美國交通部

出版品 No.FHWA-NHI-14-007

聯邦公路管理局

FHWA GEC 007

2015 年 2 月

NHICourseNo.132085

土釘牆參考手冊

制定如下：

AASHTO LRFD 橋樑設計規格，

修訂第七版



NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE

注意

本報告的內容係作者群之觀點，他們對本文所提供資料之真實性及準確性負責。內容不一定反映交通部政策。本報告不構成標準、規範或法規。美國政府並不保證產品或製造商。貿易商或製造商之名稱出現在本文，係因我們認為這對本文內容是很基本的。

技術報告文件頁

1.報告編號	2.政府所有權號	3.收件人目錄編號
FHWA-NHI-14-007		

4.標題和副標題	5.報告日期
大地工程公報 no 7 土釘牆參考手冊	2015 年 2 月 6.執行機構代碼
7.作者	8.執行機構報告編號
CarlosA. Lazarte, PhD, PE, GE;Helen Robinson, PE;JesúsE. Gómez, PhD, PE;Andrew Baxter,PE, PG;Allen Cadden, PE*;Ryan Berg, PE†	
9.執行機構名稱和地址 †Ryan R. Berg& Associates, Inc., Woodbury, MN55125 *SchnabelEngineering, Rockville, MD20850	10.工作單位編號(TRAIS) 11.合約或授權編號 DTFH61-13-T-70011
12.贊助機構名稱和地址 NationalHighway Institute U.S. DepartmentofTransportation FederalHighwayAdministration,Washington, DC20590	13.報告類型和期限 14.贊助機構代碼

15.補充說明

FHWACOTR:HeatherShelsta

FHWA 技術工作組組長：Barry Siel，首席工程師

FHWA 技術工作組:SilasNichols，首席工程師、*ScottAnderson，首席工程師*、*KhalidMohamed，首席工程師*、*VernonSchaefer 博士，首席工程師*、*以及 RichardBarrows，首席工程師*

16.Abstract 摘要

本文介紹公路應用中永久性土釘牆之分析、設計和施工細節。主要目的係提供健全簡單之方法和作業指導予此領域之從業人員，使他們能夠分析、設計、施工、安全檢查和結構經濟化。本文件更新 FHWA0-IF-03-017 中包含之資訊(Lazarte 等人，2003 年)，重點在於美國在作業中常用之土釘牆技術。本文件內容包括：簡介；以及有關應用和可行性、施工材料和方法、分析和設計所需資訊、土釘牆設計、防腐蝕的章節；以及關於承包方式、技術規範、設計實例的章節。本手冊導入土釘牆設計框架，在整合 LRFD 時，考慮到 ASD 法中的安全係數。

17.關鍵字	18.分配表
土釘、土釘牆設計、LRFD、ASD、擋土結構、施工、土釘負荷測試，面部，噴混土、規格。	無限制

19.安全分類(本報告)	20.安全分類(本頁)	21.頁數	22.價格
Unclassified 未分類	未分類	425	

轉換因子					
轉換為 SI 單位			轉換為 SI 單位		
已知	乘以	轉為	已知	乘以	轉為
(a)長度					
英吋 (in.)	25.4	毫米 (mm)	毫米 (mm)	0.039	英吋 (in.)
英呎 (ft)	0.305	米 (m)	米 (m)	3.28	英呎 (ft)
碼 (yd)	0.914	米 (m)	米 (m)	1.09	碼 (yd)
英里 (mi)	1.61	公里 (km)	公里 (km)	0.621	英里 (mi)
(b)面積					
平方英吋 (in^2)	645.2	平方毫米 (mm^2)	平方毫米 (mm^2)	0.0016	平方英吋 (in^2)
平方英呎 (ft^2)	0.093	平方米 (m^2)	平方米 (m^2)	10.764	平方英呎 (ft^2)
英畝 (ac)	0.405	公頃(ha)	公頃(ha)	2.47	英畝 (ac)
平方英里(mi^2)	2.59	平方公里 (km^2)	平方公里 (km^2)	0.386	平方英里(mi^2)
平方英吋 (in^2)	645.2	平方毫米 (mm^2)	平方毫米 (mm^2)	0.0016	平方英吋(in^2)
(c)體積					
流體盎司 (oz)	29.57	毫升 (mL)	毫升 (mL)	0.034	流體盎司 (oz)
加侖 (gal)	3.785	公升 (L)	公升 (L)	0.264	加侖 (gal)
立方英呎 (ft^3)	0.028	立方米 (m^3)	立方米 (m^3)	35.32	立方英呎 (ft^3)
立方碼 (yd^3)	0.765	立方米 (m^3)	立方米 (m^3)	1.308	立方碼 (yd^3)
(d)質量					
盎司 (oz)	28.35	克 (g)	克 (g)	0.035	盎司
英鎊 (lb)	0.454	公斤(kg)	公斤(kg)	2.205	英鎊
短噸 (2000 lb) (T)	0.907	兆克(tonne) (Mg)	兆克(tonne) (Mg)	1.102	短噸 (2000 lb)
(e)力					
英鎊 (lb)	4.448	Newton (N)	Newton (N)	0.2248	英鎊 (lb)
(f)壓力、應力、彈性模量					
磅/平方英呎 (psf)	47.88	帕斯卡 (Pa)	帕斯卡 (Pa)	0.021	磅/平方英呎 (psf)
磅/平方英吋(psi)	6.895	千帕 (kPa)	千帕 (kPa)	0.145	磅/平方英吋(psi)
(g)密度					
磅/立方英呎 (pcf)	16.019	公斤每立方米(kgm^3)	公斤每立方米(kgm^3)	0.0624	磅/立方英呎 (pcf)
(h)溫度					
華氏溫度 (^oF)	5/9(^oF- 32)	攝氏溫度(^oC)	攝氏溫度(^oC)	9/5(^oC)+ 32	華氏溫度 (^oF)

注意：1)土木工程中使用的主要公制單位(SI)為：4 米(m)、公斤(kg)、秒(s)、牛頓(N)和帕斯卡($Pa=N/m^2$)。

2)在「軟式」轉換中，英式測量在數學上會轉換為其精確度量值。

3)在「硬式」轉換中，創建一個新的四捨五入度數，以方便使用和記憶。

前言

本手冊目的係為道路工程中之土釘牆選擇、設計和建造提供更新及最新之實用資訊。本文所包含之資訊旨在為道路工程提出安全及具有成本效益的設計，並幫助業主針對與土釘牆工程相關之風險作鑑識和管理。本手冊僅針對提供長期支撐永久性結構而開挖的土釘系統，而未具體說明作為臨時結構之土釘使用。本 GEC 作為關於道路工程永久土釘牆的 FHWA 參考文件。

本文件所述本系統作法之最新進展包括：

- 負荷與阻抗因子設計法(LRFD)平台的實施
- 關於新的或新興的土釘技術資訊
- 根據 SNAP-2 電腦程式的設計範例。

本文件的主要受眾是：專門從事橋樑、結構、大地工程和道路設計的機關或顧問工程師；以及提供技術審查或從事設計、採購和建造永久性土釘系統的工程地質學家和顧問工程師。本文件亦適用於關於土釘系統設計及發包的管理、規格和承包業者以及施工工程師。在本文中，「土釘」一詞是指夾雜了土壤、軟性、風化岩石中的夾雜物。無論土釘牆支撐的材料如何，本文件皆使用「土釘」。雖然本手冊專注於實心棒材土釘，但第十章亦介紹空心棒土釘(HBSN)的設計和施工所必須的考慮內容。

本文件從早期 FHWA 出版品中轉寫本領域的敘述和基本資訊：尤其是，手冊的前身是標題為「土釘牆」的報告 FHWA0-IF-03-017 (Lazarte 等人，2003 年)。也從標題為「空心棒土釘拉拔試驗方案」FHWA-CFL/TD-10-001 (Cadden 等人，2003 年) 之出版品獲得了寶貴的資訊。

致謝

作者要感謝 FHWA 技術工作小組為此專案提供之支持。

作者還要感謝那些對本文件進行審查和貢獻的從業者，包括：

- James G. Collin 博士，Collin Group 股份有限公司首席工程師
- Terence P. Holman 博士，Geosyntec 顧問公司首席工程師
- Paul J. Sabatini 博士，Geosyntec 顧問公司首席工程師

還要感謝： Williams Form 工程公司的 Thomas Bird；Con-Tech Systems 股份有限公司的 Denis Ambio、Dan MacLean；Texas DOT 首席工程師 John Delphia；和 Earth Reinforcement 測試公司首席工程師 Kenneth Fishman 博士，感謝他們所貢獻的數據、意見和/或照片 。

作者感謝以下機構及其代表所提供寶貴的資訊以及對手冊的審查：

- 國際鑽鑿基金會 (ADSC-IAFD) - 土錨保持力委員會，Thomas Richards，Nicholson 首席工程師
- 深基礎研究所(DFI) - 牽索及土釘委員會，：Edward Laczynski，G.A. & F.C. Wagman 公司主席
- AASHTO - T-15 委員會
- ASCE - 泥土保持結構委員會
- TRB - 基金會

作者還要感謝 Schnabel 工程人員所提供的支援，包括：Helen Foreman、Miranda Dibert、Sixto Fernandez 首席工程師、Phil Shull 首席工程師、Johanna Mikitka Simon 首席工程師、Eric Rehwoldt 首席工程師、Timothy Hastings, EIT、Naveen Thakur 首席工程師、Carlos Englert 首席工程師、以及 Carol Butler，感謝他們協助審查、分析，AutoCAD 繪圖、校對、文字處理、編譯和 508 個合規。

目錄

封面
注意頁
技術報告文件頁
轉換因子
前言
致謝
目錄 **7**
圖目錄 **17**
表目錄 **19**
方程式目錄 **20**
符號列表 **22**
縮寫列表 **29**

第一章：簡介 34

1.1 概述 34

1.2 目的 34

1.3 土釘的定義 34

1.4 背景 35

1.4.2 美國的發展 35

1.4.3 美國主要歷史文獻 36

1.5 設計理念 36

1.6 文件組織 37

第二章：應用與可行性評估 39

2.1 簡介 39

2.2 土釘牆的元素 39

2.2.1 土釘 39

2.2.2 面部 40

2.2.3 其他部件 40

2.3 施工順序 42

2.4 土釘牆的應用 44

2.4.1 概述 44

2.4.2 道路開鑿 44
2.4.3 既有橋梁之橋台下道路拓寬 45
2.4.4 隧道洞口 46
2.4.5 修復和重建既有的保留結構 46
2.4.6 混合土釘牆 47
2.4.7 斜撐力穩定土牆(SMSE 牆) 47
2.5 土釘的優勢和限制性 48
2.5.1 優勢 48
2.5.1a 施工 48
2.5.1b 性能 49
2.5.1c 成本 49
2.5.2 限制 49
2.6 土釘牆的評估 50
2.6.1 概述 50
2.6.2 主要風險和風險管理 50
2.6.3 美學 51
2.7 對於土釘的有利/不利土壤條件 51
2.7.1 概述 51
2.7.2 土釘的有利地面條件 51
2.7.3 土釘的困難土壤條件 53
2.7.4 土釘的不利土壤條件 53
2.8 影響成本和施工進度的因素 54
第三章：建築材料與方法 56
3.1 簡介 56
3.2 土釘牆的組成部件 56

3.2.1 鋼腱 57
3.2.2 連接部件 58
3.2.3 灌漿 59
3.2.4 定心器 62
3.2.5 腐蝕保護用元件 63
3.2.6 牆體面部 64
3.2.7 排水 66
3.3 施工方法 67
3.3.1 簡介 68
3.3.2 挖掘 68
3.3.3 鑽鑿釘孔 70
3.3.4 釘材安裝和灌漿 72
3.3.5 排水設施的安置 73
3.3.6 初始面部施工 74
3.3.6a 一般 74
3.3.6b 噴凝土的施用 75
3.3.6c 噴凝土補強 76
3.3.7 最終面部施工 77
3.3.7a 補強混凝土 77
3.3.7b 場鑄補強混凝土 77
3.3.7c 預凝土面部 78
3.4 替代材料 79
3.4.1 雕刻面部 79
3.4.2 以空心棒材土釘作鑽鑿排水 81
第四章：設計所需的資訊 82

4.1 簡介 82
4.2 工程特定要求和初始資訊 82
4.2.1 工程特定要求 82
4.2.2 初始資訊 82
4.3 地下探勘 83
4.3.1 簡介 83
4.3.2 目標 83
4.3.3 選擇位置和探勘鑽探數量的要求 84
4.3.4 現場程序 86
4.3.4a 概述 86
4.3.4b 測試鑽探和標準貫入測試(SPT) 86
4.3.4c 圓錐貫入測試(CPT) 86
4.3.4d 其他現場測試技術 87
4.3.4e 測試坑 87
4.3.5 地下水 87
4.3.5a 概述 87
4.3.5b 地下水觀測方法 88
4.4 實驗室土壤測試 88
4.4.1 概述 88
4.4.2 土壤分類和指數測試 88
4.4.3 剪切強度測試 89
4.4.4 變形性和模數 90
4.4.5 其他測試 90
4.5 設計參數選擇 90
4.5.1 概述 90

4.5.2 設計土壤參數 90
4.5.3 單位重量 91
4.5.4 剪切強度 91
4.5.4a 無黏性土壤 91
4.5.4b 黏性土壤 - 排水條件 93
4.5.4c 黏性土壤 - 不排水條件 94
4.5.5 壓縮性和模數 95
4.5.6 黏結強度 96
4.5.6a 鑽鑿和灌漿土釘 96
4.5.6b 單位長度的拉拔阻抗 98
4.6 土壤潛變 99
4.7 土壤腐蝕電位 99
4.7.1 概述 99
4.7.2 現場腐蝕測試 100
4.7.3 土壤腐蝕電位測試 100
4.7.4 腐蝕性土壤類型 101
4.8 霜凍潛勢 101
4.9 地震數據 102
第五章：抗力機構和限制狀態 106
5.1 簡介 106
5.2 土釘牆負荷轉移 106
5.2.1 土釘相互作用和拉伸力分佈 108
5.2.1a 概述 108
5.2.1b 最大拉伸力分佈 109
5.2.1c 在牆面上的張力 111

5.2.1d 設計注意事項 112
5.3 設計框架簡介 114
5.3.1 使用 LRFD 和 ASD 平台 114
5.3.2 容許應力設計(ASD) 115
5.3.3 負荷和阻抗因子設計(LRFD) 116
5.3.4 阻抗因子的校準 117
5.4 負荷組合和負荷因子 117
5.4.1 負荷組合 117
5.4.2 負荷因子 118
5.5 限制狀態 119
5.5.1 總體穩定性 119
5.5.2 強度限制狀態 120
5.5.3 極限限制狀態 120
5.5.4 作用限制狀態(變形) 120
5.6 土釘牆總體穩定性 122
5.6.1 概述 122
5.6.2 內部穩定性 122
5.6.3 整體穩定性 123
5.6.4 理想化範例 123
5.6.5 總體穩定性的阻抗因子 125
5.6.6 基礎橫差 125
5.6.6a 方法論 125
5.6.6b 基礎橫差抗震因子 128
5.6.6c 橫向擠壓 129
5.7 岩土強度限制狀態 129

5.7.1 概述 129
5.7.2 釘材拉拔阻抗 129
5.7.3 橫向滑動穩定性 129
5.7.3a 方法 129
5.7.3b 橫向滑動阻抗因子 133
5.8 結構強度限制狀態 134
5.8.1 釘材拉伸阻抗 134
5.8.2 面部限制狀態概述 134
5.8.3 面部彎曲強度限制狀態 135
5.8.3a 簡介 135
5.8.3b 彎曲機制 135
5.8.3c 面部撓曲的阻抗因子 140
5.8.4 沖切剪切強度限制狀態 141
5.8.5 最終面部緊張狀態的擴頭釘 141
5.9 作用限制狀態(變形) 141
5.9.1 簡介 141
5.9.2 土釘牆位移 142
第六章：土釘牆的設計 144
6.1 簡介 144
6.1.1 概述 144
6.1.2 初始設計考慮事項 146
6.1.2a 步驟 1　工程需求 146
6.1.2b 步驟 2　設計參數的地下勘探開發 146
6.1.2c 步驟 3　負荷定義 147
6.2 設計階段 147

6.2.1 概述 147
6.3 步驟 4　土釘構造和材料選擇 147
6.3.1 簡介 147
6.3.2 步驟 4a 發展牆體配置 147
6.3.3 步驟 4b 發展土釘截面 147
6.3.3a 牆體傾角 147
6.3.3b 土釘間距 148
6.3.3c 土釘傾斜度 150
6.3.3d 土釘長度 151
6.3.3e 土釘長度在高度中的分佈 152
6.3.4 步驟 4c 選擇牆面上的土釘圖案型態 153
6.3.5 步驟 4d 評估土釘水平延展 153
6.3.6 步驟 4e 防腐蝕保護之細節 153
6.3.7 步驟 4f 選擇土釘類型和材料性質 153
6.4 步驟 5　選擇阻抗因子 154
6.5 步驟 6　整體穩定性 154
6.5.1 步驟 6a 評估內部穩定性 154
6.5.2 步驟 6b 評估整體穩定性 156
6.5.3 步驟 6c 評估基礎橫差(如適用) 157
6.5.4 步驟 6d 評估滑動穩定性(如適用) 157
6.6 步驟 7　驗證岩土和結構抗力 158
6.6.1 概述 158
6.6.2 步驟 7a 驗證拉拔阻抗 158
6.6.3 步驟 7b 評估滑動穩定性(如適用) 160
6.6.4 步驟 7c 驗證釘材拉伸阻抗 160

6.6.5 步驟 7d 驗證面部彎曲/撓曲阻抗 161
6.6.5a 初始計算 161
6.6.5b 標稱撓曲阻抗的估計 163
6.6.6 步驟 7e 驗證面部沖壓剪切阻抗 167
6.6.7 步驟 7f 驗證面部頭釘阻抗 171
6.6.8 步驟 7g 其他面部設計考慮事項 173
6.7 步驟 8　作用限制狀態(變形) 174
6.7.1 步驟 8a 評估牆體橫向和垂直位移 174
6.7.2 步驟 8b 評估橫向擠壓(如果適用) 174
6.8 步驟 9　抗震設計 174
6.8.1 概述 174
6.8.2 步驟 9a 選擇設計地震參數 175
6.8.3 步驟 9b 設計地震係數的調整 176
6.8.4 步驟 9c 評估地震負荷的整體穩定性 178
6.8.5 總體穩定性地震影響性的替代評估 178
6.9 步驟 10　排水和排水細節 182
6.9.1 簡介 182
6.9.2 短期對地表水和地下水的控制 182
6.9.3 長期對地表水和地下水的控制 183
6.9.3a 控制低地下水或低滲漏體積 183
6.9.3b 高地下水控制 183
6.9.3c 永久地表水控制 184
6.10 專用項目 185
6.10.1 階式牆 185
6.10.2 複合牆 187

6.10.3 支撐釘 189

6.10.3a 概述 189

6.10.3b 應用 191

6.10.4 霜凍保護的考慮事項 191

6.11 步驟 11　其他設計注意事項 193

6.12 步驟 12　預施工、施工、後施工 194

6.12.1 預施工 194

6.12.2 施工及後施工 194

圖目錄

圖 2.1：	土釘牆的典型橫截面。Porterfield 等人修改(1994)。	37
圖 2.2：	說明。典型土釘牆施工順序。 Porterfield 等人修改(1994)。	39
圖 2.3：	照片。土釘牆施工。由 Schnabel 工程公司提供。	40
圖 2.4：	說明。道路開鑿使用土釘支撐。Porterfield 等人修改(1994)。	41
圖 2.5：	說明。既有橋下道路拓寬。資料來源：Porterfield 等人(1994)。	42
圖 2.6：	說明。混合土釘/MSE 牆。資料來源：Wood 等人(2009 年)。	43
圖 2.7：	說明。SMSE 牆為陡峭的地形。Morrison 等人修改(2006 年)。	44
圖 3.1：	說明。實心棒材的主要組成部件是釘材和相關面部。Porterfield 等人修改(1994)。	52
圖 3.2：	照片。螺紋實心棒材。照片由 Con-Tech Systems 公司提供	53
圖 3.3：	照片。螺紋實心鋼腱與鋼板、墊圈和螺帽。注意擴頭釘應連接到最終面部。照片由 DYWIDAG-Systems International 提供。	54
圖 3.4：	照片。典型灌漿廠設置。照片由 Barry Siel, FHWA 提供	56
圖 3.5：	照片。Baroid 泥漿平衡法測量比重。照片由 Schnabel Engineering 提供	57
圖 3.6：	照片。成型漿體用於強度驗證。照片由 Schnabel Engineering 提供	58
圖 3.7：	照片。將典型的鋼製定心器附著於 HBSN。照片由 Schnabel Engineering 提供	59
圖 3.8：	照片。將典型 PVC 定心器附著於實心棒材上。(所描述的定心器之間的間距僅供說明；實際則使用較寬的間距。)照片由 Williams Form Engineering Corp.提供	59
圖 3.9：	照片。具有灰色和紫色環氧樹脂塗層(左)，以及部分被竹節狀護套所包覆的實心鋼腱(右)。照片由 DYWIDAG-Systems International 提供	60
圖 3.10：	照片。現場噴凝土測試板的固化。照片由 Schnabel Engineering 提供	61
圖 3.11：	照片。噴凝土測試板製芯，用於回收樣本的壓縮測試。照片由 Schnabel Engineering 提供	62
圖 3.12：	照片。在初始噴凝土作業之前的排水帶。照片由 Schnabel Engineering 提供	63
圖 3.13：	照片。在土釘牆施工過程中築起護堤的挖掘作業。照片由 Moretrench American Corporation 提供	65
圖 3.14：	說明。穩定護堤挖掘作業的土釘支撐。Porterfield 等人修改(1994)。	66
圖 3.15：	照片。鑽鑿釘洞，照片由 Barry Siel，FHWA 提供。	68
圖 3.16：	照片。實心釘材鋼腱安裝。照片由 Schnabel Engineering 提供。	69
圖 3.17：	照片。初始噴凝土施工。照片由 Moretrench American Corporation 提供	70
圖 3.18：	照片。噴凝土，包括 WWM 和瓦爾棒。照片由 Ryan R. Berg & Associates, Inc.提供	72
圖 3.19：	照片。場鑄牆面。照片由 DYWIDAG-Systems International 提供	73
圖 3.20：	照片。預凝面板面部。照片由 Texas DOT 提供	74
圖 3.21：	照片。面部雕刻。照片由 The Collin Group, Ltd 提供。	75
圖 3.22：	照片。天然岩石般的面部雕刻。照片由 The Collin Group, Ltd 提供。	76
圖 4.1：	說明。鑽探初步配置。Sabatini 等人修改(2002 年)。	80
圖 4.2：	圖。土壤單位重量之估算。美國海軍(1982 年)、庫拉維以及馬恩(1990 年)後修改	86
圖 4.3：	圖。無黏性土的摩擦角作為標準化覆蓋層的函數(Schmertmann，1975 年後修改)	88
圖 4.4：	圖。摩擦角與塑性指數的關係(Terzaghi，Peck 和 Mesri，1996 年)	89
圖 5.1：	說明。潛在的滑動面和土釘張力。	102
圖 5.2：	說明。施工期間潛在的臨界穩定情況。	103
圖 5.3：	說明。土釘中的應力轉移機制：(a)基本土壤配置；(b)灌漿 - 土壤介面剪應力簡圖分佈；(c)所得張力的簡圖分佈	104
圖 5.4：	說明。土釘中最大張力的位置。Byrne 等人修改(1998 年)。	105
圖 5.5：	圖表。在土釘牆中測得最大釘材張力的整理。來自 Byrne 等人(1998 年)。	106
圖 5.6：	圖表。在土釘牆中測得面部張力的整理。從 Byrne 等人(1998 年)。	107
圖 5.7：	說明。釘材張力的限制：(a)拉拔控制阻抗，(b)拉伸阻抗控制。	109
圖 5.8：	說明。土釘牆的潛在限制狀態：(a)內部穩定性(滑動面與土、釘材相交)；(b)整體穩	115

定(滑動面與釘材不相交)；(c)整體穩定：基礎橫差；(d)岩土力量：橫向滑動；(e)岩土力量：拉拔；(f)結構強度：釘材處於緊張狀態；(g)面部結構強度：彎曲；(h)面部結構強度：沖壓剪切；(i)面部結構強度：擴頭釘處於緊張狀態。
圖 5.9： 說明。簡單楔塊用於整體穩定性驗證。 118
圖 5.10： 說明。基礎橫差為：(a)軟質細粒土的沉積，(b)沉積軟質細土層的沉積物，沉積於硬層。在 Terzaghi 等人(1996 年)和 Sabatini 等人(1999 年)之後修改。 121
圖 5.11： 圖。用於確定基礎橫差的負荷能力因子(Nc)。在 Terzaghi 等人(1996 年)和 Sabatini 等人(1999 年)之後修改。 121
圖 5.12： 說明。土釘牆橫向滑動。 126
圖 5.13： 說明。土釘牆面部限制狀態。(a)典型面部配置；(b)面部截面的彎曲；(c)初始面部上的沖壓剪切；(d)最終面上的沖壓剪切；(e)頭釘的張力。Lazarte(2011 年)之後修改。 129
圖 5.14： 說明。面部彎曲機制和釘材力量。Lazarte(2011 年)之後修改。 131
圖 5.15： 說明。以截面表示初始面部的彎曲機制 132
圖 5.16： 說明。土釘牆變形。在 Clouterre(1991 年)和 Byrne 等人(1998 年)之後修改。 136
圖 6.1： 說明。牆上的土釘圖案型態。 142
圖 6.2： 說明。不同的釘材圖案型態：(a)用於非水平地面的釘材排列範例，(b)圍繞在公用設施的各種釘材傾斜度和長度，以及(c)在角落處的釘材延展。 143
圖 6.3： 說明。複雜土釘牆中的總體和合成滑動面。AASHTO(2014 年)之後修改。 149
圖 6.4： 說明。單一釘材應力轉移模式：(a)土釘配置，(b)作用中的黏結應力分佈，(c)沿著釘材的假設負荷分佈。 151
圖 6.5： 說明。彎曲時面部鋼腱的命名。 155
圖 6.6： 說明。面部後面的土壤壓力分佈。Byrne 等人修改(1998 年) 157
圖 6.7： 說明。在面部橫截面中的沖壓剪切限制狀態：(a)支承板連接；(b)頭螺栓連接。Byrne 等人後修改(1998 年)。 162
圖 6.8： 說明。擴頭釘幾何。 162
圖 6.9： 說明。作用在土壤楔塊後面的力量(Mononobe-Okabe 法)。 170
圖 6.10： 圖表。地震主動壓力係數：(a)水平後坡，(b)校正非水平後坡 172
圖 6.11： 圖表。內聚力對地震主動土壓係數的影響。資料來源：NCHRP(2008 年)。 173
圖 6.12： 說明。土釘牆的排水 175
圖 6.13： 說明。典型的排水管細節。 Byrne 等人(1998 年)後修改。 176
圖 6.14： 說明。階式土釘牆範例。資料來源：Byrne 等人(1988)。 177
圖 6.15： 說明。複合牆體結構：(a)截面，(b)具有混凝土樁的土釘牆。資料來源：Byrne 等人(1988)。 179
圖 6.16： 說明。支撐釘概念。資料來源：Byrne 等人(1998 年) 181
圖 6.17： 說明。防霜保護的例子：(a)第一例，(b)第二例。Byrne 等人(1998 年)後修改 184
圖 7.1： 說明。鋼腱的一般腐蝕。Hamilton 等人（1995 年）和 Samtani 和 Nowatzki（2010 年）
圖 7.2： 說明。選擇土釘防腐蝕保護等級的程序
圖 7.3： 說明。Class A 防腐蝕保護：封裝。Byrne 等人修改（1998 年）。
圖 7.4： 說明。Class B 防腐蝕保護：鍍鋅或環氧塗層。Byrne 等人修改（1998 年）
圖 7.5： 說明。Class C 防腐蝕保護：裸鋼筋。Byrne 等人修改（1998 年）。
圖 9.1： 圖。土釘負荷測試設置。資料來源：Cadden 等人（2010 年）。
圖 9.2： 圖。噴凝土面部土釘負荷測試設置。照片由 Schnabel 工程提供。
圖 9.4： 圖表。土釘負荷測試的典型數據表
圖 9.5： 圖表。土釘負荷測試的數據減少範例。
圖 9.6： 圖表。土釘潛變測試的數據減少範例
圖 9.7： 說明。典型的綜合監測儀器。資料來源：Byrne 等人。(1998 年)。
圖 9.8： 圖。附著在姐妹杆上的應變計。照片由 Schnabel Engineering 提供。

表目錄

表 3.1a： 鑽鑿能力土壤或風化岩石的液壓旋轉螺旋鑽(Elias 和 Juran 修改，1991 年) 67
表 3.1b： 液壓空氣和水循環方法，用於土壤、岩石或混合地面條件的鑽鑿(可用氣動錘擊孔 67
表 3.1c： 氣動旋轉(頂孔錘)法，用於鑽鑿非侵蝕性土壤或岩石的方法(Elias 和 Juran 修改，1991 年) 67
表 4.1a： 土壤的程序和實驗室測試 - 分類 83
表 4.1b： 土壤的程序和實驗室測試 - 指數參數 83
表 4.1c： 土壤的程序和實驗室測試 - 剪切強度測試 83
表 4.2a： SPT-N 值、CPT 以及 SPT 無黏性土壤摩擦角之間的相關性 86
表 4.2b： SPT-N 值、CPT 以及 CPT 無黏性土壤摩擦角之間的相關性 87
表 4.3a： 基於土壤類型的土壤彈性性質(AASHTO 2014 之後) 90
表 4.3b： 基於 SPT-N 值的土壤彈性性質(AASHTO 2014 之後) 90
表 4.3c： 基於 CPT 錐尖阻抗(q_c)的土壤彈性性質(AASHTO 2014 之後) 90
表 4.4a： 粗粒土壤中土釘的估計黏結強度(Elias and Juran 之後修改，1991 年) 91
表 4.4b： 粗粒土壤中土釘的估計黏結強度(Elias and Juran 之後修改，1991 年) 92
表 4.5： 岩石中土釘的估計黏結強度 - 鑽鑿方法：旋轉鑽(Elias and Juran 之後修改，1991 年) 92
表 4.6： 每單位長度土釘拉拔阻抗的推定限制值(1)(Sabatini 等人之後修改，1991 年) 93
表 4.7： 實驗室測試標準 95
表 4.8： 現場級別的定義(Kavazanjian 等人，2011 年) 98
表 4.9： 現場係數 FPGA(Kavazanjian 等人，2011 年) 99
表 4.10： 現場係數 Fv(Kavazanjian，2011 年) 99
表 5.1： 土釘牆設計所建議的最小安全係數使用 ASD 法(1) 110
表 5.2： 基於 AASHTO 的負荷因子和負荷組合(2014 年) 113
表 5.3： 永久負荷的負荷因子 γ p 113
表 5.4： 整體穩定性的阻抗因子 119
表 5.5： 基礎橫差的阻抗因子 122
表 5.6： 拉拔阻抗因子 122
表 5.7： 橫向滑動的阻抗因子 126
表 5.8： 緊張狀態下鋼腱的阻抗因子 127
表 5.9： 面部撓曲阻抗的阻抗因子 133
表 5.10： 面部衝擊剪切的阻抗因子 133
表 5.11： 最終面部中，緊張狀態擴頭釘的阻抗因子 134
表 5.12： (δh/H)i 和 C 作為土壤條件的函數值 134
表 6.1： 主要步驟 - 初始設計考慮事項 137
表 6.2： 主要步驟 - 設計 137
表 6.3： 土釘牆設計的阻抗因子 146
表 6.4： 面部補強單位寬度截面積的命名原則 154
表 6.5： 因子 CF 158
表 6.6： 標稱撓曲阻抗，RFF(初始面部) 158
表 6.7a： 面部阻抗 - 剪切沖壓，RFP(初始面部) 163
表 6.7b： 面部阻抗 - 剪切沖壓，RFP(最終面部) 163
表 6.8： 緊張狀態擴頭釘阻抗 R_{FH}(最終面部) 165
表 6.9： 以 Mononobe-Okabe 法的視內聚力使用最大值(NCHRP 2008 年) 172
表 7.1： 阻抗對腐蝕電位/侵蝕性的相對影響（NCHRP 1978 年）
表 7.2： 評估地面腐蝕電位的標準
表 7.3： 土釘的腐蝕電位等級
表 9.1： 驗證試驗中的負荷計劃
表 9.2： 保證試驗中的負荷計劃

表 10.1： 團粒狀土壤中土釘的標稱黏結強度（Cadden 等人，2010 年）

方程式目錄

方程式 4.1：	平均剪切波速	97
方程式 4.2：	平均 SPT-N 值	98
方程式 4.3：	設計，現場校正的地面加速度峰值	98
方程式 4.4：	設計，在 1 秒的現場校正響應加速度	98
方程式 5.1：	土釘在頭部的最大負荷。	107
方程式 5.2：	土釘中的最大負荷。	107
方程式 5.3：	ASD 中的通用設計方程式。	109
方程式 5.4：	LRFD 中的一般設計方程式。	111
方程式 5.5：	容量 - 需求比	111
方程式 5.6：	因式分解後的阻抗	117
方程式 5.7：	因式分解的驅動力	118
方程式 5.8：	平衡時，作用中的拉拔阻抗	118
方程式 5.9：	使用 ASD 方法的作用中拉拔阻抗。	118
方程式 5.10：	標稱土壤阻抗。	119
方程式 5.11：	標稱土壤阻抗。	119
方程式 5.12：	土塊底部的總壓力。	120
方程式 5.13：	基礎橫差穩定性。	121
方程式 5.14：	外部負荷基礎橫差穩定性。	121
方程式 5.15：	基礎橫差穩定性的簡化表達式。	121
方程式 5.16：	對基礎橫差的安全係數	122
方程式 5.17：	橫向滑動穩定性	123
方程式 5.18：	土塊基底土體的標稱阻抗	124
方程式 5.19：	橫向泥土推力	124
方程式 5.20：	泥土壓力作用的有效高度。	124
方程式 5.21：	根據 Coulomb 理論的有效泥土壓力係數。	125
方程式 5.22：	根據 Rankine 理論的有效泥土壓力係數。	125
方程式 5.23：	有效泥土壓力係數(垂直壁、水平回填、無摩擦的泥土介面條件)。	125
方程式 5.24：	標稱壓縮阻抗	129
方程式 5.25：	標稱拉伸阻抗	130
方程式 5.26：	初始面部的彎曲力。	130
方程式 5.27：	鋼筋的等效截面積	131
方程式 5.28：	每單位長度的總等效面積	132
方程式 5.29：	彎矩	132
方程式 5.30：	牆體上的最大長期水平和垂直位移。	134
方程式 5.31：	牆後土體變形指標性距離。	135
方程式 6.1：	標稱單位拉拔阻抗。	150
方程式 6.2：	標稱拉拔阻抗。	151
方程式 6.3：	容量 - 需求比(CDR)	152
方程式 6.4：	CDR 定義	152
方程式 6.5：	標稱鋼腱拉伸阻抗	152
方程式 6.6：	補強比	153
方程式 6.7：	釘頭處垂直方向每單位寬度的鋼腱截面積定義	154
方程式 6.8：	釘頭處水平方向每單位寬度的鋼腱截面積定義	154
方程式 6.9：	初始面部中間跨度的垂直彎曲阻抗	155
方程式 6.10：	初始面部釘頭處的垂直彎曲阻抗	156
方程式 6.11：	初始面部中間跨度的水平彎曲阻抗	156
方程式 6.12：	初始面部釘頭處的水平彎矩	156

方程式 6.13： 垂直方向彎曲的標稱抗彎曲阻抗 156
方程式 6.14： 水平方向的標稱彎曲阻抗 156
方程式 6.15： Grade 60 鋼材 WWM/鋼筋和 4000 psi 噴凝土的標稱彎曲阻抗 157
方程式 6.16： F 的定義 158
方程式 6.17： 標稱彎曲阻抗。 158
方程式 6.18： 面部彎曲的容量 - 需求比率 159
方程式 6.19： 沖壓剪切阻抗的容量 - 需求比 159
方程式 6.20： 面部的標稱沖壓剪切阻抗 160
方程式 6.21： 透過面部標稱沖壓剪切阻抗 160
方程式 6.22： 經過初始面部的圓錐滑動面之有效等效直徑 160
方程式 6.23： 初始面部圓錐滑動面的有效深度 160
方程式 6.24： 最終面部圓錐滑動面之有效等效直徑 162
方程式 6.25： 最終面部圓錐滑動面的有效深度。 162
方程式 6.26： 面部頭釘阻抗。 164
方程式 6.27： 頭釘的容量 - 需求比 164
方程式 6.28： 驗證擴頭釘的足夠截面積 164
方程式 6.29： 驗證頭釘的足夠厚度 164
方程式 6.30： 螺栓有效截面積 165
方程式 6.31： 設計，現場校正地面加速度峰值(Site ClasseC 到 E) 167
方程式 6.32： 設計，現場校正的地面加速度峰值(Site Classes A 和 B)。 167
方程式 6.33： 牆體高度的修正地震係數。 167
方程式 6.34： 牆高校正因子 168
方程式 6.35： 估計牆體地震位移 168
方程式 6.36： 剛性牆的抗震係數。 169
方程式 6.37： 假設牆體的地震係數可以承受達 2 英吋橫向移動。 169
方程式 6.38： 假設牆體的抗震係數可以承受大於 2 英吋橫向移動 169
方程式 6.39： 減少因子 169
方程式 6.40： Mononobe-Okabe 法的有效總推力。 171
方程式 6.41： Mononobe-Okabe 法的有效泥土壓力係數。 171
方程式 6.42： 水平和垂直地震係數之間的關係 171
方程式 6.43： 在 Mononobe-Okabe 方程式中使用的 D 項 171
方程式 7.1： 犧牲鋼的厚度。
方程式 7.2： 剩餘棒直徑
方程式 9.1： 驗證試驗中的最大黏結長度（Grades 60 和 75）
方程式 9.2： 驗證試驗中的最大黏結長度（Grades 150）。
方程式 9.3： 驗證試驗中的最大負荷。
方程式 9.4： 驗證試驗中未黏結長度的理論彈性伸長率。
方程式 9.5： 保證試驗中的最大黏結長度（Grades60 和 75）。
方程式 9.6： 保證試驗中的最大黏結長度（Grades 150）。
方程式 9.7： 保證試驗中的最大負荷。
方程式 9.8： 保證試驗中未黏結長度的理論彈性伸長率。

符號列表

a	受壓縮面部截面有效寬度範圍
a_{hm}	中跨度每單位寬度之水平補強寬度截面積
a_{ij}	在“i”方向和“J”位置上每單位寬度之補強截面積
a_{s_eq}	每單位面部寬度補強之等效截面積
a_{s_W}	每單位面部寬度之 WWM 截面積
a_{vm}	中跨度每單位寬度之垂直補強寬度截面積
a_{vn}	釘頭每單位寬度之垂直補強截面積
A_E	螺栓有效截面積(用作牆面連接器)
A_{gt}	沒有縮頸之鋼材延性(或均勻伸長率)
A_H	擴頭釘頭部截面積
A'_{HN}	釘頭在水平方向補強之等效截面積
A_{s_R}	鋼筋截面積
A'_{s_R}	鋼筋等效截面積
A_S	擴頭釘軸部截面積
A_t	鋼腱截面積
A'_{VN}	釘頭在垂直方向補強之等效截面積
b_{PL}	支撐釘中支承板之尺寸
B_e	挖掘寬度
B'_e	土塊寬度導致橫差之潛勢
B_L	水平滑動面長度(滑動穩定性)
c	面部單位寬度壓縮力
c_b	土壤沿土塊底座之內聚力(滑動穩定性)
c'	土壤有效內聚力
c*	標準化內聚力
C	用於估計土釘牆偏轉之土壤依賴係數
CDR	容量-需求比
C_F	面部後方不均勻土壤壓力因子
C_P	修正因子，解釋土壤支撐(沖壓剪切)之貢獻
C_{RTY}	軟鋼之折減因子
C_{RTU}	硬鋼之折減因子
C_{ST}	支撐釘中之壓縮力
C_{1L}	鑽孔直徑之釘材長度校正係數(應用 B)
C_{2L}	內聚力之釘材長度校正係數(應用 B)
C_{3L}	安全係數之釘材長度校正係數(應用 B)
C_{1F}	鑽孔直徑之釘材負荷校正係數(應用 B)
C_{2F}	內聚力之釘材負荷校正係數(應用 B)

d	從壓縮截面外緣到補強件質心(面部彎曲)之距離
d_{bar}	初始棒材直徑，包括犧牲鋼材
d_e	地震負荷下可承受之牆體移動
d_f	最終面部之距離“d”
d_i	初始面部之距離“d”
d_i	用來估計現場級別(Site Class)之地下層厚度“i”
d_{loss}	犧牲鋼耗盡後之鋼棒淨直徑
dT	對 T 差分
dx	對 x 差分
D	用於計算 K_{AE} 之術語
D_B	到剛性土壤挖掘下層沉積物之深度
DC	結構/非結構附著物之呆負荷
D'_c	土釘頭圓錐滑動面之有效等效直徑
D_{DEF}	土釘牆後之地面變形距離
D_{DH}	鑽洞直徑
D_E	螺栓芯棒有效直徑
D_H	柱頭直徑
D_r	相對密度
D_S, D_{SC}	擴頭釘軸直徑
D_{SH}	柱頭直徑
DW	磨損表面和工具之呆負荷
E	鋼材楊氏模數
E_s	土壤楊氏模數
EH	水平泥土壓力
EQ	地震負荷
ES	永久超載之水平分量
EV	垂直泥土壓力負荷
f'_c	混凝土壓縮強度
f_u	鋼材極限強度
f_y	鋼材降伏強度
$f_{y\text{-}f}$	補強材降伏強度
$f_{y\text{-}hs}$	擴頭釘降伏強度
$f_{y\text{-}R}$	鋼筋降伏強度
F	用於估計 R_{FF} 之因子
F_{PGA}	現場條件之 PGA 調整因子
FS	安全係數
FS_{BH}	基礎橫差安全係數
FS_{FF}	面部彎曲/撓曲之安全係數
FS_{FH}	緊張狀態擴頭釘之安全係數
FS_{FP}	沖壓剪切之安全係數
FS_{LS}	橫向滑動之安全係數

FS_{OS}	整體穩定性之安全係數
FS_{PO}	拉拔安全係數
FS_{T}	緊張狀態鋼腱之安全係數
F_{v}	現場條件 S1 之調整因子
F_{y_W}	WWM 降伏強度
h	面部厚度(通用)
h_c	錐面有效深度
h_f	最終面部之厚度
h_i	初始面部之厚度
H	牆高
H	土層總厚度(Site Class 估算)
H_1	牆後泥土壓力作用之有效高度
H1, H2	H1 和 H2 分別是梯式土釘牆牆 1 和牆 2 的高度。梯式土釘牆的傾角 i 是從水平算起。
i	總和中之通用號碼
I_P	塑性指數(替代符號)
k_h	水平地震係數
k_{max}	最大地震係數
k_v	垂直地震係數
k_y	降伏加速度
K_a	主動壓力係數
K_{AE}	地震負荷作用下之主動泥土壓力係數
L	土釘長度
L_{BP}	正方形支承板尺寸
L_{BPT}	驗證負荷測試中之黏結長度
L_{BPTmax}	驗證負荷測試中之最大黏結長度
L_{BVT}	驗證負荷測試中之黏結長度
L_{BVTmax}	驗證負荷測試中之最大黏結長度
L_e	挖掘長度
L_{fail}	釘頭與滑動面之間長度
LL	load 活負荷
LL	液體限制
L_p	滑動面後的拖拉長度或土釘長度
LS	活負荷超載
L_S	擴頭釘長度
L_{SN}	支撐釘長度
L_{UB}	未黏結長度
m_{hm}	中間跨度每單位寬度之面部水平彎曲阻抗
m_{hn}	釘頭每單位寬度之水平彎矩
m_H	每單位寬度之水平力矩
m_{vm}	中間跨度每單位寬度之垂直彎曲阻抗

m_{vn}	釘頭每單位寬度之面部垂直彎曲阻抗
m_V	每單位寬度之垂直力矩
n	用於描述斜率之數字，表示為 n(垂直)：1(水平)
n_t	螺栓(連接器)單位長度之螺紋數
N	滑動面上之法線方向力
N	未校正之 SPT 鼓風計數
N	總數中之最後一個數字
N	通用牆中之土釘總排數
N_bar	平均 SPT N 值(估計 Site Class)
N_c	內聚力之負荷能力因子
N_H	擴頭釘數量
N_i	「i」層之 SPT N 值(估計 Site Class)
N_k	用於估算土體剪切強度之 CPT 因子
N_{60}	為 60%之能源效率而修正 N 值
$(N_1)_{60}$	統一和校正 SPT N 值
P_a	橫向泥土推力
P_a	大氣壓力
P_{AE}	總主動推力包括地震負荷
PGA	地面加速度峰值
PGA_D	設計地面加速度峰值
PGV	地面速度峰值
PI	塑性指數
PL	塑性極限
P_L	在壓力表測試中之限制壓力
PTL	驗證試驗負荷
q	沿灌漿 - 土壤介面作用之剪切應力
q	土釘補強塊底部總壓力(基礎橫差)
q_c	錐尖或支承阻抗
q_U	土釘之黏結強度或標稱黏結阻抗
q(x)	沿著灌漿 - 土壤介面作用之剪切應力，為距離「x」之函數，
Q	外部超載(示意圖楔形分析)
Q_i	土塊底部之總負荷
Q_i	在 LRFD 中負荷分量「i」
Q_{ES}	永久超載
Q_{LS}	活負荷超載
r	延展性折減因子(kmax 估計)
r_{PO}	每單位長度之極限拉拔強度(或負荷傳遞速率)
R	牆壁下部土釘長度之修正因子
R_{ALL}	容許阻抗
R_F	(一般)面部標稱抵抗
R_{FF}	面部標稱彎曲(或撓曲)阻抗

R_{Fi}	「i」釘材之標稱阻抗
R_{FP}	面部沖壓剪切之標稱阻抗
R_{FH}	最終面部頭釘之標稱拉伸阻抗
R_n	通用結構部件之標稱阻抗
R_{PO}	標稱拉拔阻抗
R_{POi}	「i」釘材之標稱拉拔阻抗
R_S	土壤標稱阻抗(原理圖楔形分析)
R_S	土塊之土體阻抗(滑動穩定性)
R_T	鋼腱標稱拉伸阻抗
R_{Ti}	「i」釘材標稱拉伸阻抗
S	土釘在水平或垂直方向之一般間距
S_H	土釘之水平間距
S_{max}	土釘之最大間距
SS	T = 0.2 秒時之頻譜響應加速度
S_{SH}	擴頭釘間距
Su	細粒土壤之不排水剪切強度
Su_bar	平均 Su(Site Class 估計)
S_{u1}	土塊後面細粒土之不排水剪切強度(基礎橫差)
S_V	土釘垂直間距
S_{VN}	最深排土釘與挖掘底部之間垂直距離
S_{V0}	牆壁頂部與第一排土釘之間之垂直距離
S_1	T = 1.0 秒時之頻譜響應加速度
S_{1D}	S1 之設計值
t	面部截面之單位寬度張力
tf	使用壽命，以年表示(犧牲鋼)
tMAX	統一土釘負荷(應用 B)
t_P	支承板厚度
t_{SH}	釘頭之厚度
T	結構之振盪周期
T	每單位長度單一等效土釘之力(示意)
T_{max}	最大釘材力量
T_{max_i}	「i」釘材之最大負荷
T_o	釘頭之拉伸力
T_T	以支撐釘概念之土釘軸向力
T_x, $T_{(x)}$	沿著土釘之負荷，以 x 之函數表示
$T_{1\ldots N}$	土釘 1 ... N 之拉伸力
T_{1maxi}, …	滑動面上土釘之最大負荷
v_bar	平均剪切波速度
v_{si}	「i」層之剪切波速度
V_F	作用於面部作用力沖壓剪切力量
VTL	驗證試驗負荷

w_n	原位或天然含水量
W	通用土楔之重量
W	面部重量
x	沿釘材之座標
x	SNAP-2 中之水平坐標
X	鋼材損失
y	SNAP-2 中之垂直坐標
z	力量「a」和「t」間之力矩
α	牆面之面傾角(自垂直算起)
α'	內牆面之面傾角(自垂直算起)
α	壁高校正因子(k_{max} 估計)
β	現場響應校正因子(k_{max} 估計)
β	後坡角
β_{eq}	等效後坡角
γ_d	土壤乾單位重量
γ_{EH}	泥土負荷之水平效應負荷因子
γ_{EQ}	地震力之負荷因子
γ_{ES}	永久超載水平效應之負荷因子
γ_{EV}	泥土負荷之垂直效應負荷因子
γ_i	與負荷 Q_i 相關之負荷修正因子
γ_{LS}	活負荷負荷因子
γ_{moist}	土壤之濕單位重量
γ_p	永久負荷之負荷因子
γ_s	土壤單位重量
$\gamma's$	土壤之浮力單位重量
γ_w	水之單位重量
δ	土體與補強土塊之間摩擦角(橫向滑動)
δ_h	土釘牆頂部之水平位移
$(\delta_h/H)_i$	估計土釘牆頂部水平位移之比例
δ_v	土釘牆頂部之垂直位移
ΔH	存在於牆後之後坡度高度差異
Δ_{PTL}	在 PTL 測量之總移動
Δ_{VTL}	在 VTL 測量之總移動
η_i	每 LRFD「i」負荷之負荷修正因子
θ	牆面傾斜角，自水平算起
θ_1, θ_2	分別為土釘和支撐釘傾斜角
μ	標準化黏合強度(應用 B)
ξ	滑動面方位角
ρ	補強比
ρ_{ij}	「i」方向和「j」位置之補強比
ρ_m	中跨度之補強比

ρ_n	釘頭之補強比
ρ_{tot}	總補強比
Σ'_{vo}	原位有效覆蓋層壓力
ν	蒲松比
φ	阻抗係數
φ_{BH}	基礎橫差之阻抗因子
φ_{FF}	Resistance factor for bending/flexure 彎曲/撓曲之阻抗因子
φ_{FH}	頭釘在緊張狀態 φFP 下之阻抗因子
	面部沖壓剪切阻抗因子
φ_{LS}	橫向滑動阻抗因子
φ_{OS}	總體穩定性阻抗因子
φ_{PO}	拉拔阻抗因子
φ_T	拉伸能力阻抗因子
φ_s'	有效土壤內摩擦角
φ_f	angle of retained soil 保持土壤之摩擦角
φ'_{fb}	土塊底部土體有效摩擦角(滑動穩定性)
φ_s	土壤摩擦角之標稱值
ω	個別地震係數之相關角度

縮寫列表

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials 美國國家公路暨交通運輸部
AC/DC	Alternating current/direct current 交流電/直流電
ACI	American Concrete Institute 美國混凝土研究所
ADSC	Also known as IAFD, International Association of Foundation Drilling 國際鑽鑿基金會，亦稱為 IAFD，
AFI	Air-Freezing Index 空氣冰凍指數指數
AL	Alignment load 對準負荷
ANSI	American National Standards Institute 美國國家標準學會
API	American Petroleum Institute 美國石油學會
ASA	American Shotcrete Association 美國噴凝土協會
ASCE	American Society of Civil Engineers 美國土木工程師學會
ASD	Allowable stress design 容許應力設計
ASTM	American Society for Testing and Materials 美國測試暨材料學會
AWS	American Welding Society 美國焊接學會
CALTRANS	California Department of Transportation 加州交通部
CD	Consolidated drained triaxial compression (test) 壓實排水的三軸壓縮(測試)
CIP	Cast-in-place (concrete) 場鑄(混凝土)
CL	Lean clay 低黏性黏土
CPT	Cone penetration test 錐體穿透測試
CU	Consolidated undrained triaxial compression (test) 壓實不排水的三軸壓縮(測試)
D/B	Design/Build 設計/建造
D/B/B	Design/Bid/Build 設計/投標/建造
DFI	Deep Foundations Institute 深基礎研究所
DMT	Dilatometer test

	膨脹計測試
DOT	Department of Transportation 交通部
EDM	Electronic distance measuring (equipment) 電子測距(設備)
EPS	Extruded polystyrene 擠製聚苯乙烯(PS)
FDM	Finite difference method 有限差分法
FEM	Finite element method 有限元素法
FHWA	Federal Highway Administration 聯邦公路管理局
FS	Factor of safety 安全係數
GEC	Geotechnical engineering circular 大地工程公報
GP	Poorly-graded gravel GW 粗級礫石 GW
GW	Well-graded gravel 中級礫石
HBSN	Hollow bar soil nails 空心棒材土釘
HDPE	High-density polyethylene 高密度聚乙烯(HDPE)
LI	Liquidity index 流動性指數
LL	Liquid limit 液體限制
LOI	Loss-on-ignition 燒失量
LRFD	Load and resistance factor design 負荷及阻抗因子設計
ML	Low-plasticity silt 低塑性粉砂
MSE	Mechanically stabilized earth (wall) 機械穩定的泥土(牆)
NCDC	National Climatic Data Center 國家氣候資料中心
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program 國家合作公路研究計劃
NHI	National Highway Institute 國道公路研究所
NOAA	National Oceanic and Atmospheric Administration 國家海洋暨大氣管理局
PCA	Portland Cement Association 波特蘭水泥協會
PE	Polyethylene 聚乙烯(PVC)
pH	Potential of hydrogen 氫的潛勢
PMT	Pressuremeter test 壓力表測試

PR	Polarization resistance 極化阻抗
PTI	Post-Tensioning Institute 後張力研究所
PVC	Polyvinyl Chloride 聚氯乙烯(PVC)
QC/QA	Quality Control/Quality Assurance 品質控制/品質保證
ROW	Right-of-Way 路權
SHRP2	Strategic Highway Research Program 戰略公路研究計劃
SI	International System of Units 國際單位制
SM	Silty sand 泥沙
SMSE	Shored mechanically stabilized earth (wall) 斜撐力穩定之泥土(牆)
SP	Poorly-graded sand 粗級級沙
SPT	Standard penetration test 標準滲透測試
SW	Well-graded sand 中級級沙
TRB	Transportation Research Board 交通研究委員會
TYP	Typical (used in figures and drawings) 典型(用於圖示和圖面)
UC	Unconfined compressive strength (test) 無限制的壓縮阻抗(測試)
USCS	Unified Soil Classification System 統一土壤分類系統
USGS	United States Geological Survey 美國地質調查局
UU	Unconsolidated Undrained Triaxial Compression (test) 未壓實不排水的三軸壓縮(測試)
VST	Field vane shear test 現場十字板剪力測試
WRI	Wire Reinforcement Institute 鋼筋補強研究所
WWM	Welded wire mesh 焊絲網

第一章：簡介

1.1 概述

本手冊提供土釘牆之設計及施工準則。相較於之前版本，本手冊最重要的是一些補充說明，包括：

•實施負荷與阻抗因子設計法(LRFD)平台

•使用空心條作為土釘的設計考量(HBSN)

•為土釘設計導入更徹底的腐蝕標準

•包含 SNAP-2 電腦程式的設計範例(Siel 2014 年)

本文件的主要受眾是：業主(例如，通常是公務機關)；專門從事橋樑、結構、大地工程和道路設計的工程師；以及提供技術評審的工程地質學家和顧問工程師，或從事設計、採購和建造永久性土釘系統的人員。本文件還適用於管理、規格和承包專家以及處理土釘系統的結構工程師。在本文中，「土釘」一詞是指夾雜了土壤、軟質、風化岩石中的夾雜物。無論土釘牆支撐的材料如何，本文件都使用「土釘」。本文件僅涉及永久性牆體，並包括在 LRFD 中所實施永久性結構的設計框架。

1.2 目的

本手冊的目的是為道路工程中，土釘牆的選擇、設計和建造提供更新及最新的實用資訊。本文所包含的資訊旨在為道路工程提出安全和具有成本效益的土釘設計，並幫助業主針對與土釘牆工程相關的風險作鑑識和管理。本手冊僅針對於提供長期支撐永久性結構而開挖的土釘系統。本手冊並未具體說明使用土釘作為提供臨時支撐的開挖或穩定崩塌的臨時結構。

1.3 土釘的定義

本節介紹了土釘的定義，用以區分本手冊所述之元素及其他類似系統，但在一個或多個方面與土釘有根本上的不同。這裡的土釘的定義包括以下基本要素：阻抗機制、材料、施工方法、施工品管(QC)和品質保證(QA)。

土釘是補強、被動的元件，在地下作水平鑽鑿和灌漿，以支撐土壤中的挖掘，或軟質和風化的岩石：

•有助於泥土阻抗系統的穩定性，主要是透過由保持住土壤或風化岩體的變形所引起的張力。

•透過沿著灌漿接地介面的剪應力(即黏結應力)，將拉伸負荷傳遞到周圍的地面。

•發展可以經由既定設計程序來估算的阻抗

•具有長期、可證明的防腐蝕保護，以確保系統足夠、長期的性能。

•與挖掘面部作結構性的相互作用。

•根據規定的方法進行負荷測試。

•按照既定程序進行施工品管/品質保證。

即使已安裝在習用的土釘上，那些後續拉伸緊固的補強件被稱為地錨，這在本手冊中並未提出。關於地錨的資訊可以在 AASHTO(2014 年)第 11.9 條和第 4 號大地工程通告第 FHWA-IF-99-015 號報告中的「地錨和錨固系統」(Sabatini 等人 1999)中找到。

如定義中所述，從周圍地面進出而轉移的負荷透過剪應力發展，其剪應力則沿著土釘的灌漿介面起作用。隨著補強土塊的變形，剪應力在灌漿接地介面處產生。由於保持用的土壤向挖掘方向變形，使土釘發生延伸，而導致土釘鋼腱的軸向張力。鋼腱中的軸向拉伸負荷從釘頭增加到最大值，然後隨著土釘轉移到周圍地面而減少。土釘鋼腱的拉伸阻抗和土釘的拉拔阻抗是主要的抵抗機制。

在土壤中插入棒材或桿件的各種土壤補強技術，可能與本手冊中描述的土釘有一些雷同之處。這些替代技術中，有一些是專有技術，可以引入「釘材」一詞，用在品牌名稱中，或是使用名稱不嚴謹的施工系統裡面。其中一些不符合土釘定義的替代技術，在附錄 G 中有所描述。本節還簡要討論了其與土釘的差異。

1.4 背景

1.4.1 土釘牆的歷史起源

將金屬補強件插入到地面中，並且灌漿，結合使用噴凝土面部提供挖掘支撐，源自被稱為「新奧地利隧道挖掘方法」(Rabcewicz 1964a、1964b 和 1965 年)。被動式鋼腱被稱為隧道工業中的岩石螺栓。將被動補強混凝土與噴凝土相結合的概念隨後延伸到岩石邊坡穩定工程(Lang 1961)。後來擴大了這種方法的使用，以穩定土壤中的斜坡和挖掘。

在 1972 年，土釘被用來穩定法國凡爾賽附近的一個鐵路拓寬工程中，大約 60 英呎高的沙質開挖坡面(Rabejac 和 Toudic 1974)。該方法被證明可省成本，施工速度比其他傳統支撐方法要快。

自凡爾賽工程完成以來，法國和其他歐洲國家的土釘使用情況變得十分普遍。1975 年德國首次在土體保持系統中使用土釘(Stocker 等人，1979)。德國 Karlsruhe 大學和德國大型承包商 Bauer 從 1975 年至 1981 年在一個有關實驗牆全尺度測試的研究計劃(Gässler 和 Gudehus 1981 年，Schlosser 和 Unterreiner 1991 年)中進行合作。涉及私人和公眾參與者的法國 Clouterre 研究計劃始於 1986 年。該研究包含全尺度測試、在現役的土釘牆監測、現場測試和數值模擬(Schlosser 1983，Clouterre 1993 年和 2000 年)。

1.4.2 美國的發展

這項技術在美國的首次應用之一是 1976 年，在湖泊區密集粉質沙質中進行 45 英呎深的挖掘，當時使用土釘為提供支撐，以便在俄勒岡州波特蘭擴建 Samaritan 醫院。跟傳統的挖掘支撐系統比起來，估計這個系統使用將近一半的時間完成，成本約為 85%(Byrne 等人 1998 年)。1984 年，FHWA 資助了在肯塔基州 Cumberland 峽谷附近安裝一個 40 英呎高的土釘牆原型作為示範方案(Nicholson 1986)。

自從在美國引進以來，道路工程使用土釘牆的案例也增加許多。這種增加可歸因於土釘技術可行性和成本競爭力。對於某些地下和方案的條件，土釘比其他自上向下的土體保持系統更有利，因為施工設備較小，並且提供更大的結構冗餘度。(即，每單位壁面積的補強元件數量大於其他系統)。對於土釘工程而言，由

於土釘比地錨更短，例如給定相同的牆體高度時，土釘傾斜度較小。另外，隨著土釘的使用越來越多，合格的土釘專業承包商數量亦隨之增加。多年來，工程師、業主，特別是國家交通運輸機構的專案經驗也在增加中。

1.4.3 美國主要歷史文獻

FHWA 的示範和研究工程的贊助者大大促進且擴大了自 20 世紀 90 年代初以來，土釘在道路工程中的使用量。 Elias 和 Juran(1991 年)撰寫了第一份 FHWA 發表的土釘設計和施工文件。1993 年，FHWA 在歐洲國家贊助了技術考察之旅，引進了該技術，並發表了考察結果(FHWA 1993a)。FHWA 還委託將法國國家手冊土釘部分翻譯成英文(FHWA 1993b)。1994 年，海關總署發起「示範方案 103」，在國家交通機構之間宣導土釘的使用。 FHWA 出版了題為「土釘現場檢查員手冊，示範工程 103」的文件，協助土釘工程的品管和品保(Porterfield 等人 1994)。「示範方案 103」引導了 1991 年 FHWA 土釘準則的更新(Byrne 等人，1998 年)。FHWA 還出版了本手冊的前一版本(Lazarte 等人， 2003)。

2007 年，FHWA 開發了一系列多媒體展示模組，以：(i)描述在道路施工中使用地錨和土釘；(ii)引入使用現代數位媒體，將此技術介紹各種使用者(Smith，2007 年)。2010 年，FHWA 發表了一份報告，其中回顧了影響 HBSN 腐蝕因素和一系列緩解這些因素的建議(Samtani 和 Nowatzki，2010)。 FHWA 還出版了 FHWA-CFL / TD-10-001(Cadden 等人，2010)，其中包含 HBSN 拉拔測試程序的結果。拉拔測試計劃的目標是：(i)在四個測試地點測量 HBSN 的黏結應力估計值；(ii)評估黏結阻抗公佈值和傳統使用實體條狀鋼腱的預鑽土釘之間是否存在相關性；和(iii)提供實用的標準程序的建議，給執行 HBSN 的抽查測試使用。

策略高速公路研究計劃(SHRP 2)推出了網路版的 GeoTechTools 的資訊和指導系統(SHRP，2013 年)，提供有關土釘的地質建築技術的組織化而且詳細的資訊。FHWA 正與美國國家交通運輸官員協會(AASHTO)和交通研究委員會(TRB)合作，與國家運輸機構一起實施使用 GeoTechTools。

1.5 設計理念

本文件包括一個框架，允許手冊使用者：

•使用 AASHTO「LRFD 橋樑設計規範」(2014 年)的負荷因子值，驗證傳統 LRFD 程式的結構容量。

•利用傳統的允許應力設計(ASD)、限制平衡、專用於設計土釘牆的電腦程式，以決定土釘牆部件的標稱負荷。

•納入與 AASHTO(2014 年)中所包含與負荷因子相關的阻抗因素，這將導致本手冊先前版本中定義安全係數相等或稍微更保守，先前版本是基於 ASD 所開發

•將相關的阻抗因子整合到最接近的 0.05，並且與 AASHTO(2014 年)中針對其他擋土結構和對應限制狀態所提出的相關阻抗因子，使其合理和相容，但不一定相等。

•結合與驗證試驗頻率最低要求一致的相關阻抗因子。

因此，本手冊所提出之土釘牆設計，係根據基於 ASD 的穩定性計算來量化土釘負荷和滑動面幾何形狀，接著使用這些結果來進行 LRFD 檢查。本手冊中包含的 LRFD 框架考慮了與 AASHTO(2014 年)相一致的作用、強度和極端狀況的限制狀態。

1.6 文件組織

本手冊之其餘章節提供以下資訊：

•第二章 -「應用與可行性評估」概述了道路工程中土釘的使用情況，介紹了土釘牆的主要部件和施工順序。本章亦介紹土釘之有利和不利的的地面條件，使用土釘之可行性評估準則，以及業主使用該技術之風險。最後列出成本和施工進度之影響因素。

•第三章 -「建築材料與方法」詳細描述了土釘牆的主要部件以及施工中所使用的設備和方法。

•第四章 -「設計所需的資訊」描述了工程師應該獲得的土釘牆完整設計資訊。該資訊包括現場和實驗室測試數據，以及土壤和岩石參數(包括黏結阻抗)。本章還列出了評估土釘腐蝕電位、在地震負荷下設計土釘牆、評估霜凍作用所需的資訊。

•第五章 -「抗力機構和限制狀態」提供了土釘牆抗壓負荷傳遞機制的描述。本章亦詳細討論土釘牆設計中使用的各種阻抗因子校準過程。

•第六章 -「土釘牆設計」介紹整個完成設計的主要步驟。本章提供準則給各種強度和作用限制狀態的驗證。此外，本章介紹了一些補充，特別是設計中的考慮，包括：(i)特殊牆體幾何；(ii)排水；(iii)霜凍的影響；和(iv)潛變土壤的作用。本章的逐步設計程序以附錄 C 中提出的設計範例進行了說明。

•第七章 -「腐蝕保護」介紹了腐蝕現象及其對土釘牆中存在的金屬元素之影響。它還包含選擇適當水平的腐蝕保護作為腐蝕電位的標準。本章介紹了不同的系統，提供防腐蝕保護，包括環氧樹脂棒材、灌漿等元素。

•第八章 -「承包方法和規範」介紹了土釘牆工程的採購準則。本章亦提供開發高品質施工規範的主要考量。

•第九章 -「施工檢查與成效監測」提出施工程序的品管/品保，包括材料檢查和施工活動。本章介紹了進行土釘負荷測試(保證及驗證試驗)，以及施工過程中的儀器、監測以及長期監測的要求。

•第十章 -「空心棒材土釘的注意事項」說明 HBSN 補強牆體的設計和施工需要考慮事項，包括業主、工程師和承包商的特殊項目討論。雖然 HBSN 設計在許多方面與實心棒材土釘相似，但必須特別考慮與腐蝕、土釘測試和建造品管/品保相關的事項。

本手冊還包括使用的參考文獻列表及以下附錄：

•附錄 A - 補強數據參考

•附錄 B - 初步設計圖

•附錄 C - 設計範例

•附錄 D - 土釘牆施工細節

•附錄 E - 程序施工規範

•附錄 F - 基於性能之施工規範

•附錄 G　- 類似技術

第二章：應用與可行性評估

2.1 簡介

本章敘述道路工程中，土釘的常見應用，介紹土釘牆的典型部件和施工順序。它還包括討論有利和不利的地下條件，以便於利用最有效益的成本來建造土釘牆，幫助評估其可行性，以及影響這些系統施工成本的主要因素。

土釘牆採用「自上而下」的施工順序構建，地面在限制高度的土坡開挖。在每個挖掘土坡處安裝土釘和初始噴凝土面部，以提供支撐。最後在表層澆置噴凝土或場鑄混凝土(CIP)。釘材通常已以 4 至 6 英呎的垂直間距來安裝，釘材垂直間距可以與一個穩定挖掘土坡的典型高度比較，通常為 3 至 5 英呎，在某些土壤中可能更多。釘材的水平間距通常也在 4 到 6 英呎的範圍內。圖 2.1 描繪了一個土釘牆，在道路拓寬工程中，取得開挖的路權。土釘與初始和最終面部都有助於開挖的穩定性。土釘支撐土壤並將負荷轉移到牆後的土體上。面部支撐釘材之間的土壤，並緊貼在面後，提供結構連續性，使土釘牆作用為一個單位。

土釘牆可以比其他自上而下的保持系統更有利，其中地面可以暫時維持短的、垂直的、或大致垂直的非支撐用切口。第 2.7 節詳細討論了對土釘有利及不利的土壤。

在美國的大部分道路工程中，土釘牆都是永久性的擋土結構。然而，當用作臨時挖掘時，土釘牆也被構建為道路工作中的臨時結構(即幾個月的象徵性使用壽命)。

2.2 土釘牆的元素

在圖 2.1 中被指出在美國實作中所使用的土釘部件，並在下面簡要描述。有關這些部件的更多詳細說明，請參見第三章。

2.2.1 土釘

•鋼腱 - 鋼腱是土釘牆後面的地面補強元素，相當於鋼筋。這些術語將在本手冊中交換使用。每個鋼腱中的拉伸應力對應於保留土壤的橫向移動和變形而調動。在無外部負荷(由於時間相關的變形)的情況下，或是當施加諸如過重負荷或交通負荷的外部負荷的挖掘之後，在挖掘期間可以發生土壤移動。鋼腱可以是實心或空心棒材。實心棒材放置在穩定的鑽洞中並灌漿就位。空心棒材配有犧牲鑽頭，先用於鑽鑿，然後保留在永久土釘補強的位置；它們在第十章中有詳細描述。實心和空心棒材通常是全螺紋的。

•灌漿 - 用於土釘的灌漿通常由波特蘭水泥和水組成。灌漿的作用是：(i)在變形的地面和鋼腱之間傳遞剪應力；(ii)將拉伸應力從鋼腱轉移到周圍的穩定土壤；和(iii)為鋼腱提供一定程度的防腐蝕保護。使用特密管工法將灌漿置於重力下的鑽洞中。

•腐蝕防護 - 永久性應用中使用的土釘需要化學和/或物理防護以防腐蝕。對於具有高腐蝕電位的土壤和具有較低風險公差的工程，所需的防腐蝕水準更高。

美國習用中最低的防腐蝕水準僅由灌漿提供。棒材的封裝提供了最高水準的防腐蝕保護，並透過加上保護襯套，在調整相位過程中灌漿來實現。土釘鋼腱的防腐蝕也可以透過使用熔解黏接、環氧樹脂塗層、鍍鋅或犧牲鋼來提供。第七章詳細介紹可用於土釘的防腐蝕技術。

2.2.2 面部

•噴凝土 - 面部由初始和最終部件組成。挖掘後不久，在安裝前後，在每個挖掘土坡所暴露的土壤上施加初始面部，以提供臨時穩定機制和保護機制。初始面部也接受了土釘的支承板。最終的面部是在初始面部所建構的，並在整個設計壽命週期內提供結構連續性。最後的面部也可能包括美觀。最初的面部對最常見的是補強噴凝土。最終的面部通常由 CIP 補強混凝土、補強噴凝土或預凝土板所組成。

在初始面部上的噴凝土所使用的補強件包括以下項目：(i)安裝點焊網(WWM)在整個挖掘土坡上，並使用適當的搭接接縫有效覆蓋整個牆體；(ii)在釘頭周圍放置水平棒材(稱為瓦爾棒材)，以在水平方向上增加撓曲阻抗；和(iii)在釘頭處放置垂直支承棒材，以增加垂直方向的撓曲阻抗(見圖 2.1)。其他補強選項包括使用鋼或合成纖維，特別是用於軟質、風化岩石的臨時面部。如果最終面部由噴凝土組成，則最終面部的補強與初始面部噴凝土補強類似。如果最終面部由 CIP 或預凝土組成，則鋼筋網是典型的。

2.2.3 其他部件

•連接部件 - 土釘透過多個部件連接到面部，包括：螺帽、墊圈、支承板和擴頭釘。擴頭釘連接到支承板上，並嵌入到最終面部內，如圖 2.1 所示。

•排水系統 - 排水系統安裝在土釘牆後面：(i)收集藏於面部後面的地下水或滲透的地表水；和(ii)將收集的地下水引導離開牆體。排水系統通常由複合材料和土工合成材料排水帶組成，也稱為地質複合材料排水帶。排水系統不能提供牆體區域的全面覆蓋，而是根據所選擇的排水間距和可用的規格品寬度，通常覆蓋挖掘面的 10-20%或更多。

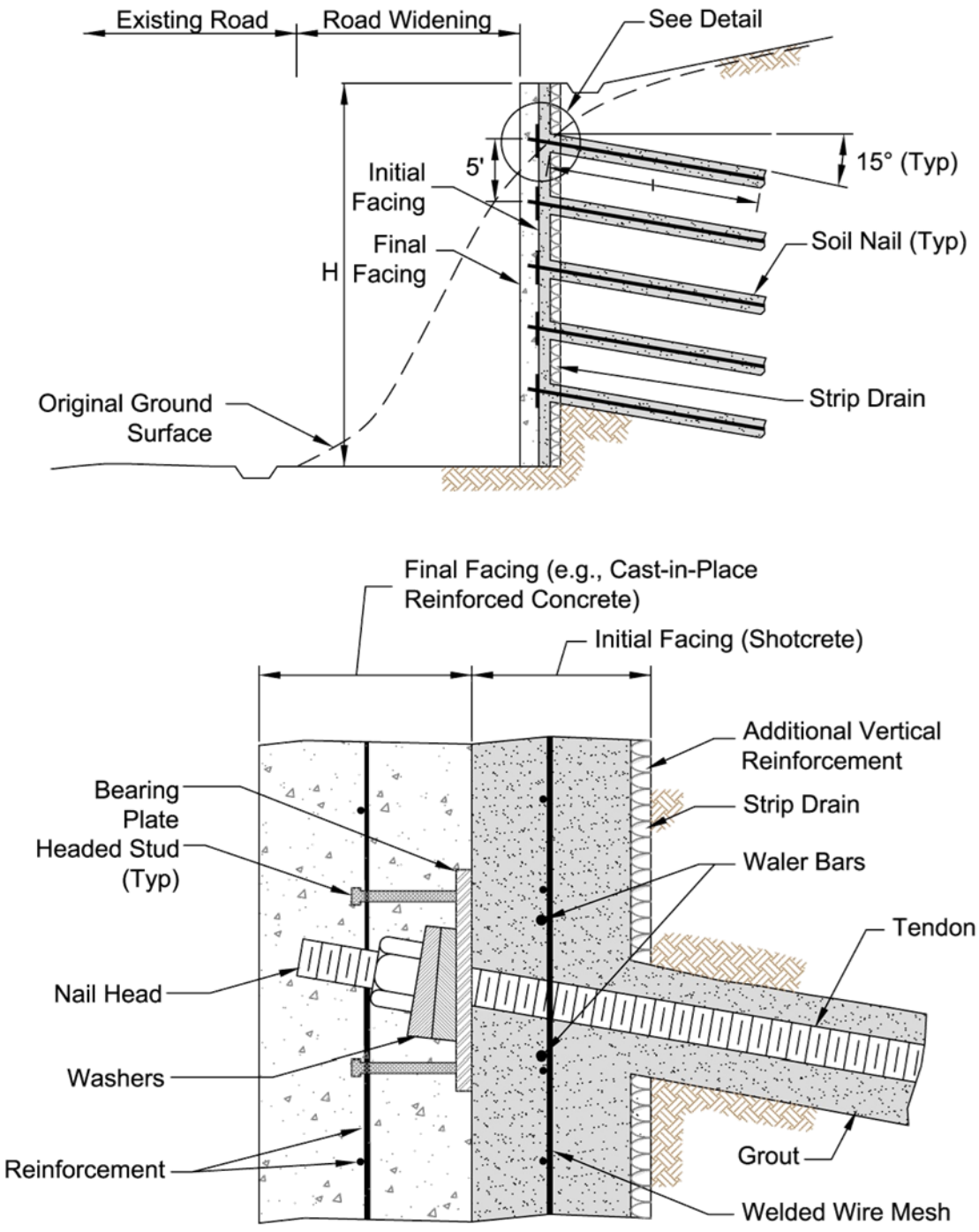


圖 2.1：土釘牆的典型橫截面。Porterfield 等人修改(1994)。

2.3 施工順序

土釘牆的典型構造順序如下圖所示，如圖 2.2 所示。

步驟 1.挖掘。初始挖掘土坡的深度(不受支撐的切鑿)可以在 2.5 英呎至 7 英呎之間，但通常為 3 至 5 英呎，並且稍微低於將安裝第一排釘材的高度。這個步驟的可行性是很關鍵的，因為挖掘面必須能保持不受支撐，直到釘材和初始面部被安裝上去，通常為一到兩天。挖掘的土壤類型可能會限制挖掘土坡的深度。挖掘平台必須具有足夠的寬度，以便為土釘裝置設備提供安全的通道。

步驟 2.鑽釘孔。鑽洞使用從挖掘平台操作的專用鑽鑿設備。鑽洞通常不受支撐。

步驟 3 .A)釘材安裝和灌漿。鋼腱放在鑽洞中。一根特密灌漿管與鋼腱一起插入鑽洞中；並且把該孔灌滿漿，置於重力或標稱低壓(小於 5 至 10psi)下。如果使用空心棒材，則鑽鑿和灌漿將在一次操作中進行。

B)排水帶的安裝。在挖掘面上安裝了排水帶，從挖掘頂部一直連續到稍低於挖掘底部。排水帶放置在相鄰的釘材之間，並向下展開到下一個挖掘土坡。

步驟 4.　噴凝土面的施工。在下一層土體開挖之前，將初始面部施用在不受支撐的切口。初始面部通常由輕度補強的 4 英吋厚噴凝土層。補強包括點焊網(WWM)，這擺在面板厚度的中間(圖 2.1)。水平和垂直棒材也放置在釘頭，作為抗彎曲。當噴凝土開始固化時，將一片鋼支承板放置於從鑽洞伸出的鋼腱上。將支承板輕輕壓入新鮮的噴凝土內。然後安裝六角螺帽和墊圈使釘頭與支承板接合。在初始噴凝土放置的 24 小時內，以六角螺帽扳手擰緊。在進行下一次挖掘土坡之前，可以對一些已安裝的釘材進行檢驗，以檢驗其負荷能力，或檢驗所規定的負荷標準。在進行後續挖掘土坡之前，噴凝土應達到最低規定的 3 日壓縮阻抗。為規劃目的，噴凝土的固化週期應考慮在 72 小時。

步驟 5.後續層次的構建。對於剩餘的挖掘土坡重複步驟 1 至步驟 4。在每個挖掘土坡上，排水帶向下展開到隨後的土坡。然後將點焊網板的新面板與上述點焊網板重疊至少一個完整單元網格。臨時噴凝土接續之前的噴凝土土坡。

步驟 6.最終面部的施工。在底部挖掘作業達成，並且安裝釘材及測試之後，則作最終面部的施工。最終面部包括 CIP 補強混凝土、補強噴凝土或預凝板。然後安裝排水孔、排水帶和排水溝，以排放可能收集在連續排水帶中的水。

上述步驟的變化可能需要適應特定的工程條件。例如，噴凝土可以在挖掘後、挖孔和裝釘前立即施用於每個土坡，特別是在考慮到開挖面的穩定性的情況下。另一種變化可能是在濕灌漿作業中，在放置鋼腱之前，灌漿於鑽洞內。

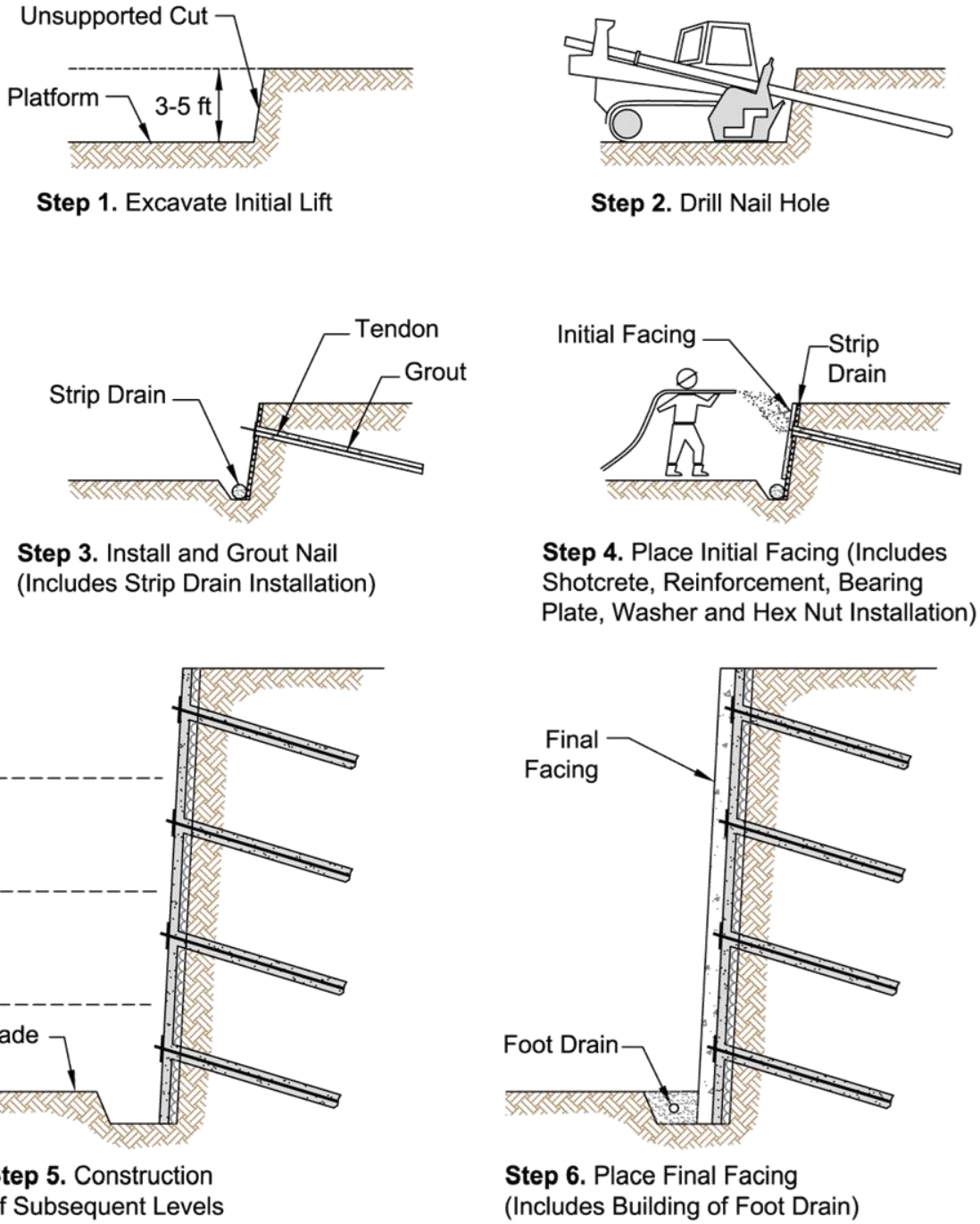


圖 2.2：說明。典型土釘牆施工順序。 Porterfield 等人修改(1994)。

2.4 土釘牆的應用

2.4.1 概述

土釘牆可用於以下道路應用：

•道路開鑿

•既有橋梁之橋台下道路拓寬

•隧道洞口

•修復和重建既有的保留結構

•混合土釘系統

•斜撐力穩定土牆(SMSE 牆)

圖 2.3 顯示了大切面的土釘牆結構。



圖 2.3：照片 。土釘牆施工。由 Schnabel 工程公司提供。

2.4.2 道路開鑿

土釘對於道路開鑿是具有吸引力的，因為需要有限度的挖掘、合理的路權(ROW)和清除限制(見圖 2.4)。這些因素有助於減少運輸廊道的環境影響。因為用於安裝土釘的設備相對較小，所以對交通的影響也可能會減少。

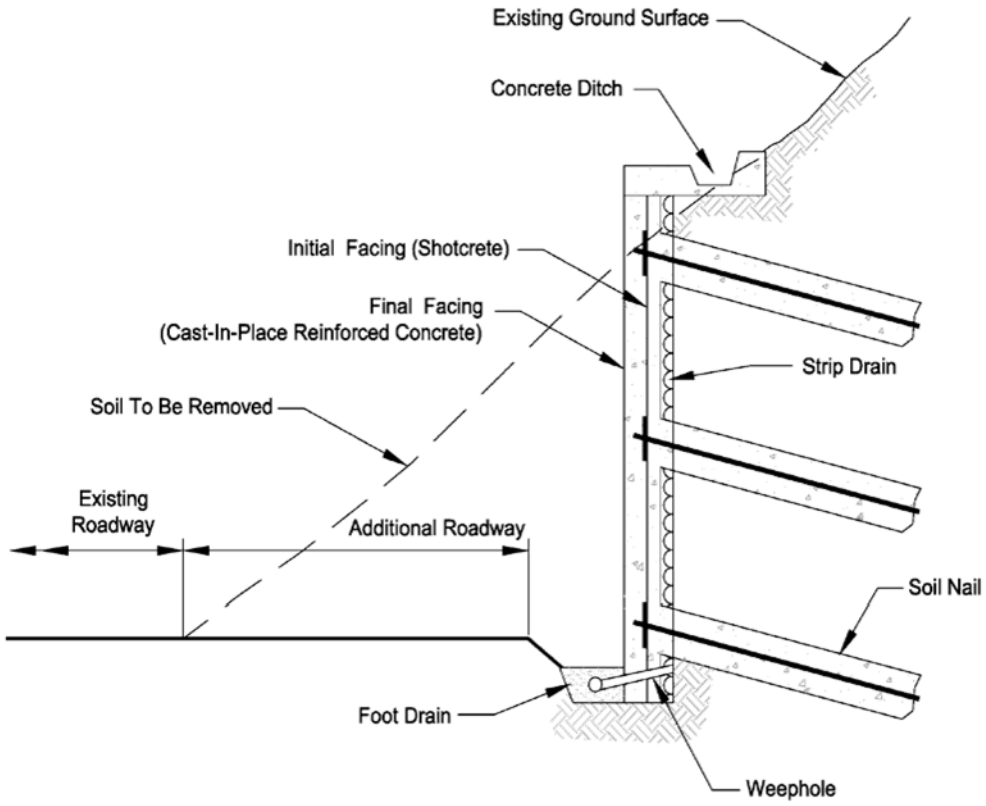


圖 2.4：說明。道路開鑿使用土釘支撐。Porterfield 等人修改(1994)。

圖 2.4 是可能存在細節變化的示意圖，特別是有關逕流控制的細節。其中一些變化將在第 6.9 節「排水和細節」中討論。

2.4.3 既有橋梁之橋台下道路拓寬

當需要移除既有橋樑橋台邊坡時，做土釘牆對其下方通道拓寬是有利的。雖然在橋樑橋台下安裝土釘牆的成本可能與其他適用系統的成本相當，但是土釘的優點是土釘設備的尺寸相對較小。土釘設備可以在有限的空間內操作，在拓寬期間，其下方通道的交通流量可能不需要完全中斷。土釘的位置、長度和傾斜度必需要仔細規劃，使釘材不會干擾既有橋樑，也不會與既有的基台相交。上部土釘必須位於橋樑大樑間之清空的空間內，並且必須與之平行。剩餘較低排的土釘必須定位和定向，以避免撞擊下面的基礎元件。圖 2.5 範例描繪了既有橋樑下的道路拓寬。

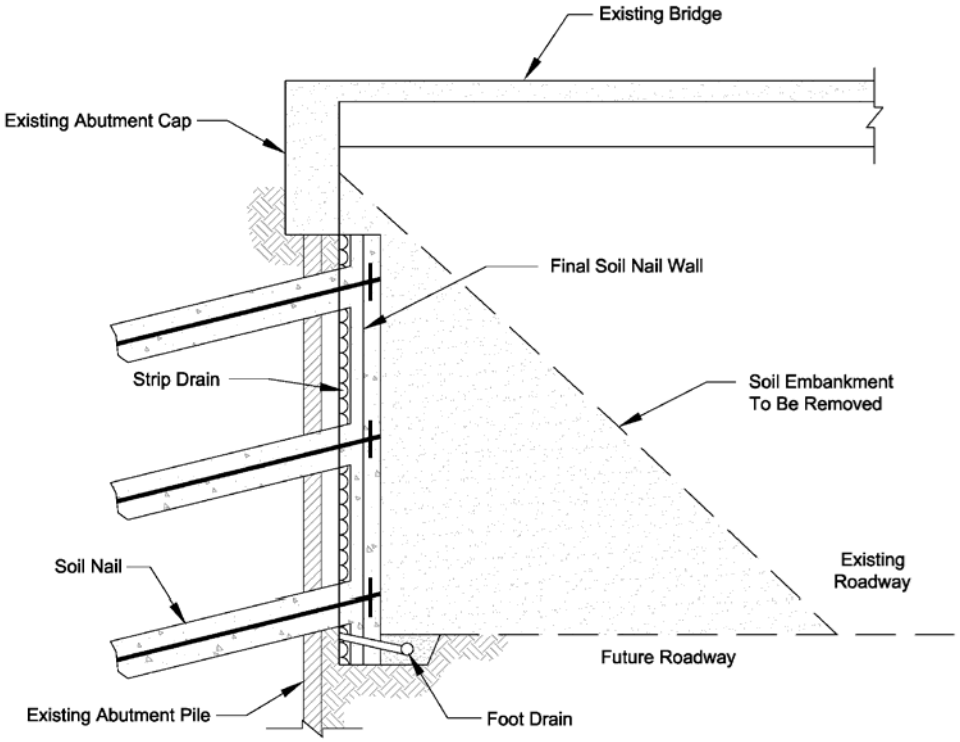


圖 2.5：說明。既有橋下道路拓寬。資料來源：Porterfield 等人(1994)。

垂直微型樁和土釘也被用於道路拓寬工程的修改橋台，既有橋樑原本受支撐在既有路堤頂部的表面基礎。當它們將橋樑負荷轉移到新的道路坡度下，這些微型樁支撐著修改的基台並防止沉積。同時，新增的土釘牆保留了開挖的土壤。由於大部分道路拓寬工程的架空間隙很小，所以在這些應用中，結合使用土釘和微型樁是有吸引力的，因為它們可以幫助加快橋樑在下方通道拓寬的同時，可以保持運行。

2.4.4 隧道洞口

隧道洞口也可以使用土釘來增加穩定度。雖然在隧道洞口處使用土釘的原理與道路開鑿相似，但在本應用的設計和施工中必須考慮其他方面。首先，必須考慮面向隧道上方的噴凝土之垂直穩定性。也必須考慮將土釘負荷對於隧道洞口結構上的潛在轉移。土釘之間的相互作用和洞口附近隧道的初始噴凝土支撐和襯砌需要被充分評估。此外，土釘的佈置可能與在道路應用中的傳統使用方式不同。土釘必須安裝適當的水平斜削和適當的垂直方向，以避免干擾隧道支撐部件。

2.4.5 修復和重建既有的保留結構

土釘可用於穩定和/或強化失效或力量不足的保持結構。例如，一些力穩定土牆(MSE 牆)可能由於設計不良、結構不良或兩者兼具，而可能會出現過大的變形。如果既有表面足夠穩定以抵抗鑽鑿，則可以透過 MSE 面部直接安裝土釘。當 MSE 牆繼續變形時，MSE 牆的回填及其面部將負荷轉移到已安裝的土釘上，這些將負荷轉移到位於 MSE 土壤補強塊後面的穩定土壤中。

在這些情況下特別要關心的是：使用適當的鑽鑿和灌漿程序。這些程序不應對既有 MSE 牆的穩定性造成不利影響，並且應該開一個穩定的鑽洞，貫穿牆體回填和任何置於 MSE 牆背部的排水材料。在某些情況下，可能需要在開始鑽鑿之前穩定 MSE 面部，以防止部分或全部破裂。類似的考慮適用於在框式牆、石籠和磚牆的穩定化工程中使用土釘。

選擇適當的支承板來支撐土釘來穩定 MSE 和磚牆，是非常重要的。支承板必須能夠完全傳遞負荷而不會損壞既有面部。在某些情況下，考慮支承板的最大負荷應該要控制設計。

2.4.6 混合土釘牆

土釘牆可與其他類型的牆體系統(如地錨牆和 MSE 牆)一起使用，以結合每種方法的優點。這種情況可能出現在當複雜配置的牆體或與其他相關保持土壤系統的成本過高時。MSE 和土釘牆的組合可以在開鑿/填充情況下，提供比傳統使用的全高 MSE 牆體或鑽鑿擋土牆更經濟的設計(Wood 等人 2009)。圖 2.6 顯示了混合土釘/MSE 牆的範例。

混合土釘牆的另一個例子是土釘與地錨的組合。該應用可用於公用設施或其他地下障礙物存在的地方，並且不允許在上部安裝土釘。在這種情況下，牆面可以設計在 8 到 10 英呎高的懸臂上工作，使用一排或兩排地錨在懸臂底部提供水平拘束條件。

在下排中使用土釘。

土釘一般不適合解決深層滑動面的不穩定性。如果建議的道路開鑿有潛在的深層不穩定性，則可以將土釘與土釘結合使用。土釘也可用於複層牆，以支撐斜坡的頂部，其中一排或兩排相對較長的地錨將與滑動平面相交，並提供全面穩定性。

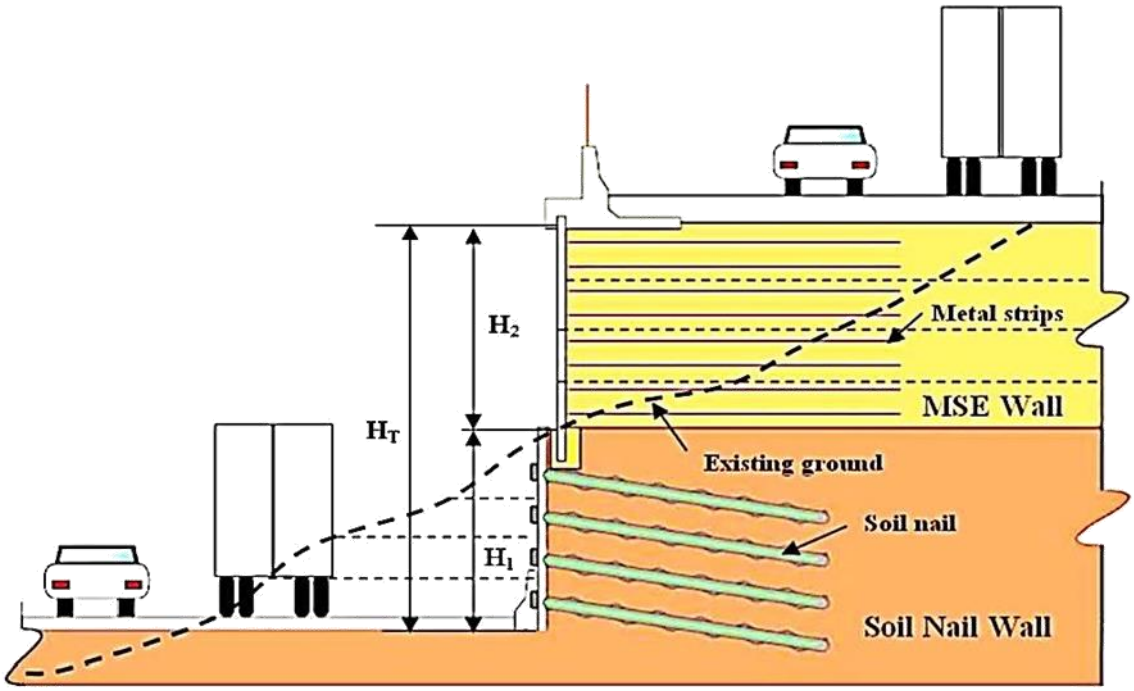


圖 2.6：說明。混合土釘/MSE 牆。資料來源：Wood 等人(2009 年)。

2.4.7 斜撐力穩定土牆(SMSE 牆)

越來越多的土釘牆與 MSE 牆體結合使用，藉由在陡峭的地形中填充配置，來拓寬小容積道路。陡峭地形的 MSE 牆體施工需要開挖以建立一個平坦的階地來放置土壤補強物。所需的嵌入深度隨著在趾牆下方斜坡的陡度而增加。如果斜坡太陡峭，則 MSE 牆的開挖變得不切實際，特別是在拓寬施工期間必須維持交

通的情況下。首先可以使用土釘牆作為支撐來穩定後坡(或後鑿)，然後在土釘牆前建造傳統的 MSE 牆體。圖 2.7 表示該組合的一般橫截面。

如果土釘牆被設計為永久性牆體，則釘材可以顯著減少 MSE 牆上的長期橫向壓力。這種配置被稱為 SMSE 牆。SMSE 牆的細節在 FHWA-CFL / TD-06-001(Morrison 等人，2006 年)的 ASD 平台中提供，並在 FHWA-NHI-10-024 / FHWA GEC 11 中的 LRFD 平台中更新(Berg 等人，2009 年)。

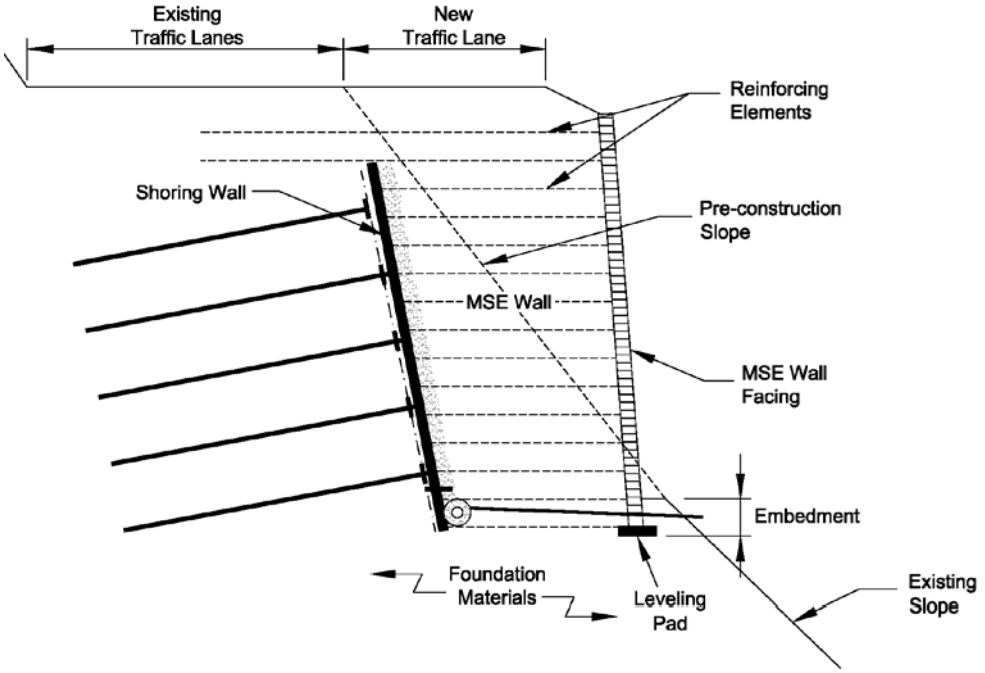


圖 2.7：說明。SMSE 牆為陡峭的地形。Morrison 等人修改(2006 年)。

2.5 土釘的優勢和限制性

2.5.1 優勢

與土釘相關的優勢分為三大類：施工、性能和成本。

2.5.1a 施工

•大多數其他競爭的系統，土釘牆所需要的路權較小。這對於地錨也是如此，因為土釘通常較短。

•土釘牆對交通的殺傷力較小，造成較少的環境影響；與其他施工技術相比，如鑽鑿或兵樁牆，相對地需要較大的設備。

•與開挖擋土相比，土釘造成挖掘中的阻塞較少。

•土釘牆的安裝相對較快。

•當遇到障礙物(如巨石、樁或地下設施)時，可以輕鬆調整釘材傾斜度和位置。地錨水平位置和方向的調整

通常需要改變兵樁配置或新增瓦爾梁，作為比較，現場的調整成本高昂。

•土釘牆安裝並不受限於架空限制，例如在安裝兵樁的情況下。當在橋下進行施工時，此優點尤為重要。

•由於較小的設備更容易移動，因此土釘在在偏遠地區，可能更具成本效益。

•土釘可以使用多用途設備來安裝，以及可用於其他底層元件，例如支撐或保護相鄰的移動敏感結構。

•有相對多的合格的土釘工程承包商。

•關於土釘的知識，廣泛的存在於工程師之間。

•與其他自上而下的建築牆體系統相比較，土釘牆更易容納曲線和「彎曲」，否則這些系統將需要直壁段。

2.5.1b 性能

•土釘牆相對靈活，可以容納較大的總和和差動的移動。

•若施工控制得當，土釘牆的測量偏差通常是在道路工程的允許限度內。

•在地震事件中，土釘牆發揮良好的效能。

•土釘牆比錨固牆具有更多的冗餘度，因為每單位面積牆體的可補強元件數量大於錨固牆的數量。

•可以應用於土釘牆的雕刻面，比其他飾面具有更加自然的外觀，以適應周圍的環境。

2.5.1c 成本

•與高於約 12 至 15 英呎的傳統混凝土重力牆相比，傳統土釘牆更顯得經濟許多。

•當使用傳統的土釘工程程序時，土釘牆的成本通常相當於地錨牆的成本，或更具成本效益。

2.5.2 限制

與土釘相關的主要限制有：

•在存在嚴格牆體移動標準的工程中，可能需要採取額外手段來限制撓度。這些要求會增加成本。如果存在非常嚴格的移動標準，土釘可能不是工程的可行選擇。

•牆後設施的存在可能會對土釘的位置、傾斜度和長度造成限制，特別是在上排。

•土釘牆不適合大量地下水滲入挖掘中。土釘牆在施工期間需要維持挖掘面暫時不受支撐。

•永久性土釘牆需要永久性地下設施。

•土釘鋼腱可能會干擾緊鄰土釘牆內某些類型的通信線路(如光纖)。

2.6 土釘牆的評估

2.6.1 概述

土釘牆的可行性評估應包括技術和經濟考慮因素，包括：

•評估當前的地面條件

•評估土釘牆的優點和缺點，以及與考慮中特定應用這些系統的相關風險

•土釘牆與替代系統的比較，如地錨或擋土牆系統

•成本的初步評估

當前地面條件的評估在第四章討論。對當前地面條件的評估應包括評估穩定測試階段的可行性。雖然可以在 3 和 5 英呎高之間穩定開鑿，如前所述，在 4 和 6 英呎之間的範圍作較高的開鑿，將更有助於表示其有利於地面下條件。

在測試段期間觀察到不利的穩定性條件，也可能與其他不可預期的條件有關，例如如果這些條件未被消除，則鑽洞會潛在崩塌的風險。

以下部分將討論與土釘相關的主要風險，以及管理這些風險所需考慮的最佳做法。除了與上述其他系統作簡單比較，土釘牆與替代系統的深入比較並不在此作說明。

2.6.2 主要風險和風險管理

與施工土釘牆相關的風險包括所有泥土支撐系統常見的風險，如缺乏：

•徹底及適當的地面下調查

•設計材料參數之充分選擇

•系統之正確分析模型

•全面之施工品管和品保程序

•透過岩土監測來驗證短期及長期的性能(一般只有在土體牆後存在敏感結構的情況下才會出現，或是當其他長期風險發生時)

與土釘牆建造有關的風險包括：

•如果設計中沒有妥善考慮，腐蝕可能會影響鋼腱和其他金屬部件的長期性能。

•大量地下水滲入開挖過程中，可能會使土釘牆的施工複雜化，特別是較低的、露天的挖掘土坡。高處地下水也可能影響系統的長期性能。

•土釘牆的設計程序需要有效確認土釘拉拔阻抗的設計標準。

•如果在設計規範和施工進度表中沒有充分考慮設計的關鍵要素，可能會產生重大風險。例如，如果業主將整個設計委託給承包商，則可能無法適當考慮土釘牆設計的關鍵要素，例如整體穩定性或變形分析，但承包商由於缺乏資源和/或受限的進度表，而無法提供這些設計。

控制或管理土釘牆工程風險的措施包括：

•一般來說，業主必須獲得足夠的內部和外部設計的現場數據。業主必須確保業主之工程師徹底評估地面的腐蝕電位。或是，業主可以要求評估腐蝕電位是承包商的責任。這些評估將指出適當的防腐蝕水準是必須的。業主應提供關於其對腐蝕風險的容忍性以及能夠投入充分防腐蝕方法的成本。

•業主的工程師必須確保為設計選擇合理的移動標準。如果需要嚴格的變形控制，業主之工程師在設計過程中必須評估地面移動，可能需要使用數值分析來輔助選擇適合的手段來控制牆體移動。此外，工程師可能需要考慮開發短期的，也可能是長期的監測牆體移動，以確定充分的性能。作為這項工作的一部分，工程師應制定適當的行動計劃，以便在施工期間進行監測和補救對策。這些評估是重要的，因為這種評估可能指出，如果需要嚴格的變形控制，則土釘牆並非成本有效的系統。

•業主之工程師必須對地下水進行評估，並在大地工程報告和設計階段評估進行挖掘的潛勢。排水系統可能需要納入設計。這些評估也可能說明，土釘牆在現場並非一個具有成本效益的系統。

•為了確定設計中使用的土釘拉拔阻抗值，必須在所有土釘工程中進行驗證和證明負荷測試程序。

•業主應聘請工程師進行全體穩定性和變形分析(若有需要)。這些評估結果應提供給承包商。如果這些設計要素被委託給承包商，業主必須制定合約文件，明確描述承包商的設計資格並送審這些設計要素的範圍、設計標準和性能標準(如適用)。

2.6.3 美學

土釘牆的美學可以作為業主的重要決策因素，他可考慮各種牆體類型。設計者應該對這個問題很敏感，因為它通常是業主唯一可以提供投入的面部施工的地方。噴凝土面板有粗糙和不規則的外觀。噴凝土可以透過刮刀或掃帚改進。

一些選項可用於進一步改善外觀的成本。噴凝土和混凝土可以染色、雕刻和/或模製，以作成天然岩層或石頭或磚砌。此外，突出的釘頭可以被配置為連接以支撐其他類型的面部，例如 MSE 牆板。與作為永久性面部的噴凝土相比，這些美學選擇可能是昂貴的。有關面部選項的更多詳細資訊，請參見第三章。

2.7 對於土釘的有利/不利土壤條件

2.7.1 概述

土釘牆可用於廣泛的土壤類型和地面條件。工程經驗說明，某些有利的地面條件使得土釘更具成本效益。只要土壤斷面的各層由適合的穩定材料組成，通常可以在混合地層中施工出無併發症的土釘牆。相反的，某些不利的土壤條件可能被認為是土釘應用的邊緣或有難度；與其他技術相比，土釘可能變得有風險和/或更昂貴。

以下章節介紹土壤條件，其被考慮是有利的，困難的，不利於土釘牆。

2.7.2 土釘的有利地面條件

在以下條件下，土釘具有經濟上的吸引力和技術上的可行性：

•挖出的土壤可在 4 至 6 英呎高的垂直或幾乎垂直開鑿中，不需要支撐，可以立起 1 至 2 天。

•當安裝在相對可滲透的地層中時，土釘位於地下水層的上方。

•無需使用罩殼保護下，地面條件可允許鑽洞保持穩定，直到安裝鋼腱並在鑽洞中灌漿。

如上所述，當工地測試指明有效土壤存在於地下水層以上時，土壤條件被認為有利於土釘牆施工。只要釘材安裝在滲透性低、滲漏少的細粒土壤中，就可以在地下水層下建造一個土釘牆。但是，由於其他原因，這種情況可能不一定能在技術上可行，或是可能不具有成本效益。設計工程師必須考慮孔隙壓力的長期演化，並考慮對牆體內部和整體穩定性的影響。設計工程師必須評估在這些條件下，發展過大的牆體彎曲的可能性。與團粒狀土壤中的變形相比，土釘壁彎曲傾向於較大的飽和、細顆粒，且具有低滲透性的土壤(可能有一些可塑性)。承包商必須在這些土壤中使用適合的鑽鑿程序，不會導致地面惡化。

以下地面類型通常被認為非常適合土釘工程條件的例子：

•密實至非常密實、具有明顯內聚力的團粒狀土壤。這些土壤包括密實至非常密實的砂、礫石或其組合，其具有一些細粉(通常小於 10%至 15%)，或具有弱的天然膠結作用可提供內聚力，並具有 SPT-N60 值(見第四章中的定義)每英呎超過 30 次鼓風(bpf)。毛細管力也可以在細砂中產生明顯的內聚力，只要這些土體保持不飽和：既不乾燥亦不飽和。因為目前尚未有廣泛接受的標準來評估團粒狀土壤中土釘之最小表面內聚力，當評估這些土壤中的土釘牆適用性時，片面的經驗將發揮重要的作用。此外，透過開挖測試坑或面部開鑿，可以在大地工地調查期間建立地面的立面能力。對於 4 英呎高、無支撐挖掘面的穩定性，需要 200 至 300psf 的最小表面黏合力。必須採取一些措施以避免毛細管力的過度破壞，造成表面內聚力明顯降低。這些措施可能包括：(i)在乾燥天氣下開鑿，開挖暴露限制不得超過幾個小時，以避免土壤乾燥；(ii)防止地表水立即滲入到開挖後的地面；和(iii)防止滲漏到開挖面。

•風化岩石的不利弱點。只要弱點發生有利的方向(如果有的話)，風化岩石可以是一種適用於安裝土釘的材料。也希望岩石的耐候程度是大致均勻的，這樣便僅需要一種鑽鑿和安裝方法。如果現場岩石的風化程度是經常變化的，承包商必須準備鑽探各種地面條件的工具，這些設備應符合欲鑽鑿的地層，而無需重新組裝或更換可能會增加釘材安裝成本的設備。

•堅硬的細粒土壤。這些土壤包括堅硬的黏土、黏土土質的淤泥、粉質黏土、沙質黏土和沙質淤泥。如果測量出的 SPT-N60 值是 9bpf 或更大，則細粒土壤將被分類為剛性。然而，當使用非自動錘或其他過時的方法而獲得 SPT-N 或 N60 值時，則細粒土壤稠度的鑑定應謹慎進行。應用其他現場和/或實驗室測試來鑑定，補充一致性。在可塑性指數(PI)小於 15 的細粒土壤中，土釘牆的長期過度、潛變、橫向位移的可能性很小。

•工程填土。如果工程結構的填土材料是均勻的顆粒材料(大約 90%或更多的混合物)、具有液體限制(LL)以及 PI 值分別小於 40 和 20 的細粒土壤；而且如果它們具有可接受的壓實方法和可接受的壓實能量等級(ASTM D698 或 AASHTO T99 的標準監測至少 90%)，那麼土釘可以安裝在這些既有工程結構的填土中。此外，工程填土的時間長久，對於適用性和穩定性是非常關鍵的。時間不夠久的路堤填土可能是有問題的。

•殘留土。一些殘留土(即，從母岩材料就地風化而產生的那些土壤)可能是土釘的可接受的材料。類似地，紅壤(高度風化的熱帶土壤)也可能是以接受的。對於這些類型的土壤，應特別考慮土壤空間變異性及其排水能力。

•冰積土。冰積土適用於土釘應用，因為它們通常是密實的細顆粒材料，並且具有相對較小的細粉含量。然而，冰積土也可能出現安裝困難，如第 2.7.4 節所述。

2.7.3 土釘的困難土壤條件

不利於上述條件的土壤條件可能被認為是困難或可使用邊緣的。即使這些土壤已經成功安裝了土釘牆，但並不一定考慮到其為最具成本效益的選擇。困難或使用邊緣的土壤條件的例子包括：

•非工程填土。如果該材料具有與工程填土類似的特徵(見上文)，則可以在既有的非工程填土中成功安裝土釘。新設置的非工程填土或填土的路堤由於不當的壓實方法或不可接受的壓實能量等級，可能由於潛在的不規則的釘材能力和過度變形，而被認為是有問題的。

•不適合條件的殘留土。一些殘留土可能含有低強度或低剛度(例如：雲母、頁岩)之材料。

2.7.4 土釘的不利土壤條件

土釘牆通常在不適合或不利的土壤條件下，使設計和施工更加困難和昂貴。不利的土壤類型和地面條件如下所述：

•乾燥、等級低的無黏性土壤。當等級低的土壤無法獲得內聚力時，難以達成垂直或幾乎垂直的開鑿。

•具有高地下水的團粒狀土壤。在建議的土釘牆後發生的地下水可能需要排水才能穩定該地區的土壤品質。此外，大量地下水可能導致鑽洞容易塌陷，特別是在鬆散的團粒狀土壤中；因此需要臨時罩殼並增加安裝成本。開挖面部滲出過多地下水，可能對噴凝土施工造成重大困難。

•鵝卵石和巨石的土壤。如果土壤中鵝卵石和巨石佔了明顯的部分，則可能造成鑽鑿太困難，而導致施工成本和延誤。

•軟質到細軟的土壤。這些土壤的 SPT-N60 值小於 4 bpf。即使這些土壤的 N60 值略高於 4 bpf，它們可能是高度塑性的，並且傾向於發生低黏結阻抗和潛變。低黏結阻抗將需要不合理且較長的釘材長度，以提供足夠的拉拔阻抗和穩定性。長期變形，如潛變，可能是高度塑性黏土的一個問題。

•濕陷性土。這些土壤可以看起來很合適，但在飽和後可能會經歷過一段巨大和突然的體積變化。這些更改可能在沒有外加負荷的情況下發生。這些土壤內部結構的崩潰，在開挖過程中可能會引發問題，或是可能會使灌漿 - 土壤介面的長期黏結阻抗惡化。

•有機土。有機淤泥、有機黏土和泥炭通常表現出非常低的抗剪性，從而有產生低黏結阻抗的傾向，這可能導致不經濟的土釘長度；或是在極端情況下，可能導致不可行的牆體設計。雖然一些有機土可以表現出可接受的，以及或多或少的均勻剪切阻抗，但其他有機污垢，如纖維泥炭可能是高度異質性和高度異向性的。在這種情況下，雖然土壤剪切阻抗沿某些方向可能是合理的，但是其它方向可能會明顯降低。這些不利的傾向可能對牆體的穩定性產生有害影響，並且需要非常長的土釘。此外，有機土壤往往比無機土壤更具腐蝕性。

•高度腐蝕性土壤或高度腐蝕性的地下水。這些條件對於土釘牆的永久性施用是特別有害的。具有高腐蝕電位的非天然土壤材料的範例包括煤渣和爐渣(即來自冶金或精煉金屬的殘渣)。

•風化岩石之不利弱點。風化岩石中的節理、裂縫、剪切、斷層、層理、片理或劈理等普遍不利的弱點會影響鑽洞的穩定性，使灌漿困難。在開挖期間，其存在不連續性可能導致在牆後保留的地層中形成潛在不穩定的塊體。如果塊體的條件是在穩定邊緣，則由於各種因素的影響，在開挖後可能會迅速惡化，例如在節理，隆起和橫向靜水壓力，以及滲流力處存在的斷層泥。單塊體的穩定可能是必要的，並且與其他傳統牆型相比，可以使該解決方案的成本昂貴。此外，由於過度的灌漿損失，在非常大的開放節理或空隙中的岩石中灌漿，那將是非常困難和/或昂貴的。

•喀斯特地層。在喀斯特地層灌漿是不適合的，因為灌漿滲漏過大。

•黃土。當乾燥時，黃土可能表現出可接受的阻抗，從而可以很經濟的去安裝土釘。然而，當大量的水集結在計畫的土釘牆後面時，黃土的結構可能會崩潰，並且土壤強度可能會發生巨大的損失。因此，必須評估這些土壤潤濕後的崩潰潛在可能。必須在黃土中提供適當措施，以避免過多的水轉移到土釘區域，顯示出明顯的崩塌潛在可能。另外，濕潤條件可能會產生相當低的土壤抗剪性。在這些情況下，使用傳統的釘材安裝方法可能導致需要非常長的土釘長度。重新灌漿(非典型和更昂貴的步驟)已經被使用來增加黃土中的黏結強度。

•冰積土。儘管第 2.7 節描述到冰積土對於土釘牆施工普遍有利，但在某些情況下，冰積土可能會造成困難。如果冰積土含有巨石、鵝卵石和粗礫石，可能會產生鑽鑿困難。主要是顆粒狀冰積土具有明顯的預壓實壓力，應力釋放可能導致施工過程中開挖面不穩定。挖掘面部可能需要引入垂直鑽棒使之穩定，以利挖掘。在微細、過度壓實、冰積土的挖掘中，應力釋放和向外移動也可能會發展下去。向外移動可能會持續長時間發展。

•膨脹土。即使這些土壤是剛性的，也可能會對面部產生局部壓力，並且可能會使結合阻抗惡化。

除了上述困難之外，在評估土釘牆的可行性時，必須考慮與土壤條件有關的其他方面：

•長時間暴露於環境凍結溫度，可能會在飽和的團粒狀土壤和淤泥中引起霜凍作用；因此，臨時和永久性面部的局部壓力將會增加。

•由土釘牆保留土壤中的重複凍融循環，可以降低地表附近土釘的灌漿接地介面處的黏結強度，以及噴凝土與土壤之間的黏結力。為了這些不利影響作最小化，在噴凝土設計中應考慮凍融循環。

•非常鬆散(N60≤4)和鬆散(4<N60≤10)的團粒狀土壤可能由於施工設備的振動而過度沉積。

•鬆散且非常鬆散的飽和團粒狀土壤在地震暴露區域易於液化。可以利用幾種地面改性技術(具有明顯的相關成本)來密實化團粒狀土壤，從而最小化這些破壞性影響。

•脆弱材料存在於目標牆體後的天然土壤中，可能會促進不穩定。平行於和靠近牆體延伸的連續溝槽可能含有壓實不良的顆粒回填料或不適合的細粒回填料。

儘管存在上述與不利土壤條件有關的困難，但在這些情況下，土釘牆仍然是可施工的。應當認識到，與適合的土壤類型中的傳統牆體相比，在這些條件下的牆體設計和構造將更昂貴。在不利的土壤條件下建造的土釘牆可能需要更嚴格的長期性能要求和性能監測。同樣重要的是要注意，這種地面條件也將影響許多可能考慮的替代挖掘支援系統。

2.8 影響成本和施工進度的因素

以下列出一些在土釘牆成本比較時，必須考慮的重要因素：

•現場可及性和路權

•土釘牆的不利土壤條件

•團粒狀土壤中的高度永久性地下水

•牆體面部上的滲漏過大，不論地下水源還是土壤類型被保留，

•挖掘過程累積的地下水過多，需要臨時排水

•材料可用性，包括棒材尺寸和水泥類型

•動員到現場的成本

•熟練的土釘和噴凝土專業承包商，能在工程現場附近

•有足夠的空間操作設備，包括有鑽台的能力

•需要在挖掘土坡之間的暴露土壤中進行臨時支撐，包括安置中間土護欄

•由於障礙物(例如公共建設、大型混凝料或石材顆粒，橋樑橋台後面的深基礎等)導致難以推進鑽洞

•需要在洞中加裝罩殼，強化洞壁穩定性，以避免鑽鑿過程中的鑽洞塌陷。

•需要地錨或其他方法來防止與大型現有基礎設施相鄰的側壁變形

•需長期監測

•高水平防腐蝕要求

•小範圍內的地面條件的巨大變化，導致鑽鑿設備和程序的變化頻繁

•改變地面條件，需要許多額外的負荷測試驗證

•對美學的特殊要求，包括預凝土板或雕刻面的使用

•包括高度地震活動和霜凍敏感性的區域條件

當完成這個比較時，其他相關系統的後勤還應被考慮，如：鑽鑿或驅動兵樁的能力、安裝長錨的地役權、牆前可及的關鍵路徑進度問題，以及既有和計畫使用位置。

在公共交通工程中，永久性土釘牆的一般施工費用在 2014 年時為每平方英呎 70 美元至 100 美元。然而，實際施工成本可能會大大降低或更高，這取決於上述因素。與美國公路工程其他常用擋土結構的典型成本範圍相比，土釘牆可以省下 10 至 30%的成本。

第三章：建築材料與方法

3.1 簡介

本章介紹用於建造土釘牆的材料和方法。土釘的標準安裝技術可分為鋼腱類型所規定的兩種方法：

•實心棒材土釘：實心棒材土釘通常用於直徑 4-8 英吋的鑽洞，此包含鑽鑿和灌漿兩步操作。在第一步中，使用罩殼或開放孔洞技術，以低角度(通常水平夾角 15 度)鑽鑿。在第二步中，將鋼腱插入鑽鑿中，並且灌漿。實心棒材土釘是最常用的土釘。它們的鋼腱尺寸、螺紋類型和鋼材等級非常齊全、容易取得，並具有各種防腐蝕保護方案，以適應各種應用和現場條件。

•空心棒材土釘(HBSN)：這些土釘包含空心螺紋鋼腱，鑽鑿和灌漿在一次操作中完成。隨著鑽鑿的進行，灌漿則經由鋼腱注入。漿料透過位於犧牲鑽頭中的出口排出，也沖出鑽鑿過程中的土壤切屑，並且填充鋼腱和鑽鑿之間的環形空間。應用 HBSN，可使用旋轉鑽法，偶而可使用衝擊鑽法。一般來說，HBSN 在適當的地下條件下，可達成比實心棒材土釘更快的安裝。有些土壤中在露天鑽鑿時會塌陷，而這些棒材在土壤中特別有利，並且需要使用臨時罩殼來保持孔洞的穩定性，直到可以注入灌漿。HBSN 的腐蝕保護方式有限，品保和測試技術的標準尚未完全建立。有關 HBSN 特殊考慮的更多細節，請參見第十章。

3.2 土釘牆的組成部件

本節介紹使用上述技術安裝的土釘主要部件，如圖 3.1 所示。

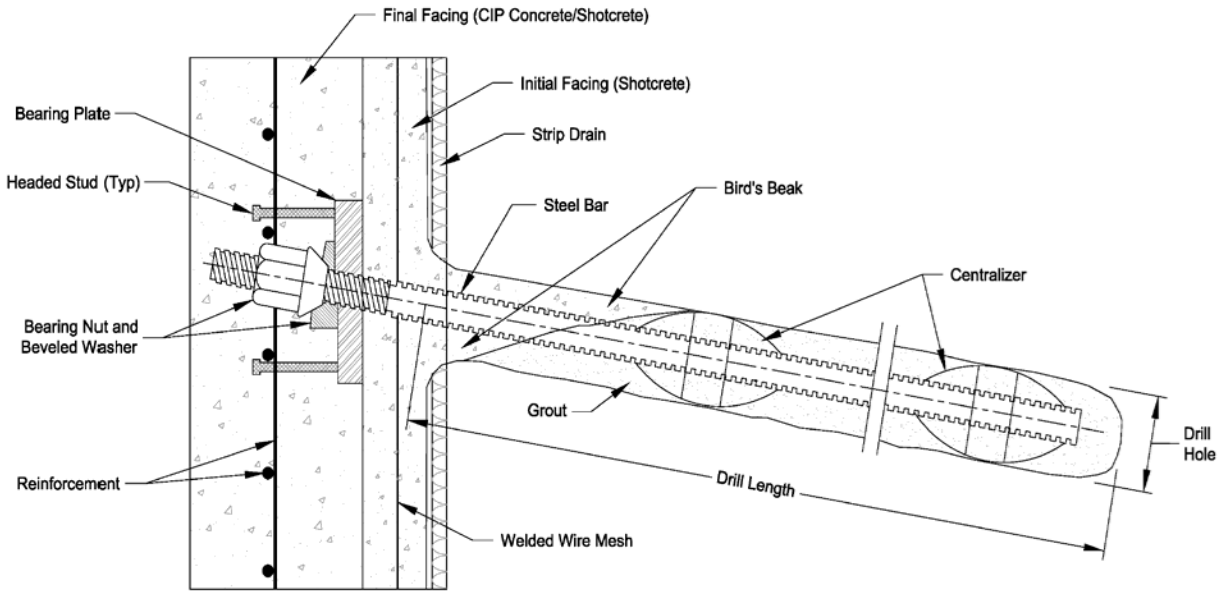


圖 3.1：說明。實心棒材的主要組成部件是釘材和相關面部。Porterfield 等人修改(1994)。

3.2.1 鋼腱

用於土釘的鋼腱上面附有螺紋。螺紋可以是連續的螺旋形變形的肋(連續螺紋棒材)，或是可以被切割成純為補強的鋼腱。鋼腱必須在切割面上至少有 6 英吋的螺紋，以便適當地連接支承板和螺帽。如果被切割成非螺紋棒材，則在設計期間需要考慮鋼腱螺紋部分中鋼材面積的減少。鋼腱的標稱拉伸強度通常為 60ksi(Grade 60)或 75ksi(Grade 75)。Grade 60 或 Grade 75 鋼腱應符合 ASTM A615。

土釘可考慮用拉伸強度為 95ksi(Grade 95)，到高達 150ksi(Grade 150)的鋼腱。然而，高等鋼材的使用比較典型的是地錨(Sabatini 等人，1999)，其設計負荷通常比土釘更大，並且可能不是傳統土釘應用的有效選擇。只要鋼的延展性與低等鋼材相當，則強度為 95ksi(Grade 95)的鋼腱也是可以接受的。如果使用 Grade 150 鋼腱，應符合 ASTM A722。

附錄 A 的表 A.1 顯示了實心棒材鋼腱的部分特性。實心棒材土釘通常包括尺寸指定為 8、9、10、11 的鋼腱，在一些土釘中會使用直徑小於 8 號(最多 6 和 7 號)的鋼腱，但經常避免使用，因為在處理和安裝過程中，小直徑棒材可能會過度彎曲，可能導致釘材的間隔太近，效率下滑。14 號及更大的鋼腱可能無效，因為它們的最大拉伸負荷受到岩土拉拔和面板強度的限制。然而，這些對棒材尺寸的限制不適用於所有情況。

螺紋棒材的最大製造長度，在 6 號至 14 號區間為 60 英呎。鋼腱通常是一體成形，沒有接縫或焊縫。連接器可用於延長棒材的長度。它們必須透過製造商的認證來開發棒材的標稱拉伸阻抗。圖 3.2 顯示螺紋實心棒材。



圖 3.2：照片。螺紋實心棒材。照片由 Con-Tech Systems 公司提供

用於土釘工程的空心棒材的降伏拉伸強度範圍為 60ksi 至 90ksi(以 SI 為單位則分別為 410MPa 至 620MPa)。空心棒材外徑約為 1 至 3 英吋(30mm 至 73mm)，壁厚為 0.3 至 1 英吋(7 至 25mm)。鋼腱有 10 至 20 英呎的長度，可根據客戶要求進行切割和連接。表 A.2 至 A.4(附錄 A)介紹一般可用的空心棒材鋼腱部分屬性。

3.2.2 連接部件

連接土釘的鋼構件包括支承板、斜墊圈、六角螺帽、墊圈和擴頭釘(圖 3.3)。支承板、六角螺帽和墊圈提供了釘材和初始面部之間的連接，而擴頭釘連接釘材端部和最後面。支承板的目的是將施加在釘頭處的力分配到面向初始噴凝土和後方土壤上。支承板通常為 Grade 36(AASHTO M183 / ASTM A36)或 Grade 50 鋼材，通常為方形和扁平，側面尺寸為 8 至 10 英吋，一般厚度為 0.75 至 1 英吋。一些土釘棒材製造商提供鍛造支承板，放在鑽鑿處凹入處，從而允許其在任何方向上作一些連接。大多數承包商將支承板放在初始面部上的靜止噴凝土上。在這種情況下，支承板必須安裝妥當，但不要過度地嵌入漿料中(圖 3.3)。



圖 3.3：照片。螺紋實心鋼腱與鋼板、墊圈和螺帽。注意擴頭釘應連接到最終面部。照片由 DYWIDAG-Systems International 提供。

與支承板和螺帽之間角度匹配的斜墊圈被放置在支承板和螺帽之間，以提供均勻的軸承。或是，一般可以

使用球座螺帽來加強連接部件的對準。螺帽需用手持扳手輕輕轉緊。噴凝土固化後，必須注意避免轉緊螺帽。墊圈和螺帽必須符合 AASHTO M291 / ASTM A563 Grade B 的要求。

與最終面部的連接通常由四個擴頭釘組成，把擴頭釘焊接到支承板上，並嵌入到最終面部。焊接必須按照「結構焊接規範」(ANSI / AWS 2000)來執行。通常，板的尺寸應使得螺柱焊接不靠近板的任何外邊緣的距離。該距離取決於釘軸的直徑，通常在 1 和 1.5 英吋之間。

3.2.3 灌漿

灌漿填充於鑽洞中的鋼腱和土壤之間的環形空間，通常使用純水泥漿料。根據 AASHTO T106 / ASTM C109 測試，灌漿的最小壓縮阻抗是 3 天 1,500 磅/平方英吋(psi)，以及 28 天 3,000psi 至 4000psi。如果在砂漿混合物中使用沙料，則必須滿足 AASHTO M6 / ASTM C33 的要求。典型灌漿廠設置如圖 3.4 所示。

符合 AASHTO M85 / ASTM C150 的水泥類型 I、II、III、V 或 I / II 可用於灌漿混合料。對於大多數應用，建議使用水泥 I 型(普通型或一般用途)。水泥 II 型(中度耐硫酸鹽)的固化速度較慢，產生較少熱量，並且比水泥 I 型更能抵抗硫酸鹽的腐蝕作用。水泥 III 型(高度早期強度)的磨粉更細，硬化更快，在需要比一般條件更快實現目標灌漿強度時使用。V 型(高度耐硫酸鹽)可用於地面條件腐蝕的地區，因為該材料比其他水泥更耐硫酸鹽。

應用於土釘灌漿的純水泥混合物之水/水泥比例範圍為 0.4-0.5，相當於 1.8 至 1.9 的比重。純水泥灌漿混合物的比重必須在灌漿準備期間進行測量，並立即得到結果(見圖 3.5)。如果有證據能說明材料和混合設計能產生與最小規定強度一致的灌漿料的話，它們就可以用作純水泥灌漿混合物的主要品管。這可以透過用已知比重的混合物準備的漿體，作預生產壓縮測試來解決。純水泥灌漿體仍然可以根據需要來作定期模製和測試，以驗證灌漿壓縮阻抗(見圖 3.6)。

當在高度可滲透的團粒狀土壤或高度斷裂的岩石中來控制砂漿滲透，那就可能需要剛性更強的灌漿。在這種情況下，可以使用具有較低流動性的砂/灌漿。然而，傳統灌漿設備無法使用過硬的灌漿，並且會使鋼腱安裝困難或不可能。因此，當需要較厚的灌漿來控制土壤中的灌漿時，可能需要在土釘安裝之前對表面進行預處理。比重測量不適用於砂/水泥灌漿混合料的品管。在無內聚力且有空隙的基體(例如，不良分級的礫石)的一些團粒狀土壤中，即使使用剛性灌漿，也很有可能造成鑽鑿塌陷或灌漿滲漏。在這種情況下，可能需要使用灌漿「襪」以防止鑽鑿塌陷，並且減少進入高滲透性土壤的漿流。灌漿襪包括一個土工織物護套，放置在鋼腱和特密管之前，整個組合件放置在鑽洞中。

絕大多數應用通常不需要添加劑。然而可以在灌漿中使用，用於控制滲流、改善流動性、降低含水量、延遲固化和補強可加工性的混合物。添加劑必須符合 AASHTO M194 / ASTM C494 的要求，必須與灌漿相容，並按照製造商的建議進行混合。通常不允許催速劑。在灌漿中必須避免使用含有氯化鈣的催速劑，因為鋼腱周圍的腐蝕電位可能會大幅增加。不允許使用膨脹添加劑，除非是第七章所述的灌漿，作為防腐蝕封裝的一部分。

可以使用增塑劑來改善高溫氣候條件工程的灌漿作業能力，或是在工程限制要求灌漿藉由長距離泵浦傳送時使用。由於增塑劑可以提高灌漿的操作性能，通常可延長約 1 小時。使用蓄氣劑可以提高操作性能，並降低開裂的潛在可能，但是它們會使漿料產生更有空隙的基體，並失去一些由水泥所提供化學或物理的腐蝕保護。因此，只有當使用除了灌漿蓋以外的防腐蝕方法時，或是當灌漿蓋的厚度大於第七章中所述之最小值時，才准使用蓄氣劑。某些專有灌漿含有限制收縮的化學劑，這是用以期望使開裂最小化，並補強黏結強度。在考慮使用混合物的情況下，應進行測試以確認灌漿和黏結性能不會受到不利影響。

當使用實心棒材時，在將鋼腱放置在鑽洞中之後的短時間內，便使用泵浦傳送灌漿，以減少洞中潛在可能

的擠壓或塌陷。對於這些應用，灌漿透過插入鑽鑿底部的灌漿管透過特密法注入，直到灌漿填滿孔洞。由於砂漿的流體性質和鑽鑿的傾斜度，新鮮的漿料不能填充鑽鑿開口底部高度以上的空間。由於其形狀，當臨時蓋被放置在鑽洞前方，被稱為「鳥嘴」的空間會被填充以額外的灌漿，或者更常見的是，「鳥嘴」以手工使噴凝土填充，或是噴凝土面部放置期間便填充。因為這個區域最容易受到水的滲透和腐蝕，所以非常關鍵的是要隨後作填充，以確保完全覆蓋並防止潮濕。

灌漿管通常由約外徑 0.75 至 1.0 英吋的重負荷型塑膠管所構成。灌漿管通常在灌漿後取出。然而，一些承包商留下灌漿管而不產生任何明顯的有害影響。若不移除灌漿管，則應塞住端口。若未塞住留下的灌漿管，則必須考慮到管對土釘的性能和耐久性的影響。灌漿注射必須順利連續進行，以確保鑽洞和鋼腱之間的空間被完全充滿，不留空隙或間隙。灌漿管的底部必須始終保持在灌漿表面的下方，同時將灌漿用泵浦打入鑽洞中。考慮到灌漿的流動性，在開始取出灌漿管之前，通常先填充整個孔。有關灌注 HBSN 的詳細資訊，請參見第十章。



圖 3.4：照片。典型灌漿廠設置。照片由 Barry Siel, FHWA 提供



圖 3.5：照片。Baroid 泥漿平衡法測量比重。照片由 Schnabel Engineering 提供



圖 3.6：照片。成型漿體用於強度驗證。照片由 Schnabel Engineering 提供

3.2.4 定心器

定心器是由 Schedule 20 或 40 聚氯乙烯(PVC)或其他不對鋼腱有害的合成材料製成的裝置(圖 3.8)。鋼製定心器使用在 HBSN 上(圖 3.7)。定心器安裝在沿著實心棒材或 HBSN 長度的各種不同位置，以確保灌漿完全覆蓋鋼腱的最小厚度。它們以規則的間隔安裝，沿著釘材的長度不超過 10 英呎，距離釘材的每一端約 1.5 英呎。定心器必須牢固地連接到鋼腱上，並且必須允許下面尺寸：(i)將鋼腱定位在鑽洞中心的 1 英吋內；(ii)將特密管插入鑽洞的底部；和(iii)灌漿自由地向上流動到鑽洞中。



圖 3.7：照片。將典型的鋼製定心器附著於 HBSN。照片由 Schnabel Engineering 提供



圖 3.8：照片。將典型 PVC 定心器附著於實心棒材上。(所描述的定心器之間的間距僅供說明；實際則使用較寬的間距。)照片由 Williams Form Engineering Corp.提供

3.2.5 腐蝕保護用元件

除了為鋼腱提供物理和化學保護的灌漿料之外，還需要使用其他設備提供額外的防腐蝕保護。實心棒材鋼腱可以透過包封在符合 AASHTO M252 的竹節狀高密度聚乙烯(HDPE)的護套中，或是符合 ASTM D1784、Class 13464-B 的竹節 PVC 管來保護。在將棒材安裝在護套中之後，在離廠之前，將護套和鋼腱之間的環形空間填充漿料。最後，將封裝的棒材放置在鑽洞中，則使用如前所述的特密法將護套和鑽洞之間的環形物灌漿。

融合環氧樹脂塗層可應用於實心棒材。環氧樹脂塗層是阻礙有利於腐蝕電流流動的介電材料。融合環氧樹

脂塗層必須符合 ASTM A775 的要求。棒材的環氧樹脂塗層有幾種不同的類型和厚度。塗層的顏色是綠色、灰色或紫色。綠色環氧樹脂塗層是柔性的，適用於不同形狀彎曲的鋼腱。灰色和紫色環氧樹脂塗層的靈活性比綠色環氧樹脂塗層較低，但具有較高的耐化學性。紫色環氧樹脂塗層更適合海洋或惡劣環境。

雖然各家製造商已經在耐磨性和性能方面進行測試，然而技術文獻中卻沒有足夠數據可提供耐磨性測試與現場保護塗層的實際性能之間的直接相關數值。

實心鋼腱和空心鋼腱及其硬體材料也可以使用熱浸鍍鋅。然而，在 HBSN 的情況下，由於用空心棒材本體來進行鑽鑿作業，因此這些塗層以及環氧樹脂塗層很可能會在安裝過程中受損(Cadden 等人，2010；Samtani 和 Nowatzki，2010)。

最簡單的防腐蝕形式是考慮犧牲性鋼材。對於非侵蝕性土壤而言，標稱厚度用於鋼結構阻抗的計算，鋼結構阻抗可由截面積算出來，標稱厚度可以從棒材直徑中來計算，而標稱厚度取決於元件的設計壽命。第七章對腐蝕防護方法有更詳細描述，及其選擇準則。第十章則討論 HBSN 和防腐蝕。



圖 3.9：照片。具有灰色和紫色環氧樹脂塗層(左)，以及部分被竹節狀護套所包覆的實心鋼腱(右)。照片由 DYWIDAG-Systems International 提供

3.2.6 牆體面部

鋼腱連接到挖掘面或斜面的面部系統。大部分的面部通常由噴凝土的初始面部、噴凝土或 CIP 混凝土最終面部組成。初始面部之目的是在開挖和釘材安裝期間，支撐釘材之間的暴露土壤，提供釘材之間一開始的連接，並提供保護給挖掘面土壤，防止其侵蝕和脫落。最終面部與初始面部的功能相同，並提供機會滿足工程的審美要求。最終面部的設計還必須根據長期腐蝕和氣候變化所需考量。

最常見的初始面部是噴凝土、WWM，和稱為瓦爾棒的補強棒材，以及圍繞著釘頭的垂直棒材。

最終面部通常由 CIP 補強混凝土或 WWM 補強噴凝土構成。WWM 的製造等級是 Grade 60、65、70、75 和 80 等級是指 WWM 鋼網線材的最小降伏強度(ksi)，亦可以使用扁平和變形的鋼材(參見 WRI 2006 年)。WWM 必須符合 AASHTO M55 / ASTM A1064 或 ASTM 1064M 的要求。鋼腱必須符合 AASHTO M31 / ASTM A615、Grade 420 變形的要求。預凝土面板也可用於構建最終面部料，特別是對於具有特殊美學要

求的項目。表 A.5(附錄 A)列出了 WWM 的典型尺寸和性能。

噴凝土從進料軟管中以高速排出，被氣動噴濺到暴露的土壤表面上。噴凝土必須是砂漿或小顆粒混凝土。隨著材料的施用，衝擊能量加固了混凝土。施用噴凝土可以使用濕式或乾式製程(PCA 2013 年)進行。根據 ASTM C1604，準備測試板、製芯、以及測試其壓縮阻抗(圖 3.10 和 3.11)，以驗證噴凝土的強度和一致性。在施用噴凝土之後，滿足 AASHTO M171 要求的聚乙烯薄膜可用於控制水分流失。



圖 3.10：照片。現場噴凝土測試板的固化。照片由 Schnabel Engineering 提供



圖 3.11：照片。噴凝土測試板製芯，用於回收樣本的壓縮測試。照片由 Schnabel Engineering 提供

3.2.7 排水

為了限制面部後方的水壓發展，可將垂直地層複合材料排水帶(以下稱為排水帶)安裝在初始面部後方，並與挖掘面相鄰(圖 3.12)。地層複合帶排水帶由排水芯和土工織物濾材所組成，該土工織物連接或封裝在排水芯上。排水芯是由聚丙烯、聚酯、聚胺、聚氯乙烯、聚烯烴或聚苯乙烯所組成的合成聚合物製成。根據 ASTM D1621 Procedure A 進行測試，排水芯應具有 40psi 的最小壓縮阻抗。根據 ASTM D4716 進行測試時，這個以土工織物完全包覆的排水芯通常必須達到的最小流速為 0.1 加侖/(秒・英呎)。其中，長度單位英呎是指排水帶寬度。

排水帶裝有排水元件，排水元件允許水從排水帶離開牆體外部，如圖 3.12 所示。排水帶也被安裝，讓水從排水管排出；排水管成沿著壁的底部和/或排水孔來佈管，而由面部或是趾牆把水排出。

大多數排水元件由 PVC 製成，包括扣蓋或格柵，以及連接到暗渠系統的出口 PVC 管。一般而言，暗渠系統包括一個嵌入一個混凝料填充溝槽的排水管，它沿著挖掘的底部延伸。暗渠系統的管材及其管配件應符合 Schedule 40 PVC 固體的要求和穿孔牆的要求。排水管是 PVC 或聚乙烯(PE)，沿著管材應包覆以乾淨、粗礫石尺寸的混凝料，不需要細顆粒。

混凝料溝渠必須用土工織物過濾織物來包覆，必須避免使用土工織襪直接沿著管材包覆。當從混凝料溝渠周圍的天然土壤進行配管時，混凝料周圍的土工織物可以防止粉塵掉入。為了防止堵塞，土工織物應符合過濾標準(Holtz 等人，2008 年)，並根據保留土壤的粒度分佈，從一系列可用商品中選擇材料。管道周圍的混凝料具有沿管材收集地下水的功能，並根據其需要將水份篩入溝渠，為地下水提供出路。

當土釘牆背後地下水水量充沛時，水平排水管必須延伸到保留的土壤裡。但是如果地下水量大或是地下水含量高，則在可行性研究中，土釘與其他技術的適用性應更進一步仔細評估。如果在牆後面存在明顯的滲漏或高度地下水層，則在設計和建造土釘牆時應特別小心。排水系統設計的其他方面見第六章。



圖 3.12：照片。在初始噴凝土作業之前的排水帶。照片由 Schnabel Engineering 提供

3.3 施工方法

3.3.1 簡介

第二章介紹了土釘牆施工順序，包括以下幾個步驟：

1. 開挖

2. 鑽鑿釘孔

3. A)釘材的安裝和灌漿

   B)排水帶的安裝

4. 初始噴凝土的施工

5.後續階層的施工(重複步驟 1-4)

6.最終面部的建設

這些主要施工活動的詳細說明如下。

3.3.2 挖掘

在任何開挖之前，應沿著牆體頂部安裝地表水控制裝置，以防止地表水流入挖掘工程，因為這會對施工造成不利影響，增進挖掘面的不穩定。挖掘界線後的收集溝渠係用於攔截和轉移地表水。

隨後，使用傳統大量挖掘，或是平台上的移土設備來進行土體挖掘，挖掘面的最後修整則使用平台上的推土機或挖土機。初始鑽探深度通常為 3 至 5 英呎高。挖掘的面部輪廓應該是合理的平滑，不能太過於不規則，以減少過多的噴凝土量。蘊含鵝卵石和/或巨石的土壤斷面可能需要手工挖掘。要容納用於釘材安裝的傳統鑽鑿設備，需要 30 英呎寬的階層工作台。小型軌道鑽鑿工具可以在窄至 15 英呎的工作台上工作，其淨空高度低達 8 至 10 英呎。

在許多情況下，大多數與牆體穩定有關的最臨界情況發生於施工過程中。對於較低的挖掘土坡，當露天鑽鑿暫無支撐時，可能會達到安全邊際的最低限度；也就是釘材和噴凝土在這些階層之前。重要的是要注意施工過程中在早期所發生的不穩定跡象，例如隆起、塌陷和挖土面部的過度變形。如果觀察到壁體早期的不穩定跡象，則必須用臨時護堤快速回填暴露的面。挖掘的暴露長度應限定在單次工班期間有能力穩定覆蓋噴凝土的長度。圖 3.13 表示在已完成的土釘排下方進行開挖。

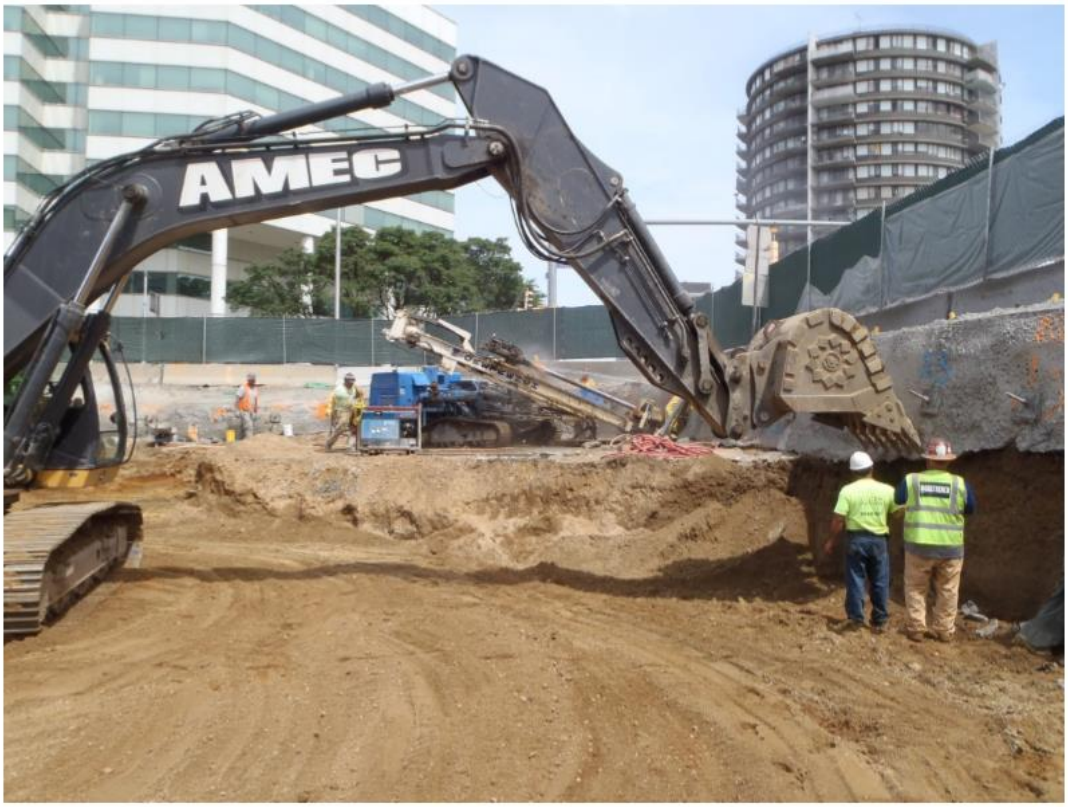


圖 3.13：照片。在土釘牆施工過程中築起護堤的挖掘作業。照片由 Moretrench American Corporation 提供

對於在所需時間內，挖掘面不能支撐的情況，在挖掘過程中可能會留下連續的護堤來為切割面提供支撐(圖 3.14)。首先透過穩定護堤安裝和灌漿土釘。

隨後，挖掘出護堤；再過短時間之後，再沿整個挖掘階層施加噴凝土。

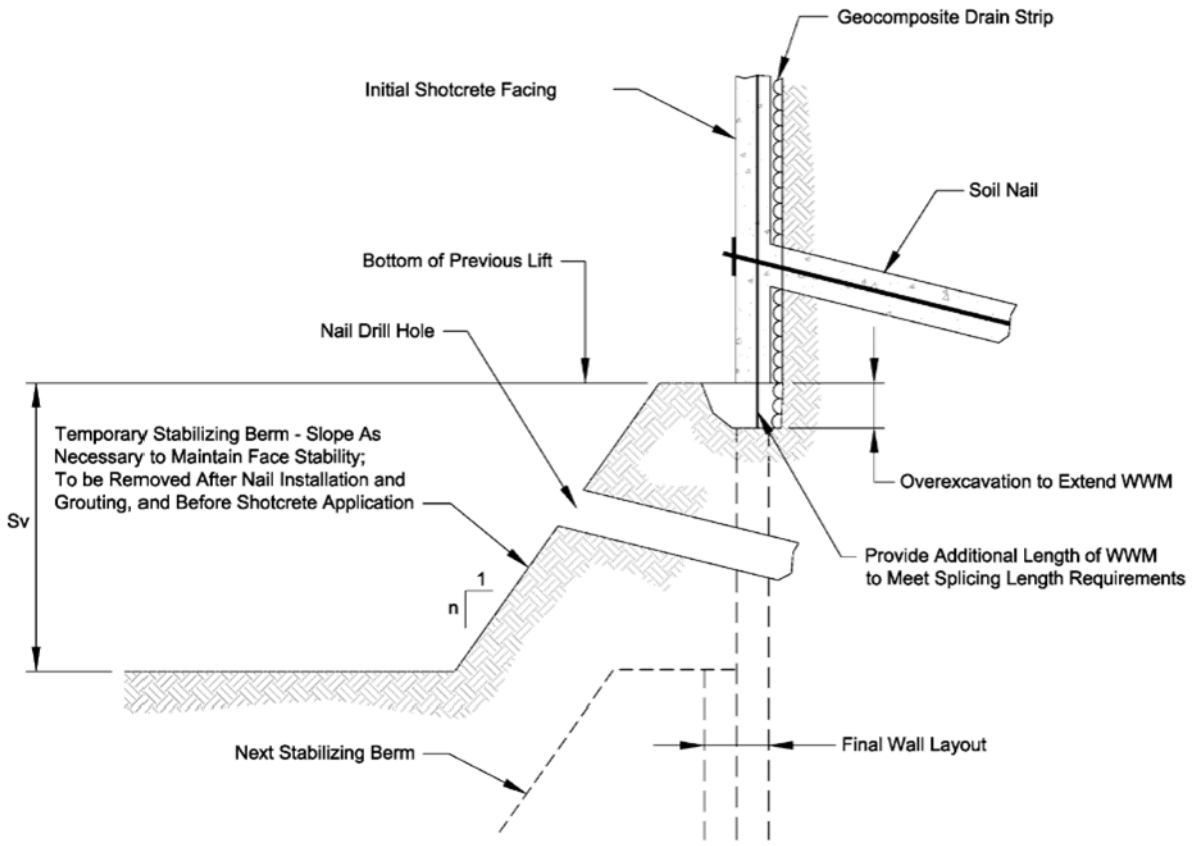


圖 3.14：說明。穩定護堤挖掘作業的土釘支撐。Porterfield 等人修改(1994)。

另有別的方式，穩定護堤可以在以交錯的序列中移除，而挖掘出交替的挖掘槽，並且在每個露天槽中安裝土釘。挖掘槽的寬度不應超過土釘水平間距。接下來就是安裝和土釘灌漿，並將噴凝土施加在挖掘槽的表面上。之後，移除剩餘的護堤部分、安裝土釘，並在先前安裝的釘材之間施加噴凝土。

使用穩定護堤對於施工成本和生產進度影響很大。如果臨時開挖支撐的時間是主要的考慮因素，並且具有潛在的風險的話，則應該考慮採用自上而下的施工方法來替代，如兵樁和地錨。此外，地面改良方法，例如已經被使用和並有文獻記載的滲透灌漿等，提高了不穩定顆粒土壤的支撐時間(LaRue， 2010)，並減少對施工成本和進度的影響。

作為臨時護堤的替代方案，垂直灌漿桿可以沿著牆體的底部以 1 至 3 英呎的水平間距安裝，以提供臨時的面部穩定性。對於面部更容易不穩定的土壤，其土釘間距應較小。這些灌漿桿只能安裝在有鬆散沉積物的地方。如果設計包含傾角牆體，則可以對設計進行修改，以便在該位置，如果遇到鬆散沉積物時，可將灌漿桿安裝在階式牆。

雖然增加垂直灌漿桿的總體成本可能高於設立臨時護堤，但該系統對於工程進度可能是有利的。一些承包商會在挖掘面附近安裝垂直灌漿柱(無棒材)，限制超挖，提供整齊的挖掘線，防止挖掘過程中的地面損失。

3.3.3 鑽鑿釘孔

鑽洞，有幾種鑽鑿方法可用，包括旋轉、衝擊、螺旋鑽和旋轉敲擊鑽鑿。表 3.1(a、b、c)介紹了最常見的

鑽鑿設備和方法。設計工程師可以使用該表作為設計準則，因為所選設備必須與預期的地面條件、所需的總釘材長度和釘材直徑相容。圖 3.15 係以外部沖洗前進的開孔方法鑽鑿。

表 3.1a：鑽鑿能力土壤或風化岩石的液壓旋轉螺旋鑽(Elias 和 Juran 修改，1991 年)

鑽鑿方法	罩殼？	移除切屑的方法
Kelley 驅動導飛棒	不要	機械
實心桿	不要	機械
空心桿	要	機械(空氣輔助)
連續實心飛桿	不要	機械
連續空心飛桿	要	機械(空氣輔助)

可用鑽鑿尺寸：4-12 英吋。

表 3.1b：液壓空氣和水循環方法，用於土壤、岩石或混合地面條件的鑽鑿(可用氣動錘擊孔洞)(Elias 和 Juran 修改，1991 年)

鑽鑿方法	罩殼？	移除切屑的方法
外部沖洗露天孔	不要	水
外置罩殼	要	水
複合式	要	壓縮空氣或水

可用的鑽鑿尺寸：4-8 英吋(空氣旋轉)和 4-12 英吋(空心螺旋鑽)。

表 3.1c：氣動旋轉(頂孔錘)法，用於鑽鑿非侵蝕性土壤或岩石的方法(Elias 和 Juran 修改，1991 年)

鑽鑿方法	罩殼？	移除切屑的方法
外部沖洗露天孔	不要	壓縮空氣

可用鑽鑿尺寸：4-8 英吋，通常<5 英吋。用於非開挖地面。



圖 3.15：照片。鑽鑿釘洞，照片由 Barry Siel，FHWA 提供。

鑽鑿方法的選擇也可以由當地可用性設備和要實際遇到的地面條件來控制。選擇鑽鑿方法不應在鑽鑿孔洞中造成過多的開挖或崩陷。另外，上部排釘的鑽鑿不應該造成過大的地面隆起。可以透過在不穩定的地面中使用鑽套或 HBSN 來避免這些潛在的破壞性影響，或是透過限制空氣沖洗來確保鑽鑿保持開放，而沒有來自建築的壓力。土釘牆合約文件通常允許承包商選擇鑽鑿方法；然而，設計工程師可能會偶爾基於地下條件或其他工程需求，而限制鑽鑿方法和/或程序的選擇。例如，如果認為它們可能對相鄰結構或地下設施的完整性產生不利影響，則可能會對某些鑽鑿方法施加限制。

單殼鑽鑿包括使用單管和複合旋轉方法。單管方法包括使用鑽柱鑽鑿，並用空氣、水，或空氣和水的組合來沖洗管外的切屑。複合旋轉方法具有內部元件(鑽桿)和外部管(外殼)。該部件允許透過鑽棒材和外殼之間的環形空間移除鑽屑。這些方法的鑽鑿直徑通常為 7 英吋。單殼鑽鑿將增加土釘牆的成本，有時會很明顯。

3.3.4 釘材安裝和灌漿

將鋼腱插入鑽洞後(圖 3.16)，使用特密管在鑽洞中灌漿。灌漿管插入鑽鑿的底部，灌入漿料，直到填滿孔為止。灌漿會黏結到鋼腱和周圍的地面上。

透過重力灌漿的做法提供黏結強度，這通常為土釘方案得到充分可行和具有成本效益的做法。然而，在遇

到土壤條件差的情況下，可能需要較高的黏結強度來保持合理的土釘長度。在相對低壓下，透過罩殼注入漿料，則在團粒狀土壤和脆弱的裂縫岩石中，是可以達成高黏結阻抗的。當與重力灌漿獲得的強度相比，這些黏結強度的增加是來自土壤周圍灌漿所造成的壓縮的結果；土壤與灌漿，和灌漿有效直徑之間的互相連結，增加灌漿周圍土壤的壓實度。。透過罩殼的壓力作灌漿，很少用於細粒土壤，特別是如果土壤飽和時，因為僅實現了黏結阻抗的輕微增加。



圖 3.16：照片。實心釘材鋼腱安裝。照片由 Schnabel Engineering 提供。

若不遵循適當的安裝程序，設計接合阻抗則無法達成。例如：從鑽鑿中移除切屑的效果太差，則可能導致黏結阻抗的明顯降低。在具有中度可塑性黏土土壤的情況下，對鑽洞作過度機械式清潔，可能因重新捏塑黏土而使之變形，從而降低黏結阻抗，甚至比未干擾之前所預期的值低得多。第四章將詳細介紹土釘的設計黏結強度。

3.3.5 排水設施的安置

將土工織物過濾面靠在土壤上，再將排水帶放置在挖掘面上。如果排水帶被以捲筒包裝，則當將噴凝土施加到每個土坡時，必須保護好捲筒，然後連續捲放。如果排水帶是面板式的，則必須在每個挖掘土坡的底部進行拼接，芯體和土工織物過濾器一般應至少要有 12 英吋的重疊，使水流和過濾不被阻礙。底部排水蓋和出口管連接到排水帶，並固定在面部的補強鋼上。在施加噴凝土期間，出口管必須被充分覆蓋，以防止噴凝土滲入系統。一旦噴凝土作業完成，如果可以的話，出口管可以連接到暗渠系統。

暗渠系統是在趾牆所開挖的溝槽內建造而成的。混凝料填充的溝槽覆以土工織物過濾織物。將土工織物放置在開挖的溝槽中，然後放置乾淨的混凝料和排水帶，並將土工織物包覆在溝槽的頂部。通常不建議使用土工布直接包覆管材。排水路徑連續性是在以下位置正確構建排水系統的關鍵：在排水芯的接縫之間、排水芯和排水出孔之間，壁體出口和排水管之間，以及排水管與排水出口之間。

3.3.6 初始面部施工

3.3.6a 一般

土釘牆所用的初始面部是使用噴凝土來建造，其厚度通常在 3 英吋到 4 英吋之間。然而，在某些特殊應用中，可能需要較厚的初始面部。噴凝土在挖掘的表面上形成連續的階層，並填平不規則的表面。已經有人使用 WWM 或纖維補強和鋼腱完成噴凝土的施用。初始噴凝土混凝土覆蓋暴露的土壤，除了工程底部的窄帶之外。該窄帶不被混凝土覆蓋，要暴露出 WWM 最低部分，以及排水帶；並允許這些元件在下次挖掘土坡中作重疊。正在施工中的牆體面部噴凝土，如圖 3.17 所示。



圖 3.17：照片。初始噴凝土施工。照片由 Moretrench American Corporation 提供

3.3.6b 噴凝土的施用

噴凝土混合物應達成兩個相反的要求：「可噴射性」和「泵浦可輸送性」。可噴射性是噴凝土黏附到表面上的能力，能建立起厚度並抵抗剝落。泵浦可輸送性是混合物像黏性流一樣流動的能力。高流阻和高黏度是可噴射的理想條件。低流阻和低黏度則是泵浦可輸送的理想條件。一旦施用時，具有高流動阻抗和高黏度的噴凝土混合物將傾向於黏附，在面部形成一個流體層。承包商希望在一次作業中便實現所需的厚度。透過適當的混合設計，可以達成高達 6 至 8 英吋厚度的噴射能力，而不會在鋼筋下方產生塌陷或凹陷裂紋。雖然有可能達成較厚的噴凝土厚度，而且達成這些，可以不必花費太大的努力或使用太專門的形式。然而，由於初始面部常見使用較薄的厚度，因此初始面部並不需要可噴射性。噴凝土混合物設計方法可以在現有文獻中找到(ACI 2014 年)。

乾式混合和濕式混合是用在噴凝土的兩種方法。在乾式混合法中，將混凝料和水泥在乾燥中混合，並進料到混凝料噴槍中，同時在噴嘴處加入混合水。根據其特點，可以在混合設備或水中加入添加劑。在垂直表面的噴凝土結構上，最常用的添加劑是催速劑。如果需要，從噴嘴處加水，可以在噴嘴處調整噴凝土混合。在濕式混合法中，將混凝料、水泥、水和混合物在設備的批次處理中混合，並且透過液壓泵浦輸送到噴嘴。用濕式混合法提供的塑性混合要施以壓縮空氣，其施加的速度必須比乾式混合法中更高。

濕混合通常在噴凝土面牆施用，因為：

•濕混合產生的新鮮噴凝土產量稍高，通常為 2.2 ~ 3.0 立方碼/小時，而乾混合則為 1.5 ~ 3.0 立方碼/小時。

•濕混合的噴凝土回彈(即由於缺乏「黏土」而導致的材料損失)通常僅為約 5%，而乾混合則為 15%。

•在乾混合的情況下，不需要在噴嘴處加水，因此它不太依賴於噴嘴操作人員的經驗。

•可以商業批量生產設備供給預拌噴凝土。

兩種噴凝土混合方法都可以產出適合面部的混合物。乾混合和濕混合噴凝土使用約 0.4 的水/水泥比例，並且產生大致相同的混合品質，雖然使用濕式混合法產出的噴凝土可產生略高的彎曲強度。欲保持水-水泥比為約 0.4，並且使空氣在混凝土中成氣泡，可提高了噴凝土的耐久性，而這在乾混過程中是困難的。小於 0.45 的水/水泥比例往往導致相對的高強度、高耐久性和低滲透性，只要噴凝土使空氣在混凝土中成氣泡，再就地適當壓實即可。

確定噴凝土品質和耐久性的兩個最重要因素是：水泥含量和現場密度。混凝土混合物具有相當高的水泥含量，在混合物中約占 600 至 700 磅/立方碼。水泥數量決定了混合料的泵浦可輸送性和噴射性。混合物的現場密度可以透過進入混合物的空氣量來控制。增加空氣含量將降低強度(1%的空氣約降低噴凝土壓縮阻抗 5%)。相對於最終面部，初始面部的耐久性的要求可以比較放寬。然而，在大多數情況下，要求是相似的。

通常將鋼纖維補強劑作為濕混合物的一部分，而添加到噴凝土中，以增加延展性、韌性和衝擊阻抗。纖維會降低噴凝土的脆性，從而減少裂紋擴展。在傳統給料速率下，它們僅適度提高所產生的撓曲強度。

通常用於形成 CIP 混凝土牆面公差，不容易在噴凝土中達成，因此不適合去規定它。初始噴凝土面板的建議公差應為 CIP 混凝土通常規定之公差的 1.5 至 2 倍。

初始面部噴凝土通常不需要垂直/水平收縮或結構接縫。初始面部垂直施工接縫之間距的實際限制，是由承包商在施工當天所選定的暴露牆體長度所決定的。水平施工接縫之間距應近似為暴露採掘的高度。

承包商必須作出規定，以避免在換班時，噴凝土作業停止而產生弱區。噴凝土應先使用鏟或其他方式，把

接縫進行錐形切割，從整個厚度切到厚度達 1 英吋的邊緣。接縫必須以空壓作清潔，然後在施加下一區噴凝土之前潤濕。

3.3.6c 噴凝土補強

以面板或板材樣式出售的 WWM，通常被用來當作初始面部的補強件。偶爾也可能用於最終面部。對於結構要求方面，應選擇 WWM 的橫截面面積和網格開口面積以滿足之，其要求包括彎曲、沖壓剪切能力、和可構造性的拘束。WWM 的常見屬性整理於附錄 A。

所選的點焊網板的寬度必須與挖掘土坡高度(相當於垂直釘材間距)一致，以及至少一個全網格單元格的重疊。WWM 在美國有 4 到 8 英呎寬的板材和捲材。板材的尺寸有 12.5，15，20 和 25 英呎長度。根據要求，WWM 板材的製造長度可達 40 英呎。此外，必須選擇點焊網板的尺寸以符合 ACI / AASHTO 規定的搭接接縫開發。

WWM 線徑和網孔尺寸被評估為土釘牆設計的一部分。對於位於遠端的工程，設計工程師應檢查站點附近的不同 WWM 寬度適用性。在某些情況下，當本地限制 WWM 寬度適用性時，設計工程師可以決定將垂直釘材間距大小修改為適用 WWM 規格品寬度的函數。

追加的補強件，放置在釘頭周圍，以在這些位置提供額外的彎曲阻抗，包括瓦爾棒和垂直棒材。一般來說，會安裝兩個水平的瓦爾樑和兩個垂直棒材，其中一個在釘材的兩側。鋼筋的特徵見附錄 A.。圖 3.18 顯示了圍繞安裝的土釘的 WWM 和瓦爾棒。請注意，圖 3.18 顯示 PVC 管被用作臨時措施，以避免噴凝土佈在釘頭上。



圖 3.18：照片。噴凝土，包括 WWM 和瓦爾棒。照片由 Ryan R. Berg & Associates, Inc.提供

3.3.7 最終面部施工

3.3.7a 補強混凝土

補強噴凝土最終面部的總厚度通常在 6 到 12 英吋之間，不包括初始面部的厚度。焊接在支承板上的擴頭釘要連接到將最終面部的土釘。透過施加噴凝土的連續層來產生最終面部的厚度。最終面部通常(但並不總是)在初始面部的最深土坡完成後再施加，從下到上分階段進行。整面最終面部厚度也可以被視為挖掘發展的部分，但是必須注意在後續的挖掘土坡中，安全支撐面部的重量。

噴凝土面部採用 WWM 或鋼筋補強。在某些情況下，WWM 的可用截面可能不足以提供有效的設計。由補強噴凝土組成的最終面部通常不需要使用瓦爾棒。

因為釘頭大約每 5 英呎提供的固定點，用於抵抗由於收縮/膨脹而產生的橫向移動，所以在最終面部中的間隔垂直收縮接縫的要求應該比其他壁體類型之限制要小。永久性噴凝土面臨的垂直收縮接縫的最大間距通常在 45 至 90 英呎之間。垂直接縫的間距必須進行調整，以避免將接縫配置在土釘上。

一些土釘牆可能有特殊的審美要求。檢視是否最終噴凝土面板的表面不均勻或顏色不符合要求，也可以指定其他細節。木材、鋼材或橡膠工具可以在噴注表面上使用，以整平噴凝土，也可以增加溝槽，來作成更美觀的表面。完成的噴凝土表面也可以用著色密封劑來上色。牆體區域的美觀應該與附近露出地面的岩石相匹配，最終的噴凝土可能以加厚、雕刻和染色，以獲得天然的岩石外觀。最終結果應該是不規則噴凝土表面，以與周圍景觀相匹配。有關雕刻面的其他討論和範例照片，請參見第 3.5 節。

3.3.7b 場鑄補強混凝土

用作最終面部料的 CIP 混凝土通常用垂直和水平鋼筋和輔助的短棒材放置在釘頭周圍。可以透過使用市售的成型襯墊來實現各種表面處理；如圖 3.19 展示一個範例。通常可以使用綁在土釘上的單面模板進行支撐，只要這不會損害釘材的表面或防腐蝕保護。與噴凝土相比，CIP 補強混凝土成型表面可能具有優勢，包括成型襯板的使用和美觀性、外觀均勻性、品質均勻性。



圖 3.19：照片。場鑄牆面。照片由 DYWIDAG-Systems International 提供

永久 CIP 面部的垂直收縮接縫最大間距通常為 90 至 100 英呎，類似於噴凝土最終面部。

3.3.7c 預凝土面部

預凝土面部已被用於永久性施用，以符合美學和耐久性標準。使用此方法的工程如圖 3.20 所示。預凝面部亦提供一種手段，可以在寒冷氣候中將連續水砂床整合在最後面部和/或結霜保護擋物後面。

面板是小段(5 英呎乘 5 英呎)元素或整個高度的傾斜元素。面板可以是具有結構性的，並且負荷釘頭負荷，或是非結構性的。如果是結構性的，則釘板可以設置在位於預凝面板背面的植釘連接裝置或環形鋼筋。然後，它們之間的空間，使用低強度混凝土填充來連接。各專業承包商的一些連接開發細節上可能存在一些專利。如果非結構元件用於最終面部，則初始面部需要充分的強化以抵抗設計負荷。



圖 3.20：照片。預凝面板面部。照片由 Texas DOT 提供

預製面板可以透過各種裝置連接到釘材或釘頭上。在某些系統中，通常在每個釘材位置的相鄰面板之間使用截頭楔塊，在每個大型預凝面板的角落處進行連接。因為連接細部需要在相關定位釘材的高精度，所以使用用於釘材安裝的模板以確保定位精度。一些工程可能有建築或審美要求，並要求在最終噴凝土或 CIP 面部之前使用特殊的非結構預凝板(或石工磚或石工塊)。

3.4 替代材料

3.4.1 雕刻面部

作為傳統的最終面部選擇的替代品，雕刻的面部提供了高度審美的最終方案。這個 CIP 混凝土牆是以手工雕刻，類似於石或磚，經常使用染色以與周圍的環境相匹配。雖然增加建築成本，但也提供了業主更多的審美選擇。圖 3.21 顯示了雕刻面部的一個例子。

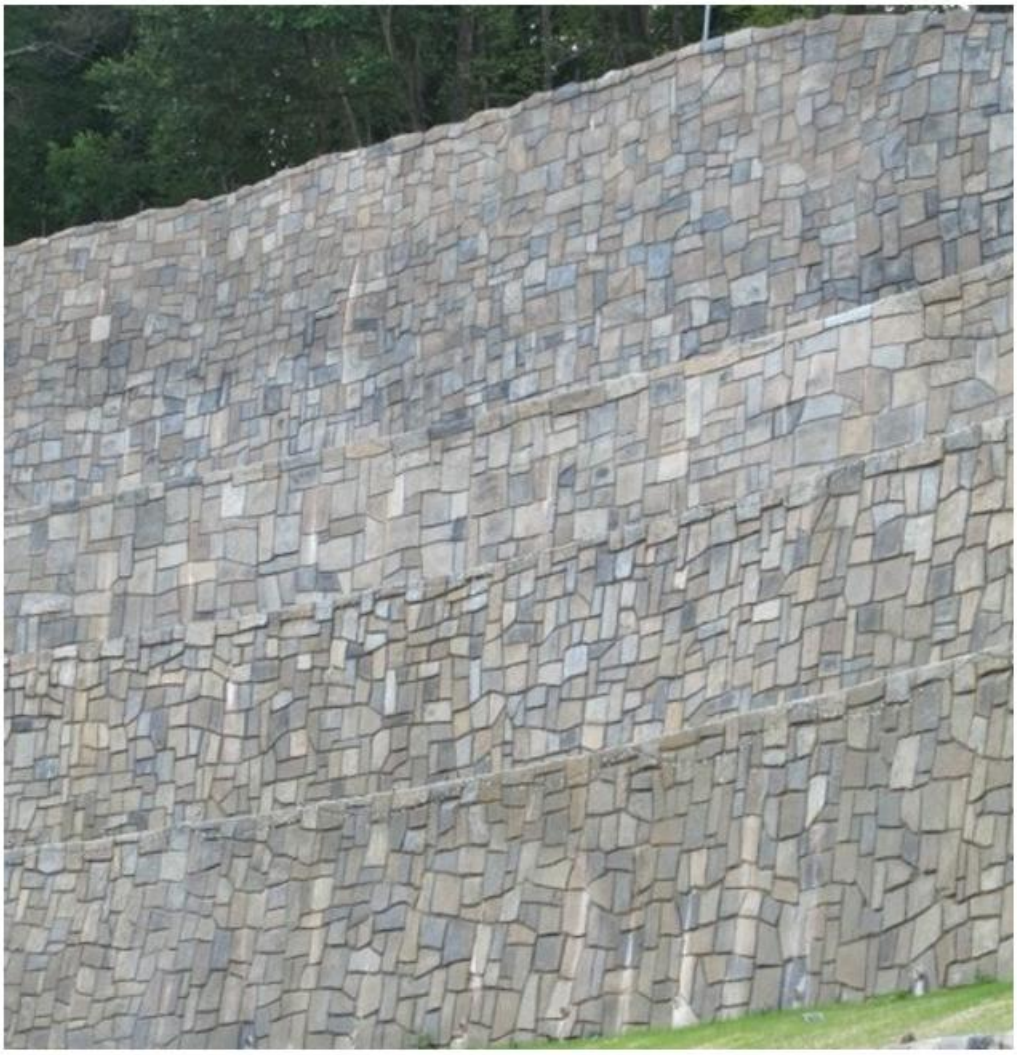


圖 3.21：照片。面部雕刻。照片由 The Collin Group, Ltd 提供。



圖 3.22：照片。天然岩石般的面部雕刻。照片由 The Collin Group, Ltd 提供。

3.4.2 以空心棒材土釘作鑽鑿排水

灌漿被設計作為濾材，可以安裝成為 HBSN 的一部分(即由水泥和混凝料組成的混合物，是高度可滲透的)。這種特殊的灌漿使 HBSN 可作鑽鑿水平排水。該系統可用於緩解擋土牆的靜水壓，並提供比牆體前方滲漏孔更有效的排水。然而，如果需要考慮在牆體後面安裝深層排水帶，則應仔細評估土釘牆，因為它可能不是永久保持土壤的最適當替代方案。

鑽鑿下水道必須在地下水接近牆體之前，作有效的攔截滲漏。此外，使用鑽鑿排水有助於減少孔隙水壓，並避免在冰凍期間靠近面部的冰壓。鑽鑿通常在單次操作中透過旋轉衝擊鑽鑿來安裝，無需罩殼。

第四章：設計所需的資訊

4.1 簡介

本章歸納了土釘牆設計所需的資訊。本章的資訊包括初始資訊、現場探勘和實驗室測試資訊、以及設計的工程性質。此外，本章亦提供獲取有關地表下腐蝕電位、霜凍效應和現場地震特徵數據的準則。

4.2 工程特定要求和初始資訊

4.2.1 工程特定要求

工程師必須熟悉影響土釘牆工作上的設計、施工和效能的具體要求。這些工程特定要求可能包括但不限於以下內容：

•現場開發初步計劃，說明牆體高度、長度和位置，以及與新基礎設施相關的位置

•物理限制(橋墩附近的牆體，陡峭地形上的牆體，水道附近的牆體或沖刷的牆體)

•牆體施工的潛在影響，以及既有或未來對牆體移動敏感的相鄰施作(橋基，建築物等)的潛在影響

•工程現場的可抵達和路權

•所有和橫向的限制

•在牆體前面、下面和後面的公用設施，包含既有的或新的

•完成面部美觀

•施工期間需要的部分和/或全部交通管制

•施工期間，將區域分階段的適用性

雖然上述要求並只用於土釘牆，但在設計的初始階段必須仔細考慮。強烈建議進行現場探勘，以助上述條件的確認。

4.2.2 初始資訊

工程師還必須審查與該現場相關的關鍵資訊，定義設計目標，作有效的現場探勘計劃。審查工作應重點在地點的地形、土地利用歷史、當地地質資訊(從地質圖和其他來源獲取)等相關地質數據(如適用，包括滑坡圖和斷層圖)。審查美國地質調查局(USGS)或其他來源的空照圖，有助於對地質特徵(如崩塌)的影響計劃結構。在凍結或暴露於地震的危險地區，還需要對諸如霜凍深度的滲透或地震危險地圖等資訊進行審查。

審查既有大地工程報告和數據(如果有的話)是評估初始資訊的一大關鍵。岩土的歷史資訊通常是有幫助的；然而，工程師必須對新工程評估既有岩土資訊的品質、完整性和適用性。當將附近地區所遇到的地下

條件推斷到工程現場，工程師必須小心，因為在某些情況下，土壤變化可能很大。

工程師還必須審查設計和施工的記錄，以及可能受到土釘構造影響和使用影響的相鄰結構之建造文件。預期設計者將根據結構類型來評估相鄰結構所能允許的移動，並評估大地工程監測數據(如果有的話)。

工程師還必須確定目標牆體附近可能會發生的臨時或永久超載的大小。超載可能包括車輛或施工時的交通、臨時庫存的貨物、現有或將來的結構、公用設施等的負荷。第五章包含關於土釘牆設計中所必須考慮負荷的討論。有關橋樑和道路的負荷的詳細資訊，請參見 AASHTO(2012 年)。

傳統的土釘牆並不設計於抵抗沖刷。設計者必須考慮沖刷的潛在影響，如果這個因素是具有重要意義的，那麼應該考慮替代牆體形式。或是如果依舊使用土釘牆，則必須考慮採取適當措施來保護牆體基座。

4.3 地下探勘

4.3.1 簡介

只有當現場，和/或新的現場，和/或新的現場特殊岩土資訊可用時，才能進行施工，以滿足本章討論的地下探勘目標和要求，以及第 5、6 章所述之任何其他工程需求。在大多數情況下，大地工程探勘是必要的，以便提供在沒有歷史資訊情況下的岩土資訊，銜接過去實地探勘中所採集數據的差距，或驗證歷史調查中所看到的趨勢。

完成審查工程具體要求和現有資訊之後，在理想情況下進行現場偵察，工程師必須制定詳細的現場大地工程探勘工作計劃。

地下探勘應按照「地下探勘手冊，AASHTO」(AASHTO 1988)、「大地工程通告」第 5 號之「土壤和岩石性質評價，FHWA-IF-02-034」(Sabatini 等人，2002 年)、「地下探勘手冊，FHWA-NHI-01-031」(Mayne 等人，2001 年)來進行。在 AASHTO(2012 年)第 10.4 節也可以找到進行實地探勘的準則。具體測試程序述於 ASTM 或 AASHTO 標準。在某些情況下還可能需要諮詢當地機關的標準(如果有的話)。以下部分突顯了土釘牆工程中主要使用的地下探勘。

4.3.2 目標

地下探勘的目標是：

•確定地面下地層狀況

•取得具代表性的土壤樣本回實驗室進行測試

•透過現場測試來測量原位土壤性質

•在實驗室測量土壤性質

•評估土壤和地下水的腐蝕電位

•評估地下水層和坡度的位置和變動

地下探勘必須沿著目標牆體的整個範圍進行。它必須包括足夠數量的現場測試和採樣位置，以評估工程現場土壤性質的變化。在土釘牆工程中，確認地下水層的位置和性質是很重要的，因為高地下水(特別是自由排水土壤)的存在是不利條件。

根據工程複雜性和既有岩土數據的可用性，可能需要在單階段或多階段進行地下探勘。如果現場岩土資訊很少或是沒有可用的，那麼進行兩階段調查可能是明智的做法。第一階段將包括初步的地下探勘，以幫助確定土壤層及其基本特徵，並確定地面是否有利於、困難於或不利於土釘。第二階段包括最終的地下探勘，重點是收集土釘牆設計和施工所需的具體數據。

工程師必須制定地下勘探計劃，定義出場地特徵，使之足夠用於土釘牆設計和施工。缺乏徹底的現場勘探將產生各種不良的結果，包括不經濟的設計、重新設計、施工困難、額外施工成本和延誤，以及不恰當或不安全的結果。

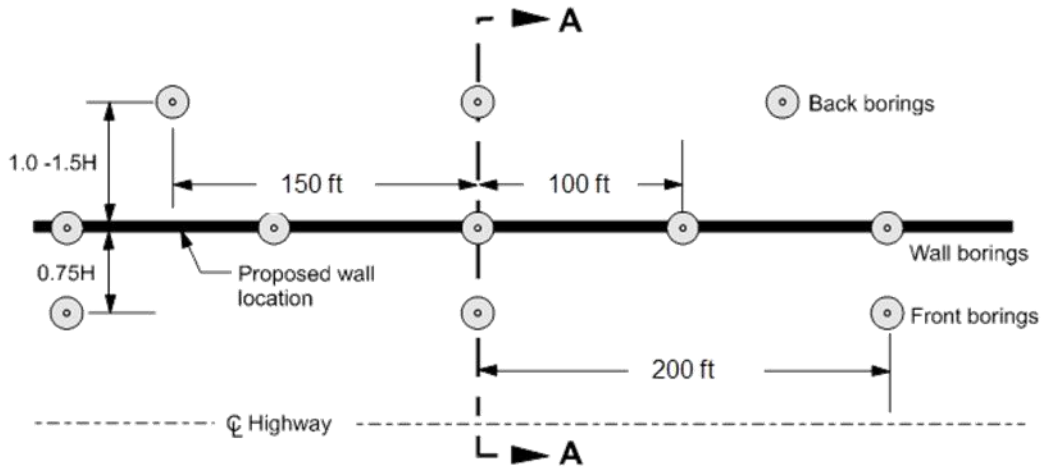
4.3.3 選擇位置和探勘鑽探數量的要求

測試性鑽探的類型、數量、位置和深度等現場測試是牆體尺寸、現有和未來相鄰結構等級的函數。其他因素包括進行實地探勘的工程階段(即可行性研究、初步設計或最終設計)、既有岩土數據的可用性，以及地下條件的變化。

選擇測試性鑽探數量並定義其深度的準則見於表 10.4.2-1，AASHTO(2012 年)的「勘探點的最小數量和勘探深度」；圖 4.1 提供了有關土體保留系統的鑽探數量及位置的初步作業指導。鑽探動作必須沿著目標牆體前後的中心線作鑽鑿，應間隔 100 至 200 英呎作鑽探；並開挖到至少低於目標底部深度 H，其中 H 是該位置的牆體高度。

在牆體後方的鑽探應沿著對準線間隔 150 英呎鑽鑿，其位於牆體後方 H 至 1.5H 內，並至少至低於最終階的 2H 深度。如果牆後地面傾斜，鑽探動作則應在距離牆體 1.5H 至 2H 的水平距離內鑽鑿。這些鑽鑿應該要夠深，以便評估可能發生在斜坡上潛在更大的土塊滑動。

在牆體前方的鑽探應沿著對準線間隔 200 英呎鑽鑿，其位於牆前方 0.75H 至 H 之間，並至少低於開挖目標底部深度 H。



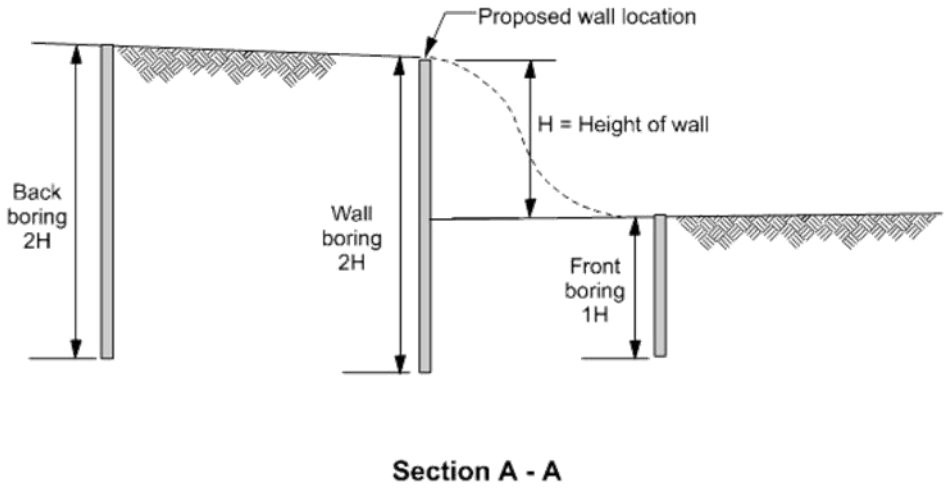


圖 4.1：說明。鑽探初步配置。Sabatini 等人修改(2002 年)。

如圖 4.1 所示，當終點鑽探深度內存在有軟土、軟細土、有機淤泥或泥炭時，沿著牆體和牆體後面的鑽探深度應至少增加 H，而牆前的鑽探深度應至少增加 0.5H 在。對於具有明顯地震風險的地區，鑽鑿應擴展到懷疑可能液化的沉積基底(即鬆散、非常鬆散的，飽和的，無黏性土壤沉積物)，挖掘到低於目標底部約 2H 的深度。在大多數情況下，鑽鑿的最大深度應該不需超過約 50 英呎。

如果在圖 4.1 所示的鑽探深度內遇到風化岩石，鑽探應該延伸到風化岩石中，從而取得至少 10 英呎長和兩個 5 英呎長的長度的岩心樣本，以便檢查其不連續性。最後，針對相對於可能影響牆體穩定性和性能的任何滑動面，設計者必須建立其鑽探深度。對於某些地質條件(節理、層理等)，可能需要使用定向岩芯。

4.3.4 現場程序

4.3.4a 概述

本節介紹使用於土釘工程現場程序的一般資訊。 Sabatini 等人(2002 年)和 Mayne 等人(2001)提供了現場探勘和實驗室測試程序的詳細描述。腐蝕的現場測試在第 4.7 節中介紹。

4.3.4b 測試鑽探和標準貫入測試(SPT)

土釘工程的地下探勘主要基於測試鑽探。使用旋轉鑽鑿方法進行測試鑽探，包括中空螺旋鑽和清洗鑽鑿。兩種鑽探方法都可以取得土壤樣本。如第 4.3.5 節所述，用中空螺旋鑽鑽鑿可以進行地下水層觀測。

土壤標準貫入測試(SPT，ASTM D1586)和受干擾及未受干擾土壤樣本採樣在測試鑽探中進行。SPT 可用於各種有利於土釘工程的土壤中。SPT 採樣器可取得受干擾的樣本；因此，適用於採集無黏性土(砂土和彈性淤泥)用於岩土性能指數和採樣土壤進行腐蝕電位測試。在 SPT 採樣器被拒絕的情況下，SPT 採樣器可以取得殘留土到風化岩石(定義為當一英吋或更小的貫入，達到鼓風計數為 50 時)。

SPT 不適合含有大顆粒的礫石、巨石和填充物。即使採樣成功，這些土壤的取得樣本也是無代表性的，因為大粒子不能進入採樣器。這樣也會出現偏頗或無意義的鼓風計數。

儘管 SPT 在實作中被用來採樣軟土、細土(黏土和塑性淤泥)，但必須使用薄壁採樣器(Shelby、Osterberg、Gregory Undistroled 採樣器和其他固定活塞採樣器)來取得這些土壤相對不受干擾的樣本。透過實驗室中的強度測試來確定機械性質。

對於大多數土釘牆工程，SPT 樣本應以 5 英呎的深度間隔取得，採樣應以較小的深度間隔或連續薄層進行，其中包含軟土、細土、溶蝕窟、預期高腐蝕電位的土壤。

SPT-N 值和土壤工程性質之間存在許多相關性。上覆岩層的大小對 N 值有明顯的影響，當使用與適用的土壤性質相關時必須加以考慮。此外，可能需要更正 N 值，以將這些值轉換為 N60 值，並計算不同的落錘效率。(N1)60 值是一個 N 值，標準化為 60%能量效率和 1 tsf 覆蓋層(ASTM D4633)，應該在一些相關性中使用。使用基於 SPT 的相關性時，工程師應謹慎行事，因為即使校正了 N 值，由於本次測試中依舊存在許多不確定因素，因此會出現明顯的變異性。

牆體的偏轉和上覆地面的沉積是關鍵工程約束條件，並且需要精確估計(例如，使用有限元素法或類似技術)的情況下，基於 SPT 相關性的土壤模數估計值可能不適合。可以對不受干擾的樣本進行機械實驗室測試，例如測量儀或三軸測試、或原位測試，如壓力計測試。讀者可以參考 Sabatini 等人(2002 年)關於此測試的更多資訊。

4.3.4c 圓錐貫入測試(CPT)

圓錐貫入測試(CPT，ASTM D5778)可以快速、經濟有效地開發連續的地下斷面，並可鑑識那些難以使用不連續 SPT 採樣進行檢測的薄土層。當探勘土釘牆後面的薄弱土層時，CPT 能力被證明是特別有用的。然而，CPT 比土釘牆設計應用的 SPT 更受限制，因為有利於 CPT 的土壤通常不適合施用土釘。CPT 不能在硬土、礫石土、風化岩和巨石沉積物中施用。

比起基於 SPT 的相關性而言，CPT 參數(錐軸承阻抗、摩擦比等)和各種土壤工程性質之間的相關性可能具有更小的變異性，特別是對於軟細土的性質。對於大多數土釘工程，可以根據 CPT 或 SPT 數據估算土體剪切強度。

同樣，可以從 CPT 數據估計彈性模數。然而，CPT 參數和土釘黏結強度之間並無廣泛可用的相關性。

傳統 CPT 具有比傳統鑽探更高的產能(英呎/天)。然而，CPT 並不提供土壤樣本，這與鑽探相比，是一個明顯的缺點。然而，一些 CPT 承包商有能力透過管式採樣器和使用相同的 CPT 設備，來收集小直徑、受擾亂的土壤樣本。在 CPT 探測完成之後，使用與 CPT 錐形透度計相似但不包含其內部電子元件的採樣器進行採樣。當樣本受到干擾時，它們可用於分類、指數測試和土壤腐蝕電位。一些特殊的 CPT 探頭配有傳感器，提供土壤阻抗率的連續斷面，這是評估腐蝕電位的一個重要參數。

CPT(高產能，但無樣本)和少於正常的 SPT 測試鑽探(產能較少，但可選擇良好的樣本)的組合使用，對於某些工程可能會是有吸引力的替代方案，特別是在相對一致的地質條件下的長型壁體的對準上面。

4.3.4d 其他現場測試技術

其他現場測試技術，如壓力計測試(PMT，ASTM D4719)和現場十字板剪力測試(VST，ASTM D2573)，他們通常不像 SPT 和 CPT 那樣廣泛使用。扁平膨脹計測試(DMT)也是可用的，但其使用則相當少見。

PMT 可用於廣泛的土壤類型，包括有利於土釘的施工。PMT 可以提供合理的土體模數估計，因此當牆體偏轉和地面沉積的估計非常關鍵時，這是一種很迷人的測試方法。此外，法國所開發，介於 PMT 極限壓力(pL)和黏結強度之間的相關性，已經被開發用於沙材、黏土、礫石和風化岩石(Clouterre，2002 年)。VST 並無傳統應用於土釘牆的設計，因為它適用於不利於土釘的軟質到中等顆粒土壤。然而，如果基礎細粒度層對於挖掘的整體穩定性非常關鍵的話，則仍可將其與包含土釘牆的工程結合使用。

4.3.4e 測試坑

測試坑的挖掘可以提供出挖掘面部能否支撐的資訊，這個資訊是很有價值的。測試坑長應至少 20 至 25 英呎，高達約 10 英呎深(如有可能)。應該根據需要進行保護，以防崩潰，並符合安全標準。測試坑應優先選用垂直於牆體的挖掘，對隨後的挖掘面可減少影響。如果測試坑平行於牆體進行挖掘，則應在距離面部至少 15 英呎的鑽鑿區域進行挖掘。為了評估挖掘的起始時間，測試坑應保持開放 1 至 2 天，並為工人和公眾提供充分的保護。挖掘的測試坑應至少每天進行檢查。

在測試坑可觀察滲入的地下水，這可能會影響露天鑽鑿的穩定性。測試坑還可根據需要來收集樣本或未受干擾的細粒土樣本，以進行實驗室測試。

4.3.5 地下水

4.3.5a 概述

在地下探勘期間，必須確定地下水的穩定(即靜態)或存在，因為地下水會影響土釘牆的設計和長期性能。地下水如果存在於挖掘底部，可能會影響施工期間暫無支撐時的切割穩定性。應在測試坑中仔細觀察，以檢測滲流地下水，即使只是少量。隨著時間的演進，地下水層的波動可能會促進腐蝕，進而影響整體的穩定性，並導致壁體面部的壓力增加。地下水可能會影響鑽洞的穩定性，影響灌漿程序的選擇，和永久性排水所需的方法。

在現場探勘期間，如果嚴重低估地下水或梯度的高度，可能對任何土體保持系統造成嚴重後果，特別是土釘牆。這些系統不適用於高靜態地下水層、大量的地下水，或低到中等的滲流速度，特別是在自由排水的土壤中。

4.3.5b 地下水觀測方法

地下水的深度應在鑽鑿期間、鑽鑿結束時、或鑽鑿後至少 24 小時之內取得。建議終止一些鑽鑿，當作開槽式 PVC 管的臨時立管壓力計。這些壓力計需要根據預期或檢測到的地下水文波動和地面條件來進行監測，需要數天、數週甚至更久。鑽鑿期間，在低滲透性的黏性土壤或其他地層所獲得的地下水層水位，通常不表示穩定的地下水層，如果安裝了立管壓力計，則可能需要等待大量時間，才能得到穩定的地下水。

重要的是注意實驗室所測量的細粒土壤含水量和指數性質。其含水量高於塑性極限(PL)的細粒土壤可能在現場受飽和，並受到正孔隙壓力的影響。了解原位單位重量、比重和含水量，可以幫助確定土壤是否在地下水層之上或之下。關於地下水觀測方法的其他資訊可以在 GEC 5 中找到(Sabatini 等人，2002 年)。

4.4 實驗室土壤測試

4.4.1 概述

土釘牆之設計要求一些工程性質必須透過實驗室測試來確定，要進行實驗室測試的數量和範圍取決於工程的特定特徵。對於複雜度較低的工程，如果先前進行了徹底和充分的現場探勘，則只要指數參數的實驗室測試就足夠了。對於一些地下條件具有挑戰性的工程，即使有一些既有岩土資訊可用，也必須考慮更廣泛的實驗室測試。

4.4.2 土壤分類和指數測試

表 4.1(a、b、c)列出了土釘工程中用於對土壤進行分類和確定指數性質的實驗室測試。

表 4.1a：土壤的程序和實驗室測試 - 分類

測試名稱	ASTM 標準	AASHTO 標準
土壤視覺鑑識	D2488	NA
根據 USCS 的土壤分類	D2487	M145
粒度分析	D422-63	T88
通過 200 號篩的土粒部篩檢	D1140	T11

表 4.1b：土壤的程序和實驗室測試 - 指數參數

測試名稱	ASTM 標準	AASHTO 標準
含水量	D2216	T265
細粒部篩檢的含水量極限	D4318	T89, T90

註：在 ASTM(2012 年)和 AASHTO(1988 年)中可以找到本文中所引用的個別 ASTM 和 AASHTO 標準。

表 4.1c：土壤的程序和實驗室測試 - 剪切強度測試

測試名稱	ASTM 標準	AASHTO 標準
無限制的壓縮阻抗(UC)	D2166	T208
未壓實不排水的三軸壓縮(UU)	D2850	T296
壓實不排水的三軸壓縮(CU)	D4767	T234
壓實排水的三軸壓縮(CD)	D7181	NA

表 4.1c 中的測試可以用於不同的土壤類型，但它們更常用於細粒土壤。也可以考慮三軸延伸測試來估算卸載中的土體剪切強度參數，這將是擋土牆後面的主要條件。然而對於認為有利於土釘牆的土壤，其壓縮或延伸三軸測試所得結果的差異，預計不會很大。

根據統一土壤分類系統(USCS)，針對所有用於土壤分類的土釘工程進行指數測試。這些測試應包括晶粒尺寸分佈和 Atterberg 極限。

篩分分析有助於確定粒度分佈、細粉含量，並估算土壤的水力傳導性。除了對土壤分類的貢獻之外，還可以使用 Atterberg 極限來估算細粒土壤的壓縮性和剪切強度參數。更具體來說，對於土釘工程，Atterberg 極限用於評估由土釘牆所支撐的細粒土壤，其潛變變形的可能性(見第 4.6 節)。

測試含水量有助於確定土釘的某些不利條件。例如，顯著高於土壤 PL 的原位含水量說明了低剪切強度和高度可壓縮性。如果原位 LL 大於 50%，則土壤潛變的可能性增加。此外，如果流動性指數(LI)等於或大於 0.2，則潛變的可能性增加(Byrne 等人，1996 年)。含微量元素團粒狀土壤中含水量小於約 5%，可能指出垂直切割可能無法保持不受支撐。

應進行有機含量測試(即燒失量，LOI D21974，T194)，以確定在現場觀察時(如土壤樣本的氣味，顏色和/或紋理)或現有資訊的審查時，指出土壤是否存在有機物。此外，天然水分高的有機土壤通常具有比無機土壤更高的腐蝕電位。有機土壤通常具有較低的剪切強度，並且比無機土壤更加可壓縮，並且隨著時間的演進而具有潛變的趨勢。

在某些情況下，可能需要其他測試，包括比重測試(D854，T100)來輔助估計其他參數。

工程性質，包括強度和變形性，在後續章節中介紹。

4.4.3 剪切強度測試

大多數有利於土釘的土壤主要是顆粒狀的。這些土壤強度參數值係根據現場測試方法(見第 4.5.4 節)的相關性來估計的，並不常用實驗室測試來測量。如果土釘固定在硬質細粒土壤中，或用於穩定現有 MSE 牆體的結構填充物，則應使用實驗室測試(如表 4.1c 中列出的那些)來估計這些材料的剪切強度。

在實驗室中，當樣本適當壓實至原位條件時，直接剪切測試(D3080，T236)可用於填方。直接剪切測試有許多限制。因為故障表面會被迫沿著水平面，測試期間主應力的旋轉和試樣的各向異性限制了解釋強度參數值的適用性。此外，孔隙壓力的發展是不受控制的，其測量是不切實際的。

如果土釘固定在堅硬、過度壓實的黏土中，在變形時可能會發生完全軟化或殘留強度，則剪切強度參數可以使用三軸測試(達到一定程度的軸向變形)或扭轉環剪切裝置(D6467)。

4.4.4 變形性和模數

在整個挖掘過程中，或在底部正下方是軟到中等細粒度土壤的情況下，重要的是評估牆體偏移的大小、地面沉積，和回彈。在這些情況下，可以使用傳統的一維壓實測試(D2435，T216)來評估土壤壓縮性。也可以使用三軸測試來估算土壤模數值。

重要的是，注意實驗室測試結果可能對所應用的應力路徑和樣本排列方向敏感。結果可能不代表現場條件，除非應用了特殊的測試條件，或是對結果進行了適當的解釋，這說明了現場負荷或卸載的差異。

4.4.5 其他測試

其他測試雖然不是傳統用於土釘的設計，但可用於檢測土釘的不利條件。例如，可以透過分別進行塌陷測試(D5333)和膨脹電位測試(D4546，T258)來建立塌陷或膨脹的細粒土壤的存在。

必須在暴露於土壤凍結的地區進行特殊測試，以確定土釘和牆體上的土壤的凍脹位勢和解凍弱化(D5918)的敏感性。這些測試應對從長期暴露於霜凍作用的土壤層獲得的樣本來進行。

4.5 設計參數選擇

4.5.1 概述

一旦鑽探、現場測試和實驗室可以獲得足夠的資訊，設計者必須為每個地層來開發現場地層和相對應的設計參數。設計師還必須確認地下條件的變異性，其不同站點的條件可能會影響到土釘牆的設計。

現場地層的開發牽涉到土壤、風化岩石、以及可能的基岩之間的接觸位置。這些接觸位置是非常重要的，不僅對於整體穩定性分析，而且也決定土釘是否需要延伸靠近或進入底層的較硬材料。這種接觸條件之上和之下的對比，可能會影響所選擇的方法和鑽鑿設備，以決定鑽洞推進工程、施工程序和土釘長度。設計者還必須鑑定在岩石接觸處是否存在潮濕、較軟區域、或水。

開發現場地層對於設計是非常關鍵，因為土體單元的性質、程度和分佈將影響鑽鑿方法的選擇、土釘牆後潛在滑動土體形狀和尺寸的控制、以及釘材長度和數量。土壤的變異性將決定釘材驗證試驗的次數，其必須確認每個主要土壤沉積物的設計標準。地下條件的變異性對於設計長型牆體而言，是更為關鍵的。

4.5.2 設計土壤參數

對於現場探勘和實驗室測試中的土釘工程，應至少確定以下性質：

•地層斷裂深度

•地下水層

•每個主要土層的單位重量

•每個主要土層的剪切強度參數

•準備要安裝釘材的每個主要土壤之黏結強度

當需要準確估計土釘牆偏轉或地面移動時，如前所述，設計者還必須根據現場和/或實驗室測試結果確定土壤模數和壓縮性的數值。如第 4.6 節所述，在處理細粒土壤時，必須評估土壤潛變的可能性。如第 4.7 節所述，必須對所有準備要安裝土釘的土壤，進行土壤腐蝕電位評估。

4.5.3 單位重量

單位重量用於土釘牆設計穩定性的分析和計算。團粒狀土壤和某些細粒土壤的單位重量可以從土壤描述與相對密度估計或相關性(例如，Kulhawy 和 Mayne，1990 年)來作估算。圖 4.2 顯示各種 USCS 分類中，無黏性土壤的乾單位重量(γd)(表示為水的單位重量之標準化值，γw)，其中包括一些有利於土釘，以及作為相對密度(Dr)的功能。為了說明原位含水量，潮濕單位重量 γmoist 必須以 γmoist = γd (1+ wn)計算，其中 wn 是原位含水量。請注意，使用圖 4.2 需知道相對密度，這可以使用表 4.2.a.或摩擦角來估算，這將於後面討論。

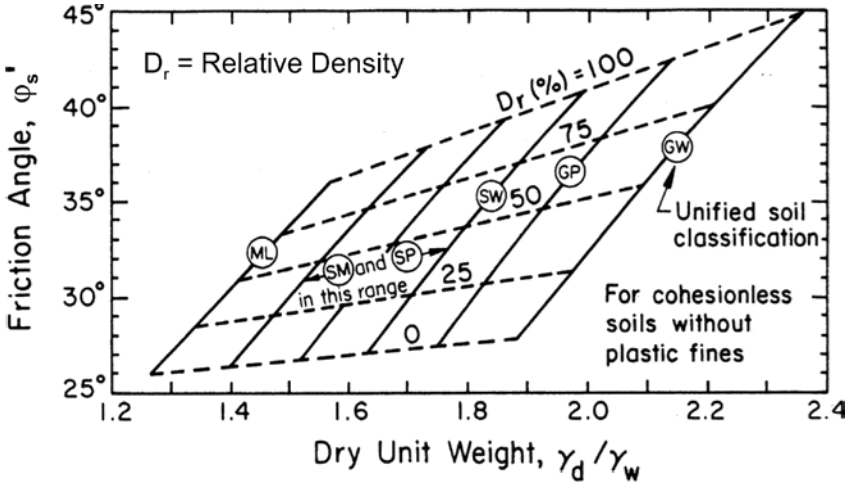


圖 4.2：圖。土壤單位重量之估算。美國海軍(1982 年)、庫拉維以及馬恩(1990 年)後修改

細粒土壤的單位重量可以在實驗室中由用 Shelby 管或類似採樣器檢測的未受干擾的樣本來作確定。相反，團粒狀土壤的原位單位重量則不應透過實驗室測試來估計，因為樣本總是受到干擾，原位條件在實驗室中無法被輕易複製。

4.5.4 剪切強度

4.5.4a 無黏性土壤

對於大多數工程、排水、有效內摩擦角(φs')，其代表著無黏性土壤剪切強度的主要成分，可以使用基於 SPT 和 CPT 值的相關性來估計。

對於無黏性土壤，應考慮有效的應力分析，這是經常可自由排水的。自由排水條件需要土壤有相對較高的水力傳導性，這可以從土壤的等級來推估。評估通過#200 篩器(重量)的材料的篩檢是很重要的，因為我們假設「自由排水」團粒狀材料的水力傳導性會明顯減少高於約 15%至 25%的細屑含量。

有效內聚力 c'可分別估計。水泥砂表現出的內聚力，應考慮用於土釘牆的設計；然而，設計者應該記住，根據工程特性，在開挖過程中可能會有土壤基質的明顯干擾，從而導致內聚力喪失。此外，由於滲漏和地表逕流而導致的土壤內部和地表侵蝕，可能會降低工程使用期限內的內聚力值。部分飽和土壤由於基質吸力而表現出明顯的內聚力。儘管照慣例可以忽略這種表面的內聚力，但是如果有證據指出這種表面的內聚力是存在的，設計者可以選擇考慮以內聚力來作臨時挖掘階段的分析。在這種情況下，以短期來估算，表面的內聚力可以採用在 50psf 和 150psf 之間的值。

有效摩擦角的初步估計可以從表 4.2a 獲得，其使用 SPT-N 值，或是從表 4.2b 使用標準化 CPT 值。圖 4.3 顯示了有效摩擦角的增加，它是基於 SPT-N60 而作為增加標準化的原位有效覆蓋層 Σ'vo/Pa 的函數；其中 Σ'vo 是原位有效覆蓋層壓力，Pa 是大氣壓力。

表 4.2a：SPT-N 值、CPT 以及 SPT 無黏性土壤摩擦角之間的相關性

SPT-N60 (1) (blows/ft)	**土壤密度描述**	**土壤相對密度**	**φs′ (deg) (2)**
0 to 4	非常鬆散	< 20	< 30
4 to 10	鬆散	20 – 40	30 to 35
10 to 30	中等	40 – 60	35 to 40
30 to 50	稠密	60 – 80	40 to 45
> 50	非常稠密	> 80	> 45 (3)

註：(1)校正之前的值被認為等於 N60。

(2)來自 Kulhawy 和 Mayne(1990 年)，基於 Meyerhof(1956)。

(3)沙土應選擇摩擦角≤40 度；砂礫土應選擇摩擦角≤45 度。

表 4.2b：SPT-N 值、CPT 以及 CPT 無黏性土壤摩擦角之間的相關性

標準化 CPT 錐軸承阻抗，qc/Pa (1)	**土壤密度描述**	**土壤相對密度**	**φs′ (deg) (2)**
< 20	非常鬆散	< 20	< 30
20 to 40	鬆散	20 – 40	30 to 35
40 to 120	中等	40 – 60	35 to 40
120 to 200	稠密	60 – 80	40 to 45
> 200	非常稠密	> 80	> 45 (3)

註：(1)Pa 是正常大氣壓= 1 atm ~ 100 kN/m^2 ~ 1 tsf.。

(2)來自 Meyerhof(1956)。

(3)沙土應選擇摩擦角≤40 度。砂礫土應選擇摩擦角≤45 度。

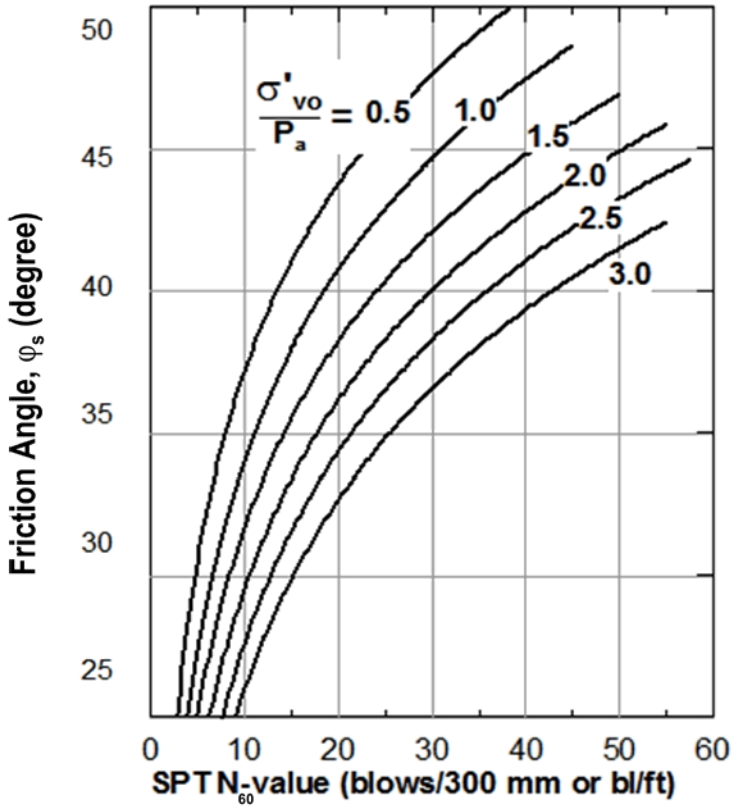


圖 4.3：圖。無黏性土的摩擦角作為標準化覆蓋層的函數(Schmertmann，1975 年後修改)

4.5.4b 黏性土壤 - 排水條件

黏性、細粒土壤的剪切強度通常是負荷速率的函數，與土壤排出過多孔隙壓力的能力有關。在短期開挖支撐應用中，黏性土壤大多會被認為是不排水的。然而，在評估土釘牆的長期穩定性時，排水強度必須被考慮進去。

對於嚴重過度壓實的黏性土壤，評估其整體穩定性時，將要求這些土壤的長期排水條件和相關的排水摩擦角。這些情況下，必須使用完全重塑(即完全軟化)或摩擦角的殘留值，與使用峰值是相反的。使用孔隙水壓力來測量壓實不排水三軸(CU)測試的結果，，必須要用來正確評估細粒土壤的長期排水強度。

如果透過測試來確定強度參數是不可能的，則黏土的有效摩擦角可使用圖 4.4 的關係來估計為 PI 函數。該圖不適用於重塑或殘值。當只適用於特定條件的相關性被拿來使用時，設計者必須謹慎行事。

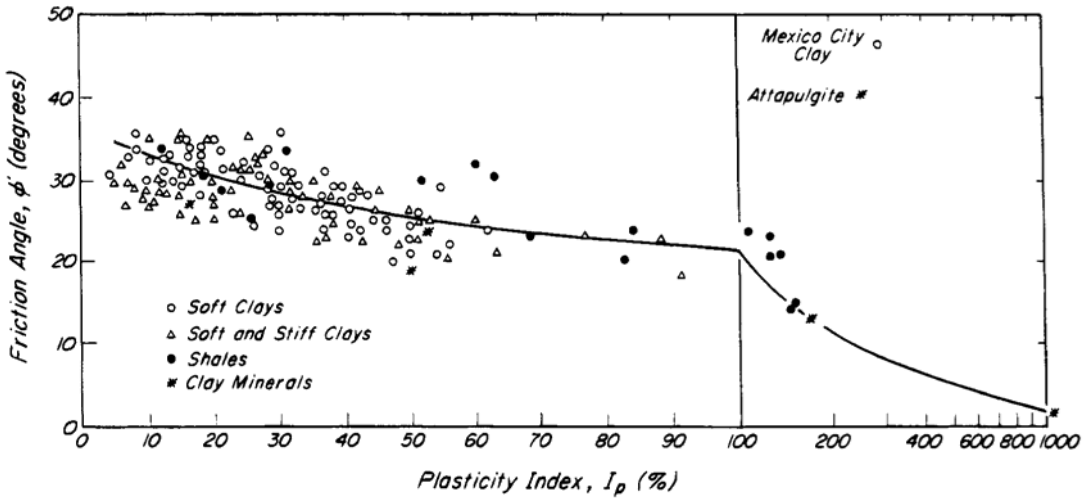


圖 4.4：圖。摩擦角與塑性指數的關係(Terzaghi，Peck 和 Mesri，1996 年)

4.5.4c 黏性土壤 - 不排水條件

如果這些土壤受到開挖的影響，則應考慮細粒土壤的不排水剪切強度，其用於施工期間的牆體短期穩定性。對於涉及細粒土的挖掘土坡，應進行不排水的穩定性分析，以便在挖掘之後及該土坡釘材安裝之前，立即對牆體穩定性進行建模。

細粒土壤的不排水剪切強度(S_u)應使用現場技術以及具體實驗室測試技術進行評估(優先選用 CPT 或 VST，雖然 SPT 可用於初步估算)；其實驗室測試技術應考慮到這些土壤的不排水反應。

在現場所獲得 VST 結果應該使用 Bjerrum 校正法(Kulhawy 和 Mayne，1990 年)修改，這取決於可塑性指數。基於 CPT 的 S_u 估值是錐尖阻抗(q_c)、錐軸承因子(N_k)和測試深度處的總上覆岩應力的函數。各種出版報告的 N_k 從 10 到 20 不等。這種做法是假設 N_k = 15，這適用於大多數情況。如果可能，現場個別校準的 N_k 值應該用在相關 S_u 值，此 S_u 值則透過適當的實驗室測試技術(CU 三軸測試)、謹慎進行的 VST 測試、CPT 結果來測量。

在過度壓實的黏土中，不受干擾的樣本的三軸測試可用於確定 S_u 的設計值。然而，必須仔細選擇用於測試的樣本，以期代表整個地層的剪切強度。隨著應力歷史、乾燥和裂縫，S_u 值可能會有很大的不同，這是要特別考慮到的重點。相對於實驗室測試有限尺寸樣本所決定，裂縫可能會降低土體的總體強度。

評估 S_u 時，應考慮土壤的應力歷史、原位覆蓋層和原位孔隙壓力。估計 S_u 的首選技術是：帶有孔隙壓力量測實驗室測試的現場 VST 和 CU。

用於設計的 S_u 值不應基於小型十字片剪試驗儀、口袋透度計或無約束壓縮測試，因為這些測試的結果受到樣本局部變化和樣本表面乾燥程度的很大影響。此外，這些測試結果無法反映沿著土體內特定方向的剪切強度。

當不可能進行測試時，可以將 S_u 估計為各種參數的函數。S_u 和土壤指數之間存在許多相關性，包括 Atterberg 極限(Kulhawy 和 Mayne，1990；Sabatini 等，2002 年)。如上述，設計者在使用相關性時必須謹慎，因為它們只適用於特定條件。然而理想情況下，不排水剪切強度與指數特性值的相關性僅用於輔助現場和實驗室中測量的剪切強度值。在評估 S_u 以了解可能的站點變異性時，建議對其他相關參數進行徹底審查，例如含水量、細粉含量和 Atterberg 極限。

4.5.5 壓縮性和模數

壓縮性和土壤模數值可以從與 SPT 或 CPT 值的相關性來估計。然而由於其潛在的不準確性，這些相關性的值因而受到限制。PMT 可以在一定的土壤應變範圍中直接測量土壤模數；然而，PMT 很少用於土釘的作法中，因為在土釘工程中並不經常需要準確測定模數值。

根據土壤類型，表 4.3a 可以獲得彈性模數的初始估計值。表 4.3b 和 4.3c 可用於從 SPT 和 CPT 結果來估計模數。數值分析中用於估計位移的蒲松比(ν)可以從表 4.3a 估算出來。蒲松比也可以透過三軸和膨脹計測試來進行評估；然而在設計土釘牆時，這種參數的估計精度水平很少被需要。

表 4.3a：基於土壤類型的土壤彈性性質(AASHTO 2014 之後)

土壤類型	**楊氏模數範圍，Es (ksf)**	**蒲松比，ν**
黏土 - 柔軟敏感	50 – 300	0.4 – 0.5 (不排水)
黏土 - 中硬到硬	300 – 1,000	0.4 – 0.5 (不排水)
黏土 - 很堅硬	1,000 – 2,000	0.4 – 0.5 (不排水)
黃土	300 – 1,200	0.1 – 0.3
淤泥	40 – 400	0.3 – 0.35
細沙 - 鬆	160 – 240	0.25
細砂 - 中密度	240 – 400	0.25
細沙 - 密	400 – 600	0.25
沙 - 鬆	200 – 600	0.20 – 0.36
沙 - 中密度	600 – 1,000	0.20 – 0.36
沙 - 密	1,000 – 1,600	0.30 – 0.40
礫石 - 鬆	600 – 1,600	0.20 – 0.35
礫石 - 中密度	1,600 – 2,000	0.20 – 0.35
礫石 - 密	2,000 – 4,000	0.30 – 0.40

表 4.3b：基於 SPT-N 值的土壤彈性性質(AASHTO 2014 之後)

土壤類型	**Es (ksf)**
粉砂、砂質粉砂，稍有黏性的混合物	8 (N1)60
清潔的細至中等砂，和輕微的粉砂	14 (N1)60
粗砂與小砂礫	20 (N1)60
沙質砂礫和砂礫	24 (N1)60

表 4.3c：基於 CPT 錐尖阻抗(q_c)的土壤彈性性質(AASHTO 2014 之後)

土壤類型	**楊氏模數，Es (ksf)**

沙質土壤	2 qc (qc, in ksf)

4.5.6 黏結強度

土釘拉拔阻抗在土釘牆設計中是非常關鍵的。每個土釘拉拔阻抗的計算是根據分析潛在滑動面之後的釘材長度、圍繞鋼腱灌漿體的直徑、以及土壤與灌漿介面的黏結強度。以下部分提供實心棒材土釘的黏結強度資訊，在第十章討論 HBSN 的黏結強度。

4.5.6a 鑽鑿和灌漿土釘

黏結強度(qu)是土壤與灌漿介面的(極限)剪切強度。該參數相當於 LRFD 作法中使用的標稱黏結阻抗。在本手冊中，無論設計平台如何使用，術語「黏結強度」都將被簡化使用。

影響黏結強度的因素包括土釘周圍的土壤條件(例如土壤類型和土壤覆蓋層應力)和安裝方法(鑽鑿、鑽洞清洗、灌漿程序和灌漿特性)。

對於初步設計而言，土釘的標稱黏結強度可以從已出版的文獻、與現場測試獲得的參數的相關性以及土釘負荷測試來估算。工程師也可以根據當地經驗和施工技術來估計黏結強度。黏結強度不在實驗室測量，因為影響黏結強度的關鍵型態不易複製。最終設計需要透過負荷測試來驗證其黏結強度(見第九章)。

黏結強度值已經在各種文獻中已經報導了，包含在各種類型的土壤/岩石中所安裝的鑽鑿土釘、重力灌漿土釘、以及各種不同的鑽鑿方法。

表 4.4 包括土壤和鑽鑿方法的各種組合中所推定黏結強度(即標稱值)的範圍。最小和最大黏結強度值大致上都對應到每種組合的最不利條件和最有利條件。在細粒土壤中給出值的範圍中，在許多情況下，其中間值適用於設計的初步值。相反，經驗指明，團粒狀土壤所推定黏結強度值往往是傾向保守的，因此，在大多數情況下，可以使用略高於中位數的值。

表 4.4 的重力灌漿土釘中，包括了典型黏結強度範圍。表 4.4 中的黏結強度被提供予準則。重要的是，設計工程師估計黏結強度乃根據土壤描述和其他因素，例如土壤剪切強度和覆蓋層來，如下所述。重要的是，必須在現場透過土釘負荷測試來確認表 4.4 或設計中所使用任何其他來源的黏結強度。

壓力灌漿和後灌漿對黏結強度的影響是有益的。然而，這些程序在土釘工作中並不常見，因為它增加了成本；也因為可以採取其他措施來增加土釘的拉拔能力。例如，承包商可以簡單地增加鑽孔直徑或改進清潔方法，來獲得更大的拉拔阻抗。

當釘材安裝在被認為不利於土釘的地面時，傳統的土釘安裝程序的必要作一些調整，以達到所需的設計黏結強度。例如，將土釘安裝在乾黃土中，可使用重力灌漿法。在這種情況下，受鑽洞的牆體底部和側面部分會被弱化，因為灌漿向乾黃土提供了濕氣，可能導致受鑽洞的牆體崩潰。此外，沿著釘材的一部分，灌漿可作滲透，並在釘材和受鑽孔的牆體之間形成空隙。經驗告訴我們，在黃土中使用壓力灌漿或用特密管重新灌漿，可以達成足夠的黏結強度。

表 4.4a：粗粒土壤中土釘的估計黏結強度

(Elias and Juran 之後修改，1991 年)

鑽洞鑽鑿法	**土壤類型**	**黏結強度，qu (psi)**
旋轉鑽	沙/礫石	15 - 26
旋轉鑽	泥沙	15 - 22
旋轉鑽	淤泥	9 - 11
旋轉鑽	山麓殘丘	6 - 17
旋轉鑽	精細崩積層	11 - 22
驅動罩殼	砂/砂礫/低覆蓋層(1)	28 - 35
驅動罩殼	砂/砂礫/高覆蓋層(1)	41 - 62
驅動罩殼	密集的冰磧丘	55 - 70
驅動罩殼	崩積層	15 - 26
螺旋鑽鑿	粉土填補	3 - 6
螺旋鑽鑿	粉質細土	8 - 13
螺旋鑽鑿	粉質粘土砂	9 - 20

註：(1)低和高的覆蓋層分別被定義為小於和大於 1.5 tsf 的有效覆蓋層壓力。

表 4.4b：粗粒土壤中土釘的估計黏結強度

(Elias and Juran 之後修改，1991 年)

鑽洞鑽鑿法	**土壤類型**	**黏結強度，qu (psi)**
旋轉鑽	粉質粘土	5 - 7
驅動罩殼	黏質粉土	13 - 20
螺旋鑽鑿	黃土	4 - 11
螺旋鑽鑿	硬黏土	3 - 4
螺旋鑽鑿	硬黏土	6 - 9
螺旋鑽鑿	僵硬的黏質粉土	6 - 15
螺旋鑽鑿	鈣質砂質黏土	13 - 20

風化岩石和岩石的黏結強度估計值見表 4.5。後張力研究所(Post-Tensioning Institute)(PTI，2005 年)也提出了在重力下灌漿的地錨標稱黏結強度的估計值。

表 4.5：岩石中土釘的估計黏結強度 - 鑽鑿方法：旋轉鑽(Elias and Juran 之後修改，1991 年)

岩石類型	**黏結強度，qu (psi)**
泥灰岩/石灰石	44 - 58

千枚岩	15 - 44
白堊岩	73 - 87
軟質白雲岩	58 - 87
裂縫白雲岩	87 - 145
風化砂岩	29 - 44
風化頁岩	15 - 22
風化片岩	15 - 25
玄武岩	73 - 87
板岩/硬頁岩	44 - 58

4.5.6b 單位長度的拉拔阻抗

每單位長度的土釘(rPO)的極限拉拔阻抗等於黏結強度乘以黏結區域的周長。這個量也被稱為極限負荷傳遞率。對於安裝在 4 至 6 英吋相對較小直徑土壤中的重力灌漿地錨而言，SPT(N1)60，和每單位長度的極限拉拔阻抗已經得到了相關性(Sabatini 等，1999)。表 4.6 給出了砂/沙礫、砂、砂和粉砂、低塑性粉砂黏土混合物和沙/泥沙混合物作為土壤密度/稠度和(N1)60 的函數的單位長度的拉拔阻抗的估計值範圍。

當直徑選定之後，就可以將表 4.6 中所提供的值，除以鑽孔的周長，來估算黏結強度。

表 4.6：每單位長度土釘拉拔阻抗的推定限制值(1)(Sabatini 等人之後修改，1991 年)

土壤類型	**相對密度/一致性**	**SPT(N1)60 範圍**	**每單位長度的極限拉伸阻抗 rPO(kip / ft)**
砂和礫石	疏鬆	4-10	10
砂和礫石	中等密度	11-30	15
砂和礫石	稠密	31-50	20
砂	疏鬆	4-10	7
砂	中等密度	11-30	10
砂	稠密	31-50	13
砂和粉砂	疏鬆	4-10	5
砂和粉砂	中等密度	11-30	7
砂和粉砂	稠密	31-50	9
低塑度砂黏土混合物或細雲母砂或粉砂混合物	硬	10-20	2
低塑度砂黏土混合物或細雲母砂或粉砂混合物	堅硬	21-40	4

注意事項：(1)本值用於安裝在土壤中的小直徑(4 和 6 英吋)、直軸、重力灌漿地錨。

4.6 土壤潛變

被動結構保留的所有土壤，甚至是粒狀土壤，隨著時間的演變，在持續剪應力下可能會發生潛變。在團粒狀土壤中，效果相當小；在明顯含有有機成分的細粒土壤和土壤中，則潛變發生可能更為明顯。潛變將導致牆體和周圍區域的變形；而且在細粒土壤情況下，可能導致土壤剪切強度些許降低。在邊坡穩定性分析時，土釘牆後面的土體潛變可以透過適當的土壤力學程序來解決，這裡可以使用包括完全軟化的剪切強度和其他考慮因素。

時間相依的位移也可能發生在土釘和灌漿土釘介面。潛變發生在恆定的有效應力下，並可能導致牆體發生過度的、時間相依的橫向偏轉。雖然在施工前沒有明確的標準來估計土釘將潛變，但滿足以下條件之一時，土壤中可能發生潛變：

•LL≥50

•PI≥20

•Su≤1,000psf

•流動性指數(LI)≥0.2

•土壤是有機的

此外，土壤應力應保持在強度峰值以下，以降低潛變電位。在施工過程中，潛變電位可以透過對單獨測試土釘的負荷測試來評估。潛變測試詳見第九章。

4.7 土壤腐蝕電位

4.7.1 概述

腐蝕電位是土釘指標應用中的主要關注點，必須在每個土釘工程中進行評估。腐蝕電位可以從現場探勘和現場測試中，透過實驗室土壤測試來評估獲得。以下性質必須評估：

•pH(氫電勢)

•電阻率

•氯化物含量

•硫酸鹽含量

•有機物含量

上述所有參數均在實驗室測量。也可以在現場測量電阻率和 pH 值(見下文)。建議在土釘工程的可行性階

段和/或最終調查時，對上述列出的每個性質進行測量。

4.7.2 現場腐蝕測試

需要對土壤阻抗率進行現場測量，這與土壤腐蝕電位相關。可以使用不同陣列進行場測量。 FHWA 文件「地球物理方法應用於公路相關問題」(Wightman 等人，2003 年)描述了 Schlumberger Array 和 Wenner test。ASTM G57(2012 年)「測量土壤阻抗率的標準測試方法中使用 Wenner 四電極法」描述了 Wenner Array test。

這些破壞性最小的現場方法可提供電阻率分佈圖，幫助鑑識地下或地質斷面內潛在有問題的區域。這些測試可以提供從實驗室獲得的獨立阻抗率測量值。如果這些測試是在岩土探勘之前進行，那麼他們可能有助於計劃在哪裡獲得可用於電阻率實驗室測試的土壤樣本。

一些特殊的 CPT 探頭可獲得土壤阻抗率的連續斷面。幾種可用於現場的可攜式探針可以提供 pH 值。一般而言，現場測量的 pH 值應透過實驗室測試來驗證。

4.7.3 土壤腐蝕電位測試

調查計畫應包括腐蝕電位所需土壤樣本的補償。樣本應從土釘和牆體上之任何金屬成分與土壤接觸處來取得。樣本數量取決於工程大小和本地天然材料的侵略性和變異性。建議每個主要土壤沉積物至少要三個樣本。當已知現場土壤具有侵略性和/或可變性時，則可以指定更多樣本。

實驗室測試按照以下標準進行：

表 4.7：實驗室測試標準

實驗室測試	標準
pH	ASTM G 51
土壤阻抗率	AASHTO T288
土壤中的水溶性氯離子含量	AASHTO T291
土壤中的水溶性硫酸鹽含量(方法 A 重量法)	AASHTO T290
有機物含量	ASTM D2974, AASHTO T194

雜散電流也可能有助於土壤的腐蝕電位。雜散電流可能由電力系統所產生，諸如電動軌道系統、電力傳輸系統和焊接操作等，在沿海環境中特別有害。雜散電流可以是直流或交流，且其存在的地方，接地阻抗會低於導管或路徑的阻抗。當源頭到釘材鋼腱位置距離超過約 100 至 200 英呎時，雜散電流腐蝕的電位非常小(Elias，2000 年)。應由有經驗的人員使用地球物理現場方法來評估雜散電流及其影響土釘牆腐蝕的電位。

4.7.4 腐蝕性土壤類型

除上述條件外，某些土壤原本就有的某些附加環境和/或化學條件使其更具侵略性。本節提供侵蝕性土壤的例子，列出可能會增加土壤腐蝕電位的其他因素(Elias 等人，2009 年)。該列表並不表示土釘將適用於這些材料中的某些使用。例如，永久性土釘並不會安裝在含有大量有機物的工業廢渣或泥炭中。

•酸性土壤 - 這些土壤顯示出天然上的低 pH 值(小於 5)，包括黃鐵礦土壤和高含量可溶性鐵的土壤，而土壤又含有硫酸鐵。酸性(硫酸鹽)土壤被發現於含有黃鐵礦土壤的地區，如美國中大西洋地區的州，尤其是阿帕拉契。這些黃鐵礦土壤可能有 pH <4.5，SO4(1000-9000ppm)和 CL(200-600ppm)。在降雨量高的熱帶地區(例如夏威夷和關島)，其殘留土可能長期浸出可溶性鹽，降低 pH 值，並增加腐蝕電位。

•鈉土 -在美國西部和乾旱的環境中都會遇到。它們表現出低水力傳導性，並且可能是鹼性土壤(pH> 7 或甚至 pH> 9)。它們的溶質含量傾向於高，包括鈉陽離子、氯化物、硫酸根陰離子成分的溶解鹽，這些都已知會導致腐蝕。低沉積和強烈的蒸發使得可溶性鹽(例如鈉、氯化物、硫酸鹽)可透過毛細管從下層的岩石逐漸輸送到淺層的土壤。

•鈣土 - 這些是另一種鹼性土壤(7 <pH <9)，可能含有大量集中的鈉、鈣、鈣 - 碳酸鎂、硫酸鹽。這些是微腐蝕性的。這些土壤的範例衍生自包括方解石、白雲石和石膏。鈣土可見於佛羅里達州、德州、新墨西哥州，和美國西部。

•有機土壤 - 當土壤含有有機物質時，它們可以引發厭氧穴的形成，這可能會遭受到硫酸鹽還原菌污染，從而引發嚴重的點蝕(見第七章)。有機物質的測試是 AASHTO 所確定腐蝕性標準的一部分(見表 7.1)。總有機物含量應限於總土壤含量的 1%，以排除厭氧穴的形成。潛在的有機土壤包括泥炭、泥渣、煤渣、沼澤，所有這些都顯示出非常高的含水量，以及那些腐植酸土壤。

•工業原料的材料 - 工業填料可包括爐渣、飛灰，或含有建築廢渣的填料。這些來自工業廢物的填充物，其中一些可能具有特性，能提高其 pH 特性。其他類型的廢渣(例如酸性礦尾和酸性礦物廢渣)可具有低的 pH 值。

•沿海環境 - 在東部、南部和西部海岸國家，和猶他州會遇到這些情況。海洋環境中的大氣鹽和含鹽土可能會導致腐蝕。

•道路除冰鹽分 - 這些在北方州遇到。除冰液含有的鹽分可滲入土壤中，並有助於腐蝕電位。

其他環境因素可能會影響腐蝕電位。例如，當這些土壤飽和度在 60%至 80%的範圍內時，團粒狀土壤的腐蝕電位似乎會增加。在使用除冰鹽的地區，土釘材牆後面 7 到 8 英呎的土壤應該被認定為其含有較高濃度的氯化物。

4.8 霜凍潛勢

在寒冷地區建造的土釘牆容易因霜凍形成而使釘材增加其負荷。當有以下情形時，會形成冰透鏡體：(i)溫度低於冰點；(ii)地面含有易受霜凍影響的土壤；和(iii)存在水源(即棲息鏡體或地下水)。土壤中的冰層形成可能會對牆體和土釘造成較大的壓力。已經有報告(Byrne 等人，1998 年)指出其對土釘面部的傷害，當結凍土壤融化時也可能發生牆後土壤沉積。

針對監測霜凍作用，Elias 和 Juran(1991 年)對其土釘牆進行了一項調查。他們報告指出，當以下情形增加時，釘材承受負荷較大，：(i)結霜滲透深度；(ii)冰凍季節的強度和持續時間(如下所定義)；和(iii)地下水

或其他水源靠近牆體的程度。據報導，冰凍期間的釘材負荷約為施工後立即測量負荷的兩倍。Kingsbury 等人(2002 年)報導，由霜凍引起的釘頭測量力道，可以達到無霜凍時之釘材的季節性最大力道的 2.5 倍。在易受影響的土壤中形成霜凍且持續超過一周時，可以預期土釘負荷和面部壓力會有某程度的增加。最大的力量增加發生在面部和土釘頭連接處附近，通常距離牆體的 5 英呎內。最大的土釘力一般不會在霜凍發展的同時發生。

冰透鏡體可以形成，並傾向於楔入土壤顆粒之間(Hallin 2004)，但是這種影響隨土壤類型而變化。在自由排水的顆粒狀材料中，幾乎沒有霜凍，是因為相對較大的空隙允許水在沒有偏析的情況下，就地進行冷凍而形成冰透鏡體，而且更適合冰透鏡體的膨脹。因為空隙相對較小，且毛管勢相對較高，粉砂通常非常容易霜凍影響。

霜滲透深度是確定土釘牆霜凍效果的臨界參數。它隨緯度和氣候因素而增加，而且取決於土壤性質。美國大陸的霜滲透深度從最南端的趨近於 0，增加到北部達 6 英呎。可以從各種來源獲得霜滲透深度的等高線(例如，FHWA-HRT-08-057，Selezneva 等人，2008 年)。

熱損失和霜形成的方向也會影響土釘牆。熱損失在牆體後面附近是垂直於地面，水平於面部。影響取決於霜凍形成時如何進入土壤，如霜凍穿透的二維(有時是三維的)前沿。這與平面結構形成對比，例如熱損失方向主要是垂直於路面。研究指出，當沒有提供絕緣時，牆體後面的熱效應在面部的頂部和後面是強烈的(Duchesne 2003)。為了抵消這些影響，可以施加絕緣。

絕緣設計應以霜凍深度為基礎，並對其嚴重程度和持續時間進行測量。在路面設計中所使用的定義為空氣冷凍指數(AFI)的量，它可以連帶表達寒季的凍結強度和持續時間。AFI 以溫度-天(華氏度°F)的單位，併計算為：在寒季中每日平均氣溫低於 32°F 的天數總和。AFI 可用於估算霜凍深度，因為霜凍深度和 AFI 大致成正比。AFI 等高線是從 NOAA 國家氣候資料中心(NCDC)網站所獲得。有了這些資訊，設計工程師的評估設計選項將包括絕緣，以提供防凍保護，如第 6.10.14 節「霜凍保護和設計」。

4.9 地震數據

必須考慮地震負荷，在地震可能發生地區安全的設計與建造土釘牆。雖然地面加速度峰值(PGA)是表現出地震負荷的主要參數，但在地基保持系統抗震設計的某些方面上，使用地面速度峰值(PGV)。地面加速度峰值被分為水平(兩個正交方向)和垂直分量，但是垂直分量經常被忽略；因此，僅設計兩個地面加速度水平分量的幾何平均值。除非另有說明，否則該值在本文中稱為 PGA。

地面移動的結構效應通常由對應所施用的地面移動的響應加速度頻譜來表示，這是具有不同週期 T 彈性結構的集合響應，並具有 5%的阻尼。包括 AASHTO(2014 年)在內的現代規範來自 USGS 開發的「國家地震危險地圖」(Petersen 等人，2014 年)，在結構抗震設計上，僅為三個參數提供加速度頻譜。參數為 PGA(相當於週期 T = 0 時的響應加速度)、Ss(短週期 T = 0.2 秒時的響應加速度)和 S1(週期 T = 1.0 秒時的響應加速度)。 PGA 總是用於擋土系統的抗震設計；當需要考慮牆體地震變形時使用 S1；而 Ss 不是經常需要的。

對 AASHTO(2014 年)值的修改是需要考慮。首先，用於橋樑和子結構抗震設計的 AASHTO(2014 年)PGA、Ss 和 S1 值，是基於 1,000 年的回歸週期。然而，業主可能會對其結構採用更嚴格的地震烈度，並選擇比 AASHTO 指定的回歸週期還要更長。

此外，USGS 地圖是為參考(輕度)岩石場地(被稱為 Site Class B)所開發。然而，如果場地不受輕度岩石的影響，而且如果場地由土壤(這些產生地震波放大)或硬岩(這產生了反放大)，則 PGA 和 S1 必須進行修改。必須分別使用現場調整因子 FPGA 和 Fv 來修改 PGA 和 S1，選擇它們，是考慮了 PGA 和 S1 的現場地下條件和振幅。地下條件由單一參數表示，該參數可以以下中選用一個：平均剪切波速(v_bar)、平均

N60(N_bar)，或在黏性土壤情況下的平均值 Su_bar，所有這些都以地面下 100 英呎處來計算。請注意，這些平均值不是算術平均值，而是依賴於波傳播理論的平均值。例如，v_bar 計算如下：

$$v_{\_bar} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{v_{si}}}$$

方程式 4.1：平均剪切波速

其中，di =層「i」的厚度，範圍從 i = 1 到 n。另外，Σdi= 100 ft。vsi =層「i」的剪切波速(ft/s)

平均 N_bar 用於無黏性土、黏性土和岩石，定義為：

$$N_{\_bar} = \frac{\sum_{i=1}^{n} d_i}{\sum_{i=1}^{n} \frac{d_i}{N_i}}$$

方程式 4.2：平均 SPT-N 值

其中，Ni =根據 ASTM D1586 的層「i」的 SPT 鼓風計數。該值必須在現場測量而不進行更正。Ni 必須限制在 100 bpf，可以優先取捨適合的材料。

另外發展出類似的方程式 Su_bar。

當計算了這些平均值，根據表 4.8，場地類別分配從 Site Class A (硬岩地塊)到 Site Class F (非常差的土壤條件)。Site Class F 要求採用站點特定的動態站點響應分析，更精確地量化地面移動放大，其精度比簡化的三參數 AASHTO 程序要佳。請注意，除本章所述之外，站點特定分析還需要地下材料參數。附加的參數包括：剪切波速(或是替代用的小應變剪切模數)、循環模數退化曲線、阻尼曲線，以及可能的循環殘留剪切強度。Kavazanjian 等人(2011 年)還提供更多資訊。

現場調整因素可以從表 4.9 和 4.10 來求得 FPGA 和 Fv。所得到設計值、校正值 PGAD 和 SD1 為：

$$PGA_D = F_{PGA}\, PGA$$

方程式 4.3：設計，現場校正的地面加速度峰值

$$S_{D1} = F_v\, S_1$$

方程式 4.4：設計，在 1 秒的現場校正響應加速度

PGAD 是地震係數穩定性分析的輸入，S1D 用於修改引起變形的地震係數。詳細的土釘牆評估程序見第六章。

表 4.8：現場級別的定義(Kavazanjian 等人，2011 年)

現場級別(**Site Class**)	土壤斷面名稱	平均剪切波速 vs(ft / sec)(1)	平均 SPT 鼓風計數 (1)N60 (bpf)	平均不排水剪切強度 Su(psf)(1)
A	硬石	>5,000	NA	NA
B	岩石	2,500 to 5,000	NA	NA
C	非常密實的土壤和軟土	1,200 to 2,500	>50	>2,000
D	堅硬的土壤	600 to 1,200	15 to 50	1,000 to 2,000
E	軟黏土	<600	<15	<1,000
E	-	(2)	(2)	(2)
F	-	(3)	(3)	(3)

註：(1)在地下斷面上方平均 100 英呎處。

(2)超過 10 英呎土壤，具有以下特徵的任何斷面：

o 塑性指數：PI> 20；或

o 含水量：wn≥40%；或

o 不排水剪切強度：Su <500 psf。

(3)含有一個或多個以下特徵的土壤任何斷面：

o 易受地震負荷影響的潛在破壞或崩潰的土壤，如液化土、快速且高敏感性的黏土，以及可能塌陷的弱質黏土。

o 總厚度(H)大於 10 英呎的泥炭和/或輕微有機黏土。

o 可塑性非常高的黏土，PI> 75，H> 25 英呎。

o 非常厚的軟質/中等硬度黏土，H> 120 英呎。

表 4.9：現場係數 FPGA(Kavazanjian 等人，2011 年)

現場級別(Site Class)	PGA ≤ 0.25	PGA = 0.5	PGA = 0.75	PGA = 1.0	PGA ≥ 1.25
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

註：(1)在這些情況下，必須進行特定現場的動態站點響應分析。

表 4.10：現場係數 Fv(Kavazanjian，2011 年)

現場級別(Site Class)	S1 ≤ 0.1	S1 = 0.2	S1 = 0.3	S1 = 0.4	S1 ≥ 0.5
A	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
B	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
C	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
F	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)

註：(1)在這些情況下，必須進行特定現場的動態站點響應分

第五章：抗力機構和限制狀態

5.1 簡介

本章介紹土釘牆設計中所應考慮的負荷和抗力機制，及相關限制狀態。本章亦介紹土釘釘材設計軟體 SNAP-2(Siel，2014 年)中使用的 LRFD 原理與關於 ASD 的設計框架。在每個限制狀態的 LRFD 框架中使用的阻抗因子由 ASD 安全係數進行回歸計算。

5.2 土釘牆負荷轉移

適用於從施工到完成的土釘牆的負荷傳遞機制如下：

•選擇初始土坡高度，以便在挖掘階段 1(圖 5.1)結束時，挖掘後面的土壤部分是穩定的，土壤可以在任何釘材安裝之前保持不受支撐狀態。在這個階段，只能用到土壤阻抗，它沿著潛在的滑動面起作用。

•後面上部土壤的開挖，在挖掘階段 1 後，在安裝第一排釘材(釘材 1)之後，以及將初始面部置於挖掘面上之後，往往會向外變形。土體變形會在面上產生橫向泥土壓力。這種壓力被轉移到土釘中，並透過沿著灌漿土壤介面移動的剪應力，又從土釘轉移到土壤中。

•在釘材 1 中產生軸向張力(T1)，其大小沿著釘材變化。

•T1 沿著釘材 1(圖 5.1 頂部)的距離(x)的函數而變化。考慮挖掘階段的臨界滑動面附近，T1 從面部(x = 0)增加到最大值(Tmax)，並且朝向土釘端(x = L，其中 L 是釘材 1 的長度)減少。

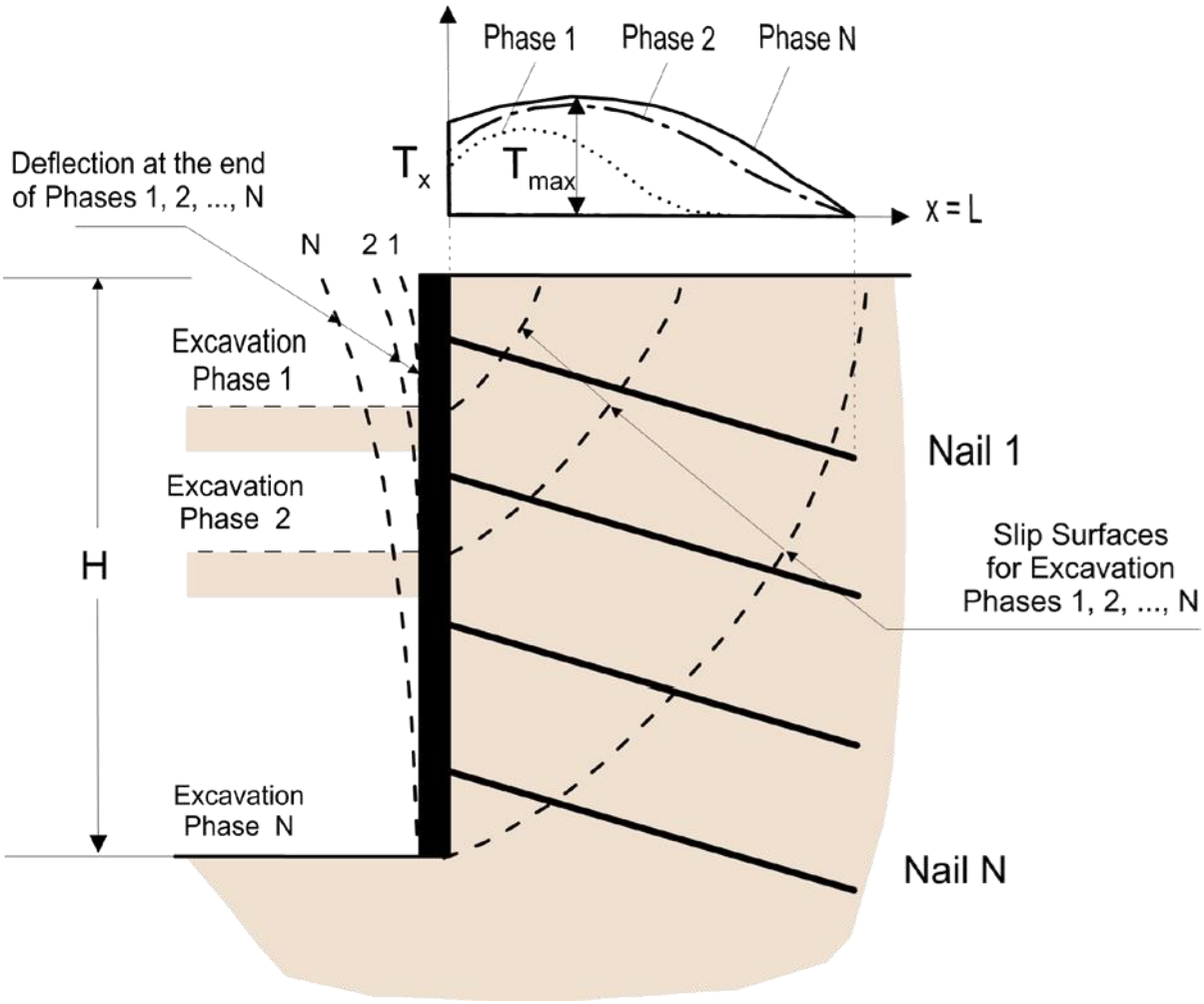


圖 5.1：說明。潛在的滑動面和土釘張力。

•在挖掘階段 2 中，部分完成的牆體和土壤的上部進一步變形。這個挖掘階段的臨界滑動面大於以前的開挖水平，隨著變形土體體積隨著較深的開挖而擴大。額外的土壤變形導致面部的額外壓力、較大的張力 T1 和在釘材 - 接地介面處的較大剪應力。當臨界滑動面從挖掘面向後移動時，Tmax 的位置也從面部進一步移回。

•在安裝釘材 2 後，將面部朝下置於挖掘階段 2 之後，挖掘深度之上的土體移動導致額外負荷轉移到釘材 1(注意在此階段，T1 增加)，並在最近安裝釘材 2 處產生負荷。

•到了挖掘階段的最後階段(挖掘階段 N)，橫向變形的增加導致沿著釘材 - 接地介面的剪應力和軸向力在最低和中等釘材之中持續增加。在最後挖掘階段，這些釘材可能達到最大力量。

•在每個挖掘階段的橫向變形增加，可能會導致上層負荷重新分佈，並可能下降。隨著臨界滑移面加深，上釘對穩定較大滑動的品質貢獻減小。在某些情況下，上釘可能會變得完全無效，如穩定性分析(見第 5.6 節「土釘牆總體穩定性」)，用上層釘材末端延伸的深度滑動面的拉伸阻抗來表示。然而，上層釘材是重要

的，因為它們提供了局部的穩定性。

在施工結束後，隨著時間的演變和長期條件，釘材力量將慢慢地適度增加，達 15%左右(Plumelle 等人，1990 年；Holman 和 Tuozzolo，2009 年)。這些施工後的土釘力量增加，主要是由於土壤潛變和應力鬆弛。土釘材設計中，負荷的增加並不明確，但應考慮透過選擇適合的黏結強度值來考慮土壤潛變。

土釘牆的設計必須考慮到中間和最終的挖掘階段，以確定每個土釘位置的最關鍵的情況。大多數設計的臨界情況是出現在牆體上的負荷(包括呆負荷、活負荷和極限負荷，例如地震)組合作用。然而，在挖掘土坡完成之後，但在釘材和噴凝土在該層級安裝之前，也可能發生嚴重的情況(圖 5.2)。當滲透力作用在開放面上時，在這個階段不受支撐的鑽鑿不穩定性可能會加劇。

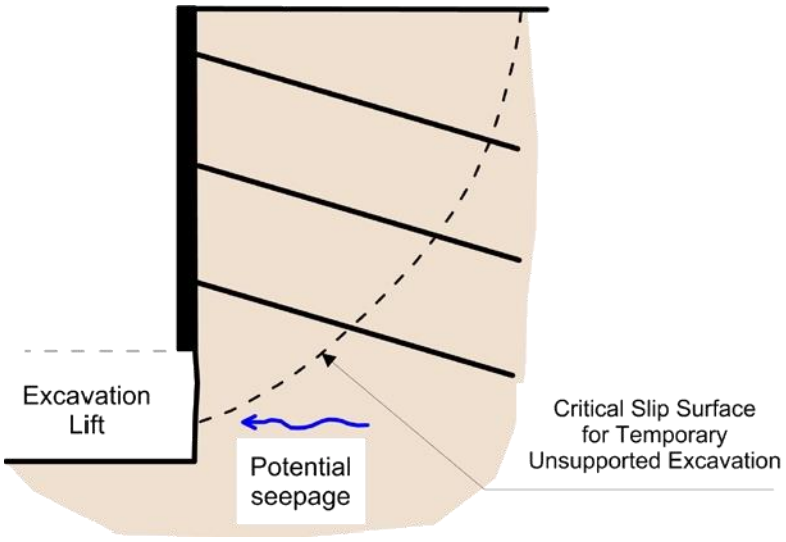


圖 5.2：說明。施工期間潛在的臨界穩定情況。

5.2.1 土釘相互作用和拉伸力分佈

5.2.1a 概述

土釘、牆體後面的土壤和面部的相互作用是複雜的，它導致釘材中張力的重新分佈。沿著灌漿 - 土壤介面起作用的剪應力 q 通常是不均勻的，會沿著釘材長度的方向變化(圖 5.3a 和 b)。最大力會沿著釘材而發生(圖 5.3c)。

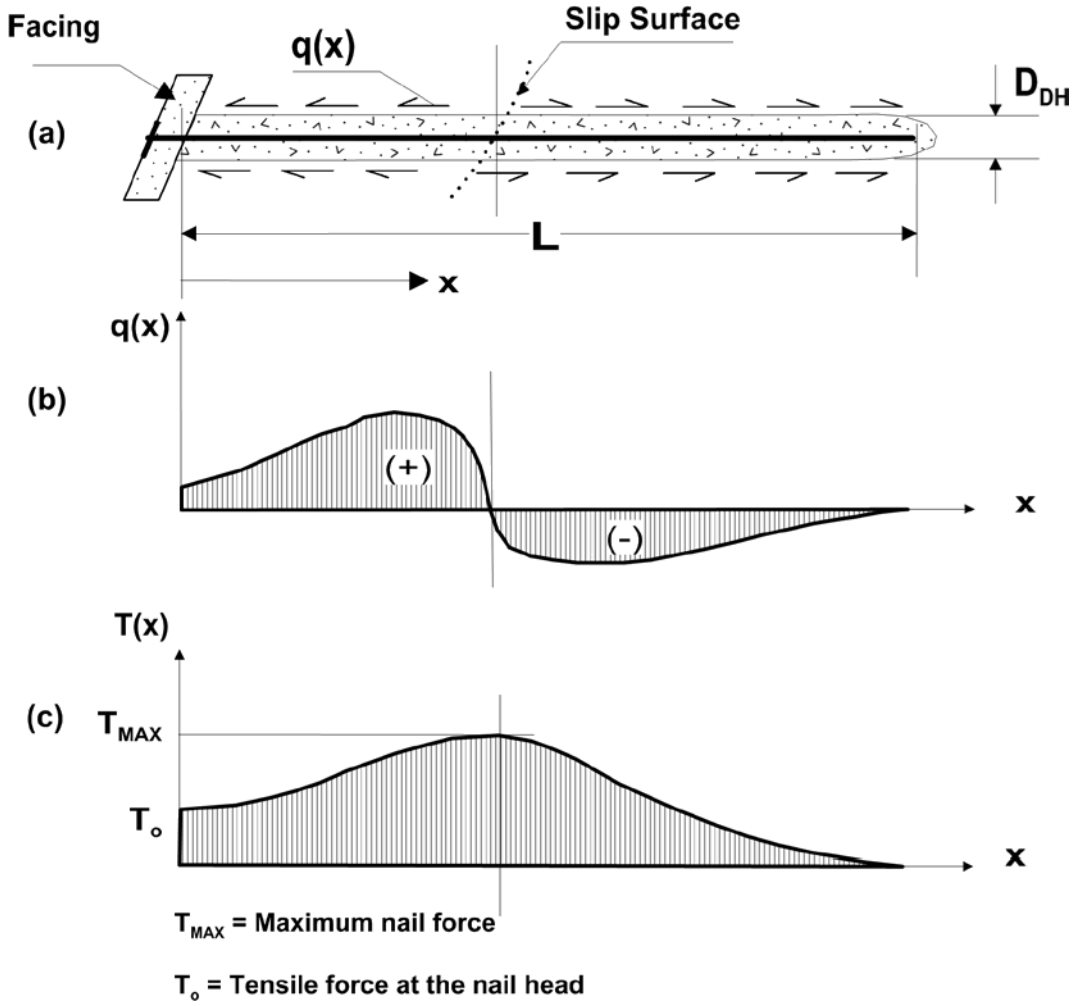


圖 5.3：說明。土釘中的應力轉移機制：(a)基本土壤配置；(b)灌漿 - 土壤介面剪應力簡圖分佈；(c)所得張力的簡圖分佈

5.2.1b 最大拉伸力分佈

可在鋼腱中發展的張力取決於釘材穿過滑動面的位置。如上所述，最大釘材拉伸力的位置接近於穩定性分析中所建立的臨界滑動面，但通常不一致。圖 5.4 顯示了典型土釘牆配置中，張力分布對穩定性的影響。如圖所示，負荷從釘材到釘材產生變化。最大負荷的位置也從釘材到釘材變化。滑動面的土釘交點決定了可以產生拉拔阻抗的土釘長度(Lp)。上層土釘 T1 的穩定性貢獻相對較小，因為這種釘材的 Lp 相對較小；相反，釘材 T2 和 T3 的貢獻更大，因為它們的 Lp 較大。釘材 1 在滑動面上的最大負荷為 T1max，如圖 5.4 所示。

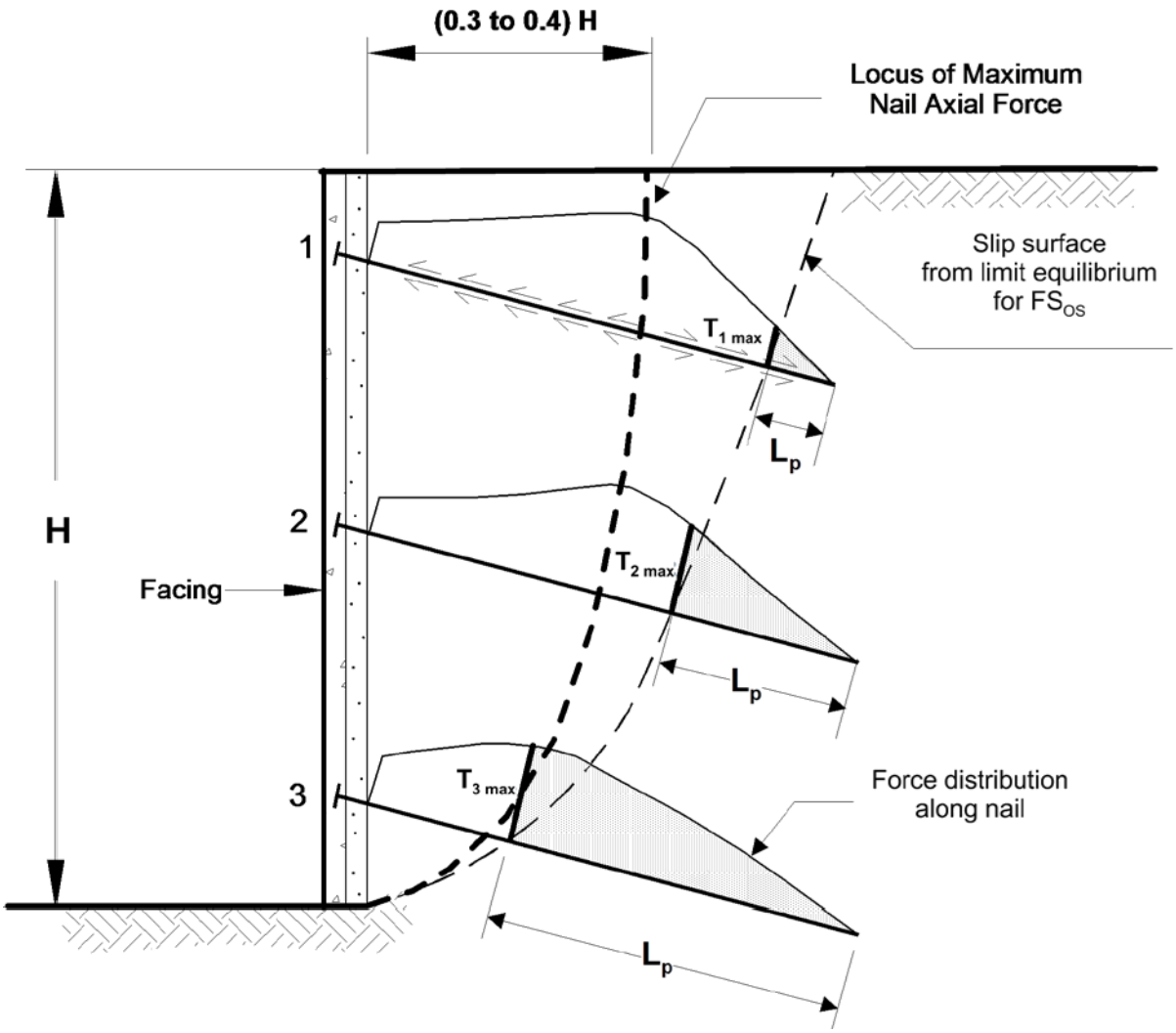


圖 5.4：說明。土釘中最大張力的位置。Byrne 等人修改(1998 年)。

任何釘材中可產生的最大張力不僅受到鋼腱的拉伸強度的限制，而且受到面部各種阻抗的限制。這些條件將在第 5.2.1c 節「面部張力」中進行更詳細的討論。請注意，最大土壤力量 T 必須等於或小於隨後將說明的阻抗 R。

圖 5.5 說明了從全尺寸儀表式土釘牆所得到的最大釘材張力分佈。應變測量中指出，這些牆體上部的最大拉伸力在壁面之後大約在 0.3H 和 0.4H 之間。牆壁下部的最大拉伸力則在壁面之後大約在 0.15H 到 0.2H 之間。所測量到的釘材力將相對於土壤單位重量 γs 作標準化；土釘垂直和水平間距，SV 和 SH；牆高 H 和計算的主動泥土壓力係數 Ka。這些標準化的力量，顯示為牆體高度的函數，代表了長期支援土釘的力量。這些值不包括對面部釘材力量的其他影響，如霜凍和地震負荷。

圖 5.5 中所示的標準化釘材負荷範圍為 0.4 至 1.1，在牆體上部三分之二平均為 0.75。平均標準化釘材負荷從頂部附近的大約 0.5-0.6，增加到中心三分之一部份的 0.75-0.85；在下部三分之一時下降到約 0.4-0.5，在底部減小到 0。這些觀察結果與實驗牆體上的觀察結果一致(Plumelle 等人，1990 年；Holman 和 Tuozzolo，2009 年)。

可以使用圖 5.5 的標準化負荷來估計張力，並考慮圍繞各釘材的影響區域(SV×SH)。牆體上部三分之二處的最大釘材張力從近似 Tmax = 0.50 Ka γs H SV SH 到 Tmax = 1.1 Ka γs H SV SH 變化。考慮到牆體上三分之二的標準化平均值為 0.75，可以在 Tmax = 0.75 Ka γs H SV SH 估計平均最大張力。在下部三分之一的牆體中的最大張力約為上部最大力道的 50%。Briaud 和 Lim(1997)提出，釘材的平均最大張力可以估計為頂部釘材的 Tmax = 0.65 Ka γs H SV SH，以及下排釘材指數的一半。不考慮內聚力。

上述資訊說明，對於相同的貢獻面積，平均釘材力道小於全面主動橫向泥土壓力的估計力道。這個意義很重要，因為施加在附屬區域 SV×SH 上的視在壓力概念可以用於檢查或估計土釘力量，其通常由限制平衡分析計算。

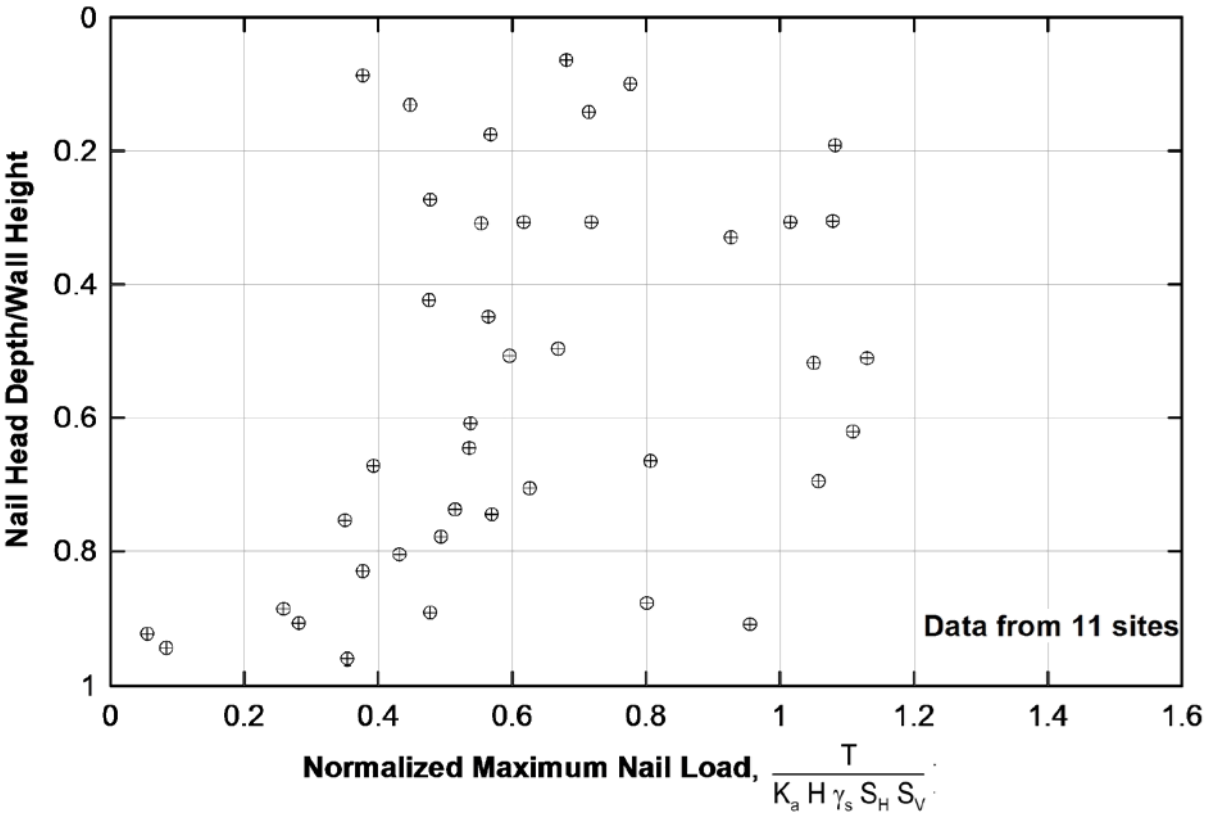


圖 5.5：圖表。在土釘牆中測得最大釘材張力的整理。來自 Byrne 等人(1998 年)。

5.2.1c 在牆面上的張力

在牆體上的釘材張力 To(也稱為釘頭力)小於沿著土釘的力。圖 5.6 說明了在土釘牆面部上配備儀表來測量，其工作(即，正在作用中的，不是極限的)標準化張力的分佈。這些力量不包括霜凍和其他因素的影響。面部力量一般分佈與圖 5.5 所示最大釘材力量分佈相當。To 的標準化值變化大約從 0.6 到 1.0。牆體上三分之二處的標準化釘頭力約在 0.40 至 0.70 之間變化。平均釘頭力約為 To = 0.50 Ka γs H SV SH 至 To = 0.60 Ka γs H SV SH。

這些觀察結果與德國(Gässler 和 Gudehus 1981 年)和法國(FHWA 1993a)實驗牆以及其他儀表牆(Holman 和 Tuozzolo 2009)的觀察結果一致。這些結果指出，釘材之間的土壤形成拱形有助於釘材之間的負荷再分配。比起使用簡單的附屬區域，更緊密的釘材間距往往會在面部導致較小的釘材力量。

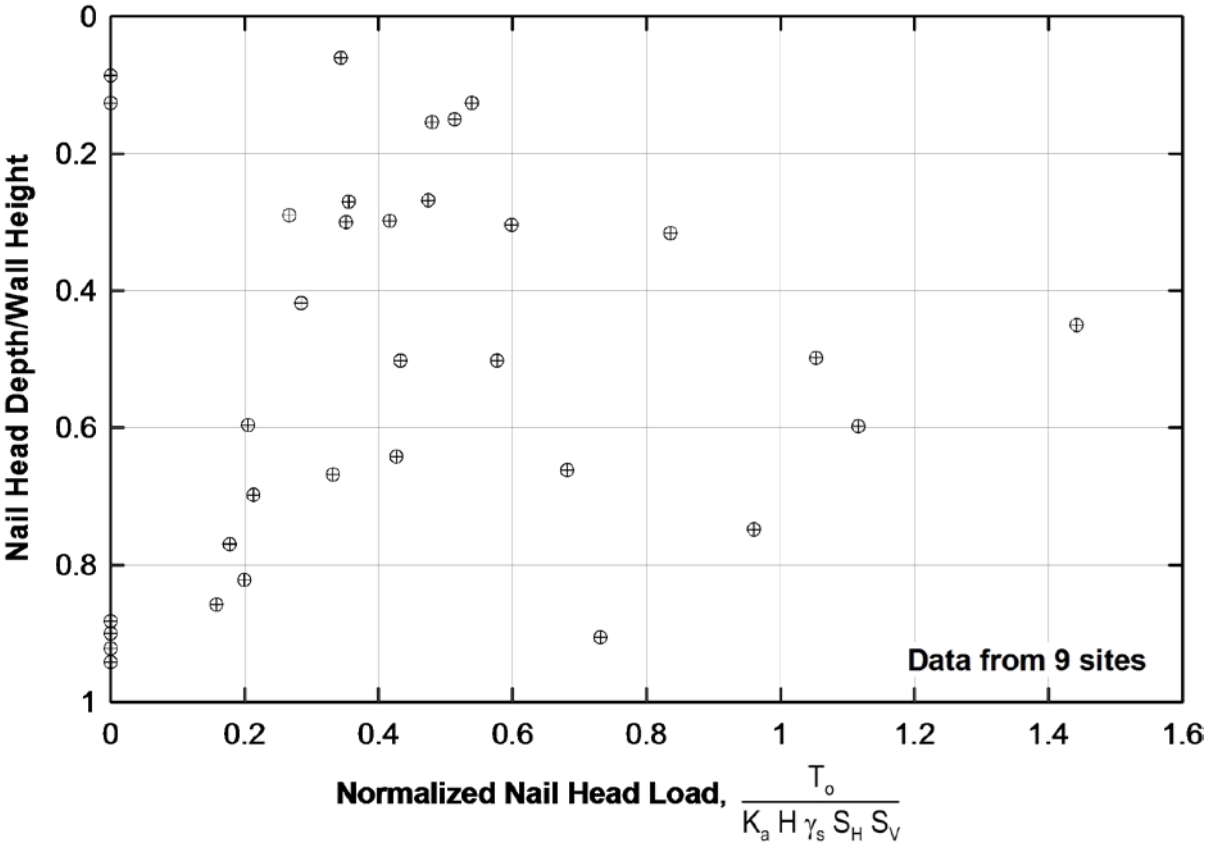


圖 5.6：圖表。在土釘牆中測得面部張力的整理。從 Byrne 等人(1998 年)。

Clouterre(2002 年)提供了基於這些結果的設計準則，並於工作條件下，將釘頭力估計為：

$$T_o = T_{max}\left[0.6 + 0.057(S_{max}\,[\text{ft}] - 3)\right]$$

方程式 5.1：土釘在頭部的最大負荷。

其中 Smax = SV 和 SH 的最大值。對於典型釘頭間距為 5 英呎，To ~ 0.7 Tmax 為牆體後面的正常負荷條件和斜率。注意，To 由可用面部阻抗的最小值來決定或限制，如下一節所述。電腦程式 SNAP-2 根據橫向土壤壓力的 Rankine 理論計算每個釘材在面部的力量，並檢查該計算的負荷是否超過計算的阻抗(Siel，2014 年)。但是，在第六章中提出的設計程序中，方程式 5.1 將是首選的。

5.2.1d 設計注意事項

土釘中的拉伸負荷由土釘拉拔阻抗 RPO 和鋼腱拉伸阻抗 RT 的最小值來決定或限制。另外，在面部時，釘頭負荷由面部阻抗(RF)的最小值(圖 5.7)決定。釘材負荷分別標為 T1 ... TN，釘材以 1 ... N 表示，其中 N 是牆體中釘材的總排數。每個釘材的可以達成最大負荷 Tmax_i 來自於限制平衡穩定性分析，並由上述條件控制。

這可以表示為：

$$T_{max\_i}=(\text{「i」釘材之 } T_{max})=\text{最小值之}\begin{cases}\text{「i」釘材之拉伸阻抗}(R_{Ti})\\ \text{「i」釘材之面部阻抗}(R_{Fi})\\ \text{「i」釘材之拉拔阻抗}(R_{POi})\end{cases}$$

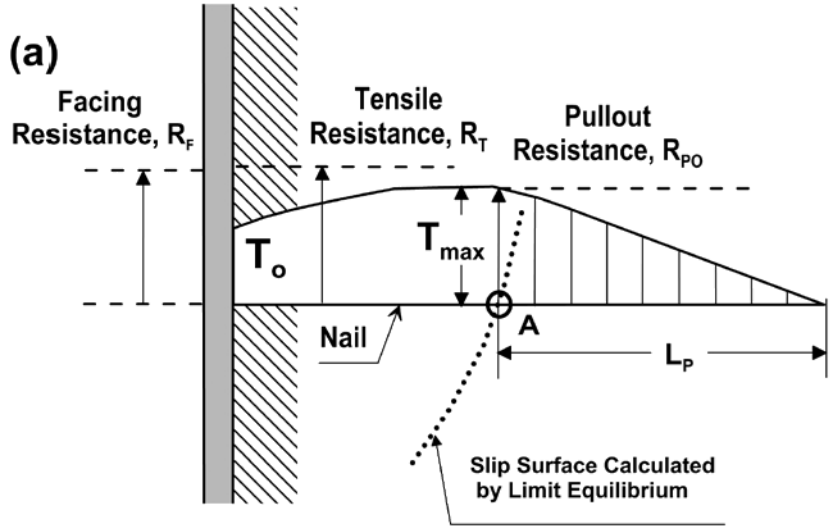
方程式 5.2：土釘中的最大負荷。

如果 RPO <RT 和 RF，拉拔控制 Tmax_i(圖 5.7a)。如果 RT <RP 和 RF，則拉伸阻抗控制(圖 5.7b)。最後，如果 RF <RT 和 RP，面部阻抗控制土釘「i」的 To。

然而，限制平衡穩定性分析在精確估計土釘中的最大負荷時是有所限制的；因為在自上而下的施工系統中，這些程式不能再產生這些存在的實際、複雜的牆壁變形和負荷作用中的相互作用。此外，根據所選擇的土釘配置(即土釘長度、垂直間距，以及牆體高度上的傾斜度)，用限制平衡穩定性分析估計的負荷可能會有很大變化。當每個限制平衡穩定性分析提供相同的總體安全係數時，兩種不同的土釘配置似乎是相等的。然而，對於每個配置所估計的最大土釘負荷可能有很大的差別。在第六章中將提供額外的討論和作業指導。

在大多數設計情況下，所有釘材都具有相同的拉伸阻抗和相同的面部阻抗。因此，RTi = RT 和 RFi = RF。然而，每個釘材所發展拉拔阻抗是不同的，因為即使所有釘材的黏結強度和鑽鑿直徑相同，但是產生拉拔阻抗的長度 Lp 通常是不同的。圖 5.7 所示的 A 點的位置定義了長度 Lp。

如前所述，所有釘材都是基於 Tmax 作法進行設計的，Tmax 是所有釘材的最大值 Tmax_i。因為最臨界的釘材(或釘排)是設計的基礎，其他釘材則是過度設計，至少對於臨界的滑動面。然而，這些其他的土釘排對於其他滑動面和其他挖掘階段也很重要。雖然設計者可能會考慮藉由評估單個釘材的 Tmax_i 來作優化設計，但這在作法中很少完成。



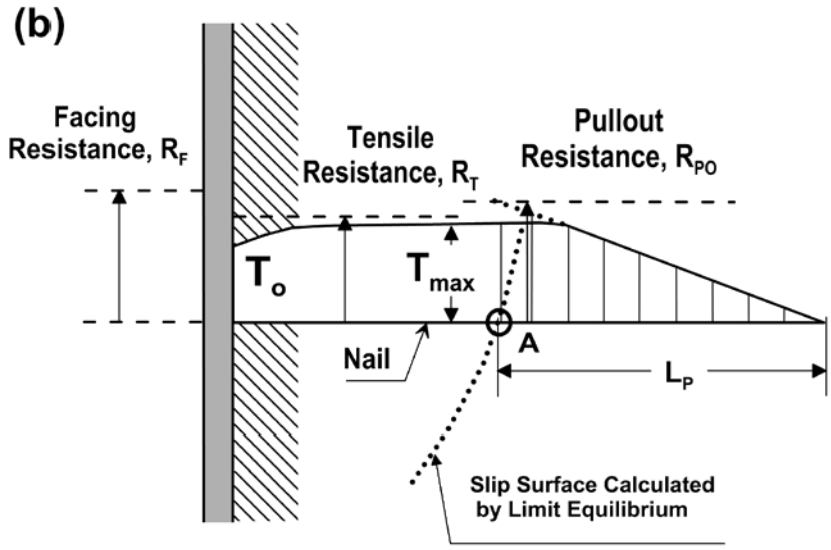


圖 5.7：說明。釘材張力的限制：(a)拉拔控制阻抗，(b)拉伸阻抗控制。

5.3 設計框架簡介

本手冊介紹土釘牆設計框架：(i)考慮到先前在容許應力設計(ASD)中使用的安全係數(FS)；和(ii)整合 LRFD 原則。之前，土釘設計以 ASD 完成，並利用限制平衡邊坡穩定性分析。今天，設計者僅限於基於 ASD 的邊坡穩定性程式，因為基於 LRFD 的邊坡穩定性分析程序不適用。因此，土釘牆設計必須使用基於 ASD 的穩定性計算來量化負荷和滑動面的幾何，然後採用這些值，並進行限制狀態檢查。

5.3.1 使用 LRFD 和 ASD 平台

在本手冊中，提供了一個程序，以允許使用者使用 AASHTO(2014 年)的負荷因子和基於 ASD 的邊坡穩定

性分析的結果來驗證 LRFD 格式的結構阻抗。本手冊中提出的 LRFD 的阻抗因子得出如下：(i)與 AASHTO(2014 年)負荷因子有關；(ii)與 AASHTO(2014 年)中已經提供的可比結構相容(但不一定等於)；(iii)與本手冊之前版本相關的 FS(如適用)適用於過去的做法，直到新的研究出現；和(iv)如下所述，與驗證土壤負荷測試的最低要求頻率一致。

5.3.2 容許應力設計(ASD)

ASD 的設計條件通常表示為：

$$\Sigma Q_i \le R_{all} = \frac{R_n}{FS}$$

方程式 5.3：ASD 中的通用設計方程式。

其中 ΣQi 是在給定限制狀態下，作用在所考慮的部件(例如土壤或結構元件)上的所有組合負荷的影響；Rall 是部件的允許應力；Rn 是該部件的極限容量(即當極限應力被認為是在整個元件上作用時)；FS 是安全係數。 FS 是從設計、材料和施工中解釋所有不確定性的單一因素。表示「工作」條件的允許值導自 FS 值。土釘設計的最小建議安全係數見表 5.1。這些值與本手冊前一版本中的值是一致的。

表 5.1：土釘牆設計所建議的最小安全係數

使用 ASD 法(1)

限制狀態	條件	符號	最低建議靜態負荷安全係數	最低建議地震負荷安全係數
整體	整體穩定性	FS_{OS}	1.5(2)	1.1(6)
整體	挖掘之短期條件	FS_{OS}	1.25-1.33(3)	NA
整體	基礎橫差	FS_{BH}	2.0(4)、2.5(5)	2.3(5)
力量 - 技術	拉拔阻抗	FS_{PO}	2.0	1.5
力量 - 技術	橫向滑動	FS_{LS}	1.5	1.1
力量 - 結構	鋼腱拉伸強度(60 級和 75 級)	FST	1.8	1.35
力量 - 結構	鋼腱拉伸強度(95 級和 150 級)	FST	2.0	1.50
力量 - 結構	面部彎曲	FS_{FF}	1.5	1.1
力量 - 結構	面部沖壓剪力	FS_{FP}	1.5	1.1
力量 - 結構	擴頭釘張力(A307 螺栓)	FS_{FH}	2.0	1.5
力量 - 結構	擴頭釘張力(A325 螺栓)	FS_{FH}	1.7	1.3

註：(1)限制狀態和符號命名與本手冊以前版本中的不同。這些改變中，有許多反映了使用 LRFD 術語，如 AASHTO(2014 年)中所提出。

(2)對於非臨界的永久性結構，當有足夠的岩土科技資訊和當地成功的土釘經驗，使不確定性被認為是有限的，則一些業主可以接受靜態負荷和長期條件 FSOS = 1.35 的設計。

(3)整體穩定性的安全係數範圍對應到臨時挖掘土坡，其土坡在釘材安裝前，可以支撐達 2 天。較大的安全係數值可以應用於臨界結構，或是當更多不確定性存在於相關土壤條件。

(4)基礎橫差安全係數適用於永久性牆體的短期條件。

(5)基礎橫差安全係數適用於永久性牆體的長期條件。

(6)當使用水平地震係數時，地震總體穩定性的最小 FSOS 應為 1.0，這些來自估計的容許地震變形。

5.3.3 負荷和阻抗因子設計(LRFD)

今天基於 LRFD 平台對運輸結構和子結構進行分析和設計。必須使用基於 LRFD 的程序以檢查 ASD 邊坡穩定性結果，包括不超過所有限制狀態的驗證。LRFD 平台採用每個元素的負荷因子和阻抗因子以計算不確定性。 LRFD 條件通常表示為：

$$\phi R_n \geq \sum_{i=1}^{N} \gamma_i \eta_i Q_i$$

方程式 5.4：LRFD 中的一般設計方程式。

其中：

Rn =為給定限制狀態所選擇結構部件的標稱阻抗

φ=與 Rn 相關的阻抗因子

Qi =一般負荷(或效果)

γi =與 Qi 相關的負荷因子

ηi =與延展性、備援性或運作分類相關的負荷修正因子，(土釘牆等於 1.0)

i = 1 ... N，是參照該限制狀態下的各種負荷/效應

標稱阻抗包括鋼腱的降伏強度、土釘拉拔阻抗、土壤剪切強度和面部的各種阻抗。為了一致性，讀者應注意項目的強度(較常用於 ASD 平台)等同於項目的標稱阻抗(較常用於 LRFD 平台)。在 LRFD 平台中所使用的土壤和其他天然材料的標稱阻抗是平均值。土壤阻抗採用第四章所提出的現場/實驗室方法來獲得。負荷因子(γi)在 AASHTO(2014 年)中有定義；然而，目前的 AASHTO(2014 年)中並未包含土釘牆的阻抗因子。負荷因子和建議的阻抗因子將在續章節中會介紹，將討論每個機制和限制狀態。

LRFD 法的目的是使因子阻抗大於因子負荷。術語容量 - 需求比(CDR)可用於量化因子阻抗與因子負荷的比率，定義如下：

$$CDR = \frac{\phi \quad R_n}{\sum_{i=I}^{N} \gamma_i Q_i} \geq 1.0$$

方程式 5.5：容量 - 需求比

5.3.4 阻抗因子的校準

可以使用各種方法來校準阻抗因子。最先進的校準方法是使用可靠的統計數據，採用適當的統計方法，並在整個系統中產生可接受的可靠性水平。然而，在獲得一致和完整的土釘的數據庫方面存在一些限制，這些數據庫在 NCHRP Report 701(Lazarte，2011 年)中有所注意。在土釘負荷測試數據庫的研究中，可獲得土釘拉拔阻抗因子的校準。負荷測試的缺點，包括數據不一致、關於土釘安裝程序的資訊不完整或缺乏，以及負荷測試文件的缺乏。最重要的是，各種負荷測試沒有足夠的力量可達到測試釘材的預期最大拉拔阻抗。由於這些限制，僅能求得基於可靠性初步設定的拉拔阻抗因子。

本手冊中提出的阻抗因子由表 5.1 中所提供的安全係數進行校準。當後面的章節中討論各個限制狀態時，將給出各個阻抗因子校準的基礎。這種方法允許基於現有 ASD 邊坡穩定性分析程序的土釘牆 LRFD 驗證，或是設計。

本手冊中介紹的阻抗因子對於負荷測試的最小頻率是有效的，可以作為性能監測程式的一部分，將於第九章詳述。具體來說，只要保證和驗證試驗使用以下最低頻率進行，則釘材拉拔出阻抗的阻抗因子是有效的。必須在施工期間進行耐負荷測試，至少要安裝在總生產釘材的 5%。驗證負荷測試的數量是工程特定的，具體取決於各種條件。更多驗證試驗應進行：(i)牆體後面存有更多不同的土壤類型；(ii)即使有單一土壤類型，土壤性質變異性也較高；和(iii)更大和更長的牆體會遇到更多的可變條件。土釘材負荷測試的進一步細節見第九章。

眾所周知的，使用基於 ASD 的電腦程式實現整體穩定性，和採用從安全係數校準的阻抗因子的方法，是臨時的規定。當前方法的限制是：在基於 ASD 的電腦程式中，不同的負荷因子不能應用於不同負荷部件。令人滿意的計算方法和完整數據庫的可用性是欠缺的，但將來可以將相容的 LRFD 法完全應用於當前的限制均衡分析計算。

5.4 負荷組合和負荷因子

5.4.1 負荷組合

結構設計需要考慮負荷組合中各種負荷類型的同時發生。LRFD 框架中公路工程土釘設計的負荷組合一般包括：

•作用限制狀態 I

•強度限制狀態 I

•極端事件限制狀態 I(牽涉地震負荷)

LRFD 框架中，上述組合與用於擋土結構的組合一致，如 AASHTO(2014 年)之第 3.11.6.1 和 3.11.6.2 節所述。

5.4.2 負荷因子

上面列出的負荷組合包括：永久、暫態和極端事件的負荷。AASHTO(2014 年)第 3 節「負荷和負荷因子」之中的表 3.4.1-1「負荷組合和負荷因子」和表 3.4.1-2「永久負荷的負荷因子」中給出了負荷因子。這些負荷因子歸納如下。

擋土結構的永久負荷可能包括：

•結構部件/非結構附件的呆負荷(DC)

•支撐橋面或道路時，磨損面和公用設施的呆負荷(DW)

•水平泥土壓力負荷(EH)

•地球超載負荷(ES)

•來自泥土填充(EV)的呆負荷所引起的垂直壓力

因為專用於土釘設計的軟體計算限制，本手冊中考慮的負荷 EH 和 EV，與其他類型擋土結構的設計不同。第 5.6 節「土釘牆總體穩定性」中討論這些限制。

當牆體支撐橋墩或道路時，暫態負荷可能涉及車載活負荷(LL)、超載活負荷(LS)、施工設備和其他活超載。在施工階段的分析中，他們亦包括施工設備。在支撐橋台的牆體情況下，源於橋樑上部結構的暫態負荷可能被傳遞到橋台(見 AASHTO 2014 中的第 3.11.6.4 條)，這些負荷可能需要在土釘牆設計中被考慮。支撐橋樑的土釘牆設計並不在本手冊範圍之內。然而請注意，如果橋台處的土釘牆處於沉積狀態，橋樑設計中則可能需要考慮這種影響。土釘牆的極端事件負荷包括地震負荷(EQ)，如第 6.8 節「步驟 9：抗震設計」所述。

表 5.2 說明用於擋土結構，LRFD 負荷組合的負荷因子(γ)的整理(AASHTO，2014 年)。在本手冊中提供的 LRFD 驗證中，只會使用永久負荷和極端事件負荷的因子。

表 5.2：基於 AASHTO 的負荷因子和負荷組合(2014 年)

限制狀態	永久負荷	暫態負荷	極端事件負荷
強度 I	γp(1)	γ = 1.75	NA
極端事件 I	γp(1)	NA	γ = 1.00
作用 I	γp = 1.00	γ = 1.00	γ = 1.00

註：(1)如表 5.3 所示這些限制狀態，永久負荷(γp)的負荷因子。

表 5.3 給出了支撐結構中永久負荷(γp)的負荷因子。通常來講，選擇強度和極限事件限制狀態時之永久負荷的負荷因子，必須根據正在考慮的永久負荷類型，以及永久負荷所具有的不穩定或穩定效應(AASHTO 2014，第 3.4.1 條)。

當負荷效應趨於穩定時，γp > 1.0，使用最大值；而當效果穩定時，γp ≤1.0，使用最小值(表 5.3)。

然而，由於基於 ASD 的電腦程式在處理負荷因子方面的缺點，本手冊中僅考慮對垂直接地負荷(γEV)影響

最大的負荷因子，以進行靜態負荷的 LRFD 驗證。此選擇由模型土釘牆的穩定性分析結果所證明。這些結果說明垂直地面負荷的影響大於水平地面負荷的影響。因此，本手冊中的 γEV = 1.35(AASHTO 2014 年)用於各種限制狀態的 LRFD 驗證。這種方法有限制性，但是可執行 LRFD 驗證的臨時規定。

表 5.3：永久負荷的負荷因子 γp

負荷類型	最大負荷因子(1)	最小負荷因子(2)
DC：呆負荷	1.25	0.90
DW：磨損面和公用設施的負荷	1.50	0.65
EH：水平泥土壓力(有效狀態)	1.50	0.90
EH：水平泥土壓力(靜止狀態)	1.35	0.90
EV：垂直泥土壓力(整體穩定性)	1.00	N/A
EV：垂直泥土壓力(牆體和基台)	1.35 (3)	1.00
ES：泥土超載	1.50	0.75

注意事項：(1)當永久負荷有不穩定作用時。

(2)當永久負荷具有穩定作用時。

(3)本手冊主要用於呆負荷下的負荷因子。

對於所有負荷(AASHTO，2014 年)，作用限制狀態下的負荷因子為 γ = 1.0。如下所述，使用限制平衡分析(參見第 5.6 節)和變形/沉積驗證(見第 5.9 節)的總體穩定性使用作用 I 負荷組合；因此，必須在這些驗證中使用無因子的負荷。

注意，將整體穩定性視為作用限制狀態的需要，源於目前所欠缺的分析程序，其能夠在限制平衡分析計算中使用完全兼容的 LRFD 法。使用基於 ASD 的穩定性程式，適應不同負荷因子，是將 LRFD 法中的土壤自身重量(例如超載或交通負荷)應用於不同的負荷因子，在這些程序將這些負荷值作為校正值。調整後的負荷值將是原始負荷值乘以 γ/γEV，其中 γ 是與負荷分量相關的負荷因子。

5.5 限制狀態

在設計土釘牆時，必須檢查以下的作用、強度和極限限制狀態：

5.5.1 總體穩定性

•內部穩定性(來自釘材的穩定性)(圖 5.8a)

•一般整體穩定(釘材沒有穩定性貢獻)(圖 5.8b)

•整體穩定 - 基礎橫差(圖 5.8c)

5.5.2 強度限制狀態

•岩土限制狀態：

o 橫向滑動穩定性(圖 5.8d)1

o 釘材拉拔(圖 5.8e)

•結構限制狀態：

o 釘材在緊張狀態(圖 5.8f)

o 面部：彎曲(或撓曲)(圖 5.8g)

o 面部：沖壓剪切(圖 5.8h)

o 面部：頭釘在緊張狀態(圖 5.8i)

5.5.3 極限限制狀態

•地震負荷

5.5.4 作用限制狀態(變形)

•橫向位移

•牆體沉積

1 滑動穩定性通常是整體穩定限制狀態的特殊情況。它被認為是岩土限制狀態，以說明使用負荷因子≥1.0 的 LRFD。

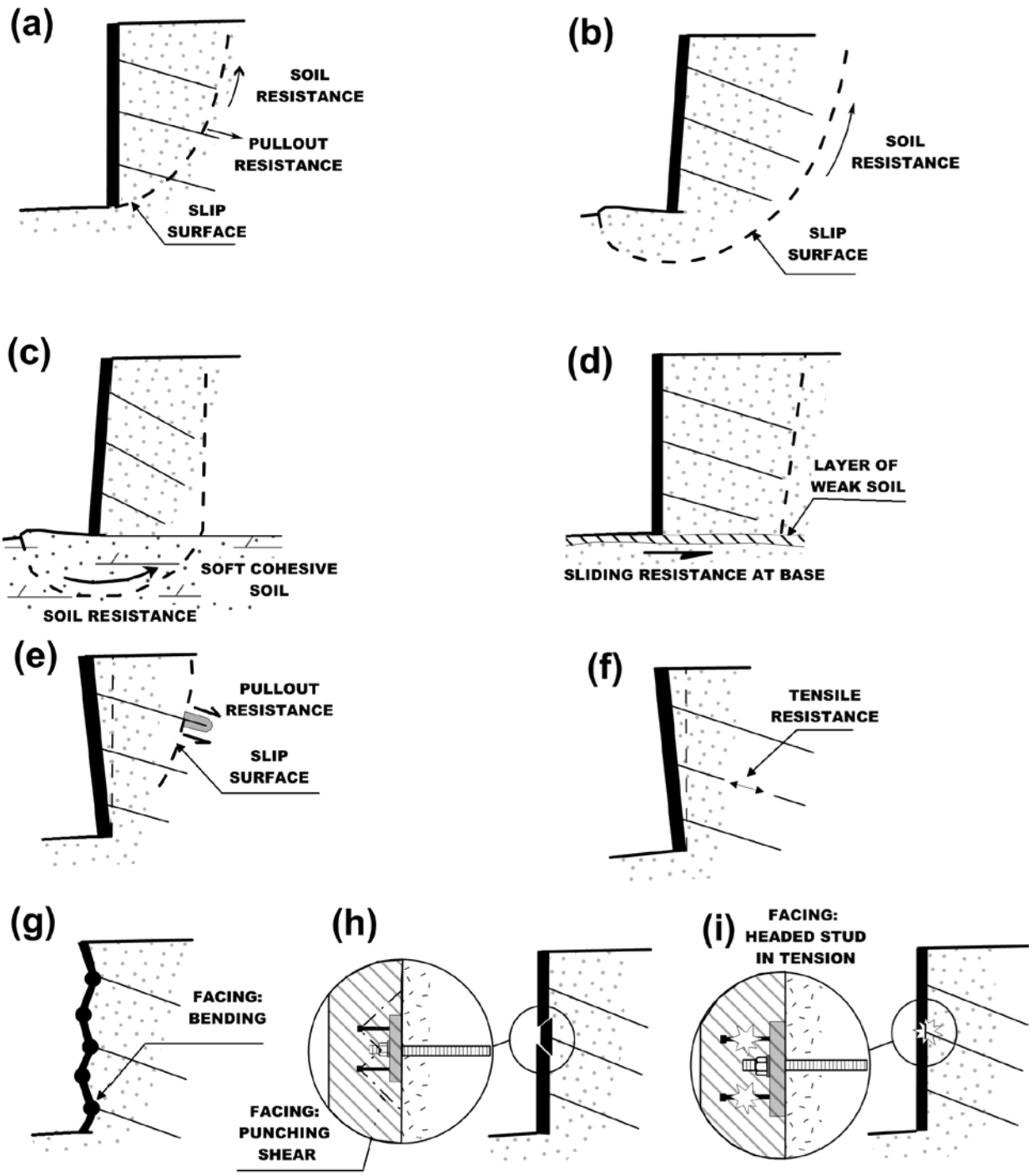


圖 5.8：說明。土釘牆的潛在限制狀態：(a)內部穩定性(滑動面與土、釘材相交)；(b)整體穩定(滑動面與釘材不相交)；(c)整體穩定：基礎橫差；(d)岩土力量：橫向滑動；(e)岩土力量：拉拔；(f)結構強度：釘材處於緊張狀態；(g)面部結構強度：彎曲；(h)面部結構強度：沖壓剪切；(i)面部結構強度：擴頭釘處於緊張狀態。

5.6 土釘牆總體穩定性

5.6.1 概述

需要對土釘牆的總體穩定性進行分析和檢查，以確定內部和整體的穩定性。內部穩定性包括土壤和土釘的貢獻；和不牽涉土釘貢獻的整體穩定(如本文所定義)。整體穩定也可考慮到特殊條件，如基礎橫差穩定性。

5.6.2 內部穩定性

對於延伸穿過土壤和部分或全部釘材的潛在滑動面，必須考慮土釘牆的內部穩定性。土壤強度可以建模為摩擦、內聚力或兩者兼具；根據土壤類型以及負荷率是否產生排水或不排水的剪切阻抗。如果滑動面與部分或全部釘材相交，則在滑動面後面作用的土釘拉拔阻抗也有助於穩定。

釘材拉伸阻抗分別作為結構強度限制狀態處理，如第 5.8.1 節「釘材拉伸阻抗」所述。

土釘牆的內部穩定性應使用二維、限制平衡分析作評估，如在傳統 ASD 邊坡穩定性分析中所採用的那樣。限制平衡分析考慮幾個潛在的滑動面，並為每個滑動面提供一個 FS。通常，執行許多分析以找到最低的 FS 值。 FS 的最低計算值必須等於或大於為結構所建立之最小可接受的 FS。分析還提供對應於最低 FS 值的臨界滑動面，以及支撐所考慮牆體的每個釘材拉伸力。

用來評估內部穩定性的土釘設計程序考慮到滑動面的各種形狀，包括：(i)平面(Sheahan 和 Oral 2002 年)；(ii)雙線性(Stocker 等人，1979； Caltrans 1991 年)；(iii)拋物線(Shen 等人，1981 年)；(iv)對數螺旋(Christopher 等人，1990 年)；和(v)通函(Golder 1993； Siel 2014 年)。對於不同的滑動面獲得的安全係數通常不會顯著影響計算的安全係數(Long 等人 1990 年)，只要這些表面在大致相同的位置處離開牆體前方和牆後面的地面即可。

土釘牆的內部穩定性分析最常用使用專為其設計開發的電腦程式進行。這些程式使工程師能夠更快地分析多種設計方案。程式如 SNAIL(Caltrans1991 年)，SNAILZ(Caltrans 2007 年)和 GoldNail(Golder 1993 年)已經使用了幾年。 FHWA 發布了軟體土釘準則分析計劃 2(SNAP-2)，(Siel 2014 年)。

在這些程式中，只有 SNAP-2 才能檢查面部的優點。任何這些程式都可以用於滿足本手冊中提供的作業指導，前提是使用者了解在特定軟體中使用參數。其他可用的程式包括 Caltrans 更新的 SNAIL 和商業軟體 SNAIL Plus。上述任何方案可用於分析和設計土釘牆。

通常邊坡穩定性電腦程式，如 Slope / W(Geostudio 2012 年)、XSTABL(Softpile 2013 年)或 Slide 6.0(Rocscience 2013 年)，可以建立與土釘相似的多層通用補強。因此，這些通用程式也可以評估土釘牆的內部穩定性。然而，它們的使用可能有麻煩，因為這些程式不易評估不同的設計情況，並且使用者通常需要進行單獨的計算。專用土釘牆軟體通常比一般坡度穩定軟體的使用上更方便。然而，可能需要使用一般的斜率穩定性軟體來驗證整體穩定性，而這些軟體無法透過大多數專用的土釘軟體進行正確的解決。

最小安全係數，如表 5.1 中所建議的安全係數，被輸入基於 ASD 的電腦程式進行土釘牆分析。然後，程式計算出整體穩定度 FS。例如，SNAILZ 和 GoldNail 使用可允許的黏結應力，它們作為黏結強度(或等於標稱黏合單位阻抗)乘以使用者選擇的折減因子計算。請注意，折減因子與拉拔安全係數 1 / FSPO 的倒數一致。大多時候跑電腦，鋼腱的初步尺寸和降伏強度必須作為「測試設計」輸入。

本手冊的使用者應該了解限制平衡程式在重現牆體高度上的土釘力的實際分佈方面是受限的。土釘力分佈的觀察，在全尺寸儀表土釘牆中進行(參見 Section5.2.1b 最大張力分佈)，指出最大土釘力最常見於牆體上部三分之二。這種趨勢是土釘牆自上而下施工和分階段施工中土釘力作用的結果。反之，限制平衡程式傾向於預測靠近底部的較大的土釘力(至少對於均勻的地下條件和均勻的土釘長度)，因為這些程式僅處理平

衡要求，而忽略動態的約束和變形。雖然這些限制平衡程式將產生符合最低穩定性標準的安全設計(參見第 6.6.3 節「整體穩定性的阻抗因子」)，但是它們的計算限制將傾向於產生釘材力量分佈，此釘材力量分佈可能無法最好的減少壁頂附近的牆壁變形，或者比土釘中實際發展的負荷還要大。

一種簡單方法來對抗這種限制平衡方法的作法，是選擇牆體下半部的土釘，其長度越來越短。這方法將在第 6.3.3e 節「高度土釘長度分佈」中詳細說明。

5.6.3 整體穩定性

土釘牆整體穩定性，傳統上也透過傳統 ASD 框架的二維限制平衡分析進行評估。比起使用專用土釘設計軟體，使用一般邊坡穩定性電腦程式更能全面達成整體穩定性。大多數專用土釘設計軟體對執行足夠的整體穩定性分析，會受到限制。例如，雖然 SNAIL 和 SNAILZ 的滑動面在牆趾下延伸，但是這些程式使用基於被動阻抗的簡單方法來估算牆趾下的土壤阻抗。在 GoldNail 裡面，滑動面僅穿過牆趾。另一方面，在 SNAP-2 裡面，滑動面可以在牆體上方、牆體面上、或牆體下方作延伸；並且使用適當的基於限制平衡的公式計算牆趾下的土壤阻抗。為了呈現本手冊的設計步驟，附錄 C 中的設計範例使用 SNAP-2 編寫。

整體穩定性分析的最小安全係數與內部穩定性分析相似。第 5.6.6 節「基礎橫差」和第 5.7.3 節「橫向滑動穩定性」將考慮整體穩定的特殊情況。

5.6.4 理想化範例

本節介紹了內部穩定性的手動檢查，以說明典型土釘牆設計中，力量的相互作用以及如何考慮這些力量。但實際上，很少在進行土釘牆整體設計穩定性的手動計算。手動計算可用於查看電腦結果。這裡提出 LRFD 和 ASD 檢查。

圖 5.9 顯示了高度為 H 的通用單釘壁作為簡化測試設計。雖然水平方向來看土釘，它具有傾斜度 i；但是滑動面被選為具有傾斜角度 α 的平面，這是從水平於楔塊，並且相對於釘材有 β 角度的平面。T 被調整到其拉拔阻抗的標稱值，其在滑動面後方釘材中發展。負荷由外部超載 Q 和楔塊的重量 W 所組成。RS 是沿著滑動面的標稱土壤阻抗的合力。為簡單起見，假設土壤純粹是摩擦而生的。儘管通常獨立的負荷因子須施加到各負荷分量，但是為了簡化起見，在該範例中假設 Q 和 W 可使用相同的負荷因子。

然後考慮與滑動平面平行的阻抗和驅動力分量。與滑動平面平行的 T 分量被認為是驅動力，此時並不包括在內。因為從 W、Q 和 T 分量對平面垂直的影響，可以得出考慮到因式分解後的阻抗如下：

$$\text{Factored resistance} = \phi\, N \tan\varphi_s = \phi \left[(W+Q)\cos\alpha + T\sin\beta \right] \tan\varphi_s$$

方程式 5.6：因式分解後的阻抗

其中：

φ =土體強度的阻抗因子

N =滑動面上的法線方向力

ϕs =土壤的極限摩擦角

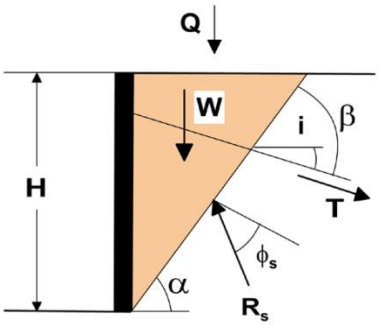


圖 5.9：說明。簡單楔塊用於整體穩定性驗證。

與滑動面平行的 T 分量現在被認為是驅動力。為簡化本說明，負荷因子被施用於(W + Q)的分量，而不是 T。然而，T 的相關分量也可以用負荷因子進行修改。在這個例子中，因式分解的驅動力是：

$$\text{Factored driving force} = \gamma\,(W+Q)\sin\alpha - T\cos\beta$$

方程式 5.7：因式分解的驅動力

對於沿著滑移面的平衡，因式分解的驅動力必須等於因式分解的阻抗。因此，T 可以計算為：

$$T = \frac{(W+Q)\left[\frac{\gamma}{\phi}\sin\alpha - \cos\alpha\tan\varphi_s\right]}{\frac{\cos\beta}{\phi} + \sin\beta\tan\varphi_s}$$

方程式 5.8：平衡時，作用中的拉拔阻抗

一旦得到 T，釘材的長度和截面，以及面部的特徵就可以被發展出來

可以使用 ASD 方法來撰寫類似的方程式，其中土壤法線方向力的摩擦阻抗將透過 FS 減小到方程式 5.6 中的 Ntan ϕs/FS，並且未因式分解的負荷(即，γ = 1.0)將在方程式 5.7 中考慮。相類似地，T 可被計算為：

$$T = \frac{(W+Q)\left[FS\sin\alpha - \cos\alpha\tan\varphi_s\right]}{FS\cos\beta + \sin\beta\tan\varphi_s}$$

方程式 5.9：使用 ASD 方法的作用中拉拔阻抗。

應在 Service I 負荷組合下研究土釘牆的總體穩定性，並使用適當的阻抗因子。對於永久負荷，Service I 限制狀態下的負荷因子 γ 等於 1.0。在方程式 5-8 和方程式 5-9 之間作比較，當 γ 值等於 1.0，則 φ 約等於 1/FS。

滑動面實際上比上述簡單楔塊範例的平面更複雜。簡單的表達式可以擴展到更複雜的滑動面，並且包括其他負荷和其他假設。然而，以手工執行土釘牆的整體穩定性是不切實際的。諸如前面容易討論的那些電腦

程式便可以更有效地執行這些計算。一旦負荷因子被定義了，阻抗因子可以從安全係數反過來進行校準，仍然適用於基於電腦的整體穩定性分析。

5.6.5 總體穩定性的阻抗因子

總體穩定性的阻抗因子見表 5.4。它們由表 5.1 中所載，基於 ASD 的安全係數反過來進行校準，並將其四捨五入為最接近的 0.05 值。

表 5.4：整體穩定性的阻抗因子

條件	符號	阻抗因子
靜態	φOS	0.65
地震負荷	φOS	0.90

無論滑動面是否與釘材相交，這些阻抗因子都是有效的。它們提供與過去 ASD 作法相一致的設計，並符合 AASHTO(2014 年)。

5.6.6 基礎橫差

5.6.6a 方法論

若下方有軟質細粒土，當土釘牆開挖時，應評估基礎橫差的潛勢(圖 5.8c)。如果現有軟土條件下挖掘深度過大，則不平衡負荷可能導致挖掘底部橫差，最終導致基礎移動。基礎橫差在土釘牆中是不常見的，因為這些結構並不經常在軟的、細粒的土壤上面(或裡面)施工。然而，當在現場有基礎橫差的可能性，則這種情況被認為是可對土釘牆進行可行性評估。

AASHTO(2014 年)第 11.9.3 條的評註，為錨固牆體的穩定性評估提供了作業指導。該資訊也可以應用於其他自上而下的結構，包括土釘牆。此外，AASHTO(2014 年)第 11.9.5.2 節的評註指出，橫差可能發生在具有不排水剪切強度的軟土中/上面的牆壁，Su <0.15 γs' H(其中 γs' =土壤浮力單位重量，H =牆體高度)，而且這樣的牆體應該嵌入以減輕橫差。比起其他自上而下且具有嵌入段的保持系統，建構於軟土之上的土釘牆更容易受到基礎橫差的影響，因為牆上的大多數土釘並不嵌入在牆趾。如果發現基礎橫差的潛勢很大，則可能需要替代的挖掘支撐系統。本節介紹了一種方法來評估挖掘基礎不穩定性的潛勢。

如果整個挖掘處於細粒狀土壤中，挖掘基底處的標稱土壤阻抗 RS 沿著複合滑動面發展(圖 5.10)。寬度 B'e 由開挖寬度 Be(理想上不受土釘影響)控制，或是在挖掘深度 DB 內是否存在剛性土壤。RS 的值以每線性英呎壁體為單位給定，可以使用以下表達式計算：

如果 B'e<DB(圖 5.10a)：

$$R_S = S_u N_c B'_e$$

方程式 5.10：標稱土壤阻抗。

如果 B'e≥DB(圖 5.10b)：

$$R_S = S_u N_c D_B$$

方程式 5.11：標稱土壤阻抗。

其中：

Su =土釘牆下細粒土的不排水剪切強度

Nc =內聚因子(見圖 5.11)

B'e=土塊寬度導致的 ~ 0.707

DB =開挖剛性土壤沉積物頂部的深度

因為土體塊的寬度可能會延伸到所有釘材後面以進行廣泛的挖掘，所以在方程式 5-10 和 5-11 中忽略了土釘的貢獻。如果挖掘不夠寬，釘材可能會貢獻一定的剪切阻抗；然而，土釘在抵抗這種限制狀態方面的效率是不佳的。

Nc 是 H / Be 和 Be / Le 比值的函數，其中 H、Le 和 Be 分別是挖掘高度、長度和寬度(圖 5.11)。對於非常長的土釘牆(Be / Le～0)，支撐非常廣泛的挖掘，(H / Be～0)，可以保守假設 Nc = 5.14。土塊底部的總壓力 q 為：

$$q = \frac{\sum Q_i}{B'_e} = \frac{B'_e \ H\gamma_s + Q - S_{u1} H}{B'_e}$$

方程式 5.12：土塊底部的總壓力。

其中：

Qi =土體底部的總負荷 γs =牆後土體的單位重量

Q =外部負荷(呆負荷或活負荷，取決於條件)

Su1 =土塊後方細粒土的不排水剪切強度

注意，將 Su1 作簡化，Su1 不受負荷或阻抗因素的影響。這個假設似乎是中性的。另請注意，如果 B'e≥DB，DB 必須替換方程式 5.12 中的 B'e。

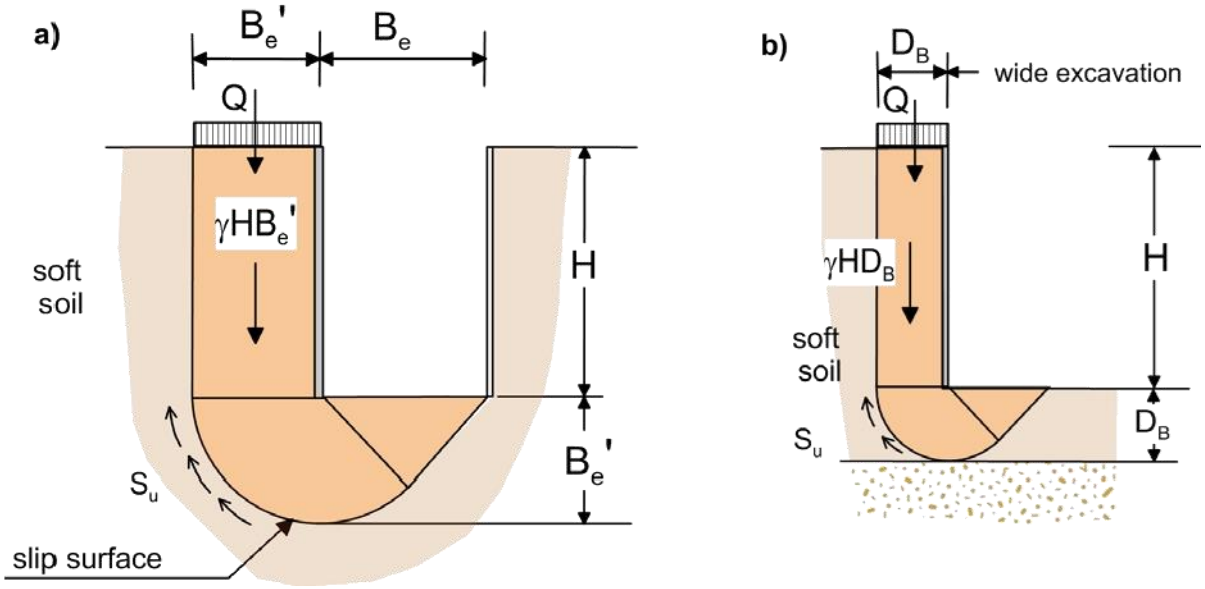


圖 5.10：說明。基礎橫差為：(a)軟質細粒土的沉積，(b)沉積軟質細土層的沉積物，沉積於硬層。在 Terzaghi 等人(1996 年)和 Sabatini 等人(1999 年)之後修改。

基礎橫差的穩定性可以表示為：

$$\phi_{BH}\,5.14\,S_u \geq \gamma_{EV}\,q$$

方程式 5.13：基礎橫差穩定性。

表 5.3 之 φBH=阻抗因子，γEV= 1.35。如果基礎橫差未發生，且牆後土壤的抗剪強度被 Terzaghi 理論中典型方法所忽略：

$$\phi_{BH}\,5.14 S_u \geq \gamma_{EV}\left[H\gamma_s - \frac{Q}{B_e'}\right]$$

方程式 5.14：外部負荷基礎橫差穩定性。

如果 B'e≥DB ，DB 必須取代方程式中的 B'e 5.14。此外，如果 Q = 0，對基礎橫差的挖掘將是穩定的：

$$\phi_{BH}\,5.14\,S_u \geq \gamma_{EV}\left(H\gamma_s\right)$$

方程式 5.15：基礎橫差穩定性的簡化表達式。

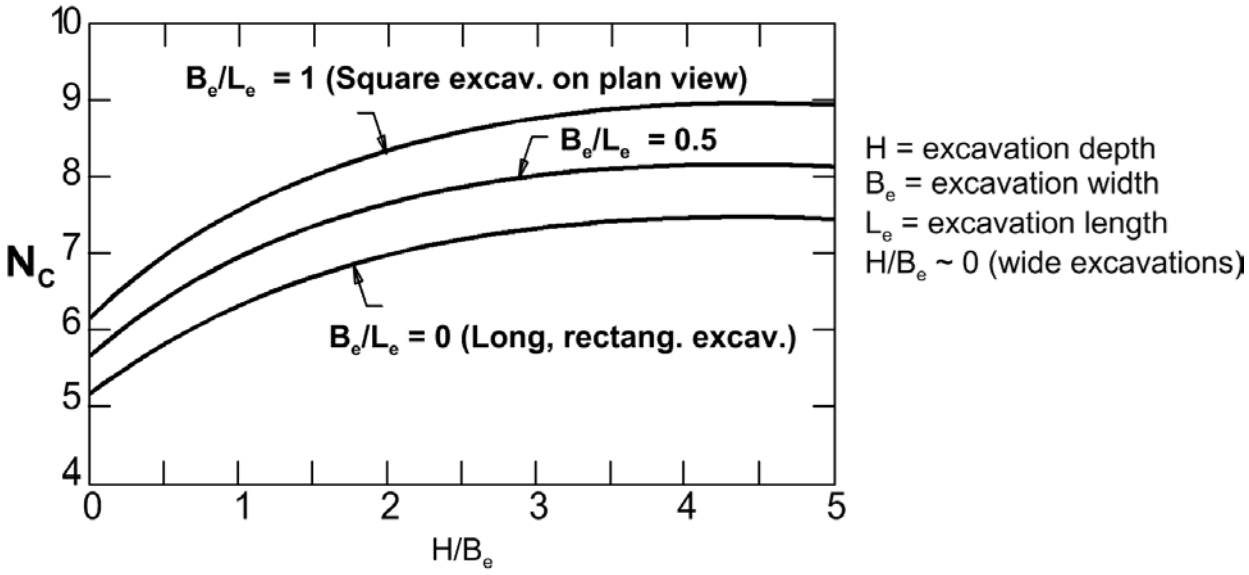


圖 5.11：圖。用於確定基礎橫差的負荷能力因子(Nc)。在 Terzaghi 等人(1996 年)和 Sabatini 等人(1999 年)之後修改。

5.6.6b 基礎橫差抗震因子

基礎橫差的阻抗因子可以藉由套用過去基於 ASD 的安全係數來進行校準。方程式 5.15 可以重寫為：

$$FS = \frac{5.14\ S_u}{\left(H\gamma_s\right)} = \frac{\gamma_{EV}}{\phi_{BH}}$$

方程式 5.16：對基礎橫差的安全係數

其中，FS 是對基礎橫差的安全係數。表 5.1 顯示短期和長期條件下，其最小安全係數為 2.0 和 2.5。建議的阻抗因素列於表 5.5。

表 5.5：基礎橫差的阻抗因子

條件	符號	阻抗因子
永久牆，短期條件	φBH	0.65
永久牆，長期條件	φBH	0.50

5.6.6c 橫向擠壓

構成橋台一部分的土釘牆可能會覆蓋軟土，因此在牆後面會出現不平衡的路堤負荷。橫向擠壓應視為作用限制狀態其中的變形，而非強度、控制。然而，橫向擠壓在此並未提出，因為它被認為是基礎橫差的變化，因為兩種機制由相對低的強度和細小顆粒土壤的高壓縮性所控制。

5.7 岩土強度限制狀態

5.7.1 概述

當土壤阻抗沿著潛在的滑動面充分作用時，發生岩土力量限制狀態。本節描述的兩個岩土力量限制狀態包括補強土體的釘材拉拔和橫向滑動。

5.7.2 釘材拉拔阻抗

整體穩定性的阻抗因子由基於 ASD 的安全係數進行校準。這些值見表 5.6。

表 5.6：拉拔阻抗因子

條件	符號	阻抗因子
靜態	φPO	0.65
地震負荷	φPO	0.65

如前所述，上述的阻抗因子是有效的，只要透過現場負荷測試驗證焊接強度，該焊接強度按照第 5.3.4 節和第九章「施工檢查和性能監測」中描述的最小頻率進行。

5.7.3 橫向滑動穩定性

5.7.3a 方法

大多數土釘設計中並無橫向滑動。然而，橫向滑動可以被認為是整體穩定限制狀態的特殊情況，當弱土層位於補強土體塊(圖 5.8d)下方時，當土釘所貢獻度不穩定時，可能會出現這種情況。

橫向滑動穩定性可以容易的使用一般坡度 - 穩定性程式來驗證，其中補強土壤可以被建模，使得滑動面被迫沿著弱土層如同平面一樣作延伸。注意，土釘牆設計的電腦程式通常不能用水平段來模擬滑動面。

作為上述計算方法的替代方案，該限制狀態可以被認為類似於重力保持結構的滑動，其中可以使用簡化的手動過程。雖然本文提出的簡化程序用於檢查水平基底滑動面的橫向滑動，但也可以說明 LRFD 在土釘設計中的使用。土釘牆被建模為剛性塊，施加由泥土壓力所產生的一般非水平力(圖 5.12)。泥土壓力被認為是已經超越最長的土釘，因此在此不考慮釘材的貢獻。此外，假定永久泥土超載(QES)在補強土壤之後作用。 QES 的水平效應定義為 ES。

該情況被視為強度限制(Strength I)。可以使用 Coulomb 或 Rankine 橫向泥土壓力理論來估計橫向泥土負荷。讀者參考 AASHTO(2014 年)第 3.11.5.1 條有關分析程序的更多資訊。

地面負荷(EH)的水平分量為 Pacos δ，其中 Pa 為橫向泥土推力，δ 是塊體和保留土壤的表面摩擦角，定義了 Pa 與水平面的傾斜度(圖 5.12)。角度 δ 通常是土壤的內部摩擦角，儘管如此，為了簡單起見，可以假設它等於牆體後方地面的傾斜角度(βeq)；如果安全，也可以這樣做。

橫向滑動穩定性可使用以下表達式來驗證：

$$\phi_{LS} R_s \geq \gamma_{EH} P_a \cos\delta + \gamma_{ES} ES$$

方程式 5.17：橫向滑動穩定性

其中：

φLS=橫向滑動阻抗因子

Rs =作用在土塊底部單位寬度的標稱土壤阻抗

γEH=水平地面負荷的最大負荷因子= 1.5(從表 5.3 的 Strength I 和表 5.3 的永久負荷、有效狀態)

γES=永久附加物水平效應的最大負荷因子= 1.50(從表 5.3 的 Strength I)

ES =永久泥土超載的水平分量

δ=補強塊和保留土壤之間的摩擦角，可被認為等於 βeq，如下所定義 Rs 可估為：

$$R_s = c_b B_L + \left(W + P_a \sin\delta\right) \tan\varphi'_{fb}$$

方程式 5.18：土塊基底土體的標稱阻抗

其中：

cb =沿著底部的有效土壤內聚力

BL = cb 有效作用的水平滑動面長度

W =補強土體的重量

βeq=斷裂或「無限」斜率的等效後坡角：對於斷裂斜率(見圖 5.12)，βeq= tan-1((ΔH/2H)；對於無限斜率，βeq= β

β=水平的後坡角

ϕ'fb =基座上的有效摩擦角(可以適用重塑值或殘值)

注意 W 和 Pa sin δ 暗示受到最小值 γEV = 1.00(泥土壓力垂直分量的負荷因子)的影響。QES 對加鋼腱土體底部垂直壓力的影響，在此被簡化，並未顯示出來。

橫向泥土推力是每單位寬度的主動力：

$$P_a = \frac{\gamma_s H_1^2}{2} K_a$$

方程式 5.19：橫向泥土推力

其中：

γs =牆後土體的單位重量

H1 =泥土壓力作用的有效高度

Ka =有效泥土壓力係數

$$H_1 = H + (B_L - H \tan\alpha) \tan \beta_{eq}$$

方程式 5.20：泥土壓力作用的有效高度。

其中：

α =面傾角

如果坡度在距離牆體的水平距離 2H 內未斷裂(圖 5.12)，則斜率被認為是「無窮大」，此時 βeq = β。如果坡度在距離牆體 2H 的距離內有一個斷裂，則斜率具有等效的傾角 βeq = tan-1 (ΔH/2H)，其中ΔH 是在距離 2H 上的增加斜率。

有效泥土壓力係數 Ka 可以用 Coulomb 或 Rankine 理論的無黏性土條件來求出(假設塊後土壤無內聚力)。

根據 Coulomb 理論：

$$K_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi_f)}{\sin^2\theta \sin(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_f + \delta)\sin(\varphi_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta)\sin(\theta + \beta)}}\right]^2}$$

方程式 5.21：根據 Coulomb 理論的有效泥土壓力係數。

其中：

φf =保留在土釘強化塊後方土壤的摩擦角

θ =牆面背後與水平面的傾斜度(即 θ = α + 90˚)

方程式 5.21 導自 Coulomb 理論的，比較於基於 Rankine 理論的方程式，使用上更為普遍。對於 α < 8˚的牆體，根據 Rankine 理論：

$$K_a = \cos\beta \left[\frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi_f}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi_f}} \right]$$

方程式 5.22：根據 Rankine 理論的有效泥土壓力係數。

對於垂直壁或接近垂直壁(α = 0)和牆後水平地面(β = 0)的情況，假設在土壤介面無摩擦(δ= 0)，Rankine 理論給出：

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

方程式 5.23：有效泥土壓力係數(垂直壁、水平回填、無摩擦的泥土介面條件)。

在沿剛性裂縫黏土發生滑動平面的情況下，應選擇完全軟化的剪切強度為 φf。如果確認出沿著底部發生明顯的剪切和位移，則應選擇殘留強度。

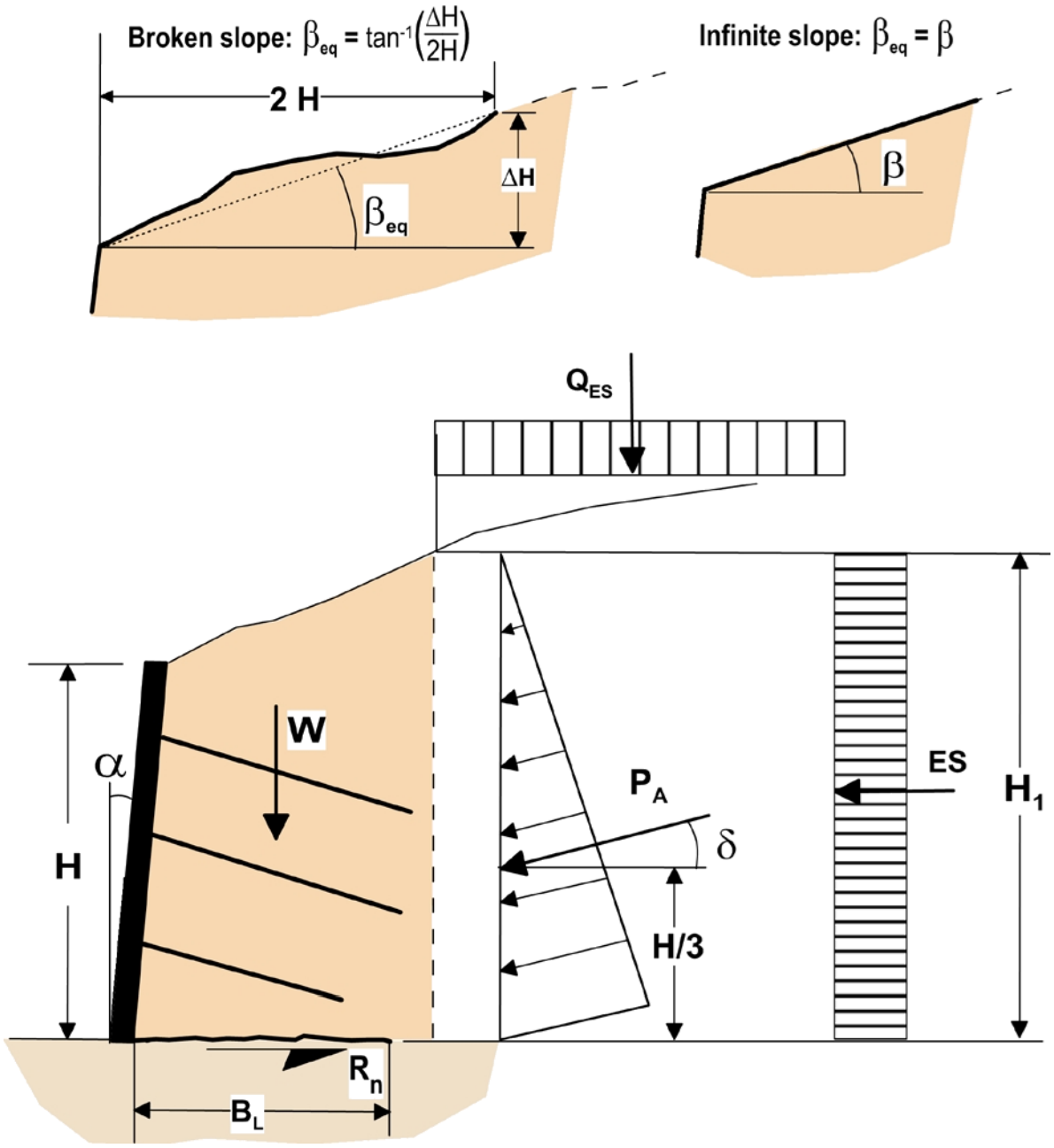


圖 5.12：說明。土釘牆橫向滑動。

5.7.3b 橫向滑動阻抗因子

橫向滑動的阻抗因子要從基於 ASD 的安全係數來進行反向校準，此基於 ASD 的安全係數係考慮到 EH 和 ES 兩者的最大負荷因子為 1.50，以及 EV 的最小負荷因子為 1.0(表 5.3)。橫向滑動的阻抗因子見表 5.7。

表 5.7：橫向滑動的阻抗因子

條件	符號	阻抗因子
靜態	φLS	1.00
地震負荷	φLS	0.90

5.8 結構強度限制狀態

5.8.1 釘材拉伸阻抗

抗拉阻抗的阻抗因子作反向校正，在靜態條件下，使用負荷因子 γEV = 1.35 的值；以及 γEV= 1.00 作地震負荷，以符合基於 ASD 的設計。這些阻抗因子見表 5.8。

表 5.8：緊張狀態下鋼腱的阻抗因子

條件	案例	符號	阻抗因子
靜態的	鋼腱 Grades 60/75 (ASTM A615)	φT	0.75
靜態的	鋼腱 Grade 95/150 (ASTM A722)	φT	0.65
地震負荷	鋼腱 Grades 60/75 (ASTM A615)	φT	0.75
地震負荷	鋼腱 Grade 95/150 (ASTM A722)	φT	0.65

5.8.2 面部限制狀態概述

面部釘頭連接處的強度限制狀態模式如圖 5.13 所示，條列如下：

•彎曲/撓曲限制狀態：限制狀態發生於當面部上的彎矩超過其阻抗時。這種模式必須分別考慮初始和最終面部。最初面部的效應往往在最終面部的設計中被忽視(圖 5.13b)。

•沖壓剪切限制狀態：該限制狀態發生在釘材周圍，並且必須分開評估初始面部和最終面部(圖 5.13c 和 d)。

•擴頭釘拉伸限制狀態：當超過擴頭釘的拉伸阻抗時，會發生限制狀態。此限制狀態僅適用於最終面部(圖 5.13e)。

充分的設計必須確保面部和其他釘頭元件能為每個潛在限制狀態提供足夠的阻抗，這些狀態往往超過最大釘頭張力(To)。必須提供適當的尺寸、強度和面部補強，和適當的釘頭元件(支承板、螺帽和擴頭釘)，以達成設計阻抗，並對這些潛在限制狀態進行適當的 LRFD 驗證。以下部分描述設計面部和其他相關元素的方法，並對每個限制狀態執行驗證。

5.8.3 面部彎曲強度限制狀態

5.8.3a 簡介

作用在面部上的橫向泥土壓力引起彎矩。面板被認為是一個連續雙向平板，為了設計目的和強度限制狀態驗證，使用釘材來支撐平板。當橫向泥土壓力增加時，達到彎曲限制狀態，使面部變形，並最終產生降伏機構(即截面上的塑性轉折點，實際上是橫跨平板的降伏線，圖 5.14)。

彎矩在釘材的外側(傳統結構工程作法中的正力矩)產生張力，以及在面部內側釘材周圍(負矩)產生張力。由於面部從兩個方向補強，因此它作為雙向平板；在此產生彎矩於水平軸(垂直力矩 mV，圖 5.13b)和垂直軸(水平力矩 mH)周圍。是否可以實現的最大彎矩取決於：水平和垂直釘材間距(SH 和 SV)、初始面部和最終面部的厚度(分別為 hi 和 hf)、面部鋼腱的配置和類型、強度(WWM 和附加鋼筋，如果有)，和噴凝土/混凝土阻抗(Seible，1996 年)。

5.8.3b 彎曲機制

彎曲阻抗以傳統的補強混凝土設計公式來估算，如下所示。圖 5.15 示意出補強噴凝土/混凝土的一般化截面，其初始面部的厚度 hi(或最終面部的厚度 hf)，而且在截面中間有補強。補強可以由單獨的 WWM 或具有鋼筋的 WWM 組成。根據補強混凝土設計，厚度 hi(或 hf)將代表維持純彎曲的等效樑高度。圖 5.15 顯示圍繞水平軸線的每單位長度(mv)的力矩。本圖還畫出了這個力矩所產生的力：每單位寬度的壓縮力(力 c 除以 a，壓縮區域的有效寬度)和每單位長度(t)的張力。從左側壓縮的外緣到補強鋼腱質心的距離為「d」，補強鋼腱是要處於張力狀態的。距離 di 和 df 分別為初始面部 hi 和最終面部 hf 的一半。

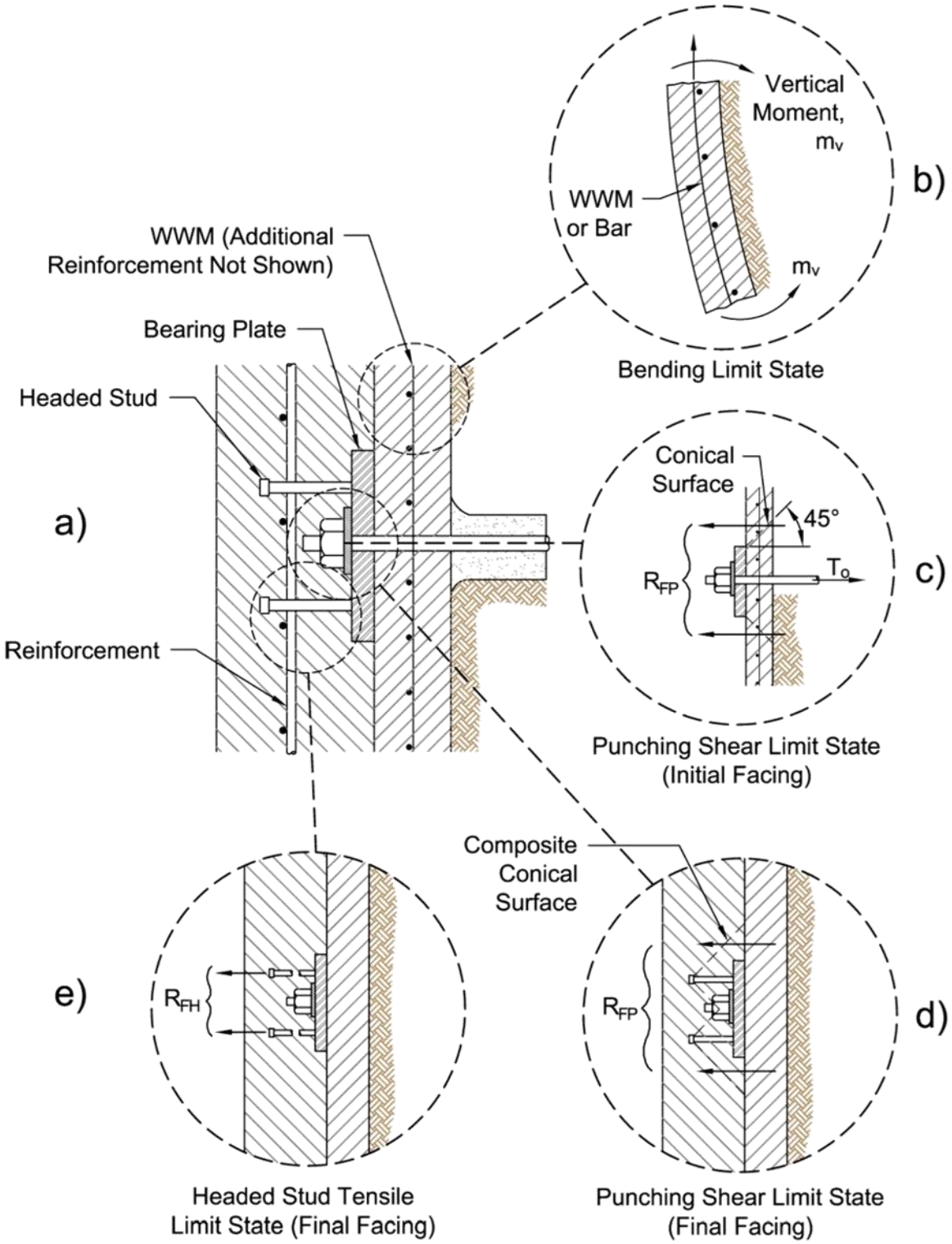


圖 5.13：說明。土釘牆面部限制狀態。(a)典型面部配置；(b)面部截面的彎曲；(c)初始面部上的沖壓剪切；(d)最終面上的沖壓剪切；(e)頭釘的張力。Lazarte(2011 年)之後修改。

標稱壓縮阻抗計算如下：

$$c = 0.85 \times f'_c \times a$$

方程式 5.24：標稱壓縮阻抗

其中：

f'c=噴凝土/混凝土壓縮阻抗

a =橫截面壓縮面積的範圍(為了簡化，假設應力是均勻的)

土釘(SH)的水平間距可以看作是圖 5.15 中的截面寬度(沿水平方向且垂直於頁面)；然而，由於力和力矩是以每單位長度所表示，所以寬度在這些方程式中，是沒有關聯的。

標稱拉伸阻抗(單位長度的力)為：

$$t = f_{y\_W} \times a_{s\_eq}$$

方程式 5.25：標稱拉伸阻抗

其中：

fy_W = WWM 的降伏強度(假設為主要補強)

as_eq =單位寬度的等效截面積(考慮到在該部分中所放置鋼腱的任何類型，定義於下述)

力量 t 可以是在該部分中結合使用 WWM 和鋼筋的結果，並且可以更一般地表示為：

$$t = f_{y\_W} \times a_{s\_W} + f_{y\_R} \times \frac{A_{s\_R}}{S} =$$

$$= \left(a_{s\_W} + \frac{f_{y\_R}}{f_{y\_W}} \times \frac{A_{s\_R}}{S} \right) f_{y\_W} = \left(a_{s\_W} + \frac{A'_{s\_R}}{S} \right) \times f_{y\_W}$$

方程式 5.26：初始面部的彎曲力。

其中：

fy_W = WWM 的降伏強度

as_W = WWM 每單位寬度的截面積(垂直和水平補強的情況將定義於下述)

fy_R　=鋼筋降伏強度

As_R =鋼筋截面積

S = SH 或 SV，視情況而定

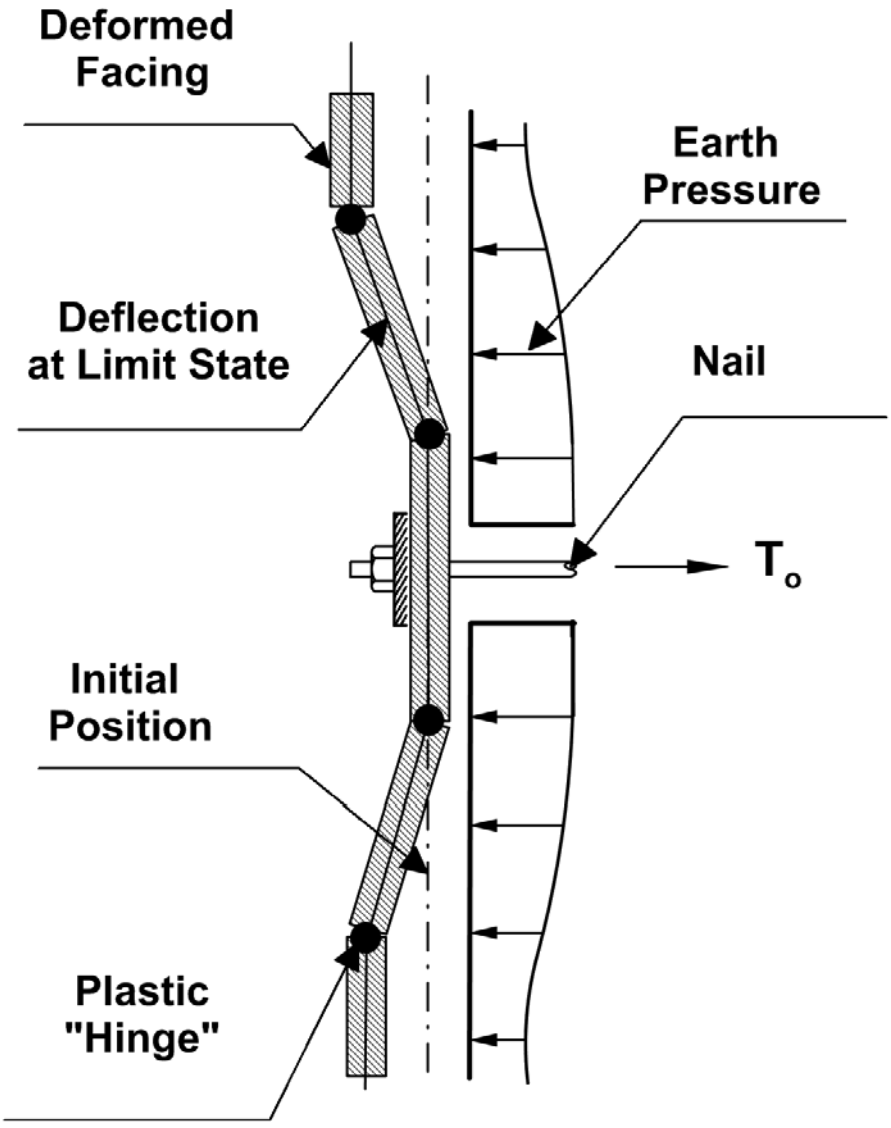


圖 5.14：說明。面部彎曲機制和釘材力量。Lazarte(2011 年)之後修改。

當鋼筋和 WWM 的降伏強度不同時，鋼筋的一般等效截面面積(A's_R)定義如下：

$$A'_{s\_R} = \left(\frac{f_{y\_R}}{f_{y\_W}} \right) \times \frac{A_{s\_R}}{S}$$

方程式 5.27：鋼筋的等效截面積

每單位長度的總等效面積(as_eq)定義為：

$$a_{s\_eq} = a_{s\_W} + \frac{A'_{s\_R}}{S}$$

方程式 5.28：每單位長度的總等效面積

考慮力平衡(c = t)和力矩平衡(mv = t×z)時，導出計算最大彎矩的表達式。在這些方程中，z 是 a 和 t 之間的力臂，定義為 z = d – a/2。考慮初始面部的 hi = di/2，在置換 t 項和 z 項後，得到以下表達式：

$$m_v = a_{S\_eq} f_{y\_W} \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{S\_eq} f_{y\_W}}{1.7 f'_c} \right)$$

方程式 5.29：彎矩

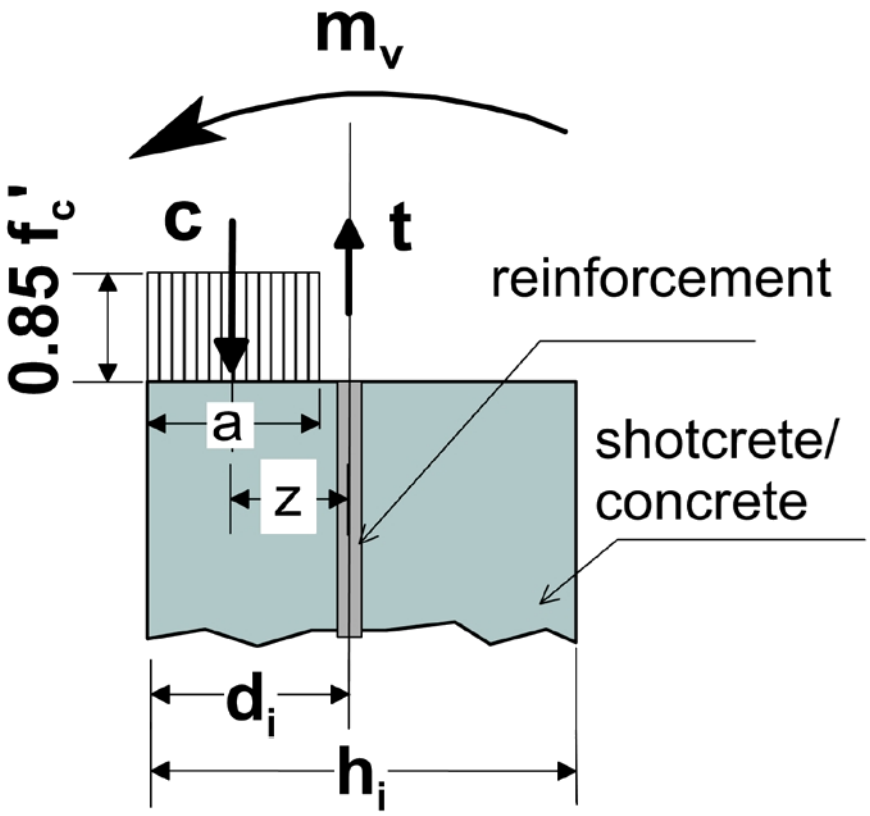


圖 5.15：說明。以截面表示初始面部的彎曲機制

假設所有補強件在該方程式中達到降伏強度。亦假設所有補強件的質心在任一方向上位於截面的中心，作為更複雜幾何估算條件。將會使用公式 5.29 來估計面部的撓性阻抗，這在第六章討論。

在水平和垂直方向上的彎矩必須圍繞著釘頭和釘材之間的跨距來評估，因為這些是發生最大彎矩值的位置。因此，必須評估這些位置和方向中的每個補強處。如第三章「噴凝土補強」中所述，通常將 WWM 和鋼筋放在釘頭周圍，以及只把 WWM 延伸在初始面部釘材的跨度上。也通常會把只放鋼筋在最終面部，而鋼筋被放置在垂直和水平方向。

5.8.3c 面部撓曲的阻抗因子

面部撓曲阻抗的阻抗因子做反向校準，靜態條件時負荷因子 γEV = 1.35，地震負荷時 γEV = 1.00，以符合基於 ASD 的設計。這些值列於表 5.9。

表 5.9：面部撓曲阻抗的阻抗因子

條件	案例	符號	阻抗因子

靜態	初步和最終面部	φFF	0.90
地震負荷	初步和最終面部	φFF	0.90

5.8.4 沖切剪切強度限制狀態

面部沖壓阻抗的阻抗因子做反向校準，靜態條件時負荷因子 γEV = 1.35，地震負荷時 γEV = 1.00，以符合基於 ASD 的設計。這些值列於表 5.10。

表 5.10：面部衝擊剪切的阻抗因子

條件	案例	符號	阻抗因子
靜態	初步和最終面部	φFP	0.90
地震負荷	初步和最終面部	φFP	0.90

5.8.5 最終面部緊張狀態的擴頭釘

最終面部緊張狀態的擴頭釘阻抗因子做反向校準，靜態條件時負荷因子 γEV = 1.35，地震負荷時 γEV = 1.00，以符合基於 ASD 的設計。這些值列於表 5.11。

表 5.11：最終面部中，緊張狀態擴頭釘的阻抗因子

條件	案例	符號	阻抗因子
靜態	A307 鋼質螺栓(1)	φFH	0.70
靜態	A325 鋼質螺栓	φFH	0.80
地震負荷	A307 鋼質螺栓(1)	φFH	0.65
地震負荷	A325 鋼質螺栓	φFH	0.75

註：(1)相當於 AWS D1.1 B 型螺柱，fy = 60 ksi。

5.9 作用限制狀態(變形)

5.9.1 簡介

牆體的最大橫向和垂直移動必須作估計，視其為土釘牆設計的一部分。這些變形必須小於牆體的可容受變形極限。移動的設計注意事項如下。

5.9.2 土釘牆位移

土釘牆是一種被動補強系統，在使用壽命期間，一些牆體的變形應該要被預期。如本章開頭所述，土釘牆和後方土壤在施工過程中和施工後，往往會向外變形。大多數支撐主要團粒狀土壤的土釘牆，在挖掘期間或不久之後會發生移動。施工前的變形一般很小，除非牆體、地基或保留土壤發生變質。可能發生保留細粒土的潛變，隨之而來的是土釘中的張力和施工後牆體的偏轉。

最大的水平位移通常發生在牆體的頂部。牆體的沉積狀況通常較小，而且與在牆體頂部測量的水平移動具有相同的大小等級。對於較高的牆體，增加釘材間距、釘材傾斜度、過載量時，橫向偏轉通常較大。反之，橫向偏移會傾向於更小，以增加：(i)牆傾角、(ii)土壤剛性、或(iii)減少土釘間距。垂直位移也受到類似因素的影響。它們在面部附近通常是最大的，並且通常小於在頂部測量的橫向偏轉。

牆體頂部的最大長期水平和垂直位移 δh 和 δv(圖 5.20)可以估計如下(Clouterre，1991 年)：

$$\delta_v \approx \delta_h = \left(\frac{\delta_h}{H}\right)_i \times H$$

方程式 5.30：牆體上的最大長期水平和垂直位移。

其中(δh/H)i 是取決於土壤條件的比例，如表 5.12 所示。

只要是下列情形，該方程式是有效的：(i)比例 L/H ≥ 0.7，其中 L =土釘長度，H =牆體高度；(ii)超載可以忽略不計；和(iii)FSOS≥1.5 用於整體穩定性。

表 5.12：(δh/H)i 和 C 作為土壤條件的函數值

變數	風化岩石和堅硬土壤	砂土	細粒土壤
(δh/H)i	1/1000	1/500	1/333
C	0.8	1.25	1.5

註：從 Clouterre(1993 年)和 Byrne 等人(1998 年)。

地面變形在牆體後面的指標性距離(DDEF)，可以估計為：(圖 5.16)

$$D_{DEF} = C\,(1 - \tan\alpha)\,H$$

方程式 5.31：牆後土體變形指標性距離。

其中：

α =牆體傾角

C =表 5.12 所示的土壤依賴係數

如果臨界或敏感結構位於土釘牆附近，則需要對牆體移動對這些結構的潛在影響來進行工程特定評估。這種評估可以透過各種適用的數值方法進行，也可以透過在相似的地面條件下對相似牆體的數據進行檢查，或兩個都做。

在施工期間大於 0.005H 的水平偏轉應引起關注，因為它們通常說明了可接受性能的上限。有必要時，可以透過使用有傾角的牆體，在牆體頂部安裝更長的釘材，或是增加每單位面積牆體上釘材的整體鋼材部分，來減輕變形。在某些情況下，甚至可能使用地錨與土釘。

來自土釘牆的施工後監測數據指出，施工後的牆體移動傾向持續進行，有時長達 6 個月，對應於具有潛變可能的土壤會更長。比起施工後不久觀測到的施工變形，長期施工後的變形可能會高出 15%。作為這種後施工移動的結果，在釘材中產生額外的張力。高塑性(大約 PI> 20)和高含水量(即 LI> 0.2)的細粒土壤由於其潛變可能而傾向較長的變形時間。

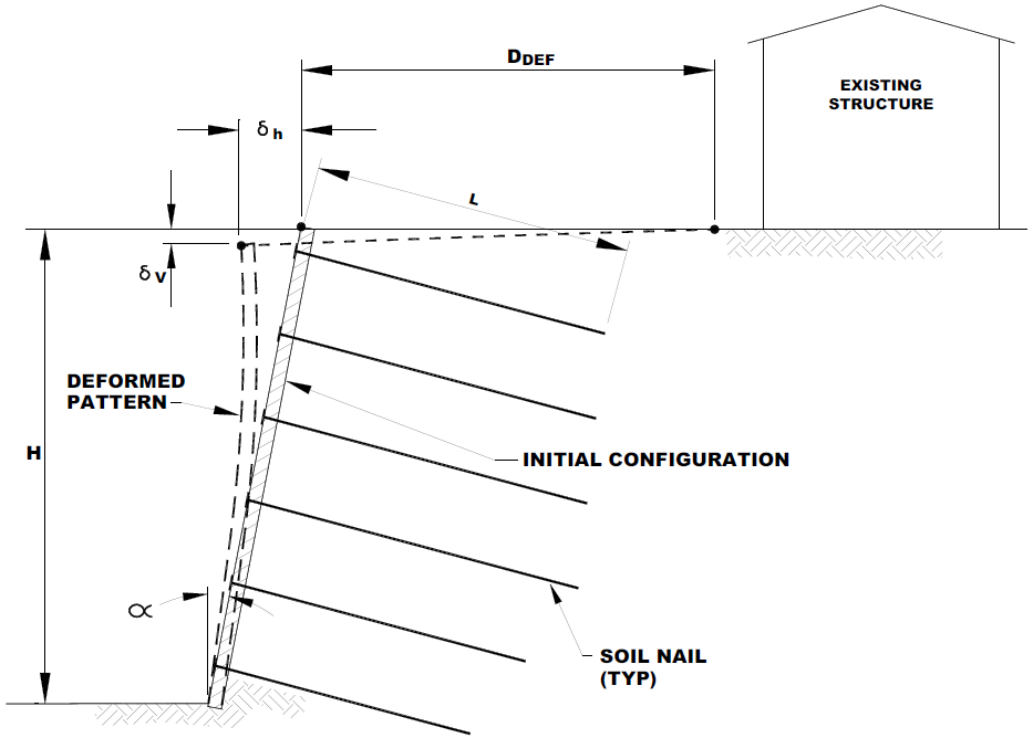


圖 5.16：說明。土釘牆變形。在 Clouterre(1991 年)和 Byrne 等人(1998 年)之後修改。

第六章：土釘牆的設計

6.1 簡介

6.1.1 概述

本章介紹了土釘牆設計的逐步過程。土釘工程期間，進行的主要活動分成以下主要階段：

•初始設計考慮事項

•設計

•預施工

•施工和施工後

主要步驟和子步驟的順序列於表 6.1 和 6.2。設計階段是本章的重點。介紹其他三個階段是為了完整性，在本章中僅作簡要的討論。

表 6.1：主要步驟 - 初始設計考慮事項

步驟編號	**描述**
步驟 1	**工程需求**
a	建立工程需求、標準和限制因素
b	建立工程預期成效
c	收集整理初步岩土資訊
步驟 2	**為設計參數而作地下勘探與開發**
a	地下勘探的規劃和進行
b	進行土壤實驗室測試程序
c	建立土壤腐蝕電位和防腐蝕保護的等級
d	發展地下斷面以進行分析
e	發展土壤參數以設計
f	獲得地震參數
g	進行風險分析
步驟 3	**負荷定義**
a	定義未因式分解的作用中負荷
b	選擇負荷組合和負荷因子

表 6.2：主要步驟 - 設計

步驟編號	描述
步驟 4	**土釘配置和材料選擇**
a	發展牆體配置
b	發展土釘截面
c	選擇面部上的土釘式樣
d	評估土釘水平延展
e	防腐蝕保護細節
f	選擇土釘類型和材料性質
步驟 5	**阻抗因子的選擇**
步驟 6	**總體穩定性分析**
a	評估內部穩定性
b	評估整體穩定性
c	評估基礎橫差(如適用)
d	評估滑動穩定性(如適用)
步驟 7	**強度限制狀態(岩土和結構)**
a	驗證拉拔阻抗
b	驗證滑動穩定性(如適用)
c	驗證釘材拉伸阻抗
d	驗證面部彎曲/撓曲阻抗
e	驗證面部沖壓剪切阻抗
f	驗證面部擴頭釘的螺柱阻抗
g	其他面部設計考慮
步驟 8	**作用限制狀態(變形)**
a	評估牆體橫向和垂直位移
b	評估橫向擠壓(如適用)
步驟 9	**地震設計**
a	選擇設計地震參數
b	設計地震參數的調整
c	以地震負荷評估總體穩定性
步驟 10	**排水和排水細節**
a	評估內部排水
b	評估地表水逕流
c	發展排水細節
d	專門事項(若有)
步驟 11	**其他設計考慮事項**
a	發展最終可施工性評估
b	負荷測試程式的準備計劃
c	岩土監測程式的準備計劃
步驟 12	**施工圖和規格的準備**

表 6.1 和 6.2 所示之工作順序與設計者無關。該順序可以適用於業主(例如，通常為公務機關)或業主顧問，對設計/投標/建造合約中所進行之工程分析、設計和計劃準備。如果業主將工程項目引用到設計/建造合約，其工作順序大致相同。不同之處在於業主設計團隊和承包商設計團隊所進行的設計工作比例。

6.1.2 初始設計考慮事項

初始設計考慮階段包括建立工程成效的要求和限制條件(步驟 1)、收集整理岩土資訊(步驟 2)和定義負荷(步驟 3)。

6.1.2a 步驟 1　工程需求

在此步驟中，業主必須建立或確認工程要求和限制條件，確認要使用的設計標準，選擇預期的工程成效(取決於結構是否在臨界條件，是否具永久性)。此外，業主必須收集整理與工程相關的初步岩土資訊。

6.1.2b 步驟 2　設計參數的地下勘探開發

第二步中，業主執行或委託執行初步評估和分析，建立基準，發展制定規格標準，評估可行性和可施工性。

全面了解現場岩土條件是非常重要的。這些條件決定土釘的可行性並且影響設計。現場變異性的詳細完整的特徵、土壤設計參數的定義，以及現場腐蝕性和霜凍潛勢的建立，是在設計階段開始之前所需完成的土釘牆設計指標。

通常，業主執行初始設計考慮階段的步驟 2，以建立基準並發展制定標準，以便設計者(無論屬於業主或承包商)可以評估可行性，開發核心設計和審查可施工性。

業主或業主顧問也經常在「初始設計考慮階段」時進行其他活動。例如，業主應選擇土釘防腐蝕保護等級、發展初步計劃配置，並進行初步的整體穩定性和基礎橫差分析(後者為當適用時)。此外，如果計畫開挖地點旁邊緊鄰敏感結構，業主應該負責定義成效標準，以及對計劃牆體進行初步變形評估。如果業主對變形有嚴格限制(小於大約 0.5 英吋)，業主可以考慮一個兵樁錨牆或割管樁牆。為進行初步評估，設計者可能需要諮詢一些出版品，其記載有關自頂而下挖掘的系統成效(例如，Clough 和 O'Rourke 1990 年)。

土釘所需的防腐蝕保護等級應根據土壤腐蝕電位的測試結果來決定，也要依照第七章「實心土釘」和第十章 HBSNs 中所提到的開發選擇土釘防腐蝕保護等級的作業指導。

如果結構存在於計劃的土釘牆附近，考慮變形分析是很重要的。此階段的初步變形分析有助於鑑定問題範圍，以及決定可能的手段來限制位移。成效需求必須規定在最終設計中所需進一步解決的問題。如果出現變形，則工程文件必須要載有監測要求，以驗證施工期間和施工後的牆體變形。

業主還必須進行風險評估。該評估將有助於確定其他潛在風險(例如評估：路權限制、流量控制和階段性調度、入口限制，地下災害和地震外露)，並有助於選擇策略來降低風險。業主預計將在本設計階段確定面部外觀要求和土釘牆採購方法。工程師應考慮影響可施工性方面，包括工程抵達入口、所有限制、障礙物、土壤類型、排水、交通等。

6.1.2c 步驟 3　負荷定義

工程師必須定義作用在土釘牆上的負荷。這些負荷包括第五章所述之永久、暫態和極端事件。工程師應根據 AASHTO(2012 年)來確認負荷組合。對於公路工程中的土釘設計，負荷組合通常適用於以下限制狀態：

•强度 I (Strength I)

•作用 I (Service I)

•極端事件 I(牽涉到地震負荷)

6.2 設計階段

6.2.1 概述

描述的重點是實心棒材土釘，但這些步驟通常適用於 HBSNs。

設計階段包括以下六個主要步驟。這些是表 6.2 中的步驟 4 到 9。某些步驟可能需要不斷重複，直到充分設計為止。

6.3 步驟 4　土釘構造和材料選擇

6.3.1 簡介

一旦既有幾何約束條件確定了，工程師就必須建立初步的牆體截面，包括釘材數量、垂直和水平釘材間距，以及釘材傾斜度和長度。然而，隨著設計的進行，所有這些數量都進行某程度上的調整。在此階段，工程師應該評估防腐蝕防護要求，並建立符合所選防腐蝕等級的防腐蝕特性。也可以在後續階段確定足夠的防腐蝕等級的細節(參見步驟 4e)。最後，工程師在開始驗證強度限制狀態之前，必須選擇土釘類型及其機械性質。

6.3.2 步驟 4a 發展牆體配置

使用縱向斷面、平面圖、截面、附屬物的位置(例如交通障礙，公用設施和排水系統)、路權以及步驟 1 中獲得的其他資訊，工程師確認牆體對準、高度範圍和牆體長度。可施工性問題可能包括在預施工階段現場探勘中所遇到的障礙物、鑽鑿設備的特定限制、以及潛在的成本節省，和施工進度調整。

6.3.3 步驟 4b 發展土釘截面

6.3.3a 牆體傾角

考慮到設計、成本和外觀，工程師必須選擇牆體傾角。土釘牆的面部可以垂直或幾近垂直。然而適度(上達 10 度)的傾角可以減少轉移到釘材上的力量，並可以使用較短的釘材。較大的傾角可以有助於面部穩定，可以減少對於不穩定部分作臨時護堤需求，並且當土壤條件不是很有利時，仍可以使用土釘。然而，使用較短釘材所省下的費用，會被傾角產生的挖掘量抵消掉，這些挖掘量是來自傾角面積的增加。稍微做一點傾角也可能有助於美學，特別是在水平曲線周圍。真正的垂直牆體通常感覺上會向內傾斜，可能會給民眾帶來壓迫感。

6.3.3b 土釘間距

土釘以網格形態安裝。水平釘材間距 SH 通常與垂直釘材間距 SV(圖 6.1)相同。兩方向的釘材間距通常為 4 至 6 英呎，有時達到 6.5 英呎，而通常選擇 5 英呎。間距可以檢查，SH×SV 小於約 36 至 42 平方英呎。

第一排釘材不應該在距離牆體頂部邊緣大約 2 至 3.5 英呎的地方作安裝，以減少可能在上部挖掘造成土坡不穩定，並減少對臨時工作面的懸臂效應。最下排釘材應該安裝在挖掘底部上方 2 至 3 英呎。這些要求是在牆體頂部和底部上，限制面部使其減少懸臂效應的結果。然而，這些限制可能會針對特定工程條件來進行調整，並在適當的分析基礎上進行。

工程師應考慮採用均勻的釘材間距來簡化施工和品管。然而，需要在牆體的頂部和底部附近調整釘材間距，這裡使用的級數會有所變化。沿著牆角垂直邊緣要獲得均勻的釘材間距可能會很困難(圖 6.2a)，這裡包括牆壁的端點、以及圍繞著既有公用設施或地下結構地方。通常的作法是平行沿著壁頂來安裝一兩排上部釘材，並且在其間安裝其他釘材，最大間距通常不超過約 6 英呎(圖 6.2a)。

最小的土釘間距約 3.5 英呎也必須被規範出來，因此由於鑽鑿偏差可能導致之前安裝釘材的鑽鑿潛勢可以減低。此外，緊密的釘材間距可能導致負荷傳遞中的應力重疊，這類似於緊密間隔樁的情形。這種作業指導的例外可能出現在施用於土釘牆上方或緊鄰後方的集中負荷(例如來自既有基礎)。

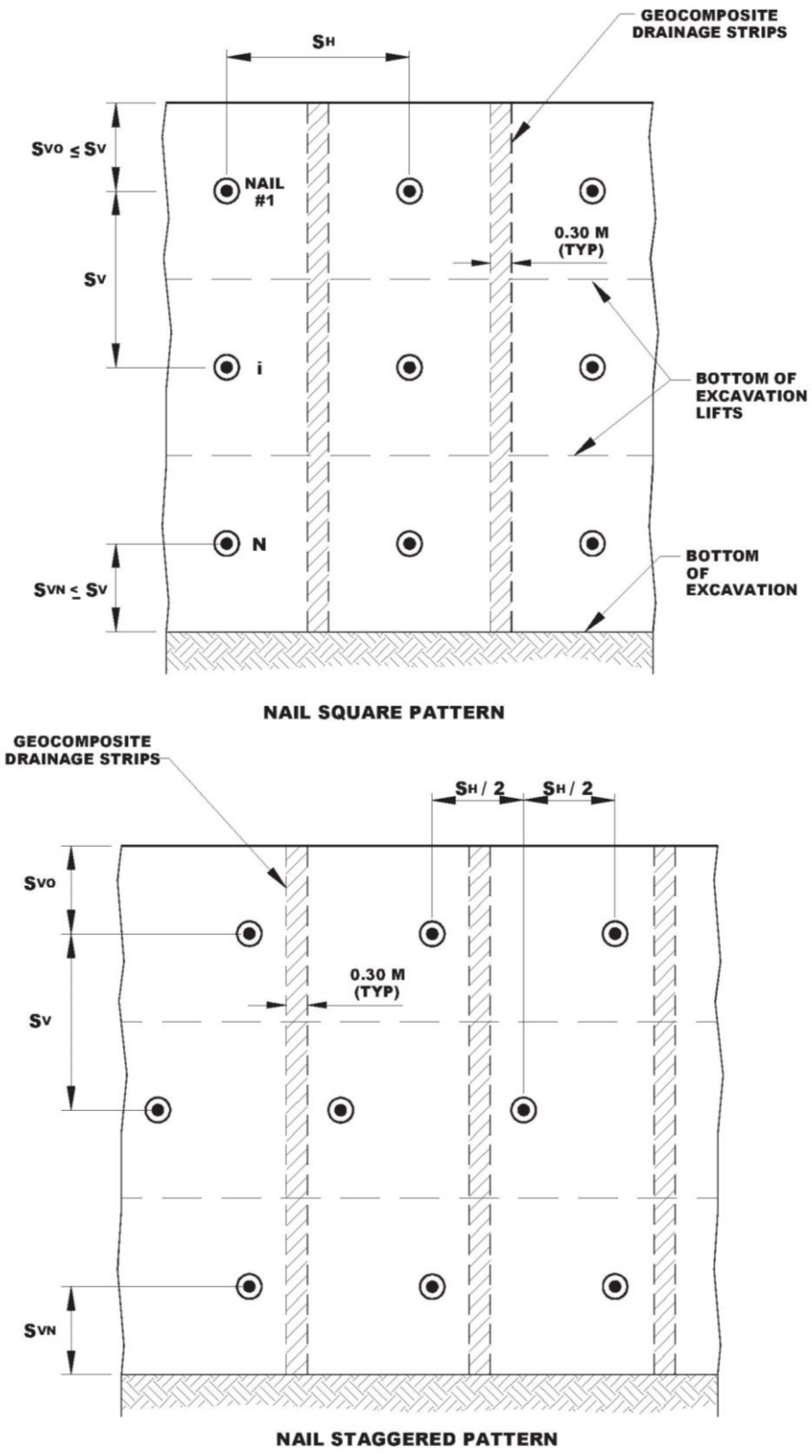


圖 6.1：說明。牆上的土釘圖案型態。

6.3.3c 土釘傾斜度

土釘安裝從水平算起在 10 到 20 度，最常見是 15 度。灌漿可以在底部到頭部的鑽鑿傾斜處流動。灌漿通常可以填充孔洞，而不留下氣穴，這些氣穴是用在典型鑽鑿尺寸和灌漿混合物。

應避免釘材傾斜角度小於 10 度，以防止在灌漿中產生空隙，並在釘頭處使用延長的「鳥嘴」。空隙會降低拉拔阻抗並減少防腐蝕保護。

可能需要將釘材安裝得比 15 度更陡，以滿足工程條件。圖 6.2b 說明了當太靠近公用設施或地下結構時，安裝釘材時必須圍繞這些設施或結構，以不同的傾角來安裝。這些設施的存在只會影響上面幾排釘材，因為這些設施通常是很淺的。釘材不應安裝在公用設施上，因為未來的維護開挖可能會影響牆體的穩定性。例如，圖 6.2b 中的釘材 1 將需要比其他更短，以避免接觸到公用設施管路。請注意，如圖所示，圖 6.2b 中的釘材 2，如虛線所示，可能就會受到影響，這取決於如圖所示之安裝釘材的設施類型。如果在牆體底部和附近存在有適用或高度適用的土壤層，則一些釘材可以安裝在較陡的傾斜處，以延伸到有效的土壤中，並產生更高的拉拔阻抗。然而，太陡的釘材傾斜度可能抵消這項優點，因為釘材的方向不利於穩定性。在壓縮時，可能需要比 40 至 45 度更陡的釘材。

在現有橋樑下的道路拓寬工程中，經常會對前幾排釘材的傾角來加以限制，通常藉由阻礙鑽鑿機器的桅杆定位來作防呆。這種情況下，可能需要安裝具有淺度傾斜的土釘，或加強面部以容許高度高於 3.5 英呎的懸臂。此外，在狹窄的深度挖掘底部操作鑽鑿機器，可能需要在比 15 度更傾斜的地方來安裝釘材。

個別釘排的傾斜度可以很輕易的輸入到土釘牆設計電腦程式中。陡峭的土釘將需要由面部提供垂直反作用力，而這些則不是由土釘牆電腦程式所能算出的，應在設計過程中加以考慮(見第 6.10.3 節「支撐釘」)。

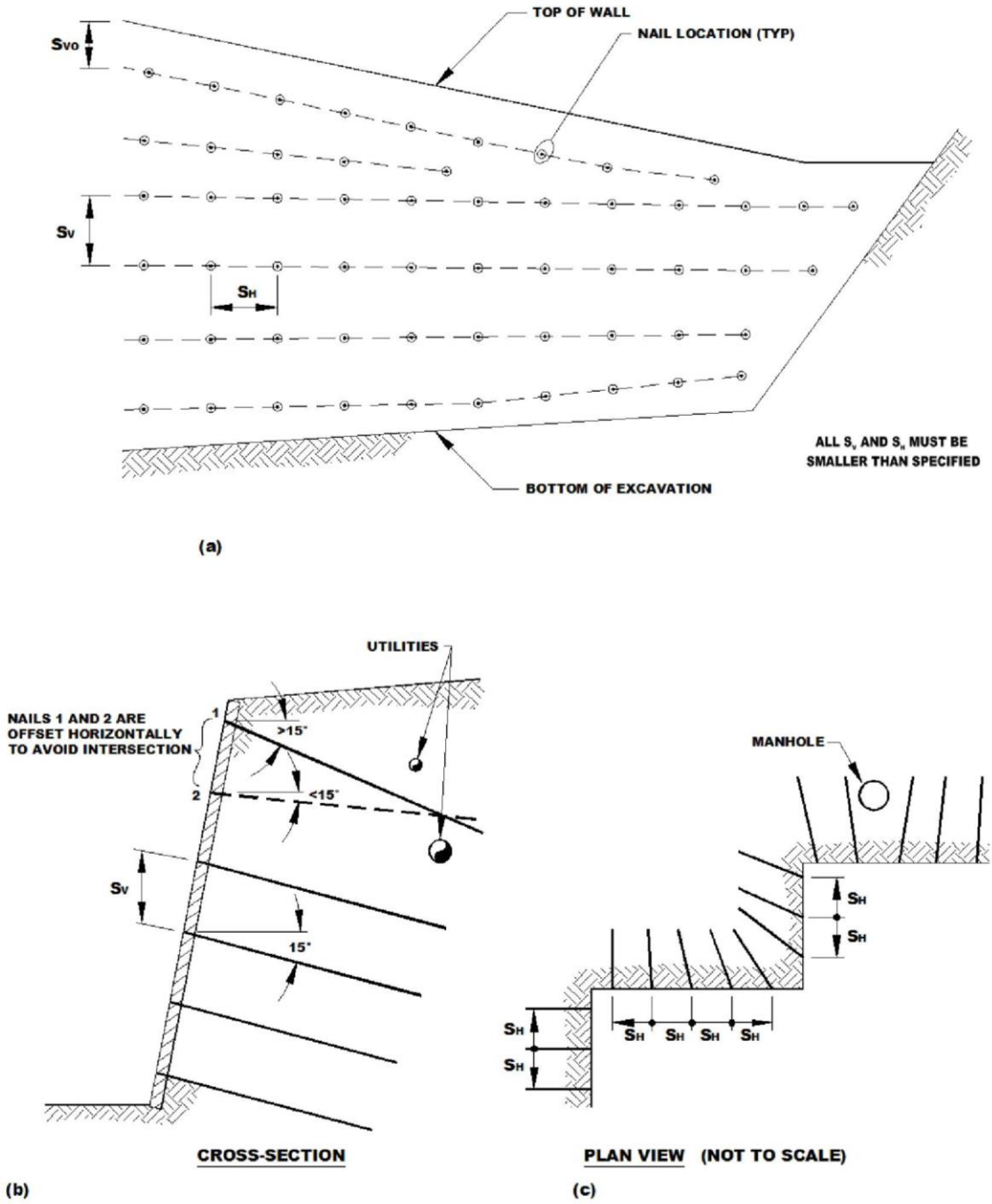


圖 6.2：說明。不同的釘材圖案型態：(a)用於非水平地面的釘材排列範例，(b)圍繞在公用設施的各種釘材傾斜度和長度，以及(c)在角落處的釘材延展。

6.3.3d 土釘長度

為了開發用於分析的初步截面，土釘長度可以大略估為 0.7H，其中 H 是牆體高度。需要更長的釘材的時機：(i)在弱質土壤中；(ii)在深層存在臨界滑動面；(iii)牆後有大量超載負荷；和/或(iv)在牆後存在著上升的背坡。

傾斜牆體通常可允許使用稍短的釘材。與所有其他條件相同的情況下，與垂直面的牆體相比，傾角 10%可將土壤長度要求降低約 10%至 15%。

如果釘材長度必須大於約 1.2H，使用精選參數和適當穩定性分析來確定，則該結果可能會指出地面條件不利於土釘牆。在該範圍的另一方面，若釘材長度小於 0.5H，是不太可能滿足滑動穩定性的要求。釘材長度小於約 0.6H 是很少見的。

6.3.3e 土釘長度在高度中的分佈

為了簡單起見，牆上的所有釘材的長度都可以統一。這種型態在許多牆體中很常見。然而，設計工程師必須考慮與統一土釘長度和長度不統一型態的相關其他考慮因素。

第 5.6.2 節「內部穩定性」討論關於基於限制平衡的土釘牆設計程式，它如何無法重現出土釘力的實際分佈。在對長度一致的土釘進行建模時，這些程式會去預測在牆體下部所發生的最大力量；然而，最大的土釘力量實際上會發生在牆體上部的三分之二處(只要上釘材跟下釘材一樣長或是更長)。此外，這些程式中指出，負荷分佈在穿越所有釘排時，會傾向於低效率。雖然統一土釘形態並非當然不安全，但是對於減小牆體變形而言，也不會是最好的。

為了彌補這個缺點，設計工程師可能需要考慮在牆體下半部使用較短的釘材，而且越靠近底部要越短。為了使安全係數達到與統一長度釘材時相同，如果下排縮短，則上排必須加長。因此，將獲得更小的 Tmax 總值，並且將在釘材之間得到更實際、更好的負荷分佈。此外，在其他條件相同時，上半部的較長釘材會導致牆體移動較小，。

當所選擇釘材長度在限制平衡程式中建模，以在釘排之間達成更均勻的負荷分佈，並減少牆體變形(根據 Byrne 等人，1996 年)，可以遵循以下準則。

•牆體上半部：頭部在該區域的土釘應具有均勻的長度。

•牆體下半部：頭部在該區域的土釘應朝向底部越來越短。

這些釘材的長度必須透過線性插補來決定，這些插補植是從牆體中間高度的值 L 到牆體底部的 R × L。R <1.0，應該根據地下和幾何條件等因素來選擇，如下所示。

o 對於非常密實的粗團粒狀土壤：0.15≤R≤0.30

o 對於粉砂、砂、砂礫：0.25≤R≤0.40

o 對於細粒土壤：0.30≤R≤0.45

R 在以下條件來估計：拉拔安全係數 FSPO = 2.0，鑽鑿直徑(DDH)在 4 至 8 英吋之間，水平和垂直釘材間距(SH 和 SV)在 4 和 6 英呎之間，上述土壤類型的黏結強度(qU)範圍。

此外，以下的土壤性質範圍被認為與所列出的土壤類型一致：保持土壤的土壤單位重量(γs)在 110 和 130 pcf 之間，最大土釘長度與壁高比值(L/H)介於 0.75 和 1.0 之間。一般來說，較大的 DDH 和 qU 值，與較低的 SH、SV、γs 值，在一起會產生較低的 R 值。

如果最初選擇相同的釘材長度，則使用與上述類似的方法，可以用 SNAP-2 執行釘材長度的校正。必須由使用者來選擇此校正，因為它不是預設值。在其他程式中，釘材長度是可以輕易修改的。不考慮所選擇的土壤長度型態，必須進行穩定性分析，以驗證試驗長度和釘材分佈是否足夠。

然而請注意，可以選擇其他土釘長度型態來獲得最大土釘負荷的較低估計值，以得到較小的牆體變形。例如，在牆體上部三分之一處，土釘長度可以選擇最長，而在中心三分之一，土釘長度是中間值，土釘長度最短值則在下部三分之一處。

如果在土釘牆後的公用設施或存在地下結構，也可能需要改變一些釘排長度，或個別釘材長度。為了達到目標安全係數，有些釘材可能需要更長的長度來補償，其他有些釘材則需要更短的，以避免干涉。

6.3.4 步驟 4c 選擇牆面上的土釘圖案型態

土釘被安裝在「正方形」的開挖面上，常見的「交錯」(也稱為三角形或偏移)圖案型態(圖 6.1)。開挖面上的釘材圖案型態在有限空間裡，可能會變得不規則。

在正方形圖案型態中，釘材在各排之間垂直對齊。這種圖案型態在噴凝土中可輕易的施工出垂直接縫，並且更容易去安裝預凝土板(如果有的話)。排水條與這種圖案型態中的釘材是等距的。交錯圖案型態導致更均勻的泥土壓力分佈，更好的土體拱形效應；與正方形圖案型態相比，它提供了更大的阻抗。

6.3.5 步驟 4d 評估土釘水平延展

釘材可能需要從平面圖上顯示：(i)避免沙坑和其他障礙物，(ii)在外部角隅，避免因鄰近釘材而導致干涉(圖 6.2c)；或(iii)儘可能提高內部角隅處的穩定性。在使用電腦程式設計之前，工程師必須考慮釘材的延展，因為這些程式並不考慮延展角度。

6.3.6 步驟 4e 防腐蝕保護之細節

設計者必須選擇防腐蝕保護技術，或是符合初始設計考慮階段所建立防腐蝕等級中的技術。這個選擇牽涉到選定適合的釘材類型、材料、處理製程，以及安裝程序。第七章和第十章將提供選擇防腐蝕材料的準則。

6.3.7 步驟 4f 選擇土釘類型和材料性質

工程師必須為土釘棒材和其他金屬部件選擇鋼材等級。有關鋼材等級和尺寸的資訊，請參見第三章和附錄 A。

在傳統的設計/投標/建造合約中，工程師可以估計常用的最小鑽洞直徑，以提供穩定性所需的黏結阻抗。然而，鑽洞直徑最終將由承包商選擇，以獲得規定的標稱拉拔阻抗，並且可能選擇可以進行清潔鑽鑿、或容納特密管，鋼腱連接器和定心器。

6.4 步驟 5　選擇阻抗因子

工程師應選擇阻抗因子，作 LRFD 驗證，並按照第五章中所給出的配方進行選擇。阻抗因子歸納於表 6.3 中。

如第 5.3.4 節「阻抗因子校準」所討論，所選阻抗因子應該與驗證和檢測的最低要求頻率一致，將於第九章詳述。

表 6.3：土釘牆設計的阻抗因子

限制狀態	條件	符號	阻抗因子
總體穩定性	靜態	φOS	0.65
總體穩定性	地震負荷	φOS	0.90
基礎橫差	永久牆，短期條件	φBH	0.50
基礎橫差	永久牆，短期條件	φBH	0.40
拉拔	靜態	φPO	0.65
拉拔	地震負荷	φPO	0.65
橫向滑動	靜態	φLS	0.90
橫向滑動	地震負荷	φLS	1.00
拉伸阻抗	靜態 – Grades 60/75(ASTM A615)	φT	0.75
拉伸阻抗	靜態 – Grades 95/150(ASTM A722)	φT	0.65
拉伸阻抗	地震負荷 – Grades 60/75(ASTM A615)	φT	0.75
拉伸阻抗	地震負荷 – Grades 95/150(ASTM A722)	φT	0.65
面部撓曲阻抗	靜態	φFF	0.90
面部撓曲阻抗	地震負荷	φFF	0.90
面部沖壓剪切	靜態	φFP	0.90
面部沖壓剪切	地震負荷	φFP	0.90
緊張狀態擴頭釘	靜態 – A307 Steel Bolt	φFH	0.70
緊張狀態擴頭釘	靜態 – A325 Steel Bolt	φFH	0.80
緊張狀態擴頭釘	地震負荷 – A307 SteelBolt	φFH	0.65
緊張狀態擴頭釘	地震負荷 – A325 SteelBolt	φFH	0.75

6.5 步驟 6　整體穩定性

6.5.1 步驟 6a 評估內部穩定性

內部穩定性基本上是用現成的電腦程式，作二維、限制平衡、基於 ASD 的邊坡穩定程序來分析。應該優先設計一個設計土釘牆的電腦程式。應該優先設計一個設計土釘牆的電腦程式，以便對多重土壤地層、地下水、外部負荷、地震負荷以及各種幾何特徵進行建模。

基於 ASD 的邊坡穩定程式將計算總體穩定性的安全係數(FSOS)，和所有釘材的最大負荷。這些在程式中受限於張力的負荷，拉拔、面部阻抗，以及所有釘材中的最大值(Tmax)將被選用於 LRFD 驗證，這些將在後續章節中討論。如果選擇統一的土壤長度模式，當跟土釘負荷相比，釘材朝向牆壁基底越來越短，可以

得到 Tmax 的較大值(對於相同 FSOS 和其他相同條件)。

工程師必須在電腦程式中輸入所有應用參數，包括每個代表層的黏結強度(在步驟 3e 中開發)、牆壁幾何形狀、釘材配置、地下水位置和外部負荷(步驟 4a 至 4d)。土壤參數必須按照第四章進行特徵化，包括土體單位重量、有效內聚力、有效的摩擦角和黏結強度。儘可能輸入平均值。

為內部穩定性的目的，選擇適合的最小安全係數 FSOS，如下(表 5.1)：

•對於永久性結構的靜態條件，業主認為是「臨界」的，最小 FSOS = 1.5。

•對於永久性結構的靜態條件，業主認為是非臨界的，最小 FSOS = 1.35。該值也可應用於臨界結構，且當設計不確定性被認為是受限的(例如，擁有豐富的岩土資訊可用性和當地成功的土釘經驗)。

•對於永久性結構的靜態條件和臨時開挖，業主認為是臨界的，最小 FSOS = 1.30(例如，在安裝釘材之前，不支撐的條件下挖掘土坡最多 2 天)。

•對於永久性結構的靜態條件和臨時開挖，業主認為是非臨界的，最小 FSOS = 120。

•對於地震條件，當不考慮永久地震變形時，最小 FSOS = 1.1。

•對於地震條件，當水平地震係數是基於估計所容許的地震變形時，最小 FSOS = 1.0。

某些 ASD 電腦程式需要輸入安全係數的值，或是替代拉拔、張力和面部撓曲的折減因子，如步驟 5 所示。表 5.1 中也列出這些限制狀態所建議最小安全係數。

使用者首先必須根據表 6.3 或透過迭代程序(參見步驟 7)首先估計(程式之外的計算)極限拉伸和面部沖壓阻抗；然後將它們輸入程式。使用者應選擇與 LRFD 作法一致性的強度的平均值(或標稱阻抗)。諸如 SNAP-2 程式等，計算面部的強度，此乃根據使用者輸入面部設計參數(厚度，強度等)，以及輸入這些故障模式的特定安全係數。使用者還必須把測試設計輸入電腦程式中(土釘長度、間距、尺寸、面部細節等，根據第四章)。

在 ASD 穩定性分析中使用以下迭代過程：

•進入測試設計，並且計算安全係數。

•將其與選定的最小安全係數 FSOS 進行比較。

•修改釘材長度(整體或所選排)，一直計算到安全係數大於或等於最小 FSOS。

•檢查所有釘材的計算負荷，並記錄每個釘材的最大值，準備後面會用到。選擇 Tmax 作為所有這些釘材中的最大負荷。

•如果程式算出釘材長度比步驟 4e 中所列的釘材長度還要長，請考慮藉由增加釘孔直徑(更具成本效益)來調整釘材抵抗力、減少釘材間距(降低成本 - 有效)，或藉由組合這些效應。

土釘材設計程式通常足以為典型和傳統結構完成基於 ASD 的設計。然而，所調查的潛在滑動面範圍可能會變化。潛在滑動面應該調查：(i)牆體上方和下方；(ii)土釘的後面和下面全部範圍；和(iii)在每個施工階段。此外，對於複雜的牆體幾何(多層牆體，牆趾上或牆趾上方的傾斜地形)，需要使用一般的坡度穩定程式來徹底研究不穩定性問題。

注意，一般的斜率穩定性程式可能需要不同類型的輸入。例如，一些程式要求將釘材拉拔阻抗輸入為容許值(例如，SNAIL 或 SNAILZ 中的選項之一)。其他程式允許使用者輸入黏結應力或單位長度阻抗。在 SNAP-2 中，輸入黏結強度的極限(即標稱)值。

土釘設計程式通常指明哪種結構限制狀態正在控制著分析：拉拔、拉伸或面部機制。透過這個功能，工程師可以藉由修改與控制限制狀態的相關特徵來作更有效的迭代分析：釘材長度或用於拉拔的鑽鑿直徑，用於拉伸阻抗的釘棒尺寸，或面部的厚度和/或面部補強面的阻抗機制。如果故障模式是拉拔，則某些程式(例如 SNAP-2)會算出在哪個土層會發生拉拔。

當土釘牆進行地震負荷評估時，則需在設計程式中輸入水平地震係數 kh。選擇水平地震係數的作業指導詳見 6.8 節。

6.5.2 步驟 6b 評估整體穩定性

土釘牆的整體穩定性必須使用傳統 ASD 框架中的二維限制平衡分析。在這些分析中，滑動面必須被考慮延伸到土釘後面，因此不去過問對釘材穩定性的任何貢獻。在工程建設投標前，業主負責提供大多數工程中的整體穩定性。根據合約類型，承包商可以在驗證土釘牆內部穩定性之後進行投標。因為只有在設計完成之前(由設計/投標/建造的業主，或設計/建造合約中的承包商)才能假設土釘的長度，所以為了考慮最終設計，釘材長度整體穩定性分析可能需要一直重複。

一般邊坡穩定性電腦程式比專用土釘設計軟體更常用於評估整體穩定性，如第 5.6.3 節「整體穩定性」所述。土釘設計軟體可為簡單的牆體幾何和規則的地層計算出合理的結果；然而，這些結果通常並不全面，因為滑動面不會延伸到牆趾之下，或是如果它們這樣做，則牆體下的被動阻抗通常不被正確建模。雖然 SNAP-2 中的滑動面可以在牆趾下延伸，但程式不能幫使用者全面控制去選擇測試滑動面。

內部和外部的穩定性都必須以複雜的幾何形狀來進行評估，例如圖 6.3 所示的階式牆。內部穩定性分析必須包括滑動面，這些滑動面是一些或全部土釘與每個牆體和保留土壤所相交的滑動面。這些滑動面被標記為「合成」，並在圖 6.3 中用虛線表示。所有土釘設計軟體可以處理各個位於階式牆後面，一些短的合成滑動面。然而，除了 SNAP-2 之外，這些程式不能為各個牆趾下面延伸的合成滑動面建模。另一方面，如圖 6.3 中的填充線條所示的長滑動面，沒有一個釘材設計程式可以正確地為其建模。

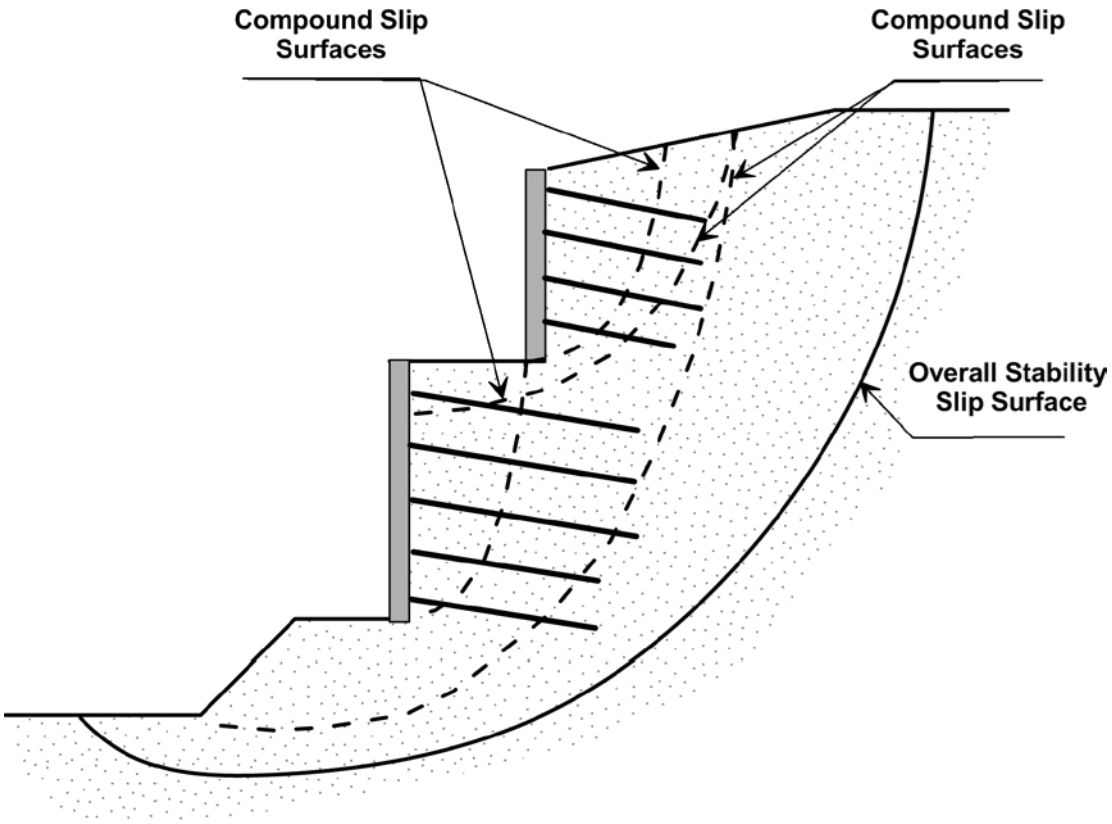


圖 6.3：說明。複雜土釘牆中的總體和合成滑動面。AASHTO(2014 年)之後修改。

6.5.3 步驟 6c 評估基礎橫差(如適用)

如果軟質細粒土存在於土釘牆底部，則必須評估挖掘底部橫差的可能性。如果計算指出基礎橫差具有很高的潛勢，則可能需要考慮替代的挖掘支撐系統。

在初始設計考慮階段應進行基礎橫差的初步評估。如果適當，應對最終的牆體配置進行詳細評估。在某些情況下，一般邊坡穩定性程式可用於評估細粒土壤在排水和不排水條件下的穩定性。滑動面應選擇在牆體下方延伸，並在開挖的基礎處採光。對於柔軟的細粒土壤，短期條件下的不排水條件比排水阻抗條件更為關鍵。

然而，基礎橫差的分析可能需要特殊考慮，使用邊坡穩定性軟體強迫滑動面沿著垂直平面。第 5.6.6 節「基礎橫差」中所描述的簡化方法可用於評估基礎橫差。

6.5.4 步驟 6d 評估滑動穩定性(如適用)

如果在釘材強化土壤區域下，緊鄰弱質土壤的水平(或次於水平的不利方向)層，那麼必須評估沿著釘材補強塊基底作滑動的潛勢，此層牆在開挖後即導致不穩定。

一般來說，現代基於 ASD 的邊坡穩定性程式可用於評估滑動穩定性，因為它們可以將沿著弱質土層經過

的平面滑動面建模。另一方面，大多數土釘設計電腦程式不能適當地為水平滑動面建模。如果使用基於 ASD 的邊坡穩定性程式進行這些評估，則滑動穩定性的 LRFD 驗證應該被考慮，考慮表 5.4 的總體穩定性的阻抗因子，且負荷因子等於 1.0。

或是，如果將 5.7.7 節「橫向滑動穩定性」的簡化程序用於這些評估，則 LRFD 滑動穩定性驗證應包括表 5.7 的滑動阻抗因子，和表 5.3 中的 EV 和 ES 負荷因子。

6.6 步驟 7　驗證岩土和結構抗力

6.6.1 概述

在這個階段，設計者首先必須從穩定性分析中獲得每種釘材等級的負荷，並選擇 Tmax 作為所有釘材中的最大值。這將代表強度限制狀態下，LRFD 驗證中的負荷。負荷將乘以本手冊中為 LRFD 驗證所選擇的負荷因子。所選擇負荷因子為 γ = γEV = 1.35，其中 γEV 為每個 AASHTO(2012 年)垂直接地負荷的負荷因子。在大多數情形下，所選擇的負荷因子是適當的。雖然垂直和水平地面負荷都是土釘牆中的主要負荷，但理想土釘牆的分析指出，垂直地面負荷的影響比水平地面負荷的影響大得多。因此，所選擇的負荷因子與垂直接地負荷相關。但是，在附加負荷遠大於地面負荷的情形下，可能需要調整選用於驗證的負荷因子。可以使用基於 ASD 的穩定性程式來考慮土壤自身重量以外的負荷(例如，超載或交通負荷)，輸入這些負荷作為調整值，其中未確定的原始負荷由因子 γ/γEV 修改，其中 γ 是與負荷分量相關的負荷因子。

6.6.2 步驟 7a 驗證拉拔阻抗

拉拔阻抗在滑動面後沿著長度 Lp 移動，有助於整體穩定性。長度 Lp 可以從土釘設計程式所輸出的圖形估計，其中臨界滑動面和土釘顯示為適當大小的尺規。單位長度的標稱(即極限)拉拔阻抗 rPO 表示為：

$$r_{PO} = \pi q_u D_{DH}$$

方程式 6.1：標稱單位拉拔阻抗。

其中：

qu =釘材灌漿土壤介面的黏結應力(力/單位面積)DDH =鑽洞直徑

沿著釘材灌漿土壤介面的黏結應力分佈可能是複雜的，並且沿 Lp 呈現變化(圖 6.4)。

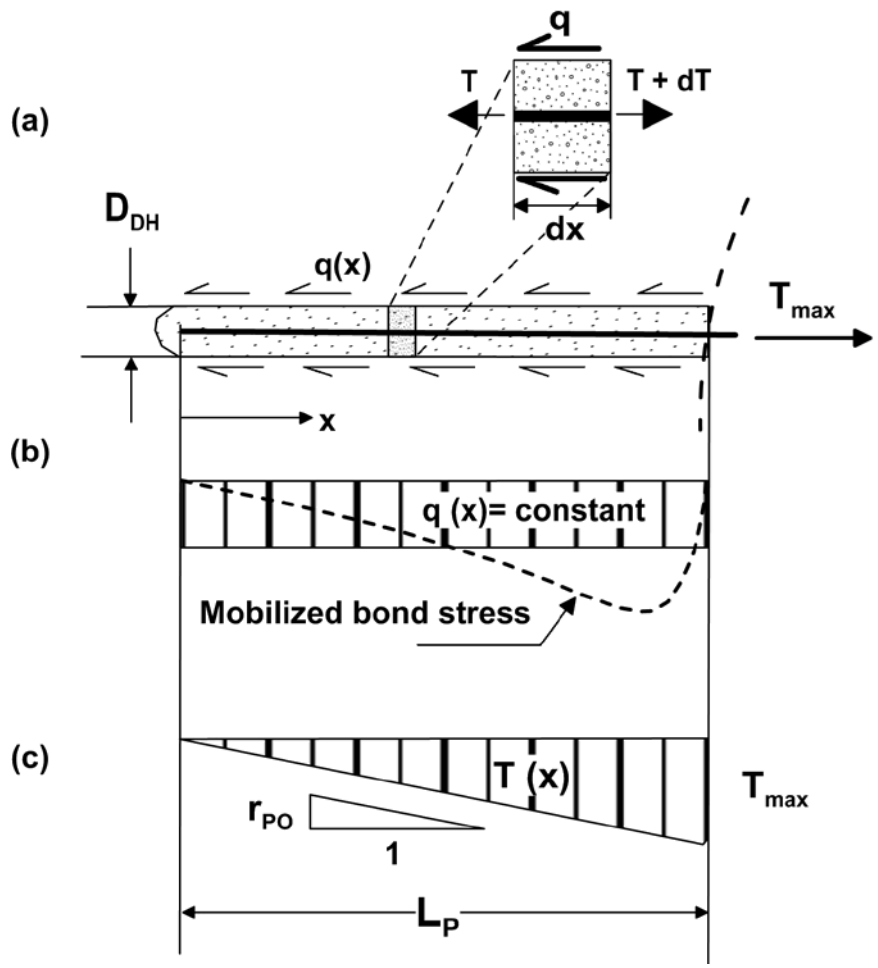


圖 6.4：說明。單一釘材應力轉移模式：(a)土釘配置，(b)作用中的黏結應力分佈，(c)沿著釘材的假設負荷分佈。

為了簡化，假設沿著拔釘長度的分佈是定值，並且假設黏結應力是視在平均值。當黏結應力增加到其最大值時，則使用黏結強度 q_u。

標稱拉拔阻抗 R_{PO} 計算如下：

$$R_{PO} = r_{PO}\, L_P$$

方程式 6.2：標稱拉拔阻抗。

拉拔阻抗評估如下：

$$CDR = \frac{\phi_{PO} \; R_{PO}}{\gamma \; T_{max}} \geq 1.0$$

方程式 6.3：容量 - 需求比(CDR)

其中：

γ = γEV = 1.35

Tmax =最大標稱張力

6.6.3 步驟 7b 評估滑動穩定性(如適用)

如果一層弱質土壤是補強土塊的基礎，則應評估滑動穩定性。當滑動平面為水平時，可以使用第 5.7.3 節所述的簡化手動計算。對於更複雜的地下條件，可以使用一般的邊坡穩定性程式進行滑動評估。滑動穩定性應使用作用限制狀態負荷因子來檢查。表 5.1 給出了靜態和抗震設計案例中 ASD 邊坡穩定性分析的最小安全係數。

通常，這些類型的滑動面沒辦法由土釘電腦程式進行建模。

6.6.4 步驟 7c 驗證釘材拉伸阻抗

容量需求比將是：

$$CDR = \frac{\phi_{T} \; R_{T}}{\gamma \; T_{max}} \geq 1.0$$

方程式 6.4：CDR 定義

其中：

φ T=鋼腱拉伸阻抗的阻抗因子

RT =鋼腱標稱拉伸阻抗

γ =為驗證而選擇的負荷因子

Tmax =如前所述

鋼腱的標稱拉伸阻抗為：

$$R_T = A_t f_y$$

方程式 6.5：標稱鋼腱拉伸阻抗

其中：

At =鋼腱截面積

fy =鋼腱標稱降伏阻抗(每單位面積的力)

在選擇鋼腱的標稱降伏阻抗時，應考慮 Grade 150 鋼腱，達到視在降伏強度 120 ksi，拉伸斷裂在 150 ksi。Grade 75 棒材則為降伏在 75ksi，破裂在 100ksi。鋼腱周圍灌漿對土釘抗拉性則無影響。

選擇滿足所需截面積的最小棒材尺寸(見附錄 A)。雖然鑽洞直徑的最終選擇是承包商的責任，但如果鋼腱直徑與以下尺寸相容，則設計者應進行驗證：(i)估計的鑽洞直徑；(ii)防腐蝕保護加灌漿蓋的要求，和(iii)連接器。

6.6.5 步驟 7d 驗證面部彎曲/撓曲阻抗

6.6.5a 初始計算

像 SNAP-2 這樣的程式可以嚴格計算撓曲阻抗，並用計算槽口鋼腱比。對於沒有此功能的程式，設計者必須使用以下步驟驗證面部的撓曲阻抗：

(1)選擇初始面部(hi)和最終面部(hf)的厚度：

hi (in in.): 4 (典型)或 6

hf (in in.): 6、8 (典型、最終噴凝土)、10，和較厚(CIP 面部)

(2)選擇面部鋼腱的型號和等級：

通常使用 Grade 60 鋼筋。Grade 60 WWM 是典型的，但也可以選擇 70、75 和 80 等替代品牌。選擇降伏強度 fy_R 和 fy_W 的鋼筋和 WWM。

有關 WWM 和鋼筋尺寸，請參閱附錄 A.

(3)選擇噴凝土強度(f'c)：(通常為 3000 至 4000 psi，後者比較常用)。

(4)選擇擴頭釘特徵(附錄 A)。

選擇支承板幾何形狀：

建議最小尺寸：8 英吋×8 英吋。

建議最小厚度：0.75 英吋。

(5)計算鋼腱比 ρij 為：

$$\rho_{ij} = \frac{a_{ij}}{0.5\,h}\ 100$$

方程式 6.6：補強比

其中 aij =每單位寬度鋼腱截面積(「i」方向和「j」位置)的比例，h =面部的設計厚度(無論是初始還是最終)。方向「i」可以是「v」(垂直)或「h」(水平)；位置「j」可以是「n」(釘頭)或「m」(釘材之間的跨距)。

每單位寬度的補強剛腱截面積，表示於垂直方向、水平方向、圍繞方向，以及釘材之間，在圖 6.5 中示出。單位寬度補強區域的命名原則如下表 6.4 所示：

$$a_{vn} = a_{vm} + \frac{A'_{VN}}{S_H}$$

方程式 6.7：釘頭處垂直方向每單位寬度的鋼腱截面積定義

$$a_{hn} = a_{hm} + \frac{A'_{HN}}{S_V}$$

方程式 6.8：釘頭處水平方向每單位寬度的鋼腱截面積定義

表 6.4：面部補強單位寬度截面積的命名原則

方向	位置	每單位寬度的鋼腱截面積
垂直	釘頭(1)	a_{vn}
垂直	中間跨度(2)	a_{vm}
水平	釘頭(1)	a_{hn}
水平	中間跨度(2)	a_{hm}

其中：

註：(1)WWM 和鋼筋都有貢獻。(2)只有 WWM 有貢獻。

avn =釘頭處垂直方向上的單位寬度加強截面積。若初始面部 WWM 和鋼筋的降伏強度不同，則這是一個等效值。

avm =中間跨度垂直方向的單位寬度鋼腱截面積

ahn =釘頭處水平方向上的單位寬度的等效加強截面積

ahm =中間跨度水平方向的單位寬度補強截面積

A'VN =釘頭處垂直方向等效截面積，用以考慮 WWM 和鋼筋的不同降伏強度。A'VN = (fy_R/fy_W) ×

AVN，其中 fy_R =鋼筋降伏強度，fy_W = WWM 降伏強度

A'HN =釘頭處水平方向等效截面積。

A'HN =(fy_R / fy_W)×AHN SH =釘材水平間距

SV =釘材垂直間距

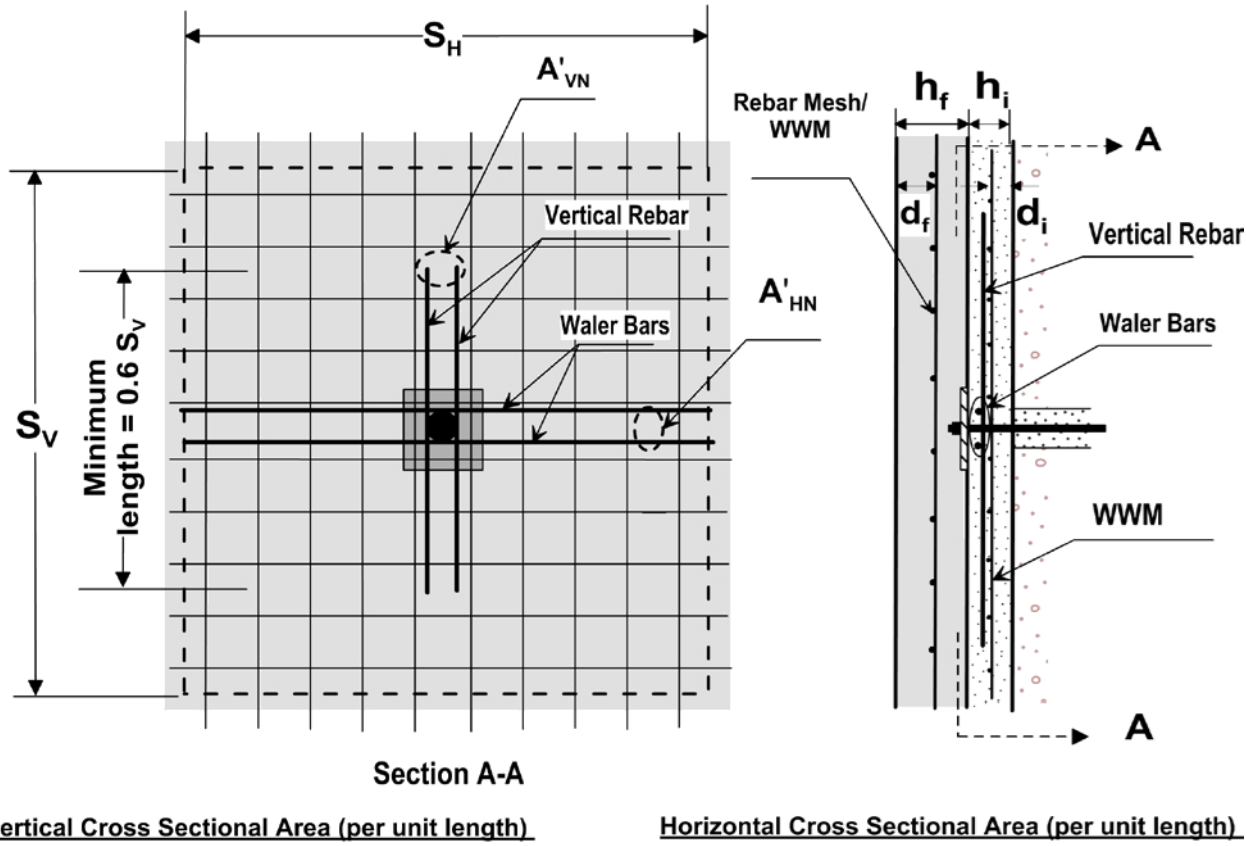


圖 6.5：說明。彎曲時面部鋼腱的命名。

初始面部中所附加水平鋼筋和垂直鋼筋必須放置在釘頭附近，通常與鑽洞牆體有一個距離 hi。水平棒材的長度應至少為 0.60SH；不過放置長度等於 SH 的瓦爾棒也不罕見(圖 6.5)。垂直鋼筋應至少為 0.60SV 長。相鄰棒材之間的間距必須在釘材之間的中間間距的範圍。通常在土釘牆中使用 WWM，其鋼絲間距必須滿足 ACI(2011 年)第 10.6 節「撓曲鋼腱分佈」中最大補強間距的要求。

6.6.5b 標稱撓曲阻抗的估計

標稱撓曲阻抗 RFF 是當面部達到其最大彎曲阻抗時，出現在釘頭處的力量。這個力的計算，是基於釘材周圍彎曲能力和等效雙向板釘中間跨度的貢獻。如果垂直和水平間距不同，或是在兩個方向上使用不同尺寸的補強件(相對少見的情況)，則必須對垂直和水平方向分別計算最大力量，且必須採用這些力量中的較小力作為 RFF。必須對初始和最終面部板進行評估，如下所示。

初始面部

為了估計初始面部的 RFF，在初始面部釘頭處的彎曲阻抗(mv)必須首先評估，然後評估在中間跨度的垂直水平兩方向，並考慮每個面部上各個情形下的等效截面積。對於這每個四種情況，彎曲阻抗為：

$$m_{vm} = a_{vm} f_{y\_W} \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{vm} f_{y\_W}}{1.7 f_c} \right)$$

方程式 6.9：初始面部中間跨度的垂直彎曲阻抗

$$m_{vn} = a_{vn} f_{y\_W} \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{vn} f_{y\_W}}{1.7 f_c} \right)$$

方程式 6.10：初始面部釘頭處的垂直彎曲阻抗

$$m_{hm} = a_{hm} f_{y\_W} \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{hm} f_{y\_W}}{1.7 f_c} \right)$$

方程式 6.11：初始面部中間跨度的水平彎曲阻抗

$$m_{hn} = a_{hn} f_{y\_W} \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_{hn} f_{y\_W}}{1.7 f_c} \right)$$

方程式 6.12：初始面部釘頭處的水平彎矩

RFF 是以下兩個數量中較小者：

$$R_{FF} = C_F \times \left(m_{vm} + m_{vn} \right) \times \left(\frac{8 S_H}{S_V} \right)$$

方程式 6.13：垂直方向彎曲的標稱抗彎曲阻抗

$$R_{FF} = C_F \times \left(m_{hm} + m_{hn} \right) \times \left(\frac{8 S_V}{S_H} \right)$$

方程式 6.14：水平方向的標稱彎曲阻抗

CF 是考慮面部後面不均勻土壤壓力的影響因子。牆體後面土壤壓力分佈受到牆體位移、土壤條件以及面部剛性和厚度的影響。如圖 6.6 所示，釘材之間的土壤壓力較小、位移較大，容易產生應力釋放。由於土壤限制較大，所以釘材後面緊鄰的土壤壓力大於中間跨度的土壤壓力。

方程式 6.9 至 6.14 對於最終面部也是有效的，只要能對最終面部的方程式(厚度和材料強度)參數作適當地選擇。

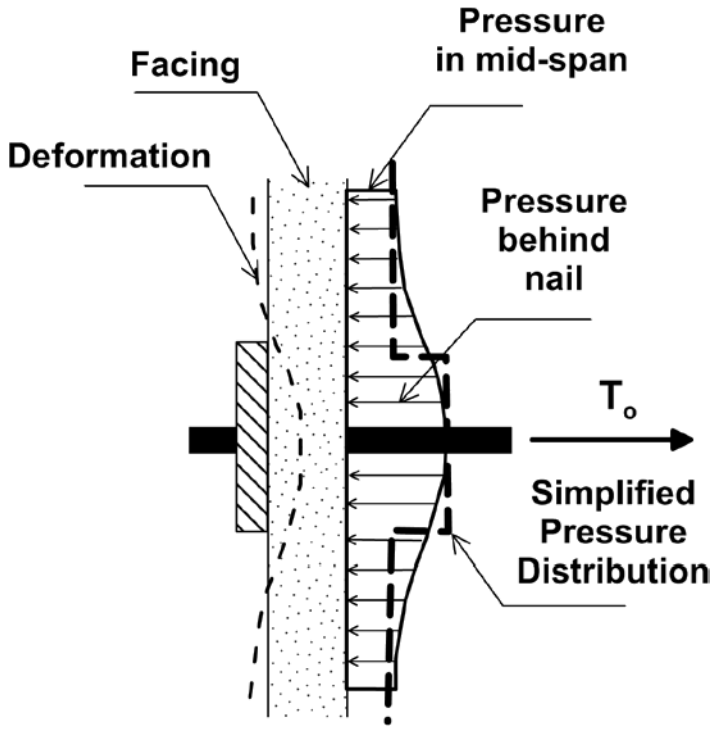


圖 6.6：說明。面部後面的土壤壓力分佈。Byrne 等人修改(1998 年)

如果 Grade 60 鋼材用於 WWM 和鋼筋，而且噴凝土 f'c= 4,000 psi，則可以使用以下簡化方程式：

$$R_{FF}[\text{kip}] = 3.8 \times C_F \times f_y[\text{ksi}] \times F = 228 \times C_F \times F$$

方程式 6.15：Grade 60 鋼材 WWM/鋼筋和 4000 psi 噴凝土的標稱彎曲阻抗

其中：

$$F = \text{smaller of} \begin{cases} \left(a_{vn} + a_{vm}\right)[\text{in}^2/\text{ft}] \times \left(\dfrac{S_H\, h[\text{ft}]}{S_V}\right) \\ \left(a_{hn} + a_{hm}\right)[\text{in}^2/\text{ft}] \times \left(\dfrac{S_V\, h[\text{ft}]}{S_H}\right) \end{cases}$$

方程式 6.16：F 的定義

假設 avn = avm，且 ahn = ahm = as 且 SH = SV，則對於最終面部可以使用以下公式，其中 CF = 1.0：

$$R_{FF}\,[\text{kip}] = 456 \times a_s\,[\text{in}^2/\text{ft}] \times h_f\,[\text{ft}]$$

方程式 6.17：標稱彎曲阻抗。

C_F 從表 6.5 中選擇

表 6.5：因子 C_F

面部	面部厚度 h_i 或 h_f(in.)	C_F
初始	4	2.0
初始	6	1.5
初始	8	1.0
最終	All	1.0

初始面部的面部撓曲標稱阻抗(RFF)可使用方程式 6.15 或 6.17 計算。或是，RFF 可以在表 6.6，使用初始計算的結果(第 6.6.5a 節)估計。

表 6.6：標稱撓曲阻抗，RFF(初始面部)

面部厚度 hi (in.)	釘材間距比[1] (ft/ft)	ρtot = 0.5 % [2] RFF (kip) [3] [5]	ρtot = 1.0 % [2] RFF (kip) [4] [5]	ρtot = 2.0 % [2] RFF (kip) [4] [5]
4	0.67	12	24	48
4	1	18	36	71
6	0.67	20	40	81
6	1	30	60	120
8	0.67	24	48	95
8	1	36	71	143

(1)釘材間距比= SV / SH 或 SH / SV 較小者。

(2)$\rho_{tot} = \rho_n + \rho_m$，$\rho_n$ 和 ρ_m 分別是在任一方向上的釘頭和中間跨度鋼腱比。

(3)上述值適用於 Grade60 鋼材。對於 Grade 75 鋼材，將上述值乘以 1.24。

(4)最終面部厚度 hf = 4 英吋時，將 RFF 除以 2；對於 hf = 6 英吋，將 RFF 除以 1.5；對於 hf = 8 英吋，使用相同的 RFF。

<u>最終面部</u>

初始面部的步驟相同，也必須完成最終面部的估計，要考慮適當的鋼腱、截面厚度和材料性質。

對於每個面部，LRFD 中驗證的面部阻抗如下：

$$CDR = \frac{\phi_{FF} \; R_{FF}}{\gamma \; T_o} \geq 1.0$$

方程式 6.18：面部彎曲的容量 - 需求比率

其中：

φFF=面部彎曲/撓曲的阻抗因子

RFF =面部彎曲/撓曲的標稱阻抗

γ=用於驗證上所選擇的負荷因子

To =土釘頭的最大張力，如式 5.1(第 5.2.1 節)

如果阻抗不足，則增加面部的厚度、鋼材的數量，和/或鋼材和/或混凝土的強度

6.6.6 步驟 7e 驗證面部沖壓剪切阻抗

程式沒有驗證沖壓剪切阻抗的能力，設計者必須使用以下步驟來驗證面部上的沖壓剪切阻抗。

安裝在釘頭上的連接器可能受到沖壓剪切限制狀態的限制，這發生於釘材附近補強噴凝土/混凝土截面的標稱剪切阻抗超過時。必須評估初始和最終面部層的標稱沖壓剪切阻抗(圖 6.7)：

•初始面部：支承板連接

•最終面部：擴頭釘連接

在限制狀態下，在釘頭周圍形成圓錐剪切面。圓錐剪切面的尺寸受到表面厚度、支承板(初始面部)和擴頭釘(最終面部)的尺寸所影響。

在這情況下，標稱沖壓剪切阻抗，RFP，必須滿足以下條件：

$$CDR = \frac{\phi_{FP} \; R_{FP}}{\gamma \; T_o} \geq 1.0$$

方程式 6.19：沖壓剪切阻抗的容量 - 需求比

其中：

φFP=面部沖壓剪切的阻抗因子

γ=為驗證所選擇的負荷因子

To =土釘頭的最大張力，如前所述

RFP 估計為：

$$R_{FP} = C_P \; V_F$$

方程式 6.20：面部的標稱沖壓剪切阻抗

其中：

如果考慮土壤反作用力，CP 可以高達 1.15。牆後的土壤支撐貢獻度被是可被忽略的；因此，CP = 1.0。沖壓剪切阻抗 VF 可以計算如下：

$$V_F\,[\text{kip}] = 0.58\,\sqrt{f'_c\;[\text{psi}]}\;\pi\;D'_c[\text{ft}]h_c[\text{ft}]$$

方程式 6.21：透過面部標稱沖壓剪切阻抗

其中：

f'c=如前所述

D'c=圓錐滑動面的有效等效直徑

hc =圓錐表面的有效深度

在初始和最終面部上 D'c 和 hc 必須分開選擇(圖 6.7a)，如下所示：

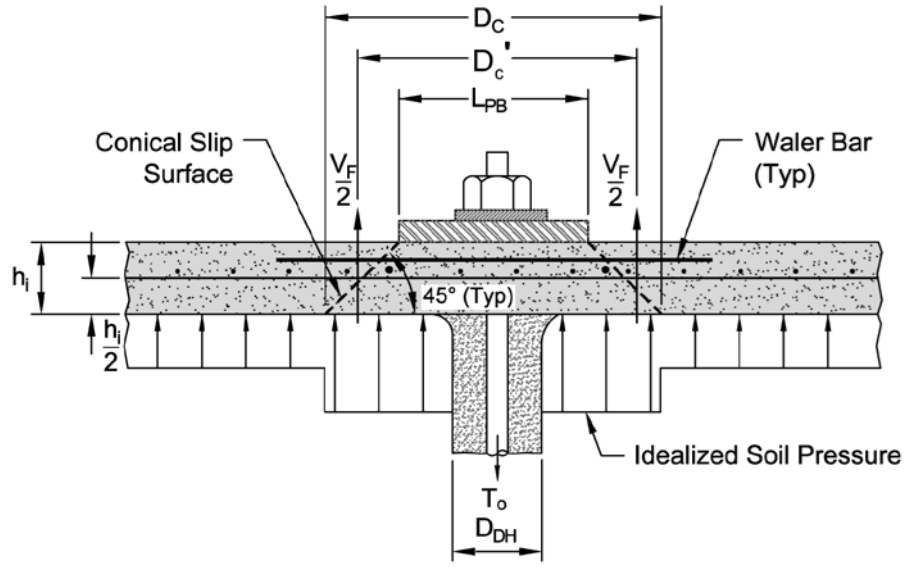
$$D'_c \;=\; L_{BP} + h_i$$

方程式 6.22：經過初始面部的圓錐滑動面之有效等效直徑

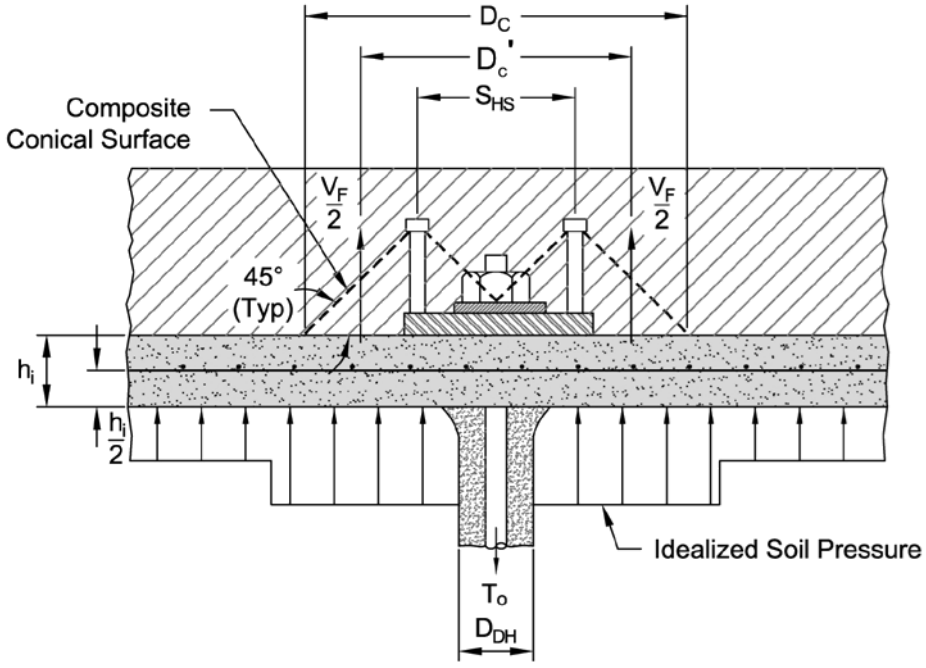
$$h_c \;=\; h_i$$

方程式 6.23：初始面部圓錐滑動面的有效深度

其中：



(a) Bearing Plate Connection



(b) Headed Stud Connection

圖 6.7：說明。在面部橫截面中的沖壓剪切限制狀態：(a)支承板連接；(b)頭螺栓連接。Byrne 等人後修改(1998 年)。

最終面部(圖 6.7b)

$$D'_c = \text{smaller value of} \begin{cases} S_{SH} + h_c \\ 2h_c \end{cases}$$

方程式 6.24：最終面部圓錐滑動面之有效等效直徑

其中：

$$h_c = L_S + t_P - t_{SH}$$

方程式 6.25：最終面部圓錐滑動面的有效深度。

和：

SSH =擴頭釘間距

LS =擴頭釘長度

tSH =釘頭的厚度(圖 6.8)

tP =支承板厚度

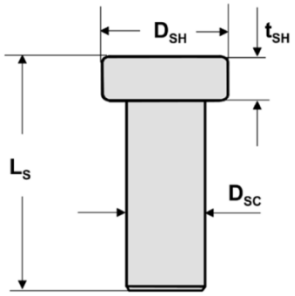


圖 6.8：說明。擴頭釘幾何。

請注意，必須選擇 LS 和 hf，以使螺柱上最終噴凝土或混凝土的外蓋至少為 2 英吋。根據 7.6.7 節「釘頭防腐蝕保護」。頭釘的可用尺寸見附錄 A，以及製造商提供的參考文獻。

下面給出了一種用於估計沖壓剪切阻抗(RFP)的簡化方法。

(1)採用混凝土強度(f'c)、面部厚度(h)和支承板長度(LBP)的值。

(2)使用表 6.7a 和 b 計算初始面部和最終面部的標稱面部沖壓剪切阻抗(RFP)。

表 6.7a：面部阻抗 - 剪切沖壓，RFP(初始面部)

面部厚度 h_i	f'_c	L_{BP}= 8 in.	L_{BP}= 9 in.	L_{BP}= 10 in.
(in.)	(psi)	RFP (kip)	RFP (kip)	RFP (kip)
4	3,000	32	35	37
4	4,000	37	40	43
6	3,000	56	60	64
6	4,000	65	69	74
8	3,000	85	91	96
8	4,000	99	105	111

(1)f'c =混凝土壓縮阻抗。

(2)LBP =支承板長度。

表 6.7b：面部阻抗 - 剪切沖壓，RFP(最終面部)

(1)	f'c	SSH = 4 in.	SSH = 5 in.	SSH = 6 in.
(in.)	(psi)	RFP (kip)	RFP (kip)	RFP (kip)
4	3,000	21	21	21
4	4,000	25	25	25
6	3,000	30	33	33
6	4,000	35	39	39
8	3,000	40	44	48
8	4,000	46	51	55

註：(1)hc = Ls - tH + tP，其中：

Ls =帶擴頭釘的有效長度(表 A.7)。

tP =支承板的厚度(通常為 0.75 英吋)。

tH =頭釘的頭部厚度(表 A.7)。

6.6.7 步驟 7f 驗證面部頭釘阻抗

如果程式無法驗證頭釘阻抗，設計者可以使用以下步驟來驗證面部阻抗：

(1)計算 RFH 如下：

$$R_{FH} = N_H \, A_S \, f_{y\text{-}hs}$$

方程式 6.26：面部頭釘阻抗。

其中：

NH =連接處螺栓的數量(通常為 4)

AS =擴頭釘軸的截面積

fy-hs =頭釘的拉伸降伏強度

(2)驗證：

$$CDR = \frac{\phi_{FH} \, R_{FH}}{\gamma \, T_o} \geq 1.0$$

方程式 6.27：頭釘的容量 - 需求比

其中：

φFH=頭釘拉伸阻抗的阻抗因子

RFH =最終面部頭釘的標稱拉伸阻抗

γ=為驗證所選擇負荷因子

To =如前所述

(3)確認頭釘後的混凝土壓縮度是否在可承受的範圍內，以下式確保：

$$A_H \geq 2.5 \, A_S$$

方程式 6.28：驗證擴頭釘的足夠截面積

和：

$$t_{SH} \geq 0.5 \, (D_H - D_S)$$

方程式 6.29：驗證頭釘的足夠厚度

其中：

A_H =頭釘的截面積

D_{SH} =頭直徑

D_{SC} =軸直徑

(4)在面部截面中間以外，和最終面部的 WWM 之後，對頭釘提供足夠的嵌入物。

(5)提供至少 2 英吋的連接器外蓋或根據 ACI 318 的建議。請選擇最差條件。

(6)如果使用帶有螺紋的螺栓，請把上述的 AS 換成螺栓有效截面積，AE：

$$A_E = \frac{\pi}{4}\left[D_E - \left(\frac{0.9743}{n_t}\right)\right]^2$$

方程式 6.30：螺栓有效截面積

其中：

D_E =螺栓芯的有效直徑

n_t =每單位長度的螺紋數

或是，表 6.8 可用於估計 R_{FH}。

Table 6.8: Headed Stud Resistance in Tension, R_{FH}(Final Facing)

表 6.8：緊張狀態擴頭釘阻抗 R_{FH}(最終面部)

擴頭釘軸直徑，DSC(英吋)	**R_{FH}(1) (kip)**
3/8	28
1/2	48
5/8	75
3/4	108
7/8	146

(1)這是根據四個(4)擴頭釘和 Grade 60 鋼材。若使用 Grade 75 鋼材，將該表中的值乘以 1.24。

6.6.8 步驟 7g 其他面部設計考慮事項

在面部設計中，其他幾個項目應被考慮進去：

(1)選擇最小的 Grade 36 低碳鋼支承板。

(2)指定頭部的螺帽為重負荷型六角螺帽，包括防腐蝕保護，並符合製造商規定的防腐蝕系統。

(3)釘頭上斜墊圈應該選用普通或鍍鋅鋼板。如果板材和其他硬體元件不在之前提供的強度和尺寸範圍內，則應進行正式的容量計算。請注意，一些專有系統採用附球座墊圈的螺帽，而非斜墊圈。

有一些永久性牆體的案例，初始噴凝土面部，也是最終面部。在這些情況下，土釘頭從最終面部突出，而未安裝頭釘。撓曲和沖壓剪切阻抗的驗證需要再做一次。選擇用於驗證彎曲能力的參數 Cf 應該對應到初始面部。在這種情況下，頭釘阻抗的驗證是不需要的。無需使用。工程師必須在外表面上設計 2 英吋的外蓋，而在土體上是 3 英吋，而這土體是在面部上和釘頭元件上的補強件上。由於土釘頭突出，因此為了對釘頭作有效長期的防腐蝕保護，也可以設置有外蓋，油脂化合物等。

6.7 步驟 8　作用限制狀態(變形)

6.7.1 步驟 8a 評估牆體橫向和垂直位移

土釘牆應設計將牆體移動限制在可容許的範圍內。估算牆後地面的最大橫向和垂直位移，可以使用第五章中所提出的方法。這些限值列在 SNAP-2 輸出中。然而，該程式不會評估變形。

對於複雜的幾何形狀，或是當牆體在與 DDEF 內臨界相鄰的結構作施工(圖 5.16)，工程師可以使用數值方法來評估這些變形的大小和分佈。最常見的數值方法是 2D 有限元素法(FEM)和有限差分法(FDM)。

當土釘牆抵抗相對較大的附加負荷時，數值方法可能特別有用。在預測土釘牆後的地面垂直位移上，基於可塑性的土體模型優於基於彈性的模型。在某些情況下，挖掘引起土壤中孔隙壓力的排水，在分析中也必須考慮土壤的長期壓縮和隨之而來的沉積和橫向移動。

對於細粒土壤，應限制最大橫向移動小於約 0.3%H(其中 H =牆體高度)，團粒狀土壤為 0.2%H，大多數土壤類型的風化岩石和牆體高度的剛性或緻密土壤則為 0.1%H。

對於大多數土壤類型，牆體高度應為剛性或密實土壤。受橫向移動影響的影響區域延伸一段距離 DDEF，對於在細粒土壤中施工的垂直土釘牆，此距離可達 1.5 倍。

6.7.2 步驟 8b 評估橫向擠壓(如果適用)

如果土釘牆是橋台的一部分，用來覆蓋軟質土壤，並且不平衡的路堤負荷在牆後發展，則必須作橫向擠壓的驗證。在這些情況下，必須評估橫向偏移。Samtani 和 Nowatzki(2006 年)提出了評估橫向擠壓的作業指導，以及防止與橫向擠壓問題的有關穩定土壤方法。

6.8 步驟 9　抗震設計

6.8.1 概述

比起重力保持結構，從歷史上來觀察地震時的土釘牆性能會比較好。從最近發生的地震後觀察中指出，儘管有些被測牆體受到 0.7g 這麼大的地面加速度影響(Felio 等人 1990 年；Tatsuoka 等人 1997 年；Tufenkjian

2002 年)，土釘牆並未顯示出明顯的災難或永久的偏移。Vucetic 等人(1993 年)和 Tufenkjian 和 Vucetic(2000)在減小規模的土釘牆模型上進行的離心測試時，觀察到相似趨勢。這些發現指出，土釘牆具有內在令人滿意的抗震性能，這歸功於其設計彈性和設計備援性。

當施用時，土釘牆仍需要用於地震負荷的完整設計。AASHTO(2014 年)第 11.5.4.2 條提供了作業指導。關於當 Extreme-Event I 限制狀態下，擋土結構是否需要對負荷作分析。MSE 牆體與另一個被認為是彈性支撐系統的標準被認為適用於土釘牆。文章中陳述，對於 AASHTO 所定義 Seismic Zone 1 中的 MSE 牆，其抗震設計並不是強制性的(即，對於 1 秒週期設計響應加速度，S1D≤0.15)，Seismic Zone 2(0.15 <S1D≤0.30)和 Seismic Zone 3(0.30 <S1D≤0.50)，或調整設計後 PGAD 為 0.4g 的現場，只要牆體後面的土壤不要液化(主要是無黏性土壤)，或在動態負荷期間，其強度能明顯維持退化(主要是細粒土)。

當確定地震分析是必要做的，那麼下一節中所列出的步驟，Kavazanjian 等人(2011 年)，可被建議用於土釘牆的地震評估。

6.8.2 步驟 9a 選擇設計地震參數

(1)如第 4.9 節所述，從 AASHTO(2014 年)參考 Site Class B 中 1,000 年回歸週期的地震參數(PGA 和 S1)。如果業主需要，可選擇其他不同的回歸週期值。

(2)從現場地面確定上層 100 英呎的平均剪切波速(v_bar)、平均 N60(N_bar)或平均 Su_bar(黏性土壤)。考慮距離目標牆體的 100 英呎處。

(3)使用表 4.8 分配 Site Class(從 A 到 F)。

(4)如果 Site Class 位於 A 和 E 之間，則分別從表 4.9 和 4.10 取得現場修改因子 FPGA 和 Fv。如果 Site Class 是 F，請執行現場特定的站點響應分析(超出本手冊的範圍，請參閱 Kavazanjian 等人，2011 年)。

(5)計算設計，現場修正地面加速度峰值和 1 秒響應加速度：PGAD = FPGA PGA 和 SD1 = Fv S1。

(6)確認最大地震係數 kmax 如下，它是限制平衡分析中的輸入基礎

For Site Classes C through E:

對於 Site ClasseC 到 E：

$$k_{max} = PGA_D$$

方程式 6.31：設計，現場校正地面加速度峰值(Site ClasseC 到 E)

對於 Site Classes A 和 B(土釘牆的典型條件)：

$$k_{max} = 1.2\ PGA_D$$

方程式 6.32：設計，現場校正的地面加速度峰值(Site Classes A 和 B)。

6.8.3 步驟 9b 設計地震係數的調整

牆體高度

如果牆體高度為 20 英呎或更高，則可以減小最大地震係數。這種減小是為了解決地震波強度之降低，其地震波穿過牆壁後方土壤，從基部傳播到頂部。地震波穿越的路徑越長，則波散射(或空間不相干性)越大，強度降低越多。該調整是在牆體高度上的實際地震波強度平均值。調整後的 kmax 值為地震係數 kh，定義為：

$$k_h = \alpha \times k_{max}$$

方程式 6.33：牆體高度的修正地震係數。

其中，調整因子 α 定義為：

$$\alpha = 1 + 0.01\, H\, (0.5\, \beta - 1)$$

方程式 6.34：牆高校正因子

其中：

H =牆高

$\beta = S_{1D} / K_{max}$

地震變形

因為土釘牆比重力牆和其他類似的系統更具彈性設計，因此這些牆體將在地震期間，可以合理的期望它維持一些橫向位移，並且可以容忍這些位移。經驗說明，對於相對具有彈性的牆體(包括土釘牆)，當 $0.5 \le k_h/PGA \le 0.67$ 時，而且只要在很強的地面移動期間，牆後土壤的強度不會明顯降低，則它的永久變形會趨向較小，

第一步是評估牆體系統是否可以接受地震引起的橫向永久性移動。可考慮的移動類別(Kavazanjian 等人，2011 年)：

•剛性的保持土體系統不能承受永久性位移的(例如，這些牆體類型具有某些不能承受較大變形的結構特徵，或是它們支撐對變形敏感的相鄰結構)。

•牆體系統能夠承受大約 1 到 2 英吋橫向位移。

•牆體系統能夠維持超過 2 英吋橫向位移。

下一步是估計永久性牆體變形，這可以藉由以類似於 Newmark 方法(1965 年)的方式來評估，評估有關土

體滑動塊的位移；或是藉由 Kavazanjian 等人(2011 年)的方法，估計受循環負荷的剛性塊的滑動。將它簡化，地震後的永久牆位移可以估計如下：

$$\log(d_e) = -1.51 - 0.74\log\left(\frac{k_y}{k_{max}}\right) + 3.27\log\left(1 - \frac{k_y}{k_{max}}\right) - 0.80\,k_{max} + 1.59\,PGV$$

方程式 6.35：估計牆體地震位移

其中：

k_y =從整體穩定性分析計算出的降伏加速度

PGV =地面速度峰值，可估計為 $PGV = 38S_{D1}$

降伏加速度是穩定性分析中可以得到 $FS_{OS} = 1.0$ 時的地震係數。當使用基於限制平衡的電腦程式為靜態負荷設計牆體時，可以得到該值。

最後，修正後的地震係數計算如下：

•剛性擋土牆系統：

$$k_h = k_{max}$$

方程式 6.36：剛性牆的抗震係數。

•能夠承受 1-2 英吋橫向位移的牆體：

$$k_h = 0.5 \times k_{max}$$

方程式 6.37：假設牆體的地震係數可以承受達 2 英吋橫向移動。

•能夠維持大於 2 英吋橫向位移的牆體：

$$k_h = r \times k_{max}$$

方程式 6.38：假設牆體的抗震係數可以承受大於 2 英吋橫向移動

其中 r 是延性降低因子，定義為：

$$r = k_y / k_{max}$$

方程式 6.39：減少因子

我們可以認為，對於剛性牆體，r = 1.0；對於能夠承受超過 2 英吋橫向位移的牆體，r = 0.5。

6.8.4 步驟 9c 評估地震負荷的整體穩定性

執行前面部分討論的整體穩定性分析，同時加上地震係數 kh 作為輸入。使用表 5.1 中所列的地震條件的最小安全係數。驗證電腦計算的地震條件安全係數是否得到滿足。如果不符合最低標準，則修改釘材長度和/或其他設計參數(如適用)，並重複分析，直到計算出的安全係數超過最小建議值為止。

6.8.5 總體穩定性地震影響性的替代評估

最常用的虛擬靜態過程是 Mononobe-Okabe 法，它是 Coulomb 理論的延伸(Mononobe 1929；Okabe 1926)。該方法是用於評估土釘牆抗震穩定性的替代方法。然而，這種方法有限制性(Kavazanjian 等人，2011 年)。儘管存在這些限制，由於其特定條件下的簡化和可接受的結果，仍可繼續使用該方法。

Mononobe-Okabe 法，由 Seed and Whitman(1970)、Richards 和 Elms(1979)、Kavazanjian 等人(2011 年)所提出過。最初是為重力牆而開發的，但可用於土釘牆。本方法的假設為：

•牆壁和土塊的作為為剛性塊

•主動土壓在牆後發展

•土壤無黏性

•牆後無孔隙壓力發展

在本方法中使用簡化程序，作用在地震系統中的慣性力可以被認為是整體穩定性評估中的等效假靜態力。分析中，這些虛擬靜態力作用的位置在潛在不穩定土塊的質心(圖 6.9)。圖 6.9 示出了等效假靜態力的水平分量(khW)和垂直分量(kvW)：

其中：

W =土壤楔塊的重量

k_h =水平地震係數

k_v =垂直地震係數

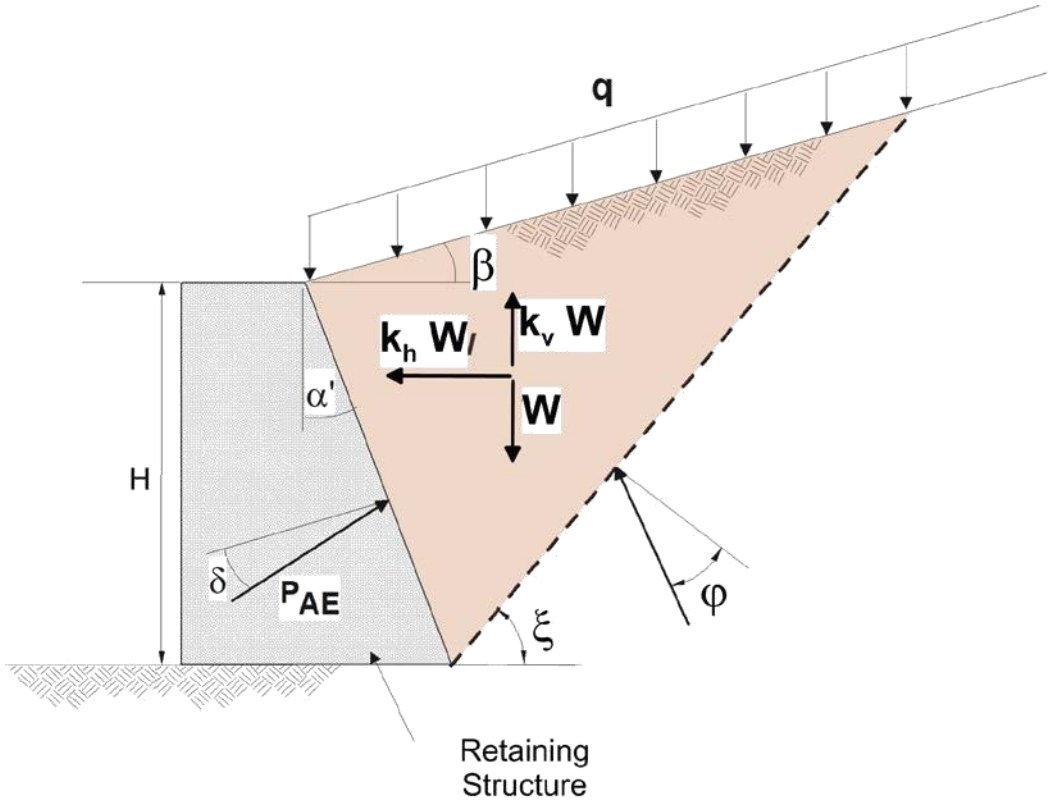


圖 6.9：說明。作用在土壤楔塊後面的力量(Mononobe-Okabe 法)

無維度的地震係數是地面加速度的水平分量和垂直分量的函數。水平分量和垂直分量由地震係數 kh 和 kv 表示。如上所述，垂直分量可被忽略。

牆後土楔塊的有效總推力，PAE，(Ebeling and Morrison，1992 年； Kavazanjian 等人，2011 年)：

$$P_{AE} = \frac{\gamma_s H^2}{2} K_{AE} (1 - k_v)$$

方程式 6.40：Mononobe-Okabe 法的有效總推力。

其中：

γ_s=牆後土體的單位重量

H =牆高

K_{AE} =主動壓力係數

如果牆後面的地面有斜坡(圖 6.9)，則主動壓力係數可以計算如下：

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\varphi_f - \omega - \alpha')}{\cos\omega \cos^2\alpha' \cos(\alpha' + \delta + \omega) D}$$

方程式 6.41：Mononobe-Okabe 法的有效泥土壓力係數。

其中：

ϕf=牆後土體內摩擦角

α'=牆體內表面的傾斜角度(從垂直方向)

β=後坡角

δ=牆土介面摩擦角

ω=與地震係數相關的角度，定義如下：

$$\omega = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

方程式 6.42：水平和垂直地震係數之間的關係

D 定義為：

$$D = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi_f + \delta)\sin(\varphi_f - \omega - \beta)}{\cos(\delta + \alpha' + \omega)\cos(\beta - \alpha')}}\right]^2$$

方程式 6.43：在 Mononobe-Okabe 方程式中使用的 D 項

牆後滑動平面的方位成一個角度 ξ，這可以比靜態條件更平坦(Zarrabi-Kashani，1979 年； Kramer，1996 年；Kavazanjian 等人，2011 年)。基於 Mononobe-Okabe 法的 KAE 也可以從圖 6.10 估算。

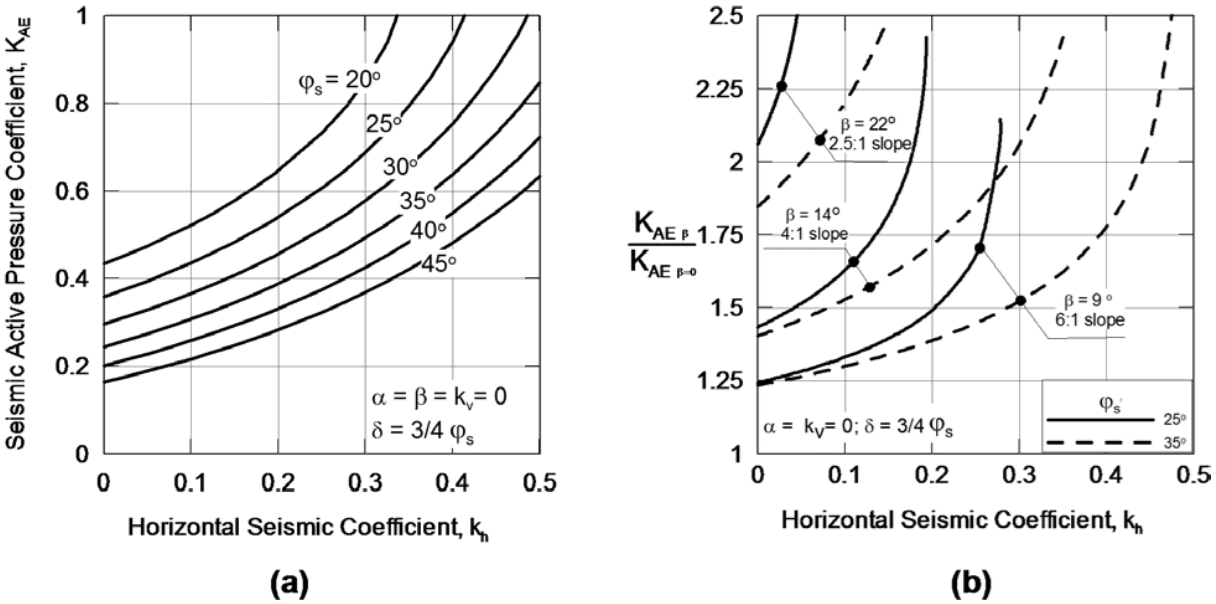


圖 6.10：圖表。地震主動壓力係數：(a)水平後坡，(b)校正非水平後坡

圖 6.10a 描繪主動壓力係數，作為地震係數 kh 和摩擦角 ϕ_S 的函數，範圍從 20º 到 45º；水平後坡，kv = 0，δ=0.75 ϕ_S。圖 6.10b 提出當後坡不是水平時，主動壓力係數的校正因子。

請注意，Mononobe-Okabe 式並不提供背斜角值或地震係數增加值的解決方案。可以在 NCHRP(2008 年)中找到可以應對這種限制的替代方法。

原本的 Mononobe-Okabe 法並未考慮牆後黏性土壤。NCHRP(2008 年)和 Kavazanjian 等人(2011 年)提供了作業指導，包括地震壓力估計的內聚力。小內聚力可以明顯降低由 Mononobe-Okabe 法所提供地震主動壓力係數的原始值。該公式中的內聚力受限於表 6.9 中所包括的值：

表 6.9：以 Mononobe-Okabe 法的視內聚力使用最大值(NCHRP 2008 年)

#200 篩器通過重量百分比(%)	最大視內聚力
5 - 15	50 psf
15 - 25	100 psf
25 - 50	200 psf

圖 6.11 描繪出 ϕ_S= 35° 和 β= 0 時的 K_{AE} 校正值作為內聚函數(後者標準化為 $c/\gamma_S H$)。NCHRP(2008 年)包括 ϕ_S= 30°至 40°的附加曲線。

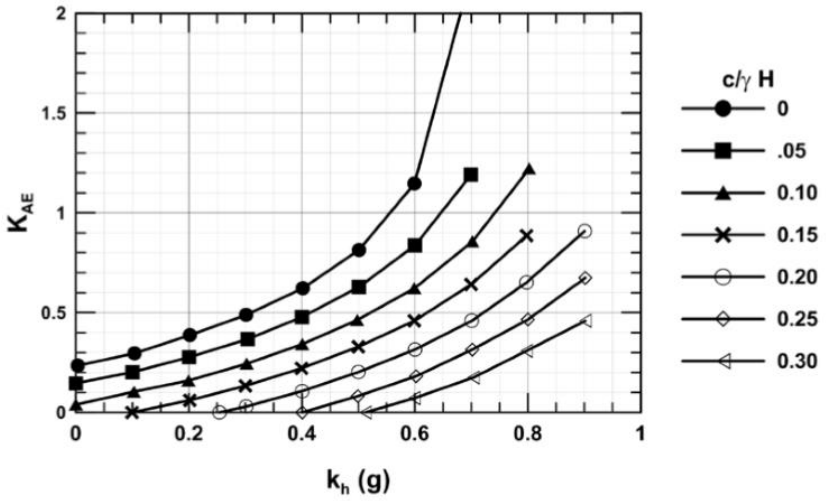


圖 6.11：圖表。內聚力對地震主動土壓係數的影響。資料來源：NCHRP(2008 年)。

6.9 步驟 10　排水和排水細節

6.9.1 簡介

設計工程師必須在所有牆體上提供足夠的地下及地表排水功能，除非確定所指定的工程不需要這些特徵。假設土釘牆面部的負荷相對較輕，那麼就只作輕度補強，並且不作抵抗靜水力的設計。假設面部後面伴隨的水分將由排水帶作處理。

地表水逕流和/或地下水不受控制，在施工過程中可能會造成困難，增加施工成本，而且在施工時間會損害長期完整性，對土釘牆的性能產生不利影響，也降低美觀性。為了盡量減少這些併發症，必須在土釘牆施工期間和施工後對地下水逕流和地下水進行控制。此外前面已經提到，當安裝有效的排水系統來控制牆後面的水位時，土釘牆會表現得更好。排水系統在第三章中討論。本節重點介紹排水部件的設計和可施工性的相關考慮。

6.9.2 短期對地表水和地下水的控制

施工過程中，排水措施至少包括地表水逕流和地下水流的控制，這些與棲水或局部滲流區域相關。在第一次開挖土坡的噴凝程序中，地表水攔截溝沿著挖掘頂部和混凝土而開挖，經常用於控制朝向挖掘面的地表逕流，並限制其滲透到保持土壤中。重要的是在施工期間控制牆後的水分滲透。

面部上的分流也可能導致侵蝕，並可能在構建初始面部之前導致局部不穩定。攔截溝必須用適當的斜坡作適當的施工，以促使正向排水，同時也將水分導流排開。不正確設計的溝渠可能會造成局部侵蝕、沉澱或滲透。攔截溝的使用必須根據現場條件來決定。如果牆體上方的區域遠離牆體，或是牆體後方存在逕流或滲透的可能性極小，那就通常不需要攔截溝。

如果由於棲水條件造成重大滲漏，可以在施工期間安裝水井或井點進行臨時排水。通常安裝水井超過釘材

長度範圍，以防止在鑽鑿期間，造成水井的損壞。水井明顯影響施工成本，在這種情況下，土釘可能不是一個成本效益和實際的解決方案。

臨時控制地表逕流、沉積、滲透和地下水是承包商的責任。承包商應提供排水方式，透過重力，或使用集水泵浦，和類似系統，將所收集的水輸送到牆體之外。業主應進行岩土勘探，在設計階段應收集足夠資料，以確認和溝通排水需求性，並督促承包商對排水規模和排水要素作充分選擇。

6.9.3 長期對地表水和地下水的控制

6.9.3a 控制低地下水或低滲漏體積

排水帶的設計，通常不需要基於滲流分析的特定設計計算，設計工程師通常會根據判斷和經驗來指定一種類型的排水帶及其間距。條狀排水帶的間距通常選擇在 1.0 SH 和 2.0 SH 之間，間距等於 SH 更為常見。間距太近可以減少土壤與噴凝土的接觸面積。在這些情況下，在施工過程中可能會出現噴凝土脫落問題。設計工程師還需要考慮條形排水帶的商品寬度。

排水孔也可用於收集和排放來自排水帶的地下水。設計者根據經驗和判斷選擇排水孔的直徑和間距，並不進行具體的計算。通氣孔通常為 PVC 管，其直徑為 2 至 4 英吋，長度在 12 到 16 英吋之間，這取決於面部的厚度。它們沿著牆體的基部，間隔為 8 至 10 英呎。必須用土工織物保護後面的毛孔，以防止土壤從牆後遷移。過濾塞包裹在土工織物之中，由至少 1 立方英呎的過濾器混凝料組成的，應放置在牆後的每個小孔上。

排水孔也應放在可能遇到或預期的局部滲漏位置。在提供了排水孔的情況下，設計者必須考慮在最終狀態下控制牆體前面的地表水流量。在處理地表水的控制時，在某些氣候條件下也可能需要考慮結凍的影響。

土釘牆也可以具有排水系統，作為排水孔的替代方法，其中排水帶連接到短管(類似於排水孔但位於地下) ，短管穿透牆壁安裝，平行於牆趾跑管線。排水系統通常包括 Schedule 40 PVC 規格的硬的、開槽的排水管。趾管被清潔、粗糙、礫石尺寸的混凝料包圍，不得有細顆粒。混凝料溝渠使用土工織物過濾材來纏繞，必須避免使用土工織物直接裝在開槽管上。混凝料周圍的土工織物的功能可以防止混凝料溝渠周圍的天然土壤去除細粉，而這些細粉原本應該是由管路來去除。為了防止堵塞，土工織物應符合過濾標準(Holtz 等人，2008 年)，可以根據保持土壤的粒度分佈，從一系列可用的商品中選擇。管路周圍的混凝料可收集地下水，使其沿管路流動，並更容易地進入收集管的槽中。混凝料也為地下水排放提供了一條備用的途徑。

圖 6.12 和 6.13 提供一些原理圖。在所有情況下，某些細節可能不實用。例如，在陡峭的地形上，如圖所示，在牆體上方配置一個混凝土溝可能很困難。

將排水帶放置在高度不規則挖掘的外露面上，可能是困難或不切實際的。如果挖掘面和排水帶之間存在空隙，則施加噴凝土可能會損壞排水帶。在這種情況下，排水帶可以安裝在初始面部和最終面部之間。然後必須透過初始面部鑽洞，使之流到排水帶。

6.9.3b 高地下水控制

當地下水需要永久性降低時，設計工程師應進行滲流分析，並確定牆後緊鄰的預期流量。排水帶及其間距的選擇，應該使其成為一個可以計算的函數，這些函數包括：流速、排水帶介電常數、可接受的測壓管水

頭。土釘牆後面存在有地下水層的地方，應使用備用和/或超大尺寸的排水系統。如果滲流分析和正式設計是必要的，則設計排水系統的目標應該始終保持地下水層低於土釘和面部底部至少 2 英呎。如果不可能，則必須認真評估升高的地下水對內部及整體穩定性的影響、面部的附加壓力，和增加的腐蝕電位。

如果排水帶還不足以將地下水層降低至足夠的水位時，必須考慮排水管(圖 6.12)。以水平或緩上坡(水平 5 至 10 度)的方式安裝排水帶，以減少補強土塊和土壤之間的孔隙水壓。這種解決方案可適用於牆後升高的地下水以及內在或整體不穩定性的潛勢，這些可以透過排除保持土壤中的孔隙壓力來緩解。排水管也可以幫助排掉棲水。

排水管由直徑 2 英吋的 PVC 開槽管或穿孔管組成，穿透牆面排出。(圖 6.13) 如滲流分析所示，排水管可能需要較大的直徑或多排。排水管的長度取決於牆後的應用、地下條件和地下水條件；並由設計所選擇的降低地下水層來決定(圖 6.12)。

針對靠近面部不規則發生的淺層地下水或棲水，可以安裝長度從 1 至 3 英呎不等的排水帶，以便提供排水。如果地下水層於牆後高處，則可能會安裝較長的排水管。在面部區域中，排水管的安裝密度通常為每 100 平方英呎 1 條。當噴凝土施工時，排水管應塞住或蓋住，以防止堵塞(圖 6.13)。

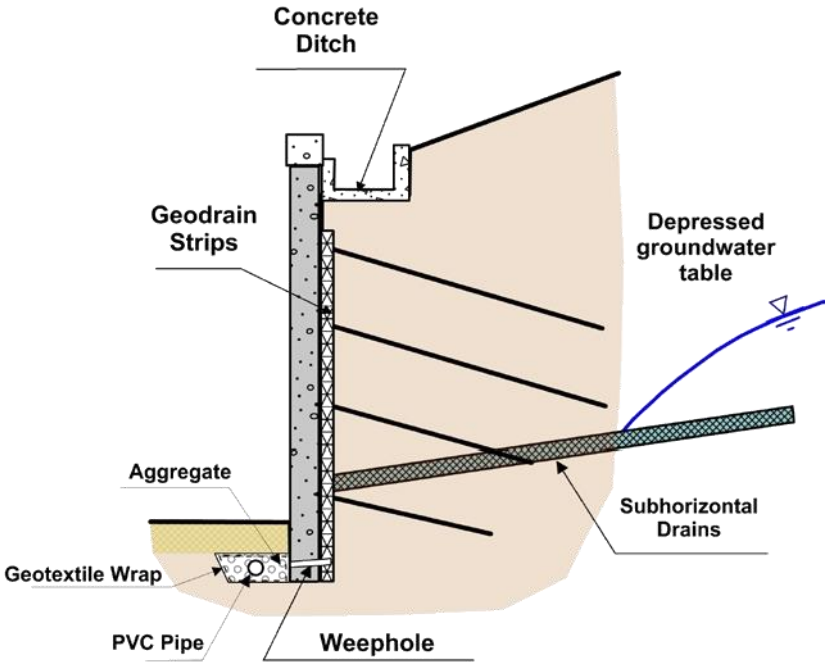
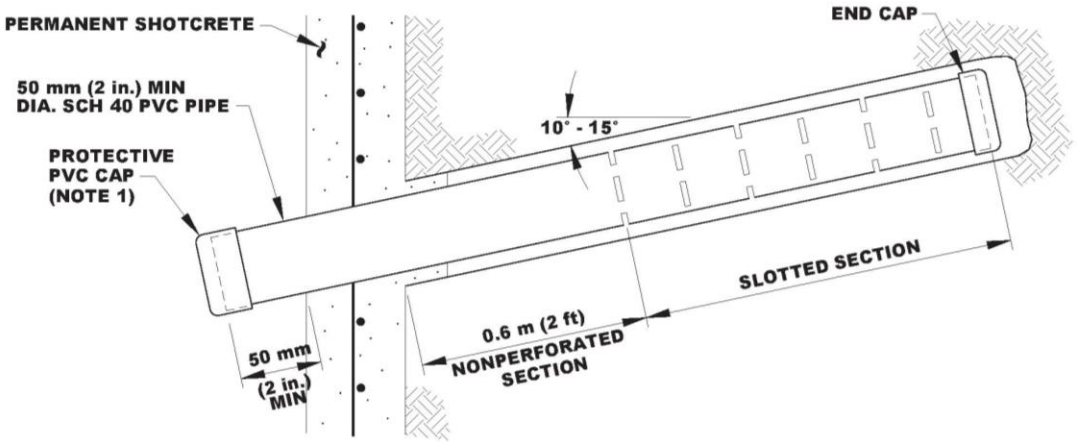


圖 6.12：說明。土釘牆的排水

排水帶需要長期維護。分析土釘牆在長期條件下，可能需要考慮堵塞的可能性。水平排水的堵塞和水壓的對應增加將降低總體穩定性和/或滑動的安全係數，並可能經由影響土壤/釘材相互作用而對內部穩定性產生不利影響。

6.9.3c 永久地表水控制

永久性地表水的控制措施包括在牆後安裝攔截溝，以防止地表水逕流滲入牆後或流過牆邊。



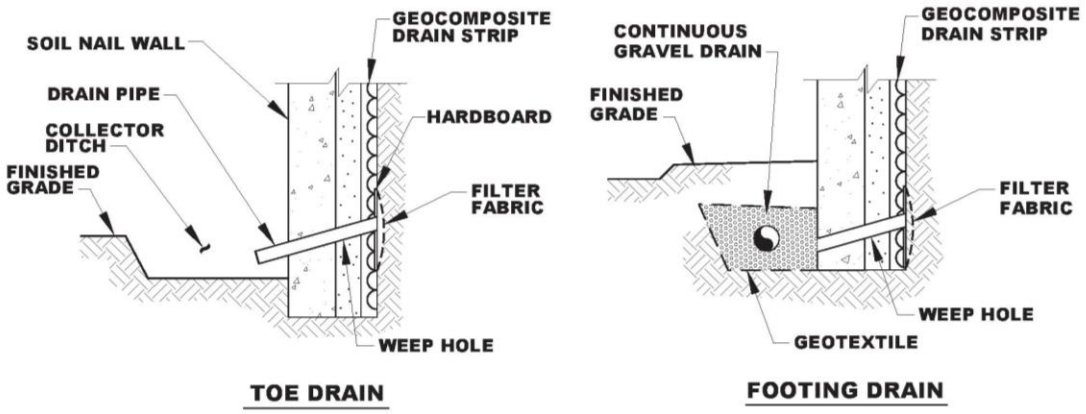


圖 6.13：說明。典型的排水管細節。 Byrne 等人(1998 年)後修改。

6.10 專用項目

6.10.1 階式牆

有許多情況下，為了需要或方便，可能會使用階梯式或臥式土釘牆。階式牆可由兩個或更多個具有垂直或傾斜面部的土釘牆組成，在各個牆體部分之間具有水平後置(圖 6.14)。本節討論最常見的：帶垂直面的兩層階式牆；然而，所討論的範圍可以適用於具有任何層數的階式牆。

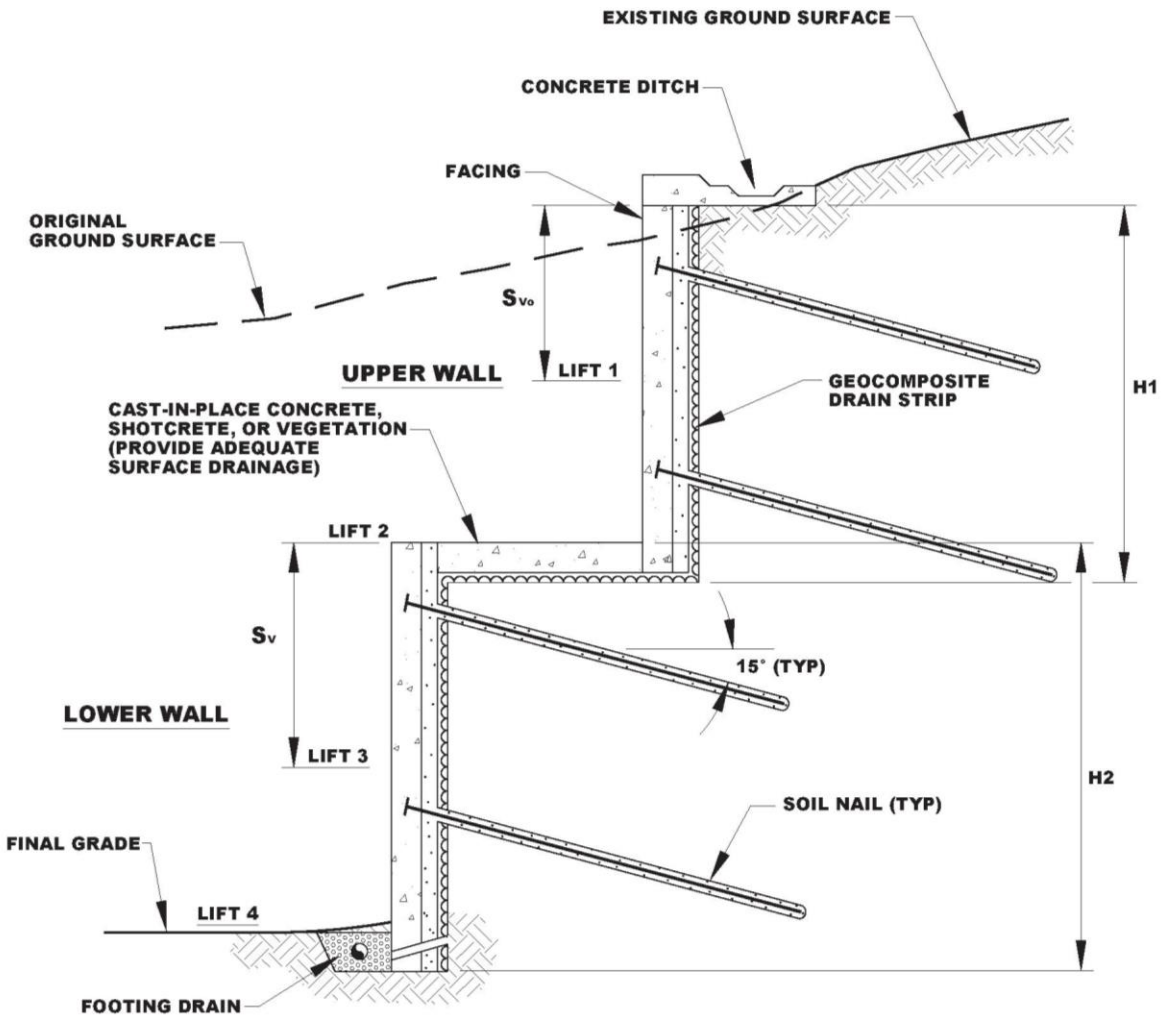


圖 6.14：說明。階式土釘牆範例。資料來源：Byrne 等人(1988)。

一般來說，與同一高度的非階式牆相比，階式土釘牆所需的釘材長度更短，但是在運輸工程中較少建造。因此，它們可以作為一種節省成本的手段，其中附加開挖的成本相對較低，土釘裝置則相對昂貴。

在總體穩定性控制設計的情形下，全高度、非階式的垂直面牆體可能需要使用明顯阻抗要求的較長土釘，並對施工成本有重大影響。在其他情況下，可能存在的總體不穩定性或底部橫差會造成全高度土釘牆不適用。在這種情況下可以使用階式土釘牆。它們通常在上牆面和下牆面之間包括相對較寬的水平後置。

階式土釘牆可允許在牆體間安裝植物種植器，所以可提供美學發揮的空間，特別是雕刻的噴凝土或其他建築物面部組合使用。基本上，階式牆或傾斜面部的牆體可以用於解決類似的問題或工程限制，儘管階式牆可以提供一定的施工優點。

相對於各個階地高度，當水平後置較小時，階式牆可充當等效的傾面牆。使用 MSE 牆體的作業指導，當後置約小於階式牆組合高度的 1/20 時，就會出現這種情況，造成 3 度的等效傾角。當水平後置大於下牆(H2)的高度時，每個牆體的內部穩定性與另一個牆面的內部穩定性無關，可以分別進行分析。

如果水平後置小於下牆的高度，則下牆分析時必須考慮上牆。為了設計土釘，上牆可以使用土釘牆設計程式進行建模，作垂直超載力和剪切力的組合，其中，剪切力是作用在 MSE 牆上橫向土壓力所產生的剪切力。垂直超載力和剪切力將施加於土釘鋼腱土。這種方法忽略 MSE 牆的內部力量，是一種簡化，可能是保守的方法。然而採用這種方法，從土釘牆分析估計的滑動面可能與從傳統 MSE 牆體設計獲得的滑動面並不相容。更準確的方法是在藉由一般邊坡穩定性程式進行分析，包括牆體和補強鋼腱兩種類型，這可以對兩種鋼腱類型進行建模，因此可考慮到土釘、MSE 牆體補強以及 MSE 牆補強區域後方土壤的貢獻。

在牆體間階地的表面排水必須小心處理，以避免沉積和滲入影響下牆。因此，階地應根據需要設計適合的斜坡和內襯。如果植被種植在階地上，則必須考慮噴灑系統可能會造成水分滲入。

6.10.2 複合牆

最典型的複合式牆體是土釘牆與地錨的組合(如圖 6.15)。在這種情況下，隨著從上到下挖掘，安裝釘材和地錨。

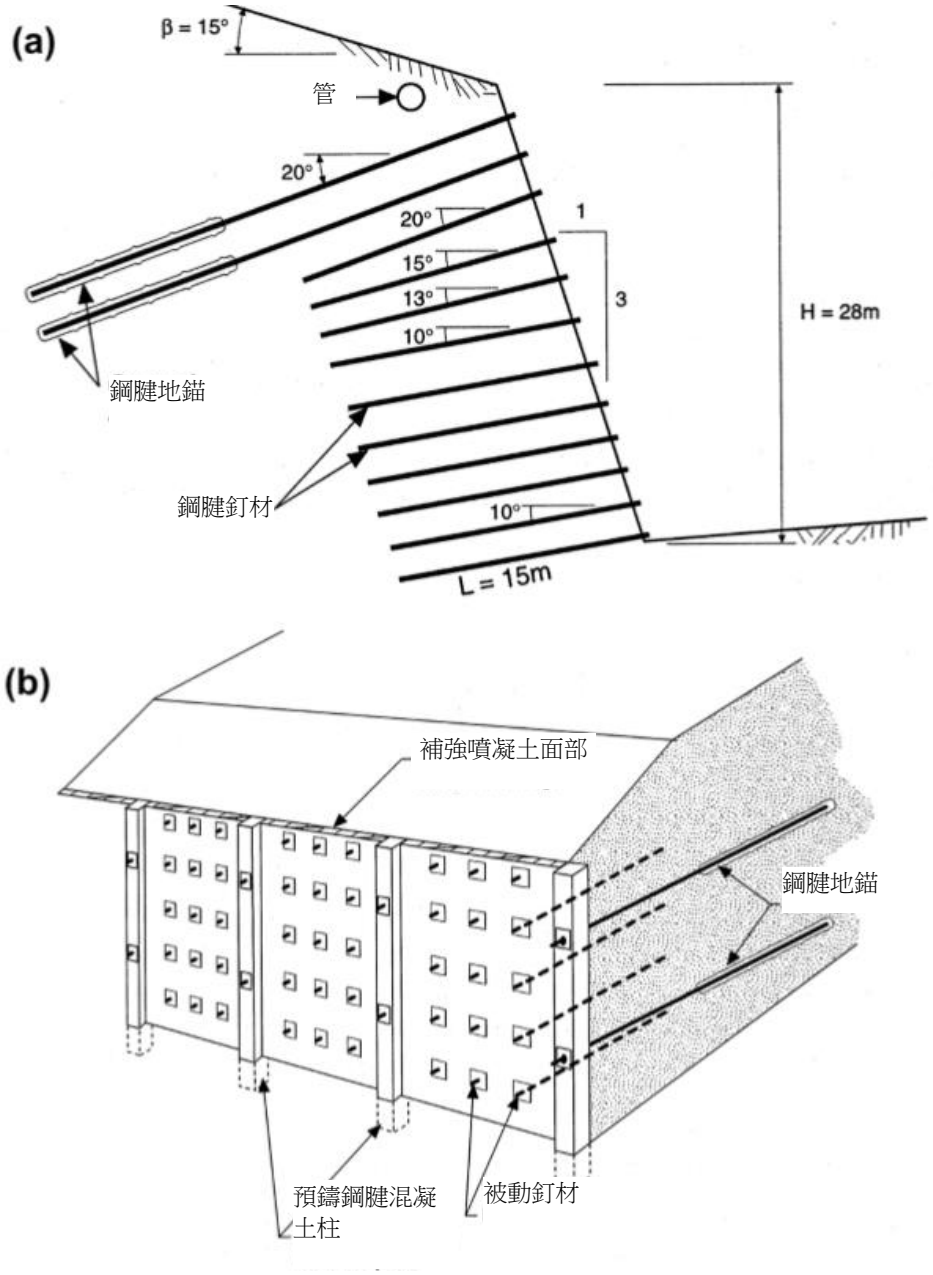


圖 6.15：說明。複合牆體結構：(a)截面，(b)具有混凝土樁的土釘牆。資料來源：Byrne 等人(1988)。

圖 6.15a 描繪了一個土釘牆，其上安裝了靠近牆體頂部的地錨。這種配置可以用於控制地面在土釘牆上方的移動。然而，使用地錨來控制土釘牆的移動是相對罕見的，因為大多數結構或公用設施可以容忍在土釘牆後面發生地面移動。此外，在大多數情況下，在挖掘處附近區域會存在特別敏感的結構，透過使用土釘橫截面的增加(即，土釘剛性較強並且變形較小)，或透過支撐結構本身，可以將移動降低至可承受的水準。一個情況是在土釘牆頂部或附近指定地錨，這是用在相鄰沉積敏感結構的非常深度挖掘，或是不切實際支撐，以及不能使用土釘用作施用於結構的水平力。

由於在升高地錨負荷下可能存在衝擊剪切和彎曲破壞，地錨通常不能直接拉緊初始噴凝土面部。在這些情況下，必須設計適合的支承墊，或是必須增加初始面部的厚度和補強來支撐，並將地錨負荷傳遞到地面。

空間限制可能會限制可用的選項來支撐地錨負荷及其尺寸;因此,工程文件的準備過程中,業主必須考慮,不能把全部歸給承包商。

地錨通常與水平方向成一定角度安裝。因此在連續土坡挖掘期間,必須考慮地錨負荷垂直分量下的牆體穩定性。地錨棒材的水平面傾角是否大於 20 度是特別重要的,但對於較淺的坡度,這仍是一個重要問題。為了減輕牆體在地錨負荷垂直分量下的可能移動,挖掘可以沿著棋盤圖案型態進行;或是可以安裝垂直微型樁,將它沿著開挖底部下方的牆體對齊延伸線來安裝。

當可能存在總體不穩定性時,使用土釘本身作為解決方案是不切實際的,那麼經常會在土釘牆中引入地錨。如果在開挖掘過程的臨時穩定中不需要地錨,則最好將其安裝在土釘牆的底部附近,而拉緊工程在最終面部施工後進行。在需要大量地錨的情況下,可以沿整個牆高安裝。在這種情況下,可以透過場鑄或預凝土柱來實現地錨負荷到地面的轉移(圖 6.15b)。這情況是牆體的土釘部分有效地作為兵樁之間的襯套。在這種情況下,設計者必須考慮完全使用地錨,而不使用土釘的解決方案。

因為組合系統中的土釘和地錨旨在解決不同的限制狀態,所以推薦的設計方法是僅用土釘來分析牆體,但是分析中考慮限制在淺表面的滑動面(即,牆體頂端後面的距離不得大於建議釘材長度的 1.5 倍)。土釘區被認為是剛性塊。地錨必須為更深層的滑動面提供穩定性。因此,將由土釘塊的穩定性要求來控制地錨的長度。讀者可參考 GEC 第 4 號(Sabatini 等人 1999)以了解地錨設計的完整細節。請注意,只有幾種土釘牆設計程式可以在模型中使用地錨。

第二章提出其他類型的複合牆,包括混合土釘/ MSE(圖 2.6),其中土釘牆支撐 MSE 牆。土釘可以使用土釘設計程式來設計。

6.10.3 支撐釘

6.10.3a 概述

使用支撐釘或趾釘鑽鑿,而且灌漿桿以陡峭的角度(垂直方向約為 15 度,或 20 度至 45 度)被安裝在挖掘底部附近,向牆體提供垂直支撐(圖 6.16)。當面部重量或是罕見重負荷施加面部頂端,而且所需的承受阻抗無法由牆下方土壤提供,則可以使用支撐釘。支撐釘材相對較短(牆高的一小部分)並且作用於壓縮。支撐釘以支承板和墊圈連接到牆體上。在構造和性能目標方面,支撐釘類似於 Case I 的微型樁。

專門針對微型樁所開發的設計程式(Sabatini 等人,2005 年)可用於設計支撐釘。這些元素的設計是直接了當的,因為它是基於力平衡。設計上,可以在一般土釘的設計完成後,再透過手工計算完成。在這個問題上考慮的力量(圖 6.16):面部重量(W)、支撐釘中的壓縮力(CST)和緊固在支撐釘(TT)上方的釘材張力。CST 的垂直分量必須等於 W 與 TT 的垂直分量總和以達成平衡。注意,在傳統的土釘牆設計中,TT 必須加到土釘頭的軸向負荷 T 上。下排釘的總軸向力可能需要增大釘材尺寸。上述土釘力的垂直分量在支撐釘設計上並不被考慮,因為這些力被假設由面部和土壤之間的摩擦阻抗所支撐。然而,如果上面的釘材有明顯的傾斜,則這個假設是無效的。

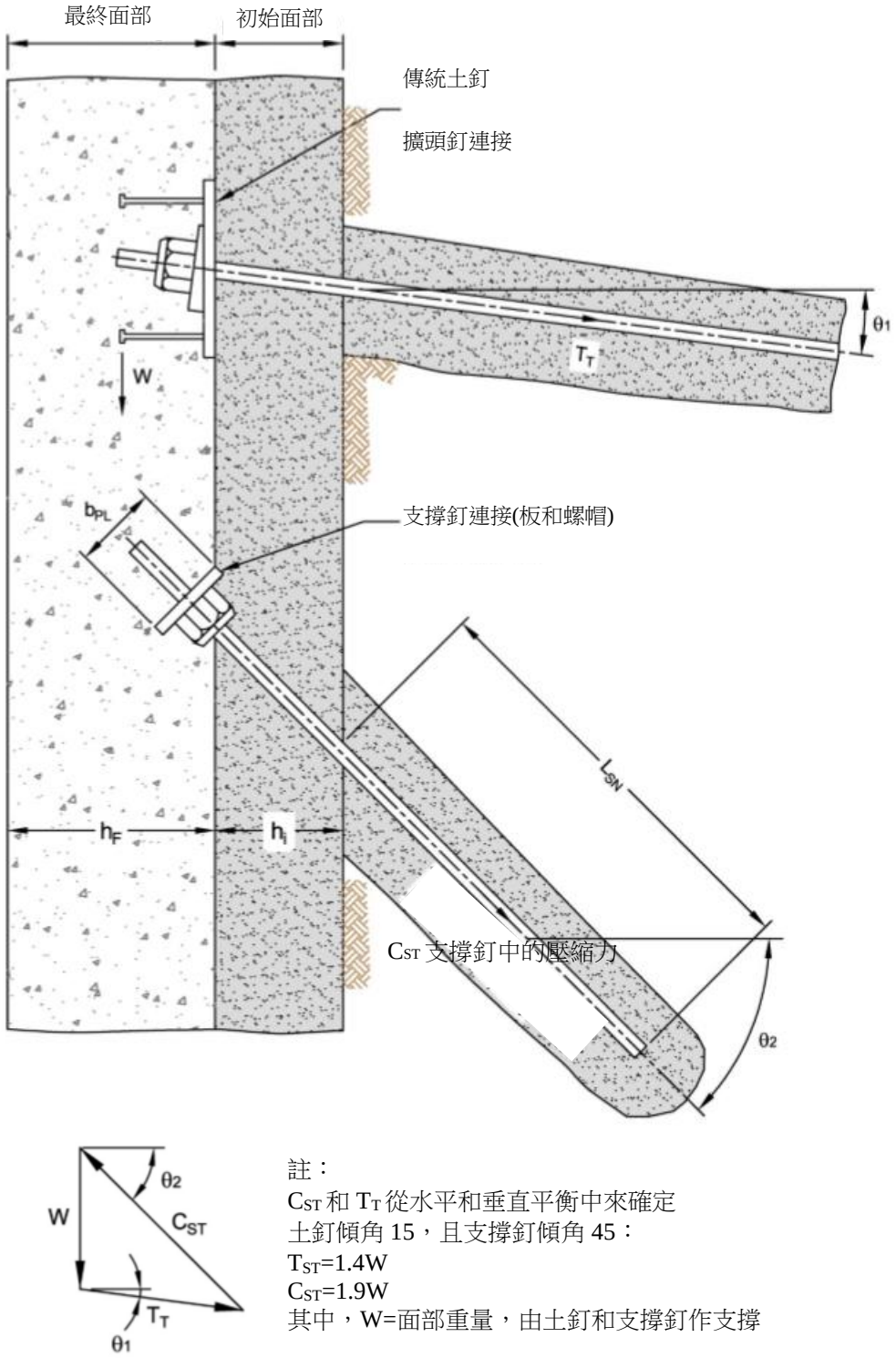


圖 6.16：說明。支撐釘概念。資料來源：Byrne 等人(1998 年)

相互抵抗力(即 TT 和 CST 的水平部件)的發展，在支撐釘和其上方釘排之間的面部段中產生彎矩(圖 6.16)。很重要的一點是，檢查面部的彎曲能力是否大於此力矩。由於這些力產生的最大力矩發生在支撐釘上方的

釘材上，並且與傳統土釘牆設計中獲得的力矩相加。隨著支撐釘安裝接近釘材上方，附加力矩將減小。為了減少新增的彎矩，支撐釘應安裝在靠近或交錯底部釘排的位置。

如果支撐釘與挖掘面太接近，或是挖掘面和支撐釘之間的地面不能提供足夠限制，則可能會發生支撐釘的屈曲。支撐釘的屈曲可以使用針對微型樁的程式來評估(Sabatini 等人，2005 年)。如果發現屈曲是一個問題，則可能需要在支撐釘的上部幾英呎插入短柱殼體，以增加其屈曲阻抗。

6.10.3b 應用

支撐釘的一個應用是臨時支撐面部重量，這是在執行下次挖掘土坡時，初始挖掘土坡變成不受支撐，而需要支撐釘來臨時支撐面部重量。這種支撐釘的應用並不常見。對於組成包括 4 英吋厚噴凝土的典型工法而言，經驗證明，土釘可以充分支撐面部重量。對於施加較厚的噴凝土面板，噴凝土面部的支撐是由釘材的剪切阻抗和釘材下方土壤的支承阻抗所構成，應作正確的評估。在合格的地面，厚度達 8 至 10 英吋的噴凝土的重量已經可被土釘成功支撐，而無額外的支撐措施。

在不利於這種技術的土壤上作土釘牆的施工，空心棒材和實心棒材皆已拿來使用。支撐釘可以沿著最終開挖階層下方的牆體對齊延伸線來作垂直安裝。隨著開挖的進行，在土釘和面部安裝之前，這些元件在每個土坡的挖掘面提供一些橫向支撐，也在已安裝的覆蓋噴凝土提供垂直支撐。這些元件之間的間距通常為 2 至 3 英呎。

支撐釘的一個更典型的應用，是在艱難的路基條件下之最終面部支撐。一個常見的問題是，透過土壤和基岩來支撐延伸切口的土釘牆施工。如果岩石中的切鑿部分不需要支撐，則土釘牆可以終止於基岩頂部或稍低於基岩頂部一點。在這種情況下，支撐釘應安裝在土釘牆趾處，延伸到基岩中，向面部提供垂直支撐。

6.10.4 霜凍保護的考慮事項

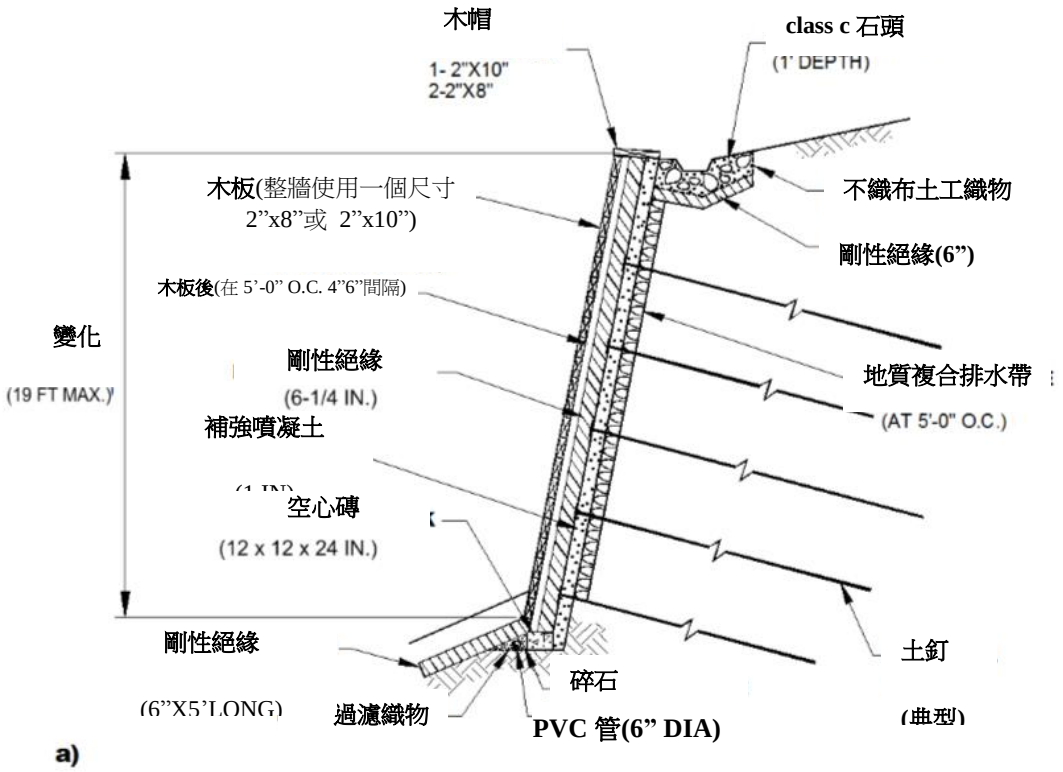
跟基礎不同，這些被設計由霜凍滲透深度以下的基層作支撐；因為暴露的面部，土釘牆總是容易受到霜凍影響。因此，在易受霜凍侵蝕的土壤中建設土釘牆，將需要防凍措施。

由霜凍作用引起的土釘負荷設計必須保守，因為可用來評估霜凍對土釘力影響的資料有限。設計工程師需要考慮：(i)透過提供多孔回填(例如礫石)防止水分積聚在牆後；(ii)將面部加厚至稍大於霜凍深度；(iii)採用較大尺寸的鋼腱；和(iv)在牆體上施加隔熱層。

如圖 6.17 所示，隔熱層可由擠製的聚苯乙烯(EPS)泡沫板組成。該材料重量輕，性價比高。使用這種材料的較薄層可獲得顯著的熱保護效果：1 英吋厚的 EPS 面板被認為與 1 英呎厚的礫石相當。

選擇 EPS 面板和其他絕緣材料的厚度，應基於材料的熱阻(通常稱為 R 值)。對於給定厚度的材料，R 值表示絕緣材料上的溫度下降與每單位面積時間內所傳遞熱量的比率。R 值取決於材料的固有熱阻以作熱傳導，並與材料厚度成正比。材料的 R 值越高，其絕緣能力就越高。R 值的選擇或熱設計細節超出了本手冊的範圍。

設計中也可以考慮其他因素。例如，安裝牆體的方向也會影響霜凍穿透。面北牆體的霜凍滲透深度，可能暴露在陽光下的面南牆體的 1.4 倍到 2 倍。應提供牆體上方的排水渠道，以減少牆後的滲透和霜凍潛勢。


木帽
1- 2"X10"
2-2"X8"
class c 石頭
(1' DEPTH)
木板(整牆使用一個尺寸
2"x8"或 2"x10")
不織布土工織物
剛性絕緣(6")
木板後(在 5'-0" O.C. 4"6"間隔)
變化
(19 FT MAX.)
剛性絕緣
(6-1/4 IN.)
地質複合排水帶
(AT 5'-0" O.C.)
補強噴凝土
空心磚
(12 x 12 x 24 IN.)
剛性絕緣
(6"X5'LONG)
過濾織物
碎石
PVC 管(6" DIA)
土釘
(典型)

a)

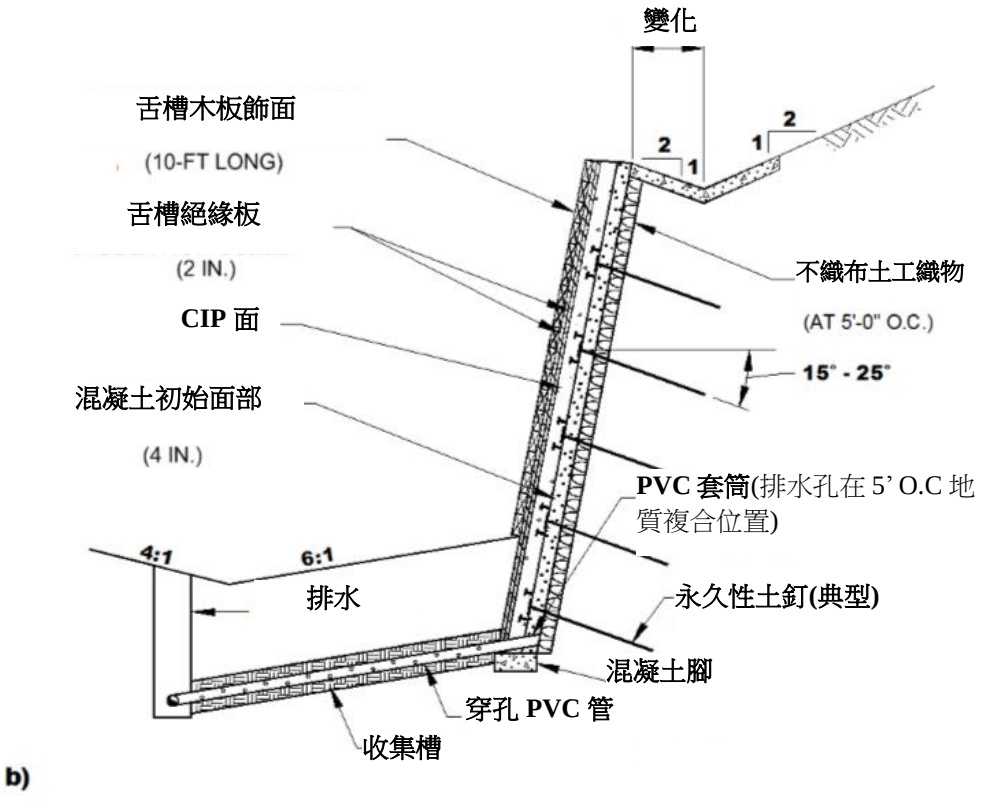


圖 6.17：說明。防霜保護的例子：(a)第一例，(b)第二例。Byrne 等人(1998 年)後修改

6.11 步驟 11　其他設計注意事項

如果設計上對特殊施工需求有要求，例如暴露土坡的臨時支撐，或使用支撐釘，則可能需要在此步驟中對施工性進行最終評估。

業主的設計工程師必須開發負荷測試程式來驗證假設設計值。負荷測試程式的介紹見第九章。

業主的設計工程師還可能需要準備一個大地工程監測計劃，以規定如何在施工期間和施工後評估牆體變形。一般而言，只要是在設計過程中發現牆體變形，那就不重要，或牆體附近存在變形敏感結構，只被認為是牆體工程的風險，則僅需要大地工程監測計劃。

6.12 步驟 12　預施工、施工、後施工

6.12.1 預施工

在設計/投標/建造合約中，對設計執行人員所準備的施工圖面和規格進行監督，是非常需要的，以確保在施工文件中明確傳達設計意圖。繪圖和規格準備應該是設計階段的一個整合部分。預施工階段包括以下活動：

•業主工程估價之準備

•投標者經驗之評估

•承包商之選擇

第八章「承包方式和規範」為上述預施工階段的活動提供了作業指導。

6.12.2 施工及後施工

施工和後施工階段包括以下活動：

•評估承包商的送審資料

•負荷測試的觀察和評估(作為施工品質保證的一部分，品保)

•施工方法的觀察和評估

•生產釘材安裝的觀察和評估

•排水和面部施工的觀察

•施工期間和/或長期的大地工程監測

•準備後期工程報告

第九章「施工檢查和性能監測」提出施工和後施工期間主要技術活動的作業指導原則。

第 7 章: 防蝕保護

7.1 前言

本章將說明任何加速或抑制土釘銹蝕的主要因素、評估土釘銹蝕程度的標準，以及介紹選擇防蝕保護程度的指導方針．永久式土釘擋土牆在設計和施工上需要仔細考量鋼腱及其他相關金屬構件的銹蝕可能性．此處所述鋼腱是採灌漿澆鑄，因此在這部分擋土牆裡便也需要考慮一定的防蝕層．然而，單獨灌漿卻無法為土壤具嚴重侵蝕性的區域帶來有效的防蝕保護．

實心鋼棒的防蝕保護為本章重點，中空鋼棒的說明請參照第 10 章內容．由於中空鋼棒的施作工法與實心鋼棒不同，因此中空鋼棒的防蝕方式亦相對較少．

7.2 歷史背景

目前並無任何文獻提到關於土釘擋土牆因鋼腱銹蝕造成事故或嚴重傷亡的案例，因此本文件中便也不在此處著墨太多，而是從其他水土保護方式的相關經驗來提出建議．其中，那些討論地錨及 MSE 加勁擋土牆金屬鋼筋銹蝕的研究文獻亦為土釘防蝕提供了一些相關資訊．

地錨防蝕的建議和進一步說明可參考“拉索條”(Weatherby 1982)、美國後拉預力學會 Post-Tensioning Institute “預力岩錨及地錨的建議” (PTI 2004)、“地錨” (Sabatini et al. 1999)、“荷載與抗力係數 LRFD 鋼橋結構設計規範” (AASHTO 2014)，以及“高架橋標準規範” (AASHTO 2002)．

Weatherby (1982)針對預力鋼錨銹蝕影響已做詳細說明，同時，他拿歐洲所採用之防蝕方法為主軸再作些許調整，並提出另一套當時最受廣泛應用之方法．PTI (2004)有一個流程圖，有助於人員依據各種考量因子如土壤”侵蝕程度”(等同於銹蝕可能性)及考量成本在內的風險評估，來決定地錨防蝕保護等級．Sabatini et al. (1999)將上述所提概念作進一步廣泛討論，並且提出一個類似於 PTI (1996, 2004)，用來選擇防蝕保護等級的流程圖．

AASHTO (2014)及 AASHTO (2002)當中第 6 節"地錨"也有針對地錨防蝕保護提出詳細說明及建議．

雖然上述這些文獻資料都是針對預力地錨，不過亦有某些防蝕保護方面的觀點能夠延伸應用至土釘，例如像是防蝕保護等級，這當中包含土壤腐蝕性強與弱之間的差異標準，以及引導人員依據類似 PTI (2004)和 Sabatini et al. (1999)的流程圖來選擇防蝕保護等級的指導方針．

7.3 專業術語解釋

多年來，在加勁擋土牆的防蝕保護領域所用名詞都不太相同，因此，為能統一本文件中所用字詞意思，在此針對相關名詞做出釋義如下：

- **侵蝕度**: 土壤傾向相對加快鋼鐵銹蝕速度的現象．
- **腐蝕性土壤**: 土壤中電阻係數、pH 酸鹼值、硫酸鹽及氯化物含量超過建議容許值 (Elias et al. 2009)，並且會相對加快鋼鐵銹蝕的速度．
- **非腐蝕土壤:** 土壤中電阻係數、pH 酸鹼值、硫酸鹽及氯化物含量並未超過建議容許值(Elias et al.2009)．
- **腐蝕度:** 類似於侵蝕度．
- **A 級防護:** 防蝕保護的方式是利用塑膠來包覆土釘．
- **B 級防護:** 防蝕保護的方式包括針對鋼腱及連接構件以環氧塗層或熱浸鍍鋅的方式進行防銹處理．
- **C 級防護:** A 防蝕保護的方式是採用除了周圍灌漿外並無任何防護塗層的裸鋼腱．
- **鈍化:** 根據金屬腐蝕並在外表生成一層銹的變化過程，會讓其變得較不容易產生化學作用，並且也較”鈍態”．

此版文件無論是在選擇防蝕保護等級的程序，或是 A、B、C 三種等級特性說明都與先前的版本不同．

7.4 腐蝕過程

7.4.1 概要

腐蝕是指精鍊金屬在其物理及化學特性上發生劣化的過程，並且可能會因外在環境所產成的電化反應，可能會完全分解該金屬。這當中的電化反應亦涵蓋了腐蝕行為－將一個非金屬導體浸泡在像是溶氧／溶解氯及氫離子溶液（電解液）中，一個金屬表面（正極）的離子會往另一個金屬表面（負極）移動的行為。倘若電壓／氧氣濃度／pH 酸鹼性或正負極之間電阻有差異，則會產生電化反應。之後，隨著陽極離子逐漸流失到電解液中，最後正極便會耗盡。

至於那些灌了漿的土釘的話，則離子會沿著鋼腱在兩端之間游離，如下圖 7.1 所示，亦或是在金屬物周圍及土釘之間游離（例如隔離板至鋼腱頂端）。

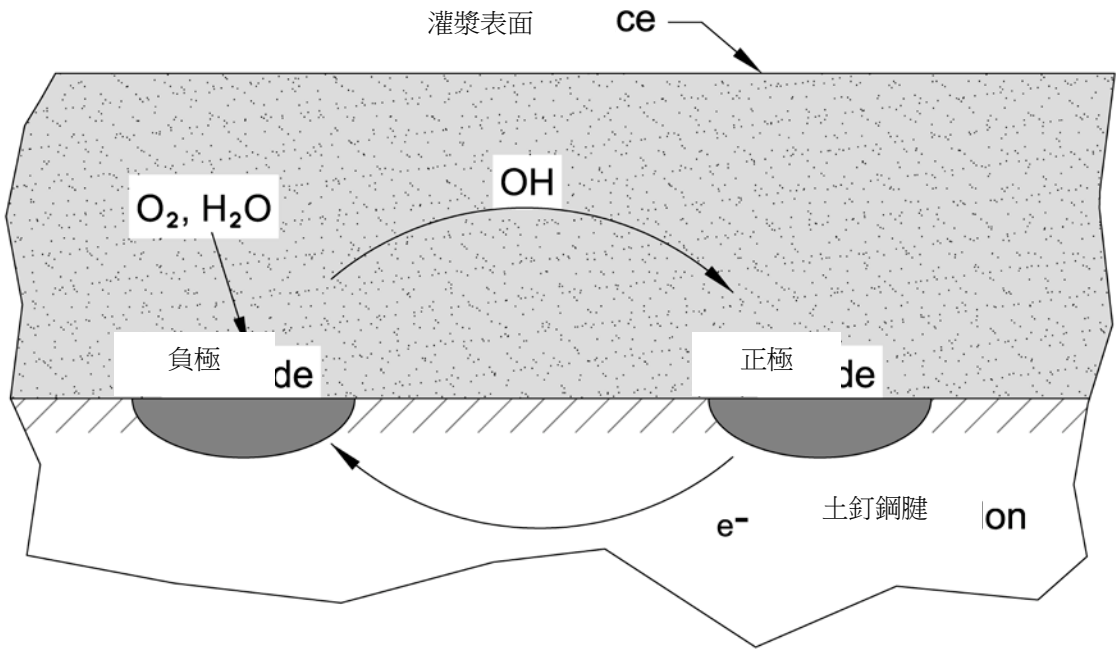


圖 7.1: 鋼腱的正常腐蝕過程圖示。於 Hamilton etal.(1995) 及 Samtani and Nowatzki(2010)之後提出。

7.4.2 腐蝕類型

加勁擋土牆結構會發生下列銹蝕類型(Withiam et al. 1992; Sabatini et al. 1999)：

- 一般腐蝕
- 局部腐蝕
- 雜散電流腐蝕
- 應力裂紋腐蝕/氫脆化
- 疲勞腐蝕
- 細菌侵蝕
- 電化腐蝕（伽凡尼腐蝕）

前面三種腐蝕類型對於土釘結構而言最為重要，這部份我們在後面的章節會做進一步說明。至於應力裂紋腐蝕及氫脆化一般則常見於做為地錨的應力鋼筋及鋼絞線，因為此處的拉伸應力會比土釘來的高(Withiam et al. 1992)。疲勞腐蝕因為會伴隨著明顯循環負載，但這在土釘擋土牆工程中不太會發生，因此此種腐蝕類型較不常見於土釘。當土壤中有細菌存在，在厭氧環境下會減少硫酸鹽，因此容易發生腐蝕現象。細菌生活在地下水層以下的有機土壤或帶有硫酸鹽成分的粘土層時便可能會加速這類腐蝕。電化腐蝕則是兩種具有不同電極電位的金屬接觸並浸泡在電解液時，其中一種金屬傾向侵蝕另一種金屬的過程。這種腐蝕過程不會出現在採用適當工法裝設的土釘擋土牆中，但就理論上而言仍可能會發生，例如鋼腱接觸到其他陽極指數較高的金屬，便也可能發生電化腐蝕。接下來會針對一般及局部腐蝕和雜散電流腐蝕來做詳細說明。

7.4.2a 一般腐蝕

一般腐蝕好發於鋼腱表面，會生成一層形狀均勻的薄鐵鏽。當鋼筋直接暴露在外且無任何防護，運送時無採取適當措施，便會造成這類腐蝕。一般腐蝕會導致鋼腱損耗均勻的金屬含量。一旦形成這種惰性薄層，則氧化速率便會降低，有效阻止進一步的腐蝕，這層鐵鏽也因為變成一層惰性薄層，因此反而變為有利。如果沒有禁止腐蝕行為，則一般至少使用 75 年以上的永久高架橋結構可能就會有很明顯的鏽蝕現象。

應檢查無鍍層的裸鋼腱有無嚴重腐蝕情形，由於蠟／油或其他臨時塗佈會侵蝕灌漿土釘黏合性，並且會造成其他問題，因此儲存鋼腱時不應使用這些物質來試圖保護鋼腱。

7.4.2b 局部腐蝕

局部腐蝕也被稱為斑蝕，會形成小凹洞或裂縫，造成離子濃度量不均勻／電化電壓升高，然後是局部腐蝕。若鋼腱慣將沒有裂開，則會形成一個防蝕層並具備下列能力：(i) 一個能阻絕腐蝕物質侵襲的具體隔離層；及(ii) 化學鈍態。水泥加上水／鈉／鉀及鈣氫氧化物再脫水之後會變得不易與環境作用的鈍態（an environment favoring passivation）。該環境 pH 酸鹼性提高(>13) 並且帶有氧氣，會在鋼腱表面形成一保護氧化層。

但這層保護層會在灌漿出現深層裂縫時失去保護能力，若當灌漿層已完全充滿裂痕，甚至是裂到鋼腱處時，就會出現斑蝕。斑蝕的腐蝕程度及深度會受到可繼續反應的氧含量所影響；因此若是在完全灌漿，不太有氧含量的情況下，這些裂痕可能不會再衍生成斑蝕。因負載的拉伸應力，或是當灌漿層收縮超出其拉伸容許值，便會在灌漿層形成裂縫，若土壤中的氯化物和／或硫酸鹽含量過多，並且裂縫寬度大到腐蝕性物質足以穿過，那麼這些腐蝕性物質便會透過這些裂縫跑到鋼腱。雖有研究不認同當裂縫低於最小允許寬度時，則該灌漿層可視為不具滲透性灌漿層；然而，裂縫寬度小於 0.004 吋是研究所引述之下限值(Samtani and Nowatzki 2010)。一旦出現斑蝕，並且又有足夠的氧含量，則局部腐蝕情形會變得更嚴重，腐蝕深度更深，鋼腱橫斷面大小便會在該腐蝕處變小，最後也可能出現過度應力或發生事故。為能研究造成鋼腱截斷的斑蝕原因，應進一步檢查表面上的明顯銹蝕。

如果沒有徹底完成灌漿作業，部分鋼腱可能沒有受到保護，則容易出現局部腐蝕。

7.4.2c 雜散電流

如第 4 章所述，雜散電流會造成土壤腐蝕。當長時間曝露在雜散電流的環境時，這些電流會使金屬構件之間離子游離的情形加劇，因而加速腐蝕。雜散電流會在離子游離現象最強的地方／電流流出擋土結構的地方，以及電流進入大地或水電解液的地方產生腐蝕 (Withiam et al. 1992)。

除非還有採用其他適當的防護措施，否則使用高強度鋼 (95 to 150 ksi)的土釘擋土牆可能會受到雜散電流影響。針對存在雜散電流的研究指出，當雜散電流距離鋼腱超過約 100 至 200 呎時，其電位值很低 (Elias 2000)。

除了與雜散電流的距離因素外，還有其他許多可能會影響金屬構件腐蝕比率的因素，包含電壓／金屬表面特性 (例如鋼／鋅)／電解液種類 (例如水／添加其他液體的溶液)／電解液中的物質及含量濃度(例如鹽的碳酸鹽／氯化物)／陽極／電解液介面性質，和其他環境因子等。目前並無任何研究發表提出關於土釘受雜散電流影響層面的指導方針，以及像是系統電壓及土壤電阻值這些參數對於土釘腐蝕可能性的影響。因此，腐蝕專家必須針對可能存在雜散電流的工程進行專案評估。

7.5 評估土壤腐蝕性

為能決定適當的防蝕保護等級，需就土釘擋土牆周圍土壤的腐蝕性進行評估，而這項評估也必須著重在任何會加速腐蝕的條件，相關進一步細節請參照如下。

7.5.1加速腐蝕的條件

加速土釘腐蝕的條件包含：

- 土壤 pH 酸鹼值過低或過高
- 土壤電阻過低
- 土壤或地下水中氯化物或硫化物含量高
- 飽和土壤或接近飽和土壤
- 帶有有機物質的土壤
- 有雜散電流存在
- 有氧存在

上述這些因子皆統稱為土壤腐蝕度 (或侵蝕度)。

土壤比電阻率對腐蝕度的相對影響等級如表 7.1.所列，相關進一步說明請參照(NCHRP 1978)。

表 7.1: 電阻率對腐蝕度/侵蝕度的相對影響(摘自 NCHRP 1978)

腐蝕度/侵蝕度	電阻(ohm-cm)
腐蝕性極高	< 700
具一定腐蝕性	700 - 2,000
具中等腐蝕性	2,000 - 5,000
腐蝕性溫和	5,000 - 10,000
非腐蝕性	> 10,000

7.5.2評估土壤腐蝕性的標準

依據 Elias et al. (2009)所建立之評估土壤腐蝕性的標準如表 7.2.所示，如有任何一項數值超出下表 7.2 第三列容許值，則該土壤便可視為具腐蝕性．依據 Elias et al. (2009)，電阻率大於或等於 5,000 ohm-cm 時，氯化物及硫酸鹽容許值會有變動．

若土壤符合下表規定之數值，便可視為非腐蝕性土壤．請注意，當前方式是簡化電阻率使用範圍，並針對單一閾值來區分”腐蝕性”及”非腐蝕性”土壤．

表 7.2: 評估土壤腐蝕性的標準

測試項目	單位	評估為非腐蝕性土壤閾值	測試法
pH 酸鹼性	–	5.0 < pH < 10	AASHTO T-289
電阻率	ohm-cm	大於 3,000	AASHTO T-288 (2)
硫酸鹽	ppm(1)	小於 200	ASTM D4327
氯化物	Ppm	小於 100	ASTM D4327
有機物	重量百分比	小於 1%	AASHTO T-267

註: (1) ppm = 百萬分之一

(2) 這項測試法對於僅有少量或完全沒有細於 10 號篩網的粗顆粒土壤可能有其限制條件，對此，替代建議值請參照 Elias et al. (2009)．.

請注意“非腐蝕性”一詞不應解讀為完全不會造成腐蝕的意思，而是指假如土壤中的電化特性不會隨著時間有所改變的情況下，該腐蝕等級對於一般擋土結構的設計壽命而言(通常是 50 到 75 年)，仍在其可承受範圍內．

表 7.2 包含檢驗各項可能會影響腐蝕性的土壤特性的建議測試法．某些表 7.2 所列特性測試法不只一種，有時會採用 ASTM 或 AASHTO．在大部分的研究案例中使用這兩種測試法的結果差異並不大，某些方法會比其他方法更準確且可複製使用．不同測試法的相關進一步說明亦可參照 Elias et al. (2009)．任何研究案例都應清楚詳述使用的測試方法．

如果擋土結構設計人員能夠確認土壤條件相似，那麼便可套用周邊工地的測試結果來評估該工程土壤腐蝕性，否則在沒有進行土壤測試的情況下，該土壤應視為具腐蝕性．觀察緊鄰該工程項目的預埋結構狀態也能作為該土壤腐蝕性的評估指標之一．

由於土壤腐蝕性可能會隨著土釘擋土結構的使用年限而提高(例如靠近鋪路鹽處／採礦作業區／化學廠或化學儲料區)，因此腐蝕性或非腐蝕性土壤的評估結果之後仍應做出預估並變更評估結果．

針對暴露於岩鹽的永久高架橋結構來說，少部分有關 MSE 加勁擋土牆的數據顯示，由於測試時是以馬路表面取樣測試，因此保留土層的上面 8 呎腐蝕率會較高，亦或是依照土壤級配不同腐蝕寬度亦不同．目前這些較高腐蝕率的土壤並沒有確切的明顯特性，並且也尚未從土釘擋土結構中直接檢測出來；不過在這種情況下，應在路面下方的路面排水系統綁上一塊至少 30-mil 厚的地工薄膜，以避免岩鹽滲透至地底．但不能將這塊地工薄膜綁在牆面排水系統，以免將鹽分導進牆面．

7.6 防蝕保護

7.6.1 說明

防蝕保護方式可採物理防蝕或化學防蝕或是兩者兼併，至於像是陰極保蝕的電氣防蝕

則不常用於土釘擋土結構，而物理防蝕則包含在鋼腱／其他金屬構件及腐蝕源之間埋設連續隔離保護層·

化學防蝕則會使用犧牲材料（如鍍鋅材料）或介電材料（如環氧樹脂塗佈鋼筋或電氣絕緣墊），這些都會阻絕電流·某些防蝕系統則會結合下述方法·

7.6.2 灌漿

這種防蝕法是用水泥漿將鋼鍵徹底充填·由於本文件所述土釘工法都是灌漿，所以不論土壤是否具侵蝕性，都是採用這種防蝕法·

使用定心器能夠確保灌漿層厚度均勻披覆在鋼鍵上，針對固態鋼鍵而言，考量到定心器之間的鋼棒下陷，定心器尺寸及間隔都應保持在鋼鍵與土壤之間的灌漿層至少 1 吋（不管是裸鋼鍵／環氧樹脂塗佈或鍍鋅都一樣）·

灌漿層同時具有物理及化學防蝕效果·如果灌漿層做得好，則水泥漿的化學鈍態能夠防止或延緩土壤中的碳酸鹽和氯化物及空氣中水分及氧氣接觸到鋼鍵·符合品管規範的水泥漿具低滲透性，加上鋼鍵附近的鹼性環境，因此該灌漿層就像是一層降低腐蝕性的隔離層·

但在具腐蝕性的情況下，由於灌漿水泥一定會有裂縫之故，所以這種灌漿防蝕有效程度會受限·如先前所述，當鋼腱在受到拉伸負載時會斷裂，甚至在其拉伸力最大的地方，通常大約是臨界滑動面及土釘交界處，此處的斷裂情況會更嚴重·是否會發生腐蝕或灌漿層是否仍保持相對不易滲透都取決於裂縫寬度；但在研究中也沒有關於土釘腐蝕的具體資料，因此，在具腐蝕性土壤中施作土釘擋土牆時，應持合理保守心態不要只採用灌漿防蝕，也要再設計其他的防蝕方式·

7.6.3 環氧樹脂塗層

依據 ASTM A775 或 A934 標準規範，環氧樹脂防蝕法是以環氧樹脂粉體塗料塗佈於鋼鍵上·這層塗料是由供應商在將鋼鍵運送至工地現場前要先完成的作業·環氧樹脂塗料是種電介質，因此具有物理和化學防蝕能力·鋼腱及土壤之間的灌漿厚度至少要 1 吋，並且所有環氧樹脂塗佈鋼鍵周圍都要灌漿·

塗在鋼筋上的塗料會用綠色／灰色或紫色來區分，最常用的是綠色塗料並且符合 ASTM A775/A775M 標準規範。綠色塗料具有彈力，適用於可彎折成不同形狀的鋼筋，灰色及紫色環氧樹脂塗料彈性比綠色差，但耐化學性較高。紫色環氧樹脂塗料最適用於濱海區或嚴苛的環境條件。由於目前尚未針對不同顏色環氧樹脂塗料應用至土釘擋土牆的長期彈力效果進行研究；因此本文件便沒有關於使用何種環氧樹脂塗料更有助於維持其使用壽命的敘述。

環氧樹脂塗層可用於腐蝕性或非腐蝕性土壤。如果沒有該工地具體土質資料可供人員評估是否具腐蝕性條件時，則一定不可僅施作環氧樹脂塗層來當防蝕措施。如果環氧樹脂塗層沒有受到損壞，則因其電介質特性，可明顯長效維持防蝕能力，不過環氧樹脂塗層可能會在包裝及運送途中受到損壞。雖然 ASTM 標準規範中允許環氧樹脂塗層有些許裂痕(依據防蝕標準的針孔數而定)，但當環氧樹脂塗層遭到破壞時，還是應盡可能地修復。

有時製造商會直接在工地將整個實心鋼棒用工具填蓋住缺口或裂縫，但這樣做卻可能無法發現到其他瑕疵。

一般針對土釘而言，ASTM A775 或 A934 標準所規範的環氧樹脂塗層厚度必須介於 7 至 12 密耳，但其實應詳述環氧樹脂塗層的合理範圍，而非僅是單一數值。一份工程規範中鋼腱的環氧樹脂塗層厚度範圍如要與 ASTM 規範的內容不同時，必須相對謹慎並充分理解塗層過厚的結果。環氧樹脂塗層的塗佈過程一定會有其厚度容許值，該值可能會因不同製造商而改變。環氧樹脂塗層塗裝人員在進行塗佈作業時會塗得比規範的厚度還厚，如此鋼腱各處便會符合最小厚度容許值，而這也一定會造成鋼腱區域的環氧樹脂塗層厚度過厚。如果最小厚度值太大，則可能因為厚度太厚而在施工時發生鋼筋接續器及螺帽無法鎖在鋼腱上的問題，這時現場人員會傾向削掉多餘的環氧樹脂塗層，因而破壞掉塗層的一致性，尤其是土釘釘頭的地方。鋼筋接續器及螺帽的螺紋不能為了配合過厚的環氧樹脂塗層而過度擴孔，否則便會喪失其工作性能。

如同前面所說，不論環氧樹脂封裝的類型為何，灌在鋼腱上的灌漿層厚度都必須 1 吋。

7.6.4 鍍鋅(熱浸鍍鋅)

熱浸鍍鋅也是其中一種防蝕方式，也就是將鋅塗料塗佈在鋼筋表面，利用熱浸接合（hot-dip）的方式將鋼鍵及其他金屬構件浸在鍍鋅槽中，這種鍍鋅的防蝕方式由於會生成一氧化鋅薄層，因此具有物理及化學防蝕能力，

水泥漿應澆注在所有鋼腱周圍，

鋼筋應遵照 AASHTO (2014)或 ASTM A123 標準規範來塗佈，另外也能以 ASTM A767/A767M 標準做為參考，依據第 11 條第 10.6.4.2a 項(AASHTO 2014)規定，鍍鋅層厚度最少應為 2.0 oz/ft^2 或 3.4 密耳，而 ASTM A123 也要求同一工程裡的所有鋼腱的鍍鋅層平均厚度應至少為 3.4 密耳，單一鋼腱的鍍鋅層厚度則至少為 3.1 密耳，螺帽／鋼板及其他硬體構件都應遵照 ASTM A153 標準施作鍍鋅作業，在腐蝕過程中，鍍鋅層會作為犧牲陽極以保護基底金屬不受侵蝕，除此之外，鍍鋅亦能防止斑蝕形成，不像無鍍鋅或裸鋼腱在受到腐蝕的第一年就會遇到斑蝕情形，一旦鋅被氧化完畢，便會開始腐蝕基底金屬，

鍍鋅層在處理及施工的過程中若有磨損／刮傷／刻痕和裂痕，便會破壞其防蝕能力，因此，鍍鋅及施工時必須小心不要破壞鍍鋅層，施工機具不應直接開在加勁構件上，也不能拖曳／過度彎折或在現場裁切他們。鍍鋅鋼筋在吊起和搬運時應有足夠支撐，以免鋼筋過度彎折。如有任何斷面毀損，應在現場用特定等級的防銹鋅塗料塗佈於受損區域。

同樣地，不論環氧樹脂封裝的類型為何，灌在鋼腱上的灌漿層厚度都必須 1 吋。

7.6.5 封裝

封裝是一種用於具腐蝕性土壤或未知土壤的永久土釘擋土牆的常見方法。一般利用厚度 0.04 吋的波形 PVC 套管或厚度 0.06 吋的 HDPE 波形套管來固定鋼腱。鋼腱與套管的環形空間會在出廠前會進行灌漿，之後再將所有組件運至工地現場。而所有封裝的鋼腱周圍則會佈滿水泥漿。

套管採用波紋形狀是為了能加強土釘對周圍灌漿的負載傳導性。必須要非常堅固以確保不會在運送／施工及安裝過程中受到破壞；也必須不會與水泥起反應，具化學穩定性，抗紫外線且不具滲透力。某些特定套管技術會是專利所有。

套管內的灌漿必須完全填滿鋼腱周圍的環形空間，內部充填厚度至少需為 0.2 吋。這種距離能讓填入的水泥漿容易流動，以確保具備足夠的物理防蝕能力。至於套管外部，則在套管至所鑽孔洞擋土牆之間必須保持灌漿層厚度至少 1 吋。如有需要，封裝鋼腱應遵照 PTI(2007)規範用熱縮精蠟帶綁起來，以免造成永久土釘擋土牆的不連續面。

在相同土壤條件的情況下，緊鄰於擋土牆面的土釘鋼腱部位會更容易發生腐蝕，而在某些工程案中也已採取多延長緊鄰牆面的套管長度 3 呎（請見圖 3.9）。

7.6.6 犧牲鋼材

犧牲鋼材適用於金屬鋼筋，像是 MSE 加勁擋土牆。Fishman 和 Withiam (2011)指出非預力構件通常都是包含犧牲鋼材來計算因腐蝕而損耗的金屬值，至於像是地錨這種預力構件則不會被納入犧牲鋼材內。這種方法專門適用於加勁擋土牆用的鋼筋，與土釘相比，這種方式比較容易掌控品質。

視業主和任何管轄機關的規定而定，否則犧牲鋼材也可作為鋼棒土釘的一種防蝕方法。由於塗料及封裝費用不高且防蝕效果更好，並且施工上的不確定性也較少，所以大家傾向於在鋼棒土釘擋土牆使用這種方法。

利用下列算式計算出犧牲鋼材的一般鋼元素值(Fishman and Withiam 2011):

$$X(\mu m) = 80\,(\mu m/yr) \times t_f^{0.8}$$

方程式 7.1: 犧牲鋼材的厚度

X 為鋼損耗值，單位為 μm，而 t_f 則為使用年限。必須從鋼筋直徑扣掉兩倍鋼損耗，計算如下：

$$d_{loss} = d_{bar} - 2X$$

方程式 7.2: 剩下的鋼筋直徑

d_{loss} 為扣掉犧牲鋼材之後的鋼筋直徑，而 d_{bar} 則是一般鋼筋直徑。

鍍鋅後的犧牲鋼材也能套用上述算式。

7.6.7 土釘釘頭防蝕

土釘釘頭有承壓鈑／大頭剪力釘／墊圈及螺帽。當土釘釘頭沒有直接接觸土壤，而是接在土釘上時，便會需要進行防蝕。在擋土牆面的灌漿層或噴漿混凝土層厚度至少為 2 吋，而在土壤面的至少 3 吋。當鋼腱已有封裝／環氧塗層或鍍鋅時，則所有土釘釘頭部件也應有環氧樹脂塗層或鍍鋅層。

不過，倘若土釘釘頭構件的總蓋板（最初及最後擋土牆面)厚度為 9 吋或以上，且是施作於非濱海區時，則土釘釘頭構件便不需封裝／塗佈環氧樹脂塗料或鍍鋅·土釘是否塗佈環氧樹脂塗料可取決於鋼腱有無鍍鋅，如有鍍鋅則可塗佈，反之亦然·

最終擋土牆面厚度應隨結構之必要條件而增加，以符合土釘大頭剪力釘及其他土釘構件灌漿層或噴漿混凝土層的最小厚度要求·或者最終擋土牆面厚度能就結構所需條件進行調整，並且也要能修改大頭剪力釘的設計和／或特性，以便於縮短其長度時也能保持擋土牆面的原始阻抗·

7.6.8 防止雜散電流造成的腐蝕現象

如有產生流電的情況時，可利用電氣絕緣的方式來達到防蝕作用，此方法是要阻絕電氣源和鋼腱之間的電流流經迴路，如此便能達到電氣隔離·阻絕點可設置於土釘處或是沿著該流經迴路來設置，另外也能採取封裝方式來阻絕並防蝕·這項工法必須由專業認證人員針對每一項工程的不同條件，在土釘打設後及灌漿前進行現場測試·

7.7 如何選擇防蝕等級

7.7.1 說明

本節將說明如何依據工程／土壤及土釘鋼腱種類來決定防蝕等級，在挑選防蝕等級時需考量許多條件因素，其中有些較關鍵因素包含了已知缺失產生的後果／不同防蝕等級的相關費用／依據鋼腱種類而影響不同防蝕法的能力，以及鋼腱裝設於某些防蝕系統的效果等．

下面會有一流程圖供使用者依據上述所列考量因素及其他因素逐步選出適當的防蝕等級·

7.7.2 決策過程

7.7.2a 概要

下圖為套用 PTI (2004)的流程圖內容，適用於土釘鋼棒的防蝕等級選擇(圖 7.2)·這種方法是以之前的美國聯邦公路管理局(FHWA)土釘施工指導方針為基礎再做修訂的新版本，更著重於封裝／環氧樹脂塗佈或鍍鋅鋼筋之間的不同防蝕等級說明·

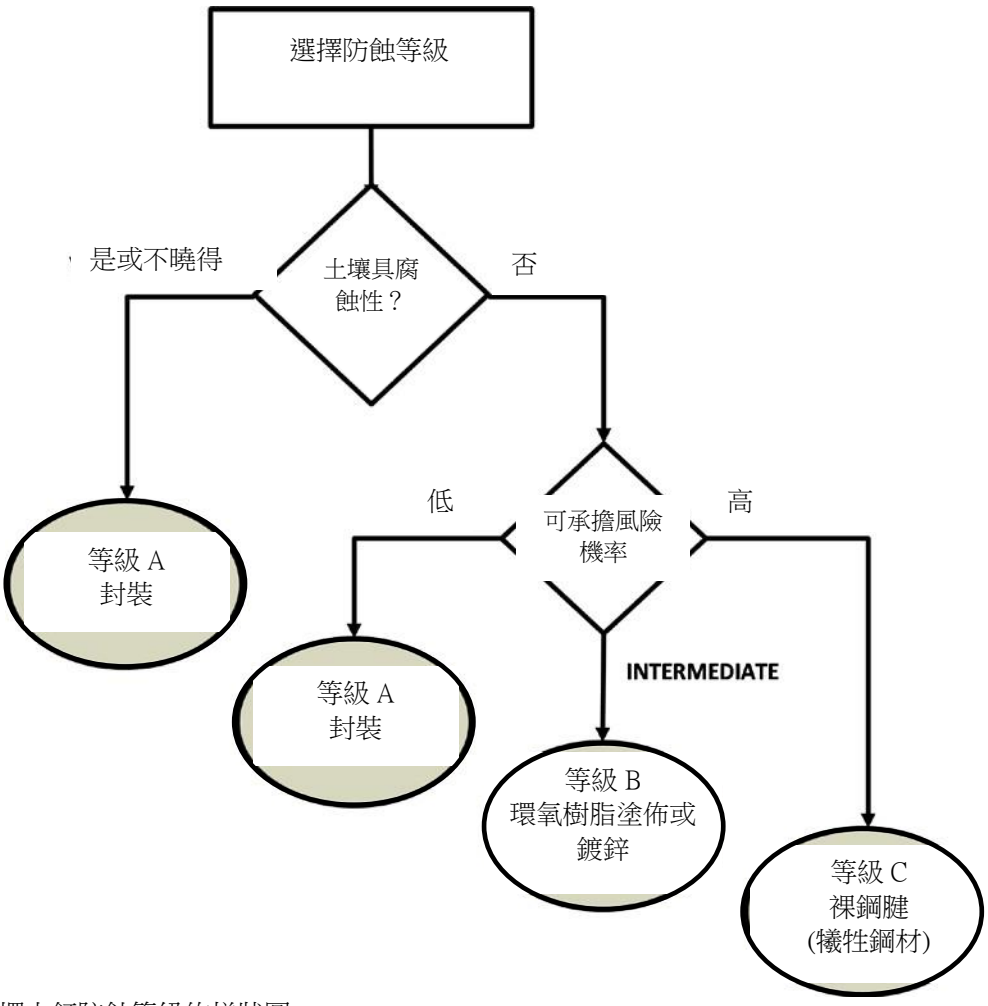


圖 7.2: 選擇土釘防蝕等級的梯狀圖

上圖所示防蝕等級代表永久式土釘所採用的最低等級，如想保險起見，業主可依據其可承擔之風險程度來選擇採用更高的防蝕等級 (相關說明請見下節內容)。

與 PTI (2004)不同的一點是，由於這個方法是針對永久擋土結構，因此刪掉使用壽命這項考量因素。流程圖中的第一個問題是依據表 7.2 來劃分土壤是否具腐蝕性。腐蝕性土壤或不知道土壤腐蝕性情況的時候應採用表 7.3.所定義之防蝕等級 A，至於施作於非腐蝕性土壤的工程則可進一步評估其可承擔風險性高低。可承擔風險性是指既有因素的評估，包含已知風險及事故後果，以及提高防蝕等級會增加的費用等。總結而言，可承擔風險性低／中／高的劃分除了是依據風險及成本兩相平衡後的結果外，還會再考量不確定性這個基礎來設計基本防蝕系統。

表 7.3: 土釘防蝕等級表說明

防蝕等級	採用的防蝕法(1)	條件/註記
A	封裝	• 腐蝕性土壤或不知道土壤的腐蝕程度 • 可承擔風險低的非腐蝕性土壤 • 可實施的最高防蝕等級，不過在極端條件下，可實施封裝及環氧樹脂塗佈或鍍鋅等多種防蝕作業
B	環氧樹脂塗料或鍍鋅	• 可承擔風險中或高的非腐蝕性土壤
C	裸鋼腱 (犧牲鋼材)	• 可承擔風險高的非腐蝕性土壤

(1) 認為所有土釘鋼筋都已灌漿且亦包含此處所列各等級的灌漿層防護

7.7.2b 可承擔風險性

業主必須考量眾多因素並評估出各工程案的可承擔風險性，這些因素族繁不及備載，而且每種也都有其特定規章，因此，業主可就兩個假設的簡單案例來描述評估的可承擔風險性。

第一個假設案例是經過廣泛測試後認為土壤為非腐蝕性土壤，土釘擋土牆因為不太可能出現的腐蝕而導致崩壞只會在施工後的一段時間內發生．如果該事故只造成業主尚可接受的少許有形損失，並且亦可負擔維修費用時，那麼業主便可選擇將可承擔風險評為”高”．倘若業主認為額外費用不多，則仍可選擇防蝕等級 B 或 A．

相反地，如果測試結果顯示土壤不具腐蝕性，但業主認為發生事故後的有形損失很高，業主可能或不可能負擔得起時，則可選擇將可承擔風險評為”中”或”低”．

在只進行少數測試，而測試結果顯示土壤不具腐蝕性，周邊結構也沒有任何腐蝕痕跡，但若發生事故時可能會導致人員損傷或死亡的情況，則業主應將可承擔風險性評為”低”．

最後，業主必須依據該工程附近的特定環境條件／調查可靠度／業主查驗及維護既有結構的習慣，以及可動用資金金額等來決定該工程的可承擔風險性．

7.7.2c 防蝕等級

本文件共解釋三種防蝕等級如下：

- A 級防蝕: 封裝(圖 7.3)
- B 級防蝕: 環氧樹脂塗料或鍍鋅(圖 7.4)
- C 級防蝕: 並非澆注灌漿，而是無任何防護塗層的裸鋼腱(圖 7.5)

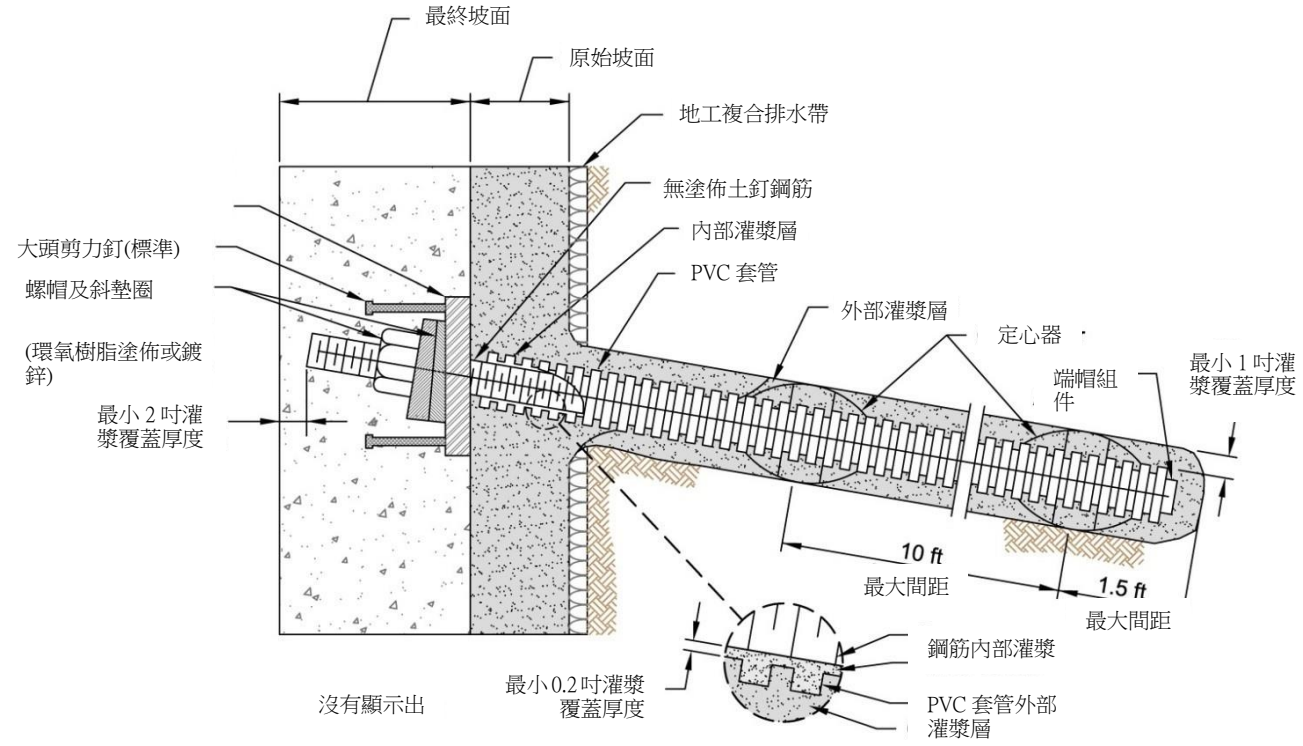


圖 7.3: 防蝕等級 A: 封裝。修訂自 Byrne et al.(1998)版本.

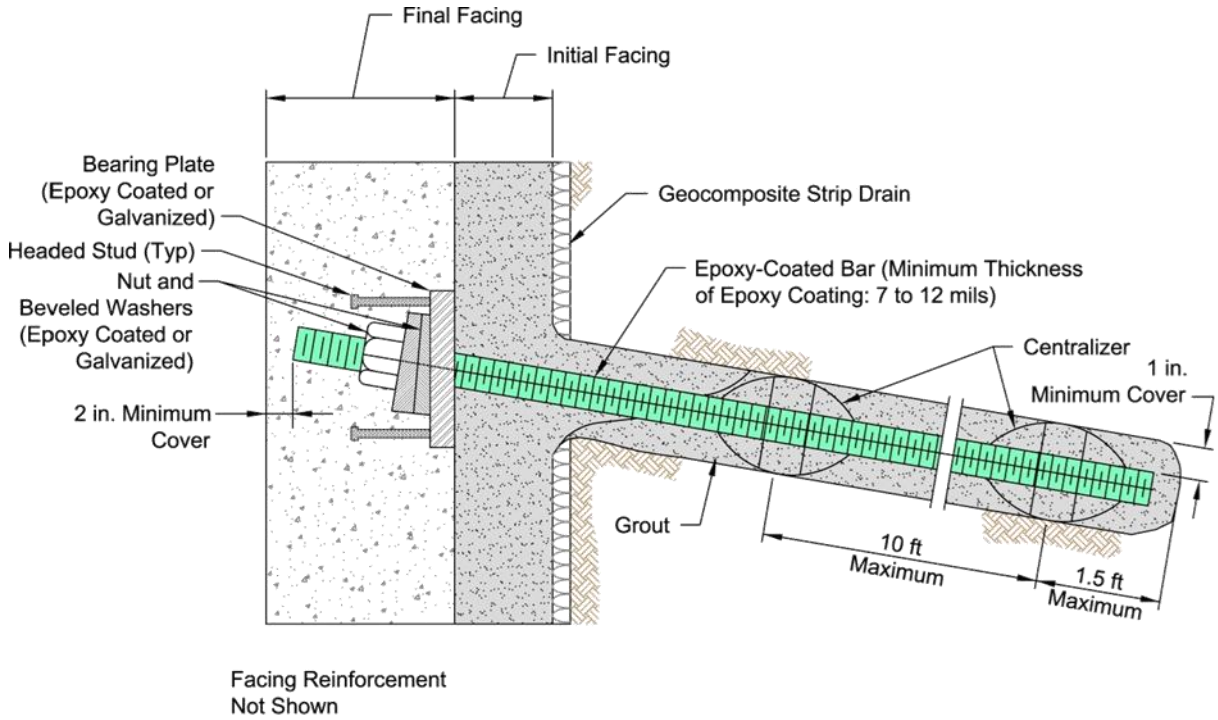


圖 7.4: 防蝕等級 B: 鍍鋅或環氧樹脂塗佈圖示。修訂自 Byrne et al. (1998)版本.

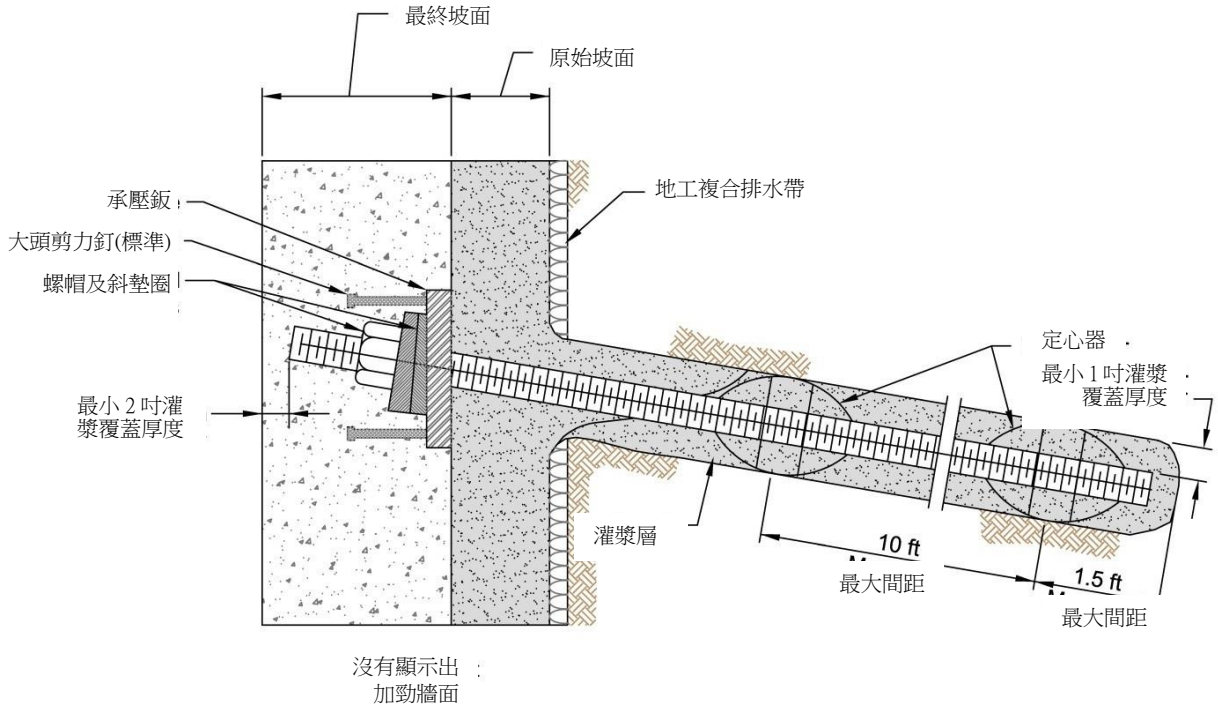


圖 7.5: 防蝕等級 C: 裸鋼腱・修訂自 Byrne et al.(1998)版本.

7.8 防蝕設計

7.8.1土釘防蝕設計步驟

業主依據下列步驟決定土釘防蝕方式。

(1) 依據第 4 章及本章所述腐蝕測試結果，利用表 7.2 區分土壤是否具腐蝕性。

(2) 依據腐蝕性／可承擔風險性及其他本章所提各種考量因素，利用圖 7.2 來決定適當的防蝕等級。

(3) 決定好防蝕等級後，選擇適當的鋼腱種類以符合工程需求。

(4) 若選擇 C 級防蝕:

a. 取得標準鋼腱直徑
b. 決定土釘擋土牆的設計年限 (一般來說是 50 到 75 年)
c. 利用算式 7-1 計算犧牲鋼材值

d. 計算包含鋼損耗後的新直徑
e. 使用新直徑來計算鋼腱會產生鋼損耗面積
f. 鋼損耗面積之後應作為算式 6-5 中的鋼腱橫斷面面積 A_t，以計算出鋼腱標稱阻抗
g. 依據第 6 章建議進行設計

(5) 若選擇防蝕等級 A 或 B，則依第 6 章建議完成設計。

7.9 特殊情況

若擋土結構是會於濱海區或其他富含氯化物的環境即為需要進一步考量的特殊情況。針對會接觸到鹽水的濱海擋土結構，頭先幾年應先預估每面或每半徑的碳鋼損耗為 3.2 密耳，之後損耗幅度會降至 0.67 到 0.7 密耳。相較於符合最小電化標準的殘餘土壤損耗相比，鋅損耗速度則可能會很快。暴露的第一年應預估鋅總損耗值約為 3.4 密耳。

如前面所說，因接觸岩鹽（deicing）而讓道路及橋臺產生腐蝕率較高的腐蝕性，可在路面下方的路面排水系統綁上一塊(最小)厚度 30 密耳的地工薄膜（geomembrane），以避免岩鹽滲透至地底。

至於暴露於那些從礦業廢棄物／廢棄煤礦或富含黃鐵礦的土壤及岩石層而來的酸性水中的擋土結構也算是特殊情況，可能需要委由腐蝕研究專家來處理。

上述這些情況可能不適用土釘作業。在遇到這種特殊情況而進行可行性研究時，土壤腐蝕性很可能會是需要考慮的最重要因素。

第 8 章:　制定承包方式及規範

8.1　前言

要制定出永久土釘擋土牆結構的圖說及規範有兩種承包方式，某些業主傾向使用其中一種或是兩種都用．承包方式可依據下列條件來選擇：該工程的重要程度及施工複雜度／業主和工程顧問的相關經驗，以及承包商的專業性．如果應用得當，兩種承包施作方式都會很有效，兩者亦都各有利弊．這些承包施作方式包含：

- *程序設計*．所有設計／工程材料及施工方法的細節都詳述於合約文件中．附件 E 為範例規範．
- *性能成果設計*．合約文件詳述成功施作土釘擋土牆成果或結果的標準．不會指定土釘擋土牆結構的完整設計和細節，也不會指定施工方法．如果使用這種方式，提送施工圖說時也要提送詳細的設計文件．附件 F 為範例規範．

因為專業承包商通常會提出創新且價格優惠的方案，土釘擋土牆工程的合約應制定出能讓專業承包商採取最新施工技術的架構內容，因此，無論是選用程序設計或性能成果設計，都不建議合約內要具體說明鑽孔及灌漿方式，或其他承包商的方法及方式，不過可以加上限制條款，以避免在不同地底環境條件使用了不適當的方法．本節會歸納出承包施工程序及指導方針資訊，附件 E 和 F 的範例規範可依照各工程條件自由修改內容，如果情況許可，亦可當作業主標準規範之參考範例．為能有效促進工程具體規範的制定程序，附件 E 和 F 當中也已加註建議，均以斜體字表示．

8.2　規範所需之大地工程分析

不論是採用程序設計或性能成果設計，作為土釘擋土牆結構可行性評估的一部分，都必須進行下列三種分析：整體穩定／變形及判定土壤腐蝕性／防蝕等級．無論是業主所做或要求承包商提送，這些分析結果可作為大地工程報告的一部分，並可放進合約文件中供承包商使用．

如果是要求承包商提送時，除了由業主執行的可行性評估外，投標文件的標案時程應有充足時間，好讓承包商能夠進行土壤調查及分析．

業主在準備標案文件前，可先進行整體穩定分析及土釘擋土牆結構設計．對於擁有充分大地工程專業技術及當地土釘設計經驗，並且也預計承包商不太會明顯修改設計的業主而言比較建議使用．

如果業主只進行整體穩定分析，而讓承包商進行土釘擋土牆設計，則業主應在標案文件中放入整體穩定分析結果做為參考文件．所有業主在進行整體穩定分析時發現的可能問題也都應納入標案文件當中，然而，合約文件應要求承包商在進行土釘擋土牆結構的最終設計時確認當初那些穩定性問題．

或者業主可決定向承包商收取執行整體穩定分析和土釘擋土牆結構設計的費用，在這種情況下，承包商要求執行的整體穩定分析必須納入標案規範並有清楚說明．除此之外，業主應在標案文件中提供整體穩定分析的具體資料或承包商的核實，其中這些資料應包含土壤剪力牆度／孔隙壓力等數據．這麼做的目的是為了減少承包商額外浪費時間和精神準備資料的機率，或省去他們還要另外進行調查的需求．業主也需要在標案採購時程中規劃足夠的時間給承包商能評估業主所提供之資訊並執行整體穩定分析．

對於那些土釘擋土牆結構變形並非影響周邊結構主因的工程，業主可在工程規劃階段先進行初步變形分析，而這些評估分析可能只要計算幾個數值，或是要經過複雜計算才可完成．對於那些土釘擋土牆結構變形為影響主因的工程，則業主應隨時評估其變形量，並應在工程規範中寫出最低限度的考量因子，好讓承包商設計師必須將此納入其變形分析．若業主要求具體的計算方式，則也須將這些計算方法放進工程規範中．

業主應在規範中標明可接受的監測方法，以利評估土釘擋土牆及周遭結構的運動狀況．

準備標案文件前，業主必須如第 4 章所述先完成土壤樣本的腐蝕性測試，以便決定土釘所需防蝕等級．一般來說都是由業主規定防蝕等級和設計年限，之後再將所需防蝕等級標註於設計規劃中．

業主應隨時提供腐蝕性測試結果給承包商，而承包商亦可選擇採用比指定等級更高者來替代．如果所選的較高防蝕等級會依不同土釘元素來進行特殊加工及處理，則業主便應配合承包商以確保這些特殊元素．

8.3 承包商經驗要求

承包商施作土釘擋土牆時需要提供高品質施工機具，並且避免不良的施工條件和避免破壞擋土牆的結構一致性及危害工人安全之情事發生．除了各環境的不同腐蝕性外，如果是由一間有擁有資深工程人員及完善品管程序的合格土釘擋土結構承包商來施作工程，在不考慮施作工法的情況下，能夠完成土釘擋土結構打設作業的可能性亦會提高．再者，如果業主或工程督導人員能制定並實施綜合施工品質保證程序的話，又更能進一步確保該工程能夠圓滿完成．如果是缺乏土釘施作經驗的業主應尋求一適任品保第三方來負責監督．

打設土釘工程合約應清楚定義下列條件：(i) 承包商經驗條件／(ii) 該資訊的送審程序及(iii) 業主將如何實施這些要求．這種經驗要求被許多運輸業者用於其他專業建築技術，像是永久地錨擋土牆／微型樁／鑽掘樁基礎及噴漿混凝土．然而，對於某些公家單位業主來說，”預先判定承包商為合格承包商”為非法行為，並且”預審”有經驗之承包商也必須視為無效．但這並不影響投標廠家提出他們符合上述土釘施作經驗規定的要求．

要求承包商具有相關經驗的條件也必須適用於其專業人員（例如鑽工／噴射混凝土工等人員）．而這些條件包括：(i) 類似作業類型的最短資歷，和／或(ii) 該承包商已成功完成類似於土釘擋土結構工程的實績．土釘工程承包商所需基本經驗請詳附件 E 和 F 中的指導方針規範．

8.4 程序方法設計規範

程序設計涵蓋了要制訂出開標文件所需一系列的詳細計畫和規範。若採用這種方法，則需制訂完整的設計細節及規範，好讓各個投標廠家能夠依據要求來報價，也讓業主好直接進行比價。而這種方法也讓業主的工程師有權檢驗設計階段中的可能選項，但工程人員需要先接受土釘擋土牆設計和工法的訓練。業主的設計人員之後在進入施工階段中發生問題和／或設計變更時，他們的角色會變得很重要。

在這種承包程序下，一旦承包商已依照合約嚴格執行施作各個構件（如土釘／牆面及排水帶），則業主應全權負責設計和檢驗土釘擋土結構的能力。業主應假設所有的設計風險，並承擔設計變更及現場實際情況可能會產生的費用。而業主也應提供既有大地工程報告作為參考。

程序設計只適用於本身已具備足夠的專業，並且認為土釘擋土牆設計和工程掌控是保持土壤的一種傳統或標準方法的業主。

8.5 性能成果規範

這種方法通稱為“線和角度”／“概念計畫”或 “設計／建造”。在使用這種方式的情況下，業主應(i) 準備幾何與美學兼併的擋土結構圖說，以及構件的材料規格，(ii) 解釋所需功能為何，當中包括負重及抗力係數設計阻抗因子／防蝕等級和變形容許值，並(iii) 指出可接受設計和施作工法的範圍。

當結合聲音規範及承包商經驗要求時，這種方法亦能帶來一些優點。無論是承包商公司內部或其外部聘用，結構設計都應由資深設計師來執行。這個設計更適用於承包商設備及過去順利且定期使用的材料成分。除此之外，能力規範的方式也減少業主在該工程中的預建工程成本及人力需求。缺點是業主的工程師必須具備一定的土釘技術專業，才有能力審核設計並核可工程變更，或是必須聘用這個領域中具有熟練技能的顧問。

“線和角度”圖說會明確標註負擔金額，以此得出投標數量，並且可按每平方呎牆面面積來報總價或單價．

性能成果設計中可能會有特殊條款，在有特殊設計的情況下需要將這些限制前提納入考量，相關資料提送清單及其提送時程必須送審業主許可．特殊條款中的提送項目可包含：(i) 由承包商負責的參數計算及設計圖說，(ii) 施工圖說和工程圖說，以及(iii) 材料資訊．除此之外，特殊條款中也可加上基本施工掌控及監測需求說明．

業主提供作為合約一部分的資料應包含大地工程／土木工程和具體設計相關資料如下：

- 規劃及評估打算進行水土保持的區域，包含起始及終點觀測站／擋土牆頂部和底部，以及原始地面線．
- 一般的截面至少能夠看出原始和最終坡度／牆面傾度／負擔金額／表面及地下排水條件和開挖限度．
- 顯示各結構原始地面線／擋土牆地基最低高度／靠牆基底的完成坡面，以及擋土牆或坡線頂部正面圖．
- 公共事業服務／號誌及其他任何建築的位置，以及前述結構的各個載重，如果有的話．
- 像是階段性工程／路權 ROW 和工程地役權等施工阻礙．
- 建築／橋座／交通號誌燈／屏蔽牆及交通超載所產生的力度／位置和外部負載方向．
- 位於該擋土結構下方／後方／上方或穿過該擋土結構的排水系統的功能限制及要求．
- 發生地震時，擋土牆的可容許變形量．
- 如情況許可，則應包含所設計土地運動的重現期距，如與 AASHTO (2014)發表內容不同．
- 業主設計手冊（材料／結構／水利及大地）／工程規範／特殊條款及土釘擋土牆性能標準中的特定管制段落以供參考．業主可在特殊條款中具體說明，本手冊所提一或多種方式，當中可接受的設計工法為何．

- 所有現場大地工程調查及實驗室測試結果，或者業主亦可制定一份大地工程基準報告並作為合約的一部分內容．
- 設計需要的材料特性的最大電阻因子和容許值．
- 所需防蝕等級．
- 完成牆面的外觀要求．
- 牆面水平校準直線及可容許水平運動幅度．
- 應測土釘比例／測試程序及驗收標準．
- 擋土牆結構監測要求．

若業主選擇提供不建議使用的大地工程資料，則他們應給予承包商足夠時間來自行調查未來設計時所需的資料．

性能成果設計適用於招標業主土釘技術經驗不多，或是專業承包商可徹底發揮具體或地方知識複雜工程案．

第 9 章: 施工勘驗及性能監測

9.1 前言

”勘驗”對於土釘擋土牆工程占有舉足輕重之地位，若能妥善執行，便能確保土釘擋土牆的施作品質．本章將著重在勘驗及監測土釘擋土牆工程中最為常見的部分．無論是以招標發包或指派某方負責進行勘驗，都適用於此節所涵蓋之層面．依據特定工程的要求及限制亦可能必須採取其他額外的勘驗措施．

依照工程計畫和規範內容正確執行施工勘驗程序是施作土釘擋土牆構件時的一個重要步驟．勘驗的部份包含：(i) 評估擋土系統構件是否符合材料規範；(ii) 評估施工方式是否符合實施規範，如果有的話；(iii) 評估現場或土壤條件並決定是否需要調整土釘打設順序或是否符合原始設計；(iv) 評估是否符合短期性能規範（例如負載測試）；及(v) 如果合約有提及，則評估擋土結構之長期監測狀況．“土釘現場督導人員手冊” (Porterfield et al. 1994)中有一份關於土釘施工勘驗非常具參考價值的研究報告．

採取監測作業是為了評估土釘擋土牆及其構件性能，而這項作業則可分成短期和長期量測．短期監測通常限於工程期間或工程結束後不久進行量測，依照工程需求，可能會包含量測直向及側向偏移量／擋土牆附近的地面運動現象，以及土釘負載測試．土釘擋土牆的長期監測要求尚未普及，並且常是以連續量測短期監測值的方式執行．業主或承包商能夠依據所採用的承包工法來監測短期的擋土牆性能，至於長期監測則通常是由業主來執行．

勘驗人員負責確認所有要求的施工作業及測試均已依照合約規範及計劃書規定完成．勘驗人員除了必須了解土釘擋土牆的所有相關層面，也必須對工程的設計圖說及規範內容瞭若指掌．除非承包商另有提供安全裝備／量測設備及工具，否則勘驗人員在進行勘驗時必須配戴及準備上述這些物品．除此之外，勘驗人員也必須確認工作單上的裝備是否齊全，且是否符合勘驗作業；他們還需負責攜帶及記錄土釘施工日誌／每日工作紀錄及野簿，以便紀錄所有關於土釘擋土牆施工及其相關作業的訊息．

9.2 勘驗施工材料

9.2.1驗料

所有使用的材料品質應照下列任一種或結合多種程序來進行管控：

- 肉眼檢查有無施工不良或加工破壞的缺失
- 製造商或供應商提出材料符合設計及規範要求的證明
- 運至現場或許可儲存區材料的代表性樣本的實驗室測試

一般來說，像是鋼腱／承壓鈑／螺帽／墊圈／點焊鋼絲網(WWM)及加勁鋼筋等鋼構件都是依據出廠材料證明來進行驗收，水泥則是依據水泥製造商的水泥漿無圍單軸抗壓強度測試及土釘打設觀察後的結果證明來驗收．其他像是定心器／塗料／灌漿加泥材／套管／地質複合排水材料及管材等材料，一般都是依據製造商的出廠證明來驗收．除了製造商出廠證明外，肉眼檢查材料也能夠看出材料有無在運送或存放過程中損壞．

在拌水泥漿或噴射混凝土時所添加的水也必須不含任何可能會對其性能有不良影響的化學或有機物質．如果是在不需要測試水泥的情況下，通常飲用水會比較適合用在水泥漿或噴射混凝土．

9.2.2 存放

檢查土釘擋土牆所用材料是否有妥善保存也一定是勘驗的其中一個環節，所有材料必須存放在適當地點並有妥善保護，以預防因為元素反應及施工狀況而導致品質劣化。水泥一般而言都是袋裝或是散裝，必須保持乾燥並且不可直接放在地上。承包商不可將水泥袋堆疊過高，否則水泥會過度夯實。

鋼腱則必須放置於任何支撐物上，不可直接接觸地面及地上的水氣，至於這些支撐物之間亦必須保持適當距離，以免造成鋼筋過彎。如果發生這種情形時，則可能會影響可容許或最小蓋板厚度值。

除此之外，也必須注意其他鋼構件及排水材料是否存放於適當容器並妥善保存無損壞。

9.2.3 勘驗防蝕層

驗收和使用所有鋼腱的防蝕層前，均必須在工地現場進行勘驗。鋼腱防蝕層若有任何損壞，應盡可能修復或更換。除鋼腱外，也應勘驗其他施作防蝕層的所有鋼構件。

封裝鋼腱通常是運至工地現場組裝，波形套管和鋼腱之間的環形空間則會在製造廠灌好漿。勘驗封裝鋼腱的其中一部分是用肉眼檢查封裝表面有無裂痕或刻痕的瑕疵。雖然表面損壞可以進行修復，但應取得業主許可並遵照製造商認可的修復程序來進行修復。應檢查一定數量的封裝鋼腱，用鋼棒輕敲封裝層並細聽裡面有無空心的聲音，如果有便是裡面有氣泡。一般而言，封裝鋼腱的封裝層中如有氣泡應直接更換，而非修復。

環氧樹脂塗佈的鋼腱容易因撞擊和敲擊受損，施工機具不得直接開在加勁構件上，也不能拖曳／過度彎折或在現場裁切他們。有時製造廠可能不會在肉眼可見的裸鋼材部分或是明顯有換顏色的部位塗上環氧樹脂塗料，因此應用肉眼檢查環氧樹脂塗料有無損壞及不一致。裂痕及凹痕可用製造商提供的維修包進行修復，然而，鋼腱的裸鋼材面積或塗層厚度若超過第 7 章所述厚度時應進行更換。

鍍鋅鋼腱也容易在運送及存放時受損，必須同環氧樹脂塗層的檢查程序來進行勘驗。鍍鋅鋼筋在吊起和搬運時應有足夠支撐，以免鋼筋過度彎折。修復防蝕層的細微損傷時必須恪守製造商的建議。

9.3 施工作業勘驗

9.3.1 前言

應由合格人員來完成土釘擋土牆工程的勘驗作業，可由大地工程師／擋土牆結構設計師或專業承包商／或第三方，或前述兩者以上依照工程特點完成勘驗。

”勘驗人員”在本章的意思是指對某個項目進行稽核的人員或個體。必須注意的是某些情況下，第三方公司可能無法執行本章所提的某些專業稽核任務。這時，大地工程師或擋土牆設計師就必須負責妥善完成這些工作。本章並未劃分出不同稽核單位的差異，而是只針對必要的查驗作業來說明，業主或擋土牆設計師必須能夠適時的有所區分。

下面將個別說明施工時主要程序中會發生的勘驗問題。請注意 Porterfield et al. (1994)針對施工時的勘驗方式／勘驗形式及面對嚴峻土壤條件的處理層面上提出許多細節。

9.3.2 開挖

一般來說施作土釘擋土牆時有兩種開挖方式：

(1) 大面積開挖，讓工程機具通過和區分工地等級。
(2) 台階開挖工法適用於土釘擋土牆工程（例如開挖至結構平面圖中的擋土牆面終點線或”挖掘界線”）

進行大面積開挖過程中，如果沒有控制好靠近擋土牆結構的開挖位置，那麼便會影響到擋土牆結構的穩定性，因此勘驗人員必須確認開挖作業不會超過部分已完成的土釘擋土牆結構。承包商負責開挖至挖掘界線及挖掘角度，而勘驗人員應依照結構平面圖進行查核，確認是否在可接受範圍內。勘驗人員應提報或記錄下列資訊：[*勘驗人員可另外做的筆記將以斜體字表示。*]

- 開挖面及被開挖體的類型／性質及含水程度 [*特別注意含水量及滲漏量／軟質土層區域／塌陷及超挖／巨石／人工特徵或障礙物，以及一般有關於土釘擋土牆結構施工的其他任何發現。勘驗人員應畫出所看到的狀況草圖並標示出尺寸，依照已知資訊規劃位置並進行評估。*]
- 臨時發現到的軟土層／滲漏區或回填區[*由於業主或承包商的設計師可能會需要下修土釘擋土牆的性能，因此，除非設計和施工時已妥善解決，否則應向他們具體回報這些發現，以便採取必要的後續行動。必要時，臨時發現到的滲漏區可在施作額外的排水系統時一併處理。*

設計時沒有預設到的軟土層或回填區可能就表示出現一個很嚴重的問題。在這種情況下，就可能需要同意修訂設計。]

- 開挖面經常裂開或塌陷[*T 由於可能造成擋土牆以上地表運動過於劇烈，並且減弱擋土牆性能，因此需將這種情況提報給業主。承包商必須解決像是超挖／或開挖線裂開，和開挖線後方突出的鵝卵石或巨石。*]
- 每天開始和結束工作後的開挖面狀況，以及開挖面哪個部分沒有防護，如果有的話[*通常但非每次，不應讓開挖面無防護的情況超過一個晚上。*]
- 受到保留土壤／擋土牆後面或上坡區域及開挖底部的穩定性至少一天檢查兩次[*如果可以安全執行時，勘驗人員應檢驗地面上方和附近地面有無裂縫／開口，並且檢查任何土地運動和／或滲漏的跡象。勘驗人員必須非常注意公共事業設施／人孔／人行道及任何可能發生爆裂的結構。必須在施工第一天記下靠近擋土牆的地表及任何結構或公共事業設施，以利後續評估。土地運動可能會發生在擋土牆後方一段等於牆高的距離位置，因此檢查這段距離內的狀況通常是不必要的。是否需肉眼檢查可依據該工程有無包含設備／監測及其強度／頻率和可靠度而定。*]

9.3.3 鑽孔

鑽孔位置應依照結構平面圖所示施行，並符合規範容許範圍。任何位置或定位偏移量超過所述容許值時，必須記下並與業主溝通。一般來說，會用量角尺直接放在鑽軸上來量測鑽軸角度，必須小心的是因為鑽軸已經進入開挖面，因此鑽軸角度便是代表著鋼腱傾斜的程度。勘驗人員應提報或記錄下列資訊：[*勘驗人員可另外做的筆記將以斜體字表示。*]

- 承包商所使用的設備及工法 [*勘驗人員必須非常了解承包商所用的鑽掘系統，如第 3 章所概述，以及對鑽孔和保留土壤的可能影響。*]
- 鑽井泥漿(或 HBSN 的水泥漿)的壓力／流速及流量[*重要的是鑽工掌握壓力及流量，以維持適當鑽孔進度／清除鑽頭上的切屑，並盡量減少滲入地層。然而，勘驗人員記下回流沖洗有無堵塞也相當重要，*

因為這會牽涉到其他鑽孔或地面狀況，或者隆起原因是鑽井泥漿擠壓之故。]

- 開挖位置上方土地下陷或大量土壤移除與鑽頭沒有或沒有多少關係[*在這種情況下，承包商必須要更改開挖程序。*]
- 使用的開挖工法和機具種類，包含鑽頭／套管直徑／套管最終長度／鑽串及鑽井泥漿種類[*如果可以的話，勘驗人員也必須檢查路塹並記下鑽掘整個孔洞時所挖到的材料種類，另外也必須記下鑽井泥漿的流失情況。勘驗人員必須標註開挖困難及輕鬆的區域。上述所提這些事情都需要鑽工和勘驗人員不斷溝通討論。如要能夠有效量化一項工程的開挖難易度，就要記下整個孔洞進展的有效鑽孔時間／預估連接各段鑽串或依據鑽掘長度來預估停機和落後時間。雖然這些資訊與土壤特性沒有直接關係，或無法套用至其他工地現場，但有助於勘驗人員能夠明顯看出開挖該工地時的材質變化。*]
- 開挖前的鑽頭／鑽串及套管部分長度，以及沖洗孔洞後和植入鋼腱前鑽孔的最終長度[*這部分的資訊有助於隨時評估裝設時鑽掘長度及植入的套管長度。因為鑽頭直徑應等於鑽孔標準直徑，因此勘驗人員也必須量測鑽頭直徑。*]
- 植入鋼腱前不會去限制鑽孔的時間長度[*進行土壤開挖時僅能保持短暫開放，以降低孔壁滲漏／塌陷和／或剝蝕的可能性。一般而言，開挖孔洞後應立即將鋼腱植入並灌漿。各個工程案條件不盡相同，必須依照所開挖之材料特性及施工現場的情況建立不同要求，並且承包商視需求而定，在打設鋼腱前採取適當預防措施。*]

打設中空鋼棒時會有特殊狀況需列入考量，勘驗人員應記錄下列參數：

- 開挖速率及灌漿壓力[*基本上如果用水泥漿來作為鑽井泥漿，則會很難發現切屑流出孔洞的類型為何，因此重要的是在打設 HBSN 的勘驗過程中記下開挖速率。*

此外，也必須記下表面所量測到的水泥漿壓力和開挖時一直回灌至結構面壓力。]

- 鑽頭種類及灌漿排放口的數量及面積[*通常一個工程只需要檢查一次；然而在某些情況下，承包商可選擇改變鑽頭種類或尺寸，或是變更鑽頭灌漿排放口的數量或尺寸。*]
- 灌回表面的土壤切屑類型[*勘驗人員可能想隨時沖洗流出的水泥漿以了解沖喜表面的土壤切屑種類。如果開挖作業是以各種不同顆粒大小或可開挖有機土，則這會很有用。*]

9.3.4 裝設鋼腱

勘驗人員必須確認鋼腱符合結構平面圖及規範中的規定長度／直徑／鋼材等級／定心器及防蝕等級。必須將鋼腱植入規定的最小鑽孔深度，如果無法執行就表示洞孔坍塌或塌陷。因為很難裝設鋼腱的情況下，會向勘驗人員諮詢各土釘擋土牆的鑽掘紀錄，因而很快處理鑽掘深度不足問題。

鋼腱必須小心處理以免損壞，鑽架或起重機吊起鋼腱時應有適當支撐。定心器應要堅固並且尺寸能夠符合灌漿層所需最小空間之條件，另外，也應依照施工圖說或規範要求放置於正確位置，但不應阻礙孔洞中特密管水泥流動，或是在施作 HBSN 的情況下，妨礙開挖灌漿和沖洗切屑。承包商在施工和吊起鋼腱時必須使用適當機具，避免損壞其防蝕層。

9.3.5 灌漿

整隻土釘長度都要完全灌漿，不可以有氣泡／土壤侵入或灌漿成形椿。一般而言這種灌漿方面不能直接由勘驗人員來檢查，然而，勘驗人員可在灌漿前檢查鑽孔和紀錄鑽孔灌漿的灌漿量來直接檢查灌漿的一致性。檢查鑽孔也包含量測鑽掘深度，這部分已經在前面討論過。

勘驗人員必須確認水泥漿是一直用特密管放至鑽孔底部後才開始灌漿。如果特密管要在灌漿過程中撤出，則應控制撤出的速度以確保特密管能一直保持在灌漿面以下。可在植入鋼腱前或後來進行灌漿。

如果是在植入鋼腱後灌漿，則必須將鋼腱體積算進所推論的計算面積中。而勘驗人員也必須確認特密管有正確地連接到鋼腱，好在植入鋼腱時鋼腱不會捲曲，並且灌完漿要從孔洞中抽出特密管時不會損壞鋼腱及其防蝕層。除此之外，也能在打設土釘及取出套管後灌漿在一臨時套管內。

如採用中空螺旋鑽法，則不許承包商在拉起鑽桿過程中反轉螺旋轉動方向，因為這麼做會讓土壤混到水泥漿，因而減低灌漿／土壤黏合力。

勘驗人員必須持續紀錄澆注於孔洞中的灌漿體積，如要量測灌漿量便需要校正儲存槽體積或使用流量計，從澆注水泥漿至鑽孔中開始計算至最後灌漿出孔沒有雜質為止。儘管鑽孔體積經常會比所計算體積大個百分之 10 到 30，但灌漿水泥的體積至少必須等於鑽孔體積。如果灌漿體積低於計算體積 1 倍或超過 1.3 倍，則必須告知承包商及業主，同時必要時也應採取補救措施。

檢查灌漿的另一個重點在於量測灌漿特性：也就是所謂的比重和強度。製造土釘時，針對那些新拌水泥的比重，其品質應為第一道品管機制，並且應將水泥樣本送驗進行壓縮測試。水泥漿裡新拌水泥的具體比重和其水灰比之間有直接關係，而在特定水泥種類／拌料工法和混合能量 mixing energy 以及使用水源等不同因素之下，水灰比又與水泥強度呈直接關係，因此特定比重會變為水泥強度的間接指標，可在打設土釘時取得這項資訊，而不用等到測試當日或幾周後。

因為水泥特性及水會隨著地點或時間改變，應用已知特定比重的水泥漿及攪拌設備來做水泥砂漿立方體，之後可在工程開始施作前測試各混料設計的耐壓強度，以確認材料性能。若送樣符合所需規定強度，便可將其特定比重拿來做為品管工具。至於那些展延工期或是需要用到相對大量土釘的工程，或是有更換水泥／水／摻料／灌漿配料／拌合水泥漿或灌漿攪拌設備的情況下，需要再重做水泥砂漿立方體的耐壓測試以相互比對。

基本上是用 API 特定比重平衡（例如 Baroid 泥漿平衡）來量出比重，將已知水泥量倒進杯子後蓋上，接著依據 ASTM D4380 或 API RP 13B (API, 2009)規範標準再進行秤重。

一般來說要生成流體的目標比重應介於 1.8 至 1.9 ，通常可用幫浦抽送的水泥漿壓縮強度會超過 4,000 psi。水泥砂漿立方體都是在現場製作，然後送至實驗室依照 ASTM C109 標準進行測試。工程規範必須清楚寫明灌漿測試的品項及最少送驗頻率，而當水泥漿拌合後通常也需要送驗其特定比重。壓縮樣品的成形通常會視業主喜好來限定每天或定期樣本數。

至於 HBSN，開挖水泥漿的特定比重可能介於 1.4 至 1.6。將鋼筋插入到所需深度後，較重的最終灌漿混合物(1.8 至 1.9)會用中空鋼棒來輸送。當較重的混合物退回排出面時，同時確認較輕開挖水泥漿從開孔中流出，並且所有鑽井棄土也都已經清除，便可視為土釘灌漿完畢。

9.3.6 地工複合排水帶

一但開挖最終擋土牆線並且各台吊車均已完成土釘打設作業，則依規定間隔垂直鋪設地工複合排水帶。排水帶必須沿著擋土牆頂部鋪到底部，不可中斷。勘驗人員應檢查排水帶是否依照施工圖說及規範執行。通常排水帶其中一邊會裝有不透水的防護襯墊，因此，勘驗人員也必須檢查這條襯墊沒有直接接觸土壤，而是放在能夠碰到噴射混凝土的位置。

在土釘擋土牆基底處，排水帶要嘛與低於完成坡度的基腳排水處，不然便是與穿透完成擋土牆面的排濕孔相接。應遵照結構平面圖施做排濕孔位置及間隔，並與排水帶位置重疊，另外在牆後鋪上一塊濾布防止堵塞。另一種方式則是假如有用疏水石的話，就必須用濾布包住。

基腳排水系統有埋設在排水石道的多孔管中。排水管應如結構平面圖所示沿著擋土牆施作。不可用濾布包住多孔管；反而可依工程計畫所示包住管道附近部分。

9.3.7 擋土牆坡面

施作完地工複合排水帶後，將加勁鋼材放好並將噴射混凝土鋪在規定的線及坡度位置。必須在特定位置安裝適當尺寸的 WWM 及加勁鋼材，並且重疊前面所述長度。如果因現場條件需求（例如開挖面岩體自立時間不足），或因承包商習慣的施工順序，可在開挖及打設土釘前可先執行噴射混凝土坡面。

施作噴射混凝土的傳統步驟如規範所述（請見附件 E 和 F）。會造成地面震動過大的施工機具不可在噴射混凝土作業區域附近操作，以降低噴射混凝土回彈（像是噴射混凝土塌陷）。在放置噴射混凝土吊車前必須清潔覆蓋的冷縫。可接受的冷縫清潔方式有注入水和壓縮氣體來清洗，或是用壓縮氣體吹除，但要小心避免腐蝕到冷縫下面的土壤開挖面。

確保噴射混凝土面品質良好的最關鍵因素便是掌握在噴射混凝土經驗的噴射混凝土工手上。施工規範可能會要求噴射混凝土工提出 ACI 或美國噴射混凝土協會 American Shotcrete Association (ASA)的合格證書，並在開始作業前先完成預審資格試驗。

勘驗人員應知道施作噴射混凝土時的建議基本方式：

- 除非是噴周圍鋼筋，否則噴嘴應與暴露的開挖面保持垂直
- 施作噴射混凝土的噴嘴與開挖面的最佳距離為：濕混合料 2 到 5 呎，乾式混合 3 到 6 呎
- 噴射混凝土應從底部開始施作
- 後方鋼筋／鋼板或鋼絲網不能夠有氣泡存在
- 鋒銳邊緣及精準線條的地方應用屏蔽鈑 screen boards／導引鋼絲 guide wire 和／或開口環墊片 。

勘驗人員必須檢查是否已妥善完成噴射混凝土線，並且最小厚度符合規範所述容許範圍內，除此之外，也必須檢查噴射混凝土面有依照規範方式妥善施作完成，同時亦符合結構平面圖所述斜面。另外勘驗人員還必須觀察承壓板有無適當安裝所需螺帽，確認噴射混凝土還很濕潤時螺帽在不在，以及下方有無氣泡。在完成最終牆面以前的初始坡面時，勘驗人員必須確認承壓板上頭有符合結構平面圖所要求的螺帽數量和螺帽直徑。

施作最終現場澆注的牆面必須遵照現場澆注混凝土的標準檢驗程序，在這些程序中勘驗人員必須確認加勁鋼材穩固地放在結構平面圖所述位置，並且尺寸亦符合結構平面圖的要求，

加固混凝土及噴射混凝土厚度也如結構平面圖所示，同時，在輸送混凝土前加勁鋼材上面沒有任何有害物質。

9.4 負載測試

9.4.1 前言

土釘會在現場進行負載測試，以確保所設計的土釘負載能夠承受土壤重量，不會有過度移動及保持適當安全。進行負載測試亦能確認承包商在進行土釘擋土牆工程前及工程中，能否適當進行開挖／打設及灌漿作業。如果變更土地和／或施作程序，則可能需要進行額外測試，好評估對土釘性能的影響程度有多少。先測試完每排土釘再來測試下一排位置較低的土釘會是標準程序。開始施工前，要求先全部測完上排土釘的部分可從工程師所站方向開始測試。為能加快施工順序，這通常都會用在擋土牆結構橫向程度十分明顯的情況。

倘若測試結果顯示施工方式錯誤或土釘阻抗低於所要求的情況下，則應要求承包商變更土釘打設和／或施作工法。施工規範中必須說明測試程序及土釘驗收標準。

勘驗人員必須檢查並紀錄負載測試結果，確認負載測試時程符合規範及經業主核可之承包商提送有關測試的送審文件。勘驗人員也可依據施工的觀察在選擇合格土釘時，提供參考意見。

負載測試包含驗證測試及合格測試。必須定出黏合長度好針對某一層土釘進行驗證測試及合格測試，必須經過測試來量測黏合長度並確認未黏合長度。至於合格測試的話，會定出未黏合長度來作為此項測試必備的最小應力長度。只要承包商能夠提出脫結有效說明，便能用任何方式來完成未黏合長度（請參考”脫結”）。由於負載會透過未黏合區的灌漿往上走，因此灌漿不可輸送得比認為的黏合長度還高（例如 Cadden et al.

(2010)所提出的”環形”效果及可能造成超估黏合應力）

訂定未黏合長度的傳統方式包括在將土釘植入孔洞前，在土釘灌漿末端(黏合區頂部)想要的位置放一個有塗色的定心器或一條測色帶。一旦測試完土釘，能以製造廠提供的依據來判定實際黏合長度。測試及驗收結果後，所有已測試土釘的未黏合長度必須灌漿充填。

兩種灌漿階段均依照先前所述相同勘驗程序來進行勘驗。

至於 HBSN 的話，建立未黏合長度時會遇到一些狀況，不過仍可利用某些方法來有效建立可以移動的土釘長度。因為中空鋼棒會鑽孔灌漿，之後要裝設的成品便是填滿灌漿整根鋼棒的灌漿柱。裝設完畢後，可用特密管和水來沖洗掉水泥漿。未黏合區也可用預置光滑套管黏合破碎器來隔離。不過 Cadden et al. (2010)指出利用這種方法所預估的黏合強度都會過高，目前並沒有建立出一種能讓全球普遍接受，有關已測試 HBSN 已黏合及未黏合區域均一致的安裝程序，以便於確認所選黏合強度(Cadden et al. 2010)。因此，不同承包商所提供的黏合強度數值差異會很大。

9.4.1a 驗證負載測試

驗證負載測試是為了確認承包商施作工法的拉出力是否符合設計所要求的拉出力及黏合強度。驗證測試應施以能夠產生黏合應力的最大負載，針對特定土層至少等於（或需要時大於）設計標稱黏合阻抗。當要驗證測試是要完成拉出行為時，可能必須使用過大鋼腱來確認鋼腱承受應力過大前能夠達到土地與灌漿黏合。

驗證負載測試次數必須由工程師依據土壤條件及擋土牆幾何形狀來訂立，另外也必須考量要黏合土釘的相關土壤層。可依照擋土牆層數或面積詳述測試頻率，而驗證測試地點應寫在施工文件上。通常都會選擇測試地點，以便針對各個預估主要土壤層來進行兩次驗證測試；或者是設計師可明確指示採用設計土釘長度的驗證測試次數及地點。在這種情況下，便能確認土釘所在的任何土層的黏合強度。倘若承包商有作鑽孔或土釘打設作業的實質更動，或發現土壤條件有明顯變化，則可能需要再額外進行驗證測試。這項測試是要測試”犧牲型”土釘，並不是永久工程的一部分。其他驗證測試的進一步資訊請見後面敘述。

9.4.1b 合格測試

在打設占總土釘數百分之 5 的土釘作業時來進行合格測試。目的是為了確認整個土釘擋土牆的土釘性能並沒有明顯變化。在選擇要進行合格測試的土釘時，應參考勘驗人員的土釘施工紀錄，而且應針對打設相鄰土釘時，發現到有問題的那些土釘來進行測試，例如不穩定開挖進度／低於一般灌注量，或必須重新鑽洞的情況。驗證測試不應包括總土釘數的百分之 5。

9.4.1c 潛移測試

緩破測試是驗證測試及合格測試的一部分，包含測量固定負載下，超過需要維持 10 到 60 分鐘以上的土釘運動量。目的是為了確認土釘能在擋土牆結構使用壽命期內安全地承受住所預期的負載，並且在固定負載下只會有少量或可預估的潛移行為。

9.4.2 測試設備

中空式油壓千斤頂及油壓幫浦是用來對土釘鋼腱施以測試負載的設備。千斤頂軸線必須對齊土釘軸線好確保負載統一且平均。一般而言，會在噴射混凝土或開挖面及千斤頂之間裝設一個頂推框架或反應塊。反應塊的尺寸必須適中以免造成噴射混凝土或承壓面應力過，至於頂推框架則是在測試時不應直接與土釘灌漿柱起反應。一旦千斤頂置中對齊後，則應向千斤頂施以對齊負載 (AL)，確保測試設備不會損壞，並且盡可能降低設定時的鬆弛量。對齊負載不應超過最大測試負載的百分之 2.5，這部份我們後面會說明。油壓千斤頂尺寸必須適中，好讓預估測試負載不會大於千斤頂額定值的百分之 80%。圖 9.1 及 9.2 顯示一般土釘測試狀況。

至少用一個，或者可以的話用兩個固定在腳架或堅固支撐物上的度盤規來量測土釘釘頭的移動狀況，這種方式並非千斤頂設定和擋土牆作業的一部分。使用兩個度盤規能夠：(i) 顯示出平均值，以免負載因千斤頂沒和土釘鋼腱完全對齊而稍微偏離中心，以及(ii) 提供備份，如果當中有一個度盤規故障。度盤規應對齊土釘軸線 5 度以內，同時應在施加對齊負載後歸零。另外，度盤規的最短量測距離應為 0.001 吋。

另外在最大測試負載下，可接受的最小行程會等於土釘預估彈性伸長量再加 1 吋或至少 2 吋。



圖 9.1:　設定土釘負載測試照片。圖片來源：Cadden et al.(2010).



圖 9.2:　設定噴射混凝土面的土釘負載測試。照片出處為 SchnabelEngineering.

當油壓千斤頂是用來向土釘鋼腱施加負載時，則用壓力計來建立與施加負載的關聯性。業主可自行決定進行潛移測試時，是否要再使用中空式荷重計連接千斤頂。在延長負載維持時間內，由於會逐漸調整油壓千斤頂幫浦，因此應使用荷重計來做為監測負載是否固定的一種方式。若超過所延長的時間，則因壓力計解析度低，所以不會讀出千斤頂的細微負載損耗值。測試前必須請承包商提供千斤頂／壓力計和荷重計最近一次的校正數據。圖 9.3 為一般用在土釘作業時的油壓千斤頂草圖。圖中顯示可調整傾斜度的千斤頂支撐在一般工程作業中並非必要條件(請見圖 9.2)。

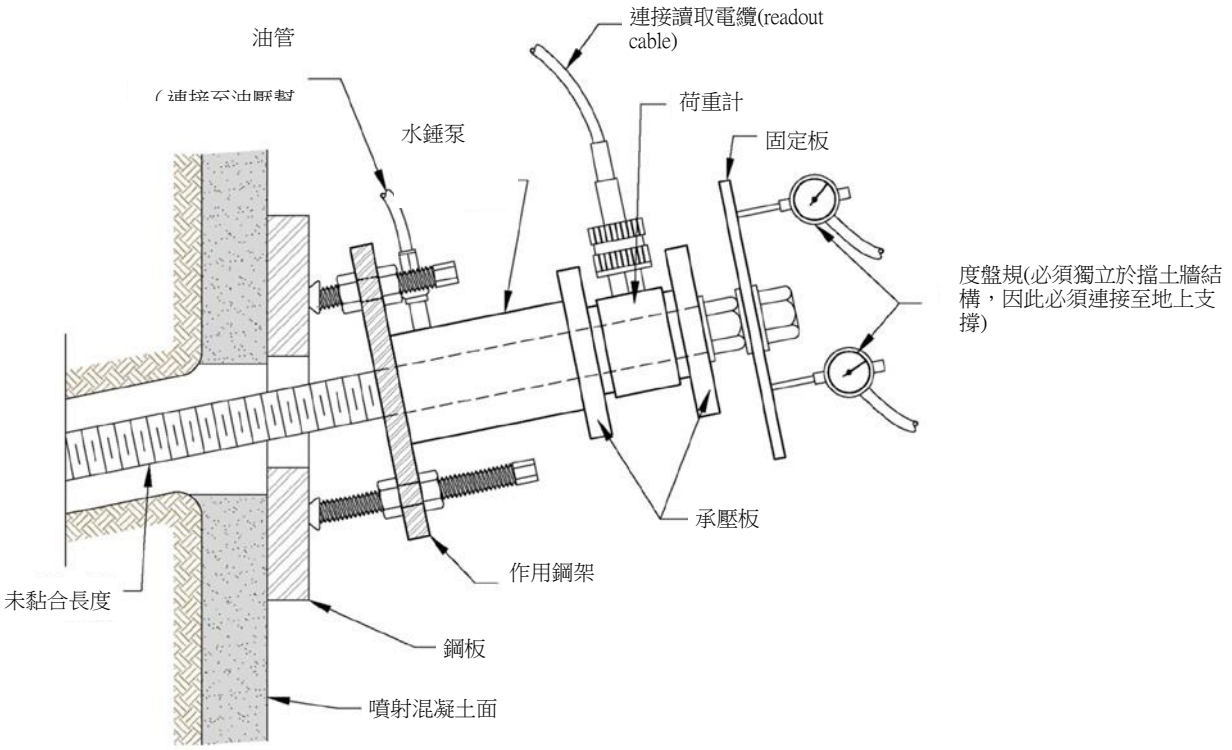


圖 9.3: 用於土釘負載測試的油壓千斤頂圖。圖片出處：Porterfield et al.(1994).

9.4.3 驗證測試說明

驗證測試是在施工前針對非生產的”犧牲型”土釘來進行測試。除此之外，生產過程中也可要求進行這項測試，以便確認施工中會遇到的不同現場條件和／或不同工法的性能。這項測試必須應用在設計時考慮並採用相同工法的土釘。驗證測試最能夠達到拉伸現象的測試，當施加最大負載時，在企圖繼續提高測試負載增加量的情況下會造成測試土釘持續移動，然而，這在某些情況下不可能會發生。拉伸現象可能會在施加測試負載前就發生，或是拉伸現象可能不會在所選最大測試負載下發生。

驗證測試會提供下列資訊：

- 如果有做拉伸，則可判定實際黏合阻抗
- 確認實際黏合阻抗大於設計中所用標稱黏合阻抗
- 土釘潛移的可能性

驗證測試至少必須要在標稱黏合強度所訂負載下完成測試。測試負載超出最小值且寧可造成拉伸的情況最為理想，因為這樣作能夠獲得更多數據資料，並且可能在土釘作業上帶來更經濟實惠的影響。

要進行土釘的驗證測試必須取得黏合（灌漿）長度及未灌漿長度，不可使用完整灌漿的土釘。未黏合長度必須從承壓板以後延伸至黏合長度頂部，並且需至少在鑽洞內 3 呎，以避免上層黏合區進行負載測試時，承壓板下方產生額外應力：可能會帶來刻意增加黏合強度的影響。除了鑽洞內未黏合長度至少 3 呎外，還必須考量鑽洞外的其他能夠與負載測試組件相接的鋼棒長度。這些額外的鋼棒長度包含千斤頂長度和”末端”長度。

進行驗證測試時必須選擇被測試土釘的黏合長度 $L_{B\ VT}$，好讓到達拉伸極限狀態前能先到達黏合極限，如下面所示：

(1) 選擇 $L_{B\ VTmax}$

針對 60 級至 75 級，和其他符合 ASTM A615 規範標準的中碳鋼 mild steel 而言，則最大長度 $L_{B\ VT\ max}$ 為：

$$L_{B\ VT\ max} = \frac{A_t \times f_y \times C_{RTY}}{r_{PO}}$$

算式 9.1: 驗證測試下的最大黏合長度(等級 60 至 75).

針對 150 級，且其他符合 ASTM A722 規範標準的高強度鋼，則最大長度為：

$$L_{B\ VT\ max} = \frac{A_t \times f_u \times C_{RTU}}{r_{PO}}$$

算式 9.2: 驗證測試下的最大黏合長度(坡度 150)。其中：

C_{RTY} = 中等鋼的還原係數=0.9

C_{RTU} = 高強度鋼的還原係數=0.8

A_t = 測試鋼腱的斷面

f_y = 測試鋼腱的抗拉強度(中等鋼材)

f_u = 測試鋼腱的最終抗拉強度(高強度鋼材)

r_{PO} = 土釘的標稱拉出阻抗(每單位長度) $= \pi \times q_u \times D_{DH}$

q_u = 黏合強度

D_{DH} = 鑽洞直徑

(2) 如果 $L_{B\ VT\ max} > 10$ 呎

則設計 $L_{B\ VT}$ 介於 10 呎 $\leq L_{B\ VT} \leq L_{B\ VT\ max}$.

(3) 如果 $L_{B\ VT\ max} < 10$

為了避免造成拉伸斷裂，則應選擇 $L_{B\ VT} = 10$ 呎，且必要時增加測試鋼腱呎吋，另外 $L_{B\ VT\ max} > 10$ 呎時，則重新計算 $L_{B\ VT\ max}$。

驗證測試時的最大負載會是驗證測試負載(VTL)，計算方式如下：

$$VTL = L_{B\ VT} \times r_{PO}$$

算式 9.3: 驗證測試的最大負載

VTL 是指最終最大的負載值，而非”設定”負載，相關說明如本文件前面舊版本所述．為能在不變更負載測試的情況下滿足 VTL 需求條件，乘上表 9.1 中 VTL 的因子會與本文件前面舊版本的內容不同．另外還要注意的是，VTL 並不會受到先前版本所提及之拉伸這項安全因子影響，其中假設最大測試負載為驗證測試”設計”負載的 2 倍，並且 VTL 也不會受到拉伸阻抗這項因子影響．

假如在 VTL 的情況下仍未發生拉伸行為，這時可以投入大於 VTL 的測試負載來完成拉伸動作．在中等負載情況下也可以卸載／Unload/reload 循環，但這種情況很少執行．

驗證測試會依據表 9.1 來完成。

表 9.1: 驗證測試時的負載表

負載	持續時間 (分)[2]
AL[1]	1
0.13 VTL	10 (在 1, 2, 4, 5, 10 分鐘的時候紀錄)
0.25 VTL	10(在 1, 2, 4, 5, 10 分鐘的時候紀錄)
0.38 VTL	10 (在 1, 2, 4, 5, 10 分鐘的時候紀錄)
0.50 VTL	10 (在 1, 2, 4, 5, 10 分鐘的時候紀錄)
0.63 VTL	10 (在 1, 2, 4, 5, 10 分鐘的時候紀錄)
0.75 VTL (潛移測試)	60 (在 1, 2, 4, 5, 10, 20, 30, 50, 60 分鐘的時候紀錄)
0.88 VTL	10
1.00 VTL	10
AL	1[3]

註: (1) AL = 對準負載，通常會小於或等於 0.025 VTL.

(2) 必須在已滿足各負載增加且各時步的條件下量測土壤運動
(3) 永久土釘擋土牆結構運動情形也必須記錄下來・

承包商必須記下在各負載增加時的土釘運動狀況，如前面所述，每筆增加值都至少維持 10 分鐘・在 VTL0.75 的情況下進行潛移測試，建議測試負載要超過這個最小值來讓被測體開始拉伸・

卸載時應可選擇適度的負載程序以形成一種負載順序。採用逐級卸載能得出卸載曲線，曲線形狀也更明顯。這在只有一個應變規，並且無法準確監測千斤頂動作的時候（請見後面說明）很有用。逐級卸載也有助於落實永久土釘擋土牆變為具彈性且不可復原的擋土牆構件，而逐級卸載還可另外增加一到七段負載等級，每一段負載都必須等到應變規數值穩定後才能繼續下一段。

測試標準共包含下列評斷項目：

- 負載低於 1.00VTL 時，土釘不會拉出 Pullout。
- 在 VTL 該點所量測的總運動量(Δ_{VTL})必須不可超出未黏合長度(L_{UB})理論彈力伸長率的百分之 80，如下說明。
- 潛移運動沒有超過第 9.4.5 節規定標準。

$$\Delta_{VTL} > 0.8 \frac{VTL\, L_{UB}}{E\, A_t}$$

算式 9.4: 驗證測試下，未黏合長度的理論彈力伸長率，其中：

E = 鋼的楊式模數 Young's modulu(29,000 ksi)

最後一項能確保負載從土釘跑到土壤時只會走已黏合長度的部分，不會走未黏合長度的部分。負載順序及驗收標準也都會納進工程規範中（附件 E 和 F）。

圖 9.4 可作為土釘負載測試時的測試紀錄表，圖 9.5 則為計算土釘彈性變化的負載測試逐級卸載數據。

工程名稱：	舉例	客戶／業主：	美國 Anwhere 市
工程編號：	1234	測試日期：	2014 年 2 月 1 日
地點：	美國 Anwhere	承包商：	Perfect Contractor Co.
記錄人員：	XYZ	檢查人員：	ABC
土釘編號：	A-1	第一次灌漿日期：	2015 年 3 月 1 日
鑽孔日期：	2015 年 1 月 1 日	下一次灌漿日期：	N/A
鋼筋總長度：	25ft	鋼抗拉強度：	75ksi
尾巴長度：	4.5ft	設計黏合力：	10kip/ft
千斤頂長度：	4.0ft	鋼截面面積：	29000 in^2
未黏合長度：	6.5ft	抗拉負載：	300kip
黏合長度：	10ft	鋼彈性的楊式模數：	4.0ksi

負載			經過時間	運動量			說明
負載	施加壓力(1)	施加負載	(分)	1 號度盤規	2 號度盤規	土釘運動量(2)	
(% VTL)	(ksi)	(kip)		(in)	(in)	(in)	
3	150	5.1		0.000	0.000	0.000	對準負載
13	825	25.4	0:01	0.040	0.024	0.032	
…	…	…	…	…	…	…	
13	825	25.4	0:10	0.040	0.024	0.032	
25	1650	50.2	0:01	0.096	0.074	0.085	
…	…	…	…	…	…	…	
25	1650	50.2	0:10	0.110	0.083	0.097	
38	2475	75.1	0:01	0.137	0.103	0.120	
…	…	…	…	…	…	…	
38	2475	75.1	0:10	0.137	0.103	0.120	
50	3325	100.6	0:01	0.152	0.128	0.140	
…	…	…	…	…	…	…	
50	3325	100.6	0:10	0.165	0.135	0.150	
75	4975	150.3	0:01	0.255	0.255	0.240	開始潛移測試
75	4975	150.3	0:02	0.260	0.23	0.245	
75	4975	150.3	0:04	0.265	0.235	0.250	
75	4975	150.3	0:05	0.270	0.24	0.255	
75	4975	150.3	0:06	0.265	0.235	0.250	
75	4975	150.3	0:10	0.273	0.242	0.258	
75	4975	150.3	0:20	0.278	0.245	0.262	
75	4975	150.3	0:30	0.287	0.249	0.268	
75	4975	150.3	0:50	0.290	0.258	0.274	
75	4975	150.3	1:00	0.297	0.263	0.280	
75	5800	175.1	0:01	0.330	0.310	0.320	
…	…	…	…	…	…	…	
88	5800	175.1	0:10	0.340	0.32	0.330	
100	6650	200.7	0:01	0.418	0.382	0.400	最大負載測試 VTL
…	…	…	…	…	…	…	
100	6650	200.7	0:10	0.421	0.389	0.405	
…	…	…	…	…	…	…	沒有顯示逐級洩載測試
3	150	5.1	0.01	0.080	0.040	0.060	

附註：(1) 另外提供千斤頂校正數據

(2) 計算土釘運動量，作為度盤規”歸零”讀值與初次讀值的平均值

圖 9.4: 常用土釘負載測試數據紀錄表

工程名稱：	舉例	客戶／業主：	美國 Anwhere 市
工程編號：	1234	測試日期：	2014 年 2 月 1 日
地點：	美國 Anwhere	承包商：	Perfect Contractor Co.
記錄人員：	XYZ	檢查人員：	ABC
土釘編號：	A-1	第一次灌漿日期：	2015 年 3 月 1 日
鑽孔日期：	2015 年 1 月 1 日	下一次灌漿日期：	N/A
鋼筋總長度：	25ft	鋼抗拉強度：	75ksi
尾巴長度：	4.5ft	設計黏合力：	10kip/ft
千斤頂長度：	4.0ft	鋼截面面積：	29000 in^2
未黏合長度：	6.5ft	抗拉負載：	300kip
黏合長度：	10ft	鋼彈性的楊式模數：	4.0ksi

驗證測試負載驗收標準

驗證測試負載下，土釘總運動量　　0.405 吋　　合格

VTL 下彈力變形達 80%　　0.17 吋

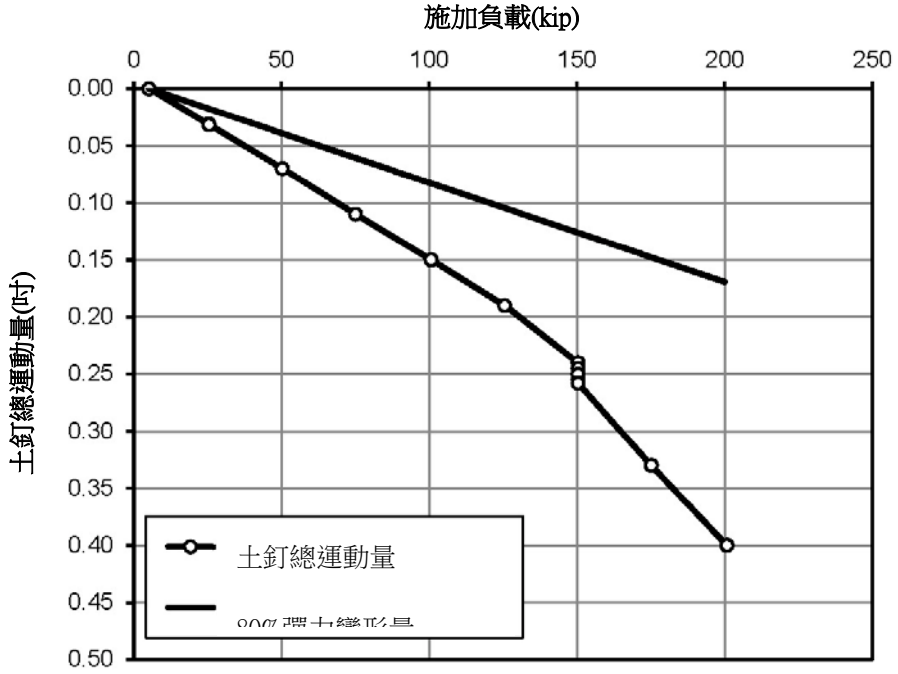


圖 9.5:　土釘負載測試逐級卸載數據

9.4.4 驗證合格測試詳細說明

驗證合格測試是一種依次施加負載直至到達最大試驗負載(PTL)的單一循環測試。

測試用土釘也必須分成一段已黏合部分及另一段暫時未黏合部分。與驗證測試類似，這段暫時未黏合的部分必須是從承壓鈑後面到灌漿頂部為止，而暫時未黏合的長度也至少必須有所鑽孔洞的 3 ft 長。除此之外，還要考量孔洞外面連接負載測試組件的其他的鋼筋長度(包含鉛金頂長度及”尾巴”長度)。

和驗證測試相同，進行驗證合格測試時，必需決定被測試土釘的黏合長度 $L_{B\,PT}$，好讓到達拉伸極限狀態前能先到達黏合極限，說明如下。

(1) 決定 $L_{B\,PTmax}$

針對 75 級和其他符合 ASTM A615 規範標準的中碳鋼而言，最大長度 $L_{B\,PT\,max}$ 為：

$$L_{B\,PT\,max} = \frac{A_t \times f_y \times C_{RTY}}{r_{PO} \times 0.75}$$

算式 9.5: 驗證合格測試中的最大黏合長度(60 級和 75 級).

針對 150 級和其他符合 ASTM A722 規範標準的高強度鋼而言，最大長度

$L_{B\,PT\,max}$ 為：

$$L_{B\,PT\,max} = \frac{A_t \times f_u \times C_{RTU}}{r_{PO} \times 0.75}$$

算式 9.6: 驗證合格測試中的最大黏合長度(150 級).

(2) 選擇 $L_{B\ PT\ max}$ 為 10 ft 或 $L_{B\ PT\ max}$，以數值較小者為主，來避免發生拉伸斷裂的情況。

驗證測試用的土釘長度若短於 12 ft，則可在黏合長度至少 10-ft 的情況下進行測試。完全灌漿的土釘則無法進行這項測試。

驗證合格測試(PTL)的最大負載值計算如下：

$$PTL = L_{B\,PT} \times r_{PO} \times 0.75$$

算式 9.7: 驗證合格測試時的最大負載值

依據表 9.2 來進行驗證合格測試，每次增加的數值均至少維持 10 分鐘，承包商必須在表格內記下每次負載增加後所產生的土釘運動量，以及每段負載的的間隔時間。潛移測試則必須以 1.00 PTL 的值來進行測試。

驗收標準為：

- 負載低於 1.0PTL 時，土釘不會拉出。
- 在 PTL 該點所量測的土釘總運動量(Δ_{PTL})超過未黏合長度理論彈力伸長率的百分之 80，如下說明。
- 潛移運動量並未超過第 9.4.5 節所述標準。

$$\Delta_{PTL} > 0.8 \frac{PTL\, L_{UB}}{E\, A_t}$$

算式 9.8: 驗證合格測試中的理論彈力伸長率

另外驗證合格測試也要符合第 9.4.5 節所述潛移測試標準。

就同於 VTL 所應納入考量的因素而言，表 9.2 驗證合格測試的負載表與本文件前版內容不同，是因為 PTL 與最大負載有關，而非”設計”負載的倍數關係。

表 9.2: 驗證合格測試中的負載表

負載	持續時間(分)[3]
AL[1]	1
0.17 PTL	直至運動穩定[4]
0.33 PTL	直至運動穩定
0.50 PTL	直至運動穩定
0.67 PTL	直至運動穩定
0.83 PTL	直至運動穩定
1.0 PTL (潛移測試)[2]	10 (在 1, 2, 4, 5,6, 10 分鐘的時候紀錄)
AL	1

Notes: (1) AL = 對準負載，AL 應為≤ 0.025 PTL.

(2) 若 1 至 10 分鐘內量測的土釘運動量超過 0.04 in.，則 PTL 必須再多維持 50 分鐘，並且分別在 20, 30, 50 和 60 分時紀錄其土釘運動量。永久土釘擋土牆運動量也必須記錄這項數據。

(3) 在達到各筆負載增加量的測試負載的時候來量測時間。

(4) 若有用土釘進行加固的土壤相對容易變形，建議在進行各筆負載增加量的測試負載時，測試時間維持 10 分鐘，並且分別在 1,2, 5 和 10 分時紀錄其土釘運動量。

9.4.5 潛移測試詳細說明

潛移測試是驗證測試及驗證合格測試的其中一部分，測試時施加特定和固定不變的負載，並在特定間隔時間紀下位移量。偏移對比紀錄時間的結果以半對數圖顯示，然後再與施工規範中所述驗收標準進行比對。

潛移運動的驗收標準為：

<u>驗證測試</u>

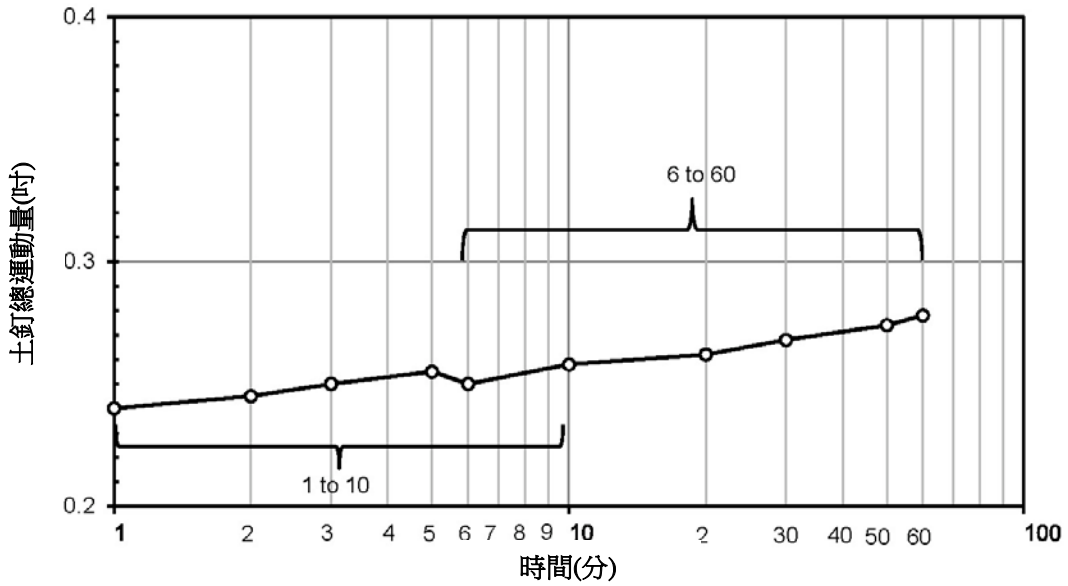
- 0.75 VTL 時，1 到 10 分鐘的潛移運動量低於 0.04 吋.
- 0.75 VTL 時，6 到 60 分鐘的潛移運動量低於 0.08 吋.
- 潛移測試負載-測試時間的位移率呈線性或遞減變化。

驗證合格測試

- 1 到 10 分鐘的潛移運動量低於 0.04 吋
- 若超過時，則在 PTL 必須再多維持 50 分鐘，並分別在 20, 30, 50 和 60 分時記下土釘運動量
- 若延長潛移測試時間，則 6 到 60 分鐘的潛移運動量要低於 0.08 吋

上述潛移標準是依據地錨的施作經驗及當前應用情況，同時也已建立出確保所設計的土釘承載性能是可以符合擋土牆結構的使用壽命期限。圖 9.6 為用來計算 1 到 10 分鐘之間，土釘負載測試遞減數據的潛移運動量範例。

工程名稱：	舉例	客戶／業主：	美國 Anwhere 市
工程編號：	1234	測試日期：	2014 年 2 月 1 日
地點：	美國 Anwhere	承包商：	Perfect Contractor Co.
記錄人員：	XYZ	檢查人員：	ABC
土釘編號：	A-1	第一次灌漿日期：	2015 年 3 月 1 日
鑽孔日期：	2015 年 1 月 1 日	下一次灌漿日期：	N/A
鋼筋總長度：	25ft	鋼抗拉強度：	75ksi
尾巴長度：	4.5ft	設計黏合力：	10kip/ft
千斤頂長度：	4.0ft	鋼截面面積：	29000 in^2
未黏合長度：	6.5ft	抗拉負載：	300kip
黏合長度：	10ft	鋼彈性的楊式模數：	4.0ksi



潛移測試驗收標準			
測試時間（分）	標準（吋）	測試結果（吋）	判定結果
1 到 10	0.04	0.018	合格
6 到 60	0.08	0.03	合格

圖 9.6: 土釘潛移測試的遞減數據範例

9.4.6 應變規

應變規是用來量測測試時鋼腱的軸向應變，在已知鋼彈力的楊式模量 (一般來說是 29,000 ksi)的情況下，可在應變規的位置計算出鋼腱的軸負載量。沿著鋼腱放置點焊式應變規能夠了解隨著土釘長度而變化的軸負載，因此，便可推估任何負載下的軸負載變化及兩個應變規之間移動的平均黏合阻抗。除此之外，也能解決土釘隨著時間而增加的負載問題。這種情況通常在發生砂土拉出前，黏合阻抗沿著某部分

鋼腱完全移動時便能夠立刻確立。

一般都會認為灌漿會在鋼腱到達拉力負載時斷裂，而忽略其應力和剛性。然而，這種做法可能會把低負載時的軸負載量估錯，因而高估可活動黏合長度。如果所量測的應變值小於灌漿拉伸應變極限時，則通常應將灌漿模數納入考量因素之一。

使用應變規有個好處便是能夠用來看測試過程中，土釘還沒發生拉出的實際黏合阻抗，並且也能得知被測土釘能再黏合成兩層或多層的可活動黏合阻抗變化。當取得應變規正確數據變得很重要時，那麼就必須再安裝多些應變規。

9.5 測試設備及監測

9.5.1 前言

在施作任何重要或非一般土釘擋土牆結構時應包含性能監測項目，例如像是既有橋下道路拓寬工程的擋土牆結構，以及具有高過載性的擋土牆結構。另外，如果是在業主第一次施作永久擋土牆結構的情況時，也應進行性能監測。

對於監測這些擋土牆結構的設備應包含傾斜儀／牆面頂部量測點／荷重元及應變規。傾斜儀及量測點是用來量測工程中及工程後的擋土牆結構運動狀況，在各個土釘安裝應變規則可量測土釘拉力的變化及傳導情形，以利取得相關數據並改善未來的設計。建議在工程結束後至少監測 1 年，檢查土釘及牆面變形及應力變化，來做為像是冬天凍融週期的負載／時間和環境變遷函數。

9.5.2 監測參數

在整個土釘擋土牆結構總性能監測中最重要的一項指標便是擋土牆或坡度在施工中及施工後的變形量。沿著牆面在不同距離放置傾斜儀，能夠依據量測結果廣泛得知該區土地變形的情況。可以的話，擋土牆頂部及牆面的光學監測點能和傾斜儀數據相互比對，以利了解特定區域的牆面實際變形量。

9.5.3 監測及執行計畫

應在施作擋土牆結構時進行監測，取得擋土牆結構性能的大概數據。一般來說，性能監測計畫至少應包含下列量測項目：

- 採光學量測並搭配表面標記擋土牆面，同時在牆後 3 到 8 呎裝設傾斜管，以便了解擋土牆結構的水平運動。但如果只用一排傾斜儀時，則傾斜管裝設距離就不要遠於牆高的百分之 30。
- 使用光學量測法來量測擋土牆面頂部和噴射混凝土面後方地表的垂直及水平運動。
- 在施工期間內，每天以肉眼檢查擋土牆頂部後方有無地表裂開或有其他干擾工程進行的跡象，必要時在裂縫處安裝裂縫計量測寬度變化。
- 肉眼觀察並搭配像是裂縫計等設備來監測當地土地運動和／或牆面性能衰退情況。
- 擋土結構的排水狀況，由其是施工時發現有地下水存在時，用肉眼觀察或在牆後安裝開口式水壓計來監測地下水流出位置。

業主能基於各種理由來建立出一套更為全面的土釘擋土牆結構性能監測計畫。在穿過或在細質土壤層上建造擋土牆結構時，牆底和牆面前方的地表監測也很重要，監測有無裂開或膨脹的跡象，因為這有可能表示著基底隆起或全球地殼不穩定。在用來作為土壤加勁穩固的土釘擋土牆結構發生移動時，為取得大地變化數據，可能就必須使用其他設備。

工程中為監測具體安全層面，可能也會需要使用其他監測方式或設備：好驗證設計變更或評估工程作業；好掌握開挖率或在某些情況下其他可能會影響土地穩定性的施工層面；並加強土釘擋土牆結構的知識，以便做為未來設計上的參考基礎，同時也可能改善設計程序和／或降低成本。

一份更為全面的監測計畫可能包含下列項目：

- 應變規延著土釘長度監測其最大負載量和發生位置，以及易蠕變土壤層中負載重新分配的可能性。理論上應變計是倆倆上下間隔距離 5 呎且完全相對地裝設在土釘鋼腱上，以排除鋼腱彎曲的問題。

鋼腱末端應要做上記號，好確立應變計的最終方向。

- 擺放傾斜儀來量測擋土牆結構後方不同距離土壤的水平運動。

圖 9.7 為全面監測計畫中各設備的標準陳列位置。

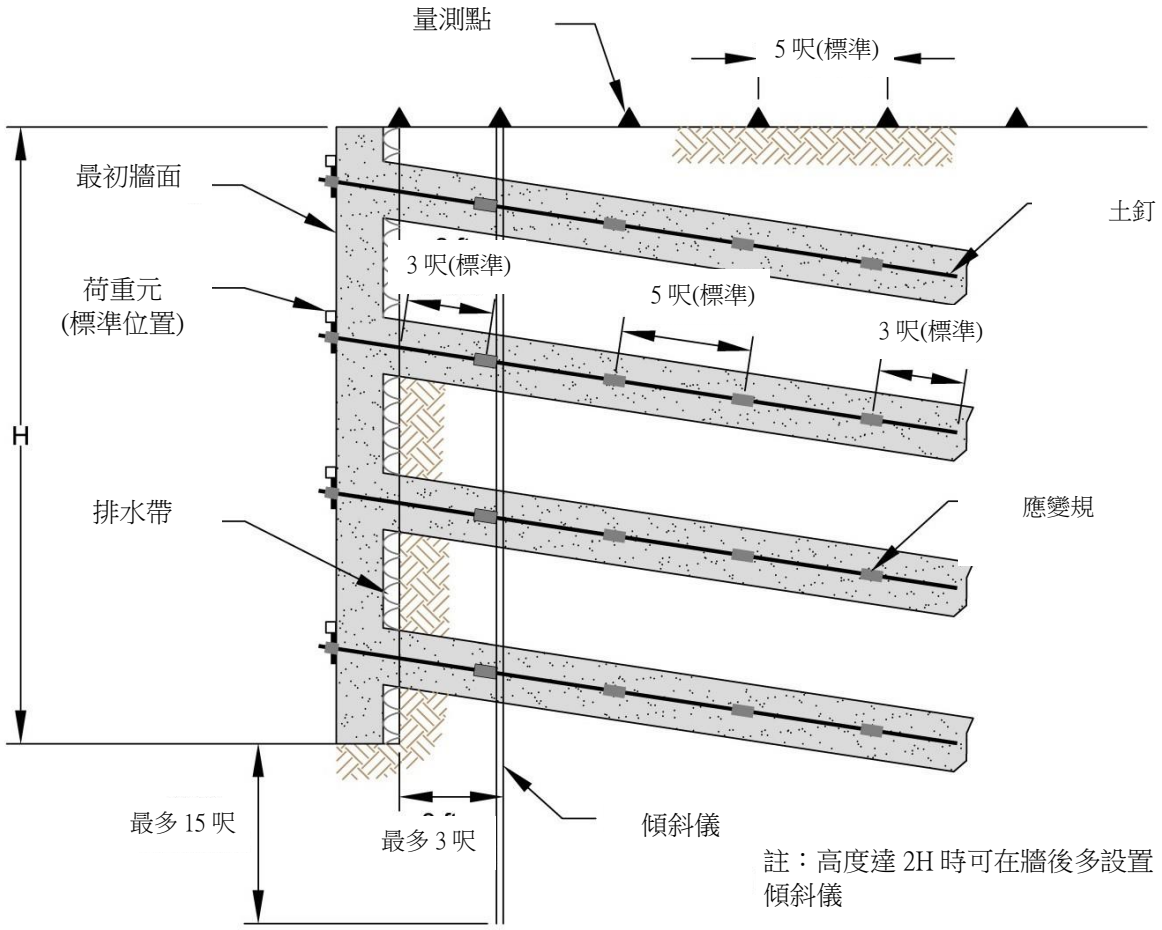


圖 9.7:　全面監測計畫中各設備的標準陳列位置。參考來源：Byrne et al.(1998).

如業主希望進行監測作業時，則必須在設計文件中詳細明確地訂定條件，無論是目的／特性及監測時間等條件。而監測計畫中也需寫出設備種類及放置位置／量測及肉眼觀察頻率，以及報告頻率。除此之外，這份計畫也必須清楚說明提報數據的最低需求，同時也必須寫出相關負責方及各方的報告分責範圍。

建立運動閾值標準及執行計畫是監測計畫的重要環節。雖然工程規範中已說明執行計畫的基本需求，不過一般都還是主要由承包商準備這份計畫書。執行計畫能夠處理掉某些已合理預期會發生狀況所需採取的應變程序。而這份計畫也必須寫明工程期內及合理期間內可合理完成的程序。

9.5.4 監測設備

應依據量測參數／設備可靠度和操作難易度，以及可相容於工程項目所用讀取設備等因素來挑選監測土釘性能的設備。接下來將簡單說明常用於評估土釘擋土牆結構性能的監測設備種類。

9.5.4a 傾斜儀

傾斜儀能夠量出擋土牆變形最全面的數據，他所使用的技術已經是一種相當純熟的技術，並有許多廠家均已在市面上販售，近年也都開始廣泛使用現地用傾斜儀來進行量測。這種設備能夠快速量測傾斜管整支長度的任何一點位置，而不需要用真的放進再取出感測器的方式來取得各點數據。然而，現地用傾斜儀量測結果應用特定頻率的標準感測器的手動量測結果來進行驗證。

9.5.4b 量測點

一般來說，反射稜鏡會放在擋土牆面或地表基座，用光學感測方式直接量測或用電子距離量測設備(EDM)間接測量。光學或雷射感測設備通常都能量測 300 呎範圍內的水平和垂直位移狀況，精確度達 0.1 吋。

近年來施工時已普遍使用自動化全測儀，以光學方式測量擋土結構情況。這種儀器的其中一個優點，是能透過安裝半永久設備來降低量測數據錯誤。另外這種儀器的頻率較高，能夠辨別因重力造成擋土牆和土地運動的週期性與環境相關的運動。針對那些工期較成的工程，自動化全測儀可能會比傳統型設備成本來得低。

9.5.4c 應變規

裝有應變規的土釘有利於評估開挖過程中及土釘打設完畢後的土釘負載分佈情形。

振弦式應變規是美國最常應用在土釘結構測試的工具，會再搭配”鋼筋計”使用，將鋼筋接在應變規各端（圖 9.8）進行量測。施作方式為，在打設土釘及灌漿前將鋼筋計和土釘鋼腱相接。當土釘鋼腱在測試過程中被拉長時，則鋼筋計也會變形並反應在應變規上，數據紀錄器記下頻率後會將數據轉成微應變數值（應變 = 微應變讀值 x 10^{-6}）。

另一種應變規類型則是點焊振弦式應變規，可用來取代鋼筋計。其他像是光纖光柵 optical grating／光纖應變規及電阻式應變規也可應用在土釘工程中。

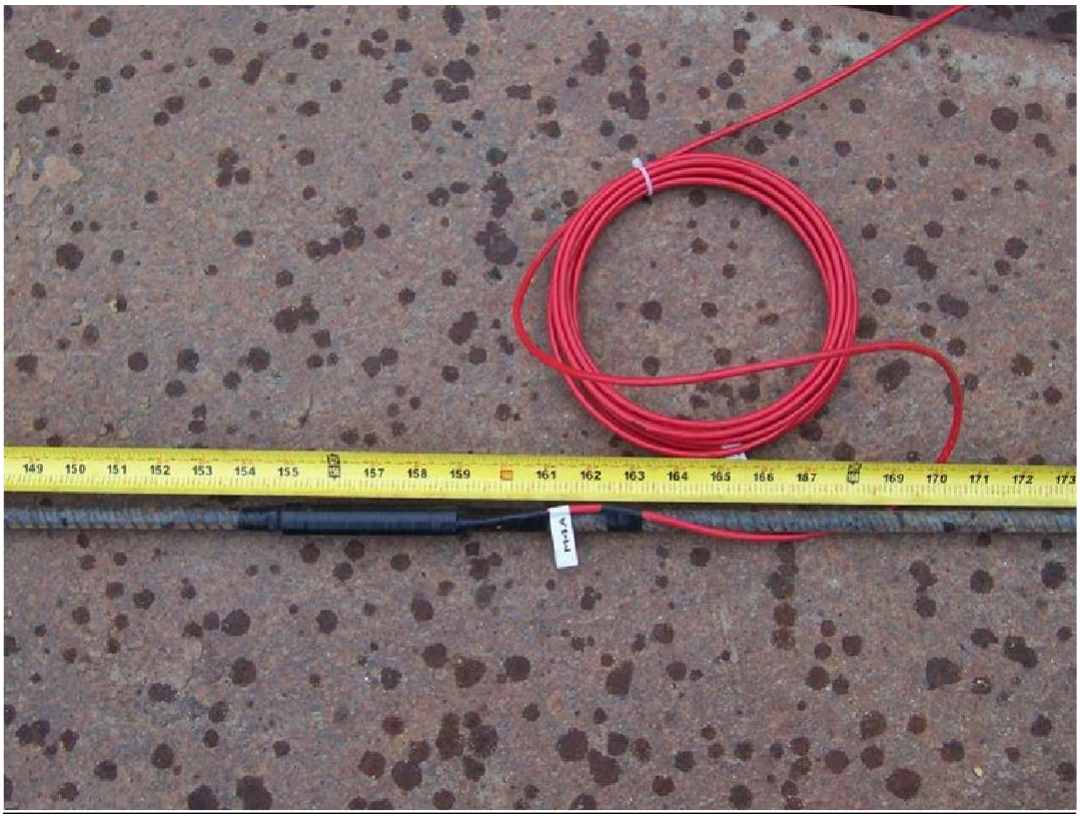


圖 9.8: 接到鋼筋計的應變規。圖片來源感謝 Schnabel Engineering.

9.5.4d　土釘釘頭的荷重元

裝在土釘釘頭的荷重元能夠量測到土釘擋土牆面的實際負載數據，以及這些負載會隨時間如何變化等資訊。然而，由於已知荷重元有時量測數據會不準確，因此在分析這些量測結果時必須非常小心。

通常荷重元包含連接至已知模數元件的擋土牆的惠斯通電橋，因此荷重元所量測到的電阻與該元件的應變及負載相關。使用其他荷重元的傳統設備也會有利於測試，像是使用振弦和其他量測設備的荷重元·

第 10 章: 中空鋼棒土釘的考量因素

10.1 前言

HBSN 這種技術早在約 20 年前便已問世，現在使用度越來越高且已普遍被大家接受(Cadden et al. 2010)。HBSN 使用的技術先進在於其整段設計長度和犧牲鑽頭，並且使用灌漿來做為鑽井泥漿；因此，鑽洞／灌漿及安裝鋼腱都能在單一作業程序下完成。美國中部聯邦土地工路局所發表的兩篇文章便針對 HBSN 的重要層面提出指導方針：“中空鋼棒土釘拉出試驗計畫” Cadden et al. (2010)；以及“中空鋼棒土釘 – 檢視腐蝕因子和補救措施” Samtani 及 Nowatzki (2010)。

HBSN 特別適用於易塌陷土壤，在鑽洞鋼腱的同時灌漿能讓孔洞不會塌陷。也因為這種施作工法之故，HBSN 的安裝／設計及防蝕程序會需要納入特殊條件，這部分也是本章的討論重點。此處所述資訊式來補充前面章節，和 HBSN 無相關的資訊便不會再重複說明。

10.2 安裝

每支 HBSN 都會有一個尺寸過大，包含灌漿用出入口的犧牲鑽頭。從鋼腱空心部位注入灌漿，由於此時鋼腱像是旋轉鑽串一直往前進，因此灌漿會再從鑽頭出來。向前鑽的同時也持續灌漿，能暫時支撐住孔洞的不穩定性，並且防止鑽頭過熱。鑽洞時必須讓灌漿回流保持在擋土牆表面，這樣做有助於土壤及灌漿之間能充分黏合。鋼腱內的灌漿會明顯因為壓力的關係，而從鑽頭這邊相對速度較快且壓力較小的地方排出，這有助於沖蝕鑽頭周圍的土壤，並將土壤切屑帶到地面上。因為以前使用水作為鑽井泥漿的經驗，最後會造成擋土牆結構不穩定且黏合強度很差，因此，在第一階段時不能用水來當作鑽井泥漿，即便是進入第二階段，已達鑽掘深度後的灌漿也不能用水來做為鑽井泥漿。

HBSN 的灌漿比重必須介於 1.8 到 1.9 之間。3 天後灌漿的最小抗壓強度應為 1,500 psi，到 28 天時應為 3,000 至 4,000 psi，並同時符合 AASHTO T106/ASTM C109 規範標準。測試樣本必須是取鑽掘孔中的灌漿回流進行測試。如果土釘較長，則鑽孔灌漿比重通常會較小，介於 1.4 到 1.6 之間，在對於推進鋼棒並將棄土排出地面的作業成本而言比較經濟實惠。

將鋼腱植入至想要的深度後，會從空心鋼棒打入比重較重的灌漿混合料，當這些灌漿混料回流到開挖面排出，表示較輕的鑽掘水泥砂漿從孔洞沖回，並且所有鑽掘棄土也全都倒出，這時土釘打設作業便完成。

10.3 黏合強度

由聯邦公路管理局(FHWA)和國際基礎探鑽協會(ADSC) (Cadden et al. 2010)共同贊助的三十七支空心鋼棒分別裝設在美國各個工地，並做為研究目的來進行測試。這項研究的目標是建立出 HBSN 驗證合格測試中適當的剝離程序，以及一個不同土壤條件下各種黏合強度的資料庫。另外在那些裝設空心鋼棒的工地也有打設自重灌漿的鋼棒土釘好進行比對。測試結果統整如表 10.1。表中所列黏合強度是以標稱鑽頭直徑計算得出，並非 HBSN 實際灌漿本體直徑。某些測試並沒有失敗，因此 HBSN 的電阻範圍可能會有些保守估計。要注意的是就壓力灌漿微型樁(Sabatini et al. 2005)而言，其推定黏合強度值是拿相似土壤類型來進行比較。

表 10.1: 粒狀土壤中的土釘標稱黏合強度(Cadden et al. 2010)

土壤類型	自重灌漿鋼棒土釘(psi)	空心鋼棒 (psi)	壓力灌漿微形樁 (Sabatini et al. 2005) (psi)
粉土質砂(SM)	12.8-17.1	18.7-24.4	砂 (帶有一些粉砂) 10-27.5
不良級配的砂 (SP)	13.2	71.2-79.6	砂 (帶有一些礫石) 17.5-52
帶有礫石的不量級配砂	50.5-82.2	-	砂 (帶有一些礫石) 17.5-52
帶砂的不良級配礫石(GP)	53.2-64.5	62.4-156.3	礫石 (帶有一些砂) 17.5-52

註：黏合強度測試結果是以標稱鑽頭直徑來計算。

測試結果顯示 HBSN 在礫狀土壤中的黏合強度比傳統自重灌漿的鋼棒土釘來得大，這是因為鑽洞直徑

較大，因此藉由水泥砂漿讓土壤產生底割和滲透，形成灌漿主體，

並在灌漿土壤介面的粗糙度能更為明顯。因此，表 10.1 的自重灌漿土釘電阻值在多數情況下，對於 HBSN 的推估便可能非常保守。HBSN 的黏合強度比鋼棒土釘更容易受到各承包商施作技術的手法和處理細節影響。

依照表 10.1 數據，採用 Sabatini et al. (2005)所推論的壓力灌漿微形樁黏合強度，對於打設在 SP 和 GP 土壤層中的空心鋼棒土釘可能會比較適合。礫狀土壤中帶有高細料含量(SM)時，計算出的 HBSN 平均黏合強度會相似於自重灌漿土釘的數值。這表示這些土壤因灌漿所產生的底割及滲透情形並不像在主要為礫狀土壤的土壤層中那樣明顯。針對這些土壤層和主要為細礫土壤的土壤層套用表 10.1 數據可能會比初始設計值更適當。

10.4 HBSN 防蝕

10.4.1 前言

有關 HBSN 其中一項最爭議的議題便是防蝕措施的有效性。這是由於鋼腱在安裝時會受到的磨損及摩擦所導致。Samtani and Nowatzki (2010)評估許多有關 HBSN 的腐蝕參數，統整當時 HBSN 防蝕措施並提出其指導方針。在相同土壤條件下，由於安裝 HBSN 的方式是破壞這些鋼筋的表面防護層，因此 HBSN 的腐蝕風險較高。打設 HBSN 時與土壤接觸／受到土壤切割侵蝕及安裝定心器的關係都會破壞其環氧樹脂和鋅鍍層。因此，防護塗層的有效使用壽命也可能明顯縮短。

Fishman 及 Withiam (2011)針對水土保持結構（主要為 MSE 加勁擋土牆）所用土壤鋼筋金屬損耗的現有計算模型來進行評估，依據改善的模型來開發出預估金屬鋼筋結構使用壽命性能的方法，並且更改當前 AASHTO LRFD 規範並套用這些模型和方法。除此之外，他們也提出修訂過的 LRFD 電阻因子來考量曝露於腐蝕環境下的情況。雖然這份文件是針對 MSE 加勁擋土牆結構，而 Fishman 及 Withiam (2011)的數值模型也可用來預估金屬損耗的時間比，以及評估 HBSN 的未來性能。

由於裝設時破壞到鋼筋塗層，因此任何鋼筋塗層便無法如第 7 章所述那樣正常展現防護鋼腱的可靠度。而最近 HBSN 所用的唯一防蝕方法便是具犧牲鋼材的裸鋼腱。下面將進一步針對上述這些問題做說明。

10.4.2 犧牲鋼材

在缺乏專門針對土釘腐蝕的研究中，本文件利用 Fishman 及 Withiam (2011)所建立之金屬損耗模型做為評估 HBSN 犧牲鋼材厚度的依據。Fishman 及 Withiam (2011)的研究是著重在 MSE 加勁擋土牆結構，其中充填侵蝕性是能夠以設定充填品質驗收標準的方式來掌控。他們針對在加勁擋土牆加固區域內不同土壤中埋設的未塗佈軟鋼線或鋼帶腐蝕速率進行了廣泛研究，他們指出這份研究報告是想包含埋設於地底下的被動加勁元素，同時他們也在報告中另外評估預力元素。這份報告還涵蓋鋼鐵機械性能變化及金屬損耗模型的適用性和準確性綜述。他們提出對於降低拉伸電阻因子的發現，並說明材料性能的變化及金屬損耗模型的準確性。

如第 7 章所述，利用下面算式來計算普通鋼元素的犧牲鋼材 (Fishman 及 Withiam 2011):

$$X(\mu m) = 80\ (\mu m/yr) \times t_f^{0.8}$$

算式 7.1: 犧牲鋼材厚度

其中 X 為鋼損耗，單位為 μm，而 t_f 為使用壽命，以年為單位。必須考慮鋼損耗要扣掉兩倍的鋼筋直徑：

$$d_{loss} = d_{bar} - 2X$$

算式 7.2: 剩餘鋼筋直徑

其中 d_{loss} 為扣掉犧牲鋼材後的鋼筋直徑，而 d_{bar} 則為鋼筋標稱直徑。

可利用上述這些算式，在沒有產品特定數據的情況下預估擋土牆結構設計壽命的直徑減少量。而直徑減少量是用來計算第 6 章設計鋼筋的鋼面積。

應用第 5 章和第 6 章所述鋼的阻抗因子來計算鋼腱拉伸阻抗。

10.4.3 HBSN 防蝕作業的設計步驟

依據下列步驟來選擇 HBSN 土釘的防蝕法。

(1) 選擇 HBSN 試用尺寸

(2) 依據第 4 章及第 7 章所述腐蝕測試結果用表 7.2 來區分非侵蝕性或具侵蝕性土壤。若土壤為侵蝕性，則不建議使用 HBSN。

(3) 若土壤為非侵蝕性，則可套用 C 級防蝕(犧牲鋼材)。

(4) 選擇 C 級防蝕：
   a. 取得鋼腱標稱直徑
   b. 選擇土釘擋土牆結構設計的使用壽命(通常是 50 至 75 年)
   c. 套用算式 7-1 來計算犧牲鋼元素量
   d. 計算鋼損耗後的鋼筋新直徑
   e. 用新的直徑來計算鋼腱的鋼損耗面積
   f. 接著含鋼損耗量的面積應做為鋼腱橫截面面積，即為算式 6-5 中的 A_t，並計算出鋼腱標稱阻抗
   g. 依據第 6 章內容進行設計

(5) 將阻抗因子套用至扣除鋼鐵面積後的標稱拉伸阻抗（請詳第 5 章和第 6 章說明），再計算出 HBSN 試樣的分解因子。

(6) 比較標稱阻抗及電腦設計軟體計算的拉伸力（請見第 6 章），並且需要時重

複上述步驟。

10.5 監測防蝕性能

考量到 HBSN 成本通常會比實心鋼棒來得低，業主應考慮施行防蝕監測計畫，以評估 HBSN 的長期性能，獲得能夠支持未來研發防蝕方法的具體數據，並因而消除本文件所提算式中過於保守的因子。

防蝕監測計畫的主要目標是要去：(i) 評估較長時間期內的腐蝕率(從幾年到好幾十年)；(ii) 確認或修改設計時所預估的金屬損耗率；(iii) 調查因時間流逝，環境條件可能變化情況下的金屬加固結構狀態(例如因腐蝕物質移動而提高腐蝕性)；及(iv) 統整數據以評估永久擋土鋼筋加勁結構的完整性．

進行監測的話有助於發現不良性能，並預防那些預估使用壽命過於樂觀的結構出現即將發生或短期的事故．另一方面監測腐蝕情況也有助於蒐集擋土牆結構能夠延長其使用壽命的證據．這些資料對於業主在管理基礎建設資產及規劃優先維護／修復／改善或更換作業上非常有用 (Elias et al. 2009)．

實心鋼棒土釘工程不太會實施監測計畫，不過隨著像是 MSE 加勁擋土牆等其他擋土結構開始使用金屬加勁系統而逐漸轉為普遍．Elias et al. (2009)針對如 MSE 加勁擋土牆等金屬加勁系統的腐蝕監測作業提出完整說明，並探討美國各州運輸部(DOTs)所建立的監測計畫內容．

監測計畫主要涵蓋下面兩種技術：(i) 評估施工時埋設在土釘擋土牆結構後方的試片監測狀態；及(ii) 遠端監控電化學測試法．取出監測試片會有破壞性，並且需要每次去評估及取樣擋土牆面．要評估埋設在土釘擋土牆混凝土／噴射混凝土面後方的試片具有相當難度，因此必須在規劃監測時具體說明特殊的施工細節，好方便從可上鎖的開口進出以觀察試片．樣本採集會受埋設試片數量而定，進而限制測試次數．由於試片的腐蝕情況僅表示局部條件，可能無法反映整根鋼腱的腐蝕變化，因此測試結果不見得就能完全代表整個腐蝕狀態．

遠端電化學監測則包含量測電位和極化阻抗(PR)來間接判定使用中加勁元件的即時／平均和現地腐蝕率．這種方法不具破壞性，並且能隨時進行量測．極化阻抗測試也能作密切監測．針對至少已埋設了一些試片要取回的情況下，建議採用遠端電化學監測法，以便確認量測結果並有助於校正量測．

埋設的試片應：(i) 放置在預估腐蝕率較快的地點；(ii) 也可放置在”一般”的土壤條件地點來建立參考比對基準；

以及(iii) 最好是能包含不同種類的鋼腱(碳鋼／鋅和鍍鋅鋼)以利比對．

必須謹慎規劃好監測點的數量及監測頻率，而每個工程都可能有其能夠確立監測點和頻率的獨特條件．監測點數量必須是擋土牆總長度的函數值，以利人員評估現場環境條件的空間變異性．就 MSE 加勁擋土牆結構而言，Elias et al. (2009)建議測試點最多間隔 200 呎，因為土釘擋土牆打設在環境條件變化較大的天然土壤層，所以土釘擋土牆間距應較小．另外也建議試片埋設的密度可隨腐蝕性較高的區域增加，並在不同深度條件進行測試(MSE 加勁擋土牆建議至少要測試兩次)，還有離牆面越遠的距離進行測試(MSE 加勁擋土牆建議至少要測試兩點)．

為能建立初始值，應在打設土釘時開始監測，前 3 個月每月監測一次，之後的 9 個月每兩個月監測一次，過後每年監測一次．理論上應持續長期監測一段合理的時間，好讓人員能夠觀察到：(i) 防蝕塗層的初始緩慢腐蝕速度；

(ii) 當防蝕塗層耗盡時開始進入過渡期的時間點；以及(iii) 最後開始快速且長期腐蝕碳鋼基體．

最後監測土釘擋土牆的結果將有助於改善 HBSN 阻抗因子數值和金屬損耗模型．這些數據也有助於評估防蝕塗層的防護或延緩土釘腐蝕的有效性．

參考文獻

AASHTO (2014). “LRFD Bridge Design Specifications,” 7th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC.

AASHTO (2002). “Standard Specifications for Highway Bridges,” 17th Edition, Washington, DC.

AASHTO (1988). “Manual on Subsurface Investigations,” 1st Edition, Washington, DC. ACI (2011).

“Building Code Requirements for Reinforced Concrete,” American Concrete

Institute, Detroit, MI.

ACI (2014). “Specification for Shotcrete,” American Concrete Institute, Detroit, MI. ANSI/AWS

(2010). “Structural Welding Code-Steel,” Document AWS D1.1/D1.1M,

American Welding Society, Miami, FL.

API (2009). “Recommended Practice for Field Testing Water-based Drilling Fluids,” 4th Ed.

Publication API RP 13B-1, American Petroleum Institute, Washington, DC.

ASTM International (2012). “Annual Book of ASTM Standards,” West Conshohocken, PA. Berg, R.R.,

Christopher, B.R., and Samtani, N. (2009). “Design of Mechanically Stabilized

Earth Walls and Reinforced Soil Slopes, Volumes I & II,” Geotechnical Engineering Circular No. 11, Report No. FHWA-NHI-10-024, National Highway Institute, Washington, DC.

Briad, J.-L. and Lim, Y. (1997). “Soil Nailed Wall under Piled Bridge Abutment: Simulation and Guidelines.” Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123 (11), 1043-1050.

Byrne, R.J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., and Ueblacker, G. (1998). “Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Walls,” Report No. FHWA-SA-96- 69R, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Cadden, A., Gómez, J., Baxter, A., and Bird, T. (2010). “Hollow Bar Soil Nails Pullout Test Program,” Report No. FHWA-CFL/TD-10-001, Central Federal Lands Highway Division, Lakewood, CO.

Caltrans (1991). "A User's Manual for the SNAIL Program, Version 2.02 – Updated PC Version," California Department of Transportation, Division of New Technology, Material and Research, Office of Geotechnical Engineering, Sacramento, CA.

Caltrans (2007). "A User's Manual for the SNAILZ Program, Version 2.02 – Updated PCVersion," California Department of Transportation, Division of New Technology, Material and Research, Office of Geotechnical Engineering, California Department of Transportation, Sacramento, CA.

Christopher, B.R., Gill, S.A., Juran, I., and Mitchell, J.K. (1990). "Reinforced Soil Structures, Volume 1, Design and Construction Guidelines," Report No. FHWA-RD- 89/043, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Clough, G.W., and O'Rourke, T.D. (1990). "Construction Induced Movements of In-situ Walls," Proceedings, ASCE Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25, ASCE, New York, NY, 439-470.

Clouterre (2002). "Additif 2002 aux recommandations Clouterre 1991," (Trans: Addenda to Recommendations Clouterre 1991), in French, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Clouterre (1993). "Recommendations CLOUTERRE 1991 - Soil Nailing Recommendations 1991," English Translation, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, France.

Collin, J., Meyers, M., and Berg, R. (2007). "State-of-the-Practice Design of Segmental Retaining Walls: NCMA's Third Edition Manual," Proceedings, Geosynthetics in Reinforcement and Hydraulic Applications, Geo-Denver 2007, Denver, CO, 1-15.

Collin, J. G., and Cowell, M. (1998). "Soil Screw Retention Wall System Design Manual," Hubbell/Chance, Centralia, MO.

Duchesne, S. (2003). "Effects of Frost Heave on a Soil Nail Wall in Brunswick, Maine," Thesis. The University of Maine.

Elias, V. (2000). "Corrosion/Degradation of Soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes," Report No. FHWA-NHI-00-044, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Elias, V., Christopher, B.R., and Berg, R. (2001). "Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines," Report No. FHWA- NHI-00-043, Federal Highway Administration, Washington, DC, 394 p.

Elias, V., Fishman, K.L., Christopher, B.R., and Berg, R. (2009). "Corrosion/Degradation of Soil Reinforcements for Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes," Report No. FHWA-NHI-09-087, Federal Highway Administration, Washington, DC, 154 p.

Elias, V., and Juran, I. (1991). “Soil Nailing for Stabilization of Highway Slopes and Excavations,” Report No. FHWA-RD-89-198, Federal Highway Administration, Washington, DC.

FHWA (1993a). “FHWA International Scanning Tour for Geotechnology, September- October 1992, Soil Nailing Summary Report,” Report No. FHWA-PL-93-020, Washington, DC.

FHWA (1993b). “French National Research Project Clouterre, 1991-Recommandations Clouterre 1991,” (English Translation) Soil Nailing Recommendations, Report No. FHWA-SA-93-026, Washington, DC.

Fishman, K., and Withiam, J.L. (2011). “LRFD Metal Loss and Service-Life Strength Reduction Factors for Metal-Reinforced Systems,” NCHRP Report 675, Transportation Research Board, Washington, DC.

Gässler, G., and Gudehus, G. (1981). “Soil Nailing-Some Aspects of a New Technique,” in Proceedings of the 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 3., Session 12, Stockholm, Sweden, 665-670.

GeoStudio (2012). “Stability Modeling with Slope/W,” Geo-Slope International, Ltd., Calgary, Alberta, Canada.

Golder (1993). “GOLDNAIL Soil Nailing Design Program,” Golder Associates, Seattle, WA.

Hallin, J. (2004). “Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures,” NCHRP 1-37a, Final Report, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC.

Hamilton, J., and Murff, J. (1992). “Selection of LRFD Resistance Factors for Pile Foundation Design,” Proceedings Structures Congress ’92, American Society of Civil Engineers, April 13-15, San Antonio, TX.

Holman, T., and Tuozzolo, T. (2009). “Load Development in Soil Nails from a Strain-Gauge Instrumented Wall,” Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils, and Geo-Support, 2009 International Foundation Congress and Equipment Expo, Orlando, FL, 25-32.

Holtz, R.D., Christopher, B.R., and Berg, R.R. (2008). “Geosynthetic Design and Construction Guidelines,” Report No. FHWA-NHI-07-092, Federal Highway Administration, Washington, DC.

International Code Council, Inc. (2012). “2012 International Building Code,” International Code Council, Inc., Country Club Hills, IL.

Juran, I., Baudrand, G., Farrag, K., and Elias, V. (1990). "Kinematical Limit Analysis for Design of Nailed Structures," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 116, No. 1, Reston, VA, 54-72.

Kavazanjian, Jr., E., Wang, J-N.J., Martin, G.R., Shamsabadi, A., Lam, I., Dickenson, S., and Hung, C.J. (2011). "LRFD Seismic Analysis and Design of Transportation Geotechnical Features and Structural Foundations," Report No. FHWA-NHI-11-032, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Kulhaway, F.H., and Mayne, F. (1990). "Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design," Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA.

Lang, T.A. (1961). "Theory and Practice of Rock Bolting," *Transactions of the American Institute of Mining Engineers*, Vol. 220, 333-348, Englewood, CO.

LaRue, K. (2010). "Permanent Soil Nail Wall Utilizing Chemical Grout Stabilization," Earth Retention Conference 3, Bellevue, WA, 244-251.

Lazarte, C.A. (2011). "Proposed Specifications for LRFD Soil-Nailing Design and Construction," NCHRP Report 701, Transportation Research Board, Washington, DC.

Lazarte, C.A., Elias, V., Espinoza, R.D., and Sabatini, P.J. (2003). "Soil Nail Walls," Geotechnical Engineering Circular No. 7, Report No. FHWA-IF-03-017, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Long, J.H., Chow, E., Cording, E.T., and Sieczkowski, W.J. (1990). "Stability Analysis for Soil Nailed Walls," Geotechnical Special Publication No. 25, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, 676-691.

Mayne, P.W., Christopher, B.R., and DeJong, J. (2001). "Manual on Subsurface Investigations," Report No. FHWA-NHI-01-031, National Highway Institute, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Meyerhof, G.G. (1956). "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 82, No. SM1, Reston, VA, 1-19.

Morrison, K., Harrison, F., and Anderson, S. (2006). "Evolution of Mechanically Stabilized Earth Wall Design to Incorporate Permanent Shoring," GEO-Volution, Denver, CO, 149-157.

NCHRP (1978). "Durability of Drainage Pipe," NCHRP Synthesis of Highway Practice Issue 50, Transportation Research Board, Washington, DC.

NCHRP (2008)."NCHRP Project 12-70, Seismic Analysis and Design of Retaining Walls, Buried Structures, Slopes and Embankments, Recommended Specifications, Commentaries and Example Problems," National Cooperative Highway Research Program, NCHRP Report 611, Transportation Research Board, Washington, DC.

Newmark, N. (1965). “Effects of Earthquakes on Dams and Embankments,” Geotéchnique, Vol. 15, No. 2, 139-160.

Nicholson, P.J. (1986). “In Situ Earth Reinforcement at Cumberland Gap, U.S. 25E,” in American Society of Civil Engineers and Pennsylvania Department of Transportation Joint Conference, Harrisburg, PA, 21.

Porterfield, J.A., Cotton, D.M., and Byrne, R.J. (1994). “Soil Nailing FieldInspectors Manual, Demonstration Project 103,” Report No. FHWA-SA-93-068, Federal Highway Administration, Washington,DC.

PCA (2013). “Shotcrete.” Portland Cement Association. Web. <www.cement.org>.

Petersen, M.D., Moschetti, M.P., Powers, P.M., Mueller, C.S., Haller, K.M., Frankel, A.D., Zeng, Yuehua, Rezaeian, Sanaz, Harmsen, S.C., Boyd, O.S., Field, Ned, Chen, Rui, Rukstales, K.S., Luco, Nico, Wheeler, R.L., Williams, R.A., and Olsen, A.H. (2014). “Documentation for the 2014 update of the United States national seismic hazard maps,” U.S. Geological Survey Open-File Report 2014-1091, 243 p., http://dx.doi.org/10.3133/ofr20141091.

Plumelle, C., Schlosser F., Delage, P., and Knochenmus, G. (1990). French national research project on soil nailing: Clouterre, American Society of Civil Engineers Special Technical Publication No. 25, 660-675.

PTI (2005). “Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors,” 4th Ed., Post- Tensioning Institute, Phoenix, AZ.

PTI (1996). “Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors,” 3rd Ed., Post- Tensioning Institute, Phoenix, AZ.

Rabcewicz, L.V. (1965). “The New Austrian Tunneling Method,” Part 3, Water Power, Vol.

17, January, London, England, 19-24.

Rabcewicz, L.V. (1964a). “The New Austrian Tunneling Method,” Part 1, Water Power, Vol.

16, November, London, England, 453-457.

Rabcewicz, L.V. (1964b). “The New Austrian Tunneling Method,” Part 2, Water Power, Vol.

16, December, London, England, 511-515.

Rabejac, S. and Toudic, P. (1974). “Construction d’un mur de soutènement entre Versailles- Chantiers et Versailles-Matelots,” (Trans: Construction of a retaining wall between Versailles-Chantiers and Versailles-Matelots), *Revue générale des chemins de fer*, Vol. 93, Paris, France, 232-237.

Rocscience Inc. (2013). “Slide 6.0, Slope Stability and Groundwater Software.” Sabatini, P.J., Pass,

D.G., and Bachus, R.C. (1999). “Ground Anchors and Anchored

Systems,” Geotechnical Engineering Circular No. 4, Report No. FHWA-IF-99-015, Federal Highway Administration, Washington, DC., 281 p.

Sabatini, P.J., Bachus, R.C., Mayne, P.W., Schneider, J.A., and Zettler, T.E. (2002). "Soil and Rock Properties," Geotechnical Engineering Circular No. 5, Report No. FHWA- IF-02-034, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Sabatini, P.J., Tanyu, B., Armour, T., Groneck, P., and Keeley, J. (2005). "Micropile Design and Construction. Reference Manual for NHI Course 132078," Report No. FHWA- NHI-05-039, Federal Highway Administration, Publication, Washington, DC.

Samtani, N.C., and Nowatzki, E.A. (2010). "Hollow Bar Soil Nails - Review of Corrosion Factors and Mitigation Practice," Report No. FHWA-CFL/TD-10-002, Federal Highway Administration, Central Federal Lands Highway Division, Lakewood, CO.

Samtani, N.C., and Nowatzki, E.A. (2006). "Soils and Foundations Reference Manual," Report No. FHWA-NHI-06-088, Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, DC. Vol. 2.

Schlosser, F. (1983). "Analogies et différences dans le comportement et le calcul des ouvrages de soutènement en Terre Armée et par clouage des sols," (Trans: Similarities and differences in the behavior and design of retaining structures of reinforced earth and soil nailing), Annales de L'Institut Technique de Bâtiment et des Travaux Publics, No. 418, Series: Sols et Fondations, Paris, France.

Schlosser, F., and Unterreiner, P. (1991). "Soil Nailing in France: Research and Practice," in Proceedings of the Transportation Research Board, Annual Meeting, Washington, DC.

Schmertmann, J.H. (1975). "Measurement of In-Situ Strength," in Proceedings of the Conference on In Situ Measurement of Soil Properties, American Society of Civil Engineers, Raleigh, NC, Vol. 2., 55-138.

Seible, F. (1996). "Structural Response Assessment of Soil Nail Wall Facings," Report No. SSRP-96/01, Division of Structural Engineering, University of California, San Diego, CA.

Selezneva, O.I., Jiang, Y.J., Larson, G., and Puzin, T. (2008). "LTPP Computed Parameter: Frost Penetration," Report No. FHWA-HRT-08-057; Federal Highway Administration, Washington, DC.

Sheahan, T.C., Oral, T., and Ho, C.L. (2003). "A Simplified Trial Wedge Method for Soil Nailed Wall Analysis," *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 129, No. 2, 117-124.

Shen, C.K., Bang, S., Romstad, J.M., Kulchin, L., and Denatale, J.S. (1981b). "Field measurements of an earth support system," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Reston, VA, Vol. 107, No. GT-12.

Shen, C.K., Herrmann, L.R., Romstand, K.M., Bang, S., Kim, Y.S., and Denatale, J.S. (1981a). "In situ Earth

Reinforcement Lateral Support System," Report No. 81-03, Department of Civil Engineering, University of California, Davis, CA.

SHRP (2013). "GeoTechTools" accessed 2013.

Siel, B.D. (2014). "SNAP-2 (Soil Nail Analysis Program) User's Manual," Report No. FHWA-OTS-XXX, FHWA Resource Center, Federal Highway Administration, Lakewood, CO.

Smith, T.D. (2007). "Application of Ground Anchors and Soil Nails in Roadway Construction," Report No. FHWA-WFL/TD-07-002, Federal Highway Administration, Western Federal Lands Highway Division, Vancouver, WA.

Softpile, Inc. (2013). "XSTABL, Softpile Software," Interactive Software Designs, Inc. Stocker, M.F.,

Korber, G.W., Gässler, G., and Gudehus, G. (1979). "Soil Nailing," in

International Conference on Soil Reinforcement I, Paris, France, Vol. 2, 469-474.

Terzaghi, K., Peck, R., and Mesri, G. (1996). "Soil Mechanics in Engineering Practice," 3rd Ed., J. Wiley & Sons, Inc., Hoboken, NJ.

USDA (1994a). "Application guide for launched soil nails." Volume 1. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Pub. EM 7170-12A and FHWA-FPL-93-003.

Washington, DC, 63 p.

USDA (1994b). "Project report for launched soil nails -1992. Demonstration Project." Volume 2. U.S. Department of Agriculture, Forest Service, Pub. EM 7170-12B, and FHWA-FPL-93-004. Washington, DC, 70 p.

U.S. Department of the Navy (1982). "Foundations and Earth Structures," NAVFACDM-7.2, Naval Facilities Engineering Command, Alexandria,VA.

Weatherby, D.E. (1982). "Tiebacks," Report No. FHWA-RD-82-047, Federal Highway Administration, Washington, DC.Wightman, W. Ed., Jalinoos, F., Sirles, P., and Hanna, K. (2003). "Application of Geophysical Methods to Highway Related Problems," Report No. FHWA-IF-04-021, Federal Highway Administration, Washington, DC.

Withiam, J.L., Voytko, E.P., and Lewis, C.J. (1991). "Development of a Comprehensive Bridge Specification and Commentary - Soil-Structure Interaction Systems," NCHRP 12-33C, Final Report, National Cooperative Highway Research Program, Washington, DC.

Wood, T., Jayawickrama, P., and Lawson, W. (2009). "Instrumentation and Monitoring of an MSE/Soil Nail Hybrid Retaining Wall," Contemporary Topics in Ground Modification, Problem Soils and Geo-Support, GSP No. 187, Reston, VA, 177-184.

WRI (2006). “Manual of Standard Practice - Structural Welded Wire Reinforcement,” Wire Reinforcement Institute, Hartford, CT.

詞彙表

黏合應力

隨灌漿－土壤介面而變動的剪力・

腐蝕性

土壤接觸到金屬元件時的腐蝕現象・採取現場測試和／或實驗室測試該工地土壤樣本來評估腐蝕性・評估土壤腐蝕性的依據有：pH (氫離子濃度)；(b) 電阻；(c) 氯化物含量；(d) 硫酸鹽含量；及(e) 有機物含量・

防蝕

保護土釘不被腐蝕的方法，包含物理防蝕或化學防蝕，或是兩種兼併・物理防蝕會在土釘鋼筋／其他金屬物及腐蝕源之間埋設連續隔離保護層・化學防蝕則會使用犧牲材料（如鍍鋅材料）或介電材料（如環氧樹脂塗佈鋼筋），這些都會阻絕電流・某些防蝕系統則會結合上述這些方法・

排水

在土釘擋土牆結構中，排水元件主要會是垂直地工複合排水帶・施作位置是在初始坡面及開挖面周圍・使用排水帶的目的在於限制擋土牆面後方的水壓・

坡面應力極限狀態

因大頭剪力釘彎曲／衝切剪力或拉緊的土釘擋土牆初始或最終坡面狀態・

最終坡面

最終坡面會建構在臨時坡面上，並在設計壽命期間內提供結構連續性，可能也會兼顧視覺美觀性・最終坡面可能會有現澆注鋼筋混凝土／加勁噴射混凝土和預製混凝土板・

灌漿

用來鋪蓋已鑽洞且已打設土釘的鋼筋水泥基材料・水泥灌漿成分通常有波特蘭水泥和水・水泥灌漿會傳遞土地和鋼腱之間的應力，並能為鋼筋帶來一定的防蝕能力・

中空鋼棒土釘(HBSN)

中空自鑽鋼筋是利用鋼筋灌漿時向內推進，而這時使用的灌漿也是作為鑽井泥漿・施以壓力注入的灌漿會從鑽頭排出口排出，並藉由其速度來排出棄土・

初始坡面

開挖後不久所曝露且能提供臨時穩定及防護的各開挖面・初始坡面會包含加勁噴射混凝土，而其上頭則會有承壓板固定・

打設土釘

利用帶有壓縮氣體的擊發設備將裸鋼打設進土壤裡面，這種設備能以時速高達 200 英里的速度打設鋼筋・沒有任何防蝕措施，適用於暫時穩定坡度・

極限狀態

整體結構或其任一構件狀態已達到某種可能會影響其性能的應力／變形或錯置狀態・

負載合格測試

負載測試會在施工時取總施工土釘數量的百分之 5 來進行測試，確認土釘擋土牆的整體性能沒有明顯變化・

負載驗證測試

在施工前或施工時進行負載測試，確認以承包商施作工法的拉出力能夠承受設計黏合力數值・

整體穩定性

極限狀態涉及土壤和／或土釘可能的滑動面．如果是因土釘和土壤影響到結構穩定性，則這種情況便屬於內部穩定性．如果只是因為土壤而影響到結構穩定性（滑動面並未與土釘交叉），則這種情況便屬於一般的整體穩定性．在地下土壤條件特殊的情況下，一般整體穩定性可能會出現特定現象，例如底部隆起及滑動穩定性．

拉出阻抗

土釘在黏合應力與其灌漿－土壤介面層活動（剪力）時所產生的軸阻抗．

螺絲土釘

一種能夠使保留土壤維持穩定的螺旋土釘．利用具足夠輸出扭力的鑽掘設備來打設這些土釘，而不用挖掉原本的土壤．一般來說這種土釘會有 1.5 吋實心鋼軸，上頭則有定期焊接的鋼螺旋結構．

使用極限狀態

結構元件上沒有達到極限應力，但卻影響到其他性能的狀態．土釘擋土牆的使用極限狀態包含橫向位移和擋土牆下陷．

噴射混凝土

藉由軟管以高速氣動方式投射混凝土／砂漿至開挖面或土釘初始坡面．

土釘

水平鑽掘及灌漿位在地下土壤的加勁被動元件，以支撐土壤和中間地質材料的挖掘作業．土釘作為加勁元件時能夠：(a) 不因保留土壤或風化岩體變形所產生的拉伸而影響其對地結構系統的穩定性；(b) 利用灌漿－土壤介面的剪切應力(例如黏合應力)將拉伸負載轉移至周圍土地；(c) 從建立的設計程序中推導出可預估之阻抗值；(d) 具有長期有效的防蝕能力，確保擋土牆結構適度的長期性能；(e) 與開挖面結構結合；(f) 依據上述方式進行負載測試；以及

(g) 依據所建立之程序定期遵照施工 QC/QA 進行作業．

實心鋼棒土釘(SBSN)

常用於土釘擋土牆鋼筋．第一階段會將實心鋼棒裝設在鑽掘孔中，第二階段會按水泥比重進行灌漿．

力度極限狀態

關於結構或其任何構件的力度或標稱阻抗極限狀態．土釘擋土牆的力度極限狀態包含岩土極限狀態（土釘拉出，以及在某些地下土壤條件時的水平滑動穩定性）／結構極限狀態（土釘拉伸／大頭剪力釘因拉伸而產生坡面彎曲／坡面衝切剪力和最終坡面）．

鋼腱或鋼筋

土釘的加勁構件．

拉伸極限狀態

土釘鋼腱／坡面加固鋼筋或土釘釘頭大頭剪力釘可達到的狀態．

附件 A:　鋼筋特性

註：製造商有時會停產或修改產品，而讓原本工程設計中的某些特性／尺寸可能會缺貨無料，因此要與製造商確認存貨。倘若原本要用的尺寸停產時，則可採用大一級的尺寸。

本附件內容包含下列表格：

表 A.1a: 60 級實心螺紋鋼筋特性

表 A.1b: 75 級實心螺紋鋼筋特性

表 A.1c: 150 級實心螺紋鋼筋特性

表 A.2: 中空鋼筋特性　　CTS/鈦金屬鋼筋類型

表 A.3: 中空鋼筋特性　　MAI 鋼筋類型

表 A.4: 中空鋼筋特性　　GEO 鑽孔鋼筋類型

表 A.5: 點焊鋼絲網

表 A.6: 加勁鋼筋

表 A.7: 大頭剪力釘

表 **A.1a: 60** 級實心螺紋鋼筋特性

鋼筋名稱	最大直徑 (帶螺紋)	最小截斷面面積	單位重量	ASTM 等級	降伏應力	降伏負載
傳統式	吋	吋 ^{2}	**lb/ft**	傳統式	**ksi**	**kip**
#6	0.86	0.44	1.50	60	60	26
#7	0.99	0.60	2.04	60	60	36
#8	1.12	0.79	2.67	60	60	47
#9	1.26	1.00	3.40	60	60	60
#10	1.43	1.27	4.30	60	60	76
#11	1.61	1.56	5.31	60	60	93
#14	1.86	2.25	7.65	60	60	135

表 **A.1b: 75** 級實心螺紋鋼筋特性

鋼筋名稱	最大直徑 (帶螺紋)	最小截斷面面積	單位重量	ASTM 等級	降伏應力	降伏負載
傳統式	吋	吋 ^{2}	**lb/f**	傳統式	**ksi**	**kip**
#6	0.86	0.44	1.50	75	75	33
#7	0.99	0.60	2.04	75	75	45
#8	1.12	0.79	2.67	75	75	59
#9	1.26	1.00	3.40	75	75	75
#10	1.43	1.27	4.30	75	75	95
#11	1.61	1.56	5.31	75	75	117
#14	1.86	2.25	7.65	75	75	168

資料來源： Dywidag, Williams andContech

表 A.1c: 150 級實心螺紋鋼筋特性

鋼筋名稱（吋）	最大直徑 (帶螺紋)	最小截斷面面積	單位重量	ASTM 等級	極限負載[1]
傳統式	吋	吋 ^{2}	**lb/ft**	傳統式	**kip**
¾	0.75	0.37	1.32	150	57
1	1.00	0.85	3.01	150	128
1¼	1.25	1.25	4.39	150	188
1⅜	1.375	1.58	5.56	150	237
1¾	1.75	2.58	9.22	150	400

資料來源： Dywidag, Williams andStressteel

註： (1) 依據極限強度計算

表 A.2: 中空鋼筋特性

CTS/鈦金屬鋼筋類型

鋼筋名稱	有效外徑	截斷面面積	單位重量	降伏負載(1)	極限負載
傳統式	吋	吋 ^{2}	**lb/ft**	**kip**	**kip**
30/16	1.02	0.53	1.8	42.7	55.1
30/14	1.03	0.58	1.9	49.5	61.8
30/11	1.03	0.64	2.2	58.5	72.0
40/20	1.42	1.13	3.8	95.6	121.4
40/16	1.42	1.40	4.8	118.1	148.4
52/26	1.92	1.94	6.7	164.2	208.0
73/56	2.76	2.11	7.3	186.6	232.7
73/53	2.76	2.50	8.9	218.1	260.9
73/45	2.76	3.50	12.0	285.6	356.4
73/35	2.76	4.20	14.2	321.6	419.4

資料來源：Contech

註： (1) 這些鋼筋為標稱降伏強度 87ksi 的合金鋼。

表 A.3: 中空鋼筋特性

MAI 鋼筋類型

鋼筋名稱	標稱外徑	截斷面面積	重量	平均降伏應力(1)	平均拉伸應力極限(1)	降伏負載	極限負載
傳統式	**吋**	**吋 ^{2}**	**lb/ft**	**ksi**	**ksi**	**kip**	**kip**
R25N	1.00	0.41	1.41	83	111	34	45
R32N	1.26	0.56	1.88	92	112	52	63
R32S	1.26	0.72	2.49	87	112	63	81
R38N	1.50	1.00	3.43	89	112	90	112
R51L	1.50	1.17	3.97	86	106	101	124
T40N	1.57	1.32	4.50	89	112	118	148
R51N	2.00	1.61	5.44	88	112	142	180
T76N	3.00	3.32	11.29	81	108	270	360
T76S	3.00	3.88	13.24	87	110	337	427

資料來源：Dywidag

註： (1) 上述這些鋼筋的降伏強度與拉伸應力極限會依製造商所提供的資料有所變動。

表 A.4: 中空鋼筋特性

GEO 鑽孔鋼筋類型

鋼筋名稱	標稱 外徑	截斷面 面積	重量	降伏 負載(1)	極限負 載 1)
傳統式	吋	吋 ^{2}	**lb/ft**	**kip**	**kip**
B7X1-32	1.25	0.556	2.10	47.2	58.4
B7X1-32X	1.25	0.776	2.70	66.0	81.5
B7X1-38	1.50	1.067	3.76	90.7	112.0
B7X1-51	2.00	1.795	6.26	152.0	188.0
B7X1-76	3.00	3.880	13.79	329.0	407.0

資料來源：Williams

註： (1) 這些鋼筋的降伏強度為 85 ksi，極限降伏強度為 105ksi.

表 A.5: 點焊鋼絲網[1]

鋼絲網名稱[2] [3] [4]	每寬度截面積[5]	每截面積重量
in. × in. – in.^{2}/100 × in.^{2}/100	**in.^{2}/ft**	**lb/cft^2 [6]**
4x4 - W 1.4 x W 1.4	0.042	31
4x4 – W 2.0 x W 2.0	0.060	44
4x4 – W 2.9 x W 2.9	0.087	62
4x4 – W 4.0 x W 4.0	0.120	88
6x6 – W 1.4 x W 1.4	0.028	21
6x6 – W 2.0 x W 2.0	0.040	30
6x6 – W 2.9 x W 2.9	0.058	42
6x6 – W 4.0 x W 4.0	0.080	58

資料來源： WRI (2006)

註： (1) 上述這些特性適用於 60 或 65 級點焊鋼絲網，如想了解 70／75 和 80 級點焊鋼絲網特性請參照 WRI(2006)。

(2) 第一組數字(如 4x4)指的是鋼絲網縱向和橫向各別開口尺寸(或鋼筋間距)。
(3) 前面有加上“W”是指光面鋼筋 plain wire，前面加上“D”則是指預先變型鋼筋。
(4) 第二組數字(如 1.4x1.4)指的是鋼筋縱向和橫向各截斷面面積(平方英吋 x 100)。
(5) 每寬度面積是用鋼筋截斷面面積除以 100，再除上鋼絲網開口尺寸(或鋼筋間距，單位為英呎)後得出。若縱向及橫向間距與鋼筋尺寸不同，則各方向的每寬度截面積也會不同。相關進一步資料請詳 WRI (2006)。
(6) CSF = 100 平方英呎

表 A.6: 加勁鋼筋

鋼筋名稱	標稱直徑	標稱面積
#	吋	吋 ^{2}
3	0.375	0.11
4	0.500	0.20
5	0.625	0.31
6	0.750	0.44
7	0.875	0.60
8	1.000	0.79
9	1.128	1.00
10	1.270	1.27
11	1.410	1.56
14	1.693	2.25
18	2.257	4.00

資料來源： ACI 318-11

表 A.7: 大頭剪力釘

大頭剪力釘尺寸	標稱長度 (1) (2)	大頭直徑	軸直徑	大頭厚度	大頭面積 / 軸面積	釘頭厚度/ (釘頭直徑-軸直徑)
-	L_S	D_{SH}	D_{SC}	t_{SH}	A_{SH} / A_{SC}	$t_{SH} / (D_{SH} - D_{SC})$
-	吋	吋	吋	吋	-	-
¼ x 4⅛	4⅛	0.50	0.25	0.19	4.0	0.75
⅜ x 4⅛	4⅛	0.75	0.38	0.28	4.0	0.75
⅜ x 6⅛	6⅛	0.75	0.38	0.28	4.0	0.75
½ x 4⅛	4⅛	1.00	0.50	0.28	4.0	0.56
½ x $5^5/_{16}$	$5^5/_{16}$	1.00	0.50	0.28	4.0	0.56
½ x 6⅛	6⅛	1.00	0.50	0.28	4.0	0.56
⅝ x $6^9/_{16}$	$6^9/_{16}$	1.25	0.63	0.31	4.0	0.50
¾ x $3^{11}/_{16}$	$3^{11}/_{16}$	1.25	0.75	0.38	2.8	0.75
¾ x $4^3/_{16}$	$4^3/_{16}$	1.25	0.75	0.38	2.8	0.75
¾ x $5^3/_{16}$	$5^3/_{16}$	1.25	0.75	0.38	2.8	0.75
¾ x $6^3/_{16}$	$6^3/_{16}$	1.25	0.75	0.38	2.8	0.75
⅞ x $4^3/_{16}$	$4^3/_{16}$	1.40	0.86	0.38	2.5	0.73
⅞ x $5^3/_{16}$	$5^3/_{16}$	1.40	0.86	0.38	2.5	0.73
⅞ x $6^3/_{16}$	$6^3/_{16}$	1.40	0.86	0.38	2.5	0.73

資料來源： Stud Welding Associates,Inc.

註： (1) 標稱長度是指焊接前的長度。

(2) 焊接後長度應為：當 $D_S \leq$ ½"時，則焊接後 L_S 會短約⅛"；而當 $D_S >$ ⅝"時，則焊接後 L_S 會短約 3/16"。

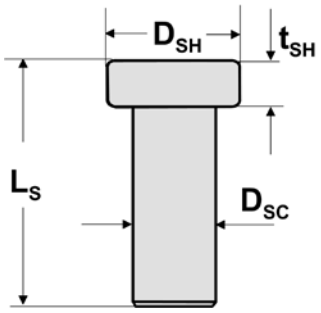


圖 A.1:　大頭剪力釘形狀圖示。

附件 B:　初始設計圖表

利用 SNAIL 軟體建立設計圖表，有助於預估所設計條件下土釘的長度及最大拉伸力。針對保留土壤各後坡角度(β)及有效摩擦角度(φ_s)來建立這些圖表，而在使用這些圖表前需先決定黏合力和其他參數，希望能利用這些圖表就所設定的條件與假設來做出合理預估，但若是在較複雜且極為不同條件情況下便不能用來取代土釘設計軟體。

條件假設為：

- 牆面傾度, α =0
- 土釘傾度, i =15
- 標準凝聚力, $c^* = c'/\gamma_s H$ =0.02
- 整體穩定性的安全係數, FS_{OS} =1.35
- 鑽孔直徑, D_{DH} = 4in.

1.　使用圖表前先將單位統一並選擇下列參數 (圖 B.1)：

- 擋土牆高度(H)
- 後坡角度(β)
- 土釘垂直及水平間距(S_V 和 S_H)

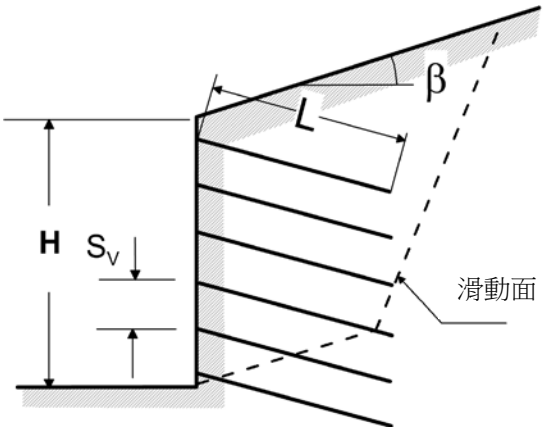


圖 B.1:計算設計圖表的條件圖示

2. 單位統一，並依下列特性及參數套用至預保留土壤設計：

- 單位重量(γ_s)
- 有效摩擦角度(φ_s)
- 凝聚力,(c)
- 黏合力(q_U)
- 拉出安全係數(FS_{PO}, 通常是 2.0).

3. 分別針對β = 0, 10, 或 30 度選出適當圖表 (圖 B.2 至 B.4).

4. 依照下面公式計算標準黏合阻抗(μ)，並將計算得出的μ值輸入至(a)和(b)中的圖表橫軸。

$$\mu = \frac{q_U \, D_{DH}}{FS_{PO} \, \gamma_S \, S_H \, S_V}$$

算式 B.1: 標準黏合阻抗

5. 依據 φ_s 選擇適當曲線，如需要，增加 φ_s = 27, 31, 35 或 39 度

6. 從(a)中算出需要達到 FS_{OS} = 1.35 的標準土釘長度(L/H)，以及從(b)中得出的標準最大拉伸力(t_{max})，必要時增加圖 B.2 到圖 B.4 的條件。請注意，只有在 φ_s 值夠大時才會到達所選相對較大β值的 FS_{OS}。

7. H(呎)乘上圖表中的標準土釘長度(L/H)，計算出土釘長度(L)。

8. γ_s、H、S_V 和 S_H 乘上圖表中的 t_{max}，計算出土釘的最大力度(T_{max})

9. 必要時用 FS_{OS}、c*和 D_{DH} (吋)校正 L/H 值，而非用假定值帶入

$\frac{L}{H}$（已校正） $= C_{1L} \times C_{2L} \times C_{3L} \times \frac{L}{H}$（從圖表中取得）

算式 B.2: 校正標準長度

其中：

$C_{1L} = 1.50 - 0.15\ D_{DH} + 0.0065\ D_{DH}^2$

算式 B.3: 計算鑽孔直徑長度校正係數

$C_{2L} = -4.0\ c^* + 1.09 \geq 0.85$

算式 B.4: 計算凝聚力長度校正係數

$C_{3L} = 0.52\ FS_{OS} + 0.30 \geq 1.0$

算式 B.5: 計算安全校正係數

10. 必要時用 FS_{OS}、c*和 D_{DH} (吋)校正 t_{max} 值，而非用假定值帶入

t_{max}（已校正） $= C_{1F} \times C_{2F} \times t_{max}$ (from charts)

算式 B.6: 校正標準最大力度

$C_{1F} = -0.3 + 0.4\ D_{DH} - 0.017\ D_{DH}^2$

算式 B.7: 鑽孔直徑的負載校正

$C_{2F} = -4.0\ c^* + 1.09 \geq 0.85$

算式 B.8: 凝聚力的負載校正

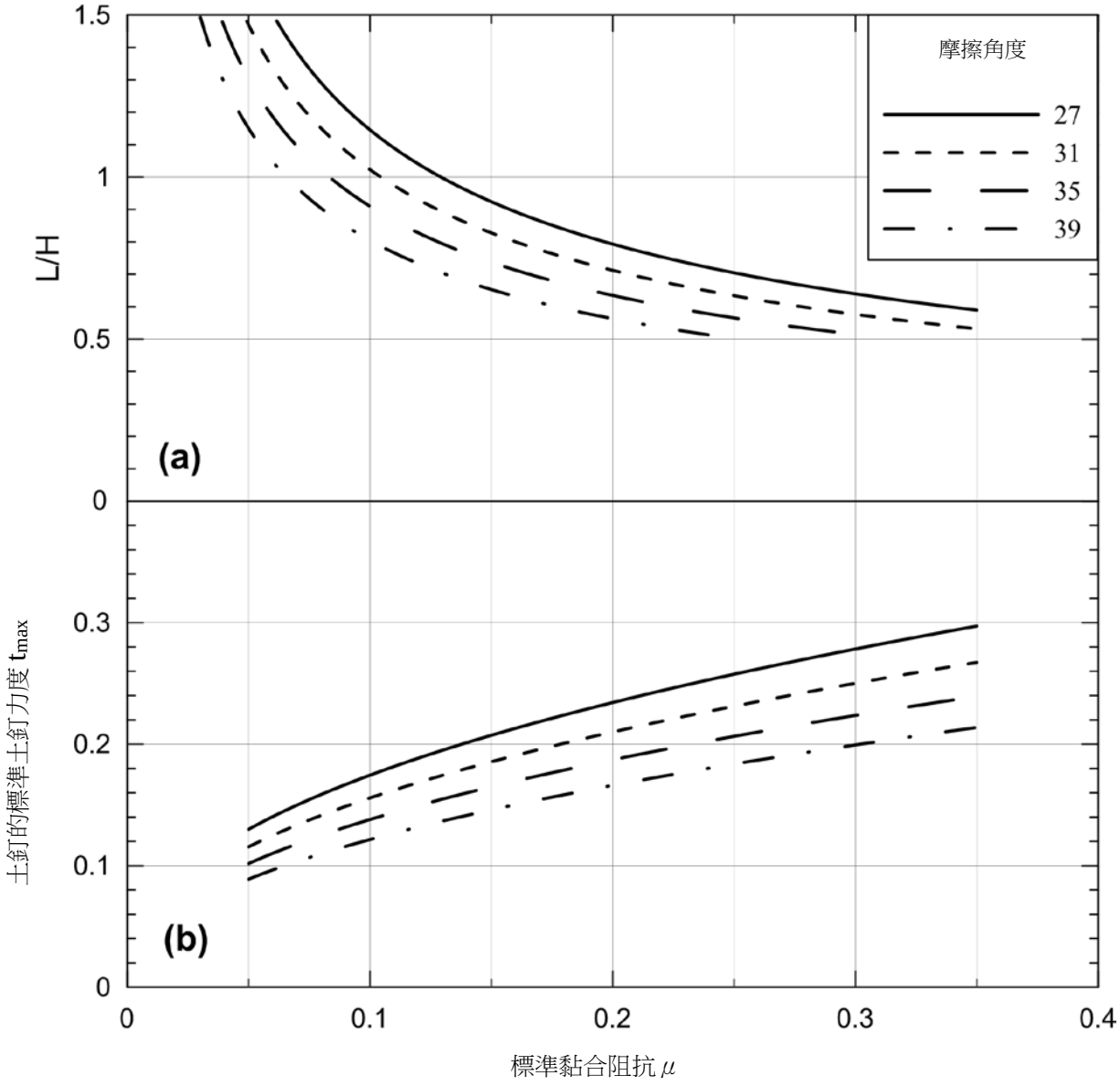


圖 B.2: 傾度 = 0 度–後坡角度 0 度

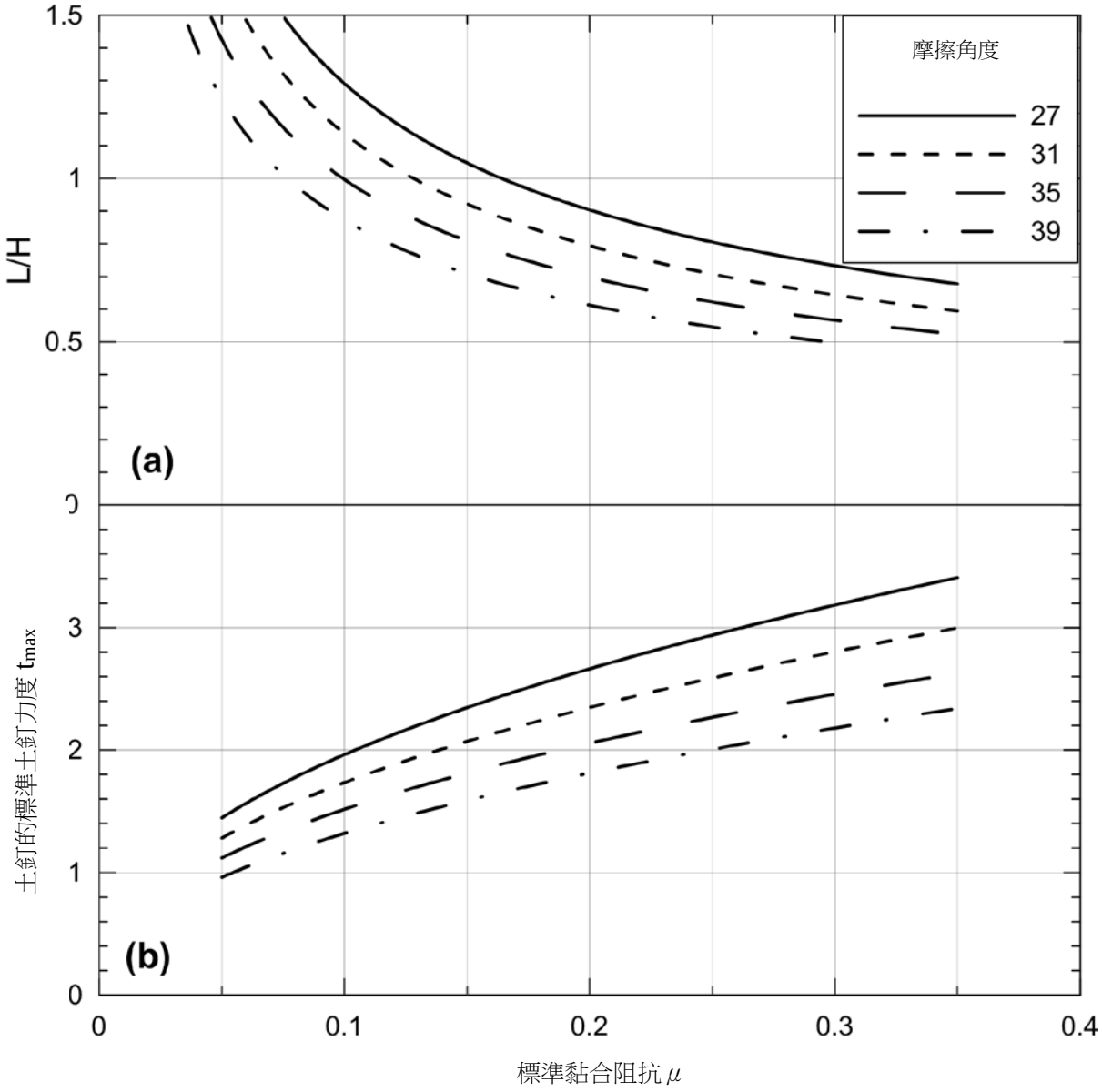


圖 B.3: 傾度 = 0 度 – 後坡角度 10 度

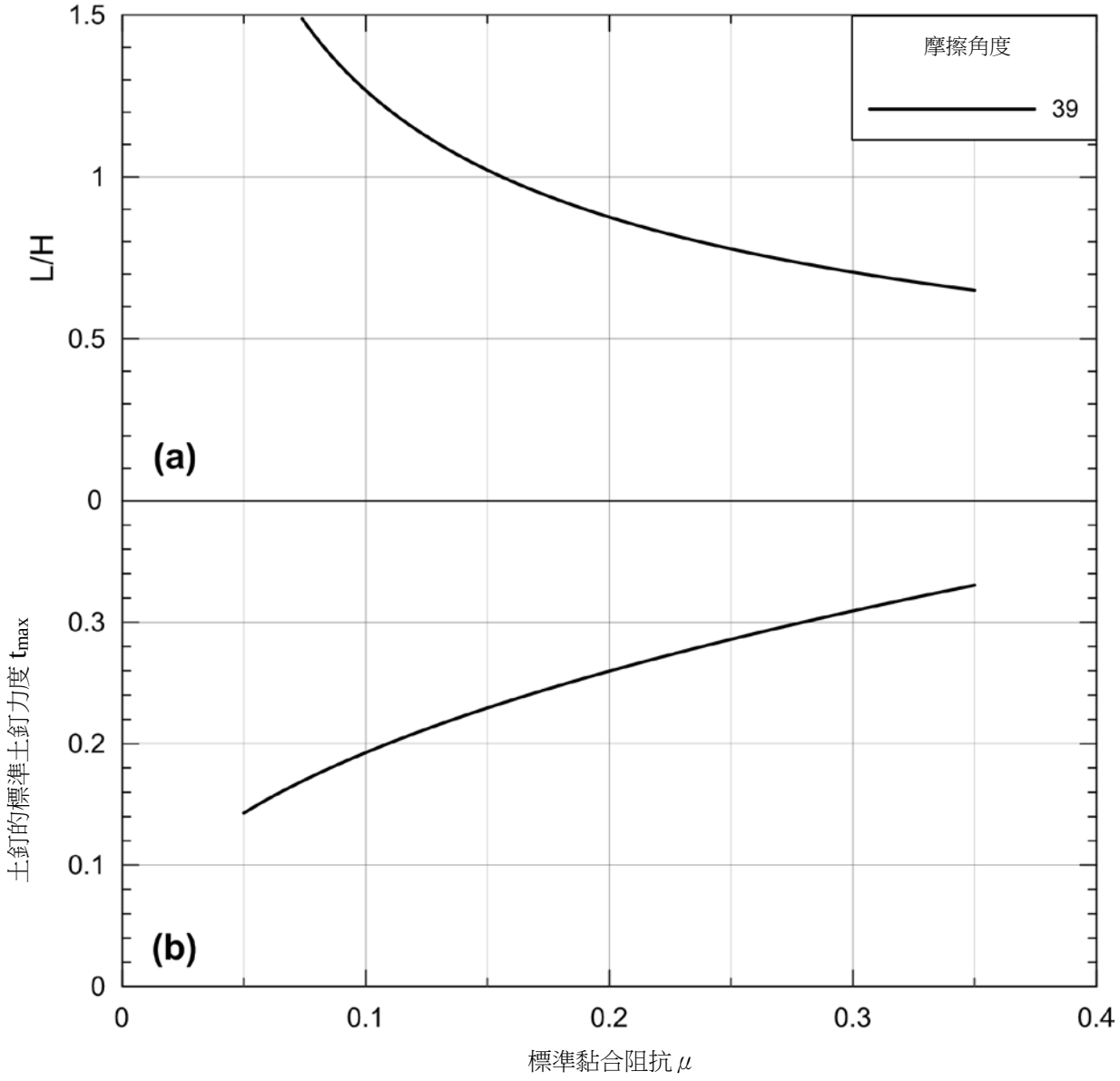


圖 B.4: 傾度 = 0 度 – 後坡角度 30 度

附件 C:　設計範例

概要

此份範例是用圖像的方式說明符合第 6 章所列程序的土釘擋土牆結構的主要設計步驟．為了簡化範例說明，某些部份我們已先做好假設，包括：建立大地工程參數、選好設計所需的重要截面、負載評估及選擇支撐土釘擋土牆結構和大地保持系統的可行性．此範例刪減步驟 9 (抗震設計)、步驟 10 (排水)和步驟 11 (其他設計上的考量)，而範例中所套用的數值是用 SNAP-2 (Siel 2014)軟體計算得出．必要時均有標示出本文件與 SNAP-2 所用名稱的差異，並且本範例亦包含第 5 章所述 LRFD 驗證．

步驟 1:工程需求

一個道路工程的部分要求是要建構一個 25 呎高、200 呎打設深度的土釘擋土牆結構．圖 C.1 顯示這個擋土牆的理想截面．業主對於這項工程的限制及需求是要一個永久擋土牆結構，並且採取現場澆注混凝土(CIP)作為最終牆面的方式來達到美觀要求．除此之外，該擋土牆面也會做為一個重要結構．在該擋土牆後方並沒有任何地下設施或永久性結構．我們也假設已選取的標準，同時該工程性能需求也相似於本文件所述需求．

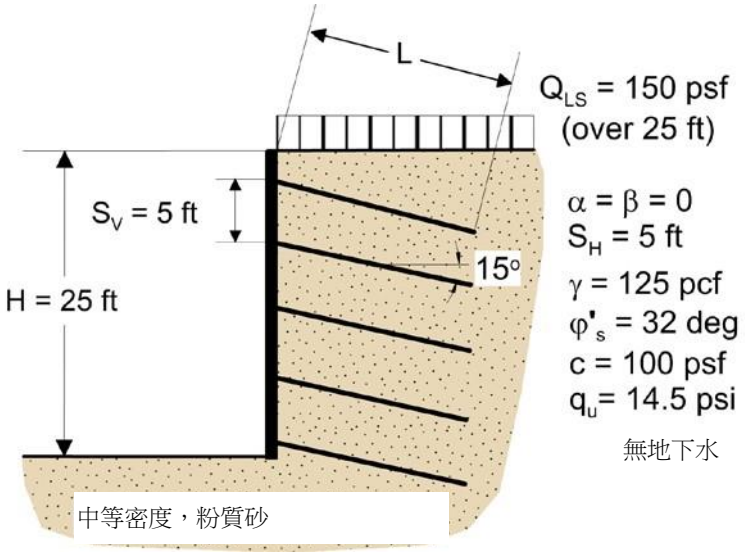


圖 C.1:　擋土牆截面圖示

步驟 2:探勘地下土質狀況並建立設計所需參數

假設已完成大地探勘及電化學實驗測試，大地探勘結果顯示為中等密度粉質砂的統一地層，而位於所規劃的建構擋土牆底下方幾呎有地下水，電化學實驗測試結果則顯示在這工地現場不會發生滑動及基底隆起，另外測試結果還顯示現場土壤的腐蝕性低．假定業主技師遵照第 7.7 節程序適當地選擇土釘防蝕等級，那麼此範例的土釘擋土牆防蝕等級會是 C 級防護．依據大地探勘及實驗室測試結果訂出下面設計所需大地參數：

- 土壤單位重量，γ_s = 125pcf
- 有效摩擦角度，φ_s' = 32 度
- 凝聚力，c = 100psf
- 黏合力，q_U = 14.5psi

依此建立土壤資訊如圖 C.1．

假設擋土牆結構的區域是屬於不易發生地震的區域，因此設計時不需建立地震參數．

假設業主已進行風險評估並了解有長期腐蝕風險的情況．由於業主考量較高防蝕等級的成本差異不多，因此指定防蝕等級 B，鋼筋帶環氧樹脂或鍍鋅塗層．

步驟 3:負載說明

3.a 說明未確定的系統負載

施加於擋土牆上的永久負載包括了牆後的土壤重量，而變動負載則包含在牆後和牆上施工作業的機具負載．假設變動負載當中有個從擋土牆開始綿延至牆後 25 呎的均勻負載，Q_{LS} 等於 150 psf．

3.b 選擇負載組合及負載係數

此範例的負載組合只包含力度 I 及系統極限狀態·SNAP-2 所用的整體穩定性負載係數為 1.0·LRFD 驗證所用負載係數之後會依第 5.5 節”負載組合及負載係數”所述針對各工程提供·

步驟 4:土釘結構配置及材料選擇

4.a/b/c/d　　建立擋土牆規畫圖／斷面圖／土釘支撐結構及斜角

已知擋土牆高 (H = 25 ft)及牆面傾度(α = 0)，則在 SNAP-2 軟體中先選擇下列規劃試做結果。

土釘垂直及水平間距

- 套用 $S_H = S_V = 5ft$　　確認： $S_H \times S_V = 25\ ft^2 \leq 36$ 至 $42ft^2$
- 此垂直間距變便是前五排土釘的間距

擋土牆頂部及底部的垂直間距

第一排土釘和擋土牆頂部之間的間距 (S_{V0})設定為：

- $S_{V0} = 3\ ft \leq 3.5ft$　　確定

最後一排土釘和擋土牆底部之間的間距 (S_{VN}) 設定為：

- $S_{VN} = 2\ ft \leq 2$ 至 3ft　　確定

土釘斜度

因為擋土牆後方沒有任何公共設施或異物，因此土釘斜度設定如下：

- i = 所有土釘斜度為 15 度　　確定(介於 10 到 15 度)

土釘長度

一開始測試先設土釘最大長度為：

- L = 0.7 H =17.5 ft　　確定(L 介於 0.6 H 至 1.2H)

立面圖中的土釘分佈

為簡化步驟，一開始先將土釘長度設定為統一平均長度。因此，前五排土釘長度全都是 L = 17.5 ft。

然而，必須要注意的是最底下一排的土釘長度理想上應該要比上面的還短，以利預估較小的土釘最大負載值 T_{max}，得出一組較好的每排土釘負載分散值，並有助於降低檔土牆發生偏移。若土釘長度平均，則位置較低的土釘承受負載會比上排的大。

檔土牆正後方並沒有任何敏感結構，因此無需特別針對擋土牆偏移情況另外納入其他考量。如有需要，則在上排位置打設較長土釘（安全係數相同）／選擇較大尺寸的鋼腱（讓鋼筋阻力降低）或甚至是使用地錨等方式，均可稍微控制擋土牆變形的問題。

擋土牆面的土釘樣式

土釘樣式採“方形”和 “交錯”兩種均可適用。交錯型會傾向於土釘有效間距較小，因此所需土釘數量會比採方形樣式的少。

土釘斜角

由於本範例已刪掉擋土牆角及異物，因此在設計土釘平面圖時不需特別納入其他考量。

4.e 防蝕細節

假定業主針對其可承受的風險，及評估成本後認為可選擇較高防蝕等級，因而指定土釘擋土牆結構的防蝕等級為 B。

則承包商在進行防蝕的最小灌漿面而需選擇鑽洞直徑時，不只要考量其達到設計黏合力及土釘拉出阻抗的施工能力外，還要考量鋼腱／定心器及連接器（如果有的話）。

假設鑽孔直徑為 D_{DH} = 6 吋，則鋼腱會有#7 螺紋鋼筋。#7 鋼筋包含螺紋的標稱直徑為 0.99 吋 (請參照表 A.1b)。

假設防蝕方式還包含鋼筋各面塗佈達 10 密耳厚的環氧樹脂塗層，這個塗佈的厚度範圍請詳第 7 章建議，則灌漿面的距離會是 0.5 × (6.0 - 0.99) = 2.50 吋，未含連接器。然而，即便倘若穩定分析結果顯示需要修改鋼腱試驗長度，所預估之土釘長度仍會在一般鋼腱長度範圍內，所以就不需要連接器。

因此有效距離變會比第 7 章建議之 1 吋最小灌漿面來得大。

4.f 選擇土釘類型及機械特性

選擇實心土釘鋼棒，鋼等級選擇 75 級，並且 f_y = 75 ksi。

步驟 5: 選擇阻抗係數

本範例中套用於 SNAP-2 做 ASD 計算的安全係數如表 C.1。參照表 5.4-5.7 和 5.10-5.12 阻抗係數套用至 LRFD 驗證進行計算，並得出如表 C.2 結果。

表 C.1: 利用 ASD 法得出之安全係數摘要

極限狀態	條件	本文件所用代號	SNAP-2 代號	建議之最小安全係數
整體穩定性	內部	FS_{OS}	FS	1.5
大地工程強度	拉出阻抗	FS_{PO}	FoS_p	2.0
結構強度	鋼腱拉伸力	FS_T	FoS_y	1.8
坡面強度	彎曲	FS_{FF}	TF FoS	1.5
坡面強度	衝切剪力	FS_{FP}	TF FoS	1.5
坡面強度	A307 鋼螺栓 (假設)	FS_{FH}	HT-FoS	2.0

表 C.2: LRFD 驗證的阻抗係數摘要

強度極限狀態	條件/狀態	代號	阻抗係數
整體穩定性	重要的永久土釘擋土牆結構	ϕ_{OS}	0.65
土釘拉出	靜止	ϕ_{PO}	0.65
土釘拉緊	75 級	ϕ_{T}	0.75
坡面彎曲	最初及最終坡面	ϕ_{FF}	0.90
坡面衝切剪力	最初及最終坡面	ϕ_{FP}	0.90
牆面大頭剪力釘拉伸力	A307 鋼螺栓	ϕ_{FH}	0.70

步驟 6: 整體穩定性

6.a 驗證內部穩定性

在進入分項設計階段前，要先大概看過 SNAP- 2 的穩定性分析／輸入數據和結果。

SNAP-2 的整體穩定性分析

使用者可利用 SNAP-2 軟體來嘗試設計土釘擋土牆完整結構且重複分析，直到強度和能力均能通過驗證。在測試完第一次後，使用者必須修改一項或多項設計參數（例如增加鋼腱長度和／或直徑，減少鋼腱間距，加厚牆面等），然後再次測試直到符合穩定性的需求。除此之外，SNAP-2 還能讓使用者搜尋多種圓弧滑動並選擇那個安全係數最低的圓弧。

輸入數據 – 擋土牆形狀及地層

如要在 SNAP-2 建立檔土牆模型，使用者必須輸入初始／中間及最終等級配置／各土壤層頂面及地下水位置的地點。各點位置會以座標標示，橫軸為 X ，縱軸為 Y 。在本範例中擋土牆基座位置便是 (0,0)。所設計的擋土牆斷面配置圖如 C.2。

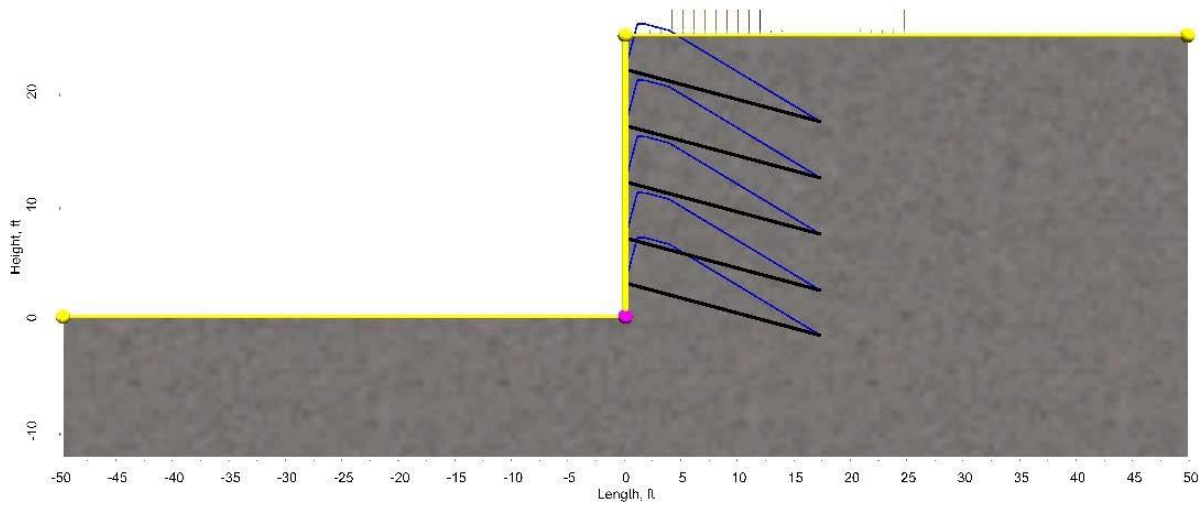


圖 C.2: 土釘擋土牆設計斷面圖

輸入數據 – 材料特性

使用者必須輸入土壤層特性，以及土釘／牆面元件／噴射混凝土／混凝土／點焊鋼絲網／鋼筋／承壓板和大頭剪力釘尺寸及材料特性，另外也必須考慮到土壤的阻抗平均值。

利用 SNAP-2 所推估之擋土牆及土壤的介面磨擦力為 $2/3\ \varphi_s'$，其中這項參數是要檢查有無偏移（傾覆）／橫向滑動及承載力。而因為這座擋土牆結構不可能會發生橫向滑動及底土隆起的情況，因此便不將這些極限狀態納為進一步考量因素。本文件並未將土釘擋土牆傾覆視為真實極限狀態。

土釘擋土牆性能摘要如表 C.3.

表 C.3: 土釘擋土牆元件的性能摘要

參數	主特性	補充說明
土釘特性	5 支等級 75 的#7 實心鋼棒	鑽孔直徑 $D_{DH} = 6$ 吋
牆面厚度／類型	初始：$h_i = 4$ 吋 最終：$h_f = 8$ 吋	初始：噴射混凝土 $f'_c = 4{,}000$ psi 最終：CIP 混凝土 $f'_c = 4{,}000$ psi
最初鋼筋等級／類型	初始：60 級 WWM 6×6 - W2.9×W2.9	最終：鋼筋 60 級； No. 4 @ 12 in. (ea. way)
牆面增加的加固鋼筋	初始：2 × #5 鋼筋(ea. way)	最終：無
承壓板	尺寸：$L_P = 9$ 吋 厚度：$t_P = 1$ 吋	50 級，$f_y = 50$ ksi
大頭剪力釘	$4 \times (^1/_2 \times 4^1/_8)$	鋼等級 A307
大頭剪力釘尺寸	釘頭長度：$L_S = 4.125$ 吋釘 頭直徑：$D_H = 1$ 吋 釘頭厚度：$t_{SH} = 0.31$ 吋	軸直徑：$D_{SC} = 0.5$ 吋 間距：$S_{SH} = 6$ 吋

其他數值

必要時也要輸入其他參數，其他參數可能有包括地震係數及可容許的牆偏移量，另外也可以設定開挖順序。附件 1 列出 SNAP-2 中所使用的輸入參數，請注意該軟體中所用代號通常不會與本文件中所用的一致。

結果

在經過幾次試驗後，土釘長度修改為 L = 18 ft 才計算出與整體穩定性相關之安全係數高於或稍微高於最小值。直至 SNAP-2 均確認完所有設定已超過最低需求，便會再檢查產出性能。

許多施工階段的整體穩定性結果如表 C.4 所示，打設土釘最深的情況結果則如圖 C.3。

表 C.4: SNAP-2 的穩定性分析

開挖階段	得出的安全係數 FS_{OS}	狀態	附註
0	1.98	初始	既有傾斜度
1	1.99	臨時	1st 無支撐開挖面
2	2.11	臨時	打設第 1 排，第 2 排吊掛裸露
3	1.81	臨時	打設上面兩排，第 3 排吊掛裸露
4	1.50	臨時	打設上面 3 排，第 4 排吊掛裸露
5	1.24	臨時	打設上面 4 排，第 5 排吊掛裸露
6	1.62	最終	打設 5 排，無加蓋
7	1.51	最終	打設 5 排，有加蓋

計算得出的 FS_{OS} 值會直接套用至 LRFD 驗證中，考量 ASD 法的整體穩定性負載係數為$\gamma = 1.0$，則：

$\phi_{OS} = 1/ FS_{OS} = 1/1.51 \sim 0.60$ 確定 (表 C.2 靜態負載的匹配值)

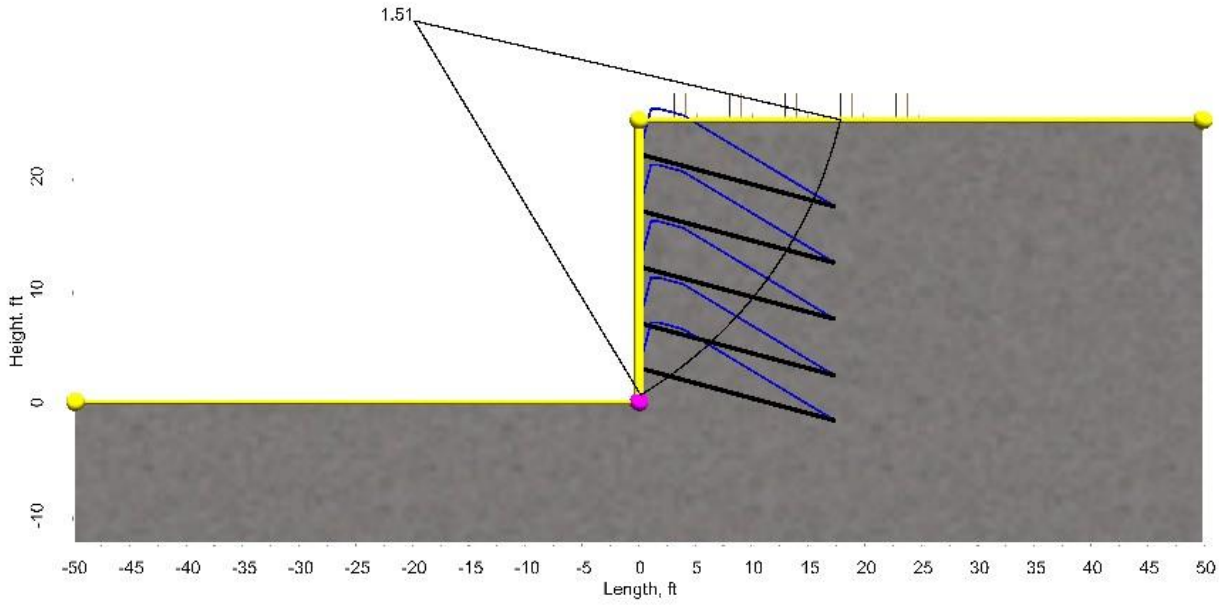


圖 C.3: 整體穩定性結果圖示

負載極限狀態的 LRFD 驗證包含所有土釘的最大拉伸力 T_{max}，可在 ASD 法穩定性分析中計算得出。而拉出阻抗／拉伸阻抗或任何牆面阻抗均會影響 T_{max} 值。

表 C.5 則列出最終開挖階段時所有土釘的 $T_{max,}$／L_P 及 L_{fail} 值。可利用 L 和 L_{fail} 計算的拉出長度變化值 L_P 也會在此一併計算。

表 C.5: SNAP-2 土釘負載摘要

土釘編號	最大負載力 T_{max_i} (kip)	掌握的極限狀態	L_{fail} (ft)	L_p (ft)
1	3.2	拉出	16.1	1.9
2	7.2	拉出	13.6	4.4
3	12.5	拉出	10.4	7.6
4	19.0	拉出	6.4	11.6

5	24.7	拉伸	2.4	15.6

T_{max} = 24.7 kip 是針對最深處的土釘負載值，依據滑動面及土釘均長構成的形狀來推估。SNAP-2 所計算出土釘負載散佈能夠說明較上層土釘表現不會比最下層土釘配置表現來得有效。

但這也只是極限平衡分析的人工計算結果，土釘釘頭負載力則是推估為 $T_o = 0.7 \times 24.7 = 17.3$ kip。

SNAP-2 還具備遵照 Byrne et al. (1996)所述程序，自動縮短擋土牆下半部土釘長度，這種方法類似於第 6 章所述方法，不過本設計範例並未採用這種方式。

縮減擋土牆下半部土釘長度的另一種方法，則是在 SNAP-2 中手動設定每一排土釘長度，而這樣做的目的是能取得相同或可相比之 FS_{OS} 值，從上到下的土釘長度選擇為 L = 25, 21, 19, 15, 13 ft，之後便可計算出 FS_{OS} =1.50，T_{max} = 15.9 kip，土釘最小負載力 10.2 kip。這些數值顯示出更能使所有土釘有效發揮其性能。

整體穩定性總結

這些分析顯示所有施工階段，即便是臨時施做階段，皆是相當安全且具備適當安全係數。除此之外，也說明土釘長度統一樣式會使整個擋土牆高度內的土釘產生擋土能力不一致的情況，而土釘長度不統一，則土釘負載較小，同時也有機會能夠減少土釘打設區域。

6.b 驗證大地穩定性

由於 SNAP-2 可將滑動面延伸至擋土牆底部以下，使用者能夠因而確認大地穩定性，而所計算的大地穩定性安全係數則會比最小建議值還大。此示範擋土牆形狀及地下土層狀態並不保證適用於另一個極限平衡軟體。

6.c 驗證地層隆起

由於本範例中擋土牆下方土壤並無發生任何隆起不穩定現象，因此此處不需要評估這種狀況。

步驟 7:極限狀態負載力

7.a 驗證拉出阻抗

針對最重要的承載土釘來計算 LRFD 驗證所需之標稱拉出阻抗如下：

$$R_{PO} = r_{PO} L_P = \pi q_U D_{DH} L_P$$

其中

q_U = 土釘灌漿介面的標稱黏合力（負載力／單位面積）

D_{DH} = 鑽孔直徑

L_P = 拉出伸展長度

在變更套用設定後：

$R_{PO} = \pi \times 14.5 \times 144 \times 0.5 \times 15.6/1000 = 51.2$ kip

SNAP-2 計算出該值為 $24.7 \times 2.0 = 49.4$ kip.

則拉出阻抗的需求強度比(CDR)可用下列公式進行驗證：

$$CDR = \frac{\phi_{PO} \quad R_{PO}}{\gamma T_{max}} \geq 1.0$$

當中的$\gamma = \gamma_{EV} = 1.35$，是要帶進土釘擋土牆 LRFD 驗證的負載係數，在套用至公式計算後：

$$CDR = \frac{0.65 \times 51.2}{1.35 \times 24.7} = 1.0$$ 確定

7.b 驗證滑動穩定性

本範例中並不需要考量這種情況。

7.c 驗證土釘拉伸阻抗

要計算 LRFD 驗證所需之標稱拉伸阻抗 R_T 如下：

$$R_T = A_t f_y$$

其中：

A_t = 土釘鋼腱截面積

f_y = 土釘鋼腱的標稱降伏阻抗

在套用數值後：

$R_T = 0.60 \times 75 = 45$ kip

SNAP-2 計算出該值為 $24.7 \times 1.8 = 44.5$ kip.

因此拉伸阻抗 CDR 可用下列公式進行驗證：

$$CDR = \frac{\phi_T \ R_T}{\gamma \ T_{max}} \geq 1.0$$

再設定$\gamma = \gamma_{EV} = 1.35$ 並套用進公式中：

$$CDR = \frac{0.75 \times 45}{1.35 \times 24.7} = 1.01 > 1.0$$ 確定

7.d 驗證牆面抗彎曲

初始牆面

針對最重要的承載土釘釘頭來計算 LRFD 驗證所需之標稱抗彎曲值 R_{FF}，考量到點焊鋼絲網 WWM 及鋼筋均是 60 級鋼，垂直和水平方向的加勁強化皆相同，噴射混凝土壓力為 $f'_c = 4{,}000$ psi for the shotcrete，且 $S_V = S_H = 5$ ft，因此 R_{FF} 值預估如下：

$$R_{FF}[\text{kip}] = 3.8 \times C_F \times f_y[\text{ksi}] \times F$$

其中，

C_F = $2 \times h_i = 4$ 吋 (參照表 6.8)

F = $(a_{vn} + a_{vm})$ [in^2/ft] x h_i [ft]

a_{vn} = 土釘釘頭垂直方向每單位鋼筋寬度截面積

a_{vm} = 跨距中點垂直方向每單位鋼筋寬度截面積

對於一個 6 × 6 - W2.9 × W2.9 點焊鋼絲網 WWM 而言，依據表 A.5 內容，a_{vm} 為 0.058 $in.^2/ft$。

$$a_{vn} = a_{vm} + \frac{A_{VN}}{S_H}$$

其中，

A_{VN} 是指土釘釘頭上垂直向的額外加勁截面積，此處垂直向有用兩支#5 鋼筋，因此從表 A.6 中可得出：

$A_{VN} = 2 \times 0.31 = 0.62 \text{ in.}^2$

$$a_{vn} = 0.058 + \frac{0.62}{5} = 0.18 \text{ in.}^2/\text{ft}$$

$F = (0.058 + 0.18) \times (4/12) = 0.079$

$R_{FF} = 3.8 \times \quad 2 \times 60 \times \qquad 0.079 \quad = 36 \text{ kip}$

或者 R_{FF} 也能用初始面的總配筋率來推估，公式如下：

$$\rho_{TOT}\,(\%) = \left[\frac{a_{vn} + a_{vm}}{12\left(\frac{h_i}{2}\right)}\right] \times 100 \quad = (0.058 + 0.18)/\,(12 \times 2) \times 100 = 0.99\%$$

從表 6.9b 也能計算出 R_{FF} 為 36 kip。

牆面抗彎曲 CDR 驗證如下：

$$CDR = \frac{\phi_{FF} \quad R_{FF}}{\gamma\, T_o} \geq 1.0$$

$\gamma = 1.35$ 並帶入：

$$CDR = \frac{0.90 \times 36}{1.35 \times 17.3} = 1.39 > 1.0 \qquad \text{ok}$$

而對土釘釘頭的額外配筋方式，也已經使用一個具足夠伸展長度的矩形點焊鋼絲網重疊鋪在這個位置上 (AASHTO 2014 或 ACI 2011)。

既有的配筋率也應落在建議之最大及最小值之間，即為：

$$\rho_{min}[\%] = 0.24\,\frac{\sqrt{f_c'[psi]}}{f_y[ksi]} = 0.24\,\frac{\sqrt{4{,}000}}{60} = 0.25\,\% < \rho_{TOT} = 0.99\,\% \qquad \text{ok}$$

$$\rho_{max}[\%] = 0.05\,\frac{f_c'[psi]}{f_y[ksi]}\left(\frac{90}{90+f_y[ksi]}\right) = 0.05\,\frac{4{,}000}{60}\left(\frac{90}{90+60}\right) = 2\,\% > \rho_{TOT} = 0.99\,\% \qquad \text{ok}$$

加勁細節應遵照 AASHTO (2014)規範或 ACI (2011)規定，且應包含下列內容：

- 最少鋪蓋厚度 2 吋
- 適當的伸展長度
- 適當的疊接位置及長度

最終牆面

針對最終牆面而言，可大概表示或用表 6.9b 來估 RFF，$C_F = 1$。

兩種方向的鋼筋都相同(各方向為 60 級 4 號鋼筋，直徑 12 吋)，$h_f = 8$ 吋，$f'_c = 4{,}000$ psi。

$a_{vm} = a_{vn} =$ 0.20 $in.^2/ft$ (參照表 A.6).

$$\rho_{TOT}\ (\%) = \left[\frac{a_{vn} + a_{vm}}{12\left(\frac{h_i}{2}\right)}\right] \times 100 = 2 \times 0.20\ /(12 \times 4) = 0.83\%$$

因此得出：

$$R_{FF} = 3.8 \times 1 \times 60 \times 2 \times 0.20 \times \left(\frac{8}{12}\right) = 60.8\ \text{kip}$$

從表 6.9b 中選取適當數據並套用，可得出 R_{FF} 為 59.1 kip，則牆面抗彎曲 CDR

可用下列公式進行驗證：

$$CDR = \frac{\phi_{FF}\ \ R_{FF} \geq}{\gamma\ T_o}\ \ 1.0$$

$\gamma = 1.35$ 並套用至公式：

$$\text{CDR} = \frac{0.90 \times 60.8}{1.35 \times 17.3} = 2.34 > 1.0 \qquad \text{ok}$$

請注意噴射鋼筋負載壓力為 f'_c = 3,000 psi, CDR ~ 1.76.

除此之外，既有配筋率應落在建議之最大及最小配筋率之間：

ρ_{min} [%] = 0.25% <ρ_{TOT} =0.83% 確定

ρ_{max}[%] = 2 % >ρ_{TOT} =0.83% 確定

7.e 驗證牆面抗衝切剪力

初始牆面

衝切剪力極限狀態包含沿著截錐體平均直徑的滑動值 $D'_C = L_{BP} + h_i$。而在這個滑動面的抗衝切剪力 V_F 可按下列公式計算得之：

$$V_F\,[\text{kip}] = 0.58\sqrt{f'_c\,[\text{psi}]}\;\pi\;D_c'[\text{ft}]h_i[\text{ft}]$$

而對於異常條件而言，則是：

$$V_F = 0.58\sqrt{4000}\;\pi\times\frac{(9+4)}{12}\times\frac{4}{12} = 41.6\,\text{kip}$$

噴射混凝土負載壓力 f'_c = 3,000 psi, V_F ~ 36 kip.

標稱抗衝切剪力 R_{FP} 則可透過下列算式得出：

$$R_{FP} = C_P V_F$$

保守假設 C_P 等於 1.0，因此 R_{FP} = 41.6 kip.

也可從表 6.9.b 中得出此數值， h_i = 4 吋，f'_c = 4,000 psi，L_{BP} = 9 吋，而 R_{FP} = 40 kip，與上述數值幾乎相同。

$\gamma = \gamma_{EV}$ = 1.35，牆面抗衝切剪力 CDR 可用下列公式進行驗證：

$$CDR = \frac{\phi_{FP}\ R_{FP}}{\gamma\ T_o} \geq 1.0$$

套用各數值後，

$$CDR = \frac{0.90 \times 41.6}{1.35 \times 17.3} = 1.58 > 1.0 \qquad \text{ok}$$

若噴射混凝土負載壓力為 f'_c = 3,000 psi，則 CDR ~ 1.38.

最終牆面

最終牆面的抗衝切剪力計算方式如下：

$$V_F\,[\text{kip}] = 0.58\sqrt{f_c'\,[\text{psi}]}\;\pi\;D_c'[\text{ft}]\,h_c[\text{ft}]$$

當 $D'_c = (S_{SH} + h_c, 2\,h_c)$最小值，則 D'_C 便為最終牆面。S_{SH} 是指大頭剪力釘之間的分隔點，而 h_c 是大頭剪力釘的有效長度，計算方式如下：

$h_c = L_S + t_P - t_{SH} = 4.125 + 1 - 0.31 = 4.8$ 吋

$S_{SH} = 6$ 吋

$D'_c = (6 + 4.8, 2 \times 4.8)$最小值 $= (10.8, 9.6)$最小值 $= 9.6$ 吋

於是抗衝切剪力值為：

$$V_F = 0.58\sqrt{4000}\;\pi\left(\frac{9.6}{12}\right)\frac{4.8}{12} = 36.9\ \text{kip}$$

R_{FP} 會作為 $R_{FP} = C_P\,V_F$ 再計算一次，保守假設 C_P 等於 1.0，則 $R_{FP} = 36.9$ kip。而 SNAP-2 所計算出的該值等於 35.1 kip.

牆面抗衝切剪力 CDR 可用下列公式進行驗證：

$$\text{CDR} = \frac{\phi_{FP}\;R_{FP}}{\gamma\;T_o} \geq 1.0$$

套用相關數值後：

$$\text{CDR} = \frac{0.90 \times 36.9}{1.35 \times 17.3} = 1.42 > 1.0 \qquad \text{ok}$$

7.f 驗證牆面大頭剪力釘拉伸阻抗

計算牆面大頭剪力釘拉伸阻抗：

$R_{FH} = N A_S f_y = 4 \times (\pi D_{SC}^2/4) \times 60 = 4 \times (\pi 0.5^2/4) \times 60 = 47.1$ kips.

$\gamma = 1.35$，則大頭剪力釘拉伸阻抗 CDR 可用下列公式進行驗證：

$$CDR = \frac{\phi_{FH} \; R_{FS}}{\gamma \; T_o} \geq 1.0$$

套用相關數值後：

$$CDR = \frac{0.70 \times 47.1}{1.35 \times 17.3} = 1.42 > 1.0 \qquad \text{ok}$$

總結負載力極限狀態

透過驗證，結果顯示出針對所有負載力極限狀態而言，所有既有阻抗值都比負載值大。而分析結果也說明鋼腱斷面適用於土釘長度統一，而擋土牆其他元素性能可再加強。舉例來說，初始噴射混凝土壓力可降至 3,000 psi，或者可減少最終牆面的鋼筋數量。

7.g 其他有關牆面設計的考量因素

本範例並不需要再考量其他因素。

步驟 8:表現的極限狀態

8.a 評估擋土牆橫向及垂直位移

因施工及發揮擋土效用後所導致的擋土牆位移情形，能依第 5.9 節所述之相互關係來進行預估。對於後方為砂礫土的垂直擋土牆結構來說，希望擋土牆頂部的垂直及水平永久偏移量(δ_h 及δ_v 各別偏移量)大約會是：

$\delta_h = \delta_v = H / 500 = 25 \times 12 / 500 = 0.6$ 吋

至於擋土牆結構變形量則希望降至離牆後 D_{DEF} 距離的某值。考量擋土牆傾度等於零，則所估距離則會是如 (圖 5.15)：

$D_{DEF} = C\ H\ (1- \tan \alpha) = 0.8\ H = 20$ ft

8.b 評估橫向擠壓量(如果有的話)

這種情況並不適用於本範例。

附件 1:　SNAP-2 的輸入參數

SNAP-2 輸入值

一般資訊

輸入設定	代號	單位	說明／附註
名稱	NA	-	工程名稱
編號	NA	-	工程編號/ID
擋土牆編號 #	NA	-	擋土牆編號
站所	NA	-	道路站所編號
設計師	NA	-	設計師姓名

結構幾何形狀

輸入地面及個土壤層頂部座標 (X, Y)，其中 X 為橫軸座標，Y 為縱軸座標，而擋土牆基座座標則為(0, 0)。

土壤性能

輸入設定	代號	單位	說明／附註
名稱	-	-	土壤名稱
土質	-	-	土壤／岩石
單位重量	γ'_s	pcf	有效值
摩擦角度	ϕ'	度	有效之最終／標稱值
擋土牆-土壤介面磨擦角度	δ_s	度	$\delta_s = 2/3\ \phi'$
聚合力	c'	psf	有效值
黏合力	q_U	psi	最終／標稱值

SNAP 會以上述設定值計算承重係數 (N_c [聚合力]，N_q [超載]及 N_γ[土壤重量])。

地下水

輸入地下水層座標(X, Y)，其中 X 為橫軸座標，Y 為縱軸座標。

土釘特性

安全係數

輸入設定	代號	單位	說明／附註
FS –降伏強度 – 靜止	FoS_y	-	初始值 = 1.80
FS –降伏強度 – 地震	FoS_{ys}	-	初始值= 1.35
FS –拉出力 – 靜止	FoS_p	-	初始值= 2.00
FS –拉出力 – 地震	FoS_{ps}	-	初始值 = 1.50

註：全部鋼筋皆套用相同數值。

鋼筋特性

輸入設定	代號	單位	說明／附註
鑽孔直徑	D	吋	$D > D_{out}$
鋼筋外徑	D_{out}	吋	僅 HBSN 為 $D_{out} > D_{in}$
鋼筋內徑	D_{in}	吋	僅適用 HBSNs
土釘尺寸	Bar No.	#	最常見為 6 – 10
鋼降伏強度	F_y	ksi	一般等級為 60 級或 75 級

臨時牆面 *(如同初始牆面)*

一般資訊

輸入設定	代號	單位	說明／附註
鋼絲網	NA	-	如果初始牆面有鋼絲網，請輸入 **真**

鋼筋	NA	-	如果初始牆面有鋼筋，請輸入**真**

鋼絲網特性

輸入設定	代號	單位	說明／附註
鋼絲網垂直間距	S_{vw}	吋	參照表 A.6
鋼絲網水平間距	S_{hw}	吋	通常是 $S_{hw} = S_{vw}$
鋼絲網截面積	A_{wire}	吋 ^{2}	參照表 A.6
鋼絲網降伏強度	Mesh F_y	ksi	參照表 A.6.，通常是 60 級

鋼筋特性

輸入設定	代號	單位	說明／附註
橫向鋼筋數量	H_{Bars}	-	最少 2 支
橫向鋼筋間距	h_r	inch	可套用 S_{vw}
橫向鋼筋尺寸	H	#	3-10
橫向鋼筋直徑	d_W	吋	參照表 A.6
橫向鋼筋降伏強度	HF_y	Ksi	通常是 60 級
直向鋼筋數量	V_{Bars}		最少 2 支
直向鋼筋間距	v_r	吋	可套用 S_{hw}
直向鋼筋尺寸	V	#	3-10
直向鋼筋直徑	d_B	inch	參照表 A.6
直向鋼筋長度	L_{cvb}	ft	土釘垂直間距最少要 0.75 呎
直向鋼筋降伏強度	VF_y	ksi	等同於 HF_y

噴射混凝土特性

輸入設定	代號	單位	說明／附註
噴射混凝土抗壓強度	f'_c	psi	一般會是 3 ksi 或 4 ksi
噴射混凝土面厚度	h_c	吋	至少 4 吋
不均勻壓力因子	CF	-	通常 h_c = 4 吋時則 CF = 2
剪切壓力因子	CS	-	通常 CS = 1
彎曲／衝切 FS 值 – 靜止	TF FoS	-	一般會是 1.5
彎曲／衝切 FS 值 – 地震	TF_s FoS	-	一般會是 1.1

承壓鈑特性

輸入設定	代號	單位	說明／附註
承壓鈑側邊長度	b_{PL}	吋	基本最少 8 吋

承壓鈑厚度	b_d	吋	最少 1 吋
土釘釘頭負載因子	F_F	-	通常是 1.0

永久牆面(*如同最終牆面*)

鋼絲網特性

輸入設定	代號	單位	說明／附註
鋼絲網垂直間距	S_{vw}	吋	基本上最終牆面不適用
鋼絲網水平間距	S_{hw}	吋	基本上最終牆面不適用
鋼絲網截面積	A_{wire}	吋 ^{2}	基本上最終牆面不適用
鋼絲網降伏強度	Mesh F_y	ksi	基本上最終牆面不適用

鋼筋特性

輸入設定	代號	單位	說明／附註
鋼筋橫向間距	h_r	吋	基本上 12 吋
橫向鋼筋尺寸	H	#	3-10
橫向鋼筋直徑	d_W	吋	參照表 A.1
橫向鋼筋降伏強度	HF_y	Ksi	通常是 60 級
鋼筋垂直間距	v_r	吋	通常等於水平間距
垂直鋼筋尺寸	V	#	通常等於橫向鋼筋
隔離鋼筋直徑	d_B	吋	通常等於橫向鋼筋
隔離鋼筋降伏強度	VF_y	ksi	通常等於橫向鋼筋

噴射混凝土／混凝土特性

輸入設定	代號	單位	說明／附註
噴射混凝土抗壓強度	f'_c	psi	一般會是 3 ksi 或 4 ksi
噴射混凝土面厚度	h_c	吋	基本上 8 吋.
不均勻壓力因子	CF	-	通常 h_c = 8 吋則 CF = 1
剪切壓力因子	CS	-	通常 CS = 1

彎曲／衝切 FS 值 – 靜止	TF FoS	-	基本上是 1.5
彎曲／衝切 FS 值 – 地震	TF_s FoS	-	基本上是 1.1

大頭剪力釘特性

輸入設定	代號	單位	說明／附註
大頭剪力釘身體直徑	D_{HS}	吋	參照表 A.8
大頭剪力釘釘頭直徑	D_H	吋	參照表 A.8
大頭剪力釘釘頭厚度	t_H	吋	參照表 A.8
大頭剪力釘總長度	L_S	吋	參照表 A.8
大頭剪力釘間距	S_{hs}	吋	4 吋到 6 吋
大頭剪力釘降伏強度	F_y	ksi	60 級 (常用)或 75 級
大頭剪力釘相接數	N_H	-	常見為 4
拉伸斷裂因子 – 靜止	HT-FoS	-	$1/FS_{FH}$ = 0.50 (A307), 0.60 (A325)
拉伸斷裂因子 – 地震	HT_s-FoS		$1/FS_{FH}$ = 0.67 (A307), 0.77 (A325)

附件 2: SNAP-2 的簡化結果

SNAP_2 測試報告

名稱	編號	公司名稱	擋土牆#	站所	設計師	複審	日期
GEC7 2014 範例	1	Geo USer 1	1	0+00	JD	JD Jr.	6/8/14

名稱：工程名稱

編號：工程編號或 ID

公司：公司名稱

擋土牆 #：擋土牆編號

站所：道路站所編號

設計師：擋土牆設計者姓名

複審：複審擋土牆設計者的姓名

日期：工程日期

土壤

土壤特性 Soil Properties

名稱	土質	γ'_s, pcf	ϕ', ^{o}	δ_s, ^{o}	c', psf	q_u, psi	N_c	N_q	N_γ
粉土砂，密度中等	砂	125	32	21.3	100.0	14.5	35.5	23.2	30.2

名稱：土壤名稱

土質：土壤／岩石

γ'_s: 土壤的有效單位重量

ϕ': 有效的土壤摩擦角度／內部摩擦角度

δ_s: 擋土牆-土壤介面摩擦角度，$\delta = 2/3\phi$

c': 土壤的有效聚合力

q_u: 最終黏合力

N_c: N_c 承重因子

N_q: N_q 承重因子

N_γ: N_γ承重因子

土釘

初始安全係數

U	F_y FoS	F_{ys} FoS	F_p FoS	F_{ps} FoS
真	1.80	1.35	2.00	1.50

U: 各鋼筋均套用相同係數

F_y FoS: 降伏強度安全係數

F_{ys} FoS: 降伏強度的地震安全係數

F_p FoS: 拉出安全係數

F_{ps} FoS: 拉出的地震安全係數

鋼筋特性

名稱	D, 吋	D_{out}, 吋	D_{in},	鋼筋編號#	F_y, ksi
鋼筋 1	6.0	0.874	0.000	7	0.874

名稱：每組鋼筋的名稱

D: 鑽孔直徑

D_{out}: 鋼筋外徑

D_{in}: 鋼筋內徑

鋼筋編號：鋼筋尺寸 3-18

F_y: 鋼筋的鋼降伏強度

擋土牆面

擋土牆面特性



#	類型	名稱	說明
1	臨時 SNW	臨時 SNW 1	-
2	永久 SNW	永久 SNW 1	-

類型：擋土牆面類型
名稱：擋土牆面名稱
說明：擋土牆面說明

臨時土釘擋土牆 SNW 1:

鋼絲網	鋼筋
真	真

鋼絲網：若臨時面有加勁鋼絲網則為真

鋼筋：若臨時面有加勁鋼筋則為真

鋼絲網：臨時面鋼絲網

S_{vw}, in	S_{hw}, in	A_{wire}, in^2	$Mesh_{Fy}$, ksi
6.0	6.0	0.029	60.0

S_{vw}: 鋼絲網的垂直間距

S_{hw}: 鋼絲網的水平間距

A_{wire}: 鋼絲網面積

$Mesh_{Fy}$:鋼絲網降伏強度

鋼筋：臨時面鋼筋

H_{Bars}	hr, in	H, Bar #	d_W, in	H_{Fy}, ksi	V_{Bars}	vr, in	V, Bar #	d_B, in	L_{cvb}, ft	V_{Fy}, ksi
2	12	5	0.626	60.0	2	12	5	0.626	5.0	60.0

H_{Bars}: 橫向鋼筋數量

hr: 鋼筋水平間距

H: 橫向鋼筋尺寸，3-10

d_W: 橫向鋼筋直徑

H_{Fy}: 橫向鋼筋降伏強度

V_{Bars}: 垂直承重鋼筋數量

vr: 鋼筋垂直間距

V: 直向承重鋼筋尺寸 3-10

d_B: 直向承重鋼筋直徑

L_{cvb}: 直向承重鋼筋長度

V_{Fy}: 承重鋼筋降伏強度

噴射混凝土：臨時噴射混凝土面

f'_c, psi	h_c, in	C_F	C_S	TF FoS	TF_s FoS
4000	4.0	2	1	1.50	1.10

f'_c: 噴射混凝土抗壓強度

h_c: 噴射混凝土面厚度

C_F: 彎曲壓力因子(考量牆面背部的壓力不平均)

C_S: 剪切壓力因子

TF FoS: 彎曲及衝切的安全係數

TF_s FoS: 彎曲及衝切的地震安全係數

承壓鈑：臨時面承壓鈑

b_{PL}, in	b_d, in	F_F
9.0	1.0	1

b_{PL}: 承壓鈑側邊長度

b_d: 承壓鈑厚度

F_F: 土釘負載因子

永久土釘擋土牆 SNW 1:

臨時面	鋼絲網	鋼筋	大頭剪力釘
臨時擋土牆 SNW 1	false	true	true

臨時牆面：在這個永久擋土牆結構面後方的臨時面

鋼絲網：若永久牆面有加勁鋼絲網則為真

鋼筋：若永久牆面有加勁鋼筋則為真

大頭剪力釘：若永久牆面有大頭剪力釘則為真

鋼筋：永久擋土牆面鋼筋

hr, in	H, Bar #	d_W, in	H_{Fy}, ksi	vr, in	V, Bar #	d_B, in	V_{Fy}, ksi
12	4	0.500	60.0	12	4	0.500	60.0

hr: 鋼筋水平間距

H: 橫向鋼筋尺寸，3-10

d_W: 橫向鋼筋直徑

H_{Fy}: 橫向鋼筋降伏強度

vr: 鋼筋垂直間距

V: 直向鋼筋尺寸，3-10

d_B: 直向鋼筋直徑

V_{Fy}: 承重鋼筋降伏強度

混凝土：永久牆面混凝土

f'c, psi	h_c, in	C_F	C_S	PF FoS	PF_s FoS
4000	8	1.000	1.000	1.50	1.10

f'c: 混凝土抗壓強度

h_c: 永久牆面厚度

C_F: 彎曲壓力因子，表 4.2 (考量牆面背部的壓力不平均)

C_S: 剪切壓力因子

PF FoS: 彎曲及衝切的安全係數

PF_s FoS: 彎曲及衝切的地震安全係數

大頭剪力釘：永久牆面大頭剪力釘

D_{Hs}, in	D_H, in	t_H, in	L_S, in	S_{hs}, in	F_y, ksi	P_{Thick}, in	N_H	HT FoS	HT_s FoS
0.5	1	0.31	4.125	6	60	1	4	2.00	1.50

D_{Hs}: 大頭剪力釘身體直徑

DH: 大頭剪力釘釘頭直徑，dh: 大頭剪力釘釘頭直徑 OK: dh >= 1.58 * dhs, 1 >= 1.58 * 0.5, 1 >= 0.79

tH: 大頭剪力釘釘頭厚度，th: 大頭剪力釘釘頭厚度 Ok: th >= (dh - dhs) / 2, 0.3 >= (1 - 0.5) / 2, 0.3 >= 0.25
LS: 大頭剪力釘總長度

S_{hs}: 大頭剪力釘間距

F_y: 大頭剪力釘降伏強度

P_{Thick}: 承壓鈑厚度

N_H: 大頭剪力釘相接數量

HT FoS: 大頭剪力釘拉伸斷裂因子(依照 ASTM A307 規範， $?_{FHS}$ = 0.50; 而依照 ASTM A325 規範， $?_{FHS}$ = 0.59)

HT_s FoS: 大頭剪力釘的地震拉伸斷裂因子

土釘擋土牆 1:

靜止情況

工程：施工規範

工程案 #	Con_{seq}
20	1

工程案號#：工程案號，依照工程順序輸入階段性開挖作業及土釘資訊

Con_{seq}: 開始施工後的施工順序(階段性開挖)，例如"1"或"2,4-6"

擋土牆：土釘擋土牆尺寸及位置

牆面	H_{Bars}	V_{Bars}	基座, ft	頂部, ft	H, ft	θ, º	埋設深度, ft	寬度, ft
永久土釘擋土牆 SNW 1	25	200	0.0,0.0	0.0,25.0	25.0	0.0	0.0	200

牆面：土釘擋土牆面

H_{Bars}: 橫向鋼筋數量

V_{Bars}: 直向承重鋼筋數量

基座：擋土牆基座

頂部：擋土牆頂部

H: 擋土牆高度

θ: 擋土牆傾度，以垂直為基準之角度

埋設深度：擋土牆底部地底的埋設深度

寬度：擋土牆寬度，沿著 Z 軸延伸

土釘：土釘尺寸及位置

土釘	L, ft	S_V, ft	S_H, ft	δ, º	C_d, ft	O	U
鋼筋 1	18.0	5.00	5.00	15.00	3.00	非	真

土釘：土釘用鋼筋

L: 土釘長度

S_V: 土釘垂直間距

S_H: 土釘水平間距

δ: 土釘傾度，以水平為基準之角度

C_d: 懸臂距離，從擋土牆頂部到最上排土釘之間的垂直距離

O: 偏移模式，若偶數排土釘偏移至跨距中點則適用，否則土釘皆採方形鋪設

U: 使用長度均勻的土釘

土釘資訊列表：土釘特性

土釘[1]

C_{dH}, ft	故障測試	L_{fail}, ft	T_{Force}, kip
3.00	從密度中等的粉土砂中拉出	16.1	3.2

C_{dH}: 懸臂距離，從擋土牆頂部到最上排土釘之間的垂直距離

故障測試：擋土牆滑動面的故障模式

L_{fail}: 土釘釘頭至故障面的距離

T_{Force}: 土釘 T-force

T-Forces: 土釘 T-forces

	Dist, ft	T-Force, kip	土壤	故障測試
1	0.00	23.9	密度中等粉土砂	拉出／彎曲問題
2	4.87	24.0	密度中等粉土砂	拉出
3	18.02	0.0	密度中等粉土砂	拉出

Dist: 自土釘釘頭開始算起 T-force 的距離

T-Force: 土釘 T-force

土壤：發生 T-force 位置的土壤層

故障測試：T-force 點的故障模式

土釘[2]

C_{dH}, ft	故障測試	L_{fail}, ft	T_{Force}, kip
8.00	從密度中等的粉土砂中拉出	13.6	7.2

C_{dH}: 懸臂距離，從擋土牆頂部到最上排土釘之間的垂直距離故障測試：擋土牆滑動面的故障模式

L_{fail}: 土釘釘頭至故障面的距離

T_{Force}: 土釘 T-force

T-Forces: 土釘 T-forces

	Dist, ft	T-Force, kip	土壤	故障測試
1	0.00	23.9	密度中等粉土砂	拉出／彎曲問題
2	4.87	24.0	密度中等粉土砂	拉出
3	18.00	0.0	密度中等粉土砂	拉出

Dist: 自土釘釘頭開始算起 T-force 的距離

T-Force: 土釘 T-force

土壤：發生 T-force 位置的土壤層

故障測試：T-force 點的故障模式

土釘[3]

C_{dH}, ft	故障測試	L_{fail}, ft	T_{Force}, kip
13.00	從密度中等的粉土砂中拉出	10.4	12.5

C_{dH}: 懸臂距離，從擋土牆頂部到最上排土釘之間的垂直距離故障測試：擋土牆滑動面的故障模式

L_{fail}: 土釘釘頭至故障面的距離

T_{Force}: 土釘 T-force

T-Forces: 土釘 T-forces



	Dist, ft	T-Force, kip	土壤	故障測試
1	0.00	23.9	密度中等粉土砂	拉出／彎曲問題
2	4.87	24.0	密度中等粉土砂	拉出
3	18.00	0.0	密度中等粉土砂	拉出

Dist: 自土釘釘頭開始算起 T-force 的距離

T-Force: 土釘 T-force

土壤：發生 T-force 位置的土壤層

故障測試：T-force 點的故障模式

Nail[4]

C_{dH}, ft	故障測試	L_{fail}, ft	T_{Force}, kip
18.00	從密度中等的粉土砂中拉出	6.4	19.0

C_{dH}: 懸臂距離，從擋土牆頂部到最上排土釘之間的垂直距離故障
測試：擋土牆滑動面的故障模式

L_{fail}: 土釘釘頭至故障面的距離

T_{Force}: 土釘 T-force

T-Forces: 土釘 T-forces



	Dist, ft	T-Force, kip	土壤	故障測試
1	0.00	23.9	密度中等粉土砂	拉出／彎曲問題 拉出／
2	4.87	24.0	密度中等粉土砂	拉出
3	18.00	0.0	密度中等粉土砂	拉出

Dist: 自土釘釘頭開始算起 T-force 的距離

T-Force: 土釘 T-force

土壤：發生 T-force 位置的土壤層

故障測試：T-force 點的故障模式

土釘[5]

C_{dH}, ft	故障測試	L_{fail}, ft	T_{Force}, kip
22.00	鋼腱問題	2.4	24.7

C_{dH}: 懸臂距離，從擋土牆頂部到最上排土釘之間的垂直距離故障測試：擋土牆滑動面的故障模式

L_{fail}: 土釘釘頭至故障面的距離

T_{Force}: 土釘 T-force

T-Forces: 土釘 T-forces

	Dist, ft	T-Force, kip	土壤	故障測試
1	0.00	23.9	密度中等粉土砂	拉出／彎曲問題
2	4.87	24.0	密度中等粉土砂	拉出
3	18.00	0.0	密度中等粉土砂	拉出

Dist: 自土釘釘頭開始算起 T-force 的距離

T-Force: 土釘 T-force

土壤：發生 T-force 位置的土壤層

故障測試：T-force 點的故障模式

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION

美國運輸部

土釘擋土牆

DRAWING INDEX

圖說索引

頁數	標題
第 1 頁	封面
第 2 頁	施工附註
第 3 頁	平面圖
第 4 頁	擋土牆立面 – A, B 斷面

一般附註及土釘擋土牆設計參數

1. 所有材料及施作工法皆應符合美國運輸部工程標準規範需求·

2. 已遵照美國聯邦公路管理局 FHWA 大地工程手冊第 7 冊”土釘擋土牆－參考手冊”中所述 LRFD(極限設計法)程序來設計土釘擋土牆結構，而未涵蓋在手冊內的擋土牆結構設計元素部份，也已依照 AASHTO 規定來設計·另外設計中也套用____的震區水平加速度係數·

3. 混凝土的最小抗壓強度

噴射混凝土 F_o = 4 KSI

土釘灌漿 F_o = 3 KSI

4. 土釘鋼筋拉伸強度 F_y = 60 KSI AASHTO M31/ASTM A615

5. 除非計劃書中另有說明，否則自混凝土／噴射混凝土面至任何加勁鋼筋或金屬元素面的混凝土／噴射混凝土最小覆蓋厚度應如下面條件：
接觸空氣的最終牆面正面厚度 2 吋
接觸土壤的最終噴射混凝土牆面厚度 3 吋
最初噴射混凝土牆面的最終現場澆注混凝土牆面 1.5 吋

6. 除非計劃書中另有說明，否則外角及邊緣部分應倒角 0.75 吋，而所有內角則應填角 0.75 吋·

7. 土釘設計參數：

土壤/岩層種類	標稱摩擦角 (度)	標稱係數 (PSF)	單位重量 (PCF)	標稱拉出阻抗(KIP/FT)
黏土粉砂	34	150	125	3.0
黏土粉砂	30	250	120	2.0
粉砂礫土	38	100	130	6.0

8. 所有土釘鑽掘深度(L)及鋼筋尺寸應符合土釘擋土牆立面圖說頁內容·

9. 承包商應負責規劃現場公共設施位置

10. 承包商應負責提供並維護土釘擋土牆上方及下方的邊坡穩定

11.尚未取得業主技師許可前，一般擋土牆前方 15 呎內的開挖陡坡不得超過 1H:1V

12. 遠離擋土牆後坡坡度的地方不需要做混凝土排水渠·

13. 除非另有說明，否則業主技師會提供控制量測點位置，好確認擋土牆頂部是否對齊，而承包商在開挖過程中則需要負責進行量測控制·

14. 承包商可決定是否要用臨時穩固平台來鑽掘和打設土釘·

15. 在擋土牆面周邊進行開挖作業時，應該要比一般道路開挖工程還要特別小心及注意·相關說明請參照特殊條款·

土釘位置驗證測試			
土壤類型	擋土牆部位	擋土牆站所位置	大約高程
粉砂土	B	0+76.6	226
	E	0+395	240
黏土粉砂	B	0+153.6	228
	E	0+332	247
粉砂礫土	D	0+307	236
	E	0+426	235

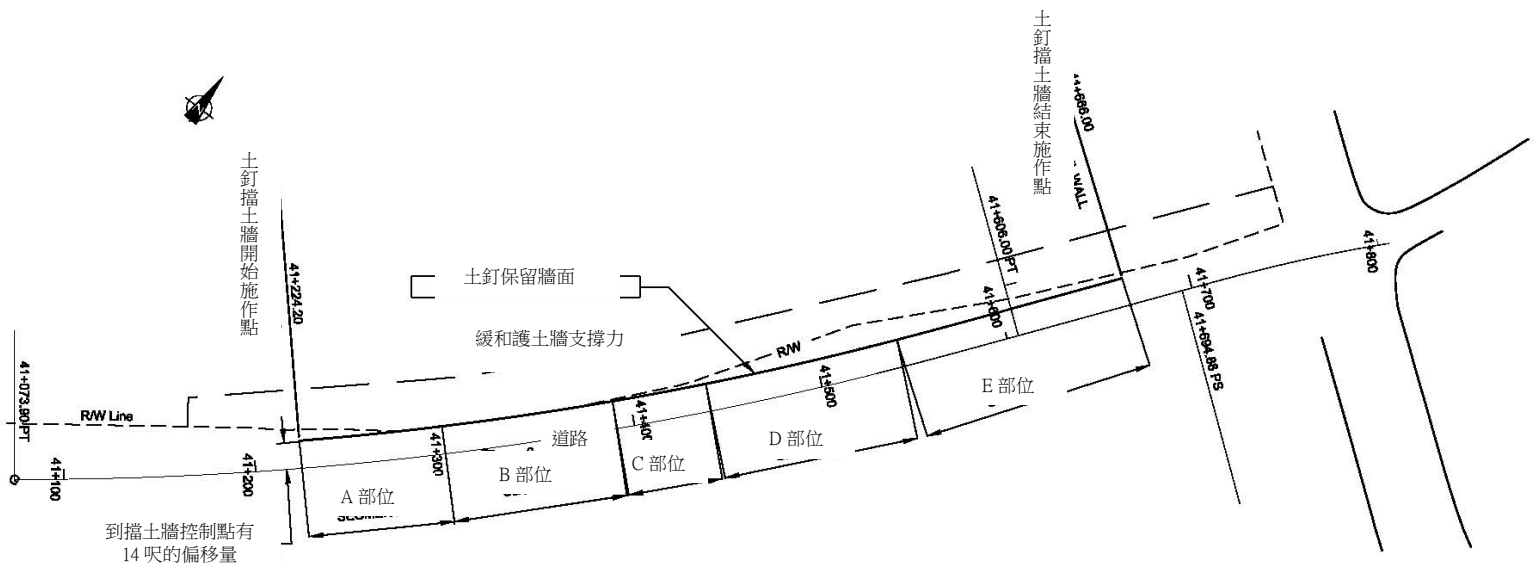
一般施工順序

1. 擋土牆應依照第 6 頁所示各階段開挖面及特殊條款規定，由上到下依次建造·

2. 除非經業主技師許可，否則下述針對各開挖面的施工順序應在開始進行下一次開挖的初始作業前完成·

2.1. 打設試生產的驗證測試土釘，相關說明請參照本圖說的驗證測試位置圖表·
2.2. 如圖示安裝測斜儀·
2.3. 開挖第一階段的粗糙坡度
2.4. 將開挖面修整至最終擋土牆面開挖線或修整為穩固平台(如果有用的話)·
2.5. 打設並灌漿土釘，將穩固平台(如果有的話)修整為最終擋土牆面開挖線·
2.6. 裝設地工複合排水帶·
2.7. 鋪設鋼筋並澆注噴射混混凝土·除非經業主技師許可，否則每天作業結束後，露天開挖作業必須讓噴射混凝土維持穩定狀態·
2.8. 在進行噴射混凝土前，以及土釘灌漿達到規定強度後，應依據規範進行拉出測試·
2.9. 依照規範要求進行驗證及合格負載測試，確保合格測試地點不會弄到噴射混凝土，並灌漿合格測試用土釘·
2.10. 進行材料品管作業，包含遵照規範需求所施作之灌漿和噴射混凝土
2.11. 建造基腳排水系統，施作最終噴射混凝土面時安裝 PVC 轉接管，確保地工排水帶能把水排到第 9 頁所示擋土牆面基腳的排水系統·
2.12. 施作 CIP 最終牆面
2.13. 施作混凝土排水渠

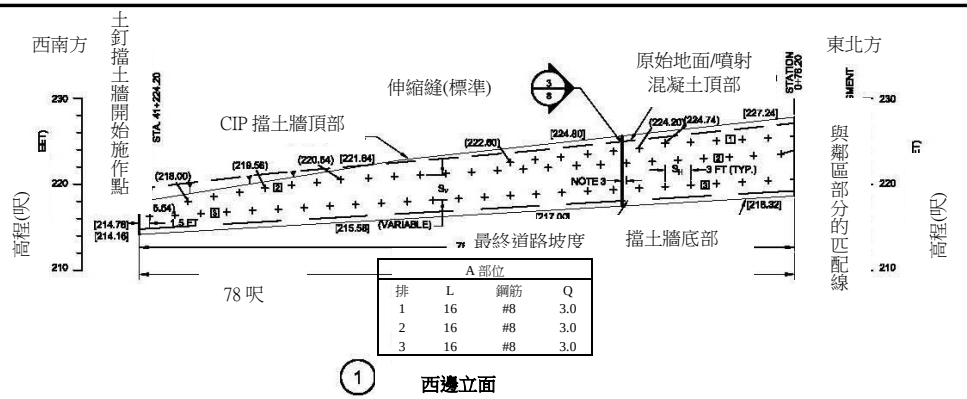
土釘擋土牆數量						
品項		A 部位	B 部位	C 部位	D 部位	E 部位	小計
土釘長度(ft)							
鋼筋尺寸	#6	1,017	1,516	1,168	2,139	942	6,761
	#9	0	610	367	1,473	2,843	5,294
	#10	0	0	0	0	1,868	1,868
承壓鈑 (8x8x0.75 吋)(數量)		62	107	66	172	217	624
重量(LB)		845	1,455	900	2,340	2,950	8,490
噴射混凝土面積–厚度 4 吋（SF）		1,350	2,605	1,830	4,375	5,335	15,495
CIP 面積–厚度 8 吋(SF)		1,420	2,820	2,005	4,810	5,600	15,660
噴射混凝土總施工面的加勁鋼重量(LB)		1,215	2,250	1,585	3,760	4,300	13,110
CIP 擋土牆總加勁鋼重量(LB)		4,450	6,675	6,140	14,680	17,540	51,480



1 平面圖

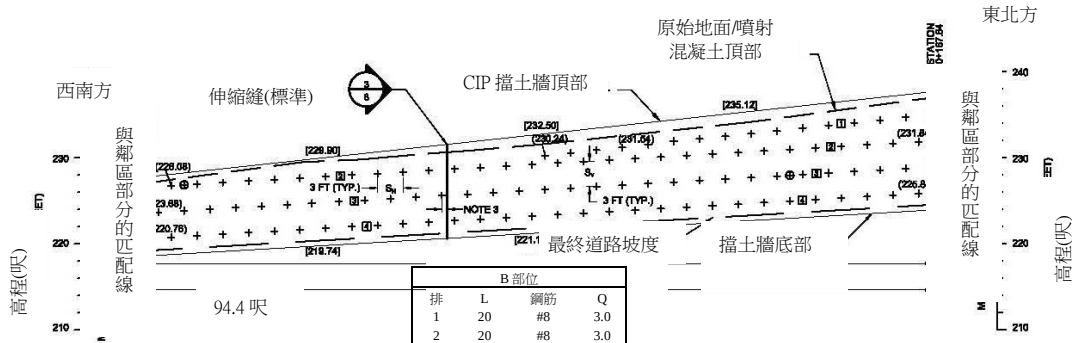
1" = 60'

日期：	土釘擋土牆 -	平面圖 第 3 頁，共 30 頁



A 部位			
排	L	鋼筋	Q
1	16	#8	3.0
2	16	#8	3.0
3	16	#8	3.0

① **西邊立面**



B 部位			
排	L	鋼筋	Q
1	20	#8	3.0
2	20	#8	3.0
3	20	#8	2.0
4	20	#8	2.0

② **西邊立面**

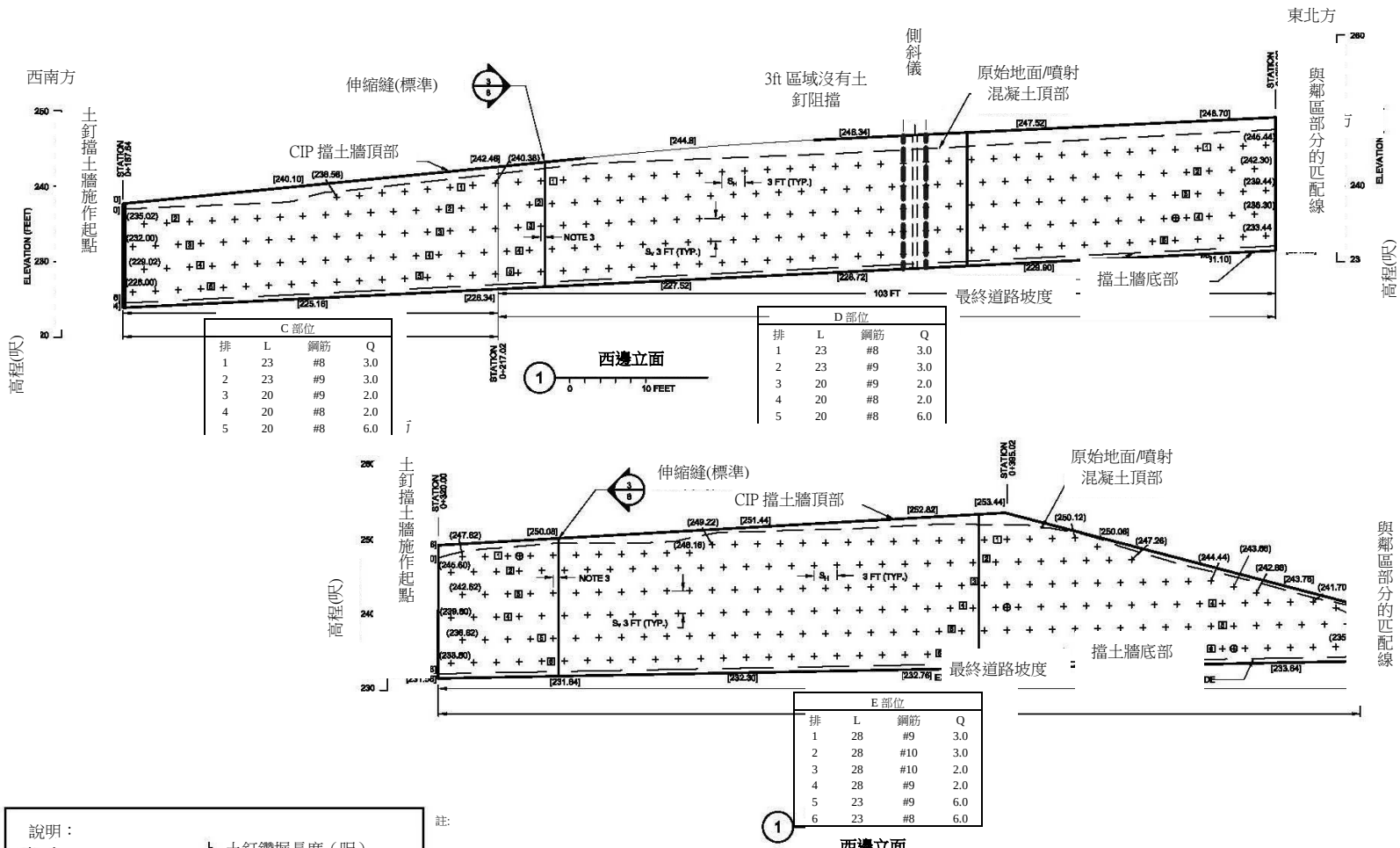
說明：

+	土釘	L	土釘鑽掘長度（呎）
⊕	驗證測試土釘	BAR	鋼筋尺寸
[2]	土釘排	Q_a	標稱抗拉強度（KIP/FT）
(370.7)	土釘高程	S_H	水平土釘間距（呎）
[373.6]	坡度高程	S_V	垂直土釘間距（呎）

註:

1. 上面所示高程是依據 1929 年大地測量系統數據(M.S.L=0.00)
2. 沒有標示出的土釘高程應為各高程之間的線性內插值
3. 應在安裝土釘前決定好伸縮縫位置，伸縮縫與土釘之間的距離至少應 12 吋

日期：	土釘擋土牆 –	擋土牆立面 – A, B 斷面 第 4 頁，共 30 頁



C 部位

排	L	鋼筋	Q
1	23	#8	3.0
2	23	#9	3.0
3	20	#9	2.0
4	20	#8	2.0
5	20	#8	6.0

D 部位

排	L	鋼筋	Q
1	23	#8	3.0
2	23	#9	3.0
3	20	#9	2.0
4	20	#8	2.0
5	20	#8	6.0

E 部位

排	L	鋼筋	Q
1	28	#9	3.0
2	28	#10	3.0
3	28	#10	2.0
4	28	#9	2.0
5	23	#9	6.0
6	23	#8	6.0

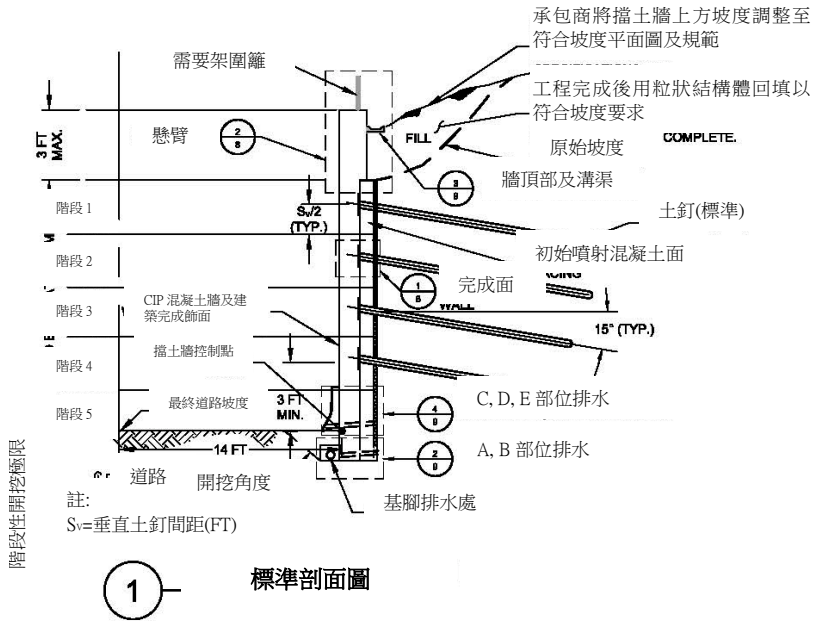
說明：

- 土釘
- 驗證測試土釘
- 土釘排
- (370.7) 土釘高程
- [373.6] 坡度高程
- L 土釘鑽掘長度（呎）
- BAR 鋼筋尺寸
- Q_s 標稱抗拉強度（KIP/FT）
- S_H 水平土釘間距（呎）
- S_V 垂直土釘間距（呎）

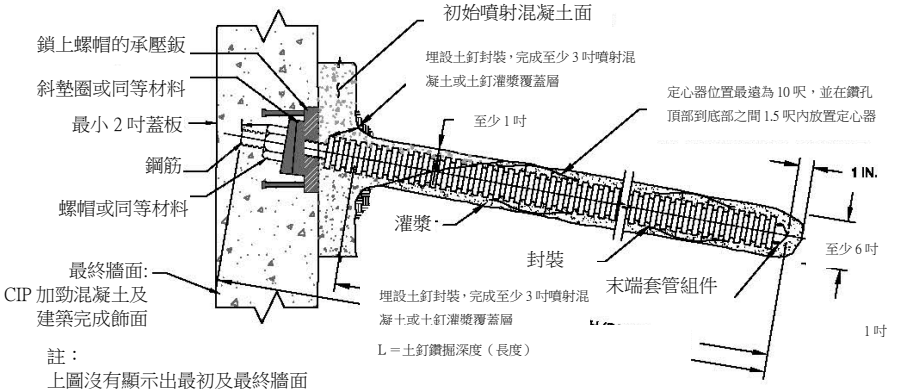
註:

5. 上面所示高程是依據 1929 年大地測量系統數據(M.S.L=0.00)
6. 沒有標示出的土釘高程應為各高程之間的線性內插值
7. 應在安裝土釘前決定好伸縮縫位置，伸縮縫與土釘之間的距離至少應 12 吋

日期：	土釘擋土牆 –	擋土牆立面 –C, D, E 斷面 第 5 頁，共 30 頁

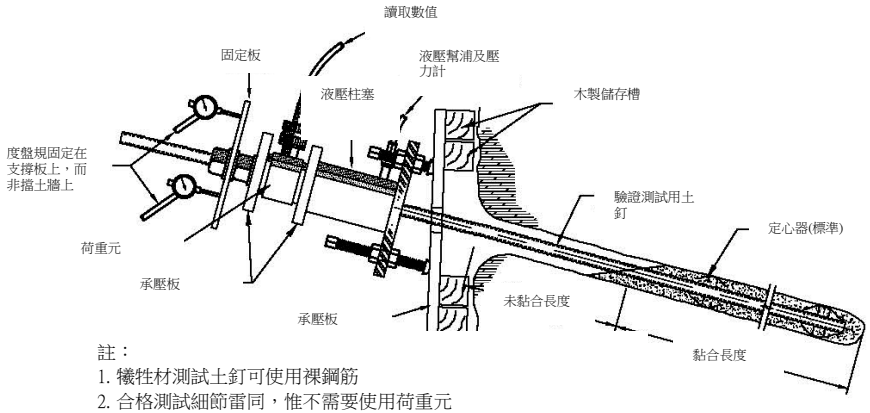


1 標準剖面圖



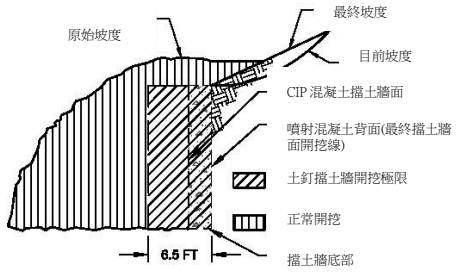
註：
上圖沒有顯示出最初及最終牆面

3 封裝生產用土釘說明



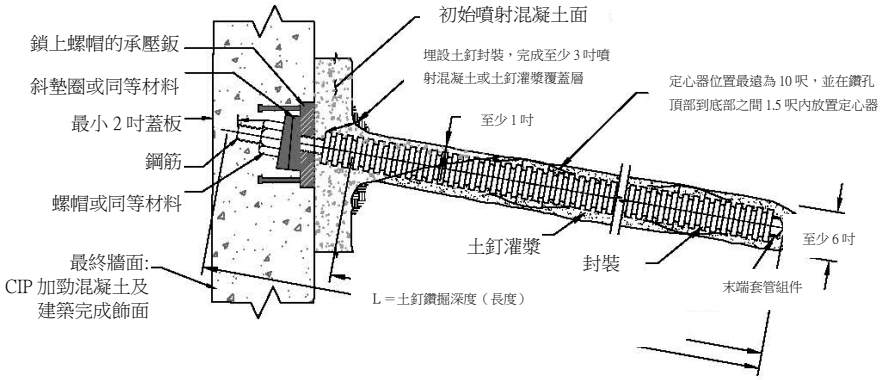
註：
1. 犧牲材測試土釘可使用裸鋼筋
2. 合格測試細節雷同，惟不需要使用荷重元

2 驗證測試用土釘說明



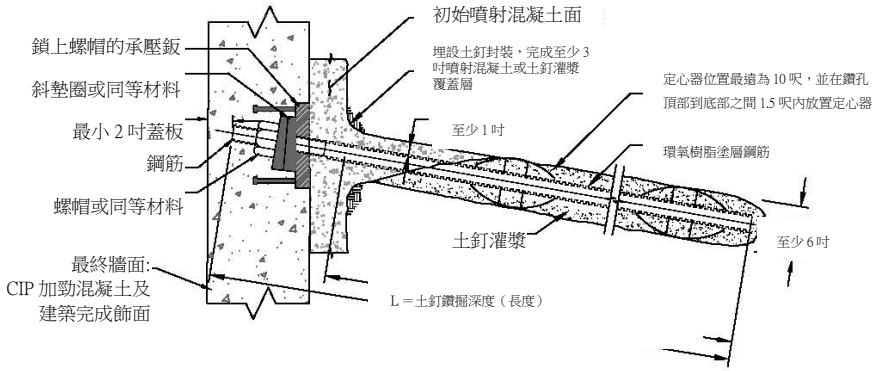
4 開挖極限

日期：	土釘擋土牆 –	一般斷面及細節 第 6 頁，共 30 頁



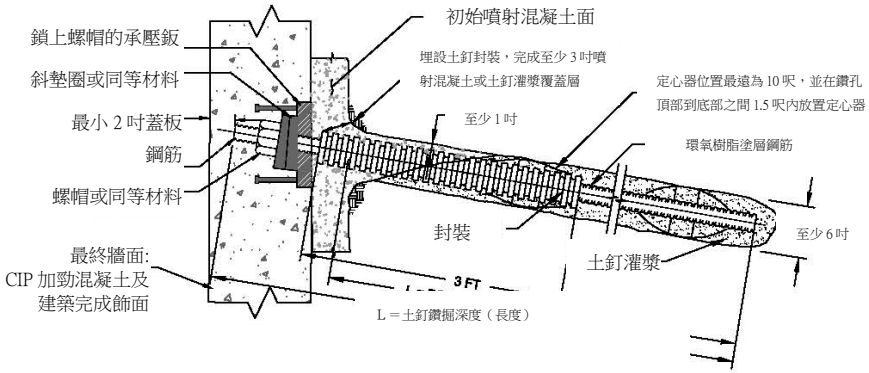
頂部為裸鋼腱的封裝土釘

1 NTS



具螺紋的環氧樹脂塗佈土釘

2 NTS

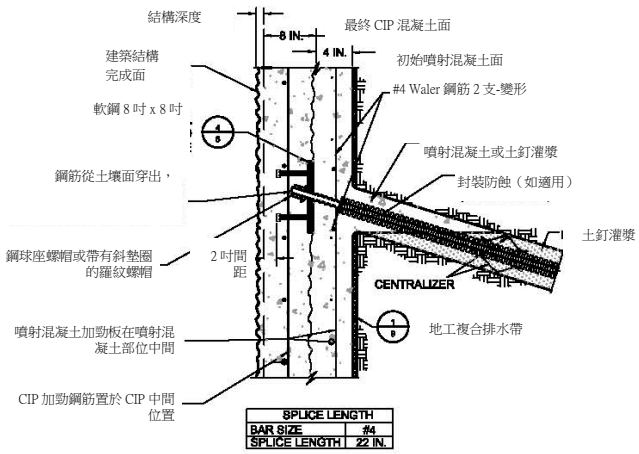


封裝（前面 3 吋）的環氧樹脂塗佈土釘

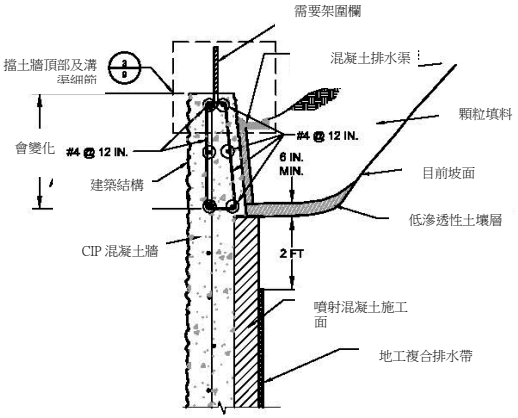
3 NTS

註：
上述防蝕方法是以圖像方式說明各種防蝕方式，任一種或多種的進一步說明會在其各別適用的工程案中詳述。

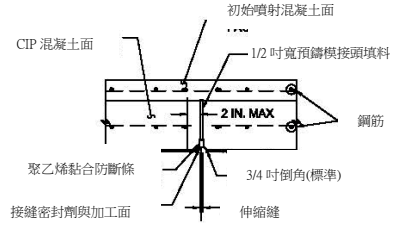
日期：	土釘擋土牆 –	防蝕細節 第 7 頁，共 30 頁

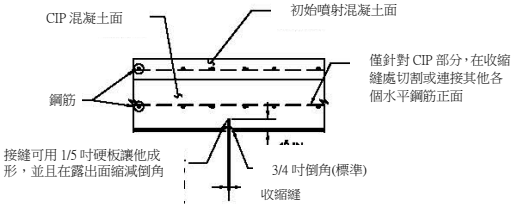


1 完成面斷面圖



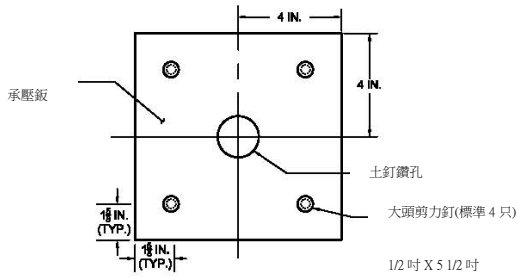
2 懸臂詳圖



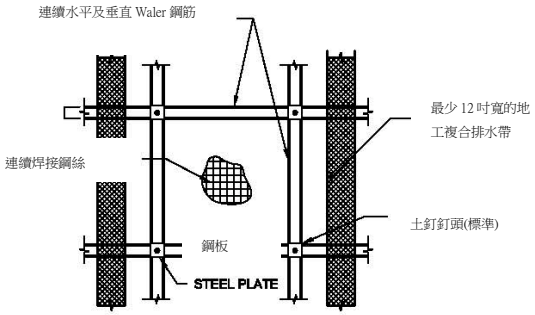


3 伸縮縫及收縮縫詳圖

註：
CIP 牆的伸縮縫位置可在中心對中心最大距離 100 呎的位置，並應置中於土釘之間，不過當伸縮縫在擋土牆頂部 2 吋以內時除外，在這種情況下該伸縮縫應設計在該階段，而 CIP 牆的收縮縫位置可在中心對中心最大距離 60 呎的位置，噴射混凝土施工面不需要留伸縮縫及收縮縫

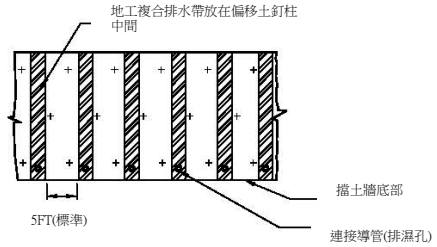


4 連接板詳圖



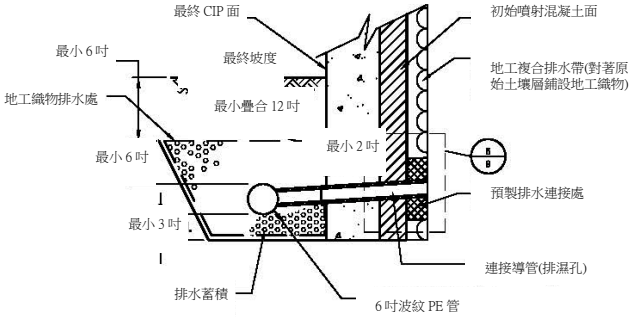
5 土釘立面圖

日期：	土釘擋土牆 –	擋土牆面細節 第 8 頁，共 30 頁



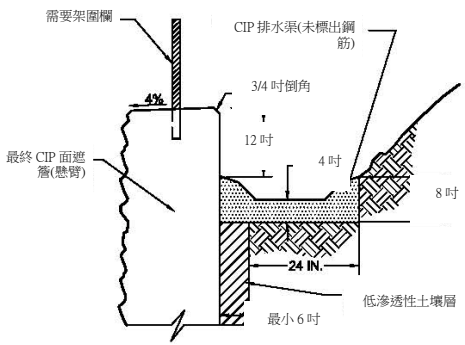
地工複合排水帶立面圖

1 NTS



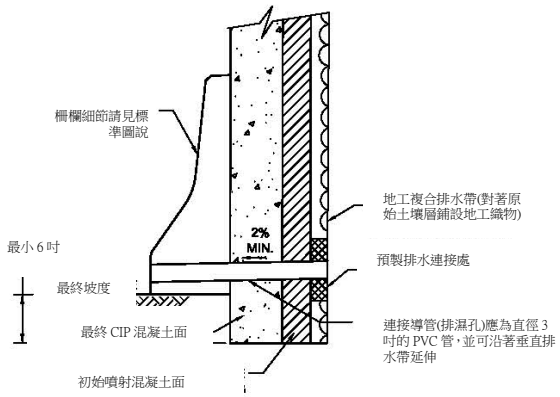
A, B 部位的排水細節

2 NTS



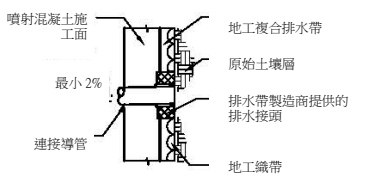
擋土牆頂部及溝渠細節

3 NTS

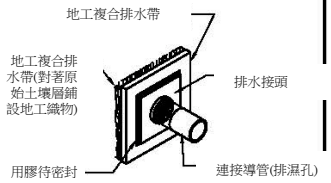


C, D, E 部位的排水細節

4 NTS



斷面圖



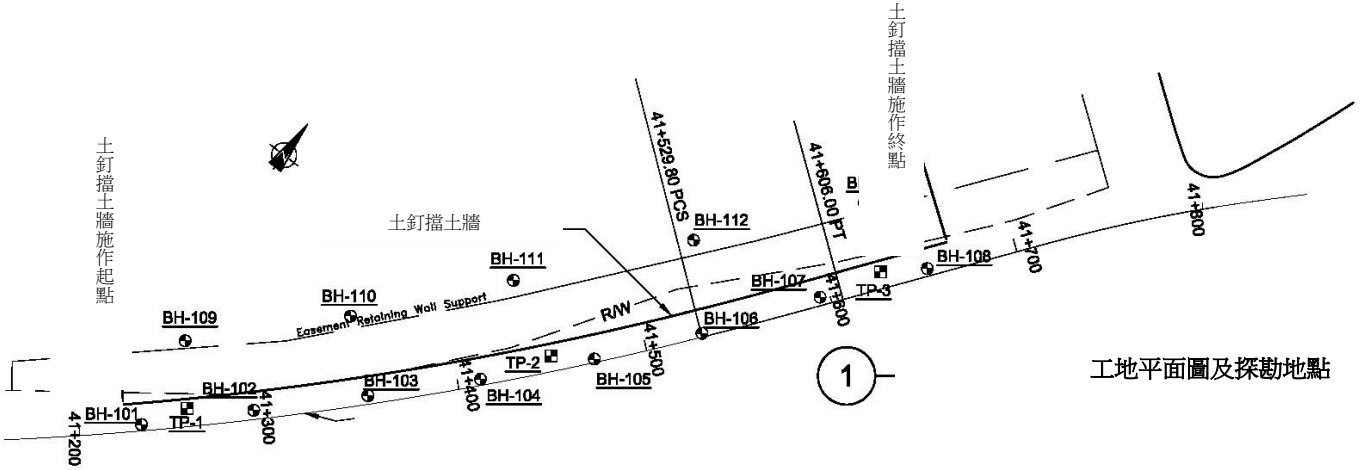
等距視圖

註：安裝排水接頭時不可碰到地工織物

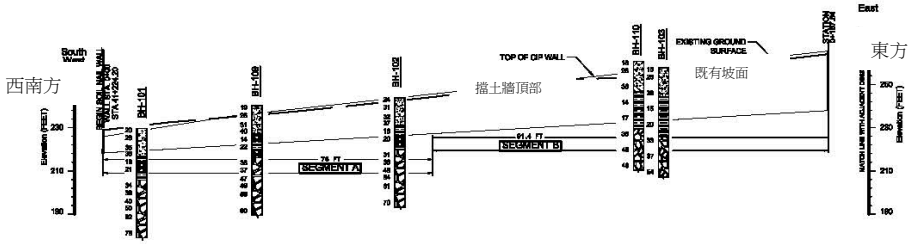
排水接頭詳圖

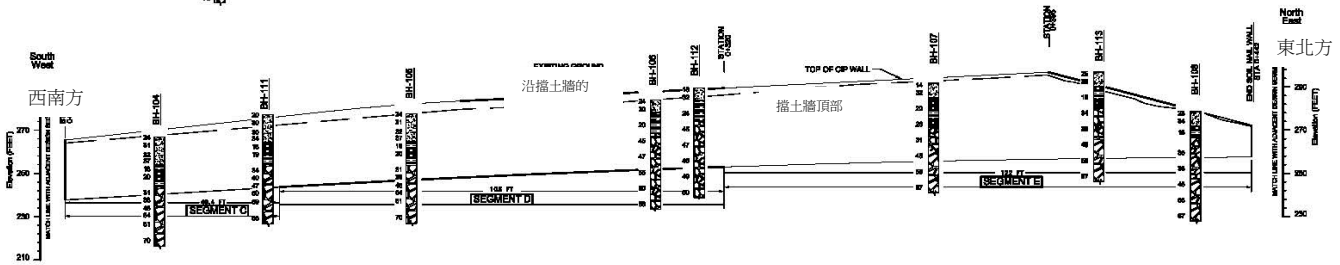
5 NTS

日期：	土釘擋土牆 –	擋土牆排水系統細節 第 9 頁，共 30 頁

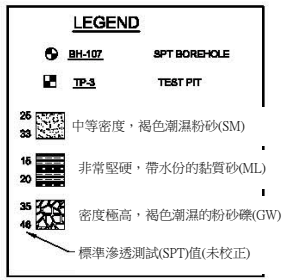


1 工地平面圖及探勘地點





2 西邊立面



日期：	土釘擋土牆 -	地下土質數據 第 10 頁，共 30 頁

附件 E:　土釘擋土牆程序規範

程序法施工規範是將所有設計／施工材料及工法細節全都詳述在內的合約文件。

在準備程序法規範時，若採用聯邦公路工程道路與橋施作的標準規範 FP-14 (FHWA, 2014)，那麼或許就不需要第 1 部分 – 一般內容。若土釘擋土牆結構規範是某一份更大型工程規範的一部分內容，則可將本規範挪至適當章節，以避免資訊混亂不清或重複。FP- 14 內容包含有關第 259 和 722 節中土釘擋土牆結構的其他規範語言。

第 1 部分 – 一般內容

1.1　說明

此部分包含建造一座如此處所述且如施工圖說所示之永久土釘擋土牆*(也如結構平面圖書所示)。程包商應負責提供所有該工程所需人力／材料及設備來完成該工程。*

工程作業應遵照結構平面圖書／承包商之送審文件和這些規範規定進行施作。而該工程內容包含下列元素：開挖階段性開挖面；土釘鑽洞，孔洞符合所需直徑及長度；土釘灌漿；提供並裝設規定的排水設施；提供並裝設承壓鈑／墊圈／螺帽和其他所需硬體及附屬材料；以及建造初始及最終土釘擋土牆面。

註釋：*最終擋土牆面類型會視工程條件而決定，並且可能包含加勁噴射混凝土／現澆混凝土和／或預鑄混凝土壁體。*

1.2　名詞定義

承包商：負責建造土釘擋土牆結構的專業公司

技師：業主聘僱的工程技師／專案經理或其他代表人。

視察人員：業主在工地現場的代表人。

業主：專案負責人。

工程圖說*[或合約圖說]*: 由技師和業主照其招標目的所準備的圖說。

專案經理：承包商員工，負責監督施工作業並且具備至少三年以上類似尺寸及規模的土釘擋土牆工程經驗。

1.3 材料

1.3.1 牆面

牆面材料應符合後面段落及小節規範。

1.3.1.a 現場澆注混凝土

現場澆注(CIP)混凝土應符合 AASHTO LRFD 橋建築施工規範第 8 節規定。

註釋：*適用的 ACI 規範或可用的同等規範。*

1.3.1.b 加勁鋼材

加勁鋼材應符合 AASHTO LRFD 橋建築施工規範第 9 節規定。

1.3.1.c 初始噴射混凝土

應提送所有初始噴射混凝土的材料／工法及控制程序給業主技師審核。

1.3.1.d 最終噴射混凝土

最終噴射混凝土應符合 AASHTO LRFD 橋建築施工規範第 24 節的”水泥砂漿”規定。

1.3.1.e 建築面處理

建築面處理可能包含紋理表面或有上色／染色處理的表面加工。

1.3.2 土釘

1.3.2.a 實心土釘鋼筋(鋼腱)

鋼腱的 60 或 75 級鋼筋應符合 AASHTO M31/ASTM A615(SI 單位則為 420 級或 520 級)，, 150 級鋼應符合 ASTM A722 規定(SI 單位則為 1035 級)。鋼腱應如施工圖說所示為連續無接合或焊接，筆直未受損，無環氧樹脂塗層／無鍍鋅或封裝的新裸鋼腱。牆壁錨定裝置的鋼筋螺紋長度應視需求可適當固定承壓鈑及螺帽。若螺紋會鎖進鋼腱時，則承包商應確認鋼筋符合螺紋部分的最小能力。

1.3.2.b 鋼筋續接器

鋼筋續接器應達到製造商所認證之鋼腱完整標稱拉伸能力。

1.3.2.c 環氧樹脂粉體塗料

環氧樹脂粉體塗料應符合 ASTM A775 規範並依施加靜電能量大小，至少塗佈厚度 12 密耳(每吋千分之 12)，最大達 17 密耳。另外彎曲測試條件則不作規範。牆壁錨定裝置鋼筋末端的環氧塗層可不需塗佈於承接鈑鎖螺絲的整段長度上。

1.3.2.d 鋅塗層

鍍鋅塗層應符合第 11.10.6.4.2a 款(AASHTO 2014 或最新版)規定，並且遵照 ASTM A123 鋼筋及結構鋼形狀規範和 ASTM A153 螺帽／承壓鈑及其他硬體規範，厚度至少 2.0 oz/ft^2 或 3.4 密耳。*[也可參照ASTM A767/A767M 規範標準]*

1.3.2.e 封裝

鋼筋封裝厚度應符合 AASHTO M252 規範至少為 0.04 吋的 HDPE 波紋管或 ASTM D1784 規範的 PVC 波紋管，並充填 13464 B 等級的乾淨水泥漿。

1.3.3 其他土釘構件

1.3.3.a 定心器

定心器應以表 20 或 40 的 PVC 管或其他有害於土釘鋼棒的材料，也不可使用木頭。定心器應牢靠固定於鋼腱上，並且應符合下列尺寸條件：(i) 放置地點位於土釘鋼筋鑽孔中心 1 吋內；(ii) 將特密管插進鑽孔底部；且(iii) 隨意讓灌漿從鑽孔處留下。定心器裝設位置應採固定間隔，不得超過土釘長度 10 ft，也不得超過土釘各面 1.5 ft 呎的距離。

1.3.3.b 灌漿

灌漿應符合 AASHTO T106/ASTM C109 規範標準，具備 3 天抗壓強度至少 1,500 psi 及 28 天抗壓強度至少 3,000 psi 的純水泥或砂／水泥摻料。新拌純水泥的具體比重應介於 1.8 至 1.9。

1.3.3.c 砂土

灌漿和／或噴射混凝土的砂土應符合 AASHTO M6/ASTM C33 規範標準。

1.3.3.d 波特蘭水泥

灌漿和／或噴射混凝土用的波特蘭水泥應符合 AASHTO M85/ASTM C150 類型 I／II／III／V 或類型 I/II 規範標準，且應為製造商所生產的產品之一。若工程期間內更換水泥廠牌或類型，則應另外測試灌漿摻料，以確保品質及性能與現場條件一致。

1.3.3.e 摻料

若有使用摻料，則應符合 AASHTO M194/ASTM C494 規範標準。而摻料的灌漿及拌料應符合製造商建議。不得使用催化劑。除非灌漿是防蝕封裝的一部分，否則不得使用膨脹摻料。

1.3.3.f 薄膜防護

用於了解水分流失的聚乙烯薄膜應符合 AASHTO M171 規範標準。

1.3.4 連接構件

1.3.4.a 承壓鈑

承壓鈑應符合 AASHTO M183/ASTM A36 或 ASTM A57250 級規範標準 (SI 單位為 350 級)。

1.3.4.b 螺帽

螺帽應符合 AASHTO M291/ASTM A563 等級 B 規範標準，為配有斜角墊圈或球形底作的六角螺帽，以達到均勻承重。

1.3.4.c 剪力連接件

土釘頭的剪力連接件應包含大頭剪力釘或固定螺栓。

1.3.5 點焊鋼絲網

點焊鋼絲網(WWM)應符合 AASHTO M55/ASTM A185 或 A497 規範標準。

1.3.6 加勁鋼材

加勁鋼材應符合 AASHTO M31/ASTM A61560 級鋼規範標準(SI 單位為 420 級)，

1.3.7 地工複合排水帶

地工複合排水帶應具有排水核心(e.g., 地工織網)和一層固定或封裝於核心的地工織物濾層。排水核心應為由聚丙烯／聚酯／聚醯胺／聚氯乙烯／聚烯羥或聚苯乙烯質量至少達百分之 85 的長鏈合成聚合物，並當進行 ASTM D1621 步驟 A 測試時的抗壓強度至少可達 40 psi。依照 ASTM D4716 規範標準進行測試的情況下，排水核心排水率應至少為傾斜度 1.0 時，每呎排水帶排出每秒 0.1 加侖的水。

1.3.8 暗渠元件

1.3.8.a 水管

暗渠及多孔管應符合 ASTM D1785 規範標準表 40 的實心 PVC 管及多孔牆；孔等級為 12454-B 或 12454-C，牆面厚度 SDR 35，採溶劑焊接或具彈性接頭。

1.3.8.b 配件

暗渠及多孔管的配件應符合 ASTM D3034 規範標準，孔等級為 12454-B 或 12454-C，牆面厚度 SDR 35，採溶劑焊接或具彈性接頭。

1.4 承包商經驗

土釘承包商應滿足下列有關施作經驗的條件：

1. 過去三年間至少已完成三個永久土釘擋土牆工程，土釘擋土牆總面積至少達 10,000 ft^2 ，且至少打設 500 支土釘。

2. 派出一名過去三年間具備至少已完成三個永久土釘擋土牆設計的認證專業技師。

3. 派出具備過去三年間至少打設三個永久土釘擋土牆工程經驗的現場督導員及鑽孔工人。

4. 提送至少三個工程內容簡述，包含業主單位／地址及目前聯絡方式；施工地點；工程合約價值；及預計竣工日和工程竣工日。

1.5 送審文件

1.5.1 人員資歷

開始進行土釘設作業前至少 45 日曆天要提送專業技師姓名／現場督察員及該工程案委派的鑽孔工人姓名，還有各人員資歷簡述。只可聘任那些符合指定資歷需求的人員來負責該工程。如未事先取得業主或業主技師書面許可，承包商不可替換這些人員。業主技師收到提送文件後的 7 天應批准或否決承包商和員工資格。

在業主技師尚未認可承包商資格前不得進行任何作業或購料，若承包商在工程期間內更換未經業主技師認可的人員時，技師可中止工程，如發生此情事，則承包商應承擔所有因工程延宕所產生之額外支出，並且也因此調整工程時程．

1.5.2 調查工地

承包商在開挖時應負責進行必要之調查及定位控制，確認鑽孔位置及土釘擋土牆打設極限．

1.5.3 結構平面圖

承包商應至少在開始土釘作業前 30 日曆天便要提送結構平面圖給業主技師審核，內容包含：

1. 工程開始日及建議的詳細擋土牆結構施工順序．

2. 鑽掘及灌漿方法及使用設備，包括建議能達到施工圖說所規定之標稱拉出阻抗值的鑽孔直徑．

3. 土釘灌漿設計，包括經合格的獨立實驗室所完成的抗壓強度測試(符合 AASHTO T106/ASTM C109 規範標準)，確認可滿足 3 天及 28 天最小灌漿抗壓強度．至於針對特定比重純水泥測試的話，則應包含受測水泥漿的測試結果．

4. 土釘灌漿程序及設備．

5. 臨時噴射混凝土材料及施作工法，包含拌料及預期的符合最小抗壓強度值．

6. 土釘測試法及設備設定·

7. 使用的各種測試千斤頂／壓力計／度盤規及荷重計的序號及校正紀錄·千斤頂及壓力計應作為單獨設備來進行校正，其中校正紀錄內含測試日期／設備序號及校正結果，並且經過合格獨立實驗室在送試 90 天內測試精確度應在施加負載至少 2%範圍內·

8. 製造商的材料符合證明內容應包含：鋼腱最終強度／點焊鋼絲網／鋼筋／續接器／承壓鈑／環氧樹脂塗層和封裝．

9. 本工程案使用產品的產品資訊／詳細說明及截片，包含但不限於：地工複合排水帶／定心器／續接器及地工織物．

10. 現場修復防蝕層和終端硬體環氧樹脂加工面塗層的塗佈程序及材料．

11. 施工圖應包含所有擋土牆必要的施作細節／尺寸／數量／灌漿／地形及截面．承包商應在繪製施工圖前確認擋土牆界線及土地調查數據．而作業圖說應符合業主規範．

業主技師會在收到承包商送審文件的 14 天內審核並判定是否核可．經核可的施工圖說並不表示承包商已完成其作業且不需負擔任何責任．在滿足業主技師的提送要求並獲得其認可前，承包商不得開始作業或備工程料．

1.6 存放及處理

存放土釘鋼筋應避免任何損壞或腐蝕，若土釘發現有磨損／切痕／焊接／焊接焊濺痕跡／腐蝕或點蝕的時候應進行更換．

鋼筋若發現其外層封裝或環氧樹脂塗層受損時應進行無償修復或無償更換．修復環氧樹脂塗層的面積至少應 12 密耳厚，至於鍍鋅塗層則應在現場用特定等級的防銹鋅塗料塗佈於受損區域．

1.7 執行作業

1.7.1 開挖

承包商應確定露天無支撐最終開挖面的高度，並且不得超過垂直土釘間距加上所需加勁重疊區域，或不得超過土地臨時抬高高度，取高度較低者．除非業主技師同意，否則開挖至最終擋土牆開挖線及噴射混凝土作業皆應由同一工作班來完成．

除非已打設土釘／完成初始加勁噴射混凝土／鎖上承壓鈑及螺帽，同時完成土釘測試並合格，否則不得繼續往下開挖至下一層．土釘灌漿及噴射混凝土應至少在 72 小時內復原或是達到其規定的 3 天抗壓強度值，但在繼續下一層開挖前抗壓強度不得低於 1,500 psi．

1.7.2 打設土釘

土釘長度及鑽孔直徑必須能具備負載能力，並且能夠滿足所需設計負載的驗收標準，但不得小於施工圖說所示長度或直徑．

土釘鑽孔作業應按施工圖說所示位置／高程／定向及長度來執行．選擇的鑽孔設備及鑽掘工法應適用於該土地條件，且符合獲經技師認可，承包商提送的施作工法．如果發生地面塌陷，應採用套管鑽掘或其他適當方法來支撐鑽孔面．應照施工圖說鋪設實心鋼棒．

定心器放置地點應位於土釘鋼筋鑽孔中心 1 吋內，且應如施工圖說所示，好讓他們中心對中心的間距不會超過 10 ft，也不得超過土釘末端 1.5 ft 呎的距離。

1.7.3 灌漿

應在 2 小時內完成鑽孔作業並在打設完土釘鋼筋後灌漿鑽孔．利用灌漿管／套管／中空螺旋鑽或鑽桿來澆注灌漿各鑽孔最低點．由於要避免抽出導管後不會產生氣泡，因此導管出口端應浸在灌漿面底下灌漿，並且同時完成充填鑽孔．除了驗證合格測試土釘的測試黏合力頂部以外，灌漿柱本身不得出現任何冷縫．斜鑽孔開口底部仰角上方的空間，因為其形狀之故而被稱為”鳥嘴”，這個部分應在鑽孔前方放置臨時板後另外灌漿，或是以噴射混凝土來充填．

1.8 土釘測試

1.8.1 前言

承包商應進行特定受試土釘的驗證及驗證合格測試．犧牲型受試土釘的驗證測試應按施工圖說所示位置進行測試，而生產土釘的合格測試應按業主技師所選位置進行測試．除非土釘灌漿及噴射混凝土面已復原至少 72 小時，或是達到其規定的 3 天抗壓強度值或至少抗壓強度達 1,500 psi，否則不得進行任何一項土釘測試．不得施加大於 150 級鋼筋鋼腱保證極限拉伸強度的 80%，或是大於 60 或 75 級鋼筋鋼腱降服強度的 90%．

1.8.2 設備

測試設備應包含度盤規／度盤規支撐座／千斤頂及壓力計／荷重元及反力架．壓力計刻度應具 50 psi 刻度可調整，而度盤規應用獨立於千斤頂及擋土牆的框架來支撐．至少利用 2 具解析度 0.001 吋的度盤規來量測土釘釘頭運動．

1.8.3 驗證測試

承包商應依照施工圖說規定，針對犧牲型土釘進行一組驗證測試．應在打設量產土釘前，針對犧牲型土釘進行驗證測試，以確認承包商鑽掘及打設工法是否適當，並確認所需土釘拉出阻抗．

1.8.3.a 測試法

應針對相同設計的土釘進行驗證測試，並以相同施工手法打設量產土釘．

進行驗證測試下的土釘會分成黏合及未黏合長度，土釘鋼筋不得在未黏合部位灌漿，而完全灌漿過的土釘不能拿來做負載測試，另外，鑽孔內的未黏合長度至少要 3 ft．

驗證測試下的黏合長度參數 $L_{B\,VT}$，應依照下列方式建立：

(1) 選擇 $L_{B\ VTmax}$

符合 ASTM A615 規範標準的 60 級與 75 級和其他軟鋼的最大黏合長度 $L_{B\ VT\ max}$ 可透過下列算式得出：

$$L_{B\ VT\ max} = \frac{A_t \times f_y \times C_{RTY}}{r_{PO}}$$

算式 E.1: 驗證測試下的最大黏合長度(60 級與 75 級鋼).

符合 ASTM A722 規範標準的 150 級和其他高強度鋼的最大黏合長度，則可透過下列算式得出：

$$L_{B\ VT\ max} = \frac{A_t \times f_u \times C_{RTU}}{r_{PO}}$$

算式 E.2: 驗證測試下的最大黏合長度(150 級鋼).

其中：

C_{RTY} =軟鋼折全係數=0.9

C_{RTU} =高強度鋼折全係數=0.8

A_t = 受試鋼腱的截面積

f_y = 受試鋼腱的標稱降伏阻抗(軟鋼)

f_u = 受試鋼腱的最小極限抗拉強度(高強度鋼)

r_{PO} = 土釘標稱拉出阻抗(每單位長度) = $\pi \times q_u \times D_{DH}$

q_u = 黏合強度

D_{DH} = 鑽孔直徑

(2) 若 $L_{B\ VT\ max} > 10ft$

$L_{B\ VT}$ 則選擇 $10\ ft \leq L_{B\ VT} \leq L_{B\ VT\ max}$.

(3) 若 $L_{B\ VT\ max} < 10$

則設定 $L_{B\ VT} = 10\ ft$，必要時增加測試鋼腱尺寸，並重新計算 $L_{B\ VT\ max}$ 值直到 $L_{B\ VT\ max} > 10\ ft$。

驗證測試中的最大負載則依驗證測試負載(VTL)而定，並且計算如下：

$$VTL = L_{B\,VT} \times r_{PO}$$

算式 E.3: 驗證測試下的最大負載

1.8.3.b 測試表

驗證測試應遵照下列測試表不斷施加負載直到拉出受測土釘或達到最大負載 VTL 值・

承包商應記錄下所增加的各負載值及各測試時間的土釘運動，在做完對齊負載(AL)後要將度盤規”歸零”・

可自由決定是否要測試超出 VTL 的負載，在做完 VTL 後，要將最大負載值降至 AL 值並記下這組永久設定・進行各負載增加值的負載測試時應至少維持 10 分鐘・

驗證測試土釘應施加 0.75 VTL 負載下監測有無潛移變化，測試過程中量測第 1／2／3／5／6／10／20／30／50 及 60 分鐘時土釘潛移部分的運動量・另外也應在潛移測試時，利用荷重元確認負載維持在期望負載的 2%內・必要時可使用油泵千斤頂來持續維持負載輸送。

表 E.1: 驗證測試的負載表

負載	持續時間(分)[2]
AL[1]	1
0.13 VTL	10 (在 1, 2, 5, 10 分鐘的時候紀錄土釘運動)
0.25 VTL	10 (在 1, 2, 5, 10 分鐘的時候紀錄土釘運動)
0.38 VTL	10 (在 1, 2, 5, 10 分鐘的時候紀錄土釘運動)
0.50 VTL	10 (在 1, 2, 5, 10 分鐘的時候紀錄土釘運動)
0.63 VTL	10 (在 1, 2, 5, 10 分鐘的時候紀錄土釘運動)
0.75 VTL (潛移測試)	60 (在 1, 2, 5, 10 分鐘的時候紀錄土釘運動)
0.88 VTL	10

1.00 VTL	10
AL	1[3]

Notes: (1) 對齊負載應為 0.025VTL.

(2) 在已達到各負載增額及上述各持續時間時量測土釘運動量

(3) 紀錄永久土釘運動量

也可執行逐級卸載，此時便套用中間 1 到 7 段來執行即可，倘若有執行，則需維持各負載直到錶計上的讀值穩定才能繼續。

1.8.4 驗證合格測試

合格測試需抽驗各排至少 5%或一排量產土釘至少抽驗一支才算完整。*[業主須在招標前確定應進行的合格測試次數。]* 業主技師則應在打設各排土釘前決定好合格測試地點及次數。驗證測試將至少 5%的量產土釘計算在內。

1.8.4.a 測試法

合格受試土釘應具有黏合長度及臨時未黏合長度兩個部分，後者長度在合格測試中應為鑽孔深度至少 3 ft。

而合格測試中的黏合長度 $L_{B\ PT}$ 則應選擇 10 ft 或參照 $L_{B\ PT\ max}$，取數值較小者。

針對符合 ASTM A615 規範標準的 75 級和其他軟鋼最大長度 $L_{B\ PT\ max}$，計算方式如下：

$$L_{B\ PT\ max} = \frac{A_t \times f_y \times C_{RTY}}{r_{PO} \times 0.75}$$

算式 E.4: 合格測試下的最大黏合長度(60 級和 75 級).

而針對符合 ASTM A722 規範標準的 150 級和其他高強度鋼最大長度 $L_{B\ PT\ max}$，計算方式如下：

$$L_{B\,PT\max} = \frac{A_t \times f_u \times C_{RTU}}{r_{PO} \times 0.75}$$

算式 E.5: 合格測試下的最大黏合長度(150 級鋼).

長度短於 12 ft 的量產合格測試土釘可用少於 10-ft 黏合長度以上的數值來套用測試。而完全灌漿過的土釘不能拿來做合格測試，而合格測試中的最大負載則依合格測試負載(PTL)而定，並且計算如下：

$$PTL = L_{B\,PT} \times r_{PO} \times 0.75$$

算式 E.6: 合格測試下的最大負載

1.8.4.b 測試表

合格測試應遵照下列負載測試表不斷增加負載到合格受試土釘上。

表 E.2: 合格測試負載表

負載	持續時間(分)[3]
AL[1]	1
0.17 PTL	直到土釘不再運動並穩定
0.33 PTL	直到土釘不再運動並穩定
0.50 PTL	直到土釘不再運動並穩定
0.67 PTL	直到土釘不再運動並穩定
0.83 PTL	直到土釘不再運動並穩定
1.0 PTL (潛移測試)[2]	10 (在 1, 2, 5,6, 10 分鐘的時候紀錄土釘運動)
AL	1

註： (1) AL = 對齊負載應 ≤ 0.025 PTL.

(2) 若在 1 到 10 分鐘之間所測得的土釘運動量超過 0.04 吋，則 PTL 值應再多維持 50 分鐘，並在 20／30／50 和 60 分鐘時分別記錄測試結果。紀錄下永久土釘運動量。

(3) 當已經增加負載並達到想施加的負載量後開始量測時間。

(4) 若以土釘加固土壤穩定度的方式容易發生變形或潛移現象，則建議各增加負載測試值要能維持 10 分鐘，並分別在 1／2／5 和 10 分鐘時記錄下土釘運動量。

維持各負載增加測試值直到數值穩定，並分別在每次提高負載及上表所列時間記錄下土釘運動量。所

有測試負載值應保持在期望施加負載值的 5%以內。必要時可使用油泵千斤頂來持續維持負載輸送。

施加對齊負載後應將度盘規”歸零”。

施加 1.00 PTL 負載來進行潛移測試，尤其在投入 PTL 後盡快開始測試。應在 1／2／3／5／6 和 10 分鐘時記錄下土釘運動量，若在 1 到 10 分鐘之間所測得的土釘運動量超過 0.04 吋，則在最大測試負載值應再多維持 50 分鐘，並在 20／30／50 和 60 分鐘時分別記錄測試結果。

1.9 受試土釘的驗收標準

1.9.1 驗證測試

考量土釘拉出是指負載持續增加並容易造成受試土釘持續運動，因此當受試土釘能夠完全符合下列標準時便允以驗收合格。

(1) 測試時間 6 到 60 分鐘內總潛移量讀值小於 0.08 吋，並且潛移率呈線性變化或在潛移測試負載持續時間內數值下降。

(2) 在 VTL 時總運動量(Δ_{VTL})超過受試土釘未黏合長度(L_{UB})理論彈性伸長率的 80%，或：

$$\Delta_{VTL} > 0.8 \frac{VTL\, L_{UB}}{E\, A_t}$$

算式 E.7: 驗證測試下未黏合長度的理論彈性伸長率

其中 E =鋼的楊式模數 Young's modulu(29,000 ksi)

(3) 在滿足 1.0 ×VTL 條件前不會發生土釘拉出

1.9.2 合格測試

(1) 1 到 10 分鐘內潛移運動量讀值小於 0.04 吋。

(2) 在 1 到 10 分鐘內潛移運動量讀值大於 0.04 吋時，則在 6 到 60 分鐘內潛移運動量讀值小於 0.08 吋，並且潛移率呈線性變化或在潛移測試負載持續時間內數值下降。

(3) 在 PTL 時總土釘運動量(ΔPTL)超過未黏合長度理論彈性伸長率的 80%，或：

$$\Delta_{PTL} > 0.8 \frac{PTL\, L_{UB}}{E\, A_t}$$

算式 E.8: 合格測試下未黏合長度的理論彈性伸長率

其中 E =鋼的楊式模數 Young's modulu(29,000 ksi)

(4) 在滿足 1.0 ×VTL 條件前不會發生土釘拉出

(5) 合格測試下的臨時未黏合測試長度能在之後的充分灌漿作業繼續保持未黏合狀態。若量產合格測試用土釘的未黏合長度經測試後無法達到需求，則合格測試用土釘應變為犧牲性土釘，並且在不讓業主負擔額外費用的情況下抽換那些已經打設好的土釘。

1.10 退回受試土釘

1.10.1 驗證測試用土釘

業主技師會評估各驗證測試的測試結果，若打設工法不符合土釘測試條件，則會判驗收不合格並退件。承包商應提出替代方案以供業主技師審核，並抽換驗證測試用土釘。

1.10.2 合格測試用土釘

針對合格測試用土釘而言，業主技師可在一支受測土釘測試不合格但旁邊受試土釘合格的情況下，要求承包商更換部分或所有已打設完畢的量產土釘，又或者業主技師可能要求多打設幾支受試土釘並多做幾次測試，以確認旁邊那些之前已經打設好的量產土釘有足夠的抗拉出強度。

1.11 擋土牆排水網絡

1.11.1 前言

應依照施工圖說所示來裝設土釘擋土牆排水網絡的所有元件並確保其運作正常。排水網絡應如施工圖說所示包含地工複合排水帶／PVC 導管／土釘擋土牆基腳排水處和排濕孔。排水網絡應具備能夠連續且順暢路徑以利排出牆面後方所累積的水分。除了擋土牆基底排水設施外，其他所有元件都應在噴射混凝土

前裝設完畢。

1.11.2 地工複合排水帶

地工複合排水帶應如施工圖說所示，置於土釘列正中間，而其長度應至少 12 吋寬，並鋪設於地工織物那一側隔離土地，另外排水帶也應固定於開挖面上。

應避免地工織物沾到噴射混凝土。排水帶應該是垂直連續的。

1.11.3 基腳排水

應在擋土牆底部裝設基腳排水設施，如施工圖所示。而排水地工織物應該要包住基腳排水點和排水管，並符合溝渠尺寸。排水地工織物要如施工圖說所示，與排水點疊合，如果地工織物有受損或故障，則應進行修復或更換。

1.12 噴射混凝土

1.12.1 前言

應遵照規範要求提供初始及最終擋土牆面的噴射混凝土。其中在施作靠近牆面的土釘鑽孔頂部未灌漿區域時，噴嘴應對準鑽孔開口處並開始作業直到完全充填該孔洞。

1.12.2 最終牆面飾面

噴射混凝土飾面要嘛是一個利用噴嘴或棒子／掃把／木抹刀／橡膠抹刀／鋼鏝刀來完成的加工飾面；要嘛便是向施工圖說所示的粗糙砂漿面。

1.12.3 固定土釘釘頭承壓鈑及螺帽

應如施工圖說所示，將承壓鈑／墊圈及螺帽固定在各土釘釘頭上。當噴射混凝土面仍未固定，且在其初始設置前，該承壓鈑應統一放置於噴射混凝土上並用扳手鎖緊螺絲。若承壓鈑和噴射混凝土之間無法達到一個均勻接觸面，則該承壓鈑應設置於灌漿層底部。灌漿 24 小時後，再用扳手鎖螺絲一次。帶有大頭剪力釘的承壓鈑應位於施工圖說所示之容許範圍內。

1.12.4 噴射混凝土面容許範圍

噴射混凝土面平面圖位置及尺寸的相關施工容許範圍應符合下表：

表 E.3: 噴射混凝土面的施工容許範圍

項目	容許範圍
點焊鋼絲網／鋼筋及大頭剪力釘的橫軸位置	3/8 吋
承壓鈑上大頭剪力釘的位置	1/4 吋
鋼筋間距	1 吋
加勁疊合區域	1 吋
用抹刀或刮平板的噴射混凝土厚度	9/16 吋 [約 0.6 吋]
若噴射面直接不做抹平的混凝土厚度	1-1/8 吋 [約 1.2 吋]
如用抹刀或刮平板，則完成面平整度及正下方 10-ft 間隙平整度	9/16 吋[約 0.6 吋]
若噴射面直接不做抹平，則完成面平整度及正下方 10-ft 間隙平整度	1-1/8 吋 [約 1.2 吋]
土釘釘頭承壓鈑從擋土牆面的偏移量	10 度

1.13 加勁鋼材

承包商應詳列所有訂單及鋼筋彎曲圖並提送給業主技師，且應製造鋼筋，以及負責承擔材料運送和其防護責任外，還有依照施工圖說要求來存放／固定及接合鋼筋．

1.14 結構混凝土

承包商負責設計混凝土混合／存放／處理／投料／摻料及輸送水泥，提供品管且構築符合規範所需水泥阻抗及特性的混凝土面．

1.15 建築完成面

[如適用] 提供帶紋理的模具，安裝模具並確保完成飾面（上色／染色處理）如施工圖說上的建築裝飾

面·承包商應至少在開始上模 7 天以前，提送模具的詳細圖說給業主技師審核·在進入正式生產作業前，應先在現場採用針對該工程所建議的相同工法／程序／模具／紋理配置／伸縮縫／摻料及上色／染色，來打造出一塊 3-ft 高 10-ft 長的測試模板．每種擋土牆完成面都應做一塊測試板．

1.16 回填擋土牆面上懸臂後方

若需在土釘擋土牆頂部牆面後方進行回填作業時，則應用小型搗緊機在擋土牆後方 3 ft 延伸範圍內進行土壤夯實作業．

1.17 防蝕

應依據該工地現場土地及土壤條件，對土釘及土釘釘頭構件採取防蝕措施並符合施工圖說所規範之最低防蝕等級．*[業主必須依照此處第 4 章所述內容，對土壤樣本進行腐蝕性測試，以便在準備招標文件前決定土釘最低防蝕等級．業主應隨時提供腐蝕性測試結果給承包商，而承包商也可選擇提供比規範更高的防蝕等級．]*

1.18 防護鄰近建築結構

水平距離等於　　以內範圍的結構應採取技師同意的方式來監測其垂直及水平運動，精確度應小於 0.01 吋．而這項鄰近結構的監測作業可由作為承包商合作夥伴的獨立營運公司來負責．

而包含量測點位置及量測記錄頻率的監測圖說應作為施工平面圖的一部分來提送給技師審核．監測作業應在擋土牆施工前開始記錄至少 10 天以上，以便量測基準線．

除監測結構運動外，在施作擋土牆前後，應用肉眼／拍照和／或錄影方式記錄下包括產生任何裂縫及其寬度等周邊結構的狀態．業主所持有的結構也要監測有無發生運動，但除非施工圖說有說明，否則不需要監測其變化狀態．另外施工圖說也要詳述達到立即通知與停工範圍的運動量閾值．

一旦所量測的運動量超過鄰近結構的閾值，則承包商應即刻停工並通知技師，且採取任何能預防損壞鄰近結構的即時補救措施，之後承包商及技師應檢查當前施工程序．若檢查後認為必須繼續進行打設作業，則承包商應在復工前修訂安裝計畫書給技師審核．

1.19 驗收

土釘擋土牆材料應依據製造商生產證明或依生產紀錄來予以驗收合格·

而土釘擋土牆則會依據肉眼檢查及業主檢驗相關生產測試紀錄的方式來予以驗收合格·

第 2 部分 – 量測土釘及費用

2.1 土釘

生產用土釘的量測單位為英呎，補償長度會如施工圖說所示，從噴射混凝土背面到土釘鋼筋底端，沿著土釘鋼筋中線所量測到的長度·合格受試土釘測試可視為打設生產用土釘的附帶測試，因此不用再多做一次·

2.2 驗證測試用土釘

應遵照本規範第 1.8 節驗收標準來測試驗證測試用土釘·退回驗證測試用土釘或已安裝的額外驗證測試用土釘，以確保不會量測到承包商所建議的土釘打設替代方案的土釘·不須支付臨時測試用土釘的費用·

2.3 開挖

應量測施工圖說所示結構開挖閾值的土釘擋土牆規劃開挖量，單位為立方碼·該值即是從噴射混混凝土面由上到下並在擋土牆最終開挖線前方水平延伸 6 ft 區域內的開挖量，如施工圖說所示·討若切面不規則，造成超挖平面圖上的擋土牆最終開挖線時，則不會量測超挖或誤挖·若使用臨時穩定台則不會進行任何量測·包括牽引作業在內的一般道路開挖工程，並不會當作另一面擋土牆結構的收款項目，但會作為一般道路開挖工程的一部分來進行量測及收款·

2.4 擋土牆面

擋土牆面的量測尺寸為平方呎，並依最終階段驗收作業的垂直正面來進行量測．符合下列任一條件時，不需支付任何費用或進行任何量測：(i) 切面不規則產生空隙，而需要多做噴射混凝土或 CIP 混凝土作業；(ii) 在做擋土牆背面時造成超挖或誤挖超過施工圖說上所示開挖線；或(iii) 擋土牆面無法達到規範要求的挖掘線／角度及容許範圍．

最終付款工料應包含所有結構性噴射混凝土／摻料／鋼筋／點焊鋼絲網／鋼絲固定器／擋土牆排水材料／承壓鈑及螺帽／測試模板，以及施工圖說及本規範所要求的所有取樣／測試及提報在內．最終付款工料也應包含業主技師授權同意所增加或減少設計工料的任何變更．

2.5 付款

2.5.1 前言

依照本規範第 2.1 至 2.4 節所准許供應並驗收的工料，會依下方標案時程所列支付項目的合約價來支付，本節當中所提到的施工作業則會完全補償作業款項．

2.5.2 支付項目

支付項目的款項會如下表．

表 E.4: 支付項目

支付項目	計價單位
生產用土釘 (_ 號鋼筋 _級)	英呎

驗證測試用土釘	支
土釘擋土牆開挖作業	立方碼
土釘擋土牆面的整面	平方呎

註釋：*依據該工程可預期的特殊情況（如對齊擋土牆不同種類的裝飾面而需要多準備測試模板／因突發狀況可能需要增加合格測試次數等），業主可考慮多納入其他支付項目．*

第 3 部分 –中空鋼棒土釘的考量因素

除了必要時能採用下面所述小節來取代前述說明外，中空鋼棒土釘仍應遵照上述規範要求。

3.1 中空鋼棒土釘(HBSNs)

整支 HBSN 應帶螺紋，中空鋼棒可作為鑽掘鋼材／灌漿導管及土釘加勁元件。鋼腱降伏抗拉強度應介於 60 ksi 至 90 ksi 之間（SI 單位則為 410 MPa 和 620 MPa）。鋼腱應如施工圖說所示為筆直未受損，具環氧樹脂塗層／鍍鋅層或封裝的新裸鋼腱。牆壁錨定裝置的鋼筋螺紋長度應視需求可適當固定承壓鈑及螺帽。中空鋼棒應符合下列條件：

1. 中空鋼棒應屬於細砂結構性鋼材。

2. 無頸縮現象的鋼延展性或均勻彈性 A_{gt} 應 ≥5%.

在-20°C 時，沙氏缺口最小衝擊強度應為 40 焦耳。*[這是為了確保鑽掘過程中不會損壞鋼棒]*

3.2 鋼筋套管

鋼筋套管應如製造商認證具備中空鋼棒標稱抗拉能力，且可密封或有類似機關可盡可能確保灌漿不會從套管處漏掉。鑽掘過程中，套管要具備能夠轉移衝擊力的能力，之後還能夠轉移拉伸／壓縮循環負載力的功能。*[這能讓套管在鑽掘過程中承受更大的衝擊力及循環應力 10 ksi 下 2 百萬的拉伸／壓縮循環負載。]*

3.3 定心器

定心器應以表 20 或 40 的 PVC 管／鋼或其他不會有害於土釘鋼棒的材料，也不可使用木頭。定心器應牢靠固定於鋼腱上，並且應符合下列尺寸條件：(a)放置地點位於土釘鋼筋鑽孔中心 1 吋內；且(b)隨意讓灌漿從鑽孔處留下。定心器裝設位置應採固定間隔，不得超過土釘長度 10 ft，也不得超過土釘末端及鑽頭 1.5 ft 呎的距離。

3.4 灌漿

1. 灌漿和／或噴射混凝土用的波特蘭水泥應符合 AASHTO M85/ASTM C150 類型 I／II／III／V 或類型 I/II 規範標準，且應為製造商所生產的產品之一。若工程期間內更換水泥廠牌或類型，則應另外測試灌漿摻料，以確保品質及性能與現場條件一致。

2. 一般來說不需要使用摻料・

3. 也不太需要使用像砂土這種濾器・*[若薄漿中含量過多則可能會堵塞鑽頭]*

最終灌漿應符合 AASHTO T106/ASTM C109 規範標準， 3 天抗壓強度至少達 1,500 psi 及 28 天抗壓強度至少達 3,000 psi，且其具體比重應介於 1.8 至 1.9。用在鑽掘及打設中空鋼棒的灌漿比重可低於最終灌漿，比重介於 1.4 至 1.6・將鋼筋打進期望深度後，當較重摻料回流至開挖面時，表示較輕的水泥砂漿沖洗過孔洞並清除所有鑽井棄土，因此可視為作業完成・

3.5 鑽頭

依據現場地下土壤條件及設計的最小灌漿柱來選擇鑽頭，而鑽頭至少要有兩組排出口讓砂漿流出・也可多加排出口（口徑較小）來增加灌漿壓力及鑽孔直徑・

3.6 混漿機和幫浦

利用具有獨立儲存槽和水／水泥配料裝置的高剪切高速分散攪拌機來確保邊混漿的同時，也能連續灌漿・對於直徑較小的鋼筋，幫浦流速至少 15 加侖/分，而較大者則流速為 45 加侖/分(2 吋以上)・對砂地及砂礫層的話至少具備 250 psi 壓力，而黏土及泥沙層則為 1,500 psi・為能記錄灌漿量及壓力值，可能會需要一套自動監測系統・

附件 F:　土釘擋土牆性能成果設計規範

註釋：*性能成果設計規範應包含任何非業主或其他代表人完成的設計結果，也作為設計師的設計參考標準，之後也能拿這些標準來評估工程結果是否符合預期．而性能成果設計規範除了沒有直接要求工程方式及施工方法外，其他資料需盡可能具體說明．*

性能成果設計規範可能會反映出業主技師所進行的一些設計面，及一部分由承包商所進行的程序作業．業主代表人提供擋土牆設計的初始施工圖說，以及相關設計標準及需求／土壤數據／路權限制／公共設施位置／工地限制／施工材料及測試規範／所需送審資料及文件給承包商，之後承包商負責設計土釘擋土牆結構並選擇施作工法／施工方式及設備機具．一旦招標結束，得標承包商需準備詳細設計文件及圖說，並提送給業主技師審核．

第 1 部分 – 前言

1.1　說明

這部份作業內容包含施作一面此處規範且如施工圖說所示之永久土釘擋土牆*[也可參照平面圖]*．承包商應提供完成此工程所需的所有人力／材料及設備機具，並且應設計符合此處所需性能條件或施工圖說的土釘擋土牆．臨時土釘擋土牆則並不包含在此規範中．

1.2　名詞定義

承包商：負責建造土釘擋土牆結構的專業公司

設計圖說*[同施工平面圖]*：承包商設計技師所繪製的設計圖，之後承包商會增加詳細的土釘設計資料並送審．

設計技師：承包商所聘僱負責設計土釘擋土牆結構的人，該職位必須符合第 1.5 節所述之經驗需求。

技師：業主聘僱的工程技師／專案經理或其他代表人。

視察人員：業主在工地現場的代表人。

業主：專案負責人。

工程圖說*[或施工平面圖]*：由技師準備的圖並作為業主招標文件內容之一·

專案經理: 承包商旗下負責監督工程的人，必須至少具備類似尺寸及規模的土釘擋土牆施作經驗三年以上·

1.3 參考文獻

1.3.1 規範及標準

- 美國聯邦公路管理局道路及橋工程的標準規範 FP-14(FHWA,2014)
- AASHTO 最新版高速公路大橋標準規範，包含當前臨時規範*(請注意土釘擋土牆並未在此規範中有詳述說明，不過因為當中涵蓋擋土牆及支撐結構的其他元素，因此亦可作為參考來源之一)*
- 大地工程手冊第 7 冊，土釘擋土牆–參考手冊

1.3.2 相關規範及標準

註釋：*技師會選擇適當規範並具體說明該工程適用的所有相關標準及規範。*

1.3.3 其他資訊

業主／業主的全權代理人可準備的其他資訊包含下列品項：

1. 平面圖___，工程案號_____，設計人員_____，圖說日期_____。施工圖說包括該擋土牆工程的初始設計及平面圖／剖面圖及標準截面圖。

註釋：*業主應在招標前提供初始設計資料給承包商，完整的項目清單會依工程及當地作業程序有所變動，不過內容仍應包括下列文件：*

1. 施工圖說，說明設計負載／擋土牆規劃及尺寸。

2. *設計標準及需求，像是設計負載和可容許最大位移量．*

3. *由報告撰寫人_____於日期_____所準備的大地工程報告_____，必須放進招標文件，當中包含探勘鑽孔／觀察點蝕，或其他像是從建議擋土牆附近環境所做的土壤腐蝕測試等工地調查數據．業主亦可選擇納入整體穩定性及變形分析，或者要求設計技師完全負責處理這部分工作．若大地工程報告並未納進招標文件中，則必須說明應由誰進行整體穩定性／變形分析和選擇防蝕等級．若大地工程報告並不含防蝕等級說明，則招標文件必須寫明由誰來決定防蝕等級．*

所預估的地下土層條件會明顯影響到承包商在選擇施工程序／工法／設備機具／報價及合約管理方式，而在合約特殊條款中放進大地工程摘要內容的話，會有助於合約完整性．敘述摘要的目的在於提供投標者有關地層資訊，並希望降低雙方對於現場條件認知分歧，造成施工索賠及爭議的可能性．在合約的特殊條款中放進摘要說明後，便是一份有效的合約文件．

1.4 調查工地

進行投標作業前，承包商應檢查地下土層資訊並前往工地現場評估工地／機具出入條件／既有結構及地上設施的位置．承包商可另自費進行地下評估測試，以利準備投標文件．至於想要求進入工地進行地下評估測試的話，必須在_____前寄出通知書到_____．

註釋：*讓承包商有充裕時間自己做地下評估會有利於具挑戰性地層條件的工程案．某些承包商會自行進行調查，而一旦准許他們在招標期間內進場，並有充足時間來進行調查時，除了能補充業主所提供的資訊外，也有助於讓他們的投標文件更完整．然而，在招標期以前准許承包商進場來做這類調查的行為並非適用於所有工程案，尤其是小型工程或者工期很緊湊的工程．本文件也有討論到應充分考量現場環境是否適合施作土釘擋土牆，包含像是地下土層條件／工地出入及工程時程等等因素．*

當詳述土釘擋土牆時，並非在可選擇擋土牆類型清單中列出適當土釘，這意味著業主已決定了可施行土釘擋土牆結構。若業主不傾向指定用土釘擋土牆的方式，那麼一份設計大地擋土結構的基本規範便會列出土釘這個選項，但仍需視承包商獨立評估的可行性是否能符合。土釘性能設計規範則是承包商在實例中所建議的首選擋土結構。

承包商負責在施工前進行現場定位及確認施工圖說上的所有公共設施，並在發現現場與圖說上任一個公共設施的位置不一致，可能需要遷移基座元素或修改結構設計時，應向技師通知此事。

技師批准後，承包商會因遷移和／或施工圖說上的公共設施位置錯誤需變更設計，而產生額外支出時，該筆費用能以追加工程的方式得到補償。

承包商應負責分別在開挖個階段面提供必要的調查及方位對齊控制，定位鑽孔及確認土釘擋土牆安裝極限。在準備詳細圖說前確認結構極限和調查數據。

註釋：*許多標示 DOT 者表示在處理工程中的公共設施上有標準規範或程序，因此此處便不適用或可修改成包含適用的 DOT 規範／程序。活動位置及地下廢棄的公共設施也會嚴重影響到土釘安裝。*

1.5 承包商經驗

土釘承包商應符合下列經驗條件：

1. 過去三年間至少已完成三個永久土釘擋土牆工程，土釘擋土牆總面積至少達 10,000 ft^2 ，且至少打設 500 支土釘。

2. 派出一名過去三年間具備至少已完成三個永久土釘擋土牆設計的認證專業技師。

3. 派出具備過去三年間至少打設三個永久土釘擋土牆工程經驗的現場督導員及鑽孔工人。

4. 提送至少三個工程內容簡述，包含業主單位／地址及目前聯絡方式；施工地點；工程合約價值；及預計竣工日和工程竣工日。

1.6 提送資料

1.6.1 人員

在開始進行土釘作業前至少 45 天提交負責該工程的工程師姓名／現場督導人員及鑽孔工程，而也只有那些符合所需工作經驗的人才能參與該工程。若無取得業主或業主技師書面同意，承包商不能替換他們當中任何一人。業主技師應在收到送審資料 7 天內回覆批准或否決承包商資格及人員。預定工料或承包商資格尚未被業主技師接受並同意前，不得開工。若在工程期間內，承包商將獲經業主技師准許的人員替換成未經許可的人員，則業主技師可暫緩作業。若工程因替換為不合格人員之故而延宕，則承包商應全權承擔因工程暫緩所衍生的所有費用，並且不得因此調整任何合約期。承包商應對設計和施工有完全的合約責任。

1.6.2 提送設計

1.6.2a 前 言

1. 在規劃開始進行擋土牆作業前至少 30 天，承包商應提送完整設計計算和設計圖說，以供業主審核同意。包含進行該工程所必要的所有細節／尺寸／工料／土地資訊和截面圖。*[針對某些工程案可能需要四十五(45)天，在這種情況下，所提送的人員經歷要求可能也需要延長。]*

2. 業主技師所批准的承包商設計計師應在設計圖說及計算數據上簽名蓋章。

3. 在提送初始文件中一併提送_份設計圖說。設計圖說應符合（業主）標準，而業主技師將在收到完整送審文件後 15 天內批准或拒絕承包商之提送資料。

4. 業主技師會在收到完整送審文件後 14 天內批准或拒絕承包商送審資料。

5. 其中一份會標註任何修改處並退還。若必須修訂圖說，則會進行所需變更並重新提送_____。圖說獲經批准合格後，應將所有合格圖說裝訂__份。

6. 承包商在技師同意並認可送審資料前不得開工。

7. 要變更或偏離經批准的提送資料前，必須重新送審取得同意。因提送資料不完整而造成合約期需調整或延宕或影響索賠等情事均可接受。

1.6.2b 設計計算數值

設計計算值應包含但不限於下列項目。

1. 一段有關土釘擋土牆整體結構的說明。

2. 適用規範要求及參考文獻。

3. 設計標準，包含土釘／岩層剪力強度參數值（摩擦角度及聚合力）／單位重量／拉出阻抗／鋼阻抗和噴射混凝土阻抗值。其他任何地下鑽孔／實驗室作業或其他設計時所收集到的地下數據等皆應包含在內。

4. 土釘標準截面積包含土壤／岩層／壓力水平及施加負載的位置／強度和方向。

5. 設計拉出阻抗／載重／土壤／岩層單位重量／土釘釘頭強度，以及鋼／噴射混凝土和水泥材料強度等所套用的數值及相關負載係數。整體穩定性土釘阻抗／負載係數則會套用至 LRFD 驗證。

6. 地震設計係數及其他適用於該工程地理區域的地震設計標準。

7. 設計標示工程案號／結構位置／名稱／準備日期／原始設計師與審核人員，以及每頁上方頁碼的計算表。提供有設計計算表的目錄頁。

8. 包含符號解釋及設計所用電腦軟體的設計註記。

9. 擋土牆面及土釘釘頭／牆面連接，包括考量牆面彈性及剪切強度／上懸臂／最小配筋率／蓋板和疊合條件等結構上的設計計算值。

10. 其他設計計算值。*[其他可能會包含排水評估及上述未提到的項目。]*

1.6.2c 設計圖說

設計圖說應包含工程及作業品管所需的全部資訊，除此之外，除非施工圖說已有提供，不然也應包含但不限於下列內容：

1. 結構平面圖：
    a. 參考基準線及高程數據。
    b. 工程中心線或基準線到擋土牆面基座，所有水平對準變化的偏移量。
    c. 擋土牆起點站及終點站。
    d. 土釘位置。
    e. 路權及永久或臨時工程地役限制，所有已知活動及廢棄的公共設施位置／鄰近結構或其他可能干擾。任何貫穿／經過或在擋土牆下方與後方的排水結構或排水管中線。
    f. 建議擋土牆平面圖所示的地下探勘地點對齊參考基準線，來固定該結構相關的探勘地點。
    g. 最長土釘極限。
2. 結構高程圖：
    a. 擋土牆頂部上方所有水平及垂直斷點高程，並且沿擋土牆至少每 50 ft 的位置。
    b. 擋土牆基座和現場澆注 CIP 牆面（如適用）頂部墊片的高程。
    c. 土釘高程／垂直及水平間距，以及擋土牆排水設施／沿擋土牆長度的任何永久牆面伸縮縫／收縮縫位置。
    d. 既有和完成坡度剖面圖，包含擋土牆前後方。
3. 所有要來施作擋土牆的必備截面圖。*[截面積數量可能會依擋土牆／土釘形狀／發現公共設施及地下條件的變化。截面積數量可能需要符合第 4 章所提到的間距測試鑽孔]*

4. 製造土釘的一般注意事項，包括施工順序或其他特殊施工條件．

5. 設計參數和試用規範．

6. 影響擋土牆和控制點的水平及垂直的曲線數據．

7. 各擋土牆立面圖中列出預估面積的工料一覽表*[單位以平方英呎表示，或與業主要求的系統單位一致]*和其他支付項目．

8. 一般土釘擋土牆的剖面圖中會標示出階段是開挖面／擋土牆及開挖面傾度／土釘間距和斜度／土釘鋼筋尺寸（也可以指鋼腱），以及防蝕詳細說明．

9. 一般生產用及測試用土釘的說明包括了土釘長度／最小鑽孔直徑／斜度和土釘黏合與未黏合測試長度．

10. 所有土釘／加勁鋼筋／點焊鐵絲網／承壓鈑／大頭剪力釘等敘述／尺寸和清單，和／或噴射混凝土／現場澆注或預製牆面的附屬設備．

11. 所有加勁鋼筋的尺寸和清單，包括加勁鋼筋彎曲數據．

12. 像是柵欄／遮簷／排水溝渠／圍欄等擋土牆附屬設施的詳細說明與尺寸．

13. 在排水設施附近建造擋土牆的詳細說明．

14. 終止牆及周邊斜坡建築的詳細說明．

15. 永久擋土牆面元素的完成飾面／顏色和建築工法需求（如適用）．

1.6.3 提送施工文件

1.6.3a 施工計畫

承包商應在開始進行土釘作業前至少 30 天前提送一份施工計畫給業主技師審核，且應包含下列內容：

1. 工程開始日及期望的擋土牆詳細施工順序．

2. 鑽掘和灌漿法及使用設備，包含期望達到規定拉出阻抗值的鑽孔直徑及任何沿著擋土牆對齊線變動的這些數值．

3. 土釘灌漿混合設計，包含獨立合格測試實驗室所提供的抗壓強度測試結果(符合 AASHTO T106/ASTM C109 規範標準)，確認 3 天及 28 天的最小抗壓強度規範值．針對具特定比重的純水泥，則提供新鮮薄漿抗壓強度測試結果．

4. 土釘灌漿安置程序及設備．

5. 臨時噴射混凝土的材料及工法．提供 3 天及 28 天的最小抗壓強度數據．

6. 土釘測試方法及設備參數的設定．

7. 各個使用的測試千斤頂／壓力計／度盤規和荷重元序號及校驗合格證明．千斤頂及壓力計應作為單獨設備來進行校正，其中校正紀錄內含測試日期／設備序號及校正結果，並且經過合格獨立實驗室在送試 90 天內測試精確度應在施加負載至少 2%範圍內．

8. 製造商的材料符合證明內容應包含：鋼腱最終強度／點焊鋼絲網／鋼筋／續接器／承壓鈑／環氧樹脂塗層和封裝．

9. 業主技師應在收到送審文件 15 天內批准或否決承包商的施工計畫．然經批准同意的施工計畫並不代表承包商可以不用承擔工程完工的責任．

1.6.3b 監測計畫

如果該工程適用監測計畫時，承包商應在土釘作業開始前至少 30 天以上提送一份監測計畫給業主技師審核．業主技師應在收到提送文件的 14 天內批准或否決承包商的這份計畫書．

1.7 施工需求

1.7.1 存放

存放土釘鋼筋應避免任何損壞或腐蝕，若土釘發現有磨損／切痕／焊接／焊接焊濺痕跡／腐蝕或點蝕的時候應進行更換．發現其外層封裝或環氧樹脂塗層受損時應進行無償修復或無償更換．

1.7.2 開挖

承包商應確定露天無支撐最終開挖面的高度，並且不得超過垂直土釘間距加上所需加勁重疊區域，或不得超過土地臨時抬高高度，取高度較低者．

除非業主技師同意，否則開挖至最終擋土牆開挖線及噴射混凝土作業皆應由同一工作班來完成．

土釘灌漿及噴射混凝土應在繼續下一層開挖前達到足夠的抗壓強度．

1.7.3 打設土釘

土釘鑽孔作業應按施工圖說所示位置／高程／定向及長度來執行．選擇的鑽孔設備及鑽掘工法應適用於該土地條件，且符合獲經技師認可，

1.7.4 防護鄰近建築結構

水平距離等於　　以內範圍的結構應採取技師同意的方式來監測其垂直及水平運動，精確度應小於 0.01 吋．而這項鄰近結構的監測作業可由作為承包商合作夥伴的獨立營運公司來負責．

而包含量測點位置及量測記錄頻率的監測圖說應作為施工平面圖的一部分來提送給技師審核．監測作業應在擋土牆施工前開始記錄至少 10 天以上，以便量測基準線．除監測結構運動外，在施作擋土牆前後，應用肉眼／拍照和／或錄影方式記錄下包括產生任何裂縫及其寬度等周邊結構的狀態．業主所持有的結構也要監測有無發生運動，但除非施工圖說有說明，否則不需要監測其變化狀態．另外施工圖說也要詳述達到立即通知與停工範圍的運動量閾值．

一旦所量測的運動量超過鄰近結構的閾值，則承包商應即刻停工並通知技師，且採取任何能預防損壞鄰近結構的即時補救措施，之後承包商及技師應檢查當前施工程序．若檢查後認為必須繼續進行打設作業，則承包商應在復工前修訂安裝計畫書給技師審核．

1.8 土釘測試

1.8.1 測試

承包商應進行特定受試土釘的驗證及驗證合格測試．犧牲型受試土釘的驗證測試應按經批准認可過的設計圖說所示位置進行測試，而生產土釘的合格測試應按業主技師所選位置進行測試．除非土釘灌漿及噴射混凝土面已復原至少 72 小時，或是達到其規定的 3 天抗壓強度值，否則不得進行任何一項土釘測試．承包商不得施加大於 150 級鋼筋鋼腱保證極限拉伸強度的 80%，或是大於 60 或 75 級鋼筋鋼腱降服強度的 90%．測試完成後 24 小時內，將初次測試結果提送給業主和／或業主技師．一份包括測試負載結果的完整測試報告應在測試完成後 5 個工作天內提送給業主和／或業主技師．

相關進一步土釘測試的詳細指導方針，請參照美國聯邦公路管理局 FHWA 第 7 冊”土釘擋土牆”說明．

1.8.2 驗證測試

承包商應依照施工圖說規定，針對犧牲型土釘進行一組驗證測試．應在打設量產土釘前，針對犧牲型土釘進行驗證測試，以確認承包商鑽掘及打設工法是否適當，並確認所需土釘拉出阻抗．

應遵照 FHWA 第 7 冊”土釘擋土牆”第 9 章內容，依據所完成的黏合長度來計算驗證測試下的最大測試負載(VTL) ，驗證測試的負載測試表應符合 FHWA 第 7 冊”土釘擋土牆”第 9 章規定．

1.8.3 合格測試 ProofTesting

合格測試需抽驗各排至少 5%或一排量產土釘至少抽驗一支才算完整。業主技師則應在打設各排土釘前決定好合格測試地點及次數。*[合格測試次數應由業主在招標前決定。]*驗證測試將至少 5%的量產土釘計算在內。

應遵照 FHWA 第 7 冊”土釘擋土牆”第 9 章內容，依據所完成的黏合長度來計算合格測試下的最大測試負載(PTL)，合格測試的負載測試表應符合 FHWA 第 7 冊”土釘擋土牆”第 9 章規定。

1.9 驗收標準 AcceptanceCriteria

1.9.1 驗證測試 VerificationTests

考量土釘拉出是指負載持續增加並容易造成受試土釘持續運動，因此當受試土釘能夠完全符合下列標準時便允以驗收合格。

1. 測試時間 6 到 60 分鐘內總潛移量讀值小於 0.08 吋，並且潛移率呈線性變化或在潛移測試負載持續時間內數值下降。
2. 如 FHWA 第 7 冊”土釘擋土牆”第 9 章定義說明，在 VTL 該點所量測的總運動量(ΔVTL)超出未黏合長度(L_{UB})理論彈力伸長率的百分之 80。
3. 在滿足 1.0 ×VTL 條件前不會發生土釘拉出。

1.9.2 合格測試

1. 1 到 10 分鐘的潛移運動量低於 0.04 吋。
2. 若 1 到 10 分鐘的潛移運動量超過 0.04 吋，而 6 到 60 分鐘的潛移運動量要低於 0.08 吋，而 6 到 60 分鐘的潛移運動量要低於 0.08 吋，則潛移率呈線性變化或

在潛移測試負載持續時間內數值下降．

3. 如 FHWA 第 7 冊”土釘擋土牆”第 9 章定義說明，在 PTL 時總土釘運動量(ΔPTL)超過未黏合長度理論彈性伸長率的 80%．

4. 在滿足 1.0 ×PTL 條件前不會發生土釘拉出．

5. 合格測試下的臨時未黏合測試長度能在之後的充分灌漿作業繼續保持未黏合狀態。若量產合格測試用土釘的未黏合長度經測試後無法達到需求，則合格測試用土釘應變為犧牲性土釘，並且在不讓業主負擔額外費用的情況下抽換那些已經打設好的土釘。

1.10 退回受試土釘

1.10.1 驗證用測試土釘

業主技師會評估各驗證測試的測試結果，若打設工法不符合土釘測試條件，則會判驗收不合格並退件。承包商應提出替代方案以供業主技師審核，並抽換驗證測試用土釘。更換測試土釘的安裝及測試無任何額外費用·

1.10.2 合格測試用土釘

針對合格測試用土釘而言，業主技師可在一支受測土釘測試不合格但旁邊受試土釘合格的情況下，要求承包商更換部分或所有已打設完畢的量產土釘，又或者業主技師可能要求多打設幾支受試土釘並多做幾次測試，以確認旁邊那些之前已經打設好的量產土釘有足夠的抗拉出強度。因合格測試結果不合格，而需要多提供額外合格測試用土釘或安裝作業或修改土釘應無任何額外費用·

1.11 擋土牆排水系統

1.11.1 前言

應依照施工圖說所示來裝設土釘擋土牆排水網絡的所有元件並確保其運作正常。排水網絡應如施工圖說所示包含地工複合排水帶／PVC 導管／土釘擋土牆基腳排水處和排濕孔或同等設施，具備能夠連續且順暢路徑以利排出牆面後方所累積的水分。

1.11.2 地工複合排水帶

能夠預防擋土牆後方孔隙壓力，以及將擋土牆後方所收集到的地下水傳導至擋土牆基腳的地工複合排水帶或同等設施．地工複合排水帶應具足夠傳導能力來排放地下水，並且具足夠阻抗來防止施工及正是使用後不會坍塌．

1.11.3 基腳排水

基腳排水設施應將排水系統的水導引到_____

[例如溝渠]，如施工圖所示。

1.12 噴射混凝土面

1.12.1 前言

經批准同意的設計圖說中，應提供所需初始及最終噴射混凝土面數據，

1.12.2 噴射混凝土容許值

噴射混凝土面平面圖位置及尺寸的相關施工容許範圍應符合下表：

表 F.1: 噴射混凝土面的施工容許值

項目	容許範圍
點焊鋼絲網／鋼筋及大頭剪力釘的橫軸位置	3/8 吋
承壓鈑上大頭剪力釘的位置	1/4 吋
鋼筋間距	1 吋
加勁疊合區域	1 吋
用抹刀或刮平板的噴射混凝土厚度	9/16 吋 [約 0.6 吋]
若噴射面直接不做抹平的混凝土厚度	1-1/8 吋 [約 1.2 吋]
如用抹刀或刮平板，則完成面平整度及正下方 10-ft 間隙平整度	9/16 吋[約 0.6 吋]

若噴射面直接不做抹平，則完成面平整度及正下方 10-ft 間隙平整度	1-1/8 吋 [約 1.2 吋]
土釘釘頭承壓鈑從擋土牆面的偏移量	10 度

1.13 加勁鋼筋

承包商應詳列所有訂單及鋼筋彎曲圖並提送給業主技師，且應製造鋼筋，以及負責承擔材料運送和其防護責任外，還有依照經批准同意的設計圖說要求來存放／固定及接合鋼筋·

1.14 結構混凝土

承包商負責設計混凝土混合／存放／處理／投料／摻料及輸送水泥，提供品管且構築以符合經批准同意設計圖說的所需水泥阻抗及特性的混凝土面．

1.15 建築完成面

*[如適用]*承包商應至少在開始上模 7 天以前，提送模具的詳細圖說給業主技師審核．在進入正式生產作業前，應先在現場採用針對該工程所建議的相同工法／程序／模具／紋理配置／伸縮縫／摻料及上色／染色，來打造出一塊 3-ft 高 10-ft 長的測試模板．每種擋土牆完成面都應做一塊測試板．

1.16 防蝕

應依據該工地現場土地及土壤條件，對土釘及土釘釘頭構件採取防蝕措施並符合設計圖說所規範之最低防蝕等級．

第 2 部分 – 量測及付款

[依據此性能成果設計規範所述內容，承包商負責設計與施工．單一付款項目是擋土牆完成面區域，包含所有土釘費用，還有設計／材料／安裝及測試．]

依據支付項目”擋土牆完成面”來檢驗完成牆面，並以平方英呎來計價，並且會在驗收的最終作業面正面來量測其垂直平面面積．最終付款金額應包含所有開挖作業／所有材料及測試與監測，如設計平面圖及本規範所述．

註釋：*業主可考慮增加其他支付項目．*

附件 G: 同等技術

G.1 打設土釘

打設土釘是用一種帶高壓氣體的擊發設備，以時速近達 200 英哩的高速將鋼筋”打進”土壤層中．鋼筋材質可以是穿孔鍍鋅鋼管／穿孔玻璃纖維或裸鋼管，一般直徑為 1.5 吋或是 2 吋，長度的話則可長達 20 ft．在進行完提高結構性能的高壓灌漿作業後，可將具環氧樹脂塗層的小口徑螺紋鋼筋插進鋼管中．

直接打設鋼筋是種快速且對工地現場較小影響的安裝方式；然而可能很難控制土釘插進地底的長度．這種方法的優點有安裝快速／容易監測與測試／可在有限空間及路權下施工，以及具有承受巨大變形的能力．而可能的缺點則有：(i) 這是項專利且需授權的技術；(ii) 需要專業承包商及設備；和(iii) 沒有簡單的綜合設計程序．

這項技術適用於修復滑坡／拓寬道路及路堤．一般而言，鋼筋不會灌漿，因此這項技術並不符合第 1 章所述的土釘定義．打設後的土釘就像土壤中的木釘一樣，主要利用剪力和相關局部彎曲的特性來維持穩定性，而不像灌漿且鑽孔過的土釘是利用拉伸來維持穩定性．打設的無灌漿土釘會帶出有限的軸負載力，不過上述所提技術還包含將螺紋鋼筋插進某些能夠進行高壓灌漿的工程，並且可能提高其穩定能力．

圖 G.1 為土釘置入作業．這種技術的詳細進一步說明請參照 GeoTechTools web-based information and guidance system (SHRP 2013)和 USDA (1994a and 1994b)．



圖 G.1:　置入土釘，圖片來源為 GeoStabilizationInternational.

G.2　自鑽式土釘

自鑽式土釘主體為穩定擋土結構的螺旋土釘，這些土釘基本上帶有 1.5 吋方形實心鋼軸，軸上以固定間隔會焊有一個鋼螺旋體，會用鑽掘機具輸出足夠扭力來打設螺旋土釘到土壤層中，螺旋的間隔即是螺旋直徑的函數值，通常大概會是直徑的 3.6 倍，自鑽式土釘通常適用於很難進入或者小面積的情況(Collin and Cowell, 1998)，鋼筋沒有灌漿，因此這種技術並不符合第 1 章所定義的土釘條件，自鑽式土釘在土壤中就像一個錨，利用承受螺旋阻抗的方式來保持穩定性，而非像鑽孔並灌漿的土釘那樣利用鋼筋黏合應力來保持穩定性，圖 G.2 為打設自鑽式土釘的照片，這種技術的詳細進一步說明請參照 GeoTechTools site (SHRP2013)，

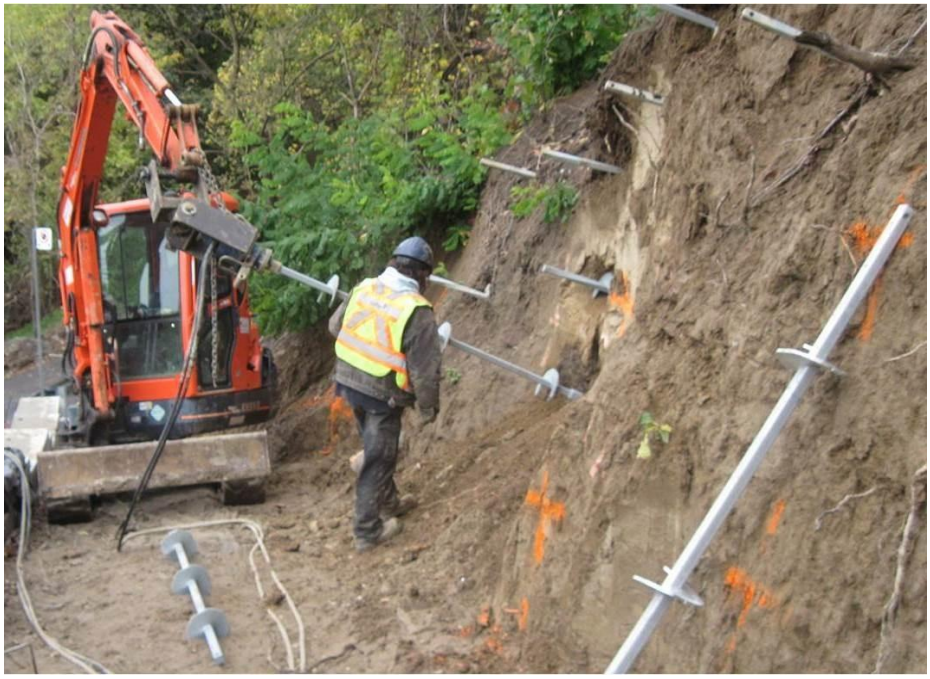


圖 G.2:　打設自鑽式土釘・圖片參考來源：HubbellPowerSystems,Inc.

編譯：水土保持局技術研究發展小組

Research and Technology Development Team, SWCB, COA

December 2018

本文件之翻譯及轉載，均符合美國著作權法相關規定。