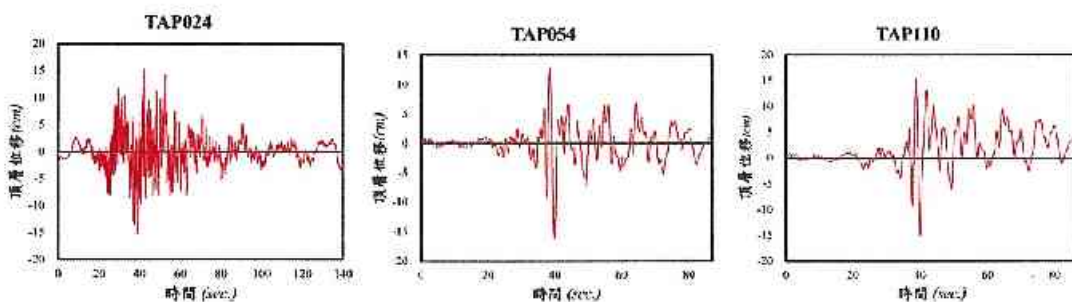


圖 5.28 J 棟 Y 向屋頂位移反應(左:TAP024 中:TAP054；右:TAP110)
unit:cm

5.5 小結

本章節評估結果得知，各區各棟結構體在小度地震下無梁柱彎矩塑鉸進入塑性範圍。因此，標的物在小度地震下可保持不破壞情形，滿足規範小震不壞之設計原則。



六、結語

1. 經檢視原結構設計單位所提供之 ETABS 分析模型，模型之參數設定及輸入載重符合實務操作及法規要求。
2. 30 年回歸期小地震之耐震評估結果得知，靜力側推分析顯示無梁柱構件進入塑性範圍；柱剪力在地震下小於原設計剪力強度；剪力牆在地震下小於原設計剪力強度。在動力歷時分析方面，也無任何梁柱構件進入塑性範圍且剪力牆及柱剪力小於原設計剪力強度。因此，標的物在 30 年回歸期地震下可維持不破壞，滿足建築物耐震設計規範規定小震不壞之設計原則。
3. 經檢討結構體少量梁柱需求鋼筋量大於原設計圖說；低樓層剪力牆之剪力容量大於 5 倍 V_c 之規定；排煙窗附近短深梁彎矩及剪力超過規範之設計上限；排煙窗附近柱剪力鋼筋超過規範之設計上限。
4. 參考台灣科技大學混凝土強度分析報告之混凝土材料強度及鋼筋實際抗拉強度，本會以實際混凝土強度及鋼筋強度進行評估，評估結果顯示現況結構梁、柱、剪力牆鋼筋量趨近於滿足原結構施工圖之配筋量。
5. 本公會建議在排煙窗附近加做鋼框斜撐進行改善；樓梯間處之剪力牆(W50/W60)有小開窗情形，建議一併施作鋼框進行改善。經檢核結果得知，於排煙窗之深梁(coupling beam)有彎矩與剪力無法設計情形、排煙窗旁之柱(50*175)有剪力無法設計情形(若適當考慮鋼框之剪力貢獻，應可補足剪力不足情形)。由於短深梁(coupling beams)在原結構設計單位之設計原意係依據「ACI 318-11 21.9 Special structural walls and coupling beams 及混凝土結構設計規範等相關規定，當深梁之跨深比(L_w/H_w) <2.0 ，且 V_u 超過 $4\lambda\sqrt{f'_c}A_{cw}$ 時，coupling beams 需配置對角斜向鋼筋，其相關傳力機制及設計細節係不同於一般梁構件，此乃因 coupling beam 常為剪力控制，在地震力作用下常伴隨著強度與勁度之衰減。coupling beam 之斜向鋼筋需在構件變形較大之狀況下，即梁有某程度之開裂發生後，始可發揮作用。故此 coupling beam 在地震力作用下仍可保有足夠之韌性及穩定性。」。因此，短深梁之設計原意係考量梁開裂後之剪力傳遞問題，亦即短深梁屬於消散地震能量又不至於失去剪力傳遞功能之構件。因此，B14 梁之彎矩無法設計問題，將隨原設計考慮開裂之原意而不再進行檢討。
6. 本評估報告係檢討上部結構在小度地震時是否滿足建築物耐震設計規範規定之「小震不壞設計原則」，經檢討分析標的物在小度地震時可滿足建築物耐震設計規範之規定。

7. 本評估報告所提之補強方案為一原則性方案，對於鋼框斜撐之細部設計及相關施工規定，仍應委由專業技師進行設計及簽證以求完善。



