

國立交通大學
土木工程研究所
碩士論文

以經驗方法評估潛盾隧道施工遭遇卵礫
石地盤引致之地表沉陷

An Empirical Estimation of Ground Settlement
due to Shield Tunneling in Gravelly Soil



研究生：林卓民
指導教授：方永壽 博士

中華民國九十九年七月

以經驗方法評估潛盾隧道施工遭遇卵礫
石地盤引致之地表沉陷

**An Empirical Estimation of Ground Settlement
due to Shield Tunneling in Gravelly Soil**

研究生：林卓民 Student：Chuo-Ming Lin
指導教授：方永壽 博士 Advisor：Dr. Yung-Show Fang

國立交通大學
土木工程研究所



Submitted to the Department of Civil Engineering
College of Engineering
National Chiao Tung University
in Partial Fulfillment of the Requirements
for the Degree of
Master of Engineering
in
Civil Engineering
July 2010

Hsinchu, Taiwan, Republic of China

中華民國九十九年七月

以經驗方法評估潛盾隧道施工遭遇卵礫石地盤 引致之地表沉陷

研究生：林卓民

指導教授：方永壽 博士

國立交通大學土木工程研究所

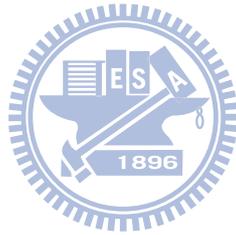
摘要

根據現地監測資料，本研究探討潛盾隧道施工國內外遭遇卵礫石地盤造成之地表沉陷歷時曲線及地表沉陷槽。本研究探討利用雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線之適用性。本研究探討潛盾隧道於卵礫石地盤施工引致之地表沉陷槽寬度 i 值及最大地表沉陷量 S_{max} ，並獲得以下各項結論。

1. 桃園國際機場聯外捷運系統 CU02A 標；潛盾隧道施工遭遇地層之卵石含量為 55%，礫石含量為 30%，砂之含量為 11%，粉土及黏土含量為 4%，此地盤含量最多的是卵石，其餘為礫石土壤，故此土層稱為卵礫石土壤 (Cobble and Gravelly Soil)。
2. 大部分地表沉陷在潛盾機首通過後 10 天至 30 天內完成。潛盾隧道施工引致隧道中心線上方之地表沉陷歷時曲線，可以使用雙曲線關係加以模擬。
3. 潛盾隧道施工所產生之沉陷縱剖面可分為六個階段，分別為：(1)先行沉陷、(2)開挖面到達前擠壓隆起、(3)開挖面前地盤損失、(4)盾身通過造成之沉陷、(5)盾隙閉合沉陷、及(6)後續沉陷。
4. 地表沉陷槽可使用常態分佈曲線模擬。隧道中心線深度愈深，潛盾隧道造成之地表沉陷槽寬度則愈寬。在地下水位以下之卵礫石土層開挖潛盾隧道引致之沉陷寬度，較於砂土層及黏土層開挖隧道造成之沉陷槽為寬。
5. 地表最大沉陷量 S_{max} 範圍僅 2.8~9.0 mm，明顯小於砂土及黏土層造成之最大沉陷範圍，推測其原因，由於卵礫石地層勁度模數大、剪力强度高，及

自立性高，因此潛盾機掘進時造成地表沉陷 S_{max} 比於其它土層造成者小。

關鍵詞：潛盾隧道、卵礫石層、最大沉陷量、沉陷歷時曲線、地表沉陷槽



An Empirical Estimation of Ground Settlement due to Shield Tunneling in Gravelly Soil

Student : Chuo-Ming Lin

Advisor : Dr. Yung-Show Fang

Institute of Civil Engineering
National Chiao Tung University

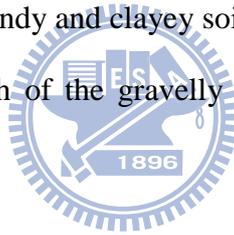
ABSTRACT

In this thesis, an empirical method is proposed to estimate the ground settlement due to shield tunneling in gravelly soil. Surface settlement data monitored in the field are collected during the construction of shield tunnels in gravelly soil. Based on the field data, the hyperbolic model is proposed to simulate the settlement-time relationship due to shield tunneling. Base on the field data, this study analyzes the settlement trough width parameter i and maximum surface settlement S_{max} as a function of tunnel depth Z and tunnel radius R . Base on this study, the following conclusions can be made for shield tunneling in gravelly soil.

1. For the Taoyuan International Airport Access MRT System Case, the grain size analysis indicates the soils to be excavated contained 55% cobble, 30% gravel, 11% sand, and 4% of silt and clay. So the ground to be driven is called cobble and gravelly soil.
2. The settlement-time relationship induced by shield tunneling in gravelly soils can be described with the hyperbolic model. Field data indicates the maximum surface settlement S_{max} was reached in 10 days to 30 days after the passage of

the tunnel face.

3. Based on the longitudinal settlement profile, the ground settlement due to shield tunneling can be separated into six stage; namely: preceding settlement; face-pushing heaving; face loss settlement; shield passage settlement; tail-void closure settlement and succeeding settlement.
4. The surface settlement trough can be approximated by the normal distribution curve suggested by Peck. Field data indicates the settlement-trough width increases with the increasing tunnel depth. The width of settlement trough in gravelly soil is wider than that in sandy and clayey soils.
5. In gravelly soil, the maximum surface settlement S_{max} measured above the center of the tunnel was only 2.8 to 9.0 mm. This value was much smaller than the S_{max} due tunneling in sandy and clayey soils. This is probably because of the stiffness and shear strength of the gravelly soil is much higher than that for sandy and clayey soils.



Keywords:empirical method, field measurement, gravelly soil, settlement, shield tunneling.

誌謝

本論文得以完成，首先要感謝吾師 方永壽博士平日悉心教導。無論在研究方向、治學態度、或待人處事上，均給予緒多的指導與關懷。在恩師的殷切指導與協助下，本論文才得以順利完成，在此致上萬分的謝意與由衷的感激。同時並感謝潘以文老師、廖志中老師、黃安斌老師、單信瑜老師及林志平老師於在學期間所給予之指導及協助。

在論文撰寫過程中，感謝台灣世曦工程顧問股份有限公司、中興工程顧問股份有限公司、介興/清水營造工程股份有限公司、榮工/奧村營造股份有限公司與德克皇工程科技顧問股份有限公司，熱心提供相關施工及監測資料，使本研究能夠順利進行，特此一併致謝。

口試期間，承蒙國立中央大學張惠文教授與國立台灣大學林美聆教授給予諸多寶貴的建議與指正，使論文更加完整，在此致上最深的謝意。

研究期間，感謝同學陳威廷、徐育芬平日的諸多幫忙與加油打氣，共同奮戰到最後一刻。以及同門學弟黃亭淵、黃閔邑及陳冠宇的熱心協助，在此一併致上萬分的謝意。

最後，感謝我親愛的父母、家人和所有關心我的朋友，感謝你們一路上的支持，願將此份榮耀與喜悅與你們一起分享。

目錄

摘要.....	I
誌謝.....	V
目錄.....	VI
表目錄.....	X
圖目錄.....	XI
符號說明.....	XIV
第一章 緒論.....	1
1.1 前言.....	1
1.2 研究動機與目的.....	2
1.3 論文組織.....	3
第二章 文獻回顧.....	5
2.1 卵礫石土壤之工程特性.....	5
2.2 潛盾隧道工法之沿革.....	6
2.3 潛盾隧道工法施工原理.....	7
2.4 潛盾機型式.....	8
2.5 潛盾隧道施工引致地盤沉陷之原因.....	9
2.5.1 盾尾間隙閉合.....	9
2.5.2 襯砌變形.....	10
2.5.3 潛盾機蛇行或超挖.....	10
2.5.4 開挖面應力的改變.....	10
2.5.5 地下水位變化.....	11
2.6 地表沉陷歷時曲線.....	11
2.6.1 沉陷對數時間模式.....	12

2.6.2	雙曲線模式.....	12
2.7	單一隧道施工引致之地盤變位.....	13
2.7.1	沉陷槽寬度估算.....	14
2.7.2	最大沉陷量估算.....	16
2.7.3	預估沉陷槽.....	18
第三章	台灣電力公司 161 kV 電纜線路洞道工程案例.....	20
3.1	工程概況.....	20
3.2	地質概況.....	20
3.3	卵礫石地盤潛盾施工.....	21
3.4	切刀轉盤磨損.....	21
3.5	監測計畫.....	22
第四章	桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程案例.....	23
4.1	工程概況.....	23
4.2	地質概況.....	24
4.3	大口徑鑽孔地質調查.....	24
4.4	遭遇卵礫石潛盾機之設計考量.....	25
4.4.1	切刀盤開口及限制.....	25
4.4.2	切刀盤之切刀配置.....	26
4.5	灌漿改良潛盾機上方地盤.....	26
4.6	切刀轉盤磨損.....	27
4.7	監測計畫.....	27
第五章	地表沉陷歷時曲線與雙曲線模式.....	28
5.1	雙曲線模式介紹.....	28
5.1.1	決定雙曲線參數 a 及 b.....	29
5.1.2	參數 1/a 之物理意義.....	30

5.1.3	參數 $1/b$ 之物理意義	31
5.2	以雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線.....	31
5.3	地表初始沉陷速率 $1/a$ 探討.....	32
5.4	地表最終沉陷量 $S_{max}=1/b$ 探討	33
5.5	地表沉陷歷時曲線的限制性.....	33
第六章	地表沉陷縱剖面與雙曲線模式.....	35
6.1	地表沉陷縱剖面.....	35
6.2	雙曲線模式介紹.....	36
6.2.1	決定雙曲線參數 a 及 b	36
6.2.2	參數 $1/a$ 之物理意義.....	37
6.2.3	參數 $1/b$ 之物理意義	38
6.3	以雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面.....	38
6.4	卵礫石地層地表初始斜率探討.....	39
6.5	卵礫石地層地表最終沉陷量探討.....	40
第七章	潛盾隧道於卵礫石地層施工造成之地表沉陷槽.....	41
7.1	常態分佈沉陷槽理論.....	41
7.1.1	例題說明如何決定 i 與 S_{max}	42
7.2	以常態分佈理論模擬現地監測沉陷資料.....	43
7.3	沉陷槽寬度參數 i	45
7.4	隧道中心上方地表最大沉陷量 S_{max}	46
7.5	以經驗方法評估地表沉陷.....	47
7.5.1	分析評估案例.....	47
7.5.2	經驗法估算沉陷槽與監測沉陷槽之比較.....	48
7.6	經驗評估方法的優點與限制.....	50
第八章	結論與建議.....	52

8.1 結論.....	52
8.2 建議.....	54
參考文獻.....	55
表.....	66
圖.....	82



表目錄

表 2-1 潛盾機之分類與特性	66
表 2-2 土壤粒徑分佈與潛盾機適用範圍	67
表 2-3 潛盾機型式與適用土質、輔助工法之關係	68
表 2-4 雙曲線參數 a 值建議表	69
表 2-5 雙曲線參數 b 值建議表	70
表 2-6 沉陷槽寬徑比 ($i/2R$) 與隧道深徑比 ($Z_0/2R$) 關係之 k 、 n 值	70
表 5-1 潛盾隧道於卵礫石層開挖引致地表沉陷歷時曲線之案例	72
表 6-1 於卵礫石層開挖潛盾隧道引致地表沉陷縱剖面之案例	74
表 7-1 土壓平衡式潛盾機於卵礫石層開挖隧道引致地表沉陷槽	76
表 7-2 土壓平衡式潛盾機於卵礫石層開挖隧道引致最大沉陷量	78
表 7-3 土壓平衡式潛盾機於砂土層開挖隧道引致最大沉陷量	80
表 7-4 土壓平衡式潛盾機於黏土層開挖隧道引致最大沉陷量	81

圖目錄

圖 1-1 潛盾機掘進所引致之沉陷歷時曲線	82
圖 1-2 不同土層沉陷槽寬度與隧道深度之無因次關係	83
圖 2-1 桃園國際機場 CU02A 標潛盾隧道施工遭遇地層之粒徑分佈曲線	84
圖 2-2 雙圓潛盾工法採用之土壓平衡式潛盾機	85
圖 2-3 潛盾施工作業循環示意圖	86
圖 2-4 開放式潛盾機	87
圖 2-5 擠壓式潛盾機	88
圖 2-6 土壓平衡式潛盾機	89
圖 2-7 加泥土壓平衡式潛盾機	90
圖 2-8 泥水式潛盾機	91
圖 2-9 土壤粒徑分佈與潛盾機適用範圍	92
圖 2-10 潛盾隧道施工導致地表沉陷歷時曲線	93
圖 2-11 現地沉陷歷時曲線推求雙曲線參數 a 及 b	93
圖 2-12 以誤差函數曲線模擬地表沉陷槽	94
圖 2-13 不同土層沉陷槽寬度與隧道深度之無因次關係	95
圖 2-14 β 角與沉陷槽寬度之關係	96
圖 2-15 沉陷槽寬徑比 ($i/2R$) 與隧道深徑比 ($Z_0/2R$) 之關係	97
圖 2-16 深徑比與地表最大沉陷量之關係	98
圖 2-17 不同土層沉陷槽寬度與隧道深度之無因次關係	99
圖 2-18 Peck-Fujita 經驗方法預測潛盾隧道施工引致之地表沉陷槽分析範例 ...	100
圖 3-1 台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程路線平面圖	101
圖 3-2 台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程地質剖面圖	102
圖 3-3 竹工超高壓變電所潛盾隧道採用之加泥式土壓平衡潛盾機	103

圖 3-4 潛盾機到達#6A 直井破鏡出土狀況	104
圖 3-5 潛盾機切刀轉盤磨損情況	104
圖 3-6 潛盾機切刀磨損情況	105
圖 3-7 β 監測斷面 2A-1 佈設圖	106
圖 4+1 桃園國際機場聯外捷運系統路線平面圖	107
圖 4-2 桃園國際機場捷運 CU02A 標潛盾工程路線平面圖	108
圖 4-3 桃園國際機場捷運 CU02A 標潛盾工程地質剖面圖	109
圖 4-4 現場大口徑鑽孔地質調查情形	110
圖 4-5 LBS-1 及 LBS-2 調查孔取得卵礫石粒徑分佈曲線	111
圖 4-6 桃園國際機場捷運 CU02A 標潛盾隧道施工採用之泥土壓潛盾機	112
圖 4-7 桃園國際機場捷運 CU02A 標潛盾工程採用之鋼筋混凝土環片	113
圖 4-8 潛盾機切刀轉盤結構示意圖	114
圖 4-9 潛盾機切刀轉盤各切刀形狀與配置圖	115
圖 4-10 切刀轉盤切刀切削地盤順序示意圖	116
圖 4-11 機上灌漿示意圖	117
圖 4-12 1 號潛盾機出土時切刀轉盤磨損情形	118
圖 4-13 監測斷面 MC-A-03 佈設圖	119
圖 5-1 單一潛盾隧道施工造成之隧道中心線上方地表沉陷示意圖	120
圖 5-2 地表沉陷歷時曲線雙曲線參數	121
圖 5-3 雙曲線參數 a、b 之物理意義	122
圖 5-4 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線	123
圖 5-5 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線	124
圖 5-6 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線	125
圖 6-1 潛盾機掘進所引致之地盤變位之各階段	126
圖 6-2 單一潛盾隧道施工造成之隧道中心線上方地表沉陷曲線示意圖	127

圖 6-3 現地沉陷縱剖面推求雙曲線參數 a 及 b	128
圖 6-4 地表沉陷縱剖面雙曲線參數	129
圖 6-5 雙曲線參數 a、b 之物理意義	130
圖 6-6 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面	131
圖 6-7 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面	132
圖 6-8 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面	133
圖 7-1 潛盾隧道施工引致之地表沉陷	134
圖 7-2 地表沉陷槽之 i 及 S_{max} 參數	135
圖 7-3 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽	136
圖 7-4 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽	136
圖 7-5 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽	137
圖 7-6 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽	138
圖 7-7 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽	139
圖 7-8 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽	140
圖 7-9 潛盾隧道施工造成沉陷槽寬度參數 i 與隧道深度 Z_0 之無因次關係	141
圖 7-10 深徑比與地表最大沉陷量之關係	142
圖 7-11 以經驗方法預估地表沉陷槽分析案例	143
圖 7-12 東京臨海副都心線地表沉陷槽與監測沉陷槽比較	144
圖 7-13 北京地鐵四號線地表沉陷槽與監測沉陷槽比較	144
圖 7-14 深圳地鐵一期工程地表沉陷槽與監測沉陷槽比較	145
圖 7-15 米蘭地鐵一號線延伸工程地表沉陷槽與監測沉陷槽比較	146
圖 7-16 台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程地表沉陷槽與監測沉陷槽比較	147
圖 7-17 桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程地表沉陷槽與監測沉陷槽比較 ..	148

符號說明

α ：壓密沉陷指數

a 、 b ：雙曲線參數

D ：潛盾隧道襯砌外側直徑 ($D = 2R$)

i ：隧道中心線到地表沉陷槽反曲點的水平距離

$S(t)$ ：隧道中心線上方之地表沉陷量

$S(x)$ ：隧道中心線上方之地表沉陷量

$S(y)$ ：距隧道中心水平距離 y 處的地表沉陷量

S_c ：壓密沉陷量

S_{max} ：地表最大沉陷量

S_{10} ：潛盾機盾首通過後第十天之沉陷量

t ：潛盾機首通過測點後之時間

V_L ：地盤漏失（以開挖體積的百分比計）

x ：潛盾機首與測點的水平距離

Z ：隧道中心線深度

$1/a$ ：初始沉陷速率

$1/b$ ：最大沉陷量



第一章

緒論

1.1 前言

隨著經濟之快速成長，都市不斷擴充及膨脹，人口不斷增加與集中，在市區內可資運用之土地有限的情況下，導致越來越多公共建設，逐漸往地下發展。其中常見的都市隧道工程包括：捷運交通系統、衛生下水道、鐵路地下化、自來水幹管、及電力及電信管線洞道等。

由於都會區人口集中、交通繁忙、作業空間狹小，以致於都市地區進行隧道工程，受到嚴格限制。為克服上述問題，世界各國不斷研究發展各種工法以符施工需要。一般在已經相當發展的都市道路下方構築隧道，最常用之施工方法有兩種，即明挖覆蓋工法（Cut-and-cover method）及潛盾隧道工法（Shield tunneling method）。從事明挖覆蓋施工，所遇困難甚多，例如影響地面繁忙交通、妨害沿路商店營業及房屋結構安全、地下已埋設管線遷移、挖掘道路所產生之噪音及空氣污染、與路面修復等。潛盾工法在盾殼及支撐系統保護下施工，可將對周圍環境衝擊等降至最小，且可日夜不斷施工，不受天候與交通影響。其缺點為造價較高、施工技術問題較多、及引致地表沉陷造成鄰近結構物損害等。

台灣地狹人稠，近年來使用土地之需求不斷增加，輸配電力高壓電塔之用地取得困難，加上易受颱風和地震等各項外在因素影響，造成高壓電纜線之損壞。為回應社會大眾對市容觀瞻要求，輸電線安全距離之疑慮以及提昇輸電系統可靠度，台電公司陸續推動輸電線地下化工程，近年最重大建設為「第六輸變電計劃」，簡稱為「六輸」。在交通繁忙道路(例如 1 號省道)下建設 161 kV 超高壓電纜，台電公司採用潛盾隧道工法施工，以降低對道路交通之衝擊。六輸計畫將全台高壓電纜線路，由北而南逐漸轉為地下化，現階段於新竹縣湖口鄉施工「竹工 161 kV

電纜線路洞道工程」，合約時間為於民國 97 年 10 月至民國 99 年 10 月。

為改善桃園國際機場聯外交通，並連結「台北都會區大眾捷運系統」與「高鐵桃園車站」等交通運輸樞紐，交通部高速鐵路工程局施作「桃園國際機場捷運系統建設計畫」。其中「桃園國際機場聯外捷運系統 CU02A 標工程」，為國內首宗潛盾隧道穿越機場下方卵礫石層之案例。10 條潛盾隧道已於民國 99 年 1 月全線貫通。

由於台灣西部桃園至台中地區，地層多屬於卵礫石地盤，隨著台灣重大工程陸續推動，將來潛盾隧道施工遭遇卵礫石地盤案例有增加之趨勢，本研究期望從實際案例中吸取經驗並檢討改進，使國內潛盾隧道工程技術日益向上提昇。

1.2 研究動機與目的

近年來國內外潛盾隧道施工遭遇卵礫石層之工程案例逐漸增加。在潛盾隧道施工過程中，潛盾機之掘進引致隧道開挖面之應力改變、盾尾間隙閉合、擾動土壤之壓密、襯砌環片變形、及潛盾機曲線施工或方向控制不當造成之超挖等因素，皆可能促成土層變位。特別是潛盾施工所引致之地表沉陷，可能直接對鄰近建築物之安全造成威脅，且可能導致鄰近地下管線之破壞，因此潛盾隧道工程之施工品質為眾人所關切之主題。

本論文蒐集國外潛盾隧道施工遭遇卵礫石地層案例，並介紹國內台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程及桃園國際機場聯外捷運系統 CU02A 標隧道工程，探討在卵礫石地盤潛盾隧道施工與在一般土層掘進施工之差異。

如圖 1-1 所示，日本土木學會 (Japan Society of Civil Engineers, 1996) 建議，潛盾隧道施工造成之地表沉陷量會隨著潛盾機通過的時間增加而增加，沉陷時間關係，可以分為五個階段：(1) 先行沉陷；(2) 開挖面前隆起及沉陷；(3) 盾身摩擦造成之沉陷；(4) 盾尾空隙閉合造成之沉陷；(5) 後續壓密沉陷。設計單位若能於施工前對潛盾隧道施工引致之地表沉陷歷時關係加以預測，對於沿線建物之沉陷

量可能超過警戒值或行動值的區域，在潛盾機施工之前進行必要之處理，例如地盤改良等，對建物保護之工作必有相當之助益。本研究蒐集國內外潛盾施工遭遇卵礫石案例之監測資料，對於隧道施工造成之地表沉陷歷時之關係，加以分析歸納。本研究建議利用雙曲線模式 (Hyperbolic model)，模擬潛盾隧道在卵礫石地盤施工引致之地表沉陷歷時曲線。

依據 94 筆日本潛盾施工資料，Fujita (1982) 提出潛盾隧道施工造成地表最大沉陷 S_{max} 之預估表(表 1-1)，表中開挖土層包含砂土、黏土與軟弱黏土，但卻缺少卵礫石層之沉陷資料。有鑒於國內潛盾隧道施工遭遇卵礫石層之案例逐漸增多，例如桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程與台電六輸新竹電纜隧道工程，因此本研究蒐集國內外潛盾隧道遭遇卵礫石地盤施工案例，對施工造成之地表沉陷進行統計分析，提出一估算 S_{max} 的經驗方法。

Peck (1969) 建議，因潛盾隧道施工所引致之地表沉陷槽，可以用常態分佈曲線來模擬，Peck 依據現地量測資料，分析於不同土層狀況下潛盾施工所引致之地表沉陷槽，得到代表沉陷槽寬度之參數 i 值如圖 1-2 所示。但 Peck 建議之 i 值範圍只限於堅硬黏土、軟弱黏土及砂土層，並無卵礫石層 i 值之建議範圍。本研究蒐集國內外潛盾施工遭遇卵礫石案例之監測資料，對潛盾隧道於卵礫石地層施工造成沉陷槽之寬度參數 i 值，進行統計分析，提出一 i 值建議範圍。根據分析結果，本研究提出一經驗方法，可用以評估潛盾隧道在卵礫石地層開挖所引致之地表沉陷槽。

1.3 論文組織

本論文共分八章，第一章為緒論。第二章為文獻回顧，蒐集彙整卵礫石之工程特性、潛盾工法沿革、與隧道施工導致地表沉陷之相關文獻。第三章介紹台灣電力公司 161 kV 電纜線路洞道工程。第四章說明桃園國際機場聯外捷運系統潛盾隧道工程案例。第五章介紹雙曲線模式，對潛盾隧道施工遭遇卵礫石地層引致

之地表沉陷歷時曲線，以雙曲線模式進行模擬，並提出雙曲線參數 a、b 值建議值。第六章為地表沉陷縱剖面對探討，根據地表沉陷與距離資料，將潛盾隧道施工所產生之地盤沉陷區分為六個階段，並以雙曲線模式模擬潛盾隧道施工引致之地表沉陷縱剖面。第七章探討潛盾隧道於卵礫石地層施工造成之地表沉陷槽，本研究根據統計資料提出沉陷槽寬度 i 值與地表最大沉陷量 S_{max} 值建議範圍，並提出一經驗公式，用以評估潛盾隧道在卵礫石地層開挖所引致之地表沉陷槽。第八章則為結論與建議。



第二章

文獻回顧

卵礫石層潛盾隧道施工所引致之地盤變位對於鄰近地表結構物、結構基礎及地下管線等造成潛在威脅。因此本章將針對卵礫石工程特性、潛盾工法之沿革、施工原理、潛盾機型式、潛盾隧道施工引致地盤變位之原因、地表沉陷歷時曲線及單一隧道之地表沉陷估計等相關文獻加以說明。

2.1 卵礫石土壤之工程特性

ASTM-ASCE之visual identification，依土壤統一分類法（Unified Soil Classification System, USCS），土壤粒徑4.75 mm~76.2 mm (3 inch)者為礫石（Gravel），細粒礫石大小有如一粒葡萄，粗粒礫石大小有如一顆橘子，粒徑76.2~305 mm (12 inch) 者為卵石（Cobble），其顆粒大小有如一個葡萄柚，粒徑大於305 mm (12 inch) 者為巨石（Boulder），其顆粒比一個籃球還大（Sowers and Sowers, 1979）。進一步分類，可依礫石含量及粒徑分佈情形，分為優良級配礫石（GW）、不良級配礫石（GP）、粉土質礫石（GM）、黏土質礫石（GC）、或粉土-黏土質礫石(GM-GC)等。因此，本篇論文根據統一土壤分類法，將粒徑大於4號篩（開口4.75 mm）含量超過50%之土壤，定義成礫石土壤(Gravelly Soils)。

圖2-1顯示桃園國際機場CU02A標潛盾隧道施工遭遇地層之粒徑分佈曲線，圖中此土層之巨石含量為0%，卵石含量為55%，礫石含量為30%，砂之含量為11%，粉土及黏土含量為4%，此地盤含量最多的是卵石，其餘為礫石土壤，故此土層稱為卵礫石土壤（Cobble and Gravelly Soil）。

洪如江（1978）指出，卵礫石層粒徑（粒徑大於4.75 mm）含量大於75%，其工程特性由卵礫石控制；反之若卵礫石部分部分小於75%，其工程特性由粒

徑小於 4.75 mm 之材料（砂、粉土及黏土）決定。一般而言，卵礫石顆粒含量愈高，卵礫石之尖峰抗剪角愈明顯且愈大。卵礫石與基質（粒徑小於 4.75 mm 之顆粒）間膠結之情形，依卵礫石層風化程度，可分為基質膠結土、接觸膠結土與空隙膠結土，這些膠結土各具有大小不同之凝聚力，因此礫石與基質間之膠結情形，亦是影響礫石層工程特性因素之一。

陳錦清等(1995)研究台灣各地區卵礫石層之現地平鉸載重試驗結果，發現，卵礫石含量較高時 (>75%)，靜態彈性模數值大約可達 9000 t/m^2 ，當卵礫石含量降低時 (<60%)，靜態彈性模數急速下降。褚炳麟等 (1996) 之研究發現，沈積卵礫石之形狀多為較接近水平向排列之礫石塊狀，即卵礫石層之剪力強度為非等向性。現地水平直剪試驗值，尖峰凝聚力 $C_p = 1.5 \text{ t/m}^2$ ，尖峰內摩擦角 $\phi_p = 45^\circ \sim 50^\circ$ ；尖峰後殘餘強度 $C_r = 0$ ，殘餘內摩擦角 $\phi_r = 35^\circ$ 。

謝旭昇與王崑瑞 (1996) 指出，理論上非凝聚性土壤應不具開挖自立性，但部分地區之卵礫石可能因顆粒排列互鎖效應 (Interlocking)，即使其填充料為粗中砂，開挖後該類卵礫石仍有極佳之自立性。大致而言，原生卵礫石層之剪力強度極高，開挖之自立性亦佳，但經擾動後之卵礫石層其強度則大幅降低，易於開挖時發生崩坍。

粒徑小於 76.2 mm 的礫石顆粒，在潛盾隧道施工上較少造成特殊問題，潛盾施工上較棘手者為遭遇卵石(粒徑大於 76.2 mm)含量高、即通過 4 號篩顆粒(砂+粉土+黏土)之卵礫石層。因此卵礫石地層之顆粒大小、含量(出現頻率)、形狀、硬度、基質 (Matrix) 之性質及地下水情況等，成為潛盾隧道施工調查之重點，調查結果作為設計與施工遭遇卵礫石處理對策之依據。

2.2 潛盾隧道工法之沿革

潛盾工法係於西元 1818 年由法國人 Brunnel 首先取得發明專利，於 1825 年英國倫敦泰晤士河底雙線隧道工程，正式啟用人類有始以來的第一部矩形斷面潛

盾機。初期施工期間困難重重，於 1828 年造成了一次嚴重坍方導致機毀人亡之嚴重挫折，被迫停工七年後再復工，於 1841 年到達對岸工作井，完成此劃時代之創舉。而隨後於 1869 年，英國人 Greathead 等採用其所發明之圓形斷面潛盾機、鐵鑄弓形支堡及壓氣工法，成功地完成泰晤士河第二條河底鐵路隧道工程，奠定今日潛盾工法之基礎。

國內自民國 65 年台北衛生下水道工程引進潛盾工法（蔡茂生, 1989）以來，迄今已逾 31 年，所使用之潛盾機自最簡單的開放型手挖式潛盾機，針對潛盾機處理地盤穩定與地下水之基本功能，依不同地盤條件，陸續引進的機械式、泥水加壓式及土壓平衡式潛盾機。民國 81 年台北捷運開始直徑 6 m 級潛盾隧道施工，且陸續使用在台北捷運、高雄捷運、台電及衛生下水道等工程，建立諸多相關專業知識與執行能力。民國 92 年台電完成龍門（核四）計畫循環冷卻水出水道潛盾工程，隧道環片外徑直徑達 8.28 m，為台灣現今完成之最大斷面潛盾隧道。桃園國際機場捷運「三重站—台北車站」段，採用雙圓（Double-O-Tube, DOT）潛盾工法，將兩個幅狀切刀配置在同一平面，以構築複圓型隧道，如圖 2-2 所示，於民國 98 年 12 月開始施工穿越淡水河。因隧道逃生安全需求，傳統單圓雙孔潛盾隧道必須在淡水河下設置連絡通道，其施工較困難且風險較高，因此引進 DOT 潛盾隧道工法。

2.3 潛盾隧道工法施工原理

潛盾工法原本是針對強度較弱、自立性較差之土層，進行開挖隧道的一種主要方式，但近年來在卵礫石地盤也逐漸採用。其原理為利用一較隧道外徑稍大，可向前移動之圓形鋼套筒（即潛盾機）於土層中挖掘前進，並在設置永久襯砌前，利用盾殼支撐隧道洞口地盤。使潛盾機內部，一方面無虞地盤崩坍，可安全迅速地進行隧道開挖作業，另一方面進行永久襯砌之組立。由於所有施工均在機殼內完成，無需反覆架設臨時性支撐，在安全性、便利性及施工速度上皆可大幅提升。

朱旭（1984）指出，一般的潛盾施工作業循環可分為三個階段，如圖 2-3 所示：

（1）開挖與掘進：

旋轉潛盾機前方的切刃盤，將土壤切削入機體土倉內，再以螺旋輸送機或輸泥管將廢土運出，同時利用機內的千斤頂，以安裝完成的襯砌作為反力座，向前推擠前進。

（2）停止挖掘：

開挖約大於一個襯砌的寬度後，切刃盤停止旋轉，並依次收回千斤頂，以空出的空間作為安裝隧道襯砌環片之用。

（3）安裝襯砌：

以機內之旋轉式襯砌組立機安裝弓型 RC 支堡或鐵鑄環片，各片襯砌間以螺栓相結合，組立成一完整之環片斷面，並準備下一循環。

2.4 潛盾機型式



採用潛盾工法，潛盾機的選擇將直接影響工程成敗。因此欲使潛盾工法能達到工程所需，且具安全、經濟的原則，須對潛盾機型式、適用性及特點作一了解，以便找出最合適的施工方式。蔡茂生（1985）依潛盾機的施工方式，將潛盾機分類並說明如下：

（1）開放式潛盾機（Open shield）：包括手挖式（Hand mining shield）、半機械式（Semi-mechanical shield）與機械式（Mechanical shield），如圖 2-4 所示。

（2）擠壓式潛盾機（Blind shield）：擠壓式潛盾機以機首隔板推擠前方土壤，使土壤經隔板上方開口進入機內，如圖 2-5 所示。

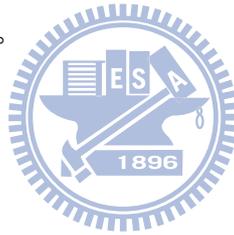
（3）密閉式潛盾機（Closed shield）：包括土壓平衡式潛盾機（Earth pressure balance shield，EPB shield）、加泥土壓平衡式潛盾機（Muddy soil pressure balance shield）與泥水式潛盾機（Slurry shield），如圖 2-6 至圖 2-8 所示。

蔡茂生（1985）將潛盾機構造、適用土層及特性整理如表 2-1，對各型式潛

盾機之適用土層以及是否需要輔助工法以表格說明之。朱旭（1984）將潛盾機機型及其適用土層整理如表 2-2。日立造船株式會社（Hitachi Zosen Corporation, 1990）亦對各型式潛盾機適用土層以圖 2-9 表示之。日本土木學會「隧道標準規範潛盾篇」（1987）列出潛盾機型式、適用土層及輔助工法關係，如表 2-3。

2.5 潛盾隧道施工引致地盤沉陷之原因

潛盾隧道施工所造成的地盤沉陷，與開挖土壤的種類、選用的潛盾機型式、潛盾機直徑及開挖深度等，均有密切的關係。Peck（1969）、Schmidt（1974）、Cording and Hansmire（1975）、Hanya（1977）、Attewell（1981）、Mori and Akagi（1985）、Fang et al.（1994）、Chou and Antonio（2002）、Eric（2006）等學者，均曾經提出相關的研究成果。綜合各項研究成果，潛盾隧道施工引致地盤沉陷的原因，大致可分為以下五大項。



2.5.1 盾尾間隙閉合

潛盾機通過之後，原地盤與隧道襯砌環片外緣所形成之空隙稱為盾尾空隙（Tail void），一般約為 50 到 80 mm。盾尾空隙通常採以背填灌漿（Backfill grouting）將其填滿，但在環片脫離盾殼保護至施作背填灌漿期間，盾尾空隙呈無支撐狀態，極易引起周圍地層的應力釋放，造成土壤的彈塑性變形，導致隧道上方及周圍土壤往此空隙移動。此項為潛盾隧道施工引起地盤沉陷的最主要原因之一。

Schmidt（1974）假設，若整個盾尾空隙被崩落土壤所填滿，則最大地盤漏失量可用下式來表示：

$$V_L(\%) = 200 \times \frac{t}{R} \quad (2.1)$$

式中，

V_L ：地盤漏失（以開挖體積的百分比計）

t ：盾尾空隙寬度

R ：潛盾機半徑

盾尾空隙造成地盤漏失的情形，依土壤之自立時間、土壤暴露於盾尾空隙之長度及採用之輔助工法（如壓氣工法及灌漿工法）而定。

2.5.2 襯砌變形

隧道襯砌環片組合完成之際，本呈圓環狀，但因作用於環片上方之垂直覆土壓力通常大於水平土壓力，故環片受壓後略呈扁平狀。尤其在軟弱土層中，因地下水位降低或土壤受擾動等因素，使黏土產生壓密現象，隧道周圍的黏土層因此發生垂直向的收縮，進而使襯砌環片產生變形。一般而言，襯砌環片的設計強度均遠大於所承受之垂直土壓力，故此變形量不致於過大。



2.5.3 潛盾機蛇行或超挖

潛盾隧道於曲線施工時，為使潛盾機可順利轉向，機體一側可能發生土壤超挖，另一側則可能產生壓縮，導致盾殼周圍土體之空隙擴大而產生地盤漏失。於此施工狀態下，潛盾機切刃口的阻力及千斤頂之壓力呈不均勻分佈，或潛盾機自重亦可能造成機體上下或左右蛇行（pitching or yawing）。此漏失量與潛盾機操作技術及土質狀況有極密切的關係，一般情形下是難以量化估算的。

2.5.4 開挖面應力的改變

潛盾機開挖掘進時，須自潛盾機向開挖面施予一推力，以維持開挖面之穩定。若此推力小於原土層之靜止土壓力，隧道開挖面將產生應力釋放，此時土層趨於主動土壓力狀態，土體會向開挖面擠入，同時發生地盤漏失的情形。但若此推力恰為原土層之靜止土壓力，則隧道開挖面呈靜止狀態。若此推力大於原土層的靜止土壓力，則開挖面前方的土壤因受推力而呈被動土壓力狀態，此時的地層因受

壓而產生推擠，可能導致地表的隆起。卓彥百（2009）指出在卵礫石地層，潛盾機切削面(Cutter Face)及外周地層之鬆動範圍與卵礫石顆粒大小有關，開挖時由於卵礫石間之嚙合作用，引起潛盾外周地層之鬆動及超挖量增大，此為導致地表沉陷之主因。

2.5.5 地下水位變化

潛盾隧道大部分均於地下水位以下施工，為抵抗開挖面上之土壓力及水壓力，須視狀況使用排水工法以利工程進行，若地下水位下降，土體有效應力增加，進而產生壓密現象，造成地盤沉陷。

2.6 地表沉陷歷時曲線

在一般砂土層與黏土層執行潛盾機開挖，依沉陷發生時機，將伴隨潛盾隧道施工所產生之地盤沉陷區分為五大階段（Japan Society of Civil Engineers, 1996），如圖 1-1 所示，其沉陷行為詳述如下：

- (1) 先行沉陷：係發生於距潛盾機到達之相當距離前方之沉陷
- (2) 開挖面前方之沉陷或隆起：係發生於潛盾開挖面即將到達時之沉陷或隆起，主要因潛盾機操作時，開挖面推擠前方土層土壓不平衡所致。
- (3) 通過時沉陷：係發生於潛盾機通過時之沉陷，其產生之主要原因為潛盾機四周表面與地盤間之摩擦，以及伴隨超挖產生之地盤擾動所造成。
- (4) 盾尾空隙沉陷：係發生於潛盾機尾部通過後不久之沉陷，其產生之主要原因為襯砌環片外側與地盤間之縫隙，稱為盾尾空隙(Tail void)閉合。在環片脫離機身因地盤應力釋放造成沉陷。一般而言，地盤產生之最大沉陷量係於此一階段所造成。
- (5) 後續沉陷：係在極軟弱之黏性土層可發現之現象，主要起因於潛盾機推進所引起整體性之地盤鬆弛及擾動。

2.6.1 沉陷對數時間模式

Hwang et al. (1995) 的研究指出，可以由沉陷歷時曲線中明確區分立即沉陷 (Immediate settlement) 與壓密沉陷 (Consolidation settlement)。圖 2-10 將沉陷量與時間繪於半對數座標圖上。Hwang et al. 建議將潛盾機盾首通過後第十天之累積沉陷量 S_{10} 視為開挖所引致的立即沉陷，後續發生的沉陷視為壓密沉陷。他們並定義潛盾機盾首通過後第 100 天與通過後第 10 天之沉陷量差值為壓密沉陷指數 α 。隧道施工造成之地表壓密沉陷量 S_c 可由下式求得：

$$S_c = \alpha \cdot \log\left(\frac{t}{10}\right) \quad (2.2)$$

式中，

S_c ：壓密沉陷量 (mm)

α ：壓密沉陷指數 (mm)

t ：潛盾機盾首通過後的時間 (day)

通常假設潛盾機盾首通過一年後壓密沉陷終止，則總沉陷量為：

$$S_t = S_{10} + 1.56\alpha \quad (2.3)$$

式中，

S_t ：總沉陷量 (mm)

S_{10} ：潛盾機盾首通過後第 10 天之沉陷量 (mm)

2.6.2 雙曲線模式

Fang et al. (1993) 收集國內外案例之沉陷與時間關係，並加以分析，發現以土壓平衡式潛盾機在黏土層內開挖之沉陷時間曲線，如圖 2-11 所示，可用以下列之雙曲線模式 (Hyperbolic model) 加以描述：

$$S(t) = \frac{t}{a + bt} \quad (2.4)$$

式中，

$S(t)$ ：隧道中心線正上方之地表沉陷量

t ：潛盾機盾首通過後的時間

a 、 b ：雙曲線參數

式(2.4)可改寫成下式：

$$\frac{t}{S(t)} = bt + a \quad (2.5)$$

式(2.5)為 $t/S(t)$ 之斜截式。將施工案例的監測資料繪於以 $t/S(t)$ 為縱軸與以 t 為橫軸之圖中，可以線性迴歸方法找出直線關係，求出常數 a (截距)和 b (斜率)，如圖2-11所示。

簡明同(1998)與吳俊德(2008)蒐集國內外以土壓平衡式、泥水加壓式及開放式潛盾機於凝聚性及非凝聚性土壤中，開挖隧道引致之地表沉陷與時間監測資料案例，將由雙曲線模式推估得來的參數 a 及參數 b ，製作建議表為表2-4與表2-5。依據上述2表之參數 a 及 b ，配合(2.4式)之雙曲線模式，可以模擬出沉陷歷時曲線。

陳柏碩(2009)提出依據Fang et al.(1993)所建議之雙曲線模式，可模擬潛盾隧道在卵礫石層地層開挖造成之地表沉陷歷時曲線。由於上述表中並沒有卵礫石層之 a 與 b 值參數，因此雙曲線模式將成為本研究推導在卵礫石層潛盾隧道中心線上方沿線地表面任一點沉陷量與時間關係之基礎。

2.7 單一隧道施工引致之地盤變位

潛盾隧道施工引致之地盤變位，受地層條件、施工機具與施工技術影響頗大且難以量化。至目前為止，以工程累積經驗為主要參考，並以實際工程沉陷資料以分析，建立經驗公式以供評估潛盾隧道施工引致之地盤變位，仍不失為一可靠之方法。以下將分別對沉陷槽寬度、最大沉陷量與沉陷槽估算進行探討。

2.7.1 沉陷槽寬度估算

Peck (1969) 依現地觀測資料研究發現，以傳統潛盾施工法開挖隧道，施工所引致之地表沉陷槽可用誤差函數 (Error function) 或常態分佈曲線 (Normal distribution curve) 來模擬，沉陷槽上各點之沉陷量可由下式計算：

$$S(y) = S_{\max} \cdot \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \quad (2.6)$$

式中，

$S(y)$ ：距隧道中心水平距離 y 處的地表沉陷量

S_{\max} ：隧道中心線上方的地表最大沉陷量

i ：隧道中心到反曲點 (Inflection point) 的水平距離

圖 2-12 之常態分佈曲線反曲點所對應的沉陷量為 $0.61 S_{\max}$ ，地表沉陷槽單位長度內之沉陷體積 V_s 為：

$$V_s = \sqrt{2\pi} \times i \times S_{\max} \approx 2.5 \times i \times S_{\max} \quad (2.7)$$

Hanya (1977) 檢測數種較新型之潛盾機 (如土壓平衡式及泥水式潛盾機) 施工所導致之地表沉陷槽曲線，其結果顯示 Peck (1969) 所建議之常態分佈曲線依然適用。

Peck (1969) 分析於不同土層狀況下施工所引致之地表沉陷槽得到其 i 值，以作為代表沉陷槽寬度之參數，並將隧道半徑 (R)、隧道中心線深度 (Z) 及寬度參數 (i) 值之關係，繪製成圖 2-13。該圖中顯示，相同直徑之潛盾機於相同深度開挖隧道 (即 $Z/2R$ 值固定)，軟弱黏土層所得到之 i 值 (代表沉陷槽之寬度) 顯然較堅硬黏土層之 i 值為大。若於地下水位以下之砂土層開挖隧道，因難以控制地盤漏失的情況，故其沉陷槽可能更寬。

Cording and Hansmire (1975) 以 β 角表示沉陷槽寬度的參數，如圖 2-14(a)，並求出沉陷槽寬度 ($2W$) 與 β 角之關係。圖 2-14 (b) 顯示 β 角與 Peck 所定義之土壤特性的比較。

Attewell (1981) 依不同土層監測之結果，歸納出沉陷槽寬徑比 ($i/2R$) 與

隧道深徑比 ($Z_0/2R$) 之關係如下：

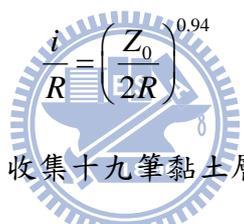
$$\frac{i}{R} = k \left(\frac{Z_0}{2R} \right)^n \quad (2.8)$$

式中， k 與 n 為參數，依現地之地質特性而定，如表 2-6 所示。

Clough and Schmidt (1981) 針對於凝聚性土層中開挖隧道所造成之地表沉陷槽進行研究，將 ($i/2R$) 與 ($Z_0/2R$) 繪於雙對數圖中如圖 2-15，其關係如下：

$$\frac{i}{R} = \left(\frac{Z_0}{2R} \right)^{0.8} \quad (2.9)$$

陳秋宗 (1988) 收集台北市衛生下水道採用潛盾工法所引致之地表沉陷之資料，並建立台北盆地之地表沉陷的影響範圍模式，建議 ($i/2R$) 與 ($Z_0/2R$) 關係如下：


$$\frac{i}{R} = \left(\frac{Z_0}{2R} \right)^{0.94} \quad (2.10)$$

O'Reilly and New (1982) 收集十九筆黏土層及十六筆砂土層潛盾隧道施工造成之地表沉陷資料，得到沉陷槽反曲點位置 i 與隧道中心線深度 Z_0 之線性關係如下：

對凝聚性土層：

$$i = 0.43 \times Z_0 + 1.1 \quad (2.11)$$

對非凝聚性土層：

$$i = 0.28 \times Z_0 - 0.12 \quad (2.12)$$

式中，

i ：沉陷槽反曲點距隧道中心線水平距離 (m)

Z_0 ：隧道中心線深度 (m)

因其現地資料線性回歸結果接近原點，O'reilly and New 將上式簡化如下：

$$i = k \times Z_0 \quad (2.13)$$

k 為因地質狀況而異之參數。於非凝聚性土壤中， k 為 0.25；地下水位以上

之砂土層 k 為 0.2 至 0.3。凝聚性土壤中 k 為 0.5；硬黏土層 k 為 0.4，軟黏土層則為 0.7。

Mair et al. (1993) 透過離心機模型試驗，模擬隧道在黏土層隧道施工，於地表下深度 z 處之沉陷槽寬度參數 i 如下：

$$\frac{i}{Z_0} = 0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{Z_0} \right) \quad (2.14)$$

對於地表沉陷槽而言，即 z 為 0，將之代入式(2.14)並化簡之可得：

$$i = 0.5 \times Z_0 \quad (2.15)$$

此結果與 O'Reilly and New (1982) 建議之簡化公式相同。

Loganathan and Poulos (1998) 利用等值地盤漏失 (Equivalent ground loss) 的觀念，以解析方法求得 ($i/2R$) 與 ($Z_0/2R$) 之關係如下：

$$\frac{i}{R} = 1.15 \left(\frac{Z_0}{2R} \right)^{0.9} \quad (2.16)$$

式(2.16)所估得之 i 值，較 Clough and Schmidt (1981) 建議(2.9)式所求得之 i 值稍大。

Wu and Lee (2003) 透過離心機模型試驗，模擬隧道在黏土層中隧道施工，得 ($i/2R$) 與 ($Z_0/2R$) 之關係如下：

$$\frac{i}{R} = 0.58 \left(\frac{Z_0}{2R} \right) + 1.0 \quad (2.17)$$

2.7.2 最大沉陷量估算

Kanji (1979) 依據現地監測結果，將單位長度地表沉陷槽體積 V_s 表示為土層特性與隧道斷面積 A_t 之函數，各土層中 V_s 估計方法如下

1. 於堅硬的凝聚性土壤中：

$$0.5\% < \frac{V_s}{A_t} < 2.5\% \quad (2.18)$$

2. 於一般凝聚性土壤中：

$$0.2\% < \frac{V_s}{A_t} < 10\% \quad (2.19)$$

3. 於非凝聚性土壤中：

$$3\% < \frac{V_s}{A_t} < 10\% \quad (2.20)$$

由已知之開挖隧道斷面積 A_t ，便可依據式(2.18)至式(2.20)估計所得之沉陷槽體積 V_s 。對 Peck (1969) 所提出之常態分佈曲線式 (2.6) 積分並化簡後，可進一步依下列公式估算地表最大沉陷量：

$$S_{\max} = \frac{V_s}{\sqrt{2\pi} \times i} \quad (2.21)$$

Fujita (1982) 收集日本國內自 1965 年以降，共 94 筆潛盾隧道施工案例之現地監測資料，依潛盾機型式、土層狀況及輔助工法採用與否，建議施工造成之地表最大沉陷量值，如表 1-1 所示，為預估潛盾隧道施工引致之地表最大沉陷量的依據。

Mair et al. (1993) 透過離心機模型試驗，模擬若在黏土層隧道施工，於地表下深度 z 處之沉陷槽最大沉陷量 S_{\max} 如下：

$$S_{\max} = \frac{1.25G_t}{0.175 + 0.325 \left(1 - \frac{z}{Z_0}\right)} \times \frac{R^2}{Z_0} \quad (2.22)$$

針對地表沉陷槽， z 等於 0，將之代入式(2.22)並化簡可得：

$$S_{\max} = 5V_s \times \frac{R^2}{Z_0} \quad (2.23)$$

Wu and Lee (2003) 透過離心機模型試驗，模擬隧道在黏土層中隧道施工，得地表之最大沉陷量 S_{\max} 為：

$$S_{\max} = 0.00327 \left(\frac{Z_0}{2R}\right)^{-0.43} \times G_t \times 2R \quad (2.24)$$

陳柏碩(2009)蒐集從 1979 至 2009 卵礫石地盤潛盾施工之國內外案例，對於 15 例使用密閉式潛盾機於卵礫石土層之施工案例，得出深徑比 (Z/D) 對地表最大沉陷量 S_{\max} 之關係，如圖 2-16 所示，並提出關係式為：

$$(S_{max}/D) \times 100 = 0.62 - 0.12 \times (Z/D) \quad (2.25)$$

2.7.3 預估沉陷槽

Fang et al. (1994) 提出 Peck-Fujita 經驗方法，用以估算於不同機型、地質條件、隧道深度及隧道直徑下施工引致之地表沉陷曲線。此方法為引用 Peck(1969) 所建議之 $(i/2R)$ 與 $(Z/2R)$ 關係，並在其極右側加上一邊界曲線，如圖 2-17 所示，再依隧道中心線深度 (Z) 、隧道半徑 (R) 與土壤種類，即可由圖 2-17 得沉陷槽寬度參數 (i) 之範圍 $(i_{low}、i_{avg}、i_{high})$ 。並根據 Fujita (1982) 所建議之地表最大沉陷量 (表 1-1)，依不同機型、土壤種類與輔助工法採用與否得到隧道中心上方之地表最大沉陷量 (S_{max}) 範圍 $((S_{max})_{low}、(S_{max})_{avg}、(S_{max})_{high})$ 。將所得之 i 與 S_{max} 代入 Peck (1969) 之常態分佈方程式，即可估算長期地表沉陷曲線。

為便於了解 Peck-Fujita 經驗方法，以下引用中國上海地鐵 2 號線 (2 號斷面) (Lee et al., 1999) 為例，逐步說明 Peck-Fujita 經驗方法之分析步驟。

《分析範例》

案例名稱：中國上海地鐵 2 號線 (2 號斷面)

隧道中心線深度 (Z) ：15.0 m

隧道直徑 $(2R)$ ：6.2 m

潛盾機型式：土壓平衡式潛盾機

土壤種類：黏土

《評估步驟》

一、由已知的隧道中心線深度 $(Z = 15.0 \text{ m})$ 與隧道直徑 $(2R = 6.2\text{m})$ ，得到其

深徑比 $(\frac{Z}{2R} = 2.42)$ 。

二、將深徑比 $(\frac{Z}{2R} = 2.42)$ 之值代入 Fang et al. (1994) 所提出之圖 2-18 中，

可得到該土層狀況 (黏土層) 之 $\frac{i}{R}$ 值範圍 $(\frac{i_{low}}{R} = 1.82、\frac{i_{avg}}{R} = 2.21、$

$\frac{i_{high}}{R} = 2.79$)。再由已知之隧道半徑 ($R = 3.1 \text{ m}$)，進而求得該土層狀況之沉

陷槽寬度參數 i 值： $i_{low} = 5.64 \text{ m}$ 、 $i_{avg} = 6.85 \text{ m}$ 及 $i_{high} = 8.65 \text{ m}$ 。

三、根據所採用之潛盾機型式(土壓平衡式)、土層狀況(黏土層)，由 Fujita(1982)，所歸納之表 1-1 求得最大地表沉陷量 S_{max} 範圍： $(S_{max})_{low} = 20 \text{ mm}$ 、 $(S_{max})_{avg} = 40 \text{ mm}$ 、 $(S_{max})_{high} = 60 \text{ mm}$ 。

四、將所求得之 i 值與 S_{max} 範圍代入 Peck (1969) 所引用之地表沉陷常態分佈曲線 (式 2.6) 則由 i_{low} 與 $(S_{max})_{low}$ 可得估算之最小地表沉陷曲線，由 i_{avg} 與 $(S_{max})_{avg}$ 可得平均地表沉陷曲線，由 i_{max} 與 $(S_{max})_{max}$ 可得最大地表沉陷曲線，再將現地監測結果繪入，如圖 2-18，即可探查預估沉陷槽方法的可靠行。



第三章

台灣電力公司 161 kV 電纜線路洞道工程案例

本章介紹台灣電力公司 (Taiwan power company) 竹工 (Chu-Kung) 161 kV 電纜線路洞道 (power-cable) 工程案例。以下分別介紹案例之工程概況、地質概況與潛盾隧道施工與監測計畫。

3.1 工程概況

為回應社會大眾對市容觀瞻要求，輸電線安全距離之疑慮以及提昇輸電系統可靠度，台電公司輸變電計畫陸續推動輸電線地下化工程。在交通繁忙道路下計畫採潛盾隧道工法施工以降低對交通之衝擊影響。如圖 3-1 所示，本隧道工程地點起自新竹縣湖口鄉竹工 E/S 出口之竹工直井（台一省道里程約 53.5 K 處），沿台一省道往南通過老湖口，至山崎路橋旁之山崎直井（台一省道里程約 61.82 K 處）間，隧道總長約 8,390 m，沿途施作 9 處直井與 8 段潛盾隧道。本工程以 4 台加泥式土壓平衡式潛盾機施工，每台潛盾施作 2 段隧道，竹工直井至畚箕窩直井隧道段潛盾機外徑為 6.70 m，隧道內徑為 6.0 m，畚箕窩直井至山崎直井隧道段潛盾機外徑為 6.24 m，隧道內徑為 5.6 m。此工程業主為台灣電力公司，設計單位為中興工程顧問公司，統包廠商為介興營造公司與日商清水營造工程股份有限公司共同承攬，合約施工時間為民國 97 年 10 月至民國 99 年 10 月。

3.2 地質概況

本案例施工所經過地層，包含沖積層、中壢層、店子湖層及楊梅層。本工程計畫洞道主要於中壢層鑽掘，主要成份以礫石為主。現場鑽探 13 個鑽孔，最大深度為 35 m，地下水位於地表下約 2~6.3 m，其地質狀況主要分為以下

三個層次，直井及鑽孔相關位置與地質剖面如圖 3-2 所示。

- 1.第一層次：為回填層(SF)以紅棕色土壤為主，於地表下 0~3 m，標準貫入之試驗 N 值為 7，屬於中等緊密之砂土層。
- 2.第二層次：為黃棕色砂質粉土(SM)與黏土夾卵礫石，厚度約為 3~7 m，N 值為 10，土壤密度平均為 2.62 t/m³。
- 3.第三層次：為卵礫石層(Cobble and Gravelly Soil)，由卵礫石夾黃棕色粗細砂、粉土及黏土、厚度最深為 30 m，N 值大於 50，土壤密度平均為 2.62 t/m³。

圖 3-2 顯示，本工程之潛盾隧道開挖，主要在第三層次之卵礫石層內進行。

3.3 卵礫石地盤潛盾施工

本工程採用中折式加泥式土壓平式潛盾機，共使用 4 台潛盾機，如圖 3-3(a) 和圖 3-3 (b)，由川崎重工業株式會社製造。為方便隧道之排水，圖 3-2 顯示隧道由低向高，由西向東開挖。圖 3-1 顯示，從山崎直井至畚箕窩直井，隧道內徑為 5.6 m，2 台潛盾機外徑皆為 6.24 m；從畚箕窩直井至竹工直井，隧道內徑為 6.0 m，2 台潛盾機外徑為 6.7 m。潛盾隧道採用鋼筋混凝土環片襯砌，環片厚度為 250 mm，部分曲線段環片長度為 750 mm，其餘路段環片長度皆為 1200 mm。

此工程目前正在進行，8 段潛盾隧道中已貫通 6 段，剩於兩段持續施工中，在潛盾機掘進過程遭遇卵礫石地盤，並經過 R=150 m 曲線段路段，施工過程中並未遭遇重大困難，工期與預估相符。

3.4 切刀轉盤磨損

圖 3-4 為潛盾機到達#6A 直井破鏡出土狀況；圖中鏡面出現之垂直 PVC 管

為到達段地盤改良使用之雙環塞工法外灌漿管。潛盾機到達後檢視發現，潛盾機切刀轉盤磨損比預期嚴重。圖 3-5 顯示虛線圈位置，於面盤中心向外約 2.08 m 處，切刀磨損的狀況特別嚴重。研判卵礫石受切刀盤旋轉切削刮除，導致開挖面上部卵礫石崩落，經由切刀盤帶動，卵礫石向切刀盤中央線集中，卵礫石堆積於集中在距切刀盤中心位置之 $2/3R$ (2.08 m) 處。圖 3-6 顯示潛盾機固定切刀和滾輪切刀磨損情況，經由設計與施工單位檢討後，更新所有損壞之滾輪切刀與固定切刀，在第二段隧道掘進過程中，隨時注意潛盾機推進時切刀盤承受之推力與扭力是否異常，並固定頻率自盾首人孔開艙做檢查潛盾機切刀盤磨損情況。

3.5 監測計畫

潛盾工程施工期間為掌握與確保施工影響範圍內之鄰近地物（地上建物、道路、地下結構物、箱涵及各類管線）之安全，於施工區域及施工影響範圍內，裝設監測儀器於不同之地點，以進行量測與資料之收集和分析，此施工路線，經過高鐵橋墩，屬於高風險區域，佈設自動化監測系統，隨時掌握資訊。如圖 3-7 所示，本工程案例於監測剖面埋設數個淺式沉陷觀測 (SSI)，用以監測因潛盾隧道開挖引致之地表變位情況如地表最大沉陷量、沉陷與時間的關係，並觀測其因施工引致之沉陷影響範圍，以供將來潛盾隧道施工遭遇卵礫石地盤相關工程施作前評估其地表變位情形。

第四章

桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程案例

為改善桃園國際機場聯外交通，連結「台北都會區大眾捷運系統」與「高鐵桃園車站」等交通運輸樞紐。圖 4-1 所示，交通部高速鐵路工程局計畫於施作「桃園國際機場捷運系統」(Taoyuan International Airport Access MRT System)，此系統路線將與台北地區捷運系統及高速鐵路連結，並於台北車站(A1)、五股工業區站(A3)及高鐵桃園站(A18)提供預辦登機及行李拖運服務。本工程路線全長約 51.03 km，其中地下段約 10.92 km，高架段約 40.11 km。沿途共設 22 座車站，包括 15 座高架車站、7 座地下車站；並設置青埔與蘆竹兩處維修機廠。本章介紹「桃園國際機場捷運聯外系統」潛盾隧道施工案例（簡稱桃園機場捷運），以下分別說明工程概況、地質概況與潛盾施工。



4.1 工程概況

「台灣桃園國際機場聯外捷運系統建設計畫」，為政府核定納入「挑戰 2008 國家發展重點計畫」之重要工程，本工程案例為桃園機場捷運 CU02A 標潛盾隧道工程如圖 4-2 所示，潛盾隧道工程路線主要從南崁溪東側 A11-P1 工作井，捷運隧道經過機場航廈下方，到達埔心溪西側 A14-P2 工作井，自隧道 I 至隧道 V 共分為 5 段隧道施工，隧道全長約為 3,622 m，潛盾隧道穿越之地層為桃園台地卵礫石層，就其地質特性及開挖長度而言，此項隧道工程在國內算是首例。此標工程之業主為交通部高速鐵路工程局，設計單位為台灣世曦工程顧問股份有限公司，承包廠商為榮民工程股份有限公司與日商奧村組股份有限公司共同承攬。CU02A 標工程施工時間自民國 97 年 4 月 23 日起，10 條隧道已於民國 99 年 1 月全線貫通。

4.2 地質概況

依據地質探查結果，本工址潛盾隧道通過之地層剖面如圖 4-3 所示，依據鑽探結果研判，與捷運隧道施工有關之地質概況可分為以下三層次：

(1) 第一層次：為表土紅土層 (Surface Fill, SF)，約於地表下 0~3.5 m，N 值為 8，土壤平均密度為 1.85 t/m^3 。

(2) 第二層次：為桃園層黃棕色卵礫石層 (Cobble and Gravelly Soil)，厚度約為 3.5 m~25 m，N 值大於 50，土壤平均密度為 2.0 t/m^3 。

(3) 第三層次：為大南灣層風化砂岩層 (Sandstone)，厚度約為 20 m~50 m，N 值大於 50，砂岩平均密度為 2.1 t/m^3 。

地下水位在地表下 3~5 m，圖 4-3 顯示，本工程之潛盾隧道之施工，主要在第二層次之卵礫石層內進行。



4.3 大口徑鑽孔地質調查

為進行潛盾隧道施工，必須了解桃園層卵礫石之最大粒徑與卵礫石粒料含量，除了採用傳統鑽探取樣外，本案例另外採用大口徑鑽孔取樣與現地篩分析試驗。圖 4-4 為大口徑鑽孔調查現場施工狀況，施工單位鑽掘直徑 1.2 m，深度 25 m 可維持鑽孔穩定的鋼套管 (Steel casing)，以鯊魚頭取樣器 (Hammer grab sampler) 進入鋼套管，挖抓取在預訂深度之卵礫石土樣，並對取出之卵礫石土樣進行篩分析與粒徑量測。針對卵礫石地層施作之大口徑鑽孔 (Large Scale Boring, LSB) 調查共有二處，如圖 4-3 所示，分別為編號 LSB-1 與 LSB-2，調查所獲得之結果簡單說明如下：

(a) LSB-1 大口徑鑽孔：由調查資料可知，地表下 3~20 m 處為卵礫石層

(Cobble and Gravelly soil)，圖 4-5 顯示深度於 16~17 m 卵礫石之粒徑分佈曲線，其中卵石含量為 55%，礫石含量為 30%（卵礫石合計 85%），砂之含量為 11%，粉土及黏土含量為 4%。此大口徑鑽孔取出土樣平均卵礫石含量約為 70%，最大巨石粒徑為 600 mm。

(b) LSB-2 大口徑鑽孔：由調查資料可知，地表下 4~30 m 處為卵礫石層，圖 4-5 顯示調查深度於 13~14 m 卵礫石土樣之粒徑分佈曲線，其中卵石含量為 48%，礫石含量為 32%（卵礫石合計 80%），砂之含量為 16%，粉土及黏土含量為 4%。此大口徑鑽孔取出土樣平均卵礫石含量約為 80%，最大巨石粒徑為 320 mm。

4.4 遭遇卵礫石潛盾機之設計考量

本工程採用共計 8 台加泥式土壓平衡潛盾機，其中 1~6 號潛盾機由日本奧村機械公司製造（如圖 4-6），7~8 號潛盾機由日立造船株式會社製造。8 台潛盾機外徑皆為 6,240 mm，襯砌環片外徑 6,100 mm，盾片內直徑為 5,600 mm，尾空隙為 70 mm，環採用鋼筋混凝土環片襯砌（如圖 4-7），環片厚度為 250 mm，寬度為 1,000 mm。

4.4.1 切刀盤開口及限制

圖 4-8 顯示，潛盾機採用輪輻式切刀轉盤，轉盤內之輪輻軸為 6 支。切刀轉盤設計開口率為 50%。主要設計考量為潛盾機掘進遭遇卵礫石層時，大多數卵礫石顆粒能在不被破碎情況下由空口進入土倉內，經由螺運機順利排出。潛盾內螺運機之直徑為 850 mm，螺運機內採絲帶式螺運，可排除最大卵石顆粒為 700×600 mm。如遭遇大顆粒巨石時，於切刀盤輪輻軸間設置之中間限制環及中間限制塊，

以阻止超出容許範圍（粒徑 650 mm 以上）之巨石顆粒通過切刃轉盤。無法進入土倉之大顆巨石，經由切刃盤上之滾輪切刃及刮削切刃反覆輾過加以破碎，較小顆粒可通過切刃盤之開口進入土倉內。

4.4.2 切刃盤之切刃配置

圖 4-9 顯示潛盾機切刃轉盤之切刃形狀及配置位置，當潛盾機掘進遭遇卵礫石時，粒徑小於 650 mm 之卵礫石顆粒，經由圖 4-9 (c) 圓柱式（棍子式）切刃及先行切刃擾動及刮下後，經切刃盤開口進入土倉內，粒徑大於 650 mm 之巨石顆粒被阻於切刃盤外，則由圖 4-9 (e) 滾輪式切刃於開挖面前破碎後，再經切刃盤開口進入土倉內。圖 4-10 顯示切刃盤切削卵礫石地盤之順序為：(1) 由凸出切刃盤的圓柱式切刃先對地盤做第一次刮除及切削；(2) 滾輪式切刃破碎顆粒較大之卵石及巨石；(3) 由凸出輪輻的先行切刃對地盤做第二次切削；(4) 被刮除、切削及破碎之土石顆粒進入土倉內。



4.5 灌漿改良潛盾機上方地盤

桃園國際機場捷運部分潛盾隧道工程接近機場塔台與滑行道(如圖 4-2 所示)，因潛盾機掘進時，必然造成地盤沉陷，故施工單位在敏感區地盤開挖隧道時格外謹慎。除了採用背填灌漿外，在經過機場滑行道與塔台附近時，本工程採用機上灌漿工法施作。此地盤改良方法過去常用在潛盾隧道急曲線超挖部，充填 A 液（水泥、皂土與水泥安定劑）及 B 液（水玻璃）灌漿，壓力控制於 2~4 kg/cm² 以防止地盤沈陷。圖 4-11 顯示，機上灌漿與潛盾機推進時同步進行，其灌漿位置在潛盾機內上方，不同於背填灌漿在盾尾施作灌漿。在卵礫石層施作機上灌漿，可防止卵礫石崩落所造成之空洞，以減少沉陷發生。地表沉陷監測的資料顯示，本工程潛盾機於未施作機上灌漿所造成沉量陷，約為 3~10 mm。潛盾機於滑行道

下方掘進時施作灌漿改良潛盾機上方地盤後，隧道開挖所造成之地表沉陷量僅約為 2 mm。

4.6 切刀轉盤磨損

潛盾隧道在卵礫石層地盤切削掘進，潛盾機切刀盤磨損之狀況嚴重。在桃園捷運潛盾隧道工程中，1 號潛盾機總共掘進了 1,205 m。圖 4-12 虛線顯示，於面盤中心向外半徑約 2.08 m 處（潛盾機半徑 $R=3.12$ m），切刀盤切削卵礫石嚴重磨損，出現明顯之凹痕。切刀轉盤主要磨損位置與台電六輸 161 kV 電纜潛盾隧道案例相同，其磨損位置皆約位於離潛盾機中心位置之 $2R/3$ 處。研判其原因，卵礫石受切刀盤旋轉切削掘進之影響，導致開挖面上部周圍卵礫石向下崩落，由於螺運機取土口位於切刀盤中心線之後方，崩落之卵礫石逐漸向切刀盤中心線下方集中，因此造成 $2R/3$ 處嚴重磨損，建議往後設計潛盾機時，可考量此特殊之切刀盤磨耗行為。



4.7 監測計畫

CU02A 標潛盾隧道穿越桃園國際機場路段重要構造物（例如航廈、塔台、滑行道等），屬於敏感且高風險地區，必須設立監測預警系統及緊急應變措施。潛盾隧道監測儀器的配置，以監測潛盾隧道施工引致之地層變位為主要考量。本工程案例之監測斷面配置，為沿著隧道路線，每 80 公尺~100 公尺配置一個計測斷面，項目主要以地表沉陷之量測為主。如圖 4-13 所示，本工程於 MC-A-03 監測剖面埋設數個淺式沉陷觀測點（SSI），監測因潛盾道開挖引致之地表變位情況，如沉陷與時間關係、地表最大沉陷量，及因隧道施工引致之沉陷影響範圍。

第五章

地表沉陷歷時曲線與雙曲線模式

依據 Fang et al.(1993)所建議之雙曲線模式(hyperbolic model),陳柏碩(2009)提出可模擬潛盾隧道在卵礫石層地層開挖造成之地表沉陷歷時曲線。陳柏碩(2009)發現,在卵礫石層潛盾隧道施工造成之地表沉陷,大部分在潛盾機首通過後 10 天至 30 天內完成。

如表 5-1 所示,本研究蒐集 3 個國內外案例資料,其中包含北京地鐵一號線工程案例、台灣電力公司竹工 161 kV 電纜線路洞道工程及桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程案例,上述 3 個案例全部採用土壓平衡式潛盾機施工,依據現地監測資料共蒐集 13 筆地表沉陷歷時資料,採用雙曲線模式,分析獲得雙曲線參數,提出沉陷歷時雙曲線參數建議值。以下分別介紹為雙曲線模式、以雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線、初始沉陷速率、地表最終沉陷量及探討地表沉陷歷時曲線的限制性。



5.1 雙曲線模式介紹

為便於說明單一潛盾隧道施工造成隧道中心上方之地表沉陷,參照圖 5-1,本研究首先定義相關重要參數如下:

D : 隧道襯砌外側直徑 ($D = 2R$)

Z : 隧道中心線深度

t : 潛盾機盾首通過測點後之時間

$S(t)$: 隨時間變化之地表沉陷量

Fang et al. (1993) 建議，於凝聚性黏土層內以土壓平衡式潛盾機開挖造成之沉陷對時間關係，可用雙曲線模式加以描述。簡明同(1998)與吳俊德(2008)在蒐集國內外潛盾開挖造成之隧道地表沉陷歷時曲線案例，發現雙曲線模式可用來模擬潛盾機在非凝聚性土層內開挖造成之沉陷歷時關係。陳柏碩(2009)蒐集國內潛盾隧道開挖遭遇卵礫石地層案例，發現雙曲線模式亦可用來模擬潛盾機在卵礫石地層內開挖造成之沉陷歷時關係。依 2.6.2 小節所述，以式 (2.4) 模擬地表沉陷對時間的關係：

$$S(t) = \frac{t}{a + bt} \quad (2.4)$$

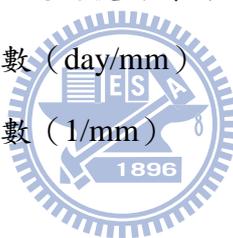
上式中，

$S(t)$ ：隧道中心線正上方之地表沉陷量 (mm)

t ：潛盾機盾首通過後的時間 (day)

a ：雙曲線參數 (day/mm)

b ：雙曲線參數 (1/mm)



5.1.1 決定雙曲線參數 a 及 b

改寫式 (2.4)，得到以 $t/S(t)$ 為縱座標，以 t 為橫座標之斜截式，如式 (2.5)。

$$\frac{t}{S(t)} = bt + a \quad (2.5)$$

將現地監測之地表沉陷對時間的資料，繪於以 $t/S(t)$ 為縱軸，時間 t 為橫軸之圖中，利用線性回歸找出直線關係，求出參數 a (截距) 和參數 b (斜率)，如圖 2-11。利用上述方法求出的雙曲線參數 a 、 b ，代回雙曲線 (2.4) 公式內，繪製於圖上，即可模擬出一條雙曲線地表沉陷歷時曲線。

本研究舉例說明如何由現地監測之地表沉陷 $S(t)$ 與時間 t 資料，決定雙曲線參數 a 、 b 。圖 5-2(a) 為北京地鐵一號線工程，監測點為 SSI01 之地表沉陷監測數據 (Zhou and Wang, 2007)。將現地監測數據繪於 $t/S(t)$ 為縱軸，時間 t 為橫軸

之圖中，圖 5-2(a)顯示監測數據 $t/S(t)$ 與 t 呈線性關係，利用線性回歸找出線性方程式 $Y = 0.1629 * X + 0.6329$ ，可得雙曲線參數 a (截距) 為 0.6329 day/mm，參數 b (斜率) 為 0.1629 1/mm。將雙曲線參數 a 、 b 值代入雙曲線公式(2.4)，即可模擬本案例之地表沉陷歷時曲線。

圖 5-2(b)及圖 5-2(c)台電竹工 161kV 電纜線路隧道工程及桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程之案例，顯示潛盾隧道施工遭遇卵礫石地層引致之地表沉陷歷時數據，圖中 $t/S(t)$ 與 t 監測資料皆可獲得線性關係，由圖中直線之截距及斜率決定雙曲線參數 a 、 b 。

5.1.2 參數 $1/a$ 之物理意義

雙曲線參數 $1/a$ 之物理意義，可由雙曲線公式 (式 2.4) 加以推求。

$$S(t) = \frac{t}{a+bt} \quad (2.4)$$

雙曲線公式對時間 t 進行微分，可求出沉陷歷時曲線之斜率 $dS(t)/dt$ 。當 $t \rightarrow 0$ 時， $dS(t)/dt$ 則為時間為 0 之初始切線斜率，如下式 (5.1) 所示，曲線初始切線斜率等於 $1/a$ 。

$$\left(\frac{dS(t)}{dt} \right) = \lim_{t \rightarrow 0} \frac{(a+bt) - t(b)}{(a+bt)^2} = \frac{a}{a^2} = \frac{1}{a} \quad (5.1)$$

如圖 5-3 所示， $1/a$ 代表的物理意義為當潛盾機盾首通過測點第一天，潛盾隧道中心線上方所造成之地表沉陷量，公制單位為 (mm/day)。參數 $1/a$ 愈大，表示隧道開挖造成之初始沉陷速率較快。反之若參數 $1/a$ 愈小，則初始沉陷速率愈慢。潛盾施工遭遇卵礫石層雙曲線參數 $1/a$ 之大小，將於 5.3 節依據案例加以說明。

5.1.3 參數 $1/b$ 之物理意義

雙曲線參數 $1/b$ 之物理意義，亦可由雙曲線公式(2.4)推得，根據 L'Hopital's Rule，在式 (2.4) 中，當 $t \rightarrow \infty$ 時， $S(t)$ 將會趨近於 $1/b$ ，如下式 (5.2)。

$$S(t) = \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{t}{a + bt} = \frac{1}{b} \quad (5.2)$$

如圖 5-3 所示，參數 $1/b$ 之物理意義代表地表沉陷歷時曲線之長期最終沉陷量，即最大沉陷量 S_{max} 之倒數 ($S_{max} = 1/b$)，參數 $1/b$ 的公制單位為 (mm)。參數 $1/b$ 之大小 (即為最大沉陷量 S_{max}) 為影響地表沉陷歷時曲線重要參數。潛盾施工遭遇卵礫石層雙曲線參數 $1/b$ 之大小，將於 5.4 節依據案例加以說明。

5.2 以雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線

依據 5.1.1 小節所述之方法，藉由潛盾隧道開挖引致之地表沉陷監測資料，決定雙曲線參數 a 及 b ，再將雙曲線參數 a 、 b 代回下列雙曲線公式。


$$S(t) = \frac{t}{a + bt} \quad (2.4)$$

繪製於地表沉陷 $S(t)$ 對時間 t 之座標圖上，即可模擬出一條依據雙曲線模式推估之地表沉陷歷時曲線。本研究將現地監測獲得之地表沉陷資料，一併繪入圖中以便相互比較，其結果如圖 5-4 至圖 5-6 所示。

圖 5-4 顯示之案例為北京地鐵一號線工程(Zhou and Wang, 2007)，圖 5-4(a) 為監測點 SSI 01 的地表沉陷歷時曲線監測數據。隧道外側直徑為 6.0 m，隧道中心深度為 18.0 m。圖 5-2 (a) 求得雙曲線參數 a 為 0.6329 day/mm，雙曲線參數 b 為 0.1629 1/mm，將 a 及 b 參數代回雙曲線公式(2.4)，結果如圖 5-4(a) 所示，圖中顯示本案例監測數據與雙曲線模式吻合頗為良好。圖 5-4 (b) 顯示北京地鐵一號線工程另一監測點 SSI 04 之地表沉陷監測資料及雙曲線模擬，圖中顯示大部分監測資料皆與雙曲線模式吻合良好。

圖 5-5 顯示之案例為台灣電力公司竹工 161 kV 電纜線路洞道工程(Chieh

Hsing/Shimizu, 2009), 圖 5-5(a)為監測點 SSI 06 的地表沉陷歷時曲線監測數據。隧道外側直徑為 6.55 m, 隧道中心深度為 17.48 m。圖 5-2 (b) 求得雙曲線參數 a 為 0.22 day/mm, 雙曲線參數 b 為 0.1689 1/mm, 將 a 及 b 參數代回雙曲線公式 (2.4), 結果如圖 5-5 (a) 所示, 圖中顯示本案例監測數據與雙曲線模式吻合頗為良好。圖 5-5 (b) 至 5-5 (d) 顯示台灣電力公司竹工 161 kV 電纜線路洞道工程不同監測點之地表沉陷監測資料及雙曲線模擬, 圖中顯示大部分監測資料皆與雙曲線模式吻合良好。

圖 5-6 顯示之案例為桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程(CECI, 2009), 圖 5-6(a)為監測點 SSI 1021 的地表沉陷歷時曲線監測數據。隧道外側直徑為 6.10 m, 隧道中心深度為 16.34 m。圖 5-2 (c) 求得雙曲線參數 a 為 0.1974 day/mm, 雙曲線參數 b 為 0.1318 1/mm, 將 a 及 b 參數代回雙曲線公式 (2.4), 結果如圖 5-6 (a) 所示, 圖中顯示本案例監測數據與雙曲線模式吻合額為良好。圖 5-6 (b) 至 5-6 (d) 顯示桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程不同監測點之地表沉陷監測資料及雙曲線模擬, 圖中顯示大部分監測資料皆與雙曲線模式吻合良好。

以上各案例現地監測資料顯示, 潛盾隧道中心線上方之地表沉陷歷時曲線, 皆可使用雙曲線模式加以描敘, 本研究以現地監測資料驗證, 陳柏碩 (2009) 提出以雙曲線模式應用模擬隧道施工造成卵礫石層地表沉陷歷時曲線之可行性。然而, 利用雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線, 雙曲線參數 a 、 b 即為地表沉陷歷時曲線之控制變因, 根據蒐集國內外潛盾隧道施工遭遇卵礫石地層案例資料, 建立雙曲線 a 、 b 關係, 作為預估地表沉陷歷時曲線的基礎。

5.3 地表初始沉陷速率 $1/a$ 探討

如 5.1.2 小節所述, 雙曲線參數 $1/a$ 之物理意義為當潛盾機盾道通過測點第一天, 潛盾隧道中心線上方所造成之地表沉陷量, 其公制單位為 (mm/day), $1/a$ 即代表潛盾隧道開挖造成的初始地表沉陷速率。本研究蒐集國內外潛盾機遭遇卵

礫石層之施工案例 13 筆，藉由雙曲線模式模擬地表沉陷歷時關係，得到雙曲線參數 a 值，將雙曲線參數 a 值取其倒數為 1/a 值，計算出 1/a 值範圍為 2.3±1.3 mm/day。其範圍乃採取多組案例 1/a 值之平均值加減一個標準誤差 (Standard deviation) 所得。

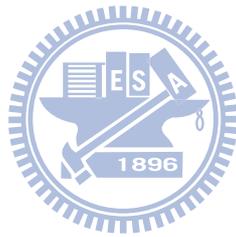
5.4 地表最終沉陷量 $S_{\max}=1/b$ 探討

如 5.1.3 小節所述，雙曲線參數 1/b 之物理意義為地表長期最終沉陷量，其公制單位為 (mm)。本研究蒐集國內外潛盾機遭遇卵礫石層之施工案例 13 筆，藉由雙曲線模式模擬地表沉陷歷時關係，得到雙曲線參數 b 值，雙曲線參數 b 值取其倒數為 1/b 值，計算出 1/b 值範圍為 5.8±1.5 mm。其範圍乃採取多組案例 1/b 值之平均值加減一個標準誤差所得。

5.5 地表沉陷歷時曲線的限制性

沉陷歷時曲線主要是依據監測點的地表沉陷量與潛盾機通過該測點後的時間關係，提出初始沉陷速率及地表長期最終沉陷量研究。但沉陷歷時曲線有其限制性：1.使用雙曲線模式模擬沉陷歷時曲線，當潛盾機通過時間(t)為 0 day 時，預估沉陷量 S(t)為 0 mm，雙曲線將會通過原點，但根據圖 6-1 顯示，因潛盾機施工影響將會有先行的地表沉陷量變化，潛盾機通過時間(t)為 0 day 時，現地沉陷量 S(t)並不一定會 0 mm，影響以雙曲線模擬初始地表沉陷值結果。2.一般施工，工期必須於合約規定內完成，且潛盾機掘進速度維持穩定(桃園機場聯外捷運系統平均施工速率為 3~5 m/day、台電竹工 161Kv 電纜線路隧道工程平均施工速率為 2~4 m/day 與北京地鐵一號線平均施工進度為 3 m/day)且施工時間為連續，但若因遭遇特殊施工困難導致工作程序改變，如遇地下障礙物必需停機排除，將會影響預估地表沉陷量與時間的關係。

因此，本研究將於第六章，依據監測點的地表沉陷量與潛盾機通過該測點後的距離關係進行研究與探討，提出初始沉陷斜率及地表最大沉陷量之建議。



第六章

地表沉陷縱剖面與雙曲線模式

因為地表沉陷歷時曲線有其限制性，如圖 6-1 所示，本章探討地表沉陷縱剖面，並嘗試以雙曲線模式模擬潛盾隧道在卵礫石地層開挖造成之地表沉陷距離（xz 曲線）關係。

本研究蒐集國內外案例資料，如表 6-1 所示，其中包含義大利米蘭地鐵一號線延伸工程、台灣電力公司竹工 161 kV 電纜線路隧道工程及桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程案例，上述 3 個案例全部採用土壓平衡式潛盾機於卵礫石地盤掘進施工，依據現地監測資料共 10 筆地表沉陷縱剖面資料。以下分別介紹為地表沉陷縱剖面、雙曲線模式、及以雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面。

6.1 地表沉陷縱剖面



如圖 6-1 顯示依沉陷測點發生與潛盾機盾首之水平距離，將潛盾隧道於卵礫石地盤施工所產生之地盤沉陷區分為六個階段(Stage)，並以桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程案例的 SSI 1021 測點為例，各階段沉陷行為詳述如下：

Stage 1：先行沉陷：係發生於距潛盾機到達之相當距離前方之沉陷

Stage 2：開挖面到達前擠壓隆起：係發生於土壓平衡式潛盾機潛盾開挖面即將到達前之地層隆起，主要因潛盾機操作時，開挖面推擠前方土層造成土壓不平衡所致。

Stage 3：開挖面前地盤損失：係發生於潛盾機開挖排出土壤時，土壓力改變所致。

Stage 4：盾身通過時沉陷：係發生於潛盾機通過測點造成之沉陷，其產生之主要原因為潛盾機盾身表面與地盤間之摩擦，造成周遭土壤擾動所引致。

Stage 5：盾尾空隙閉合：係發生於潛盾機尾部通過後不久之沉陷，其產生之主要

原因為盾殼外側與襯砌環片外側間之縫隙，稱為盾尾空隙閉合。在環片脫離機身，因地盤應力釋放造成沉陷。

Stage 6：後續沉陷：因卵礫石地盤中，顆粒間細粒料因隧道開挖擾動所引致之微小長期沉陷。

6.2 雙曲線模式介紹

為便於說明單一潛盾隧道施工造成隧道中心上方之地表沉陷，參照圖 6-2，本研究首先定義相關重要參數如下：

D ：隧道襯砌外側直徑 ($D = 2R$)

Z ：隧道中心線深度

x ：潛盾機盾首與測點間之水平距離

$S(x)$ ：隨距離 x 變化之地表沉陷量

第五章研究發現，雙曲線模式可用來模擬潛盾機在卵礫石地層內開挖造成之沉陷歷時關係。本研究根據現地監測資料共 10 筆，分析其地表沉陷縱剖面，探討沉陷縱剖面(xz 關係)是否也可以雙曲線模式加以模擬，式 (6.1) 為雙曲線模式模擬地表沉陷對距離的關係：

$$S(x) = \frac{x}{a + bx} \quad (6.1)$$

上式中，

$S(x)$ ：隧道中心線正上方之地表沉陷量 (mm)

x ：潛盾機盾首與測點的水平距離 (m)

a ：雙曲線參數 (m/mm)

b ：雙曲線參數 (1/mm)

6.2.1 決定雙曲線參數 a 及 b

藉由改寫式 (6.1)，可以得到以 $x/S(x)$ 為縱座標，以 x 為橫座標之斜截式，

如式 (6.2)。

$$\frac{x}{S(x)} = bx + a \quad (6.2)$$

將現地監測之地表沉陷對距離的資料，繪於以 $x/S(x)$ 為縱軸，距離 x 為橫軸之圖中，利用線性回歸找出直線關係，求出參數 a (截距) 和參數 b (斜率)，如圖 6-3。利用上述方法求出的雙曲線參數 a 、 b ，代回雙曲線 (6.1) 公式內，繪製於圖上，即可模擬出一條雙曲線地表沉陷縱剖面。

本研究舉例說明如何由現地監測之地表沉陷 $S(x)$ 與時間 x 資料，決定雙曲線參數 a 、 b 。如圖 6-4 (a) 為米蘭地鐵一號線延伸工程，監測點為 SSI 13-1 之地表沉陷監測數據 (Migliazza et al., 2009)。將現地監測數據繪於 $x/S(x)$ 為縱軸，時間 x 為橫軸之圖中，圖 6-4(a) 顯示監測數據 $S(x)$ 與 x 呈線性關係，利用線性回歸找出線性方程式 $Y = 0.113 * X + 0.259$ ，可得雙曲線參數 a (截距) 為 0.259 m/mm，參數 b (斜率) 為 0.113 1/mm。將雙曲線參數 a 、 b 值代回雙曲線公式 (6.1)，即可模擬本案例之地表沉陷縱剖面曲線。

圖 6-4(b) 及圖 6-4(c) 之台電 161 Kv 電纜隧道工程及桃園國際機場聯外捷運系統潛盾隧道工程案例，顯示潛盾隧道施工遭遇卵礫石地層引致地表沉陷縱剖面數據，圖中 $\frac{t}{S}$ 與 t 監測資料可獲得線性關係，由圖中直線之截距及斜率決定雙曲線參數 a 、 b 。

6.2.2 參數 $1/a$ 之物理意義

雙曲線參數 $1/a$ 之物理意義，可由雙曲線公式 (式 6.1) 加以推求。雙曲線公式對距離 x 進行微分，可求出地表沉陷縱剖面斜率 $dS(x)/dx$ 。當 $x \rightarrow 0$ 時， $dS(x)/dx$ 則為距離為 0 之初始切線斜率，如下式 (6.3) 所示，曲線初始切線斜率等於 $1/a$ 。

$$\left(\frac{dS(x)}{dx}\right) = \lim_{x \rightarrow 0} \frac{(a+bx) - x(b)}{(a+bx)^2} = \frac{a}{a^2} = \frac{1}{a} \quad (6.3)$$

如圖 6-5 所示， $1/a$ 代表的物理意義為當潛盾機盾首剛通過測點的初始沉陷斜率，公制單位為 (mm/m)。參數 $1/a$ 愈大，表示隧道開挖造成之初始沉陷斜率較大。反之若參數 $1/a$ 愈小，則初始沉陷斜率愈小。

6.2.3 參數 $1/b$ 之物理意義

雙曲線參數 $1/b$ 之物理意義，亦可由雙曲線公式(6.1)推得，根據 L'Hopital's Rule，在式 (6.1) 中，當 $x \rightarrow \infty$ 時， $S(x)$ 將會趨近於 $1/b$ ，如下式 (5.2)。

$$S(x) = \lim_{x \rightarrow \infty} \frac{x}{a+bx} = \frac{1}{b} \quad (5.2)$$

如圖 6-5 所示，參數 $1/b$ 之物理意義代表地表沉陷縱剖面之長期最終沉陷量，即最大沉陷量 S_{max} 之倒數 ($S_{max}=1/b$)，參數 $1/b$ 的公制單位為 (mm)。參數 $1/b$ 之大小 (即為最大沉陷量 S_{max}) 為影響地表沉陷縱剖面重要參數。

6.3 以雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面

依據 6.2.1 小節所述之方法，藉由潛盾隧道開挖引致之地表沉陷監測資料，決定雙曲線參數 a 及 b ，再將雙曲線參數 a 、 b 代回下列雙曲線公式。

繪製於地表沉陷 $S(x)$ 對距離 x 之座標圖上，即可模擬出一條依據雙曲線模式推估之地表沉陷縱剖面。本研究將現地監測獲得之地表沉陷資料，一併繪入圖中以便相互比較，其結果如圖 6-6 至圖 6-8 所示。

圖 6-6 顯示之案例為米蘭地鐵一號線延伸工程(Migliazza et al., 2009)，監測點 SSI 13-1 的地表沉陷縱剖面監測數據。隧道外側直徑為 6.3 m，隧道中心深度為 12.2 m。圖 6-4 (a) 求得雙曲線參數 a 為 0.259 m/mm，雙曲線參數 b 為 0.113 1/mm，將 a 及 b 參數代回雙曲線公式 (6.1)，結果如圖 6-6 (a) 所示，圖中顯示

本案例監測數據與雙曲線模式吻合額為良好。圖 6-6 (b) 顯示米蘭地鐵一號線延伸工程另一監測點 SSI 12-7 之地表沉陷監測資料及雙曲線模擬，圖中顯示大部分監測資料皆與雙曲線模式吻合良好。

圖 6-7 顯示之案例為台灣電力公司竹工 161 kV 電纜線路洞道工程(Chieh Hsing and Shimizu, 2009)，圖 6-7(a)為監測點 SSI 06 的地表沉陷縱剖面監測數據。隧道外側直徑為 6.55 m，隧道中心深度為 17.48 m。圖 6-4 (b) 求得雙曲線參數 a 為 0.598 m/mm，雙曲線參數 b 為 0.169 1/mm，將 a 及 b 參數代回雙曲線公式(6.1)，結果如圖 6-7 (a) 所示，圖中顯示本案例監測數據與雙曲線模式吻合頗為良好。圖 6-7 (b) 至 6-7 (d) 顯示台灣電力公司竹工 161 kV 電纜線路洞道工程不同監測點之地表沉陷監測資料及雙曲線模擬，圖中顯示大部分監測資料皆與雙曲線模式吻合良好。

圖 6-8 顯示之案例為桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程(CECI, 2009)，圖 6-8(a)為監測點 SSI 1021 的地表沉陷縱剖面監測數據。隧道外側直徑為 6.10 m，隧道中心深度為 16.34 m。圖 6-4 (c) 求得雙曲線參數 a 為 0.375 m/mm，雙曲線參數 b 為 0.136 1/mm，將 a 及 b 參數代回雙曲線公式 (6.1)，結果如圖 6-8 (a) 所示，圖中顯示本案例監測數據與雙曲線模式吻合額為良好。圖 6-8 (b) 至 6-8 (d) 顯示桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程不同監測點之地表沉陷監測資料及雙曲線模擬，圖中顯示大部分監測資料皆與雙曲線模式吻合良好。

以上各案例現地監測資料顯示，潛盾隧道中心線上方之地表沉陷縱剖面，皆可使用雙曲線模式加以描述，本研究以現地監測資料驗證以雙曲線模式應用於模擬隧道施工造成卵礫石層地表沉陷縱剖面之可行性。

6.4 卵礫石地層地表初始斜率探討

如 6.2.2 小節所述，雙曲線參數 $1/a$ 之物理意義為，當潛盾機盾機盾首通過測點地表縱剖面的初始沉陷斜率，其公制單位為 (mm/m)。本研究蒐集國內外

潛盾機遭遇卵礫石層之施工案例，藉由雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面，得雙曲線參數 a 值共 10 筆數據，如表 6-1 所示將雙曲線參數 a 取其倒數為 $1/a$ ，計算得出 $1/a$ 值範圍為 1.38 ± 0.86 mm/m。地表縱剖面初始斜率 $1/a$ 範圍，乃採取 10 組案例 $1/a$ 值之平均值，加減一個標準誤差所得。

6.5 卵礫石地層地表最終沉陷量探討

如 6.2.3 小節所述，雙曲線參數 $1/b$ 之物理意義為地表長期最終沉陷量，其公制單位為 (mm)。本研究蒐集國內外潛盾機遭遇卵礫石層之施工案例 10 筆，藉由雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面，得到雙曲線參數 b 值，取參數 b 值之倒數為 $1/b$ ，依據表 6-1 計算出 $1/b$ 值範圍為 6.7 ± 1.2 mm。 $1/b$ 範圍乃採取多組案例 $1/b$ 值之平均值，加減一個標準誤差所得。



第七章

潛盾隧道於卵礫石地層施工造成之地表沉陷槽

Peck (1969) 建議，因潛盾隧道施工所引致之地表沉陷槽，可以用常態分佈曲線來模擬，Peck 依據現地量測資料，分析於不同土層狀況下潛盾施工所引致之地表沉陷槽，得到代表沉陷槽寬度之參數 i 值。本章研究嘗試依據國內外工程案例資料，分析獲得潛盾隧道於卵礫石地層施工造成沉陷槽之寬度參數 i 值，及地表最大沉陷量 S_{max} 值。根據分析結果，本研究提出一經驗方法，評估潛盾隧道在卵礫石地層開挖所引致之地表沉陷槽。

如表 7-1 所示，本章蒐集國內外案例資料，其中包含東京臨海副都心線工程、北京地鐵四號線工程、深圳地鐵一期工程、義大利米蘭地鐵一號線延伸工程、台灣電力公司竹工 161 kV 電纜線路隧道工程及桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程案例，上述 6 個案例全部採用土壓平衡式潛盾機於卵礫石地盤掘進施工，依據現地監測資料共獲得 15 筆地表沉陷槽資料。以下分別介紹常態分佈理論、以常態分佈理論模擬現地沉陷資料、沉陷槽寬度參數 i 、隧道中心上地地表最大沉陷量 S_{max} 、預估沉陷槽的經驗方法、及經驗評估方法的優點與限制。

7.1 常態分佈沉陷槽理論

為便於說明單一潛盾隧道開挖造成之地表沉陷槽，參照圖 7-1，本研究先定義相關重要參數如下：

R：隧道襯砌環片外側半徑

Z：隧道中心線之深度

S_{max} ：地表最大沉陷量

i ：隧道中心線到地表沉陷槽反曲點（Inflection point）的水平距離

Peck（1969）建議以式(2.6)之常態分佈曲線來模擬潛盾隧道施工造成之地表沉陷槽。

$$S(y) = S_{\max} \times \exp\left(-\frac{y^2}{2i^2}\right) \quad (2.6)$$

式中，

y ：測點至隧道中心線的水平距離（m）

$S(y)$ ：距隧道中心線水平距離 y 處之地表沉陷量（mm）

由式(2.6)可知，欲模擬地表沉陷槽，寬度參數 i 與地表最大沉陷量 S_{\max} 為兩主要參數。依據監測斷面各測點之實測資料，可以線性回歸方式得到該沉陷槽之參數 i 。

以下說明沉陷槽寬度參數 i 及地表最大沉陷量 S_{\max} 之計算方式，將式（2.6）等號兩側取自然對數，經整理後可得下式：

$$\ln S(y) = \left(-\frac{1}{2i^2}\right) \cdot y^2 + \ln S_{\max} \quad (7.1)$$

將監測斷面上各監測點的沉陷資料繪於以 $\ln S(y)$ 為縱軸，以 y^2 為橫軸之圖上，使用線性回歸方法，求取直線方程式，由直線之斜率 $\left(-\frac{1}{2i^2}\right)$ 可求得 i 值，由直線之截距 $(\ln S_{\max})$ 即可求得 S_{\max} 。利用上述方法求出的沉陷槽寬度參數 i 、地表最大沉陷量 S_{\max} ，代回式(2.6)內，繪製於圖上，即可模擬出常態分布之地表沉陷槽。

7.1.1 例題說明如何決定 i 與 S_{\max}

本小節舉例說明如何由現地監測之地表沉陷 $S(y)$ 與距離 y 資料，決定地表沉陷槽參數 i 及地表最大沉陷量 S_{\max} 。圖 7-2(a) 為東京臨海副都心線工程，TP+16.20

監測斷面之地表沉陷槽監測數據(Takahashi et al., 2003)。將現地監測數據繪於以 $\ln S(y)$ 為縱軸，以 y^2 為橫軸之圖中，圖 7-2(a) 顯示監測數據 $\ln S(y)$ 與 y^2 之關係，利用線性回歸找出線性方程式為 $Y = -0.0059 * X + 2.039$ ，可得沉陷槽參數 i 為 9.21 m，地表最大沉陷量 S_{max} 為 7.68 mm。將沉陷槽參數 i 、地表最大沉陷量 S_{max} 值代入地表沉陷槽公式(2.6)，即可模擬本案例之地表沉陷槽。

圖 7-2(b)至 7-2(f)，顯示各案例潛盾隧道施工遭遇卵礫石地層引致之地表沉陷槽數據，圖中監測資料 $\ln S(y)$ 與 y^2 呈皆可建立線性關係，由圖中直線之截距 ($\ln S_{max}$) 及斜率 ($-\frac{1}{2i^2}$) 可以決定沉陷槽參數 i 及地表最大沉陷量 S_{max} ，各案例求出之 i 及估算最大地表沉陷如表 7-1 所示。

7.2 以常態分佈理論模擬現地監測沉陷資料

依據 7.1 節所述之方法，藉由潛盾隧道開挖引致之地表沉陷監測資料，決定常態分佈沉陷槽參數 i 、地表最大沉陷量 S_{max} 。再將 i 、 S_{max} 代入 (2.6) 式，繪製於地表沉陷 $S(y)$ 對距離 y 之座標圖上，即可模擬出依據常態分佈曲線模式所推估的地表沉陷槽。本研究將現地監測獲得之地表沉陷資料，一併繪入圖中，以便相互比較，其結果如圖 7-3 至圖 7-8 所示。

圖 7-3 顯示為東京臨海副都心線 TP+16.20 監測斷面的地表沉陷槽監測數據 (Takahashi et al., 2003)。隧道外徑為 10.0 m，隧道中心深度為 20.0 m。圖 7-2(a) 求得地表沉陷槽參數 i 為 9.21 m，地表最大沉陷量 S_{max} 為 7.68 mm，將 i 及 S_{max} 參數代入 (2.6) 式，結果如圖 7-3 所示，圖中顯示本案例監測數據與常態分佈沉陷槽吻合頗為良好。

圖 7-4(a) 顯示北京地鐵四號線工程 G 4 監測斷面的地表沉陷槽監測數據 (Bian et al., 2003)。隧道外徑為 6.0 m，隧道中心深度為 15.0 m。圖 7-2(b) 求出地表沉陷槽參數 i 為 9.81 m，地表最大沉陷量 S_{max} 為 4.89 mm，將上述 i 及 S_{max} 參

數代入 (2.6)式，其結果如圖 7-4(a)所示，圖中顯示本案例監測數據與常態分佈沉陷槽吻合頗為良好。圖 7-4(b)顯示北京地鐵四號線工程 G 6 監測斷面之地表沉陷監測資料及其常態分佈沉陷槽模擬，圖中顯示大部分監測資料皆與常態分佈沉陷槽吻合良好。

圖 7-5 顯示之案例為深圳地鐵一期工程(Jia et al., 2009)，圖 7-5(a)為 DL 監測斷面的地表沉陷槽監測數據。隧道外徑為 6.0 m，隧道中心深度為 14.4 m。由圖 7-2(c)求得地表沉陷槽參數 i 為 6.65 m，地表最大沉陷量 S_{max} 為 7.89 mm，將 i 及 S_{max} 參數代入 (2.6)式，結果如圖 7-5(a)所示，圖中顯示本案例監測數據與常態分佈沉陷槽吻合頗為良好。圖 7-5(b)顯示深圳地鐵一期工程 H 監測斷面之地表沉陷監測資料及常態分佈沉陷槽模擬，圖中顯示大部分監測資料皆與常態分佈沉陷槽吻合良好。

圖 7-6 顯示之案例為義大利米蘭地鐵一號線延伸工程(Migliazza et al., 2009)，圖 7-6(a)為 12-7 監測斷面的地表沉陷槽監測數據。隧道外徑為 6.3 m，隧道中心深度為 12.2 m。圖 7-2(d)求得地表沉陷槽參數 i 為 6.01 m，地表最大沉陷量 S_{max} 為 8.71 mm，將 i 及 S_{max} 參數代入 (2.6)式，其結果如圖 7-6(a)所示，圖中顯示本案例監測數據與常態分佈沉陷槽吻合頗為良好。圖 7-6(b)與圖 7-6(c)顯示米蘭地鐵一號線延伸工程 13-1 及 13-4 監測斷面之地表沉陷監測資料及常態分佈沉陷槽模擬，圖中顯示大部分監測資料皆與常態分佈沉陷槽吻合良好。

圖 7-7 顯示案例為台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程(Chieh Hsing/Shimizu, 2009)，圖 7-7(a)為 2A-1 監測斷面的地表沉陷槽監測數據。隧道外徑為 6.10 m，隧道中心深度為 23.1 m。由圖 7-2(e)求得沉陷槽寬度參數 i 為 17.15 m，地表最大沉陷量 S_{max} 為 5.37 mm，將 i 及 S_{max} 參數代入式(2.6)，其結果如圖 7-7(a)所示，圖中顯示本案例監測數據與常態分佈沉陷槽吻合頗為良好。圖 7-7(b)、(c)、(d)顯示台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程 2A-2、2A-3、及 2A-4 監測斷面之地表沉陷監測資料及常態分佈沉陷槽模擬，圖中顯示大部分監測資料皆與常態分佈沉

陷槽吻合良好。

圖 7-8 顯示之案例為桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程(CECI, 2009), 圖 7-8(a)為 MC-A-03 監測斷面的地表沉陷槽監測數據。隧道外徑為 6.10 m, 隧道中心深度為 20.3 m。圖 7-2(f)求得地表沉陷槽參數 i 為 16.22 m, 地表最大沉陷量 S_{max} 為 4.62 mm, 將上述 i 及 S_{max} 參數代入 (2.6) 式, 結果如圖 7-8(a) 所示, 圖中顯示本案例監測數據與常態分佈沉陷槽吻合頗為良好。圖 7-8(b) 與圖 7-8(c) 顯示桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程, MC-A-04 及 MC-B-11 監測斷面測得之地表沉陷監測資料及常態分佈沉陷槽模擬, 圖中顯示大部分監測資料皆與常態分佈沉陷槽吻合良好。

以上各案例現地監測資料顯示, 於卵礫石地盤開挖潛盾隧道引致之地表沉陷槽, 皆可使用常態分佈沉陷槽加以描述。然而, 常態分佈沉陷槽的寬度參數 i 值與 S_{max} 值, 受到隧道深度 Z 及隧道半徑 R 等變因控制。於下一節中, 本研究根據國內外潛盾施工遭遇卵礫石地層之案例資料, 加以統計分析, 探討如何估算沉陷槽參數 i 值與 S_{max} 值, 作為預估地表沉陷槽的基礎。

7.3 沉陷槽寬度參數 i

Peck (1969) 分析潛盾機於不同土層狀況下施工, 所引致之地表沉陷槽之 i 值, 作為代表沉陷槽寬度之參數, 並依據監測數據隧道半徑 R 、隧道中心線深度 Z 及沉陷槽寬度參數 i 值之關係, 繪製成圖 2-13。本研究蒐集國內外潛盾機遭遇卵礫石地盤之沉陷槽斷面 15 筆, 分析求得各沉陷槽寬度參數 i 值, 如表 7-1 所示, 本研究根據隧道半徑 R 及隧道中心線深度 Z , 將各斷面之 i 與 Z 之關係繪入圖 7-9 之寬徑比($\frac{i}{R}$)與深徑比($\frac{Z}{2R}$)之無因次關係圖中。圖中粗實線為此 15 筆監測資料之平均值(Mean), 虛線範圍為平均值加減一個標準差(Standard deviation, σ) 所得。依據統計學的原則, 68% 施工案例造成之地表沉陷槽寬度參數 i 值皆應落

於此範圍內 ($\text{Mean} \pm \sigma$)，此範圍可作為潛盾隧道遭遇卵礫石地盤時，預估地表沉陷槽寬度參數 i 值範圍參考使用。

由圖 7-9 可知，相同直徑 R 之潛盾機，隧道中心線深度 Z 愈深，潛盾隧道施工造成之地表沉陷槽寬度愈寬。相同直徑之潛盾機，於相同深度開挖隧道（即 $Z/2R$ 值固定），在地下水位以下之卵礫石層開挖隧道所得到的沉陷槽寬度參數 i 值，比 Peck (1969) 建議在地下水位以上之砂土層、黏土層及在地下水位以下之砂土層開挖隧道造成之 i 值為大。例如當 $\frac{Z}{2R} = 3$ 時，在卵礫石土層開挖隧道所造成的沉陷槽寬度參數 i 值約為在地下水位以上之砂土層的 3.3 倍、在黏土層的 1.7 倍、及在地下水位以下之砂土層的 1.25 倍，Attewell (1981)、Q'Reilly and New (1981) 及 Loganathan and Poulous (1998) 所建議之 $\frac{i}{R}$ 與 $\frac{Z}{2R}$ 的關係亦顯示於圖 7-9。圖 7-9 之研究結果顯示，在地下水位以下之卵礫石土層開挖潛盾隧道引致之沉陷槽寬度較於其它土層造成者為寬。



7.4 隧道中心上方地表最大沉陷量 S_{max}

如表 7-2 所示，本節研究蒐集國內外案例資料，依據現地監測資料獲得 24 筆隧道中心線上方地表最大沉陷量 S_{max} 資料，由表 7-2 資料統計，地表最大沉陷量在 2.8~9.0 mm 之間。

圖 7-10 顯示潛盾隧道深度 Z 與地表最大沉陷量 S_{max} 之關係，圖中縱座標為隧道中心線深度 Z 對隧道直徑 D 正規化之比值 Z/D ，橫座標為地表最大沉陷量 S_{max} 。圖中隨著隧道深徑比 Z/D 增加，地表最大沉陷量 S_{max} 呈減小趨勢，推測其原因，隨著隧道深度 Z 增加，覆土層厚度增加，卵礫石地盤拱效應作用越加明顯。圖中實線為此 24 筆地表最大沉陷量 S_{max} 之平均值，虛線範圍為此平均值加減一個標準差範圍。依統計學的原則，68% 施工案例造成之地表最大沉陷量 S_{max} 皆落於此範圍內 ($\text{Mean} \pm \sigma$)，此範圍可作為遭遇卵礫石潛盾施工預估最大沉陷

量範圍參考使用。

表 7-3 及表 7-4 為吳俊德(2008)蒐集國內外土壓平衡式潛盾機遭遇砂土與黏土層造成之地表最大沉陷量 S_{max} ，表 7-3 顯示，土壓平衡式潛盾隧道在砂土層中開挖引致之地表最大沉陷量在 22~62 mm 之間，表 7-4 顯示土壓平衡式潛盾隧道在黏土層中開挖引致之地表最大沉陷量在 18~34 mm，在卵礫石土層開挖隧道引致之地表最大沉陷量(2.8~9.0 mm)明顯小於砂土及黏土層之最大沉陷量範圍。推測其原因，為卵礫石地層自立性高、勁度模數大、及剪力强度高，因此潛盾機掘進時造成地表沉陷比於其它土層造成者小。

7.5 以經驗方法評估地表沉陷

本節運用蒐集之國內外遭遇卵礫石潛盾施工造成的地表沉陷資料，利用 7.3 節與 7.4 節所提出之經驗方法求出 i 及 S_{max} 值，依據 Peck 所建議之常態分佈曲線，評估潛盾隧道在卵礫石地層開挖所引致之地表沉陷槽，並與國內外施工監測所得之沉陷槽相互比較。



7.5.1 分析評估案例

為便於讀者了解如何以經驗方法評估地表沉陷槽，以下引用桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程案例 (CECI, 2009) 為例，逐步分析步驟說明如下：

《分析案例》

案例名稱：桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程案例 (MC-A-04 斷面)

隧道中心線深度 (Z)：18.1 m

隧道直徑 (2R)：6.10 m

潛盾機型式：土壓平衡式潛盾機

土壤種類：卵礫石土層

《評估步驟》

一、由已知的隧道中心線深度 ($Z = 18.1 \text{ m}$) 與隧道直徑 ($2R = 6.10 \text{ m}$)，得到其

深徑比 ($\frac{Z}{2R} = 2.97$)。

二、將深徑比 ($\frac{Z}{2R} = 2.97$) 之值代入圖 7-9 中，可得到 $\frac{i}{R}$ 值範圍 ($\frac{i_{low}}{R} = 3.87$ 、

$\frac{i_{avg}}{R} = 4.30$ 、 $\frac{i_{high}}{R} = 4.69$)。再由已知之隧道半徑 ($R = 3.05 \text{ m}$)，進而求得

該土層狀況之沉陷槽寬度參數 i 值： $i_{low} = 11.81 \text{ m}$ 、 $i_{avg} = 13.12 \text{ m}$ ，及

$i_{high} = 14.30 \text{ m}$ 。

三、將深徑比 ($\frac{Z}{2R} = 2.97$) 之值代入圖 7-10 中，可得到最大地表沉陷量 S_{max}

值： $(S_{max})_{low} = 4.1 \text{ mm}$ 、 $(S_{max})_{avg} = 5.0 \text{ mm}$ 及 $(S_{max})_{high} = 5.9 \text{ mm}$ 。

四、將所求得之 i 值與 S_{max} 範圍代入 Peck (1969) 所建議之地表沉陷常態分佈曲

線 (2.6 式) 則由 i_{low} 與 $(S_{max})_{low}$ 可得估算之最小地表沉陷曲線，由 i_{avg} 與

$(S_{max})_{avg}$ 可得平均地表沉陷曲線，由 i_{high} 與 $(S_{max})_{high}$ 可得最大地表沉陷曲線，

再將現地監測結果繪入，如圖 7-11，圖中顯示現地監測資料皆落在預估沉陷槽範圍內，表示此經驗方法的可行性。

7.5.2 經驗法估算沉陷槽與監測沉陷槽之比較

圖 7-12 顯示為東京地鐵臨海副都心線 TP+16.20 監測斷面的地表沉陷槽監測資料 (Takahashi et al., 2003) 與預估沉陷槽之比較。圖中顯示大部分監測資料皆落在預估沉陷槽範圍內，表示以此經驗方法預估地表沉陷槽之成果良好。

圖 7-13(a) 顯示北京地鐵四號線工程 G 4 監測斷面的地表沉陷槽監測資料 (Bian et al., 2005) 與預估沉陷槽之比較。圖中顯示大部分監測資料落在預估最小地表沉陷曲線與平均地表沉陷曲線範圍內，圖 7-13(b) 顯示北京地鐵四號線工程 G

6 監測斷面之地表沉陷監測資料與預估沉陷槽之比較，圖中顯示大部分監測資料落在預估最小地表沉陷曲線與平均地表沉陷曲線範圍內，表示以此經驗方法預估地表沉陷槽之成果良好。

圖 7-14(a)顯示為深圳地鐵一期工程 DL 監測斷面的地表沉陷槽監測數據(Jia et al., 2009)，與預估沉陷槽之結果。圖中顯示隧道中心線上地表最大沉陷量稍大於預估範圍，其餘監測資料皆落在預估沉陷槽範圍內，圖 7-14(b)顯示深圳地鐵一期工程 H 監測斷面之地表沉陷監測資料與預估沉陷槽之比較，圖中顯示大部分監測資料皆落在預估沉陷槽範圍內，表示以此經驗方法預估地表沉陷槽之成果良好。

圖 7-15(a)顯示為義大利米蘭地鐵一號線延伸工程 12-7 監測斷面的地表沉陷槽監測數據(Migliazza et al., 2009)與預估沉陷槽之比較。圖中顯示大部分監測資料皆落在預估沉陷槽範圍內，圖 7-15(b)與圖 7-15(c)顯示米蘭地鐵一號線延伸工程 13-1 及 13-4 監測斷面之地表沉陷監測資料與預估沉陷槽之比較，圖中顯示大部分監測資料皆落在預估沉陷槽範圍內，表示以此經驗方法預估地表沉陷槽之成果良好。

圖 7-16(a)與圖 7-16(b)顯示位於新竹縣湖口鄉之台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程 2A-1 及 2A-2 監測斷面的地表沉陷槽監測數據(Chieh Hsing/Shimizu, 2009)與預估沉陷槽之比較。圖中顯示大部分監測資料稍大於預估最大沉陷槽範圍，估計原因為使用此經驗方法評估地表沉陷槽之 i 及 S_{max} 時，根據統計學的原則，只有大約 68% 的監測數據會落在平均值加減一個標準差的範圍內 ($\text{Mean} \pm \sigma$)。使用此經驗方法評估地表沉陷槽，若要求實測數據大都落在預估範圍，可依使用者需求，將 i 及 S_{max} 預估範圍增加至平均值加減兩個標準差 ($\text{Mean} \pm 2\sigma$)，95% 的監測數據將會落在預估範圍內，提昇預估地表沉陷槽之準確度，圖 7-16(c)、(d) 顯示台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程 2A-3、及 2A-4 監測斷面之地表沉陷監測資料與預估沉陷槽之比較，圖中顯示大部分監測資料落在預估沉陷槽範圍內，

並有此監測資料之沉陷值小於最小地表沉陷預估曲線，推估此工程於 2A-3 及 2A-4 施工階段，因離出發井較遠，施工程序穩定及施工品質良好。

圖 7-17(a)顯示為桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程 MC-A-03 監測斷面的地表沉陷槽監測數據(CECI, 2009)與預估沉陷槽之比較，圖中顯示隧道中心線上 方地表最大沉陷量稍大於預估範圍，其餘監測資料皆落在預估沉陷槽範圍內，圖 7-17(b)顯示桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程 MC-B-11 監測斷面測得之地表沉陷監測資料與預估沉陷槽之結果，圖中顯示大部分監測資料落在預估沉陷槽範圍內，表示以此經驗方法預估地表沉陷槽之成果良好。

7.6 經驗評估方法的優點與限制

以本經驗方法評估潛盾於卵礫石地層施工所引致之地表沉陷時，必須先充分了解此方法之優點與限制，才能適切地使用此方法。以下列出本經驗方法之各項優點與限制：



一、優點：

- (1) 評估結果具可靠性：地表條件、輔助工法採用與否及施工人員技術等皆為影響潛盾隧道工程施工品質之重要因素，但均難以量化分析。本方法因使用國內外潛盾隧道工程現地監測結果，故評估結果相當且有可靠性。
- (2) 過程簡單：只需要輸入簡單的參數，即可迅速地計算得地表沉陷預估曲線。此方法操作容易，不需複雜設備。輸出結果亦可與數值方法進行比較。
- (3) 可考慮不同因素之影響：此方法可考慮隧道深度及隧道直徑對地表沉陷之影響。
- (4) 具靈活調整能力：當使用新機型或是遭遇不同地層，將可擴充此方法適用範圍，並且未來可再蒐集更多現地資料進行本方法之修正。

二、限制：

- (1) 本方法僅能考慮單一土層，對於潛盾機遭遇多層土壤則無法進行評估。

- (2) 本方法僅能用來評估地表沉陷，對於深層沉陷、水平位移與水壓變化等項目，無法進行評估。
- (3) 此方法之基本假設地表沉陷曲線是對稱的，無法考慮邊界條件為非對稱情形。
- (4) 此方法只適合在良好施工情況下才能被使用，無法評估施工不良造成之巨大地盤變位甚至失敗案例。



第八章

結論與建議

本研究依據國內外潛盾隧道施工遭遇卵礫石地層之案例，評估潛盾隧道施工遭遇卵礫石地盤引致之地表沉陷歷時曲線、地表沉陷縱剖面、最大地表沉陷量、地表沉陷槽，並提出一經驗方法，評估潛盾隧道施工造成之地表沉陷槽，獲得如下之結論與建議：

8.1 結論

(1) 依據桃園國際機場聯外捷運系統 CU02A 標，潛盾隧道施工遭遇地層之粒徑分佈曲線，此土層之卵石含量為 55%，礫石含量為 30%，砂之含量為 11%，粉土及黏土含量為 4%，此地盤含量最多的是卵石，其餘為礫石土壤，故此土層稱為卵礫石土壤 (Cobble and Gravelly Soil)。

(2) 為調查卵礫石之最大粒徑，桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程於卵礫石地盤進行地質調查中，施作大口徑鑽孔地質調查，以利於設計潛盾機切刀轉盤開口率、及排除卵礫石螺運機直徑尺寸。

(3) 由國內外案例之監測地表沉陷對時間的資料得知，潛盾機在卵礫石地盤施工造成之地表沉陷，大部分在潛盾機首通過後 10 天至 30 天內完成。潛盾隧道施工引致隧道中心線上方之地表沉陷歷時曲線，可以使用下列雙曲線關係加以模擬。

$$S(t) = \frac{t}{a + bt} \quad (2.4)$$

(4) 以桃園國際機場聯外捷運系統潛盾隧道工程的 SSI 1021 測點為例，依據沉陷測點發生與潛盾機盾首之水平距離，可將潛盾隧道於卵礫石地盤施工所產生之地盤沉陷區分為六個階段，分別為：1.先行沉陷、2.開挖面到達前擠壓隆起、3.

開挖面前地盤損失、4.盾身通過時沉陷、5.盾尾空隙閉合、及 6.後續沉陷。

(5) 由國內外案例之監測地表沉陷與距離(xz 曲線)資料得知，潛盾隧道在卵礫石地盤施工引致隧道中心線上方之地表沉陷縱剖面，可以使用下列雙曲線關係加以模擬。

$$S(x) = \frac{x}{a + bx} \quad (6.1)$$

(6) 根據國內外案例之現地監測資料顯示，於卵礫石地盤開挖潛盾隧道引致之地表沉陷槽，可使用常態分佈沉陷槽模。隧道中心線深度愈深，潛盾隧道施工造成之地表沉陷槽寬度則愈寬。在地下水位以下之卵礫石土層開挖潛盾隧道引致之沉陷寬度，較於砂土層及黏土層造成之沉陷槽為寬。

(7) 根據分析所得各沉陷槽寬度參數 i 值，並與隧道半徑 R 、隧道中心線深度 Z 及之關係，繪入寬徑比($\frac{i}{R}$)與深徑比($\frac{Z}{2R}$)之無因次關係圖中，並就此 15 筆沉陷槽寬度參數 i 之平均值加減一個標準差，此範圍可作為潛盾隧道槽遇卵礫石時，預估地表沉陷槽寬度參數 i 值範圍使用。

(8) 於所蒐集之國內外案例現地監測資料中，地表最大沉陷量 S_{max} 範圍僅為 2.8~9.0 mm，明顯小於砂土及黏土層之最大沉陷量範圍，推測其原因，為卵礫石地層自立性高、勁度模數大、及剪力强度高，因此潛盾機掘進時造成地表沉陷比於其它土層造成者小。

(9) 依據國內外現地監測資料統計，將地表最大沉陷量 S_{max} 、隧道半徑 R 及隧道中心線深度 Z 之關係繪入地表最大沉陷量 S_{max} 與深徑比($\frac{Z}{2R}$)之關係圖中，圖中顯示隨著深徑比增加，地表最大沉陷量 S_{max} 呈減少趨勢，推測其原因，隨著隧道深度 Z 增加，覆土厚度增加，卵礫石地盤拱效應作用越加明顯。本研究依據 24 筆案例地表最大沉陷量 S_{max} 之平均值加減一個標準差，建議此範圍可作為潛盾隧道遭遇卵礫石地層時，預估地表最大沉陷量範圍使用。

(10) 本研究依據國內外潛盾隧道遭遇卵礫石地層之施工案例資料，提出經驗方

法模擬在卵礫石土層開挖隧道引致之地表沉陷槽，其結果具實用價值。

8.2 建議

(1) 由於蒐集案例有限，本論文未能探討泥水式潛盾機施工，建議未來能更廣泛蒐集各型式潛盾機施工之案例，可更加詳盡對潛盾隧道施工遭遇卵礫石地層引致之地表沉陷加以評估。

(2) 本論文僅評估潛盾隧道施工地表沉陷影響，未來可繼續對深層沉陷、水平位移等主題進行作探討。

(3) 本論文以經驗方法進行評估，未來研究可考慮利用數值分析加以討論，進行全面性的研究

(4) 本論文僅探討圓形斷面單隧道施工，未來可透過更多工程案例針對雙隧道進行評估。



參考文獻

1. 日本土木學會 (1987), “隧道標準規範潛盾篇”。
2. 日本土木學會 (1997), “日本隧道工程標準規範及解說-潛盾工法篇”。
3. 日本土質工學會 (1992), “シールド工法入門”。
4. 方永壽、陳秋宗, (1988), “潛盾隧道施工盾尾間隙所引致之地盤沉陷”, 論文集中華民國第十二屆力學研討會議, 台北市, 第 707-716 頁。
5. 中華民國隧道協會叢書 (2004), “潛盾隧道施工技術規範之研討”, 民國 93 年 8 月。
6. 中華民國隧道協會叢書 (2007), “潛盾隧道設計及施工準則”。
7. 中華顧問工程司 (2000), “新竹科學工業園區第三期開發工程三期給水污水增設工程配合工程之二放流管線第二階段延伸工程施工計畫書”。
8. 中華顧問工程司 (2001), “新竹科學工業園區第三期開發工程三期給水污水增設工程配合工程之三放流管線第三階段延伸工程施工計畫書”。
9. 中華顧問工程司 (2002), “新竹科學工業園區第三期開發工程三期給水污水增設工程配合工程之三放流管線第三階段延伸工程潛盾穿越高速公路施工計畫書”。
10. 中華顧問工程司 (2003), “新竹科學工業園區第三期開發工程三期給水污水增設工程配合工程之二放流管線第二階段延伸工程安全監測系統工程施工計畫書”。
11. 中華顧問工程司 (2004), “新工~湖北 161KV 電纜線路洞道暨附屬機電設備設計及施工統包工程潛盾施工計畫書”。
12. 介興/清水營造股份有限公司 (2008a), “竹工超高壓變電所出口 161kv 電纜線路洞道統包工程潛盾安全觀測系統計畫書”, 民國 97 年 5 月。
13. 介興/清水營造股份有限公司 (2008b), “竹工超高壓變電所出口 161kv 電纜

- 線路洞道統包工程潛盾施工計劃書”，民國 97 年 8 月。
14. 台灣世曦工程顧問股份有限公司 (2007), “台灣桃園國際機場聯外捷運系統建設計劃細部設計及施工監造顧問服務 DU01 標-補充地質調查報告”。
 15. 朱旭 (1984), “潛盾施工法在國內應用之探討”, 中國土木水利學會七十三年年會論文集, 第 1 卷, 第 51~69 頁, 民國 73 年 11 月。
 16. 交通部高速鐵路工程局 (2003), “中正國際機場聯外捷運系統建設計劃規劃報告書”。
 17. 吳文隆、何泰源、林俊良 (1995), “台灣地區卵礫石層之工程特性”, 國際卵礫石層地下工程研討會論文集, 第 1.61-1.72 頁。
 18. 吳俊德 (2008), “潛盾隧道施工引致之地表沉陷歷時曲線及深層沉陷槽”碩士論文, 國立交通大學土木工程研究所。
 19. 何泰源、李魁士 (2009), “台灣潛盾隧道技術發展現況與展望”, 土木水利, 第三十六卷, 第六期。
 20. 吳慶輝 (2006), “下水道潛盾施工遭遇礫石層案例探討與防災對策研究”碩士論文, 國立交通大學工程技術與管理組在職專班。
 21. 佐藤工業株式會社 (1993), “卵礫石層潛盾隧道施工論文集”, 日本東京。
 22. 卓彥百、黃孟麟、廖銘洋、劉萬寧 (2009), “卵礫石層潛盾機施工技術探討”, 第八屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會。
 23. 林照順 (1992), “以 Peck-Fujita 經驗方法估算潛盾隧道施工所引之地表沉陷”, 碩士論文, 國立交通大學土木工程研究所。
 24. 林照順 (1993), “台北捷運隧道施工引致之地表沉陷 (III)”, 行政院國家科學委員會專題研究計劃成果報告, 民國 82 年 7 月。
 25. 洪如江 (1995), “台灣紅土礫石台地之風化與侵蝕”, 國際卵礫石層地下工程研討會, 第 11~20 頁。

26. 洪如江 (1978), “複合土層工程特性之初步研究”, 台灣大學工程學刊, 第 23 期, 第 1~12 頁。
27. 陳正勳、何泰源、陳福盛 (2007), “卵礫石層潛盾隧道設計考慮研析”, 第六屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會, 第 273-277 頁。
28. 高宗正、陳俊宏 (2008), “捷運潛盾隧道穿越機場下方之沉陷控制”, 地工技術, 第 118 期, 第 5-18 頁。
29. 陳正勳、何泰源、陳福盛 (2008), “卵礫石層潛盾隧道遭遇之最大卵石粒徑推估”, 台灣世曦工程顧問公司。
30. 陳卓然、陳福勝 (2006), “潛盾隧道施工所引起地表沉陷之預測公式初步探討”, 岩盤工程研討會論文集。
31. 陳柏碩 (2009), “潛盾隧道施工遭遇卵礫石地盤引致之地盤沉陷案例研究” 碩士論文, 國立交通大學土木工程研究所。
32. 陳秋宗 (1988), “台北市潛盾隧道施工對地盤沉陷之影響”, 碩士論文, 國立交通大學土木工程研究所。
33. 陳景功、黃金田、張文城 (2009), “桃園卵礫石層捷運潛盾施工監測與安全管理”, 第八屆海峽兩岸隧道與地下工程學術與技術研討會
34. 陳勝峰 (1994), “潛盾隧道施工引致之地表及深層沈陷” 碩士論文, 國立交通大學土木工程研究所。
35. 陳福勝、周功台、何泰源、侯嘉松、吳文隆、林俊良 (1996), “都會區卵礫石地層鑽掘隧道與深開挖工程專題研究報告-期末報告書”, 中華顧問工程司大地工程部, 第二~三章, 第 2-3~2-4、3-1 頁, 民國 85 年 7 月。
36. 陳錦清、蔡明欣、王銘德 (1995), “台灣西部卵礫石層現地抗剪強度研究”, 國際卵礫石層地下工程研討會, pp.1-21 – 1-30。
37. 張皓禎 (2007), “以經驗方法評估潛盾隧道施工引致之地表沉陷” 碩士論文, 國立交通大學土木工程所。

38. 湯程傑 (2000), “潛盾隧道於混合地盤開挖之案例研究”碩士論文, 國立交通大學土木工程研究所。
39. 褚炳麟、潘進明、張國雄 (1996), “台灣地區西部卵礫石層現地之大地工程性質”, 地工技術, 第 55 期, pp. 59-70。
40. 榮民工程股份有限公司/日商奧村組營造股份有限公司台灣分公司(2007), “機場捷運 CU02A 標潛盾機製造計劃書”。
41. 趙基盛、陳福勝、何泰源, “卵礫石工址調查方式探討與調查案例”, 中華技術, 25 期。
42. 鄧屬予 (1996), “台灣礫石層的地質背景”, 地工技術, 第 55 期, 第 5-24 頁。
43. 蔡茂生 (1985), “隧道機型式之選擇”, 地工技術雜誌, 第 23 期, 第 55-71 頁, 9 月。
44. 盧協成、童念遠 (2008), “捷運潛於桃園卵礫石層之設計與施工案例探討”, 地工技術, 第 118 期, 第 59-68 頁。
45. 環島工程有限公司 (2004), “竹科污水處理廠第三期擴建工程第二加壓站至污水處理廠污水收集管線工程地質鑽探報告”。
46. 謝旭昇、王崑瑞(1996), “卵礫石層深開挖案例”, 地工技術雜誌, 第 55 期, 第 81~88 頁。
47. 簡明同 (1998), “潛盾隧道施工引致之地表沉陷速率”, 碩士論文, 國立交通大學土木工程研究所。
48. Abdrabbo, F. M., EI-Nahhas, F. M. and Abd EI-Lateef, H. A. (1999). “Field Measurements during Construction of a Sewerage Tunnel.” Geo-Engineering for Underground Facilities: Proceedings of the 3rd international Conference, University of Illinois at Urbana-Champaign, ASCE, pp.879-887.
49. Abu-Farsakh, M. Y. and Voyiadjis, G. Z. (1999), “Computational Model for the

- Simulation of the Shield Tunneling Process in Cohesive Soil” Numerical and Analytical Method in Geomechanics, Vol. 23, No. 1, January 1999, pp. 23-44.
50. Attewell, P. B. (1981). “Engineering Contract, Site Investigation and Surface Movements in Tunneling Works, Soft-Ground Tunneling-Failures and Displacement.” A. A. Balkema, pp. 5-12.
 51. Attewell, P. B., Farmer, I. W. and Glossop, N. H (1974). “Ground Deformations Resulting from Shield Tunnelling in London Clay.” Canadian Geotechnical Journal, Vol. 11, No. 3, pp. 380-395.
 52. Attewell, P. B., Glossop, N. H. and Farmer, I. W. (1976). “Ground Deformations Caused by Tunnelling in a Silty Alluvial Clay.” Ground Engineering, Vol. 11, No. 8, pp. 32-41.
 53. Attewell, P. B. (1978). “Ground Movements Caused by Tunnelling in Soil.” Proceedings of International Conference on Large Movements and Structures, Pentech Press, London, pp. 812-948.
 54. Attewell, P. B., Yeates, J. and Selby, A. R. (1986). “Soil Movements Induced by Tunnelling and Their Effects in Pipelines and Structures.” Blackie and Son Ltd., London.
 55. Bian, J., Tao, J. and Guo, J. (2005). “The ground settlement monitoring of a shield tunnel.” Chinese Journal of Underground Space and Engineering, Vol. 1, No. 2, pp. 247-249. (in Chinese)
 56. CECI Engineering Consultant Incorporation, (2009). “Taiwan Taoyuan International Airport access MRT system-construction proposal for lot CUO2A.” Taipei, Taiwan.
 57. Chieh Hsing Construction Co. and Shimizu Corporation Co. (2009). “Chu-Kung extra high voltage substation outlet 161kV power-cable turnkey project shield

- tunnel construction proposal.” August, Taipei, Taiwan.(in Chinese)
58. Clough, G. W. and Schmidt, B. (1981). “Design and Performance of Excavations and Tunnels in Soft Clay.” *Soft Clay Engineering*, Elsevier Science Ltd., Amsterdam, pp. 569-634.
 59. Clough, G. W., Baker, W. H. and Mensah-Dwumah, F. (1979). “Ground Control for Soft Ground Tunnel Using Chemical Stabilization – A Case History Review.” *Proc. Rapid Excavation and Tunnelling Conf.*, Vol.1, pp. 395-415.
 60. Clough W. G., and Leca,E. (1993). “EPB Shield Tunneling in Mixed Face Conditions. ” *Journal of Geotechnical Engineering* , ASCE,Vol. 119, No. 10, pp 1640-1656.
 61. Cording, E. J. and Hansmire, W. H. (1975). “Displacement around Soft Ground Tunnels.” *Proceedings of 6th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Buenos Aires, pp. 571-633.
 62. Eric, L. and Barry, N. (2006). “Settlement Induced by Tunneling in Soft Ground.” *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 22, pp. 119-149.
 63. Fang, Y. S., Lin, J. S and Su, C. S. (1994). “An Estimation of Ground Settlement due to Shield Tunnelling by the Peck-Fujita Method.” *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 31, No. 3, pp. 431-443.
 64. Fang, Y. S., Lin, S. J. and Lin, J. S. (1993). "Time and Settlement in EPB Shield Tunneling, "Tunnels and Tunneling, November, 1993, pp.26-27.
 65. Fujita, K. (1982). “Prediction of Settlements by Shield Tunnelling.” *Proceedings of International Conference on Soil Mechanics*, Vol. 1, pp. 239-246.
 66. Glossop, N. H. and O'Reilly, M. P. (1982). “Settlement Caused by Tunnelling through Soft Marine Silty Clay.” *Tunnels and Tunnelling*, Vol. 14, No. 9, pp. 13-16

67. Guo, J., Tao, L.J. and Bian, J. (2005). "Ground surface settlement analysis during the subway tunnel excavation by shielding." *Journal of Beijing University of Technology*, Vol. 31, No. 6, pp.589-592. (in Chinese)
68. Hanya, T. (1977). "Ground Movements due to Construction of Shield-Driven Tunnel." *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, A. A. Balkema, pp. 759-789.
69. Hitachi Zosen Corporation, (1990). *Shield Tunneling Menu*, Japan.
70. Hsiung B. B. C, and Lu K. L., (2008). "Case record of A Bored Tunnel on Kaohsiung Rapid Transit System, Contract CR2." *Journal of GeoEngineering*, Vol. 3, No. 1, pp. 41-48, April.
71. Hwang, R. N. and Moh, Z. C. (2006), "Prediction of Long-Term Settlements Induced by Shield Tunneling", *Journal of GeoEngineering*, Vol. 1., No. 2, pp. 63-70, December, Taipei, Taiwan.
72. Hwang, R.N., Ju, D. H., Tsai, M. S. and Fang, Y. S. (1995) , "Soft Ground Tunneling in Taiwan," *Proceedings, US/Taiwan Geotechnical Engineering Collaboration Workshop*, Taipei, pp.77-90.
73. Japan Society of Civil Engineers (1996) , "Japan standard for shield tunneling", The Third Edition.(in Japanese)
74. Jia, R.H., Yang, J. S., Ma, T. and Liu, S.Y. (2009) "Field monitoring and numerical analysis of shield tunneling considering existing tunnels." *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 31, No. 3, pp. 425-430.(in Chinese)
75. Jin, H., Zhang, J., Wu, F. and Liu, Y. (2008). "Construction monitoring measurement deformation characteristics of shield driving under Capital Airport." *Urban Rapid Rail Transit*, Vol. 21, No. 5. pp. 53-57.(in Chinese)
76. Kanji, M. A. (1979). "surface Displacement as a Consequence of Excavation

- Activities.” General Report of International Congress in Rock Mechanics, Montreal, Vol. 3.
77. Kitamura, M. and Ohbayashi, G. (1981). “Shield Tunneling Performance and Behavior of Soft Ground, Osaka, Japan.” Proc., Rapid Excavation and Tunnelling Conf., Vol.1, pp. 201-220.
78. Komiya, K., Soga, K., Akagi, H., Jafari, M. R. & Bolton, M. D. (2001). “Soil consolidation associated with grouting during shield tunneling in soft clayey ground.” *Geotechnique* 51, No. 10, pp. 835-846.
79. Lee, L. J. (2009) “Investigation of Subsurface Deformation Associated with Model Tunnels in a Granular Mass.” *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 24, pp. 654-664.
80. Loganathan, N. and Poulos, H. G. (1998) “Analytical Prediction for Tunneling-Induced Ground Movements in Clays.” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 9, pp. 846-856.
81. Mair, R. J., Taylor, R. N. and Bracegirdle, A. (1993). “Subsurface Settlement Profiles above Tunnels in clays.” *Geotechnique*, Vol. 43, No. 2, pp. 13-16.
82. Migliazza, M., Chiorboli, M. and Giani, G. P. (2009) “Comparison of analytical method , 3D finite element model with experimental subsidence measurement resulting from the extension of the Milan Underground.” *Computer and Geotechnics*, Vol. 36, pp. 113-124.
83. Moh, Z.C., Hulme, T. W. and Hwang, R. N. (1995), “Soft Ground Tunneling for Singapore and Taipei MRT System.” *Bengt B. Broms Geotechnical Symposium*, Singapore, December, 1995, pp. 1-8.
84. Moh, Z.c., Ju, D. H. and Hwang, R. N. (1996). “Ground Movements around Tunnels in Soft Ground.” *Proceedings of International Symposium on*

- Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, London, pp.36-42.
85. Mori, A. and Akagi, H. (1985). "Effects of Backfilling at Shield Work in Soft Cohesive Soil." Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, A. A. Balkema, Vol. 3, pp. 1667-1670.
86. O'Reilly, M. P. and New, G. M. (1982). "Settlements above Tunnels in the United Kingdom: Their Magnitude and Prediction." Proceedings of Tunnelling '82, Institution of Mining and Metallurgy, London, pp. 173-181.
87. O'Reilly, M. P., Riley, M. D., Barratt, D. A. and Johnson, P. E. (1980). "Comparison of Settlements Resulting from Three Methods of Tunnelling in Loose Cohesionless Soil." Proceedings of 2nd International Conference on Ground Movements and Structures, Cardiff, Wales, pp. 359-376.
88. Peck, R. B. (1969). "Deep Excavation and Tunnelling in Soft Ground." (State-of-the-Art Report), Proceedings of 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, pp. 225-290.
89. Schmidt, B. (1974). "Prediction of Settlements due to Tunnelling in Soil: Three Case Histories." Proceedings of 2nd Rapid Excavation Tunnelling Conference, San Francisco, Vol. 2, pp. 1179-1199.
90. Sowers, G.F. (1979). "Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering." Fourth Edition MacMillan Publishing Co., New York. pp. 80-83.
91. Takahashi, K., Matsumoto, S., Okochi, Y., and Komanobe, N. (2003). "Deformation of the neighboring ground by large section shield driving." Proceeding, 38th Ground Engineering Conference, Akita, Japan, Vol. 5, pp.

857-858.(in Japanese)

92. Tonkin, M. (2005). "Consolidation by under-drainage in Limerick." *Tunnels & Tunneling International*, Vol. 37, No. 10, pp. 26-29.
93. Chou, W. and Antonio, B. (2002). "Prediction of ground deformations in shallow tunnels in clay." *Tunneling and Underground Space Technology*, Vol. 17, pp. 3-19.
94. Wu, B. R. and Lee, C. J. (2003). "Ground Movements and Collapse Mechanisms Induced by Tunneling in Clayey Soil." *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, Tokyo, Vol. 4, No. 4, pp 15-29.
95. Yoshikoshi, W., Watanabe, O. and Takagi, N. (1978). "Prediction of Ground Settlements Associated with Shield Tunnelling." *Soils and Foundations*, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 18, No. 4, pp. 47-59.
96. Zhou, S. and Wang, J. A. (2007). "The surface settlement analysis of curved tunnel shield." *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, Vol. 3, No. 5. pp. 909-913.(in Chinese)

表 1-1 地表最大沉陷量之預測值 (after Fujita, 1982)

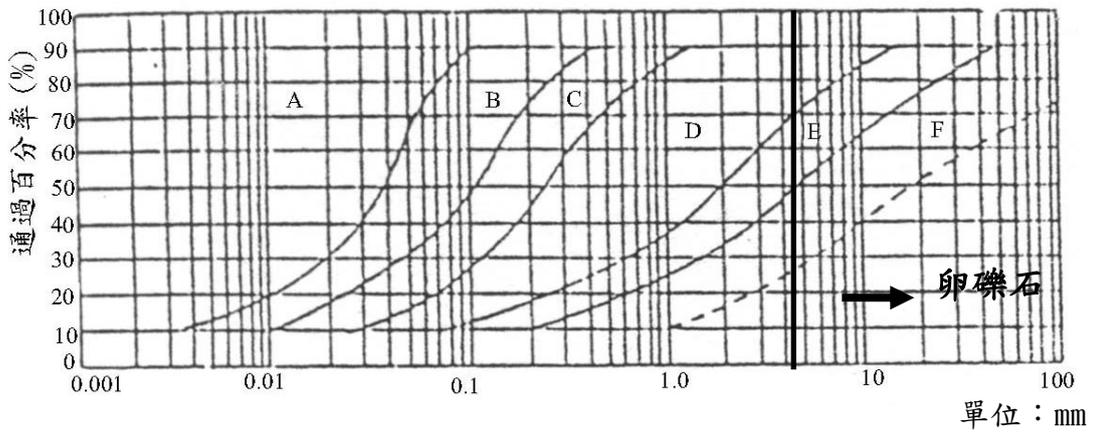
Additional Measures	Type of Soil	Predicted Maximum Surface Settlement and Errors (mm)			
		Open Shield	Blind Shield	Slurry Shield	EPB Shield
Not Adopted	Clay	100±30	40±20	40±10	60±25
	Clay (*)	200±20	100±25	-	150±35
	Clay and Sand	100±30	-	90±30	20±10
	Sand	-	-	-	-
Adopted	Clay	-	30±20	-	-
	Sand	40±30	-	-	-
	Sand (*)	200±50	-	-	-

(黏土層中之實測值又依沉陷量之大小分成兩類，“*”為沉陷量較大之一類)

表 2-1 潛盾機之分類與特性 (蔡茂生, 1985)

機 型		構 造		適 用 土 質	特 性
開放式	手挖式	以人工至開挖面進行挖掘，開挖面呈開放狀態，以半月型、面型千斤頂為主要擋土措施。		適用於自立性高之地盤、硬質黏土及緊密砂層。	(1)構造簡單，機具費最低。 (2)對開挖土質之變化及障礙物清除等應變能力最強。(3)開挖面不安定時，需採用壓氣工法，祛水工法，或灌漿等輔助工法。
	半機械式	將手挖部分加以機械化，依據土質狀況需採用機械臂或旋轉切土器等以提高工作效率。		與手挖式相同。	比人力開挖效率較佳，縮短後續作業時間。
	機械式	在機身前方設置面鈸(Disk)，其上裝設切刃齒(Cutter Bit)以切刃盤之迴轉對開挖面進行連續之開挖。土渣由取土口進入土倉(Chamber)，再經由輸送帶排至機身後方。		適用於較手挖式及半機械式軟弱之土層。	(1)面鈸可對開挖地層提供擋土之效果，並依地質狀況決定取土口開口率之大小，以控制開挖土量，安全性較高。 (2)簡單機械式常須配合壓氣、抽水、灌漿等輔助工法。
擠壓式		在潛盾機前方裝設隔鈸(Bulkhead)，其上方開設取土口，當潛盾機推進時，推力經由隔鈸傳遞至開挖地層，使土壤受擠壓而自取土口流入機內。		軟弱略具流動性(L.L.=80%以上)含砂量低(30%以下)之沉泥質地盤。	(1)依地質狀況決定開口位置及大小，以調整排土量及推進方向。 (2)開挖面施行輔助工法之需要性較開放式低。
密閉式	土壓平衡式	傳統土壓平衡式	以切刃盤之切削齒掘削地層，將開挖之土壤堆積於面鈸與隔鈸間之土倉，以貫穿隔鈸之螺旋輸送機內之土壤排出，排土時須保持螺旋輸送機內充滿土壤，並使開挖面內側與外側之土壓及水壓保持平衡。	沉泥質砂至沖積層之砂、砂礫層及其互層均可適用。	原則上部需要以輔助工法維持開挖面之自立性。為使螺旋輸送機確實發揮壓力傳達及止水效果，必須使開挖土砂孔隙減少，在含砂量較高的地層，常須加入水、泥水、黏土等予以混合以提高開挖之安全性。
		加泥土壓平衡式	可由盾首的魚尾版(Fish Tail)將細顆粒之泥土漿或泡沫材料(Foam)注入開挖面，以提高土倉內土壤之流動性與止水性，土倉內之泥水壓(Mud Pressure)須與盾首之土壓及地下水壓平衡，並使土渣之粒徑分佈較均勻。	此機型適宜在砂質土含量甚高之地層。	(1)輔助工法之需要性較低。 (2)不需要泥水處理設備，但混入泥土增加排土量，其處理與價格有關。
	泥水加壓式	在盾首和切刃盤間設置土倉，於倉內以泥水(Slurry)填充，使開挖面加壓以平衡土壓和水壓作用而維持安全，以流體運輸方式將土渣排出。		儲水性砂層、砂礫層或穿越河川、湖泊等水壓較高之地層。	(1)以比重大、黏性高之白皂土等材料作成泥水以填充地層中之間隙而達安定之效果。 (2)依地質狀況調整泥水比重，壓力可精確地控制開挖土量，作用之泥水壓幾乎未改變地層中原有構造，故其變形沉陷現象最小。 (3)對輔助工法的需要性最低。

表 2-2 土壤粒徑分佈與潛盾機適用範圍 (朱旭, 1984)



型式 輔助 工法 粒徑分佈領域	擠壓式潛盾機		手挖式、半機械式、機械式潛盾機		泥水加壓式 潛盾機	土壓平衡 式潛盾機
	壓氣	降低水位	壓氣	灌漿		
A 領域	◎ N<5		◎		△	○
B 領域			◎		△	○
C 領域		○	○		○	◎
D 領域		○	○	△	◎	◎
E 領域				△	○	○
F 領域				△		

註：◎表示最適用。 ○表示適用。 △表示適用但不經濟

表 2-3 潛盾機型式與適用土質、輔助工法之關係 (日本土木學會, 1987)

地質		潛盾機型式		手挖式潛盾機			半機械式潛盾機			機械式潛盾機			擠壓式潛盾機			土壓平衡式潛盾機						泥水加壓式潛盾機		
		分類	土質	N值	Wn (含 水比)	輔助工法			輔助工法			輔助工法			輔助工法			基本式		加泥式		輔助工法		輔助工法
						無	有	種類	無	有	種類	無	有	種類	無	有	種類	無	有	種類	無	有	種類	無
沖積黏土層	腐植土	0	300以上	X	X		X	X		X	X		X	△	A	X	△	A	X	△	A	X	△	A
	粉土、黏土	0~2	100-300	X	△	A	X	X		X	X		○	-		X	△	A	△	○	A	△	○	A
	砂質粉土、黏土	0~2	80以上	X	△	A	X	X		X	X		○	-		△	○	A	△	○	A	△	○	A
	粉質砂土、黏土	0~5	50以上	△	○	A	X	△	A	△	○	A	△	○		○	-		△	○	A	△	-	
洪積黏土層	壩埠 (Load)、黏土	10~20	>50	○	-		○	-		△	-		X	X		○	-		○	-		○	-	
	砂質壩埠、黏土	15~25	>50	○	-		○	-		○	-		X	X		○	-		○	-		○	-	
	砂質壩埠、黏土	20以上	>50	△	-		○	-		○	-		X	X		○	-		○	-		○	-	
軟岩	泥岩	50以上	<20	X	-		△	-		○	-		X	X		-	-		○	-		-	-	
砂質土	粉土質砂、黏土質砂	10~15	<20	△	○	A	△	○	A	△	○	A	X	X		○	-		○	-		○	-	
	鬆砂層	10~30		X		A、B	X	X		X	△		X	X		△	△	A	○	-		△	○	A
	固結砂層	30以上		△	○	A、B	△	○		△	○		X	X		△	△	A	○	-		○	-	
砂礫石層	鬆砂層	10~40		X	△	A、B	X	△	A、B	X	△	A、B	X	X		△	△	A	○	-		△	○	A
	固結砂層	40以上		△	○	A、B	△	○	A、B	△	○	A、B	X	X		△	△	A	○	-		○	-	
	夾雜卵石之砂層			X	△	A、B	△	○	A、B	X	X		X	X		△	△	A	○	-		△	△	A
	卵石層			X	△	A、B	X	△	A、B	X	X		X	X		△	△	A	△	-		△	△	A

○：原則上適合之條件
 △：需檢討其適用性
 X：原則上條件不適用
 -：特殊情形外不使用

無：未使用輔助工法時
 有：使用輔助工法時
 A：化學灌漿工法
 B：地下水位降低工法

手挖式、半機械式、擠壓式潛盾機原則上採用壓氣工法

表 2-4 雙曲線參數 a 值建議表 (吳俊德, 2008)

Recommended parameter a (day/mm)				
		Type of shield machine		
		Open shield	Slurry shield	EPB shield
Additional methods	Type of soil			
Not adopted	Sand	-	0.06 (2 cases)	0.08 ± 0.04 (13 cases)
	Clay	-	0.70 ± 0.08 (2 cases)	0.16 ± 0.07 (16 cases)
	Soft clay	-	0.23 ± 0.15 (4 cases)	0.09 ± 0.06 (18 cases)
Adopted	Sand	0.17 ± 0.12 (2 cases)	0.61 ± 0.18 (2 cases)	0.12 ± 0.08 (9 cases)
	Clay	-	-	0.58 ± 0.29 (5 cases)
	Soft clay	0.16 ± 0.03 (2 cases)	-	-
P.S.: Additional methods: including Grouting method; Compressed-Air method and Dewatering method °				
Soft clay: $N < 4$ for SPT; Marine clay and Sensitive clay °				

表 2-5 雙曲線參數 b 值建議表 (吳俊德, 2008)

Recommended parameter b (1/mm)				
		Type of shield machine		
		Open shield	Slurry shield	EPB shield
Additional methods	Type of soil			
Not adopted	Sand	-	0.10 ± 0.05 (14 cases)	0.06 ± 0.04 (29 cases)
	Clay	0.06 ± 0.03 (9 cases)	0.18 ± 0.08 (20 cases)	0.05 ± 0.02 (27 cases)
	Soft clay	-	-	0.03 ± 0.01 (25 cases)
Adopted	Sand	0.06 ± 0.03 (7 cases)	-	0.03 ± 0.01 (12 cases)
	Clay	0.04 ± 0.02 (10 cases)	-	0.03 ± 0.003 (5 cases)
	Soft clay	0.01 ± 0.004 (9 cases)	-	-
P.S.: Additional methods: including Grouting method; Compressed-Air method and Dewatering method. Soft clay: $N < 4$ for SPT; Marine clay and Sensitive clay.				

表 2-6 沉陷槽寬徑比 ($i/2R$) 與隧道深徑比 ($Z_0/2R$) 關係之 k 、 n 值

(after Attewell, 1981)

Type of Soil	Ground Loss (V_s / V_t)	K	N	Notation
Clay	1.3% ~ 2.5%	1	1	
Sand	0.15% ~ 13%	0.82	0.36	Above GWT
		0.74	0.90	Below GWT
		0.63	0.97	Neglect Groundwater

V_s : Volume of surface settlement trough per unit length

V_t : Volume of tunnel per unit length



表 5-1 潛盾隧道於卵礫石層開挖引致地表沉陷歷時曲線之案例

Case	Soil Type	Monitored Point	Tunnel Diameter D (m)	Tunnel Depth Z (m)	Maximum Surface Settlement S_{max} (mm)	a (day/mm)	1/a (mm/day)	b (1/mm)	1/b (mm)	Reference
Beijing Metro Line 1	Gravel with Sand	SSI 01	5.4	18.0	5.50	0.63	1.58	0.16	6.25	Zhou and Wang (2007)
		SSI 04	5.4	18.0	4.70	1.05	0.95	0.18	5.56	
Tai-power Chukung161kV Power-cable Tunnel	Cobble and Gravelly soil Cobble = 10~25% Gravel = 40~55% Sand = 10~15% Silt & Clay = 3~7%	SSI 06	6.55	17.48	5.92	0.22	4.45	0.17	5.88	Chieh Hsing/Shimizu (2009)
		SSI 17	6.55	17.55	6.70	0.79	1.26	0.14	7.14	
		SSI 28	6.55	17.48	5.44	0.47	2.09	0.18	5.56	
		SSI 39	6.10	15.27	5.88	0.89	1.16	0.17	5.88	

表 5-1 潛盾隧道於卵礫石層開挖引致地表沉陷歷時曲線之案例 (續)

Case	Soil Type	Monitored Section	Tunnel Diameter D (m)	Tunnel Depth Z (m)	Maximum Surface Settlement S_{max} (mm)	a (day/mm)	1/a (mm/day)	b (1/mm)	1/b (mm)	Reference
Taoyuan International Airport Access MRT lot CU02A	Cobble and Gravelly soil Cobble = 48~55% Gravel = 30~32% Sand = 11~15% Silt & Clay = 4~6%	SSI 1021	6.10	16.43	7.59	0.20	5.06	0.13	7.70	CECI (2009)
		SSI 1050	6.10	21.94	5.68	0.55	1.80	0.17	5.88	
		SSI 1057	6.10	22.43	8.06	0.38	2.61	0.12	8.33	
		SSI 1081	6.10	24.03	4.86	0.33	2.98	0.20	5.00	
		SSI 1092	6.10	24.56	5.05	0.34	2.89	0.20	5.00	
		SSI 1132	6.10	25.32	2.79	0.67	1.48	0.36	2.78	
		SSI 1157	6.10	25.32	3.40	0.52	1.93	0.29	3.45	

表 6-1 於卵礫石層開挖潛盾隧道引致地表沉陷縱剖面之案例

Case	Soil Type	Monitored Point	Tunnel Diameter D (m)	Tunnel Depth Z (m)	Maximum Surface Settlement S_{max} (mm)	a (m/mm)	1/a (mm/m)	b (1/mm)	1/b (mm)	Reference
Milan Underground Line 1, Extension	Sandy Gravel Gravel = 60~70% Sand = 25~35%	SSI 13-1	6.30	12.2	8.4	0.26	3.8	0.11	8.33	Migliazza et al. (2009)
		SSI 12-7	6.30	12.2	8.1	0.44	2.30	0.12	8.03	
Tai-power Chukung161kV Power-cable Tunnel	Cobble and Gravelly soil Cobble = 10~25% Gravel = 40~55% Sand = 10~15% Silt & Clay = 3~7%	SSI 06	6.55	17.48	5.92	0.60	1.67	0.17	5.88	Chieh Hsing/Shimizu (2009)
		SSI 17	6.55	17.55	6.70	2.21	0.45	0.15	6.66	
		SSI 28	6.55	17.48	5.44	1.43	0.70	0.18	5.55	
		SSI 39	6.10	15.27	5.88	2.28	0.44	0.17	5.88	

表 6-1 於卵礫石層開挖潛盾隧道引致地表沉陷縱剖面之案例 (續)

Case	Soil Type	Monitored Point	Tunnel Diameter D (m)	Tunnel Depth Z (m)	Maximum Surface Settlement S_{max} (mm)	a (m/mm)	1/a (mm/m)	b (1/mm)	1/b (mm)	Reference
Taoyuan International Airport Access MRT lot CU02A	Cobble and Gravelly soil Cobble = 48~55% Gravel = 30~32% Sand = 11~15% Silt & Clay = 4~6%	SSI 1021	6.10	16.43	7.59	0.38	2.66	0.14	7.14	CECI(2009)
		SSI 1050	6.10	21.94	5.68	2.21	0.45	0.17	5.88	
		SSI 1057	6.10	22.43	8.36	1.14	0.87	0.12	8.33	
		SSI 1092	6.10	24.56	5.05	1.92	0.52	0.19	5.26	

表 7-1 土壓平衡式潛盾機於卵礫石層開挖隧道引致地表沉陷槽

No.	Case	Soil Type	Monitored Section	Diameter of Tunnel 2R (m)	Depth of Tunnel Axis Z (m)	Measured Maximum Surface Settlement S_{max} (mm)	Ground Loss (%)	Estimated Surface Settlement Trough Width Parameter i (m)	Estamated Maximum Settlement (mm)	Reference
1	Tokyo Metro, Rinkai Line	Gravel	TP+16.20	10.0	20.0	8.0	0.25	9.21	7.68	Takahashi et al. (2003)
2	Beijing Metro, Line 4	Gravel with Silt Sand	G 4	6.0	15.0	5.8	0.42	9.81	4.89	Bian et al. (2005)
			G 6	6.0	15.0	6.2	0.42	7.62	6.43	
3	Shenzhen Metro Line, China	Gravel with Silt Clay	DL	6.0	14.4	8.5	0.43	6.65	7.89	Jia, et al. (2009)
			H	6.0	14.4	7.2	0.43	9.0	6.81	
4	Milan Underground Line 1 Extension, Italy	Sandy Gravel Gravel = 60~70% Sand = 25~35%	12-7	6.3	12.2	9.0	0.49	6.01	8.71	Migliazza et al. (2009)
			13-1	6.3	12.2	8.2	0.33	6.1	7.29	
			13-4	6.3	12.2	8.0	0.43	5.64	7.80	

表 7-1 土壓平衡式潛盾機於卵礫石層開挖隧道引致地表沉陷槽 (續)

No.	Case	Soil Type	Monitored Section	Diameter of Tunnel 2R (m)	Depth of Tunnel Axis Z (m)	Measured Maximum Surface Settlement S_{max} (mm)	Ground Loss (%)	Estimated Surface Settlement Trough Width Parameter i (m)	Estimated Maximum Settlement (mm)	Reference
5	Hukou Power cable Tunnel, Taiwan	Cobble and Gravelly soil Cobble = 10~25% Gravel = 40~55% Sand = 10~15% Silt & Clay = 3~7%	2A-1	6.10	23.1	6.0	0.71	17.15	5.37	Chieh Hsing/Shimizu (2009)
			2A-2	6.10	25.4	5.2	0.54	17.67	4.58	
			2A-3	6.10	16.8	5.5	0.42	11.78	4.47	
			2A-4	6.10	14.0	6.0	0.36	7.68	4.87	
6	Taoyuan International Airport Access MRT lot CU02A, Taiwan	Cobble and Gravelly soil Cobble = 48~55% Gravel = 30~32% Sand = 11~15% Silt & Clay = 4~6%	MC-A-03	6.10	20.3	5.34	0.59	16.22	4.62	CECI (2009)
			MC-A-04	6.10	18.1	5.3	0.53	14.43	4.66	
			MC-B-11	6.10	18.6	4.4	0.43	15.43	3.61	

表 7-2 土壓平衡式潛盾機於卵礫石層開挖隧道引致最大沉陷量

No.	Case	Soil Type	Monitored Point	Diameter of Tunnel 2R (m)	Depth of Tunnel Axis Z (m)	Measured Maximum Surface Settlement S_{max} (mm)	Reference
1	Tokyo Metro Rinkai Line	Gravel	TP+16.20	10.0	20.0	8.0	Takahashi et al. (2003)
2	Beijing Metro Line 4	Gravel with Silt Sand	G 4	6.0	15.0	5.8	Bian et al. (2005)
			G 6	6.0	15.0	6.2	
3	Beijing Metro Line 1	Gravel with Sand	SSI 01	5.4	18.0	5.50	Zhou and Wang (2007)
			SSI 04	5.4	18.0	4.70	
4	Shenzhen Metro Line, China	Gravel with Silt Clay	DL	6.0	14.4	8.5	Jia, et al. (2009)
			H	6.0	14.4	7.2	
5	Milan Underground Line 1 Extension, Italy	Sandy Gravel Gravel = 60~70% Sand = 25~35%	12-7	6.30	12.2	9.0	Migliazza et al. (2009)
			13-1	6.30	12.2	8.2	
			13-4	6.30	12.2	8.0	
			SSI 13-1	6.30	12.2	8.4	
			SSI 13-7	6.30	12.2	8.1	

表 7-2 土壓平衡式潛盾機於卵礫石層開挖隧道引致最大沉陷量 (續)

No.	Case	Soil Type	Monitored Point	Diameter of Tunnel 2R (m)	Depth of Tunnel Axis Z (m)	Measured Maximum Surface Settlement S_{max} (mm)	Reference
6	Hukou Power cable Tunnel, Taiwan	Cobble and Gravelly soil Cobble = 10~25% Gravel = 40~55% Sand = 10~15% Silt & Clay = 3~7%	2A-3	6.10	16.8	5.5	Chieh Hsing/Shimizu (2009)
			2A-4	6.10	14.0	6.0	
			SSI 06	6.55	17.48	5.92	
			SSI 17	6.55	17.55	6.70	
			SSI 28	6.55	17.48	5.44	
			SSI 39	6.10	15.27	5.88	
7	Taoyuan International Airport Access MRT lot CU02A Taiwan	Cobble and Gravelly soil Cobble = 48~55% Gravel = 30~32% Sand = 11~15% Silt & Clay = 4~6%	MC-A-03	6.10	20.3	5.34	CECI (2009)
			MC-A-04	6.10	18.1	5.3	
			MC-B-11	6.10	18.6	4.4	
			SSI 1021	6.10	16.43	7.59	
			SSI 1132	6.10	25.32	2.79	
			SSI1157	6.10	25.32	3.40	

表 7-3 土壓平衡式潛盾機於砂土層開挖隧道引致最大沉陷量 (吳俊德, 2008)

No.	Case	Soil Type	Monitored Point	Diameter of Tunnel 2R (m)	Depth of Tunnel Axis Z (m)	Measured Maximum Surface Settlement S_{max} (mm)	Reference
1	Taipei MRT CN256, Taiwan	Sand	SM175	6.0	12.9	33	Moh et al. (1995)
2	Taipei MRT CH218, Taiwan	Sand	SM139	6.05	18.0	28	Moh et al. (1996)
3	Limerick Dock Road Tunnel, Ireland	Sand	TA16	2.82	11.0	22	Tonkin (2005)
			TA25	2.82	11.0	62	
5	Kaohsiung Metro CR2 LUR12, Taiwan	Sand	MCS12	6.34	21.9	21	Hsiuang and Lu (2008)

表 7-4 土壓平衡式潛盾機於黏土層開挖隧道引致最大沉陷量 (吳俊德, 2008)

No.	Case	Soil Type	Monitored Point	Diameter of Tunnel 2R (m)	Depth of Tunnel Axis Z (m)	Measured Maximum Surface Settlement S_{max} (mm)	Reference
1	Tennohji-Benten Giant Sewer, Japan	Clay	No.80	6.75	7.9	25	Kitamura et al. (1981)
2	Taipei MRT CN254, Taiwan	Clay	SM61	6.0	14.0	18	Lin. (1993)
3	Taipei MRT CH218, Taiwan	Clay	SM39	6.04	21.2	20	Moh et al. (1995)
4	San Francisco, Tunnel	Clay	N-2	3.7	11.0	27	Abu-Farsakh et al. (1999)
5	Taipei MRT CC277, Taiwan	Clay	SM322	6.27	22.7	34	Chien. (1999)
6	Tokyo Koto-ku	Clay	Case C	3.0	14.3	27	Komiya et al. (2001)

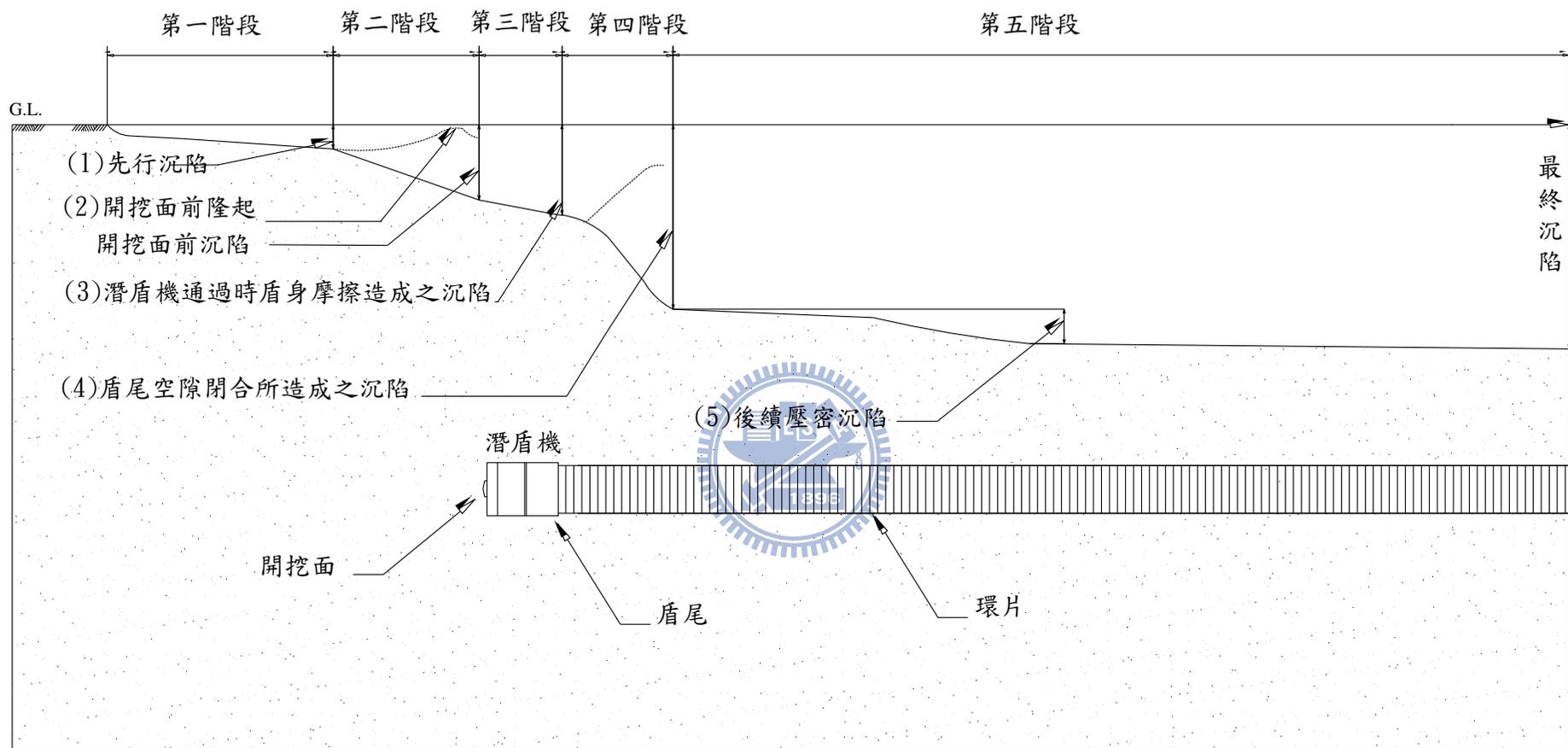


圖 1-1 潛盾機掘進所引致之沉陷歷時曲線 (after Japan Society of Civil Engineers, 1996)

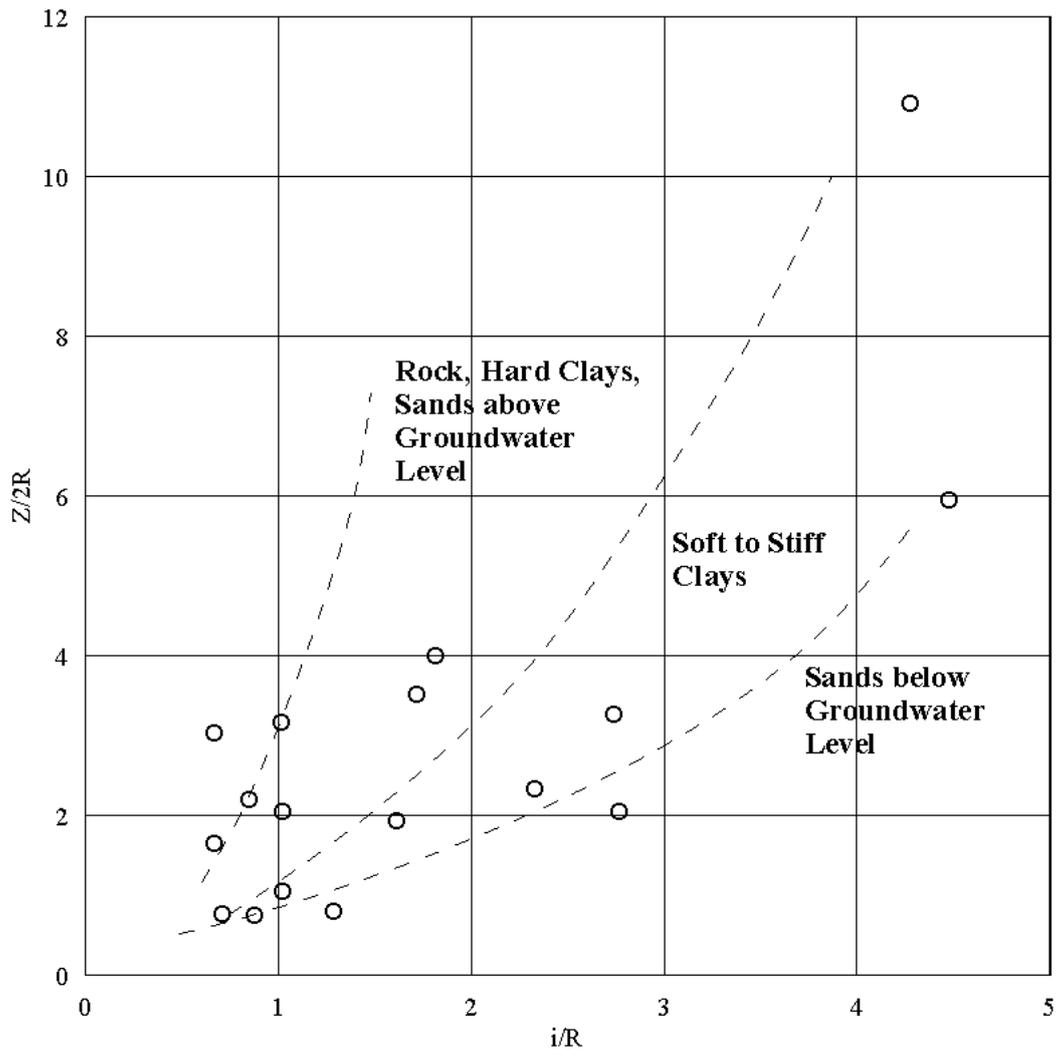


圖 1-2 不同土層沉陷槽寬度與隧道深度之無因次關係 (after Peck, 1969)

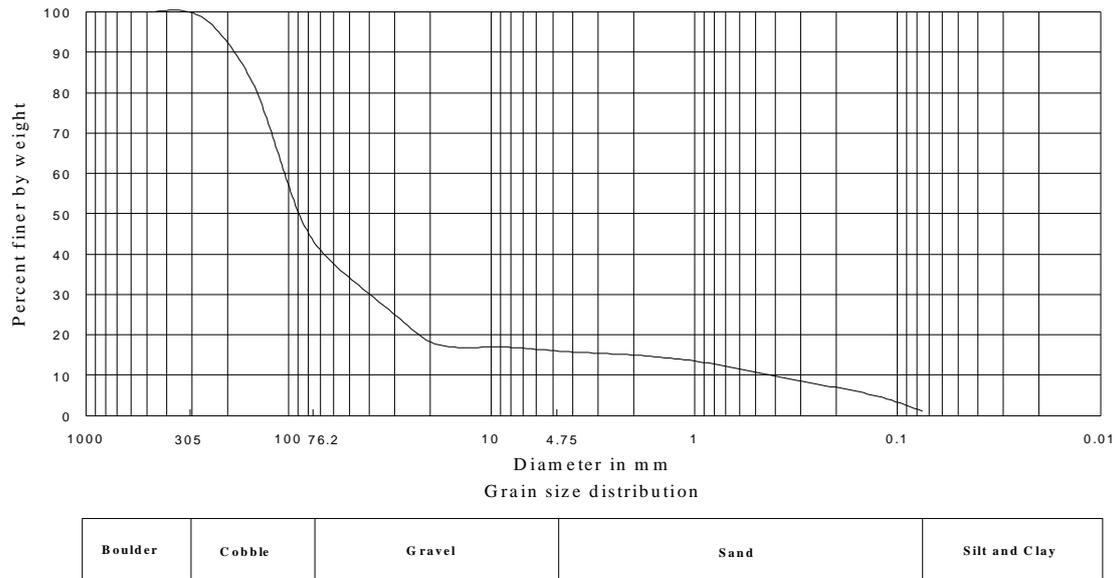


圖 2-1 桃園國際機場 CU02A 標潛盾隧道施工遭遇地層之粒徑分佈曲線

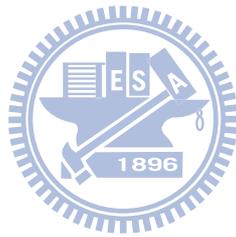




圖 2-2 雙圓潛盾工法採用之土壓平衡式潛盾機（摘自台北捷運）

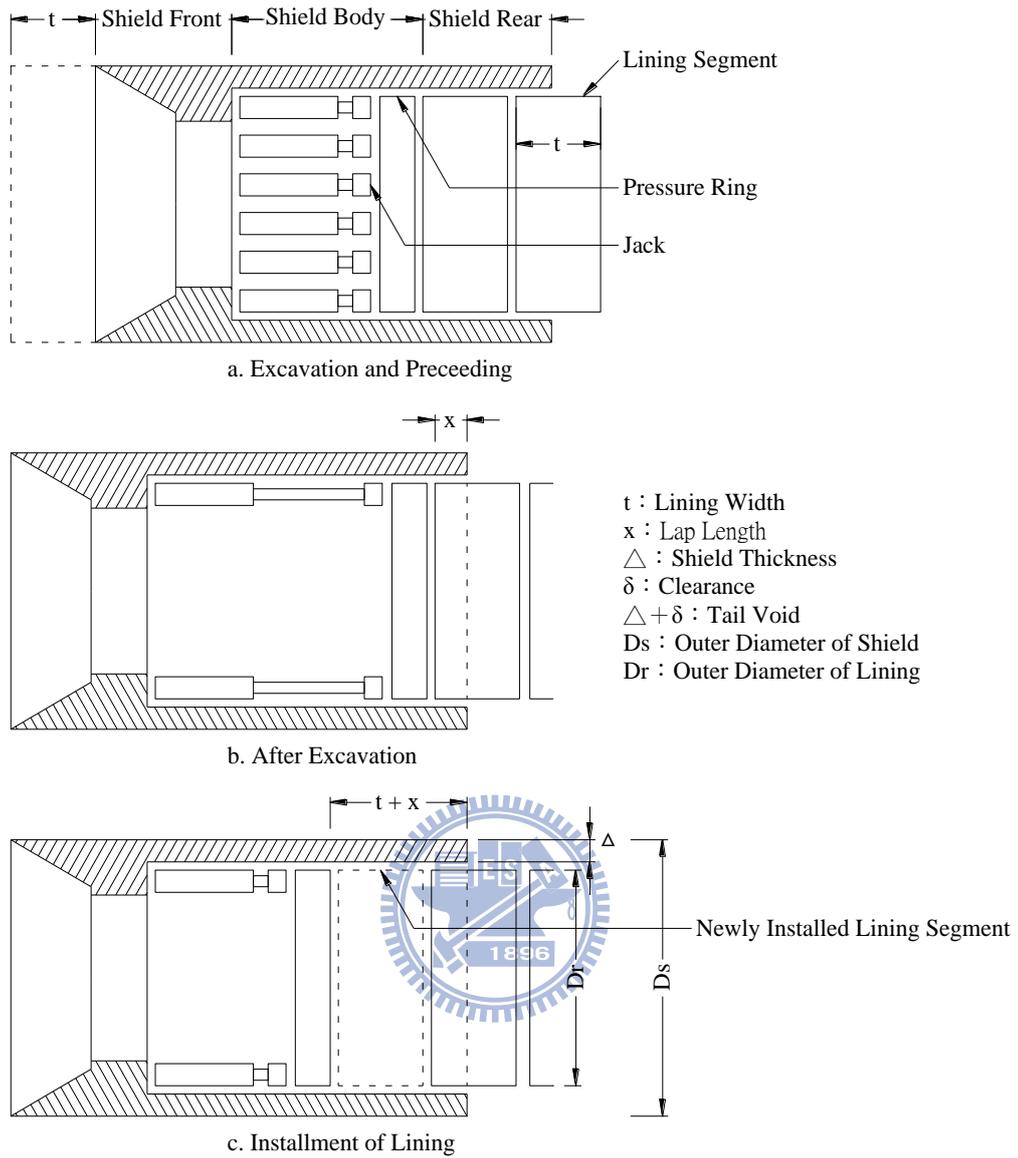
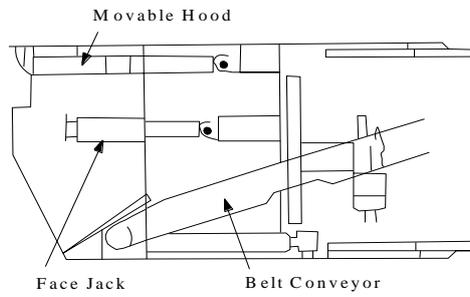
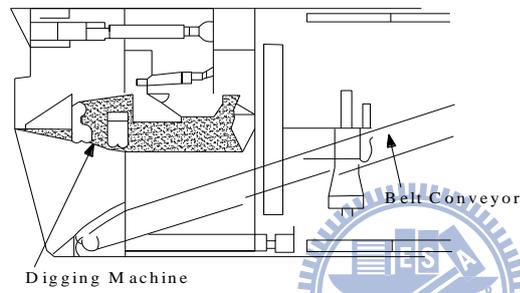


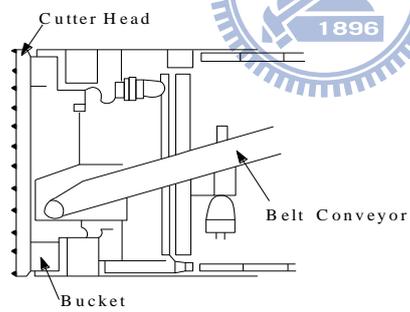
圖 2-3 潛盾施工作業循環示意圖 (朱旭, 1984)



(1) Hand-Excavated Shield

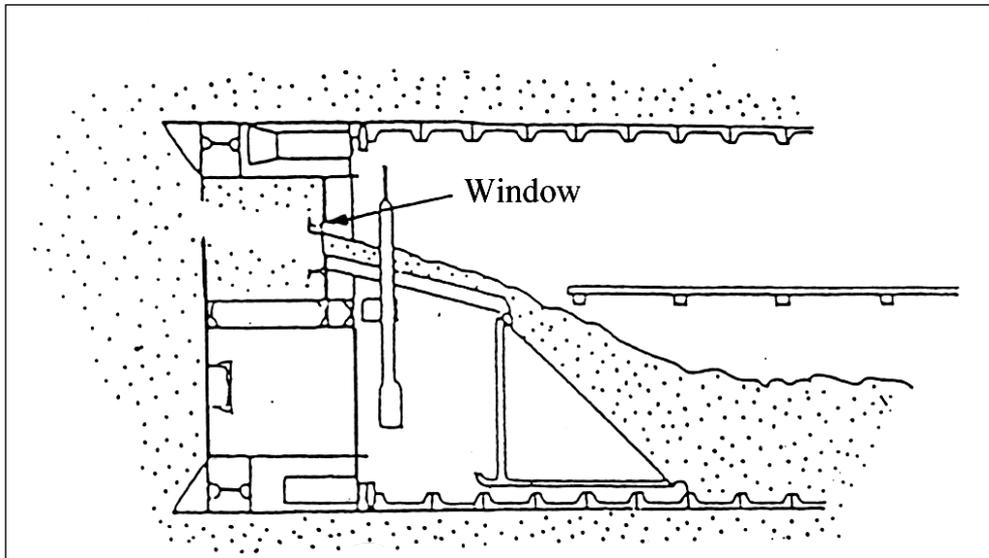


(2) Semi-Mechanical Shield



(3) Mechanical Shield

圖 2-4 開放式潛盾機 (IHI Tunneling Shields 型錄, 1987)

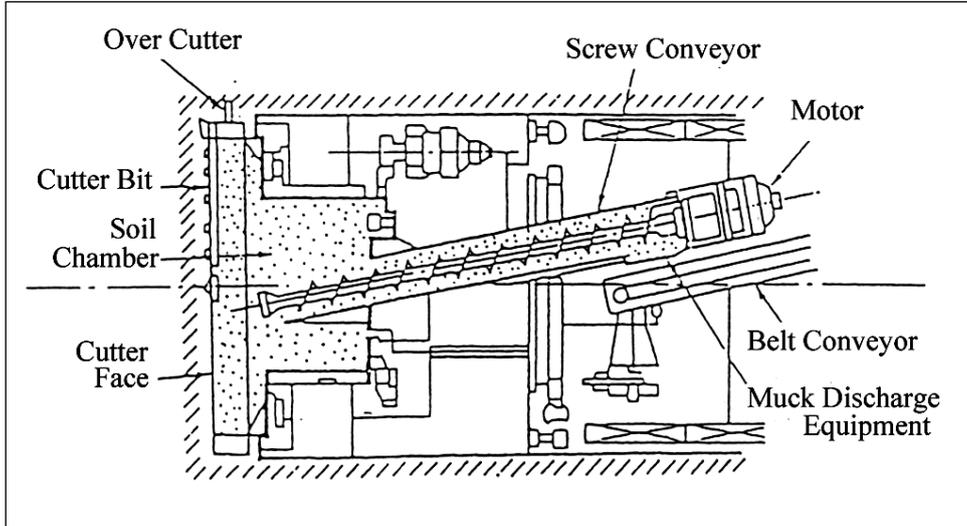


(a)



(b)

圖 2-5 擠壓式潛盾機 (after Hitachi Zosen Corporation, 1990)

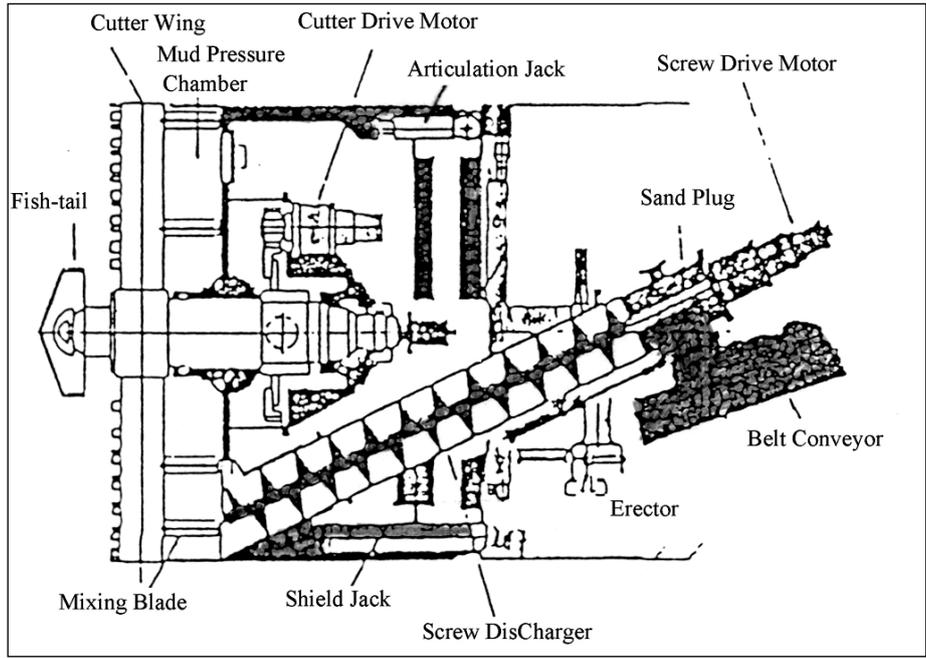


(a)



(b)

圖 2-6 土壓平衡式潛盾機 (after Hitachi Zosen Corporation, 1990)

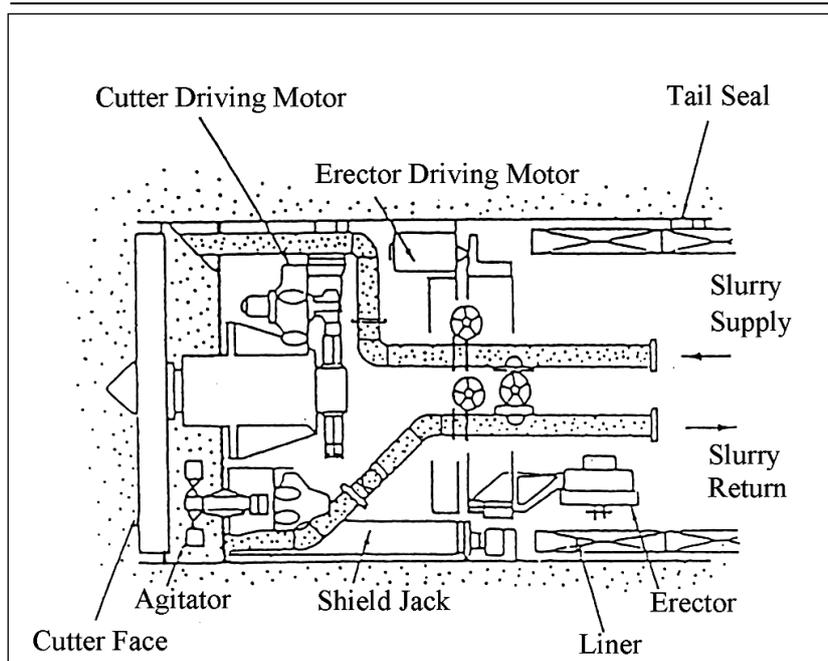


(a)



(b)

圖 2-7 加泥土壓平衡式潛盾機 (after Hitachi Zosen Corporation, 1990)



(a)



(b)

圖 2-8 泥水式潛盾機 (after Hitachi Zosen Corporation, 1990)

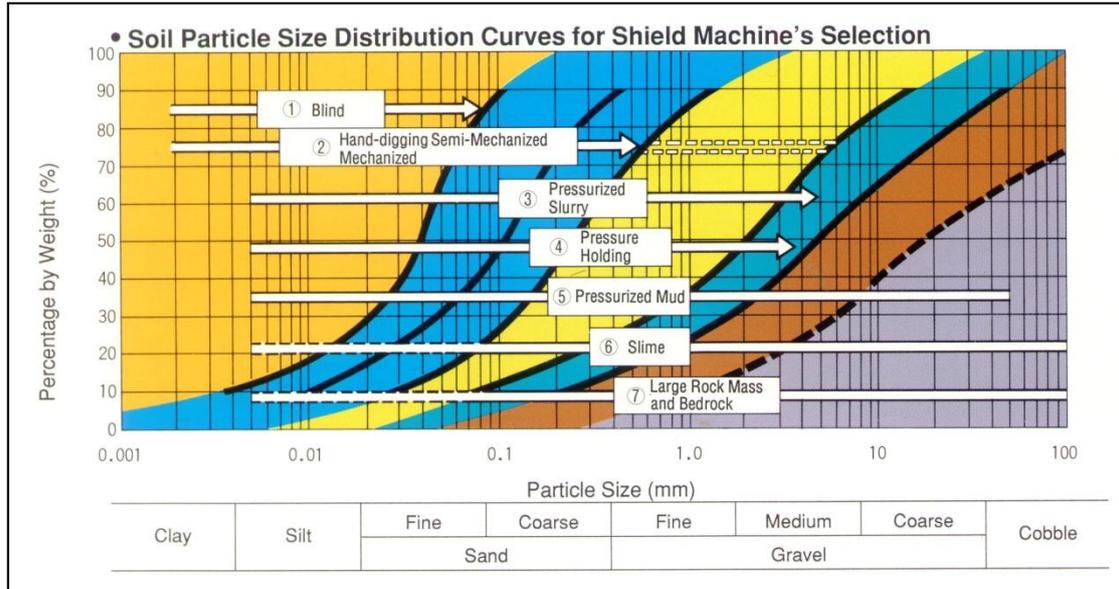
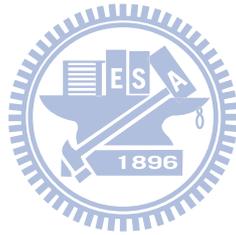


圖 2-9 土壤粒徑分佈與潛盾機適用範圍 (after Hitachi Zosen Corporation, 1990)



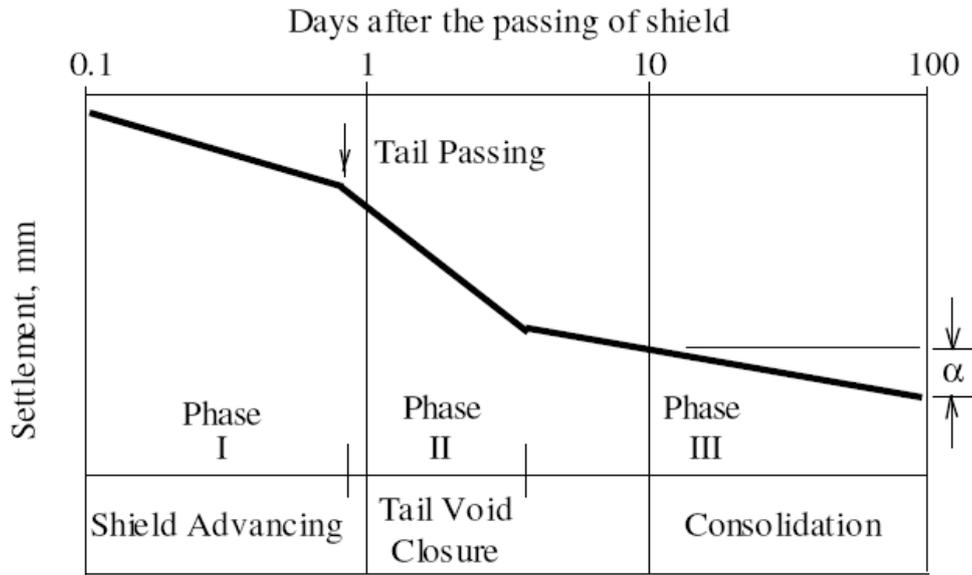


圖 2-10 潛盾隧道施工導致地表沉陷歷時曲線 (after Hwang et al., 1995)

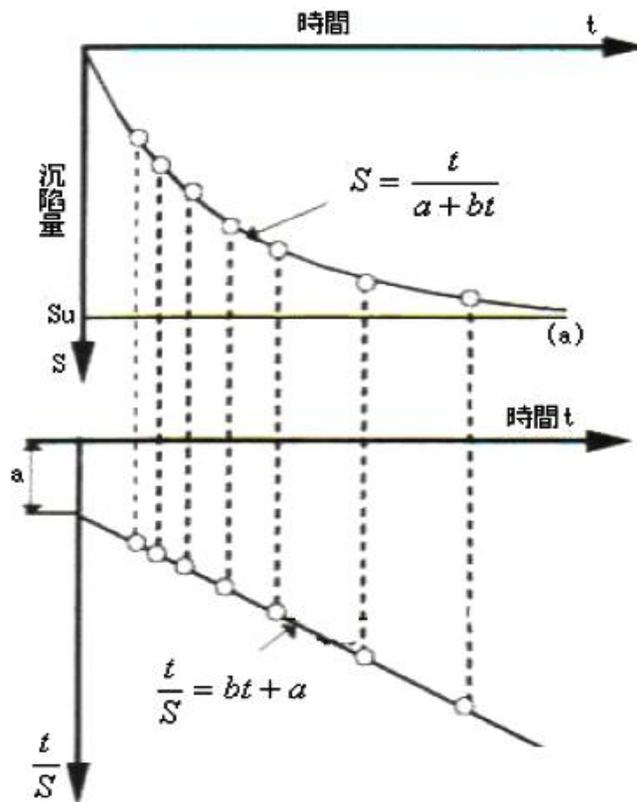


圖 2-11 現地沉陷歷時曲線推求雙曲線參數 a 及 b (Fang et al., 1993)

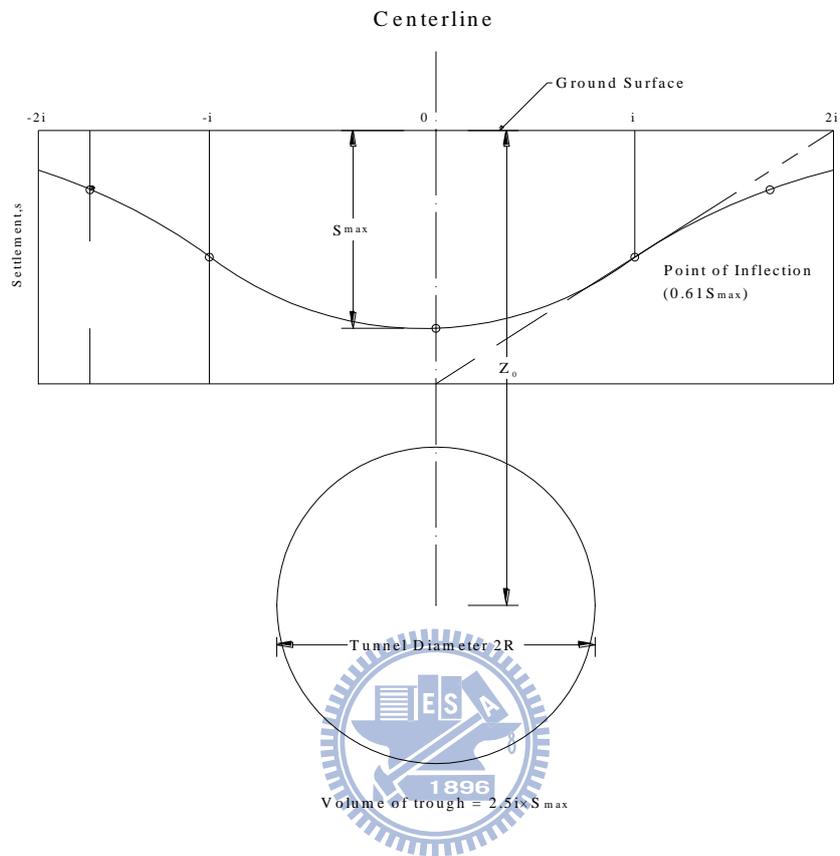


圖 2.12 以誤差函數曲線(或常態分佈曲線)模擬地表沉陷槽(after Peck, 1969)

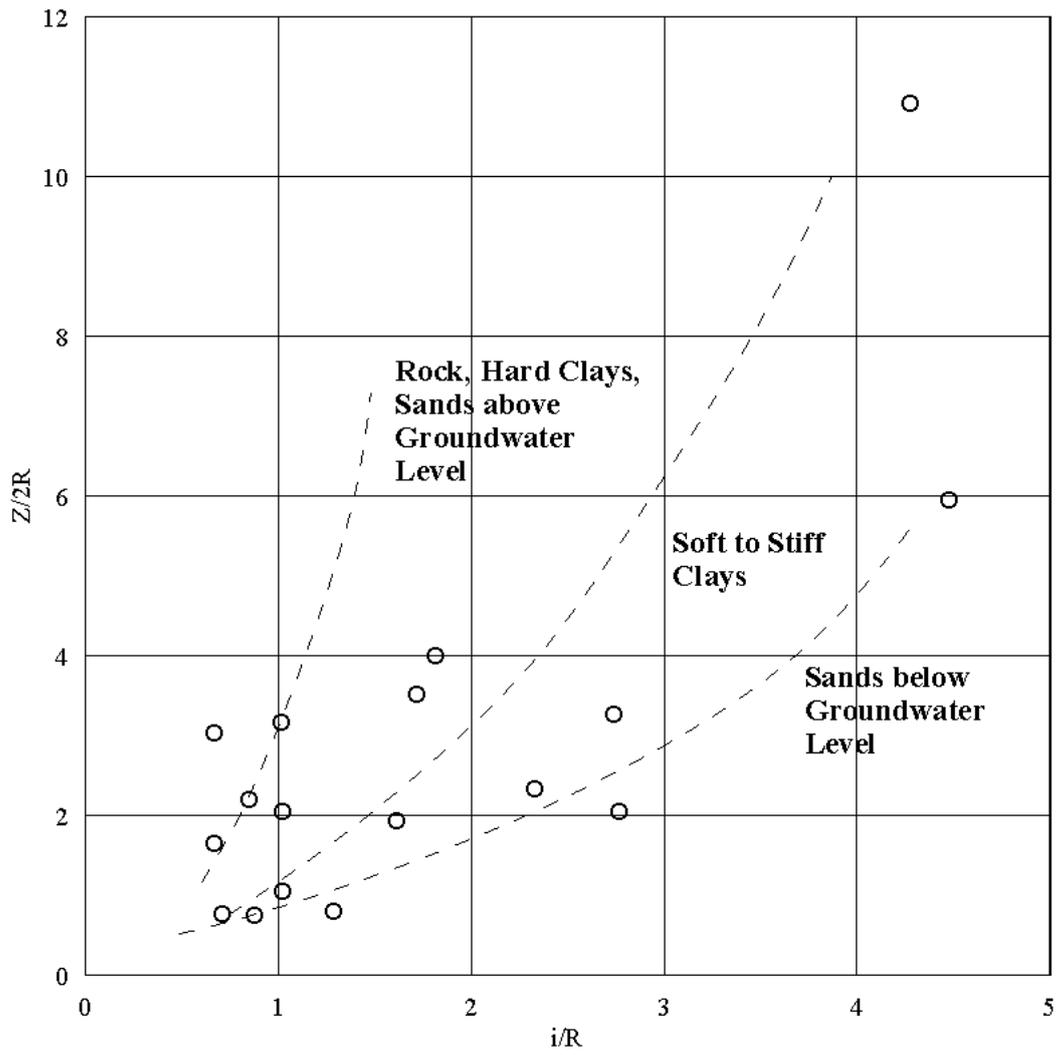
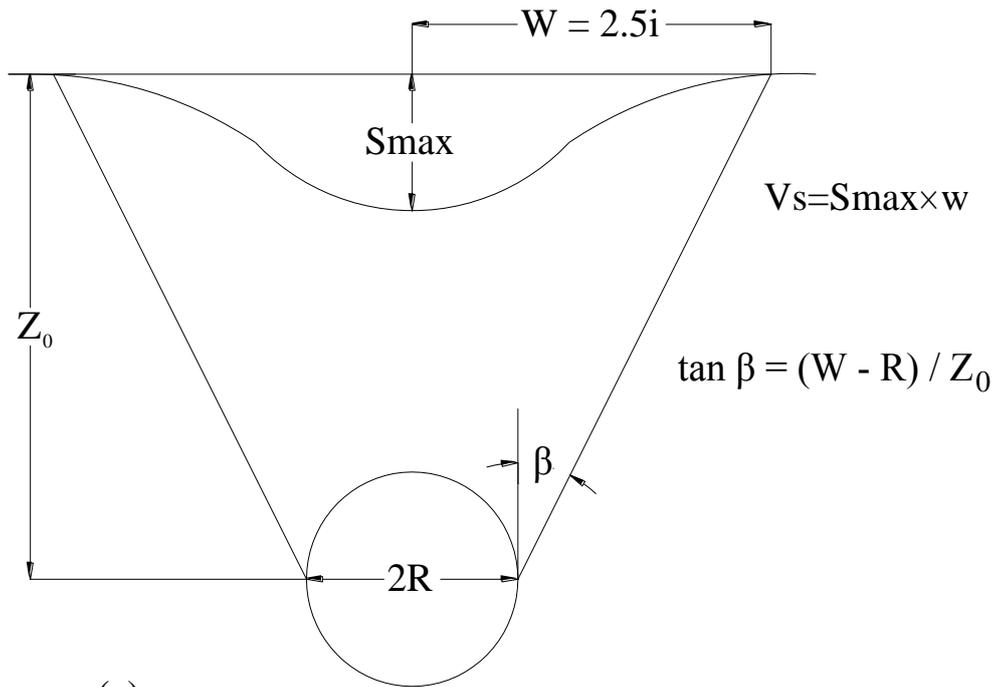
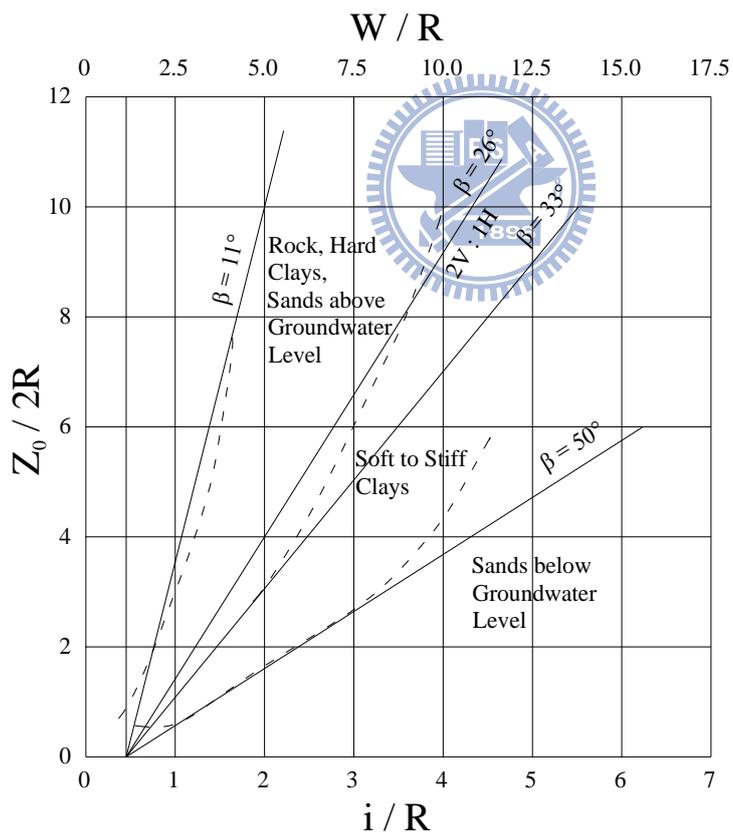


圖 2-13 不同土層沉陷槽寬度與隧道深度之無因次關係 (after Peck, 1969)



(a)



(b)

圖 2-14 β 角與沉陷槽寬度之關係 (After Cording and Hansmire, 1975)

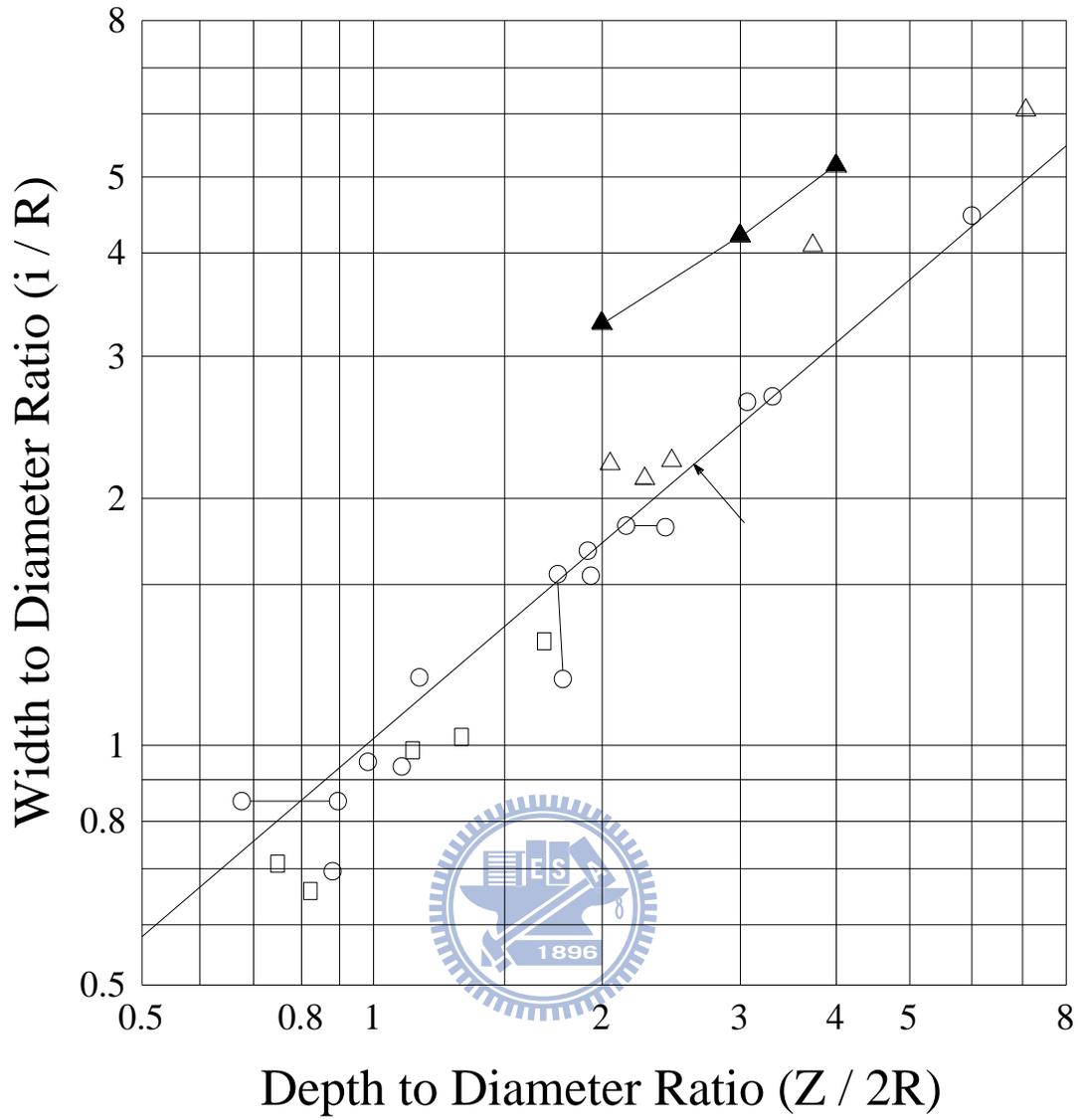


圖 2-15 沉陷槽寬徑比 ($i/2R$) 與隧道深徑比 ($Z_0/2R$) 之關係

(after Clough and Schmidt, 1981)

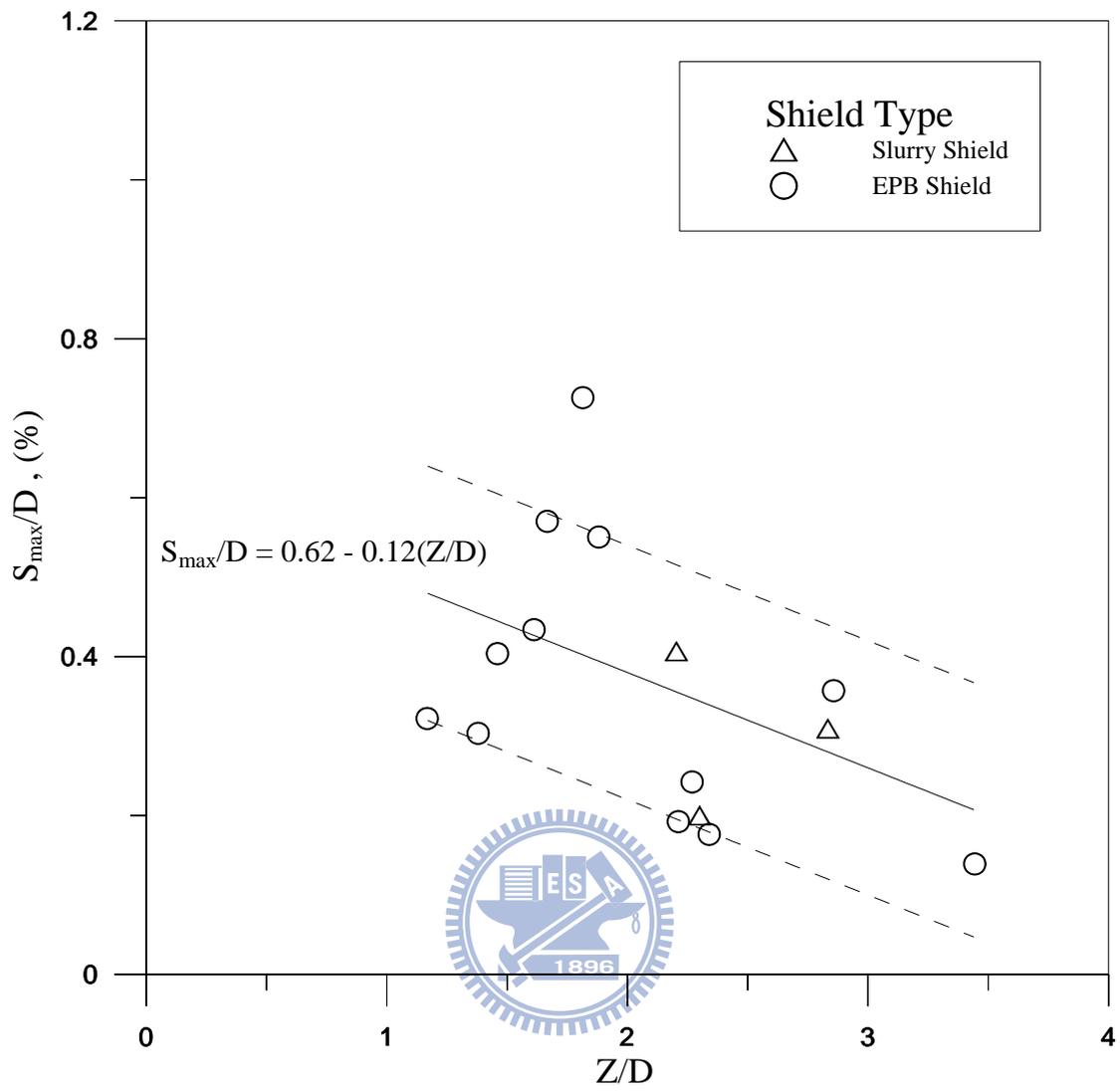


圖 2-16 深徑比與地表最大沉陷量之關係 (摘自陳柏碩,2009)

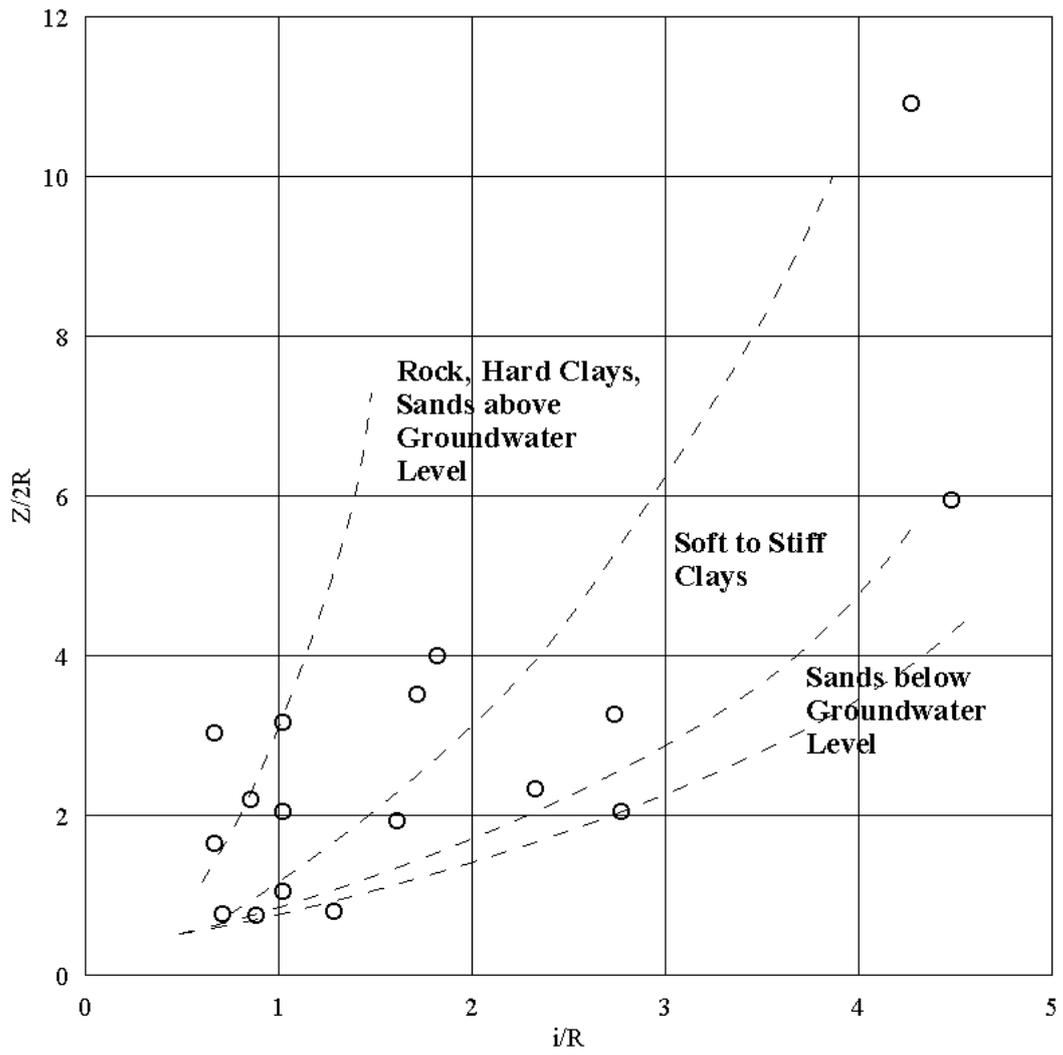


圖 2-17 不同土層沉陷槽寬度與隧道深度之無因次關係(after Fang et al., 1994)

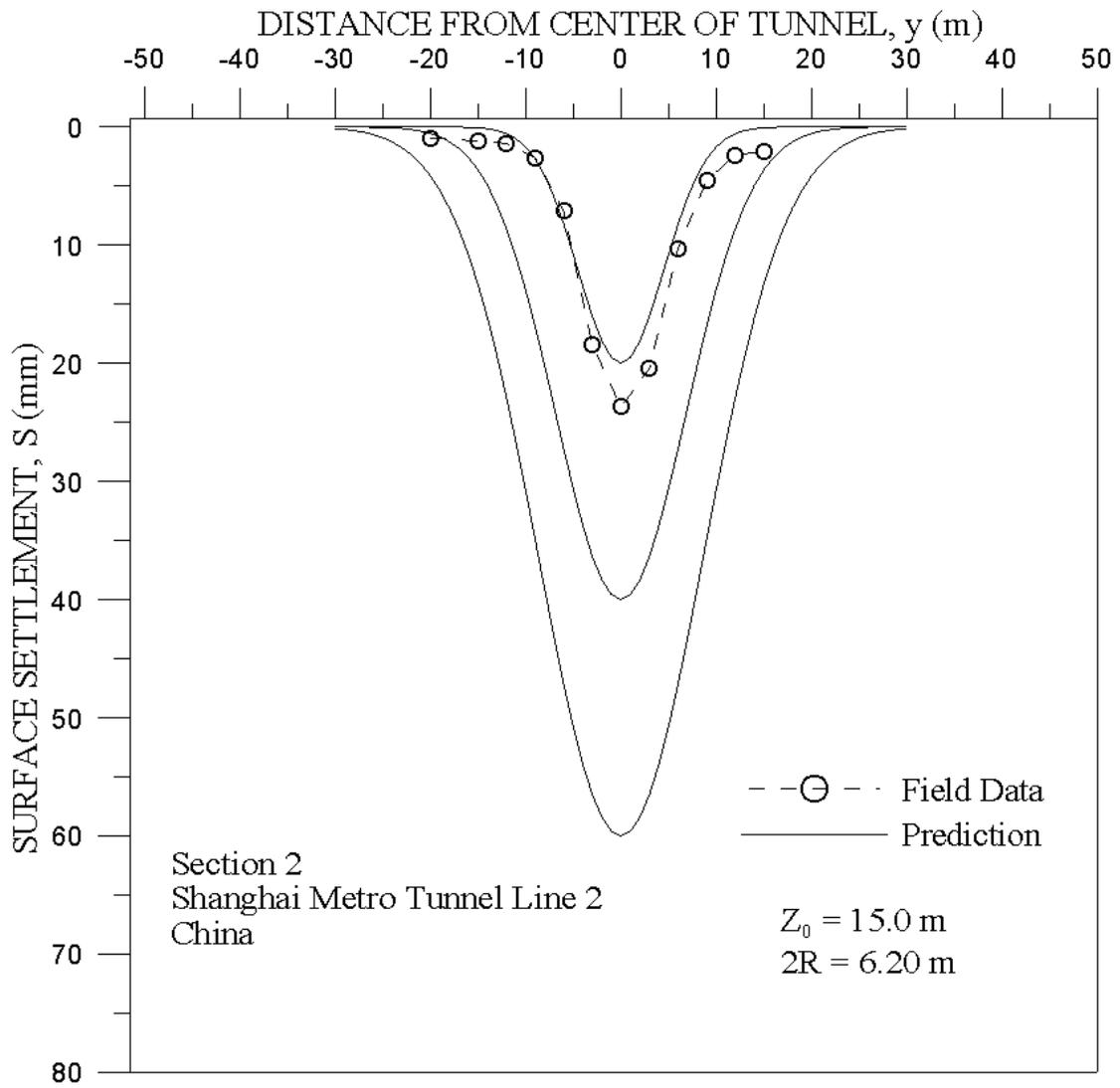


圖 2-18 Peck-Fujita 經驗方法預測潛盾隧道施工引致之地表沉陷槽分析範例

(after Fang et al. , 1994)

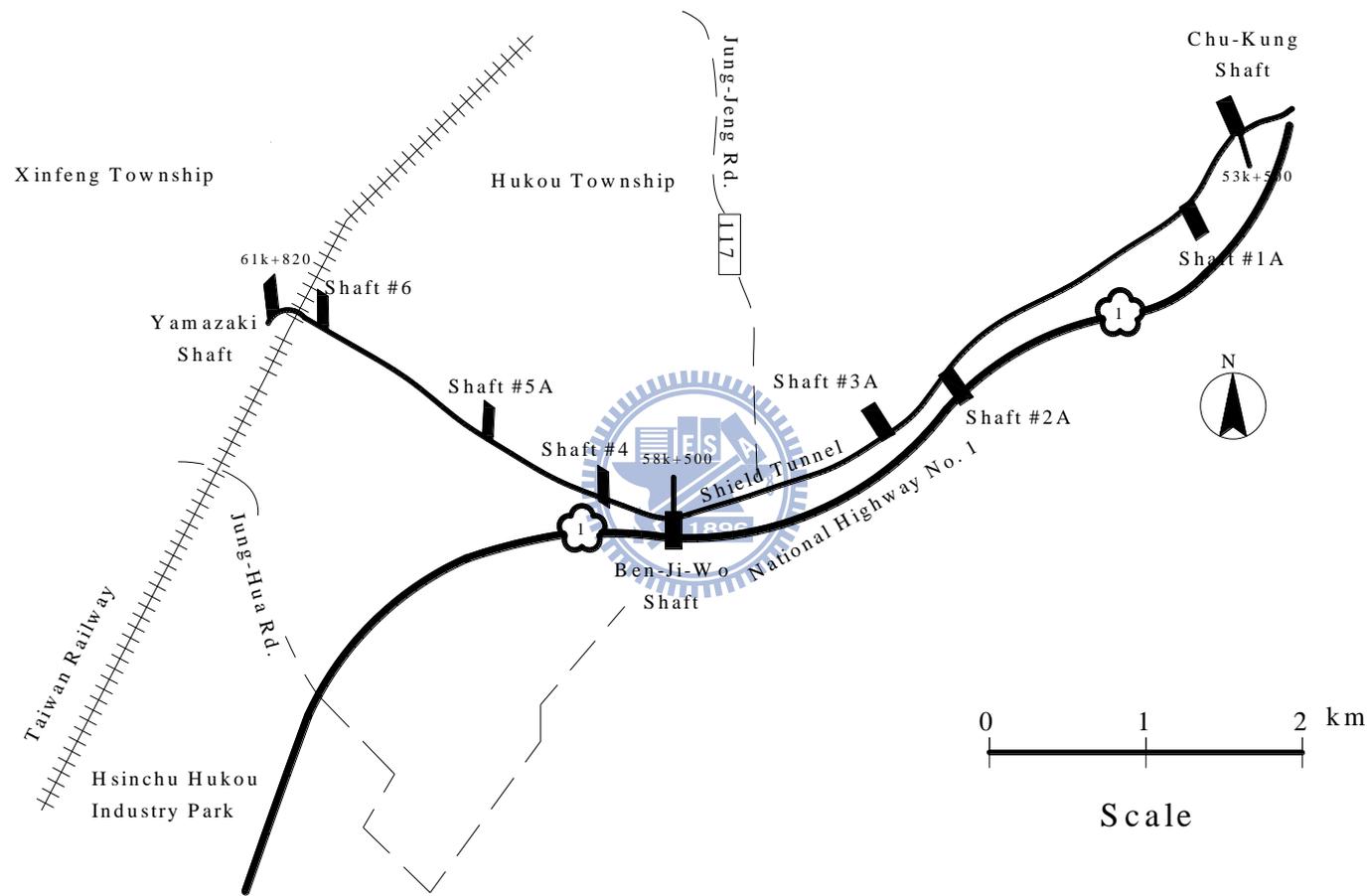


圖 3-1 台電竹工 161 kV 電纜線路隧道工程路線平面圖 (介興/清水營造 2009)

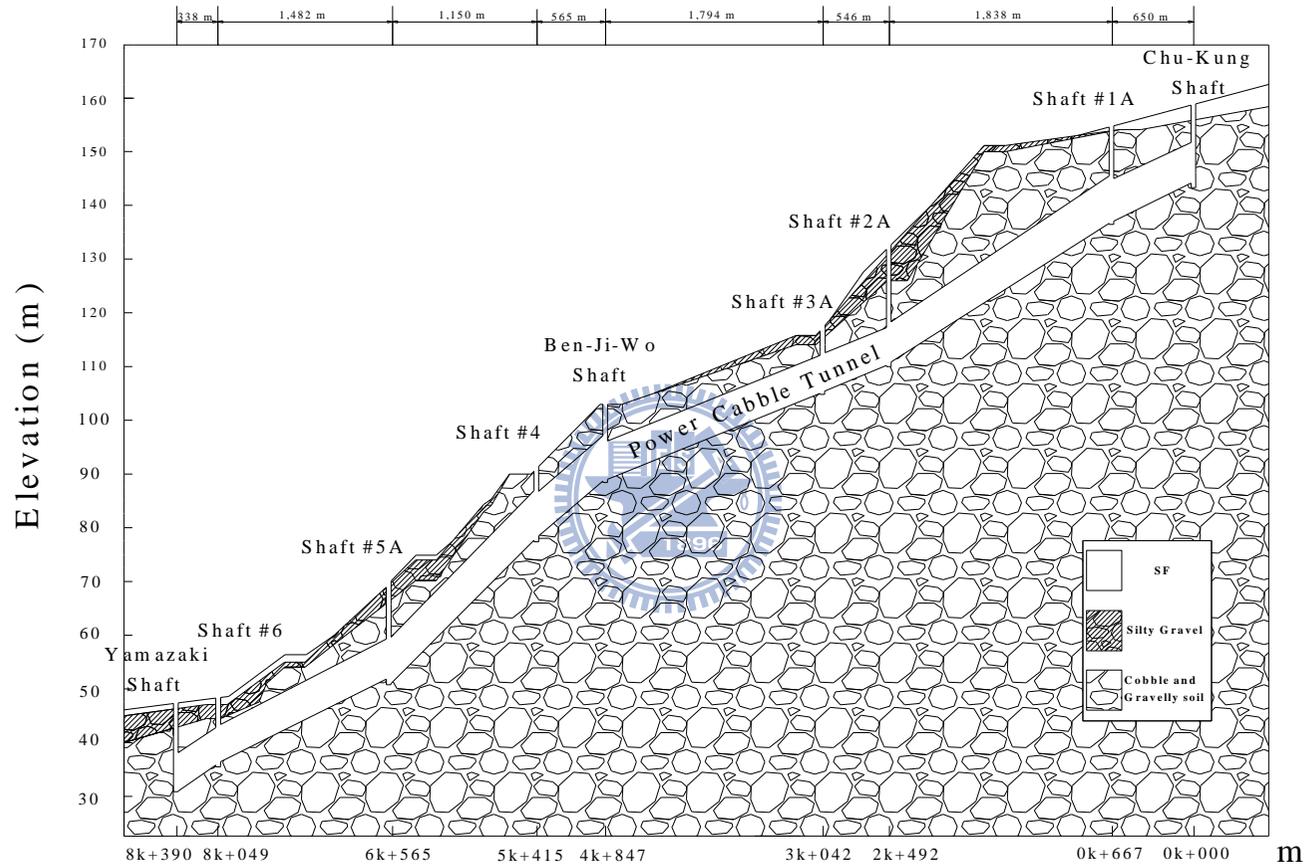


圖 3-2 台電竹工 161 kV 電纜線路隧道工程地質剖面圖



(a) 立體圖



(b) 頂視圖

圖 3-3 竹工超高壓變電所潛盾隧道採用之加泥式土壓平衡潛盾機

(介興/清水營造 2009)



圖 3-4 潛盾機到達#6A 直井破鏡出土狀況 (介興/清水營造 2009)

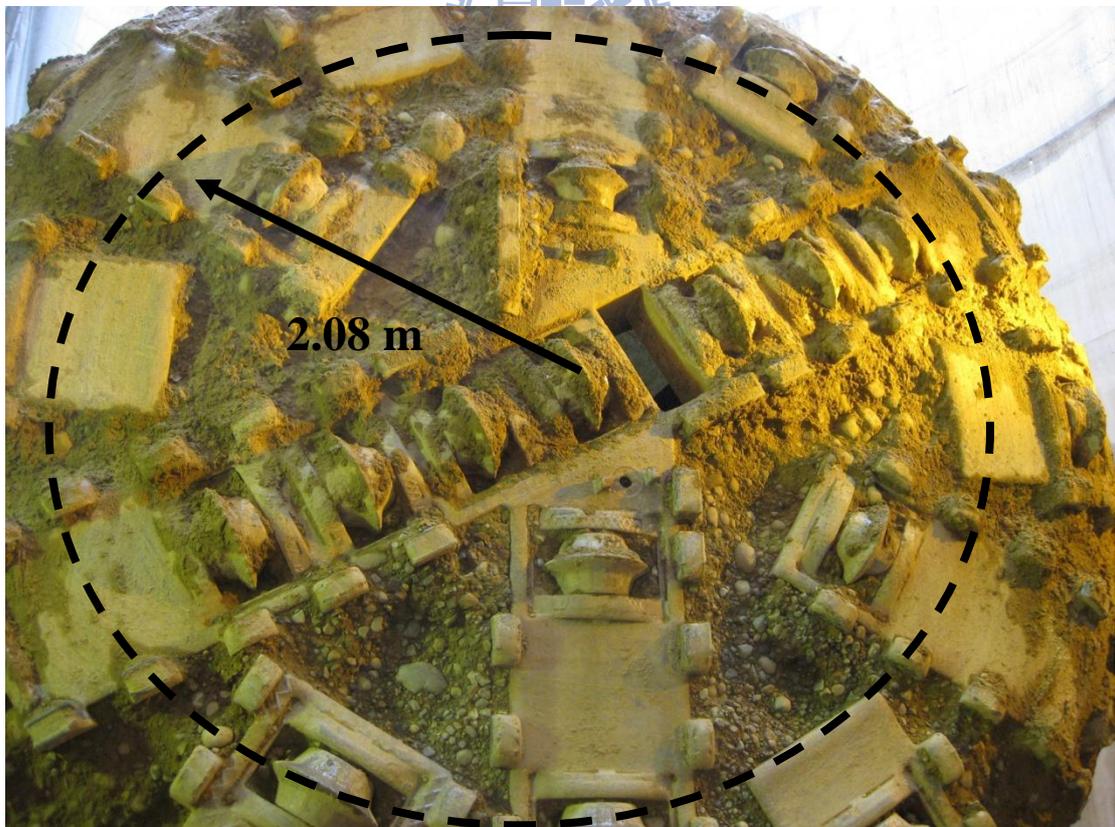
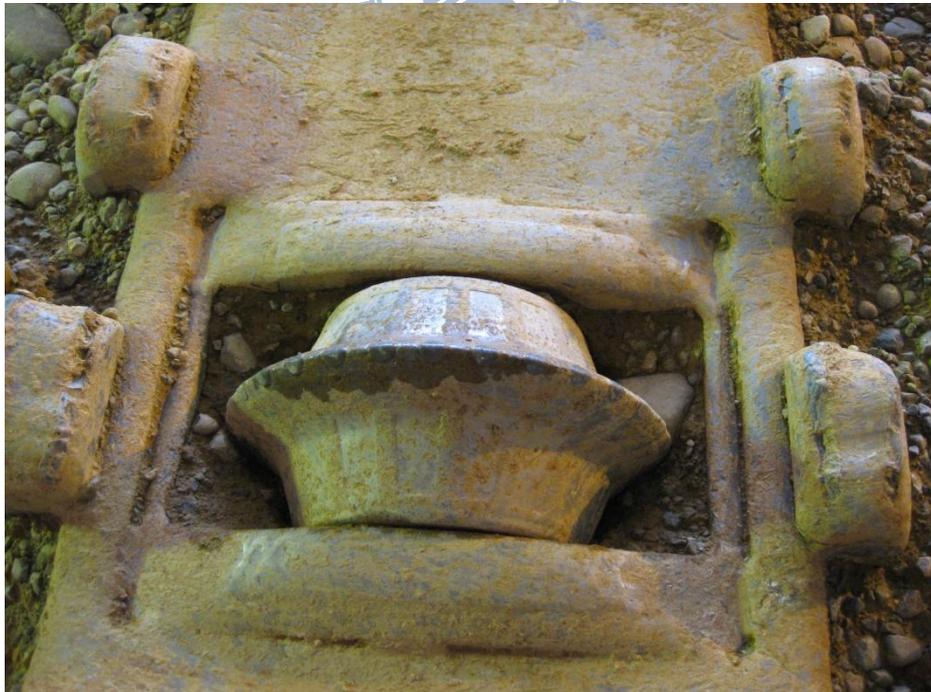


圖 3-5 潛盾機切刃轉盤磨損情況(半徑 $R=6.24\text{ m}$)

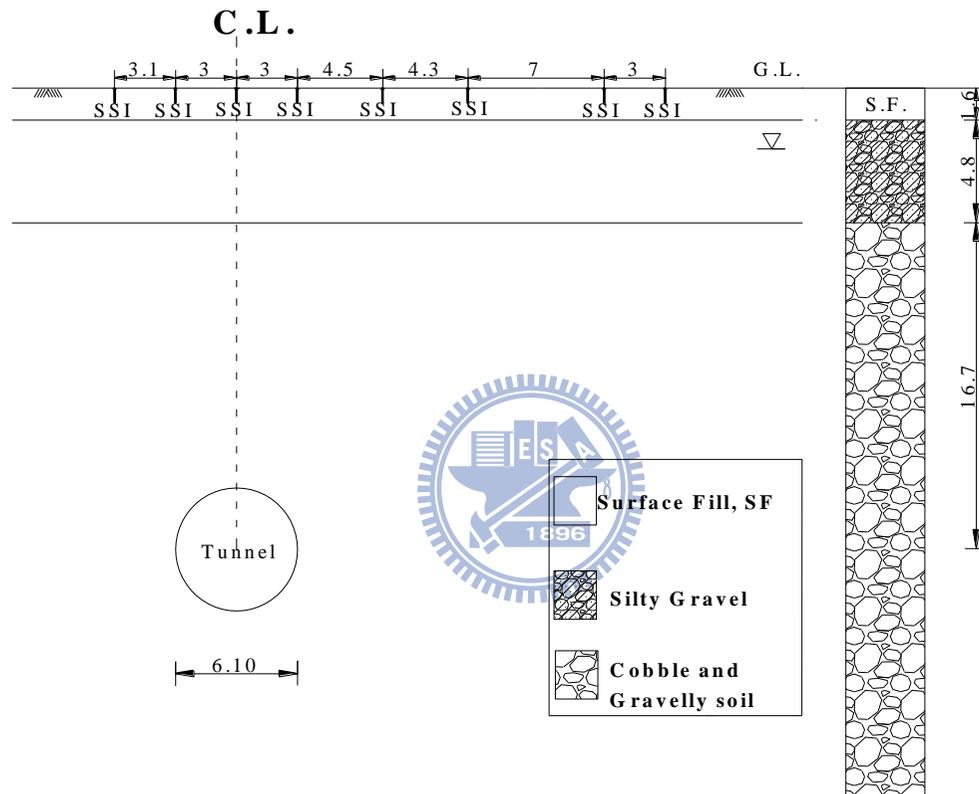


(a) 切刀轉盤上固定切刀之磨損



(b) 切刀轉盤上滾輪切刀之磨損

圖 3-6 潛盾機切刀磨損情況



Unit : m

圖 3-7 監測斷面 2A-1 佈設圖

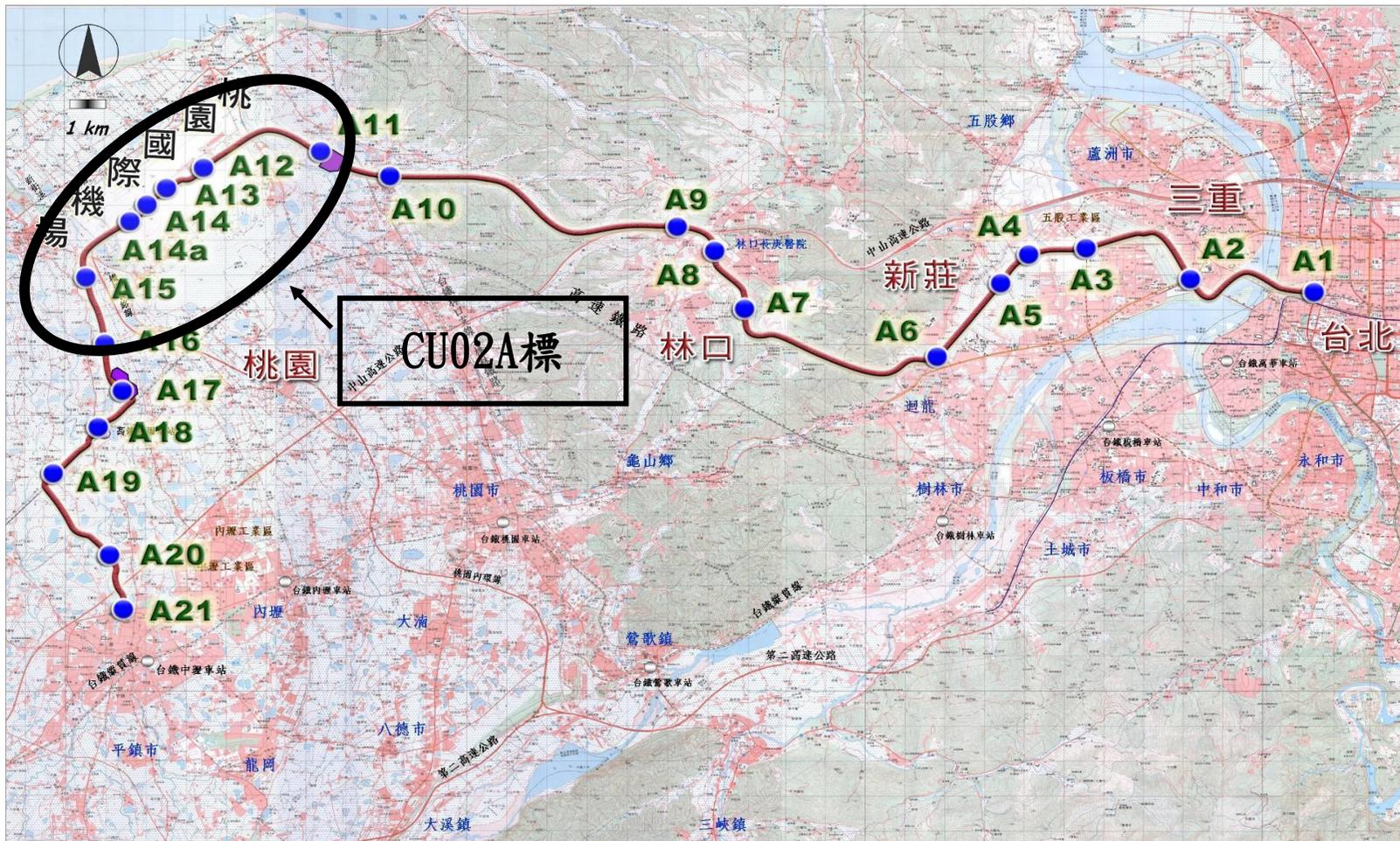


圖 4-1 桃園國際機場聯外捷運系統路線平面圖(摘自台灣世曦顧問 2009)

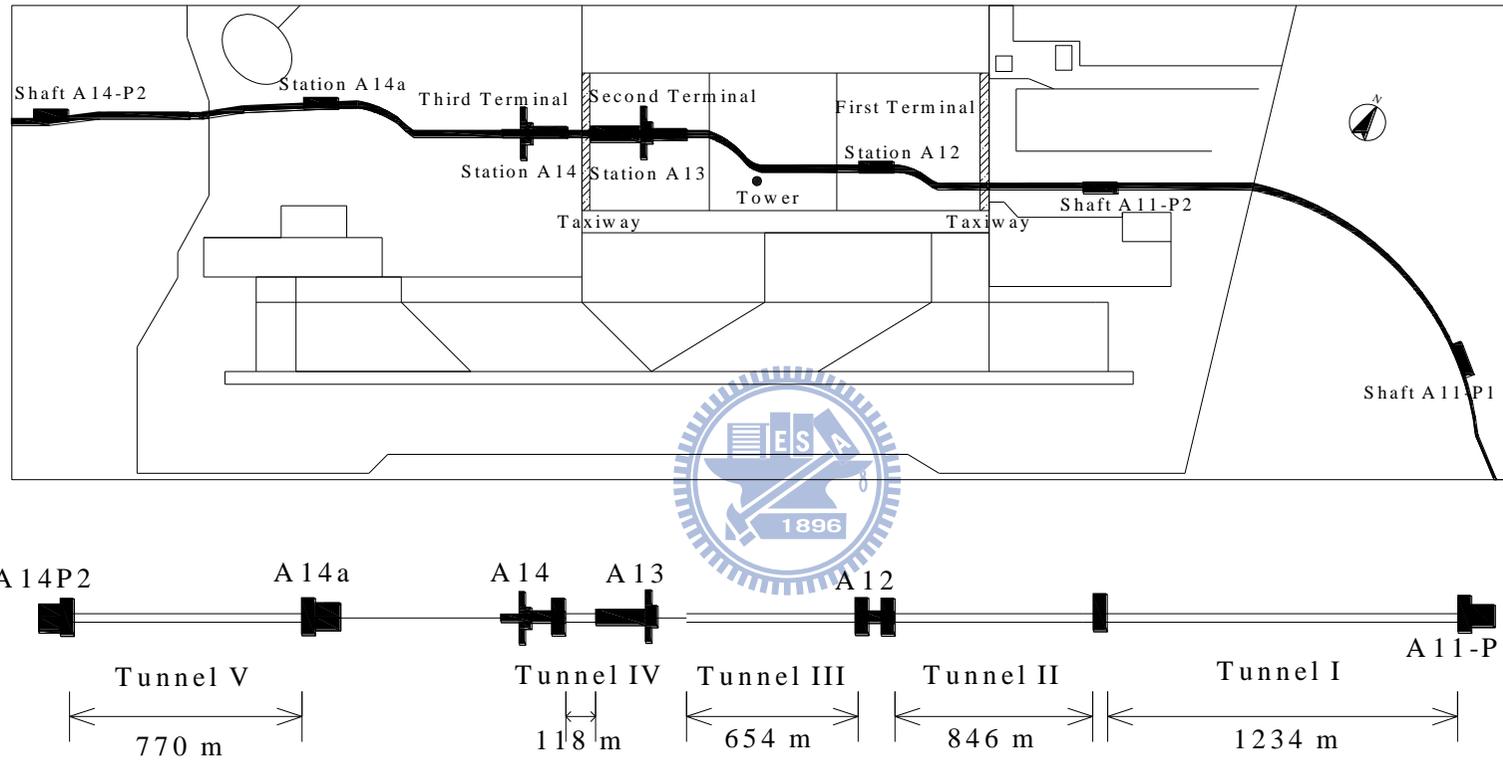


圖 4-2 桃園國際機場捷運 CU02A 標潛盾工程路線平面圖(摘自台灣世曦顧問 2009)

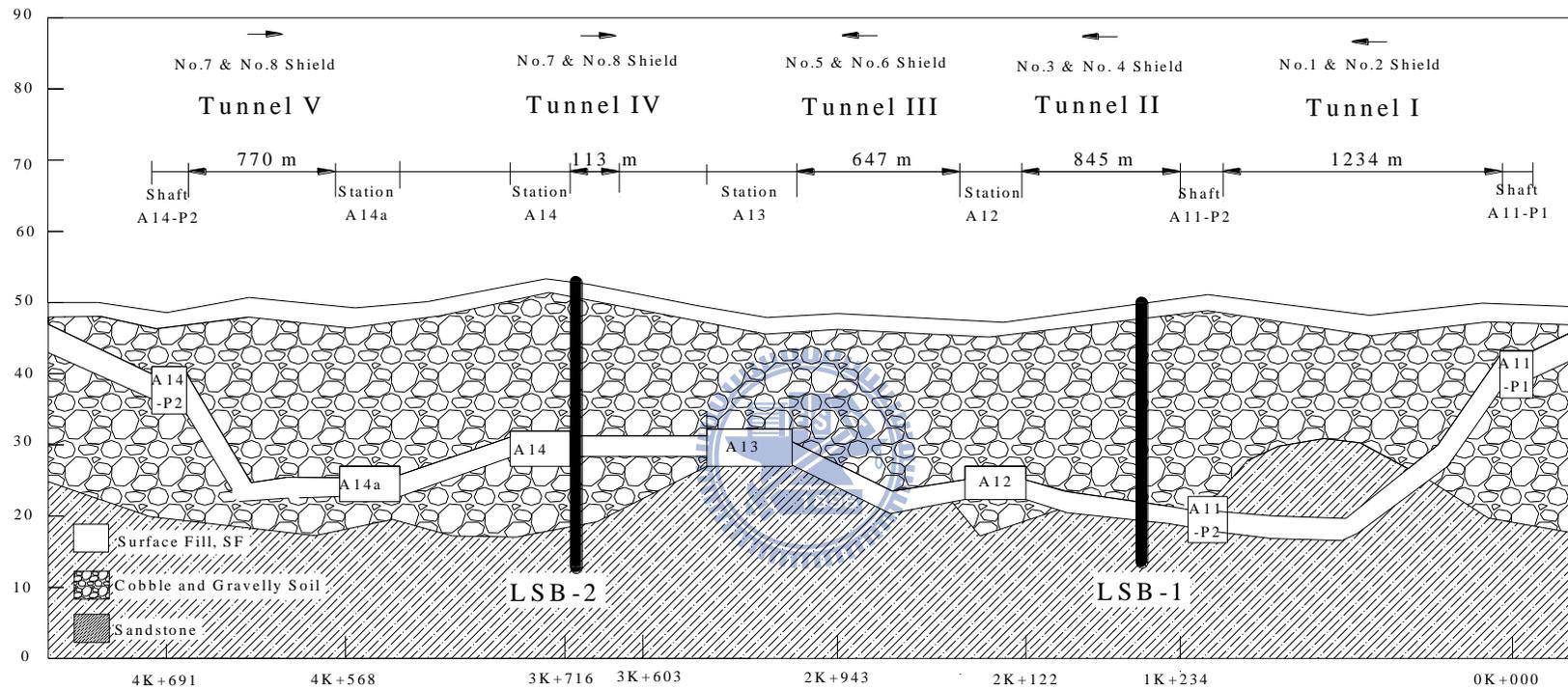


圖 4-3 桃園國際機場捷運 CU02A 標潛盾工程地質剖面圖



圖 4-4 現場大口徑鑽孔地質調查情形(摘自台灣世曦顧問 2009)



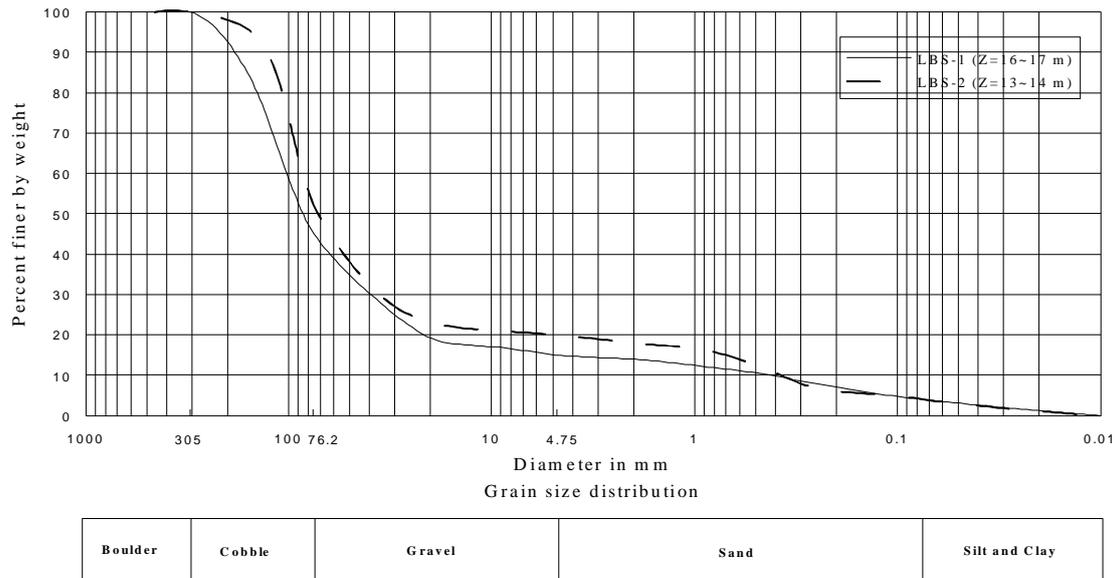


圖 4-5 LBS-1 及 LBS-2 調查孔取得卵礫石粒徑分佈曲線(摘自台灣世曦顧問 2009)

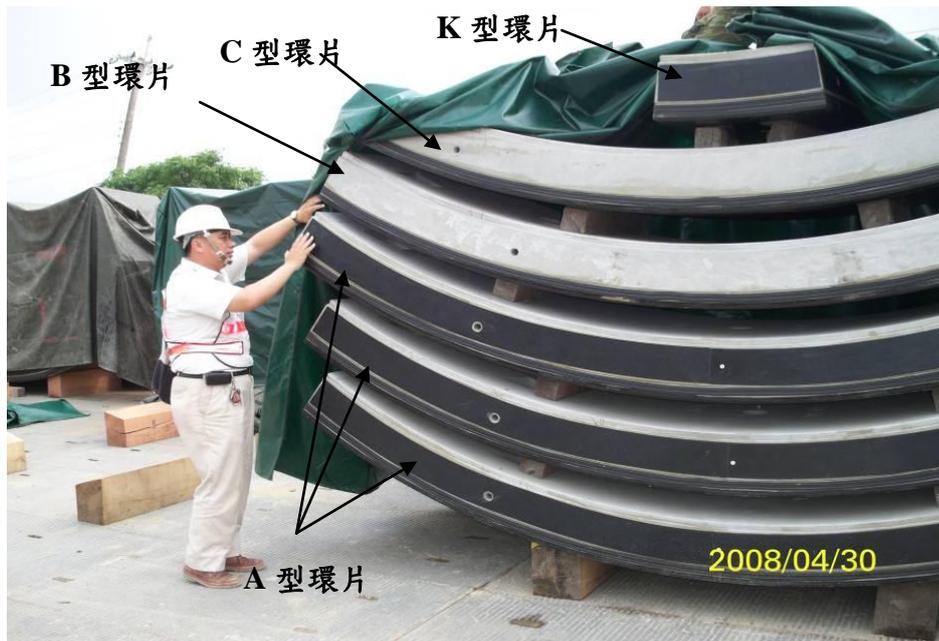




圖 4-6 桃園國際機場捷運 CU02A 標潛盾隧道施工採用之泥土壓潛盾機(1 號機)

(摘自台灣世曦顧問 2009)





(a) 各型式鋼筋混凝土襯砌環片



(b) 環片進場情形 (每環寬度 1,000 mm)

圖 4-7 桃園國際機場捷運 CU02A 標潛盾工程採用之鋼筋混凝土環片

(摘自台灣世曦顧問 2009)

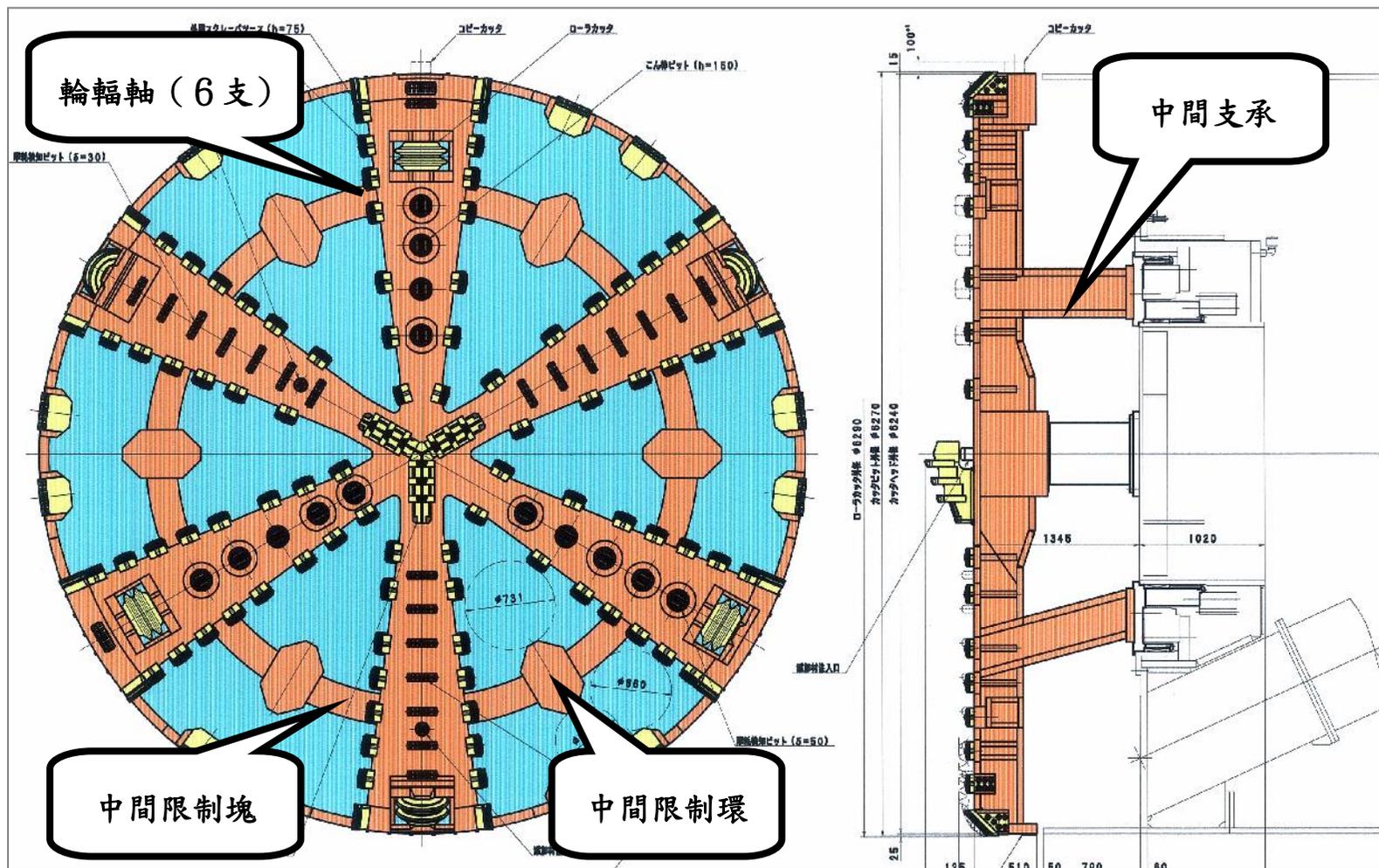


圖 4-8 潛盾機切刀轉盤結構示意圖 (摘自台灣世曦顧問 2009)

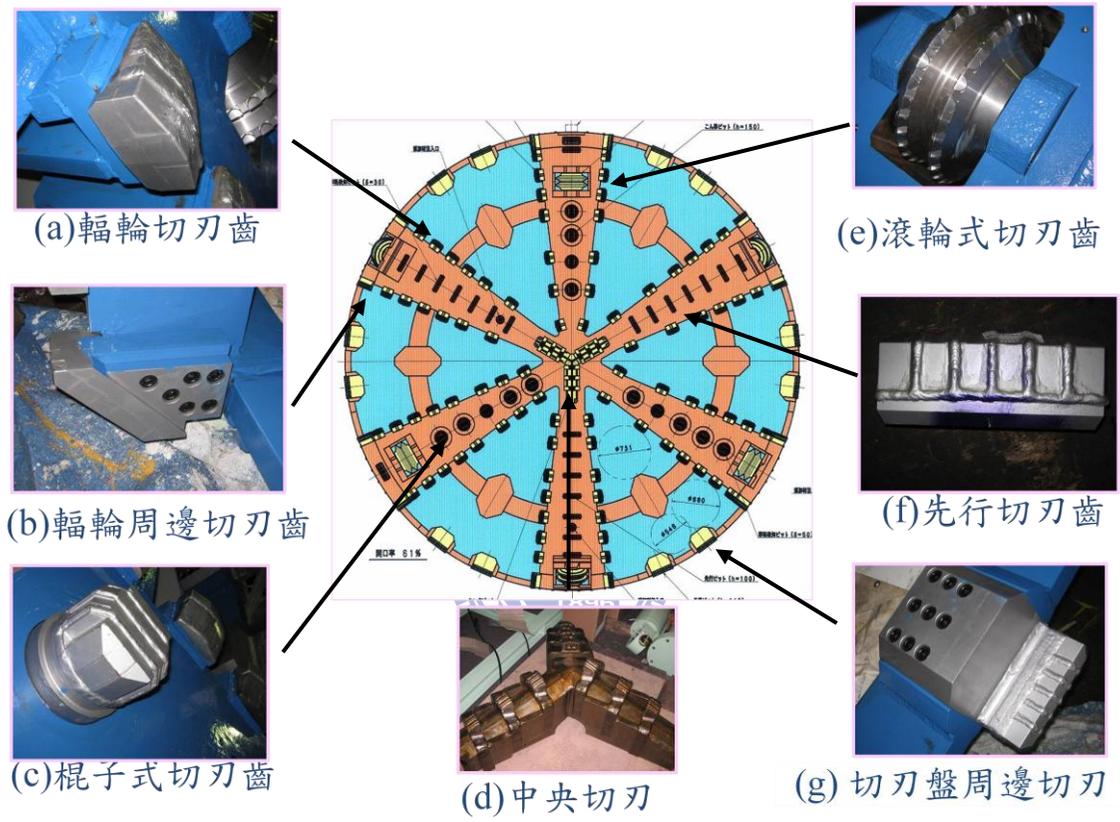


圖 4-9 潛盾機切刃轉盤各切刃形狀與配置圖(摘自台灣世曦顧問 2009)

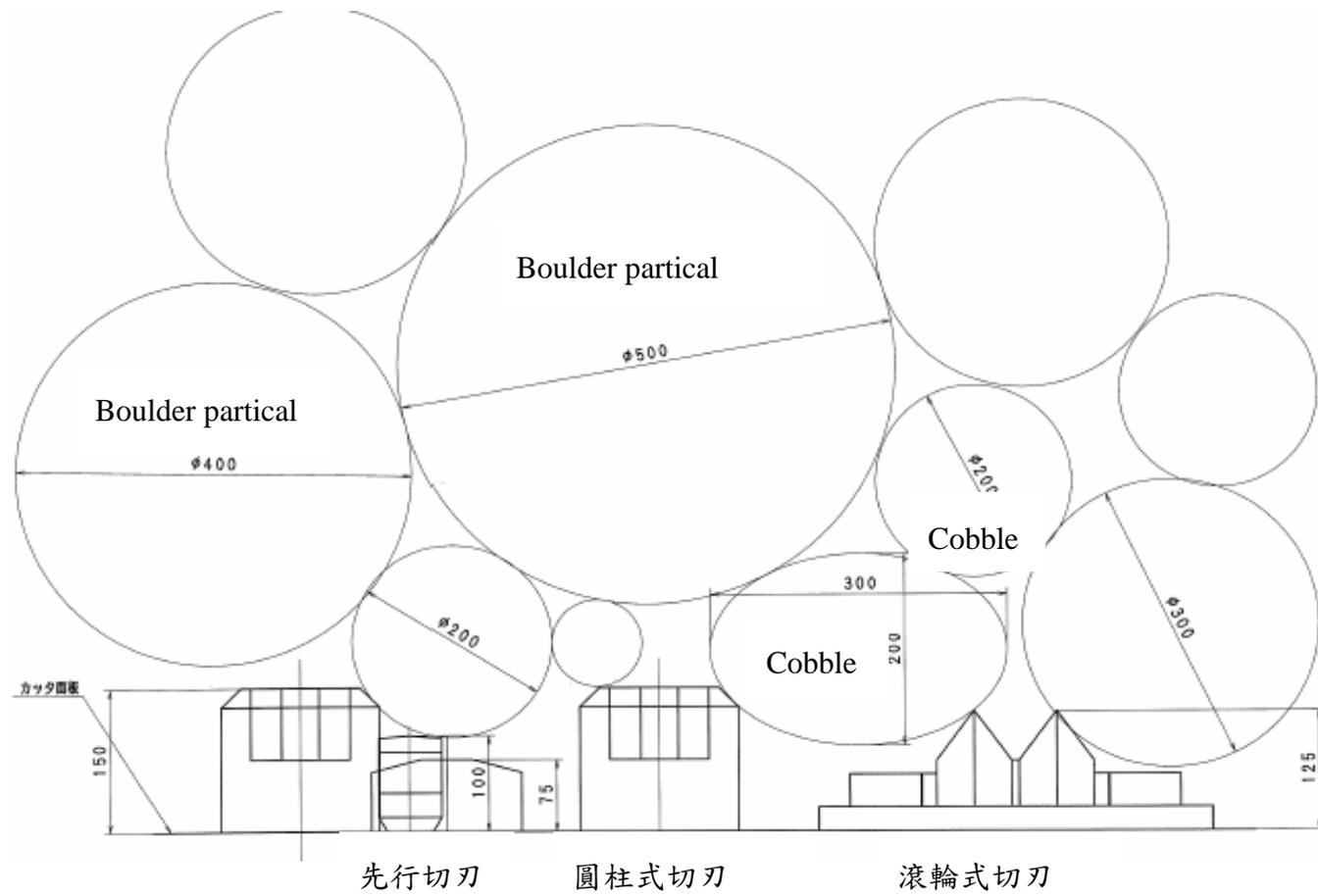


圖 4-10 切刃轉盤切刃切削地盤順序示意圖(摘自台灣世曦顧問 2009)

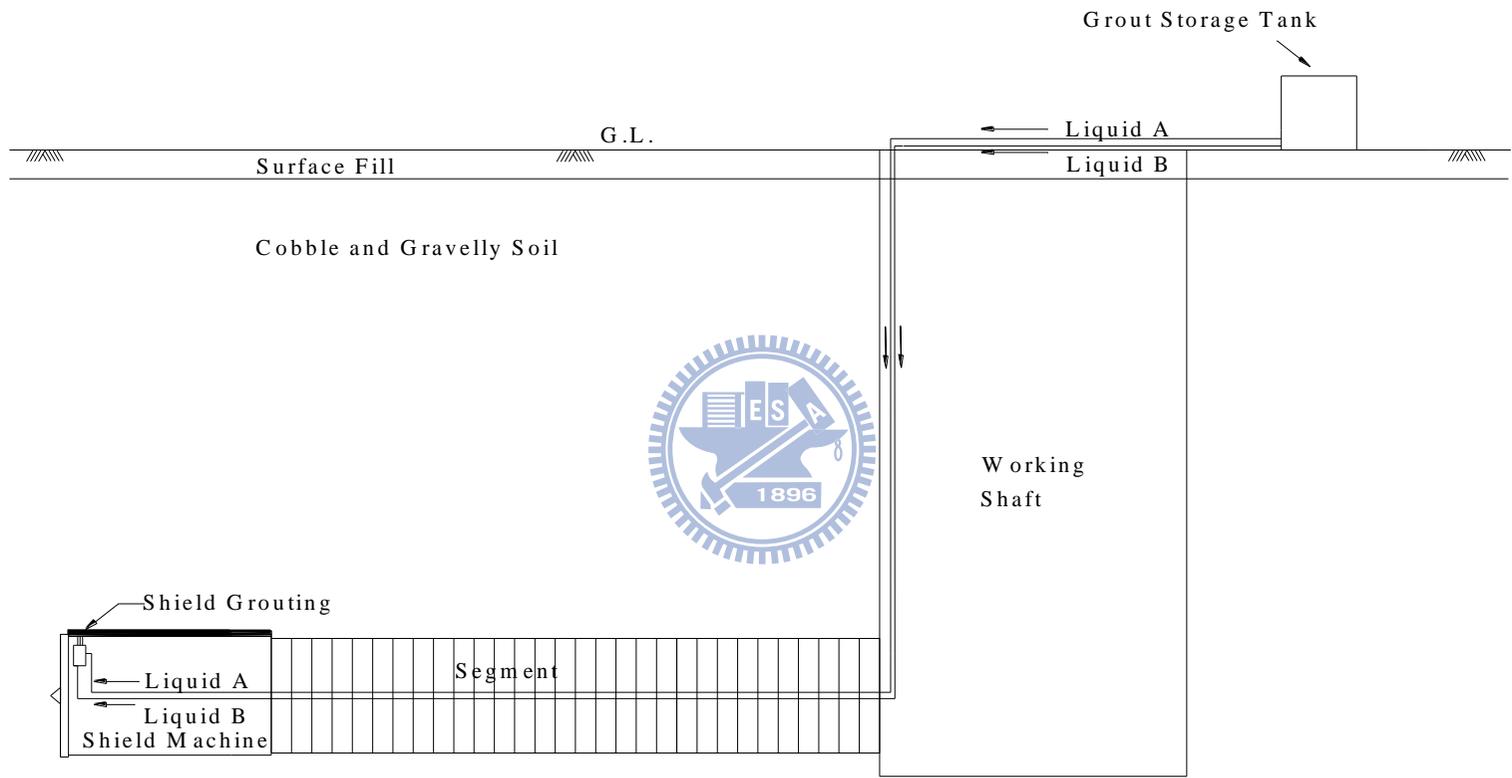


圖 4-11 機上灌漿示意圖

滾輪式切刀磨損



圓柱式切刀磨損



中間限制塊磨損



圖 4-12 1 號潛盾機出土時切刀轉盤磨損情形

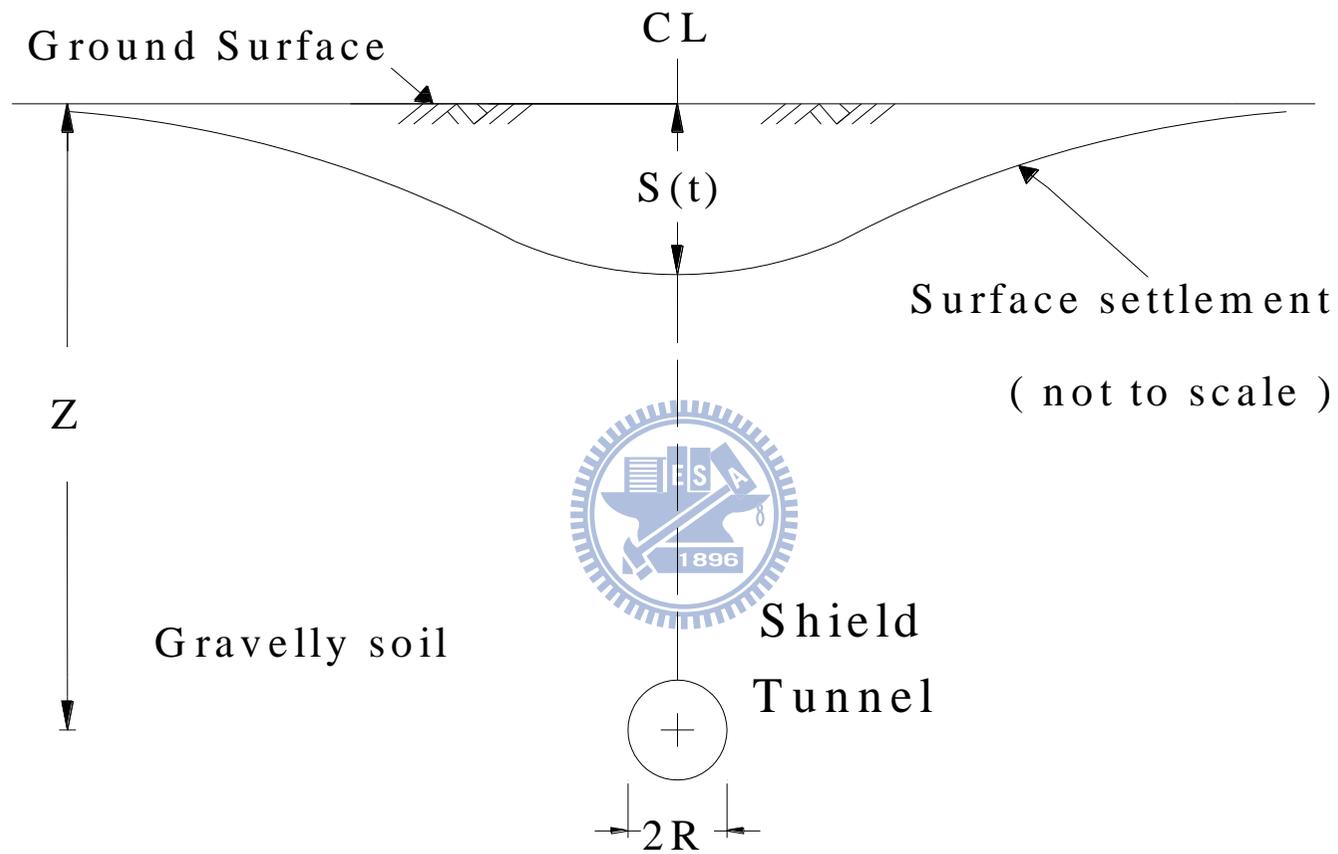
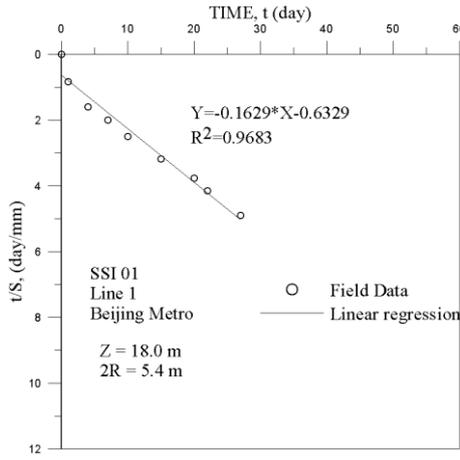
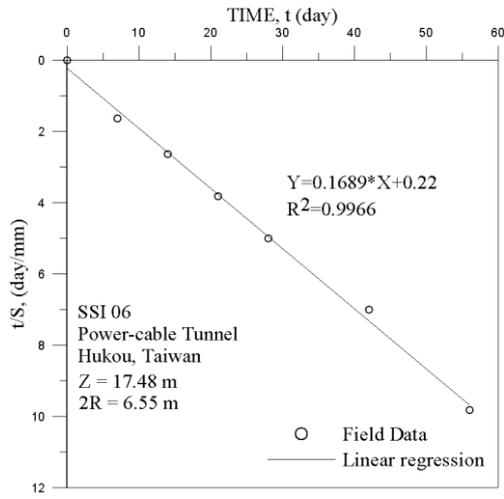


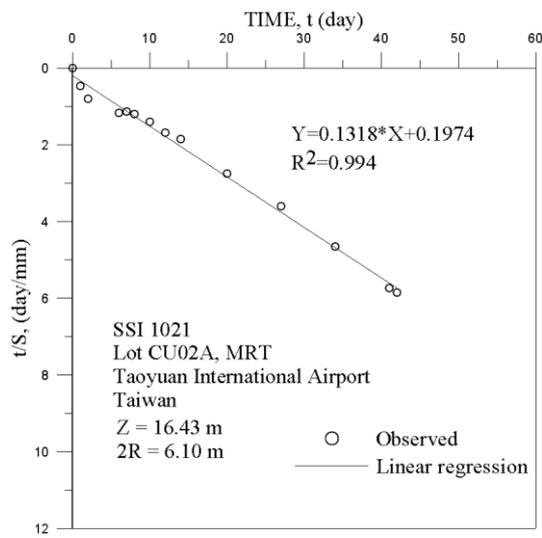
圖 5-1 單一潛盾隧道施工造成之隧道中心線上方地表沉陷歷時曲線示意圖



(a)



(b)



(c)

圖 5-2 地表沉陷歷時曲線雙曲線參數

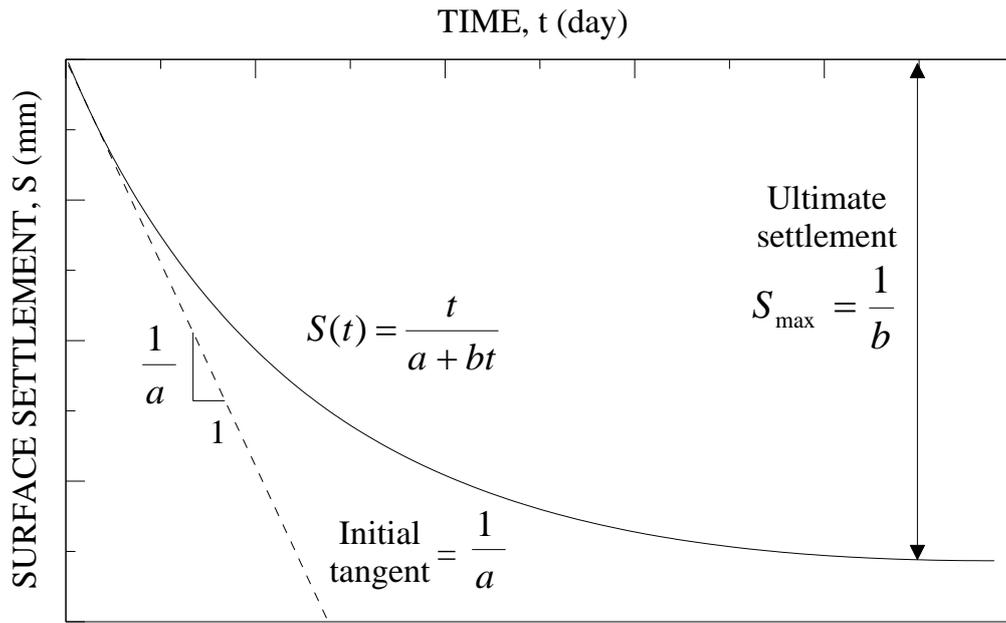
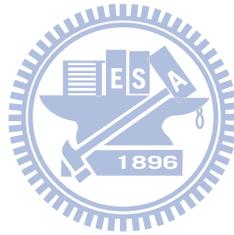


圖 5-3 雙曲線參數 a 、 b 之物理意義



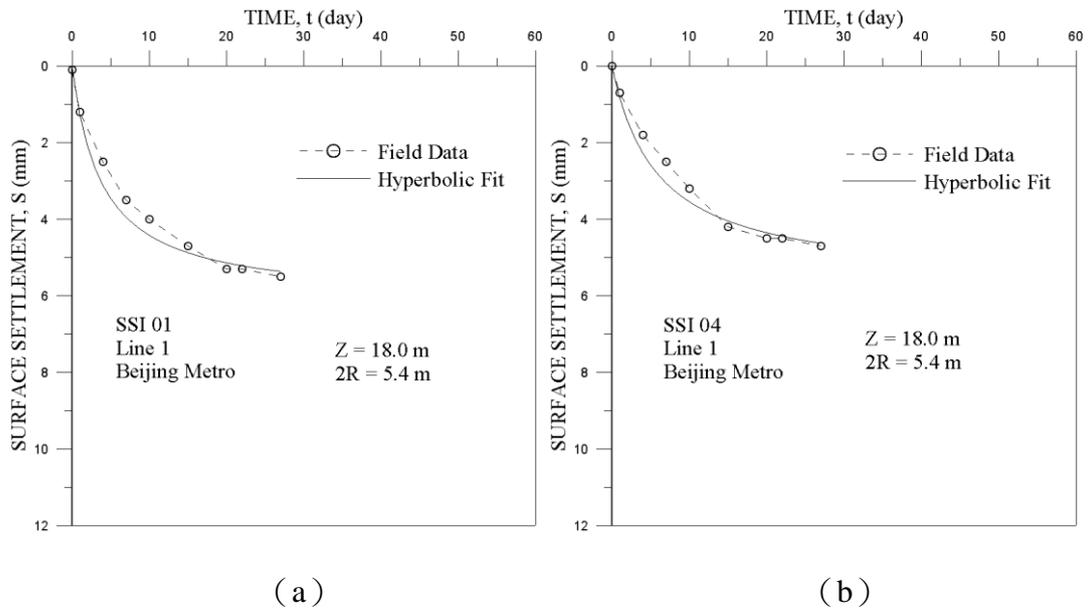
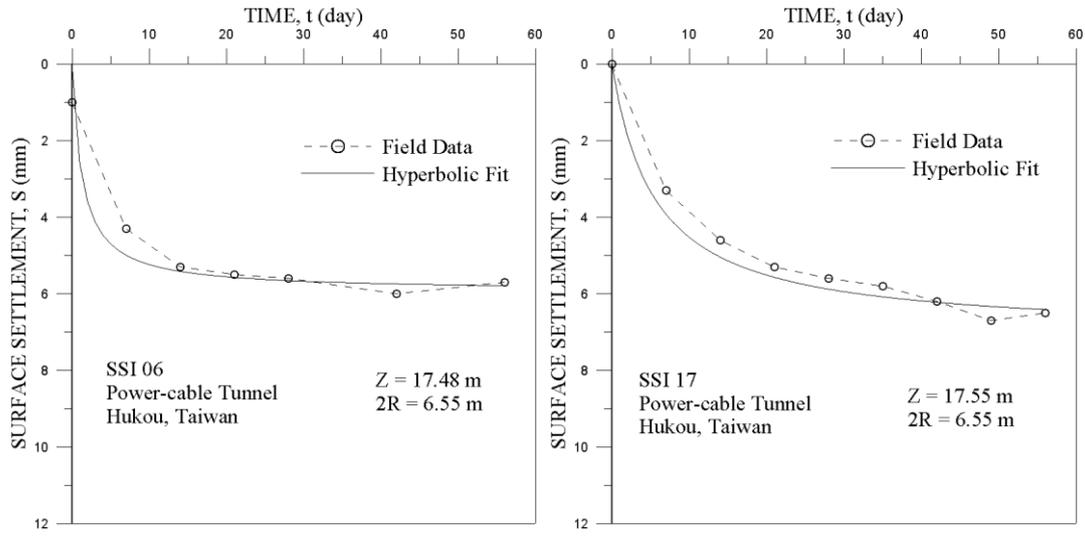


圖 5-4 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線

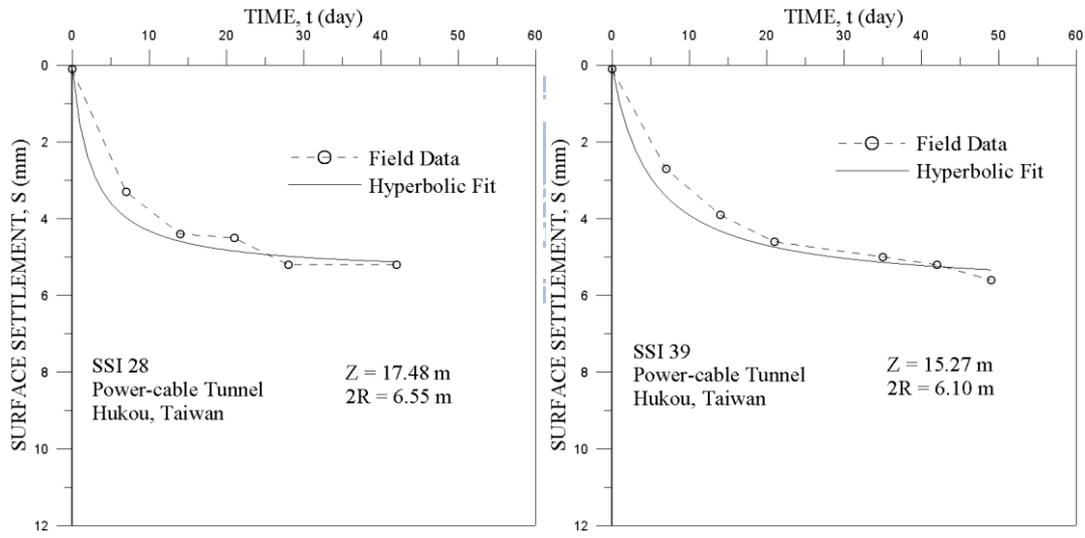
(北京地鐵一號線)





(a)

(b)

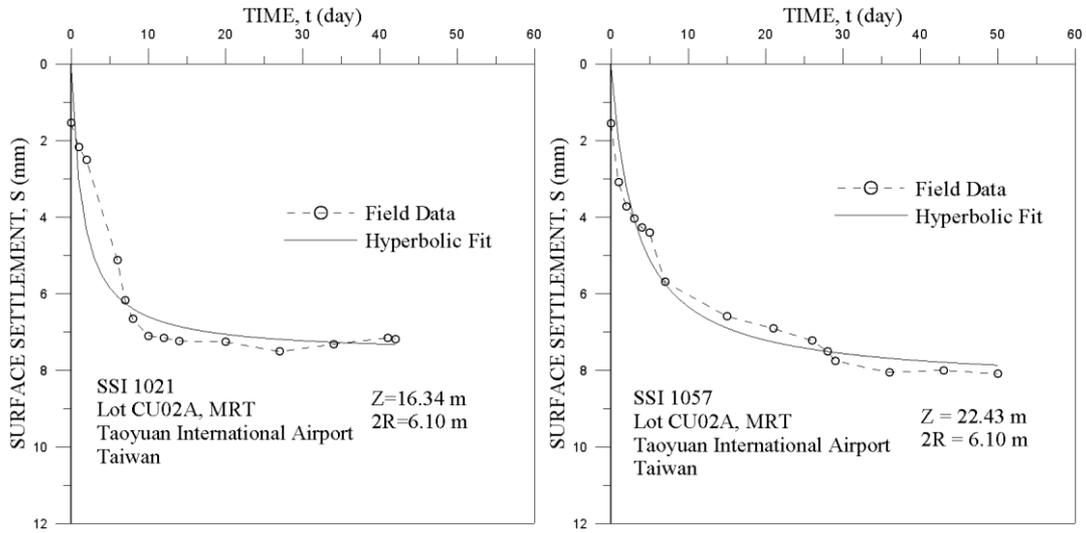


(c)

(d)

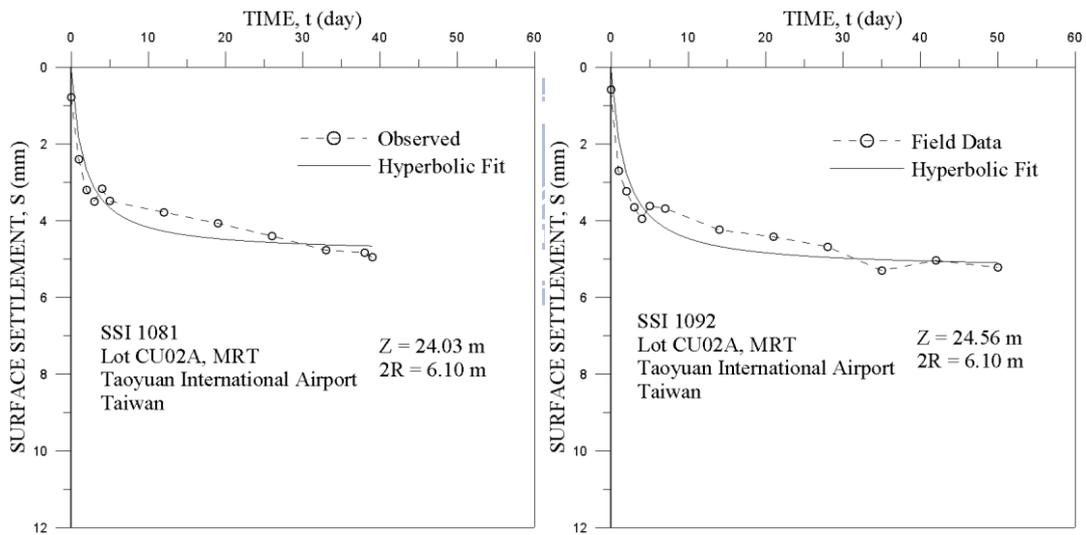
圖 5-5 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線

(台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程)



(a)

(b)



(c)

(d)

圖 5-6 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷歷時曲線

(桃園國際機場捷運系統潛盾工程案例)

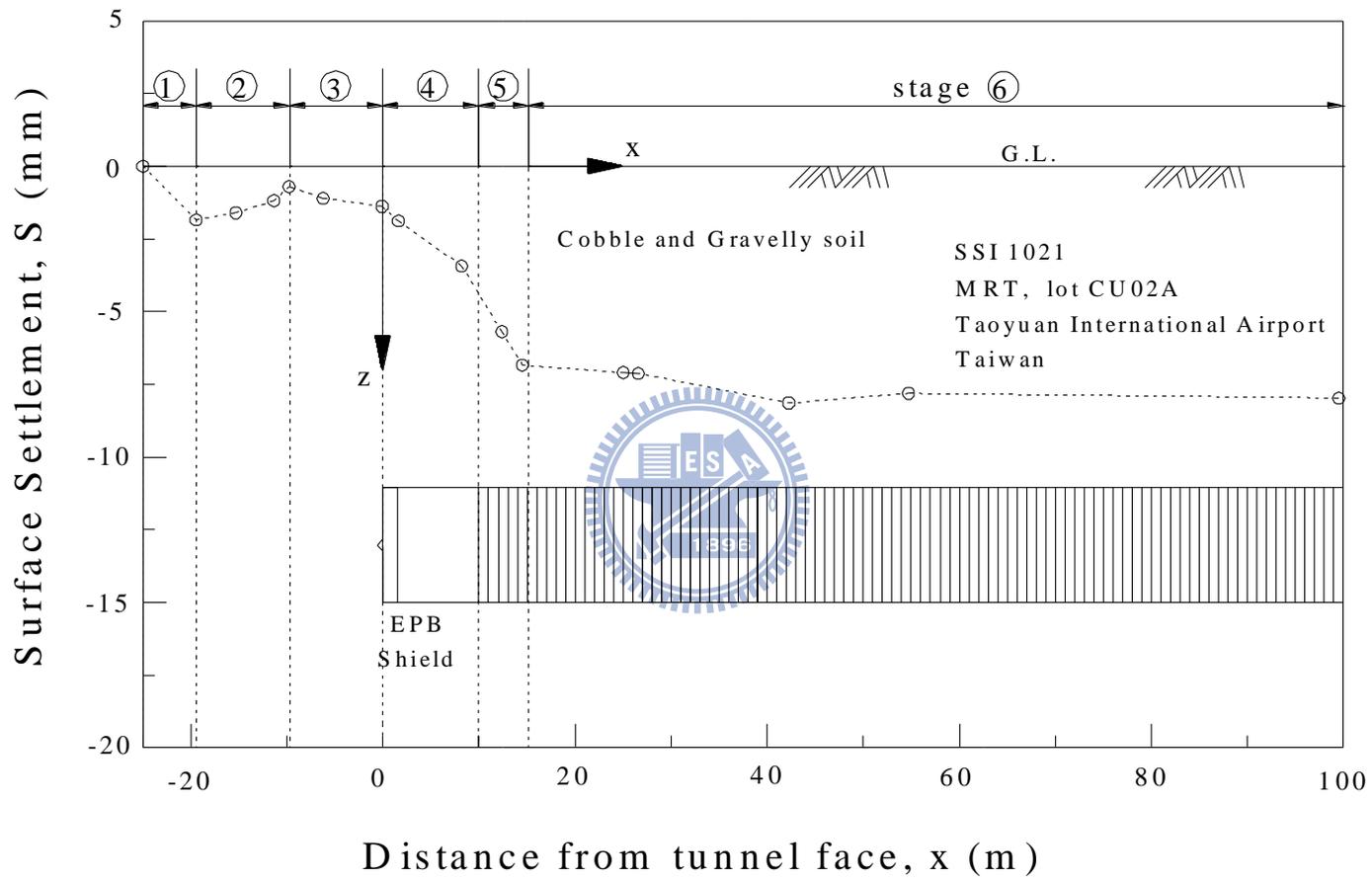


圖 6-1 潛盾機掘進所引致之地盤變位之各階段

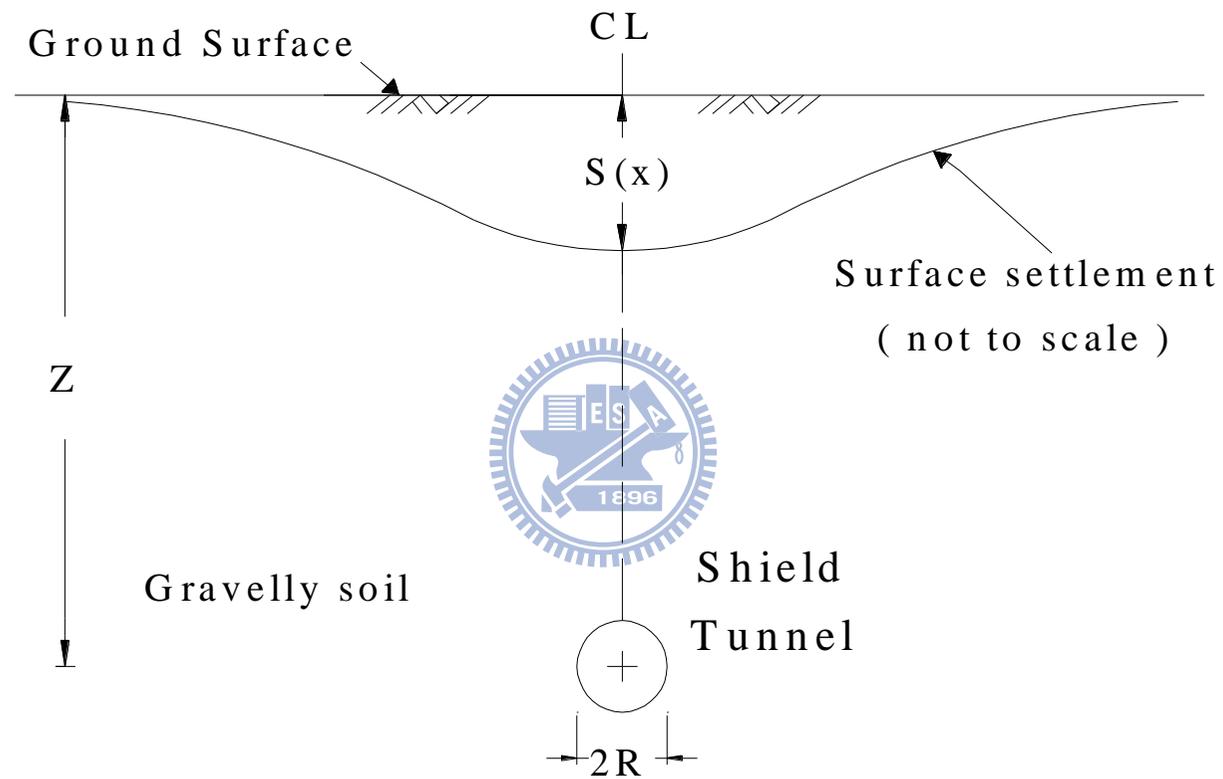


圖 6-2 單一潛盾隧道施工造成之隧道中心線上方地表沉陷曲線示意圖

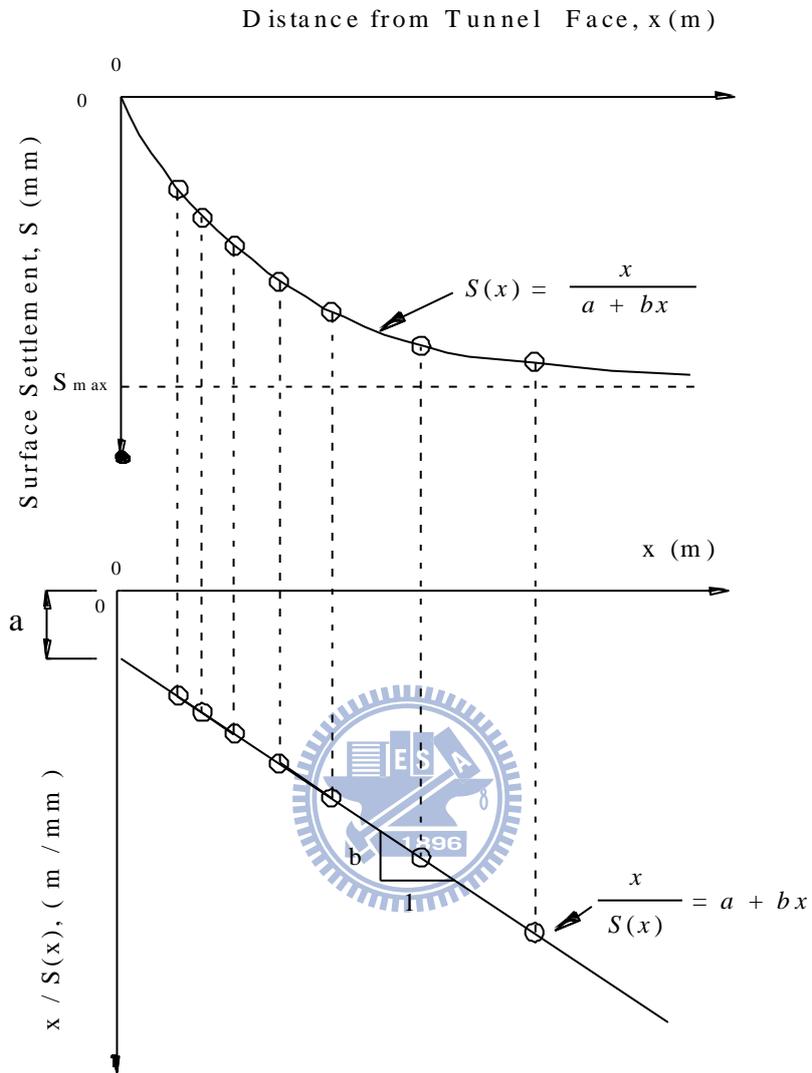
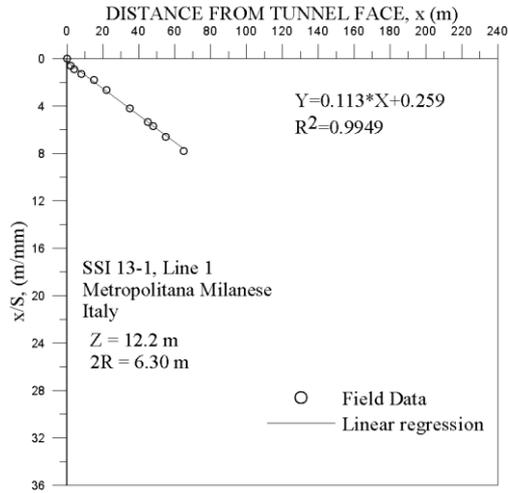
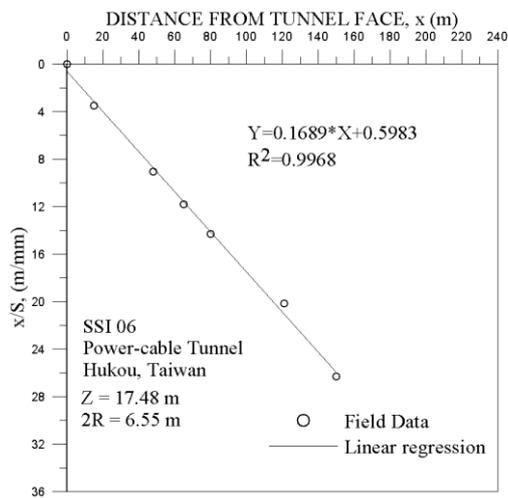


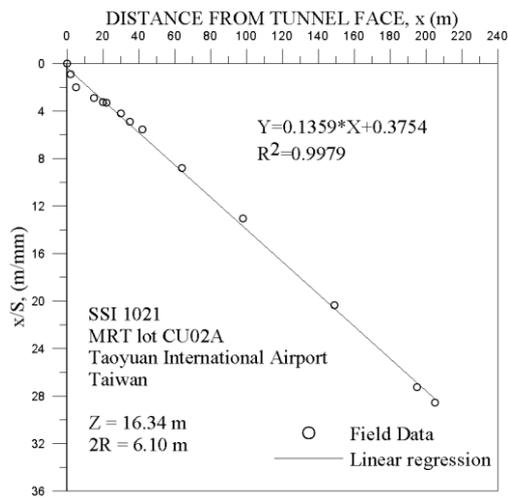
圖 6-3 現地沉陷縱剖面推求雙曲線參數 a 及 b



(a)



(b)



(c)

圖 6-4 地表沉陷縱剖面雙曲線參數

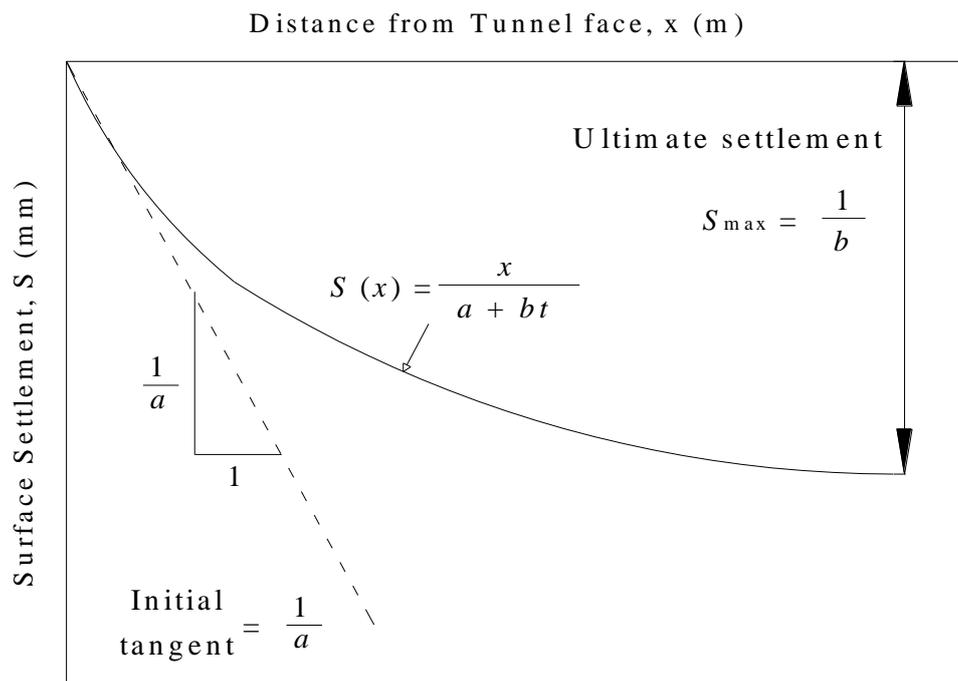
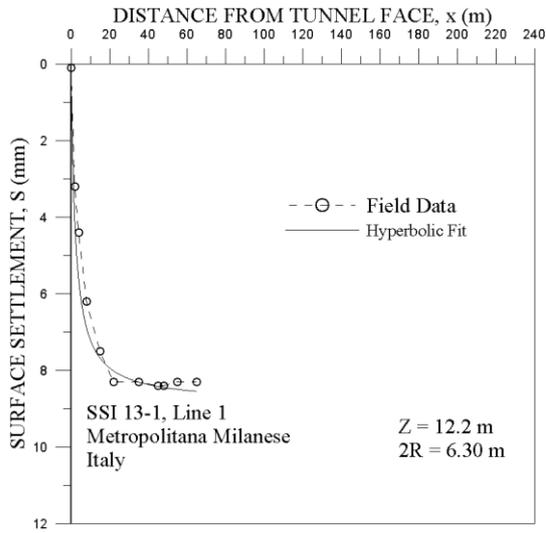
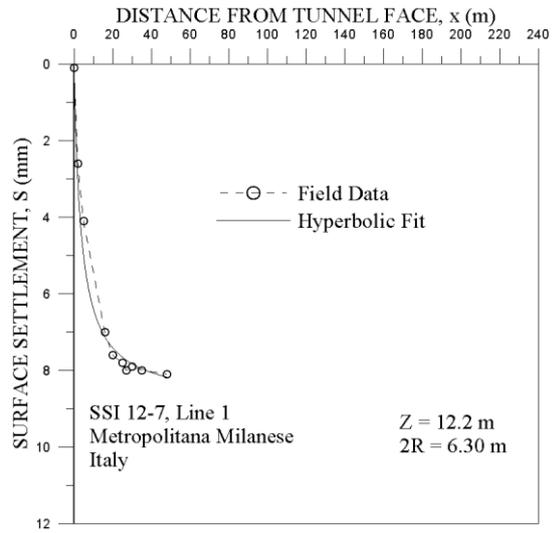


圖 6-5 雙曲線參數 a 、 b 之物理意義





(a)

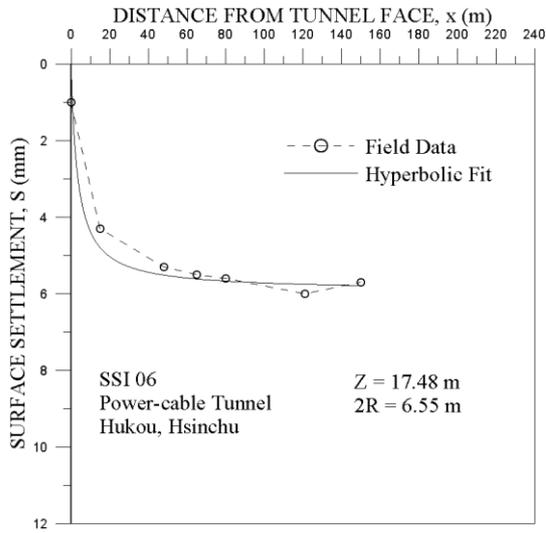


(b)

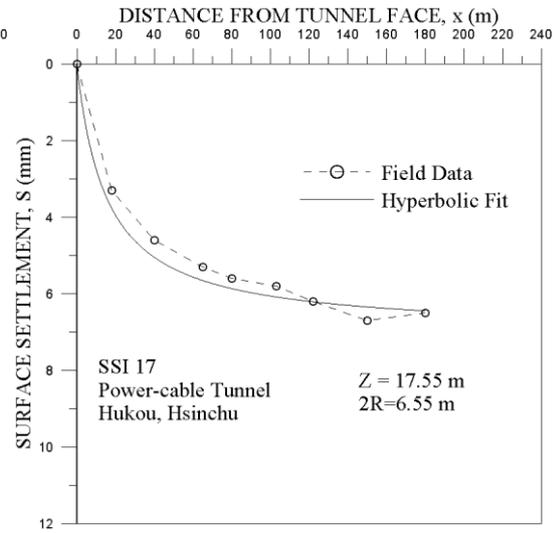
圖 6-6 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面

(米蘭地鐵一號線延伸工程)

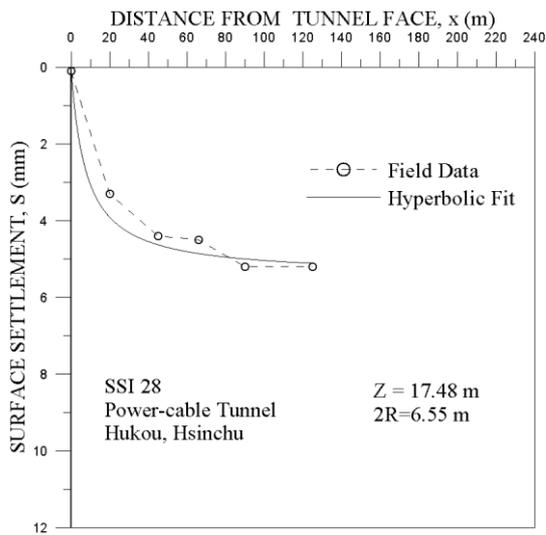




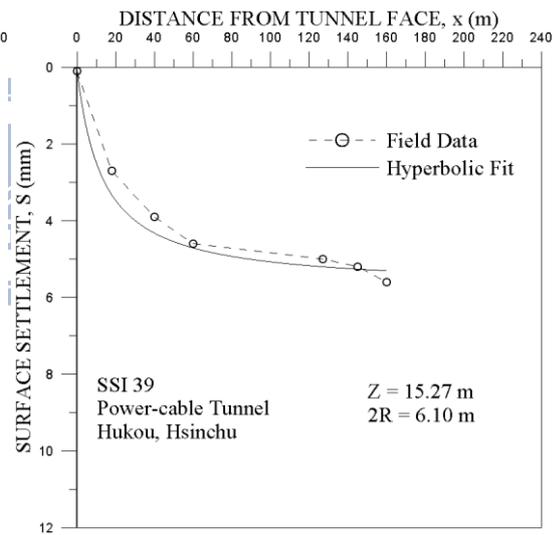
(a)



(b)



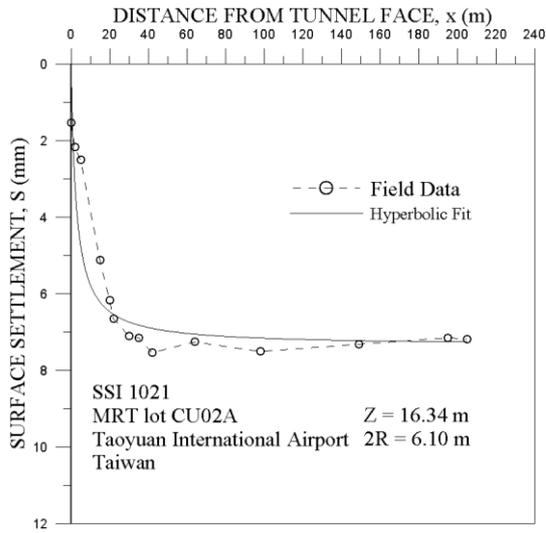
(c)



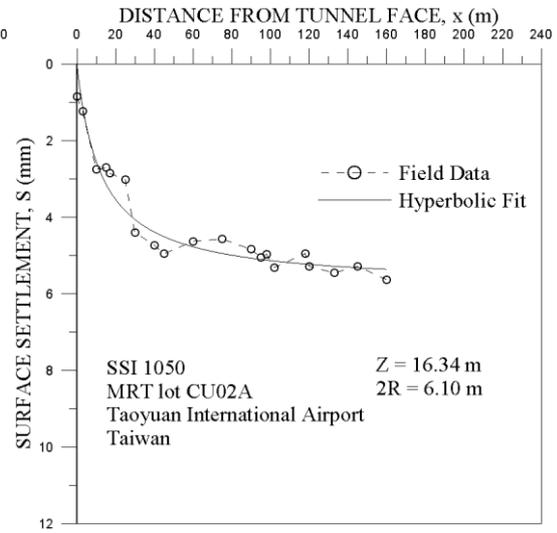
(d)

圖 6-7 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面

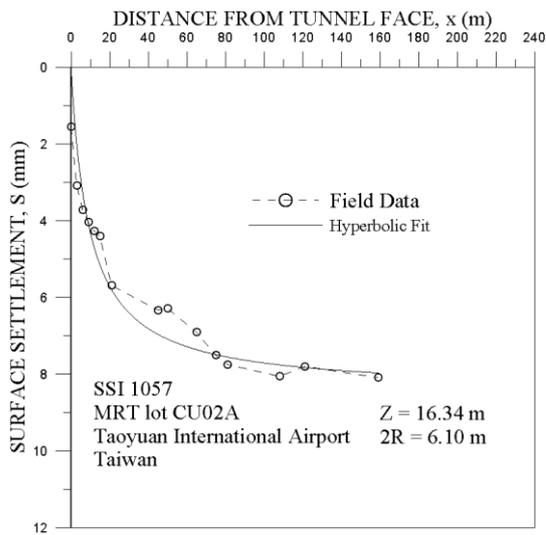
(台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程)



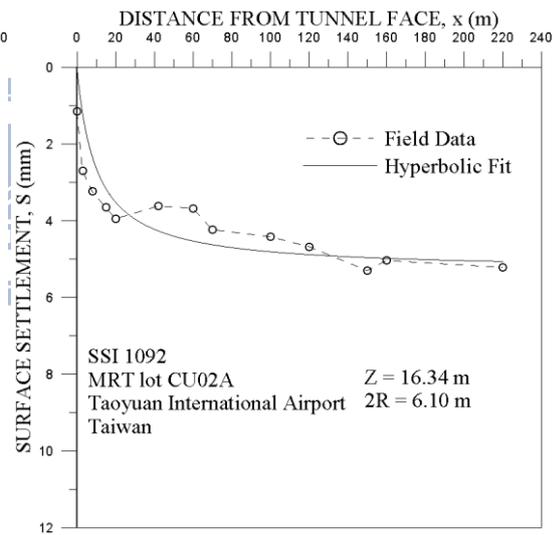
(a)



(b)



(c)



(d)

圖 6-8 現地監測資料及以雙曲線模式模擬地表沉陷縱剖面

(桃園國際機場捷運系統潛盾工程案例)

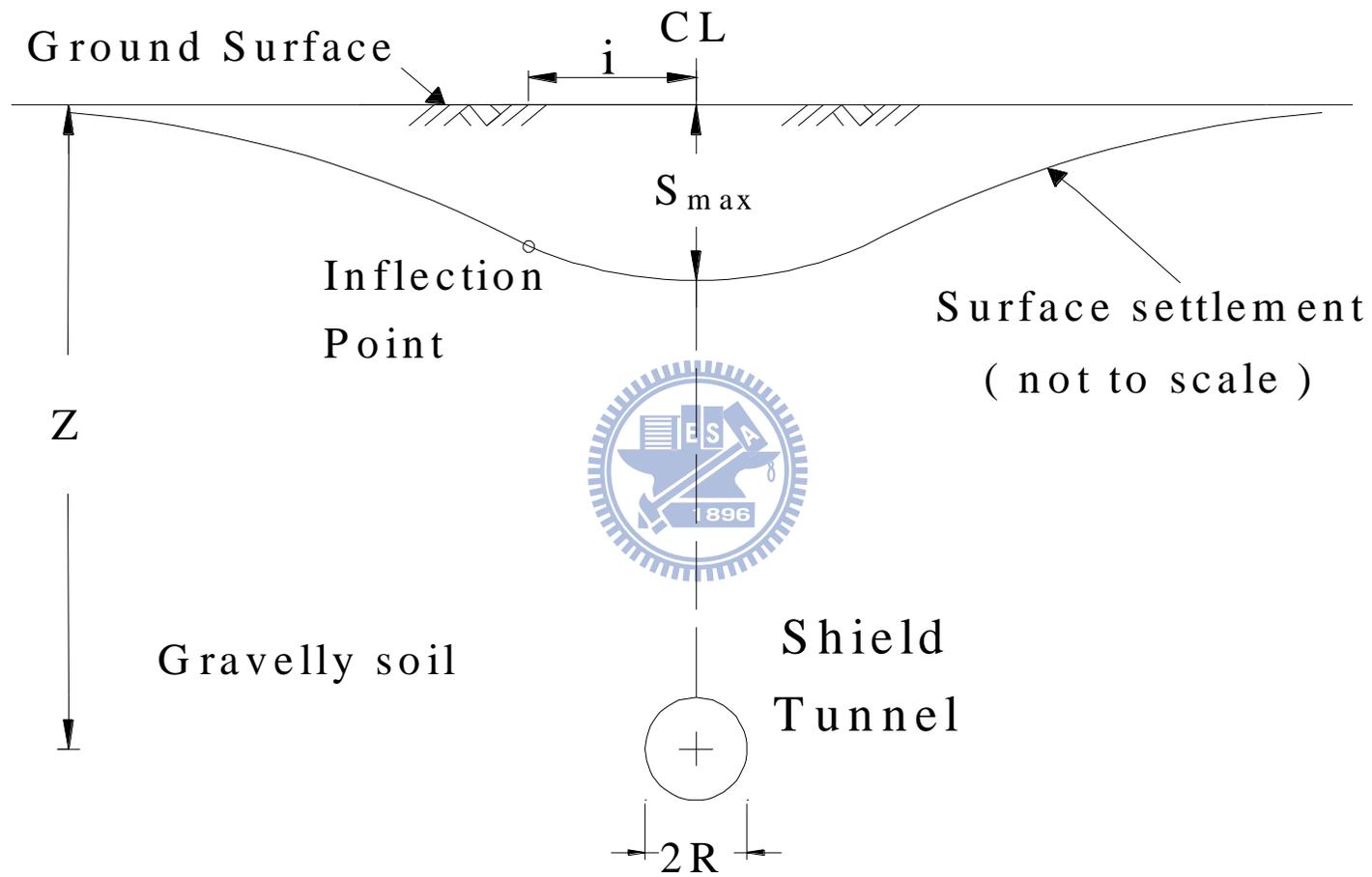
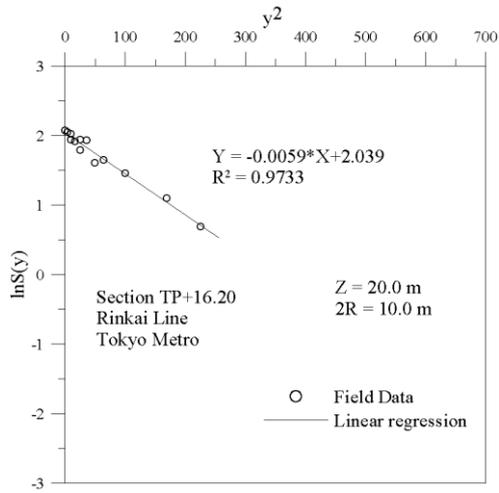
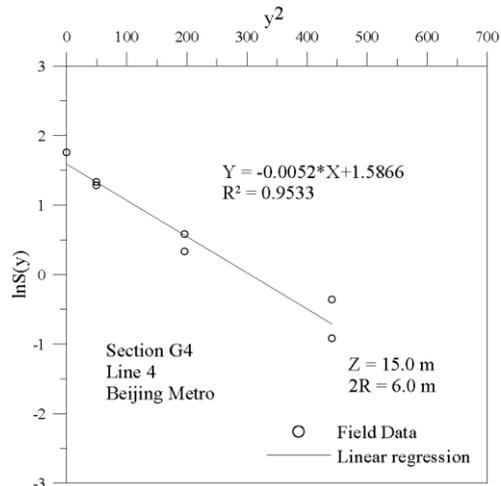


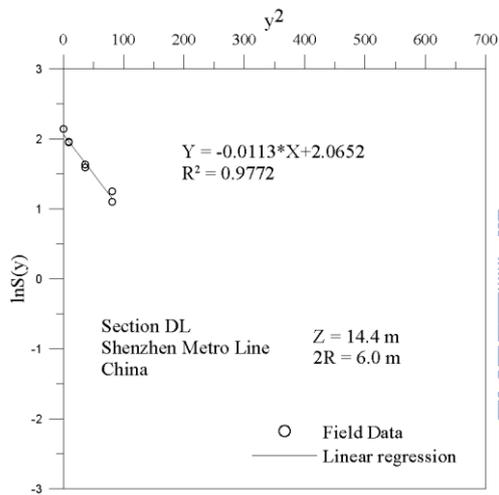
圖 7-1 潛盾隧道施工引致之地表沉陷



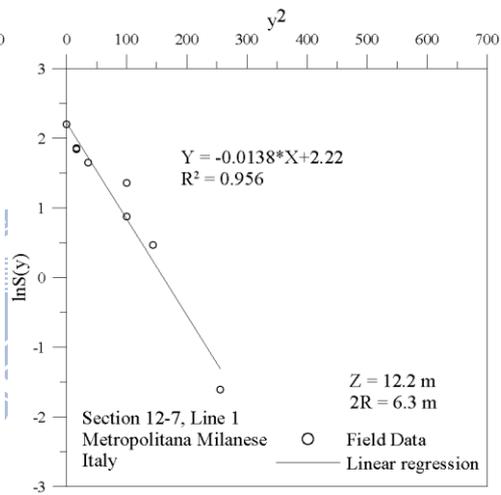
(a)



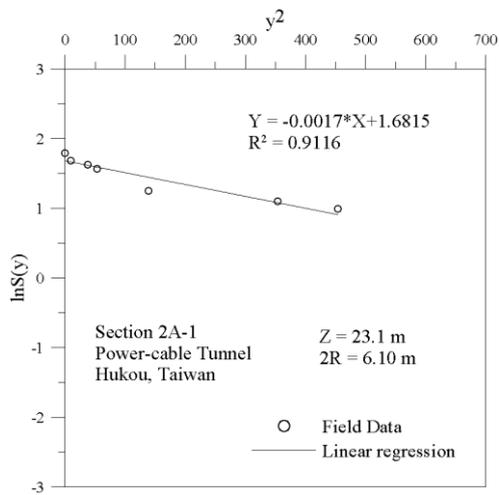
(b)



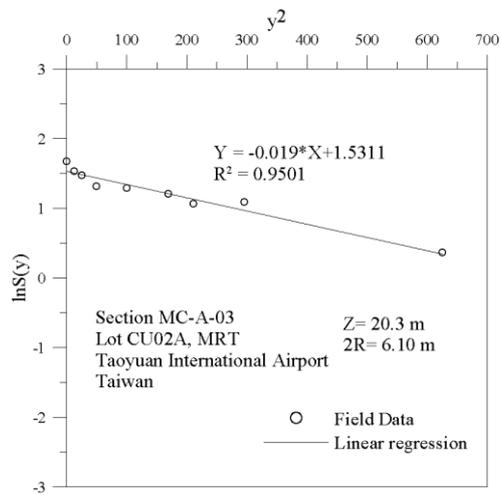
(c)



(d)



(e)



(f)

圖 7-2 地表沉陷槽之 i 及 S_{max} 參數

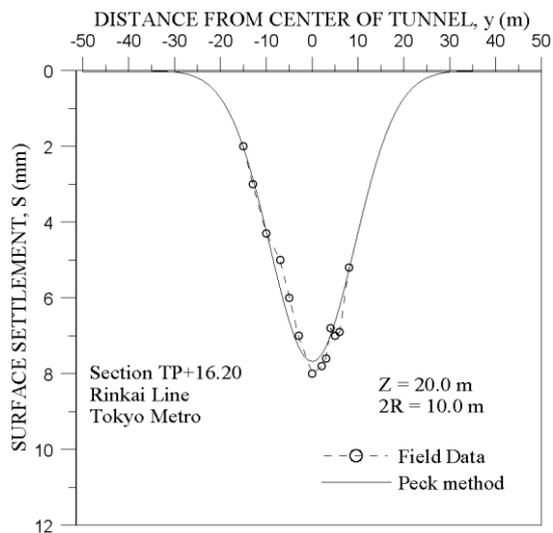


圖 7-3 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽

(東京臨海副都心線)

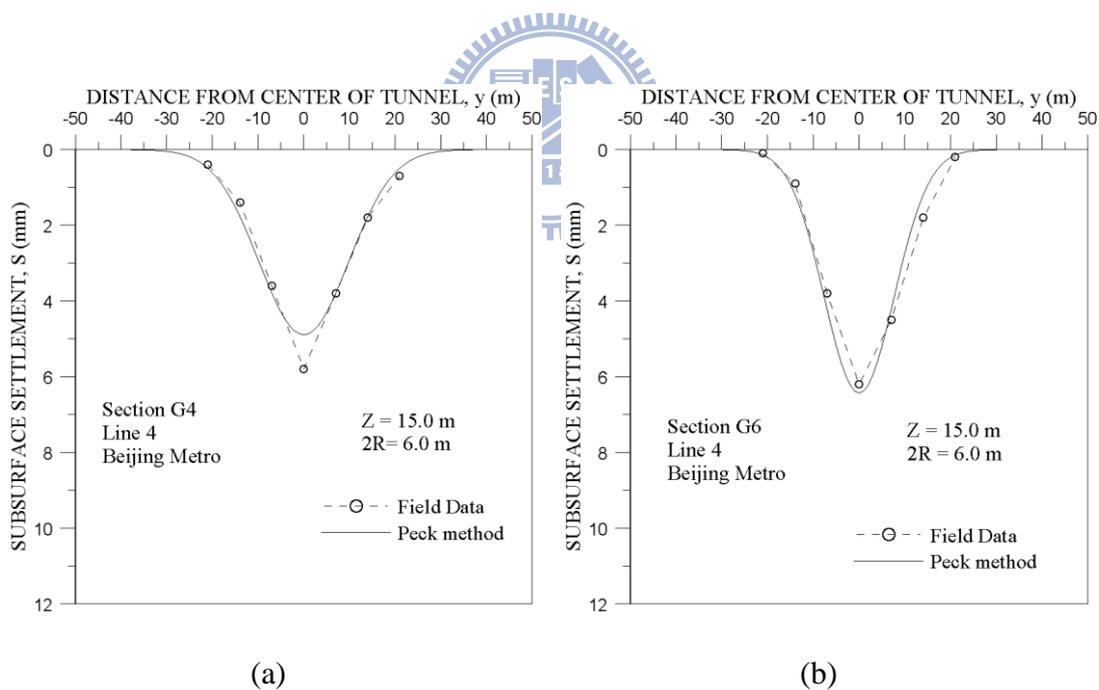


圖 7-4 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽

(北京地鐵四號線)

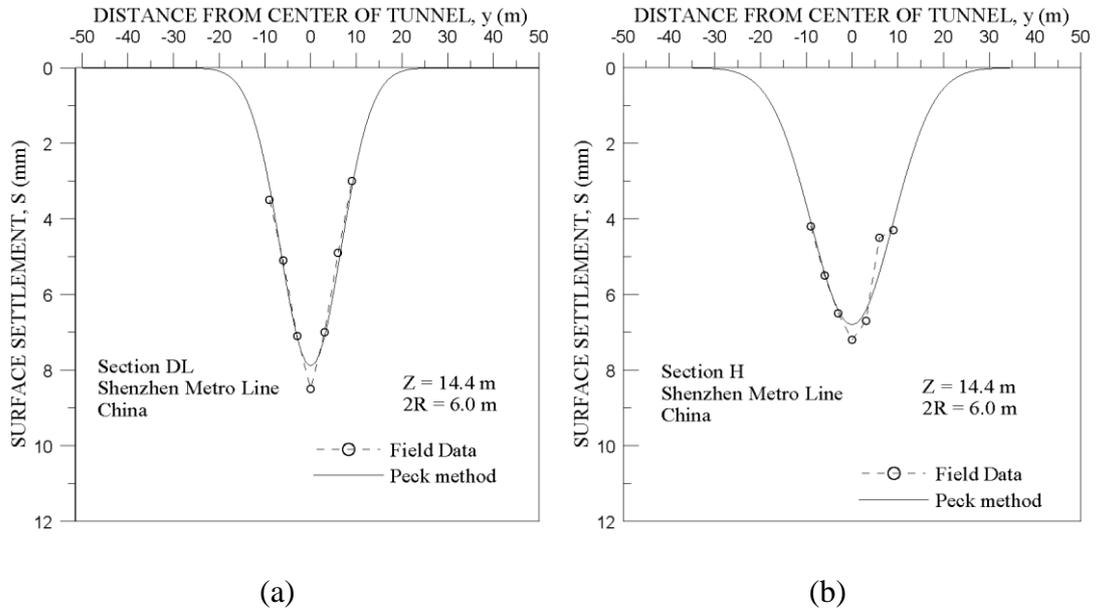
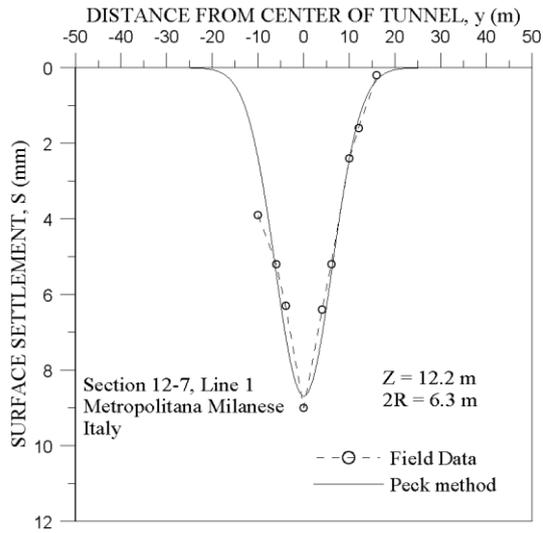


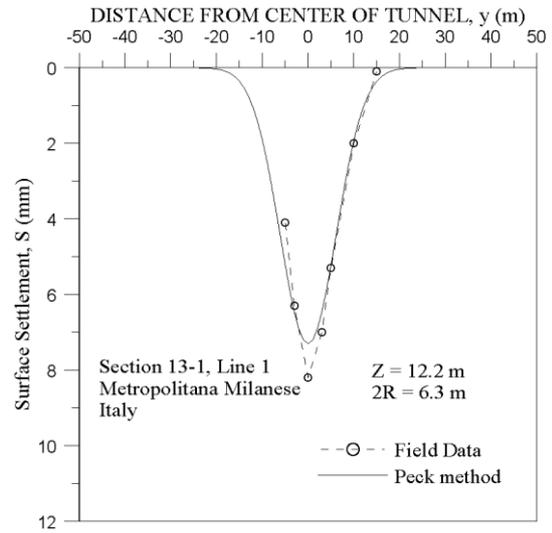
圖 7-5 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽

(深圳地鐵一期工程)

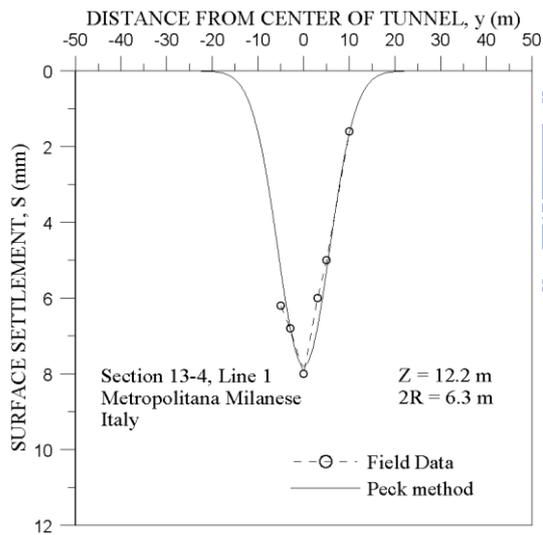




(a)



(b)

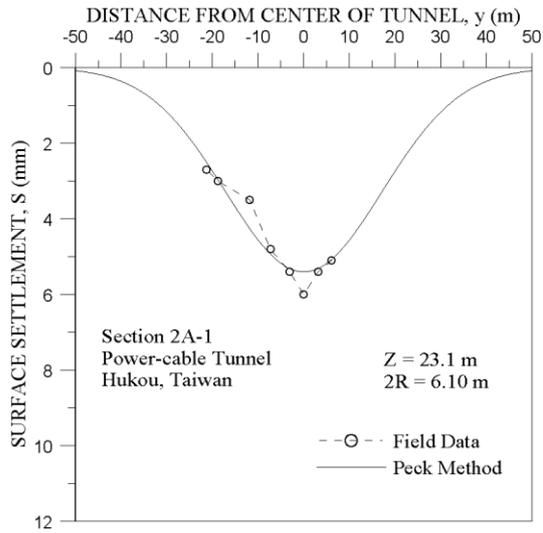


(c)

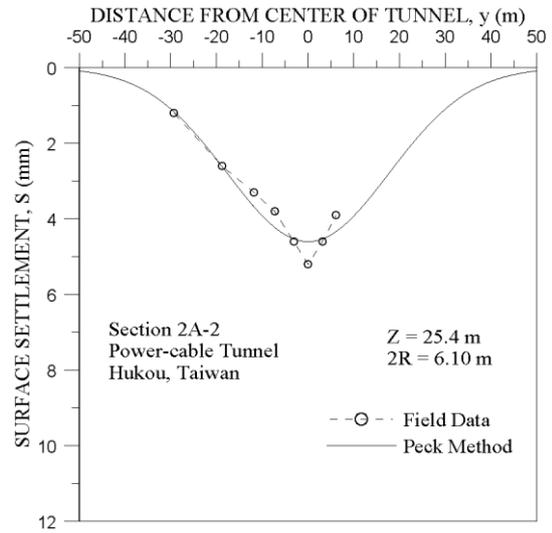


圖 7-6 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽

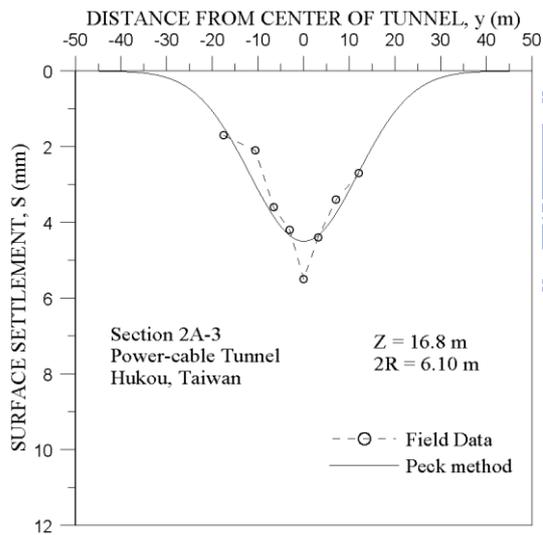
(米蘭地鐵一號線延伸工程)



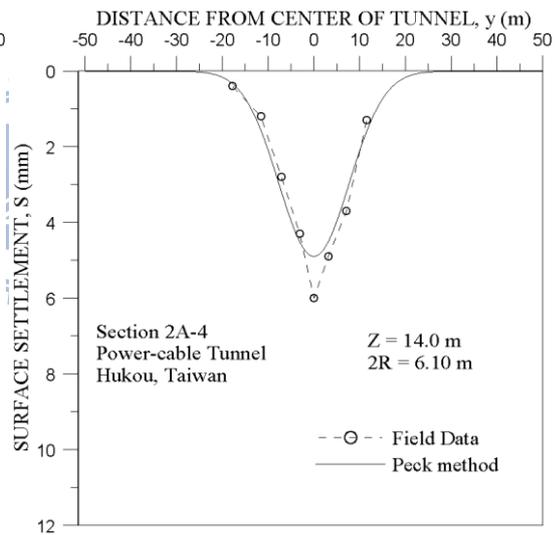
(a)



(b)



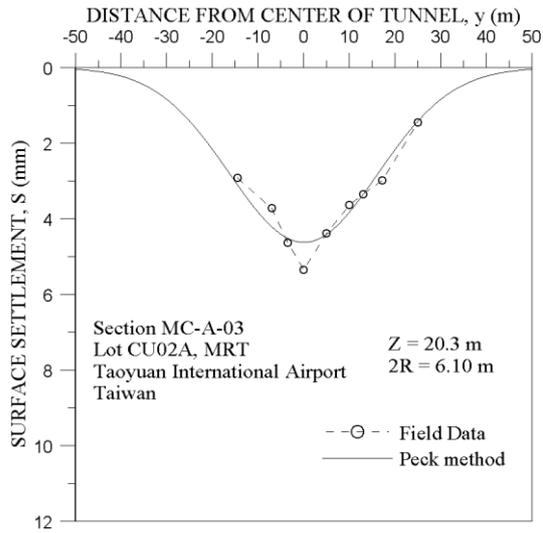
(c)



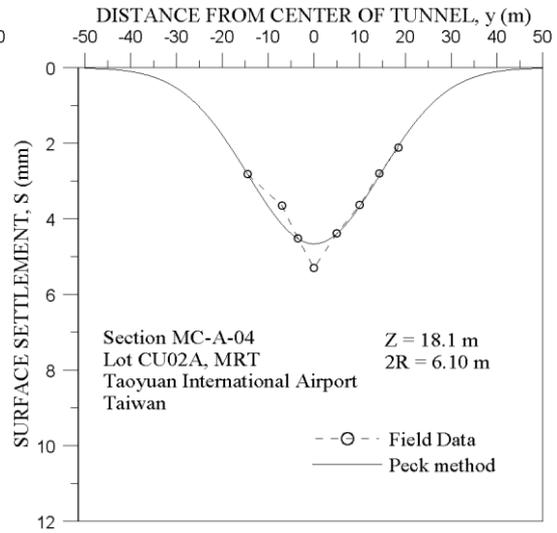
(d)

圖 7-7 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽

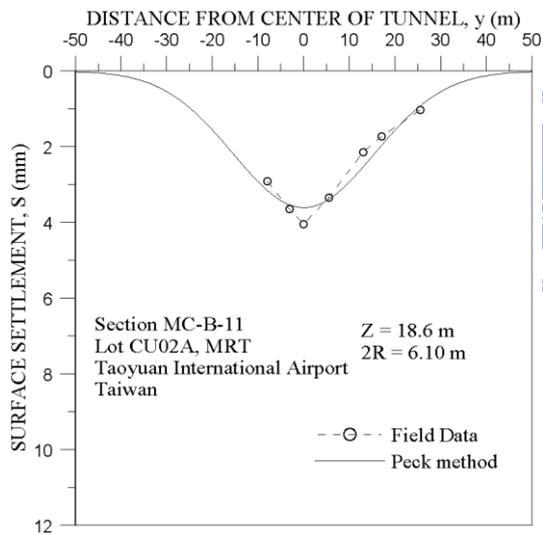
(台電竹工 161 kV 電纜線路洞道工程)



(a)



(b)



(c)



圖 7-8 現地監測資料及以常態分佈曲線模擬地表沉陷槽

(桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程)

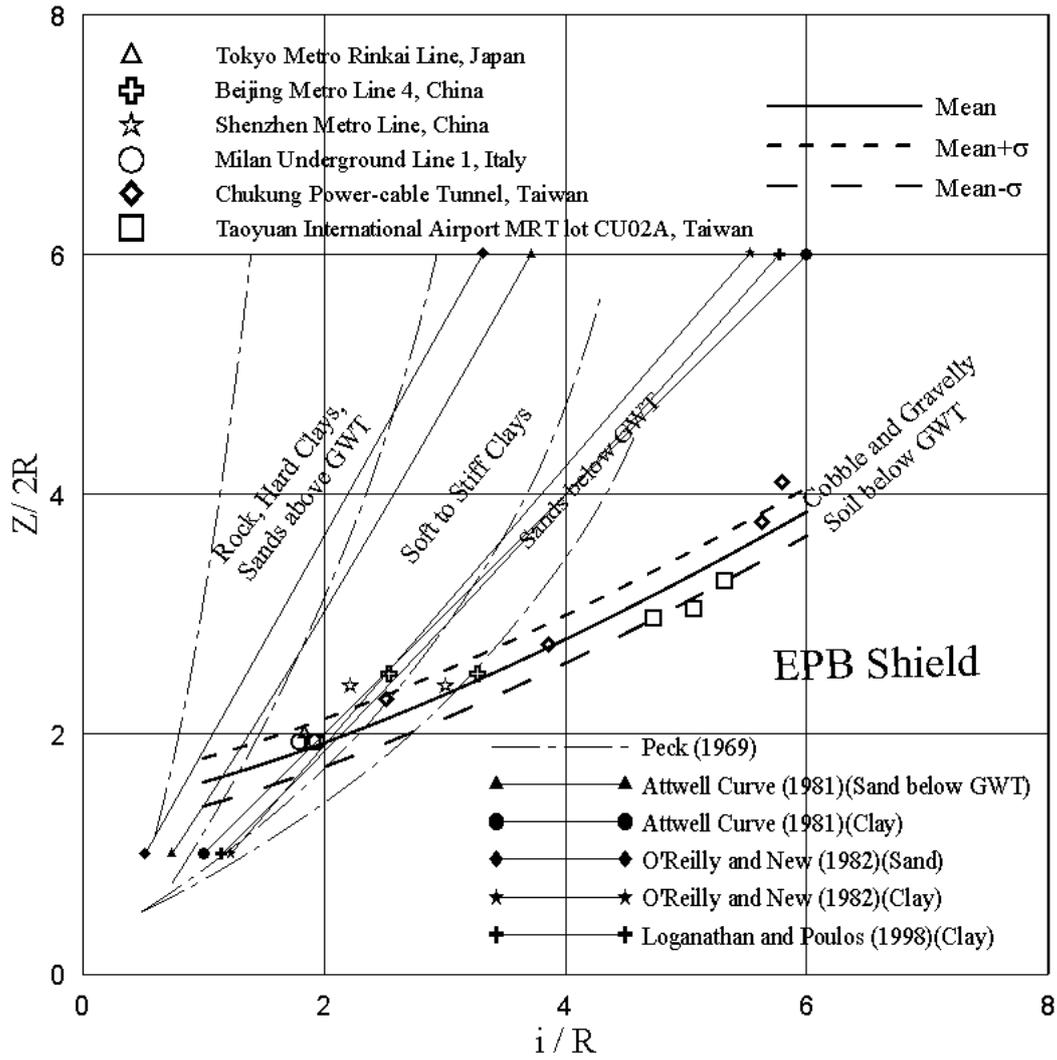


圖 7-9 潛盾隧道於卵礫石地層施工造成沉陷槽寬度參數 i 與隧道深度 Z_0 之無因次關係

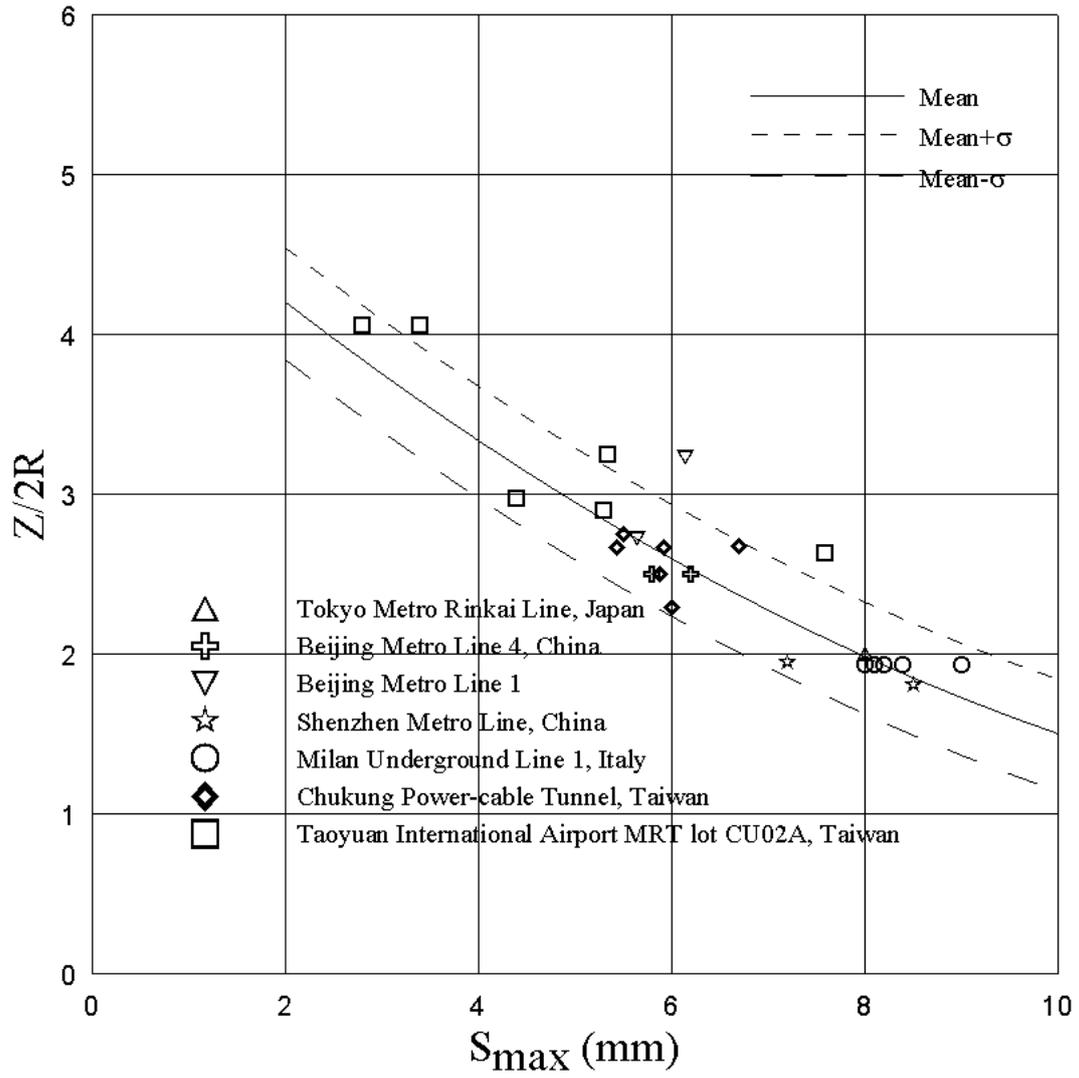


圖 7-10 深徑比與地表最大沉陷量之關係

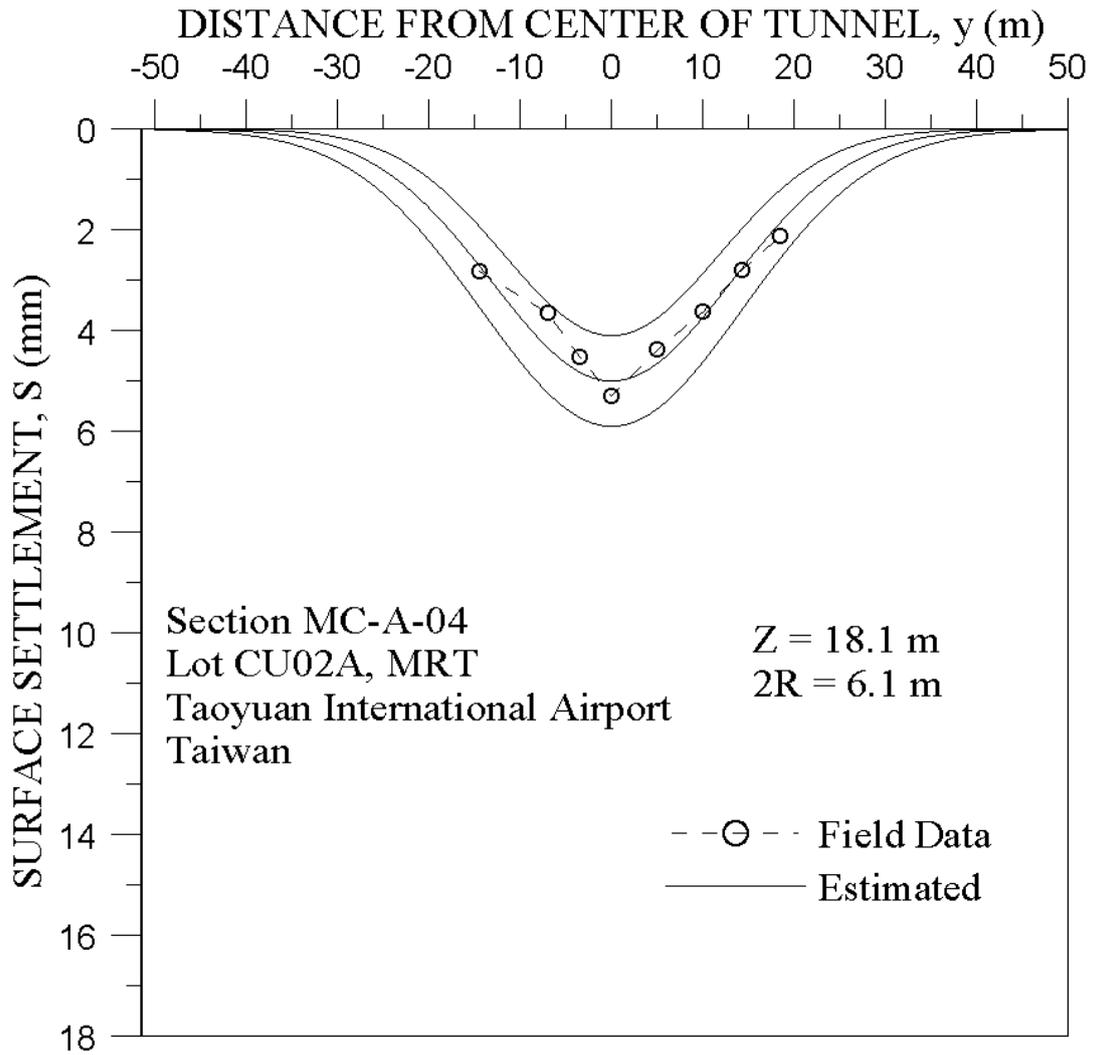


圖 7-11 以經驗方法預估地表沉陷槽分析案例
 (桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程案例 (MC-A-04 斷面))

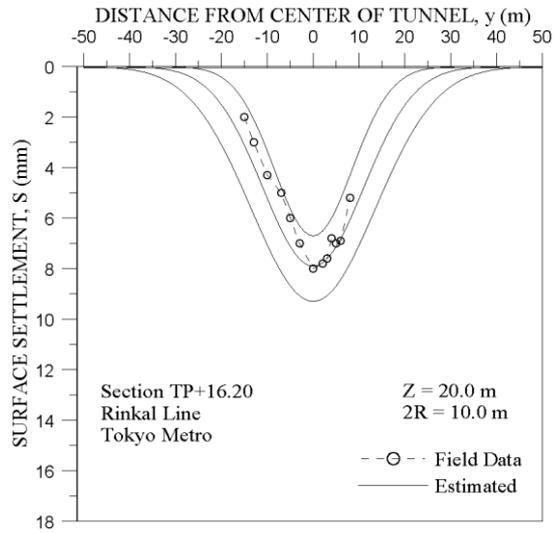


圖 7-12 東京臨海副都心線地表沉陷槽與監測沉陷槽比較

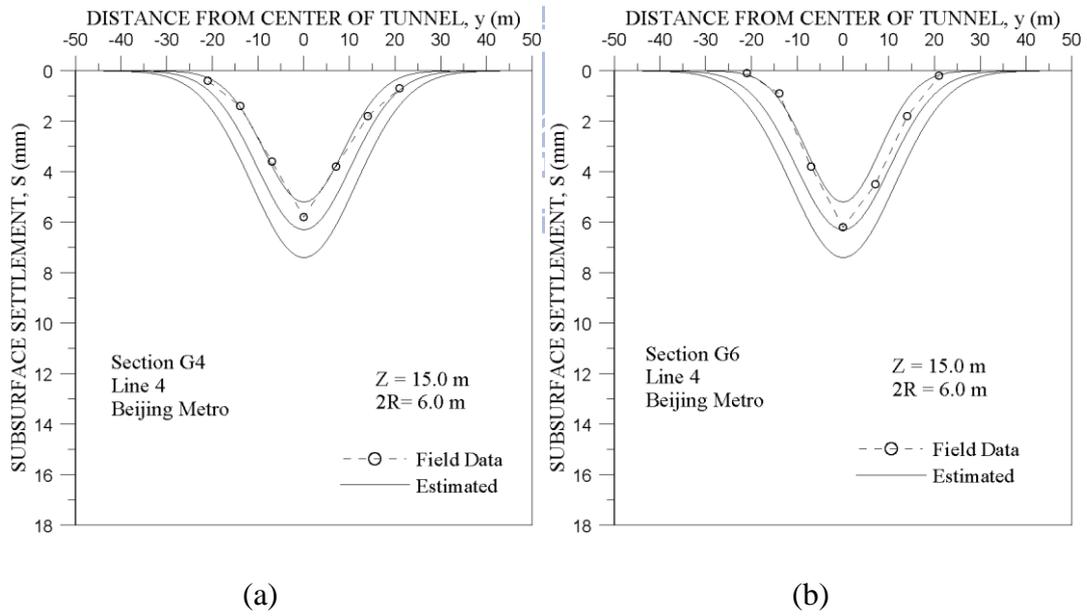
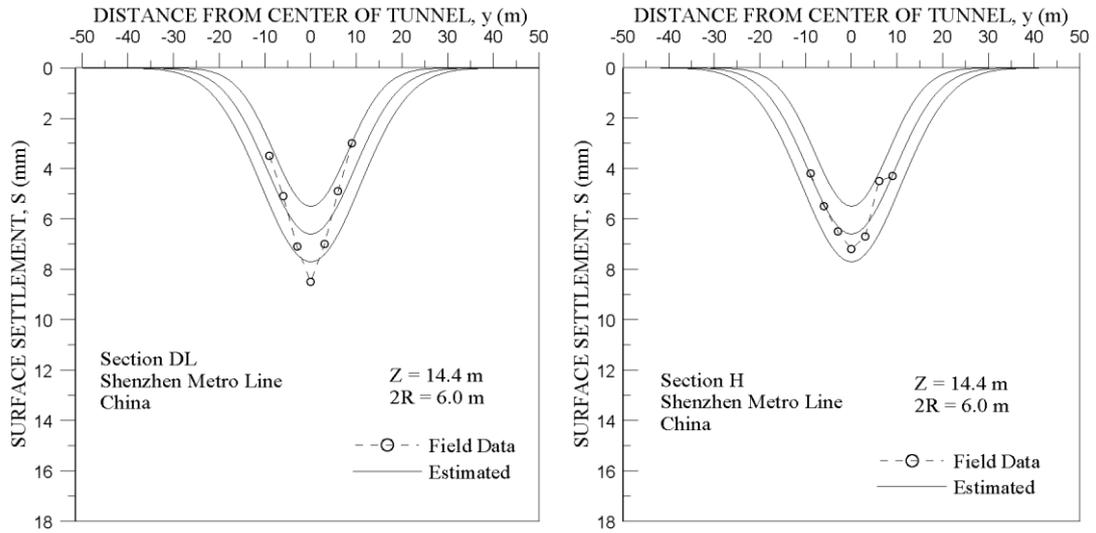


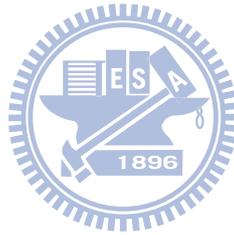
圖 7-13 北京地鐵四號線地表沉陷槽與監測沉陷槽比較

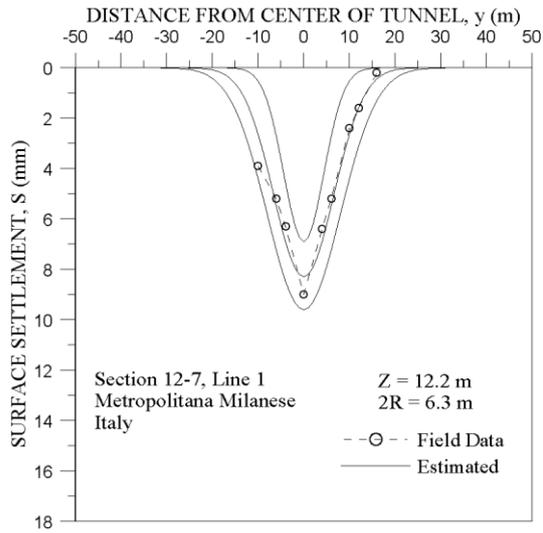


(a)

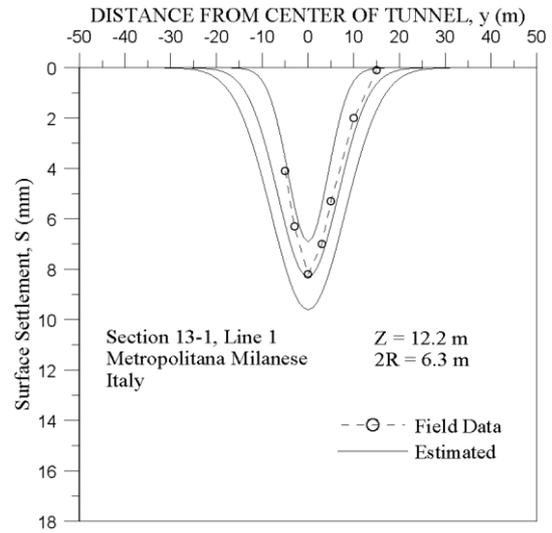
(b)

圖 7-14 深圳地鐵一期工程地表沉陷槽與監測沉陷槽比較

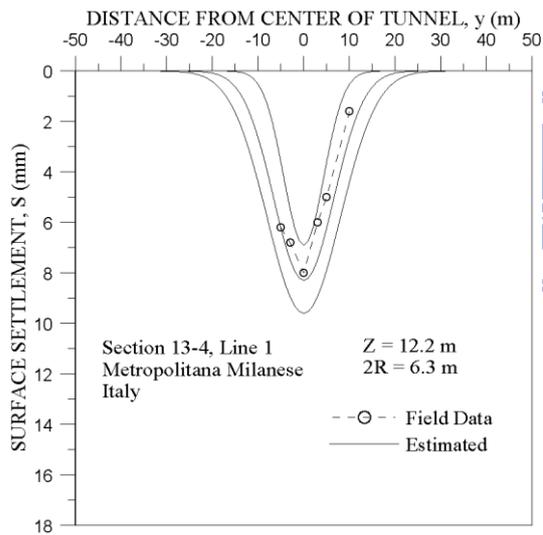




(a)



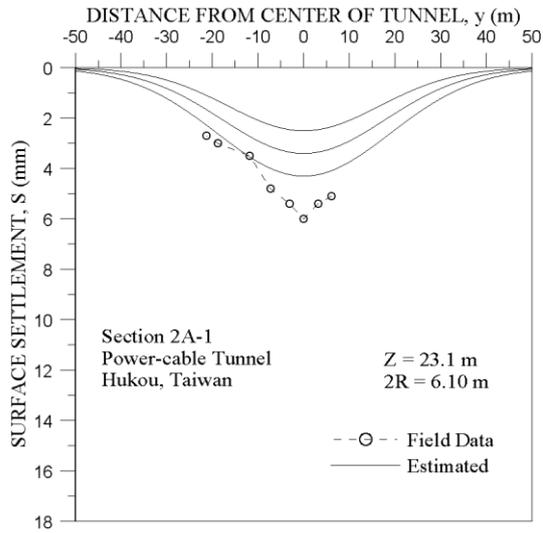
(b)



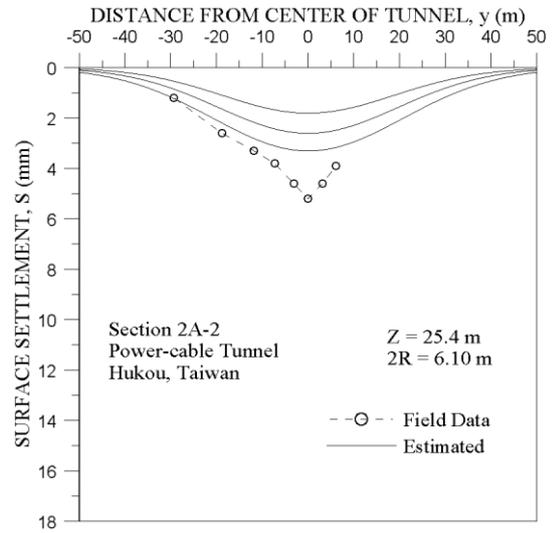
(c)



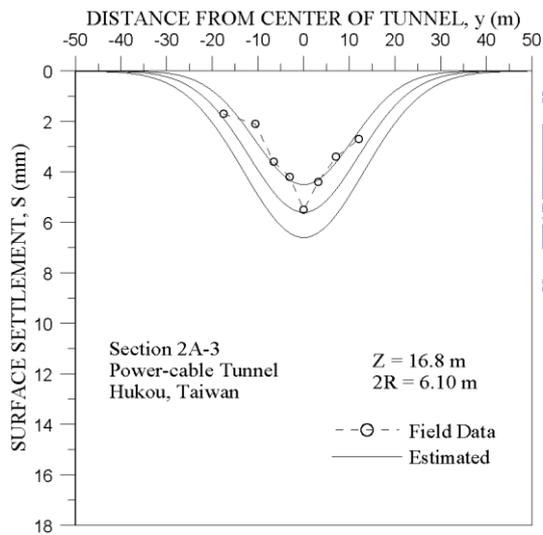
圖 7-15 米蘭地鐵一號線延伸工程地表沉陷槽與監測沉陷槽比較



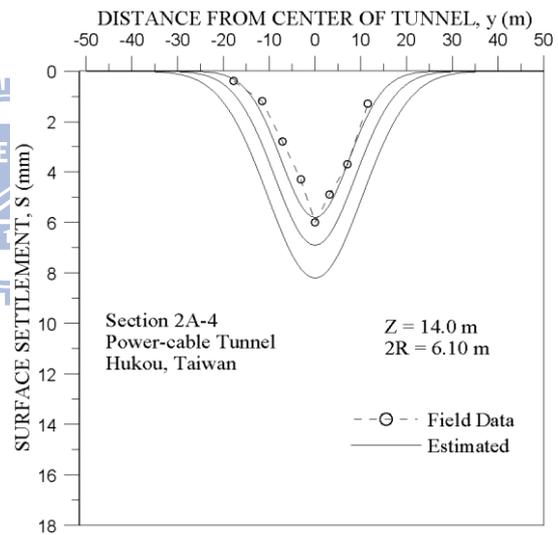
(a)



(b)



(c)



(d)

圖 7-16 台電竹工 161 kV 電纜線路隧道工程地表沉陷槽與監測沉陷槽比較

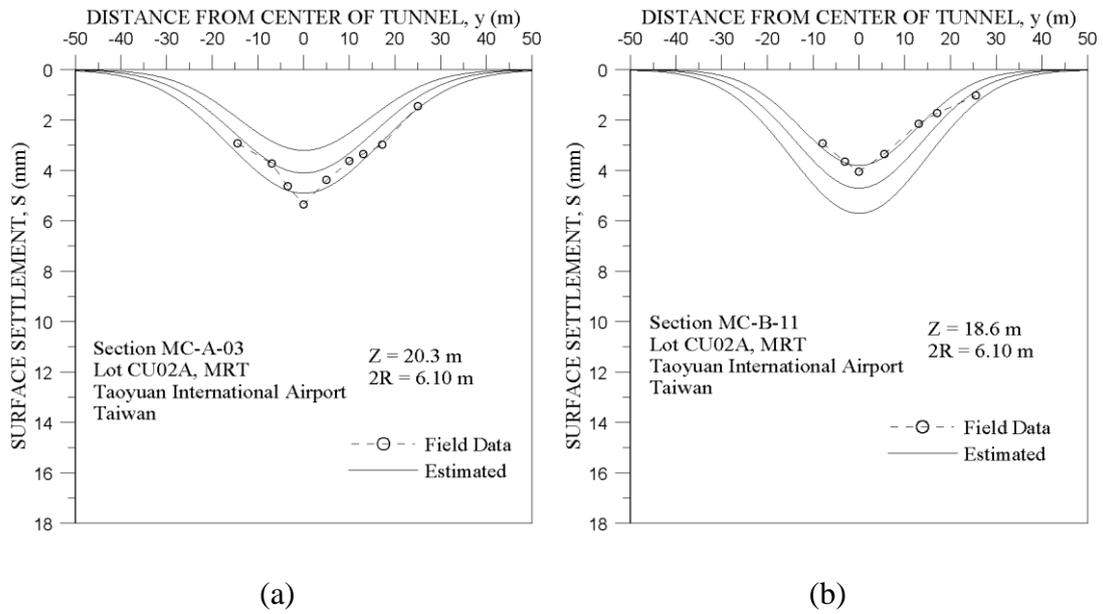


圖 7-17 桃園國際機場聯外捷運系統潛盾工程地表沉陷槽與監測沉陷槽比較

