

結構計算書

農糧產品安全品質檢測與情資分析中心

新建工程委託規劃設計監造技術服務案

室外管線架

【核定版】

建築設計：許育嘉聯合建築師事務所

結構設計：立信工程顧問有限公司

日期：113 年 07 月

結構分析應用程式：ETABS 19.

目錄

壹、	工程概述	6
1.1	工程名稱	6
1.2	建築設計概要	6
貳、	結構系統概要說明	6
2.1	結構系統	6
2.2	開挖擋土支撐	7
2.3	結構斷面尺寸	7
2.4	載重組合	7
參、	設計規範及材料強度	8
3.1	設計規範	8
3.2	材料強度	8
肆、	設計載重	9
4.1	樓板設計靜載重	9
伍、	結構分析及設計程式	9
5.1	結構分析程式	9
5.2	結構分析模型	10
5.3	平面結構配置	10
5.4	立面結構配置	11
陸、	地震力分析	12
6.1	結構基本振動週期、模態及參與質量	12
6.2	地震力計算	12
6.5	扭矩放大係數檢討	22
6.5	層間位移角及碰撞距離檢討	22
柒、	結構設計檢討	23
7.1	柱、梁設計	23
7.2	基礎設計	34
捌、	開挖擋土安全分析及支撐設計	39

玖、	其他特殊檢討	39
----	--------------	----

壹、 工程概述

1.1 工程名稱

農糧產品安全品質檢測與情資分析中心新建工程委託規劃設計監造技術服務案。

1.2 建築設計概要

本基地位於臺中市霧峰區豐正段 777 地號等五筆土地，擬興建室外管線架地上一層鋼構造建築物，總樓高 4.1m(不含抬高)。

樓層高度及用途分別如下：

室外管線架

層別	層高(m)	用途
RF	-	管線架
1F	4.1	管線架

貳、 結構系統概要說明

2.1 結構系統

本案建築物室外管線架為地上一層之鋼構造建築物，結構系統採用特殊抗彎矩構架結構(SMRF)，承載建築物之垂直載重、水平向及垂直向地震力等，基礎採用獨立基礎型式承擔建築物之荷重。

2.2 開挖擋土支撐

本案室外管線架開挖無超過 150 公分,無須安全措施分析。

2.3 結構斷面尺寸

室外管線架

構件	尺寸 (mm)
鋼柱	H150x150x7x15(SN400B)
鋼梁	H150x150x7x15(SN400B)

註:各構件詳細尺寸另詳各層結構平面圖。

2.4 載重組合

靜載重 D、活載重(L、Lr)

設計風力(Wx、Wy)

水平設計地震力(Ex、Ey)

垂直設計地震力(Ez)

水平設計反應譜地震力(Dx、Dy)

下式中，活載重不超過 500kgf/m² 之區域，於(3A)、(3B)、(4)、(5A)及(5B)式中，1.0L 可減至 0.5L。

$$(1)U=1.4D$$

$$(2)U=1.2D+1.6L+0.5Lr$$

$$(3A)U=1.2D+1.6Lr+1.0L$$

$$(3B)U=1.2D+1.6Lr\pm 0.8(Wx、Wy)$$

$$(4)U=1.2D+1.0L+0.5Lr+1.6(Wx、Wy)$$

$$(5A)U=1.2D+1.0L\pm 1.0(Ex、Ey、Dx、Dy)\pm 0.3Ez$$

$$(5B)U=1.2D+1.0L\pm 0.3(Ex、Ey、Dx、Dy)\pm 1.0Ez$$

$$(6)U=0.9D\pm 1.6(Wx、Wy)$$

$$(7A)U=0.9D\pm 1.0(Ex、Ey、Dx、Dy)\pm 0.3Ez$$

$$(7B)U=0.9D\pm 0.3(Ex、Ey、Dx、Dy)\pm 1.0Ez$$

參、設計規範及材料強度

3.1 設計規範

1. 內政部國土管理署「建築技術規則」
(112 年 5 月 10 日修正，自 113 年 1 月 1 日施行)
2. 內政部國土管理署「建築物耐震設計規範及解說」
(113 年 3 月 1 日修正，並施行)
3. 內政部國土管理署「建築物耐風設計規範及解說」
(103 年 12 月 3 日修正，自 104 年 1 月 1 日施行)
4. 內政部國土管理署「建築物混凝土結構設計規範」
(112 年 8 月 10 日修正，自 113 年 1 月 1 日施行)
5. 內政部國土管理署「鋼構造建築物鋼結構設計技術規範」(極限設計法)
(99 年 9 月 16 日修正，自 99 年 10 月 1 日施行)
6. 內政部國土管理署「建築物基礎構造設計規範」
(112 年 6 月 20 日修正發布，自 113 年 1 月 1 日施行)

3.2 材料強度

1. 鋼筋： $f_y = 2800 \text{ kgf / cm}^2$ D16(含)以下(SD280)
 $f_y = 4200 \text{ kgf / cm}^2$ D19(含)以上(SD420W)
2. 混凝土：
室外管線架
 $f_c' = 210 \text{ kgf / cm}^2$

肆、 設計載重

4.1 樓板設計靜載重

主要結構之梁、柱、板及牆均依實際斷面模擬，由分析程式自行依下列之單位重量，計算其自重：

材料	單位重
鋼筋混凝土	2400(kgf/m ³)
鋼	7850(kgf/m ³)

伍、 結構分析及設計程式

5.1 結構分析程式

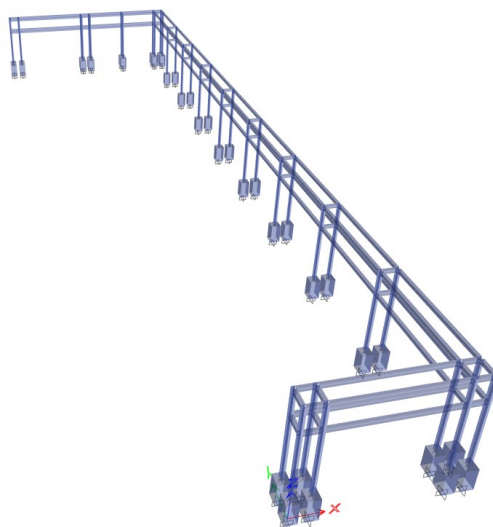
名稱：ETABS 程式

版本：19.

作者與出版廠商：Computers & Structures, INC.

理論架構：以三度空間立體構架分析並考慮二次彎距 (P- Δ 效應) 再配合規範進行設計

5.2 結構分析模型

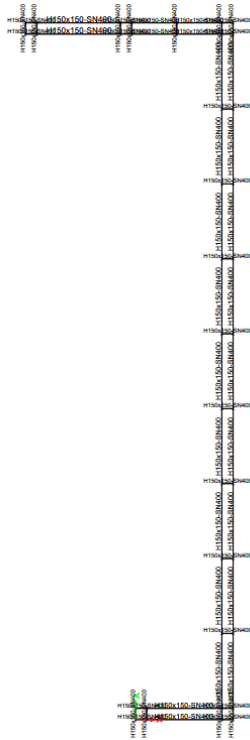


3D 模型示意圖-室外管線架

5.3 平面結構配置

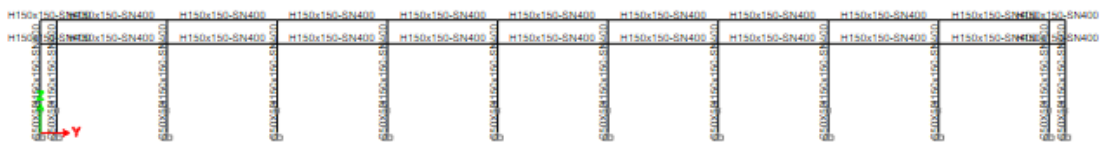


室外管線架- (基礎層結構平面圖)

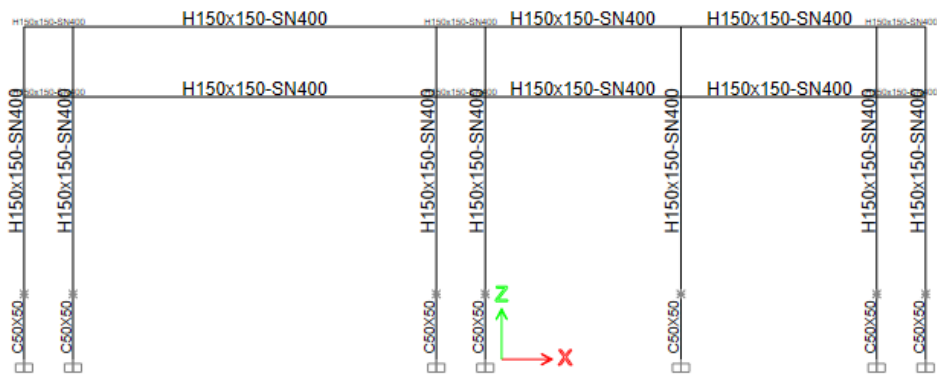


室外管線架- (RFL)

5.4 立面結構配置



室外管線架- (line-E)



室外管線架- (line-8)

陸、地震力分析

6.1 結構基本振動週期、模態及參與質量

依規範反應譜模態需疊加至地面層質量 90%以上，本案取 3 個模態進行分析，已可符合規範要求。

Mode	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
1	0.323	0.9592	0.0005	0.9592	0.0005	0.0487	0.0487
2	0.282	0.0407	0.0228	0.9999	0.0233	0.9345	0.9832
3	0.223	0.0001	0.9767	1	1	0.0168	1

6.2 地震力計算

	X 向	Y 向
工址設計水平譜加速度係數 (SaD)	1.225	
工址設計水平譜加速度係數 (SaM)	1.563	
結構系統韌性容量(R)	4.0	
結構系統地震力折減係數(Fu)	2.236	
結構系統地震力折減係數(FuM)	2.646	
起始降伏地震力放大係數(α_y)	1.0	
用途係數(I)	1	

建物名稱：管線架 - X

一、震區選擇 (SsD 與 S1D 以及 SsM 與 S1M 係數)

建物位於台中市霧峰區,地下 0 層樓,地上 1 層樓,總高度 4.1 公尺.

縣市	鄉鎮市區	SsD	S1D	SsM	S1M
台中市	霧峰區	0.8	0.45	1.0	0.55

工址位於 東經= 120.696910, 北緯= 24.016100

是關聯斷層 距離車籠埔斷層 0.060 km

二、構造種類及系統

結構系統韌性容量： $R=4.0$

起始降伏地震力放大倍數： $\alpha_y=1.0$

用途係數： $I=1.0$

三. 近斷層調整後震區係數

縣市	鄉鎮市區	SsD	S1D	SsM	S1M
台中市	霧峰區	0.980	0.610	1.250	0.830

四. 地盤種類 (I. II. III. IV)

本工址屬第一類地盤(堅實地盤).

五. 工址放大係數 (F_a , F_v)

表 2-4(a) 短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內插求值)

表 2-4(b) 長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內插求值)

$SsD=0.98$ $F_a=1.0$, $SsM=1.25$ $F_a=1.0$

$S1D=0.61$ $F_v=1.0$, $S1M=0.83$ $F_v=1.0$

六. 工址水平譜加速度係數 (SDS 與 $SD1$ 及 SMS 與 $SM1$)

近斷層工址： $SDS = F_a SsD$; $SMS = F_a SsM$ (2-4)

$SD1 = F_v S1D$; $SM1 = F_v S1M$

$SDS = 1.0 \times 0.980 = 0.980$; $SMS = 1.0 \times 1.250 = 1.250$

$SD1 = 1.0 \times 0.610 = 0.610$; $SM1 = 1.0 \times 0.830 = 0.830$

七. 建築物基本振動週期及短週期. 中長週期分界(ToD . ToM)

依(2-7)鋼構造建築物之基本振動週期:

$T_{code} = 0.085 h^{3/4} = 0.085 \times 4.1^{3/4} = 0.245 \text{ sec}$

依(2-6), 一般工址及近斷層工址:

$ToD = SD1 / SDS = 0.610 / 0.980 = 0.622 \text{ sec}$

$ToM = SM1 / SMS = 0.830 / 1.250 = 0.664 \text{ sec}$

八. 建築物設計振動週期 (T_{design})

依由動力分析求得 $T_{dyna} = 0.323 \text{ sec}$

依 2-6 節, 週期放大係數 $C_u = 1.4$

$T_{design} = \min(C_u \times T_{code}, T_{dyna}) = \min(1.4 \times 0.245, 0.323) = 0.323 \text{ sec}$

九. 容許韌性容量 (R_a . F_u)

結構系統韌性容量 R, 查表 1-3, R= 4.0

依式(2-10), 一般工址及近斷層工址: $R_a = 1 + (R-1)/1.5 = 1+(4.0 - 1)/1.5 = 3.0$

依(2-12), $F_u = 2.236$

$$F_{uM} = 2.646$$

十. 工址設計與最大考量水平譜加速度係數 (SaD , SaM)

查表 3-1 阻尼比=2. %

$$B_s = 0.80, \quad B_1 = 0.80$$

查表 3-2 一般工址設計水平譜加速度係數 SaD

$$0.2 \text{ ToD} \leq T \leq \text{ToD}$$

$$SaD = SDS/B_s = 0.980/0.800 = 1.225$$

$$0.2 \text{ ToM} \leq T \leq \text{ToM}$$

$$SaM = SMS/B_s = 1.250/0.800 = 1.563$$

十一. 最小設計水平總橫力 VD

$$\begin{aligned} &= SaD/F_u; & SaD/F_u \leq 0.3 \\ (SaD/F_u)_m &= 0.52 SaD/F_u + 0.144; & 0.3 < SaD/F_u < 0.8 \quad \dots(2-2) \\ &= 0.70 SaD/F_u; & SaD/F_u \geq 0.8 \end{aligned}$$

$$(SaD/F_u) = (1.225/2.236) = 0.548; \quad 0.3 < SaD/F_u \leq 0.8$$

$$(SaD/F_u)_m = 0.52 (SaD/F_u) + 0.144 = 0.52 \times 0.548 + 0.144 = 0.429$$

$$VD = I/(1.4 a_y) (SaD/F_u)_m W \quad \dots(2-3)$$

$$VD = 1.0/(1.4 \times 1.0) \times 0.429 \times W = 0.306 W$$

十二. 避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*

$$\text{近斷層工址: } V^* = I F_u/(4.2 a_y) (SaD/F_u)_m W \quad \dots(2-13a)$$

$$V^* = 1.0 \times 2.236/(4.2 \times 1.0) \times 0.377 \times W = 0.2 W$$

十三. 避免最大考量地震崩塌之設計地震力 VM

$$VM = I/(1.4 a_y) (SaM/F_{uM})_m W \quad \dots(2-13c)$$

$$\begin{aligned} &= SaM/F_{uM}; & SaM/F_{uM} \leq 0.3 \\ (SaM/F_{uM})_m &= 0.52 SaM/F_{uM} + 0.144; & 0.3 < SaM/F_{uM} < 0.8 \quad \dots(2-13d) \\ &= 0.70 SaM/F_{uM}; & SaM/F_{uM} \geq 0.8 \end{aligned}$$

$$(SaM/F_{uM}) = (1.563/2.646) = 0.591; \quad 0.3 < SaM/F_{uM} \leq 0.8$$

$$(SaM/F_{uM})_m = 0.52 (SaM/F_{uM}) + 0.144 = 0.52 \times 0.591 + 0.144 = 0.451$$

$$VM = 1.0/(1.4 \times 1.0) \times 0.451 \times W = 0.322 W$$

十四. 工址最小設計水平總橫力 V_{design}

$$\begin{aligned} V_{\text{design}} &= \text{Max}(VD, V^*, VM) \\ &= \text{Max}(0.306W, 0.200W, 0.322W) \\ &= 0.322W \end{aligned}$$

十五. 計算層間相對側位移角的地震力 (T_drift_control)

依由動力分析求得 $T_{dyna} = 0.323 \text{ sec}$

由規範 2.16 節：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 C_U 倍的限制，

亦不受不得低於 0.4 SDS 之控制。

$$\therefore T = T_{dyna} = 0.323 \text{ sec}$$

$R_a = 3.0$ (as before)

依(2-12), 求 F_u

$$\because 0.2T_oD \leq T \leq 0.6 T_oD \quad \therefore F_u = 2.236$$

查表 2-5(a) 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 S_aD

因 $0.2 T_oD \leq T \leq T_oD$

故 $S_aD = SDS = 1.225$

$$\begin{aligned} &= S_aD/F_u; & S_aD/F_u \leq 0.3 \\ (S_aD/F_u)_m &= 0.52 S_aD/F_u + 0.144; & 0.3 < S_aD/F_u < 0.8 \quad \dots(2-2) \\ &= 0.70 S_aD/F_u; & S_aD/F_u \geq 0.8 \end{aligned}$$

因 $(S_aD/F_u) = (1.225 / 2.2361) = 0.5478$; $0.3 < S_aD/F_u \leq 0.8$

故 $(S_aD/F_u)_m = 0.52 (S_aD/F_u) + 0.144 = 0.52 \times 0.5478 + 0.144 = 0.4289$

$$V_{\text{drift_control}} = I F_u / 4.2 (S_aD/F_u)_m W \quad \dots(2-13a)$$

$$V_{\text{drift_control}} = 1.0 \times 2.2361 / 4.2 \times 0.4289 \times W = 0.2283 W$$

2.16.2 建築物間隔:

建築物應自留設與鄰棟建築物之間隔倍數,

(以此倍數乘以設計地震力作用下產生之位移)

設計地震力由 (2-1)式控制時,間隔倍數 $= 0.6 \times 1.4 \times a_y \times R_a$

$$= 0.6 \times 1.4 \times 1.000 \times 3.000 = 2.5200$$

十六. 水平地震力之豎向分配

$T = 0.323 \text{ sec}$

for strength:

$$\begin{aligned} \text{Total Base Shear } V &= \text{Max. of } (V_1, V_2, V_3) \\ &= 0.3222 \times 38.840 = 12.51 \text{ ton} \end{aligned}$$

$F_t = 0.0$ (因 $T < 0.7$)

for drift control:

$$\text{Total Base Shear } V = 0.2283 \times 38.840 = 8.87 \text{ ton}$$

$F_t = 0.0$ (因 $T < 0.7$)

FL.	$W(i)$ ton	$\Delta H(i)$ m	$H(i)$ m	$W(i) \times H(i)$ ton-m	$F(i)$	$F_s(i)$ ton	ton
RFL	38.84	4.10	4.10	159.24	12.51	8.87	

38.84	159.24	12.51	8.87
-------	--------	-------	------

OVERTURNING MOMENT = 51.310 t-m

十七. 建築物地下部分之設計水平地震力

FL.	W(i) ton	ΔH(i) m	H(i) m	K 值	該層地震力 ton

十八. 工址最小設計垂直地震力 V_v :

工址類型: 近斷層工址

$$SaD,V = 2/3 SaD = 2/3 \times 1.225 = 0.817$$

$$SaM,V = 2/3 SaM = 2/3 \times 1.563 = 1.042$$

依規範 2.18 節說明, 梁構件韌性容量 $R = 3.0$

$$\text{依}(2-13), Ra = 1 + (R-1)/1.5 = 1 + (3.0 - 1)/1.5 = 2.333$$

$$\text{依}(2-12), Fu,v = 1.915, FuM,v = 2.236$$

最小設計垂直地震力 V_z :

$$\begin{aligned} &= SaD,v/Fu,v; \quad SaD,v/Fu,v \leq 0.2 \\ (SaD,v/Fu,v)_m &= 0.52 SaD,v/Fu,v + 0.096; \quad 0.2 < SaD,v/Fu,v < 0.53 \quad (C2-11b) \\ &= 0.70 SaD,v/Fu,v; \quad SaD,v/Fu,v \geq 0.53 \\ (SaD,v/Fu,v) &= (0.817/1.915) = 0.426 > 0.53 \end{aligned}$$

$$\therefore (SaD,v/Fu,v)_m = 0.70 \times 0.426 = 0.318$$

$$V_z = I/(1.4 ay) (SaD,v/Fu,v)_m W \quad (C2-10)$$

$$V_z = 1.000/(1.4 \times 1.000) \times 0.318 W = 0.2270 W$$

避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*,v :

$$V^*,v = I Fu,v/(4.2 ay) (SaD,v/Fu,v)_m W \quad \dots \text{套用}(2-13a)$$

$$V^*,v = 1.000 \times 1.915/(4.2 \times 1.000) \times 0.318 W = 0.1449 W$$

避免最大考量地震崩塌之設計地震力 VM,v :

$$\begin{aligned} &= SaM,v/FuM,v; \quad SaM,v/FuM,v \leq 0.2 \\ (SaM,v/FuM,v)_m &= 0.52 SaM,v/FuM,v + 0.096; \quad 0.2 < SaM,v/FuM,v < 0.53 \quad \text{套用}(C2-11b) \\ &= 0.70 SaM,v/FuM,v; \quad SaM,v/FuM,v \geq 0.53 \\ (SaM,v/FuM,v) &= (1.042/2.236) = 0.466 \quad 0.2 < (x) < 0.53 \end{aligned}$$

$$\therefore (SaM,v/FuM,v)_m = 0.52 \times 0.466 + 0.096 = 0.338$$

$$VM,v = I/(1.4 ay) (SaM,v/FuM,v)_m W \quad \dots \text{套用}(2-13c)$$

$$VM,v = 1.000/(1.4 \times 1.000) \times 0.338 \times W = 0.2416 W$$

工址最小設計垂直地震力 V_v :

$$V_v = \text{Max}(V_z, V^*,v, VM,v)$$

$$V_v = \text{Max}(0.2270W, 0.1449W, 0.2416W) = 0.2416W$$

十九. 建築物柱之垂直地震力

工址類型: 近斷層工址

$$V_{col,v} = 0.80 \text{ SDS } I / (3 \text{ ay}) W$$

$$V_{col,v} = 0.80 \times 0.98 \times 1.0 / (3 \times 1.0) W = 0.2613W$$

二十. 正規化加速度反應譜

工址類型: 近斷層工址

$$R = 4.0 \quad I = 1.0 \quad \alpha_y = 1.0 \quad T_1 = 0.323$$

依 3-2 節求 動力分析加速度反應譜調整係數

1) 動力分析採用之加速度反應譜係數 SaD

一般工址與近斷層區域動力分析加速度反應譜調整係數:

$$Z_{DBE} = \max[SaD * (9.8 * I((SaD(T_1) / Fu(T_1))^m) / ((1.4ay) SaD(T_1))), (9.8 * I * Fu(T_1)((SaD(T_1) / Fu(T_1))^m) / ((4.2ay) SaD(T_1)))]$$

臺北盆地動力分析加速度反應譜調整係數:

$$Z_{DBE} = \max[SaD * (9.8 * I((SaD(T_1) / Fu(T_1))^m) / ((1.4ay) SaD(T_1))), (9.8 * I * Fu(T_1)((SaD(T_1) / Fu(T_1))^m) / ((3.5ay) SaD(T_1)))]$$

2) 如設計地震力由(2-13c)式之 VM 所控制時,動力分析採用之加速度反應譜係數用 SaM

動力分析加速度反應譜調整係數:

$$Z_{MCE} = SaM * (9.8 * I((SaM(T_1) / FuM(T_1))^m) / ((1.4ay) SaM(T_1)))$$

建物名稱: 管線架 - Y

一. 震區選擇 (SsD 與 $S1D$ 以及 SsM 與 $S1M$ 係數)

建物位於台中市霧峰區,地下 0 層樓,地上 1 層樓,總高度 4.1 公尺.

縣市	鄉鎮市區	SsD	$S1D$	SsM	$S1M$
台中市	霧峰區	0.8	0.45	1.0	0.55

工址位於 東經= 120.696910, 北緯= 24.016100

是關聯斷層 距離車籠埔斷層 0.060 km

二. 構造種類及系統

結構系統韌性容量: $R = 4.0$

起始降伏地震力放大倍數: $\alpha_y = 1.0$

用途係數: $I = 1.0$

三. 近斷層調整後震區係數

縣市	鄉鎮市區	SsD	$S1D$	SsM	$S1M$
台中市	霧峰區	0.980	0.610	1.250	0.830

四. 地盤種類 (I. II. III. IV)

本工址屬第一類地盤(堅實地盤).

五. 工址放大係數 (F_a , F_v)

表 2-4(a) 短週期結構之工址放大係數 F_a (線性內插求值)

表 2-4(b) 長週期結構之工址放大係數 F_v (線性內插求值)

$S_s D = 0.98$ $F_a = 1.0$, $S_s M = 1.25$ $F_a = 1.0$

$S_1 D = 0.61$ $F_v = 1.0$, $S_1 M = 0.83$ $F_v = 1.0$

六. 工址水平譜加速度係數 (SDS 與 SD_1 及 SMS 與 SM_1)

近斷層工址： $SDS = F_a S_s D$; $SMS = F_a S_s M$ (2-4)

$SD_1 = F_v S_1 D$; $SM_1 = F_v S_1 M$

$SDS = 1.0 \times 0.980 = 0.980$; $SMS = 1.0 \times 1.250 = 1.250$

$SD_1 = 1.0 \times 0.610 = 0.610$; $SM_1 = 1.0 \times 0.830 = 0.830$

七. 建築物基本振動週期及短週期. 中長週期分界(T_{oD} , T_{oM})

依(2-7)鋼構造建築物之基本振動週期:

$T_{code} = 0.085 h^{3/4} = 0.085 \times 4.1^{3/4} = 0.245 \text{ sec}$

依(2-6), 一般工址及近斷層工址:

$T_{oD} = SD_1 / SDS = 0.610 / 0.980 = 0.622 \text{ sec}$

$T_{oM} = SM_1 / SMS = 0.830 / 1.250 = 0.664 \text{ sec}$

八. 建築物設計振動週期 (T_{design})

依由動力分析求得 $T_{dyna} = 0.223 \text{ sec}$

依 2-6 節, 週期放大係數 $C_u = 1.4$

$T_{design} = \min(C_u \times T_{code}, T_{dyna}) = \min(1.4 \times 0.245, 0.223) = 0.223 \text{ sec}$

九. 容許韌性容量 (R_a , F_u)

結構系統韌性容量 R , 查表 1-3, $R = 4.0$

依式(2-10), 一般工址及近斷層工址: $R_a = 1 + (R-1)/1.5 = 1 + (4.0 - 1)/1.5 = 3.0$

依(2-12), $F_u = 2.236$

$F_{uM} = 2.646$

十. 工址設計與最大考量水平譜加速度係數 (Sa_D , Sa_M)

查表 3-1 阻尼比=2. %

$B_s = 0.80$, $B_1 = 0.80$

查表 3-2 一般工址設計水平譜加速度係數 Sa_D

$0.2 T_{oD} \leq T \leq T_{oD}$

$Sa_D = SDS/B_s = 0.980/0.800 = 1.225$

$$0.2 T_{oM} \leq T \leq T_{oM}$$

$$S_aM = S_{MS}/B_s = 1.250/0.800 = 1.563$$

十一. 最小設計水平總橫力 V_D

$$= \begin{matrix} S_{aD}/F_u; & S_{aD}/F_u \leq 0.3 \\ (S_{aD}/F_u)_m = 0.52 S_{aD}/F_u + 0.144; & 0.3 < S_{aD}/F_u < 0.8 \quad \dots(2-2) \\ = 0.70 S_{aD}/F_u; & S_{aD}/F_u \geq 0.8 \end{matrix}$$

$$(S_{aD}/F_u) = (1.225/2.236) = 0.548; \quad 0.3 < S_{aD}/F_u \leq 0.8$$

$$(S_{aD}/F_u)_m = 0.52 (S_{aD}/F_u) + 0.144 = 0.52 \times 0.548 + 0.144 = 0.429$$

$$V_D = I/(1.4 a_y) (S_{aD}/F_u)_m W \quad \dots(2-3)$$

$$V_D = 1.0/(1.4 \times 1.0) \times 0.429 \times W = 0.306 W$$

十二. 避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*

$$\text{近斷層工址: } V^* = I F_u/(4.2 a_y) (S_{aD}/F_u)_m W \quad \dots(2-13a)$$

$$V^* = 1.0 \times 2.236/(4.2 \times 1.0) \times 0.377 \times W = 0.2 W$$

十三. 避免最大考量地震崩塌之設計地震力 V_M

$$V_M = I/(1.4 a_y) (S_{aM}/F_{uM})_m W \quad \dots(2-13c)$$

$$= \begin{matrix} S_{aM}/F_{uM}; & S_{aM}/F_{uM} \leq 0.3 \\ (S_{aM}/F_{uM})_m = 0.52 S_{aM}/F_{uM} + 0.144; & 0.3 < S_{aM}/F_{uM} < 0.8 \quad \dots(2-13d) \\ = 0.70 S_{aM}/F_{uM}; & S_{aM}/F_{uM} \geq 0.8 \end{matrix}$$

$$(S_{aM}/F_{uM}) = (1.563/2.646) = 0.591; \quad 0.3 < S_{aM}/F_{uM} \leq 0.8$$

$$(S_{aM}/F_{uM})_m = 0.52 (S_{aM}/F_{uM}) + 0.144 = 0.52 \times 0.591 + 0.144 = 0.451$$

$$V_M = 1.0/(1.4 \times 1.0) \times 0.451 \times W = 0.322 W$$

十四. 工址最小設計水平總橫力 V_{design}

$$V_{design} = \text{Max}(V_D, V^*, V_M)$$

$$= \text{Max}(0.306W, 0.200W, 0.322W)$$

$$= 0.322W$$

十五. 計算層間相對側位移角的地震力 ($T_{drift_control}$)

依由動力分析求得 $T_{dyna} = 0.223 \text{ sec}$

由規範 2.16 節：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 C_u 倍的限制，

亦不受不得低於 0.4 S_{DS} 之控制。

$$\therefore T = T_{dyna} = 0.223 \text{ sec}$$

$$R_a = 3.0 \text{ (as before)}$$

依(2-12)，求 F_u

$$\therefore 0.2 T_{oD} \leq T \leq 0.6 T_{oD} \quad \therefore F_u = 2.236$$

查表 2-5(a) 一般工址或近斷層區域之工址設計水平譜加速度係數 SaD

因 $0.2 T_{oD} \leq T \leq T_{oD}$

故 $SaD = SDS = 1.225$

$$\begin{aligned} &= SaD/F_u; & SaD/F_u \leq 0.3 \\ (SaD/F_u)_m &= 0.52 SaD/F_u + 0.144; & 0.3 < SaD/F_u < 0.8 \quad \dots(2-2) \\ &= 0.70 SaD/F_u; & SaD/F_u \geq 0.8 \end{aligned}$$

因 $(SaD/F_u) = (1.225 / 2.2361) = 0.5478$; $0.3 < SaD/F_u \leq 0.8$

故 $(SaD/F_u)_m = 0.52 (SaD/F_u) + 0.144 = 0.52 \times 0.5478 + 0.144 = 0.4289$

$$V_{drift_control} = I F_u / 4.2 (SaD/F_u)_m W \quad \dots(2-13a)$$

$$V_{drift_control} = 1.0 \times 2.2361 / 4.2 \times 0.4289 \times W = 0.2283 W$$

2.16.2 建築物間隔:

建築物應自留設與鄰棟建築物之間隔倍數,

(以此倍數乘以設計地震力作用下產生之位移)

$$\begin{aligned} \text{設計地震力由 (2-1) 式控制時, 間隔倍數} &= 0.6 \times 1.4 \times a_y \times R_a \\ &= 0.6 \times 1.4 \times 1.000 \times 3.000 = 2.5200 \end{aligned}$$

十六. 水平地震力之豎向分配

$$T = 0.223 \text{ sec}$$

for strength:

$$\begin{aligned} \text{Total Base Shear } V &= \text{Max. of } (V_1, V_2, V_3) \\ &= 0.3222 \times 38.840 = 12.51 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$F_t = 0.0 \quad (\text{因 } T < 0.7)$$

for drift control:

$$\text{Total Base Shear } V = 0.2283 \times 38.840 = 8.87 \text{ ton}$$

$$F_t = 0.0 \quad (\text{因 } T < 0.7)$$

FL.	$W(i)$ ton	$\Delta H(i)$ m	$H(i)$ m	$W(i) \times H(i)$ ton-m	$F(i)$	$F_s(i)$ ton	ton
RFL	38.84	4.10	4.10	159.24	12.51		8.87
	38.84			159.24	12.51		8.87

$$\text{OVERTURNING MOMENT} = 51.310 \text{ t-m}$$

十七. 建築物地下部分之設計水平地震力

FL.	$W(i)$ ton	$\Delta H(i)$ m	$H(i)$ m	K 值	該層地震力 ton

十八. 工址最小設計垂直地震力 V_v :

工址類型: 近斷層工址

$$SaD,V = 2/3 SaD = 2/3 \times 1.225 = 0.817$$

$$SaM,V = 2/3 SaM = 2/3 \times 1.563 = 1.042$$

依規範 2.18 節說明, 梁構件韌性容量 $R = 3.0$

$$\text{依(2-13), } Ra = 1 + (R-1)/1.5 = 1 + (3.0 - 1)/1.5 = 2.333$$

$$\text{依(2-12), } Fu,v = 1.915, FuM,v = 2.236$$

最小設計垂直地震力 V_z :

$$\begin{aligned} &= SaD,v/Fu,v; \quad SaD,v/Fu,v \leq 0.2 \\ (SaD,v/Fu,v)_m &= 0.52 SaD,v/Fu,v + 0.096; \quad 0.2 < SaD,v/Fu,v < 0.53 \quad (C2-11b) \\ &= 0.70 SaD,v/Fu,v; \quad SaD,v/Fu,v \geq 0.53 \\ (SaD,v/Fu,v) &= (0.817/1.915) = 0.426 > 0.53 \end{aligned}$$

$$\therefore (SaD,v/Fu,v)_m = 0.70 \times 0.426 = 0.318$$

$$V_z = I/(1.4 ay) (SaD,v/Fu,v)_m W \quad (C2-10)$$

$$V_z = 1.000/(1.4 \times 1.000) \times 0.318 W = 0.2270 W$$

避免中小度地震降伏之設計地震力 V^*,v :

$$V^*,v = I Fu,v/(4.2 ay) (SaD,v/Fu,v)_m W \quad \dots \text{套用(2-13a)}$$

$$V^*,v = 1.000 \times 1.915/(4.2 \times 1.000) \times 0.318 W = 0.1449 W$$

避免最大考量地震崩塌之設計地震力 VM,v :

$$\begin{aligned} &= SaM,v/FuM,v; \quad SaM,v/FuM,v \leq 0.2 \\ (SaM,v/FuM,v)_m &= 0.52 SaM,v/FuM,v + 0.096; \quad 0.2 < SaM,v/FuM,v < 0.53 \quad \text{套用(C2-11b)} \\ &= 0.70 SaM,v/FuM,v; \quad SaM,v/FuM,v \geq 0.53 \\ (SaM,v/FuM,v) &= (1.042/2.236) = 0.466 \quad 0.2 < (x) < 0.53 \\ \therefore (SaM,v/FuM,v)_m &= 0.52 \times 0.466 + 0.096 = 0.338 \end{aligned}$$

$$VM,v = I/(1.4 ay) (SaM,v/FuM,v)_m W \quad \dots \text{套用(2-13c)}$$

$$VM,v = 1.000/(1.4 \times 1.000) \times 0.338 \times W = 0.2416 W$$

工址最小設計垂直地震力 V_v :

$$V_v = \text{Max}(V_z, V^*,v, VM,v)$$

$$V_v = \text{Max}(0.2270W, 0.1449W, 0.2416W) = 0.2416W$$

十九. 建築物柱之垂直地震力

工址類型: 近斷層工址

$$V_{col,v} = 0.80 SDS I/(3 ay) W$$

$$V_{col,v} = 0.80 \times 0.98 \times 1.0/(3 \times 1.0) W = 0.2613W$$

二十. 正規化加速度反應譜

工址類型: 近斷層工址

$$R = 4.0 \quad I = 1.0 \quad \alpha_y = 1.0 \quad T_1 = 0.223$$

依 3-2 節求 動力分析加速度反應譜調整係數

1) 動力分析採用之加速度反應譜係數 SaD

一般工址與近斷層區域動力分析加速度反應譜調整係數:

$$Z_{DBE} = \text{max}[SaD * (9.8 * I((SaD(T_1) / Fu(T_1))_m) / ((1.4ay) SaD(T_1))), (9.8 * I * Fu(T_1)/((SaD(T_1) / Fu(T_1))_m) /$$

((4.2ay) SaD(T1))]

臺北盆地動力分析加速度反應譜調整係數:

$Z_{DBE} = \max[SaD * (9.8 * I((SaD(T1) / Fu(T1))^m) / ((1.4ay) SaD(T1)), (9.8 * I^*Fu(T1)/((SaD(T1) / Fu(T1))^m) / ((3.5ay) SaD(T1))]$

2)如設計地震力由(2-13c)式之 VM 所控制時,動力分析採用之加速度反應譜係數用 SaM

動力分析加速度反應譜調整係數:

$Z_{MCE} = SaM * (9.8 * I((SaM(T1) / FuM(T1))^m) / ((1.4ay) SaM(T1))$

6.5 扭矩放大係數檢討

意外扭矩放大係數計算													
+X向地震力作用並考慮5%意外偏心							-X向地震力作用並考慮5%意外偏心						
樓層名稱	POINT位移 δ (cm)		δ max	1.2 δ avg	(δ max/1.2 δ avg) ²	放大係數Ax	樓層名稱	POINT位移 δ (cm)		δ max	1.2 δ avg	(δ max/1.2 δ avg) ²	放大係數Ax
RFL	0.75	0.88	0.88	0.98	0.80	1.00	RFL	1.02	0.68	1.02	1.02	1.00	1.00

+Y向地震力作用並考慮5%意外偏心							-Y向地震力作用並考慮5%意外偏心						
樓層名稱	POINT位移 δ (cm)		δ max	1.2 δ avg	(δ max/1.2 δ avg) ²	放大係數Ax	樓層名稱	POINT位移 δ (cm)		δ max	1.2 δ avg	(δ max/1.2 δ avg) ²	放大係數Ax
RFL	0.39	0.41	0.41	0.48	0.74	1.00	RFL	0.40	0.40	0.40	0.48	0.70	1.00

6.5 層間位移角及碰撞距離檢討

層間位移角及碰撞距離計算									
X向	工址最小設計水平橫力		V X=			0.322		W	
	計算層間位移角地震力		V_drift X=			0.2283		W	
	樓層位移調整比例		DX=V_drift X/V X=			0.709006211			
	建築物間隔倍數		RX=0.6 x 1.4 x ay x Ra =			2.52			
	+X向地震力作用					-X向地震力作用			
樓層	樓高H(cm)	設計地震力位移 δ X (cm)	δ X*DX(cm)	層間位移角△ δ X*DX/H	碰撞距離 δ X*RX(cm)	設計地震力位移 δ X (cm)	δ X*DX(cm)	層間位移角△ δ X*DX/H	碰撞距離 δ X*RX(cm)
RFL	410	0.88	0.62	0.15%	2.21	1.02	0.73	0.18%	2.58
Y向	工址最小設計水平橫力		V Y=			0.322		W	
	計算層間位移角地震力		V_drift Y=			0.2283		W	
	樓層位移調整比例		DY=V_drift Y/V Y=			0.709006211			
	建築物間隔倍數		RY=0.6 x 1.4 x ay x Ra =			2.52			
	+Y向地震力作用					-Y向地震力作用			
樓層	樓高H(cm)	設計地震力位移 δ Y (cm)	δ X*DX(cm)	層間位移角△ δ Y*DY/H	碰撞距離 δ Y*RY(cm)	設計地震力位移 δ Y (cm)	δ Y*DY(cm)	層間位移角△ δ Y*DY/H	碰撞距離 δ Y*RY(cm)
RFL	410	0.36	0.26	0.06%	0.91	0.40	0.29	0.07%	1.01

方向	最大層間位移角	最大變位(cm)	碰撞距離(cm)
X向	1.77/1000 < 5/1000 OK!	1.02	2.58
Y向	0.7/1000 < 5/1000 OK!	0.4	1.01

周圍空曠無碰撞疑慮。

柒、 結構設計檢討

7.1 柱、梁設計

A
18 06 2024

ETABS v19.1.0
License #2008*1T8DLYXB9C79UD3

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 1 of 2

Story	Label	UniqueName	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
RFL	C1	2	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.321	0.05
RFL	C1	2	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.28	0.014
RFL	C2	4	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(C)	0.353	0.083
RFL	C2	4	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(T)	0.278	0.006
RFL	C3	1	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.318	0.045
RFL	C3	1	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.281	0.012
RFL	C4	3	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(C)	0.358	0.087
RFL	C4	3	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(T)	0.281	0.007
RFL	C5	5	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.357	0.08
RFL	C5	5	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.279	0.008
RFL	C6	6	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.467	0.224
RFL	C6	6	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.272	0.002
RFL	C7	7	Column	H150x150-S N400	No Message	179-SS(C)	0.31	0.042
RFL	C7	7	Column	H150x150-S N400	No Message	179-SS(T)	0.287	0.014
RFL	C8	8	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(C)	0.345	0.079
RFL	C8	8	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(T)	0.279	0.009
RFL	C9	9	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.439	0.211
RFL	C9	9	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.259	0.008
RFL	C10	10	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(C)	0.435	0.211
RFL	C10	10	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(T)	0.264	0.008
RFL	C11	11	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.424	0.206
RFL	C11	11	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.25	0.007
RFL	C12	12	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(C)	0.423	0.206
RFL	C12	12	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(T)	0.253	0.007
RFL	C13	13	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.412	0.202
RFL	C13	13	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.241	0.007
RFL	C14	14	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(C)	0.411	0.202
RFL	C14	14	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(T)	0.243	0.007

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 1 of 2

Story	Label	UniqueName	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
RFL	C15	15	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.325	0.099
RFL	C15	15	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.231	0.006
RFL	C16	16	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(C)	0.326	0.099
RFL	C16	16	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(T)	0.233	0.006
RFL	C17	17	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.313	0.097
RFL	C17	17	Column	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.222	0.005
RFL	C18	18	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(C)	0.316	0.097
RFL	C18	18	Column	H150x150-S N400	No Message	49-SS(T)	0.223	0.005
RFL	C19	19	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(C)	0.311	0.097
RFL	C19	19	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(T)	0.218	0.005
RFL	C20	20	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.31	0.097
RFL	C20	20	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.22	0.005
RFL	C21	21	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(C)	0.316	0.098
RFL	C21	21	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(T)	0.222	0.006
RFL	C22	22	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.314	0.098
RFL	C22	22	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.224	0.006
RFL	C23	23	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(C)	0.322	0.099
RFL	C23	23	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(T)	0.225	0.006
RFL	C24	24	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.319	0.099
RFL	C24	24	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.228	0.006
RFL	C25	25	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(C)	0.322	0.083
RFL	C25	25	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(T)	0.236	0.001
RFL	C26	26	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(C)	0.289	0.049
RFL	C26	26	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(T)	0.243	0.004
RFL	C27	27	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.306	0.074
RFL	C27	27	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.237	0.005
RFL	C28	28	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.27	0.037
RFL	C28	28	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.245	0.01
RFL	C31	35	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(C)	0.31	0.076

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 1 of 2

Story	Label	UniqueName	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
RFL	C31	35	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(T)	0.238	0.003
RFL	C32	36	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(C)	0.308	0.074
RFL	C32	36	Column	H150x150-S N400	No Message	60-SS(T)	0.238	0.002
RFL	C33	37	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.278	0.04
RFL	C33	37	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.241	0.005
RFL	C34	38	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.281	0.042
RFL	C34	38	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.242	0.006
RFL	C35	39	Column	H150x150-S N400	No Message	84-SS(C)	0.279	0.041
RFL	C35	39	Column	H150x150-S N400	No Message	84-SS(T)	0.245	0.012
RFL	C36	40	Column	H150x150-S N400	No Message	84-SS(C)	0.273	0.035
RFL	C36	40	Column	H150x150-S N400	No Message	84-SS(T)	0.244	0.01
RFL	C37	41	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.317	0.081
RFL	C37	41	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.242	0.003
RFL	C38	42	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.323	0.087
RFL	C38	42	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.244	0.004
RFL	C39	33	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.266	0.036
RFL	C39	33	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.132	0.007
RFL	C40	34	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.266	0.035
RFL	C40	34	Column	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.133	0.007
RFL	B1	43	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.039	0
RFL	B2	44	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.039	0
RFL	B3	45	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.039	0
RFL	B4	46	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.039	0
RFL	B6	48	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.092	0
RFL	B7	49	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.092	0
RFL	B8	56	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.16	0
RFL	B9	57	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.258	0
RFL	B10	58	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.166	0
RFL	B13	61	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.041	0

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 1 of 2

Story	Label	UniqueName	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
RFL	B45	80	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.224	0
RFL	B46	81	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.223	0
RFL	B47	82	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.222	0
RFL	B48	76	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.223	0
RFL	B49	77	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.224	0
RFL	B50	78	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.225	0
RFL	B51	96	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.238	0
RFL	B52	83	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.223	0
RFL	B53	84	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.225	0
RFL	B54	85	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.225	0
RFL	B55	97	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.237	0
RFL	B58	47	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.04	0
RFL	B59	53	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.083	0
RFL	B60	54	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.087	0
RFL	B61	59	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.082	0
RFL	B62	60	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.084	0
RFL	B5	29	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.102	0
RFL	B11	30	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.103	0
RFL	B12	31	Beam	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.147	0.0001325
RFL	B12	31	Beam	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.134	0.001
RFL	B17	32	Beam	H150x150-S N400	No Message	61-SS(C)	0.146	0.0001189
RFL	B17	32	Beam	H150x150-S N400	No Message	61-SS(T)	0.133	0.001
RFL	B18	136	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.003
RFL	B56	138	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.066	0.003
RFL	B57	140	Beam	H150x150-S N400	No Message	62-SS(C)	0.113	0.0004301
RFL	B57	140	Beam	H150x150-S N400	No Message	62-SS(T)	0.1	0.0001324
RFL	B63	141	Beam	H150x150-S N400	No Message	62-SS(C)	0.113	0.0004253
RFL	B63	141	Beam	H150x150-S N400	No Message	62-SS(T)	0.101	0.0001291
RFL	B64	142	Beam	H150x150-S N400	No Message	49-SS(C)	0.147	0.0001073

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 1 of 2

Story	Label	UniqueName	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
RFL	B64	142	Beam	H150x150-S N400	No Message	49-SS(T)	0.133	0.001
RFL	B65	143	Beam	H150x150-S N400	No Message	49-SS(C)	0.146	0.0001366
RFL	B65	143	Beam	H150x150-S N400	No Message	49-SS(T)	0.133	0.001
RFL	B66	144	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.002
RFL	B67	146	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.066	0.002
RFL	B68	148	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.066	0.001
RFL	B69	149	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.001
RFL	B70	150	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.001
RFL	B71	151	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.001
RFL	B72	152	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.001
RFL	B73	153	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.001
RFL	B74	154	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.066	0.001
RFL	B75	155	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.066	0.002
RFL	B76	156	Beam	H150x150-S N400	No Message	50-SS(C)	0.114	0.0004578
RFL	B76	156	Beam	H150x150-S N400	No Message	50-SS(T)	0.1	0.0001273
RFL	B77	157	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.066	0.001
RFL	B78	158	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.066	0.001
RFL	B79	159	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.001
RFL	B80	160	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.001
RFL	B81	161	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.001
RFL	B82	162	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.066	0.001
RFL	B83	163	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.066	0.001
RFL	B84	164	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.065	0.002
RFL	B85	165	Beam	H150x150-S N400	No Message	50-SS(C)	0.113	0.0004144
RFL	B85	165	Beam	H150x150-S N400	No Message	50-SS(T)	0.101	0.0001318
RFL	B86	166	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.137	0
RFL	B87	167	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.131	0
RFL	B88	168	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.126	0
RFL	B89	169	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.121	0

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 1 of 2

Story	Label	UniqueName	Design Type	Design Section	Status	PMM Combo	PMM Ratio	P Ratio
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
RFL	B90	170	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.116	0
RFL	B91	171	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.116	0
RFL	B92	172	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.118	0
RFL	B93	173	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.121	0
RFL	B94	174	Beam	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.121	0.00045
RFL	B94	174	Beam	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.115	0.001
RFL	B95	175	Beam	H150x150-S N400	No Message	48-SS(C)	0.121	0.0004018
RFL	B95	175	Beam	H150x150-S N400	No Message	48-SS(T)	0.114	0.001
RFL	B96	176	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.101	0
RFL	B97	177	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.101	0
RFL	B98	178	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.103	0
RFL	B99	179	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.103	0
RFL	B100	180	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.105	0
RFL	B101	181	Beam	H150x150-S N400	No Message	60-SS(C)	0.125	0.0003605
RFL	B101	181	Beam	H150x150-S N400	No Message	60-SS(T)	0.111	0.001
RFL	B102	182	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.059	0.004
RFL	B103	183	Beam	H150x150-S N400	No Message	190-SS(C)	0.092	0.000388
RFL	B103	183	Beam	H150x150-S N400	No Message	190-SS(T)	0.11	0.001
RFL	B104	184	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.071	0.001
RFL	B105	185	Beam	H150x150-S N400	No Message	60-SS(C)	0.125	0.0003709
RFL	B105	185	Beam	H150x150-S N400	No Message	60-SS(T)	0.111	0.001
RFL	B106	186	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.06	0.004
RFL	B107	187	Beam	H150x150-S N400	No Message	190-SS(C)	0.092	0.0004229
RFL	B107	187	Beam	H150x150-S N400	No Message	190-SS(T)	0.11	0.001
RFL	B108	188	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.071	0.001
RFL	B109	189	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.072	0.001
RFL	B110	190	Beam	H150x150-S N400	No Message	(T)	0.074	0.001

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 2 of 2

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 2 of 2						
UniqueName	M Major Ratio	M Minor Ratio	V Major Combo	V Major Ratio	V Minor Combo	V Minor Ratio
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
2	0.007	0.265	51-SS	0.026	61-SS	0.012
2	0.006	0.26				
4	0.005	0.265	51-SS	0.026	61-SS	0.026
4	0.005	0.268				
1	0.007	0.266	63-SS	0.026	61-SS	0.012
1	0.006	0.262				
3	0.005	0.266	63-SS	0.026	61-SS	0.026
3	0.005	0.269				
5	0.01	0.266	62-SS	0.028	49-SS	0.026
5	0.002	0.269				
6	0.008	0.235	62-SS	0.071	49-SS	0.026
6	0.003	0.268				
7	0.004	0.265	62-SS	0.028	49-SS	0.012
7	0.012	0.26				
8	0.002	0.265	62-SS	0.072	49-SS	0.012
8	0.009	0.26				
9	0.007	0.221	50-SS	0.031	61-SS	0.011
9	0.003	0.248				
10	0.003	0.221	50-SS	0.03	49-SS	0.011
10	0.008	0.248				
11	0.006	0.212	50-SS	0.026	61-SS	0.011
11	0.004	0.239				
12	0.004	0.213	50-SS	0.027	49-SS	0.011
12	0.007	0.239				
13	0.005	0.204	62-SS	0.026	61-SS	0.011
13	0.004	0.23				
14	0.005	0.204	62-SS	0.026	49-SS	0.011
14	0.007	0.23				
15	0.005	0.221	62-SS	0.025	61-SS	0.01
15	0.005	0.221				
16	0.006	0.221	62-SS	0.026	49-SS	0.01
16	0.007	0.221				
17	0.004	0.211	50-SS	0.025	61-SS	0.01
17	0.005	0.212				
18	0.007	0.212	50-SS	0.026	49-SS	0.01
18	0.006	0.211				
19	0.003	0.211	50-SS	0.026	60-SS	0.01
19	0.001	0.212				
20	0.001	0.212	50-SS	0.026	48-SS	0.01
20	0.003	0.212				
21	0.004	0.215	62-SS	0.026	60-SS	0.01
21	0.001	0.215				
22	0.001	0.215	62-SS	0.027	48-SS	0.01
22	0.003	0.215				
23	0.005	0.218	62-SS	0.03	60-SS	0.01
23	0.0003004	0.219				
24	0.001	0.219	62-SS	0.03	48-SS	0.01
24	0.004	0.218				
25	0.006	0.232	50-SS	0.071	48-SS	0.016
25	0.000476	0.235				
26	0.007	0.233	50-SS	0.028	48-SS	0.016
26	0.004	0.236				

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 2 of 2

UniqueName	M Major Ratio	M Minor Ratio	V Major Combo	V Major Ratio	V Minor Combo	V Minor Ratio
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
27	0.002	0.229	50-SS	0.072	48-SS	0.01
27	0.005	0.227				
28	0.003	0.23	50-SS	0.028	48-SS	0.01
28	0.008	0.227				
35	0.003	0.23	63-SS	0.026	48-SS	0.025
35	0.003	0.232				
36	0.003	0.231	51-SS	0.026	48-SS	0.025
36	0.003	0.233				
37	0.003	0.236	63-SS	0.026	60-SS	0.015
37	0.002	0.233				
38	0.002	0.236	51-SS	0.026	60-SS	0.015
38	0.003	0.233				
39	0.008	0.23	63-SS	0.026	60-SS	0.011
39	0.008	0.225				
40	0.008	0.231	51-SS	0.026	60-SS	0.011
40	0.008	0.226				
41	0.007	0.229	63-SS	0.026	60-SS	0.024
41	0.007	0.233				
42	0.007	0.229	51-SS	0.026	60-SS	0.024
42	0.007	0.233				
33	0.001	0.23	63-SS	0.026	60-SS	0.012
33	0.107	0.018				
34	0.001	0.23	51-SS	0.026	60-SS	0.012
34	0.107	0.019				
43	0.039	0	51-SS	0.06	219-SS	0
44	0.039	0	51-SS	0.06	219-SS	0
45	0.039	0	51-SS	0.061	219-SS	0
46	0.039	0	63-SS	0.061	219-SS	0
48	0.092	0	62-SS	0.092	219-SS	0
49	0.092	0	62-SS	0.093	219-SS	0
56	0.16	0	3-SS	0.106	219-SS	0
57	0.258	0	3-SS	0.124	219-SS	0
58	0.166	0	3-SS	0.084	219-SS	0
61	0.041	0	60-SS	0.053	219-SS	0
50	0.16	0	3-SS	0.106	219-SS	0
51	0.258	0	3-SS	0.124	219-SS	0
52	0.166	0	3-SS	0.084	219-SS	0
55	0.04	0	60-SS	0.053	219-SS	0
93	0.035	0	48-SS	0.055	219-SS	0
92	0.035	0	48-SS	0.054	219-SS	0
91	0.034	0	48-SS	0.054	219-SS	0
90	0.034	0	49-SS	0.054	219-SS	0
89	0.036	0	49-SS	0.056	219-SS	0
88	0.037	0	49-SS	0.058	219-SS	0
87	0.039	0	49-SS	0.059	219-SS	0
86	0.04	0	61-SS	0.061	219-SS	0
71	0.126	0	61-SS	0.096	219-SS	0
65	0.093	0	50-SS	0.093	219-SS	0
64	0.092	0	50-SS	0.092	219-SS	0
68	0.126	0	61-SS	0.097	219-SS	0
69	0.127	0	49-SS	0.097	219-SS	0
62	0.039	0	63-SS	0.061	219-SS	0
63	0.039	0	51-SS	0.061	219-SS	0

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 2 of 2

UniqueName	M Major Ratio	M Minor Ratio	V Major Combo	V Major Ratio	V Minor Combo	V Minor Ratio
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
66	0.126	0	49-SS	0.097	219-SS	0
70	0.204	0	3-SS	0.111	219-SS	0
67	0.203	0	3-SS	0.111	219-SS	0
94	0.239	0	3-SS	0.115	219-SS	0
95	0.237	0	3-SS	0.115	219-SS	0
72	0.225	0	3-SS	0.111	219-SS	0
73	0.224	0	3-SS	0.111	219-SS	0
74	0.223	0	3-SS	0.111	219-SS	0
75	0.222	0	3-SS	0.111	219-SS	0
79	0.225	0	3-SS	0.111	219-SS	0
80	0.224	0	3-SS	0.111	219-SS	0
81	0.223	0	3-SS	0.111	219-SS	0
82	0.222	0	3-SS	0.111	219-SS	0
76	0.223	0	3-SS	0.111	219-SS	0
77	0.224	0	3-SS	0.111	219-SS	0
78	0.225	0	3-SS	0.111	219-SS	0
96	0.238	0	3-SS	0.115	219-SS	0
83	0.223	0	3-SS	0.111	219-SS	0
84	0.225	0	3-SS	0.111	219-SS	0
85	0.225	0	3-SS	0.111	219-SS	0
97	0.237	0	3-SS	0.115	219-SS	0
47	0.04	0	63-SS	0.061	219-SS	0
53	0.083	0	3-SS	0.069	219-SS	0
54	0.087	0	3-SS	0.07	219-SS	0
59	0.082	0	3-SS	0.068	219-SS	0
60	0.084	0	3-SS	0.069	219-SS	0
29	0.102	0	51-SS	0.109	49-SS	0
30	0.102	0.001	51-SS	0.109	49-SS	0.0001891
31	0.146	0.0002037	61-SS	0.145	61-SS	0
31	0.133	0.0002647				
32	0.145	0.0002013	61-SS	0.144	61-SS	0
32	0.132	0.0002602				
136	0.062	0.000398	61-SS	0.015	3-SS	0
138	0.062	0.001	49-SS	0.015	3-SS	0
140	0.112	0.001	62-SS	0.114	3-SS	0.0001398
140	0.1	0.0002236				
141	0.112	0	62-SS	0.115	60-SS	0
141	0.1	0.000135				
142	0.146	0.0001043	49-SS	0.145	62-SS	0
142	0.133	0				
143	0.145	0.001	49-SS	0.144	49-SS	0.0001587
143	0.132	0.001				
144	0.063	0.0002978	50-SS	0.015	49-SS	0
146	0.064	0.0003099	50-SS	0.015	49-SS	0
148	0.065	0	50-SS	0.015	60-SS	0
149	0.064	0	50-SS	0.015	49-SS	0
150	0.064	0	50-SS	0.015	49-SS	0
151	0.063	0	62-SS	0.015	61-SS	0
152	0.064	0	62-SS	0.015	61-SS	0
153	0.064	0	62-SS	0.015	61-SS	0
154	0.065	0	62-SS	0.015	61-SS	0
155	0.064	0.0003389	62-SS	0.015	48-SS	0
156	0.112	0.002	50-SS	0.114	3-SS	0.0003417

Table: Steel Frame Design Summary - AISC LRFD-93, Part 2 of 2

UniqueName	M Major Ratio	M Minor Ratio	V Major Combo	V Major Ratio	V Minor Combo	V Minor Ratio
Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
156	0.1	0.0002389				
157	0.065	0	50-SS	0.015	60-SS	0
158	0.064	0	50-SS	0.015	49-SS	0
159	0.064	0	50-SS	0.015	49-SS	0
160	0.064	0	62-SS	0.015	61-SS	0
161	0.064	0	62-SS	0.015	61-SS	0
162	0.064	0	62-SS	0.015	61-SS	0
163	0.065	0	62-SS	0.015	61-SS	0
164	0.063	0.0003056	62-SS	0.015	48-SS	0
165	0.112	0.0001014	50-SS	0.115	49-SS	0
165	0.1	0				
166	0.136	0.001	49-SS	0.144	49-SS	0.0002258
167	0.131	0.0001095	49-SS	0.139	60-SS	0
168	0.126	0.0001314	49-SS	0.134	49-SS	0
169	0.121	0.0001247	49-SS	0.129	49-SS	0
170	0.116	0.0001172	49-SS	0.123	61-SS	0
171	0.116	0	48-SS	0.123	61-SS	0
172	0.118	0	48-SS	0.125	61-SS	0
173	0.12	0.001	48-SS	0.127	48-SS	0.0002846
174	0.119	0.001	48-SS	0.111	60-SS	0.0001652
174	0.113	0.001				
175	0.12	0.000128	48-SS	0.111	49-SS	0
175	0.114	0.0001272				
176	0.101	0	51-SS	0.108	49-SS	0
177	0.101	0.0001489	51-SS	0.108	49-SS	0
178	0.102	0.0002377	51-SS	0.109	49-SS	0
179	0.102	0.0003459	63-SS	0.109	50-SS	0
180	0.103	0.002	63-SS	0.109	3-SS	0.0004146
181	0.125	0.0001349	60-SS	0.126	50-SS	0
181	0.11	0				
182	0.056	0	48-SS	0.014	49-SS	0
183	0.091	0.0001486	48-SS	0.107	50-SS	0
183	0.109	0				
184	0.07	0.0002661	60-SS	0.022	50-SS	0
185	0.125	0.0001349	60-SS	0.127	50-SS	0
185	0.111	0				
186	0.056	0	48-SS	0.014	49-SS	0
187	0.091	0.0001478	48-SS	0.108	50-SS	0
187	0.11	0				
188	0.07	0.0002708	60-SS	0.022	50-SS	0
189	0.07	0.002	48-SS	0.021	3-SS	0.0001225
190	0.071	0.002	60-SS	0.021	3-SS	0.0001254

7.2 基礎設計

表 4-1、簡化地層剖面及設計參數

層	地層分類	層厚(m)	N 值	γ_t (t/m ³)	C' (t/m ²)	ϕ' (°)	Q_u (t/m ²)	K_v (t/m ³)	K_h (t/m ³)
1	黃棕色黏土夾砂礫石層	0.5	-	-	-	-	-	-	-
2	黑灰色卵礫石夾棕黃色粗砂層	25.0	>50	*2.1	*0.15	*37	-	*8000~12000	*6000~10000
3	棕黃色砂岩偶夾黑灰色卵礫石層	25.0m 以下	>50	*2.2	*1.0	*35	*350	*15000	*9000

基礎設計：F1

一、 $f_c' =$	210 kg/cm ²	柱X向 $b =$	0.5 m
$f_y =$	2800 kg/cm ²	柱Y向 $h =$	0.5 m
$P_d =$	5.32 t	$M_x =$	0 t-m
$P_L =$	2.99 t	$M_y =$	0 t-m
$P_e =$	0 t		

基礎版厚	$=$	0.3 m	$d' =$	0.1 m
有效深度 $d =$		0.2 m		
土壤密度 $\gamma =$		2.1 t/m ³	開挖深度 $D_f =$	1 m
容許承載力 $q_a =$		10 t/m ²		
淨容許承載力 $q_a' =$		7.90 t/m ²		
短期淨容許承載力 $q_a' =$		11.85 t/m ²		

二、長期承載力檢核

$P = P_d + P_L =$	8.31 t			
需要面積 $A_{req} = P/q_a' =$		1.05 m ²		
取版X向 $B =$	1.1 m	版Y向 $L =$	1.85 m	
面積 $A =$	2.035	$5 >$	1.05 m ²	OK
$P/A =$	4.08 t/m ²	$<$	7.90 t/m ²	OK

三、短期承載力檢核

$P = P_d + P_L + P_e =$	8.31 t			
$P/A =$	4.08 t/m ²			
(1) X軸				
$M =$	0 t-m			
$L/6 =$	0.31 m			
因為 $e = M/P =$	0.00 m	$\leq$	$L/6 = 0.31$ m	
故 $q = P/A (1 + 6e/L) =$	4.08 t/m ²	$<$	11.85 t/m ²	OK
(2) Y軸				
$M =$	0 t-m			
$B/6 =$	0.18 m			
因為 $e = M/P =$	0.00 m	$\leq$	$B/6 = 0.18$ m	
故 $q = P/A (1 + 6e/B) =$	4.08 t/m ²	$<$	11.85 t/m ²	OK

四、梁式剪力

$P_u = 1.4 * P_d + 1.7 * P_L =$	12.52906 t			
$P_u = 0.75(1.4 * P_d + 1.7 * P_L + 1.87E) =$	9.40 t			
$P_u =$	12.53 t			
(1) X軸				
$M_u = 1.43 * M_x =$	0.00			
因為 $e = M/P =$	0.00 m	$\leq$	$L/6 = 0.31$	
故 $q_{u,max} = P/A (1 + 6e/L) =$	6.16 t/m ²			
$q_{u,min} = P/A (1 - 6e/L) =$	6.16 t/m ²			
$q_1 =$	6.16 t/m ²	(反力最小值)		
$q_2 =$	6.16 t/m ²	(反力最大值)		
$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * f_c' * 0.5 * B * d =$	14.36 t			
$V_u = q_u * B * L' =$	3.22 t	($q_u = q_1$ 、 q_2 平均作用力， $L' = q_u$ 作用長度)		
$\phi V_c \geq V_u$	OK			

(2) Y軸

$$\begin{aligned} \mu_x &= 1.43 \mu_y = 0.00 \\ \text{因為 } e &= M/P = 0.00 \text{ m} < B/6 = 0.18 \\ \text{故 } q_{u,\max} &= P/A (1+6e/B) = 6.16 \text{ t/m}^2 \\ q_{u,\min} &= P/A (1-6e/B) = 6.16 \text{ t/m}^2 \\ q_1 &= 6.16 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最小值}) \\ q_2 &= 6.16 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最大值}) \\ \phi V_c &= 0.85 \times 0.53 \times f'_c \times 0.5 \times L \times d = 24.15 \text{ t} \\ V_u &= q_u \times L \times B' = 1.14 \text{ t} \quad (q_u = q_1, q_2 \text{ 平均作用力}, B' = q_u \text{ 作用長度}) \\ \phi V_c &\geq V_u \quad \text{OK} \end{aligned}$$

五、貫穿剪力

(1) X軸

$$\begin{aligned} q_1 &= 6.16 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最大值}) \\ q_2 &= 6.16 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最小值}) \\ \phi V_c &= 0.85 \times 1.06 \times f'_c \times 0.5 \times b \times d = 73.12 \text{ t} \\ V_u &= P_u - q_u \times (b+d) \times (h+d) = 9.51 \text{ t} \quad (q_u = q_1, q_2 \text{ 平均作用力}) \\ \phi V_c &\geq V_u \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(2) Y軸

$$\begin{aligned} q_1 &= 6.16 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最大值}) \\ q_2 &= 6.16 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最小值}) \\ \phi V_c &= 0.85 \times 1.06 \times f'_c \times 0.5 \times b \times d = 73.12 \text{ t} \\ V_u &= P_u - q_u \times (b+d) \times (h+d) = 9.51 \text{ t} \quad (q_u = q_1, q_2 \text{ 平均作用力}) \\ \phi V_c &\geq V_u \quad \text{OK} \end{aligned}$$

六、鋼筋配置

(1) X軸

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \quad d = 20 \text{ cm} \\ q_1 &= 6.16 \text{ t/m}^2 = 0.62 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{反力最小值}) \\ q_2 &= 6.16 \text{ t/m}^2 = 0.62 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{反力最大值}) \\ \text{重心} &= 0.34 \text{ m} = 33.75 \text{ cm} \\ \mu_x &= q_u \times A \times L' = 140259 \text{ kg-cm} / \text{m} \quad (q_u = q_1, q_2 \text{ 平均作用力}, L' = q_u \text{ 作用點}) \\ R_n &= \mu_x / (\phi b d^2) = 3.896 \text{ kg-cm} / \text{m} \\ m &= f_y / (0.85 f'_c) = 15.686 \\ \rho &= 0.00141 \quad \rho_{\min} = 0.0020 \\ A_s &= \rho_{\min} \times b \times h = 6.00 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ \text{鋼筋號數} \quad \#4 \quad \text{斷面積} &= 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{req. } S = 21.2 \text{ cm} \\ \text{取} \quad \#4 @ 15 \text{ cm} &\quad \text{OK} \end{aligned}$$

(2) Y軸

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \quad d = 20 \text{ cm} \\ q_1 &= 6.16 \text{ t/m}^2 = 0.62 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{反力最大值}) \\ q_2 &= 6.16 \text{ t/m}^2 = 0.62 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{反力最小值}) \\ \text{重心} &= 0.15 \text{ m} = 15.00 \text{ cm} \\ \mu_y &= q_u \times A \times B' = 27706 \text{ kg-cm} / \text{m} \quad (q_u = q_1, q_2 \text{ 平均作用力}, B' = q_u \text{ 作用點}) \\ R_n &= \mu_y / (\phi b d^2) = 0.770 \text{ kg-cm} / \text{m} \\ m &= f_y / (0.85 f'_c) = 15.686 \\ \rho &= 0.00028 \quad \rho_{\min} = 0.0020 \\ A_s &= \rho_{\min} \times b \times h = 6.00 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ \text{鋼筋號數} \quad \#4 \quad \text{斷面積} &= 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{req. } S = 21.2 \text{ cm} \\ \text{取} \quad \#4 @ 15 \text{ cm} &\quad \text{OK} \end{aligned}$$

基礎設計：F2

一、 $f_c' =$	210 kg/cm ²	柱X向 $b =$	0.5 m
$f_y =$	2800 kg/cm ²	柱Y向 $h =$	0.5 m
$P_d =$	10.65 t	$M_x =$	0 t-m
$P_L =$	5.97 t	$M_y =$	0 t-m
$P_e =$	0 t		

基礎版厚 $=$	0.3 m	$d' =$	0.1 m
有效深度 $d =$	0.2 m		
土壤密度 $\gamma =$	2.1 t/m ³	開挖深度 $D_f =$	1 m
容許承載力 $q_a =$	10 t/m ²		
淨容許承載力 $q_a' =$	7.90 t/m ²		
短期淨容許承載力 $q_a' =$	11.85 t/m ²		

二、長期承載力檢核

$P = P_d + P_L =$	16.62 t		
需要面積 $A_{req} = P/q_a' =$	2.10 m ²		
取版X向 $B =$	1.85 m	版Y向 $L =$	1.85 m
面積 $A =$	3.4225	$5 >$	2.10 m ² OK
$P/A =$	4.86 t/m ²	$<$	7.90 t/m ² OK

三、短期承載力檢核

$P = P_d + P_L + P_e =$	16.62 t		
$P/A =$	4.86 t/m ²		
(1) X軸			
$M =$	0 t-m		
$L/6 =$	0.31 m		
因為 $e = M/P =$	0.00 m	$\leq$	$L/6 = 0.31$ m
故 $q = P/A (1 + 6e/L) =$	4.86 t/m ²	$<$	11.85 t/m ² OK
(2) Y軸			
$M =$	0 t-m		
$B/6 =$	0.31 m		
因為 $e = M/P =$	0.00 m	$\leq$	$B/6 = 0.31$ m
故 $q = P/A (1 + 6e/B) =$	4.86 t/m ²	$<$	11.85 t/m ² OK

四、梁式剪力

$P_u = 1.4 * P_d + 1.7 * P_L =$	25.05811 t		
$P_u = 0.75(1.4 * P_d + 1.7 * P_L + 1.87E)$	18.79 t		
$P_u =$	25.06 t		
(1) X軸			
$M_u = 1.43 * M_x =$	0.00		
因為 $e = M/P =$	0.00 m	$\leq$	$L/6 = 0.31$
故 $q_{u,max} = P/A (1 + 6e/L) =$	7.32 t/m ²		
$q_{u,min} = P/A (1 - 6e/L) =$	7.32 t/m ²		
$q_1 =$	7.32 t/m ²	(反力最小值)	
$q_2 =$	7.32 t/m ²	(反力最大值)	
$\phi V_c = 0.85 * 0.53 * f_c' * 0.5 * B * d$	24.15 t		
$V_u = q_u * B * L' =$	6.43 t	($q_u = q_1$ 、 q_2 平均作用力， $L' = q_u$ 作用長度)	
$\phi V_c \geq V_u$	OK		

(2) Y軸

$$\begin{aligned} \mu &= 1.43 * M_x = 0.00 \\ \text{因為 } e &= M/P = 0.00 \text{ m} < B/6 = 0.31 \\ \text{故 } q_{u,\max} &= P/A (1+6e/B) = 7.32 \text{ t/m}^2 \\ q_{u,\min} &= P/A (1-6e/B) = 7.32 \text{ t/m}^2 \\ q_1 &= 7.32 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最小值}) \\ q_2 &= 7.32 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最大值}) \\ \phi V_c &= 0.85 * 0.53 * f_c' * 0.5 * L * d = 24.15 \text{ t} \\ V_u &= q_u * L * B' = 6.43 \text{ t} \quad (q_u = q_1, q_2 \text{ 平均作用力, } B' = q_u \text{ 作用長度}) \\ \phi V_c &\geq V_u \quad \text{OK} \end{aligned}$$

五、貫穿剪力

(1) X軸

$$\begin{aligned} q_1 &= 7.32 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最大值}) \\ q_2 &= 7.32 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最小值}) \\ \phi V_c &= 0.85 * 1.06 * f_c' * 0.5 * b * d = 73.12 \text{ t} \\ V_u &= P_u - q_u * (b+d) * (h+d) = 21.47 \text{ t} \quad (q_u = q_1, q_2 \text{ 平均作用力}) \\ \phi V_c &\geq V_u \quad \text{OK} \end{aligned}$$

(2) Y軸

$$\begin{aligned} q_1 &= 7.32 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最大值}) \\ q_2 &= 7.32 \text{ t/m}^2 \quad (\text{反力最小值}) \\ \phi V_c &= 0.85 * 1.06 * f_c' * 0.5 * b * d = 73.12 \text{ t} \\ V_u &= P_u - q_u * (b+d) * (h+d) = 21.47 \text{ t} \quad (q_u = q_1, q_2 \text{ 平均作用力}) \\ \phi V_c &\geq V_u \quad \text{OK} \end{aligned}$$

六、鋼筋配置

(1) X軸

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \quad d = 20 \text{ cm} \\ q_1 &= 7.32 \text{ t/m}^2 = 0.73 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{反力最小值}) \\ q_2 &= 7.32 \text{ t/m}^2 = 0.73 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{反力最大值}) \\ \text{重心} &= 0.34 \text{ m} = 33.75 \text{ cm} \\ \mu &= q_u * A * L' = 166795 \text{ kg-cm} / \text{m} \quad (q_u = q_1, q_2 \text{ 平均作用力, } L' = q_u \text{ 作用點}) \\ R_n &= \mu / (\phi b d^2) = 4.633 \text{ kg-cm} / \text{m} \\ m &= f_y / (0.85 f_c') = 15.686 \\ \rho &= 0.00168 \quad \rho_{\min} = 0.0020 \\ A_s &= \rho_{\min} * b * h = 6.00 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ \text{鋼筋號數} \quad \#4 \quad \text{斷面積} &= 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{req. } S = 21.2 \text{ cm} \\ \text{取 } \#4 @ 15 \text{ cm} &\quad \text{OK} \end{aligned}$$

(2) Y軸

$$\begin{aligned} b &= 100 \text{ cm} \quad d = 20 \text{ cm} \\ q_1 &= 7.32 \text{ t/m}^2 = 0.73 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{反力最大值}) \\ q_2 &= 7.32 \text{ t/m}^2 = 0.73 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{反力最小值}) \\ \text{重心} &= 0.34 \text{ m} = 33.75 \text{ cm} \\ \mu &= q_u * A * B' = 166795 \text{ kg-cm} / \text{m} \quad (q_u = q_1, q_2 \text{ 平均作用力, } B' = q_u \text{ 作用點}) \\ R_n &= \mu / (\phi b d^2) = 4.633 \text{ kg-cm} / \text{m} \\ m &= f_y / (0.85 f_c') = 15.686 \\ \rho &= 0.00168 \quad \rho_{\min} = 0.0020 \\ A_s &= \rho_{\min} * b * h = 6.00 \text{ cm}^2 / \text{m} \\ \text{鋼筋號數} \quad \#4 \quad \text{斷面積} &= 1.27 \text{ cm}^2 \quad \text{req. } S = 21.2 \text{ cm} \\ \text{取 } \#4 @ 15 \text{ cm} &\quad \text{OK} \end{aligned}$$

捌、 開挖擋土安全分析及支撐設計

本案室外管線架開挖無超過 150 公分,無須安全措施分析。

玖、 其他特殊檢討

無