

『台中市大里區光正段
二期社會住宅興辦計畫』

結 構 計 算 書

建築設計：余 曉 嵐 建 築 師 事 務 所

結構設計：日商織本構造設計（股）公司台灣分公司

中 華 民 國 一 百 零 九 年 三 月

目錄

一、結構說明.....	1-1
1.1 結構系統概要與說明.....	1-1
1.2 結構分析與耐震設計.....	1-3
1.3 設計規範.....	1-4
1.4 結構材料規格.....	1-5
1.5 設計載重.....	1-7
1.6 樓層平均載重.....	1-15
1.7 設計載重組合.....	1-16
二、結構平立面規劃.....	2-1
三、地震力分析.....	3-1
3.1 結構基本振態及週期.....	3-1
3.2 地震力計算.....	3-3
3.2.1 設計地震力.....	3-3
3.2.2 設計反應譜.....	3-5
3.3 扭轉不規則性檢核.....	3-6
3.4 層間相對側向位移角檢核.....	3-7
3.5 碰撞距離檢核.....	3-9
四、風力分析.....	4-1
4.1 風力設計參數說明.....	4-1
4.2 風力計算結果(50年回歸期風力).....	4-2
4.3 地震力與風力比較.....	4-3
五、開挖分析.....	5-1
5.1 開挖設計.....	5-1
5.2 地下室外牆設計.....	5-3
5.6.1 設計條件說明.....	5-3
5.6.2 地下室外牆檢核.....	5-4
六、梁柱設計.....	6-1
6.1 梁設計及檢核.....	6-1
6.1.1 設計基本資訊.....	6-2
6.1.2 梁斷面檢核.....	6-3
6.1.3 梁撓曲強度檢核.....	6-3
6.1.4 梁剪力強度檢核.....	6-5
6.1.5 MIDAS Gen 分析結果.....	6-7
6.2 柱設計及檢核.....	6-8
6.2.1 設計基本資訊.....	6-9
6.2.2 柱軸力及彎矩強度檢核.....	6-10
6.2.3 柱箍筋間距檢核.....	6-11
6.2.4 柱韌性箍筋檢核.....	6-12
6.2.5 MIDAS Gen 分析結果.....	6-15
6.3 強柱弱梁檢核.....	6-16
七、樓版設計.....	7-1
7.1 樓版檢核.....	7-1
7.1.1 設計條件說明.....	7-1
7.1.2 樓版檢核.....	7-3

八、基礎設計	8-1
8.1 設計說明	8-1
8.1.1 分析模型說明	8-1
8.1.2 基本資料說明	8-2
8.1.3 載重組合	8-3
8.2 工作狀態檢核	8-6
8.2.1 容許承载力檢核	8-6
8.2.2 沉陷量與角變量檢核	8-7
8.2.3 上浮檢核	8-9
8.3 地梁檢核	8-11
8.4 筏基版檢核	8-13
九、極限層剪力計算	9-1
十、其他檢討	10-1
10.1 南北棟樓板間之力量傳遞	10-1
10.2 細長柱檢核	10-7
10.3 柱二層筋檢核	10-9
十一、鋼構相關設計及檢討	11-1
11.1 空橋廊道設計說明	11-1
11.2 空橋廊道結構分析模型	11-5
11.3 地震力分析	11-6
11.4 風力分析	11-9
11.5 梁、柱設計及檢核	11-11
11.6 鋼承板設計及檢核	11-19
11.7 鋼梯設計及檢核	11-21
11.8 鋼構接合檢討	11-38
11.9 鋼構基礎設計及檢核	11-43
十二、附件	
附件一：電腦分析資料	
附件二：梁柱分析結果	
附件三：樓版分析結果	
附件四：基礎分析結果	
附件五：空橋廊道電腦分析資料	
附件六：空橋廊道梁柱分析結果	
附件七：極限層剪力校核範例	
附件八：擋土牆分析結果	

一、結構說明

1.1 結構系統概要與說明

本案工址位於台中市大里區光正段 291 地號，擬建立地下三層，地上十三樓之鋼筋混凝土造建築物，作為社會住宅之用。結構系統說明整理如下：



1. 結構系統概述：

本案結構系統採用鋼筋混凝土韌性抗彎矩構架，用以抵抗垂直及水平方向之載重及地震力，基礎採用筏式基礎，B3F 地下室外牆為 40cm 厚、B2F~B1F 地下室外牆為 30cm 厚、地上層外牆為 15 cm厚之 RC 牆。結構系統說明整理如下：

構造種類	韌性抗彎矩系統
結構型式	鋼筋混凝土造
結構規模	地上 13 層/地下 3 層 樓高為 40.9m (1F 為 GL-0.4m，不含屋突層)
基礎型式	筏式基礎
擋土開挖	斜坡明挖 (必要時輔以護坡噴漿以及 H 型鋼加勁)

2. 結構用途概述：

樓層別	層高 (m)	用途	
		南區	北區
R1F+9.00	--	水箱頂版、挑空	--
R1F+5.70	3.30	水箱室	--
R1F+0.00	--	梯廳	--
R1F+3.30	3.20	屋頂平台	--
R1F+0.00	3.30	安全梯甲	--
13F+9.00	--	--	水箱頂版、挑空
13F+6.00	3.00	--	水箱室
13F+0.00	6.00	--	梯廳
13F+3.20	--	--	屋頂平台
13F+0.00	3.20	--	安全梯丙
R1F	--	屋頂平台	
13F	3.20	住宅、半戶外平台、屋頂平台	
12F	3.50	住宅、半戶外平台	
4F~11F	3.20	住宅、半戶外平台	
3F	3.20	住宅、半戶外平台、露臺	
2F	4.00	商業空間、教室、住宅	教室、住宅
1F	5.00	商業空間、中控室	商業空間、托嬰中心
B1F	4.65	停車空間、電信室、電氣室、台電配電室、機房	
B2F	3.20	停車空間、儲藏室、機房	
B3F	3.20	停車空間、水箱室、機房	

1.2 結構分析與耐震設計

1. 結構分析：

結構分析採用三向度立體剛構架，假設樓版為剛性體，利用電腦程式 MIDAS Gen 進行動力及靜力分析。

2. 基礎設計：

基礎分析使用 MIDAS Gen 整體模型，分析元素承受地下水壓上舉水浮力影響，柱位承受上部結構傳遞之垂直載重，包含靜載重、活載重及地震力。其分析模式係考慮基礎為一柔性體，應用土壤彈簧(Soil Spring)之觀念，將土壤模擬成 No Tension Spring 進行分析並設計。

3. 地震力分析耐震設計：

上部結構側力的分析方式係採動力反應譜分析，考慮 X、Y 向地震方向及質心偏移之影響。

計算地震力時採用之主要參數如下：

工址	台中大里區	地盤種類	第一類地盤
用途係數	I=1.0	近斷層效應	車籠埔斷層
設計加速度係數		$S_S^D=0.8$ ； $S_1^D=0.45$	
最大考量加速度係數		$S_S^M=1.0$ ； $S_1^M=0.55$	

註：本案距離車籠埔斷層為 0.5 公里。依據耐震設計規範所列之斷層，距離斷層在 12 公里內者，必須考量區域進斷層效應。

1.3 設計規範

1. 『建築技術規則』，內政部，最新版。
2. 『混凝土結構設計規範』，內政部，100 年 7 月。
3. 『建築物耐震設計規範及解說』，內政部，100 年 7 月。
4. 『建築物耐風設計規範及解說』，內政部，103 年 12 月。
5. 『建築物基礎構造設計規範』，內政部，90 年 10 月。
6. 國家標準 CNS 最新版。
7. Building Code Requirements for Reinforced Concrete，
ACI 318-05 ,by American Concrete Institute (ACI)。
8. 『鋼構造建築物鋼結構設計技術規範 (一)鋼結構容許應力設計法規範及解說』，內政部，96 年版。
9. 『建築物工程施工規範』，內政部，97 年 9 月

1.4 結構材料規格

材料強度及標準依下列所示：

1. 混凝土：

除非特別註明，強度均以 28 天齡期強度計算

應用場合	強度 f'_c (N/mm ²)
主體結構	4F 柱以上： 28
	1F 柱～4F 梁： 35
	1F 梁以下： 28
基礎、墩座	28
打底用混凝土	14
雜項	28
無收縮水泥砂漿	35

2. 鋼筋：

A. 結構體：

- (1) D13 (#4) 及以上須符合 CNS 560 SD420W $f_y=420$ N/mm²，或採用 CNS 560 SD420，但須符合下規定：
甲、出廠實測降伏強度不得超出規定降伏強度 120 N/mm² 以上
乙、實測極限抗拉強度與實測降伏強度之比值不得小於 1.25
- (2) D10 及以下須符合 CNS 560 SD280 $f_y=280$ N/mm²。
- (3) 鋼筋焊接經工程師核准者方可使用焊接，且必須依 AWS D1.4 電焊規範焊接。
- (4) 鋼筋續接應採用搭接或 SA 級之續接器，不得採用瓦斯壓接，鋼筋搭接長度及位置應按圖則所示。

3. 鋼骨：

構材	材質規格	降伏強度 f_y (N/mm ²)
鋼梁	SN490B (鈹厚 $\leq 40\text{mm}$)	325
鋼柱	STK490 (鈹厚 $\leq 40\text{mm}$)	325
鋼小梁、鋼鈹	SS400	235
鋼梁加勁鈹、接合鈹	SS400	235
鋼柱橫膈鈹(連續鈹)	SS400 (鈹厚 $\leq 40\text{mm}$)	235
螺栓	JIS S10T	900
基礎螺栓	ASTM A307	248
鐸條	符合 AWS E70XX 之規定	480
	符合 AWS E80XX 之規定	550

1.5 設計載重

1. 靜載重 (D.L.): 依實際結構重量計算

材料	單位重	
鋼筋混凝土	24	kN/m ³
無筋混凝土	23	kN/m ³
覆土	18	kN/m ³
內隔間牆 (12cm 厚)	8	kN/m ³
水泥沙漿粉刷 (1cm 厚)	20	kN/m ³

2. 活載重 (L.L.):

樓層別	用途	活載重(N/m ²)
R1F 以上	屋頂平台	1500
	水箱室	1500
	梯廳	2000
	機電空間	10000
13F	住宅、梯廳	2000
	屋頂平台	1500
3F~12F	住宅	2000
	半戶外平台、露臺	1500
2F	住宅、露臺	2000
	教室	2500
1F	室內	5000
	室外	10000
B1F~B3F	停車空間	5000
	儲藏室	6000
	機電空間	10000

註 1: 水池、水箱及內容物依實際重量計算, 水重於地震力計算時列入自重。

1. 各層載重說明：

屋突層載重：

樓層	用途	項目	單位重 (kN/m ³)	厚度 (mm)	載重 (N/m ²)	設計載重 (N/m ²)	
						靜載重DL	活載重LL
R1F+9000	屋頂平台	壓層	24.0	60	1440		
R1F+3300		防水層		12	180		
13F+9000		斷熱材	0.3	30	9		
13F+3200		洩水坡度 1/100	20.0	25	500		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			5829	→ 5900	1500
R1F+5700	南區水箱室	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			6140		
		水箱重			10000		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			20940	→ 21000	1500
13F+6000	北區水箱室	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			6040		
		水箱重			17000		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			27840	→ 27900	1500

上構樓層載重：

樓層	用途	項目	單位重 (kN/m ³)	厚度 (mm)	載重 (N/m ²)	設計載重 (N/m ²)	
						靜載重DL	活載重LL
R1F	屋頂平台	壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		斷熱材	0.3	30	9		
		洩水坡度 1/100	20.0	22.5	450		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			5779	→ 5800	1500
R1F	屋頂平台 (覆土30cm)	覆土	18.0	300	5400		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	22.5	450		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			11170	→ 11200	1500
R1F	屋頂平台 (覆土50cm)	覆土	18.0	500	9000		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	22.5	450		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			14770	→ 14800	1500
R1F	屋頂平台 (覆土100cm)	覆土	18.0	1000	18000		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	22.5	450		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			23770	→ 23800	1500
R1F	南區梯廳	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			15070		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			19870	→ 19900	2000
R1F	南區安全梯甲	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			6840		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			11640	→ 11700	2000
13F	屋頂平台	壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		斷熱材	0.3	30	9		
		洩水坡度 1/100	20.0	37.5	750		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			6079	→ 6100	1500
13F	屋頂平台 (覆土30cm)	覆土	18.0	300	5400		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	37.5	750		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			11470	→ 11500	1500

樓層	用途	項目	單位重 (kN/m ³)	厚度 (mm)	載重 (N/m ²)	設計載重 (N/m ²)	
						靜載重DL	活載重LL
13F	屋頂平台 (覆土50cm)	覆土	18.0	500	9000		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	37.5	750		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			15070	→ 15100	1500
13F	屋頂平台 (覆土100cm)	覆土	18.0	1000	18000		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	37.5	750		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			24070	→ 24100	1500
13F	住宅	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			5610		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			10410	→ 10500	2000
13F	北區梯廳	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			14700		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			19500	→ 19500	2000
13F	北區安全梯丙	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			780		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			5580	→ 5600	2000
3F~12F	住宅	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			5350		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			10150	→ 10200	2000
3F~12F	半戶外平台 (覆土50cm)	覆土	18.0	500	9000		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	22	440		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			14760	→ 14800	1500
3F~12F	半戶外平台 (覆土100cm)	覆土	18.0	1000	18000		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	22	440		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			23760	→ 23800	1500

樓層	用途	項目	單位重 (kN/m ³)	厚度 (mm)	載重 (N/m ²)	設計載重 (N/m ²)	
						靜載重DL	活載重LL
3F	露臺 (覆土30cm)	覆土	18.0	300	5400		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	50	1000		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			11720	→ 11800	1500
3F	露臺 (覆土50cm)	覆土	18.0	500	9000		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	50	1000		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			15320	→ 15400	1500
3F	露臺 (覆土100cm)	覆土	18.0	1000	18000		
		壓層	24.0	60	1440		
		防水層		12	180		
		洩水坡度 1/100	20.0	50	1000		
		天花板			100		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			24320	→ 24400	1500
3F	平台	壓層	24.0	60	1440		
		防水層		9	150		
		斷熱材	0.3	30	9		
		隔熱材	3.0	30	90		
		洩水坡度 1/100	20.0	0	0		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			5289	→ 5300	1500
2F	北區住宅	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			5410		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			10210	→ 10300	2000
2F	北區教室	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			5410		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			10210	→ 10300	2500
2F	南區住宅	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			4430		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			9230	→ 9300	2000
2F	南區公共空間	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			4430		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			9230	→ 9300	2500

下構樓層載重：

樓層	用途	項目	單位重 (kN/m ³)	厚度 (mm)	載重 (N/m ²)	設計載重 (N/m ²)	
						靜載重DL	活載重LL
1F	北區室內空間	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			3480		
		20cm版	24.0	200	4800		
		合計			9480	→ 9500	5000
1F	南區室內空間	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			4980		
		20cm版	24.0	200	4800		
		合計			10980	→ 11000	5000
1F	室外區域 (覆土50cm)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			400		
		覆土	18.0	500	9000		
		防水層		12	180		
		隔熱材	3.0	30	90		
		洩水坡度 1/100	20.0	72	1440		
		25cm版	24.0	250	6000		
		合計			17910	→ 18000	3000
1F	室外區域 (覆土80cm)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			400		
		覆土	18.0	800	14400		
		防水層		12	180		
		隔熱材	3.0	30	90		
		洩水坡度 1/100	20.0	72	1440		
		25cm版	24.0	250	6000		
		合計			23310	→ 23400	3000
1F	室外區域 (覆土110cm)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			400		
		覆土	18.0	1100	19800		
		防水層		12	180		
		隔熱材	3.0	30	90		
		洩水坡度 1/100	20.0	72	1440		
		25cm版	24.0	250	6000		
		合計			28710	→ 28800	3000
B1F	停車空間 梯廳 (北區)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			5590		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		合計			11390	→ 11400	5000
B1F	機房 (北區)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			5590		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		合計			11390	→ 11400	10000

樓層	用途	項目	單位重 (kN/m ³)	厚度 (mm)	載重 (N/m ²)	設計載重 (N/m ²)	
						靜載重DL	活載重LL
B1F	停車空間 梯廳 (南區)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			580		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		合計			6380	→ 6400	5000
B1F	機房 (南區)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			580		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		合計			6380	→ 6400	10000
B2F	停車空間 梯廳 (北區)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			2480		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		合計			8280	→ 8300	5000
B2F	儲藏室 (北區)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			2480		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		合計			8280	→ 8300	6000
B2F	機房 (北區)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			2480		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		合計			8280	→ 8300	10000
B2F	停車空間 梯廳 (南區)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			380		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		合計			6180	→ 6200	5000
B2F	儲藏室 (南區)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			380		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		合計			6180	→ 6200	6000
B2F	機房 (南區)	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			340		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		合計			6140	→ 6200	10000

樓層	用途	項目	單位重 (kN/m ³)	厚度 (mm)	載重 (N/m ²)	設計載重 (N/m ²)	
						靜載重DL	活載重LL
B3F	水箱室 (北區)	水泥砂漿(上)	20.0	20	400		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			2710		
		水箱重			41000		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		60cm版(FS)	24.0		0		
		合計			49110	→ 49200	5000
B3F	儲藏室 (北區)	水泥砂漿(上)	20.0	20	400		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			2710		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		60cm版(FS)	24.0		0		
		合計			8110	→ 8200	6000
B3F	機房 (北區)	水泥砂漿(上)	20.0	20	400		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			2710		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		60cm版(FS)	24.0		0		
		合計			8110	→ 8200	10000
B3F	停車空間 梯廳 (南區)	水泥砂漿(上)	20.0	20	400		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			340		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		60cm版(FS)	24.0		0		
		合計			5740	→ 5800	5000
B3F	機房 (南區)	水泥砂漿(上)	20.0	20	400		
		地面飾材			100		
		管線			100		
		牆重			340		
		20cm版(BS)	24.0	200	4800		
		60cm版(FS)	24.0		0		
		合計			5740	→ 5800	10000

1.6 樓層平均載重

樓層	總樓高 (m)	層高 (m)	面積 (m ²)	樓層重 (kN)	樓層單位重 (kN/m ²)
R1F	44.10	--	616	11330	18.4
13F	40.90	3.20	1601	25870	16.2
12F	37.40	3.50	1625	25870	15.9
11F	34.20	3.20	1538	24470	15.9
10F	31.00	3.20	1509	24270	16.1
9F	27.80	3.20	1494	24050	16.1
8F	24.60	3.20	1565	24890	15.9
7F	21.40	3.20	1625	25830	15.9
6F	18.20	3.20	1625	25850	15.9
5F	15.00	3.20	1625	25880	15.9
4F	11.80	3.20	1599	25390	15.9
3F	8.60	3.20	1764	29070	16.5
2F-N	4.60	4.00	489	9066	18.5
2F-S	4.60	4.00	850	13020	15.3
地上層總計			19524	314856	228.4
1F	-0.40	5.00	4901	91470	18.7
B1F	-5.05	4.65	3158	47540	15.1
B2F	-8.25	3.20	3158	39790	12.6
B3F(含筏基層)	-11.45	3.20	3343	123200	36.9
地下層總計			14560	302000	83.2
結構體總計			34083	616856	--

地上層總計 314856 kN，地下層總計 302000 kN，結構物總計 616856 kN。

1.7 設計載重組合

考慮 0° 、 90° 正反向地震力加 $\pm 5\%$ 偏心效應，及垂直向地震力之影響

DL	靜載重	LL	活載重
EQX	X 方向水平地震力 (考慮+5%偏心)	EQY	Y 方向水平地震力 (考慮+5%偏心)
NEQX	X 方向水平地震力 (考慮-5%偏心)	NEQY	Y 方向水平地震力 (考慮-5%偏心)
EQV	垂直向地震力		

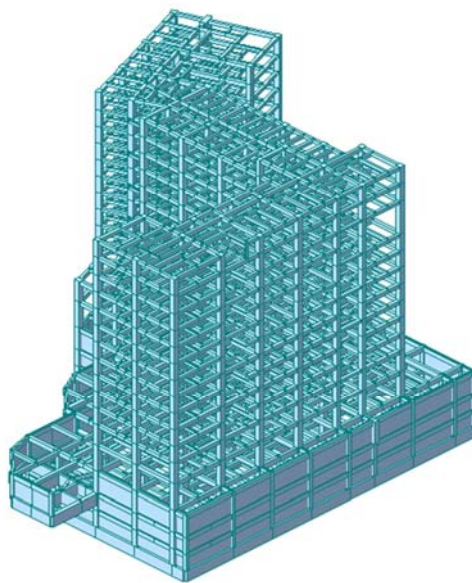
共 165 組載重組合，如下所示：

載重組合編號	DL	LL	EQX	EQY	NEQX	NEQY	EQV
101	1.4						
102	1.2	1.6					
103	1.2	0.5	1.0				0.3
104	1.2	0.5	-1.0				0.3
105	1.2	0.5		1.0			0.3
106	1.2	0.5		-1.0			0.3
107	1.2	0.5	1.0				-0.3
108	1.2	0.5	-1.0				-0.3
109	1.2	0.5		1.0			-0.3
110	1.2	0.5		-1.0			-0.3
111	1.2	0.5			1.0		0.3
112	1.2	0.5			-1.0		0.3
113	1.2	0.5				1.0	0.3
114	1.2	0.5				-1.0	0.3
115	1.2	0.5			1.0		-0.3
116	1.2	0.5			-1.0		-0.3
117	1.2	0.5				1.0	-0.3
118	1.2	0.5				-1.0	-0.3
119	1.2	0.5	0.3				1.0
120	1.2	0.5	-0.3				1.0
121	1.2	0.5		0.3			1.0
122	1.2	0.5		-0.3			1.0
123	1.2	0.5	0.3				-1.0
124	1.2	0.5	-0.3				-1.0
125	1.2	0.5		0.3			-1.0
126	1.2	0.5		-0.3			-1.0
127	1.2	0.5			0.3		1.0
128	1.2	0.5			-0.3		1.0
129	1.2	0.5				0.3	1.0
130	1.2	0.5				-0.3	1.0
131	1.2	0.5			0.3		-1.0

載重組合編號	DL	LL	EQX	EQY	NEQX	NEQY	EQV
132	1.2	0.5			-0.3		-1.0
133	1.2	0.5				0.3	-1.0
134	1.2	0.5				-0.3	-1.0
135	0.9		1.0				0.3
136	0.9		-1.0				0.3
137	0.9			1.0			0.3
138	0.9			-1.0			0.3
139	0.9		1.0				-0.3
140	0.9		-1.0				-0.3
141	0.9			1.0			-0.3
142	0.9			-1.0			-0.3
143	0.9				1.0		0.3
144	0.9				-1.0		0.3
145	0.9					1.0	0.3
146	0.9					-1.0	0.3
147	0.9				1.0		-0.3
148	0.9				-1.0		-0.3
149	0.9					1.0	-0.3
150	0.9					-1.0	-0.3
151	0.9		0.3				1.0
152	0.9		-0.3				1.0
153	0.9			0.3			1.0
154	0.9			-0.3			1.0
155	0.9		0.3				-1.0
156	0.9		-0.3				-1.0
157	0.9			0.3			-1.0
158	0.9			-0.3			-1.0
159	0.9				0.3		1.0
160	0.9				-0.3		1.0
161	0.9					0.3	1.0
162	0.9					-0.3	1.0
163	0.9				0.3		-1.0
164	0.9				-0.3		-1.0
165	0.9					0.3	-1.0
166	0.9					-0.3	-1.0

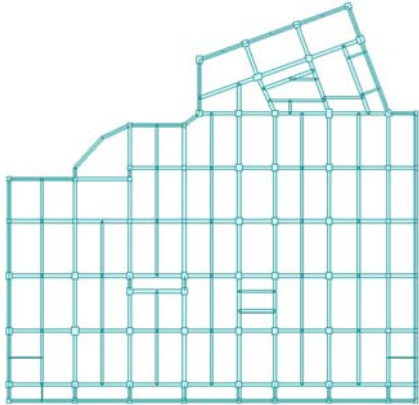
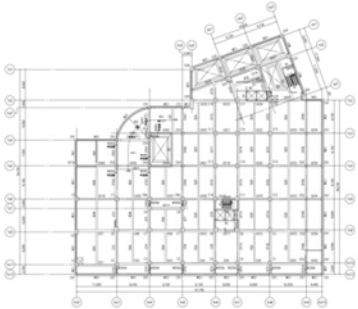
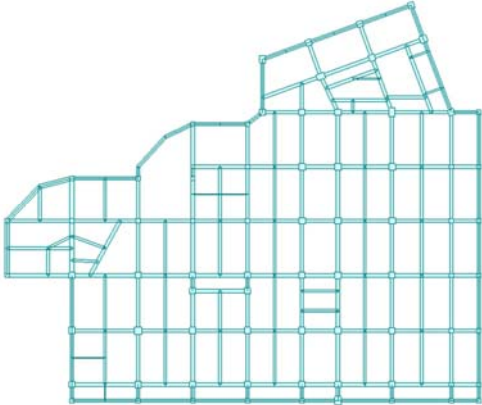
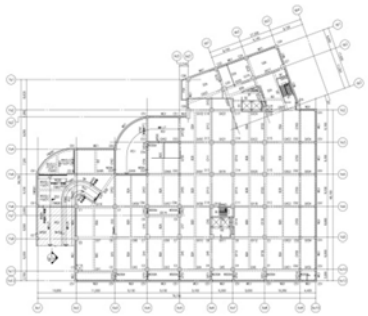
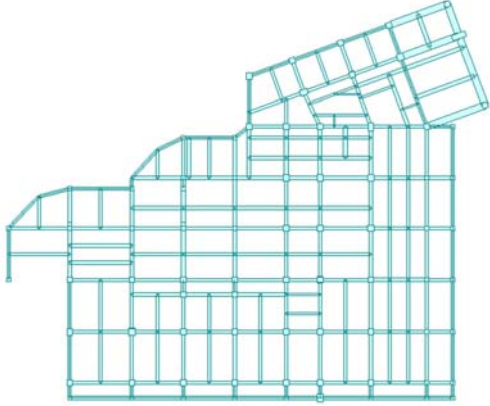
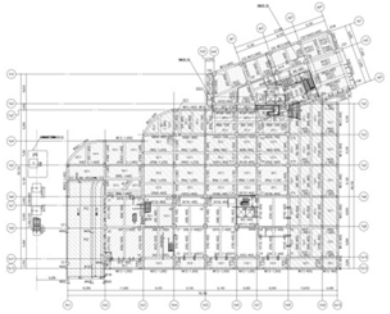
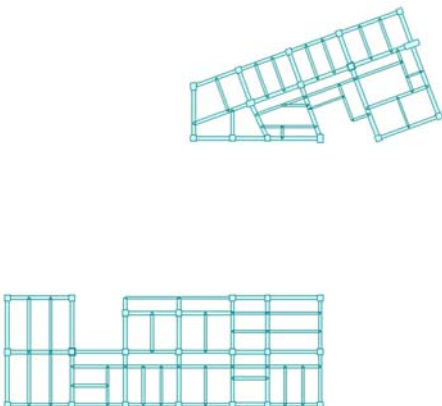
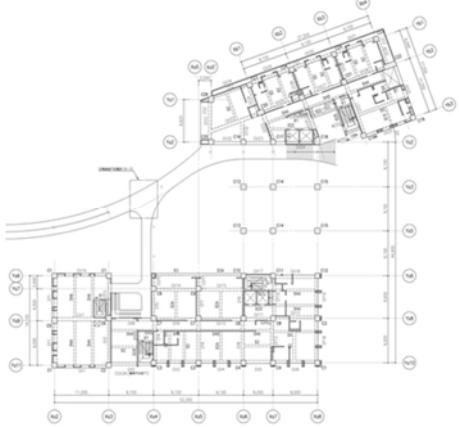
若供公眾使用之場所、停車場或活載重 L 超過 5000 N/m^2 之區域，上述組合 (103)~(134) 式中： $0.5LL$ 為 $1.0LL$ 。

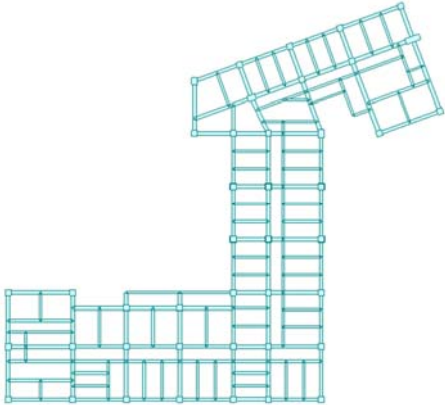
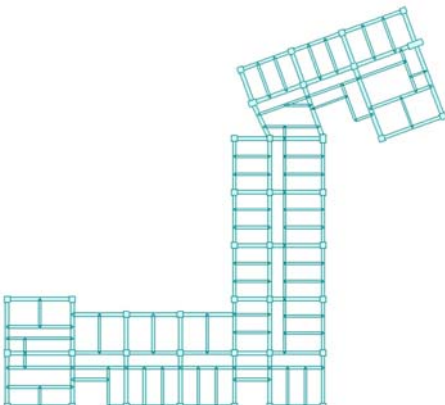
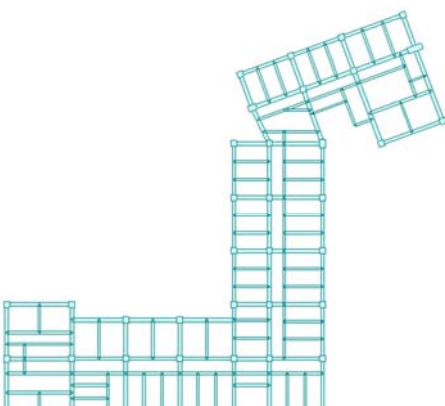
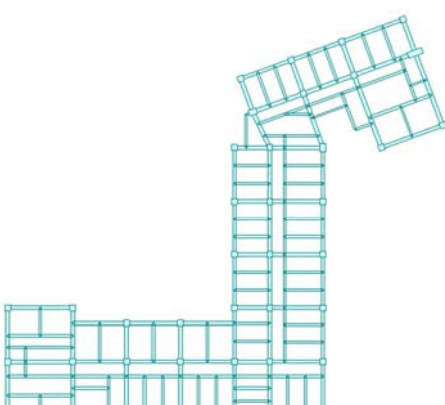
二、結構平立面規劃

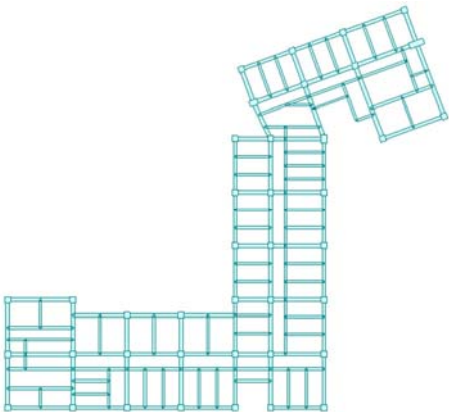
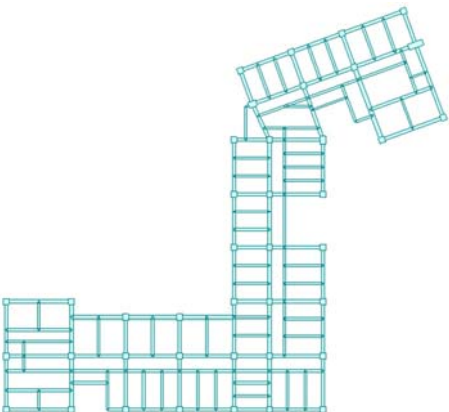
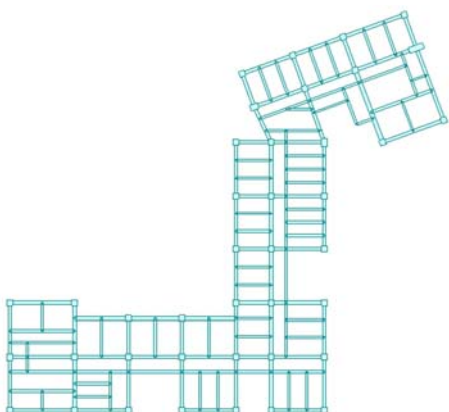
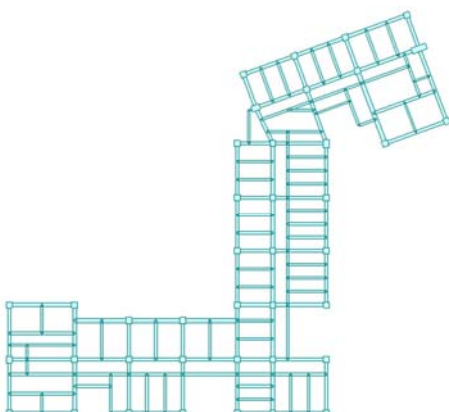
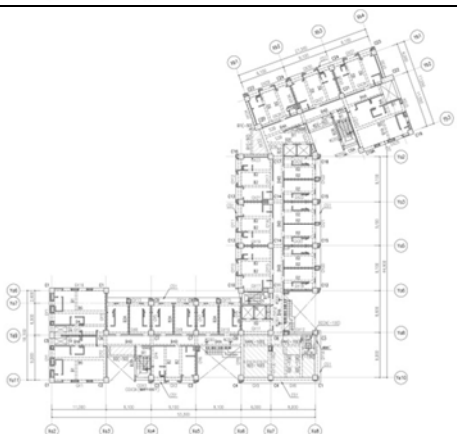


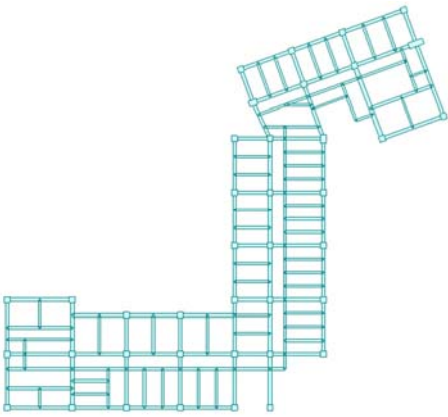
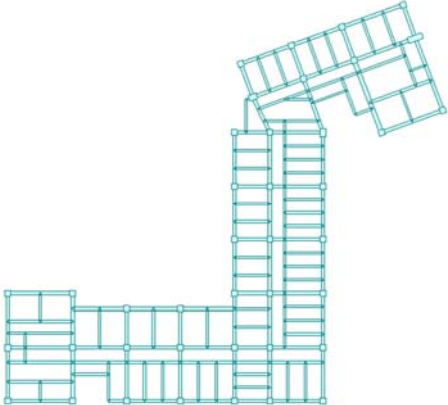
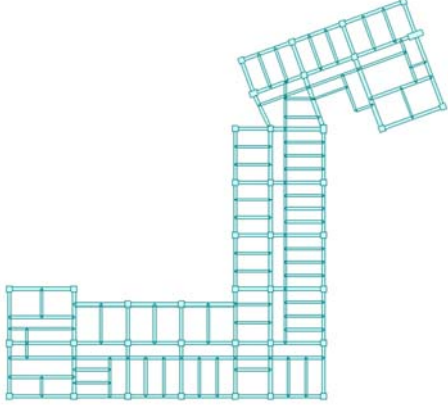
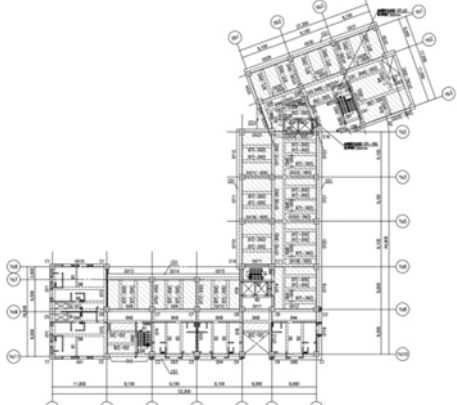
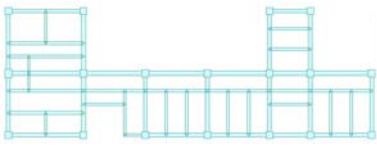
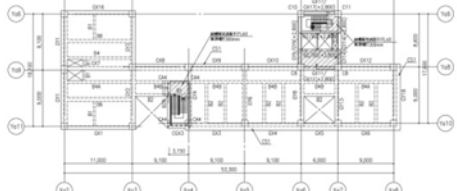
三維立體模型

	結構分析模型	結構平面圖
筏基層及 B3F		

	結構分析模型	結構平面圖
B2F		
B1F		
1F		
2F		

	結構分析模型	結構平面圖
3F		
4F		
5F		
6F		

	結構分析模型	結構平面圖
7F		
8F		
9F		
10F		

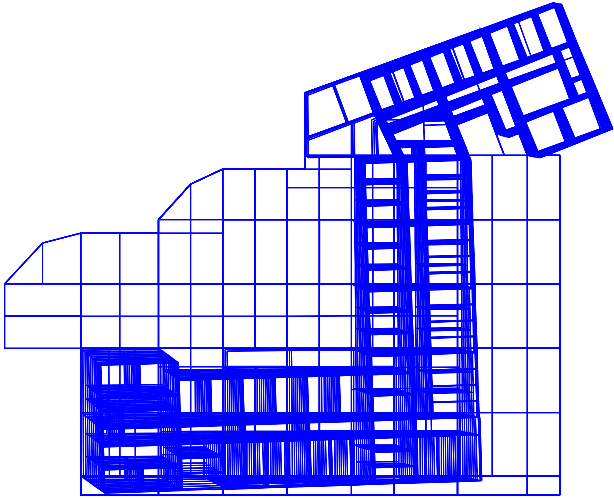
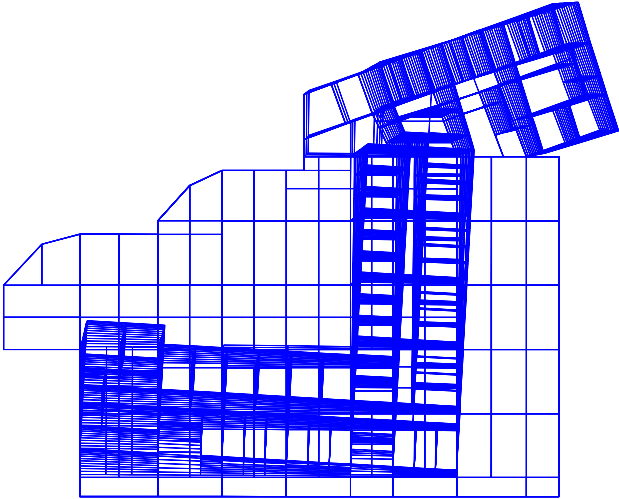
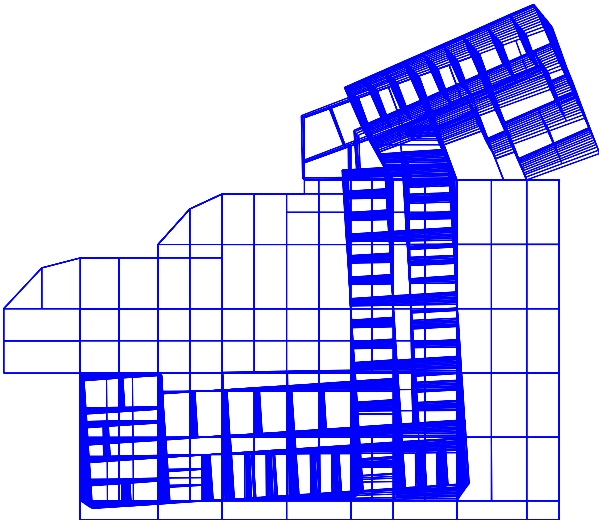
	結構分析模型	結構平面圖
11F		
12F		
13F		
R1F		

三、地震力分析

3.1 結構基本振態及週期

Mode No	週期 (sec)	MODAL PARTICIPATION MASSES					
		TRAN-X		TRAN-Y		ROTN-Z	
		MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)
X向	1	1.887	61.4	13.1	13.1	7.9	7.9
Y向	2	1.835	20.9	36.8	50.0	24.3	32.2
扭轉	3	1.803	0.0	33.6	83.6	49.8	82.0
	4	0.639	7.4	1.1	84.7	2.8	84.8
	5	0.614	1.0	9.5	94.2	0.2	85.0
	6	0.585	3.1	0.0	94.2	8.2	93.2
	7	0.363	0.0	0.0	94.2	0.0	93.2
	8	0.357	0.0	0.0	94.2	0.0	93.2
	9	0.357	0.0	0.0	94.2	0.0	93.2
	10	0.356	0.0	0.0	94.2	0.0	93.2
	11	0.356	0.0	0.0	94.2	0.0	93.2
	12	0.353	0.0	0.0	94.2	0.0	93.2
	13	0.352	0.0	0.0	94.2	0.0	93.2
	14	0.352	0.0	0.0	94.2	0.0	93.2
	15	0.351	0.0	0.0	94.2	0.0	93.2
	16	0.335	1.5	0.6	94.8	1.0	94.2
	17	0.334	0.0	0.0	94.8	0.0	94.2
	18	0.333	0.0	0.0	94.8	0.0	94.2
	19	0.333	0.0	0.0	94.8	0.0	94.2
	20	0.320	0.5	2.2	97.0	0.1	94.3
	21	0.312	0.0	0.0	97.0	0.0	94.3
	22	0.297	1.1	0.0	97.0	2.2	96.5
	23	0.288	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	24	0.280	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	25	0.280	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	26	0.278	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	27	0.278	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	28	0.278	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	29	0.278	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	30	0.277	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	31	0.276	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	32	0.276	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	33	0.276	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	34	0.274	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	35	0.272	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	36	0.272	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	37	0.272	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	38	0.272	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	39	0.271	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	40	0.270	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	41	0.270	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	42	0.262	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	43	0.262	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	44	0.256	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	45	0.256	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	46	0.237	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	47	0.228	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	48	0.215	0.0	0.0	97.0	0.0	96.5
	49	0.214	0.6	0.3	97.4	0.5	97.0
	50	0.212	0.0	0.0	97.4	0.0	97.0

考慮之振態數目使 X 向、Y 向及扭轉方向之有效質量和超過建築總質量的 90%，符合規範規定。

振態模型	
1 st mode T=1.887 sec (X-dir)	
2nd mode T=1.835 sec (Y-dir)	
3rd mode T=1.803 sec (Z-torsion)	

3.2 地震力計算

3.2.1 設計地震力

基地資訊						
縣市	鄉鎮市區	村里	微分區	地盤種類		
臺中市	大里區	--	--	第一類地盤		
地震區域設計係數						
鄰近之斷層		車籠埔				
斷層名稱		車籠埔	--	--	--	
工址與斷層水平距離		0.63 km	-	-	-	
近斷層設計地震調整因子	N _A =	1.23	1.00	1.00	1.00	
	N _V =	1.36	1.00	1.00	1.00	
近斷層最大地震調整因子	N _A =	1.25	1.00	1.00	1.00	
	N _V =	1.50	1.00	1.00	1.00	
S _S ^D =	0.80	F _a ^D =	1.00	S _{DS} =	0.984	
S _I ^D =	0.45	F _v ^D =	1.00	S _{D1} =	0.612	
S _S ^M =	1.00	F _a ^M =	1.00	S _{MS} =	1.250	
S _I ^M =	0.55	F _v ^M =	1.00	S _{M1} =	0.825	
T ₀ ^D =	0.622 秒	T ₀ ^M =	0.660 秒			
建築物資訊						
樓層高度(m)	40.9	(含1F抬高不含屋突)				
構造種類：	RC	用途係數：	1.00			
設計方法：	極限強度設計	對應震度：	六級地震			
X向結構系統			Y向結構系統			
非結構剛性牆	無	非結構剛性牆	無			
剪力牆	無	剪力牆	無			
加勁構材	無	加勁構材	無			
結構系統	RC	結構系統	RC			
設計方法	極限強度設計	設計方法	極限強度設計			
α _y	1.0	α _y	1.0			
R	4.0	R	4.0			
R _a	3.0	R _a	3.0			
法規週期, T _{code} (0.07×h ^{0.75})	1.132 秒	法規週期, T _{code} (0.07×h ^{0.75})	1.132 秒			
動力分析週期, T _{dyna}	1.887 秒	動力分析週期, T _{dyna}	1.835 秒			
動力週期大於1.4×T _{code} =1.585		動力週期大於1.4×T _{code} =1.585				
(設計地震力由規範週期控制)		(設計地震力由規範週期控制)				

水平地震力			
X向設計地震力		Y向設計地震力	
設計週期 =	1.585 秒	設計週期 =	1.585 秒
S_{aD} =	0.394	S_{aD} =	0.394
S_{aM} =	0.521	S_{aM} =	0.521
F_u =	3.000	F_u =	3.000
F_{uM} =	4.000	F_{uM} =	4.000
S_{aD}/F_u =	0.1312	S_{aD}/F_u =	0.1312
$(S_{aD}/F_u)_m$ =	0.1312	$(S_{aD}/F_u)_m$ =	0.1312
避免中小地震降伏, S_{aD}/F_u =	0.1067	避免中小地震降伏, S_{aD}/F_u =	0.1067
避免中小地震降伏, $(S_{aD}/F_u)_m$ =	0.1067	避免中小地震降伏, $(S_{aD}/F_u)_m$ =	0.1067
S_{aM}/F_{uM} =	0.1301	S_{aM}/F_{uM} =	0.1301
$(S_{aM}/F_{uM})_m$ =	0.1301	$(S_{aM}/F_{uM})_m$ =	0.1301
最小設計地震力, V_D =	0.0937 W	最小設計地震力, V_D =	0.0937 W
避免中小地震降伏, V^* =	0.0762 W	避免中小地震降伏, V^* =	0.0762 W
避免最大地震崩坍, V_M =	0.0929 W	避免最大地震崩坍, V_M =	0.0929 W
設計地震力 V_{design} =	0.0937 W	設計地震力 V_{design} =	0.0937 W
垂直地震力			
T_v =	0.124 秒		
R =	3.0	R_a =	2.3
F_u =	1.91	F_{uM} =	2.16
S_{aD} =	0.98	S_{aM} =	1.207
$S_{aD,V}$ =	0.656	$S_{aM,V}$ =	0.805
$S_{aD,V}/F_u$ =	0.343	$S_{aM,V}/F_{uM}$ =	0.372
$(S_{aD,V}/F_u)_m$ =	0.250	$(S_{aM,V}/F_{uM})_m$ =	0.265
最小設計地震力, V_D =	0.1787		
避免中小地震降伏, V^* =	0.1140		
避免最大地震崩坍, V_M =	0.1895		
垂直地震力 V_{ver} =	0.1895 W		
柱之垂直地震力 V_{col} =	0.2624 W		
層間變位角檢討之水平地震力			
X向檢核用地震力		Y向檢核用地震力	
S_{aD} =	0.324	S_{aD}	0.334
F_u =	3.000	F_u	3.000
S_{aD}/F_u =	0.108	S_{aD}/F_u	0.111
$(S_{aD}/F_u)_m$ =	0.108	$(S_{aD}/F_u)_m$	0.111
層間變位檢討之地震力 V_{drift} =	0.0772 W	層間變位檢討之地震力 V_{drift} =	0.0794 W
修正係數 V_{drift} / V_{design} =	0.82	修正係數 V_{drift} / V_{design} =	0.85

法規地震力結果彙整

結構物基面上總重 $W = 314856 \text{ kN}$

X向設計地震力 = $0.0937 W = 29507 \text{ kN}$

Y向設計地震力 = $0.0937 W = 29507 \text{ kN}$

垂直向設計地震力 = $0.1895 W$

柱之垂直向設計地震力 = $0.2624 W$

動力分析結果及地震力調整倍率

X向動力分析地震力 = 25238 kN

Y向動力分析地震力 = 25422 kN

依據建築物耐震設計規範及解說，建築物總橫力應調整至靜力分析所算得之水平總橫力。

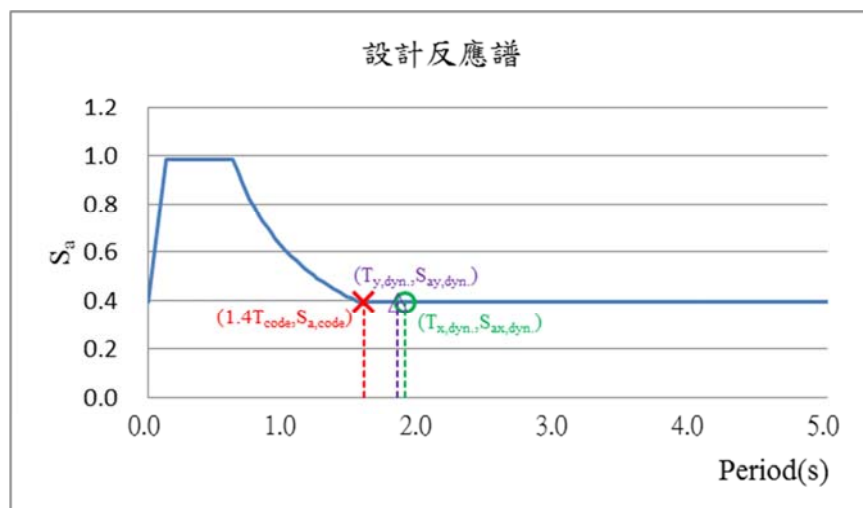
X向靜力總橫力 = 29507 kN

X向動力地震力放大倍率 = 1.169

Y向靜力總橫力 = 29507 kN

Y向動力地震力放大倍率 = 1.161

3.2.2 設計反應譜



3.3 扭轉不規則性檢核

依建築物耐震規範及解說，包含意外扭矩(5%意外偏心)的地震力作用下，沿地震力方向最大側邊層變位大於兩側邊平均層變位的 1.2 倍以上時，應視為扭轉不規則性。

$$\delta_{avg} = \frac{\delta_A + \delta_B}{2}$$

$$\delta_{max} = \{\delta_A, \delta_B\}_{max}$$

$$\delta_{max} < 1.2\delta_{avg} \quad \text{扭轉規則性建築}$$

$$\delta_{max} > 1.2\delta_{avg} \quad \text{扭轉不規則性建築}$$

$$Ax = \left(\frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right)^2 \leq 3$$

※ 扭轉不規則性檢核：

X向地震力						Y向地震力					
樓層	平均變位 d _{avg} (cm)	最大變位 d _{max} (cm)	d _{max} / d _{avg}	扭矩係數 Ax	Check	樓層	平均變位 d _{avg} (cm)	最大變位 d _{max} (cm)	d _{max} / d _{avg}	扭矩係數 Ax	Check
R1F	11.40	11.66	1.023	0.727	O.K.	R1F	10.89	11.34	1.042	0.754	O.K.
13F	11.04	11.30	1.024	0.727	O.K.	13F	10.54	10.97	1.041	0.752	O.K.
12F	10.36	10.76	1.038	0.748	O.K.	12F	9.93	10.45	1.053	0.770	O.K.
11F	9.77	10.13	1.037	0.746	O.K.	11F	9.39	9.87	1.051	0.767	O.K.
10F	9.07	9.38	1.034	0.743	O.K.	10F	8.77	9.18	1.047	0.762	O.K.
9F	8.27	8.52	1.031	0.738	O.K.	9F	8.03	8.39	1.045	0.758	O.K.
8F	7.39	7.60	1.029	0.735	O.K.	8F	7.21	7.51	1.042	0.753	O.K.
7F	6.48	6.67	1.029	0.736	O.K.	7F	6.35	6.59	1.037	0.747	O.K.
6F	5.55	5.73	1.033	0.742	O.K.	6F	5.48	5.64	1.030	0.736	O.K.
5F	4.58	4.76	1.039	0.750	O.K.	5F	4.57	4.66	1.020	0.722	O.K.
4F	3.58	3.74	1.045	0.758	O.K.	4F	3.63	3.69	1.016	0.716	O.K.
3F	2.58	2.70	1.048	0.763	O.K.	3F	2.65	2.71	1.021	0.724	O.K.
2F-N	1.31	1.33	1.013	0.713	O.K.	2F-N	1.38	1.45	1.049	0.764	O.K.
2F-S	1.33	1.37	1.031	0.739	O.K.	2F-S	1.34	1.40	1.043	0.755	O.K.

由上表可知，各樓層之最大變位小於 1.2 倍平均變位，可視為扭轉規則性建築。而扭矩放大係數 Ax 皆小於 1，結構分析時扭矩係數 Ax 採 1.0，無須放大。

3.4 層間相對側向位移角檢核

在地震力 $V = \frac{IF_u}{4.2} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right) W$ 作用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位

移除以層高，即所謂層間相對側向位移角應有限制，其值不得超過 0.005。計算位移時應計及平移與扭轉位移。計算位移時所施加之設計地震力，若基本振動週期係以結構力學方法計算，所得 T 值不必受小於經驗公式週期值 C_U 倍的限制， S_{aD} 亦不受不得低於 $0.4S_{DS}$ 之限制。此外，用途係數大於 1.0 之建築物，亦可以 $I=1.0$ 所得之地震力計算位移。

※ 層間相對側向位移角結果：

北棟

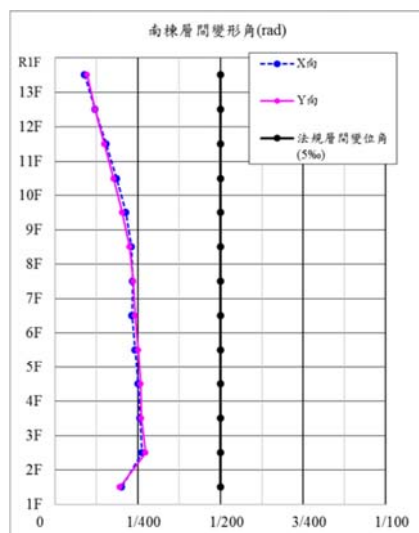
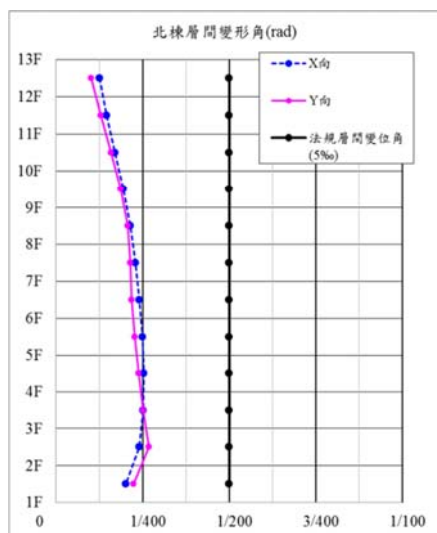
X向地震力					
樓層	層高 (cm)	層間變位 (cm)	層間變位角 (1/1000)	層間變位角	檢核
13F	350.0	0.53	1.25	1/ 801	OK
12F	320.0	0.57	1.45	1/ 688	OK
11F	320.0	0.66	1.69	1/ 591	OK
10F	320.0	0.75	1.93	1/ 517	OK
9F	320.0	0.84	2.15	1/ 466	OK
8F	320.0	0.90	2.30	1/ 435	OK
7F	320.0	0.93	2.39	1/ 418	OK
6F	320.0	0.97	2.49	1/ 402	OK
5F	320.0	0.99	2.54	1/ 394	OK
4F	320.0	0.98	2.51	1/ 398	OK
3F	400.0	1.17	2.41	1/ 415	OK
2F-N	500.0	1.23	2.02	1/ 496	OK

Y向地震力					
樓層	層高 (cm)	層間變位 (cm)	層間變位角 (1/1000)	層間變位角	檢核
13F	350.0	0.42	1.01	1/ 987	OK
12F	320.0	0.49	1.29	1/ 775	OK
11F	320.0	0.60	1.59	1/ 628	OK
10F	320.0	0.70	1.86	1/ 536	OK
9F	320.0	0.78	2.07	1/ 484	OK
8F	320.0	0.81	2.15	1/ 465	OK
7F	320.0	0.82	2.18	1/ 459	OK
6F	320.0	0.86	2.28	1/ 438	OK
5F	320.0	0.90	2.39	1/ 418	OK
4F	320.0	0.94	2.51	1/ 399	OK
3F	400.0	1.26	2.67	1/ 374	OK
2F-N	500.0	1.32	2.24	1/ 447	OK

南棟

X向地震力					
樓層	層高 (cm)	層間變位 (cm)	層間變位角 (1/1000)	層間變位角	檢核
R1F	320.0	0.35	0.89	1/ 1126	OK
13F	350.0	0.51	1.20	1/ 830	OK
12F	320.0	0.60	1.54	1/ 648	OK
11F	320.0	0.73	1.87	1/ 536	OK
10F	320.0	0.83	2.13	1/ 469	OK
9F	320.0	0.90	2.30	1/ 435	OK
8F	320.0	0.91	2.34	1/ 428	OK
7F	320.0	0.91	2.33	1/ 428	OK
6F	320.0	0.95	2.42	1/ 412	OK
5F	320.0	0.98	2.51	1/ 398	OK
4F	320.0	1.00	2.56	1/ 391	OK
3F	400.0	1.28	2.62	1/ 382	OK
2F-S	500.0	1.22	2.01	1/ 498	OK

Y向地震力					
樓層	層高 (cm)	層間變位 (cm)	層間變位角 (1/1000)	層間變位角	檢核
R1F	320.0	0.37	0.97	1/ 1029	OK
13F	350.0	0.50	1.21	1/ 829	OK
12F	320.0	0.56	1.48	1/ 675	OK
11F	320.0	0.67	1.77	1/ 565	OK
10F	320.0	0.77	2.03	1/ 492	OK
9F	320.0	0.84	2.24	1/ 446	OK
8F	320.0	0.89	2.36	1/ 424	OK
7F	320.0	0.91	2.42	1/ 414	OK
6F	320.0	0.95	2.52	1/ 397	OK
5F	320.0	0.97	2.59	1/ 386	OK
4F	320.0	0.98	2.61	1/ 383	OK
3F	400.0	1.29	2.73	1/ 366	OK
2F-S	500.0	1.15	1.95	1/ 512	OK

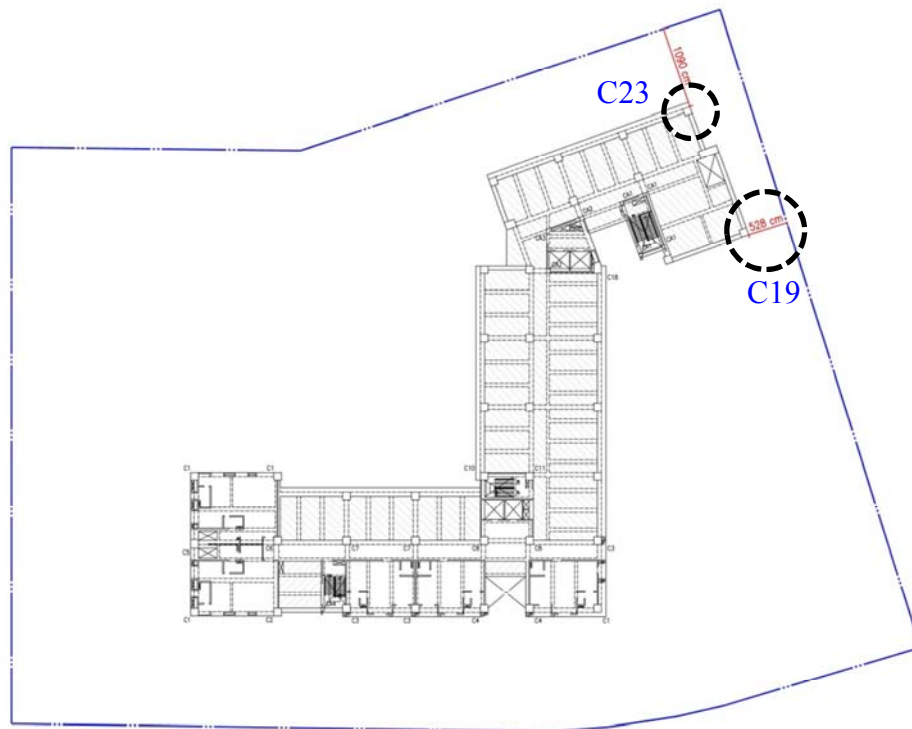


由第二章平立面規劃圖可知，本案於 2F 分為南、北棟，並於 3F 以上樓層連通，故本章節之檢討也分為南北棟檢討各層之間之側相位移角。

由上表可知，南、北棟 X 向及 Y 向地震力作用下最大層間位移角皆小於 5/1000，符合規範需求。

3.5 碰撞距離檢核

依建築物耐震設計規範規定，為避免地震時所引起的變形造成鄰棟建築物間的相互碰撞，建築物應自留設設計地震力作用下產生位移乘以 $0.6 \times 1.4 \alpha_y \times R_a$ 倍之距離。其中 $R_a=3 \rightarrow 0.6 \times 1.4 \times \alpha_y \times R_a = 0.6 \times 1.4 \times 1.0 \times 3 = 2.52$



	X 向地震力	Y 向地震力
柱位	C19	C23
最大變位(cm)	10.6	10.0
碰撞距離(cm)	26.7	25.2
距離地界(cm)	<528 cm (OK)	<1090 cm (OK)

本案建物 X 向、Y 向距地界最小距離分別為 528、1090 cm，遠大於須自留設的碰撞距離，故本案無碰撞之虞。

四、風力分析

風壓力為建築物構造立向投影全面積所受風之壓力，其隨建築物高度增加而增大。依據最新頒佈之建築物耐風設計規範，本案建築物屬柔性建築物，計算應依下表規定。

	柔性建築物($f_n < 1 \text{ Hz}$)	
	封閉式或部份封閉式建築物	開放式建築物
主要風力抵抗系統	$p = qG_f C_p - q_i(GC_{pi})$	$F = q z_{Af} G C_f A_f$
	q ：外風速壓 q_i ：內風速壓 G_f ：柔性建築物之陣風反應因子 C_p ：計算封閉式或部分封閉式建築物所受風壓所用之外風壓係數 (GC_{pi}) ：計算封閉式或部分封閉式建築物所受風壓所用之內風壓係數	C_f ：計算開放式建築物所受風力所用之風力係數 A_f ：投影在與風向垂直之平面上的面積 G ：陣風反應因子 z_{Af} ： A_f 之形心高度

4.1 風力設計參數說明

設計參數	
建築物高度含屋突(m)	11.0
結構物阻尼比	0.02
結構物類別	封閉式建築
用途係數	1.0
基本設計風速(m/sec)	27.5
結構物振動週期	T_x ：1.887
	T_y ：1.835
	T_z ：1.803
建築物型態	柔性建築物

4.2 風力計算結果(50 年回歸期風力)

設計基本條件

縣市	鄉鎮市區	基本風速 $V_{10}(C)$ (m/s)	用途係數 I	阻尼比 β
台中縣	大里市	27.5	1	0.02

地況種類 **B**

α	$Z_g(m)$	b	c	$\lambda(m)$	$\bar{e}$	$Z_{min}(m)$
0.25	400	0.62	0.3	98	0.33	9

建築物資訊

建築物高度(含屋突) (m)	40.90	m	建築物寬度 (X向)	73.8	m
			(Y向)	67.0	m
X向 T_n	1.887	sec	X向 f_n	0.530	
建築物周期 Y向 T_a	1.835	sec	建築物頻率 Y向 f_a	0.545	(柔性)
扭轉向 T_t	1.803	sec	扭轉向 f_t	0.555	建築物)

順風向計算相關參數

陣風反應因子計算

紊流強度	0.26	背景反應尖峰因子 g_Q	3.4
紊流積分尺度	131.79	風速尖峰因子 g_v	3.4
柔性建築物 $f_n < 1$			

X向結構系統		Y向結構系統	
陣風反應因子 G_f	1.740	陣風反應因子 G_f	1.728

橫風向計算相關參數

X向結構系統			Y向結構系統		
V_h	25.91	m/s	V_h	25.91	m/s
L/B	1.10	$0.2 \leq L/B \leq 5.0$	L/B	0.91	$0.2 \leq L/B \leq 5.0$
$h/\sqrt{BL}$	0.58	$3.0 > h/\sqrt{BL}$	$h/\sqrt{BL}$	0.58	$3.0 > h/\sqrt{BL}$
$V_h/f_a\sqrt{BL}$	0.70	$V_h/f_a\sqrt{BL} \leq 10$	$V_h/f_a\sqrt{BL}$	0.68	$f_a\sqrt{BL}/V_h \leq 10$

橫風向共振因子

X向結構系統		Y向結構系統	
橫風向無因次頻率 n^*	1.37	橫風向無因次頻率 n^*	1.55
橫風向頻譜值 $S_L(n^*)$	0.001	橫風向頻譜值 $S_L(n^*)$	0.001
橫風共振因子 R_{LR}	0.001	橫風共振因子 R_{LR}	0.001
橫風向尖峰因子 g_L	4.04	橫風向尖峰因子 g_L	4.04

風力造成之扭矩計算相關參數

X向結構系統			Y向結構系統		
V_h	25.91	m/s	V_h	25.91	m/s
L_{BL}	73.80	cm	L_{BL}	73.80	cm
L/B	1.10	$0.2 \leq L/B \leq 5.0$	L/B	0.91	$0.2 \leq L/B \leq 5.0$
$h/\sqrt{BL}$	0.58	$3.0 > h/\sqrt{BL}$	$h/\sqrt{BL}$	0.58	$3.0 > h/\sqrt{BL}$
$V_h/f_t\sqrt{BL}$	0.66	$V_h/f_t\sqrt{BL} \leq 10$	$V_h/f_t\sqrt{BL}$	0.66	$f_t\sqrt{BL}/V_h \leq 10$

扭矩共振因子

X向結構系統			Y向結構系統		
無因次風速 U^*	0.66	$U^* \leq 4.5$	無因次風速 U^*	0.66	$U^* \leq 4.5$
扭轉向共振參數 K_T	0.13		扭轉向共振參數 K_T	0.16	
扭轉向共振參數 β_T	1.27		扭轉向共振參數 β_T	1.15	
扭轉向共振因子 R_{TR}	0.001		扭轉向共振因子 R_{TR}	0.002	
扭轉向參數 C'_T	0.056		扭轉向參數 C'_T	0.045	
扭轉向尖峰因子 g_T	4.047		扭轉向尖峰因子 g_T	4.047	

總樓高 h			=	40.90	m
用途係數 I			=	1	
基本風速 V10 (C)			=	27.5	m/s ²
阻尼比 β			=	0.02	
地況係數 α			=	0.25	
地況係數 Zg(m)			=	400	m
K _{zt}			=	1.0	
K(h)			=	0.887	
外風速壓 q(h) = 0.06 K(h) [V ₁₀ (C)] ² =				394.8	m/s ²

(註：Kzt：一般地形為1，特殊地形，山丘、懸崖才需調整)

本建物為 柔性建築物					
	X向風力	Y向風力		X向風力	Y向風力
平行風向寬度L	73.80	67.00	h/√BL	0.58	0.58
垂直風向寬度B	67	73.80	C _L	0.167	0.147
L/B	1.101	0.908	g _L	4.04	4.04
陣風反應因子G或Gf	1.740	1.728	R _{LR}	0.001	0.001
			B	67.00	73.80
外風壓係數			C _T	0.06	0.05
迎風面 C _{pi}	0.8	0.8	g _T	4.05	4.05
背風面 C _p	-0.48	-0.5	R _{TR}	0.00	0.00

順風向風力 $p = qGC_p - q_i(GC_{pi})$
 橫風向風力 $W_{Lz} = 3q(h)C_L' A_z \frac{Z}{h} g_L \sqrt{1 + \frac{1}{\beta} R_{LR}}$
 扭轉向風力 $M_{Tz} = 1.8q(h)C_T' A_z B \frac{Z}{h} g_T \sqrt{1 + \frac{1}{\beta} R_{TR}}$

X向風力													
樓層	下方樓層高 m	平均樓層高度 m	總樓高 z m	受風寬度 B m	受風面積 m ²	地況係數 K(z)	外風速壓		設計風壓		順風向風力 W _{Dx} kN	橫風向風力 W _{Lx} kN	扭轉向風力 M _{Tx} kN-m
							迎風面 q(z) N/m ²	背風面 q(h) N/m ²	迎風面 p1 N/m ²	背風面 p2 N/m ²			
13F	3.50	1.75	40.90	67.00	117.25	0.887	394.8	394.8	549.7	-329.6	103.1	98.8	2426.5
12F	3.20	3.35	37.40	67.00	224.45	0.848	377.6	394.8	525.6	-329.6	192.0	183.9	4519.9
11F	3.20	3.20	34.20	67.00	214.40	0.811	361.1	394.8	502.6	-329.6	178.4	171.0	4203.4
10F	3.20	3.20	31.00	67.00	214.40	0.772	343.8	394.8	478.5	-329.6	173.3	166.0	4083.7
9F	3.20	3.20	27.80	67.00	214.40	0.731	325.5	394.8	453.2	-329.6	167.8	160.8	3957.6
8F	3.20	3.20	24.60	67.00	214.40	0.688	306.2	394.8	426.3	-329.6	162.1	155.3	3824.1
7F	3.20	3.20	21.40	67.00	214.40	0.642	285.6	394.8	397.6	-329.6	155.9	149.4	3681.6
6F	3.20	3.20	18.20	67.00	214.40	0.592	263.4	394.8	366.7	-329.6	149.3	143.1	3528.0
5F	3.20	3.20	15.00	67.00	214.40	0.537	239.1	394.8	332.9	-329.6	142.0	136.1	3360.1
4F	3.20	3.20	11.80	67.00	214.40	0.476	212.1	394.8	295.2	-329.6	134.0	128.4	3173.1
3F	4.00	3.60	8.60	67.00	241.20	0.407	181.1	394.8	252.0	-329.6	140.3	134.4	3328.4
2F	5.00	4.50	4.60	67.00	301.50	0.310	138.1	394.8	192.2	-329.6	157.3	150.8	3742.3
一樓高程=GL			-0.40	風力總和 =							1855.4 (kN)	1778.0 (kN)	43828.8 (kN-m)

Y向風力														
樓層	下方樓層高 m	平均樓層高度 m	總樓高 z m	受風寬度 B m	受風面積 m ²	地況係數 K(z)	外風速壓		設計風壓		順風向風力 W _{Dy} kN	橫風向風力 W _{Ly} kN	扭轉向風力 M _{Ty} kN-m	
							迎風面 q(z) N/m ²	背風面 q(h) N/m ²	迎風面 p1 N/m ²	背風面 p2 N/m ²				
13F	3.50	1.75	40.90	73.80	129.15	0.887	394.8	394.8	545.9	-341.2	114.6	90.5	2426.5	
12F	3.20	3.35	37.40	73.80	247.23	0.848	377.6	394.8	522.0	-341.2	213.4	168.6	4519.9	
11F	3.20	3.20	34.20	73.80	236.16	0.811	361.1	394.8	499.2	-341.2	198.5	156.7	4203.4	
10F	3.20	3.20	31.00	73.80	236.16	0.772	343.8	394.8	475.2	-341.2	192.8	152.3	4083.7	
9F	3.20	3.20	27.80	73.80	236.16	0.731	325.5	394.8	450.0	-341.2	186.9	147.6	3957.6	
8F	3.20	3.20	24.60	73.80	236.16	0.688	306.2	394.8	423.3	-341.2	180.5	142.6	3824.1	
7F	3.20	3.20	21.40	73.80	236.16	0.642	285.6	394.8	394.9	-341.2	173.8	137.3	3681.6	
6F	3.20	3.20	18.20	73.80	236.16	0.592	263.4	394.8	364.1	-341.2	166.6	131.6	3528.0	
5F	3.20	3.20	15.00	73.80	236.16	0.537	239.1	394.8	330.6	-341.2	158.6	125.3	3360.1	
4F	3.20	3.20	11.80	73.80	236.16	0.476	212.1	394.8	293.2	-341.2	149.8	118.3	3173.1	
3F	4.00	3.60	8.60	73.80	265.68	0.407	181.1	394.8	250.3	-341.2	157.1	124.1	3328.4	
2F	5.00	4.50	4.60	73.80	332.10	0.310	138.1	394.8	190.9	-341.2	176.7	139.6	3742.3	
一樓高程=GL			-0.40		風力總和 =							2069.3 (kN)	1634.4 (kN)	43828.8 (kN-m)

4.3 地震力與風力比較

總橫力	地震力 (kN)	風力 (kN)
X向	29507	1.6 × 1855.4 = 2969
Y向	29507	1.6 × 2069.3 = 3311

由上表可知地震力作用橫力遠大於風力橫力，故結構設計係由地震力控制。

五、開挖分析

5.1 開挖設計

1. 開挖深度：GL-13.65 m

2. 擋土工法：因基地腹地空間足夠，採斜坡明挖工法。

3. 地下水位：

依據本案鑽探報告，各鑽孔在鑽探深度範圍內(GL-30.00m)並未測得地下水位，中市有許多建築物地下層抽水施工中，地下水位下降。然而考量水位面隨季節而有所變動，故建議提高地下水位面(GL-10.00m)分析設計之。另考量在豪雨時之影響，參考大里一期鑽探報告之建議，假設在豪雨時平均水位約為地表下 5.00m。

4. 土層狀況（引用鑽探報告）：

層次	深度(m)	N 值 (採用值)	單位重 (t/m ³)	ϕ (deg)	岩石或土壤性質描述
1	GL±0.00~1.00	8	1.8	29	回填層、粉土砂、 礫石夾粉土砂層
2	GL-1.00~30.00	45	2.1	38(長期結構) 42(短期擋土)	卵礫石夾礫石夾粉土砂層 偶夾砂質粉土、粉土細砂層

註：建議採用之安息角為 40 度

5. 擋土開挖方式說明：

本案開挖方式規畫以斜坡明挖(開挖坡度為安息角)方式施作，必要時輔以護坡噴漿，建物臨開挖側留設 1.0m 之施工距離；部分會超出地界的範圍則以懸臂式擋土牆作為表土、回填層之擋土措施(以現地高程為 GL±0 設計之)，在設置 2.0m 平台後斜坡明挖(開挖坡度為 2:1)，並輔以掛網噴漿，建物臨開挖側留設 1.0m 之施工距離。

開挖平面規劃及剖面示意圖如下所示。

擋土牆之分析結果另詳附件八。

5.2 地下室外牆設計

5.6.1 設計條件說明

1. 一般資訊

設計準則：ACI318M-14

單位：SI 制

2. 材料強度

混凝土強度：28 N/mm

鋼筋強度：420 N/mm²

3. 設計載重

地表超載荷重：9.81 kN/m²

靜載重(DL)：靜止土壓力

活載重(LL)：水壓力

設計載重組合：

1.4DL

1.2DL+1.6LL

1.2DL+0.5LL+1.0EQX+0.3EQV

4. 高程設定

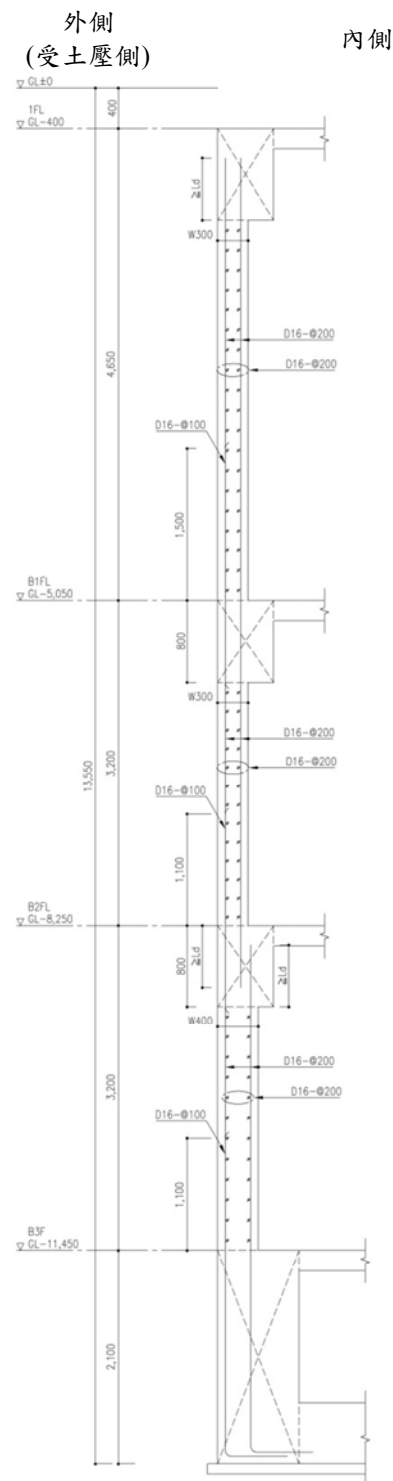
一樓面高程：GL-0.40m

水位高程：GL-5.00m

樓高：

樓層	樓層高度	高程	牆厚
B1F	4.65 m	GL-5.05 m	300 mm
B2F	3.20 m	GL-8.25 m	300 mm
B2F	3.20 m	GL-11.45 m	400 mm

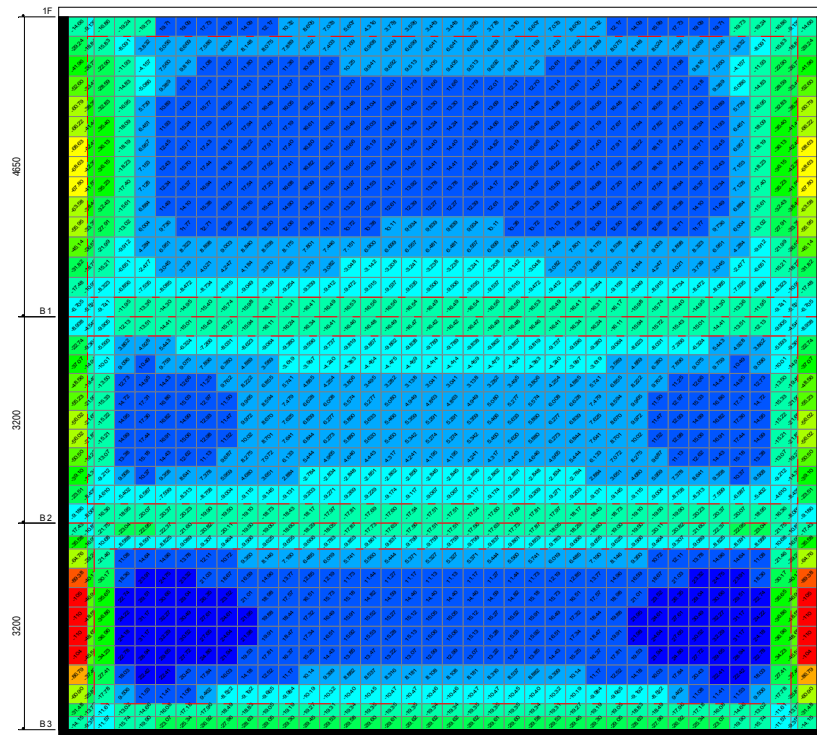
5.6.2 地下室外牆檢核



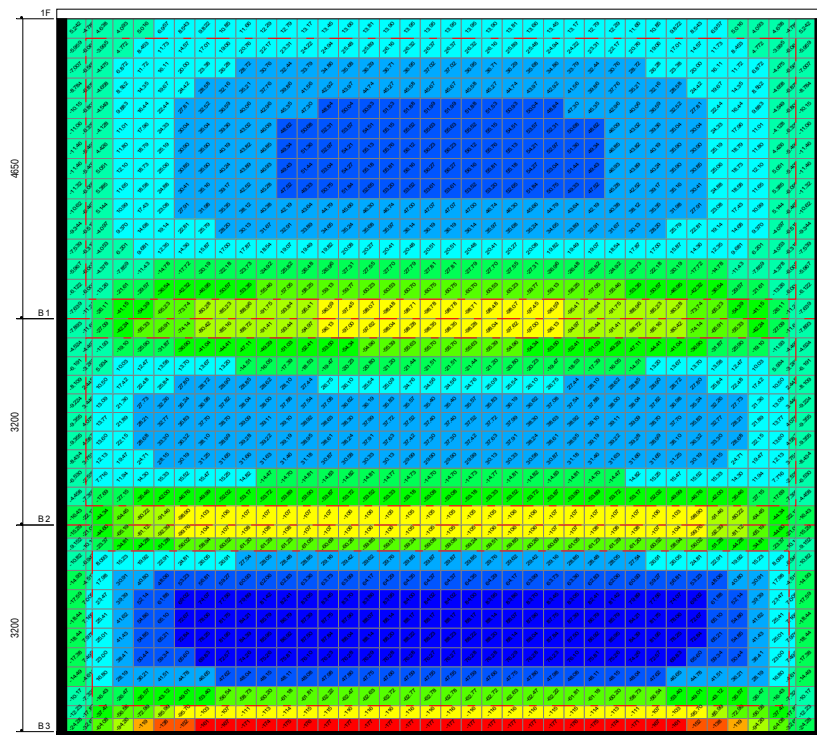
地下室外牆配筋

1. 彎矩強度檢核

彎矩強度(X 向)



彎矩強度(Y 向)



水平向彎矩檢核

B1F	左端(外側)	中央(內側)	右端(外側)
鋼筋配置	D16@200	D16@200	D16@200
牆筋加筋	-	-	-
Mu(kN·m/m)	-68.63	18.23	-68.63
øMn(kN·m/m)	91.50	91.50	91.50
Ratio	OK(0.750)	OK(0.199)	OK(0.750)

B2F	左端(外側)	中央(內側)	右端(外側)
鋼筋配置	D16@200	D16@200	D16@200
牆筋加筋	-	-	-
Mu(kN·m/m)	-56.02	17.44	-56.02
øMn(kN·m/m)	91.50	91.50	91.50
Ratio	OK(0.612)	OK(0.191)	OK(0.612)

B3F	左端(外側)	中央(內側)	右端(外側)
鋼筋配置	D16@200	D16@200	D16@200
牆筋加筋	-	-	-
Mu(kN·m/m)	-110	32.29	-110
øMn(kN·m/m)	129	129	129
Ratio	OK(0.855)	OK(0.250)	OK(0.855)

垂直向彎矩檢核

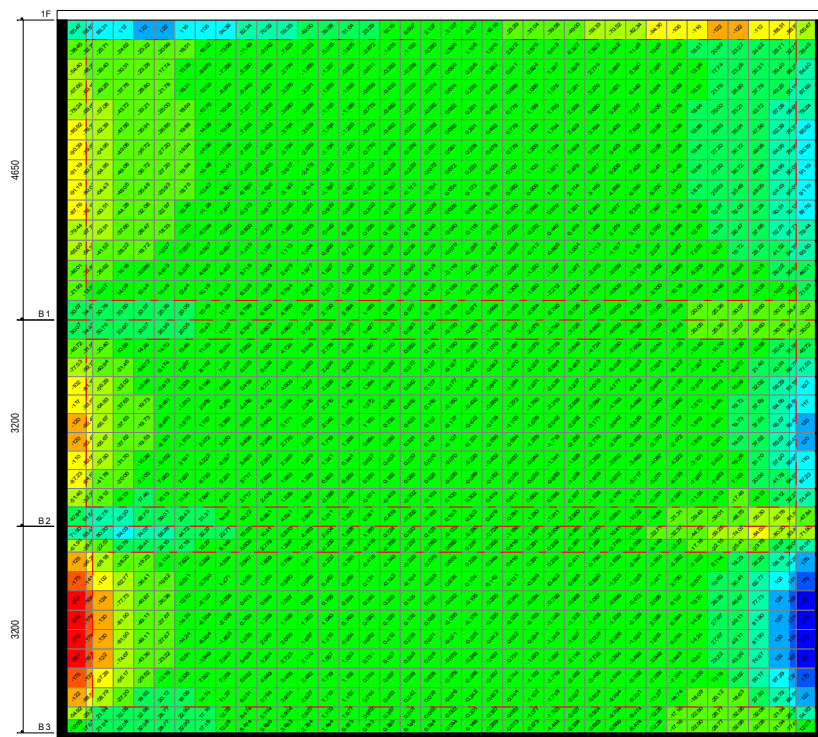
B1F	上端(外側)	中央(內側)	底部(外側)
鋼筋配置	D16@200	D16@200	D16@200
牆筋加筋	-	-	D16@200
Mu(kN·m/m)	13.95	56.27	-98.78
øMn(kN·m/m)	85.52	85.52	164
Ratio	OK(0.163)	OK(0.658)	OK(0.601)

B2F	上端(外側)	中央(內側)	底部(外側)
鋼筋配置	D16@200	D16@200	D16@200
牆筋加筋	D16@200	-	D16@200
Mu(kN·m/m)	-98.35	39.28	-107
øMn(kN·m/m)	164	85.52	164
Ratio	OK(0.598)	OK(0.459)	OK(0.653)

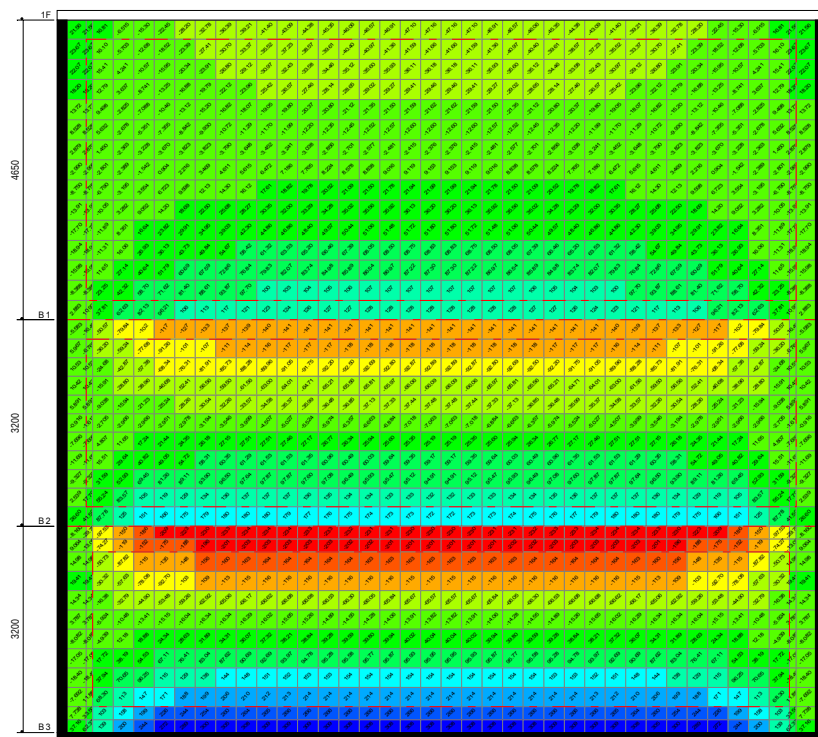
B3F	上端(外側)	中央(內側)	底部(外側)
鋼筋配置	D16@200	D16@200	D16@200
牆筋加筋	D16@200	-	D16@200
Mu(kN·m/m)	-108	88.23	-177
øMn(kN·m/m)	240	123	240
Ratio	OK(0.450)	OK(0.717)	OK(0.740)

2. 剪力強度檢核

剪力強度(X 向)



剪力強度(Y 向)



水平向剪力強度檢核

B1F	左端	中央	右端
$Vu_{critical}$ (kN/m)	-80.01	-	80.01
ϕVc (kN/m)	170	-	170
ϕVs (kN/m)	0.000	-	0.000
ϕVn (kN/m)	170	-	170
Ratio	OK(0.471)	-	OK(0.471)

B2F	左端	中央	右端
$Vu_{critical}$ (kN/m)	-95.47	-	95.47
ϕVc (kN/m)	170	-	170
ϕVs (kN/m)	0.000	-	0.000
ϕVn (kN/m)	170	-	170
Ratio	OK(0.561)	-	OK(0.561)

B3F	左端	中央	右端
$Vu_{critical}$ (kN/m)	-130	-	130
ϕVc (kN/m)	238	-	238
ϕVs (kN/m)	0.000	-	0.000
ϕVn (kN/m)	238	-	238
Ratio	OK(0.549)	-	OK(0.549)

垂直向剪力強度檢核

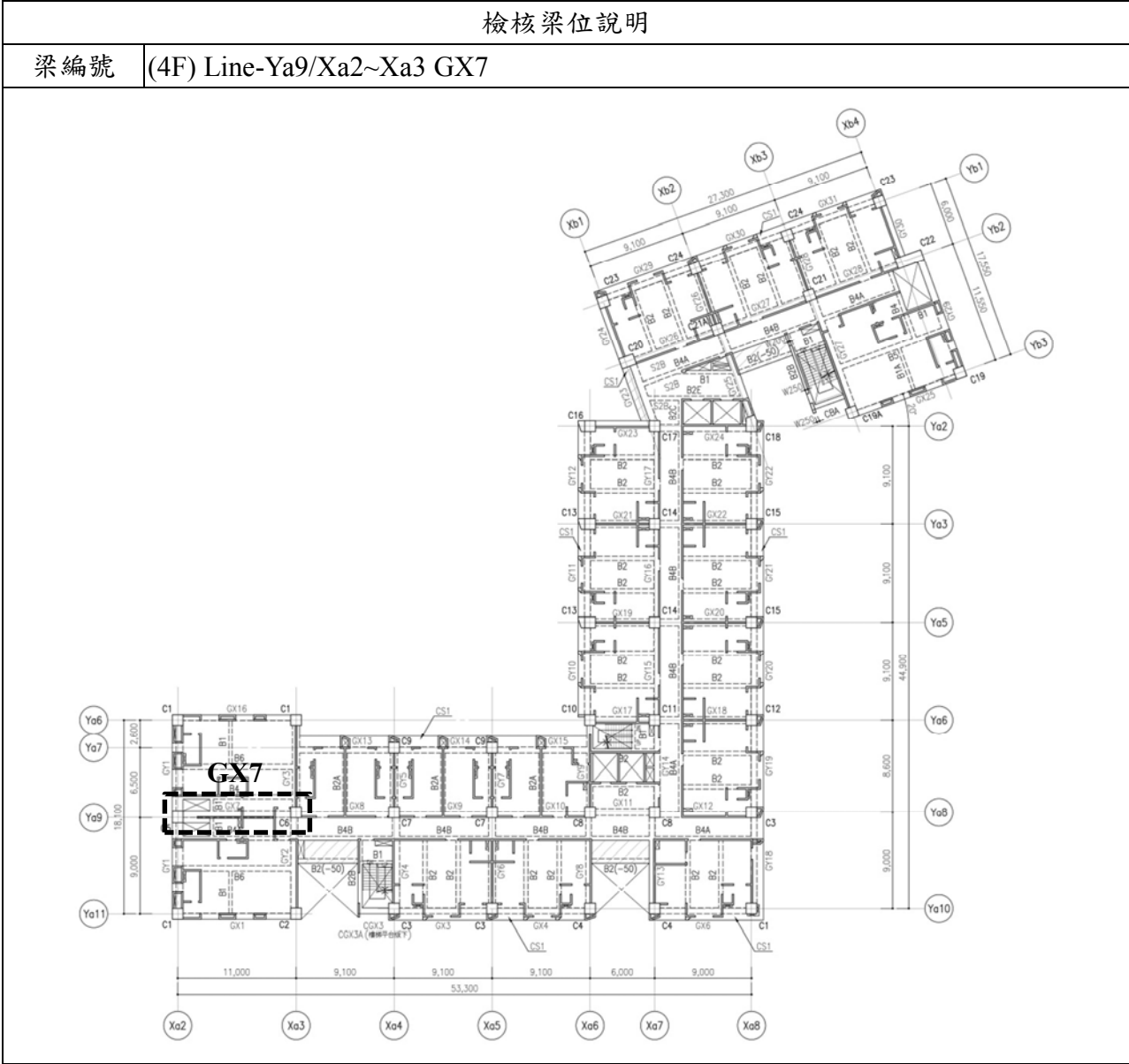
B1F	上端	中央	底部
$Vu_{critical}$ (kN/m)	-41.66	-	107
ϕVc (kN/m)	159	-	159
ϕVs (kN/m)	0.000	-	0.000
ϕVn (kN/m)	159	-	159
Ratio	OK(0.261)	-	OK(0.673)

B2F	上端	中央	底部
$Vu_{critical}$ (kN/m)	-118	-	137
ϕVc (kN/m)	159	-	159
ϕVs (kN/m)	0.000	-	0.000
ϕVn (kN/m)	159	-	159
Ratio	OK(0.739)	-	OK(0.858)

B3F	上端	中央	底部
$Vu_{critical}$ (kN/m)	-163	-	213
ϕVc (kN/m)	227	-	227
ϕVs (kN/m)	0.000	-	0.000
ϕVn (kN/m)	227	-	227
Ratio	OK(0.718)	-	OK(0.940)

六、梁柱設計

6.1 梁設計及檢核



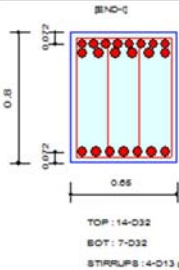
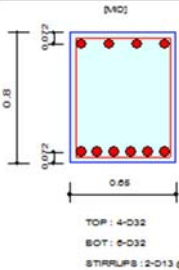
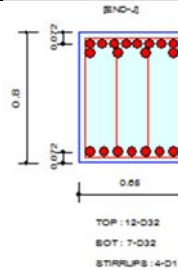
6.1.1 設計基本資訊

1. 材料強度

混凝土強度 : $f'_c = 35 \text{ N/mm}^2$

主筋強度 : $f_{yr} = 420 \text{ N/mm}^2$; 箍筋強度 : $f_{yh} = 420 \text{ N/mm}^2$

2. 斷面尺寸及配筋

梁斷面(4F) GX7 (650×800)			
	左端	中央	右端
梁配筋	 END I TOP: 14-D32 BOT: 7-D32 STIRRUPS: 4-D13 @ 100	 MID TOP: 4-D32 BOT: 6-D32 STIRRUPS: 2-D13 @ 100	 END J TOP: 12-D32 BOT: 7-D32 STIRRUPS: 4-D13 @ 100
$A_{s,neg} \text{ (m}^2\text{)}$	0.0114	0.0033	0.0098
$A_{s,pos} \text{ (m}^2\text{)}$	0.0057	0.0049	0.0057
$\rho_{negative}$	0.0241	0.0070	0.0207
$\rho_{positive}$	0.0120	0.0104	0.0120

3. 分析結果：

分析求得載重組合最大值如下：

(4F) GX7	END I	MID	END J
Mu- (kN-m)	2407	653	1717
Mu+ (kN-m)	1203	876	1131
剪力 Vu (kN)	827	876	602

6.1.2 梁斷面檢核

1. 淨跨距不得少於四倍有效梁深，且寬深比不得小於0.3，梁寬亦不得少於25cm。
(規範15.4.1節)

$$l_n = 11000 - 0.5 \times (1000 + 1000) = 10000 \text{ mm}$$

$$b = 650 \text{ mm} > 250 \text{ mm, OK}$$

$$b/h = 650/800 = 0.81$$

2. 梁寬不得超過其下支承柱的寬度在加上兩邊外伸長，任一外伸長不得超過柱深之1/4；梁寬亦不得超過柱寬之兩倍。

$$c_1, c_2 = 1000 \text{ mm}$$

$$b = 650 \text{ mm} < c_2 + 2c_1/4 = 1500 \text{ mm}, \text{ OK}$$

$$b = 650 \text{ mm} < 2c_2 = 1150 \text{ mm}, \text{ OK}$$

6.1.3 梁撓曲強度檢核

以 (4F) GX7 梁左端上層為例，檢核流程如下：

1. 鋼筋混凝土之彎矩強度

(1) 鋼筋量檢核

$$\rho_{\max} = \min \left[\frac{f'_c + 100}{4f_{yr}}, 0.025 \right] = \min\{0.0268, 0.025\} = 0.025$$

$$\rho_{\min} = \max \left[\frac{0.8\sqrt{f'_c}}{f_{yr}}, \frac{14}{f_{yr}} \right] = \max\{0.0036, 0.0033\} = 0.0036$$

$$\rho = A_s/bd = 0.0241 \quad \rho_{\min} < \rho < \rho_{\max}, \text{ OK!}$$

(2) 拉力筋檢核
混凝土壓力區深度

$$c_{\max} = 0.75 \frac{6120}{6120 + f_{yr}} d = 0.32 \text{ m}$$

混凝土壓力塊深度最大值為

$$\beta_1 = \max[0.85 - 0.05 \times (f_c' - 280) / 70, 0.65] = 0.8$$

$$a_{\max} = \beta_1 c_{c,\max} = 0.259 \text{ m}$$

混凝土壓力 $C_{c,\max} = 0.85 f_c' (b a_{\max}) = 4912 \text{ kN}$

壓力筋 $C_s = (f_{sc} - 0.85 f_c') A_{sc} = 4361 \text{ kN}$

其中, $f_{sc} = E_s \varepsilon_{sc} = E_s \times 0.003 (c_{c,\max} - d') / c_{c,\max} = 411879 \text{ kPa}$

$$T_{s,\max} = C_{c,\max} + C_s = 9273 \text{ kN}$$

$$A_{s,\max} = T_{s,\max} / f_{yr} = 0.0230 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_{s,\text{neg}} = 0.0060 \text{ m}^2 < A_{s,\max}, \text{ OK}$$

(3) 壓力筋檢核

$$C_{cy} = 0.85 f_c' b \beta_1 \frac{6120}{6120 - f_{yr}} d_c = 3482 \text{ kN}$$

$$C_{sy} = (f_{yr} - 0.85 f_c') A_{sc} = 2181 \text{ kN}$$

$$T_{sy} = C_{cy} + C_{sy} = 5662 \text{ kN}$$

$$A_{s,y} = T_{s,y} / f_{yr} = 0.0140 \text{ m}^2$$

$$\rightarrow A_{s,\text{neg}} = 0.0110 \text{ m}^2 < A_{s,y}, \text{ 壓力筋未降伏}$$

(4) 鋼筋混凝土彎矩強度計算

混凝土壓力塊深度 $a = 0.145 \text{ m}$

$$f_{sc} = \min(E_s \varepsilon_s, f_y) = \min(E_s \times 0.003 (c - d') / c, f_y)$$

$$= 361910 \text{ kPa}$$

$$C_s = f_{sc} A_{sc} = 1896 \text{ kN}$$

$$C_c = 0.85 f_c' b a = 2752 \text{ kN}$$

$$\phi = 0.9$$

$$\phi M_{n,rc} = 0.9 \times (C_c (d - \frac{a}{2}) + C_s (d - d_c)) = 2640 \text{ kN-m}$$

2. 應力比

$$M_u = 2407 \text{ kN-m}$$

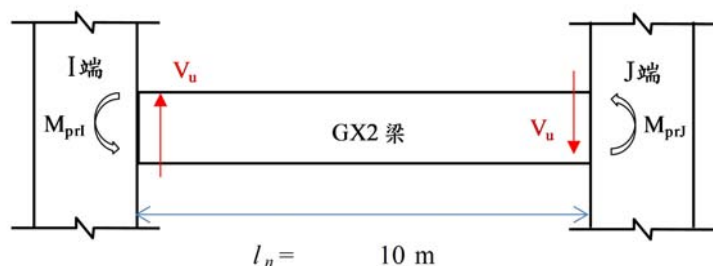
$$\phi M_n = 2640 \text{ kN-m}$$

$$Ratio = M_u / \phi M_n = 0.91 < 1.00, \text{ OK!}$$

6.1.4 梁剪力強度檢核

梁之設計剪力應採用梁端塑角產生後引致之剪力；且任何抵抗地震力構材之計算剪力強度低於上述梁端塑角產生後引致之剪力者。

以 (4F) GX7 梁為例進行檢核，流程如下：



1. 梁之設計剪力應採用塑鉸產生後引致之剪力

受撓構材之設計剪力 V_e 應由構材兩端交接面之可能彎矩強度 M_{pr} 計得之剪力加上該構材由設計重力載重所產生之剪力。 M_{pr} 之方向須考慮地震反向作用之情況。計算 M_{pr} 時，拉力鋼筋之降伏應力應改用至少 1.25 倍 f_y ，並不得考慮強度折減，亦即 $\phi = 1.0$ 。

$$1.25f_y = 514849 \text{ kPa}$$

$$\phi = 1.0$$

2. 梁之需求剪力強度

(1) 依據規範規定，RC 梁之需求剪力如下式：

$$V_{u,e} = V_{zG} \pm \frac{(M_{pr1} + M_{pr2})}{L_n}$$

$$\text{其中, } V_{zG} = -91.4 \text{ kN}$$

$$\alpha_1 = 1.0, \alpha_2 = 1.0$$



順時針方向彎矩

$$M_{pr.I}^+ = 1934.7 \text{ kN-m}$$

$$M_{pr.J}^- = 3154.7 \text{ kN-m}$$

$$(M_{pr.I}^+ + M_{pr.J}^-)/L_n = 508.9 \text{ kN-m}$$

$$V_{e11 \text{ CW}} = V_{zG} + \alpha_1 (M_{pr.I}^+ + M_{pr.J}^-)/L_n = 417.6 \text{ kN}$$

$$V_{e12 \text{ CW}} = V_{zG} - \alpha_1 (M_{pr.I}^+ + M_{pr.J}^-)/L_n = -600.3 \text{ kN}$$

$$V_{e1 \text{ CW}} = 600.3 \text{ kN}$$

逆時針方向彎矩

$$\begin{aligned}
 Mpr.I^- &= 3608.9 \text{ kN-m} \\
 Mpr.J^+ &= 1938.0 \text{ kN-m} \\
 (Mpr.I^- + Mpr.J^+)/L_n &= 554.7 \text{ kN-m} \\
 V_{el1_CCW} = V_{zG} + \alpha_1 (Mpr.I^- + Mpr.J^+)/L_n &= 463.3 \text{ kN} \\
 V_{el2_CCW} = V_{zG} - \alpha_1 (Mpr.I^- + Mpr.J^+)/L_n &= -646.1 \text{ kN} \\
 V_{el_CCW} &= 646.1 \text{ kN} \\
 V_{el} = \max\{|V_{el_CW}|, |V_{el_CCW}|\} &= 646.1 \text{ kN} \\
 V_{e2} = |V_{zG} \pm \alpha_2 \times V_{EQ}| &= 827.3 \text{ kN} \\
 \text{其中, } V_{EQ} &= 918.7 \text{ kN} \\
 V_{u,e} = \max\{|V_{el}|, |V_{e2}|\} &= 827.3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. 鋼筋混凝土之設計剪力強度

(1) 混凝土剪力強度

$$\begin{aligned}
 (Mpr.I + Mpr.J)/L_n &= 554.7 \text{ kN} > V_{u,e}/2 = 413.7 \text{ kN} \\
 \phi V_c &= 0 \text{ kN} \quad (\text{RC設計規範第15.4.4.2}) \\
 & \quad (\text{因地震力引致之剪力大於 } V_{u,e}/2, V_c \text{ 不可計入})
 \end{aligned}$$

(2) 鋼筋剪力強度

$$\begin{aligned}
 \phi &= 0.75 \\
 V_s = (V_{u,e} - \phi V_c)/\phi &= 1103.1 \text{ kN} \\
 A_{v,req} = V_s/(f_{ys} \times d) &= 0.00381 \text{ m}^2/\text{m} \\
 \text{其中, } d &= 728 \text{ mm} \\
 A_{v,min} = \max\{0.2\sqrt{f_c}b_w/f_{ys}, 3.5b_w/f_{ys}\} &= 0.00058 \text{ m}^2/\text{m} \\
 A_v = \max\{A_{v,min}, A_{v,req}\} &= 0.00381 \text{ m}^2/\text{m} \\
 s_{max} = \min\left\{s_1, \frac{d}{4}, 8d_b, 24d_{bs}, 300mm\right\} &= 0.176 \text{ m} \\
 \text{剪力筋採D13} \rightarrow A_{v1} &= 0.000127 \text{ m}^2 \\
 s1 = 4 \times A_{v1}/A_v &= 0.133 \text{ m} \\
 \text{配置剪力筋間距} \leq \min\{s_{max}, s1\} &= 0.133 \text{ m (雙箍)} \\
 \text{剪力筋設計採D13(雙箍), 間距s} &= 100 \text{ mm} \\
 V_s = (A_s f_{ys} d)/s &= 1471.9 \text{ kN} \\
 \phi V_s &= 1104.0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. 應力比

$$\text{Ratio} = V_{u,e}/\phi_{vrc} V_{nr} = 0.75 \leq 1.00 \rightarrow \text{O.K}$$

6.1.5 MIDAS Gen 分析結果

midas Gen

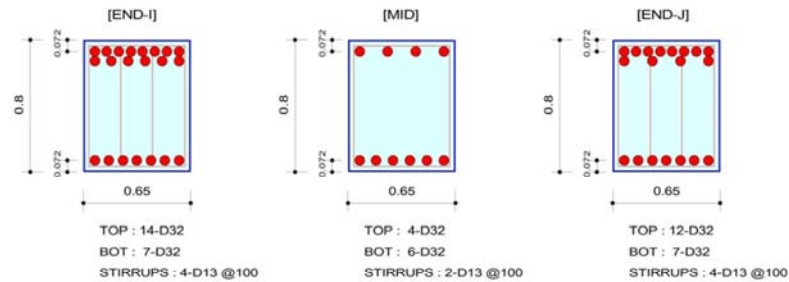
RC Beam Strength Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	D:\...里二期-041(合併大小梁柱).mgb

1. Design Information

Design Code : TWN-USD100 Unit System : kN, m
 Material Data : $f_c = 34323.3$, $f_y = 411879$, $f_{ys} = 411879$ KPa
 Section Property: GX7 (No : 200704) Beam Span : 11 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	85	121	77
Moment (Mu)	2406.63	652.70	1717.48
Factored Strength (PhiMn)	2639.95	827.99	2324.66
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9116	0.7883	0.7388
(+) Load Combination No.	85	77	121
Moment (Mu)	1203.32	875.81	1130.75
Factored Strength (PhiMn)	1411.19	1222.61	1411.37
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.8527	0.7163	0.8012
Using Rebar Top (As_top)	0.0114	0.0033	0.0098
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0057	0.0049	0.0057

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	85	85	140
Factored Shear Force (Vu)	827.34	743.55	601.79
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	0.00	345.09	0.00
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	1103.95	571.21	1112.50
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0051	0.0025	0.0051
Using Stirrups Spacing	4-D13 @100	2-D13 @100	4-D13 @100
Check Ratio	0.7494	0.8115	0.5409

6.2 柱設計及檢核

柱設計依據規範之載重組合分析結果，設計柱主筋，並以配筋結果檢核強柱弱梁($\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{ng} \geq 6/5$)，考慮梁配筋結果小於實際配筋量，以及 T 形梁負彎矩作用時，在有效翼緣寬度內之版鋼筋應計入 M_{ng} 的計算中，則以 $\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{ng} \geq 6/5$ 為檢核基準，再將未通過檢核之柱桿件，增加柱主筋量，再次進行強柱弱梁檢核，直到符合規範。本案以 MIDAS GEN 為分析工具，設計流程如下：

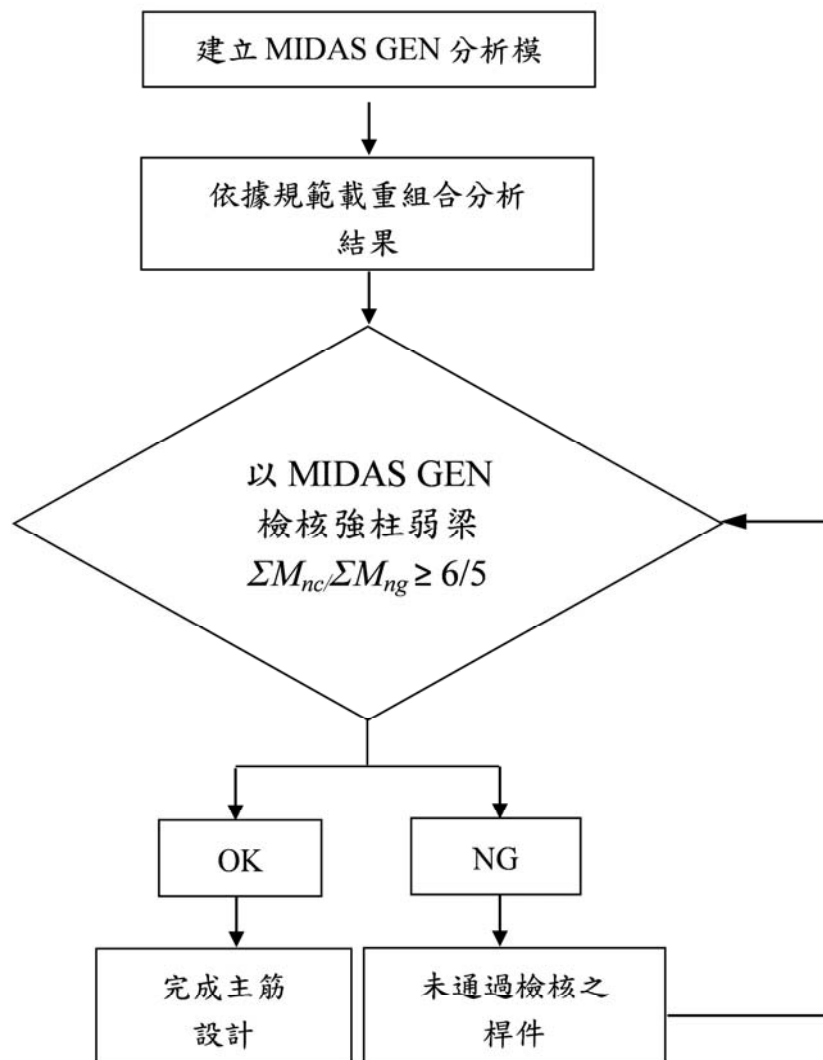


圖 6.2-1 柱設計及強柱弱梁檢核設計流程

6.2.1 設計基本資訊

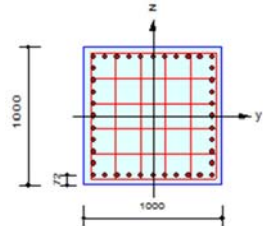


1. 材料強度

混凝土強度 : $f'_c = 35 \text{ N/mm}^2$

主筋強度 : $f_{yr} = 420 \text{ N/mm}^2$; 箍筋強度 : $f_{yh} = 420 \text{ N/mm}^2$

2. 柱斷面尺寸及配筋

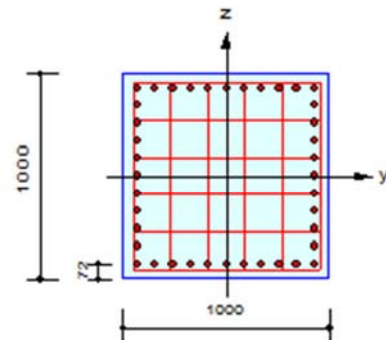
柱斷面 (2F) Line-Xa4/Ya9 C7		
DX×DY=	1000 × 1000 mm	
主筋(鋼筋量)	40 – D32 (3.3%)	
箍筋	D13 @ 100 mm	

6.2.2 柱軸力及彎矩強度檢核

以 (2F) C7 柱為例進行檢核，流程如下：

(1) 柱斷面資訊

DX×DY= 1000 × 1000 mm
 主筋 40 - D32
 箍筋 D13 @ 100 mm



(2) 柱軸彎設計需求

$P_u = 17408.3$ kN
 $M_{cy} = 783.4$ kN-m ; $M_{cz} = 889.9$ kN-m
 $M_c = (M_{cy} + M_{cz})^{0.5} = 1185.6$ kN-m

(3) 鋼筋斷面積與全斷面積之比值

$A_g = 1.0000$ m²
 $A_{st} = 0.0326$ m²
 $\rho_t = A_{st}/A_g = 3.26$ %
 $\rho_{min} < \rho_t < \rho_{max}$

(4) 軸力與彎矩強度檢核

$\phi_c P_o = 33308.5$ kN

受壓強度檢核 $P_u/\phi_c P_n = 17408.3/21650.5 = 0.804 < 1.0$; OK

受彎強度檢核 $M_c/\phi_b M_n = 1185.6/1583.6 = 0.749 < 1.0$; OK

$M_{cy}/\phi_b M_{ny} = 783.4/1063.1 = 0.737 < 1.0$; OK

$M_{cz}/\phi_b M_{nz} = 889.9/1173.7 = 0.758 < 1.0$; OK

6.2.3 柱箍筋間距檢核

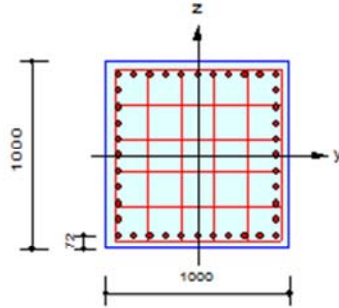
(a) 圍束箍筋需求量

依據規範15.5.4.1節規定，圍束區圍束箍筋總面積 A_{sh} 不得小於以下兩式

$$A_{sh,1} = 0.3s b_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) ; \quad A_{sh,2} = 0.09 s b_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right)$$

其中，

s = 配置箍筋垂直間距	=	0.1	m
b_c = 外緣圍束鋼筋心至心間距	(local-z)=	0.906	m
	(local-y)=	0.906	m
A_g = 柱之全斷面積	=	1.000	m ²
A_{ch} = 箍筋圍束之柱核心斷面積	=	0.821	m ²
f'_c = 混凝土強度	=	35	N/mm ²
f_{yt} = 剪力筋強度	=	420	N/mm ²



local z方向圍束箍筋需求：

$$A_{sh,1} = 0.3s b_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.00049 \text{ m}^2 ; \quad A_{sh,2} = 0.09 s b_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) = 0.00068 \text{ m}^2$$

$$A_{sh,req} = \max\{A_{sh,1}, A_{sh,2}\} = 0.00068 \text{ m}^2$$

配置 6 支D13； $A_{sh} = 0.00076 \text{ m}^2 \geq A_{sh,req} ; OK$
 剪力筋橫向間距 = 0.178 m $\leq 10 + (35 - h_x)/3 = 0.157 \text{ m} = 15.7 \text{ cm} \leq 35 \text{ cm}, OK$

local y方向圍束箍筋需求：

$$A_{sh,1} = 0.3s b_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) = 0.00049 \text{ m}^2 ; \quad A_{sh,2} = 0.09 s b_c \left(\frac{f'_c}{f_{yt}} \right) = 0.00068 \text{ m}^2$$

$$A_{sh,req} = \max\{A_{sh,1}, A_{sh,2}\} = 0.00068 \text{ m}^2$$

配置 6 支D13； $A_{sh} = 0.00076 \text{ m}^2 \geq A_{sh,req} ; OK$
 剪力筋橫向間距 = 0.178 m $\leq 10 + (35 - h_x)/3 = 0.157 \text{ m} = 15.7 \text{ cm} \leq 35 \text{ cm}, OK$

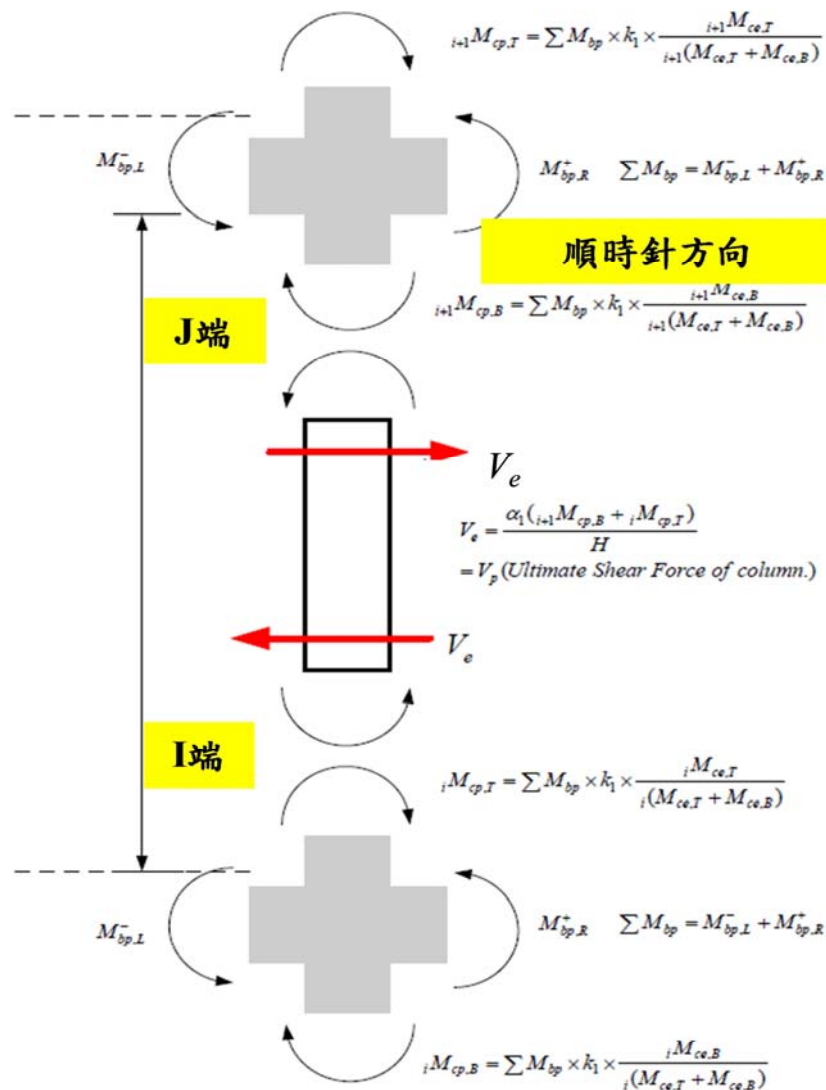
(b) 非圍束區間距需求

閉合箍筋間距採 0.1 m $\leq \max\{6d_b, 15 \text{ cm}\} = 0.194 \text{ m} ; OK$
 其中 d_b 為主筋直徑。

6.2.4 柱韌性箍筋檢核

柱設計剪力 V_e 的計算按規範15.5.5.1節規定，採用梁塑鉸產生後計算之柱端可能彎矩強度引致之剪力。分別為柱上下方之梁柱接合處兩側之梁產生塑鉸時柱端交接面所對應之彎矩強度，推算出柱之需求剪力 V_u 。

$$V_e = \alpha_1 \times \frac{{}^{i+1}M_{cp,B} + {}^iM_{cp,T}}{H}$$



柱上、下端之可能彎矩之分配方法係採用梁塑鉸產生後計算之梁端可能彎矩強度，按分析模型受談行水平地震力作用下該節點的柱彎矩等比例放大。

$$M_{cp,T} = \sum M_{bp} \times k_1 \times \frac{{}^{i+1}M_{ce,T}}{{}^{i+1}(M_{ce,T} + M_{ce,B})}$$

$$M_{cp,B} = \sum M_{bp} \times k_1 \times \frac{{}^iM_{ce,B}}{{}^i(M_{ce,T} + M_{ce,B})}$$

以 2F C7 柱為例進行檢核，流程如下：

i. local z方向可能彎矩強度

順時針 $M_{cpy.I_CW} = 3649.0$ kN-m

$M_{cpy.J_CW} = 2534.0$ kN-m

逆時針 $M_{cpy.I_CCW} = 3819.1$ kN-m

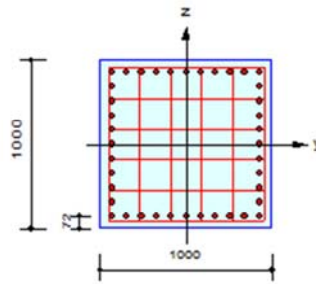
$M_{cpy.J_CCW} = 2534.0$ kN-m

柱淨高度 = 3.20 m

$V_{ez11} = \alpha_1 \times (M_{cpy.I_CW} + M_{cpy.J_CW}) / H = 1932.2$ kN

$V_{ez12} = \alpha_1 \times (M_{cpy.I_CCW} + M_{cpy.J_CCW}) / H = 1985.4$ kN

$V_{ez1} = \max\{V_{ez11}, V_{ez12}\} = 1985.4$ kN



載重組合下local z之剪力強度

設計軸力 $P_u = 8973.9$ kN

設計剪力 $V_{uz} = 1985.4$ kN

有效深度 $d = 0.928$ m

有效寬度 $b = 1.000$ m

RC剪力面積 $A_{cv} = bd = 0.928$ m²

$P_u = 8974$ kN > $0.05A_g f'_c = 1717$ kN

且 $V_{u,e} = 1985$ kN > $0.5V_{uz} = 993$ kN

$V_c = 1492.17$ kN (規範第15.5.5.2)

$\phi = 0.75$

$\phi V_c = 1119.13$ kN

$V_{uz} > \phi V_c$

故需配置剪力筋。

$V_{sz} = (V_{uz} - \phi V_c) / \phi = 644.5$ kN

$A_{v,min} = 3.5b_w / f_{ys} = 0.0007$ m²/m

$A_{v,req} = V_{sz} / (f_{ys} \times d) = 0.0030$ m²/m

$A_{vz} = \max\{A_{v,min}, A_{v,req}\} = 0.0030$ m²/m

$V_{c11} = 1.06\sqrt{f'_c}bd = 1804.7$ kN

$V_{c21} = 2.12\sqrt{f'_c}bd = 3609.4$ kN

$V_{sz} < V_{c11}$ ，則 $s_z = \min\{d/2, 600\text{mm}\}$

local z方向配置剪力筋有 6-D13 @ 100 mm

$A_{v,prov'd} = 0.0076$ m²/m > A_{vz} ，OK

ii. local y方向可能彎矩強度

順時針 $M_{cpz.I_CW} = 3232.1$ kN-m

$M_{cpz.J_CW} = 2295.4$ kN-m

逆時針 $M_{cpz.I_CCW} = 2448.7$ kN-m

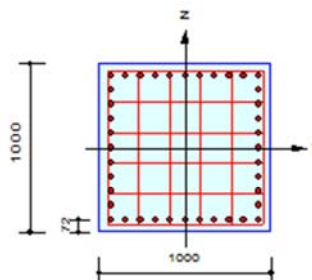
$M_{cpz.J_CCW} = 1739.1$ kN-m

柱淨高度 = 3.30 m

$V_{ey11} = \alpha_1 \times (M_{cpz.I_CW} + M_{cpz.J_CW}) / H = 1675.0$ kN

$V_{ey12} = \alpha_1 \times (M_{cpz.I_CCW} + M_{cpz.J_CCW}) / H = 1269.0$ kN

$V_{eyl} = \max\{V_{ey11}, V_{ey12}\} = 1675.0$ kN



載重組合下local y之剪力強度

設計軸力 $P_u = 9174.7$ kN

設計剪力 $V_{uy} = 1675.0$ kN

有效深度 $d = 0.928$ m

有效寬度 $b = 1.000$ m

RC剪力面積 $A_{cv} = bd = 0.928$ m²

$P_u = 9175$ kN > $0.05A_g f'_c = 1717$ kN

且 $V_{u,e} = 1675$ kN > $0.5V_{uy} = 837$ kN

$V_c = 1505.4$ kN (規範第15.5.5.2)

$\phi = 0.75$

$\phi V_c = 1129.0$ kN

$V_{uy} > \phi V_c$

故需配置剪力筋。

$V_{sy} = (V_{uz} - \phi V_c) / \phi = 728.0$ kN

$A_{v,min} = 3.5b_w / f_{ys} = 0.0008$ m²/m

$A_{v,req} = V_{sz} / (f_{ys} \times d) = 0.0020$ m²/m

$A_{vy} = \max\{A_{v,min}, A_{v,req}\} = 0.0020$ m²/m

$V_{c11} = 1.06\sqrt{f'_c}bd = 1804.7$ kN

$V_{c21} = 2.12\sqrt{f'_c}bd = 3609.4$ kN

$V_{sy} < V_{c11}$ ，則 $s_y = \min\{d/2, 600\text{mm}\}$

local y方向配置剪力筋有 6-D13 @ 100 mm

$A_{v,prov'd} = 0.0076$ m²/m > A_{vy} ，OK

6.2.5 MIDAS Gen 分析結果

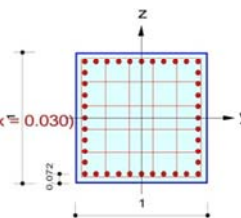
midas Gen

RC Column Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	D:\...里二期-041(合併大小梁柱).mgb

1. Design Condition

Design Code : TWN-USD100 UNIT SYSTEM kN, m
 Member Number: 100709
 Material Data : $f_c = 34323.3$, $f_y = 411879$, $f_{ys} = 411879$ KPa
 Column Height : 4 m
 Section Property: C7 (No : 100702)
 Rebar Pattern : 40 - 11 - D32 $A_{st} = 0.03256 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.033 > R_{hmax} = 0.030$)



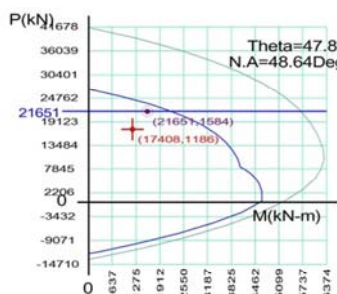
2. Applied Loads

Load Combination : 96 AT (I) Point
 $P_u = 17408.3 \text{ kN}$ $M_{cy} = 783.372 \text{ kN-m}$ $M_{cz} = 889.884 \text{ kN-m}$
 $M_c = \sqrt{M_{cy}^2 + M_{cz}^2} = 1185.57 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Capacity Check

Concentric Max. Axial Load ΦP_n -max = 21650.5 kN
 Axial Load Ratio $P_u/\Phi P_n = 17408.3 / 21650.5 = 0.804 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_c/\Phi M_n = 1185.57 / 1583.57 = 0.749 < 1.000$ O.K
 $M_{cy}/\Phi M_{ny} = 783.372 / 1063.11 = 0.737 < 1.000$ O.K
 $M_{cz}/\Phi M_{nz} = 889.884 / 1173.66 = 0.758 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



ΦP_n (kN)	ΦM_n (kN-m)
27063.17	0.00
24621.09	1178.61
21977.41	2143.71
18418.51	3048.94
14387.33	3672.99
10619.52	3981.42
8400.66	4078.97
7043.25	4323.61
4277.64	4580.47
217.09	4650.56
-4880.97	3327.86
-9692.42	1318.60
-12069.71	0.00

5. Shear Force Capacity Check (End)

Applied Shear Force $V_u = 1028.03 \text{ kN}$ (Load Combination : 121)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 1151.70 + 2184.41 = 3336.11 \text{ kN}$ ($A_{s-H_use} = 0.00762 \text{ m}^2/\text{m}$,
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.308 < 1.000$ O.K 6-D13@100)

6. Shear Force Capacity Check (Middle)

Applied Shear Force $V_u = 1028.03 \text{ kN}$ (Load Combination : 121)
 Design Shear Strength $\Phi V_c + \Phi V_s = 1153.61 + 2184.41 = 3338.02 \text{ kN}$ ($A_{s-H_use} = 0.00762 \text{ m}^2/\text{m}$,
 Shear Ratio $V_u/\Phi V_n = 0.308 < 1.000$ O.K 6-D13@100)

6.3 強柱弱梁檢核

此案本節將實際配筋輸入程式進行強柱弱梁檢討，其 $\Sigma M_{nc}/\Sigma M_{ng} \geq 1.20$ 皆符合規範之要求，檢核結果如下表所示：

強柱弱梁檢核比(y 值受 X 向地震力；z 值受 Y 向地震力)

R1F	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99
J3F	y=7.23 z=4.52	y=3.23 z=4.07	y=3.03 z=4.70	y=3.39 z=4.56	y=3.82 z=6.16	y=4.22 z=4.51
J2F	y=5.68 z=4.29	y=5.86 z=3.92	y=3.44 z=4.52	y=3.14 z=4.78	y=3.28 z=4.63	y=3.57 z=4.01
J1F	y=4.80 z=4.09	y=2.81 z=3.06	y=2.72 z=4.36	y=2.91 z=4.58	y=4.39 z=4.78	y=99.99 z=6.61
J0F	y=4.51 z=3.63	y=4.78 z=3.35	y=3.13 z=4.23	y=4.06 z=4.73	y=7.05 z=4.49	y=2.71 z=3.44
9F	y=5.62 z=4.27	y=3.04 z=3.64	y=4.60 z=5.21	y=4.81 z=5.84	y=4.57 z=5.21	y=4.94 z=4.92
8F	y=5.87 z=4.87	y=6.23 z=4.50	y=3.79 z=5.62	y=3.24 z=5.50	y=3.67 z=5.32	y=3.70 z=4.22
7F	y=5.00 z=4.36	y=2.70 z=4.30	y=2.33 z=4.67	y=2.40 z=4.98	y=4.17 z=4.54	y=4.23 z=3.58
6F	y=4.52 z=4.06	y=4.88 z=4.37	y=3.14 z=4.74	y=2.33 z=5.08	y=2.97 z=4.17	y=3.00 z=3.85
5F	y=4.55 z=4.09	y=2.62 z=4.10	y=2.40 z=4.81	y=2.36 z=5.15	y=3.89 z=4.18	y=3.93 z=3.93
4F	y=4.95 z=4.45	y=5.32 z=4.79	y=3.32 z=5.18	y=2.53 z=5.51	y=4.20 z=4.55	y=4.24 z=4.22
3F	y=5.72 z=4.86	y=3.06 z=4.91	y=2.96 z=5.96	y=2.91 z=5.87	y=3.40 z=4.85	y=3.43 z=4.87
2F	y=5.23 z=4.87	y=3.09 z=6.37	y=3.03 z=6.02	y=2.94 z=5.92	y=3.42 z=4.87	y=3.45 z=4.90
JF						

Line-Ya10&Ya11

R1F	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99
J3F	y=5.04 z=3.82	y=3.99 z=2.72	y=3.85 z=3.29	y=3.78 z=3.42	y=4.47 z=3.97	y=4.99 z=3.52
J2F	y=4.26 z=3.82	y=3.56 z=2.59	y=3.40 z=3.37	y=3.36 z=3.52	y=3.91 z=3.46	y=3.99 z=3.38
J1F	y=4.17 z=3.62	y=3.44 z=2.48	y=3.09 z=3.39	y=3.06 z=3.36	y=3.52 z=3.66	y=4.01 z=3.49
J0F	y=3.92 z=3.29	y=3.30 z=2.54	y=2.97 z=3.32	y=2.94 z=3.83	y=3.37 z=3.42	y=3.79 z=2.90
9F	y=4.89 z=3.76	y=3.84 z=2.84	y=3.48 z=3.93	y=3.30 z=4.30	y=3.77 z=3.81	y=4.04 z=3.67
8F	y=5.37 z=4.33	y=4.39 z=3.43	y=3.87 z=4.37	y=3.85 z=4.35	y=4.19 z=4.09	y=4.24 z=3.67
7F	y=4.15 z=3.64	y=3.30 z=3.36	y=2.82 z=3.67	y=2.84 z=3.88	y=3.56 z=3.31	y=3.61 z=2.97
6F	y=3.94 z=3.54	y=3.21 z=3.43	y=2.91 z=3.76	y=2.91 z=3.75	y=3.63 z=3.18	y=3.69 z=2.87
5F	y=4.01 z=3.61	y=3.23 z=3.29	y=2.82 z=3.68	y=2.82 z=3.83	y=3.46 z=3.03	y=3.76 z=2.93
4F	y=4.36 z=3.80	y=2.88 z=3.25	y=2.96 z=4.02	y=2.96 z=4.04	y=3.65 z=3.22	y=3.91 z=2.94
3F	y=4.95 z=3.88	y=3.02 z=3.15	y=3.39 z=4.25	y=3.39 z=4.62	y=4.17 z=3.52	y=4.23 z=3.37
2F	y=4.44 z=3.93	y=3.31 z=4.71	y=3.14 z=4.14	y=3.30 z=4.50	y=4.22 z=3.37	y=4.15 z=3.32
JF						

Line-Ya8&Ya9

強柱弱梁檢核比(y 值受 X 向地震力；z 值受 Y 向地震力)

R1F	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99		y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	
13F	y=6.25 z=4.52	y=6.29 z=3.81		y=13.53 z=3.79	y=3.74 z=3.86	y=99.99 z=99.99
12F	y=5.68 z=4.29	y=5.77 z=3.67		y=10.33 z=3.22	y=3.17 z=3.65	y=4.59 z=3.02
11F	y=5.30 z=4.08	y=5.44 z=3.56		y=9.46 z=3.35	y=2.89 z=3.65	y=4.11 z=3.16
10F	y=4.88 z=3.59	y=5.05 z=3.28		y=9.01 z=2.95	y=3.40 z=3.43	y=4.57 z=4.25
9F	y=5.58 z=4.22	y=5.81 z=3.85		y=10.08 z=3.32	y=3.79 z=3.80	y=4.94 z=5.29
8F	y=5.82 z=4.81	y=6.04 z=4.44		y=12.32 z=3.79	y=3.67 z=4.11	y=4.94 z=3.61
7F	y=4.94 z=4.29	y=5.17 z=4.50		y=10.75 z=2.86	y=3.53 z=3.12	y=4.88 z=2.73
6F	y=4.95 z=3.97	y=5.24 z=4.23		y=10.91 z=2.90	y=3.61 z=3.19	y=4.97 z=2.78
5F	y=4.96 z=3.98	y=5.30 z=4.28		y=9.76 z=2.93	y=3.51 z=3.08	y=4.65 z=2.58
4F	y=5.22 z=4.33	y=5.55 z=4.64		y=11.32 z=2.93	y=3.89 z=3.09	y=5.43 z=2.71
3F	y=6.02 z=4.73	y=6.38 z=5.34		y=10.39 z=3.23	y=4.26 z=3.54	y=5.80 z=3.01
2F	y=5.63 z=4.73	y=5.84 z=6.72		y=10.50 z=5.69	y=5.13 z=5.62	y=6.83 z=5.27
1F						

Line-Ya6

13F	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99
12F	y=3.39 z=9.58	y=3.39 z=11.06
11F	y=3.11 z=8.83	y=3.10 z=9.93
10F	y=3.01 z=8.43	y=2.86 z=9.06
9F	y=3.59 z=9.62	y=3.41 z=9.61
8F	y=3.62 z=10.26	y=3.62 z=11.77
7F	y=2.90 z=10.28	y=2.90 z=10.28
6F	y=2.95 z=9.20	y=2.95 z=10.46
5F	y=2.84 z=9.38	y=2.84 z=10.64
4F	y=3.13 z=10.96	y=3.14 z=10.98
3F	y=3.62 z=7.31	y=3.44 z=8.31
2F	y=5.45 z=7.36	y=3.49 z=8.45
1F		

Line-Ya7

強柱弱梁檢核比(y 值受 X 向地震力；z 值受 Y 向地震力)

13F	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99
12F	y=10.96 z=3.17	y=3.13 z=3.16	y=4.56 z=2.99
11F	y=9.79 z=3.06	y=3.07 z=3.42	y=4.38 z=3.13
10F	y=8.89 z=2.80	y=2.90 z=3.11	y=4.25 z=2.78
9F	y=8.40 z=2.61	y=2.98 z=3.15	y=4.38 z=4.08
8F	y=9.78 z=3.00	y=3.75 z=3.78	y=5.08 z=5.08
7F	y=10.07 z=2.67	y=3.79 z=3.04	y=4.84 z=2.71
6F	y=10.19 z=2.70	y=3.52 z=2.95	y=4.92 z=2.76
5F	y=10.30 z=2.73	y=3.60 z=2.88	y=5.01 z=2.57
4F	y=11.48 z=2.96	y=4.32 z=3.32	y=5.82 z=2.91
3F	y=13.92 z=3.61	y=5.27 z=4.04	y=7.06 z=3.54
2F			
1F			

Line-Ya5

13F	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99
12F	y=10.98 z=3.36	y=3.16 z=3.18	y=4.59 z=3.01
11F	y=9.81 z=3.07	y=2.97 z=3.27	y=4.41 z=3.15
10F	y=8.92 z=2.96	y=2.92 z=3.14	y=4.00 z=2.80
9F	y=7.62 z=2.89	y=3.01 z=3.18	y=3.84 z=2.63
8F	y=9.79 z=3.01	y=3.80 z=3.83	y=5.17 z=4.67
7F	y=10.05 z=2.66	y=3.47 z=3.07	y=4.91 z=2.75
6F	y=10.16 z=2.69	y=3.56 z=2.98	y=4.98 z=2.65
5F	y=9.06 z=2.72	y=3.63 z=2.90	y=4.66 z=2.59
4F	y=11.39 z=2.95	y=4.20 z=3.33	y=5.46 z=2.80
3F	y=12.87 z=3.60	y=4.95 z=4.07	y=6.60 z=3.41
2F			
1F			

Line-Ya3

13F	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99
12F	y=10.71 z=5.38	y=2.96 z=3.38	y=4.64 z=5.97
11F	y=10.92 z=5.46	y=2.78 z=3.22	y=4.78 z=5.78
10F	y=8.39 z=4.53	y=2.56 z=3.07	y=4.28 z=5.62
9F	y=10.65 z=5.73	y=2.87 z=3.36	y=4.99 z=6.33
8F	y=10.95 z=5.57	y=3.18 z=3.89	y=5.55 z=6.98
7F	y=9.41 z=4.69	y=2.86 z=3.17	y=4.84 z=5.43
6F	y=9.42 z=4.69	y=2.92 z=3.05	y=4.88 z=5.18
5F	y=9.41 z=4.21	y=2.90 z=2.96	y=4.91 z=5.23
4F	y=9.74 z=4.60	y=3.08 z=3.18	y=4.53 z=4.59
3F	y=99.99 z=99.99	y=6.07 z=2.81	y=3.47 z=3.50
2F	y=11.03 z=4.73	y=6.15 z=4.99	y=3.97 z=6.69
1F			

Line-Ya2

13F	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99
12F	y=5.61 z=2.18	y=5.49 z=3.24
11F	y=4.84 z=2.17	y=4.70 z=3.18
10F	y=5.17 z=2.10	y=4.90 z=3.34
9F	y=5.90 z=2.64	y=5.70 z=4.20
8F	y=6.17 z=2.92	y=5.97 z=4.30
7F	y=5.33 z=2.98	y=5.16 z=4.25
6F	y=5.43 z=3.03	y=5.24 z=4.31
5F	y=5.52 z=3.08	y=5.30 z=4.09
4F	y=5.79 z=3.41	y=5.54 z=4.73
3F	y=6.67 z=3.73	y=6.37 z=5.11
2F	y=6.42 z=3.77	y=6.42 z=5.15
1F		

Line-Yb3

強柱弱梁檢核比(y 值受 X 向地震力；z 值受 Y 向地震力)

13F	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99
12F	y=6.62 z=5.33	y=3.33 z=3.71	y=3.09 z=1.95	y=22.17 z=6.13
11F	y=7.66 z=4.48	y=3.37 z=3.58	y=3.22 z=2.12	y=19.88 z=5.79
10F	y=6.33 z=4.11	y=3.04 z=3.45	y=3.13 z=2.07	y=19.13 z=5.76
9F	y=7.09 z=4.02	y=3.59 z=4.03	y=3.86 z=2.69	y=19.90 z=6.18
8F	y=6.25 z=3.92	y=4.07 z=4.38	y=4.22 z=2.80	y=21.84 z=6.17
7F	y=5.70 z=3.58	y=3.40 z=4.10	y=3.76 z=2.86	y=19.80 z=5.62
6F	y=5.20 z=3.41	y=3.47 z=4.19	y=4.02 z=2.97	y=20.08 z=5.66
5F	y=5.73 z=3.46	y=3.55 z=3.85	y=3.86 z=3.01	y=18.94 z=5.29
4F	y=6.45 z=3.91	y=3.67 z=4.04	y=3.76 z=2.90	y=23.33 z=6.34
3F	y=5.17 z=4.23	y=4.21 z=4.63	y=3.91 z=2.90	y=27.87 z=7.31
2F	y=5.64 z=4.43	y=4.27 z=4.48	y=5.18 z=3.74	y=28.12 z=7.39
1F				

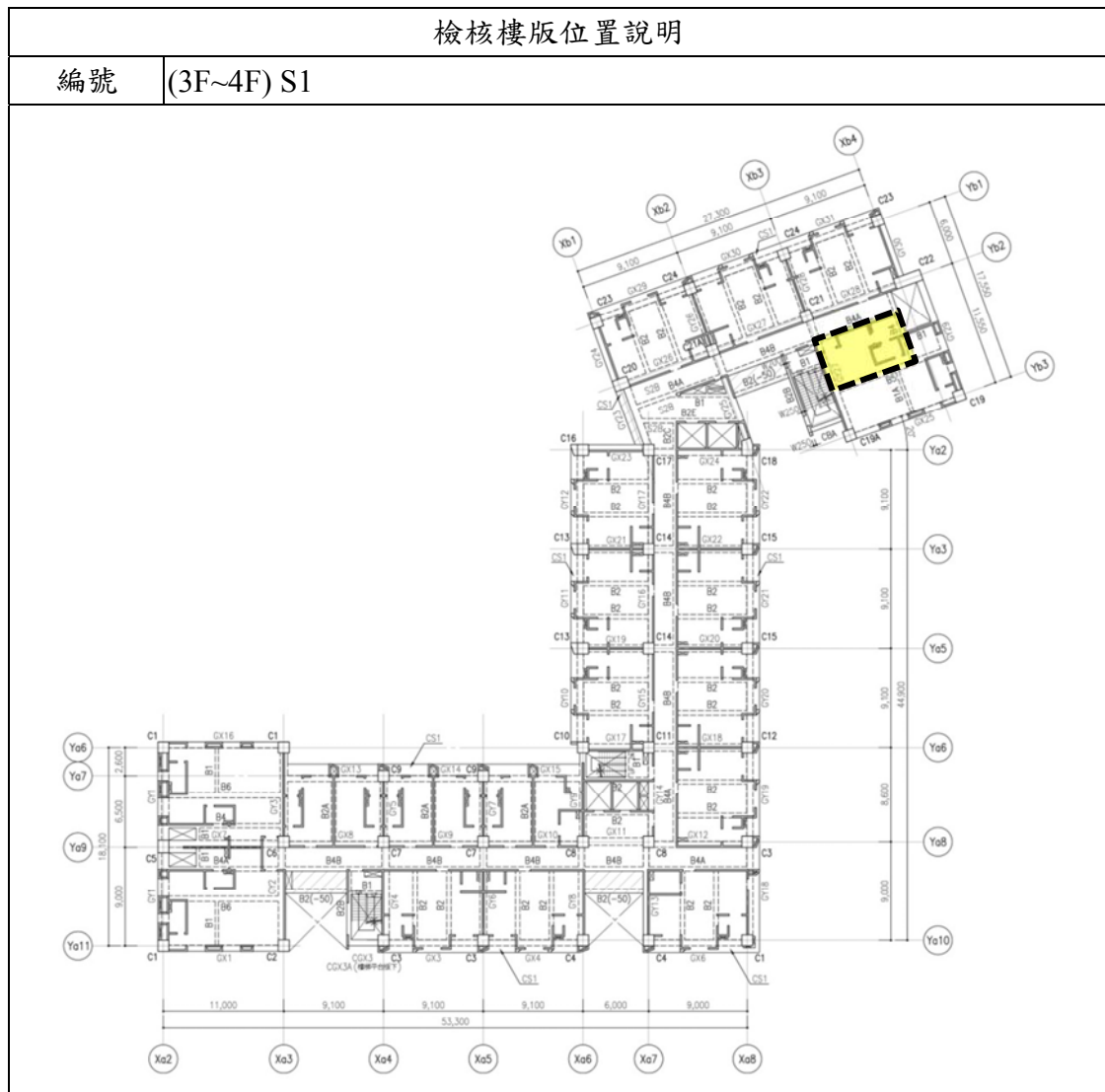
Line-Yb2

13F	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99	y=99.99 z=99.99
12F	y=5.32 z=10.58	y=3.42 z=11.00	y=3.18 z=11.08	y=4.43 z=10.79
11F	y=4.38 z=9.21	y=3.06 z=9.83	y=3.09 z=9.89	y=4.50 z=9.46
10F	y=4.02 z=9.23	y=2.81 z=8.94	y=2.84 z=9.01	y=4.18 z=8.43
9F	y=4.73 z=10.30	y=3.21 z=10.44	y=3.25 z=11.40	y=4.92 z=8.86
8F	y=5.36 z=10.58	y=3.56 z=11.59	y=3.59 z=11.69	y=5.58 z=10.97
7F	y=4.09 z=8.99	y=2.44 z=10.19	y=2.58 z=10.19	y=4.24 z=9.43
6F	y=3.66 z=8.84	y=2.22 z=10.35	y=2.61 z=10.36	y=4.24 z=9.43
5F	y=3.60 z=8.69	y=2.35 z=10.52	y=2.36 z=10.53	y=3.84 z=8.28
4F	y=3.91 z=9.03	y=2.51 z=10.72	y=2.77 z=10.84	y=4.54 z=8.12
3F	y=99.99 z=99.99	y=2.43 z=8.96	y=2.90 z=12.30	y=3.20 z=10.38
2F	y=3.58 z=3.30	y=2.48 z=9.16	y=2.92 z=11.47	y=3.22 z=10.74
1F				

Line-Yb1

七、樓版設計

7.1 樓版檢核



7.1.1 設計條件說明

1. 材料強度

混凝土強度： $f'_c = 35 \text{ N/mm}^2$

鋼筋強度： $f_y = 420 \text{ N/mm}^2$

2. 設計載重

樓層	用途	項目	單位重 (kN/m^3)	厚度 (mm)	載重 (N/m^2)	設計載重 (N/m^2)	
						靜載重 DL	活載重 LL
3F~12F	住宅	水泥砂漿(上、下)	20.0	40	800		
		地面飾材			300		
		天花板			100		
		牆重			5350		
		15cm版	24.0	150	3600		
		合計			10150	→ 10200	2000

以標準層 3F~4F S1 版為例，檢核如下：

一般資訊

設計準則： ACI318-11M

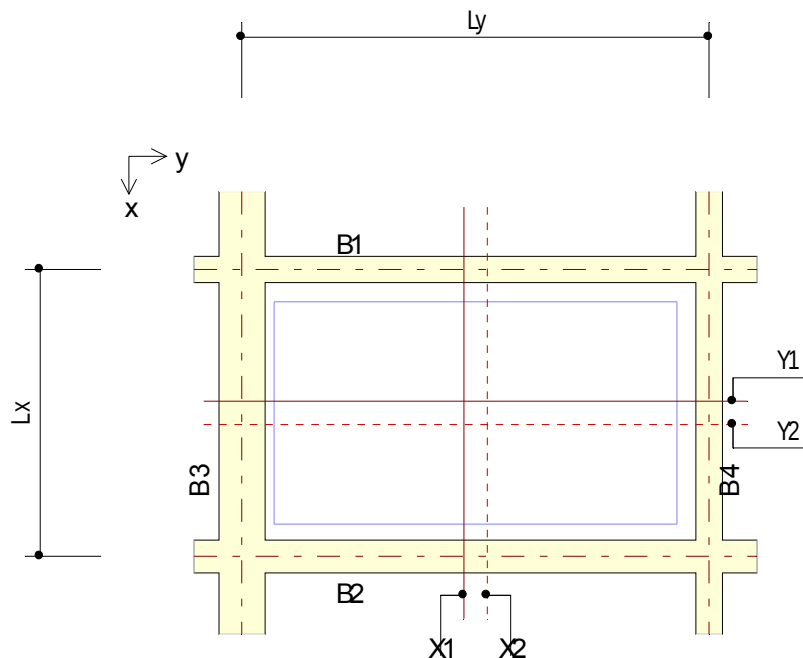
單位： SI制

1. 材料強度：
 f'_c = 混凝土強度 = 35 MPa
 f_{yt} = 剪力筋強度 = 420 MPa

2. 設計載重：
靜載重(DL) = 10200 N/m²
活載重(LL) = 2000 N/m²
LCB01 = 1.4DL = 14280 N/m²
LCB02 = 1.2DL + 1.6LL = 15440 N/m²
 ω_u = 15440 N/m²

3. 版斷面尺寸

短向跨度S： 4.35 m (X向)
長向跨度L： 7.10 m (Y向)
厚度： 150 mm
淨保護層： 20 mm
S/L = 0.61 > 0.5 雙向版設計



7.1.2 樓版檢核

計算X向之彎矩與剪力

檢核項目	左端	中央	右端
上層	D13@200	D13@200	D13@200
下層	D13@200	D13@200	D13@200
M_u (kN-m/m)	22.92	10.98	22.92
V_u (kN/m)	28.98	0.00	28.98
ϕM_n (kN-m/m)	28.05	28.05	28.05
ϕV_n (kN/m)	92.36	92.36	92.36
$M_u/\phi M_n$	0.817	0.391	0.817
$V_u/\phi V_n$	0.314	0.000	0.314

計算Y向之彎矩與剪力

檢核項目	左端	中央	右端
上層	D13@200	D13@200	D13@200
下層	D13@200	D13@200	D13@200
M_u (kN-m/m)	8.40	3.95	8.40
V_u (kN/m)	6.45	0.00	6.45
ϕM_n (kN-m/m)	25.06	25.06	25.06
ϕV_n (kN/m)	82.88	82.88	82.88
$M_u/\phi M_n$	0.335	0.158	0.335
$V_u/\phi V_n$	0.078	0.000	0.078

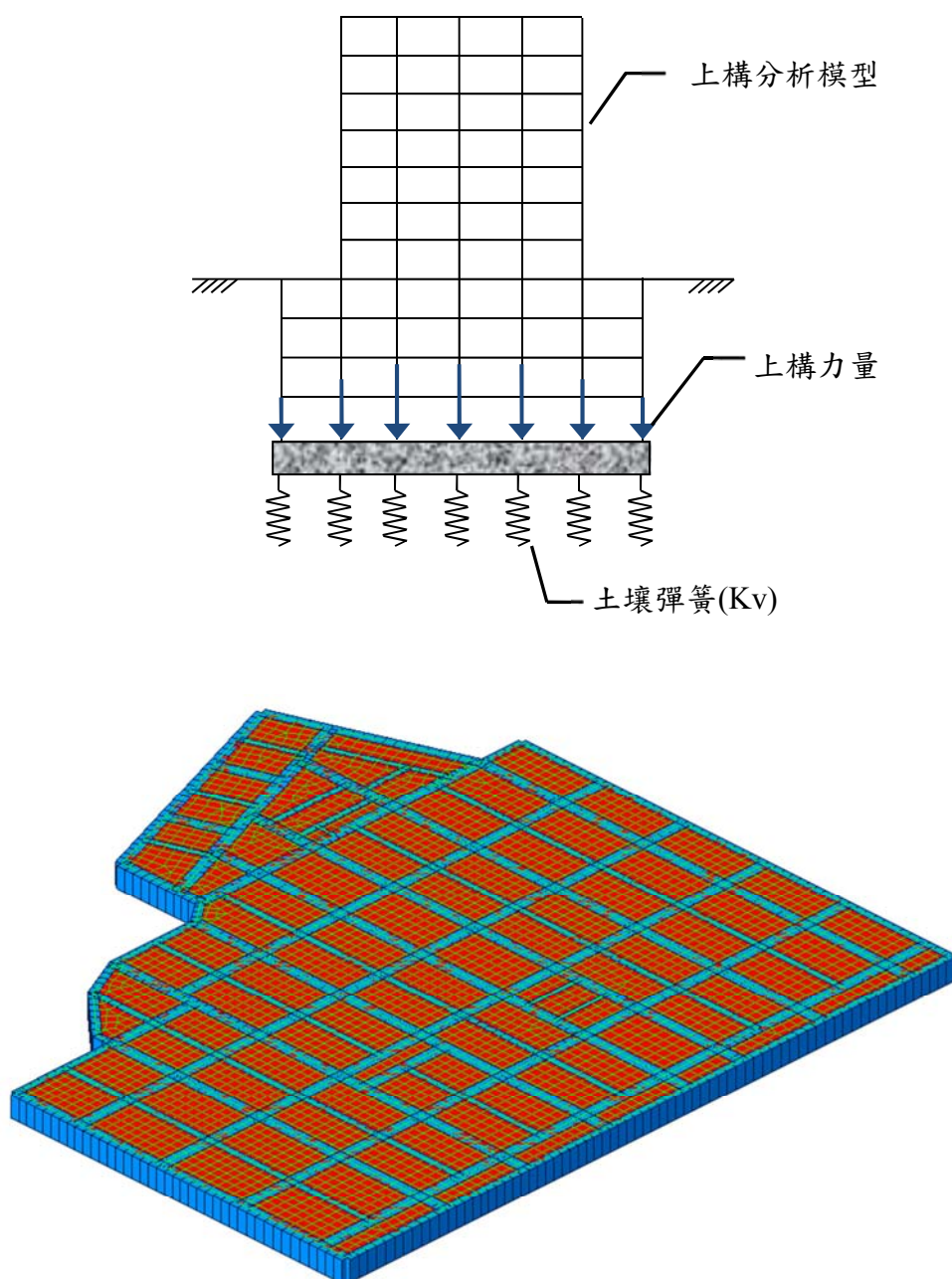
由上述可知，S1版配筋短向採D13@200mm，長向採D13@200mm → O.K.

八、基礎設計

8.1 設計說明

8.1.1 分析模型說明

基礎分析使用 MIDAS Gen 整體模型，考慮基礎同時承受上部結構之垂直載重，含靜載重、活載重、地震力以及水浮力作用下之影響，其分析模式係考慮基礎為一柔性體，應用土壤彈簧(Soil Spring)之觀念，將土壤模擬成 No Tension Spring 進行分析並設計。



8.1.2 基本資料說明

1. 開挖深度：GL-13.65 m

2. 地下水位：

常水位：GL-10.00 m

暴雨水位：GL-5.00 m

3. 地盤垂直反力係數：

依據本案鑽探報告建議，開挖面約位於卵礫石層，N 值採用 45。

地盤垂直反力係數以謝旭昇、程日晟(1996)所提之建議值，如表 8.1-1 所示，承載層採用 8000~10000 $\text{tf/m}^2/\text{m}$ 。本案 K_v 保守採用 8,000 $\text{tf/m}^2/\text{m}$ (78,480 $\text{kN/m}^2/\text{m}$)進行基礎設計。

表 8.1-1 SPT-N 值與 K_v 關係表

土壤種類	SPT-N 值	$K_v(\text{tf/m}^2/\text{m})$
粘性土壤		
極軟	0-2	<500
軟弱	2-4	500-1000
中等堅實	4-8	1000-2000
堅實	8-15	2000-4000
極堅實	15-30	4000-8000
堅硬	>30	>8000
砂質土壤		
極疏鬆	0-4	<800
疏鬆	4-10	800-2000
中等緊密	10-30	2000-6000
緊密	30-50	6000-8000
極緊密	>50	>8000
承載層	>50	8000-10000

4. 土層狀況：

依據本案鑽探報告，內容請詳第五章說明。

5. 長期土壤承载力：

依據本案鑽探報告， $Q_a=7507.7 \text{ kN/m}^2(765.31 \text{ t/m}^2)$

(2) 基礎設計

考慮 0° 、 90° 正反向地震力(不考慮偏心)、垂直向地震力及水浮力之影響，基本載重說明如下：

DL: 靜載重

LL: 活載重

EQX: X 向水平地震力(不考慮偏心) WH: 高水位

EQY: Y 向水平地震力(不考慮偏心) WL: 低水位

EQV： 垂直向地震力

共 70 組載重組合，如下所示：

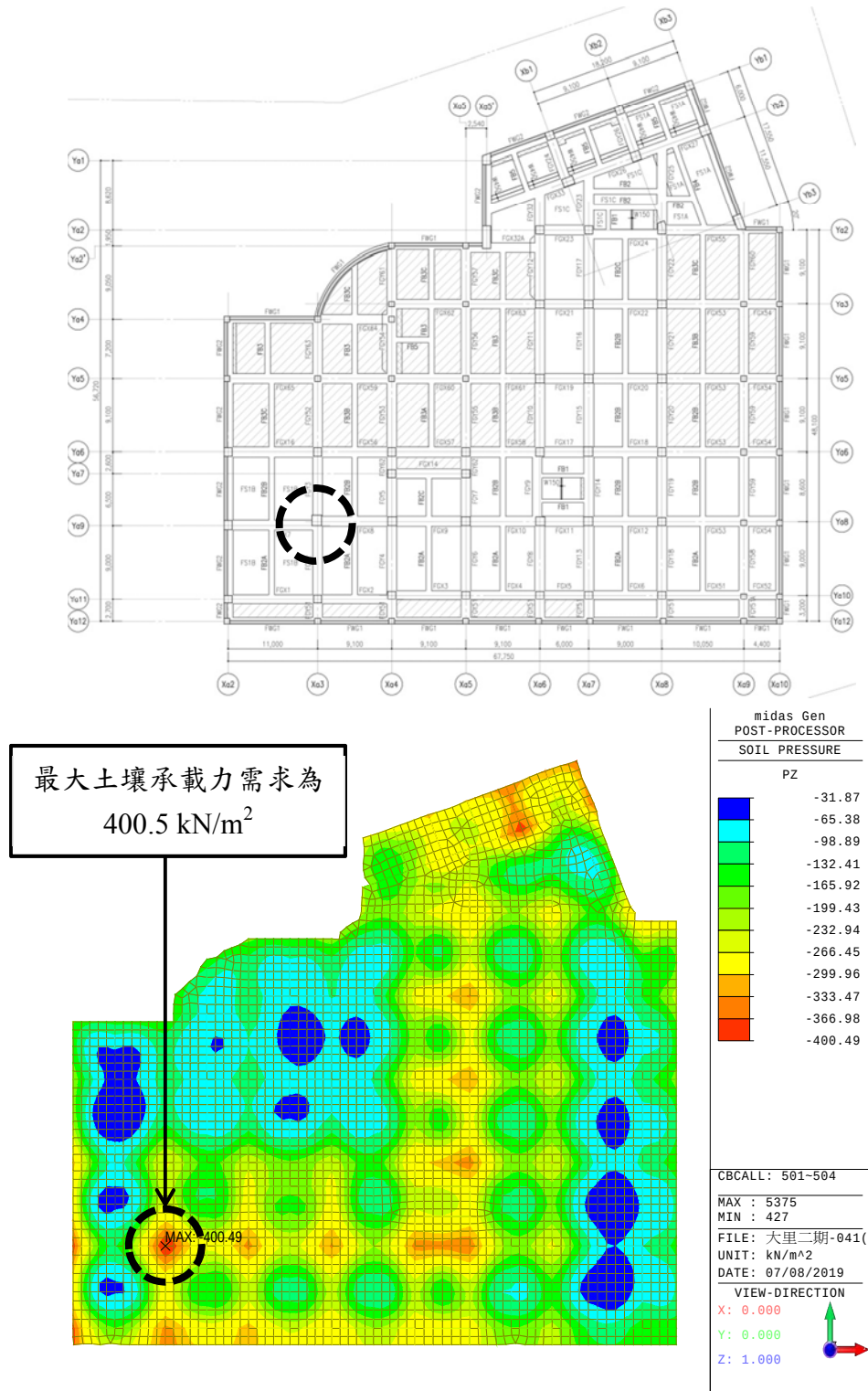
載重組合編號	DL	LL	EQX	EQY	EQV	WH	WL
FB401	1.4					1.4	
FB402	1.4						1.4
FB403	1.2	1.6				1.2	
FB404	1.2	1.6					1.2
FB405	1.2	1.0	1.0		0.3	1.2	
FB406	1.2	1.0	-1.0		0.3	1.2	
FB407	1.2	1.0		1.0	0.3	1.2	
FB408	1.2	1.0		-1.0	0.3	1.2	
FB409	1.2	1.0	1.0		-0.3	1.2	
FB410	1.2	1.0	-1.0		-0.3	1.2	
FB411	1.2	1.0		1.0	-0.3	1.2	
FB412	1.2	1.0		-1.0	-0.3	1.2	
FB413	1.2	1.0	1.0		0.3		1.2
FB414	1.2	1.0	-1.0		0.3		1.2
FB415	1.2	1.0		1.0	0.3		1.2
FB416	1.2	1.0		-1.0	0.3		1.2
FB417	1.2	1.0	1.0		-0.3		1.2
FB418	1.2	1.0	-1.0		-0.3		1.2
FB419	1.2	1.0		1.0	-0.3		1.2
FB420	1.2	1.0		-1.0	-0.3		1.2
FB421	1.2	1.0	0.3		1.0	1.2	
FB422	1.2	1.0	-0.3		1.0	1.2	
FB423	1.2	1.0		0.3	1.0	1.2	
FB424	1.2	1.0		-0.3	1.0	1.2	
FB425	1.2	1.0	0.3		-1.0	1.2	
FB426	1.2	1.0	-0.3		-1.0	1.2	
FB427	1.2	1.0		0.3	-1.0	1.2	
FB428	1.2	1.0		-0.3	-1.0	1.2	
FB429	1.2	1.0	0.3		1.0		1.2
FB430	1.2	1.0	-0.3		1.0		1.2
FB431	1.2	1.0		0.3	1.0		1.2
FB432	1.2	1.0		-0.3	1.0		1.2
FB433	1.2	1.0	0.3		-1.0		1.2
FB434	1.2	1.0	-0.3		-1.0		1.2

載重組合編號	DL	LL	EQX	EQY	EQV	WH	WL
FB435	1.2	1.0		0.3	-1.0		1.2
FB436	1.2	1.0		-0.3	-1.0		1.2
FB437	0.9					0.9	
FB438	0.9						0.9
FB439	0.9		1.0		0.3	0.9	
FB440	0.9		-1.0		0.3	0.9	
FB441	0.9			1.0	0.3	0.9	
FB442	0.9			-1.0	0.3	0.9	
FB443	0.9		1.0		-0.3	0.9	
FB444	0.9		-1.0		-0.3	0.9	
FB445	0.9			1.0	-0.3	0.9	
FB446	0.9			-1.0	-0.3	0.9	
FB447	0.9		1.0		0.3		0.9
FB448	0.9		-1.0		0.3		0.9
FB449	0.9			1.0	0.3		0.9
FB450	0.9			-1.0	0.3		0.9
FB451	0.9		1.0		-0.3		0.9
FB452	0.9		-1.0		-0.3		0.9
FB453	0.9			1.0	-0.3		0.9
FB454	0.9			-1.0	-0.3		0.9
FB455	0.9		0.3		1.0	0.9	
FB456	0.9		-0.3		1.0	0.9	
FB457	0.9			0.3	1.0	0.9	
FB458	0.9			-0.3	1.0	0.9	
FB459	0.9		0.3		-1.0	0.9	
FB460	0.9		-0.3		-1.0	0.9	
FB461	0.9			0.3	-1.0	0.9	
FB462	0.9			-0.3	-1.0	0.9	
FB463	0.9		0.3		1.0		0.9
FB464	0.9		-0.3		1.0		0.9
FB465	0.9			0.3	1.0		0.9
FB466	0.9			-0.3	1.0		0.9
FB467	0.9		0.3		-1.0		0.9
FB468	0.9		-0.3		-1.0		0.9
FB469	0.9			0.3	-1.0		0.9
FB470	0.9			-0.3	-1.0		0.9

8.2 工作狀態檢核

8.2.1 容許承载力檢核

- 依據鑽探資訊計算，土壤容許承载力為 $Q_a=7507.7 \text{ kN/m}^2 (765.31 \text{ t/m}^2)$
- 由分析結果得知土壤最大反力 Q 發生在 [Line-Xa3/Ya9](#)。
- Q 為 $400.5 \text{ kN/m}^2 < Q_a=7507.7 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \text{O.K.}$



8.2.2 沉陷量與角變量檢核

- 依照「基礎構造設計規範」規定：

(1) 容許角變量：

建築物相鄰兩柱或相鄰兩支點間，因差異沉陷引致之角變量，應不得使建築物發生有害之裂縫，或影響其使用功能。角變量與建築物損壞程度之關係如下表 8.2-1 所示：

表 8.2-1 角變量與建築物損壞程度(Bjerrum,1963)

角變量	建築物損壞程度
1/600	斜撐之構架有受損之危險
1/500	建築物不容許裂縫產生的安全限度(含安全係數)
1/300	隔間牆開始發生裂縫(不含安全係數)
1/250	剛性之高層建築物開始有明顯的傾斜
1/150	隔間牆及磚牆產生相當多的裂縫
1/150	可撓性磚牆之安全限度(含安全係數)
1/150	建築物產生結構性損壞

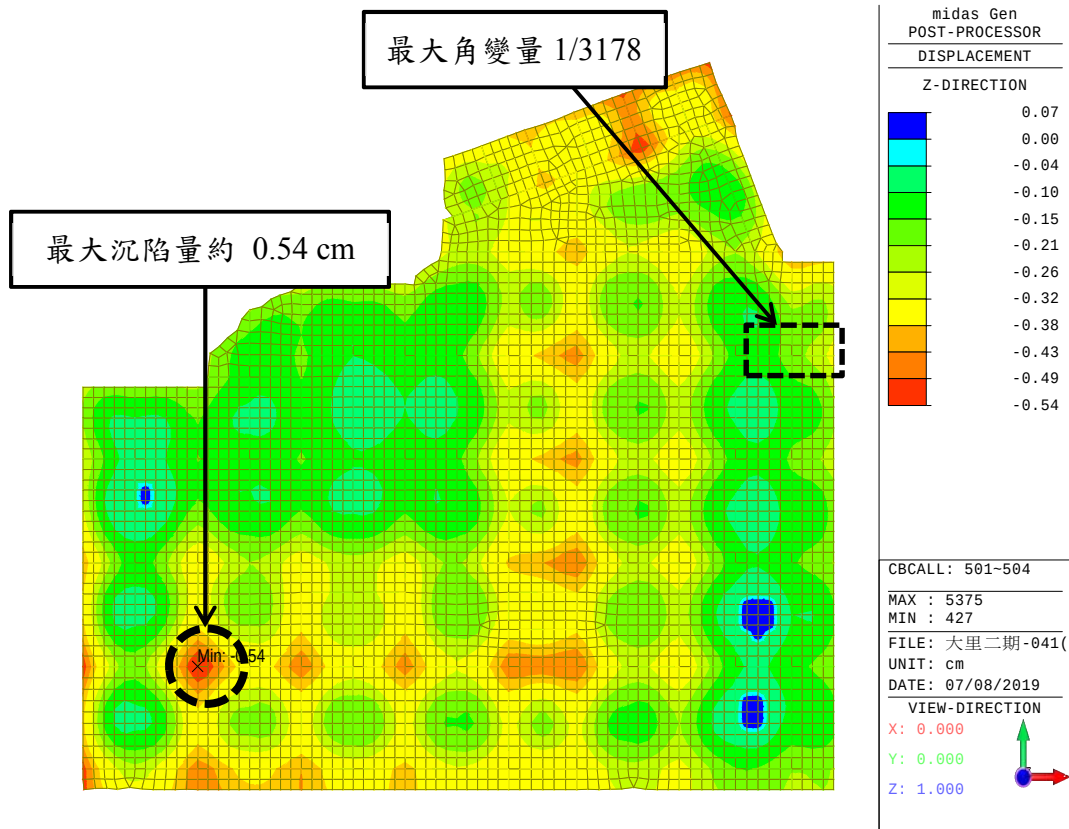
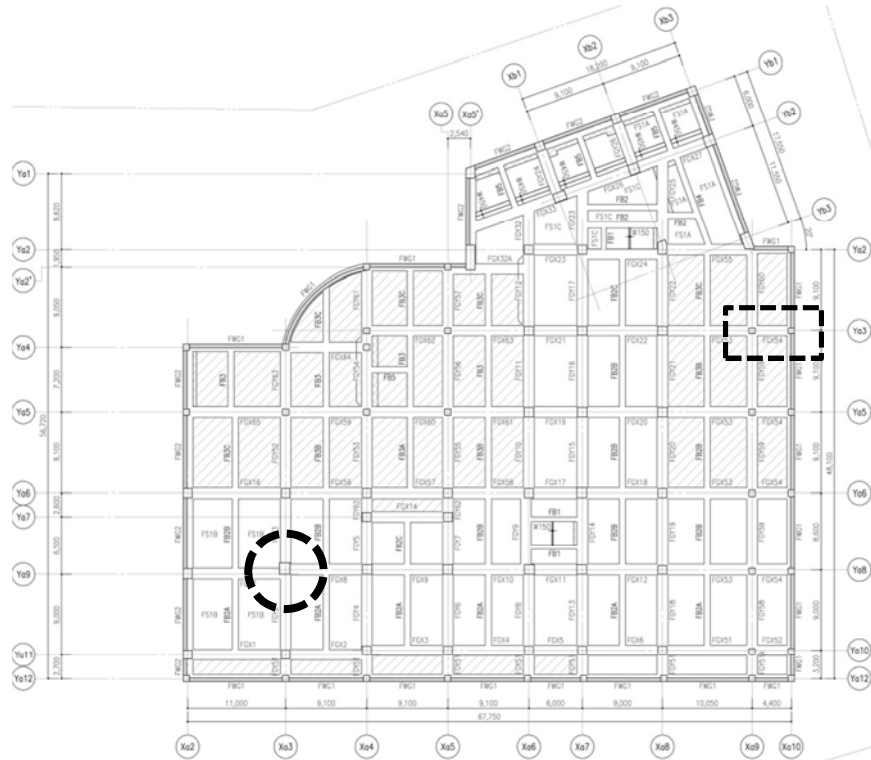
(2) 容許沉陷量：

建築物因基礎載重引致之總沉陷量，原則上不得超過下表 8.2-2 所示之值，惟須注意構造物之實際狀況，有時在較小沉陷量即有可能產生損壞。

表 8.2-2 容許沉陷量(單位：公分)

構造物種類	混凝土	鋼筋混凝土		
		獨立及聯合基腳	連續基腳	筏式基礎
基礎型式	連續基腳			
總沉陷量	4	10	20	30

- Line-Xa3/Ya9 柱位下方發生最大沉陷量為 0.54cm (為 DL+LL+常水位控制)
檢核結果小於規範規定容許沉陷量 30cm → O.K.
- Line-Xa9~Xa10/Ya3 發生最大角變量 1/3178 (為 DL+LL+常水位控制)
檢核結果小於規範規定容許角變量 1/250 → O.K.



8.2.3 上浮檢核

本案開挖深度為(GL-13.65m)，依據本案鑽探報告內容，本案基地周圍有許多建築物地下層抽水施工中，地下水位下降，故各鑽孔在鑽探深度範圍內(GL-30.00m)並未測得地下水位。然而考量水位面隨季節而有所變動，鑽探報告建議提高地下水位面(GL-10.00m)分析設計之。

另考量在豪雨時之影響，上浮力之檢討係參考大里一期鑽探報告之建議，假設在豪雨時平均水位約為(GL-5.00m)，上浮力採 $8.65 \text{ t/m}^2 (84.68 \text{ kN/m}^2)$ 。

高樓區			
樓層	樓層單位重 (kN/m^2)	樓層數	總和 (kN/m^2)
R1F	18.4	1	18.4
13F	16.2	1	16.2
12F	15.9	1	15.9
11F	15.9	1	15.9
10F	16.1	1	16.1
9F	16.1	1	16.1
8F	15.9	1	15.9
7F	15.9	1	15.9
6F	15.9	1	15.9
5F	15.9	1	15.9
4F	15.9	1	15.9
3F	16.5	1	16.5
2F-N	18.5	1	18.5
2F-S	15.3	1	15.3
1F	18.7	1	18.7
B1F	15.1	1	15.1
B2F	12.6	1	12.6
B3F(含筏基層)	36.9	1	36.9
結構體總重 (kN/m^2)			311.6
上浮力 (kN/m^2)			84.9
上浮檢核 Ratio			3.67 OK

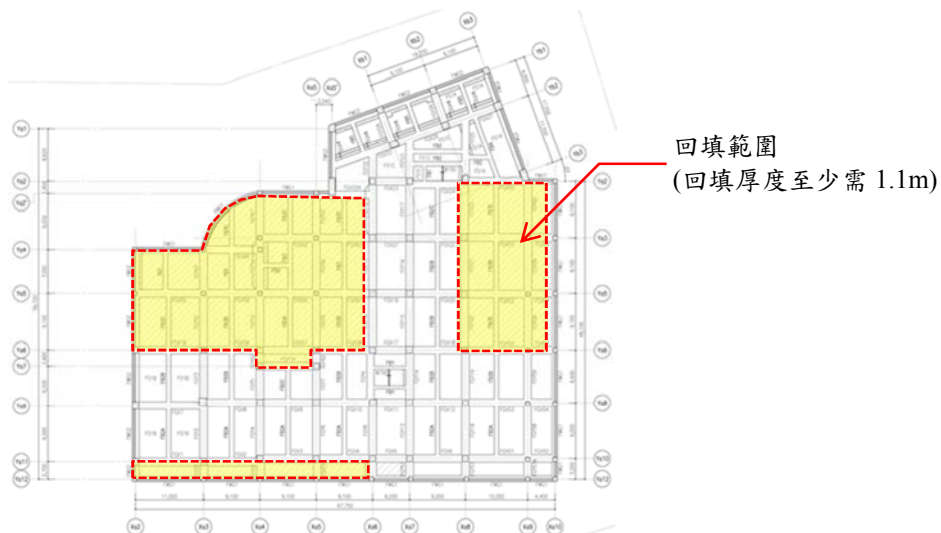
低樓區			
樓層	樓層單位重 (kN/m^2)	樓層數	總和 (kN/m^2)
1F	18.7	1.0	18.7
B1F	15.1	1.0	15.1
B2F	12.6	1.0	12.6
B3F(含筏基層)	36.9	1.0	36.9
結構體總重 (kN/m^2)			83.2
上浮力 (kN/m^2)			84.9
上浮檢核 Ratio			0.98 NG

由上述可知，高樓區結構重足以抵抗上浮力，無上浮之虞。

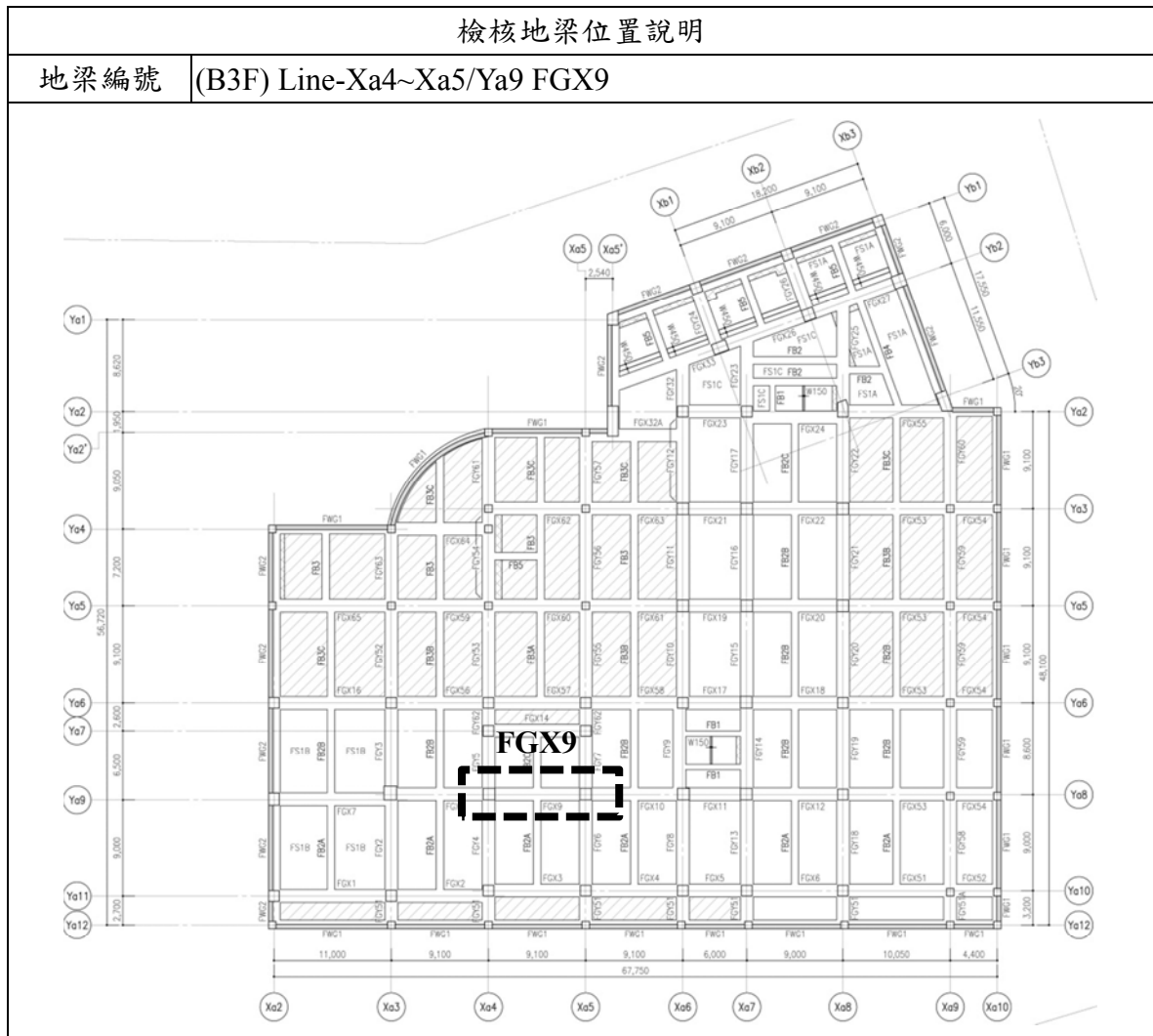
而低樓區則有上浮問題，建議筏基內回填土方式以增加自重抵抗上浮力。

低樓區回填後上浮檢討

建議筏基內回填土厚度	=	1.1	m			
回填土重量	=	18	x	1.1	=	19.8 kN/m ²
結構體與回填土總重	=	83.2	+	19.8	=	103.0 kN/m ²
上浮檢核Ratio	=	102.97	/	84.9	=	1.21 OK



8.3 地梁檢核



1. 材料強度

混凝土強度 : $f'_c = 28 \text{ N/mm}^2$

主筋強度 : $f_{yr} = 420 \text{ N/mm}^2$; 箍筋強度 : $f_{yh} = 420 \text{ N/mm}^2$

腰筋強度 : $f_{yh} = 420 \text{ N/mm}^2$

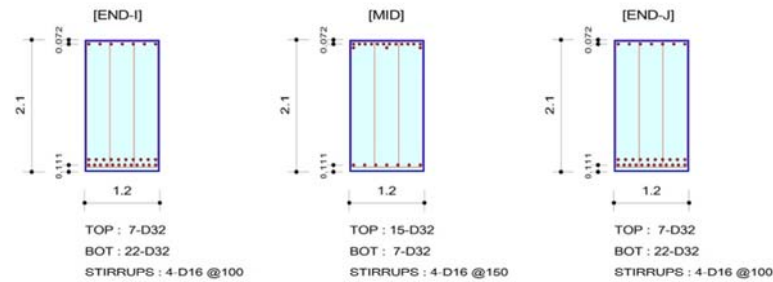
2. MIDAS Gen 分析結果

midas Gen		RC Beam Strength Checking Result		
	Company		Project Title	
	Author		File Name	D:\...1F FG(for計算書初步確認).mgb

1. Design Information

Design Code : TWN-USD100 Unit System : kN, m
 Material Data : $f_c = 27458.6$, $f_y = 411879$, $f_{ys} = 411879$ KPa
 Section Property: FGX9 (No : 810923) Beam Span : 9.1 m

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	198	222	206
Moment (Mu)	1733.18	8000.08	1159.58
Factored Strength (PhiMn)	4195.05	8724.92	4195.05
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.4132	0.9169	0.2764
(+) Load Combination No.	220	243	221
Moment (Mu)	11501.99	92.16	11879.12
Factored Strength (PhiMn)	12432.83	4095.11	12432.83
Check Ratio (Mu/PhiMn)	0.9251	0.0225	0.9555
Using Rebar Top (As_top)	0.0057	0.0122	0.0057
Using Rebar Bot (As_bot)	0.0179	0.0057	0.0179

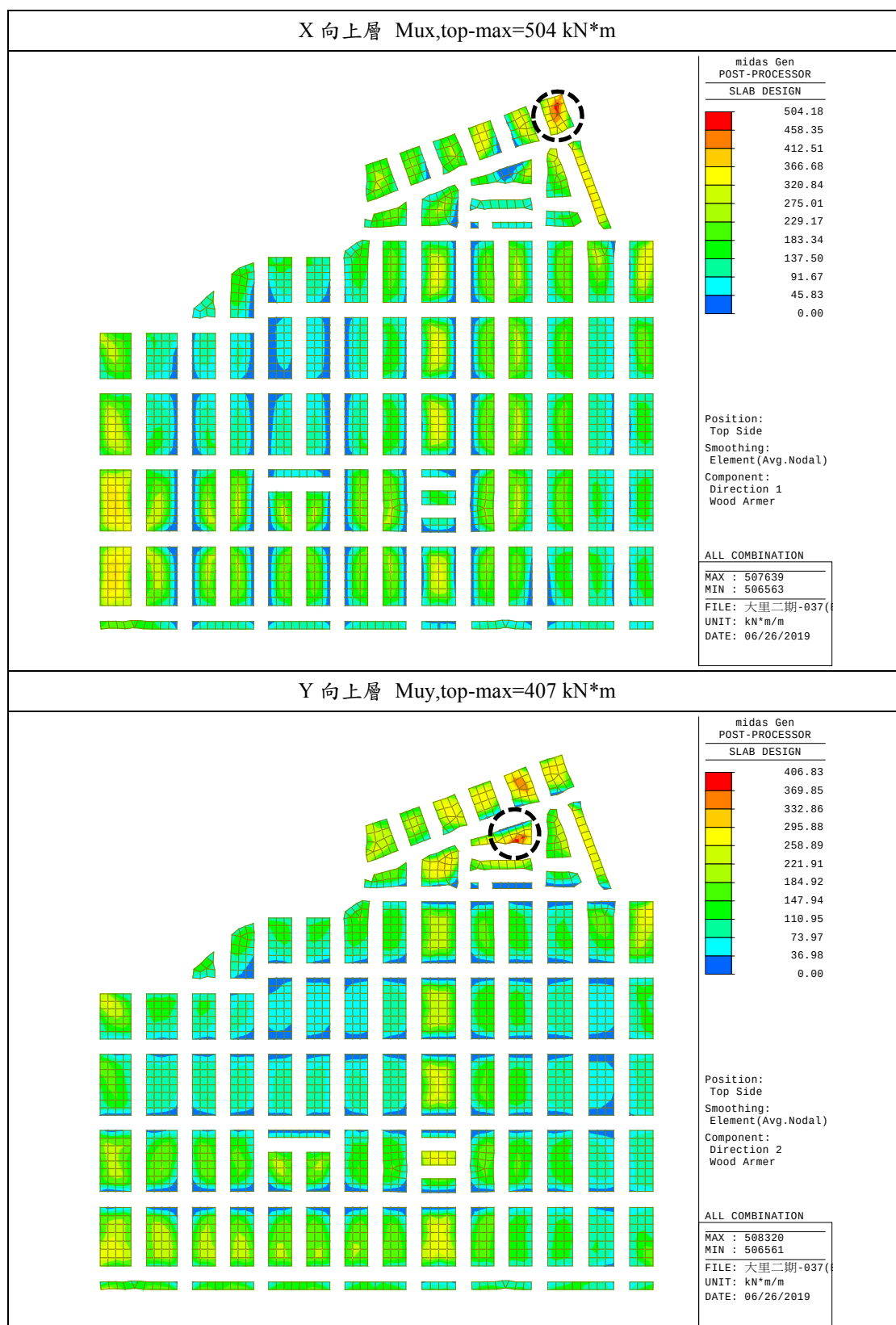
4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	221	219	219
Factored Shear Force (Vu)	5837.27	4122.43	5930.16
Shear Strength by Conc.(PhiVc)	1536.52	1578.44	1536.52
Shear Strength by Rebar.(PhiVs)	4826.86	3305.71	4826.86
Using Shear Reinf. (AsV)	0.0080	0.0053	0.0080
Using Stirrups Spacing	4-D16 @100	4-D16 @150	4-D16 @100
Check Ratio	0.9173	0.8440	0.9319

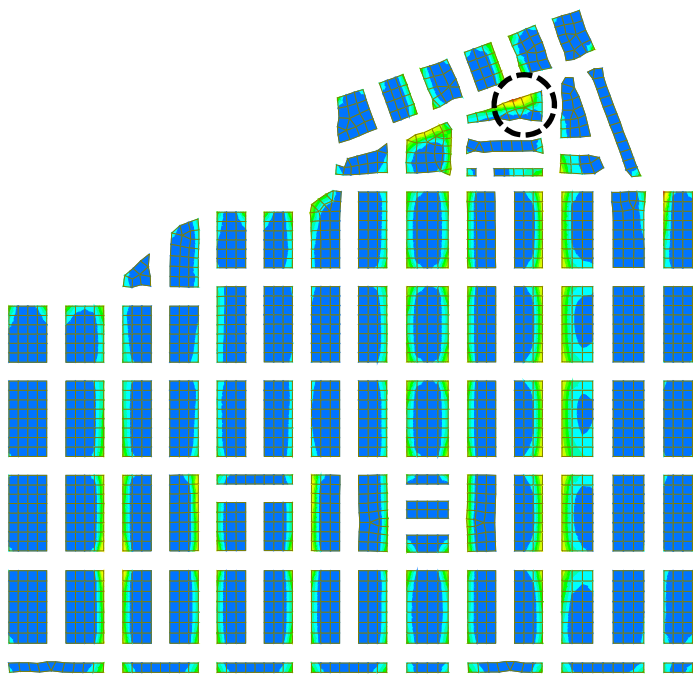
FGY2 配筋足夠，滿足彎矩與剪力需求。

8.4 筏基版檢核

1. 筏基版模型分析結果



X 向下層 Mux,bottom-max=370 kN*m



midas Gen
POST-PROCESSOR

SLAB DESIGN

370.17

336.52

302.87

269.22

235.56

201.91

168.26

134.61

100.96

67.30

33.65

0.00

Position:

Bottom Side

Smoothering:

Element(Avg.Nodal)

Component:

Direction 1

Wood Armer

ALL COMBINATION

MAX : 508334

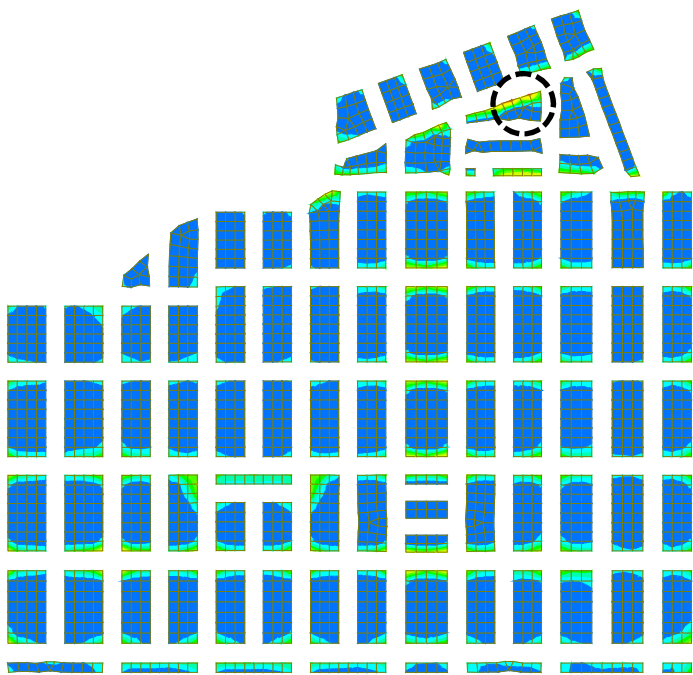
MIN : 506561

FILE: 大里二期-037(

UNIT: kN*m/m

DATE: 06/26/2019

Y 向下層 Muy,bottom-max=374 kN*m



midas Gen
POST-PROCESSOR

SLAB DESIGN

374.23

340.21

306.19

272.17

238.15

204.12

170.10

136.08

102.06

68.04

34.02

0.00

Position:

Bottom Side

Smoothering:

Element(Avg.Nodal)

Component:

Direction 2

Wood Armer

ALL COMBINATION

MAX : 508334

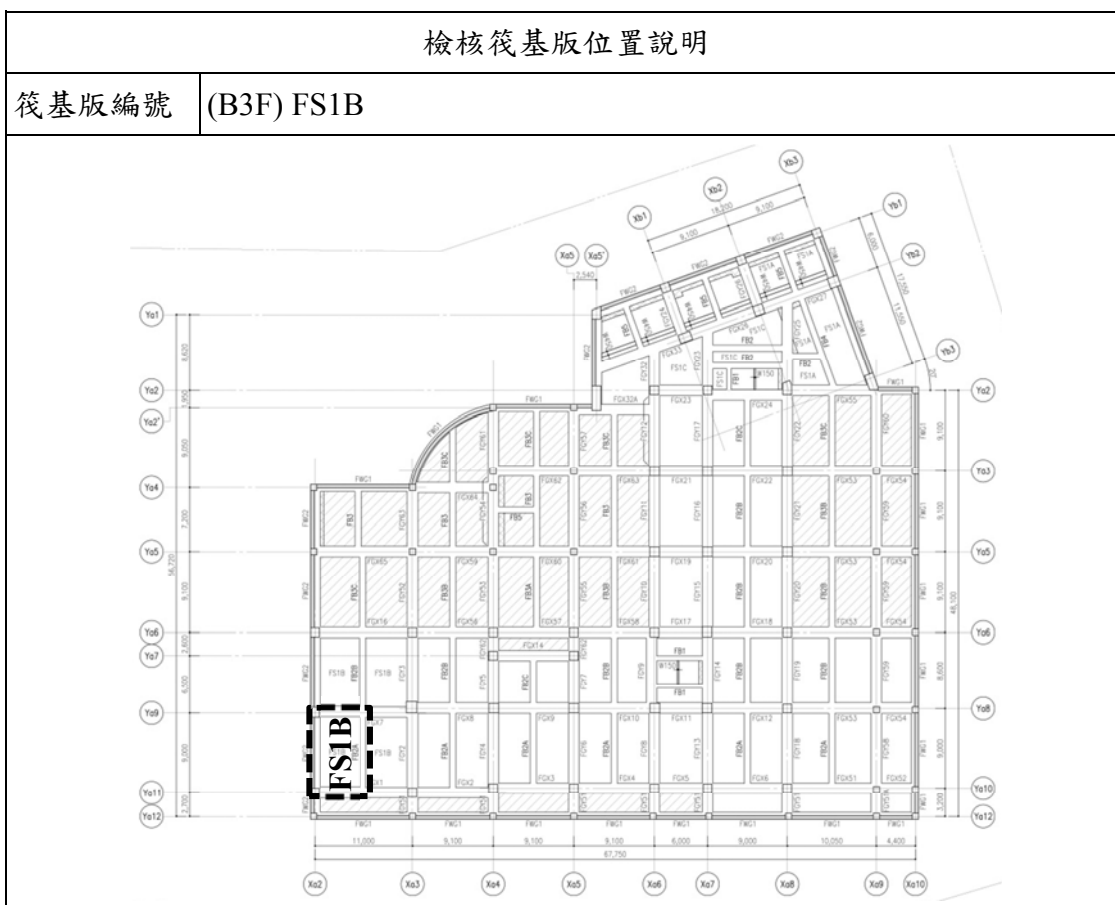
MIN : 506561

FILE: 大里二期-037(

UNIT: kN*m/m

DATE: 06/26/2019

2. 筏基版設計



(1) 斷面資訊

筏基版編號：(B3F) FS1B

X向尺度：5.5 m

Y向尺度：9.0 m

混凝土強度 f_c' ：28 N/mm²

主筋強度 f_y ：420 N/mm²

厚度：600 mm

保護層：20 mm (上)

75 mm (下)

(2)端部下層鋼筋檢核

	單位	X向	Y向
$M_{u,bot}$	kN-m/m	291	254
b	m	1.00	1.00
d	m	0.52	0.52
$m=f_y/(0.85f_c')$		17.6	17.6
ϕ		0.9	0.9
$Rn=Mu/(\phi bd^2)$	kN-m ²	1179	1028
$\rho=(1-\sqrt{1-2mRn/f_y})/m$		0.0029	0.0025
需求鋼筋量As,req'd	m ² /m	0.0015	0.0013
鋼筋配置	mm	D22 @200	D22 @200
版筋加筋	mm		
設計鋼筋量As,provid :	m ² /m	0.0020	0.0020
As,req'd/As,provid		0.75 <1.0, OK!	0.65 <1.0, OK!

(3)中央上層鋼筋檢核

	單位	X向	Y向
$M_{u,top}$	kN-m/m	418	257
b	m	1.00	1.00
d	m	0.58	0.58
$m=f_y/(0.85f_c')$		17.6	17.6
ϕ		0.9	0.9
$Rn=Mu/(\phi bd^2)$	kN-m ²	1387	854
$\rho=(1-\sqrt{1-2mRn/f_y})/m$		0.0034	0.0021
需求鋼筋量As,req'd	m ² /m	0.0019	0.0011
鋼筋配置	mm	D22 @200	D22 @200
版筋加筋	mm	D19 @200	
設計鋼筋量As,provid :	m ² /m	0.0034	0.0020
As,req'd/As,provid		0.56 <1.0, OK!	0.55 <1.0, OK!

3. B3F 筏基版配筋設計結果

耐壓版配筋表			X 方 向				Y 方 向			
符號	版厚	位置	端部		中央		端部		中央	
			主筋	間距	主筋	間距	主筋	間距	主筋	間距
FS1	600	上層筋	D22	200	D22	200	D22	200	D22	200
		下層筋	D22	200	D22	200	D22	200	D22	200
FS1A	600	上層筋	D22+D19	200	D22+D19	200	D22+D19	200	D22+D19	200
		下層筋	D22	200	D22	200	D22	200	D22	200
FS1B	600	上層筋	D22+D19	200	D22+D19	200	D22	200	D22	200
		下層筋	D22	200	D22	200	D22	200	D22	200
FS1C	600	上層筋	D22+D19	200	D22+D19	200	D22+D19	200	D22+D19	200
		下層筋	D22+D19	200	D22+D19	200	D22+D19	200	D22+D19	200

九、極限層剪力計算

為使建築物各層具有均勻之極限剪力強度，無顯著弱層存在，應依可信方法計算各層之極限層剪力強度，不得有任一層強度與其設計層剪力的比值低於其上層所得比值 80% 者。若弱層之強度足以抵抗總剪力 $V = F_{uM} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m I W$ 之地震力者，不在此限。須檢核極限層剪力強度者，包括所有二層樓以上之建築物；另若建築物之下層與上層之總牆量斷面積(含結構及非結構牆)的比值低於 80% 者，計算極限層剪力強度時須計及非結構牆所提供之強度。

X向極限層剪力

Story	Load Case	Applied Shear Force (Ve) (kN)	Clockwise			Vp/Ve	(Vp/Ve) _i / (Vp/Ve) _{i+1}
			Ultimate Shear Force1 (Vp) (kN)				
			Column	Wall	Sum		
13F	RX(RS)	2166	10851	0	10851	5.01	-
12F	RX(RS)	6214	29161	0	29161	4.69	0.94
11F	RX(RS)	9498	29541	0	29541	3.11	0.66
10F	RX(RS)	12044	32984	0	32984	2.74	0.88
9F	RX(RS)	14157	34075	0	34075	2.41	0.88
8F	RX(RS)	15964	41077	0	41077	2.57	1.07
7F	RX(RS)	17625	46412	0	46412	2.63	1.02
6F	RX(RS)	19200	50788	0	50788	2.65	1.01
5F	RX(RS)	20674	55815	0	55815	2.70	1.02
4F	RX(RS)	22070	57247	0	57247	2.59	0.96
3F	RX(RS)	23355	61579	0	61579	2.64	1.02
2F	RX(RS)	24762	54214	0	54214	2.19	0.83
1F	RX(RS)	25230	105408	0	105408	4.18	3.36

Y向極限層剪力

Story	Load Case	Applied Shear Force (Ve) (kN)	Clockwise			Vp/Ve	(Vp/Ve) _i / (Vp/Ve) _{i+1}
			Ultimate Shear Force1 (Vp) (kN)				
			Column	Wall	Sum		
13F	RY(RS)	2168	14215	0	14215	6.56	-
12F	RY(RS)	6332	32645	0	32645	5.16	0.80
11F	RY(RS)	9656	32624	0	32624	3.38	0.66
10F	RY(RS)	12186	33180	0	33180	2.72	0.81
9F	RY(RS)	14260	37527	0	37527	2.63	0.97
8F	RY(RS)	16029	44062	0	44062	2.75	1.05
7F	RY(RS)	17653	50769	0	50769	2.88	1.05
6F	RY(RS)	19186	55114	0	55114	2.87	1.00
5F	RY(RS)	20631	58400	0	58400	2.83	0.99
4F	RY(RS)	22039	60486	0	60486	2.74	0.97
3F	RY(RS)	23385	62191	0	62191	2.66	0.97
2F	RY(RS)	24903	52623	0	52623	2.11	0.80
1F	RY(RS)	25403	103293	0	103293	4.07	3.68

由上表可知，極限層檢核除 11F 以外，各樓層 $(V_p/V_e)_i / (V_p/V_e)_{i+1}$ 皆大於 0.8，無弱層之虞。

惟 11F 需檢討該樓層之 V_p 是否能抵抗總剪力 $V = F_{uM} \left(\frac{S_{aM}}{F_{uM}} \right)_m IW$ 。由第三章地震力分析參數計算中可知，設計地震力 V_{design} 為 0.0937W；當地表加速度為 $0.4S_{MS}I_g$ 時，建築物 X 向水平總剪力 V_x 為 0.5205W；Y 向水平總剪力 V_y 為 0.5205W。

水平地震力			
X向設計地震力		Y向設計地震力	
設計週期 =	1.585 秒	設計週期 =	1.585 秒
S_{aD} =	0.394	S_{aD} =	0.394
S_{aM} =	0.521	S_{aM} =	0.521
F_u =	3.000	F_u =	3.000
F_{uM} =	4.000	F_{uM} =	4.000
S_{aD}/F_u =	0.1312	S_{aD}/F_u =	0.1312
$(S_{aD}/F_u)_m$ =	0.1312	$(S_{aD}/F_u)_m$ =	0.1312
S_{aM}/F_{uM} =	0.1301	S_{aM}/F_{uM} =	0.1301
$(S_{aM}/F_{uM})_m$ =	0.1301	$(S_{aM}/F_{uM})_m$ =	0.1301
總剪力, V_x =	0.5205 W	總剪力, V_y =	0.5205 W
設計地震力 V_{design} =	0.0937 W	設計地震力 V_{design} =	0.0937 W
V_x/V_{design} =	5.55	V_y/V_{design} =	5.55

於下檢討 11F 之極限層剪力是否足以抵抗在最大考量地震力下該樓層水平層剪力 V_{eM} ：

(11F) X向地震力

$$V_{eM} = 9498 \quad x \quad 0.5205W / 0.0937W = 52716 > V_p = 29541 \quad \text{NG}$$

(11F) Y向地震力

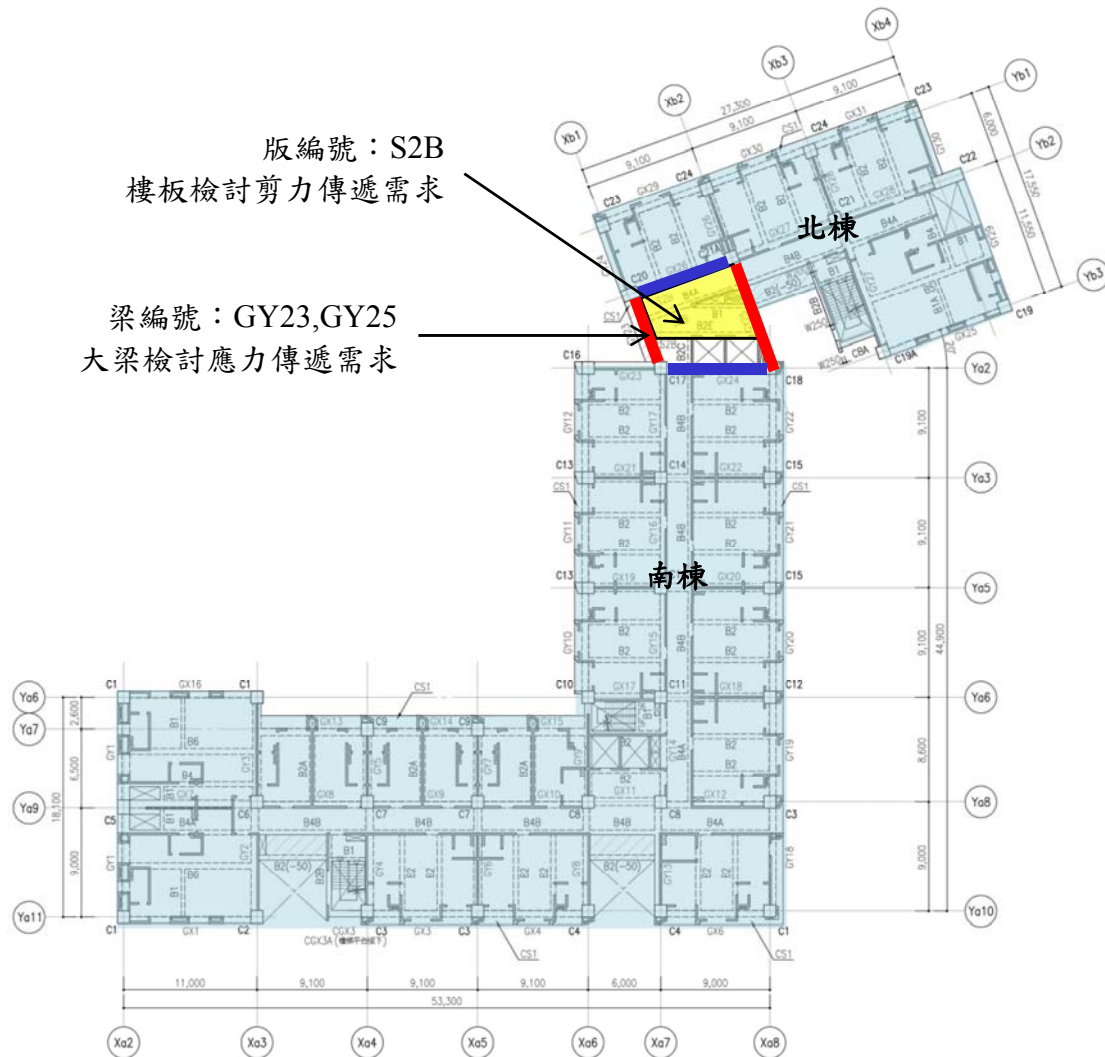
$$V_{eM} = 9656 \quad x \quad 0.5205W / 0.0937W = 53593 > V_p = 32624 \quad \text{NG}$$

由上述檢討可知，在遭遇最大考量地震下，11F 確有降伏之可能；惟 2F 之 X、Y 兩方向之 V_p/V_e 分別為 2.11 與 2.19，而 11F 則分別為 3.11 與 3.38，考量實際結構行為，當 11F 以下各樓層進入降伏階段且應力重分配，至其進入嚴重之降伏狀態下，11F 仍應不至產生降伏而有弱層存在。（參考『土木 404-100 混凝土工程設計規範之應用-下冊』之極限層剪力計算及說明，詳附件七）

十、其他檢討

10.1 南北棟樓板間之力量傳遞

本案建築平面不規則，地震力作用時，平面形狀變化處應力較為集中，分析上檢討南北棟樓板間於連結段（紅色梁、黃色版）之應力傳遞，其大梁檢討應力傳遞需求，需配置軸力鋼筋，樓版亦檢討其剪力傳遞需求，加大斷面厚度，以確保力量傳遞無虞。



一、模型分析說明

考量南北棟間連結段 (Xb1~Xb2/Ya2~Yb2) 間主體構架僅靠 GY23 及 GY25 連接，且樓版於電梯處有開孔，恐缺乏良好之力量傳遞性，故本案分析使用 MIDAS Gen 整體模型，3F~13F 以彈性鏈結 (Elastic Link) 模擬連結段，使南北棟為個別獨立運動下，檢討此彈性鏈結產生之內應力做為連結段梁版之力量傳遞需求。

- 梁之彈性鏈結：

C17--C20 (代號：EL-1) 模擬 GY23

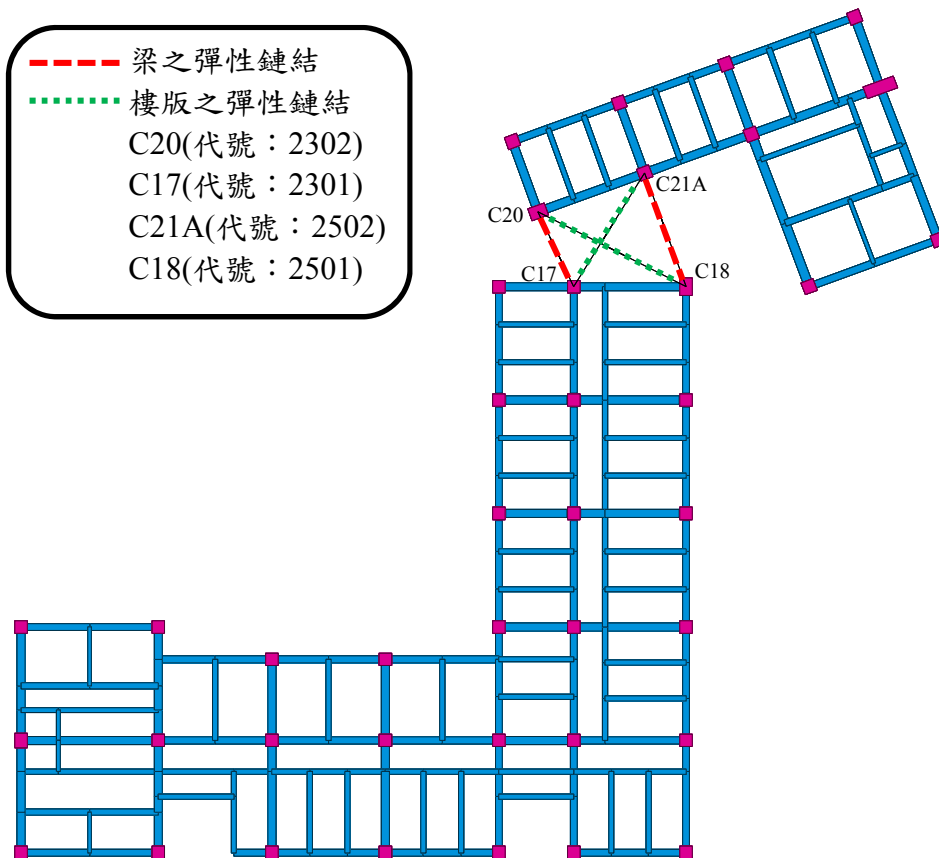
C18--C21A (代號：EL-2) 模擬 GY25

以軸向彈簧計算梁之剛性

- 樓版之彈性鏈結：

C17--C21A (代號：EL-3) 及 C18--C20 (代號：EL-4) 模擬樓版 S2B

以斜撐彈簧計算樓版之剛性



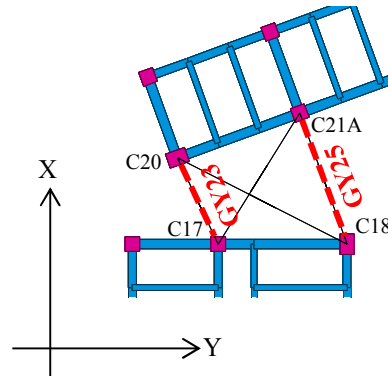
二、梁之力量傳遞檢核

1. 力量傳遞分析結果

X 向地震力造成梁之剪力，南北棟錯動間產生梁弱軸向之彎矩。連結段於電梯開孔處無樓版分攤剪力傳遞，故以此段（梁下端 2.5m）檢討剪力傳遞。Y 向地震力則造成梁之軸向力。分析結果如下表所列。

GY23

EL-1	分析資料				設計需求強度	
	X向地震力		Y向地震力		軸力 (kN)	剪力造成之弱軸彎矩 (kN-m)
	軸力 (kN)	剪力 (kN)	軸力 (kN)	剪力 (kN)		
3F	-335.01	229.65	-699.35	247.70	-699.4	574.1
4F	226.91	272.72	-225.24	135.97	-225.2	681.8
5F	-219.25	271.54	-263.79	-110.56	-263.8	678.9
6F	-234.85	281.94	-357.87	-116.74	-357.9	704.8
7F	-236.22	279.78	-362.97	-128.02	-363.0	699.5
8F	-188.55	230.73	-333.25	-116.35	-333.2	576.8
9F	-165.79	221.12	-338.94	-125.47	-338.9	552.8
10F	-155.39	223.47	-310.49	-139.40	-310.5	558.7
11F	-182.27	254.37	-313.72	-155.19	-313.7	635.9
12F	-236.22	298.52	-353.65	-168.63	-353.7	746.3
13F	-355.32	326.87	-409.08	-210.03	-409.1	817.2



GY25

EL-2	分析資料				設計需求強度	
	X向地震力		Y向地震力		軸力 (kN)	剪力造成之弱軸彎矩 (kN-m)
	軸力 (kN)	剪力 (kN)	軸力 (kN)	剪力 (kN)		
3F	-241.5	471.9	-295.4	233.1	-295.4	1179.7
4F	277.5	580.6	433.1	-209.5	433.1	1451.4
5F	242.5	581.5	443.4	-223.9	443.4	1453.8
6F	253.7	604.3	516.0	-255.8	516.0	1510.7
7F	282.9	594.3	681.7	-284.5	681.7	1485.7
8F	228.5	475.9	561.8	-272.8	561.8	1189.7
9F	191.9	441.8	461.4	-305.9	461.4	1104.6
10F	187.3	436.6	410.5	-337.5	410.5	1091.6
11F	227.6	487.0	396.5	-367.7	396.5	1217.4
12F	286.6	567.3	424.4	-395.0	424.4	1418.3
13F	434.0	697.0	667.5	-504.6	667.5	1742.5

2. 連結段之梁設計及檢核

以 (5F~7F) GY25 梁為例進行檢核，流程如下：

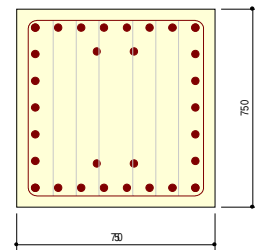
(1) 材料強度

混凝土強度： $f'_c = 28 \text{ N/mm}^2$

主筋強度： $f_{yr} = 420 \text{ N/mm}^2$

腰筋強度： $f_{yr} = 420 \text{ N/mm}^2$

箍筋強度： $f_{yh} = 420 \text{ N/mm}^2$



(2) 柱斷面資訊

DX×DY= 750 × 750 mm
主筋 24 - D32
腰筋 6 - D32
箍筋 D13 @ 200 mm

(3) 柱軸彎設計需求

$P_u = 682.0$ kN
 $M_{cy} = 1334.0$ kN-m ; $M_{cz} = 1511.0$ kN-m
 $M_c = (M_{cy} + M_{cz})^{0.5} = 2015.6$ kN-m

(4) 鋼筋斷面積與全斷面積之比值

$A_g = 0.5625$ m²
 $A_{st} = 0.0358$ m²
 $\rho_t = A_{st}/A_g = 6.37$ %
 $\rho_{min} < \rho_t < \rho_{max}$

(5) 軸力與彎矩強度檢核

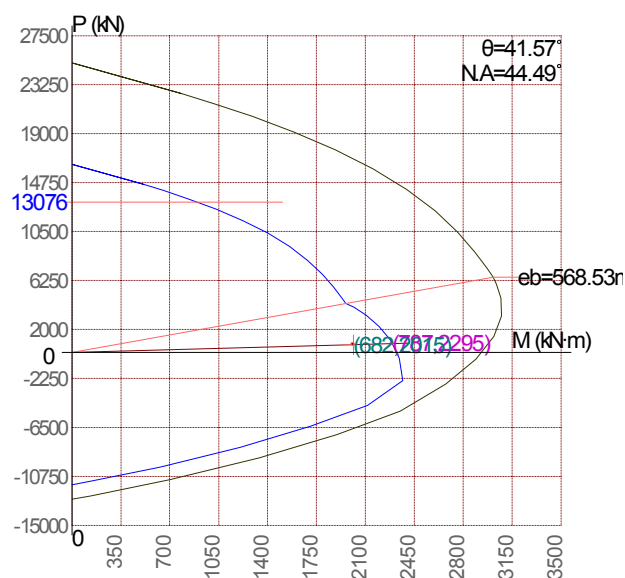
$\phi_c P_o = 20118.0$ kN

受壓強度檢核 $P_u/\phi_c P_n = 682/787 = 0.867 < 1.0$; OK

受彎強度檢核 $M_c/\phi_b M_n = 2015.6/2295 = 0.878 < 1.0$; OK

$M_{cy}/\phi_b M_{ny} = 1334/1522 = 0.876 < 1.0$; OK

$M_{cz}/\phi_b M_{nz} = 1511/1717 = 0.880 < 1.0$; OK



P-M Curve

三、樓版之力量傳遞檢核

1. 力量傳遞分析結果

樓版以斜撐彈簧模擬得彈簧之軸向力，分析結果如下表所示。

EL-3	分析資料				設計需求強度			
	X向地震力		Y向地震力		X向地震力		Y向地震力	
	軸力 (N)	剪力 (N)	軸力 (N)	剪力 (N)	軸力 Px (N)	剪力 Vx (N)	軸力 Py (N)	剪力 Vy (N)
3F	-490.0	--	-757.7	--	-411.0	-266.9	-635.5	-635.5
4F	-622.3	--	-230.0	--	-521.9	-339.0	-192.9	-192.9
5F	629.6	--	-238.2	--	528.0	342.9	-199.8	-199.8
6F	-647.4	--	-274.3	--	-542.9	-352.6	-230.0	-230.0
7F	611.7	--	-293.7	--	513.0	333.1	-246.3	-246.3
8F	540.2	--	-306.6	--	453.1	294.2	-257.1	-257.1
9F	-480.1	--	-348.0	--	-402.6	-261.5	-291.8	-291.8
10F	-446.5	--	-391.3	--	-374.4	-243.2	-328.2	-328.2
11F	-455.0	--	-453.2	--	-381.6	-247.8	-380.1	-380.1
12F	-535.3	--	-537.0	--	-449.0	-291.6	-450.4	-450.4
13F	814.1	--	-535.3	--	682.8	443.4	-449.0	-449.0

EL-4	分析資料				設計需求強度			
	X向地震力		Y向地震力		X向地震力		Y向地震力	
	軸力 (N)	剪力 (N)	軸力 (N)	剪力 (N)	軸力 Px (N)	剪力 Vx (N)	軸力 Py (N)	剪力 Vy (N)
3F	-356.7	--	-509.2	--	-96.6	343.4	-138.0	490.2
4F	385.5	--	213.7	--	104.4	-371.1	57.9	-205.7
5F	391.5	--	164.0	--	106.1	-376.9	44.4	-157.9
6F	-404.8	--	177.2	--	-109.7	389.6	48.0	-170.5
7F	392.4	--	243.2	--	106.3	-377.7	65.9	-234.1
8F	342.2	--	226.3	--	92.7	-329.4	61.3	-217.9
9F	-298.5	--	206.0	--	-80.9	287.4	55.8	-198.3
10F	-281.4	--	232.5	--	-76.2	270.9	63.0	-223.8
11F	286.3	--	261.8	--	77.5	-275.6	70.9	-252.0
12F	328.5	--	291.8	--	89.0	-316.3	79.1	-280.9
13F	-541.4	--	386.2	--	-146.7	521.2	104.6	-371.8

2. 連結段之樓版設計及檢核

由上表可知 X 向及 Y 向地震力造成斜撐之軸向力可換算成分力作為軸力及剪力之需求強度。各樓層之需求剪應力及軸力彙整於下表。

EL-3 + EL-4	X 向地震力		Y 向地震力		A (mm ²)	需求剪應力 $\sqrt{V_x^2 + V_y^2} / A$ (N/mm ²)	需求軸力 $\sqrt{P_x^2 + P_y^2}$ (N)
	軸力 Px (N)	剪力 Vx (N)	軸力 Py (N)	剪力 Vy (N)			
3F	507586	610232	773436	1125676	1269000	1.01	925120
4F	626387	710070	250814	398604	1269000	0.64	674735
5F	634096	719785	244195	357650	1269000	0.63	679492
6F	652575	742203	278033	400580	1269000	0.66	709336
7F	619279	710857	312209	480423	1269000	0.68	693528
8F	545777	623612	318415	474959	1269000	0.62	631871
9F	483517	548837	347634	490131	1269000	0.58	595515
10F	450673	514080	391174	551992	1269000	0.59	596761
11F	459133	523356	451035	632142	1269000	0.65	643612
12F	537969	607814	529429	731300	1269000	0.75	754789
13F	829461	964576	553596	820744	1269000	1.00	997233

● 剪力傳遞檢核：

由上表可知剪應力於 3F 為最大，然而 3F 之混凝土強度為 35 N/mm²，故保守以 13F 為例進行檢核，如下所示：

混凝土強度 $f'_c = 28 \text{ N/mm}^2$

混凝土容許剪應力 = 1.54 N/mm² (採用 AIJ 設計規範)

需求剪應力 = $\sqrt{V_x^2 + V_y^2} / A = 1.00$

(A = 剪力作用面積 mm² = 8460 x 150 = 1269000 mm²)

需求剪應力 1.00 N/mm² < 容許剪應力 1.54 N/mm² → OK(0.65)

● 軸力需求檢討：

以需求軸力最大樓層 13F 為例進行檢核，如下所示：

鋼筋容許軸向應力 = 420 N/mm²

需求軸力 = 997233 N

需求鋼筋支數 = 997233 / 420 = 2375 mm² → 19-D13

由上述分析結果得知，原配置鋼筋已用來承擔鉛直荷重所造成之彎矩需求，不足以額外負擔地震時所需之兩向軸力及剪應力需求，故保守設計於此區放大樓版斷面為 200mm，剪應力可減少至 0.75 N/mm²，安全係數提高 2.05。此外另行配置樓版鋼筋 D13@200，可提供 56-D13，足以承擔地震時所需之額外軸力鋼筋需求。

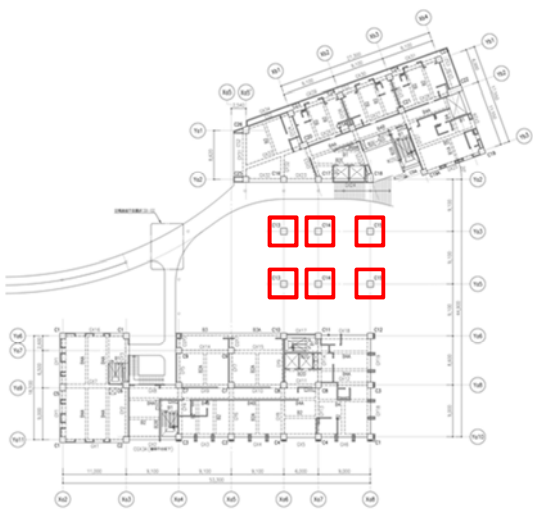
10.2 細長柱檢核

細長柱檢討係依據「混凝土工程設計規範與解說」之規定，如任一有側移受壓構材其：

$$\frac{l_u}{r} > \frac{35}{\sqrt{\frac{P_u}{f'_c A_g}}}$$

則應以設計軸力 P_u 及按第 3.13.3 節計得之彎矩 M_c 設計之，其使用之 M_1 及 M_2 應依第 3.14.3 節之規定， β_d 應依載重組合決定， k 已定義於第 3.13.1 節中。

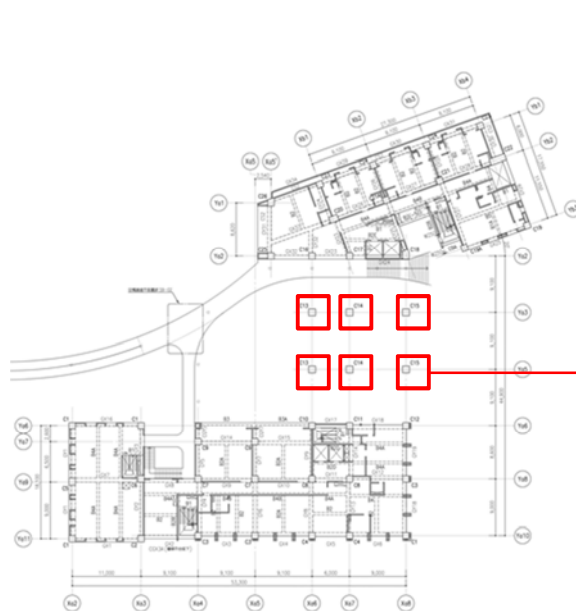
3. 檢討位置：(1F~2F) C13、C14、C15

	
柱編號	C13、C14、C15
斷面尺寸 DX x DY	1100 x 1100 mm
柱高(m)	9.0 m

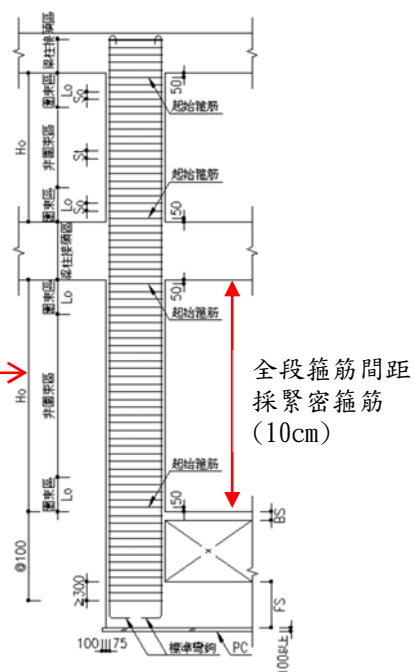
4. 細長比檢核：

	X 向	Y 向
迴轉半徑 r (mm)	0.30*1100=330	0.30*1100=330
混凝土強度 f'_c (N/mm ²)	35	35
柱軸力 P_u (kN)	14113.06	14113.06
l_u/r	27.27	27.27
$35/\sqrt{(P_u/(f'_c A_g))}$	60.04	60.04
check	$l_u/r < 35/\sqrt{(P_u/(f'_c A_g))}$	$l_u/r < 35/\sqrt{(P_u/(f'_c A_g))}$
	非細長柱	非細長柱

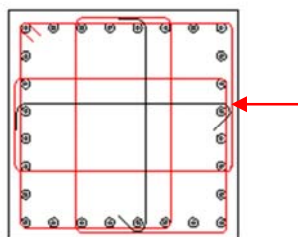
由檢核結果得知，柱 C13、C14、C15 非細長柱，無因細長效應所生之額外彎矩之虞。斷面配置上除按應力需求配筋外，柱箍筋全段採 10cm 緊密箍筋配置，箍筋型式採一筆箍增加柱斷面之圍束性。



二層平面圖



柱箍筋位置示意圖

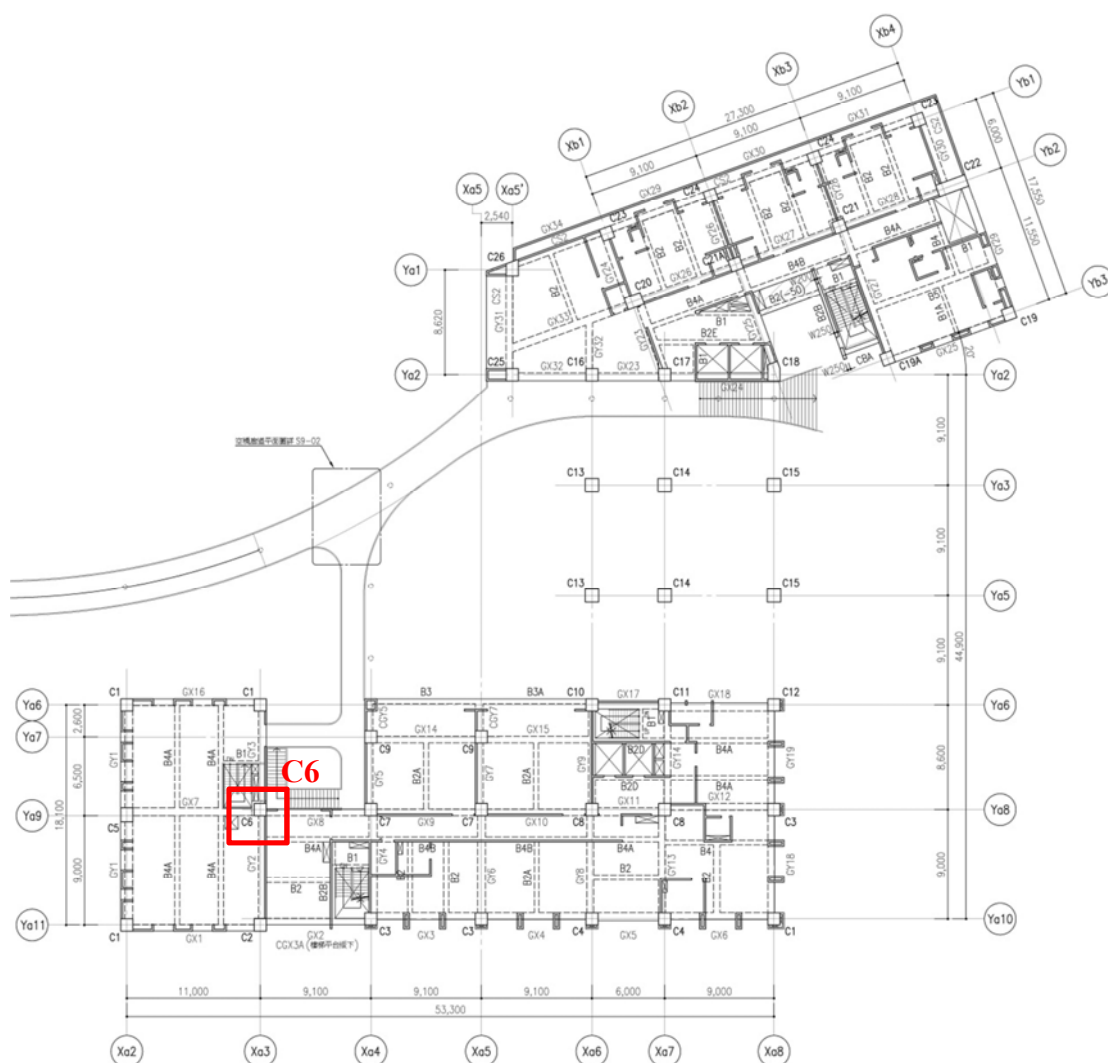


建議採用一筆箍
增加箍筋圍束性

柱箍筋：一筆箍示意圖

10.3 柱二層筋檢核

1. 檢討位置：(2F) Line-Xa3/Ya9 C6



2. 材料強度

混凝土強度： $f'_c = 35 \text{ N/mm}^2$

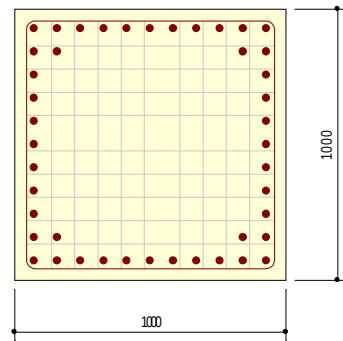
主筋強度： $f_{yr} = 420 \text{ N/mm}^2$ ；箍筋強度： $f_{yh} = 420 \text{ N/mm}^2$

3. 二層筋檢討

以 (2F) C6 柱為例進行檢核，流程如下：

(1) 柱斷面資訊

DX×DY= 1000 × 1000 mm
 第一層主筋 40 - D32
 第二層主筋 4 - D32
 箍筋 D13 @ 100 mm



(2) 柱軸彎設計需求

$P_u = 22040.2$ kN
 $M_{cy} = 991.8$ kN-m ; $M_{cz} = 991.8$ kN-m
 $M_c = (M_{cy} + M_{cz})^{0.5} = 1402.6$ kN-m

(3) 鋼筋斷面積與全斷面積之比值

$A_g = 1.0000$ m²
 $A_{st} = 0.0358$ m²
 $\rho_t = A_{st}/A_g = 3.58$ %
 $\rho_{min} < \rho_t < \rho_{max}$

(4) 軸力與彎矩強度檢核

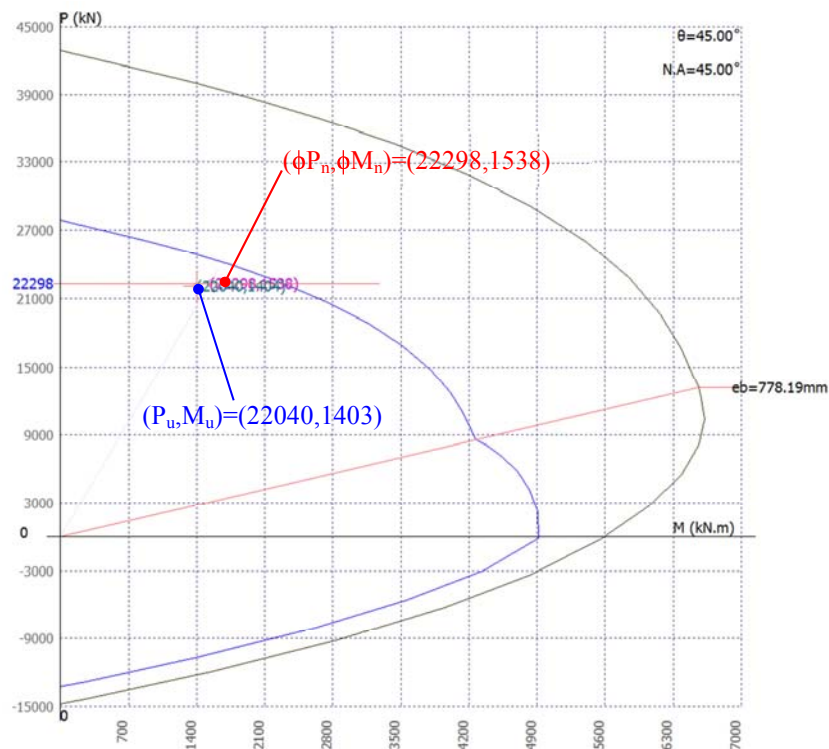
$\phi_c P_o = 34305.0$ kN

受壓強度檢核 $P_u/\phi_c P_n = 22040.2/22298 = 0.988$

受彎強度檢核 $M_c/\phi_b M_n = 1402.6/1538 = 0.912$

$M_{cy}/\phi_b M_{ny} = 991.8/1088 = 0.912$

$M_{cz}/\phi_b M_{nz} = 991.8/1088 = 0.912$

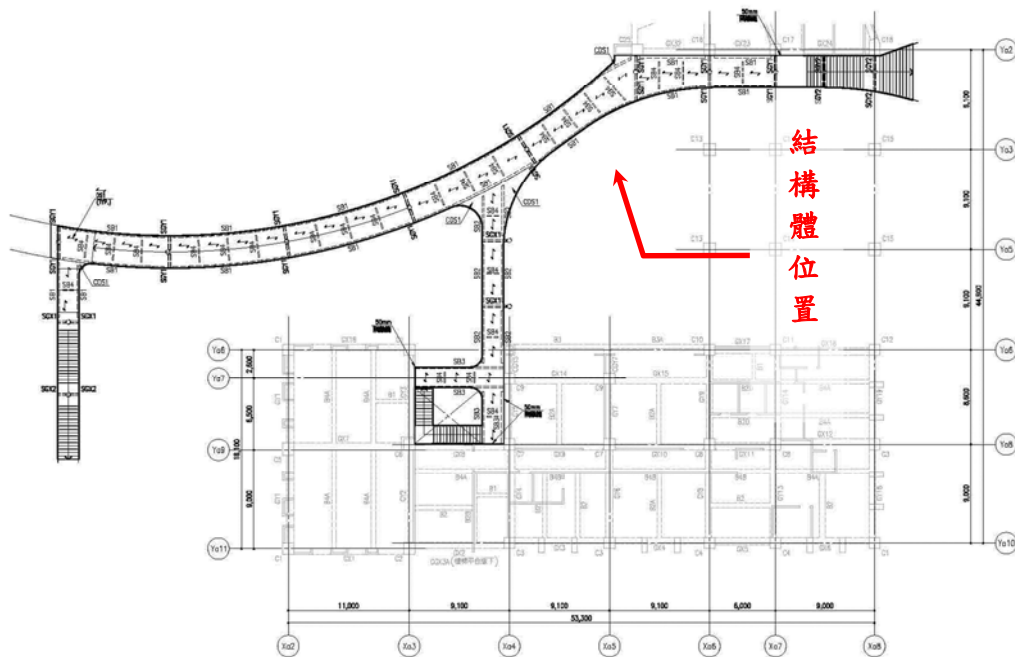


十一、鋼構相關設計檢討

11.1 空橋廊道設計說明

11.1.1 結構系統概要

本案於主體構造間擬建置一座空橋廊道，結構位置如下圖所示：



其主要建築及結構概述如下表說明：

項目	內容
結構型式	鋼構造
構造種類	特殊抗彎矩構架系統
設計方法	容許應立法設計(ASD)
結構規模	地上 1 層
	樓高 5.6m
基礎型式	螺栓接合+鋼筋混凝土基礎

11.1.2 設計載重

本案所用之設計載重列表如下：

No	樓層	用途	項目	單位重 (kN/m ³)	厚度 (mm)	荷重 (N/m ²)	設計載重 (N/m ²)	
							靜載重 DL	活載重 LL
1	2F	空橋廊道平台	面層		20	600		
			水泥砂漿	20.0	30	600		
			15cm Deck版 (BarDeck)			3600		
			合計			4800	→ 4800	4000
2	-	樓梯平台、梯踏	面層		20	600		
			水泥砂漿	20.0	30	600		
			合計			1200	→ 1200	4000

11.1.3 樓層平均載重

各樓層平均重量，如下所列：

樓層	總樓高 (m)	層高 (m)	面積 (m ²)	樓層重 (kN)	樓層單位重 (kN/m ²)
2F	5.6	-	379.6	1695	4.5
上構重 =				1695	kN
1F	0.0	5.6	379.6	133	0.4
結構體總重 Σ=				1828	kN

11.1.4 設計載重組合

考慮 0°、90° 正反向地震力加±5%偏心效應，及垂直向地震力之影響

DL	靜載重	LL	活載重
EQX	X 方向水平地震力 (考慮+5%偏心)	EQY	Y 方向水平地震力 (考慮+5%偏心)
NEQX	X 方向水平地震力 (考慮-5%偏心)	NEQY	Y 方向水平地震力 (考慮-5%偏心)
EQV	垂直向地震力		

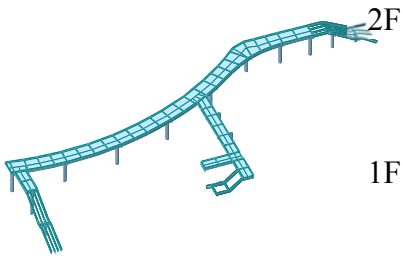
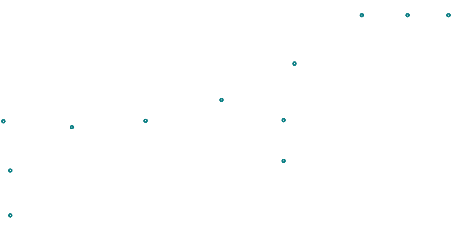
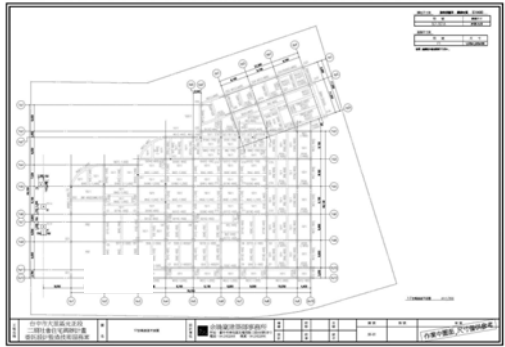
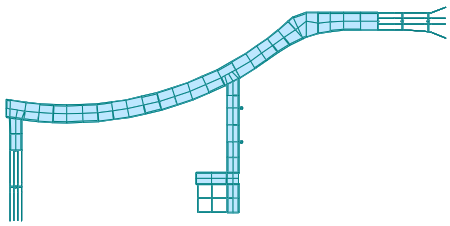
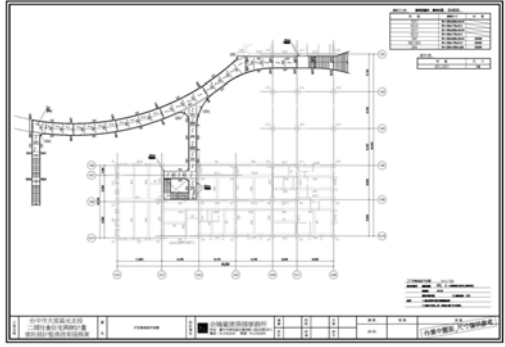
空橋廊道設計採容許應立法設計，共含 56 組載重組合，如下所示：

載重組合編號	DL	LL	EQX	EQY	EQV	WZ
SS101	1.00	1.00				0.9375
SS102	1.00	0.75				-0.9375
SS103	1.00	0.75			0.18	
SS104	1.00	0.75	0.60		-0.18	
SS105	1.00	0.75	0.60		0.18	
SS106	1.00	0.75		0.60	-0.18	
SS107	1.00	0.75		0.60	0.60	
SS108	1.00	0.75	0.18		0.60	
SS109	1.00	0.75	-0.18		0.60	
SS110	1.00	0.75		0.18	0.60	
SS111	1.00	0.75		-0.18	-0.18	
SS112	1.00	0.75	-0.60		0.18	
SS113	1.00	0.75	-0.60		-0.18	
SS114	1.00	0.75		-0.60	0.18	
SS115	1.00	0.75		-0.60	-0.60	
SS116	1.00	0.75	-0.18		-0.60	
SS117	1.00	0.75	0.18		-0.60	
SS118	1.00	0.75		-0.18	-0.60	
SS119	1.00	0.75		0.18		1.25
SS120	0.70					-1.25
SS121	0.70				0.24	
SS122	0.70		0.80		-0.24	
SS123	0.70		0.80		0.24	
SS124	0.70			0.80	-0.24	
SS125	0.70			0.80	0.80	
SS126	0.70		0.24		0.80	
SS127	0.70		-0.24		0.80	

載重組合編號	DL	LL	EQX	EQY	EQV	WZ
SS128	0.70			0.24	0.80	
SS129	0.70			-0.24	-0.24	
SS130	0.70		-0.80		0.24	
SS131	0.70		-0.80		-0.24	
SS132	0.70			-0.80	0.24	
SS133	0.70			-0.80	-0.80	
SS134	0.70		-0.24		-0.80	
SS135	0.70		0.24		-0.80	
SS136	0.70			-0.24	-0.80	
SS137	0.70			0.24		
SS138	1.00	1.00				1.25
SS139	1.00	1.00				-1.25
SS140	1.00	1.00			0.30	
SS141	1.00	1.00	1.00		-0.30	
SS142	1.00	1.00	1.00		0.30	
SS143	1.00	1.00		1.00	-0.30	
SS144	1.00	1.00		1.00	1.00	
SS145	1.00	1.00	0.30		1.00	
SS146	1.00	1.00	-0.30		1.00	
SS147	1.00	1.00		0.30	1.00	
SS148	1.00	1.00		-0.30	-0.30	
SS149	1.00	1.00	-1.00		0.30	
SS150	1.00	1.00	-1.00		-0.30	
SS151	1.00	1.00		-1.00	0.30	
SS152	1.00	1.00		-1.00	-1.00	
SS153	1.00	1.00	-0.30		-1.00	
SS154	1.00	1.00	0.30		-1.00	
SS155	1.00	1.00		-0.30	-1.00	
SS156	1.00	1.00		0.30		0.9375

11.2 空橋廊道結構分析模型

分析採用三向度立體剛構架，柱底設為固定端，將鋼承版視為可傳遞應力之柔性樓版，並將鋼梯加入模擬。鋼梯對結構體類似斜撐，可協助抵抗側向力。

	結構分析模型	結構圖面
平 立 面 圖	 三維立體模型	
	 一層平面圖	 一層平面圖
	 二層平面圖	 二層平面圖

11.3 地震力分析

11.3.1 地震力計算

附屬結構物設計地震力

基地資訊					
縣市	鄉鎮市區	村里		所在區域	地盤種類
臺中市	大里區	--	--	近斷層區域	第一類地盤
地震區域設計係數					
鄰近之斷層	車籠埔	斷層			
斷層名稱			車籠埔		
工址與斷層水平距離			0.63 km		
近斷層設計地震調整因子	N_A	=	1.23		
短週期設計加速度係數	S_S^D	=	0.80		
等加速段放大係數	F_a^D	=	1.00		
工址短週期設計水平加速度	S_{DS}	=	0.984		
附屬結構物設計係數					
所在樓層距基面之高度	h_x	=	0.0 m	建築物基面至屋頂之高度	h_n = 5.6 m
用途係數	I_p	=	1		
共振放大倍數	a_p	=	1	地震反應折減係數	R_p = 1
容許地震反應折減係數	R_{pa}	=	$R_{pa}=1+(R_p-1)/1.5=$	1.00	
設計水平地震力					
$F_{ph} = 0.4 S_{DS} I_p \frac{a_p}{R_{pa}} \left(1 + 2 \frac{h_x}{h_n} \right) W_p = \underline{0.40 W_p}$ $\left(\leq 1.6 S_{DS} I_p W_p = 1.60 W_p \quad \text{且} \quad > 0.3 S_{DS} I_p W_p = 0.30 W_p \rightarrow \text{OK} \right)$					
設計垂直地震力					
$F_{pv} = \frac{2}{3} F_{ph} = \underline{0.27 W_p}$					

經分析，鋼構棚架整體重量 W_p 約 1828 kN，依上述計算 $0.4W_p$ 得水平向地震力 731.2 kN，垂直向地震力為 $0.27W_p$ 之 493.6 kN。

11.3.2 扭轉不規則性檢核

依『建築物耐震規範及解說』，包含意外扭矩(5%意外偏心)的地震力作用下，沿地震力方向最大側邊層變位大於兩側邊平均層變位的 1.2 倍以上時，應視為扭轉不規則性。

$$d_{avg} = \frac{d_A + d_B}{2}$$

$$d_{max} = \{d_A, d_B\}_{max}$$

$$d_{max} < 1.2d_{avg} \quad \text{扭轉規則性建築}$$

$$d_{max} > 1.2d_{avg} \quad \text{扭轉不規則性建築}$$

$$Ax = \left(\frac{d_{max}}{1.2d_{avg}} \right)^2 \leq 3$$

※扭轉不規則性檢核：

X向地震力						Y向地震力					
樓層	平均變位 d _{avg} (cm)	最大變位 d _{max} (cm)	d _{max} / d _{avg}	扭矩係數 Ax	扭轉規則性 檢核	樓層	平均變位 d _{avg} (cm)	最大變位 d _{max} (cm)	d _{max} / d _{avg}	扭矩係數 Ax	扭轉規則性 檢核
2F	1.51	1.81	1.199	0.998	規則	2F	0.57	1.48	2.596	4.682	不規則

由結果可知本案建物 Y 向屬於扭轉不規則性建築物，意外扭矩放大係數 Ax 依表格內所示。設計採用 5%意外偏心值，符合規範規定。

11.3.3 層間相對側向位移角檢核

依『建築物耐震規範及解說』第 2.16.1 節，在地震力 $V = \frac{IF_u}{4.2} \left(\frac{S_{aD}}{F_u} \right)_m W$ 作

用下，每一樓層與其上、下鄰層之相對側向位移除以層高，即所謂層間相對側向位移角，其應有相當程度的限制，其值不得超過 0.005。

※層間相對側向位移角結果：

X向地震力						Y向地震力					
樓層	層高 (m)	層間變位 (cm)	層間變位角 (1/1000)	層間變位角	檢核	樓層	層高 (m)	層間變位 (cm)	層間變位角 (1/1000)	層間變位角	檢核
1F	5.6	1.58	2.80	1/ 357	OK	1F	5.6	0.38	0.70	1/ 1429	OK
MAX		1.58	2.80			MAX		0.38	0.70		

最大層間位移角皆小於 5‰，符合規範。

11.3.4 碰撞距離檢核

依『建築物耐震設計規範』第 2.16.2 節規定，為避免地震時所引起的變形造成鄰近建築物間的相互碰撞，建築物應自留設設計地震力作用下產生位移乘以 $0.6 \times 1.4 \alpha_y \times R_a$ 倍之距離。然本案 $R_a = 1.0$ ， $\alpha_y = 1.0$ ，故最大自留設距離取自分析位移。



空橋廊道-二層平面圖

(1) 與鄰近構件之碰撞距離檢核

	X向地震力	Y向地震力
最大變位(cm)	1.9 (2F)	1.5 (2F)
自留設距離(cm)	$0.6 \times 1.4 \times \alpha_y \times R_a = 0.6 \times 1.4 \times 1.0 \times 3.5 = 2.94$	
自留設距離(cm)	$1.9 \times 1 = 1.8$	$1.5 \times 1 = 1.5$
與既有建物距離(cm)	5.0	5.0
Check	OK	OK

本案空橋廊道 X 向、Y 向距鄰近構件之最小距離，即為與主結構間預留之 50 mm 伸縮縫，其大於須自留設之距離，故本案無碰撞之虞。

11.4 風力分析

開放式建築物設計風力

設計基本條件						
縣市	鄉鎮市區	基本風速 $V_{10}(C)$ (m/s)		用途係數 I	阻尼比 β	
台中市	大里區	27.5		1	0.01	
地況種類	B					
	α	$Z_g(m)$	b	c	$\lambda(m)$	$\bar{\varepsilon}$
	0.25	400	0.62	0.3	98	0.33
建築物資訊						
建築物高度(含屋突)(m)		5.60	m	建築物寬度	(X向)	79.0 m
					(Y向)	36.0 m
X向 T_n		0.258	sec	X向 f_n		3.876
建築物週期	Y向 T_a	0.161	sec	建築物頻率	Y向 f_a	6.211 (普通
	扭轉向 T_t	0.149	sec		扭轉向 f_t	6.711 建築物)
順風向計算相關參數						
陣風反應因子計算						
紊流強度		0.31	背景反應尖峰因子 g_Q		3.4	
紊流積分尺度		94.65	風速尖峰因子 g_V		3.4	
普通建築物 $f_n > 1$						
X向結構系統			Y向結構系統			
背景反應因子 Q		0.85	背景反應因子 Q		0.79	
陣風反應因子 G		1.746	陣風反應因子 G		1.673	

11.4.1 側向設計風力

一、風速壓計算：

$$q(z) = 0.06K(z)K_{zt}[IV_{10}(C)]^2$$

$$\text{高度 } z = 5.60 \text{ m}$$

$$\text{地況 } B \quad \alpha = 0.25 \quad z_g = 400 \text{ m}$$

$$K(z) = 2.774(z/z_g)^{2\alpha}$$

$$K(z) = 0.33 \text{ (風速壓地況係數)}$$

$$K(z) = 1.00 \text{ (地形係數)}$$

$$V_{10}(C) = 27.50 \text{ (m/s, 基本設計風速)}$$

$$I = 1.00 \text{ (用途係數)}$$

$$q(z) = 14.89 \text{ kgf/m}^2$$

二、側向受風面積計算：

$$Ac_x = 36.0 \times 5.6 \times 0.1 = 20.16 \text{ m}^2$$

$$Ac_y = 79.0 \times 5.6 \times 0.1 = 44.24 \text{ m}^2$$

三、風壓係數：

$$\begin{aligned} G_x &= 1.75 \\ G_y &= 1.67 \\ C_f &= 2.00 \end{aligned}$$

四、風力計算式：

$$\begin{aligned} F &= q(Z) \times G \times C_f \times A_c \\ F_x &= 1048.5 \text{ kgf} \\ &= 10.3 \text{ kN} \\ F_y &= 2204.6 \text{ kgf} \\ &= 21.6 \text{ kN} \end{aligned}$$

ϕ	C_f		
	平邊構材	圓形斷面構材	
		$D\sqrt{q(z)} \leq 1.70$	$D\sqrt{q(z)} > 1.70$
<0.1	2.0	1.2	0.8
0.1~0.29	1.8	1.3	0.9
0.3~0.7	1.6	1.5	1.1

註：(1) 所謂中空式標示物為，標示物開口面積大於或等於總面積的30%者。
 (2) 假定風力作用方向與風向平行。
 (3) ϕ ：實體面積與總面積之比值。
 D ：圓形斷面構材的直徑，m
 $q(z)$ ：風速壓， kgf/m^2
 (4) 計算設計風力所用之受風作用特徵面積為構件投影在與風向垂直之平面上的面積。

五、地震力與風力比較：

總橫力	地震力 (kN)	風力 (kN)
X向	731	$1.6 \times 10.3 = 16$
Y向	731	$1.6 \times 21.6 = 35$

由上表可知地震力作用橫力遠大於風力橫力，故結構設計係由地震力控制。

11.4.2 垂直向設計風壓

一、風速壓計算：

$$\begin{aligned} q(z) &= 0.06K(z)K_{zt}[IV_{10}(C)]^2 \\ \text{高度 } z &= 5.60 \text{ m} \\ \text{地況 } B & \quad \alpha = 0.25 \quad z_g = 400 \text{ m} \\ K(z) &= 2.774(z/z_g)^{2\alpha} \\ K(z) &= 0.33 \text{ (風速壓地況係數)} \\ K(zt) &= 1.00 \text{ (地形係數)} \\ V_{10}(C) &= 27.50 \text{ (m/s, 基本設計風速)} \\ I &= 1.00 \text{ (用途係數)} \\ q(z) &= 14.89 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

二、風壓係數：

$$\begin{aligned} & \text{(屋頂外風壓)} \\ \text{屋頂斜角 } 0.00 \text{ 度} & \quad \text{開放式建築物} \\ GC_p &= 2.10 \text{ (外風壓係數)} \end{aligned}$$

三、風壓計算式：

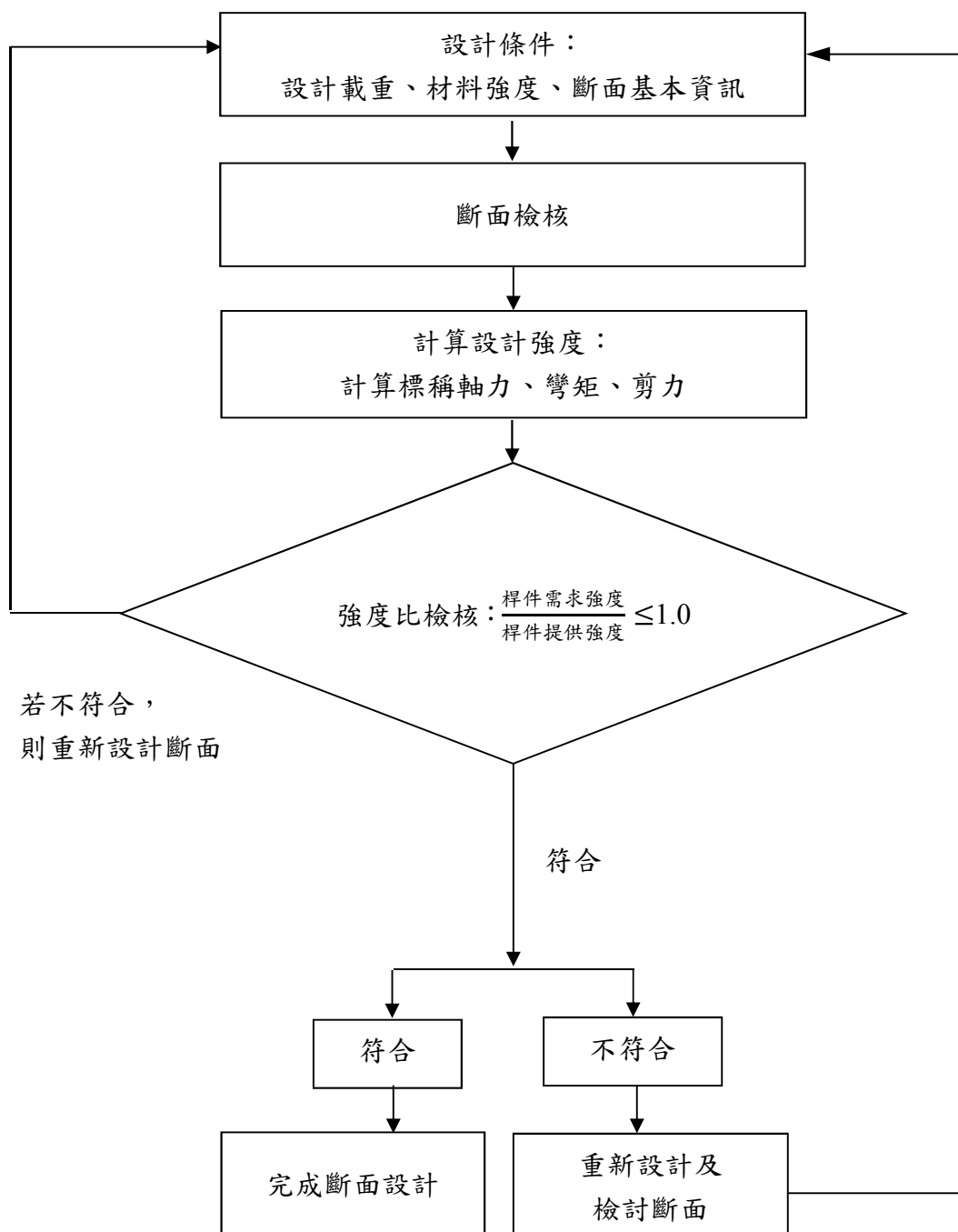
$$\begin{aligned} p &= g(h)[(GC_p) - (GC_{pi})] \\ p &= 31.28 \text{ kgf/m}^2 \quad \text{屋頂外風壓} \\ &= 306.81 \text{ N/m}^2 \end{aligned}$$

設計上分析模型考慮屋頂外風壓，經計算為 306.81 N/m^2 。

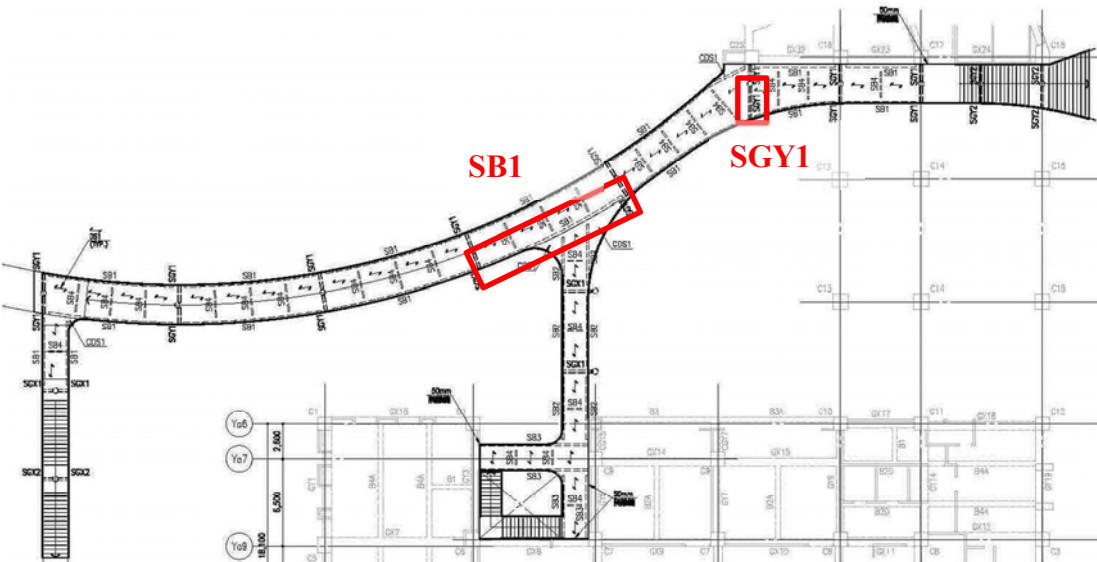
11.5 梁、柱設計及檢核

11.5.1 鋼梁檢核

鋼梁設計流程如下說明：



1. 檢核位置說明

檢核梁位置說明	
梁編號	(2F) SGY1、SB1
	

2. MIDAS Gen 分析結果

鋼梁 SGY1

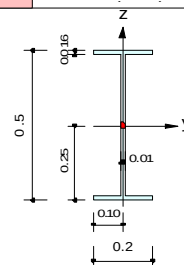
midasGen

Steel Checking Result

	Company		Project Title	
	Author		File Name	

1. Design Information

Design Code : TWN-ASD96
 Unit System : kN, m
 Member No : 13
 Material : SN490 (No:1006)
 (Fy = 323619, Es = 200055660)
 Section Name : SGY1(500) (No:3002)
 (Rolled : RH 500x200x10x16).
 Member Length : 2.74639



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -251.16 (LCB: 238, POS:J)
 Bending Moments My = -199.30, Mz = -1.9575
 End Moments Myi = 59.2493, Myj = -199.30 (for Lb)
 Myi = 59.2493, Myj = -199.30 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = -1.9575 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 1.33035 (LCB: 234, POS:1/2)
 Fzz = 118.935 (LCB: 238, POS:J)

Depth	0.50000	Web Thick	0.01000
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01600
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01600
Area	0.01120	Asz	0.00500
Qyb	0.10482	Qzb	0.00500
Iyy	0.00047	Izz	0.00002
Ybar	0.10000	Zbar	0.25000
Syy	0.00187	Szz	0.00021
ry	0.20400	rz	0.04360

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 2.74639, Lz = 2.74639, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Moment Factor / Bending Coefficient
 Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 63.0 < 200.0$ (Memb:13, LCB: 238)..... O.K
 Axial Stress
 $f_a/F_a = 22425/145911 = 0.154 < 1.000$ O.K
 Bending Stresses
 $f_{by}/F_{by} = 106466/213589 = 0.498 < 1.000$ O.K
 $f_{bz}/F_{bz} = 9147/242715 = 0.038 < 1.000$ O.K
 Combined Stress (Compression+Bending)
 $SF_y = [C_{my}/(1-f_a/F_{e_y})]$, $SF_z = [C_{mz}/(1-f_a/F_{e_z})]$
 $R_{max1} = f_a/F_a + SF_y \cdot f_{bcy}/F_{bcy} + SF_z \cdot f_{bcz}/F_{bcz}$
 $R_{max2} = f_a/0.60F_y + f_{bcy}/F_{bcy} + f_{bcz}/F_{bcz}$
 $R_{max} = \max[R_{max1}, R_{max2}] = 0.695 < 1.000$ O.K
 Shear Stresses
 $f_{vy}/F_{vy} = 0.002 < 1.000$ O.K
 $f_{vz}/F_{vz} = 0.184 < 1.000$ O.K

應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

midas Gen

Steel Checking Result



Company

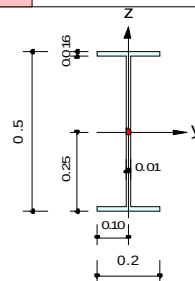
Project Title

Author

File Name

1. Design Information

Design Code : TWN-ASD96
 Unit System : kN, m
 Member No : 224
 Material : SS400 (No:1002)
 (Fy = 245166, Es = 200055660)
 Section Name : SB1 (No:1501)
 (Rolled : RH 500x200x10x16).
 Member Length : 12.3580



2. Member Forces

Axial Force Fxx = 47.0004 (LCB: 243, POS:1/2)
 Bending Moments My = 217.050, Mz = -1.5052
 End Moments Myi = 110.113, Myj = 217.050 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.40422, Mzj = -1.5332 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -21.971 (LCB: 243, POS:3/4)
 Fzz = 43.0935 (LCB: 239, POS:J)

Depth	0.50000	Web Thick	0.01000
Top F Width	0.20000	Top F Thick	0.01600
Bot.F Width	0.20000	Bot.F Thick	0.01600
Area	0.01120	Asz	0.00500
Qyb	0.10482	Qzb	0.00500
Iyy	0.00047	Izz	0.00002
Ybar	0.10000	Zbar	0.25000
Syy	0.00187	Szz	0.00021
ry	0.20400	rz	0.04360

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 12.3580, Lz = 3.06594, Lb = 0.00000
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Moment Factor / Bending Coefficient
 Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

 $KL/r = 72.3 < 200.0$ (Memb:224, LCB: 210)..... O.K

Axial Stress

 $f_t/F_t = 4196/147100 = 0.029 < 1.000$ O.K

Bending Stresses

 $f_{by}/F_{by} = 115946/161810 = 0.717 < 1.000$ O.K

 $f_{bz}/F_{bz} = 7034/183875 = 0.038 < 1.000$ O.K

Combined Stress (Tension+Bending)

 $R_{max} = f_t/F_t + f_{by}/F_{by} + f_{bz}/F_{bz} = 0.783 < 1.000$ O.K

Shear Stresses

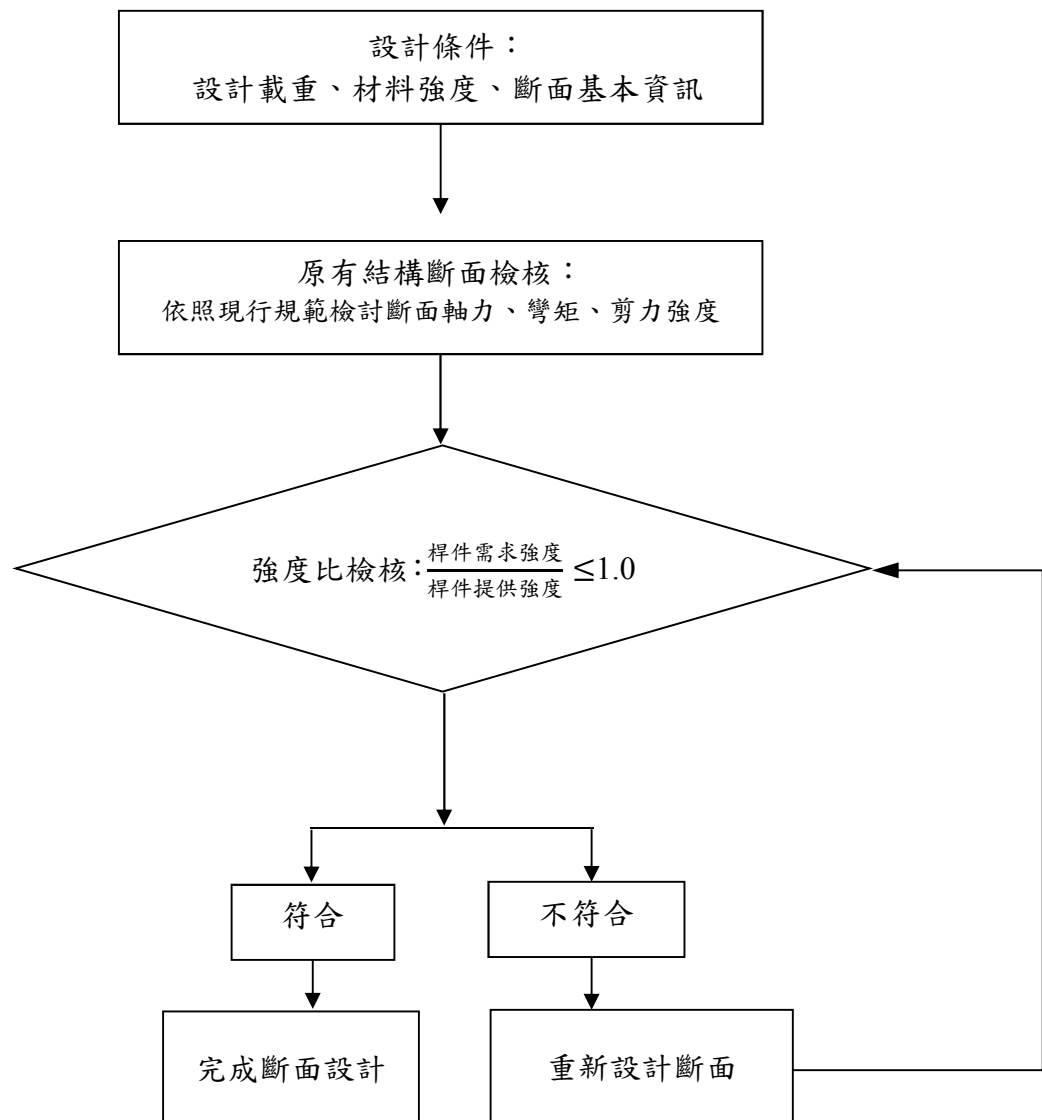
 $f_{vy}/F_{vy} = 0.053 < 1.000$ O.K

 $f_{vz}/F_{vz} = 0.088 < 1.000$ O.K

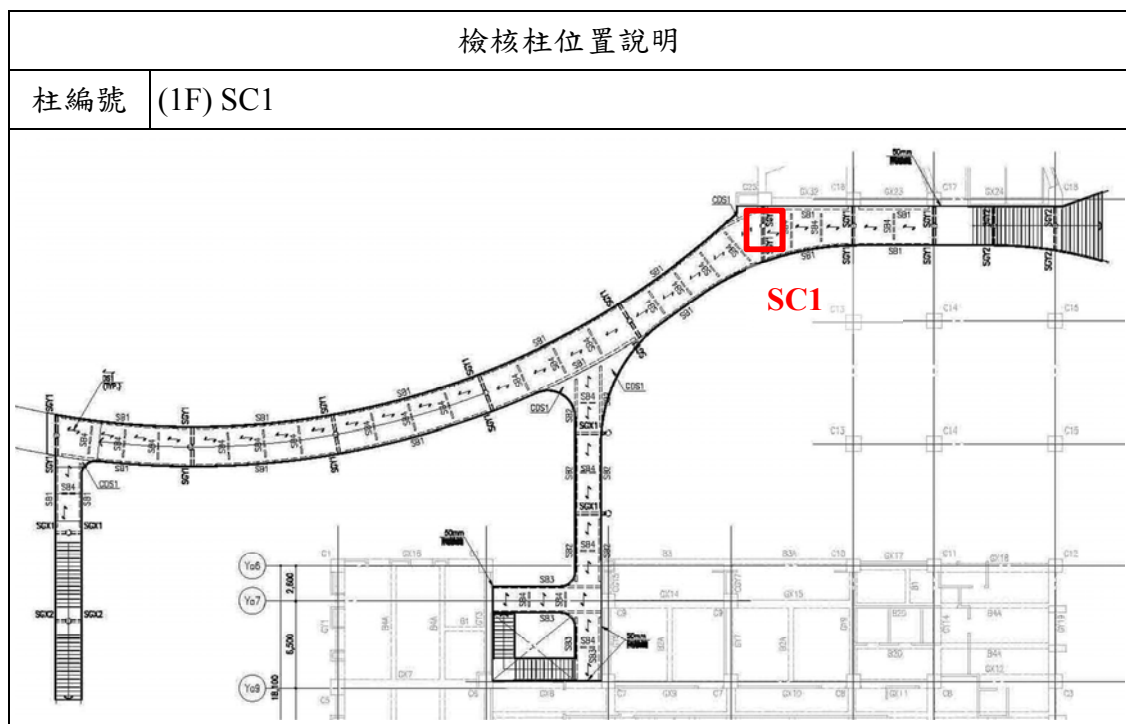
應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

11.5.2 鋼柱檢核

鋼柱設計流程如下說明：



1. 檢核位置說明



2. MIDAS Gen 分析結果

鋼柱 SC1

midasGen

Steel Checking Result



Company

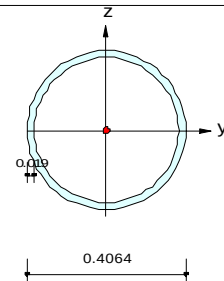
Author

Project Title

File Name

1. Design Information

Design Code : TWN-ASD96
 Unit System : kN, m
 Member No : 150
 Material : STK490 (No:1005)
 (Fy = 313813, Es = 200055660)
 Section Name : C1 (No:1001)
 (Rolled : P 406.4x19).
 Member Length : 5.60000



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -337.36 (LCB: 234, POS:I)
 Bending Moments My = 202.490, Mz = -73.884
 End Moments Myi = 202.490, Myj = -114.98 (for Lb)
 Myi = 202.490, Myj = -114.98 (for Ly)
 Mzi = -73.884, Mzj = 181.225 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = -47.684 (LCB: 234, POS:1/2)
 Fzz = 56.6914 (LCB: 234, POS:1/2)

Outer Dia.	0.40640	Wall Thick	0.01900
Area	0.02310	Asz	0.01156
Qyb	0.03761	Qzb	0.03761
Iyy	0.00044	Izz	0.00044
Ybar	0.20320	Zbar	0.20320
Syy	0.00214	Szz	0.00214
ry	0.13700	rz	0.13700

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 5.60000, Lz = 5.60000, Lb = 5.60000
 Effective Length Factors Ky = 2.31, Kz = 2.31
 Moment Factor / Bending Coefficient
 Cmy = 0.85, Cmz = 0.85, Cb = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio
 $KL/r = 94.6 < 200.0$ (Memb:150, LCB: 234)..... O.K
 Axial Stress
 $f_a/F_a = 14604 / 105967 = 0.138 < 1.000$ O.K
 Bending Stresses
 $f_{by}/F_{by} = 94589 / 207116 = 0.457 < 1.000$ O.K
 $f_{bz}/F_{bz} = 34513 / 207116 = 0.167 < 1.000$ O.K
 Combined Stress (Compression+Bending)
 $R_{max} = f_a/F_a + \sqrt{(f_{by}/F_{by})^2 + (f_{bz}/F_{bz})^2} = 0.624 < 1.000$ O.K
 Shear Stresses
 $f_v/F_v = 0.026 < 1.000$ O.K

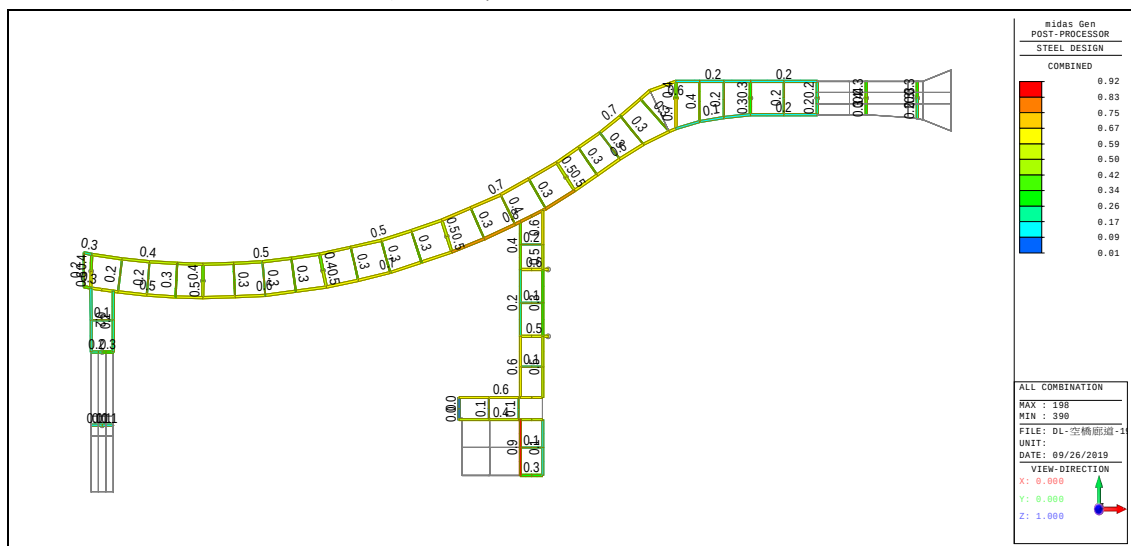
應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

11.5.3 梁、柱檢討彙整

在第一章所列之設計條件下，依第 11.5.1、11.5.2 節所述檢核桿件強度比
$$= \frac{\text{桿件需求強度}}{\text{桿件提供強度}}$$
 小於 1.0 才能滿足設計條件，其強度比如下所示：

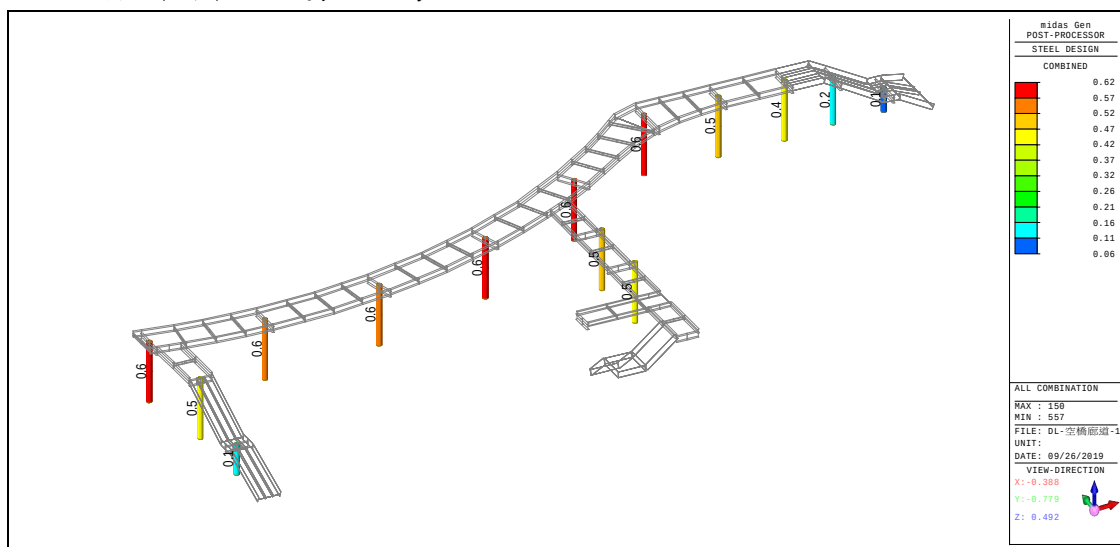
1. 鋼梁

鋼大小梁桿件軸力、剪力、彎矩綜合檢核比：



2. 鋼柱

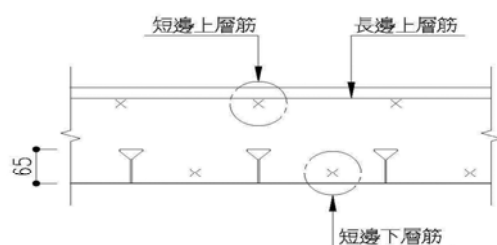
鋼柱桿件軸力、剪力、彎矩綜合檢核比：



經檢討後，梁柱桿件應力強度比小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。

11.6 鋼承鈑設計及檢核

本案樓版為 Bar Deck 形式，厚度為 150mm，使用混凝土材料 $f'_c = 280 \text{ kgf/cm}^2$ ，鋼筋材料 $f_y = 2800 \text{ kgf/cm}^2$ ，本節檢討其承載能力。



1. 鋼承鈑規格 Bar-Deck 鋼鈑厚度 1.2 mm
 版厚H 150 mm $h_r =$ 65 mm $S =$ 185 mm
 短向淨跨距 L 3 m
2. 材料強度
 混凝土強度 $f'_c =$ 28 N/mm^2
 鋼筋降伏強度 $f_y =$ 280 N/mm^2
3. 設計載重
 靜載重 $=$ 4800 N/m^2
 活載重 $=$ 4000 N/m^2
 $W_u = (1.2D + 1.6L) =$ 12160 N/m^2

4. 上層鋼筋計算

$$\begin{aligned}
 \mu_u &= W_u \times L^2 / 10 = 10944 \text{ N-m}^2/\text{m} \\
 m &= f_y / 0.85 f_c' = 11.8 \\
 R_n &= \mu_u / (\phi \times b \times d^2) = 8.0 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) = 0.0029 \\
 \rho_{\min} &= 0.002 \\
 \rho_{\text{req}} &= \text{Max}(\rho, \rho_{\min}) = 0.0029 \\
 \text{需求 } A_s &= \rho_{\text{req}} (100) d = 3.59 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{主筋採 } 1 - \text{D13 @ } 200 \text{ mm, } &\text{提供 } A_{s,\text{pro}} = 6.34 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{檢核比} &= A_{s,\text{req}} / A_{s,\text{pro}} = 0.57 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

5. 下層鋼筋計算

$$\begin{aligned}
 \mu_u &= W_u \times L^2 / 8 = 13680 \text{ N-m}^2/\text{m} \\
 m &= f_y / 0.85 f_c' = 11.8 \\
 R_n &= \mu_u / (\phi \times b \times d^2) = 10.0 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{F_y}} \right) = 0.004 \\
 \rho_{\min} &= 0.002 \\
 \rho_{\text{req}} &= \text{Max}(\rho, \rho_{\min}) = 0.0037 \\
 \text{需求 } A_s &= \rho_{\text{req}} (100) d = 4.51 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{主筋採 } 2 - \text{D13 @ } 200 \text{ mm, } &\text{提供 } A_{s,\text{pro}} = 12.67 \text{ cm}^2/\text{m} \\
 \text{檢核比} &= A_{s,\text{req}} / A_{s,\text{pro}} = 0.36 \quad \text{OK}
 \end{aligned}$$

由上述可知，DS1樓版配置厚度150mm，鋼筋號數採D13(#4)，檢核比皆小於1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→O.K.

11.7 鋼梯設計及檢核

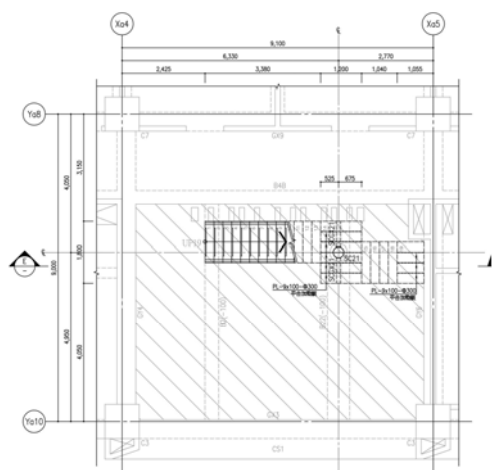
本案共設置九座鋼梯，分別為 7 樓至 10 樓之六座鋼梯 A~F 及空橋廊道處之三座戶外鋼梯 A~C，本節將上構樓層之鋼梯及空橋廊道處鋼梯各別取一座檢討鋼梯上各構件之承載能力。

11.7.1 半戶外平台鋼梯

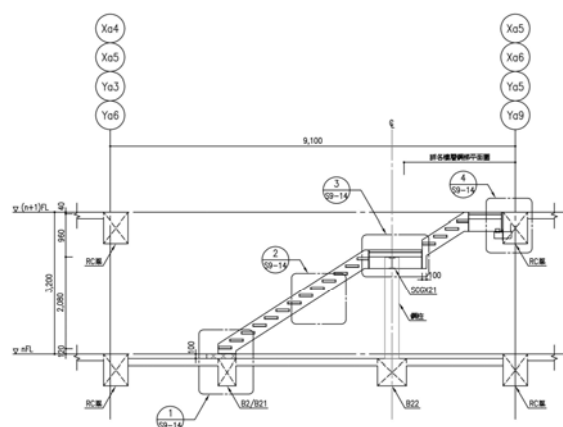
1. 檢核鋼梯位置說明：

(1) 鋼梯編號：(8F) 鋼梯 C

(2) 配置圖：

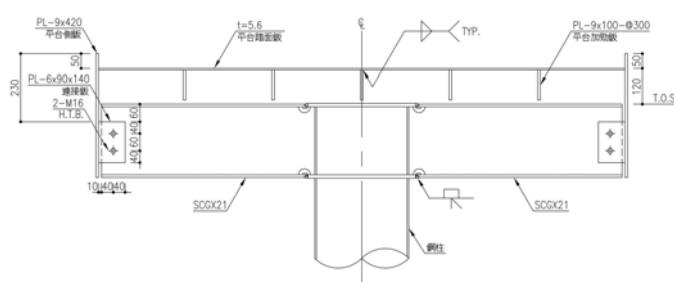
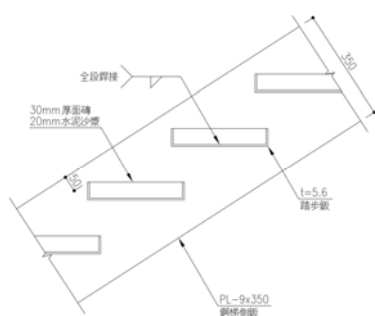


平面配置圖



鋼梯立面圖

2. 鋼梯設計檢討



檢核位置對照圖

(1) 鋼梯踏板檢討

a) 基本輸入資訊

鋼踏板厚度 t_1 =	5.6 mm
鋼踏板長度 B_1 =	250 mm
鋼梯面寬 L_1 (跨度)=	1.2 m
長寬比= L_1/B_1 =	4.80 >0.5
使用鋼材 f_y =	235 N/mm ²
(SS400)	

b) 載重計算

3cm大理石	900 N/m ²
水泥砂漿	600 N/m ²
靜載重 ΣDL =	1500 N/m ²
活載重 LL (面載)=	3000 N/m ²
鋼構自重 r_s =	77008.50 N/m ³
鋼踏板自重 $U_{l,self}(DL)$ =	$r_s \times t = 431.25$ N/m ²
$U_1 = DL + LL$ =	4.93 kN/m ²
$w_1 = U_1 \times B_1$ =	1.23 kN/m
$W_1 = w_1 \times L_1$ =	1.48 kN(每一踏總重)

假設端部固接

$$M_2 = (w_1 \times L_1^2) / 12 = 0.15 \text{ kN-m}$$

c) 需求計算

斷面結實性

使用鋼材 f_y =	2.40 tf/cm ²
$\lambda_{pd} = 68 / \sqrt{f_y} =$	43.93
$\lambda_p = 68 / \sqrt{f_y} =$	43.93
$\lambda_r = 260 / \sqrt{f_y} =$	167.99
寬厚比 h/t =	44.64 半結實斷面

$$F_b = 0.6 \times F_y$$

$$S_{x,req'd} = M_u / (0.6 \times f_y) = 1.05 \text{ cm}^3$$

使用 PL-5.6 踏板

$$S_{x,prov'd} = B_1 t^2 / 6 = 1.31 \text{ cm}^3$$

> $S_{x,req'd}$, OK!

$$\text{檢核比} = S_{x,req'd} / S_{x,prov'd} = 0.80$$

由上述可知，鋼梯踏步板厚度採 5.6mm，應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

(2) 鋼梯平台鈑檢討

a) 基本輸入資訊

平台鈑厚度 t_2 =	5.6 mm
加勁鈑間距=載重帶寬 B_2 =	0.3 m
跨度 L_2 =	1.8 m
長寬比= L_2/B_2 =	6.00 >0.5
使用鋼材 f_y =	235 N/mm ²

b) 載重計算

3cm大理石	900 N/m ²
水泥砂漿	600 N/m ²
靜載重 ΣDL =	1500 N/m ²
活載重 LL (面載)=	3000 N/m ²
鋼構自重 r_s =	77008.50 N/m ³
單位平台鈑自重 $U_{2,self}(DL)$ =	$r_s \times t = 431.25$ N/m ²
$U_2 = DL + LL$ =	4.93 kN/m ²
$w_2 = U_2 \times B_2$ =	1.48 kN/m

c) 需求計算

斷面結實性

使用鋼材 f_y =	2.40 tf/cm ²
$\lambda_{pd} = 68/\sqrt{f_y}$ =	43.93
$\lambda_p = 68/\sqrt{f_y}$ =	43.93
$\lambda_r = 260/\sqrt{f_y}$ =	167.99
寬厚比 h/t =	53.57 半結實斷面

$$F_b = 0.6 \times F_y$$

$$S_{x,req'd} = M_u / (0.6 \times f_y) = 4.26 \text{ cm}^3$$

使用 PL-5.6 平台鈑

$$S_{x,prov'd} = L_2 \times t^2 / 6 = 9.41 \text{ cm}^3$$

> $S_{x,req'd}$, OK!

$$\text{檢核比} = S_{x,req'd} / S_{x,prov'd} = 0.45$$

由上述可知，鋼梯平台鈑厚度採 5.6mm，應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

(3) 鋼梯平台加勁鈹檢討

a) 基本輸入資訊

加勁鈹厚度 t_3 =	9 mm
加勁鈹高度 h_3 =	100 mm
載重帶寬 B_3 =	0.3 m
加勁鈹跨度 L_3 =	1.8 m
使用鋼材 f_y =	235 N/mm ²

b) 載重計算

3cm大理石	900 N/m ²
水泥砂漿	600 N/m ²
靜載重 ΣDL =	1500 N/m ²
活載重 LL (面載)=	3000 N/m ²
鋼構自重 rs =	77008.50 N/m ³
加勁鈹自重 $w_{self}(DL) = t_3 \times h_3 \times rs =$	69.31 N/m
$U_3 = DL + LL =$	4.5 kN/m ²
$w_3 = w_3 \times B_3 + w_{self} =$	1.42 kN/m

c) 需求計算

斷面結實性

使用鋼材 f_y =	2.40 tf/cm ²
$\lambda_{pd} = 68/\sqrt{f_y} =$	43.93
$\lambda_p = 68/\sqrt{f_y} =$	43.93
$\lambda_r = 260/\sqrt{f_y} =$	167.99
寬厚比 $h/t =$	11.11 結實斷面

$$F_b = 0.66 \times F_y$$

$$S_{x,req'd} = M_u / (0.66 \times f_y) = 4.08 \text{ cm}^3$$

使用 PL-9 ×100

$$S_{x,prov'd} = t_3 \times h_3^2 / 6 = 15.00 \text{ cm}^3$$

> $S_{x,req'd}$, OK!

$$\text{檢核比} = S_{x,req'd} / S_{x,prov'd} = 0.27$$

由上述可知，鋼梯平台加勁鈹厚度採 9mm，應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

(4) 鋼梯側板檢討

a) 基本輸入資訊

側板厚度 t_5 =	9 mm
側板高度 h_5 =	420 mm
載重帶寬 B_5 =	0.6 m (樓梯寬/2)
側板跨度 L_5 =	5 m
使用鋼材 f_y =	235 N/mm ²

b) 載重計算

3cm大理石	900 N/m ²
水泥砂漿	600 N/m ²
平台板及踏板	431 N/m ²
靜載重 ΣDL =	1931 N/m ²
活載重 LL (面載)=	3000 N/m ²
鋼構自重 r_s =	77008.50 N/m ³
平台側板自重 $w_{self}(DL)$ = $t_5 \times h_5 \times r_s$ =	291.09 N/m
$U_5 = DL + LL$ =	4.9 kN/m ²
$w_5 = U_5 \times B_5 + w_{self}$ =	3.3 kN/m
$M_5 = (w_5 \times L_5^2)/8$ =	10.2 kN-m

c) 需求計算

斷面結實性

使用鋼材 f_y =	2.40 tf/cm ²
$\lambda_{pd} = 68/\sqrt{f_y}$ =	43.93
$\lambda_p = 68/\sqrt{f_y}$ =	43.93
$\lambda_r = 260/\sqrt{f_y}$ =	167.99
寬厚比 h/t =	46.67 結實斷面

$$F_b = 0.66 \times F_y$$

$$S_{x,req'd} = M_u / (0.66 \times f_y) = 72.04 \text{ cm}^3$$

$$\text{使用 } 9 \text{ mm}$$

$$S_{x,prov'd} = t_5 h_5^2 / 6 = 264.6 \text{ cm}^3$$

> $S_{x,req'd}$, OK!

$$\text{檢核比} = S_{x,req'd} / S_{x,prov'd} = 0.27$$

由上述可知，鋼梯側板厚度採 9mm，應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

(5) 鋼梁檢討

a) 基本輸入資訊

SCGX21鋼梁尺寸 RH-250x125x6x9

鋼梁跨度L=	0.9 m
X向帶寬B ₁ =	3.2 m
Y向帶寬B ₂ =	1.2 m
使用鋼材f _y =	325 N/mm ²
(SN490)	

b) 載重計算

3cm大理石	900 N/m ²
水泥砂漿	600 N/m ²
平台板及踏板	431 N/m ²
靜載重DL ₁ (面載)=	1931 N/m ²
活載重LL(面載)=	3000 N/m ²
鋼梁單位重=	284 N/m
鋼梁自重 DL ₂ =	0.26 kN
U=DL ₁ +LL=	4.93 kN/m ²
P=U×B ₁ ×B ₂ +1.2DL ₂ =	19.25 kN

假設懸臂梁端部集中力

$$M_u = P \times L = 17.33 \text{ kN-m}$$

c) 需求計算

斷面結實性

使用鋼材f _y =	3.31 tf/cm ²
$\lambda_{pd} = 14/\sqrt{f_y} =$	7.69
$\lambda_p = 17/\sqrt{f_y} =$	9.34
$\lambda_r = 25/\sqrt{f_y} =$	13.74
寬厚比 h/t =	6.94 結實斷面

$$F_b = 0.66 \times F_y$$

$$S_{x,req'd} = M_u / (0.66 \times f_y) = 89 \text{ cm}^3$$

使用 RH-250x125x6x9

$$S_{x,prov'd} = 317.00 \text{ cm}^3$$

>S_{x,req'd}, OK!

$$\text{檢核比} = S_{x,req'd} / S_{x,prov'd} = 0.28$$

由上述可知，SCGX21 鋼梁採用 RH-250x125x6x9，應力檢核比小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

(6) 鋼柱檢討

a) 基本輸入資訊

SC21鋼柱尺寸 $\phi 318.5 \times 6$

鋼柱長度L=	2.3 m
X向帶寬B ₁ =	3.2 m
Y向帶寬B ₂ =	1.8 m
使用鋼材f _y =	325 N/mm ²
(STK490)	

b) 載重計算

3cm大理石	900 N/m ²
水泥砂漿	600 N/m ²
平台板及踏板	431 N/m ²
靜載重DL ₁ (面載)=	1931 N/m ²
活載重LL(面載)=	3000 N/m ²
鋼柱單位重=	453 N/m
鋼梁自重 DL ₂ =	1.04 kN
U=DL ₁ +LL=	4.93 kN/m ²
柱軸力N=U×B ₁ ×B ₂ +DL ₂ =	29.45 kN
側力V=0.75W	22.09 kN
 M _u =V×L=	 50.81 kN-m

c) 需求計算

計算斷面積：	58.9	cm ²	F _y ：	32500	N/cm ²
計算單位質量：	453.22	N/m	E：	20400000	N/cm ²
慣性矩I：	7190	cm ⁴	K：	1	
迴轉半徑r：	11.1	cm	L：	230	cm
斷面模數S：	452	cm ³	C _m ：	0.85	

軸壓應力計算(f_a)

$$f_a = N/A = 0.47 \text{ kN/cm}^2$$

容許軸壓應力計算(F_a)

$$\text{計算公式：} \quad \lambda < C_c \rightarrow F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{3} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{(Kl/r)^3}{8C_c^3}}, \quad \lambda \geq C_c \rightarrow F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2}, \quad \lambda = \frac{Kl}{r}, \quad C_c = \sqrt{\frac{2\pi^2 E}{F_y}}$$

C _c =	111.31
λ=	20.72
R=	0.19
F _a =	18.40 kN/cm ²
f _a /F _a =	0.03 < 1.0 (OK)

撓曲應力計算(fb)				
$M_u =$	4782	kN-cm		
$fb = M_u / S =$	4782 / 452 =	10.58	kN/cm ²	
容許撓曲應力計算(Fb)				
$Fb = 0.66 \times F_y =$	21.45	kN/cm ²		
$fb / Fb =$	0.49	<1.0 (OK)		

軸向應力及彎矩共同作用檢核計算

計算公式：

$$F_{allow} = \frac{f_a}{F_a} + \frac{C_m f_{bx}}{\left[\left(1 - \frac{f_a}{F_{ex}'} \right) F_{bx} \right]} + \frac{C_m f_{by}}{\left[\left(1 - \frac{f_a}{F_{ey}'} \right) F_{by} \right]}, F_e' = \frac{12\pi^2 E}{23(KL/r)^2}$$

$$F_e' = 244.67 \text{ kN/cm}^2$$

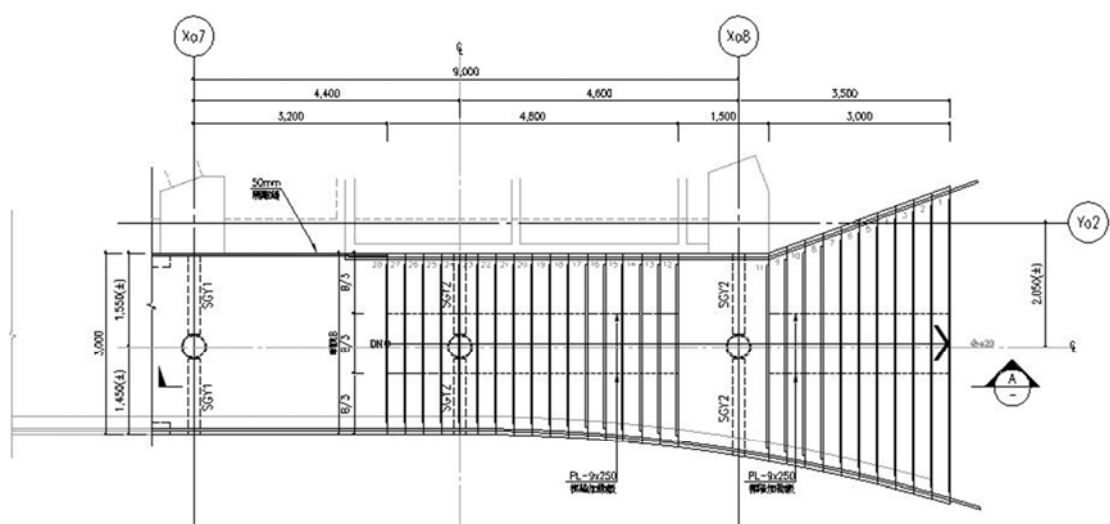
$$F_{allow} = 0.87 < 1.0 \text{ (OK)}$$

由上述可知，SC21 鋼梁採用 $\phi 318.5 \times 6$ ，應力檢核比小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

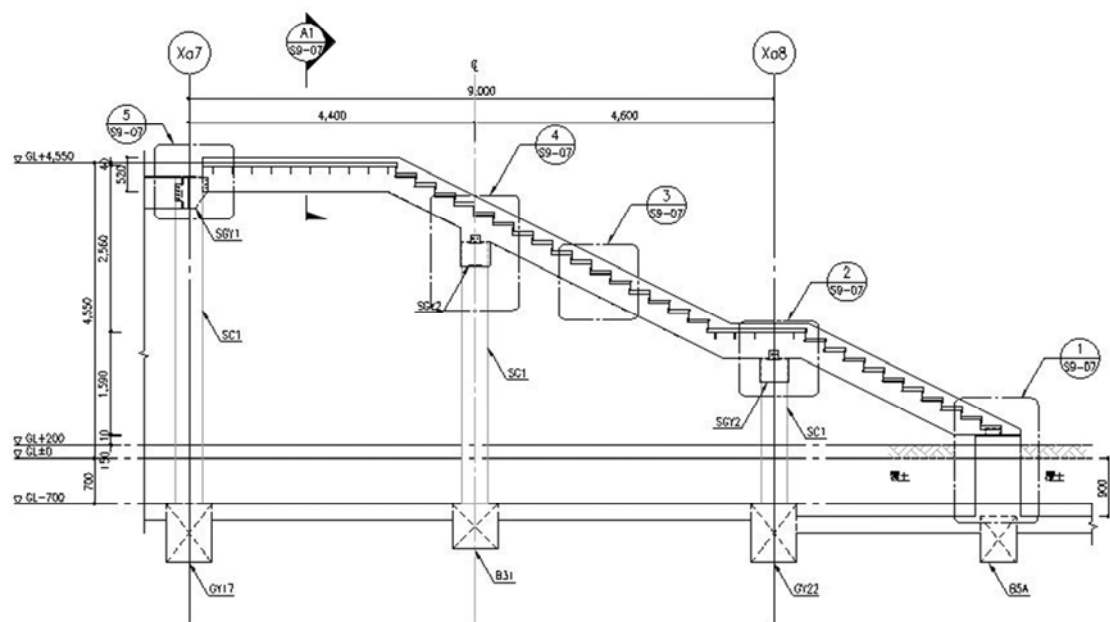
11.7.2 一二樓戶外鋼梯

1. 檢核鋼梯位置說明：

- (1) 鋼梯編號：(1F) 鋼梯 C
- (2) 配置圖：



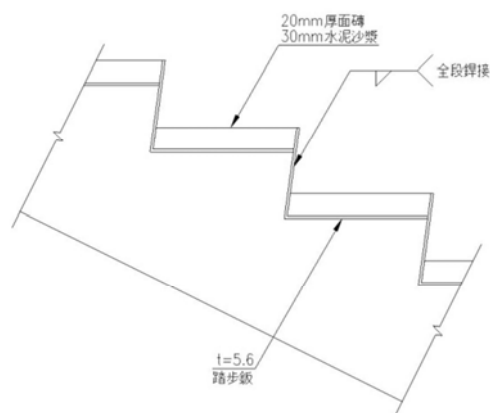
戶外鋼梯C平面圖 A1:1/50



戶外鋼梯C剖面圖 A1:1/50

2. 鋼梯設計檢討

(1) 鋼梯踏板檢討



a) 基本輸入資訊

鋼踏板厚度 $t_1 = 5.6 \text{ mm}$
 鋼踏板長度 $B_1 = h_1 = 310 \text{ mm}$
 鋼梯面寬 L_1 (跨度) = 3 m
 長寬比 = $L_1/B_1 = 9.68 > 0.5$ $\therefore$ 單向版
 使用鋼材 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$
 (SS400)

b) 載重計算

磁磚	600 N/m ²
水泥砂漿	600 N/m ²
靜載重 $\Sigma DL =$	1200 N/m ²
活載重 LL (面載) =	4000 N/m ²
鋼構自重 $rs =$	77008.50 N/m ³
鋼踏板自重 $U_{1, \text{self}} (DL) =$	$rs \times t = 431.25 \text{ N/m}^2$
$U_1 = DL + LL =$	5.63 kN/m ²
$w_1 = U_1 \times B_1 =$	1.75 kN/m
$W_1 = w_1 \times L_1 =$	5.24 kN (每一踏總重)
假設端部鉸接	
$M_1 = (w_1 \times L_1^2) / 8 =$	1.97 kN-m
假設端部固接	
$M_1 = (w_1 \times L_1^2) / 12 =$	1.31 kN-m
視為連續跨	
$L = 1 / 3 \times L_1 =$	1.00
$M_1 = (w_1 \times L^2) \times 0.100 =$	0.18 kN-m

II 10 2	3 span 連續梁	M : 彎矩			R : 反力	
		支 點	中 間	乘數	支 點	乘數
1		$M_B = -0.100$ $M_C = -0.100$	$M_1 = 0.080$ $M_2 = 0.025$	$w \cdot l^2$	$A = 0.400$ $B = 1.100$ $C = 1.100$ $D = 0.400$	$w \cdot l$

c)需求計算

斷面結實性

使用鋼材 f_y =	2.40	tf/cm ²	
$\lambda_{pd} = 68/\sqrt{f_y} =$	43.93		
$\lambda_p = 68/\sqrt{f_y} =$	43.93		
$\lambda_r = 260/\sqrt{f_y} =$	167.99		
寬厚比 $h/t =$	55.36		半結實斷面

$S_{x,req'd} = M_u / (0.6 \times f_y) =$	1.24	cm ³
使用	PL-5.6	踏板

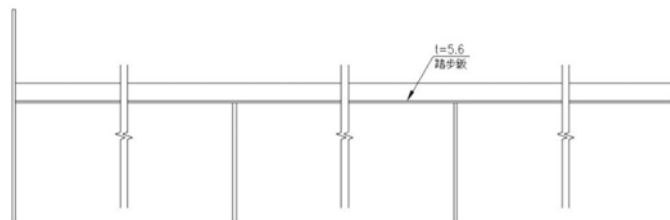
$S_{x,prov'd} = B_1 t^2 / 6 =$	1.62	cm ³
--------------------------------	------	-----------------

> $S_{x,req'd}$, OK!

檢核比 = $S_{x,req'd} / S_{x,prov'd} =$	0.77
--------------------------------------	------

由上可知，鋼梯踏步板厚度採 5.6mm，應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

(2) 鋼梯平台鈑檢討



a) 基本輸入資訊

平台鈑厚度 t_2	5.6 mm
加勁鈑間距=載重帶寬 $B_2=h_2$	0.3 m
跨度 L_2	3 m
長寬比 $= L_2/B_2$	10.00 > 0.5 $\therefore$ 單向版
使用鋼材 f_y	235 N/mm ²

b) 載重計算

磁磚	600 N/m ²
水泥砂漿	600 N/m ²
靜載重 ΣDL	1200 N/m ²
活載重 LL (面載)	4000 N/m ²
鋼構自重 rs	77008.50 N/m ³
單位平台版自重 $U_{2,self} (DL)$	$rs \times t = 431.25 \text{ N/m}^2$
$U_2 = DL + LL$	5.63 kN/m ²
$w_2 = U_2 \times L_2$	16.90 kN/m
端部視為鉸接	
$M_2 = (w_2 \times B_2^2)/8$	0.19 kN-m

c) 需求計算

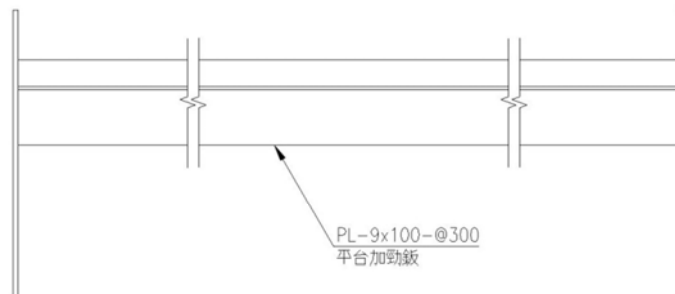
斷面結實性

使用鋼材 f_y	2.40 tf/cm ²
$\lambda_{pd} = 68/\sqrt{f_y}$	43.93
$\lambda_p = 68/\sqrt{f_y}$	43.93
$\lambda_r = 260/\sqrt{f_y}$	167.99
寬厚比 h/t	53.57 半結實斷面

$$\begin{aligned}
 S_{x,req'd} &= M_u / (0.6 \times f_y) = & 1.35 \text{ cm}^3 \\
 &\text{使用} & \text{PL-5.6 平台鈹} \\
 S_{x,prov'd} &= B_2 \times t^2 / 6 = & 1.57 \text{ cm}^3 \\
 & & > S_{x,req'd}, \text{ OK!} \\
 \text{檢核比} &= S_{x,req'd} / S_{x,prov'd} = & 0.86
 \end{aligned}$$

由上可知，鋼梯平台鈹厚度採 5.6mm，應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

(3) 鋼梯平台加勁鈹檢討



a) 基本輸入資訊

$$\begin{aligned}
 \text{加勁鈹厚度 } t_3 &= 9 \text{ mm} \\
 \text{加勁版高度 } h_3 &= 100 \text{ mm} \\
 \text{載重帶寬 } B_3 &= 0.3 \text{ m} \\
 \text{加勁鈹跨度 } L_3 &= 3 \text{ m} \\
 \text{使用鋼材 } f_y &= 235 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

b) 載重計算

磁磚	600 N/m ²
水泥砂漿	600 N/m ²
靜載重 ΣDL	1200 N/m ²
活載重 LL (面載)	4000 N/m ²
鋼構自重 r_s	77008.50 N/m ³
加勁版自重 $w_{self} (DL)$	$t_3 \times h_3 \times r_s = 69.31 \text{ N/m}$
$U_3 = DL + LL$	5.2 kN/m ²
$w_3 = w_3 \times B_3 + 1.2 \times w_{self}$	1.64 kN/m

端部視為鉸接

$$M_3 = (w_3 \times L_3^2) / 8 = 1.85 \text{ kN-m}$$

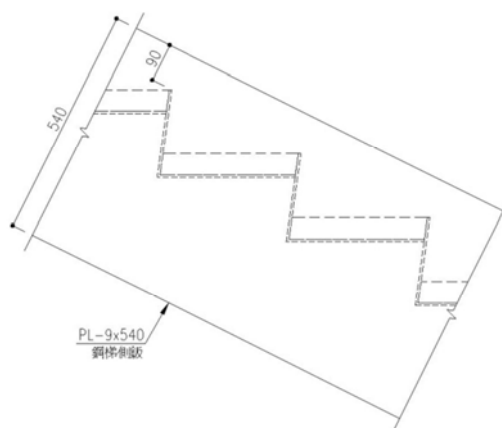
c) 需求計算

斷面結實性

使用鋼材 $f_y =$	2.40 tf/cm ²	
$\lambda_{pd} = 68/\sqrt{f_y} =$	43.93	
$\lambda_p = 68/\sqrt{f_y} =$	43.93	
$\lambda_r = 260/\sqrt{f_y} =$	167.99	
寬厚比 $h/t =$	11.11	結實斷面
$S_{x, req'd} = M_u / (0.6 \times f_y) =$	13.11 cm ³	
使用	PL-9 × 100	平台加勁板
$S_{x, prov'd} = t_3 \times h_3^2 / 6 =$	15.00 cm ³	
	> $S_{x, req'd}$, OK!	
檢核比 = $S_{x, req'd} / S_{x, prov'd} =$	0.87	

由上可知，鋼梯平台下加勁板厚度採 9mm，應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K

(4) 鋼梯側板檢討



a) 基本輸入資訊

端板厚度 $t_4 =$	9 mm
端板高度 $h_4 =$	540 mm
使用鋼材 $f_y =$	235 N/mm ²

b) 載重計算

磁磚	600 N/m ²
水泥砂漿	600 N/m ²
靜載重 $\Sigma DL =$	1200 N/m ²
活載重 LL (面載) =	4000 N/m ²
鋼構自重 $r_s =$	77008.50 N/m ³
平台端版自重 $w_{self} (DL) = t_4 \times h_4 \times r_s =$	374.26 N/m

端部視為鉸接，midas載重組合下最大外力

$$\begin{aligned}\text{軸力 } F_4 &= 101 \text{ kN} \\ \text{彎矩 } M_4 &= 36 \text{ kN-m}\end{aligned}$$

c)需求計算

斷面結實性

$$\begin{aligned}\text{使用鋼材 } f_y &= 2.40 \text{ tf/cm}^2 \\ \lambda_{pd} &= 68/\sqrt{f_y} = 43.93 \\ \lambda_p &= 68/\sqrt{f_y} = 43.93 \\ \lambda_r &= 260/\sqrt{f_y} = 167.99 \\ \text{寬厚比 } h/t &= 60.00 \quad \text{半結實斷面}\end{aligned}$$

軸力厚度需求

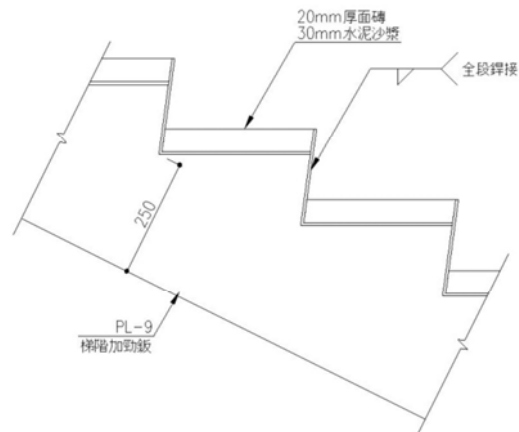
$$\begin{aligned}t_{req'd} &= F_4 / h_4 / (0.6 \times f_y) = 1.3 \text{ mm} \\ \text{使用} & \quad \text{PL-9} \times 540 \quad \text{鋼梯側板} \\ \text{檢核比} &= t_{req'd} / t_{prov'd} = 0.15\end{aligned}$$

彎矩厚度需求

$$\begin{aligned}S_{x,req'd} &= M_4 / (0.6 \times f_y) = 256.7 \text{ cm}^3 \\ \text{使用} & \quad \text{PL-9} \times 540 \quad \text{鋼梯側板} \\ S_{x,prov'd} &= t_4 h_4^2 / 6 = 437.4 \text{ cm}^3 \\ & > S_{x,req'd}, \text{ OK!} \\ \text{檢核比} &= S_{x,req'd} / S_{x,prov'd} = 0.59\end{aligned}$$

由上可知，鋼梯側板厚度採 9mm，應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K

(5) 鋼梯梯階加勁板檢討



a) 基本輸入資訊

端板厚度 $t_5 = 9 \text{ mm}$
 端板高度 $h_5 = 250 \text{ mm}$ (至踏階底)
 使用鋼材 $f_y = 235 \text{ N/mm}^2$

b) 載重計算

磁磚	600 N/m^2
水泥砂漿	600 N/m^2
靜載重 $\Sigma DL =$	1200 N/m^2
活載重 LL (面載) =	4000 N/m^2
鋼構自重 $r_s =$	77008.50 N/m^3
加勁版自重 $w_{\text{self}} (DL) = t_5 \times h_5 \times r_s =$	173.27 N/m

端部視為鉸接，midas載重組合下最大外力

軸力 $F_5 = 46 \text{ kN}$
 彎矩 $M_5 = 22 \text{ kN-m}$

c) 需求計算

斷面結實性

使用鋼材 $f_y = 2.40 \text{ tf/cm}^2$
 $\lambda_{pd} = 68 / \sqrt{f_y} = 43.93$
 $\lambda_p = 68 / \sqrt{f_y} = 43.93$
 $\lambda_r = 260 / \sqrt{f_y} = 167.99$
 寬厚比 $h/t = 27.78$ 半結實斷面

軸力厚度需求

$$t_{req'd} = F_4 / h_4 / (0.6 \times f_y) =$$

$$1.3 \text{ mm}$$

使用

$$PL-9 \times 250$$

鋼梯梯階加勁板

$$\text{檢核比} = t_{req'd} / t_{prov'd} =$$

$$0.14$$

彎矩厚度需求

$$S_{x,req'd} = M_5 / (0.6 \times f_y) =$$

$$153.6 \text{ cm}^3$$

使用

$$PL-9 \times 250$$

鋼梯梯階加勁板

$$S_{x,prov'd} = t_5 h_5^2 / 6 =$$

$$155.2 \text{ cm}^3$$

$$> S_{x,req'd}, \text{ OK!}$$

$$\text{檢核比} = S_{x,req'd} / S_{x,prov'd} =$$

$$0.99$$

由上可知，鋼梯梯階下加勁板厚度採 9mm，應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K

11.8 鋼構接合檢討

鋼梁續接接合檢討為使減少工地銲接，因此採用鋼柱托梁之方式，鋼梁則在現場栓接。鋼梁續接檢討其續接處之螺栓與剪接鈑是否符合設計載重之需求。檢討如下：

1. 腹鈑續接-剛接

A. 腹鈑螺栓剪力檢討

V_{bolt} ：螺栓單顆強度

I_p ：螺栓慣性矩

N_w ：腹鈑螺栓顆數

N_g ：翼鈑螺栓顆數

斷面剪力 $V_p = 0.6F_y d t_w$

斷面彎矩 $M_p = Z F_y$

$$f_1 = V_p / N_w, \quad f_2 = \frac{V_p \times s \times g}{2 \sum I_p}, \quad \text{合力 } F_w = \sqrt{f_1^2 + f_2^2}$$

$$\text{強度比} = \frac{F_w}{V_{bolt}} \leq 1.0$$

B. 腹鈑續接鈑剪力檢討

$$\text{強度比} = \frac{V_p}{L \times t \times 0.6F_{yw}} < 1.0$$

2. 腹鈑續接-鉸接

A. 腹鈑螺栓剪力檢討

V_{bolt} ：螺栓單顆強度

V_u ：梁上最大剪力分析值

$$\text{強度比} = \frac{V_u}{V_{bolt}} \leq 1.0$$

B. 腹鈑續接鈑剪力檢討

$$\text{強度比} = \frac{V_p}{L \times t \times 0.6F_{yw}} < 1.0$$

3. 翼鈑續接-剛接

(1). 銲接

A. 全滲透開槽銲

全滲透開槽銲之銲接若施工品質控管良好，且銲道之內部沒有嚴重缺陷，並經以非破壞檢測方法檢驗合格後，考量全滲透開槽銲所熔填之相稱銲材金屬之強度均高於母材，可視銲道強度大於母材強度。如此一來，銲道強度不為斷面失敗主控因素，故無需檢核。

B. 部分滲透開槽銲

$$\text{翼鈹拉力強度 } F_g = \frac{M_p}{H - t_f}$$

$$\text{鈹材強度 } \phi R_{nw} = (0.8)(0.6F_{EXX})(t_e)$$

$$\text{強度比} = \frac{F_g}{\phi R_{nw} \times t} \leq 1.0$$

(2). 栓接

A. 翼鈹螺栓檢討

$$\text{翼鈹拉力強度 } F_g = \frac{M_p}{H - t_f}$$

$$\text{強度比} = \frac{F_g}{V_{bolt} \times N_g} \leq 1.0$$

B. 翼鈹外部續接鈹(P1)檢討

$$\text{全斷面降伏: } F_{g1,P1} = \phi_t T_n = 0.9F_y A_g$$

$$\text{淨斷面撕裂 } F_{g2,P1} = \phi_t T_n = 0.75F_u A_e$$

$$F_{g,P1} = \min\{F_{g1,P1}, F_{g2,P1}\}$$

$$\text{強度比} = \frac{F_{g,P1} / N_{P1}}{F_{P1}} \leq 1.0$$

C. 翼鈹外部續接鈹(P2)檢討

$$\text{全斷面降伏: } F_{g1,P2} = \phi_t T_n = 0.9F_y A_g$$

$$\text{淨斷面撕裂 } F_{g2,P2} = \phi_t T_n = 0.75F_u A_e$$

$$F_{g,P2} = \min\{F_{g1,P2}, F_{g2,P2}\}$$

$$\text{強度比} = \frac{F_{g,P2} / N_{P2}}{F_{P2}} \leq 1.0$$

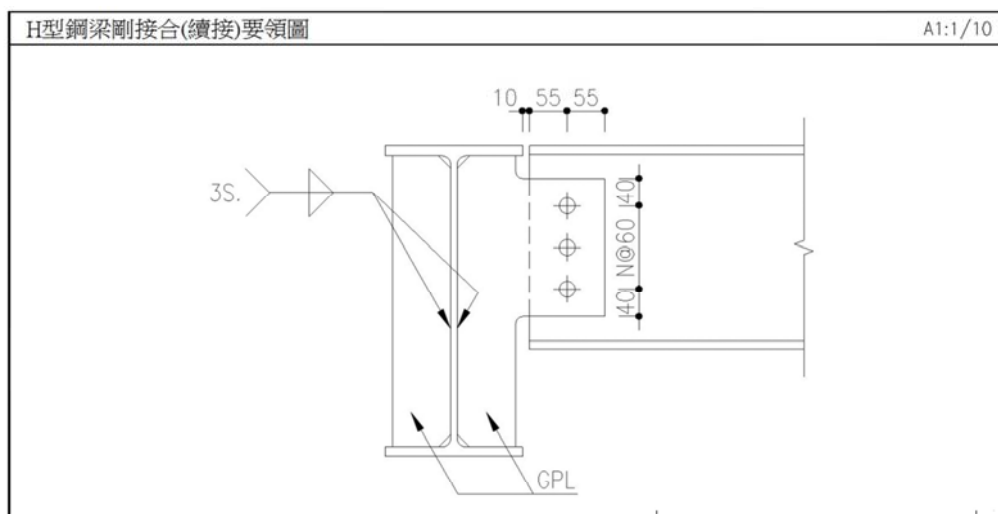
以小梁 SB1 鉸接接合為例：

梁尺寸	RH-	H 500	B ×200	t_w ×10.0	t_f ×16.0	mm
塑性模數		2096360	mm ³	Ag	11080	mm ²
		2096.36				

1. 外力來源

鋼梁	$F_y =$	235 N/mm ²	$F_u =$	400 N/mm ²
續接鈑	$F_y =$	235 N/mm ²	$F_u =$	400 N/mm ²
$V_u =$ 分析之最大剪力 =			56 kN	腹鈑應承受最大剪力

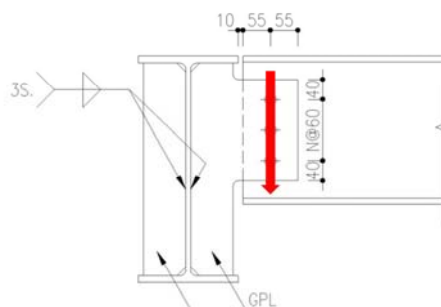
2. 螺栓排列



分類	螺栓種類	
I	承壓型接合	F8T 或 S8T
II	承壓型接合	F10T 或 S10T
III	$\mu=0.33$ 摩阻型接合	F8T 或 S8T
IV	$\mu=0.33$ 摩阻型接合	F10T 或 S10T

3. 梁腹續接檢討

A. 假設受一偏心作用力在圖上，造成一扭矩T



B. 梁腹鉚續接

採螺栓 **M16** **IV** 型: $\mu=0.33$ 摩阻型接合 F10T 或 S10T
 $\phi V_{nb} = 3.94$ $t_f = 38.7$ kN/支 (查詢鋼結構設計手冊)
 設置垂直 $N = 3$ 間距 $S = 60$ mm
 → 梁腹續接鉚 採 1×PL- **12** ×110 ×260 mm
 (1片 PL-厚度×水平×垂直)

C. 腹鉚螺栓檢核

腹鉚螺栓總顆數 $N_b = 4$ 顆(單剪)

螺栓採上下左右對稱配置，形心位於中央。

螺栓群極慣性矩 $\Sigma r^2 = 180 \text{ cm}^2 = 18000 \text{ mm}^2$

依據受力同向相加的原理，受力最大的螺栓位於右上角(單剪)

其距離螺栓群中心 $x = 30$ mm, $y = 90$ mm

計算最大合作用剪力值：

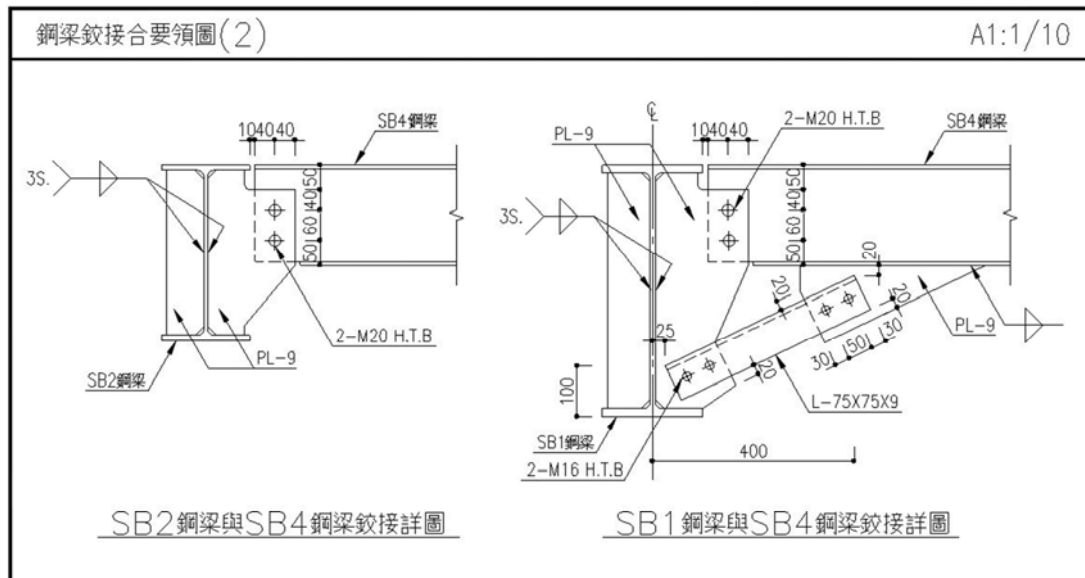
a. 垂直直剪力 $(V_y)_m = V_p / N_b = 14.1$ kN/支
 $R_{m,max} = \sqrt{[(V_x)_m^2 + (V_{Tx})_m^2] + [(V_y)_m^2 + (V_{Ty})_m^2]} = 14.1$ kN/支
 $R_{m,max} = 14.1 < \phi V_{nb} = 38.7$ kN/支 (OK!)
 $R_{m,max} / \phi V_{nb} = 0.36 < 1.00$ (OK!)

D. 梁腹續接鉚檢核

採 2×PL- 12 ×110 ×260 mm (1片 PL-厚度×水平×垂直)
 $V_u = V_p / 1 = 56.4$ kN/片
 $\phi V_{npl,web} = \phi L \times t \times F_y = 0.75 \times 12 \times 260 \times 235 = 549.9$ kN/片
 $V_u / \phi V_{npl,web} = 0.10 < 1.00$ (OK!)

綜合前述，梁腹鉚續接之應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ O.K.

5.承前述，將所有需要續接之梁斷面檢討後，螺栓與連接版配置如下表所示：

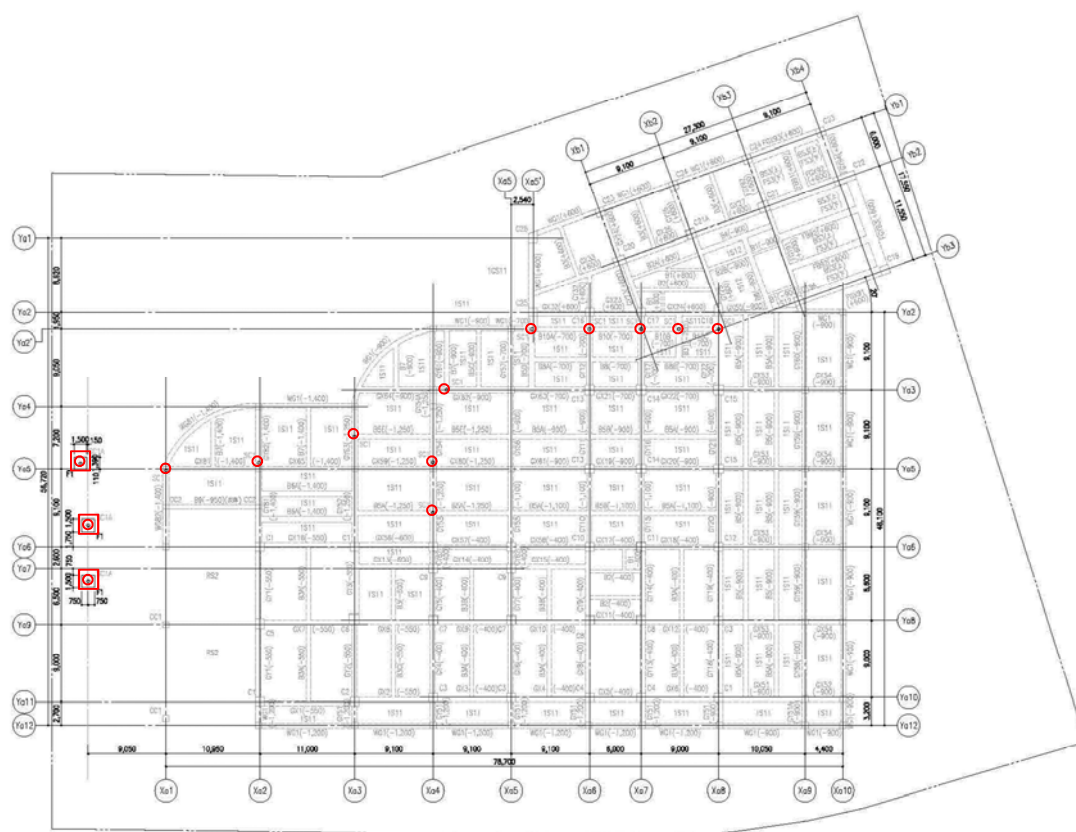


11.9 鋼構基礎設計及檢核

11.9.1 基礎設計概要

分析使用 MIDAS 整體模型與 Desing+程式，考慮柱位承受上部結構傳遞之垂直載重，包含靜載重、活載重並綜合地震力作用下之影響，設計柱底錨定螺栓與 RC 柱墩座。

本案模擬整體空橋廊道使用柔性樓版，當地震力來臨時，廊道左右兩側之鋼梯將產生類似斜撐作用，協助承擔地震力



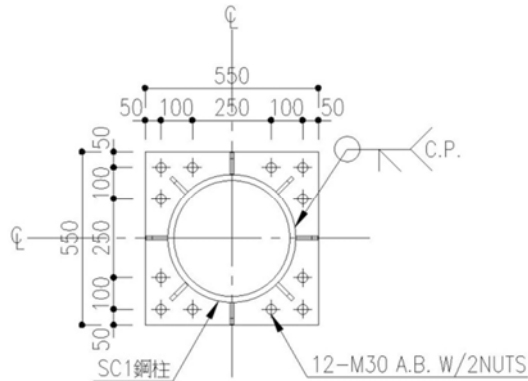
地下一層基礎平面圖

11.9.2 基礎接合螺栓設計

載重組合下最大外力如下：

Load	FZ (tf)	MX (tf-m)	MY (tf-m)	FX (tf)	FY (tf)
SS141	34.1	7.92	-19.32	-5.45	-4.89

基礎螺栓設計檢核內容如下所示：



一、基本資料

提供錨栓 A307

標稱拉應力 $F_t = 4.00 \text{ tf/cm}^2$

標稱剪應力 $F_v = 1.68 \text{ tf/cm}^2$

使用錨栓號數 = M30

錨栓直徑 $d_b = 30 \text{ mm}$

錨栓斷面積 $A_b = 7.07 \text{ cm}^2$

柱基板長 $L = 0.55 \text{ m}$

柱基板寬 $B = 0.55 \text{ m}$

二、外力計算

載重組合 = SS141

軸力 $P = 34.1 \text{ tf}$

彎矩 $M_x = 7.92 \text{ tf-m}$

彎矩 $M_y = 19.32 \text{ tf-m}$

剪力 $F_x = -5.45 \text{ tf}$

剪力 $F_y = -4.89 \text{ tf}$

軸壓應力 $\sigma_P = P / (B \times L) = 112.7 \text{ tf/m}^2$

斷面模數 $S_x = 0.03 \text{ m}^3$

斷面模數 $S_y = 0.03 \text{ m}^3$

撓曲正向應力 $\sigma_M = M_x/S_x + M_y/S_y = 982.4 \text{ tf/m}^2$

應力合 $\Sigma\sigma = \sigma_M - \sigma_P = 869.6 \text{ tf/m}^2$

$$\begin{aligned}\text{對柱基鈑造成剪力 } V_{u,v} &= \Sigma \sigma \times 0.5 \times L \times B \times 0.5 = 65.8 \text{ tf (1/2柱基鈑範圍)} \\ \text{對柱基鈑造成彎矩 } M_u &= V_{u,h} \times 2/3 \times L = 24.1 \text{ tf-m}\end{aligned}$$

Midas分析載重組合，對柱基鈑造成最大外力

$$\begin{aligned}M_u &= 24.1 \text{ tf-m} \\ V_{u,h} &= -5.5 \text{ tf-m} \\ V_{u,v} &= 65.8 \text{ tf (1/2柱基鈑範圍)}\end{aligned}$$

三、拉力配置需求：

(1)螺栓拉力

$$\begin{aligned}\text{折減係數 } \Phi &= 0.75 \\ \text{設計拉力強度 } \Phi R_t &= \Phi \times 0.75 \times F_t \times A_b = 15.91 \text{ tf} \\ \text{需求根數 } n_t &= V_{u,v} / \Phi R_t = 4.13 \text{ 根 (1/2範圍)} \\ \text{取} &= 6 \text{ 根} \\ \text{設計剪力強度 } \Phi V_{n,v} &= \Phi R_v \times n_t = 95.45 \text{ tf} \\ \text{檢核比} &= V_{u,v} / \Phi V_{n,v} = 0.69 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

(2)螺栓彎矩

$$\begin{aligned}\text{折減係數 } \Phi &= 0.75 \\ \text{設計拉力強度 } \Phi R_t &= \Phi \times 0.75 \times F_t \times A_b = 15.91 \text{ tf} \\ \text{力臂 } L_1 &= 0.45 \text{ m} \\ \text{配置顆數 } n_1 &= 4 \text{ 根} \\ \text{設計彎矩強度 } \Phi M_n &= \Phi R_t \times n_1 \times L_1 = 28.6 \text{ tf-m} \\ \text{力臂 } L_2 &= 0.25 \text{ m} \\ \text{配置顆數 } n_2 &= 2 \text{ 根} \\ \text{設計彎矩強度 } \Phi M_n &= \Phi R_t \times n_2 \times L_2 = 8.0 \text{ tf-m} \\ \Sigma \Phi M_n &= 36.59 \text{ tf-m} \\ \text{檢核比} &= M_u / \Sigma \Phi M_n = 0.66 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

四、剪力配置需求：

剪力配置需求：

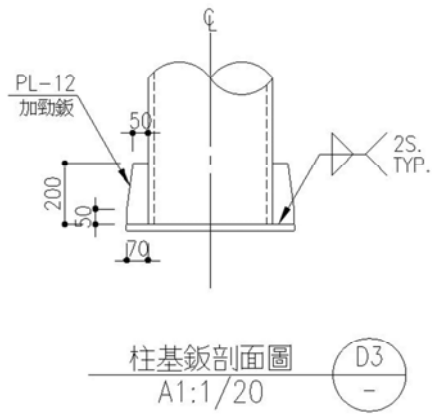
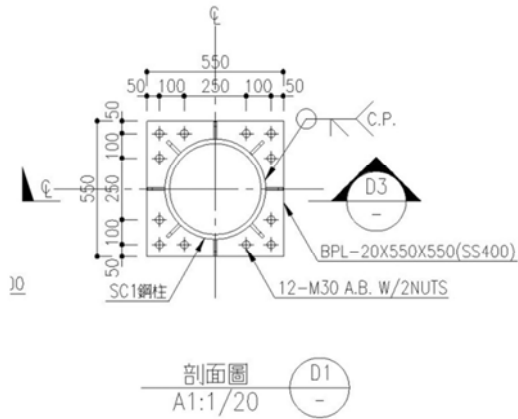
$$\begin{aligned}\text{折減係數 } \Phi &= 0.75 \\ \text{設計剪力強度 } \Phi R_v &= \Phi \times F_v \times A_b = 8.91 \text{ tf} \\ \text{需求根數 } n_h &= V_{u,h} / \Phi R_v = 0.61 \text{ 根} \\ \text{取} &= 12 \text{ 根} \\ \text{設計剪力強度 } \Phi V_{n,h} &= \Phi R_v \times n_v = 106.92 \text{ tf-m} \\ \text{檢核比} &= V_{u,h} / \Phi V_{n,h} = 0.05 \quad \text{OK}\end{aligned}$$

綜合以上結果，基礎版 1/2 範圍配置 6-M30，共配置 12-M30，SC1 柱底螺栓應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求。因此目前柱基礎螺栓配置足夠，結構安全無虞。→ OK

11.9.3 柱基鈑設計

載重組合下最大外力如下：

Load	FZ (tf)	MX (tf-m)	MY (tf-m)	FX (tf)	FY (tf)
SS141	34.1	7.92	-19.32	-5.45	-4.89



1. 外力

(1). 模型 ASD 載重組合

$$\begin{aligned}
 P &= 34.1 \text{ tf} & \rightarrow P_u &= P/0.75 = 45.47 \text{ tf} \\
 M &= 19.32 \text{ t-m} & \rightarrow M_u &= M/0.75 = 25.76 \text{ tf-m} \\
 V_x &= 5.45 \text{ tf} & \rightarrow V_u &= (V_x^2 + V_y^2)^{1/2} = 7.32 \text{ tf} \\
 V_y &= 4.89 \text{ tf} \\
 FS &= 0.75
 \end{aligned}$$

2. 斷面配置

(1). 材料性質

$$\begin{aligned}
 \text{鋼鈑材質:} & \text{SS400} & F_y &= 235 \text{ N/mm}^2, & E_s &= 2040000 \text{ kgf/cm}^2 \\
 \text{混凝土材質:} & \text{CNS} & f_c &= 280 \text{ kgf/cm}^2, & E_c &= 250998 \text{ kgf/cm}^2 \\
 \text{基礎錨栓規格:} & \text{A307} \\
 \text{錨栓號數:} & \text{M30} & (A_{s1} &= 5.4 \text{ cm}^2, & T &= 7.2 \text{ tf})
 \end{aligned}$$

(2). 斷面性質

柱編號: **SC1**

柱斷面 = P-406.4×19

$$d = 400 \text{ mm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

柱基鈑:

$$\text{邊距 } L_g = 75 \text{ mm}$$

$$B = b + 2 \times 75 = 550 \text{ mm}$$

$$D = d + 2 \times 75 = 550 \text{ mm}$$

$$S = B \times D^2 / 6 = 2773 \text{ cm}^3$$

(3). 螺栓配置

$$\text{螺栓顆數 } n = 12 \text{ 顆}$$

$$A_s = \sum A_{s1} = n \times A_{s1} = 64.80 \text{ cm}^2$$

3. 計算過程：求解Y、Pt、 σ_c

$$\text{偏心距 } e = \frac{M_u}{P_u} = 56.66 \text{ cm} > D/6 = 9.2 \text{ cm}$$

$\therefore$ 柱基版全斷面受壓

由 $\Sigma V = 0$,

$$1/2 \times Y \times \sigma_c \times B - P_t - P_c = 0$$

$$\rightarrow P_c + P_t = 1/2 \times Y \times \sigma_c \times B \text{ -----(1)}$$

$$\rightarrow \sigma_c = 2 \times (P_c + P_t) / (Y \times B)$$

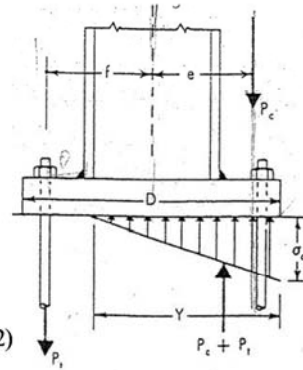
由 $\Sigma M = 0$,

$$\text{Let } f = 1/2 \times (D - L_g) = 238 \text{ mm}$$

$$P_t \times f + (P_c + P_t) \times (D/2 - Y/3) - P_c \times e = 0$$

$$\rightarrow P_c = -P_t \times [(D/2 - Y/3 + f) / (D/2 - Y/3 - e)] \text{ -----(2)}$$

$$\rightarrow P_t = -P_c \times [(D/2 - Y/3 - e) / (D/2 - Y/3 + f)]$$



由右圖,

$$a/b = \varepsilon_s / \varepsilon_c = \sigma_s \times E_s / (\sigma_c \times E_s)$$

$$\text{彈性係數比 } n = E_s / E_c = 8.13$$

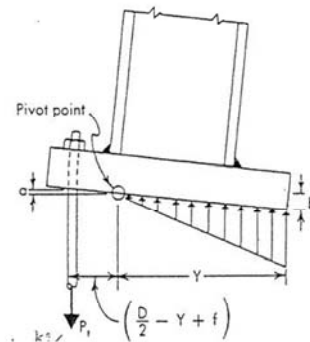
$$\sigma_s = P_t / A_s$$

$$a/b = P_t / (A_s \times \sigma_c \times n)$$

由右圖, 相似三角形

$$a/b = (D/2 - Y + f) / Y$$

$$\rightarrow \sigma_c = P_t \times Y / [A_s \times n \times (D/2 - Y + f)] \text{ -----(3)}$$



由(3)代入(1),

$$P_c + P_t = P_t \times Y^2 \times B / [2 \times A_s \times n \times (D/2 - Y + f)] \text{ -----(4)}$$

由(2)代入(4),

$$-P_t \times [(D/2 - Y/3 + f) / (D/2 - Y/3 - e)] + P_t = P_t \times Y^2 \times B / [2 \times A_s \times n \times (D/2 - Y + f)]$$

$$\text{可化簡為 } Y^3 + 3 \times (e - D/2) \times Y^2 + (6 \times n \times A_s / B) \times (f + e) \times Y - (6 \times n \times A_s / B) \times (D/2 + f) \times (f + e) = 0$$

Let

$$K_1 = 3 \times (e - D/2) = 87.47 \text{ cm}$$

$$K_2 = (6 \times n \times A_s / B) \times (f + e) = 4621.12 \text{ cm}^2$$

$$K_3 = -K_2 \times (D/2 + f) = -236832.48 \text{ cm}^3$$

$$Y^3 + K_1 \times Y^2 + K_2 \times Y + K_3 = 0 \rightarrow Y = 29.40 \text{ cm}$$

代回(1)、(2),

$$\rightarrow P_t = 42.73 \text{ tf}$$

$$\rightarrow \sigma_c = 109.10 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{版緣與柱距 } L_c = (D - d) / 2 = 7.5 \text{ cm}$$

$$\text{柱邊應力 } \sigma_{c1} = \sigma_c \times (Y - L_c) / Y = 81.26 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\text{檢核應力 } \sigma_u = (\sigma_c + \sigma_{c1}) / 2 = 95.18 \text{ kgf/cm}^2$$

4. 基座版厚度需求

$$\text{壓力引致彎矩 } (M_u)_c = 1/2 \times \sigma_u \times L_c^2 = 2.68 \text{ t-m}$$

$$\text{厚度需求 } t_{n1} = \sqrt{[6 \times (M_u)_c / (0.66 \times F_y)] / D} = 42.98 \text{ mm}$$

$$\text{拉力引致彎矩 } (M_u)_t = p_t \times (f - d/2) / B = 2.91 \text{ t-m}$$

$$\text{厚度需求 } t_{n2} = \sqrt{[6 \times (M_u)_t / (0.66 \times F_y)]} = 44.84 \text{ mm}$$

$$\text{需求 } S_r = M_u / (0.66 \times F_y) = 123.97 \text{ cm}^3$$

$$\text{配置厚度 } t_p = 20.00 \text{ mm}$$

5.加勁板配置計算

$$\begin{aligned}\text{單邊加勁板配置 } n &= 1.00 \text{ 座} \\ \text{加勁板高 } h_3 &= 200.00 \text{ mm} \\ \text{配置厚度 } t_{p3} &= 12 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\text{加勁後斷面總深} = t_p + h_3 = 220.00 \text{ mm}$$

$$\text{加勁後斷面形心 } y = 29.70 \text{ mm}$$

$$\text{加勁後斷面 } I_1 = D \times t_p^3 / 12 + D \times t_p \times (y - t_p/2)^2 =$$

$$I_2 = t_{p3} \times (t_p + h_3 - y)^3 / 3 =$$

$$I_3 = t_{p3} \times (y - t_p)^3 / 3 =$$

$$(I_2 + I_3) \times n =$$

$$\Sigma I =$$

$$\text{加勁後斷面 } S_p = (\Sigma I) / y =$$

(由下往上) 

428.8	cm ⁴
2756.6	cm ⁴
0.4	cm ⁴
2756.9	cm ⁴
3185.7	cm ⁴
1072.58	cm ³

$$\text{檢核比} = S_r / S_p = 0.12 \quad \text{OK}$$

綜合以上結果，柱基板厚 20 mm，並採用加勁板 12mm 高度 200mm，應力檢核比小於 1.0，滿足設計條件需求，結構安全無虞。→ OK

11.9.4 墩柱設計

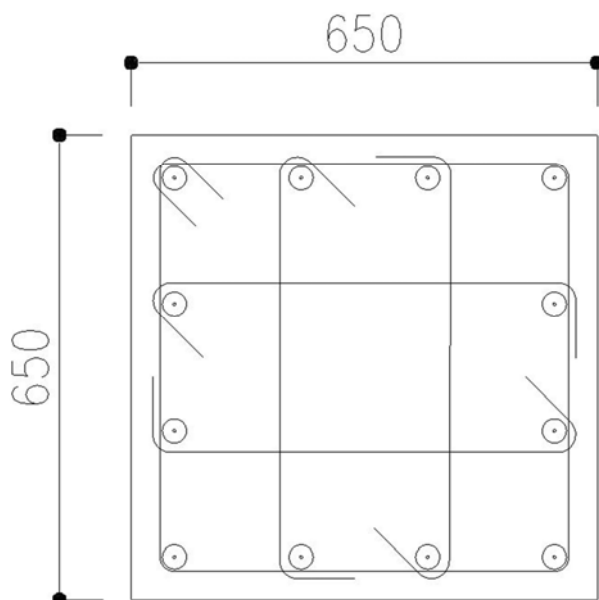
使用 Desing+程式分析設計，內容如下：

1. 一般設計資訊

- (1) 設計規範 : ACI318M-14
- (2) 單位系統 : N, mm

2. 材料

- (1) F'_c : 28.0 MPa
- (2) F_y : 280MPa
- (3) F_{ys} : 280MPa



3. SECTION

- (1) 構件尺寸 : 650 x 650mm
- (2) L_x : 1.000m
- (3) L_y : 1.000m
- (4) K_x : 1.000
- (5) K_y : 1.000
- (6) 主筋搭接規定 : 50%
- (7) 構架類型 : 無側移構架

4. 作用力

- (1) P_u : 283kN
- (2) M_{ux} : 50.01kN·m
- (3) M_{uy} : 207kN·m
- (4) V_{ux} : 57.86kN
- (5) V_{uy} : -21.57kN
- (6) P_{ux} : 283kN
- (7) P_{uy} : 283kN

5. 係數

- (1) C_{mx} : 0.850
- (2) C_{my} : 0.850
- (3) β_{dns} : 0.600

6. 鋼筋

- (1) 主筋
 - Layer-1 : 12 - 4 - D25 ($C_c = 75.00\text{mm}$, $A_s = 6,084\text{mm}^2$)
 - $A_{s,\text{total}}$: 6,084mm²
- (2) 箍筋
 - 端部 : D13@100
 - 中間 : D13@100
- (3) 繫筋
 - 併入剪力強度計算 : Yes
 - 繫筋 : D13 ($F_y = 280\text{MPa}$)

7. 長細比檢核

- (1) 迴轉半徑計算
 - $r_x = 0.3D = 195\text{mm}$
 - $r_y = 0.3B = 195\text{mm}$

- (2) 長細比計算
 - $\frac{M_{1x}}{M_{2x}} = 0.625$
 - $\frac{M_{1y}}{M_{2y}} = 0.625$

$$\cdot \frac{k_x l_{ux}}{r_x} = 5.128 < \min(34 + 12 \frac{M_{1x}}{M_{2x}}, 40.0) = 26.50 \rightarrow \text{非細長構材}$$

$$\cdot \frac{k_y l_{uy}}{r_y} = 5.128 < \min(34 + 12 \frac{M_{1y}}{M_{2y}}, 40.0) = 26.50 \rightarrow \text{非細長構材}$$

8. 彎矩放大檢核

(1) 彎矩放大因數計算

$$\cdot \delta_{ns,x} = 1.000$$

$$\cdot \delta_{ns,y} = 1.000$$

9. 最小彎矩檢核

(1) 最小偏心距計算

$$\cdot e_{min,x} = 15 + 0.03D = 34.50\text{mm}$$

$$\cdot e_{min,y} = 15 + 0.03B = 34.50\text{mm}$$

(2) 最小彎矩計算

$$\cdot M_{min,x} = P_u e_{min,x} = 9.778\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot M_{min,y} = P_u e_{min,y} = 9.778\text{kN}\cdot\text{m}$$

10. 設計彎矩檢核

(1) 設計彎矩計算

$$\cdot M_{c,x} = M_{ux} = 50.01\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot M_{c,y} = M_{uy} = 207\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\cdot M_c = 213\text{kN}\cdot\text{m}$$

11. 各項設計參數檢核

(1) 鋼筋比計算

$$\cdot A_g = 422,500\text{mm}^2, A_{st} = 6,084\text{mm}^2$$

$$\cdot \rho_{min} = 0.0100, \rho_{max} = 0.0800, \rho = 0.0144$$

$$\cdot \rho_{min} < \rho < \rho_{max} \rightarrow \text{O.K}$$

(2) 偏心距計算

$$\cdot e_x = M_{c,y} / P_u = 730\text{mm}$$

$$\cdot e_y = M_{c,x} / P_u = 176\text{mm}$$

$$\cdot e = M_c / P_u = 751\text{mm}$$

$$\cdot \text{中性軸的旋轉角} = 78.11^\circ$$

(3) 混凝土之軸力強度計算

- $P_0 = 0.85f_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st} = 11,390\text{kN}$
- $P_{0.\max} = 0.80P_0 = 9,112\text{kN}$
- $P_t = f_y A_{st} = -1,671\text{kN}$

12. 彎矩強度檢核 (平衡狀態)

(1) 受壓應力塊強度計算

- $\beta_1 = 0.850$
- $c = 467\text{mm}$, $a = \beta_1 \cdot c = 397\text{mm}$
- $A_{\text{com}} = 219,356\text{mm}^2$
- $c_{cx} = 154\text{mm}$, $c_{cy} = 21.97\text{mm}$
- $C_c = 0.85 \cdot f_c \cdot A_{\text{com}} = 5,120\text{kN}$
- $M_{nx} = C_c \cdot c_{cy} = 112\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ny} = C_c \cdot c_{cx} = 788\text{kN}\cdot\text{m}$

(2) 鋼筋強度計算

i	d_s (mm)	ϵ_s	f_s (MPa)	A_s (mm ²)	F_s (kN)	d_y (mm)	M_{nx} (kN)	d_x (mm)	M_{ny} (kN)
1	681	-0.001373	-275	507	-139	-250	34.80	-250	34.80
2	647	-0.001152	-230	507	-117	-83.33	9.738	-250	29.22
3	612	-0.000932	-186	507	-94.51	83.33	-7.876	-250	23.63
4	578	-0.000712	-142	507	-72.15	250	-18.04	-250	18.04
5	415	0.000335	67.10	507	34.02	250	8.505	-83.33	-2.835
6	252	0.001383	275	507	139	250	34.80	83.33	11.60
7	88.84	0.002430	275	507	139	250	34.80	250	34.80
8	123	0.002209	275	507	139	83.33	11.60	250	34.80
9	158	0.001989	275	507	139	-83.33	-11.60	250	34.80
10	192	0.001768	275	507	139	-250	-34.80	250	34.80
11	355	0.000721	144	507	73.13	-250	-18.28	83.33	6.094
12	518	-0.000326	-65.17	507	-33.04	-250	8.261	-83.33	2.754

- $\sum F_s = 347\text{kN}$
- $\sum M_{nx} = 51.92\text{kN}\cdot\text{m}$
- $\sum M_{ny} = 263\text{kN}\cdot\text{m}$

(3) 對中性軸之標稱撓曲強度計算

- $P_b = C_c + P_s = 5,467\text{kN}$
- $M_{nx} = M_{nx.\text{conc}} + M_{nx.\text{bar}} = 164\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ny} = M_{ny.\text{conc}} + M_{ny.\text{bar}} = 1,051\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_n = \sqrt{(M_{nx})^2 + (M_{ny})^2} = 1,063\text{kN}\cdot\text{m}$

13. 彎矩強度檢核 (中性軸)

(1) 受壓應力塊強度計算

- $c = 201\text{mm}$, $a = \beta_1 \cdot c = 171\text{mm}$
- $A_{\text{com}} = 68,805\text{mm}^2$
- $c_{cx} = 265\text{mm}$, $c_{cy} = 70.03\text{mm}$
- $C_c = 0.85 \cdot f_{ck} \cdot A_{\text{com}} = 1,606\text{kN}$
- $M_{nx} = C_c \cdot c_{cy} = 112\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ny} = C_c \cdot c_{cx} = 425\text{kN}\cdot\text{m}$

(2) 鋼筋強度計算

i	d_s (mm)	ϵ_s	f_s (MPa)	A_s (mm ²)	F_s (kN)	d_y (mm)	M_{nx} (kN)	d_x (mm)	M_{ny} (kN)
1	681	-0.007184	-275	507	-139	-250	34.80	-250	34.80
2	647	-0.006671	-275	507	-139	-83.33	11.60	-250	34.80
3	612	-0.006158	-275	507	-139	83.33	-11.60	-250	34.80
4	578	-0.005644	-275	507	-139	250	-34.80	-250	34.80
5	415	-0.003206	-275	507	-139	250	-34.80	-83.33	11.60
6	252	-0.000767	-153	507	-77.77	250	-19.44	83.33	-6.481
7	88.84	0.001672	275	507	139	250	34.80	250	34.80
8	123	0.001158	232	507	117	83.33	9.786	250	29.36
9	158	0.000645	129	507	65.38	-83.33	-5.448	250	16.34
10	192	0.000131	26.26	507	13.31	-250	-3.328	250	3.328
11	355	-0.002307	-275	507	-139	-250	34.80	83.33	-11.60
12	518	-0.004746	-275	507	-139	-250	34.80	-83.33	11.60

- $\sum F_s = -717\text{kN}$
- $\sum M_{nx} = 51.17\text{kN}\cdot\text{m}$
- $\sum M_{ny} = 228\text{kN}\cdot\text{m}$

(3) 對中性軸之標稱撓曲強度計算

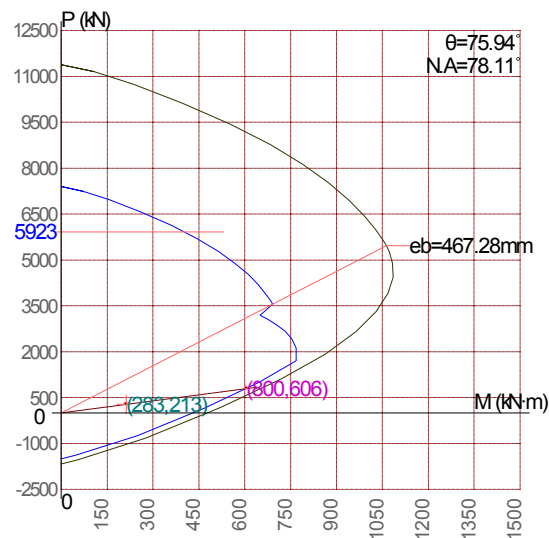
- $P_n = C_c + P_s = 889\text{kN}$
- $M_{nx} = M_{nx.\text{conc}} + M_{nx.\text{bar}} = 164\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ny} = M_{ny.\text{conc}} + M_{ny.\text{bar}} = 653\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_n = \sqrt{(M_{nx})^2 + (M_{ny})^2} = 673\text{kN}\cdot\text{m}$

(4) 強度折減係數計算

- $\epsilon_{t.\text{min}} = 0.0014, \quad \epsilon_{t.\text{max}} = 0.0050$
- $\epsilon_t = 0.007184$
- $\phi = 0.900$

(5) 軸力及彎矩強度計算

- $\phi P_n = 800\text{kN}$
- $\phi M_{nx} = 147\text{kN}\cdot\text{m}$
- $\phi M_{ny} = 588\text{kN}\cdot\text{m}$
- $\phi M_n = 606\text{kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ux} / \phi M_{nx} = 0.340 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
- $M_{uy} / \phi M_{ny} = 0.352 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
- $P_u / \phi P_n = 0.354 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$
- $M_c / \phi M_n = 0.351 < 1.000 \rightarrow \text{O.K}$



14. 剪力強度計算

(1) 最大間距計算

- $\phi = 0.750$
- $S_{\max} = \min(16D_{\text{MainBar}}, 48D_{\text{Stirrup}}, B, D) = 406\text{mm}$

(2) 剪力強度計算 (X 向)

- $s = 100\text{mm} < s_{\max} = 406\text{mm} \rightarrow \text{O.K.}$
- $\phi V_c = \phi 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f_c} b_w d = 262\text{kN}$
- $\phi V_s = \phi \frac{A_v f_{yt} d}{s} = 451\text{kN}$
- $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 713\text{kN}$
- $V_u / \phi V_n = 0.0812 \rightarrow \text{O.K.}$

(3) 剪力強度計算 (Y 向)

- $s = 100\text{mm} < s_{\max} = 406\text{mm} \rightarrow \text{O.K.}$
- $\phi V_c = \phi 0.17 \left(1 + \frac{N_u}{14A_g} \right) \sqrt{f_c} b_w d = 262\text{kN}$
- $\phi V_s = \phi \frac{A_v f_{yt} d}{s} = 451\text{kN}$
- $\phi V_n = \phi V_c + \phi V_s = 713\text{kN}$
- $V_u / \phi V_n = 0.0303 \rightarrow \text{O.K.}$

綜合以上結果，柱 SC1 下方墩柱應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，因此目前墩柱鋼筋配置足夠，結構安全無虞。 $\rightarrow \text{O.K.}$

11.9.5 基腳檢核

使用 Desing+程式分析設計，內容如下：

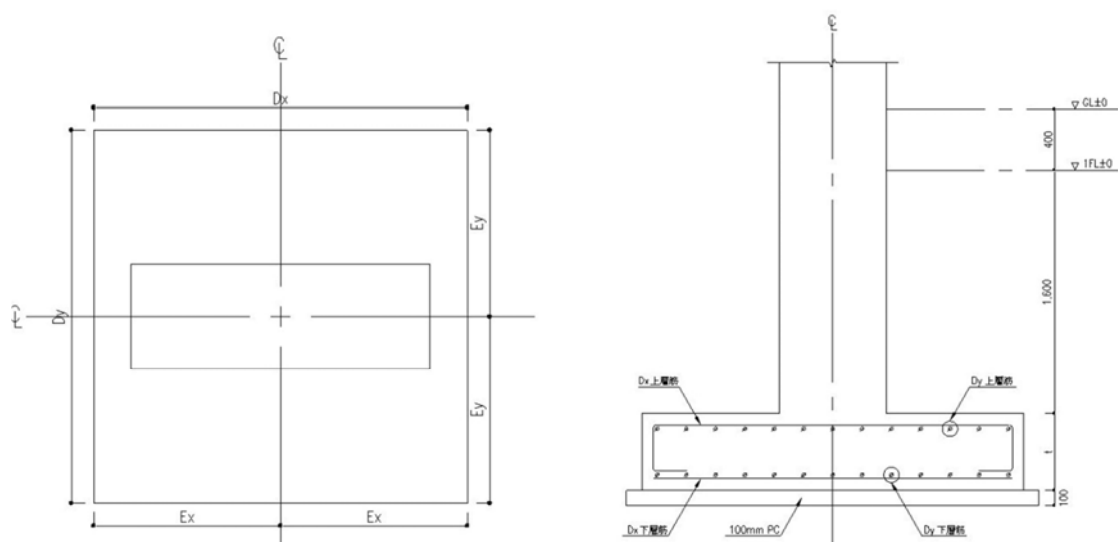
■ 構件名稱：F1

1. 一般設計資訊

- (1) 設計規範 : ACI318M-14
- (2) 單位系統 : N, mm

2. 材料

- (1) F'_c : 28 MPa
- (2) F_y : 280 MPa



3. SECTION

- (1) 構件尺寸
 - 深度 : 500mm
 - 保護層 : 75.00mm
- (2) 柱斷面
 - 斷面形狀 : 矩形
 - SECTION : 700x700mm

4. 鋼筋

(1) Y 向

· Layer 1 : D16@200 ($A_s = 995\text{mm}^2$)

(2) X 向

· Layer 1 : D16@200 ($A_s = 995\text{mm}^2$)

5. 基礎

(1) 基礎尺寸

· L_x : 2.500m

· L_y : 2.500m

· f_c : 191KPa

6. 設計載重

(1) 服務/工作載重

· P_s : 137 kN

· M_{sx} : 272 kN·m

· M_{sy} : 0 kN·m

(2) 因數化載重

· P_u : 220 kN

· M_{ux} : 435 kN·m

· M_{uy} : 0 kN·m

(3) 地面超載

· 地面超載 : 9.81 kN/m²

· 單位重 : 18.63 kN/m³

· 覆土深度 : 1.0 m

(4) 已考慮自重

7. 土壤承载力檢核

(1) 土壤工作應力計算 (KPa)

· $q_{s.top-left} = 189$ $q_{s.top-right} = 189$

· $q_{s.bot-left} = 0.000$ $q_{s.bot-right} = 0.000$

· $q_{s.max} = 189$

· $q_{s.max} / f_c = 0.990 \rightarrow \text{O.K}$

(2) 因數化土壤應力計算 (KPa)

· $q_{u.top-left} = 308$ $q_{u.top-right} = 308$

· $q_{u.bot-left} = 0.000$ $q_{u.bot-right} = 0.000$

· $q_{u.max} = 308$ $q_{u.min} = 0.000$

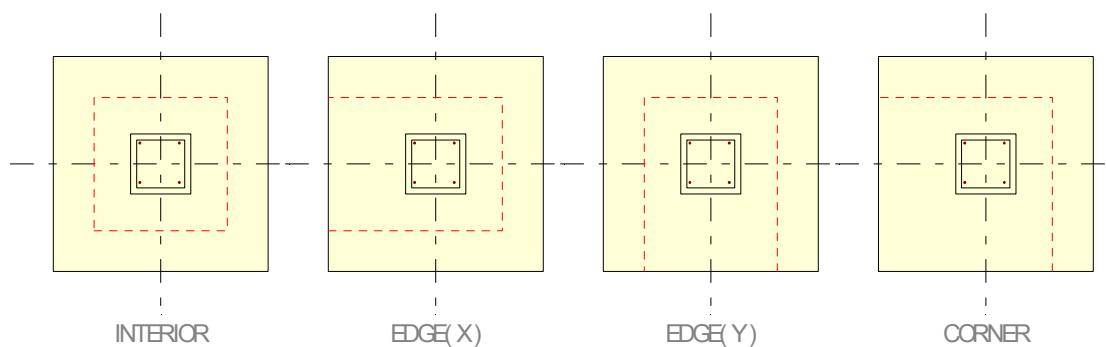
8. 剪力檢核

(1) 單向剪力計算

- $\phi = 0.750$
- $V_{ux} = 52.98\text{kN}$ $\phi V_{cx} = 697\text{kN}$
- $V_{ux} / \phi V_{cx} = 0.0761 \rightarrow \text{O.K}$
- $V_{uy} = 189\text{kN}$ $\phi V_{cy} = 670\text{kN}$
- $V_{uy} / \phi V_{cy} = 0.282 \rightarrow \text{O.K}$

(2) 貫穿剪力計算

-	b_0 (mm)	V_{c1} (kN)	V_{c2} (kN)	V_{c3} (kN)	V_c (kN)	V_u (kN)	ϕV_c (kN)	比值
內柱	4,468	4,980	4,647	3,222	3,222	176	2,417	0.0727
邊距(X)	4,734	5,276	3,987	3,414	3,414	103	2,561	0.0402
邊距(Y)	4,734	5,276	3,987	3,414	3,414	103	2,561	0.0402
角隅	3,617	4,031	2,825	2,609	2,609	0.000	1,956	0.000



- $\phi = 0.750$
- $d = 417\text{mm}$
- $V_{c1} = 0.17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \sqrt{f_c} b_0 d$
- $V_{c2} = 0.083 \left(\frac{a_s d}{b_0} + 2 \right) \sqrt{f_c} b_0 d$
- $V_{c3} = 0.33 \sqrt{f_c} b_0 d$
- $V_c = \min(V_{c1}, V_{c2}, V_{c3})$
- $V_u = 176\text{kN}$
- $V_u / \phi V_c = 0.0727 \rightarrow \text{O.K}$

9. 彎矩強度檢核

(1) 彎矩強度計算 (X 向)

- $\phi = 0.900$
- $M_{uy} = 38.47 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\phi M_{ny} = 101 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{uy} / \phi M_{ny} = 0.380 \rightarrow \text{O.K.}$

(2) 彎矩強度計算 (Y 向)

- $\phi = 0.900$
- $M_{ux} = 76.44 \text{ kN}\cdot\text{m}$ $\phi M_{nx} = 97.20 \text{ kN}\cdot\text{m}$
- $M_{ux} / \phi M_{nx} = 0.786 \rightarrow \text{O.K.}$

10. 抗滑及抗傾倒檢核

一、基本資料

土壤單位重 r_t =	1.9 tf/m ³
土壤摩擦角 Φ =	27 °
埋深 D_f =	1.5 m
土+基礎重 =	3.1 tf/m ²
地表超載 q =	1.0 tf/m ²

二、外力

分析載重 P_u =	9.4 tf
基礎承受剪力 F_u =	18.5 tf
基礎承受彎矩 M_u =	$F_u \times D_f = 27.75 \text{ tf}\cdot\text{m}$

三、抗滑檢核

(1) 基礎底摩擦力計算

有效外摩擦角 $\delta = 2/3 \times \Phi$ =	18.0 °
基底載重 R = 分析載重 + 土重 + 基礎重 =	28.8 tf
最大靜摩擦力 $F_{\max} = R \times \tan \delta$ =	9.3 tf

(2) 剪力樁需求計算

剪力樁配置深 D_{fs} =	2.2 m
高度差 $H = D_{fs} - D_f$ =	0.7 m
被動土壓係數 $K_p = \tan^2(45 + \Phi/2) =$	2.7
基礎底被動土應 $\sigma_{p, \text{top}} = r_t \times D_f \times K_p + q \times K_p =$	10.2 tf/m ²
剪力樁底被動土應 $\sigma_{p, \text{bot}} = r_t \times D_{fs} \times K_p + q \times K_p =$	13.8 tf/m ²
被動土壓力 $P_p = (\sigma_{p, \text{top}} + \sigma_{p, \text{bot}}) \times H/2 \times B =$	21.0 tf

(3) 抗滑檢核

提供剪力 $F_p = (F_{\max} + P_p) / (FS = 1.5) =$	20.2 tf
檢核比 = $F_u / F_p =$	0.91 < 1.0 無滑動疑慮

四、抗傾倒檢核

(1)抵抗彎矩計算

$$\begin{aligned}\text{抗傾倒彎矩 } M_{\text{resist}} &= (\text{土重} + \text{結構重} + \text{分析載重}) \times B/2 \\ &= 35.97 \text{ tf-m}\end{aligned}$$

(2)抗傾倒檢核

$$\text{檢核比} = M_u / M_{\text{resist}} = 0.77 < 1.0 \quad \text{無傾倒疑慮}$$

綜合以上結果，柱 SC1 下方獨立基腳應力檢核比皆小於 1.0，滿足設計條件需求，因此目前墩柱鋼筋配置足夠，結構安全無虞。 → O.K.