

CH.01

橋梁介紹



佺葉工程顧問有限公司



橋梁特色

與高樓建築之主要差異

- 橋梁為公共工程、安全係數大
- 上部質量大、贅重小、週期短
- 場址多為郊區、鄰水作業
- 受交通量影響甚鉅



公共工程

私人工程居多

安全係數大

成本效益考量

活載重控制

地震力控制

土建為主體

界面繁多

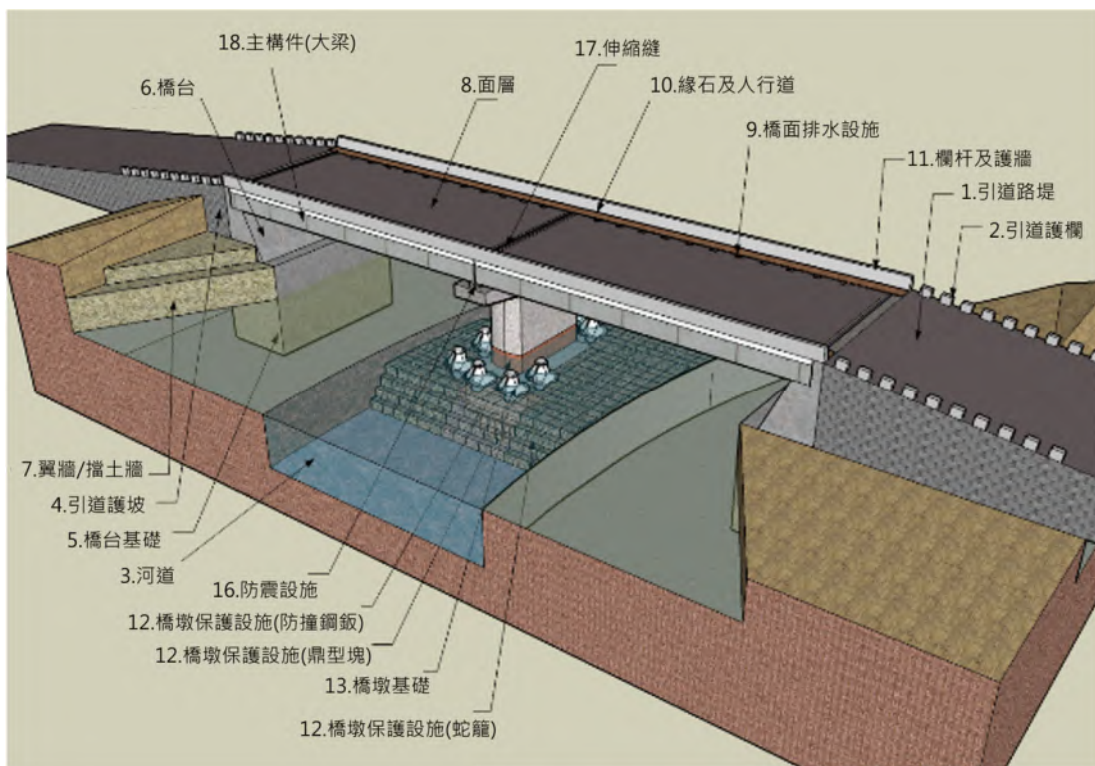
逐跨施作

逐層施作

橋梁組成構件

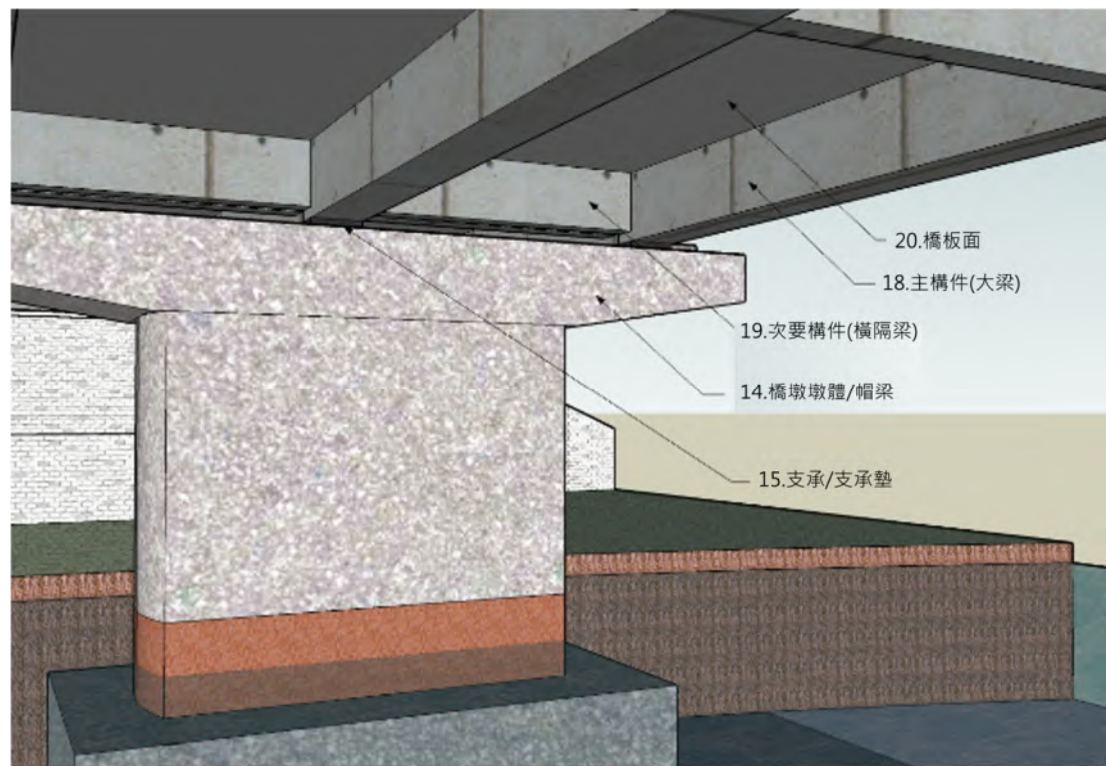
依設計功能區分

- 主要結構(大梁、橋台、橋墩、橋面板...)
- 附屬設施(護欄、護坡、引道、伸縮縫...)



依構件位置區分

- 上部結構(大梁、橋塔、拱圈、橋面板...)
- 下部結構(橋台、護坡、橋墩、基礎版...)



橋梁形式種類

依服務功能區分

- 鐵路橋
- 公路橋
- 人行橋...

依跨越環境區分

- 河川橋
- 高架橋
- 跨越橋...

依承重結構區分

- 梁式橋
- 桁架橋
- 拱橋
- 吊橋...

梁式橋細分

- 鋼筋混凝土梁橋
- 預力梁橋
- 鋼梁橋...



芳苑鄉信義橋



新北勢溪鐵路橋



北二高碧潭大橋



台北市彩虹橋



土耳其1915恰納卡萊大橋

CH.02

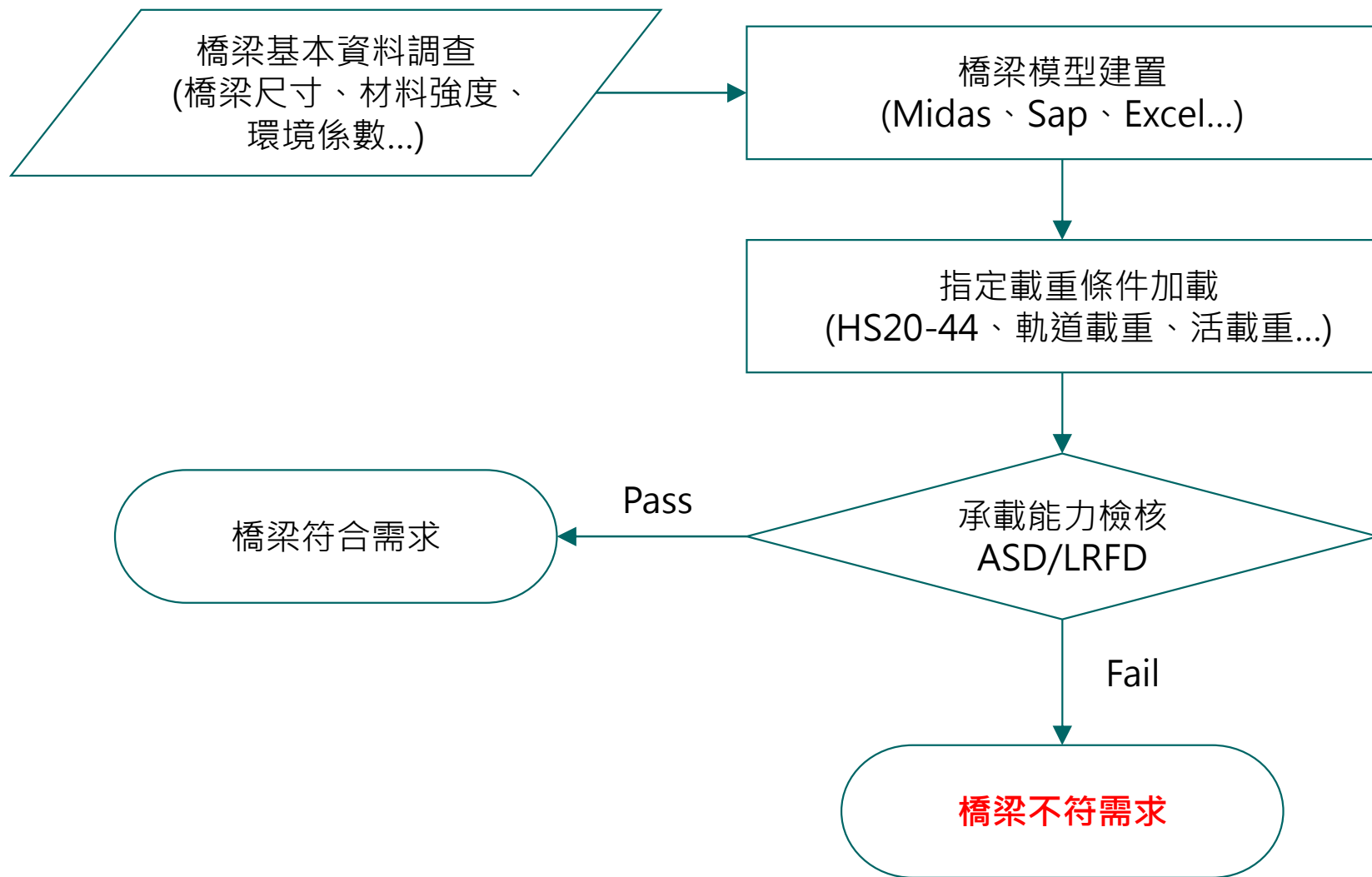
橋梁分析



仝葉工程顧問有限公司



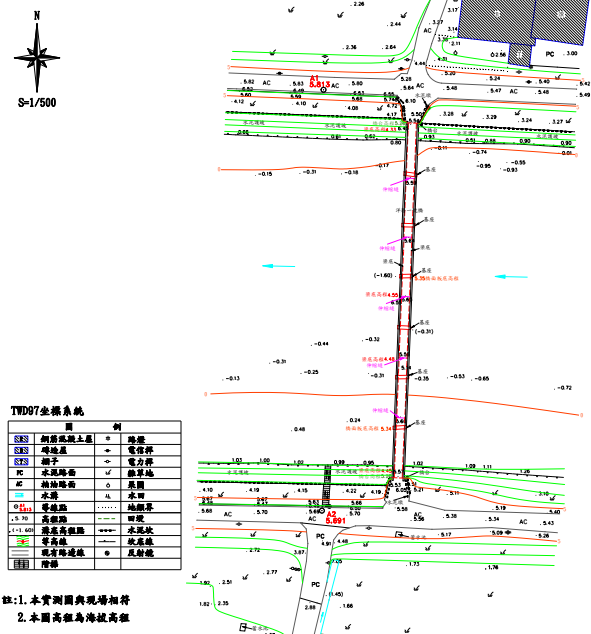
分析流程



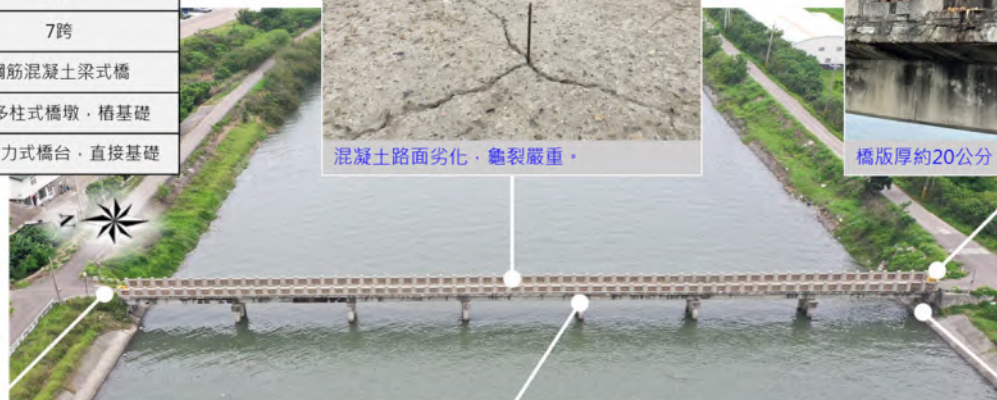
基本資料

- 橋梁形式
- 橋寬、橋長、跨長
- 材料強度
- 環境資料
- 橋檢資料...

彰化縣鹿港鄉洋厝一號橋附近現況成果圖



橋梁		洋厝1號橋
橋長(M)		91.7
橋寬(M)		3.2
橋孔數		7跨
橋梁上構型式		鋼筋混凝土梁式橋
橋梁下構型式	橋梁	RC多柱式橋墩・橋基礎
	橋台	RC重力式橋台・直接基礎



規範檢核

- 鹽害環境，構件多處裂縫且有混凝土剝落、鋼筋鏽蝕嚴重，保護層喪失作用、鋼筋有效面積折減



- 上部結構採**強度設計法**；下部結構採容許應力法
- 車輛載重採HS20-44分析



- 大梁**彎矩強度(Mn)不足**；不符使用需求，建議拆除新建

(1B) [強度設計法]	第4隔梁(端隔樑)	第3隔梁(端隔樑)	第2隔梁(端隔樑)	第1隔梁(端隔樑)	單位
$M_u = 1.3(M_g + M_{s1} + M_{s2} + 1.67MLI)$	158.5130	-360.7423	-1,939.3640	-4,576.0188	tf-m
大樑高(含橋板)=H0	100.00	100.00	100.00	100.00	cm
合成樑頂版平均高 h' =	25.00	25.00	25.00	25.00	cm
橋板混凝土 f _c 's =	280.00	280.00	280.00	280.00	kgf/cm ²
大樑混凝土 f _c 'b =	280.00	280.00	280.00	280.00	kgf/cm ²
大樑鋼筋 f _{by} =	4,200.00	4,200.00	4,200.00	4,200.00	kgf/cm ²
大樑直徑 φ =	32.00	32.00	32.00	32.00	mm
大樑鋼筋每支面積 a _s =	8.14	8.14	8.14	8.14	cm ²
大樑試用鋼筋重心至樑外緣底 e' =	12.00	12.00	6.00	6.00	cm
實用 d = (梁高 - 保護層 - 主筋/2) = H0 - e' =	88.00	88.00	94.00	94.00	cm
有效寬 b _e = min (S0, LE/4, 12*sft+B5) =	125.00	125.00	125.00	125.00	cm
假設矩形梁 b = n' * b _e =	125.00	125.00	125.00	125.00	cm
m = f _{by} / (0.85 * f _c ' * b * b) =	17.65	17.65	17.65	17.65	
ρ _{min} =	0.00333	0.00333	0.00333	0.00333	
R _n = M _u / (φ * b * d ²) =	18.19	-41.41	-195.10	-460.34	kgf/cm ²
p = 1/m * (1 - (1 - 2 * R _n * m / f _{by}) ^{0.5}) =	0.00451	-0.00912	-0.03540	-0.06837	
ρ _{req} =	0.00451	-0.01217	-0.04720	-0.09115	
A _{sreq} = ρ * b * d =	49.63	-133.82	-554.55	-1,071.06	cm ²
需求支數 req =	6.09	-16.43	-68.10	-131.53	
使用 =	7.00	-15.00	-67.00	-130.00	
實用鋼筋應力檢核: A _s =	57.00	-122.15	-545.58	-1,058.59	cm ²
a = A _s * F _{by} / (0.85 * f _c ' * b)	8.05	-17.24	-77.02	-149.45	cm
檢核矩形梁理論	OK	OK	OK	OK	
φ M _n = φ A _s * f _{sy} * (d - a/2) =	180.94	446.11	2,732.78	6,751.44	tf-m
檢核 φ M _n > M _u	OK	NG	NG	NG	

CH.03

橋梁設計

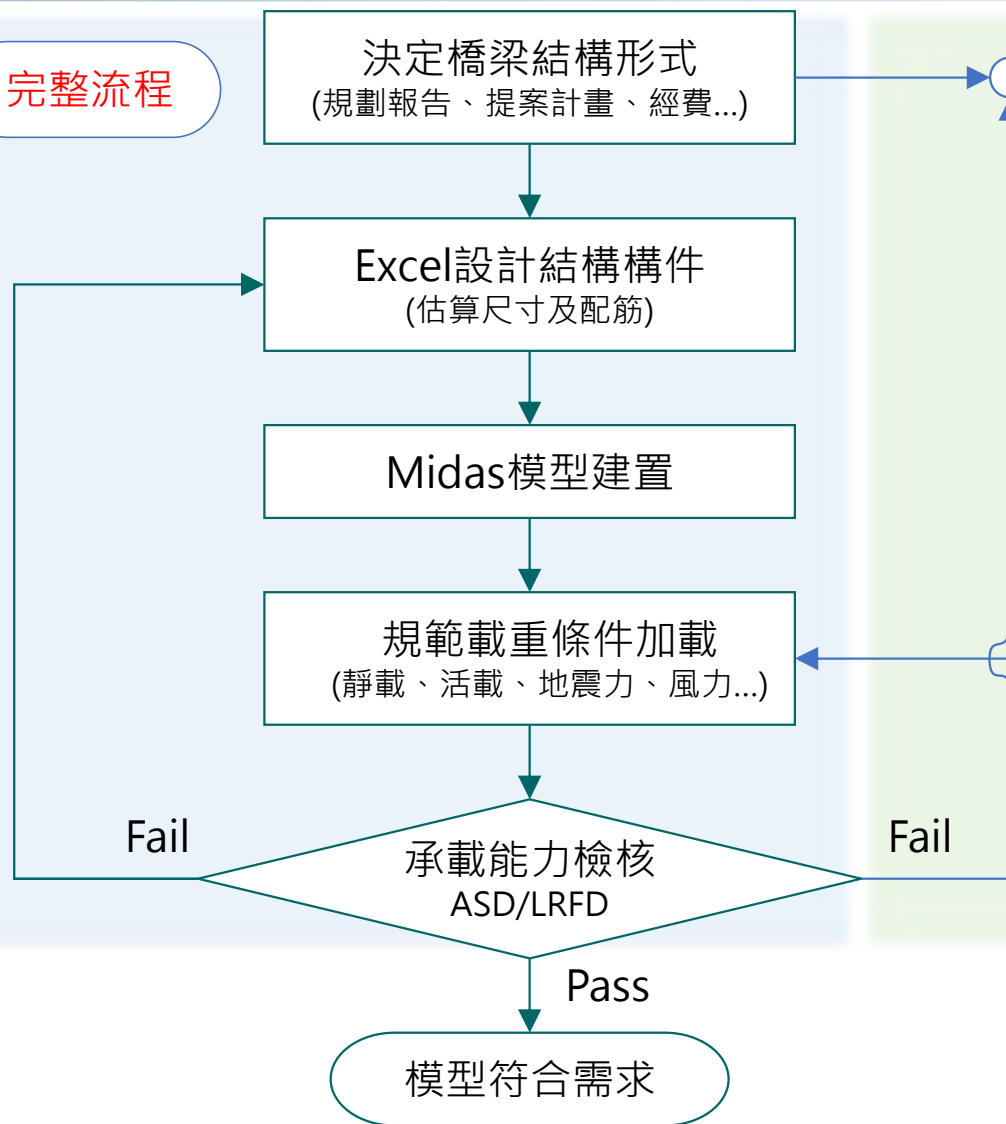


仝葉工程顧問有限公司



設計流程

完整流程



標準形式
橋梁

Midas模型建置
(依經驗假設、試誤)

小型、特殊
橋梁

Excel模型建置
(依經驗假設、試誤)

快速流程

分析需求—結構性質

※ 設計方法

- 容許應力法(上部結構)
- 極限設計法(下部結構)

※ 斷面性質

- 橋梁型式
- 橋梁高度、跨距、數量...
- 大梁、橋面板尺寸...
- 橋台、基礎尺寸...
- ...

※ 材料性質

- 混凝土強度、單位重
- 鋼筋強度
- 彈性模數
- ...

※ 支承墊型式選擇(參考高公局「橋梁及結構工程設計注意事項」)

- 橡膠支承墊：PCI型梁及載重較小之橋梁(ex.橋寬小之跨越橋)。
- 盤式支承墊：鋼箱型梁、特殊工法高架橋及載重較大之橋梁。
 - ✓ 單向活動式
 - ✓ 雙向活動式
 - ✓ 固定式

※ 防落橋設施型式選擇(參考日本防止落橋構造設計指針)

用以限制上部結構軸向、橫向與垂直向等三方向位移。

- 拉力型：鋼索、鋼棒...
- 壓力型：橡膠緩衝墊...
- 剪力型：積層橡膠支承墊、隔震支承墊

※ 土層條件

- 鑽探資料及試驗報告(一般物理性試驗及力學試驗)

分析需求—載重條件

載重條件(公路橋梁設計規範CH3)

- 靜載重：結構自重、管線、護欄、路燈...。
- 活載重：車載(根據車道及車種計算)...
- 風力：(參考規範CH3)。
- 其他可能存在之作用力：溫度、浮力、離心力、土壓力、水流壓力...

• 地震力：

(參考公路橋梁耐震設計規範CH2、CH3)

靜力分析、動力分析。

✓ 動力分析：不規則建物、建物高50M、15層樓以上...

D =靜載重

L =活載重

I =衝擊係數

E =土壓力

B =浮力

W =結構物所受之風力

WL =活載重引致結構物風力

LF =活載重之縱向力

CF =離心力

R =肋桁縮短力

S =乾縮力

T =溫度力

EQ =地震力

SF =水流壓力

規範載重組合如下：

表 3.3 γ 與 β 係數表

行 數		1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
分 類		γ	β 因 數												%
			D	(L+I) _n	(L+I) _p	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	
容許 應力 設計 法	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	100
	I A	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	I B	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	140
	VII***	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
VIII	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	100	
強 度 設 計 法	I	1.3	β_D	1.67*	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	不 適 用
	I A	1.3	β_D	2.20	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	I B	1.3	β_D	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	
	VII***	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	
VIII	1.3	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0		

設計流程—上部結構(Excel計算)

※ 橋面板—鋼筋配置

計算所有載重產生之最大正負彎矩：
(靜載重含橋面板自重)

- 內橋面板
- 懸臂橋面板

由最大正負彎矩設計鋼筋量並檢核以下項目：

- 最小鋼筋量
- 鋼筋間距
- 板厚檢討
- ...

※ 大梁—鋼筋、預力鋼腱配置

計算所有載重產生之最大正負彎矩及剪力：
(靜載重含大梁、橫隔梁、橋面板自重)

- 內梁
- 外梁(承受懸臂端)

由最大正負彎矩及剪力設計翼板及腹板鋼筋量，以及所需預力鋼腱量、撓度。

※ 大梁—支承墊設置

由溫度變化、預力等引起之伸縮量，設計支承墊厚度、面積。

設計流程—上部結構

目前初步構想設計流程可分為以下兩種：

- 由前頁之設計流程設計出橋面板、大梁之鋼筋量、預力鋼腱量等，建立至Midas模型中(載重、材料性質等一併建立)，由分析結果檢核強度是否足夠，若強度不足，則重新設計，重複動作直至強度OK。
 - 優點：已經有經過強度計算，強度不足的機率較小。
 - 缺點：需先進行人工計算(EXCEL)。

- 直接將設計之結構物(橋面板、大梁)材料性質、斷面性質、鋼筋量(初步推估)，以及所有作用之載重建立至Midas模型中，由分析結果檢核強度是否足夠，若強度不足，則重新設計，重複動作直至強度OK。
 - 優點：前置處理的時間短。
 - 缺點：未經過強度計算，強度不足的機率較大，需重複設計次數可能會較多。

備註：以上邊界條件需考慮土壤與基礎間轉換為土壤彈簧模擬，建立至Midas模型中，分析及檢核結構物之安全性。

設計流程—下部結構(Excel計算)

※ 橋台

由橋台斷面性質及土層資料，進行常時及地震時之檢核：

- 穩定性檢核(計算主動、被動土壓力...)：
 - 承載力
 - 傾覆
 - 滑動
- 牆體、基踵、基趾鋼筋強度檢核(計算彎矩、剪力...)：
 - 抗彎鋼筋
 - 溫度鋼筋
 - 剪力鋼筋

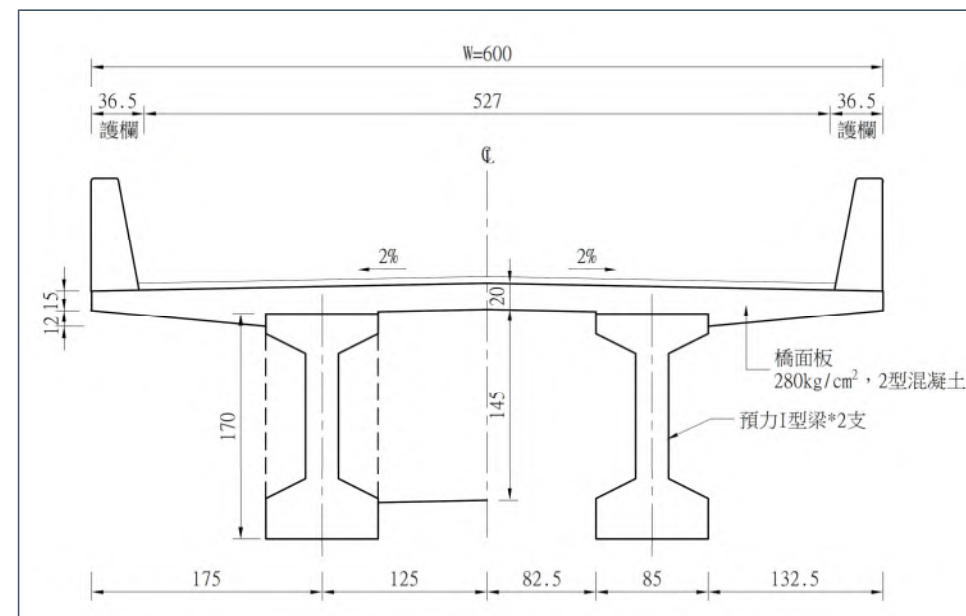
※ 基樁

由基樁斷面性質、土層資料以及Midas分析之基頂力，計算及檢核容許承載力及拉拔力，並設計基樁所需鋼筋量。

上部結構設計

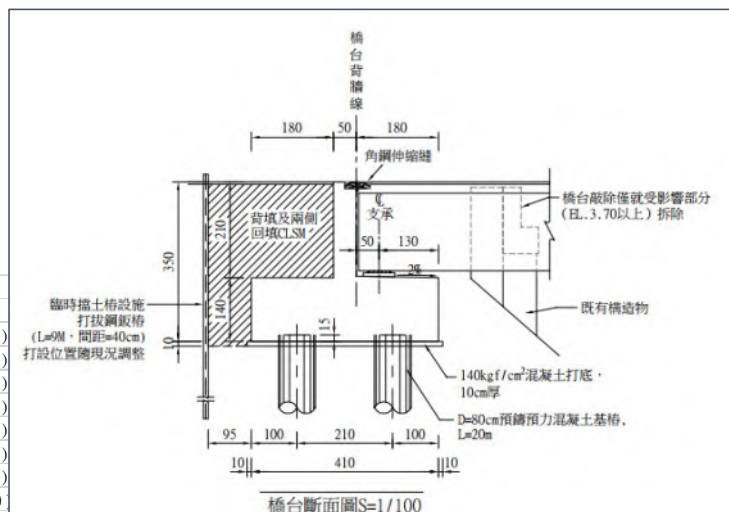
[illegible]

上部結構(大梁)結構設計



上部結構橫斷面圖

下部結構設計



下部結構(橋台)斷面圖

八、台體設計					
(3)					
(4)					
(5)					
(6)					
(7)					
(8)					
(9)					
(10)					
(11)					
(12)					
DL					
Pe			1.941	2.296	
Σ			31.552	14.058	20.047
	Depth =	0.50	m		
	Mmax,u =	20.047	t-m		
	Ru =	12.996			
	ρ	ρ_{req}	$A_{s,req}$		
	SD280W鋼筋	0.004776	0.005000	20.700	
	SD420W鋼筋	0.003184	0.003333	13.800	
	→ ∴ USE:	22	φ @	15	cm
	As,used =	25.81	cm ²	As,req	OK
	Vmax,u =	19.032	t		
	剪力摩擦鋼筋	1 支	13	φ @	15.000 cm
	A _{vf,used} =	8.45	cm ² , f _y =	2800	kgf/cm ²
	Vn =	55.203	t		
	φ Vn =	46.922	t	>	Vmax,u OK

下部結構(橋台)結構設計

四、基樁容許承载力

計算的基樁埋入深度起點高程 = 2.00 M
 計算的基樁埋入深度訖點高程 = -18.00 M
 1.單樁容許承载力(內政部"建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範" P5-16)

[1]樁表面的摩擦阻力 Q_s
 $Q_s = f_s A_s = N / 3 * A_s = 209.56 \text{ T}$
 [2]樁端點的極限承载力 Q_b
 N 值計算起點高程 $Z_3 = -14.80 \text{ M}$, N 值計算訖點高程 $Z_2 =$
 平均 N 值 $N' = 11.50$
 $Q_b = q_b A_b = 7.5N' * A_b = 43.35 \text{ T}$
 [3]單樁極限承载力 Q_U
 $Q_U = Q_s + Q_b = 252.91 \text{ T}$

	安全係數	$Q_a(T)$
長期載重	3	84.30
短期載重	2	126.46

2.單樁容許拉拔力(內政部"建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範" P5-28)

[1]樁體重量 W_p 及浮力 U
 $W_p = 24.13 \text{ T}$, $U = 10.05 \text{ T}$
 [2]樁表面的摩擦阻力 Q_{U1}
 $Q_{U1} = 209.56 \text{ T}$
 [3]單樁極限拉拔力 R_U
 $R_U = W_p - U + Q_{U1} = 223.63 \text{ T}$

	安全係數	$R_a(T)$
長期載重	6	49.00
短期載重	3	88.62

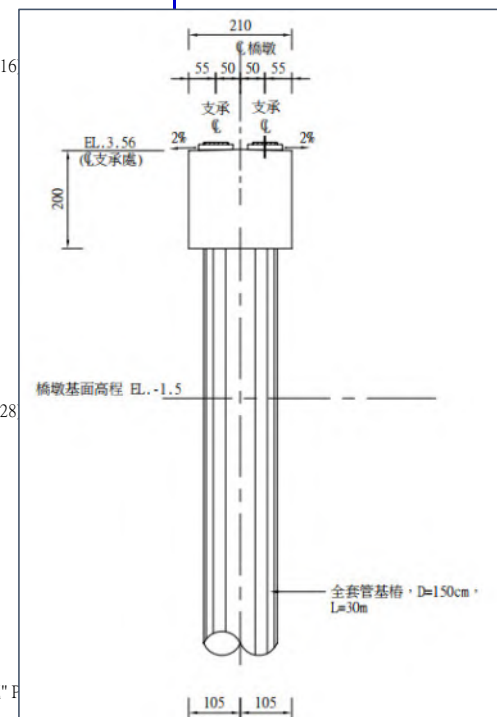
3.單樁容許側向承载力(內政部"建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範" P5-28)

	厚度(m)	$k_H \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$
第二層	3.22	2.36

	厚度(m)	$k_H \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$
第二層	1.99	16.19

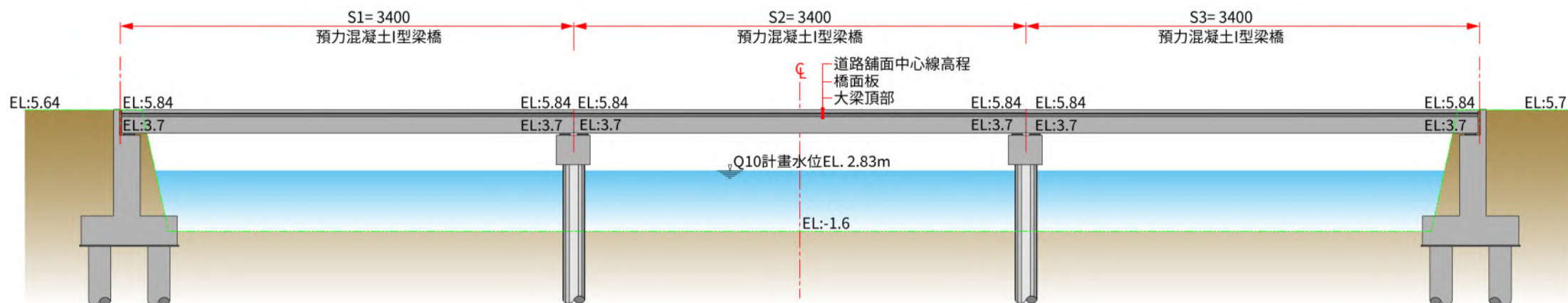
	容許水平位移量(CM)	$H_a(T)$
常時	1	60.82
地震時	1.5	386.65

下部結構(基樁)結構設計



下部結構(橋墩)斷面圖

橋梁設計成果



CH.04

計算程式



仝葉工程顧問有限公司



Midas Civil



橋梁分析討論群



橋梁分析線上課程影片

<https://reurl.cc/eWpRXL>



程式特色

- 線上作業
- 功能多元
- 圖例、說明清楚
- 防呆機制良好
- 可依案件需求調整參考規範或環境參數，具部份自由度
- 適用中小型案件之地下物結構計算(如基礎、基樁、擋土牆...)



淺基礎承载力分析 PRO

尺寸

淺基礎形式: 獨立基礎

基礎深度 D_f = (m)

寬度(x向) L_x = (m)

寬度(y向) L_y = (m)

分析條件

長期承載安全係數 FS_{b1} = 3

短期承載安全係數 FS_{b2} = 2

支承力因數計算法: 基礎構造設計規範

外力及偏心之影響: ☐ 考慮外力作用及基礎偏心

層狀地層計算法: ☒ 不考慮層狀地層

進行 RC 設計: ☐ 基礎 RC 設計

地層及地下水

地下水位深度 D_w = 0 (m)

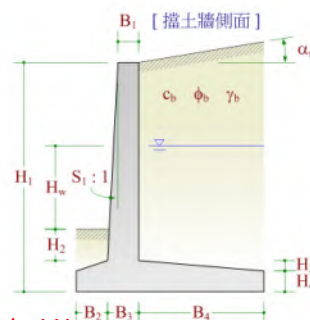
地層數目: 1

No	地層代號	地層類型	Depth (m)	γ_t (tf/m ³)	c' (tf/m ²)	ϕ' (deg.)	S_u (tf/m ²)	SPT-N	q_u (tf/m ²)
1		D							

擋土牆尺寸

擋土牆型式	懸臂式	
是否設置止滑樁	☐ 止滑樁	
牆總高度	$H_1 = 1.5$	(m)
前趾覆土厚度	$H_2 = 0.6$	(m)
	除非情況特殊，一般情況下建議 $H_2 \geq 0.6(m)$	
底板斜部厚度	$H_3 = 0$	(m)
底板端部厚度	$H_4 = 0.3$	(m)
牆頂厚度	$B_1 = 0.3$	(m)
前趾寬度	$B_2 = 0.6$	(m)
牆底寬度	$B_3 = 0.3$	(m)
後踵寬度	$B_4 = 0.6$	(m)
牆面斜率	$S_1 = 0$	

1.建模



牆背回填土性質

回填土凝聚力	$c_b = 0$	(tf/m ²)
回填土摩擦角	$\phi_b = 30$	(deg.)
回填土單位重	$\gamma_b = 2$	(tf/m ³)
地下水位高	$H_w = 0$	(m)
擋土牆背地表傾角	$\alpha_b = 0$	(deg.)

2.環境

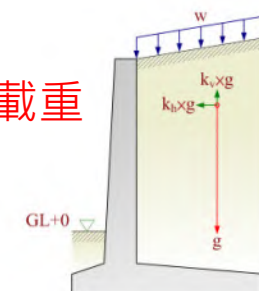
擋土牆下方原地層性質

地層阻抗計算方法	☒ 輸入底板/地層阻抗 ☐ 輸入地層參數計算地層阻抗	
底板/地層極限抗剪力	$v_{uf} = 15$	(tf/m ²)
底板/地層極限承載力	$q_{uf} = 30$	(tf/m ²)

擋土牆外力

坡頂超載	$w = 0$	(tf/m ²)
是否進行地震分析	☒ 地震分析	
水平向地震係數	$k_h = 0.33$	
垂直向地震係數	$k_v = 0.165$	

3.載重



分析條件

常時土/土摩擦角 (牆背後)	$\delta_{sm}/\phi_b = 1.0$
常時土/土摩擦角 (牆趾前)	$\delta_{sm}/\phi_b = 1/3$
地震土/土摩擦角 (牆背後)	$\delta_{se}/\phi_b = 1/2$
地震土/土摩擦角 (牆趾前)	$\delta_{se}/\phi_b = 0.0$
常時傾倒安全係數需求	$FS_{ot,r} = 2$
常時滑動安全係數需求	$FS_{st,r} = 1.5$
常時承載安全係數需求	$FS_{bt,r} = 3$
地震傾倒安全係數需求	$FS_{oe,r} = 1.5$
地震滑動安全係數需求	$FS_{se,r} = 1.2$
地震承載安全係數需求	$FS_{be,r} = 2$
支承载力因數計算法	基礎構造設計規範

4.條件

進階分析設定

進行擋土牆體 RC 設計	☒ 擋土牆體 RC 設計 本程式目前僅對懸壁式擋土牆提供 RC 設計
是否忽略後踵下方土壓力	☒ 忽略後踵下方之土壓力 於 RC 設計忽略後踵下方之土壓力貢獻
被動土壓力分析考量	☐ 被動土壓力取 $1/2 P_p$ ☐ 被動土壓力取 P_p ☒ 不考慮被動土壓力
地震力差值分析考量	☒ P_a 取常時情況之參數計算 常時土/土摩擦角 δ_{sm} 垂直重力 = $1g$ ☐ P_a 取地震情況之參數計算 地震土/土摩擦角 δ_{se} 垂直重力 = $(1 - k_v)g$
其他分析考量	☐ 考慮主動側水壓力 ☐ 考慮被動側水壓力 ☐ 傾覆檢核考慮止滑樁被動土壓 ☐ 地震時考慮坡頂超載
穩定性分析檢核項目	☒ 傾覆檢核 ☒ 滑動檢核 ☒ 基礎承載力檢核

➡ 配筋			
① [牆背主筋]	D16	@	30 (cm)
② [牆背加筋]	-	@	(cm)
③ [後踵主筋]	D16	@	30 (cm)
④ [後踵加筋]	-	@	(cm)
⑤ [前趾主筋]	D16	@	30 (cm)
⑥ [牆面組合筋]	D13	@	30 (cm)
⑦ [水平溫度筋]	D13	@	30 (cm)
鋼筋淨保護層厚度	c_e	=	7.5 (cm)
主筋中心至斷面邊距	d'	=	(cm)
➡ 材料參數及設計規範			
混凝土抗壓強度	f'_c	=	210 (kgf/cm ²)
鋼筋強度 [≥ D16]	f_{y1}	=	4200 (kgf/cm ²)
鋼筋強度 [≤ D13]	f_{y2}	=	2800 (kgf/cm ²)
鋼筋混凝土單位重	γ_{rc}	=	2.4 (tf/m ³)
RC 設計規範	TWN-USD100(401-96)		



設計資訊	110年提升道路品質公共環境改善
計畫名稱	
計畫編號	
設計人員	
設計說明	

計算書設定	☐ 使用預設檔名 ☒ 使用自訂檔名 輸出檔名 碇內國小圍牆改建.xls
計算書標題設定	☐ 不使用標題 ☐ 使用預設標題 ☒ 使用自訂標題 計畫名稱 110年提升道路品質公
	主 題 碇內國小圍牆改建

6. 檔名

7.執行、讀取、儲存

8.分析模型、結構計算書(開啟)

9.製表、繪圖

▼區塊及力量分析表

區塊/力量		A	γ / γ_{rc}	F_x	L_x	F_y	L_y	M	ΣM	ΣF_x	ΣF_y
		(m ²)	(tf/m ³)	(tf)	(m)	(tf)	(m)	(tf-m/m)	(tf-m/m)	(tf/m)	(tf/m)
阻抗力	區塊[1]	0.36	2.40	-	-	0.86	0.75	0.65	3.90 (M _r)	0.00 (F _r)	4.44
	區塊[2]	0.18	2.40	-	-	0.43	0.30	0.13			
	區塊[3]	0.09	2.40	-	-	0.22	0.75	0.16			
	區塊[4]	0.18	2.40	-	-	0.43	1.20	0.52			
	區塊[5]	0.36	2.00	-	-	0.72	0.30	0.22			
	區塊[6]	0.72	2.00	-	-	1.44	1.20	1.73			
	P _{a1}	-	-	-	-	0.33	1.50	0.50			
	P _{a2}	-	-	-	-	0.00	1.50	0.00			
	P _{wa}	-	-	-	-	-	-	-			
P _{sur}	-	-	-	-	0.00	1.20	0.00	0.29 (M _d)	0.58 (F _d)		
驅動力	區塊[1]	0.36	2.40	0.00	0.90	-	-			0.00	
	區塊[2]	0.18	2.40	0.00	0.15	-	-			0.00	
	區塊[3]	0.09	2.40	0.00	0.15	-	-			0.00	
	區塊[4]	0.18	2.40	0.00	0.15	-	-			0.00	
	區塊[5]	0.36	2.00	0.00	0.60	-	-			0.00	
	區塊[6]	0.72	2.00	0.00	0.90	-	-			0.00	
	P _{a1}	-	-	0.58	0.50	-	-			0.29	
	P _{a2}	-	-	0.00	0.00	-	-			0.00	
	P _{wa}	-	-	-	-	-	-	-			
P _{sur}	-	-	-	-	-	-	-				

▼彎矩檢核

基本條件				鋼筋間距		鋼筋量				彎矩需求鋼筋量			
斷面	h	d	配筋	S _{max}	檢核	ρ	ρ _{min}	ρ _{max}	檢核	M _u	A _s	A _{s,min}	檢核
	(cm)	(cm)		(cm)	結果				結果	(tf-m/m)	(cm ²)	(cm ²)	結果
A	30.0	21.7	D16@30cm	45.00	OK	0.0030	0.0025	0.0155	OK	0.03	6.62	0.04	OK
B	30.0	21.7	D16@30cm	45.00	OK	0.0030	0.0025	0.0155	OK	0.32	6.62	0.39	OK
C	30.0	21.7	D16@30cm	45.00	OK	0.0030	0.0025	0.0155	OK	0.20	6.62	0.24	OK
D	30.0	21.7	D16@30cm	45.00	OK	0.0030	0.0025	0.0155	OK	0.79	6.62	0.96	OK
E	30.0	21.7	D16@30cm	45.00	OK	0.0030	0.0025	0.0155	OK	0.38	6.62	0.46	OK

▼剪力檢核

基本條件			剪 力			
斷面	h	d	ϕ	V _c	ϕV_c	V _u
	(cm)	(cm)		(tf/m)	(tf/m)	(tf/m)
A	30.0	21.7	0.75	16.67	12.50	0.17
B	30.0	21.7	0.75	16.67	12.50	0.90
C	30.0	21.7	0.75	16.67	12.50	1.31
D	30.0	21.7	0.75	16.67	12.50	2.62
E	30.0	21.7	0.75	16.67	12.50	1.37

▼牆面組合筋及水平溫度筋檢核

基本條件			鋼筋間距		鋼筋量		
位置	h _{max}	配筋	S _{max}	檢核	ρ	ρ_{min}	檢核
	(cm)		(cm)	結果			結果
牆面組合筋	30.0	D13@30cm	45.00	OK	0.0028	0.0020	OK
水平溫度筋	30.0	D13@30cm	45.00	OK	0.0028	0.0020	OK

10.檢核

Excel-PCI

工程名稱：109年彰化縣芳苑鄉受損橋梁新建工程委託設計監造-信義橋-2			
設計單位：全葉工程顧問公司			
27m跨徑預力梁設計結構計算			
一	設計條件		
1	設計規範：	公路橋梁設計規範(98)/AASHTO 1996	
		公路橋梁耐震設計規範(98)	
2	設計活重：	AASHTO HS 20-44 + 30%	
3	結構型式：	簡支預力混凝土合成梁	
4	預力大梁型式：	後拉法工型梁	0.00 (橋面版連續跨越三處以上支承:1,否則:0)
5	預力大梁有效跨徑：		26.20 M(支承中心距)
6	大梁支數：		2 支
7	每孔橋全長：		27.00 M
8	橋面淨寬：		5.00 M
9	橋面全寬：		6.00 M
10	橋面版厚：		20.00 CM
11	車道數：		2
12	AC磨耗層：		5 CM
	大梁與橋面版磨耗層：		2 CM
13	欄杆重量：		700.00 KG/M 每邊(含緣石)
14	橋梁附掛公共管線：		0.00 KG/M
15	預力大梁頂調坡塊：		2.00 %
17	橋面版活載重另加：		30 %
18	橋版傳遞大樑活載重：		30 %
19	車行方向與橋軸角度		0.00 °
20	地震地表水平加速度係數 $A=(0.4S_{Ds})g=$		0.308
21	$k_h=0.5S_{Ds}=$		0.154

二	材料強度						
1	預力梁混凝土						
	28天圓柱試體強度 $f'_c=$			350.00	KG/CM ²		
	施預力時混凝土強度 $f_{ci}=$			350.00	KG/CM ²		
	施預力時混凝土容許壓應力 $f_{bcat}=0.55f_{ci}=$			192.50	KG/CM ²		
	施預力時混凝土容許拉應力 $f_{tcat}=0.8\sqrt{f_{ci}}=$			-14.00	KG/CM ²		
	受計載重時混凝土容許壓應力 $f_{bcae}=0.4\times f'_c=$			140.00	KG/CM ²		
	承受設計載重時混凝土容許拉應力 $f_{bcae}=0.8\sqrt{f'_c}=$			-14.97	KG/CM ²		
2	橋面版混凝土						
	28天圓柱試體強度 $f'_c=$			280.00	KG/CM ²		
	承受設計載重時混凝土容許壓應力 $f_c=0.4\times f'_c=$			112.00	KG/CM ²		
3	高拉力鋼絞線						
	直徑			12.700	MM		
	每股滿束斷面積	15-12.7mm \$		14.807	CM ²		
	極限強度 $f_{sp}'=$			19000	KG/CM ²		
	降伏強度 $f_{yp}=$			16800	KG/CM ²		
	施預力短時超拉容許應力 $0.9f_{yp}=$			15120	KG/CM ²		
	施預力錨固後之容許應力 $0.7f_{sp}'=$			13300	KG/CM ²		
	承受設計載重之容許應力 $0.8f_{yp}=$			13440	KG/CM ²		
	錨鉋時容許滑動量 $\Delta L=$			0.80	CM		
	彈性模數 $E_s=$			1.95E+06	KG/CM ²		
	套管曲線摩擦係數 $u=$			0.25	/rad		
	波浪效應係數 $K=$			0.0049	/m		
4	竹節鋼筋						
	$\phi 19$ 以上降伏強度 $f_y=$			4200	KG/CM ²		
	容許應力 $f_s=$			1680	KG/CM ²		
	彈性模數 $E_s=$			2.00E+06	KG/CM ²		
	$\phi 16$ 以下降伏強度 $f_y=$			2800	KG/CM ²		
	容許應力 $f_s=$			1400	KG/CM ²		
	彈性模數 $E_s=$			2.00E+06	KG/CM ²		
5	橋梁承受活載重						
	(含衝擊力)時之最大容許撓度為 $L/800=$			3.28	CM		

Excel-PCI

三 橋面板設計				
橋架剖面如右				
大梁間距 = 250.00 CM (活重使用平均間距)				
上翼版寬 = 100.00 CM				
1 內橋面板設計				
靜載重為 $WS=(Sd+Ad)*2400=$ 595.00 kg/m^2				
橋面板有效跨徑 $S=$ 200.00 cm				
靜重力矩+ $MS=WS^2/14=$ 170.00 $kg\cdot m/m$				
靜重力矩- $MS=WS^2/10=$ 238.00 $kg\cdot m/m$				
衝擊係數 $I=15.24/(S+38.1)=$ 0.30				
$P=7300*$ 1.30 = 9,490.00 kg				
折減係數 $I=$ 1.00				
活重彎矩(含衝擊力) $M(L+I)=(S+0.6)/9.6*P*(L+I)=$ 3341 $kg\cdot m/m$				
公共管線之正彎距+ $Mu=0.3Ps=$ 0 $kg\cdot m/m$				
公共管線之負彎距+ $Mu=0.2Ps=$ 0 $kg\cdot m/m$				
+ $M=Ms+Mu=$ 170.00 $kg\cdot m/m$				
- $M=Ms-Mu=$ 238.00 $kg\cdot m/m$				
正總力矩為 $Mt=Ms+M(L+I)=$ 3,511.27 $kg\cdot m/m$				
負總力矩為 $-Mt=-Ms-M(L+I)=$ 3,579.27 $kg\cdot m/m$				
$n=Es/Ec=$ 7				
$k=nfc/(nfc+fs)=$ 0.3182				
$j=1-(k/3)=$ 0.8939				
$K=fc*k*j/2=$ 15.93 kg/m^2				
$dmin=\sqrt{(Mt/Kb)}=$ 正彎距 下層 14.85 cm				
$dmin=\sqrt{-(Mt/Kb)}=$ 負彎距 上層 14.99 cm				
主筋使用 19mm ϕ 鋼筋，最小保護層上層為 4 cm				
下層筋為3cm，則橋面板所需之最小厚度為 $t=$ 18.94 cm				
橋面板所用之厚度為 20.00 cm OK				
所需鋼筋量 $As=M/fsjd=$ 15.84 cm^2/m				
需用間距 $s=$ 18.00 cm				
** 實用間距 $s=$ 15.00 cm OK				
實用鋼筋量為 19.00 cm^2/m				
分佈鋼筋配置為主筋之 $121/\sqrt{s}\%$ 且不必大於67%				
$121/\sqrt{s}=$ 85.56 >67 67 %				
分佈鋼筋使用16mm ϕ 鋼筋面積= 1.98 cm^2				
故所需分佈鋼筋 $Asd=$ 10.61 cm^2/m				
需用間距 $sd=$ 18.65				
** 實用間距 $sd=$ 15.00 cm OK				
實用鋼筋量為 13.19 cm^2/m				
依規定主筋垂直行車方向時，上列之分佈鋼筋應配置於跨徑中央1/2部份				
其分佈在兩側1/4部份之鋼筋不得少於上述規定之1/2				

2 懸臂橋面板之設計				
應以貨車輪重產生之力矩或車輛衝擊欄杆產生之力矩兩者取大者為設計依據：				
設計依據：				
懸臂版長	125.00 cm	第1欄杆高	25.00 cm	
懸臂內厚	22.00 cm	第2欄杆高	60.00 cm	
懸臂外厚	15.00 cm	懸臂版總重	1038	
人行道寬	0.00 cm			
人行道高	0.00 cm			
上緣石寬	0.00 cm			
下緣石寬	0.00 cm			
緣石高	0.00 cm			
懸臂AC長	75.00 cm			
欄杆寬	50.00 cm			
欄杆重心	25.00 cm	(距端點)		
	靜重kg/m	x(m)	x(m)	力矩(kgf·m/m)
欄杆	700.00	1.000		700.00
人行道	0.00	0.000		0.00
緣石	0.00	0.750		0.00
附掛管線	0.00	1.150		0.00
橋面板1	432.00	0.625		270.00
橋面板2	100.80	0.417		42.00
磨耗層	90.00	0.375		33.75
合計	1,322.80			1,045.75
由貨輪輪重產生之力矩(含衝擊力矩 $I=30\%$)				
$X=$	0.45	mX ：輪重中心至支承之距離		
$E=0.8X+1.14=$	1.50 m			
$P=7300kg$	另加	30.00	%活載重=	9,490.00
$M(L+I)=PX/E$	3701	kg·m/m		
$M(D+L+I)=$	4747	kg·m/m		
由車輛衝擊欄杆對橋面產生之力矩				
$ML=$	1913	kg·m/m		
$E=0.8X+1.52=$	2.32	mX ：欄杆柱中心至計算彎矩斷面處之距離		
另加	%活載重=	30.00	%活載重=	2486.25 kg·m/m
$M(D+L+I)=$	2117.41	kg·m/m		
由行人載重產生之力矩				
行人載重 $W=$	400.00	kg/m^2		
$ML=$	150.00	kg·m/m		
依規定不必同時作用，故取大者 $M(D+L)=$ 4,746.85 kg·m/m				
懸臂版剖面A-A之有效深度 $D=$	cm	17.05 cm		
所需鋼筋量 $AS=$		18.54 cm^2/m		
取內橋面板相同配筋 OK				

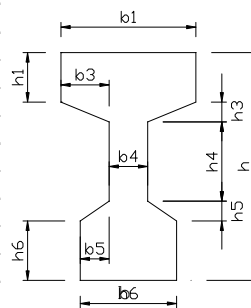
Excel-PCI

四	預力梁需要承載之橋面板及活載重				
	中隔梁支數	3.00	支		
	中隔梁間距	6.750	m		
	中端隔梁間距	6.750	m 中間隔梁距CL距離=	13.50	
	隔梁深度(含橋面板)	1.45	m		
	中隔梁厚度	0.25	m		
	端隔梁厚度	0.30	m		
1	內梁				
	橋面板	1.248	t/m		
	中隔梁(約)	1.650	t		
	端隔梁(約)	1.980	t		
	RS1=N/2*Wm+Wd+Ws*L/2=	21.30	t		
	MS1=Ws*L^2/8+Wm*(l1+l2+l3+..)=	136.00	t-m		
	護欄	1,400.00	KG/M		
	人行道	0.00	KG/M		
	緣石	0.00	KG/M		
	附掛	0.00	KG/M		
	磨耗層	600.00	KG/M		
	合計	2,000.00	KG/M		
	每支大梁	1,000.00	KG/M		
	RS2=Wb*L/2=	13.50	t		
	MS2=Wb*L^2/8=	102.50	T-M		
	由活載重產生之力矩				
	F=S/1.65	1.515			
	衝擊係數I=15.24/(L+38.1)=	0.237			
	貨車載重產生力矩 ML=	177.27	T-M		
	車道載重產生力矩 ML=	136.08	T-M		
	兩者取大者 ML=	177.27	T-M		
	故最大活重彎矩MLI=ML *F*(1+I)/2=	199.55	T-M		
	故最大活重反力RLI=	38.09	T		

2	外梁				
	橋面板	1.421	T/M		
	中隔梁(約)	0.825	t		
	端隔梁(約)	0.990	t		
	MS1=Ws*L^2/8+Wm*(l1+l2+l3+..)=	140.63	T-M		
	RS1=N/2*Wm+Wd+Ws*L/2=	21.41			
	欄杆	1,400.00	KG/M		
	人行道	0.00	KG/M		
	緣石	0.00	KG/M		
	附掛	0.00	KG/M		
	磨耗層	600.00	KG/M		
	合計	2,000.00	KG/M		
	每支大梁	1,000.00	KG/M		
	MS2=Wb*L^2/8=	102.50	T-M		
	衝擊係數I=15.24/(L+38.1)=	0.237			
	由活載重產生之力矩				
	假設兩預力梁間橋面板橋面板為簡支而求得之活重反力				
	外梁反力=	0.700	<內梁分擔係數		
	M(L+I)=	199.55	T-M		
	故最大活重反力RLI=	34.60	T		
3	由載重(不含大梁)產生之力矩	(橋版傳遞	30.00 %活載重)		
		內梁力矩(t-m)	外梁力矩(t-m)		
	橋面板 MS1	136.00	140.63		
	欄杆等 MS2	102.50	102.50		
	活重 M(L+I)	199.55	199.55		
	靜重Mg(預估)	150.74	150.74		
	合計	588.79	593.42		

Excel-PCI

五 預力梁之設計					
1	求所需之預力梁斷面模數				
	假設 $M_t=0.4$	$M_b=0.7$	$\eta=0.8$		
	$Z_t \geq 1.3M_s l + M_t*(MS2+ML)/(F_{tcae}-\eta F_{tcat})=$			200819	
	內梁=	196839	CM ³	外梁=	200819 CM ³
	$Z_b \geq 1.3M_s l + M_b*(MS2+ML)/(F_{bcat}-\eta F_{bcae})=$			233332	
	內梁=	229771	CM ³	外梁=	233332 CM ³
	$H \approx L/20 \approx$			135.50	CM
	$I/H = Z_t \times Z_b / (Z_t + Z_b) =$			107929	CM ³
	$\therefore I =$			14624415	CM ⁴
2	預力梁之斷面				
	b1=	100.00	h1=	15.00	
	b2=	0.00	h2=	0.00	
	b3=	35.00	h3=	12.00	
	b4=	30.00	h4=	91.00	
	b5=	20.00	h5=	12.00	
	b6=	70.00	h6=	20.00	
	b7=	15.00	h7=	5.14	
	b8=	0.00	h8=	0.00	
	b9=		h9=		
			總高=	150.00	
項目	A(CM ²)	Y(CM)	A*Y(CM ³)	A*Y ² (CM ⁴)	Ie(CM ⁴)
1	1500	7.50	11250	84375	28125
2	0	15.00	0	0	0
3	3450	72.50	250125	18134063	3802188
4	1400	140.00	196000	27440000	46667
5	0	15.00	0	0	0
6	420	19.00	7980	151620	3360
7	240	126.00	30240	3810240	1920
8	0		0	0	
9	0		0	0	
	7010		495595	49620298	3882259



5.3 求需要之預力

5.4 配置鋼腱

5.5 計算預力梁之淨斷面模數

5.6 計算變換斷面模數

5.7 計算合成斷面模數

5.8 計算載重對預力梁產生之影響

5.9 預力損失

5.10 垂直地震力檢核

5.11 預力大梁梁底緣鋼筋之設計

Excel-PCI

六	核算預力梁中央斷面之極限強度							
1	乘因數後之載重強度為 $M_u = r(\beta(MD + \beta L(ML + I))) = 1.3(MD + 1.67ML + I)$							
2	預力梁斷面極限強度 (矩型) $M_{un} = \phi \text{ Asp} \times f_{su} \times d \times (1 - 0.6 \times \rho_s \times f_{su} / f'_c)$ (T 型) $M_{un} = \phi (\text{Asr} \times f_{su} \times d \times (1 - 0.6 \times \text{Asr} \times f_{su} / (b' \times d \times f'_c)) + 0.85 f'_c (b - b') \times t \times (d - 0.5t))$							
3	$d =$	157.00						
	$t =$	20.00						
	$b =$	223.00						
	$b' =$	100.00						
	$\rho_s =$	0.001269						
	$\therefore f_e =$	12,543.86 kg/cm ²				>	9,500.00 kg/cm ²	OK
	且為黏結構材 $f_{su} = f_s / (1 - 0.5 \rho_s \times f_s / f'_c) =$						18,345.70 kg/cm ²	
	$a = 1.4 d \times \rho_s f_{su} / f'_c =$	14.62				<	20.00	
							極限力矩按矩形梁設計	
4	$\text{Asf} = 0.85 \times f'_c (b - b') t / f_{su} =$	39.89						
	$\text{Asr} = \text{Asp} - \text{Asf} =$	4.527						
	$p = \text{Asr} \times f_{su} / (b' \times d) f'_c =$	0.02				<	0.29	OK
5	$M_{un} / \phi =$	1228 t-m						
	$M_{un} =$	1166.9						
	$M_u = 1.3 \times (M_d + 1.67 \times M_L) =$	931				<	$M_{un} = 1,166.9$ O.K.	
七	核算預力梁之開裂力矩							
	開裂力矩 $M_{cr} = F_e (e_p + K_1) + f_{cr} \times Z_b =$						596 t-m	
	$1.2 M_{cr} =$	716 t-m					<	1,166.9
	$F.S. =$	1.96						O.K.

8.2 混凝土負擔之剪應力 V_c

8.3 檢核是否需配置腹鋼筋

8.4 配置腹鋼筋

8.5 支點斷面之剪力

八	預力梁之剪力及腹鋼筋之設計				
	$V_u \leq \phi (V_c + V_s)$ 其中混凝土之剪力強度 V_c 取 V_{ci} 或 V_{cw} 之小者				
	$V_{ci} = 0.159 \sqrt{f'_c} b' d + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max} \geq 0.45 \sqrt{f'_c} b' d$				
	$M_{cr} = I \cdot (1.59 \sqrt{f'_c} + f_b f_c - f_b g) / y_b$				
	$V_{cw} = (0.929 \sqrt{f'_c} + 0.3 \phi_c) b' d + V_f$				
	1. 計算 1/4 跨徑斷面處剪力				
	剪力				
	a. 預力梁 $V_g = A_c \cdot W_c \cdot L / 4 =$		11.02	T	
	橋面板 隔梁 $V_{s1} = w_s l \cdot l / 4 + w_d \cdot h =$		10.65	T	
	欄杆等 $V_{s2} = w_s 2 \cdot l / 4 =$		6.55	T	
	合 計 $V_d =$		28.22	T	
	b. 活載重 (貨車載重) =		27.41	T	
	(車道載重) =		20.70	T	
	取大者 $V_L =$		27.41	T	
	活載重分擔係數 $F =$		1.500		
	衝擊係數 $I =$		0.260		
	活載重所產生之剪力 $V_L + i =$		25.91	T	
	c. $V_u = 1.3 \cdot (V_d + 1.67 \cdot V_L + i) =$		92.93	T	
	$V_i = V_u - V_d =$		64.71	T	
	力矩				
	a. 預力梁 $M_g = A_c \cdot W_c \cdot L^2 / 8 =$		108.27	T-M	
	橋面板隔梁 $M_{s1} = w_s l \cdot L^2 / 8 \cdot 0.75 +$				
	$+ w_d \cdot l / 4$		69.75	T-M	
	欄杆等 $M_{s2} = w_s 2 \cdot L^2 / 8 =$		64.35	T-M	
	合 計 $M_d =$		242.38	T-M	
	b. 活載重 (貨車載重) =		166.57	T-M	
	$M_u = 1.3 \cdot (M_d + 1.67 \cdot M_L + i) =$		676.71	T-M	
	$M_{max} = M_u - M_d =$		434.33	T-M	
	$e_x = e_p = 4 \cdot e_p \cdot (x / l_s - x^2 / l_s^2) =$		49.76	cm	
	$f_b f_0 = F_c / A_c + F_e \cdot e_p / Z_b =$		176.00	kgf/cm ²	2,670.00
	$f_b g = M_g / Z_b =$		48.70	kgf/cm ²	655.00
	$M_{cr} = I / y_b \cdot (1.59 \sqrt{f'_c} + f_b f_0 - f_b g) =$		349.10	T-M	
	預力垂直力				
	$f_{pc} = F_0 / A_c - F_0 \cdot e_p \cdot (y_{bc} - y_{bn}) / I_n +$				
	$M_g \cdot (y_{bc} - y_{bn}) / I_n + M_{s1} \cdot (y_{bc} -$				
	$y_{bt}) / I_t =$		59.38	kgf/cm ²	
	$\tan \theta = 4 \cdot e_p \cdot (1 / l - 2 \cdot x / l^2) =$		0.04817		
	$V_f = F_0 \cdot \sin \theta =$		22961	kg	
					仝華工程顧問有限公司

Excel-PCI

十. 預力梁支承設計

九	預力梁之拱勢及撓度			
1. 預力產生拱勢				
端部預力線重心與 c.g.c. 之距離			10.54	cm
$F_i =$	557192	$EC_i =$	301350	
$\Delta F_i =$	5.00	↑		
$\Delta F_e =$	4.25	↑		
2. 預力梁自重產生之撓度				
$W_g =$	16.82	kg/cm ²		
$\Delta G =$		1.9131	CM	↓
3. 由橋面版及隔梁產生之撓度 =		1.77	CM	↓
$E_c =$	300910			
$I =$	18914425			
$Ms_1 =$	140.63			
$\Delta S_1 =$	1.77		↓	
4. 由欄杆、緣石、公共設施產生撓度 =		0.63	CM	
$I =$	38569443			
$Ms_2 =$	102.50			
$\Delta S_2 =$	0.63	CM	↓	
5. 起始預力時之撓度				
$\delta_1 = -\Delta F_i + \Delta G =$		-3.08	CM	↑
架梁於橋墩上時之撓度				
$\delta_2 = 1.8(-\Delta F_i) + 1.85\Delta G =$		-5.45	CM	↑
受潛變影響(無活載重)後之撓度				
$\delta_3 = 2.45(-\Delta F_i) + 2.7\Delta G + 3.0\Delta S_1 + 2.34\Delta S_2 =$		-0.30	↓	
6. 由活載重產生之撓度				
$M_{H_i} =$		1.23	CM	
$I =$		199.55	t-m	
$\Delta L + I =$		38569443	CM	
		1.23	CM	↓
依規範活載重 $(\Delta L + I)_{Max} = L/800 =$		3.28	CM	↓
			O.K.	
7. 最終狀態之撓度 =				
$\delta_4 = \delta_3 + \Delta L + I =$		0.93	CM	↓
8. 若以潛變係數	$\phi = 2.11$	計算		
$\delta = (\Delta F_e + \Delta G + \Delta S_1 + \Delta S_2) * \phi =$		0.14	CM	↓

1. 計算載重產生之反力		衝擊係數 $I =$	0.234
靜重反力 =	50.36		
一部標準貨車對支承產生之反力 =	35.59		
車道載重對支承產生之反力 =	35.18		
$R_{H_i} =$	35.59		
最大反力			
$R_{ma} = R_d + R_{H_i} =$	85.95		
最小反力			
$R_{min} = R_d =$	50.36		
2. 求預力梁長度之變化量			
F_i (預力梁跨徑中央之起始預力) =	557,192.02	KGF	
A_c (預力梁之淨斷面積) =	6,877.40	CM ²	
E_{ci} (預力梁混凝土之淨彈性模數) =	301,350.18	KG/CM ²	
使用之支承為半固定支承, 平時可兩端自由伸縮			
(1) 溫度變化引起之伸縮 (設定溫度變化 $\pm 20^\circ\text{C}$)			
$\Delta l_1 = 0.000011 * L_e * 20 =$	0.29	CM	
(2) 混凝土之收縮引起之縮短			
設收縮係數為 0.0002, 但預力梁架設時收縮已完成 40%, 因此			
$\Delta l_2 = 0.0002 * L_e * (1 - 0.4) =$	0.16	CM	
(3) 混凝土之潛變引起之縮短			
設起始預力時之彈性變形近似縮短量為			
$\Delta l_e = (F_i * l_2) / (A_c * E_{ci}) =$	0.35	CM	
如架梁時潛變已完成 36% (約 28 天), 且潛變係數為 2.11, 即潛變縮短為			
$\Delta l_3 = l_e * (1 - 0.36) * 2.11 =$	0.48	CM	
預力梁兩端可自由移動時, 每端之縮短量為			
$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2 + \Delta l_3 =$	0.92	CM	
如一端固定, 一端活動時, 即			
$\Delta l = \Delta l * 2 =$	1.84	CM	

10.3 計算支承鉸所需之厚度

10.4 計算支承鉸面積

10.5 核算形狀因數及壓縮應變

Excel-土壤性質

一、土層資料

No	高程			厚度	N	密度	地質說明
	起	中	訖				
第1層	5.00	4.10	3.20	1.80	50.00		回填層，混凝土塊、磚塊、卵礫石夾棕灰色細砂質粉土
第2層	3.20	2.45	1.70	1.50	6.00	1.86	細砂夾粉土層，棕灰色細砂夾粉土，為鬆土層
	1.70	0.95	0.20	1.50	7.00	1.76	
	0.20	-0.65	-1.50	1.70	11.00	1.64	
第3層	-1.50	-2.33	-3.15	1.65	10.00	1.88	粉土質砂層，灰色粉土質細砂，為疏鬆土層
	-3.15	-3.98	-4.80	1.65	10.00	1.85	
第4層	-4.80	-5.33	-5.85	1.05	13.00	1.80	細砂夾粉土層，灰色細砂夾粉土組成，為中等緊密土層
	-5.85	-6.38	-6.90	1.05	11.00	1.75	
第5層	-6.90	-7.69	-8.47	1.57	9.00	1.79	粉土質砂層，灰色粉土質細砂偶夾粘土，為疏鬆土層
	-8.47	-9.26	-10.04	1.57	6.00	1.83	
	-10.04	-10.83	-11.61	1.57	9.00	1.76	
	-11.61	-12.41	-13.20	1.59	8.00	1.87	
第6層	-13.20	-14.10	-15.00	1.80	10.00	1.79	細砂夾粉土層，灰色細砂夾粉土，為中等緊密土層
第7層	-15.00	-15.71	-16.41	1.41	13.00	1.81	細砂夾粉土層，灰色細砂夾粉土，為中等緊密土層
	-16.41	-17.12	-17.82	1.41	15.00	1.79	
	-17.82	-18.53	-19.23	1.41	14.00	1.82	
	-19.23	-19.94	-20.64	1.41	13.00	1.80	
	-20.64	-21.35	-22.05	1.41	15.00	1.88	
	-22.05	-22.78	-23.50	1.45	13.00	1.84	
第8層	-23.50	-24.25	-25.00	1.50	9.00	1.86	粉土質砂層，灰色粉土質細砂偶夾粘土，為疏鬆土層

二、修正土層資料

$N_1 = N * (1 - Z/200)$ 深度Z未滿20M不需修正

No	高程			厚度	入土深度(Z)	N	N_1	$N_1/3$	$h * N_1/3$
	起	中	訖						
第1層	5.00	4.10	3.20	1.80	0.90	50.00	50.00	15.00	27.00
第2層	3.20	2.45	1.70	1.50	2.55	6.00	6.00	2.00	3.00
	1.70	0.95	0.20	1.50	4.05	7.00	7.00	2.30	3.45
	0.20	-0.65	-1.50	1.70	5.65	11.00	11.00	3.70	6.29
第3層	-1.50	-2.33	-3.15	1.65	7.33	10.00	10.00	3.30	5.45
	-3.15	-3.98	-4.80	1.65	8.98	10.00	10.00	3.30	5.45
第4層	-4.80	-5.33	-5.85	1.05	10.33	13.00	13.00	4.30	4.52
	-5.85	-6.38	-6.90	1.05	11.38	11.00	11.00	3.70	3.89
第5層	-6.90	-7.69	-8.47	1.57	12.69	9.00	9.00	3.00	4.71
	-8.47	-9.26	-10.04	1.57	14.26	6.00	6.00	2.00	3.14
	-10.04	-10.83	-11.61	1.57	15.83	9.00	9.00	3.00	4.71
	-11.61	-12.41	-13.20	1.59	17.41	8.00	8.00	2.70	4.29
第6層	-13.20	-14.10	-15.00	1.80	19.10	10.00	10.00	3.30	5.94
第7層	-15.00	-15.71	-16.41	1.41	20.71	13.00	12.00	4.00	5.64
	-16.41	-17.12	-17.82	1.41	22.12	15.00	13.00	4.30	6.06
	-17.82	-18.53	-19.23	1.41	23.53	14.00	12.00	4.00	5.64
	-19.23	-19.94	-20.64	1.41	24.94	13.00	11.00	3.70	5.22
	-20.64	-21.35	-22.05	1.41	26.35	15.00	13.00	4.30	6.06
	-22.05	-22.78	-23.50	1.45	27.78	13.00	11.00	3.70	5.37
第8層	-23.50	-24.25	-25.00	1.50	29.25	9.00	8.00	2.70	4.05

Excel-土壤性質

三、基樁水平方向地盤反力係數k及反力特性值 β

混凝土強度 $f_c = 280$ kgf/cm^2 ,
 計算的基樁埋入深度起點高程 = -1.00 M
 計算的基樁埋入深度訖點高程 = -21.00 M
 基樁直徑 $D = 0.80$ M, 基樁長度 $L = 20.00$ M
 樁頂高程 $Z_1 = -1.00$ M, 樁底高程 $Z_2 = -21.00$ M
 樁端斷面積 $A_p = 0.50$ M^2 , 樁身圓週長 $L_c = 2.51$ M
 樁慣性矩 $I_p = 0.0201$ M^4 , 樁彈性模數 $E_p = 2526713$ t/m^2
 樁彎曲勁度 $E_p I_p = 50803$ t-m^2

1.常時

水平力由第一層、第二層及第三層土層提供，列表如下：

	N_i	高程		厚度(m)
		起	訖	
第2層	11	-1.00	-1.50	0.50
	10	-1.50	-3.15	1.65
	10	-3.15	-4.80	1.65
小計				3.80

高程	平均 N_i	E_0 (kgf/cm^3)	B_H (cm)	k_H (kgf/cm^3)	β (1/m)	抵抗水平深度 (m)
-0.5~-4.8	10.1	282.8	157.7	2.71	0.32	3.11

2.地震時

水平力由第一層、第二層及第三層土層提供，列表如下：

	N_i	高程		密度	厚度(m)
		起	訖		
第2層	11	-1.00	-1.50	1.79	0.50
	10	-1.50	-3.15		1.65
	10	-3.15	-4.80		1.65
小計					3.80

高程	平均 N_i	γ_m (t/m^3)	ν_D	V_{si} (m/s)	V_{SD} (m/s)	G_D (kgf/cm^3)
-0.5~-4.8	10.1	1.79	0.5	172.9	138.3	349.2

E_D (kgf/cm^3)	B_H (cm)	k_H (kgf/cm^3)	β (1/m)	抵抗水平深度 (m)
1047.6	131.7	11.52	0.46	2.17

四、基樁容許承载力

計算的基樁埋入深度起點高程 = -1.00 M

計算的基樁埋入深度訖點高程 = -21.00 M

1.單樁容許承载力(內政部"建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範" P5-16)

[1]樁表面的摩擦阻力 Q_s

$$Q_s = f_s A_s = N / 3 * A_s = 182.35 \text{ T}$$

[2]樁端點的極限支承力 Q_b

$$N \text{ 值計算起點高程 } Z_3 = -17.80 \text{ M, } N \text{ 值計算訖點高程 } Z_2 = -21.80$$

$$\text{平均 } N \text{ 值 } N' = 12.00$$

$$Q_b = q_b A_b = 7.5 N' * A_b = 45.24 \text{ T}$$

[3]單樁極限承载力 Q_U

$$Q_U = Q_s + Q_b = 227.59 \text{ T}$$

[4]單樁容許承载力 Q_a

	安全係數	$Q_a(T)$
長期載重	3	75.86
短期載重	2	113.80

2.單樁容許拉拔力(內政部"建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範" P5-28)

[1]樁體重量 W_p 及浮力 U

$$W_p = 24.13 \text{ T, } U = 10.05 \text{ T}$$

[2]樁表面的摩擦阻力 Q_{U1}

$$Q_{U1} = 182.35 \text{ T}$$

[3]單樁極限拉拔力 R_U

$$R_U = W_p - U + Q_{U1} = 196.43 \text{ T}$$

[4]單樁容許拉拔力 R_a

	安全係數	$R_a(T)$
長期載重	6	44.47
短期載重	3	79.55

3.單樁容許側向支承力(內政部"建築技術規則建築構造篇基礎構造設計規範" P5-30)

[1]常時

	厚度(m)	k_H (kgf/cm^3)
第二層	3.11	2.71

[2]地震時

	厚度(m)	k_H (kgf/cm^3)
第二層	2.17	11.52

[3]單樁容許側向支承力

	容許水平位移量(CM)	$H_a(T)$
常時	1	67.55
地震時	1.5	299.88

基樁容許承载力，
代入下部結構參數

Excel-基樁式橋台

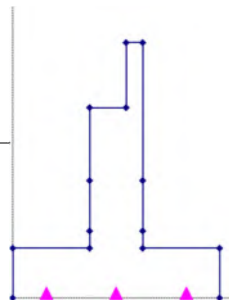
工程名稱： 信義橋-2改建工程
橋梁名稱： 信義橋-2
結構名稱： 橋台
設計方法： 強度設計法

一、結點座標

(一) 橋台	+ X (M)	+ Y (M)
(1)	0.000	0.000
(2)	0.000	1.500
(3)	2.300	1.500
(4)	2.300	2.000
(5)	2.300	3.520
(6)	2.300	5.690
(7)	3.400	5.690
(8)	3.400	7.640
(9)	3.900	7.640
(10)	3.900	3.520
(11)	3.900	2.000
(12)	3.900	1.500
(13)	6.200	1.500
(14)	6.200	0.000

(二) 基樁

列數	+ X (M)	+ Y (M)	數量
1	1.000	0.150	3
2	3.100	0.150	3
	5.200	0.150	3



二、基本資料

(一) 橋台

橋台總長度 = 6.200 m, 超載 = 0.600 m
 上部結構靜重 DL = 120.000 t, 上部結構承載活重 LL = 38.000 t
 上部結構重心高度 h = 111 cm
 橋台水平地震力係數 K_h = 0.154, 土壤水平地震力係數 K_h = 0.165
 混凝土與土壤摩擦係數 μ_1 = 0.500, 台體與基礎摩擦係數 μ_2 = 1.000
 覆土深度 DF = 1.000 m, 被動土壓折減係數 = 0.200 (常時)
 土壤單位重 = 1.800 t/m³, 土壤摩擦角 φ = 30.000 °
 縱坡斜角 β = 0.000 °, 台體斜角 ε = 4.656 °
 混凝土保護層 a = 7.500 cm
 混凝土28天抗壓強度 f_c' = 280.000 kgf/cm², 混凝土單位重 = 2.400 t/m³

鋼筋種類	鋼筋編號	f_y	m	ρ_{min}	ρ_{max}
SD280W鋼筋	16φ 以下(含)	2800.000	11.765	0.00500	0.037178
SD420W鋼筋	19φ 以上(含)	4200.000	17.647	0.00333	0.021423

(二) 基樁

直徑 D =	1.50 m	
	常時	地震時
容許承载力 (t)	75.86	113.80
容許拉拔力(t)	44.47	79.55
容許側向力(t)	67.55	299.88

土壤性質計算結果

Excel-基樁式橋台

三、斷面性質

(一) 混凝土斷面

	Ac	Wc	M _R	M _T
(1)	0.000	0.000	0.000	0.000
(2)	1.725	4.140	3.174	4.140
(3)	-0.575	-1.380	-2.116	-1.610
(4)	-1.748	-4.195	-6.433	-7.719
(5)	-2.496	-5.989	-9.183	-18.387
(6)	3.130	7.511	14.271	28.491
(7)	-3.315	-7.956	-18.034	-35.351
(8)	1.910	4.584	11.154	23.348
(9)	8.034	19.282	50.132	71.728
(10)	2.964	7.114	18.495	13.089
(11)	0.975	2.340	6.084	2.730
(12)	1.725	4.140	13.938	4.140
(13)	4.650	11.160	46.128	5.580
Σ	16.979	40.750	127.611	90.178
X1=	3.132			
Y1=	2.213			

(二) 土壤斷面

	As	Ws	M _R	M _T
(1)	-1.910	-3.438	-8.366	-17.511
(2)	-8.034	-14.461	-37.599	-53.796
(3)	-2.964	-5.335	-13.872	-9.817
(4)	-0.975	-1.755	-4.563	-2.048
(5)	-1.725	-3.105	-10.454	-3.105
(6)	19.034	34.261	141.613	104.382
(7)	10.696	19.253	61.609	98.061
Σ	14.122	25.420	128.369	59.651
X2=	5.050			
Y2=	2.347			

(三) 基樁

列數	n	X'	n(X') ²	趾版反力係數	踵版反力係數
1	3	-2.100	13.230	1.000	0.000
2	3	0.000	0.000	0.000	0.000
3	3	2.100	13.230	0.000	1.000
4					
5					
6					
Σ	9		26.460		

四、土壓力計算

	Fv	Fh	M _R	M _T	
Pa=	--	15.611	--	39.757	(A.P.)
Pp=	--	-0.746	--	-0.249	(P.P.)
Pq=	2.484	2.452	12.544	9.367	(S.C.)
Pea=	22.177				(E.Q.)
PeaH=	--	21.421	--	54.552	
PeaV=	5.740	--	35.586	--	
Pep=	--	-2.382	--	-0.794	

五、地盤反力計算 (地盤穩定分析用)

CASE 1: (BACKFILL + SURCHARGE)

	Fv	Fh	M _R	M _T
Wc	40.750	--	127.611	--
Ws	25.420	--	128.369	--
Pa	--	15.611	--	39.757
Pp	--	-0.746	--	-0.249
Pq	2.484	2.452	12.544	9.367
Σ	68.653	17.318	268.524	48.875
X =		3.199		
e =		-0.099		

基樁反力 R ₁ =	43.937	t	OK
基樁反力 R ₂ =	47.294	t	OK
基樁反力 R ₃ =	50.652	t	OK
基樁反力 R ₄ =		t	
基樁反力 R ₅ =		t	
基樁反力 R ₆ =		t	
基樁側向力 H =	11.930	t	OK

CASE 2: (BACKFILL + SURCHARGE + DL + LL + 5% LF)

	Fv	Fh	M _R	M _T
Wc	40.750	--	127.611	--
Ws	25.420	--	128.369	--
DL+LL	25.484	--	72.629	--
Pa	--	15.611	--	39.757
Pp	--	-0.746	--	-0.249
Pq	2.484	2.452	12.544	9.367
5% LF	--	0.306	--	2.893
Σ	94.137	17.624	341.153	51.768
X =		3.074		
e =		0.026		

基樁反力 R ₁ =	66.050	t	OK
基樁反力 R ₂ =	64.850	t	OK
基樁反力 R ₃ =	63.649	t	OK
基樁反力 R ₄ =		t	
基樁反力 R ₅ =		t	
基樁反力 R ₆ =		t	
基樁側向力 H =	12.141	t	OK

CASE 3: (BACKFILL + DL + LL + 5% LF)

	Fv	Fh	M _R	M _T
Wc	40.750	--	127.611	--
Ws	25.420	--	128.369	--
DL+LL	25.484	--	72.629	--
Pa	--	15.611	--	39.757
Pp	--	-0.746	--	-0.249
Pq	--	--	--	--
5% LF	--	0.306	--	2.893
Σ	91.653	15.172	328.609	42.401
X =		3.123		
e =		-0.023		

基樁反力 R ₁ =	62.114	t	OK
基樁反力 R ₂ =	63.139	t	OK
基樁反力 R ₃ =	64.164	t	OK
基樁反力 R ₄ =		t	
基樁反力 R ₅ =		t	
基樁反力 R ₆ =		t	
基樁側向力 H =	10.452	t	OK

CASE 4: (E.Q.)

	Fv	Fh	M _R	M _T
Wc	40.750	6.275	127.611	13.887
Ws	25.420	3.915	128.369	9.186
DL	19.355	5.961	55.161	40.537
PeH=	--	21.421	--	54.552
PeV=	5.740	--	35.586	--
Pep=	--	-2.382	--	-0.794
Σ	91.264	35.190	346.727	117.369
X =		2.513		
e =		0.587		

基樁反力 R ₁ =	89.225	t	OK
基樁反力 R ₂ =	62.871	t	OK
基樁反力 R ₃ =	36.516	t	OK
基樁反力 R ₄ =		t	
基樁反力 R ₅ =		t	
基樁反力 R ₆ =		t	
基樁側向力 H =	24.242	t	OK

Excel-基樁式橋台

七、胸牆設計

G(1)=1.3*(D+1.3E)
G(2)=1.3*(D+1.3E+EQ)

Height =	1.950	m			TOTAL,u
Ps,u =	3.143	Pse,u =	0.468	2.719	3.188
Ys =	0.774	Yse =	0.975	0.650	
Ms,u =	2.432	Mse,u =	0.457	1.767	2.224

Depth = 0.50 m
Mmax,u = 2.432 t-m
Ru = 1.496

	ρ	ρ_{req}	As,req
SD280W鋼筋	0.000536	0.000715	2.991

→ ∴ USE: 13 $\varnothing$ 15 cm

As,used = 8.45 cm² > As,req OK

Vmax,u = 3.188 t

Vn = 31.548 t > Vmax,u OK

八、台體設計

	Ac	Fv	H	Mu
(3)	-0.575	-1.380	-0.213	-0.046
(4)	-1.748	-4.195	-0.646	-0.705
(5)	-2.496	-5.989	-0.922	-2.482
(6)	3.130	7.511	1.157	4.200
(7)	-3.315	-7.956	-1.225	-5.485
(8)	1.910	4.584	0.706	3.757
(9)	8.034	19.282	2.969	10.500
(10)	2.964	7.114	1.095	1.196
(11)	0.975	2.340	0.360	0.078
(12)	-1.200	-2.880	-0.444	0.000
DL		19.355	5.961	41.073
Pe			15.899	54.993
Σ		37.784	24.699	107.079

Depth = 1.60 m
Mmax,u = 107.079 t-m
Ru = 5.191

	ρ	ρ_{req}	As,req
SD280W鋼筋	0.001874	0.002499	37.838
SD420W鋼筋	0.001250	0.001666	25.226

→ ∴ USE: 22 $\varnothing$ 15 cm

As,used = 25.81 cm² > As,req OK

Vmax,u = 38.309 t

剪力摩擦鋼筋 1 支 13 $\varnothing$ 14.000 cm

A_{vf,used} = 9.05 cm², f_y = 2800 kgf/cm²

Vn = 63.124 t

φ Vn = 53.656 t > Vmax,u OK

九、基礎設計

(一) 踵版

CASE 1: (BACKFILL + SURCHARGE)

	γ	β W	X	Mu
Pq	4.198		1.150	4.828
Ws	33.045		1.150	38.002
Wc	0.000		0.767	0.000
			10.764	1.150
R ₁	0.000		-2.900	0.000
R ₂	0.000		-0.800	0.000
R ₃	-28.096		1.300	-36.525
R ₄	0.000		-3.900	0.000
R ₅	0.000		-3.900	0.000
R ₆	0.000		-3.900	0.000
Σ		19.911		18.683

CASE 3: (BACKFILL + DL + LL + 5% LF)

	γ	β W	X	Mu
Ws	33.045		1.150	38.002
Wc	0.000		0.767	0.000
			13.993	1.150
R ₁	0.000		-2.900	0.000
R ₂	0.000		-0.800	0.000
R ₃	-37.553		1.300	-48.819
R ₄	0.000		-3.900	0.000
R ₅	0.000		-3.900	0.000
R ₆	0.000		-3.900	0.000
Σ		9.485		5.275

CASE 4: (E.Q.)

	γ	β W	X	Mu
PeV	9.700		2.300	22.310
Ws	33.045		1.150	38.002
Wc	0.000		0.767	0.000
			10.764	1.150
R ₁	0.000		-2.900	0.000
R ₂	0.000		-0.800	0.000
R ₃	-20.376		1.300	-26.489
R ₄	0.000		-3.900	0.000
R ₅	0.000		-3.900	0.000
R ₆	0.000		-3.900	0.000
Σ		33.133		46.202

Depth =	1.50	m
Mtop,u =	46.202	t-m
Ru =	3.205	

	ρ	ρ_{req}	As,req
SD280W鋼筋	0.001153	0.001537	19.449
SD420W鋼筋	0.000768	0.001025	12.966

→ ∴ TOP USE: 19 $\varnothing$ 15.000 cm

As,used = 19.10 cm² > As,req OK

Vmax,u = 33.133 t

φ Vc = 95.397 t > Vmax,u OK

(二) 趾版

CASE 2: (BACKFILL + DL + LL + 5% LF)

	γ	β W	X	Mu
Ws	0.000		1.150	0.000
			0.000	1.533
Wc	0.000		0.767	0.000
			10.764	1.150
R ₁	-48.653		1.300	-63.250
R ₂	0.000		-0.800	0.000
R ₃	0.000		-2.900	0.000
R ₄	0.000		2.300	0.000
R ₅	0.000		2.300	0.000
R ₆	0.000		2.300	0.000
Σ		-37.889		-50.871

CASE 4: (E.Q.)

	γ	β W	X	Mu
Ws	0.000		1.150	0.000
			0.000	1.533
Wc	0.000		0.767	0.000
			10.764	1.150
R ₁	-60.211		1.300	-78.274
R ₂	0.000		-0.800	0.000
R ₃	0.000		-2.900	0.000
R ₄	0.000		2.300	0.000
R ₅	0.000		2.300	0.000
R ₆	0.000		2.300	0.000
Σ		-49.447		-65.896

Depth =	1.50	m
Mbot,u =	-65.896	t-m
Ru =	4.075	

	ρ	ρ_{req}	As,req
SD280W鋼筋	0.001468	0.001957	26.236
SD420W鋼筋	0.000979	0.001305	17.491

→ ∴ BOT USE: 19.000 $\varnothing$ 15.000 cm

As,used = 19.10 cm² > As,req OK

Vmax,u = 49.447 t

φ Vc = 101.051 t > Vmax,u OK