

臺北市山坡地邊坡整治實務  
以士林區至善路三段 169 巷後方  
邊坡崩塌復建工程為例

臺北市政府工務局大地工程處 編著  
中華民國 109 年 12 月



# 摘要

本基地範圍位於至善路三段 181 巷與 169 巷之間，崩塌地冠部緊鄰至善路三段 181 巷道路基礎，道路下邊坡需做相關安全措施使路基穩定以維護道路通行安全。趾部則鄰近至善路三段 169 巷，牽涉三戶住宅，其中至善路三段 169 巷 7、9 號房舍無虞，僅出入動線遭崩落土石阻礙較難通行，10 號房屋局部變形，前後擋牆皆破損毀壞，屋前道路破損，電桿傾斜 45 度。

由於邊坡地形變化多樣、土壤與岩盤交界面不規則、非均質性之崩積層或回填層、水文之複雜性、分析及設計參數之不確定性等因素之影響，邊坡保護工法之設計需要非常謹慎。臺北市政府大地工程處於冠部區域設置地錨、土釘，藉由植入具有抗張特性之加勁材料，以抵抗邊坡下滑；於距坡趾 1/3 處打設排樁，使其穿越預估可能的滑動面，以提供抵抗邊坡滑動之剪力，並配合於排樁後方打設長向誘水管，使大雨期間能迅速降低地下水位，減少土壤自重；坡趾處因緊鄰道路及鄰房，為了減少挖填土石方，並維持高低不同地面的安定，因此設置半重力式擋土牆。藉由結合多種不同工法，以達到「低環境衝擊」、「低資源耗費」、「低維護管理」的設計理念。

本書乃大地工程處彙整至善路三段 169 巷後方崩塌復建工程內容，介紹包括災害研討及成因分析、地質調查、邊坡穩定分析、水文水理分析、邊坡工法研析及現地工程配置等，以作為未來邊坡整治之參酌。

關鍵字:地錨、土釘、排樁、邊坡整治



# 臺北市山坡地邊坡整治實務 以至善路為例

## 目錄

第 1 章、災害研討及成因分析 .....	1
1.1 基地基本資料 .....	1
1.2 致災原因 .....	2
1.3 崩塌災害判釋 .....	3
第 2 章、地質調查 .....	5
2.1 區域地質 .....	5
2.2 基地地層工程特性 .....	5
2.3 地下水概況 .....	12
第 3 章、邊坡工法研析 .....	13
3.1 工法選擇 .....	13
3.2 地錨 .....	16
3.2.1 規劃設計原則 .....	16
3.2.2 整體配置 .....	17
3.2.3 施工階段 .....	24
3.2.4 地錨試驗 .....	29
3.2.5 地錨檢測工作 .....	35
3.3 土釘 .....	37
3.3.1 規劃設計原則 .....	37
3.3.2 整體配置 .....	39
3.3.3 施工階段 .....	40
3.4 擋土牆 .....	43
3.4.1 規劃設計原則 .....	43

3.4.2 整體配置 .....	45
3.4.3 施工階段 .....	49
3.5 排樁 .....	52
3.5.1 規劃設計原則 .....	52
3.5.2 整體配置 .....	52
3.5.3 施工階段 .....	54
第 4 章、設計書圖製作 .....	59
4.1 設計圖說製作要領 .....	59
4.2 至善路三段 169 巷後方崩塌復建設計圖說 .....	60
第 5 章、邊坡穩定分析 .....	77
5.1 邊坡穩定分析方法 .....	77
5.1.1 極限平衡法 .....	77
5.1.2 有限元素法 .....	77
5.2 至善路三段 169 巷後方崩塌復建穩定分析 .....	78
第 6 章、水理分析 .....	84
6.1 雨量站選取 .....	84
6.2 逕流分析 .....	84
6.1.1 合理化公式 .....	85
6.1.2 逕流係數 .....	86
6.1.3 降雨強度 .....	86
6.1.4 集流時間 .....	87
6.3 水理分析 .....	88
6.3.1 曼寧公式 .....	88
6.3.2 水理計算成果 .....	89
第 7 章、結論 .....	90

## 圖目錄

圖 1-1 基地地質災害敏感區分布圖 .....	1
圖 1-2 米塔颱風累積雨量 .....	2
圖 1-3 至善路三段 169 巷後方崩塌空照圖 .....	2
圖 1-4 圓弧形滑動崩塌特徵示意圖 .....	3
圖 1-5 冠部陷落區 .....	4
圖 1-6 趾部隆起區 .....	4
圖 1-7 縱橫向裂縫 .....	4
圖 2-1 區域地質圖 .....	5
圖 2-2 鑽孔位置圖 .....	7
圖 2-3 鑽孔柱狀圖 .....	8
圖 2-4 BH-1 岩心箱照片 .....	10
圖 2-5 BH-2 岩心箱照片 .....	11
圖 2-6 BH-1 水位量測 .....	12
圖 2-7 BH-2 水位量測 .....	12
圖 3-1 至善路三段 169 巷後方崩塌復建平面配置圖 .....	14
圖 3-2 土壤深開挖之背拉地錨錨定段埋設位置示意圖 .....	17
圖 3-3 地錨自由段長度示意圖 .....	18
圖 3-4 地錨可能進水點 .....	22
圖 3-5 地錨封漿器組合 .....	22
圖 3-6 封漿器 .....	22
圖 3-7 傳統地錨導尖開孔 .....	23
圖 3-8 導尖密封 .....	23
圖 3-9 導尖密封示意圖 .....	23
圖 3-10 預力地錨施工流程圖 .....	24
圖 3-11 套入延伸預埋管示意圖 .....	25
圖 3-12 安裝外間隔器 .....	27
圖 3-13 地錨灌漿 .....	27

圖 3-14 設置角度調整板.....	27
圖 3-15 實驗拉力-潛變伸長量關係圖.....	30
圖 3-16 變位-對數時間曲線.....	30
圖 3-17 潛變係數-荷重關係圖.....	32
圖 3-18 荷重-變位量關係圖.....	33
圖 3-19 傳統荷重計安裝方式.....	35
圖 3-20 夾片咬痕位移.....	35
圖 3-21 土釘施工流程圖.....	40
圖 3-22 重力式擋土牆局部尺寸圖.....	45
圖 3-23 垂直合力無偏心.....	47
圖 3-24 垂直合力偏心 $e \leq B/6$ .....	47
圖 3-25 垂直合力偏心 $e > B/6$ .....	47
圖 3-26 半重力式擋土牆施工流程圖.....	49
圖 3-27 排樁施工流程圖.....	54
圖 4-1 噴漿洩水溝、截水溝、集水井詳圖.....	60
圖 4-2 矩形加蓋溝詳圖.....	61
圖 4-3 豎井詳圖.....	62
圖 4-4 集水井詳圖.....	63
圖 4-5 鍍鋅隔柵蓋詳圖.....	64
圖 4-6 石籠詳圖.....	65
圖 4-7 半重力式擋土牆詳圖.....	66
圖 4-8 半重力式擋土牆(與水溝共構)詳圖.....	67
圖 4-9 混凝土格樑護坡詳圖.....	68
圖 4-10 預力鋼腱地錨詳圖.....	69
圖 4-11 錨頭與荷重計詳圖.....	70
圖 4-12 預鑄可調式預力地錨詳圖.....	71
圖 4-13 土釘及型框自由樑詳圖.....	72
圖 4-14 巡檢道詳圖.....	73
圖 4-15 噴凝土護坡詳圖.....	74

圖 4-16 排樁詳圖 .....	75
圖 4-17 立體網層噴植綠化植生詳圖 .....	76
圖 5-1 穩定分析剖面位置圖 .....	78
圖 5-2 崩塌前後地形剖面圖 .....	78
圖 6-1 至善路三段 169 巷後方崩塌集水區範圍 .....	85

## 表目錄

表 2-1 設計分析用簡化土層參數建議表.....	9
表 2-2 水位觀測紀錄表.....	12
表 3-1 邊坡工法分類.....	15
表 3-2 鋼絞線機械性質.....	19
表 3-3 抗張材與水泥灌漿體間之容許握裹力.....	20
表 3-4 地錨試驗拉力與觀測時間表.....	31
表 3-5 預力鋼腱地錨適用性實驗施拉力紀錄表.....	31
表 3-6 改良式地錨荷重計安裝步驟.....	36
表 3-7 土釘工法適用與不適用之地質條件(Byrne 等人，1998).....	37
表 3-8 土釘極限拉出阻抗 (Lazarte 等人，2003).....	38
表 3-9 擋土牆使用範圍與高度建議表.....	44
表 3-10 擋土牆安全係數表.....	45
表 3-11 混凝土與土壤間之摩擦係數估計值.....	46
表 3-12 半重力式擋土牆施工步驟.....	51
表 3-13 排樁施工步驟.....	57
表 5-1 地錨輸入參數表.....	80
表 5-2 排樁輸入參數表.....	80
表 5-3 Slope/W 冠部穩定分析成果.....	81
表 5-4 Slope/W 趾部穩定分析成果.....	82
表 5-5 Slope/W 大範圍穩定分析成果.....	83
表 5-6 邊坡穩定分析安全係數規範值.....	83
表 6-1 竹子湖雨量站累積年降雨量.....	84
表 6-2 水土保持規範之逕流係數.....	86
表 6-3 管渠粗糙係數表.....	89
表 6-4 集水區流量計算表.....	89
表 6-5 排水系統水理計算表.....	89

# 第1章、災害研討及成因分析

## 1.1 基地基本資料

本基地位於臺北市士林區溪山里至善路三段 169 巷與 181 巷間之邊坡。內雙溪流經本基地附近，沿至善路三段南側由東向西流，故本基地之地勢大致由北向南逐漸降低。經查臺北市山坡地一千分之一地質災害敏感區分布圖及中央地質調查所公告之山崩與地滑地質敏感區圖，詳圖 1-1，本基地冠部位於淺層崩塌區、趾部則為土石堆積區及淺層崩塌區，顯現此區域早期有發生過邊坡崩塌。

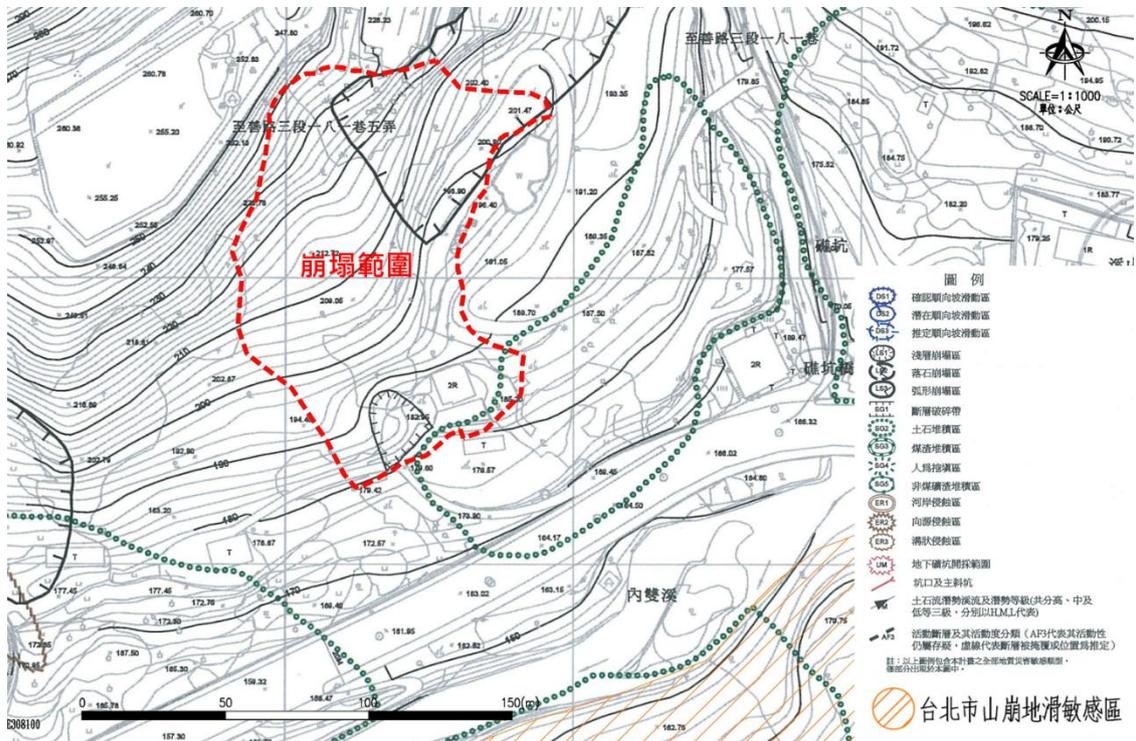


圖 1-1 基地地質災害敏感區分布圖

(資料來源:前臺北市府建設局、經濟部中央地質調查所)

## 1.2 致災原因

米塔颱風襲臺，中央氣象局於 108 年 9 月 29 日 20 時 30 分至 108 年 10 月 01 日 11 時 30 分發布陸上颱風警報。期間臺灣地區共計 39 小時處於颱風警戒狀態。颱風警報期間主要強降雨區為颱風接近時迎風面之北部、東北部及颱風逐漸遠離後之北部山區，在短時間內對北部山區帶來巨大雨量，由鄰近基地之竹子湖測站測得總累積雨量達 425mm。

由鑽探資料發現其邊坡表層為厚層風化材料，加上本次米塔颱風侵台期間大量雨水入滲，導致邊坡岩層自重增加後，因剪力強度不足而坍塌。

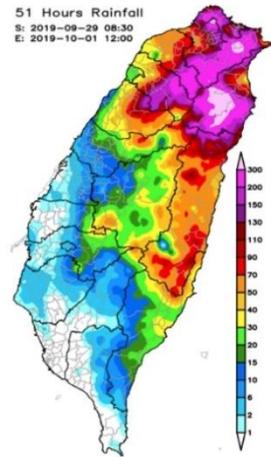


圖 1-2 米塔颱風累積雨量  
(資料來源:交通部中央氣象局)



圖 1-3 至善路三段 169 巷後方崩塌空照圖

### 1.3 崩塌災害判釋

圓弧形滑動在地形特徵上大致可以分為冠部、陷落區和隆起區等 3 個分區，主要地形特徵有主崩崖、次崩崖、冠部崩崖、冠部裂隙、反向坡與陷溝等。地形特徵說明如下：

1. **冠部**:大規模崩塌發育的頂部，此區為張裂環境。坡面因拉張而發育較大落差者稱為冠部崩崖，較小者為冠部裂隙。
2. **陷落區**:為大規模崩塌主要材料來源，一般地貌會發育為似碗狀的凹谷地形。內部主要崩塌構造是主崩崖、次崩崖，若滑動體因圓弧滑動，可能造成坡面反轉(坡面朝山脊，形成反向坡地形)。
3. **主崩崖**:為大規模崩塌主要判釋特徵，為崩塌最主要的滑動面，是高精度數值地形判釋中最重要之線形。
4. **次崩崖**:是大規模崩塌滑動體內部之崩崖，主要為舊崩崖。若崩塌區內存在許多次崩崖，會使坡面如階梯狀，反映出坡面內部存在許多舊崩塌。
5. **多重山脊**:是指滑動體因旋轉運動，導致坡面反轉使坡向朝山脊，而與正常坡面(朝河谷)之間形成一凹谷。此朝山脊之坡面稱為反向坡 (counterslope)，而凹谷稱之為陷溝(trench)。
6. **隆起區**:為大規模崩塌趾部變形帶或崩崖堆積區。趾部變形帶的主要應力狀態是壓應力，並呈現隆起狀。隆起區內可見岩盤破碎變形。

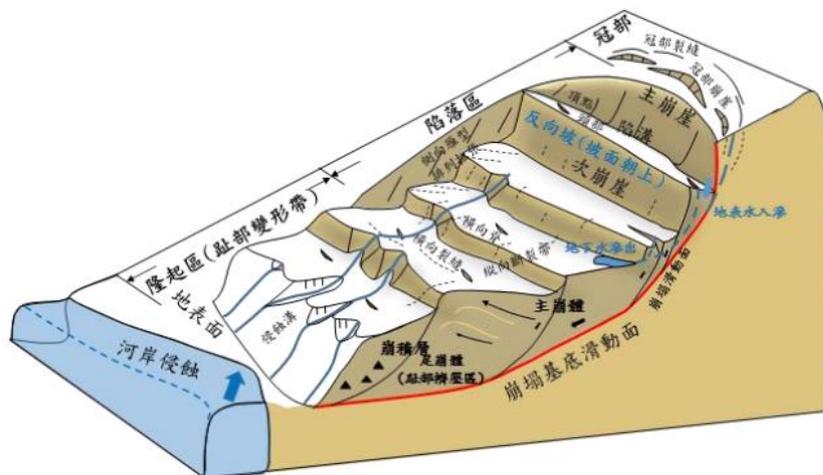


圖 1-4 圓弧形滑動崩塌特徵示意圖

(資料來源:經濟部中央地質調查所，2013；修改自 Varnes，2015)



圖 1-5 冠部陷落區



圖 1-6 趾部隆起區



圖 1-7 縱橫向裂縫

# 第2章、地質調查

## 2.1 區域地質

依本基地位置，查詢經濟部中央地質調查所「地質資料整合查詢」網站，顯示本基地位處中新世大寮層，詳圖 2-1 所示。大寮層整合於木山層上，岩石以砂頁岩互層為主。上部及中部有數公尺厚中粒至細粒之石灰質堅砂岩；下部以砂頁岩薄互層為主，偶夾凝灰岩塊體。地質圖上顯示基地西南側約 1 公里處有一露頭，量測到岩層的位態為：走向北偏東 81 度，向南傾斜 10 度。故本坡地亦屬順向坡，但層面之傾角較平緩。

另查經濟部中央地質調查所「臺灣活動斷層」觀測系統得知，本基地東北側距離 8.16 公里處有「山腳斷層」存在，如圖 2-1 所示，對於基地不會造成太大影響。

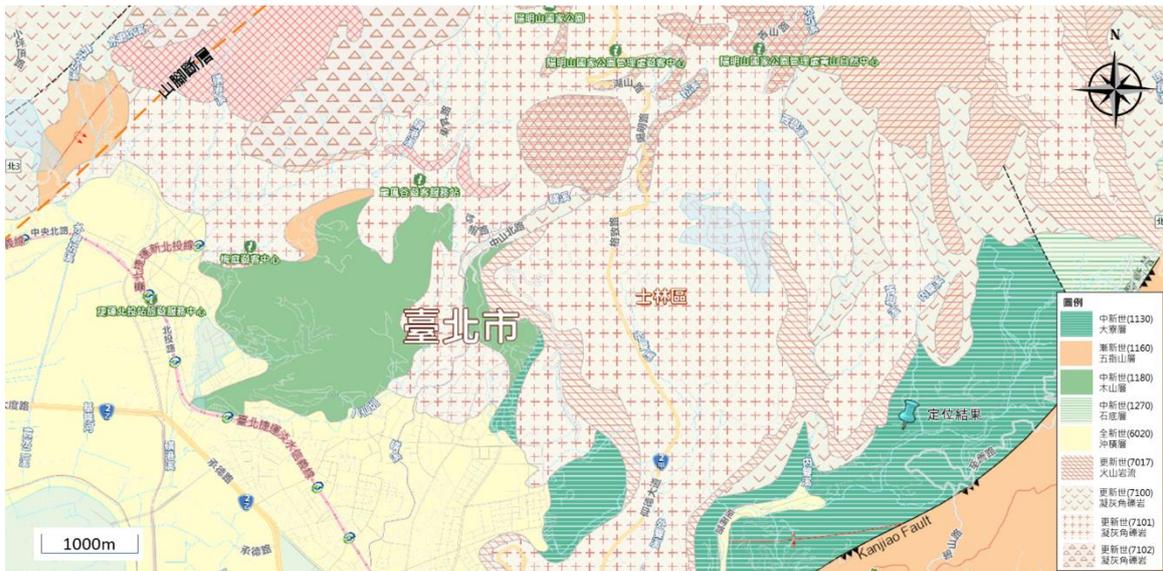


圖 2-1 區域地質圖

(資料來源:中央地質調查所「地質資料整合查詢」)

## 2.2 基地地層工程特性

依據現場鑽探紀錄、試驗室試驗結果及既有資料蒐集整理研判本案之地層，可分為三層:表層為回填土及殘留表土層(深度 0~2.15m)，黃棕色中度至高度風化砂岩(深度 2.15~10.7m)，其餘以灰色或灰黑色砂頁岩互層局部夾棕黃色風化砂岩層。大致與區域地質說明所述相符。本案之鑽孔柱狀圖如圖 2-3 所示。茲將各層土壤性質敘述如下:

1. 回填土及殘留表土層:

本層分佈於地表至地表下 2.15~2.18 公尺左右；回填土為 BH-1 鑽孔之水泥混凝土鋪面層，其下為含礫石(岩塊)之砂質粉土質黏土(即低塑性黏土)與砂質粉土即黏土質粉土夾岩塊；BH-2 鑽孔無鋪面層，主要為粉土質黏土(即低塑性黏土)。推估為風化的材料(砂岩或頁岩)不同與風化的程度不同，所以殘留土的組成材料十分複雜。本層次進行兩組現場標準貫入試驗，N 值介於 5~7。進行兩組土壤一般物理性質試驗。依統一土壤分類法分類為含礫石之砂質低塑性黏土與低塑性黏土。

2. 黃棕色中度至高度風化砂岩:

本層主要分佈於 BH-1 鑽孔處地表下 2.15~10.7 公尺間。主要由黃棕色中度至高度風化砂岩組成，滲水導致銹染之紋路，詳圖 2-4。

3. 灰色砂岩層:

本層主要分佈於 BH-1 鑽孔處地表下 10.7~19.1 公尺間。主要由灰色砂岩組成。

4. 灰色砂岩、頁岩互層:

本層次分佈，於鑽探深度範圍內，於 BH-1 鑽孔處約位於地表下 10.7~25.0(孔底)公尺間；於 BH-2 鑽孔處約位於地表下 2.18~15.2 公尺間。主要為灰色砂岩、頁岩互層，大部分為新鮮岩層，有輕微變質，質地較上層砂岩緻密，所以單位重略重；但於 BH-1 鑽孔處深度 24.14~22.9 公尺間，呈高度至完全風化，狀似含小顆粒岩塊之粉土質黏土，強度較低應特別注意。

5. 灰色砂岩層:

本層主要分佈於 BH-2 鑽孔處地表下 15.2~20.0(孔底)公尺間。主要由灰色砂岩夾棕黃色風化砂岩組成，局部夾棕黃色風化節理。

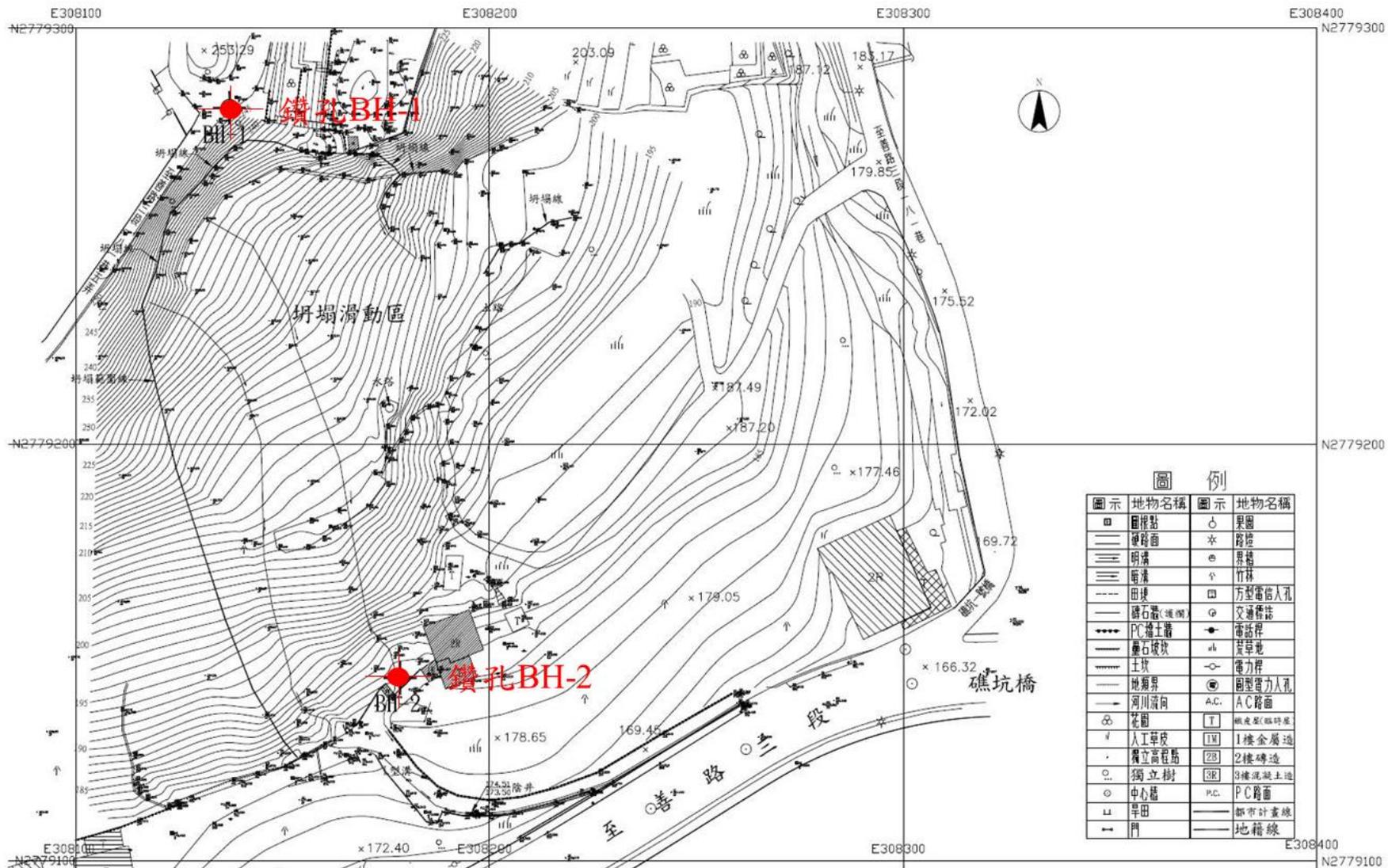


圖 2-2 鑽孔位置圖

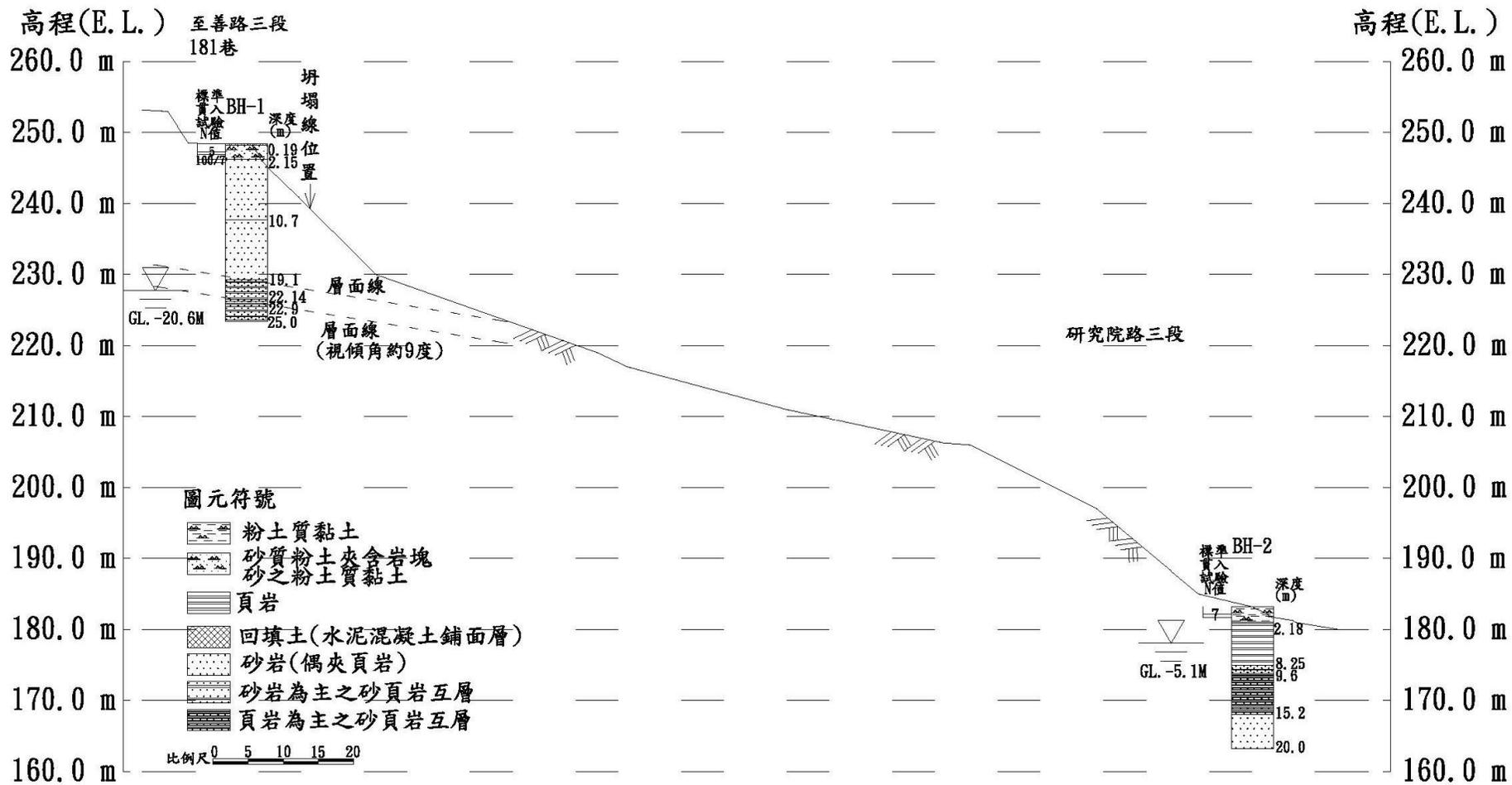


圖 2-3 鑽孔柱狀圖

依據鑽探紀錄、試驗結果及參照相關文獻提出之相關研究結果彙整表 2-1 之設計分析用簡化土層參數建議。

表 2-1 設計分析用簡化土層參數建議表

層次	深度 (m)	地層分類	SPT (N)	含水量(%)	$\gamma_t$ (t/m <sup>3</sup> )	剪力強度參數	
						$c/c'$ ( $c_p/c_r$ ) (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi/\phi'$ ( $\phi_p/\phi_r$ ) (°)
1	0~2.18	回填土及殘留表土層	[6] 5~7	[23.9] 21.3~26.4	{2.02} 1.96~2.07	{-/0.0}	{-/28}
2	2.15~10.7 (僅 BH-1 鑽孔有發現)	棕黃色風化砂岩層	>50	{12.79}	{2.18}	{7.0/3.0}	{32/27}
3	10.7~19.1 (僅 BH-1 鑽孔有發現)	灰色砂岩	>50	{3.92}	{2.37}	{10.0/6.0}	{35/26}
4	BH-1 鑽孔: 19.1~25.0 BH-2 鑽孔: 2.18~15.2	灰色砂岩、頁岩互層	>50	{5.51} 4.41~6.09	{2.47}	{9.0/4.0}	{27/23}
	22.14~22.9 (僅 BH-1 鑽孔有發現)	棕黃色高度風化破碎岩屑層	-	-	{2.10}	{-/0.5}	{-/23}
5	15.2~20.0 (僅 BH-2 鑽孔有發現)	灰色砂岩	>50	{2.32}	{2.44}	{12.0/3.0}	{36/30}

註:

1. 本參數乃由試驗結果及參閱相關資料予以提出，表中:[ ]代表平均值；{ }代表推估值。
2. 岩層之殘餘剪力參數係考慮及破碎之狀況。如考慮 RQD 較高處可酌以提高。

連續取樣(岩心)箱照片

工程名稱	108 年度臺北市山區道路緊急處理工程(士林及南港區) (士林區至善路三段 169 巷邊坡)		
鑽孔編號	BH-1	照片編號	2-1
鑽孔深度	25.0 公尺		
施工日期	108.10.10~108.10.17		
深度範圍: 0.00~15.00 公尺			
			深度
			1.0m
			2.0m
			3.0m
			4.0m
			5.0m
			6.0m
			7.0m
			8.0m
			9.0m
			10.0m
			11.0m
			12.0m
			13.0m
			14.0m
			15.0m
			16.0m
			17.0m
			18.0m
			19.0m
			20.0m
			21.0m
			22.0m
			23.0m
			24.0m
			25.0m

圖 2-4 BH-1 岩心箱照片

連續取樣(岩心)箱照片

工程名稱	108年度臺北市山區道路緊急處理工程(士林及南港區) (士林區至善路三段169巷邊坡)		
鑽孔編號	BH-2	照片編號	1-1
鑽孔深度	20.0公尺		
施工日期	108.10.19~108.10.27		
深度範圍: <u>0.00~20.00</u> 公尺			
			深度
			1.0m
			2.0m
			3.0m
			4.0m
			5.0m
			6.0m
			7.0m
			8.0m
			9.0m
			10.0m
			11.0m
			12.0m
			13.0m
			14.0m
			15.0m
			16.0m
			17.0m
			18.0m
			19.0m
			20.0m

圖 2-5 BH-2 岩心箱照片

## 2.3 地下水概況

於鑽探完成後(108年10月18日至108年10月30日)量測發現，於BH-1鑽孔處地下水位約於地表下19.6~20.6公尺左右，於BH-2鑽孔處地下水位約於地表下5.1~6.8公尺左右。考量此乃短期之量測結果，並考慮地下水位受季節、氣候、地形地勢及人為因素影響，建議常時及暴雨期地下水水位詳表 2-2 所示。

表 2-2 水位觀測紀錄表

量測日期 天氣 孔號	108年				埋設日期 (埋設深度)	建議常 時地下 水位	建議暴雨 期地下 水水位
	10/18	10/22	10/25	10/30			
	陰	晴	晴	雨			
BH-1	20.6m	19.7m	19.8m	19.6m	1081017 (25.0m)	19.0(m)	16.0(m)
BH-2	-	-	5.1m	6.8m	1081025 (20.0m)	5.0(m)	2.0(m)



圖 2-6 BH-1 水位量測



圖 2-7 BH-2 水位量測

## 第3章、邊坡工法研析

崩塌地整治之各種工法與技術，於不同地質、地形條件下之穩定成效亦有所不同。因此，必須依據現地地質特性、環境狀況與工程規模，選擇一種或多種適宜之工法搭配使用，已達經濟且符合邊坡穩定之成效。

### 3.1 工法選擇

邊坡治理工程大致可以分為『抑制工程』與『抑止工程』兩類。抑制工程係以改變邊坡之地形或地下水等自然環境條件來穩定邊坡之各種工程設施，如整坡、排水...等。抑止工程係指以工程結構物來抑止邊坡滑動之各種工程設施，如打設止滑樁、擋土牆...等。

邊坡整治工法之選擇，主要係依據破壞體主測線之地層剖面穩定分析結果來決定。一般而言，防治工程之組合，除了應考慮其經濟性外，整個工程之即效性亦不容忽視。一般常見之防治工法如表 3-1 所示。

本案崩塌坡面冠部出現明顯陷落區，因考量施工動線及機具可及性，冠部區域打設土釘及地錨，藉由植入具有抗張特性之加勁材料，然後施加預力抵抗邊坡下滑；於滑動面 1/3 處打設排樁，使其穿越預估可能的破壞面，以提供抵抗邊坡滑動之剪力；本案崩塌發生係因大量雨水入滲，造成土體重量增加後，因剪力強度不足而坍塌，因此於排樁上邊坡側打設長向誘水管，使大雨期間能迅速降低地下水位。坡趾處因緊鄰道路及鄰房，為了減少挖填土石方，並維持兩高低不同地面的安定，因此設置半重力式擋土牆，相關配置圖說詳圖 3-1。各工法將於後面章節詳述。



表 3-1 邊坡工法分類

工法	類型	一般說明	工程採用	本工程採用原因
抑制工法	地表排水工程	通常使用排水溝、明渠，以盡速攔截地表逕流，並排放至安全場所，藉以降低地表入滲量。	●	於坡頂處及滑動面中段設置橫向截流溝，藉此降低地表入滲量，以減少土壤自重。
	地下排水工程	以暗渠、橫向排水管、地下水集水井、地下截水工程等，用以收集地下滲流或排除地下水。	●	此區域坡趾處地表下伏流水旺盛，因此於排樁處打設長向洩水管，用以降低地表下水位。
	挖方工程	減少坡頂重量之驅動力、階段式設計、減緩坡度(小於平均安息角)即刷坡等工程，增加邊坡之穩定性。	-	
	填方工程	於坡趾處增加載重，以抵抗土壤主動土壓力並增加滑動面剪力強度。	-	
抑止工法	擋土工程	邊坡開挖或回填後，將邊坡之自由面以結構物保護，稱為擋土工程。	●	為了維持鄰房與邊坡兩高低不同地面的安定，並減少挖填土石方，因此選用擋土牆工法。
	排樁工程	在崩塌地上澆置大口徑之場鑄樁，以提供邊坡抗滑力。	●	考量現地施工條件及為了降低挖填方，本工程於滑動面距趾部 1/3 處打設排樁，已提供邊坡抗滑力。
	地錨工程	利用地錨與岩層錨定之拉力以穩定邊坡。	●	因考量施工動線及機具可及性，於冠部區域打設地錨，藉由植入具有抗張特性之加勁材料，然後施加預力抵抗邊坡下滑。
	坡面保護工程	將坡面以植生的方式或施築構造物，以防止雨水沖蝕，進而達到剖面穩定之工法。	●	在清除傾倒樹木及竹林後，於坡面施作立體網層噴植綠化植生工法，以防止雨水沖蝕。

## 3.2 地錨

本案崩塌區域冠部已出現明顯陷落區且施工腹地狹窄，因此選用地錨工法搭配格樑來解決腹地狹小、坡面陡峭且形狀不規則之問題。並借鏡以往地錨破壞之案例來改善地錨施工流程，使達到提升地錨使用年限之目的，相關設計流程及施工步驟如後所述。

### 3.2.1 規劃設計原則

1. 規劃地錨時須先考慮事項:
  - 目的及設計功能
  - 地錨為臨時性或永久性
  - 地錨是否唯一選擇，其他替代方案之適用性為何
  - 地錨可否與其他替代方案併用
2. 地錨應用於鄰近地區或類似地層之相關資料及案例。
3. 須先就地層、地權及對周遭環境、構造物影響等條件，進行充份評估其可行性。
  - 路權及土地產權界線。
  - 地下管線及地下構造物等可能影響地錨施工之障礙。
  - 錨碇段地層之深度、層次厚度及力學參數。
  - 順向坡調查和岩層之走向、裂縫、節理、風化程度及岩性等。
  - 地下水位、水壓、流動特性及變動情形。
  - 土壤及地下水的化學性質，特別是可能腐蝕鋼腱材質的化學物質及含量。
  - 影響地層整體穩定性的範圍及地錨施工後的影響範圍均應列入調查。
  - 必要時得視工程規模及地質條件，執行地錨之確認性試驗。
4. 評估地錨之使用功能時須就以幾點做整體考量。
  - 錨碇段的錨碇能力
  - 地層與地錨的整體安全性
  - 被錨碇結構物的安全性
  - 防蝕性
5. 規劃時應考量各種地層之特性及其對錨碇段之影響。
6. 決定地錨施加預力之大小及方式時，必須檢討被錨碇結構體、周圍地層與鄰近構造物等之變位及穩定性。

7. 具永久功能之地錨，規劃設計時應考慮材料防蝕、潛變、錨碇段長期穩定性、以及維護與管理等。
8. 地錨超過使用期後，若須解除預力或除去鋼腱，必須確定結構體或地層之穩定性不受影響。

### 3.2.2 整體配置

英國標準協會 BSI(1989)和國際預力協會 FIP(1982)均建議地錨之錨碇段與鄰近構造物之垂直與水平距離，最少須維持 3 公尺。若錨碇段鄰近地表，則埋設深度至少應維持 5 公尺以上。錨碇段須埋置於陰影區外(詳圖 3-2)，且至少須與假設破壞面維持 1.8 公尺以上之距離。

#### 1. 設置角度

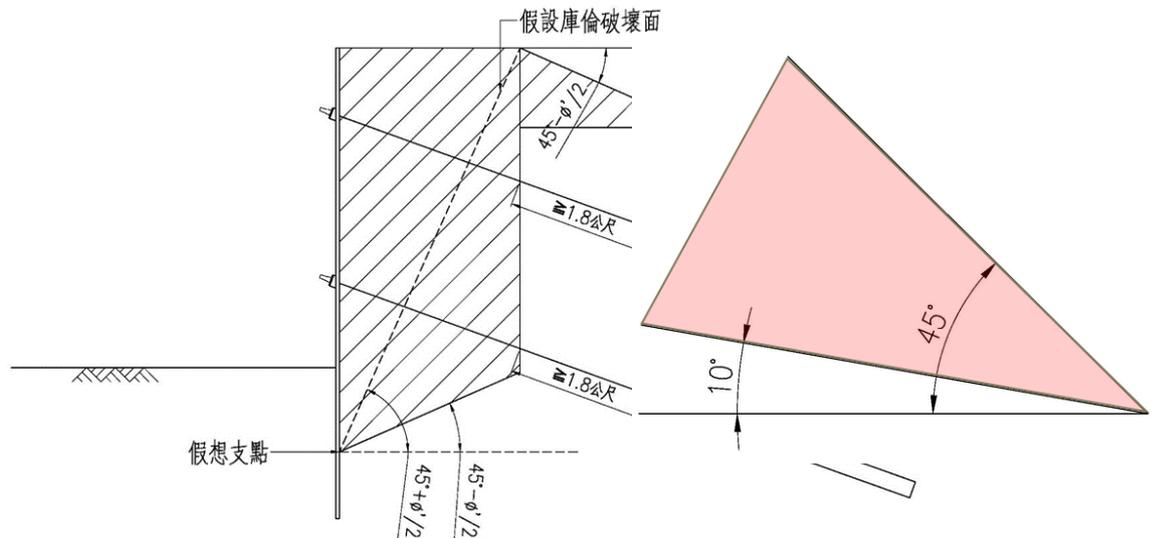


圖 3-2 土壤深開挖之背拉地錨錨碇段埋設位置示意圖

- 地錨傾角應避免在水平面上下  $10^\circ$  範圍內，因鑽孔之排渣不易，殘渣易遺留在鑽孔內，且水泥漿體凝固時之浮水也不易排出，對錨碇體與地盤間之摩擦力或面承力產生不利之影響。
  - 地錨傾角應小於在水平面上下  $45^\circ$  範圍內，以避免對擋土構造物產生太大之滑動分力，造成擋土構造物之基礎乘載力破壞等問題。
- #### 2. 地錨間距

地錨設置間距應配合地層條件、錨碇力、錨碇段長度及孔徑等決定之。為避免鄰錨間之相互影響，原則上地錨錨碇段之平行間距(中心距)以不小於 4 倍錨碇段直徑，且須在 1.5 公尺以

上為宜。

### 3. 自由段錨長

- 為避免因錨頭與錨碇段間地層壓縮，或因構造物變位，對地錨拉力產生急劇變化，自由段長度應在 4 公尺以上。且地錨自由段長度須深入且超過可能滑動破壞面，並應與此面保持適當之距離。
- 多階地錨邊坡而言，各階地錨之自由段長度不宜差距太大，以免當邊坡有下滑情形時，短自由段長度之地錨(常位於低階處)因勁度較高，承受較大之荷重，而較早破壞，對地錨邊坡穩定產生骨牌效應之不利影響。

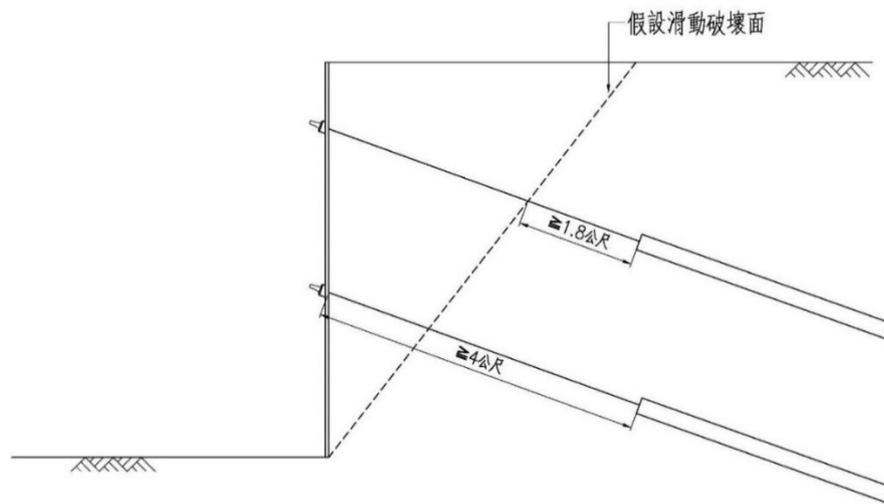


圖 3-3 地錨自由段長度示意圖

### 4. 錨碇段長度

- 錨碇段長度在設計上，一般採用 3~10 公尺，因地錨受力過程中，地層與漿體介面強度發揮到極限值後會降至殘餘強度，致使地錨之錨碇段全長無法同時發揮其極限強度，故當錨碇段長度超過某臨界值之後，即使增加錨碇段長度，錨碇力亦無法成正比增加。
- 若因地質條件特殊，摩擦阻抗型地錨之錨碇段無法提供足夠的抗拉力時，可考慮採用擴座地錨或多段錨碇式地錨，但必需在設計階段或施工前加以驗證。

## 5. 錨碇體

地錨之極限拉力，取決於以下幾點：

### (1) 抗張材之拉力強度

若地錨之抗張材料為鋼製品時，其相關地錨配件所組立完成之地錨構件，稱之為鋼腱。鋼腱又包括鋼棒、鋼線及鋼絞線等，目前國內常用之地錨抗張材為鋼絞線，其相關機械性質須符合表 3-2。

表 3-2 鋼絞線機械性質

	線徑 (mm)	標稱斷面積 (mm <sup>2</sup> )	單位重量 (kg/km)	拉斷負荷 (kgf)	伸長率 (%)
7 股 鋼 絞 線	9.3mm	51.61	405	9,050	3.5
	9.5mm	54.84	432	10,400	3.5
	10.8mm	69.68	546	12,200	3.5
	11.1mm	74.19	580	14,100	3.5
	12.4mm	92.90	729	16,300	3.5
	12.7mm	98.71	774	18,700	3.5
	15.2mm	138.7	1101	23,100	3.5

抗張材所受之荷重，不得超過抗張材之容許。

公式：

$$\sigma_{al} = \sigma_{pu} / Fs$$

式中：

$\sigma_{al}$  = 預力鋼腱之允許拉力

$\sigma_{pu}$  = 鋼腱之極限抗拉強度

$Fs$  = 安全係數

範例：

假設需使用 7 股鋼絞線 12.7mm，來設計出可以承受 30t 拉力之永久性預力地錨：

30t = 拉斷負荷 / FS (PS. 永久性地錨安全係數為 2)

60t = 18.7 × 鋼絞線數量

鋼絞線數量 ≥ 60 / 18.7

鋼絞線數量 = 4 支

(2) 抗張材與漿體間之握裹強度

英國 BSI 規範中建議，在漿體抗壓強度 300kgf/cm<sup>2</sup> 條件下，各類抗張材之握裹力極限值為：

- 10kgf/cm<sup>2</sup>-鋼線或圓鋼棒
- 15kgf/cm<sup>2</sup>-紋型鋼線
- 20kgf/cm<sup>2</sup>-鋼絞線或異形鋼棒
- 30kgf/cm<sup>2</sup>-節狀鋼絞線

由於錨碇體內之應力傳遞過程須經過防蝕護管，漿體與防蝕護管介面間之摩擦抵抗力，惟經由全尺度試驗始能取得，因此 BSI 建議在漿體為水泥系材料時，極限摩擦力以不超過 30kgf/cm<sup>2</sup>。

日本土質工學會 JSF 規格 DI-88 之建議，抗張材與水泥灌漿體間之容許握裹力如表 3-3 所示：

表 3-3 抗張材與水泥灌漿體間之容許握裹力

水泥漿體設計抗壓強度 (kgf/cm <sup>2</sup> )		150	180	240	300	>400
臨時性地錨	鋼線 圓鋼棒 鋼絞線 多股鋼絞線	8	10	12	13.5	15
	異形鋼棒	12	14	16	18	20
永久性地錨	鋼線 圓鋼棒 鋼絞線 多股鋼絞線	-	-	8	9	10
	異形鋼棒	-	-	16	18	20

### (3) 錨碇體與地層間之阻抗

無加壓式灌漿地錨使用於岩層或堅實之黏土層，地錨錨碇體斷面均勻，呈傳統之圓柱體，破壞大致發生於漿體與地層之介面，其阻抗力源自於介面之握裹力，因此，極限錨碇力可由下列公式估算之。

$$T_{ug} = \pi \times D \times L_a \times \tau_u$$

式中：

$T_{ug}$  = 極限錨碇力(kgf)

$D$  = 錨碇體直徑(cm)

$L_a$  = 錨碇段長度(cm)

$\tau_u$  = 極限握裹應力或極限摩擦應力(kgf/cm<sup>2</sup>)

- ▶ 一般抗壓強度低於 70kgf/cm<sup>2</sup> 之岩層，其極限摩擦應力應不得超過岩石之最小抗剪強度之一半。
- ▶ 對於缺乏岩層抗壓強度時，極限摩擦力可採用岩石單壓強度之 10%，但不得超過 40kgf/cm<sup>2</sup>。

低加壓式地錨所使用之灌漿壓力小於 10kgf/cm<sup>2</sup>，一般使用於有裂縫之弱岩層、卵礫石堆積層或砂土層。在低加壓條件下，錨碇段周圍地層受擠壓，可增加錨碇體之有效斷面積，並提高漿體與地層之介面抗壓強度，進而增加抗剪阻抗，極限錨碇力可由下列公式估算之。

$$T_{ug} = L_a \times n \times \tan \phi'$$

式中：

$L_a$  = 錨碇段長度(cm)

$n$  = 為考量鑽孔方式、有效覆土深度、錨碇段直徑、灌漿壓力，現地應力與地錨變位特性等之綜合因子。按 Littlejohn(1970)建議，在粗砂及礫石層透水係數大於 10<sup>-4</sup>m/s 時， $n$  值約在 40t/m；在細至中砂之土層其透水係數介於 10<sup>-5</sup>~10<sup>-6</sup>m/s 時， $n$  值約在 13~16.5t/m。

$\phi'$  = 有效內摩擦角(度)

本案地錨相關配置依循上述規範規定，相關設定參數詳表 5-1。

## 6. 防蝕保護設計

地錨設計需就其使用目的、使用年限及地層條件，採取必要的防蝕保護措施，否則地錨的功能會隨著鋼腱鏽蝕逐漸降低，最終造成破壞，故防蝕的目標係確保地錨在使用年限內，不致因鏽蝕而喪失地錨的功能。以下臚列地錨常見鏽蝕原因。

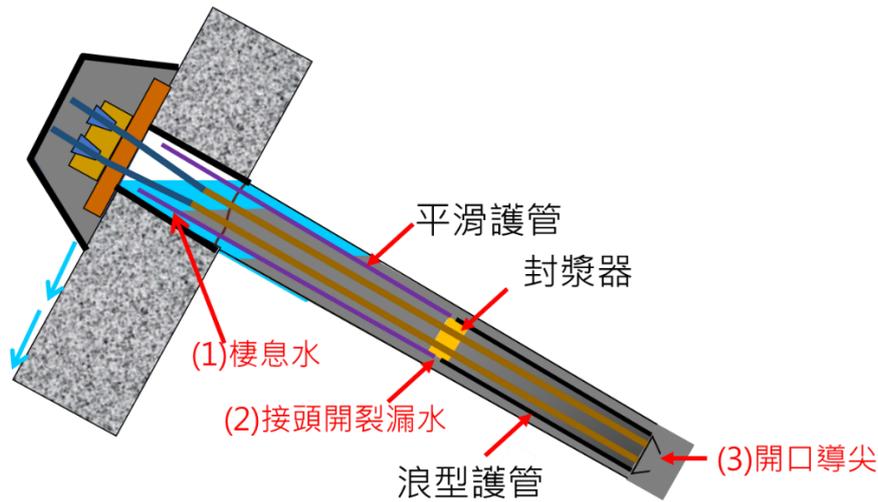


圖 3-4 地錨可能進水點(資料來源:廖洪鈞教授)

### (1) 棲息水

依據 FIP (1986 年) 對地錨破壞案例之統計結果可發現，95% 的地錨破壞為自由段與錨頭附近之鋼腱斷裂；國內以往使用之地錨，因錨頭與自由段間並非一體化之密閉系統，地下水容易入滲，且自由段水泥漿因乾縮及滲漏常無法有效將錨頭下方孔隙填滿，一旦地下水長期入滲，將造成錨頭後方及裸露之自由段鋼腱產生嚴重鏽蝕。

### (2) 封漿器開裂漏水

傳統地錨封漿器外部分別套上錨定段浪管與自由段平滑護管，並以簡單之鐵線纏繞，容易於地錨入腱時發生脫落，造成止水性不佳。



圖 3-6 封漿器



圖 3-5 地錨封漿器組合

### (3) 開口導尖

傳統地錨僅使用一條灌漿管來灌注錨碇段與浪管外側，因此於導尖開孔使水泥漿能流通並未密封，地下水會沿這些缺口滲流。這些滲水路徑，會將水蓄積到錨頭下方未灌漿部份，填滿了就從錨頭及承壓版間隙流出，所以錨頭混凝土保護蓋下方，經常可以看到滲水痕跡及白華現象。



圖 3-7 傳統地錨導尖開孔

經由上述瞭解地錨可能滲水路徑後，藉由以下幾點改善，以降低地下水入滲可行性。

- (1) 錨頭下方未填滿空間，應施作二次灌漿，以確保護管內部充分填滿水泥漿，避免地下水侵入。
- (2) 封漿器改善方案有：
  - A. 外側以熱縮管包覆密封
  - B. 改以全浪管方式施作，除去封漿器
- (3) 浪管內外各留一支灌漿管，分別灌注浪管內部及外部，使其區隔開來，並先於導尖內部灌注快乾水泥漿，外部再以熱縮管包覆密封。



圖 3-8 導尖密封

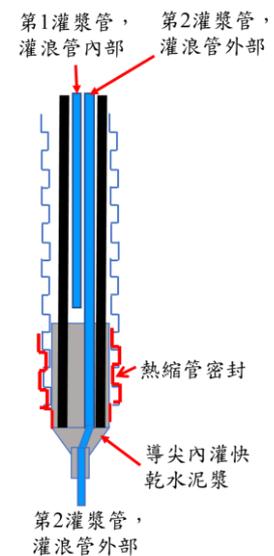


圖 3-9 導尖密封示意圖

### 3.2.3 施工階段

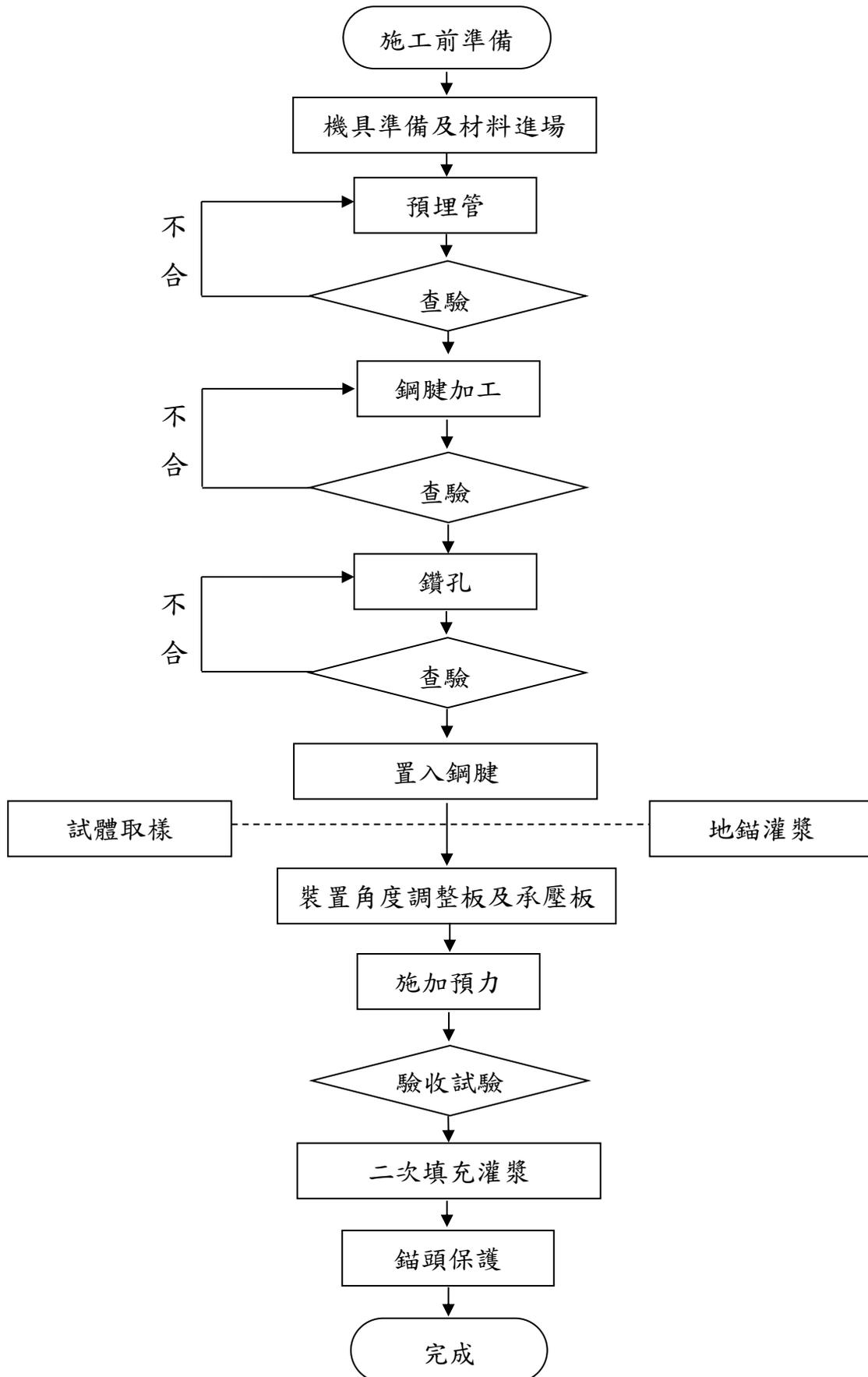


圖 3-10 預力地錨施工流程圖

### 1. 施工前準備

施工前應依施工計畫書及施工進度，備妥材料、施工場地和其他相關設備，如給水、用電、灌漿、鋼腱組立、鑽孔泥水收集處理及材料貯存等。

### 2. 預埋管

在格樑鋼筋組立時以鍍鋅鋼管固定於鋼筋上，並固定牢固避免灌漿時產生偏移造成地錨折角現象。

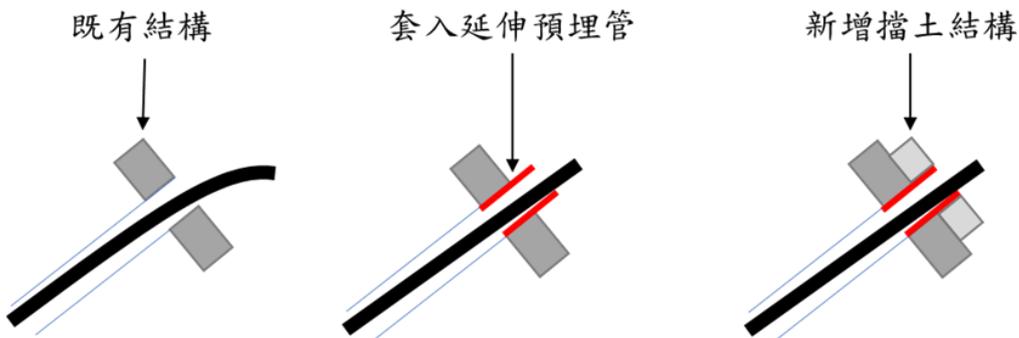


圖 3-11 套入延伸預埋管示意圖

### 3. 鋼腱加工

1. 導尖灌注快乾水泥	2. 確實灌飽
	
3. 浪管與錨頭鎖固	4. 包覆止水膠布
	

5.外層以熱收縮管包覆	6.自由段鋼絞線塗防蝕油脂
	
7.套入小黑管	8.末端以熱收縮管包覆
	
9.自由端及錨碇端鎖固	10.接頭包覆止水膠布
	
11.外層以熱收縮管包覆	12.小黑管於錨頭端處折彎
	

#### 4. 鑽孔

孔壁穩定是地錨施工成敗的重要關鍵，在含泥量低之砂土層，一般需用套管施鑽以防止崩坍。在節理發達或含大裂縫之岩層會有因嚴重漏水而無法繼續施鑽之情形，此時可以考慮採用預灌措施，預灌可先採用水泥砂漿施灌，若尚無法堵住漏水，則可改用瞬結型化學漿液或其他材料堵住裂隙。預灌後應繼續施鑽，以較深處之完整岩盤做為地錨錨碇層。

#### 5. 置入鋼腱及灌漿

鋼腱於置入前須先安裝外間隔器方能入腱，隨後進行於地錨灌漿，須以水灰比  $0.5 \pm 0.05$  之水泥漿灌實，直至水泥漿由護管及孔壁間溢出為止。



圖 3-12 安裝外間隔器



圖 3-13 地錨灌漿

#### 6. 裝置角度調整板及承壓板

地錨再施加預力時須要確保地錨呈現一直線，避免產生水平向分力及鋼絞線與管壁摩擦造成磨損，因此需要施作角度調整板，確保承壓板與鋼絞線垂直。



圖 3-14 設置角度調整板

## 7. 施加預力

當預力鋼腱錨碇段水泥漿之方塊試體抗壓強度達  $200\text{kgf/cm}^2$  以上時，可開始施加預力。施預力之雙動液壓千斤頂應符合下列規定：

- (1) 須附內經檢驗機構檢驗合格而能隨時顯示鋼腱所受拉力之壓力計。
- (2) 拉力控制設備應為自動式，並於達到某一設定拉力噸數時，即能自動停止且維持該拉力者。
- (3) 施預力之方法，須符合鋼腱製造廠商所提供之規定及要求。

## 8. 二次灌漿與錨頭保護

1. 進行自由段補灌漿作業	2. 於錨頭塗防蝕油脂
	
3. 保護蓋預填滿防蝕油脂	4. 於油脂注入孔填補防蝕油脂
	

### 3.2.4 地錨試驗

#### 1. 試驗目的、項目、時機與對象

試驗種類	目的	主要項目	實施時機和對象
證明試驗	(1) 瞭解地錨極限荷重和潛變極限荷重，求取地錨設計參數。 (2) 檢驗地錨之潛變行為，確認該工區使用地錨之可靠性。	(1) 從荷重~潛變係數關係圖求取地錨潛變極限荷重( $T_k$ )。 (2) 從荷重~變位量特性求取地錨極限荷重( $T_u$ )。 (3) 地錨特殊試驗	於地錨設計前或地錨尚未全面施工前實施，適用於專供試驗用之地錨。
適用性試驗	(1) 確認依設計圖示施工後地錨之適用性。 (2) 辨別施工方示、施工技術之良窳。 (3) 提供地錨驗收試驗之檢核基準。	從試驗結果，推算有效自由段長度、摩擦損失荷重、滑動損失荷重及潛變極限荷重。	施工初期實施，適用於工作地錨。
驗收試驗	確認施工後之地錨是否符合設計要求。	將試驗結果與適用性試驗結果比較，確認是否可接受。	施工中實施，適用於工作地錨。

#### 2. 證明試驗

- (1) 確認實驗旨在證明特定形式的地錨能夠符合設計之要求。
- (2) 地錨之所有構件需針對其使用要求於製造廠或試驗室測試其適用性。
- (3) 實驗用地錨應於具代表性的地點安裝進行實驗，施拉程序應參照適用性實驗中之實驗用地錨進行，原則上應繼續施拉力至破壞為止，並挖出檢視其自由段、破壞模式及防蝕系統之情形。
- (4) 當計畫於現地進行確認實驗時，至少應安裝 3 支地錨進行實驗。
- (5) 施工時為確認地質時，得要求施工承攬廠商鑽探。
- (6) 確認實驗結果應以各階段實驗拉力觀測時間內所測讀之伸長量繪製變位—對數時間曲線及實驗拉力—潛變伸長量關係圖等評估地錨之極限潛變拉力 (Limit Creep Load)，並配合施工紀錄及地層條件等進行結果判釋。

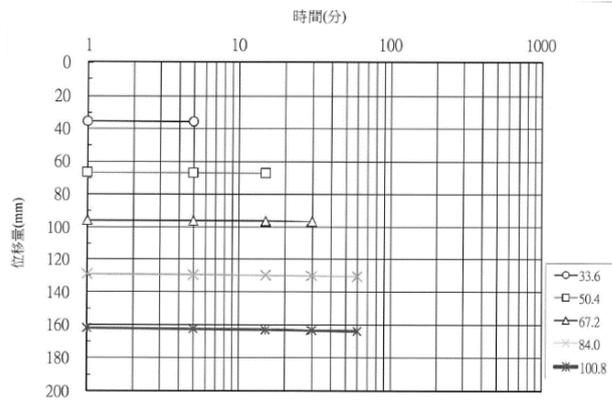


圖 3-16 變位-對數時間曲線

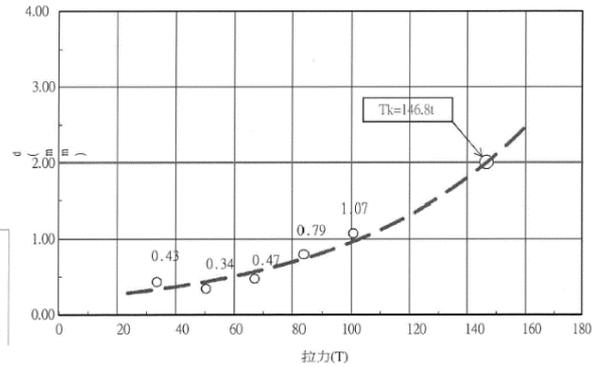


圖 3-15 實驗拉力-潛變伸長量關係圖

### 3. 適用性試驗

#### (1) 實驗結果需符合下列幾點:

- A. 潛變伸長量  $K_d$  應小於 2mm。
- B.  $K_d$  應小於 2mm 之拉力，其值應大於  $1.2T_w$ 。
- C. 各階段之鋼腱摩擦損失應小於實驗拉力之 20%。
- D.  $0.8 \times \text{自由段長度} \leq L_{ef} \leq (\text{自由段長度} + 0.5 \times \text{錨碇段長度})$

#### (2) 實驗頻率

項目	試驗之數		
錨碇段在同一基礎面之地錨總支數	臨時性且較不重要之地錨，其使用期限不超過 6 個月	臨時性但較重要之地錨，其使用期限不超過 2 年	永久性或臨時性地錨，其萬一失敗後果很嚴重者
$\leq 20$	-	-	3
$> 20$	地錨總數之 1%，但至少 3 支	地錨總數之 1.5%，但至少 3 支	地錨總數之 2%，但至少 3 支

- (3) 地錨各階段之實驗拉力及觀測時間如下表所示。從起始拉力  $T_0$  逐步施加至設定之最大拉力後，逐階解除拉力至  $T_0$ ，並於各階施加拉力或解除拉力之觀測時間開始及終了記讀鋼腱之伸長量。實驗用地錨之最大拉力應不大於降伏拉力  $T_y$  之 90%，而結構用地錨的最大拉力應不大於  $1.2(T_w + T_f)$ ，其中  $T_w$  為設計拉力； $T_f$  為鋼腱摩擦損失。

表 3-4 地錨試驗拉力與觀測時間表

試驗拉力		觀測時間			
實驗用 地錨	結構用 地錨	堅實 岩層	破碎 岩層	崩積層	土層
$T_0=0.10T_y$	$T_0=0.20T_y$	-	-	-	-
$0.30T_y$	$0.4(T_w + T_f)$	5 分鐘	15 分鐘	15 分鐘	30 分鐘
$0.45T_y$	$0.8(T_w + T_f)$	15 分鐘	1 小時	1 小時	2 小時
$0.60T_y$	$1.0(T_w + T_f)$	30 分鐘	1 小時	2 小時	3 小時
$0.75T_y$	$1.2(T_w + T_f)$	1 小時	2 小時	24 小時	24 小時
$0.90T_y$	-	1 小時	2 小時	24 小時	24 小時

(4) 計算潛變伸長量 Kd

表 3-5 預力鋼腱地錨適用性實驗施拉力紀錄表

工程名稱: 108年度臺北市山區道路緊急處理工程(士林及南港區)  
 鋼腱編號: D17 種 類: 12.7mm\*7 設計荷重: 30T 日期: 109/5/29  
 鋼腱面積: 690.97 mm<sup>2</sup> 自由段長: 10 m 固定段長: 8 m 總 長: 18 m  
 千斤頂型號: KCL135H 壓力錶編號: 2085

Tw+Tf 32	時 間		觀測 時間 (分)	抗 拉		鋼腱伸長量		備 註	
	時	分		荷重 Ton	壓力錶 kg/cm <sup>2</sup>	量測值 (mm)	鋼腱累計 伸 長 量 (mm)	彈性	塑性
0.20	14	2	1	6.0	46	74.3	0.0		0.0
0.40		3	0	12.8	97	78.1	3.8		
0.40		4	1	12.8	97	78.2	3.9		
0.40		6	3	12.8	97	78.3	4.0		
0.40		8	5	12.8	97	78.4	4.1	3.1	
0.20		9	1	6.0	46	75.3	1.0		1.0
0.80		10	0	25.6	191	87.8	13.5		
0.80		11	1	25.6	191	87.9	13.6		
0.80		13	3	25.6	191	88.0	13.7		
0.80		15	5	25.6	191	88.1	13.8		
0.80		20	10	25.6	191	88.3	14.0		
0.80		25	15	25.6	191	88.4	14.1	11.3	
0.20		26	1	6.0	46	77.1	2.8		2.8
1.00		28	0	32.0	239	92.0	17.7		
1.00		29	1	32.0	239	92.2	17.9		
1.00		31	3	32.0	239	92.4	18.1		
1.00		33	5	32.0	239	92.5	18.2		
1.00		38	10	32.0	239	92.7	18.4		
1.00		43	15	32.0	239	92.9	18.6		
1.00		58	30	32.0	239	93.0	18.7	14.0	
0.20		59	1	6.0	46	79.0	4.7		4.7
1.20	15	2	0	38.4	286	98.7	24.4		
1.20		3	1	38.4	286	98.9	24.6		
1.20		5	3	38.4	286	99.0	24.7		
1.20		7	5	38.4	286	99.1	24.8		
1.20		12	10	38.4	286	99.3	25.0		
1.20		17	15	38.4	286	99.5	25.2		
1.20		32	30	38.4	286	99.7	25.4		
1.20		47	45	38.4	286	99.8	25.5		
1.20	16	2	60	38.4	286	99.9	25.6	19.3	
0.20		3	1	6.0	46	80.6	6.3		6.3

$$12.8T \text{ 潛變 } K_d = \frac{(d_2-d_1)}{(\log t_2-\log t_1)} = \frac{(4.1-3.9)}{(\log 5-\log 1)} = 0.29mm$$

$$25.6T \text{ 潛變 } K_d = \frac{(d_2-d_1)}{(\log t_2-\log t_1)} = \frac{(14.1-13.6)}{(\log 15-\log 1)} = 0.43mm$$

$$32.0T \text{ 潛變 } K_d = \frac{(d_2-d_1)}{(\log t_2-\log t_1)} = \frac{(18.7-17.9)}{(\log 30-\log 1)} = 0.54mm$$

$$38.4T \text{ 潛變 } K_d = \frac{(d_2-d_1)}{(\log t_2-\log t_1)} = \frac{(25.6-24.6)}{(\log 60-\log 1)} = 0.56mm$$

計算各循環荷重之潛變量，將其繪製於潛變~荷重曲線表，推估  $K_d=2mm$  時所對應之荷重，其值應大於 1.2Tw。

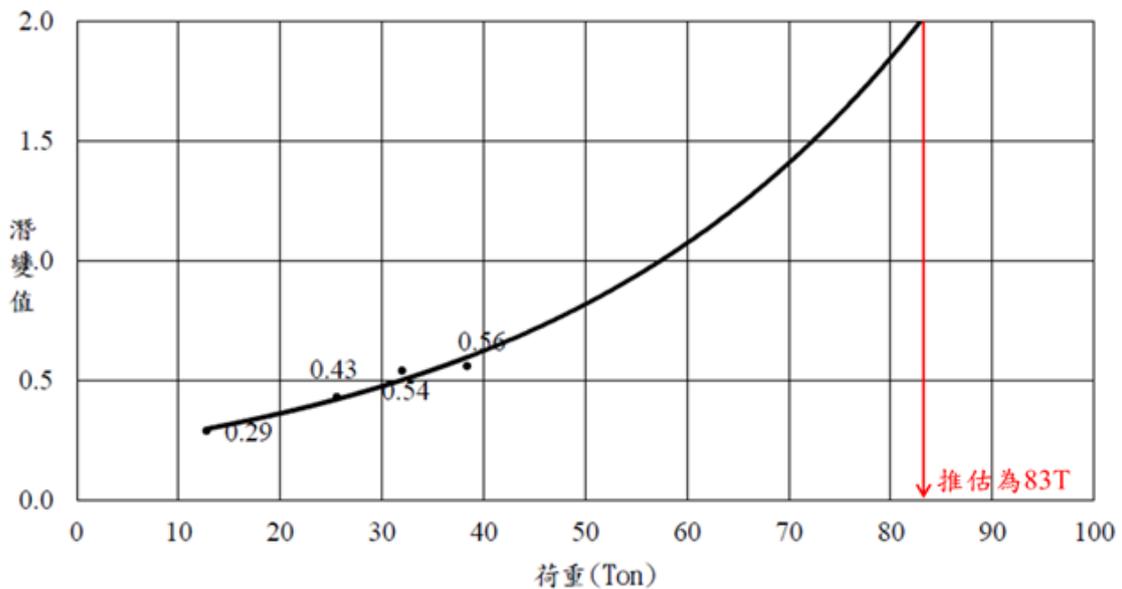


圖 3-17 潛變係數-荷重關係圖

(5) 計算各階段之鋼腱摩擦損失

鋼絞線在彈性限度內，同一個伸長量應對應到相同的荷重，因此摩擦損失可由下式計算求得，且鋼腱摩擦損失應小於實驗拉力之 20%。

$$T_f = \frac{(T_1 - T_2)}{2} = \frac{32 - 25.1}{2} = 3.45T$$

(6) 計算自由段長度

於試驗完成後，將試驗結果繪製荷重~變位量關係圖，研判有效自由段長度  $L_{ef}$ ，且有效自由段長度需符合下式：

$$0.8 \times \text{自由段長度} \leq L_{ef} \leq (\text{自由段長度} + 0.5 \times \text{錨碇段長度})$$

$$L_{ef} = \frac{d_{el}}{T - T_0 - T_f} \times A_s \times E_s$$

$$= \frac{25.6 - 6.3}{38.4 - 6 - 3.45} \times \frac{690.97}{10^6} \times 20000 = 9.21M$$

試中：

$d_{el}$  = 各階段試驗拉力之彈性伸長量(mm)

$T_0$  = 起始拉力

$T_f$  = 鋼腱摩擦損失

$A_s$  = 鋼絞線斷面積

$E_s$  = 鋼絞線楊氏模數

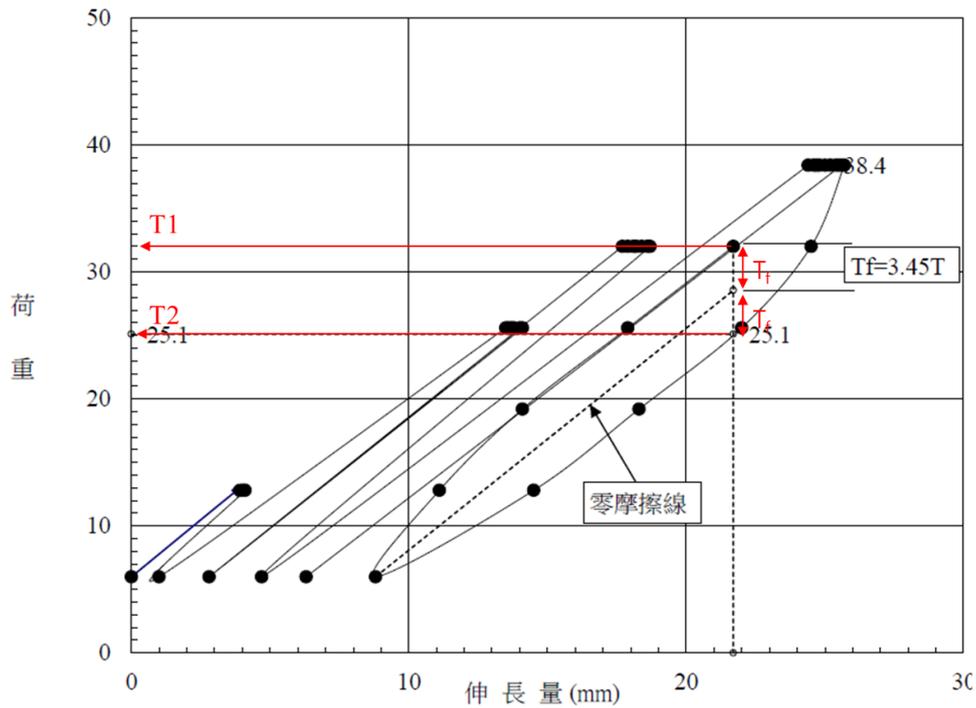


圖 3-18 荷重-變位量關係圖

#### 4. 驗收試驗

##### (1) 實驗頻率

- A. 例行驗收實驗:所有結構用地錨均應接受例行驗收實驗。
- B. 追加驗收實驗:每 10 支應取 1 支進行追加驗收實驗，以檢核其性能。

(2) 地錨試驗拉力與觀測時間表

試驗拉力	觀測時間
$T_0=0.2(T_w + T_f)$	2 分鐘
$0.50(T_w + T_f)$	2 分鐘
$0.75(T_w + T_f)$	2 分鐘
$1.00(T_w + T_f)$	2 分鐘
$1.20(T_w + T_f)$	15 分鐘
錨碇拉力， $T_1$	
$T_1=T_w+T_{ws}+T_f$	
$T_w$ ：設計拉力	
$T_{ws}$ ：鋼腱滑動損失	
$T_f$ ：鋼腱摩擦損失	

(3) 地錨每 10 支應進行追加驗收實驗 1 支，其各階段實驗拉力及觀測時間同例行驗收實驗。由初始拉力  $T_0$  起逐階施加拉力，於各階觀測時間開始與終了記讀鋼腱之伸長量直至最大實驗拉力  $1.2(T_w + T_f)$ ，然後維持此拉力至變形-對數時間曲線中直線部分出現止，再逐階解壓至初始拉力  $T_0$ ，最後再重施拉力並錨碇於  $T_1$ ，必要時設置監測儀器。

(4) 實驗結果評估

- A. 例行驗收實驗之潛變伸長量  $K_d$  應小於 2mm。
- B. 追加驗收實驗
- 潛變伸長量  $K_d$  應小於 2mm。
  - 有效自由段長度  $L_{ef}$  需接近適用性實驗之結果。
  - 檢查預估摩擦損失是否正確。若由於錯估摩擦損失致使實驗結果顯示作用於錨碇段之有效拉力小於所需拉力之 90%，應使用正確實驗拉力重做實驗。

### 3.2.5 地錨檢測工作

地錨荷重計主要分為電阻式及振弦式兩種類型。兩者主要差別在於荷重計安裝時可能會有偏心等問題，造成荷重計跟千斤頂讀數不相同，而實驗發現振弦式荷重計誤差又會更大。原因可能為，振弦式荷重計內僅有三組感應元件，因此受到偏心載重時，讀數差異較大。因此建議採用電阻式荷重計，降低誤判的機率。

傳統荷重計安裝於夾片及承壓板之間，如圖 3-19 所示。由於荷重計有更換及維護之可能性，需先將地錨夾片取下後方可更換荷重計，然而原先鋼絞線與夾具接合處會產生夾痕，造成鋼絞線斷面積縮小，重新鎖固時夾片很難確保與鋼絞線接觸於相同位置，如果夾痕位於夾片與錨碇端之間將造成鋼絞線有弱面產生，如圖 3-20 所示。

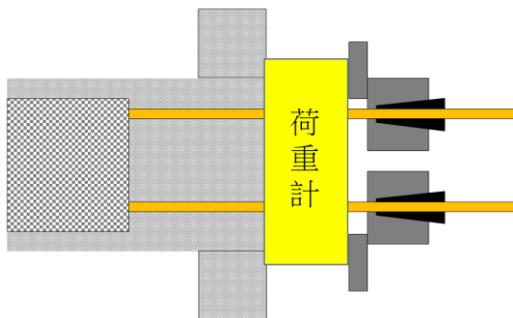


圖 3-19 傳統荷重計安裝方式

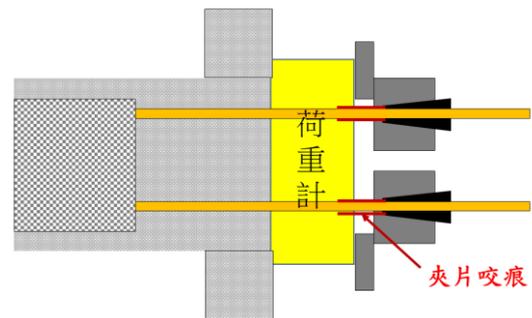


圖 3-20 夾片咬痕位移

為了防止上述狀況產生，應先將地錨鎖固後方可安裝荷重計，安裝步驟如表 3-6 所示。

表 3-6 改良式地錨荷重計安裝步驟

<p>步驟 1:於錨頭中間車牙</p>	<p>步驟 2:裁切鋼絞線至 5cm</p>
	
<p>步驟 3:安裝拉棒</p>	<p>步驟 4:安裝承壓環及荷重計</p>
	
<p>步驟 5:鋼棒續接</p>	<p>步驟 6:安裝千斤頂施加拉力</p>
	
<p>步驟 7:量測數值</p>	<p>步驟 8:安裝保護蓋</p>
	

### 3.3 土釘

本案崩塌地鄰近冠部區域有零星淺層崩塌發生，且表層已出露風化砂岩，岩層自立性佳，因此選用土釘作為邊坡整治工法。土釘因不需如地錨般施加預力，故於長期之穩定性與耐久性而言，無需考慮因時間而可能損失之預力與摩擦力，也因此土釘相當適合作為永久性邊坡穩定之措施，有較低之維管性。

#### 3.3.1 規劃設計原則

##### 1. 適用範圍

土釘適用的邊坡土壤包括具有一定程度之毛細水凝聚力的中細砂土和礫石土，以及具有凝聚力的沉泥及低塑性黏土與風化岩層等，土釘工法適用與不適用之地質條件整理如表 3-7。

表 3-7 土釘工法適用與不適用之地質條件(Byrne 等人，1998)

適用之地層條件	1. 堅實、低塑性且不具潛變之黏土質沉泥。 2. 視凝聚力大於 $5\text{kN/m}^2$ ，且自然含水量大於 5% 之細或中細砂。 3. 具低凝聚力之緊密砂層或礫石層。 4. 殘留土壤或沒有不利傾向之風化岩層。 5. 地下水位以上。
不適用之地層條件	1. 有機土或黏土液性指數大於 0.2，及不排水剪力強度低於 $50\text{kN/m}^2$ 之黏土層。 2. 標準灌入試驗 N 值低於 10，或相對密度小於 30% 之鬆砂土層。 3. 均勻係數(Cu)低於 2 之不良及配礫石或砂(極緊密者除外)。 4. 高膨脹性之土壤 5. 含水量極高或含有土袋(wet pocket)之地層。 6. 高度破碎且具有開口節理或蝕洞之岩石。 7. 礦渣堆積或具有不利弱面之岩石。

##### 2. 設計基本參數

- (1) 土壤含水量、單位重、強度參數(C、 $\phi$ )等。
- (2) 土釘的抗張強度。
- (3) 土釘與土壤界面間之握裹性質。
- (4) 土釘的直徑、長度、打設角度等。
- (5) 邊坡頂面荷重情形、地下水位高度及現地其他影響因子。

### 3. 極限拉出阻抗

針對常用的鑽孔灌漿土釘而言，不同的灌漿壓力與鑽孔方式對於界面的黏結性能影響很大，對於滲透係數在  $10^{-2} \sim 10^{-1} \text{cm/s}$  之間的砂、礫石和軟弱岩體，漿體可滲入土壤孔隙或岩體裂隙中，進而提高黏結範圍。另外鑽孔方式、鑽孔直徑、土釘形狀、土壤強度與施工技術都會影響土釘之摩擦阻抗。極限拉出阻抗可參 Lazarte 等人(2003)將現地土釘拉出試驗之結果歸納整理如表 3-8。

表 3-8 土釘極限拉出阻抗 (Lazarte 等人，2003)

岩層之極限拉出阻抗		
施工方式	岩石種類	$\tau_{max}$ (kPa)
旋轉式鑽掘	泥岩/石灰岩	300-400
	沸岩	100-300
	白堊石	500-600
	軟弱白雲岩	400-600
	具裂隙白雲岩	600-1000
	風化砂岩	200-300
	風化頁岩	100-150
	風化片岩	100-175
	玄武岩	500-600
	硬頁岩	300-400
非凝聚性土壤之極限拉出阻抗		
施工方式	岩石種類	$\tau_{max}$ (kPa)
旋轉式鑽掘	砂土/卵礫石	100-180
	沉泥質砂	100-150
	沉泥	60-75
	崖錐堆積	40-120
	細顆粒崩積層	75-150
螺旋鑽掘	沉泥質砂土	20-40
	沉泥質細顆粒砂土	55-90
	沉泥質的黏土質砂	60-140
噴射灌漿	砂土	380
	砂土/卵礫石	700
凝聚性土壤之極限拉出阻抗		
施工方式	岩石種類	$\tau_{max}$ (kPa)
旋轉式鑽掘	沉泥質黏土	35-50
	黃土	25-75
螺旋鑽掘	軟弱黏土	20-30
	堅硬黏土	40-60
	堅硬黏土質沉泥	40-100
	石灰質的砂質黏土	90-140

### 3.3.2 整體配置

#### 1. 土釘長度

對於陡坡土釘而言，於工作應力狀態下，上下層土釘的最大軸力相差甚多，一般在坡面高度約一半位置處之土釘軸力最大，而頂部及底部都偏小，但頂部土釘對於限制最大水平位移甚為重要。如果頂部土釘較短，在土釘尾部或尾部以外的上方地表容易出現裂隙，因此更需加長頂部土釘的長度；至於底部土釘也不宜過短，否則不利於整體抵抗基底滑動、傾覆，且當土釘結構接近極限狀態時，底部土釘所受到的軸力會明顯增大，所以削弱下部土釘的作法並不合理。因此在一般的均質土層中，將所有土釘取成等長，或頂部土釘稍微偏長較為合適。一般非飽和土壤土釘長度與坡高比值宜在 0.6~1.0 範圍內。

#### 2. 土釘密度

為使土釘與周圍土壤形成一體，土釘的間距顯然不能過大，目前無足夠理論依據的定量指標，但土釘水平間距與垂直間距的乘積應小於  $6\text{m}^2$ 。一般工程選擇土釘的水平間距與垂直間距相等，在非飽和土中為 1.2~1.5m 左右，對堅硬黏土或風化岩土可超過 2m，在軟弱土層中則小於 1m。

#### 3. 土釘傾角

不論邊坡坡度，土釘傾角(與水平面夾角)一般採用  $10^\circ\sim 30^\circ$  能獲得較佳的邊坡穩定。除非更大之傾角有利於土釘置入下層較好之土層，否則土釘傾角不宜過大。

本案坡高約 10m，土釘長度則取 7m 等長，由鑽探報告可以得知，本案現地土壤為風化砂岩，因此土釘間距取 2m 等距。打設角度選擇  $30^\circ$ 。

### 3.3.3 施工階段

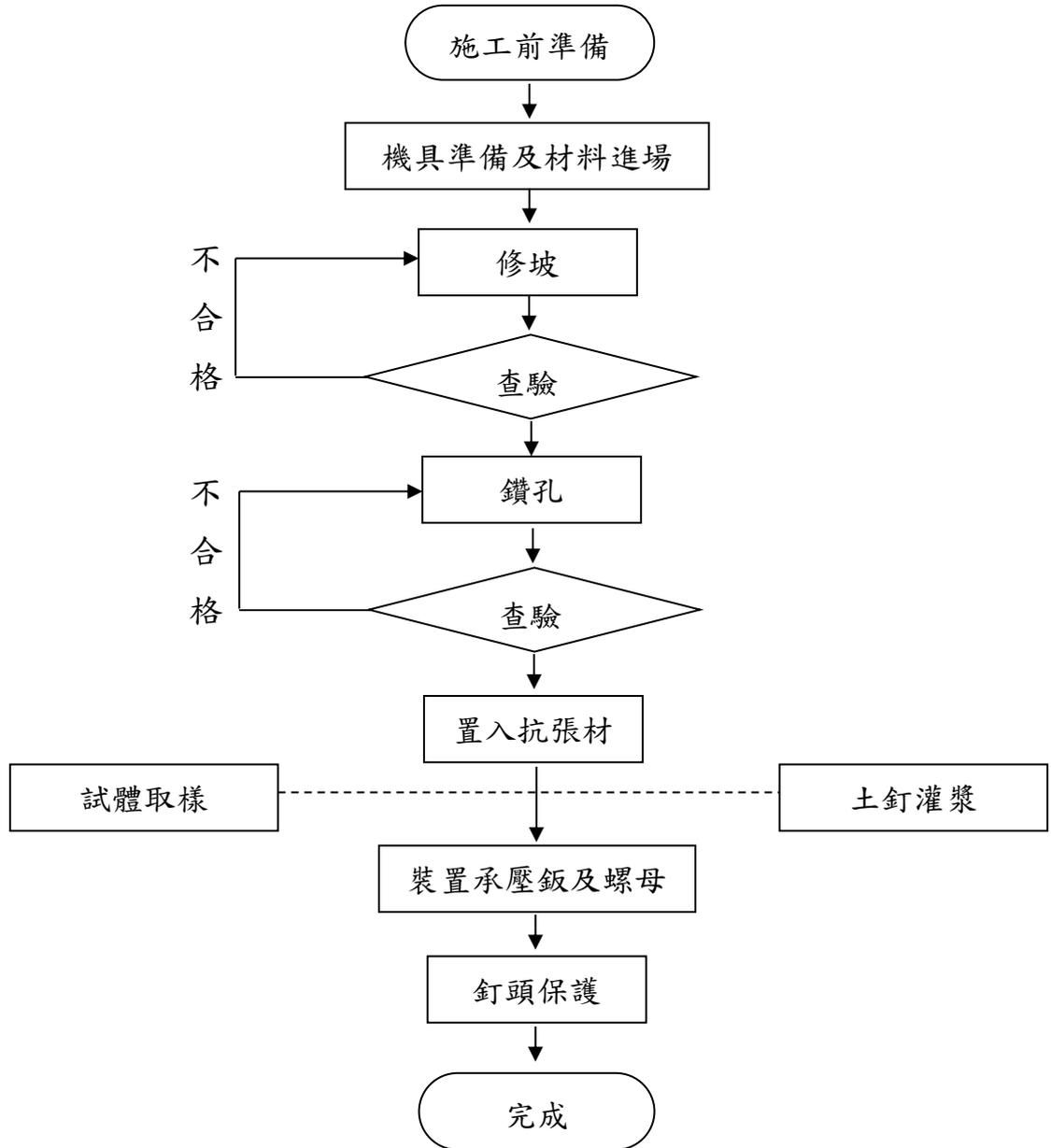


圖 3-21 土釘施工流程圖

## 1. 施工準備

土釘工法的施行需仰賴確實的地質調查及正確的穩定分析，而大部分地層並非均質，穩定分析之潛在滑動面往往沿弱面產生，因此施工前需充分收集相關的地形、地質、水文資料，掌握施工期間內的各種可能狀況。

## 2. 修坡

土釘工法因其施工輕巧之優勢，不需採用大型機具進行大規模開挖或整地，只需就邊坡不規則處進行小範圍修坡，就可進行土釘施作。

## 3. 鑽孔

鑽孔位置及角度應依設計圖所示之孔徑、方向和深度施工，誤差皆須在合理範圍內。鑽孔過程若遇有障礙須調整孔位時，不得影響設計之安全係數。最後鑽孔後需清孔檢查，對於孔中出現局部漏水或崩坍應立即處理，避免灌漿後產生坍孔現象而導致握裹力不足。

## 4. 置入抗張材與灌漿作業

土釘係以抗張材及灌漿料之組合完成主要加勁構造，此兩部份之施工方式將影響土釘日後之加勁效能。抗張材需先裝設中心固定器確保抗張材能位於鑽孔中心，在鑽孔作業後即可進行設置並施行灌漿作業。

## 5. 釘頭處理

釘頭由承壓板、鋼筋、螺母所組成，主要使加勁材應力能分散傳遞至面層。使用之螺母、承壓板均須經過熱浸鍍鋅處理，並配合噴凝土噴漿，抑制鏽蝕產生。

<p>步驟 1:修坡</p>	<p>步驟 2:鑽孔</p>
	
<p>步驟 3:置入抗張材</p>	<p>步驟 4:土釘灌漿</p>
	
<p>步驟 5:裝置承壓板及螺母</p>	<p>步驟 6:釘頭保護</p>
	
<p>步驟 7:完成</p>	
	

### 3.4 擋土牆

本案崩塌區域趾部隆起區域，因緊鄰道路及鄰房，為了維持兩高低不同地面的安定、防止坡面之坍塌及穩定邊坡，減少挖填土石方，因此選擇擋土牆工法。且由地質鑽探資料顯示，坡趾區域有較高之地下水位，為防止大雨過後，地下水於牆背蓄積，造成水壓過大使擋土牆倒塌，因此於牆背回填透水材料。

#### 3.4.1 規劃設計原則

擋土牆種類及適用範圍整理如下：

1. **三明治式擋土牆：**  
牆面為混凝土砌塊石，再背填混凝土及卵石。
2. **懸臂式擋土牆：**  
以鋼筋混凝土組成，適用於填方坡。
3. **重力式擋土牆：**  
以混凝土組成，以自身重量所產生的阻力阻擋後方泥土。優點是便宜而且建造方法簡單。
4. **半重力式擋土牆：**  
於混凝土擋土牆內發生張應力部份以鋼筋加強，以減少混凝土量體。
5. **扶壁前撐式擋土牆：**  
以鋼筋混凝土鑄造，扶壁支撐在牆前，較不美觀，且可利用空間較少。
6. **扶壁後撐式擋土牆：**  
以鋼筋混凝土鑄造，扶壁支撐在牆背，能較有效利用空間。
7. **疊式擋土牆：**
  - A. 蛇籠（箱籠）擋土牆：適用於滲透水多之坡面或基礎土壤軟弱且較不穩定地區。
  - B. 格籠擋土牆：適用於多滲透水坡面，其每層有效高三公尺以下。
  - C. 加勁擋土牆：利用回填土壤作為背填材料及加勁材分層置於回填土壤之間，透過加勁材料與土壤間的摩擦力，使得土壤產生束制作用，以增加抗剪能力。

### 8. 砌石擋土牆：

牆面坡度以緩於 1:0.3 為原則；砌石長徑均應依序向上縮減，任一砌石（含本身）往上計算之高度均不宜超過該石材長徑之五倍，其有效高以不超過四公尺，且符合下列規定為原則：

A. 乾砌者，石塊長徑（即牆厚方向）之五倍。

B. 漿砌者，石塊長徑（即牆厚方向）之六·五倍。

表 3-9 擋土牆使用範圍與高度建議表

擋土牆種類	建議使用範圍	擋土牆有效高度之建議
1. 三明治擋土牆	適用於挖填坡面	開挖坡面有效高 4m 以下。 填方坡面有效高 2m 以下。
2. 懸臂式擋土牆	適用於填方坡面	小效高度 8m 以下。
3. 重力式擋土牆	適用於挖填坡面	有效高度 4m 以下。
4. 半重力式擋土牆	適用於挖填坡面	有效高度 4m 以下。
5. 扶壁前撐式擋土牆	1. 適用於較高坡面 2. 適用於挖填坡面	有效高度 8~10m 以下。
6. 扶壁後撐式擋土牆	適用於較高坡面	有效高度 8~10m 以下。
7. 蛇籠(箱籠)擋土牆	適用於滲透水多之坡面或基礎土壤軟弱且較不穩定地區	有效高度 4m 以下。
8. 格籠擋土牆	適用於多滲透水坡面	以鋼筋混凝土為桁條材料者，有效高 6m 以下。 以木材為桁條材料者，有效高 3m 以下。
9. 加勁擋土牆	1. 適用高度填方坡面 2. 坡面可植生綠化可容許適度之沉陷發生	有效高 10m 以下。
10. 砌石擋土牆	工址當地或附近具有便宜之大塊石材	有效高度 4m 以下。

(資料來源:水土保持手冊、水土保持技術規範)

擋土牆型式之選擇基本上應考慮以下各種條件：

1. 擋土牆構築之目的及功能
2. 擋土牆之重要性及行為之可靠性
3. 基地之地質、地形、地層構造及地下水因素之適用性
4. 擋土牆施工方式及難易度
5. 擋土牆周邊既有構造物及管線設施之安全性
6. 擋土牆用地之限制
7. 工程造價之經濟性及工期長短
8. 擋土牆對周邊景觀及環境之衝擊及影響程度

### 3.4.2 整體配置

1. 規劃地錨時須先考慮事項：

- 依設計高程與地形之高差再加基礎深度，決定擋土牆高度。
- 根據擋土牆高度，考慮工址之地形、地質及施工條件，選擇適當且經濟之擋土牆。
- 將選定之擋土牆型式概略定出各部份之尺寸。例如重力式擋土牆之各部尺寸如圖 3-22。

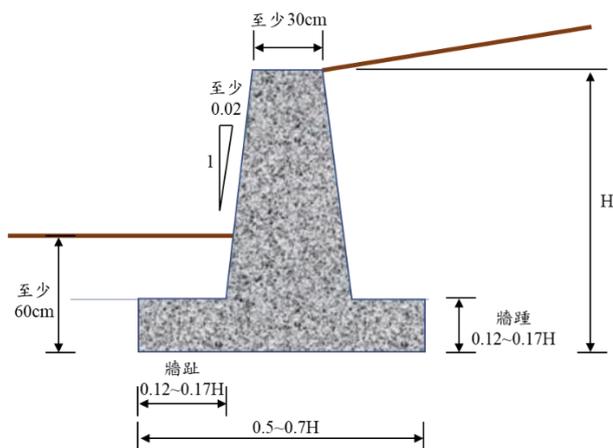


圖 3-22 重力式擋土牆局部尺寸圖

- 依據地質參數計算側向土壓力，並檢核穩定性是否符合水土保持技術規範要求。

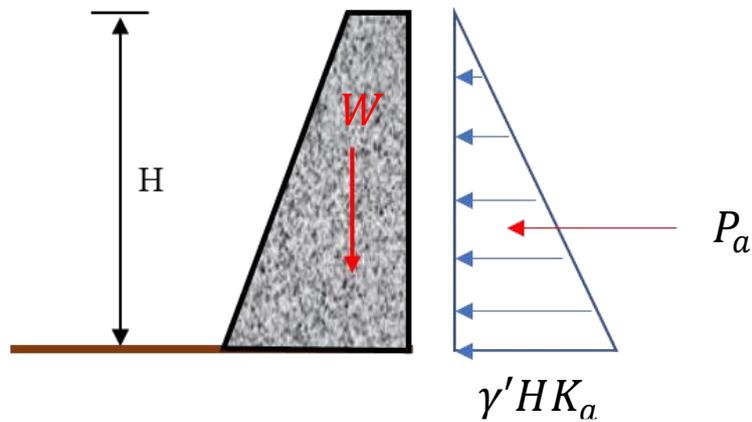
表 3-10 擋土牆安全係數表

FS	承载力	抗傾倒	抗滑	邊坡
3.0	永久			
2.0		常時		
1.5		地震	常時	常時
1.2			地震	暴雨
1.1				地震

(資料來源:水土保持技術規範)

## 2. 抗滑

依據民國 90 年「建築物基礎構造設計規範」規定，若擋土牆無設置止滑樁，則被動土壓力多不計入；若擋土牆設置止滑樁，則被動土壓力得予計入。



$$FS = \frac{F_r}{F_d} = \frac{W \tan \delta}{P_a} = \frac{W \tan \delta}{0.5\gamma H^2 K_a}$$

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi'}{2}\right)$$

試中：

$W$ : 牆體自重

$\delta$ : 基礎與土壤摩擦力

$P_a$ : 牆後主動土壓力

$\gamma$ : 土壤單位重

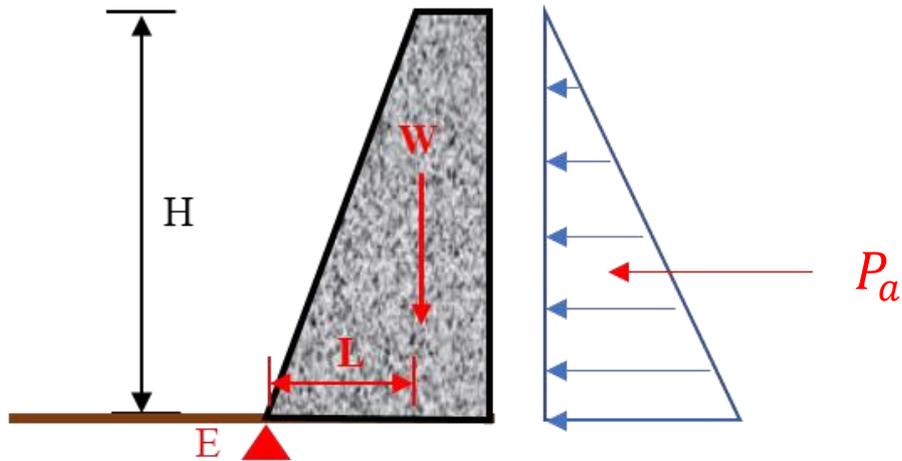
$K_a$ : 主動土壓力係數

表 3-11 混凝土與土壤間之摩擦係數估計值

土壤種類	混凝土與土壤間之摩擦係數
堅固岩盤	0.70
卵石及粗砂	0.55~0.60
乾砂	0.45~0.55
濕細砂	0.30~0.40
砂與粘土混合物	0.40~0.50
粘土	0.30

(資料來源:水土保持手冊)

### 3. 抗傾倒



對牆趾 E 點取力矩

$$FS = \frac{M_r}{M_d} = \frac{W \times L}{P_a \times \frac{H}{3}} = \frac{W \times L}{0.5\gamma H^2 K_a \times \frac{H}{3}}$$

試中：

$W$ : 牆體自重

$L$ : 牆體自重力臂

$P_a$ : 牆後主動土壓力

$\gamma$ : 土壤單位重

$K_a$ : 主動土壓力係數

$H$ : 擋土牆高

### 4. 承载力

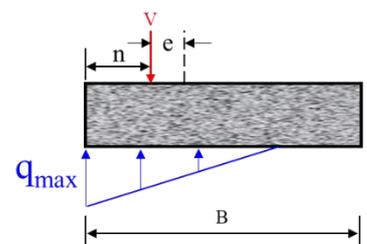
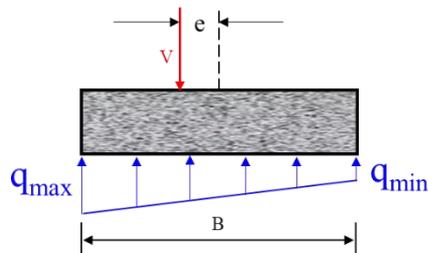
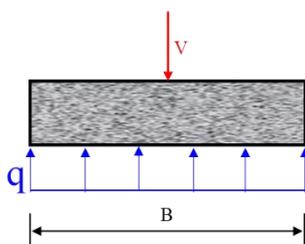


圖 3-23 垂直合力無偏心 圖 3-24 垂直合力偏心  $e \leq B/6$

圖 3-25 垂直合力偏心  $e > B/6$

擋土牆依垂直合力作用於牆底基礎之偏心大小，可分為下列三種狀況，所對應之基底反力也因而不同。

1. 垂直合力無偏心

如圖 3-23，合力  $V$  作用於基底中心線上，則：

$$q = \frac{V}{B}$$

2. 垂直合力偏心  $e \leq B/6$

如圖 3-24，垂直合力偏心  $e \leq B/6$ ，則：

$$q_{max} = \frac{V}{B} \left( 1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$q_{min} = \frac{V}{B} \left( 1 - \frac{6e}{B} \right)$$

3. 垂直合力偏心  $e > B/6$

如圖 3-25，垂直合力偏心  $e > B/6$ ，及  $q_{min}$  為負值，由於土壤抗張強度極低，可忽略不計，則：

$$q_{max} = \frac{2V}{3 \left( \frac{B}{2} - e \right)}$$

極限承載力可利用 Terzaghi 基礎承載力公式或其他淺基礎乘載力理論計算。以 Terzaghi 基礎極限承載力公式為例：

$$q_{ult} = c \times N_c + D_f \times \gamma_1 \times N_q + \frac{1}{2} \times B \times \gamma_2 \times N_\gamma$$

試中：

$c$ : 土壤凝聚力

$D_f$ : 基礎埋入深度(m)

$B$ : 基礎寬度(m)

$\gamma_1$ : 覆土之單位重

$\gamma_2$ : 基礎面土壤單位重

$N_c$ 、 $N_q$ 、 $N_\gamma$ : 承載力係數，對應於不同摩擦角

$$FS = \frac{q_{ult}}{q_{max}}$$

### 3.4.3 施工階段

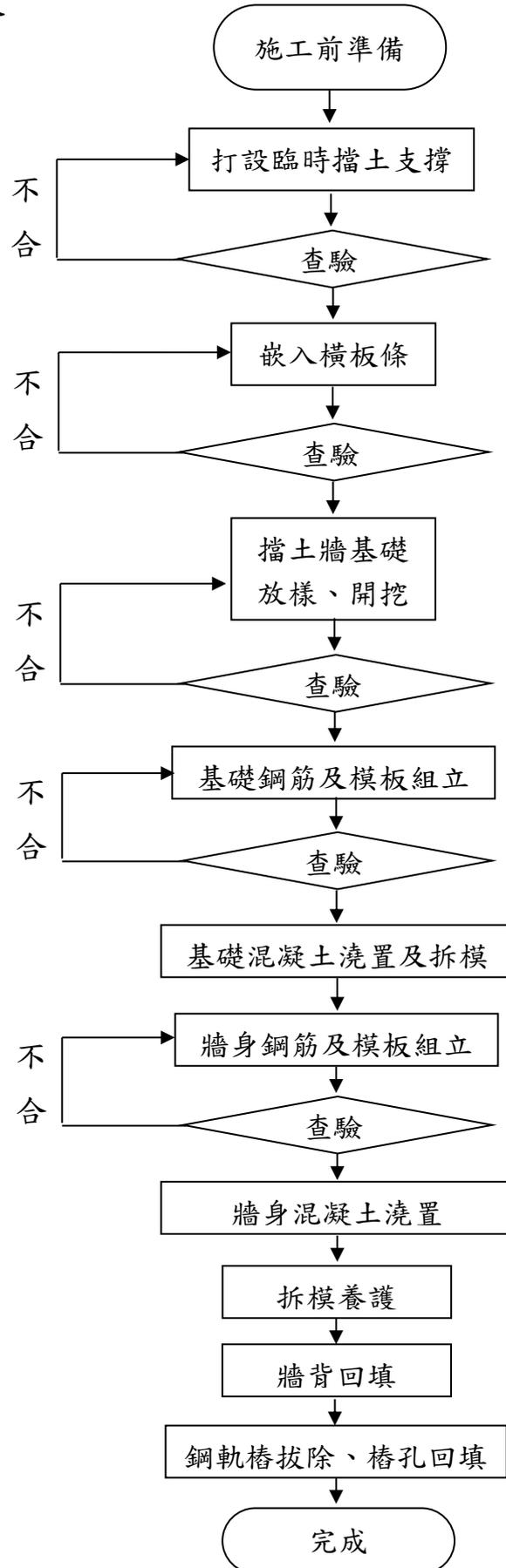


圖 3-26 半重力式擋土牆施工流程圖

## 1. 施工前準備

施工前應依施工計畫書及施工進度，備妥材料、施工場地和其他相關設備，如給水、用電、灌漿及材料貯存等，並於現場進行測量放樣，如發現設計圖說與現場環境不符應即時上報設計單位釐清。

## 2. 打設臨時擋土支撐

- (1) 樁柱應依圖示間隔配置，於吊放打入前樁柱須校正垂直，再利用自由落體錘及捲揚機打入地中。
- (2) 若地盤堅硬不易打入時，樁柱尖端應加以補強，或引鑽掘機引孔。
- (3) 橫板條應配合樁柱打設精度於現場裁切，自開挖面沿樁柱由下而上嵌放，以楔子塞緊並加釘角材，撐桿以防板條脫落。
- (4) 嵌放橫板條時，每嵌二片須即於壁背填土。
- (5) 橫板條擋土面如有積水、湧水等現象則在橫板條背後裝入麻袋以防止砂土流失或在背填土內灌入水泥使其堅固。
- (6) 拔除樁柱時，應隨拔隨灌砂土以防空隙造成土壤移動。

## 3. 擋土牆施作

- (1) 基礎開挖需依照設計圖說尺寸進行放樣，開挖至指定深度。
- (2) 基礎鋼筋及模板組立，確認保護層厚度是否足夠、鋼筋間距是否符合設計圖說。
- (3) 基礎混凝土澆置完成後，構造物回填夯實。
- (4) 牆身鋼筋及模板組立，預埋洩水管及背填透水材料，平均每 $2\text{m}^2$ 需要設置一道，上下交錯排列，坡度 $\geq 1:10$ 。
- (5) 混凝土澆置完成後，拆模養護至少 7 日。

表 3-12 半重力式擋土牆施工步驟

<p>步驟 1:打設臨時擋土支撐</p>	<p>步驟 2: 基礎開挖</p>
	
<p>步驟 3:混凝土打底</p>	<p>步驟 4:鋼筋綁紮</p>
	
<p>步驟 5:模板組立</p>	<p>步驟 6:混凝土澆置</p>
	
<p>步驟 7:背填碎石</p>	<p>步驟 8:完成</p>
	

### 3.5 排樁

為防止邊坡持續滑動，並考慮現地施工條件及土方挖填之因素，本工程於滑動面距離趾部 1/3 處打設排樁，此工法特點為低噪音、低震動、低環境汙染，在狹隘的空間中亦可施工，此外混凝土外露面僅有帽樑區域，大大降低對周遭環境之影響。

#### 3.5.1 規劃設計原則

依據水土保持手冊建議鋼筋混凝土樁(場鑄)須符合下列規範:

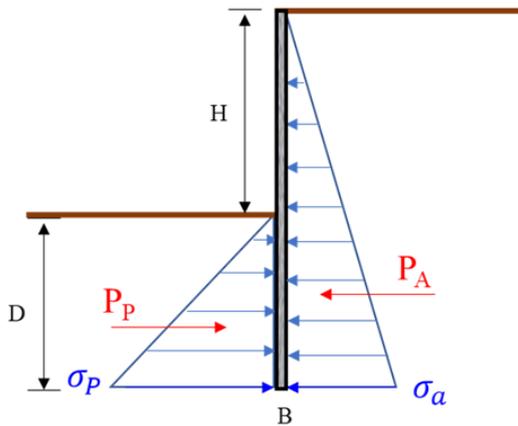
1. 場鑄混凝土樁之混凝土規定抗壓強度不得小於  $210\text{kgf/cm}^2$
2. 場鑄樁澆注之混凝土強度應視混凝土之規定抗壓強度及澆注環境做適當之提高。
3. 主鋼筋直徑不得小於 19mm，且鋼筋總段面積不得小於樁斷面積之 5/1000，保護層之淨厚度不得小於 7.5mm，箍筋直徑不得小於 13mm。
4. 場鑄樁之施工應盡可能保持垂直，原則上樁身之最大偏心距，不宜超過樁長之 1/75。

#### 3.5.2 整體配置

抗滑樁之設計大致可區分為四步驟:

1. 須先就地層、地權及對周遭環境、構造物影響等條件，進行充份評估其可行性。
2. 決定不穩定邊坡所需之額外抗滑力，使能滿足設計。
3. 決定抗滑樁之直徑  $D$ 、間距  $S$  與長度  $L$ ，使能提供合適之抗滑力。
4. 抗滑樁之結構設計、使具有足夠混凝土與鋼筋之強度與用量，以符合最大剪力與彎矩之要求。

上述第二步驟可利用現有之各種邊坡穩定分析方法與程式獲取，第四步驟需一般 RC 結構計算求得；至於第三步驟則需考慮樁身側向土壓力分佈以決定之。樁身側土壓力分佈受到樁身結構與地層間之互制效應以及與地層材料應力與應變特性有關，情況極為複雜。若以簡單之理論、忽略地層材料之變形性，如同板樁牆極限平衡法 (limit equilibrium method of sheet pile walls)，則以地層之主被動極限壓力分析估計，說明如下。



1. 板樁兩側水壓力互相抵消，因此側向土壓力僅需考慮有效應力即可。
2. 分析時必須滿足對板樁底端 B 點取力矩  $\sum M_B = 0$ ，由此可求出板樁貫入深度 D。  
(實務上應再增加 20~30% 之長度)

(1) 土壓力係數計算

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)$$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

(2) 鋼板樁底部應力計算

$$\sigma_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} = \gamma(H + D)K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\sigma_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} = \gamma D K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

(3) 求貫入深度 D

$$\text{力矩 } \sum M_B = 0$$

$$\frac{1}{2}\sigma_a \times (H + D) \times \frac{(H + D)}{3} = \frac{1}{2}\sigma_p \times D \times \frac{D}{3}$$

求得貫入深度 D

(4) 最大彎矩計算

令剪力合力為零之貫入深度為  $D_1$

$$\frac{1}{2}\sigma_a \times (H + D_1) = \frac{1}{2}\sigma_p \times D_1$$

求得  $D_1$

$$\sigma_{a1} = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} = \gamma(H + D_1)K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$\sigma_{p1} = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} = \gamma D_1 K_p + 2c\sqrt{K_p}$$

$$y_{a1} = \frac{1}{3}(H + D_1)$$

$$y_{p1} = \frac{1}{3}D_1$$

$$M_{max} = \frac{1}{2}\sigma_{a1} \times (H + D_1) \times y_{a1} - \frac{1}{2}\sigma_{p1} \times D_1 \times y_{p1}$$

### 3.5.3 施工階段

Auger 排樁工法又稱為鑽機工法，因地層回填層或較軟地層較厚時，則需將薄套管下至不會坍塌之深度，而下套管之方式則需仰賴震動機將套管震至不坍之深度。接著採用鑽機進行鑽掘施工，鑽掘之順序需採跳樁施工，以免影響已完成澆置樁體在未凝結時因土層解壓而產生裂縫及破壞。

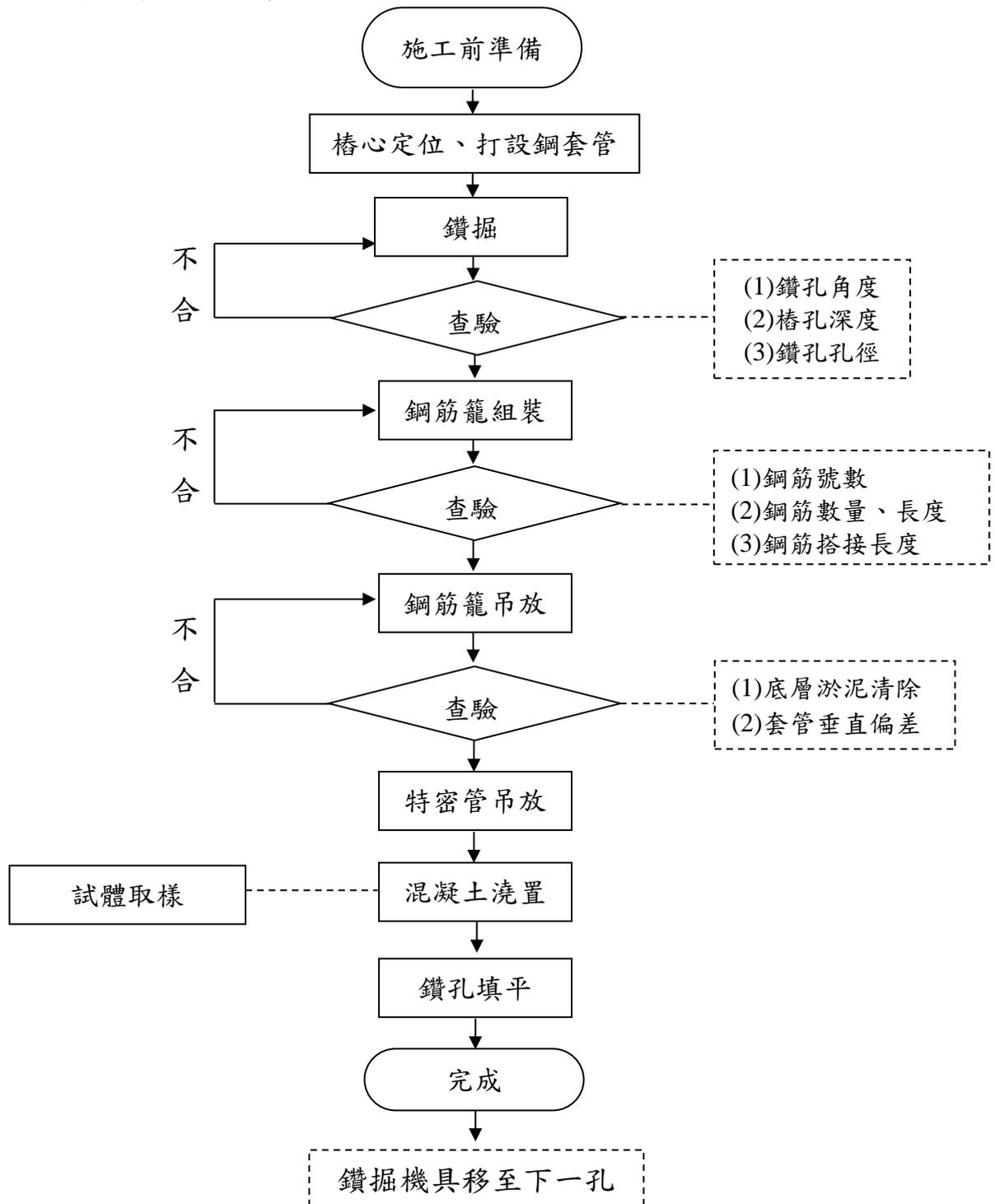


圖 3-27 排樁施工流程圖

### (1) 施工前準備

施工前應依施工計畫書及施工進度，備妥材料、施工場地和其他相關設備，如給水、用電、灌漿、鋼筋籠組立、鑽孔泥水收集處理及材料貯存等。

### (2) 安放套管

須按設計，訂定樁位中心線，標定基樁正確位置，每支基樁正確位置均應打設置少 2m 以上之保護鋼管。

- (1) 為確保水壓及防止因機具過重或振動導致表層土壤崩塌，必須在鑽孔前打設鋼套管以資保護。
- (2) 套管入土深度應視地質、地下水位及防止鋼管下端漏水之有效地層位置等決定之。
- (3) 鋼管之管壁厚應依直徑、長度及所受衝擊力而定，以避免發生變形或損傷，其厚度以不小於 9mm 為原則。

### (3) 鑽掘

1. 螺旋鑽桿對正樁位後，開始鑽孔旋鑽時，控制速度，避免引起四周地層及鄰房振動，並隨時校正鑽桿精度。
2. 遇土質不佳時，停止旋鑽，拔出鑽桿，打入鋼套管，直到土質轉佳並經工程司同意，可停止打入鋼套管。鋼套管接頭必須不漏水。
3. 隨地質變化更換適當鑽頭，同時紀錄地質情況。
4. 到達預定深度，拔出鑽桿並清理鑽孔。
5. 樁孔完成後應檢測儀檢測樁孔斷面及垂直度，樁孔垂直度不可超過 1/200。

### (4) 鋼筋籠吊放

1. 主副鋼筋按設計圖之配置施工，為防吊裝時鋼筋籠之分離或變形，主鋼筋須加環筋，主鋼筋之搭接處亦可以電銲連結。每處電銲長度不得少於 3cm。
2. 鋼筋籠外側須加做護耳，以便控制鋼筋籠保護層之厚度，其放置方向與主鋼筋平行，厚度至少 7.5cm。
3. 鋼筋籠如有變形，不得放入已鑽掘完成之樁孔內應即吊起，加以修正再行放入。鋼筋籠吊放入樁孔內，如下至中途發現鋼筋籠無法放下時，不得強行壓入，應隨即吊起，查明原因補救後，再繼續施工。鋼筋籠應以二點吊放，以避免鋼筋籠下端負荷，致引起鋼筋籠之彎曲或接頭之變形。

#### (5) 安放特密管

1. 鋼筋籠放置完成後，隨即放置特密管，接合處必需密合不滲水，管底離樁底約 20cm，並依鑽掘樁孔之深度，配置特密管之長度，每支特密管之長度為 0.5~3m 不等，所有使用之特密管長除最頂三支之長度為調整長度之不等長管外，其餘之管長需均等，不等長之管不得放入樁內使用。
2. 特密管最小值徑為 15cm，接頭須緊密不漏水，管之上端裝有漏斗，下方設有鐵製活門及與管徑同大之橡皮栓塞 (Plunger)，當混凝土大量灌入漏斗，迫使活門及橡皮栓塞壓入導管，逼降管內泥漿水，使其從管底溢出，並使樁孔之水不致流入管內。

#### (6) 混凝土澆置

1. 混凝土澆置時，特密管須經常埋入混凝土內至少 1m，每次提昇特密管前，需先行估計後，方可確定提取支數，及埋留混凝土內之管長，不可一次取管到混凝土頂，影響混凝土品質或使管無法拔出。
2. 混凝土須連續澆置，一次完成，如施工中途因故停留時間稍長，不得已時可將特密管上下稍微抽動，但其速度不宜太快、幅度亦不宜太大、避免澆置之混凝土形成冷縮縫。
3. 基樁完成後，樁頂至地面間之孔穴應以細砂填平，並蓋以鐵板，附加區隔與標示以免危險。

#### (7) 崩塌處理

1. 如因樁孔附近地面有超載荷重時，保護管穿入粗砂層有湧水現象而致生孔壁坍塌時，應即減少載重，加深保護管使伸至低透水土層。
2. 施工時若鑽頭抵達預定深度後發生孔壁崩塌，除設法防止在坍塌外，應即除盡坍下之砂土。
3. 若在設置鋼筋籠後發生坍塌，仍應設法清除後始得澆置混凝土。

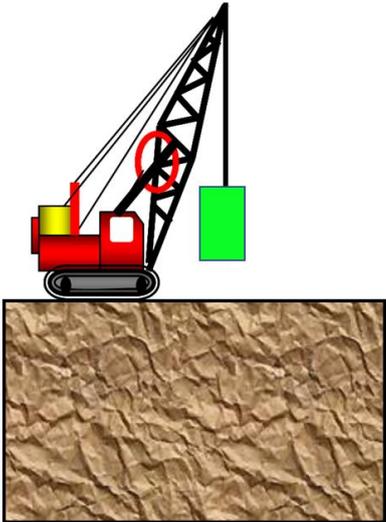
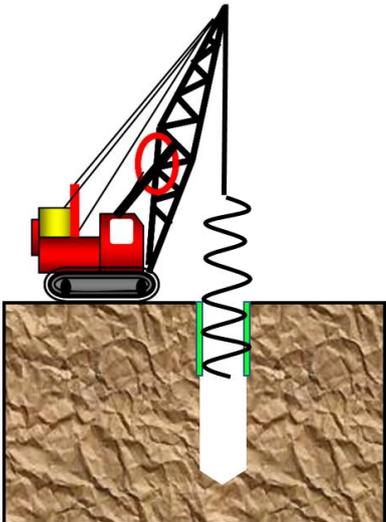
#### (8) 基樁完整性試驗

1. 為瞭解場鑄混凝土樁於澆置完成後基樁混凝土斷面之完整性、連續性，是否含有土壤、灰泥、蜂窩或斷樁之現象，總根數 10% 做基樁超音波試驗，應先埋設檢測管。
2. 直徑 60~80cm 須預先埋設 3 支測管；直徑 100cm 以上則應

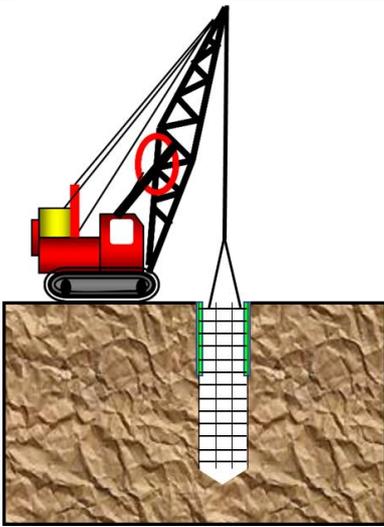
預先埋設 4 支測管，內徑大於 5cm，厚度大於 3mm 之 pvc 管或鐵管，長度係配合基樁之長度並高出樁頂至少 20cm，管底及頂均應封蓋，以便工程司抽樣試驗。

3. 測管不得有變形或損壞之情形，安裝時必須確實固定於鋼筋籠上，避免有鬆動情形發生。
4. 澆置混凝土前及試驗時，測管內均須充滿水。
5. 澆置混凝土 7 天後，始進行超音波完整性試驗。

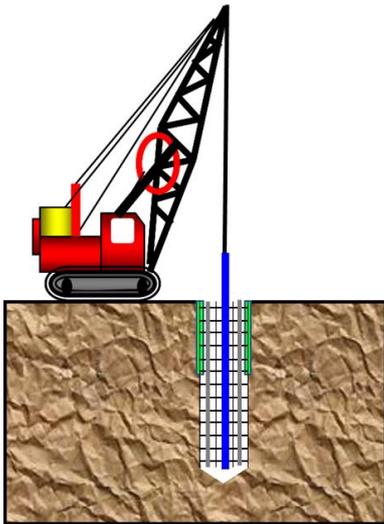
表 3-13 排樁施工步驟

步驟一：安放套管	
	
步驟二：鑽掘	
	

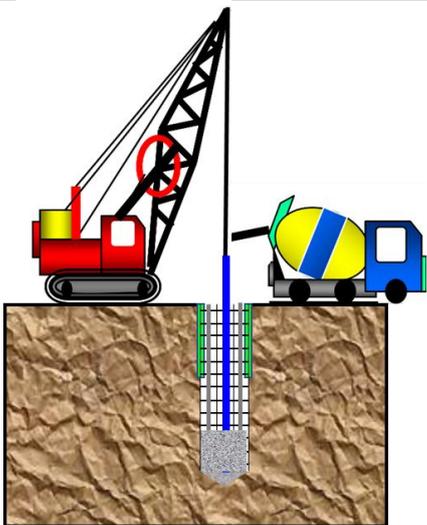
### 步驟三:鋼筋籠及檢測管吊放



### 步驟四:設置特密管



### 步驟五:混凝土澆置



# 第4章、設計書圖製作

## 4.1 設計圖說製作要領

整體工程品質的好壞與先前的規劃是否週延、設計是否完善、預算掌控及施工預算書編製是否確實、施工是否正確，皆有密切的關係，雖然規劃、設計只是工程計畫的先期書面作業階段，卻直接影響施工執行面的成效。

設計圖說之繪製除應力求確實外，並應避免選用之材料有違反政府採購法限制公平競爭之情形，且預算的掌控應確實依中央及地方政府預算籌編原則共同性費用編列標準表規定辦理，施工預算書之編製務求合理與確實，方能順利決標執行施工階段作業。

設計圖說開始繪製前除了須先進行現地的踏勘及基本資料蒐集外，還須繪製實測地形圖。藉由地質鑽探、現勘及實測地形等資料來選擇適宜之工法用以整治崩塌地，以達經濟且符合邊坡穩定之成效。

於圖說送出之前應再次詳細檢查或檢視是否有下列各項情況：

### 1. 前後(或各處)矛盾

包含圖說前後矛盾、圖說與文字敘述矛盾、圖說與文字或規範矛盾。這些矛盾包含：尺寸不一致、材質規定不一致、試驗方式、頻率不一致、施工方式不一致等。

### 2. 沒交代清楚或缺漏相關圖面

圖說針對某些部分沒說明或繪製尺寸、沒有給定基準點或面、沒有說明材質、沒有標示是否需施作、沒有大樣圖可供依循等等。

### 3. 各類衝突

所謂衝突，一般指的是空間上的位置，有多種的結構、設備、管線等等，發生於相同的空間位置，而又無法避開或共存而言。

### 4. 錯誤

圖說中有明顯的錯誤，例如材質說明錯誤、尺寸標示或單位錯誤等等。

### 5. 施工困難或無法施工

設計者有時無法正確想像施工的步驟或程序或方式、或者未考慮施工機具所需空間、或者未考慮施工動線，導致按設計圖施工，將發生施工困難或無法施工。

## 4.2 至善路三段 169 巷後方崩塌復建設計圖說

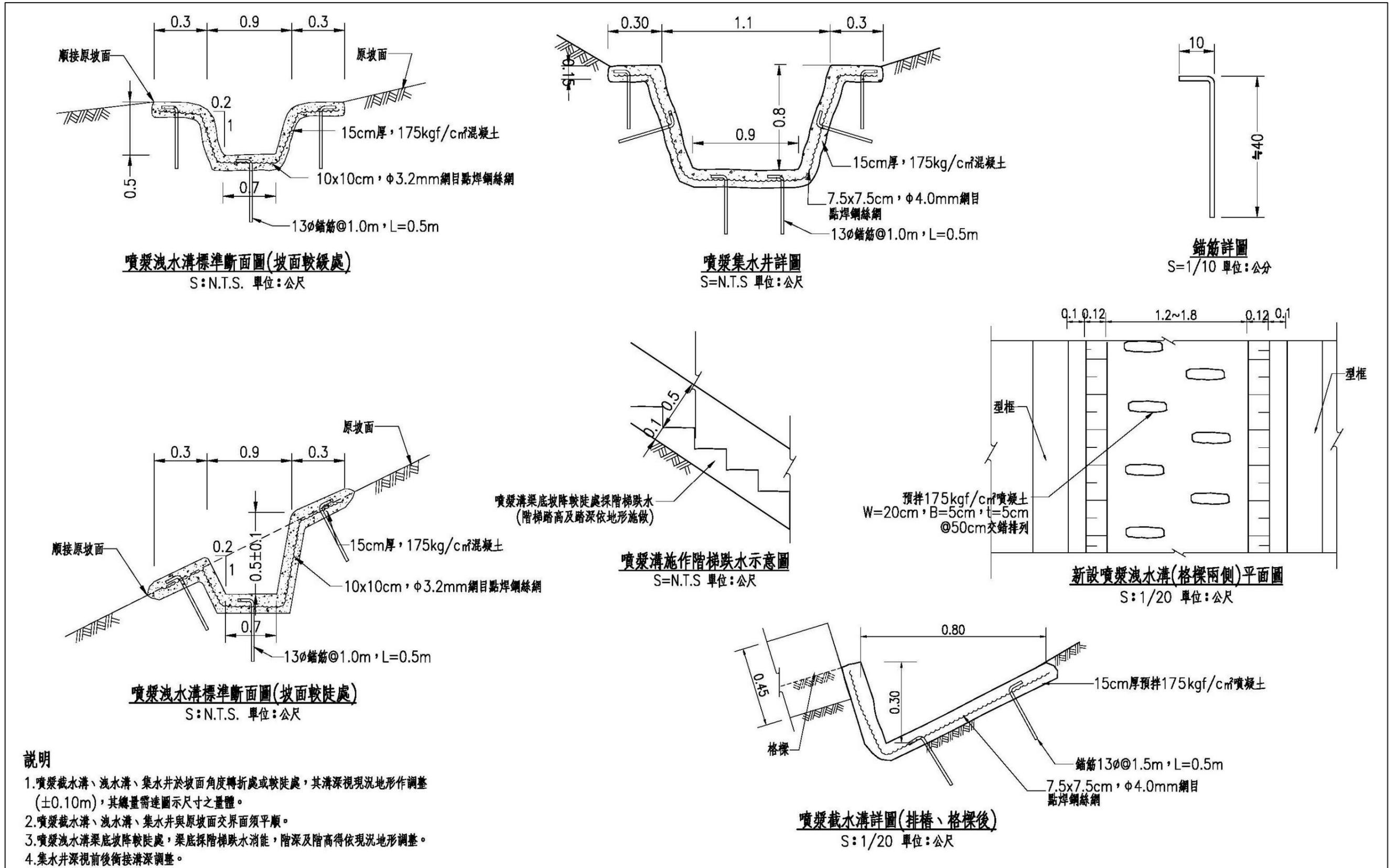
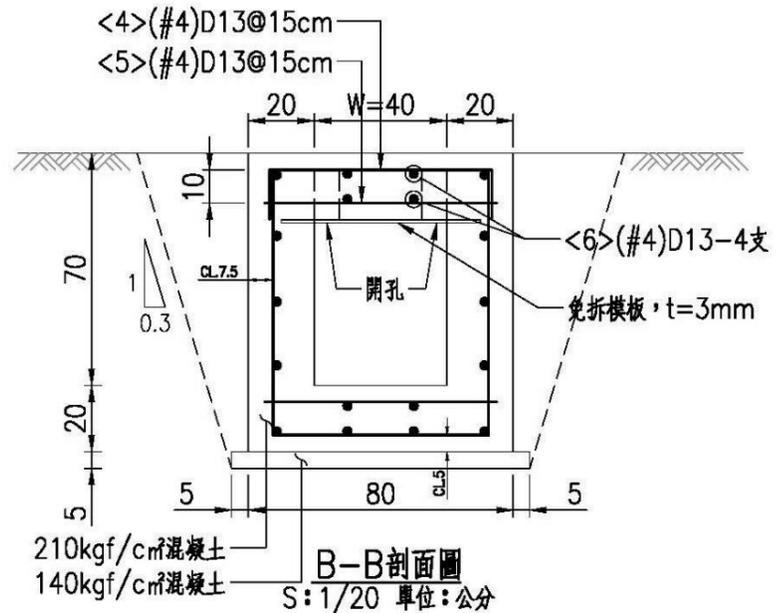
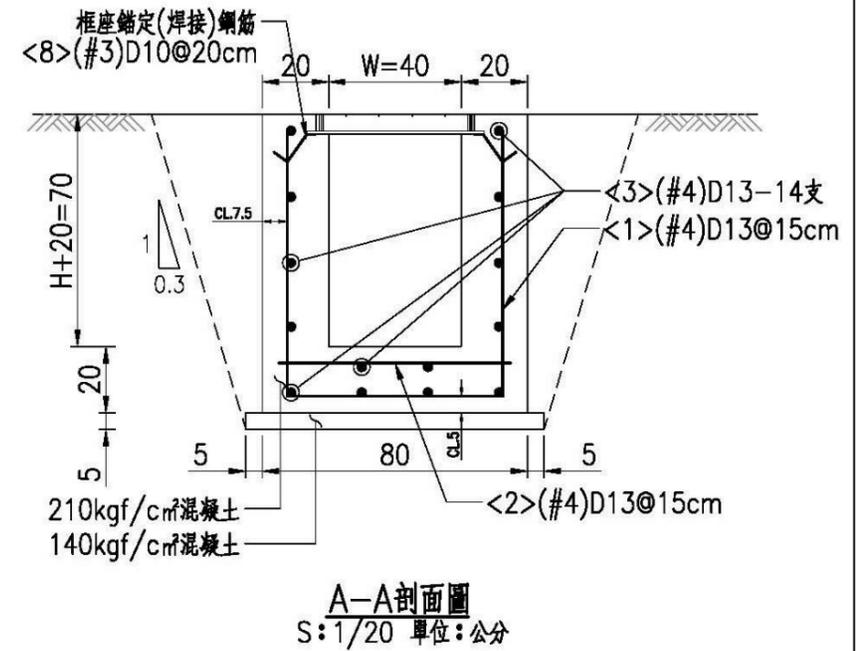
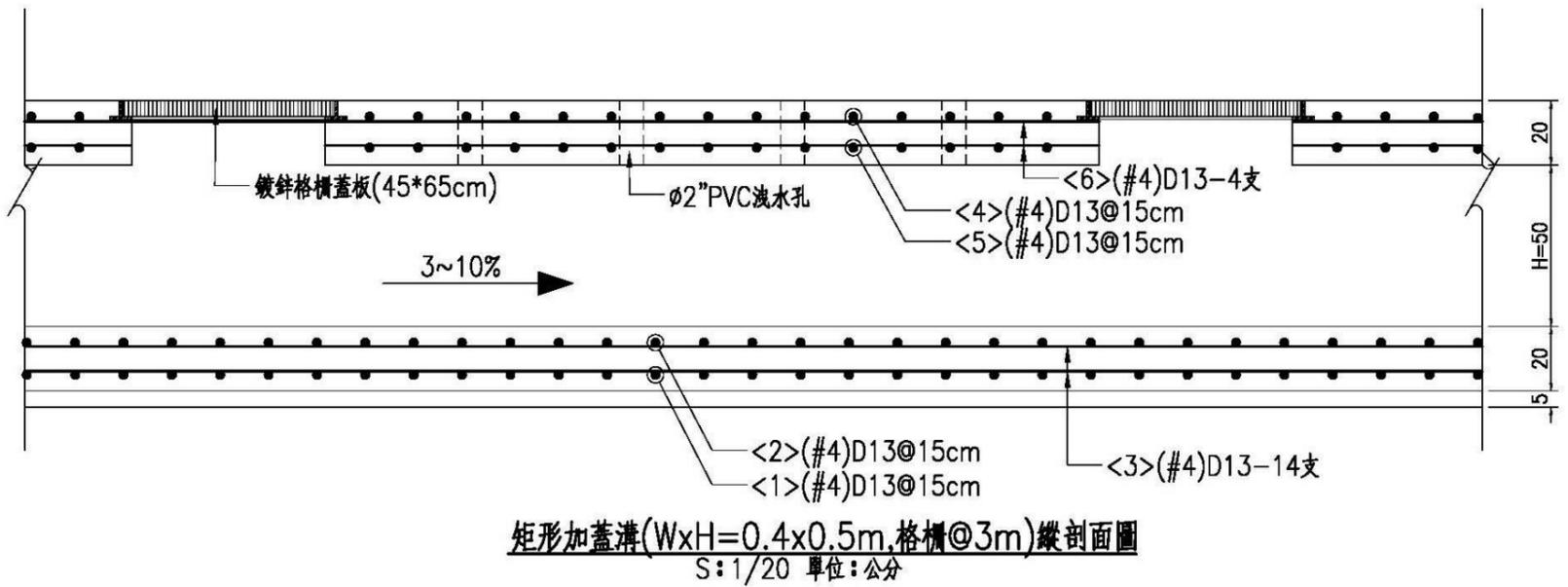
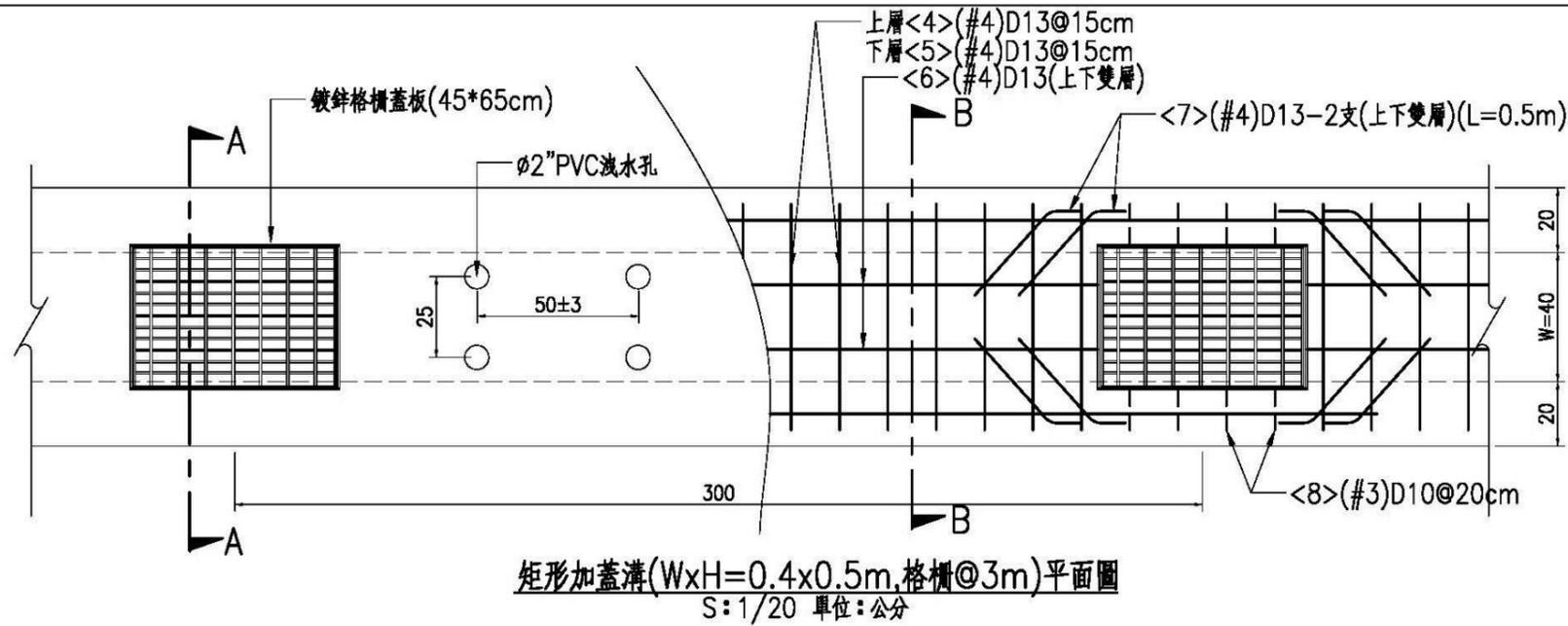


圖 4-1 噴漿洩水溝、截水溝、集水井詳圖



加蓋排水溝及框座補強(座)結構鋼筋表:

編號	鋼筋號數	長度 (m)	數量 (支)	單位重 (kg/m)	鋼筋示意圖	編號	鋼筋號數	長度 (m)	數量 (支)	單位重 (kg/m)	鋼筋示意圖
<1>	(#4)D13	2.25	@15cm	0.994		<5>	(#4)D13	0.7	@15cm	0.994	
<2>	(#4)D13	0.7	@15cm	0.994		<6>	(#4)D13	-	2x2	0.994	
<3>	(#4)D13	-	14	0.994		<7>	(#4)D13	0.5	2x4x2	0.994	
<4>	(#4)D13	0.95	@15cm	0.994		<8>	(#3)D10	0.175	4x2	0.56	

說明: 本圖說表列鋼筋長度僅供參考, 承包商可視現況調整, 並經工程司核可後施作。

說明:

1. 路側排水溝之鍍鋅格蓋板間距3m。
2. 洩水孔間距可依現況調整, 唯須經工程司同意。
3. 溝蓋版施作厚度得依現況調整, 惟溝蓋澆注完成頂面高須與路面齊平。
4. 鄰近AC路面復舊須與原路面順平銜接。

圖 4-2 矩形加蓋溝詳圖

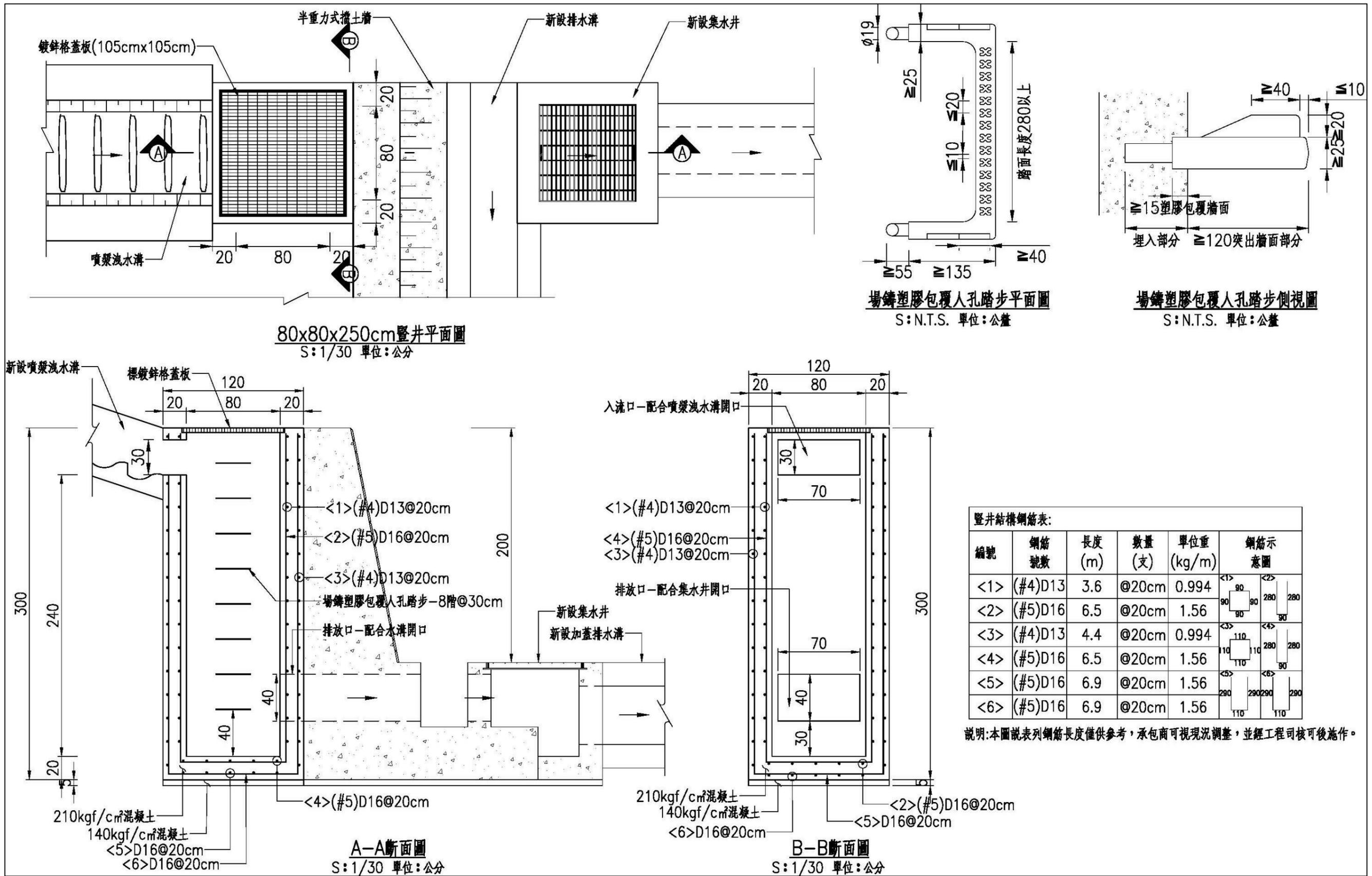


圖 4-3 豎井詳圖

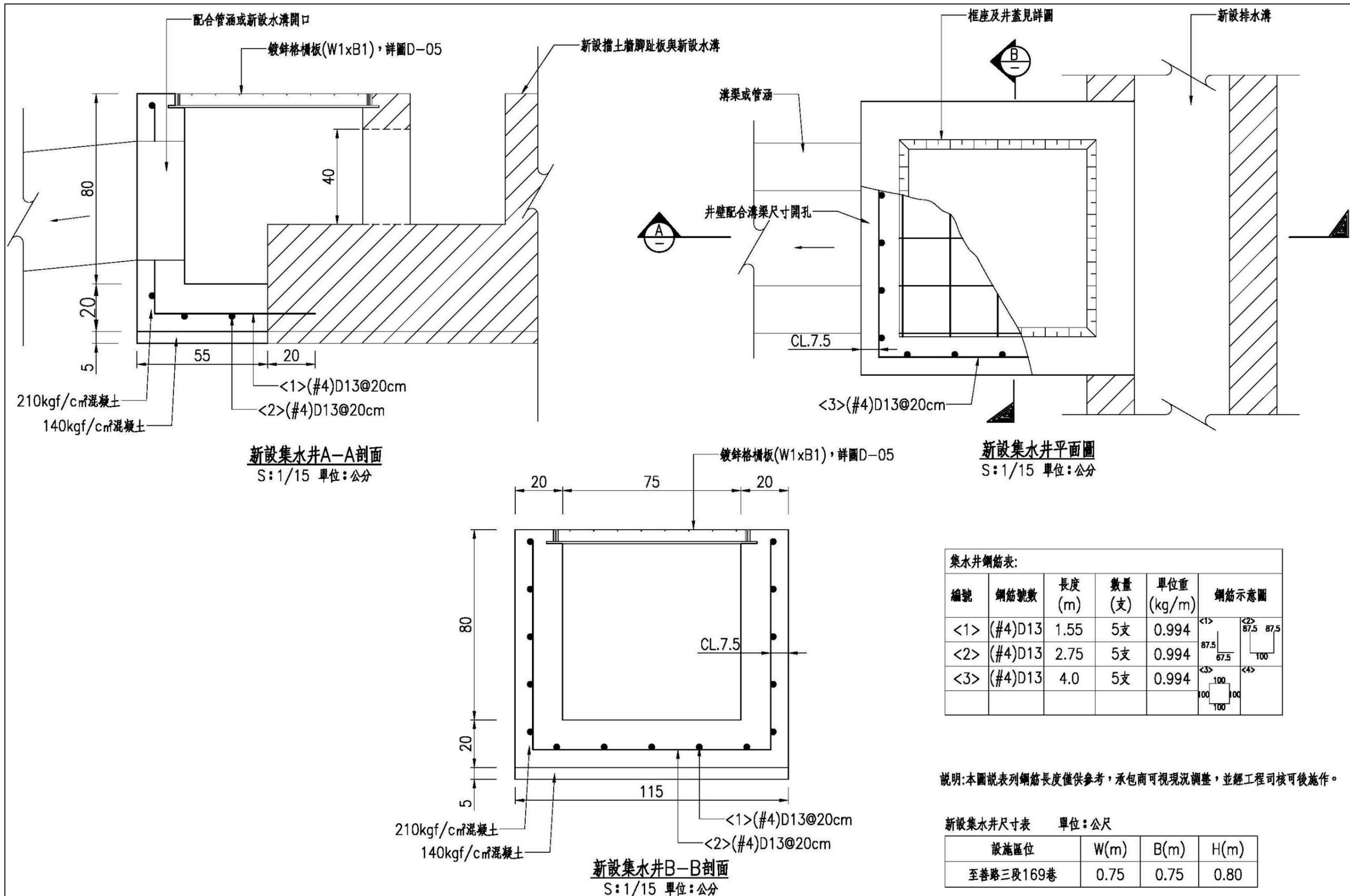


圖 4-4 集水井詳圖

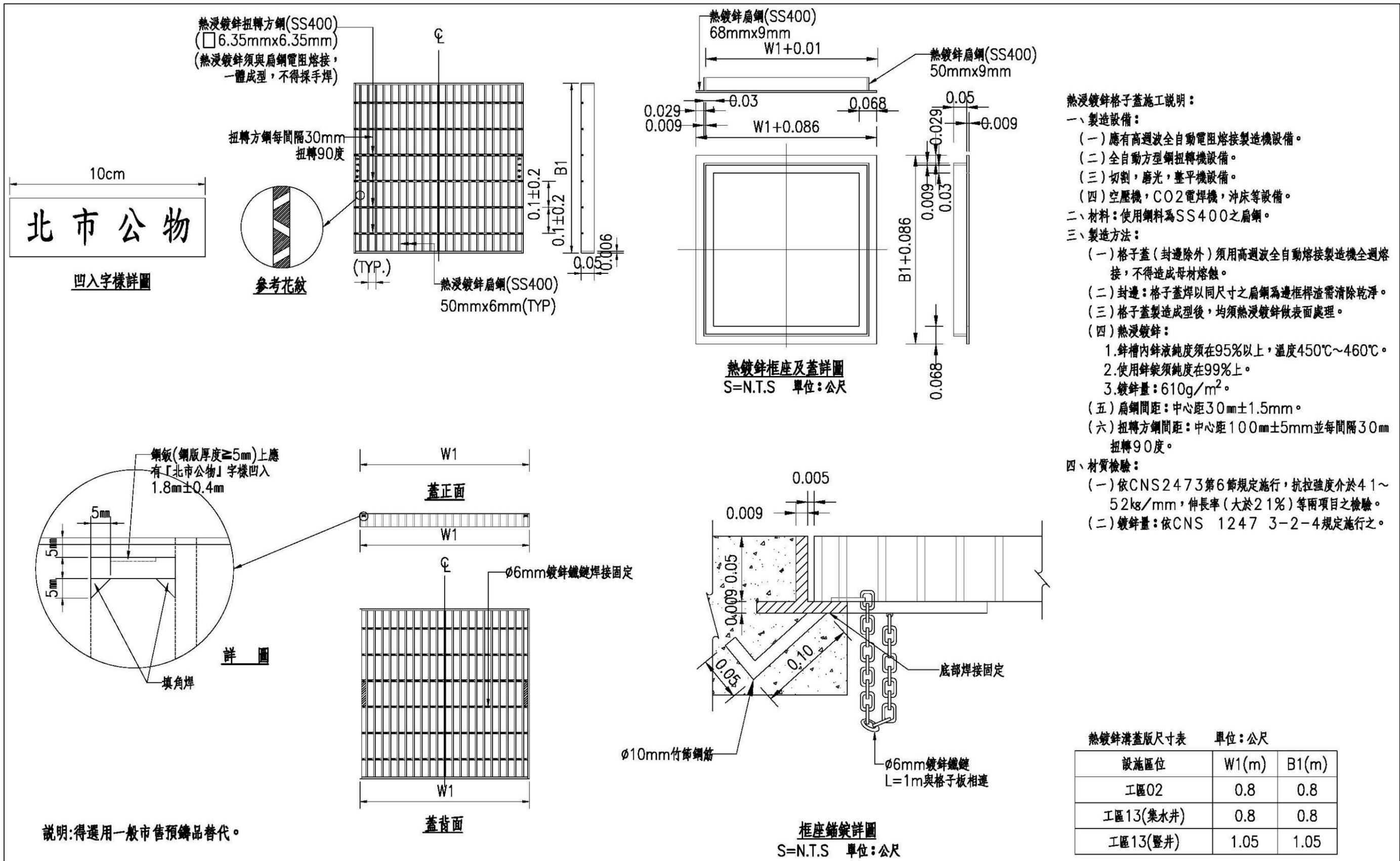
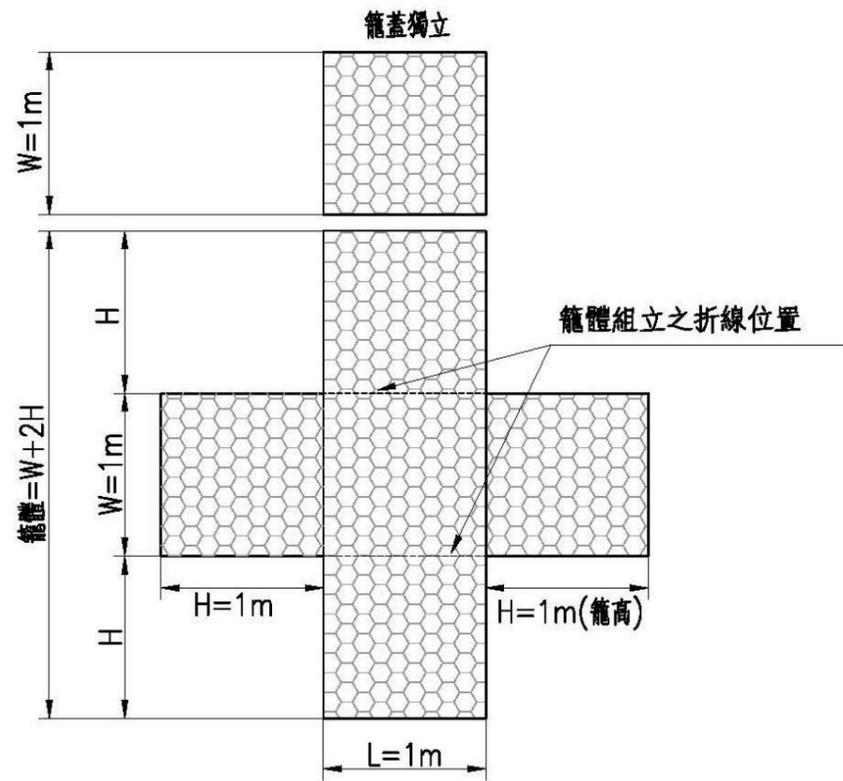
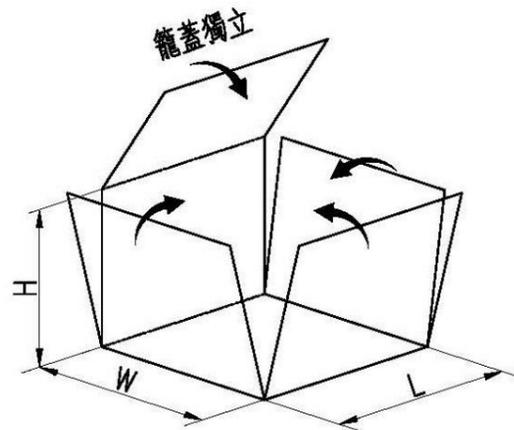


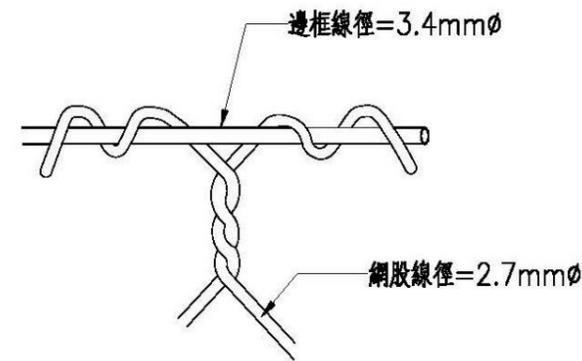
圖 4-5 鍍鋅隔柵蓋詳圖



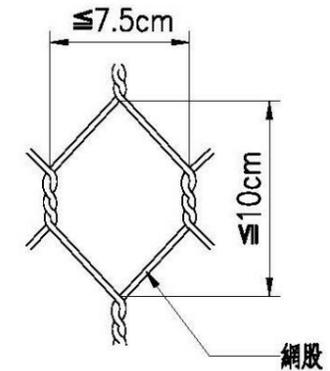
箱型石籠展開示意圖  
N.T.S 單位:m



單一石籠組立示意圖  
N.T.S 單位:m



線徑詳圖  
N.T.S



網目詳圖  
N.T.S

高鍍鋅箱型石籠(外覆PVC)規範

- 一、高鍍鋅箱型石籠係以熱浸鍍鋅鐵線，雙股扭繞三圈，形成六角形狀(龜甲型)網目之籠體，網目7.5cmX10cm，邊框線及網線線徑參詳圖，同材質組合線徑2.2mm，兩端網及間隔網以同材質2.2mm螺旋組合線固定於籠底。
- 二、單一空籠及同層籠體組立，以同材質2.2mm組合線雙股長度10公分以上，由頂部角隅往下每20公分將相鄰所有邊框線予以繫緊。所有外露籠面及封蓋之處需以單條2.2mm組合線，由一隅固定後每10公分單圈、雙圈將相鄰所有邊框線予以繫緊直至另一端收尾固定。
- 三、為確保石籠品質，承包商應提供以下資料，送請監造單位與甲方審查。

1. 鍍鋅鐵線須符合《CNS 14302 G3264》SWMGS-5種類之如下規定，供應商須提供

下列項目經國家認證或公立學術機構之檢驗證明：

- a. 鐵線鍍鋅量： $2.2\text{mm}\phi \geq 245\text{gr}/\text{m}^2$   
 $2.7\text{mm}\phi \geq 260\text{gr}/\text{m}^2$   
 $3.4\text{mm}\phi \geq 275\text{gr}/\text{m}^2$

b. 抗拉強度：鐵線拉力強度 $>45\text{kgf}/\text{mm}^2$

c. 線徑許可差依《CNS 14302 G3264》之表5，SWMGS-5種類之規定標準。

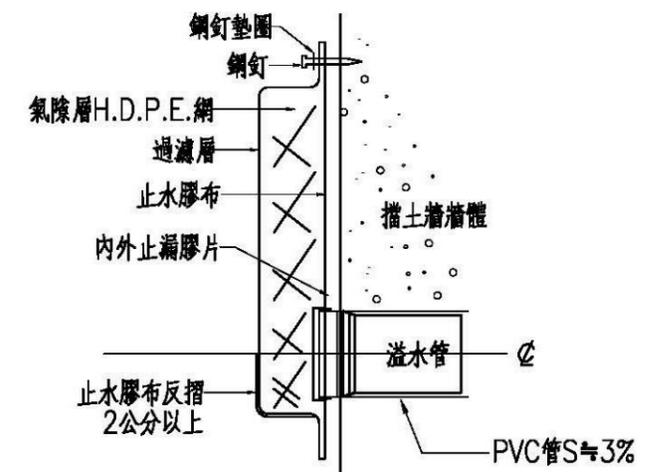
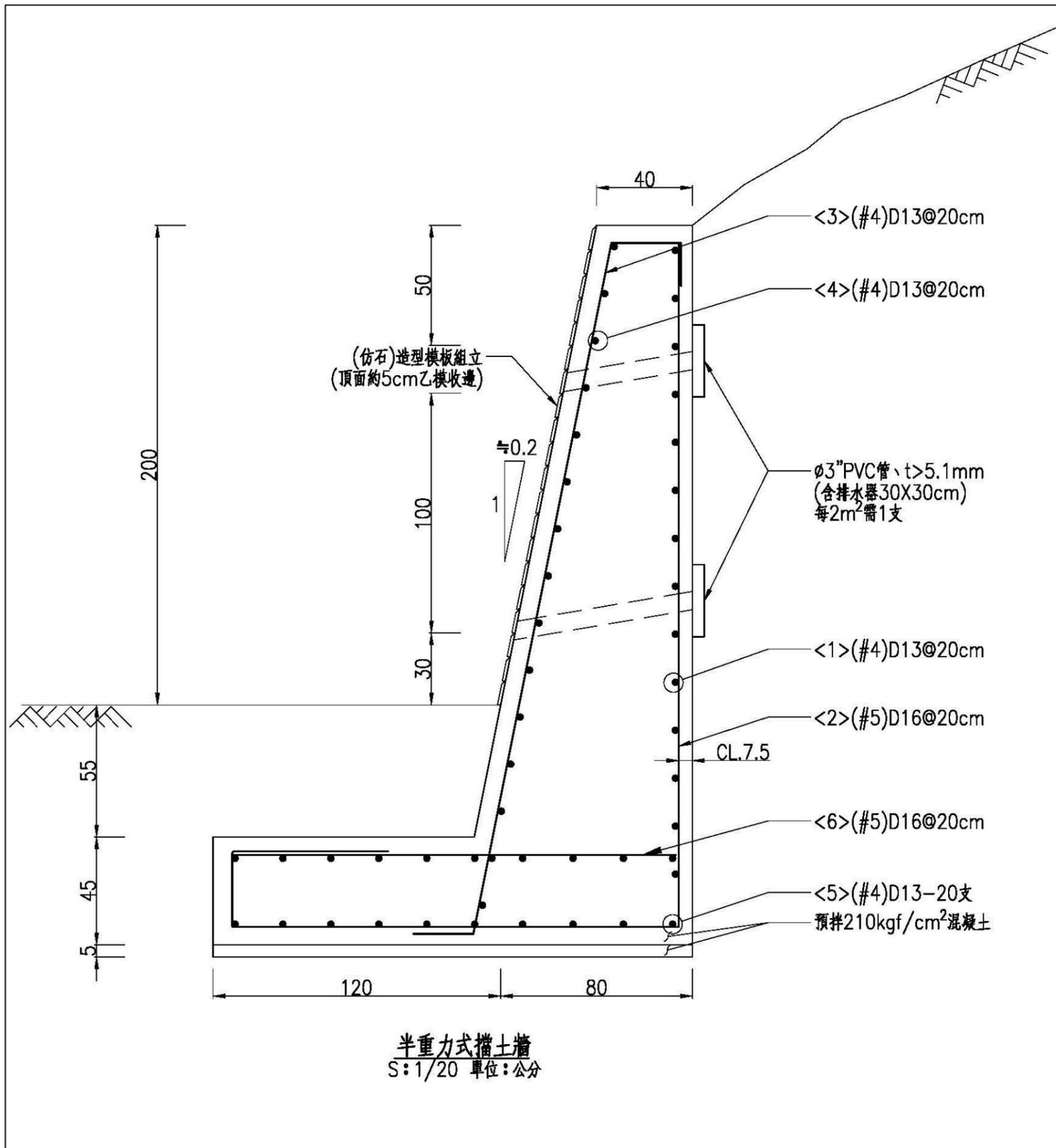
2. 石籠製造廠之經濟部工廠登記證及出廠證明。

註1：承包商需於材料施工前檢附樣品及試驗報告供業主、監造單位審核。

註2：材料抽樣後需送國立學術單位或TAF認證實驗室檢驗。

註3：籠身裝填之卵塊石尺寸須介於20~35cm

圖 4-6 石籠詳圖



**T型排水器裝設示意圖**  
S: 1/20 單位: 公分

**T型排水器說明:**  
 1. T型排水器尺度為WxL=30cmx30cm。  
 2. 施工前承包商應提送樣品及出廠證明，  
 經工程司核可後始得施作。

**說明**

1. 混凝土用粗骨材最大粒徑不得大於3cm。
2. 擋土牆高度於施作時如有安全疑慮時，得依現地實際狀況，經工程司同意後調整施作。

擋土牆鋼筋表:

編號	鋼筋號數	長度 (m)	數量 (支)	單位重 (kg/m)	鋼筋示意圖
<1>	(#4)D13	-	@20cm	0.994	
<2>	(#5)D16	5.65	@20cm	1.56	
<3>	(#4)D13	3.62	@20cm	0.994	
<4>	(#4)D13	-	@20cm	0.994	
<5>	(#4)D13	-	20	0.994	
<6>	(#5)D16	1.85	@20cm	1.56	

說明: 本圖說表列鋼筋長度僅供參考，承包商可視現況調整，並經工程司核可後施作。

圖 4-7 半重力式擋土牆詳圖

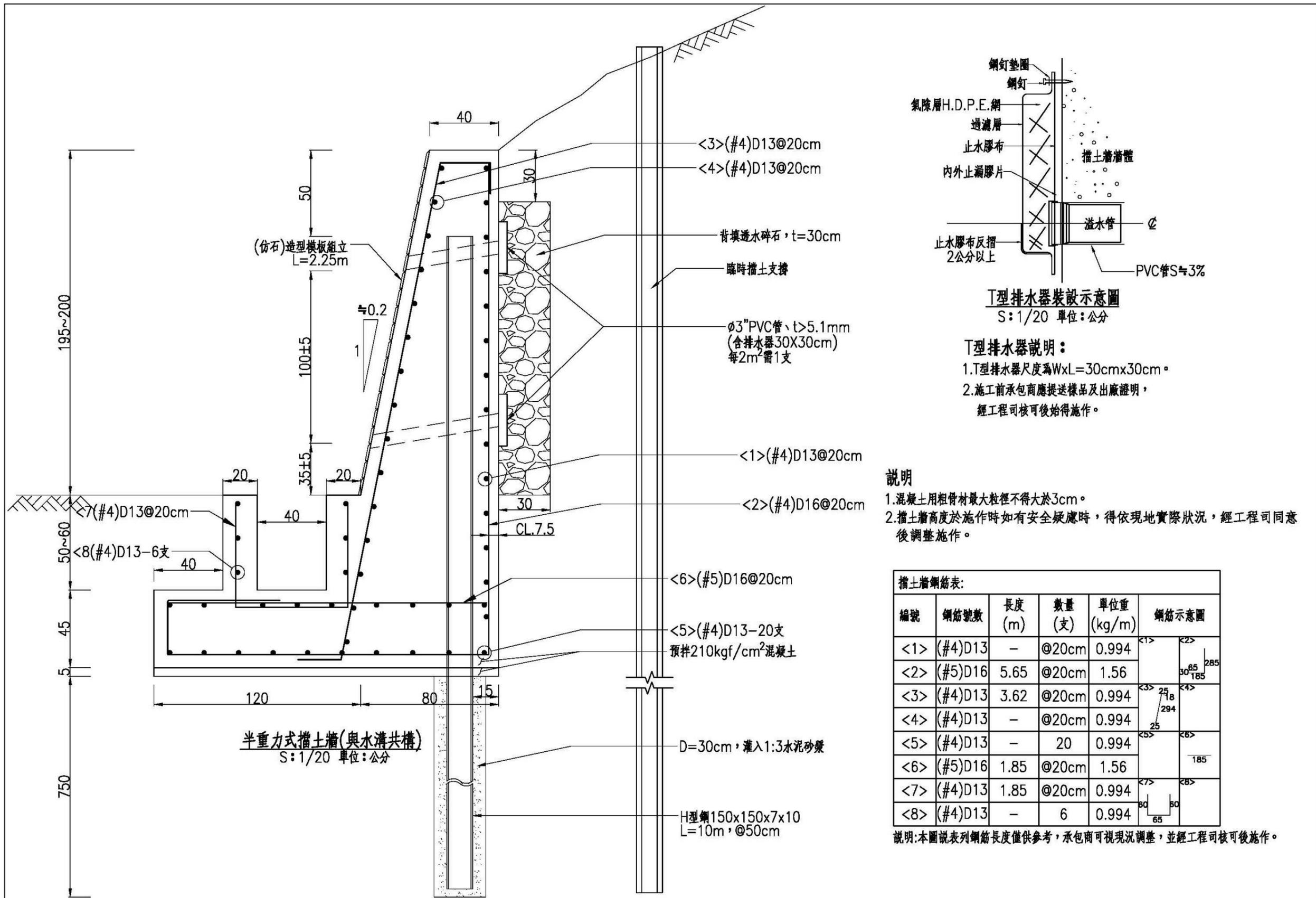
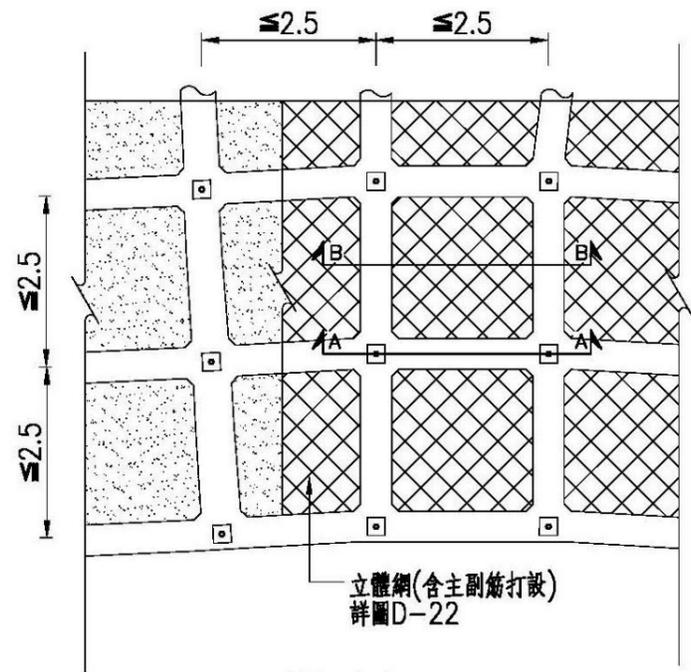
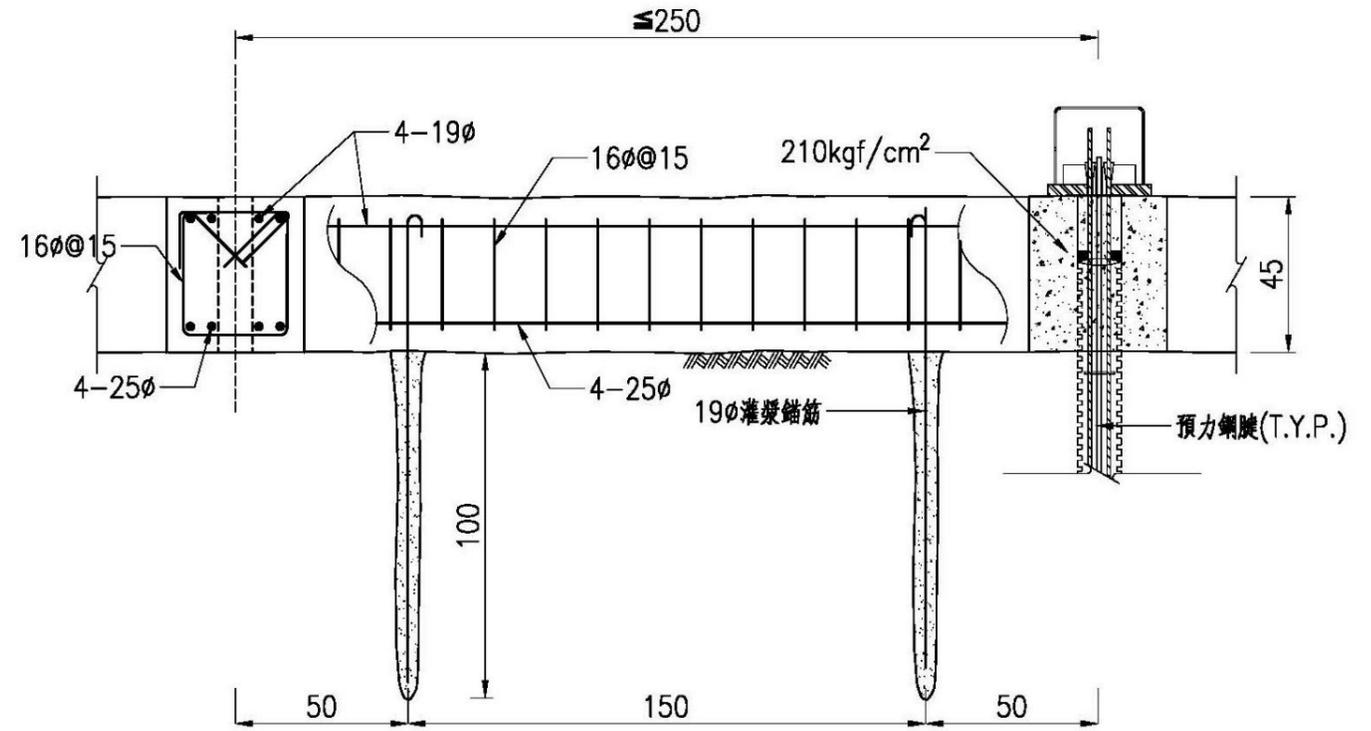


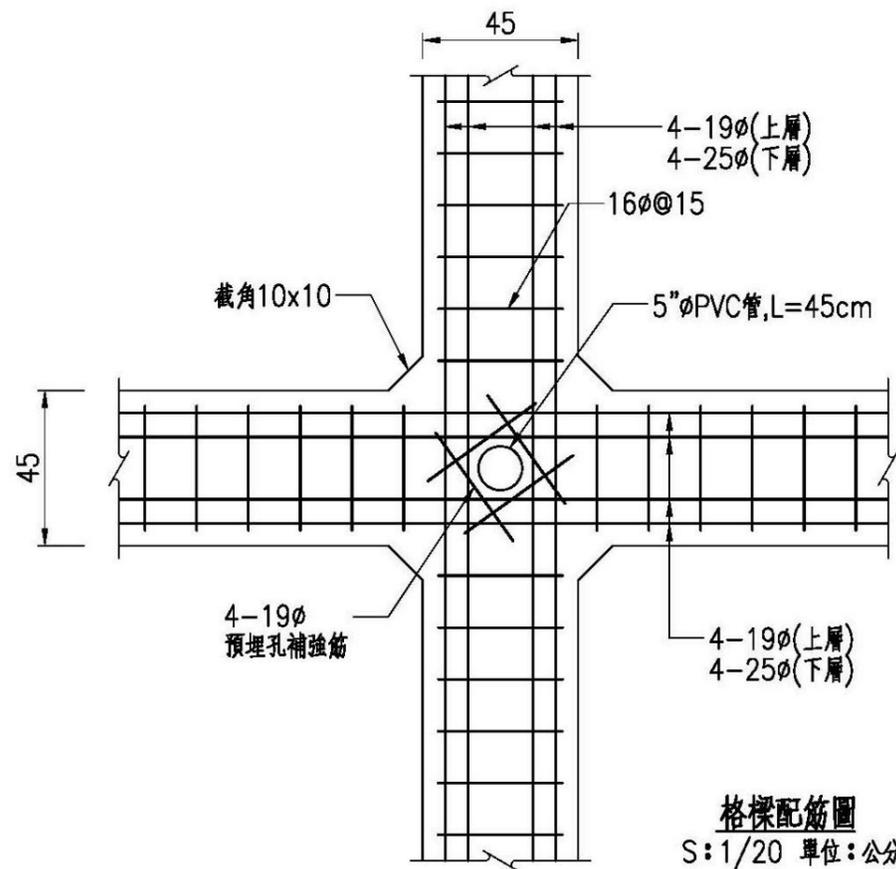
圖 4-8 半重力式擋土牆(與水溝共構)詳圖



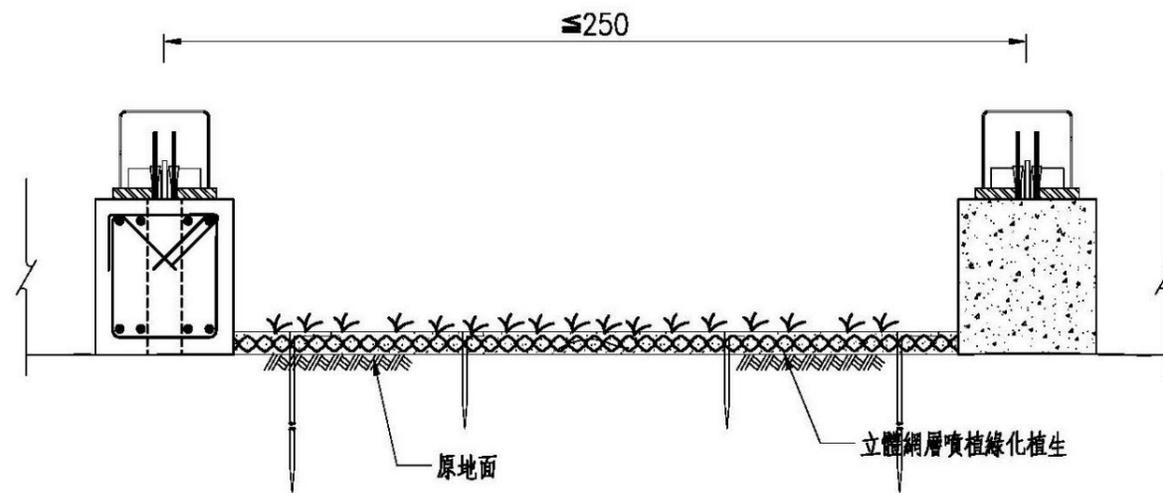
格標護坡立面圖  
S: 1/100 單位: 公尺



A-A剖面圖  
S: 1/20 單位: 公分



格標配筋圖  
S: 1/20 單位: 公分

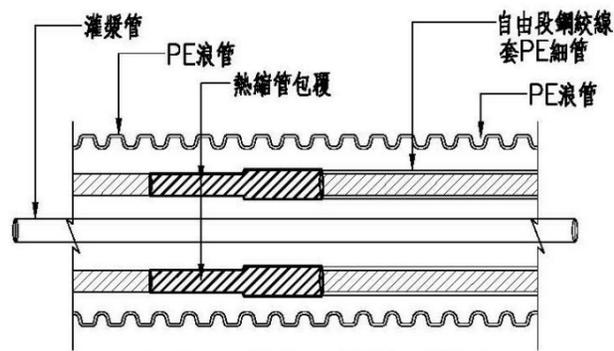


B-B剖面圖  
S: 1/20 單位: 公分

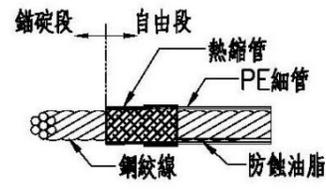
說明

1. 格標間距得依現地實際狀況，經工程司同意後調整施作。

圖 4-9 混凝土格標護坡詳圖



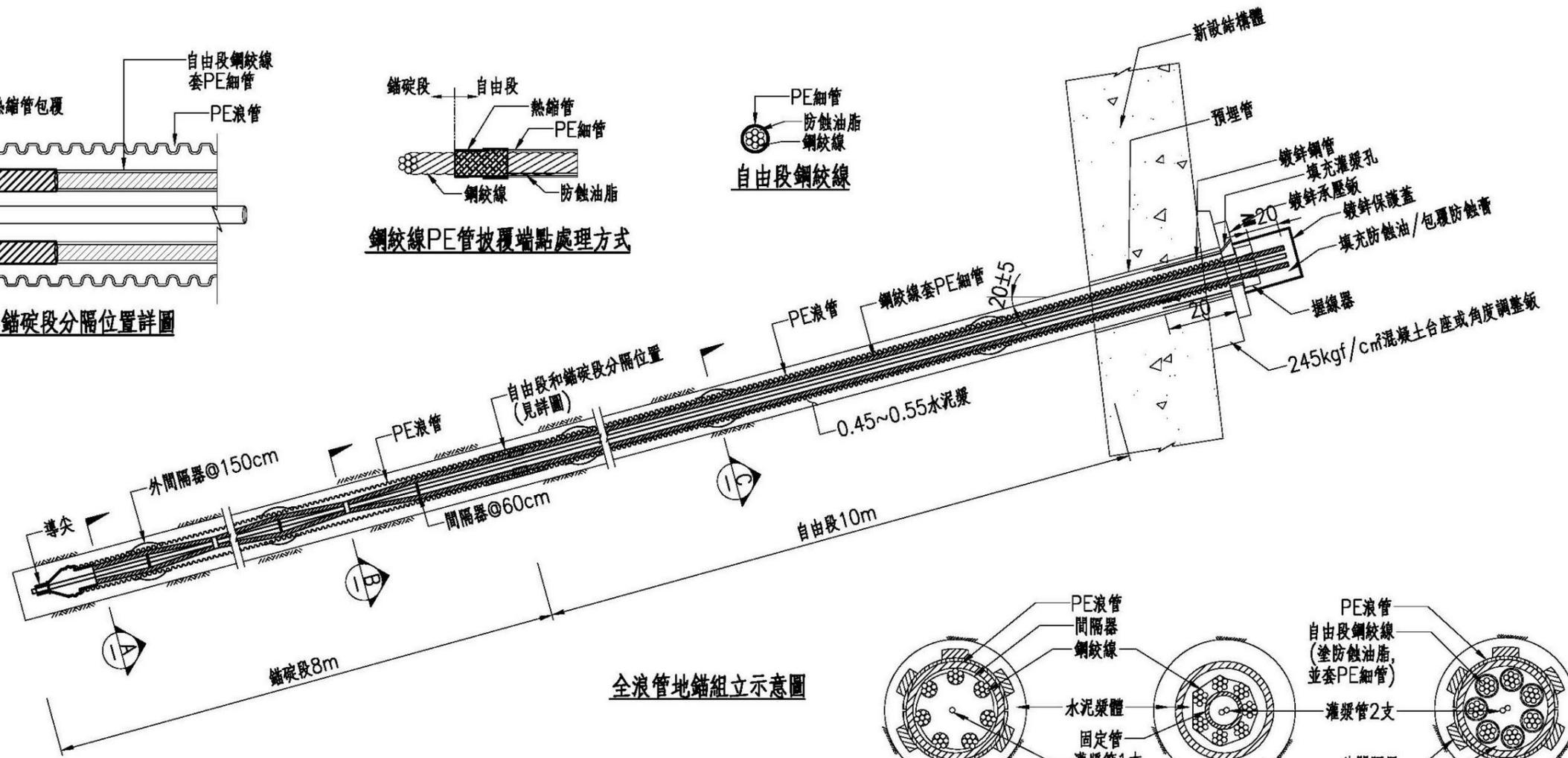
自由段和錨碇段分隔位置詳圖



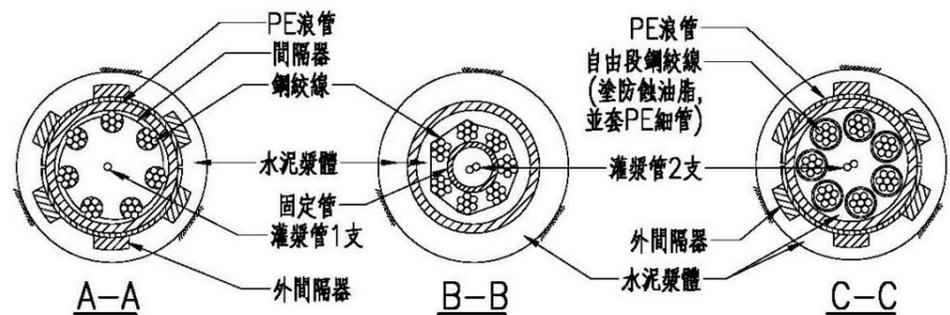
鋼絞線PE管披覆端點處理方式



自由段鋼絞線



全浪管地錨組立示意圖



剖面圖

表一 設計荷重鋼腱數一覽表

設計荷重	鋼腱數
30t	7條

註：鋼腱之鋼絞線採7股絞線12.7mm，拉斷負荷18,700kgf。

表二 HDPE浪型管材料規格

材料性質	試驗方法	單位	容許標準
密度	CNS 2458	g/cm <sup>3</sup>	≧ 0.941
抗拉降伏強度	CNS 2458	kgf/cm <sup>2</sup>	≧ 200
伸長率	CNS 2458	%	≧ 350

註：上述材料進場時須附製造廠商之出廠證明，並保證其品質符合規範要求，必要時得依工程司之指示，於現場取樣或至製造廠採取材料樣品進行試驗。

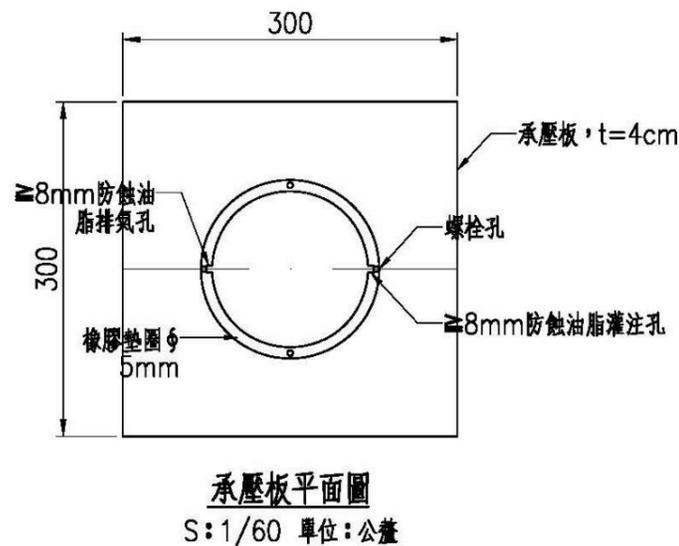
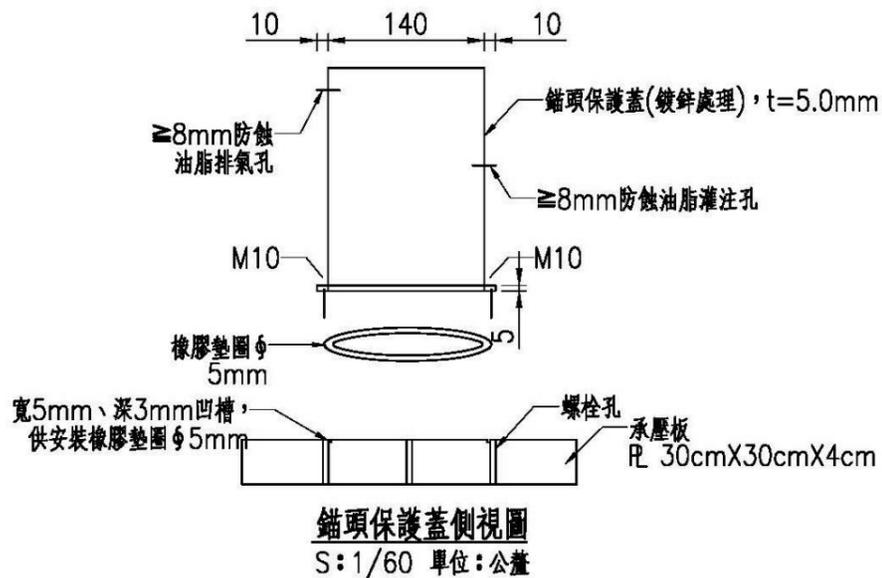
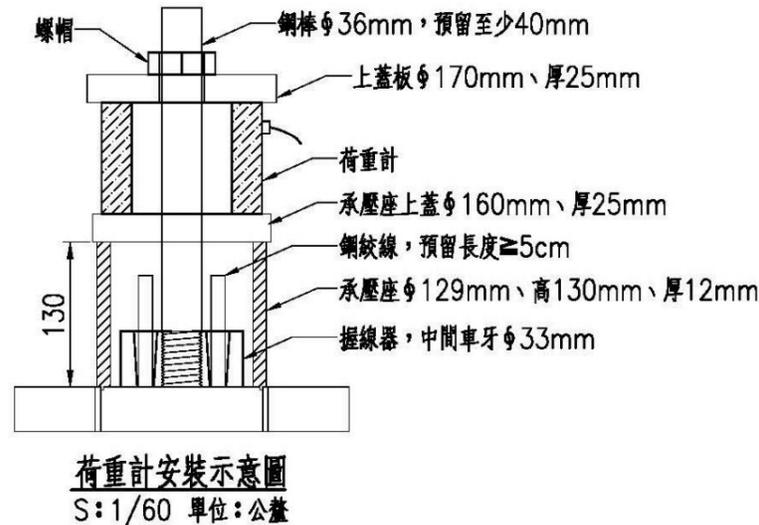
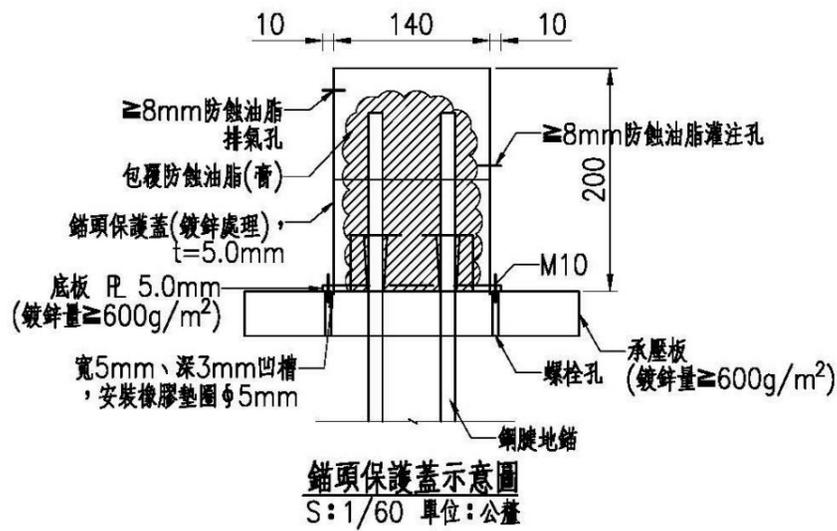
表三 防蝕油脂材料規格

項目	容許之規定
硫離子、硫酸鹽和硫化物含量	≦ 50 ppm
吸水率(浸泡於0.1N之氯化鉀溶液中30天)	≦ 2%
皂化值	≦ 5mg KOH/g
鹽水噴霧試驗(濃度5%氯化鈉溶液在溫度30℃以下噴168小時)	無腐蝕現象
滴點	≦ 60℃
溫度40℃時之析出量	≦ 5%

表四 防蝕油脂材料規格

項目	試驗方式	容許之規定
針入度	ASTM-D217	175-340單位(1單位=0.1mm)
滴點	ASTM-D566	> 60℃
氧化穩定性	ASTM-D942	100小時 ≦ 70KPa
鹽水噴霧試驗(1mm厚500小時)	ASTM-B117	無腐蝕現象
閃點	ASTM-D93	> 150℃
含水量	ASTM-D95 或 ASTM-D1774	≦ 0.1%

圖 4-10 預力鋼腱地錨詳圖



附註:

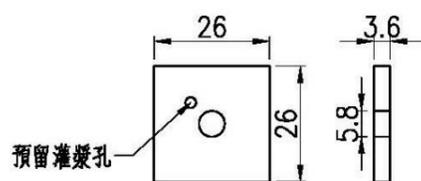
1. 地錨型式需採用永久性預力地錨，且具備高防鏽蝕與可調整預力型式，且不可以RC封閉錨頭以方便日後維護時重新調整預力與錨破。本工程允許承包商提出同等品(即本圖型式)，或依政府採購法第26條及政府採購法施行細則第25條規定辦法。
2. 預力鋼繩地錨詳圖為僅供參考，承壓板、方向調整板，錨座及其附件由承包商根據功能需求自行設計，承包商提出後，經工程司核准後按圖施作。
3. 角度座施作尺寸應視現地地形，作必要調整，以確保承壓板與地錨鑽孔及鋼繩呈垂直。
4. 地錨自由段務必灌滿水泥漿，錨頭保護蓋施作前應先查驗自由段灌漿情形，並經工程司確認自由段灌漿後方可施作錨頭保護蓋。
5. 地錨浪形護管及PE細管不得開孔或續接，導尖採密閉式不得開孔，浪形護管與導尖接合處應採用熱縮管包覆防止滲漏。
6. 填充灌漿孔為施預力完成後，須將止水封外圍與自由段外側未灌滿漿部份填充，以免承壓板下方滲水。
7. 於錨頭保護蓋中先填充防腐蝕油脂(膏)，俟錨頭保護蓋確實鎖定後始自防腐蝕油脂灌注孔打入防腐蝕油脂，防腐蝕油脂填充之排氣口應置於蓋板上頂部附近，灌入口由下方灌入，灌注至防腐蝕油脂自排氣口溢出為止。
8. 錨頭防腐蝕油脂之材質標準詳表三之規定，防腐蝕油脂之材質標準詳表四之規定，竣工後應正式通知相關管理單位於營運階段須定期維修更換。
9. 防腐蝕油脂灌注孔與排氣孔於注滿防腐蝕油脂後，應以螺栓密封。
10. 本圖所示尺寸規格及安裝方式得視現場情形調整，經工程司同意後施作。
11. 本工程預力地錨長度為L(錨破段 $L_0$ )，因不同錨破地層會有不同錨破長度臨界值，將以確認性試驗結果，適當調整岩錨長度，不另計價。
12. 地錨在高度破碎或軟弱地層中傳統岩錨無法達到設計拉力時得採用擴座式地錨，其型式及尺寸由承包商自行設計。
13. 裝設荷重計之錨頭保護蓋應視其需求加大尺寸。
14. 地錨荷重計保固2年內損壞或故障，承包商須無條件更換新品，不另計價。
15. 永久性地錨須採雙重防蝕保護，詳見施工規範第02492章。
16. 需先裝設握線器後，方可安裝荷重計。

地錨荷重計性能規格

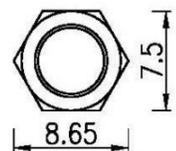
額定輸出	2mV/V±1%
非線性	1% R.O.
反覆性	0.3% R.O.
靈敏度	0.05% R.O.
推薦電壓	2~10V
輸入端阻抗	350±3.5Ω
輸出端阻抗	350±5Ω
容許溫度範圍	-20~100℃
容許超載	150% R.O.

地錨適用性試驗說明：  
本工項預力地錨設計強度30T(Tw)。

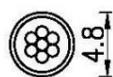
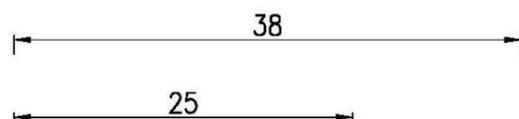
圖 4-11 錨頭與荷重計詳圖



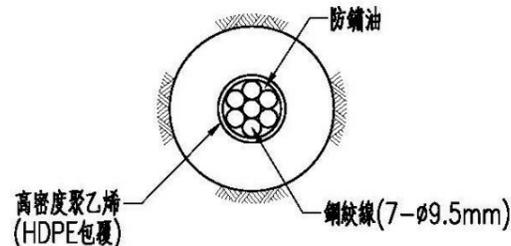
承壓板(SS400)  
S:1/15 單位:公分



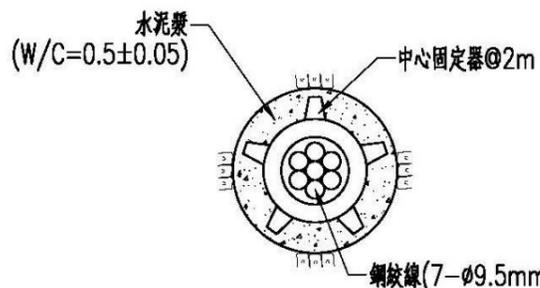
螺帽(S45C)  
S:1/5 單位:公分



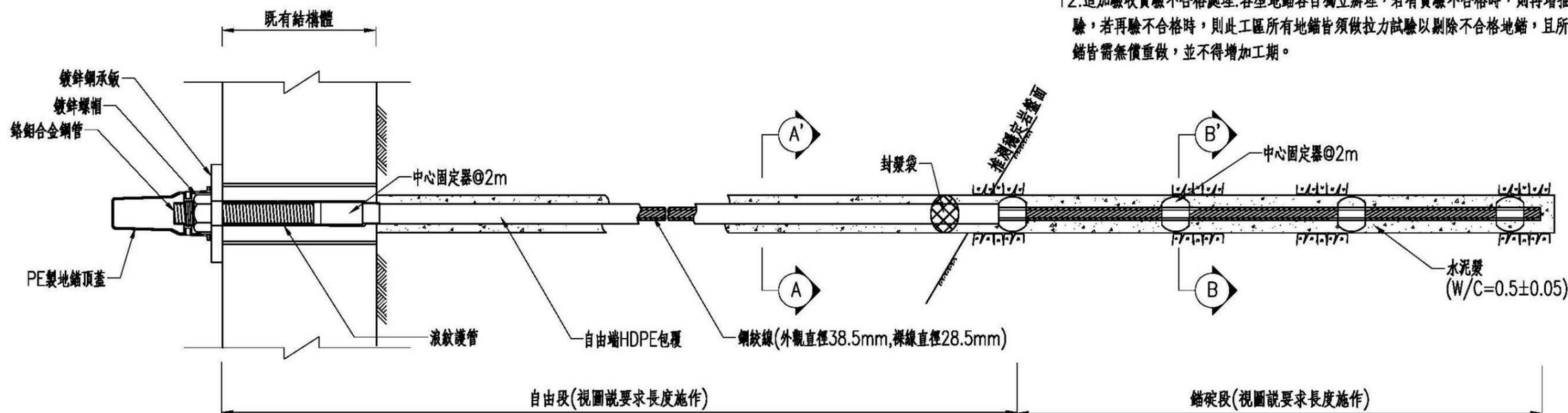
鉻鉬合金鋼管(SCM400)  
S:1/5 單位:公分



A-A'(自由段)  
S:N.T.S.



B-B'(錨碇段)  
S:N.T.S.

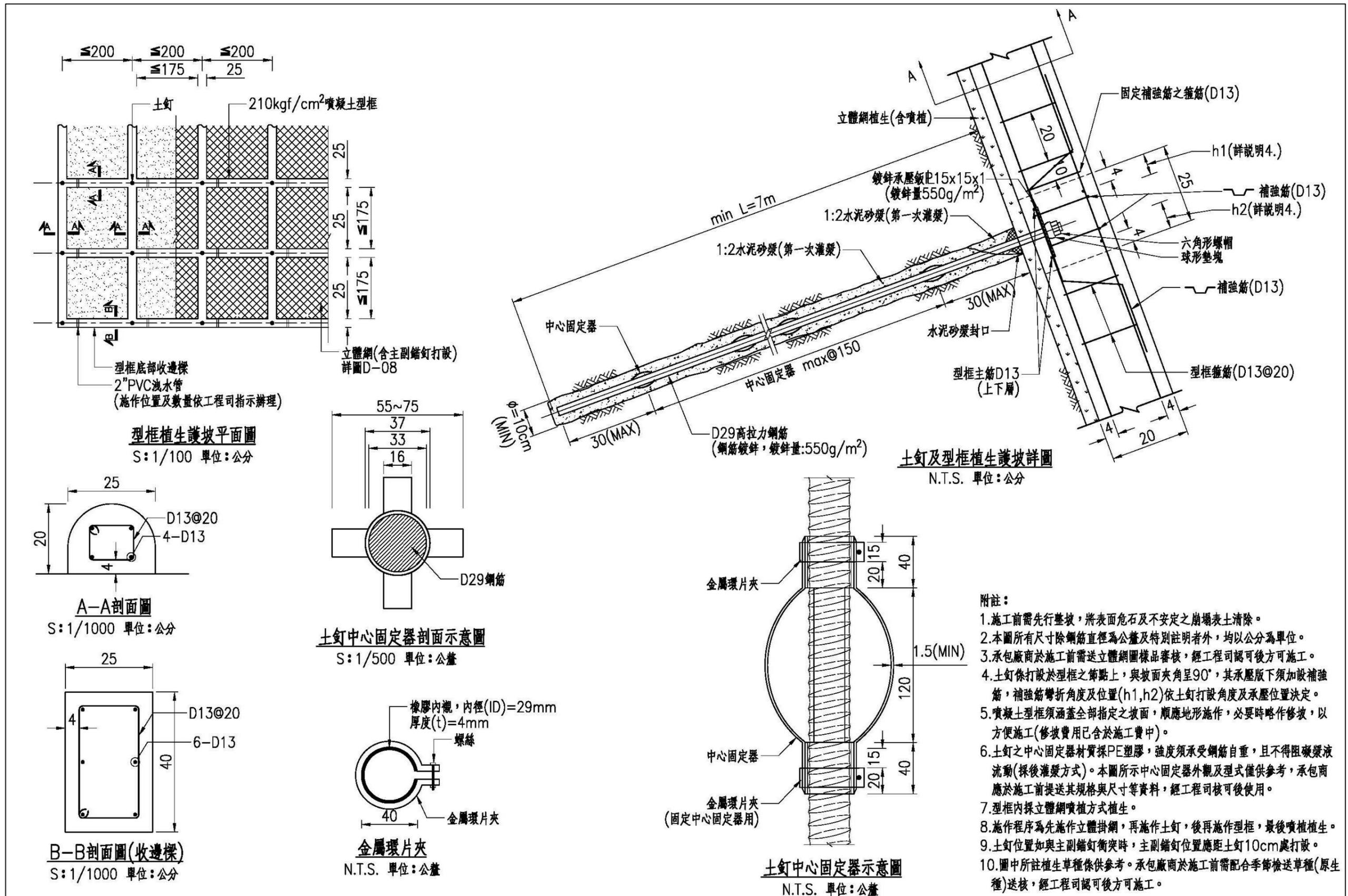


預力地錨30T詳圖  
S:N.T.S.

◎預力地錨施工說明重點彙整:

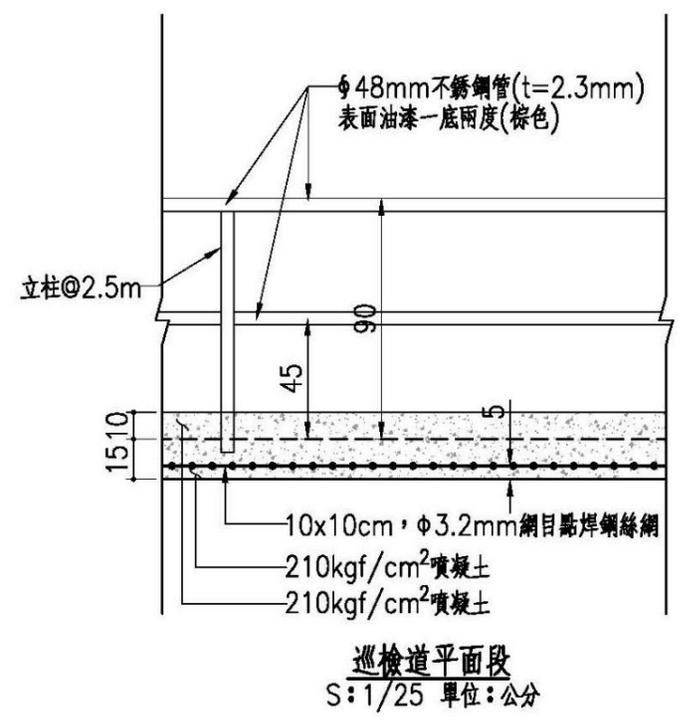
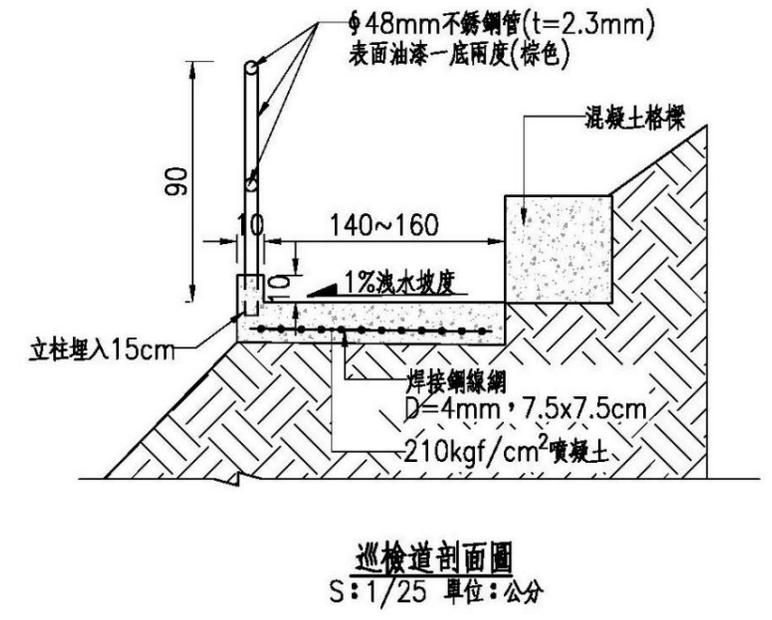
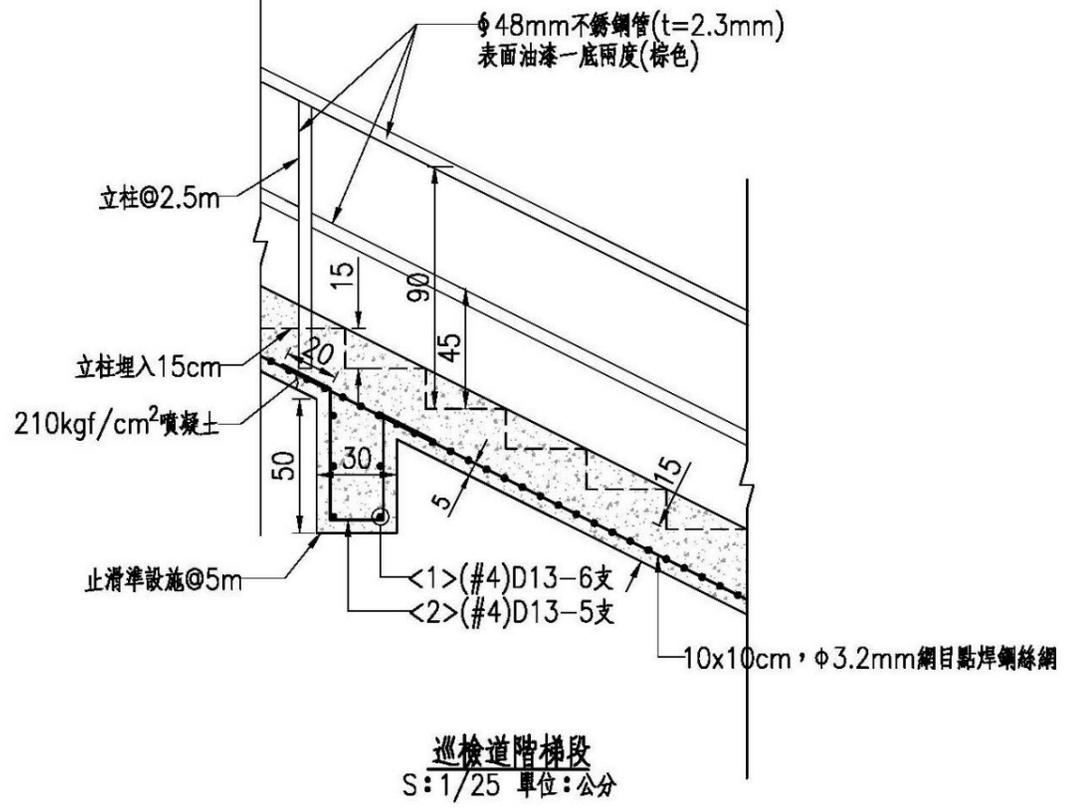
- 1.本工項預力地錨設計強度30T( $T_w$ ),設計拉力試驗荷重為40T(即 $1.5T_w$ 或 $1.2*(T_w+T_f)$ 值),鋼索降伏強度之80%需大於45T(鋼索破斷強度約為70T),故稱30T預定地錨。
- 2.地錨設計拉力試驗荷重為45T(即 $1.5T_w$ 或 $1.2*(T_w+T_f)$ 值),每一支地錨皆須施加45T拉力檢驗(即例行驗收實驗),檢驗合格後預力減至30T後再錨碇(錨碇預力)。
- 3.地錨型式(本圖圖示)需採用永久性預力地錨,且具備高防銹蝕與可調整預力型式,且不可以RC封閉錨頭防銹,以方便日後維護時重新調整預力與錨碇。本工程允許承包商提出同等品,依『政府採購法』第26條與『政府採購法施行細則』第25條規定辦理。
- 4.地錨鑽孔孔徑內徑9.0cm以上(水平夾角詳圖說要求),施工過程如遇特殊地質或其他影響強度之情況,承商有責任報告工程司處理,並提交建議改善工法審核備,使地錨強度達到設計強度與通過拉力試驗荷重以上。
- 5.各處錨碇基礎需妥善鑿至適用岩層內,並正確填寫工地施工記錄表,按時彙報工程司查核。
- 6.承壓板與錨頭螺帽需熱浸鍍鋅處理,鍍鋅量 $400g/m^2$ 以上。
- 7.本工程預力地錨施工與檢驗悉依施工規範辦理。若有不足則增依中國土木水利工程學會,2001年『地錨設計與施工準則暨解說』辦理。
- 8.本工程預力地錨型式不同於傳統地錨,施工規範中有關鋼錨『滑動損失』之說明不適用。
- 9.施工檢驗說明一:本工程不做『確認試驗』,但要求做廠驗全尺寸但縮短鋼絞線長度之地錨拉斷強度,抽驗數量為地錨總數之2%且至少1支。(各工區同一破斷強度但長度不同之地錨數量,可加總計算抽驗數量。)
- 10.施工檢驗說明二:需依據規範要求施作『適用性實驗』、『例行驗收實驗』與『追加驗收實驗』,抽驗頻率同規範要求,抽驗數量以各型與各種長度地錨分別獨立計算,且以四捨五入計算抽驗支數。
- 11.施工檢驗說明三:工地初期施工僅可訂製少量地錨材料進場,待『適用性實驗』檢驗各工區地錨實作適用性合格後,方可加工製作所有地錨材料與進場施工。
- 12.追加驗收實驗不合格處理:各型地錨各自獨立辦理,若有實驗不合格時,則再增抽2倍支數試驗,若再驗不合格時,則此工區所有地錨皆須做拉力試驗以剔除不合格地錨,且所有不合格地錨皆需無償重做,並不得增加工期。

圖 4-12 預鑄可調式預力地錨詳圖



- 附註:
1. 施工前需先行整坡, 將表面危石及不安定之崩塌表土清除。
  2. 本圖所有尺寸除鋼筋直徑為公釐及特別註明者外, 均以公分為單位。
  3. 承包廠商於施工前需送立體網圖樣品審核, 經工程司認可後方可施工。
  4. 土釘係打設於型框之節點上, 與坡面夾角呈90°, 其承壓版下須加設補強筋, 補強筋彎折角度及位置(h1, h2)依土釘打設角度及承壓位置決定。
  5. 噴凝土型框須涵蓋全部指定之坡面, 順應地形施作, 必要時略作修坡, 以方便施工(修坡費用已含於施工費中)。
  6. 土釘之中心固定器材質採PE塑膠, 強度須承受鋼筋自重, 且不得阻礙漿液流動(採後灌漿方式)。本圖所示中心固定器外觀及型式僅供參考, 承包商應於施工前提送其規格與尺寸等資料, 經工程司核可後使用。
  7. 型框內採立體網噴植方式植生。
  8. 施作程序為先施作立體掛網, 再施作土釘, 後再施作型框, 最後噴植植生。
  9. 土釘位置如與主副錨釘衝突時, 主副錨釘位置應距土釘10cm處打設。
  10. 圖中所註植生草種係供參考。承包廠商於施工前需配合季節檢送草種(原生種)送核, 經工程司認可後方可施工。

圖 4-13 土釘及型框自由樑詳圖



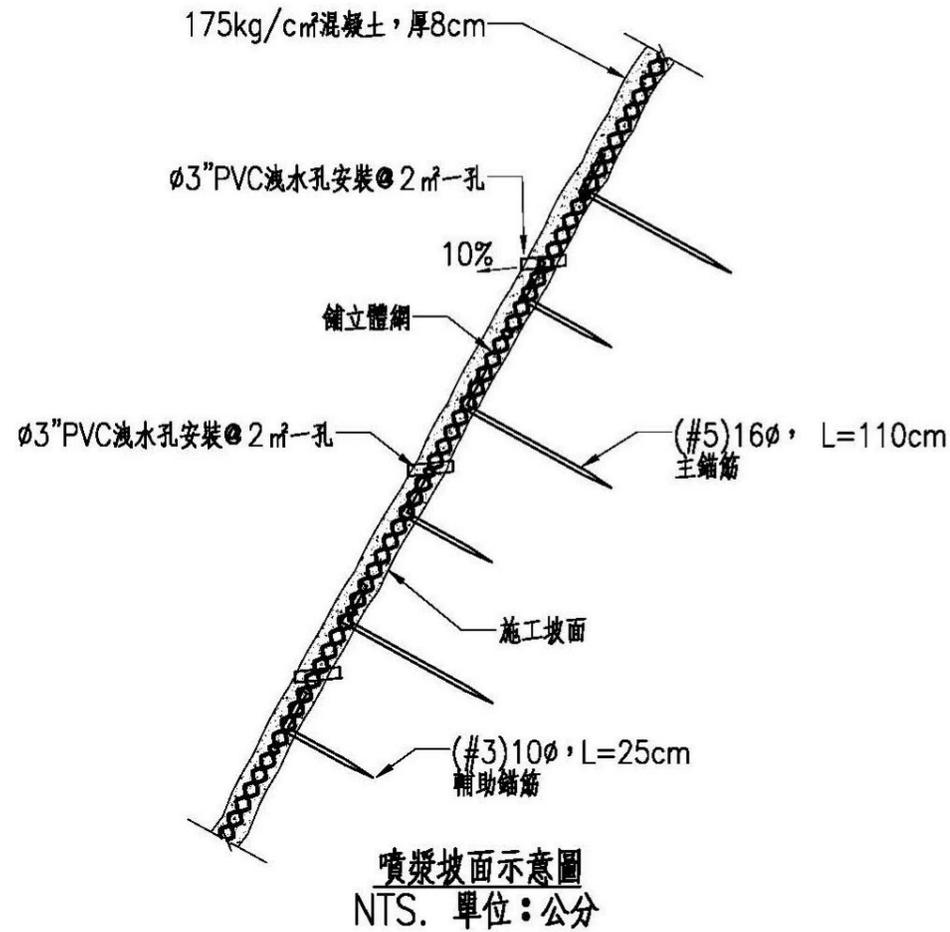
巡檢道鋼筋表:

編號	鋼筋號數	長度 (m)	數量 (支)	單位重 (kg/m)	鋼筋示意圖
<1>	(#4)D13	1.5~1.9	6	0.994	
<2>	(#4)D13	1.48	5	0.994	

說明:本圖說表列鋼筋長度僅供參考,承包商可視現況調整,並經工程司核可後施作。

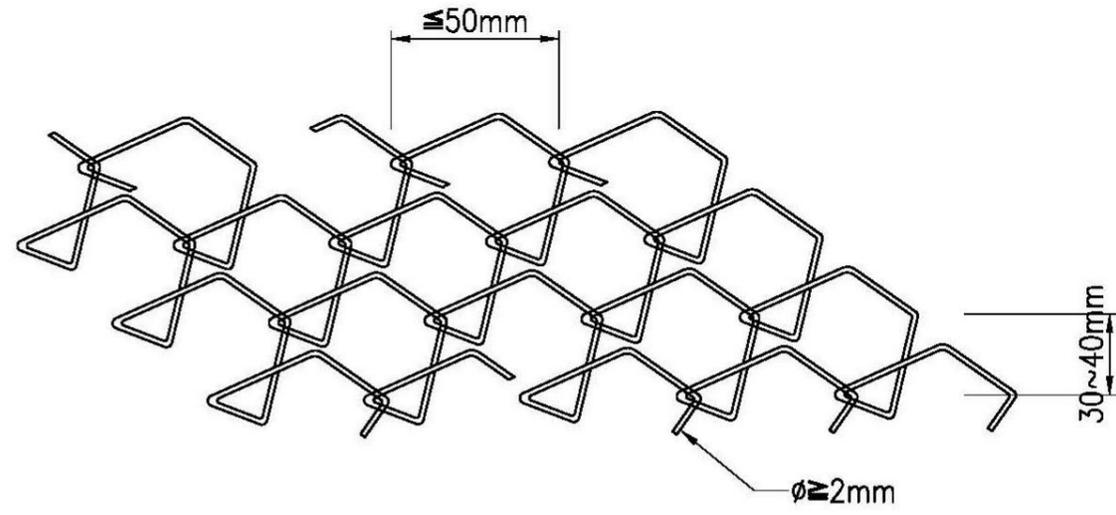
- 巡檢道施工說明:**
- 1.階梯以踏深30~35cm、踏高得配合現地地形並經工程司同意後調整。
  - 2.施作時盡量順應坡面地形施作,多餘土石就近攤平回填。
- 不鏽鋼欄杆施工說明:**
- 1.五金固定件皆為不銹鋼材質。
  - 2.不銹鋼板邊緣處須圓滑處理,避免銳角割傷使用人
  - 3.工程司得視基地現場狀況,調整尺寸及結構以符合現況要求,承包商需配合辦理。
  - 4.本工程採用304不銹鋼。
  - 5.金屬部件皆須上漆,顏色採棕色為主。

圖 4-14 巡檢道詳圖



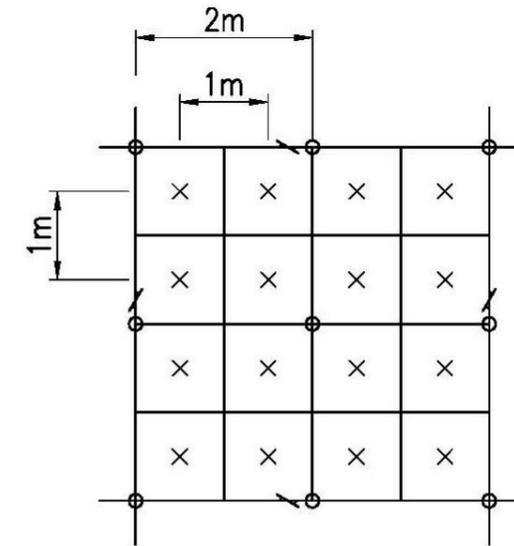
**附註：**

1. 邊坡噴漿土為將邊坡整理後鋪立體網並全面噴漿土以防止坡面土石受風化侵蝕，剝落崩坍為其目的。
2. 邊坡噴漿土適用於無湧水且為多節理易風化之破碎岩石邊坡地段其功用僅在固結表面之碎石及避免受風化而已，邊坡本身必須本來就穩定降雨或常時坡面有大量湧水者適合噴漿土處理，有局部湧水處需加鑽孔插管導水處理，將水引至坡腳後，方可施工。
3. 邊坡噴漿土施工順序：  
(1)整理坡面(2)鑽孔及埋設錨筋(3)鋪設立體網(4)埋設洩水孔(5)坡面噴灑水使足夠濕潤(6)噴漿土(7)灑水養護。
4. 邊坡噴漿混凝土厚度若>10cm，應分層噴射，每層噴射，每層噴射厚度由工程司核定，次一層之噴射須待前一層之強度足以支撐所增加之施噴層時才開始施噴，以防脫落。
5. 所有立體網(或錨筋頭)之保護層最小須達2cm，而垂直突出之岩尖部分之最小厚度須達3cm以上。
6. 噴射前每4公尺應用適當長度之鐵釘入岩層中，作為噴射厚之基礎。
7. 本工程所使用之水泥，砂，粗粒料，附加劑及水之品質及粗細粒料級配應符合施工規範之相關規定。
8. 本圖尺寸除註明外，均為公分。



**立體網大樣**  
NTS. 單位：公分

- 說明：1. 立體網鍍鋅量≥25g/m<sup>2</sup>。  
2. 廠商施作前需檢附樣品、出廠證明等文件，送工程司審核，待核可後方可進料施作。



- 主錨釘：D16mm x L1100mm  
×副錨釘：D10mm x L250mm

**錨釘平面圖**

NTS. 單位：m

**錨釘平面圖**

NTS. 單位：公分

圖 4-15 噴漿土護坡詳圖

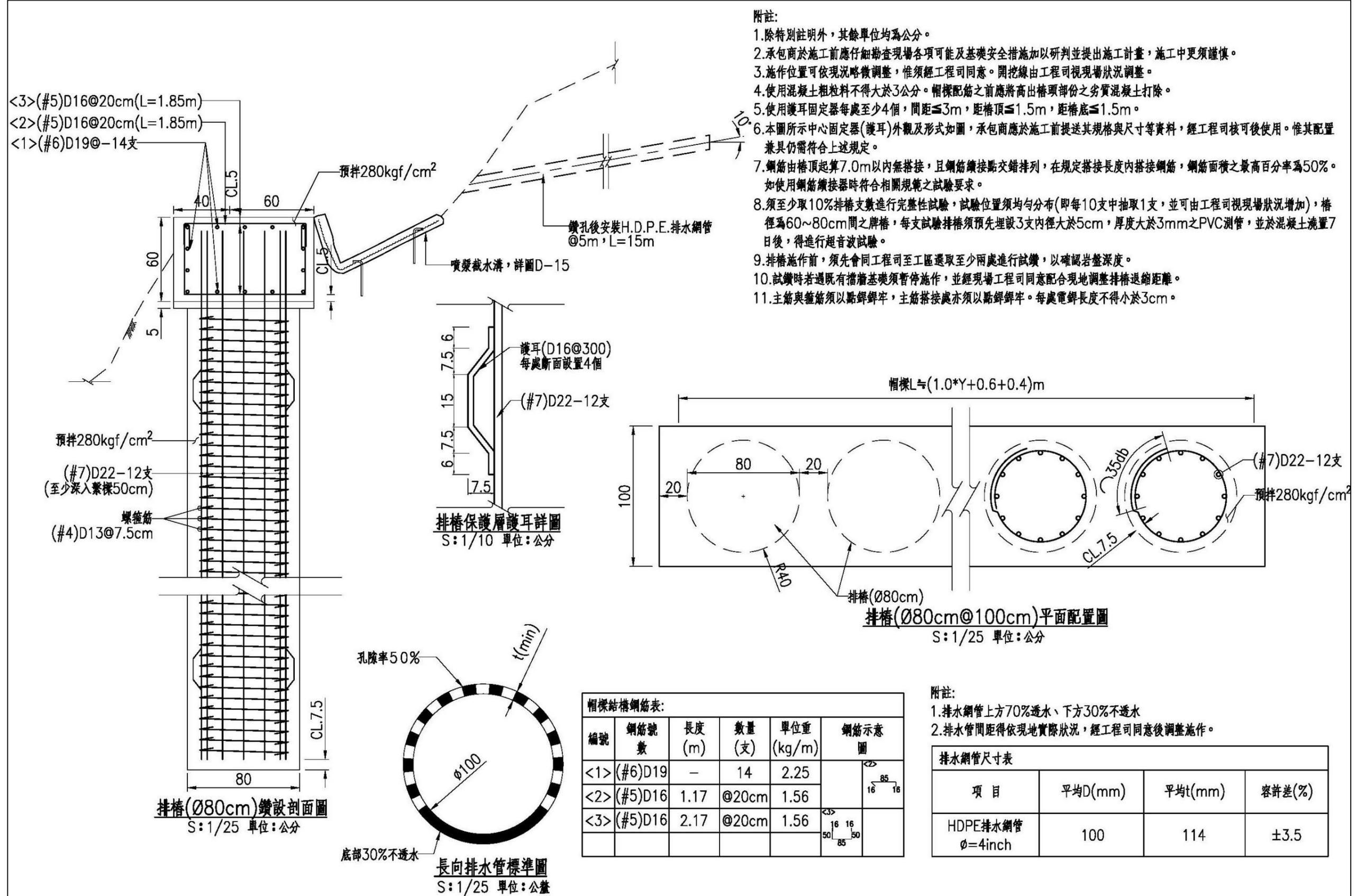


圖 4-16 排樁詳圖

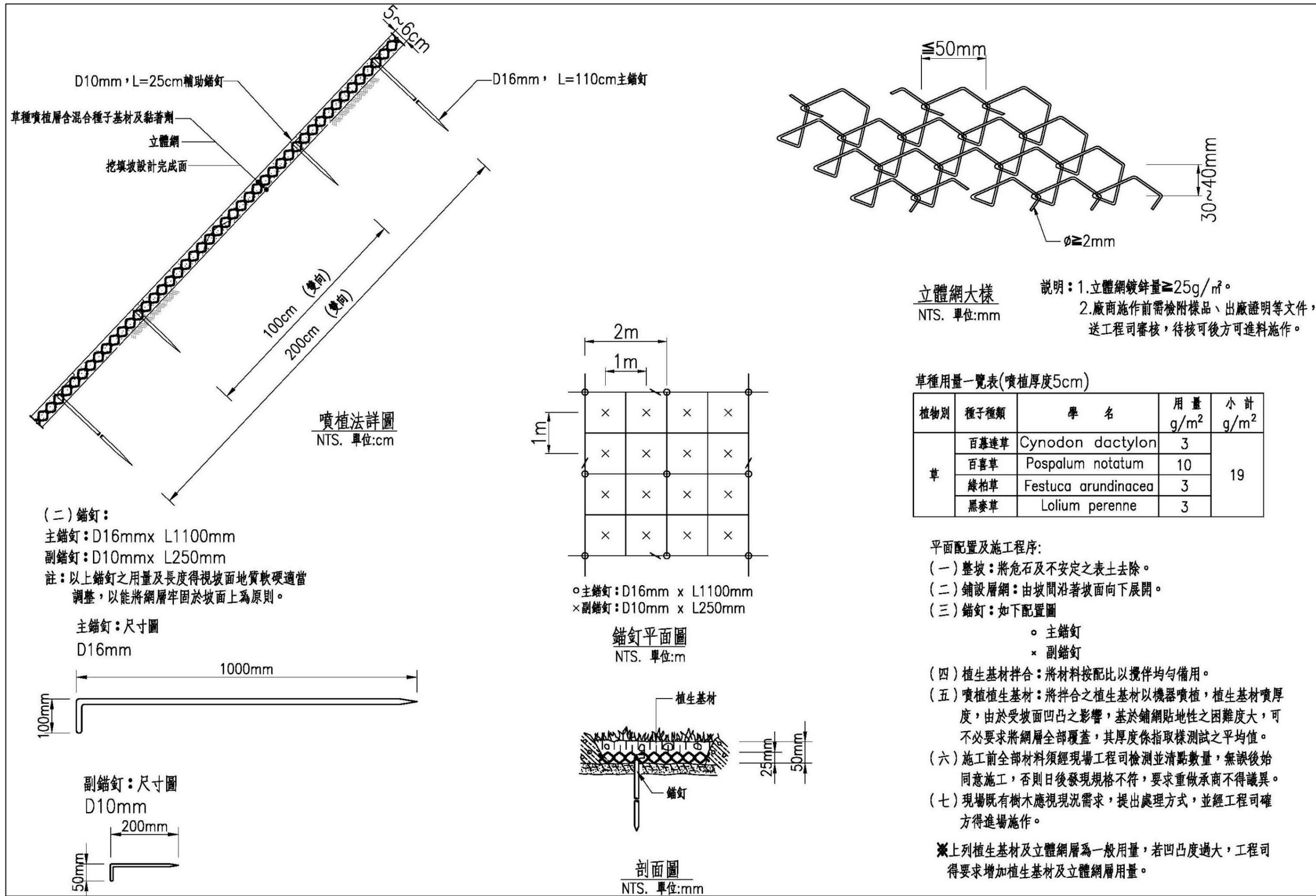


圖 4-17 立體網層噴植綠化植生詳圖

# 第5章、邊坡穩定分析

邊坡穩定分析之目的，在於確定崩塌、地滑發生之機制與規模，進而提供處理時工程安定程度之推算，可按邊坡本身之分類及破壞的類型，選擇適當之分析方法進行。

## 5.1 邊坡穩定分析方法

一般工程界分析邊坡穩定問題，大致可分為極限平衡法與數值分析法，極限平衡法為土壤在極限狀態下計算力或力矩之平衡方法，與土壤組合律無關；數值分析法則為採用土壤應力-應變關係之數值分析方法，如有限元素法、有限差分法等。本工程使用 Slope/W 軟體來進行邊坡穩定分析，其分析方法屬於有限元素法，以下簡述極限平衡法與數值分析法中之有限元素法。

### 5.1.1 極限平衡法

極限平衡法如 Bishop、Spencer 以及 Janbu 用以評估邊坡穩定已有相當多年的歷史，其主要假設為所考慮的可能滑動土體範圍內均達極限塑性狀態，以尋求力、力矩或能量之平衡。極限平衡方法之所以能為工程界所接受並加以使用，主要是其簡易且可得到可接受之結果。但由於極限平衡法假設沿邊坡滑動面上的每一點均同時達到極限狀態，即滑動面上每一點安全係數均相同，與實際邊坡破壞並不相符。其所假設與分析之適用性均有不盡合理的地方，因此，極限平衡法在使用上有其限制。

### 5.1.2 有限元素法

有限元素法基於連體力學原理，滿足力平衡及變形之連續性，並且可依據不同材料組合律及破壞準則，適當模擬材料受力與變形行為。

由於大地材料有非均質、異向性及與應力歷史相關等特性，提高邊坡穩定分析之難度。極限平衡法常忽略或無法考慮上述特性，而有限元素法則能考慮土壤之應力-應變行為，並對於土壤之應力歷史與非均質性都能適當模擬，故有限元素法能更深入探討邊坡實際力學與變形行為。

隨著科技的進步，目前以軟體建立數值模型分析居多，常見的程式例如 SLOPE/W、Plaxis 等，相關軟體使用方式可參見其使用手冊。

## 5.2 至善路三段 169 巷後方崩塌復建穩定分析

藉由測量圖及實際現勘結果繪製出主要崩塌區域，並取主要滑動面為分析剖面，藉由原地形線及實測地形線來判釋崩塌區及堆積區，以利工程設施配置及分析邊坡穩定性。



圖 5-1 穩定分析剖面位置圖

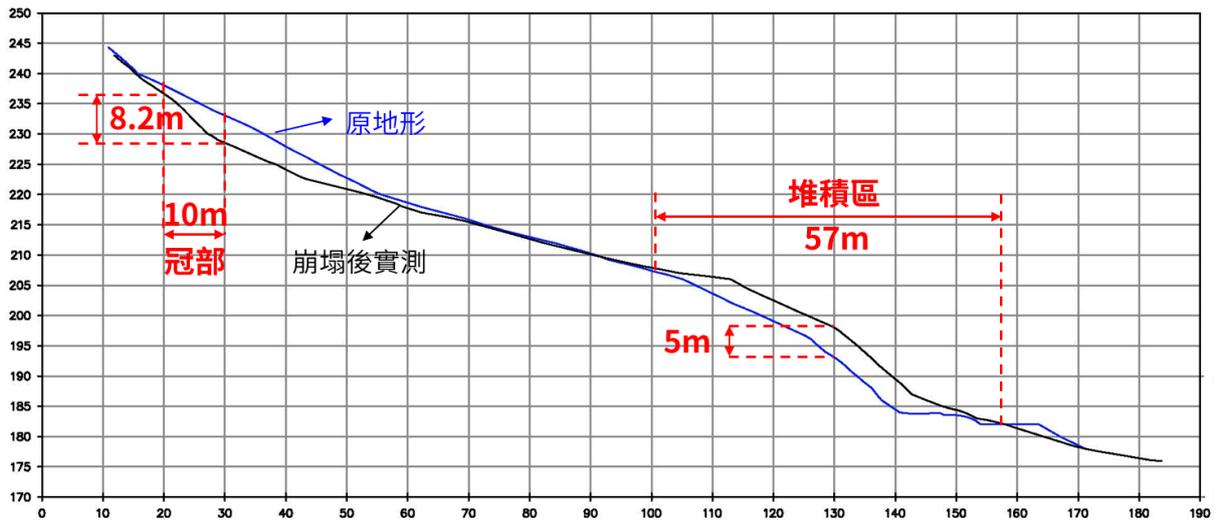


圖 5-2 崩塌前後地形剖面圖

根據表 2-1 取得地層剖面概況及土壤強度參數，分析邊坡於整治前整體概況。為就崩塌地治理後成效進行分析，將各工法輸入參數說明如下：

### 1. 地錨

标...	类型	&X外部点 (m)	&Y外部点 (m)	&X内部点 (m)	&Y内部点 (m)	长度 (m)	方向 (°)
1	锚杆	62.48	55.293629	45.56553	49.137265	18.000003	20
2	锚杆	64.551	53.99	47.63653	47.833636	18.000003	20
3	锚杆	66.323	52.218	49.40853	46.061636	18.000003	20
4	锚杆	68.095	50.447	51.18053	44.290636	18.000003	20
5	锚杆	69.867	48.675	52.95253	42.518636	18.000003	20
6	锚杆	71.87	47.247	54.95553	41.090636	18.000003	20
7	桩	205.94	-1.043	205.94	-11.043	10	90
8	桩	186	8.373	186	-6.627	15	90

1	锚杆	62.48 m	55.293629 m	45.56553 m	49.137265 m	18.000003 m	20 °
安全系数依赖:	否	荷载分配(L):		平均分配于多	面定位(A):		是
抗拔强度(F/面积):	300 kPa	抗拉强度(t):	1,309 千牛				
抗拔安全系数(F):	3	抗拉安全系数(y):	2				
粘结长度(B):	8 m	抗剪强度(s):	0 千牛顿				
粘结直径(D):	0.09 m	抗剪安全系数(n):	1				
锚杆间距(A):	2.5 m	应用剪切(A):	平行滑移				
含系数抗拔强度:	11.31 千牛顿/m						
最大抗拔力:	0 - 90.478 千牛顿						

為就崩塌地目前採用地錨工法加勁補強的現況進行分析，針對 7 支線徑 12.7mm 的 7 股鋼絞線，分別計算下列數值：

#### (1) 抗張材之拉力強度

7 股鋼絞線，相關計算參數詳表 3-2。

$$\text{抗張材之拉力強度} = 7 \times 18700 = 130,900 \text{kgf} = 1309 \text{kN}$$

#### (2) 抗張材與漿體間之握裹強度

依據英國 BSI 規範建議，在漿體抗壓強度 300kgf/cm<sup>2</sup> 時，鋼絞線握裹力可達 20kgf/cm<sup>2</sup>。

$$\begin{aligned} \text{抗張材與漿體間之握裹強度} &= 7 \times 12.7 \times \pi \times 800 \times 20 \\ &= 446,860 \text{kgf} = 4468 \text{kN} \end{aligned}$$

#### (3) 錨碇體與地層間之阻抗

由 3.2.3 章節得知極限摩擦力可採用岩石單壓強度之 10%，但不得超過 40kgf/cm<sup>2</sup>。由鑽探報告得知錨碇段岩石單壓強度為 298.08kgf/cm<sup>2</sup>。

$$\begin{aligned} \text{錨碇體與地層間之阻抗} &= 9 \times \pi \times 800 \times 20 \\ &= 904,778 \text{kgf} = 9047 \text{kN} \end{aligned}$$

其中極限抗拉強度參數依據上述數值中選出最小值做為分析依據。抗拔強度則依施加預力輸入，各項地錨強度參數如表 5-1。

表 5-1 地錨輸入參數表

項目	輸入參數	項目	輸入參數
長度	18m	極限抗拉強度	1309kN
自由端	10m	抗拉安全係數	2
錨碇端	8m	抗拔強度	300kPa
間距	2.5m	抗拔安全係數	3
鑽孔直徑	9cm	地錨傾角	20°

## 2. 排樁

标...	类型	&x外部点 (m)	&y外部点 (m)	&x内部点 (m)	&y内部点 (m)	长度 (m)	方向 (°)
1	锚杆	62.48	55.293629	45.56553	49.137265	18.000003	20
2	锚杆	64.551	53.99	47.63653	47.833636	18.000003	20
3	锚杆	66.323	52.218	49.40853	46.061636	18.000003	20
4	锚杆	68.095	50.447	51.18053	44.290636	18.000003	20
5	锚杆	69.867	48.675	52.95253	42.518636	18.000003	20
6	锚杆	71.87	47.247	54.95553	41.090636	18.000003	20
7	桩	205.94	-1.043	205.94	-11.043	10	90
8	桩	186	8.373	186	-6.627	15	90

8 桩	186 m	8.373 m	186 m	-6.627 m	15 m	90 °
-----	-------	---------	-------	----------	------	------

抗剪强度(S):

抗剪安全系数(R):

桩间距(P):

应用剪切(A):

排樁抗剪強度採用公式  $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} \times A$ ，其中混凝土採用  $280 \text{kfg/cm}^2$ 、樁徑採  $80 \text{cm}$ ，求得  $V_c$  為  $445 \text{Kn}$ ，然而因混凝土基樁有較高之不確定性，因此將抗剪強度略為折剪，假設為  $350 \text{kN}$ 。

表 5-2 排樁輸入參數表

項目	長度	抗剪強度	排樁間距離
輸入參數	15m	350 kN	1m

表 5-3 Slope/W 冠部穩定分析成果

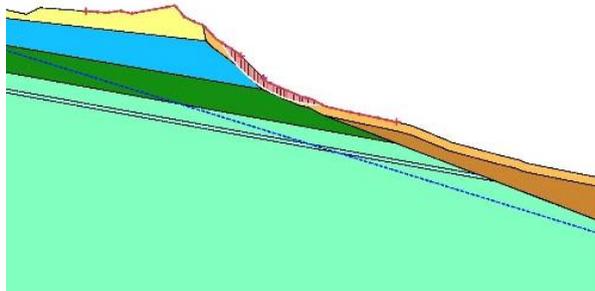
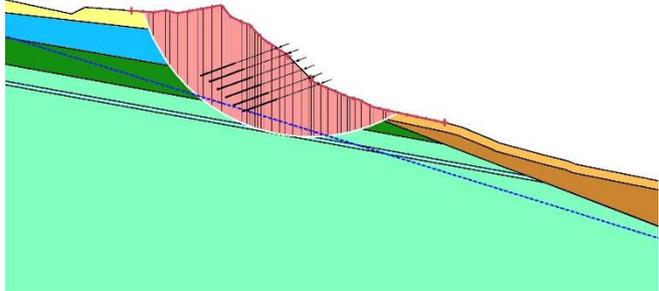
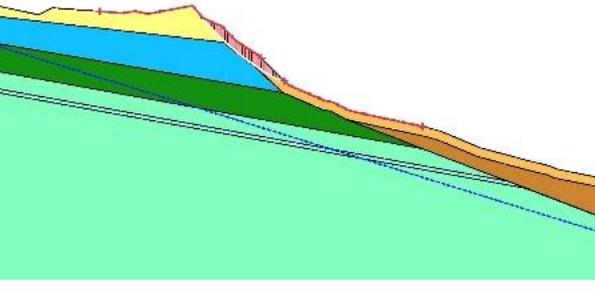
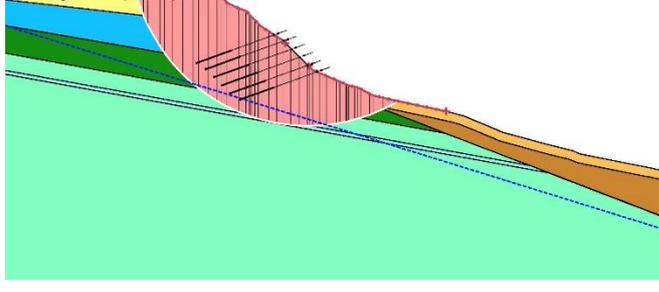
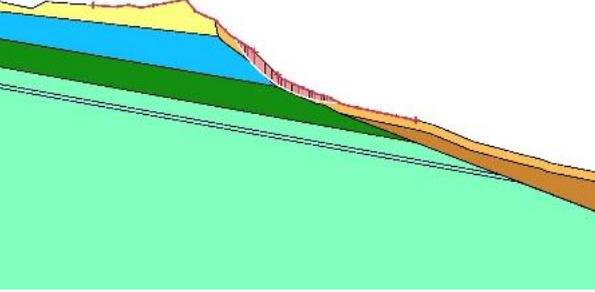
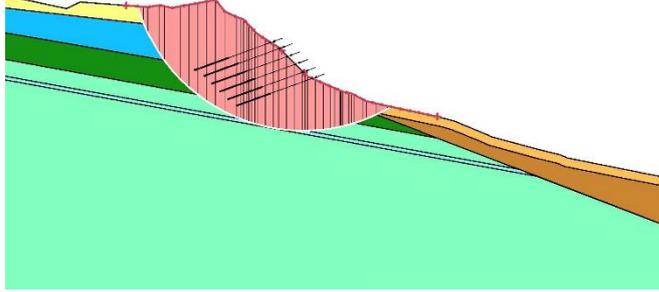
		冠部	
		整治前	整治後
平時 地震 暴雨	平時	FS=0.819 	FS=1.765 
	地震	FS=0.662 	FS=1.440 
	暴雨	FS=0.819 	FS=1.516 

表 5-4 Slope/W 趾部穩定分析成果

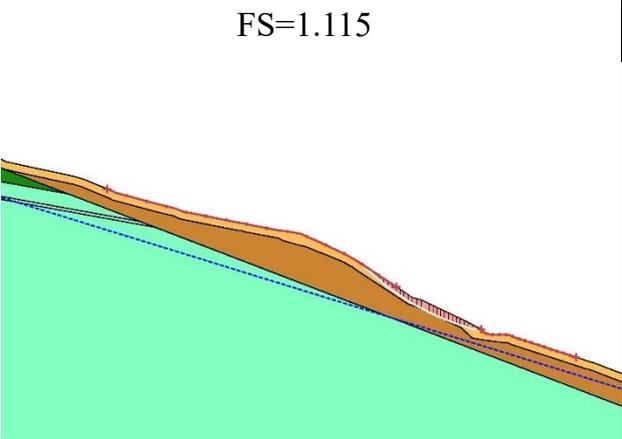
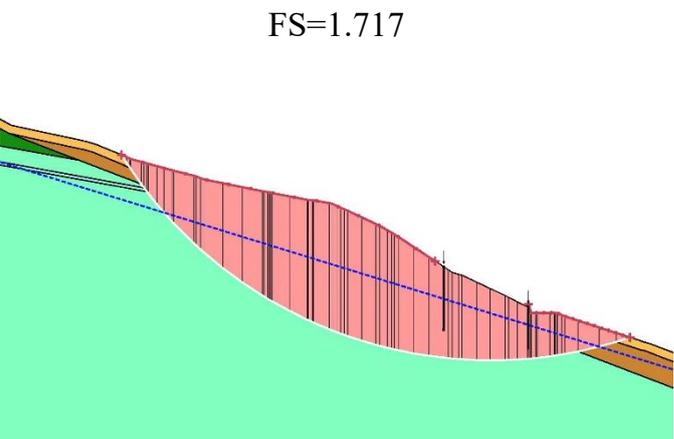
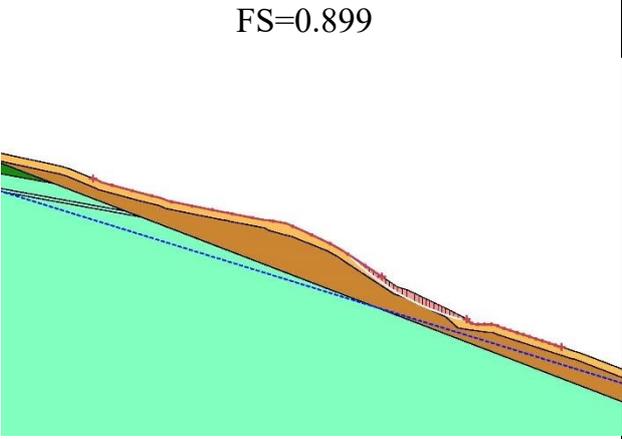
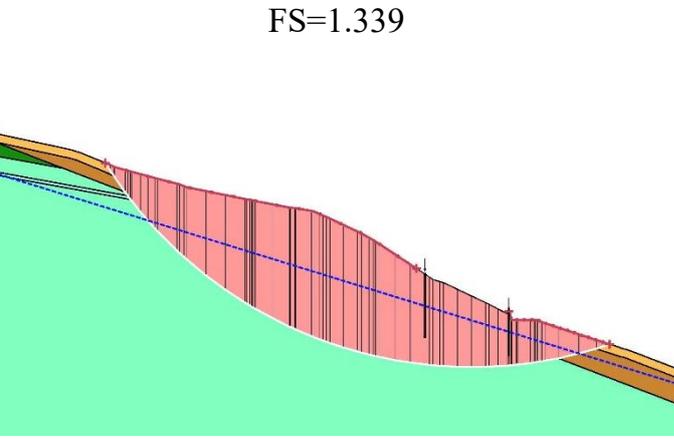
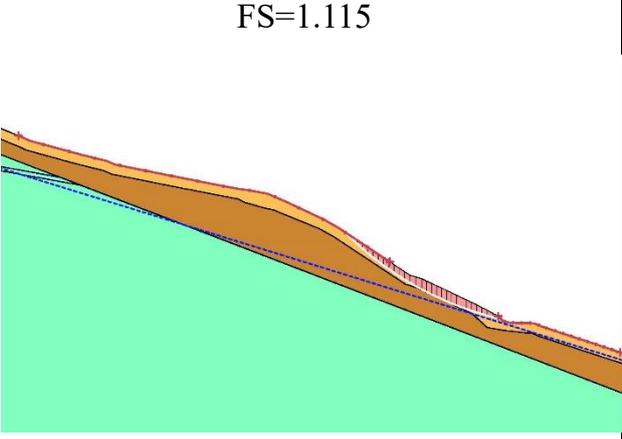
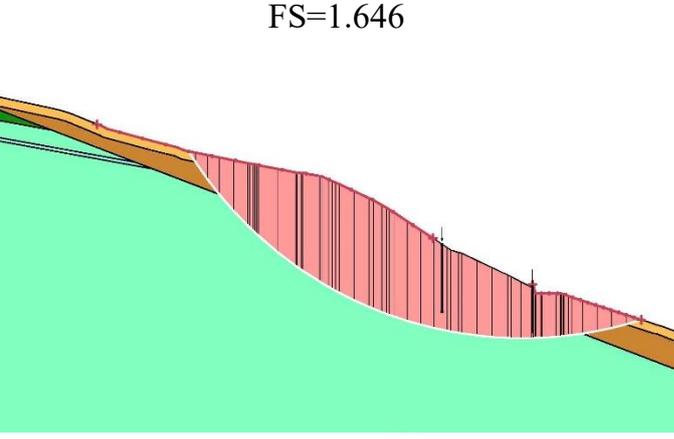
趾部		
	整治前	整治後
平時	FS=1.115 	FS=1.717 
地震	FS=0.899 	FS=1.339 
暴雨	FS=1.115 	FS=1.646 

表 5-5 Slope/W 大範圍穩定分析成果

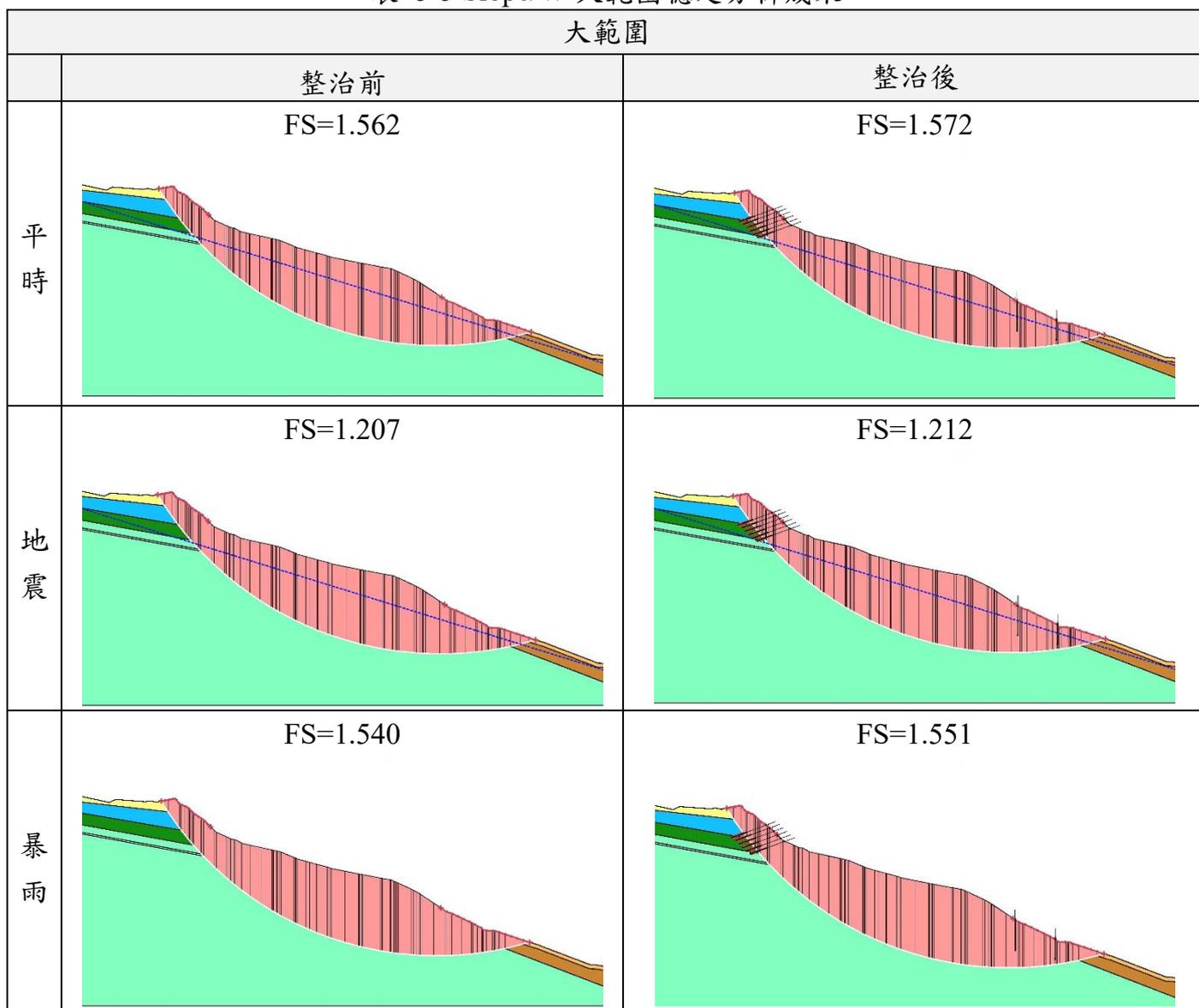


表 5-6 邊坡穩定分析安全係數規範值(資料來源:水土保持技術規範)

狀態	平時	地震	暴雨
最小安全係數	1.5	1.1	1.2

由表 5-3、表 5-4 可以得知，冠部及趾部區域於整治前常時、地震、暴雨情況下，安全係數皆低於法規要求，且為淺層的表土崩塌。藉由於冠部區域打設地錨、趾部區域打設排樁及施作擋土牆後，可大幅增加邊坡整體穩定性，使安全係數皆符合法規要求。而邊坡整體穩定性由表 5-5 可得知，區域於整治前已經屬於穩定狀態，研判主要因為崩塌邊坡之坡趾處受到崩塌土的堆積，對於坡趾具有「壓腳」作用，增加了大範圍邊坡整體穩定性。

# 第6章、水理分析

當地表逕流匯入野溪、坑溝或坡地排水系統之後，受到兩岸固體邊界的約束，使水流被控制在一定範圍內流動。為此，由水流與固體邊界間所形成的各種流動狀態，選取適當的分析模型推估水流流速、水位、流量等變化，稱之為水理分析(hydraulic analysis)。

## 6.1 雨量站選取

以雨量測站雨量值代表基地集水區之水文狀況時，必須慎選雨量測站與基地之相對位置。一般選取基地集水區內之雨量測站為優先，倘集水區內無任何雨量測站，則選取與集水區之地理位置、海拔高度、氣象條件等相近，且紀錄時間較長(至少 15 年以上)之雨量測站進行統計分析。

本基地位處臺北市士林區，故使用中央氣象局竹子湖測候站資料為分析依據，由表 6-1 資料顯示，竹子湖測候站年平均降雨量(1981~2018 年)為 4302.64mm。

表 6-1 竹子湖雨量站累積年降雨量

年份	1981~ 2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	平均
年降雨量 (mm)	4389	4111	3904	4078	3206	3327	4348	4808	4046	4303

## 6.2 逕流分析

逕流分析係以適當的分析模型推估基地在一定重現期特定延時之洪水，為橋梁、護岸、水溝等設施設計的主要依據。一般，分析模型常以分析對象的集水區面積大小來區分。當集水區面積小於 1,000ha 或集流時間小於 1 小時者，一般被歸類為小型集水區，而小型集水區降雨於時間及空間的分布較為均勻，且降雨延時通常大於集流時間，故常以合理化公式法進行洪峰流量的設計；同理，當集水區面積大於 1,000ha 或集流時間大於 1 小時者，即屬中、大型集水區，因降雨的時變性效應甚為明顯，因而常採用能夠反應時變性降雨強度的方法，如單位歷線法等。

依實測地形圖判讀，基地內排水設施集水面積約 0.69 公頃，屬於小型集水區。因此，以合理化公式推估其洪峰流量。

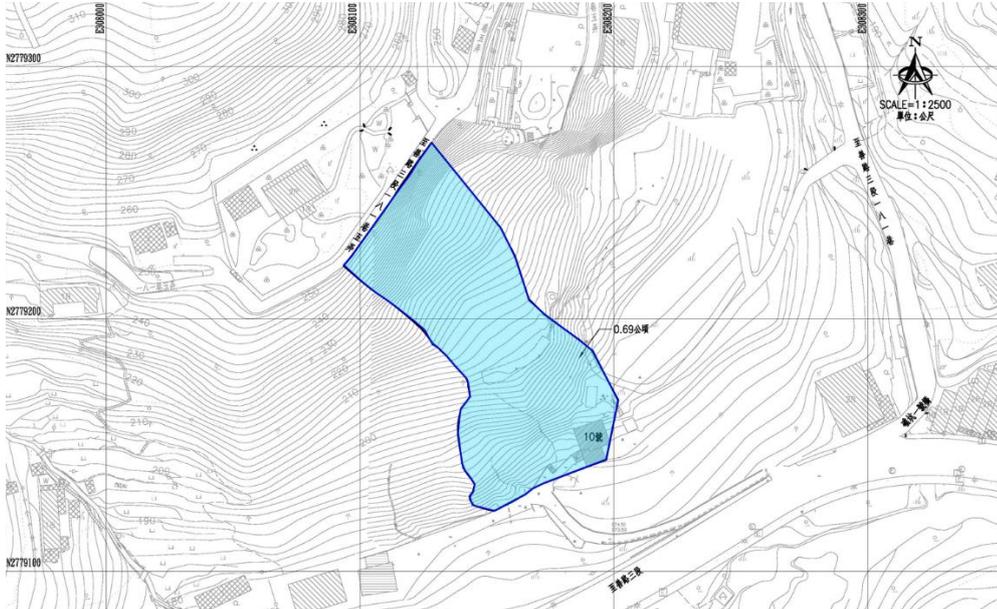


圖 6-1 至善路三段 169 巷後方崩塌集水區範圍

### 6.1.1 合理化公式

基於集水區內有效降雨強度不隨時間與空間變化之假設條件下，則在集水區下游特定出口處之設計洪峰流量，可表示為：

$$Q_p = \frac{1}{360} \times C \times \bar{I} \times A$$

試中：

$Q_p$ ：設計頻率之尖峰逕流量( $m^3/sec$ )

$C$ ：逕流係數

$\bar{I}$ ：降雨強度( $mm/hr$ )

$A$ ：集水面積( $ha$ )

合理化公式的基本假設：

1. 均勻降落於集水區內某已知強度降雨所能產生之洪峰流量，必須是降雨延時( $t$ )等於或大於集流時間( $t_c$ )。
2. 推求之洪峰流量與設計降雨強度具有相同之重現期。
3. 逕流係數不隨降雨特性而改變，此係數通常決定於集水區地表之不透水程度與入滲容量。

由於合理化公式之計算相當簡單，所以在都市排水及山坡地水土保持工程中廣為使用。但是如何選定適當的逕流係數及設計降雨強度推估公式，實為應用合理化公式推求洪峰流量的關鍵所在。

## 6.1.2 逕流係數

逕流量與降雨量的比值稱為逕流係數，與地質、地形、植被覆蓋率、土地利用、前期降雨情況等眾多因子相關，難以採用理論方式直接推估。一般常以查表方式估計之，如表 6-2 所示。

表 6-2 水土保持規範之逕流係數

集水區狀況	無開發整地之逕流係數	開發整地區整地後之逕流係數
陡峻山地	0.75~0.90	0.95
山嶺區	0.70~0.80	0.90
丘陵地或森林地	0.50~0.75	0.90
平坦耕地	0.45~0.60	0.85
非農業使用	0.75~0.95	0.95~1.00

(資料來源:水土保持技術規範)

## 6.1.3 降雨強度

根據水土保持技術規範(2016)提出以集水區年平均降雨量(P)為參數的無因次降雨強度公式。

$$\frac{I_t^T}{I_{60}^{25}} = (G + H \log T) \frac{A}{(t + B)^C}$$

$$I_{60}^{25} = \left( \frac{P}{25.29 + 0.094P} \right)^2$$

$$A = \left( \frac{P}{-189.96 + 0.31P} \right)^2$$

$$B = 55$$

$$C = \left( \frac{P}{-381.71 + 1.45P} \right)^2$$

$$G = \left( \frac{P}{42.89 + 1.33P} \right)^2$$

$$H = \left( \frac{P}{-65.33 + 1.836P} \right)^2$$

試中:

T : 重現期距(年)

t : 降雨延時或集流時間(分)

$I_t^T$  :重現期距 T 年，降雨延時 t 分鐘之降雨強度(公釐/小時)

$I_{60}^{25}$ :重現期距 25 年，降雨延時 60 分鐘之降雨強度(公釐/小時)

P :年平均降雨量(公釐)

「水土保持技術規範」規定坡地農地內排水系統之設計洪水量，以重現期距十年之降雨強度計算。其他非農業使用以重現期距二十五年之降雨強度計算。本基地屬崩塌地整治非農業使用，因此以重現期距二十五年之降雨強度計算，再將竹子湖測站中央氣象局之平均雨量 4303mm 雨量帶入公式，計算各參數

$I_{60}^{25}$	A	B	C	G	H
100.2449	14.1490	55	0.5396	0.5569	0.3016

降雨強度公式:

$$I = \frac{1388.01}{(t+55)^{0.5396}} \text{ (mm/hr)}$$

#### 6.1.4 集流時間

集流時間( $t_c$ )係指逕流自集水區最遠一點到達一定地點所需時間，一般為流入時間與流下時間之和。其計算公式如下:

$$t_c = t_1 + t_2$$

式中:

$t_c$ :集流時間

$t_1$ :流入時間(雨水經地表面由集水區邊界流至河道所需時間)

$t_2$ :流下時間(雨水流經河道由上游至下游所需時間)

##### 1. 流入時間推估

流入時間係指水流由集水區邊界流至排水管或溪流之所運行時間。考量坡面漫地流流速受到坡面植被、粗糙度、起伏程度、降雨強度等因素影響，不易以理論方式推估，因而多數簡單地按照坡面植被及坡度直接設定漫地流平均流速約介於 0.3~0.6m/s 之間。此外，由於漫地流隨著流動距離增加而轉變為淺層集中水流，故必須限制其流動長度；自然坡面上漫地流流動長度不得大於 300m，而開發坡面亦不得大於 100m。因此，流入時間可表為:

$$t_1 = l/v$$

式中:

l: 漫地流流動長度

v: 漫地流流速(一般採用 0.3~0.6m/s)

## 2. 流下時間推估

流下時間係指從溪流最上游流至下游出口之所需運行時間，屬明渠流流動型態，與溪流坡度、長度、粗糙度等因素有關，多採經驗或半經驗公式推估之，其中以 Rziha 公式為主。其計算公式如下:

$$V_d = 20(H/l_d)^{0.6} \text{ (m/s)}$$

$$V_d = 72(H/l_d)^{0.6} \text{ (km/hr)}$$

$$t_2 = l_d/V_d$$

式中:

H: 集水區溪流或排水路最上游點至控制點之高程差

$l_d$ : 溪流或排水路長度

## 6.3 水理分析

當地表逕流匯入野溪、坑溝或坡地排水系統之後，由水流與固體邊界間所形成的各種流動狀況，選取適當的分析模型推估水流流速、水位等變化，稱為水理分析。

### 6.3.1 曼寧公式

一般為簡化問題，在分析野溪、坑溝或坡地排水溝渠之水理問題時，會將水流型態視為均勻流。目前比較廣泛採用之均勻流公式，係以曼寧公式為主。其計算公式如下:

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}, \quad R = \frac{A}{P}$$

式中:

V: 平均流速(m/sec)

n: 曼寧粗糙係數

R: 水力半徑(m)

A: 通水面積(m<sup>2</sup>)

P: 濕周，即渠道與水體接觸邊之長度(m)

S: 水力坡降，可用溝底降坡代之

表 6-3 管渠粗糙係數表

溝渠及箱(管)涵種類		使用材料	粗糙係數n值
排水管	直徑≥0.6公尺	混凝土或鋼筋混凝土	0.013
	直徑<0.6公尺		0.015
排水管		塑膠或經強化纖維處理	0.010~0.013
U 型側溝		混凝土或鋼筋混凝土	0.016
矩形溝		鋼筋混凝土	0.015

(資料來源：市區道路及附屬工程設計規範)

### 6.3.2 水理計算成果

本基地主要依據 25 年一次頻率之降雨強度計算排水溝通水流量，經水理計算後，集水區之逕流量計算彙整如表 6-4，排水系統水理計算詳表 6-5。

表 6-4 集水區流量計算表

基地位置	集水面積 (ha)	逕流 係數 C	集流 時間 t <sub>c</sub> (min)	降雨 強度 I <sub>25</sub> (mm/hr)	洪峰 流量 Q <sub>25</sub> (cms)
至善路三段 169 巷後方崩塌復建	0.69	0.8	4.3	153.34	0.235

表 6-5 排水系統水理計算表

排水系統	溝寬 (m)	溝深 (m)	渠底 坡度 (%)	計算 流速 (m/s)	計算 水深 (m)	出水高 (m)	設計 流量 (cms)	檢核
至善路三段169巷 後方崩塌復建	0.4	0.5	11.11	4.20	0.14	0.36	0.787	OK

## 第7章、結論

邊坡崩壞常導致人員死傷與經濟損失，因此如何掌握邊坡的地質、地形、水文狀況為攸關邊坡整治工程成功與否的關鍵。邊坡穩定須輔以對應的調查方法以選用適當的工法，自工程規劃、設計、施工完成至維護管理，甚至災害發生等階段各有適用的調查方法，其對應之精度、比例、地層物理、化學及水文性質各有不同，實務上應根據不同階段之需求考量，採用適當的方法以求得合理且適用的參數供作規劃、設計及整治之用，以達經濟且符合邊坡穩定之成效。

本基地屬於邊坡淺層崩塌，牽涉三戶住宅，其中至善路三段 169 巷 7、9 號房舍無虞，僅出入動線遭崩落土石阻礙較難通行，10 號房屋局部變形，前後擋牆皆破損毀壞，屋前道路破損，電桿傾斜 45 度。現場邊坡水量充沛，且崩塌地冠部緊鄰至善路三段 181 巷，道路下邊坡需做相關安全措施使路基穩定以維護道路通行安全。

臺北市政府大地工程處於邊坡上設置排樁 78 支(Ø80cm，深度 15m)、地錨 185 支(長度 18m)、土釘 244 支(長度 7m)、擋土牆總長 63 公尺(高度 2m)以及立體網植生護坡及排水設施。有效降低坡面下滑力及提高抗滑力，使整體邊坡趨於穩定，目前無產生立即性大規模邊坡滑動破壞之疑慮，然後續仍應保持排水系統暢通，降低地表逕流的沖刷能力，並定期監測地錨有無預力喪失的情況發生。

隨著社會經濟的發展，人類的活動進入山坡地範圍已成常態，無形中破壞自然界的原有平衡狀態。因此，為達水土保持目的，水土保持義務人於開發時也須進行維持生態平衡的配合措施，以降低對生態系統的衝擊，進而減少邊坡災害發生之可能性。

## 參考文獻

1. 施國欽(2010)，「大地工程(二)基礎工程篇」，文笙書局。
2. 行政院農業委員會水土保持局(2017)，「水土保持手冊」。
3. 行政院農業委員會「水土保持技術規範」，2020年03月03日修正。
4. 馮正一、林永光(2002)，「考量環境、生態與景觀需求之邊坡保護技術」。地工技術，92，61-70。
5. 陳俊仲、鄭清江(2014)，從地錨檢測現象談施工改善對策。技師期刊，67，42-49。
6. 廖洪鈞、鄭世豪、陳皇仁、陳俊仲、謝志龍(2017)，「地錨荷重計量測誤差之改善和簡易荷重變化之量測」。大地技師期刊，14，25-31。
7. 李雅芬、李德河、紀雲曜(2009)，「機率式邊坡穩定分析方法之研究」。中國土木水利工程學刊，21，461-472。
8. 陳水龍、林群富(2006)，「利用有限元素法與極限平衡法進行九份國小邊坡穩定分析」。技術學刊，21(4)，383-393。
9. 廖瑞堂、陳昭維、陳御崇(2014)，「從地錨功能檢測經驗談坡地社區地錨管理維護機制」。技師期刊，67，62-72。
10. FIP Commission on Practical Construction (1982).  
Recommendations for the Design and Construction of Prestressed Concrete Ground Anchors, FIP, Wexham Springs, pp.31.
11. Lazarte, C. A. ,Elias, V. , Espinoza, R. D. and Sabatini, P. J.(2003).*Geotechnical Engineering Circle NO.7*,FHWA-IF-03-017,Federal Highway Administration.
12. Byrne,R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C. and Ueblacker, G. (1998).*Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Wall*, Federal Highway Administration.

13. Littlejohn, G.S. (1970). *Soil Anchors*. Proceeding, Conference of Ground Engineering, The Institution of Civil Engineers, London, pp. 33-44.
14. British Standards Institute (1989), *British Standard Code of Practice for Ground Anchorages*, BSI DD81, BS8081.