

96-19-7239

MOTC-IOT-95-H1DB006

臺灣西南沿海地區軟弱地質交通 結構物設計處理對策研究 (2/2)



交通部運輸研究所

中華民國 96 年 4 月

96-19-7239

MOTC-IOT-95-H1DB006

臺灣西南沿海地區軟弱地質交通 結構物設計處理對策研究 (2/2)

著 者：賴瑞應、曾一平、楊長義、林炳森、張德文
倪至寬、吳志強、林志仁、陳建伸

交通部運輸研究所

中華民國 96 年 4 月

國家圖書館出版品預行編目資料

臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理
對策研究. (2/2) / 賴瑞應等著. -- 初版.

- 臺北市：交通部運研所，民96

面：公分

參考書目：面

ISBN 978-986-00-9226-4(平裝)

1. 地質調查 - 臺灣 2. 結構工程 3. 道路工程

356.232

96005992

臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究 (2/2)

著者：賴瑞應、曾一平、楊長義、林炳森、張德文、倪至寬
吳志強、林志仁、陳建伸

出版機關：交通部運輸研究所

地址：臺北市敦化北路 240 號

網址：www.ihmt.gov.tw (中文版>中心出版品)

電話：(04) 26587176

出版年月：中華民國 96 年 4 月

印刷者：

版(刷)次冊數：初版一刷 120 冊

本書同時登載於交通部運輸研究所臺灣技術研究中心網站

定價：500 元

展售處：

交通部運輸研究所運輸資訊組•電話：(02)23496880

國家書坊臺視總店：臺北市八德路 3 段 10 號 B1•電話：(02)25781515

五南文化廣場：臺中市中山路 2 號 B1•電話：(04)22260330

GPN：1009600749

ISBN：978-986-00-9226-4 (平裝)

著作財產權人：中華民國(代表機關：交通部運輸研究所)

本著作保留所有權利，欲利用本著作全部或部份內容者，須徵求交通部運輸研究所書面授權。

GPN: 1009600749

定價 500 元

交通部運輸研究所合作研究計畫出版品摘要表

出版品名稱：臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究 (2/2)			
國際標準書號 (或叢刊號) 978-986-00-9226-4 (平裝)	政府出版品統一編號 1009600749	運輸研究所出版品編號 96-19-7239	計畫編號 95-H1DB006
主辦單位：港研中心 主管：邱永芳 計劃主持人：賴瑞應 聯絡電話：04-26587170 傳真號碼：04-26564418	合作研究單位：杜風工程顧問有限公司 計劃主持人：曾一平 協同主持人：楊長義 研究人員：林炳森、張德文、倪至寬、吳志強、林志仁、陳建伸 地址：臺北縣淡水鎮中正東路二段27-7號17樓 聯絡電話：02-88098001		研究期間 自 95 年 03 月 至 95 年 12 月
關鍵詞：軟弱地質、交通結構物、臺灣西南沿海地區			
摘要： 臺灣西南沿海地區地層中所存在之軟弱地質一直是土木工程設計上之隱憂，本研究案目標在於收集鑽探資料分析臺灣西南沿海地區之軟弱地質分佈，期以瞭解從臺中到屏東七縣市沿海地區軟弱地質的分佈狀況及其工程特性分佈，並建立「台灣西南沿海地區軟弱地質資料庫」，以供交通路線規劃或交通工程設計之參考。另一方面，針對軟弱土層對路堤與基樁交通結構物之影響做一深入探討，分析其受損機制，並針對路堤與基樁之設計處理與監測規劃，建議「軟弱地盤交通結構物設計處理對策」，以供工程實務參考。 本研究主要共完成：搜集 3,230 孔鑽探資料以分析繪製鬆軟地盤的分佈狀況圖面、並建置一套軟弱土壤地質資料庫。完成分析鬆軟地盤上路堤與基樁之破壞模式，對新建路堤與基樁之設計流程、設計考量、並列舉設計範例以利說明。			
出版日期	頁數	定價	本 出 版 品 取 得 方 式
96 年 4 月	440	500	凡屬機密性出版品均不對外公開。普通性出版品，公營、公益機關團體及學校可函洽本所免費贈閱；私人及私營機關團體可按定價價購。
機密等級： ☐ 密 ☐ 機密 ☐ 極機密 ☐ 絕對機密 (解密條件：☐ 年 ☐ 月 ☐ 日解密，☐ 公布後解密，☐ 附件抽存後解密，☐ 工作完成或會議終了時解密，☐ 另行檢討後辦理解密) ■ 普通			
備註：本研究之結論與建議不代表交通部之意見。			

PUBLICATION ABSTRACTS OF RESEARCH PROJECTS
INSTITUTE OF TRANSPORTATION
MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS

TITLE: Design Procedures of Traffic Structures on the Soft Soil Foundation Located in the Southwestern coastal Area of Taiwan (2/2)			
ISBN (OR ISSN) 978-986-00-9226-4 (pbk)	GOVERNMENT PUBLICATIONS NUMBER 1009600749	IOT SERIAL NUMBER 96-19-7239	PROJECT NUMBER 95-H1DB006
DIVISION: HARBOR & MARINE TECHNOLOGY CENTER DIVISION DIRECTOR: Chiu Yung-Fang PRINCIPAL INVESTIGATOR: Lai Jui-Ying PHONE: 04-26587170 FAX: 04-26564418			PROJECT PERIOD FROM March 2006 TO December 2006
RESEARCH AGENCY: SINOTECH ENGINEERING CONSULTANTS, LTD. PRINCIPAL INVESTIGATOR: Tseng Yi-Ping PROJECT STAFF: Yang, Z.Y., Lin, P.S., Chang, D.W., Ni, C.K., Wu, J.C., Lin, J.J., Chen C.S. ADDRESS: 17F, 27-7, Chung Cheng E. Rd, Tamsui, Taipei, Taiwan PHONE: 02-8809-8001			
KEY WORDS: Soft ground, traffic structure, west-south area of Taiwan			
ABSTRACT: Civil engineers are usually concerned about the soft soil in the southwestern area of Taiwan. However, the distribution and characteristics of soft soil are not systematically recorded. The uncertainty of soft soil properties is not well verified either. There are no design regulations for the design of pile foundation, road embankment, soil improvement and the monitoring system for soft soil. The above designs are usually based on the engineering judgment. This project aims to analyze the geological boring data and establish the database. The results can be then applied to the planning and structure design work of transportation facilities. The other goal of this project is thus to develop the design procedures and design regulations for piles, embankments, soil improvement, and monitoring for the soft soil. It is expected that this study can help civil engineers in practice. In this project, the distribution characteristics of soft soil and engineering properties in southwestern Taiwan are plotted and a database of soil properties involving 3230 boring data is established. The failure mechanism of pile foundation and road embankment in soft ground of Taiwan is analyzed and categorized. The design procedure, construction approach and monitoring system to ensure the safety of pile foundation and embankment in soft ground are proposed. An illustration example in each design is demonstrated.			
DATE OF PUBLICATION April 2007	NUMBER OF PAGES 440	PRICE 500	CLASSIFICATION ☐ RESTRICTED ☐ CONFIDENTIAL ☐ SECRET ☐ TOP SECRET ☒ UNCLASSIFIED
The views expressed in this publication are not necessarily those of the Ministry of Transportation and Communications.			

臺灣西南沿海地區軟弱地質 交通結構物設計處理對策研究 (2/2)

目 錄

中文摘要.....	I
英文摘要.....	
表目錄.....	
圖目錄.....	
第一章 緒論.....	1-1
1.1 緣起.....	1-1
1.2 計畫目的.....	1-1
1.3 研究對象.....	1-2
1.4 研究方法.....	1-2
1.5 研究分期.....	1-3
1.6 研究成果.....	1-4
第二章 西南沿海軟弱地質概述.....	2-1
2.1 軟弱地質之定義.....	2-1
2.2 軟弱地質之成因.....	2-1
2.3 軟弱地質分佈區之特徵.....	2-3
2.4 軟弱地質之設計考量.....	2-4
2.4.1 影響因素考量.....	2-4
2.4.2 工程設計考量.....	2-5
2.5 西南沿海地區地質說明.....	2-5
2.5.1 區域地質.....	2-6
2.5.2 地層分佈.....	2-6
2.5.3 西南沿海地層概述.....	2-10
2.6 西南沿海地形特色.....	2-10
2.7 西南沿海鄉鎮軟弱地質分佈研判.....	2-16
2.7.1 地形變遷資料蒐集.....	2-16
2.7.2 地形變遷推測與研判.....	2-17

第三章 鑽探資料之處理及鑽孔資料特性分佈..... 3-1

3.1 鑽探資料.....	3-1
3.1.1 孔位資料輸入.....	3-3
3.1.2 土壤試驗資料輸入.....	3-3
3.2 資料檢核與修正.....	3-4
3.2.1 檢核方式.....	3-6
3.2.2 無法檢核資料.....	3-6
3.2.3 檢核結果修正.....	3-6
3.3 資料處理與分析.....	3-7
3.3.1 資料處理項目.....	3-7
3.3.2 假設條件說明.....	3-7
3.3.3 輸出項目.....	3-11
3.4 軟弱地層分佈圖製作.....	3-12
3.4.1 數值地圖製作.....	3-12
3.4.2 資料密度之採用.....	3-12
3.5 鑽孔資料基本性質之分佈.....	3-15
3.5.1 鑽探鑽掘貫入深度.....	3-15
3.5.2 地下水位.....	3-17
3.5.3 含水量.....	3-17
3.5.4 液性限度與塑性指數.....	3-17
3.6 結語.....	3-22

第四章 臺灣西南地區軟弱地層分析..... 4-1

4.1 地質分區之原則.....	4-1
4.1.1 以 N 值劃分.....	4-1
4.1.2 以厚度劃分.....	4-2
4.2 SPT-N 值計算.....	4-2
4.2.1 對 N 值修正.....	4-2
4.2.2 整孔的等值 N 值(N_{EQ})計算.....	4-3
4.3 N 值分佈結果.....	4-4
4.3.1 隨深度之 N_{MIN} 值變化狀況.....	4-4
4.3.2 土壤 N_{MIN} 值分佈特徵.....	4-7
4.3.3 等值 N 值(N_{EQ})分佈.....	4-18
4.3.4 鬆軟地質之分區.....	4-19
4.3.5 鬆軟土層之厚度分佈.....	4-19

4.4 多重式鬆軟地盤評估.....	4-24
4.4.1 臺灣西南七縣市鬆軟地盤之微分區.....	4-24
4.4.2 西南七縣市之鬆軟土壤性質整理.....	4-28
4.4.3 臺灣南北高速鐵路沿線之鬆軟土壤分佈.....	4-42
4.4.4 臺灣地區重要道路沿線之鬆軟土壤概述.....	4-45
4.5 土壤工程參數之分佈.....	4-46
4.5.1 土壤強度參數.....	4-47
4.5.2 土壤力學參數.....	4-52
4.6 地質資訊系統.....	4-59
4.6.1 地層分佈圖之製作.....	4-59
4.6.2 地質資訊系統建立.....	4-61
4.6.3 地質分析系統執行說明.....	4-62
4.6.4 地質資訊系統使用.....	4-65
4.6.5 鑽探資料更新及繪圖.....	4-67
4.7 結語.....	4-68
第五章 新建路堤設計.....	5-1
5.1 路堤設計流程.....	5-1
5.1.1 事前地質調查工作.....	5-3
5.1.2 對軟弱地盤的判定.....	5-3
5.2 路堤選線規劃與評估.....	5-3
5.3 路堤細部設計考量.....	5-4
5.3.1 設計高程訂定.....	5-4
5.3.2 土方來源考量.....	5-4
5.3.3 承载力推估.....	5-4
5.3.4 沉陷量考量.....	5-5
5.3.5 邊坡滑動考量.....	5-5
5.3.6 基礎土壤液化考量.....	5-6
5.3.7 其他設計考量.....	5-9
5.4 EPS 工法應用於軟弱地盤路堤工程.....	5-14
5.5 路堤設計範例.....	5-20
5.5.1 EPS 路堤設計例.....	5-20
5.5.2 排水改良工法路堤設計例.....	5-25
5.6 結語與建議.....	5-29
第六章 路堤破壞模式分析及處理對策.....	6-1

6.1 路堤破壞形式概論.....	6-1
6.2 路堤破壞機制分析.....	6-1
6.2.1 路堤邊坡滑動破壞.....	6-1
6.2.2 路堤沉陷破壞.....	6-6
6.2.3 路堤土壤液化之變形破壞.....	6-8
6.3 既有路堤處理對策.....	6-10
6.3.1 既有路堤之沉陷處理對策.....	6-10
6.3.2 既有路堤之差異沉陷處理對策.....	6-10
6.3.3 既有路堤滑動破壞.....	6-11
6.3.4 既有路堤之抗液化對策.....	6-11
6.4 路堤工程遇軟弱地質之處理對策建議.....	6-14
6.4.1 新建路堤工程.....	6-14
6.4.2 既有路堤設施.....	6-14
6.4.3 處理對策.....	6-15
6.5 結語與建議.....	6-17
第七章 新建基樁設計.....	7-1
7.1 新建基樁設計流程.....	7-1
7.2 橋基選址.....	7-4
7.3 基樁細部設計考量.....	7-5
7.3.1 承载力推估.....	7-5
7.3.2 拉拔力推估.....	7-19
7.3.3 水平力推估.....	7-19
7.3.4 負摩擦力影響.....	7-20
7.3.5 基樁間距與總支承力.....	7-22
7.3.6 沈陷量估計與容許值.....	7-23
7.3.7 地震力考量.....	7-25
7.3.8 結構設計.....	7-30
7.4 案例討論.....	7-31
7.5 結語.....	7-40
第八章 基樁破壞模式分析與處理對策.....	8-1
8.1 基樁破壞型式概論.....	8-1
8.2 基樁之結構破壞機制.....	8-1
8.2.1 壓力破壞.....	8-1
8.2.2 剪力破壞.....	8-3

8.2.3 彎曲破壞.....	8-3
8.2.4 挫屈破壞.....	8-5
8.3 樁基礎之分析方法.....	8-6
8.3.1 一般方法.....	8-6
8.3.2 耐震性能評估法.....	8-8
8.3.3 液化與地盤流動分析模式.....	8-12
8.4 既有基樁改良處理對策.....	8-29
8.4.1 軟弱地盤防治工法.....	8-29
8.4.2 基樁修補工法.....	8-31
8.4.3 減少負摩阻力之方法.....	8-34
8.5 基樁工程遇軟弱地質之處理對策建議.....	8-35
8.5.1 新建基樁工程.....	8-35
8.5.2 既有基樁設施.....	8-35
8.5.3 處理對策.....	8-36
8.6 結語.....	8-38
第九章 地盤改良工法概述.....	9-1
9.1 工法分類及簡介.....	9-1
9.1.1 事前混合處理工法.....	9-2
9.1.2 置換工法.....	9-3
9.1.3 攪拌(固結)工法.....	9-3
9.1.4 灌漿工法.....	9-4
9.1.5 排水壓密工法.....	9-5
9.1.6 振動擠壓工法.....	9-7
9.1.7 特殊地盤改良工法.....	9-10
9.2 改良工法適用性評估.....	9-11
9.3 地盤改良工法之設計.....	9-12
9.4 改良工法設計.....	9-27
9.4.1 擠壓砂樁工法.....	9-27
9.4.2 預壓配合排水帶工法.....	9-30
9.4.3 深層攪拌工法.....	9-47
9.5 模擬施工.....	9-58
9.6 地盤改良效果之檢核.....	9-58
9.7 地盤改良案例說明.....	9-59
9.7.1 擠壓砂樁改良工法.....	9-59
9.7.2 預壓排水改良工法設計與施工案例.....	9-68

9.7.3 攪拌成形樁設計例.....	9-76
9.8 結語.....	9-80
第十章 路堤工程監測系統規劃.....	10-1
10.1 路堤工程之監測儀器簡介.....	10-1
10.1.1 監測位移.....	10-1
10.1.2 監測應力.....	10-2
10.1.3 監測傾斜.....	10-3
10.2 路堤工程之監測儀器應用.....	10-3
10.2.1 監測位移.....	10-3
10.2.2 監測應力.....	10-10
10.2.3 監測傾斜.....	10-13
10.3 路堤工程監測系統之規劃原則.....	10-14
10.3.1 路堤填築之監測系統規劃原則.....	10-14
10.3.2 路堤圓弧滑動之監測系統規劃原則.....	10-15
10.4 路堤工程監測案例說明.....	10-17
10.4.1 路堤填築之監測案例說明.....	10-17
10.4.2 路堤圓弧滑動之監測案例說明.....	10-23
10.5 結語.....	10-37
第十一章 基樁工程監測系統規劃.....	11-1
11.1 基樁工程監測儀器簡介.....	11-1
11.1.1 監測位移.....	11-1
11.1.2 監測應力.....	11-2
11.1.3 監測傾斜.....	11-3
11.2 基樁工程之監測儀器應用.....	11-3
11.2.1 監測位移.....	11-3
11.2.2 測應力.....	11-8
11.2.3 監測傾斜.....	11-9
11.3 基樁工程監測系統之規劃原則.....	11-10
11.3.1 基樁載重試驗之監測系統規劃原則.....	11-11
11.3.2 橋墩基樁承受負摩擦力之監測系統規劃原則.....	11-18
11.3.3 橋墩基樁發生傾斜變位之監測系統規劃原則.....	11-20
11.3.4 監測管理值及應變處理.....	11-21
11.4 基樁工程監測案例說明.....	11-25
11.4.1 橋墩基樁承受負摩擦力之監測案例說明.....	11-25

11.4.2 基樁發生傾斜變位之監測案例說明.....	11-32
11.5 結語	11-34
第十二章 結論與建議.....	12-1
12.1 結論	12-1
12.2 後續研究之建議	12-3
參考文獻.....	13-1
附錄 A 臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究 (2/2)」之督導會議紀錄.....	附 A-1
附錄 B 期末報告審查意見及修正說明.....	附 B-1
附錄 C 地質資料庫使用說明.....	附 C-1

表目錄

表 3-1 本案搜集各縣市鑽孔量之統計表	3-1
表 4-1 砂質地盤標準貫入試驗結果簡易土壤判斷表	4-1
表 4-2 黏土地盤標準貫入試驗結果簡易土壤判斷表	4-1
表 4-3 臺中縣市之地質分佈狀況	4-29
表 4-4 彰化縣之地質分佈狀況	4-30
表 4-5 雲林縣之地質分析	4-31
表 4-6 嘉義縣市之地質分析	4-32
表 4-7 臺南縣市之地質分析	4-33
表 4-8 高雄縣市之地質分析	4-34
表 4-9 屏東縣之地質分析	4-35
表 5-1 試驗室土壤試驗項目	5-3
表 5-2 國內 EPS 使用情形	5-15
表 5-3 各種輕質材料之密度	5-16
表 6-1 道路維修之參考值	6-11
表 6-2 路堤工程遇軟弱地質之對策建議表	6-16
表 7-1 依貫入試驗值推估之基樁最大表面摩擦力及端點極限承載力	7-5
表 7-2 樁錘效率 E 與回復系數 n 之範圍	7-14
表 7-3 垂直承載力安全係數	7-19
表 7-4 拉拔力安全係數	7-19
表 7-5 常用側向樁載重試驗詮釋法則	7-20
表 7-6 典型之 C_p 值	7-25
表 7-7 容許沈陷量與差異沈陷量	7-25
表 7-8 案例之設計荷載組合	7-32
表 7-9 案例之土壤參數	7-32
表 7-10 案例所採用之安全係數	7-32
表 7-11 β 建議值	7-37
表 7-12 β 建議值	7-37

表 8-1 基樁完整性調查結果表	8-10
表 8-2 日本道路協會規範(1990)之土質參數折減係數 D_E 表	8-13
表 8-3 日本道路協會規範(1996)之土質參數折減係數 D_E 表	8-14
表 8-4 不同材料型式之迴歸常數表	8-17
表 8-5 $K_{2(max)}$ 值建議表	8-18
表 8-6 依離水際線距離變化之修正係數 c_s	8-21
表 8-7 非液化土層中流動力之修正係數 c_{NL}	8-21
表 8-8 基礎改良對策表	8-29
表 8-9 基樁工程遇軟弱地質之對策建議表	8-37
表 9-1 地盤改良之目的與其適用之工法一覽表	9-13
表 9-2 地盤改良之工法一覽表	9-14
表 9-3 各類地盤改良工法之適用表	9-19
表 9-4 各類地盤抗液化改良工法之適用表	9-22
表 9-5 地盤改良工法之成效檢核表	9-26
表 9-6 U-F(n)-Th 之關係數值表	9-44
表 9-7 CCP-Primary 工法有效改良直徑與地層之關係	9-55
表 9-8 CCP-Super 工法有效改良直徑與地層之關係	9-55
表 9-9 DJM 工法施工機械	9-57
表 9-10 各改良案例土層分佈及性質表	9-64
表 9-11 各改良案例設計內容表	9-64
表 9-12 各改良案立設計內容表	9-67
表 9-13 試驗區之簡化土層和回饋分析時採用之土層參數表	9-69
表 9-14 監測系統數量、裝置時間與監測頻率一覽表	9-71
表 9-15 沈陷分析結果一覽表	9-72
表 9-16 孔隙水壓係數 A 值之推估表	9-74
表 9-17 各深度水平壓密係數 C_h 分析結果表	9-75
表 9-18 簡化土層與建議工程性質參數表	9-76
表 10-1 軟弱黏土地盤路堤圓弧型滑動破壞之監測儀器與目的	10-16
表 10-2 疏鬆砂地盤路堤滑動之監測儀器與目的	10-17

表 11-1 量測基樁承受負摩力之監測儀器與目的	11-19
表 11-2 量測基樁產生傾斜變位之監測儀器與目的	11-21
表 11-3 安全管理值之涵義及相對處置之方式	11-22
表 11-4 水位觀測井之安全監測管理值.....	11-22
表 11-5 建物沉陷釘及中間柱隆起點之安全監測管理值	11-23
表 11-6 電子式水壓計之安全監測管理值	11-23
表 11-7 軌道不整預警管理標準表.....	11-25

圖目錄

圖 2-1 臺灣西南沿海之地質圖	2-8
圖 2-2 西部麓山帶與平原之地層層序圖	2-9
圖 2-3 1640 年之臺灣古地圖	2-11
圖 2-4 瀉湖、沖積扇、三角洲等各類新生沈積地之形成示意圖	2-12
圖 2-5 西南沿海地質分佈圖	2-14
圖 2-6 本研究推測西南沿海軟弱地質可能的分佈鄉鎮	2-18
圖 3-1 本研究所搜集之鑽孔分佈狀況	3-2
圖 3-2 本研究搜集鑽孔孔位建檔資料範例	3-3
圖 3-3 本研究搜集鑽孔土壤試驗建檔資料範例	3-4
圖 3-4 本研究鑽探資料處理流程圖	3-5
圖 3-5 鑽孔鑽掘深度之統計	3-8
圖 3-6 一鑽孔出現 N_{min} 最小值 N_{min} 處的深度統計	3-9
圖 3-7 考慮不同深度資料分析之 N_{min} 分佈狀況比較	3-9
圖 3-8 同一鑽孔內 N_{min} 出現次數	3-10
圖 3-9 考慮以不等鑽孔數量分析之繪圖結果比較	3-14
圖 3-10 本研究搜集之鑽探鑽掘貫入深度分佈狀況	3-16
圖 3-11 本研究搜集資料中之地下水位深度分佈	3-18
圖 3-12 本研究區地層含水量分佈狀況	3-19
圖 3-13 本研究區最高液性限度分佈狀況	3-20
圖 3-14 本研究區最高塑性指數分佈狀況	3-21
圖 4-1 不同深度處 N_{min} 值之分佈變化比較	4-5
圖 4-2 不同深度處 N_{min} 值之立體展開分佈狀況	4-6
圖 4-3 N_{min} 值分佈狀況	4-9
圖 4-4 黏性土壤之 N_{min} 值分佈狀況	4-13
圖 4-5 砂性土壤之 N_{min} 值分佈狀況	4-16
圖 4-6 等值 N_{eq} 值分佈狀況	4-18
圖 4-7 各縣市鬆軟程度分級	4-20
圖 4-8 鬆軟地盤厚度分佈狀況	4-21

圖 4-9 地質鬆軟等級的分佈	4-27
圖 4-10 臺中縣市地質資料分佈狀況	4-36
圖 4-11 彰化縣地質資料分佈狀況	4-37
圖 4-12 雲林縣地質資料分佈狀況	4-38
圖 4-13 嘉義縣市地質資料分佈狀況	4-39
圖 4-14 臺南縣市地質資料分佈狀況	4-40
圖 4-15 高雄縣市地質資料分佈狀況	4-41
圖 4-16 屏東縣地質資料分佈狀況	4-42
圖 4-17 黏性土壤凝聚力值分佈圖	4-49
圖 4-18 砂土摩擦角分佈圖	4-50
圖 4-19 地層承载力分佈圖	4-51
圖 4-20 土層彈性模數分佈	4-54
圖 4-21 土層最大剪力模數分佈	4-55
圖 4-22 地層水平反力係數分佈	4-56
圖 4-23 黏性土層壓縮指數分佈	4-57
圖 4-24 黏性土層膨脹潛能分佈	4-58
圖 4-25 地層分佈圖之製作流程	4-60
圖 4-26 地質圖之相關說明文字及圖例	4-60
圖 4-27 鑽孔資料分析程式	4-62
圖 4-28 鑽孔資料繪圖程式	4-62
圖 4-29 詢問儲存檔案名稱	4-63
圖 4-30 詢問鑽探資料是否更新計算	4-63
圖 4-31 鑽探資料更新計算中	4-64
圖 4-32 鑽探資料更新計算完成	4-64
圖 4-33 鑽探資料更新計算	4-64
圖 4-34 地質分析系統初始所儲存之資料	4-65
圖 4-35 地質分析系統之座標查詢系統	4-66
圖 4-36 地質分析系統之更改等值曲線間距	4-66
圖 5-1 一般路堤設計流程圖	5-2
圖 5-2 坡趾平衡土提示意圖	5-6

圖 5-3 R_1 值與標準貫入試驗 N 值及有效覆土壓力之關係.....	5-7
圖 5-4 R_2 值與土壤粒徑累積關係曲線 D_{50} 值之關係.....	5-8
圖 5-5 R_3 值與細粒土壤含有 $FC(\%)$ 之關係.....	5-8
圖 5-6 路堤沉陷所導致路寬不足示意圖	5-9
圖 5-7 路面加寬幅度決定	5-9
圖 5-8 臨時鋪面之設計例	5-10
圖 5-9 近橋版示意圖.....	5-11
圖 5-10 地盤下陷導致近橋版下方產生孔隙	5-12
圖 5-11 箱涵下陷產生之問題.....	5-12
圖 5-12 必須設置橫斷方向排水溝之位置	5-13
圖 5-13 EPS 示意圖.....	5-14
圖 5-14 置換填土厚度計算	5-18
圖 5-15 EPS 路堤浮力檢核示意圖.....	5-18
圖 5-16 EPS 施工流程圖.....	5-19
圖 5-17 規劃高度 3m 的道路填土路堤	5-20
圖 5-18 壓密試驗所得 $e-\log p$ 曲線	5-21
圖 5-19 鋪面設計結果.....	5-22
圖 5-20 設計路堤邊坡穩定分析結果	5-24
圖 5-21 EPS 路堤填土構造.....	5-25
圖 5-22 $t-de$ 之關係曲線	5-28
圖 6-1 路堤坍滑.....	6-2
圖 6-2 坡趾破壞(Das, 1997).....	6-2
圖 6-3 坡面破壞(Das, 1997).....	6-3
圖 6-4 坡底破壞(Das, 1997).....	6-3
圖 6-5 路堤圓弧滑動示意圖	6-3
圖 6-6 $\phi=0$ 之分析.....	6-4
圖 6-7 臨界圓中心.....	6-5
圖 6-8 條型分析法.....	6-6
圖 6-9 路堤沉陷所導致之路寬不足	6-7
圖 6-10 箱涵下陷.....	6-7

圖 6-11 土堤液化沉陷與滑動示意圖.....	6-9
圖 6-12 邊坡滑動解決示意圖	6-11
圖 6-13 防止土壤液化之相關工法與原理圖	6-12
圖 6-14 既有土堤之抗液化對策圖	6-13
圖 7-1 基樁設計流程.....	7-3
圖 7-2 λ 隨樁貫入深度之變化	7-7
圖 7-3 λ 法於多層土壤中之應用	7-8
圖 7-4 黏土不排水凝聚力與 α 值之關係	7-8
圖 7-5 $(L_d / D)_{cr}$ 與土壤摩擦角之關係	7-11
圖 7-6 N_c^* 、 N_q^* 與土壤摩擦角之關係	7-11
圖 7-7 Janbu 承载力因數與土壤摩擦角之關係圖	7-13
圖 7-8 試樁曲線之基本型式	7-16
圖 7-9 土質參數折減分析流程圖	7-27
圖 7-10 孔隙水壓消漲模式分析流程圖	7-28
圖 7-11 擬動態土壓力分析流程圖.....	7-29
圖 7-12 設計案例之地層剖面圖	7-33
圖 8-1 箍筋圍束下混凝土應力與應變模式	8-3
圖 8-2 樁體彎曲特性三線性型模式	8-4
圖 8-3 樁體彎曲特性雙線性型模式	8-4
圖 8-4 慣性矩 I 對彎矩-轉角關係的影響	8-5
圖 8-5 樁體挫屈破壞試驗結果	8-6
圖 8-6 包尾山基樁傾斜破壞示意圖	8-9
圖 8-7 基樁破壞示意圖	8-11
圖 8-8 地盤與樁基礎之變位計算示意圖	8-12
圖 8-9 樁基礎破壞模式(Yachiyo Bridge).....	8-14
圖 8-10 樁身最大彎矩及剪力分佈曲線	8-15
圖 8-11 NFCH 之樁基損害與土壤狀況示意圖	8-19
圖 8-12 樁身最大位移分佈曲線	8-19
圖 8-13 流動力之計算模式	8-20
圖 8-14 日本 NHK 大樓案例模擬比較.....	8-23

圖 8-15 樁基礎受力示意圖	8-23
圖 8-16 主動狀況下結構系統力平衡示意圖	8-24
圖 8-17 被動狀況下結構系統力平衡示意圖	8-25
圖 8-18 土壤與基礎系統之典型運動模式圖	8-26
圖 8-19 樁體受力寬度示意圖	8-27
圖 8-20 日本神戶儲油槽 TA72 No.2 Pile 模擬比較	8-28
圖 8-21 軟弱地盤防治工法說明圖	8-31
圖 8-22 基樁補強修復工法圖	8-33
圖 9-1 擠壓砂樁常見排列方式圖	9-28
圖 9-2 衝擊式施工法施工順序圖	9-30
圖 9-3 預壓原理示意圖(Das,2000).....	9-31
圖 9-4 沉陷-時間關係圖(Das,2000)	9-32
圖 9-5 不同 $\Delta P(p)/P_0$ 值之 $\Delta P_{(f)}/\Delta P_{(p)}$ 對 U 圖	9-33
圖 9-6 壓密度-深度關係圖	9-33
圖 9-7 僅有輻射排水時之平均壓密度	9-36
圖 9-8 預壓排水帶工法設計流程	9-37
圖 9-9 排水井之等效直徑 d_w 的表示式及示意圖	9-40
圖 9-10 透水係數與 α 之關係圖	9-40
圖 9-11 垂直排水帶排列方式示意圖.....	9-41
圖 9-12 $t-d_e$ 關係示意圖	9-42
圖 9-13 $U-n-T_h$ 之關係圖.....	9-43
圖 9-14 機械攪拌工法之攪拌翼型式	9-48
圖 9-15 機械攪拌工法施工順序示意圖	9-48
圖 9-16 深層攪拌工法之應用例	9-48
圖 9-17 深層攪拌工法作業流程圖	9-49
圖 9-18 圓弧滑動示意圖	9-52
圖 9-19 改良土與原地盤之應力應變關係圖	9-52
圖 9-20 承受側向力之攪拌樁改良土壤	9-52
圖 9-21 承受軸向力之攪拌樁改良土壤	9-52
圖 9-22 沈陷量之檢討示意圖	9-53

圖 9-23 常見改良模式與改良率示意圖	9-54
圖 9-24 深層攪拌地層改良之破壞型態	9-56
圖 9-25 路堤改良率和排列不足之問題	9-56
圖 9-26 無改良區之補強	9-57
圖 9-27 DJM 工法之施工步驟	9-58
圖 9-28 擠壓砂樁常見排列方式示意圖	9-60
圖 9-29 擠壓砂樁經驗設計圖	9-61
圖 9-30 N-Dr-e 關係曲線圖	9-62
圖 9-31 案例一之施工檢驗成果	9-65
圖 9-32 案例二之施工檢驗成果	9-65
圖 9-33 案例三之施工檢驗成果	9-65
圖 9-34 案例四之施工檢驗成果	9-65
圖 9-35 案例五之施工檢驗成果	9-65
圖 9-36 案例六之施工檢驗成果	9-65
圖 9-37 擠壓砂樁修正設計流程圖	9-67
圖 9-38 封口段地質改良試驗區之現場工程配置剖面圖	9-70
圖 9-39 修正後之沈陷 - 時間曲線圖	9-71
圖 9-40 沈陷分析與觀測值之比較圖	9-72
圖 9-41 孔隙水壓激升及消散歷時圖	9-73
圖 9-42 路堤設計配置	9-77
圖 9-43 地盤改良攪拌成形樁配置圖	9-79
圖 10-1 沉陷板設置圖	10-4
圖 10-2 地中沉陷計設置方式	10-5
圖 10-3 傾度儀量測原理示意圖	10-7
圖 10-4 地表伸縮儀感測系統配置圖	10-8
圖 10-5 監測裂縫單向與三向變位之裝設配置	10-9
圖 10-6 地面沉陷點佈設方式	10-9
圖 10-7 水位觀測井安裝方式	10-11
圖 10-8 振弦式電子水壓計構造示意	10-12
圖 10-9 電子式土壓計	10-12

圖 10-10 地錨荷重計安裝設置情況	10-12
圖 10-11 傾度盤安裝於擋土結構上之方式	10-13
圖 10-12 路堤監測儀器佈設示意圖	10-15
圖 10-13 軟弱黏土地盤路堤圓弧型滑動破壞之監測系統規劃佈設圖	10-16
圖 10-14 疏鬆砂土地盤路堤滑動之監測系統規劃佈設示意圖	10-17
圖 10-15 82k+400 83k+100 路堤邊坡平面圖	10-18
圖 10-16 82k+400 83k+100 路堤邊坡整治平面圖	10-19
圖 10-17 台 78 線東西向快速道路案例之場址圖	10-20
圖 10-18 雲林縣台 78 線路堤案例黏土 SPT-N 值示意圖	10-21
圖 10-19 雲林縣台 78 線路堤案例軟弱黏土累計厚度圖	10-22
圖 10-20 台 78 線東西向快速道路(32k+030)沉陷量歷時曲線圖 ...	10-23
圖 10-21 0k+850 970 路堤邊坡坍塌平面及剖面圖	10-25
圖 10-22 路堤邊坡現場坍塌照片	10-26
圖 10-23 路堤坡趾打設 PC 預鑄止滑樁及場鑄鑽掘排樁照片	10-27
圖 10-24 266k+830 路堤邊坡坍塌平面圖	10-28
圖 10-25 二高 266k+800 北上線路堤下方黏土層 SPT-N 值示意 ...	10-30
圖 10-26 二高 266k+800 路堤下方黏土層 SPT-N < 4 累積厚度示意圖	10-31
圖 10-27 邊坡坍塌及整治平面圖	10-32
圖 10-28 邊坡坍塌及整治剖面示意圖	10-33
圖 10-29 路堤邊坡現場滑動照片	10-34
圖 10-30 路堤邊坡現場滑動照片	10-35
圖 10-31 路堤邊坡下方排水箱涵伸縮縫斷裂照片	10-36
圖 11-1 傾度儀量測原理示意圖	11-4
圖 11-2 樁內傾度管至不動層示意圖	11-5
圖 11-3 永久水準點安裝示意圖	11-5
圖 11-4 連通管原理沉陷計之示意圖	11-6
圖 11-5 沉陷點示意圖	11-6
圖 11-6 多點桿式及磁圈式伸縮儀安裝示意圖	11-7

圖 11-7 水位觀測井安裝示意.....	11-8
圖 11-8 振弦式電子水壓計構造.....	11-9
圖 11-9 傾度盤配置平面圖.....	11-10
圖 11-10 自動監測傾斜計.....	11-10
圖 11-11 基樁監測系統規劃流程.....	11-11
圖 11-12 樁載重試驗監測系統之埋設示意圖	11-12
圖 11-13 軸力隨深度分佈示意.....	11-13
圖 11-14 計算樁段摩擦力示意.....	11-14
圖 11-15 摩擦力隨深度分佈示意.....	11-14
圖 11-16 平均摩擦應力隨深度分佈示意.....	11-15
圖 11-17 平均摩擦應力與位移曲線示意.....	11-16
圖 11-18 樁底應力與位移曲線示意.....	11-16
圖 11-19 推求 t-z 與 q-z 曲線流程圖	11-17
圖 11-20 樁頂荷載與位移曲線示意.....	11-18
圖 11-21 基樁承受負摩擦力之監測系統規劃佈設示意圖	11-19
圖 11-22 基樁產生傾斜變位之監測系統規劃佈設示意圖	11-20
圖 11-23 軌距不整示意圖.....	11-24
圖 11-24 水平不整示意圖.....	11-24
圖 11-25 高低不整示意圖.....	11-24
圖 11-26 方向不整示意圖.....	11-24
圖 11-27 平面不整示意圖.....	11-24
圖 11-28 臺灣高速鐵路 C270 標中央路上之預鑄場址位置.....	11-26
圖 11-29 高速鐵路 C270 標預鑄場周遭沈陷等值曲線及地下水流向量圖 (90-91 年).....	11-26
圖 11-30 高速鐵路土庫段之沈陷歷時曲線圖 (91-92 年)	11-27
圖 11-31 高鐵 C270 標鬆散砂土地質 SPT-N 值示意圖	11-30
圖 11-32 高鐵 C270 標鬆散砂土地層累積厚度示意圖.....	11-31
圖 11-33 0k+850 970 路堤平面及剖面圖	11-33
圖 11-34 路堤坡趾打設 PC 預鑄止滑樁及場鑄鑽掘排樁照片	11-34

第一章 緒論

1.1 緣起

長久以來，臺灣西南沿海（臺中、彰化、雲林、嘉義、臺南、高雄及屏東）地層中所存在之軟弱地質一直是土木工程設計時所考量之重點，首先規劃時需瞭解軟弱土層之分佈，以及土層性質之不確定性。設計時需研究交通結構物建築於軟弱土層上時，土層在承受載重下對交通結構物所產生之影響，因而採用適當合理的設計流程。

本研究案「臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究」，第一年已完成軟弱地質鑽探資料之搜集、特性分析及分佈圖示，可供交通工程規劃之參考。第二年針對細部設計進行研究，且編擬相關設計處理對策，以提供工程實務界之從業人員參考。

1.2 研究目的

「臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究(2/2)」沿續第一年度之研究，繼續調查臺灣西南沿海地區之軟弱地質分佈，並分析各地區軟弱地質之特性，期以瞭解地下土層狀況及工程地質特性，從而建立相關之資訊系統，以供規劃、設計各類型交通結構物之參考。

常見之交通結構物基礎一般以路堤及基樁為主，因而本研究即針對路堤工程與基樁工程進行研究。軟弱土層影響下較常見之破壞包含路面沉陷、軟弱土層所導致之邊坡滑動及基礎土壤之擠壓變形；另外在含有樁基礎的部份，其破壞形式可包含基礎承載力失敗所引起之基礎結構性破壞。本研究即完整研究軟弱地質造成路堤與基樁之損壞原因、損壞型式、損壞之力學機制，繼而採用合理之分析模式求得其力學行為，因而可擬定合理之設計流程。最後並編擬設計處理對策。

為改善新建工程之地質或改善既有結構物之地質，皆需採用地質改良工法，因而本研究彙整國內常見地質改良工法，針對分析設計方法以及適用性評估編擬設計處理對策。另一方面，交通結構物經規劃、設計、完工後，在其生命週期中可能受到軟弱地質影響而有所沈陷或損壞。為達設計回饋之目的，本研究亦針對監測系統之規劃與設計，同樣編擬設計處理對策，且以設計範例說明之。因而本研究目的歸納如下：

- 1.臺灣西南沿海地區軟弱地質研究
- 2.路堤工程之研究及設計處理對策編擬
- 3.基樁工程之研究及設計處理對策編擬
- 4.軟弱地質地盤改良工法之研究及設計處理對策編擬
- 5.軟弱地質監測之研究及設計處理對策編擬

1.3 研究對象

本研究定義之交通結構物僅限於路堤與基樁工程，其餘相關結構物如邊坡擋土穩定設施(擋土牆、格框等)及交通工程附屬結構物(排水溝、箱涵等)不在研究範圍內。此外，本研究重點在於探討「軟弱土壤」形成之軟弱地盤對於交通結構物之影響，並不涉及泥岩等軟弱岩層或是跨河構造物之沖刷問題。

1.4 研究方法

本研究探討軟弱地質對交通結構物之不良影響後，針對地盤改良工法與結構補強工法，提供既有交通結構物改善方案、新建交通結構物設計處理對策與軟弱地質監測之建議，以供工程界參考。

本研究將搜集現有資料與受損案例，逐步整合分析，其研究方法順序如下：

- 1.搜集臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物受損案例。
- 2.搜集臺灣西南沿海地區軟弱地質鑽探資料並建檔
- 3.彙整分析軟弱地質交通結構物受損型式與機制。
- 4.彙整分析調查臺灣西南沿海地區軟弱地質分佈狀況。
- 6.研擬軟弱地質交通結構物設計處理對策、地質改良對策與結構補強方法。
- 7.研擬軟弱地質交通結構物監測之研究及設計處理對策。
- 8.完成臺灣西南沿海地區軟弱地質資料建檔與分佈成果圖。

1.5 研究期程

本研究期程分為二年，各年期之工作項目如下：

一、第一年(94 年)：

- 1.完成軟弱地質交通結構物受損型式與機制，提供改善對策。
- 2.完成軟弱地質交通結構物改善對策比較，以初步擬定改善工法。
- 3.完成臺灣西南沿海地區軟弱地質分佈狀況調查，供工程界初步評估之參考。
- 4.完成臺灣西南沿海地區鑽探資料蒐集及建檔，以利工程界應用。

二、第二年(95 年)：

- 1.完成軟弱地質交通結構物設計處理對策。
- 2.完成軟弱地質改良工法適用性與成效評估。
- 3.完成軟弱地質交通結構物監測規劃。
- 4.完成臺灣西南沿海地區軟弱地質分佈狀況調查，供工程界初步評估參考。
- 5.完成臺灣西南沿海地區鑽探資料搜集及建檔，以利工程界應用。

6.完成教育推廣工作，以推廣本研究研究成果並供工程界應用。

1.6 研究成果

- 1.鑽探資料搜集及軟弱地盤分析：本年度總計搜集 3,230 孔資料，並對鑽探資料進行資料校正。並依所搜集之鑽探資料進行多重式鬆軟地盤評估及預測高鐵沿線之鬆軟地盤。完成地質資料庫以供使用者查詢圖面。
- 2.路堤工程：新建路堤之設計流程、設計考量及設計範例。研究路堤破壞模式與分析方法。完成既有路堤之處理對策及對應之地盤改良工法。
- 3.基樁工程：新建基樁之設計流程、設計考量及設計範例。研究基樁破壞模式與分析方法。完成既有基樁處理對策及對應之地盤改良工法。
- 4.地盤改良工法：搜集改良工法種類、適用性及設計方法。搜集三種臺灣常見地盤改良工法及案例，提供設計要點。
- 5.監測工程：提供路堤及基樁工程之監測系統規劃及監測案例說明。

第二章 西南沿海軟弱地質概述

2.1 軟弱地質之定義

土壤可分為非凝聚性土壤及凝聚性土壤，根據其強度及壓縮變形特性，其前者可稱為「緊密」及「疏鬆」的非凝聚性土壤，後者則為「堅硬」及「軟弱」的凝聚性土壤。而本研究所謂軟弱地質則廣義的包括軟弱黏性土壤(soft clay)與疏鬆砂土(loose sand)兩者。

所謂「軟弱地質」一般係指由軟弱土壤(soft soil)形成之地盤，軟弱地質通常具有鬆軟、高孔隙比、高含水量、強度低、易於壓縮變形，受地震影響明顯等特性。亦即在建築物、結構物、填土等之靜態荷重及交通車輛、地震等之動態荷重作用下，容易發生剪力破壞、過大沈陷及整體滑動破壞之所有地層，即稱為軟弱土壤。但地質是否軟弱乃依據建造其上部之結構物規模或荷重大小而定，故「軟弱地質」是一相對性考慮而非絕對性的標準。

2.2 軟弱地質之成因

軟弱地質一般是由未遭受過地形或地質變動、荷載重或地震等物理作用，或未受土粒子間化學性作用之軟弱黏土、沈泥、有機土或鬆散砂土等所構成。軟弱地質之形成可分為自然形成與人為形成兩種，自然形成為地盤地表日積月累慢慢堆積風化所產生，一般而言，自然形成之軟弱地質多為沖積土層，分佈在山谷、湖沼地以及下游之沖積平原；人為形成則可在短暫時間內回填堆積產生，多分佈在山谷棄土區、濱海抽砂造陸區或港灣回填區等地，屬於人工地盤。

1.海成作用

由於海水之漲、退潮，經年累月沖積而形成的新年代新生地，包括有下列四種(河海大學，2001)。

(1)濱海相

由於濱海環境的水動力狀況比較複雜，主要受波浪和潮汐作用，形成沈積砂土，包括粗、中、細粉砂。粗砂在近海岸處沈積，而細粒物質向海方向搬運，形成不對稱的波浪，並在海灘邊緣形成一系列平行海岸連續的砂積或砂丘，以而使濱海相軟土在沿岸與垂直岸方向有較大的變化，交錯層理是其沈積特徵。

(2)瀉湖相

沈積物顆粒細微，分佈範圍較寬廣，常形成濱海平原。表層為較薄的黏性土層，其下為厚層淤泥層，在瀉湖邊緣常有泥炭堆積。

(3)溺谷相

分佈範圍略窄，結構疏鬆，在其邊緣表層常有泥炭堆積。

(4)三角洲相

三角洲沈積屬於海過度環境的沈積。它是河流流入海洋時，在河口附近的淺水環境中形成的碎屑沈積物。由於河流及海湖的交替作用，而使軟土層與薄層砂交錯沈積，多交錯成不規則的透鏡體夾層，篩選程度差，結構疏鬆，顆粒細。表層為黃色黏性土，其下則為厚層的軟土或軟土夾薄層砂。三角洲相沈積是一個多種沈積環境的沈積體系，包括三角洲平原、三角洲前緣和前三三角洲。

2.河成作用

由大小河流之流水將細粒土壤帶至滯流處而形成者，如牛軋湖，成層情況較複雜，其成份不均，走向和厚度變化較大，平面分佈不規則，軟土常成帶狀或透鏡狀，間或與砂或泥炭土互層，其厚度不大。

3.湖成作用

湖泊是陸地上封閉的大型水體，在湖或泥沼沿岸，由於山區流下之細粒土壤沈澱而形成者。由湖岸到湖心沈積物一般由粗到細依次變化，沈積物中間夾有粉砂顆粒，呈現明顯的層理，淤泥結構疏鬆，呈暗灰、灰綠、或黑色，表層硬層不規則，時有泥碳透鏡體。

4.地球重力作用

由於重力作用，使丘陵陡峻地段，受自然因素影響而發生崩塌，崩塌後微粒土壤被帶至滯流處而堆積形成軟弱地盤。

5.人為作用

人為形成則可在短暫時間內回填堆積產生，多分佈在山谷棄土區、濱海抽砂造陸區或港灣回填區等地。

2.3 軟弱地質分佈區之特徵

軟弱土壤一般是指在靜水或緩慢流水狀態環境中孔隙比大於或等於 1.0，天然含水量大於或等於液限的以灰色為主的一種軟塑至流塑狀態的細粒土。一般以淤泥、淤泥質土為主的天然含水量大，壓縮性高、承載力低的飽和黏性土、粉土。本研究所謂軟弱地質則廣義的包括軟弱黏性土壤(soft clay)與疏鬆砂土(loose sand)兩者。

由地質學而言，鬆軟地層常為較新年代之堆積所構成的沖積層，其上層部分形成之鬆軟地層的年代估計約在五千年左右。由上節所述軟弱土壤成因，可推測其分佈地帶之特徵可能在下列幾處：

- (1)被海岸沙洲淤閉之海灣內部淤積地帶。
- (2)因河流的主流被淤積，使支流無法暢流時，該支流出口地區亦極易形成鬆軟地層。
- (3)水流流速緩慢的河流，其出口處之三角洲或浮洲地區。
- (4)湖沼地帶的沿岸。

(5)天然形成的堤防外側低窪地區，因排水不良常淤積泥水，逐漸堆積而形成軟弱地盤區域。

2.4 軟弱地質之設計考量

軟弱地質通常具有強度低、易於壓縮變形，受地震影響明顯等特性；因此在設計結構物上需要比一般地盤考量較多的因素，本節主要目的為闡述在軟弱地盤上設計時需考量的設計因素。

2.4.1 影響因素考量

影響軟弱地質上交通結構物工程安全之主要影響因素有三：(1)土壤參數、(2)地下水及(3)地震等因素，茲分述如下。

1. 土壤參數

軟弱地層土壤參數為基礎工程設計之基本，徹底瞭解土壤狀況才可獲得適當之設計而且節省工程經費，因此在設計時，需審慎依據土層資料進行土壤參數評估。

2. 地下水

地下水影響大地工程之設計頗鉅，不但臨時結構設計需考慮施工時之水壓問題，永久結構物設計亦有水壓的問題，而且不同工法所面臨的地下水問題亦不同，設計時需針對不同地下水狀況採取不同解決之道。

3. 地震

臺灣位於太平洋板塊與歐亞大陸板塊擠壓之多震帶上，常有地震發生，深厚軟弱地層有放大地震強度之效果，因此軟弱地質之工程設計時需考量結構體及地層在遭受地震時之土壤－結構互制行為。另一方面，砂土地層更需考慮地層是否產生液化現象。

2.4.2 工程設計考量

常見之交通幹線有公路、鐵路、高鐵及捷運等，而本研究所探討之交通結構物對象主要針對路堤工程與基樁工程等。上述各結構物之工程考量因素如下：

1.路堤工程

路堤結構物為常見的土木工程結構物，如河岸土堤、港灣護堤、以及鐵、公路土堤等。路堤工程因為增加土壤之地表荷重，可能造成砂質土壤之彈性沈陷及黏質土壤之壓密沈陷。若路堤工程荷重過大時，地層可能因承载力不足而發生路堤邊坡破壞。亦可能因地震液化而造成沈陷與側向滑動的破壞。

2.基樁工程

基樁承受上部結構物全部之重量，當承载力不足時將引發破壞行為；若軟弱土層發生大量沈陷，該沈陷將對基樁形成負摩擦力，亦可能導致破壞。故承载力、沈陷量及樁身負摩擦力之作用均需詳細分析。另外地震衝擊，地震將引起斷層之錯動，並致使飽和砂土產生液化或地盤流動，以上各項地震所引發的機制均有可能造成基樁破壞。

2.5 西南沿海地區地質說明

臺灣為一高山島，南北長 380 公里、東西寬 144 公里，總面積 36,961 平方公里，面積並不大，但從南到北，從山區、平原到濱海地區，其間之地質條件變化甚大，所面臨的大地工程問題也有很大的差異。另一方面，臺灣島乃由連接中國大陸之歐亞大陸板塊受菲律賓海板塊碰撞擠壓而形成。此一板塊聚合擠壓作用始於中新世(Miocene)，且於褶皺、抬昇、隆起形成現在地形，菲律賓海板塊仍在臺灣島東岸南澳~花蓮間之海域以一穩定推擠力，向臺灣島下方掩沒，故造成臺灣島地震不斷，災害頻傳。

2.5.1 區域地質

臺灣大致可分成三個主要地質區，包括中央山脈地質區、西部麓山地質區、海岸山脈地質區；其中西部麓山地質區又可分為西部麓山帶地質區(III)、濱海平原(II)及澎湖群島(I)，詳細資料可參考何春蓀(1986)。

在地質分區上，本研究區域大致涵蓋了濱海平原與西部麓山帶地質區。濱海平原地形平整，地層大致水平，只有局部的正斷層和褶曲活動；西部麓山帶主要是一個高程低於 2000 m 的丘陵區，其構造是由一連串近乎南北走向、呈疊瓦狀排列的褶皺與逆斷層組成，本區之地形高度及岩層變形都有由西向東逐漸增高的趨勢。

2.5.2 地層分佈

臺灣西部麓山帶主要由不同時代的沈積岩堆疊而成，由於沈積相的變化，以及沈積盆地發育過程及地質時間的不同，臺灣西南部地層的岩石材料組成及其特性與北部有相當程度的差異。主要地層之組成與分佈，自地表以下依序歸納為(詳見圖 2-1 及圖 2-2 所示)：

(1)現代沖積層

主要由黏土、粉砂、砂和礫石組成，廣泛覆蓋在西部海岸平原及臺中、埔里的盆地內。

(2)台地堆積層

分佈在臺中縣的鐵砧山和大肚山、彰化縣的八卦山和南投縣的凍頂台地等地區，大多由未經膠結的礫石以及夾在其中的平緩砂質或粉砂質透鏡體組成，一般淘選度都很差。

(3)頭嵙山層

主要出露在上述台地及部分山區，礫石相與砂頁岩互層相都有很好的發育，前者通常覆蓋在後者的上面；時代為更新世初期，整

合在上新世的卓蘭層上面。

(4)卓蘭層

由砂岩、粉砂岩、泥岩和頁岩的互層組成，平均厚度約 2000 m，
出露於車籠埔斷層以東。

(5)錦水頁岩

岩相呈深灰色，且有發育良好的球狀剝離構造，通常夾有暗灰色透鏡狀砂岩層以及粉砂岩和泥岩的薄層，向上和卓蘭層整合接觸。



圖 2-1 臺灣西南沿海之地質圖(修改自 (中央地調所，2000))

2.5.3 西南沿海地層概述

臺灣地層的年代由東向西逐漸年輕，通常內麓山帶以中新世為主，外麓山帶以上新世和第四紀居多，濱海平原則為更新世及全新世覆蓋。西部的海岸平原和西部麓山帶，以新生代的沈積岩為基盤，另有少許零星分佈的古生代和中生代。古生代為一結晶石灰岩；中生代是一套濱海到淺海相的砂頁岩。由於受到中生代晚期造山運動的影響，古生代和中生代都已褶曲變形。第三紀以濱海及淺海相的砂頁岩為主，間夾少許石灰岩；岩相由西北向東南變細、變深、變厚；組成顆粒多石英、長石、火山岩和變質岩岩屑，沈積物主要來自中國大陸的閩浙地區。第四紀有陸相的礫岩，濱海-淺海相的砂頁岩和礁石灰，以及深海相的泥岩；岩相由東北向西南變細、變深、變厚，組成顆粒多輕度變質岩的岩屑，沈積物主要來自中央山脈。

臺灣西南部濱海地區之地層主要為黏土、粉土、砂和礫石組成之近代沖積層所覆蓋，土層疏鬆軟弱壓密固結尚未完成，地下水位較高，且 20 m 深度內大都以低至中等錐尖阻抗之砂性土層為主，緊密度則介於疏鬆至中等緊密之間，極可能因附近地區地下水抽取、大規模海埔新生地回填、地震等原因造成地層下陷，而影響各樣交通設施之安全。

2.6 西南沿海地形特色

依臺灣 1640 年的古地圖顯示(如圖 2-3 所示)，濁水溪以南的西南沿海鄉鎮之位置在當時多尚在古海岸外或沙州，後來因海岸外移沈積而形成新生地，其地質年代較年輕，多為軟弱地質分佈的區域。



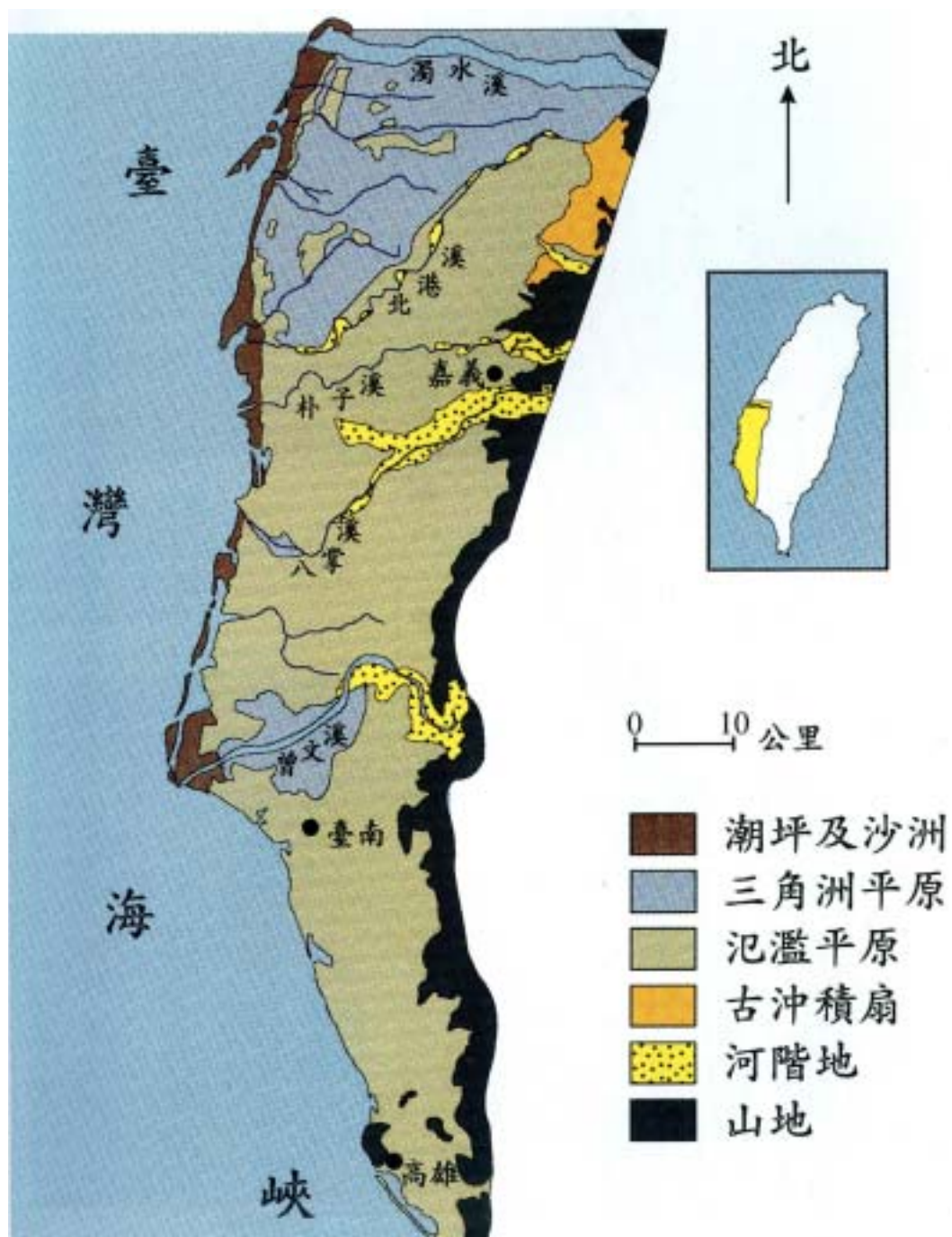
圖 2-3 1640 年之臺灣古地圖(間接引用自 李德河(2005))

座落在濁水溪與北港溪間的雲林縣多為三角洲平原，北港溪以南的縣市多為氾濫平原，沙州與潮坪多分部在濁水溪與曾文溪之間的沿海地區。然而，此一文獻資料尚未包含本研究範圍中之臺中縣市、彰化縣屏東縣市。彰化縣可依地形推測與雲林縣同屬濁水溪沖積平原，仍屬三角洲平原。

北港溪口南端有嘉義鰲鼓海埔新生地，北港溪口外海有排列成東北、西南走向的外傘頂洲離岸沙洲島，南北縱長約 7 公里，東西最寬可達 3.5 公里，低潮時最大總面積為 18 平方公里。離岸沙洲島與西海岸間形成潟湖，水深在數公尺以內，外傘頂洲以東的潟湖水淺，可見北面狹窄的水道與外海相通。

臺南沿海沙洲羣分佈在八掌溪口到曾文溪口之間的沿海，由海仙洲、王爺港洲、北青山港洲、青山港、網子寮、頂頭額及浮崙等沿海沙洲構成。這一連串的沙洲斷續相連，形成北東、西南走向之細長砂堤，全長約 30 餘公里，離臺灣本島海岸在 30 公里以下。沿海砂堤所包圍的潟湖深在 1 公尺以內，潟湖東側大多被利用為鹽田、水稻田，或魚塭。北門至麻豆間的溼地，這個狹長溼地呈西北、東南走向，與外傘頂洲的南緣平行，在急水溪的南側，分佈深入內陸。

西南沿海地質分佈與本研究範圍之關係圖詳見圖 2-5(b)所示。



(a)地質分佈狀況

圖 2-5 西南沿海地質分佈圖(鄧屬予，1997)



(b)與本研究範圍之關係圖

圖 2-5 西南沿海地質分佈圖(鄧屬予, 1997) (續)

2.7 西南沿海鄉鎮軟弱地質分佈研判

2.7.1 地形變遷資料蒐集

西南沿海地區為臺灣全島地形當中，最容易因海成、河成及湖成等變遷作用影響而形成軟弱地質的區域。因此，若能從歷史資料中研判西南地區中有地形變遷的地區，就容易標示出可能存在軟弱地質的位置。本研究將從古地圖資料、歷史文獻及期刊論文資料等三大方面蒐集，進行西南沿海地區地形變遷地區之研判，茲分述如下。

1.地圖資料

採用標示較為完整且距今年代較為久遠的「康熙臺灣輿圖」(洪英聖, 2002)，其有效年代在西元 1696~1704 年期間；將地圖資料與現今之地表狀況相比較，以便找出當時可能的海岸線變遷以至其海埔新生地盤。

2.歷史文獻

以臺灣的地名由來記載之歷史敘述「臺灣咁仔店」，其資料考證主要依據「臺灣府志」(清乾隆 29 年出版，西元 1764 年)及各地方之縣誌，以推測其他曾經可能存在河川沖積河埔地、氾濫平原或湖泊凹地的鄉鎮。

3.期刊論文資料

以研究臺灣西南地區地形變遷的相關研究論文期刊為主；例如：「十七世紀以來臺灣西南海岸平原地形變遷之研究」(陳翰霖, 1999)、「臺灣西南部嘉南平原的海岸變遷研究」(張瑞津等, 1998)。這些文獻除有考證地方誌等文獻外，尚做田野調查及航照判釋等工作，資料來源之可信度較高。

2.7.2 地形變遷推測與研判

縱合上述文獻之研究，最可能為軟弱地質區之海埔地、三角洲沖積地層、河埔地、砂丘或氾濫平原等年輕新生地層，根據其地形變遷研判之分佈說明如下。

- (1)根據「康熙臺灣輿圖」與現今地圖對照以及根據「十七世紀以來臺灣西南海岸平原地形變遷之研究」的推測顯示，在清朝時期，臺中到高雄間大部分之沿海鄉鎮幾乎都在海岸線外側，其應為現今海岸外移後所產生之海埔新生地。海埔新生地分佈之各鄉鎮如圖 2-6 中標示「黃色」之區域。
- (2)而依據「臺灣府志」、各地方之縣誌推測以及「臺灣西南部嘉南平原的海岸變遷研究」（張瑞津等，1997）顯示，部份內陸鄉鎮內之局部區域屬於歷史記載之河積地或湖泊凹地(河埔新生地)，這部分軟弱地質分佈範圍以雲林~嘉義(北港溪以北)間的沿海地區較廣外，彰化、雲林兩縣交界之濁水溪沿岸鄉鎮則分佈較多，而雲林縣內許多鄉鎮地質也曾經非常軟弱，其餘縣市則都呈零星分佈。河埔新生地分佈之各鄉鎮如圖 2-6 中標示「淺綠色」之區域。

利用歷史資料判斷鬆軟地盤位置，必須注意下列兩點事項：(1)若該地盤為原生（或陸地生成年代較久）之鬆軟地質，則古代文獻可能較少記載甚至遺漏，將會造成比對之不足。(2)古文獻記載多為人類活動所及之處，相對於人煙罕至的地方，無相關歷史記載的可能性頗高，而其地形變遷狀況可能不為人知，也無法作為地形變遷的研判。因此，歷史文獻資料中將可能存在許多遺漏之地形紀錄，此部分將影響部分地區古今地形變遷推測的完整度。

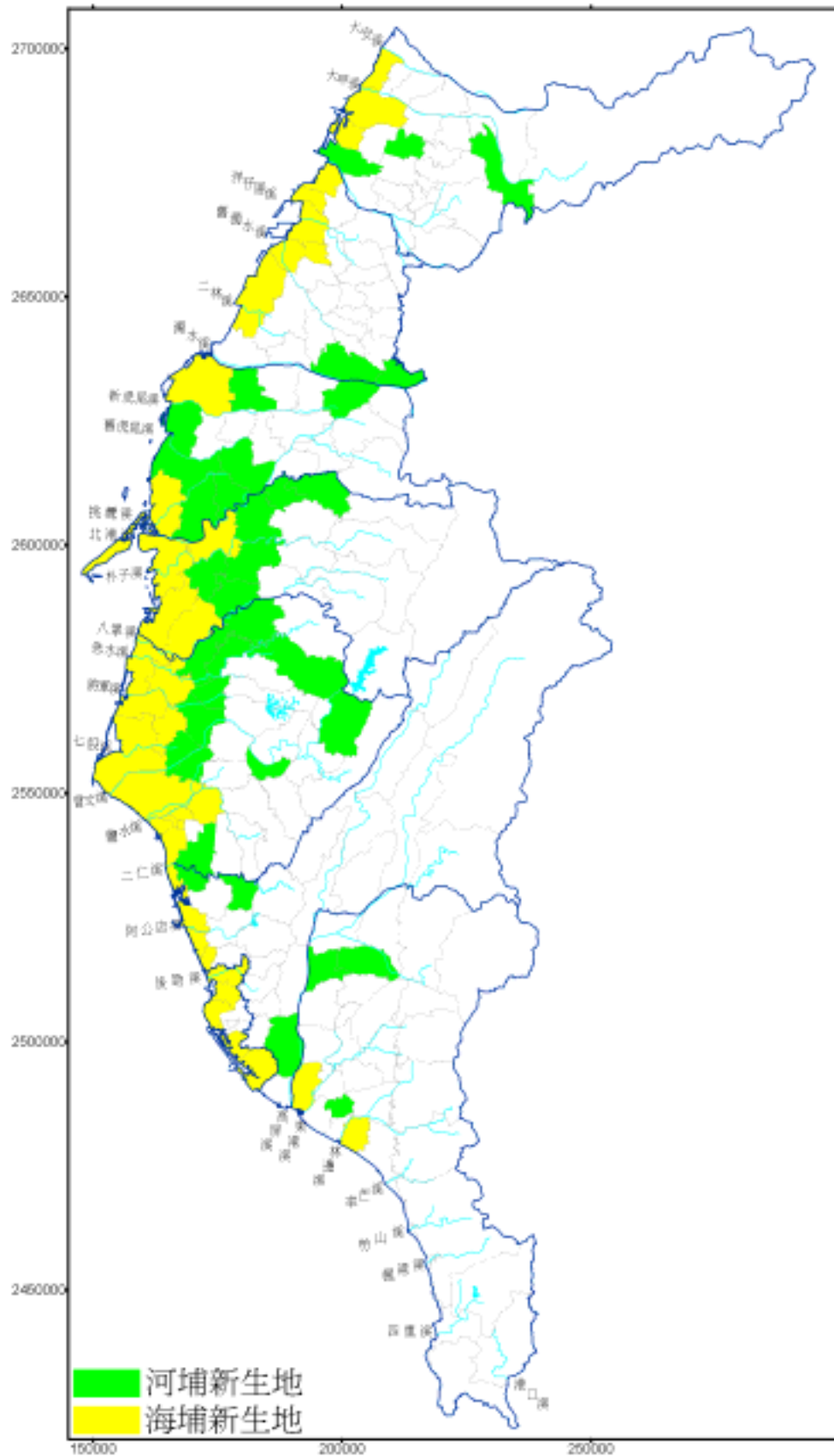


圖 2-6 本研究推測西南沿海軟弱地質可能的分佈鄉鎮

第三章 鑽探資料之處理及鑽孔資料特性分佈

3.1 鑽探資料

本研究已搜集有臺灣西南七縣市沿海地區之鑽探資料共 3230 孔，山區鑽探資料多已事先過濾掉，鑽探資料資料來源多數提供自第一、二年研究團隊成員，包括成大、雲科大、興大等及部分民間鑽探報告資料，該資料部分與國家地震中心或中央地調所資料庫資料相同。各縣市鑽孔統計如表 3-1 所示。本研究範圍內搜集之鑽孔分佈狀況則示如圖 3-1 所示，鑽孔分佈顯示：目前鑽孔多沿公路沿線分佈或集中於某些鄉鎮。

表 3-1 本研究搜集各縣市鑽孔量之統計表

縣 市	鑽孔數量
臺中	231
彰化	679
雲林	525
嘉義	463
臺南	479
高雄	456
屏東	397
共 計	3230

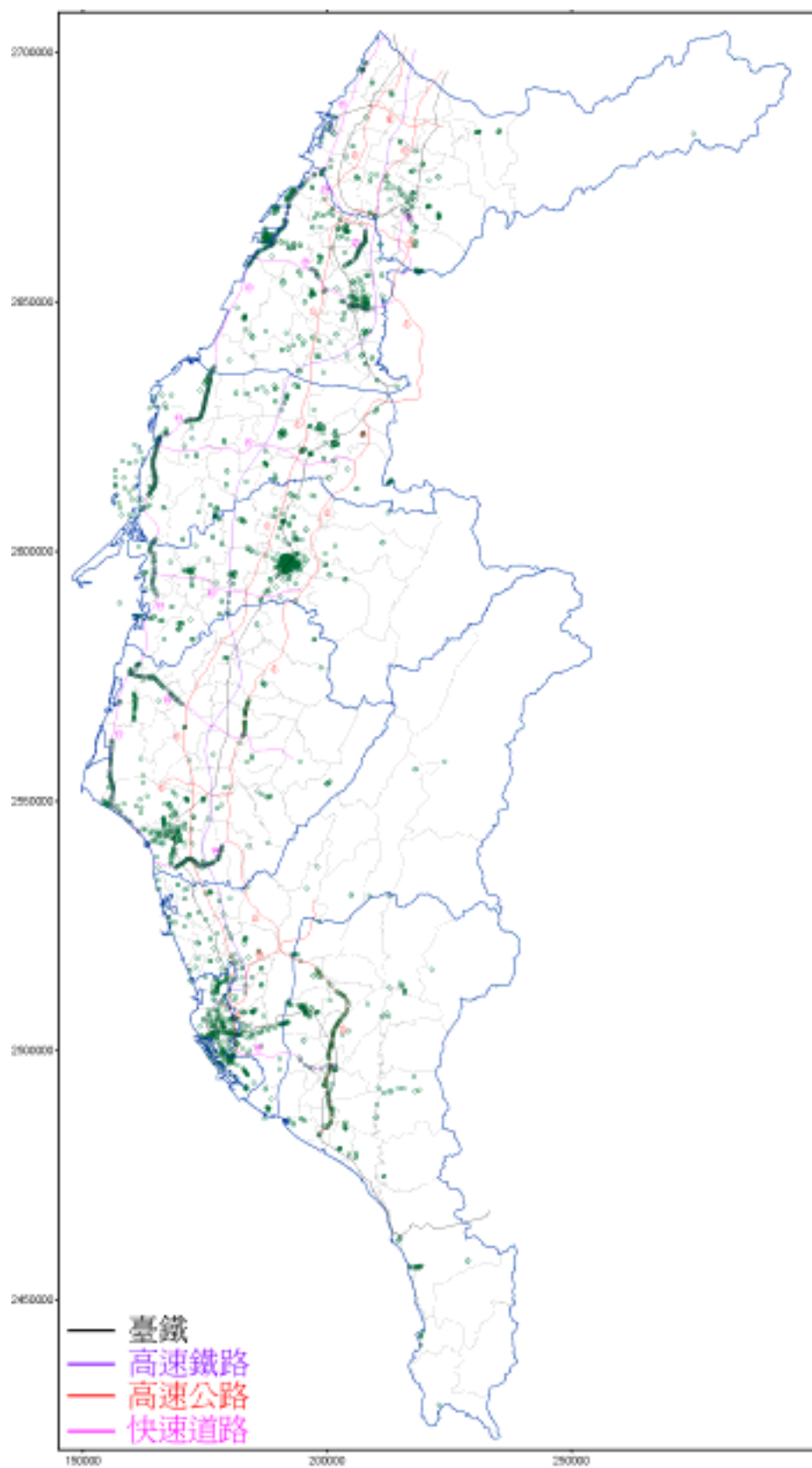


圖 3-1 本研究所搜集之鑽孔分佈狀況

3.1.1 孔位資料輸入

本研究搜集自一般常見之鑽探報告，其格式尚不統一，因此本研究參考國家地震中心之鑽探資料格式，訂定統一輸入項目：其中包括鑽孔編號(Tag Key)、工程名稱(Project)、孔號(No)、提供單位(Offer Com)、鑽探單位(Borin Com)、試驗單位(Test Com)、鑽孔日期(Date)、鑽探所在地(Locat Desc)、孔位二度分帶 x 座標(X)、孔位二度分帶 y 座標(Y)、孔位高程 z 座標(Z)、水壓計(Pizometer)、水壓計深度(Pizo Depth)、鑽孔角度(Angle)、鑽孔直徑(Diameter)、鑽孔深度(BH Depth)、地下水位(GWL)。孔位資料格式參見如圖 3-2 所示。

Tag Key, Project, No, Offer Com, Borin Com

Test Com, Date, Locat Desc, X, Y, Z

Pizometer, Pizo Depth, Angle, Diameter, BH Depth, GWL

Tag Key	Project	Offer Com	Borin Com	Test Com	Date	Locat Desc	X	Y	Z	Pizometer	Pizo Depth	Angle	Diameter	BH Depth	GWL
94C3N00001	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	7911287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.21	0
94C3N00002	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	7911287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		4.52	0
94C3N00003	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	7911287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		4.51	0
94C3N00004	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	7911287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		4.51	0
94C3N00005	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.08	0
94C3N00006	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.42	0
94C3N00007	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.42	0
94C3N00008	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.42	0
94C3N00009	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.42	0
94C3N00010	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.42	0
94C3N00011	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.42	0
94C3N00012	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.42	0
94C3N00013	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.42	0
94C3N00014	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.42	0
94C3N00015	自來水廠擴充工程	成大土水	成大土水	成大土水	8271287	舊平埔水廠	114000.0	219000.0	5.1	20	90	2		1.42	0

圖 3-2 本研究搜集鑽孔孔位建檔資料範例

3.1.2 土壤試驗資料輸入

土壤試驗資料包括基本物理性質，包含：鑽孔編號(Tag Key)、深度(Depth)、土層描述(Desc)、統一土壤分類(USCS)、取樣率(Smpl Rate)、岩心品質指標(RQD)、標準貫入試驗值(SPT-N)、試體編號(Smpl No)、礫石含量百分比(Gravel)、砂含量百分比(Sand)、粉土含量百分比(Silt)、黏土含量百分比(Clay)、含水量(Wn)、液性限度(LL)、塑性限度(PL)、

單位重(γ)、比重(G_s)、孔隙率(Void Ratio)、10%過篩土粒直徑(D_{10})、50%過篩土粒直徑 (D_{50})。土壤試驗資料格式參見圖 3-3 所示。

Tag Key, Depth, Desc, USCS, Smpl Rate, RQD

SPT-N, Smpl No, Gravel, Sand, Silt, Clay

Wn, LL, PL, γ , G_s , Void Ratio, D_{10} , D_{50}

Tag Key	Depth	Desc	USCS	Smpl Rate	RQD	SPT-N	Smpl No	Gravel	Sand	Silt	Clay	Wn	LL	PL	γ	G_s	Void Ratio	D_{10}	D_{50}
MC1000000	0.1	黃褐色砂土	CL			25	2001	5	28	67	0	20.1	20.0	11.1	2.70				
MC1000000	1.0	砂土	SP			4	2002	5	75	20	0	20.2	20.0	11.1	2.70				
MC1000000	2.0	砂土	SP			9	2003	5	40	55	0	20.3	20.0	11.1	2.70				
MC1000000	4.0	砂土	SP			20	2004	5	15	80	0	21.0	20.0	11.1	2.70				

土壤試驗資料工作表

圖 3-3 本研究搜集鑽孔土壤試驗建檔資料範例

3.2 資料檢核與修正

本研究資料之前處理流程請參考圖 3-4，此一處理流程目的在：將鑽探資料擷取輸出成 Surfer 軟體可以處理之格式，以繪製各種圖形的相關處理過程。詳細流程狀況請參閱 3.3 節所述，本節之主要內容在於闡述圖 3-4 中之查核資料與校正資料部份。

地質鑽探資料內容的正確性及完整性，主要端賴顧問公司和鑽探公司的聲譽信用，目前尚無具體的判斷指標。本研究在進行鑽探資料正確性評估時，先假設鑽探資料記錄完全正確，再與相同鄰近之鑽探資料相互交叉比對，檢查資料是否類似。若資料相差甚遠時，則檢查土壤描述是否相同，再配合理性判斷（例如：土壤密度介於 $1.2 \sim 2.3 \text{ t/m}^3$ ），若可以更正則進行修正，若無法以常理判斷時則捨棄該筆資料。

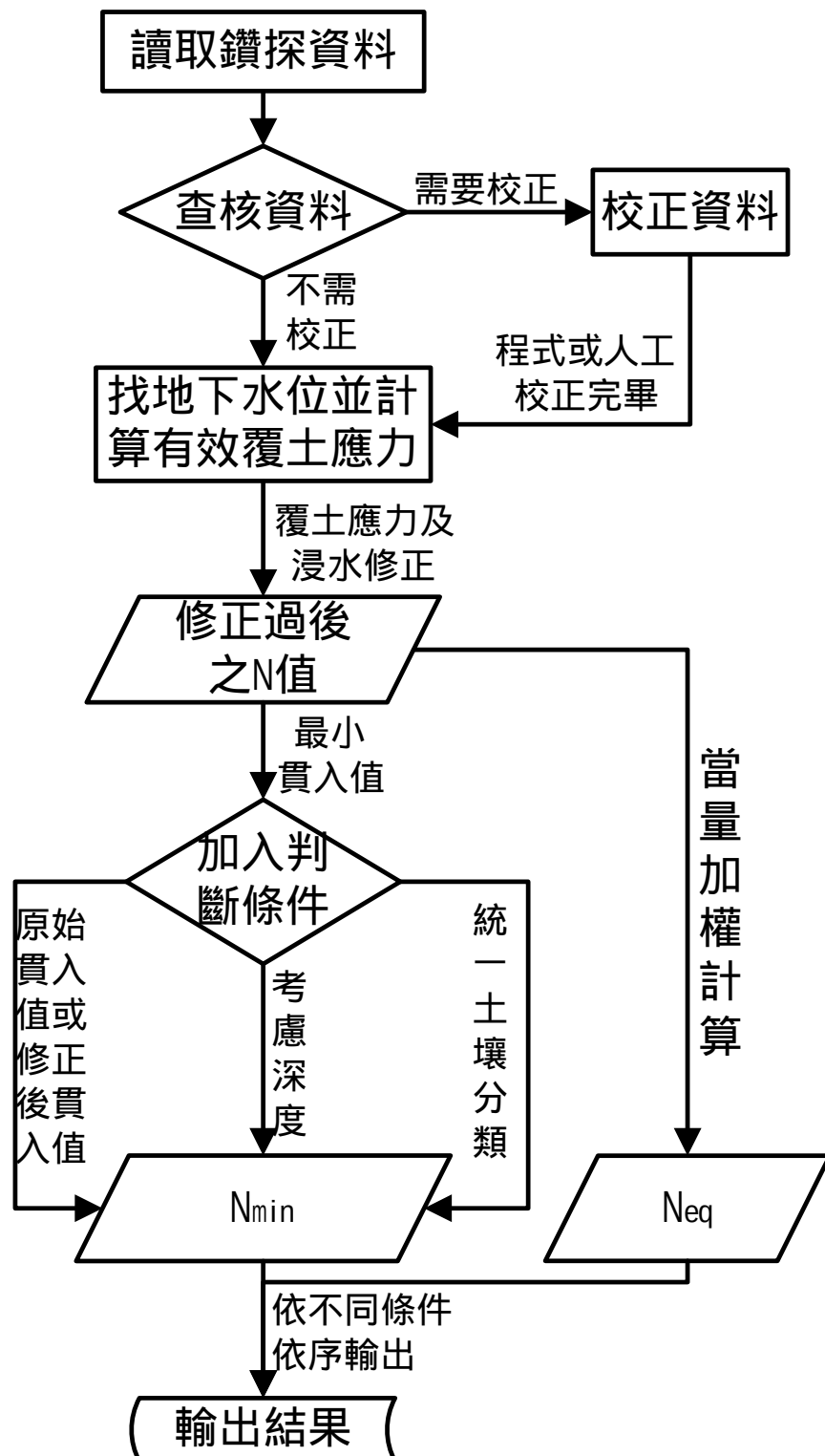


圖 3-4 本研究鑽探資料處理流程圖

3.2.1 檢核方式

1.統一土壤分類檢核

鑑於砂土與黏土地盤即使 N 值是相同的，其強度等工程行為也不盡相同。因此，在檢核時也會依統一土壤分類記錄，將之進一步區分為黏土質土壤 CL、CH (含 MH、ML)、或砂土質土壤 SP、SW、SM、SC)及其他土壤(包括有機土壤 OH、OL 或礫石 GP、GW、GC、GM 等)。在本研究進行統一土壤分類時，初步僅簡單進行黏土質與砂土質分類（礫石強度高、有機土壤於施工時會挖除）特別分析軟弱土壤分佈；屬其他種類土壤者，則僅在不分種土壤類全盤分析時才列入計算資料。

2.深度次序檢核

同一鑽孔中，若有 N 值著時，下一列紀錄之深度位置必大於上一列深度才屬正確資料。

3.物性資料完整性檢核

土壤密度(γ)僅承認 $1.20 \text{ (t/m}^3\text{)}$ $\gamma < 2.30 \text{ (t/m}^3\text{)}$ ，若整孔無密度資料時，以 $1.9 \text{ (t/m}^3\text{)}$ 代入補足資料；若只有短少部分資料，則計算此鑽孔平均密度後取代之。並檢核比重(G_s)是否符合 $2.50 < G_s < 2.80$ 之間，且比重之數值需大於等於密度之數值。

3.2.2 無法檢核資料

雖本研究已對鑽孔資料中進行除錯功能，但是有以下兩種情形仍然無法進行檢核：

- (1)重覆輸入相同一筆資料當成不同鑽孔(鑽孔座標不同)資料。
- (2)不同鑽孔之座標鍵入錯誤(或彼此對調)。

3.2.3 檢核結果修正

檢核結果若有錯誤，首先找出原始鑽探報告書，檢查是否有資料

鍵入錯誤情形；若無，則知原始鑽探報告書有誤，本研究進行上述合理修改。若發現有誤之資料沒有把握，則剔除該鑽孔。

3.3 資料處理與分析

本研究因為鑽探資料甚多筆，為了減少人為操作計算上的失誤、以及後續資料庫維護方便；吾人利用 Microsoft 的 Visual Fortran 6.6a 版，撰寫程式碼進行資料的後續自動分析計算。

3.3.1 資料處理項目

為配合輸出格式及計算之需要，本研究對鑽探資料需要讀取經緯座標（二度分帶座標，TM2）、地下水位深度、深度、統一土壤分類、N 值、液性限度、土壤密度及土壤比重等資料。

本研究之程式流程如圖 3-4 所示：(1)先讀取鑽探資料後，(2)使用程式或人工校正資料，(3)計算覆土應力及浸水修正，(4)對 N 值進行 Parry 法及 Schmertmann 法修正（參考 4.2.2 節），(5)最後再依照不同之條件批次輸出分析結果。

3.3.2 假設條件說明

本研究在計算過程中為簡化計算過程及考慮因素，在取值或計算過程中有部分假設條件，說明如下：

1. 地下水位認定

本研究之「地下水位」之認定方式為：自地面向下到記錄地下水水面之距離，且不考慮地下水位變動問題，僅就鑽探當期地下水位論定之。而鑽孔資料中，深度低於此一地下水位者，一律視為完全飽和之土壤（ $S=100\%$ ），以上則為部分飽和（ $S<100\%$ ）。

2. 考慮深度

由圖 3-5 鑽孔鑽掘深度之統計，可知：本研究收集的資料中鑽掘深度未達 20 公尺之鑽孔佔 34.4%，因此本研究之考慮深度不能太

深。圖 3-6 一鑽孔出現 N 最小值 $N_{\min}$ 處的深度統計，由圖中發現鑽孔之最小 N 值發生深度超過 20 公尺者只有 14 孔(0.4%)；圖 3-7 考慮不同深度資料分析之 $N_{\min}$ 分佈狀況，由圖中發現圖 3-7(a)考慮到 20 公尺與圖 3-7(b)考慮完整深度之分析結果比較已具高度相似。因此，本研究鑽孔考慮深度主要採用到 20 公尺深為止，約是 10 公尺寬路堤寬度的兩倍。

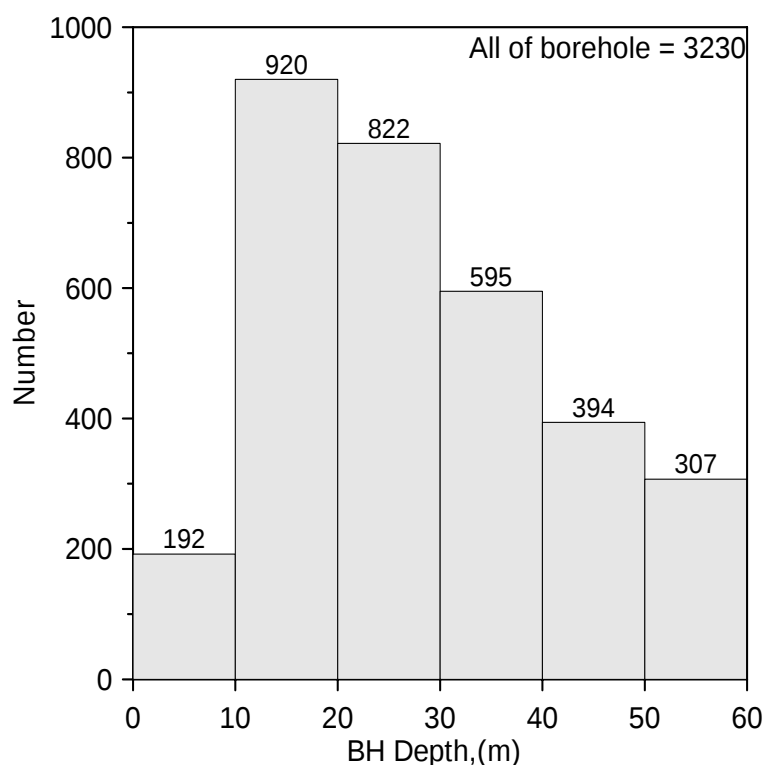


圖 3-5 鑽孔鑽掘深度之統計

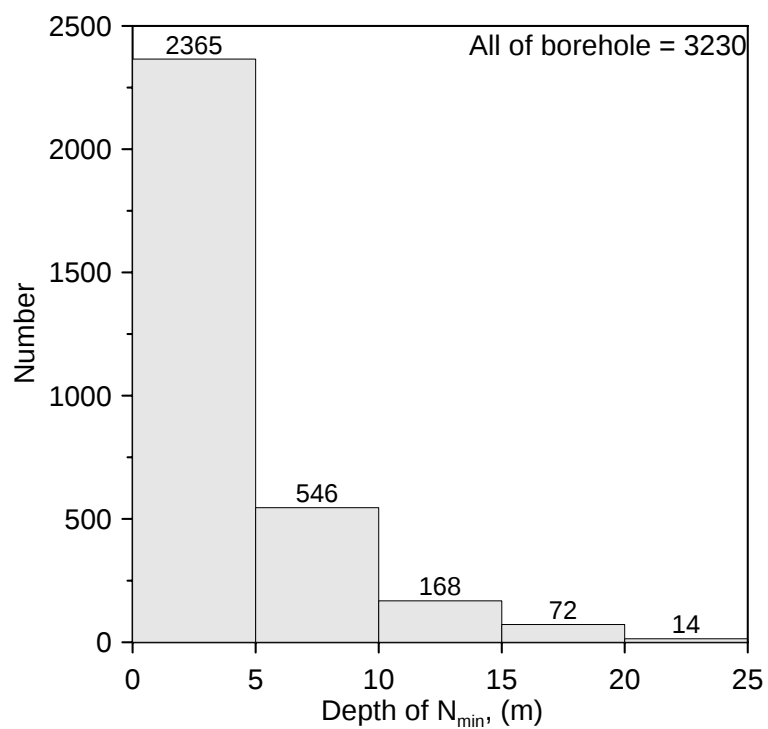
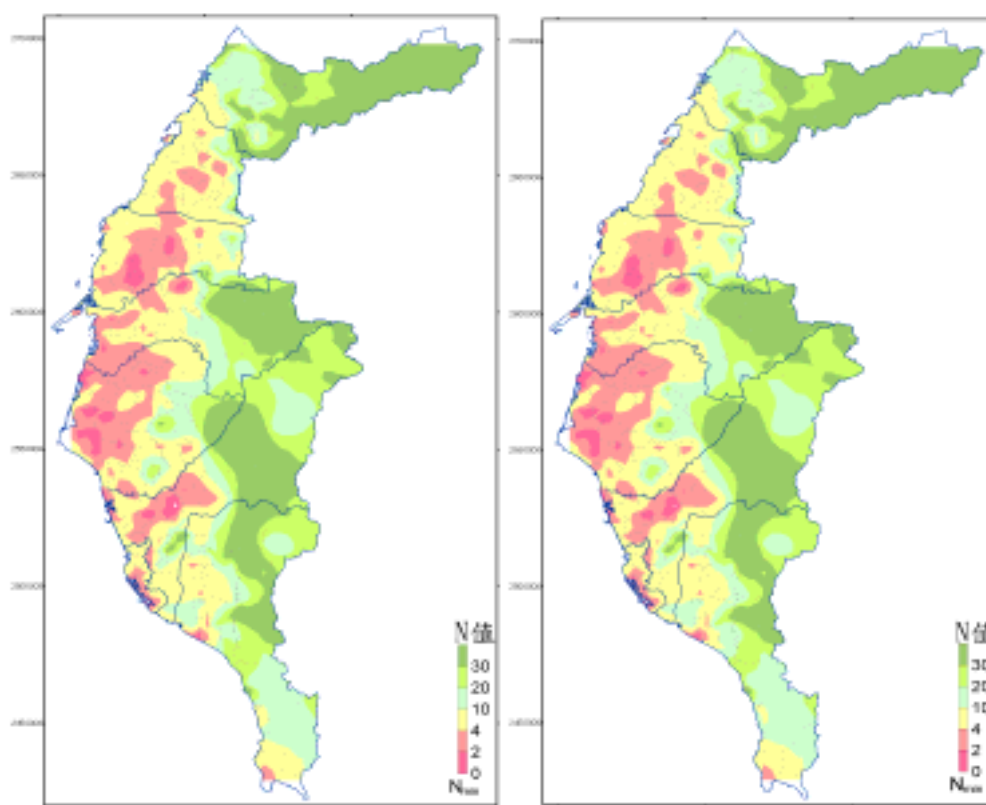


圖 3-6 一鑽孔出現 N 最小值 N_{min} 處的深度統計



(a)考慮 20 公尺深以上

(b)考慮全鑽孔深

圖 3-7 考慮不同深度資料分析之 N_{min} 分佈狀況比較

3.N 值認定

當標準貫入試驗中無法貫入預定的深度(30cm)時，會將打擊數及打入深度記錄下來（如 100/15cm）；對此情況，本研究在擷取此 N 值時會先記錄該值為 51(本研究設定之 N 最大值)。另外，本研究取得鑽探資料中之 N 值尚有小數點存在，本研究讀取 N 值時允許有小數點之 N 值。

4.最小 N 值

本研究之鑽探資料分析中，對於每種條件（深度要求、及修正前與修正後之 N 值）都能在符合條件下，找到對應的最小 N 值。但在修正前有許多鑽探資料之最小 N 值可能重複出現於不同深度處，其統計分佈見圖 3-8，若重現在兩個深度處，本研究則以取淺層位置為代表者。



圖 3-8 同一鑽孔內 N_{min} 出現次數

5.鬆軟厚度

本研究之鬆軟土層厚度計算步驟為：(1)讀取鑽探資料，並區分各深度之土壤種類；(2)若土壤種類為黏土質，且貫入 N 值小於等於

4，則認定為鬆軟土層，並計數其土層之厚度；(3)若土壤種類為砂土質，N 值小於等於 10，則認定為鬆軟土層，並計數其土層之厚度；(4)最後將此鑽孔資料中前 20 公尺內符合(2)(3)項鬆軟土層定義之厚度加總而成。

3.3.3 輸出項目

本研究利用 Surfer 進行空間插值繪圖分析，其所需要的資料包括 X 及 Y 座標（二度分帶座標）及 Z 座標（需要插值計算之工程參數，例如 N 值或含水量等等待分析參數），本研究將計算完之資料有系統格式化輸出，每份輸出資料中除固定有輸出鑽孔位置之二度分帶座標外，工程參數隨著考慮條件不同；如深度不同（<20m, <40m, 全鑽孔）、N 值修正與否（原始 N 值或修正後 N 值）及土壤種類（所有土壤或砂質土或黏土質），均有不同之輸出資料檔案。

本研究之鑽孔資料輸出 Z 座標待分析參數項目主要有：地下水位深度、N 值（N 值及經轉換後之工程參數）、液性限度、塑性限度及鬆軟土層厚度等。

3.4 軟弱地層分佈圖製作

3.4.1 數值地圖製作

本研究之地圖製作採用 Surfer 軟體，該軟體繪圖時需要空間中的三維座標(X、Y、Z)相關資料；缺乏資料的地方，會利用空間插值法來獲得。本研究所選用的空間插值法係利用 Surfer 軟體內鍵 Kriging 插值法。本法特點為一種最佳線性無偏估計（某點處的確定值）的方法。且是一種平滑的內插方法，在資料點較多時其內插的結果可信度較高（楊進雄等，2003）。

蔡玉琴(1997)研究顯示，Kriging 法具有距離愈近、相關大及變異數愈小的特性，並具有最佳推估效果；用於雨量站網設置的資料結果分析有良好的效果。而眾多的空間分析方法中，Kriging 法可應用於空間變異的分析和空間變數的預測，對於具有空間相依特性的變數，在

一區域內可經由若干少數的取樣資料預測並描繪出該變數在該區域內之空間分佈，如此便有減少採樣數的實際效益。

3.4.2 資料密度之採用

上節中已說明數值地圖的製作方法，因資料點密度選擇對地圖精確度有相互的影響，本節主要在說明採用資料點密度的影響。蒐集資料密度愈高，所繪製之地圖正確性愈高，但相對蒐集成本高且需要時間的累積。而蒐集資料密度低，蒐集成本低且省時，但繪製之地圖準確度可能較不佳。本節即為說明資料密度對地質圖影響，及本研究所採用的資料密度方法。

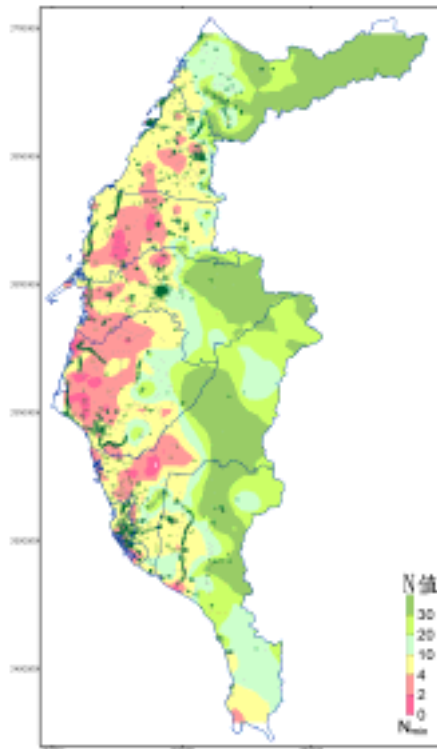
因本研究之鑽探資料來源多以公共及交通建設工程為主，因此鑽孔多呈現線形分佈或是有孔位集中的現象（孔位分佈請參閱圖 3-1）。本研究為比較(a)孔位分佈及(b)鑽孔量對插值結果之影響，本研究於鑽孔資料中加入了棋盤式切割的資料後處理；分析比較鑽孔資料數量與分佈對插值結果之影響。本研究採用「棋盤式切割法」來選取特定的資料點，其說明如後：

在一群隨機散佈的鑽孔資料中，想要選取分佈均勻的資料點，最好的步驟依序如下：(1)利用棋盤式的切割法，將鑽孔分佈的平面切割成數個正方形區間；(2)將每個鑽孔資料歸入所屬的正方格中；(3)每個正方格只保留一個鑽孔點；(4)若正方格內含有兩個以上鑽孔點時，則保留最靠近正方格中心的鑽孔點，其餘一律剔除；(5)但為了考慮鑽探資料的完整性，對鑽孔鑽掘深度有達 20 公尺者優先保留；若該方格中之鑽探鑽掘深度全數未達 20 公尺者，則選取該方格中最深的鑽孔點。

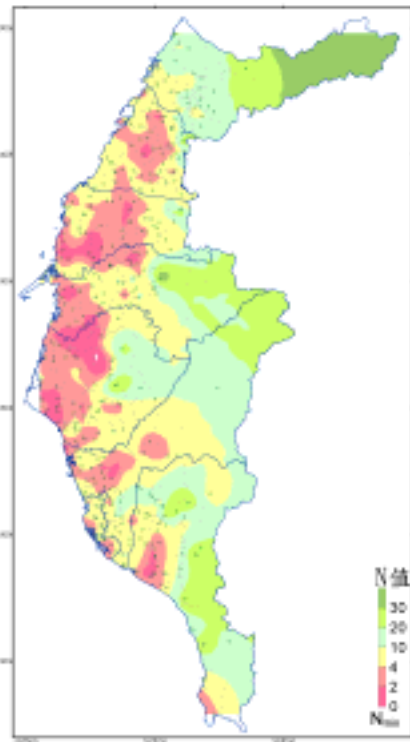
圖 3-9 為不同鑽孔數所繪製的 N_{min} 值分佈狀況，即為棋盤式切割法來選取資料點後所繪成之比較。在圖 3-10 中，(a)為保留全部鑽孔、(b)考慮 414 個鑽孔（切割為 25×81 區）、(c)考慮 709 個鑽孔（切割為 50×164 區）、(d)考慮 1069 個鑽孔（切割為 100×329 區）。

由圖中之比較結果，可知：(1) N_{min} 值較低（紅色區域）的鄉鎮地方大致不變。(2)雖然 N_{min} 值的分佈趨勢不變，但是等值曲線有明顯改

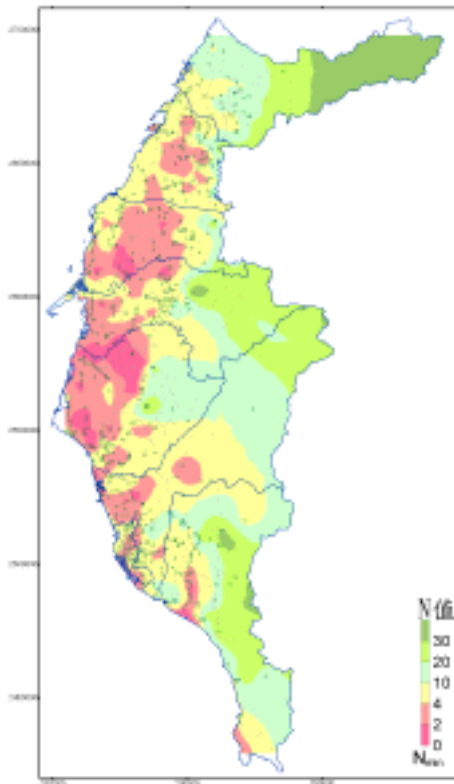
變之現象；以紅色區域為例，以(b)圖中的 $N_{\min}$ 值分佈範圍最大。而仔細觀察圖 3-9 可知：(1)紅色區域擴大的原因與納入分析內插的點數量有關。保留的鑽孔數較多時，因 $N_{\min}$ 值低，因此造成插值後臺灣西南地區整體地質變得較為鬆軟。(2)圖 3-9(b)因為鑽孔點數過疏，每個鑽孔的影響範圍較大，造成等值線的變化較為疏鬆。(3)經由程式計算，以圖 3-9(a)為基準母體去比對(b)~(d)圖發現：於(b)~(d)圖中與圖(a)之相同度依序為 50.7%、54.8%、57.7%，由此可知各圖片軟弱地層的相同度相當低。因此，本研究現階段為保持資料的完整性，在繪製後續地質資料圖時，均採計全部的鑽孔資料，以減少可能產生的偏誤情況。待日後鑽孔資料擴大時則可進一步討論代表性鑽孔問題。



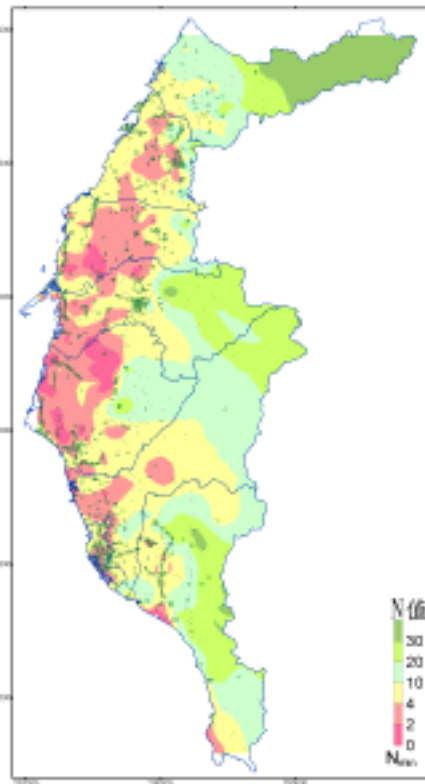
(a)全部鑽孔量



(b)棋盤切割數 25×81



(c)棋盤切割數 50×164



(d)棋盤切割數 100×329

圖 3-9 考慮以不等鑽孔數量分析之繪圖結果比較

3.5 鑽孔資料基本性質之分佈

3.5.1 鑽探鑽掘貫入深度

本研究搜集鑽探資料之鑽掘貫入深度分佈並不均勻（請參閱圖 3-1），因此本研究提供圖 3-10 給使用者參考。其目的有二：(1)使用本研究之各種土壤性質圖片時，可以先參考本圖；本圖可提供本研究其他圖片相同位置大致上的精確度，意即亦圖 3-10 中鑽探鑽掘貫入深度較淺處之資料尚待考證。(2)因本研究推演無資料地區之地質分佈圖中，是使用插值法計算；因此本圖亦可作為本研究相關圖片的正確度分佈圖。

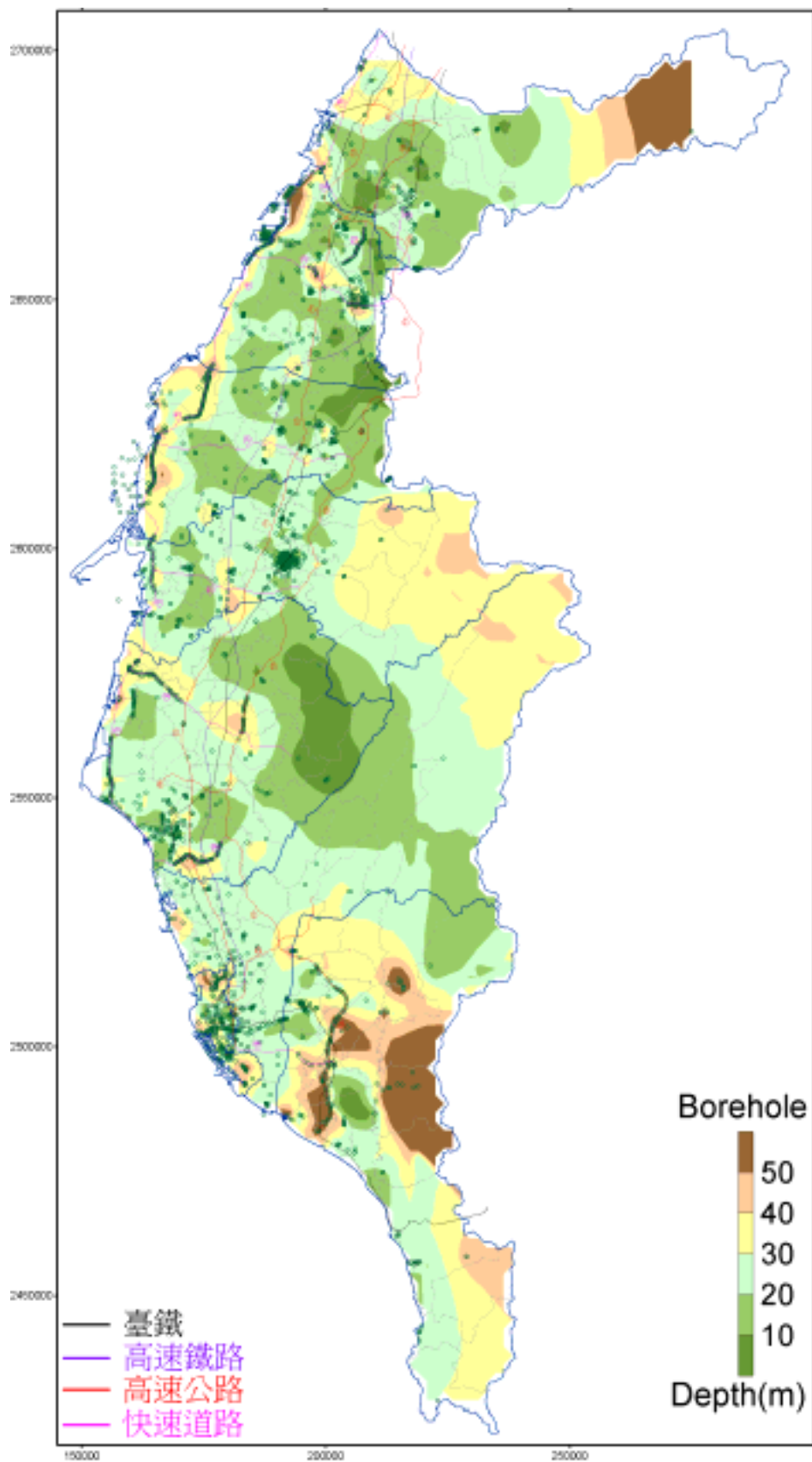


圖 3-10 本研究搜集之鑽探鑽掘貫入深度分佈狀況

3.5.2 地下水位

圖 3-11 本研究搜集資料中之地下水位深度分佈，由圖中可以發現：河流沿線之地下水位深度通常較淺，顯示位於河川附近之水位較高。臺中東南地區的深地下水面是位於卓蘭層附近，高雄中南地區是位於卓蘭層與三峽群附近，屏東東部地區是位於廬山層附近。

3.5.3 含水量

圖 3-12 本研究區地層含水量分佈狀況，其中圖 3-12(a)為鑽探資料前 20 公尺內之最高含水量；圖 3-12(b)為出現 N_{min} 處之含水量；圖 3-12(c)為屬於黏土 N_{min} 時該處之含水量；圖 3-12(d)為屬於砂土的 N_{min} 時該處之含水量。雖然一般鬆軟地盤常以 N 值來作區分，但根據日本高速公路對鬆軟地盤之判定則是利用自然含水量來做劃分：即以黏性土壤自然含水量大於 50%、砂性土壤大於 30%，即視為鬆軟地盤。因此由圖 3-12(c)分佈可知：彰化大城鄉與雲林麥寮鄉之外海、及高雄縣的美濃鎮均可能屬於軟弱之黏性土壤；而圖 3-12(d)分佈可知：雲林二崙鄉、斗六市、斗南鎮古坑鄉、及雄縣的大社鄉、仁武鄉亦屬疏鬆之砂性土壤。

3.5.4 液性限度與塑性指數

圖 3-13 本研究區最高液性限度分佈狀況，圖中發現：高液性限度出現在彰化縣二崙鄉、西螺鄉、虎尾鎮、土庫鎮、大埤鄉、斗南鎮，嘉義縣義竹鄉，臺南北門鄉、鹽水鄉、學甲鎮、新營市、柳營鄉、東山鄉、後壁鄉、六甲鄉、官田鄉、下營鄉、佳里鎮、永康市、新化鎮、歸仁鄉、仁德鄉，高雄縣永安鄉、大社鄉、仁武鄉、田寮鄉；多與軟弱地質分佈相關。依 Skempton(1944)提出液性限度與壓密指數呈正比關係，因此這些地區須留意壓密所造成的道路沈陷之問題。

圖 3-14 本研究區最高塑性指數分佈狀況，根據 Seed(1966)研究塑性指數與膨脹潛能成正比，而膨脹潛能分為四種等級；塑性指數高於 23.9 即屬高度膨脹潛能，因此例如圖中彰化、雲林、臺南與屏東某些地區若塑性指數超過 23.9 則需注意道路路基土壤膨脹性問題。

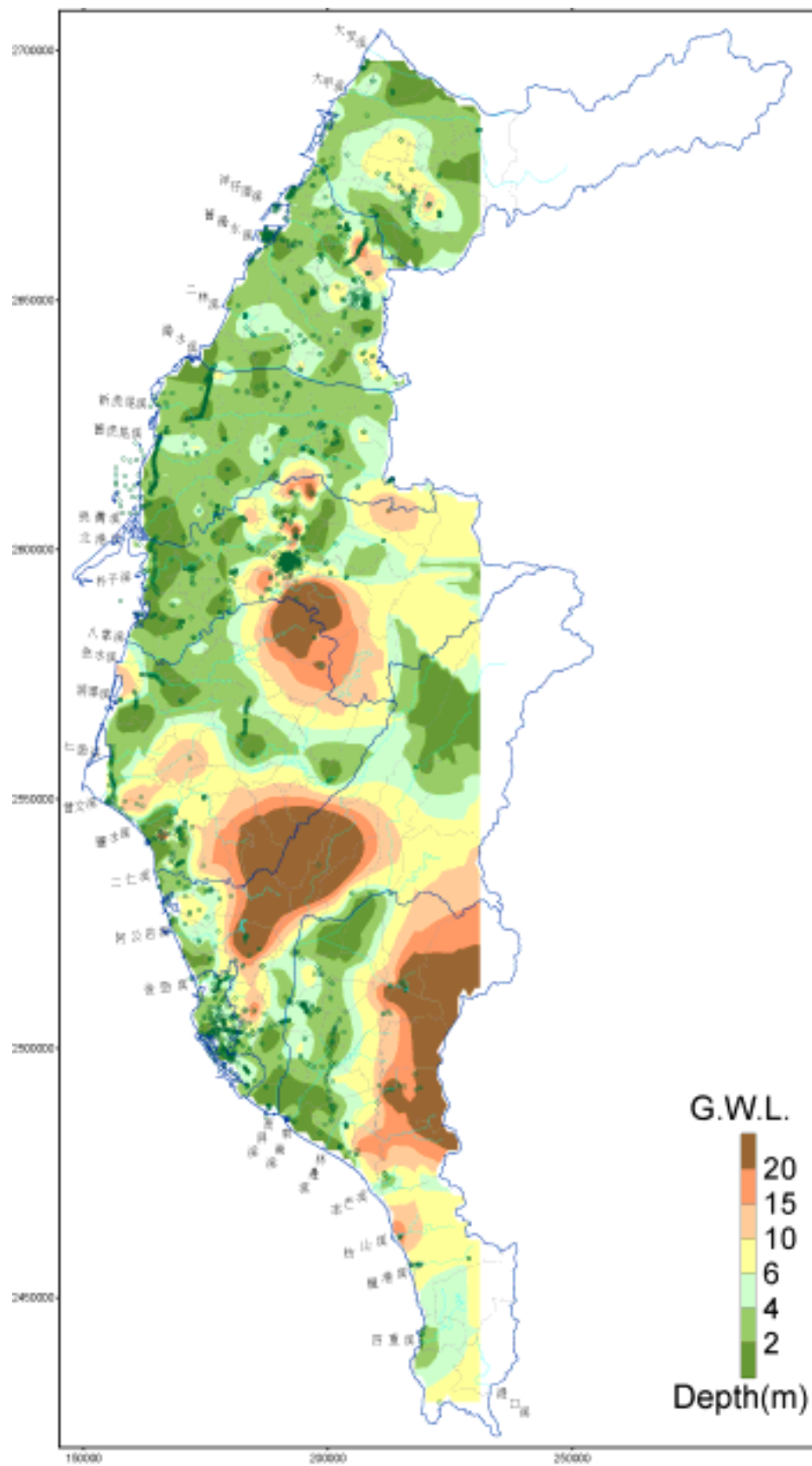
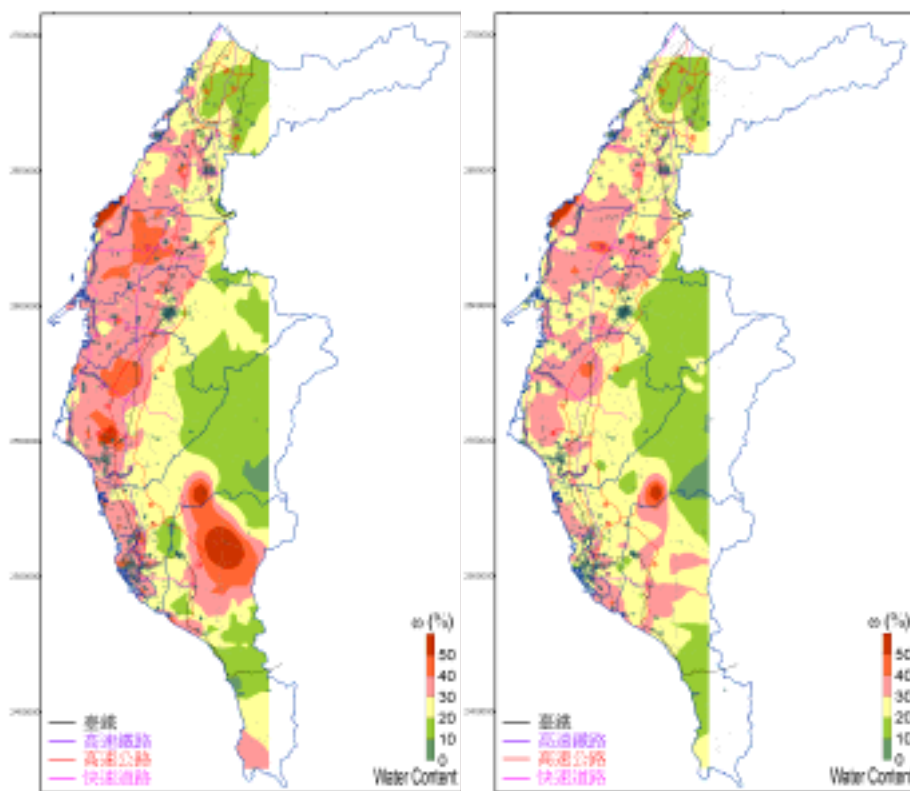
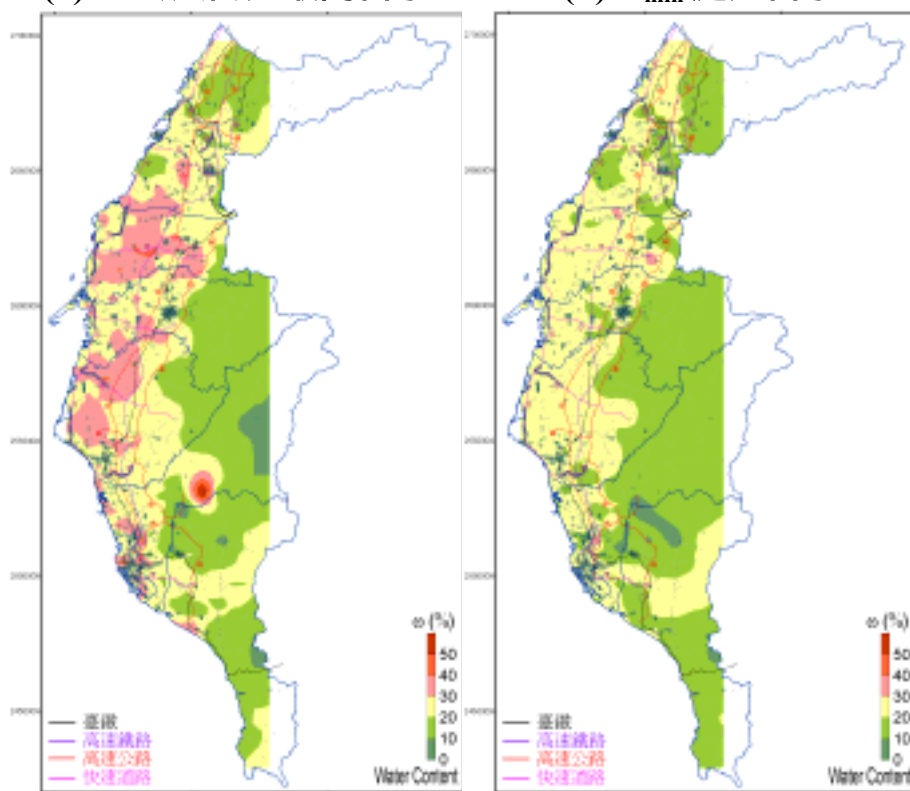


圖 3-11 本研究搜集資料中之地下水位深度分佈



(a) 20 公尺內之最高含水量

(b) N_{min} 處之含水量



(c) 黏土 N_{min} 處之含水量

(d) 砂土 N_{min} 處之含水量

圖 3-12 本研究區地層含水量分佈狀況

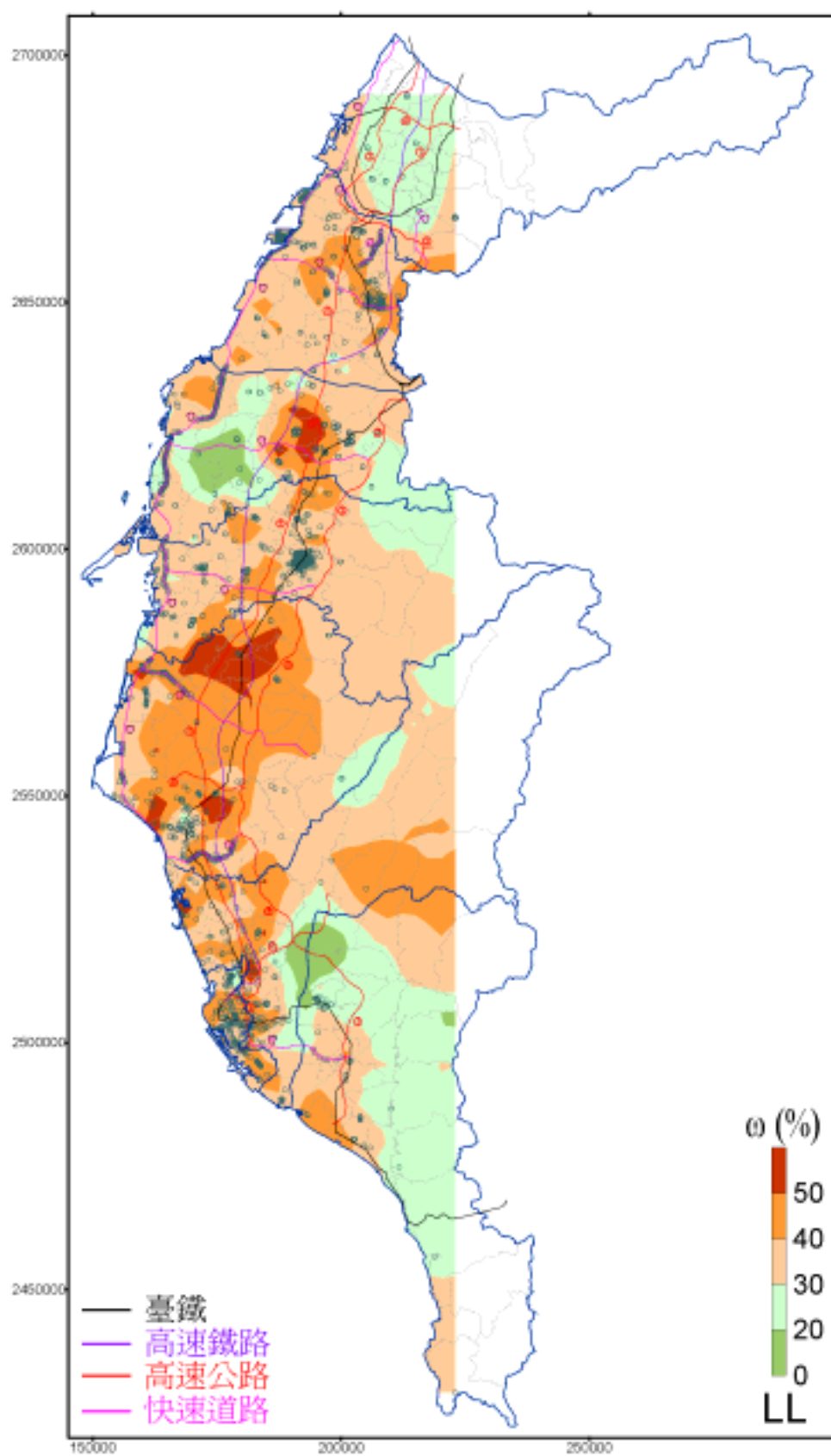


圖 3-13 本研究區最高液性限度分佈狀況

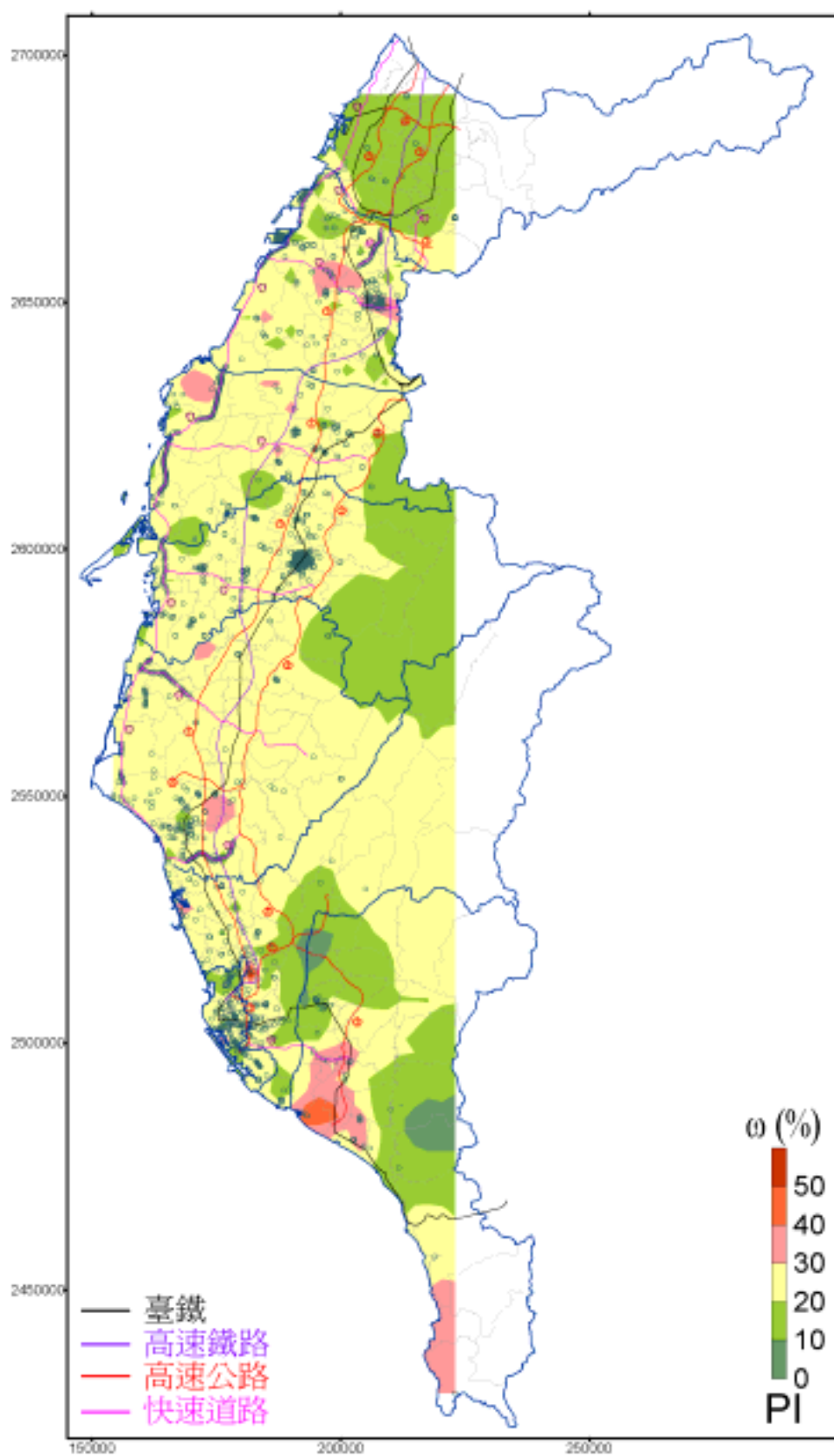


圖 3-14 本研究區最高塑性指數分佈狀況

3.6 結語

本研究搜集之鑽孔分佈多沿公路沿線分佈或集中於某些鄉鎮，缺乏資料的地方係利用空間插值法來獲得。因此，在利本章所推演展示地質資料分佈圖時，需參考該區附近既有鑽孔位置與孔數多寡作適當的研判。

後續研究宜優先對下列地區收集增補鑽孔資料：台中大肚鄉、梧棲鎮、清水鎮。雲林莿桐鄉、土庫鎮、四湖鄉、元長鄉、土庫鎮。嘉義溪口鄉。台南佳里鎮、西港鄉、鹽水鎮、關廟鄉、彌陀鄉、後壁鄉、東山鄉、下營鄉。屏東新園鄉、恆春鎮。

如 3.5.4 節所列在高液性限度與壓密指數地區，須留意壓密所造成的道路沈陷之問題，而高塑性指數分道路路基土壤膨脹性問題。

第四章 臺灣西南地區軟弱地層分析

4.1 地質分區之原則

4.1.1 以 N 值劃分

根據表 4-1 砂質地盤標準貫入試驗結果簡易土壤判斷表(陳金溪, 1985) 及表 4-2 黏土地盤標準貫入試驗結果簡易土壤判斷表(陳金溪, 1985) 所示, 當黏土之 N 值小於 4、或砂土之 N 值小於 10 皆可定義為鬆軟土壤。故本研究將 N 值分佈圖中特別劃出 N 值為 4 與 10 的等值線, 以供各使用者判別。

表 4-1 砂質地盤標準貫入試驗結果簡易土壤判斷表 (陳金溪, 1985)

N 值	砂土種類	現場觀察
<4	極鬆散	手持 $\phi 13\text{mm}$ 鋼筋可以輕易插入
4~10	鬆散	能用鏟開挖
10~30	中級	以 $\phi 13\text{mm}$ 鋼筋, 用 5 磅重鐵鎚即可輕易打入
30~50	緊密	同上, 約可打入 30cm
>50	極緊密	同上, 只能打入 5~6cm, 需用鎬來開挖, 打進時發出金屬聲

表 4-2 黏土地盤標準貫入試驗結果簡易土壤判斷表 (陳金溪, 1985)

N 值	黏土種類	現場觀察	$q_u(\text{kg/cm}^2)$
<2	極軟弱	用拳頭可輕易貫入約 10cm	<0.25
2~4	軟弱	用大拇指可輕易貫入約 10cm	0.25~0.5
4~8	中等	用大拇指以中等力量即可貫入約 10cm	0.5~1.0
8~15	硬實	用大拇指以強力才能壓凹貫入	1.0~2.0
15~30	極硬實	用鋤除去	2.0~4.0
>30	堅硬	需用鎬才能除去	>4.0

4.1.2 以厚度劃分

鬆軟地盤之判斷除可直接利用 N 值做簡單區分外，鑑於日本鐵路判定基準條件中，尚搭配考量鬆軟地層厚度作為附帶準則。因此本研究認為鬆軟地層厚度亦可能為交通建設時判斷鬆軟地盤條件之一，故將臺灣西南沿海縣市之鬆軟土層厚度做統計後並繪出分佈，往後可供使用者參考。

4.2 SPT-N 值計算

4.2.1 對 N 值修正

N 值的影響因素許多，例如有效應力、地下水、取樣器裝置、打擊時遇到大型卵石乃至人為疏失等。本研究之資料可針對有效應力及地下水進行 N 值修正。

1.有效覆土應力修正

在實驗室進行氣乾狀態之粗砂進行標準貫入模擬試驗，當有效覆土應力值由 0 逐漸增加到 $28 \text{ t/m}^2 (275 \text{ kPa})$ ，N 值由 1 增加到 12 (房性中，1994)；這種現象可由 Mohr-Coulomb 式(4-1)破壞準則說明：

$$\tau = C + \sigma' \tan \phi' \dots\dots\dots (4-1)$$

其中， τ ：剪應力、 c ：凝聚力、 σ' ：有效應力、 ϕ' ：有效摩擦角。

由式(4-1)可知：當 ϕ' 相同， τ 隨著 σ' 增加而提高；N 值隨之增加。現地的 N 值資料也是隨著深度增加而增加，為了去除有效覆土應力影響，Peck(1974)提出有效覆土應力之修正式(4-2)：

$$N^* = 0.77 N^{**} \log \left(\frac{200}{\sigma'} \right) \dots\dots\dots (4-2)$$

其中， N^* 為修正後的 N 值、 N^{**} 為現場記錄 N 值、 σ' (t/m^2) 為試驗深度之有效覆土應力，但不超過 $28 \text{ t/m}^2 (275 \text{ kPa})$ 。

2.地下水位影響修正

細粒砂土($D_{10}=0.05\sim0.1\text{mm}$)浸水對於 N 值有很大的影響，根據 Terzaghi & Peck(1948)的研究顯示：在疏鬆之沈泥質或極細浸水砂進行標準貫入試驗時，由於動力加載及低透水性，容易產生超額正值孔隙水壓力，降低土壤抗剪能力，因此 N 值易偏低；但是對緊密之沈泥質或極細浸水砂，則可能相反。依 Terzaghi 與 Peck 研究 N^* (經式(4-2)修正後之 N 值) 大於 15 時，可以用式(4-3)修正：

$$N = \frac{1}{2}(N^* - 15) + 15, \text{ 且 } N^* > 15 \dots\dots\dots (4-3)$$

其中， N 為經過浸水修正完的 N 值、 N^* 為有效應力修正過後的 N 值 (即式(4-2)之計算結果)。

4.2.2 整孔的等值 N 值(N_{eq})計算

現地鑽探試驗中，通常每 1.5 ~ 2 公尺就會施作一次標準貫入試驗，因此同一鑽孔各深度的資料中會有許多不等的 N 值。若吾人欲取得此孔之 N 值，除可能取此鑽孔內的 N 最小值(稱 N_{min})；亦可能考慮地盤土壤互層效應，而須求得整孔鑽孔的等值 N 值(稱 N_{eq})。前者 N_{min} 又可分為無區分土壤種類、或進一步以統一土壤分類記錄將之分為砂質土和黏土質兩類，再分別找其最小 N 值。後者等值 N 值則有兩種平均計算方法：(1)Schmertmann 法(N_{Sch}) (杜風工程顧問有限公司，2005) 與(2)Parry 法(N_{Parry}) (房性中，1994)，計算法說明如下。

1. Schmertmann (N_{Sch})計算法

這種等值計算法是由外力引起之土壤變形為出發點，所推導的等值計算公式，係從有限寬度基礎座落於地盤上，推估每層土壤的變形量，將總變形量換算為均質土層的變形參數，最後在反推對應的平均 N 值 (下式中之 N_{Sch})，推導過程可參見第一年度報告 (杜風工程顧問有限公司，2005)。 N_{Sch} 計算公式可表示如式(4-4)所示：

$$N_{Sch} = \frac{\sum_{z=0}^{2B} \Delta z_i I_z}{\sum_{z=0}^{2B} \frac{\Delta z_i I_z}{N_i}} \dots\dots\dots (4-4)$$

其中, B 為基礎寬度、 N_i 為 SPT-N 值、 Δz_i 為 N 值所代表的土層厚度、 I_z 為影響因子。其公式將反應出在深度等於基礎寬度(如路堤寬)一半處的土層權重最高。

2. Parry(N_{Parry})計算法

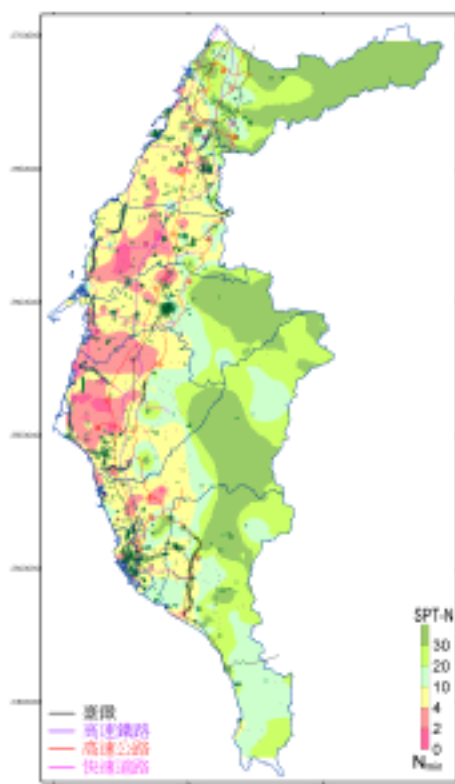
參考房性中(1994)所著的「標準貫入試驗 N 值應用的比較與探討」書中提到：Parry 曾建議一種利用 N 值估算容許淺基礎承載力的簡單經驗公式，若 N 值分佈若隨深度變化頗大時，可以利用下列步驟求取平均之 N 值：(1)基礎基面到 0.75 倍基礎寬度深度之間平均 N 值乘以三倍得致 $3N_1$ ；(2) 0.75 倍基礎寬度深度到 1.5 倍基礎寬度深度之間平均 N 值乘以二倍得致 $2N_2$ ；(3)1.5 基礎寬度深度到 2 倍基礎寬度深度之間平均 N 值乘以一倍得致 N_3 ，其換算精神反映淺層土層愈重要。而等值 N 值之計算如式(4-5)：

$$N = \frac{3N_1 + 2N_2 + N_3}{6} \dots\dots\dots (4-5)$$

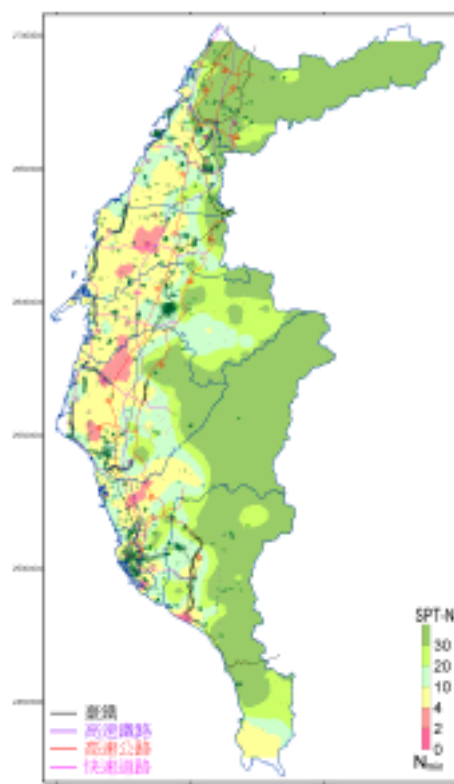
4.3 N 值分佈結果

4.3.1 隨深度之 N_{min} 值變化狀況

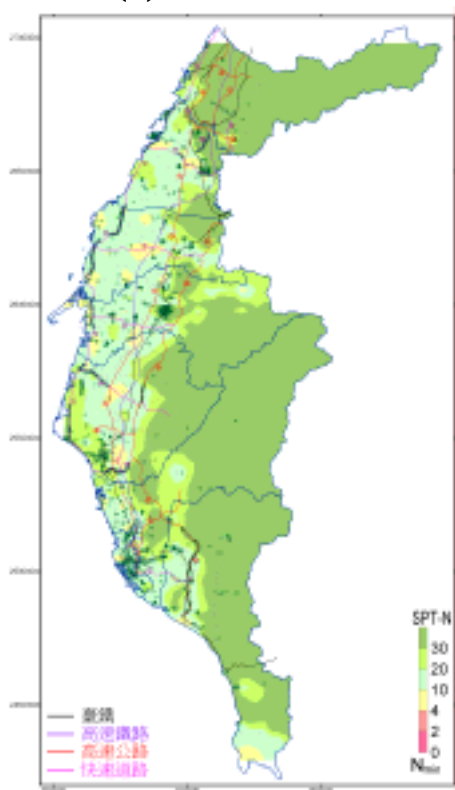
在圖 3-6 N_{min} 的深度統計中，已得知有 73.2%之 N_{min} 值發生於鑽孔中的前 5 公尺深度內。進一步，本研究參考宋政惟(2000)依深度分層繪圖的方法，將鑽探資料中前 20 公尺資料分為四層次，每層次涵蓋 5 公尺厚進行分層，並取其 N_{min} 值繪製分佈圖。即本研究利用程式取值，令 0 深度 5 為第一層次、5 < 深度 10 為第二層次、10 < 深度 15 為第三層次、及 15 < 深度 20 為第四層次，再取每層土壤的最小 N 值並整理其分佈之改變，繪製結果如圖 4-1 所示。



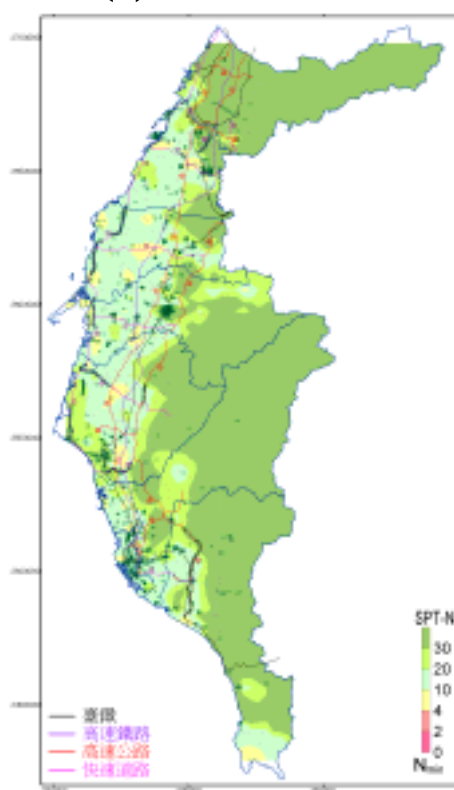
(a)深度 0~5 公尺



(b)深度 5~10 公尺



(c)深度 10~15 公尺



(d)深度 15~20 公尺

圖 4-1 不同深度處 N_{min} 值之分佈變化比較

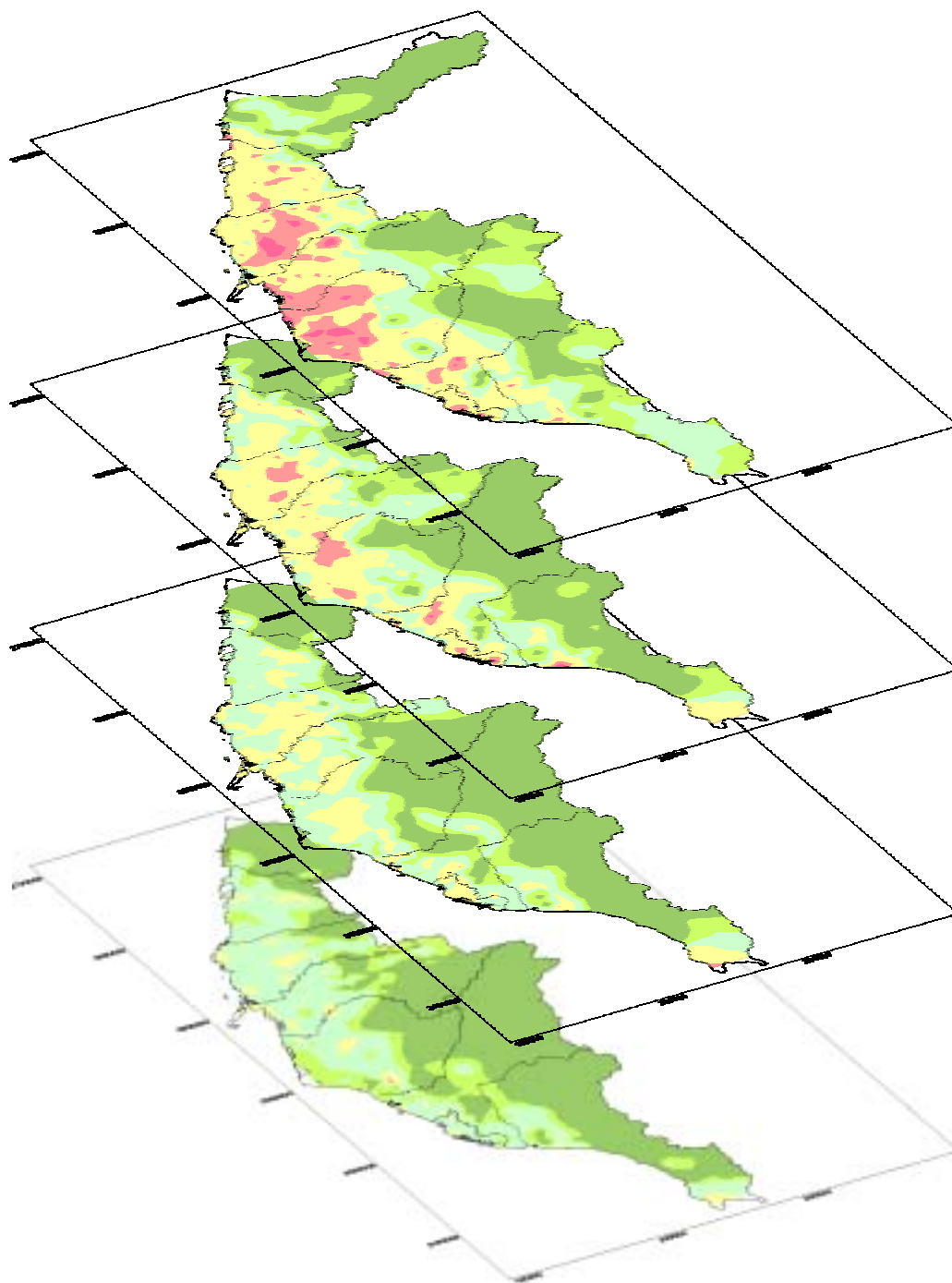


圖 4-2 不同深度處 N_{min} 值之立體展開分佈狀況

圖 4-2 為不同深度 N_{min} 值分佈變化，圖 4-2 為不同深度之 N_{min} 值立體分佈狀況；圖 4-2 是由圖 4-1 所疊置而成，由兩圖可明顯得知：隨深度愈淺，其 N 值愈低，即地層愈鬆軟。比較圖 4-1(a)到圖 4-1(d)可知：

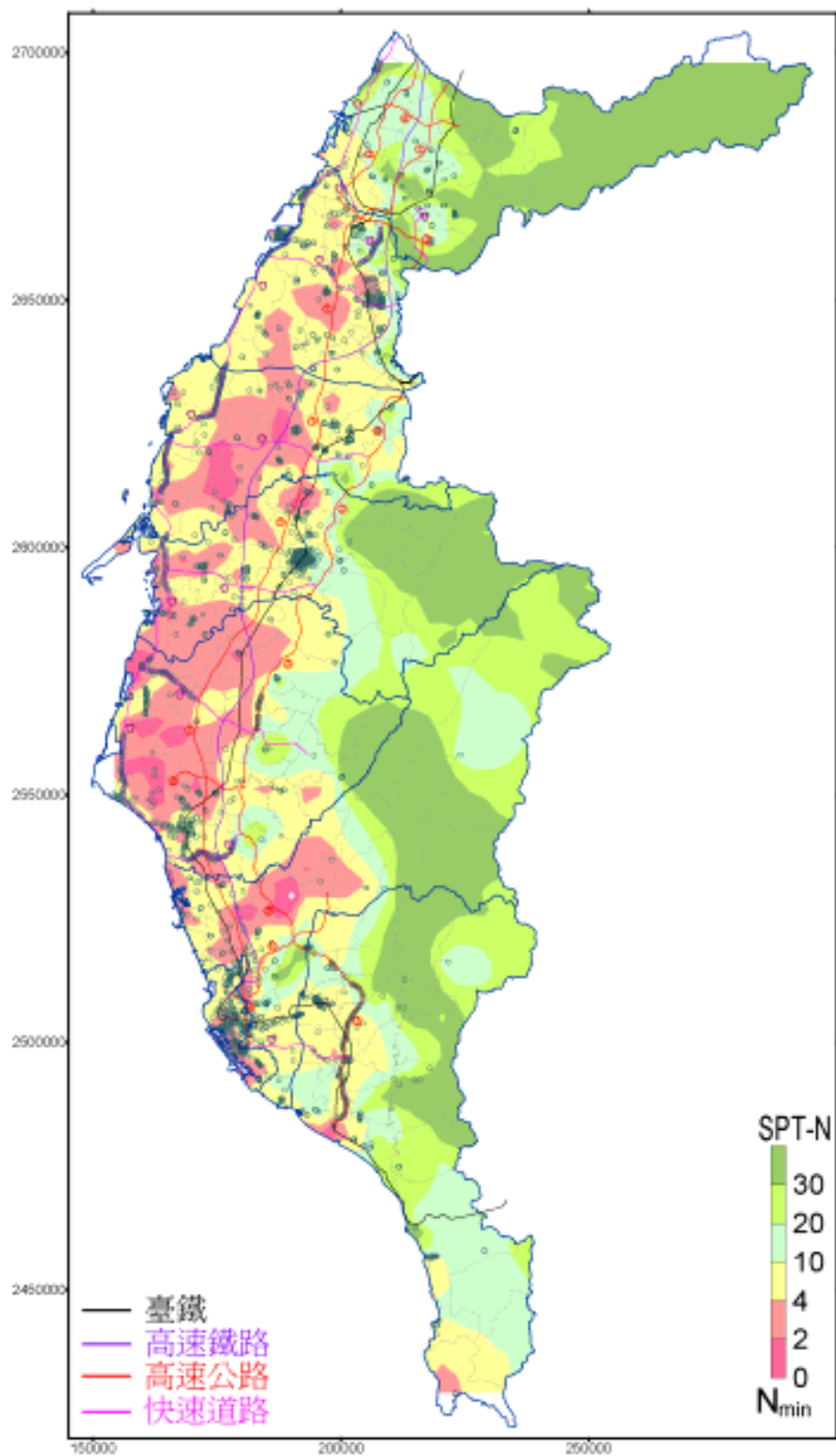
- (1)大部分的 N_{min} 值多發生在前 5 公尺內，即鬆軟土層多出現在地表下 5 公尺內的淺層地層。
- (2)以深度 5 公尺內而言，嚴重鬆軟地區(紅色 $N < 4$)主要分為三大區域，分別為：雲林地區、嘉義與臺南海岸平原交界處、及臺南海岸地區；每個鬆軟區域面積大小皆橫跨七個鄉鎮之大。
- (3)以深度 5~10 公尺而言，嚴重鬆軟地區(紅色)分佈大致與前 5 公尺淺層深度之結果相同，但是分佈區域面積則縮減到三個鄉鎮大小，鬆軟範圍改善許多。且中等鬆軟地盤（黃色 $N < 10$ ）之區域亦有縮小之跡象。
- (4)深度到達 10~15 公尺時，已較無明顯的嚴重鬆軟區；除在雲林縣虎尾鎮及土庫鎮、臺南縣後壁鄉、高雄縣永安鄉及燕巢鄉、屏東縣林邊鄉及恆春鎮這些鄉鎮中，出現一小區紅色區域之外；其餘地方之地盤原屬嚴重鬆軟區（紅色）已趨於中等鬆軟地盤（黃色），顯示 10 公尺以下的深層土壤已成堅硬狀。
- (5)圖 4-1(d)中發現大部分地盤深度達 15 公尺以下已呈堅硬的狀態；除臺南縣的仁德鄉等極少區域以外，但是仍有部分地盤呈現中等鬆軟（黃色）之狀況。

4.3.2 土壤 N_{min} 值分佈特徵

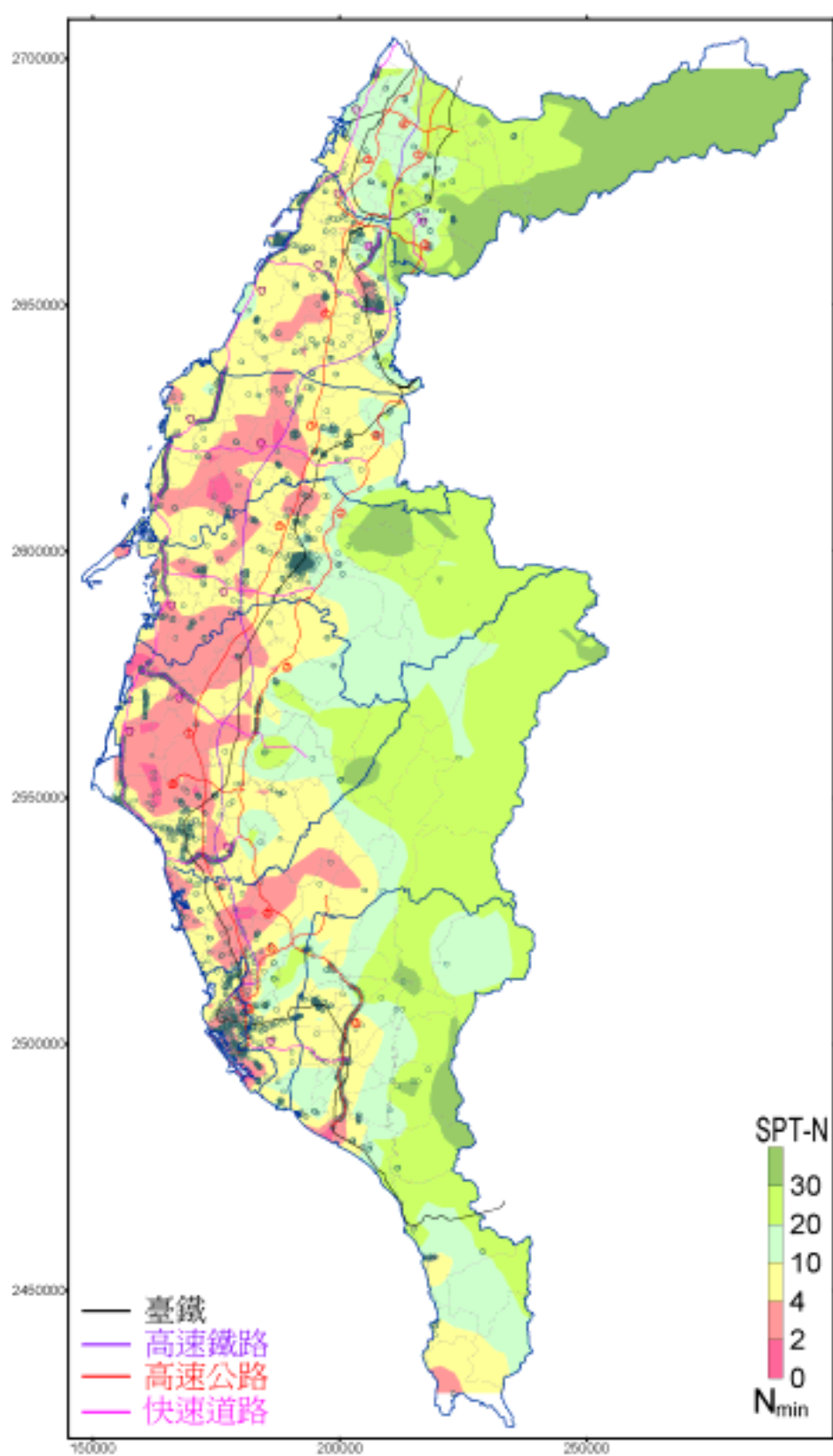
本研究搜集大量 N 值的鑽探資料，其主要目的是利用所搜集的 N 值資料，來繪製臺灣西南地區的 N 值分佈圖，以提供道路交通工程選線之用，避開可能之鬆軟地層區域，或及早擬定鬆軟地盤之路堤與樁基工程相關設計處理對策。

如前述狀況，因此本研究對 N 值資料取捨原則如後（詳見 5.3.2 節）：(1)只須取深度在地表下 20 公尺內的資料。(2)除特殊情況外，原

則上所有的 N 值分析中，皆不考慮土壤分類。(3)依是否經修正，N 值分佈狀況可而區分成圖 4-3(a)：原始 N 值（以下稱：未修正 N 值），或圖 4-3(b)為已經過有效應力及浸水狀況修正後之 N 值（以下稱：修正後 N 值）。一般如未特別說明 N 值相關計算，則該項 N 值為採用修正後 N 值。



(a)未修正 N 值
圖 4-3 N_{min} 值分佈狀況



(b)修正後 N 值
圖 4-3 N_{min} 值分佈狀況 (續)

1. 土壤之 N_{min} 值分佈

圖 4-3 為 N_{min} 值分佈狀況，其中圖 4-3(a)為未修正 N 值之資料而圖 4-3(b)為修正後 N 值之資料。圖中比較可知：兩圖分佈區域結果極為相似。其中，在兩圖中 N 值小於 10 (黃色) 地區之位置與形狀均相當類似。兩圖僅相差於 N 值小於 4 (紅色) 之範圍，且在圖 4-3(b)圖的紅色區域會有縮小跡象，顯示經考量地下水位與有效應力之影響，修正過後之 N 值會有提高現象。

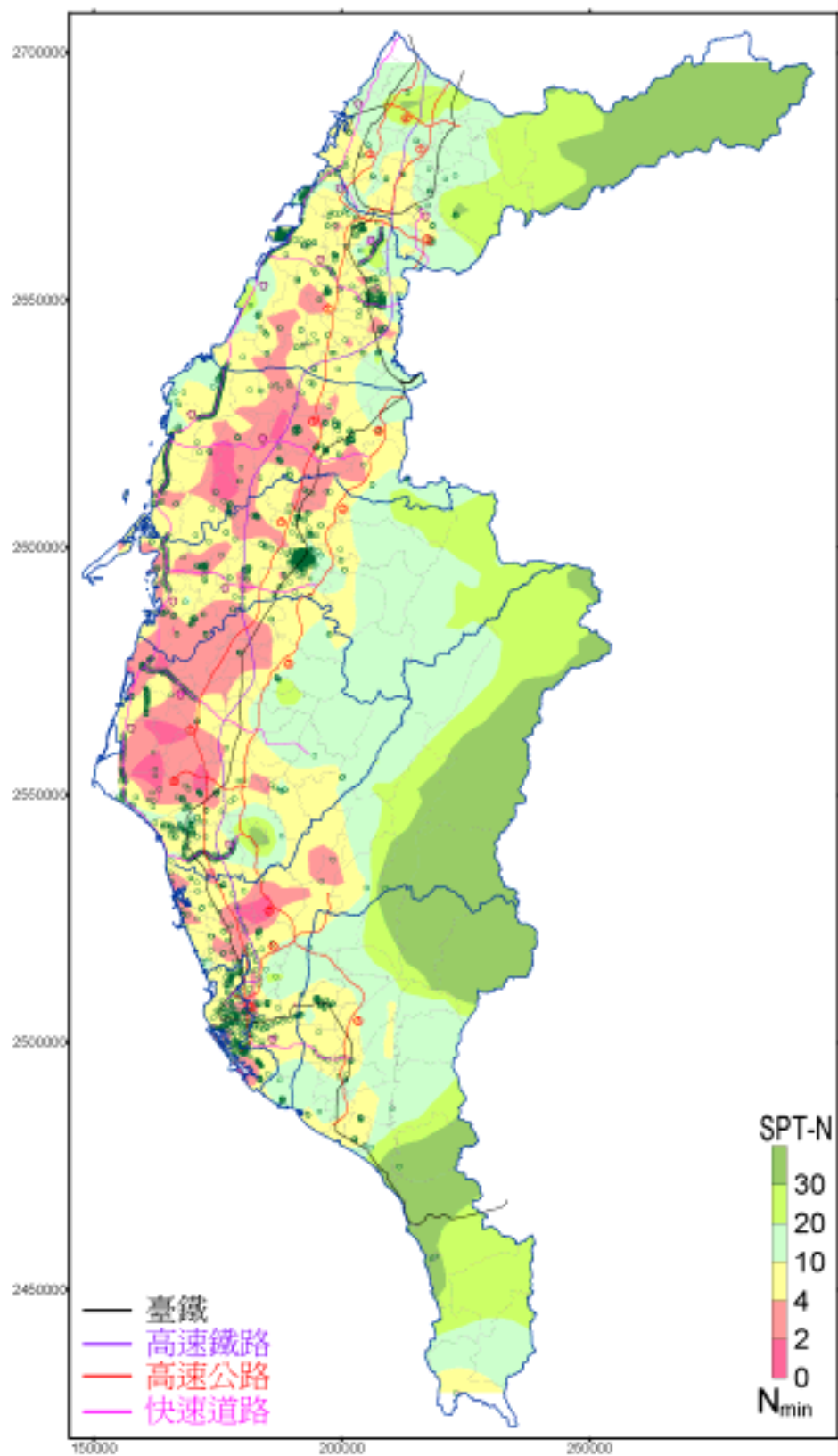
另外，比較圖 4-3 (a)與圖 4-1(a)可知兩圖極為相似，因此本研究之 N_{min} 值將鑽探前 20 公尺內的資料整體一次取值判斷或計算，而不分層次取值。

另外，圖 4-3 可視為評斷鬆軟地盤的初步準則，經觀察鬆軟土層的分佈區域，可知地質較鬆軟地區包括：(1)彰化縣中央（溪湖鎮）、(2)雲林縣之西部（二崙鄉、虎尾鎮、土庫鎮、元長鄉、北港鎮、東勢鄉、四湖鄉、水林鄉、口湖鄉及褒忠鄉）、(3)嘉義縣與雲林縣交界（大林鎮及北港鎮）與沿海處（東石鄉、朴子市、布袋鎮、義竹鄉、鹿草鄉）、(4)臺南縣之西半部（北門鄉、鹽水鎮、新營市、後壁鄉、柳營鄉、善化鎮、新市鎮、安定鄉、佳里鎮、七股鄉、西港鄉、永康市、安南區）、(5)高雄縣西南地區（田寮鄉、旗山鎮、岡山鎮、阿蓮鄉、橋頭鄉、茄萣鄉及永安鄉）、(6)高雄市高雄港附近、(7)屏東縣林邊鄉附近。

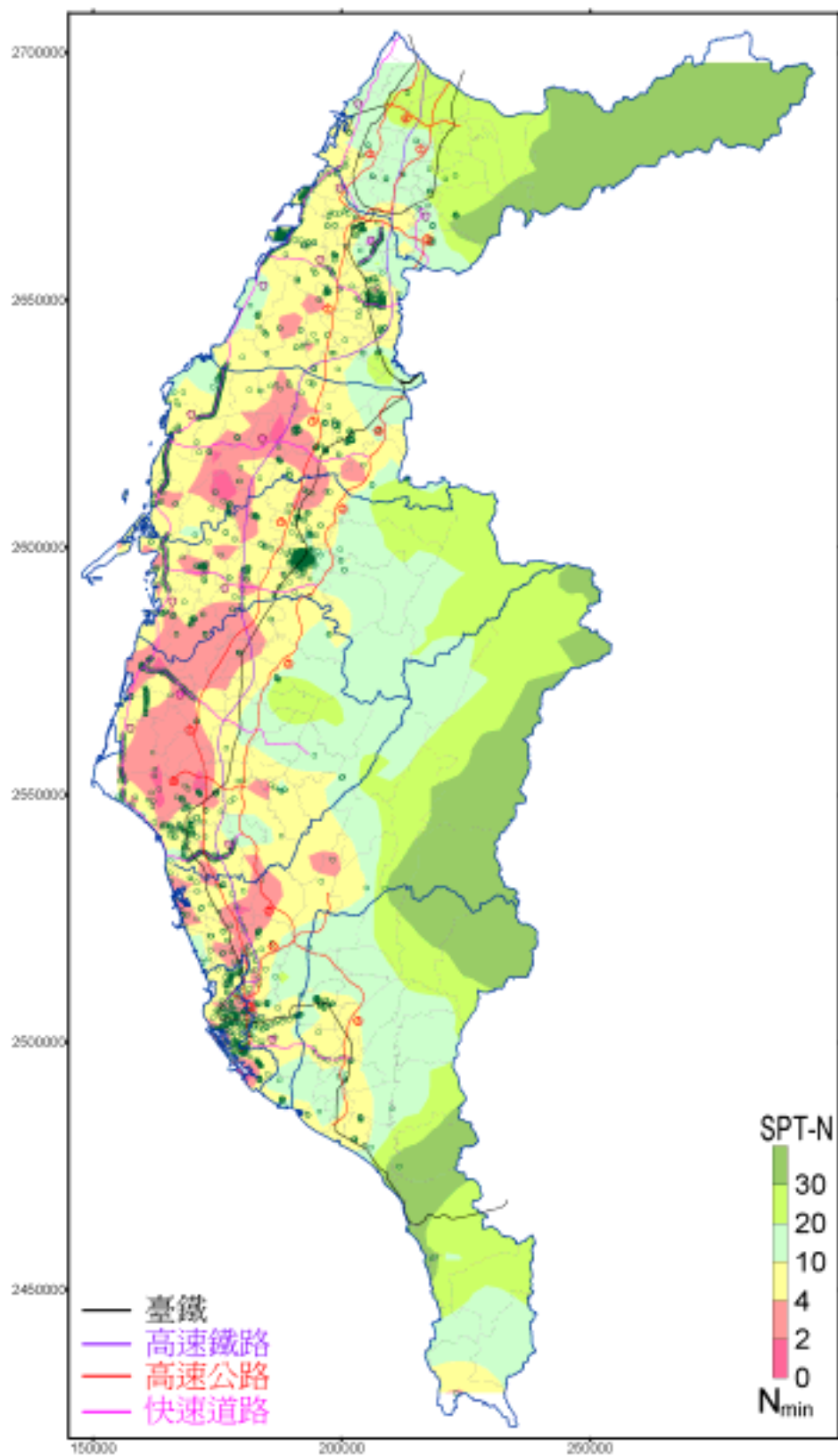
2. 黏土之 N_{min} 值分佈

由表 4-1 及表 4-2 可知，即使有相同 N 值，黏土和砂土的表現行為不盡相同。依照相同的取 N 值原則，僅加入土壤分類的區別後：以黏性土壤 CL、CH (含 MH、ML)而言，可以得到圖 4-4 黏性土壤之 N_{min} 值分佈狀況。其中，圖 4-4(a)為未修正 N 值及圖 4-4(b)為修正後 N 值，(a)(b)兩圖差別僅於 $N < 4$ 之部分。整體來說，修正後之 N 值均有提升部分。

綜合圖 4-4 之兩張圖，可知黏土質土壤較軟弱地區在：(1)彰化縣中央（溪湖鎮）、(2)雲林縣之西部（二崙鄉、虎尾鎮、土庫鎮、元長鄉、北港鎮、東勢鄉、四湖鄉、水林鄉、口湖鄉及褒忠鄉）、(3)嘉義縣與雲林縣交界（溪口鄉、大林鎮及北港鎮）與沿海處（東石鄉、朴子市、布袋鎮、義竹鄉、鹿草鄉）、(4)臺南縣之西半部（北門鄉、鹽水鎮、新營市、後壁鄉、柳營鄉、善化鎮、新市鎮、安定鄉、佳里鎮、七股鄉、西港鄉、永康市、安南區）、(5)高雄縣西南地區（田寮鄉、旗山鎮、岡山鎮、阿蓮鄉、橋頭鄉、茄萣鄉及永安鄉）、(6)高雄市高雄港附近。



(a)未修正 N 值
圖 4-4 黏性土壤之 $N_{\min}$ 值分佈狀況



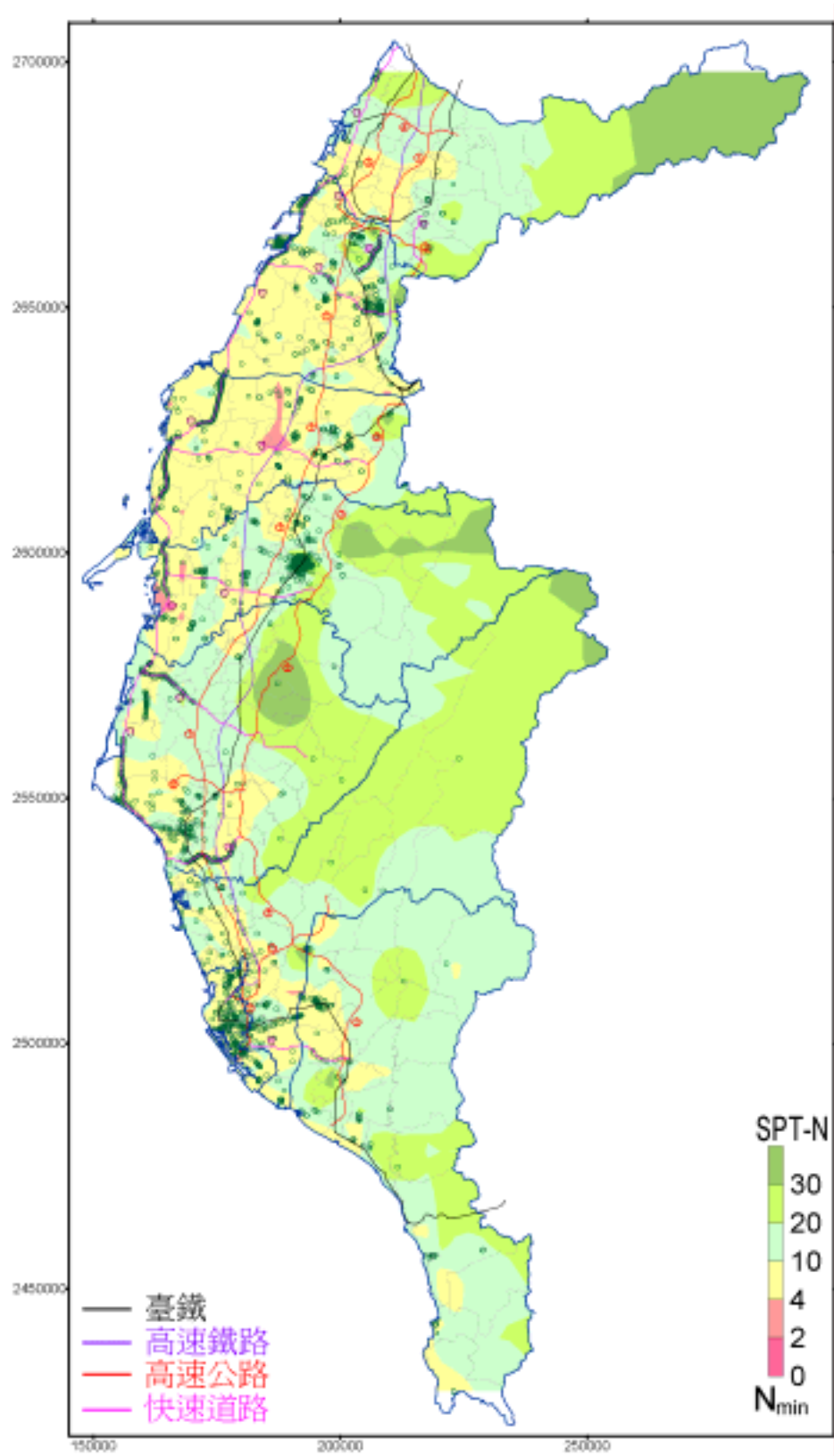
(b)修正後 N 值
圖 4-4 黏性土壤之 N_{min} 值分佈狀況 (續)

3.砂土之 N_{min} 值分佈

同理，本節以討論砂性土壤(SP、SW、SM、SC)為主，圖 4-5 砂性土壤之 N_{min} 值分佈狀況。其中，圖 4-5(a)為未修正 N 值，圖 4-5(b)為修正後 N 值：比較(a)(b)兩圖知除雲林縣二崙鄉、虎尾鎮及土庫鎮之外，其餘地方修正後之 N 值均比原始 N 值高。

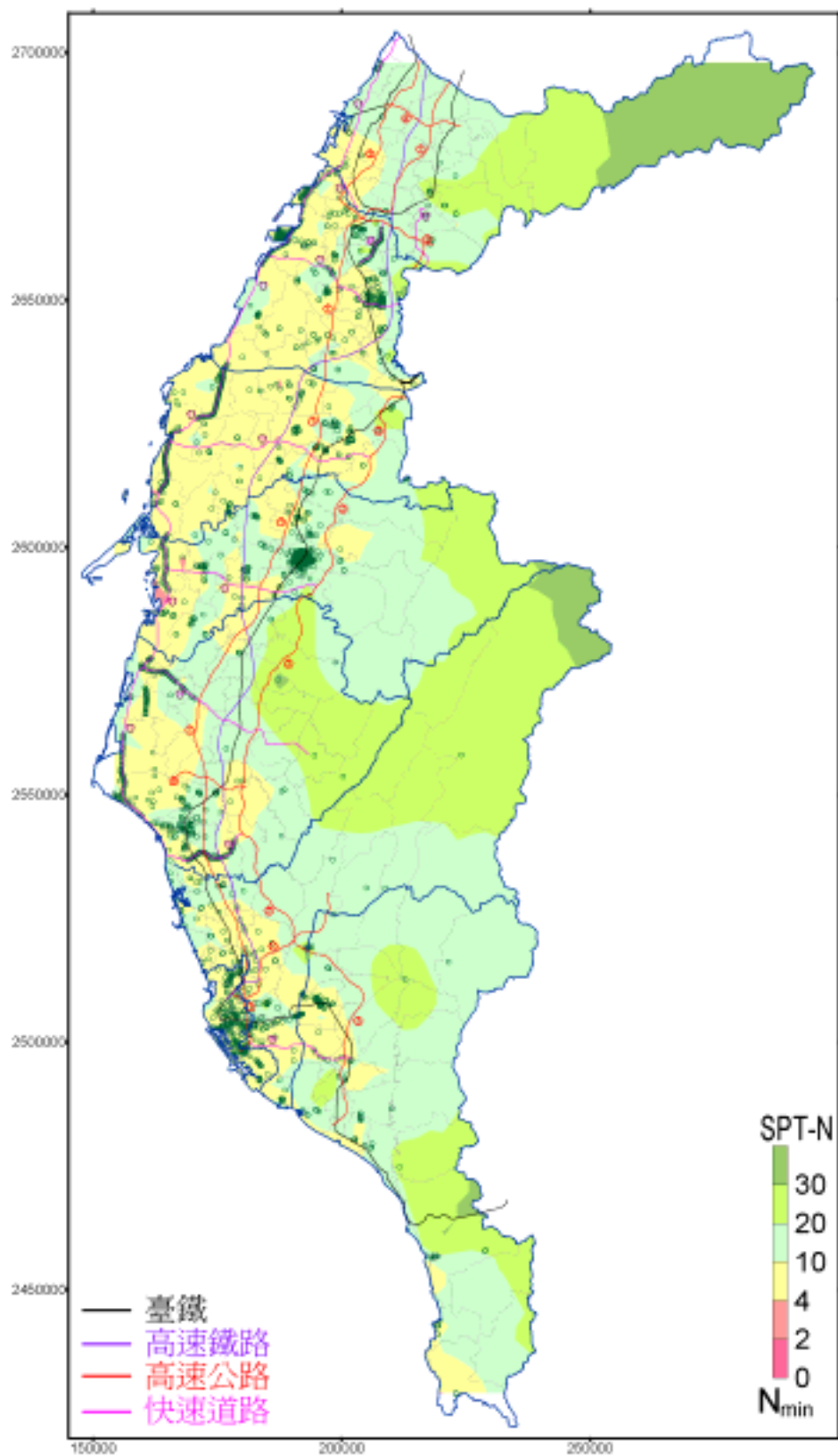
綜合圖 4-5 之兩張圖，可知較軟弱砂質土壤在：(1)臺中縣西南部(自沙鹿鎮起算)(2)彰化縣整縣(花壇鄉、彰化市及秀水鄉除外)、(3)雲林縣全縣(林內鄉除外)、(4)嘉義縣部份鄉鎮(溪口鄉、民雄鄉、鹿草鄉、東石鄉及布袋鎮)、(5)臺南縣之西部沿海處(安南區、將軍鄉)及南部(新市鎮與新化鎮交接處)、(6)高雄縣西南地區(燕巢鄉、大樹鄉、崗山鎮起西南處)、(7)屏東縣(屏東市、萬丹鄉、竹田鄉、佳冬鄉、東港鎮及林邊鄉)。

進一步，若同時比較相同地區砂土與粘土的 N_{min} 值，觀察圖 4-4 與圖 4-5 比較之後，可得知：(1)臺中縣的臺中市起西南地區地質是以疏鬆砂土為主的地盤。(2)彰化縣全縣多屬疏鬆砂土的地盤，而溪湖鎮及二林鄉則還需多注意軟弱黏土問題。(3)雲林縣全縣土壤同時具備疏鬆砂土及軟弱黏土的特性，因此全縣的地盤須格外注意土壤鬆軟的問題。(4)嘉義縣的鬆軟地質可分為北、海岸、南三區，北區的大林鎮、新港鎮、民雄鄉及溪口鄉與雲林縣同時具備砂土的疏鬆及黏土的軟弱，海岸區的東石鄉、布袋鎮及朴子市屬疏鬆砂土而夾雜些許的軟弱黏土，南區的義竹鄉、鹿草鄉及太保市則屬軟弱黏土。(5)臺南縣則是明顯的屬於軟弱黏土，西南部的七股鄉、佳里鎮、西港鄉、安定鄉及臺南市的安南區多注意疏鬆沙土問題。(6)高雄縣的西南地區則有疏鬆砂土問題，且部分地區存在軟弱黏土。(7)屏東縣則是屬於砂土地盤。



(a)未修正 N 值

圖 4-5 砂性土壤之 $N_{\min}$ 值分佈狀況



(b)修正後 N 值
圖 4-5 砂性土壤之 N_{min} 值分佈狀況 (續)

4.3.3 等值 N_{eq} 值分佈

圖 4-6 為等值 N_{eq} 值分佈狀況，係使用修正後之 N 值做整孔等值 N 值之計算，圖 4-6(a) 為利用 Parry 法計算而得、圖 4-6(b) 為利用 Schmertmann 法計算而得。觀察圖中(a)(b)兩圖在 N 值介於 4 到 10 之間（黃色）相差甚遠，且 Schmertmann 法的計算 N_{eq} 結果較 Parry 法來的低。其原因，為 Parry 法深處（15 公尺至 20 公尺）的影響因子較 Schmertmann 法來的大，因此若深處的 N 值較淺處 N 值高出許多時，Parry 法計算整孔等值 N 結果就會比 Schmertmann 法來的大。鑑於西南沿海軟弱地層多在 5 公尺內的淺層土壤，淺層土壤應該是本研究重點，因此本研究進行工程參數推估時，若需考慮地盤土壤互層效應時，均使用 Schmertmann 法所得的 N_{eq} 值保守估計之。

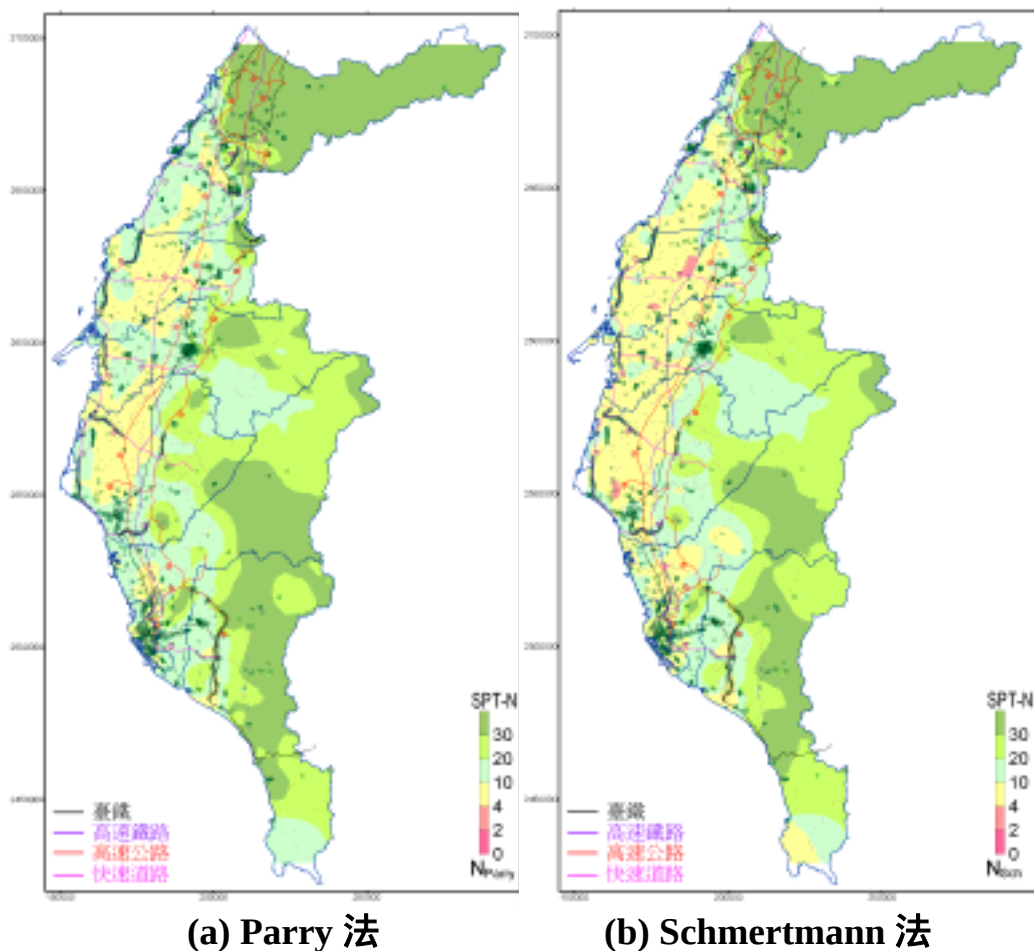


圖 4-6 等值 N_{eq} 值分佈狀況

由圖 4-6 與圖 4-3 相比可知:各縣市的整孔平均後的等值 N 值(N_{eq})比前述單一最小 N 值(N_{min})明顯提升許多。原來 N_{min} 值小於 4 之地區均已提高,但以下區域等值 N_{eq} 仍舊低於 4:(1)雲林的虎尾鎮及北港鎮、(2)臺南市安南區、(3)高雄縣的小港區、永安鄉潟湖、岡山鎮與阿蓮鄉交界處、(4)屏東縣的林邊鄉。因此可知,上述之相關地區的地質相當鬆軟,且鬆軟土層的厚度應當也相當大(鬆軟土層分佈深度大)。經此處的重大交通建設應特別注意其鬆軟地盤問題,並擬定設計處理對策。

4.3.4 鬆軟地質之分區

本研究以 N_{min} 值 4 與 10 為分界,將臺灣西南地區進行鬆軟地質程度簡化分為三級,如圖 4-7 所示:紅色 - 危險,黃色 - 中等,綠色 - 安全表示。並以鄉鎮為最小分區單位,其分區原則如下:(1)只要該鄉鎮出現修正後 N_{min} 小於 4(紅色)者即視為鬆軟地質區;(2) N_{min} 介於 4 至 10 之間(黃色)者為中等鬆軟地質區;(3) N_{min} 大於 10(綠色)者為良好地盤。

本研究篩選整理後得知(請參閱圖 4-7):雲林及臺南縣市其 N 值小於等於 4 之地層分佈範圍最廣;而彰化、嘉義、高雄的分佈範圍則次之;其詳細的鄉鎮分佈狀況請參閱 4.3.5 節敘述,並配合鬆軟土層之厚度分佈做參考。

4.3.5 鬆軟土層之厚度分佈

相同 N 值在不同土壤(砂土及黏土),其鬆軟程度的行為不同,且判斷鬆軟土壤的標準不同,因此本研究的鬆軟土層計算方式將依土壤,而有不同的標準;其中砂土(SP、SW、SM、SC)的 N 值小於等於 10 者、或黏土(CL、CH、MH、ML)的 N 值小於等於 4 者,視為鬆軟土層,並相加累計其厚度,圖 4-8 鬆軟地盤厚度分佈狀況。

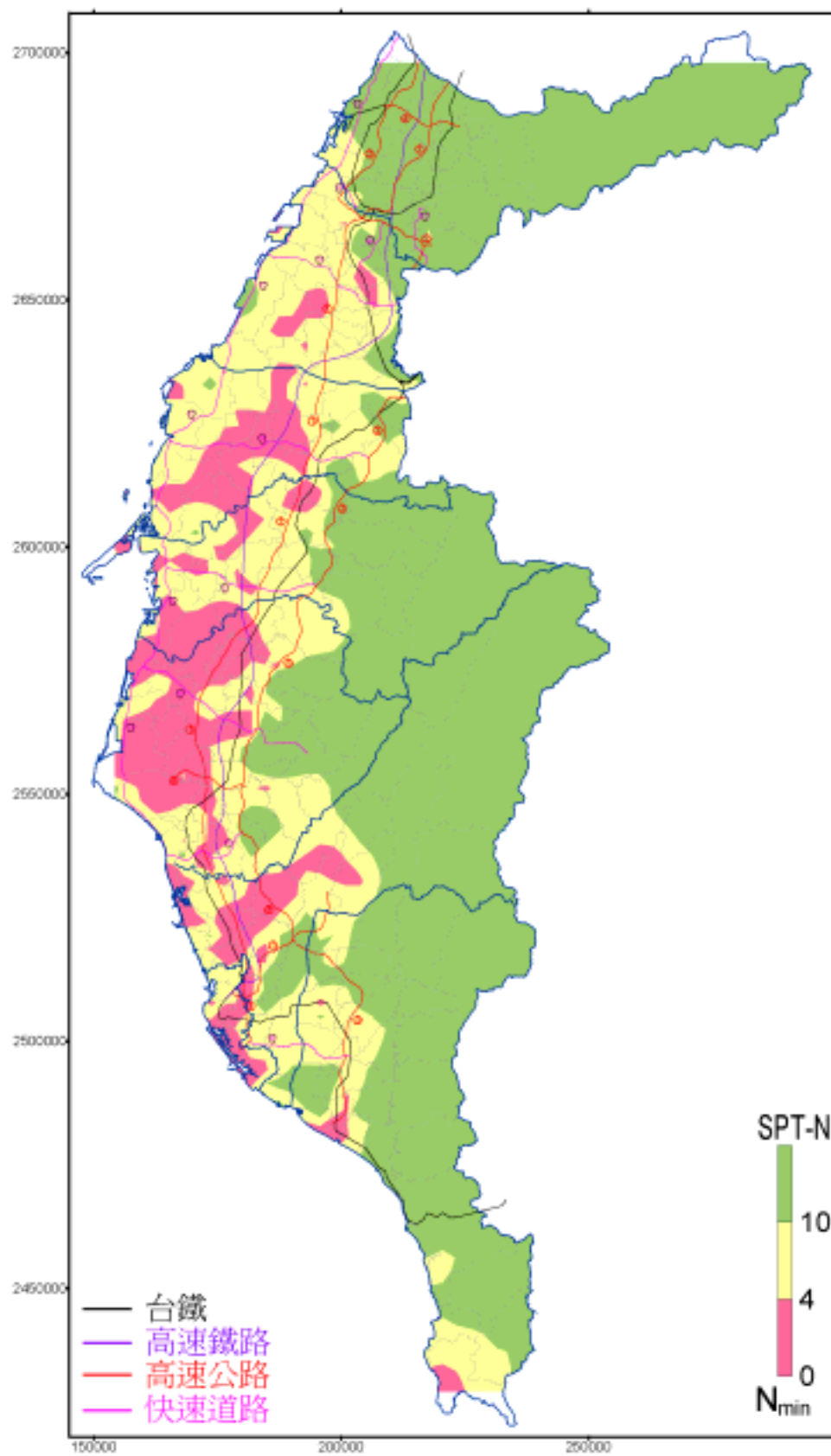


圖 4-7 各縣市鬆軟程度分級

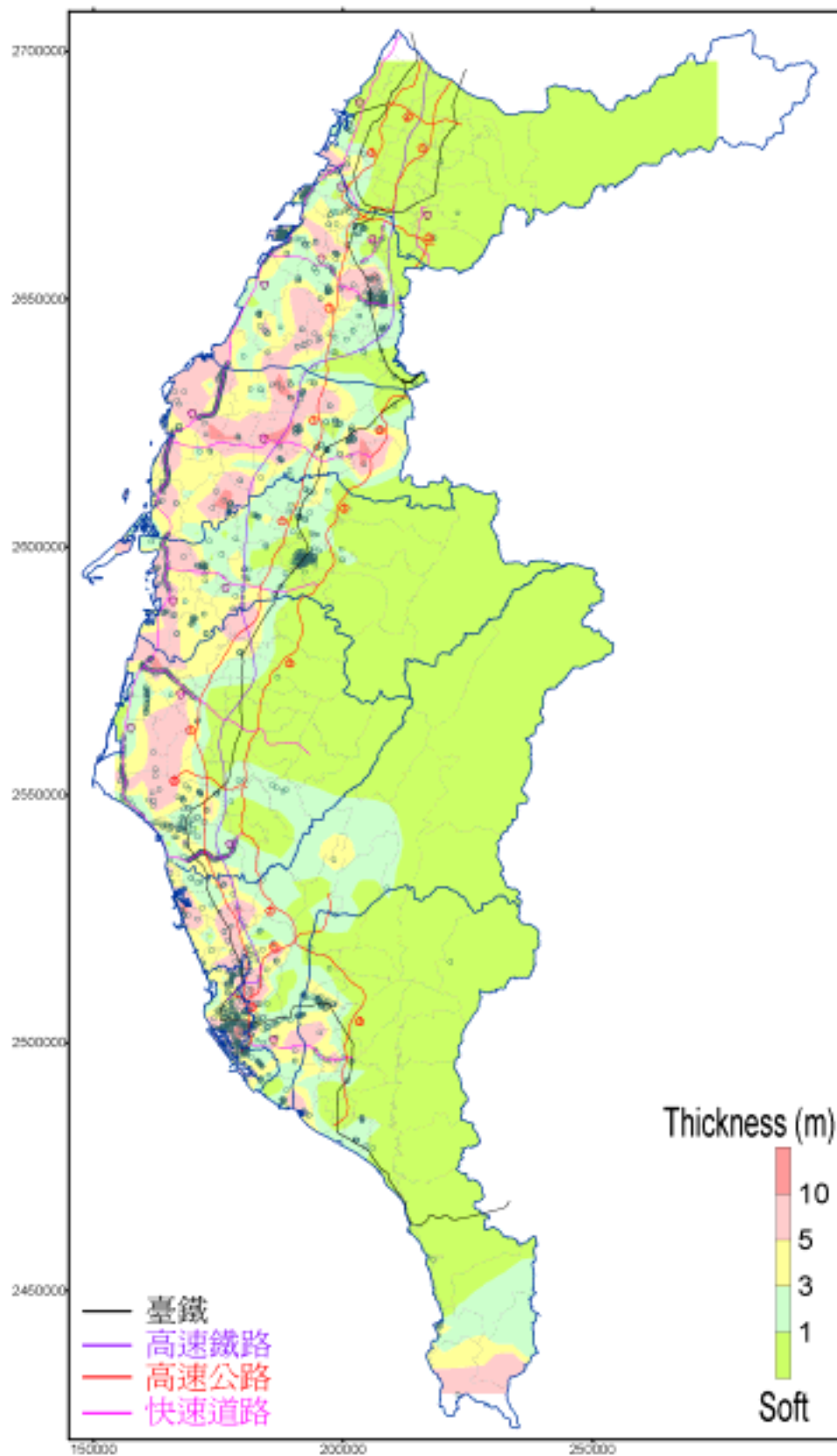


圖 4-8 鬆軟地盤厚度分佈狀況

本研究依照 4.3.4 節，將臺灣西南七縣市以鄉鎮為單位，利用 N 值劃分地盤軟弱程度為三等級（鬆軟地質分區請見圖 4-7）： $N_{\min}$ 值小於 4、 $N_{\min}$ 值介於 4~10 之間、全鄉鎮的 $N_{\min}$ 皆大於 10 者。

進一步將七縣市內屬於鬆軟地質之鄉鎮名稱（及其累計厚度，m），分別依 $N \leq 4$ 、及 $4 < N \leq 10$ 兩種等級（及其累計厚度）統計如下：

1. 鬆軟地質區， $N \leq 4$

彰化縣市：和美鎮(1~4m)，鹿港鎮(2~8m)，花壇鄉(2~4m)，大村鄉(>4m)，員林鎮(1~4m)，埔鹽鄉(4~8m)，二林鄉(2~8m)，竹塘鄉(4~8m)，埤頭鄉(2~8m)，溪湖鎮(2~8m)。

雲林縣：崙背鄉(2~8m)，二崙鄉(>4m)，虎尾鎮(>2m)，大埤鄉(2~8m)，土庫鎮(>4m)，褒忠鄉(>4m)，元長鄉(>2m)，四湖鄉(>4m)，口湖鄉(>4m)，水林鄉(2~8m)，麥寮鄉(>4m)，西螺鄉(>4m)，斗南鎮(2~4m)，北港鎮(>4m)，東勢鄉(>4m)。

嘉義縣市：東石鄉(>4m)，布袋鎮(4~8m)，義竹鄉(2~8m)，六腳鄉(1~4m)，新港鎮(2~4m)，溪口鄉(1~2m)，大林鎮(1~4m)，民雄鄉(1~4m)，太保市(<4m)，鹿草鄉(2~8m)，朴子市(2~8m)。

臺南縣市：北門鄉(2~8m)，學甲鎮(2~4m)，鹽水鎮(2~8m)，新營市(2~8m)，後壁鄉(4~8m)，柳營鄉(0~2m)，六甲鄉(<2m)，官田鄉(<1m)，麻豆鎮(2~8m)，善化鎮(<1m)，安定鄉(2~4m)，西港鄉(2~8m)，佳里鎮(4~8m)，將軍鄉(2~8m)，七股鄉(2~4m)，永康市(2~8m)，安南區(>2m)，南區(2~4m)，新市鄉(<2m)，東山鄉(<2m)，仁德鄉(2~8m)，歸仁鄉(<4m)，新化鎮(<2m)，左鎮鄉(<2m)。

高雄縣市：茄萣鄉(2~8m)，永安鄉(>4m)，岡山鎮(>4m)，橋頭鄉(4~8m)，三民區(4~8m)，前鎮區(2~8m)，旗津區(4~8m)，小港區(2~4m)，美濃鎮(0~2m)，杉林鄉(0~2m)，內門鄉(0~2m)，旗山鎮(0~2m)，田寮鄉(0~2m)，阿蓮鄉(2~8m)，燕巢鄉(0~2m)，湖內鄉，

(2~4m)路竹鄉(0~2m)，仁武鄉(2~8m)，烏松鄉(0~8m)，大社鄉(2~8m)，高雄市(>4m)。

2.中等鬆軟地質區， $4 < N$ 值 10

臺中縣市：梧棲鎮(1~2m)，龍井鄉(2~8m)，大肚鄉(1~4m)，大里市(0~1m)，霧峰鄉(<1m)。

彰化縣市：伸港鄉(2~8m)，線西鄉(2~4m)，彰化市(<4m)，)，埔心鄉(2~4m)，福興鄉(2~8m)，鹿港鎮(4~8m)，社頭鄉(1~2m)，芳苑鄉(2~4m)，大城鄉(2~4m)，北斗鎮(1~2m)，田中鎮(<2m)，二水鄉(<1m)，永靖鄉(<2m)，秀水鄉(2~8m)，社頭鄉(<2m)，溪州鄉(<1m)。

雲林縣：西螺鄉(4~8m)，莿桐鄉(2~8m)，斗六市(>2m)，古坑鄉(>2m)，臺西鄉(4~8m)，林內鄉(<2m)。

嘉義縣市：水上鄉(2~4m)，嘉義市(<1m)，中埔鄉(<1m)。

臺南縣市：南化鄉(<2m)，白河鎮(<1m)，新市鄉(<2m)，北區(<2m)，中區(<2m)，東區(<2m)，玉井鄉(<1m)，關廟鄉(<2m)，安平區(<2m)。

高雄縣市：彌陀鄉(2~8m)，梓官鄉(4~8m)，湖內鄉(2~4m)，路竹鄉(2~8m)，林園鄉(<8m)，大寮鄉(2~8m)，鳳山市(2~4m)，烏松鄉(0~8m)，大樹鄉(<2m)，仁武鄉(>2m)，大社鄉(4~8m)，燕巢鄉(0~8m)，阿蓮鄉(2~8m)，美濃鎮(<2m)，田寮鄉(<2m)，內門鄉(<2m)，旗山鎮(<2m)，杉林鄉(<2m)。

屏東縣：里港鄉(<1m)，九如鄉(<2m)，麟洛鄉(1~2m)，內埔鄉(<1m)，竹田鄉(局部>4m)，萬巒鄉(<1m)，潮州鎮(2~8m)，萬丹鄉(2~8m)，崁頂鄉(<4m)，新園鄉(2~8m)，南州鄉(<1m)，枋寮鄉(<2m)，鹽埔鄉(<1m)，長治鄉(<1m)。

由上述分析可知：(1)一般而言，鬆軟地盤中的 $N_{\min}$ 值與鬆軟土層厚度，兩者間的確有關係， $N_{\min}$ 值愈低，鬆軟土層厚度愈大。(2)

有些地區雖然位於鬆軟地質區($N_{min} = 4$)，但是鬆軟土層厚度很薄，甚至有厚度不足 1 公尺者。例如：臺南縣的善化鎮、官田鄉等，而發生此現象的地區，但是進一步瞭解，發現均有缺乏鑽探資料(如：善化鎮)或是鑽探資料分佈不均(如：官田鄉)的問題，以致於該地區地質資料須由附近鄉鎮的鑽探資料插值求得，因此造成資料推估較不具可信度。綜上可知，在判斷鬆軟地質時，除利用 N 值外，尚需加入鬆軟土壤厚度等相關判斷資料，以協助判斷地盤狀況。

4.4 多重式鬆軟地盤評估

本研究至目前為止的鬆軟地質分區圖僅用單一準則來進行繪圖及分析。參考各國家所訂定的鬆軟地盤準則，尚須考量鬆軟地層厚度及含水量等因素，因此本節嘗試給予臺灣西南地區的地盤進行綜合評分。

4.4.1 臺灣西南七縣市鬆軟地盤之微分區

鬆軟地盤的研判準則分別可利用以下三項：(1) N_{min} 值、(2)最大含水量、(3)鬆軟土層厚度；因此本研究將對臺灣西南地區的地質利用此三項準則進行評分。每項依地盤鬆軟的嚴重程度，將之分為(1)極鬆軟(2分)；(2)鬆軟(1分)；(3)非鬆軟(0分)三級(陳建伸,2006)；每項最多可評至 2 分，分數愈高其地盤的鬆軟程度愈嚴重。每項準則都設有鬆軟地盤的鬆軟「門檻值」。由於砂性土壤與黏性土壤的鬆軟地盤準則不同，因此可以設立兩階準則；且砂性土壤的準則較黏性土壤嚴格，因此本研究以疏鬆砂土為本研究之鬆軟地盤準則的「門檻值」。

本研究的三項鬆軟地盤判定準則之評分標準如後：(1) N_{min} 值 ≥ 10 、 $\omega_{Nmax} \leq 30\%$ 、鬆軟土層厚度 ≤ 5 公尺，皆評為「鬆軟」程度(1分)。(2) N_{min} 值 ≥ 4 、最大含水量 $\leq 50\%$ 、鬆軟土層厚度 ≤ 10 公尺，皆評為「極鬆軟」。

其中，本研究鬆軟地盤準則中，前二項係利用砂性土壤($N_{min} \geq 10$ 、 $\omega_{Nmax} \leq 30\%$)與黏性土壤($N_{min} \geq 4$ 、 $\omega_{Nmax} \leq 50\%$)的鬆軟地盤判斷準

則，來進行 2 階段的評分。而第三項準則 - 「鬆軟土壤厚度」的標準係參考日本鐵路的判定準則：軟弱土層厚度 5m (N=2) 或軟弱土層厚度 10 公尺 (N=4)。但因本研究之鬆軟土層厚度的計算方式為：整孔資料中，黏性土壤 N 值 4 加上砂性土壤 N 值 10 的累積厚度。此計算結果與認定標準不一致，因此本研究對鬆軟土層厚度達 5 公尺定義為「鬆軟」(1 分)，厚度超過 10 公尺定義為「極鬆軟」(2 分)。

本研究之多重式鬆軟地盤的評分標準說明如下：

(1) N_{min} 值	評分
$N_{min} \leq 4$	2 分
$4 < N_{min} \leq 10$	1 分
$10 < N_{min}$	0 分
(2) 最大含水量, ω_{Nmax}	評分
$\omega_{Nmax} \leq 50\%$	2 分
$50\% > \omega_{Nmax} \geq 30\%$	1 分
$30\% > \omega_{Nmax}$	0 分
(3) 土壤鬆軟厚度, ΣH	評分
$\Sigma H \leq 10m$	2 分
$10m > \Sigma H \geq 5m$	1 分
$5m > \Sigma H$	0 分

本研究之鬆軟地盤判定依據三種評分項目結果滿分 6 分，並將總評分劃分成三種等級，I 級：0~2、II 級：3~4、III 級：5~6。分數愈高級數愈高，表示其地盤的鬆軟程度愈嚴重。

研究進行方式是利用「點陣圖」的檔案格式(本研究的土壤性質圖均為「點陣圖」的檔案格式)進行鬆軟地盤的綜合評估：在 N_{min} 值、最大含水量、鬆軟土層厚度，三種圖片長寬相同的地質圖中，對照於圖例訂定圖片中像素的顏色對應該區的土壤性質。找到相同位置的像素進行多重式鬆軟地盤評分；最後將評分結果分級，並繪製一張新的鬆軟地質分區圖，其結果如圖 4-9 所示，圖中三種等級之面積佔臺灣西南地區之面積分別為：I 級堅硬地質佔 83.7%、II

級中等鬆軟地質佔 15.8%、III 級極鬆軟地質佔 0.5%。由圖中可以歸類本研究將存在極可能存在鬆軟地質(III 級與 II 級)之地區大致分佈如後：

1.III 級極鬆軟地質

彰化縣：鹿港鎮及大村鄉。

雲林縣：麥寮鄉、二崙鄉、褒忠鄉、虎尾鎮、土庫鎮、北港鎮及水林鄉。

臺南縣市：北門鄉、學甲鎮及安南區。

高雄縣市：永安鄉、岡山鎮、阿蓮鄉、大社鄉、仁武鄉、烏松鄉、苓雅區及前鎮區。

2.II 級中等鬆軟地質

彰化縣：伸港鄉、線西鄉、秀水鄉、福興鄉、花壇鄉、員林鎮、埔心鄉、溪湖鎮、田尾鄉、埤頭鄉、二林鄉、竹塘鄉及大城鄉。

雲林縣：西螺鄉、莿桐鄉、崙背鄉、臺西鄉、東勢鄉、斗六鄉、古坑鄉、大埤鄉、斗南鎮、元長鄉、口湖鄉及四湖鄉。

嘉義縣市：大林鄉、溪口鄉、民雄鄉、新港鎮、六腳鄉、朴子市、東石鄉、布袋鎮、義竹鄉及鹿草鄉。

臺南縣市：後壁鄉、東山鄉、柳營鄉、新營市、鹽水鎮、下營鄉、麻豆鎮、六甲鄉、官田鄉、善化鎮、新市鎮、安定鄉、西港鄉、佳里鎮、七股鄉、永康市、仁德鄉、歸仁鄉、南區。

高雄縣市：杉林鄉、旗山鎮、美濃鎮、田寮鄉、路竹鄉、湖內鄉、茄萣鄉、燕巢鄉、橋頭鄉、梓官鄉、鳳山市、林園鄉及高雄市。

屏東縣：新園鄉、東港鄉、林邊鄉、佳冬鄉、恆春鎮及滿州鄉。

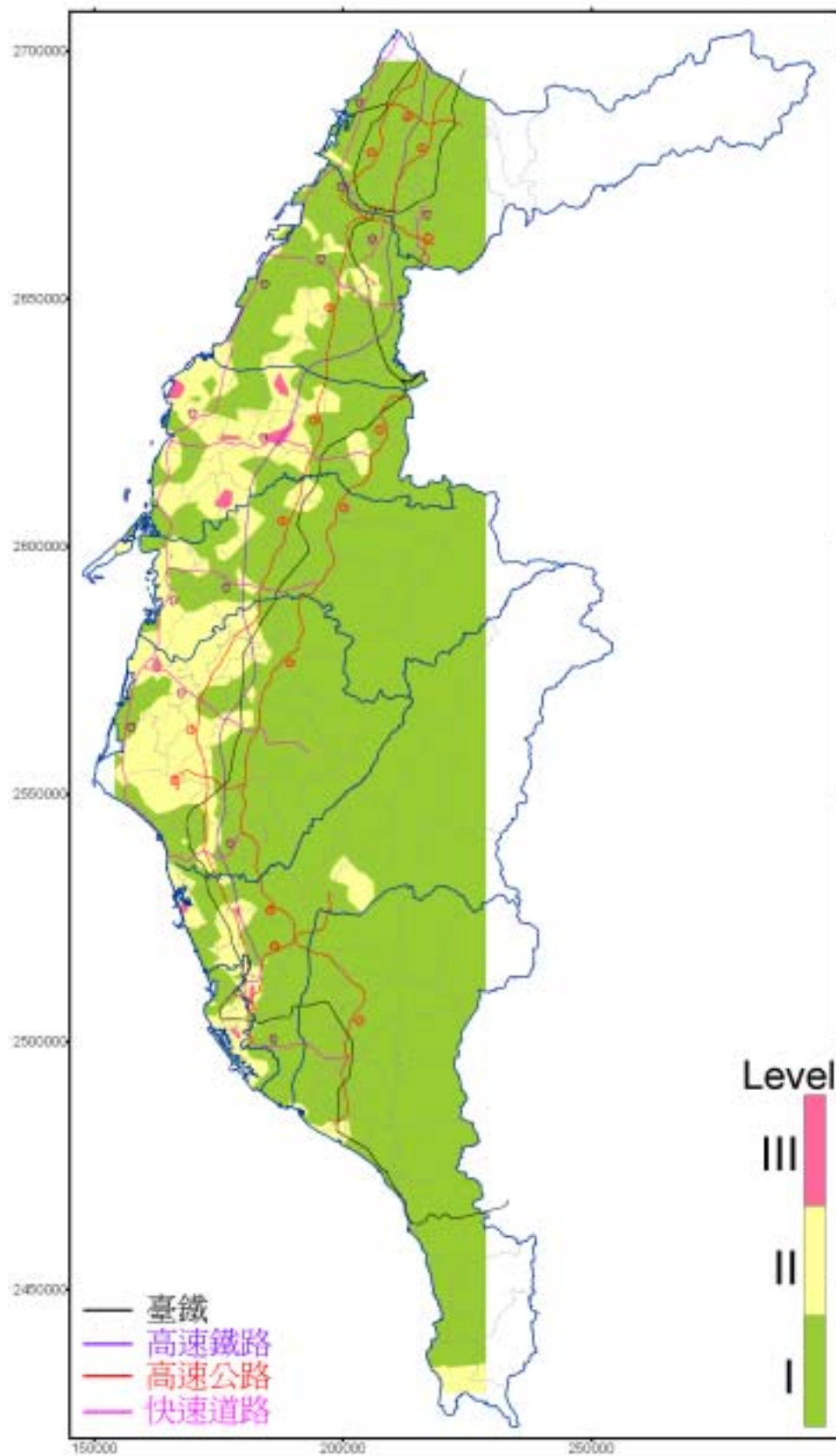


圖 4-9 地質鬆軟等級的分佈

4.4.2 西南七縣市之鬆軟土壤性質整理

本節目的為對前述臺灣西南各縣市鬆軟地質做一總整理。受於鑽孔資料分佈型態（分佈以沿岸及交通設施為主）及數量所限制，因此本研究之土壤性質分佈僅取縣市沿海的部份資料為主。

文中將研究將範圍內之各鄉鎮的地盤狀況觀察後，詳細列於表 4-3~ 4-9。表內之評定規則如後：(1)僅對圖 4-9 所覆蓋到之鄉鎮分析，未覆蓋到之區域表示該區域資料不完整，因此本研究不對此區進行評價；(2)分析表中項目有地盤等級分區、 N_{min} 值、最大含水量, ω_{Nmax} 、鬆軟土層厚度；(3)表中計算方式為該鄉鎮中所涵蓋到的土壤性質範圍，因此同一鄉鎮可能出現多等級之狀況。

表 4-3 臺中縣市之地質分佈狀況

鄉鎮	鬆軟等級			N _{min}				最大含水量(%)					鬆軟土壤厚度(m)			
	I	II	III	4	10	20	30	10	20	30	40	50	1	3	5	10
大安鄉																
大甲鎮																
外埔鄉																
後里鄉																
神岡鄉																
清水鎮																
豐原市																
梧棲鎮																
沙鹿鎮																
大雅鄉																
潭子鄉																
龍井鄉																
大肚鄉																
烏日鄉																
霧峰鄉																
大里市																
太平市																
北屯區																
西屯區																
南屯區																
北區																
中區																
東區																
西區																
南區																

表 4-4 彰化縣之地質分佈狀況

鄉鎮	鬆軟等級			N _{min}				最大含水量(%)					鬆軟土壤厚度(m)			
	I	II	III	4	10	20	30	10	20	30	40	50	1	3	5	10
伸港鄉																
線西鄉																
和美鎮																
芬園鄉																
彰化市																
花壇鄉																
大村鄉																
員林鎮																
埔鹽鄉																
鹿港鎮																
埔心鄉																
溪湖鎮																
秀水鄉																
福興鄉																
二林鄉																
芳苑鄉																
大城鄉																
竹塘鄉																
埤頭鄉																
社頭鄉																
田尾鎮																
溪州鄉																
田中鎮																
二水鄉																
永靖鄉																
北斗鎮																

表 4-5 雲林縣之地質分析

鄉鎮	鬆軟等級			N _{min}				最大含水量(%)					鬆軟土壤厚度(m)			
	I	II	III	4	10	20	30	10	20	30	40	50	1	3	5	10
麥寮鄉																
崙背鄉																
二崙鄉																
西螺鄉																
虎尾鎮																
土庫鎮																
大埤鄉																
斗南鎮																
北港鎮																
水林鄉																
口湖鄉																
褒忠鄉																
元長鄉																
莿桐鄉																
四湖鎮																
東勢鄉																
林內鄉																
斗六市																
臺西鄉																
古坑鄉																

表 4-6 嘉義縣市之地質分析

鄉鎮	鬆軟等級			N _{min}				最大含水量(%)					鬆軟土壤厚度(m)			
	I	II	III	4	10	20	30	10	20	30	40	50	1	3	5	10
大埔鄉																
中埔鄉																
大林鎮																
六腳鄉																
太保市																
水上鄉																
布袋鎮																
民雄鄉																
鹿草鄉																
東石鄉																
新港鎮																
義竹鄉																
朴子市																
溪口鄉																
嘉義市																
竹崎鄉																
梅山鎮																
番路鄉																
大埔鄉																

表 4-7 臺南縣市之地質分析

鄉鎮	鬆軟等級			N _{min}				最大含水量(%)					鬆軟土壤厚度(m)			
	I	II	III	4	10	20	30	10	20	30	40	50	1	3	5	10
下營鄉																
山上鄉																
白河鎮																
七股鄉																
仁德鄉																
六甲鄉																
學甲鎮																
歸仁鄉																
北門鄉																
永康市																
鹽水鎮																
後壁鄉																
柳營鄉																
將軍鄉																
麻豆鎮																
安定鄉																
新市鎮																
西港鄉																
官田鄉																
東山鄉																
佳里鎮																
新營市																
安南區																
安平區																
中區																
北區																
東區																
西區																
南區																
善化鎮																
新化鎮																
南化鄉																
左鎮鄉																
玉井鄉																
楠西鄉																
關廟鄉																
大內鄉																

表 4-8 高雄縣市之地質分析

鄉鎮	鬆軟等級			N _{min}				最大含水量(%)					鬆軟土壤厚度(m)			
	I	II	III	4	10	20	30	10	20	30	40	50	1	3	5	10
大樹鄉																
內門鄉																
茂林鄉																
桃源鄉																
大社鄉																
仁武鄉																
永安鄉																
阿蓮鄉																
美濃鎮																
茄萣鄉																
田寮鄉																
岡山鎮																
烏松鄉																
梓官鄉																
橋頭鄉																
燕巢鄉																
大寮鄉																
六龜鄉																
杉林鄉																
林園鄉																
湖內鄉																
路竹鄉																
旗山鎮																
鳳山市																
彌陀鄉																
楠梓區																
左營區																
鼓山區																
三民區																
鹽埕區																
前金區																
新興區																
苓雅區																
前鎮區																
小港區																
旗津區																

表 4-9 屏東縣之地質分析

鄉鎮	鬆軟等級			N _{min}				最大含水量(%)					鬆軟土壤厚度(m)			
	I	II	III	4	10	20	30	10	20	30	40	50	1	3	5	10
里港鄉																
高樹鄉																
鹽埔鄉																
三地鄉																
霧臺鄉																
瑪家鄉																
長治鄉																
九如鄉																
屏東市																
麟洛鄉																
萬丹鄉																
竹田鄉																
內埔鄉																
萬巒鄉																
新園鄉																
崁頂鄉																
南州鄉																
潮州鎮																
東港鎮																
林邊鄉																
佳冬鄉																
新埤鄉																
泰武鄉																
來義鄉																
春日鄉																
枋寮鄉																
獅子鄉																
枋山鄉																
牡丹鄉																
車城鄉																
恆春鎮																

1.臺中縣市

圖 4-10 為臺中縣市地質資料分佈狀況。綜合比較四者，由圖 4-10 (a)可知，除龍井鄉的地質需要注意外，整體來說臺中縣市的地質條件尚佳。

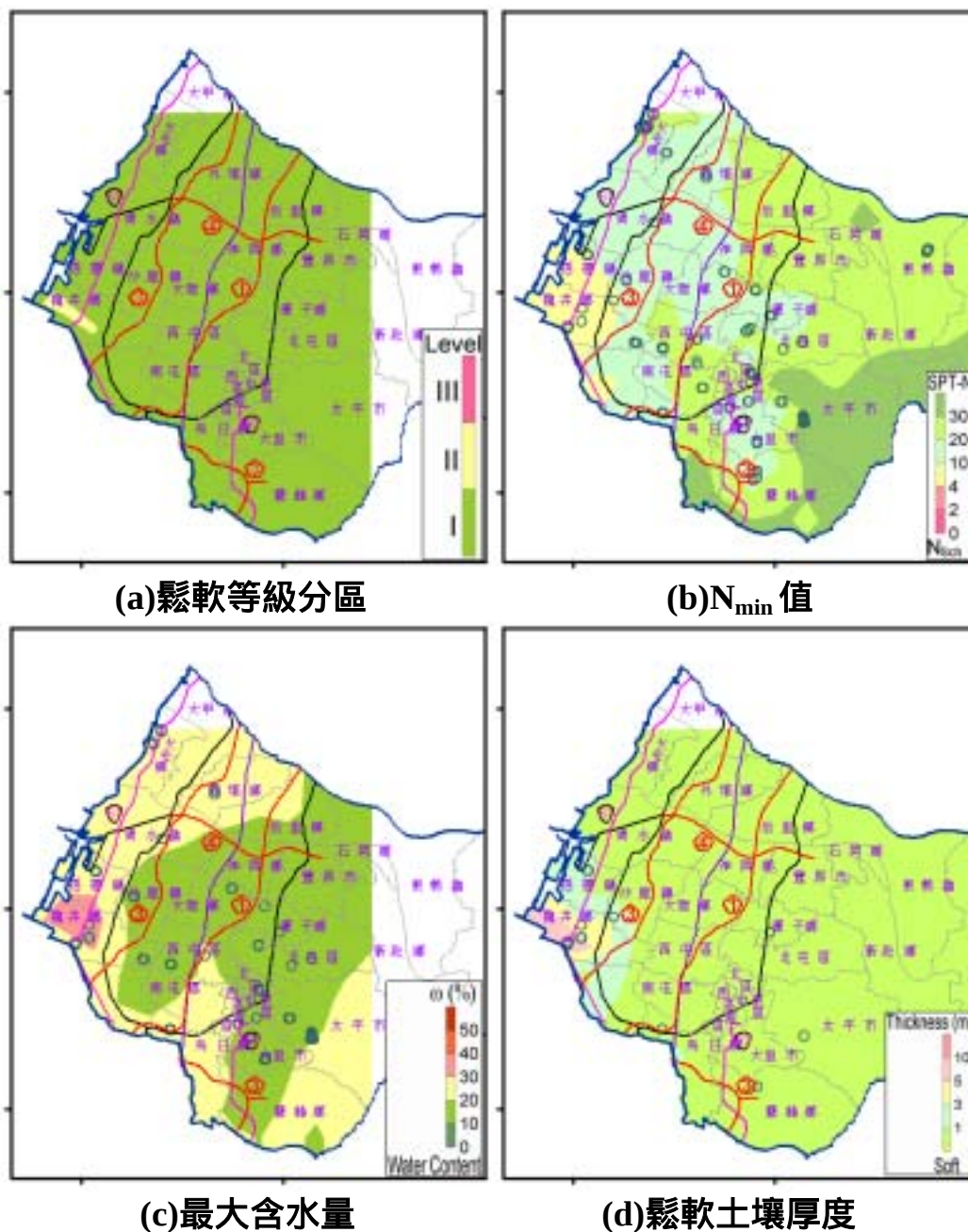


圖 4-10 臺中縣市地質資料分佈狀況

2.彰化縣

圖 4-11 為彰化縣地質資料分佈狀況。由圖 4-11(a)可知，鹿港鎮及大村鄉的地質屬於高度鬆軟（III 級）地盤；而伸港鄉、線西鄉、秀水鄉、福興鄉、鹽埔鄉、花壇鄉、埔心鄉、員林鎮、溪湖鎮、田尾鄉、二林鄉、埤頭鄉、竹塘鄉及大城鄉屬於中等鬆軟（II 級）地盤。彰化縣之鬆軟土壤以砂土地為主，而由圖 4-11 可知，彰化縣全縣 N_{min} 值多小於 10，最大含水量超過 30~40%（達砂土疏鬆標準 30%），因此彰化縣中被列為中等鬆軟地盤以上的鄉鎮須注意疏鬆砂土相關問題。

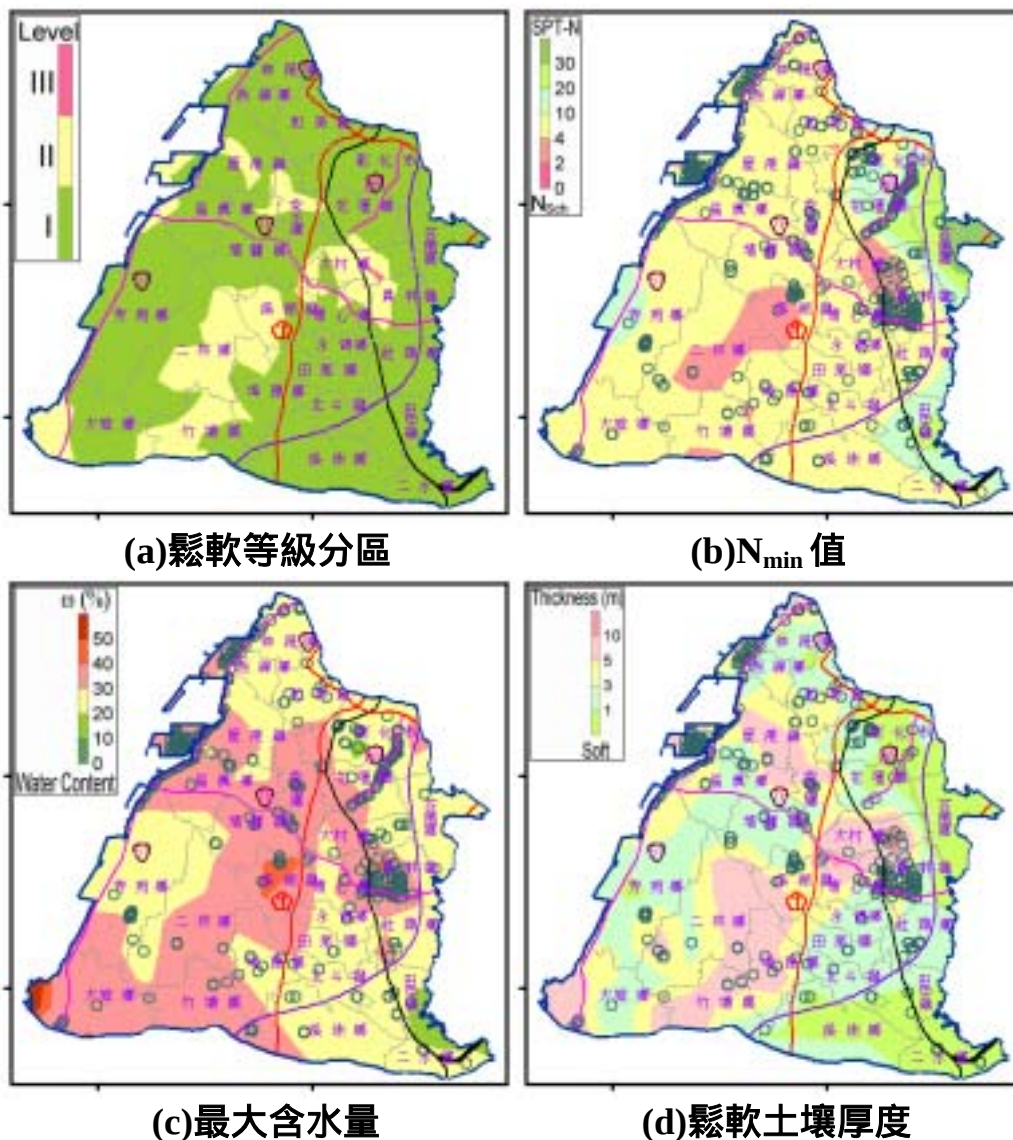


圖 4-11 彰化縣地質資料分佈狀況

3.雲林縣

圖 4-12 為雲林縣地質資料分佈狀況。由圖 4-12(a)可知，麥寮鄉、二崙鄉、褒忠鄉、虎尾鎮、土庫鎮、北港鎮及水林鄉屬於高度鬆軟（III 級）地盤；而西螺鄉、莿桐鄉、崙背鄉、臺西鄉、東勢鄉、斗六鄉、古坑鄉、大埤鄉、斗南鎮、元長鄉、口湖鄉及四湖鄉屬於中等鬆軟（II 級）地盤。由圖中知，雲林縣的高度鬆軟（III 級）地盤較多；全縣地盤同時具有疏鬆砂土及軟弱黏土特性。觀察圖 4-12 可知，全雲林縣同時具備 N_{min} 值偏；最高含水量以達 30% 以上，且部份地區尚有 40% 以上；大部份地區的鬆軟土層厚度超過 5 公尺；雲林縣需密切注意鬆軟地質的問題。

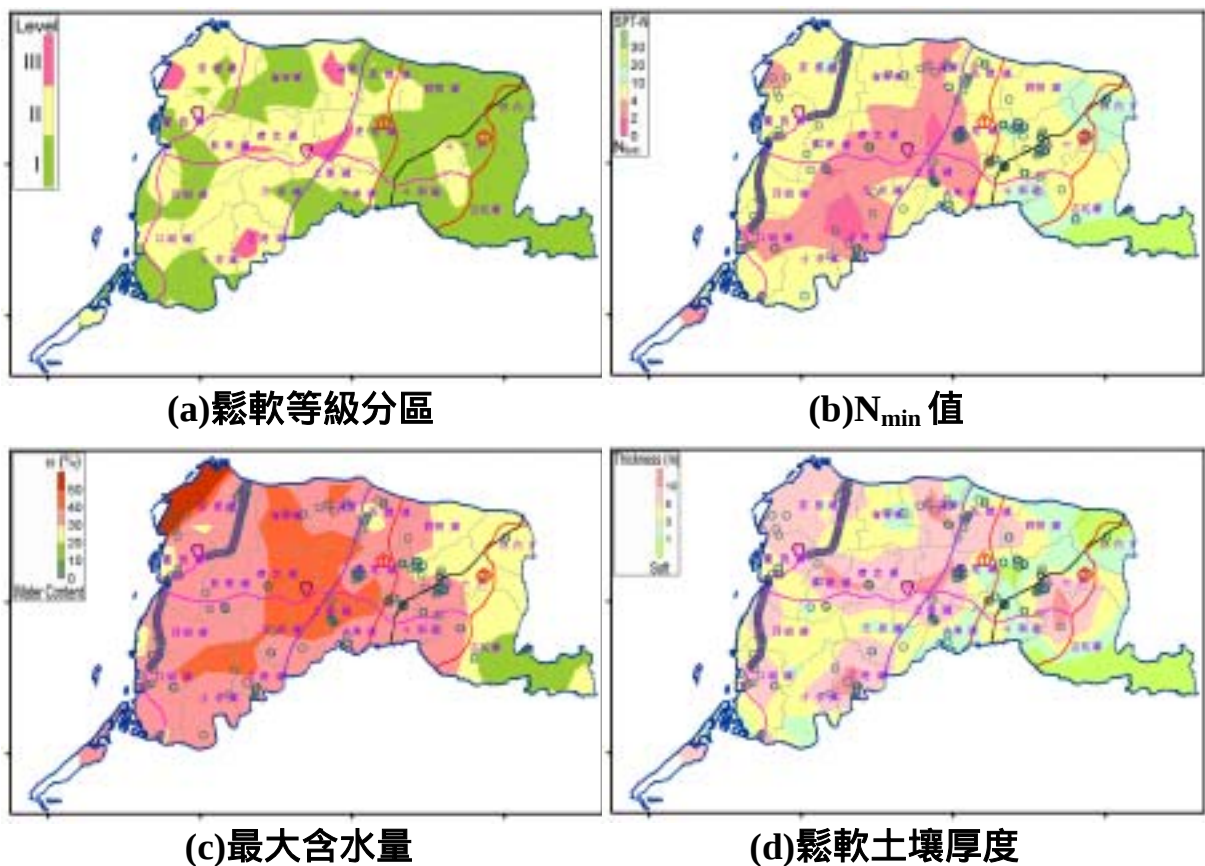


圖 4-12 雲林縣地質資料分佈狀況

4.嘉義縣市

圖 4-12 為嘉義縣市地質資料分佈狀況。由圖 4-12(a)可知，大林鄉、溪口鄉、民雄鄉、新港鎮、六腳鄉、朴子市、東石鄉、布袋鎮、義竹鄉及鹿草鄉屬於中等鬆軟(Ⅱ級)地盤；觀察圖可知，東石鄉、布袋鎮、義竹鄉及鹿草鄉靠近沿海的鄉鎮雖同時具備低 N 值、含水量偏高及鬆軟土壤厚度後等問題；但是其情況不嚴重，因此由總地盤評分來看尚未嚴重；本研究建議於本縣施作重大建設時，可先詳加調查附近地盤，可避開可能之鬆軟地盤。

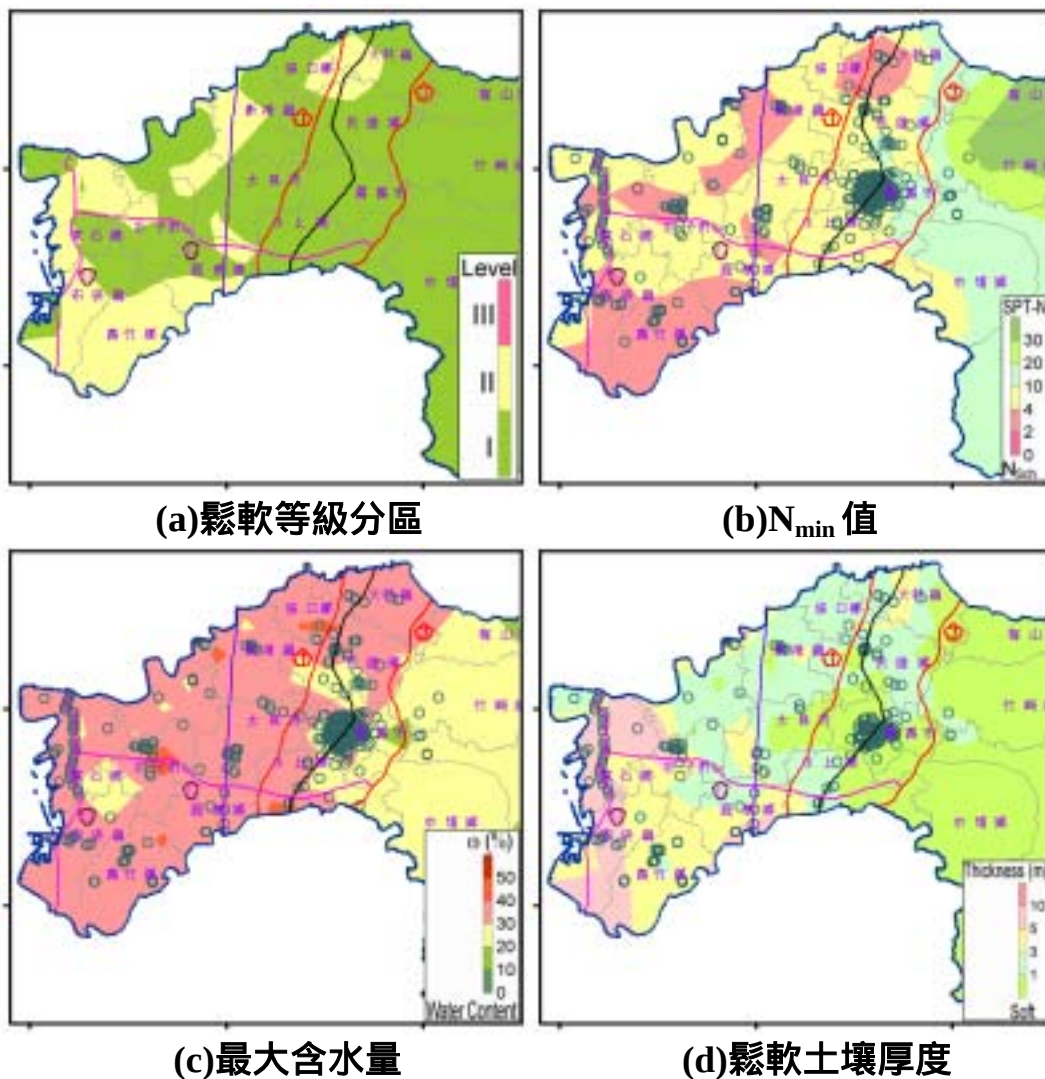


圖 4-13 嘉義縣市地質資料分佈狀況

5.臺南縣市

圖 4-14 為臺南縣市地質資料分佈狀況。由圖 4-14(a)可知，北門鄉、學甲鎮、安南區屬鬆軟（III 級）地盤，後壁鄉、東山鄉、柳營鄉、新營市、鹽水鎮、下營鄉、麻豆鎮、六甲鄉、官田鄉、善化鎮、新市鎮、安定鄉、西港鄉、佳里鎮、七股鄉、永康市、仁德鄉、歸仁鄉、南區屬中等鬆軟（II 級）地盤；西部半縣普遍有 N 值低、最大含水量高且鬆軟土層厚度大等問題。

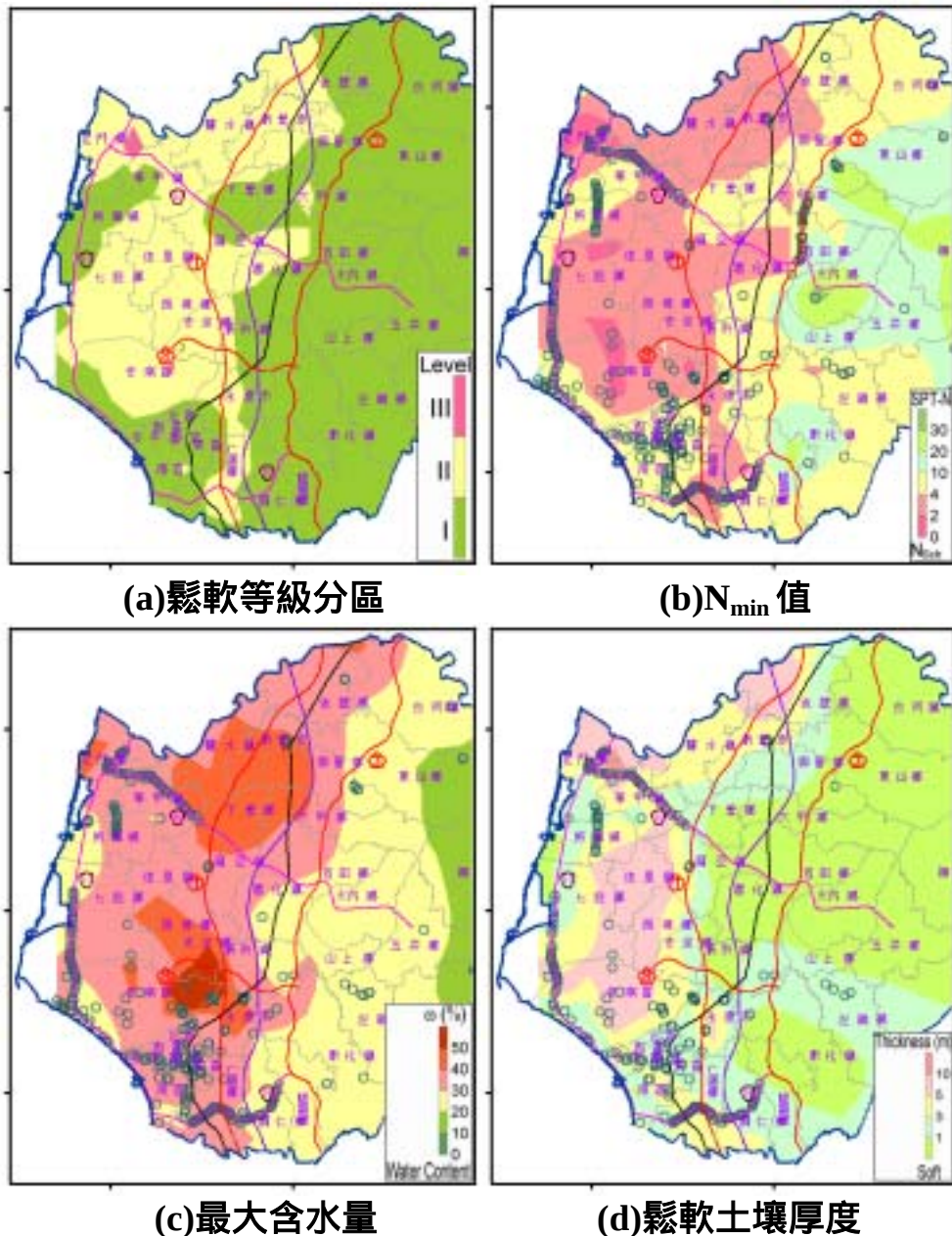


圖 4-14 臺南縣市地質資料分佈狀況

6.高雄縣市

圖 4-15 為高雄縣市地質資料分佈狀況。由圖 4-15(a)可知，永安鄉、岡山鎮、阿蓮鄉、大社鄉、仁武鄉、烏松鄉、苓雅區及前鎮區屬鬆軟（III 級）地盤，高雄縣杉林鄉、旗山鎮、美濃鎮、田寮鄉、路竹鄉、湖內鄉、茄萣鄉、燕巢鄉、橋頭鄉、梓官鄉、鳳山市、林園鄉及高雄市屬中等鬆軟（II 級）地盤。而觀察圖亦可發現，高雄縣鬆軟地盤處多位於西南沿海處。且土壤的低 N 值與鬆軟土壤厚度分佈有向內陸延伸的現象，且與沿海的鬆軟地盤有切割的現象；內陸地區卻沒有文獻相關的地形變遷資料，因此本研究研判高雄縣市的鬆軟地盤屬於原生性的鬆軟地盤。

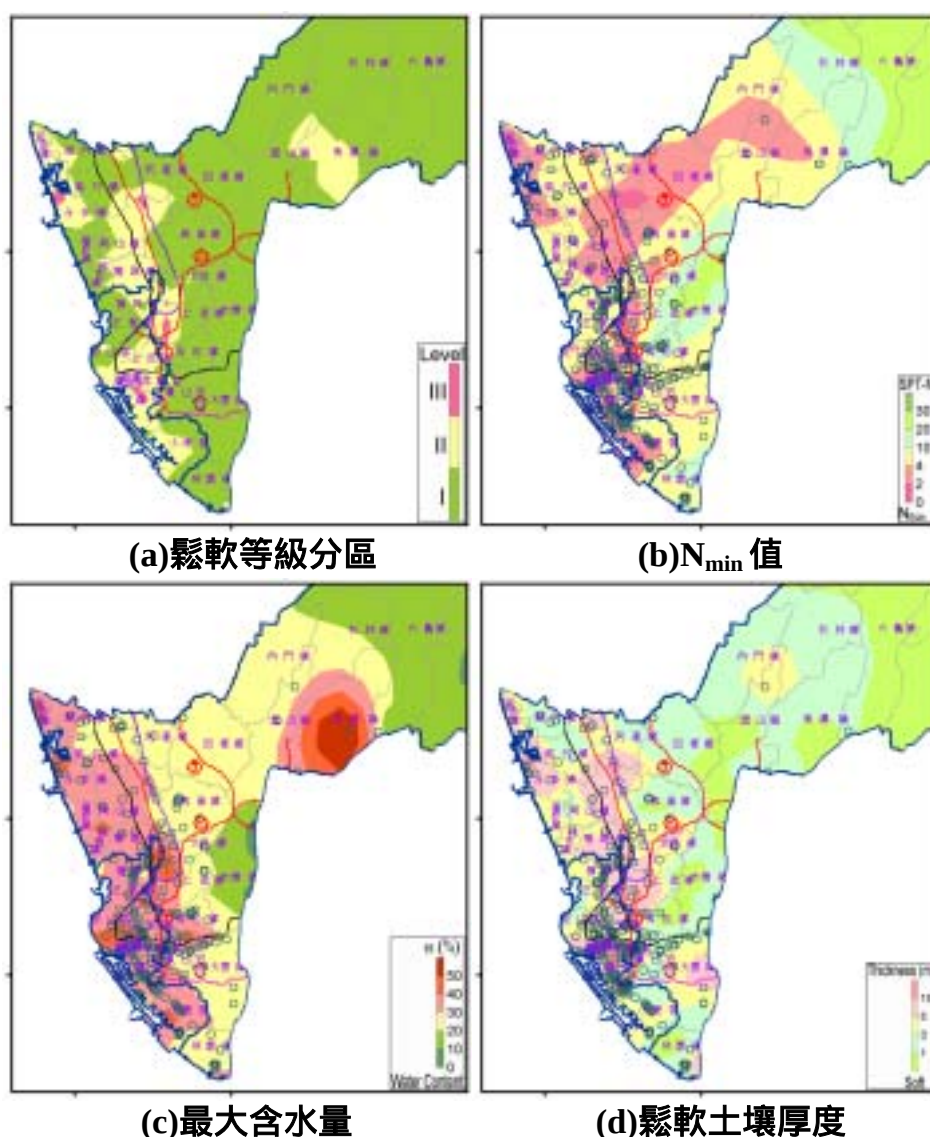


圖 4-15 高雄縣市地質資料分佈狀況

7.屏東縣

圖 4-16 為屏東縣地質資料分佈狀況。由圖 4-16(a)可知，新園鄉、東港鄉、林邊鄉、佳冬鄉、恆春鎮及滿州鄉屬中等鬆軟（II 級）地盤；本縣的鬆軟地盤比其他縣市要來的少，顯示此地區的地質狀況尚可。由圖 4-16 可知，林邊地區有低 N 值的現象，且含水量達 30%，有偏高的現象。另外需注意的是，本縣內陸地區土壤最大含水量偏高，原因尚屬不明。

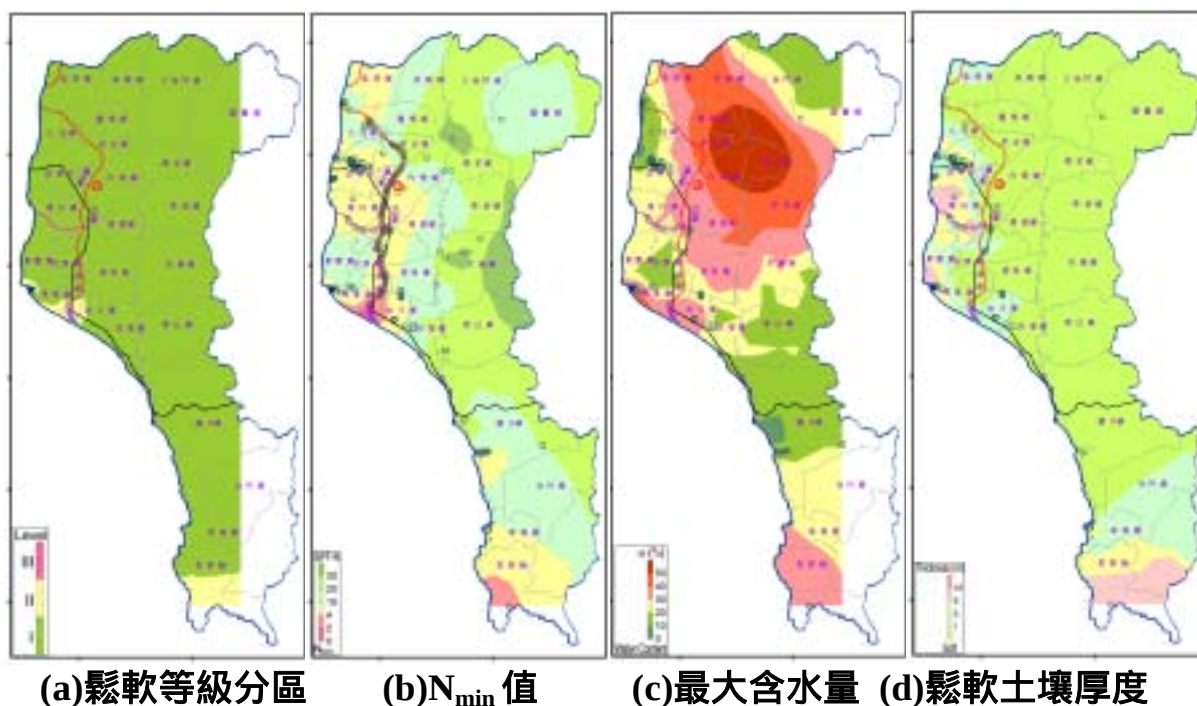


圖 4-16 屏東縣地質資料分佈狀況

4.4.3 臺灣南北高速鐵路沿線之鬆軟土壤分佈

本節特將臺灣西南縣市的地質圖（圖 4-10 到圖 4-15，圖中紫色的線為高速鐵路）與交通部高速鐵路工程局(2002)的「計劃路線概要圖」相互比對後，找出高鐵沿線所經過地質較鬆軟的地方，並指出大致之里程數，以供作工程參考，也比對本研究之地質資料推估的正確度。

- (1)以臺中縣市而言，大致上來說高鐵位於臺中縣市的地質尚佳（請參閱圖 4-10），從圖中可知：鐵沿線地區不管是 N 值、最大含水量、鬆軟土壤厚度來看，這些土壤的性質尚佳；因此高鐵於這些地區應

無重大的工程問題。

- (2)以彰化縣而言，大致上來說高鐵位於彰化縣的地質尚佳（請參閱圖 4-11）。由圖可知：(A)高鐵在彰化沿線處除芬園鄉外，N 值均介於 4~10 之間；(B)員林鎮到社頭鄉（約 185K~193K 附近）、溪州鄉到竹塘鄉（約 203K~209K 附近）的最大含水量均大於 30%，有稍高的現象；(C)全線鬆軟土壤厚度小於 3 公尺。整體而言，高鐵位於彰化縣的選線規劃已避開較鬆軟的地質區。
- (3)以雲林縣而言，大致上高鐵位於雲林縣的地質較差（請參閱圖 4-12），高鐵沿線在虎尾鎮到土庫鎮間（約在 219K~226K 附近）地質最差，已達鬆軟地盤（III 級）。而高鐵沿線地區多數地盤多屬中等鬆軟地盤（II 級），顯示高鐵於雲林縣的地盤狀況甚差，須嚴防鬆軟地盤所帶來的工程災害。由圖可知：(A)高鐵在雲林的二崙鄉到土庫鎮（約 216K~229K 附近）及元長鄉到北港鎮（約 232K~239K 附近）的 N 值均小於 4，顯示地盤相當軟弱，而其餘的地方 N 值均介於 4~10 之間，亦屬中等軟弱地盤；(B)全縣的含水量均高於 30%，西螺鎮到元長鄉（約 217K~233K 附近）的含水量更是高達 40%，顯示附近屬於高含水量的地質；(C)西螺鄉到土庫鎮（約 210K~230K 附近）及元長鄉到北港鎮（約 234K~239K 附近）的鬆軟土壤厚度均超過 5 公尺，在 220K~225K 附近的鬆軟土層更是高達 10 公尺以上，需要特別注意；就以高鐵所行經在雲林的路線來說，地質相當差，在這些路段施工上的問題頗多需要格外注意。
- (4)以嘉義縣市而言，大致上來說高鐵位於嘉義縣市的地質尚可（請參閱圖 4-13），高鐵沿線僅新港鎮（約 238K~246K 附近）及太保市到鹿草鄉（約 252K~260K 附近）的地質屬中等鬆軟地盤（II 級）外，其他地質尚屬可以。由圖亦可知：(A)高鐵在嘉義沿線的 N 值於新港鎮、太保市及鹿草鄉處（約 237K~246K、250K~256K 附近）小於 4，其餘地區皆為 4~10 之間；(B)而全縣（約 238K~260K 附近）的最大含水量均大於 30%，有稍高的現象；(C)鹿草鄉（約 256K~260K

附近)的鬆軟土壤厚度約 4 公尺以上；因此以高鐵位於嘉義縣市的地質尚可。

(5)以臺南縣市而言，大致上來說高鐵位於臺南縣市的地質尚可(請參閱圖 4-14)，高鐵沿線地質最差處屬僅後壁鄉到柳營鄉(約 264K~272K 附近)、六甲鄉到善化鎮(約 275K~290K 附近)及歸仁鄉段(約 305K~310K 附近)屬中等鬆軟地質(II 級)外，其餘地盤尚佳。由圖可知：(A)高鐵在臺南彰化沿線處從後壁鄉到柳營鄉(約 260K~271K 附近)、六甲鄉到善化鎮(約 275K~278K、280K~290K 附近)及歸仁鄉(約 305K~311K 附近)的 N 值小於 4，其於則介於 4~10 之間；(B)柳營鄉到六甲鎮(約 270K~277K 附近)之最大含水量為 40%，其於則為 30%以上，有稍高的現象；(C)後壁鄉(約 260K~266K 附近)鬆軟土壤厚度約 5~10 公尺；以高鐵在臺南縣市而言，高鐵沿線已避開許多可能的鬆軟地盤。

(6)以高雄縣市而言，大致上來說高鐵位於高雄縣市的地質不甚理想(請參閱圖 4-15)，高鐵沿線僅阿蓮鄉到岡山鎮(約 321K~326K 附近)屬鬆軟地盤(III 級)，而阿蓮鄉到岡山鎮(約 319K~327K 附近)及大社鄉到高雄市(約 335K~345K 附近)屬中等鬆軟地盤(II 級)；高鐵在高雄縣市段位於高雄縣西南地區，地質較為鬆軟，因此需注意鬆軟地盤等問題。由圖可知：(A)高鐵在高雄沿線處從阿蓮鄉到仁武鄉(約 321K~331K、333K~343K 附近)的 N 值小於 4，於 323K~325K 附近更小於 2 的地質區需注意，而其餘地區則是介於 4~10 之間；(B)岡山鎮(約 324K~327K 附近)、大社鄉到仁武鄉(約 334K~343K 附近)的最大含水量均大於 30%，有稍高的現象；(C)316K~320K、321K~327K、335K~340K 的鬆軟土壤厚度約在 5 公尺以上，中間約 324K 附近的鬆軟土壤厚度達 10 公尺以上，這些路段均請注意；以高雄縣市而言，高鐵沿線在高雄縣西南地區因此有遇到較多的鬆軟地盤。

4.4.4 臺灣地區重要道路沿線之鬆軟土壤概述

本節主要為根據本研究所搜集的鑽探資料及地圖資料，對臺灣的幾條重要交通道路進行鬆軟地盤的評估與概述，以下即為本研究判斷的結果：

1. 快速道路

省道 61 線從目前鑽探資料果顯示，在臺中縣龍井鄉、彰化縣全線路段（芳苑鄉到大城鄉無鑽探資料）、雲林縣全線路段（布袋鎮無鑽探資料）、臺南縣全線路段（北門鄉至七股鄉無鑽探資料）需注意鬆軟地盤問題；據觀察鬆軟土壤厚度發現，臺南縣段鬆軟土壤厚度不大，但是具有低 N 值、高含水量之地質缺點。

省道 63、74 線沿線均無鑽探資料，但從周圍資料插值分析結果顯示，本路段地質尚可。

省道 74 甲線從目前鑽探資料果顯示，本路段地質尚可。

省道 76 線沿線較無鑽探資料，但從周圍資料插值分析結果顯示，本路段地質尚可。埔心鄉鬆軟地盤較厚，其餘沿線路段還水量有稍高的現象。

省道 78 線沿線較無鑽探資料，但從周圍資料插值分析結果顯示，本路段地質不佳。全線的地質很差，具有低 N 值、高含水量及鬆軟土壤厚度大的現象；此現象在國道 1 號東側較不明顯。

省道 82 線沿線較無鑽探資料，但從周圍資料插值分析結果顯示，本路段地質尚可。全線有高含水量現象，低 N 值及鬆軟土壤厚度朴子市東邊有緩和的現象。

省道 84 線沿線僅由西側有鑽探資料，從就有的鑽探資料顯示，本路段東部路段有低 N 值、高含水量的現象。西部路段因資料不足不給予判斷。

省道 86 甲線從目前鑽探資料果顯示，本路段地質尚可；為仁德

鄉段須注意。

省道 88 線沿線較無鑽探資料，但從周圍資料插值分析結果顯示，本路段地質尚佳。

2.高速公路

國道 1 號沿線較無鑽探資料，但由周圍的鑽探資料顯示：全路段須注意高含水量的問題，臺南縣市及高雄縣市部份路段還多需注意低 N 值問題，高雄縣市則有鬆軟土壤厚度大的問題。

國道 3、4 號僅有部份路段有鑽探資料，而由周圍的鑽探資料分析顯示：全路的地質尚佳，較沒有鬆軟地盤的問題。

國道 10 號沿線沒有鑽探資料，東半部周圍的鑽探資料較多就此部分顯示：該路段的東半部地質較差，需多加注意。

3.鐵路

本研究資料庫中臺鐵的鑽探資料甚少，但可藉由週邊的鑽探資料來間接判斷臺鐵的部份路段地質狀況，判斷結果如下：臺鐵位於臺中縣市的地質尚佳，彰化縣的大村鄉、雲林縣斗六市斗南鎮的地質須注意鬆軟地盤相關問題，嘉義縣市地質尚佳，臺南部份路段須注意高含水量，由圖面觀察高雄縣市段則需注意鬆軟地盤厚度甚厚的問題，屏東縣林邊鄉則需注意低 N 值及高含水量的問題。

4.5 土壤工程參數之分佈

工程上，以土壤標準貫入試驗 N 值簡易推估土壤的工程參數已累積豐富的經驗。本研究在推估樁基或路堤分析常用的土壤工程參數轉換時，均使用修正後 N 值進行分析，即已去除覆土應力與浸水因素等對 N 值影響。並使用兩種 N 值為轉換的根據：(1) N_{min} 值 - 考慮最鬆軟層的作用，利用於土壤強度參數(黏土凝聚力與砂土摩擦角)之推估，可用於路堤穩定分析或樁基承載分析上；(2) N_{eq} 值 - 其餘地層承載

力、彈性模數等等，因考慮到地盤土壤互層效應，則使用整孔平均之等效 N_{eq} 值（Schmertmann 法）進行轉換，轉換公式與適用性可參見房性中(1994)之著作整理。

4.5.1 土壤強度參數

1.黏土凝聚力 C

圖 4-17 是採用修正後之黏土 N_{min} 值經過式(4-6)（日本道路協會，1977）轉換而成的路基黏性土壤凝聚力值分佈圖，因此凝聚力分佈上與圖 4-4 黏土之 N_{min} 值分佈極類似。由圖中可知黏土凝聚力小於 60kPa 處大致有：臺中縣西南處鄉、彰化縣全縣、雲林縣全縣、嘉義縣除阿里山鄉及大埔鄉以外之全縣、臺南縣全縣、高雄縣西南部半縣、屏東縣九如鄉以南到新埤鄉及新埤鄉所構成之矩形區域及恆春鎮。

$$C = 5.89N \dots\dots\dots (4-6)$$

2.砂土摩擦角 ψ

圖 4-18 是採用修正後之砂土 N_{min} 值經過式(4-7) (Peck, 1953)轉換而成的砂土摩擦角分佈，因此摩擦角分佈與圖 4-5 砂土 N_{min} 值分佈極類似。由圖中可知砂土摩擦角小於 30 度之處大致有：臺中縣西南處鄉（梧棲鎮、沙鹿鎮、龍井鄉及大肚鄉）、彰化縣全縣、雲林縣全縣、嘉義縣全縣（梅山鄉、阿里山鄉、中埔鄉及大埔鄉以外）、臺南縣之沿海半縣、高雄縣西南部半縣、屏東縣的九如鄉、屏東市、萬丹鄉、竹田鄉、潮州鎮、佳冬鄉及恆春鎮等地區。

$$\phi = 27 + 0.3N \dots\dots\dots (4-7)$$

3.容許淨承載力 q

圖 4-19 是 N_{eq} 值配合式(4-8)(Meyerhof, 1956)轉換而成的地層承載力分佈；因此承載力分佈趨勢也與圖 4-6(a)中 Schmertmann 法之 N_{eq} 類似。由圖中可知地層承載力小於 1000kPa 之處大致有：臺中縣

西南處鄉（梧棲鎮、龍井鄉）、彰化縣全縣（芬園鄉、田中鄉鎮及二水鄉除外）、雲林縣全縣（林內鄉除外）、嘉義縣全縣（梅山鄉、竹崎鄉、番路鄉、阿里山鄉除外）、臺南縣之西半縣、高雄縣西南部半縣、屏東縣的內埔鄉起到佳冬鄉的西南地區及車城鄉、滿洲鄉及恆春鎮。

$$q = 94.3N \left(\frac{B + 0.33}{B} \right)^2, \text{ 當 } B > 1.25\text{m} \dots\dots\dots (4-8)$$

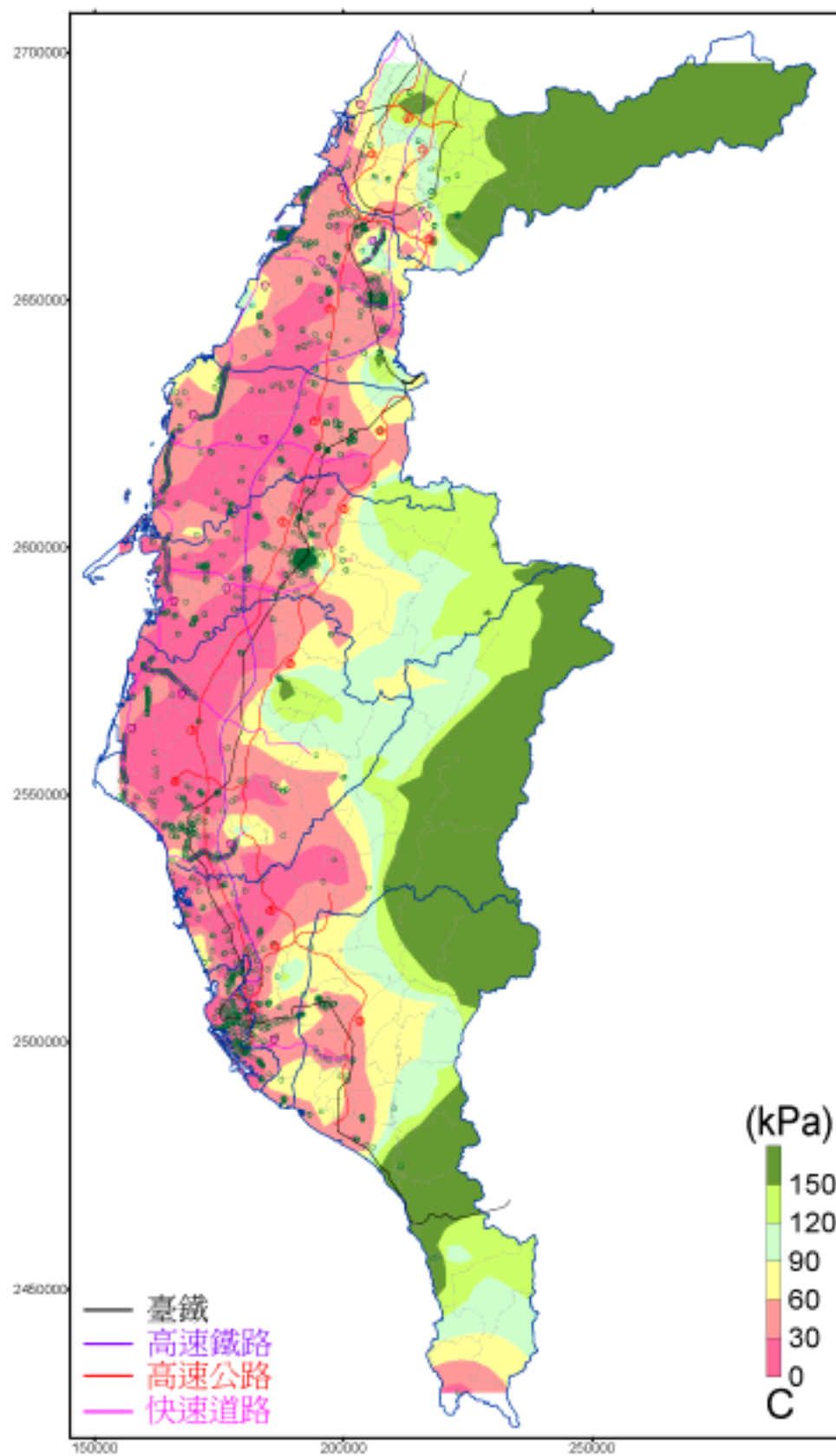


圖 4-17 黏性土壤凝聚力值分佈圖

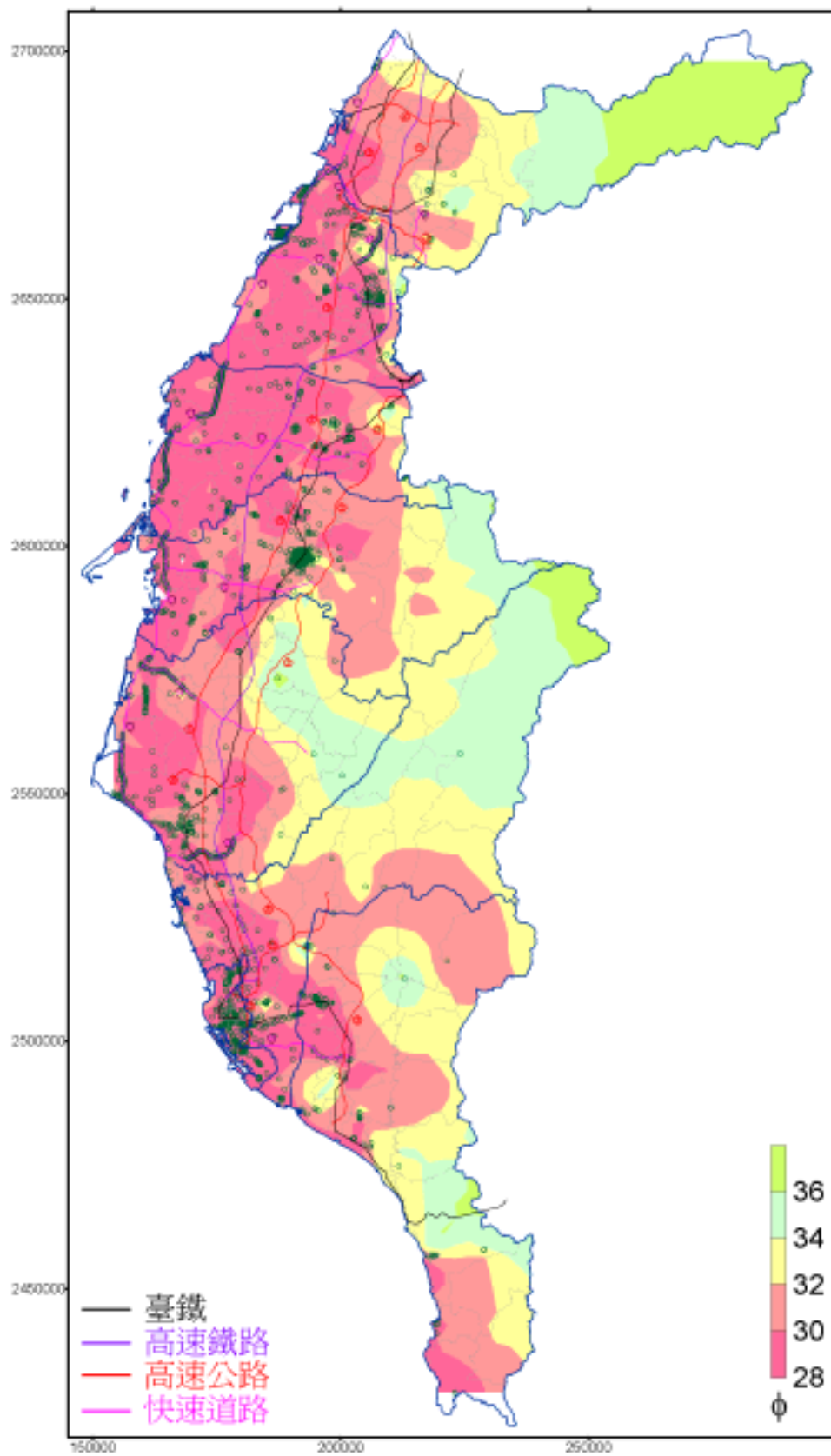


圖 4-18 砂土摩擦角分佈圖

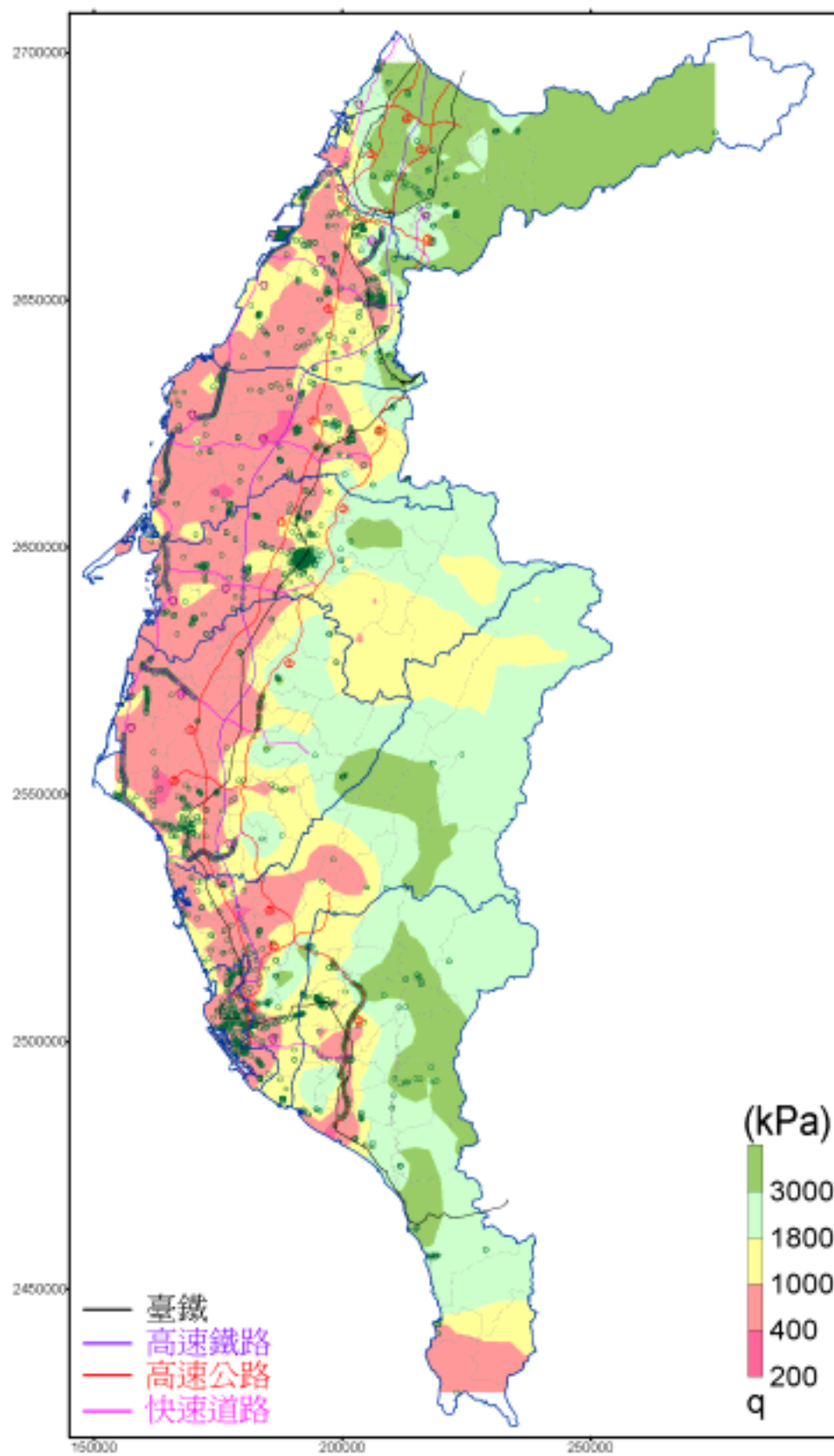


圖 4-19 地層承載力分佈圖

4.5.2 土壤力學參數

1. 彈性模數 E

路堤基礎坐落於土層上所產生之變形可以分為三階段，依序為：(1)瞬時沈陷、(2)壓密沈陷、(3)二次壓密；土壤之彈性模數主要是用來預估第一階段（瞬時沈陷）的主要參數。圖 4-20 土壤彈性模數分佈是以 N_{eq} 值配合式(4-9)(D'Appolonia *et al.*, 1968)轉換而成的土壤彈性模數；因此彈性模數分佈與 N_{eq} 值分佈類似。由圖中可知彈性模數小於 65MPa 處大致有：臺中縣西南處鄉（梧棲鎮、龍井鄉）、彰化縣全縣（芬園鄉及二水鄉除外）、雲林縣全縣（林內鄉除外）、嘉義縣全縣（梅山鄉、竹崎鄉除外）、臺南縣全縣（楠西鄉除外）、高雄縣全縣（茂林鄉、六龜鄉及甲仙鄉）、屏東縣西半縣及牡丹鄉、車城鄉、滿洲鄉及恆春鎮。

$$E=44.6+1.17N, \text{ 過壓密砂} \dots\dots\dots (4-9)$$

2. 最大剪力模數 G_{max}

最大剪力模數是土壤動力實驗中最常求的參數，現地土壤受到地震作用時，土壤之變形行為需要最大剪力模數來估算。圖 4-21 即是以 N_{eq} 值配合式(4-10)(房性中, 1994)轉換而成的最大剪力模數；因此承载力分佈與 N_{eq} 值類似。

$$G_{max} = 14.1N^{0.68} \dots\dots\dots (4-10)$$

3. 水平反力係數 K_h

臺灣地震頻繁，若基礎形式採用樁基礎時，地震時長樁會承受很大的水平載重，此力常常成為樁基礎設計的控制條件。圖 4-22 即是以 N_{eq} 值配合式(4-11)(房性中, 1994)轉換而成的地層水平反力係數。因此，水平反力係數分佈與 N_{eq} 值分佈類似。臺灣西南地區雲林全縣、嘉義縣、臺南縣及高雄縣沿海處、彰化縣及屏東市的部分地區的水平反力係數甚低，約為 16MN/m³。

$$K_h = 6.78N^{0.406} \dots\dots\dots (4-11)$$

4.土壤壓縮指數 C_c

本研究取鑽探資料中前 20 公尺之最大液性限度(LL)推估，經由式(4-12)(Skempton, 1944)推估而成的黏性土壤壓縮指數（參閱圖 4-23）。圖中高壓縮指數 C_c 的地方有：雲林縣二崙鄉、西螺鄉、虎尾鎮、土庫鎮、斗南鎮及大埤鄉。臺南縣的鹽水鎮、新市鎮、後壁鄉、柳營鄉、東山鄉、六甲鄉、下營鄉、佳里鎮、北門鄉、永康市、歸仁鄉、新化鎮及臺南市的安南區與安平區。高雄縣的永安鄉、大社鄉、田寮鄉、燕巢鄉、仁武鄉。

$$C_c = 0.009(LL-10) \dots\dots\dots (4-12)$$

另外，圖 4-23 與圖 4-4(b)的黏土 N_{min} 值相比後發現，兩圖有部分相關性，如雲林縣的虎尾鎮及土庫鎮，臺南的新營市、柳營鄉、鹽水鎮、永康市、安南區，高雄的永安鄉；這些地方之地盤，同時具有軟弱黏土以及高壓縮性黏土的特徵需要注意。

5.膨脹潛能 S

圖 4-24 是利用程式找出鑽探資料內最大的塑性指數，利用式(4-13)(Seed *et. al.*, 1962)轉換而成的 4-25 黏性土壤膨脹潛能分佈。依照 Seed(1962)建議膨脹潛能(S)區分成四種等級（ $S=0\sim1.5$ 低， $1.5\sim5$ 中等， $5\sim25$ 高級， >25 非常高）；並由圖中可知：彰化縣、雲林縣、臺南縣、屏東縣西南處的膨脹潛能較高須特別注意。尤其是彰化縣的員林鎮、雲林縣的麥寮鄉、高雄縣的永安鄉及大社鄉、屏東縣的東港鎮、南州鄉、崁頂鄉及竹田鄉之幾處膨脹潛能超過 15 需要特別注意。

$$S = (2.16 \times 10^{-3})PI^{2.44} \dots\dots\dots (4-13)$$

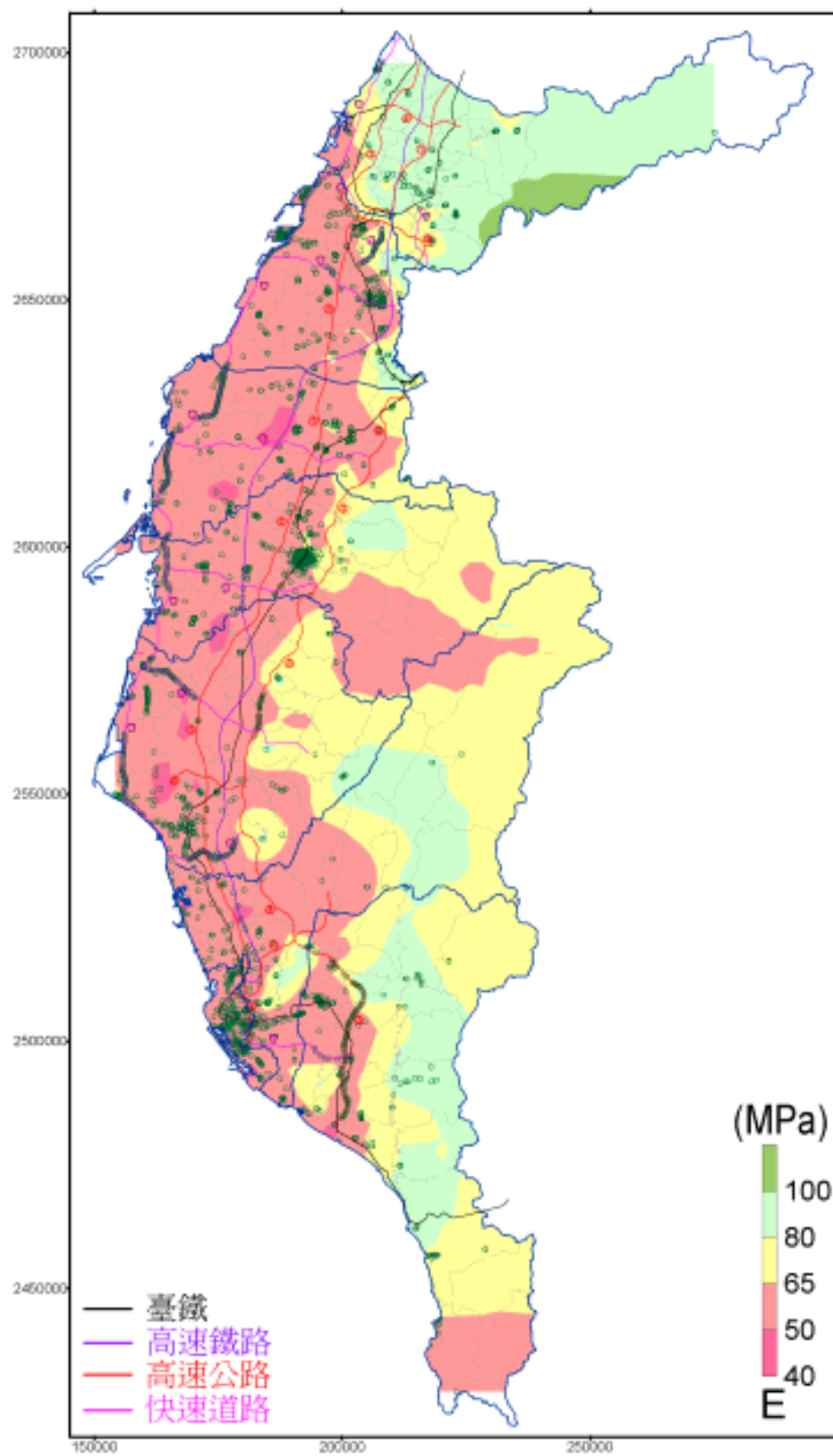


圖 4-20 土層彈性模數分佈

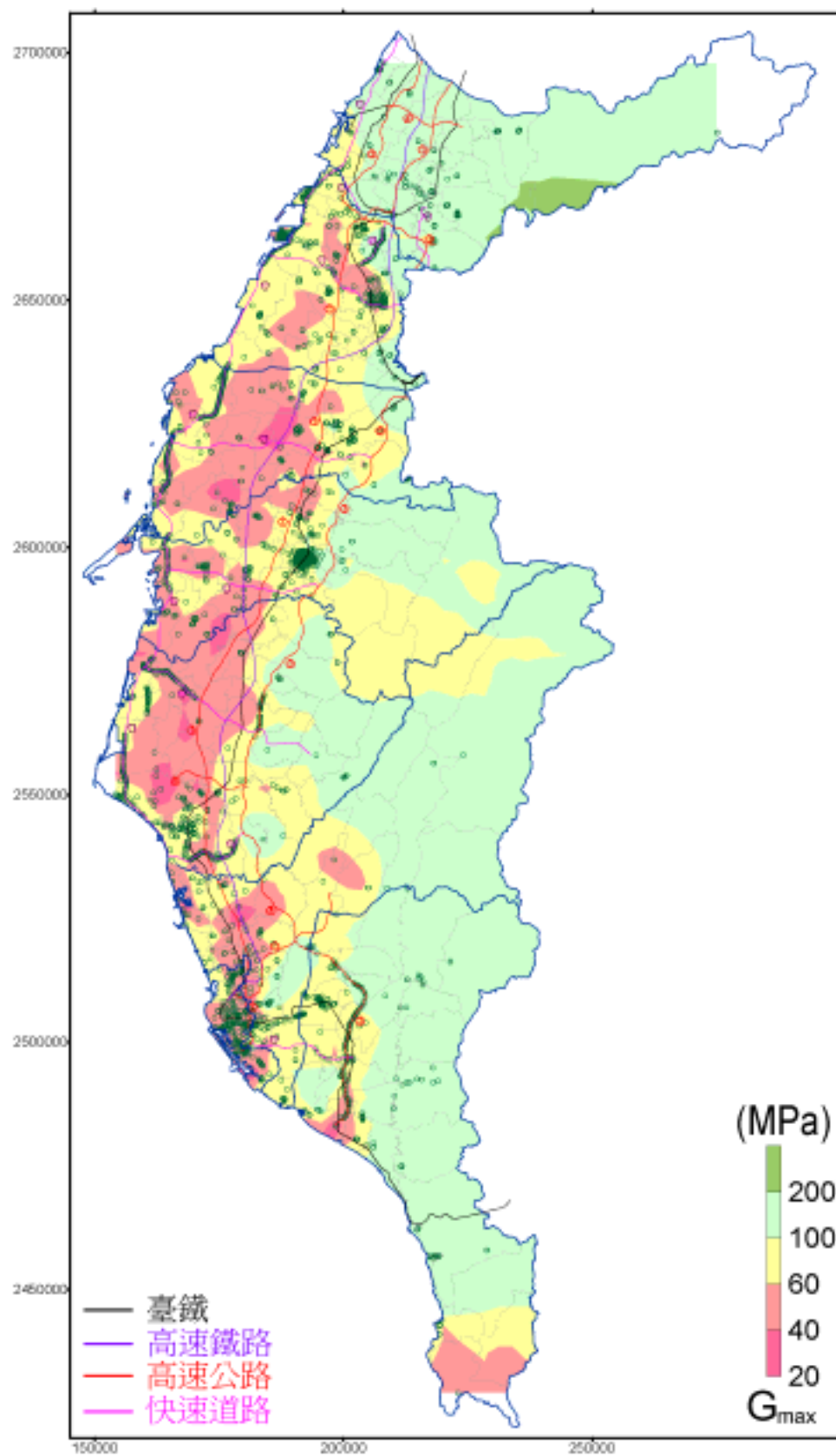


圖 4-21 土層最大剪力模數分佈

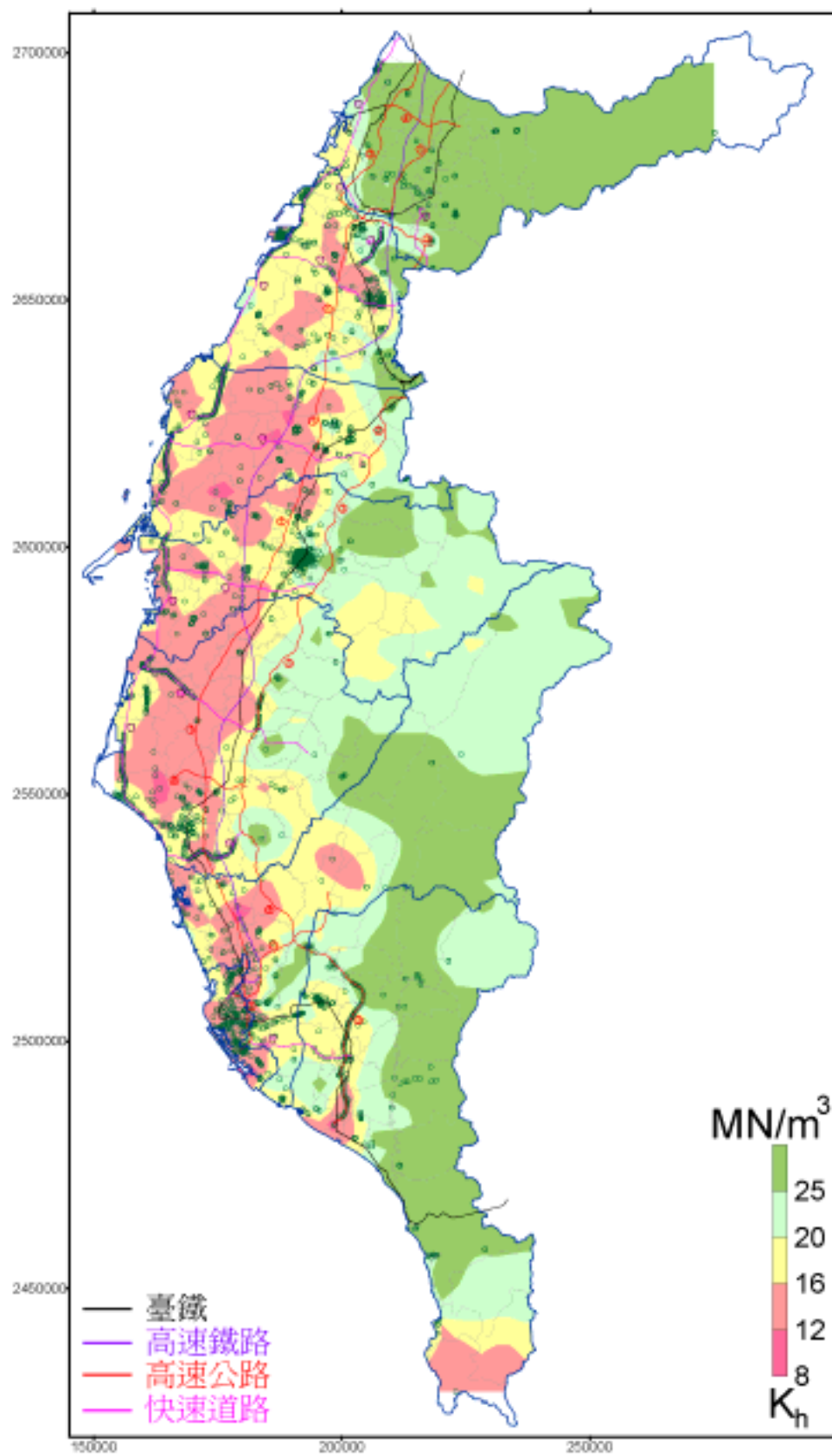


圖 4-22 地層水平反力係數分佈

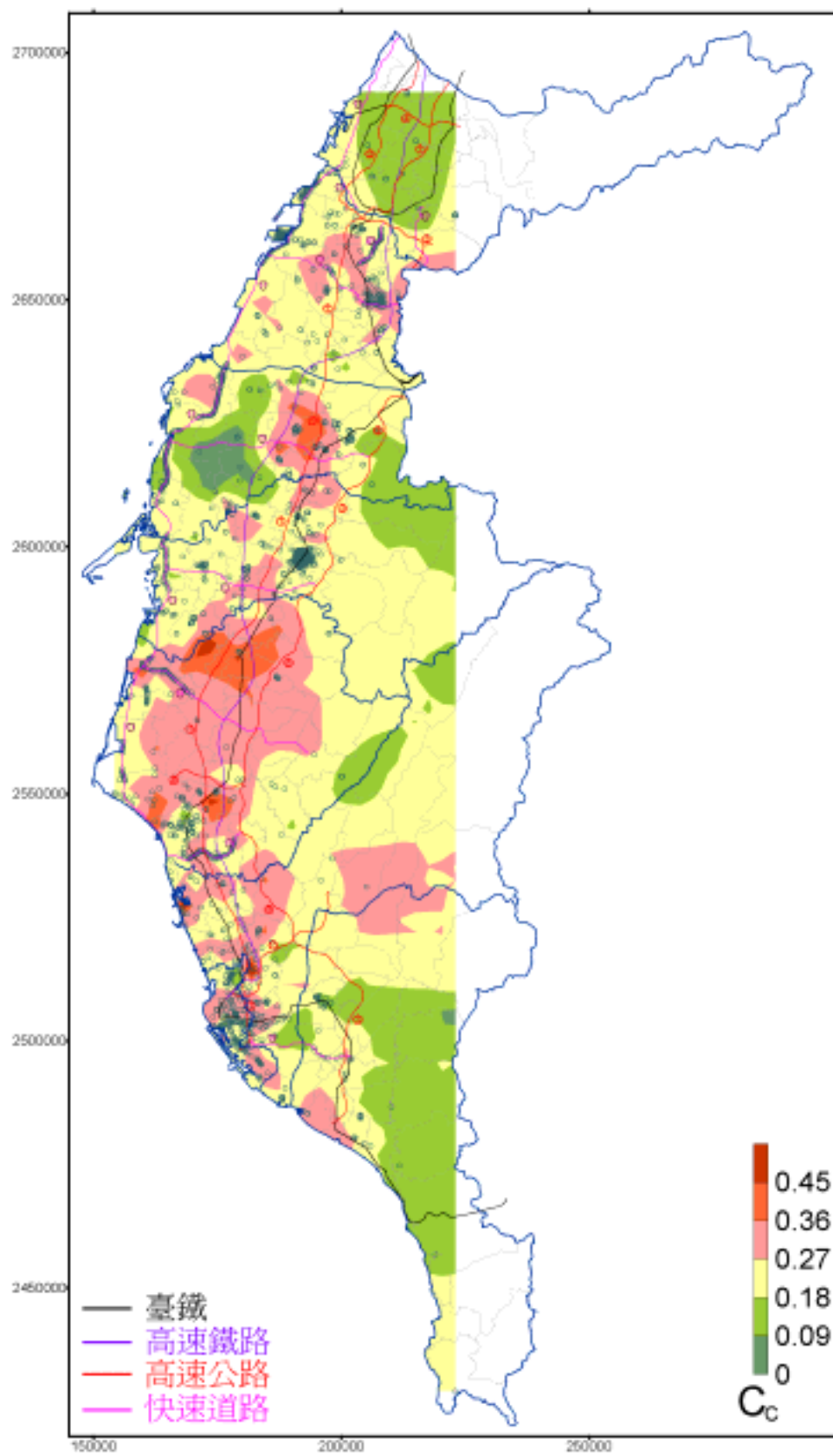


圖 4-23 黏性土層壓縮指數分佈

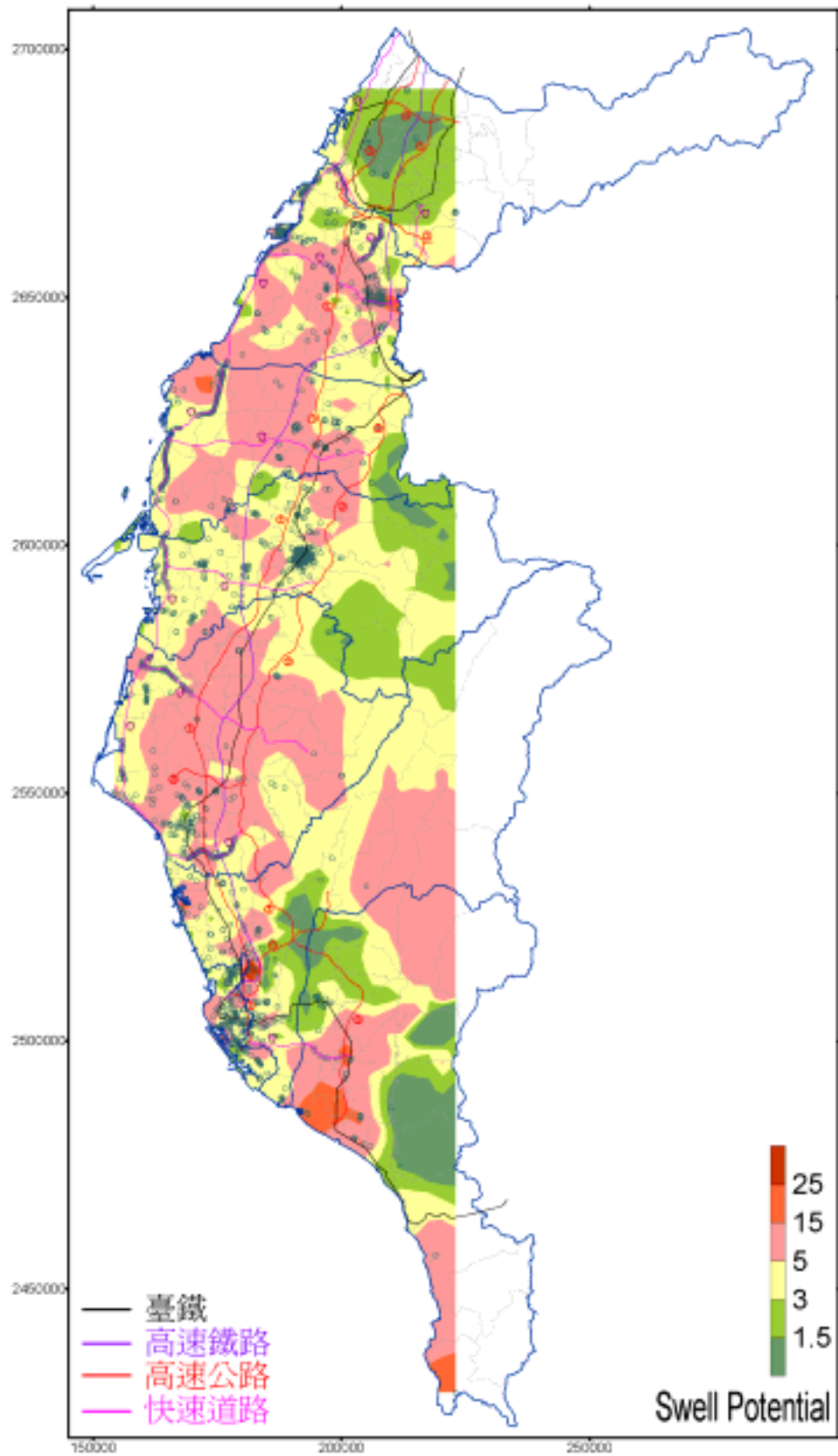


圖 4-24 黏性土層膨脹潛能分佈

4.6 地質資訊系統

地理資訊系統(Geographic Information Systems, 簡稱 GIS)為「空間決策支援」的工具，以電腦進行空間資料的建立、存取、管理、分析、輸出及展示，並可根據不同的決策環境及目的做更廣泛的應用。本研究除於報告中利用圖片展示之外，目前並利用 Surfer 繪圖程式中附加 Scripter 的功能，撰寫繪圖控制程式。目的在當鑽孔資料更新或增加時，能自動重新啟動前述相關計算及繪圖動作的功能。

4.6.1 地層分佈圖之製作

本研究之鬆軟土壤地層圖之製作流程請參閱圖 4-25。繪圖時主要需要 3 項資料：(1)欲繪圖插值分析的輸出資料（如： N_{min} 、 E 值等參數）(2)本研究地圖邊界資料(*.BLN) (3)相關套疊地圖底圖(*.DXF)等。

由於 Surfer 支援圖層功能，因此繪製地層分佈圖時，需要將圖層的順序確認。例如：插值分析完之地質資料圖，需置於圖面下層；地圖資料，則需置於圖面上層；如此方能呈現完整的地質圖資料。另外，為增加地質圖的易讀性；在圖片中，尚須添加相關圖例及文字說明（參閱圖 4-26 下方處），以方便查閱使用。

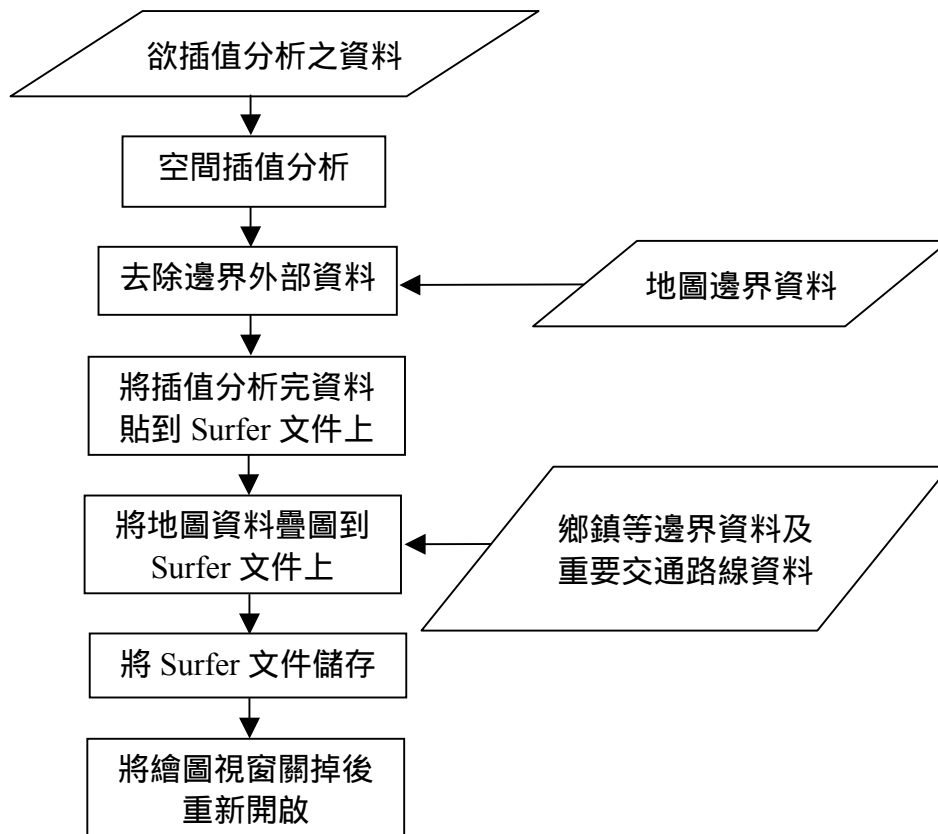


圖 4-25 地層分佈圖之製作流程

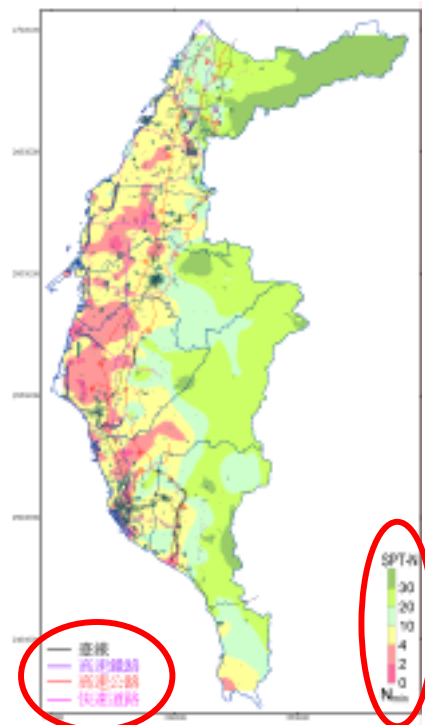


圖 4-26 地質圖之相關說明文字及圖例

4.6.2 地質資訊系統建立

本研究之地質圖建立主要可分為兩大部分：(1)鑽探資料的計算分析：包括鑽探資料的擷取、分析計算與格式化的輸出；(2)鑽探資料的繪圖表現：將第(1)部分的資料進行空間插值分析、繪圖及套疊地圖資料，將鑽探資料做系統整合及具體圖示展現。

1. 鑽探資料的計算分析

由於鑽探資料內有大批試驗資料(SPT-N 值、含水量、密度等)，繪圖前將相關資料做有系統且統一格式化輸出，便成了相當重要的事。利用人力分析多筆鑽探資料，常易有錯誤發生且不易自知，因此，鑽探資料分析的部分必須仰賴程式來做輔助分析。

本研究之鑽探資料分析係利用 Visual Fortran 6.6a 版之編譯器來撰寫資料擷取程式(陳建伸,2006)，程式編譯如圖 4-27 所示，程式之處理流程則參閱 3.3 節中的說明。

2. 鑽探資料的繪圖

本研究之地層分佈圖繪製係利用 Surfer 軟體，繪圖時需要的資料為空間的 X、Y、Z 三維座標資料，鑽探分析資料輸出就以鑽探的經緯座標(X、Y)及欲分析繪製之工程參數(Z)為輸出格式。

因鑽探資料繪圖是利用 Surfer 軟體，因此進行自動化繪圖時需要仰賴 Surfer 軟體所提供的支援。而 Surfer 軟體內建 Surfer Scripter 的功能，提供了繪圖時需要的指令，且該語法類似 Visual Basic (操作情形參閱圖 4-28)，操作上較貼近於一般程式語言。吾人可將繪圖的流程順序及相關參數設定完成後，即可進行自動化繪圖功能。

最後，配合地圖資料，Surfer 尚能進行與疊圖的功能，使繪製之地層分佈圖具有參考座標，大幅增加地質圖的使用性。Surfer 的繪圖流程圖順序參考圖 4-25。

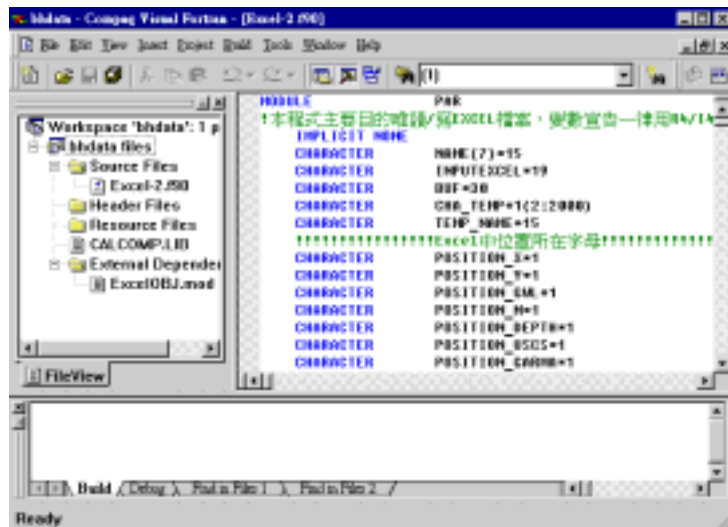


圖 4-27 鑽孔資料分析程式

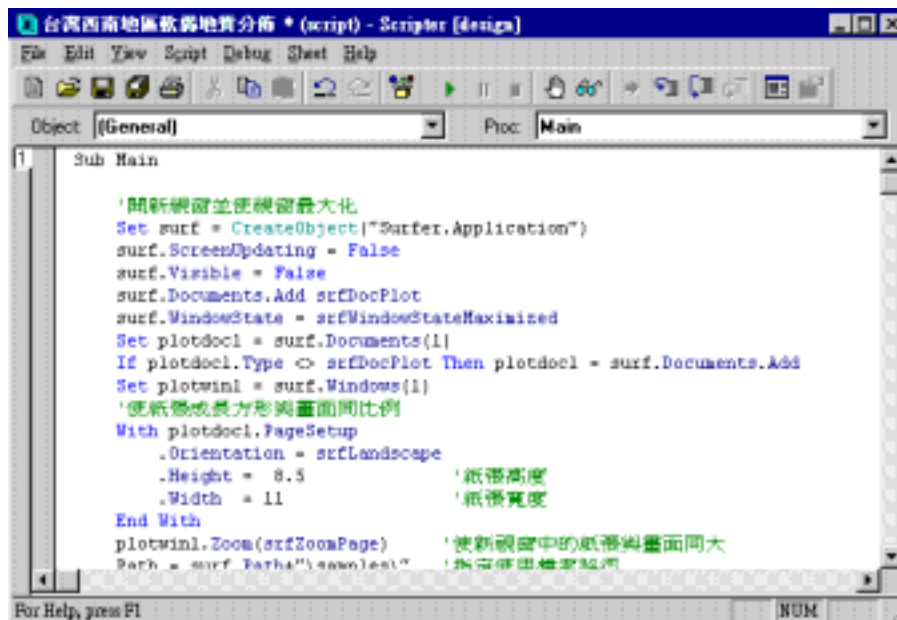


圖 4-28 鑽孔資料繪圖程式

4.6.3 地質分析系統執行說明

地質分析系統使用步驟如下：

- (1) Surfer 軟體安裝完成後，將相關資料放置到 C:\Program Files\Golden Software\Surfer8\Samples 資料夾中。
- (2) 開啟 Scripter.exe（路徑：C:\Program Files\Golden Software\Surfer8\Scripter\Scripter.exe），並載入「臺灣西南地區軟弱地質

分佈.BAS」(路徑：C:\Program Files\Golden Software\Surfer8\Sample)。

(3)按 F5 執行程式。

(4)程式會依序詢問使用者下列問題：(a)儲存檔案名稱(參閱圖 4-29)。(b)詢問鑽探資料是否更新計算，(參閱圖 4-30)；若沒有繪圖資料資料，建議選取最上面的選項。(c)若選擇資料更新時，圖 4-31 為擷取鑽探資料的計算過程，圖 4-32 為擷取資料完畢；當資料「計算完畢」時，則需按下圖 4-33 讓繪圖程式繼續執行，接下來則需靜待繪圖結果。

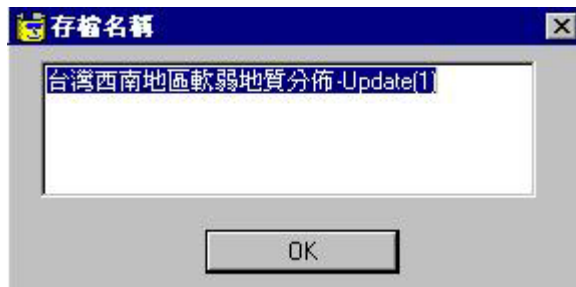


圖 4-29 詢問儲存檔案名稱

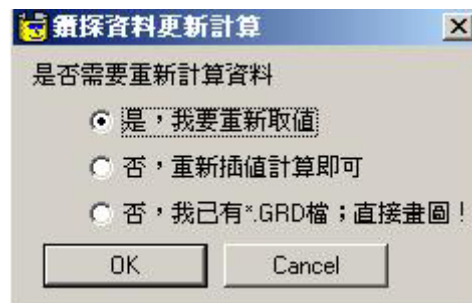


圖 4-30 詢問鑽探資料是否更新計算

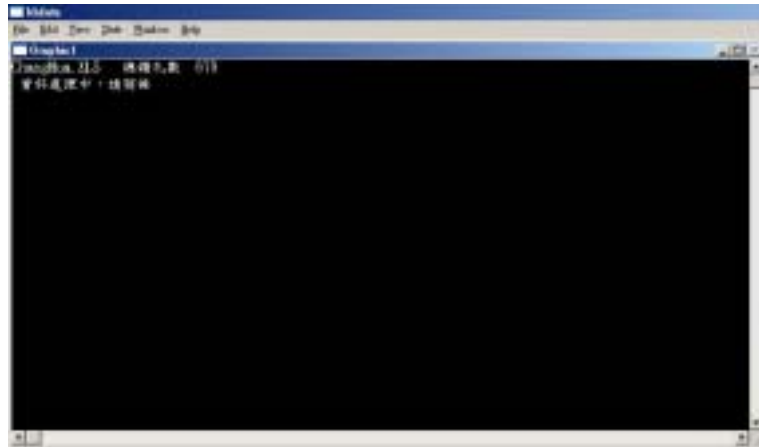


圖 4-31 鑽探資料更新計算中

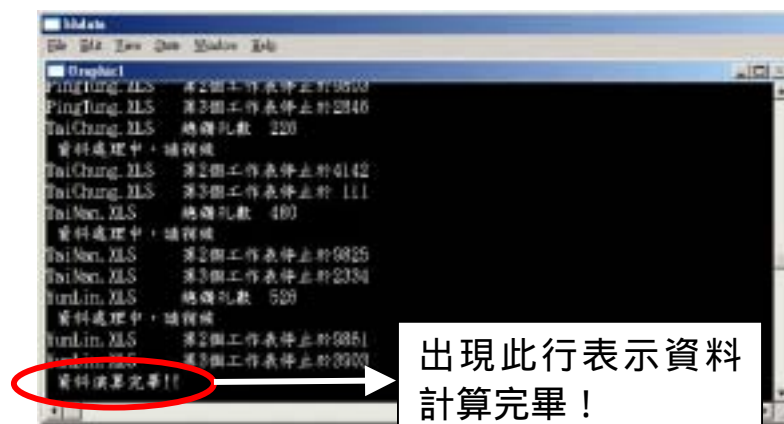


圖 4-32 鑽探資料更新計算完成



圖 4-33 鑽探資料更新計算

- (5)繪圖程式完成時會自動存檔，儲存檔案名稱如上述步驟中的(a)選項所輸入之名稱。
- (6)將 Surfer 軟體關閉後，再重新開啟繪圖檔案。

4.6.4 地質資訊系統使用

依 4.6.3 節中之步驟，將存檔之檔案重新開啟後可得圖 4-34。以下將分為使用上的兩大目標說明。

1.圖面系統操作

圖面系統操作主要在於控制圖面的輸出效果；依使用者的需要可做不同的調整。系統圖面操作介面（參考圖 4-34）可分為四大部分：(1)圖層開關：控制圖層是否開啟，使用者可依照需要開關圖層；原則上「地質圖」只開一張，「地圖」可依需要開啟。(2)圖面控制鍵：可供使用者自由放大或縮小圖面。(3)地圖名稱及地質資料名稱：為輸入檔的檔案名稱，以供使用者方便判讀目前所使用的資料。



圖 4-34 地質分析系統初始所儲存之資料

2.座標查詢

座標查詢為本年度的重點；本研究利用 Surfer 附有之座標查詢係來使用，其步驟如後：(1)在左邊選單的「臺灣西南地區地圖」上

按滑鼠右鍵，選取「Digitize」（參考圖 4-35）。(2)觀察圖面的右下角處，顯示之數據即為滑鼠在地圖上的座標。

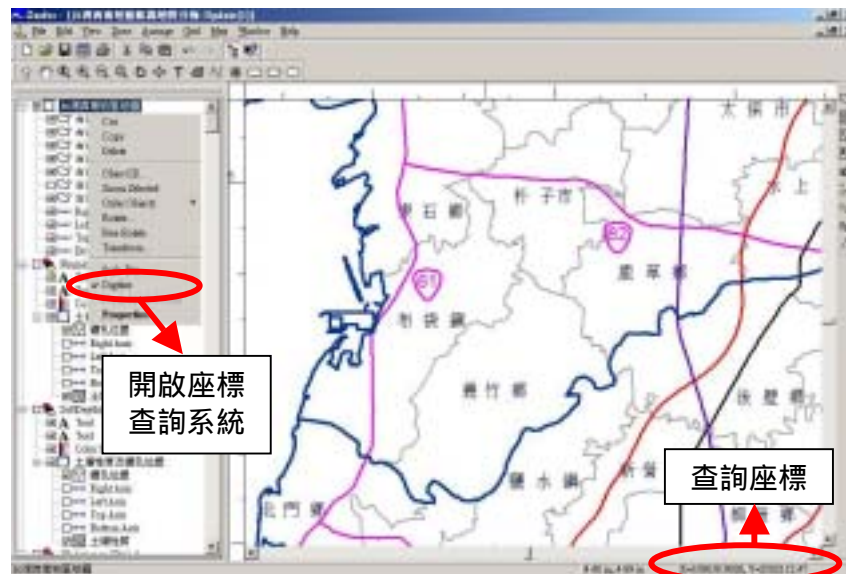


圖 4-35 地質分析系統之座標查詢系統

3.更改等值取線間距

更改等值曲線間距亦為本年度的重點。欲更改等值曲線間距有以下二種方法：(1)程式外部更改（LVL 檔，參考圖 4-36(a)）：在程式繪圖時，等值曲線的間距及填滿的控制選項即是利用 LVL 來控制間距及顏色。在進行繪圖前，利用記事本程式開啟並編輯 LVL 檔，可以直接修整等值曲線的上下限及顏色等參數。(2)程式內部更改（Contour Map-Properties 選單下，在圖 4-36(b)中可以直接在程式內部修改設定，或是儲存、載入其他類似之 LVL 檔的設定。



(a)程式外部（LVL 檔）

圖 4-36 地質分析系統之更改等值曲線間距



(b)程式內部（Contour Map-Properties 選單下）
圖 4-36 地質分析系統之更改等值曲線間距（續）

4.6.5 鑽探資料更新及繪圖

1.地質圖繪製原理

本年度之研究較第一年度之研究多考慮資料更新及資料更新後的自動化繪圖；本節即為交代當鑽探資料更新時，地質圖重新繪製的過程。本研究係利用 Surfer 軟體進行空間插值及繪圖，因此資料更新的流程需配合軟體的操作程序（參閱圖 4-25）。Surfer 的空間插值計算，係將一群散佈於空間中的資料點進行插值分析後，以網格式的資料分佈儲存。若在原資料點中新增加資料時，則該筆資料將會影響附近的插值結果；因此，若有新增加資料時，則須要重新插值計算。

2.鑽探資料更新

本研究之鑽探資料係利用 Microsoft 的試算表(Excel)格式儲存，因此有更新資料時必須要以上述之程式（或相容之程式）執行資料增減等編輯；其輸入的格式請參考圖 3-2 及圖 3-3。新增之鑽探資料可列於現有資料的最末端，將鑽探資料按格式輸入後即可進行分析

新增之鑽探資料格式除需注意輸入格式外另有以下幾點需注意：(1)同筆資料必須位於同一工作表(sheet)。(2)鑽探基本資料位於工作表 1(sheet1)；鑽探試驗資料位於工作表 2,3(sheet2, sheet3)。(3)鑽探試驗工作表之最大儲存欄位，不得大於 9999 列(超過此列的資料不計)。

3.新增資料之重新繪圖

新增資料後重新繪圖，可參考 4.6.3 節中所作之說明。

4.7 結語

西南沿海七縣市地區確實廣佈 $N < 10$ 的鬆軟地層，且大部分多發生在地表下 5 公尺淺層地層內。嚴重鬆軟地區($N < 4$)則分佈在雲林地區、嘉義與臺南海岸平原交界處、及臺南海岸地區。

經平均加權整孔各深度 N 值後， N 可明顯提高，但雲林的虎尾鎮及北港鎮、臺南市安南區、高雄的小港區、永安鄉潟湖、岡山鎮與阿蓮鄉交界處、屏東縣的林邊鄉 N 值仍舊很低。因此可知上述之相關地區的地質相當鬆軟，且鬆軟土層的厚度應當也相當大，經此處的重大交通建設應特別注意其鬆軟地盤問題，並擬定設計處理對策。

若同時考慮鬆軟地盤的 N 值、最大含水量、鬆軟土層厚度進行判定，顯示以下地區地層最鬆軟：彰化縣的鹿港鎮及大村鄉，雲林縣的麥寮鄉、二崙鄉、褒忠鄉、虎尾鎮、土庫鎮、北港鎮及水林鄉，臺南縣的北門鄉、學甲鎮及安南區，高雄縣的永安鄉、岡山鎮、阿蓮鄉、大社鄉、仁武鄉、烏松鄉、苓雅區及前鎮區。

對照於高鐵沿線地質進行比對，其中可發現高鐵經過彰化縣的選線規劃已避開較鬆軟的地質區；途經雲林地區的地質則較差，須嚴防鬆軟地盤所帶來的工程困擾。

第五章 新建路堤設計

軟弱地質不論是高含水量與含泥量的黏性土壤，或是鬆散的砂性土壤等，都具有高壓縮性、低強度、低排水性（僅黏性土壤）等工程問題。在工程上對軟弱地質區路堤的處理設計對策，可分為新建或既有路堤結構物兩種考慮因素來區分處理。為確保軟弱地質上路堤結構物可正常運轉、維持結構安全，設計時須注意下列項目：(1)地質鑽探需正確，(2)土壤設計參數需合宜，(3)設計流程需恰當。

5.1 路堤設計流程

路堤設計過程中最重要的就是考量路堤填土後對現地造成之沉陷量的影響以及路堤填土後之穩定性問題，在軟弱地盤上作路堤設計時更是不可忽略，在地質調查時即應謹慎進行，以免因為地質條件的不正確而影響到後續設計之考量。而有關於路堤高度及橫斷面等相關資料，如道路寬度條件等等國內之公路設計都已有相關設計標準，相關書籍也很多，且非本研究所欲探討之考量重點，故在此不再贅述。因此本研究僅就穩定性及沉陷問題加以探討。

而有關於軟弱土壤之設計時，主要有以下方式可以加以處理(李維峰等,2004)：(1)以優良土壤置換軟弱土壤。(2)改良軟弱土壤之強度與勁度。(3)土壤加勁或結構物加勁。(4)減低結構物承載荷重。(5)利用樁基礎型式傳遞結構物重量至適當承載層。

以下將路堤於軟弱地層設計流程整理如圖 5-1：

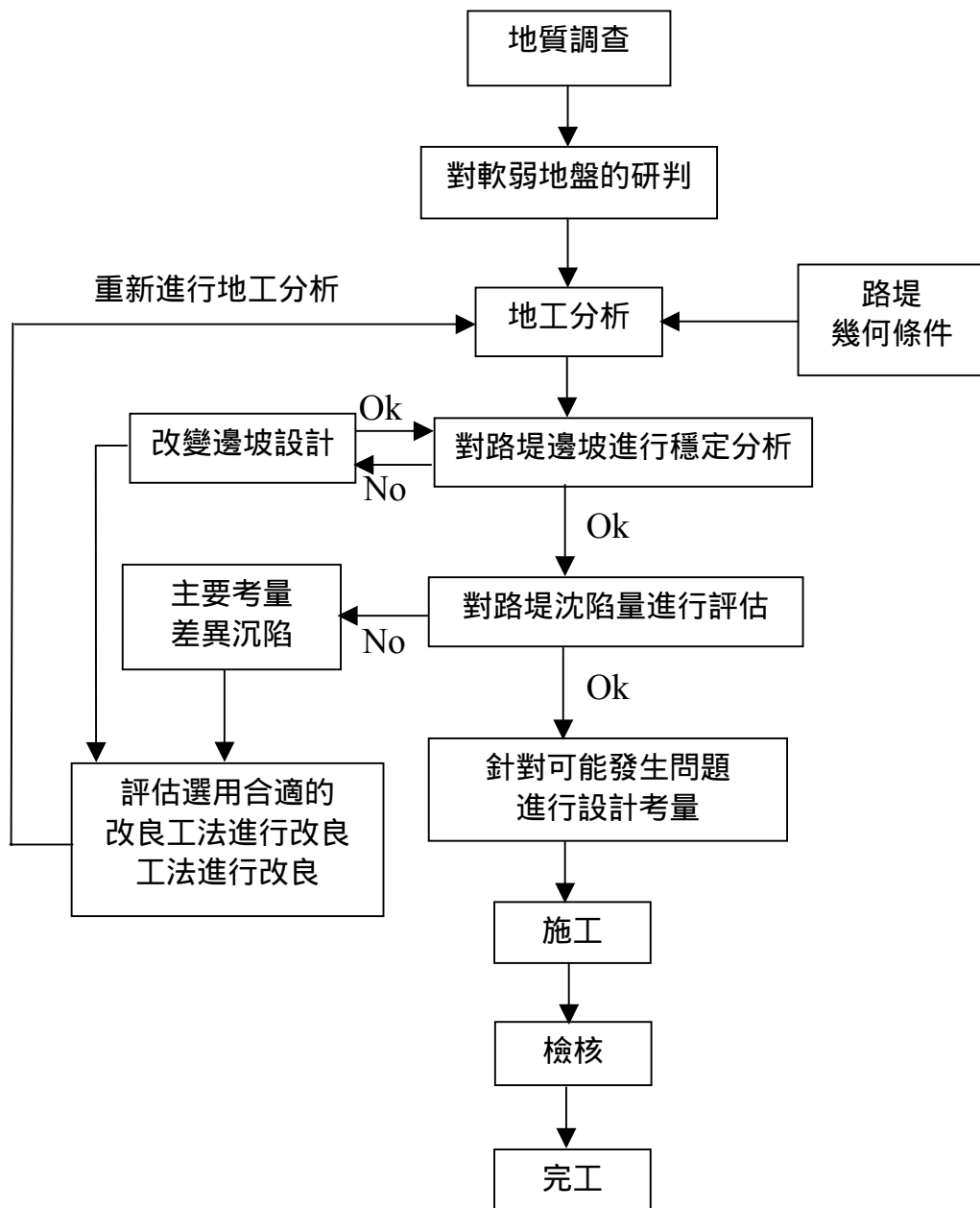


圖 5-1 一般路堤設計流程圖

5.1.1 事前地質調查工作

對於新建路堤結構物設計前應於基地位置進行詳實之地質調查，可採用鑽探取樣試驗方式進行細部之地層調查，調查數量則視基地範圍、結構物規模與型式而定。調查內容除依據內政部頒佈之建築技術規則規定外，應重視軟弱地質之分佈範圍、分佈規律與均勻性，並小心鑽探與取樣以順利取得不擾動土樣為原則，並將所取之土樣加以進行相關之試驗（如表 5-1 所示），以獲得設計所需之土壤參數。軟弱地質調查重點項目如下：

- (1)在工程區及荷重影響範圍內軟弱地質的分佈狀況，包含分佈面積、深度及各層次的厚度等。
- (2)各軟弱地質的組成及其工程性質。

表 5-1 試驗室土壤試驗項目

試 驗 項 目
1.土壤一般物理性試驗
2.土壤單向度壓密試驗
3.土壤直接剪力強度試驗
4.土壤無為壓縮強度試驗
5.土壤三軸壓縮強度試驗

5.1.2 對軟弱地盤的判定

根據前期報告，若僅以 N 值為主要判定基準，當黏性土壤 $N < 4$ (即 soft clay 判定標準)與砂性土壤 $N < 10$ (即 loose sand 判定標準)兩者屬於軟弱地層(含極軟弱地層)之可能性最高，故本研究在軟弱地盤判定上亦依此原則進行判定，並加以考量。

5.2 路堤選線規劃與評估

道路路線在經工程師考量經濟性、便利性、施工性及重要性甚至是政治等因素後，有關道路的路工結構造型的採用通常需再針對路段

沿線的地質作一考量，並配合施工成本、施工技術以及長期維護等因素，決定是以路堤結構、橋樑結構亦或是隧道結構等等為主。

5.3 路堤細部設計考量

5.3.1 設計高程訂定

路堤設計中之高程決定乃是根據路線規劃的縱斷面圖而來，而縱斷面規劃時考慮的因素很多，如路線規劃、行車安全性以及土方挖填平衡等因素都考慮在內，已非本研究重點，相關細節，國內相關公路設計之書籍中皆有詳細說明，在此不再贅述。

5.3.2 土方來源考量

有關路堤設計之土方來源考量，考量經濟因素，原則上以就地或就近取材為最佳，所使用之填方土石材料不得為不適用材料。所謂的不適任材料各單位皆有其規定，以國工局為例，指的是含有木本、草本及蔓藤類植物，或屬於污泥、腐植土及最大密度小於 1.5t/m^3 之不良土壤，或其他任何經認定為不適於作為基礎或填方之物質，但不包括自然含水量過多經乾燥後仍可適用之土壤；惟依 ASTM D2487 試驗結果屬於泥炭土(PT)、高塑性有機質土(OH)及低塑性有機質土(OL)材料者，皆為不適用之材料。

5.3.3 承載力推估

分析採用建築技術規則之建議承載力公式如下：

$$Q_u = (1 + 0.3 \times B/L) \times C \times N_c + r' \times D_f \times N_q + (0.5 - 0.1 \times B/L) \dots \dots \dots (5-1)$$

$$Q_a = Q_u / F_s \dots \dots \dots (5-2)$$

Q_u = 極限承載力， t/m^2

Q_a = 容許承載力， t/m^2

F_s = 安全係數

C = 基礎底面下之土壤凝聚力， t/m^2

r' = 基礎底面上土壤之平均單位重，如在地下水位以下者，應為有效單位重， t/m^3

r'' = 基礎底面下土壤之平均單位重，如在地下水位以下者，應為有效單位重， t/m^3

N_c, N_q, N_r = 承載力因素，與土壤內摩擦角有關

本分析係根據回填土層之性質(單層)推估其容許承載力。若基礎荷重之應力影響範圍內存有土層其性質較回填土層性質為軟弱時，宜檢核其承載力。

5.3.4 沉陷量考量

沉陷量若經評估後，若可以掌握在施工完成後達成大部份之沉陷，那麼差異沉陷亦可以大大降低，則由於經濟考量可不必考慮進行地盤改良，若經評估在工期內無法達到沉陷之要求，則需考量配合地盤改良工法，使其達到規定之要求。

針對一般路堤段之沉陷要求（國公局施工技術範，91 年）：以 200 個日曆天後或任一 60 天期間之沉陷值小於 1 公分。

5.3.5 邊坡滑動考量

在已知路堤高度、路面寬度條件情況下，路堤之臨界填土高度（ H_{EC} ）；經參考日本道路工團（1983）之建議採：

$$H_{EC} = \frac{5.1S_u}{\gamma_E} \dots\dots\dots (5-3)$$

式中， H_{EC} 為臨界填土高、 S_u 為不排水剪力強度、 γ_E 為填土單位重。

並藉此臨界填土高度檢核依據路線之平縱面資料所擬定之填土高度需求，若需實施更高填土時，則以安全係數大於 1.5 之標準評估階段填土之邊坡穩定性，未符合標準要求者，於該填築地點進行改良。

而路堤邊坡須根據填料的力學性質設計，一般在用地許可情況下，建議採用 1 : 1.5~2.0 之邊坡，當邊坡較高時，應單獨進行檢算，在原設計邊坡（初擬）配合土壤參數進行穩定分析時，若無法合乎設計要求（採圓弧法 $F.S > 1.5$ ；施工時 $F.S > 1.25$ ）時，在用地許可情況下，可以考慮先改變邊坡比再進行考量，若還是不合乎設計要求，則可考慮坡趾增加平衡土堤（如圖 5-2 所示）進行土壤改良或配合其他輔助工法（如排水法、護坡法、打樁法、種植法等）進行之。

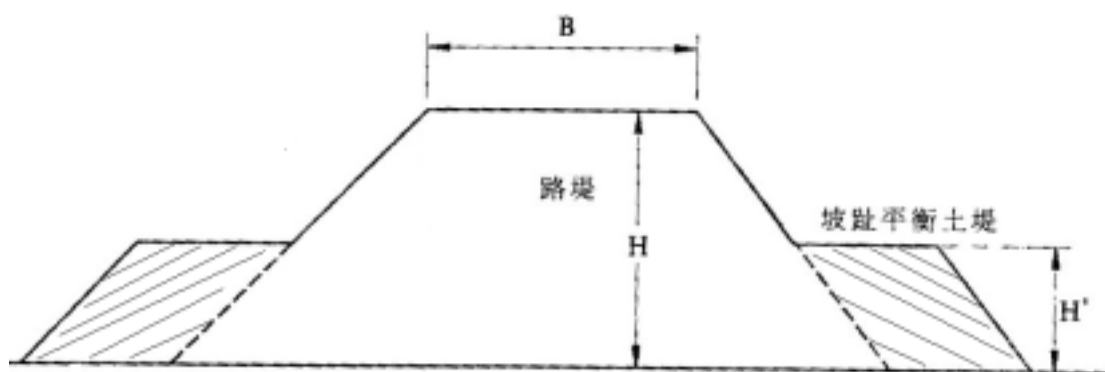


圖 5-2 坡趾平衡土提示意圖

5.3.6 基礎土壤液化考量

針對基礎土壤液化潛能評估考量，係採交通部(1995)頒布之”公路橋樑耐震設計規範”內所建議之液化評估法則，其分析步驟概述如下：

- (1)求得地震產生之尖峰剪應力與有效覆土壓力之比值(L)，其值以下式求之：

$$L = \frac{\tau_{peak}}{\sigma_0'} = \frac{A}{g} \cdot \frac{\sigma_0}{\sigma_0'} r_d \dots\dots\dots (5-4)$$

式中，A 為水平地震地表加速度、g 為重力加速度、 τ_{peak} 為尖峰剪應力(kg/cm^2)、 σ_0 為總覆土壓力(kg/cm^2)、 σ_0' 為有效覆土壓力(kg/cm^2)、 r_d 為尖峰剪應力比沿深度折減係數 ($r_d = 1 - 0.015X$ ，X 為受評估土層距離地表面之深度(m))。

(2)求得使土壤發生液化時之剪應力比(R)。

$$R=R_1+R_2+R_3 \dots\dots\dots (5-5)$$

式中， R_1 為與 N 值及有效覆土壓力有關的剪應力比，見圖 5-3。
 R_2 為與 D_{50} 有關的剪應力比，見圖 5-4。 R_3 為與 FC 有關的剪應力比，見圖 5-5。

(3)計算土壤液化抵抗率 F_L 。

$$F_L = \frac{R}{L} \dots\dots\dots (5-6)$$

當 F_L 值小於 1.0 時，即判定該土層可能液化。
 根據分析結果將具有液化潛能之區域，在結構物耐震設計上應特別考量注意，必要時須實施土壤改良。

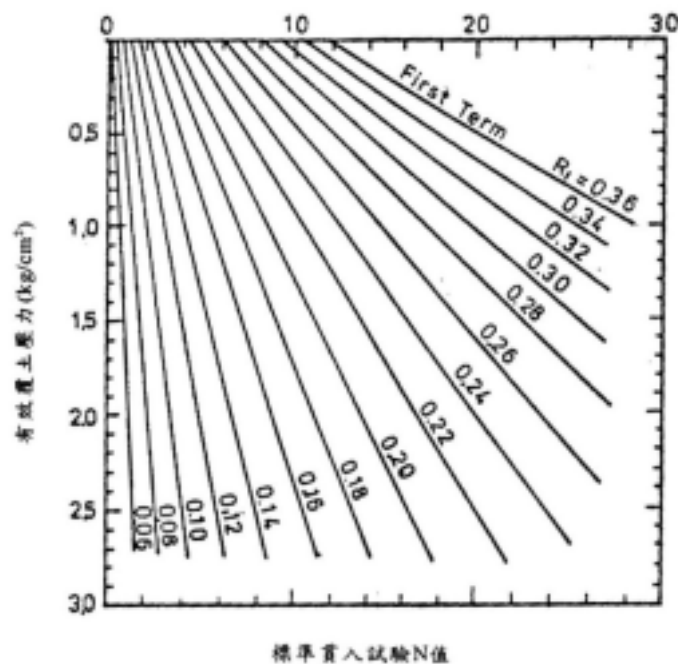


圖 5-3 R_1 值與標準貫入試驗 N 值及有效覆土壓力之關係
 (林同棧工程顧問股份有限公司，1998)

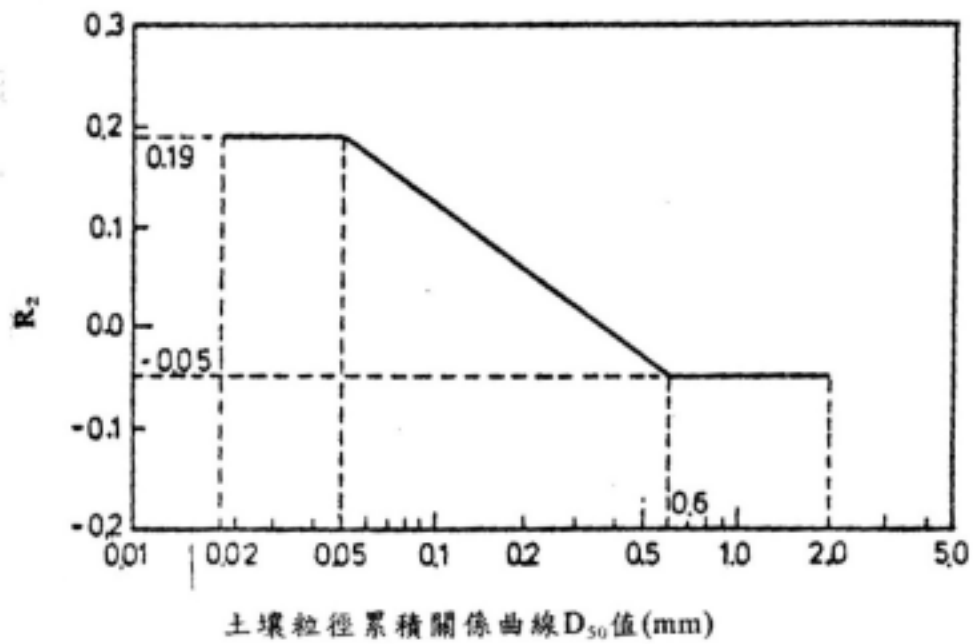


圖 5-4 R_2 值與土壤粒徑累積關係曲線 D_{50} 值之關係
(林同棧工程顧問股份有限公司, 1998)

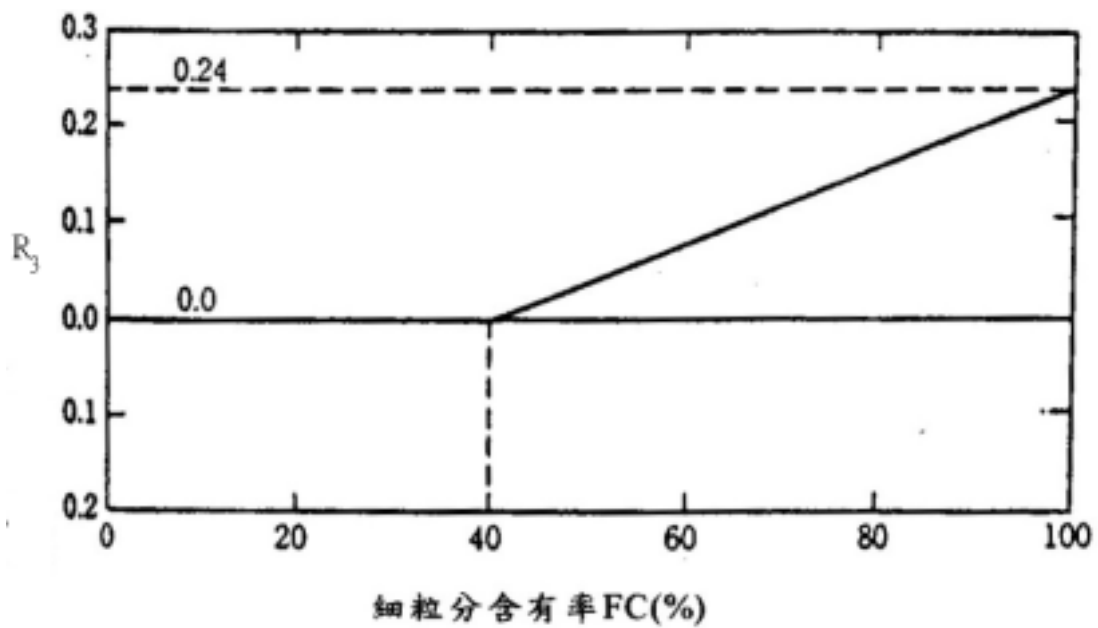


圖 5-5 R_3 值與細粒土壤含有 FC(%) 之關係
(林同棧工程顧問股份有限公司, 1998)

5.3.7 其他設計考量

1.路堤結構設計上之考量

(1)殘餘沉陷量較大路段之路面寬度確保

如以設計使用斷面（標準斷面）施工，隨著沉陷之進行必須將路面加高，而路堤腹部填土加寬工程在施工上極為困難（參考圖 5-6）。因此，設計時即應考慮可能之沉陷量，據以決定路堤斷面尺寸，以確保足夠路面寬度。依照「日本道路公團設計要領第一集」建議，路面寬度之寬容量為 S_r ， S_r 係考慮通車後五年左右之沉陷量（參考圖 5-7）。

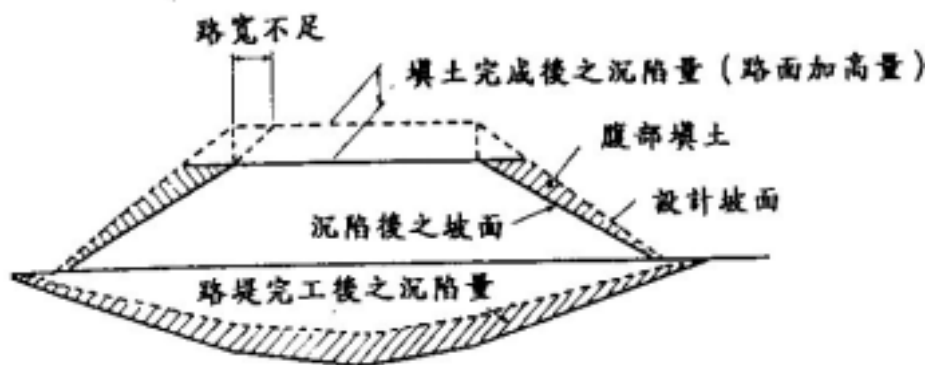


圖 5-6 路堤沉陷所導致路寬不足示意圖
（交通部臺灣區國道新建工程局，1994）

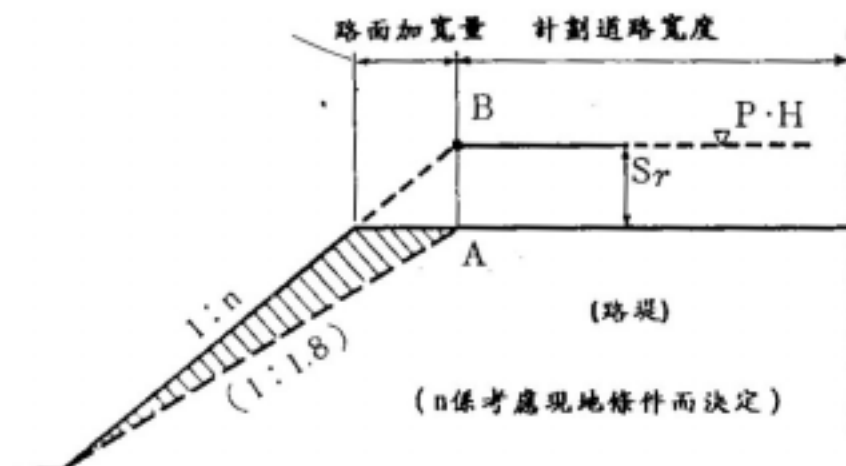


圖 5-7 路面加寬幅度決定（交通部臺灣區國道新建工程局，1994）

(2)路堤加高

為了防止路堤沉陷而造成路堤高度不足之困擾,在設計之初即預先將路堤加高,路堤加高量之預估,以填程完成,即將進行鋪面施工階段之施工觀測結果為準,原則上不變更設計路基高度(P.H.E.),因此,路堤加高部份施作於基底層。

(3)低填土

採用低填土方式,減少由於填土所增加之大量荷重造成底層軟弱土壤產生較大之沉陷與破壞。

(4)輕質填土

處理公路軟弱地盤時,路堤材料的重量和沈陷以及穩定性等息息相關,因此,在提供足夠承載力及容許沈陷的情況下,設法減輕土堤的重量亦為一相當可行之工法。EPS 為最常使用之輕質填方材料,國內近年內也有使用之經驗,在稍後章節將特別介紹此一工法。

2.鋪面設計之考量

在地盤沉陷地區,可檢討臨時鋪面之可行性。臨時鋪面與永久鋪面之設計例如圖 5-8 所示,原則上,設計初始路堤高度(P.H.)不變,而提高設計路基高度(P.H.E.)。

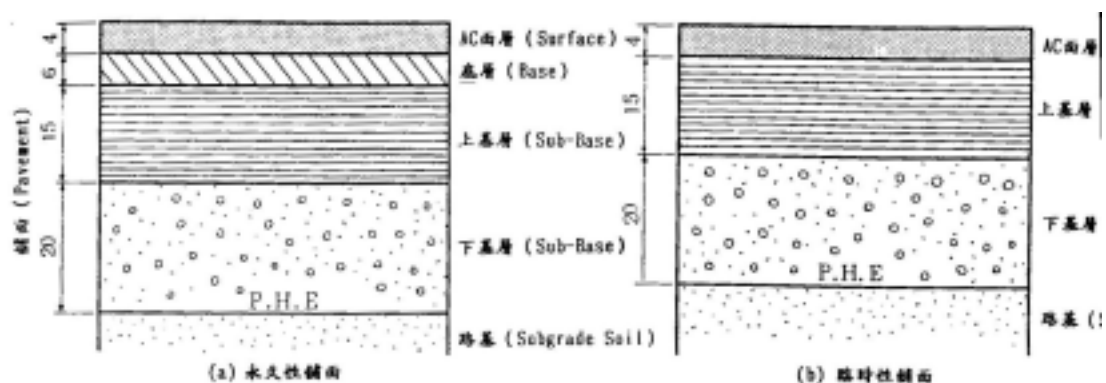


圖 5-8 臨時鋪面之設計例 (交通部臺灣區國道新建工程局, 1994)

3.結構物設計上之考量

(1)近橋版（ Approach Slab ）之設置

在橋樑與路堤相接處設置一鋼筋混凝土版,藉鋼筋混凝土版之勁度,以減少或平衡橋樑與路堤間之差異沉陷(將差異沉陷量分配於 5m 或 8m 之 RC 版上),此鋼筋混凝土版稱為近橋版(參考圖 5-9、圖 5-10),惟近橋版之下方常產生空隙(參考圖 5-10),必須加以填補。

(2)穿越箱涵

基本上可以加大箱涵斷面的方式來處理,並自可能範圍內加高箱涵底部。如因覆土厚度關係無法加高箱涵底部或加大箱涵淨高時,則可視排水坡度之大小,將相鄰路面高程往下降低。

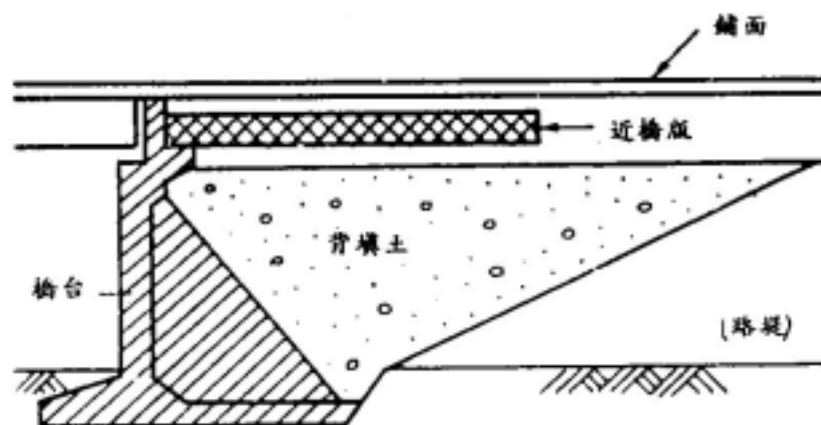


圖 5-9 近橋版示意圖（交通部臺灣區國道新建工程局，1994）

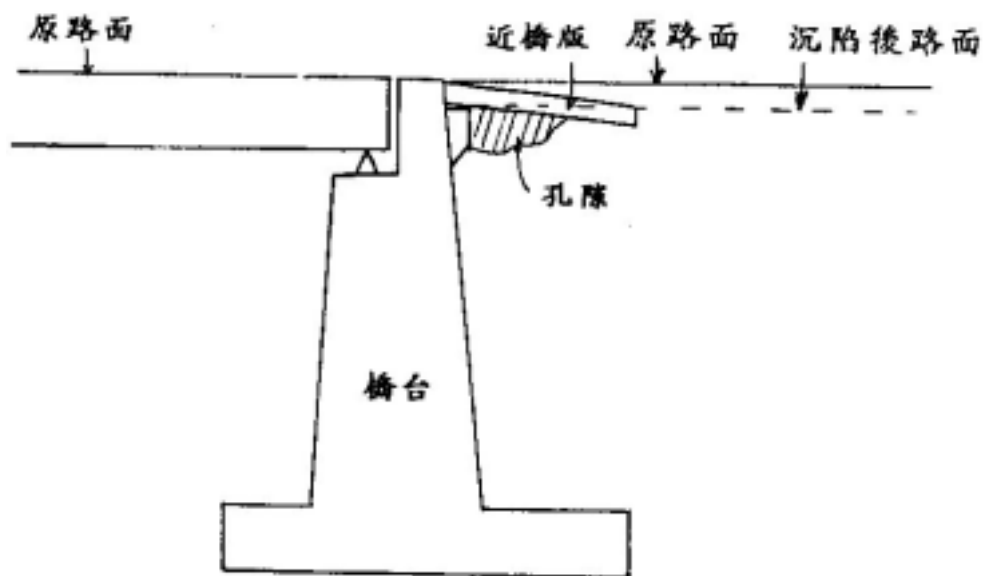


圖 5-10 地盤下陷導致近橋版下方產生孔隙
(交通部臺灣區國道新建工程局，1994)

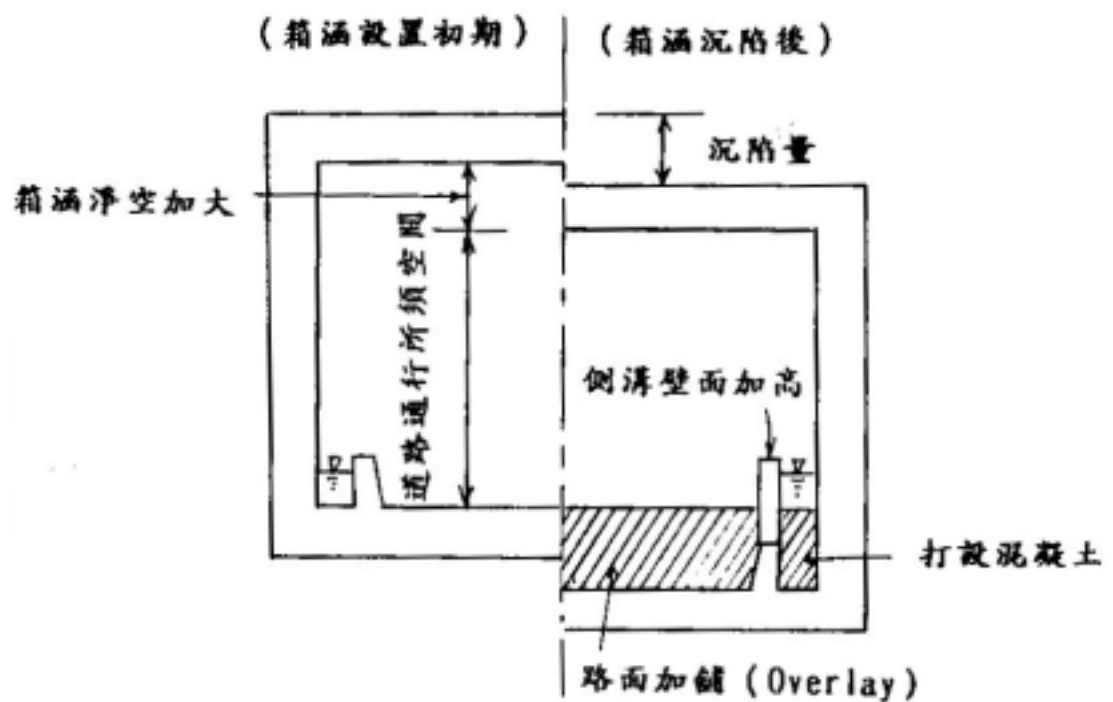


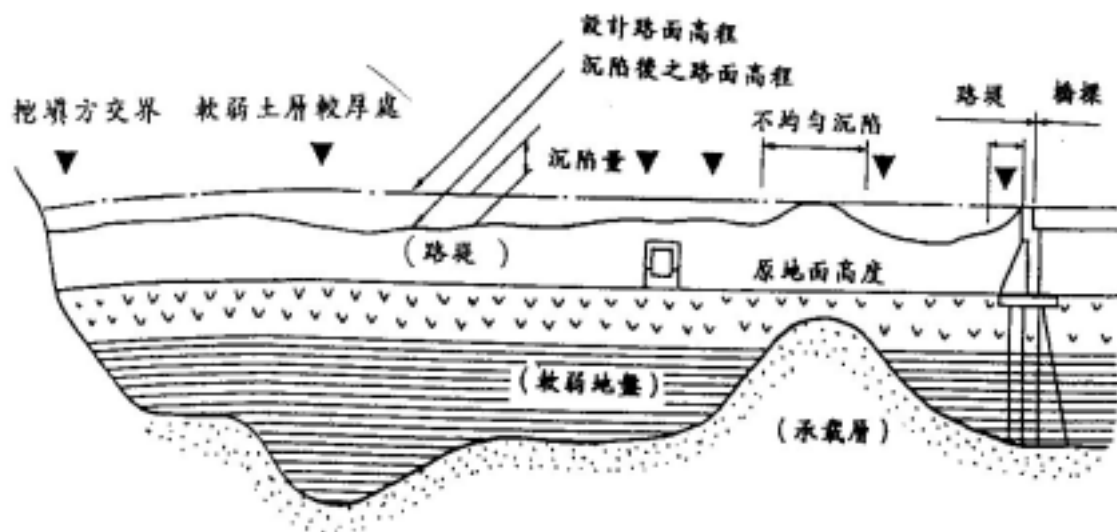
圖 5-11 箱涵下陷產生之問題 (交通部臺灣區國道新建工程局，1994)

(4) 附屬排水結構物設計上之考慮

地盤沉陷區之排水結構物儘可能於填土完成一段時間後再行施作，在地盤沉陷區設置排水結構物時，應採用能適應某種程度之沉陷量而不損壞、且容易補修之結構。有關不均勻沉陷所產生路面積水的處理方面，可對地盤之不均勻沉陷而可能產生路面積水之處，事先設置橫斷方向之排水溝，其可能設置之位置（如圖 5-12 所示）列舉如下：

- (a) 橋樑及路堤交界處
- (b) 箱涵設置處
- (c) 挖、填方之交界處
- (d) 軟弱黏土層之層厚明顯差異處

在排水溝設置時，橫斷方向排水溝之排水坡度宜取較大值，以適應不均勻沉陷所造成之坡度變化，避免排水不良之情況發生。



(▼)：排水溝設置位置

圖 5-12 必須設置橫斷方向排水溝之位置
(交通部臺灣區國道新建工程局，1994)

5.4 EPS 工法應用於軟弱地盤路堤工程

本資料引用自臺灣公路工程 - 何泰源。

為了解決軟弱土層上填築路堤產生荷載造成的沉陷影響，EPS 輕質填方不失為一有效的方法，日本亦將此工法應用在軟弱地盤上高速公路興建使用上。根據日本使用情形，EPS 工法運用於公路路基或路堤的案例為最多（見圖 5-13），其次是擋土牆、橋臺之背填材料。

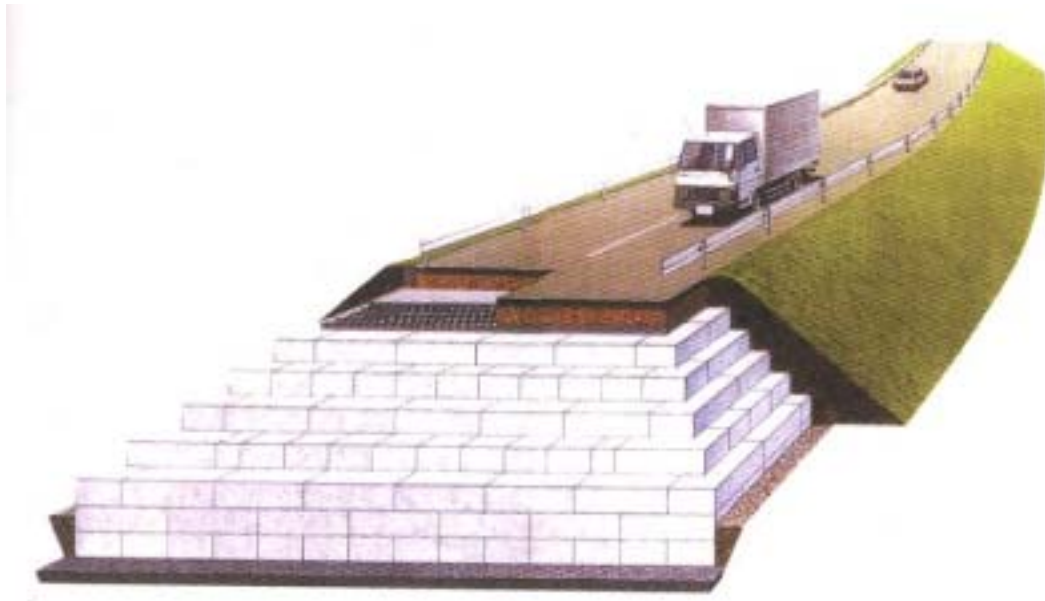


圖 5-13 EPS 示意圖（何泰源，2006）

EPS 工法在日本雖已普遍的使用於公路路基及路堤構造中，但是國內將 EPS 應用於工程上之用途則較為少見，國內 EPS 工法使用有公路局於民國 84 年在臺 17 線 133K+740 133K+770 實驗道路建造一處試驗 EPS 路堤以及最近期的洲美快速道路堤防段工程等等，如下表 5-2。以前者而言，於當年 12 月完工通車至今，路面及側牆尚無任何異狀。

EPS 輕質填土工法係採用化學合成材料 EPS(Expandable Poly Styrolene)即發泡級聚苯乙烯，取代土壤進行填土之工法，亦即利用提煉自石油中之液態單體苯乙烯，再摻入發泡劑後製成 EPS 型塊，可以代替一般土建工程中所用之砂土填料之施工方法。

表 5-2 國內 EPS 使用情形

施工地點	施工時間	施工原因	EPS 用量	施工結果
西部濱海公路	民國 84 年	實驗道路	135m ³	安全通車至今
南投縣梨山臺七甲線	民國 88 年 4 月	改善地滑	4740m ³	因 921 地震, 計劃終止
臺北中山大直橋	民國 89 年	減少構臺底部回填土之自重所產生之沉陷	2440m ³	安全通車至今
洲美快速道路堤防段工程	民國 90 年 7 月	克服高架橋與高填土路堤共構之不均勻沉陷問題	12105m ³	安全通車至今

EPS 俗稱發泡塑脂或保麗龍，由於具有輕質性（比重約為土壤的 1/60 ~ 1/100）、耐壓縮性、自立性、耐水性及施工性等等特徵，各國都已大量應用於軟弱地盤之沉陷防止對策上之應用，而國內近年也已有使用之案例。由於自重極輕，EPS 作為路基填築材料將具有下列優點：

- 1.降低因自重所造成之壓密沈陷。
- 2.有優良的自立性。
- 3.具吸震性。
- 4.替代土方，減少料源短缺問題。
- 5.不需分層滾壓又可依開挖形狀切割填實，品質容易控制。
- 6.施工迅速，工期較短。
- 7.容易搬運，利於搶修。
- 8.影響交通較輕微。
- 9.施工期間受天候影響較小。

1.EPS 用途

EPS 工法由於其工程特性具有可以防止填土增加基地盤載重的不良影響、適合於各種現場條件下的填土重量及強度、具有自立性，可以大幅減輕作用於擋土牆等壁面之土壓力、不需進行一般填土作業的鋪均夯實作業，在施工性上具有優越條件等用途。

2.EPS 工法之材料特性

(1)超輕量

密度僅約為砂土重量的 1/100，應用在軟弱地盤上不需改良承載力即無沉陷之虞。砂土與 EPS 密度詳見表 5-3 所示。

表 5-3 各種輕質材料之密度

材料種類		密度 t/m ²
一般砂土		1.4~2.2
輕質材料	火山灰	1.2~1.6
	水碎爐渣	1.2~1.3
	煤灰	1.2~1.3
	氣泡砂漿	0.5~0.9
輕質骨材		0.35~0.8
EPS 材料		0.012~0.035

(2)經濟性

EPS 工法有工期短、用地省、挖方少、維修費低，工程總造價經濟等等優點。

(3)耐水性佳

單獨氣泡體不易吸水，材質不致產生變化。

(4)施工簡便、迅速

不需大型機具及特殊技術、以人力即可輕便迅速施工，可以解決技術工難求之困擾。

(5)自立性良好

柏松比小、自立性佳、可以減低側向土壓力，適用於檔土結構物之背填材料。

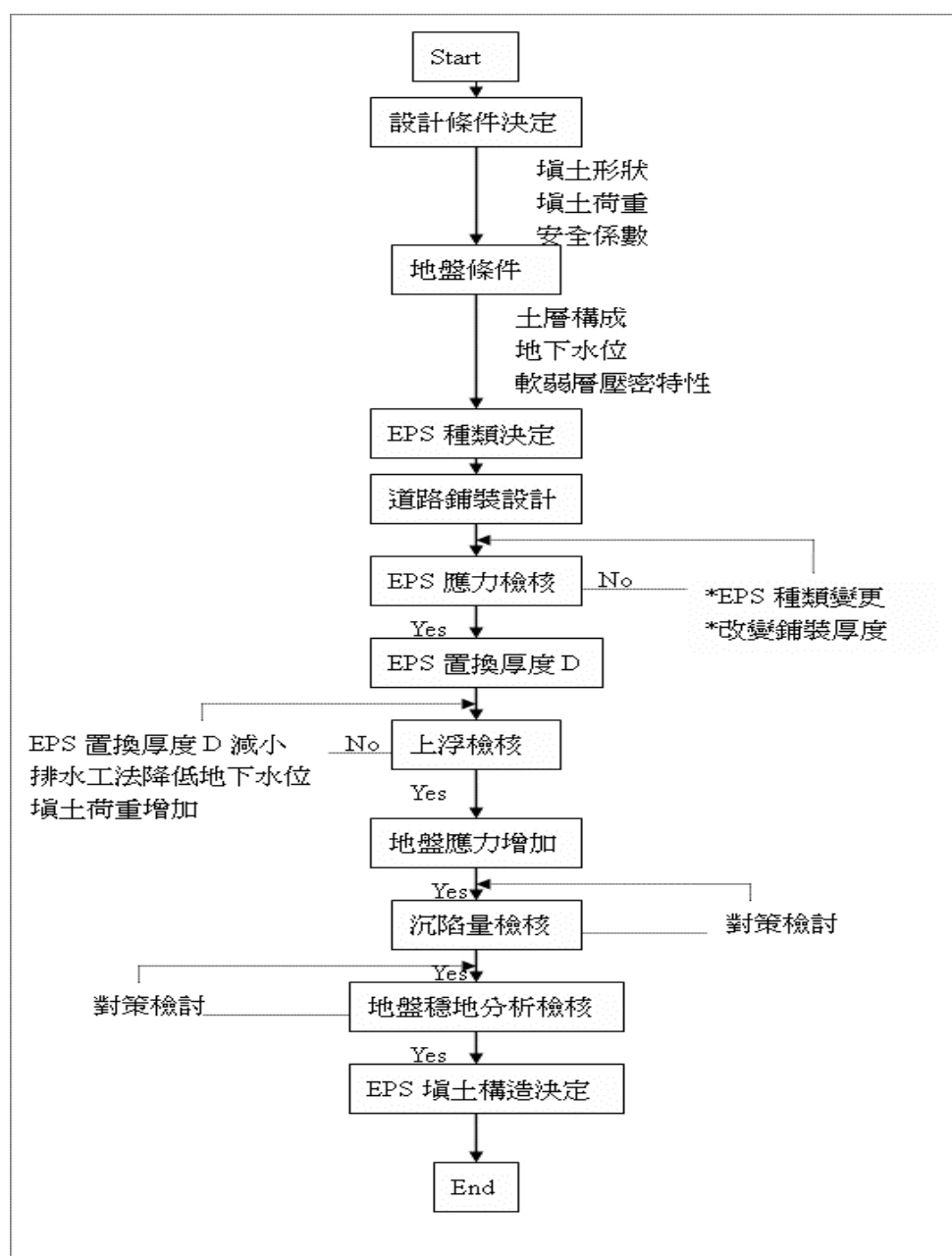
(6)緩緩衝性優

單獨氣泡體能發揮優越的緩衝性，具減少衝擊力、震動效果、

容許壓應力在 $2 \sim 20 \text{ t/m}^2$ 範圍可依工程需求製造。

3.EPS 設計與施工

EPS 工法之主要用途可以分為兩大類，一為減輕載重、二為減低土壓，而 EPS 應用於軟弱地盤上路堤填土時的主要目的就是減輕載重，其設計過程中需決定填土厚度、針對浮力影響、EPS 本身應力以及地盤穩定影響等等進行校核工作，其設計流程如下所示：



EPS 路堤填土設計流程

由於地層內任意點 x 在填土前後之應力平衡關係，以求必要之置換深度 D ，如圖 5-14 說明置換填土厚度之計算法。而有關於浮力校核，計算時需注意地下水位位置對 EPS 產生的浮力影響，安全係數 F_s 為載重 P 除以浮力 U ，即 $F_s = \frac{P}{U} = \frac{\gamma_{t1} \cdot h_1}{\gamma_w \cdot h'}$ ，如圖 5-15 所示。而有關於 EPS 施工之順序流程如圖 5-16 所示。

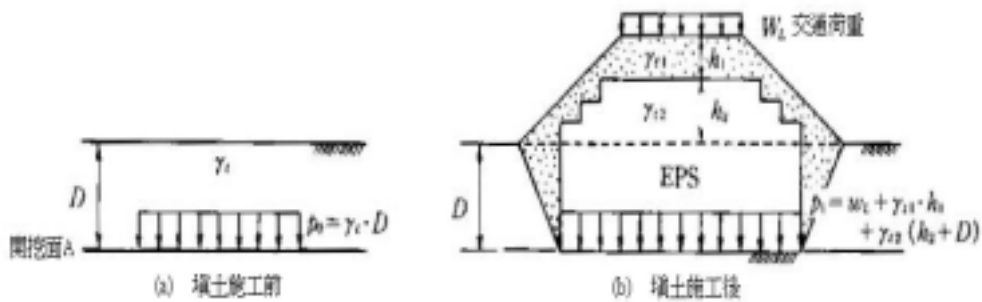


圖 5-14 置換填土厚度計算

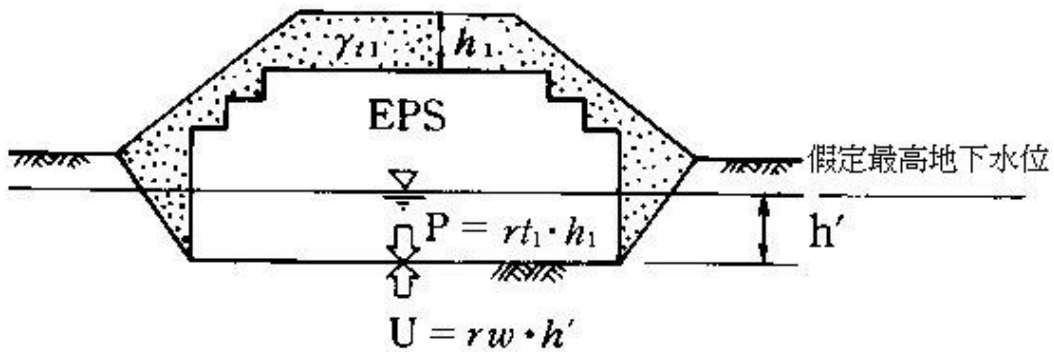
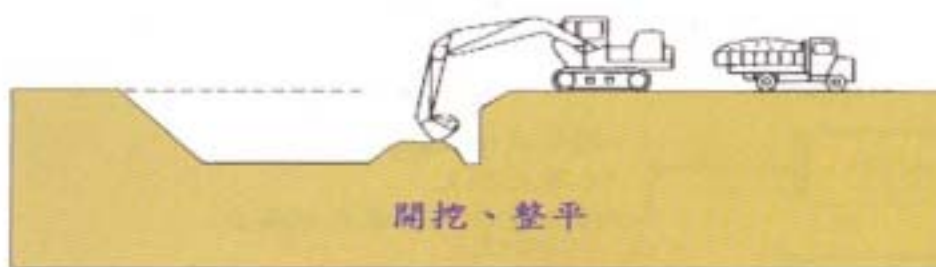


圖 5-15 EPS 路堤浮力檢核示意圖

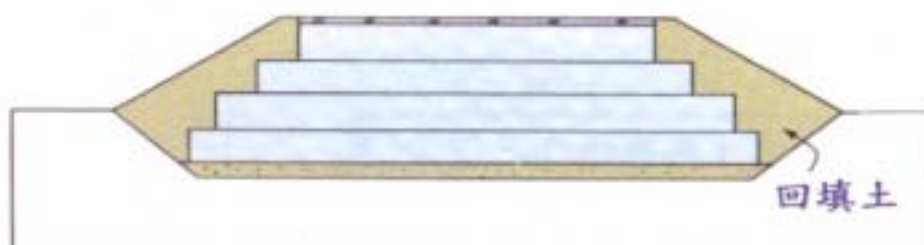


1)基礎底面開挖



2)EPS型塊施工

打設混凝土版



3)回填、打設混凝土版

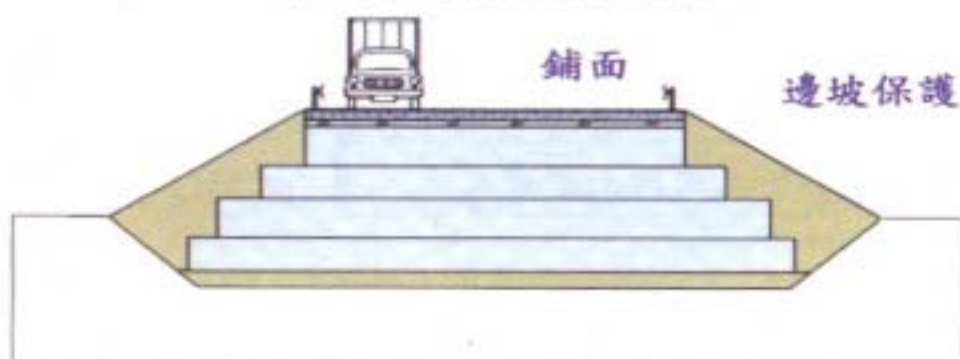


圖 5-16 EPS 施工流程圖

5.5 路堤設計範例

5.5.1 EPS 路堤設計例

1.設計條件：

對如圖 5-17 中一樣的軟弱地盤上設計規劃高度 3m 的道路填土。設計條件如以下所列：

- (1)填土形狀如圖 5-17。
- (2)地盤滑動破壞對應設計安全係數：FSD 1.5。
- (3)EPS 填土的浮力檢核對應設計安全係數：FSD 1.2。再者，對 EPS 填土浮力檢核時，使用圖 5-17 中所表示地下水位。
- (4)開放通車使用後的容許沉降量：sa 10cm。
- (5)對黏土做壓密試驗所得 e - $\log p$ 曲線如圖 5-18 所示。

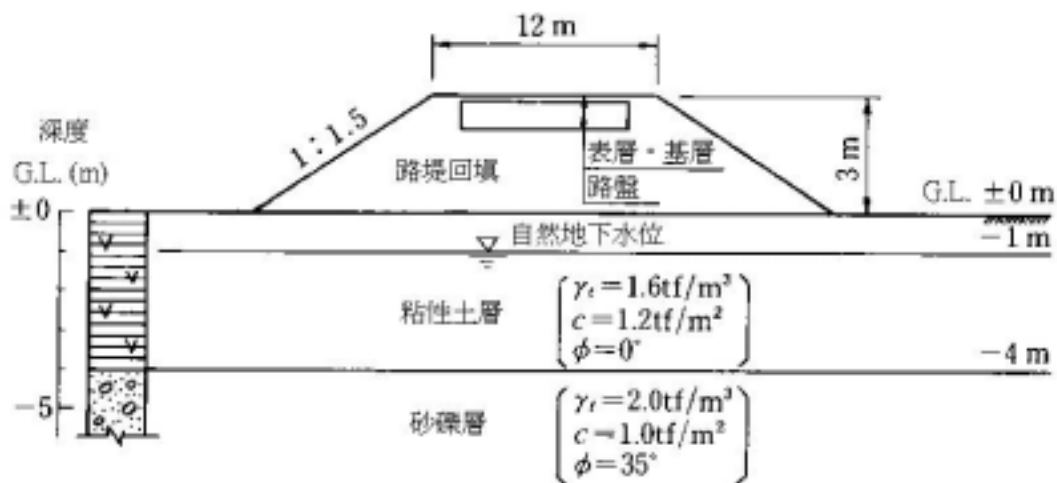


圖 5-17 規劃高度 3m 的道路填土路堤

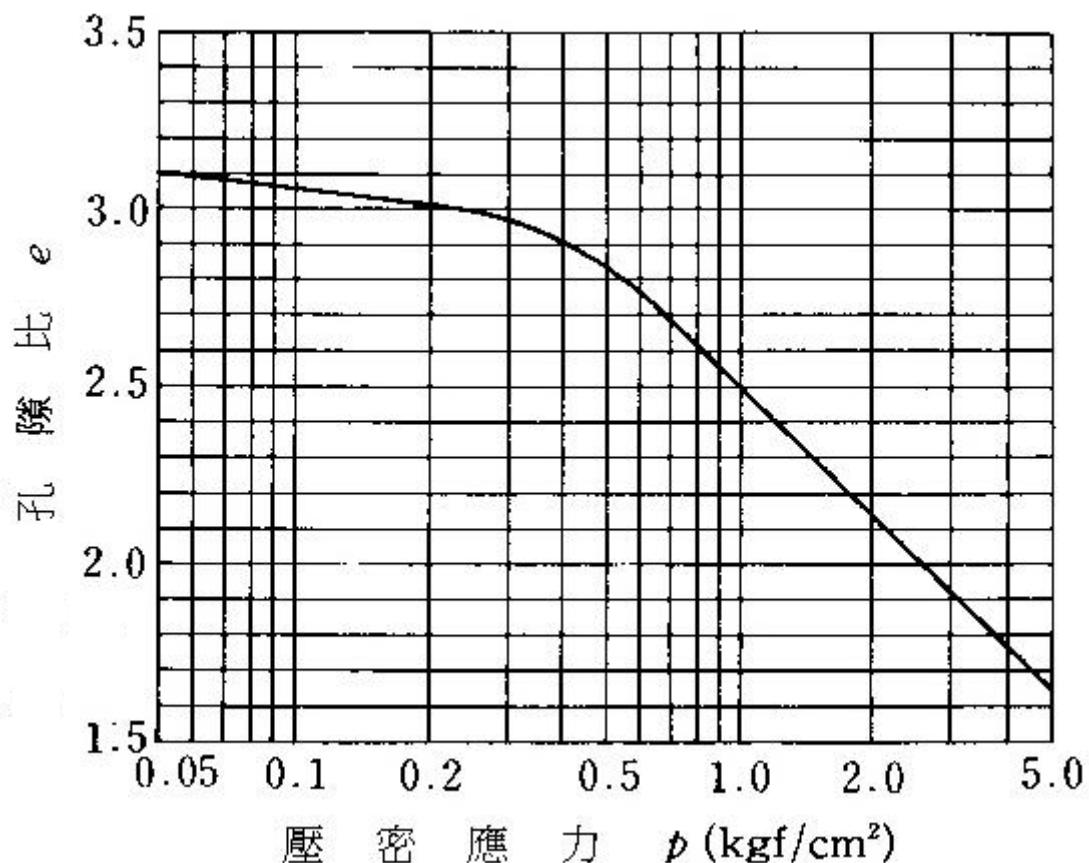


圖 5-18 壓密試驗所得 e -log p 曲線

2.EPS 部分的應力討論

EPS 材料採用型號 D-20，密度為 $20(+1.5/-1.0)$ kg/m³，抗壓強度採用單軸壓縮至壓縮應變為 5 % 時之單軸壓縮強度，抗壓強度為 1.0kgf/cm² 以上。相關力學性質如表 5-3 所示。因此作為填土材料，單位體積重量 $\gamma=20$ kgf/m³ 的 EPS 許容壓縮應力為 1.0kgf/cm²。

EPS 上部設置混凝土板面，EPS 上部的鋪面設計結果，如圖 5-19 所示，這個時候，鋪面造成的靜載重對 EPS 表面的作用之應力 σ_{z1} 為：

$$\sigma_{z1} = \sum \gamma_i h_i = 2.3 \times (0.05 + 0.05 + 0.10) + 2.0 \times (0.20 + 0.20) + 2.5 \times 0.10 = 1.51 \text{ tf/m}^2$$

表面磨擦層	$\gamma_t = 2.3 \text{ tf/m}^3$	5cm
中間層	$\gamma_t = 2.3 \text{ tf/m}^3$	5cm
密級配瀝青層	$\gamma_t = 2.3 \text{ tf/m}^3$	10cm
瀝青處理底層	$\gamma_t = 2.0 \text{ tf/m}^3$	20cm
級配粒料層	$\gamma_t = 2.0 \text{ tf/m}^3$	20cm
混凝土版	$\gamma_t = 2.5 \text{ tf/m}^3$	10cm
E P S		70 cm

圖 5-19 鋪面設計結果

活載重部分，設活載重 T-20（後輪荷重 $P=8.0 \text{ tf}$ ，後輪輪帶寬 $B=0.5\text{m}$ ，後輪接地長 $L=0.2\text{m}$ ，衝擊係數 $i=0.3$ ， $\theta = 45^\circ$ ， $Z = 0.7$ ）。考慮以上，對由於活載重的 EPS 表面的作用應力 σ_{z2} ：

$$\begin{aligned}
 \sigma_{z2} &= \frac{P(1+i)}{(B+2 \cdot Z \cdot \tan \theta)(L+2 \cdot Z \cdot \tan \theta)} \\
 &= \frac{8.0 \times (1+0.3)}{(0.5+2 \times 0.7 \times \tan 45^\circ) \times (0.2+2 \times 0.7 \times \tan 45^\circ)} \\
 &= 3.42 \text{ tf/m}^2
 \end{aligned}$$

因此作用在 EPS 上面的應力 σ_z ，變成：

$$\sigma_z = \sigma_{z1} + \sigma_{z2} = 1.51 + 3.42 = 4.93 \text{ tf/m}^2$$

對於填土材料而言，單位體積重量 $\gamma = 20 \text{ kgf/m}^3$ 的 EPS 的容許壓縮應力為 $\sigma_a = 1.0 \text{ kgf/cm}^2 = 10.0 \text{ tf/m}^2$ 的關係

$$\sigma_z = 4.93 \text{ tf/m}^2 < \sigma_a = 10.0 \text{ tf/m}^2$$

因此 EPS 部分承受載重的應力並無問題。

3.EPS 厚度之換算

為了使填土施工前後的地盤內應力相等，所挖掘的深度 D (EPS 替代厚度)之估算如下，假設以 $w_L = 1.0 \text{ tf/m}^2$ 作為交通量之荷重，則挖掘深度為

$$\begin{aligned} D &= \frac{w_L + \gamma_{t1} \cdot h_1 + \gamma_{t2} \cdot h_2}{\gamma_t - \gamma_{t2}} \\ &= \frac{1.0 + 1.51 + 0.02 \times (3.0 - 0.7)}{1.6 - 0.02} \\ &= 1.6 \text{ m (掘削面深度: } G.L. - 1.6 \text{ m)} \end{aligned}$$

這個時候，因為挖掘面地下水位為 $(G.L. - 1.0 \text{ m})$ ，考慮此點設定挖掘深度 $D = 0.7 \text{ m}$ ，避免產生上浮危險；因挖掘深度減少其造成之土壓增加應力請參考其後「5.地盤下陷之討論」，將有加以檢核。

4.浮力檢核

我們估計地下水位上升到最高水位 $(G.L. \pm 0 \text{ m})$ 時的情況，來做 EPS 填土浮力的檢討。這時候，位於地下水位以下之 EPS 厚度為 $h' = 0.7 \text{ m}$

因此，EPS 填土浮力檢討之對應安全係數 F_s 為：

$$F_s = \frac{\gamma_{t1} \cdot h_1}{\gamma_w \cdot h'} = \frac{1.51}{1.0 \times 0.7} = 2.16 > F_{SD} = 1.2$$

所以滿足安全係數，浮力檢核沒有問題。

5.地盤下陷之討論

現地地盤開挖深度 D 由 1.6 M 減少至 0.7 M 的緣故，造成地盤內填土荷重應力 σ 的增加，因此，我們估算增加應力所造成基礎地盤壓密的沈陷量，在開挖面位置上土荷重所造成應力的增加 σ 如下：

$$\begin{aligned} \Delta\sigma &= p_1 - p_0 = \{w_L + \gamma_{t1} \cdot h_1 + \gamma_{t2}(h_2 + D)\} - \gamma_t \cdot D \\ &= \{1.0 + 1.51 + 0.02 \times (2.3 + 0.7)\} - 1.6 \times 0.7 = 1.45 \text{ tf/m}^2 = 0.145 \text{ kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

壓密層厚度 $H = 4.0 - 0.7 = 3.3\text{m} = 330\text{cm}$

回填施工前被壓密黏土層中間點之有效被動土壓力為 p_{z0} ：

$$p_{z0} = 1.6 \times 1.0 + (1.6 - 1.0) \times 1.0 = 2.2\text{tf/m}^2 = 0.22\text{kgf/cm}^2$$

$$\therefore p_{z1} = p_{z0} + \Delta\sigma = 0.22 + 0.145 = 0.365\text{kgf/cm}^2$$

$p_{z0}=0.22\text{kgf/cm}^2$, $p_{z1}=0.365\text{kgf/cm}^2$ 所對應的地層孔隙比 e_0 、 e_1 從 $e\text{-log } p$ 曲線所得，圖 5-18 所示， $e_0=3.0$ ， $e_1=2.93$ 。因此，基礎地層的壓密沈陷量 S 如下：

$$s = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} \cdot H = \frac{3.0 - 2.93}{1 + 3.0} \times 330 = 5.8\text{cm} < s_a = 10\text{cm}$$

所以，並無地層下陷之問題發生。

6.地層的穩定討論

根據圓弧滑動理論分析，分析其邊坡穩定結果，如圖 5-20 所示，邊坡滑動破壞對應之安全係數 FS ，在此設計情況下滿足 $FS \geq 1.5$ ，邊坡地層穩定並無問題發生。

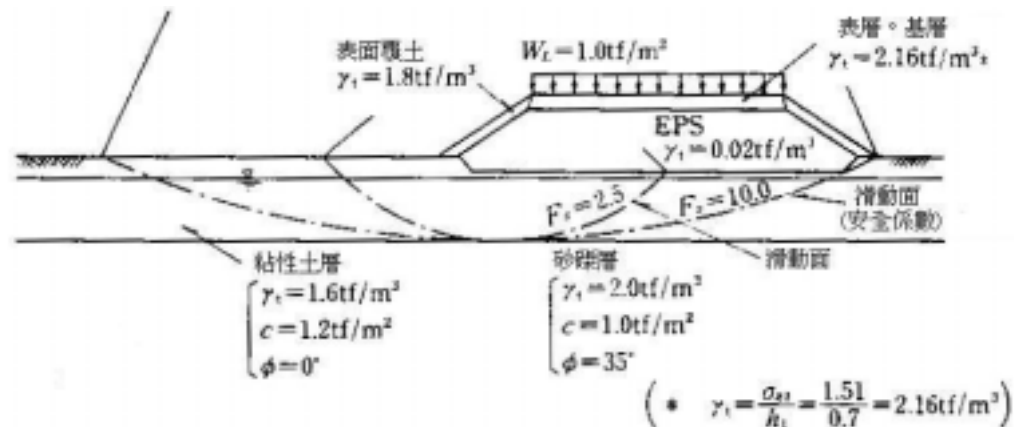


圖 5-20 設計路堤邊坡穩定分析結果

7.EPS 填土構造之設定

綜合以上討論結果等，我們決定 EPS 填土構造，如圖 5-21 所示：

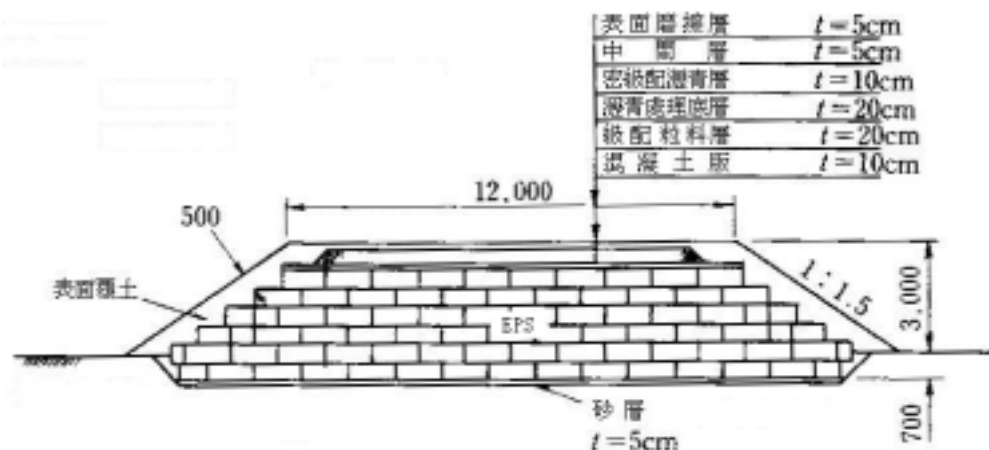


圖 5-21 EPS 路堤填土構造

5.5.2 排水改良工法路堤設計例

1. 工程概述

路堤段位於軟弱黏土層之上，黏土層厚度 10m，屬正常壓密黏土，地下水位接近地表面，為減短工期降低完工後的沉陷量，決定採用預壓填土配合排水工法進行改良以利後續路堤施作，試驗所得土壤參數及設計條件如下：

- a. $C_v = C_h = 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{sec}$
- b. 抗剪強度增加率 $c/p = 0.3$
- c. 原始一軸壓縮強度 $q_u = 1.0 \text{ t/m}^2$
- d. 土壤單位重 $\gamma_t = 1.5 \text{ t/m}^3$
- e. 土壤摩擦角 $\psi = 1.6^\circ$

本路堤工程基礎所需之容許承载力為 3 t/m^2 ，今擬利用預壓填土方式於 90 天內進行改良，設計要求壓密度應達 90% 以上，預壓期間抵抗穩定性破壞之安全係數不低於 1.2，完工後安全係數應在 3 以上。排水工法採用換算直徑為 6 cm 之排水板。

2. 決定預壓荷重及填土高度

土壤摩擦角 $\psi = 1.6^\circ$ ， $N_q = 1.15$ ， $N_\gamma = 0.02$ （保守起見 $N_\gamma = 0$ ）設計要求最後容許承载力 q_a 為：

$$q_a = \frac{5.52C}{F_s} = \frac{5.52C}{3} = 3$$

故基礎土層所需之抗剪強度 C 為：

$$C = \frac{3 \times 3}{5.52} = 1.63 \text{ t/m}^2$$

$$\text{處理前初始凝聚力 } C_0 = \frac{q_u}{2} = \frac{1}{2} = 0.5 \text{ t/m}^2$$

$$\text{故需增加 } \Delta C = C - C_0 = 1.63 - 0.5 = 1.13 \text{ t/m}^2$$

$$\text{強度增加率 } \Delta C / \Delta p = 0.3$$

$$\Delta p = \frac{\Delta c}{0.3} = \frac{1.13}{0.3} = 3.77 \text{ t/m}^2 \leftarrow \text{採用 } 4.0 \text{ t/m}^2 \text{ 之垂直壓力。}$$

假設夯實土方之單位重為 1.8 t/m^3 ，則填土高度 $H_b = \frac{4.0}{1.8} = 2.22 \text{ m} \leftarrow$ 採用 $H_b = 2.5 \text{ m}$ 之填土。

3.分段填土

施工期間之容許最大壓力(安全係數採用 1.2)

$$q_{ab} = \frac{5.52C_0}{F_s} = \frac{5.52 \times 0.5}{1.2} = 2.30 \text{ t/m}^2$$

因所需填土荷重為 4.0 t/m^2 ，故一次填土不能達到所要求。假設第一次填土高度 H_{b1} ，因填土容許承載力

$$q_{ab} = 2.3 \text{ t/m}^2, \text{ 故}$$

$$H_{b1} = \frac{2.3}{1.8} = 1.27 \text{ m} \leftarrow \text{採用 } H_{b1} = 1.20 \text{ m}$$

第一階段填土後並留置至壓密度達 $U = 90\%$ 時，始進行第二階段填土，則第一階段填土荷重 $\Delta p_1 = 1.8 \times 1.2 = 2.16 \text{ t/m}^2$ ，其增加之凝聚力 Δc_1 為 $\Delta c_1 = \Delta p_1 \times 0.3 \times U = 2.16 \times 0.3 \times 0.9 = 0.58 \text{ t/m}^2$

第一階段填土後之凝聚力 C_1 為

$$C_1 = C_0 + \Delta c_1 = 0.5 + 0.58 = 1.08 \text{ t/m}^2$$

第二階段填土之後容許承載力 $q_a = \frac{5.57c_1}{F_s} = \frac{5.57 \times 1.08}{1.2} = 4.96 \text{ t/m}^2$

故第二階段填土高度 $H_{b2} = \frac{4.96}{1.8} - 1.2 = 2.75 - 1.2 = 1.55\text{m}$;

安全起見採用填土高度 2.50m , 故 $H_{b2} = 2.50 - 1.20 = 1.30\text{m}$ 。

第二階段填土荷重 $\Delta p_2 = 1.8 \times 1.3 = 2.34 \text{ t/m}^2$

達壓密度 90% 凝聚力增加 :

$$\Delta c_2 = \Delta p_2 \times U \times 0.3 = 2.34 \times 0.9 \times 0.3 = 0.63 \text{ t/m}^2$$

$$C_2 = C_1 + \Delta c_2 = 1.08 + 0.63 = 1.71 \text{ t/m}^2$$

$C_2 > C = 1.63 \text{ t/m}^2$ 超過需求之容許承載力。

故第二階段之填土可達所需之凝聚力。

4. 壓密時間之計算

填土分二階段 , 每一階段達壓密度 $U = 90\%$ 所需時間 45 天。

5. 垂直排水帶之設計

根據 Terzaghi 單向壓密度理論 , 達 90% 壓密度如超過 90 天 , 則必須利用垂直排水法。採用換算直徑為 6cm 之排水板 , 依 Kjellman 式求施打間距如下 :

假設 $n=17$, $d_e = n d_w = 17 \times 6 = 102 \text{ cm}$

$$m = \frac{d_e^2}{8} \{ \log_e n - 0.75 \} = \frac{(102)^2}{8} \{ \log_e 17 - 0.75 \} = 2709$$

$$t = - \frac{m}{C_h} \log_e (1 - U) = - \frac{2709}{10^{-3} \times 86400} \log_e (1 - 0.9) = 72 \text{ 天}$$

假設 $n=15$, $d_e = n d_w = 15 \times 6 = 90 \text{ cm}$

$$m = \frac{(90)^2}{8} \{ \log_e 15 - 0.75 \} = 1983$$

$$t = - \frac{m}{C_h} \log_e (1 - U) = - \frac{1983}{10^{-3} \times 86400} \log_e (1 - 0.9) = 53 \text{ 天}$$

假設 $n=13$, $d_e=n dw=13\times 6=78\text{ cm}$

$$m=\frac{(78)^2}{8}\{\log_e 13-0.75\}=1380$$

$$t=-\frac{m}{C_h}\log_e(1-U)=-\frac{1380}{10^{-3}\times 86400}\log_e(1-0.9)=37\text{ 天}$$

將 $t-d_e$ 之關係繪於曲線如圖 5-22 所示 , $d_e = 85\text{cm}$ 故於各階段填土 , 工期分別採用 45 天時可得排水間距 d 為 :

$$d=\frac{85}{1.05}=81\text{cm (採用 } 80\text{cm 正三角形排列)}$$

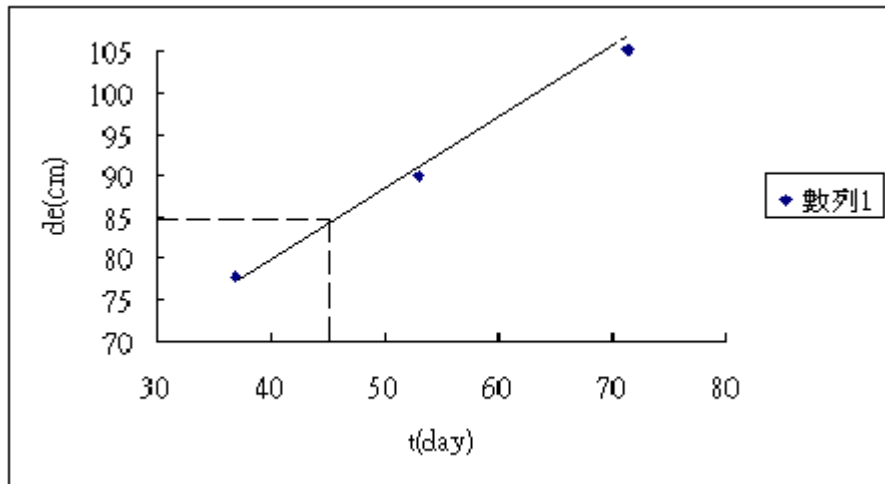


圖 5-22 $t-d_e$ 之關係曲線

6. 壓密沉陷之計算

已知 $e-\log e_p$ 曲線 , 當 $p=2.5\text{ t/m}^2$ 時 $e_1=2.08$, 當 $p=7\text{ t/m}^2$ 時 , $e_2=1.72$

$$\text{黏土荷重 } \Delta p=2.5\times 1.8=4.5\text{ t/m}^2$$

$$\text{黏土層中央處 } p_z=5\times(1.5-1)=2.5\text{ t/m}^2$$

$$p_z+\Delta p=2.5+4.5=7.0\text{ t/m}^2$$

故沉陷量 ΔH 為 :

$$\Delta H=\frac{e_1-e_2}{1+e_1}HU=\frac{2.08-1.72}{1+2.08}\times 1000\times 0.9=105\text{cm}$$

經由預壓配合排水工法改良過後之路堤基礎及可供後續路堤填築工作順利進行。

5.6 結語與建議

路堤設計過程中最重要的就是考量路堤填土後對現地造成之沉陷量的影響以及路堤填土後之穩定性問題，在軟弱地盤上作路堤設計時更是不可忽略，在地質調查時即應謹慎進行，以免因為地質條件的不正確而影響到後續設計之考量。

而針對改良方式選擇方面，需針對工程現場情況，對可能遭遇的工程問題作一通盤考量，如液化、沉陷、邊坡滑動等，以利選擇最適用的施工方式及改良工法。另外，工程之規劃設計與施工階段每一環節均環環相扣，皆應謹慎小心進行，以期工程能順利進行及完成。

第六章 路堤破壞模式分析及處理對策

6.1 路堤破壞形式概論

在軟弱地盤上興建交通工程構造物除了要求穩定外，尚須考量沉陷量過大的影響。在公路工程中，厚層軟弱地盤路基常發生較大的沉陷，或因不均勻沉陷影響路面平整性與行車舒適度及安全性。在橋臺引道與橋樑之間，因橋臺引道多採荷重大的路堤填築，沉陷量較大，而另一端橋樑基礎則荷重相對較輕，沉陷量較小，此一現象造成兩端差異沉陷的問題可能更為嚴重。而路堤填築也是一土方工程，亦具有邊坡穩定的問題，因此處理軟弱地盤最主要的關鍵在於解決地層之沉陷及滑動兩大目標。

6.2 路堤破壞機制分析

路堤常見之破壞模式可分為邊坡滑動破壞、沉陷過大導致的破壞與土壤液化導致的變形破壞等三種，本章以下就這三種不同的破壞模式以及分析方法整理如下：

6.2.1 路堤邊坡滑動破壞

路堤工程乃一填方工程，存在著土方工程邊坡之穩定問題，且以往路堤破壞案例之中亦以邊坡滑動造成之破壞情形最為常見（參考圖 6-1），因此邊坡穩定分析與設計到施工均為路堤工程之重要課題。



圖 6-1 路堤坍滑（大地工程困難案例，2003）

常見之人工填築之土堤破壞通常分為：(a)坡趾破壞（見圖 6-2）、(b)坡面破壞（見圖 6-3）、(c)坡底破壞（見圖 6-4），如在地面下夾有一層軟弱土壤，則破壞圓弧通常會經過該層軟土層。在軟弱地盤上填築路基之滑動面形狀，一般可以圓弧形狀來處理，故穩定計算所用之滑動面圓弧大小的決定，應先參照地層斷面的土性，認定最易滑動地層處為滑動圓弧的範圍，滑動面圓弧的選擇須滿足下列三要列（參考圖 6-5）：

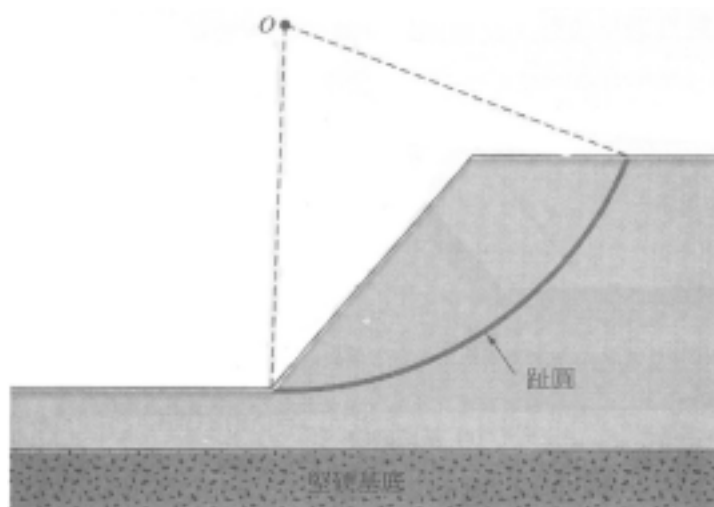


圖 6-2 坡趾破壞(Das, 1997)

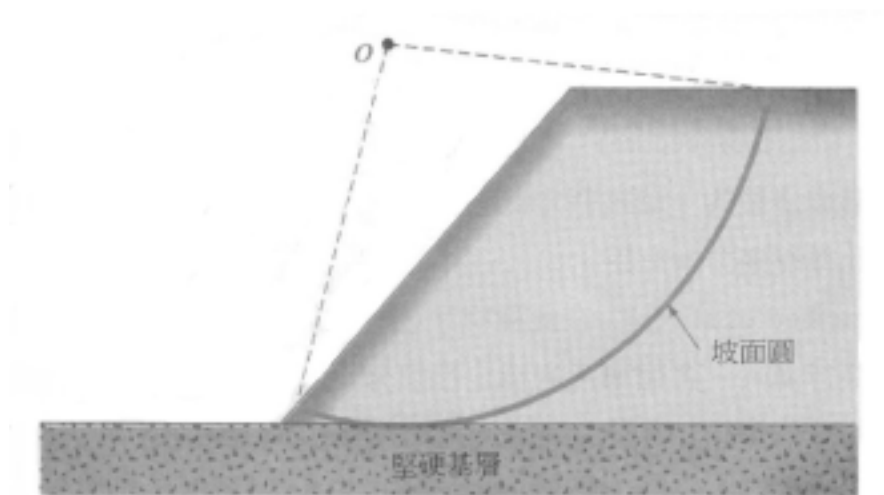


圖 6-3 坡面破壞(Das, 1997)

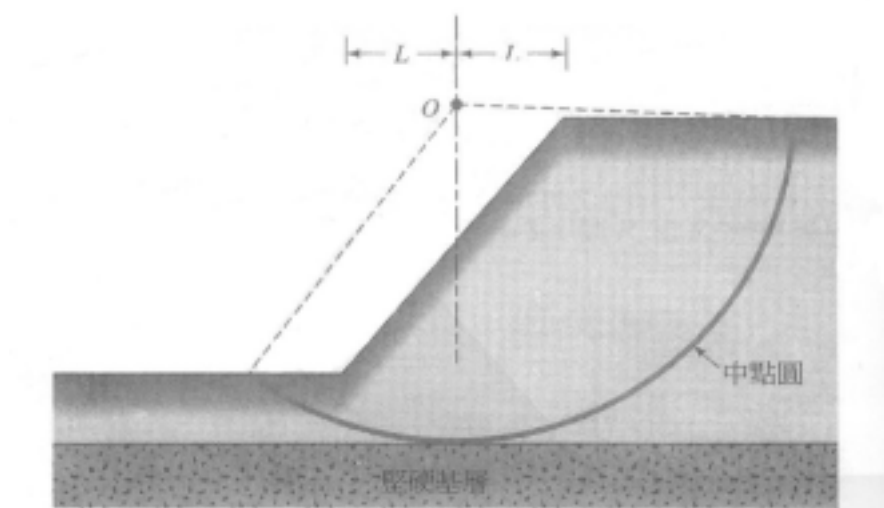


圖 6-4 坡底破壞(Das, 1997)

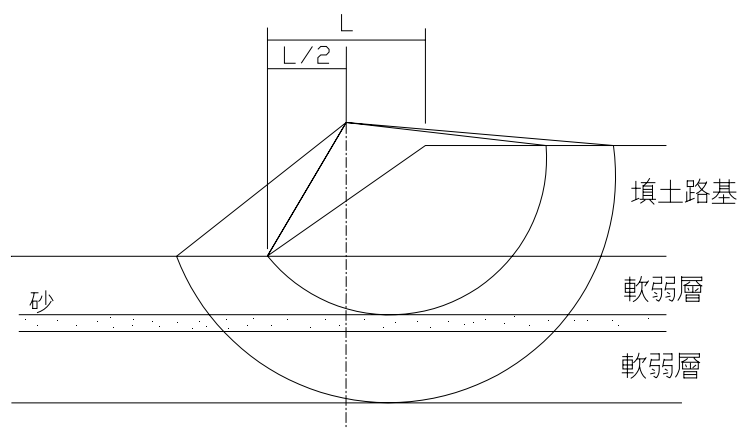


圖 6-5 路堤圓弧滑動示意圖

1. 通過強度弱的鬆軟層之最長圓弧。
2. 可與強度弱之鬆軟層底面相切的圓弧。
3. 軟弱層中間如含有較硬的砂層時，應將通過砂層之圓弧與通過砂質頂部相切的圓弧，分別檢討兩者之穩定性。

有關路堤邊坡分析方法說明如下：

(1) 摩擦角 $\phi = 0$ 之純黏性土壤

設邊坡崩坍之弧線為 AB，其半徑為 r ，如圖 6-6 所示。

W = 崩坍土塊之重量

令 S = 土壤單位面積之剪力強度

O = 崩坍土塊沿弧形之轉動中心

則有：

$$\text{擾動力矩} = Wd$$

$$\text{抵抗力矩} = S \times r\theta \times r = Sr^2\theta$$

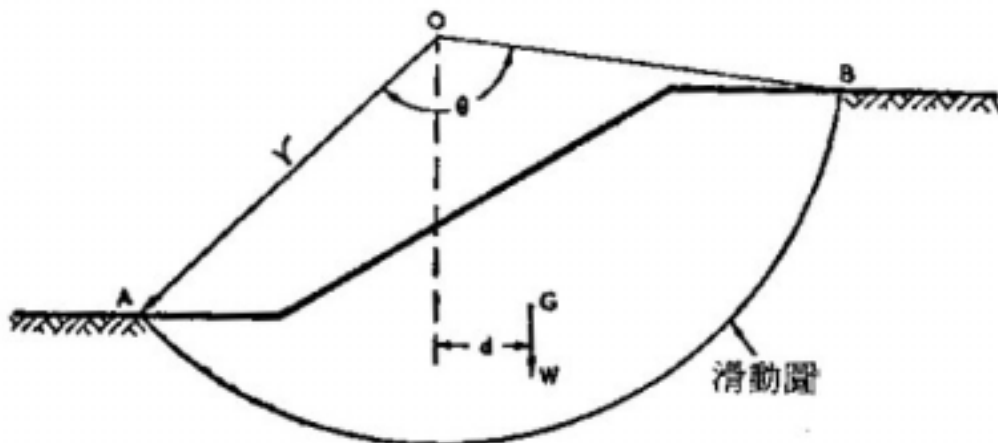


圖 6-6 $\phi = 0$ 之分析 (方恩續, 2001)

$$\text{所以此邊坡抵抗崩坍之安全因數：} F.S = \frac{\text{抵抗力矩}}{\text{擾動力矩}} = \frac{Sr^2\theta}{Wd}$$

任何邊坡可繪成無數個之弧形崩坍線，安全因數最低之弧線謂之臨界圓，臨界圓之中心可按 Fellenius 氏之圖解法求得，如圖 6-7 所示。

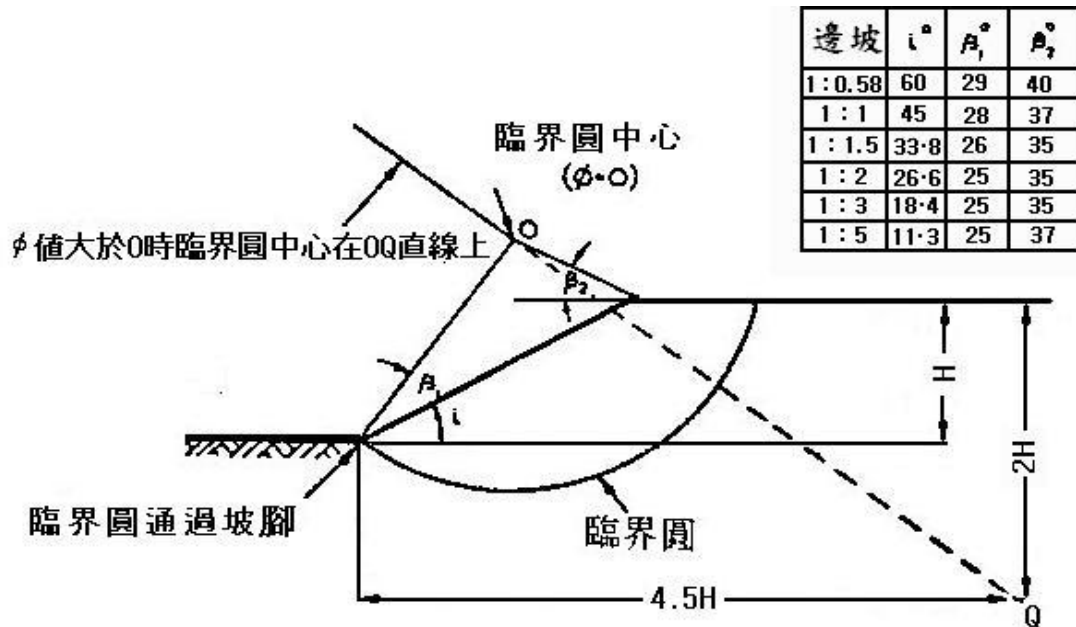


圖 6-7 臨界圓中心（方恩續，2001）

(2) 摩擦角 $\phi \neq 0$ 之黏性土壤

此種土壤邊坡之穩定分析須如圖 6-8 所示。即將可能崩坍之土塊分成若干平行之條形，分別求得每一條形土塊之擾動力及穩定力，然後再求得其總和而計算其抵抗崩坍之安全因數。

令： W = 條形土壤重量

c = 土壤單位黏著力

ϕ = 土壤摩擦角

θ = 切線與水平交角

ℓ = 條形部份之弧長。

將條形重量分為垂直及切於圓弧兩部份重量，則有：

擾動力 = $W \sin \theta$

穩定力 = $c\ell + W \cos \theta \tan \phi$

就所有條形土塊而言，抵抗崩坍之安全因數應為：

$$F.S = \frac{\text{全部穩定力}}{\text{全部擾動力}} = \frac{\sum (cl + W \cos \theta \tan \phi)}{\sum W \sin \theta}$$

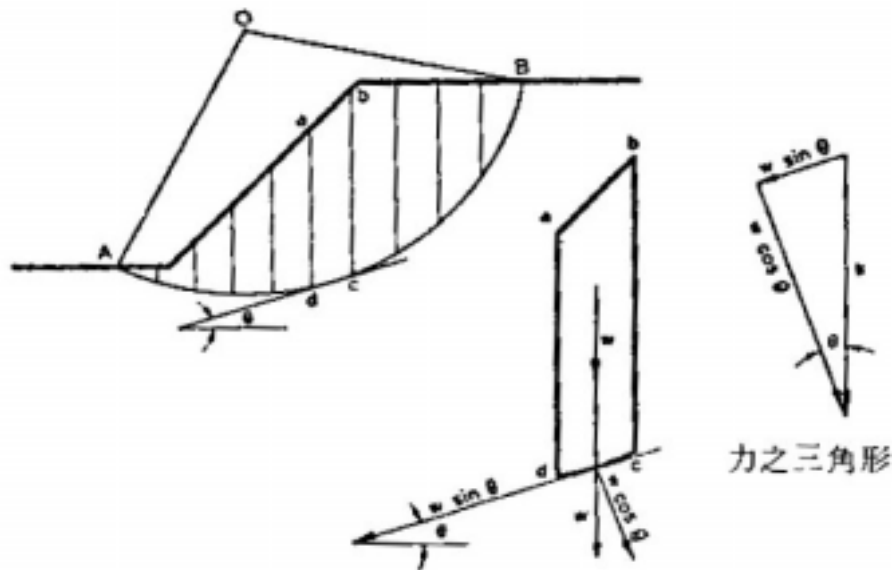


圖 6-8 條型分析法（方恩續，2001）

上述之分析工作須重複多次，以求得最低之 F.S。F.S 最低之臨界圓中心，可參考圖 6-6 求得，此處應注意者 Fellenius 氏求臨界圓中心之法，係假定土壤為均質，邊坡坡度一致，且坡頂為水平，如實際情形不合時，則須用試差法求之。

6.2.2 路堤沉陷破壞

路堤工程於軟弱土層上之沉陷問題比一般地層更為嚴重，輕微沉陷或是差異沉陷問題不至於構成路堤結構損壞，一般通常以加鋪方式去解決，但是較大的沉陷及差異沉陷對行車之安全將會造成影響，情況嚴重者甚至會導致路面破壞、路寬不足（圖 6-9）及對相關結構物（如橋樑、通水箱涵等）造成影響（圖 6-10），所以路堤設計時沉陷的問題也是設計時必須考量之課題。

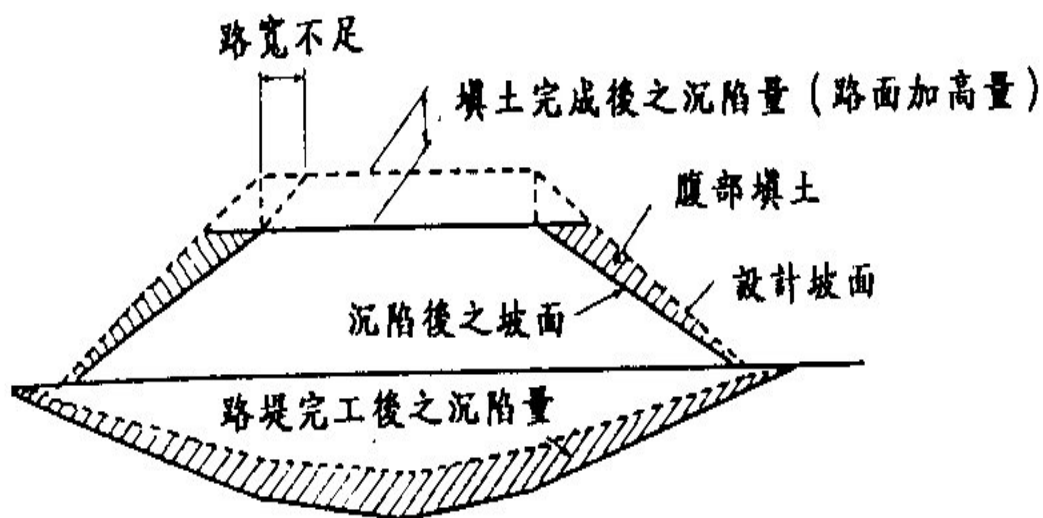


圖 6-9 路堤沉陷所導致之路寬不足
(交通部臺灣區國道新建工程局，1994)

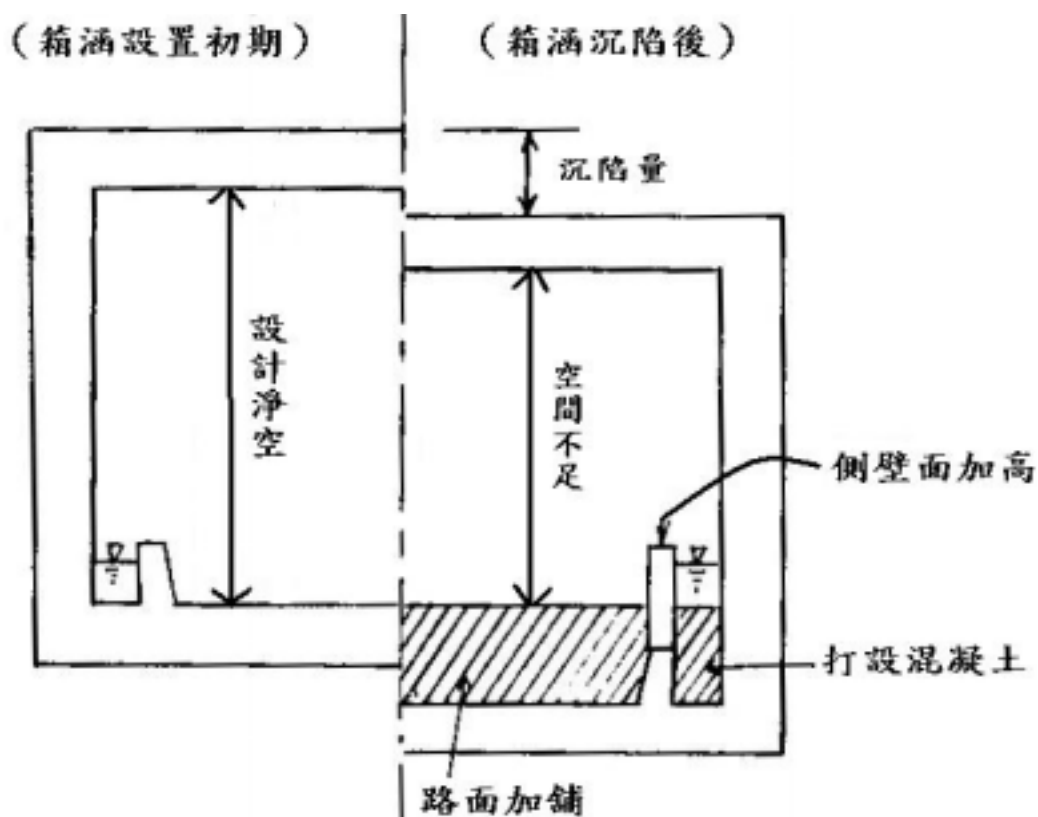


圖 6-10 箱涵下陷 (交通部臺灣區國道新建工程局，1994)

土層承受結構物加載後可能形成之沉陷有二種：

(1)立即沉陷

荷重作用立刻（Bowles 建議零到七天）發生者。亦即土壤
在固體積的情況下發生的變形。立即沉陷可以彈性理論直接以下
式計算：

$$S_i = \frac{H}{E_s} (\Delta\sigma_z - \mu\Delta\sigma_x - \mu\Delta\sigma_y)$$

式中， S_i 為立即沉陷、 $\Delta\sigma_x$ ， $\Delta\sigma_y$ ， $\Delta\sigma_z$ 分別為 x,y,z 方向因加
載產生之應力增量、 E_s ， μ 為土壤彈性模數及柏松比、 H 為土層
厚度。

(2)壓密沉陷

由於孔隙水壓消散產生的體積減少，與時間有關。壓密沉陷
可由單向度壓密試驗結果推估。利用單向度壓密試驗結果推估沉
陷量可用下列公式：

$$S_c = \frac{C_c H}{1+e} \log \frac{P_o + \Delta P}{P_p} \quad \text{或} \quad \frac{C_c H}{1+e} \log \frac{P_p}{P_o}$$

式中， C_c 為壓縮指數、 ΔP 為各土層中點有效壓力增量、 P_o
為各土層中點之原有效壓力、 P_p 為各土層中點之預壓密應力、 H
為每一土層厚度。

6.2.3 路堤土壤液化之變形破壞

路堤工程基礎土壤液化會引致路堤工程之下陷、龜裂、側移，嚴
重時造成堤身的滑坡與潰散，見圖 6-11。

基礎土壤液化造成路堤工程之變形與破壞行為，可由 Adalier 等人
(1998)所進行的路堤工程基礎土壤液化離心機模型試驗結果說明，該試
驗模擬一座 4.5 m 高之黏土質砂土路堤工程，座落於 6 m 厚的飽和疏鬆
砂土層上，於不同大小之地震加速度作用下，觀測基礎土壤液化與土

堤之變形行為。

觀察標準組(無基礎土壤液化處理)之變形，可發現堤身之下陷龜裂乃由於基礎土壤液化後，在堤身重量作用下基礎液化土壤往堤身外側擠出側移，因此將堤身往兩側拉裂，並造成路堤工程的沉陷變形。因此，若欲使基礎土壤不液化，可將液化土壤圍束住使之不往外擠出流動，即可有效控制路堤工程之變形與破壞。

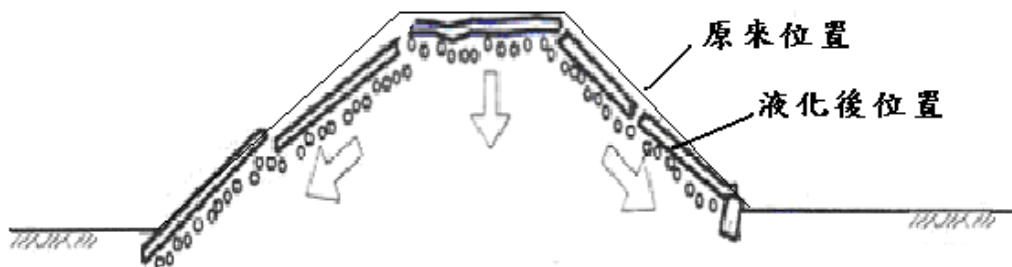


圖 6-11 土堤液化沉陷與滑動示意圖

不同於一般水平地盤液化分析，路堤工程基礎土壤的液化分析說明如下：

- 1.路堤工程中心線下與遠離路堤工程之土壤地表所受初始水平剪應力較小，在路堤工程堤趾附近之土壤地表所受初始剪應力較大，會造成土壤液化行為有明顯的不同。
- 2.路堤工程不同高程位置土壤元素之有效覆土重並不相同。要真正模擬這兩項因素對路堤工程基礎土壤液化的影響，需要藉助二維的有效應力時間域有限元素分析法，目前尚無適當的分析模式。

工程界常採用簡易的路堤工程液化分析方法，分析步驟如下：

1.以水平地盤簡易分析法

依據一般水平地盤之液化分析，檢核路堤工程下基礎土壤是否會發生液化，若會發生液化則需進行路堤工程液化震後穩定分析，若分析結果滿足設計安全係數之要求，代表路堤工程之震後變形甚小。反之，路堤工程變形可能很大而無法達到設計要求。此時需採用各種防治對策來控制路堤工程之變形。

2.路堤工程基礎土壤液化震後穩定簡易分析

依據傳統之邊坡穩定分析法，土壤剪力強度取液化後之不排水穩態強度，採用傳統切片法邊坡穩定分析，以進行路堤工程之震後穩定分析，此時無須考慮地震對堤身之作用力。若安全係數達到設計要求，則路堤工程不致於會有滑坡或潰散之危害，僅需注意其有限之變形。

6.3 既有路堤處理對策

6.3.1 既有路堤之沉陷處理對策

由本研究前期所收集之工程災損案例可知，軟弱地質上之路堤工程以基礎之過量沉陷最常發生，其造成之影響主要包括因路面不平導致行車不順甚至發生危險，而平面道路之路面沉陷則可能因積水而造成通行不便甚至交通受阻。另橫跨積水區之高速公路與省縣道路，亦因必須填高路基或設置高架橋樑來改善，而增加不少工程費用與維護經費。故於路堤基礎之設計時，應考慮地層之過度沉陷以及差異沉陷之可能性，預留將來可能之沉陷深度，以提高路面高程來解決。

在路堤的穩定性可以確保之前提下，應採用將來容易維修之結構型式、或採用不因沉陷發生而受損之結構設計方式。於完工通車後之維護管理階段，再逐步依沉陷量大小進行維修的工作。沉陷可能導致工程結構物間產生互制問題，因各種結構物所能容許沉陷量的程度不同，當土堤填方與橋樑結構物交互存，為避免結構物因填方而產生差異沉陷，應配合實施合適之地質改良工法。

6.3.2 既有路堤之差異沉陷處理對策

路堤之不均勻沉陷主要發生位置多位於路堤與橋樑交界處或黏土層之厚度明顯差異處，路堤產生不均勻沉陷時，將對於高速行車之平坦性造成危害，因此針對既有路堤之差異沉陷，參考日本道路協會所訂定『道路修繕綱要』中所建議之參考值，如表 6-1 所示，進行道路之修繕工作，以期能維持行車之平坦性。

表 6-1 道路維修之參考值 (摘自日本道路協會, 1996)

項目 道路之種類	差異沉陷量 (cm)	
	橋樑	管線
汽車專用道路	20	30
交通量多之一般道路	30	40
交通量少之一般道路	30	-

6.3.3 既有路堤滑動破壞

一般路段路堤發生滑動破壞的機率不高，通常是發生在高填方路堤，高填方路堤段若發生滑動的破壞情形，通常必須進行緊急之補救措施，可以採補打 PC 樁或施作鑽掘樁貫入基盤方式（如圖 6-12），以發揮止滑效果。

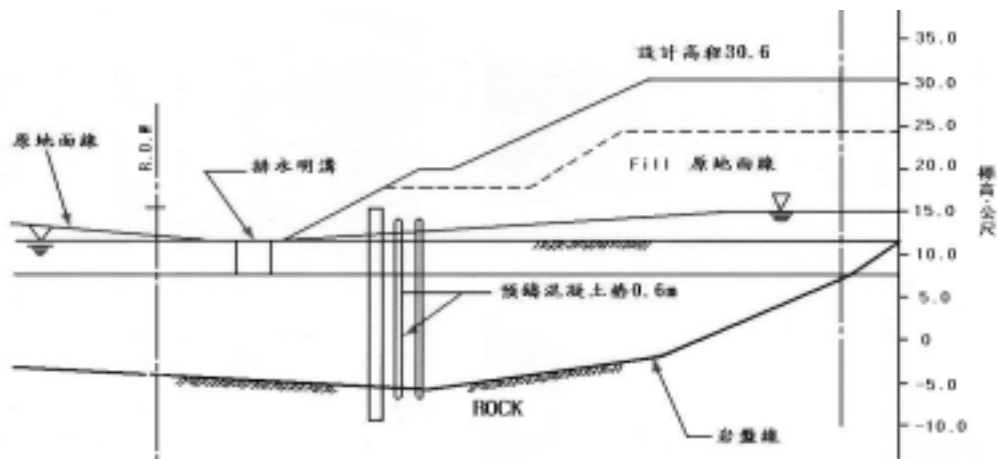


圖 6-12 邊坡滑動解決示意圖（大地工程困難案例，2003）

6.3.4 既有路堤之抗液化對策

在評估既有建物會因基礎土壤液化而嚴重變形之後，必須選用有效的工程對策來防治路堤變形破壞，葉祥海等人（2001）整理出防止土壤液化之相關工法與原理，如圖 6-13 所示。觀察離心模型試驗中基礎土壤液化之路堤變形行為，可以歸納出控制路堤基礎土壤液化變形主要的工程對策為：

- 1.降低基礎土壤的液化潛能
- 2.減少基礎土壤液化所帶來的永久變位與破壞。

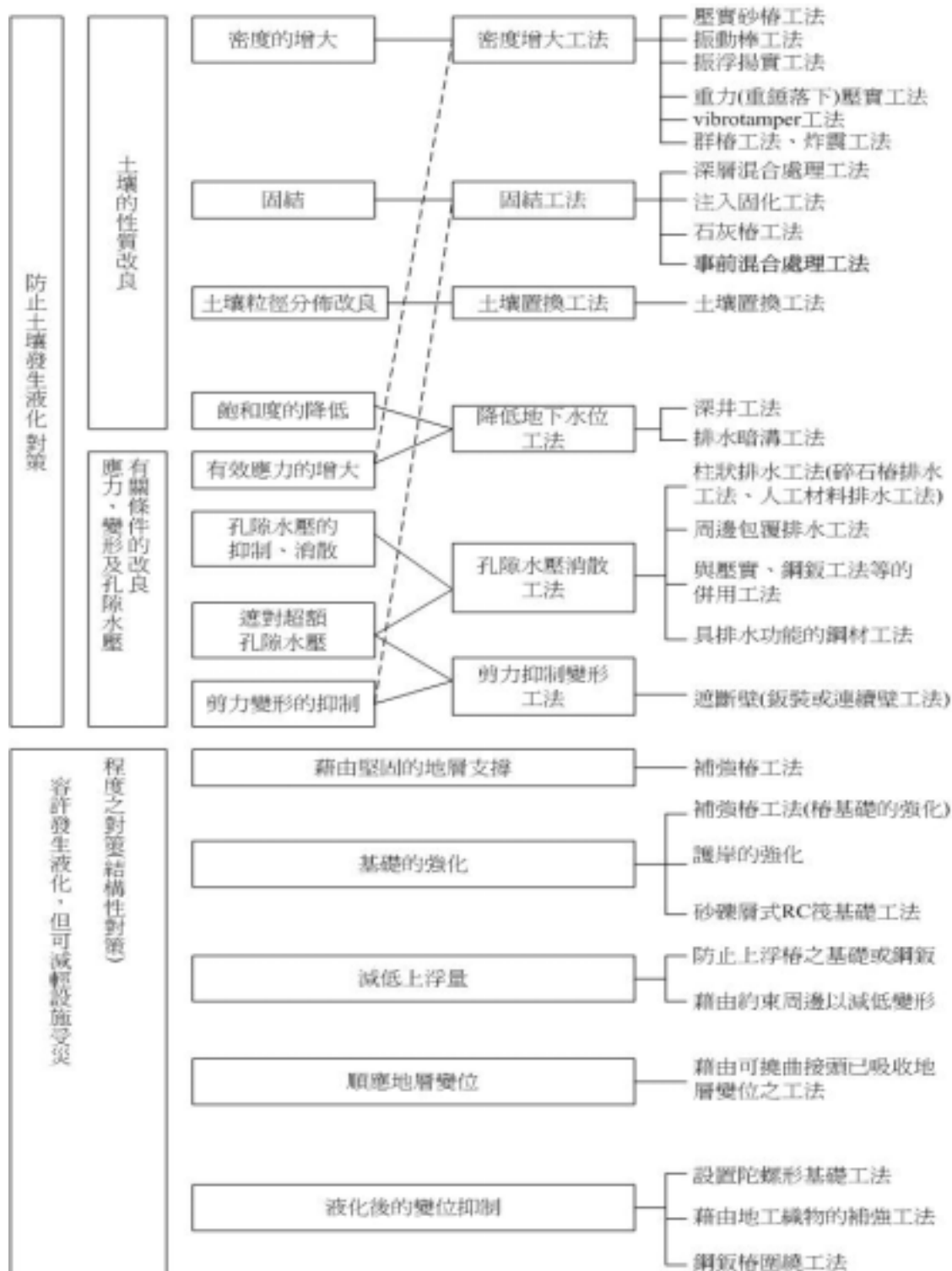


圖 6-13 防止土壤液化之相關工法與原理圖 (林呈等，2000)

對既有路堤構造防止液化之方法，可採用以下四種方式：(1)打設鋼版樁穩固基礎下方並截斷水流，(2)降低地下水位，(3)兩側填土壓腳以及(4)深層混合與打設鋼版樁之處理對策，詳見圖 6-14 所示。Okamura (2001) 指出使用鋼版樁來圍束可強化基礎，並逐漸成為普及的對策工法。在日本過去的五到十年之間，已經應用了該對策工法來保護河岸堤防與公路路堤。

在國內，張吉佐等人(2002)認為於線型工程之土堤或河堤，若基礎土壤有潛在液化土層時，必須評估液化之危害性，並視需要採取適當的防治對策。適用於線型工程之抗液化對策包括換土、地盤改良、填土壓腳、打設鋼版樁等。進行方案評估選擇時，必須考慮經濟性、施工技術、工期與施工環境等。但初步評估，對既有土堤換土與地盤改良較不具經濟性，故針對填土壓腳與圍繞打設鋼版樁兩種措施，模擬與評估其抗液化功效。發現：

填土壓腳之抗液化功效不佳，原因可能是填土壓腳並不能改善河岸地形之基礎土壤液化所造成的不穩定性。沿土堤兩側堤趾打設鋼版樁、並以繫纜對拉可大幅降低土堤的位移量，其成效頗佳，可以有效地抑制液化基礎土壤的側向流動，保持路堤的完整性，將危害降到最低。但是在實際工程應用時需考慮工程經費。

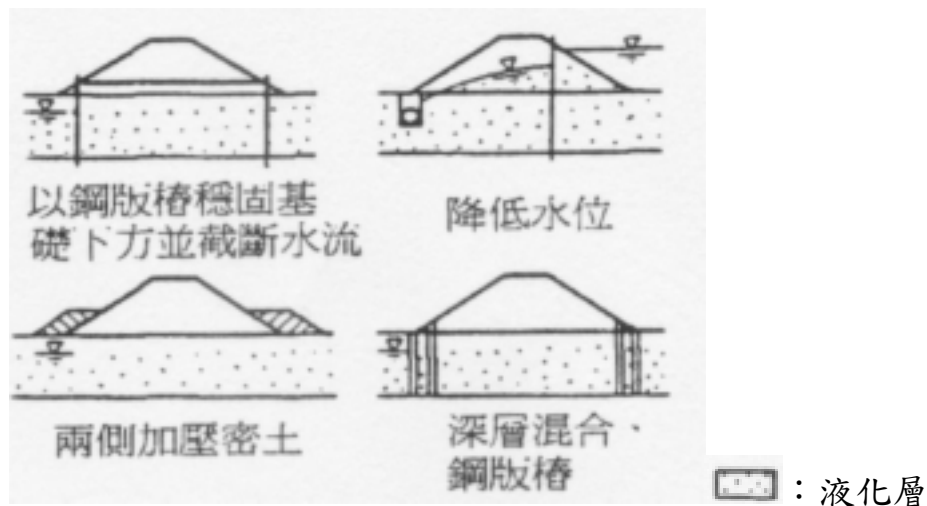


圖 6-14 既有土堤之抗液化對策圖（安田進，1993）

6.4 路堤工程遇軟弱地質之處理對策建議

6.4.1 新建路堤工程

一般交通工程之空間路線設計方式有平面、高架以及隧道等三種方式，而通過軟弱地質區則以高架通過與平面通過兩種方式為主。高架通過即是以高架橋設置基樁方式通過軟弱地質區；平面通過則是以相關工法將地層之物理或化學性質予以增強以符合路堤路基構築需求。對於新建工程而言，工程師在路線規劃設計時須對兩種方法做考慮，以謀求經濟安全的設計。

設計時若採用「平面通過工法」時，公路工程遇到軟弱地盤若無法避開且受主客觀因素影響必須由此一路段經過，其處理工法可採用物理或化學之方式改變土壤之相關性質，來增加承載力或降低載重之分佈。

路堤一直是工程界較常採用之道路型式，但若建造在軟弱地盤上，因土壤承受側向土壓較小，使得路堤有側向擴散的趨勢，一般可在路堤側面加載以增加抵抗滑動之機制。另外亦可於路堤下方打設基樁，將路堤所加載之重量以基樁承受，此種基樁一般多採木樁，其利用表面摩擦提供承載力，唯其需考量地下水位。因在地下水位升降較頻繁之區域，木樁需全設置於地下水位以下，以避免水位升降所伴隨之乾濕循環而發生腐蝕現象。近代發明的地工材料，如地工織物或地工格網，其強度高且能承受張力，將其水平鋪設於路堤中可增加路堤本身強度，防止破壞之發生。加勁路堤常用於非常軟弱的地盤，如飽和沈泥、黏土、泥炭層或有局部軟弱或孔隙之基礎中。

軟弱地質交通工程的處理對策(李維峰等,2004)主要方式如下：(1)以優良土壤置換軟弱土壤。(2)改良軟弱土壤之強度與勁度。(3)土壤加勁或結構物加勁。(4)減低結構物承載荷重。(5)利用樁基基礎型式傳遞結構物重量至適當承載層。處理對策之部分將在 6.4.3 節中予以敘述。

6.4.2 既有路堤設施

軟弱地質上之路堤設施以過量沉陷最常發生，其造成之影響主要包

括因路面不平導致行車不順甚至發生危險，而平面道路之路面沉陷則可能因積水而造成通行不便甚至交通受阻。而對既有路堤發生沈陷等問題時，選擇處置工法的首要條件為確保「路堤的穩定性」；再採用將來容易維修之結構型式、或採用不因沉陷發生而受損之結構設計方式。

在完工通車後之維護管理階段，再逐步依沉陷量大小進行維修的工作。沉陷可能導致工程結構物間產生互制問題，因各種結構物所能容許沉陷量的程度不同，當土堤填方與橋樑結構物交互並存，為避免結構物因填方而產生差異沉陷，應配合實施合適之地質改良工法。

6.4.3 處理對策

表 6-2 為路堤工程遇軟弱地質之對策建議表。由表中可知，一般路堤碰到的問題有：(1)地震時土壤液化、(2)差異沈陷、(3)過量沈陷、(4)承载力不足、(5)路堤之邊坡滑動及(6)路堤破壞。前四項為因軟弱土壤所產生的問題，後二項問題主要則是土堤自身的穩定問題；因此前者之處理對策主要著重於地盤改良，後者著重於結構性的補強。

1. 地盤改良

地盤地質改良之目的在於增加土壤強度、減少沉陷量、減少透水性與改良動力特性，並增加其穩定性以為工程設計之所需。黏質土壤改良之目的在於加速土層排水，以加速黏土之壓密；砂質土壤改良目的在使現場土壤脫水而呈現高密度，或增加土壤內摩擦角與凝聚力。然而，因黏性土壤與非黏性砂質土壤常常交替出現，各種改良工法均有其限制，通常非單一工法所能奏效，可能須多種工法配合使用。一般而言常見的地盤改良方法分為五大類：(a)置換工法、(b)混合處理工法、(c)攪拌固結工法、(d)排水壓密、(e)振動擠壓工法、(f)降低地下水位、(g)特殊地盤改良工法等。其中(a)置換工法在置換良質土壤時需要將上部建物拆除；因此只適用於新建工程，此項原則須注意。而其他工法施作時，若鄰近有建物設施時則亦須謹慎施工，免造成公害。至於詳細的地盤改良工法可以參考第九章。

2.結構性補強

由表中可知，屬路堤的結構性補強有以下幾項(a)兩側填土壓腳、(b)輕質填方設計、(c)土壤加勁、(d)兩側填土壓腳、(e)兩側打設鋼板樁等數種方法。其主要目的在於加強土堤的穩定性，而(b)輕質填方設計與(e)兩側打設鋼板樁更有類似於地盤改良之效果。

表 6-2 路堤工程遇軟弱地質之對策建議表

工程階段	工法	防治目的					
		地震液化	差異沉陷	過量沉陷	承载力不足	邊坡滑動	路堤破壞
施工前 (新建設計)	置換工法	○	○	○	○	○	
	混合處理工法	○	○	○	○	○	
	攪拌固結工法	○	○	○	○	○	
	排水壓密工法	○	○	○	○		
	震動擠壓工法	○	○	○	○		
	降低地下水位	○		○			
	兩側填土壓腳					○	○
	輕質填方設計	○	○	○	○	○	○
	土壤加勁					○	○
施工中	混合處理工法	○	○	○	○	○	
	攪拌固結工法	○	○	○	○	○	
	排水壓密工法	○	○	○	○		
	降低地下水位	○		○			
	兩側填土壓腳					○	○
	兩側打設鋼板樁	○				○	
完工後 (既有構造)	混合處理工法	○	○	○	○	○	
	攪拌固結工法	○	○	○	○	○	
	排水壓密工法	○	○	○	○		
	降低地下水位	○		○			
	兩側填土壓腳					○	○
	兩側打設鋼板樁	○				○	
備註	1. 攪拌固結工法包括：機械攪拌工法，高壓噴射灌漿工法，攪拌、噴射併用工法(SWING 工法)，生石灰樁工法 2. 灌漿工法包括：水泥灌漿工法，擠壓灌漿工法，LW 灌漿工法，藥液灌漿工法 3. 排水壓密工法包括：降低地下水位工法，排水樁(帶)工法，大氣壓載重工法 4. 振動擠壓工法包括：振動夯實砂樁工法，動力夯實工法，振動揚實工法，礫石樁工法，打擊式大位移群樁工法 5. 其它特殊地盤改良工法尚有：地層冰凍工法，爆炸夯實工法，熱瀝青灌漿工法，排水工法						

6.5 結語與建議

針對既有路堤結構物之處理方面，原則上視其重要性與經濟性配合適當改善工法進行改良，使其達到合乎使用上之規定。而之對現行相關規範之適用性等問題，則建議相關單位可在進行更進一步的研究與探討，以期能使日後工程單位使用上更具效率。

第七章 新建基樁設計

軟弱地質交通結構物常採用深基礎方式設計，其藉橋樑結構荷載車具流量，並將上部結構荷重透過深基礎傳遞至較大較深之地盤，以增加結構體安全性。深基礎之型式可以樁基礎為代表，若能將樁基植入地面下較深較為堅硬的地盤，可避免淺層軟弱地盤承载力不足和基礎沉陷量可能過大的問題，然因橋樑結構系統剛度頗鉅，不同橋基差異沉陷所造成的問題和橋身結構的連接方式等均須考慮，以避免上部結構柔度不足造成破壞。同時，地震所可能引發的淺層砂土或粉土質細砂的液化問題亦需加以考量，必要時，可先行進行地盤改良或增加樁徑及樁長方式確保結構之安全性。

剛性橋樑基礎和柔性路堤基礎之選用均應以能滿足結構安全性為首要條件，在安全無虞狀況下，工程造價亦為考量要件；由於交通結構物之興建決策除工程專業外，尚與環境、維修、營運和民意等各項因素有關，設計者需賴案例實況詳細評估方能做出最佳決策。

7.1 新建基樁設計流程

傳統之地工設計法係以工作應力設計(Working Stress Design, WSD)概念為主，該方法起源於十九世紀，亦可稱為容許應力設計(Allowable Stress Design, ASD)。其設計概念為設計載重需小於或等於容許載重，即符合安全。設計公式表示如下：

$$Q \leq Q_{all} = \frac{R_n}{FS} \dots\dots\dots (7-1)$$

其中，Q 為設計載重； Q_{all} 為容許設計載重； R_n 為基樁極限阻抗值；FS 為安全係數。而其分析法多以極限平衡法(Limit Equilibrium Method)為主，俟求出地盤極限承载力或土壓力後，再配合上述安全係數概念求取設計荷重；由於極限平衡法並未使用材料模數進行分析，亦未能說明結構系統之應力應變狀態，是項設計概念將與鋼筋混凝土

之工作應力設計法不同；在地工上，實宜正名為容許力設計(Allowable Load Design, ALD)或工作力設計(Working Load Design, WLD)。

為改善工程經濟效益，1950 年代有極限狀態設計法之衍生。其設計概念分成兩項，一為最大極限狀態(Ultimate Limit State, ULS)，一則為服務極限狀態(Serviceability Limit State, SLS)。最大極限狀態適用於確保結構安全性，服務極限狀態則著重於結構元件服務性之滿足。設計概念分別說明如下：

修正阻抗 修正載重影響 ULS..... (7-2)

變形量 維持服務功能之容許變形量 SLS (7-3)

前項設計將阻抗和載重同時加以修正，此即為 AASHTO 橋樑樁基礎阻抗和載重因子設計法(LRFD)方法之本；後者則以結構元件的局部變形做為設計重點，可稱為結構服務功能設計。就樁基礎而言，ULS 和基礎總體承載力和荷重有關，SLS 則和基樁過量變形和沉陷或衍生的破壞有關。有關 AASHTO 橋樑樁基礎阻抗和載重因子設計法(LRFD)方法之介紹可見張德文等人(2006)，該項設計法目前以樁基礎垂直承載力為重點，其優點在於能更合理地考慮各項設計影響因素，以使設計更加符合經濟效益。

依據我國現行設計規範(內政部營建署，2001)深基礎設計規定內容，我國現行規範係以容許力設計和極限狀態設計混合為主，設計者須逐項就單樁支承力、群樁支承力、變位量、結構設計、載重試驗逐一檢覈，以滿足設計要求。

基樁之選擇與設計，應綜合考量地質條件、上部結構型式，載重型式與方向、容許變形、施工可行性與環境等。若基樁設於軟弱土地盤，則建議可藉增加樁長、樁徑或增加樁數方式改善基礎承載力；若地盤液化潛能較高，恐將發生大量的基樁變形時，可採地盤改良方法或加大樁徑或其它防治工法將液化危害度降低，避免破壞情事。一般而言，軟弱地盤考慮擊樁之接樁不易、高額孔隙水壓弱化土壤、大口徑樁所需之擊樁能量以及易坍孔等問題，樁基施工可藉全套管場鑄

樁方式進行。本研究基於軟弱地盤之液化可能性，建議新建樁基礎之設計流程可將原規範(內政部營建署，2001)稍加修正如圖 7-1 所示。相關各項設計原則、方法與注意事項，說明如后。

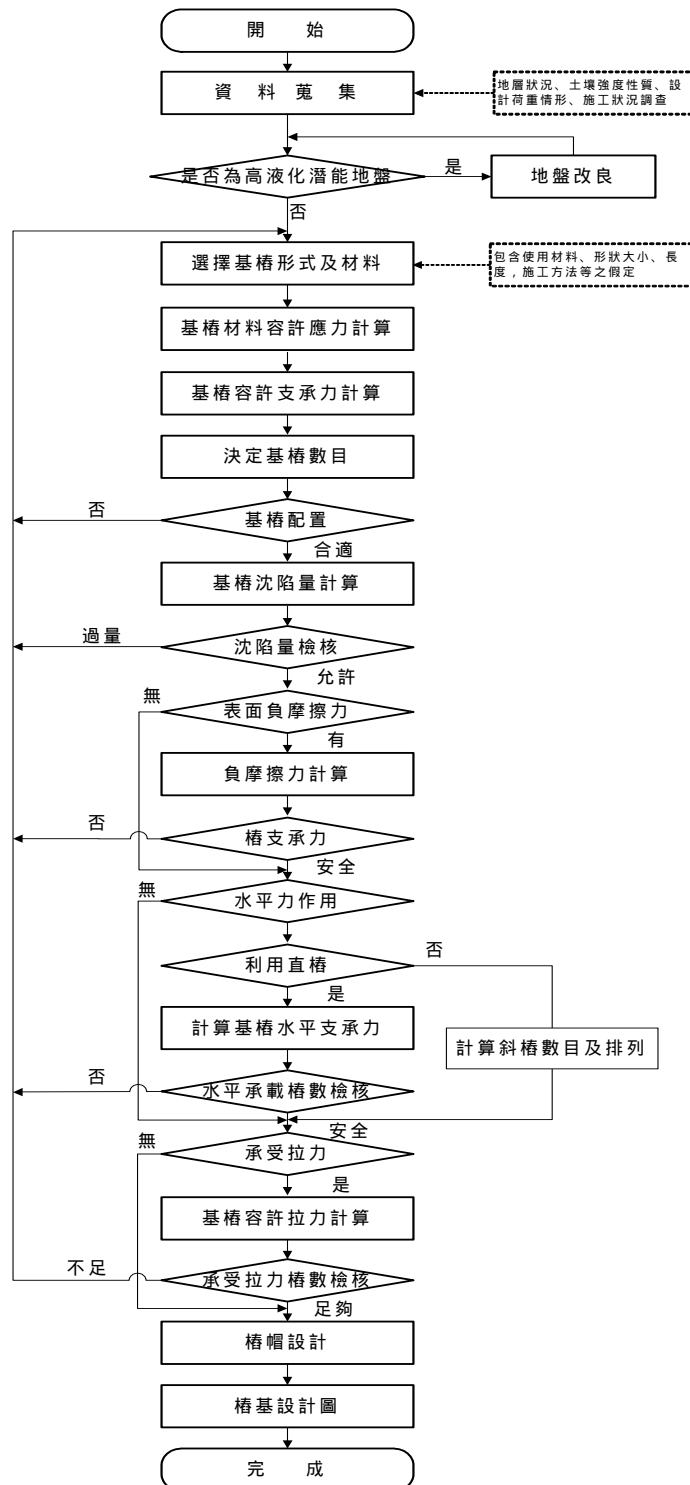


圖 7-1 基樁設計流程 (修改自內政部營建署，2001)

7.2 橋基選址

有關公路、鐵路乃至捷運等交通系統之定線須依據我國公路和鐵路等交通設施相關設計規範而訂定，交通橋樑結構之選線自然須配合規範和設計手冊而進行，同時亦應將地質狀況和地盤條件回饋於規劃中。該項規劃若能避開軟弱地盤自當最佳，若規劃路線必須通過軟弱地盤者，則可依據以下原則設置基礎。

若軟弱地盤範圍較小，可藉長跨距、簡支橋梁方式進行設計，避免橋基位於軟弱地盤位置；若軟弱地盤範圍甚大，無法避免橋基設計者，則橋基位置之選取當以承載層距地表的深度為首要考慮條件，若能將載重傳遞至較深較堅硬的承載層，則承載和沉陷問題均能得以控制，負摩擦力之防治亦須加以注意。同時，亦應避免通過應抽取深層地下水而導致地盤大規模沉陷之地段，大量且不均勻的沉陷將易使剛度較大的橋樑基礎產生較大的破壞作用；若無法避免者，亦需以短跨距、簡支樑方式進行設計，避免不同橋基間出現過大差異沉陷，同時於橋墩頂部調整支承墊等設施保持橋身高程。

此外，由於交通流量將引發噪音和振動等環境問題，影響鄰近建物和人員，故宜慎加注意。一般而言，軟弱地盤將能濾除頻率較地盤自然頻率為高(短週期)的振動，對於低頻、長週期的振動，其消能干擾影響將減少，距離在兩倍波長範圍內之建物仍易受地盤微振動影響，此現象將為工程設計上亟待克服的問題。

除軟弱地盤外，斷層帶通過和鬆砂或粉土細砂的高液化潛能問題亦須加以注意，橋基選址時宜避免設置於斷層帶一百公尺範圍內，同時須對高液化潛能地盤加以改良或設置強化基礎設施，避免破壞產生。另外，工程師須注意河川和水道之橋基設置，選址應以避免水流湍急區和深槽區為原則，避免水力淘刷引發橋基裸露等問題(曾一平等，2005)；橋樑設置另可參考經濟部水利署網站所列水利法規中之跨河建造物設置審核要點(URL:<http://www.wra.gov.tw>)。綜言之，吾人必須掌握地質和地理條件，詳細的地質調查和評估將可確保工程規劃的成功。

7.3 基樁細部設計考量

7.3.1 承載力推估

樁基礎應用於基礎工程已有相當多年，然而由於影響基樁承載力因素不易掌握，諸如土壤參數的變化及基樁設置時不穩定性等因素，因此如何準確的估計基樁承載力仍為一不易掌握之課題。決定基樁承載力以現地樁承載試驗為最直接之方法，但礙於實務上於設計階段時必須考慮地層變異性、基樁種類、樁徑、樁長等因素，因此必須藉由靜力學公式或貫入試驗經驗方法推估基樁之承載力。施工階段時則可採用打樁動力公式、動力分析法及樁載重試驗等方式驗證設計階段所推估之承載力。由於樁基礎承載行為與施工方式、樁體材料種類、地層分佈等具有密切關係，使各種承載力估計方式具有不同程度之準確性與可靠性，因此設計時載重須另考慮適當之安全系數以提高樁基礎安全性。

1. 貫入試驗經驗法推估基樁極限承載力

依營建署建築物基礎構造設計規範，以貫入試驗公式推估基樁極限承載力時，僅限用於砂性土壤，此時樁表面之摩擦阻力 f_s 及樁端點之極限承載力 q_b ，可依表 7-1 進行推估之。而對於樁底落於礫石層或堅硬岩盤中之基樁，其端點支承力可依載重試驗或當地經驗推估。如係為底端開口之打入式基樁，應考慮土栓效應，對端點支承力做適當之修正。

表 7-1 依貫入試驗值推估之基樁最大表面摩擦力及端點極限承載力
(單位：t/m²) (摘自 內政部營建署，2001)

施工法 支承力	打入式基樁	鑽掘式基樁	植入式基樁	
			預鑽孔工法	鑽掘工法
f_s	$N/3(\leq 15)$	$N/3(\leq 15)$	$N/5(\leq 15)$	1.5
q_b	$30\bar{N}$	$7.5\bar{N}$	$25\bar{N}$	$25\bar{N}$

上表中之 N 值均採樁端點上方 4 倍樁徑範圍內土壤平均 N 值與

樁端下方 1 倍樁徑範圍內土壤平均 N 值，其值均不得超過 50。此外，根據葉文謙等人 (1997)整理臺灣中南部沖積土層中之 PC 樁試樁結果顯示，採用表 7-1 之靜力學公式與參數推估之基樁支承力與樁載重試驗所得之極限支承力相當一致，其差值在±25%以內。

2.靜力學公式推估基樁極限承載力

靜力學公式乃先由室內試驗求得砂土及黏土之剪力強度參數，依 Terzaghi and Peck (1967)中所建議，基樁之極限承載力由樁周表面提供之摩擦阻力及由樁底點承力所組成。可以下列公式估算：

$$Q_u = Q_s + Q_p \dots\dots\dots (7-4)$$

其中 Q_u 為樁極限承載力， Q_s 為摩擦力提供之承載力， Q_p 為樁底所提供之承載力。

樁身摩擦阻力 Q_s

樁身摩擦阻力可表如下：

$$Q_s = \sum p \Delta L f \dots\dots\dots (7-5)$$

其中 p 為樁斷面之周長、 ΔL 為取 p 和 f 為定值之樁體長度、 f 為在已知深度 z 之單位摩擦阻力。

(1)砂土中之摩擦阻力：

樁位於已知深度砂土之單位摩擦阻力可表示為

$$f = K \sigma'_v \tan \delta \dots\dots\dots (7-6)$$

其中， K 為土壓力係數， σ'_v 為考慮深度之垂直有效應力，隨樁深度增加，直至 15~20 倍樁徑(D)深度為止，之後保持常數，保守估計此臨界深度 $L' = 15D$ ， δ 為土壤與樁之摩擦角，一般為 $0.5 \sim 0.8 \phi$ 。

(2)黏土中之摩擦阻力

(a) λ 法：

此法由 Vijayvergiya and Focht (1972) 所提出，其假設打樁造成之土壤的位移在每一深度產生被動側向土壓力，其平均表面摩擦阻力可表示：

$$f_{av} = \lambda(\sigma'_v + 2c_u) \dots\dots\dots (7-7)$$

其中 σ'_v 為全部貫入長度之平均有效應力， c_u 為平均不排水剪力強度。此 λ 值隨樁之貫入深度而改變，如圖 7-2。總摩擦阻力可寫為如下：

$$Q_s = pLf_{av} \dots\dots\dots (7-8)$$

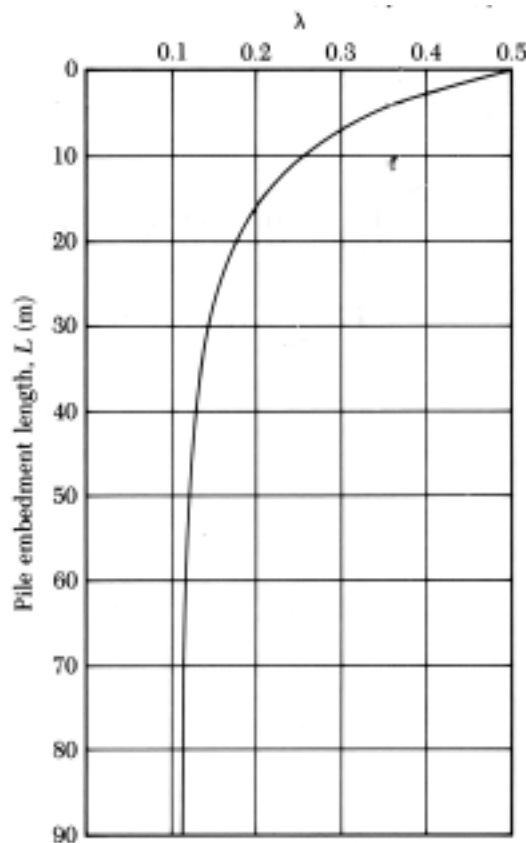


圖 7-2 λ 隨樁貫入深度之變化 (摘自 Das, 1998)

若位於多層土壤中，參見圖 7-3 所示。其 c_u 及 σ'_v 可求取平均值代表之，如下式：

$$c_u = (c_{u(1)}L_1 + c_{u(2)}L_2 + \dots) / L \dots\dots\dots (7-9)$$

$$\bar{\sigma}'_v = \frac{A_1 + A_2 + A_3 + \dots}{L} \dots\dots\dots (7-10)$$

(b) α 法：

此法建議黏土中之單位表面阻力，可由下式表示：

$$f = \alpha c_u \dots\dots\dots (7-11)$$

其中 α 為經驗附著力因子，其值之取法如圖 7-4 所示。

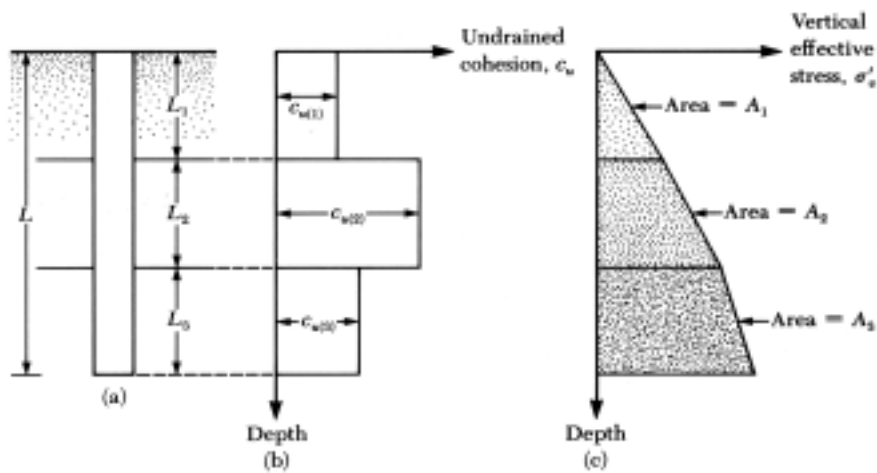


圖 7-3 λ 法於多層土壤中之應用 (摘自 Das, 1998)

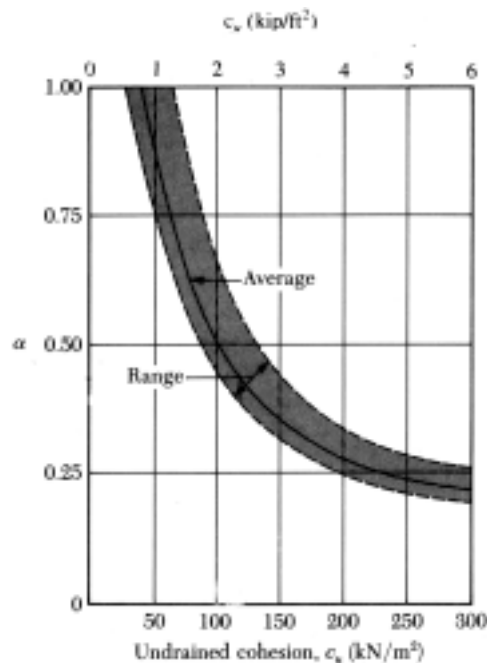


圖 7-4 黏土不排水凝聚力與 α 值之關係 (摘自 Das, 1998)

(c) β 法：

當樁打入飽和粘土中，樁周圍孔隙水壓增加，長時間後壓力會逐漸消散，故樁之單位摩擦阻力可基於重模狀態黏土之有效應力參數決定。故在任何深度之摩擦力可寫為：

$$f = \beta \sigma'_v \dots\dots\dots (7-12)$$

其中， σ'_v 為任一深度之垂直有效應力， $\beta = K \tan \phi_R$ ， ϕ_R 為重模黏土之排水摩擦角， K 為土壓力係數。 K 值可較保守採用靜止土壓力係數，當土壤為正常壓密黏土時：

$$K = 1 - \sin \phi_R \dots\dots\dots (7-13)$$

當土壤為過壓密黏土時：

$$K = (1 - \sin \phi_R) \sqrt{OCR} \dots\dots\dots (7-14)$$

其中， OCR 為過壓密比，根據公式(7-12)及公式(7-13)即得正常壓密黏土樁身摩擦力公式：

$$f = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sigma'_v \dots\dots\dots (7-15)$$

對於過壓密黏土：

$$f = (1 - \sin \phi_R) \tan \phi_R \sqrt{OCR} \sigma'_v \dots\dots\dots (7-16)$$

f 值確定後，則總摩擦阻力可寫為

$$Q_s = \sum f p \Delta L \dots\dots\dots (7-17)$$

樁底承載力 Q_p

依據 Terzaghi (1943) 承載力公式，如下

$$Q_p = A_p q_p = A_p (c N_c^* + q' N_q^*) \dots\dots\dots (7-18)$$

其中， A_p 為樁底投影面積， c 為樁底土壤凝聚力， q_p 為單位樁底阻抗， q' 為樁底水平面上有效垂直應力， N_c^* 、 N_q^* 為承載力因數。一般決定承載力因數有以下方法。

(1) Meyerhof 法

根據 Meyerhof (1976)，承載力因數隨著 L_b / d 增加而增加，其中 L_b 為貫入承載層深度， d 為樁徑，此值至 $L_b / d \approx 0.5(L_d / D)_{cr}$ 時達最大值， $(L_d / D)_{cr}$ 為臨界貫入比，其值與土壤摩擦角之關係如圖 6-25。在多數狀況中， L_b / d 之值均大於 $0.5(L_d / D)_{cr}$ ，因此採 N_c^* 、 N_q^* 之最大值計算 q_p ， N_c^* 、 N_q^* 與摩擦角 ϕ 之變化如圖 6-26 所示。

若土層為砂土，則 Q_p 不得大於 $A_p q_l$ 之極限值，即

$$Q_p = A_p q' N_q^* \leq A_p q_l \quad \dots\dots\dots (7-19)$$

其中， q_l 為極限樁底單位阻抗(單位： kN / m^2)，其值為：

$$q_l = 50 N_q^* \tan \phi \quad \dots\dots\dots (7-20)$$

若樁位在飽和黏土中不排水情況時：

$$Q_p = N_c^* c_u A_p = 9 c_u A_p \quad \dots\dots\dots (7-21)$$

其中， c_u 為樁底之土壤不排水凝聚力。

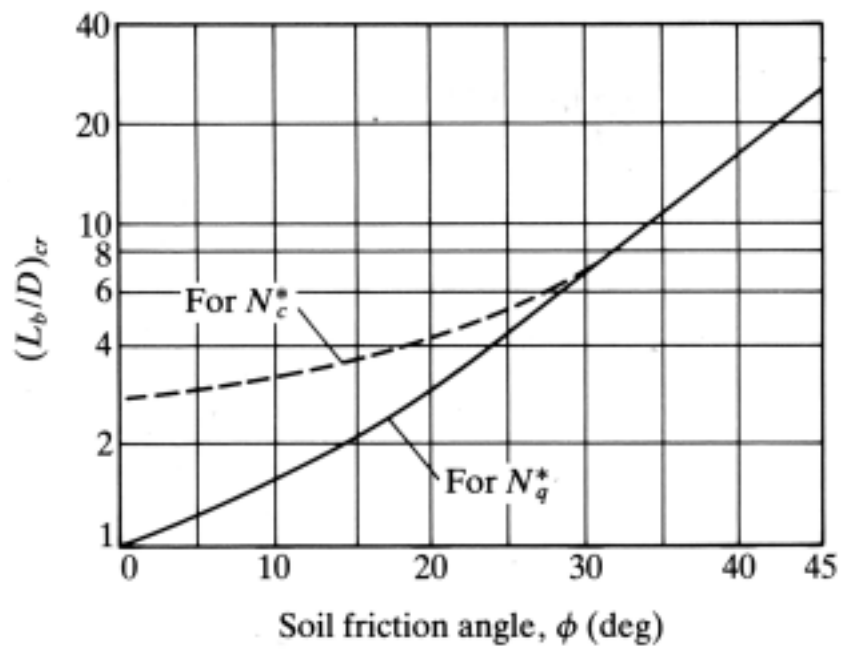


圖 7-5 $(L_b/D)_{cr}$ 與土壤摩擦角之關係 (摘自 Das, 1998)

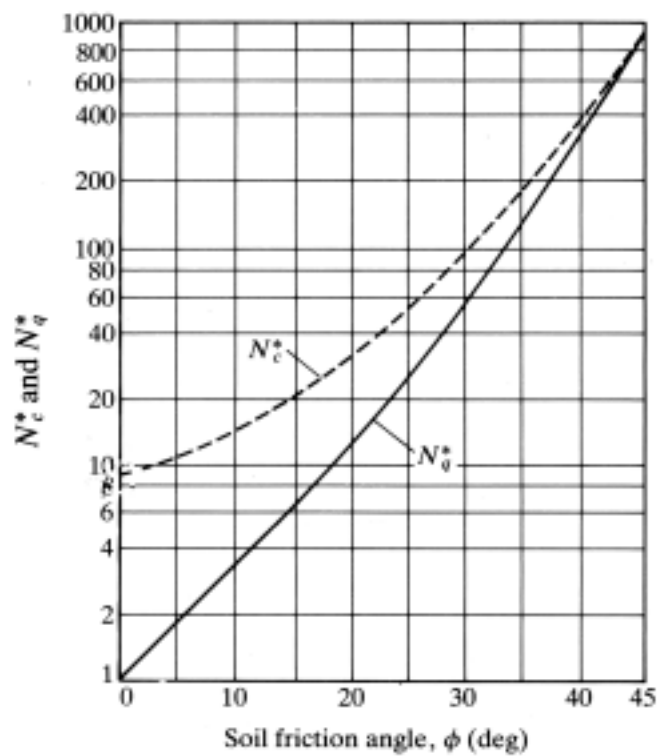


圖 7-6 N_c^* 、 N_q^* 與土壤摩擦角之關係 (摘自 Das, 1998)

(2) Vesic 法

Vesic (1977)基於空穴擴張(Expansion of Cavities)理論，提出估計樁底支承力之方法，如下：

$$Q_p = A_p Q_p = A_p (cN_c^* + \sigma'_0 N_\sigma^*) \dots\dots\dots (7-22)$$

其中 σ'_0 為樁底水平面之平均有效應力，其值為

$$\sigma'_0 = \left(\frac{1+2K_0}{3} \right) q' \dots\dots\dots (7-23)$$

上式中 K_0 為靜止土壓力係數， N_c^* 、 N_σ^* 為承載力因數。

$$N_\sigma^* = \frac{3N_q^*}{(1+2K_0)} \dots\dots\dots (7-24)$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \dots\dots\dots (7-25)$$

$$N_\sigma^* = f(I_{rr}) \dots\dots\dots (7-26)$$

$$I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r \Delta} \dots\dots\dots (7-27)$$

$$I_r = \frac{E_s}{2(1+\mu_s)(c+q'\tan\phi)} = \frac{G_s}{c+q'\tan\phi} \dots\dots\dots (7-28)$$

其中， I_{rr} 為土壤折減剛度指標； I_r 為剛度指數，可由室內壓密及三軸實驗求得； E_s 為土壤楊氏模數； μ_s 為土壤之柏松比； G_s 為土壤剪力模數； Δ 為樁底塑性區之平均體積應變，當無體積變化時 $I_r = I_{rr}$ 。

(3) Janbu 法

Janbu (1976)對樁底承載力之估算建議下式。

$$Q_p = A_p (cN_c^* + q'N_q^*) \dots\dots\dots (7-29)$$

其承載力因數 N_c^* 、 N_q^* 之計算為假設樁底土壤之破壞面如圖 7-7 所示，公式(7-29)、公式(7-30)為 N_c^* 、 N_q^* 之關係式。

$$N_q^* = (\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi})^2 \times e^{2\eta' \tan \phi} \dots\dots\dots (7-30)$$

$$N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \phi \dots\dots\dots (7-31)$$

其中 η' 之定義，如圖 7-7 所示。

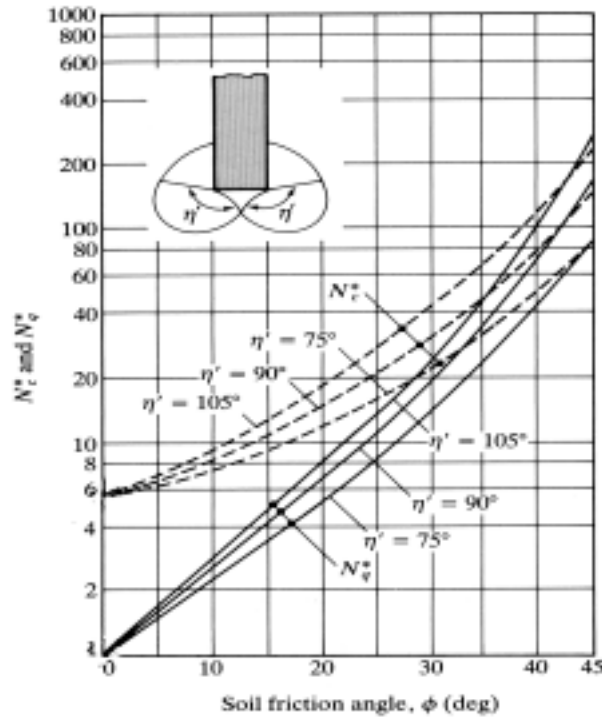


圖 7-7 Janbu 承載力因數與土壤摩擦角之關係圖 (摘自 Das, 1998)

3.打樁公式推估基樁極限承載力

最早之動力公式通稱為 Engineering New Record (ENR)公式，此公式係由功能理論推導，根據此公式，樁阻抗即為樁極限載重 Q_u ，如下所示：

$$Q_u = \frac{W_R h}{S + C} \dots\dots\dots (7-32)$$

其中， W_R 為樁錘重量， h 為落錘落下高度， S 為每次樁錘打擊樁之貫入量， C 為常數。貫入量 S 通常取最後幾次打樁之平均值， C 值則依樁錘不同而改變，其建議自由樁錘時 C 為 1in，蒸氣落錘時為 0.1in。對於單或雙動樁錘其式可改為如下：

$$Q_u = \frac{EH_E}{S+C} \dots\dots\dots (7-33)$$

其中 E 為樁錘效率， H_E 為樁錘之檢定能量。ENR 公式經過多年之修定，最後更改為：

$$Q_u = \frac{EW_R h}{S+C} \times \frac{W_R + n^2 W_P}{W_R + W_P} \dots\dots\dots (7-34)$$

其中 W_P 為樁之重量，n 為樁錘和樁帽之間回復係數。各樁錘效率及回復系數值如表 7-2 所示。

除 ENR 公式外，另有 Danish 公式可計算 Q_u 值，如下：

$$Q_u = \frac{EH_E}{S + \sqrt{\frac{EH_E L}{2A_p E_p}}} \dots\dots\dots (7-35)$$

其中，E 為樁錘效率， H_E 為檢定樁錘能量， E_p 為樁之楊氏模數，L 為樁長， A_p 為樁斷面積 此外，太平洋沿岸統一建築規則(Pacific Coast Uniform Building Code)和 Janbu (1953)另所提出之動力打樁公式，如公式(7-35)、公式(7-36)所示。

$$Q_u = \frac{(EH_E) \left(\frac{W_R + nW_P}{W_R + W_P} \right)}{S + \frac{Q_u L}{AE}} \dots\dots\dots (7-36)$$

$$Q_u = \frac{EH_E}{K_u S} ; K_u = C_d (1 + \sqrt{1 + \lambda / C_d}) \dots\dots\dots (7-37)$$

其中， $C_d = 0.75 + 0.15(W_P / W_R)$ ， $\lambda = (EH_E L / A_p E_p S^2)$ 。

表 7-2 樁錘效率 E 與回復系數 n 之範圍 (摘自 Das, 1998)

樁錘型式	樁錘效率 E	樁錘型式	回復係數 n
單動或雙動樁錘	0.7~0.85	鑄鐵樁錘和 混凝土樁(無樁帽)	0.4~0.5
柴油樁錘	0.8~0.9	木質墊層在鋼樁上	0.3~0.4
落 錘	0.7~0.9	木 樁	0.25~0.3

4.現地樁載重試驗推估樁之極限承載力

一般常用的現地載重試驗包括靜載重試驗、高應變動力試驗及靜動樁載重試驗。由於工程經費有限，現地載重所需花費亦高，因此並無法對每支基樁做載重試驗，需選擇試驗用之基樁應具代表性，且試樁總數目不得少於總樁數之百分之二，且不應少於 2 支，總樁數超過 300 支時，可依地層狀況及實際需要調整試樁數目(內政部營建署，2001)。基樁載重試驗可分為靜載重試驗(Static Load Test)、高應變動力試驗(High-Strain Dynamic Testing of Piles)、動力載重試驗(Dynamic Load Test)、靜動樁載重試驗(Static Dynamic Loading Test)，採用方式應確定所選擇之基樁於該基地之適用性及與設計極限支承力之符合性為主。值得注意的，若處於下列情況時，需以極限載重試驗，驗證其承受載重之能力，並於基樁施工完成後，應以工作載重試驗確定基樁之支承力及施工品質符合設計需求，若為用於極限載重試驗之基樁，試驗中已達降伏狀態，應檢討其作為永久性基樁之適用性。

- (1)供公眾使用或極具重要性建築物之基樁。
- (2)基樁沉陷將對結構物安全及使用功能具影響者。
- (3)基地鄰近地區之類似地層狀況中，缺乏同類型基樁之載重試驗資料時。
- (4)基樁支承於軟弱之地層狀況時。

5.現地靜載重試驗詮釋法

經由現地靜載重試驗，可得基樁載重-位移曲線，即為一般所稱之試樁曲線，然而如何就試樁曲線來推估基樁之極限承載力，許多學者曾提出就試樁曲線詮釋基樁之極限承載力。Fellenius (1980)曾列舉九種不同極限承載力之詮釋法；李建中 (1984)亦探討各式詮釋方法的不同；李咸亨和李慶福(1988)則依其原理予以分類並探討各詮釋法於臺灣之適用性；黃俊鴻和楊志文(2000)曾以力學之著眼點將詮釋

法分為變位控制法、切線定義法、曲線特性判讀法以及座標轉換法。試樁曲線之型式會隨土層分布狀況改變，一般常見之試樁曲線如圖 7-8 所示，圖 7-8 (A)為一般黏土或鬆砂中之試樁曲線，無明顯之降伏點，此類曲線最為普遍。圖 7-8 (B)為硬質黏土中試樁曲線，有一較明顯之降伏點。圖 7-8 (C)為樁底端插入軟質土壤中之試樁曲線，阻抗主要來自摩擦力。圖 7-8 (D)為基樁本身已經斷裂或挫屈 (Buckling)，造成阻抗突然喪失，此狀況已無判斷支承力之必要。

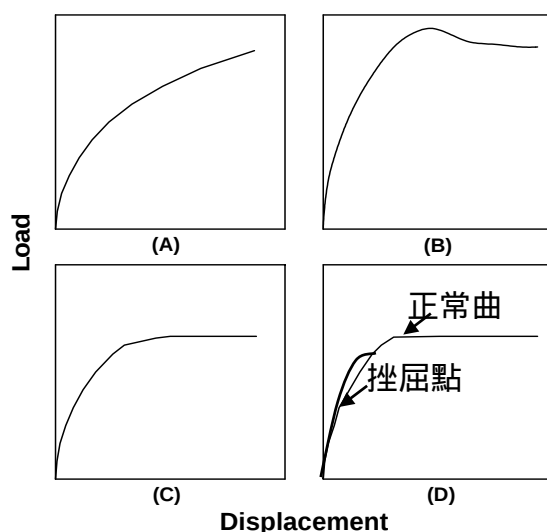


圖 7-8 試樁曲線之基本型式

(1) Terzaghi 法

Terzaghi 建議取樁頂位移量 $S=0.1D$ 時之荷重為極限承載力，惟此法並未考慮到樁的彈性壓縮量，尤其是在長樁時此一壓縮量相當大，因此對短樁較為適合，且其並未考慮試樁曲線之特性，合理性較低。

(2) Davisson 法

Davisson 法為北美最常用之方法，其由波動方程分析推衍而來，其定義為基樁加載對應之沉陷量超過基樁彈性壓縮量達到某一特定值 X ，此時之載重即為基樁之極限承載力。

$$X(mm) = 3.81 + \frac{D}{120} \dots\dots\dots (7-38)$$

其中 D 為樁徑(mm)，作圖時由坐標原點在沉陷量坐標軸上標出 X 之點。本法做法簡易，且易得到較為保守之結果。李建中(1984)亦建議工程界將本法載於國家規範。

(3)De Beer 法

De Beer 法係將載重-沉陷量曲線取對數坐標，經由對數座標轉換後，原曲線會成具有兩明顯直線段之曲線，而此兩直線段之交點所對應之載重即為極限承載力，此法較適合於慢速加載法。

(4)Brinch Hansen's 80%法

Brinch Hansen's 80%法基本假設試樁曲線為一近似拋物線，當某一特定載重之 80%所對應之沉陷量恰為該承載力所對應沉陷量之 0.25 時，該載重及為極限承載力。其作法為以沉陷量之平方根與對應載重之比值為縱座標($\sqrt{\Delta}/P$)，而橫座標為沉陷量(Δ)，可得到一近似直線其方程式如式(2)所示，若該直線之斜率為 C_1 ，縱軸截距為 C_2 ，則在此直線上之 P_u 與其對應之沉陷量 Δ_u 可由下式求出。

$$\frac{\sqrt{\Delta}}{P} = C_1 \Delta + C_2 \dots\dots\dots (7-39)$$

$$P_u = \frac{1}{2\sqrt{C_1 \times C_2}} \dots\dots\dots (7-40)$$

$$\Delta_u = C_2 / C_1 \dots\dots\dots (7-41)$$

(5)Chin 法

Chin 氏法乃依據 Kondner 氏之雙曲線土壤應力應變關係所導出之方式。依據此方法，將試樁曲線繪製於特殊座標中，垂直座標軸代表沉陷量與其對應載重之比(Δ/P)，橫座標為沉陷量，可得一近似直線之線段，此線段斜率之倒數即為極限承載力。

(6)Vender Veen 法

Vander Veen 法乃將所得之試樁曲線資料，取縱軸為 $\ln\left(1-\frac{P}{P_{ult}}\right)$ ，橫軸為沉陷量(Δ)，取多個不同之極限承載力 P_{ult} 值，於上述座標中得到多條曲線，其中最近似直線者之 P_{ult} 值即為極線承載力。本法雖適用性高，但須較為繁瑣之計算。

(7)Fuller & Hoy 法

Fuller & Hoy 法規定當試樁取線斜率達 1.27mm/Ton 時，該點所對應之載重即為極限承載力。

鑑於上述試樁曲線詮釋法之複雜多樣性，張德文等人(2005)曾利用波動方程分析基樁垂向極限承載力，其採用詮釋法有 Terzaghi 法、Davisson 法、De Beer 法、Brinch Hansen's 80%法、Chin 法、Vender Veen 法及 Fuller and Hoy 法，以高鐵試樁數據進行比對；研究分析結果顯示若以全部詮釋法所得之平均值而言，建議垂向載重以 Fuller and Hoy 法最接近平均值。

6.垂直容許承載力

利用上述各式方法，即可求單樁極限垂直承載力。實務上為避免產生破壞，設計載重應小於或等於樁基容許承載力。樁基容許承載力可依下列公式估算：

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{Q_s}{FS_1} + \frac{Q_b}{FS_2} \dots\dots\dots (7-42)$$

其中 Q_u 為單樁極限承載力； Q_a 為單樁容許承載力； Q_s 為樁表面摩擦阻力； Q_b 為樁底端點之承載力； FS ， FS_1 ， FS_2 分別為樁總垂直承載力、表面摩擦阻力與端點承載力之安全係數，其值如表 3 所示。

表 7-3 垂直承載力安全係數 (摘自內政部營建署，2001)

安全係數 載重狀況	樁載重試驗	承載力推估公式	
	FS	FS_1	FS_2
平時	2	3	3
地震時	1.5	2	2

7.3.2 拉拔力推估

若樁為均勻段面，則其容許拉拔力得依下式計算之：

$$R_a = W_p + \frac{1}{FS} f_s A_s \dots\dots\dots (7-43)$$

當以樁載重試驗確定其極限拉拔力時，容許拉拔力依下式計算：

$$R_a = W_p + \frac{(Q_{ul} - W_p)}{FS} \dots\dots\dots (7-44)$$

式中， R_a 為單樁之容許拉拔力(tf)、 Q_w 為單樁之極限拉拔力(tf)、 W_p 為為樁體重量，並應考慮地下水位之影響(tf)、 f_s 為為樁表面摩擦阻力 (tf/m²)、 A_s 為為樁之表面積(m²)、 FS 為拉拔力安全係數，應按表 7-4 之規定

表 7-4 拉拔力安全係數 (摘自 內政部營建署，2001)

推估方法 載重型態	樁載重試驗	支承力推估公式
短期載重	1.5	3
長期載重	3	6

若樁底為擴座式，應依其可能破壞模式分析其極限抗拉拔力，並除以適當之安全係數，推估其容許拉拔力，為任何情況下，其容許拉拔力均不得超過此樁容許垂直支承力之百分之七十五。

7.3.3 水平力推估

基樁承受水平載重時，其容許之側向承載力應不致使用樁體本身之應力超過材料之容許應力值，且樁頂之位移或轉角不超過結構物所

能承受之，一般較常使用者列述如表 7-5 所示。另依建築物基礎構造設計規範(內政部營建署，2001) 建議樁頂容許水平變位於常時設計應取 1.0 cm 或 1%樁徑(兩者取大者)，而地震時取 1.5 cm，惟若有足夠之現場側向載重試驗可資驗證時，此一水平容許變位量應可據以調整，以符合安全、經濟原則。

表 7-5 常用側向樁載重試驗詮釋法則 (摘自 陳逸駿和李志成，2002)

引用者	樁頭側向位移量、轉角量
Gleser (1984)	0.3 in
New York City (1981)	1 in
Pyke (1984)	5% 樁徑位移量
Briaud (1984)	10% 樁徑位移量
Davidson, <i>et al.</i> (1982)	2° 轉動角
Ivey and Dunlap (1970)	5° 轉動角

7.3.4 負摩擦力影響

在地盤下陷較嚴重的區域或黏土層極厚的區域，易發生因負摩擦力而導致基樁失敗的案例，因此，負摩擦力問題乃受到相當重視。因地表填土或抽取地下水等情形以致樁周邊地層發生大量壓縮及沉陷時，地層之移動趨勢大於樁體下沉速度，此時樁表面受一向下摩擦力作用，使樁軸向之作用力增加，此摩擦力即稱為負摩擦力(negative skin friction)(歐晉德，1987)。負摩擦力發生的主要原因大致為：

- (1)基樁座落於回填土地層中，當樁周圍之壓縮性土壤受回填土之載重而發生壓縮沉陷現象，導致負摩擦力之發生。
- (2)基樁座落於高敏感性之黏土地層中，於打樁過程中，樁體四周土層發生擾動，完工後逐步壓密而生負摩擦力。
- (3)由於抽取地下水而產生區域性的地盤下陷，此現象在正常壓密或輕度過壓密的黏土地層中最為明顯。

臺灣西部濱海地區，有許多因超抽地下水而發生嚴重沉陷之區域，或因抽砂回填而可能發生長期沉陷之新生地區，在這些地區的樁基礎並不一定會受負摩擦力之作用，大致與下列因素有關，須仔細評估：(a) 基樁承載方式。(b) 樁長與抽取地下水之深度。(c) 填土與基樁施工之先後次序及時間差。(d) 地層沉陷速率。

值得注意的是在臺灣西岸高液化潛能地區，因擔心液化問題或為增加基樁側向支承力之需求，有些設計會在樁基週邊施以深層夯實之地層改良，使樁基週邊土壤之 SPT-N 值大幅提高，這類情況下若週邊土壤發生相對於基樁之向下位移時，基樁承受之負摩擦力亦將大幅提高，檢核負摩擦力安全性時，應以改良後之 SPT-N 值計算。

對於實務設計，我國之基礎設計規範有關負摩擦力影響(內政部營建署，2001)，其說明如下：

- (1) 基樁四周之地層，若可能發生相對於基樁之沈陷位移情形，則設計時應檢討負摩擦力發生之可能性與大小，並檢核基樁之安全性。
- (2) 單樁所受之負摩擦力 P_{fn} 應考慮中立點以上所有負摩擦力之總和。
- (3) 中立點位置係依樁支承地層與樁四周壓縮地層之相對勁度而定，設計時應予檢討。
- (4) 使用群樁之情形，可考慮群樁之相互影響，將設計負摩擦力予以折減。
- (5) 考慮基樁之負摩擦力時，應按下式檢討其安全性：

$$(P + P_{fn}) / A_p \leq \sigma_{sa} \dots\dots\dots (7-45)$$

$$(P + P_{fn}) \leq (Q_p + R_f) / 1.2 \dots\dots\dots (7-46)$$

其中 P 為樁頂部之長期軸向荷重， P_{fn} 為中立點以上之負摩擦力總和， Q_p 為樁端點之極限支承力， R_f 為樁身中立點以下之正摩擦阻力， A_p 樁身斷面積， σ_{sa} = 樁材料之短期容許應力強度

- (6)考慮地震力、風力、衝擊力、車輛等短期載重情況時，可不計負摩擦力之影響。

基樁若使用特殊表面處理，以減少負摩擦力時，則設計之負摩擦力值可依實際量測效果予以折減。

7.3.5 基樁間距與總支承力

依據建築技術設計規範說明(內政部營建署，2001)，基樁間距和群樁總支承力規定如下：

1.基樁間距

樁基礎之各單樁間應保持適當間距，原則上各單樁中心間距應符合下列規定。間距小於規定者，應視地層條件、基樁種類及施工方式審慎檢討群樁之互制效應。

- (1)設置木樁時，其中心間距不得小於樁頭直徑之 2 倍，且不得小於 60cm。
- (2)設置預鑄混凝土樁時，其中心間距不得小於樁頭直徑之 2.5 倍，且不得小於 75cm。
- (3)設置鋼樁時，其中心間距不得小於樁頭寬度或直徑之 2 倍，且不得小於 75cm。若採用底部封閉式之鋼管樁，其中心間距不得小於樁徑之 2.5 倍，且不得小於 75cm。
- (4)設置場鑄混凝土樁時，其中心間距原則上不得小於樁頭直徑之 2.5 倍，且不得小於樁直徑加 1m。
- (5)設置擴座基樁時，其中心間距不得小於樁頭直徑之 3.0 倍，且不得小於擴座寬度加 1m。

2.群樁垂直支承力

- (1)座落於堅實地層中且其下方無軟弱土層之點承樁，其間距大於上述之規定者，群樁之總支承力為單樁支承力之和。
- (2)座落於砂土層中之群樁，其間距大於上述之規定者，群樁之總支承力為單樁支承力之和。
- (3)座落於粘土層之群樁，其總支承力可分別依下列方法計算，並以其中較小者為設計值。
 - (a)將群樁是為一整體之基礎塊，並以其底面之支承力及四周摩擦阻力之和，為整體之支承力。
 - (b)以單樁之摩擦阻力乘以樁數後之總和，再乘以適當之折減值，加上各單樁端點支承力之總和，為群樁之整體支承力。
- (4)座落於堅實地層中且其下方無軟弱土層之點承樁，其間距上述之規定

7.3.6 沈陷量估計與容許值

結構物在本身自重作用下，均會產生變形或沈陷，設計時需控制於容許沈陷量以確保結構物使用之安全。計算基礎沈陷量時，作用於基礎底面之載重，以靜載重加上活載重合併計算之，其中活載重可依建築技術規則之建築構造篇第二十五條計算並折減之。

1.沈陷量計算方式

受到垂直載重作用下樁之總沈陷量(S)，包括有樁身沈陷(S_1)、樁底沈陷(S_2)、沿樁身傳遞載重所導致之樁沈陷(S_3) (Das, 1998)。

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots\dots\dots (7-47)$$

若假設樁材料具彈性，其樁身變形計算如下：

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \dots\dots\dots (7-48)$$

其中， Q_{wp} 為工作載重條件下樁底所承受之載重， Q_{ws} 為工作載重條件下樁表面阻力所承受之載重， A_p 為樁之截面積， E_p 為樁之楊氏模數， L 為樁長， ξ 為樁身阻力分佈因子(若樁身阻力分佈為均勻或拋物線， ξ 為 0.5；若樁身阻力分佈為三角形， ξ 為 0.67)。

樁底承受載重所導致之樁沈陷及沿樁身傳遞載重所導致之樁沈陷，Vesic (1977)曾提出半經驗方式來求取：

$$S_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \dots\dots\dots (7-49)$$

$$S_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} \dots\dots\dots (7-50)$$

$$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p \dots\dots\dots (7-51)$$

其中， D 為樁之寬度或直徑， q_p 為樁底之極限阻抗， C_p 為經驗係數，列於表 7-6 中。

表 7-6 典型之 C_p 值 (摘自 Vesic, 1977)

土壤類型	貫入樁	鑽掘樁
砂土(緊密至鬆散)	0.02-0.04	0.09-0.18
粘土(堅硬至軟弱)	0.02-0.03	0.03-0.06
沈泥(緊密至鬆散)	0.03-0.05	0.09-0.12

另外，Poulos (1989)建議之士-樁系統變位方程式可寫為：

$$\delta = \frac{PI_p}{E_s d} \dots\dots\dots (7-52)$$

其中 δ 為土-樁系統之變位， P 為垂直載重， d 為基樁直徑， E_s 為土壤楊氏模數， I_p 為正規化樁頂變位修正因子。

2.容許沈陷量與差異沈陷量

建築物之容許沈陷量與差異沈陷量應視地層狀況、基礎型式、載重大小、構造種類、使用條件及環境因素而定，基礎沈陷所導致角變量及總沈陷量，應不得使建築物發生有害之裂縫(內政部營建署，2001)。顏東利和張桂才(1991)整理中、日兩國規範並與學者建議值(Terzaghi and Peck, 1967; Skepmpton and MacDonald, 1957)進行探討，結果列於表 7-7 中。

表 7-7 容許沈陷量與差異沈陷量 (摘自顏東利和張桂才，1991)

基礎型式	土層	容許沈陷量 (公分)	差異沈陷量 (公分)
獨立基腳	砂土	3.0	2.0~3.0
	粘土	10.0	-
筏式基礎	砂土	6.0~8.0	2.0~3.0
	粘土	20.0~30.0	4.5~5.6

7.3.7 地震力考量

若基樁通過可能液化之地層時，則需進行液化影響評估，以瞭解樁基礎之抗震性能。基樁貫入承載層愈深者，地震時雖然土壤發生液化，但其受損程度將較輕微，反之，貫入承載層愈淺者，其受損程度將較嚴重。群樁間土壤之性質可能因基樁施工而改變，打入式基樁之樁間土壤因緊密度提高，故其液化潛能將大幅降低。此外，位於坡地或岸邊之樁基礎，因受地表面傾斜之影響，設計時必須考慮基樁受上坡面載重之影響，並可核檢下坡面土壤承载力。當地盤水平時，水平方向地盤反力係數可視為一定值，但在傾斜地盤面的基樁則應依實際之設計條件將水平方向地盤反力係數適度調整，以反映地盤面傾斜之影響(內政部營建署，2001)。此外，林伯勳(2006)建議可藉樁基波動方程分析瞭解樁基礎在地震下之行為，液化土壤之處理方式可採土質參數折減模式或孔隙水壓模式分析；流動地盤之影響則可採擬動態土壓力模式、靜態土壓力和地盤反力模式進行分析。

土質參數折減分析利用簡易經驗式建構均質土層系統，配合液化

潛能評估依規範求得不同深度對應土質折減係數，再施用於土層模數上，藉以考量液化影響。孔隙水壓模式分析則著重於土壤有效應力處置，估算孔隙水壓受震激發量，掌握衰減之土壤有效應力以模擬液化土壤弱化行為；擬動態土壓力分析利用地震加速度值配合環境概況及地質構造參數，透過擬動態土壓模式計算動態土壓力係數，並使用超額孔隙水壓比修正液化土壤單位重或摩擦角，求取不同深度地盤流動力。靜態土壓力和地盤反力法分析則屬傳統靜力分析，可配合溫式基礎法折解計算樁身之變形反應。相關分析流程圖可參考圖 7-9 至 7-11。陳正興等人(2006)建議依照不同耐震性能等級進行橋樑樁基礎之耐震性能評估，針對輕微液化、中度液化和嚴重液化地盤中樁基礎進行相關分析，設計者可參考其建議選擇適當之分析方法進行評估。

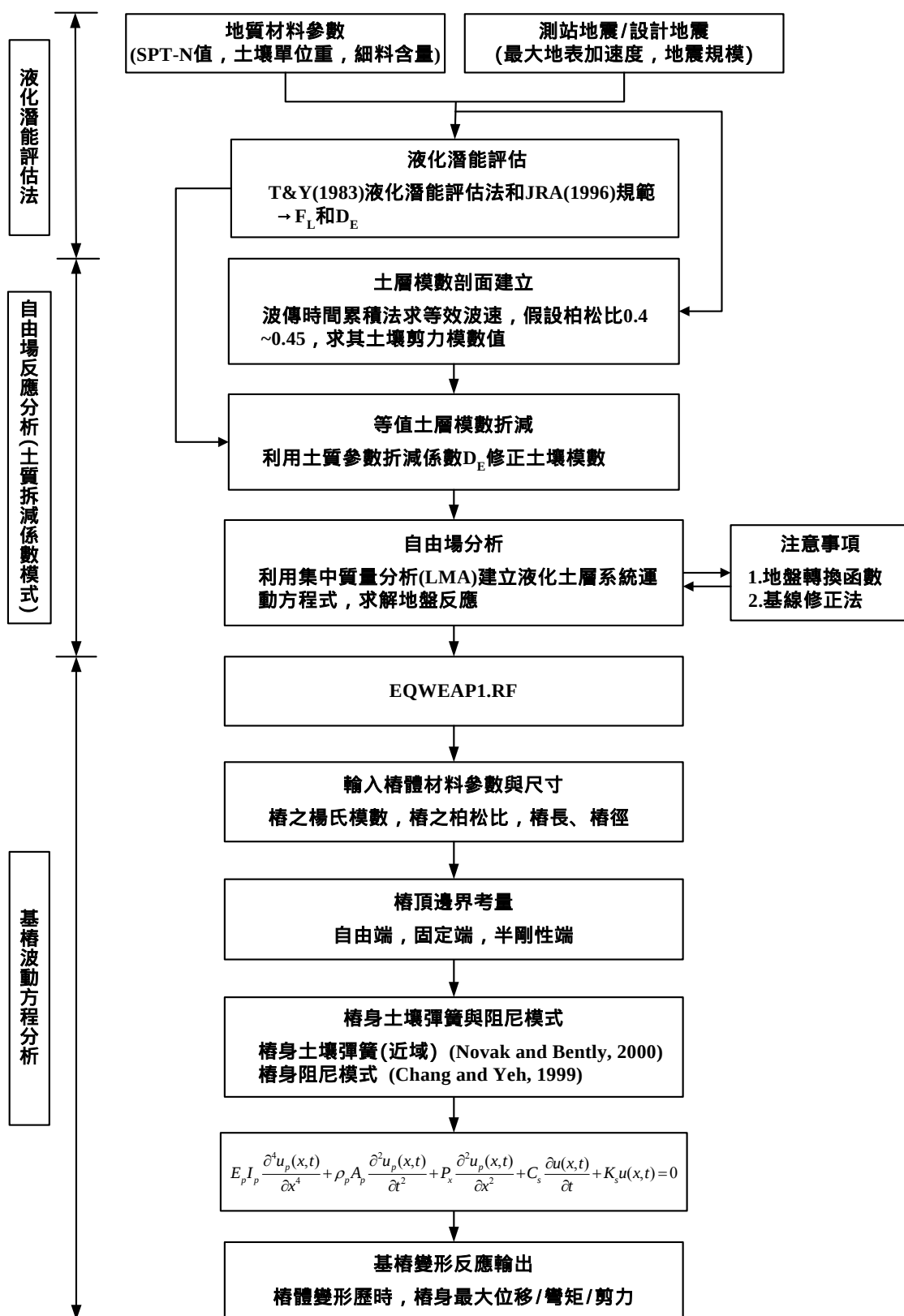
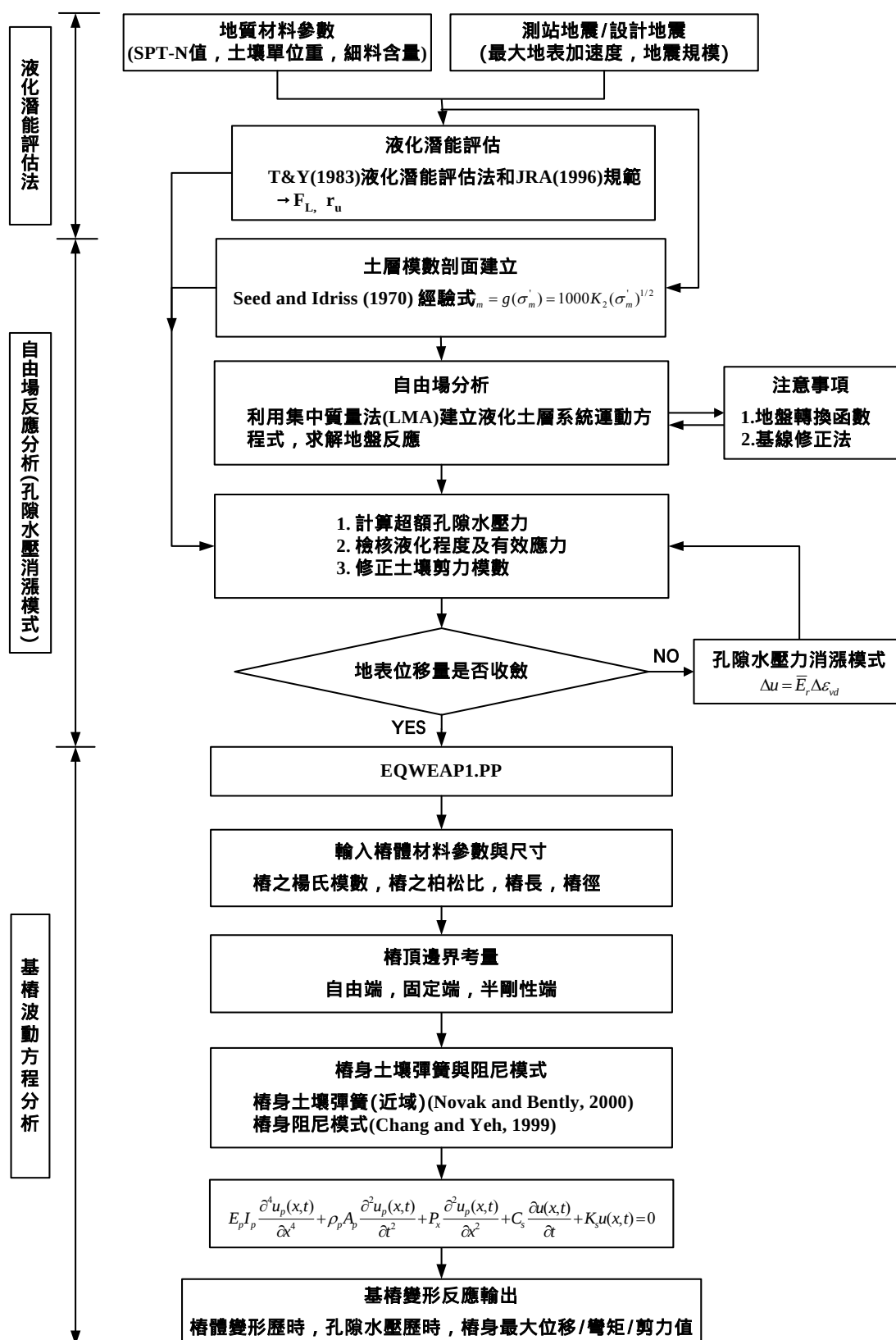


圖 7-9 土質參數折減分析流程圖 (摘自伯林勳, 2006)



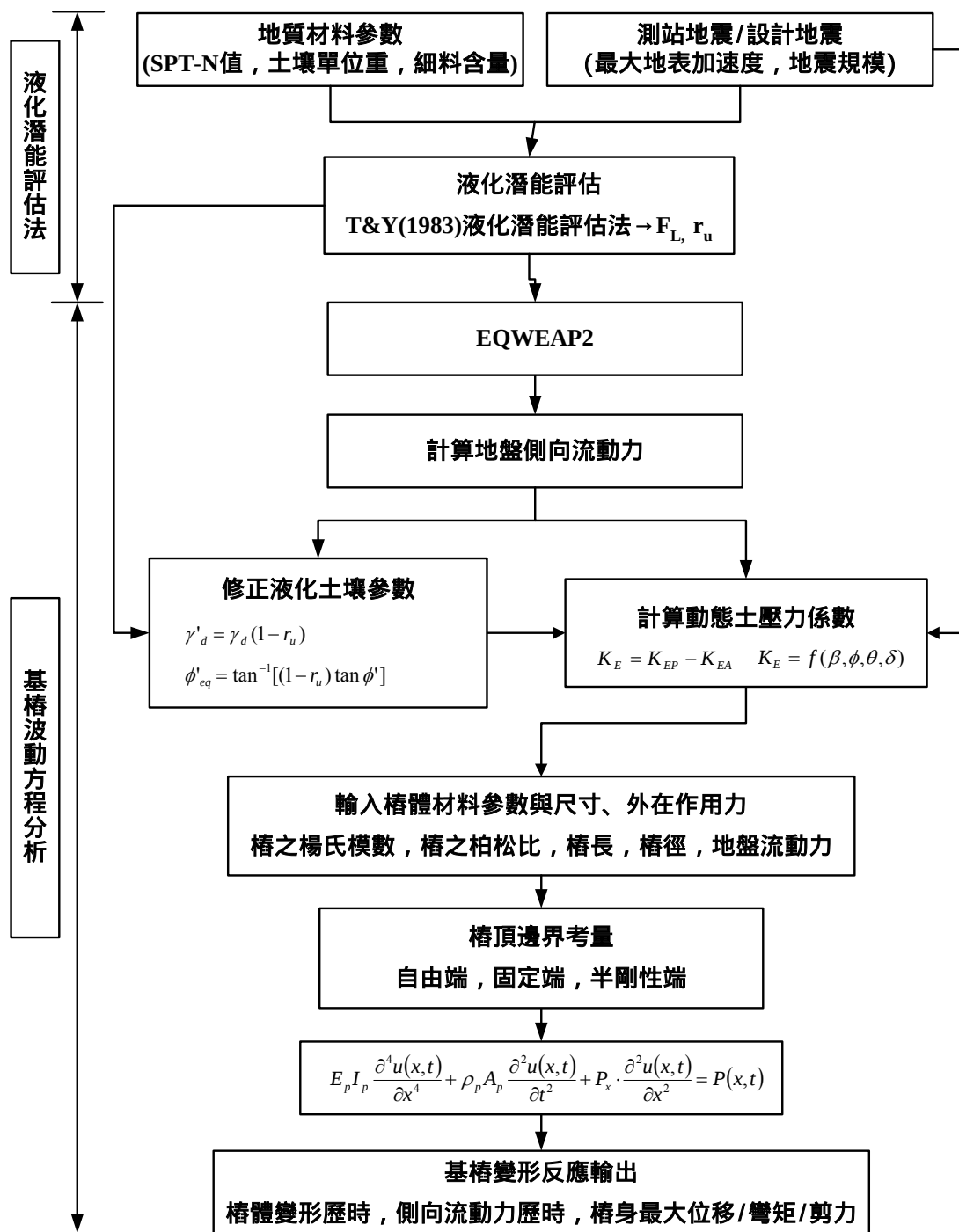


圖 7-11 擬動態土壓力分析流程圖 (摘自 林伯勳, 2006)

7.3.8 結構設計

場鑄混凝土樁可按工作所使用之材料及其樁體結構設計(內政部營建署，2001)，應符合以下規定：

- (1)場鑄混凝土樁之混凝土規定抗壓強度不得小於 210 kgf/cm^2 ，且最小水泥量不得低於 300 kgf/cm^2 ，於水中或泥水打設機，其水泥量不得低於 375 kgf/cm^2 。
- (2)場鑄樁澆注之混凝土強度應視混凝土之規定抗壓強度及其澆注環境做適當之提高。於水中或泥水中打設時，澆注時採用之混凝土強度應按規定抗壓強度再提高 35 kgf/cm^2 。
- (3)對水中或泥水中打設之場鑄樁，其混凝土容許壓應力不得大於混凝土規定抗壓強度之百分之二十二，且不得大於 60 kgf/cm^2 。於乾燥狀況下打設時，其容許壓應力不得大於混凝土規定抗壓強度之四分之一，且不超過 70 kgf/cm^2 。
- (4)基樁內主鋼筋不得小於 6 支，主鋼筋直徑不得小於 19 mm，且鋼筋總斷面積不得小於樁斷面實之千分之五，保護層之淨厚度不得小於 7.5 cm，箍筋直徑不得小於 13 mm。
- (5)場鑄樁之施工應儘可能保持垂直，原則上樁身之最大偏心距，不宜超過樁長之七十五分之一，且基樁應力分析應考慮此偏心彎矩之影響。

鋼樁包括鋼殼樁、鋼管樁及型鋼樁，使用鋼材之品質、形狀及尺寸等，原則上應符合國家標準。鋼樁外露，可能銹蝕之鋼材厚度，不得考慮承受應力，否則應施予防蝕保護。

1.鋼殼樁

- (1)位在基樁位置先行打入底部密閉式之金屬或鋼殼套，再行灌注混凝土或鋼筋混凝土而成之樁。其殼套厚度不得小於 1.8mm，樁徑不得小於 45cm，樁尖部分直徑不得小於 20cm。

- (2)鋼殼樁之金屬或鋼殼套，不得視為基樁支承載重之一部分。
- (3)鋼殼樁內灌注混凝土之規定壓力強度不得小於 210 kgf/cm^2 ，鋼筋混凝土樁體之設計應符合建築構造編第六章之相關規定。

2.鋼管樁

- (1)位在基樁位置先行打入鋼管，以作為支承載重之基礎，鋼管中亦可再灌注混凝土，而使鋼管與其內之混凝土共同支承載重。
- (2)鋼管樁外徑不得小於 250mm ，壁厚不得小於 9mm 。鋼材之最低降服強度未達 2550 kgf/cm^2 時，鋼管之容許應力不得大於最低降服強度之百分之三十五。鋼材之最低降服強度大於 2550 kgf/cm^2 時，鋼管之容許應力不得大於最低降服強度之百分之三十。
- (3)鋼管中灌注混凝土用以共同支承上部載重者，其混凝土之規定抗壓強度不得小於 210 kgf/cm^2 。混凝土之容許應力不得大於規定壓力強度之三分之一。

3.型鋼樁

- (1)為以型鋼樁值打入地層以支承載重之基樁，其任何斷面厚度均不得小於 10mm 。
- (2)型鋼之翼版突肢長度不得超過腹版厚度之 13 倍，且翼版寬度不得小於型鋼深度之百分之八十，其標稱深度不得小於 200mm 。

鋼樁應按照實際需要，予以補強，以避免搬運、堆置或打樁時，產生樁體變形。

7.4 案例討論

今以圖 7-12 基樁案例做為設計範例，以供設計參考。相關參數列於表 7-8 至表 7-10。對於軟弱地盤深基礎設計，應加強注意負摩擦力及沈陷量之檢核，以下為設計之要點：

- (1)蒐集現地地質條件並進行液化潛能評估，確認是否為液化地盤
- (2)選擇適合基樁型式（如鑽掘樁或打擊樁等）
- (3)計算上部載重組合，包括常時、地震時(東西向和南北向加速度)
- (4)樁基之垂直承載力檢核
- (5)群樁間距檢核
- (6)樁基之沈陷量計算
- (7)樁基之負摩擦力檢核
- (8)樁基之側向承載力檢核
- (9)樁基之拉拔力

表 7-8 案例之設計荷載組合

荷載名稱	常時設計	地震時設計 (組合 1)	地震時設計 (組合 2)
樁帽垂直力 V_p (kN)	37100	39237	37350
橋軸向水平力 H_L (kN)	9660	30494	14178
橋橫向水平力 H_T (kN)	163	3306	10040
橋軸向彎矩 M_L (kN-m)	63819	185152	86833
橋橫向彎矩 M_T (kN-m)	412	66044	190917

表 7-9 案例之土壤參數

深度(m)	土壤種類	SPT-N 值	單位重 (kN/m ³)	凝聚力 (kN/m ²)	摩擦角 (度)
0.0~4.0	黏性土	6	19.2	36.0	-
4.0~8.5	砂質土	16	20.8	-	31.8
8.5~12.2	砂質土	16	20.8	-	31.8
12.2~19.0	黏性土	16	18.3	96.0	-
19.0~22.0	砂質土	32	20.9	-	36.6
22.0~35.0	砂質土	42	20.9	-	39.6
35.0~42.0	砂質土	30	22.0	-	36.0
42.0~56.0	砂質土	45	22.4	-	40.0

表 7-10 案例所採用之安全係數

設計種類	點承力	摩擦力	拉拔力
常時設計	3	3	6
地震時設計	2	2	3

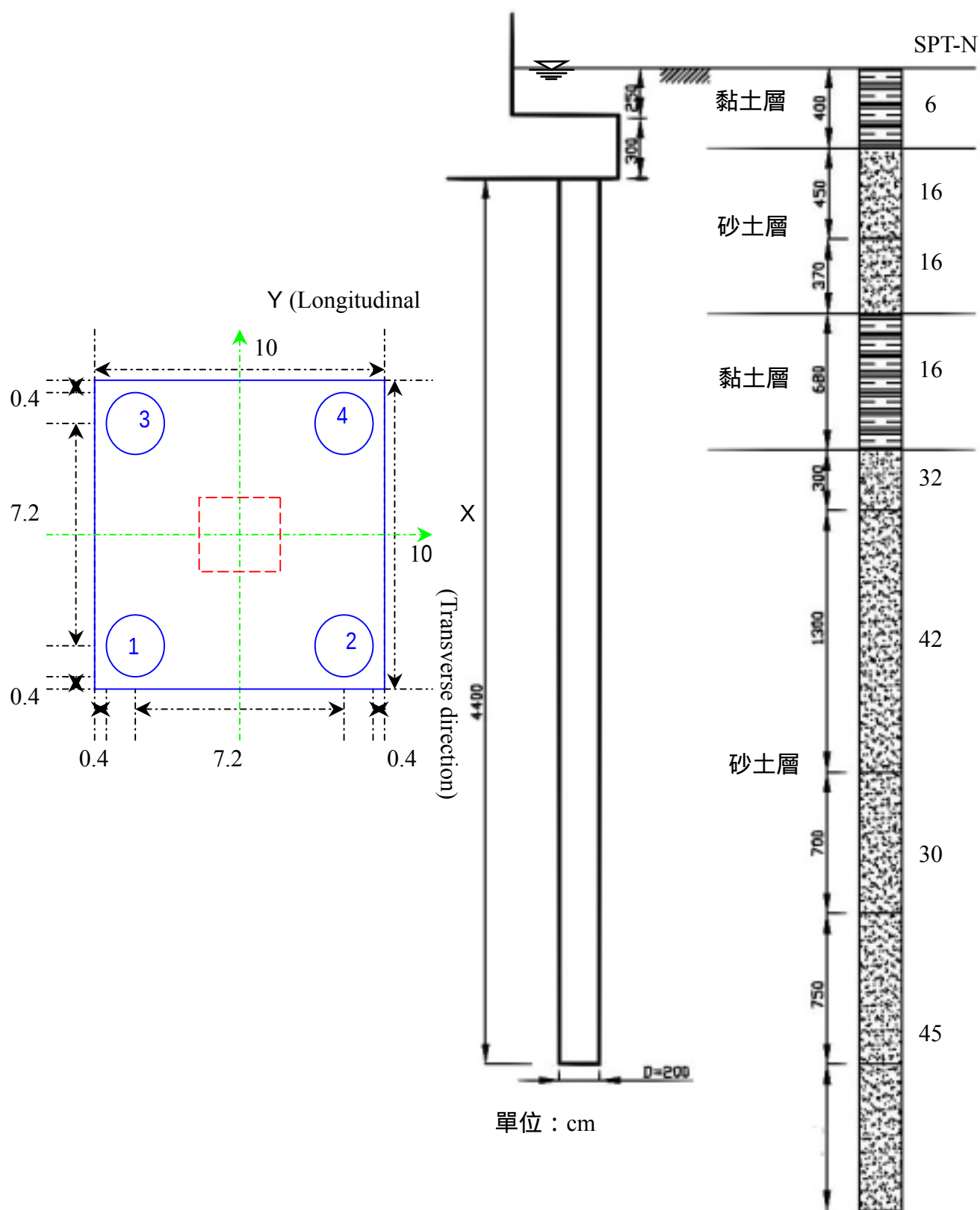


圖 7-12 設計案例之地層剖面圖

1. 樁基之垂直承載力檢核

案例擬設以 2×2 群樁系統進行配置，其樁距與樁徑比為 3.6，其樁徑為 2 米，樁長為 44 米，混凝土抗壓強度為 280 kg/cm²，材料單位密度為 2400 kg/m³，土壤平均單位重 18.9 kN/m³，並採貫入方式來施工。

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} = \frac{Q_s}{FS_1} + \frac{Q_b}{FS_2} \dots\dots\dots (7-53)$$

$$Q_s = \sum_i f_{si} A_{pi} \dots\dots\dots (7-54)$$

$$Q_b = q_b A_b \dots\dots\dots (7-55)$$

其中 Q_u 為單樁極限承載力； Q_a 為單樁容許承載力； Q_s 為樁表面摩擦阻力； Q_b 為樁底端點之承載力； q_b 為樁底之極限阻抗； f_{si} 為樁表面之摩擦力， A_p 為樁身斷面積； FS ， FS_1 ， FS_2 分別為樁總垂直承載力、表面摩擦阻力與端點承載力之安全係數。

計算如下：

(1) 單樁極限承載力

$$Q_s = 2\pi \left(\frac{16}{3} \times 6.7 + \frac{16}{3} \times 6.8 + \frac{32}{3} \times 3 + \frac{42}{3} \times 13 + \frac{30}{3} \times 7 + \frac{45}{3} \times 7.5 \right) \dots\dots\dots (7-56)$$
$$= 2941.18 \text{ ton} = 28862.8 \text{ kN}$$

$$Q_b = q_b A_b = (30 \times 44.25) \times \pi \times 1^2 = 4168 \text{ ton} = 40891.2 \text{ kN} \dots\dots\dots (7-57)$$

(2) 群樁總容許承載力 (n_{pile} 為樁數)

$$Q_t = Q_a \times n_{pile} = \frac{4}{3} (28862.8 + 40891.2) = 93005.3 \text{ kN} > V_p \text{ (OK)} \dots\dots\dots (7-58)$$

2. 群樁間距檢核

該案例之其樁距與樁徑比為 3.6，大於建築物基礎構造設計規範 (2001) 之最小值 (2.5)，故 OK。

3. 樁基沈陷量檢核

其計算如下：

(1) 樁身彈性沈陷(S_1)

假設 $\xi = 0.6$,

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi Q_{ws})L}{A_p E_p} \dots\dots\dots (7-59)$$
$$= \frac{(40891 / 3 + 0.6 \times 28862.8 / 3) \times 44}{(\pi \times 1^2) \cdot (2.5 \times 10^7)} = 0.0108 \text{ m} = 1.08 \text{ cm}$$

(2) 樁底承受載重所導致之樁沈陷(S_2)

依表 7-6 , 採 $C_p = 0.03$,

$$S_2 = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} = \frac{(40891 / 3) \times 0.03}{2 \times 13022.7} = 0.0156 \text{ m} = 1.56 \text{ cm} \dots\dots\dots (7-60)$$

(3) 沿樁身傳遞載重所導致之樁沈陷(S_3)

$$C_s = (0.93 + 0.16\sqrt{L/D})C_p = (0.93 + 0.16\sqrt{44/2}) \times 0.03 = 0.05 \dots\dots\dots (7-61)$$

$$S_3 = \frac{Q_{ws} C_s}{L q_p} = \frac{(28862.8 / 3) \times 0.05}{44 \times 13022.7} = 8.39 \times 10^{-4} \text{ m} = 0.083 \text{ cm} \dots\dots\dots (7-62)$$

(4) 樁之總沈陷量($S = S_1 + S_2 + S_3$)

依表 7-7 , 採樁之容許陷量為 3 cm ,

$$S = S_1 + S_2 + S_3 = 1.08 + 1.56 + 0.083 = 2.723 \text{ cm} < 3 \text{ cm (OK)} \dots\dots\dots (7-63)$$

另外 , 對於群樁沈陷量(S_g)估算 , 可依經驗公式估算之。以下為常見之經驗式：

(a) Skempton (1959)

$$S_g = S \times \frac{(4B_g + 9)^2}{(B_g + 12)^2} \dots\dots\dots (7-64)$$

式中 B_g 為群樁斷面之寬度(m)。

(b)Meyerhof (1976)

$$S_g = S \times \frac{SD \times (5 - SD/3)}{\left(1 + \frac{1}{Row}\right)^2} \dots\dots\dots (7-65)$$

式中， SD 為樁距與樁徑之比值； Row 為群樁之排數。

(c)Vesic (1977)

$$S_g = S \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} \dots\dots\dots (7-66)$$

式中 B_g 為群樁斷面之寬度(m)； D 為樁徑(m)。

若採 Vesic (1977)之經驗式：

$$S_g = S \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} = 2.723 \times \sqrt{\frac{7.2+2}{2}} = 5.84cm \dots\dots\dots (7-67)$$

上式所估算群樁沈陷，應符合上部結構之容許沈陷量做為設計基準。

4.樁基之負摩擦力檢核

單樁負摩擦力(P_{fn})的計算方式，如下：

$$P_{fn} = \psi \sum_{i=1}^{L_n} l_i f_{ni} \dots\dots\dots (7-68)$$

式中， P_{fn} 為中立點以上之負摩擦力總和； ψ 為樁周長； L_n 為地表至中立點(neutral point)之長度， f_{ni} 為樁表面之負摩擦力； l_i 為考慮發生負摩擦力土層之厚度。

日本建築學會(1974)所擬「建築基礎構造設計規準同解說」中建議中立點深度(L_n)為：

- 1.摩擦樁及局部點承樁(端點貫入阻力 N 值小於 20 之情形)

$$L_n = 0.8L \dots\dots\dots (7-69)$$

2.點承於砂土或砂礫土層基樁

$$L_n = 0.9L \dots\dots\dots (7-70)$$

3.點承於岩盤或極堅實粘土層基樁

$$L_n = 1.0L \dots\dots\dots (7-71)$$

一般常用於估算樁基之負擦力的方式為有效應力法(歐晉德，1987)，其本形式如下：

$$f_n = \sigma'_v K \tan \delta_f = \beta \sigma'_v \dots\dots\dots (7-72)$$

式中 K 為土壤之側向土壓係數； δ_f 為土層與基樁表面間之有效摩擦角； σ'_v 為土層之有效覆土壓力； β 為無單位之係數，其值與地層特性有關。在分析上為簡化分析，通常以 β 值取代 $K \tan \delta_f$ 。表 7-11 及為表 7-12 分別為 Garlanger (1974)及日本鋼管會(1978)針對不同土層所做之建議值。

表 7-11 β 建議值 (摘自 Garlanger, 1974)

土層	β
黏土	0.2~0.25
粉土	0.25~0.35
砂土	0.35~0.50

表 7-12 β 建議值 (摘自 日本鋼管會，1978)

土層	砂含量 (%)	β
黏土	20 以下	0.2~0.25
粉土	20~50	0.25~0.35
砂土	50~70	0.35~0.50

考慮基樁之負摩擦力的時，應按下式檢討其安全性：

$$(P + P_{fn})/A_p \leq \sigma_{sa} \dots\dots\dots (7-73)$$

$$(P + P_{fn}) \leq (Q_p + R_f) / 1.2 \quad \dots\dots\dots (7-74)$$

式中， P 為樁頂部之長期軸向荷重， Q_p 為樁端點之極限支承力， R_f 為樁身中立點以下之正摩擦阻力， A_p 為樁身斷面積， σ_{sa} 為樁材料之短期容許應力強度。

計算如下：

(1) 考量地表至中立點之長度

$$L_n = 0.9L = 0.9 \times 44 = 39.6m \quad \dots\dots\dots (7-75)$$

(a) 計算中立點以上之負摩擦力及中立點以下之正摩擦力

$$\begin{aligned} P_{fn} &= \psi \sum_{i=1}^{L_n} l_i f_{ni} \\ &= 2\pi(0.3 \times 0.92 \times 12.2 \times 6.7 + 0.2 \times 0.92 \times 19 \times 6.8 + 0.3 \times 0.92 \times 45.1 \times 26.1) \quad (7-76) \\ &= 2331 \text{ ton} = 22868 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$R_f = 2\pi \left(\frac{45}{3} \times 4.4 \right) = 414.48 \text{ ton} = 4066 \text{ kN} \quad \dots\dots\dots (7-77)$$

(b) 檢核安全性

$$\begin{aligned} (P + P_{fn}) / A_p &\leq \sigma_{sa} \\ \Rightarrow \left(\frac{37100}{4} + 22868 \right) / (\pi \times 1^2) &\quad \text{(OK)} \quad \dots\dots\dots (7-78) \\ &= 10236.6 \text{ kN} / m^2 = 104.34 \text{ kg} / cm^2 < 280 \text{ kg} / cm^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (P + P_{fn}) &\leq (Q_p + R_f) / 1.2 \\ \Rightarrow \left(\frac{37100}{4} + 22868 \right) &= 32143 \text{ kN} \leq (40891 + 4066) / 1.2 = 37464 \text{ kN} \quad \text{(OK)} \quad (7-79) \end{aligned}$$

5. 樁基水平承載力檢核

基樁承受側向載重時，其樁頂之水平變位應小於容許水平變位(1.0cm 與 1% 樁徑取大者)。若假設樁頭與樁帽為剛性連接，採用張有齡法(Chang, 1937)計算其樁頂水平變位(δ)：

$$\delta = \frac{H}{4E_p I_p \beta^3} \quad \dots\dots\dots (7-80)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h D}{4E_p I_p}} \dots\dots\dots (7-81)$$

其中， β 為單樁特徵值(m^{-1})， $E_p I_p$ 為單樁之撓曲剛度 ($kN\cdot m^2$)， k_h 為水平地盤反力係數 (kN/m^3)， D 為樁徑(m)。

根據 ACI (1995)規範中混凝土之楊氏模數計算方式，如下：

$$E_p = 15000 \sqrt{f'_c} \quad (kg/cm^2) \dots\dots\dots (7-82)$$

根據日本土質工學會(1992)建議地盤水平反力係數可為如下：

$$k_h = 0.34(\alpha_h E_0)^{1.1} D^{-0.31} (E_p I_p)^{-0.103} \quad (kg/cm^3) \dots\dots\dots (7-83)$$

$$E_0 = 28N \quad (kg/cm^2) \dots\dots\dots (7-84)$$

其中， α_h 為常數，常時取 1.0，地震時取 2.0； E_0 為地盤變形係數。

計算如下：

$$\begin{aligned} k_h &= 0.34(28 \times 16)^{1.1} (200)^{-0.31} (2.5 \times 10^5 \times 7.85 \times 10^7)^{-0.103} \\ &= 2.32 \text{ kg/cm}^3 = 22754.9 \text{ kN/m}^3 \end{aligned} \dots\dots\dots (7-85)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{22754.9 \times 2}{4 \times 2.5 \times 10^7 \times 0.785}} = 0.155 \text{ m}^{-1} \dots\dots\dots (7-86)$$

$$\delta = \frac{(9660/4)}{4 \times 2.5 \times 10^7 \times 0.785 \times 0.155^3} = 0.0083 \text{ m} = 0.83 \text{ cm} < 0.01D = 2 \text{ cm (OK)} \dots\dots\dots (7-87)$$

6. 樁基拉拔力

若樁為均勻斷面，其容許拉拔力可計算如下式：

$$R_a = W_p + \frac{1}{FS_1} \sum_i f_{si} A_{pi} \dots\dots\dots (7-88)$$

其中， W_p 為單樁樁體自重 (kN)，計算如下：

$$R_a = \frac{2400 \times \pi \times 1^2 \times 44 \times 9.81}{1000} + \frac{1}{6} \times 28862.7 = 8063.3 \text{ kN} \dots\dots\dots (7-89)$$

基於容許拉拔力，吾人可依據拉拔荷載瞭解結構之安全性。

7.5 結語

軟弱地質之新建基樁設計除須考慮上述說明要點外，吾人必須了解施工品質和服務性能須有賴有效之監測方能克竟全功。我國現行樁基之設計規範係以容許力和極限狀態設計之部份概念混合為主，對於樁基之耐震性能評估著墨較少，同時亦無說明新進之載重與阻抗因子設計對於規劃設計所可能產生的影響。本研究建議設計者須深入了解個案之地理環境和地質條件，對於所可能產生的特殊工程問題，應交由學者專家審慎評估，提供諮議，避免考慮不周而造成不當設計。

第八章 基樁破壞模式分析與處理對策

本章將說明樁基礎破壞機制和分析方法、設計處理對策以及設計範例。

8.1 基樁破壞型式概論

樁基礎破壞原因大致可分為以下六類：(1) 超額結構荷重，當工作荷重超過設計荷重過多時，樁基礎所衍生的破壞行為。(2) 地盤崩潰，因地形之坍方滑動所造成的基礎破壞行為，多發生在坡地基礎。(3) 基礎裸露無保護，河床基礎因水力淘刷作用導致部份基礎裸露，造成承载力不足所引發的破壞行為。(4) 地盤沉陷，軟弱黏土層或粉土層受地下水位降低或地表覆土荷重影響，產生大量沉陷，該沉陷將對現地之樁基形成負摩擦力，該項拖曳力將使基樁承受大量壓應力，並導致其破壞。(5) 過量拉拔力，樁基拉拔力所產生的張力破壞。(6) 地震衝擊，地震將引起斷層之錯動，並致使飽和砂土產生液化(liquefaction)或地盤流動(lateral spread)，以上各項地震所引發的機制均有可能造成樁基破壞。各式機制所造成之樁基礎破壞型式將包括：承载力降低或喪失、基礎沉陷、傾倒和偏移、樁帽或基樁斷裂、基樁挫屈等破壞模式。然就基樁本身之結構破壞機制而言，大致可分為壓力破壞，剪力破壞、彎曲破壞和挫屈等狀況，說明如下。

8.2 基樁之結構破壞機制

8.2.1 壓力破壞

混凝土屬脆性材料，其抗壓強度約為抗拉強度的十倍。抗拉強度實由鋼筋所承受，相關分析詳見 RC 柱體的設計規範。而圖 8-1 為混凝土受單軸壓力作用下應力與應變曲線關係圖，圖中之應力與應變曲線在最大抗壓強度(Maximum Compress Strength or Peak Stress) f'_c 的 30% 範圍內保持線彈性行為；達至 $0.3 f'_c$ 後，其應力與應變關係進入非線性階段，曲率明顯增加直到壓力達 f'_c 。超過 f'_c 後，應力與應變曲線漸降

且呈線性軟化現象，約在 85% f'_c 時發生開裂破壞。達最大抗壓強度所對應之應變 ε_c 約為 0.002。根據 MacGregor (1988) 所建議，一般強度混凝土其 f'_c 值所對應之應變量如下式：

$$\varepsilon_c = \frac{1.81 \cdot f'_c}{E_c} \dots\dots\dots (8-1)$$

Kent and Park (1971) 曾建議在箍筋圍束下混凝土應力與應變模式，其修正曲線模式可分為上昇及下降兩部分：

(1) 上昇部分： $\varepsilon \leq 0.002K$

$$f_c = Kf'_c \left[\frac{2\varepsilon}{0.002K} - \left(\frac{\varepsilon}{0.002K} \right)^2 \right] \dots\dots\dots (8-2)$$

(2) 下降部分： $\varepsilon > 0.002K$

$$f_c = Kf'_c [1 - Z(\varepsilon - 0.002K)] \geq 0.2Kf'_c \dots\dots\dots (8-3)$$

$$\text{上式中 } K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \dots\dots\dots (8-4)$$

$$Z = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 f'_c}{145 f'_c - 1000} + 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{b''}{S} - 0.002K}} \dots\dots\dots (8-5)$$

其中， f_c 為混凝土之壓應力(MPa)； f'_c 為混凝土 28 天標稱之抗壓強度(MPa)； ε 為混凝土壓應變； ρ_s 為矩形箍筋對核心混凝土之體積； b'' 為矩形箍筋平均邊長(mm)； f_{yh} 為箍筋屈服應力(MPa)；為箍筋間距(mm)。

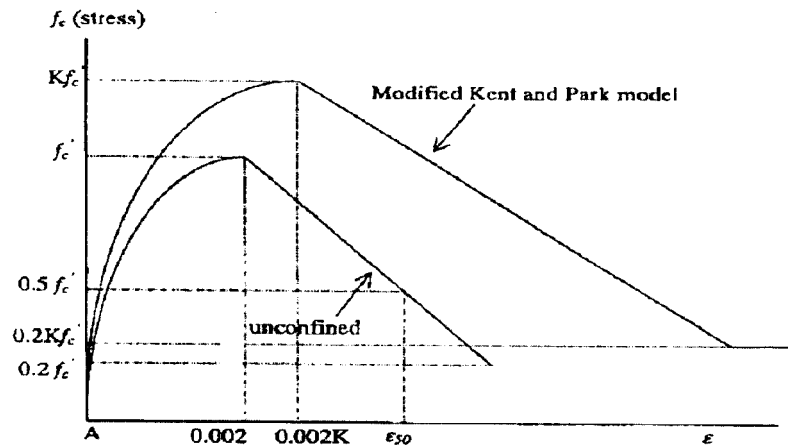


圖 8-1 箍筋圍束下混凝土應力與應變模式
(摘自 Kent and Park, 1971)

8.2.2 剪力破壞

當混凝土超過其抗剪強度，即被認定為剪力破壞(ACI, 1995)。其計算公式如下

$$V_u = 0.53\sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \quad \dots\dots\dots (8-6)$$

其中， $\sqrt{f'_c}$ 為混凝土規定抗壓強度之平方根值 (單位為 kg/cm^2)， b_w 為梁腹寬或圓形斷面直徑。 d 為構材最外緣受壓纖維至受拉鋼筋斷面重心之距離。

8.2.3 彎曲破壞

樁體之彎曲特性係維持平面之假設所得之各材料的非線性應力與應變關係。樁之剖面非線性模式其種類，可參考日本道路協會(V 耐震設計篇)同解說 (1996)，將場鑄樁、預力高強度混凝土樁(Prestressed high strength concrete pile, PHC)及鋼筋混凝土樁(reinforced concrete pile)設定為三線型模式(Tri-linear model)，如圖 8-2 所示；鋼管樁設定為彈塑性之雙線模式，如圖 8-3 所示。圖中 M_c , M_y , M_u 代表混凝土之開裂彎矩(混凝土產生開裂)、降伏彎矩(鋼筋達至降伏)、及極限彎矩(樁體達至極限應變量，產生塑性鉸)。此外，混凝土之 $M-\phi$ 曲線關係，需配合有效應力與應力模式用以預測樁身各式之彎矩值。

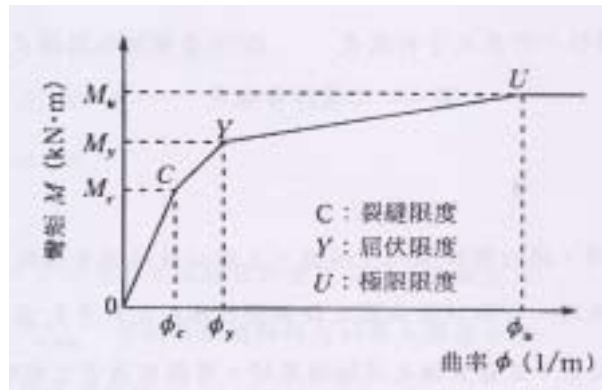


圖 8-2 樁體彎曲特性三線性型模式

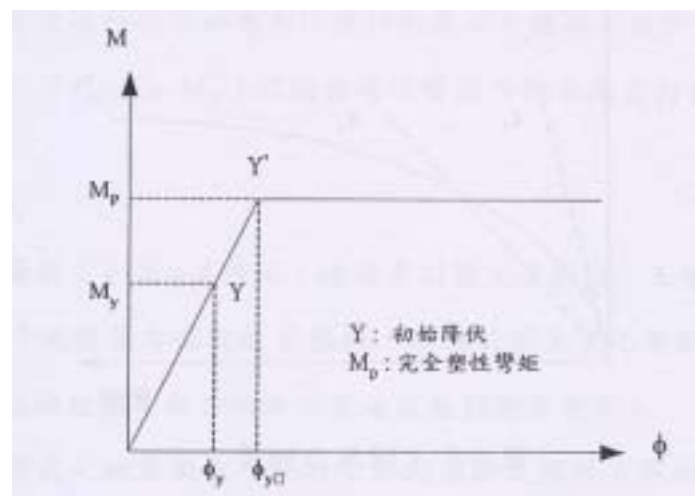


圖 8-3 樁體彎曲特性雙線性型模式

基樁承受側向荷重作用時，係由樁身剛度來抵抗彎矩。若其材料抗張能力不佳，當彎矩過大時，基樁會產生開裂而使慣性矩降低。故影響樁體本身非線性行為的主要因素應為材料抗張強度大小以及斷面持續的開裂。根據 Santos et al. (1995)所建議方式，若基樁產生裂縫時，需將樁身之慣性矩 I_p 改為有效慣性矩 I_e (effective moment of inertia)，如下式所示：

$$I_e = I_p \quad (M < M_{cr}) \dots\dots\dots (8-7)$$

$$I_e = I_p + (I_p - I_{cr}) \left(\frac{M_{cr}}{M} \right)^3 \quad (M_{cr} < M < M_u) \dots\dots\dots (8-8)$$

$$M_{cr} = \frac{f_r \cdot I_p}{y_t} \dots\dots\dots (8-9)$$

其中， $I = I_p$ 為完整斷面之慣性矩； I 為混凝土斷面完全破裂，鋼筋達屈服強度之慣性矩； M_{cr} 為混凝土開始產生裂縫之彎矩； M_u 為 I 所對應之彎矩； f_r 為混凝土之破裂模數或極限抗張強度； y_t 為斷面中性軸至混凝土張力側外緣之距離。當結構系統承受動態荷重過程下，可利用上述公式檢驗彎矩是否起過開裂彎矩進而修正樁身剛度，以模擬樁體之破壞行為機制。圖 8-4 為基樁斷面達完全破壞時的慣性矩 I 對彎矩-轉角關係的影響。由圖中可知 I 愈小，亦即開裂情況造成慣性矩減小，其勁度與強度皆明顯降低。

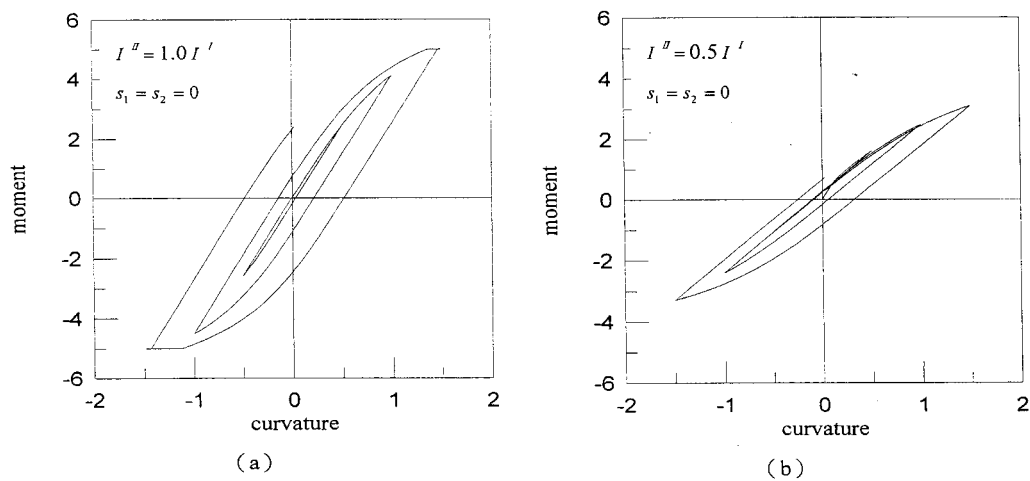


圖 8-4 慣性矩 I 對彎矩-轉角關係的影響 (摘自楊宗勳，2000)

8.2.4 挫屈破壞

劍橋大學的 Bhattacharya *et al.* (2002) 亦指出液化土層將迫使承重之樁體產生挫屈破壞，其破壞現象之臨界樁長(L_{cr}) 將與樁頂之束制狀況有關，同時也與基樁半徑(r)和軸向荷重有關。細長比(L/r)達 50 以上之基樁特別容易產生挫屈行為，而在液化土層底面和非液化層介面深度位置造成樁體之斷裂現象。Knappett and Madabhushi (2005) 利用離心機探討液化中群樁系統可能破壞型式，發現當群樁中單樁承受軸向荷重接近於臨界載重，將會導致樁體挫屈的破壞，驗證前者所觀察結果(如圖 8-5)。其分析之主要計算方法與介紹如下：

P_{cr} 為基樁之尤拉彈性臨界載重，其下式為著名之挫屈公式：

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{L_{eff}^2} EI \dots\dots\dots (8-10)$$

其中， L_{eff} ：液化區域基樁之有效長度；其有效長度的定義是採自於穩態理論中，並且選取瞭合乎標準之不同樁頂邊界條件。 r_{min} 為基樁之最小旋轉半徑。 L_{eff}/r_{min} 為於液化範圍區域之基樁細長比。 P 為無論液化與否，一般結構設計時作用於基樁上之載重。

對於基樁之軸向應力 σ 之計算，可由個別載重 P 除以基樁之差異面積 A ，而當基樁產生破壞時，其表示應力值為 σ_f

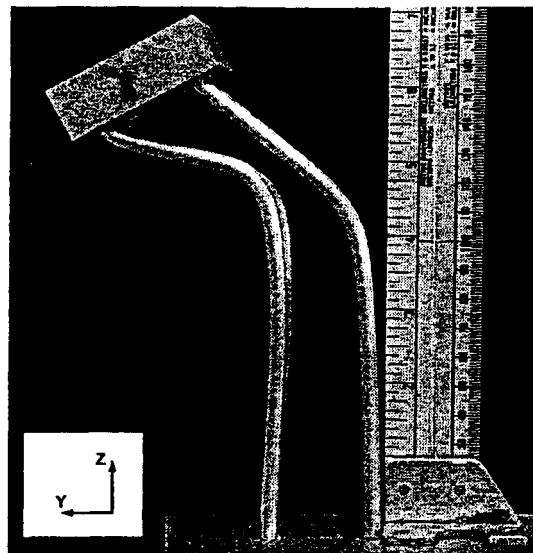


圖 8-5 樁體挫屈破壞試驗結果
(摘自 Knappett and Madabhushi, 2005)

8.3 樁基礎之分析方法

根據基樁的行為影響和分析方法之難易，樁基礎分析可分為一般工程設計常用之靜力分析和難度較高的耐震性能評估分析，簡述如下。

8.3.1 一般方法

一般方法旨在處理一般屬靜力之破壞行為，包括上述之承載、沉陷或側向位移等所引起之樁體斷裂現象。大體而言，基樁軸向承載力除可使用簡易公式或數值計算軟體(例如：APILE 程式)進行計算外，樁

載重試驗(Pile Load Test, PLT)數據、打樁公式(Pile Driving Formula)和打樁分析儀(Pile Driving Analyzer, PDA)均能提供吾人該項資料。當結構荷重超量致使樁基礎承载力無法負荷時，基礎便發生破壞，該項破壞型式亦可藉由嚴謹之數值分析(例如：有限元素法程式 ABAQUS、PLAXIS、SAGE-Crisp 等分析軟體)配合適當之土壤和結構材料組成律所掌握。

基樁側向承载力之計算遠較軸向承載更為複雜，工程上除使用基樁之側向載重試驗數據進行經驗化之解讀評估外，亦可採用合理之計算模式配合土壤反力係數方程式，使模擬所得之基礎反應趨近於試驗結果，進而估算土壤之承载力。知名之 LPILE 程式即以代表土壤受力反應之 p-y 曲線方程式搭配溫氏基礎梁模式估算土層之側向承载力。對於群樁，吾人亦可使用 GROUP 程式分析處理其整體結構承载力。

此外，基礎沉陷量可根據垂直應變量積分而完成，積分範圍將為基礎應力所能達到之有效深度。該項應變量可分為彈性應變和壓密應變討論之，彈性沉陷量之計算將以對應於樁體本身工作應力、樁周身土壤工作應力、樁底部土壤工作應力的應變和位移為主要考量，將由彈力公式計算而得之沉陷量累加；樁基礎周身或下方土層壓密沉陷量之分析亦可使用傳統 Terzaghi and Peck (1967)所建議者計算之，或依相似合理之分析要領求取。若考慮由液化所引致之地盤沉陷，可參考范嘉程(2001)之論文說明，將各層土壤之體積應變分別乘以該層土壤厚度，再進行累加即可求得其值。值得吾人留意者為：基礎沉陷經常為非均勻，其將產生歪斜之沉陷作用，進而使上部構造物荷重產生偏心現象，並引發其他破壞行為。

基樁屬細長結構，過大之側向位移量將致使樁身產生過量彎矩和剪力，是以樁基礎之側向變形亦屬重要。分析樁基側向變形最常用之方法當以溫氏基礎(Winkler's foundation)為最普遍，其為靜力分析模式，該項模式亦可稱為彈性基礎梁(Beam on elastic foundation)模式，控制方程式係為四階常微分方程式，若土層和樁基均假設為均質等向者，吾人可依據解析解分析基樁之變形量和相關內力機制(Reese and Van

Impe, 2001)；若為成層土層構造或樁基有材質或斷面之變化，則可使用數值方法求解該系統方程式，最常見的解即為有限差分法，配合描述樁周土壤受力和變形機制的 p-y 曲線方程式，即可模擬樁基變形，前述之程式 LPILE 即依據該項方法而建立，由樁身所承受之彎矩和剪力而進行鋼筋混凝土樁之配筋設計。除使用程式進行分析外，張有齡 (Chang, 1937) 所建議之解析解亦經常為工程界所採用。

8.3.2 耐震性能評估法

地震對樁基礎之危害以斷層錯動所引致之地盤永久變形衝擊最為直接。周鴻昇等人(2000)曾根據集集地震後對南投地區公共工程及其鄰近地區地震後所產生之大地工程災害，包括：斷層錯動所引致之地盤永久變形、近斷層基樁之破壞及土壤液化等結構基礎破壞展開調查和分析，依據近斷層包尾山以南至濁水山區段沿線九個構造物之 34 支基樁完整性鑽心取樣調查，發現除穿越過上下盤錯動介面之基樁將產生剪斷破壞外，其餘基樁均呈現輕微裂隙或無明顯損壞現象或傾斜式之破壞現象，其中上盤結構破壞性高於下盤結構，樁底愈接近上下盤錯動面者愈易產生傾斜破壞(如圖 8-6)，調查結果如表 8-1 所示。各式樁基與斷層距離為 0~200 公尺不等，各樁頭垂直變位為 8~176 公分，水平變位則為 11~314 公分。研究並發現近斷層上盤側基樁將產生與斷層垂直方向之水平位移(約 0.9~2.5 公尺)，樁頭隆起量隨與斷層距離增加而抬昇(約 1~1.6 公尺)，100 公尺外之上盤基樁即無明顯抬昇趨勢而呈一定之隆起，且基樁影響多為輕微傾斜(約 1~3 度)、輕微裂隙或無破壞現象。下盤側距斷層約 100 公尺範圍內之基樁亦呈相似之水平位移，且略為向上抬升隆起，上升量約為 4~8 公分，基樁多呈輕微至中度傾斜現象，斜角約 1.5~5 度，100 公尺外之下盤地面則呈下陷位移，基樁無明顯破壞情形。該現象與上下盤堅硬程度不同有關，下盤因受擠壓亦產生隆起之剪裂帶，故其內之基樁反應相似於上盤。

綜合以上所述，相關建物之耐震設計除須提高設計地震力外，對於橫跨活動斷層之道路，宜採路堤或路塹結構設計，並將路寬放大以考慮結構破壞後之復救措施。上盤近斷層之構造物因具更高之風險，

禁限建範圍應採更大之退縮距離，惟該範圍之制定宜根據現地地質構造、可能災害、結構物種類和重要性以及其他非工程技術面因素審慎研訂之，同時須符合我國相關規範要求。其建議斷層錯動所引致之樁基礎破壞可以 100 公尺為設計考量要點，必要時若採橋樑設計時，其基礎耐震性應慎加考慮，須避免過大位移量或直接破壞影響上部結構之安全。該項破壞機制和分析甚為複雜，吾人可依據工址調查和地質構造等資料避免於斷層區設置樁基礎，若無法避免者，亦可依據上述觀察經驗避免於逆衝斷層區域之上盤設置基礎，以減輕其可能之破壞程度。

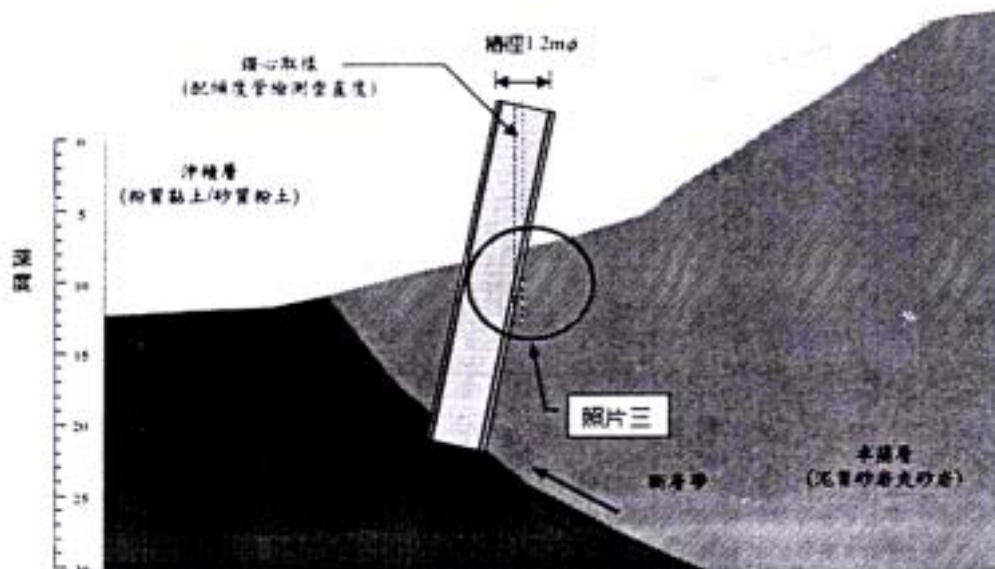


圖 8-6 包尾山基樁傾斜破壞示意圖 (摘自周鴻昇等人，2000)

表 8-1 基樁完整性調查結果表 (摘自周鴻昇等人，2000)

橋梁位置	調查樁數(m)	與斷層距離(m)	樁徑/樁長(m)	樁頭變位		調查結果	研判基樁與斷層之位置關係
				水平(cm)	垂直(cm)		
包尾山	28	10~196	1.5~1.2/9~30	18~270	8~165	基樁傾斜、輕微裂隙或無明顯損壞現象	基樁位置上下盤及斷層相交位置
平林溪	2	141	1.5/29,33	225	171	輕微裂隙或無明顯損壞現象	基樁位於上盤
		95		237	148		
鳳梨山腳下投25道路路旁	1	8	1.5/30	11	176	輕微裂隙或無明顯損壞現象	基礎位於下盤，但據主斷層破裂處非常近
濁水山擋土排樁	1	200	1.2/10	314	---	輕微裂隙或無明顯損壞現象	基樁位於上盤
濁水山南端	2	0	1.5/25	139	45	基樁分別於 13 及 9 公尺以下，由於地層受地震錯動影響，基樁至少側位移 1/2 樁徑（約 75cm）以上	主斷層錯動面可能通過基樁

樁基礎之耐震行為素為工程界重視，其可藉動力分析或擬靜態分析等方式處理。其中，動力分析方法多以有限元素法為主，然有限元素分析亦有其不便處，對於一般工程設計而言，並不常見。為簡化有關分析便於實務設計，Chang and Wen (2001), Chang and Lin (2003)乃建議樁基礎振動行為之波動方程式有限差分解，該項方法相似於溫氏模式，但其控制式為四階偏微分方程式，且為動力方程，與時間有關；該模式解經驗證與有限元素解相似，其可大幅縮短分析時間，並能提供合理有效的結構行為（張德文等人，2005；林伯勳等人，2005；鄭世豪等人，2005a、2005b；林伯勳，2006）。

傳統樁基礎之耐震設計僅考慮上部結構所傳達下來之地震力。但由多次震災經驗顯示，軟弱地層中樁基礎的破壞常因地盤變位對基樁

擠壓引起基樁之破損與落橋，其中深基礎經開挖檢視基地下方斷樁顯示，其破壞位置多發生在非液化與液化地層之交界面，該部位似有承受過大彎矩現象(Hamada, 1992)。此外，Meyersohn (1994)曾提出液化中樁基礎破壞之三項可能模式(如圖 8-7)，模式一是地盤液化作用致使土壤弱化，造成樁基支承性喪失，進而產生挫曲破壞(buckling failure)；模式二則是樁身側向位移過大形成塑性鉸(plastic hinge)，造成彎矩破壞；模式三則是因基樁底部束制不良、樁基貫入深度不足或樁體材料對側向阻抗較弱，致使樁基產生過度轉動(excessive rotation)，以上樁體變形反應均需以適當的數值方法加以模擬，以確保其安全性。

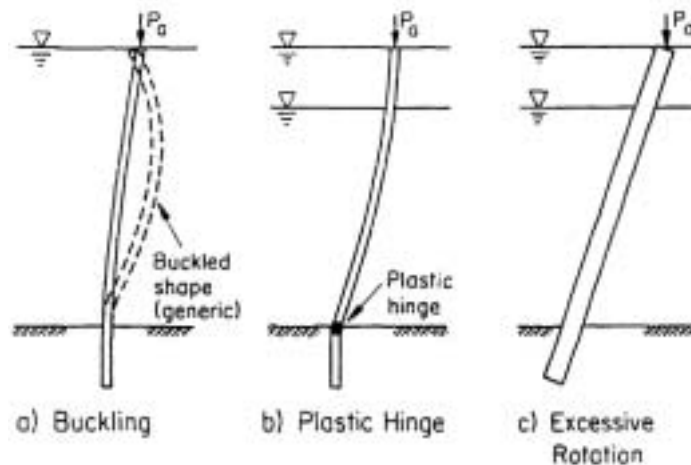


圖 8-7 基樁破壞示意圖 (摘自 Meyersohn, 1994)

另外，日本國鐵規範(1979)曾提出明確的地震災害機制。地震下，土壤液化地盤之土壤和結構互制作用過程可歸納如下列三個階段 (詳圖 8-8)：

1.地震初期

土壤內所激發之超額孔隙水壓尚低，土壤模數與強度尚未顯著降低，此時樁基礎之受力與變位由上部結構所傳下之地震力所控制。

2.地震尖峰期

土壤可能已經液化甚至產生地盤流動變位，土壤模數與強度顯著降低，此時基樁工程之受力包括由上部結構所傳下之地震力，液化地盤之受震反覆變位以及地盤流動初期之永久變位，在此階段，上部結

構之地震力可能因土壤液化之減震作用而變小，但地盤之受震反覆變位會因土壤軟弱明顯變大。

3.地震停止

基樁工程之受力為地盤流動所產生之永久變位，但不再承受上部結構之地震力。地震停止後，土壤液化所引致之地盤流動對基樁工程有相當大的影響，設計可以地盤流動力(壓)或地盤流動變形來考量。

此外，圖 8-8(3)和 8-8(4)，其差異係由現地土層局部液化所造成的永久變位和臨近地盤所引發的大規模的側潰變位所造成，前者可透過研究報告所述之靜態土壓和地盤反力法模擬之，後者機制甚為複雜，三維非線性有限元素分析可為其模擬工具。陳正興等人(2006)建議橋樑樁基礎耐震性能評估須依照耐震性能等級進行區分，不同性能考量所需進行的分析將有所不同，其中非線性的靜態或動態分析將是軟弱地盤嚴重液化和側潰影響下基礎耐震評估必須進行的工作。

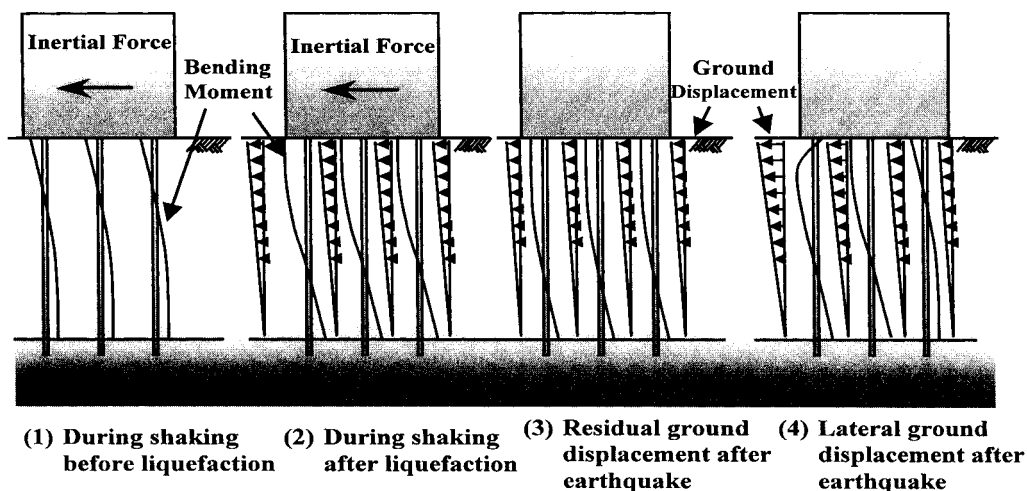


圖 8-8 地盤與樁基礎之變位計算示意圖
(重繪自 Tokimatsu and Asaka, 1998)

8.3.3 液化與地盤流動分析模式

近年國際間大型地震迭起，規模六以上之地震有可能讓自由水面以下的飽和砂土或低塑性粉土層發生液化作用，同時亦有可能導致臨水岸或緩坡之類似地層發生地盤流動現象，以上震災均可能使現場各

式構造建物產生不同的破壞現象。對於樁基礎而言，其影響更為直接。不當的設計將導致樁基失敗，造成落橋、道路中斷、橋樑或建物傾斜倒塌、堤岸崩潰沉陷等結構破壞，危害人員生命安全，並嚴重影響社會經濟等各項活動。1964 年的新潟地震和 1995 年的阪神地震分別顯示了有關的報導和論述。為此，日本道路協會(1990、1996)即特別在設計規範中建議有關樁基礎週遭土層液化和地盤流動之處置措施。有關樁基礎週遭土壤液化和地盤流動之分析大致可藉以下數種模式進行：

1. 土質折減係數分析

此方法適用於模擬液化之影響，需配合液化潛能評估法而進行。根據黃俊鴻和陳正興(1998)、黃俊鴻(2002)以及翁作新等人(2004)等研究指出，液化之常用評估法以日本道路協會規範(1990、1996)、Seed 等人(1985)、和 Tokimatsu and Yoshimi (1993)所建議者為主，分析者可根據土壤之標準貫入值配合設計地震分析土壤抗液化安全係數，其中，日本道路協會設計規範更進一步建議所對應的土質參數折減係數以供結構應力分析使用。表 8-2、表 8-3 為相關建議，此外，日本建築學會(1998)亦有類似之建議表。該項係數可配合適當之數值模擬加以使用，以土質參數折減係數進行模擬的研究如 Idriss *et al.* (1978)；Iwasaki *et al.* (1982)；Ueng *et al.* (2002)等，一般而言，液化將迫使近地表地盤反應增加，造成更為嚴峻之基樁破壞。林伯勳 (2006)曾以土質折減係數配合波動方程解模擬地盤液化下樁基之動力變形反應(如圖 8-9 至圖 8-10)，研究發現樁身最大位移量將位於液化土層，其最大彎矩則發生於未液化與液化地盤交界處；該項分析雖簡易，但仍能合理地模擬樁基行為。

表 8-2 日本道路協會規範(1990)之土質參數折減係數 D_E 表

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 Z (m)	土質參數折減係數 D_E
$F_L \leq 0.6$	$0 \leq Z \leq 10$	0
	$10 < Z \leq 20$	1/3
$0.6 < F_L \leq 0.8$	$0 \leq Z \leq 10$	1/3
	$10 < Z \leq 20$	2/3
$0.8 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq Z \leq 10$	2/3
	$10 < Z \leq 20$	1

表 8-3 日本道路協會規範(1996)之土質參數折減係數 D_E 表

抗液化安全係數 F_L	地表面下深度 Z (m)	土質參數折減係數 D_E	
		$R \leq 0.3$	$0.3 < R$
$F_L \leq 1/3$	$0 \leq Z \leq 10$	0	1/6
	$10 < Z \leq 20$	1/3	1/3
$1/3 < F_L \leq 2/3$	$0 \leq Z \leq 10$	1/3	2/3
	$10 < Z \leq 20$	2/3	2/3
$2/3 < F_L \leq 1.0$	$0 \leq Z \leq 10$	2/3	1
	$10 < Z \leq 20$	1	1

註： R 為土壤抗液化剪力強度比

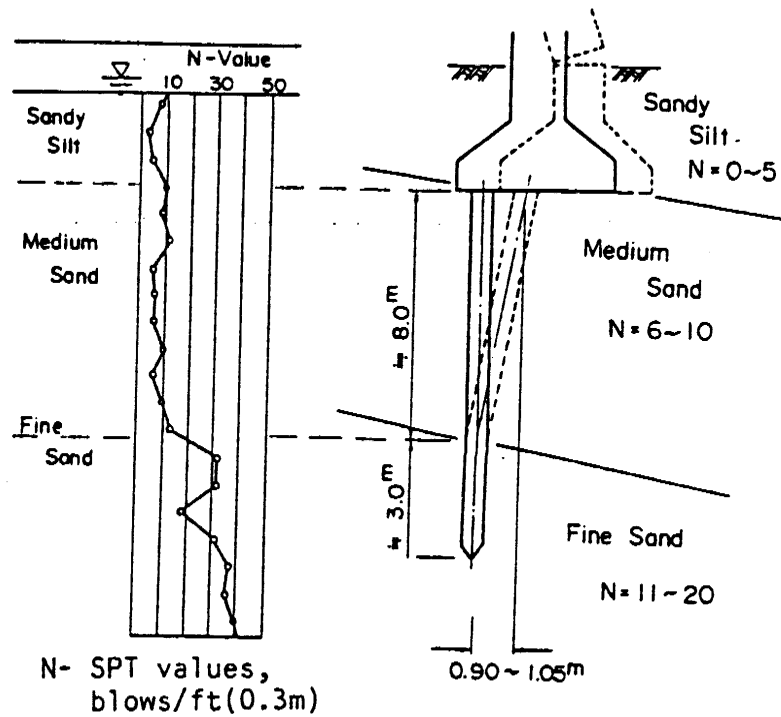


圖 8-9 樁基礎破壞模式 (Yachiyo Bridge) (摘自 Hamada, 1992)

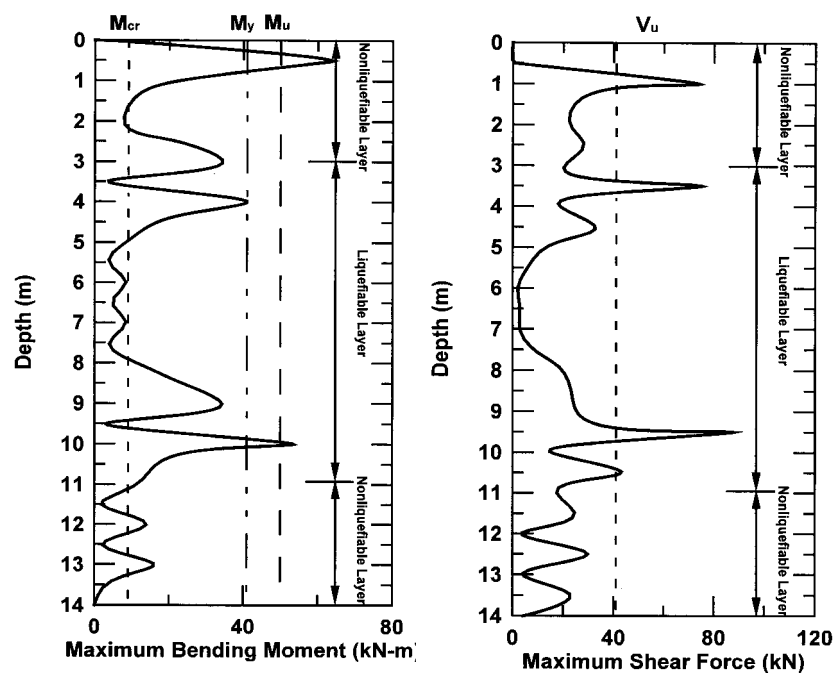


圖 8-10 樁身最大彎矩及剪力分佈曲線

2. 孔隙水壓消長模式分析法

除上述液化之處理方式外，美加等國學者亦多直接以液化應力分析模式為基礎進行有關分析(Wang et al., 1998; Boulanger et al., 1999; Anamdarajah, 2001)。結構應力之分析可藉全面之有限元素法或簡化結構系統之梁柱元素進行，溫氏基礎動力梁(BDWF)分析法即為代表。而處理液化之模式眾多，土壤彈塑性組成律中的有效應力模式最具嚴謹性，例如：Prevost model (Prevost, 1985)和 Bounding Surface model (Dafalias and Herrmann., 1980)，但上述模式使用相對複雜。周建捷和陳惠慈(1997)曾利用土壤非線性模式模擬液化超額孔隙水壓消長對樁體之影響。吾人可參考 Martin et al. (1975), Finn et al. (1977), Finn and Thavaraj (2001) 所建議之液化下孔隙水壓消長模式進行直接分析。Kim (2003)曾利用此模式成功地預測地震下孔隙水壓力，並經實驗驗證。該項模式分為不排水及排水狀況，說明如下：

(1) 不排水狀況

$$\Delta u = \frac{\Delta \varepsilon_{vd}}{\frac{1}{E_r} + \frac{n_p}{K_w}} \dots\dots\dots (8-14)$$

其中， Δu 為超額孔隙水壓增量； $\bar{E}_r$ 為有效應力下土壤回彈模數； $\Delta \varepsilon_{vd}$ 為體積改變量； K_w 為水的容積模數； n_p 為孔隙率。

對於飽和砂土，由於 $K_w \gg \bar{E}_r$ ，上式可化為：

$$\Delta u = \bar{E}_r \Delta \varepsilon_{vd} \dots\dots\dots (8-15)$$

根據土壤單剪試驗，體積改變量($\Delta \varepsilon_{vd}$)可設為為體積累積改變量(ε_{vd})之函數，初始體積改變量； $\varepsilon_{vd[0]}$ 將為零，其關係式如下：

$$\Delta \varepsilon_{vd[i]} = C_1 (\gamma - C_2 \varepsilon_{vd[i-1]}) + \frac{C_3 \varepsilon_{vd[i-1]}^2}{\gamma + C_4 \varepsilon_{vd[i-1]}} \dots\dots\dots (8-16)$$

$$\varepsilon_{vd[n]} = \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{vd[i]} \dots\dots\dots (8-17)$$

其中， $\Delta \varepsilon_{vd[i]}$ 、 $\varepsilon_{vd[i]}$ 表第 i 時間點之體積改變量與體積累積改變量。 C_1 、 C_2 、 C_3 、 C_4 皆為常數，而與砂土種類和相對密度(D_r)有關。若 $D_r = 45\%$ 時， $C_1 = 0.80$ ； $C_2 = 0.79$ ； $C_3 = 0.45$ ； $C_4 = 0.73$ 。此外，其他相對密度(D_r)的體積變化增量計算，如下式所示：

$$(\Delta \varepsilon_{vd})_{D_r} = R(\Delta \varepsilon_{vd})_{45} \dots\dots\dots (8-18)$$

$$R = 0.00031 \cdot (100 - D_r)^2 + 0.0062 \quad (45 < D_r < 80) \dots\dots\dots (8-19)$$

此外， $\bar{E}_r$ 為土壤有效垂直應力之函數，可寫為：

$$\bar{E}_r = \frac{(\sigma'_v)^{1-m}}{mk_2} (\sigma'_{v0})^{n-m} \dots\dots\dots (8-20)$$

上式中， σ'_{v0} 為土壤初始有效垂直應力； k_2 、 m 、 n 為經驗常數。若 $D_r = 45\%$ 時， $k_2 = 0.0025$ ； $m = 0.43$ ； $n = 0.62$ 。

(2) 排水狀況

若為排水狀況則需考慮超額孔隙水壓消散現象，其消散模式如下所示：

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \bar{E}_r \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{k}{r_w} \frac{\partial u}{\partial z} \right) + \bar{E}_r \frac{\partial \varepsilon_{vd}}{\partial t} \dots\dots\dots (8-21)$$

其中 k 為滲透係數， r_w 為水的單位重。

當孔係水壓求出後，吾人可計算土壤之平均有效應力(σ'_m)，並配合迴歸公式求出任意剪應變狀態下的修正土壤剪切模數(G_m)：

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_v + 2\sigma_h}{3} \dots\dots\dots (8-22)$$

$$\sigma'_v = \sigma_v - u \quad (u = u_o + \Delta u) \dots\dots\dots (8-23)$$

其中 u 為孔隙水壓力； u_o 為初始孔隙水壓力

可資使用的土壤剪力模數經驗式亦多，吾人可藉 Delfosse-Ribay *et al.* (2004)所建議之雙曲線應力-應變模式計算，求出任意剪應變狀態的土壤剪切模數，如下式：

$$G_m = \frac{G_{\max}}{[A + B \cdot \gamma \cdot (1 + 10^{C \cdot \gamma})]} \dots\dots\dots (8-24)$$

其中 $G_{\max}$ 為最大剪力模數，A、B、C 為迴歸常數，如表 8-4 所示。若在極小應變時($\gamma \leq 10^{-4}\%$)， $G_{\max}$ 可表如下式：

$$G_{\max} = g(\sigma'_m) = 1000K_{2(\max)}(\sigma'_m)^{1/2} \sim \text{Seed and Idriss (1970)} \dots\dots\dots (8-25)$$

$$G_{\max} = g(\sigma'_m) = 14760 \frac{(2.973 - e)^2}{1 + e} (\sigma'_m)^{1/2} \sim \text{Hardin and Drnevich (1972)} \dots\dots\dots (8-26)$$

表 8-4 不同材料型式之迴歸常數表
(摘自 Delfosse-Ribay *et al.*, 2004；Rollins *et al.*, 1998)

材料型式	A	B	C
Sand	200	2.17	0.47
Sand+silicate grout	340	2.17	0.3
Sand+micro-fine cement grout	1000	2.17	0.61
Sand+mineral grout	1050	2.17	0.64
Gravel	1.2	16	-20

對於鬆砂至緊砂等土壤，Seed and Idriss (1970)建議 $K_{2(\max)}$ 如表 8-5 所示。

表 8-5 $K_{2(\max)}$ 值建議表 (摘自 Seed and Idriss, 1970)

相對密度(%)	$K_{2(\max)}$
30	34
40	40
45	43
60	52
75	61
90	70

此外，吾人亦可利用標準貫入值配合經驗式(Youd *et al.*, 2001)，推求 $K_{2(\max)}$ ，相關公式表示如下：

$$K_{2(\max)} \cong 20(N_1)^{1/3} \dots\dots\dots (8-27)$$

$$N_1 = C_N \cdot N \dots\dots\dots (8-28)$$

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} \dots\dots\dots (8-29)$$

其中 C_N 為覆土修正因子； σ'_v 表有效垂直應力； P_a 為大氣常壓力(約為 100 kPa)。

使用上述之關係式，即能獲得液化狀態下土壤之剪力模數值 (G_m)，並將其取代舊值在不同分析階段進行迭代分析，謀取系統之平衡與收斂。上述分析所能涵蓋之參數將包括：相對密度、土壤顆粒組構、細料含量與細料特性、土層應力狀況、土層應力歷史(年代、過壓密比等)、地震力特性(最大加速度、延時、卓越週期等)。林伯勳 (2006) 曾以上述分析應用於日本液化案例 (如圖 8-11)，其所得之樁身最大位移將發生於樁頂部位，樁頂與樁底之相對位移與觀察結果甚為相似 (如圖 8-12)，而最大彎矩亦將發生於土層交接處，該項分析將可提供液化土壤之孔隙水壓激昇狀態。

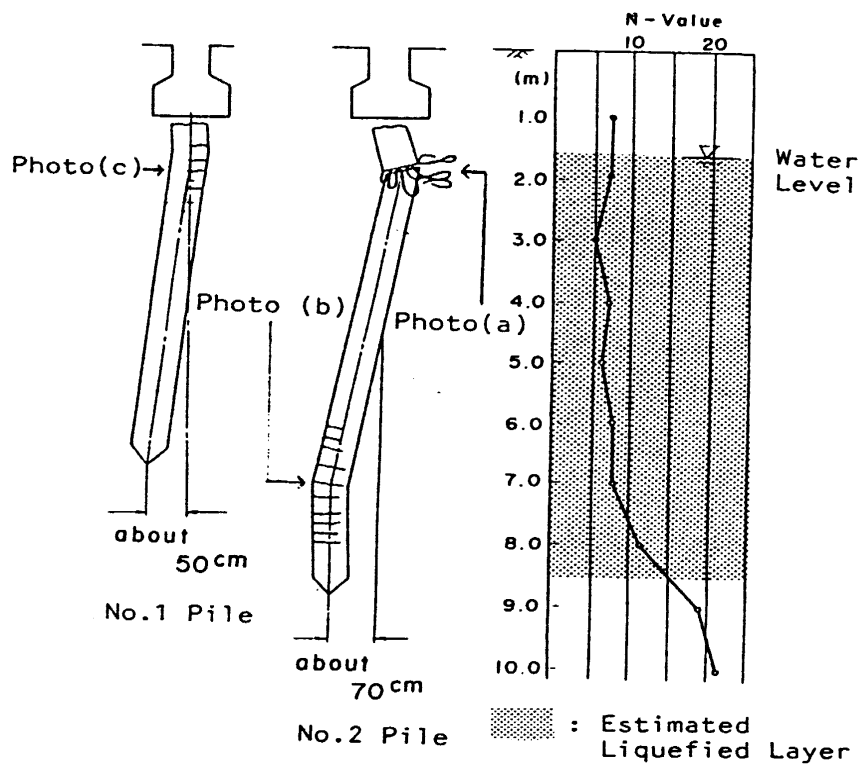


圖 8-11 NFCH 之樁基損害與土壤狀況示意圖 (摘自 Hamada, 1992)

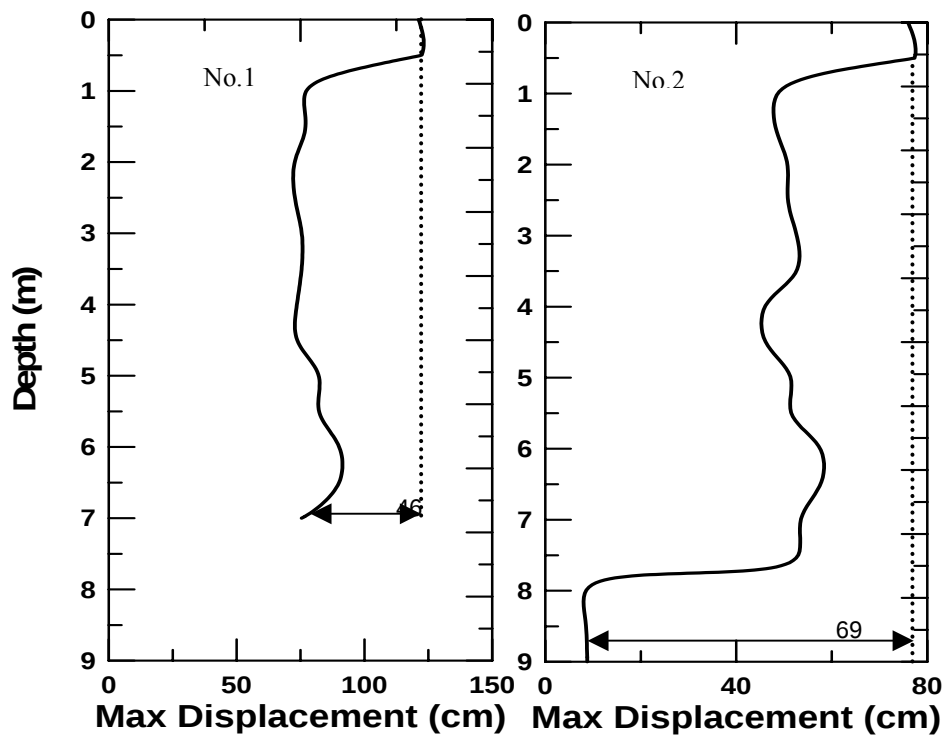


圖 8-12 樁身最大位移分佈曲線

3.靜態土壓力和地盤反力分析法

根據黃俊鴻(2000)所整理，液化土層之地盤流動對基樁設計之影響可分為兩種方法進行：(a). 1996 年道路橋示方書耐震設計篇之規定，和(b). Tokimatsu and Asaka (1998)所建議之地盤變位剖面函數應用法。前者係將非液化土層和液化土層之地盤流動力分別以不同之土壓力公式模擬，非液化層之土壓力近似於被動土壓，而以水際線距離和液化潛能指數做為修正依據；而液化層之土壓力則由覆土壓力計算，並以水際線距離和液化層修正係數做為修正依據。1996 年道路橋示方書耐震設計篇之規定係依據阪神地震經驗，符合下列兩項條件之地盤方有發生地盤流動的可能。

- (1)海邊護岸前面與背後地盤高程差在 5m 以上，離護岸水際線 100m 範圍內之地盤。
- (2)依液化評估方法判定會液化之砂質土層厚度在 5m 以上，且該液化土層從水際線往內陸水平方向連續存在之地盤。

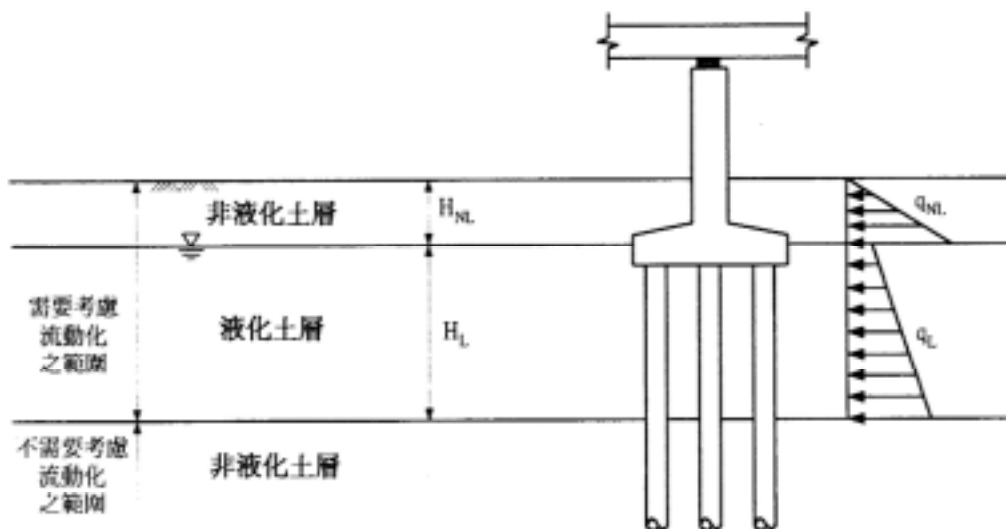


圖 8-13 流動力之計算模式(摘自日本道路協會，1996)

該法估計液化與與液化層之流動力(如圖 8-13)公式計算，如下：

$$q_{NL} = c_s \cdot c_{NL} \cdot K_p \cdot \gamma_{NL} \cdot x \quad \langle 0 \leq x \leq H_{NL} \rangle \dots\dots\dots (8-30)$$

$$q_L = c_s \cdot c_L \cdot \{ \gamma_{NL} \cdot H_{NL} + \gamma_L \cdot (x - H_{NL}) \} \quad \langle H_{NL} \leq x \leq H_{NL} + H_L \rangle \dots\dots (8-31)$$

式中， q_{NL} 為作用在非液化土層中構材所對應深度(x)位置之單位面積流動力； q_L 為作用在液化土層中構材所對應深度(x)位置之單位面積流動力； c_s 為依離水際線距離變化之修正係數(如表 8-6 所示)； c_{NL} 為非液化土層中流動力之修正係數，依液化潛能指數 P_L 之大小來判定，列於表 8-7 中。 C_L 為液化土層之流動力之修正係數（建議取 0.3）； K_p 為被動土壓力係數； γ_{NL} 為非液化土層之平均體積單位重； γ_L 為液化土層之平均單位體積重； H_{NL} 為非液化土層之厚度； H_L 為液化土層之厚度。

表 8-6 依離水際線距離變化之修正係數 c_s

離水際線之距離 s(m)	修正係數 c_s
s ≤ 50	1
50 < s ≤ 100	0.5
100 < s	0

表 8-7 非液化土層中流動力之修正係數 c_{NL}

液化指數 P_L	修正係數 c_{NL}
$P_L \leq 5$	0
$5 < P_L \leq 20$	$(0.2 P_L - 1)/3$
$20 < P_L$	1

後者方法則藉地盤反覆變位剖面(適用於液化)和永久變位剖面(適用於地盤流動)之位移函數 $f(z)$ 計算地盤反力，並藉梁彎曲變形公式(Chang, 1937; 陳正興, 2000; Reese and Van Impe, 2001)求取基樁反應，如下式所示：

$$EI \frac{d^4 y}{dz^4} = k_h D (f(z) - y) \dots\dots\dots (8-32)$$

其中 EI 為基樁之彎曲剛度，y 為基樁位移，z 為深度， k_h 為地盤反力係數，D 為樁徑。

反覆變位函數決定於土層之標準貫入值和地震之反覆剪應力比值，吾人可由修正 N 值和反覆剪應力比求取剪應變，當剪應變求出後即可藉積分計算地盤之變位值。而地盤流動之永久變位剖面可根據下列經驗式求出。

$$L/H = (25-100)D_0 / H \dots\dots\dots (8-33)$$

$$D(x)/ D_0 = 0.5 \ 5x/L \dots\dots\dots (8-34)$$

$$f(z) = D(x) \text{ 當 } z < z_w \text{ 或 } f(z) = D(x) (1-(z-z_w)/H) \text{ 當 } z > z_w \dots\dots\dots (8-35)$$

上式中，L 為地盤流動範圍， D_0 為水際線最大位移，H 為液化層厚度，x 為距水際線之距離，z 為深度， z_w 為自由水面深度或液化層之頂部深度。

正規化地盤水平位移和水際線距離之關係亦有圖示可循，該模式可用於模擬液化或地盤流動對基樁所造成的影響。Ishihara and Cubrinovski (1998)亦建議以類似方法模擬地盤側向變位之影響。上述兩模式均以地盤流動力之最大值作為設計考量，其結果或將過於保守並有限度的詮釋基樁行為，同時，兩模式均僅適用於近岸之樁基礎，無法適用於陸地之緩坡情況。不同地貌地形之地盤流動變位經驗公式亦可見於 Youd 等人之研究(1993, 1997)，相關之變位模式均有助於計算地盤反力。吾人若使用靜態土壓力方法(日本道路協會, 1996)分析日本新潟地震 NHK 大樓基礎實際液化案例(如圖 8-14)，將發現最大位移將發生於樁頂，當樁頂旋轉量為零時，樁身變形趨勢將相似於實際觀察結果，然變形量較小；而當樁頂解除旋轉束制時，其變形趨勢稍有變化，然最大位移將與觀察相似。該項方法將適用於大範圍淺層地盤流動所引發之側潰影響 (林伯勳，2006)。

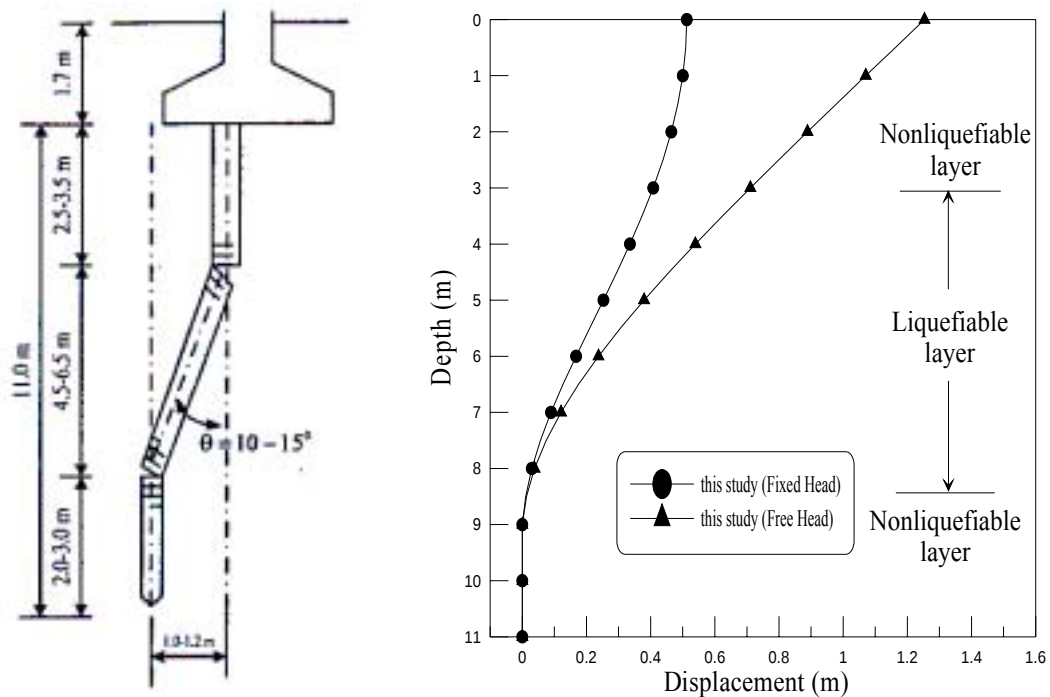


圖 8-14 日本 NHK 大樓案例模擬比較

4. 擬動態土壓力分析法

Tokimatsu (1999, 2003)、Uchida and Tokimatsu (2005) 曾利用振動臺模擬地震下飽和砂土中群樁基礎反應，並建議若忽略土壤與基樁之間摩擦力，作用於樁身總土壓力(P_E)可寫為下式，如圖 8-15 所示：

$$P_E = P_{EP} - P_{EA} = Q - F \quad \dots\dots\dots (8-36)$$

上式中， P_{EP} 為被動土壓力， P_{EA} 為主動土壓力， Q 為剪力， F 為慣性力。

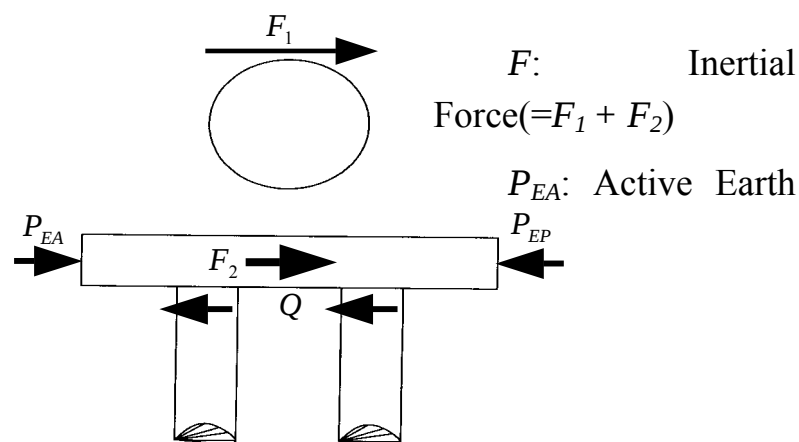


圖 8-15 樁基礎受力示意圖 (重繪自 Tokimatsu, 2003)

根據 Mononob-Okabe 之擬靜態土壓力解, Zhang *et al.* (1998) 將地震力所引致土體慣性力並配合力平衡方法求解動態土壓力係數。Mononobe-Okabe 解(簡稱 M-O 解)之主動土壓力及被動土壓力計算公式如下(參照圖 8-16、圖 8-17)：

(1) 主動狀態

$$P_{EA} = \frac{1}{2} K_{EA} \gamma H^2 (1 - k_v) \dots\dots\dots (8-37)$$

$$K_{EA} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta + \theta + \psi) \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \dots\dots (8-38)$$

(2) 被動狀態

$$P_{EP} = \frac{1}{2} K_{EP} \gamma H^2 (1 - k_v) \dots\dots\dots (8-39)$$

$$K_{EP} = \frac{\cos^2(\phi + \theta - \psi)}{\cos \psi \cos^2 \theta \cos(\delta - \theta + \psi) \left[1 - \frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi + \beta - \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cos(\beta - \theta)} \right]^2} \dots\dots (8-40)$$

$$\psi = \tan^{-1}[k_h / (1 - k_v)] \dots\dots\dots (8-41)$$

其中， $k_h = a_h / g$ ； $k_v = a_v / g$ ； a_h 為水平加速度； a_v 為垂直加速度； g 為重力加速度； β 為坡角； ϕ 為土壤摩擦角； θ 為牆傾角； δ 為牆背摩擦角。

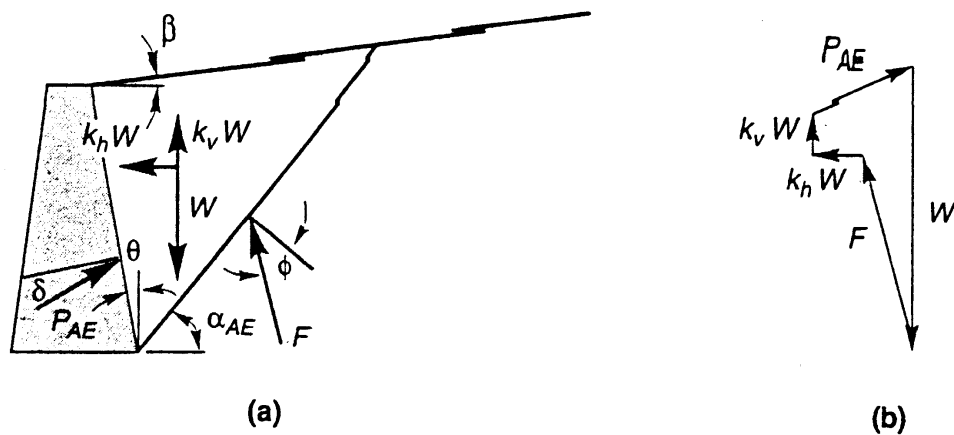


圖 8-16 主動狀況下結構系統力平衡示意圖(摘自 Kramer, 1996)

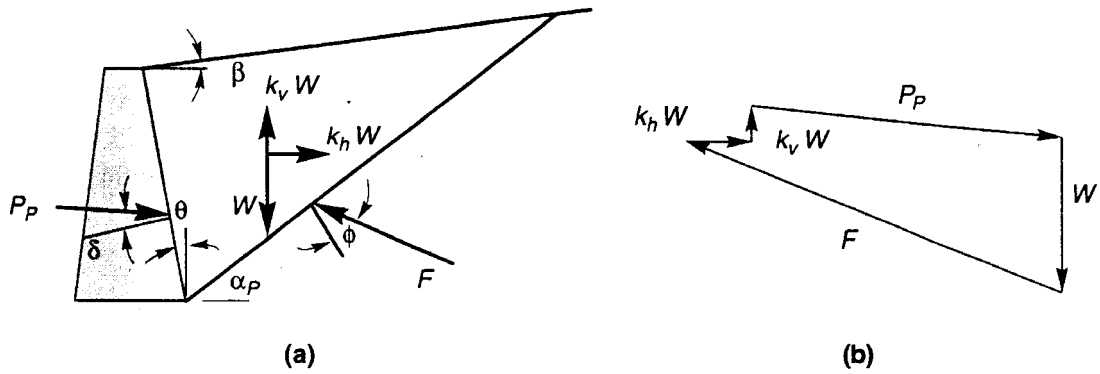


圖 8-17 被動狀況下結構系統力平衡示意圖(摘自 Kramer, 1996)

Zhang *et al.* (1998)考慮地震下土層與基礎間相對變位(如圖 8-18)，將 M-O 解加以改良，推求依時性之主動及被動狀況下土壓力係數。其公式如下：

(1)主動狀態時

$$K_{EA} = \frac{2 \cos^2(\phi - \beta - i)}{\cos^2(\phi - \beta - i)(1 + R) + \cos i \cos^2 \beta \cos(\delta_{mob} + \beta + i)(1 - R)I_{E.1}} \dots (8-42)$$

$$\delta_{mob} = \frac{1}{2}(1 - R)\delta_a \dots (8-43)$$

$$R = \max \left[-1, -\left(\frac{|\Delta_r|}{\Delta_a} \right)^{0.5} \right] \quad (\Delta_a = aH, a = 0.001 - 0.005) \dots (8-44)$$

$$I_{E.1} = \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_{mob}) \sin(\phi - \alpha - i)}{\cos(\delta_{mob} + \beta + i) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \dots (8-45)$$

(2)被動狀態時

$$K_{EP} = 1 + \frac{1}{2}(R - 1) \left[\frac{\cos^2(\phi - i)}{\cos i \cos(\delta_{mob} + i)I_{E.2}} - 1 \right] \dots (8-46)$$

$$\delta_{mob} = \frac{1}{2}(R - 1)\delta_p \dots (8-47)$$

$$R = \min \left[3, 3 \left(\frac{|\Delta_r|}{\Delta_p} \right)^{0.5} \right] \quad (\Delta_p = bH, b = 0.05 - 0.1) \quad \dots\dots\dots (8-48)$$

$$I_{E,2} = \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta_{mob}) \sin(\phi + \alpha - i)}{\cos(\delta_{mob} - \beta + i) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2 \quad \dots\dots\dots (8-49)$$

其中， $i = \tan^{-1}[k_h / (1 - k_v)]$ ； $k_h = a_h / g$ ； $k_v = a_v / g$ ； a_h 為水平加速度； a_v 為垂直加速度； g 為重力加速度； α 為坡角； ϕ 為土壤摩擦角； β 為牆或基礎傾角； $\delta_{a,p}$ 為主動或被動狀態下牆背摩擦角； Δ_a 、 Δ_p 為主動或被動狀態下參考相對位移量； Δ_r 為土層與基礎間相對位移量； H 為牆高或基礎埋深。此外，當 R 為 -1 或 3 時，即為 M-O 法之主動及被動狀態。該模式已由平面應變土壓模式修正為適用於樁基礎應用之三維土壓模式，且能以依時性之地震係數模擬動態土壓力，故能成功地模擬地盤流動對基樁所造成的影響。此外，Haigh and Madabhushi (2005) 曾利用離心機試驗模擬緩坡單樁遭受地盤流動作用之反應機制，藉此計算樁周土壤之應力反應，其發現樁身所受土壓力值將介於主動與被動狀態間，與上述模式機制相符。

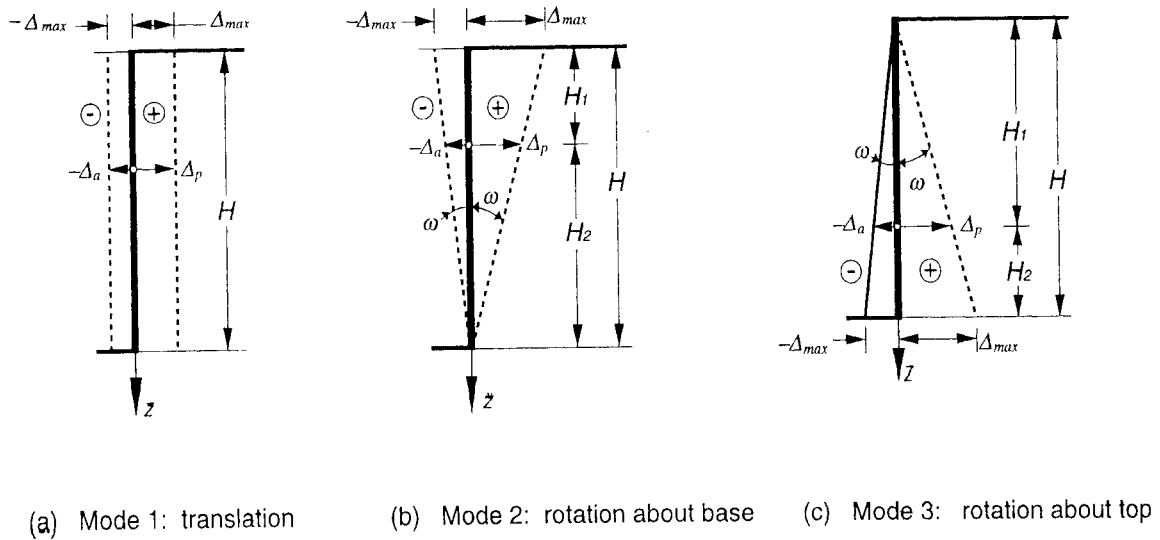


圖 8-18 土壤與基礎系統之典型運動模式圖
(摘自 Zhang et al., 1998)

吾人若將單位面積土壓力乘以樁體受力寬度(如圖 8-19)，即可求出樁周身單位深度之土壓力，表示如下：

$$P_1 = \left(\frac{rZ_0 K_E}{2} \right) \cdot (B) = (r Z_i K_E) \cdot (B) \dots\dots\dots (8-50)$$

$$P_{i, i \neq 1} = \left(\frac{rZ_1 K_E + rZ_2 K_E}{2} \right) \cdot (B) = (r Z_i K_E) \cdot (B) \dots\dots\dots (8-51)$$

其中 P_i 為第 i 節塊所承受之土壓力； r 為土壤單位重； d 為樁徑； $K_E (= K_{EP} - K_{EA})$ 為地震下等值土壓力係數； K_{EP} 為地震下被動壓力係數； K_{EA} 為地震下主動壓力係數； Z_i 為節塊頂部或底部所對應之深度； Z 為節點所對應之深度。樁節塊所承受之等值土壓力(P_E)可藉下式所示：

$$P_E = (r Z_i K_E) \cdot (B) \dots\dots\dots (8-52)$$

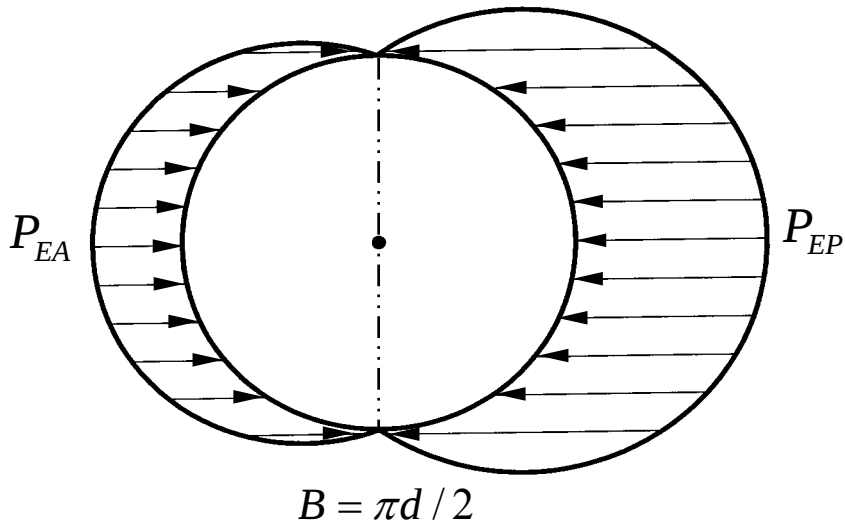


圖 8-19 樁體受力寬度示意圖

由於地盤遭受地震循環式載重作用時，常伴隨著超額孔隙水壓產生，應用上可採超額孔隙水壓力比(r_u)表示液化情況，表示如下式：

$$r_u = \frac{u_{excess}}{\sigma'_{v0}} \dots\dots\dots (8-53)$$

其中 u_{excess} 為超額孔隙水壓； σ'_{v0} 為初始有效覆土應力。分析時尚須考慮孔隙水壓比對土壤所造成之影響，可參考的做法包括：1. 利用有效單位重表示液化土層性質 $\gamma'_d = \gamma_d(1 - r_u)$ (Matsuzawa *et al.*, 1985)；2. 修正土壤摩擦角，求取其等效土壤摩擦角 (ϕ'_{eq})， $\phi'_{eq} = \tan^{-1}[(1 - r_u) \tan \phi']$ (Ebeling and Morrison, 1993)；以上減少乾土單位重和摩擦角的做法尚須加以注意，分析上應考慮覆土壓力垂直向之連續性和被動/主動土楔摩擦角的一致性，同時，為區分液化和地盤流動影響，是否需修正仍賴吾人深思。林伯勳(2006)亦使用動態土壓力模式分析日本神戶人工島上儲油槽基樁破壞案例(Ishihara and Cubrinovski, 2004)，比較結果如圖 8-20。由圖可知，該法所得最大位移將發生於樁底，其與案例之觀察結果接近，該項方法將可應用於模擬深層地盤所引發的側潰影響。

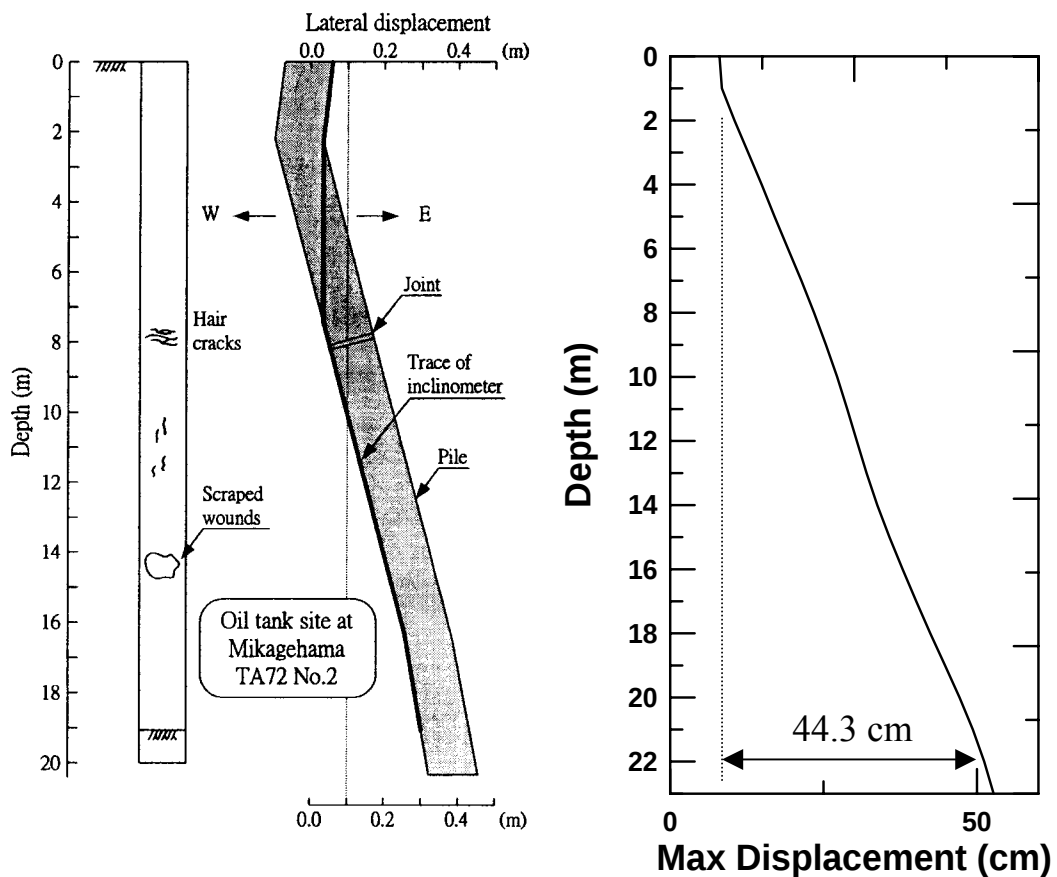


圖 8-20 日本神戶儲油槽 TA72 No.2 Pile 模擬比較

8.4 既有基樁改良處理對策

8.4.1 軟弱地盤防治工法

提高既有樁基處土壤之軟弱地盤防治與抗液化對策如下：(1)固結工法，建議選擇深層混合處理或注入固化工法予以改良，工法須考慮土壤特性，施工時須注意地盤反應，必要時可藉非破壞檢測方法檢驗地盤改良功效。(2)可於橋墩兩側新增加補強樁，使於地震時發揮效用。(3)抑制土壤剪動變形，砂土層液化皆伴隨土壤之剪動變形或噴砂掏空地下土層，若基礎構造採封閉式鋼版樁圍繞，限制基礎下方土壤剪動變形與側移，並遮斷地震引起之超額孔隙水壓之傳遞，將有助於液化之防治，且可延伸承載面積至較深土層，強化基礎之承載功能與耐震能力。根據日本液化對策檢討委員會(1994)之建議(表 8-8)，橋墩樁基之地盤改良法將以固結灌漿(硬化地盤)和振浮揚實樁(增加土壤密度)等工法較適用於鬆砂地質，若考慮細粒土壤地盤之沉陷量問題，則以礫(砂)石樁等排水工法較為適用，此外，施工時效性亦須考慮。

表 8-8 基礎改良對策表 (摘自曾一平等，2005)

	土構造物		橋樑		港灣構造物	
	新設	既設	新設	既設	新設	既設
土壤粒徑分佈改良 (置換為良質土)	○	○	○		○	
固結 (深層混合處理、 注入固化工法)	○	○	○	○	○	○

密度的增大 (壓實砂樁工法、 振浮揚實工法)	○	○	○		○	
有效應力的增大 (回填土)	○	○				
孔隙水壓的消散與 阻斷(碎石樁、 排水工法等)	○	○	○	○	○	○
剪力變形的抑制、 遮斷孔隙水壓 (鋼板樁)	○	○				

國家地震工程研究中心 (2005) 曾針對土壤液化對交通結構物之影響進行研究，其建議橋梁樁基礎將通過液化土層時，應考量土壤液化強度與勁度折減之效應，以及液化土層側向流動或側向變位引致之效應，將樁基礎加勁或加長，將上部結構載重通過液化土層，傳遞至足以支承之非液化土層或穩固地盤，另可考量設置具排水機能之鋼管樁。

另對於位於堤岸或碼頭附近樁基礎之軟弱地盤防治工法，Yasuda (2005)亦提出相關建議，如圖 8-21 所示。關於位於近海岸之建築物，由於表層土壤多屬較疏鬆之回填層，地震造成上層土壤液化時將危及樁體，新建結構物防制液化措可採樁基或沉箱式基礎，穿過液化土層，將載重傳遞至深層；而既有結構物則可於樁頂上層另以格子狀改良壁體加固。表層土發生液化時，由於基礎周圍土壤無法提供足夠抗力、反力，將使建築物橫向慣性力，加諸於樁體之水平作用力恐將超過樁體允許值，肇致損壞或破壞。為克服此問題，亦可在樁頂段基礎版外圍增設內壕壁構造，藉由壕壁外側之被動土壓力，分擔水平慣性力影響，以使樁體承受水平力減低。

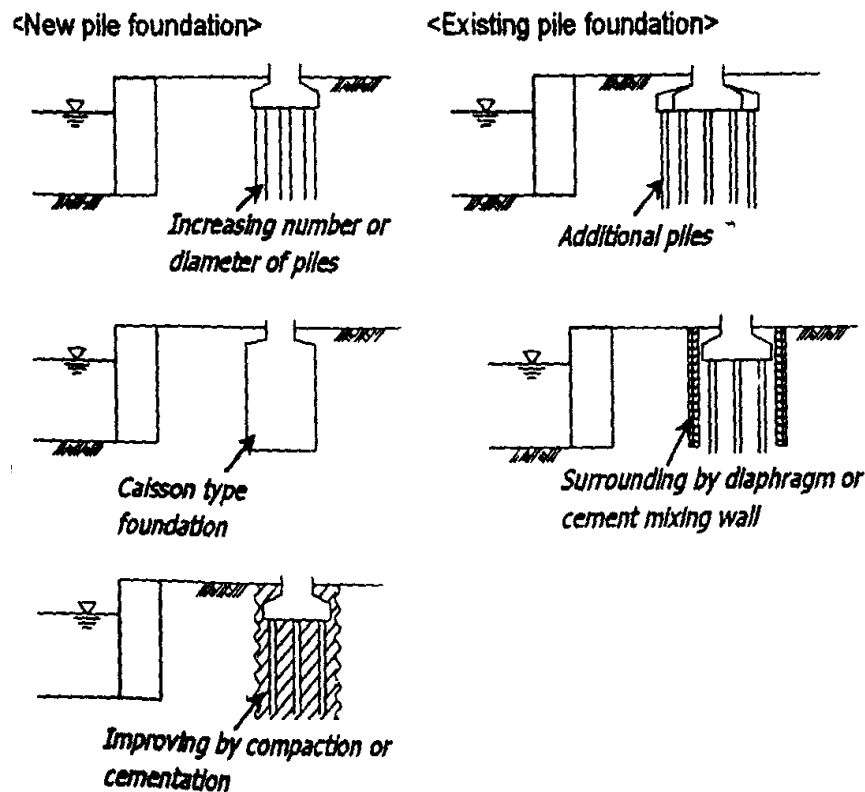


圖 8-21 軟弱地盤防治工法說明圖 (摘自 Yasuda , 2005)

8.4.2 基樁修補工法

既有樁基礎之修復補強工法通常可分為：(1)結構性之基礎補強方法—例如增設新樁與擴大樁帽；(2)地盤改良方式—例如以固結工法改良原本的軟弱地盤。既有樁基礎修復或補強工法之選擇與樁基受損之程度有很密切關係。若既有樁基尚可再利用，一般是對樁頭部等能目視的損壞部分作修補，修補方式如下數種：

1. 使用鋼管包套既有樁分段壓入、焊接，其間隙以水泥漿等填充。
2. 將既有樁樁頭切斷，以鋼管套入既有樁分段壓入、焊接，其間隙亦以水泥漿等填充。
3. 依壓入樁之承載性能，如將既有樁樁頭切斷，於基礎版及樁間以千斤頂將既有樁壓入較佳之承載層，增強樁之承載力者。
4. 在既有樁底端或周圍地層、空洞以水泥漿固結、強化，以增加地盤整體之穩定性者。

若既有樁不能再使用的話，須另設新樁。此時可採用鋼管樁壓入工法，以原基礎為反力，使用千斤頂將鋼管分段壓入焊接成鋼管樁，以輔助既有樁承载力之不足。但若建築物較輕或結構條件不佳，致千斤頂壓入有困難時，也可以人工挖掘之方式施作深基礎樁置換(換底工法)。在大規模復舊時，亦可在建物四周增設新樁及帽梁托撐，以提高基礎之承载力。此法可維持原有交通及保留上部結構情況下，使用安全支撐構架以移轉橋樑載重傳遞的方式，而僅拆除強度不足之基樁(張荻薇等人，2005)。若既有樁損害嚴重，無法再使用，亦可改採直接基礎，與承壓版及地層改良併用。樁基礎修復補強之工法很多，各具特色及適用性，工程師需依樁之損害程度、地盤種類、下陷防止方式、未來穩定性及周邊環境狀況等條件綜合評估後採擇之(周功臺，2000)。圖 8-22 顯示一般所採用之基樁補強修復工法。

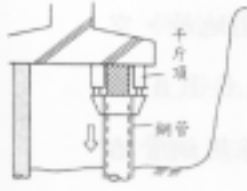
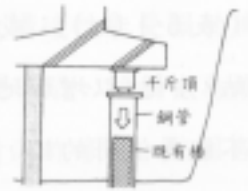
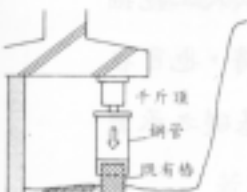
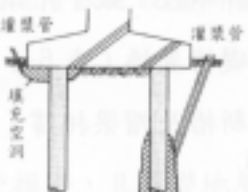
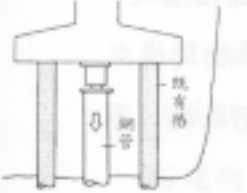
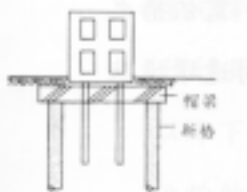
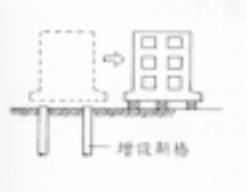
(a) 既有樁補強工法  ● 鋼管包套既有樁分段壓入、銲接，其間隙以水泥漿等填充 ● 對既有樁損害輕微者補強效果佳	(b) 既有樁補強工法  ● 既有樁樁頭切斷，以鋼管套入既有樁分段壓入、銲接，其間隙以水泥漿等填充 ● 對既有樁損害輕微或樁頭損害者補強效果佳
(c) 既有樁再壓入工法  ● 既有樁樁頭切斷，於基礎版及樁間以千斤頂將既有樁壓入較佳之承載層，增強樁之承載力	(d) 既有樁灌漿補強工法  ● 既有樁底端或周圍地層、空洞以水泥漿固結、強化
(e) 鋼管樁壓入工法  ● 鋼管分段壓入銲接成鋼管樁，補助既有樁之承載不足	(f) 深礎樁置換工法  ● 增設深礎樁補助既有樁之承載不足
(g) 帽梁工法  ● 增設新樁及帽梁托撐	(h) 直接基礎  ● 既有樁損害嚴重，無法再使用，改採直接基礎 ● 承壓版與地盤改良併用
(i) 建物搬移及增設新樁工法  ● 將建物暫時轉移至一旁，待基樁設置後恢復原來位置。工事規模大，周邊要有空地。基樁設置條件與新建施工時要求相同。	選擇工法要點 ● 樁之損害程度 ● 地盤種類 ● 如何修正下陷 ● 未來的穩定性 ● 周邊環境狀況 ● 等等考慮後再選擇

圖 8-22 基樁補強修復工法圖 (摘自 周功臺等人，2000)

8.4.3 減少負摩力力之方法

在地層下陷嚴重的鬆砂土層或厚度極大的黏性土層區域，土壤易壓縮沉陷，土壤對樁身產生的負摩擦力應受到相當重視。當基樁出現負摩擦力時，不但將增加樁身之作用力，單樁之支承能力將減少，其可能導致基礎之破壞，並造成當地嚴重之問題 (歐晉德，1987)。

當遭遇負摩擦力問題時，除必須設法克服地層的問題或改良地質狀況外，一般可採下列方法以增強基樁之支承能力：

- 1.增加基樁之斷面或樁數，以承受更大之荷重。
- 2.增加基樁之材料強度，以抵抗增大之軸向力。
- 3.採用完全摩擦樁，以使基樁發生之沉陷與地盤下陷量接近，以減少負摩擦力發生之程度。
- 4.使用較小間距之群樁，以利用群樁效應減少負摩擦力之作用量。
- 5.使用雙重套管方式基樁，以外管承受負摩擦力，內管則傳遞軸向力。
- 6.使用柏油塗料層形成一滑動層次(Slip Layer)以減少負摩擦力。

以上方法均曾在工程中被應用，其中就經濟性而言，以第 6 種之柏油塗料護層最為有效也最常使用，此法導源於荷蘭，經試驗證明即便 1 mm 厚之柏油護層(Bitumen Coating)亦可降低約 90%之負摩擦力。基樁使用柏油護層後，可有效減少負摩擦力，至於減少的程度則受基樁、土壤以及塗料之性質而異，因而設計上仍應適當估計使用護層後殘餘之負摩擦力大小，殘餘負摩擦力估計應考慮下列因素：

- 1.基樁形式、長度、斷面大小及打設方法。
- 2.土層強度特性、壓縮性質以及地下水位高程與溫度。
- 3.柏油塗料之形式及厚度。

殼牌石油公司出品特殊瀝青塗料護層曾被應用於鋼管樁之施工作為保護層使用，護層可在工廠內預先噴塗方式製造，亦可在現場直接以浸泡方式生產，歐晉德 (1987)曾使用之日本鋼管公司生產之 NF 樁，

其試樁結果發現殘餘負摩擦力約為原始負摩擦力值之 10%。若支持層為無凝聚力細砂土層時，可注入水泥膠結物以增強其承载力，或增加樁基數目以減少負摩擦力。

8.5 基樁工程遇軟弱地質之處理對策建議

8.5.1 新建基樁工程

如 6.4 節所述，在新建工程時，工程師在路線規劃設計可採用平面、高架以及隧道等三種方式。對於新建工程而言，面對軟弱地質區時，對平面及高架兩種方法做考慮，以選擇經濟安全的設計為首要考量。

設計時若採用「高架通過工法」時，當土層太軟弱或太易壓縮而無法提供充分支承時，可利用高架通過之方式避開軟弱地層，而其下部結構多採用深基礎，將載重傳遞到更深、較適合的地層上。基礎設計時除採用基樁外，尚可採用沉箱設計。

而高架橋樑段橋樑的震害主要是由於墩臺的位移及倒塌，或是下部結構變形而連帶引起上部結構的變形或落樑、橋長縮短、樁柱斷裂，因此，基礎土層的好壞對橋樑在地震時的安全性影響最大。

結構物興建於軟弱黏土層或嚴重不均勻之土層上時，設計時之重點可分為三方面：(1)改變上部結構設計，基礎減輕載重、(2)改善基樁設計及(3)進行地盤改良。

8.5.2 既有基樁設施

對於既有基樁軟弱土壤的災害防治而言，8.5.1 節中的改變上部結構設計方法顯不適用；因此必須要對目前既有樁基進行補強，補強通常可分為：(1)結構性之基礎補強方法—例如增設新樁與擴大樁帽；(2)地盤改良方式—例如以固結工法改良原本的軟弱地盤。基樁工程較特殊的是，若既有樁不能再使用的話，則須另設新樁。或既有樁損害嚴重，無法再使用，亦可改採直接基礎，與承壓版及地層改良併用。

8.5.3 處理對策

表 8-9 為基樁工程遇軟弱地質之對策建議表。由表中可知，一般基樁碰到的問題有：(1)地震時土壤液化、(2)差異沈陷、(3)過量沈陷、(4)承載力不足、(5)基樁破壞。前四項為因軟弱土壤所產生的問題，最末項為樁體自身強度問題；因此前者之處理對策主要著重於地盤改良，後者著重於樁體補強。

1. 地盤改良

地盤地質改良之目的在於增加土壤強度、減少沉陷量、減少透水性與改良動力特性，並增加其穩定性以為工程設計之所需。黏質土壤改良之目的在於加速土層排水，以加速黏土之壓密；砂質土壤改良目的在使現場土壤脫水而呈現高密度，或增加土壤內摩擦角與凝聚力。然而，因黏性土壤與非黏性砂質土壤常常交替出現，各種改良工法均有其限制，通常非單一工法所能奏效，可能須多種工法配合使用。一般而言常見的地盤改良方法分為五大類：(a)置換工法、(b)混合處理工法、(c)攪拌固結工法、(d)排水壓密、(e)振動擠壓工法、(f)降低地下水位、(g)特殊地盤改良工法等。其中(a)置換工法在置換良質土壤時需要將上部建物拆除；因此只適用於新建工程，此項原則須注意。而其他工法施作時，若鄰近有建物設施時則亦須謹慎施工，免造成公害。至於詳細的地盤改良工法可以參考第九章。

2. 結構性補強

由表中可知，屬基樁補強有以下方法(a)增加斷面或樁數、(b)增加樁長、(c)增加材料強度、(d)變更為沈箱、(e)減少負摩擦力等方法。其主要目的在於增加樁體的強度，防止樁體自身的破壞極提高承載力。

表 8-9 基樁工程遇軟弱地質之對策建議表

工程 階段	工法	防治目的				
		地震液化	差異沉陷	過量沉陷	承载力 不足	基樁破壞
施工前 (新建設計)	置換工法	○	○	○	○	
	混合處理工法	○	○	○	○	
	攪拌固結工法	○	○	○	○	
	排水壓密工法	○	○	○	○	
	震動擠壓工法	○	○	○	○	
	降低地下水位	○	○	○	○	
	增加斷面或樁數	○	○	○	○	○
	增加樁長到穩定層	○	○	○	○	○
	增加材料強度	○			○	○
	變更為沉箱	○			○	○
	減少負摩擦力				○	○
施工中	攪拌固結工法	○	○	○	○	○
	降低地下水位	○	○	○	○	○
	增加樁數或擴大樁帽	○		○	○	○
	增加樁長到穩定層	○		○	○	○
	增加材料強度	○			○	○
	打設鋼板樁圍繞	○				○
	減少負摩擦力				○	○
	基樁補強修復	○				○
完工後 (既有構造)	攪拌固結工法	○	○	○	○	○
	降低地下水位	○	○	○	○	○
	增加樁數或擴大樁帽	○	○	○	○	○
	增加樁長到穩定層	○		○	○	○
	打設鋼板樁圍繞	○				○
	減少負摩擦力				○	○
	基樁補強修復	○				○
備註	1. 攪拌固結工法包括：機械攪拌工法，高壓噴射灌漿工法，攪拌、噴射併用工法(SWING工法)，生石灰樁工法 2. 灌漿工法包括：水泥灌漿工法，擠壓灌漿工法，LW 灌漿工法，藥液灌漿工法 3. 排水壓密工法包括：降低地下水位工法，排水樁(帶)工法，大氣壓載重工法 4. 振動擠壓工法包括：振動夯實砂樁工法，動力夯實工法，振動揚實工法，礫石樁工法，打擊式大位移群樁工法 5. 其它特殊地盤改良工法尚有：地層冰凍工法，爆炸夯實工法，熱瀝青灌漿工法，排水工法 6. 減少負摩擦力方法包括：採用完全摩擦樁，雙重套管式基樁，樁體塗層柏油，採間距小之群樁					

8.6 結語

軟弱地質之既有基樁處理對策除須考慮上述說明要點外，吾人必須了解各式工法使用性能和適用性互異。填土壓實工法將引發軟弱地質沉陷問題，造成既有基樁承受負摩擦力；高壓灌漿和低壓滲漿使用對象不同，沉泥質細砂地質的固結工法又明顯不同於一般灌漿方法，以上方法使用上均須審慎。軟弱地質之樁基若僅產生過大沉陷量而無傾斜問題產生，除調整加高橋柱頂部支承墊厚度外，亦可利用高強度鋼板設計特殊補強構造置於橋柱頂部，以維持其高程。此外，本研究建議設計者須深入了解個案之地理環境和地質條件，對於所可能產生的特殊工程問題，應交由學者專家審慎評估，提供諮議，避免考慮不周而衍生相關問題。

第九章 地盤改良工法概述

一般而言，新建工程時遇到軟弱地質，係採用深基礎或是改變上部結構荷重方式來解決。唯上述方法無法達到安全、經濟之要求時則採用地盤改良工法。對此狀況，本研究彙整國內常見地盤改良工法，提出改良工法之原理、分析設計方法以及適用性評估等，以提供設計者作為交通結構物遇軟弱土壤之設計處理對策。

9.1 工法分類及簡介

地盤改良為利用物理或化學的方法改善地盤之特性，使基礎土壤合乎構造物穩定要求之工程方法，地盤改良工法之基本原理可歸納為下列八大類：

- 1.事前混合處理：將改良材料(穩定劑)加入回填砂土中，拌合後再回填，以防止液化、減輕側向土壓力，提高承载力等。
- 2.置換：將自然地盤中可能影響構造物穩定安全之區域以良質土或其他材料取代。
- 3.攪拌(固結)：於地層中利用機具攪拌土壤，同時注入硬化劑，將土壤與硬化劑膠結混合為固結體。
- 4.灌漿：係將水泥漿、水泥砂漿、藥液或等混合液灌入地層中，以改善其支承力、變形及阻水性。
- 5.排水壓密：將高含水量之軟弱土層，以外加載重或排水方式促進土壤壓密之進行，增加土壤緊密度。
- 6.振動擠壓：利用動力能量或配合天然砂石材料，將鬆散之土層強制夯擊、振動或擠壓，以提高土層之承载力。
- 7.加勁：在軟弱地盤中置入抗張、抗壓或抗剪材料，以改善土壤強度。
- 8.特殊地盤改良：非上述等原理；如地層冰凍工法、炸震夯實工法和熱瀝青灌漿工法等較特殊之地盤改良技術。

一種地盤改良工法常同時併用上述原理中之數項，如砂礫石夯實樁係同時利用置換、排水壓密與夯壓振實等原理。地盤改良又依其改良深度之大小，分為淺層地盤改良與深層地盤改良兩種：一般而言，淺層地盤改良之改良深度約在 0~5m 間，而深層地盤改良則可達 40m。

軟弱地質改良工法甚多，較常具工法歸納如下：

- 1 國內最常採用砂樁及高壓水泥噴射樁。
2. 排水預壓工法所隱藏的不確定性還是很高。
3. 在砂質土壤之改良方面：(1)動力夯實工法經過在臺塑六輕工業區之歷練後，已成為改良海埔新生原砂質土壤之主力工法。(2)改良深度大於 13 m、範圍較小之情況，則可選用振動揚實礫石樁工法。
4. 在粘性土壤之改良方面：可用排水帶或砂樁配合預壓排水的方法，來加速粘土層之壓密沉陷。
5. 受限於都會區之施工環境，地質改良工法常以低震動和低噪音之灌漿或高壓噴射攪拌工法來改善現地土壤之工程性質。

9.1.1 事前混合處理工法

事前混合處理工法係將水泥系之改良材料(穩定劑)加入回填砂土中，先行拌合後再輸送至回填地點回填，回填過程中無需再滾壓夯實，全賴添加入砂土中之穩定劑所增加之土壤顆粒間膠結力，以達到防止液化、減輕側向土壓力，並提高土壤支承力之目的。

此工法於日本常被使用於大型海岸開發計畫如人工島、海中機場或海埔新生地及港灣地區沉箱碼頭或護岸後方之填土工程，回填後即不須再作地質改良，可縮短工期，省去二次處理工程。於阪神大地震中損害之六甲島沉箱岸壁，應用事前混合處理土壤工法進行修護補強之案例，為了強化沉箱岸壁之抗震性，碼頭後方之浚填土壤改以單壓強度為 1 kg/cm^2 事前混合處理土取代，以減輕作用於沉箱之土壓力，並克服沉箱背後浚填土之液化問題。

實務經驗顯示，5%之水泥添加量即可將疏鬆砂土變成不液化之工

程材料，若以改良土之單壓強度為判斷液化處理成效之指標，則 $0.5\sim 1.0\text{ kg/cm}^2$ 之單壓強度可訂為事前混合處理土不液化之指標(Zen 等，1992)，惟由於現地施作之條件與室內材料條件不同，故拌合方式、拌合時間、水面下回填時穩定劑自改良土中分離、養護條件等之差異，以及其他未知因素常降低改良土壤之強度。

依據幾個案例之施工結果顯示，同一穩定劑用量下，現地施工之混合處理土壤單壓強度僅為室內試拌結果之 $1/1.1\sim 1/2.2$ ，施作時之穩定劑用量最好於現地，根據實際施工條件進行模擬施工決定之，或根據室內試拌結果，考量現地條件將穩定劑用量提高至可以得到 $1.1\sim 1.2$ 倍室內試拌試體單壓強度之用量，以確保回填土之抗液化能力。

本工法應用於水面下之回填時，須特別考慮防止穩定劑自土壤中分離及回填對海域水質之污染。為防止穩定劑之析離，於穩定劑與回填砂充份拌合，並使穩定劑充分附著於土壤顆粒表面後，須再添加分散防止劑再次拌合，使分散防止劑得以包覆於穩定劑外面，以減輕混合處理土投入水中時穩定劑之逸失。另一方面，可利用特製之洩槽投放回填，縮小污染之範圍，以減少水質污染。

9.1.2 置換工法

挖除可能液化之土層，再分層滾壓夯實，以增加砂質地盤之相對密度，提昇其抗液化能力；或直接置換成低液化潛能之土壤材料。置換工法一般較適用於地下水位以上之淺層土壤，若置換深度加深及地下水位以下，則須配合降水或擋土設施，改良費用將明顯增加，降水引致之區域沉陷問題須詳加考量。

9.1.3 攪拌(固結)工法

於地層中利用機具攪拌土壤，同時注入硬化劑，將土壤與硬化劑膠結混合為固結體。一般可分為機械攪拌及高壓噴射攪拌兩種施工方法，亦有二者併同者。

1.機械攪拌工法

以攪拌翼將土壤與硬化劑充分混合形成柱狀固結體，依攪拌機之構造分為單軸、雙軸和多軸等三種。

2.高壓噴射灌漿工法

利用超高壓幫浦產生具超強運動能量之噴射流，經過特殊射裝置噴出，切削地層之同時，以固化材料混合或置換形成圓柱型改良土體之地層改良工法。

3.攪拌、噴射併用工法(SWING 工法)

SWING 工法乃綜合深層擴孔攪拌和噴射併用之地層改良工法。其攪拌翼不同於一般傳統之固定式攪拌翼，而是可在任意深度隨鑽頭之旋轉展開攪拌翼擴大鑽孔，同時由攪拌翼末端高壓噴射固化材以獲得更大口徑之改良體，並增進固化材料與土壤之攪拌效果。

4.生石灰樁工法

生石灰樁工法屬於乾式攪拌工法之一種，軟弱地層中添加生石灰，可利用生石灰和軟弱地質中的水分化學反應所產生之發熱、吸水、膨脹以擠壓週遭土壤，降低土壤含水量，然後再用離子交換和卜作嵐反應，使土粒子產生凝聚固結作用，以增加土壤強度。

9.1.4 灌漿工法

係將水泥漿、水泥砂漿、藥液或等混合液灌入地層中，以改善其支承力、變形及阻水性。因其灌注方式和使用材料不同，灌漿工法種類十分繁多，國內常用之灌漿工法如下：

1.水泥灌漿工法

水泥灌漿是國內最早使用的地層灌漿法，大多用於壩基、隧道工程、橋墩、堤防護岸和基樁工程等之空洞回填，以及岩盤裂縫之灌注。為改善水泥之工程性質，水泥灌漿液中常摻入具有散熱、減水、膨脹和緩凝等功能之添加劑。

2.低壓灌漿工法（擠壓灌漿工法）

使用坍度低於一英吋之高稠度水泥砂漿，藉由灌注時之夯實及灌注體對周圍土壤產生壓實，達到減低砂質地盤孔隙比，提高抗液化能力之目的。本工法之優點為施工機具體積小，所需作業空間不大，因此可於既有構造物下方或側面作業，且施工中無噪音振動之公害，惟其缺點為對於淺層覆土壓力較低之土壤改良成效不彰，且施工中可能造成地表之隆起，於既有構造物下方或鄰近地區作業時，應審慎評估地表隆起對地上設施之影響。

3. LW 灌漿工法

LW(Labiles Wasserglass)工法係日本國鐵(JR)所研發的化學灌漿工法，其於水泥漿懸浮液中摻入水玻璃溶液，因帶正電的水泥粒子和帶負電的水玻璃膠體離子作用，可加速其膠凝反應，縮短凝膠反應時間至數分鐘左右。

4.藥液灌漿工法

最早的藥液灌漿工法是 1887 年以水玻璃和氯化鈣先後注入地層內矽化之 Joosten 工法。1961 年日本樋口發展以水玻璃和水泥混合之懸濁液灌漿方法，即為眾所熟知之 LW 工法。依灌漿管構造之不同，大致分為鑽桿、二重管和雙環塞等三類工法。

9.1.5 排水壓密工法

軟弱飽和黏土層之排水壓密工法，係藉由加暫時性之靜載重，增加土體應力量於構造物，俾使施工前土壤沉陷已大部份發生，以減少構造物施築後粘土層之沉陷量和不均勻沉陷量。為加速排水壓密的效果，預載工法往往配合垂直排水工法，以增加孔隙水消散路徑或縮短排水距離，使壓密時間縮短達預壓密的效果，可更迅速有效地縮短工期、增加土壤強度且獲得預期之壓密沉陷量。

1.降低地下水位工法

根據土層性質與擬降水位高度，採用排水溝、點井或深井工法降

低地下水位，以增加原地下水以下地層之有效應力，並降低新地下水位以上地層之飽和度，因而提高地層抗液化能力，減少地層壓縮性，並增加基礎支承能力。惟長期降低水位將引致區域地盤下陷問題，尤其深井抽水影響半徑可達 2 公里以上，採用本工法時需審慎評估，並研擬沉陷減輕對策，以縮小沉陷影響範圍與沉陷規模。

2.排水樁(帶)工法

本法係將透水性良好之地工材料，以適當之配置與間距打入或植入疏鬆之砂質地盤中，使地層中密佈柱狀、管狀或壁狀之排水管道，地震時引致之超額孔隙水得以利用其優異之排水功能迅速消散，以降低地層之液化潛能。

垂直排水法之主要目的有三：(1)軟弱地質在短期內完成壓密沉陷，俾達到一定的壓密度。(2)增加土壤強度。(3)縮短工期，俾達到經濟效益。

垂直排水工法打入地層中之透水材料，除傳統之粗砂或礫(碎石)所構成之排水砂樁(Sand Drain)或排水礫(碎石)樁(Gravel Drain)外，近年來開發出許多人造透水材，例如包覆濾層之排水管、加勁網管、排水帶、附排水設施之鋼管樁與版樁等，打設工法亦隨透水材料不同而開發出新工法。國內應用排水工法之案例大多採用排水砂樁、礫石樁及排水帶等三種，前兩種工法在打設時有噪音振動之問題，常因環保問題無法應用，新開發之工法多屬低振動低噪音、造價低。

排水砂樁與夯實砂樁有顯著的差異，前者乃提供垂直的排水管道以加速壓密；後者則增加土壤強度及緊密度。

排水工法施作時對周圍地盤之擠壓夯實作用有限，故常被應用於港灣工程版樁式碼頭與沉箱碼頭後方之抗液化改良，惟因排水樁工法多屬小位移工法，因此排水樁周圍之地層幾與未改良之疏鬆地層相同，當實際作用之地震力超過設計地震力時，改良區內之疏鬆地盤將因液化而完全喪失強度，仍出現明顯沉陷與災情，不像夯實工法改良之緊密地層，雖已液化但仍保有部份殘餘強度，而呈現韌性行為。因而採排水工法做為液化防制措施，應規劃必要之輔助設計。

3.大氣壓載重工法

廣義的大氣壓法分為兩類：(1)利用點井之真空排水法，以適當之間隔在地下埋設點井，藉真空泵排除土中水，暫時穩定土層，以降低地下水位，使荷重強度增大。(2)使用氣密膜覆蓋地面，故以大氣壓之負壓為載重，復以真空泵排除被排出之孔隙水，以加速排水，降低覆蓋面內之氣壓。

點井法之應用範圍受土壤顆粒分佈之限制，但大氣壓載重法則與土壤之顆粒分佈無關，任何土層均適用。其特點有：(1)一般填土載重工法須分階段載重且慎重，否則常易引起土層破壞；而大氣壓載重法可一次實施完畢，荷重無需分階段施行。(2)當填土材料不易取得，費用高昂時，可採用此法。(3)大氣壓載重法排出之孔隙水可藉著真空效果起加速作用排出，因此排水效率填土載重法高。

大氣壓載重法常並用於砂樁排水法或紙帶排水法。於填土不易之軟弱海埔新生地使用本法，不會造成土層破壞，且可突顯其效果。

9.1.6 振動擠壓工法

振動擠壓工法係利用動力能量或配合天然砂石材料，以振動、擠壓或衝擊的方式將疏鬆之砂質土層強制夯實，改善土壤之工程性質，達到提高土壤承载力，減低地層壓縮性與提昇砂質地層抗液化能力之目的。依施工方式和使用機具之不同，臺灣地區常見之振動擠壓地盤改良工法有夯實砂樁法、動力夯實法、振動揚實法、礫石樁工法、打擊式大位移群樁工法等五種。臺灣已完成之深層夯實工法均經過強震之驗證，確實可有效防止液化，施工技術單純且改良效果確認容易，故常被應用於港灣基礎與後線地區之抗液化處理。此類工法缺點為施工中之振動與噪音較大，較不適用近民房區之施工，且緊鄰既有構造物亦有其困難，須配合或採用其他小位移工法如排水工法等施作。

1.振動夯實砂樁工法(Sand Compaction Pile)

振動夯實砂樁之施工係利用振動機及高壓的輔助，將中空鋼套管(一般為 40 cm 直徑)貫入擬改良之地層中，於達預定改良深度後，再

將回填砂料由施工機械之填料斗投入，經由鋼管及管底的自動靴將砂料投送至管底，然後藉鋼管的上下反覆拉拔及貫入，將回填砂料擠壓並夯實成一直徑約 60 cm~70 cm 的堅實柱體，使砂樁周圍土壤受到擠壓及振動趨於緊密，達到增加地層密度及剪力強度之目的，同時由於實砂樁本身具有一定之強度與良好之透水性，將可分擔並減低地層受振時之前應力，並可使地震時所產生之超額孔隙水壓迅速排除，故能有效防止砂質地盤之液化。

振動夯實砂樁樁徑一般約在 60 cm~70 cm 間，通常採正三角形、等腰三角形或正方配置，間距則視原地層特性(細料含量、強度)及改良目標值而定，一般約 1.4~1.8 m 間。回填砂料部份，一般規範均要求採乾淨之級配砂，以確保夯實砂樁振動擠壓之能量，不致因回填料之過大阻尼而減損，得以確實傳遞至鄰近地層，達到擠壓及振動夯實之目的。惟經實地試驗顯示，採用浚填之海砂取低優良級配之河砂做為砂樁之回填料，亦可獲致相同之改良效果(余明山等，1992)，此一發現或有助於振動夯實砂樁成本之降低，並減少資源浪費。

振動夯實砂樁應用於細料含量低於 30%之砂質土壤成效最佳，改良成效隨細料含量增加而銳減。對臺灣西部沖積平原之粉土質砂層，若改良面積比在 20%以下，則改良砂樁間土壤之 N 值將不超過 25，此一改良極限可能係國內施工機械之能力及施工品質之限制所致，建議可考慮改用較大直徑(50 cm)之鋼管及採用較大輸出功率之振動機來增加改良成效，至於在施工品質方面，則建議採用可量測管內砂面高程之五針式記錄器，取代傳統式之三針記錄器，以可確實控制每單位深度之擠砂量，確保施工品質。

2.動力夯實工法(Dynamic Compaction)

動力夯實工法係利用吊車或特製之起重設備將鋼製或混凝土製之重錘吊起相當高度，再讓重錘自由落下，藉重錘落下時所產生之巨大衝擊能量改良現地土壤之組構，使疏鬆地層壓縮趨於密實，並經過多次反覆錘擊而達到地質改良之目的，圖六所示為主錘擊(主搗實)階段之施工示意。本工法因施工迅速、機具簡單、改良費用便宜，尤其

適用於港灣地區、新生地等大面積之地質改良，國內六輕麥寮工業區、彰濱工業區、臺中港及高雄港均有改良之案例，其中六輕工業區全廠約 75%以上面積採用 DC 工法改良。

影響動力夯實改良效果因素甚多，因此對於一個尚無 DC 先例之基地而言，模擬施工(Pilot Test)之試夯擊非常重要；透過各種不同之錘擊模式、夯擊能量與夯實次數之模擬施工，經由錘擊前、錘擊中及錘擊後之試驗與量測數據研判試夯成果，並藉此選擇經濟且安全之夯實參數。單擊能量為影響改良深度之最主要參數，以國內現有之吊車能量，最大改良深度約為 13 m。每單位面(體)積之錘擊能量對改良深度並無影響，但對有效改良深度內之土壤夯實效果，則有直接影響。

3.振動揚實工法

振動揚實法最早之應用係利用外徑 40 cm 揚實錐(Vibroflot)之振動與擠壓回填粒料之方式改良疏鬆砂質地盤，以提高其強度並降低壓縮及液化潛能。其藉反覆振動以達夯實改良砂質地盤之目的，故稱振動夯實法(Vibro-Compaction Method)。

4.礫石樁工法(Stone Column Method)

礫石樁乃振動揚實法(Vibroflotation)系列工法之一支。揚實錐應用於軟弱粘性土壤改良時，於粘性土層中以揚實錐施做一群以砂礫等材料組成之高強度樁體，與現地土壤構成一較高強度且較低壓縮性之複合地盤。本法於地層中形成連續而緊密之礫石柱狀體，故稱為礫石樁工法或粗礫樁工法(Granular Column Method)。主要應用於改良深度大於 13 m，以動力夯實工法無法有效改良之地區及護岸地區。

礫石樁工法可分為「濕式頂部投料」與「乾式底部供料」兩種施工方式。相較於濕式使用噴水流之施工方式，乾式空氣輔助施工可保持乾淨之施工環境，同時底部供料方式較頂部供料方式，可確保礫石料投卸至施工深度不致半途阻塞於樁孔內，而施工品質監控記錄器可隨時掌握每一深度之投料量與夯實壓力等，較諸溼式施工更能確保施工品質及改良成果之均勻性。

5.打擊式大位移群樁工法

本法係利用打擊式大位移樁（如 PC 樁、RC 樁等）打設時，樁體對周圍地層之擠壓作用與施打時所產生之振動夯實作用，使樁周土層趨於密實，進而提昇其抗液化能力。打樁對地層之加密效果與樁徑、樁距等有關，樁徑愈大且樁距愈小則加密效果愈顯著。

港灣地區採用打擊式基樁工程為最合適基礎型式之一，不僅可能解決新生地地質鬆軟承载力不足之問題，亦可減少沉陷與不均勻沉陷，打擊樁樁群更可降低基礎下方之液化潛能，此外，施工迅速、品管容易為其優點，惟施工應採用適當因應對策，以降低噪音、振動及空氣污染等問題。

9.1.7 特殊地盤改良工法

近年來，國內曾採用地層冰凍工法、炸震夯實工法等較特殊之地盤改良技術：

1.地層冰凍工法(Ground Freezing Method)

冰凍工法乃以不凍液(Brine 氯化鈣水溶液)，在冷凍機內以-20℃~-40℃的溫度循環，輸送到地層內之冰凍管使土壤內之地下水冰凍。

2.爆炸夯實工法(Blasting Densification Method)

本工法係運用鑽孔裝置炸藥於所欲改良之土層深度，利用不同之炸點配置、爆炸輪進及延時，藉引爆炸藥所引起之高壓振波，使炸點附近土層產生局部液化，使土壤顆粒重組，達到密實土層之目的，並提高土壤強度。由於爆炸引致之夯實效果與引爆點之覆土荷重成正比關係，故本工法較適用於深層砂質地盤之改良；本工法已有許多成功案例，曾被使用於碼頭、道路、飛機場及土石壩等大面積基地深層土壤之改良。

本工法最大優點為改良費用較低，但改良效果之均勻性較差，且對於深層之緊密土層可能造成反效果，而且爆炸產生之振動可能造成魚類死亡，故其應用有所限制。Hansbo(1983)曾提出一爆炸夯實工法

改良鬆砂層之指導原則示。

3.排水工法

利用排水以防止砂質地盤液化之工法可分為主動排水與被動排水兩類。主動排水係指長期降低地下水位或至少在地震預報階即將來襲段降低水位；以增加地層中之有效應力；被動降水則是提高地盤之透水性，或縮短可能液化土層之排水路徑，使地盤受震時得以將超額孔隙水壓迅速排除，以抑制地震時之孔隙水壓上升，而達到防止液化之目的。

9.2 改良工法適用性評估

地盤改良之目的在於改善軟弱地盤的工程性質，例如增加地層之承載力及抗剪強度、減少壓縮性、改變透水性、增加地層穩定性及改善地層動態性質等，以為工程設計之所需。地盤改良工法種類很多，各種工法均具有其特性與適用範圍，如表 9-1～表 9-5 所示。如何選擇適當的地盤改良工法以符合工程需求並達到經濟有效之目標，須考量下列諸因素：

- 1.場址未來使用計畫及改良所要求程度。
- 2.地盤之土壤性質及地層分佈狀況。
- 3.改良技術、機具設備與使用材料等條件。
- 4.軟弱地盤及地盤改良之範圍深度。
- 5.以往施工經驗。
- 6.工期考量。
- 7.工程經費。
- 8.環境因素之考量及其他限制因素。

通常選擇地盤改良工法之原則如下：

- 1.若需改良深度不深，可考慮振動夯實方式。

- 2.若基地位於郊區空曠地區，受施工噪音、振動之限制較少，可考慮採用動力壓密工法、振動揚實法、甚或爆震方式，其施工迅速費用低，一般適用於大面積建築工區，惟需確保環保問題。
- 3.對於非郊區大型工程，則可利用具有排水壓密效果之擠壓砂樁工法、礫石樁工法、深層振動工法，若允許抽取地下水，則亦可採降水工法達到壓密效果。
- 4.化學固結工法一般費用較高，惟若只於基礎下方或基礎外圍局部改良，亦不失為可行之方法。
- 5.事前混合處理通常僅用於新生地填築，可免除事後再改良工作。

9.3 地盤改良工法之設計

當一般基地調查資料不足，或不符地盤改良規劃及設計需求時，應針對地盤改良目的、改良方法進行特定目的之補充調查。地盤改良設計文獻可參考土木技術編輯室(1999)；陳逸駿(2003)等。地盤改良之設計應依下列原則進行(建築技術規則，1999)：

- 1.選擇改良方法或材料時，應考慮改良效果之時效性及材料之耐久性。
- 2.應就地盤改良之力學機制，研判可能發生之破壞模式或力學行為，並參考類似案例設計之。
- 3.若某一地盤改良技術未臻成熟，除非已具有相當豐富之類似工程經驗，否則應以現場測試或室內模型試驗，證實該改良方法及設計理念之可靠性。
- 4.考慮改良效果之不均勻性，應適當且保守之選擇改良後地層之設計參數。
- 5.應考慮改良區外之鄰近地層可能受改良施工影響而產生地層壓縮、沉陷、隆起、側向移動、振動或強度減低等現象，並對鄰近地區之構造物，採行適當之防護措施。
- 6.應考慮地盤改良可能對環境所造成之污染。

表 9-1 地盤改良之目的與其適用之工法一覽表(國工局，2004)

改良目的	適用工法		
1.增加土壤抗液化能力 2.降低土壤位移量	預載工法	排水工法	礫石排水樁
	深層動力夯實	振動夯實	礫石樁
	砂礫石夯實樁	炸震夯實	注入灌漿
	擠壓灌漿	噴射灌漿	深層土壤攪拌工法
抵抗構造物之差異沉陷	預載工法	注入灌漿	擠壓灌漿
	噴射灌漿	微型樁	
增加土壤抵抗龜裂、變形及差異沉陷之能力	注入灌漿	擠壓灌漿	噴射灌漿
	微型樁	土釘工法	
降低立即沉陷	預載工法	排水工法	深層動力夯實
	振動夯實	砂礫石夯實樁	炸震夯實
	擠壓灌漿	噴射灌漿	深層土壤攪拌工法
減少壓密沉陷	預載工法	排水工法	電極滲透法
	礫石樁	擠壓灌漿	噴射灌漿
	深層土壤攪拌工法		
增加壓密沉陷速率	預載工法	排水工法	礫石排水樁
	預鑄垂直排水帶	電極滲透法	砂礫石夯實樁
加強邊坡穩定性	排水工法	砂礫石夯實樁	滾壓混凝土
	注入灌漿	擠壓灌漿	噴射灌漿
	深層土壤攪拌工法	土釘工法	生態穩定工法
降低土壤滲透性	振動夯實	拌合穩定法	注入灌漿
	擠壓灌漿	噴射灌漿	深層土壤攪拌工法
	凍結工法		
強化及/或充填路堤/橋臺/基礎之介面	振動夯實	拌合穩定法	滾壓混凝土
	注入灌漿	擠壓灌漿	噴射灌漿
充填滲漏之管線或降低管線周圍之管湧現象	注入灌漿	滾壓混凝土	注入灌漿
	擠壓灌漿		
增加土壤抗侵蝕能力	拌合穩定法	滾壓混凝土	生態穩定工法及土壤生態工法
分散性黏土之穩定	拌合穩定法	生態穩定工法及土壤生態工法	
	添加保護層(如排水或濾層等)		
膨脹性土壤之穩定	置換工法	排水工法	滾壓混凝土
崩陷土壤之穩定	深層動力夯實	振動夯實	砂礫石夯實樁
	滾壓混凝土	灌漿工法	土釘工法
	生態穩定工法	凍結工法	

表 9-2 地盤改良之工法一覽表(經濟部水利署，2003)

防治手段	改良方法	工法名稱	工法概要	工法特徵	最大改良深度(m)	備註	對週邊環境之影響及既有構造物之影響與適用性
	置換	土壤置換工法	將軟弱地盤以挖除方式或強制方式除去，而以不易液化之材料(例如：碎石)替代。	1.用於一般土壤地層。 2.良質材替代。 3.適用於改良地層相當接近地表、且寬度受限的場合。	10 至 20	1.與滾壓併用。 2.工時必須止水。 3.對費用中高。 4.採用爆破置換工法，應注意安全性。	1.週邊影響少。 2.破壞既有構造物，才能進行置換。不適用於既有構造物。
	(降低地下水位) 脫水	深井排水工法	構造物的周遭用止水壁圍住，藉由深井降低其內部的地下水位。	1.適用於無法在構造物下方進行施工之情形。 2.適用於乾淨砂或沉泥砂質地層。	10 至 30	1.會促進沉陷，造成過壓密效果。 2.須注意排水泵浦的管理維修。 3.接近海或河川等地下水豐富的區域，降低地下水位之效果不佳。	1.必須考慮既有構造物的下沉。 2.對既有構造物而言，需永久設置抽水設備，且有維修及排水問題。
	(降低地下水位) 脫水	點井排水工法	以集水管連結打入土中之井點，施以真空抽吸地下水，達到降低地下水位之目的。	1.適用於無法在構造物下方進行施工之情形。 2.適用於乾淨砂或沉泥砂質地層，透水性不良之地盤(10-4~10-5 cm/sec)亦適用。	5 至 7	1.會促進沉陷，造成過壓密效果。 2.須注意排水泵浦的管理維修。 3.接近海或河川等地下水豐富的區域，降低地下水位之效果不佳。 4.只能改良淺層地盤，抗液化效果差。	1.必須考慮既有構造物的下沉。 2.對既有構造物而言，需永久設置抽水設備，且有維修及排水問題。

表 9-2 地盤改良之工法一覽表(經濟部水利署，2003) (續)

防治手段	改良方法	工法名稱	工法概要	工法特徵	最大改良深度(m)	備註	對週邊環境之影響及既有構造物之影響與適用性
	壓實	擠壓樁工法	使用柱樁打入砂質地盤即有同體積之土量被排除，其中一部分造成地盤之隆起，大部分成為壓實地盤而減少孔隙比，因孔隙比之減少而增加其強度，減少沉陷達到改良地盤的效果。	1.一般均採用於當筏式基礎其承载力不足情形時，作為補助措施。 2.柱樁之打設方法有錘擊法、壓入法、振動法、噴射法等。 3.由打樁時對地盤之壓入、衝擊及振動效果產生壓實作用。		使用木樁、混凝土樁等廉價樁密集打入土內，雖採用廉價樁，但與其他工法相比，材料仍屬昂貴，非經濟之工法。	1.有震動及噪音之問題。 2.無法在既有構造物下施作。
		密爆炸壓工法	在欲改良土層埋置炸藥，藉由瞬間爆炸衝擊力達到使土層緊密之效果。	1.如同預先施以人工地震，促使鬆軟砂質地盤液化，而使其產生緊密現象。 2.施工迅速且可改良大範圍土壤(如海埔新生地)及工程費用低。	可改良較深層之土層。	1.在施工前需詳細計算單位炸藥量。 2.需注意施工安全問題。	1.有震動及噪音之問題。 2.無法對既有構造物液化地盤施作。
	壓實	密動力壓工法	以巨大的重錘自高處落下，藉由落地時所產生之衝擊力及振動以壓實地層。	1.適用於各種地層。 2.施工期較一般地盤改良工法為短。 3.操作簡易迅速，適用於大區域，改良後相對密度可達 80%。	20	1.改良地層細粒料成分佔大部分者，則改良效果減低。 2.設計方法理論尚不完整。	1.震動及噪音很大。 2.無法對既有構造物液化地盤施作。
		震實工法	將內藏震動器的鋼管，前端噴嘴一邊噴出水、一邊垂直貫入地下。當到達預定的深度時，藉由震動器一邊使鋼管振動、一邊慢慢撤回。地層因振動而壓實的結果，在鋼管周圍形成的間隙則填入砂礫、礦渣、砂等粗粒材。	1.細粒料含量低於 15%之砂質地盤改良效果佳。 2.地盤改良效果均勻。 3.受地下水影響。 4.施工期間短，且施工安全性高。	13 至 15	1.改良地層的細粒料含量超過 40%者，很難達到改良效果。 2.震動器為水平震動，一般震動機無法使用，且故障率高。 3.多施工於較淺之地層。 4.施工費低廉。	1.仍有震動及噪音問題，但問題較小。 2.無法對既有構造物液化地盤施作。

表 9-2 地盤改良之工法一覽表(經濟部水利署，2003) (續)

防治手段	改良方法	工法名稱	工法概要	工法特徵	最大改良深度(m)	備註	對週邊環境之影響及既有構造物之影響與適用性
	固結	壓實兼脫水	將前端原為閉塞的鋼套管貫入地下，到達預定的深度時，將砂貫入套管，當砂一邊壓入地下時、一邊抽出套管而形成砂樁。	1.施工簡單，適合各種軟弱地盤。 2.對砂樁周圍土層具有夯實作用。 3.砂樁構成周圍土層內孔隙水之排水路，促進壓密作用。 4.可補強地盤，亦可達成均勻之地盤改良。 5.施工結果之可靠性高。 6.軟弱砂質地盤由於夯實作用可降低透水性。	20 至 35	1.工程費低廉。 2.砂樁若有中斷或搗實不足則無法獲得預定之效果。	1.有震動及噪音之問題。 2.無法在既有構造物下施作。
		噴射攪拌工法	係利用噴射混合攪拌灌漿材料之施工方法。以超高速噴射水或灌漿液，在極短時間切削地盤，此切削部分之土砂再與灌漿液混合，使其膠凝硬化，在預定之方向或範圍內形成灌漿硬化物。	1.土壤粒子的組織相互結合，因此改良部分不會發生液化。 2.幾乎不需鑽(挖)掘工事。	大於 20	1.會有要處理被置換排出之殘土的問題。 2.相對費用中至高。 3.不適用於卵礫石地盤。	1.震動與噪音較小。 2.施工時週邊地層會發生變位。
		水泥系(深層)混合處理工法	將水泥漿、水泥砂漿或水泥固化材用掘削攪拌機與軟弱地盤混合攪拌，在原位置依照預定強度製造改良形狀(水泥塊型、壁型、格子型、樁型)以改良地盤。	1.土壤粒子的組織相互結合，因此改良部分不會發生液化。 2.幾乎不需鑽(挖)掘工事。 3.適用於軟弱粘土或疏鬆砂土層。	4 至 60	1.短時間內即可獲得所要強度。 2.相對費用中至高。 3.不適用於卵礫石地盤。	1.安定處理材通常以低壓(1~2kg/cm ²)灌入，幾乎不會流出浸透影響到週邊地盤。 2.震動與噪音較小。 3.不會發生二次公害。 4.施工時週邊地層會發生變位。 5.施工機具設備大，無法對既有構造物施作。
		低壓灌漿工法	將灌漿材料注入地盤中，藉其填充孔隙或膠化凝結之作用，以減少地盤之透水性或增加地盤強度之工法。	1.灌漿材料填充土壤顆粒間的孔隙，使地盤不透水性降低。 2.凝固軟弱地盤增加強度。 3.機具設備在狹窄空間亦可施工。	大於 20	1.施工及品質之管理較困難。 2.改良土體之耐久性仍有疑慮。	1.震動與噪音較小。 2.灌注壓力小，不會造成地盤隆起。

表 9-2 地盤改良之工法一覽表(經濟部水利署，2003) (續)

防治手段	改良方法	工法名稱	工法概要	工法特徵	最大改良深度(m)	備註	對週邊環境之影響及既有構造物之影響與適用性
土壤性質的改良	固結	凍結工法	將冷凍管插入土中，利用冷媒在冷凍管中循環，將土中熱量攜出，土壤孔隙中之水凍結成冰，使含水之土壤固結產生高強度及不透水性。	1.適用於所有土壤。 2.改良效果均勻。 3.凍結後之土壤強度甚高，且完全不透水。		1.有地下水流動時，改良效率差，嚴重時甚至無法達到凍結之效果。 2.費用昂貴。	1.凍結會造成土壤膨脹，使改良範圍內之地盤或既有構造物向上隆起。 2.因解凍會造成地盤體積變化，而產生地盤強度降低或地盤沉陷。 3.凍結改良效果不具永久性。
	剪力變形抑制	遮斷壁(板樁或連續壁)工法	在建物的外圍設置剛性大的連續地下版(鈹)壁，防止剪力變形，另與樁併用，以抑制地震時的變形。	1.可遮斷來自週邊的孔隙水壓的傳播。 2.可抑制或阻隔地震時的剪力變形。	40	1.續壁在鬆砂中不易施作。 2.可考慮併用地下水位降低工法。 3.施作連續壁費用高。	1.對週邊環境影響較小。 2.可適用於即有建物。 3.打設板樁有噪音及震動問題。 4.若既有構造物與壁體間有間隙，地震時地下水可能由此排出，而造成沉陷。
變形及孔隙水壓有關條件的改良	孔隙水壓消散	碎石樁排水工法	將螺旋套管在預定的位置旋轉貫入後，碎石一邊灌入地下、一邊撤回套管，使在地下形成碎石樁，以抑制地震時超額孔隙水壓的上升。	1.可增加土壤承载力。 2.透水性比任何人工材料高。 3.施工管理不易，工期長。	30	1.有時和其它工法併用。 2.相對費用中至高。	1.震動與噪音小。 2.不會對週邊地層產生變位，可在即有建物附近施工。 3.無法讓既有構造物座落在樁上，會有地震後發生沉陷之問題。 4.排水路徑有所改變，雖不會液化，但可能會有差異沉陷之問題。

防治手段	改良方法	工法名稱	工法概要	工法特徵	最大改良深度(m)	備註	對週邊環境之影響及既有構造物之影響與適用性
		人工材料排水工法	壓入或旋轉貫入套管，將人工材料的排水材設置於地下。排水材的週邊用過濾材覆蓋以防止堵塞，此方法可抑制孔隙水壓的上昇。排水材料為塑膠、高分子材料或鋼鐵所製成之管狀排水材。	1.使用人工材料，施作品質較為固定。 2.在地面下無斷面不均，排水不良之情形。 3.易於控制管理、施工。	20 至 30	1.適合狹隘場所的施工。 2.有各種形狀的排水材料。 3.工費用較低。	1.震動與噪音小。 2.不會對週邊地層產生變位，可在即有建物附近施工。 3.有地震後殘留沉陷的問題，影響既有構造物。 4.排水路徑有所改變，雖不會液化，但可能會有差異沉陷之問題。

表 9-3 各類地盤改良工法之適用表(國工局，2004)

工法	適用地盤	有效深度	平面配置	優點	限制條件
置換工法	不限	數公尺	N/A	改良深度可精確控制	經費較貴，挖掘之廢土需妥需處理，暨有建築物可能需臨時支撐
預載工法	無特別限制，唯以軟弱黏土及粉土較常用	數公尺。	N/A	無須特殊技術，於公路工程土石取得較容易	工期較長
排水工法	重力排水較適用於粗粒土壤之地盤；強制排水主要用於粉土質及黏土之地盤		視應用情況而定。	除抽水機具與管線外，毋需其他機具與材料，施工單純	需考慮抽水所引起之周遭地盤下陷問題
礫石排水樁	砂土、粉土質沙	約 20 公尺	間距隻選取以盡量降低超額孔隙水壓為原則。	工程經費不高，且不需整體區域皆進行改良	一般需要較密集之間距配置，且沉陷之控制較難達成
預鑄垂直排水帶	較適用於高壓縮性土壤、黏土質砂、沉泥、黏土及黏土混合物	可達到 65 公尺，惟如超過 20 公尺則需用吊車安裝。	四方形或三角形配置，間距 1.5~6m	改良效果佳，成本低，超作單純	在壓縮土層之上如有卵礫石等地層，則本工法較不適用
電極滲透法	飽和之黏土	數公尺	視應用情況而定	毋需大型施工機具，成本不高	改良深度不深，且其改良效果有限
深層動力夯實	飽和砂土及粉土質砂，部分飽和砂	可達到 10 公尺	四方形配置，其間距約 2.6m	成本低，施作單純	改良深度受限；需要足夠作業空間；有振動公害
振動夯實	砂土、粉土質砂、礫石質砂(細粒料含量小於 20%)	30 公尺	四方形或三角形配置間距 1.5~3m	改良深度內效果加且均勻，對周遭環境之振動危害較深層動力夯實法及炸震夯實法輕	需特殊機具，且成本較高，對卵石質地層不適用

表 9-3 各類地盤改良工法之適用表(國工局，2004) (續)

工法	適用地盤	有效深度	平面配置	優點	限制條件
礫石樁 (振動置換)	鬆砂或黏土質砂、粉土 質粉土	30 公尺	四方形或三角形配置 間距 1.5~3.5m	排水、加勁效果佳，改良 深度內品質均勻	需特殊施工機具，且卵礫石 之土層不適用
砂礫石 夯實樁	大部分地層均可適用	20 公尺	四方形或三角形配置 間距 1~3m	排水、加勁效果佳，改良 深度內品質均勻	需特殊機具，施工進度較 緩，成本較高
炸震夯實	飽和砂、粉土質砂	無特別限制	四方形或三角形配置 間距 8~15m(在已開發 區域其間距宜縮減)	工程費不高，施工技術不 複雜	有振動及噪音之害，施工人 員之心理障礙需克服
拌合穩定法	水泥—砂土或粉土質 沙；石灰—黏土或黏土 質沙	數公尺	N/A	改良深度可精確控制	改良效果視現場拌合及夯實 程度而定
滾壓混凝土	砂土或礫石層細粒料 含量低於 15%	N/A	N/A	可獲得較陡之坡度 (1V:0.7H)，其材料可用 傳統之運輸工具輸送	混凝土澆製須迅速，各層之 澆製面需保持潔淨
注入灌漿	砂土或較粗粒之土壤	無特別限制	三角型配置，間距 1~2.5m	不會產生超額孔隙水壓 或造成土壤液化，且可進 行局部地盤改良	成本較高，細粒料土壤較不 適用
擠壓灌漿	任何可急速壓密及壓 縮之土壤，包含鬆沙	無特別限制	四方形或三角形配 置，間距 1~4.5m，一般 以 1.5~2.5m 較為普遍	改良區域較易掌控，含細 料粒之土壤亦可適用	成本較高，且須注意預力損 失之問題
噴射灌漿	任何土壤，但高塑性黏 土施工較為困難	無特別限制	視需求而定	改良區域易於掌控，含細 粒料之土壤亦可適用，可 傾斜鑽灌進行建築物底 部地盤改良	成本高，須特殊機具，且須 注意地表隆起問題

表 9-3 各類地盤改良工法之適用表(國工局，2004) (續)

工法	適用地盤	有效深度	平面配置	優點	限制條件
深層土壤攪拌工法	大部分土壤均可適用	20 公尺	視需求而定	改良成效頗佳，强度高，其格狀之配置可控制土壤液化之發生	須特殊施工機具
微型樁	任何不易坍塌之土壤	暨有建物下數公尺	視需求而定	可作為結構物支撐用	成本較高，建物周圍有沉陷之處
土釘	除軟弱黏土外，任何不易坍塌之土壤均可適用	無特別限制	每 $1\sim 5\text{m}^2$ 約需一隻灌漿土釘貨每 0.25m^2 一隻插入式土釘	本功法較具彈性，能承受較大之位移及急遽之荷重，且不需大型施工機具	土釘未安裝前必須注意邊坡之穩定性；安裝之土釘不能侵犯鄰近建物之產權；本工法有效之排水系統不逸設置
生態穩定工法	大部分利於植生之土壤均可適用	數公尺	視應用情況而定	成本不高，對淺層滑動及沖刷有效，且能夠與自然景觀相融合	植物必須保持存活，邊坡坡度如陡於 1V:1.5H 則植生不易
凍結工法	適用於任何地盤	無特別限制	視應用情況而定	凍土具高度止水性及強大的結合力，可以達到較佳之止水效果	凍土解凍後不會成為地下障礙物，影響後續工程之施工，須考慮凍結過程中冰脈之形成及水結冰後體積增加所造成土壤凍結膨脹問題，且地下水流速如超過某臨界質，水帶進的熱量亦會降低冰凍效率

表 9-4 各類地盤抗液化改良工法之適用表(林呈，2000)

改良原理	工法名稱		工法的特徵	最大改良深度(m)	對周邊的影響
密度的增大	密度增大工法	擠壓砂樁工法	1.可預期大深度、高密度化 2.改良地層的細粒成分佔大部分者，則改良後的 N 值難以上昇，較適用於細料含量小於 20%者。 3.亦可適用於粒性上之地層 4.施工管理容易，惟對緊密砂層之效果有限 5.改良後相對密度可達 80% 6.地震時較不易變形	20 至 35	1.因需藉由振動而壓實土壤，故和既有構造物間需有一定的距離。 2.施工中有振動與噪音發生。
		振動棒工法	1.欲使振動壓實效果變大，需在振動棒施以特殊加工。 2.改良地層的細粒成分佔大部分者，則改良後的 N 值難以上昇。 3.施工機械富機動性，施工效率良好 4.可使用原地土砂作為供給材料	18 至 25	振動與噪音比擠壓砂樁工法稍少
		實振浮揚工法	改良地層的細粒成分佔大部分者，則改良後的 N 值難以上昇	13.6 至 15	1.主要為水平振動。 2.振動與噪音較小。
		動力(重錘落下)壓實工法	1.細粒成分佔大部分者，則改良效果減低 2.因振動、衝擊很大，故適用於 周邊沒有會受到影響之構造物時。 3.日本用於深度 10 以內的改良案例很多 4.深度 10m 以上的改良，則需大重量(25tf 以上)的重錘。 5.操作簡易迅速，適用於大區域，改良後相對密度可達 80%。	15 至 30	與周邊構造物之間需有相當的距離
密度的增大	密度增大工法	Vibro-tamper 工法	1.適於表面地層的壓實 2.施工機械的機動性高	2 至 5	1.主要為垂直振動。 2.振動與噪音較小。
		工群樁	抑制下沉的效果佳	—	和 pile hammer 的振動、噪音相同
		炸震工法	施工迅速且可改良大範圍土壤(如海埔新生地)及工程費用低	可改良較深層之土層	1.震動週期短 2.噪音較小 3.開炸地點不宜選在建築物附近。

表 9-4 各類地盤抗液化改良工法之適用表(林呈，2000) (續)

改良原理	工法名稱		工法的特徵	最大改良深度(m)	對周邊的影響
固結	固結工法	處理工法 深層混合	1.土壤粒子的組織相互結合，因此改良部分不會發生液化。 2.適用於軟弱黏土或疏鬆砂地層 3.亦可作為土壓力降低工法 4.幾乎不需鑽(挖)掘工事	30	1.噪音與振動少。 2.施工時周邊地層會發生變位
		工法 固注化入	設備小，即使在狹窄空間亦可施工，噪音與振動的問題少	大於 20	應注意注入壓力對於接鄰構造物的影響
		工法 石灰樁	1.藉由生石灰的吸水膨脹而壓實周邊地層，可預期具有側壓增大的效果 2.適用於軟弱黏土或疏鬆砂地層	大於 20	1.噪音與振動少 2.產生粉塵
		處理工法 事前混合	1.回填後的地層不需改良 2.適用於一般土層 3.常用於新填地層（尤其是岸壁之背填土） 4.可作為土壓力降低工法	約 10	1.噪音與振動少 2.需注意水質污濁問題 3.施工時加裝防止水質污濁處理設施，可降低影響。
土壤改良 佈改粒徑分	換土工法 土壤置		1.適用於一般土壤地層 2.用良質材替代 3.適用於改良地層相當接近地表、且寬度受限的場合	10 至 20	少
飽和度降低、有效應力增大	水位降低工法 地下	深井工法	1.適用於構造物下方不能施作對策工時 2.適用於乾淨砂或沉泥砂質地層 3.造成過壓密效果	22	因為地下水位降低，發生地基下沉
		溝排水工法 暗	不需使用（作為輔助性的）排水幫浦時，維修管理所需的人力較小	—	因為地下水位降低，可能發生地基下沉
	孔隙水壓消散工法	排水工法 碎石樁	1.低振動與低噪音 2.對周邊的地層不會發生地層變形，因此可在既有構造物的附近施工 3.應用於一般沖積土地層	30	少
		人工材料排水工法	1.使用人工材料，因此施作品質較為固定 2.低振動與低噪音 3.適合貼近施工 4.小型施工機械 5.用於砂質地層	20 至 30	少

表 9-4 各類地盤抗液化改良工法之適用表(林呈，2000) (續)

改良原理	工法名稱		工法的特徵	最大改良深度(m)	對周邊的影響
飽和度降低、有效應力增大	孔隙水壓消散工法	工法 覆周圍包 排水	1.較容易施工 2.適用於液化時可能上浮的輕量地下構造物	—	少
		和壓實、鋼板工 法等併用	1.構造物附近不過用壓實工法者，則使用排水工法 2.形成有黏性的地層	—	因併用其他工法，故對周邊的影響較少
		鋼材 功能的排水	排水材料能抑制周邊地層的孔隙水壓的上昇，並防止地層剛性化。且鋼材亦可防止地層的變形	—	噪音與振動因所施工法而異
變形的抑制 隙水壓超額孔	遮斷工法	遮斷壁（鉸 樁或連續壁）	1.可遮斷來自周邊的孔隙水壓的傳播 2.可抑制或阻隔地震時的剪力變形 3.適用於一般土層（但不適宜鬆軟之細砂土）	40	少
結構性的對策	藉由堅固的地層支撐	樁基礎工法	增加樁數目和樁斷面，即使發生液化亦能保持構造物的安定	視承載層而定	樁施工時的振動、噪音
		基礎的強化（樁基）	以液化的發生為前提來設計基樁，施工則和普通的樁一樣。	—	打設補強樁時的振動
	基礎的強化	護岸的強化	以液化的發生為前提，謀求護岸的安定	—	少
		砂礫層式RC筏式基礎工法	防止因液化所伴隨的基礎下方泥土流出而導致的基礎破壞。 1.L型壁除可穩定砂礫層外，尚有保持地板乾燥之作用，因此於壁上設置連接砂礫層之排水孔 2.下砂礫層之設置有助於液化時超額孔隙水壓之消散 3.下不透水膜可防止液化時噴砂侵入上砂礫層中，因此需具有相當的強度與耐久性 4.上砂礫層即使在液化後亦仍須永遠保持乾燥 5.上不透水膜只要能防止混凝土之水泥漿流入砂礫層中即可，因此對其強度與耐久性之要求並不高	—	少

表 9-4 各類地盤抗液化改良工法之適用表(林呈，2000) (續)

改良原理		工法名稱	工法的特徵	最大改良深度(m)	對周邊的影響
結構性的對策	減低上浮量	或浮防止 鋼用樁上	藉由堅固的地層所支持的基樁、鋼 鉸的抵抗力，以防止上浮	—	打設樁、鋼鉸 時，會有振動 與噪音產生
		藉由周邊約束 以減低變形	埋設管線的保護	—	少
	順應地層的變化	層皆藉由 變位頭可 工法吸收地 曲	隨著液化所產生的下沉、變形，以 減低管線所受的應力	—	少
	液化後的變位抑制	基礎工法 設置陀螺形	1.對於軟弱地層下沉的對策有效 2.適用於小規模構造物	—	少
		物的補強 藉由地工織	用於減輕小規模構造物的受災	—	少
		鋼鉸樁圍 繞工法	適用於回填土下方不能進行地盤 改良的場合	12	打設鋼鉸樁時 有振動產生

表 9-5 地盤改良工法之成效檢核表(沈國瑞，2003)

改良工法	檢核成效之方法	
	檢核試驗	監測系統
表層夯實	夯實度(工地密度) 加州載重比(CBR) 平板載重試驗(PLT)	
深層夯實	標準貫入試驗(SPT) 圓錐貫入試驗(CPT) 孔內側壓試驗(LLT,PMT) 震測試驗	地表沉陷 地層沉陷 孔隙水壓 地層側向變形 振動監測
預壓	十字片剪試驗(VST) 圓錐貫入試驗(CPT) 孔內側壓試驗(LLT,PMT) 取樣並行室內試驗	地表沉陷 地層沉陷 孔隙水壓 側向變形
排水	十字片剪試驗(VST) 圓錐貫入試驗(CPT) 孔內側壓試驗(LLT,PMT)	地表沉陷 地層沉陷 地下水位 孔隙水壓
表層混合穩定	單壓試驗 鑽心取樣(單壓試驗) CBR 試驗 平板載重試驗	
拌合樁	試坑 鑽心取樣(單壓試驗) 現場透水 樁載重試驗	土壓及樁體壓力 地表沉陷 樁體變位 孔隙水壓 側向變形
熱處理	圓錐貫入試驗(CPT) 孔內側壓試驗(LLT,PMT) 鑽土取樣 震測	地層溫度 地下水位 孔隙水壓 沉陷或凍脹 側向變位
灌漿	現場透水試驗 圓錐貫入試驗(CPT) 孔內側壓試驗(LLT,PMT) 震測 鑽心取樣	地下水位 孔隙水壓 沉陷或隆起 側向變位 土壤及地下水污染

9.4 改良工法設計

9.4.1 擠壓砂樁工法

1.發展背景

擠壓砂樁(或稱夯實砂樁)在歐美國家雖不常採用，但在臺灣卻廣泛應用，遍及一般建物、路堤及廠房等基礎之改良，在動力壓密工法未引進前，其幾乎已成為夯壓振實改良技術之代名詞。

2.改良原理與反應機制

擠壓砂樁法為利用搗固土中之砂以增加地盤土質之密度且可增大所壓入之砂柱直徑。此種砂柱之作用不但做為壓密排水路徑且可有某種程度之支承效果，使改良後之地盤成為砂與欲改良土壤所合成之複合地盤，達到支承力改善之效果。

3.適用性評估

擠壓夯實砂樁改良適用於鬆軟地盤，諸如以人工抽砂浚填方式築造的新生地，土層種類可能是疏鬆的沈泥質細砂或是夾雜沈積的細粒土壤(silt or clay pockets)，國內亦有對淤泥層(沈泥及黏土)進行地盤改良。

4.分析與設計

本工法為利用砂樁振動改良地盤，同時藉著壓實搗固作用，減少地盤的孔隙，增加密度、增加剪力強度，亦可利用碎石或礦渣造成較砂樁更堅固的樁柱。設計係依孔隙比與相對密度之關係推算改良效果，在粘土地盤內藉經搗實的砂樁與粘土之複合地盤，使砂樁分擔較多負載，減輕粘土負載，降低沈陷量，增加地盤強度及對滑動的阻抗性，而且與砂樁排水工法相同，藉著粘土中之砂樁縮短粘土的排水距離，可有效減少壓密時間。

由於砂樁在鬆散砂和軟弱黏性土壤中作用機制不同，因此所發展出的分析理論及設計方法也不同。由於現有的計算方法及經驗公式都不具通用性，因此於土層均勻性較差或選用的評估參數不符合實際

時，對於計算結果的準確性都有影響。因此，在大規模擠壓砂樁正式進行工程之前，必須進行規模較小的前導試驗，以確定砂樁間距。臺灣地區最常用來推估擠壓砂樁間距的計算方法，可分為對砂性土壤及黏性地盤改良兩種經驗公式。

(1)砂性土壤

決定砂樁間距：砂性土壤係根據砂樁直徑，天然土壤的孔隙比及要求達到改良目標的孔隙比來推估砂樁間距，一般砂樁排列方式有正方形與三角形二種，如圖 9-1 所示。

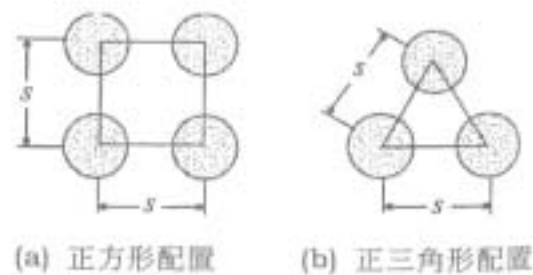


圖 9-1 擠壓砂樁常見排列方式圖

$$S = \sqrt{\frac{\pi(1+e_0)}{e_0-e}}a \quad , \text{ (正方形排列) } \dots\dots\dots (9-1)$$

$$S = 1.08 \sqrt{\frac{\pi(1+e_0)}{e_0-e}}a \quad , \text{ (三角形排列) } \dots\dots\dots (9-2)$$

式中：S 為砂樁間距，e 為需求孔隙比， e_0 為初始孔隙比，a 為砂樁半徑。

根據要求灌砂率計算：

$$V_p = \frac{S_A}{A} \dots\dots\dots (9-3)$$

式中： V_p 為單位長度平均灌砂率， S_A 為每米灌砂量，A 為砂樁截面積。

(2)黏性土壤

黏性土壤係根據預計改良支承力砂樁分攤面積，砂樁支承力

及砂樁黏土支承力分攤比來推估砂樁斷面積，其計算公式如下：

$$\sigma \times A = \sigma_s A_s + \sigma_c (A - A_s) \dots\dots\dots (9-4)$$

式中： σ 為複合地盤支承力， A 為砂柱分擔面積， σ_s 為砂柱之支承力， A_s 為砂柱面積， σ_c 為黏土之支承力， σ_s/σ_c 為荷重分攤比=5(通常為 4~6)。

5.工法特徵與施工步驟

擠壓砂樁工法之砂柱之於複合地盤有如鋼筋之於鋼筋混凝土柱。夯實砂樁施工過程中，影響改良效果最重要的步驟即是將投入砂料反覆振動擠壓夯實的動作是否確實。因此，施工中的品管(QC)即為此工法的作業重點，包括：

- (1)鋼管拉拔、擠壓的速度與高程控制應適當，且符合規範。
- (2)投砂量應足夠且均勻，避免局部投砂量不足。
- (3)遇局部軟弱或疏鬆地層，雖已擠壓夯實既定砂量，但若擠壓時反應出的電流量仍低時，應再補投砂料重覆擠壓。利用震動式機具將內徑 40 公分，且底部附有可開閉之自動閥之鋼管，豎立於事前測定之砂樁位置，而後以震動機打入地中至規定設定深度。
- (4)將一定量之合格用砂由漏斗注入管內，並以壓縮空氣壓實之。
- (5)將鋼管徐徐拔起一定深度(約 3.7 公尺)，使管中之砂經由自動閥流入管底孔中。
- (6)使拔起之鋼管再往下擠壓，並利用震動使填充砂壓擠至 1.0 公尺，樁徑約 70 公分之砂柱，依此每次拔管高度 3.7 公尺，再往下震壓 2.7 公尺，使形成 1.0 公尺長之砂柱，往復操作，直至全長完成為止。

以下為衝擊式施工法之施工順序示意圖（圖 9-2）：

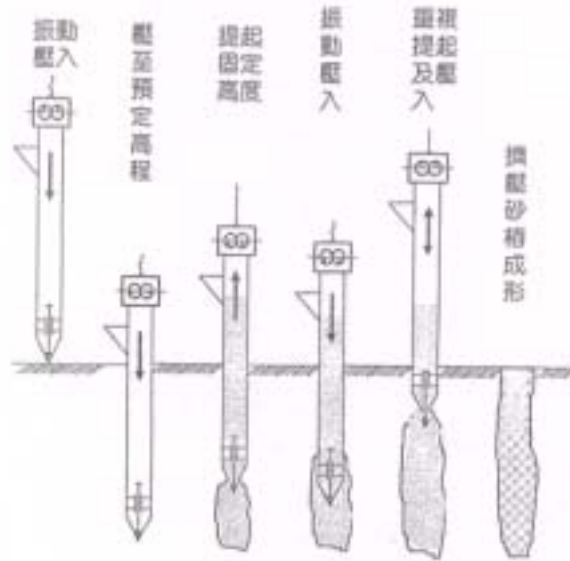


圖 9-2 衝擊式施工法施工順序圖

1. 內外管安裝在地面上，外管內部下端放置刃口用砂、礫石。
2. 利用內管作為落錘，敲打砂樁，將外管打入地盤內。
3. 將外管貫入到預定位置，打擊內管，將砂樁壓出。
4. 由內管上部補給砂料。
5. 將外管稍向上提昇，同時將砂壓入地盤內。
6. 重覆步驟 5 之操作。
7. 施工完成。

6. 施工機具與設備

擠壓夯實砂樁施工機具主要有振動機、震動錘、中空鋼管(一般為直徑 40cm)、砂斗、電力設備、吊車及自動記錄器等。為確保擠壓砂樁之效果，施工機具必須由熟練之工人操作，而且施工時必須裝設各式自動記錄器，以將施工過程作成記錄。

9.4.2 預壓配合排水帶工法

1. 發展背景

當結構物建造於軟弱黏土或沉泥質黏土地盤時，除了沈陷與承載力不足的問題，還有孔隙水壓的問題。若地層承載力足夠，但其因載

重而產生之壓密沉陷時間過久，結構物完工後之設計高程將受影響。一般可以預壓之方式加速壓密量提早完成，降低未來工程問題。

2.改良原理與反應機制

預壓工法係應用壓密理論—當軟弱土壤之有效應力增加則會產生壓密行為，因此，預壓工法的主要目的是增加土壤之有效應力。本工法之原理為適當增加排水管道，提供孔隙水壓之釋放通路而加快排水速度，進而達到縮短壓密時間的要求。本工法施作早期多以排水砂樁等天然材料作為其加快壓密速率之輔助工法，但近期多被垂直排水帶等人造材料所取代。

(1)預壓工法原理

當高壓縮性的正常壓密粘土位於有限深度，且因公路路堤或土壩等構造物的建造而預期有大量壓密沉陷時，土壤的預壓可用來消除建造後沉陷的問題。預壓原理可以圖 9-3 來解釋。假設每單位面積的設計結構載重為 $\Delta P(p)$ ，且承受壓密的粘土層厚度為 H_c 。因此，由結構載重 $S(p)$ 所導致的最大主要壓密沉陷量可以表為式(9-5)：

$$S_{(p)} = \frac{C_c H_c}{1+e_0} \log \frac{p_0 + \Delta p_{(p)}}{p_0} \dots\dots\dots (9-5)$$

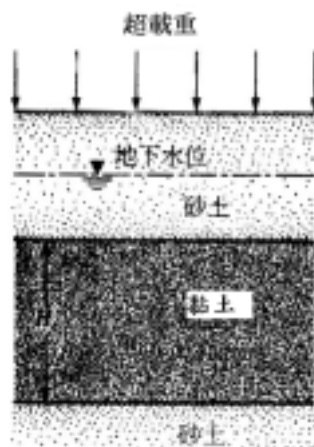


圖 9-3 預壓原理示意圖(Das,2000)

而在上部載重下沉陷-時間關係特性將如圖 9-4 所示。然而，若

一附加荷載置於地表，則主要壓密沉陷 $S_{(p+f)}$ 將為：

$$S_{(p+f)} = \frac{C_c F_c}{1+e_0} \log \frac{p_0 + [\Delta p_{(p)} + \Delta p_{(f)}]}{p_0} \dots\dots\dots (9-6)$$

由附加荷載作用下的沉陷-時間關係亦示於圖 9-4。總沉陷 $S(p)$ 會發生在時間 t_2 ，時間 t_2 比 t_1 小很多。所以，如果將暫時性的總附加荷載作用於地表經過一段 t_2 時間，則沉陷量將會等於 $S(p)$ 。此時，若將附加荷載移除且建造單位面積永久載重為 $\Delta P(p)$ 的結構物，將不會再有顯著的沉陷發生。這套程序便稱為預壓，總附加荷載可以臨時填土來得到。

圖 9-4 表示在 $\Delta P(p) + \Delta P(f)$ 的附加載重下，載重作用後 t_2 時間的壓密度可以表示為：

$$U = \frac{S_{(p)}}{S_{(p+f)}} \dots\dots\dots (9-7)$$

將式(9-5)和式(9-6)代入式(9-7)中可得式(9-8)：

$$U = \frac{\log \left[\frac{p_0 + \Delta p_{(p)}}{p_0} \right]}{\log \left[\frac{p_0 + \Delta p_{(p)} + \Delta p_{(f)}}{p_0} \right]} = \frac{\log \left[1 + \frac{\Delta p_{(p)}}{p_0} \right]}{\log \left\{ 1 + \frac{\Delta p_{(p)}}{p_0} \left[1 + \frac{\Delta p_{(f)}}{\Delta p_{(p)}} \right] \right\}} \dots\dots\dots (9-8)$$

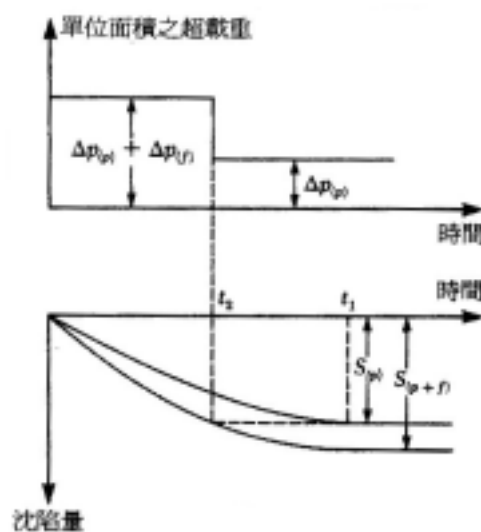


圖 9-4 沉陷-時間關係圖(Das,2000)

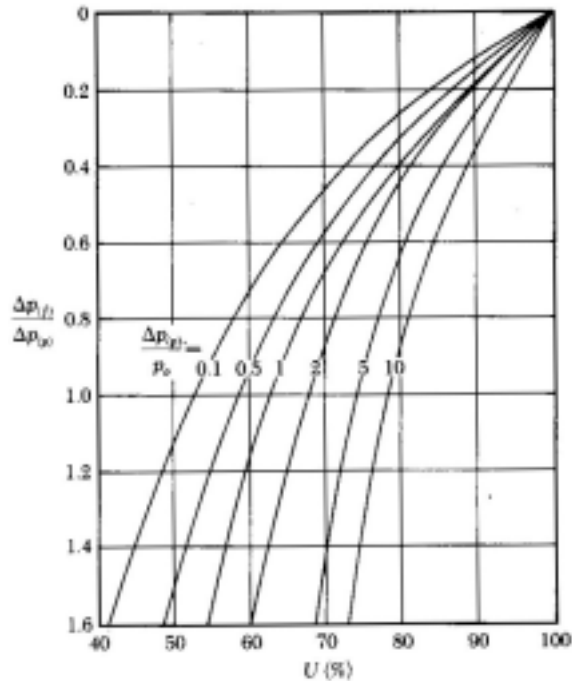


圖 9-5 不同 $\Delta P_{(p)}/P_0$ 值之 $\Delta P_{(f)}/\Delta P_{(p)}$ 對 U 圖(Das,2000)

圖 9-5 表示不同 $\Delta P_{(p)}/P_0$ 和 $\Delta P_{(f)}/\Delta P_{(p)}$ 組合時的 U 值。式(9-8)所提的壓密度實際上是圖 9-5 所示在時間 t_2 時的平均壓密度。然而，若以平均壓密度來決定時間 t_2 則可能有一些建造上的問題，這是由於在移除附加載重且加上結構荷重後，接近排水表面的粘土部分將繼續膨脹，而接近中央面的土壤將繼續沉陷，如圖 9-6 所示。

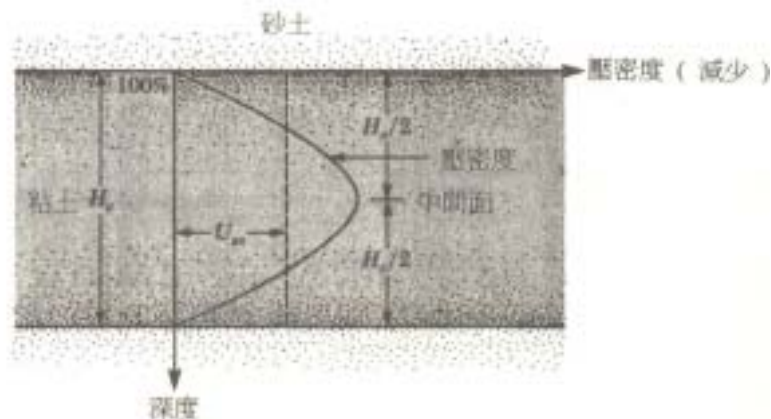


圖 9-6 壓密度-深度關係圖(Das,2000)

(2)排水帶原理

排水帶的應用是另一種加速軟弱正常壓密粘土層壓密沉陷且

在基礎建造前達到預壓的方法。排水帶是在現場以規則間距鑽孔穿過粘土層，然後於地表面施以附加載重，這個附加載重會增加粘土中的孔隙水壓。粘土中的超額孔隙水壓將經由排水而消散—在排水帶的垂直方向及輻射方向，進而加速粘土層的沉陷率。

要決定作用於地表所需的附加載重和它必須維持的時間長度，可參考圖 9-4 和使用此對應式(9-9)：

$$U_{v,r} = \frac{\log \left[1 + \frac{\Delta p_{(p)}}{p_o} \right]}{\log \left\{ 1 + \frac{\Delta p_{(p)}}{p_o} \left[1 + \frac{\Delta p_{(f)}}{\Delta p_{(p)}} \right] \right\}} \dots\dots\dots (9-9)$$

符號 $\Delta P_{(p)}$ ， P_o 和 $\Delta P_{(f)}$ 與式(9-8)中的意義相同。然而與式(9-8)不同的是上式左邊為平均壓密度而非中央面的壓密度。這平均壓密度是由於輻射的和垂直排水造成的效果。如果對任何已知時間 t_2 可以決定，則總附加載重 $\Delta P_{(f)} + \Delta P_{(p)}$ 可由圖 9-5 中輕易地獲得。

3.適用性評估

地盤改良中，土壤預壓之主要目的有二，其一是減少殘餘沉陷的發生，即讓大部分沉陷於結構物建造前先行完成；其二是藉臨時回填砂土的載重壓實，增加地盤強度，抑制殘餘沉陷的出現。依施工方式的不同，土壤預壓可分為兩種類型—為預載工法；另一為超載工法。以下將針對這兩種工法作一簡述。在結構物本體建造前，先加載與結構物荷重相當之臨時載重以提早完成將來因結構物載重而產生之壓密沉陷，謂之預載工法。一般粘性土層壓密時，在外部顯現沉陷，而在內部則隨荷重壓實而增加強度，因此，預壓工法之第一目的係使壓密沉陷於事前完成，讓對結構物有害之沉陷不致殘留；第二目的係增加地盤強度，以防止結構物破壞。不均勻沉陷可能與總沉陷量成一比例，如事先完成大部分之沉陷，則不均勻沉陷則可忽略。

路堤或堤防之部分殘餘沉陷可由加高填土予以減少，此即為超載工法之應用。本施工法所處理之地盤的承载力較結構物的接地壓力來得大，雖不致發生破壞，但沉陷量大且會長期持續。超載工法是減少

沉陷量至容許範圍之一有效工法。而當軟弱土層厚度大時，為促進壓密沉陷，常與排水砂樁或排水帶併用以期能減少工期。

而排水壓密技術係利用額外載重讓土壤產生超額孔隙水壓，或利用透水性良好之砂、砂袋(sand-pack drains)、紙帶(paper-drains)、預鑄排水帶(prefabricated drains)等材料以縮短排水路徑；或結合兩者之效果，達到地層之排水與事先壓密，以降低日後之沉陷量。

預壓配合排水帶工法主要為改善預壓工法所需時間較長的缺點，利用排水帶加速排水，使大部分壓密提早完成。根據 Terzaghi 的一維壓密理論，黏土壓密時間與排水距離二次方成正比，因此於遭遇壓密係數小且土層厚度大之黏土層時，施作時可考慮使用本改良工法。

4.分析與設計

(1)僅因輻射排水的平均壓密度

僅發生輻射排水的等應變壓密理論係由 Barron(1948)所發展，假設在垂直方向沒有排水。根據這項理論：

$$U_r = 1 - \exp\left(\frac{-8T_r}{m}\right) \dots\dots\dots (9-10)$$

式中， U_r 為僅因輻射排水的平均壓密度。

$$m = \left(\frac{n^2}{n^2 - 1}\right) \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \dots\dots\dots (9-11)$$

$$n = \frac{d_e}{2r_w} \dots\dots\dots (9-12)$$

$$T_r = \frac{C_{vr}t_2}{d_e^2} \dots\dots\dots (9-13)$$

式中， T_r 為僅用於輻射排水的無因次時間因素、 C_{vr} 為用於輻射排水的壓密係數。

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} = \frac{k}{\left[\frac{\Delta e}{\Delta p(1 + e_{av})}\right] r_w} \dots\dots\dots (9-14)$$

在式(9-14)中 k 是粘土層垂直方向的滲透係數，而在式(9-14)中 k 值需以水平方向的滲透係數 k_h 在替代。在某些情況下 k_h 可以

假設相當於 k ，然而像冰積黏土 (varved clay) 的粘土 $k_h > k$ 。圖 9-7 顯示在不同的 n 值時 U_r 對 T_r 的關係圖。

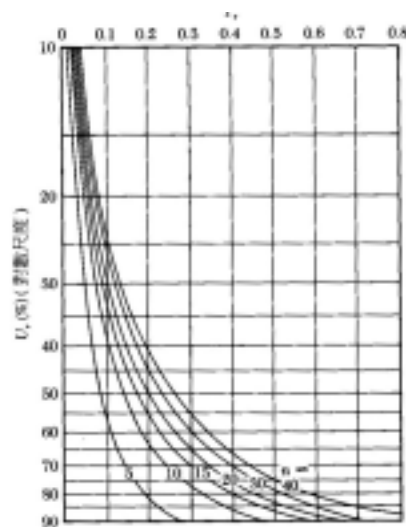


圖 9-7 僅有輻射排水時之平均壓密度(Das,2000)

(2) 僅因垂直排水的平均壓密度

僅因垂直排水的平均壓密度可以由式(9-15)和式(9-16)獲得。

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2, \quad (\text{當 } U_v = 0 \sim 60\%) \dots\dots\dots (9-15)$$

$$T_v = 1.781 - 0.9331 \log(100 - U\%), \quad (\text{當 } U_v > 60\%) \dots\dots\dots (9-16)$$

式中， U_v 為僅因垂直排水的平均壓密度。

$$T_v = \frac{C_v * t}{H_{dr}^2} \dots\dots\dots (9-17)$$

C_v 為垂直排水的壓密係數。

(3) 因垂直及輻射排水的平均壓密度

在一給定的附加載重及延時 t_2 條件下，因垂直及輻射方向排水的平均壓密度可用下式表示：

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_v) \dots\dots\dots (9-18)$$

(4) 排水預壓設計

根據地盤改良工程設計與實例手冊中 (財團法人中華顧問工程司，2005)，排水預壓工法之工程步驟包括基地調查、分析、設

計、前導試驗(或現場試作)、施工、及監測(含回饋分析)等，其相關之設計及施工流程詳圖 9-8。本工法係於無法目視之地表下進行地層改良之工作，因地層條件、分析模式、及施工不確定等因素無法完全掌握，因此設計前之前導試驗或施工前之現場試作為影響地盤改良成功與否之重要關鍵。

施工中之監測資料亦需隨時配合回饋分析，驗證土層參數、分析模式、及設計施工等各項不確定因素，並對原設計及施工作必要之調整，直至工程完成。

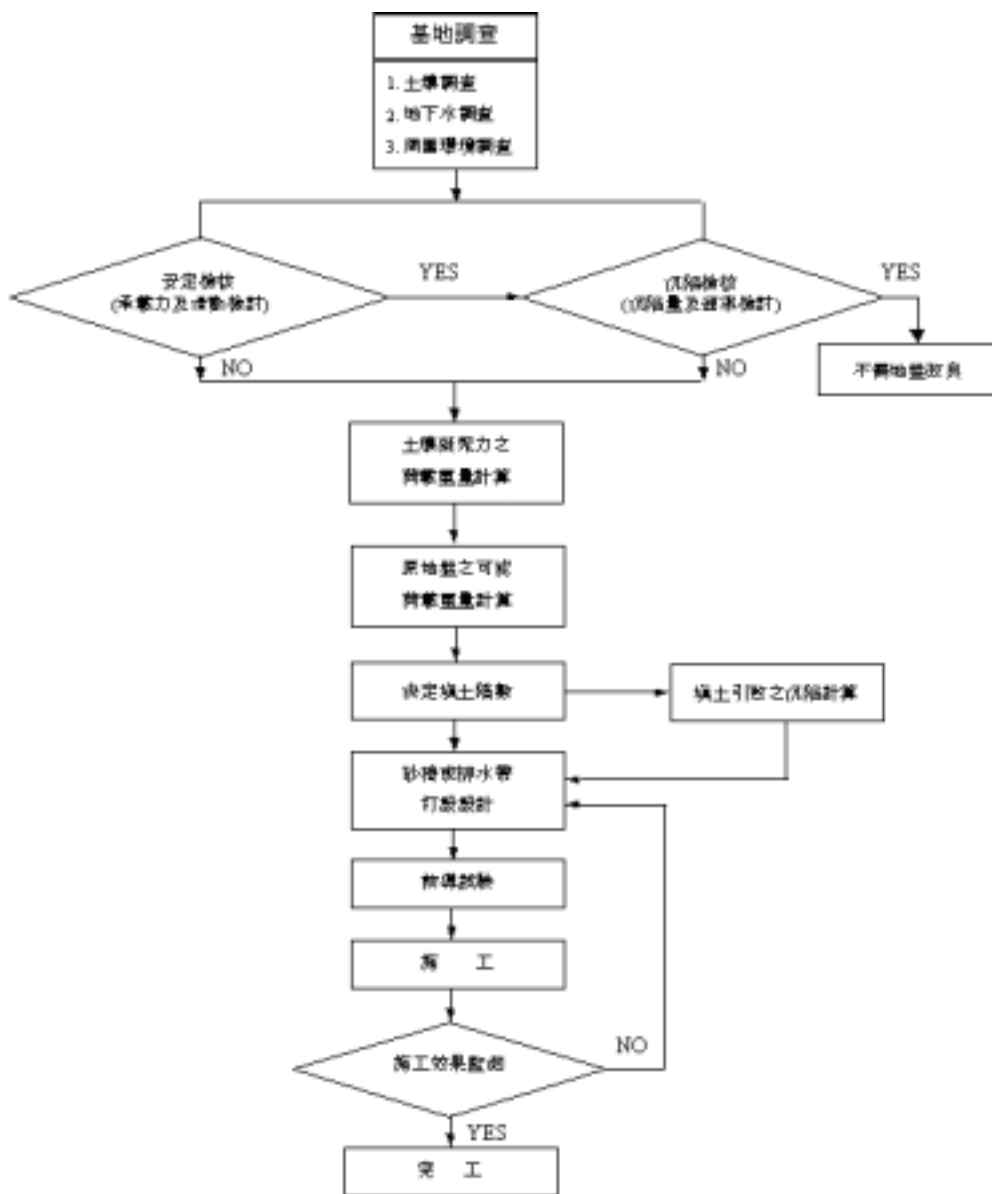


圖 9-8 預壓排水帶工法設計流程

(5)預壓設計

預載工法之設計方法如下(引用自地盤改良工程設計與實例手冊(財團法人中華工程顧問工程司, 2005)):

- 1.計算第一階段之施加载重 P_1 (不得超出土層剪力強度)。
- 2.假定一個壓密度, 然後求出強度增量。
- 3.計算達假定之壓密度所需之時間, 以確定第一階段之施加载重 P_1 所需留滯時間。
- 4.根據第2步驟所求之土壤強度求第二階段之施加载重 P_2 與留滯時間。
- 5.按以上步驟確定之載重進行每一階段之穩定分析。
- 6.計算預載下最終之沈陷量。

首先假設結構物之載重將為 P_p , 當厚度為 H_c 之粘土層受結構載重作用之壓密下, 最終沈陷量 S_p 可由式(9-19)求得:

$$S_p = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o + \Delta P_p}{P_o} \dots\dots\dots (9-19)$$

如地表載重增至 $P_p + P_f$, 其最終沈陷量 S_{p+f} 將為式(9-20):

$$S_{p+f} = \frac{C_c H_c}{1 + e_o} \log \frac{P_o + (\Delta P_p + \Delta P_f)}{P_o} \dots\dots\dots (9-20)$$

因此當載重加至 $P_p + P_f$ 經過一段時間 t_1 後, 於沈陷量達 P_p 時除去 $P_p + P_f$ 載重, 再建造單位面積載重為 P_p 之永久結構物, 地層將不致發生明顯壓密沈陷。

當載重加至 $\Delta P_p + \Delta P_f$ 經過一段時間 t_1 後, 壓密度(U)等於:

$$U = \frac{S_p}{S_{p+f}} = \frac{\log \frac{P_o + \Delta P_p}{P_o}}{\log \frac{P_o + (\Delta P_p + \Delta P_f)}{P_o}} \dots\dots\dots (9-21)$$

上述 U 係 t_1 時間之平均壓密度。因 P_o 、 P_p 、及 P_f 為已知, 由式(9-21)

可求出 U 。再由式(9-22)、式(9-23)、及式(9-24)、可推估 T_v 及 t_1 。

$$T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U\%}{100} \right)^2, \quad U=0\%-60\% \dots\dots\dots (9-22)$$

$$T_v = 1.781 - 0.9331 \log(100 - U\%), \quad U > 60\% \dots\dots\dots (9-23)$$

$$T_v = \frac{C_v * t}{H_{dr}^2} \dots\dots\dots (9-24)$$

式中： T_v 為壓密時間因數， C_v 為垂直壓密係數， t 為壓密時間， H_c 為排水路徑距離。

最後根據現地監測結果，反算分析已完成之壓密度及預估殘餘沈陷量，以確定預載之卸除時間。

(6) 垂直排水帶設計

(a) 設計考量

垂直排水帶之設計，一般而言分為預載填土、排水材料之施打深度及施打間距等三大項目。其中預載填土已於先前敘述，而施打深度則視軟弱土層的厚度而定，施打間距之設計係依據容許壓密時間及達到該壓密時間所要求之壓密度而定，垂直排水帶間距與排列須適當，以免材料成本高，不合乎經濟效應或導致排水能力不佳，因而影響土層壓密速率，至於關於垂直排水帶排列方式將於稍後介紹之。

(b) 分析設計方法

目前常用之分析設計方法有 Barron 解法、Kjellman 解法及砂袋樁排水法。因砂樁排水法之排水材料直徑 d_w ，通常在 40 公分至 60 公分之間，故係數 n ($n=d_e/d_w$ ， d_e 影響圓直徑) 通常以不超過 10 為原則，而砂袋樁排水法或排水帶法， d_w 通常在 5 公分至 12 公分之間，故 n 通常大於 10。一般而言，Barron 解法之應用結果，不論 n 值之大小均不失其準確性。因此，設計砂樁排水法、砂袋樁排水法或排水帶時，均可用 Barron 解法。而 Kjellman 解法一般適用於當 n 值大於 10，故 Kjellman 解法

僅適合於設計砂袋樁排水法或排水帶法，本研究乃以最常用之 Barron 法作為分析設計之方法。

(c)排水帶設計之相關參數

$$n=d_e/d_w \dots\dots\dots (9-25)$$

式中： d_e 為影響圓直徑， d_w 為排水井之等效直徑。

排水帶之直徑可由下式換算(見圖 9-9)。

$$d_w = \alpha \frac{2a + 2b}{\pi} \dots\dots\dots (9-26)$$

式中： a 為排水帶寬度， b 為排水帶厚度， α =換算係數(α 隨排水帶之透水性斷面積與長度等因素而異，可由圖 9-10 求出，一般由材料廠商提供)。

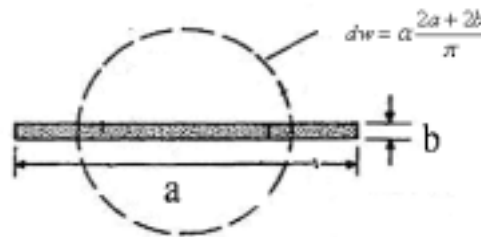


圖 9-9 排水井之等效直徑 d_w 的表示式及示意圖

其中， a 為排水帶之寬度， b 為排水帶之厚度，改繪自 (Bergado, 1993)。

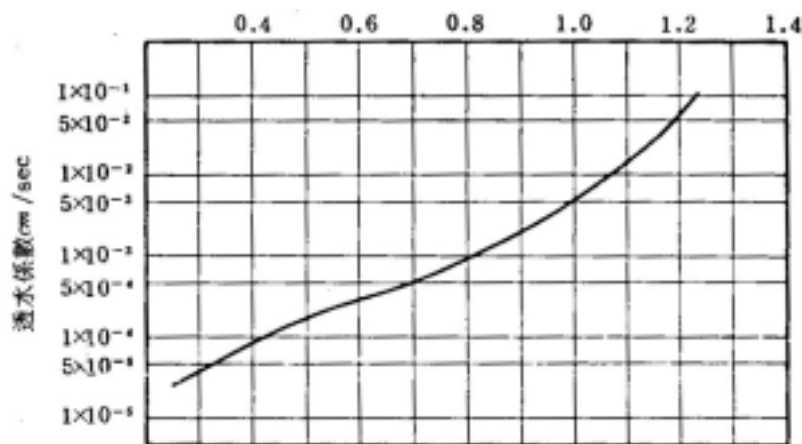


圖 9-10 透水係數與 α 之關係圖

(d)排水帶排列

垂直排水帶之排列方式包括正方形及三角形排列，如圖 9-11 所示。

對正方形排列而言：

$$\frac{\pi}{4}d_e^2 = d^2 \dots\dots\dots (9-27)$$

$$d_e = 1.128d \dots\dots\dots (9-28)$$

對正三角形排列而言：

$$\frac{\pi}{4}d_e^2 = \frac{\sqrt{3}}{2}d^2 \dots\dots\dots (9-29)$$

$$d_e = 1.050d \dots\dots\dots (9-30)$$

式中，d 為排水帶間距。

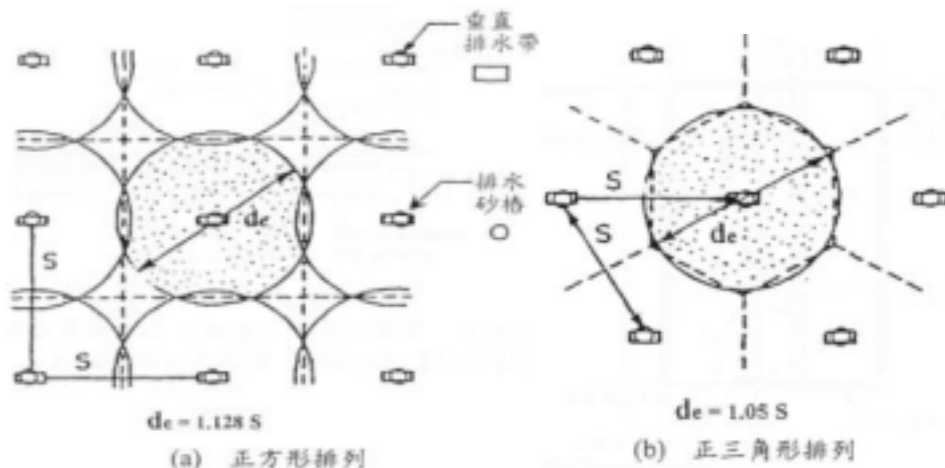


圖 9-11 垂直排水帶排列方式示意圖(Bergado, 1993)

(e)Barron 法設計步驟（財團法人中華工程顧問工程司，2005）

(i)假設適當之 n 值，再由下式計算 F(n)。

$$F(n) = \frac{n^2}{(n^2 - 1)} \times \log_e n - \frac{(3n^2 - 1)}{4n^2} \dots\dots\dots (9-31)$$

將 F(n)及壓密度 U 代入下式計算 T_h：

$$T_h = \frac{-F(n)}{8} \times \log_e (1 - U) \dots\dots\dots (9-32)$$

(ii)將 n 及 d_w 代入下式計算 d_e：

$$d_e = n \times d_w = 1.050d \text{（正三角形排列）} \dots\dots\dots (9-33)$$

$$d_e = n \times d_w = 1.128d \quad (\text{正方形排列}) \quad \dots\dots\dots (9-34)$$

式中， d 為施打間距設計值

(iii) 將 T_h ， d_e 及 C_h （水平壓密係數，通常假設為 C_v ）之值代入下式計算 t ：

$$t = \frac{T_h}{C_h} \times d_e^2 \quad \dots\dots\dots (9-35)$$

(iv) 重複(i)至(iii)之步驟，直至所求之 t 等於所要求之壓密時間為止，以此時之 d_e 值由式(9-33)或式(9-34)式反求 d (施打間距設計值)。

(v) 在(i)項 n 值之假設，因 n 小於 10，故可由 $n=2、3、4\dots$ 等開始假設；如為砂袋樁排水法，因 n 大於 10，故可由 $n=11、12、13\dots$ 等開始假設。

Barron 解法為試算法，惟實際設計時通常試算三次，求三組 t 及 d_e 值並繪成 t - d_e 關係曲線(如圖 9-12 所示)，再將欲求之 t 對應在該曲線上即可求設計之 d_e 值。 U - n - T_h 之關係除前述之計算法外，亦可查圖 9-13 或表 9-6。

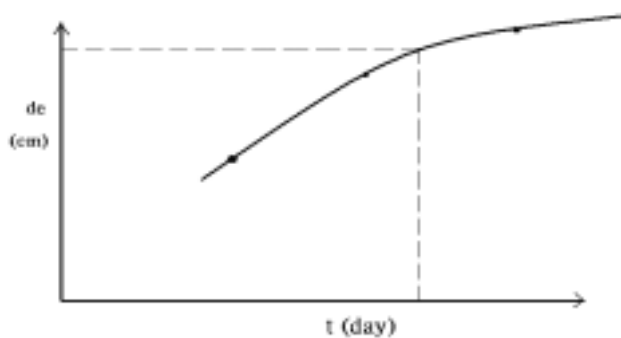


圖 9-12 t - d_e 關係示意圖

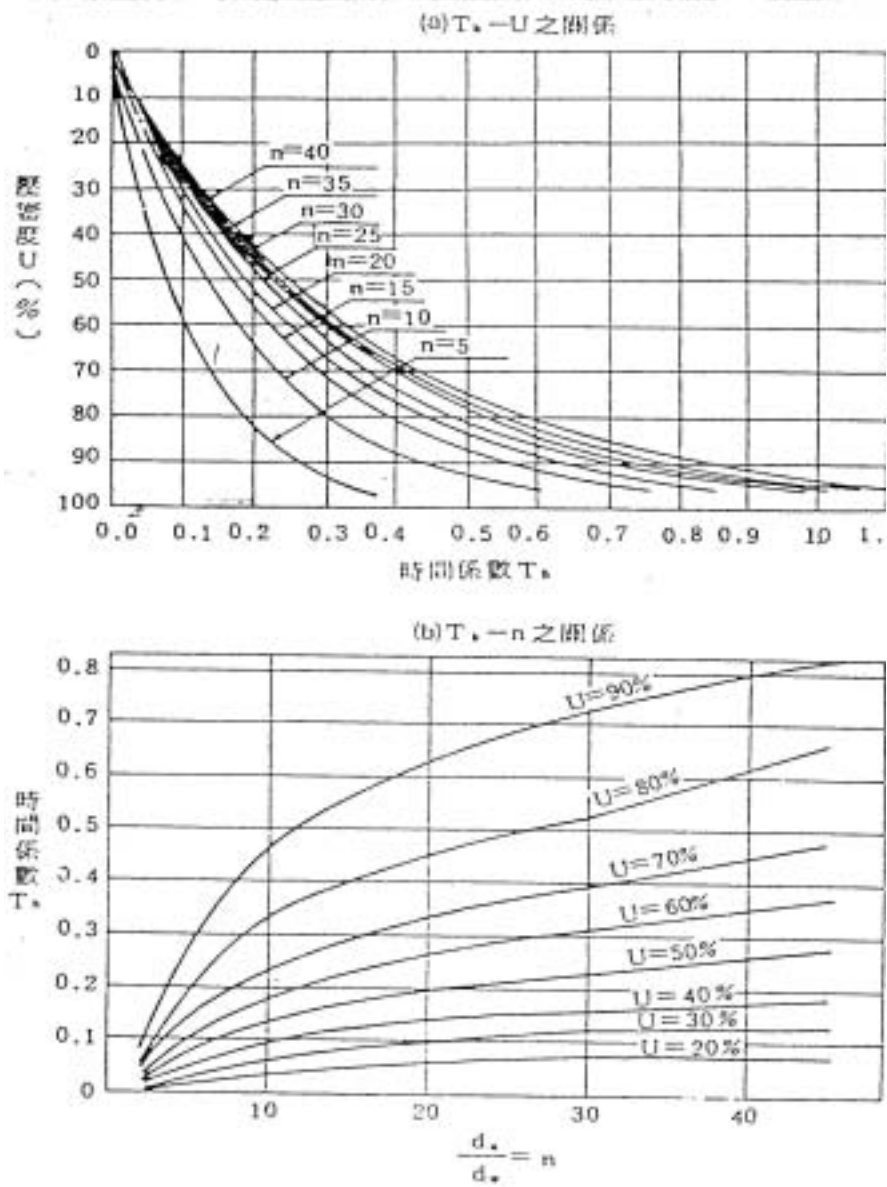


圖 9-13 $U-n-T_h$ 之關係圖

表 9-6 U-F(n)-Th 之關係數值表

	U=10 %	U=15%	U=20%	U=25%	U=30 %	U=35 %
n	F(n) th	F(n) th	F(n) th	F(n) th	F(n) th	F(n) th
2	0.23 0.003	0.23 0.004	0.23 0.006	0.23 0.008	0.23 0.010	0.23 0.012
3	0.51 0.006	0.51 0.010	0.51 0.014	0.51 0.018	0.51 0.022	0.51 0.027
4	0.74 0.009	0.74 0.015	0.74 0.020	0.74 0.026	0.74 0.033	0.74 0.040
5	0.93 0.012	0.93 0.019	0.93 0.026	0.93 0.033	0.93 0.041	0.93 0.050
6	1.09 0.014	1.09 0.022	1.09 0.030	1.09 0.039	1.09 0.049	1.09 0.059
7	1.24 0.016	1.24 0.025	1.24 0.034	1.24 0.044	1.24 0.055	1.24 0.066
8	1.36 0.017	1.36 0.027	1.36 0.038	1.36 0.049	1.36 0.060	1.36 0.073
9	1.47 0.019	1.47 0.030	1.47 0.041	1.47 0.053	1.47 0.065	1.47 0.079
10	1.57 0.020	1.57 0.032	1.57 0.044	1.57 0.056	1.57 0.070	1.57 0.084
11	1.66 0.021	1.66 0.033	1.66 0.046	1.66 0.060	1.66 0.074	1.66 0.089
12	1.75 0.023	1.75 0.035	1.75 0.048	1.75 0.063	1.75 0.078	1.75 0.094
13	1.83 0.024	1.83 0.037	1.83 0.051	1.83 0.065	1.83 0.081	1.83 0.098
14	1.90 0.025	1.90 0.038	1.90 0.053	1.90 0.068	1.90 0.084	1.90 0.102
15	1.97 0.025	1.97 0.040	1.97 0.054	1.97 0.070	1.97 0.087	1.97 0.106
16	2.03 0.026	2.03 0.041	2.03 0.056	2.03 0.073	2.03 0.090	2.03 0.109
17	2.09 0.027	2.09 0.042	2.09 0.058	2.09 0.075	2.09 0.093	2.09 0.112
18	2.15 0.028	2.15 0.043	2.15 0.059	2.15 0.077	2.15 0.095	2.15 0.115
19	2.20 0.029	2.20 0.044	2.20 0.061	2.20 0.079	2.20 0.098	2.20 0.118
20	2.25 0.029	2.25 0.045	2.25 0.062	2.25 0.081	2.25 0.100	2.25 0.121
21	2.30 0.030	2.30 0.046	2.30 0.064	2.30 0.082	2.30 0.102	2.30 0.123
22	2.34 0.030	2.34 0.047	2.34 0.065	2.34 0.084	2.34 0.104	2.34 0.126
23	2.39 0.031	2.39 0.048	2.39 0.066	2.39 0.086	2.39 0.106	2.39 0.128
24	2.43 0.032	2.43 0.049	2.43 0.067	2.43 0.087	2.43 0.108	2.43 0.131
25	2.47 0.032	2.47 0.050	2.47 0.069	2.47 0.088	2.47 0.110	2.47 0.133
26	2.51 0.033	2.51 0.051	2.51 0.070	2.51 0.090	2.51 0.112	2.51 0.135
27	2.55 0.033	2.55 0.051	2.55 0.071	2.55 0.091	2.55 0.113	2.55 0.137
28	2.58 0.034	2.58 0.052	2.58 0.072	2.58 0.093	2.58 0.115	2.58 0.139
29	2.62 0.034	2.62 0.053	2.62 0.073	2.62 0.094	2.62 0.116	2.62 0.141
30	2.65 0.034	2.65 0.053	2.65 0.074	2.65 0.095	2.65 0.118	2.65 0.142
31	2.68 0.035	2.68 0.054	2.68 0.074	2.68 0.096	2.68 0.119	2.68 0.144
32	2.71 0.035	2.71 0.055	2.71 0.075	2.71 0.097	2.71 0.121	2.71 0.146
33	2.74 0.036	2.74 0.055	2.74 0.076	2.74 0.098	2.74 0.122	2.74 0.148
34	2.77 0.036	2.77 0.056	2.77 0.077	2.77 0.099	2.77 0.123	2.77 0.149
35	2.80 0.036	2.80 0.057	2.80 0.078	2.80 0.100	2.80 0.125	2.80 0.151
36	2.83 0.037	2.83 0.057	2.83 0.079	2.83 0.102	2.83 0.126	2.83 0.152
37	2.86 0.037	2.86 0.058	2.86 0.079	2.86 0.102	2.86 0.127	2.86 0.154
38	2.89 0.038	2.89 0.058	2.89 0.080	2.89 0.103	2.89 0.128	2.89 0.155
39	2.91 0.038	2.91 0.059	2.91 0.081	2.91 0.104	2.91 0.130	2.91 0.157
40	2.94 0.038	2.94 0.059	2.94 0.082	2.94 0.105	2.94 0.131	2.94 0.158
41	2.96 0.039	2.96 0.060	2.96 0.082	2.96 0.106	2.96 0.132	2.96 0.159
42	2.98 0.039	2.98 0.060	2.98 0.083	2.98 0.107	2.98 0.133	2.98 0.161
43	3.01 0.039	3.01 0.061	3.01 0.084	3.01 0.108	3.01 0.134	3.01 0.162
44	3.03 0.039	3.03 0.061	3.03 0.084	3.03 0.109	3.03 0.135	3.03 0.163
45	3.05 0.040	3.05 0.062	3.05 0.085	3.05 0.109	3.05 0.136	3.05 0.164
46	3.08 0.040	3.08 0.062	3.08 0.085	3.08 0.110	3.08 0.137	3.08 0.165
47	3.10 0.040	3.10 0.063	3.10 0.086	3.10 0.111	3.10 0.138	3.10 0.167
48	3.12 0.041	3.12 0.063	3.12 0.087	3.12 0.112	3.12 0.139	3.12 0.168
49	3.14 0.041	3.14 0.063	3.14 0.087	3.14 0.113	3.14 0.140	3.14 0.169
50	3.16 0.041	3.16 0.064	3.16 0.088	3.16 0.113	3.16 0.141	3.16 0.170

表 9-6 U-F(n)-Th 之關係數值表 (續)

	U=40%		U=45%		U=50%		U=55%		U=60%		U=65%	
n	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th
2	0.23	0.015	0.23	0.017	0.23	0.020	0.23	0.023	0.23	0.027	0.23	0.031
3	0.51	0.032	0.51	0.038	0.51	0.044	0.51	0.051	0.51	0.058	0.51	0.067
4	0.74	0.047	0.74	0.055	0.74	0.064	0.74	0.074	0.74	0.085	0.74	0.097
5	0.93	0.059	0.93	0.069	0.93	0.081	0.93	0.093	0.93	0.107	0.93	0.122
6	1.09	0.070	1.09	0.082	1.09	0.095	1.09	0.109	1.09	0.125	1.09	0.144
7	1.24	0.079	1.24	0.092	1.24	0.107	1.24	0.123	1.24	0.142	1.24	0.162
8	1.36	0.087	1.36	0.102	1.36	0.118	1.36	0.136	1.36	0.156	1.36	0.179
9	1.47	0.094	1.47	0.110	1.47	0.128	1.47	0.147	1.47	0.169	1.47	0.193
10	1.57	0.100	1.57	0.117	1.57	0.136	1.57	0.157	1.57	0.180	1.57	0.207
11	1.66	0.106	1.66	0.124	1.66	0.144	1.66	0.166	1.66	0.191	1.66	0.219
12	1.75	0.111	1.75	0.131	1.75	0.151	1.75	0.175	1.75	0.200	1.75	0.230
13	1.83	0.116	1.83	0.136	1.83	0.158	1.83	0.182	1.83	0.209	1.83	0.240
14	1.90	0.121	1.90	0.142	1.90	0.164	1.90	0.190	1.90	0.218	1.90	0.249
15	1.97	0.125	1.97	0.147	1.97	0.170	1.97	0.196	1.97	0.225	1.97	0.258
16	2.03	0.129	2.03	0.152	2.03	0.176	2.03	0.203	2.03	0.233	2.03	0.266
17	2.09	0.133	2.09	0.156	2.09	0.181	2.09	0.209	2.09	0.239	2.09	0.274
18	2.15	0.137	2.15	0.160	2.15	0.186	2.15	0.214	2.15	0.246	2.15	0.282
19	2.20	0.140	2.20	0.164	2.20	0.190	2.20	0.219	2.20	0.252	2.20	0.289
20	2.25	0.143	2.25	0.168	2.25	0.195	2.25	0.224	2.25	0.258	2.25	0.295
21	2.30	0.146	2.30	0.172	2.30	0.199	2.30	0.229	2.30	0.263	2.30	0.302
22	2.34	0.149	2.34	0.175	2.34	0.203	2.34	0.234	2.34	0.268	2.34	0.308
23	2.39	0.152	2.39	0.178	2.39	0.207	2.39	0.238	2.39	0.273	2.39	0.313
24	2.43	0.155	2.43	0.181	2.43	0.210	2.43	0.242	2.43	0.278	2.43	0.319
25	2.47	0.158	2.47	0.184	2.47	0.214	2.47	0.246	2.47	0.283	2.47	0.324
26	2.51	0.160	2.51	0.187	2.51	0.217	2.51	0.250	2.51	0.287	2.51	0.329
27	2.55	0.162	2.55	0.190	2.55	0.221	2.55	0.254	2.55	0.292	2.55	0.334
28	2.58	0.165	2.58	0.193	2.58	0.224	2.58	0.258	2.58	0.296	2.58	0.339
29	2.62	0.167	2.62	0.195	2.62	0.227	2.62	0.261	2.62	0.300	2.62	0.344
30	2.65	0.169	2.65	0.198	2.65	0.230	2.65	0.265	2.65	0.304	2.65	0.348
31	2.68	0.171	2.68	0.200	2.68	0.232	2.68	0.268	2.68	0.307	2.68	0.352
32	2.71	0.173	2.71	0.203	2.71	0.235	2.71	0.271	2.71	0.311	2.71	0.356
33	2.74	0.175	2.74	0.205	2.74	0.238	2.74	0.274	2.74	0.314	2.74	0.360
34	2.77	0.177	2.77	0.207	2.77	0.240	2.77	0.277	2.77	0.318	2.77	0.364
35	2.80	0.179	2.80	0.209	2.80	0.243	2.80	0.280	2.80	0.321	2.80	0.368
36	2.83	0.181	2.83	0.211	2.83	0.245	2.83	0.283	2.83	0.324	2.83	0.372
37	2.86	0.182	2.86	0.214	2.86	0.248	2.86	0.285	2.86	0.328	2.86	0.375
38	2.89	0.184	2.89	0.215	2.89	0.250	2.89	0.288	2.89	0.331	2.89	0.379
39	2.91	0.186	2.91	0.217	2.91	0.252	2.91	0.291	2.91	0.334	2.91	0.382
40	2.94	0.187	2.94	0.219	2.94	0.254	2.94	0.293	2.94	0.336	2.94	0.385
41	2.96	0.189	2.96	0.221	2.96	0.256	2.96	0.296	2.96	0.339	2.96	0.389
42	2.98	0.190	2.98	0.223	2.98	0.259	2.98	0.298	2.98	0.342	2.98	0.392
43	3.01	0.192	3.01	0.225	3.01	0.261	3.01	0.300	3.01	0.345	3.01	0.395
44	3.03	0.193	3.03	0.226	3.03	0.263	3.03	0.303	3.03	0.347	3.03	0.398
45	3.05	0.195	3.05	0.228	3.05	0.265	3.05	0.305	3.05	0.350	3.05	0.401
46	3.08	0.196	3.08	0.230	3.08	0.266	3.08	0.307	3.08	0.352	3.08	0.404
47	3.10	0.198	3.10	0.231	3.10	0.268	3.10	0.309	3.10	0.355	3.10	0.407
48	3.12	0.199	3.12	0.233	3.12	0.270	3.12	0.311	3.12	0.357	3.12	0.409
49	3.14	0.200	3.14	0.234	3.14	0.272	3.14	0.313	3.14	0.360	3.14	0.412
50	3.16	0.202	3.16	0.236	3.16	0.274	3.16	0.315	3.16	0.362	3.16	0.415

表 9-6 U-F(n)-Th 之關係數值表 (續)

	U=70 %		U=75 %		U=80 %		U=85 %		U=90 %		U=95 %	
n	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th	F(n)	th
2	0.23	0.035	0.23	0.041	0.23	0.047	0.23	0.056	0.23	0.068	0.23	0.088
3	0.51	0.077	0.51	0.089	0.51	0.103	0.51	0.121	0.51	0.147	0.51	0.192
4	0.74	0.112	0.74	0.128	0.74	0.149	0.74	0.176	0.74	0.214	0.74	0.278
5	0.93	0.140	0.93	0.162	0.93	0.188	0.93	0.222	0.93	0.269	0.93	0.350
6	1.09	0.165	1.09	0.190	1.09	0.221	1.09	0.260	1.09	0.316	1.09	0.411
7	1.24	0.186	1.24	0.215	1.24	0.249	1.24	0.294	1.24	0.357	1.24	0.464
8	1.36	0.205	1.36	0.236	1.36	0.274	1.36	0.324	1.36	0.393	1.36	0.511
9	1.47	0.222	1.47	0.256	1.47	0.297	1.47	0.350	1.47	0.425	1.47	0.553
10	1.57	0.237	1.57	0.273	1.57	0.317	1.57	0.374	1.57	0.454	1.57	0.591
11	1.66	0.251	1.66	0.289	1.66	0.335	1.66	0.396	1.66	0.480	1.66	0.625
12	1.75	0.263	1.75	0.303	1.75	0.352	1.75	0.415	1.75	0.504	1.75	0.656
13	1.83	0.275	1.83	0.317	1.83	0.368	1.83	0.434	1.83	0.527	1.83	0.685
14	1.90	0.286	1.90	0.329	1.90	0.383	1.90	0.451	1.90	0.547	1.90	0.712
15	1.97	0.296	1.97	0.341	1.97	0.396	1.97	0.467	1.97	0.567	1.97	0.738
16	2.03	0.306	2.03	0.352	2.03	0.409	2.03	0.482	2.03	0.585	2.03	0.761
17	2.09	0.315	2.09	0.362	2.09	0.421	2.09	0.496	2.09	0.602	2.09	0.784
18	2.15	0.323	2.15	0.372	2.15	0.432	2.15	0.509	2.15	0.618	2.15	0.805
19	2.20	0.331	2.20	0.381	2.20	0.443	2.20	0.522	2.20	0.634	2.20	0.825
20	2.25	0.339	2.25	0.390	2.25	0.453	2.25	0.534	2.25	0.648	2.25	0.843
21	2.30	0.346	2.30	0.398	2.30	0.463	2.30	0.545	2.30	0.662	2.30	0.862
22	2.34	0.353	2.34	0.406	2.34	0.472	2.34	0.556	2.34	0.675	2.34	0.879
23	2.39	0.359	2.39	0.414	2.39	0.481	2.39	0.567	2.39	0.688	2.39	0.895
24	2.43	0.366	2.43	0.421	2.43	0.489	2.43	0.577	2.43	0.700	2.43	0.911
25	2.47	0.372	2.47	0.428	2.47	0.497	2.47	0.586	2.47	0.712	2.47	0.926
26	2.51	0.378	2.51	0.435	2.51	0.505	2.51	0.596	2.51	0.723	2.51	0.941
27	2.55	0.383	2.55	0.442	2.55	0.513	2.55	0.604	2.55	0.734	2.55	0.955
28	2.58	0.389	2.58	0.448	2.58	0.520	2.58	0.613	2.58	0.744	2.58	0.968
29	2.62	0.394	2.62	0.454	2.62	0.527	2.62	0.621	2.62	0.754	2.62	0.981
30	2.65	0.399	2.65	0.460	2.65	0.534	2.65	0.629	2.65	0.764	2.65	0.994
31	2.68	0.404	2.68	0.465	2.68	0.540	2.68	0.637	2.68	0.773	2.68	1.006
32	2.71	0.409	2.71	0.471	2.71	0.547	2.71	0.644	2.71	0.782	2.71	1.018
33	2.74	0.413	2.74	0.476	2.74	0.553	2.74	0.652	2.74	0.791	2.74	1.029
34	2.77	0.418	2.77	0.481	2.77	0.559	2.77	0.659	2.77	0.800	2.77	1.040
35	2.80	0.422	2.80	0.486	2.80	0.565	2.80	0.665	2.80	0.808	2.80	1.051
36	2.83	0.426	2.83	0.491	2.83	0.570	2.83	0.672	2.83	0.816	2.83	1.062
37	2.86	0.430	2.86	0.496	2.86	0.576	2.86	0.679	2.86	0.824	2.86	1.072
38	2.89	0.434	2.89	0.500	2.89	0.581	2.89	0.685	2.89	0.831	2.89	1.082
39	2.91	0.438	2.91	0.505	2.91	0.586	2.91	0.691	2.91	0.839	2.91	1.091
40	2.94	0.442	2.94	0.509	2.94	0.591	2.94	0.697	2.94	0.846	2.94	1.101
41	2.96	0.446	2.96	0.513	2.96	0.596	2.96	0.703	2.96	0.853	2.96	1.110
42	2.98	0.449	2.98	0.518	2.98	0.601	2.98	0.709	2.98	0.860	2.98	1.119
43	3.01	0.453	3.01	0.522	3.01	0.606	3.01	0.714	3.01	0.867	3.01	1.128
44	3.03	0.456	3.03	0.526	3.03	0.610	3.03	0.720	3.03	0.873	3.03	1.136
45	3.05	0.460	3.05	0.530	3.05	0.615	3.05	0.725	3.05	0.880	3.05	1.145
46	3.08	0.463	3.08	0.533	3.08	0.619	3.08	0.730	3.08	0.886	3.08	1.153
47	3.10	0.466	3.10	0.537	3.10	0.624	3.10	0.735	3.10	0.892	3.10	1.161
48	3.12	0.469	3.12	0.541	3.12	0.628	3.12	0.740	3.12	0.898	3.12	1.169
49	3.14	0.473	3.14	0.544	3.14	0.632	3.14	0.745	3.14	0.904	3.14	1.177
50	3.16	0.476	3.16	0.548	3.16	0.636	3.16	0.750	3.16	0.910	3.16	1.184

Barron:

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2-1} \log_e n - \frac{3n^2-1}{4n^2}$$

$$t = \frac{T_h \times d_s^2}{C_h}$$

$$T_h = -\frac{1}{8} \{F(n) \cdot \log_e (1-U)\}$$

$$T_h = \frac{C_h}{d_s^2} \cdot t$$

$d_s = nd_w = 1.050d$ (正三角形排列)

$d_s = nd_w = 1.128d$ (正方形排列)

$$U_h = 1 - \exp\left[-\frac{8T_h}{F(n)}\right]$$

9.4.3 深層攪拌工法

深層攪拌工法可區分為機械攪拌、高壓噴射攪拌、機械和高壓噴射攪拌並用等三種工法，機械攪拌依材料型態又分為漿液系和粉狀系兩種工法等。本研究將以機攪拌工法為例，解說深層攪拌工法的原理與設計。

1.發展背景

最早之 MIP (Mixing In Place)、PIP (Packed In Place)機械攪拌工法是美國所開發的，日本於 1950 年代引進該工法後於 1960 年後半年研發出目前之 DLM(Deep Lime Mixing)深層攪拌混合處理工法。繼後，CDM(Cement Deep Mixing)濕式機械攪拌工法於 1975 年開始使用，DJM(Dry Jet Mixing)乾式機械攪拌工法也於 1981 年實用化。

1980 年後擴幅機械攪拌工法 SWING (Spreadable WING)和多軸土壤水泥攪拌樁工法 SMW (Soil Mixing Wall)陸續被開發出，且也多被國內引進使用。

2.工法分類

機械攪拌工法，係利用附有攪拌翼之複式中空鑽桿，配合壓力水沖洗切削鑽掘至設計深度後，提昇鑽桿之同時以高壓噴出硬化材，並以攪拌翼將土壤與硬化材充分混合後形成固結體。施工方法依照所用之硬化材型態分，有乾式（如 DJM 工法）和濕式（如 CDM、SWING、SMW 等工法）兩種；依照攪拌軸數分，有單軸、雙軸、多軸等三種，單軸又有單管和雙重管等工法。機械攪拌工法之施工原理和攪拌翼形式如圖 9-14 所示，施工順序如圖 9-15 所示。

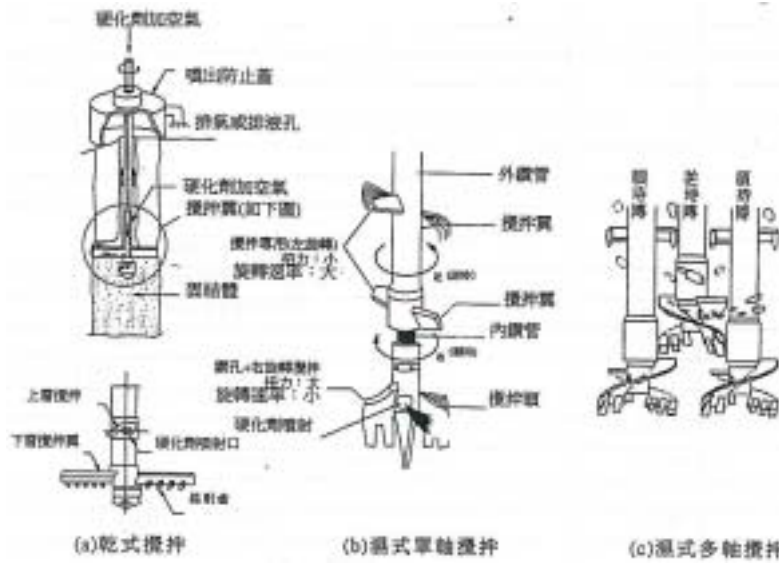


圖 9-14 機械攪拌工法之攪拌翼型式(建研所，2001)

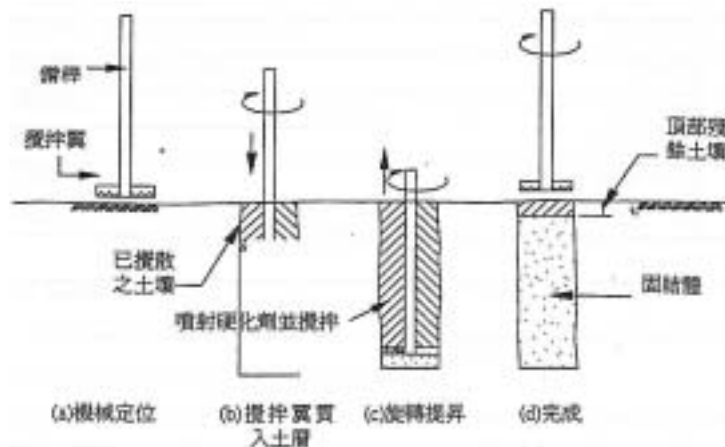


圖 9-15 機械攪拌工法施工順序示意圖（建研所，2001）

3.適用範圍

近來隨著基礎工程規模之擴大和深度之加深，深層攪拌工法應用於改良軟弱地盤逐漸普遍。應用範圍包含各種構造物基礎之地盤改良，開挖坡面之穩定，沉陷和液化之防止等。

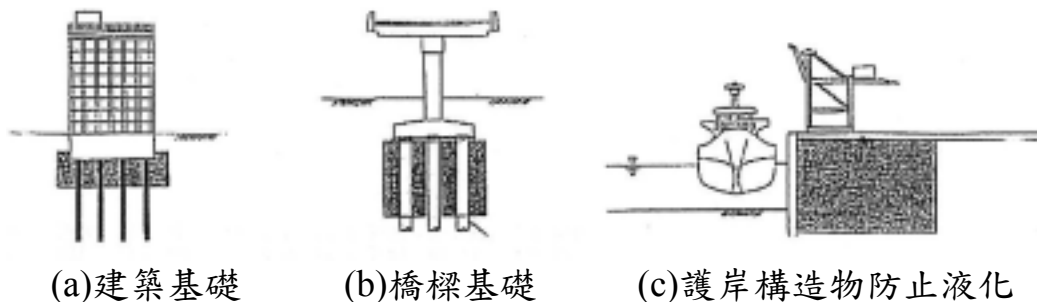


圖 9-16 深層攪拌工法之應用例

4.分析與設計

由於原地層之地質影響改良體之品質甚鉅；因此需事先精確掌握地質狀況。設計階段時施作室內配比試驗，並將結果反映至設計和施工上。為確保品質需訂定各種施工管理基準，對環境之維護尤須加以注意。深層攪拌工法之作業流程由計畫、設計、施工、品管至檢驗之一般流程如圖 9-17 所示。

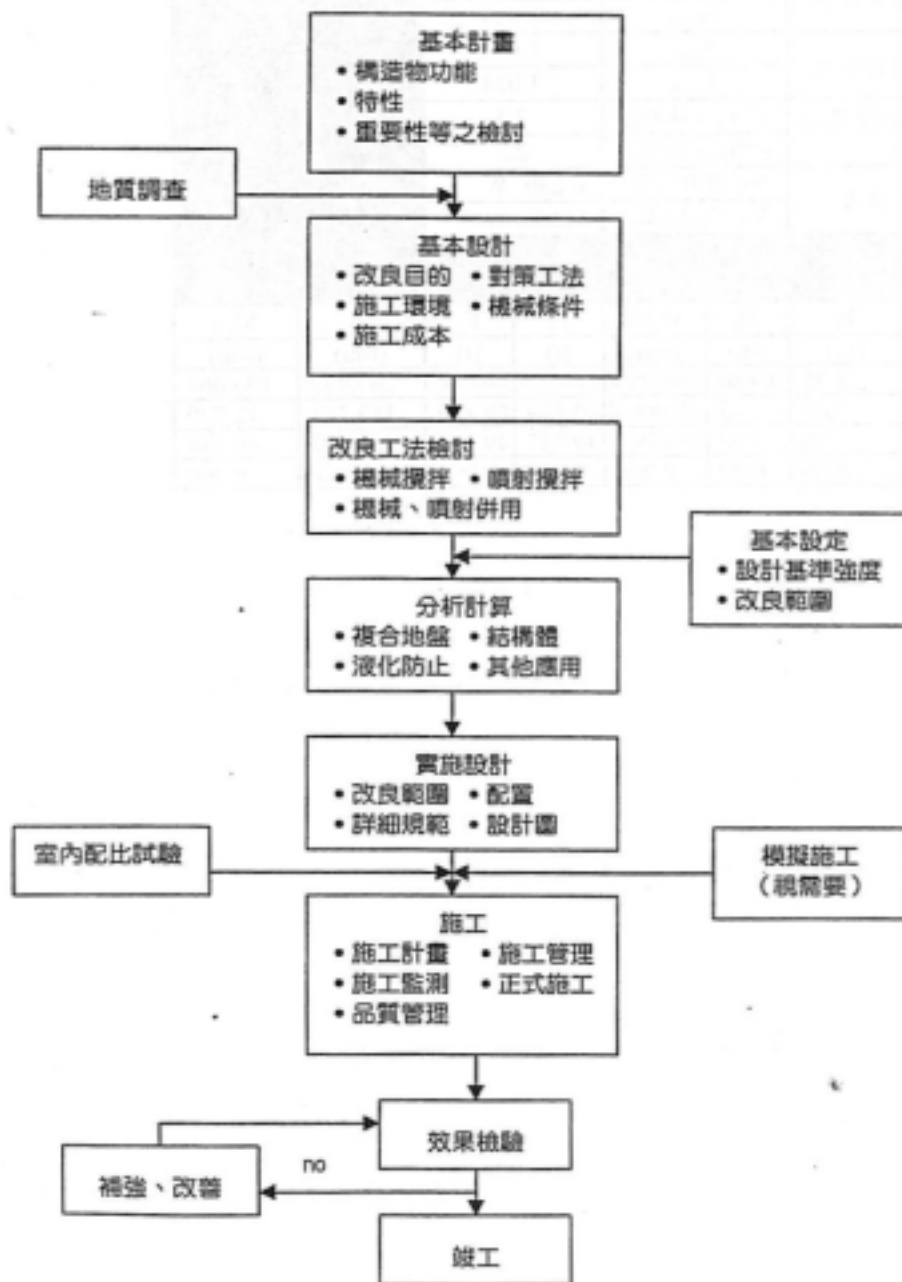


圖 9-17 深層攪拌工法作業流程圖

地盤改良之形式主要分為樁體式和區塊式兩種。設計分析之際視樁體式為複合地盤，區塊式為結構體。

改良範圍除依力學分析外，另須考慮工程目的，施工需求、重要性以及參酌各該工法之以往之施工經驗值做最後決定。

機械攪拌工法改良地盤之設計基準強度原則如後

(1) 樁體式改良地盤

設計上所用之容許壓縮應力 σ_{ca} 與設計基準強度相同。

$$q_{uck} = \gamma q_{ufa} = \gamma \lambda q_{ula} \dots\dots\dots (9-36)$$

式中， q_{uck} 為設計基準強度、 q_{ula} 為平均室內試驗強度、 q_{ufa} 為平均現場改良強度、 λ 為室內強度係數、 γ 為現場強度係數 (1/3~1/5)。

(2) 區塊式改良地

設計所用之容許壓縮應力 σ_{ca} 如下式：

$$\sigma_{ca} = q_{uck} / F_s = \gamma \lambda q_{ula} / F_s \dots\dots\dots (9-37)$$

式中， F_s 為安全係數（平時：3、地震時：2）； $\gamma \lambda / F_s$ （平時：1/6~1/9、地震時 1/4~1/6）。

容許剪應力 τ_a ：

$$\tau_a = \sigma_{ca} / 2 \dots\dots\dots (9-38)$$

容許拉應力 σ_{ca}

$$\sigma_{ta} = \eta \sigma_{ca} \leq (\sigma_{ta})_{max} \dots\dots\dots (9-39)$$

式中， η ：室內試體之劈裂試驗值 0.15、最大容許拉應力 $(\sigma_{ta})_{max} = 2 \text{ kg/cm}^2$ 。

改良範圍之分析，分析時可以區分為四大部分：(a) 支承力檢核、(b) 圓弧滑動檢核、(c) 壓密沈陷檢核及 (d) 側向位移檢核。

(a) 支承力檢核

$$q_{uck} = F_s W / a_p \dots\dots\dots (9-40)$$

式中， q_{uck} 為改良體設計基準強度、 a_p 為改良率、 F_s 為安全係數、 W 為承載荷重= $\gamma_E H_E$ (γ_E 為單位體積重量、 H_E 為填土高度)。

(b)圓弧滑動檢核

圓弧滑動分為滑動面通過改良地盤內和通過改良地盤外兩種情形。因改良體具高度之強度異向性，改良體之不排水剪力強度因受力方向而有所不同。以下為路堤之圓弧滑動穩定性之分析。

$$F_s = R (l_1 \tau_E + l_2 \tau_a + l_3 \tau_0) / (\tau W_E) \dots\dots\dots (9-41)$$

式中， τ_E 為填土材之剪力強度、 A_p 為改良斷面積、 τ_a 為改良後平均剪應力強度（受側向力時， $\tau_a = \kappa_1 c_p a_p + c_0 (1 - a_p)$ ；受軸向力時， $\tau_a = c_p a_p + \kappa c_0 (1 - a_p)$ （參考圖 9-18 及圖 9-19）。）、 κ_1 原地盤土壤強度折減率、 l_1, l_2, l_3 為圓弧長、 κ 為對應改良體破壞應變之原地盤破壞強度折減率、 τW_E 為滑動力矩、 a_p 為改良率= A_p/A 、 c_0 為原地盤凝聚力= $q_{u0}/2$ (q_{u0} 為原地盤之單軸壓縮強度)、 c_p 為改良體之凝聚力= $q_{uck}/2$ (q_{uck} 為改良體設計基準強度)。

依據廖洪鈞等人(2002)和楊才賢(2004)之建議，當用於粘土層深開挖之底部穩定時： $\kappa_1 = 1/3$ ，適用於 $a_p = 10\% \sim 25\%$ 。當用於粘土層島區開挖穩定時： $\kappa_1 = 0.3$ ，適用於 $a_p = 0\% \sim 90\%$ 。

式(9-41)受軸向力時，土壤強度折減率 κ 通常是單壓試驗中，當改良體試體達到破壞時，土壤抵抗力佔其抗壓強度之比例。

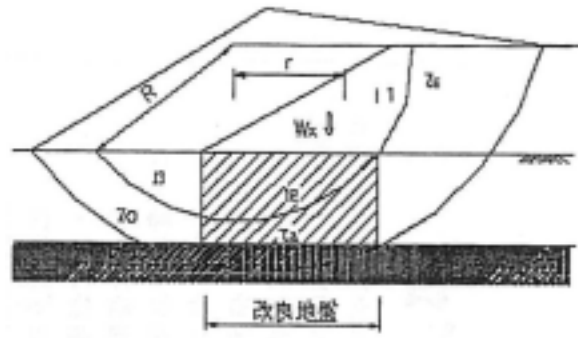


圖 9-18 圓弧滑動示意圖

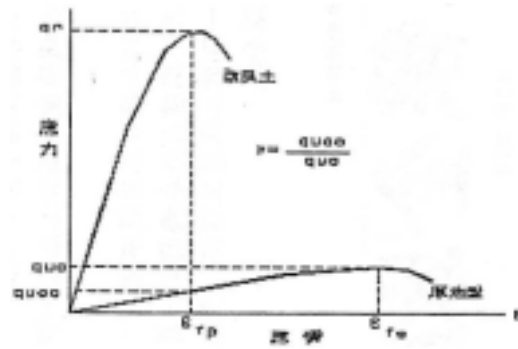


圖 9-19 改良土與原地盤之應力應變關係圖

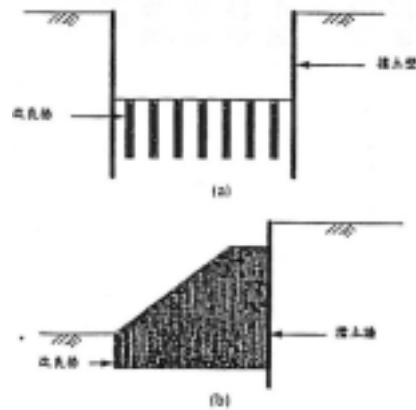


圖 9-20 承受側向力之攪拌樁改良土壤

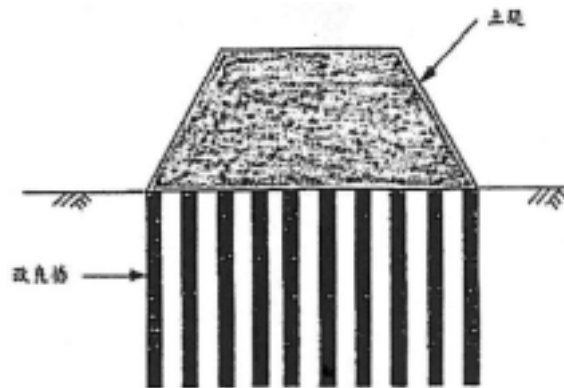


圖 9-21 承受軸向力之攪拌樁改良土壤

(c) 壓密沈陷檢核

改良地盤之壓密沈陷量常以下列簡便公式計算。

$$S = \beta S_0 \quad (9-42)$$

$$\beta = \sigma_c / \sigma = 1 / [(n-1)a_p + 1] \quad (9-43)$$

$$S_0 = m_{v0} H_c \sigma \quad (9-44)$$

式中， S 為改良地盤之沈陷量、 n 為應力分攤比 $= \sigma_p / \sigma_c$ 、 S_0 為無改良時之沈陷量、 σ_p 為改良土承受之應力、 β 為沈陷折減係數、 m_{vp} 為改良土之土體積壓縮係數、 a_p 為改良率、 σ_c 為作用於無改良土之應力、 σ 為 P 增加應力、 m_{v0} 為原地盤之體積壓縮係數、 H_c 為改良層厚度。

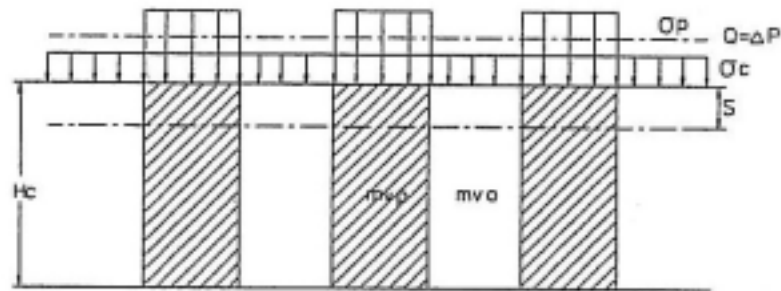


圖 9-22 沈陷量之檢討示意圖

如改良體深達支持層時，因改良體之設計基準強度和填土荷重間之平衡維持，依式(9-40)所決定之改良體設計基準強度，一般超載荷重對改良體之壓密沈陷產生機會很少。但是改良體之下方如果仍然存者軟弱地盤，或著底層下方存在有可能壓密沈陷之地層以及改良率低時，則有需對沉陷加以檢討，可比照直接基礎計算沉陷量。

改良率低，於檢討填土等之超載荷重產生之壓密沉陷量時，應力分擔比 n 值一般可設定在 10-20 之範圍。

(d) 側向位移

以樁體式改良控制側向位儀時，由確保複合地盤模式滑動之穩定性觀點所決定所決定之改良範圍、深度、配置、改良率、改

良強度如認為不足時，需考慮偏荷重和上載荷重所產生之側向位移量是否在容許範圍內。另施工時亦有用樁體式地盤來抑制側向位移。FEM 分析方法常用以預估側向位移量之。

5. 改良體之基本配置

改良體之基本配置需符合改良目的，並配合地層、地形、埋設物、環境現況、施工機械等妥善配置。以獨立改良樁構成之複合式改良地盤，改良體配置型式以能獲得最佳改良率為原則。

另區塊式改良地盤包含格子式和壁體式之結構體，改良體重疊部分宜外力作用一致，與其垂直方向之改良體則用相切配置。一般而言常見之改良模式與改良率可參考圖 9-23。

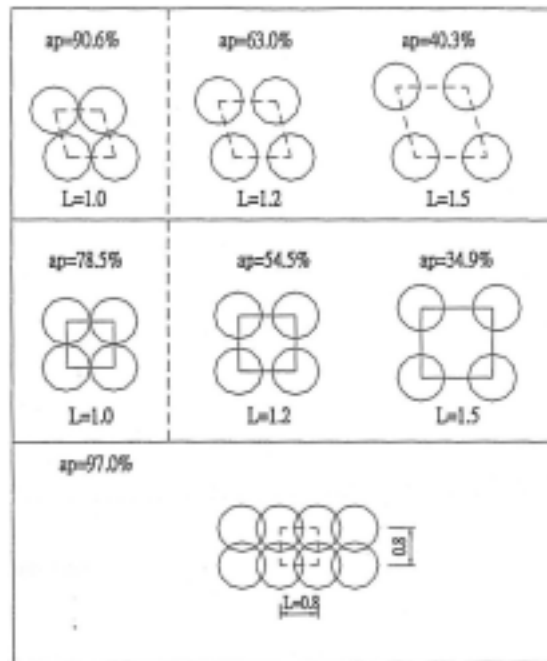


圖 9-23 常見改良模式與改良率示意圖

6. 土質與有效直徑之關係

機械攪拌工法之改良直徑相同於攪拌翼之外徑。而噴射攪拌工法之改良直徑則隨土質、工法、和設定之機械施工參數而異。下列兩表（表 9-7 與表 9-8）為日本噴射灌漿協會之對 CCP 工法之相關規範。

CCP 工法有效改良直徑與地層之關係傳統之 CCP-P 工法包括 CCP-V(垂直)和 CCP-H(水平和傾斜)兩種。改良直徑雖較小，但可在任何方向施作。針對高 N 值砂層或高凝聚力黏土，目前已研發出具

超高噴射動壓和噴射具方向性硬化材之新工法，如 CCP-L、CCP-S、CCP-LE、CCP-SE 等，可築造更大之有效改良口徑。

表 9-7 CCP-Primary 工法有效改良直徑與地層之關係

項目	砂		
噴射壓力 (kg/cm ²)	200		
N 值	N < 5	5 ≤ N < 10	10 ≤ N < 15
標準有效徑(m)	0.4	0.35	0.3
提升速度 (min/m)	4		
硬化材吐出量(l/min)	35		
	黏土		
噴射壓力(kg/cm ²)	200		
凝聚力 C (t/m ²)	C < 1	1 ≤ C < 3	3 ≤ C < 5
標準有效徑(m)	0.5	0.45	0.3
提升速度 4 (min/m)			
硬化材吐出量(l/min)	35		

註：深度超過 20 m 時需另行補正。

表 9-8 CCP-Super 工法有效改良直徑與地層之關係

項目	砂					
噴射壓力 (kg/cm ²)	300			400		
N 值	N < 10	10 ≤ N < 15		N < 10	10 ≤ N < 15	
標準有效徑(m)	0.9	0.8		1.1	1.0	
提升速度 (min/m)	5			6		
硬化材吐出量(l/min)	100					
	黏土					
噴射壓力 (kg/cm ²)	300			400		
凝聚力 C (t/m ²)	C < 1	1 ≤ C < 3	3 ≤ C < 5	C < 1	1 ≤ C < 3	3 ≤ C < 5
標準有效徑(m)	1.1	0.9	0.7	1.2	1.1	0.8
提升速度 (min/m)	6					
硬化材吐出量(l/min)	100					

註：深度超過 20 m 時需另行補正。

7.設計上注意事項

地層改良工法之設計分析，因將複雜之地層單純化或假定為單一之破壞型態，而未能完全反映實際情況。設計時應參酌以往之實際經驗檢討各種可能發生之破壞情況設法加以改善。

深層攪拌工法之設計方法大致分為樁體式改良之複合地層設計法和區塊式構造物設計法。圓弧滑動之穩定分析，通常假定改良體為

剪力破壞型態，而忽略如圖 9-24 所示之實際破壞型態，包括剪力、彎曲、推倒等之進行性破壞。故除依照複合地層或構造物設計法分析外應針對穩定或沉陷問題加予檢討。以下為路堤遇軟弱土層採用深層攪拌工法可能遭遇之情況：

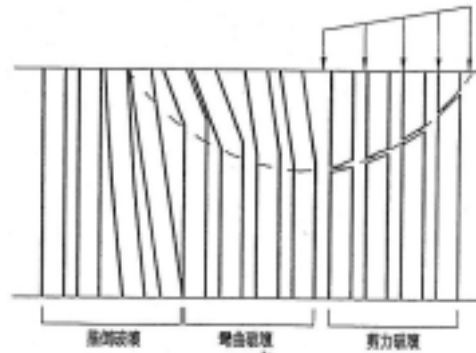


圖 9-24 深層攪拌地層改良之破壞型態

(1)路堤穩定

路堤之穩定雖然經由圓弧滑動之分析，以極窄之改良寬度或 1-2 列之改良樁既能滿足安全係數之目標值。但是否能滿足複合地盤之功能或改良體有無彎曲破壞之虞，設計時須審慎檢討。根據工程經驗，改良體之設計強度約在 $1\sim6\text{kgf/cm}^2$ 改良率大多採用 30%~50%以上，填土斷面方向改良樁支數至少需配置 4~5 支。

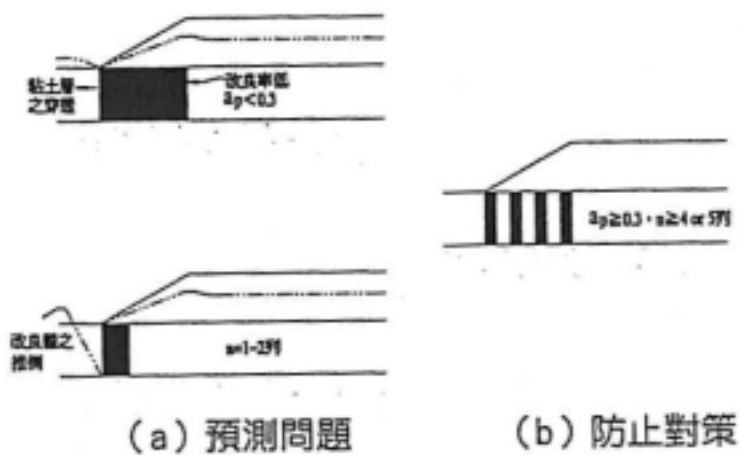


圖 9-25 路堤改良率和排列不足之問題

(2)防止路堤下陷

於軟弱地層上填築道路時，常改良坡址下方之地層以防止下

陷。但路堤中間並無改良，導致路面產生裂縫和沈陷。防治對策為在路堤中央部份設計上一採低改良率之深層攪拌（參閱圖 9-26）。

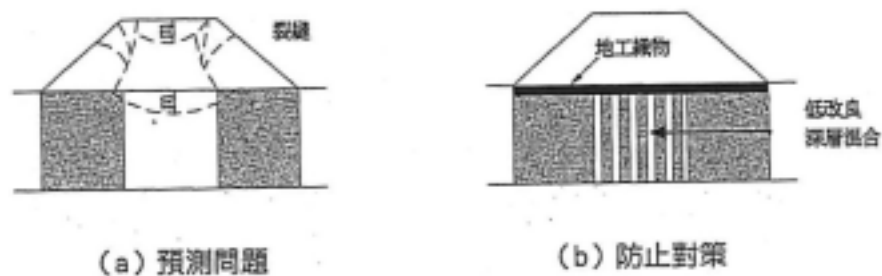


圖 9-26 無改良區之補強

8. 施工機具與施工步驟

施工前針對地質和施工條件選擇適當之機械和器具。並依循選定改良工法之標準作業程序和標準施工步驟徹底執行。本研究以 DJM 工法為例，說明機械攪拌工法之機具（參考表 9-9）及施工步驟（參考圖 9-27）。

表 9-9 DJM 工法施工機械

區分	機種	DJM1070	DJM2070	DJM2070L	DJM2090	DJM2090L
改良機	攪拌軸數	1	2		2	
	軸間距離 mm	--	1,000, 1,200, 1,500		1,000, 1,200, 1,500	
	攪拌翼直徑 mm	1,000	1,000		1,000	
	最大貫入深 m	20	23	26	30	33
	迴轉速度 rpm	5~50	24, 48(50Hz)		32, 64(50Hz)	
	最大扭矩 kg·m	2000	2000		2520	
	實、拔速度 m/min	0~7.0	0.5~3.0		0.5~3.0	
	總重 kg	24,000	67,900	70,000	85,300	90,000
改良材設備	改良材供給機	2m ³ ×1 台	2m ³ ×2 台		2m ³ ×2 台	
	管理計測器	1 式	1 式		1 式	
	改良材儲倉	30t 一座	30t 一座		30t 一座	
	空氣除濕機	2.2kw×1 台	2.2kw×2 台		2.2kw×2 台	
	空氣儲槽	4m ³ ×1 台	10m ³ ×1 台		10m ³ ×1 台	
其他	空氣壓縮機	7kg/cm ² 10.5m ³ /分 1 台	7kg/cm ² 10.5m ³ /分 2 台	7kg/cm ² 10.5(17.0) m ³ /分(註 1) 2 台	7kg/cm ² (註 2) 10.5(17.0)m ³ /分 2 台	
	發電機	125 kva×1 台 60 kva×1 台	300 kva×1 台 60 kva×1 台		350 kva×1 台 60 kva×1 台	
	挖土機	0.6m ³ ×1 台	0.6m ³ ×1 台		0.6m ³ ×1 台	

註 1：深度超過 23m 時適用 註 2：使用高壓空氣壓縮機(氣壓 9.8kg/cm²)

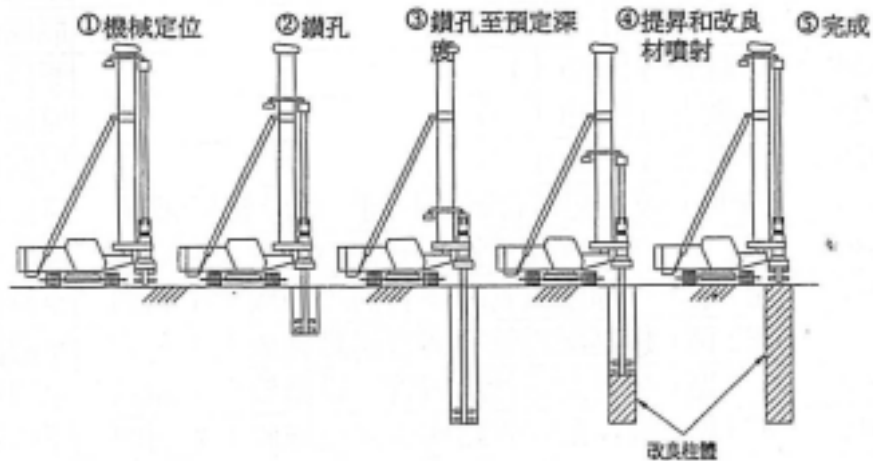


圖 9-27 DJM 工法之施工步驟

9.5 模擬施工

模擬施工係指於工程開始前，就所選擇之地盤改良方法，先行於工程基地內，施以小規模之現場改良試驗，以確認所選擇之改良方式，包括施工方式、順序、改良點配置及間距、改良材料用量、品管措施等之適用性及正確性。於下列情況下，進行地盤改良時，應以模擬施工驗證其改良方式：

1. 供公眾使用、或極具重要性結構物之地盤改良。
2. 地層層次構造複雜，各層次地層特性差異極大時。
3. 依據工程經驗，所選擇之改良方法不易達成均勻之改良效果者。
4. 改良標準超過一般經驗值時。
5. 經改良後之地點，若其成效未能符合設計需求但卻難以補強者。
6. 於工程基地鄰近地區之類似地層狀況中，缺乏同一改良方法成效之檢核資料時。

9.6 地盤改良效果之檢核

除緊急保護措施外，地層經改良後，均應針對改良目的，以詳細、有效之現場或室內檢驗方式，檢核改良後地層之工程性質，以確認施工品質及改良成效。改良效果之檢核。基本上屬具特定目的之基地調

查，改良成效若未能符合設計要求時，應予補強改良，或就改良後之現況，選取適當之土壤參數，修正原基礎或構造物之設計。其檢驗原則歸納如下：

- 1.表層夯實之檢核，採用平鈹載重試驗或相對夯實度等檢驗。
- 2.深層加密或以防止液化為目的之改良，應以現場貫入試驗為主，試驗時間宜待夯實一週後進行。
- 3.以灌漿或混合攪拌處理方式之改良，宜以現場試驗檢核，必要時，得以現場取樣進行試驗，以檢討其成效。其改良範圍，得以挖掘試坑或其他適當方法檢核之。
- 4.以預壓或排水固結法之改良，應定期監測土壤行為之變化，如孔隙水壓與沉陷等，並藉工程學理研判改良之成效。

9.7 地盤改良案例說明

本研究從「地盤改良工程設計與實例手冊（財團法人中華工程顧問工程司，2005）」中，搜集摘錄擠壓砂樁工法、預壓排水工法及低壓灌漿（雙重管環塞灌漿工法）三種不同地盤改良工法，依序為案例分析、設計與施工及設計案例，來進行地盤改良的案例說明。

9.7.1 擠壓砂樁改良工法

本研究節錄自「地盤改良工程設計與實例手冊（財團法人中華工程顧問工程司，2005）」，原作者為陳國正及蘇百加。

1.前言

擠壓砂樁工法引入國內已三十多年，常應用於砂性土壤之抗液化地盤改良，其改良之效果包含(1)減少土壤間孔隙，增加土層相對密度；(2)藉由壓實效應，增加土層剪力強度或水平向抵抗力；(3)改變靜止土壓力係數 K_0 。由於擠壓砂樁施工容易，曾廣泛應用於國內市場。

雖然國內之設計、施工機具及操作流程大多源自日本，但是砂樁打設後之檢驗結果卻經常無法滿足原設計需求。本研究藉由所蒐集國

內數個大型公共工程擠壓砂樁設計及施工檢驗案例之分析比較，提出符合國內施工現況的設計流程與方法建議，以提供類似地質擠壓砂樁設計之參考。

2.設計方法回顧

擠壓砂樁之設計方法係由日本發展，並藉由現場施工案例回饋所逐漸建立，其常應用之方法有三種，分別為查面法、N-Dr-e 關係曲線法及細顆粒含量修正法，其設計之要點在於安排砂樁適當之間距，使土層於擠壓後能達到改良之目標。

常見擠壓砂樁排列方式如圖 9-28 所示，分別為正方形、三角形及菱形等三種。

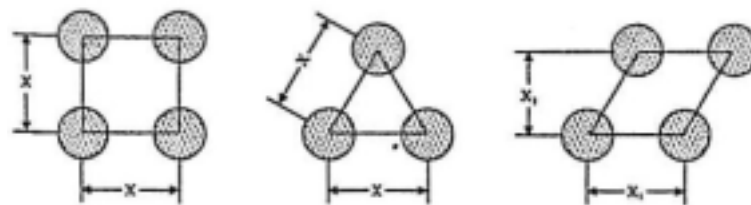


圖 9-28 擠壓砂樁常見排列方式示意圖

不同的擠壓砂樁排列方式其置換比(Replacement Ratio, a_s)之計算方式亦不同，如下所示：

$$\text{置換比 } a_s = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} = \frac{A_s}{A} \dots\dots\dots (9-36)$$

式中： e_0 為原土層孔隙比， e_1 為改良後土層孔隙比， A_s 為擠壓砂樁截面積， A 為砂樁中心所包圍之面積(例：正方形排列時 $A = X_1 X_2 = X^2$)。

a_s 值愈大代表孔隙比減少愈多、或原地層之設計改良比率愈高，而針對前述三種設計方法及應用流程說明如下：

(1)查圖法

擠壓砂樁發展初期，設計及改良檢驗的主要依據為標準貫入試驗 N 值，藉由檢核土層初始 SPT-N 值(N_0)與改良後砂樁間之 N 值(N_1)與砂樁中心之 N 值(N_p)，依據不同設計置換比(a_s)所累積的設計

曲線如圖 9-29 所示，其應用流程為：

步驟一：瞭解土層初始 N_0 值及改良需求之 N 值，由對照上圖獲得置換比之初始值。

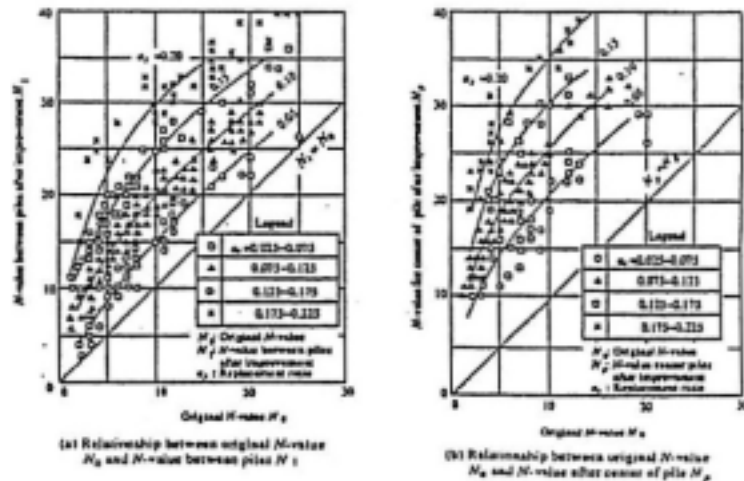


圖 9-29 擠壓砂樁經驗設計圖

步驟二：改良需求之 N 值係依據下式進行修正，並由試誤法獲得置換比之需求值。

$$N = (1 - a_s) N_1 + a_s N_p \dots \dots \dots (9-37)$$

步驟三：改良配置間距 X 可經由選定之砂樁排列方式及置換比而決定。

(2) N-Dr-e 關係曲線法

N-Dr-e 關係曲線法由 Gibbs and Holtz (1957)，其應用流程與查圖法相似，是由土層初始粒徑 D_{60} 對照經驗曲線(如圖 9-30 所示)得 $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$ ，計算相對密度，再由土層初始 N_0 值及改良需求之 N_1 值決定 e_0 及 e_1 ，即可計算置換比並選定之砂樁排列方式、決定改良配置間距 X 。

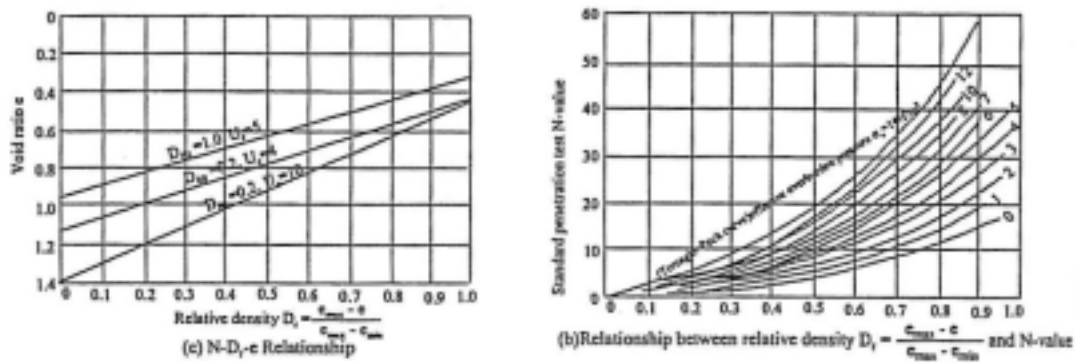


圖 9-30 N-Dr-e 關係曲線圖

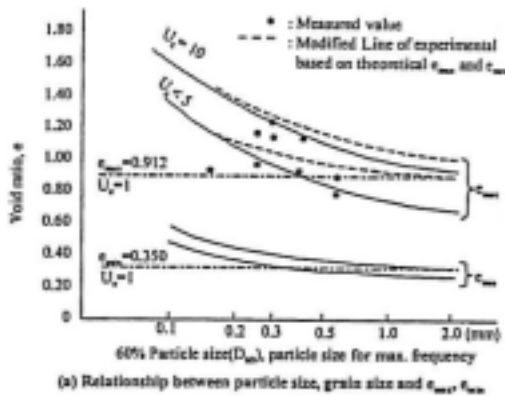


圖 9-30 N-Dr-e 關係曲線圖 (續)

(3) 細顆粒含量修正法

細顆粒含量修正法(Mizuno, Y., Suematsu, N. & Tamaoki, K., 1987)的發展係源自於 N-Dr-e 關係曲線法。由於查圖法與 N-Dr-e 關係曲線法其適用範圍僅侷限於細粒料含量(Fine Content)小於 20 %之砂性土壤，未考慮細顆粒含量影響，Mizuno 等人則提出折減係數 β 以修正細顆粒含量對擠壓砂樁施作的影響，其修正式如下：

$$\beta = 1.05 - 0.51 \log_{10} FC \quad (9-38)$$

式中： β 為折減係數、FC 為細料含量(%)。

細顆粒含量修正法之應用流程如下：

步驟一：計算 $e_{\max}$ 、 $e_{\min}$

$$e_{\max} = 0.02 FC + 1.0 \quad (9-39)$$

$$e_{\min} = 0.008 FC + 0.6 \quad (9-40)$$

步驟二：計算初始相對密度及孔隙比 Dr_0 、 e_0 ：

$$D_{10}=21\sqrt{(0.7+\sigma_v)} \dots\dots\dots (9-41)$$

$$e_0=e_{\max}-\frac{Dr_0}{100}(e_{\max}-e_{\min}) \dots\dots\dots (9-42)$$

步驟三：計算折減系數 β 。

步驟四：計算改良需求之修正 N'_1 值

$$N'_1=N_0+(N_1+N_0)/\beta \dots\dots\dots (9-43)$$

式中： N_0 為土層初始 N 值、 N_1 為改良需求之 N 值。

步驟五：將 N'_1 取代 N_0 並代入步驟二，得 e_1 。

步驟六：將 e_0 、 e_1 代回式(9-36)下式中，求得置換比及砂樁改良配置間距 X 。

上述三種方法中，雖然其發展均源自於經驗值，然而查圖法與 N - Dr - e 關係曲線法未考慮細顆粒含量影響，設計流程雖然簡易卻略顯粗糙，不若細顆粒含量修正法有系統化分析架構及計算流程，其設計流程較為周詳，建議可作為擠壓砂樁主要設計依據。

3.改良案例分析

(1)改良案例探討

雖然國內擠壓砂樁之設計、施工機具及操作流程大多源自鄰國日本，但是砂樁打設後的檢驗結果卻經常無法滿足原設計需求。以下即藉由蒐集國內高雄地區數個大型公共工程擠壓砂樁設計及施工檢驗案例，並以細顆粒含量修正法進行探討。各改良案例土層分佈及性質如表 9-10 所示，除案例四與案例六於淺層土壤較為軟弱(深度 5m 內為泥或軟弱粘土， $N \leq 2$)，其餘各案例於改良深度範圍內之土層分佈則大多是疏鬆砂性土層，其間偶夾雜少許粘土或粉土夾層，砂土層細粒料含量 $FC=10\% \sim 33\%$ 。各案例設計內容彙整於表 9-11，其檢核成果則分別如圖 9-31～圖 9-36 所示。

表 9-10 各改良案例土層分佈及性質表

案例	土層分類	N 值	孔隙比 (e)	細粒料 含量 FC(%)
1	灰色粉質細砂(SM)；8~12m 間夾粉土或粘土薄層	3~20	0.55~0.88	10~25
2	灰色粉質細砂(SM)	4~20	0.53~0.83	10~32
3	灰色粉質細砂(SM)；7~9m 間夾粉土或粘土薄層	8~19	0.69~0.82	14~26
4	0~6m 灰色粉質粘土(CL)；6~15m 灰色粉質細砂(SM)	8~16	0.65~0.87	15~24
5	灰色粉質細砂(SM)；7~10m 間夾粉土或粘土薄層	5~18	0.58~0.85	16~33
6	0~5m 灰色粉質粘土(CL)；5~20m 灰色粉質細砂(SM)	5~17	0.62~0.85	15~22

表 9-11 各改良案例設計內容表

案例	改良 深度 (m)	砂槽 槽徑 (m)	排列 方式	中心 間距	置換比	細粒料 含量 Fc(%)	折減係 數 β
1	15	0.7	三角形	1.6	0.174	10~25	0.415
2	12	0.6	三角形	1.2	0.226	10~32	0.336
3	15	0.6	三角形	1.2	0.226	14~26	0.388
4	15	0.6	三角形	0.9	0.404	15~24	0.398
5	17.5	0.6	三角形	1.2	0.226	16~33	0.343
6	15	0.7	三角形	1.2	0.309	15~22	0.402

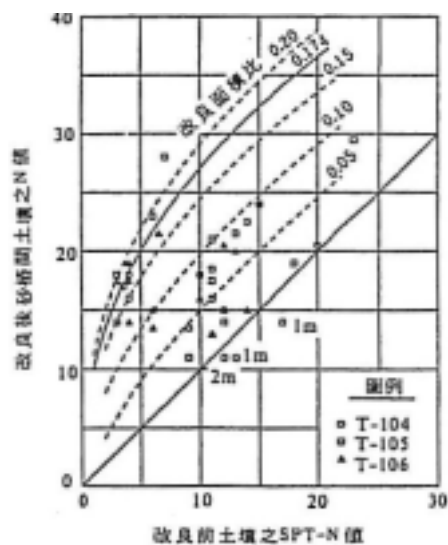


圖 9-31 案例一之施工檢驗成果

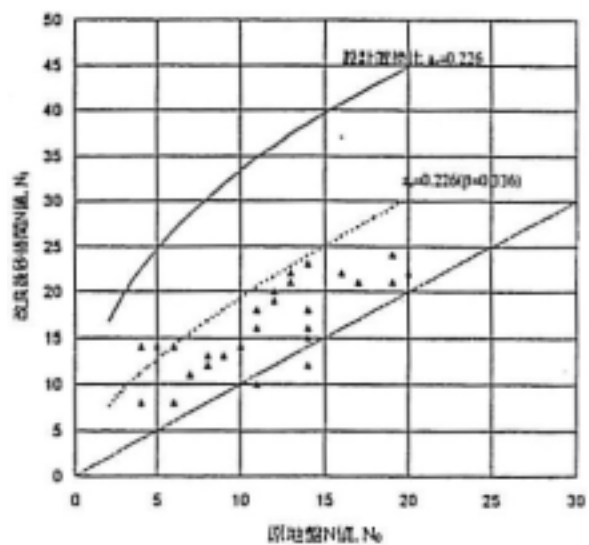


圖 9-32 案例二之施工檢驗成果

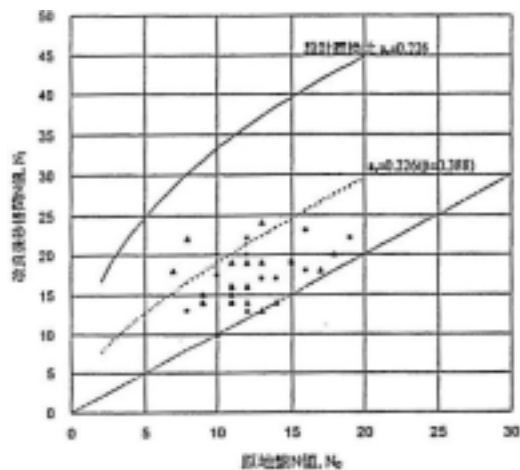


圖 9-33 案例三之施工檢驗成果

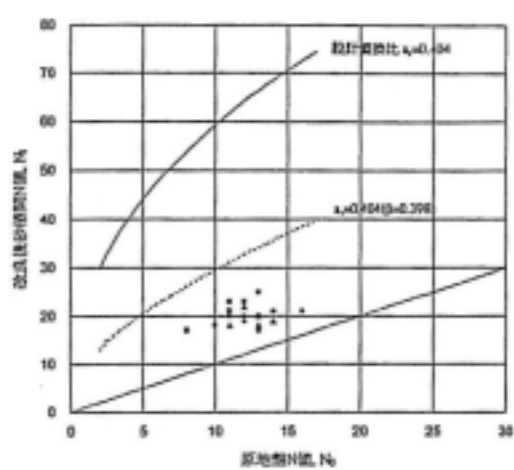


圖 9-34 案例四之施工檢驗成果

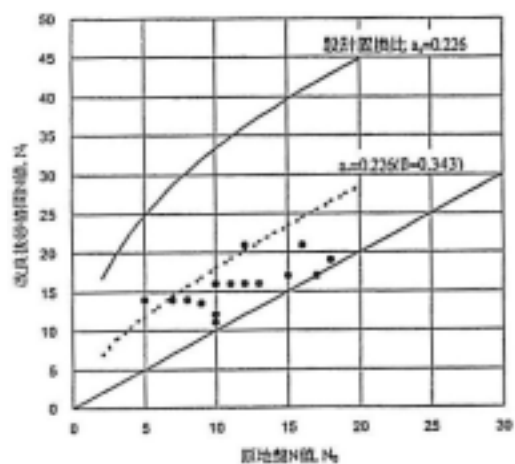


圖 9-35 案例五之施工檢驗成果

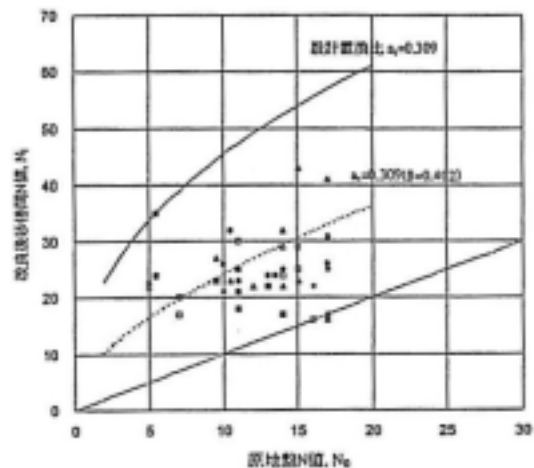


圖 9-36 案例六之施工檢驗成果

上圖中案例一為新生地振動夯實砂樁改良案例，其 SPT-N 值增量約僅為設計增量之 50%，而案例二至案例六中，N 值增量亦均低於設計值。依據各改良案例之砂樁配置間距其置換比介於 $a_s=0.226\sim0.404$ 之間，圖中實線為依據查圖法所描繪之經驗曲線，虛線則是依據細顆粒含量修正法進行探討，在考慮孔隙比(e)及細粒料含量(FC)修正情況下所繪製。

(2) 擠壓砂樁設計建議

各案例改良前後檢驗之 SPT-N 值分佈僅有零星資料顯示符合設計需求，其餘大多低於細顆粒含量修正法之設計曲線；該曲線雖已考慮諸如覆土應力、細粒料含量等因子修正，但檢驗結果仍無法達成設計需求，探討可能影響有下列三點：

- (a) 國內砂樁機大多引進日本中古機具、擠壓振動能量不足所致。
- (b) 工人未確實依施工規範施做。
- (c) 國內廠商迄今仍大多採用三針式紀錄器，施工品質較難控制。

查圖法與 N-Dr-e 關係曲線法等經驗設計法略顯簡陋，雖然應用上簡易方便，但是與國內實際施工檢驗成果差異甚大(SPT-N 值增量僅約為預期增量之 50%(余明山等，1992))，並不適用於國內。雖可配合試打作業(Pilot Test)進行修正，惟過大差異仍將造成設計與工程經費大幅變更及浪費。

相較於上述兩種經驗設計法，細顆粒含量修正法具有系統化設計流程，考慮亦較為周詳，故本研究建議擠壓砂樁之設計方法除可採用細顆粒含量修正法外，為使得預期改良成果符合設計需求，另建議於設計流程步驟四之 N'_1 計算式(8)中，新增一個改良效率修正係數 α (設計流程如圖 9-37 所示)，亦即：

$$N'_1 = N_0 + (N_1 - N_0) / (\alpha\beta) \dots\dots\dots (9-44)$$

依據所蒐集案例反推將 α 值予以量化，其值分佈介於 0.27~0.57 之間如表 9-12 所示)，本研究建議可採用 $\alpha=0.5$ 作為修正參考，以符合國內施工現況。

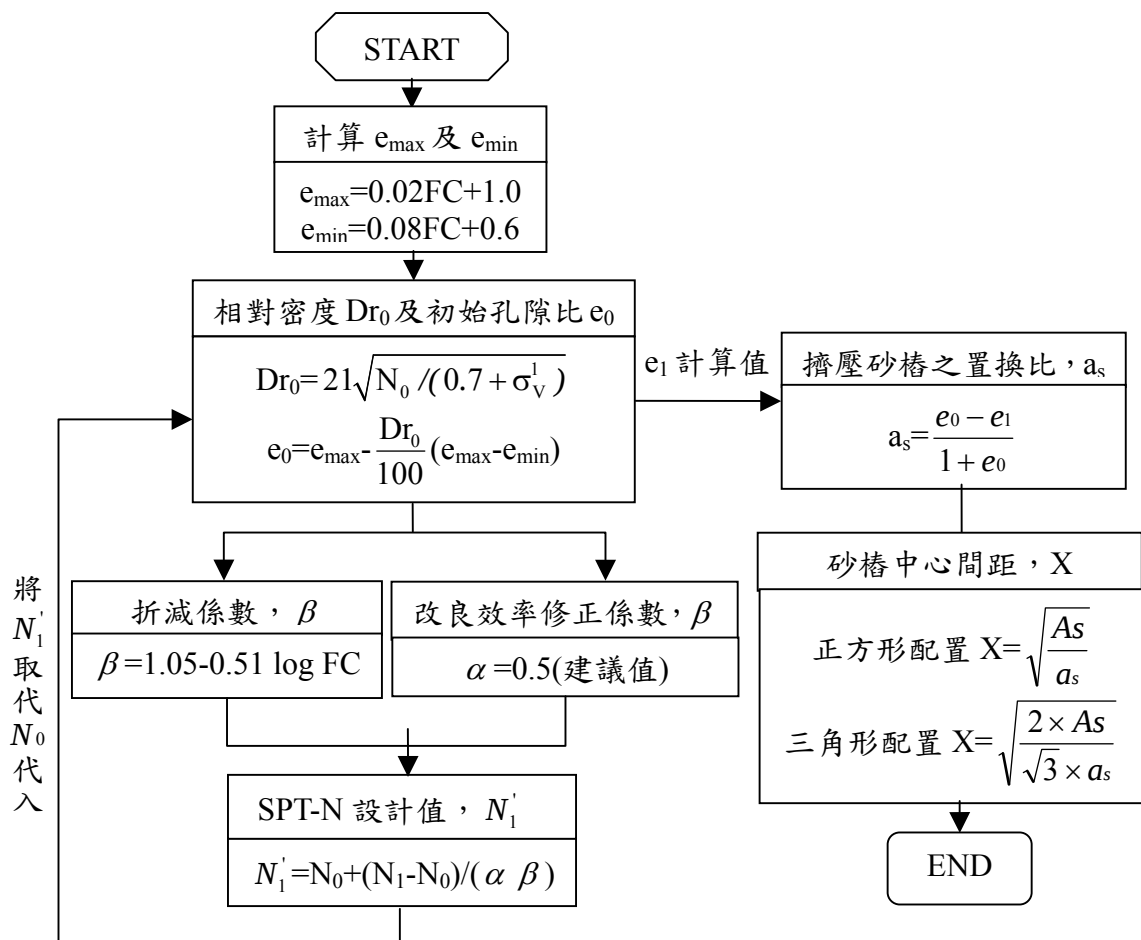


圖 9-37 擠壓砂樁修正設計流程圖

表 9-12 各改良案例設計內容表

案例	置換比	細粒料含量 Fc(%)	折減係數 β	修正係數 α
1	0.174	10~25	0.415	0.50
2	0.226	10~32	0.336	0.47
3	0.226	14~26	0.388	0.57
4	0.404	15~24	0.398	0.38
5	0.226	16~33	0.343	0.51
6	0.309	15~22	0.402	0.35

4.結論

- (1)傳統經驗設計法(查圖法與 N-Dr-e)關係曲線法)未考慮細顆粒含量影響，設計流程簡易卻粗糙。建議採細顆粒含量修正法作為擠壓砂樁主要設計依據，以系統化分析架構及流程，獲得較周詳設計成果。
- (2)國內擠壓砂樁施工品管及機械仍存有缺失，擠壓振動能量普遍不足，即使設計時採細顆粒含量修正法，檢驗結果亦無法達成設計需求。建議新增改良效率修正係數 α ，本研究探討後建議可取 $\alpha=0.5$ 作為參考。
- (3)當改良區域淺層土壤存在較厚之軟弱粘土層時，粘土層可能產生消能作用，大幅降低振動樁錘能量，以本研究所蒐集之案例四($\alpha=0.38$)及案例六而言($\alpha=0.35$)，在深度 5m 以上污泥或及軟弱粘土影響下，擠壓砂樁改良效果明顯不足，未來工程界於擠壓砂樁設計應用上遭遇類似情況時仍須謹慎評估。

9.7.2 預壓排水改良工法設計與施工案例

本研究節錄自「地盤改良工程設計與實例手冊（財團法人中華工程顧問工程司，2005）」，原作者為蘇鼎鈞及陳逸駿。

1.工程概述

基隆河截彎取直計畫中之舊河道，回填後可產生大面積之新生地供都市計畫使用，但舊河道下方之土層中有一厚達 30 公尺且軟弱之黏土層，該黏土層將因河道整治完成後平均約 7~8 公尺之回填土而產生約 1.5 公尺之沈陷量，沈陷壓密時間預估約需 10 年方可完成。為加速沈陷的完成且增加土壤強度，乃設計打設垂直排水帶配合預載重進行地盤改良工作。

為了解垂直排水帶改良之情況及設計時所採用土壤參數之合理性，乃於整治計畫中之金泰段上游封口區辦理垂直排水帶試驗，並配合監測資料進行回饋分析，以供整個基隆河舊河道回填地盤改良分析及效果評估之依據。本研究摘錄自試驗區之評估報告(財團法人中興

工程顧問社，1995)及相關文獻資料(蘇鼎鈞等，1995)。

2.試驗區地層特性

試驗區之土層分佈除河床面存有平均約 0.5 公尺厚淤泥外，大致可分為 5 個主要層次組成，其相關之簡化土層及分析時採用之土層參數示於表 9-13。其中第二及三次層之黏土層含水量約在 35%~40%大於或等於液性限度，為 $OCR=1$ 之正常壓密黏土。標準貫入試驗之 SPT-N 值約介於 2 至 5 之間，為一軟弱黏土層，亦為填土後產生壓密沈陷之主要土層。依據鑽探資量顯示計畫工址之地下水約位於 EL.-1.5 公尺~3.2 公尺間，地下水壓大致成靜態水壓分佈。

表 9-13 試驗區之簡化土層和回饋分析時採用之土層參數表

深度 m	高程 m	統一土壤 分類	SPT-N	γ t/m ³	w_L %	w %	$c_u \times 10^{-1}$ (cm ² /s)	$c_v \times 10^{-3}$ (cm ² /s)	$u_s \times 10^{-3}$ (cm ² /kg)	K (cm/s)
5	EL. -6	SM	5	1.85	25	—	—	—	—	$k_v \approx 1.8 \times 10^{-4}$
19	EL. -21	CL I	2	1.80	43	40	2.0	3.1	34.0	$k_v \approx 7.1 \times 10^{-6}$
32	EL. -33	CL II	5	1.85	38	37	2.1	3.4	32.0	$k_v \approx 1.2 \times 10^{-7}$
58	EL. -59	SM/CL	砂性 24	2.05	20	—	—	—	—	$k_v \approx 10^{-4} \sim 10^{-7}$
			黏性 10	1.90	24	30	2.3	3.5	18.4	同上 CL 層
—	—	GM/SS	>50	2.10	—	—	—	—	—	—

3.設計要求

本地盤改良試驗工程之主要目的為測試舊河道整治完成後所產生之剩餘沉陷量、孔隙水壓消散情形、及相關土層分析參數之評估等。為達成地盤改良之效果，對於垂直排水帶要求及佈置規定說明如下：

打設深度：35m

排水帶帶寬：10cm

排水帶間距：1.25m

依此設計條件下，要求舊河道填土完畢 3 個月後之剩餘沈陷量必須小於 10 cm 內。

4. 施工說明

本工程於民國 83 年元旦開始進行抽水及淤泥固化作業，同年 2 月至 3 月初裝設監測儀器，並展開第一階段填土作業，填土至高程為 EL.+3.0~4.0 之間，4 月上旬完成填土後即進行 80cm 後之砂床鋪設工作，5 月 2 日開始進行打設垂直排水帶至 6 月 8 日完成。第二階段之填土作業於 7 月 4 日完成，填土高程約至 EL.+6.0m，另有 2m 之預壓填土至 11 月下旬完成。現場工程配置剖面如圖 9-38 所示。

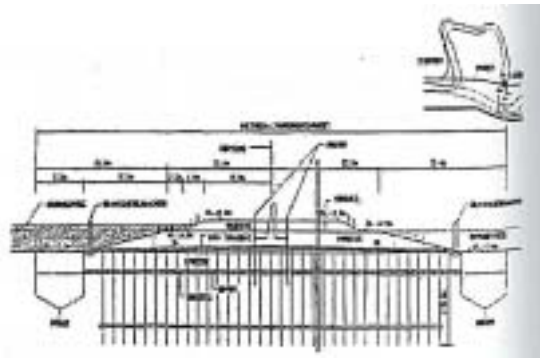


圖 9-38 封口段地質改良試驗區之現場工程配置剖面圖

5. 監測概況

計畫之監測系統包括傾斜儀、電子式水壓計、水力式水壓計、沈陷鈹、感應式沈陷計，和沈陷點等，各監測系統裝設數量、時間及監測頻率詳表 9-14。

其中沈陷鈹量測時，因施工不慎，導致部份量測系統發生傾斜或滑動現象，經工程師參考鄰近之監測資料做適當修正後之沈陷-時間曲線關係圖如圖 9-39 所示，圖 9-39 之沈陷資料主要引用沈陷鈹編號 2、3 及 4(SP-2、SP-3 及 SP-4)之觀測結果。

表 9-14 監測系統數量、裝置時間與監測頻率一覽表

監測系統	數量	裝置時間	監測頻率				
			排水帶打設前	排水帶打設後	填土開始	填土完成後	終止時刻
電子式水壓計	每鑽孔安裝2支水壓計	於泥固化後，填土前至少一週內裝設	1次/週	2次/週	2次/週	1次/週	永久堤防開始施工時
	5孔10支					3個月後1次/月	
水力式水壓計	5支	填土完成後一週內	----	----	----	1次/週 3個月後1次/月	永久堤防開始施工時
傾斜儀	2支	於泥固化後，填土前至少一週內裝設	1次/週	2次/週	2次/週	1次/週	填土完成二星期後停止
沈陷板	4處	於泥固化後，填土前至少一週內裝設	1次/週	2次/週	2次/週	1次/週 3個月後1次/月	永久堤防開始施工時
感應式沈陷計	4處	於泥固化後，填土前至少一週內裝設	1次/週	2次/週	2次/週	1次/週 3個月後1次/月	永久堤防開始施工時
沈陷點	12點	填土完成後一週內	----	----	裝設完畢後每週一次	1次/週	永久堤防開始施工時
		結構體完成時				3個月後1次/月	

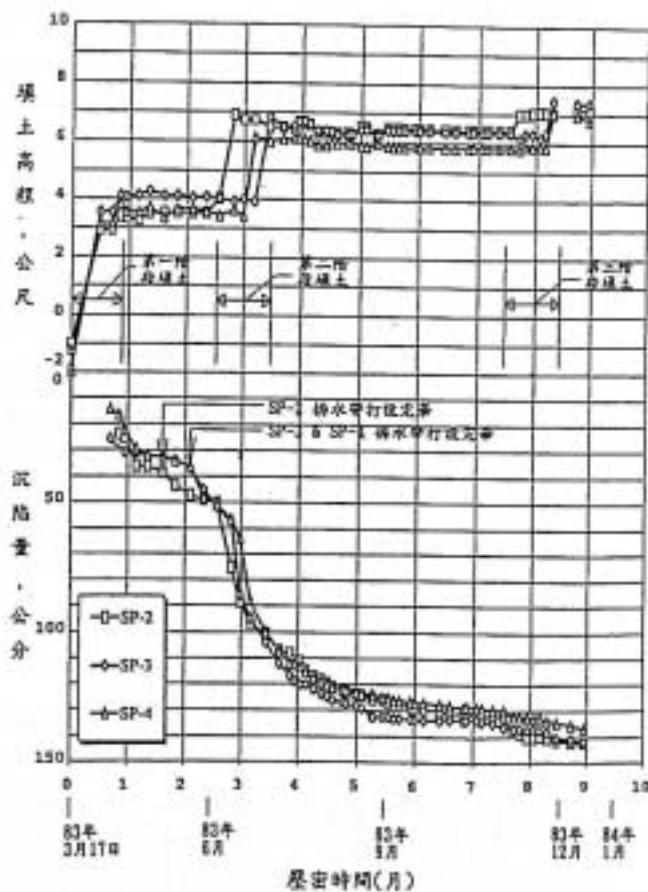


圖 9-39 修正後之沈陷—時間曲線圖

6. 監測資料評估

(1) 沈陷量評估

將圖 9-39 之沈陷資料利用雙曲線法、星墊法、指數函數法及 Asaoka 法比較結果示於圖 9-40，並將各分析方法之沈陷分析結果整理於表 9-15。由表 9-15 之結果可知第三階段填土前，總沈陷量約在 132~134cm 之間。而由各種評估法所估計之最終沈陷量在約 132~144cm 之間，因此以較保守的評估，最大殘餘沈陷量應僅約在 10cm 以內，若再加上第二階段預壓填土所產生之沈陷量約 10 cm 左右，因此本計畫之試驗之壓密度應已達 90%以上，符合設計要求。

表 9-15 沈陷分析結果一覽表

分析方法	瞬時沈陷 S_i	壓密沈陷 S_c	*目前總沈陷量 $S = S_i + S_c$	最終總沈陷量 S_{∞}	殘餘沈陷量 $S_{\infty} - S$
雙曲線法	25.00	108.58	133.58	142.84	9.26
星墊法	15.00	113.65	133.65	143.67	10.02
指數函數法	40.23	92.02	132.25	132.63	0.38
Asaoka 法	34.20	97.70	131.90	132.14	0.24

註：目前總沈陷量只計算至第三階段填土之前，未考慮第三階段之預壓填土造成之沈陷 $\approx 9-10\text{cm}$ (至 83 年 12 月)。

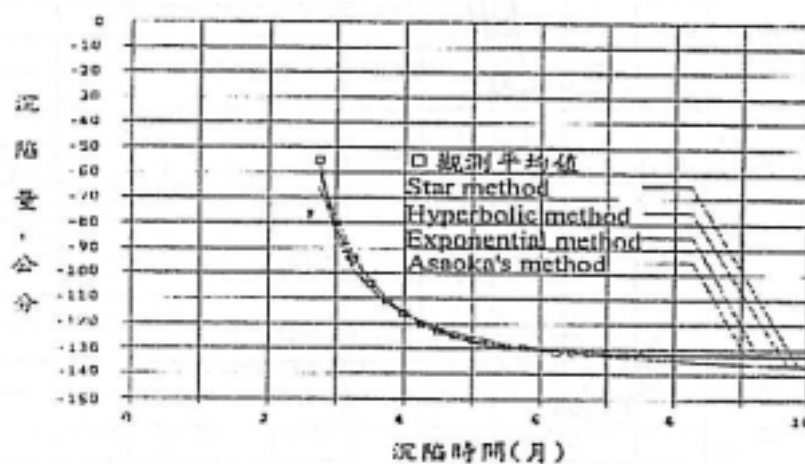


圖 9-40 沈陷分析與觀測值之比較圖

(2) 孔隙水壓評估

圖 9-41 及表 9-16 為孔隙水壓激升及消散與深度變化之歷時關係圖，由水壓量測結果可發現 EL.-30m 以下之超額孔隙水壓因排水帶未打設至此一深度而尚未完全消散外，其餘之超額孔隙水壓幾乎消散完畢，顯示排水帶打設後之功能比預計好。

依據 Skempton (1954) 提出超額孔隙水壓公式 $\Delta u = B[\Delta\sigma_3 + A(\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$ ，假設地下水位下之黏土層為飽和狀態 ($B=1$) 且圍壓增量予以忽略 ($\Delta\sigma_3=0$) 的條件下，各觀測點所得之孔隙水壓參數 A 值示於表 9-16，大約介於 0.32~0.74 之間， A 值顯示比預估值小，這可歸因於超額孔隙水壓力之量測往往於填土完成後數日才開始，但部份之超額孔隙水壓於量測前即已開使消散。

(3) 水平壓密係數評估

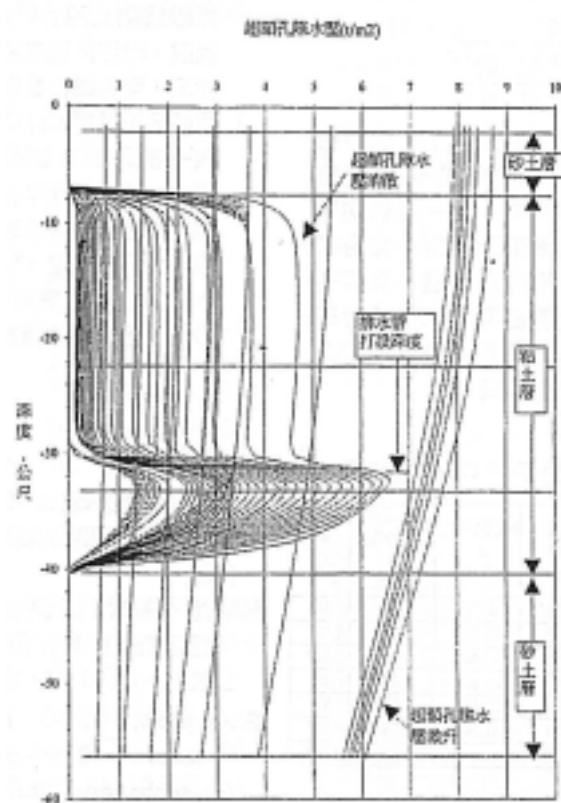


圖 9-41 孔隙水壓激升及消散歷時圖

表 9-16 孔隙水壓係數 A 值之推估表

項目	區塊 電子式水壓計	SP-2		SP-3		SP-4	
		EP3-1	EP3-2	EP4-1	EP4-2	EP1-1	EP1-2
第一階段填土增加之荷重，t/m ²		7.7	7.7	10.2	10.2	8.6	8.6
超額孔隙水壓力增加量，t/m ²		3.0	2.5	7.1	—	3.8	6.4
孔隙水壓力參數 A 之推估值，t/m ²		0.39	0.32	0.70	—	0.44	0.74

因水平壓密係數(C_h)存著許多不確定的因素，利用量測結果之回饋分析可對現地實際之結果作一評估。利用指數函數法及孔隙水壓力觀測值可反算推求 C_h 值，以確認現地實際狀況，做為進一步分析之用。

以量測結果之資料，利用荷載不變時期之孔隙水壓力(u)與時間之關係曲線反算求取現場水平壓密係數。對任意時間 t_1 及 t_2 ，黏土層之壓密度($\bar{u}$)可由式(9-45)及式(9-46)求得

$$\bar{u}_1 = 1 - \alpha e^{-\beta t_1} \dots\dots\dots (9-45)$$

$$\bar{u}_2 = 1 - \alpha e^{-\beta t_2} \dots\dots\dots (9-46)$$

$$\frac{1 - \bar{u}_1}{1 - \bar{u}_2} = e^{\beta(t_2 - t_1)} \dots\dots\dots (9-47)$$

其中： β 為 $\log u$ 和 t 之斜率，對於垂直排水帶之 β 之理論值為：

$$\beta = \frac{8}{F(n)} \frac{C_h}{D_e^2} + \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v}{H^2} \dots\dots\dots (9-48)$$

改寫上式可求得水平壓密係數 C_h 值如下：

$$C_h = \frac{\beta D_e^2}{\frac{8}{F(n)} + \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v}{C_h} \frac{D_e^2}{H^2}} \dots\dots\dots (9-49)$$

表 9-17 為回饋分析所得之各深度水平壓密係數，由表中可知 C_h/C_v 之平均值均等於 0.5， C_h 值明顯的小於 C_v 值，與一般認知有所不同，研判此一情況應係因 C_h 為一綜合各種施工及排水帶效果影響的反映值，與原有土層之 C_h 值有所異，此亦說明排水帶設計

單靠一般試驗求得之參數來分析，可能與實際排水帶打設後之情況有所差異。

表 9-17 各深度水平壓密係數 C_h 分析結果表

水壓計 編號 No	水壓計 埋設高程 (m)	常數 β (1/day)	壓密係 數 C_h (m^2/day)	初使水壓 u_0 (t/m^2)	殘餘超額 孔隙水壓 Δ $u(t/m^2)$	* C_h/C_v
EP1-1	-7.12	0.0370	0.0178	6.10	0.21	0.644
EP4-1	-11.77	0.0276	0.0133	12.75	0.20	0.481
EP2-1	-17.83	0.0235	0.0113	17.40	0.20	0.409
EP2-2	-21.83	0.0220	0.0106	20.85	0.20	0.383
EP3-1	-24.18	0.0331	0.0160	26.23	0.27	0.579
EP3-2	-31.18	0.0312	0.0151	31.24	0.34	0.546
		平均值=	0.0140		平均值=	0.507

7. 結論與建議

本試驗針對基隆河舊河道之軟弱黏土層打設垂直排水帶後進行監測紀錄，依監測結果資料與理論評估分析比較，以檢驗垂直排水帶設計施工之效果及分析用之土層參數，評估結果如下：

- (1) 第 3 階段填土前之總壓密沈陷量約為 132-134cm 之間，以各函數分析法求得之最終沈陷量約在 132-144cm 之間，保守估計殘餘沈陷量至多在 10cm 以內，壓密度確信已達 90%以上，因此原排水帶之佈置排水帶寬 10cm，排水帶間距 1.25m 及打設深度 35m 應可達設計要求。
- (2) 填土施工過程中，部分監測儀器遭施工機具因作業不慎而損壞，此可為爾後監測作業及施工規劃安排之借鏡。
- (3) 依水壓計量測結果推求之孔隙水壓參數 A 值約介於 0.32-0.74 之間，比預估值小，可能係因超額孔隙水壓消散於量測前即已開始消散，導致量測之資料無法真正反應現地之狀況，可為爾後量測時機安排之參考。
- (4) 回饋分析結果 $C_h/C_v \approx 0.5$ ，其比值小於 1，與一般認知 C_h 值應比 C_v 值大有所不同，研判此一情況係因本試驗之 C_h 值為一綜合各種

施工因素及排水帶效果影響之反映值，故與原土層原有之 C_h 值有所不同，此說明排水帶設計若僅單靠一般試驗求得之參數來分析，可能造成偏差。

9.7.3 攪拌成形樁設計例

本假設案例位於嘉義市東區文教區內，在蘭潭水庫東北方約 2 公里處的位置。今假設有一 12 公尺寬道路欲以 3 公尺之高路堤結構通過該地，考慮土壤液化等因素來設計該路堤。經地質鑽探分析結果顯示，此地段在設計地震狀況及最大地震狀況下有液化之虞，欲採用攪拌成形樁進行地盤改良。

1. 地盤參數及液化潛能評估

而本基地之設計參數採用表 9-18。根據鑽探資料顯示，該地盤之砂土之 SPT-N 值約為 8~18 (SPT-N 值取 8)，有效摩擦角 ϕ' 為 30 度。該工地之鑽探資料進行液化分析得知此地的液化潛能極高，該地之折減係數 DE 約在 1/3~2/3 之間。

表 9-18 簡化土層與建議工程性質參數表

	土層概述	分佈範圍 (m)	平均厚度 (m)	平均分佈 深度(m)	N 值 (平均)	γ_t (t/m ³)	γ_n (%)	LL (%)	PI	C' (t/m ²)	ϕ' (deg.)
1	回填層(SF)	0.0~0.8	0.6	0~0.6	-	-	-	-	-	0*	28*
2	粉土質黏土層 (CL)	0.5~1.5	0.8	0.6~1.4	8	1.94	23	37	19	0.5*	26*
3	粉土質細砂層 夾黏土(SM1)	1.3~2.5	1.0	1.4~2.4	7~10 (8)	1.99	22	-	-	0	29
4	粉土質細砂夾 粉土及黏土夾 層(Sm ²)	2.2~8.5	6.1	2.4~8.5	5~15 (10)	1.98	21	-	-	0	30
5	粉土質細砂夾 粉土及黏土夾 層(SM3)	8.5~11.5	2.7	8.5~11.2	15~22 (18)	1.99	23	-	-	0	32
6	卵礫石層 (GW/GP)	>11	-	-	>50	-	-	-	-	0*	38*

註：*係表示參數根據工程經驗值推估而得。

2. 荷重分析

今假設路面寬度 12 公尺，路堤高度 3 公尺（土堤單位重量為 2.2 tf/m^2 ）；配置參考圖 9-42，並假設道路之活載重為 5 tf/m^2 。並且假設荷重寬度為無限長，依此條件可以計算地面上之荷重為 $2.2 \times 3 = 6.6 \text{ tf/m}^2$ 。

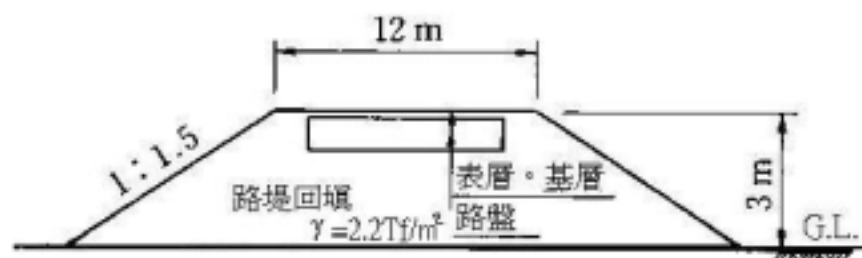


圖 9-42 路堤設計配置

3. 基礎土壤承载力分析

極限承载力(q_u)採用下列方程式計算：

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + \gamma_2 D_f N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0.5 \gamma_1 B N_\gamma F_{rs} F_{rd} F_{ri} \dots\dots\dots (9-50)$$

式中， q_u 為極限支承力(tf/m^2)、 C 為基礎版底面以下之土壤凝聚力(tf/m^2)、 γ_1 基礎版底以下 B 深度範圍之土壤平均有效單位重(tf/m^3)、 γ_2 為基礎版底以上之土壤平均有效單位重(tf/m^3)、 D_f 基礎附近之最低地面至基礎版底面之深度，如鄰近有開挖，須考慮其可能影響(m)、 B 為矩形基腳之短邊長度，如屬圓形基腳則指其直徑(m)、 L 為矩形基腳之長邊長度(m)、 β 為載重方向與鉛直線之夾角($^\circ$)、 N_c ， N_q ， N_γ 為支承力因數，與土壤摩擦角(ψ)之關係、 F_{cs} ， F_{qs} ， F_{rs} 為形狀影響因素、 F_{cd} ， F_{qd} ， F_{rd} 為埋置深度影響因素、 F_{ci} ， F_{qi} ， F_{ri} 為載重傾斜影響因素。

基礎地層之容許支承力(q_a)，則需依所計算之極限支承力扣除基礎底面以上荷重，而得淨極限支承力(q_{net})後，除以安全係數，再加以基礎面以上荷重，且沉陷量必須小於容許沉陷量而得之。建築物基礎支承長期載重之安全係數不得小於 3，考慮短期載重如地震、風力及

積雪等，容許支承力得予提高 50%。另外地震狀態時應考慮若地層有液化可能時，因液化現象引起之承载力折減。因此容許承载力(q_a)之計算式如下：

$$q_{net} = q_u - \gamma_2 D_f \dots\dots\dots (9-51)$$

$$q_a = \frac{q_{net}}{F_s} + \gamma_2 D_f \dots\dots\dots (9-52)$$

式中， q_a 為容許支承力(tf/m^2)、 q_{net} 為淨極限支承力(tf/m^2)、 F_s 為安全係數（長期取 3.0，短期取 2.0）。

由上述幾何條件計算路堤之基礎寬度 B 為 $2 \times 3 \times 1.5 + 12 = 21\text{m}$ 。

由於路堤置於砂性土壤地面上，所以 $c = D_f = 0$ 。

路堤下方土壤平均密度 γ 取 1.98。

路堤之各項係數 $F_{\gamma s} = F_{\gamma d} = F_{\gamma i} = 1$ 。

若折減係數 $D_E = 1/3$ ，砂土有效摩擦角經折減後為 10 度，查表得 $N_\gamma = 0$ ；因此可得該地基礎承载力 $q_u = q_a = 0 \text{ tf/m}^2 < 6.6 \text{ tf/m}^2 \dots \text{NG}$ 。

若折減係數 $D_E = 2/3$ ，砂土有效摩擦角經折減後為 20 度，查表得 $N_\gamma = 2.0$ ；地震屬短期狀態安全係數取 2.0，由此可以計算基礎承载力：

$$q_u = 0.5 \times 1.98 \times 21 \times 2.0 \times 1 \times 1 \times 1 = 41.58 \text{ tf/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_u}{F_s} = \frac{41.58}{2} = 20.79 \text{ tf/m}^2 > 6.6 \text{ tf/m}^2 \dots \text{OK}$$

可知該基地在地震時，有部份地區會有失去承载力之問題，因此須施作地盤改良，改良方法採用攪拌成形樁。

4.地盤改良分析

因應液化後可能之承载力不足，考量開挖面下進行地盤改良措施，以減低液化所造成之不良影響。以下為地盤改良之相關計算資料：

改良樁徑採用 $\phi = 60\text{cm}$ ，改良樁設計強度為 20kgf/cm^2 。

改良深度範圍為地表面至地表下 11.5m（超過 11m 為卵礫石層，

不需地盤改良)；因此改良長度為 11.5m。

改良樁間距 S 採 1.5m 時，採用正方形排列，相關配置圖請參考圖 9-43。

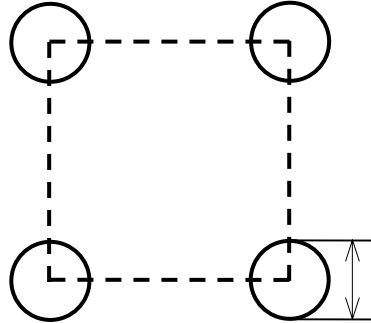


圖 9-43 地盤改良攪拌成形樁配置圖

計算地盤改良改良率： $\pi \times 0.3 \times 0.3 / (1.5 \times 1.5) = 12.5\%$ 。

改良後之土壤等值不排水剪力強度以下式表示：

$$S_u^* = \frac{q_u}{4} I_r + S_u (1 - I_r) \dots\dots\dots (9-53)$$

式中， S_u 為原土壤不排水強度、 q_u 為改良樁設計強度、 I_r 為改良率。

原土層之不排水剪力強度 S_u 可保守假設液化後為 0，則可獲得改良後之土壤等值不排水剪力強度 $S_u^* = 6.25 \text{ t/m}^2$ 。由於地震狀態屬短期狀態，故以不排水狀態 $\phi = 0$ 來估算地震時之改良地盤承载力，此時 $N_c = 5.3$ ， $N_q = 1$ ， $N_r = 0$ ；依此推估而得知極限承载力 q_u 與容許承载力 q_a ：

$$q_u = c N_c = 6.25 \times 5.3 = 33.13 \text{ tf/m}^2$$

$$q_a = \frac{q_u}{F_s} = \frac{33.13}{2} = 16.56 \text{ tf/m}^2 > 6.6 \text{ tf/m}^2 \dots \text{OK}$$

經地盤改良後，此基地之容許承载力 (16.56 tf/m^2) 已大於總載重 (6.6 tf/m^2)，故依上述之配置進行地盤改良應可克服液化時承载力不足之問題，並提高地盤強度。

5. 結語

本假設案例以嘉義附近之地盤為例進行的地盤改良分析，雖非實

際之工程；但相關之計算過程可供作參考。面對不同載重需求時，可以調整改良間距及改良樁徑；以求達到經濟、安全之效果。而一般而言，改良率約介於 10%~25%；若改良率超過 30%，則可能會產生施工困難或改良樁間相互干擾之現象需注意此現象，此設計實需考慮此原則。

9.8 結語

地盤改良費用高，成效卻無法保證。因此新建工程遭遇軟弱地質，一般多用係採用深基礎或路堤（改變上部結構荷重形式）方式來解決；若最終仍無法達到設計要求時，才考慮用地盤改良方式克服。換言之，地盤改良是軟弱地質工程設計之最後手段。

雖然人類使用地盤改良的觀念與技術甚早，但地盤改良在整各土木工程的发展上，仍屬較無法掌握以及著重經驗之技術，故仍從有期待改善和推進的空間。

在選用地盤改良工法時，更需要注意對鄰近環境的影響。如使用高壓灌漿工法時容易造成鄰房損壞。又如使用化學藥液灌漿，因考慮地下水污染問題，因此使用不含劇毒或氟化物之材料。地盤改良工法選用時，除穩定工地地盤外，對鄰近環境及構造物之影響皆必須慎重考慮。而軟弱地盤上之進行結構物設計時，除單考量使用地盤改良外，可同時考慮改變上部結構荷重；這樣才可使工程達到安全經濟的效果。

第十章 路堤工程監測系統規劃

10.1 路堤工程之監測儀器簡介

一般位於軟弱黏土或疏鬆砂土之路堤工程常用監測儀器，大約可分為三大類，概述如下：1.位移監測 2.應力監測 3.傾斜監測。

10.1.1 監測位移

1.沉陷計（人工記讀）

利用沉陷板、磁感式連續沉陷計或多點桿式伸張儀，均可用來觀測地層中某一深度之沉陷量。

2.傾度管（人工記讀）

埋入路堤中或擋土壁後方土壤（SIS 土層中傾度管）之傾度管可分為 3 種：(1)插入型傾度管，其材質有合成塑膠 ABS-plastic 與鋁製等二種(2)定置型傾度管(3)管式應變計傾度管。

3.地表伸縮儀（人工及自動記讀）

將地表伸縮儀之鋼索一端固定於滑動塊體上，一端固定於不動之地層上，當地層有不穩定現象時，不動點及滑動塊體間即會產生相對位移，如此可瞭解地表伸縮之情形。

4.裂縫計（Crack Gauge，人工記讀）

裂縫計可量測裂縫寬度，以瞭解路堤下邊坡擋土牆之裂縫是否有變大趨勢，於現有裂縫上，以兩個有刻畫的透明塑膠片固定成懸臂形式，自由端互相重疊，即可瞭解裂縫是否加大。

5.沉陷觀測點（人工記讀）

利用地表沉陷釘或沉陷觀測點來觀測地表沉陷量。

6.永久水準點（人工記讀）

永久水準點應穿過會產生壓密沉陷的地層，如西南沿海軟弱黏土地層，埋設深度應達岩層，做為平常測量隆起與沉陷的基準，一般需定期進行永久基準點之閉合測量，檢測其是否有變動。

7.水位觀測井（人工及自動記讀）

視土層狀況，觀測井有不同的埋置深度，利用水位尺來測讀該土層水位。

8.標尺（人工記讀）

以繪製刻度的尺黏貼於現有結構物上，或繪製於現有結構物上，以水準儀量測，配合沉陷觀測點施作，以瞭解沉陷的情形。

10.1.2 監測應力

1.地錨荷重計(Load Cell，人工及自動記讀)

由於地錨荷重對於錨拉式擋土牆能否發揮預期功能有決定性之影響，故常在地錨之錨頭處設置地錨荷重計加以觀測地錨預力之變化。

2.鋼筋計(Rebar Strain Gauge，人工及自動記讀)

裝設於擋土牆或抗滑樁之主筋位置，用以監測擋土壁承受之應力，鋼筋計有兩種型式：

(1)振弦式應變計，在工廠銲接於鋼筋上，然後再加外部防水保護措施。

(2)黏貼式的應變計，在工廠以膠合劑，黏貼於鋼筋上。

3.水壓計(Piezometer，人工及自動記讀)

水壓計有開放式、壓氣式、電氣式等三類。使用水壓計裝設於不同土壤深度時，裝設水壓計之透水層與上方不透水層的界面，應確實做好皂土回填封層，而回填封層之高度至少需高於界面 1.0 m 以上，以確保上下兩透水層間之地下水不會相互連通。

4.土壓計(Earth Pressure Cell，人工及自動記讀)

裝設於擋土壁或地下室側牆，以觀測擋土結構承受之側向土壓力及其變化。

10.1.3 監測傾斜

1.結構物傾斜計(Tiltmeter，人工及自動記讀)

為路堤邊坡下方擋土牆所用，結構物傾斜計係裝設於現有擋土牆結構物上，以量測擋土牆的傾斜情況。一般可量測 x、y 兩方向的傾斜量。

10.2 路堤工程之監測儀器應用

以下章節將對前述各項監測儀器之設備，詳述其應用範疇。

10.2.1 監測位移

1.沉陷計(人工及自動記讀)

(1)觀測目的

於路堤分層滾壓各階段設置沉陷板，量測因分層滾壓所造成之路堤土壤沉陷，屬於路堤施工階段之監測；於路堤滾壓完成後，設置地中沉陷計（分層多點式），量測路堤因運輸工具長時間輾壓及降雨滲水等因素，不同滾壓土層所產生之沉陷變化，屬路堤於營運階段之長時間監測。

(2)觀測原理

(a) 沉陷板（人工與自動記讀）

使用水準儀或經緯儀，測定土方測沉板板底裝設之初始高程，於施工期間持續監測其鋁管高程，直到土方完成時之高程，最後確認全部高程，判定填方區路堤下面土壤與土層所產生之沉陷量，如圖 10-1 所示。

(b) 多點桿式地中沉陷計（人工記讀）

監測管埋於土壤中，如圖 1.2 所示，係用於量測不同深度土層的沉陷情形。觀測時將磁感應探棒置入監測管，當磁感應探棒在磁圈中心時，即發出聲響，觀測該點在管內之深度，當土層壓密沉陷時，磁圈同時沉陷，深度讀數也增加，如圖 10-2(a) 所示。

當將測微量尺放置多點桿式地中沉陷計頂部量測沉陷，由讀數器之讀數經與原初始值比較，即得沉陷量之大小，如圖 10-2(b) 所示。

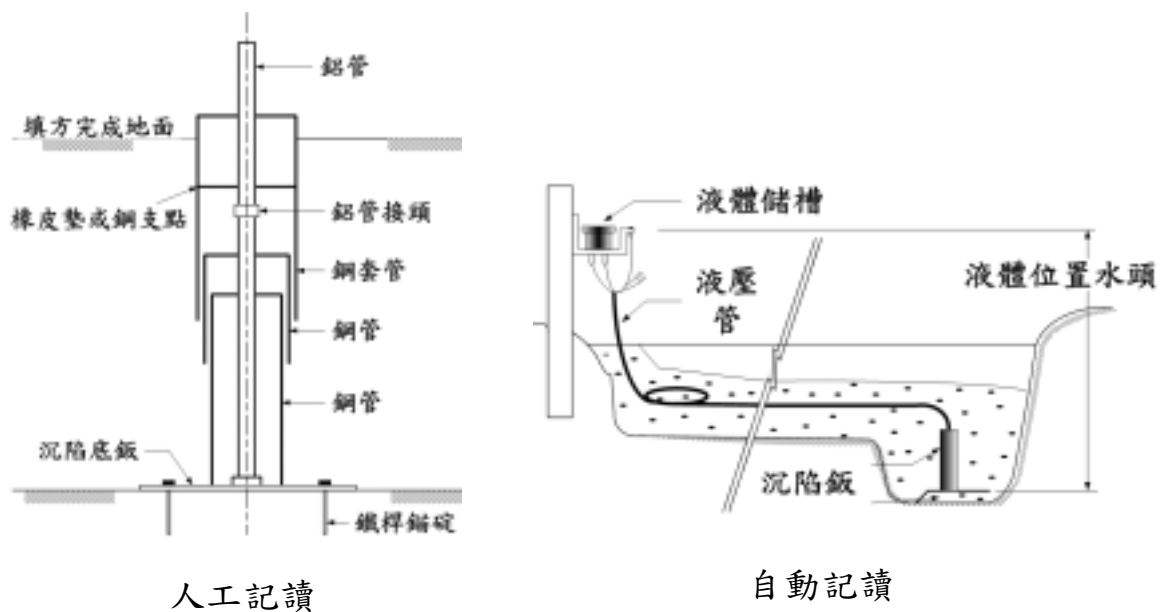
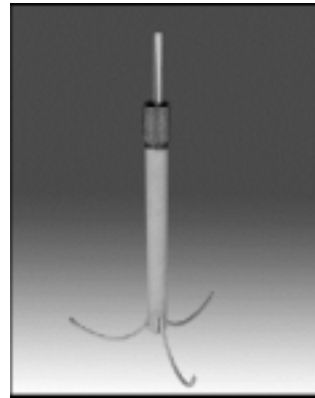


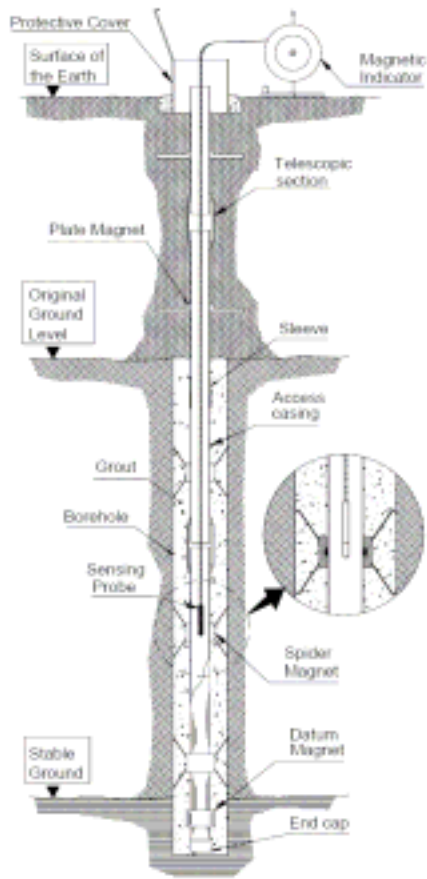
圖 10-1 沉陷板設置圖



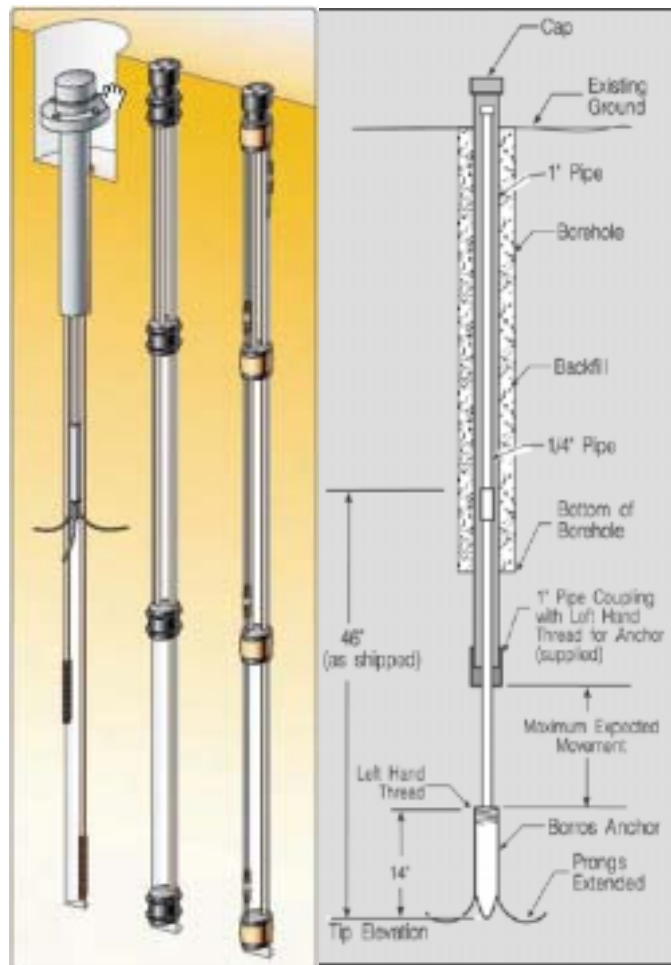
磁圈及量測探棒



多點桿錨碇端



(a) 多點磁圈式



(b) 多點桿式

圖 10-2 地中沉陷計設置方式

2.傾度管（人工記讀）

(1)觀測目的

埋設於路堤、擋土壁後方土壤（土層中傾度管）或擋土壁體中，用來量測邊坡滑動及潛移的變位行為，作為邊坡穩定性的重要研判依據。

(2)觀測原理

傾度儀為具有兩對滑輪組之傾斜度感應器（或稱電子錘球）。伺服加速度式的原理，將錘球置於位置感應器的線圈磁場內，當有傾角或位移產生時，位置感應器之線圈磁場即可感應錘球與該系統垂直方向之位移，將此訊號轉為一電壓，電壓通過線圈後產生力量，使錘球回復至原來位置，電壓輸出訊號之改變量即為量測值。

觀測方向之定義為上導輪較高側（垂直路堤之軸線）為 A^+ 方向，指向滑動方向，較低側為 A^- 向，而 B^+ 向為 A^+ 向順時針旋轉 90° 的方向，如圖 10-3 所示。觀測時以電纜線連接雙軸感應器及傾度讀數器，並利用埋設之傾度管（管內有四個方向之溝槽），以滑輪組件引導雙軸感應器，沿著傾度管之溝槽緩緩的置入傾度管底端，沿著溝槽以每 50cm 為一單位，逐段提升雙軸感應器並記錄傾度值，持續量測至管口，即完成 A^+ 方向工作。此時將感應器旋轉 180 度，再行逐段觀測，待完成 A^- 方向後，即可按量測值計算出地盤每 50cm 側向位移的情況。

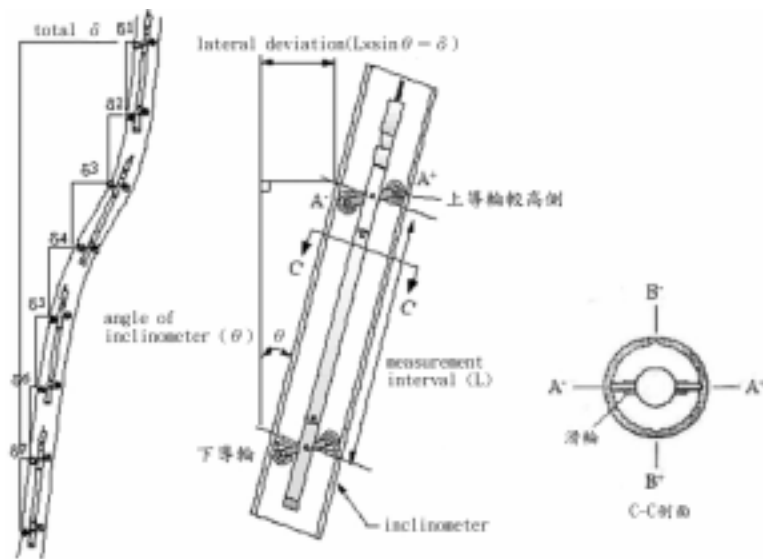


圖 10-3 傾度儀量測原理示意圖

傾度管在埋入時，傾度管裝設時， A^+ 及 A^- 方向平行於滑動方向，而且 A^+ 為指向滑動方向，需深至地盤深處不動點（圖 10-3），經緯儀於設置時即觀測傾度管管口之座標值，視為不動點，於後續之傾度管監測皆以此點為基準施作，以避免遇到路堤坡土流動時，而隨之側向移動，造成不動點之假設產生錯誤，造成不正確之量測紀錄。

3.地表伸縮儀（人工及自動記讀）

(1)觀測目的

用於監測路堤邊坡之土層滑動，又稱為地滑計，如圖 10-4 所示。

(2)觀測原理

主要由一鋼製可轉動之圓盤及電壓測讀計主體所構成，圓盤上跨鉚鋼線，鉚鋼線一方連接一重錘設於邊坡上方之假設不動點，另一方則固定於斜坡上之滑動區內。當邊坡滑動時鉚鋼線隨著土體往下邊坡拉扯，圓盤亦跟著轉動並改變測讀系統之輸出電壓，該電壓可轉換成位移量。

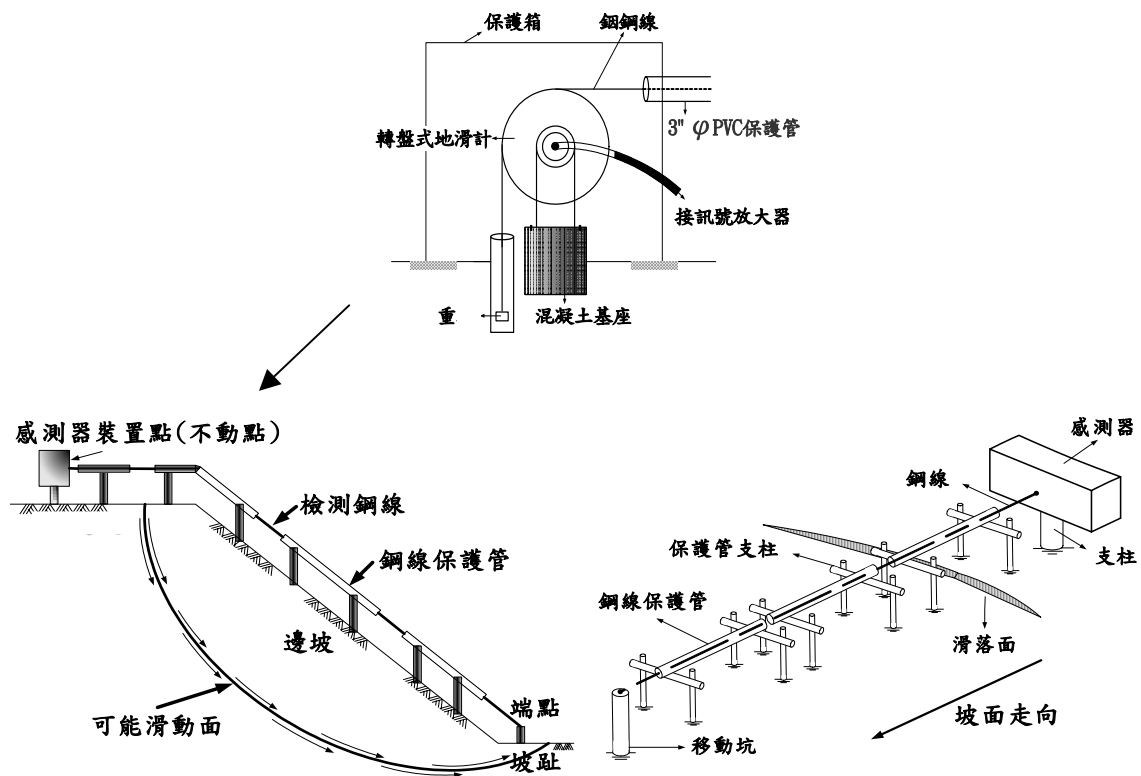


圖 10-4 地表伸縮儀感測系統配置圖

4. 結構體裂縫計（人工及自動記讀）

(1) 觀測目的

當發現路堤之擋土結構設施產生張力裂縫時（圖 10-5），跨過裂縫之兩端裝設，紀錄裂縫伸張量之大小。

(2) 觀測原理

裝設是跨過裂縫之上端安裝於擋土結構之表面上，當擋土結構有不穩定之張力裂縫現象時，裂縫之兩端會產生相對位移，經由儀器之紀錄即可瞭解裂縫之伸縮情形。

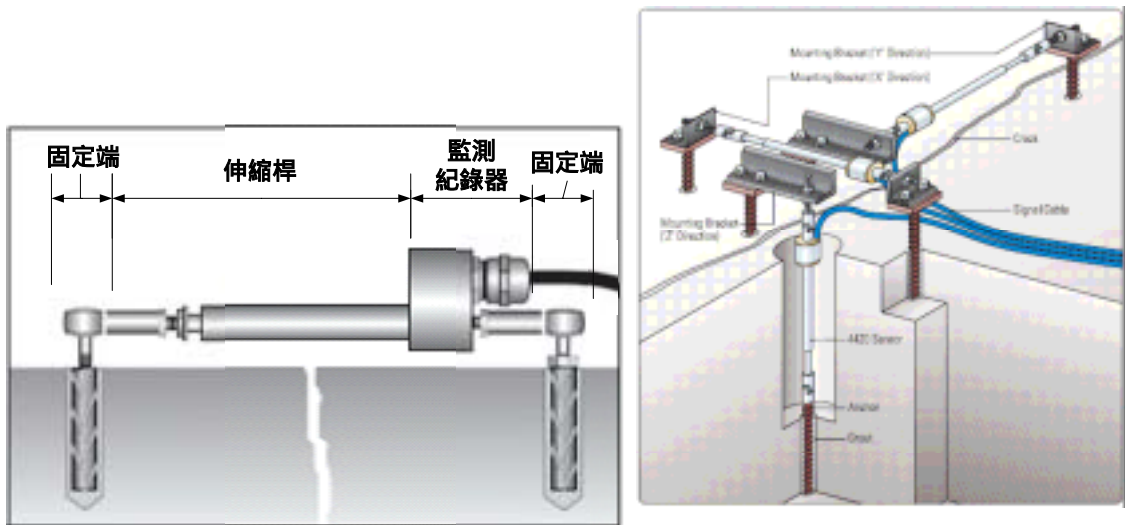


圖 10-5 監測裂縫單向與三向變位之裝設配置

5. 地表沉陷觀測點（人工記讀）

(1) 觀測目的

觀測路堤之路面的地表沉陷量，圖 10-6 所示。

(2) 觀測原理

沉陷觀測點多為不銹鋼螺栓或木材製品，分別安裝於路堤之路面或坡面上，觀測時在臨時水準點持立一水準尺，並以水準儀觀測之，稱為後視，然後再將水準尺置於沉陷釘上，以水準儀觀測之，稱為前視。觀測時避免於中午前後觀測，並且儘量避免觀測水準尺離地面 30cm 以下之讀數。

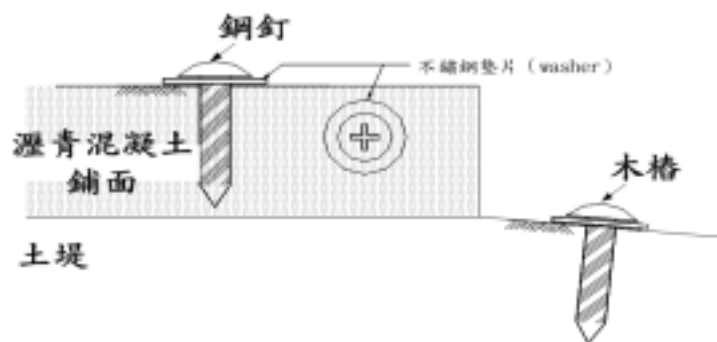


圖 10-6 地面沉陷點佈設方式

10.2.2 監測應力

應力之監測儀器包括有水位觀測井、電子式水壓計、電子式土壓計與地錨荷重計等四種監測儀器，其說明如下：

1. 水位觀測井（人工記讀）

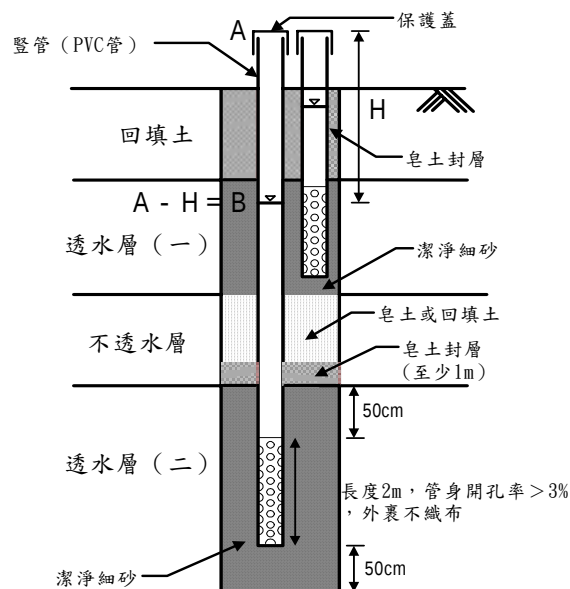
(1) 觀測目的

主要是監測填築之路堤內的水位變化，以了解路堤內之水壓力大小與變化，分析路堤之穩定狀態。

(2) 觀測原理

水位觀測井是利用連通管原理，裝設於透水性較高之土壤中，在量測土層之水位高於或低於豎管時，豎管內外之水壓力差會造成地下水經由事先打設之透水孔流入或流出豎管，待豎管內外之水壓平衡穩定後，由豎管內量得之水位，即可代表該處土層之地下水位；其裝設方式如圖 10-7 所示。

一般的水位觀測井，若孔徑太大，則豎管內水位反應管外之地下水位升降，可能較為緩慢，亦即時間延遲效應較為明顯；若豎管之孔徑較小，可以較為快速反應豎管外之水位變化，減少時間延遲效應，可是豎管孔徑至少需大於水位指示器之直徑，避免水位指示器無法放入豎管內量測地下水位。



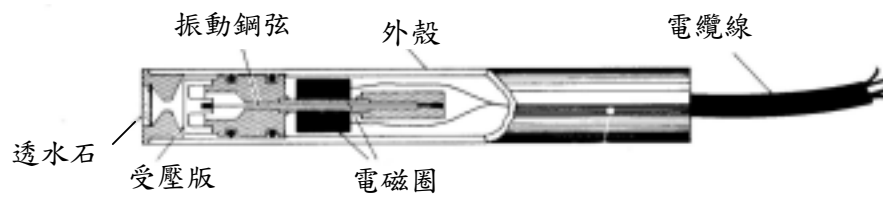


圖 10-8 振弦式電子水壓計構造示意

3. 電子式土壓計（自動記讀）

主要是監測擋土牆後方之土壓力大小，外觀如圖 10-9 所示。



圖 10-9 電子式土壓計

4. 地錨荷重計（人工記讀）

(1) 觀測目的

在監測路堤邊坡擋土設施上地錨受力情形，安裝設置情況如圖 10-10 所示。



圖 10-10 地錨荷重計安裝設置情況

(2) 觀測原理

荷重計是利用機械或液體受壓可傳導壓力之原理製成，其設

備組成有裝置於錨頭之荷重環與專業量測用之測讀儀，透過地錨鋼鍵受拉伸張傳遞錨碇力至錨頭，然後利用荷重計與承壓結構體鎖固錨定鋼鍵，則鋼鍵將對荷重計與承壓結構體產生反作用力，此時再經由荷重計之量測，並記讀其監測值。

10.2.3 監測傾斜

1. 傾斜計（人工記讀）

監測傾斜之儀器為傾斜計，主要是在監測擋土設施之傾斜量，以下將介紹傾斜計之原理及其應用。

(1) 觀測目的

本監測儀器是安裝於路堤之擋土結構物上，主要量測路堤之擋土設施，因土堤之側向土水壓力產生之傾斜量變化。

(2) 觀測原理

當路堤結構物發生傾斜時，裝設於其上之傾斜計亦隨之傾斜，所產生之傾斜角即轉換成訊號輸至傾度讀數器而顯示出讀數，由此讀數可轉換回傾斜角；其設置方式與量測方法如圖 10-11 所示。



圖 10-11 傾度盤安裝於擋土結構上之方式

10.3 路堤工程監測系統之規劃原則

路堤工程於軟弱地質的沉陷及側移之監測系統規劃，將視路堤本身的重要性及保全對象而決定，例如台鐵路堤及高鐵路堤及供公眾高密度使用之國道運輸系統等，橋樑與路堤相接處之橋台路堤段，均應考慮橋樑與橋台路堤之不同沉陷量對交通結構物所影響的情形，但不管是路堤施工前、中或者營運中安全觀測，均需針對路堤可能遭遇的破壞模式佈設監測儀器，因此施工前中後的監測系統規劃相同；其次研判災害影響範圍，佈設的規模以及數量取決於經費的多寡。

至於縣道或鄉道之橋樑與橋台路堤或路堤下方有軟弱地質之監測系統規劃，若礙於維護經費之限制，建議可採人工記讀監測系統規劃，以確保橋台路堤本身及人車使用之安全。

10.3.1 路堤填築之監測系統規劃原則

路堤監測系統規劃為專業工作且須因地制宜，以下彙整監測系統規劃之通則：

1. 規劃前需要先蒐集現場地形、地表特徵、地質資料與地下水滲流情況、降雨紀錄評估及路堤現況等資訊，其次，依據上述資料進行路堤下陷或滑動原因之探討及可能的災害模式，選擇適當的監測儀器種類來證實災害種類，預估災害範圍，配置監測儀器的平面及深度位置，再決定適當的監測儀器數量，以人工或自動化方式進行監測。
2. 管理設深度應超過預期滑動面以下一定深度，以確定其為不動點，並由兩支傾度管的監測結果預估滑動面的位置。地下水位或水壓監測應接近預期滑動面，如圖 10-12 所示，當 SP-2 裝設於預期滑動面時，隨著滑動面的剪應變增加，SP-2 的水壓力也將較其他水壓計的增量為大，進一步證實滑動面的位置，所以，監測儀器佈設種類及數量應足以交叉比對確認滑動現象之真實性。

表 10-1 軟弱黏土地盤路堤圓弧型滑動破壞之監測儀器與目的

監測儀器	監測目的
沉陷觀測點	監測地表沉陷量
水壓計	監測軟弱黏土地層中之超額孔隙水壓的變化情形
土壤中傾度管	監測軟弱黏土地層之弧型滑動的深度
地滑計（地表伸縮儀）	監測張力裂縫兩側之相對位移量及滑動時間
結構物傾度盤	監測構造物兩個方向不同之傾斜量
結構物裂縫計	監測構造物表面裂縫的大小
地錨荷重計	監測地錨預力的大小
土壓計	監測構造物承受土壓力的大小

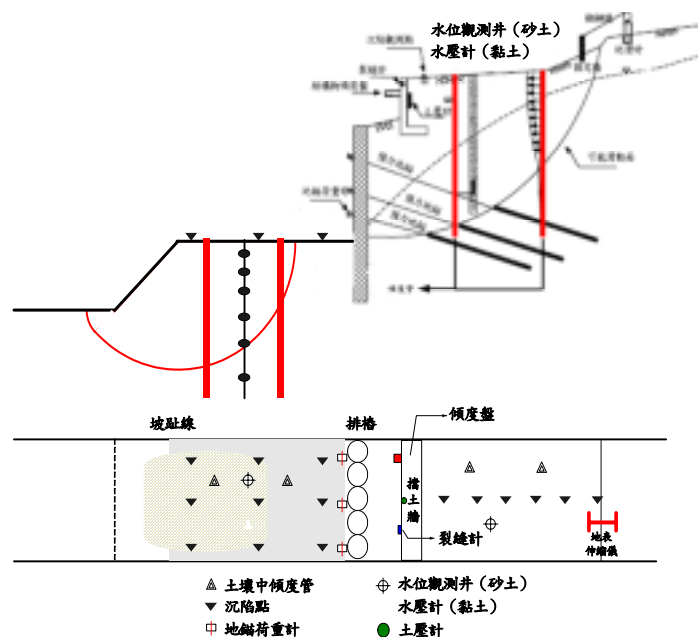


圖 10-13 軟弱黏土地盤路堤圓弧型滑動破壞之監測系統規劃佈設圖

2. 疏鬆砂土地盤路堤滑動之監測系統規劃佈設

當路堤沿著平面（弱面、不連續面或不同材料之界面）發生滑動或剪力破壞，即平面上之土壤剪力強度小於滑動體所產生之剪應力時，所產生之平面型滑動，使路堤產生平面滑動破壞。當路堤下方之疏鬆砂土發生震動而液化流動，使路堤產生之側向移動或產生

漸次擴展之側向運動破壞。須於路堤周圍配置以下監測儀器，如表 10-2 所示，並將數種監測結果相互交叉比對，以確定路堤是否處於安全穩定之狀態，如圖 10-14 所示。

表 10-2 疏鬆砂地盤路堤滑動之監測儀器與目的

監測儀器	監測目的
沉陷觀測點	監測地表沉陷量
水位觀測井	監測疏鬆砂土地層中之水位的變化情形
土壤中傾度管	監測疏鬆砂土地層之側向變位情形
水壓計	監測疏鬆砂土地層中之水壓的變化情形

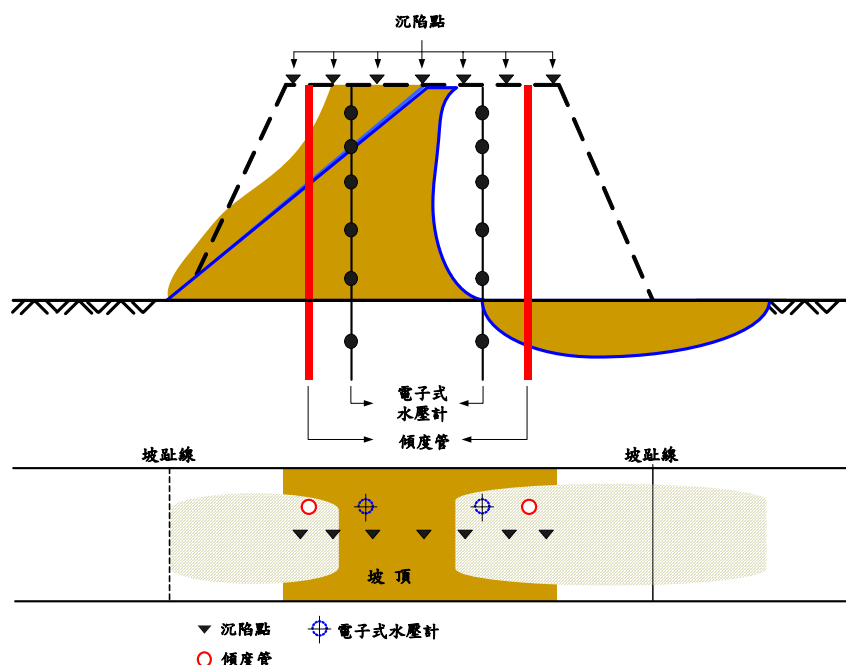


圖 10-14 疏鬆砂土地盤路堤滑動之監測系統規劃佈設示意圖

10.4 路堤工程監測案例說明

10.4.1 路堤填築之監測案例說明

1. 二高 82k+400~83k+100 路堤之案例

(1) 工程概要

本案例係位於二高 82k+400~83k+100（接近關西交流道附

近)北上線之車道填土路堤段，設計為4~5階之大型路堤填築邊坡；坡距比為1:2(V:H)。路堤填土最厚達35公尺，如圖10-15之棕色範圍所示。

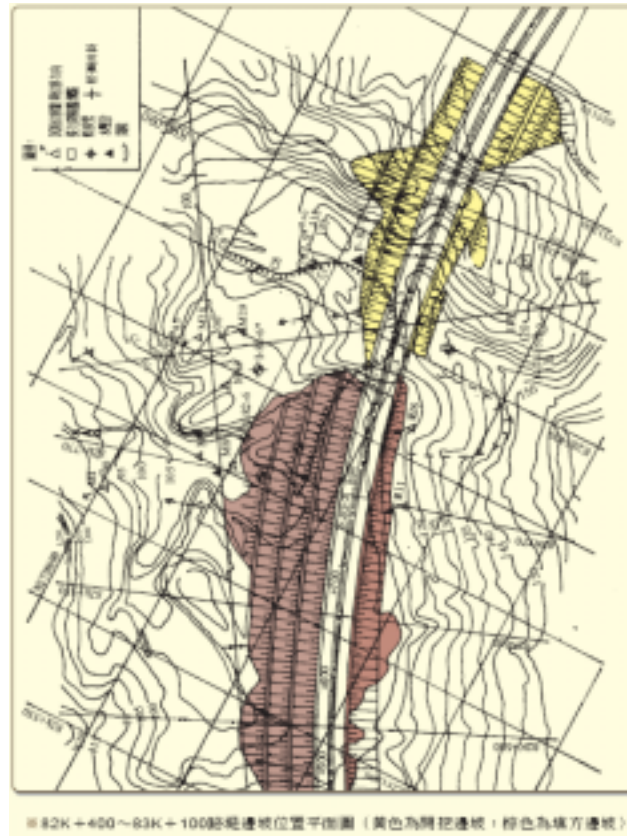


圖 10-15 82k+400~83k+100 路堤邊坡平面圖

(2)地質條件

本路段地層由泥岩、砂岩及其薄互層與其上覆之崩積層所組成，北上線所設計4~5階之大型路堤填築邊坡，係填置於原地表之順向坡上（傾角為8~10°），且本區地下水位頗高。

(3)災害發生過程及原因

本路堤因填土最厚達35公尺，又填築於地下水位頗高之順向坡上，加上本路段地層屬泥岩、砂岩及其薄互層之不良地質區（蔡茂生、呂蘇森，2003），因岩、土薄互層間之土壤剪力強度小於路堤填土後所產生之剪應力，致使岩、土層間平面發生順向坡滑動。

(4)緊急應變措施

國工局為了穩定該處路基，特於現場採坡趾壓重工法於 82k+700～83k+100 北上線側坡趾填土（最厚約 35 公尺）並於底部鋪設透水濾層及盲溝。坡趾填土壓重工法完成後並增設土壤中傾度管及水壓計以監測邊坡穩定，邊坡整治平面如圖 10-16 所示。

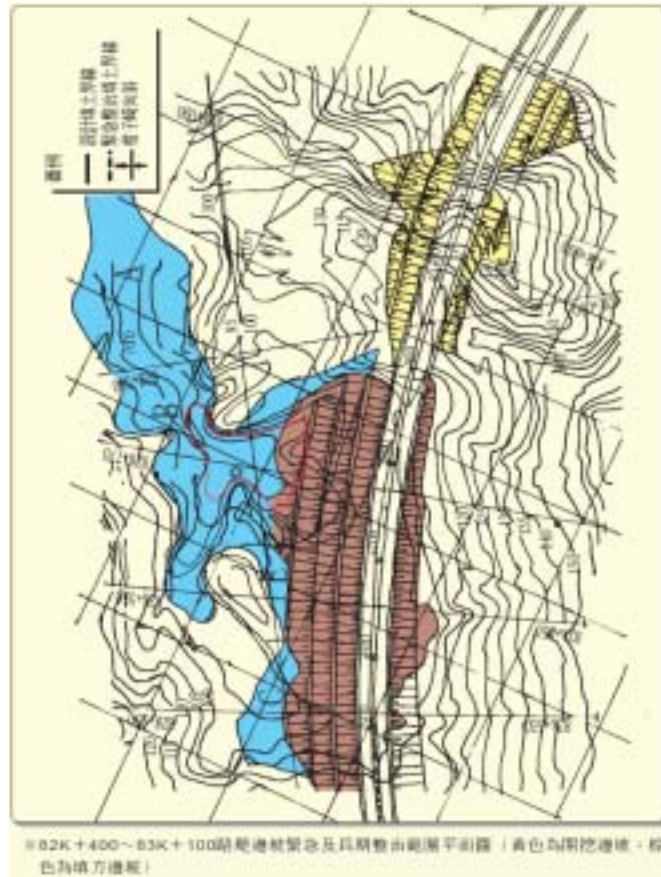


圖 10-16 82k+400～83k+100 路堤邊坡整治平面圖

(5)結論與建議

由圖 10-16 土壤中傾度管之監測結果可知，土壤中傾度管最大滑動量為 3.7 公分；且發生在填土最厚達 35 公尺處，位移速率為 1.2 mm/月，位移趨勢係由高速公路路堤往坡趾之潛在移動。因此可知，填土厚度愈大，土壤中傾度管滑動量也就愈大。雖然坡趾壓重工法已達到穩定路堤的目的，但仍有待持續進行監測。

2. 台七十八線東西向快速車道路堤之案例

(1) 工程概要

本工程為雲林縣台 78 線東西向快速道路，由台西向東延伸至古坑，全長約 40 餘公里，全線路堤工程設計填土厚度約為 6~8 m，寬度約為 30~40 m。工址係位於 508 標之 32k+030~300 段。(工程位置詳見圖 10-17)



圖 10-17 台 78 線東西向快速道路案例之場址圖

(2) 地質條件

由本研究西南沿海軟弱地質分佈之分區得知，此區域（雲林縣之土庫鎮至斗南市）多為沉泥質粘土分佈。且屬於 $SPT-N < 4$ 之軟弱粘土，詳見圖 10-18 所示，又軟弱粘土的累計厚度約 4~8m，詳見圖 10-19 所示。

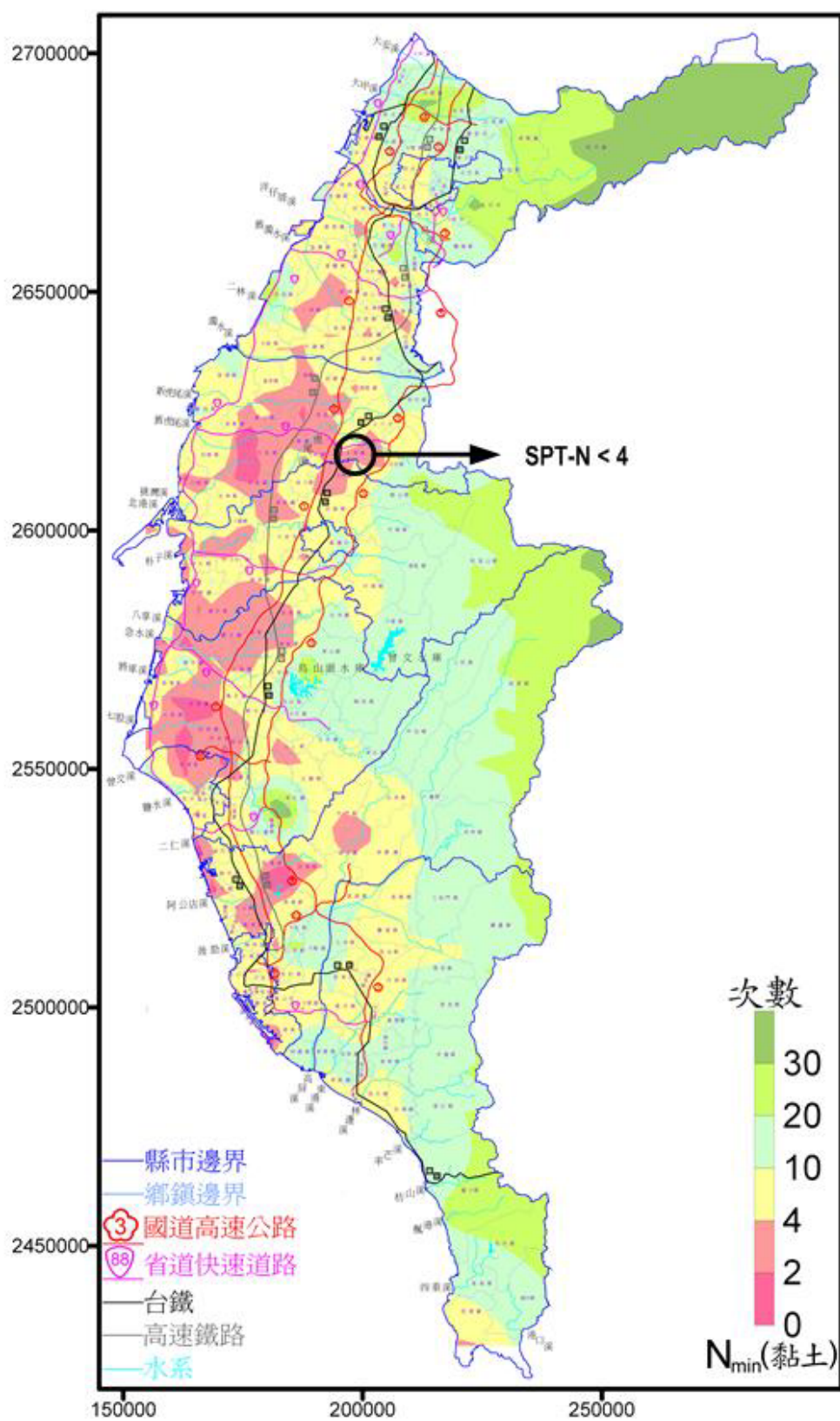


圖 10-18 雲林縣台 78 線路堤案例黏土 SPT-N 值示意圖

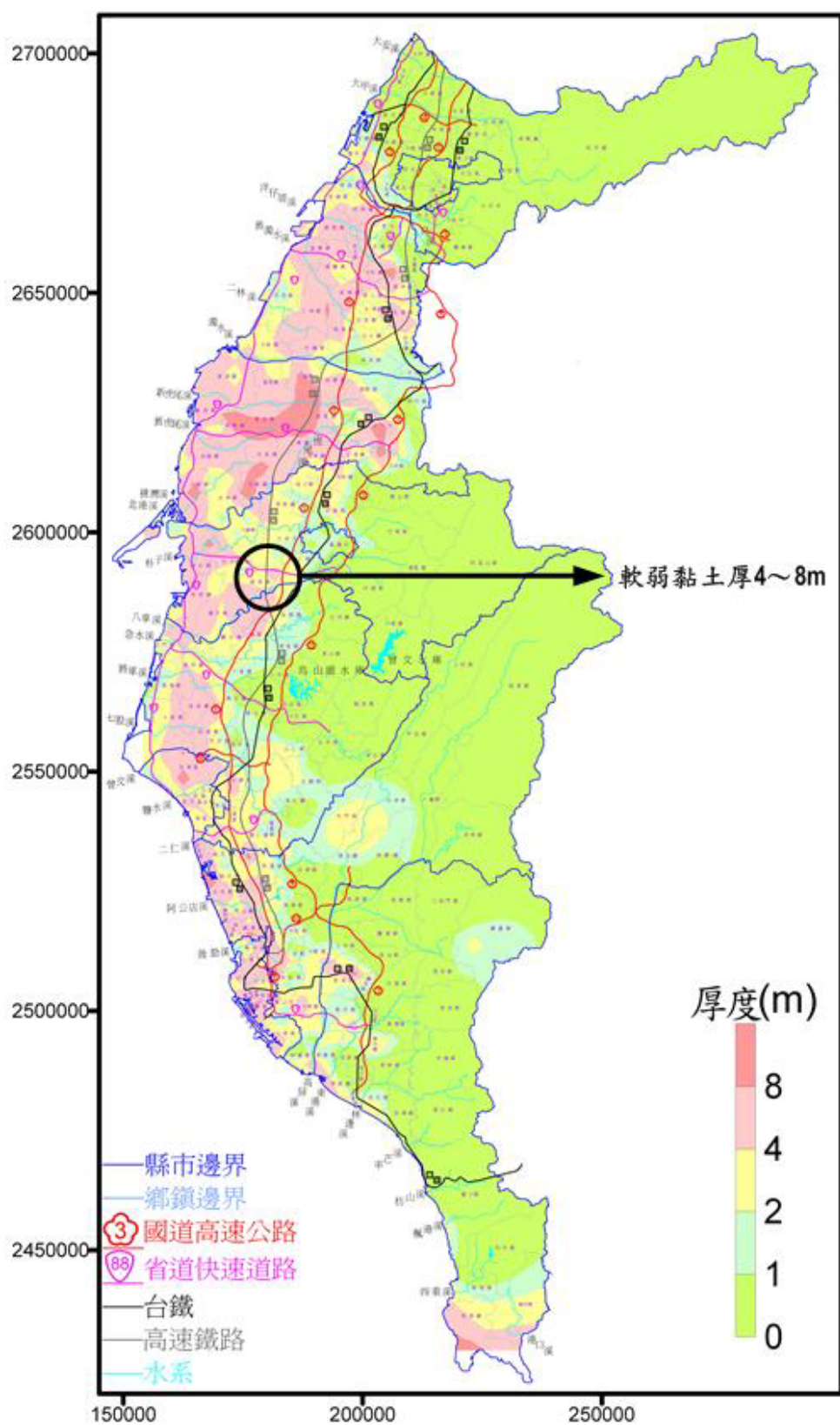


圖 10-19 雲林縣台 78 線路堤案例軟弱黏土累計厚度圖

(3)災害發生過程

路堤填土工程荷重，高於現場地盤之預期沉陷量 20~30cm 甚大(由路中心線之測沉版量得)。施工中觀測之路堤工程填築高度及測沉版沉陷量之歷時曲線如圖 2-8-4 所示。本路段沉陷版之沉陷量隨路堤填土厚度之增厚而加大，當填土厚度達到 3.75m 時，沉陷量之最終值已經接近 80cm，高於一般值甚大(通常小於 10cm)。

(4)本案例之處理對策

本案經研判可能是該場址軟弱地層之厚度(4~8m)過大所致，現場處理對策為考量長期穩定之壓密沉陷值後，再加高近 60 cm 的填方，以期達到原設計路堤工程之頂部高程。

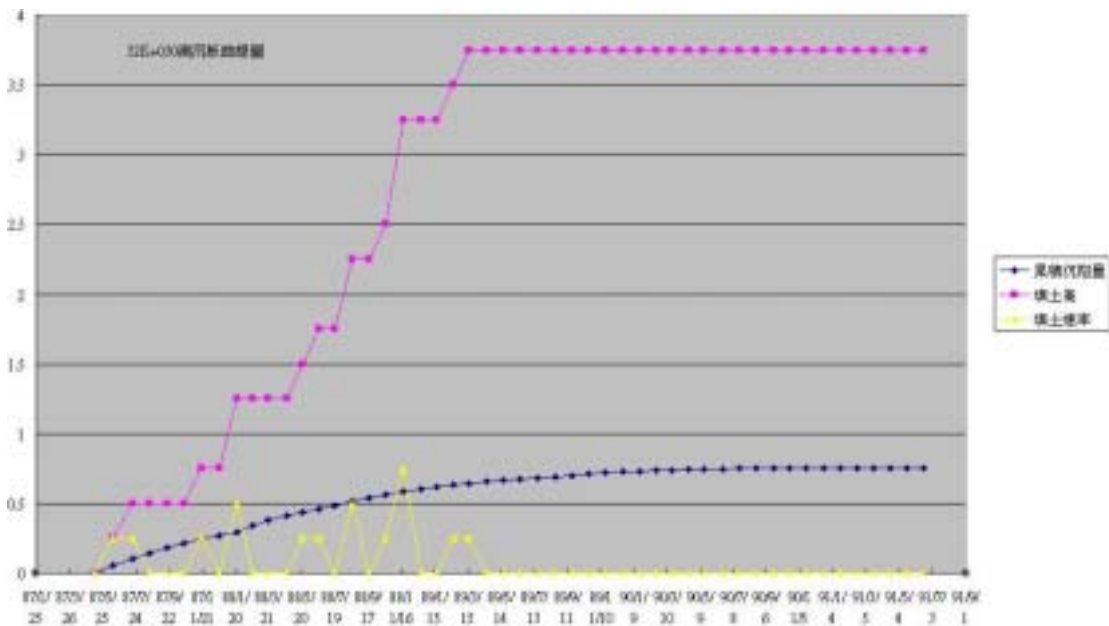


圖 10-20 台 78 線東西向快速道路(32k+030)沉陷量歷時曲線圖

10.4.2 路堤圓弧滑動之監測案例說明

1.二高 0k+850~970 橋台路堤坍塌之案例

(1)工程概要

本案例係位於二高 0k+850~970（基金交流道附近）之橋台路堤填土段，接近原設計為長 120m、寬 50 m 及高 20m 之六車道橋台路堤填築段；坡距比為 1：2.0（V：H），並連接樟樹里高架橋。

(2) 地質條件

本路堤填築區原為浸泡木材之低窪沼澤地，於地表下有 6m~16 m 深之灰色黏土質細砂及砂質沉泥層（SPT-N 為 5），為一高壓縮及低滲透性質之軟弱地層；其下之基底岩盤為層狀之砂、頁岩互層，其單壓強度約為 80 kg/cm^2 ，係屬軟岩，且岩盤深度變化頗大。詳圖 10-21 路堤邊坡坍塌平面圖之地質柱狀圖（自地表起 8.3m 的深度範圍內之 SPT-N 值介於 4 到 6 之間）。

(3) 災害發生過程及原因

本橋台路堤於 81 年 7 月一個月內填土厚度達 9 公尺(EL.11m~EL.20m)，填築 9 公尺厚度後之路堤表面發現不正常之龜裂，於 81 年 8 月 6 日下午即急速擴大，造成 9 公尺厚度之土堤整體向坡趾坍塌，形成一滑動範圍長達 120 公尺，寬度約 50 公尺之扇形區域（如圖 10-21 斜線範圍），其中路堤面最大落差達 2 公尺，張力裂縫亦深達 5 公尺以上，坡趾處原已完成之排水座槽亦遭擠壓破壞。因灰色黏土質細砂及砂質沉泥層，為一高壓縮及低滲透性質之軟弱地層，路堤經快速填土造成超額孔隙水壓來不及消散，促使土壤剪力強度降低，加上坡趾排水座槽之開挖造成砍坡腳作用，兩項因素造成路堤不均勻沉陷及路堤邊坡弧型滑動。

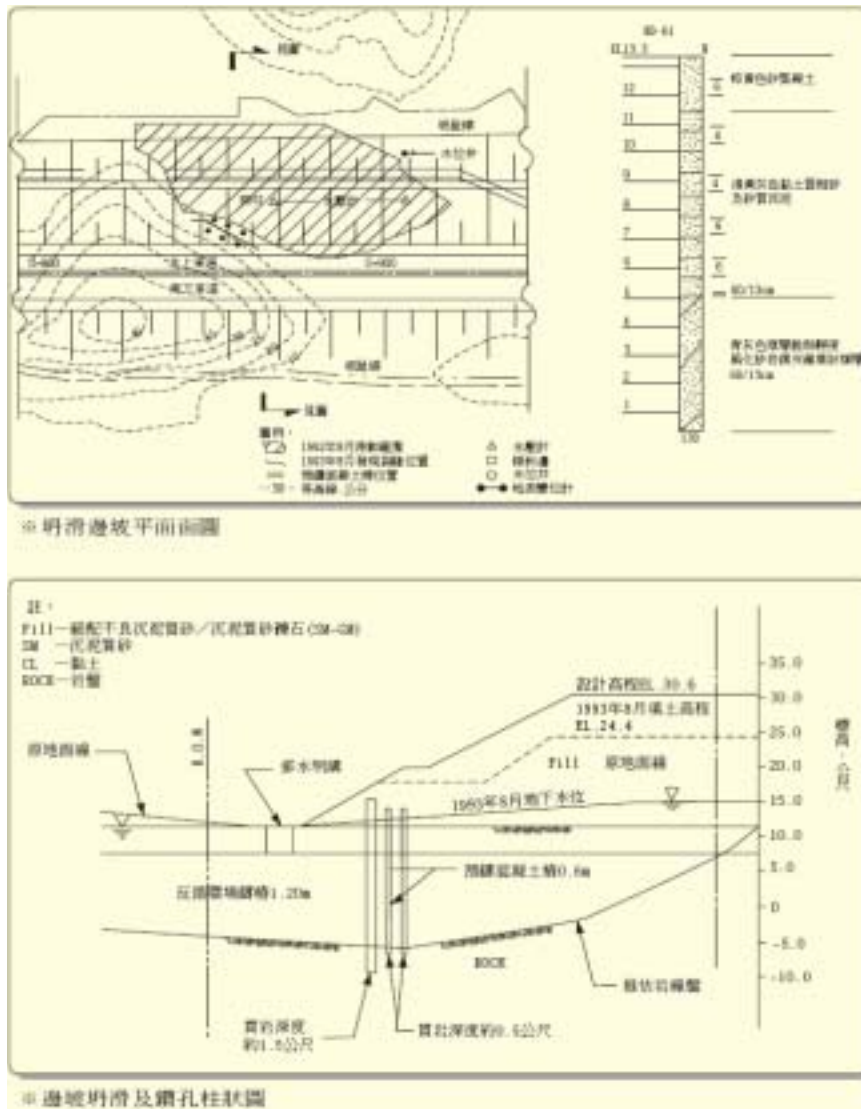


圖 10-21 0k+850~970 路堤邊坡坍滑平面及剖面圖

(4) 緊急應變措施

國工局為了穩定該處橋台路堤，特於現場坡趾處打設 PC 預鑄止滑樁來使路堤邊坡達到穩定。並依設計高程繼續進行路堤填土，於 82 年 3 月已填至 EL.24.4m（填土總厚度為 13.4m）。但於 82 年 8 月又發現路堤面產生裂縫，經加設監測儀器觀測後（詳圖 10-21 斜線範圍裝設 2 處水壓計，斜線範圍外裝設 1 處水位觀測井，裂縫處裝設地表位移伸縮儀 3 處），發現橋台路堤下之軟弱土壤有超額孔隙水壓存在，於地表之橫向水平裂縫約有 2~3 cm 之位移（由圖 10-23 所示，因地表有橫向水平裂縫產生，

使坡趾之 PC 預鑄止滑樁頂部產生向橋台路堤的方向傾斜)，且路堤本身之沉陷速率亦有漸增的趨勢。

(5) 結論與建議

本案例原於現場坡趾處所打設二排 PC 預鑄止滑樁，由於樁體無法有效貫入堅實地盤之足夠深度（如圖 10-22 路堤邊坡坍滑剖面圖），對路堤於第一次填土 9 公尺厚度所造成之坍滑，僅能使路堤達到暫時的穩定，又加上第二次填土使總厚度達 13.4 公尺時，由監測結果發現橋台路堤下之軟弱土壤有超額孔隙水壓存在，並於地表之橫向水平裂縫約有 2~3 cm 之位移之現象，且位移在持續增加中。此外，由原先所打設二排 PC 預鑄止滑樁樁頂產生傾斜可知，路堤邊坡係處於緩慢運動中之不穩定狀態。因此經國工局檢討後，決定再施作一排 1.2 公尺之現場鑽掘排樁（如圖 10-23 所示），樁底並貫入堅實地盤 3 倍之基樁直徑，才發揮了良好的止滑效果，終於順利完成橋台路堤填築並維持穩定。



圖 10-22 路堤邊坡現場坍滑照片



圖 10-23 路堤坡趾打設 PC 預鑄止滑樁及場鑄鑽掘排樁照片

2.二高 266k+800 北上線路堤坍塌之案例

(1)工程概要

本案例係位於二高 266k+800（接近古坑系統交流道附近）北上線之車道填土路堤段，原設計為 2 階之大型路堤填築邊坡；坡距比為 1：1.8（V：H）。路堤填土最厚為 17 公尺，如圖 10-24 之棕色範圍所示，紅色線為路堤頂部產生張力裂縫處，黃色範圍為排水箱涵。

(2)地質條件

本路段地質表層為 2~3 公尺之黏土，其下為鬆散泥岩層，其次為泥岩、砂岩及其薄互層，地下水位高程約位於土岩界面處。北上線所設計二階之大型路堤填築邊坡，係位於山溝處，且地下水易匯集而較高。另依本研究西南沿海軟弱地質分佈之分區得知，本案例位於雲林縣古坑鄉係屬於軟弱地質區之鄉鎮，由圖 10-25 及圖 10-26 中可知，路堤下方黏土層 2 SPT-N<10，而 SPT-N<4 黏土層累積厚度約 0~2m。

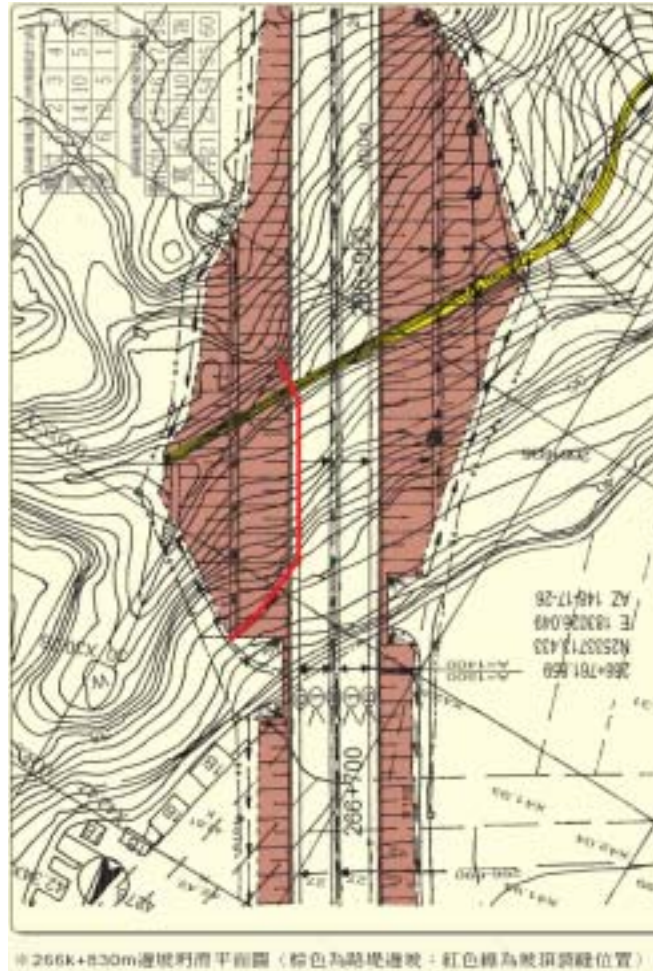


圖 10-24 266k+830 路堤邊坡坍塌平面圖

(3) 災害發生過程及原因

本路堤因填土最厚達 17 公尺，又填築於地下水位頗高之山溝處，鬆散泥岩層在長期泡水下強度降低，因路堤填土後產生不均勻沉陷，進而壓迫排水箱涵造成伸縮縫斷裂，使地下水沿著伸縮縫斷裂處下滲，造成地下水位上升，導致基礎土壤及坡趾土壤軟化。由於路堤填土造成荷重增加及坡趾基礎軟化，致使路堤邊坡漸進變形終造成土體（表土及鬆散泥岩層）弧型滑動破壞。詳現場坍塌照片（圖 10-29、圖 10-30 及圖 10-31）。

(4) 緊急應變措施

國工局為了穩定該處路基，特於現場採坡趾壓重工法於

266k+830 北上線側坡趾填土。排水箱涵 C012 第三、四節變位 30~40 公分，需打除重建，伸縮縫開裂亦需填補。詳邊坡整治平面圖（如圖 10-27、圖 10-28 所示）。

(5)結論與建議

本案例路堤由於在山溝處填土，除提高了地下水位而改變現地的水文條件外，又因路堤填土所增加之荷重，使原地表下 2~3 公尺之黏土層的超額孔隙水壓消散後，產生路堤不均勻沉陷並造成排水箱涵位移 30~40 公分及伸縮縫斷裂。而鬆散泥岩層在長期泡水下強度降低，使地下水沿坡趾處滲出，因此可知，路堤填土之選址非常重要，除考慮地質（軟弱黏土）條件外，亦應兼顧地形（山溝之處）因素的影響。

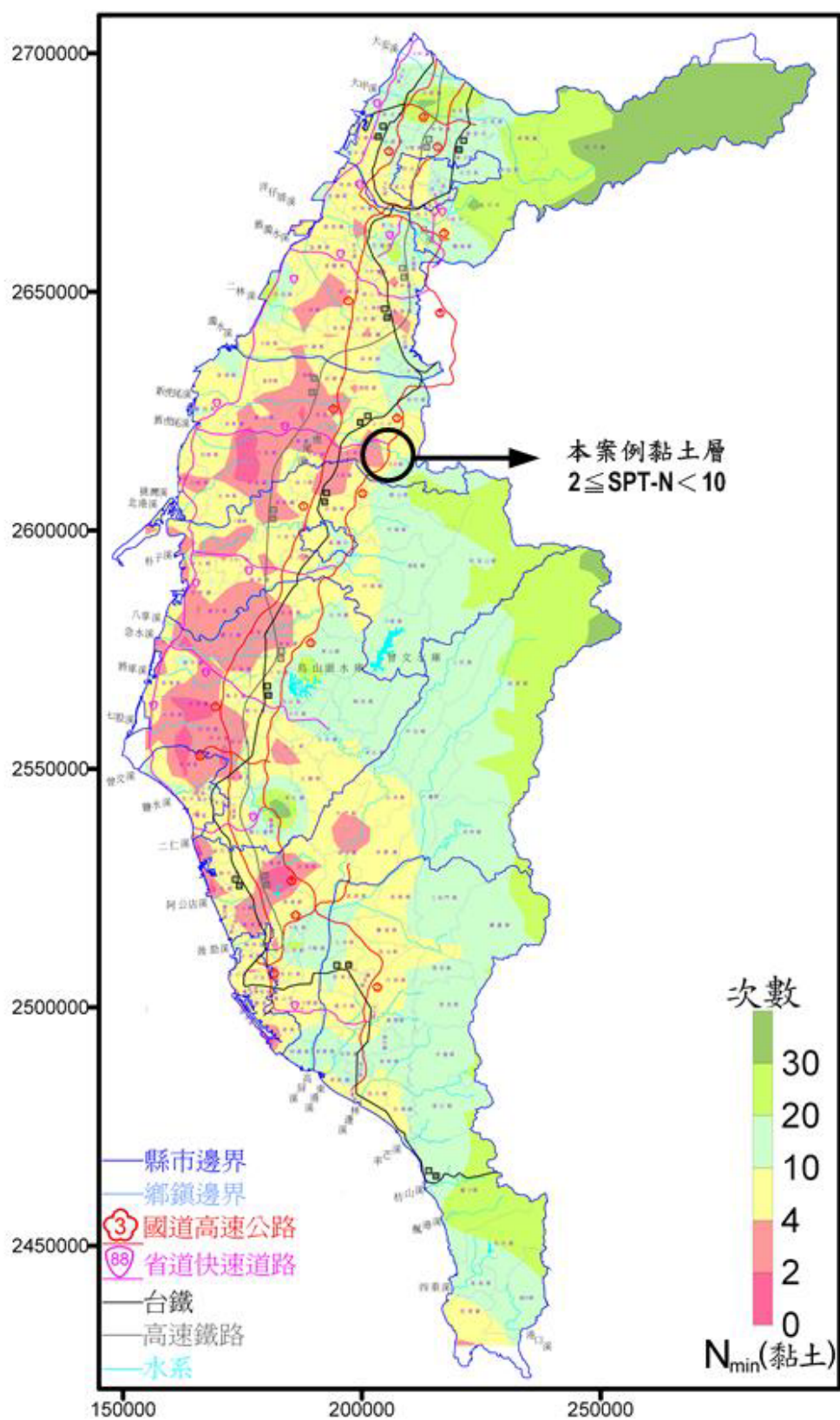


圖 10-25 二高 266k+800 北上線路堤下方黏土層 SPT-N 值示意

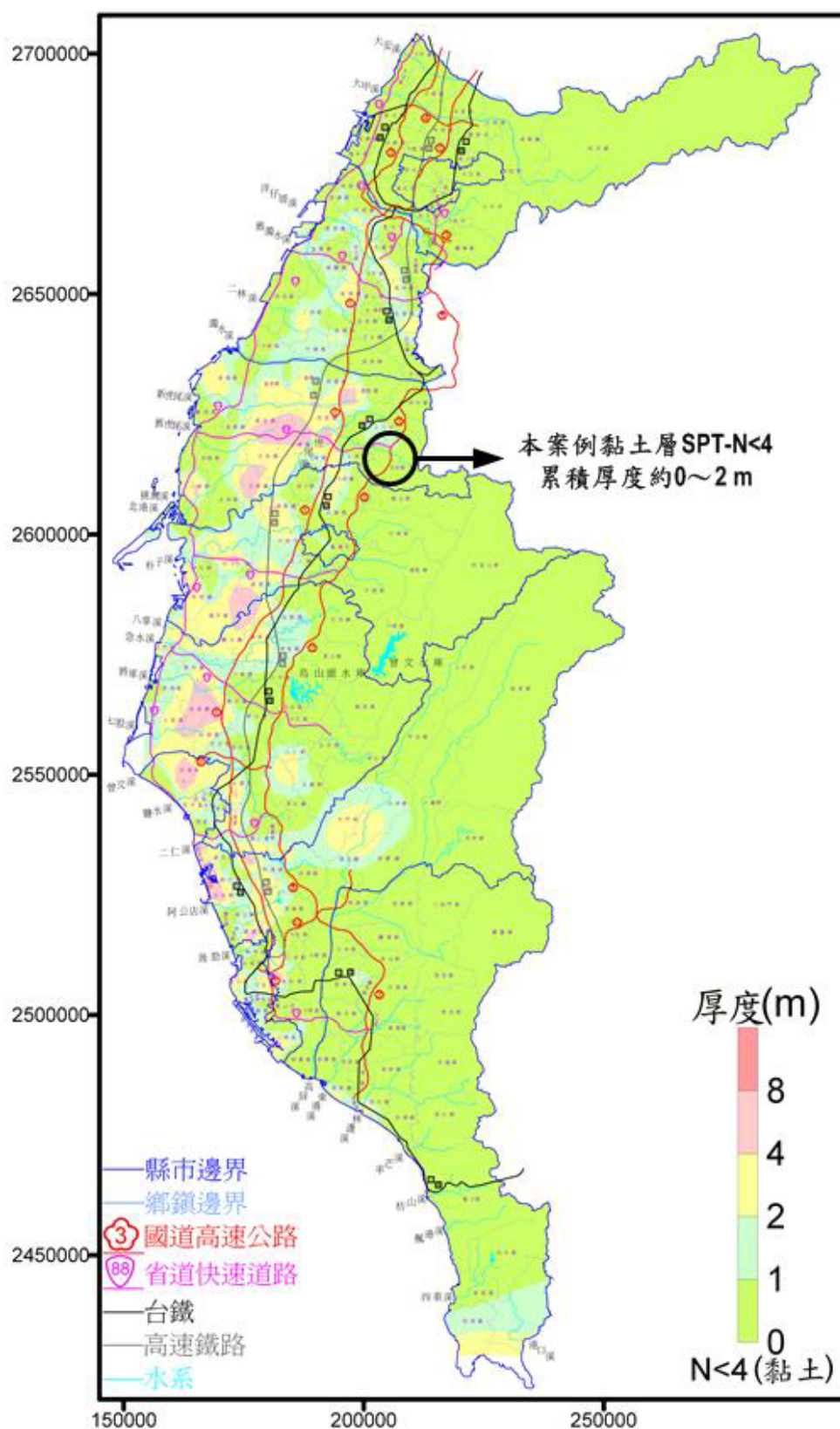


圖 10-26 二高 266k+800 路堤下方黏土層 SPT-N<4 累積厚度示意

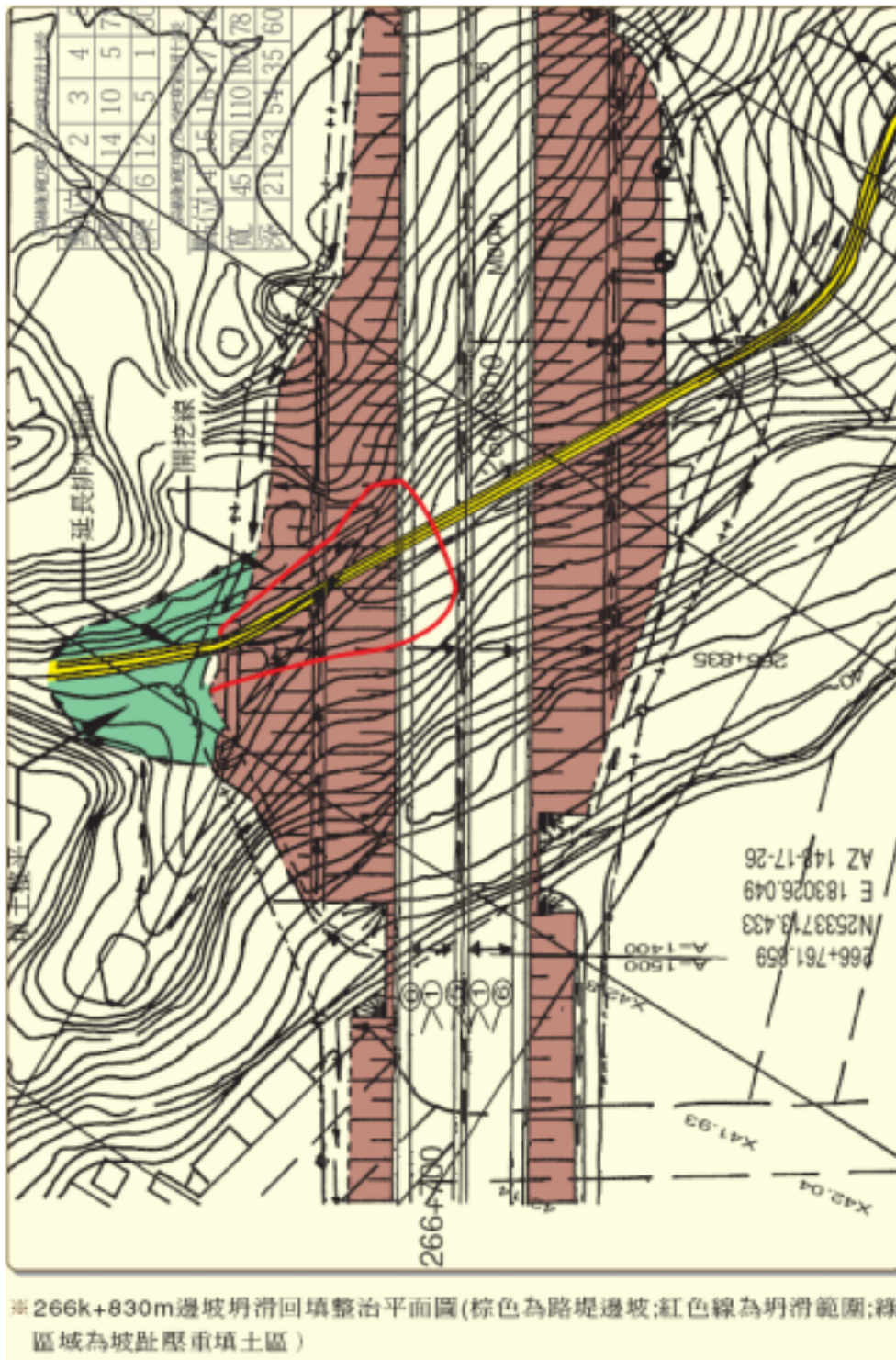
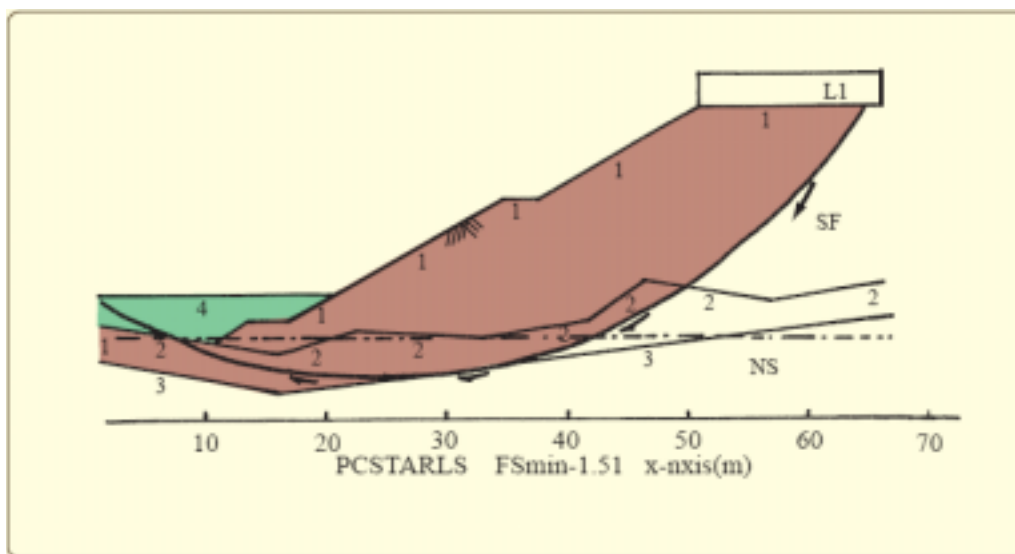
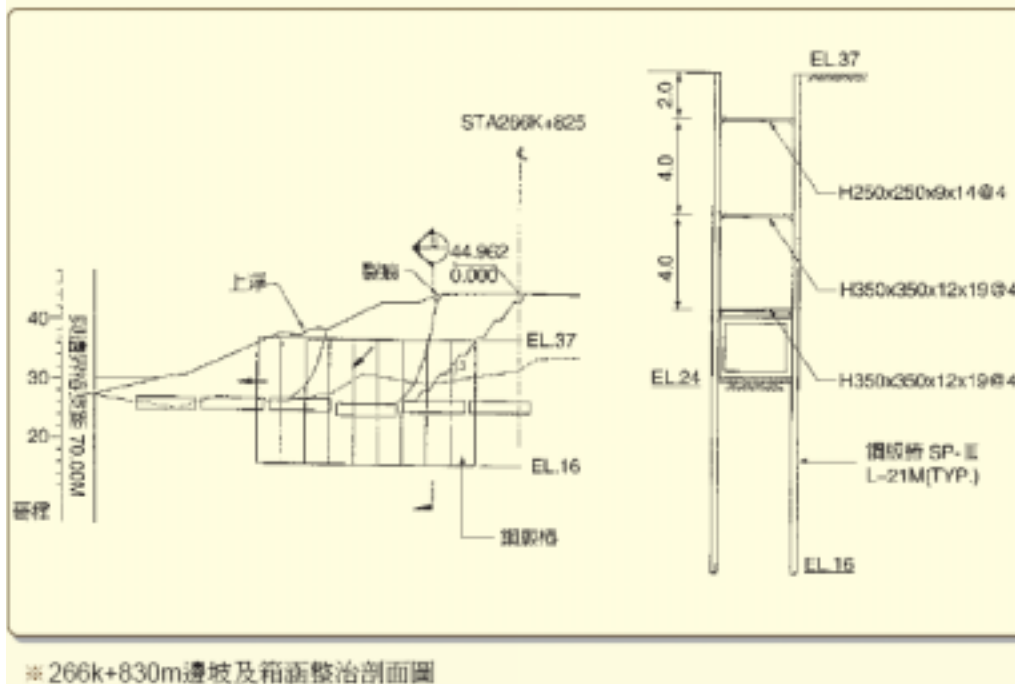


圖 10-27 邊坡坍塌及整治平面圖



※ 266k+830m邊坡坍塌及整治剖面示意圖



※ 266k+830m邊坡及箱涵整治剖面圖

圖 10-28 邊坡坍塌及整治剖面示意圖



266k+830m邊坡坡頂坍塌全貌



266k+830m邊坡坍塌坡趾隆起全貌

圖 10-29 路堤邊坡現場滑動照片



266k+830m邊坡坍塌坡趾隆起全貌



坍塌坡趾處被擠出之沉泥情況

圖 10-30 路堤邊坡現場滑動照片



排水箱涵入口處受坍滑影響被掩埋情況



路堤下方排水箱涵伸縮縫開裂情況

圖 10-31 路堤邊坡下方排水箱涵伸縮縫斷裂照片

10.5 結語

在臺灣西南沿海地區構築的路堤，不論使用單位為公路或鐵路，其破壞模式皆分為滑動及沉陷兩種。滑動的原因為土壤鬆軟，所以剪力強度小，無法抵抗填築路堤的載重而發生滑動變形。沉陷的原因為基礎土壤鬆軟，所以壓縮性較大，當路堤構築完成，其自重載重即可在基礎土壤內產生超額孔隙水壓，導致長期排水所形成的壓縮沉陷。

路堤監測系統規劃為專業工作且須因地制宜，監測規劃前需要先蒐集現場地形、地表特徵、地質資料與地下水滲流情況、降雨紀錄評估及路堤現況等資訊，其次，依據上述資料進行路堤下陷或滑動原因之探討及可能的災害模式，選擇適當的監測儀器種類來證實災害種類，預估災害範圍，配置監測儀器的平面及深度位置，再決定適當的監測儀器數量，以人工或自動化方式進行監測。

第十一章 基樁工程監測系統規劃

11.1 基樁工程監測儀器簡介

一般位於軟弱黏土及疏鬆砂土之基樁工程常用監測儀器，大約可分為三大類，概述如下：1.位移監測 2.應力監測 3.傾斜監測。

11.1.1 監測位移

1.連通管沉陷計（可自動記讀）

連通管沉陷計有三種，三種最主要的差別在於水位高低差的探查器不同，有用光電探查器式，有用差種變壓式，也有用氣泡式的水位計做為連通管內水位高低的探查器。

2.沉陷觀測點（人工記讀）

沉陷觀測點可配置於現有樁帽基礎或橋墩上或埋於土中不動點處，且多為不銹鋼螺栓製品，均為國產品。

3.多點桿式伸張儀（人工記讀）

將多點桿式伸張儀埋於土中，係用於量測不同深度土層的沉陷情形。

4.埋入式伸縮儀（可自動記讀）

於基樁載重試驗時，量測樁體不同深度區間之伸縮量，精度可達 0.001 mm。

5.傾度管（人工記讀）

傾度管有將套管埋入混凝土連續壁、埋入排樁或擋土壁後方之土壤（SIS 土層中傾度管）等，其材質有合成塑膠 ABS -plastic 與鋁製等二種。

6.永久水準點(人工記讀)

永久水準點應穿過會產生壓密沉陷的地層，埋設深度應達岩層，做為平常測量隆起與沉陷的基準，一般需定期進行永久基準點之閉合測量，檢測其是否有變動。

7.標尺(人工記讀)

以繪製刻度的尺黏貼於現有結構物上，或直接繪製於結構物上，配合沉陷釘施作，再以水準儀量測，以瞭解沉陷的情形。

8.裂縫計(Crack Gauge，人工記讀)

裂縫計可量測裂縫寬度，以瞭解橋墩損壞是否有變大趨勢，於橋墩現有裂縫上，以兩個有刻畫的透明塑膠片固定成懸臂樑式，使自由端互相重疊，可由相對位移的改變，即可瞭解裂縫是否加大。

9.隆起桿（人工記讀）

隆起桿之構造需避免桿的重量過重，隆起量受到桿重的影響，故材質宜選用較輕的。

10.地表伸縮儀（人工及自動記讀）

將地表伸縮儀之鋼索一端固定於滑動塊體上，一端固定於不動之地層上，當地層有不穩定現象時，不動點及滑動塊體間即會產生相對位移，如此可瞭解地表伸縮之情形。

11.水位觀測井（人工及自動記讀）

視土層狀況，觀測井有不同的埋置深度，利用水位尺來測讀該土層水位。

11.1.2 監測應力

1.荷重計(Load Cell，人工及自動記讀)

荷重計有甚多種型式，國內目前多採用應變計式，其又分成機

械式應變計、液壓式應變計、差動變壓式(L.V.D.T)等三類。

2.鋼筋計(Rebar Strain Gauge，人工及自動記讀)

鋼筋計有兩種型式：

(1)振弦式應變計，在工廠銲接於鋼筋上，然後再加外部防水保護措施。

(2)黏貼式的應變計，在工廠以膠合劑，黏貼於鋼筋上。

3.水壓計(Piezometer，人工及自動記讀)

水壓計有開放式、壓氣式、電氣式等三類。使用水壓計裝設於不同土壤深度時，裝設水壓計之透水層與上方不透水層的界面，應確實做好皂土回填封層，而回填封層之高度至少需高於界面 1.0 m 以上，以確保上下兩透水層間之地下水不會相互連通。

11.1.3 監測傾斜

1.結構物傾斜計(Tiltmeter，人工及自動記讀)

結構物傾斜計係裝設於現有結構物上或橋墩上，以量測結構物或橋墩的傾斜情況。一般可量測 x、y 兩方向的傾斜量。

11.2 基樁工程之監測儀器應用

一般位於軟弱黏土及疏鬆砂土地盤之基樁工程常用監測儀器，大約可分為位移監測、傾斜監測及應力監測等三大類，以下章節將對各監測之儀器設備，詳述其使用原理及裝設原則。

11.2.1 監測位移

1.傾度管(人工記讀)

(1)觀測目的

用來量測在土壤中基樁的側向變位，特別是樁載重為水平方向

時，這些監測是必須的。傾度管可埋入基樁或樁外之土壤（土壤中傾度管）等，其材質有合成塑膠（ABS-plastic）與鋁製等二種。

(2)觀測原理

傾度儀為具有兩對滑輪組之傾斜度感應器（或稱電子錘球）。伺服加速度式的原理，將錘球置於位置感應器的線圈磁場內，當有傾角或位移產生時，位置感應器之線圈磁場即可感應錘球與該系統垂直方向之位移，將此訊號轉為一電壓，電壓通過線圈後產生力量，使錘球回復至原來位置，電壓輸出訊號之改變量即為量測值。

觀測方向之定義為上導輪較高側（垂直路堤之軸線）為 A^+ 方向，指向滑動方向，較低側為 A^- 向，而 B^+ 向為 A^+ 向順時針旋轉 90° 的方向，如圖 11-1 所示。觀測時以電纜線連接雙軸感應器及傾度讀數器，並利用埋設之傾度管（管內有四個方向之溝槽），以滑輪組件引導雙軸感應器，沿著傾度管之溝槽緩緩的置入傾度管底端，沿著溝槽以每 50cm 為一單位，逐段提升雙軸感應器並記錄傾度值，持續量測至管口，即完成 A^+ 方向工作。此時將感應器旋轉 180° ，再行逐段觀測，待完成 A^- 方向後，即可按量測值計算出地盤每 50cm 側向位移的情況。

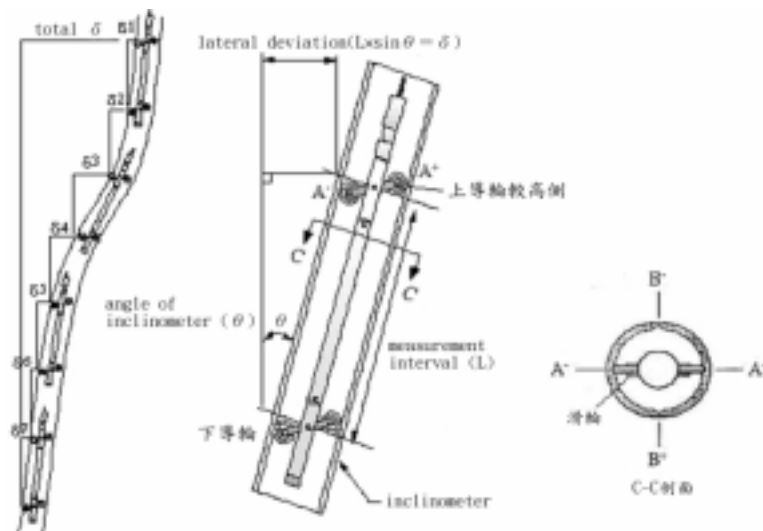


圖 11-1 傾度儀量測原理示意圖

傾度管在埋入時，傾度管裝設時， A^+ 及 A^- 方向平行於滑動方向，而且 A^+ 為指向滑動方向，需深至地盤深處不動點（圖 11-2），經緯儀於設置時即觀測傾度管管口之座標值，視為不動點，於後續之傾度管監測皆以此點為基準施作，以避免遇到路堤坡土流動時，而隨之側向移動，造成不動點之假設產生錯誤，造成不正確之量測紀錄。

2. 永久水準點（人工記讀）

永久水準點之埋設深度應達承載層（圖 11-3），即岩盤或地質年代久遠之沉積地盤，做為平常測量隆起與沉陷的基準，一般需定期進行永久基準點之閉合測量，檢測其是否有變動。

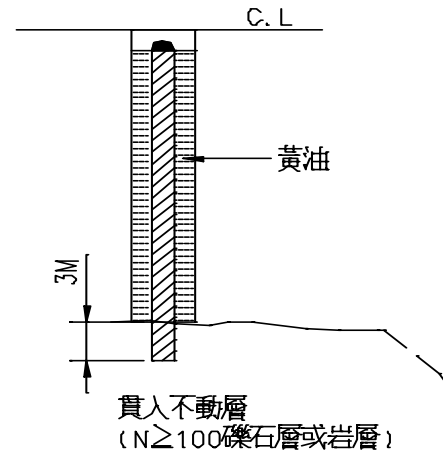
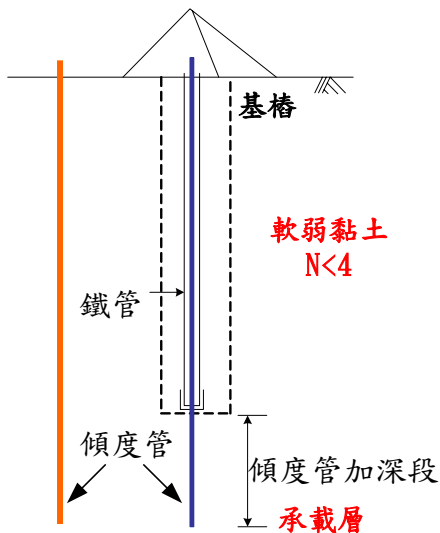


圖 11-2 樁內傾度管至不動層示意圖 圖 11-3 永久水準點安裝示意圖

3. 連通管沉陷計（可自動記讀）

本沉陷計必須設置基準水槽，以量測各橋墩之相對沉陷量。

(1) 觀測原理

利用連通管原理之相對沉陷計(如圖 11-4 所示)，即於各受測點約略等高處安裝小型水槽及水壓計，並以水管相連接成液體相通之系統，當其中某測點處發生沉陷時，該處水槽之水位增高導致水壓上升，即可換算為相對沉陷量。設置時應考慮溫度效應及

管線過長時管壁磨擦所造成之壓力水頭損失 (head loss)。因甘油可減低水受熱膨脹效應，因此採用甘油與水以 1:1 之比例混合之液體，以減少溫差所造成之影響。

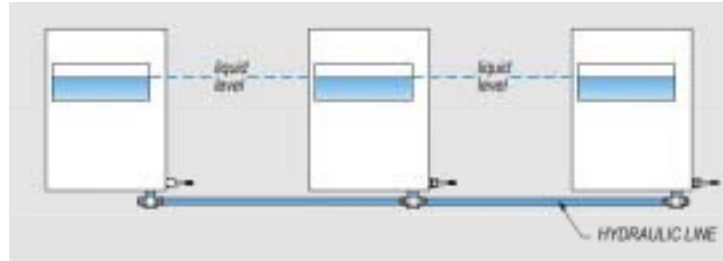


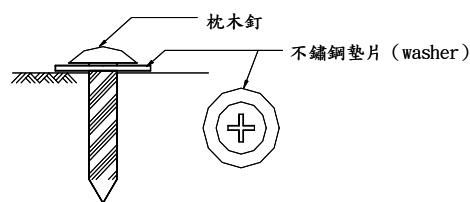
圖 11-4 連通管原理沉陷計之示意圖

(2) 安裝步驟

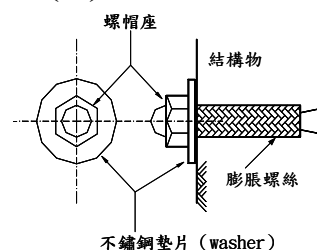
1. 於現場橋墩及堤防外指定位置及高程安裝固定基座和基準水槽。
2. 將連通管沉陷計固定於基座上，並連接連通管、氣壓平衡管及量測電纜。
3. 設定量測頻率及啟動裝置進行自動監測。

4. 地面沉陷觀測點 (人工記讀)

沉陷觀測點(如圖 11-5 所示)可配置於現有樁帽基礎或橋墩上或埋於土中不動點處，且多為不銹鋼螺栓製品。



(a) 地面沉陷點

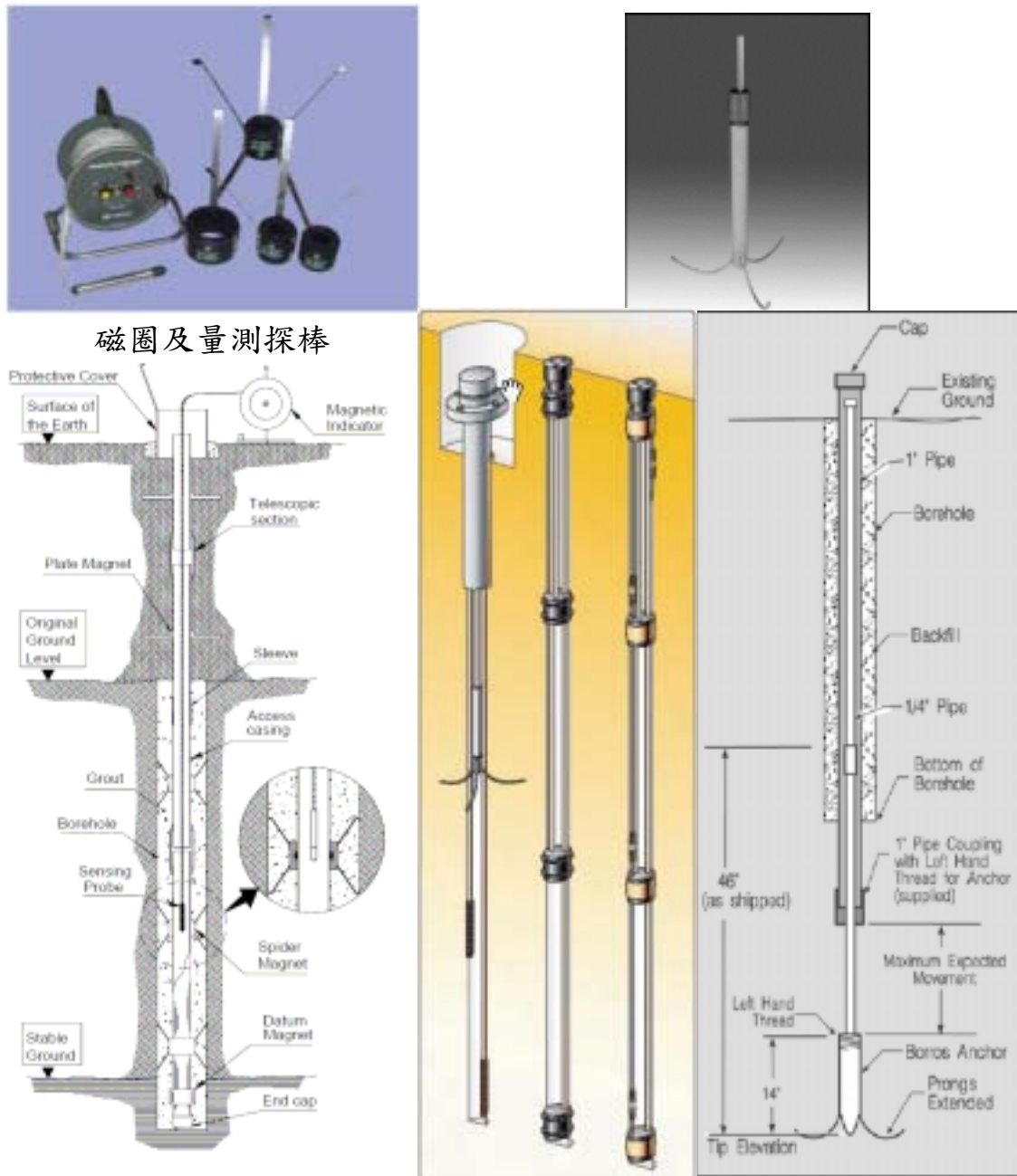


(b) 結構物沉陷點

圖 11-5 沉陷點示意圖

5.地中多點桿式伸縮儀（人工記讀）

將多點桿式伸縮儀埋於土中（如圖 11-6 所示），係用於量測不同深度土層的沉陷情形。觀測時直接採用電子感應器或測微量尺放置伸縮儀頂部進行沉陷觀測，由讀數器之讀數經與原初始值相互比較，得沉陷量之大小。



(a) 測層磁圈式

(b) 多點桿式

圖 11-6 多點桿式及磁圈式伸縮儀安裝示意圖

11.2.2 測應力

1. 水位觀測井（人工記讀）

水位觀測井是利用連通管原理，當所量測土層之水位高於或低於豎管時，豎管內外之水壓力差會造成地下水經由事先打設之透水孔流入或流出豎管，待豎管內外之水壓平衡穩定後，由豎管內量得之水位，即可代表該處土層之地下水位，水位觀測井安裝示意如圖 11-7 所示。

一般的水位觀測井，根據使用的目的，而可能設計不同的孔徑，若孔徑太大，則豎管內水位反應管外之地下水位升降，可能較為緩慢，亦即時間延遲效應較為明顯；若豎管之孔徑較小，可以較為快速反應豎管外之水位變化，減少時間延遲效應，可是豎管孔徑至少需大於水位指示器之直徑，避免水位指示器無法放入豎管內量測地下水位。

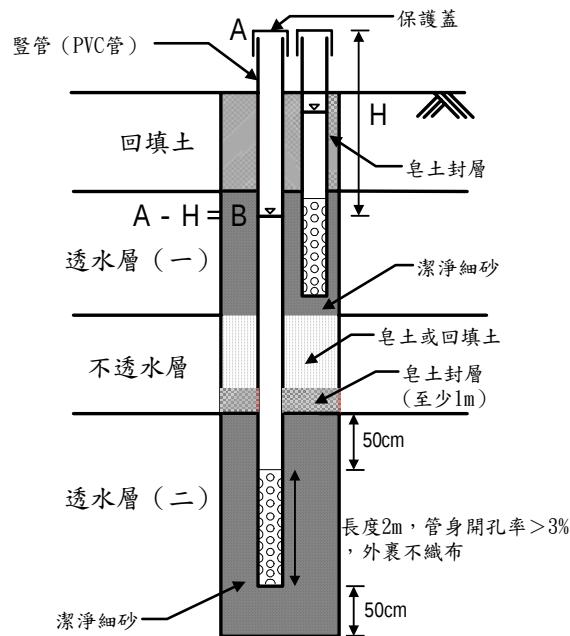


圖 11-7 水位觀測井安裝示意

2. 電子式水壓計（自動記讀）

安裝電子式水壓計的目的在於了解不同深度或不同土層之土壤孔隙水壓力變化及水位分佈情形，適合裝設於所有土層，可快速反應裝設處的水壓變化，沒有時間延遲效應，配合自動記讀系統長期連續記錄地下水位變化，提供地下水長期變化趨勢。

電子式水壓計構造之設計理念為必須隔絕土壓力對受壓版面的影響，因此，在受壓版前端裝設透水石，電子式水壓計在飽和狀態下，地下水進入透水石而對受壓版產生壓力，受壓版的位移導致震動鋼弦張力的變化，造成鋼弦自然振動頻率的改變，因此達到量測水壓力的目的，所以量測水壓沒有時間差的效應。可是振弦式儀器需要數據穩定或是收斂後才可記讀，因此均無法量測地震時的水壓力，即不適合進行動態量測。電子式水壓計構造示意如圖 11-8 所示。

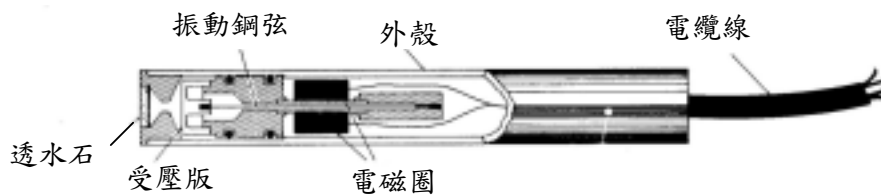


圖 11-8 振弦式電子水壓計構造

11.2.3 監測傾斜

1. 傾斜計（人工及自動記讀）

傾斜之監測儀器為傾斜計，主要是在監測基樁之傾斜量，以下將介紹傾斜計之原理與應用。

儀器安裝於橋墩基樁之傾斜計，可分為人工監測之傾斜計（如圖 11-9 所示），及自動化監測之傾斜計；而自動化監測之傾斜計為 Geokon Model 6350 雙軸傾斜計。

(1) 人工記讀之傾斜計

(2) 自動化監測之傾斜計（Geokon Model 6350 傾斜計）

本雙軸傾斜計(如圖 11-10 所示)，可量測橋墩在車行方向及垂直車行或水流方向之傾斜量。

基本上由兩個單軸振弦式傾斜計所組成，安裝時兩個單軸傾斜計固定在一個支撐架上形成 90 度的垂直角以利量測雙軸向之傾斜度，當橋樑產生傾斜時電磁感應線圈就隨著產生感應量，線圈的改變量轉換成電壓訊號，再經過數位轉換的運算即可瞭解橋樑傾斜的物理量。

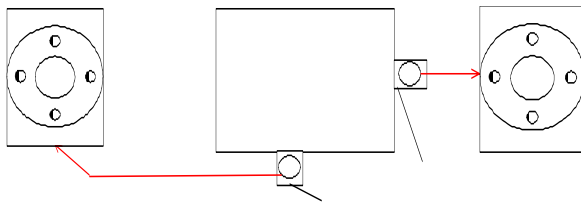


圖 11-9 傾度盤配置平面圖



圖 11-10 自動監測傾斜計

11.3 基樁工程監測系統之規劃原則

基樁監測系統規劃分為基樁施工前的樁載重試驗及研判分析，以及施工或營運階段的安全觀測。基樁施工前的樁載重試驗的監測系統的目標，是為了檢核基樁設計的成果是否安全，同時回饋樁身摩擦力及樁尖承載力的相關設計參數，作為重新設計基樁的依據。在西南沿海地區的交通結構物包括高速公路、高鐵、台鐵及公路總局的快速道路，雖然上部結構物外型及使用功能不同，但是，下部結構物皆為基樁，因此整體結構物的基礎破壞模式取決於基樁的破壞模式，所以監測系統的規劃及設計是相同的。

基樁在施工中及營運中監測系統的規劃必須依據下列步驟：1.首先蒐集地盤鑽探資料與力學參考資料及地下水狀況，由於不同的土壤種類及鬆軟特性，將形成某種基樁破壞模式，2.依據地盤的資訊研判基樁破壞的可能模式，然後選擇可以擷取這種破壞模式的監測儀器類別，3.研判災害影響範圍，4.決定儀器配置平面位置，同時再依據地盤層別

土壤性質，以決定監測儀器裝設深度。5.依據災害的潛在規模、橋樑本身的重要性及經費預算決定可採用人工計讀或自動化監測系統，以確保橋樑本身及人車使用之安全。其規劃流程如圖 11-11 所示。

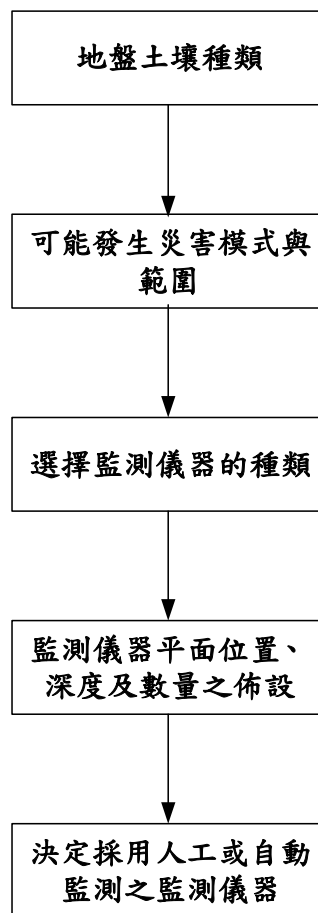


圖 11-11 基樁監測系統規劃流程

一般位於軟弱黏土或疏鬆砂土地盤之基樁工程之監測系統規劃，基樁破壞模式與對應之監測系統規劃佈設，大約可分為二種：1.基樁承受負摩擦力之變位，2.基樁產生傾斜變位，茲分別敘述如下。

11.3.1 基樁載重試驗之監測系統規劃原則

1.基樁載重試驗監測系統及檢測項目

為了解試驗樁各階段受力過程之樁身軸力分佈、磨擦力分佈、伸縮量、樁尖承載力和基樁混凝土品質，故於試驗樁樁身埋設鋼筋計、混凝土應變計、伸縮儀以及完整性檢測管等監測儀器，鋼筋計

及混凝土應變計通常裝設於土層分界處，伸縮儀則安裝於基樁的各節鋼筋籠主筋上，完整性檢測管之長度需配合基樁樁長，安裝時必須確實固定於鋼筋籠上。在基樁載重試驗之前，必須先進行基樁混凝土完整性超音波檢測，確認混凝土的品質是正常的，再進行樁載重試驗。樁頂荷重分成數階段的加載及卸載的週期，於試驗過程中，藉由電腦自動記讀設備及人工定時記錄，讀取樁頂荷重計、沉陷計及樁身內各項監測儀器讀值，以便進行後續之分析工作，監測儀器配置如圖 11-12 所示。

監測規劃前需要先蒐集現場地形、地表特徵、地質資料與地下水滲流情況、降雨紀錄評估及路堤現況等資訊，其次，依據上述資料進行路堤下陷或滑動原因之探討及可能的災害模式，選擇適當的監測儀器種類來證實災害種類，預估災害範圍，配置監測儀器的平面及深度位置，再決定適當的監測儀器數量，以人工或自動化方式進行監測。

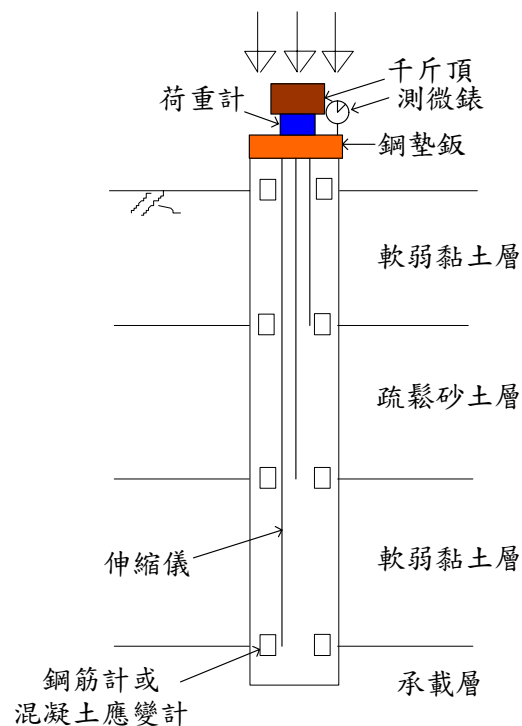


圖 11-12 樁載重試驗監測系統之埋設示意圖

2. 樁載重試驗資料之彙整與分析

(1) 基樁壓(拉)應力及軸力分析

基樁載重試驗過程中，樁體之應力分佈情形及其變化，藉由樁體內部特定斷面所安裝之鋼筋計量測資料，得以推算各加載階段鋼筋所受應力，通常混凝土應變計會和鋼筋計安裝於同一斷面，如果混凝土和鋼筋充分握裹，可以假設混凝土之應變量與鋼筋之應變量相同($\varepsilon_c = \varepsilon_s$)，而混凝土的彈性模數已知，即可推算得混凝土所受應力，將混凝土和鋼筋所受應力分別乘上受力面積並且加以疊加，故可得樁體所受軸力(如圖 11-13 所示)。

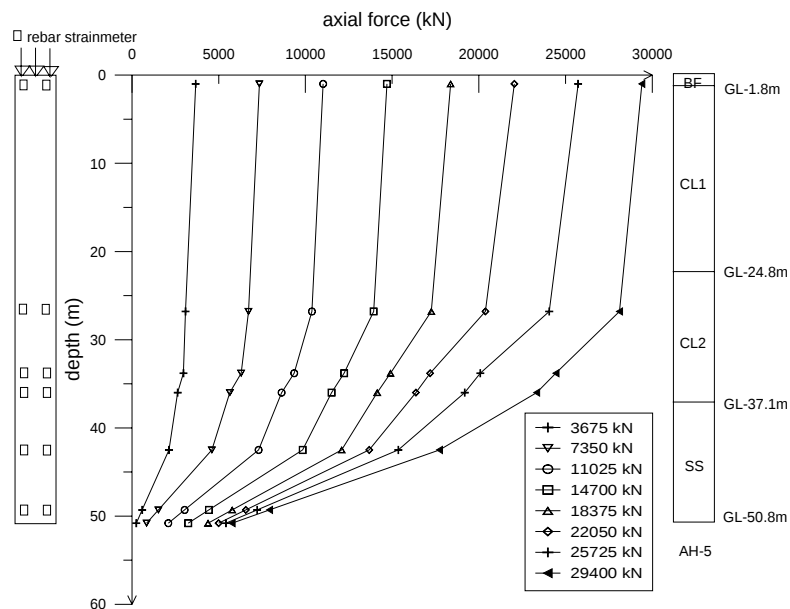


圖 11-13 軸力隨深度分佈示意

(2) 樁身摩擦力分析

根據鋼筋計量測值推估樁身摩擦力，以圖 11-14 為例，分析方法係將樁頂荷載減去鋼筋計埋設斷面上樁體所受軸力(如式 11-1)，所得差值即為樁身摩擦力(如式 11-2)，摩擦力隨深度分佈示意如圖 11-15 所示。

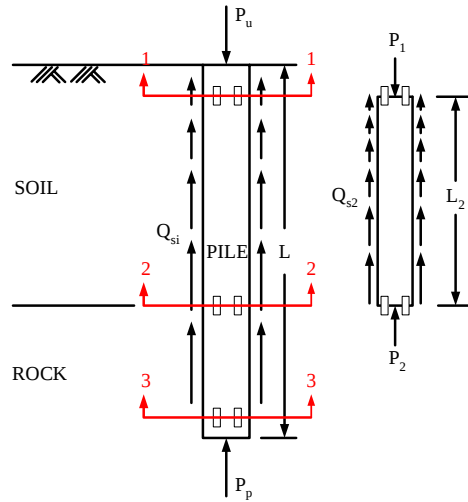


圖 11-14 計算樁段摩擦力示意

$$P_2 = E_s \cdot \varepsilon_s \cdot A_s + E_c \cdot \varepsilon_2 \cdot A_c \dots\dots\dots (11-1)$$

$$F_2 = P_1 - P_2 \dots\dots\dots (11-2)$$

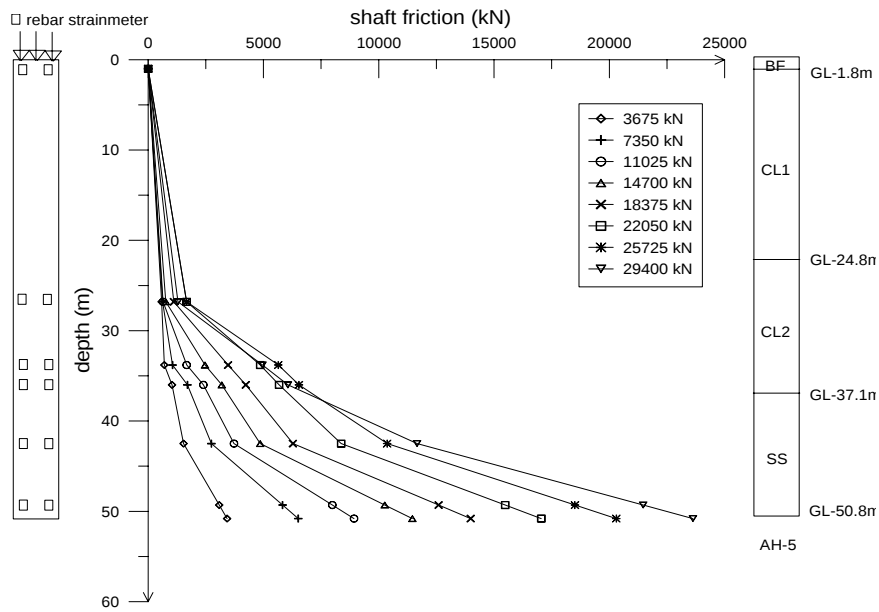


圖 11-15 摩擦力隨深度分佈示意

(3) 樁身所受平均摩擦應力分析

根據樁段之樁身摩擦力除以樁段樁周面積，即為該樁段平均摩擦應力，如圖 11-16 所示。

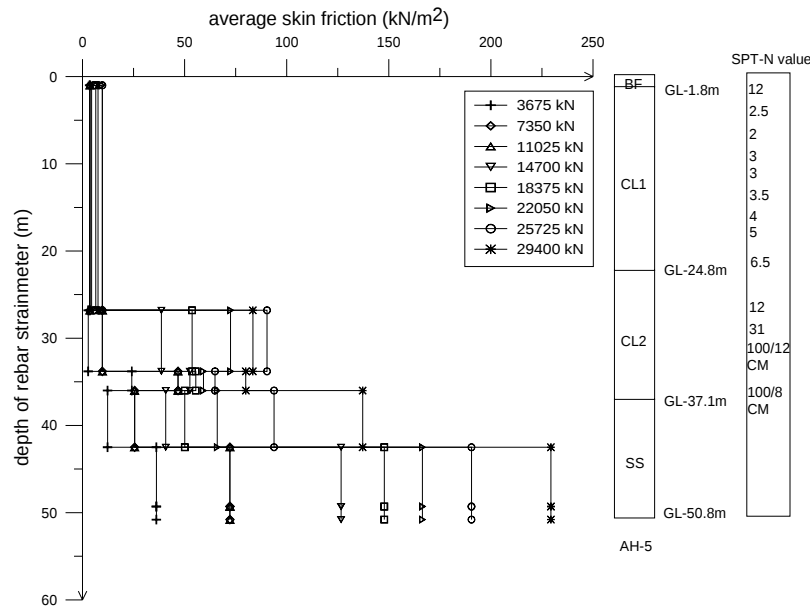


圖 11-16 平均摩擦應力隨深度分佈示意

(4) 平均摩擦應力與位移曲線(t-z curve)

平均摩擦應力與位移曲線(t-z curve)代表了樁身土壤摩擦應力和位移之關係，其中平均摩擦應力(t)計算方式如前述，各樁段上下斷面軸力得到樁段的彈性變位量，計算方法如下式(11-3)所示。

$$\delta_i = \frac{\left(\frac{Q_i + Q_{i+1}}{2} \right) \cdot L_i}{A_s \cdot E_s + A_c \cdot E_c} \dots\dots\dots (11-3)$$

其中， δ_i 為 i 斷面和 i+1 斷面間的彈性變位量(m)、 L_i 為 i 斷面和 i+1 斷面之間的樁段長度(m)。

樁頂的位移量可以由樁頂沉陷計(LVDT)得到，將樁頂位移量扣除樁頂到某斷面深度的樁身彈性變位量，所得即基樁於該斷面相對於土壤之位移量。因此將每個樁段上下斷面的樁土相對位移量加以平均，就可以代表該樁段中點之樁土相對位移量。求得每個樁段的樁土相對位移量後，配合每個樁段的平均摩擦應力，就可以得到各樁段隨樁頂荷載變化的 t-z 曲線，如圖 11-17 所示。

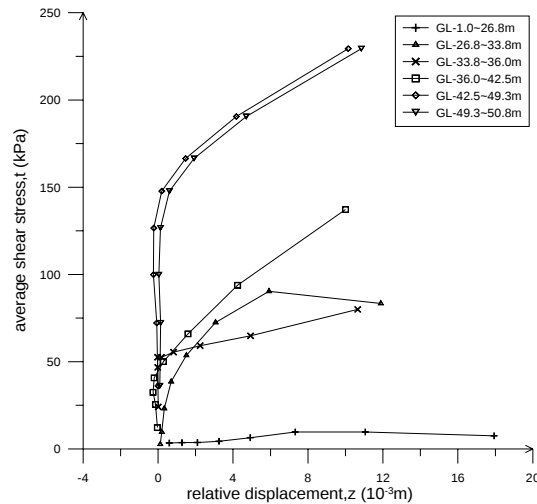


圖 11-17 平均摩擦應力與位移曲線示意

(5) 樁底應力與位移曲線(q-z curve)

樁底應力與位移曲線(q-z curve)代表了樁底土壤承載應力與位移的關係，壓力樁之樁底承載力可以藉由假設最後一個樁段的傳遞荷重完全傳遞至樁底，將此傳遞荷重除以樁底斷面積，即為樁底承載應力，再把樁頂位移量扣掉整支基樁的彈性變位量，可求得樁底沉陷量，如此便可繪出每一階載重之樁底承載應力與對應樁底位移之關係，即 q-z 曲線，如圖 11-19 所示，推求 t-z 及 q-z 曲線流程如圖 11-19 所示。

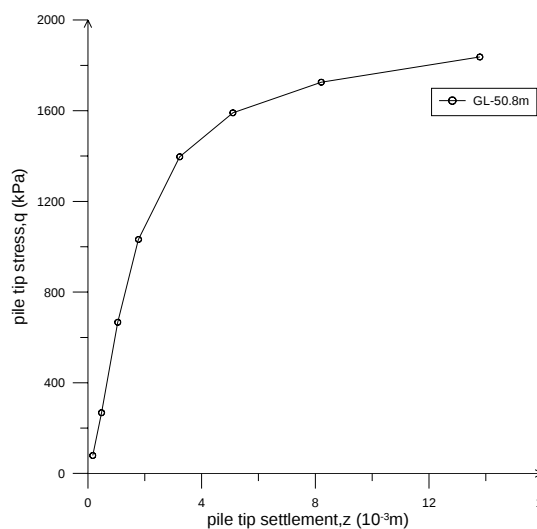


圖 11-18 樁底應力與位移曲線示意

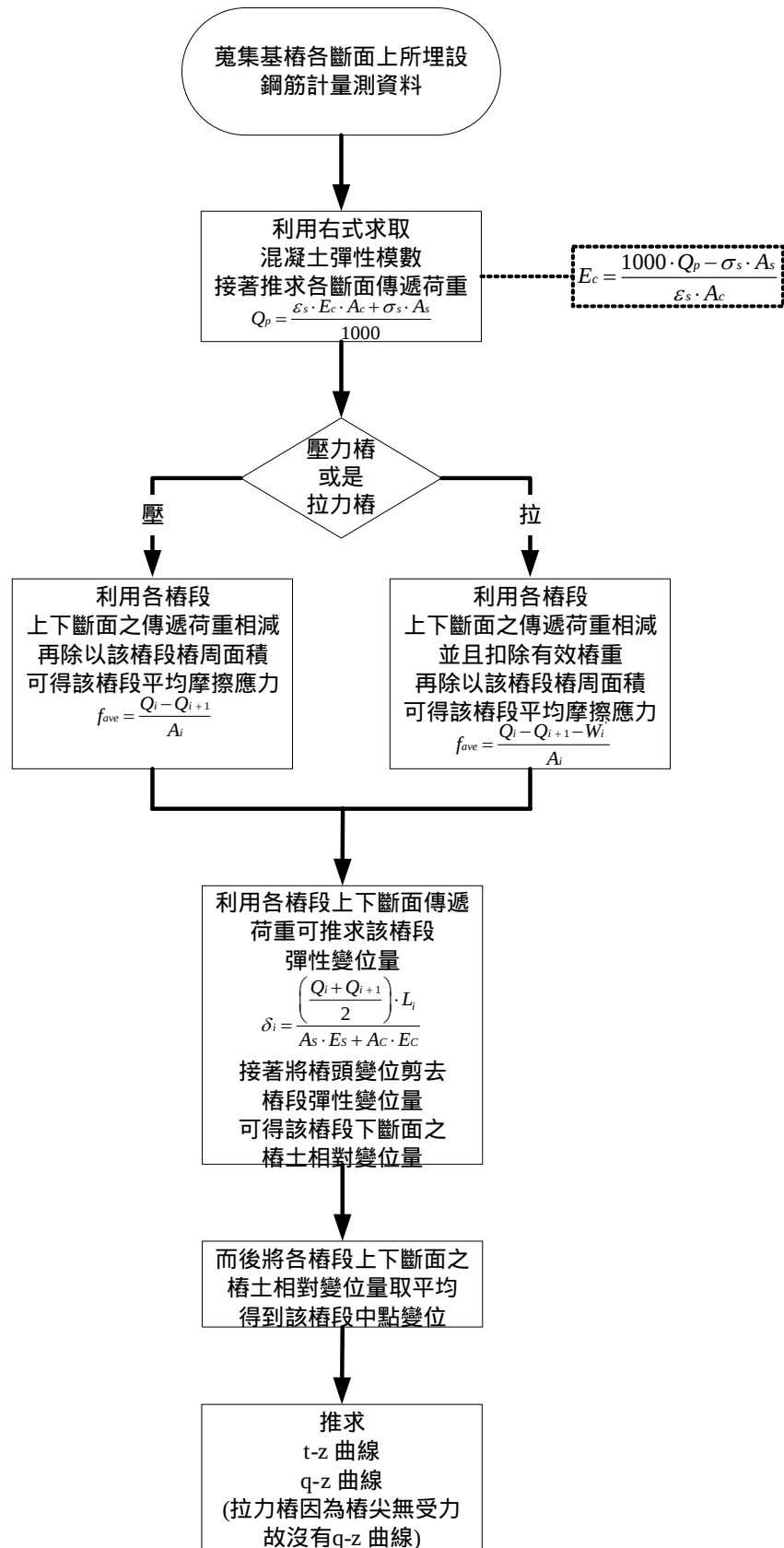


圖 11-19 推求 t-z 與 q-z 曲線流程圖

(6) 樁頂荷載與位移曲線(P-S curve)

現場基樁載重試驗完成後，藉由彙整荷重計及樁頂沉陷計(LVDT)之讀值，可以得到基樁樁頂荷載與位移曲線，一般簡稱為試樁曲線(P-S curve)，如圖 11-20 所示。

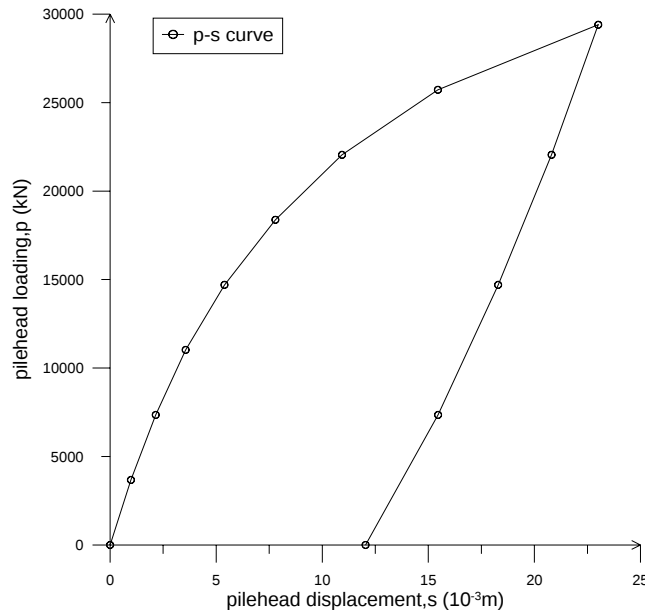


圖 11-20 樁頂荷載與位移曲線示意

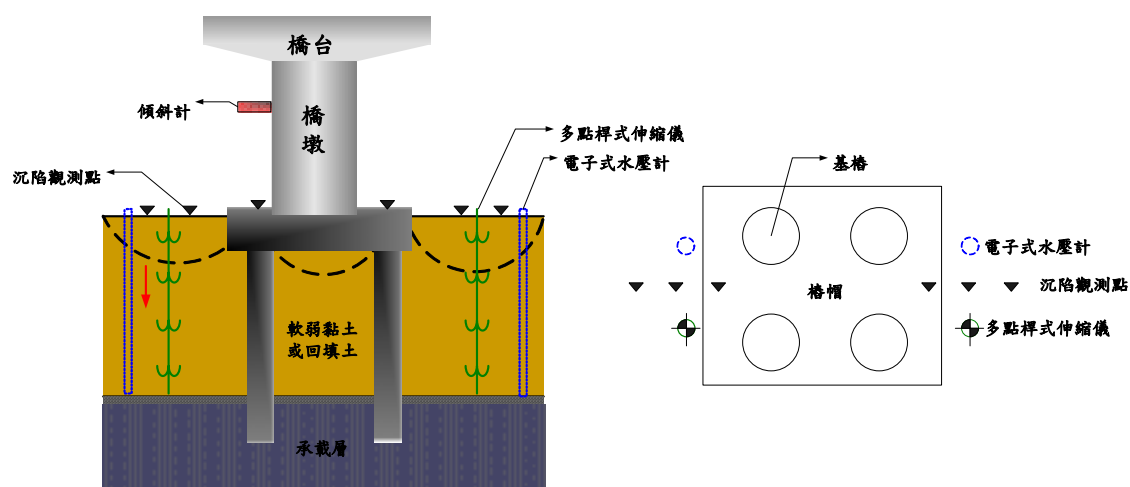
11.3.2 橋墩基樁承受負摩擦力之監測系統規劃原則

當基樁穿過地質年代輕，屬剛沉積之軟弱黏土地盤（OCR<1）或疏鬆砂土地盤因抽取地下水導致地層下陷，使樁身周圍土壤沉陷速率大於基樁本身的下沉速率，土壤對基樁產生向下拉拔的力，稱之為負摩擦力，至於造成負摩擦力之原因可簡單歸納下列幾點：1.在軟弱黏土層中構築基樁後，才在地表回填土方，由於黏土層中超額孔隙水壓的消散造成黏土層的壓密沉陷，對基樁產生負摩擦力。2.軟弱黏土地盤因樁體施工時之擾動，如施工時的重機械造成之超額荷載加速地盤壓密沉陷、3.疏鬆砂土地盤因鄰近工地抽取及使用地下水，使土壤承受的有效應力增加，造成土壤短期的壓密沉陷。

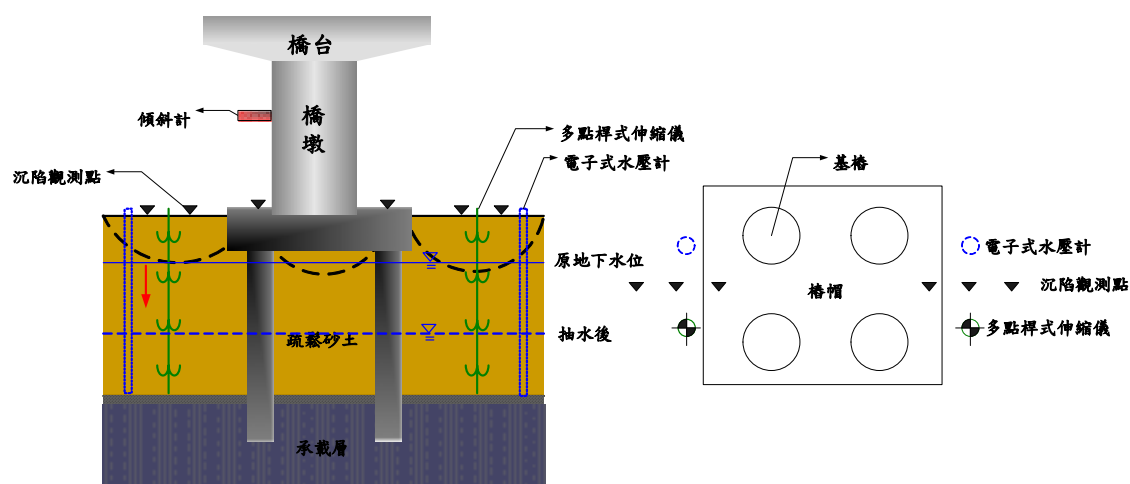
為了瞭解基樁是否承受負摩擦力，必須在基樁周圍配置以下之監測儀器，如表 11-1 所示，並將三種監測結果相互交叉比對，以確定基樁是否處於安全穩定之狀態，如圖 11-21 所示。

表 11-1 量測基樁承受負摩擦力之監測儀器與目的

監測儀器	監測目的
多點桿式伸縮儀	監測地盤不同深度的沉陷
電子式水壓計	監測軟弱黏土地盤中之超額孔隙水壓變化情形
沉陷觀測點	監測地表沉陷量
傾斜計	監測橋墩之傾斜角



(a) 軟弱黏土或回填土



(b) 疏鬆砂土

圖 11-21 基樁承受負摩擦力之監測系統規劃佈設示意圖

11.3.3 橋墩基樁發生傾斜變位之監測系統規劃原則

當鄰近工區進行土方開挖工程，則連續壁的側向變位必會發生，周圍地盤土壤向開挖側流動，連帶使得基樁產生傾斜變位，如圖 11-22 (a) 所示；當地表有超載作用並且樁身周圍土壤極為軟弱（軟弱黏土或疏鬆砂土），地盤土壤的移動方向如圖 11-22 (b) 所示，造成樁帽的水平移動。為了瞭解基樁是否產生水平變位，必須在基樁周圍配置下述監測儀器如表 11-2 所示，並且將四種監測結果相互交叉比對，以確定基樁是否處於安全穩定的狀態。

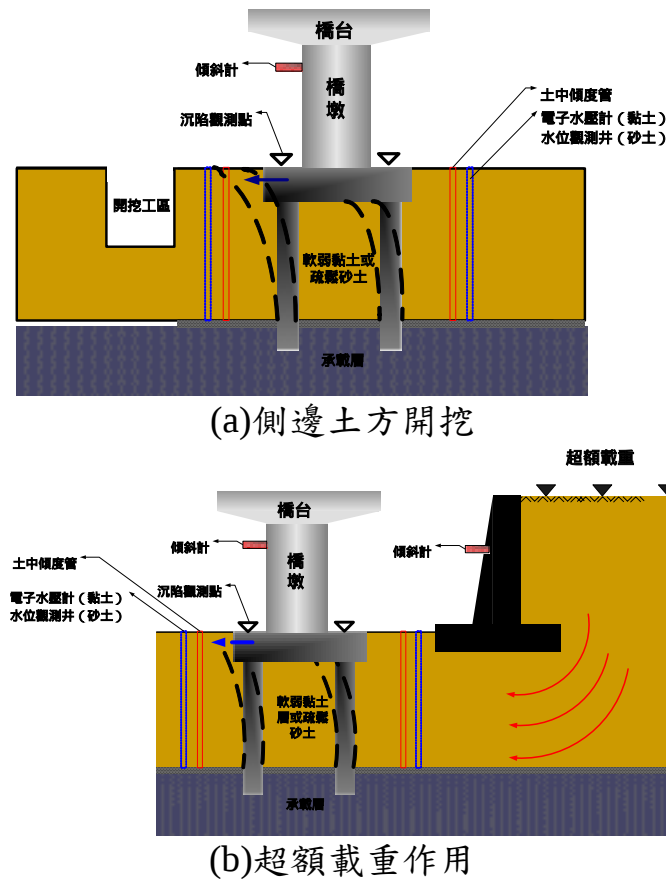


圖 11-22 基樁產生傾斜變位之監測系統規劃佈設示意圖

表 11-2 量測基樁產生傾斜變位之監測儀器與目的

監測儀器	監測目的
土壤中傾度管	監測軟弱黏土或疏鬆砂土等地盤之側移情形
水壓計（軟弱黏土）或水位觀測井（疏鬆砂土）	監測軟弱地層側移時所產生之水壓或水位的變化情形
沉陷觀測點	監測地表沉陷量
傾斜計	監測樁基礎上方橋墩之傾斜情形

11.3.4 監測管理值及應變處理

由監測系統所量測出來的讀值，必須與安全管理值比較，作為研判工程行為安全之指標。安全管理值係依設計單位根據其設計理念，進行軟體分析所得出之值，再折減若干百分比，分別作為警戒值及行動值。一般把設計值當作行動值，再予以折減 20%~30% 當作警戒值。由於每一個工地的地質條件及基礎構造皆不相同，因此，警戒值與行動值必須依據上述條件進行分析後，加入不同的安全係數來定案。一般基礎工程案例採用的管理值分別依各監測儀器表例，供規劃設計者之參考。

傾度管、振弦式應變計、傾斜計、水位觀測井、鋼筋計、沉陷點以及電子式水壓計之安全管理值及其涵義和工地所應採取之處置方式如表 11-3、表 11-4、表 11-5 及表 11-6 所示。其次，西南沿海台鐵、高鐵軌道系統如承受不穩定重覆荷重作用下，軌道會出現縱向、橫向的動態彈性變形和殘餘累積變形，這些變形都可統稱為軌道不整，軌道不整示意如圖 11-23、圖 11-24、圖 11-25、圖 11-26 及圖 11-27 所示。利用台鐵既有軌道不整之管理標準表，分別將平時養護標準值和緊急整修標準值轉換為警戒值及行動值，如表 11-7 所示。

表 11-3 安全管理值之涵義及相對處置之方式

安全管理值		警戒值	行動值	
傾度管		1/360	1/240	
振弦式應變計		設計值	無側向支撐破壞軸力的 80%	
傾斜計		1/400	1/300	
水位觀測井		如表 11-4 所示	如表 11-4 所示	
鋼筋計		鋼筋容許應力	鋼筋容許應力 $\times 1.2$	
沉陷點		如表 11-5 所示	如表 11-5 所示	
電子式水壓計		如表 11-6 所示	如表 11-6 所示	
	(警戒值)		(行動值)	
安全及危險程度	安全	安全性降低	危險	
概括之涵義	1.觀測值低於設計值與容許值 2.工地變化在預期的範圍內 3.觀測值變化量正常	1.觀測值已超過設計值與容許值 2.設計所設定之安全係數與規範所定之安全係數已開始降低 3.工地變化可能超過設計預期範圍 4.觀測值變化量可能出現異常現象	1.觀測值已達臨界值與極限值 2.設計所設定之安全係數與規範所定之安全係數已降低至 1.0 以下 3.工地變化遠超過設計預期範圍 4.觀測值變化量頻頻出現異常現象	
應採取之處置方式	1.正常施工 2.依觀測頻率觀測	1.正常施工 2.加強觀測頻率並注意觀測值變化量是否穩定及正常 3.找出變化異常原因，研判安全性，並開始擬定應變及補救措施	1.全面停工，嚴密監視工地安全之變化 2.找出變化異常之原因，並且立即採取應變及補救措施 3.密集觀測，至觀測值變化量穩定正常為止 4.危機解除後再恢復正常施工	

表 11-4 水位觀測井之安全監測管理值

監測項目	警戒值	行動值
(1) 開挖區外砂性土層之水位及水壓	高於設計值或低於常態值 2m	高於設計值 1m 或低於常態值 3m
(2) 開挖區內砂性土層之水位及水壓(砂湧安全度)	FS=1.5 對應之設計值	FS=1.2 對應之設計值
(3) 開挖區內砂性土層之水位及水壓(上舉安全度)	FS=1.2 對應之設計值	FS=1.1 對應之設計值

表 11-5 建物沉陷釘及中間柱隆起點之安全監測管理值

監測項目	警戒值	行動值
1. 中間柱隆起量	0.8 倍設計值	設計值
2. 建物沉陷量（於施工中之增量）		
(1) 磚造結構建物	20mm	25mm
(2) 鋼筋混凝土建物	30mm	40mm
(3) 鋼結構建物	30mm	40mm

表 11-6 電子式水壓計之安全監測管理值

監測項目	警戒值	行動值
1. 開挖區外之水位及水壓		
(1) 砂性土層之水位及水壓	高於設計值或 低於常態值 2m	高於設計值 1m 或 低於常態值 3m
2. 開挖區內之水位及水壓		
(1) 砂性土層砂湧安全性	FS = 1.5 對應之 設計值	FS = 1.2 對應之 設計值
(2) 砂性土層上舉安全性	FS = 1.2 對應之 設計值	FS = 1.1 對應之 設計值

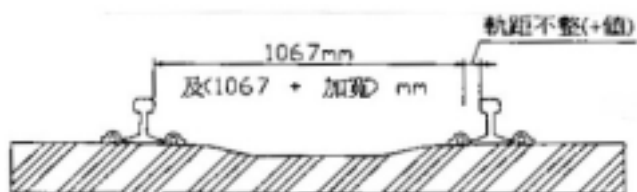


圖 11-23 軌距不整示意圖

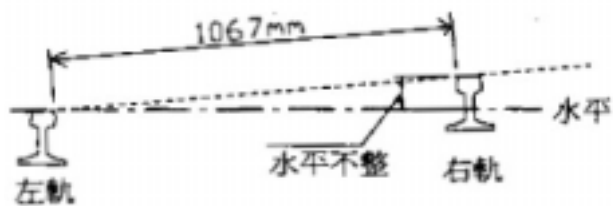


圖 11-24 水平不整示意圖

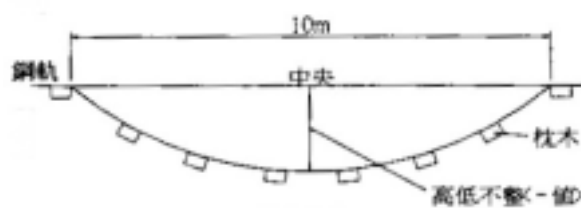


圖 11-25 高低不整示意圖

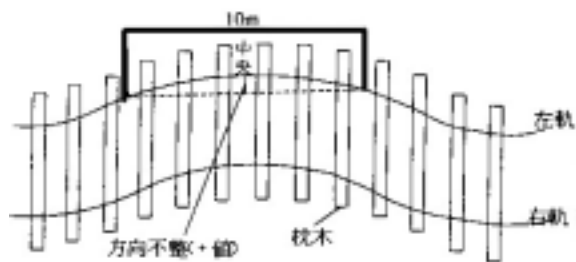


圖 11-26 方向不整示意圖

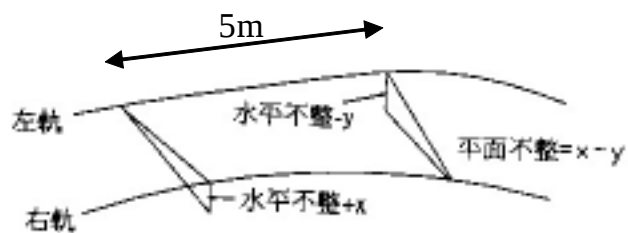


圖 11-27 平面不整示意圖

表 11-7 軌道不整預警管理標準表

標準值 種別	平時養護標準值(警戒值)			緊急整修標準值(行動值)			大修或更新後之標準值	
路線等級及容許值 不整之種別	甲級線特甲	乙級線	側線	甲級線特甲	乙級線	側線	各等級路線相同	
							一般區段	混凝土道床路段
軌距	+10(+7) -5(-4)			直線及半徑R600公尺以上 20(14)，R200公尺~R600公尺 25(19)，R200公尺未滿之 曲線20(14)			(+1) (-3)	(0) (-3)
水平	11(7)	12(8)	13(9)	依平面性之整修值 為基準			(4)	(2)
高低	13(7)	14(8)	16(9)	23(15)	25(17)	27(19)	(4)	(2)
方向	13(7)	14(8)	16(9)	23(15)	25(17)	27(19)	(4)	(2)
平面性				23(18)包括超高遞減量			(4)不包括超高遞減量	

附註：1.表內的數值單位:公厘，係高速軌道檢查車測出之動態不整，括弧內則表示靜態不整。

2.高低、方向不整以每10公尺計。

3.平面性是以每5公尺之水平變化量計。

4.軌距、水平、高低及方向之容許標準值，不包括曲線地段之正規加寬度、超高度及正矢量(包括豎曲線)在內。

11.4 基樁工程監測案例說明

11.4.1 橋墩基樁承受負摩擦力之監測案例說明

1.高鐵 C270 標陸上橋墩基樁之監測案例

(1)工程概要

臺灣高速鐵路沿中山高速公路西側行經雲林縣境，全部以高架方式通過此平原地帶。本案例位於 C270 標之土庫預鑄場 (如圖 11-28 所示)，係位於該縣地層下陷管制區內，如圖 11-29 顯示該預鑄場 (雙箭頭處) 周遭之沈陷等值線及地下水流向量圖 (民

國 90~91 年)，可得知預鑄場內之該年沈陷量接近 7 cm，而其兩側地下水流向量之匯集處代表「抽水井」之集中區，抽水顯然與預鑄場之大量沈陷有密切關係。圖 11-30 為民國 91~92 年高速鐵路之土庫段沈陷之歷時曲線，該年度最大沉陷量接近 14 cm。

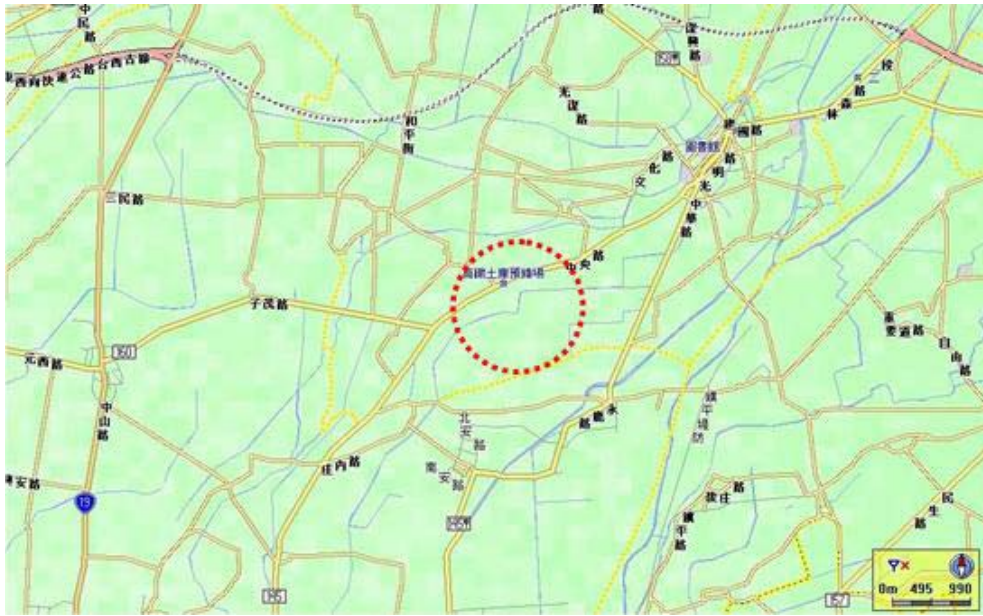


圖 11-28 臺灣高速鐵路 C270 標中央路上之預鑄場址位置

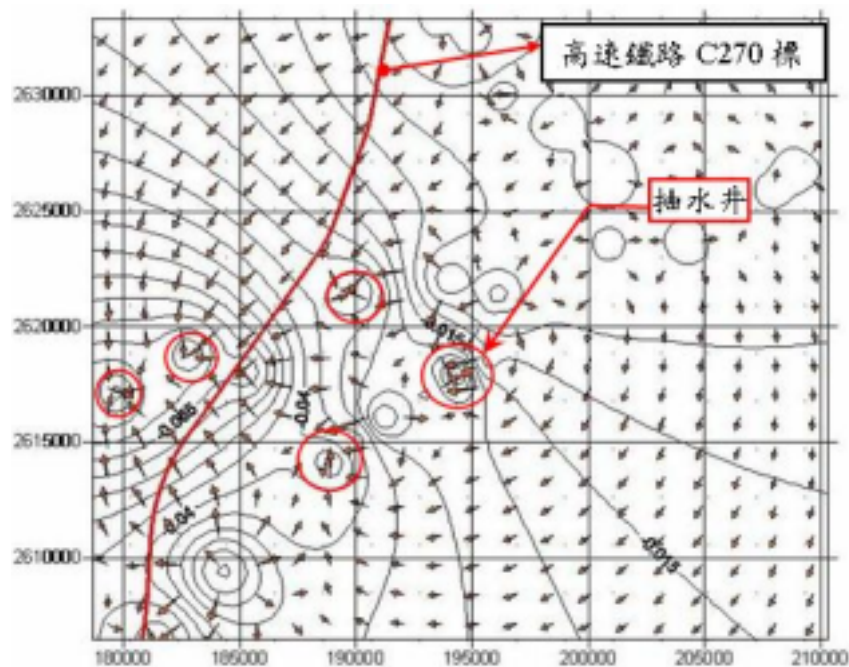


圖 11-29 高速鐵路 C270 標預鑄場周遭沈陷等值曲線及地下水流向量圖 (90-91 年)

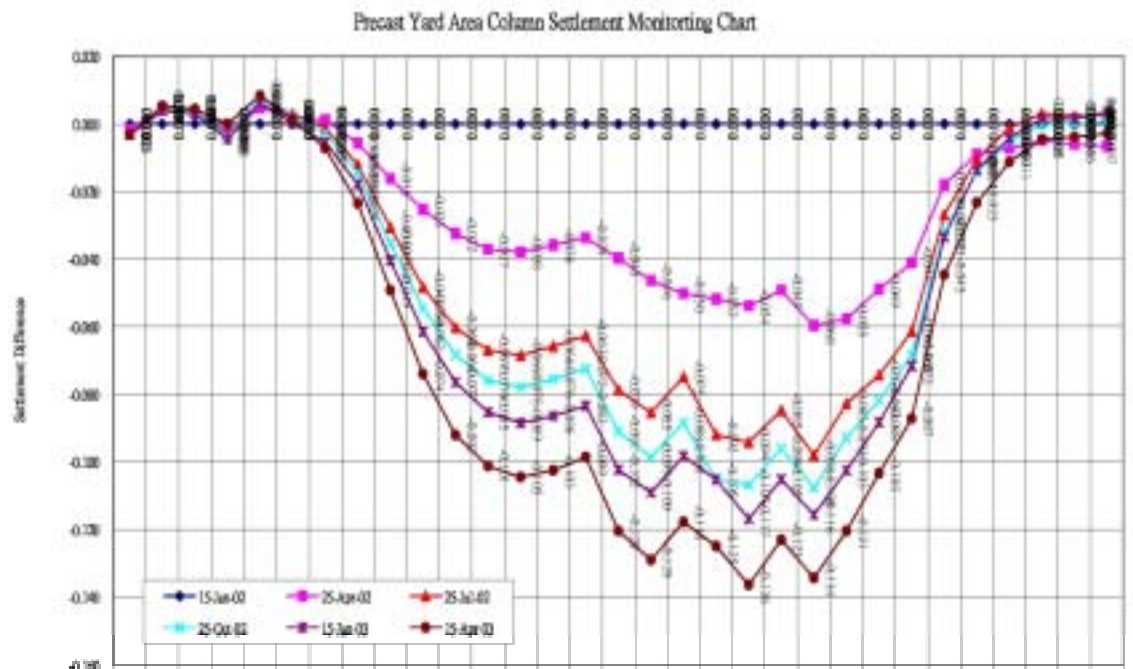


圖 11-30 高速鐵路土庫段之沈陷歷時曲線圖 (91-92 年)

(2)地質條件

本研究於第一期期末報告中，係將西南沿海七縣市依砂土、黏土之地層，就土壤軟弱的程度所採用之判定標準，當砂土之 $SPT-N < 10$ 即判定為鬆散地質；而黏土則採用 $SPT-N < 4$ 判定屬軟弱地質。經篩選整理後繪製之分區圖如圖 11-31 所示。因本案例位於雲林縣土庫鎮，屬於濁水溪沖積平原，就雲林縣而言，全縣都含有較多砂土的鬆散地層，而高速鐵路通過之土庫鎮為屬於極軟弱的砂土地層($SPT-N < 4$)，且鬆散地層之累計厚度超過 4m 以上，甚至有達到 8m 之厚度，如圖 11-32 所示。

(3)超抽地下水後對高鐵工程之影響說明

臺灣西南沿海地區由於超抽地下水，相繼發生地層下陷問題，高鐵路線規劃時雖已避開沿海地層下陷區，惟後來雲林地區之地層下陷現象由沿海向內陸推移，致對高鐵沿線雲林路段橋梁下部結構造成潛在不利影響。地層下陷對高鐵工程之影響，依高

鐵設計規範之規定，需考慮淺層及深層地層下陷之影響，說明如下：

(a)淺層地層下陷(約 70m，高鐵基樁長度範圍內)

由於橋梁基樁周圍土層下陷可能對基樁產生向下摩擦力(俗稱負摩擦力)，而造成基樁承载力降低問題。依規範規定，若在基樁長度內之地層每年下陷量超過 4 公分時，基樁負摩擦力將全部發揮，導致基樁承载力降低。

(b)深層地層下陷(70~300m)

造成橋梁兩基礎間之差異沉陷問題。依高鐵設計規範規定，橋梁兩基礎間差異沉陷容許坡度，簡支梁式橋梁為 1/1,000，連續梁式橋梁為 1/1,500。

(4)地層下陷之監測結果說明

就高鐵雲林路段地層下陷之情形，依最近 92~93 年台灣高鐵公司及經濟部水利署對雲林高鐵沿線之地層下陷監測資料顯示，目前前地層下陷情況仍在高鐵設計規範規定之範圍內，尚不致對高鐵營運造成影響，說明如下：

依經濟部水利署對雲林高鐵沿線地區之監測結果，淺層地層於 92 年之年沉陷量為 1.9 公分，而台灣高鐵公司於 92 年 10 月~93 年 8 月計 10 個月進行高鐵沿線地層下陷監測結果，淺層地層最大年沉陷量約 2.6 公分(全部地層之最大沉陷量為 13.19 公分)，均小於高鐵設計容許年沉陷量 4 公分。

再依台灣高鐵公司 92 年 10 月~93 年 8 月計 10 個月之監測資料，計算高鐵橋梁基礎間差異沉陷坡度結果，簡支梁式橋梁最大為 0.69/1000，連續梁式橋梁最大為 0.47/1,500，尚小於高鐵設計規範規定之簡支梁 1/1,000 及連續梁式橋梁 1/1,500 之規範容許值。

(5)結論與建議

(a)地下水管制區之劃設及管制

儘速辦理雲林縣境內高鐵沿線「地下水管制區」公告事宜，並加強地下水管制，嚴格禁止高鐵沿線附近新設水井，並對既有違法水井妥善規劃執行取締、封填工作。(93 年中已完成劃設公告)

(b) 高鐵沿線五百公尺範圍內違法水井封移

請雲林縣政府針對土庫、北港及元長等三鄉鎮高鐵沿線兩旁各五百公尺範圍內，合計 2491 口違法水井進行封填作業。(雲林縣政府基於農業民生考量，暫時執行。惟因農用水井深度不深，僅會產生淺層地層下陷，且依監測資料顯示淺層地層下陷量僅占全部地層下陷量 10 餘%，影響有限。)

(c) 高鐵沿線三公里範圍內既有水井先行封填

請經濟部就高鐵沿線三公里寬範圍內之自來水公司、農田水利會與台糖公司所屬公有水井進行封填、遷移、補助及水源因應調度等事項，檢討研擬具體可行計畫報核。

(d) 監測系統及預警機制建立

請經濟部與台灣高鐵公司於九十二年底前完成本區域地下水與高鐵沿線地層下陷監測系統及預警機制之建立並加以整合。(92 年底台灣高鐵公司已完成高鐵沿線地層下陷監測系統，每一橋墩均設監測點，持續嚴密監測。)

(e) 地面水資源之加速開發

集集攔河堰下游自來水工程計畫(93 年中完成)、湖山水庫工程計畫(預定 98 年底完成)，以及規劃與辦理雲林大湖等開源措施，務必如期完工甚至能提前供水。

(f) 推動造林等輔導措施

繼續推動造林，輔導農民種植；並建立造林示範區，研訂可行之競爭獎勵機制，集中資源積極推動。

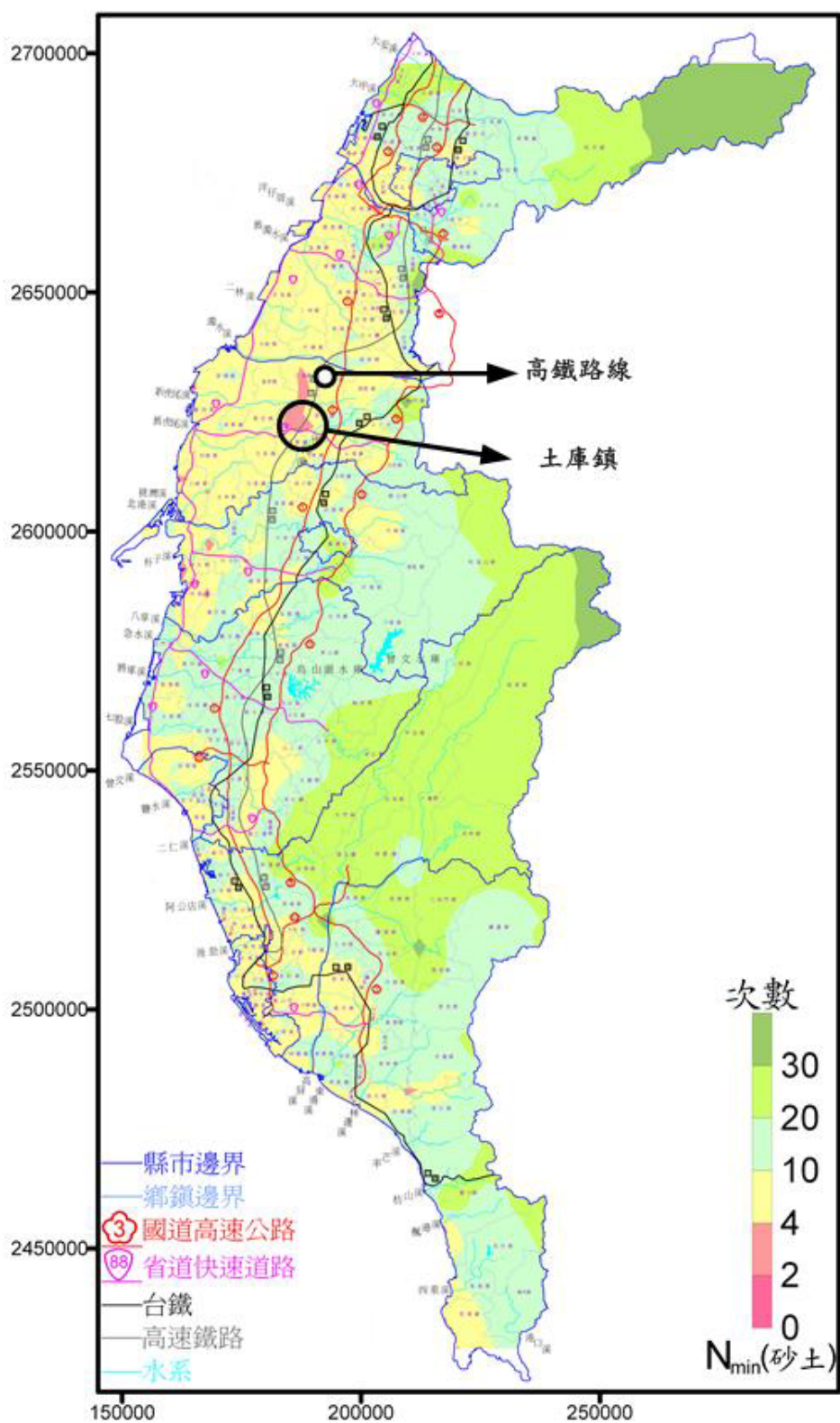


圖 11-31 高鐵 C270 標鬆散砂土地質 SPT-N 值示意圖

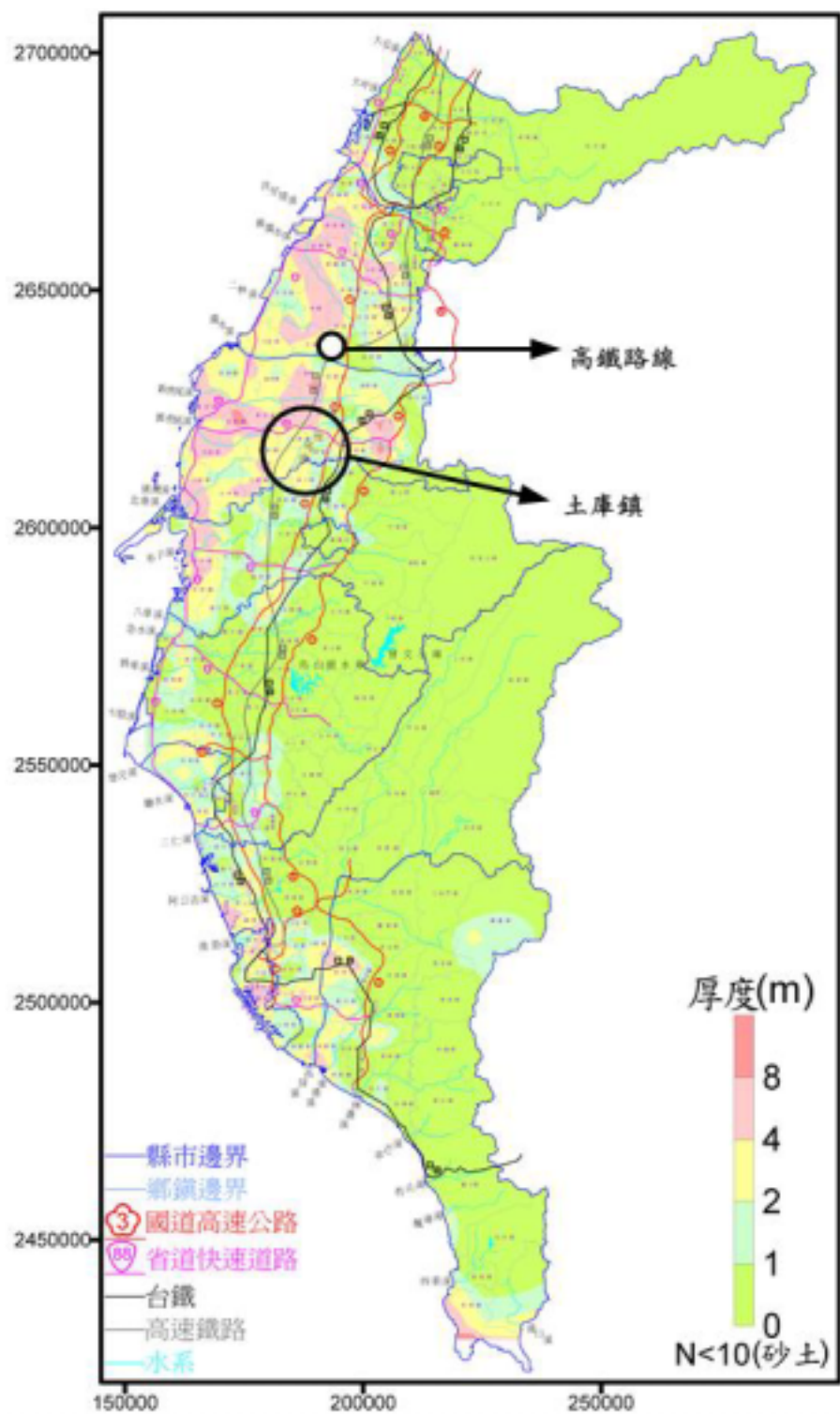


圖 11-32 高鐵 C270 標鬆散砂土地層累積厚度示意圖

11.4.2 基樁發生傾斜變位之監測案例說明

1.二高 0k+850~970 橋台路堤止滑樁因填土產生超額載重之傾斜變位 案例

(1)工程概要

本案例係位於二高 0k+850~970 (基金交流道附近) 之橋台路堤填土段，接近原設計為長 120m、寬 50 m 及高 20m 之六車道橋台路堤填築段；坡距比為 1：2.0 (V：H)，並連接樟樹里高架橋。

(2)地質條件

本路堤填築區原為浸泡木材之低窪沼澤地，於地表下有 6m~16 m 深之灰色黏土質細砂及砂質沉泥層 (SPT-N 為 5)，為一高壓縮及低滲透性質之軟弱地層；其下之基底岩盤為層狀之砂、頁岩互層，其單壓強度約為 80kg/cm^2 ，係屬軟岩，且岩盤深度變化頗大。詳圖 11-33 路堤邊坡坍塌滑平面圖之地質柱狀圖 (自地表起 8.3m 的深度範圍內之 SPT-N 值介於 4 到 6 之間)。

(3)災害發生過程及原因

本橋台路堤於 81 年 7 月一個月內填土厚度達 9 公尺 (EL.11m~EL.20m)，填築 9 公尺厚度後之路堤表面發現不正常之龜裂，於 81 年 8 月 6 日下午即急速擴大，造成 9 公尺厚度之土堤整體向坡趾坍塌，形成一滑動範圍長達 120 公尺，寬度約 50 公尺之扇形區域 (如圖 11-33 斜線範圍)，其中路堤面最大落差達 2 公尺，張力裂縫亦深達 5 公尺以上，坡趾處原已完成之排水座槽亦遭擠壓破壞。因灰色黏土質細砂及砂質沉泥層，為一高壓縮及低滲透性質之軟弱地層，路堤經快速填土造成超額孔隙水壓來不及消散，促使土壤剪力強度降低，加上坡趾排水座槽之開挖造成砍坡腳作用，兩項因素造成路堤不均勻沉陷及路堤邊坡弧型滑動。

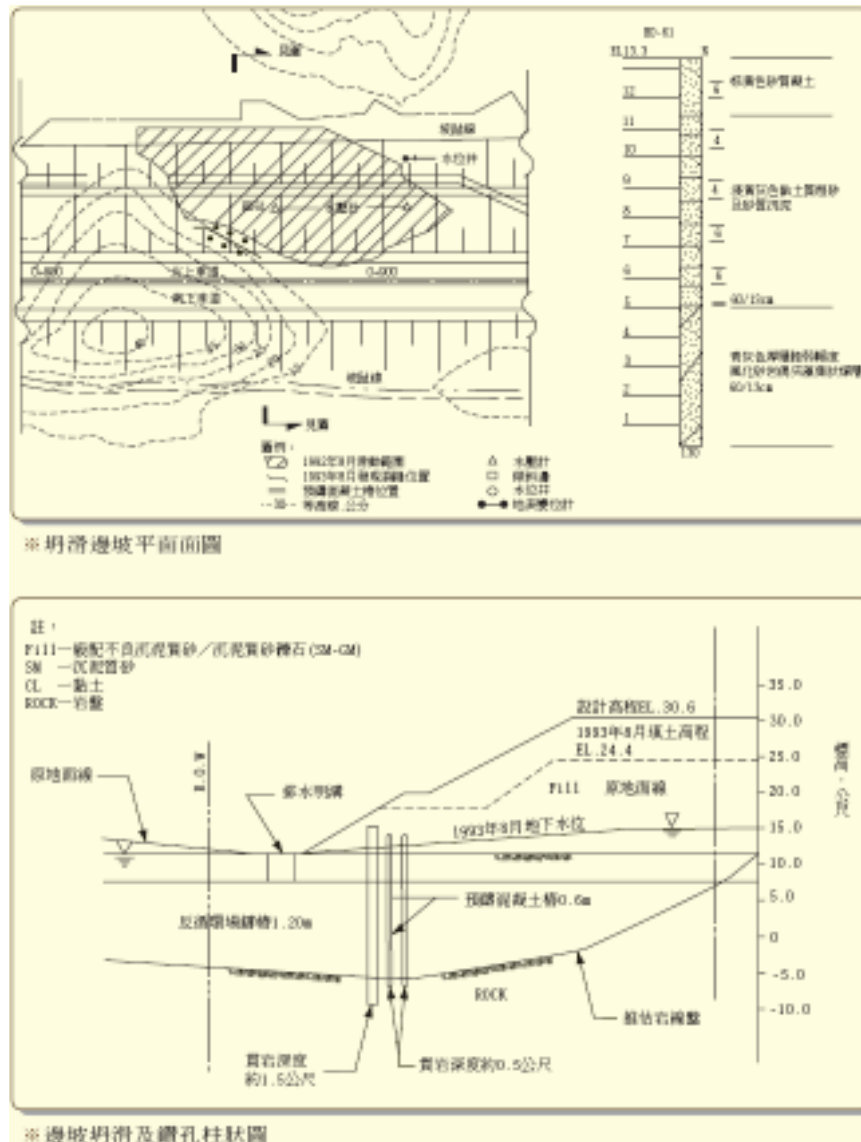


圖 11-33 0k+850~970 路堤平面及剖面圖

(4) 緊急應變措施

國工局為了穩定該處橋台路堤，特於現場坡趾處打設 PC 預鑄止滑樁來使路堤邊坡達到穩定。並依設計高程繼續進行路堤填土，於 82 年 3 月已填至 EL.24.4m（填土總厚度為 13.4m）。但於 82 年 8 月又發現路堤面產生裂縫，經加設監測儀器觀測後（詳圖 11-33 斜線範圍裝設 2 處水壓計，斜線範圍外裝設 1 處水位觀測井，裂縫處裝設地表位移伸縮儀 3 處），發現橋台路堤下之軟弱土壤有超額孔隙水壓存在，於地表之橫向水平裂縫約有 2~3 cm 之位

移（由圖 11-34 所示，因地表有橫向水平裂縫產生，使坡趾之 PC 預鑄止滑樁頂部產生向橋台路堤的方向傾斜），且路堤本身之沉陷速率亦有漸增的趨勢。

因現場在坡趾處打設之 PC 止滑樁貫入未達足夠深度，導致坡頂再次填土(總厚度達 13.4 公尺)時終因超額載重過大產生向路堤側的側向變位。

(5) 結論與建議

因此經國工局檢討後，決定再施作一排 1.2 公尺之現場鑽掘排樁(如圖 11-34 所示)，樁底並貫入堅實地盤 3 倍之基樁直徑，才發揮了良好的止滑效果，終於順利完成橋台路堤填築並且維持穩定。



圖 11-34 路堤坡趾打設 PC 預鑄止滑樁及場鑄鑽掘排樁照片

11.5 結語

臺灣西南沿海地區橋墩基樁，在鐵路及公路的橋樑皆有採用，其破壞模式分為負摩擦樁沉陷及傾斜兩種。負摩擦樁的成因如下，當橋墩基樁完工後，在地表回填土方或重機械施工的擾動，造成基樁周圍軟黏土層內超額孔隙水壓力大增，由於孔隙水壓的消散，必定伴隨排水的壓密沉陷，導致土壤沉陷速度大於基樁，使基樁產生向下的沉陷，

而危及橋墩上的橋樑。

基樁監測系統規劃分為基樁施工前的樁載重試驗及研判分析，以及施工或營運階段的安全觀測。基樁施工前的樁載重試驗的監測系統的目標，是為了檢核基樁設計的成果是否安全，同時回饋樁身摩擦力及樁尖承載力的相關設計參數，作為重新設計基樁的依據。基樁在施工中及營運中監測系統的規劃必須依據下列步驟：1.首先蒐集地盤鑽探資料與力學參考資料及地下水狀況，由於不同的土壤種類及鬆軟特性，將形成某種基樁破壞模式，2.依據地盤的資訊研判基樁破壞的可能模式，然後選擇可以擷取這種破壞模式的監測儀器類別，3.研判災害影響範圍，4.決定儀器配置平面位置，同時再依據地盤層別土壤性質，以決定監測儀器裝設深度。5.依據災害的潛在規模、橋樑本身的重要性及經費預算決定可採用人工計讀或自動化監測系統，以確保橋樑本身及人車使用之安全。

第十二章 結論與建議

臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策之研究成果分述如下：(1)蒐集臺灣西南沿海地區之鑽探資料，建檔後採用電腦程式分析，將可能分佈有鬆軟地質之鄉鎮位置標示出。(2)針對交通結構物常使用之路堤及基樁工程，整理出其可能之破壞模式，提供設計流程及遭遇軟弱地質之處理對策。(3)整理並提供國內常用之地盤改良工法及設計處理流程。(4)提供基樁與路堤之監測規劃佈設原則及相關案例說明。

本研究希望能提供國內交通工程規劃設計者一套完整之處理對策方法，包含臺灣西南沿海交通幹線選線選址、規劃注意事項、設計考量重點、災害項目預防及監測規劃佈設等等。研究結論與建議如下。

12.1 結論

1.臺灣西南沿海之軟弱地質分佈

- (1)依本研究所蒐集之鑽探資料初步顯示：西南沿海七縣市之濱海地區確實廣佈 $N < 10$ 的鬆軟地層，且大部分多發生在地表下 5 公尺淺層地層內。而經加權平均求得土壤之 N 值仍小於 4 之鄉鎮地區有雲林縣虎尾鎮及北港鎮、臺南市安南區、高雄市小港區、高雄縣永安鄉、岡山鎮與阿蓮鄉交界處及屏東縣林邊鄉等。上述地區的地質相當鬆軟，且鬆軟土層的厚度也相當大，經此處的重大交通建設應特別注意其鬆軟地盤問題，並擬定設計處理對策。
- (2)同時考慮地盤的 N_{min} 值、最大含水量、鬆軟土層厚度進行判定，顯示彰化縣、雲林縣、臺南縣市及高雄縣市的部份地區地層最鬆軟。
- (3)將本研究所蒐集之鑽探資料與台灣高鐵沿線資料比對後發現，臺灣高鐵經過彰化縣路段剛好避開較鬆軟的地質區，但經過雲林地區路段的地質則較差，因此必須面對鬆軟地盤所帶來的工程困

擾。本文亦針對其餘主要交通路線概略分析，以供工程師選線參考用。

2.交通結構工程設計處理對策

- (1)路堤設計重點著重於填土後之地表沈陷影響及填土後的穩定性分析。若路堤工程必須進行地盤改良時，先針對全案之規畫、設計及施工等做一通盤考量後，再選擇最合適的施工方式及改良工法。對既有路堤結構物之處理對策，視其重要性與經濟性配合適當改善工法進行改良，使其達到合乎設計需求。
- (2)國內現行的基樁設計規範係以容許力和極限狀態設計之概念混合為主，對於樁基之耐震性能評估著墨較少，進行基樁設計時則需注意地震引起問題。而既有基樁處理對策則須了解各式工法使用性能和適用性互異。例如，填土壓實工法將引發軟弱地質沉陷問題，造成既有基樁承受負摩擦力；因此地盤改良工法須審慎，否則將有不良影響。
- (3)地盤改良費用高，成效卻無法完全保證。一般而言，新建工程遇軟弱地質多用採用改變上部結構荷重方式來解決；若無法達到設計要求時，才考慮使用地盤改良方式克服。而選用改良工法時，更需要注意對鄰近環境的影響，且需考量施作保護措施之必要性，否則容易引起工程糾紛。

3.監測系統規劃

- (1)路堤監測系統規劃為專業工作且須因地制宜，建議工作內容需考量下列因素：(a)監測規劃前需要先蒐集現場地形、地表特徵、地質資料與地下水滲流情況、降雨紀錄評估及路堤現況等資訊，(b)依據上述資料進行路堤下陷或滑動原因之探討及可能的災害模式，(c)選擇適當的監測儀器種類來證實災害種類，(d)預估災害範圍，配置監測儀器的平面及深度位置，(e)再決定適當的監測儀器數量，以人工或自動化方式進行監測。
- (2)基樁監測系統規劃分為基樁施工前樁載重試驗，以及施工或營運

階段的安全觀測。基樁施工前樁載重試驗的監測系統目標，在於檢核基樁設計的成果是否安全，同時回饋樁身摩擦力及樁尖承載力的相關設計參數，作為檢核基樁設計的依據。基樁在施工中及營運中監測系統的規劃建議採用下列步驟：(a)首先蒐集地盤鑽探資料與力學參考資料及地下水狀況，由於不同的土壤種類及鬆軟特性，將形成負摩擦樁沉陷及傾斜等二種基樁破壞模式，(b)依據地盤的資訊研判基樁破壞的可能模式，然後選擇可以擷取這種破壞模式的監測儀器類別，(c)研判災害影響範圍，(d)決定儀器配置平面位置，同時再依據地盤層別土壤性質，以決定監測儀器裝設深度。(e)依據災害的潛在規模、橋梁本身的重要性及經費預算決定採用人工計讀或自動化監測系統，以確保橋梁本身及人車使用之安全。

12.2 後續研究之建議

1.臺灣西南沿海之軟弱地質分佈

- (1)資料庫地質圖的準確度有賴下列因素(a)鑽探資料地正確性、數量、分佈狀況及(b)空間分析方法的選用。其中又以前者的影響最為重要，本研究建議需要再增加鑽孔資料之地區下：(a)本研究無鑽探資料之鄉鎮：臺中縣大肚鄉，臺南縣佳里鎮、西港鄉、鹽水鎮、關廟鄉及高雄縣彌陀鄉。(b)本研究鑽探資料數量較少之鄉鎮：臺中縣梧棲鎮、清水鎮，雲林縣莿桐鄉、土庫鎮、四湖鄉、元長鄉、土庫鎮，嘉義溪口鄉，臺南後壁鄉、東山鄉、下營鄉及屏東新園鄉、恆春鎮。若決定添補鑽探資料，則以上述之鄉鎮為優先考量。
- (2)資料庫除提供鑽探資料更新功能外，尚提供重新繪製地質圖之操作；若有更新鑽探資料時，則務必更新相關地質圖，使新版之地質圖更具參考性。
- (3)本報告建立之地質資料庫係利用 surfer 軟體進行分析及繪圖，建議資料庫與地理資訊系統結合，則可大幅提升鑽探資料的使用性。

2.交通結構工程

- (1)路堤工程方面，建議相關單位可再進行更進一步的研究與探討現行相關規範之適用性等問題，以期日後在工程設計及維護上更具效率。
- (2)基樁工程方面，建議研擬增修我國現行規範有關樁基礎耐震性能設計之細節；並針對軟弱地質所可能產生之沉陷量和負摩擦力過大乃至液化等問題，加以規範。
- (3)於主要鐵公路橋梁設施和臨近場址地面裝設地震儀，統一行政權責，交由單一主管機構負責其業務；相關地震紀錄將對未來我國橋梁工程之耐震性能研究產生巨大效益。
- (4)橫跨河川之橋基穩定性研究，一般橋梁設計考量應涵蓋水力淘刷和耐震性能評估，特殊橋梁（例如斜張或懸索大橋）則應再加強評估風力因素之可能影響。
- (5)水岸或山區棧橋樁基礎之設計，其考慮因素應涵蓋樁基之承載力、垂向和側向位移、沉陷量分析和排樁或鋼板樁擋土構造之穩定性能，以及和其他地工構造(例如 RC 擋牆或加勁擋土牆)所產生的靜力和動力互制影響。
- (6)引進樁基設計、施工、使用各階段之風險管理評估及最佳化設計。

3.監測系統規劃

- (1)安全監測工程的發包大多為末端作業，在層層分包作業下，工程利潤微薄甚或不足，導致這個行業人才不足。因此，造成監測結果的研判分析的能力不足，預警的功能將大打折扣，因此，應建立研判分析所須的相關表單圖形及標準作業程序，以作為業主發包時的工作內容擬定及施工階段的查核所需。
- (2)安全監測作業具有檢核各主體工程施工品質及安全的功能，因此，不宜整體發包給主承商，避免球員兼裁判的情況。建議由業主將監測單獨發包給第三者，提供業主客觀的監測研判結果。

參考文獻

1. ACI (1995), *Building code requirement for structure concrete*, ASCE, USA.
2. Anamdarajah, A. (2001), "Nonlinear Analyses of the Earthquake Behavior of a Single Pile Founded on Liquefiable Sand," *Procds., 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Tucson, Arizona, USA, pp. 1065-1069.
3. Bhattacharya, S., Madabhshi, S.P.G., and Bolton, M.D. (2002), "Pile Instability during Earthquake Liquefaction," *ASCE Engineering Mechanics Conference*, Seattle, July.
4. Boulanger, R.W., Curras, C.J., Kutter, B.L., Wilson, D.W., and Abghari, A. (1999), "Seismic Soil-Pile-Structure Interaction Experiments and Analyses," *J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE.
5. Briaud, J.L. (1984), *Panel Discussion, Laterally Loaded Deep Foundations (STP 835)*, ASTM, Philadelphia, PA, pp. 239-243.
6. Chang, D.W., and Lin, B.S. (2003), "Wave Equation Analyses on Seismic Responses of Grouped Piles," *Procds., 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Singapore, August, pp. 581-586.
7. Chang, D.W., and Wen, C.H. (2001), "Direct Wave Equation Analysis on Vertically Loaded Raft-Pile," *Procds., 10th International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Tucson, Arizona, USA, pp. 1451-1456.
8. Chang, Y.L. (1937), "Discussion on Lateral Pile-Loading Tests," *by Feagin, Trans.*, ASCE, Paper No. 1959, pp. 272-278.
9. Chow, Y.K., Chan, W.T., and Lee, S.L. (1995), "Prediction of Pile Capacity from Stress-Wave Measurements: A Neural Network

Approach,” *International Journal for Numerical and Analytical Method in Geomechanics.*, Vol.19, pp.107-126.

10. Dafalias, Y.F., and Herrmann, L.R. (1980), “A Boundary Surface Soil Plasticity Model,” *Int. Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading*, Swansea, U.K., Vol. 1, pp. 335-345.
11. Das, Braja M. (1998), *Principles of Foundation Engineering*, PWS, Inc., New York.
12. Davison, H.L. (1987), *Personal Communication Amplifying above Reference*.
13. Delfosse-Ribay, E., Djeran-Maigre, I., Cabrillac, R., and Gouvenot, D. (2004), “Shear Modulus and Damping Ratio of Grouted Sand,” *Soil Dynamic and Earthquake Engineering*, Vol. 24, pp. 491-471.
14. Ebeling, R.M., and Morrison, E.E. (1993), “The Seismic Design of Waterfront Retaining Structures,” *Office of Navy Technology and Department of the Army*, NCEL Technical Report R-939, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, CA, 256 p.
15. Fellenius, B.H. (1980), “The Analysis of Result from Routine Pile Load Test,” *Ground Engineering*, September. pp.19-30.
16. Finn, W.D.L., and Thavaraj, T. (2001), “Practical Problems in the Seismic Analysis of Bridge Pile Foundations,” *Procds., 10th Int. Conf. Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Tucson, Arizona, USA, pp. 1011-1018.
17. Finn, W.D.L., Lee, K.W., and Martin, G.R. (1977), “An Effective Stress Model for Liquefaction,” *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. SM7, pp. 657-692.
18. Gleser, S. (1984), *Panel Discussion, Laterally Loaded Deep Foundations (STP 835)*, ASTM, Philadelphia, PA, pp. 239-243.
19. Haigh S.K., and Madabhushi S.P.G. (2005), “The effects of pile flexibility on pile-loading in laterally spreading slopes,” *Proc. Int.*

Workshop Simulation and Seismic Performance of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground, ASCE, 14 p.

20. Hamada, M. (1992), "Large Ground Deformations and Their Effects on Lifelines: 1964 Niigata Earthquake," in *Case Studies of Liquefaction and Lifeline Performance During Past Earthquakes*, Vol. 1, Japanese Case Studies, Technical Report NCEER-92-0001, NCEER, Buffalo, NY, USA, pp. 3.1-3.123.
21. Hardin, B.O., and Drnevich, V.P. (1972), "Shear modulus and damping in soils : design equations and curves," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.98, No. SM7, pp. 667-692.
22. Ishihara, K., and Cubrinovski, M. (1998), "Soil-Pile Interaction in Liquefied Deposits Undergoing Lateral Spreading," *Geotechnical Hazards*, edit. By Maric, Lisac, and Szavits-Nossan, Balkeman, pp. 51-64.
23. Ishihara, K., and Cubrinovski, M. (2004), "Case Studies on Pile Foundations undergoing Lateral Spreading in Liquefied Deposits," *Proceeding of 5th International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, New York, Paper SOAP 5.
24. Ivey, D.L., and Dunlap, W.A. (1970), *Design Procedure Compared to Full-Scale Tests of Drilled Shaft Footing*, Research Report 105-3, University of Texas, Austin, 59p.
25. Iwasaki, T., Arakawa, T., and Tokida, K. (1982), "Simplified Procedures for Assessing Soil Liquefaction During Earthquakes," *Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Southampton, pp. 925-939.
26. Janbu, N. (1953), "An Energy Analysis of Pile Driving with the Use of Dimensionless Parameters," *Norwegian Geotechnical Institute*, Oslo, Publication No. 3.
27. Janbu, N. (1976), "Static Bearing Capacity of Friction Pile," *Proceeding of 6th European Conference on Soil Mechanics and*

Foundation Engineering, Vol. 1.2, pp. 479-482.

28. Kim, S.I. (2003), "Liquefaction Potential in Moderate Earthquake Regions," *Procds., 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Singapore, August, pp. 1109-1138.
29. Knappett, J.A. and Madabhshi, S.P.G. (2005), "Modeling of liquefaction-induced instability in pile groups," *Proc. Int. Workshop Simulation and Seismic Performance of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground*, ASCE, 13 p.
30. Kramer, S.L. (1996), *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall Inc., 651 p.
31. MacGregor, J.G. (1988), *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, Prentice Hall, New Jersey, U.S.A.
32. Martin, G.R., Finn, W.D.L., and Seed, H.B. (1975), "Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 101, No. GT5, pp. 423-438.
33. Matsuzawa, H., Ishibashi, I., and Kawamura, M. (1985), "Dynamic soil and water pressure of submerged soils," *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 10, pp. 1161-1176.
34. Meyerhof, G.G. (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, American Society of Civil Engineers, Vol. 32, No. GT3, pp.197-228.
35. Meyersohn, W.D. (1994), *Pile response to Liquefaction-induced lateral spread*, Doctor's dissertation, Cornell University, USA.
36. New York City (1981), *Building Code of the City of New York*, Gould Publication, Binghamton, 481p.
37. Poulos, H.G. (1989), "Cyclic Axial Loading Analysis of Piles in Sand," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 115, No. 6, pp. 836-852.
38. Prevost, J.H. (1985), "Simple Plasticity Theory for Frictional

Cohesionless Soils,” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 4 No. 1, pp. 9-17.

39. Pyke, R. (1984), *Panel Discussion, Laterally Loaded Deep Foundations (STP 835)*, ASTM, Philadelphia, PA, pp. 239-243.
40. Reese, L.C., and Van Impe, W.F. (2001), *Single Piles and Pile Groups under Lateral Loading*, A.A. Balkema.
41. Rollins, K.M., Evans, M.D., Diehle, N.B., and Daily, W.D. (1998), “Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels,” *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 124, No. 5, pp. 396-405.
42. Santos, J.A.D., and Correia, A.G. (1995), “Analysis of lateral loading piles behavior using small computers,” *Proceeding Practice and Promotion of Computational Methods in Engineering Using Small Computers*, Macao, pp. 1353-1358.
43. Seed, H.B., Woodward, R.J. and Lundgren, R. (1962), “Prediction of Swelling Potential for Compacted Clays,” *J. Soil Mech. Found. Div.*, ASCE, Vol. 88, pp. 53-87.
44. Seed, H.B., and Idriss, I.M. (1970), *Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis*, Report No. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, California.
45. Seed, H.B., Tokimatsu, K., Harder, L.F., and Chung, R.M. (1985), “Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations,” *Journal of the Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 1425-1445.
46. Skempton, A.A. (1944), “Notes on the Compressibility of Clays,” *Quarterly Journal of Geological Society*, Vol. C, London, pp.119-135.
47. Skempton, A.W., and MacDonald, D.H. (1956), “Allowable Settlement of Buildings,” *Procds., Institute of Civil Engineering*, Part , Vol. 5, pp. 727-768.

48. Teh, C.I., Wong K.S., Goh, A.T.C., and Jaritngam, S. (1997), "Prediction of Pile Capacity Using Neural Networks," *Journal of Computing in Civil Engineering*, April, pp. 129-138.
49. Terzaghi, K. (1943), *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York.
50. Terzaghi, K., and Peck, R.B. (1967), *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York.
51. Tokimatsu K., and Yoshimi Y. (1993), "Empirical Correlation of Soil Liquefaction Based on SPT N-Value and Fines Content," *Soil and Foundations*, JSSMFE, Vol. 23, No. 4, pp. 56-74.
52. Tokimatsu, K. (1999), "Performance of pile foundations in laterally spreading soils", *Procds, 2nd Int. Conf. Earthquake Geotechnical Engineering*, Vol. 3, pp. 957-964.
53. Tokimatsu, K. (2003), "Behavior and design of pile foundations subjected to earthquakes." *Procds., 12th Asian Regional Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Singapore, August.
54. Tokimatsu, K., and Asaka, Y. (1998), "Effects of Liquefaction- Induced Ground Displacement on Pile Performance in the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake," *Soils and Foundations*, Special Issue, No. 2, pp. 163-178.
55. Uchida, A. and Tokimatsu, K. (2005), "Comparison of current Japanese design for pile foundations in liquefiable and laterally spreading ground," *Proc. Int. Workshop Simulation and Seismic Performance of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground*, ASCE, 10 p.
56. Ueng, T.S., Lin, M.L., Lee I.Y., Chu, C.M., and Lin J.S. (2002), "Dynamic Characteristics of Soils in Yuan-Lin Liquefaction Area," *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, Vol. 25, No. 5, pp. 555-565.
57. Vesic, A.S. (1977), "Design of Pile Foundation", *National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Practice*, No. 42,

Transportation Research Board, Washington, D. C.

58. Vijayvergiya, V.N., and Focht, J.A., Jr (1972), "A New Way to Predict Capacity of Piles in Clay," *Offshore Technology Conference Paper 1718*, Fourth Offshore Technology Conference, Houston.
59. Wang, S., Kutter, B.L., Chacko, J.M., Wilson, D.W., Boulanger, R.W., and Abghari, A. (1998), "Nonlinear Seismic Soil-Pile- Structure Interaction," *Earthquake Spectra*, EERI, Vol. 14, No. 2, Okl, and, CA, pp. 377-396.
60. Yasuda (2005), "Development of Countermeasure Methods against Liquefaction-Induced Flow after the 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake in Japan," *Taiwan-Japan Joint Workshop on Geotechnical Hazards from Large Earthquakes and Heavy Rainfall*, Taiwan.
61. Youd, T.L. (1993), "Liquefaction-Induced Lateral Spread Displacement," *NCEL Tech. Note 1862*, Naval Civil Engineering Laboratory, Port Hueneme, California.
62. Youd, T.L., Hansen, C.M., and Bartlett, S.F. (1997), "Revised MLR Equations for Predicting Lateral Spread Displacement," *Procds. 7th US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction*, August 15-17, Seattle, WA.
63. Youd, T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D. (2001), "Liquefaction Resistance of Soils: Summary Report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils," *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, Vol. 127, No. 10, pp. 817-833.
64. Zhang, J.M., Shamoto, Y., and Tokimatsu, K. (1998), "Seismic Earth Pressure for Retaining Walls under Any Lateral Displacement," *Soils and Foundations*, Vol. 38, No. 2, pp. 143-163.
65. DAS 原著，林登峰、彭根龍、游振棋共譯(1997)，「基礎工程」，高立圖書有限公司。

66. 中國土木水利工程學會(1998),「基礎工程施工規範與解說」,科技圖書。
67. 內政部建築研究所(1998),「基礎構造設計模範合理化之探討」,計畫編號:MOIS 881013。
68. 內政部營建署(2001),「建築物基礎構造設計規範」,營建雜誌社。
69. 內政部營建署(2003),「建築物基礎構造設計規範」,營建雜誌社。
70. 內政部營建署(2004),「建築物耐震設計規範與解說」,營建雜誌社。
71. 方永壽、陳福勝(2004),「大地工程困難案例」,財團法人中華顧問工程。
72. 方恩緒(2001),公路工程,科技圖書。
73. 日本土質工學會(1993),「液化對策之調查、設計與施工」。
74. 日本建築學會(1998),「建築基礎構造設計指針」。
75. 日本國有鐵道(1979),「日本國鐵構造物耐震設計標準」。
76. 日本道路協會(1990),「道路橋示方書 同解說, V 耐震設計編」。
77. 日本道路協會(1996),「道路橋示方書, 同解說. 耐震設計篇」。
78. 日本鋼管協會(1978),“基樁承受負摩擦力作用之對策”,鋼管協會報告第2號。
79. 交通部(2003),「大規模災變之公路系統防救災規劃與修復策研究」。
80. 交通部(2004),「山區道路邊坡監測系統自動化及緊急臨時通報系統研發」。
81. 交通部台灣區國道新建工程局(1994),「南州至林邊地區地盤下陷對高速公路興建之影響及防治對策」。

82. 交通部台灣區國道新建工程局(2002),「施工技術規範」。
83. 交通部台灣區國道新建工程局(2000),「第二高速公路邊坡坍塌滑案例回饋設計之研究」。
84. 先進科技股份有限公司(2005),「阿里山公路五灣仔地滑區監測之探討」。
85. 行政院公共工程委員會(2005),「基礎工程監控系統之建立與施工查核手冊」。
86. 何泰源(2006),“EPS 輕質填土工法之特性及應用案例”,台灣公路工程,第 32 卷,第 11 期。
87. 何泰源、吳文隆、詹穎裕(2005),“洲美快速道路堤防段工程應用 EPS 輕質填土案例探討”,中華技術,第 68 期,10 月號。
88. 宋政維(2000),「台北市內湖第六期重劃地區損鄰敏感度之研究」,碩士論文,淡江大學建築學系,淡水。
89. 李咸亨、李慶福(1988),“垂直基樁載重試驗結果詮釋法在臺灣地區之適用性探討”,地工技術雜誌,第 24 期,第 49-59 頁。
90. 李建中(1984),“試樁加載過程及結果詮釋方法之探討”,地工技術雜誌,第 5 期,第 91-97 頁。
91. 周功台、李志剛、廖瑞堂、余清瀚、余榮生、郭漢興、黃富國、鄭清江(2000),「液化區基礎修復補強工法」,成陽出版社,台北。
92. 周鴻昇、楊清源、謝百鍾、余明山、高耀宏(2000),“南投地區地工震災調查與分析”,地工技術,第 81 期,第 69-84 頁。
93. 林同棧工程顧問股份有限公司(1998),「西濱快速公路海口至下崙段 231K+950 245K+910 段地質鑽探工程報告書」。
94. 林伯勳(2006),「樁基礎受液化與地盤側向流動之結構行為分析」,博士論文,淡江大學土木工程研究所。

95. 林伯勳、巫秀星、張德文(2005), “ 液化土壤模數折減之樁基反應分析 ”, 第十一屆大地工程學術研討會, 台灣金山。
96. 青山工程顧問有限公司(2004), 「台北縣九份地區邊坡滑動監測之研究」。
97. 姚義久(1983), “ 軟弱土層處理-排水帶工法(一)~(三) ”, 現代營建, 39-41 期。
98. 范嘉程(2001), “ 高樓建築物基礎工程於地震時之分析考慮 ”, 地工技術, 第 84 期, 第 5-18 頁。
99. 倪至寬(2004), 「基礎施工與品管」, 台灣營建研究院。
100. 翁作新、陳正興、黃俊鴻(2004), “ 國內土壤受震液化問題之檢討 ”, 地工技術, 第 100 期, 第 63-78 頁。
101. 財團法人中華顧問工程(2005), 「地盤改良工程設計與實例手冊」。
102. 國家地震工程研究中心(2005), 「土壤液化對交通結構物之影響及液化潛能評估方法與災害分析模式之研究 (2/2)」。
103. 張荻薇, 王炤烈, 林曜滄, 游明益, 褚朝慶(2005), “ 橋樑換底工法之探討與應用 ”, 財團法人中華顧問工程司研發成果發表會論文集, 台灣, 台北, 11 月, 第 1-12 頁。
104. 張德文, 林伯勳, 林冠吾(2005), “ 詮釋基樁承載力之波動方程分析應用 ”, 岩土工程學報, 第 27 卷, 第 1 期, pp.30-37。
105. 張德文、林伯勳、巫秀星(2005), “ 橋樑樁基礎地震反應之液化和地盤流動分析 ”, 2005 兩岸鐵道工程技術與營運管理學術研討會論文集, 台灣, 淡水, 十二月, 第 15-28 頁。
106. 張德文、林伯勳、賴瑞應(2006), “ 軟弱地質基樁工程之設計處理對策 ”, 臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研討會, 臺灣, 臺中, 交通部運輸研究所港灣研究中心。

- 107.陳正興(2000),「側向荷重樁之非線性反應分析」,台灣大學土木工程系研究報告。
- 108.陳正興,楊鶴雄,黃俊鴻,李維峰,王淳謹(2006),“交通結構物基礎耐震性能設計之研議”,地工技術,第 109 期,第 73-82 頁。
- 109.陳金溪(1985),「軟弱地盤改良工法研究」,經濟部,臺北。
- 110.陳建伸(2006),「台灣西南地區土壤之 SPT-N 值分不及其工程性質探討」,碩士論文,淡江大學土木工程研究所。
- 111.陳逸駿,李志成(2000),“場鑄樁側向載重試驗詮釋法之探討”,地工技術,第 80 期,第 39-50 頁。
- 112.陳曉明,楊介碩,「地盤下陷之工程對策」,財團法人中華顧問工程。
- 113.陳曉明、楊介碩(2000),“南二高地盤改良工法之應用”,地工技術,78 期。
- 114.曾一平,林柄森,陳景文,張德文,楊長義,張睦雄,葛德治 (2005),“臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究(1/2)”,港灣研究所研究報告, MOTC-IOT- 94- H1DB006。
- 115.黃俊鴻(2000),“液化地盤中樁基礎之耐震設計”,地工技術,第 82 期,第 65-78 頁。
- 116.黃俊鴻(2002),“由集集地震液化案例探討液化評估方法本土適用性之研究”,國道新建工程局研究報告。
- 117.黃俊鴻,楊志文(2000),“基樁載重試驗承載力判釋方法之探討與建議”,地工技術,第 80 期,第 5-16 頁。
- 118.黃俊鴻、陳正興 (1998),“土壤液化評估規範之回顧與前瞻”,地工技術,第 70 期,第 23-44 頁。
- 119.楊宗勳 (2000),「地震力對混凝土樁之影響分析」,海洋大學河海工程研究所,碩士論文。

- 120.楊進雄、高書屏、李鳳斌、洪本善(2003), “ 十二種內插方法之探討 - 以 SURFER8.0 為例 ” , 2003 年中華地理資訊詢數研討會 CD-ROM 論文集, 高雄市。
- 121.葉文謙 葉佳鎮 郭天成(1997), “ PC 樁極限載重試驗案例探討 ” , 第七屆大地工程研討會論文集, 第 479-476 頁。
- 122.歐晉德(1987), “ 基樁負摩擦力 ” , 地工技術, 第 18 期, 第 24-33 頁。
- 123.鄭世豪、林伯勳、張德文 (2005), “ 簡易橋墩結構和樁基礎之地震反應分析 ” , 第十一屆大地工程學術研討會, 台灣金山。
- 124.鄭世豪、梁尹齡、張德文(2005), “ 高速列車引致之橋墩基礎與地盤振動反應分析 ” , 第十一屆大地工程學術研討會, 台灣金山。
- 125.顏東利,張桂才(1991), “ 建築物允許沈陷量之探討 ” , 地工技術, 第 34 期, 第 78-96 頁。

交通部運輸研究所九十五年度合作研究計畫

「臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究(2/2)」

督導會議紀錄

壹、時間：民國 95 年 6 月 14 日（星期三）上午 9 時 00 分

貳、地點：杜風工程顧問有限公司

參、主持人：曾一平

記錄：李運國

肆、出席單位及人員：

單位	姓名
交通部公路總局	劉總工程司健朗
交通部國道高速公路局	張總工程司弘義
交通部台灣鐵路管理局工務處	孫副處長祺
財團法人中華顧問工程司	張博士廷榮
財團法人中華顧問工程司	何組長泰源
永碁工程顧問有限公司	方總經理仲欣
台安工程技術顧問有限公司	何協理應璋
港研中心	邱主任永芳
港研中心	朱科長金元
港研中心	賴副研究員瑞應
淡江大學	楊教授長義
淡江大學	張教授德文
中興大學	陳衍舜(代)
台北科技大學	黃峰一(代)
杜風工程	曾博士一平
杜風工程	李運國

伍、主席致詞：略。

陸、合作研究單位簡報：略。

柒、諮詢意見：

張總工程司弘義

- 一、 國道新建過程中遭遇多次軟弱地質沉陷問題，處理辦法通常會使用砂樁加速壓密及加高路堤。不過在路堤及橋樑相接處會發生界面破壞的問題，需特別注意。研究團隊如有需要，國公局可以提供相關資料以供參考。
- 二、 建議於研究報告中提出軟弱土層評估模式－於不同條件下評估路堤與橋梁工法何者為佳。
- 三、 研究團隊需特別注意公路與鐵路系統之間的差別－公路允許沉陷；鐵路不允許沉陷。
- 四、 壓密沉陷問題可以從減重著手，例如避免高填土、橋梁工程可以採用鋼橋等。
- 五、 研究團隊可以針對不同條件，提出建議之土壤改良工法。
- 六、 以基樁工程施工方式來說，建議使用全套管式基樁，因其施工品質較好，噪音公害小等優點；反循環樁式基樁則因受到施工間距限制，品質不易控制等缺點，故不建議使用。

劉總工程司健朗

- 一、 公路總局破壞案例不多，早期係用沉箱、丁壩保護橋梁。
- 二、 若為了節省工程經費，橋梁新建時選擇於河道窄縮處，但是反而會面臨更為嚴重的沖刷問題。
- 三、 公路總局採用鋼管保護裸露橋墩，建議研究團隊可以納入參考。
- 四、 道路邊坡保護方面可以採用預力岩錨、型框植生等工法
- 五、 為克服軟弱地質問題，公路總局多採拋石、灌漿等保護工法
- 六、 監測儀器種類繁多，建議針對相關數據判讀做一說明。

孫副處長祺

- 一、 鐵路路堤構造物施工前通常並未進行地質鑽探，故高路堤工程會有較大之不確定性。鐵路路堤工程會採用石碴或是板式軌道，一般來說板式軌道會有較大沉陷，所以通常會採石碴方式於路堤段施作。不過最近鐵路局有一案例，係於大肚溪南邊路堤段採用板式軌道並配合微型樁改良地質，相關資料可以提供研究團隊參考。
- 二、 濁水溪橋改建之相關監測資料亦可以提供研究團隊參考。
- 三、 目前並無橋梁因地質軟弱而破壞之案例，大部分係因沖刷導致損壞，但此一問題涉及流域整治故較難解決。

張博士廷榮

- 一、 處理對策手冊定位為何？係僅提供工程單位參考之用或是提報交通部做為準則。如是後者，研究團隊需注意某些工法有專利問題，

並不適合表列於強制性準則之內。

- 二、路堤填築時可以採用 EPS 工法(輕質回填)減小載重以避免產生過大的壓密沉陷。
- 三、由於土壤改良費用較高且成效不易控制，所以工程實務上軟弱土層不一定必然會進行土壤改良。
- 四、基樁設計時尚需考量上部結構引致之地震力，這部分建議研究團隊參考公路橋樑耐震設計規範及相關進行中之草案研究。
- 五、因基樁設計時需考慮土壤液化影響，故建議加繪西南地區液化潛勢能等值圖，可更具參考價值。
- 六、監測工程部分是否包含預警系統或是行動管理值等部分。

何組長泰源

- 一、動力夯實由於其噪音公害因素較適用於人口稀少地區，不適用本市區道路系統；建議可以採用震動壓實、礫石樁或是灌漿工法，中華顧問工程司可以提供相關資料。
- 二、基樁工程實務上甚少與土壤改良工法一併使用。
- 三、西南沿海地區尚包括地下水超抽所造成的廣域沉陷問題。深層沉陷通常為均勻沉陷，故危害不大；淺層沉陷則可能造成不均勻沉陷，會導致穿越箱涵淨空不足、路堤與橋梁界面出現落差或是地下管線損壞等等。建議研究團隊需留意此一問題。
- 四、EPS 工法實務上已應用於洲美快速道路堤防填築上，中華顧問工程司可以提供相關資料。

方總經理仲欣

- 一、需先釐清研究計畫所稱之交通結構物應不僅限用於西南沿海地區。
- 二、研究計畫所稱之設計處理對策應非規範，建議研究團隊需注意與現行規範的差異。
- 三、交通結構物種類甚多，有擋土牆、排水構造物等等，建議研究團隊先將本計畫所稱之交通結構物定義清楚。
- 四、設計流程中應考慮日後維修此一選項，例如預估沉陷量不大時可毋需進行路堤基礎改良，而是於日後加高路堤來解決沉陷問題。
- 五、動力夯實工法因噪音公害較不適用本研究計畫，而預壓排水帶工法因前置作業時間較長，故建議採用擠壓砂樁、礫石樁或灌漿工法。
- 六、繪製等值圖時需注意 Scale 的問題。當取樣點數不夠充分時，不宜貿然根據等值圖決定相關參數。
- 七、高鐵施工過程耳聞基樁長度越長，承载力反而越小，係因其承載層為泥岩，當基樁長度越長，施工時間越長，導致泥岩長期泡水強度減弱之故，建議研究團隊注意此一施工問題。
- 八、橋梁沖刷屬一般性問題，而非本計研計畫軟弱土層之主題，建議研究團隊予以斟酌。

九、考慮成本問題時，反循環樁反而較為經濟，所以建議研究團隊應將工法成本納入考慮，供使用者自行參酌。

何協理應璋

- 一、研究計畫題目範圍相當廣，建議集中焦點於軟弱土層上，計畫成果之設計處理對策應定位為 Guideline，以免題目過細而無法掌握。
- 二、一如之前先進所提，樁基設計流程中，不一定要先進行土壤改良，例如捷運工程某段地表下 7~8M 即入岩，就無需再進行土壤改良，直接以樁基克服即可。
- 三、監測工程中有提到大甲溪橋墩沖刷案例，應非本研究計畫主題。考慮案例不多的情況下，建議團隊可以針對監測系統規模分類(簡易、全面監測所應包含項目、數量等等)進行研究。
- 四、研究團隊蒐集之設計案例應注意相關保密條款，避免無謂爭議。
- 五、建議監測工程之「分析研判」部分可以刪除，因其可能會與官方定調結論有所不同，僅描述現象即可。

朱科長金元

- 一、軟弱土層分佈如可以更加精準會更有貢獻；相關資料查詢系統應告知軟弱土層分佈之可信度；在研究報告中應提出建議，何處需增加鑽孔資料以提高參考價值。
- 二、建議研究團隊要將研究成果有一明確定位，究竟是準則或是手冊？
- 三、研究團隊可以建議後續的研究地區，以求相關研究計畫的完整性。

邱主任永芳

- 一、當初之所以將研究限制在西南沿海地區主要是資料來源及當地建設較多之故。希望本研究將來可以提供工程師初步判斷軟弱土層分佈範圍，並彙整相關文獻方便工程師參考之用。
- 二、土壤改良工法繁多，希望研究團隊可以提出一個土壤改良工法使用的優選序位，方便日後工法選擇參考之用。
- 三、未來會持續蒐集鑽探資料，以增加研究成果的可信度。
- 四、針對橋梁沖刷、邊坡保護等問題，港研中心已另有其他計畫研究中，研究團隊可先將其排除。
- 五、研究團隊如有需要，港研中心可以協助發文向相關公部門索取資料。

捌、意見回覆：

- 一、感謝各位與會專家學者樂於提供相關資料以補本研究不足之處。
- 二、山區道路、河川沖刷、抽水造成廣域沉陷及泥岩(軟弱地質)等問題，目前暫不納入本研究範圍，以免研究主題過多，導致焦點不易集中。
- 三、關於本研究計畫定位問題，根據上年度討論結果，係提供工程師參考之用，而非做為設計準則或是規範，屆時會於研究報告中清楚說明。

- 四、根據之前資料蒐集得知台電等單位並不建議 EPS 工法，因其有上浮力或是排水設計等問題。不過研究單為會參考委員建議，納入本研究討論。
- 五、關於土壤液化問題，由於港研中心已有相關計畫進行中，屆時可以將兩者研究成果予以合併於網站上供使用者查詢
- 六、有關土壤改良工法方面，研究團隊會參考委員建議，考慮將砂樁、礫石樁工法納入研究範圍。
- 七、有關交通結構物定義，如排水溝、箱涵或其他相關界面破壞問題，會於報告中一併說明，但目前本研究計畫會將焦點集中於路堤及基樁二種工程上。
- 八、監測工程部分會考慮於軟弱土層上所需額外增加之監測項目、數量等問題做一說明。

玖、散會。

交通部運輸研究所九十五年度合作研究計畫

「臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究(2/2)」

督導會議紀錄

壹、時間：民國 95 年 10 月 3 日（星期二）上午 10 時 00 分

貳、地點：杜風工程顧問有限公司

參、主持人：曾一平、楊長義

記錄：陳建伸

肆、出席單位及人員：

交通部運輸研究所九十五年度合作研究計畫

「臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究(2/2)」

專家學者諮詢會議(二)

簽到表

	姓名	單位	職稱	簽名
1	張弘義	交通部國道高速公路局	總工程司	張弘義
2	孫 祺	交通部台灣鐵路管理局工務處	副處長	孫 祺
3	張廷華	財團法人中華顧問工程司	博士	張廷華
4	方仲欣	永基工程顧問有限公司	總經理	方仲欣
5	李維峰	財團法人台灣營建研究院	副所長 研究員	李維峰
6	邱永芳	交通部運輸研究所港灣研究中心	主任	
7	朱金元	交通部運輸研究所港灣研究中心	科長	朱金元
8	賴瑞應	交通部運輸研究所港灣研究中心	副研究員	賴瑞應
9	曾一平	杜風工程顧問有限公司	計畫主持人	
10	楊長義	淡江大學土木系	教授	楊長義
11	張德文	淡江大學土木系	教授	張德文
12	林炳森	中興大學土木系	教授	
13	倪至寬	台北科技大學土木系	教授	
14				

伍、主席致詞：略。

陸、合作研究單位簡報：略。

柒、諮詢意見：

張總工程司弘義

- 七、目前搜集得 3000 多孔資料，應可以掌握鬆軟土壤的狀況；相關資料鍵入資料庫後就可以進行詳細分析，唯交通工程中地下水常常影響工程，因此地下水資料務必正確且詳細。
- 八、在橋樑選址時對於機樁施作建議以全套管機樁為主，其優點有施工快速、安全且沒有坍孔之虞；因在橋墩施作群樁基礎時，樁間沒有安全距離，使用反循環機樁易坍孔，因此不建議使用。而張教授所提出的大口徑原則非常正確，其優點有耐震、抗液化及不易斷樁等優點。
- 九、本局在員高段之地盤改良採用超微粒低壓灌漿工法，有出現不順利的現象；如壓力計算及壓力調整的部份。如有需要的話可提供超微粒灌漿的相關資料。
- 十、採用 EPS 工法施工時，對於地下水問題需要慎重考慮，而耐久性、負浮力亦須考慮進去。

李研究員維峰

- 四、軟弱地質方面，因黏土、砂土、粉土對於 SPT 試驗的反應均不相同，尤其是低塑性粉土的部份。其相關性質可參考黃安斌教授的最新論文。
- 五、液化防治方法主要可以分為兩大機制：沈陷控制及土壤勁度加強。排水量的控制屬前者，而目前業管單位主要是欠缺成效檢驗的部份。；低壓灌漿屬後者，關於成效檢驗的部份可參考上一期的地工技術雜誌。
- 六、EPS 屬於相當有效的一種工法，但是僅適用於新路堤的施做；對於舊路堤部分，若已發生問題則可採用排樁等束制方法來防護。而 EPS 工法之可著重於減少規模等方面，可以提高使用動機。EPS 設計程序完整，唯可加強排水設計的部份尤其以上方降雨及地下水影響。
- 七、案例搜集可著重於安全係數的分析，利用簡單的邊坡分析方法即可。監測案例中的高鐵 C291 標，可以探討摩擦承載力為何消失為主，可先不要斷定責任歸屬。

孫副處長祺

- 一、對研究團隊的就成果相當肯定，其研究成果的參考價值高。
- 二、對路基的抗滑動方面，排樁可以發揮很大的功效。

張博士廷榮

- 七、橋樑工程的墩座在選址方面可藉由上部的結構性改良，如利用長跨距；或是利用樁基礎穿越軟弱地盤，大部分案例多採用大孔徑的全套管基樁來施工。另一方面，若路線線形許可，可利用路堤來代替

橋樑；而路堤的維修也較為方便。而在橋基選址考量中，使用調節器來保持橋身高程在工程界較為少用。

八、針對高液化潛能方面，使用地盤改良有大規模及成效不確定等缺點；一般而言，設計時採用增加樁數及樁層較為常見。

九、監測部份，可以著重於監測設施的佈置原則。

十、關於地質查詢系統，可以查詢到多少的地質資料？

方總經理仲欣

十、地質查詢系統對於一般人是否能輕易使用？

十一、建議研究單位，目前已有 3000 多筆資料；若資料更新時資料可否自動更新。

十二、地震分析時，可分為中小地震、極限地震等；對目前西南沿海地區發生地震時，有時地盤改良後 N 值為 20 者亦會發生液化現象。而將設計 N 值提高後，則包商應如何施作、業主應如何驗證；希望能提出建議。

十三、研究團隊可說明為何 EPS 工法無法推廣。

朱科長金元

四、軟弱地質分佈輪廓已大致出來，唯部分地區可放大規模，使地質圖更有價值

五、研究報告中應提出建議，何處需增加鑽孔資料以提高參考價值。

六、目前監測案例探討均為發生災害後，建議可提出需要進行監測路段才具實用性。

賴研究員瑞應

六、感謝各位專家提供的寶貴意見，將會將相關建議納入至報告中。

捌、意見回意：

九、感謝各位與會專家學者樂於提供相關資料以補本研究不足之處。

十、資料庫中的鑽探資料，於繪圖前已進行初步除錯工作，除去明顯錯誤之鑽探資料，但不保證資料完全無誤；若需進行資料除錯，則可以大批正確的鑽探資料以利資料除錯之比對。

十一、本案之地質資料庫將土壤區分為砂土及細顆粒材料（黏土及粉土），關於低塑性粉土之特性將參考相關最新的文獻；但以本案之資料庫部份而言，將不進行此分類。

十二、地質資料庫除具有更新鑽探資料，再重新繪圖的功能。在該繪圖系統中可對使用者的需要進行相關操作、調整，本案將編寫資料庫使用說明及簡易的操作步驟，以一般之工程師應可輕易操作該資料庫；若需要更多之操作說明則可參考相關之使用手冊。

十三、路堤設計之處理對策可考慮使用輕質填方、預壓排水改良等方法解決工程問題。輕質填方可採用其他輕骨材或是 EPS 等材料，本案之輕質填方將以介紹 EPS 工法為主，於報告書中說明設計時

分析考量要點、提供設計例供使用者參考，相關考量重點則將於期末報告中說明。

- 十四、 基樁工程部分將會說明破壞模式、分析方法、計算流程，設計考量、設計時注意事項，並提供設計案例供使用者參考。至於基樁之施工法或施工注意事項則可參考相關之基樁施工手冊，於本案中不贅述。
- 十五、 地盤改良部份將提供三種國內常見的地盤改良工法，內含設計、施工、適用性等要點。若有需要相關之資料則將提出申請。
- 十六、 對於監測工程部分，將著重於監測規劃及監測結果分析。因監測系統之配置須先得知可能的破壞模式，方能做最佳的佈設。對案例將會重新選擇恰當的說明方式及應變對策。
- 十七、 本案關於交通結構物設計處理對策方面，將會強調考慮以所有可行方式進行規劃設計。如考慮以路堤或橋樑（其他結構）方式通過軟弱地盤，地盤改良工法並非唯一解決方式；以橋樑方式通過可避開軟弱地盤的功能，若以路堤方式通過則有方便維護的優點；設計工程師應綜合考慮所有可行的方法，以找出最經濟安全的工程設計。

玖、散會。

**交通部運輸研究所合作研究計畫（具委託性質）
期末報告審查意見處理情形表**

計畫名稱：臺灣西南沿海地區軟弱地質交通結構物設計處理對策研究(2/2)

執行單位：杜風工程顧問有限公司

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
海洋大學簡教授連貴：		
研究團隊期末簡報相當清楚完整，期中報告審查意見大致已有適當回覆，工作項目與內容大致符合要求，資料收集分析豐富，對確保交通結構物位於軟弱地質之穩定安全與災害防治（如選線）有貢獻，研究團隊努力值得肯定。	謝謝指導。	
本研究主要探討臺灣西南沿海地區軟弱地質，對交通結構物（如路堤、基樁）之設計及處理對策，故建議應加強說明現行國內使用規範對軟弱地盤之考量是否足夠？如一般路堤段之沉陷要求（國公局施工技術規範，91 年），若不足本研究建議如何考量？以彰顯本研究之價值與貢獻。	基樁部份已建議於第七章。主要為對橋基選址和設計流程上對液化地盤須進行改良之說明。路堤部分關於國內現行規範考量是否足夠問題，建議另案作探討。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
摘要中說明：國內尚無針對軟弱地盤之...之相關規範或設計手冊，建議應適度改寫以符現況及計畫目標。	謝謝指導，已將摘要做重新修整，摘要已朝計畫目標撰寫，以符合本案之內容。	同意。
期末報告章節目錄，已調整分為軟弱地質分區篇、設計處理對策篇、監測系統篇，很有參考價值，建議將第一章移到軟弱地質分區篇之前，並以總篇說明分篇之考量及內容及本年度之工作重點成果，以利讀者閱讀參考。	謝謝指導，將進行相關之編排工作，以求能使讓讀者輕易閱讀。	同意。
本年度有關研究成果之教育推廣工作部份，若有請納入補充。	本年度教育推廣之相關論文多從本案例中之各部份擷取出來，因此相關之論文可直接參考本案之期末報告。研討會上相關討論亦將納入期末報告中編寫的參考意見。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
圖 3-10 鑽探深度分佈圖之表示方式，並不十分合適，請再考量。	謝謝指導，已經圖名改為「本研究搜集之鑽探鑽掘貫入深度分佈狀況」。	同意。
第四章相關圖層分佈圖之標示範圍有些並不一致（如圖 4-8，4-9，4-16，4-19，4-23，4-24 等），請統一修正。	謝謝指導，已將相關圖面進行修正，以求使用者方便閱讀。	同意。
文中使用地區或縣，如台中地區或台中縣，請統一修正。	謝謝指正，已於文章內進行相關的修改。	同意。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
有關 5.3.6 基礎土壤液化考量，係採用交通部（1995）規範，應評估說明其適宜性，尤其對軟弱地盤交通結構物及相關新規範對液化評估之考量是否納入。	地下水位面在地表下 10m 內之沖積層，且地表面下 20m 以內，通過率為 50% 之粒徑 D_{50} 在 0.02 至 2mm 間之飽和砂土層，須作液化潛能之評估。設計單位可以考量自身需要，採用其他評估方法進行評估之。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
地盤改良工法部份，國內已有相關工程設計與實例手冊可供參考，建議應特別針對交通結構物說明地盤改良工法應用之狀況，及如何選擇改良工法及設計流程？	針對路堤及基樁之設計處理對策，可參考 6.4 及 8.5 節之相關說明。選擇適當之改良工法則請參考 9.2 節說明及 9.4 節常見地盤改良工法之適用性說明。國內常見改良工法設計流程則請參考 9.4 節中之說明。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
監測系統規劃應補充說明交通結構物在面對軟弱地盤時，應如何特別考量其不同階段（如規劃設計、施工及營運等）監測頻率與方式，及監測預警之相關指標，以提供工程規劃與施工各階段之參考。	監測管理值及應變處理在 11.3.4 節已有敘述。	同意。
後續推動工作項目及策略，應列入報告書，以供主管單位參考。	謝謝指正，本文將於最後一章提出往後研究發展的建議。	同意。
國道高速公路局張總工程司弘義： 研究團隊所提期末報告經過多次專家學者及各機關代表審查後，整個報告內容相當完整及豐富，本研究從資料收集→鑽探→研判分析後提出良好的對策，且也研擬標準作業流程，本研究成果非常具價值，建議能分送各工程單位及人員。	謝謝指導，此建議將納入考慮。	同意。
p3-7 頁倒數七行「（ $s < 100\%$ ，但也不考慮負值孔隙水壓）」建議刪除。	謝謝指正，已於文章內改正。	同意。
第八章基樁設計請考慮如原有鑽探孔不夠深時，建議補充鑽探取得足夠地質資料（因鑽孔 20 公尺深對於橋樑基礎基樁設計地質資訊是不足的）。	謝謝建議。將加強說明鑽孔深度之影響。在繪製地質圖時，因考慮使繪圖資料完整性，故將鑽孔繪圖資料限定於 20m 內；實際之工程設計則應考慮到應有的深度。	同意合作研究單位之說明與處理情形。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
本中心朱科長金元：		
本研究依據蒐集到的 3000 多孔鑽探資料，繪製出西南沿海地區重要土壤工程參數之各縣市分佈圖，相當具有參考價值，美中不足的是只針對高鐵通過西南沿海地區鬆軟路段提出預警，但未進一步提出相關建議處理對策，如加強監測，監測項目包括那些，以供相關工程單位參考；另外高速公路及公路局相關重要道路經過西南沿海鬆軟路段有那些，處理對策建議，能否加以補充。	關於主要道路之預警，將新編寫 4.4.4 節中；但因考量到鑽探資料的代表性及可靠度，故提出主要交通路線之預警將僅供參考。若往後有更新鑽探資料時，則要以更新後之地質圖為準。而相關之監測管理值及應變處理則請見 11.3.4 節之說明。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
監測部份，能否針對西南沿海地區重要交通結構物（包括兩條高速公路、高鐵、臺鐵、公路總局的快速道路）通過本研究判斷較鬆軟之路段，提出具體的建議監測項目，以提昇本研究的實際貢獻。	西南沿海的交通結構物包括公路及鐵路，雖然上部結構物外型及使用車輛不同，但是，下部結構物皆為基樁，整體結構物的基礎破壞模式取決於基樁的破壞模式，所以監測系統的設計及配置是相同。但是，在基樁設計階段必須經過試樁的過程，所以在 11.3.1 節加入基樁載重試驗時所須裝置的監測系統及分析回饋設計的圖表。這部分的基樁監測和爾後的施工及營運階段不同，所以，針對施工及營運階段基樁的監測在 11.3.2 及 11.3.3 節來說明。至於路堤工程的監測系統在設計、施工及營運階段，皆是針對破壞模式來配置，都採用相同的系統，只要確認破壞的模式，如何採取正確的修護工法即可定案。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
本研究所建立的西南沿海地區軟弱地質分佈查詢系統，建議於附錄提供操作手冊，並將相關資料、軟體燒錄於光碟附在本報告內，以供各界參考使用。	謝謝指導，將遵照辦理。	同意。
建議報告增加結論與建議的章節，並建議後續相關單位可從事的研究課題。	謝謝指正，本文將於最後一章提出往後研究發展的建議。	同意。
本中心賴研究員聖耀：		
本期末報告內容豐富，值得肯定，其中西南沿海鬆軟地質分佈之分析更是發了很多功夫，除了參考古地圖，以地形變遷推測外，並以 3 千多孔鑽探資料研判，而且詳細分析至各鄉鎮之鬆軟地質厚度，對於該區工程規劃設計提供相當之幫助。	謝謝指導。	

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
有關 p2-18 頁圖 2-6 咖啡色海岸線變遷範圍，應該在海岸線附近或海埔地與原海岸交界處，為何僅在內地部份地區，請說明。	謝謝指導，此部分問題已經修正。相關圖面請參閱圖 2-6。	同意。
p3-18 頁圖 3-11 地下水位深度分佈圖，其中七股溪與曾文溪之間有個區域之地下水位之深度約 10~15 公尺，請說明原因為何？	謝謝指導，此部分問題已經修正。相關圖面請參閱圖 3-11。察看鑽探資料發現相同工程中附近的地下水位相當凌亂，因此以剔除較為可疑的地下水位。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
p6-10，p6-15 請補充說明。	針對既有路堤沉陷問題，需評估其後續的影響，如仍有大量沉陷之虞，建議改採如輕質填方或其他地盤改良工法配合之，如沉陷評估在可接受範圍內，則建議參考表 6-1，進行道路修繕工作。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
應本中心邱主任之要求，希望於西南沿海資料查詢系統中建置液化潛勢查詢，會後提供本土化液化分析流程及相關公式供參考，煩請研究單位將它建置於西南沿海地區地質資料庫查詢系統中。	謝謝指導，將遵照辦理。將撰寫相關分析程式。	同意合作研究單位之處理情形。
主辦單位意見：		
p5-3 頁，5.1.2 節軟弱地盤的判定，報告以黏性土壤 $N < 4$ ，砂性土壤 $N < 10$ 來判定是否為軟弱地層，為何不用本研究 p4-24 頁，4.4 節的多重式鬆軟地盤評估方法。	僅以此為一初步簡便的判斷依據，以利工程人員快速瞭解地盤大致情況，如需詳加考量，建議採 P4-24 頁之評估方法。	同意合作研究單位之說明。
p5-24 頁，eps 厚度之換算部份，計算須挖掘 1.6 公尺才會應力平衡，為何結果只挖掘 0.7 公尺，請加以說明原因，如為避開地下水位，所以僅挖掘 0.7 公尺來設計，至於造成之土壓增加應力會導致壓密沉陷需檢核是否在容許範圍內。	開挖深度改採 0.7m 係因考慮地下水位的影響，避免產生上浮危險，而其造成之土壓增加應力於其後『5.地盤下陷之討論』有加以檢核。相關說明已註明於文中。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
p5-27 頁， $q_a = 5.52C/Fs$ 請補充說明 5.52 係數的由來。	係數 5.52 由： $N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \tan \phi}$ ； $N_c = (N_q - 1) \cot \phi$ 所推得。其中 $\psi = 1.6$ 度，相關說明將於文中補上。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
p5-28 頁，壓密時間之計算部份，請加強說明。	此部分係由於工程假設，需於 90 天達到壓密度 90% 以上，故以 45 天設計來求取排水帶間距。	同意合作研究單位之說明。
p6-3 頁，圖 6-5 不清楚，能否重繪。	謝謝指導，圖 6-5 已經重新繪製	同意。

參與審查人員 及其所提之意見	合作研究單位 處理情形	本所計畫 承辦單位 審查意見
p6-17 頁，表 6-2 各階段不同工法之不同防治目的適用性，其符號表示的意義請補充說明，能否進一步針對西南沿海地質特性，各工法對不同防治目的的適用性分佳、普通、不適用來建議。 p7-22 頁，群樁垂直支承力的計算說明部份，第(4)項有誤請更正。	謝謝指正，已將表格做修正。P7-22 頁第四項之說明缺失已更正。	同意合作研究單位之處理情形。
p7-33 頁，基樁之垂直承載力檢核計算，在計算單樁極限承載力部份，部份樁位於黏土層，其磨擦阻力的計算可以以貫入試驗值 N 推估嗎？如果有誤請更正。	謝謝指導。已修正如更正資料。	同意合作研究單位之處理情形。
p7-34 頁，假設 $\xi=0.6$ ，請補充說明，因為 p7-23 頁 ξ 只有 0.5 與 0.67 的值，為何假設 0.6，另外， C_p 採用 0.03，為何不是 0.02(緊密砂土)，也請釐清。	該項假設係因為不易判定樁身阻力之分佈性故取平均值， $\xi=0.6$ 係為 0.5 與 0.67 的平均值取四捨五入結果。同理， C_p 採 0.03 係假設中等密度砂土，採平均值進行計算。相關說明已註明於文中。	同意合作研究單位之說明與處理情形。
p9-54 頁，圖 9-25 請放大。	謝謝指導，遵照辦理。	
主席裁示		
期末報告各審查委員之審查意見，請列入期末定稿報告書內修正。	遵照辦理。	同意。
期末報告審查意見，請研究單位儘速將處理情形函覆本中心。	遵照辦理。	同意。
請研究單位依合約規定於一個月內完成期末報告定稿之提送，報告格式請依照本所出版品格式規定調整。	遵照辦理。	同意。
期末報告審查經全體審查委員同意通過。	謝謝指導。	

附錄 C 地質資料庫使用說明

本文目的在於說明本案開發之地質資料庫的理論、用途、操作、限制，以提升本資料庫之使用性，增加使用價值。本資料庫係利用電腦進行空間資料的建立、存取、輸出及展示，透過電腦的應用使鑽探資料可做更廣泛的應用。

本案之地質資料庫係利用 Surfer 繪圖軟體中附加 Scripter 程式，撰寫繪圖控制程式。本程式除達成地質資料庫之使用需求外，另外主要目的在於鑽孔資料有更新時，能重新啟動相關計算及繪圖動作的功能；整合新舊鑽探資料，期盼修正舊有之相關地質圖面，使舊有之鑽探資料增大實用性。

C.1 軟體說明

C.1.1 前言

本案之地質資料庫系統寫作係利用 Surfer8 繪圖軟體中附加的 Scripter 的程式，撰寫資料庫的繪圖控制程式；因此軟體相關資訊可參考 Surfer 使用手冊。

Surfer 是以網格為計算基礎來顯示等高線圖及立體圖之地形分析軟體。利用數值化之地形空間資料（即 XY 座標及高程資料），利用內差方法，將資料規則化，顯示出等高線及立體圖，此外亦可藉由圖形套疊的功能，將規劃區之道路，水系...等圖檔疊在等高線或立體圖上。（國立中興大學水土保持系環境復育研究室網頁，http://water.nchu.edu.tw/main/ler_ebook/Surfer/Surfer.htm）

C.1.2 Surfer 檔案型態

1.資料檔(data files)：

資料檔係用來產生網格檔，其檔案的內容包含 X，Y 座標值及 Z 值，Z 值可以是高程、濃度或其他值。Surfer 可以讀的檔包含 ASCII 檔(*.dat)、微軟公司出版的試算表(Excel 檔,*.xls)、或 Lotus 檔(*.wk1 或*.wks)。

2.網格檔(grid files)：

網格檔係將空間資料予以規則化，即以內插方法將 X, Y 座標資料以等間距格式表式，可用來產生等高線圖或立體圖，並藉以計算土方、殘土以及用來切邊界、畫縱斷面圖。在 Surfer 中網格檔存成.grd 型態。

上述中之 grd 檔，有其規定之儲存格式；相關格式說明可上網尋找相關格式說明。若需查詢 grd 檔之相關資料可自原廠 Golden Software 網頁上(<http://www.goldensoftware.com/>)下載相關程式。

3.邊界檔(boundary files)：

邊界檔可用來做圖形套疊，如邊界、道路、水系之套疊。邊界檔可以是向量檔，如 Autocad 中之.dxf 檔，或圖形檔.bmp。

4.基本設定檔(default setting .SET)

在 Surfer 中可以做一些基本操作之設定，存成.set 檔，以免去一些重複的操作，達到事半功倍的效果。

5.Surfer 格式[.srf]檔

在 Surfer 中所畫之等高線圖及立體圖，經過適當修飾排版後，可存成.srf 檔，往後若有需要可直接由檔案叫出，不必再重新編排圖形。

C.1.3 空間分析法說明

地形的連續特性與地幅廣闊，往往常常無法做密集完整的調查；沒有空間插值法很難以有限的資料點來得知完整的地質資料，而 surfer 所提供的空間分析法有：(1)Inverse Distance, (2)Kriging, (3)Minimum Curvature, (4)Polynomial Regression, (5)Triangulation, (6)Nearest Neighbor, (7)Shepard's Method, (8)Radial Basis Functions, (9)Natural Neighbor, (10)Moving Average, (11)Local Polynomial，共 11 種之數值方法。每種數值方法之適用特性並不相同，本案之地質資料庫係利用一般地質學常用的 Kriging 法，該法之特點請參閱下段說明：

Kriging (克利金) 插值法又稱空間自協方差最佳插值法，它是以法國人 D. G. Krige 名字命名的內插法。Kriging 法廣泛地應用於地下水模擬、土壤分佈圖等領域，為最常利用之地質統計網格化方法。根據楊進雄等(2003)的研究發現，Kriging 法首先考慮的是空間屬性在

空間位置上的變異分佈，確定對一個待插點值有影響的距離範圍，然後用此範圍內的採樣點來估計待插點的屬性值。

該方法在數學上可對所研究的對象提供一種最佳線性無偏估計（某點處的確定值）的方法。它是考慮了樣本的形狀、大小及與待估計區塊相互間的空間位置等幾何特徵以及空間結構之後，為達到線性最小估計方差，而對每一個樣本賦與一定的係數，最後進行加權平均來估計區塊的方法，它是一種平滑的內插方法，在資料點多時其內插的結果可信度較高。其餘之特點與各方法之比較，請參考相關之文獻，在此不在贅述。

C.2 地質圖之製作

C.2.1 製作流程及準備資料

本案之各類地層圖製作流程請參閱圖 C.1-1。本案之資料庫在繪圖前主要需要 3 類資料：(1)欲繪圖插值分析的輸出資料（如： N_{min} 、 E 值等參數檔(*.txt)）、(2)本案地圖邊界資料（台灣西南邊界.blm）(3)相關套疊地圖底圖（如；台灣西南-縣市.dxf）(4)繪製地質圖時使用的等值曲線設定檔(*.lvl)。

由於 Surfer 支援圖層功能，因此繪製地層圖時，需要將圖層的上下順序修正完畢。例如：地圖資料（向量圖）需置於圖面的上層，地質圖需置於下層；如此方能呈現完整的地質圖資料。

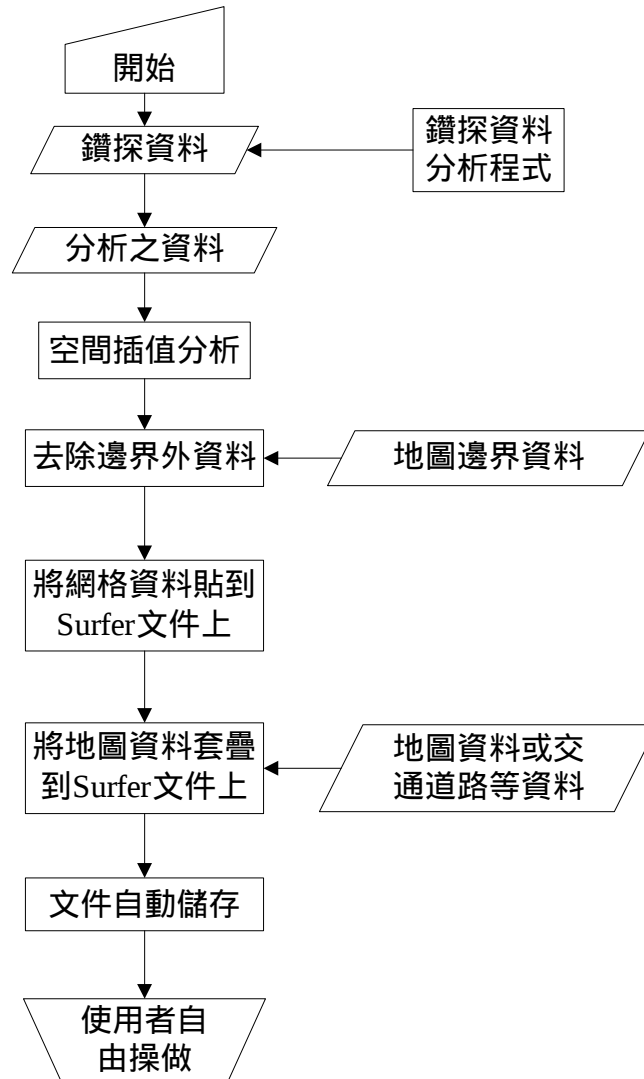


圖 C.2-1 地層圖之製作流程圖

C.2.2 執行軟體說明

本研究之地質圖建立主要可分為兩大部分：(1)鑽探資料的計算分析：包括鑽探資料的擷取、分析計算與格式化的輸出；(2)鑽探資料的繪圖表現：將第(1)部分的資料進行空間插值分析、繪圖及套疊地圖資料，將鑽探資料做系統整合及具體圖示展現。

1. 鑽探資料的計算分析

由於鑽探資料內有大批試驗資料（SPT-N 值、含水量、密度等），繪圖前將相關資料做有系統且統一格式化輸出，便成了相當重要的事。利用人力分析多筆鑽探資料，常易有錯誤發生且不易自知，因此，

鑽探資料分析的部分必須仰賴程式來做輔助分析。

本案之鑽探資料分析係利用 Visual Fortran 6.6a 版之編譯器來撰寫資料擷取程式，程式編譯如圖 4-27 所示，程式之處理流程則參閱 3.3 節中的說明。

2. 鑽探資料的繪圖

本研究之地層分佈圖繪製係利用 Surfer 軟體，繪圖時需要的資料為空間的 X、Y、Z 三維座標資料，鑽探分析資料輸出就以鑽探的經緯座標(X、Y)及欲分析繪製之工程參數(Z)為輸出格式。

因鑽探資料繪圖是利用 Surfer 軟體，因此進行自動化繪圖時需要仰賴 Surfer 軟體所提供的支援。而 Surfer 軟體內建 Surfer Scripter 的功能，提供了繪圖時需要的指令，且該語法類似 Visual Basic (操作情形參閱圖 C.2-2)，操作上較貼近於一般程式語言。吾人可將繪圖的流程順序及相關參數設定完成後，即可進行自動化繪圖功能。

最後，配合地圖資料，Surfer 尚能進行與疊圖的功能，使繪製之地層分佈圖具有參考座標，大幅增加地質圖的使用性。

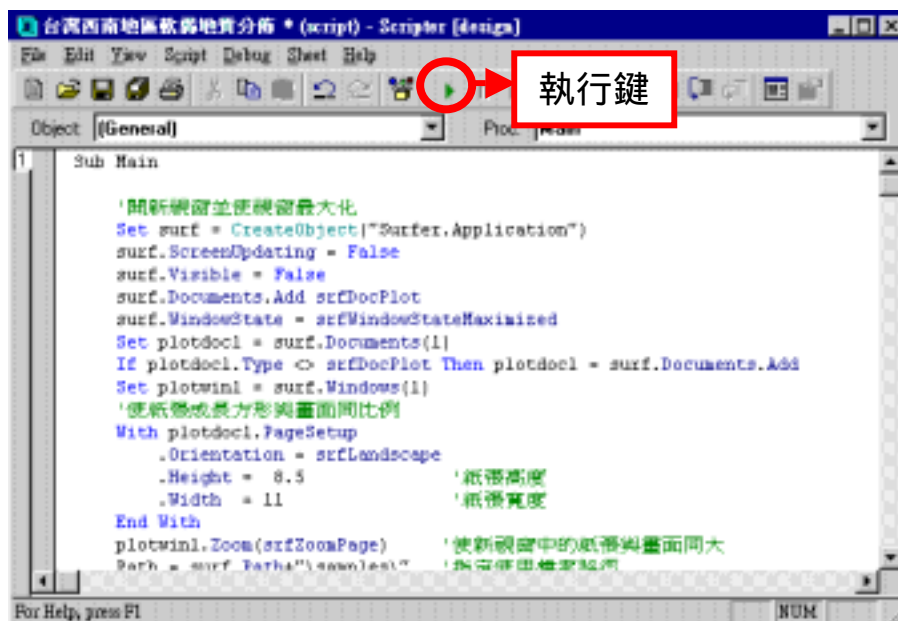


圖 C.2-2 鑽孔資料繪圖程式

C.3 地質資料庫使用

C.3.1 地質分析使用步驟

地質分析系統使用步驟如下操作流程圖可參考圖 C.3-1：

- (1) Surfer8 軟體採用預設路徑安裝，並於安裝完成後將相關資料放置到 C:\Program Files\Golden Software\Surfer8\Samples 資料夾中。
- (2) 開啟 Scripter.exe（路徑：C:\Program Files\Golden Software\Surfer8\Scripter\Scripter.exe），並載入「台灣西南地區軟弱地質分佈.BAS」（路徑：C:\Program Files\Golden Software\Surfer8\Sample）。。
- (3) 按 F5 執行程式。
- (4) 程式會依序詢問使用者下列問題：(a) 儲存檔案名稱（參閱圖 C.3-2）。(b) 詢問鑽探資料是否更新計算，（參閱圖 C.3-3）；若沒有繪圖資料資料，建議選取最上面的選項。(c) 若選擇資料更新時，圖 C.3-4 為擷取鑽探資料的計算過程，圖 C.3-5 為擷取資料完畢；當資料「計算完畢」時，則需按下圖 C.3-6 讓繪圖程式繼續執行。
- (5) 選擇需要輸出的地質圖面（圖 C.3-7），共有四種選擇：(a) 選擇「土壤工程參數」，接續畫面請見圖 C.3-8，共有 12 種工程參數可供輸出，輸出結果可參考本案期末報告之 3.5 節及 4.5 節之相關圖面。(b) 選擇「Neq 值」，選擇完成後即刻進行繪圖，其中包括修正與未修正 N 值計算及 N_{Parry} 與 N_{Sch} 之 2 種等值計算方式，相關計算方法參閱本案期末報告之 4.2 節說明。(c) 選擇「N 值隨深度展示」，接續畫面請見圖 C.3-9，將前 20 公尺中，每隔 5 公尺取一次值計算，中包括修正與未修正 N 值計算及 N_{Parry} 與 N_{Sch} 之 2 種等值計算方式，相關計算結果可參考閱本案期末報告之 4.3.1 節說明。(d) 選擇「前 20m 鑽探資料」，接續畫面請見圖 C.3-9，依土壤種類及狀況繪出 N_{min} 值、最軟弱土壤深度、最大含水量、鬆軟土壤厚度。選完之後開始繪圖。

(6)繪圖程式完成時會自動存檔，儲存檔案名稱如上述步驟(4)中的(a)選項所輸入之名稱。

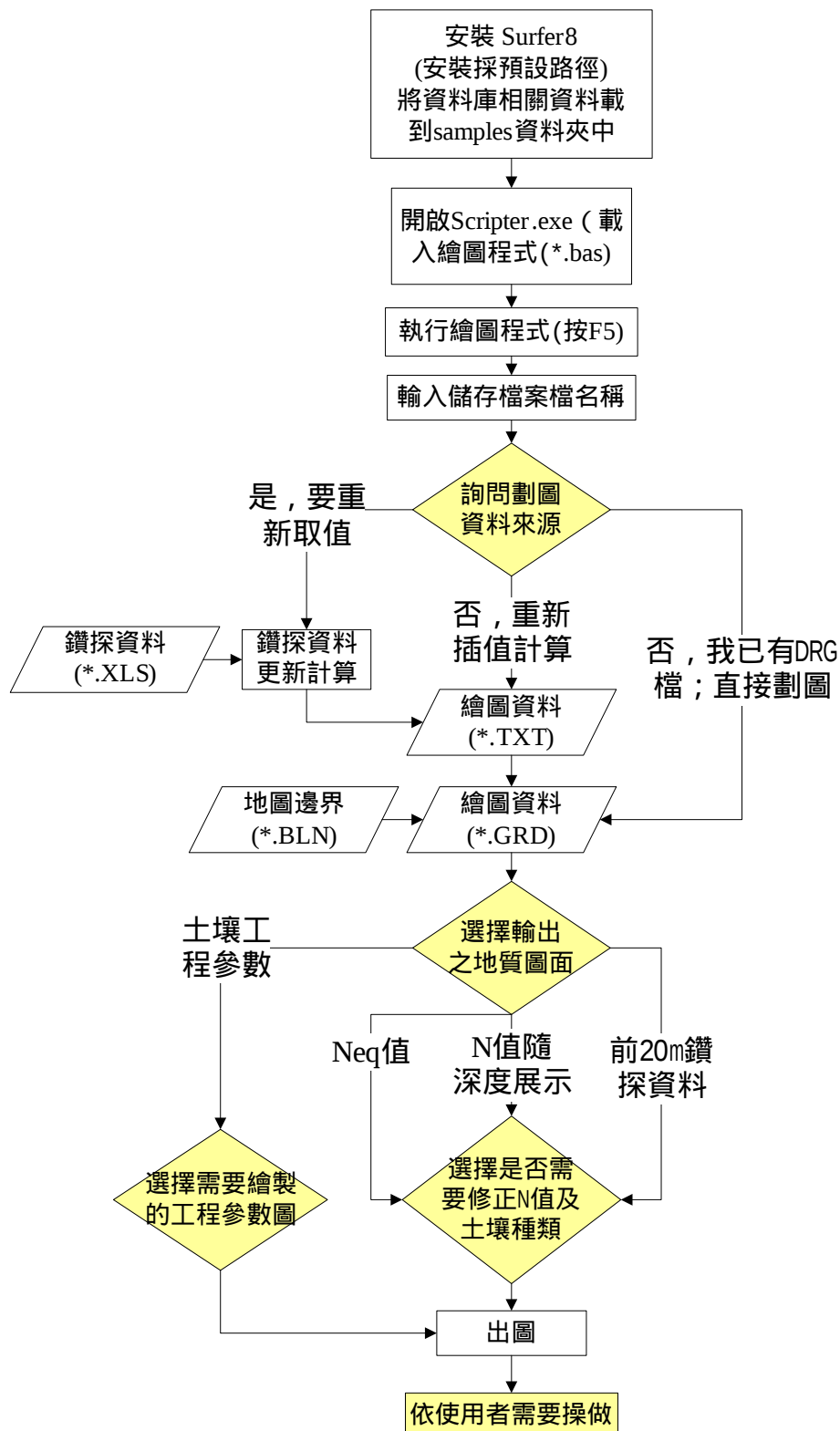


圖 C.3-1 地質資料庫操作流程圖

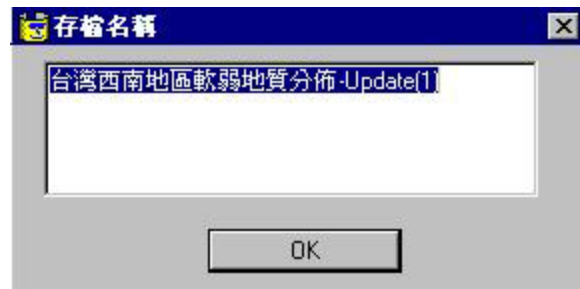


圖 C.3-2 詢問儲存檔案名稱

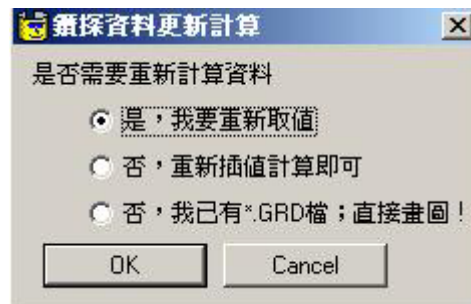


圖 C.3-3 詢問鑽探資料是否更新計算

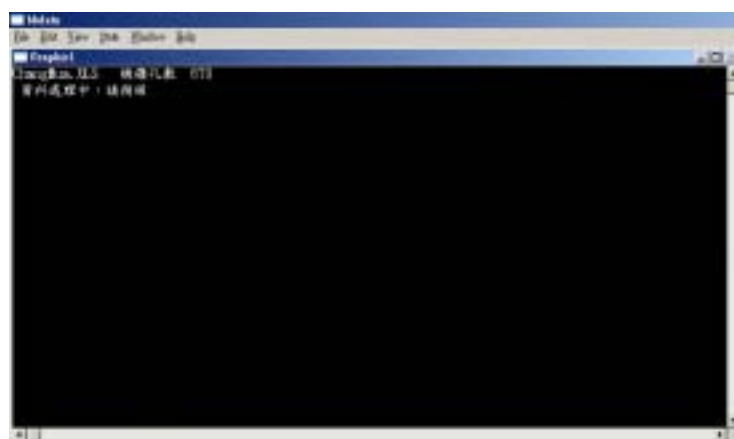


圖 C.3-4 鑽探資料更新計算中

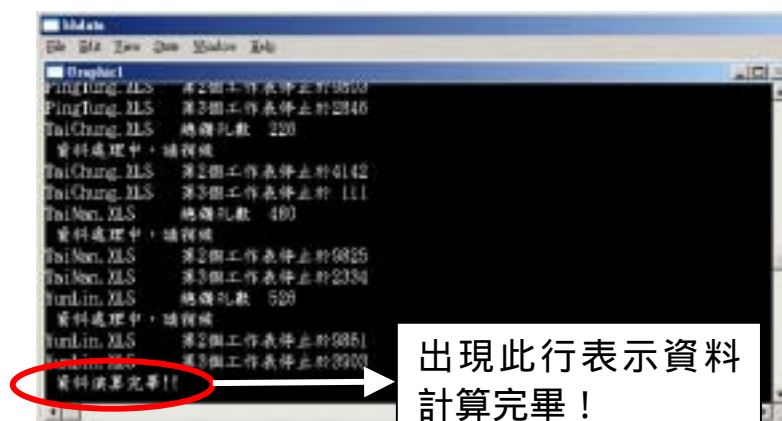


圖 C.3-5 鑽探資料更新計算完成



圖 C.3-6 鑽探資料更新計算結束控制

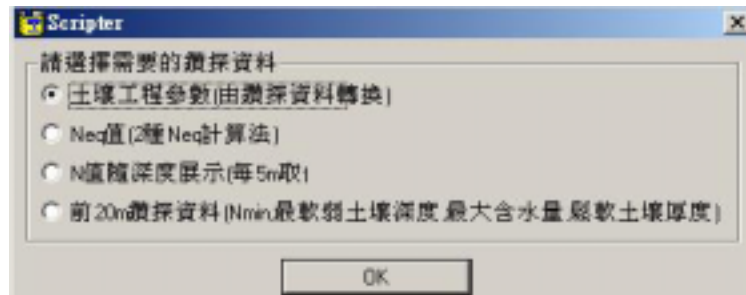


圖 C.3-7 鑽探資料更新計算



圖 C.3-8 選擇土壤工程參數圖 圖 C.3-9 選擇土壤狀態及土壤種類圖

C.3.2 地質資訊系統使用

依 B.3.1 節中之步驟，將存檔之檔案重新開啟後可得圖 C.3-10。以下將分為使用上的兩大目標說明。

1. 圖面系統操作

圖面系統操作主要在於控制圖面的輸出效果；依使用者的需要可做不同的調整。系統圖面操作介面(參考圖 C.3-10)可分為四大部分：
(1)圖層開關：控制圖層是否開啟，使用者可依照需要開關圖層；原則上「地質圖」只開一張，「地圖」可依需要開啟。(2)圖面控制鍵：

可供使用者自由放大或縮小圖面。(3)地圖名稱及地質資料名稱：為輸入檔的檔案名稱，以供使用者方便判讀目前所使用的資料。

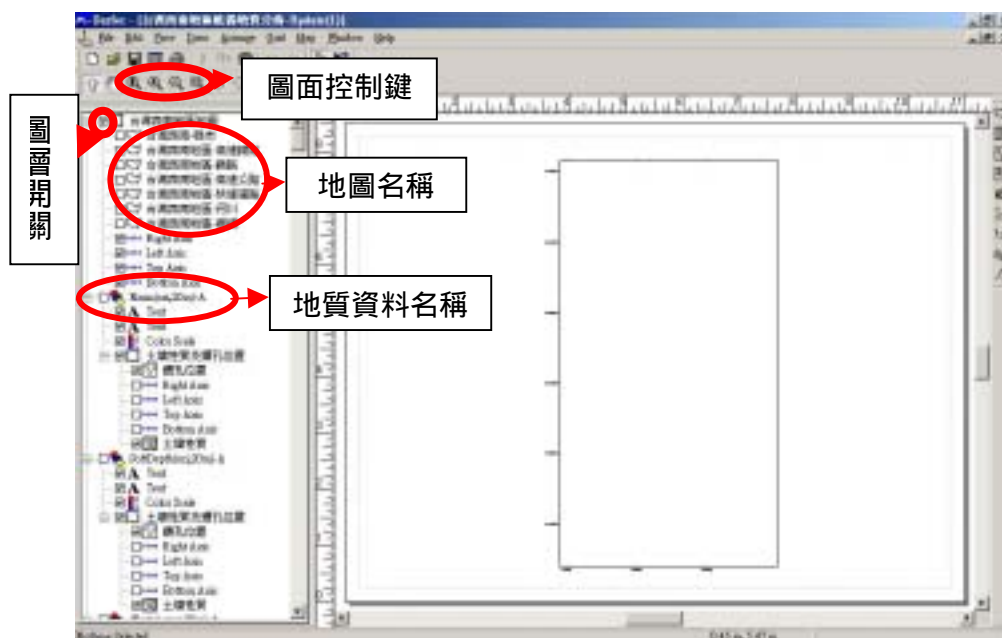


圖 C.3-10 地質分析系統初始所儲存之資料

2.座標查詢

座標查詢為本年度的重點；本研究利用 Surfer 附有之座標查詢係來使用，其步驟如後：(1)在左邊選單的「台灣西南地區地圖」上按滑鼠右鍵，選取「Digitize」(參考圖 C.3-11)。(2)觀察圖面的右下角處，顯示之數據即為滑鼠在地圖上的座標。

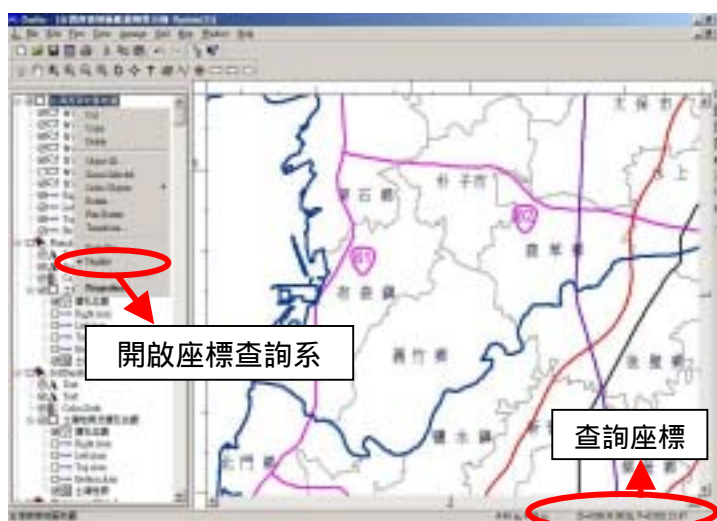
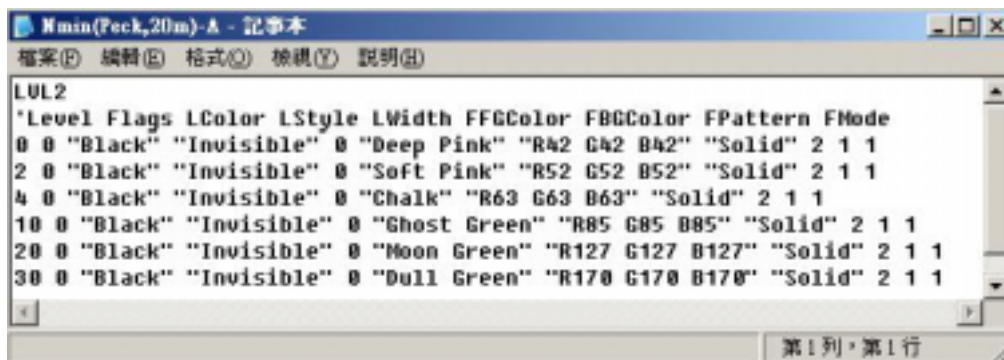


圖 C.3-11 地質分析系統之座標查詢系統

3.更改等值曲線間距

更改等值曲線間距亦為本年度的重點。欲更改等值曲線間距有以下二種方法：(1)程式外部更改（LVL 檔，參考圖 C.3-12(a)）：在程式繪圖時，等值曲線的間距及填滿的控制選項即是利用 LVL 來控制間距及顏色。在進行繪圖前，利用記事本程式開啟並編輯 LVL 檔，可以直接修整等值曲線的上下限及顏色等參數。(2)程式內部更改（Contour Map-Properties 選單下，在圖 C.3-12(b)中可以直接在程式內部修改設定，或是儲存、載入其他類似之 LVL 檔的設定。



(a)程式外部（LVL 檔）

圖 C.3-12 地質分析系統之更改等值曲線間距



(b)程式內部（Contour Map-Properties 選單下）

圖 C.3-12 地質分析系統之更改等值曲線間距（續）

C.3.3 鑽探資料更新及繪圖

1.地質圖繪製原理

本研究案較第一年度研究案多考慮資料更新及資料更新後的自動化繪圖；本段即為交代當鑽探資料更新時，地質圖重新繪製的過程。本研究係利用 Surfer 軟體進行空間插值及繪圖，因此資料更新的流程需配合軟體的操作程序（參閱圖 C.3-1）。Surfer 的空間插值計算，係將一群散佈於空間中的資料點進行插值分析後，以網格式的資料分佈儲存。若在原資料點中新增加資料時，則該筆資料將會影響附近的插值結果；因此，若有新增加資料時，則須要重新插值計算。

2.鑽探資料更新

本研究之鑽探資料係利用 Microsoft 的試算表(Excel)格式儲存，因此有更新資料時必須要以上述之程式（或相容之程式）執行資料增減等編輯；其輸入的格式請參考本案期末報告之 3.1 節之說明。新增之鑽探資料可列於現有資料的最末端，將鑽探資料按格式輸入後即可進行分析。

新增之鑽探資料格式除需注意輸入格式外另有以下幾點需注意：

- (1)同筆資料必須位於同一工作表(sheet)
- (2)鑽探基本資料位於工作表 1(sheet1)；鑽探試驗資料為於工作表 2,3(sheet2, sheet3)。
- (3)鑽探試驗工作表之最大儲存欄位，不得大於 9999 列（超過此列的資料不計），同一孔鑽探資料不得跨越工作表。

3.新增資料之重新繪圖

新增資料後重新繪圖，可參考 C.3.1 節中所作之說明。