

目次

表次	VI
圖次	X III
摘要	XX X IV
英文摘要	XL I
第一章 前言	1
第一節 研究背景與目的	1
第二節 研究範圍的界定	3
第三節 研究方法與內容	3
第二章 相關文獻探討	6
第一節 深開挖引致之地盤位移特性	6
第二節 深開挖引致地盤位移之預測方法	18
第三節 常用的鄰產保護方法	42

第四節	鄰產保護相關法規與作業規範	46
第三章	國泰天母施工損鄰之深開挖案例探討	49
第一節	工程概要	49
第二節	地層資料概述	51
第三節	鄰產保護之分析模式及影響機制	59
第四節	基礎施工及遭遇問題	66
第五節	鄰房保護工法成效評估	74
第四章	捷運車站深開挖鄰產保護案例探討	80
第一節	捷運新店線公館站	82
第二節	捷運新店線台電大樓站	103
第三節	捷運新店線古亭站	126
第四節	捷運新店線中正紀念堂站	148

第五節	捷運新店線台大醫院站	167
第六節	捷運新店線新店站	182
第七節	捷運新店線新店市公所站	196
第八節	捷運新店線七張站	204
第九節	捷運新店線大坪林站	211
第十節	捷運新店線景美站	223
第十一節	捷運新店線萬隆站	235
第十二節	捷運淡水線中山站	253
第十三節	捷運淡水線雙連站	269
第十四節	捷運淡水線民權西路站	283
第五章	捷運車站深開挖鄰產保護工法成效總評	300
第六章	深開挖工程對鄰產影響分析模式之探討	307
第一節	捷運新店線公館站	308

第二節	捷運新店線台電大樓站	316
第三節	捷運新店線古亭站	321
第四節	捷運新店線中正紀念堂站	327
第五節	捷運新店線台大醫院站	331
第六節	捷運新店線新店站	335
第七節	捷運淡水線中山站和雙連站	344
第八節	捷運淡水線民權西路站	351
第九節	綜合評估	357
第七章	結論與建議	365
第一節	結論	365
第二節	建議	369
	參考書目	371
	附件 期初採購評選委員會議記錄	

附件 期中簡報審查會議記錄及處理情形

附件 期末簡報審查會議記錄及處理情形

表次

表 3-2-1	基地 A 區土層分佈說明	53
表 3-2-2	基地 B 區土層分佈說明	54
表 4-0-1	捷運新店線和淡水線車站施工鄰產保護方式	81
表 4-1-1	公館站簡化地層與地層參數一覽 . . .	84
表 4-1-2	公館站擋土結構型式及施工時程 . . .	87
表 4-1-3	公館站站體分區開挖時程	89
表 4-1-4	公館站地中樑工程高壓噴射樁之相關施工數據	93
表 4-1-5	公館站地中樑鑽心取樣試體檢驗結果 .	94
表 4-1-6	公館站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽	96
表 4-2-1	台電大樓站簡化地層與地層參數一覽 .	104

表 4-2-2	明挖覆蓋隧道簡化地層與地層參數一覽	104
表 4-2-3	台電大樓站擋土結構型式及施工時程	105
表 4-2-4	台電大樓站分區開挖時程	111
表 4-2-5	明挖覆蓋隧道分區開挖時程	113
表 4-2-6	台電大樓站建物保護擠壓灌漿配比	116
表 4-3-1	古亭站明挖覆蓋段簡化地層與地層參數一覽	127
表 4-3-2	古亭站擋土結構型式及施工時程	130
表 4-3-3	古亭站站體分區開挖時程	132
表 4-3-4	古亭站明挖覆蓋隧道分區開挖時程	133
表 4-3-5	古亭站建物保護施工材料及配比	134
表 4-3-6	古亭站指定保護建物一覽表	135
表 4-3-7	古亭站連續壁內傾度管最大變位觀測結	

	果	139
表 4-3-8	古亭站建物沉陷超過 25mm 監測行動值之西側建物	145
表 4-3-9	古亭站建物沉陷超過 25mm 監測行動值之東側建物	146
表 4-4-1	中正紀念堂站簡化地層與地層參數一覽	149
表 4-4-2	中正紀念堂站擋土結構型式及施工時程	150
表 4-4-3	中正紀念堂站分區開挖時程	153
表 4-4-4	中正紀念堂站建物保護擠壓灌漿配比	155
表 4-4-5	中正紀念堂站指定保護建物一覽表	156
表 4-4-6	中正紀念堂站建物沉陷超過 25mm 監測行動值之建物	161

表 4-5-1	台大醫院站簡化地層與地層參數一覽	• 168
表 4-5-2	台大醫院站擋土結構型式及施工時程	• 169
表 4-5-3	台大醫院站分區開挖時程	• • • • • 172
表 4-5-4	台大醫院站建物保護擠壓灌漿配比	• • 173
表 4-5-5	台大醫院站指定保護建物一覽表	• • • 174
表 4-5-6	台大醫院站建物沉陷超過 25mm 監測行動值 之建物	• • • • • • • • • • • 176
表 4-6-1	新店站簡化地層與地層參數一覽	• • • 183
表 4-6-2	新店站擋土結構型式及施工時程	• • • 185
表 4-6-3	新店站站體分區開挖時程	• • • • • 187
表 4-6-4	新店站連續壁內傾度管最大變位觀測結果 一覽	• • • • • • • • • • • 190
表 4-7-1	新店市公所站簡化地層與地層參數一 覽	• • • • • • • • • • • 197

表 4-7-2	新店市公所站擋土壁內傾度管最大變位觀測結果一覽	200
表 4-8-1	七張站簡化地層與地層參數一覽	205
表 4-9-1	大坪林站簡化地層與地層參數一覽	212
表 4-9-2	大坪林站擋土結構型式及施工時程	214
表 4-9-3	大坪林站站體分區開挖時程	216
表 4-9-4	大坪林站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽	218
表 4-10-1	景美站簡化地層與地層參數一覽	224
表 4-10-2	景美站擋土結構型式及施工時程	226
表 4-10-3	景美站站體分區開挖時程	228
表 4-10-4	景美站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽	230
表 4-11-1	萬隆站簡化地層與地層參數一覽	236

表 4-11-2	萬隆站擋土結構型式及施工時程 . . .	238
表 4-11-3	萬隆站站體分區開挖時程	240
表 4-11-4	萬隆站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽	244
表 4-11-5	萬隆站出入口 B 南側建物沉陷觀測結果一覽	250
表 4-11-6	萬隆站出入口 B 北側建物沉陷觀測結果一覽	251
表 4-12-1	中山站簡化地層與地層參數一覽 . . .	254
表 4-12-2	中山站分區開挖時程	258
表 4-12-3	中山站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽	260
表 4-13-1	雙連站簡化地層與地層參數一覽 . . .	270
表 4-13-2	雙連站分區開挖時程	273

表 4-13-3	雙連站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽	275
表 4-14-1	民權西路站簡化地層與地層參數一覽	284
表 4-14-2	民權西路站擋土及支撐型式	290
表 4-14-3	民權西路站分區開挖時程	291
表 4-14-4	民權西路站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽	296
表 5-0-1	車站深開挖鄰產保護準則一覽	301
表 5-0-2	車站鄰產保護工法成效評估結果一覽	302

圖次

圖 1-3-1	研究計畫流程	5
圖 2-1-1	連續壁施工引致之沉陷包絡線比較圖	7
圖 2-1-2	擋土壁變形形狀	8
圖 2-1-3	抗隆起安全係數和位移比之關係	9
圖 2-1-4	擋土壁最大變形量與支撐系統勁度及抗底面隆起安全係數之關係	10
圖 2-1-5	擋土壁最大側向變形量與開挖深度之關係	11
圖 2-1-6	地表沉陷之型態	12
圖 2-1-7	擋土壁變形之深槽面積與懸臂面積之定義	13
圖 2-1-8	地表沉陷型態與壁體位移形狀之關係	14
圖 2-1-9	監測所得 δ_{vm}/H_e 和 δ_{hm}/H_e 關係和預測曲線	17

圖 2- 2- 1 雙側彈性基礎梁法(a)連續梁兩側均放置
彈簧(b)開挖前兩側呈靜止土壓力分佈
(c)開挖後擋土壁體未發生位移前之兩
側土壓力分佈(d)開挖後擋土壁體已發
生位移後之兩側土壓力分佈.....

19

圖 2- 2- 2 單側彈性基礎梁法(a)連續梁之一側放置
彈簧(b)土壓力分佈圖..... 21

圖 2- 2- 3 深開挖案例壁體側向位移分析和監測比
較..... 23

圖 2- 2- 4 深開挖案例地表沉陷分析和監測比較 23

圖 2- 2- 5 Peck 法估計地表沉陷..... 25

圖 2- 2- 6 粘土層中擋土系統之基本變形態..... 26

圖 2- 2- 7 擋土壁勁度和地表沉陷量之關係..... 27

圖 2- 2- 8 開挖深度和最大地表沉陷量之關係..... 27

圖 2- 2- 9	地表最大沉陷量和壁體最大側向位移量 之關係	28
圖 2- 2-10	地表沉陷曲線	29
圖 2- 2-11	最小安全係數和最大地表沉陷量之關 係	29
圖 2- 2-12	最小安全係數和沉陷影響範圍之關係	30
圖 2- 2-13	砂土層中估計地表沉陷之半經驗公式	31
圖 2- 2-14	Bowles 法估計地表沉陷	33
圖 2- 2-15	開挖引致之地表沉陷	34
圖 2- 2-16	不同土層中開挖引致地表沉陷曲線之預 估	36
圖 2- 2-17	台北盆地基 1 區及淡 2 區之地表沉陷包 絡線	36
圖 2- 2-18	開挖引致之地表沉陷分佈	38
圖 2- 2-19	Ou and Hsieh 法估計地表沉陷(a)三角槽	

	型(b)凹槽型	40
圖 3- 1- 1	基地平面圖	50
圖 3- 1- 2	基地剖面圖	50
圖 3- 2- 1	基地鑽孔位置圖	52
圖 3- 2- 2	基地 A 區鑽孔柱狀圖	55
圖 3- 2- 3	基地 B 區鑽孔柱狀圖	56
圖 3- 2- 4	地質簡化剖面及火山碎屑堆積層頂面等 深度線推估圖	57
圖 3- 2- 5	地下水壓與地表高程關係示意圖	58
圖 3- 3- 1	原地盤改良設計示意圖	60
圖 3- 3- 2	各施工項目設計示意圖	61
圖 3- 3- 3	改良率之計算示意圖	63
圖 3- 3- 4	防止砂湧之阻水設計示意圖	64
圖 3- 3- 5	改良樁軸向伸張示意圖	65
圖 3- 4- 1	施工順序示意圖	68

圖 3- 4- 2	井桁灌漿孔位配置圖	70
圖 3- 4- 3	井桁止水灌漿剖面圖	71
圖 3- 4- 4	補注井輸水管配置示意圖	71
圖 3- 4- 5	基地內補助井孔位配置示意圖	72
圖 3- 4- 6	天母東路北側補注井平面配置圖	73
圖 3- 4- 7	排水版鋪設示意圖	73
圖 3- 5- 1	沈陷影響範圍與損鄰爭議地區	74
圖 3- 5- 2	地表沈陷點累積沈陷等量線推估圖	75
圖 3- 5- 3	90 年 5 月地表沈陷等增量線推估圖	75
圖 3- 5- 4	地下水壓與地盤沈陷關係示意圖	76
圖 3- 5- 5	開挖第四階段水壓力變化示意圖	79
圖 3- 5- 6	連續壁外側水壓力變化圖	79
圖 4- 0- 1	捷運新店線和淡水線車站位置與台北盆 地地層分區關係	80
圖 4- 1- 1	公館站平面位置及鑽孔柱狀圖	83

圖 4- 1-2	公館站一般斷面(分區 1、2、4) 施工剖面	85
圖 4- 1-3	公館站潛盾工作井及集水井(分區 2、3、5) 施工剖面	86
圖 4- 1-4	公館站開挖分區	88
圖 4- 1-5	公館站施工保護建物及監測儀器位置圖	91
圖 4- 1-6	公館站地中壁噴射改良樁施工剖面圖	92
圖 4- 1-7	公館站站體開挖前地表及建物等沉陷分佈	97
圖 4- 1-8	公館站站體開挖完成後地表及建物等沉陷分佈	98
圖 4- 1-9	公館站沉陷點最終觀測值繪製之地表及建物等沉陷分佈	99
圖 4- 1-10	公館站開挖階段連續壁變位增量	100

圖 4- 1-11	公館站連續壁施工引致地表沉陷統計 圖	101
圖 4- 2- 1	台電大樓站及明挖覆蓋隧道位置圖	103
圖 4- 2- 2	台電大樓站施工剖面 (分區 BL2)	106
圖 4- 2- 3	台電大樓站施工剖面 (分區 BL10)	107
圖 4- 2- 4	明挖覆蓋隧道施工剖面 (分區 B03)	108
圖 4- 2- 5	台電大樓站開挖分區	109
圖 4- 2- 6	明挖覆蓋隧道開挖分區	110
圖 4- 2- 7	台電大樓站細部設計顧問設計之指定保 護建物擠壓灌漿位置圖	117
圖 4- 2- 8	台電大樓站建物保護擠壓灌漿實際施 工位置圖	118
圖 4- 2- 9	台電大樓站出入口 A 建物保護擠壓灌漿 剖面分析例	119
圖 4- 2-10	台電大樓站建物監測儀器位置圖	121

圖 4- 2-11	台電大樓站站體開挖完成後建物等沉陷 分佈	124
圖 4- 2-12	台電大樓站建物沉陷點最終觀測值繪製 之建物等沉陷分佈	125
圖 4- 3- 1	古亭站及明挖覆蓋隧道位置圖 . . .	126
圖 4- 3- 2	古亭站施工剖面	128
圖 4- 3- 3	古亭站明挖覆蓋隧道施工剖面 . . .	129
圖 4- 3- 4	古亭站開挖分區及地中樑位置圖 . .	131
圖 4- 3- 5	古亭站指定保護建物位置圖	136
圖 4- 3- 6	古亭站監測儀器配置圖	140
圖 4- 3- 7	古亭站站體開挖完成後地表及建物等沉 陷分佈	143
圖 4- 3- 8	古亭站沉陷點最終觀測值繪製之地表及 建物等沉陷分佈	144
圖 4- 3- 9	古亭站建物沉陷超過規範值要求之建物	

	位置圖	147
圖 4- 4- 1	中正紀念堂站及明挖覆蓋隧道位置圖	148
圖 4- 4- 2	中正紀念堂站施工剖面	151
圖 4- 4- 3	中正紀念堂站開挖分區	152
圖 4- 4- 4	中正紀念堂站指定保護建物位置圖	157
圖 4- 4- 5	中正紀念堂站建物保護擠壓灌漿施工位 置圖	158
圖 4- 4- 6	中正紀念堂站監測儀器配置圖 . . .	162
圖 4- 4- 7	中正紀念堂站站體開挖完成後建物等沉 陷分佈	165
圖 4- 4- 8	中正紀念堂站建物沉陷點最終觀測值繪 製之建物等沉陷分佈	166
圖 4- 5- 1	台大醫院站及明挖覆蓋隧道位置圖	167
圖 4- 5- 2	台大醫院站施工剖面	170
圖 4- 5- 3	台大醫院站開挖分區	171

圖 4- 5- 4	台大醫院站建物保護擠壓灌漿施工位置 圖	174
圖 4- 5- 5	台大醫院站監測儀器配置圖	177
圖 4- 5- 6	台大醫院站站體開挖前地表及建物等沉 陷分佈	178
圖 4- 5- 7	台大醫院站站體開挖完成後地表及建物 等沉陷分佈	179
圖 4- 5- 8	台大醫院站建物沉陷點最終觀測值繪製 之地表及建物等沉陷分佈	180
圖 4- 5- 9	台大醫院站連續壁施工引致地表沉陷統 計圖	181
圖 4- 6- 1	新店站位置圖	182
圖 4- 6- 2	新店站施工剖面	184
圖 4- 6- 3	新店站擋土結構配置及開挖分區	188
圖 4- 6- 4	新店站監測儀器配置圖	191

圖 4- 6- 5	新店站站體開挖完成後北側及南側建物 等沉陷分佈	192
圖 4- 6- 6	新店站建物沉陷點最終觀測值繪製之北 側及南側建物等沉陷分佈	193
圖 4- 6- 7	新店站站體開挖完成後東側及西側地表 等沉陷分佈	194
圖 4- 6- 8	新店站地表沉陷點最終觀測值繪製之東 側及西側地表等沉陷分佈	195
圖 4- 7- 1	新店市公所站位置圖	196
圖 4- 7- 2	新店市公所站擋土結構配置	198
圖 4- 7- 3	新店市公所站監測儀器配置圖	201
圖 4- 7- 4	新店市公所站建物沉陷點最終觀測值繪 製之建物等沉陷分佈	202
圖 4- 8- 1	七張站位置圖	204
圖 4- 8- 2	七張站擋土結構配置	206

圖 4- 8- 3	七張站監測儀器配置圖	209
圖 4- 8- 4	七張站建物沉陷點最終觀測值繪製之建物等沉陷分佈	210
圖 4- 9- 1	大坪林站位置圖	211
圖 4- 9- 2	大坪林站施工剖面	213
圖 4- 9- 3	大坪林站擋土結構配置及開挖分區 .	215
圖 4- 9- 4	大坪林站監測儀器配置圖	219
圖 4- 9- 5	大坪林站站體開挖完成後建物等沉陷分佈	220
圖 4- 9- 6	大坪林站沉陷點最終觀測值繪製之建物等沉陷分佈	221
圖 4-10- 1	景美站位置圖	233
圖 4-10- 2	景美站施工剖面	225
圖 4-10- 3	景美站擋土結構配置及開挖分區 . .	227
圖 4-10- 4	景美站監測儀器配置圖	231

圖 4-10- 5	景美站站體開挖完成後建物等沉陷分佈	232
圖 4-10- 6	景美站沉陷點最終觀測值繪製之建物等沉陷分佈	233
圖 4-11- 1	萬隆站位置圖	235
圖 4-11- 2	萬隆站施工剖面	237
圖 4-11- 3	萬隆站擋土結構配置及開挖分區	239
圖 4-11- 4	萬隆站出入口 B 微型樁配置圖	242
圖 4-11- 5	萬隆站監測儀器配置圖	245
圖 4-11- 6	萬隆站站體開挖完成後建物等沉陷分佈	246
圖 4-11- 7	萬隆站沉陷點最終觀測值繪製之建物等沉陷分佈	247
圖 4-11- 8	萬隆站出入口 B 南側建物沉陷增量歷時曲線	248

圖 4-11- 9	萬隆站出入口 B 北側建物沉陷增量歷時 曲線	249
圖 4-12- 1	中山站位置圖	253
圖 4-12- 2	中山站施工剖面	255
圖 4-12- 3	中山站綠線施工剖面	256
圖 4-12- 4	中山站開挖分區及開挖深度縱剖	257
圖 4-12- 5	中山站監測儀器配置圖	261
圖 4-12- 6	中山站建物等沉陷分佈	265
圖 4-13- 1	雙連站位置圖	269
圖 4-13- 2	雙連站施工剖面	271
圖 4-13- 3	雙連站開挖分區及開挖深度縱剖	272
圖 4-13- 4	雙連站監測儀器配置圖	276
圖 4-13- 5	雙連站建物等沉陷分佈	279
圖 4-13- 6	雙連站建物沉陷超過規範值要求之建物	

	位置圖	282
圖 4-14- 1	民權西路站位置圖	283
圖 4-14- 2	民權西路站 (柱線 D1 ~ D2) 施工剖面	285
圖 4-14- 3	民權西路站 (柱線 0C ~ 0D) 施工剖面	286
圖 4-14- 4	民權西路站開挖分區及監測儀器配置圖	287
圖 4-14- 5	民權西路站開挖前建物等沉陷分佈	297
圖 4-14- 6	民權西路站建物等沉陷分佈	298
圖 6- 1- 1	公館站 SID8 對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷	310
圖 6- 1- 2	公館站 SID9 對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷	310

圖 6- 1- 3	公館站 SID10 對應之斷面的壁體側向位 移和地表沉陷	311
圖 6- 1- 4	公館站 SID8 對應之斷面的地表沉陷曲線 預測比較	313
圖 6- 1- 5	公館站 SID9 對應之斷面的地表沉陷曲線 預測比較	314
圖 6- 1- 6	公館站 SID10 對應之斷面的地表沉陷曲 線預測比較	315
圖 6- 2- 1	台電大樓站 SID205 對應之斷面的地表沉 陷曲線預測比較	318
圖 6- 2- 2	台電大樓站 SID031 對應之斷面的地表沉 陷曲線預測比較	319
圖 6- 2- 3	台電大樓站 SID023 對應之斷面的地表沉 陷曲線預測比較	320
圖 6- 3- 1	古亭站 SID09 對應之斷面的壁體側向位	

	移和地表沉陷	322
圖 6- 3- 2	古亭站 SID11 對應之斷面的壁體側向位 移和地表沉陷	323
圖 6- 3- 3	古亭站 SID09 對應之斷面的地表沉陷曲 線預測比較	325
圖 6- 3- 4	古亭站 SID11 對應之斷面的地表沉陷曲 線預測比較	326
圖 6- 4- 1	中正紀念堂站 SID03 對應之斷面的壁體 側向位移和地表沉陷	328
圖 6- 4- 2	中正紀念堂站 SID03 對應之斷面的地表 沉陷曲線預測比較	330
圖 6- 5- 1	台大醫院站 SID01 對應之斷面的壁體側 向位移和地表沉陷	332
圖 6- 5- 2	台大醫院站 SID01 對應之斷面的地表沉 陷曲線預測比較	334

圖 6- 6- 1	新店站 SID1 對應之斷面的壁體側向位移 和地表沉陷	336
圖 6- 6- 2	新店站 SID3 對應之斷面的壁體側向位移 和地表沉陷	336
圖 6- 6- 3	新店站 SID4 對應之斷面的壁體側向位移 和地表沉陷	337
圖 6- 6- 4	新店站 SID6 對應之斷面的壁體側向位移 和地表沉陷	337
圖 6- 6- 5	新店站 SID1 對應之斷面的地表沉陷曲線 預測比較	340
圖 6- 6- 6	新店站 SID3 對應之斷面的地表沉陷曲線 預測比較	341
圖 6- 6- 7	新店站 SID4 對應之斷面的地表沉陷曲線 預測比較	342
圖 6- 6- 8	新店站 SID6 對應之斷面的地表沉陷曲線	

	預測比較	343
圖 6- 7- 1	中山站和雙連站 SID3 對應之斷面的壁體 側向位移和地表沉陷	345
圖 6- 7- 2	中山站和雙連站 SID19 對應之斷面的壁 體側向位移和地表沉陷	345
圖 6- 7- 3	中山站和雙連站 SID21 對應之斷面的壁 體側向位移和地表沉陷	346
圖 6- 7- 4	中山站和雙連站 SID3 對應之斷面的地表 沉陷曲線預測比較	348
圖 6- 7- 5	中山站和雙連站 SID19 對應之斷面的地 表沉陷曲線預測比較	349
圖 6- 7- 6	中山站和雙連站 SID21 對應之斷面的地 表沉陷曲線預測比較	350
圖 6- 8- 1	民權西路站 SID2 對應之斷面的壁體側向 位移和地表沉陷	352

圖 6- 8- 2	民權西路站 SID10 對應之斷面的壁體側 向位移和地表沉陷	352
圖 6- 8- 3	民權西路站 SID2 對應之斷面的地表沉陷 曲線預測比較	355
圖 6- 8- 4	民權西路站 SID10 對應之斷面的地表沉 陷曲線預測比較	356
圖 6- 9- 1	捷運新店線和淡水線擋土壁最大側向位 移和開挖深度之關係	360
圖 6- 9- 2	捷運新店線和淡水線擋土壁最大側向位 移量和地表最大沉陷量之關係	361
圖 6- 9- 3	捷運新店線和淡水線擋土壁變形之懸臂 部分面積和深槽部分面積	362
圖 6- 9- 4	捷運新店線和淡水線三角槽型沉陷監測 資料和預測曲線之比較	363
圖 6- 9- 5	捷運新店線和淡水線凹槽型沉陷監測資	

料和預測曲線之比較 · · · · · 364

摘要

關鍵詞：深開挖、台北捷運、鄰產保護

一、研究緣起

建築物基礎及地下捷運系統的開挖施工常造成鄰產受損，形成嚴重的營建公害問題，不但影響工程進度，同時也付出相當多的社會成本。雖然目前工程界在設計深開挖工程時，皆會考量到鄰產安全的問題，但由於國內深開挖工程對於鄰產保護仍欠缺有系統之研究，欠缺標準作業程序、設計流程及分析方法，加以有些業主仍持有能省則省之心態，因此在開挖的過程中，如再遭遇施工不當之情形，發生災變及損鄰之情形便不可避免。近年來，台北盆地即發生多起深開挖工程導致之大規模災變及損鄰事件，而小規模鄰房龜裂案例，更是屢見不鮮。因此，關於深開挖鄰產保護之研究，實為都市防災之重要課題。

深開挖工程鄰產保護之設計及分析方法大多採用數值分析或經驗公式，由於深開挖工程對鄰產之影響因素相當複雜，其變異性極大，分析時並不易掌握其行為，因此相同案例在不同設計者之設計下，往往會有不同的結果。由於鄰產保護工法之分析模式及評估模式缺乏實際的驗證及深入的檢討，依此設計出來的鄰產保護措施有時亦會發覺效果有限，甚至無法達到預期效果之情形。因此現行常用鄰產保護工法亟需檢討及驗證。

有鑑於此，本研究擬利用實際之深開挖工程鄰產保護案例，探討深開挖之鄰產保護。雖然深開挖工程之鄰產保護在國內已有許多施作案例，但其中以台北捷運地下工程之案例最多，資料也

最完整。台北捷運地下工程主要為隧道及車站站體工程，隧道工程小部分為明挖覆蓋，站體地下工程則全部採用明挖工法；由於台北捷運開挖深度很大，因此不論是隧道明挖覆蓋的部分或站體之地下開挖，皆是一般所謂的深開挖工程。由於捷運工程需通過人口密集地區，為避免開挖引致之損鄰糾紛，採用了許多鄰產保護工法。除此之外，台北捷運的設計及施工有一定水準，每個開挖現場皆有完整的監測資料，因此每個開挖現場皆相當於一個大規模的現地試驗，若能對這些案例進行有系統的研究，則不但可掌握開挖的行為，也可瞭解鄰產保護的功效，因此本研究將針對台北捷運深開挖案例進行探討，蒐集台北捷運深開挖工程之各種資料，並探討其對鄰產的影響、鄰產保護工法之設計和分析、鄰產保護工法之作用機制，以及鄰產保護的成效，據以整理歸納出具體可行之深開挖工程鄰產保護工法及相關評估與設計方法，提供國內工程界參考使用。

二、研究方法及過程

對於研究流程、研究方法及進行步驟，係按以下次序進行：

1. 鄰產保護及地下開挖設計與施工資料蒐集——分別蒐集捷運工程相關單位有關捷運新店線、淡水線場站地下深開挖工程鄰產保護案例之相關資料及記錄，以及「國泰天母」等近期發生施工損鄰之深開挖工程案例，作為研究基本資料。
2. 國內外鄰產保護工法資料文獻蒐集——就國內外之研究報告及期刊文獻等，蒐集深開挖工程鄰產保護工法設計分析方法等相關資料，作為研究工作之參考。

3. 地層及開挖資料之研析——將蒐集到之開挖案例資料依其地層特性加以分類，並根據案例之施工團隊的施工品質、監測團隊之監測計畫及監測記錄及其於業界之信譽等方面評估監測資料的可靠度。
4. 鄰產保護工法之作用機制分析——探討各案例所採用之深開挖鄰產保護工法的機制及使用時機。
5. 鄰產保護工法之成效評估——利用現地深開挖施工之監測記錄，就設計考量之鄰產保護標準或規範要求，評估現行鄰產保護工法之成效，並探討鄰產保護工法之適用性、適用範圍、及優缺點。
6. 深開挖工程對鄰產影響分析模式探討——分別就各案例之設計或施工單位所採用之地下深開挖工程對鄰產影響分析模式進行探討與比較，以建立深開挖工程對鄰產影響之初步評估模式。
7. 綜合成果——各分項研究進行中，隨時討論並定期統合討論成果，經形成共識後，做為本研究主要成果。
8. 報告編撰——就各分項研究及統合討論之成果，逐一編寫報告草案，並定期討論，修正內容。

三、重要發現

綜合本計畫之研究內容及具體成果，本研究有下列重要發現：

1. 新店和淡水線 14 個車站開挖鄰產保護工法，共可區分為地中壁工法、擠壓灌漿工法、微型樁工法及支撐預載達 50% 設計載重等四種工法，每一種工法鄰產保護工法的力學機制相當不

同。

2. 捷運公館站及古亭站所使用之地中壁工法經研判後，其應用成效不甚理想，推測原因可能是地中壁施作深度僅在最終開挖面至開挖面下 3 或 6 公尺，而開挖面附近地層原已屬非軟弱鬆散程度，致其效益發揮有限，難有明顯成果。另外，地中壁工法須於連續壁完成後施工，故對於連續壁槽溝開挖階段之建物影響並無功效。以公館站為例，連續壁施工階段之建物影響有約 1 公分之沉陷量，佔建物保護規範值 2.5 公分之 40%，不可謂不大。
3. 捷運台電大樓站、中正紀念堂站及台大醫院站所使用之擠壓灌漿工法經施工監測並比較有實施擠壓灌漿及無實施擠壓灌漿之建物沉陷情形，得知於台大醫院站之復健大樓經實施擠壓灌漿後之建物沉陷反較其他建物為大；至於台電大樓站及中正紀念堂站則未見實施擠壓灌漿保護建物之沉陷量有明顯小於無實施擠壓灌漿之建物。整體而言，此些結果明白顯示擠壓灌漿保護成效不甚理想。由於設計原意乃擬藉由擠壓灌漿形成建物托底之效，但於實務上，此一保護方式之成敗極易受施工技術良窳之影響，加以擠壓灌漿壓力會對樁體周遭土壤產生超額孔隙水壓致改變土體行為，推估此些均有可能是造成擠壓灌漿保護成效不彰之原因。
4. 捷運萬隆站出入口 B 所使用之微型樁工法係將微型樁設置於建物與出入口連續壁間，經分別比較有施作微型樁保護及無施作微型樁保護之建物沉陷監測結果，顯示出入口 B 南側建物受微型樁保護之效果不明顯；至於北側建物則微型樁有降低沉陷之效。其中北側建物未施作微形樁保護者曾有達 0.9 公分之

沉陷增量（即以出入口 B 連續壁開始施工歸零沉陷監測結果後之沉陷量），明顯數倍高於有微形樁保護者之 0.2 公分沉陷增量。

5. 捷運各車站雖實施深開挖施工之支撐預載達 50%設計載重，然於公館站（含）以北之車站工址普遍有部份建物沉陷超過規範要求之現象；而公館站（不含）以南之車站工址施工則無此現象。就萬隆站以南之卵礫石地層而言，其強度高、變形低，利於鄰產之維護，加以地下水位相對於松山層為深，故開挖施工對工區周遭建物之影響較小。另就公館站以北而言，站體深開挖均處在強度較低之松山層內施工，土體變形較大，不利於鄰產之維護，加以地下水位較淺，故開挖施工對工區周遭建物之影響較大。整體而言，站體深開挖施工如未額外施作鄰產保護工程，僅擬借助高勁度擋土壁（如連續壁）及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響，工址地層狀況是最主要決定因素，但無庸置疑地，亦須配合嚴謹施工方足以成事。另外，此一支撐加大預載工法亦無法顧及連續壁施工階段之建物影響。
6. 統計捷運公館站及台大醫院站之連續壁施工引致地表沉陷，顯示連續壁施工對周遭環境存在些許影響，約略是越靠近連續壁槽溝邊之影響值越大，其沉陷槽約呈三角形。推估連續壁邊之最大地表沉陷量約為槽溝深度之 0.082%（公館站）或 0.115%（台大醫院站），而施工影響範圍推估約達連續壁槽溝深之 1.4 倍（公館站）或 1.2 倍（台大醫院站）。
7. 天母地區「國泰天母」深開挖工程案例於工區內使用井桁及地盤改良工法進行鄰產保護，其重點在擋土結構之側向位移抑

制，以及開挖區內抽降水所可能引致開挖區外地下水位下降引致地表沉陷之防範，其中尤以後者為要。由於此案例於施工中發生損鄰爭議且爭議區域達三倍開挖深度以外，經蒐集本案例之施工記錄及監測資料研判，建物沉陷之可能產生原因為工區外地下水壓下降所致，而非連續壁施工及深開挖連續壁變位所致。

8. 有關深開挖工程對鄰產影響分析模式，本研究獲致以下結論：
- (1) 利用壁體最大側向位移量估計之地表最大沉陷量其準確性較利用開挖深度估計為佳。
 - (2) 地表沉陷的型態包括三角槽型和凹槽型沉陷槽型態，其對應之壁體側向位移之型態符合 Hsieh and Ou(1998)之研究。
 - (3) 對三角槽型沉陷斷面，Peck 法、木島和阿部法及 Ou and Hsieh 法的曲線可得到不錯的沉陷分佈預測，Moh and Woo 法沉陷曲線則可得到良好的包絡線結果。
 - (4) 對凹槽型沉陷斷面，Clough and O'Rourke 法亦可得到不錯的沉陷包絡結果。Ou and Hsieh 法則可得到不錯的沉陷分佈預測。

四、主要建議事項

深開挖鄰產保護乃都市防災之重要課題，而深開挖工程對鄰產之影響因素實為相當複雜，保護工法亦仍頗多。本研究計畫雖勉力完成，然就工程應用層面而言，仍有諸多遺漏，值得後續之進

一步研究，此至少包含有：

1. 研究成果之定量化，例如鄰房狀況（包括建物重量、樓層數、基礎深度等）、地層狀況（如敏感區域等）及施工狀況（如開挖深度、工期等），對於工程應用將較為直接與實用。
2. 鄰產保護施工階段之應變計劃，動態因子掌控，監工機制及通報體系等事宜之建立。
3. 部份保護工法成效，如地盤改良及擠壓灌漿等，受施工良窳影響甚大，故如何找出並克服施工盲點，值得進一步探討。

另外，本研究進行期間，因淡水線及新店線已完工多年，許多資料不復尋得，致憑添許多研究困難，故後續對於捷運工程其他已完工之南港線、板橋線、中和線、以及即將完工之土城線等相關研究，建議儘早進行為宜。

ABSTRACT

Keywords: Deep excavations, Building protections, Taipei rapid transit system

The objective of this research is to investigate the design and analysis for building protections in the deep excavations of the Taipei Rapid Transit System. The mechanism and effectiveness for the methods of building protection are deeply studied. Besides, an excavation case, Cathy Tien-Mu, which damaged many adjacent buildings during foundation construction, is also studied to investigate the causes of building damages.

Four building protection methods for the building protection during excavation, cross wall, compaction grouting, micro pile and preload, were used in the Hsien-Tien and Tan-sui lines. The effectiveness of the various building protection methods are evaluated through the criterion established by TRTS as well as monitoring data. Results show that cross wall methods, applied two train stations, and compaction grouting methods, used in three train stations, exhibited little improvement in reducing ground settlement. Micro piles, only applied in the exit B of the Wan-Lung station, seems to have the function to reduce the settlement. 50% of the preloading on the struts, required by the specification of the TRTS bureau, applied to every TRTS station. However, the settlement at the northern part of the station where the site is mainly consisted of the Sungshan formation was commonly larger than that required by the specification. The settlement at the southern part of the station where the site was consisted of the Chinmei formation is smaller than that required by the specification. Finally, the various analysis methods for ground settlement are evaluated. With the case history of building damage induced by the Cathy Tien-Mu excavation, it is inferred that the building

settlement was mainly induced by the lowering the piezometric level of the aquifer layer, which caused the above clayey soil consolidated.

第一章 前言

第一節 研究背景與目的

近年來台灣地區經濟發展快速，都會區人口大量增加，公共工程及高層建築之數量亦急遽增加。由於都會地區土地資源有限，因此都會區之建築物相當密集，工程開挖常須緊鄰周圍其他建築物或公共設施，加以這些新建工程的基礎開挖深度通常相當深，使得因開挖設計或施工不當造成鄰產受損的工程災害及糾紛時有所聞，形成嚴重的營建公害問題，不但影響工程進度，同時也付出相當多的社會成本；因此深開挖之鄰產保護實為工程設計及施工者所關切的重點。

雖然目前工程界在設計深開挖工程時，皆會考量到鄰產安全的問題，甚至採取必要的鄰產保護工作，但由於國內深開挖工程對於鄰產保護仍欠缺有系統之研究，欠缺標準作業程序、設計流程及分析方法，加以有些業主仍持有能省則省之心態，因此在開挖的過程中，如再遭遇施工不當之情形，發生災變及損鄰之情形便不可避免；近年來，台北盆地即發生多起深開挖工程導致之大規模災變及損鄰事件，而小規模鄰房龜裂案例，更是屢見不鮮。因此，關於深開挖鄰產保護之研究，實為都市防災之重要課題。

深開挖工程鄰產保護之設計及分析方法大多採用數值分析或經驗公式，由於深開挖工程對鄰產之影響因素相當複雜，包括地質條件、地下水、施工、鄰產結構形式等等，其變異性極大，分析時並不易掌握其行為，因此相同案例在不同設計者之設計下，往往會有不同的結果。由於鄰產保護工法之分析模式及評估模式缺乏實際

深開挖鄰產保護研究(一)

的驗證及深入的檢討，依此設計出來的鄰產保護措施有時亦會發覺效果有限，甚至無法達到預期效果之情形。因此現行常用鄰產保護工法亟需檢討及驗證。

有鑑於此，本研究擬利用實際之深開挖工程鄰產保護案例，探討深開挖之鄰產保護。雖然深開挖工程之鄰產保護在國內已有許多施作案例，但其中以台北捷運地下工程之案例最多，資料也最完整；台北捷運地下工程主要為隧道及車站站體工程，隧道工程大部分為潛盾隧道，小部分為明挖覆蓋，站體地下工程則全部採用明挖工法；由於台北捷運開挖深度很大，因此不論是隧道明挖覆蓋的部分或站體之地下開挖，皆是一般所謂的深開挖工程。由於捷運工程需通過人口密集地區，為避免開挖引致之損鄰糾紛，採用了許多鄰產保護工法。除此之外，台北捷運的設計及施工有一定水準，每個開挖現場皆有完整的監測資料，因此每個開挖現場皆相當於一個大規模的現地試驗，若能對這些案例進行有系統的研究，則不但可掌握開挖的行為，也可瞭解鄰產保護的功效，因此本研究將針對台北捷運深開挖案例進行探討，蒐集台北捷運深開挖工程之設計、施工、地質條件、鄰產保護工法及現地監測資料，探討深開挖對鄰產的影響、鄰產保護工法之設計和分析、鄰產保護工法之作用機制，以及鄰產保護的成效，據以整理歸納出具體可行之深開挖工程鄰產保護工法及相關評估與設計方法，提供國內工程界參考使用。

第二節 研究範圍的界定

本研究範圍乃針對台北捷運新店線及淡水線明挖覆蓋部分之深開挖工程的鄰產保護工法進行案例之蒐集、整理，地層資料的研析，開挖工程對鄰產影響分析模式之探討，鄰產保護工法之作用機制分析及鄰產保護工法之成效評估。此外，對天母地區「國泰天母」深開挖導致損鄰的案例亦將列入本研究對象。

第三節 研究方法與內容

圖 1-3-1 為本計畫的研究流程，詳細的研究方法及進行步驟依序說明如下：

1. 鄰產保護及地下開挖設計與施工資料蒐集

本研究將分別蒐集捷運工程相關單位〔如台北捷運工程局、各工程顧問公司等〕有關捷運新店線、淡水線場站地下深開挖工程鄰產保護案例之工作成果、研究報告、期刊文獻、相關之地下深開挖工程與鄰產保護基本設計和施工資料及記錄，以及「國泰天母」等近期發生施工損鄰之深開挖工程案例，作為本研究之基本資料。由於此資料蒐集成效關係著後續研究工作之進行，而各相關單位未對外公開之工作成果(如監測資料、施工記錄、工程圖說等)或研究報告資料不一定皆能順利提供研究，故除將以本研究單位之名義正式行文辦理外，對於如有發生資料蒐集不足致影響研究案進行時，將再請主辦單位協助處理。

深開挖鄰產保護研究(一)

2. 國內外鄰產保護工法資料文獻蒐集

就國內外之研究報告及期刊文獻等，蒐集深開挖工程鄰產保護工法之案例及設計分析方法等相關資料，作為本研究工作之參考。

3. 地層及開挖資料之研析

將蒐集到之開挖案例資料依其地層特性加以分類，並根據案例之施工團隊的施工品質、監測團隊之監測計畫及監測記錄及其於業界之信譽等方面評估監測資料的可靠度。

4. 深開挖工程對鄰產影響分析模式探討

分別就各案例之設計、施工單位所採用之地下深開挖工程對鄰產影響分析模式進行探討與比較，以建立深開挖工程對鄰產影響之初步評估模式。

5. 鄰產保護工法之作用機制分析

探討各案例所採用之深開挖鄰產保護工法的機制，以確認各保護工法之適用條件及時機。

6. 鄰產保護工法之成效評估

利用設計與分析結果及現地深開挖之監測記錄，並考慮施工工法、程序、規模、深度及形狀的影響，評估現行鄰產保護工法之成效，以研擬出現行鄰產保護工法之適用性、適用範圍、及優缺點。

7. 綜合成果

各分項研究進行中將隨時討論，其成果將再定期統合討論，經形成共識後，做為本研究主要成果。

8. 報告編撰

就各分項研究及統合討論之成果，逐一編寫報告草案，並定期討論，修正內容。

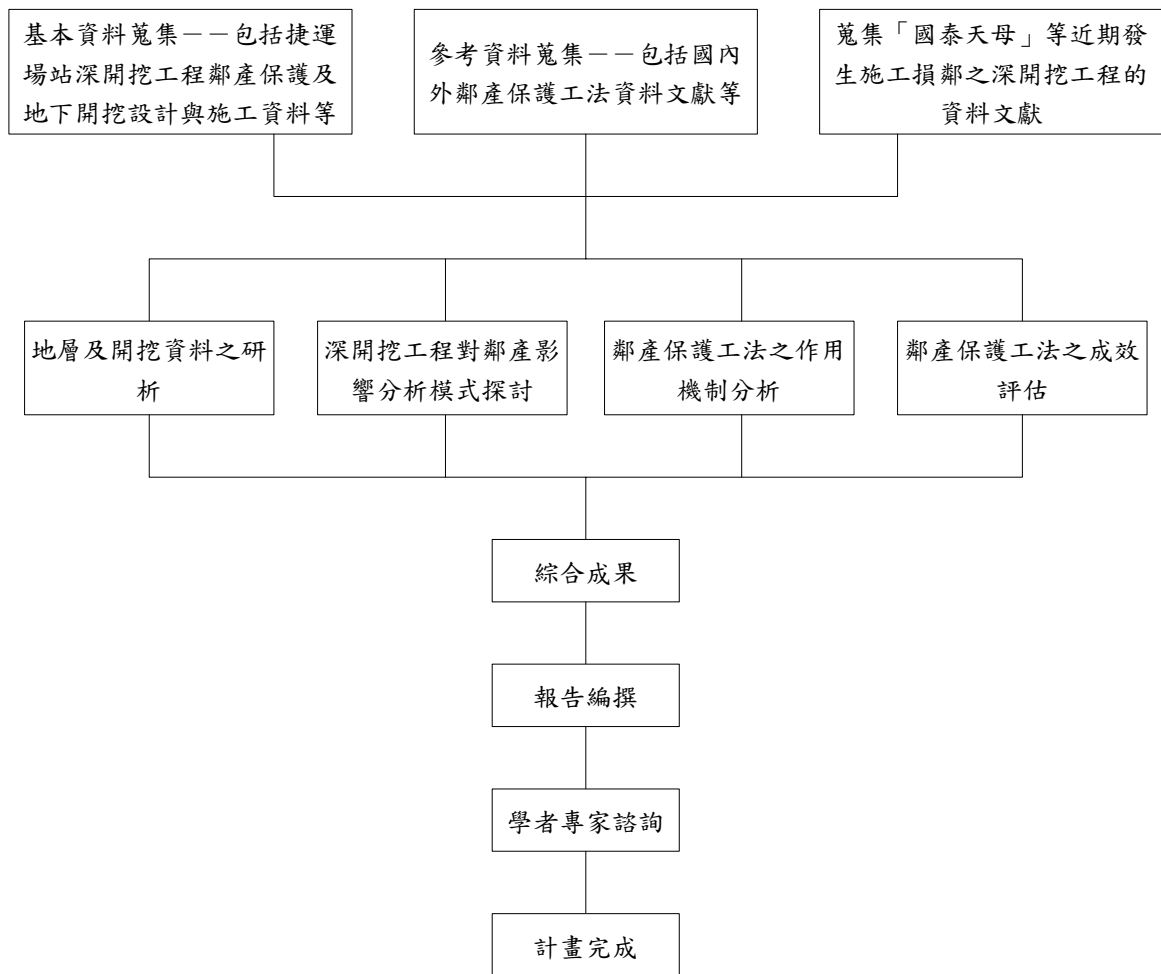


圖 1-3-1 研究計畫流程

第二章 相關文獻探討

第一節 深開挖引致之地盤位移特性

一、連續壁施工引致之地盤位移特性

連續壁構築的流程包括：導溝施作、槽溝單元挖掘及混凝土澆置等階段。

導溝施作時，開挖深度約 2m~3m，有時可達 5m，一般採無支撐明挖，其引致之地盤位移，約呈 45° 方向移動，位移量以導溝邊緣最大，且隨距離導溝邊緣增加而減少(胡邵敏，1992)。

對於連續壁槽溝單元之挖掘，係採用穩定液挖掘工法，由於穩定液的液壓與原先槽溝內之土、水壓並非一致，且液壓通常較小，因此挖掘槽溝單元，會使槽溝單元周圍的應力，由原先的 K_0 狀態改變至與穩定液液壓相等的狀態，因而引致地盤位移，而且後施作單元對先施作單元附近土壤之沉陷量有累加作用。

Cowland and Thorley(1985)根據香港捷運工程觀測結果發現，連續壁構築完成後，主體開挖前的總位移量可達主體開挖總位移量之 40%~50%。Clough and O'Rourke(1990)統計許多案例之現地觀測資料，得到連續壁構築引致之地表最大沉陷量(δ_{vm})和槽溝深度(H_t)之比值約為 0.15%。歐章煜和楊玲玲(2000)根據台北捷運連續壁構築之觀測資料發現，正常

施工情形下，單一單元挖掘引致之 δ_{vm} 約為 $0.05H_t\%$ ，多個單元施工引致之 δ_{vm} 約為 $0.07H_t\%$ ，最大地表沉陷一般在距槽溝單元之 $0.3H_t$ 範圍內發生，主要影響範圍為距槽溝單元之 $0.5H_t$ ，距槽溝單元 $1.0H_t$ 後之地表沉陷較不明顯。整個連續壁施作完成，最後引致之最大總沉陷量約為 $0.13H_t\%$ ，如圖2-1-1所示，距連續壁 $1.5H_t$ 至 $2.0H_t\%$ 處之沉陷量較不明顯。

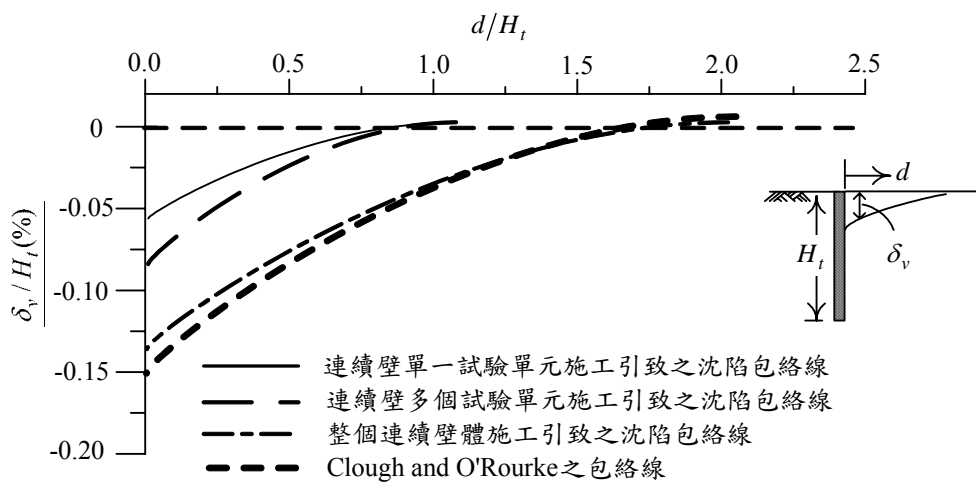


圖 2-1-1 連續壁施工引致之沉陷包絡線比較圖

(歐章煜和楊玲玲，2000)

二、開挖引致之擋土壁位移特性

● 擋土壁的變形形態

Clough and O'Rourke(1990)指出擋土壁的變形形狀可分為三種形式，分別為：(1)懸臂式位移、(2)深槽向內位移、(3)前述二種之組合型，如圖 2-2 所示。在第一階段開挖時，擋土壁體頂部沒有支撐系統提供抵抗，其變形形狀接近懸臂式位移，當支撐系統設置後進行後續階段的開挖，此時如果支

撐系統的勁度不高，則支撐點將產生較大的位移，擋土壁最後的變形形態將接近於懸臂式位移。如果支撐系統的勁度夠大，則擋土壁以支撐點之軸旋轉，變形呈深槽向內位移型態，由於整個開挖過程必須經過初期懸臂式位移以及後期深槽向內位移的過程，故一般開挖至最後階段時，擋土壁的變形形狀大都是屬於第三種位移型態(Hsieh and Ou, 1998)。

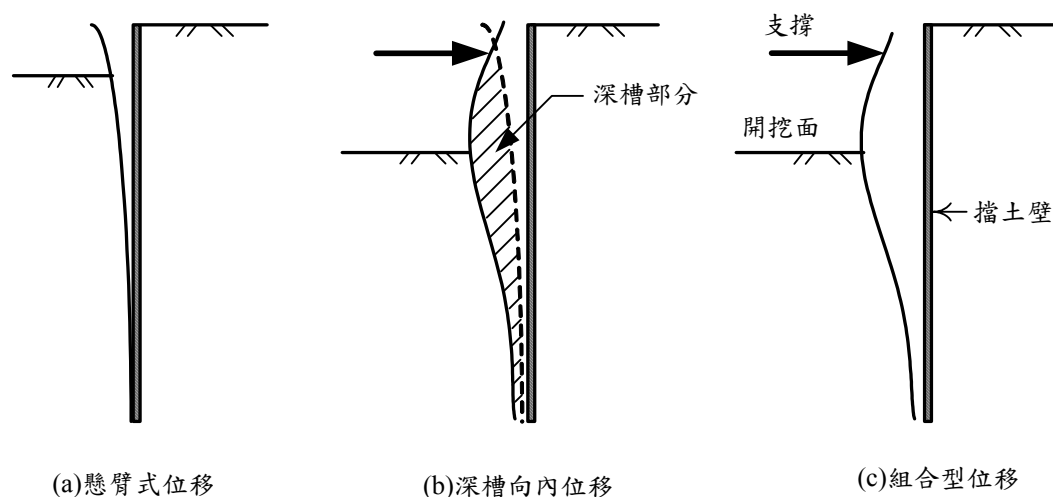


圖2-1-2 擋土壁變形形狀

Ou et al.(1993)根據台北盆地許多深開挖工程現地觀測資料結果整理後，得到壁體最大側向位移的發生位置，除了擋土壁體產生懸臂式位移，最大側向位移的位置發生於壁體頂端外，一般壁體最大側向位移的位置通常發生於開挖面附近。

● 擋土壁最大側向位移量

Mana and Clough(1981)根據現地觀測資料對粘土層中擋

土壁為鋼板樁及主樁橫板條之開挖工程，提出壁體最大側向位移量(δ_{hm})和抗隆起安全係數(FS)的關係，謝百鈞(2001)亦曾利用有限元素法進行研究如圖 2-1-3 所示，顯示當 FS 小於 1.4~1.5 時， δ_{hm} 和開挖深度 H 的比值(位移比， δ_{hm}/H)將快速增加。

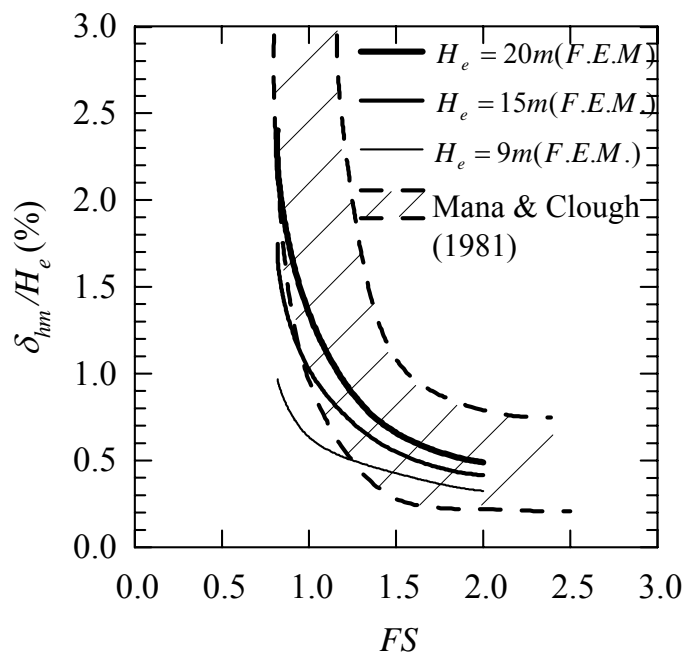


圖2-1-3 抗隆起安全係數和位移比之關係(謝百鈞，2001)

Clough and O'Rourke(1990)根據在堅硬粘土、殘餘土或砂土層中之開挖監測結果指出，擋土壁體最大側向位移量平均約 $0.2\%H \sim 0.3\%H$ ， H 為開挖深度，僅有少部分特別情況會超出 $0.5\%H$ ，超出部分大多是施工有瑕疵或擋土壁貫入深度不足等問題所導致，至於在軟弱粘土層之壁體最大側向位移量則與抗隆起安全係數有極密切的關係。圖 2-1-4 係 Clough and

O'Rourke(1990)提出之分析建議圖，該圖已將抗隆起安全係數及擋土壁之撓曲勁度 EI 、支撐平均間距 h_{avg} 同時考慮在內，圖中顯示當 FS 小於 1.5，位移比快速增加，此時支撐系統的勁度對壁體的側向位移有重大的影響。當 FS 超過 2.0，位移量一般會小於 $0.5\%H$ 。另一方面，若 FS 接近於 1.0，雖然有良好的建造過程，但位移量仍很有可能超過 $2.0\%H$ 。

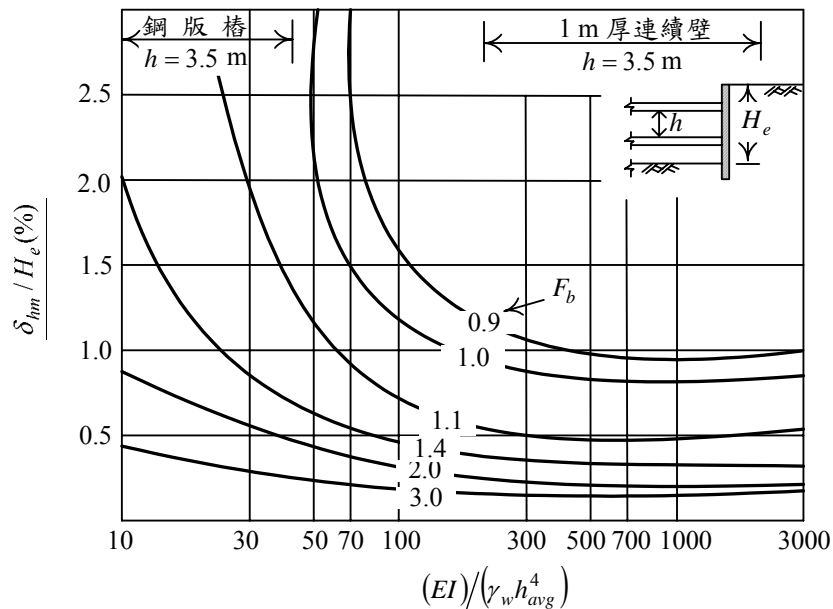


圖2-1-4 擋土壁最大變形量與支撐系統勁度及抗底面隆起安全係數之關係(Clough and O'Rourke,1990)

Ou et al.(1993)曾統計台北盆地之深開挖案例，其擋土壁均採用勁度較高之預壘樁或連續壁，該研究根據最後開挖階段的結果指出，壁體最大側向位移量(δ_{hm})和最後開挖深度(H_e)之關係如圖 2-1-5 所示，由圖可知，壁體最大側向位移量可以下式估計之

$$\delta_{hm} = (0.2\% \sim 0.5\%)H_e \quad (2-1)$$

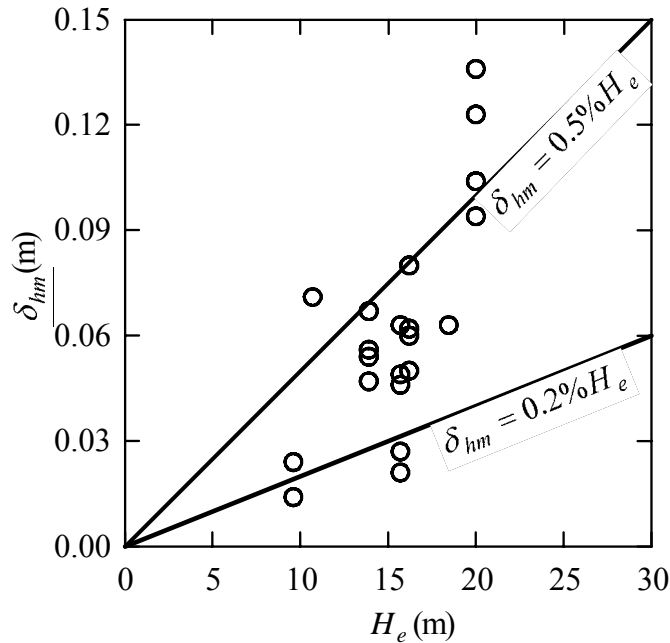


圖2-1-5 擋土壁最大側向變形量與開挖深度之關係
(Ou et al.,1993)

式(2-1)的結果較 Clough and O'Rourke(1990)根據在堅硬粘土、殘餘土或砂土層中之開挖案例的平均結果(0.2% H)大。

三、開挖引致之地表沉陷特性

在正常施工情形下，由於開挖會導致基地內、外側土壓力處於不平衡狀態，因此隨著土方的挖除，逐步裝設支撐系統，擋土壁體會伴隨產生相應的位移，而逐漸向開挖區內之方向移動。當擋土壁體發生側向位移，其背後的空間即為周圍土壤所填充，因而引致地表沉陷。

● 地表沉陷的型態

根據 Hsieh and Ou(1998)的研究，開挖引致之地表沉陷曲線型態有(1)凹槽型(*concave type*)及(2)三角槽型(*spandrel type*)兩種，如圖 2-1-6 所示，發生此兩種型態之最主要原因在擋土壁的變形大小及型式，若第一階段開挖即引致較大之壁體變位，而後續的開挖變位量較少或繼續造成壁體頂端類似懸臂式的變形，則較易產生三角槽型的沉陷。若第一階段開挖之壁體變位不大，而繼續後續階段的開挖時，雖然壁體繼續變形，然而支撐位置之壁體變位增加不多，開挖面處之壁體變形量增加很多，則沉陷曲線趨向產生凹槽型。

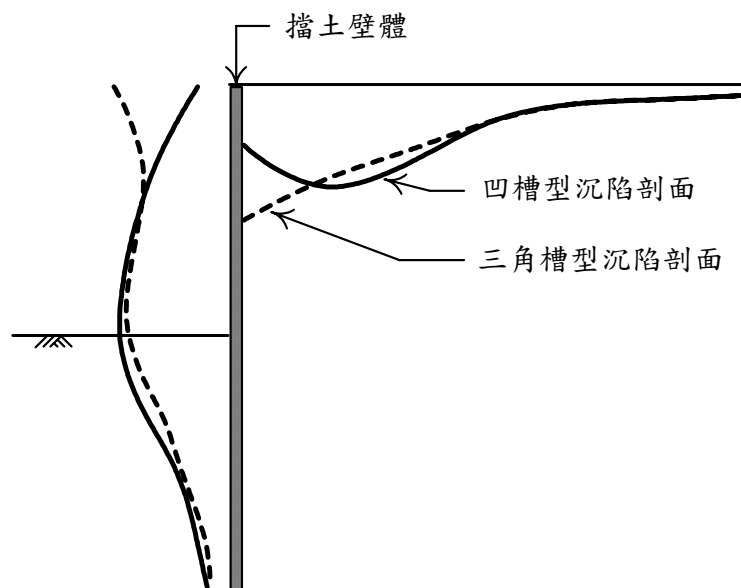


圖2-1-6 地表沉陷之型態

Hsieh and Ou(1998)根據壁體之側向位移，定義深槽部分的面積 A_s 及懸臂部分的面積 A_c ，如圖 2-1-7 所示， A_c 以下式

決定：

$$A_c = \max(A_{c1}, A_{c2}) \quad (2-2)$$

其中 A_{c1} 為初始開挖階段壁體產生懸臂變形之懸臂部分面積

A_{c2} 為最後開挖階段壁體位移懸臂部分的面積

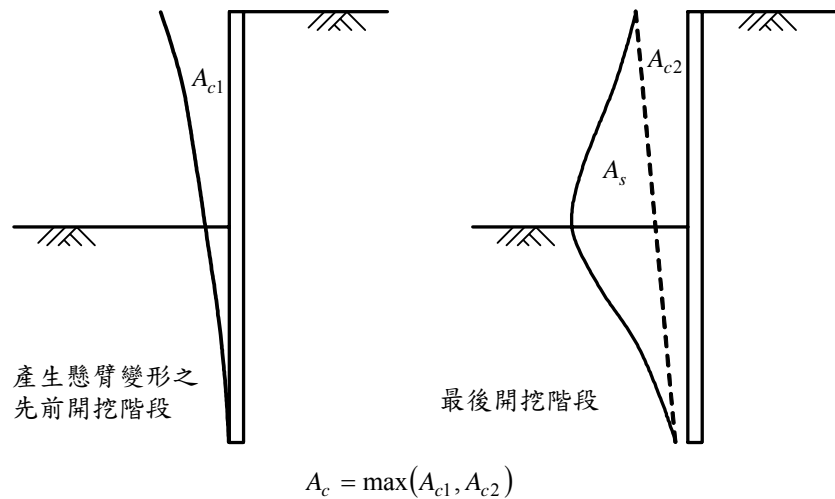


圖2-1-7 擋土壁變形之深槽面積與懸臂面積之定義
(Hsieh and Ou, 1998)

圖 2-1-8 為 Hsieh and Ou(1998)根據 16 個開挖案例之 A_c 和 A_s 的關係，所建立壁體側向位移的形狀和地表沉陷曲線型式之關係，圖中顯示當 A_s 大於 1.6 倍的 A_c 時，地表沉陷的型式將趨向產生凹槽型，否則將趨向產生三角槽型地表沉陷型式。因此在決定沉陷的型式時，可利用壁體側向位移後之懸臂部分面積和深槽部分面積的關係作為判斷的依據，當

$A_s < 1.6A_c$ 時，地表沉陷型式可以三角槽型預測，當 $A_s \geq 1.6A_c$ 時，地表沉陷型式可以凹槽型預測。

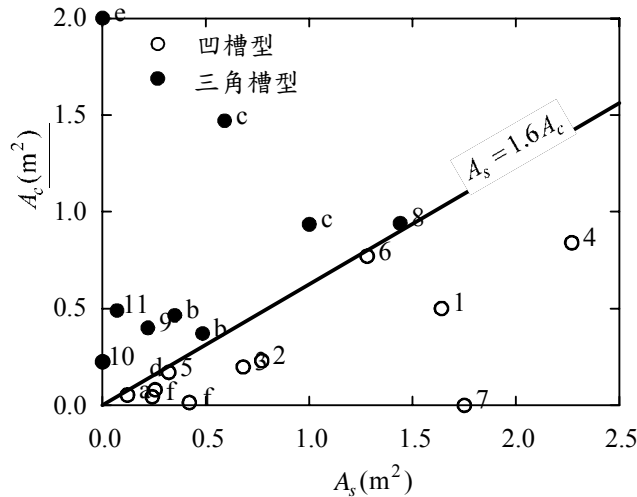


圖2-1-8 地表沉陷型態與壁體位移形狀之關係
(Hsieh and Ou, 1998)

● 地表沉陷的影響範圍

Milligan(1983)及 Nicholson(1987)的研究，在不排水狀態下的粘土層及非常鬆散的砂土層時，因開挖而影響的地表沉陷範圍等於擋土壁產生側向位移的深度(H_e)。Clough and O'Rourke(1990)則建議在砂質地層及軟弱至中等堅硬粘土地層，沉陷影響範圍約 $2H_e$ ，在堅硬至非常堅硬粘土地層，沉陷影響範圍約 $3H_e$ ， H_e 為最後開挖深度。Woo and Moh(1990)統計許多台北盆地之沉陷監測資料的結果，認為沉陷影響範圍可達 4~5 倍的開挖深度。

Hsieh and Ou(1998)根據力學原理及迴歸分析開挖案例的監測結果，提出主要影響區(primary influence zone, PIZ)及

次要影響區(*secondary influence zone, SIZ*)的觀念，認為沉陷的影響範圍可能相當的遠，但不論沉陷的型態是凹槽型或三角槽型，沉陷曲線的分佈皆包含有主要影響區及次要影響區。在主要影響區內的沉陷曲線斜率較陡，對建築物的影響較大，在次要影響區內的沉陷曲線斜率較平緩，對建築物的影響較小，而在次要影響區外可能仍有沉陷發生，但其量已小於實際可查覺之程度且均勻，在一般的情形下，對建築物影響已可忽略。根據歐章煜和謝百鈞(1999)的研究，*PIZ* 和除和 H_e 有關外，亦和堅硬土層的深度(H_g)、開挖寬度(B)和軟弱粘土層底部之深度(H_f)有關，*PIZ* 可以下式方法估計：

$$PIZ = \max(PIZ_1, PIZ_2) \quad (2-3)$$

$$PIZ_1 = \min(2H_e, H_g) \quad (2-4)$$

$$PIZ_2 = \min(H_f, B) \quad (2-5)$$

至於 *SIZ* 的範圍則約等於 *PIZ* 的範圍。

● 最大地表沉陷發生位置

對於三角槽型沉陷，最大地表沉陷位置非常靠近擋土壁。

對於凹槽型的沉陷形態，最大地表沉陷發生在壁後某一距離處，根據 Nicholson(1987)的建議，最大地表沉陷發生位置(D_m)在壁後 $H_1/2$ 處， H_1 為壁體最大側向位移之深度；Ou et al.(1993)根據監測資料及有限元素法的結果發現，雖然 D_m 約

在壁後 $0.5 H_e$ 處，但開挖深度的增加對 D_m 的影響不大， D_m 並不隨開挖深度的增加而有太大的改變，因此 H_e 評估 D_m 並不符合 D_m 不隨開挖深度的增加而改變的事實。

根據歐章煜和謝百鈞(1999)的研究， D_m 為 $0.3PIZ$ ，由於 PIZ 大部分在甫一開挖即已確定，因此 D_m 隨之確定， D_m 並不隨開挖深度的增加改變。

● 最大地表沉陷量

挪威地工技術研究所(NGI)(1962)曾對奧斯陸地下鐵開挖工程作一全面性的觀測，結果顯示：因開挖所引致之土壤下陷面積約等於擋土壁體向內移動的面積。Milligan(1983)的研究指出：在軟弱飽和土壤不排水條件下開挖，壁體側向位移所涵蓋的體積約等於地表沉陷所涵蓋的體積。

Mana and Clough(1981)、Ou et al.(1993)以及 Hsieh and Ou(1998)皆曾根據開挖案例之觀測資料建立地表最大沉陷量 (δ_{vm}) 和壁體最大側向位移量 (δ_{hm}) 的關係，如圖 2-9 中之資料點所示，顯示對大部分的開挖案例， δ_{vm} 和 δ_{hm} 之關係如下：

$$\delta_{vm} = (0.5 \sim 0.75)\delta_{hm} \quad (2-6)$$

對砂質土壤之深開挖落於式(2-6)之下限值，粘土質在上限值，砂、粘土互層之深開挖介於兩者之間，但對軟弱的土壤， δ_{vm} 有時可能達 $1.0\delta_{hm}$ 以上。

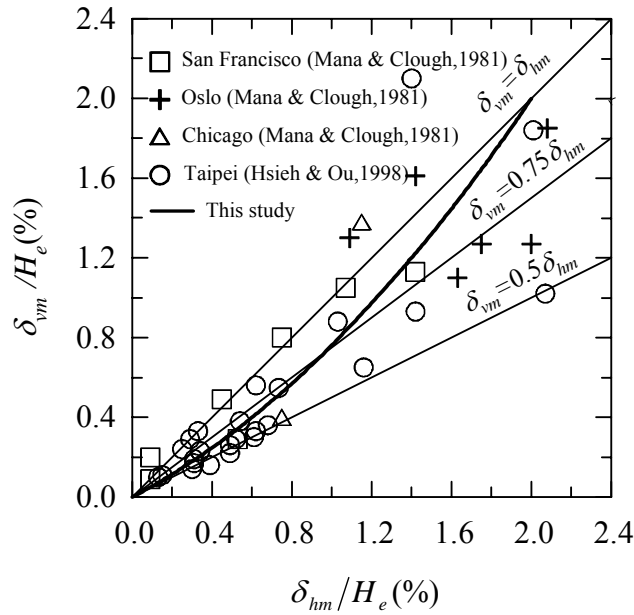


圖2-1-9 監測所得 δ_{vm}/H_e 和 δ_{hm}/H_e 關係和預測曲線
(謝百鈞，2001)

此外，謝百鈞(2001)曾利用有限元素法參數研究的方法建立 δ_{vm}/H_e 和 δ_{hm}/H_e 之關係曲線，如圖 2-1-9 所示，該曲線可以表示如下：

$$\frac{\delta_{vm}}{H}(\%) = 0.24 \left(\frac{\delta_{hm}}{H}(\%) \right)^2 + 0.52 \left(\frac{\delta_{hm}}{H}(\%) \right) \quad (2-7)$$

第二節 深開挖引致地盤位移之預測方法

開挖引致之地盤位移之預測方法有兩種，一為數值分析法，一為經驗法則。

一、數值分析法

正常的開挖施工情形下，地盤位移與擋土壁兩側的不平衡力、擋土壁支撐勁度及開挖穩定性等因素有關，其中不平衡力的大小與土層狀況、地下水位及水壓、開挖寬度、開挖面積、開挖深度、支撐預力等許多因素有關；擋土支撐系統勁度與擋土結構的型式及勁度、支撐型式、支撐勁度、支撐間距等因素有關，因此欲用數值分析法分析開挖引致之地盤位移，必須合理的模擬這些因素。

常用的數值分析法有彈性基礎梁法及有限元素法或有限差分法兩種。

● 彈性基礎梁法

在彈性基礎梁法中，土壤及結構間之互制行為係以彈簧來模擬，其中以 Winkler(1867)所提出之溫克模式(Winkler model)應用最廣。

深開挖之彈性基礎梁法的分析，係假設擋土壁為放置在彈性基礎上的梁，擋土壁兩側均放置一系列的土壤彈簧，如圖 2-2-1(a)所示，作用於擋土壁兩側之土壓力在未開挖前均處於靜止土壓力(K_0)狀態，如圖 2-2-1(b)。開挖後，開挖解壓使得擋土壁兩側產生不平衡力，驅使壁體產生相應之變形；不

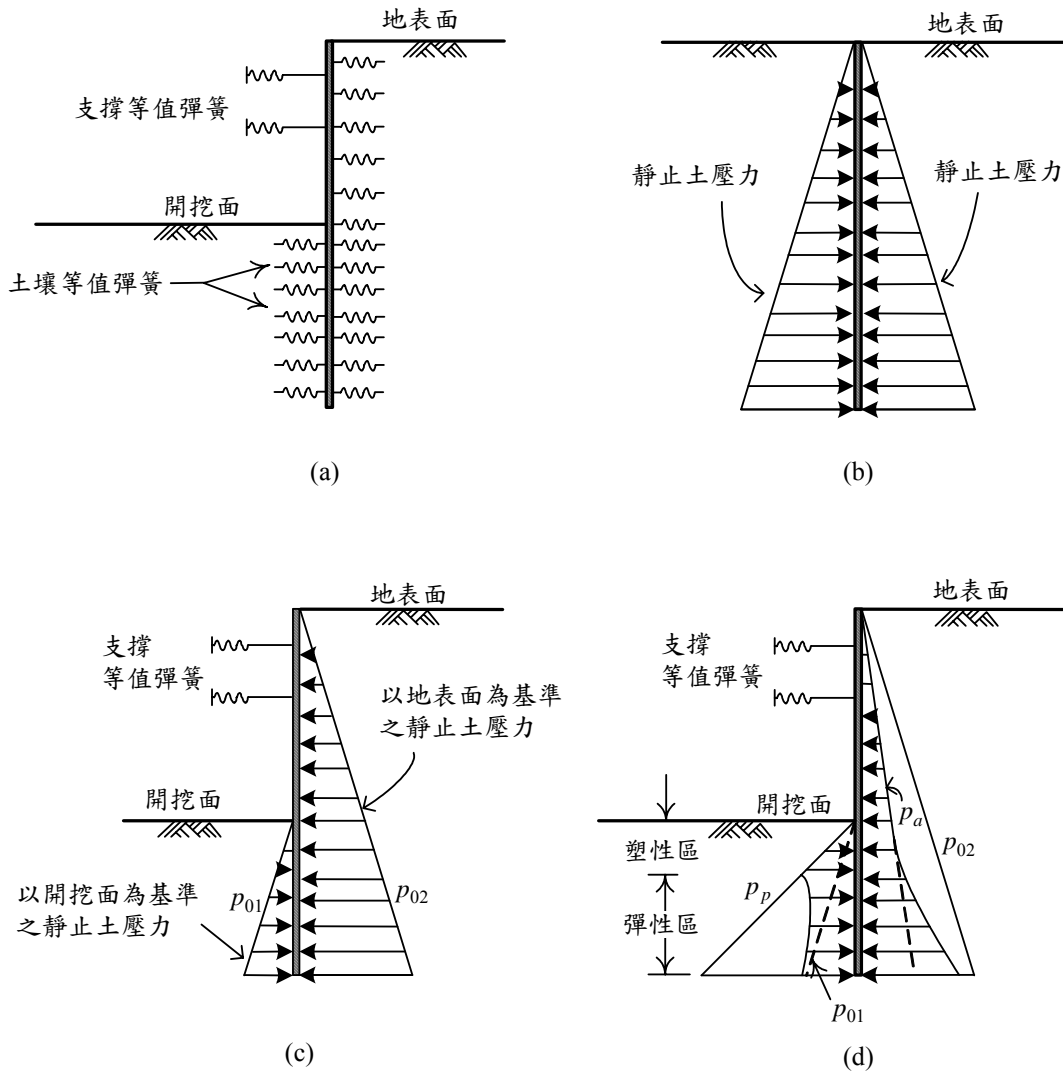


圖2-2-1 雙側彈性基礎梁法(a)連續梁兩側均放置彈簧(b)開挖前兩側呈靜止土壓力分佈(c)開挖後擋土壁體未發生位移前之兩側土壓力分佈(d)開挖後擋土壁體已發生位移後之兩側土壓力分佈

平衡力的大小為壁體不移動時，壁體兩側因覆土深度不同產生之靜止土壓力差值，如圖 2-2-1(c)之 p_{01} 與 p_{02} 之差值。在不

平衡力的作用之下，彈性基礎梁即產生位移，此位移會影響兩側土壓力的大小及分佈，使壁體外側土壓力隨著位移的增加而遞減為 $p_o - k_h \delta$ ，其中 k_h 為土壤水平向之地盤反力係數， δ 為擋土壁之側向位移量)；在假設土壤不能承受拉力的條件下，最小側向土壓力為主動土壓力。開挖區內土壤因壁體內擠，土壓力增加至 $p_o + k_h \delta$ 。參考圖 2-2-1(d)，當土壤彈簧發揮至被動土壓力時，被動側土壤反力不再增加，保持被動土壓力，此狀態稱為塑性狀態。當土壤彈簧受力小於該處土壤之被動土壓力時，此狀態稱之為彈性狀態。

圖 2-2-2 為另一種常用的彈性基礎梁模式。於圖 2-2-2(a) 中，擋土壁外側土壤對擋土壁之作用力以主動土壓力來模擬，擋土壁內側土壤對擋土壁之抵抗以一系列之土壤彈簧模擬。每階段開挖時，擋土壁外側之主動土壓力應和內側支撐和土壤彈簧呈平衡狀態，土壤彈簧受力為 k_h 乘以該處之擋土壁之位移量 δ ；當土壤彈簧受力小於該處土壤之被動土壓力時，土壤處於彈性區，如圖 2-2-2(b) 所示；一旦 δ 大到使土壤彈簧發揮至被動土壓力時，被動側土壤反力不再增加，保持被動土壓力，土壤處於塑性區。在此模式中為考慮開挖寬度的影響，乃假設開挖面下方之主動土壓力隨深度的增加而逐漸收斂(Miyoshi, 1977)，至壓力收斂點為止，收斂點的深度由開挖面起算至深度等於開挖寬度處，但不超過硬土層之深度。而在開挖區下方之被動土壤反力亦由被動土壓力扣除一相對主動側之扣除土壓力 p_o 值，如圖 2-2-2(b) 所示。

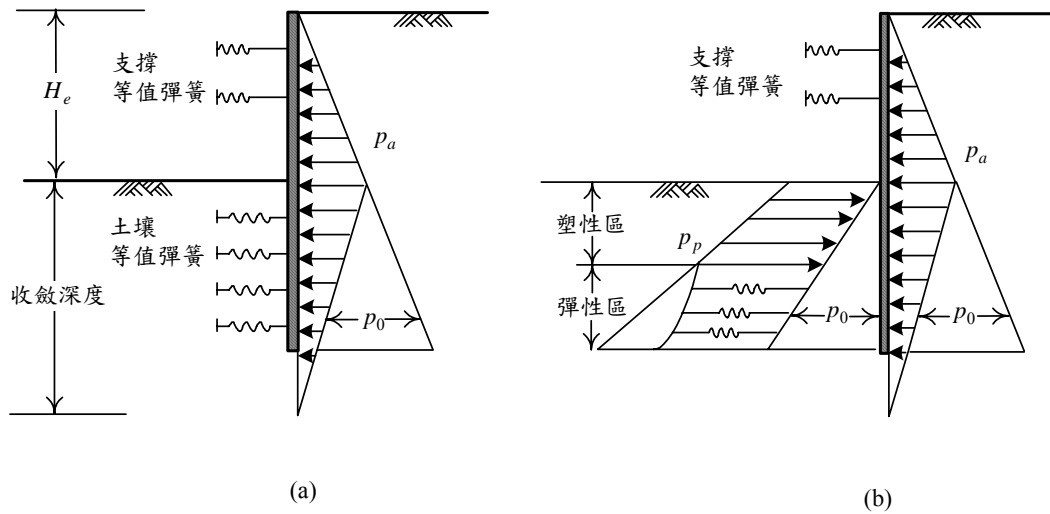


圖2-2-2 單側彈性基礎梁法(a)連續梁之一側放置彈簧(b)土壓力分佈

彈性基礎梁法由於分模式簡易，輸入參數簡單明瞭，所需電腦運算時間相當短，因此大量的被工程界人士使用。但彈性基礎梁法僅能得到擋土壁變形，而無得到地表沉陷的結果，因此針對地表沉陷，需配合其他的預測方法。

● 有限元素法或有限差分法

以有限元素法或有限差分法分析深開挖工程，乃是將開挖影響範圍內之擋土壁及土壤劃分為許多網格(mesh)，每一網格視其材料特性與材料差異而給予適當之元素型式(如梁元素或二向度元素)及應力—應變模式(如彈性模式、雙曲線模式或降伏面模式等)，然後再利用有限元素法或有限差的理論求解開挖所引致每一元素之應力變化及變形，因此理論上利用有限元素法或有限差分法進行開挖分析，若能有效的模擬開挖之施工程序、擋土系統、土壤與擋土結構互制行為、

邊界條件及土壤行為，則應能計算出開挖區內、外土壤每一點的位移量，所得之應力及變形應較為準確。然而和有限元素法或有限差分法相關的理論較為複雜，加以有些理論亦不夠成熟，因此常會造成分析預測的結果和實際施工監測結果有所的差異。

根據許多學者(Finno and Harahap, 1991、Whittle et al., 1993、王建智, 1997)以有限元素法及有限差分法分析深開挖工程的結果，在壁體之側向位移方面，可得到理想的預測結果，但在地表沉陷方面和實際監測結果仍有一段差異，造成此差異的部分原因可能是土壤行為的模擬、擋土壁體與土壤間之界面行為的模擬、分析時輸入之土壤參數的擇取，以及分析的方法上仍有許多的問題。

Hsieh et al.(2003)曾建立一可以考慮粘土不排水時，小應變行為及劣化行為之應力-應變模式，並應用於有限元素法深開挖程式中，圖 2-2-3 及圖 2-2-4 分別為實際開挖案例壁體側向位移及地表沉陷分析和監測結果的比較，顯示已可獲得良好的預測結果。

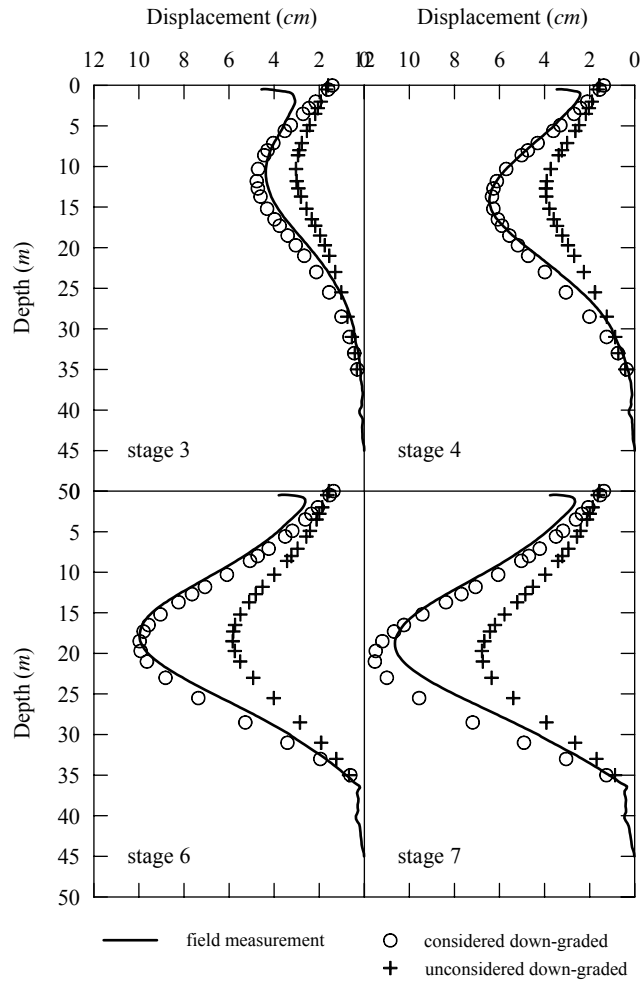


圖 2-2-3 深開挖案例壁體側向位移分析和監測比較

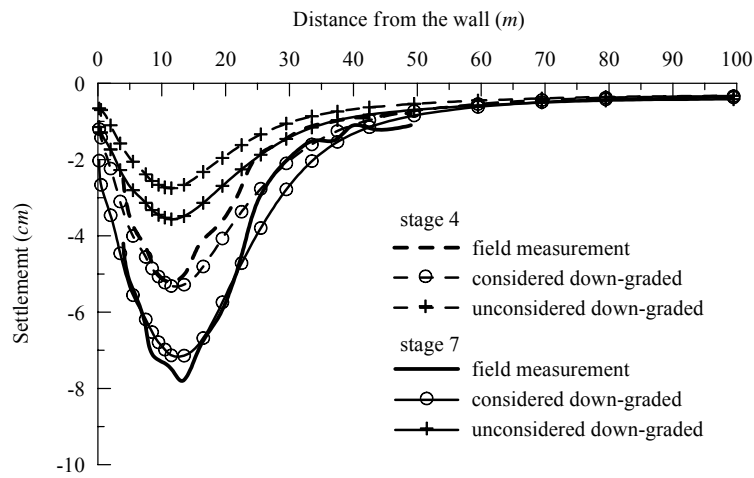


圖 2-2-4 深開挖案例地表沉陷分析和監測比較

二、經驗法則

● 擋土壁之側向位移分析

影響擋土壁側向位移的因素，除土壤因素外，尚包括開挖深度、開挖寬度、擋土壁貫入深度、擋土壁勁度、支撐勁度、支撐配置、預力等，相當複雜，不易以一公式或圖表即將所有因素涵蓋在內。若僅作為初步估計擋土壁之最大側向位移量之用，則可利用圖 2-1-5 或式(2-1)；對於粘土質地盤，採用圖中或公式之上限值，對於砂質地盤，採用圖中或公式之下限值，至於砂、粘土互層之地盤，則可採用中間值。

● 地表沉陷分析

在文獻上已有許多學者提出預測地表沉陷之經驗法則，茲將其介紹如下：

(1)Peck 法

Peck(1969)是最早利用監測資料提出預測深開挖引致地表沉陷方法的，其根據芝加哥、奧斯陸(*Olso*)等地的地表沉陷監測資料，提出在不同性質的土層中，地表沉陷量(δ_v)與距擋土壁距離(d)之關係曲線，如圖 2-2-5 所示，此圖依土壤性質劃分成三個區域：

第 I 區：砂和軟弱至硬粘土，一般施工品質。

第 II 區：(a)很軟弱至軟弱粘土

1.開挖底面以下粘土層深度有限。

2.開挖底面以下粘土層相當厚，但 $N_b < N_{cb}$ 。

(b)沉陷受施工困難度所影響

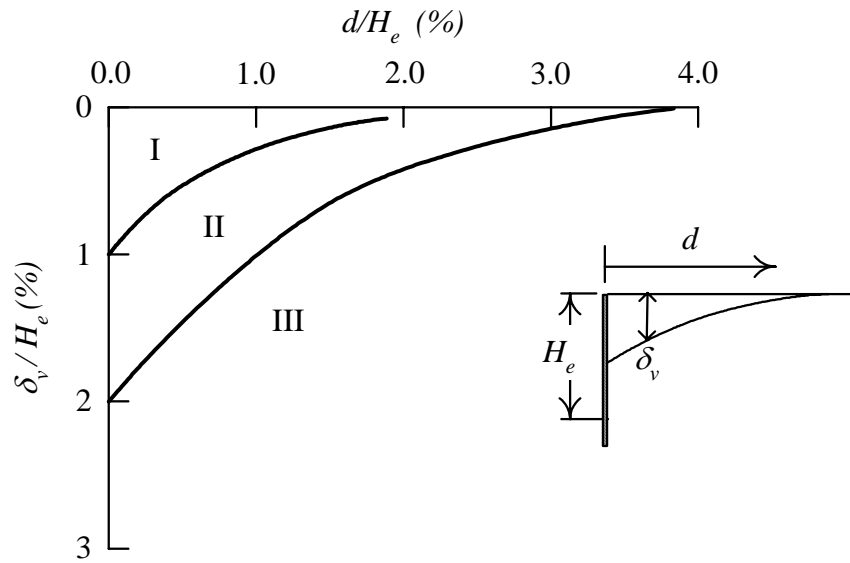


圖2-2-5 Peck法估計地表沉陷(Peck,1969)

第 III 區：很軟弱至軟弱粘土，開挖底面以下之粘土層相當厚，而且 $N_b \geq N_{cb}$ 。

其中 N_b 為土壤的穩定係數，其值等於 $\gamma H / S_u$ 。

γ 為土壤之總體單位重

H 為開挖深度

S_u 為土壤之不排水剪力強度

N_{cb} 為開挖底面產生隆起之臨界穩定係數

由於此圖所使用的觀測資料是西元 1969 年之前的案例，且大多是鋼板樁 (*sheep pile*) 及主樁橫板條 (*soldier pile with lagging*) 之開挖工程，和目前大台北地區深開挖工程比較新的設計和建造技術 (例如採用勁度較高的連續壁工法) 不同，因此 Peck 法之關係曲線恐較不適用於大台北地區之深開挖案例。

基本上，Peck 之曲線是屬於包絡線。由於 Peck 法應用

相當簡易，因此目前仍為部分國外工程師所引用。

由於 Peck 圖形較為保守，所以 Clough and Schmidt 建議在粘土層中壁體最大側向位移量($\delta_{h_{max}}$)和地表最大沉陷量($\delta_{v_{max}}$)之關係有圖 2-2-6 所示之兩種型態：

當壁體側向位移較小時， $\delta_{h_{max}} = 1.4\delta_{v_{max}}$

當壁體側向位移較大時， $\delta_{h_{max}} = \delta_{v_{max}}$

當 $\delta_{v_{max}}$ 決定之後，再配合圖 2-14 決定影響範圍。

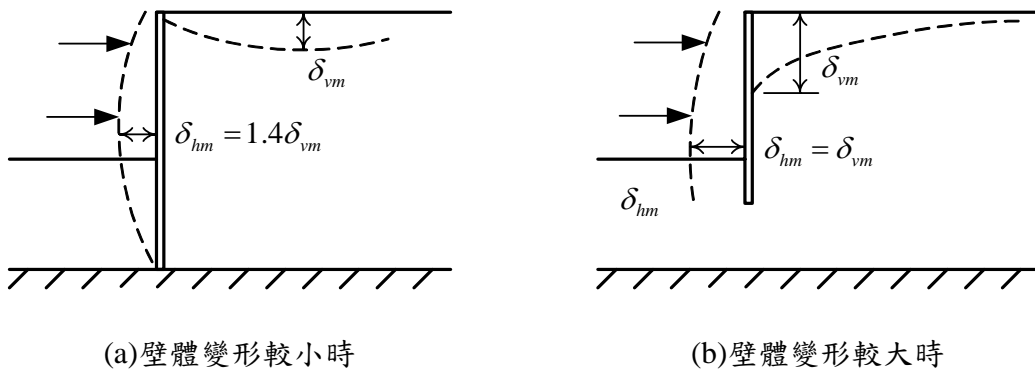


圖2-2-6 粘土層中擋土系統之基本變形型態

(2) 木島和阿部法

木島和阿部(1977)認為在軟弱粘土地層開挖時，擋土壁體之勁度(EI)及地盤的凝聚力(c)大小，是影響地表沉線大小及範圍的兩個主要因素，因此採用 10 個現場觀測資料，歸納出沉陷分佈和擋土壁體勁度之關係及地表最大沉陷量和開挖深度、土壤凝聚力之關係，如圖 2-2-7、2-2-8 所示，其圖形屬包絡線形式。

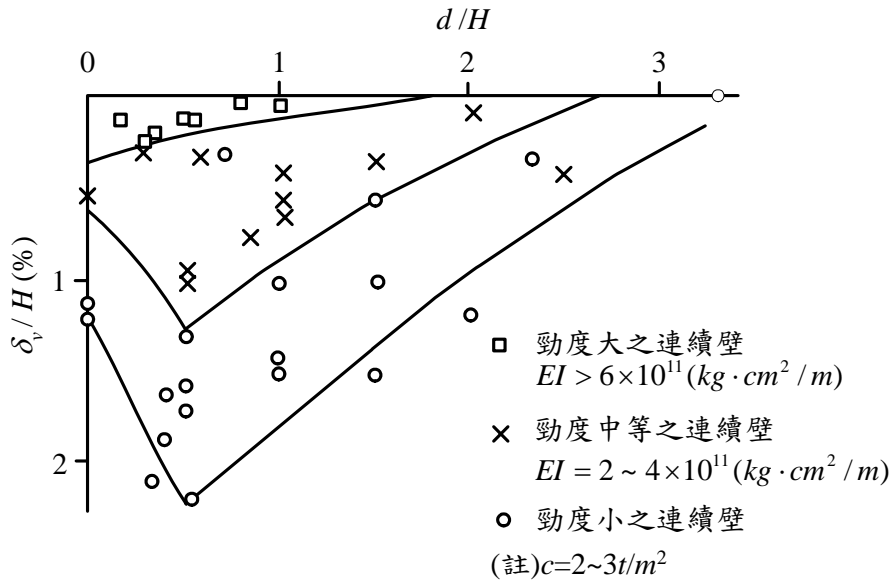


圖2-2-7 擋土壁勁度和地表沉陷量之關係(木島和阿部，1977)

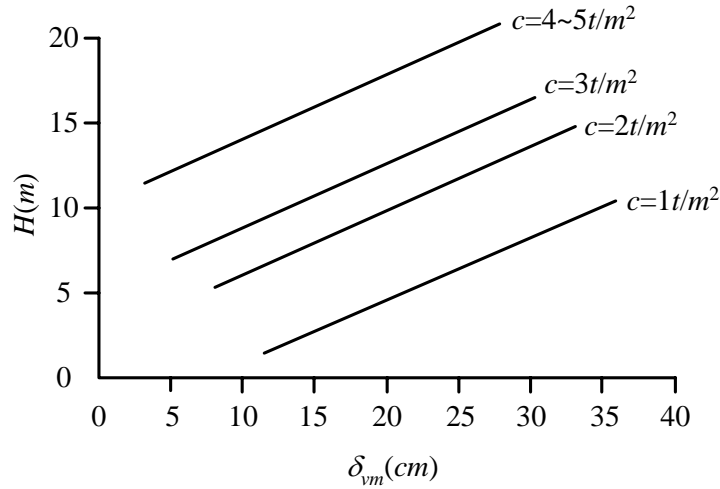


圖2-2-8 開挖深度和最大地表沉陷量之關係
(木島和阿部，1977)

(3) Mana and Clough 法

Mana and Clough(1981)利用 *von Mises* 破壞準則和彈塑性

深開挖鄰產保護研究(一)

模式，以平面應變為條件，進行粘土層開挖時，影響開挖行為之相關參數研究，綜合現場監測及有限元素法參數研究的結果，建議開挖面隆起安全係數(FS)和位移比(δ_{hm}/H)之關係，以及擋土設施剛度($EI/h\gamma^4$)、支撐系統剛度($S/h\gamma$)、擋土設施貫入深度、開挖寬度、支撐系統預壓及土壤彈性模數等影響因素的影響係數，並根據現場監測資料建立 δ_{hm}/H 和 δ_{vm}/H 之關係，如圖 2-2-9 所示。

$$\delta_{vm} = (0.5 \sim 1.0)\delta_{hm} \quad (2-8)$$

δ_{vm} 決定之後，再利用圖 2-2-10 估計擋土壁後之地表沉陷分佈。

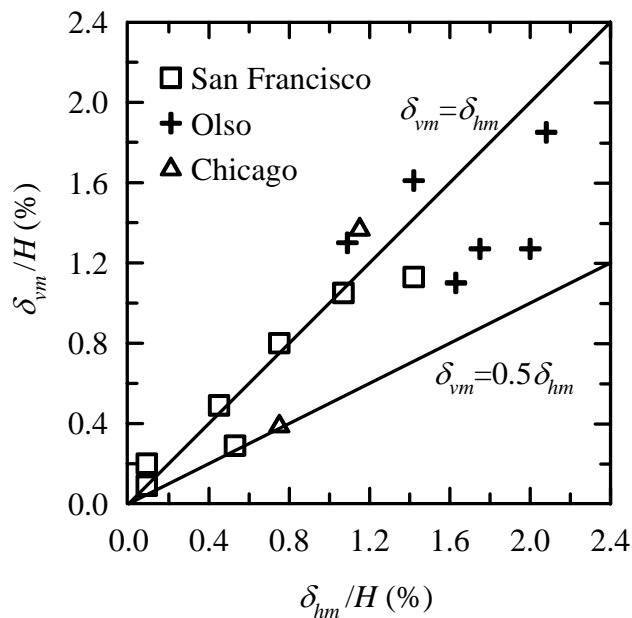


圖2-2-9 地表最大沉陷量和壁體最大側向位移量之關係
(Mana and Clough, 1981)

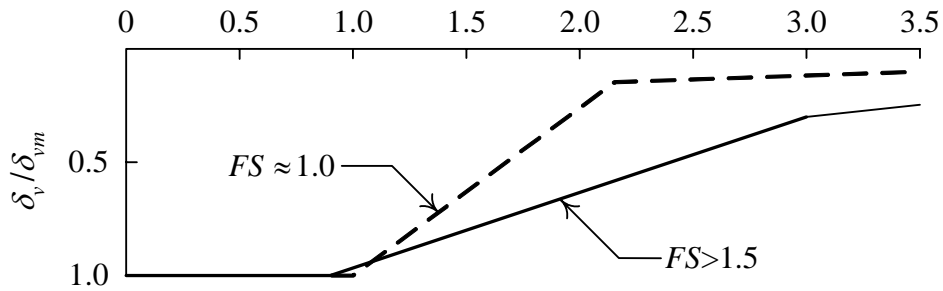


圖2-2-10 地表沉陷曲線(Mana and Clough, 1981)

(4) 松尾和川村法

松尾和川村(1981)收集 8 個現場之土質資料及沉陷監測資料，依圓弧滑動破壞理論求出各現場發生圓弧滑動之最小安全係數 FS_{min} ，再找出圖 2-2-11 所示之開挖面外最大地表沉陷量 δ_{vm} 和最小安全係數 FS_{min} 的關係。對於沉陷影響範圍和圓弧滑動之最小安全係數 FS_{min} 之關係，則如圖 2-2-12 所示。

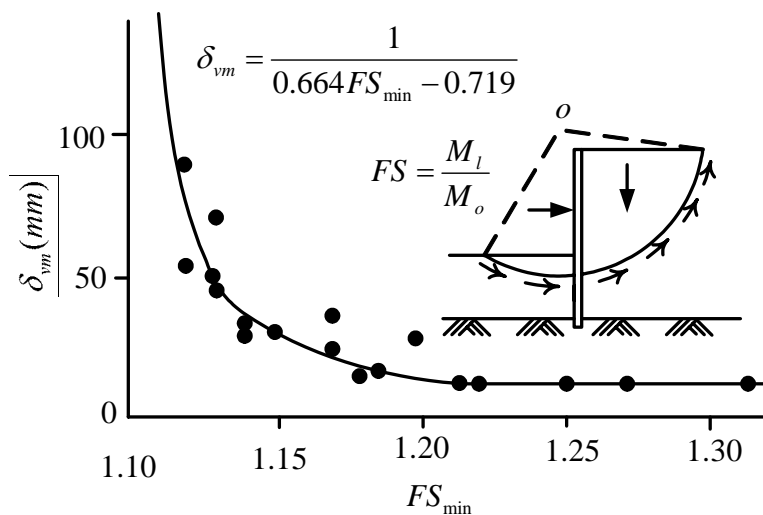


圖2-2-11 最小安全係數和最大地表沉陷量之關係
(松尾和川村, 1981)

根據圖 2-2-11 所示， $FS_{\min} < 1.15$ 時之最大沉陷量有劇增的傾向。此法所引用的觀測資料大多是使用鋼板樁或連續壁為擋土型式，現場之土質主要為黏土層，開挖深度平均為 14 公尺，擋土壁深度均達承載層。

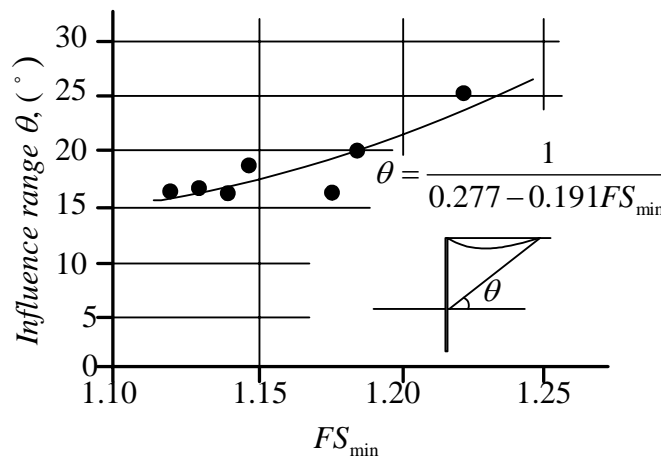


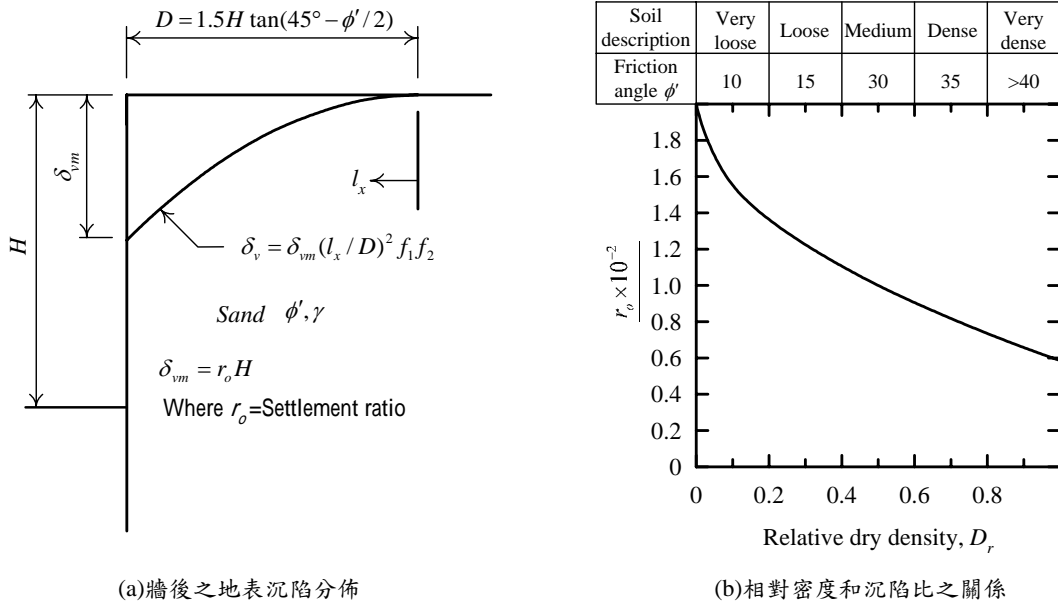
圖2-2-12 最小安全係數和沉陷影響範圍之關係
(松尾和川村，1981)

(5) Bauer 法

Bauer(1984)建議一個估計砂土層中開挖引致之地表沉陷曲線的半經驗方法，如圖 2-2-13 所示，其考慮的因素包括砂土層之相對密度(D_r)、砂土之摩擦角(ϕ')，施工的品質及建造的困難度等。其步驟說明如下：

1. 根據土壤之相對密度利用圖 2.22(b)決定沉陷比 r_0 ，或採下式計算 r_0 ：

$$r_0 = \frac{2 - (2D_r)^{1/2}}{100} \quad (2-9)$$



(a) 牆後之地表沉陷分佈

(b) 相對密度和沉陷比之關係

Factor	Workmanship				Factor	Construction difficulty		
	Excellent	Good	Average	Poor		None	Average	Severe
f_1	0.8	0.9	1.0	1.1	f_2	1.0	1.02	1.05

(c) 修正係數之決定

圖2-2-13 砂土層中估計地表沉陷之半經驗公式(bauer,1984)

其中 D_r 為土壤之相對密度

2. 估計地表最大沉陷量 δ_{vm} :

$$\delta_{vm} = r_o H \tag{2-10}$$

其中 H 為開挖深度。

3. 估計沉陷影響範圍 D :

$$D = 1.5H \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \tag{2-11}$$

其中 ϕ' 為砂土之摩擦角。

4. 如圖 2-2-13(a) 所示計算各特定點 l_x 之沉陷量 δ_v ：

$$\delta_v = \delta_{vm} \left(\frac{l_x}{D}\right)^2 f_1 f_2 \quad (2-12)$$

其中 l_x 為自距離 D 處量向擋土壁之距離

f_1 為和施工品質有關之修正因數

f_2 為和建造困難度有關之修正因數，其值如圖

2-2-13(c) 所示。

對一般土壤的 ϕ' 值，以此方法估計所得之影響範圍會小於開挖深度。

(6) Bowles 法

Bowles(1986)曾建議一套估計深開挖沉陷量及沉陷影響範圍的方法，參考圖 2-2-14，其步驟如下：

1. 利用有限元素法或彈性基礎梁法計算深開挖引致之擋土壁的側向位移量。
2. 計算壁體位移後，側移土體的面積 a_d 。
3. 利用 Caspe(1966)建議的方法求出地表沉陷影響範圍 D ：

$$D = H_t \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \quad (2-13)$$

$$H_t = H + H_d \quad (2-14)$$

其中 H 為開挖深度，對凝聚性土壤 $\phi=0$ ，則 $H_d = B$ ；對

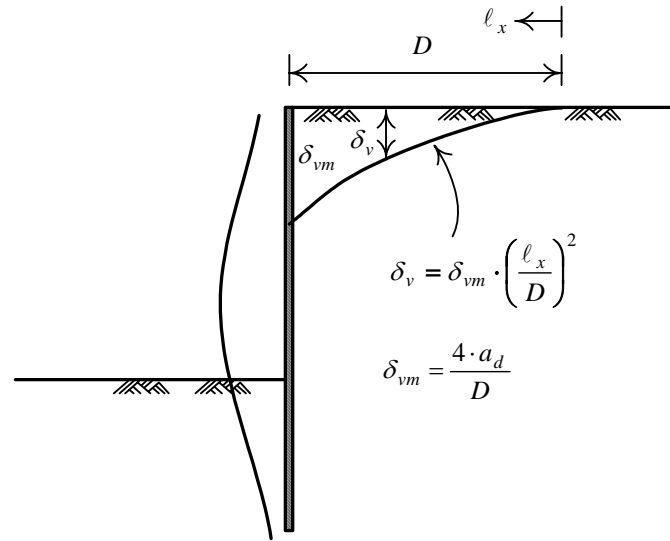


圖2-2-14 Bowles法估計地表沉陷

非凝聚性土壤 $\phi \geq 0^\circ$ ，則 $H_d = 0.5B \tan[45^\circ + (\phi/2)]$ ； B 為開挖寬度； ϕ 為土壤強度參數。

4. 假設最大地表沉陷發生在擋土壁的位置，估計壁體處之最大地表沉陷量 (δ_{vm})：

$$\delta_{vm} = \frac{4a_d}{D} \quad (2-15)$$

5. 假設其他各點之沉陷量 δ_v 從距離 D 處至擋土壁成一拋物線變化，則各特定點 l_x 之沉陷量 δ_v 可以下式表示：

$$\delta_v = \delta_{vm} \left(\frac{l_x}{D}\right)^2 \quad (2-16)$$

其中 l_x 為自距離 D 處量向擋土壁之距離。

理論上，在軟弱飽和土壤不排水條件下開挖，壁體側向位移涵蓋的面積約等於地表沉陷涵蓋的面積，因此理論上 δ_{vm} 應等於 $3a_d/D$ ，而 Bowles 法以 $4a_d/D$ 估計 δ_{vm} 的結果將較前者放大 1.33 倍，但 Bowles 並沒有說明為何以 $4a_d/D$ 代替 $3a_d/D$ 。

Bowles 法雖沒有說明適用於何種沉陷型態，但明顯的 Bowles 法僅適用於三角槽型沉陷之預測。

(7) Nicholson 法

Nicholson(1987)根據新加坡軟弱粘土開挖經驗，認為在軟弱粘土中，因開挖而影響的範圍 D 等於連續壁產生側向位移的深度 H_o ，最大沉陷量發生於距連續壁 $H_1/2$ 處， H_1 為壁體最大側位移之深度。

王繼勝和李耀明(1993)根據 Nicholson(1987)的研究進一步建議，壁體處的沉陷量以壁體頂端位移量估計，如圖 2-2-15

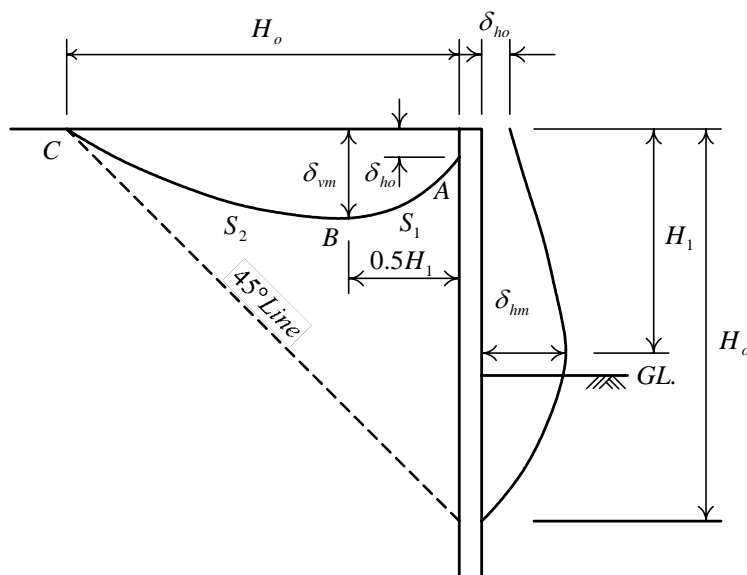


圖 2-2-15 開挖引致之地表沉陷

所示，最大沉陷位置至壁體間的沉陷曲線 S_1 (如圖 2-2-15 之 BA)，以 $y = a + bx^2$ 估計，最大沉陷位置至影響範圍 D 間的沉陷曲線 S_2 (如圖 2-2-15 之 BC)，以 $y = e + fx^2$ 估計，而最大地表沉陷量則建議以 $0.75\delta_{hm}$ 估計。

(8) Clough and O'Rourke 法

Clough and O'Rourke(1990)曾經由案例研究的結果，分別建議在不同土層中進行開挖時，引致之地表沉陷包絡線的型式，根據 Clough 和 O'Rourke 的研究，在砂質土層和堅硬粘土中進行開挖時，開挖及支撐階段所造成開挖區外之地表沉陷趨向被三角形所束制，最大沉陷位置發生在擋土壁的位置，地表沉陷剖面包絡線如圖 2-2-16(a)及圖 2-2-16(b)所示，其影響範圍分別為 $2H_e$ 及 $3H_e$ ， H_e 為最後開挖深度。在軟弱至中等堅硬粘土層中開挖時，開挖區外地表沉陷的包絡線形狀為梯形，如圖 2-2-16(c)所示，在 $0 \leq d/H_e \leq 0.75$ 的範圍為最大沉陷發生區域，在 $0.75 < d/H_e \leq 2.0$ 的範圍為轉變區，沉陷由最大值減小至可忽略的程度。

基本上圖 2-2-16 仍屬於沉陷包絡線。

(9) Woo and Moh 法

Woo and Moh(1990)根據台北盆地開挖監測資料，建議地表最大沉陷量 $\delta_{vm} = (0.25 \sim 1.0)\delta_{hm}$ 或 $\delta_{vm} = (0.0002 \sim 0.0005)H^2$ ，並根據基 1 區(K1)及淡 2 區(T2)的開挖沉陷監測資料，分別建立沉陷曲線包絡線，如圖 2-2-17 所示。在初步評估時，K1 區之地表沉陷形狀包絡線可被表示為：

深開挖鄰產保護研究(一)

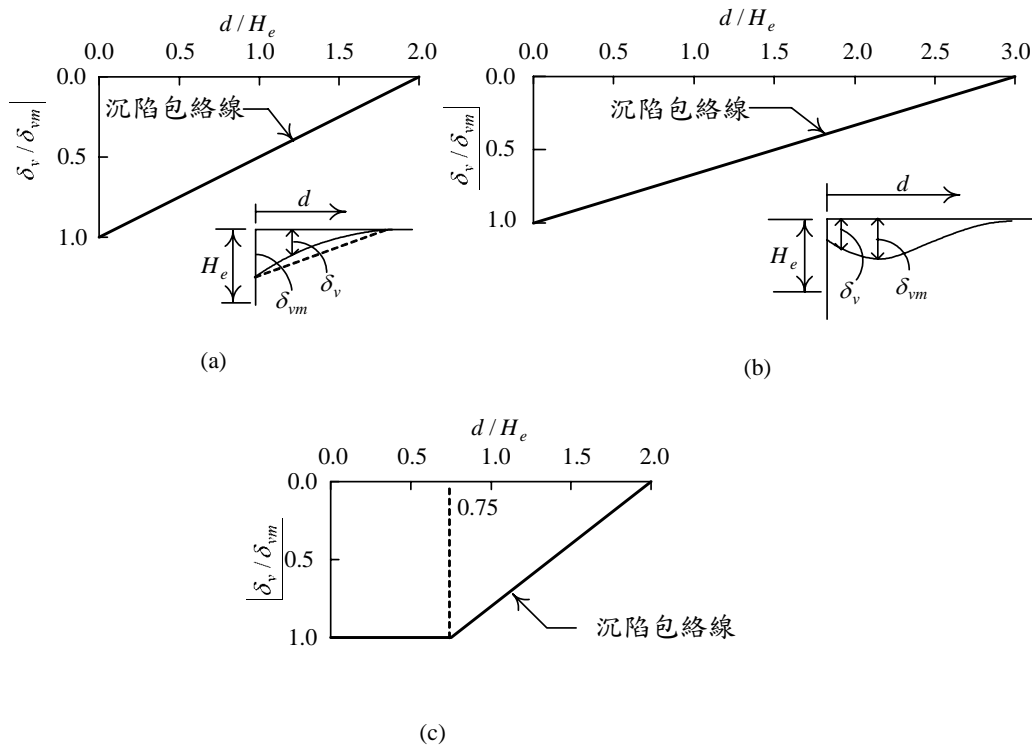


圖 2-2-16 不同土層中開挖引致地表沉陷曲線之預估
(Clough and O'Rourke, 1990)

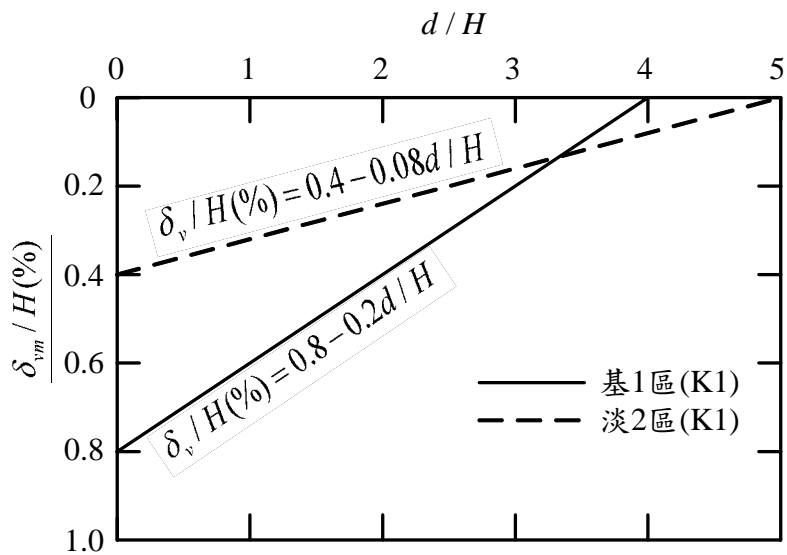


圖2-2-17 台北盆地基1區及淡2區之地表沉線包絡線

$$\frac{\delta_v}{H}(\%) = 0.8 - \left(\frac{0.2d}{H} \right) \quad (2-17)$$

T2 區可被表示為：

$$\frac{\delta_v}{H}(\%) = 0.4 - \left(\frac{0.08d}{H} \right) \quad (2-18)$$

胡邵敏(1992)建議計算 T2 區之開挖沉陷量時，採用數據較密集之關係曲線：

$$\frac{\delta_v}{H}(\%) = 0.2 - \left(\frac{0.07d}{H} \right) \quad (2-19)$$

其中 δ_v ：地表沉陷量

H ：開挖深度

d ：離擋土壁之距離

(10)何泰源和李魁士法

何泰源和李魁士(1990)針對開挖引致地表沉陷的三項因素分別提出預估方法：

- 1.根據倫敦等地之觀測資料的分析結果，建議連續壁施工所造成之地表沉陷曲線如圖 2-2-18 所示，最大沉陷量為 $0.04\% H_t$ ，沉陷影響範圍：

深開挖鄰產保護研究(一)

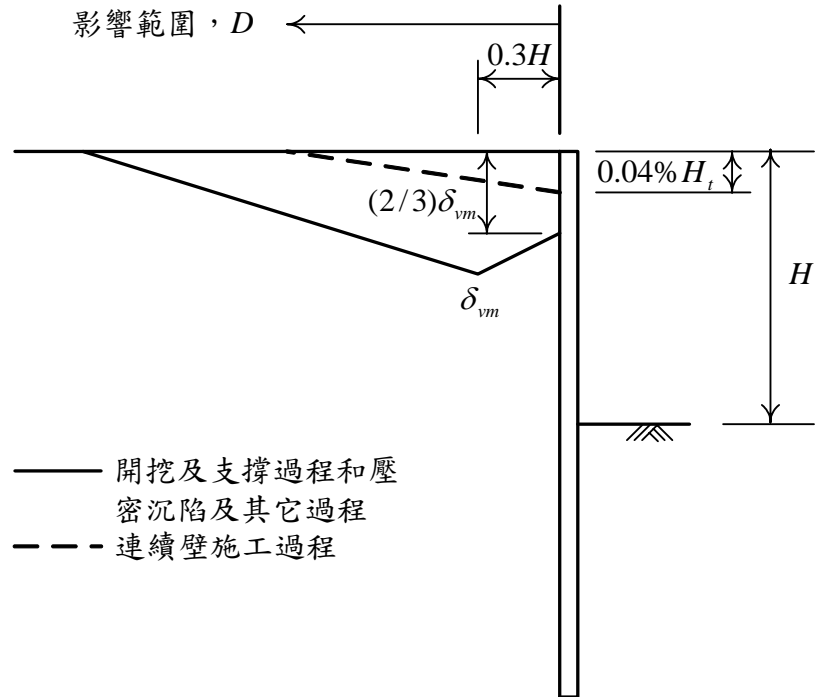


圖2-2-18 開挖引致之地表沉陷分佈(何泰源和李魁士，1990)

$$D = H_t \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2-20)$$

H_t ：連續壁深

ϕ' ：土壤內摩擦角

2.開挖及支撐過程所造成之沉陷曲線如圖 2-2-18 所示，地最大沉陷量 $\delta_{vm} = (0.5 \sim 1.0)\delta_{lm}$ ，在粘土層為 1.0，砂土層為 0.5，一般可採 0.6 估計。沉陷影響範圍

$$D = 2H_t \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2-21)$$

其中 $H_t = H + H_p$

H ：開挖深度

$$H_p = 0.5B \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2-22)$$

B ：開挖寬度

ϕ' ：土壤內摩擦角

3. 壓密及其他因素造成之沉陷曲線如圖 2-2-18 所示， δ_{vm} 以 $0.15 \delta_{hm}$ 估計，影響範圍：

$$D = 4H_t \tan\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \quad (2-23)$$

(4) Ou and Hsieh 法

Ou and Hsieh 根據其研究結果(Ou al et., 1993、Hsieh and Ou, 1998、歐章煜和謝百鈞, 1999)分別建議三角槽型及凹槽型沉陷型式之主要影響區及次要影響區的沉陷曲線分佈，如圖 2-2-19 所示之正規化地表沉陷(δ_v/δ_{vm})與擋土壁後距離和主要影響區比(d/PIZ)的關係曲線。

對三角槽型沉陷，如圖 2-2-19(a)所示，沉陷分佈以兩線段式(abc)表示，線段 ab 及線段 bc 之數學式可分別表示如下：

當 $d/PIZ \leq 1.0$ 時

$$\delta_v = \left(-0.9 \sqrt{\frac{d}{PIZ}} + 1.0 \right) \delta_{vm} \quad (2-24)$$

當 $1.0 < d/PIZ \leq 2.0$ 時

$$\delta_v = \left(-0.242\sqrt{\frac{d}{PIZ}} + 0.342 \right) \delta_{vm} \quad (2-25)$$

其中 PIZ 為主要影響區， d 為距擋土壁體的距離。

圖 2-2-19(a)中之線段 ab 代表主要影響區，其有較陡的斜率，當 δ_{vm} 較大時，將對鄰近構造物產生較大的角變量，因此在這樣的情形下，構造物應檢核其安全性。圖 2-2-19(a)中之線段 bc 所代表的次要影響區有較平緩的斜率，一般正常的情況下此區的沉陷對構造物的影響較小。

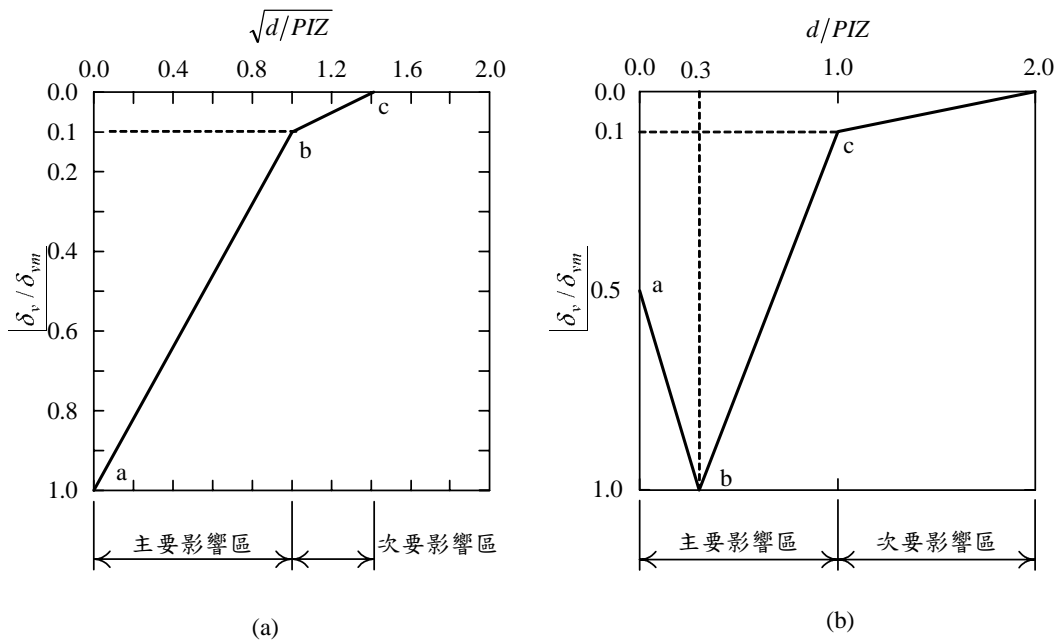


圖 2-2-19 Ou and Hsieh 法估計地表沉陷(a)三角槽型(b)凹槽型

對凹槽型沉陷曲線，如圖 2-2-19(b)所示，沉陷分佈以三線段式表示，其中線段 abc 代表主要影響區，線段 cd 代表次要影響區，圖中各線段之數學式可分別表示如下：

當 $d/H_e \leq 0.3$ 時

$$\delta_v = \left(1.667 \frac{d}{PIZ} + 0.5 \right) \delta_{vm} \quad (2.26)$$

當 $0.3 < d/H_e \leq 1.0$ 時

$$\delta_v = \left(-1.286 \frac{d}{PIZ} + 1.386 \right) \delta_{vm} \quad (2.27)$$

當 $1.0 < d/H_e \leq 2.0$ 時

$$\delta_v = \left(-0.1 \frac{d}{PIZ} + 0.2 \right) \delta_{vm} \quad (2.28)$$

根據 Ou and Hsieh 的研究結果，深開挖引致擋土壁體後之地表沉陷可依下列步驟預測：

- (1) 利用圖 2-1-5、式(2-1)、有限元素法或彈性基礎梁法預測擋土壁最大側向位移量(δ_{hm})。
- (2) 研判地表沉陷的型：根據初始開挖階段地表沉陷監測結果，或根據有限元素法或彈性基礎梁法預測之擋土壁側向位移，計算懸臂部分的面積(A_c)及深槽部分的面積(A_s)，參考圖 2-8 決定地表沉陷的型式。
- (3) 利用地表最大沉陷量(δ_{vm})和壁體最大側向位移量(δ_{hm})的關係估計 δ_{vm} (如圖 2-1-9 或式 2-6 或式 2-7 所示)。
- (4) 根據步驟 2. 所決定之地表沉陷型式利用圖 2-2-19 計算擋土壁後不同位置之地表沉陷量。

第三節 常用的鄰產保護方法

就保護鄰產之行為機制而言，目前工程界所使用之保護方法，共可區分為以下三種：

一、減少擋土壁變位

由於擋土壁之變位情形直接影響鄰近地盤之變位程度，故降低開挖工程中之擋土壁變位，可達到減少鄰近地盤受施工影響之目的，此屬積極性且正面性之作為。目前國內常見工法有：

- 擋土壁加勁——增加擋土壁勁度，可降低擋土壁變形，進而減少鄰近地盤變位。例如使用鋼版樁取代鋼軌樁、連續壁取代鋼版樁、或使用更大尺寸之鋼版樁或連續壁等均屬之。
- 開挖區支撐增強——藉由增加開挖區內之支撐層數或提高支撐構材尺寸或預壓力等方式，達到抑制擋土壁變形之目的。以台北捷運工程而言，支撐預壓力規定須達 50% 以上之設計荷重即屬一例。
- 地中壁——於擋土連續壁所圈圍之開挖區塊內，使用同連續壁工法製作之鋼筋混凝土壁體連貫支承不同方位之擋土連續壁，達到降低開挖期間連續壁變形之功能，惟此一規劃與施工須與連續壁工程一併考量，方能有較佳之效益。
- 扶壁——類似地中壁，惟不限於開挖區內施工，亦無連貫

通過開挖區之情形，功能如同地中壁，惟效益則略遜之。其規劃與施工亦須與連續壁工程一併考量，兩者鋼筋尤應連續成一體，方具效益。

- 開挖區內灌漿工法——為較常使用工法之一。一般採均勻配置方式改良開挖區內土體，以提高土體強度。常用灌漿工法甚多，如藥液灌漿、高壓噴射灌漿等。使用此一工法須注意灌漿壓力對擋土壁體之影響。
- 承載版工法——亦屬灌漿工法之應用例，惟其特殊之處是於開挖區內，以灌漿工法密集改良開挖區內部份區間深度之地層，以形成一層具較高強度與低壓縮性之承載體，提供支承擋土壁之功能。例如，台北捷運木柵線大安站之建物保護計畫即是一例（林軒等，1992）。
- 開挖區內土壤置換工法——利用攪拌樁、壁樁、或預壘砂漿樁等高強度柱狀體之均佈配置，達到開挖區內複合土體強度之提升。

二、補強鄰房基礎或結構

此屬消極性之作法，對於鄰產使用之干擾程度亦最大，一般均將之列為最後施行之鄰產保護工法。常見者有：

- 建物基礎灌漿工法——為較常使用工法之一。因受限於施工空間之取得，一般僅施作於建物周邊基礎下方。常用灌漿工法如低壓灌漿、藥液灌漿、高壓灌漿、擠壓灌漿等。例如，南港線 CN253B 標北門保護計畫即是使用高壓噴射灌漿進行保護（林軒等，1992）（李正剛等，1997）。
- 基礎托底工法——於建物基礎下直接施工，效果確實，惟

工程經費高，施作工期長。例如，台北市和平西路陸橋托底工程即是一例（陳元化等，1997）。

- 建物臨時支撐工法——直接施工於建物上，包括建物側邊斜撐，建物結構開口或樑底臨時支撐等方式。此法取其快速經濟，惟易影響建物空間之使用，且事後是否拆除備受考驗。
- 建物修復——直接就建物損傷之樑柱牆體等進行修補或修繕。
- 建物結構補強——直接改善建物抵抗沉陷傾斜之能力，並延長其使用期限，如鋼筋混凝土建物之結構性裂縫修補，或鐵皮屋與木造建物等臨時構造物補強等。
- 建物扶正工法——建物扶正已屬“治療矯正”之行為，與一般習稱之保護不同。扶正工法所需之費用極高，工期亦長。
- 建物拆除重建——此雖不屬保護工法，但對於鄰建物而言，亦是一種保障其權益免於“建物損壞”之作法。

三、阻隔開挖所引致地盤位移對鄰產之影響

鄰產保護方法中，亦有施作於開挖區與鄰產之間者，其目的在阻隔或降低開挖（包括連續壁槽溝開挖或地下深開挖或隧道等）工程周邊地盤變位，以減緩衝擊建物基礎地盤之位移。最常見之方式包括有：

- 微型樁工法——施工於臨開挖區之鄰產側邊；微型樁、預壘樁或排樁等具拉力構材之樁體皆屬之。例如，南港線 CN251 標小南門保護計畫即是使用排樁與微型樁進行保

護（林軒等，1992）。

- 灌漿工法——同上述微型樁工法，惟不採用拉力構材，僅以灌漿材與現地土體形成之高強度低壓縮性複合材料當作阻隔設施。

第四節 鄰產保護相關法規與作業規範

對於建築基礎開挖或大眾捷運系統施工，須採取防護周邊地盤下陷或建物沉陷等措施之相關法令，不論是中央法規（如建築法、環境影響評估法、建築物基礎構造設計規範）或地方法規（台北市建築管理規則）均有所規定：

- 「建築法」第六十九條規定“建築物在施工中，鄰接其他建築物施行挖土工程時，對該鄰接建築物應視需要作防護其傾斜或倒壞之措施。”
- 「環境影響評估法」第六條規定“開發行為依前條規定應實施環境影響評估者，開發單位於規劃時，應依環境影響評估作業準則，實施第一階段環境影響評估，並作成環境說明書。前項環境說明書應記載左列事項：... 6.開發行為可能影響範圍之各種相關計畫及環境現況。7.預測開發行為可能引起之環境影響。8.環境保護對策、替代方案。...”
- 「開發行為環境影響評估作業準則」第二十四條規定“開發單位對於開發行為因基礎開挖與處理、抽沙、填土、高填方式地下深開挖包含隧道、涵管以及營運期間可能造成之各種地面沉陷或地下水位變化等現象，應予預測研判其可能影響，並提出因應對策。”
- 內政部於民國九十年所頒佈之「建築物基礎構造設計規範」第 8.6 條規定“擋土設施之設計至少應考慮下列因素：... 5. 擋土結構系統之勁度及變位對周圍環境之影

響。...”

- 「台北市建築管理規則」第二十五條規定“挖掘地下室時，為避免鄰屋基礎下陷或開裂或倒塌，應詳查基地四周狀況，建築物基礎及其他可能影響之因素，作適當之安全措施，並報工務局核備。”

除上述法規外，台北市政府捷運工程局對於所管轄之大眾捷運系統工程，亦有實際作業中須遵守之相關規定：

- 「土木工程設計手冊」中，要求其“細部設計顧問應調查位於台北捷運系統施工影響範圍內所有既存的建築物，以確保其施工結果不會產生不可容許的沉陷量。...一般而言，建築物最大總沉陷量應限制在 25mm，而差異沉陷則限制在當建築物最大沉陷量大於 15mm 時，其基礎的斜度應在 1:500 以內。”
- 各施工標之「施工技術規範」第 02176 章—沉陷控制暨建物保護中，進一步說明施工所影響之鄰近建築物及結構物保護規定。一般均再依建物基礎種類細分為四，並分別設立不同之控制基準。茲摘錄某一施工標中有關明挖覆蓋段之部份規定如下：
 - ☑ RC 筏基：最大沉陷量 45mm；傾角 1:500；角變量 1:500。
 - ☑ RC 獨立基腳：最大沉陷量 40mm；傾角 1:500；角變量 1:500。
 - ☑ 磚造獨立基腳：最大沉陷量 25mm；傾角 1:500；角變量 1:2500。
 - ☑ 臨時建物：最大沉陷量 40mm；傾角 1:500；角變量

深開挖鄰產保護研究(一)

1:500。

除上述政府機關外，土木技師公會所印行之「建築物工程施工損害鄰房鑑定手冊」，對於開挖區周圍建物因施工所造成之傾斜影響程度與相對應所須負擔之損害賠償亦有詳細標準，一般之鄰房糾紛常援引參考。

第三章 國泰天母施工損鄰之深開挖案例探討

第一節 工程概要

國泰人壽集團於台北市天母東路與忠誠路交叉路口之基地興建一購物中心，基地位址如圖 3-1-1 所示。基地範圍可分為 A、B 兩區，佔地面積分別為 4419 平方公尺及 3810 平方公尺，其中 A 區規劃為地上九層及地下四層的建築物，B 區則規劃為地上十層及地下四層的建築物，採逆打工法施作，基地平面圖如圖 3-1-1 所示。

圖 3-1-2 為基地剖面圖，連續壁施作深度為 30m，壁體厚度 1.2m，如圖 3-1-2 所示地下室的開挖及構築共分成六階段，自 89 年 11 月開始進行開挖作業，開挖深度至地下 19.05m。

本案例探討之內容，將針對基地地質概況、基礎設計與施工及補強工法逐一介紹，其間並於此工程對鄰產保護的設計及成效做一評估及討論，相關之內容詳述於以下各節。

深開挖鄰產保護研究(一)

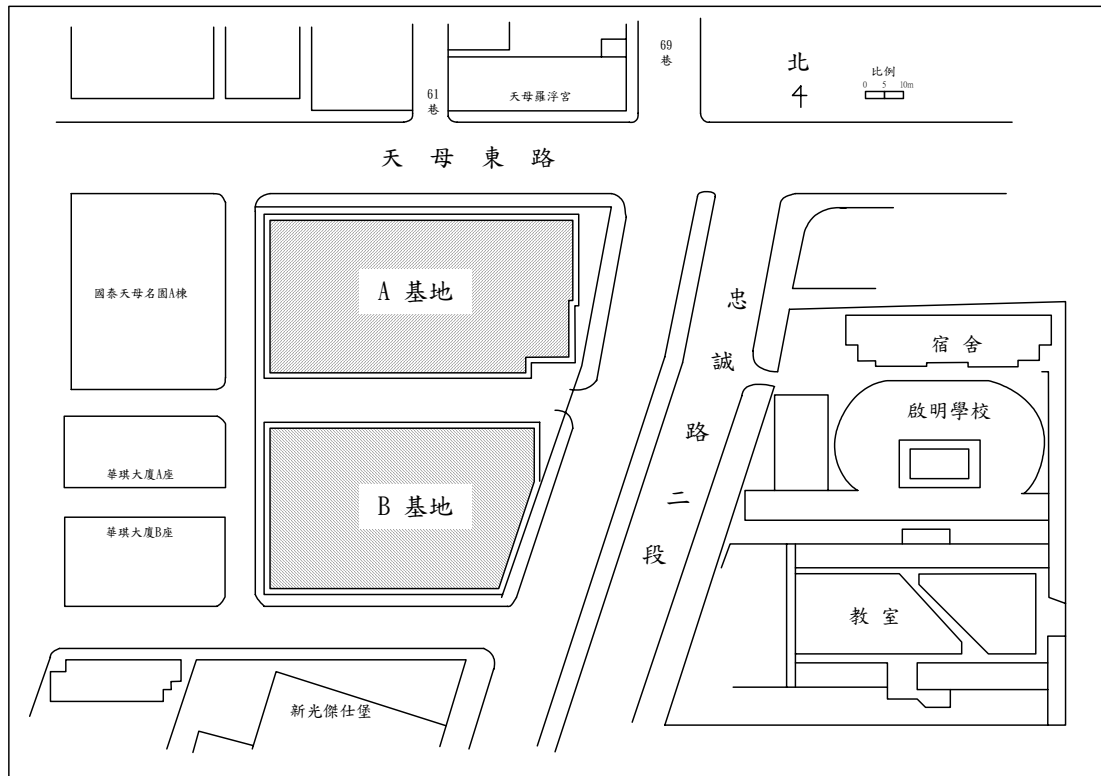


圖 3-1-1 基地平面圖

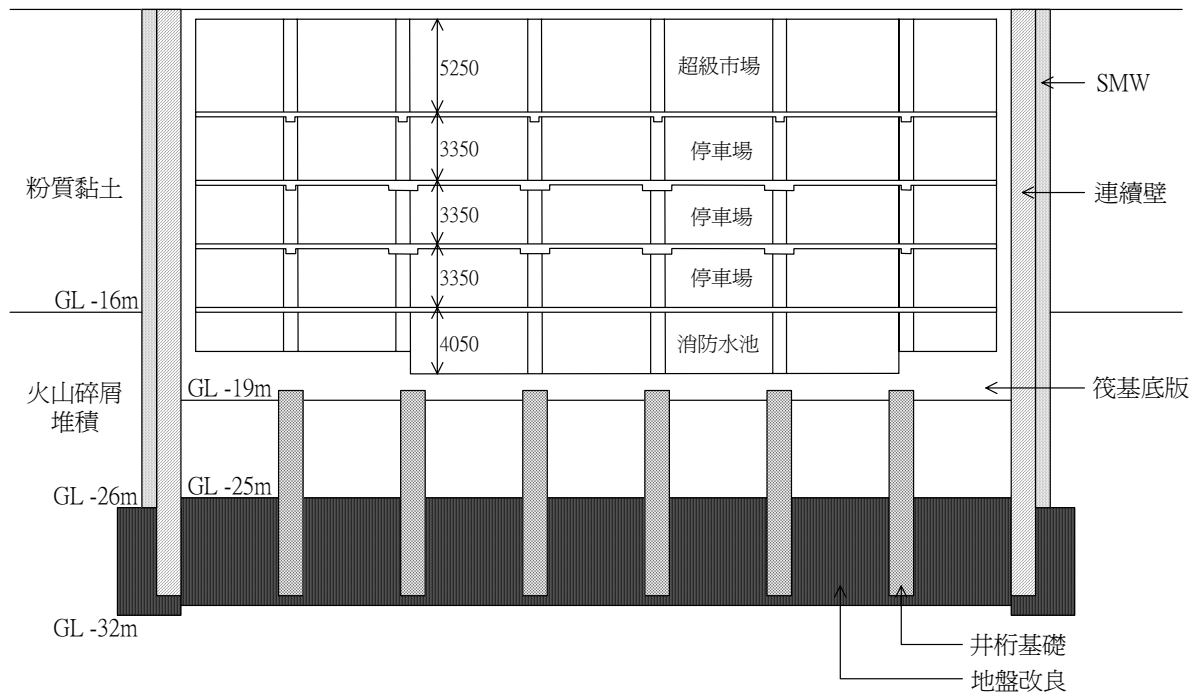


圖 3-1-2 基地剖面圖

第二節 地層資料概述

國泰人壽集團在興建天母基地的購物中心時，基於工程安全性與經濟性的考量，委託亞新工程顧問公司於民國八十六年九月進行地質調查與基礎分析之工作，其中 A 區共 8 個鑽孔，B 區共 6 個鑽孔；復因變更計畫由原順打工法改採逆打工法施工，故於民國八十八年九月進行補充地質調查，其中 A 區增加 4 個鑽孔，B 區增加 4 個鑽孔，地質調查所得之地質概況及地下水情形詳述於下面各節。

一、地質調查整理

圖 3-2-1 為亞新工程顧問公司於民國 86 及 88 年所做地質調查之鑽孔平面配置圖，如圖 3-2-1 所示，A 區佔地 4419m²，有 12 個鑽孔，B 區佔地 3810m²，有 10 個鑽孔，以下分 A、B 基地來說明基地土層概況及地下水情形。

● 基地 A 區

此區的土層狀況如圖 3-2-2 所示，根據現場地質調查及試驗室之試驗結果，於深度 45m 內之土層可概分為五個層次，各層次的土壤分佈及主要工程性質描述如表 3-1 所述。根據土層分佈狀況，亞新公司建議將 A 區之土層概分為(1)基地北側、南側與東側，以及(2)基地西側等兩區；另外，砂礫層(火山碎屑堆積層)頂面深度高差約在 10 公尺左右，該層之頂面等深度線推估圖如圖 3-2-4 所示。

深開挖鄰產保護研究(一)

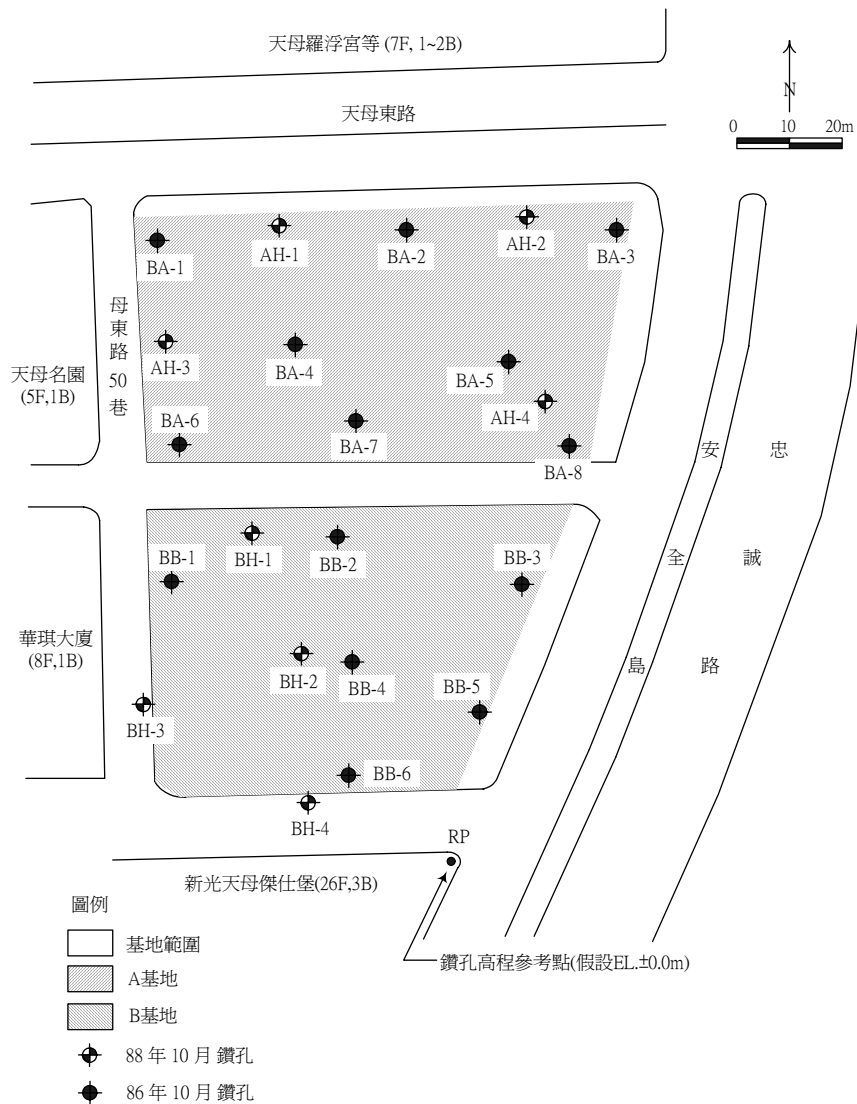


圖 3-2-1 基地鑽孔位置圖

● 基地 B 區

此區的土層鑽探的結果如圖 3-2-3 所示，於深度 45m 內之土層可概分為四個層次，各層次的土壤分佈及主要工程性質描述如表 3-2 所述。根據土壤鑽探報告顯示，B 區之土層可以概分為 (1)基地東側，(2)基地中央以及(2)基地西側等三區；火山碎屑堆積層頂面深度高差約在 10 公尺左右，該層之頂面等深度線推估圖如圖 3-2-4 所示。

表 3-1 基地 A 區土層分佈說明

土層編號	土壤分類	分佈狀況	土層描述
1	SM	0~6.3m，平均厚度約 3.5m。	黃棕色或深棕色粉質細砂偶夾粉質黏土，疏鬆至中等緊密程度，含卵礫石，磚塊等回填料。
2	CL CH	1.5m~15.8m，往基地西側方向厚度劇減約 1.0m，其餘部分厚度約 10m。	棕褐色粉質黏土，低至高塑性，具極軟弱稠度，偶含微量細砂、礫石及草根，深度 4.5~9.9m。
			灰色或黃灰色粉質黏土，低至高塑性，具極軟弱稠度，含少至大量細砂，偶含岩礫或黃棕色風化岩礫。
3	SM	10.2~17.7m，於基地中央較厚，往西北側及東南側厚度有遞減之趨勢，平均厚度約 2.7m。	黃棕色粉質中細砂，疏鬆至中等緊密程度，含少量小礫石與安山岩礫。
4	VB	於基地中央部分深度約 17.5m，在北側及東南側深度約 4m 及 13.5m。	黃棕色火山碎屑堆積層，主要為粉質中、細砂，中等緊密至極緊密程度，含多量安山岩礫，最大取出粒徑約 9.0cm。
5	MS	平均深度約為地表下 41m。	黃棕色風化泥岩，質軟至中硬，膠結良好。

表 3-2 基地 B 區土層分佈說明

土層編號	土壤分類	分佈狀況	土層描述
1	SM	0~6.0m，平均厚度約 5.2m，東、西兩側分佈較厚。	黃棕色或深棕色粉質細砂偶夾粉質黏土，極疏鬆至中等緊密程度，含卵礫石，磚塊、混凝土塊等。
2	CL CH	4.7m~19.4m，平均厚度約 10.6m，東、西兩側分佈較厚。	棕褐色粉質黏土，高塑性，具極軟弱稠度，含腐木、微量細砂。
			灰色或黃灰色粉質黏土，低至高塑性，偶含微量細砂及礫石。
3	SM	12.5~23.5m，平均厚度約 2.7m，東、西兩側分佈較厚。	黃棕色粉質中細砂，中等緊密至緊密程度，含多量小礫石與少量安山岩礫。
4	VB	15.0~23.5m 以下，於基地中央部分深度較淺，往東、西側逐漸增加。	黃棕色火山碎屑堆積層，主要為粉質中、細砂，中等緊密至極緊密程度，含多量安山岩礫，最大取出粒徑約 8.0cm。

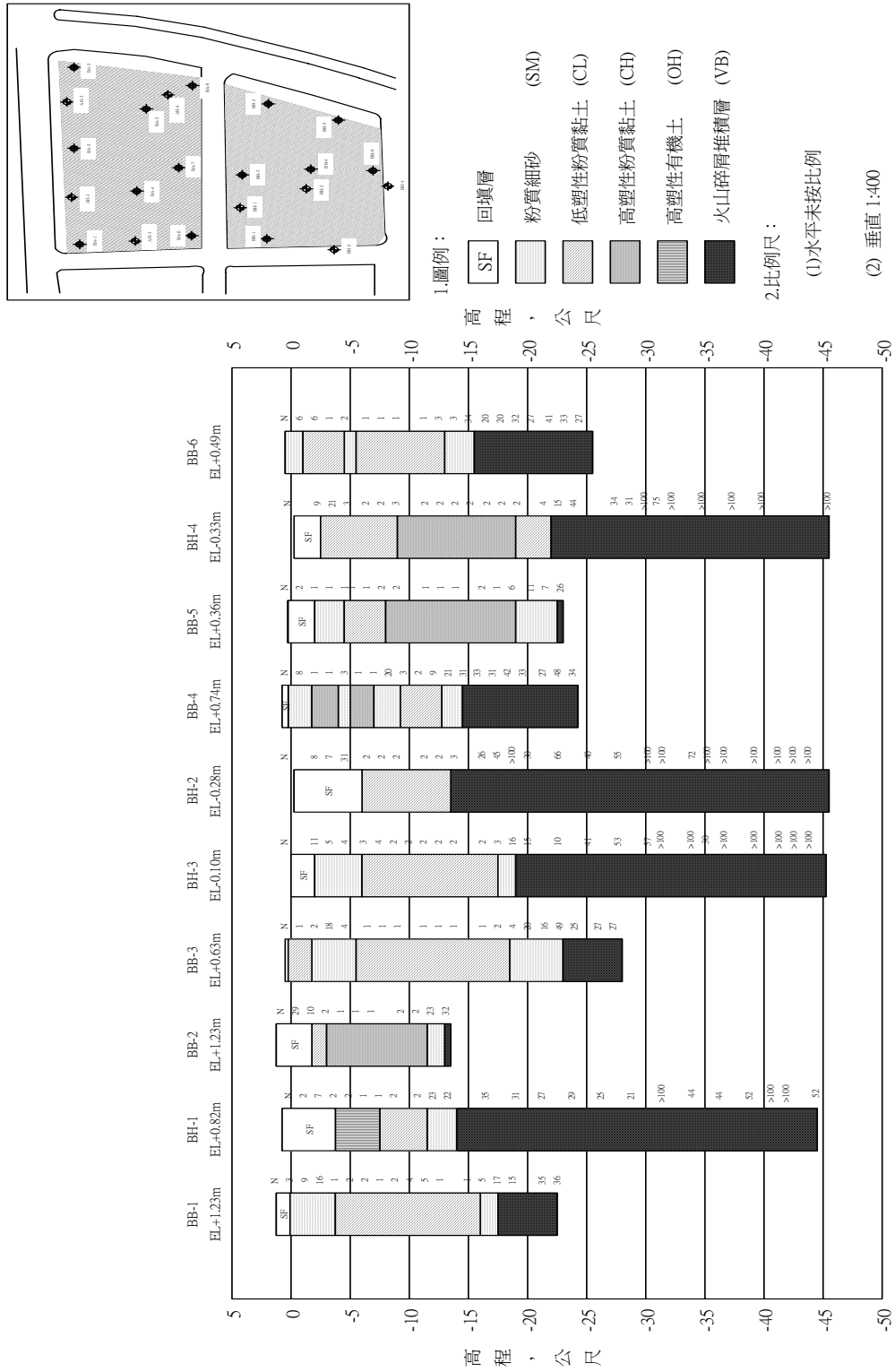


圖 3-2-3 基地 B 區鑽孔柱狀圖

3.圖中各鑽孔高程係為相對高程，參考點位置詳圖5.2

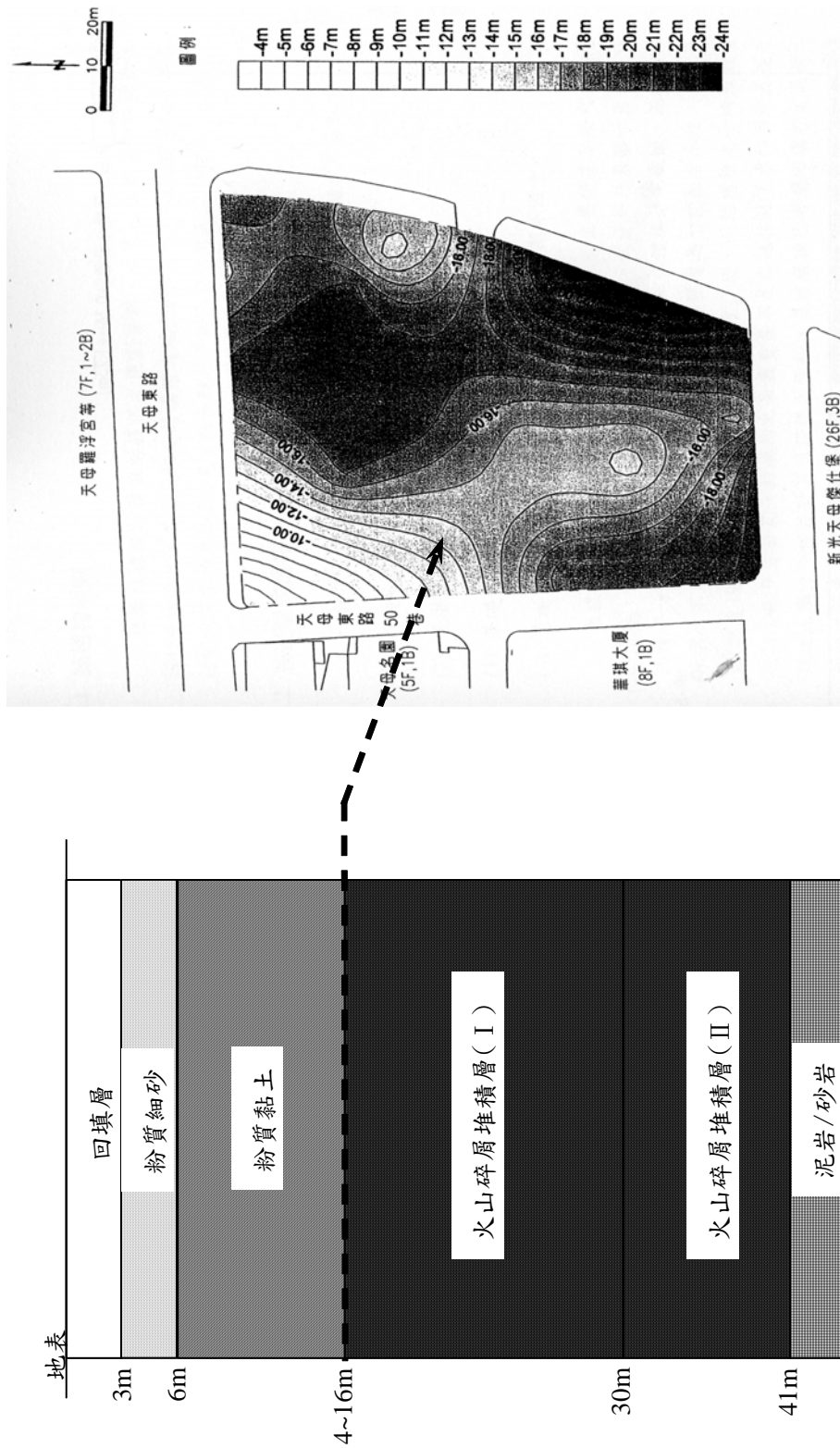


圖 3-2-4 地質簡化剖面及火山碎屑堆積層頂面等深度線推估圖

二、地下水狀況

圖 3-7 所示為專業顧問公司在民國 86 年所進行的現場調查結果，基地之地下水位約在地表下 1.5m 左右。第一層粉質細砂層之水壓大致呈靜態水壓分佈，而第二層粉質黏土層以下之粉質砂土層及火山碎屑堆積層之地下水壓則呈大於靜態水壓的分佈狀況，若將火山碎屑堆積層之量測水壓趨勢延伸至地表，推測受壓水層之水頭約高於地表 2m，故開挖時此一受壓水層需仔細評估湧水的問題。

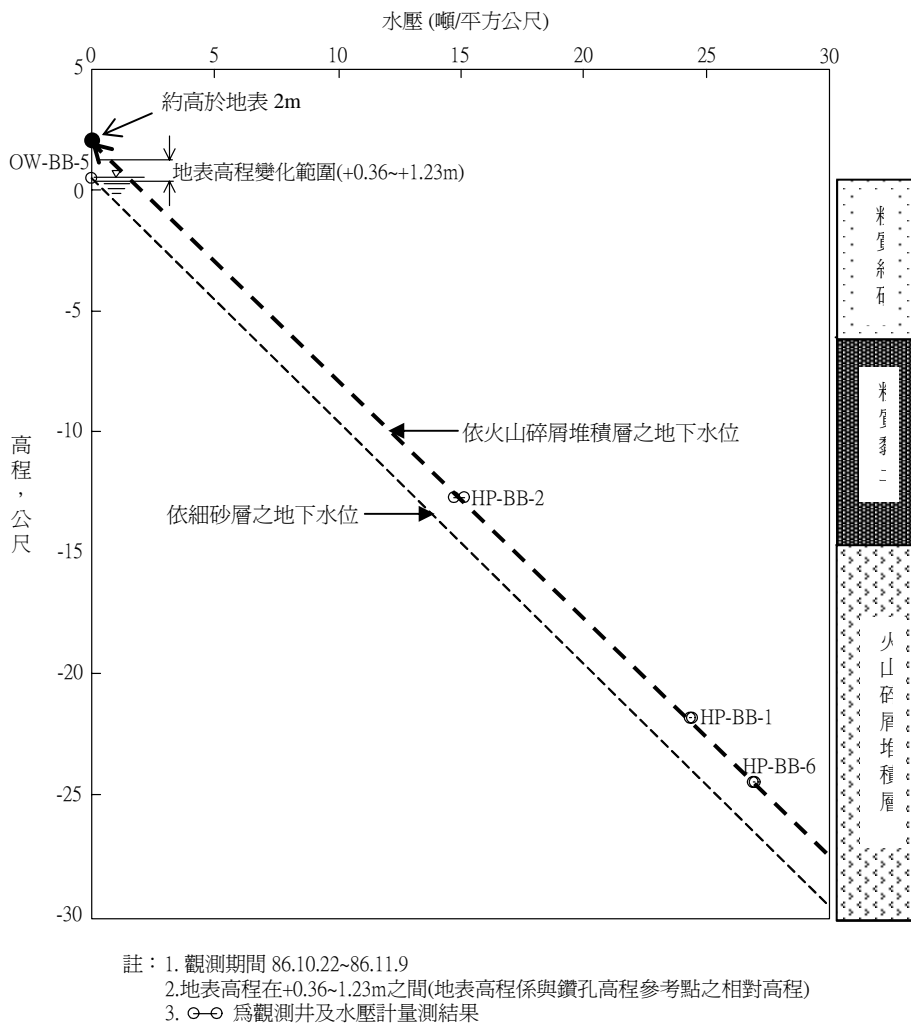


圖 3-2-5 地下水壓與地表高程關係示意圖

第三節 鄰產保護之分析模式及影響機制

一、開挖及鄰產保護的考量

由於本基地開挖面以上多為黏土層，且黏土層底下之火山碎屑堆積層為一高滲透性之受壓水層，故開挖時須特別注意擋土結構之側向位移以及開挖抽水所引致之鄰近地表沈陷等問題，因此為達到保護鄰房的要求，本案例於基礎開挖前先進行地質改良的工作。

圖 3-3-1 所示為承包商所設計之原地盤改良剖面圖，其中為考量深度 4~16m 之間的軟弱黏土層，對於連續壁在施工期間可能造成過大的位移引致鄰房地表沈陷，且連續壁施工過程中也有開挖壁面坍塌之虞，因此在連續壁施作之前，於基地之內外側施作 SMW 改良樁；另外，對於透水性高的火山碎屑堆積層，為了防止開挖時地下水侵入開挖面，對鄰房沈陷造成影響，因此於開挖前對基地地質進行改良，如圖 3-3-1 所示分成四個層次，上方兩層為部分改良區，第三層為封底改良區，最底層則為封底化學灌漿區。

但在承包商進行試灌作業後，發現仍有大量地下水排出，為避免排出的地下水將化學灌漿的漿液往上帶，導致 JSG 施作時夾管以及污染清漿灌注範圍對永久結構體產生不良的影響(水玻璃劣化)，因此不採用化學灌漿的工法且變更原始地盤改良的設計，修正後的設計如圖 3-3-2 所示，其中基地內側以 JSP 改良樁來代替原先 SMW 改良樁，施作深度至地下 5m 處，外側之 SMW 改良樁則施作至 26m 深，而基地底部亦將原先的封底化學灌漿區變更為全部使用 JSG 改良樁進行封底改良。

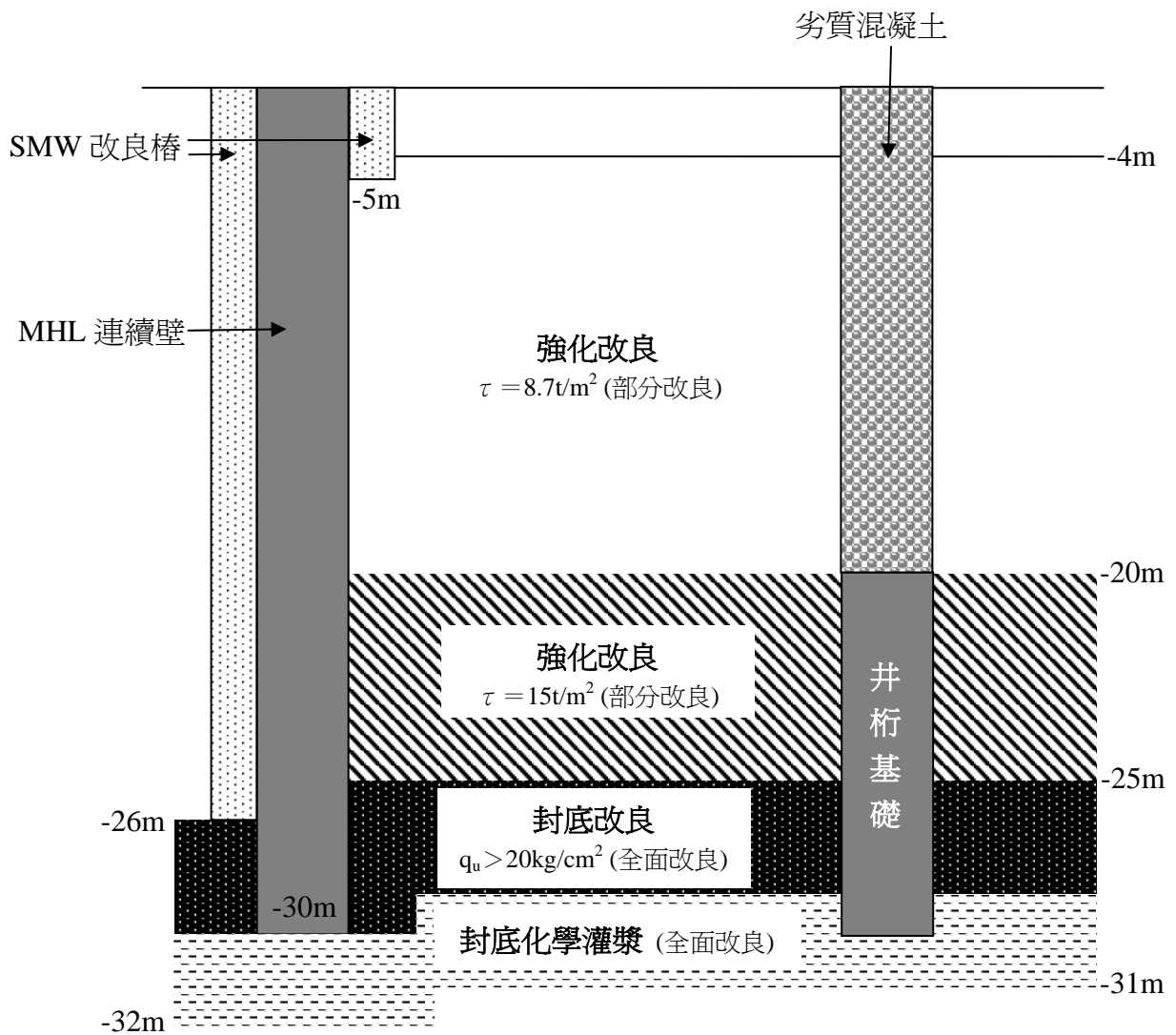


圖 3-3-1 原地盤改良設計示意圖

變更設計後的 JSG 改良區共分為三層，隨深度增加提高打設 JSG 改良樁的密度，亦即改良率的不同。深度 4m 至 20m 內為部分改良，改良率需大於 18%，改良後土壤之平均凝聚力大於 $8.7t/m^3$ ，深度 20 至 25m 內亦為部分改良，改良率需大於 31%，改良後土壤之平均凝聚力大於 $15t/m^3$ ，最後一層深度自 25m 至 32m 內為全面改良，要求改良率 100%，改良後土壤的無圍壓縮強度大於

20kg/cm²；基地內最底部的 JSG 封底改良的施作，與連續壁組合而使地下室完全與地層阻隔，能有效阻截水流進入開挖面，其上兩層的部分改良區域，亦有助於開挖時連續壁面穩定，減少施工時鄰房的地表沈陷，並便於基地內開挖工程的進行。

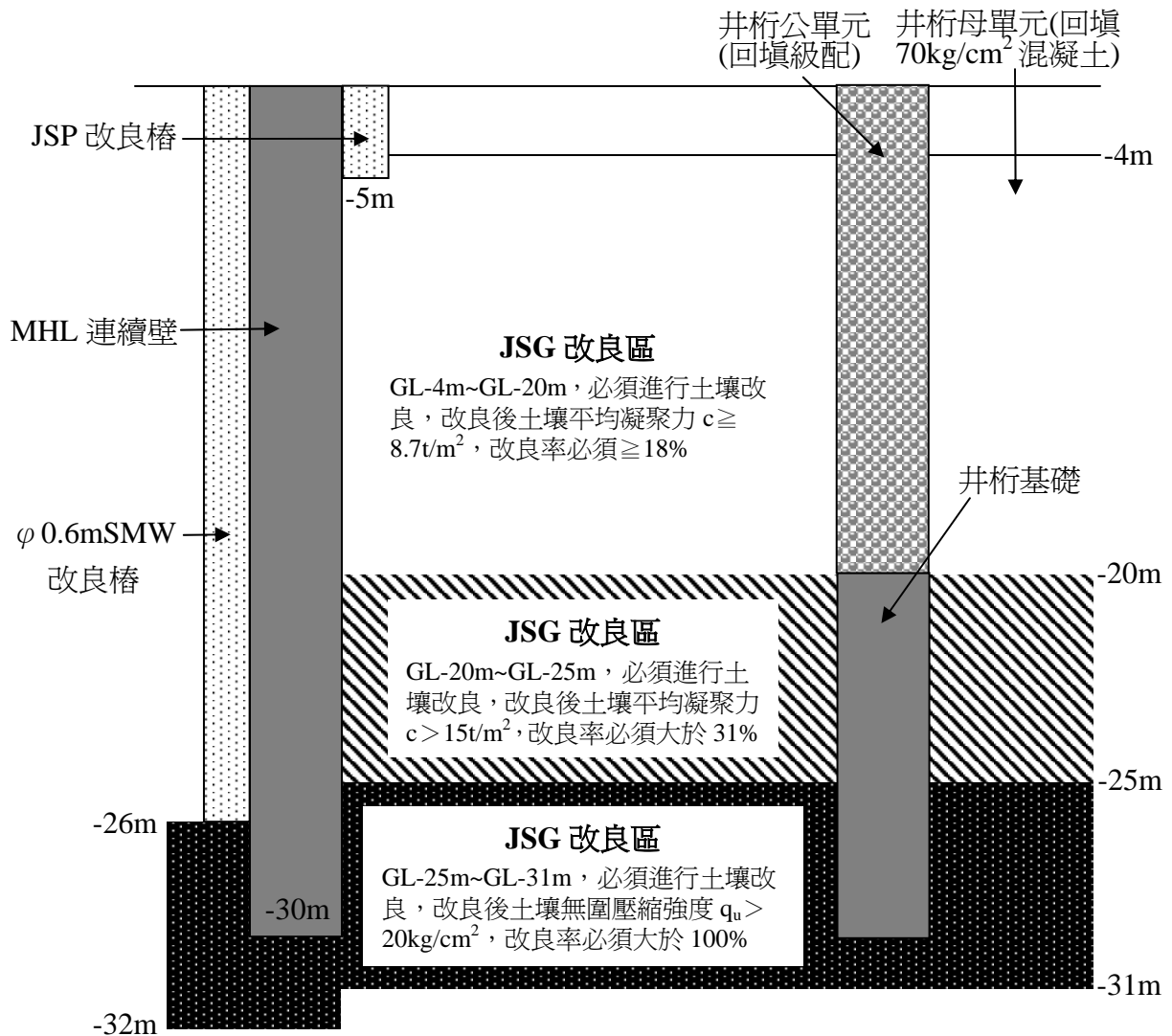


圖 3-3-2 各施工項目設計示意圖

二、深開挖工程對鄰產影響分析模式之探討

針對此一案例的特殊地質及改良設計，在開挖時主要對鄰產的分析可分為下列三種型式，分述如下：

● 砂湧

於未施作改良工程之前，以原地盤開挖的狀況，並按照建技規範初步計算砂湧的安全係數如下：

$$F_s = \frac{2\gamma' H_p}{\gamma_w \Delta H_w} = \frac{2 \times (31 - 19)}{19 + 2} = 1.14 < 1.5$$

故基地內側有因過大的水力坡降而砂湧破壞的考量，若發生砂湧破壞則有可能造成基地外側鄰房沈陷的問題，因此施工時採底部施作封底改良工法以避免砂湧的問題發生。

● 抽水引致沈陷

由於底部為受壓水層，因此為減低開挖面下方之地下水壓，於開挖進行時亦同時抽水，然抽水的步驟亦可能造成下方黏土層的壓密沈陷，尤其下方黏土層之厚度不一，極可能產生不均勻沈陷而影響結構物的安全。

● 開挖引致變形

開挖所產生的壁體側向變位為引致地表沈陷的主因，因此推測此工程進行時亦以控制壁體最大變形量為考量。本工程採用改良樁體於開挖區作部分改良，以增加土壤的剪力強度形成被動阻抗，以減少開挖引致的壁體變形。

原設計考量下，就以往工程上考量改良土體剪力強度的方法，可考量區域內改良土體及未改良土體為複合材料，當複合土體受垂

直方向荷重時，其強度可以下式計算之：

$$\tau_{eq} = \tau_t I_r + \alpha \tau_s (1 - I_r)$$

其中 τ_{eq} 為複合土體的等值剪力強度， τ_t 為改良土體的剪力強度， τ_s 為未改良土體的剪力強度， α 為考慮到改良土體達到尖峰強度所需要的應變小於未改良土體甚多所做的修正係數， I_r 為改良率，即改良土體的面積除以總面積，如圖 3-3-3 所示。

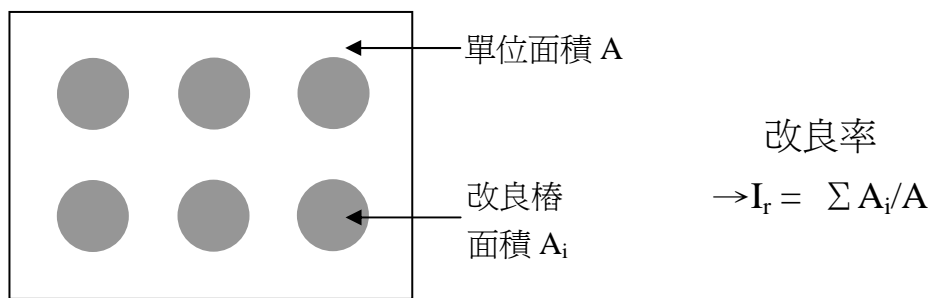


圖 3-3-3 改良率之計算示意圖

三、鄰產保護工法之作用機制分析

本案例在開挖之前所使用的 JSG 改良工法，據第一節所述共分為三層改良，推測原設計針對保護鄰產方面主要分為兩用途：

- 封底改良區為防止砂湧

因基地開挖底部為火山碎屑堆積受壓水層，且地下水頭高於地表 2m，因此開挖時在開挖面內側之水力坡降很大，原設計為避免基底湧水或砂湧的狀況發生，並沒有採用抽水降低開挖區域內水壓的方式，而是在 GL.-25m ~GL-31m 深處採 100%改良率之封底改良，務求與連續壁達成一完全阻水之區域，其阻水設計之示意圖如圖 3-3-4 所示。

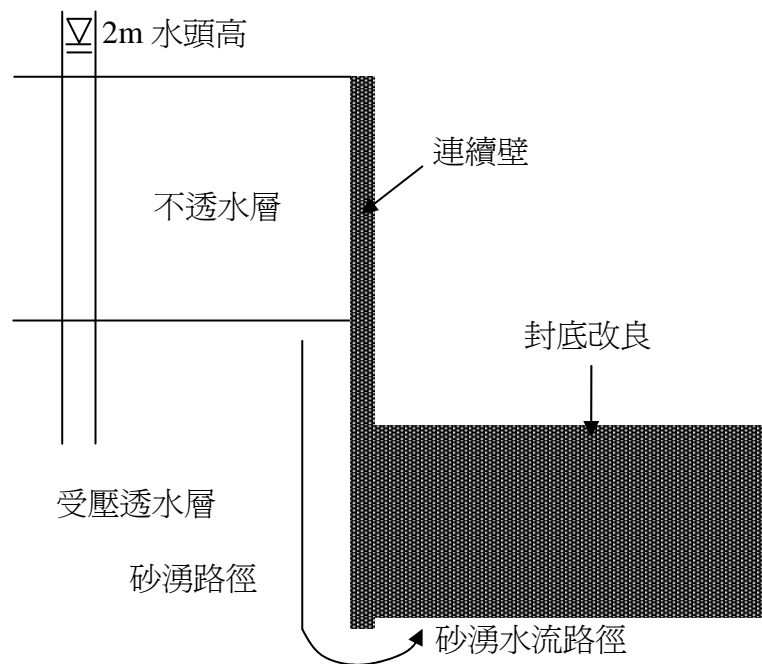


圖 3-3-4 防止砂湧之止水設計示意圖

若無施工品質方面的考量，則此一設計在施工完成後應無砂湧的問題發生，後經初步估算改良體上舉的考量亦達合理的安全係數，故此一設計就穩定分析而言應安全無虞。

- 部分改良區為減少壁體變位

為壁體因開挖而產生的側向變位，封底改良層上方兩層部分改良區即為了增加現地土壤的剪力強度，增加土壤對連續壁體的被動抵抗，減少壁體變位並抵抗連續壁之向內擠進，作用類似扶壁型式。

就前節所述為一般工程界所採用的改良土體分析模式，然而合理的評估方法應就改良土體的受力狀況來分析，如圖 3-3-5 所示，改良土體所受之情況為軸向伸張，為了一般採用的壓縮強度來表示，則需就壓縮強度作一折減，可將上式做一修正如下：

$$\tau_{eq} = \alpha\tau_r I_r + \tau_s (1 - I_r)$$

其中 α 為考量改良土伸張強度與未改良土體壓縮強度之異向性比，一般約為 0.3~0.35。

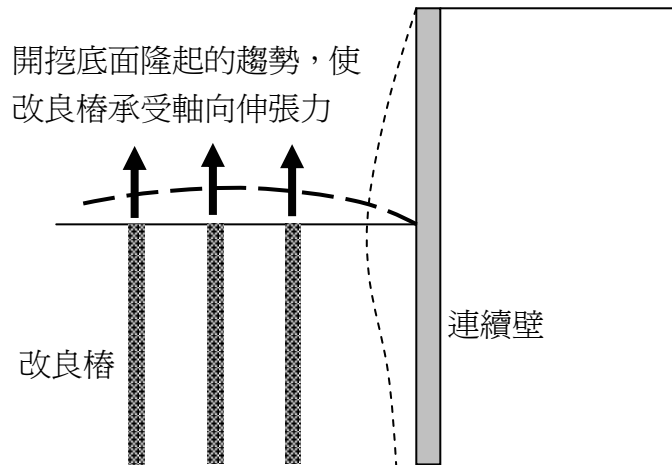


圖 3-3-5 改良樁軸向伸張示意圖

第四節 基礎施工及遭遇問題

圖 3-3-2 所示為各施工項目的設計，施工項目包含地質改良工程、連續壁與井桁基礎施作及基地開挖工程，詳細的施工順序如圖 3-4-1 所示，以下按照施工順序對各項目逐一敘述，最後並針對施工所遭遇到的問題及補強措施做說明。

一、地質改良工程

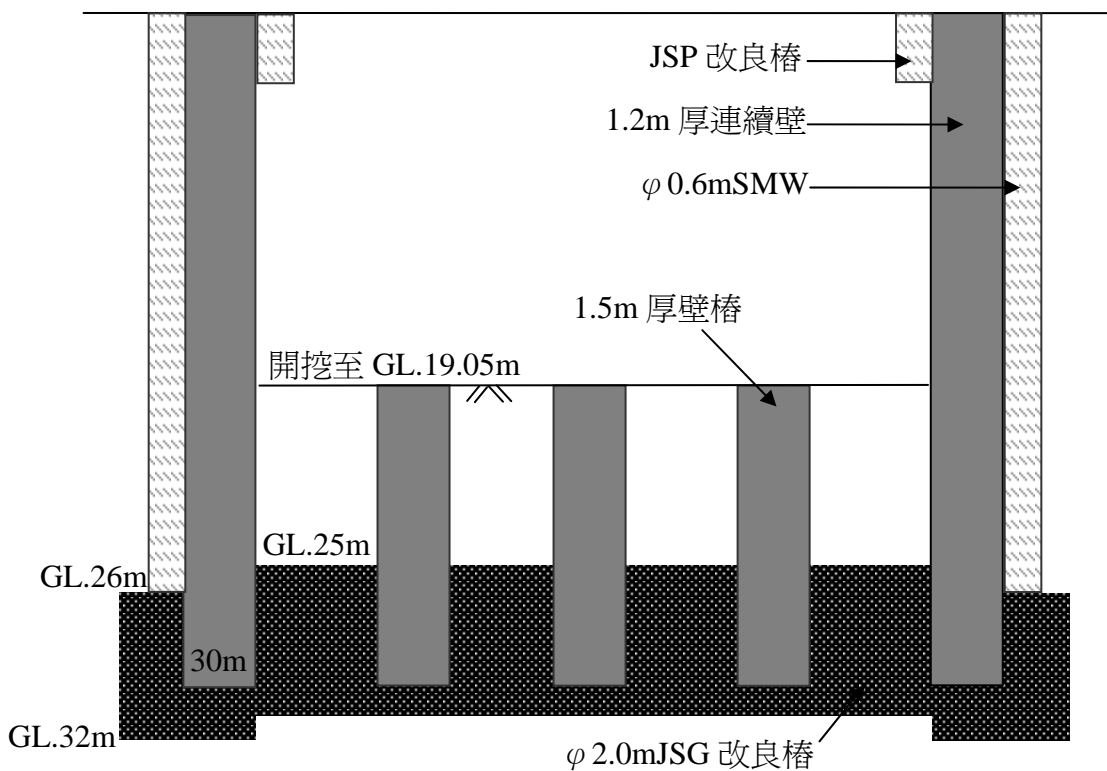
地質改良工程共分為 SMW、JSP、及 JSG 改良樁三個項目。首先進行 JSG 改良樁的打設，於前節已敘述 JSG 隨深度不同的改良率設計，JSG 為高壓噴射灌漿工法，採用二重管進行施工，灌漿壓力維持 $200\text{kg}/\text{cm}^2$ ，改良樁的直徑為 2m，封底灌漿區在基地內側施作深度為地表下 25~31m，JSG 改良樁與周圍土壤形成一改良體，除地盤改良外亦為阻截地下水流之用；為維持連續壁體施作的穩定及減少開挖的鄰房沈陷，SMW 及 JSP 在連續壁施工前先行施作，以鑽孔攪拌的方式施作，SMW 施作至連續壁體外側深度 26m 處，樁徑 60 公分，JSP 於連續壁內施作僅至地表下 5m 深。

二、連續壁與井桁基礎施作

連續壁採 MHL 工法施工，以 Masago 型挖掘機挖掘連續壁槽溝，連續壁體施作深度為 30m，壁厚 1.2m，於民國 89 年 5 月開始施作；壁樁亦採用 MHL 工法施工，因其施作後平面視之如井字形（如圖 3-4-2 所示），故稱之為井桁基礎，如圖 3-9 所示，施作深度為地表下 19m 至 30m，壁樁厚度為 1.5m，自地表至深度 19m 處則回填低強度混凝土及碎石級配，井桁基礎施作完成後即可架設逆打鋼柱於其上。

三、基地開挖工程

開挖工程於 89 年 11 月開始進行，原預定共分成六階段開挖，開挖至 90 年 9 月，然而在 90 年 8 月，基地開挖至 B4F 時因於三倍開挖範圍外的僑資、三峰等大樓，附近里長表示鄰房已受損，故產生損鄰爭議而暫停施工，承包商所提出的補強工程及應變措施於下節說明；停工前開挖工程採用島式開挖方式作業，如圖 3-4-3 所示，開挖至高程 GL -18.45m(基地中央)，及 GL -16.8m(其他區域)，預計開挖完成後進行筏基底版的施作。



施工順序	施工內容
1	φ 2.0mJSG 改良樁
2	φ 0.6mSMW 及 JSP 改良樁
3	連續壁及壁樁
4	土方挖除及地下室構築

圖 3-4-1 施工順序示意圖

四、開挖遭遇問題與處理措施

基地開挖工程於 90 年 8 月，進行地下四樓開挖過程中，於開挖深度三倍範圍外發生損鄰爭議，承包商乃暫時停工並委託公正第三者進行沈陷原因鑑定調查，承包商並提出後續開挖安全評估及緊急應變計畫，復工前之補強措施敘述如下：

- 補強止水灌漿

為防止鄰房沉陷持續增加，施工承包商首先在基地底部進行止水灌漿的措施，分為高壓噴射灌漿及低壓回填灌漿兩種施作方式，灌漿孔位的分布如圖 3-4-2 所示，其中高壓噴射灌漿方法施作於接近井桁基礎的壁面附近，於井桁區域內則採用低壓回填方式施作灌漿。

圖 3-4-3 所示為止水灌漿的剖面示意圖，顯示兩種灌漿施作的位置，改良深度則由 GL-20m 處向下改良至 GL-27m 處。

- 打設補注井

為避免基地內土方開挖作業造成基地外地下水位因開挖因素突然或持續下降，影響周邊地盤下陷關係，因此於基地內沿連續壁外側施作補注井，補注井輸水管之配置如圖 3-4-4 所示，以自來水或工地之水源，分別以重力式及壓力式注入補注井內，使之平衡基

地外水壓之穩定與回升，其中壓力式補注井加壓 $7\text{kg}/\text{cm}^2$ ，共打設 18 口(A 區 15 口，B 區 3 口)，而自重式補注井係由基地西側架設儲水桶，藉由水位高差(壓力水頭 5m)，將水注入補注井內，共計 27 口(A 區 6 口，B 區 21 口)，補注井的打設深度介於 25m 至 33m 之間，補注井之配置如圖 3-4-5 所示。另因前期地盤改良與連續壁施工需要，於 A 區打設 2 只深水井，其深度各為 70m 與 40m。

監測公司於天母東路北側共裝設 6 口水位觀測井，配置如圖 3-4-6 所示，後續施工若水壓下降超過行動值，將利用觀測井進行地下水補注，以減緩天母東路北側區域地下水壓下降量，進而避免水壓下降引致之沈陷情形。

- 打設排水版

由於在井桁部分完成止水灌漿後，止水仍無法達到滴水不漏的狀況，現場地面仍有細小孔處滲漏水，為避免 PC 混凝土面造成的滲水狀況影響基礎版的結構工事，故於完成 PC 面上鋪設厚度 8cm 的排水版，如圖 3-4-7 所示。其上鋪設不織布，使基礎版混凝土澆置時不致產生骨材分離，而影響基礎版混凝土的強度。

排水版鋪設時，由井桁處往內鋪設，排水版的承載荷重達 $292\text{t}/\text{m}^2$ ，遠高於基礎版之混凝土重($3.6\text{ t}/\text{m}^2$)與鋼筋重($0.06\text{ t}/\text{m}^2$)及施工活載重($0.3\text{ t}/\text{m}^2$)，因此排水版於施工時無斷裂變形之虞。

- 鄰房臨時性補強措施

90 年 9 月起進行僑資大廈臨時性的結構體補強，及僑資、三峰兩大廈的裂縫補修作業。

● 安全系統監測

於大底施工階段持續進行監測作業，並依鄰房即時反應進行安全巡視，若水壓下降達警戒值或鄰房有新增裂縫產生，則增加監測儀器的量測頻率，以有效掌握地表及建築物的變化情形，以確保後續施工時鄰房的安全性。

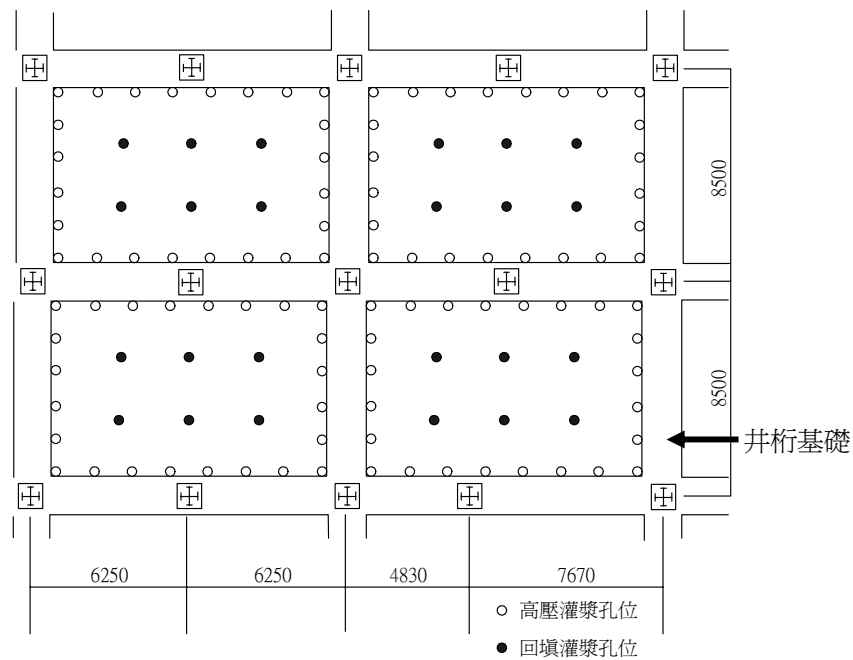


圖 3-4-2 井桁灌漿孔位配置圖

第三章 國泰天母施工損鄰之深開挖案例探討

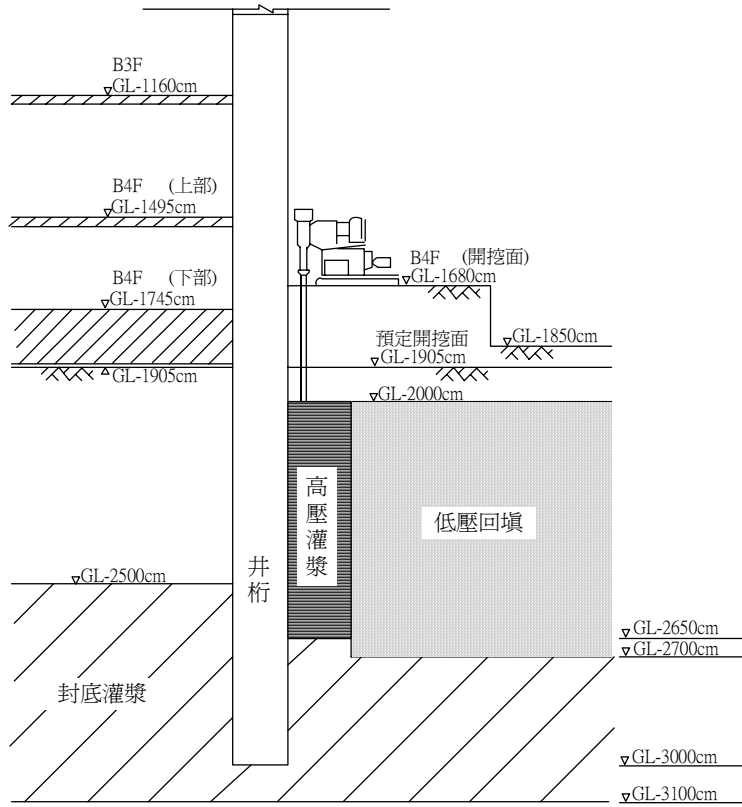


圖 3-4-3 井桁止水灌漿剖面圖

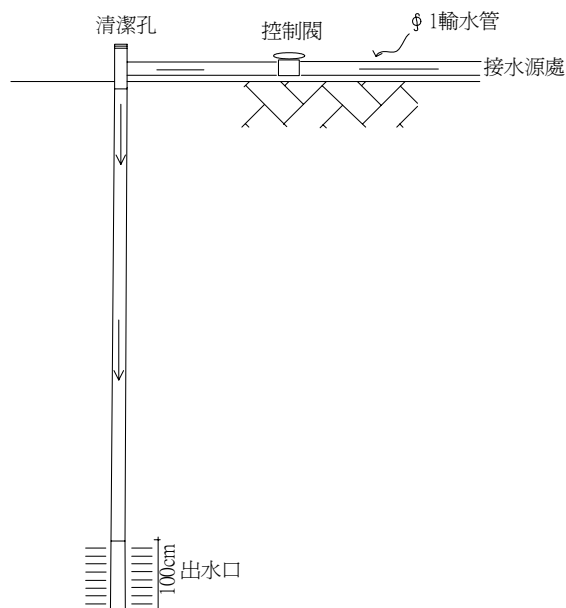


圖 3-4-4 補注井輸水管配置示意圖

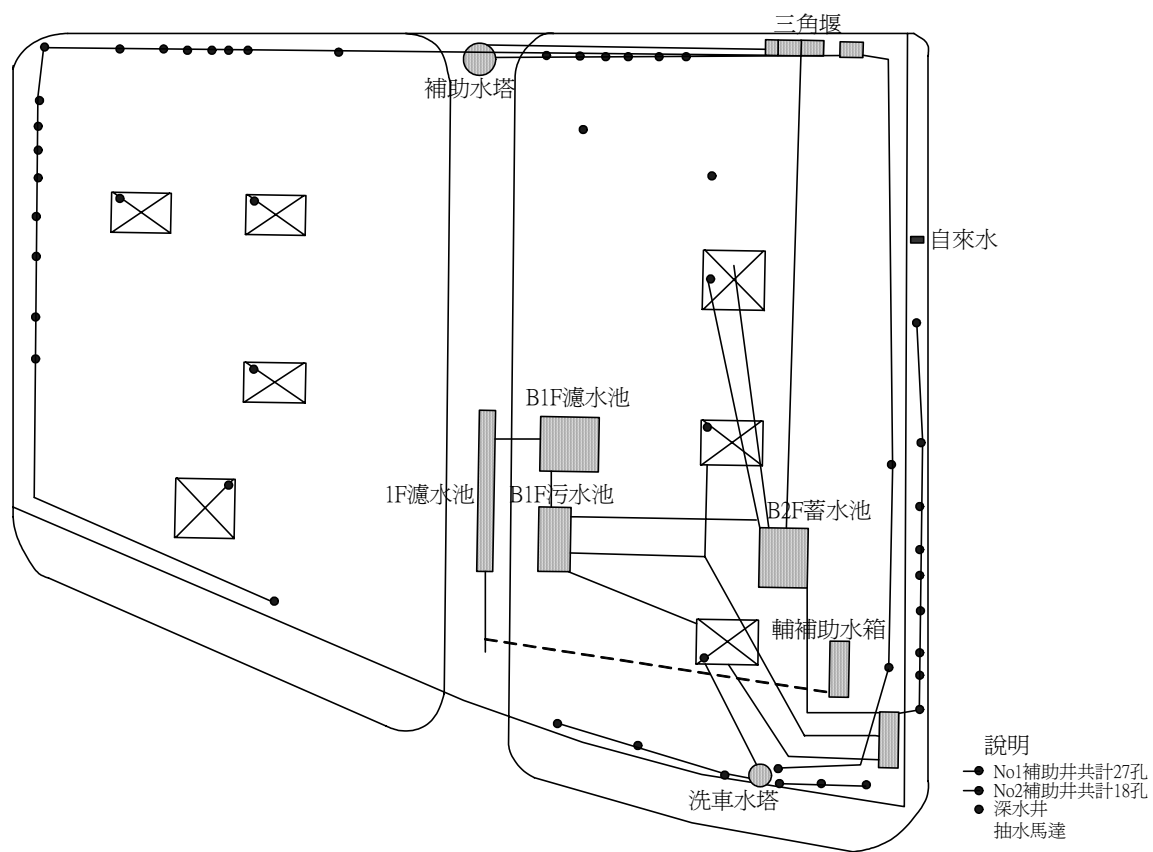


圖 3-4-5 基地內補助井孔位配置示意圖

第三章 國泰天母施工損鄰之深開挖案例探討

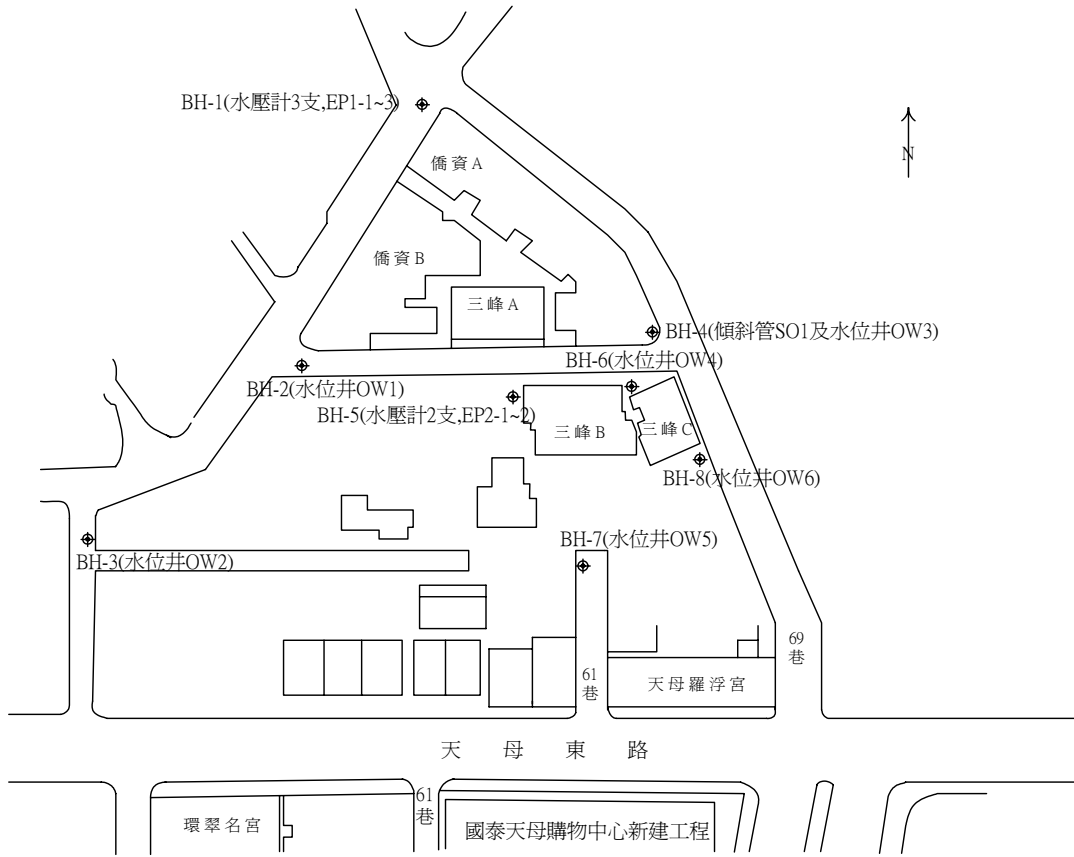


圖 3-4-6 天母東路北側補注井平面配置圖

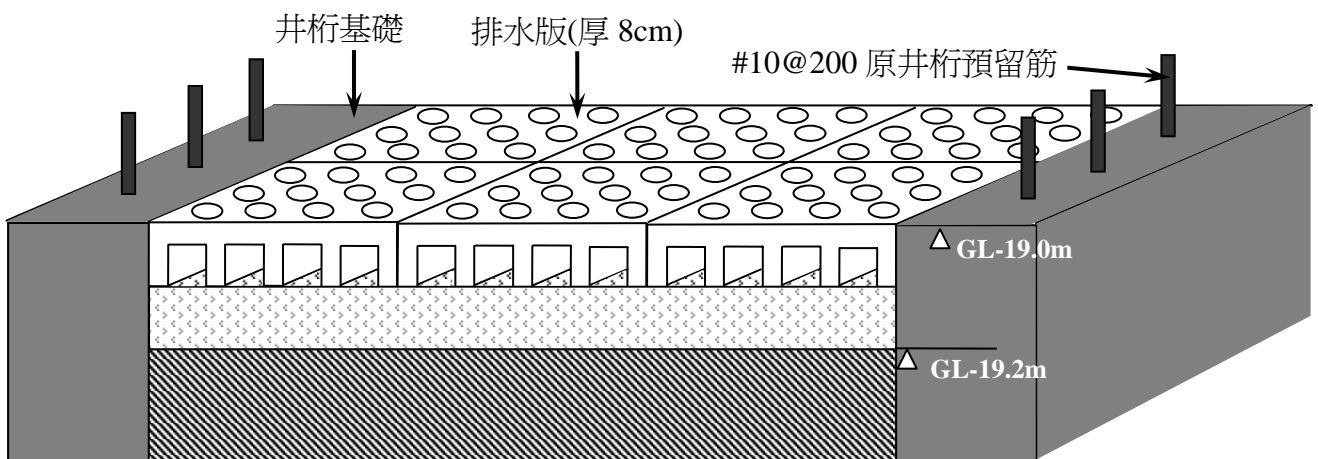


圖 3-4-7 排水版鋪設示意圖

第五節 鄰房保護工法成效評估

一、鄰房沈陷範圍

圖 3-5-1 為發生損鄰爭議的區域，與承包商所定出之鄰房沈陷影響範圍，由於在三倍開挖深度範圍內的鄰房可觀察出明顯的差異沈陷，因此首先即針對此範圍的房屋做補強的動作，然而，從發生損鄰爭議的地區可觀察到實際的影響範圍可能更大。

在第四階段開挖發生損鄰爭議之後，即進行第四節所敘述之補強工法，圖 3-5-2 所示為在施作之前，基地三倍開挖寬度範圍內之地盤等沈陷量，由此圖可知在基地的東南隅附近之沈陷量最大，約

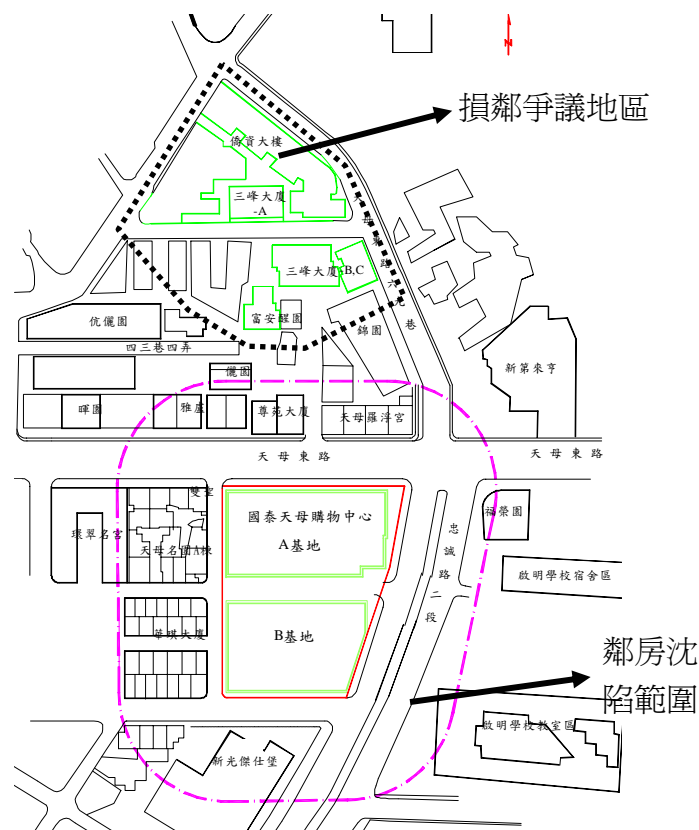


圖 3-5-1 沈陷影響範圍與損鄰爭議地區

第三章 國泰天母施工損鄰之深開挖案例探討

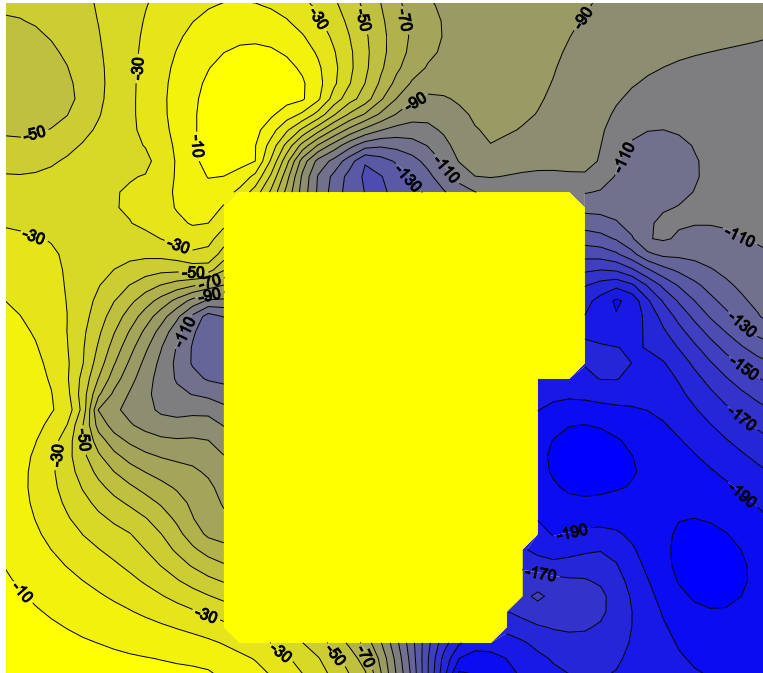


圖 3-5-2 地表沈陷點累積沈陷等量線推估圖

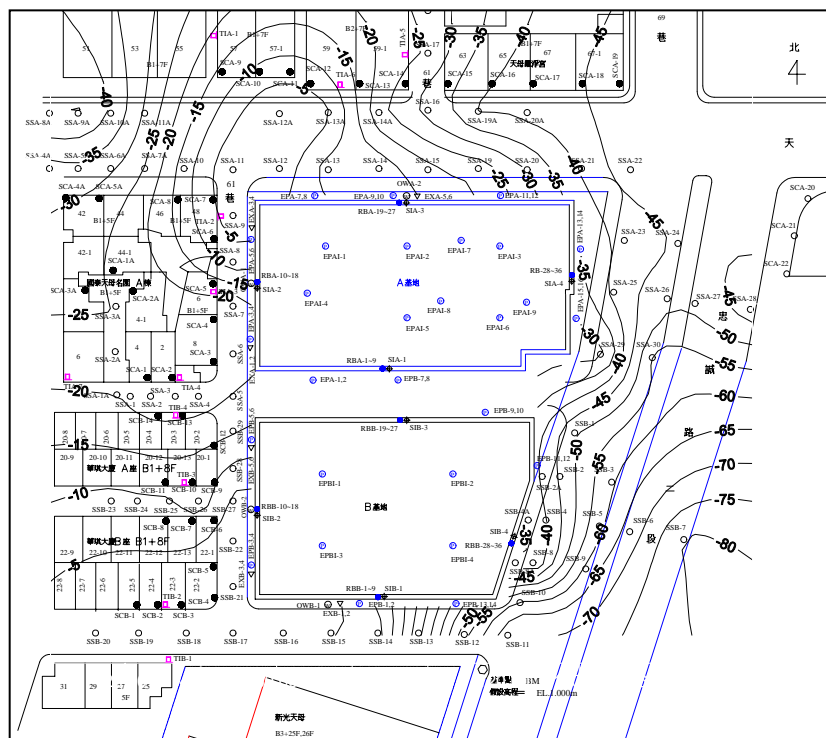


圖 3-5-3 90年5月地表沈陷等增量線推估圖

達 200mm 左右，而基地北側與西北側之等沈陷曲線相當密集，亦

即此處之沈陷變化量極大，可能造成鄰房的差異沈陷而損傷結構體，此一趨勢與現場該處鄰房可明顯觀察出差異沈陷量吻合。

在經過補強措施後，基地仍持續產生沈陷，圖 3-5-3 所示為補強後一個月內之等沈陷量曲線示意，可發現東南隅附近之沈陷增量仍持續擴大，因此引致附近啟明學校內多處明顯裂縫及差異沈陷的現象發生。

二、鄰房沈陷原因

如圖 3-5-4 所示，粗線為地下水壓的變化曲線，細線則為地盤沈陷的趨勢，在連續壁施工完成後，基地內側隨著開挖而產生的湧水造成水壓下降，而地盤沈陷亦隨著地下水壓下降而增加，由此可知基地外側水壓的下降可能為影響鄰房沈陷的主要原因，與一般開挖工程中，由開挖產生的不平衡力，使壁體產生過大位移引致地盤沈陷的機制有所不同。



圖 3-5-4 地下水壓與地盤沈陷關係示意圖

三、分析模式探討

針對此一案例，分析模式就第三節所述可分為三種，分別為砂

湧、抽水沈陷、及壁體變位三種型式。然而就原始設計而言，若無施工品質的考量下，封底改良層應能有效防止砂湧破壞，且檢核之後亦無上舉破壞之虞；部分改良區所提高之土壤剪力強度亦能有效控制壁體變位在合理範圍之內；抽水措施雖減少地下水壓，然於後將推估地下水壓的減少主要導因為基地湧水的狀況，因此，推測原始鄰房保護的設計應屬合理，主要引致鄰房損傷的原因應在施工順序及施工品質上出了問題，此一部份於下節說明。

四、鄰房保護設計與止水措施探討

● 鄰房保護設計

由於基地下方接近開挖面處之火山碎屑堆積層，不但顆粒疏鬆易於透水，且為一水頭高於地表之一受壓水層，因此在原始的鄰房保護設計上面特別注意此點，但如圖 3-5-5 所示，自連續壁施工完成後即持續發生湧水使水壓不斷下降，連帶影響鄰房的沈陷，推測此湧水災害的原因主要為二：

1. JSG 封底改良層的損傷

最底部的 JSG 改良層改良率為 100%，施作完成後形成一相當堅硬的改良土體，然而隨後之連續壁以及井桁基礎的施作，在挖掘槽溝時機具對改良土體所造成的衝擊，可能會對已完成的封底改良層造成損傷而產生裂縫，加上在開挖面附近為受壓水層，因此裂縫便提供一個可能的湧水路徑而造成基地外的水壓下降，進一步影響鄰房的沈陷而釀成災害，在整個基礎施工的施作順序上，確實有檢討的空間。

2. 連續壁的施工缺陷

在連續壁施工的時候，因下方土層為受壓水層，在開挖時即不

斷湧水，推測可能因此產生壁體的缺陷，且由於根據地下室開挖過程發現部分連續壁偏移量甚大，外側水壓太大使得壁體亦有滲水情形，因此，連續壁可能在施工完後有破洞的現象；另外，第四階開挖湧水亦先經由連續壁面灌漿而止水，由這些原因可推測係 SMW 與連續壁施工品質不佳，造成地下水從連續壁附近滲進開挖底面。

● 止水措施

如前節所述，為因應開挖至第四階段後的湧水災害，主要採止水灌漿及補注工法，茲分述如下：

1. 止水灌漿

止水灌漿主要施作於連續壁面及第二層部分改良層之區域，如圖 3-5-5 所示，在湧水使水壓下降後，進行止水灌漿能回復地下水壓，顯見止水灌漿具有相當的成效，然而後面階段開挖仍持續產生湧水使水壓再度下降，但施工方面沒有找出湧水路徑，只是一味的進行止水灌漿，湧水災害仍不斷隨著開挖發生而影響臨房沈陷，因此，在使用止水措施前實應就湧水原因加以詳細調查。

2. 補注工法

補注工法旨在補注地下水源以回升水壓，如圖 3-5-5 所示，採用兩工法確使地下水壓回升至穩定，然而如前項所述，若不找出湧水災害的原因，僅對開挖底部滲水的現象進行止水及補注，則此僅為治標之策，後續的開挖仍會持續造成湧水災害。

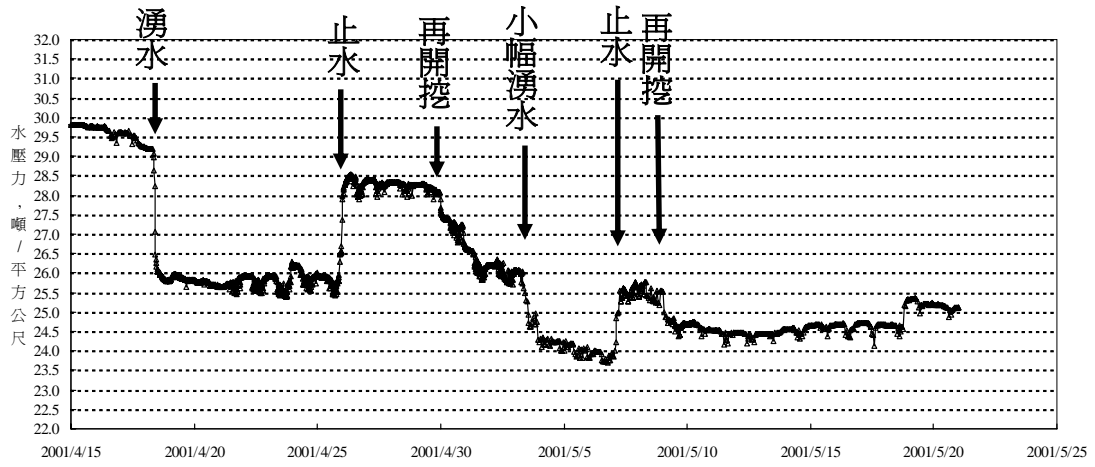


圖 3-5-5 開挖第四階段水壓力變化示意圖

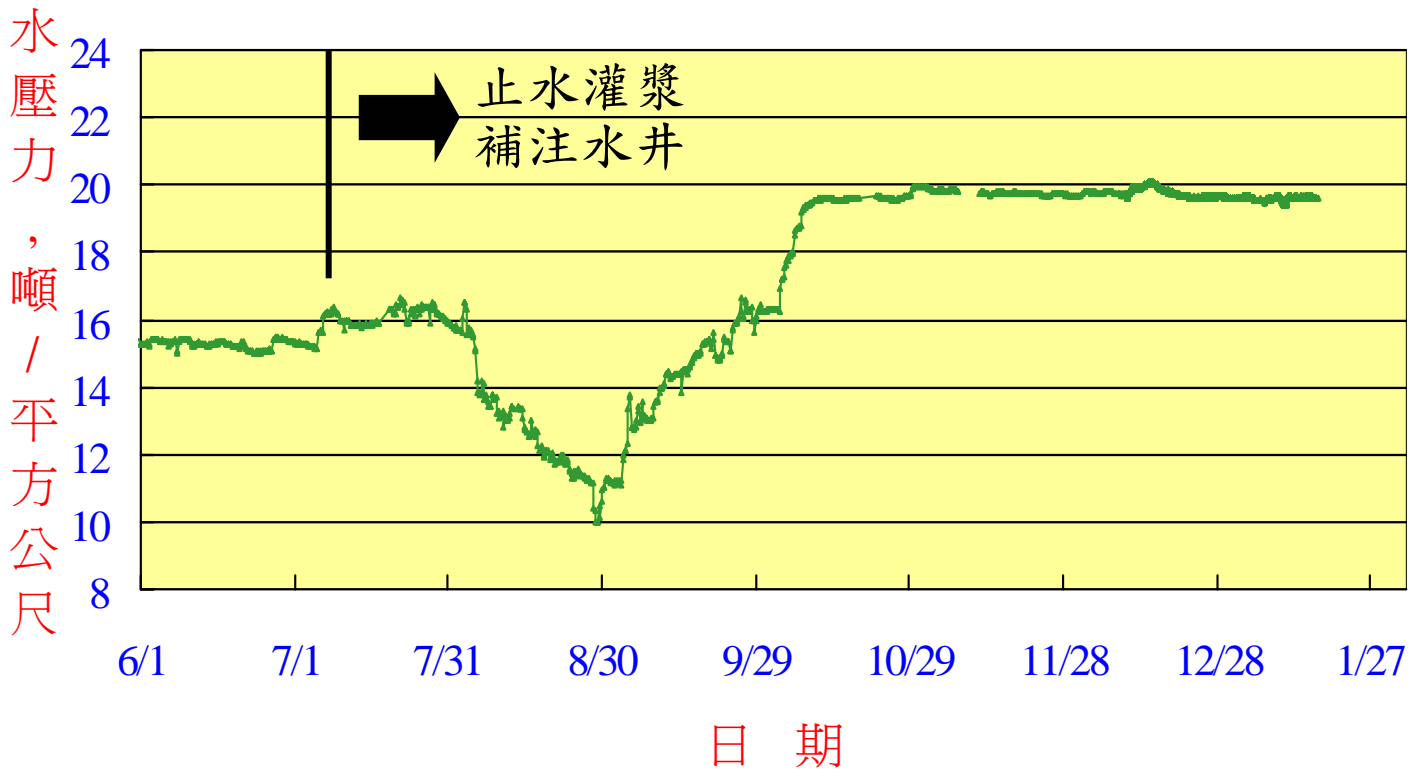


圖 3-5-6 連續壁外側水壓力變化圖

第四章 捷運車站深開挖鄰產保護案例探討

本研究範圍之台北捷運新店線和淡水線車站 (G1 至 R16) 位置如圖 4-0-1；各站鄰產保護方式如表 4-0-1。以下章節編排將以有施工特定鄰產保護案例者 (計五個車站) 為先，再及於一般案例 (計九個車站)，合計十四個車站。台北車站(R13)大部份站體因早已於台灣鐵路地下化時構築完成，故不含在內。

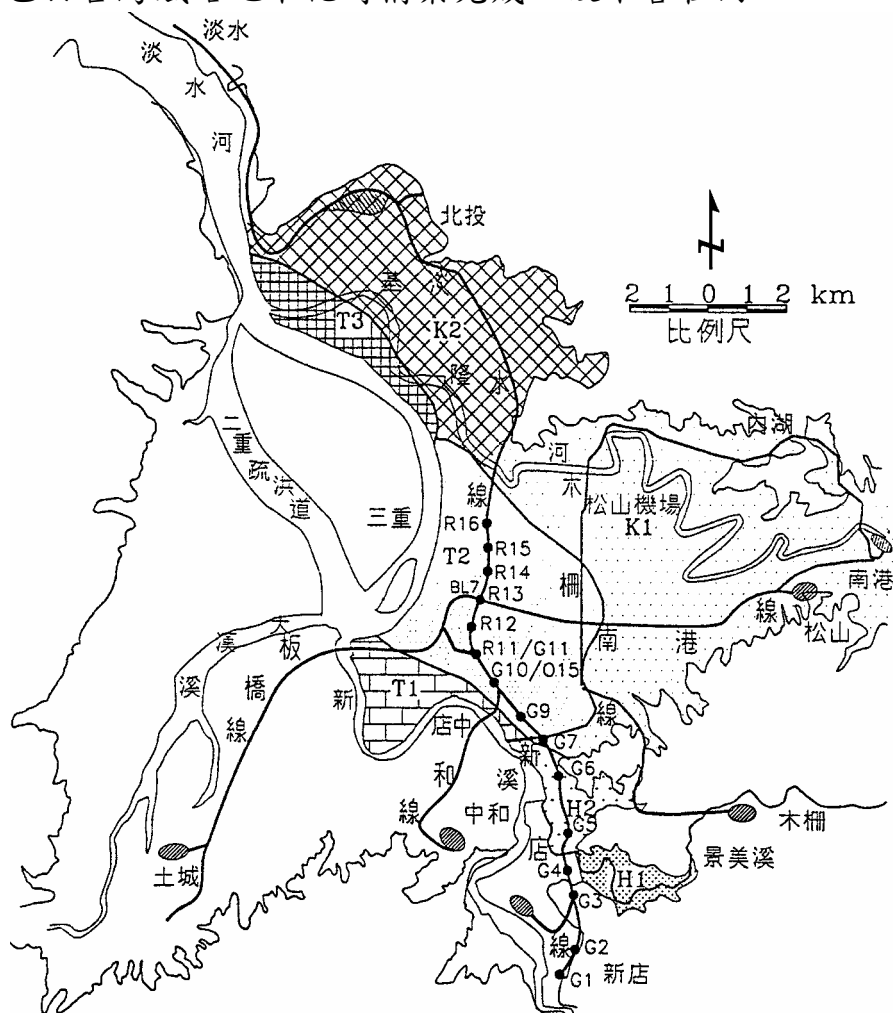


圖 4-0-1 捷運新店線和淡水線車站位置與台北盆地地層分區關係(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

表 4-0-1 捷運新店線和淡水線車站施工鄰產保護方式

施工標	車站名稱	細部設計顧問 之國內廠商	施工承商之 國內廠商	鄰產保護 【註】	章節編排
CT202B	R16 民權西路站	中興工程 顧問社	中華工程 公司	無	第十四節
CT202A	R15 雙連站	中興工程 顧問社	榮民工程事 業管理處	無	第十三節
CT202A	R14 中山站	中興工程 顧問社	榮民工程事 業管理處	無	第十二節
CT201F	R13 台北車站	中興工程 顧問社	唐榮鐵工廠 公司	無	--
CH218	R12 台大醫院站	中興工程 顧問社	互助營造 公司	擠壓灌漿	第五節
CH219	G11 中正紀念堂站	中華顧問 工程司	九泰營造 公司	擠壓灌漿	第四節
CH220	G10 古亭站	中華顧問 工程司	工信營造 公司	地中壁	第三節
CH221	G09 台電大樓站	中華顧問 工程司	新亞建設 開發公司	擠壓灌漿	第二節
CH222	G07 公館站	中華顧問 工程司	唐榮鐵工廠 公司	地中壁	第一節
CH223	萬隆站 (G06)	中興工程 顧問社	泛亞工程 建設公司	微型樁*	第十一節
CH224	景美站 (G05)	中興工程 顧問社	新亞建設 開發公司	無	第十節
CH224	大坪林站 (G04)	中興工程 顧問社	新亞建設 開發公司	無	第九節
CH225	七張站 (G03)	中華顧問 工程司	珠江營造 工程公司	無	第八節
CH226	新店市公所站 (G02)	中華顧問 工程司	珠江營造 工程公司	無	第七節
CH227	新店站 (G01)	中華顧問 工程司	中華工程 公司	無	第六節

【註】 各站體施工中之支撐預力均維持於 50%最大分析荷重。無鄰產保護方式係指未再施作其他之保護工程。

* 萬隆站(G06)之微型樁係為出入口開挖施工之兩處鄰產保護措施。

第一節 捷運新店線公館站

台北捷運新店線公館站(G07)工程屬CH222標之一部份，其細部設計顧問為瑞士電華／中華顧問工程司／奧地利吉奧，施工承商為唐榮鐵工廠／邁凱共同承攬。

一、公館站基地位置與地層概況

公館站係位於台北市羅斯福路四段，約介40巷口至92號水源大廈前，如圖4-1-1。站體全長約250公尺、外寬21.5公尺、開挖深度約16.6公尺(一般斷面)至19.65公尺(潛盾工作井及集水井區域)。基地東側為台灣大學及銘傳國民小學等六至七層樓建物，離開挖工區尚有一段距離；西側則為一至十二層樓不等建物，甚為貼近開挖工區。

公館站工址約位於台北市區工程地質分區圖所標示之新店溪二區(H2)，淡水河二區(T2)及基隆河一區(K1)之交界處。工址主要地層為台北盆地松山層，計分為六個次層，由粉土質黏土層與粉土質細砂層交互組合而成，如圖4-1-1及表4-1-1，其中之第五次層中夾有礫石。開挖面上之地層則多屬砂性土壤。另外，因工址鄰近公館蟾蜍山，地下水位亦有高低之勢，約由工址南側之地表下4公尺漸降至北側之9.5公尺。

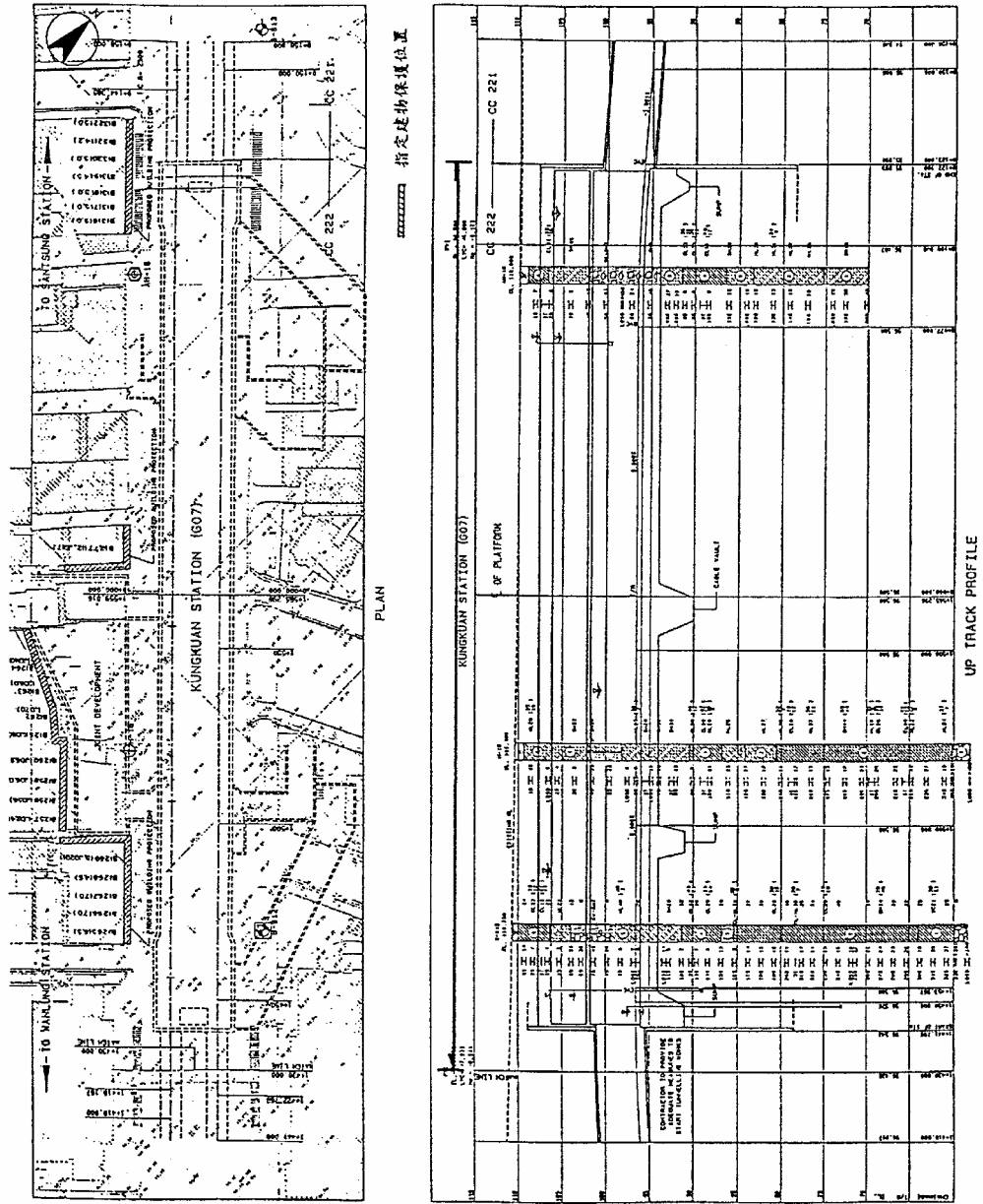


圖 4-1-1 公館站平面位置及鑽孔柱狀圖(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

表 4-1-1 公館站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	深度 m	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.	S_u t/m ²
6	0~6.5	CL/ML	4	1.90	0	30	2.0
5-1	6.5~10.0	SM	7	1.93	0	32	--
5-2	10.0~13.5	SM/SP/SW	46	2.25	0	35	--
4	13.5~18.0	CL/ML	10	1.93	0	30	5.5
3	18.0~25.0	GM/ML/SM	17	1.99	0	34	--
2	25.0~44.0	CL/ML	18	1.90	0	32	8.0

二、公館站深開挖工程概要

公館站開挖施工係採明挖覆蓋工法，使用連續壁與內支撐設施進行，如圖 4-1-2 及圖 4-1-3 所示。站體連續壁厚度 100 公分，深度 32.5 公尺；H 型鋼內支撐為四層(一般斷面)及五層(潛盾工作井及集水井區域)。另外，位於站體西側之聯合開發大樓，其三層地下室之開挖深度約為 14 公尺，使用 33 公尺深 80 公分厚之連續壁，亦採順打工法施工。有關公館站之擋土結構型式及施工時程詳表 4-1-2；至於開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-1-4 及表 4-1-3。

第四章 捷運車站深開挖鄰產保護案例探討

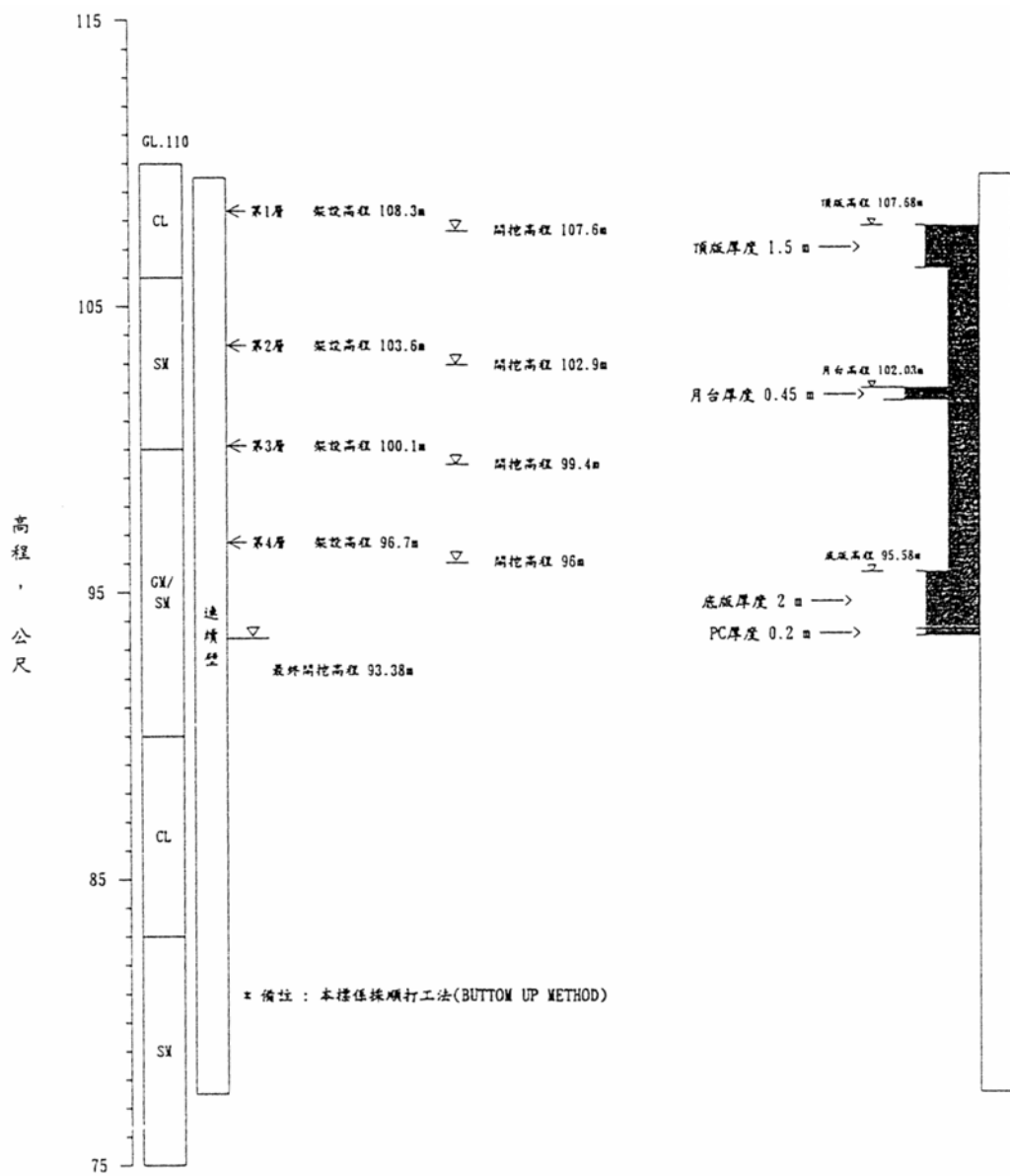


圖 4-1-2 公館站一般斷面(分區 1、2、4) 施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

深開挖鄰產保護研究(一)

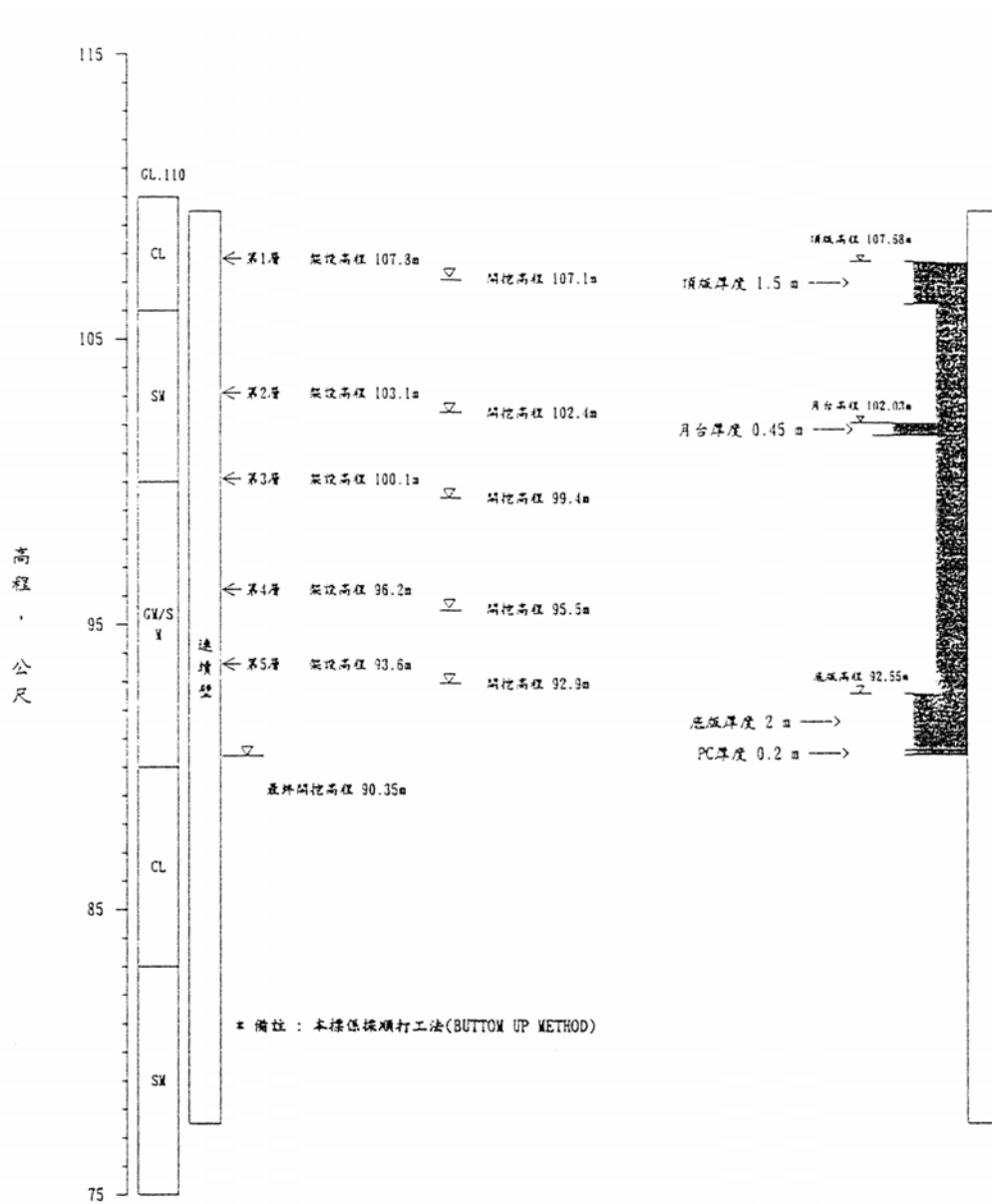


圖 4-1-3 公館站潛盾工作井及集水井(分區 Z、3、5)施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

表 4-1-2 公館站擋土結構型式及施工時程
(資料來源：亞新工程顧問股份有限公司，1995)

工區	擋土結構型式	厚度 m	深度 m	開始施工日期 (年/月/日)	結束施工日期 (年/月/日)
站體	連續壁	1.0	31.5	81/03/29	82/08/18
通風井 X1	連續壁	1.0	31.5	81/10/25	81/11/10
出入口 A	主樁橫 版條	--	--	--	--
出入口 B 通風井 X2	連續壁	0.6	15.0 17.5	81/04/16	82/03/29
出入口 C 通風井 Y	連續壁	0.6	15.0 17.5	81/05/20	81/11/10
出入口 D	主樁橫 版條	--	--	--	--
聯合開挖 區	連續壁	0.8	34	84/07/25	--

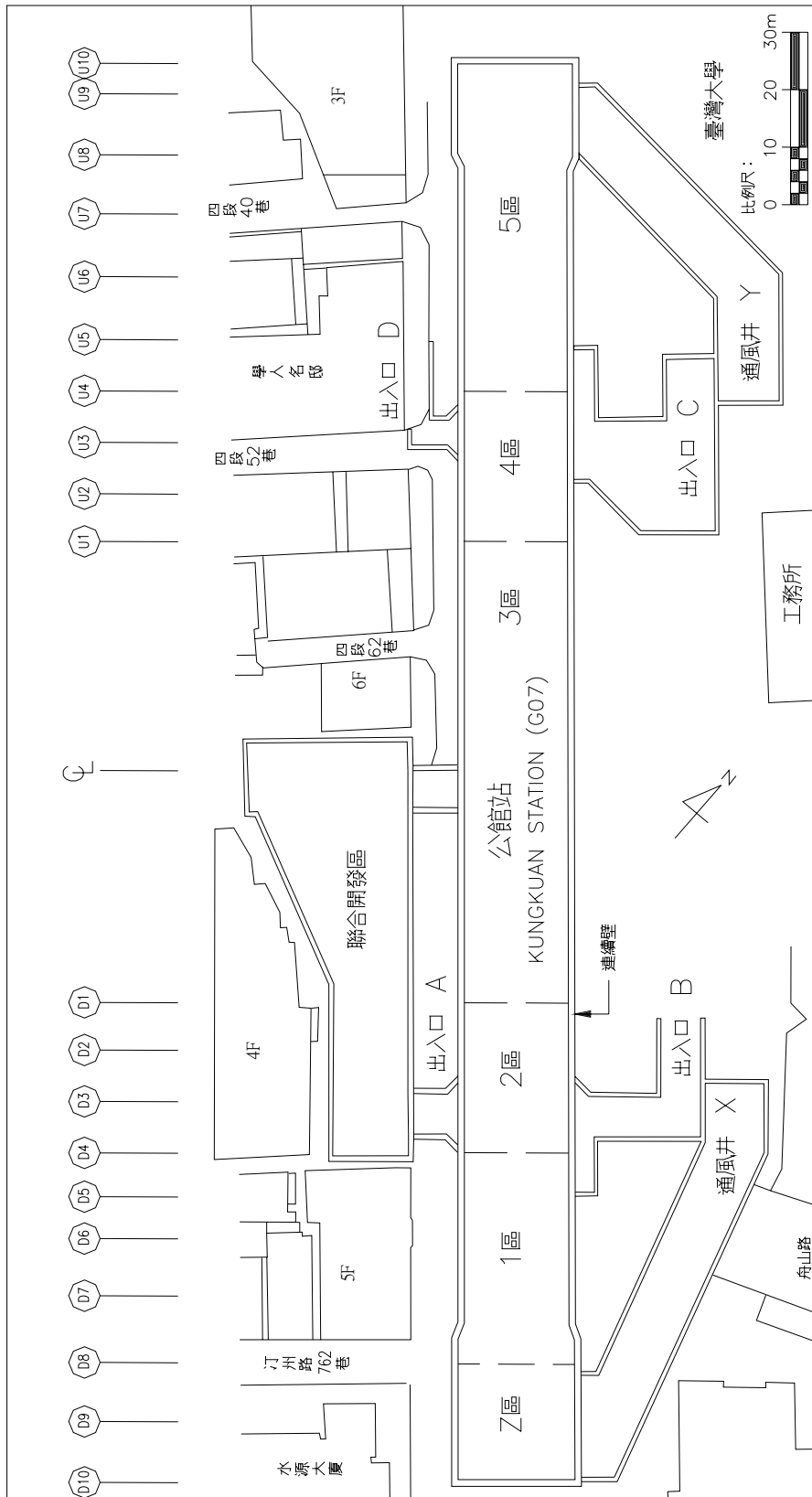


圖 4-1-4 公館站開挖分區

表 4-1-3 公館站站體分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)					
		Z區	1區	2區	3區	4區	5區
1	第一階開 挖	82/11/09	82/09/04	82/11/22	82/08/18	82/11/24	82/11/24
		82/11/26	82/12/09	82/11/30	82/11/23	82/11/30	83/01/23
2	第一層支 撐架設	82/11/15	82/11/15	82/12/01	82/12/01	82/12/01	82/12/01
		82/12/07	82/12/16	82/12/16	82/12/16	82/12/16	83/02/07
3	第二階開 挖	82/12/17	82/12/17	82/12/26	82/12/18	83/01/02	83/01/02
		82/12/24	82/12/24	83/01/03	82/12/20	83/01/09	83/03/22
4	第二層支 撐架設	82/12/24	82/12/24	83/01/04	82/12/20	83/01/10	83/01/10
		82/12/31	83/01/01	83/01/08	83/01/08	83/01/12	83/04/06
5	第三階開 挖	83/01/04	83/01/04	83/01/12	83/01/12	83/02/03	83/02/03
		83/01/08	83/01/11	83/01/19	83/01/19	83/04/10	83/04/12
6	第三層支 撐架設	83/01/09	83/01/11	83/01/20	83/01/20	83/04/07	83/04/11
		83/01/22	83/01/23	83/01/30	83/02/01	83/04/14	83/04/14
7	第四階開 挖	83/01/31	83/02/23	83/03/05	83/06/03	83/06/02	83/05/27
		83/02/03	83/02/25	83/03/09	83/06/08	83/06/10	83/06/10
8	第四層支 撐架設	83/02/02	83/02/26	83/03/18	83/06/09	83/06/11	83/06/04
		83/02/04	83/03/03	83/03/21	83/06/29	83/06/20	83/06/20
9	第五階開 挖	83/02/17	83/03/12	83/03/23	83/08/07	83/08/03	83/06/30
		83/02/23	83/03/16	83/06/06	83/08/13	83/08/15	83/07/03
10	第五層支 撐架設	83/02/24	無	無	83/10/01	無	83/07/04
		83/03/01			83/10/25		83/07/19
11	第六階開 挖	83/03/03	無	無	83/11/26	無	83/07/16
		83/03/05			83/11/30		83/10/03
12	底版施作	83/03/06	83/05/20	83/06/07	83/09/20	83/09/15	83/10/04
		83/04/26	83/12/15	83/08/04	84/02/08	83/11/20	83/12/10
13	第五層支 撐拆除	83/04/26	無	無	83/12/25	無	83/07/04
		83/05/05			83/12/28		83/09/01
14	第四層支 撐拆除	83/05/06	83/12/18	83/10/19	84/02/10	83/11/08	83/12/21
		83/05/10	83/12/22	83/12/02	84/02/13	83/12/02	83/12/31
	最終開挖 深度	19.75m	17.1m	17.1m	19.65m	17.3m	19m

三、公館站鄰產保護工法

依據工程圖說規定，公館站鄰近建物保護工程之主要標的物為緊鄰站體西側之3至6層樓老舊建物，如圖4-1-5所示之四處指定保護建物。另由於工程圖說中並未說明建物保護工法，故整個鄰產保護工程均係由施工承商自行評估設計與施工，惟仍須遵循工程合約中所規定之建物保護規範。

建物保護準則主要係遵循捷運局所訂定之「土木工程設計規範」內對於建物保護之規定：

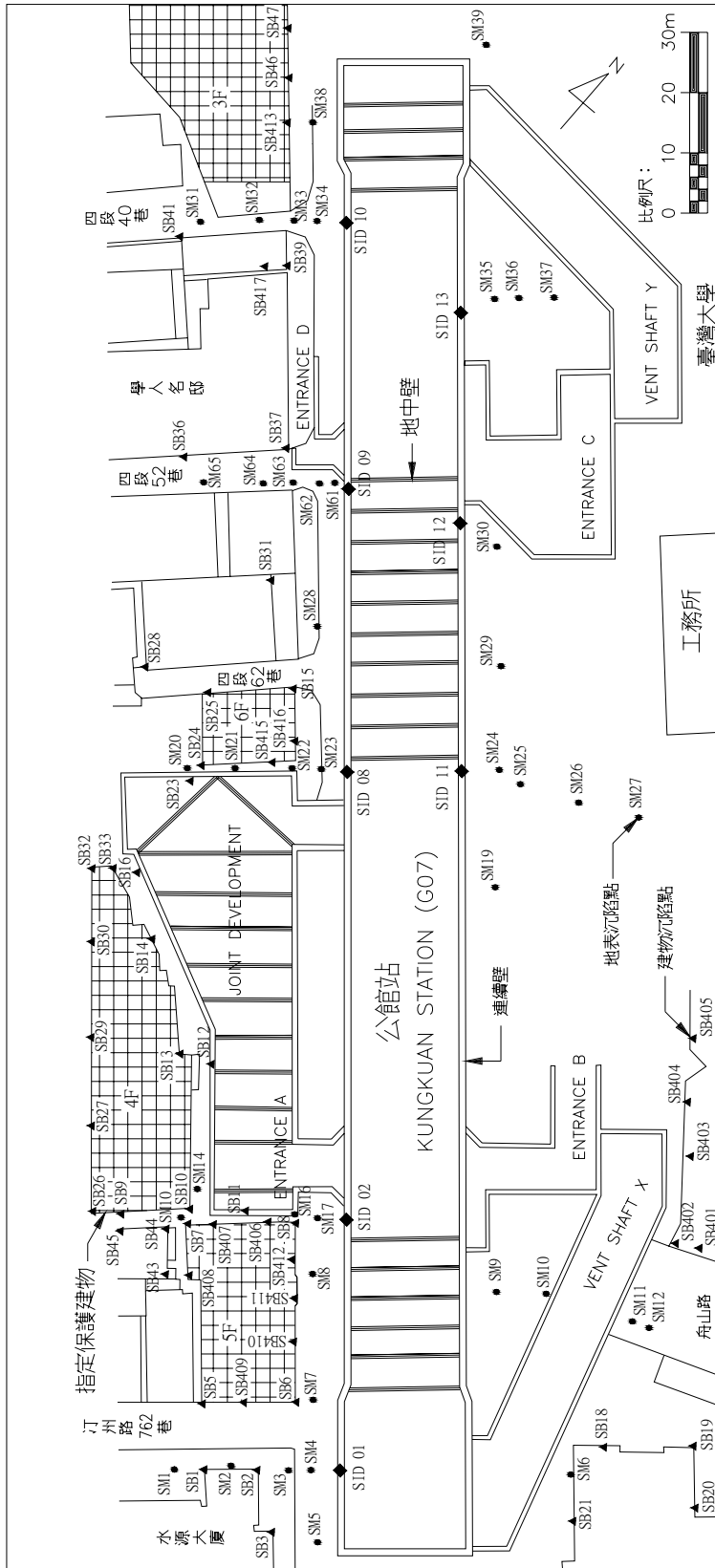
- (1) 建物總沉陷量不超過25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於15mm，其傾斜角須小於1/500。

為了達到鄰產保護的目的，施工承商對於公館站鄰近建物之保護工程係採用開挖區內地中壁，擬經由降低連續壁變位之方式，減少對於鄰產衝擊，使之符合建物保護要求。地中壁之平面配置如圖4-1-5所示，剖面如圖4-1-6，係於工區開挖前，以二重管高壓灌漿方式，施作於最終開挖面至最終開挖面下3m。此地中壁乃為60cm樁徑、50cm樁距之改良灌漿體相連而成，各道地中壁間距為5m。改良樁體之強度要求為 20 kgf/cm^2 。

四、鄰產保護工法作用機制分析

地中壁可以使用無筋連續壁構築，亦可採用地盤改良的方式構築，如高壓噴射灌漿或深層攪拌工法。公館站鄰近建物之保護工程所採用開挖區內地中壁，即是採用高壓噴射灌漿的方式構築而成。

地中壁的力學作用機制係類似支撐構件，這種支撐在開挖之



【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表面沉陷點。

圖 4-1-5 公館站施工保護建物及監測儀器位置圖

深開挖鄰產保護研究(一)

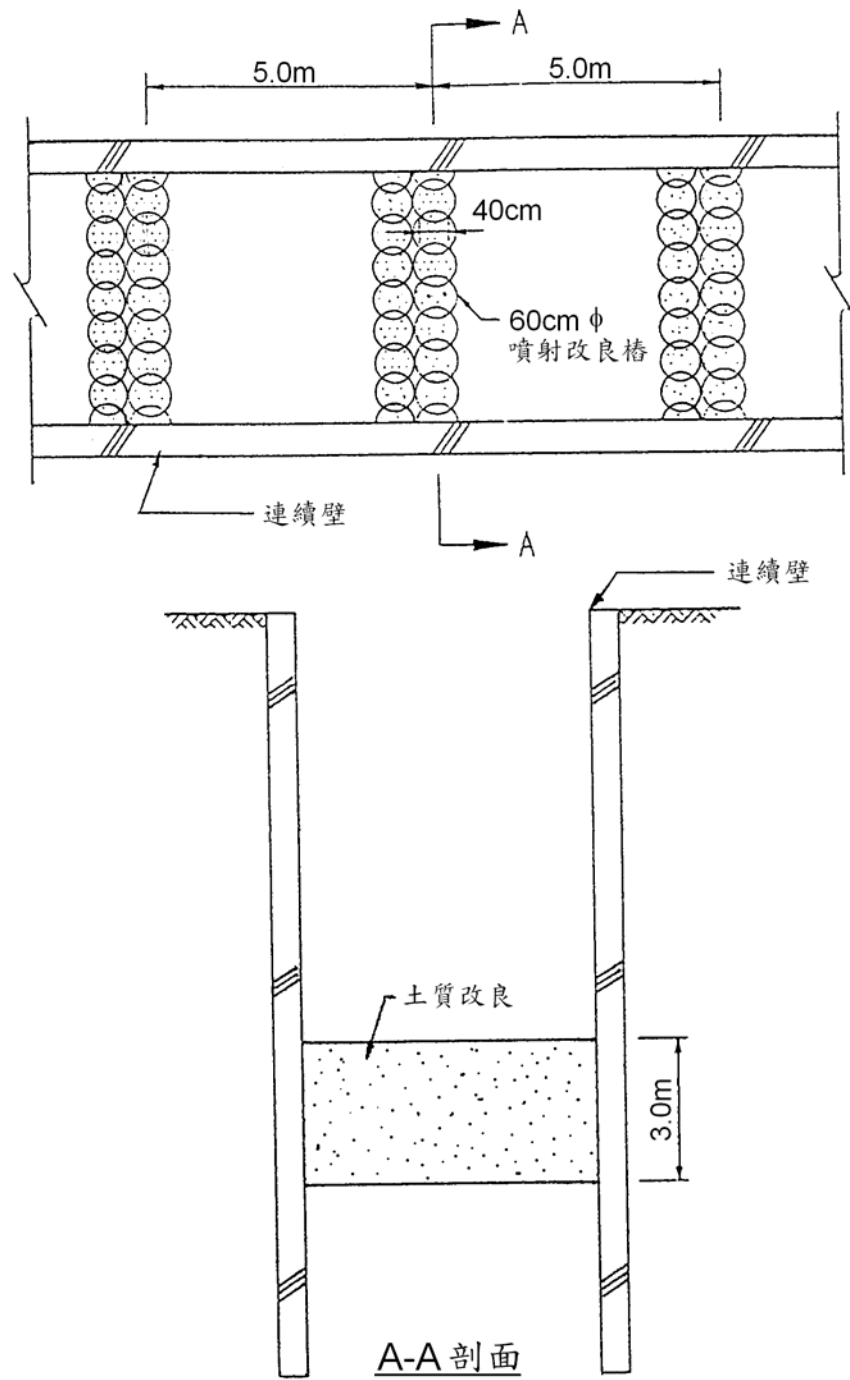


圖 4-1-6 公館站地中壁噴射改良樁施工剖面圖(詹榮鋒，1996)

前即已存在，隨著開挖的進行，提供抗壓強度，抵抗開挖區外之側向土壓力，因此理論上，開挖後地中壁所在位置之擋土壁的變形將受到抑制，擋土壁之側向位移減少，進而可減少開挖區外側之地盤沉陷，降低對鄰產的影響，達到鄰產保護的功用。於公館站，連續壁內傾度管監測管理值設定為 50mm 行動值(亞新工程顧問股份有限公司，1995)。

地中壁提供的鄰產保護效果和地中壁的位置、斷面、間距、構築地中壁之材料強度、勁度，及地中壁之品質有關。

依據施工記錄(詹榮鋒，1996)，公館站地中壁施工所採用之高壓噴射灌漿施工數據如表 4-1-4；改良樁體之取樣檢驗共取五組鑽心取樣試體，其試驗結果如表 4-1-5，顯示地中樑施工符合原設計要求。

表 4-1-4 公館站地中樑工程高壓噴射樁之相關施工數據
(詹榮鋒，1996)

項 目	數 據
材料配比	w/c = 1.0
鑽桿迴轉數	10 ~ 12 rpm
鑽桿上昇速度	5 公分 / 16 秒
噴射壓力	180 ~ 200 kgf/cm ²
水泥使用量	5 包 / 公尺
灌注時漿液溢出	微 量
灌注時環境變化	無
樁徑	直徑 60 公分
固結情形	良 好
抗壓強度	5 ~ 100 kgf/cm ²

表 4-1-5 公館站地中樑鑽心取樣試體檢驗結果(詹榮鋒，1996)

項 目	區域 編號		G1~G4		G5~G8		G9~G12		G13~G16		G17~G20	
	#1	#2	#3	#4	#5	#6	#7	#8	#9	#10		
取樣率 (%)	99	97	91	98	96	99	94	98	94	96		
平均取樣率 (%)	98		94.5		97.5		96		95			
單壓強度 (kgf/cm ²)	272	236	302	128	41	75	39	49	63	67		
	221	202	423	257	38	66	55	86	45	122		
平均單壓強度 (kgf/cm ²)	237.75		277.5		55		57.25		74.25			
設計要求強度 (kgf/cm ²)	20		20		20		20		20			

五、鄰產保護工法之成效評估

公館站之施工承商採用地中壁工法進行建物保護工程，其成效評估將以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含

- (1) 建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，
- (2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及
- (3) 連續壁變位是否小於 8.5 公分（監測行動值），

並將直接以安裝於連續壁及建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-1-5。

2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之連續壁內傾度管、地面型沉陷點及建物沉陷點監測資料，再分別整理出公館站連續壁內傾度管變位(表 4-1-6)，周遭地表及建物於連續壁完成後之等

沉陷分佈情形(圖 4-1-7)，站體開挖完成之等沉陷分佈情形(圖 4-1-8)，以及最終監測資料繪示之等沉陷分佈情形(圖 4-1-9)等圖表，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer (Golden Software, Inc., 2002) 並選用 Kriging Gridding Method 進行。

3. 成效評估

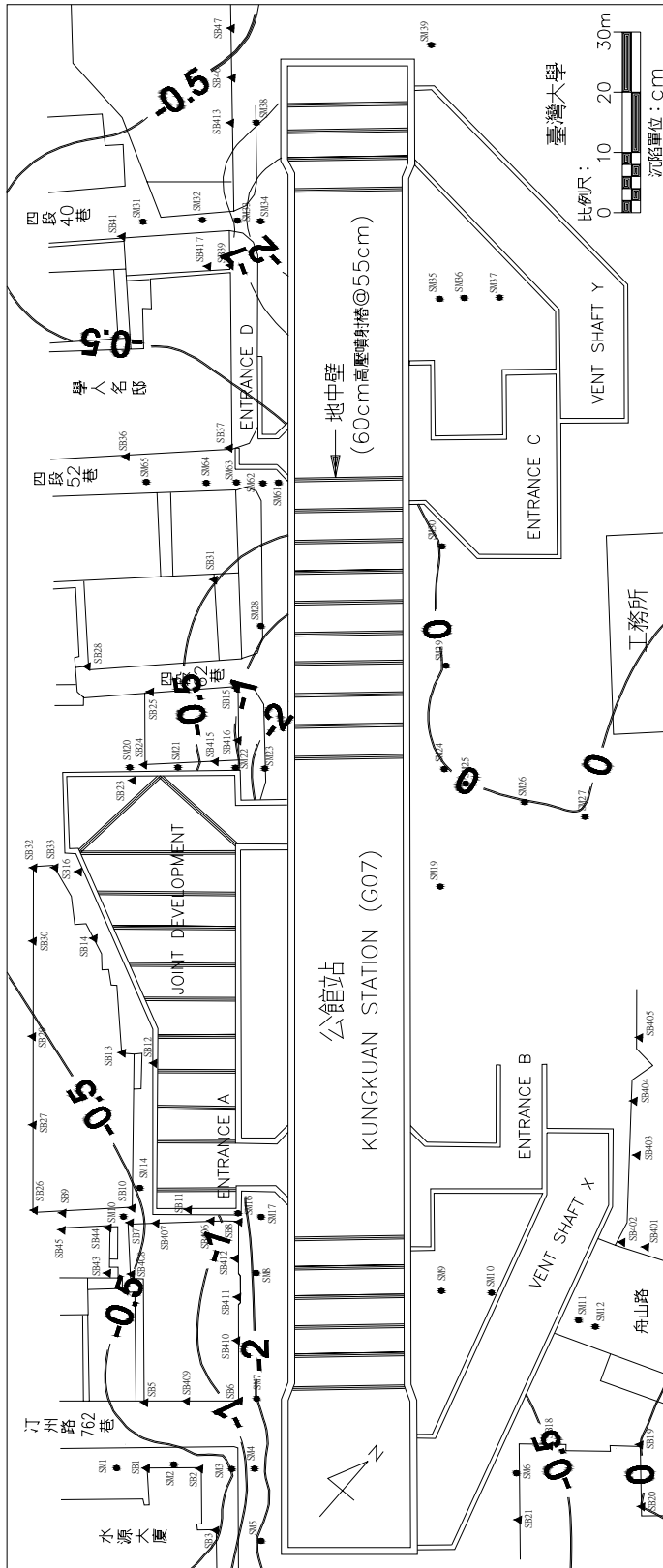
- (1) 表 4-1-6 顯示站體連續壁之變位僅 SID02 乙處於開挖完成有超出 5 公分之現象，達 5.8 公分，餘均小於 5 公分。依據詹榮鋒，1996 之記載，SID02 之所以有較大變位之原因乃站體連續壁施工中曾於附近一處單元發生混凝土澆灌中斷致生斷樁現象，而施工承商於站體開挖至第三階(約深度 12 公尺)時，採取壁外補強灌漿，因灌漿壓力推擠壁體所致。記錄顯示 SID02 當時之最大變位原為 10mm，受灌漿影響遂激增至 43.45mm，增量達 33.45mm。除此之外，站體連續壁之變位可謂符合預期目標，惟是否為地中壁之效益，亦或工程應有行為之表現，有進一步探討之必要。

為考量地中壁於站體開挖階段之效益，本研究整理站體開挖階段之連續壁變位增量(即開挖完成階段之傾度管變位量減去開挖前之傾度管變位量)如圖 4-1-10。比較開挖深度 19.65 公尺區域之傾度管 SID08(最大增量 3cm)、SID10(最大增量 2.3cm)、SID11(最大增量 1.8cm)、及 SID13(最大增量 1.4cm)，顯示地中壁之效益不甚明顯；如再比較 SID13 與 SID09(最大增量 1.8cm)及 SID12(最大增量 1.4cm)，亦顯示位地中壁改良區內之

SID09 及 SID12 變位量相近於位改良區外之 SID13，表示地中壁之效益亦不甚明顯。究其原因可能是地中壁施作深度僅在最終開挖面至開挖面下 3 公尺，而開挖面附近地層原已非軟弱鬆散程度，致其效益發揮有限。

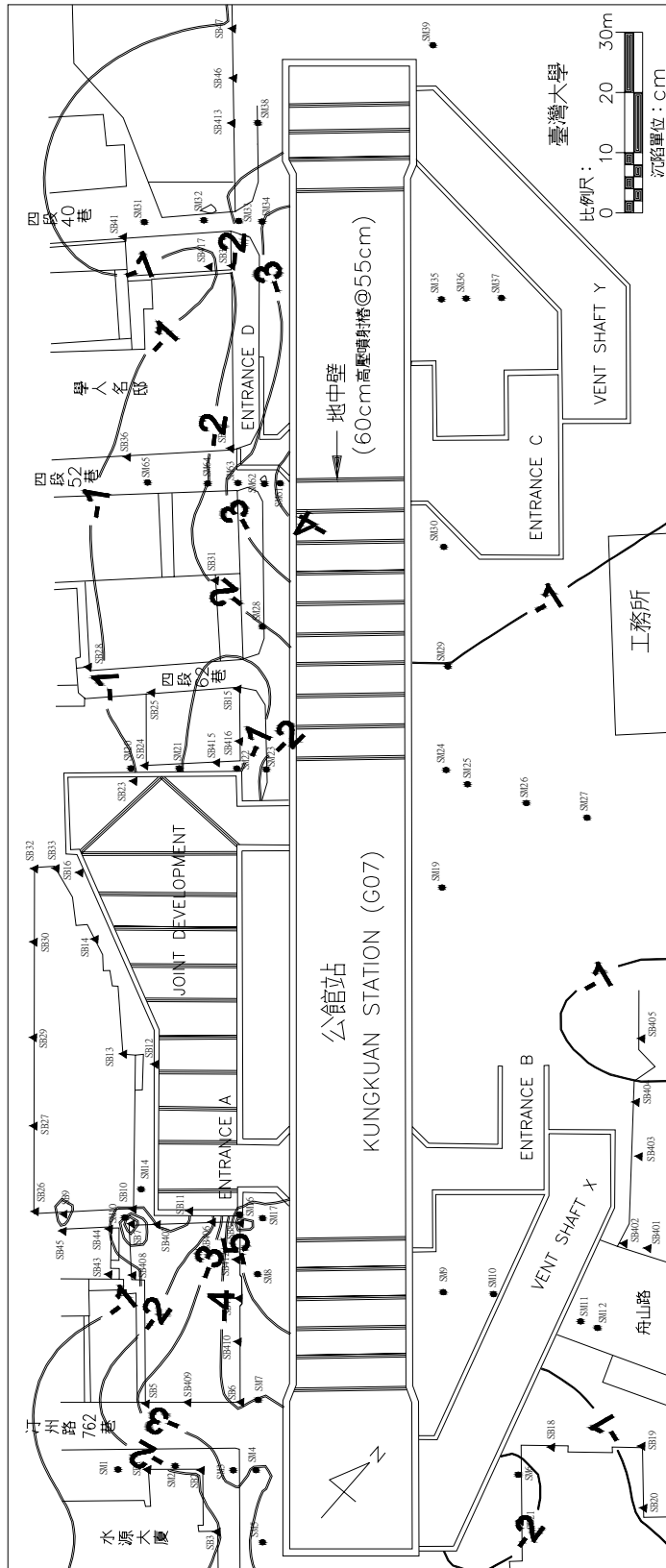
表 4-1-6 公館站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽
(台北市政府捷運局監測資料庫)

儀器編號	連續壁完成階段	開挖完成階段	最終監測結果	開挖分區
SID01	3.0 mm (82/10/13)	14.1 mm (83/3/7)	18.8 mm (85/12/26)	Z
SID02	1.6 mm (82/9/6)	58.0 mm (83/3/17)	51.3 mm (85/6/26)	1
SID08	17.0 mm (82/9/16)	38.0 mm (83/12/1)	36.2 mm (85/06/26)	3
SID09	17.6 mm (82/11/24)	20.1 mm (83/8/15)	21.6 mm (85/8/30)	4
SID10	15.3 mm (82/10/6)	25.8 mm (83/10/14)	35.3 mm (85/6/18)	5
SID11	13.0 mm (82/07/27)	16.0 mm (83/12/7)	7.7 mm (85/8/30)	3
SID12	9.9 mm (82/11/12)	11.8 mm (83/8/19)	13.7 mm (85/6/11)	4
SID13	18.0 mm (82/11/12)	14.7 mm (83/10/13)	20.2 mm (85/6/11)	5



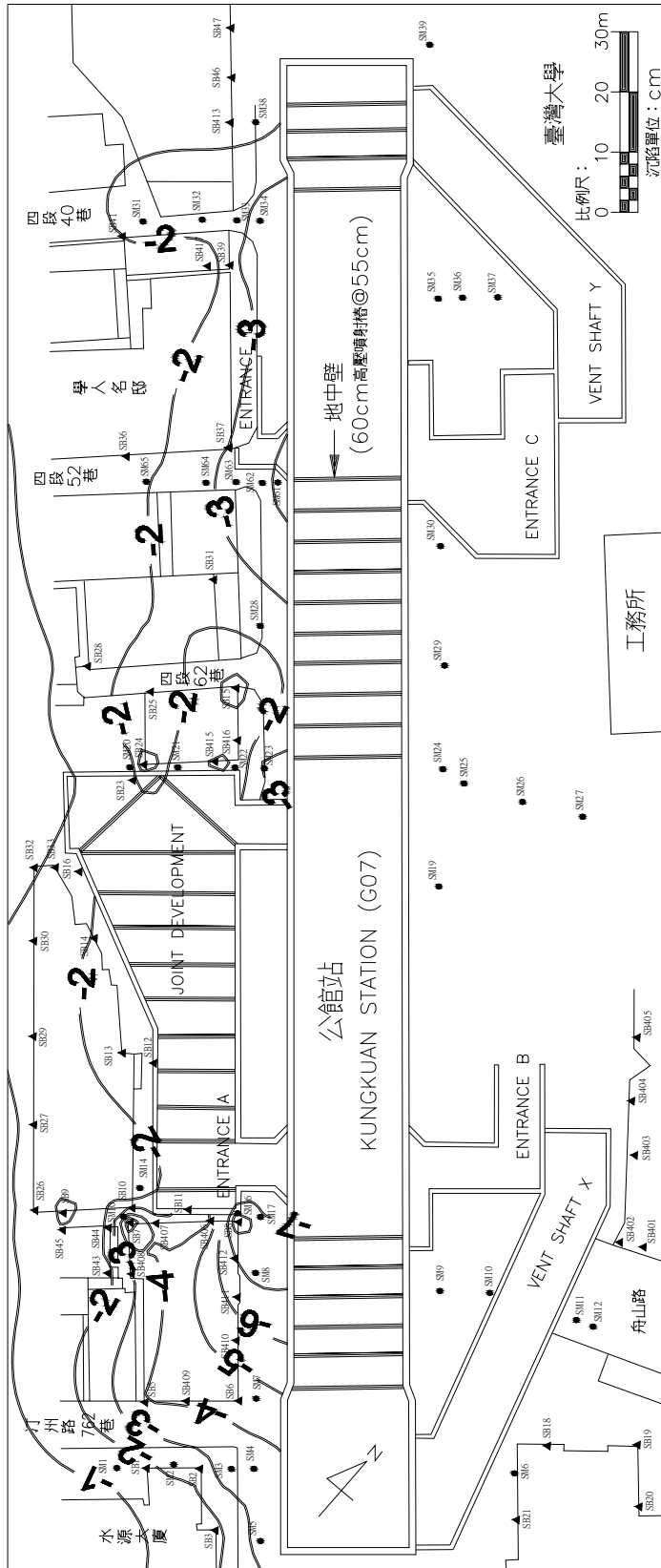
【註】 沉降點監測日期為 82 年 8 月 18 日前。沉降單位為 cm。

圖 4-1-7 公館站站體開挖前地表及建物等沉降分佈



【註】沉陷點監測日期為 84 年 3 月。沉陷單位為 cm。

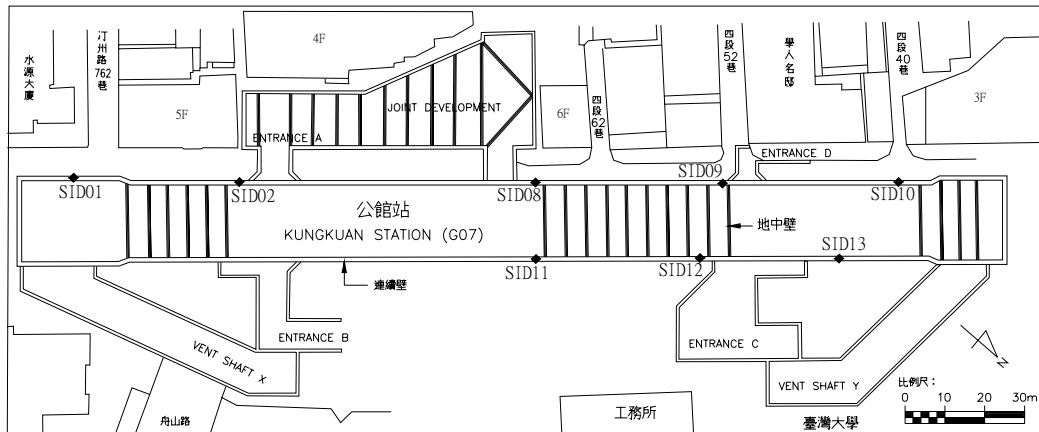
圖 4-1-8 公館站站體開挖完成後地表及建物等沉陷分佈



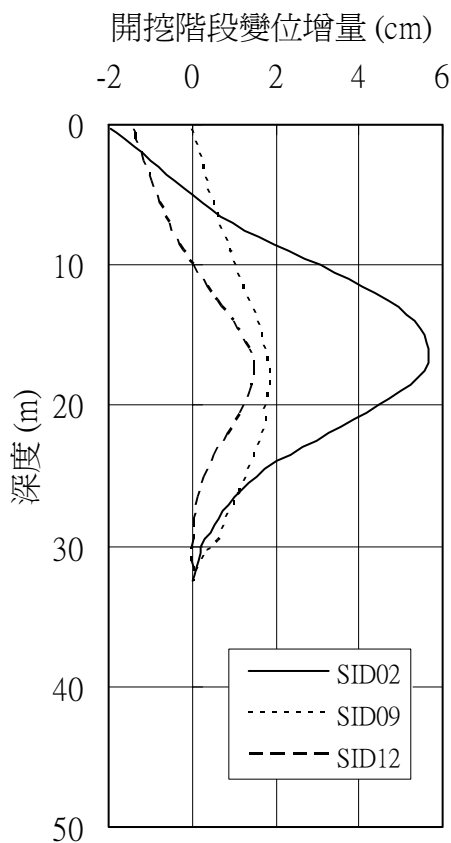
【註】沉陷點監測日期為 86 年 7 月。沉陷單位為 cm。

圖 4-1-9 公館站沉陷點最終觀測值繪製之地表及建物等沉陷分佈

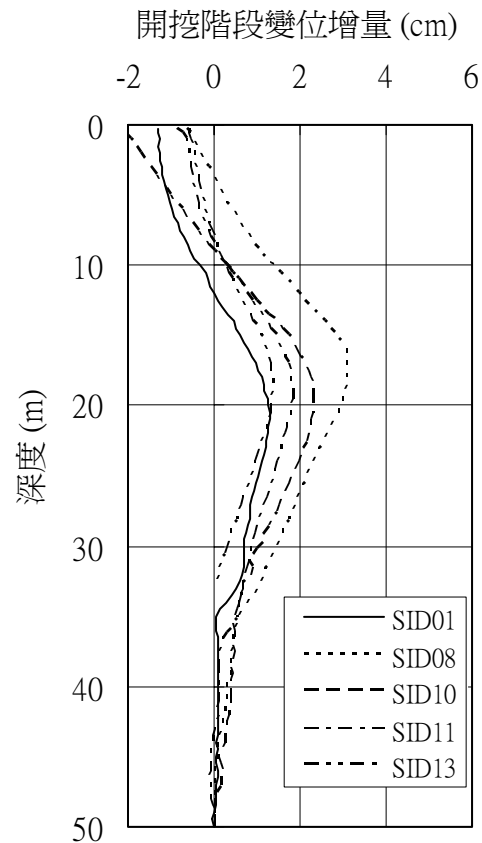
深開挖鄰產保護研究(一)



(a) 連續壁內傾度管位置



(b) 開挖深度 16.6m 區域



(c) 開挖深度 19.65m 區域

圖 4-1-10 公館站開挖階段連續壁變位增量

- (2) 圖 4-1-7 顯示連續壁施工對周遭環境存在些許影響，約略是越靠近連續壁槽溝邊之影響值越大，推估連續壁邊之最大地表沉陷量約在 2.6 公分，為 31.5 公尺槽溝深之 0.082%，如圖 4-1-11 所示，而影響範圍推估可達 1.4 倍之連續壁槽溝深。另就圖 4-1-7 而言，連續壁施工對站體東側(圖之下方)之影響遠小於西側(圖之上方)，其原因並無記載，推測或因建物均集中站體西側且多屬老舊建築，致地面超載較大，影響槽溝開挖之側壓所使然。由於建物離連續壁邊尚有一段距離(最近者約 7 公尺)，故其施工影響量約在 1 公分以下，惟就建物保護之觀點而言，此一數值已然佔去 2.5 公分之 40%，亦即爾後之站體開挖構築，必須保護建物勿使產生過大之沉陷。

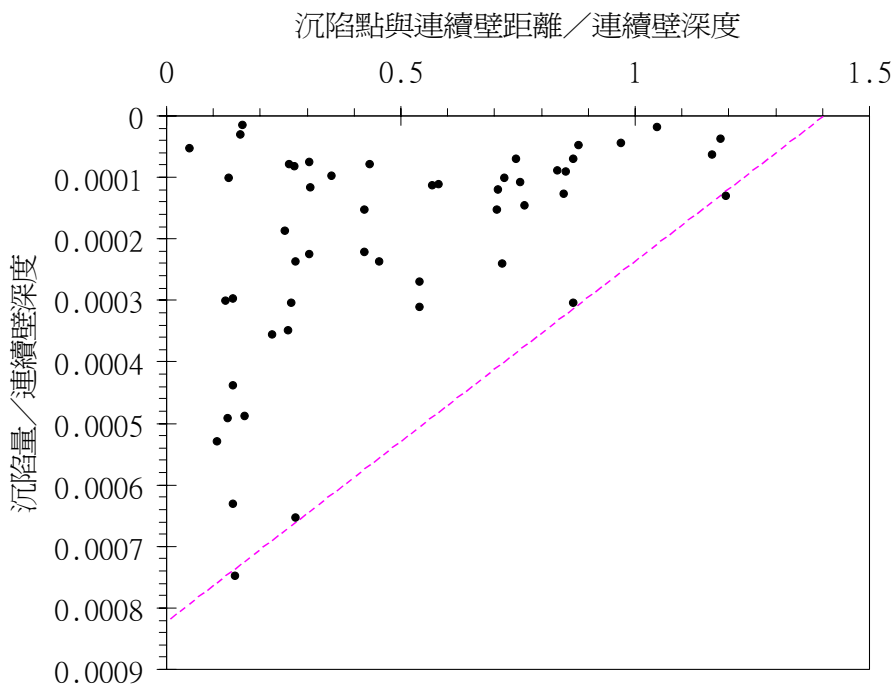


圖 4-1-11 公館站連續壁施工引致地表沉陷統計圖

- (3) 依據圖 4-1-8 及圖 4-1-9 之建物沉陷情形而言，大部份建物仍能符合建物保護規範之要求，僅有一處指定保護建物（位站體西側、出入口 A 南側，汀州路 762 巷北側）超過 2.5 公分沉陷量規範值，其開挖完成階段之最大沉陷約在 7 公分，最終監測值則達 9 公分。審視建物發生最大沉陷之處乃靠近連續壁傾度管 SID02，故明顯係受連續壁斷樁及壁背補強灌漿之影響所致。另就建物傾斜角而言，此沉陷過大建物之傾角已有明顯超過 1/500 規範值之情形，至於其他建物則仍符合須小於 1/500 之規範要求。
- (4) 公館站建物保護使用地中壁工法，係欲借助限制連續壁變位以達到降低建物影響之目的。此工法因係於工址內施工故能由施工承商全然掌控而不受其它外力干擾，屬較佳之選擇，惟就公館站監測結果而言，或因地中樑改良深度過小，亦或地層因素影響，其抑制連續壁變位之成效不甚明顯。另外，因地中壁工法須於連續壁完成後施工，故對於連續壁槽溝開挖階段之建物影響並無功效，故如連續壁施工階段已然造成建物不小之沉陷時，開挖階段之施工影響勢必要求大幅降低，方有可能達到既定之建物保護目標，亦即地中壁之預期成效必須大幅提升，以彌補連續壁施工階段之建物影響。

第二節 捷運新店線台電大樓站

台北捷運新店線台電大樓站（G09）工程屬 CH221 標之一部份，其細部設計顧問為瑞士電華／中華顧問工程司／奧地利吉奧，施工承商為青木／新亞建設公司共同承攬。本節內容亦一併包含緊接台電大樓站之明挖覆蓋隧道工程。

一、台電大樓站基地位置與地層概況

台電大樓站係位於台北市羅斯福路三段，約介師大路至辛亥路間，如圖 4-2-1，站體全長約 250 公尺、寬約 20 公尺、開挖深度約 18 公尺(一般斷面)及 20.67 公尺(潛盾工作井)；明挖覆蓋隧道則接續台電大樓站之南端，約介辛亥路至羅斯福路三段 325 號大世紀戲院間，如圖 4-2-1，全長約 420 公尺、寬約 20 公尺、開挖深度約 18.5 公尺。

台電大樓站及明挖覆蓋隧道工址約位於台北市區工程地質分區所標示之淡水河二區(T2)，為典型之松山層，計分為六個次層，由粉土質黏土層與粉土質細砂層交互組合而成，如表 4-2-1 及表 4-2-2。另外，地下水位於台電大樓站約位地表下 5 至 9 公尺；明挖覆蓋隧道則介地表下 6 至 8 公尺間。

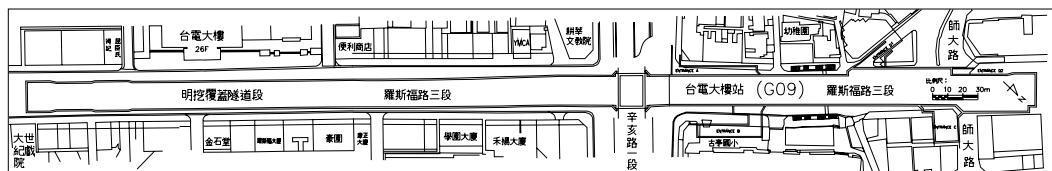


圖 4-2-1 台電大樓站及明挖覆蓋隧道位置圖

表 4-2-1 台電大樓站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	深度 m	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.	s_u t/m ²
6	0~7.0	CL/ML	4	1.92	0	30	2.0
5	7.0~17.5	SM	14	2.06	0	33	--
4	17.5~20.5	CL/ML	11	1.96	0	30	5.6
3	20.5~30.5	SM	18	2.03	0	34	--
2	30.5~34.5	ML	19	2.04	0	32	10.2

表 4-2-2 明挖覆蓋隧道簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	深度 m	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.	s_u t/m ²
6	0~9.0	CL/ML	4	1.92	0	30	2.0
5	9.0~16.5	SM	13	2.02	0	32	--
4	16.5~19.5	CL/ML	10	1.95	0	30	5.6
3	19.5~29.5	SM	16	2.01	0	34	--
2	29.5~32.5	ML	24	2.02	0	32	10.2

二、台電大樓站深開挖工程概要

台電大樓站及明挖覆蓋隧道之開挖施工係採明挖覆蓋工法，使用連續壁與內支撐設施進行，如圖 4-2-2 至圖 4-2-4 所示。擋土連續壁厚度 100 公分，深度 32.5 或 33.5 公尺（站體）及 34 公尺（隧道）；H 型鋼內支撐均為四層。相關之擋土結構型式及施工時程詳表 4-2-3；至於開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-2-5、圖 4-2-6 及表 4-2-4、表 4-2-5。

表 4-2-3 台電大樓站擋土結構型式及施工時程
(資料來源：亞新工程顧問股份有限公司，1995)

工區	擋土結構型式	厚度 m	深度 m	開始日期 (年/月/日)	結束日期 (年/月/日)
站體	連續壁	1.0	33.5/32.5	81/05/09	82/07/30
出入口 A	連續壁	0.6	16.5	82/02/18	82/03/09
	鋼版樁	YSP III	18	83/12/22	83/12/28
出入口 B	鋼版樁	YSP III	18	--	--
出入口 C	連續壁	1.0	31.5	82/08/25	82/09/05
出入口 D1	連續壁	0.6	19.5	82/06/20	82/06/23
	鋼版樁	YSP III	18	--	--
出入口 D2	連續壁	0.6	12.5	82/07/03	82/07/10
通風井 X	鋼版樁	YSP III	18	--	--
通風井 Y	連續壁	1.0	33.5	81/10/23	82/01/11
明挖覆蓋隧道	連續壁	1.0	34	81/05/09	82/07/30

深開挖鄰產保護研究(一)

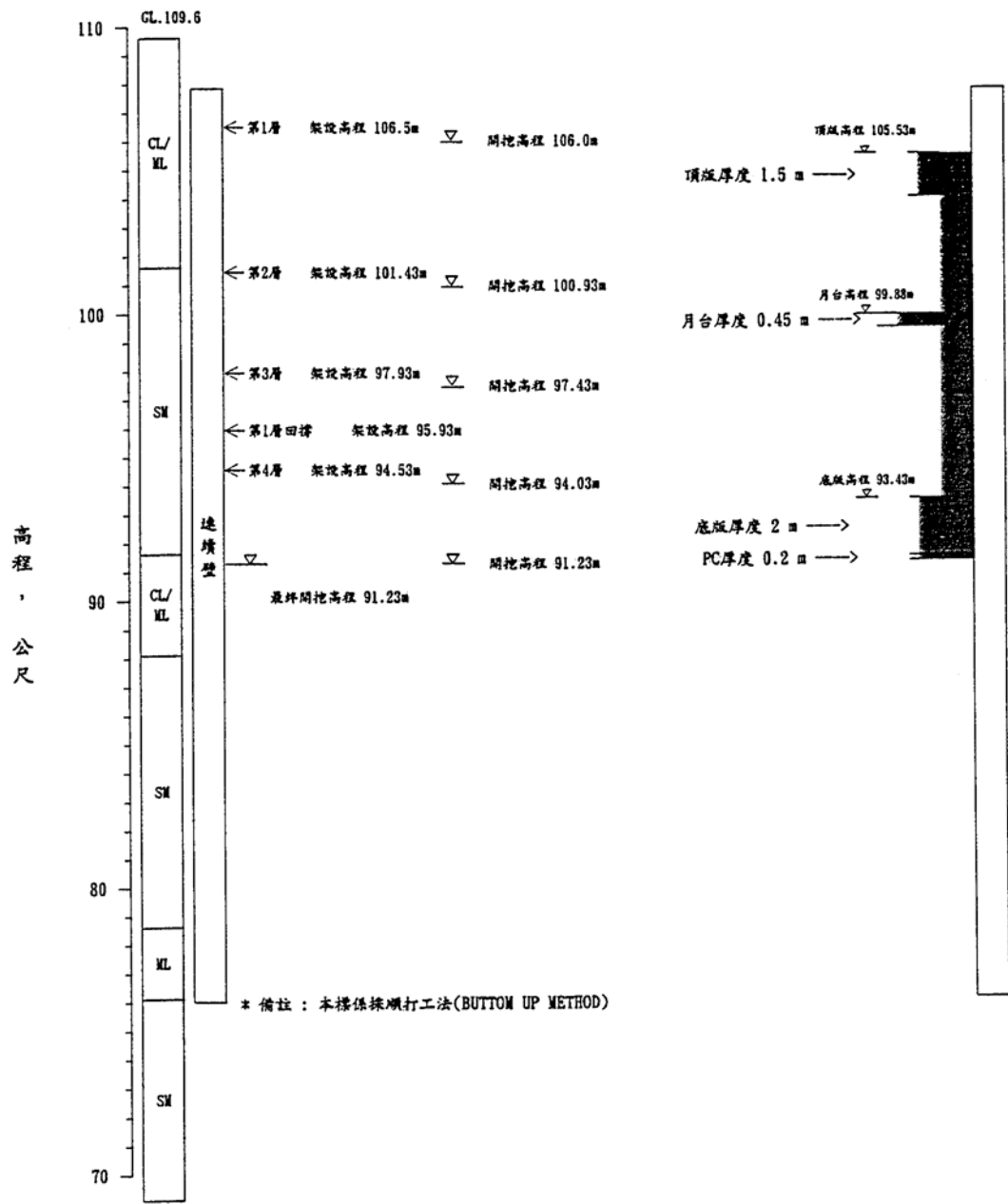


圖 4-2-2 台電大樓站施工剖面 (分區 BL2)
(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

第四章 捷運車站深開挖鄰產保護案例探討

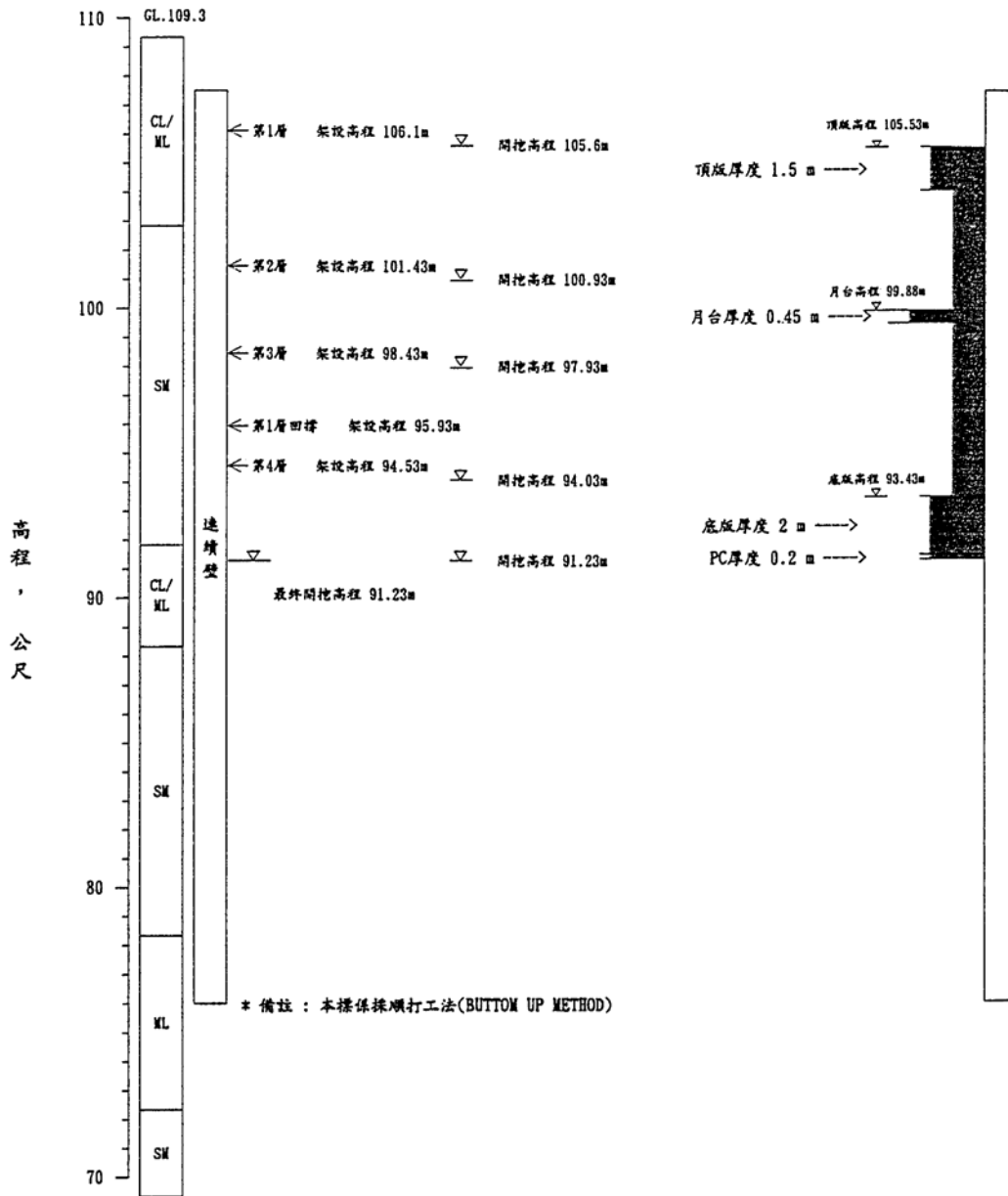


圖 4-2-3 台電大樓站施工剖面 (分區 BL10)

(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

深開挖鄰產保護研究(一)

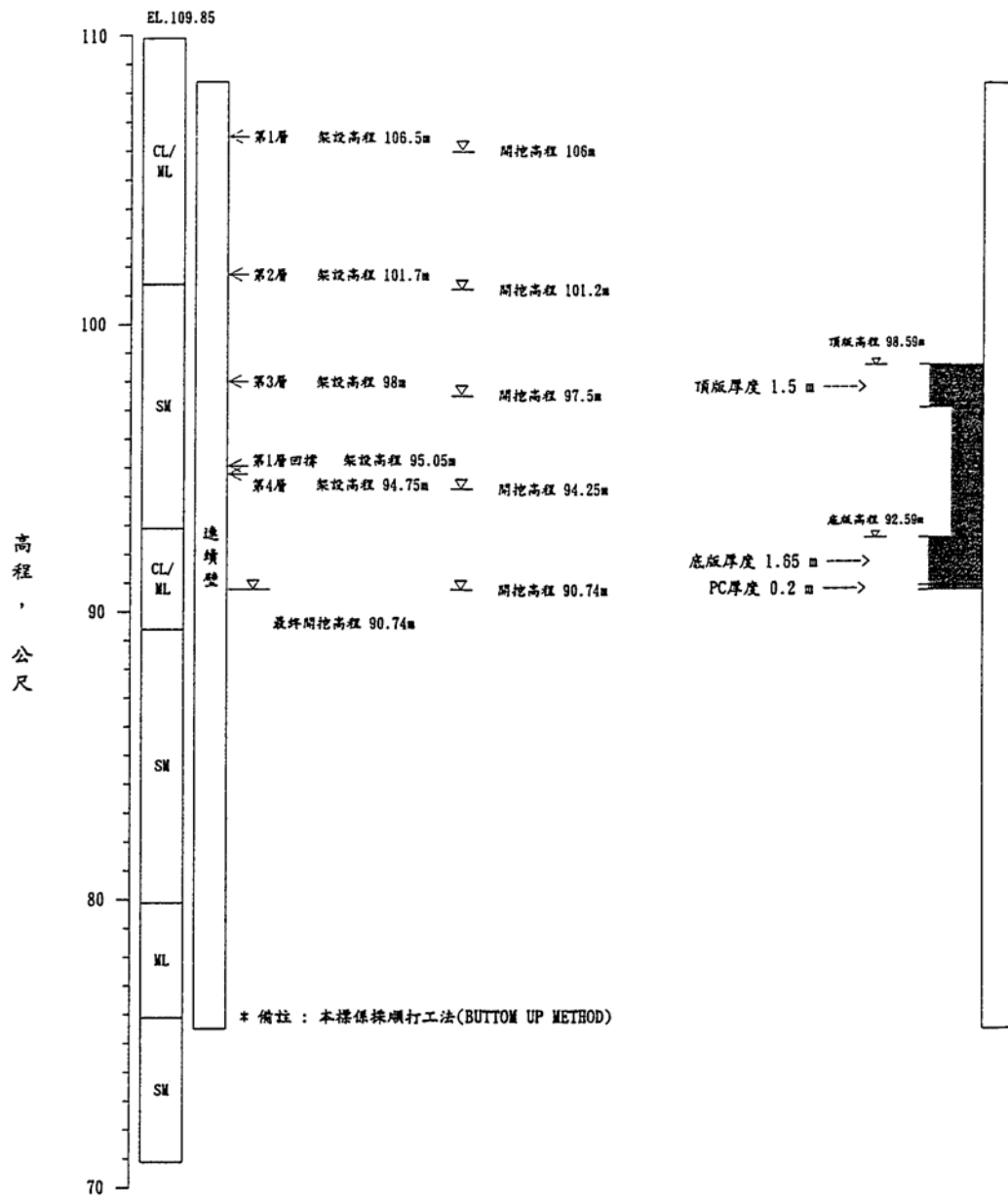


圖 4-2-4 明挖覆蓋隧道施工剖面 (分區 B03)

(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

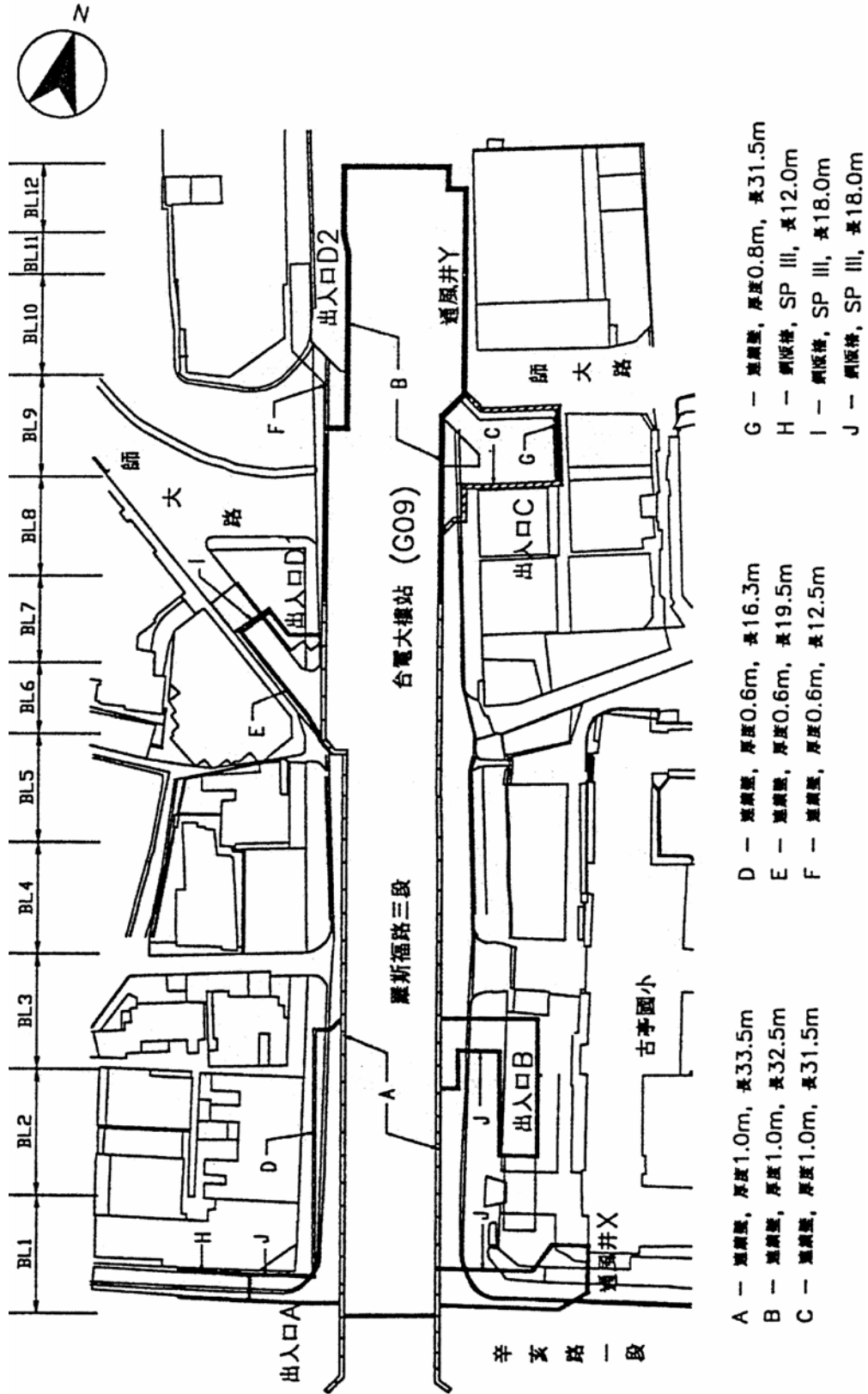
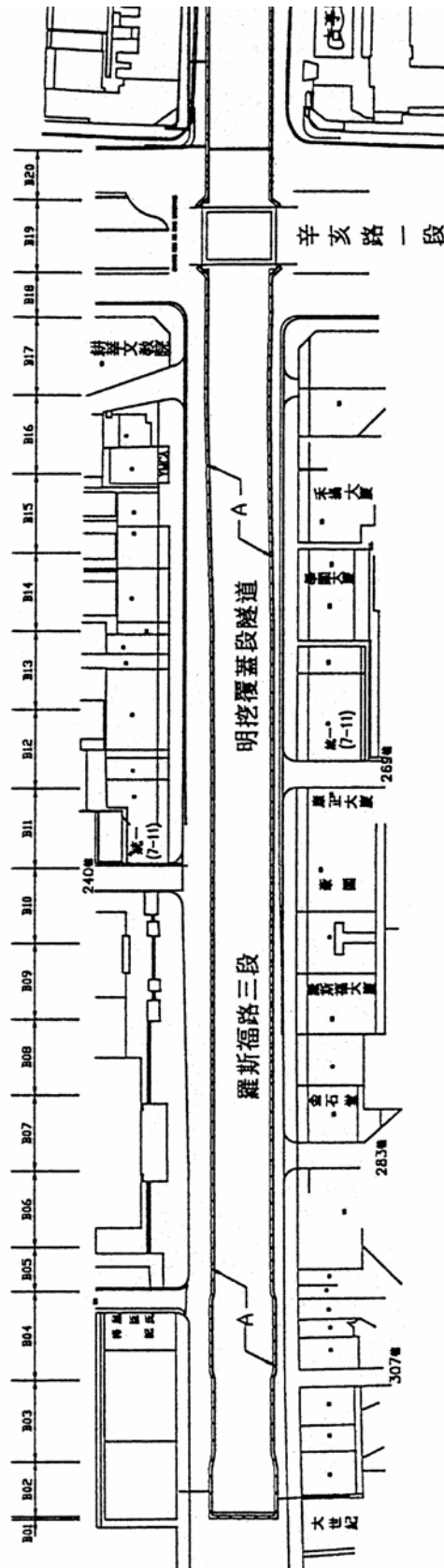


圖 4-2-5 台電大樓站開挖分區



A - 連續壁, 厚度1.0m, 長34.0m

圖 4-2-6 明挖覆蓋隧道開挖分區

表 4-2-4 台電大樓站分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)						
		BL1 區	BL2 區	BL3 區	BL4 區	BL5 區	BL6 區	BL7 區
1	第一階開挖	82/10/23	82/10/20	82/10/11	82/10/11	82/11/28	82/12/22	82/12/22
		82/11/14	82/10/21	82/10/19	82/10/19	82/12/18	82/12/30	82/12/30
2	第一層支撐 架設	82/11/15	82/10/22	82/10/13	82/10/13	83/01/03	83/01/13	83/01/13
		82/11/19	82/11/01	82/10/26	82/10/26	83/01/13	83/01/18	83/01/18
3	第二階開挖	82/11/26	82/11/06	82/10/30	82/10/30	83/01/16	83/01/16	83/01/26
		82/11/28	82/11/09	82/11/05	82/11/05	83/01/18	83/01/18	83/01/31
4	第二層支撐 架設	82/11/29	82/11/10	82/11/06	82/11/06	83/01/18	83/01/18	83/01/28
		82/12/08	82/11/15	82/11/12	82/11/12	83/01/27	83/01/27	83/02/01
5	第三階開挖	82/12/12	82/11/16	82/11/16	82/11/16	83/01/29	83/02/04	83/02/04
		82/12/13	82/11/24	82/11/24	82/11/24	83/02/03	83/02/23	83/02/23
6	第三層支撐 架設	82/12/14	82/11/20	82/11/20	82/11/20	83/02/02	83/02/23	83/02/23
		82/12/20	82/11/26	82/11/26	82/11/26	83/02/06	83/03/02	83/03/02
7	第四階開挖	83/01/02	82/11/29	82/11/29	82/11/29	83/02/15	83/03/03	83/03/03
		83/01/04	82/12/02	82/12/02	82/12/02	83/02/18	83/03/05	83/03/05
8	第四層支撐 架設	83/01/02	82/12/03	82/12/03	82/12/03	83/02/18	83/03/05	83/03/05
		83/01/10	82/12/12	82/12/12	82/12/12	83/02/24	83/03/10	83/03/10
9	第五階開挖	83/01/10	83/01/10	82/12/15	82/12/15	83/03/13	83/03/13	83/03/13
		83/01/15	83/01/15	82/12/23	82/12/23	83/03/16	83/03/16	83/03/16
10	底板施作	--	--	--	--	--	--	--
		83/04/07	83/02/07	83/01/26	83/03/26	83/04/09	83/04/22	83/05/02
11	第四層支撐 拆除	83/04/13	83/02/17	83/02/17	83/03/31	83/04/27	83/05/25	83/05/25
		83/04/16	83/02/20	83/02/20	83/04/03	83/05/01	83/05/28	83/05/28
12	第一階段 內牆施作	--	--	--	--	--	--	--
		83/06/25	83/06/08	83/05/24	83/06/13	83/07/16	83/08/27	83/08/20
13	第一層回撐 架設	83/08/01	83/06/20	83/06/03	83/07/09	83/07/28	83/09/05	83/10/11
		83/08/04	83/06/27	83/06/06	83/07/13	83/09/03	83/09/12	83/10/15
14	第三層支撐 拆除	83/08/05	83/07/22	83/06/07	83/07/13	83/09/13	83/09/13	83/10/15
		83/09/16	83/07/23	83/06/09	83/07/14	83/09/16	83/09/16	83/10/22
15	內牆與月台 樓版施作	--	--	--	--	--	--	--
		83/11/01	83/09/10	83/07/22	83/08/31	83/10/17	83/11/19	83/12/16
16	第二層回撐 架設	--	--	--	83/09/05	83/10/28	83/11/25	--
		--	--	--	83/09/07	83/10/30	83/12/02	--
17	第一層回撐 拆除	83/12/16	83/10/24	83/10/24	83/10/24	83/11/10	83/12/16	84/01/13
		83/12/20	83/10/29	83/10/29	83/10/29	83/11/15	83/12/19	84/01/13
18	第二層支撐 拆除	83/11/17	--	83/08/16	83/09/29	83/11/02	83/12/03	84/01/02
		83/11/22	--	83/08/19	83/09/30	83/11/05	83/12/05	84/01/05
19	第二階段 內牆施作	--	--	--	--	--	--	--
		84/01/07	83/12/19	83/11/11	83/11/25	83/12/27	84/01/07	84/03/02
20	頂版施作	--	--	--	--	--	--	--
		84/03/31	84/02/09	84/01/28	84/02/23	84/03/14	84/04/27	84/04/14
21	第二層回撐 拆除	--	--	--	84/03/22	84/04/22	84/05/20	--
		--	--	--	84/03/22	84/04/27	84/05/23	--
22	第一層支撐 拆除	84/03/15	84/02/15	84/01/04	84/02/06	84/02/16	84/04/12	84/05/06
		84/03/19	84/02/21	84/01/09	84/02/08	84/02/23	84/04/16	84/05/17
	最終開挖深度	18.37m	18.37m	18.37m	18.31m	18.25m	18.21m	18.14m

表 4-2-4 台電大樓站分區開挖時程 (續)

(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)				施工 項目	施工起迄日期 BL12 區 潛盾工作井
		BL8 區	BL9 區	BL10 區	BL11 區		
1	第一階開挖	82/12/30 83/01/10	82/02/30 83/01/10	82/07/30 82/09/14	82/07/30 82/09/14	第一階開挖	82/07/30 82/09/14
2	第一層支撐 架設	83/01/11 83/01/24	83/01/11 83/01/24	82/09/13 82/09/21	82/09/13 82/09/21	第一層支撐 架設	82/09/13 82/09/21
3	第二階開挖	83/01/26 83/01/31	83/01/26 83/01/31	82/09/23 82/09/29	82/09/23 82/09/29	第二階開挖	82/09/23 82/09/29
4	第二層支撐 架設	83/01/28 83/02/01	83/01/28 83/02/01	82/09/30 82/10/04	82/09/30 82/10/04	第二層支撐 架設	82/09/30 82/10/04
5	第三階開挖	83/02/24 83/02/28	83/02/24 83/02/28	82/10/07 82/10/12	82/10/07 82/10/12	第三階開挖	82/10/07 82/10/12
6	第三層支撐 架設	83/02/28 83/03/05	83/02/28 83/03/05	82/10/13 82/10/18	82/10/13 82/10/18	第三層支撐 架設	82/10/13 82/10/18
7	第四階開挖	83/03/07 83/03/13	83/03/07 83/03/13	82/10/20 82/10/23	82/10/20 82/10/23	第四階開挖	82/10/20 82/10/23
8	第四層支撐 架設	83/03/13 83/03/17	83/03/13 83/03/17	82/10/24 82/11/01	82/10/24 82/11/01	第四層支撐 架設	82/10/24 82/11/01
9	第五階開挖	83/03/21 83/03/25	83/03/21 83/03/25	83/03/18 83/03/20	82/11/03 82/11/07	第五階開挖	82/11/03 82/11/07
10	底版施作	-- 83/05/23	-- 83/05/16	-- 83/04/18	-- 83/04/29	第五層支撐 架設	82/11/08 82/11/11
11	第四層支撐 拆除	83/05/29 83/06/01	83/05/24 83/05/29	83/05/04 83/05/06	?	第六階開挖	?
12	第一階段 內牆施作	-- 83/08/04	-- 83/08/23	-- 83/07/06	-- 83/06/20	第一次底版施作	-- 82/12/23
13	第一層回撐 架設	83/09/21 83/09/27	83/08/30 83/09/05	83/07/14 83/07/19	83/07/14 83/07/19	第五層支撐 拆除	82/12/27 82/12/30
14	第三層支撐 拆除	83/10/15 83/10/22	83/09/06 83/09/18	83/07/18 83/07/22	83/07/18 83/07/22	第四層支撐 拆除	82/12/31 83/01/31
15	內牆與月台 樓版施作	-- 84/01/20	-- 83/11/24	-- 83/10/15	-- 83/08/22	第二次底版施作	-- 83/07/21
16	第二層回撐 架設	--	--	--	--	第一層回撐架設及 第三層支撐拆除	83/10/30 83/11/07
17	第一層回撐 拆除	84/03/03 84/03/18	83/12/29 83/12/31	83/12/29 83/12/31	--	內牆與月台 樓版施作	-- 83/12/27
18	第二層支撐 拆除	84/02/08 84/02/10	83/12/23 83/12/28	83/11/09 83/11/16	83/11/09 83/11/16	第二層支撐 拆除	84/01/17 84/01/20
19	第二階段 內牆施作	-- 84/03/17	-- 84/01/26	-- 83/12/19	-- 84/02/18	第二階段 內牆施作	-- 84/03/16
20	頂版施作	-- 84/04/26	-- 84/04/17	-- 84/03/03	-- 84/04/20	第一層回撐 拆除	84/03/21 84/03/24
21	第二層回撐 拆除	--	--	--	--	頂版施作	-- 84/04/20
22	第一層支撐 拆除	84/05/06 84/05/17	84/03/29 84/04/04	84/02/11 84/02/17	84/05/09 84/05/10	第一層支撐 拆除	84/05/11 84/05/14
	最終開挖深度	18.07m	18.07m	18.07m	18.07m	最終開挖深度	20.67m

表 4-2-5 明挖覆蓋隧道分區開挖時程

(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)						
		B02 區	B03 區	B04 區	B05 區	B06 區	B07 區	B08 區
1	第一階開挖	82/01/29	82/01/29	82/05/29	82/05/29	82/05/29	82/07/29	82/08/16
		82/02/14	82/02/14	82/06/25	82/06/25	82/06/25	82/07/29	82/08/17
2	第一層支撐 架設	82/02/17	82/02/17	82/06/17	82/06/17	82/06/17	82/08/03	82/08/18
		82/02/21	82/02/21	82/07/07	82/07/07	82/07/07	82/08/10	82/08/29
3	第二階開挖	82/03/20	82/03/20	82/07/10	82/07/10	82/07/17	82/08/17	82/08/31
		82/03/21	82/03/21	82/07/13	82/07/13	82/07/22	82/08/18	82/09/02
4	第二層支撐 架設	82/03/26	82/03/26	82/07/15	82/07/15	82/07/23	82/08/20	82/09/04
		82/03/29	82/03/29	82/07/25	82/07/25	82/07/29	82/08/28	82/09/11
5	第三階開挖	82/04/07	82/04/07	82/07/29	82/07/29	82/08/19	82/09/03	82/09/14
		82/04/11	82/04/11	82/08/04	82/08/04	82/08/20	82/09/04	82/09/15
6	第三層支撐 架設	82/04/14	82/04/14	82/08/05	82/08/05	82/08/21	82/09/05	82/09/16
		82/04/17	82/04/17	82/08/18	82/08/18	82/08/31	82/09/15	82/09/25
7	第四階開挖	82/04/24	82/04/24	82/08/23	82/09/05	82/09/25	82/09/25	82/11/10
		82/04/25	82/04/25	82/08/27	82/09/06	82/09/27	82/09/27	82/11/12
8	第四層支撐 架設	82/05/01	82/05/01	82/08/28	82/09/07	82/09/28	82/09/28	82/11/13
		82/05/03	82/05/03	82/09/06	82/09/18	82/10/01	82/10/01	82/11/15
9	第五階開挖	82/05/07	82/09/09	82/09/09	82/09/22	82/10/03	82/10/03	82/11/17
		82/05/10	82/09/23	82/09/23	82/09/26	82/10/10	82/10/10	82/11/26
10	底板施作	--	--	--	--	--	--	--
		82/05/29	82/10/28	82/11/26	82/11/09	82/12/15	82/12/28	83/01/17
11	第四層支撐 拆除	82/06/07	82/11/29	82/11/29	83/01/05	83/01/05	83/02/16	83/02/16
		82/06/10	82/12/06	82/12/06	83/01/10	83/01/10	83/02/23	83/02/23
12	第一階段內 牆施作	?	--	--	--	--	--	--
13	第一層回撐 架設及第三 層支撐拆除	?	83/01/29	83/03/09	83/03/22	83/04/06	83/04/22	83/05/02
		?	83/05/02	83/07/07	83/05/09	83/06/28	83/08/18	83/09/30
14	頂版施作	?	83/05/08	83/07/08	83/05/11	83/06/30	83/08/20	83/10/04
		?	--	--	--	--	--	--
15	第二層支撐 拆除	?	83/06/02	83/08/26	83/06/07	83/07/28	83/09/12	83/10/20
		?	84/02/06	84/01/13	84/01/21	84/02/07	84/02/07	84/03/14
16	第一層支撐 拆除	?	84/02/10	84/01/15	84/01/21	84/02/11	84/02/11	84/03/16
		?	84/06/17	84/05/30	84/05/22	84/05/16	84/06/13	84/06/06
16	最終開挖深 度	?	84/06/21	84/06/02	84/05/24	84/05/17	84/06/17	84/06/22
		19.17m	19.11m	19.52m	18.94m	18.84m	18.74m	18.66m

深開挖鄰產保護研究(一)

表 4-2-5 明挖覆蓋隧道分區開挖時程 (續)

(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)						
		B09 區	B10 區	B11 區	B12 區	B13 區	B14 區	B15 區
1	第一階開挖	82/10/04 82/10/07	82/10/13 82/10/15	82/10/16 82/10/17	82/10/17 82/10/18	82/11/01 82/11/02	82/11/11 82/11/12	82/11/13 82/11/14
2	第一層支撐 架設	82/10/08 82/10/14	82/10/16 82/10/28	82/10/18 82/11/02	82/10/19 82/11/06	82/11/03 82/11/20	82/11/13 82/11/30	82/11/15 82/12/05
3	第二階開挖	82/10/17 82/10/19	82/11/03 82/11/12	82/11/03 82/11/12	82/11/03 82/11/12	82/11/25 82/12/02	82/12/03 82/12/20	82/12/03 82/12/20
4	第二層支撐 架設	82/10/20 82/10/26	82/11/10 82/11/19	82/11/10 82/11/19	82/11/10 82/11/19	82/12/03 82/12/12	82/12/09 82/12/21	82/12/09 82/12/21
5	第三階開挖	82/11/12 82/11/14	82/11/27 82/11/29	82/11/27 82/11/29	82/12/08 82/12/10	82/12/17 82/12/20	82/12/26 82/12/28	82/12/29 83/01/06
6	第三層支撐 架設	82/11/15 82/11/18	82/11/30 82/12/08	82/11/30 82/12/08	82/12/11 82/12/16	82/12/21 82/12/26	82/12/29 83/01/06	83/01/06 83/01/13
7	第四階開挖	82/11/20 82/11/24	82/12/10 82/12/16	82/12/10 82/12/16	82/12/20 82/12/26	82/12/28 82/12/31	83/01/15 83/01/27	83/01/15 83/01/27
8	第四層支撐 架設	82/11/25 82/11/28	82/12/17 82/12/18	82/12/17 82/12/18	82/12/27 83/01/02	83/01/02 83/01/07	83/01/20 83/01/28	83/01/20 83/01/28
9	第五階開挖	82/11/30 82/12/05	82/12/22 82/12/28	82/12/22 82/12/28	83/01/10 83/01/15	83/01/29 83/02/01	83/01/29 83/02/01	83/02/24 83/02/28
10	底板施作	-- 83/01/28	-- 83/02/06	-- 83/03/14	-- 83/03/03	-- 83/03/19	-- 83/03/31	-- 83/04/19
11	第四層支撐 拆除	83/02/16 83/02/23	83/02/16 83/02/23	83/03/23 83/03/26	83/03/23 83/03/26	83/03/23 83/03/26	83/04/08 83/04/11	83/04/23 83/04/27
12	第一階段內 牆施作	-- 83/06/06	-- 83/05/25	-- 83/06/18	-- 83/06/30	-- 83/07/12	-- 83/07/25	-- 83/07/30
13	第一層回撐 架設及第三 層支撐拆除	83/11/02 83/11/04	83/12/13 83/12/15	83/08/22 83/08/31	83/08/22 83/08/31	83/10/14 83/10/15	83/11/21 83/11/24	83/10/17 83/10/20
14	頂版施作	-- 83/11/30	-- 84/01/12	-- 83/09/30	-- 83/11/12	-- 83/12/15	-- 84/01/19	-- 83/12/09
15	第二層支撐 拆除	84/01/21 84/01/23	84/02/13 84/02/14	83/11/28 83/12/03	83/12/03 83/12/12	84/01/23 84/01/26	84/02/21 84/02/24	84/05/13 84/05/16
16	第一層支撐 拆除	84/06/22 84/06/25	84/06/27 84/06/29	84/07/04 84/07/07	84/07/18 84/07/21	84/07/11 84/07/14	84/06/27 84/06/30	84/06/27 84/06/30
	最終開挖深 度	18.57m	18.5m	18.43m	18.31m	18.13m	17.98m	17.88m

第四章 捷運車站深開挖鄰產保護案例探討

表 4-2-5 明挖覆蓋隧道分區開挖時程 (續)

(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)			施工 項目	施工起迄日期 B20 區
		B16 區	B17 區	B18 區		
1	第一階開挖	82/11/15 82/11/21	82/11/15 82/11/21	82/11/23 82/12/08	第一階開挖	82/10/20 82/10/21
2	第一層支撐 架設	82/11/22 82/12/12	82/11/22 82/12/12	82/12/09 82/12/28	第一層支撐 架設	82/10/22 82/11/01
3	第二階開挖	82/12/21 82/12/24	82/12/31 83/01/02	83/01/03 83/01/08	第二階開挖	82/11/06 82/11/09
4	第二層支撐 架設	82/12/25 82/12/30	83/01/03 83/01/10	83/01/09 83/01/12	第二層支撐 架設	82/11/10 82/11/15
5	第三階開挖	82/12/29 83/01/06	83/01/16 83/01/19	83/01/19 83/01/20	第三階開挖	82/11/16 82/11/24
6	第三層支撐 架設	83/01/06 83/01/13	83/01/19 83/01/22	83/02/01 83/02/05	第三層支撐 架設	82/11/20 82/11/26
7	第四階開挖	83/01/15 83/01/27	83/02/17 83/02/20	83/02/17 83/02/20	第四階開挖	82/11/29 82/12/02
8	第四層支撐 架設	83/01/20 83/01/28	83/03/06 83/03/11	83/03/06 83/03/11	第四層支撐 架設	82/12/03 82/12/12
9	第五階開挖	83/03/02 83/03/18	83/03/16 83/03/26	83/03/16 83/03/26	第五階開挖	83/01/10 83/01/15
10	底板施作	-- 83/04/30	-- 83/05/13	-- 83/04/28	底板施作	-- 83/02/07
11	第四層支撐 拆除	83/05/16 83/05/23	83/05/16 83/05/23	83/05/16 83/05/23	第四層支撐 拆除	83/02/17 83/02/20
12	第一階段內 牆施作	-- 83/07/13	-- 83/07/01	-- 83/06/20	第一階段內 牆施作	-- 83/06/08
13	第一層回撐 架設及第三 層支撐拆除	83/11/18 83/11/19	83/08/27 83/08/30	83/08/05 83/08/10	第一層回撐 架設	83/06/20 83/06/27
14	頂版施作	-- 83/12/29	-- 83/11/02	-- 83/10/11	第三層支撐 拆除	83/07/22 83/07/23
15	第二層支撐 拆除	84/05/25 84/05/29	84/06/21 84/06/06	84/06/06 84/06/09	內牆與月台 樓版施作	-- 83/09/10
16	第一層支撐 拆除	84/07/15 84/07/18	84/07/22 84/07/27	84/07/28 84/07/29	第一層回撐 拆除	83/10/24 83/10/29
17					第二層支撐 拆除	?
18					第二階段內 牆施作	-- 83/12/19
19					頂版施作	-- 84/02/09
20					第一層支撐 拆除	84/02/15 84/02/21
	最終開挖深 度	17.81m	17.77m	17.76m	最終開挖深 度	18.42m

三、台電大樓站鄰產保護工法

圖 4-2-7 為細部設計顧問所設計之台電大樓站指定保護建物平面位置；圖 4-2-8 則為施工承商所實際施工之位置圖。建物保護採用擠壓灌漿工法，係由地面埋設灌漿管於建物下方，埋設角度約與鉛垂線夾角 12~28 度，間距 2 公尺左右，再按表 4-2-6 所示之灌漿配比，由下而上方式將灌漿材料施灌至地層中，藉以頂起或增加地層密度，以減少建物後續之沉陷。其中，細部設計顧問所設計之部份乃於工區施工前進行；其餘則於施工中俟建物沉陷超過 15 公厘或 20 公厘時進行。(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

建物保護準則主要遵循捷運局所訂定之「土木工程設計規範」內對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

表 4-2-6 台電大樓站建物保護擠壓灌漿配比
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

材料	規格	每立方公尺灌漿材料內之重量
礫石	2.0 ~ 10.0 mm	320 kg
沉泥+砂	小於 2.0 mm	1040 kg
水泥	標準波特蘭水泥	160 kg
水		426 kg

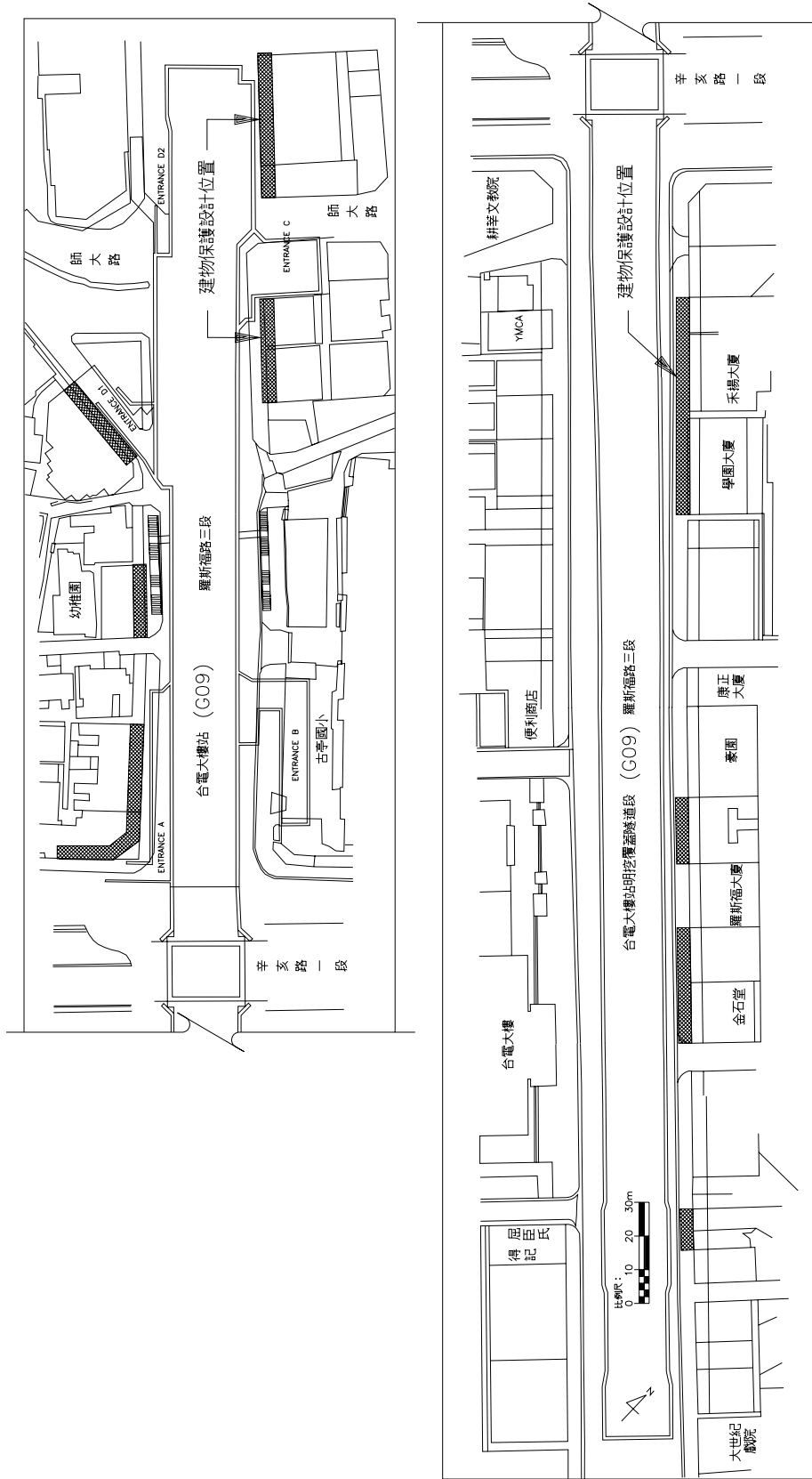


圖 4-2-7 台電大樓站細部設計顧問設計之指定保護建物擠壓灌漿位置圖
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

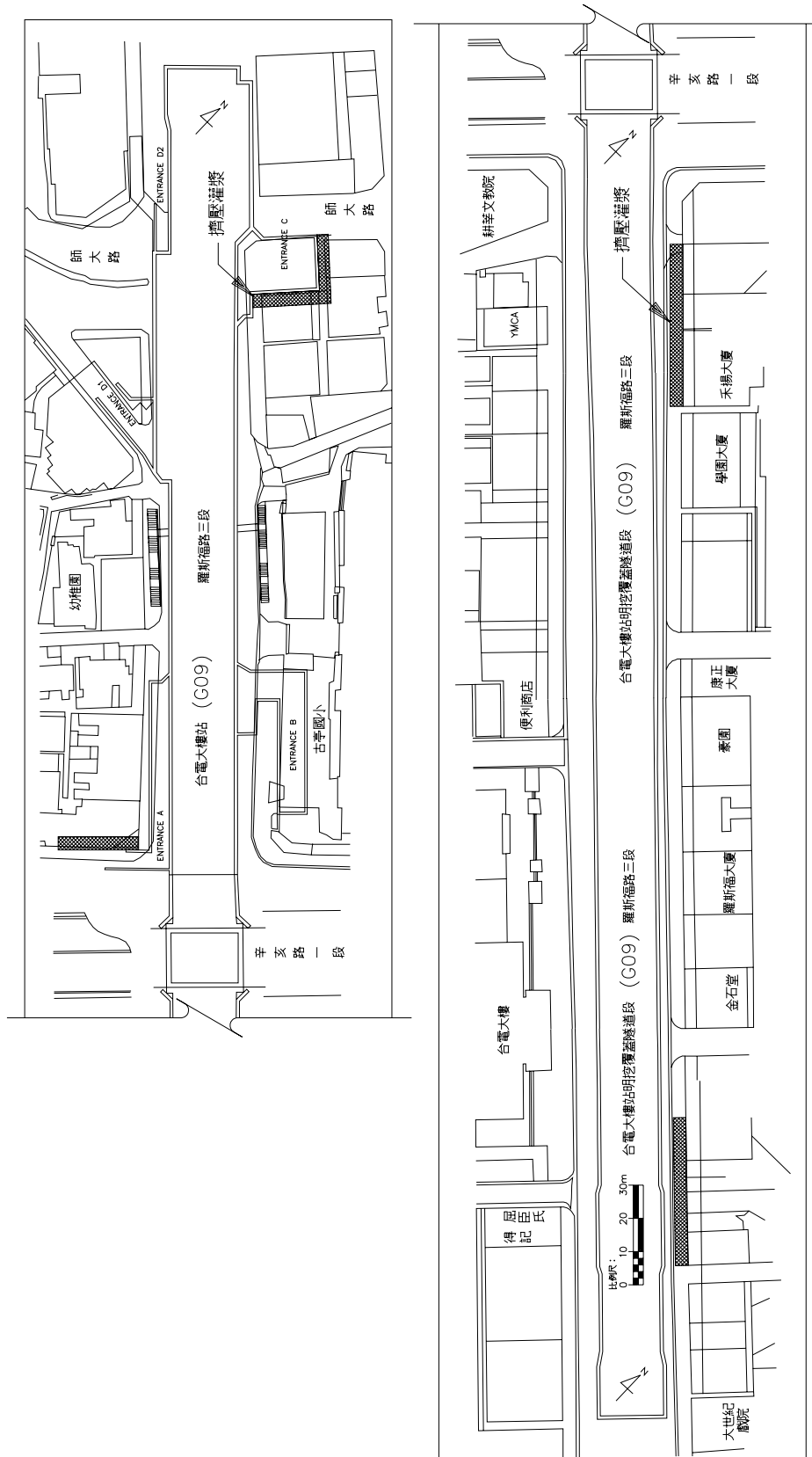


圖 4-2-8 台電大樓站建物保護擠壓灌漿實際施工位置圖
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

四、鄰產保護工法作用機制分析

依據細部設計顧問之設計報告，其採用擠壓灌漿主要考量在建物緊鄰工區，尤其是出入口附近建物，並藉由擠壓灌漿形成建物托底（underpinning of the building），如圖 4-2-9 所示例。

理論上而言，建物基礎托底對防止建物沉陷之效果甚佳，惟實務上使用擠壓灌漿方式施工，是否確能形成支承樁體托住建物基礎，極易受施工技術良窳之影響。

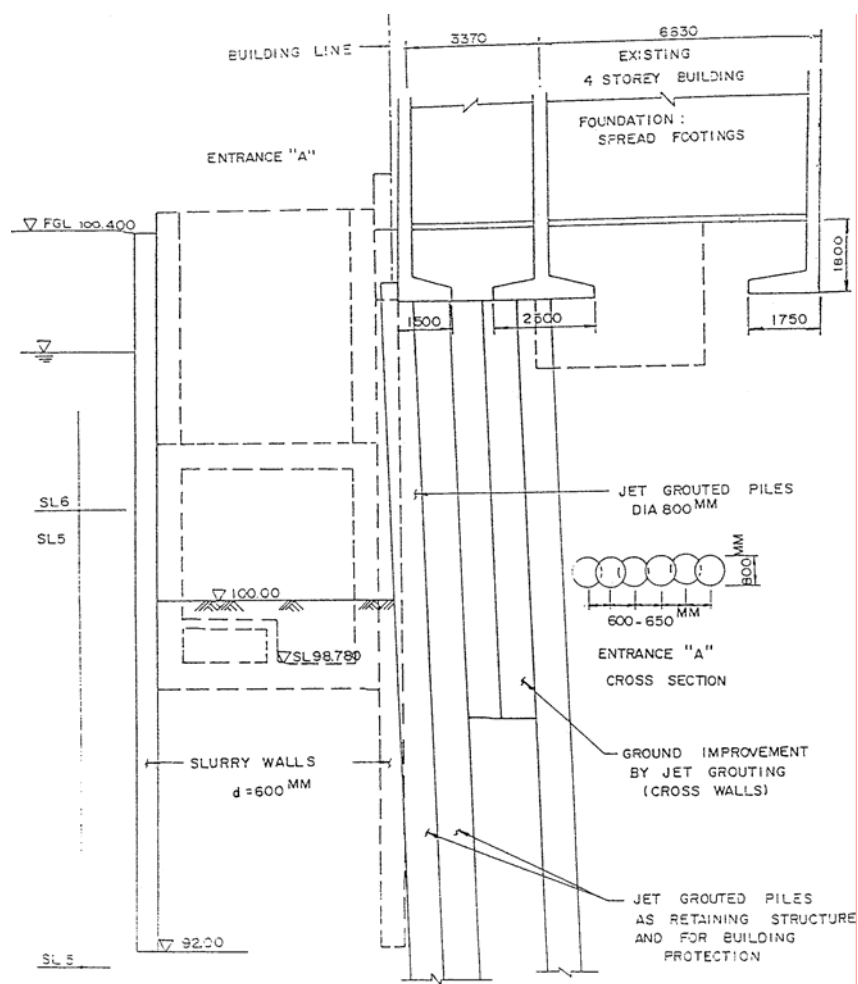
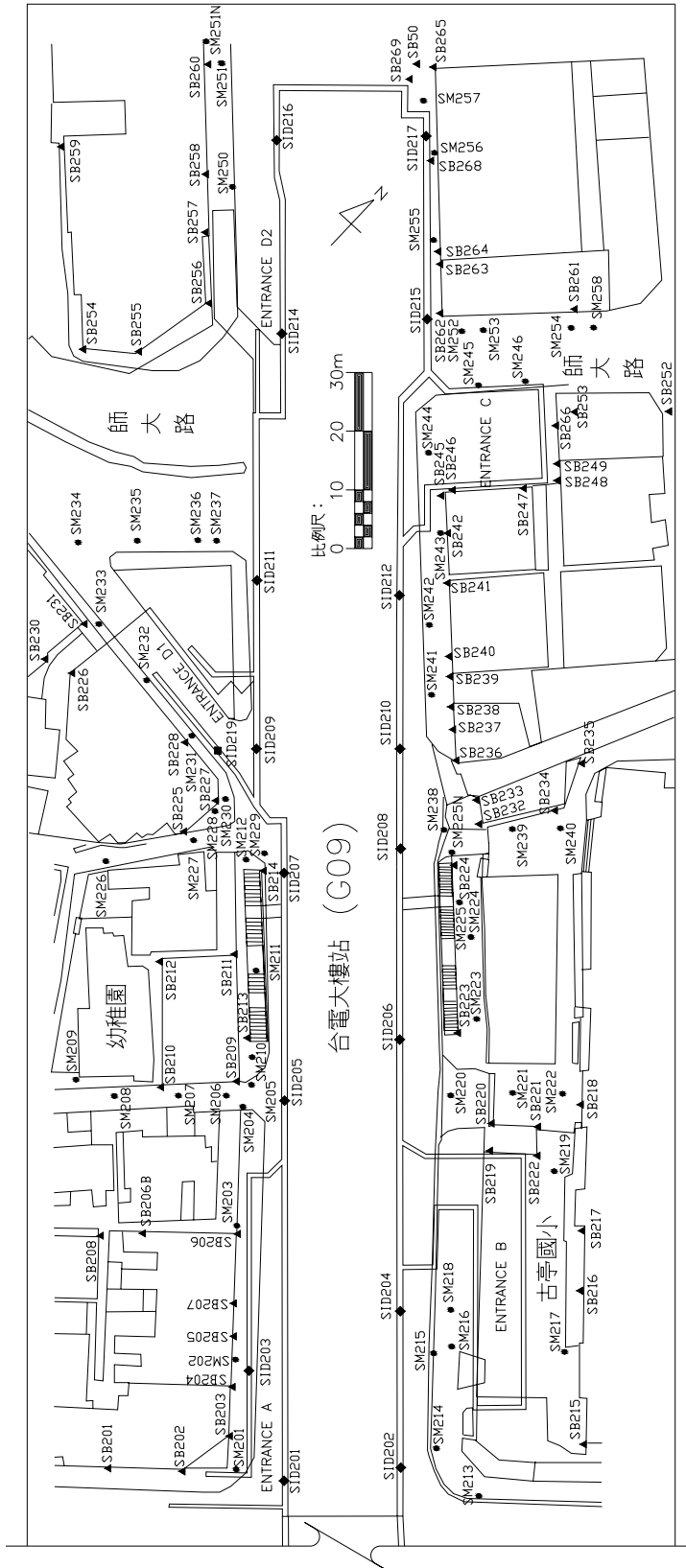


圖 4-2-9 台電大樓站出入口 A 建物保護擠壓灌漿剖面分析例
(Electrowatt Engineering Services et al., 1989)

五、鄰產保護工法之成效評估

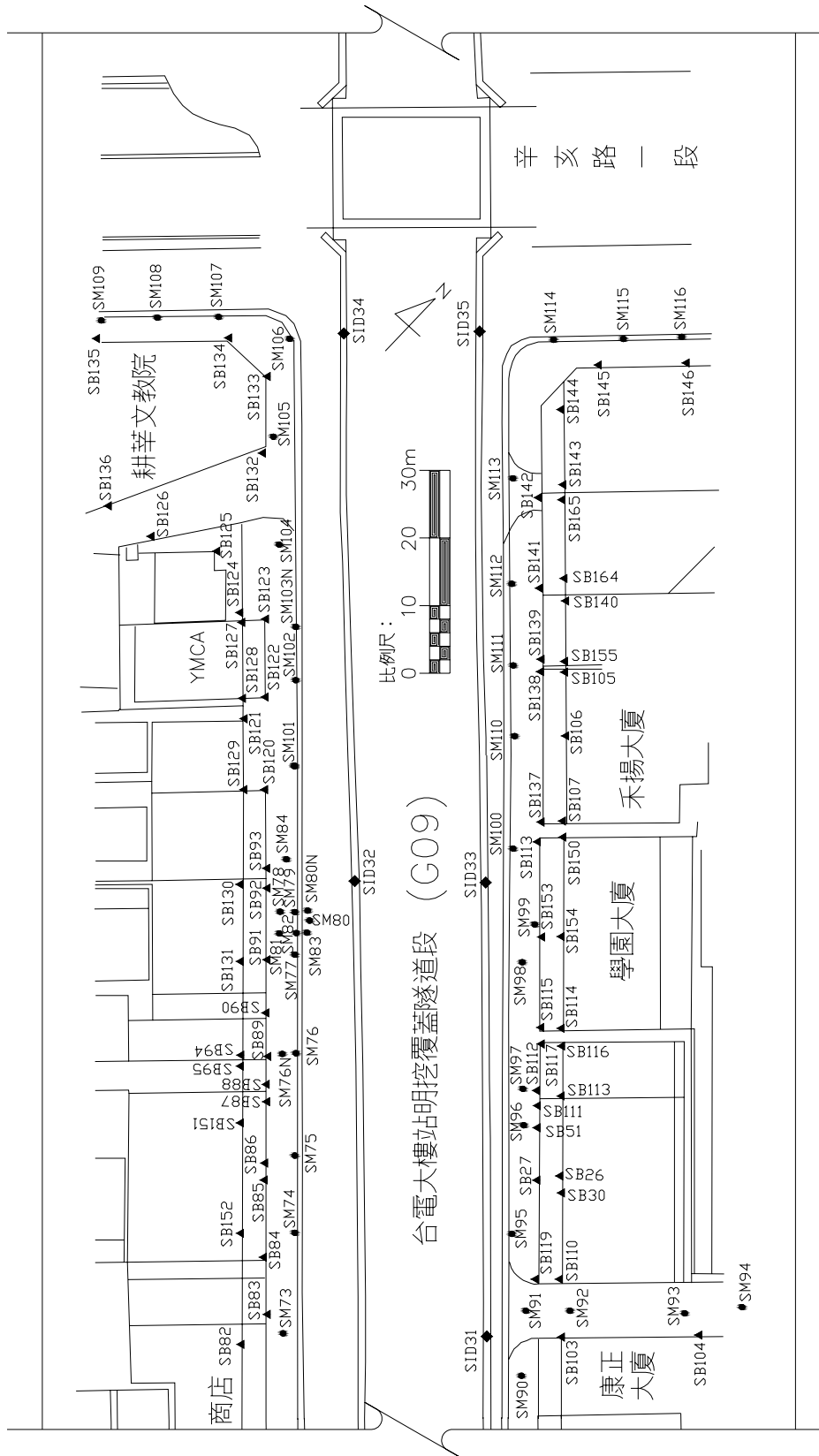
台電大樓站採用擠壓灌漿工法進行建物托底方式之保護工程，其成效評估將以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含(1)建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，以及(2)建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，並將直接以安裝於建物上之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-2-10。
2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之建物沉陷點監測資料繪製站體開挖完成之建物等沉陷分佈情形如圖 4-2-11，最終監測資料之建物等沉陷分佈情形如圖 4-2-12，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer (Golden Software, Inc., 2002)並選用 Kriging Gridding Method 進行。
3. 成效評估
 - (1) 連續壁施工對周遭環境之影響程度因無監測資料可資檢討，故無從得知。
 - (2) 依據圖 4-2-11 及圖 4-2-12 之建物沉陷情形而言，於開挖完成後之大部份建物仍能符合建物保護規範之要求，僅有站體兩處、隧道段三處建物有超過規範值之現象；但至最終監測結束時(即站體及隧道完成)，則增至站體 12 處、隧道段 14 處建物有超過規範值之現象，最大沉陷有超過 13 公分之現象，如就建物傾斜角而言，亦已明顯超過 1/500 規範值之情形。
 - (3) 對於施作建物保護擠壓灌漿之處，沉陷量並未較未施作者小，顯示建物保護無法有效減少施工影響性。



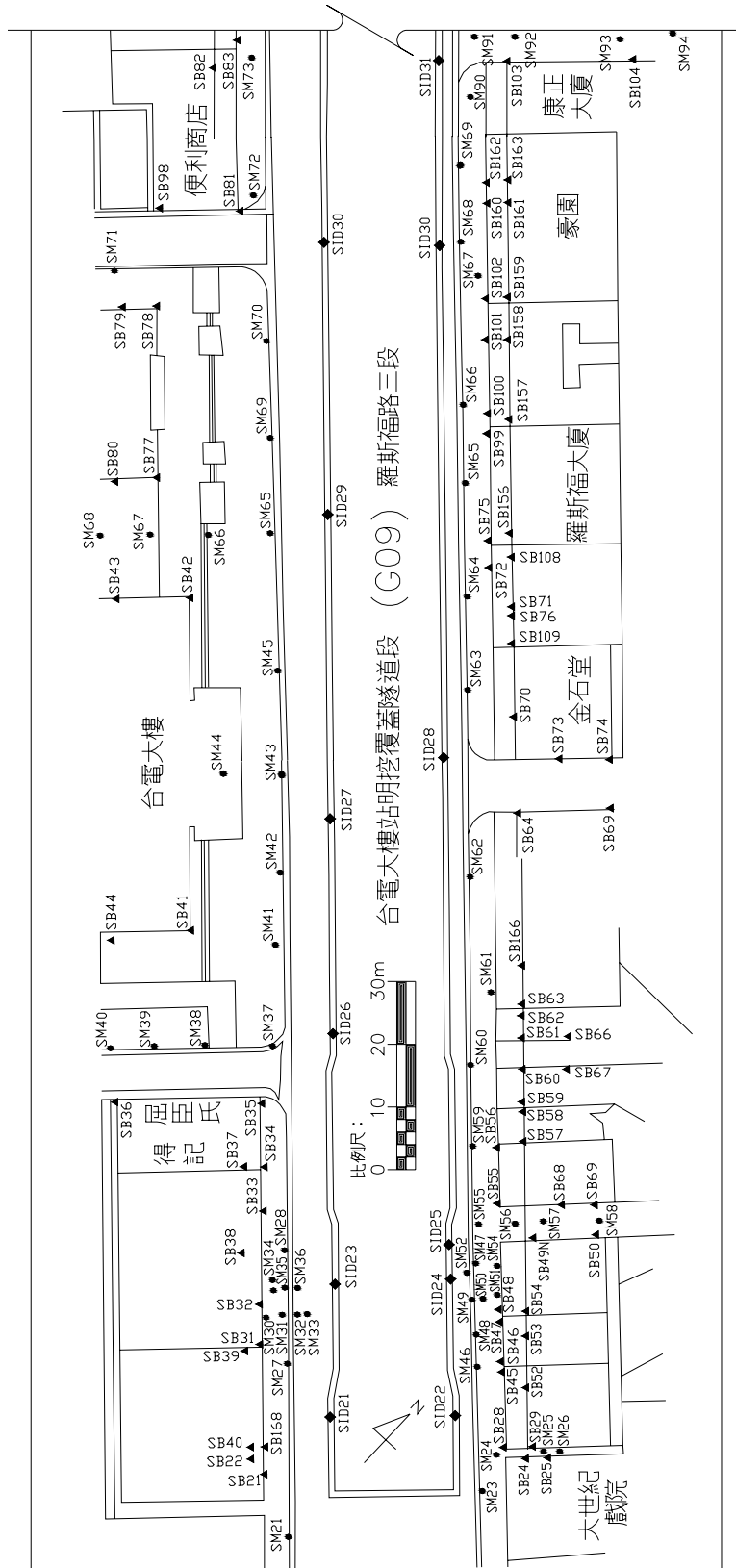
【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表面沉陷點。

圖 4-2-10 台電大樓站建物監測儀器位置圖 (亞新工程顧問股份有限公司, 1995)



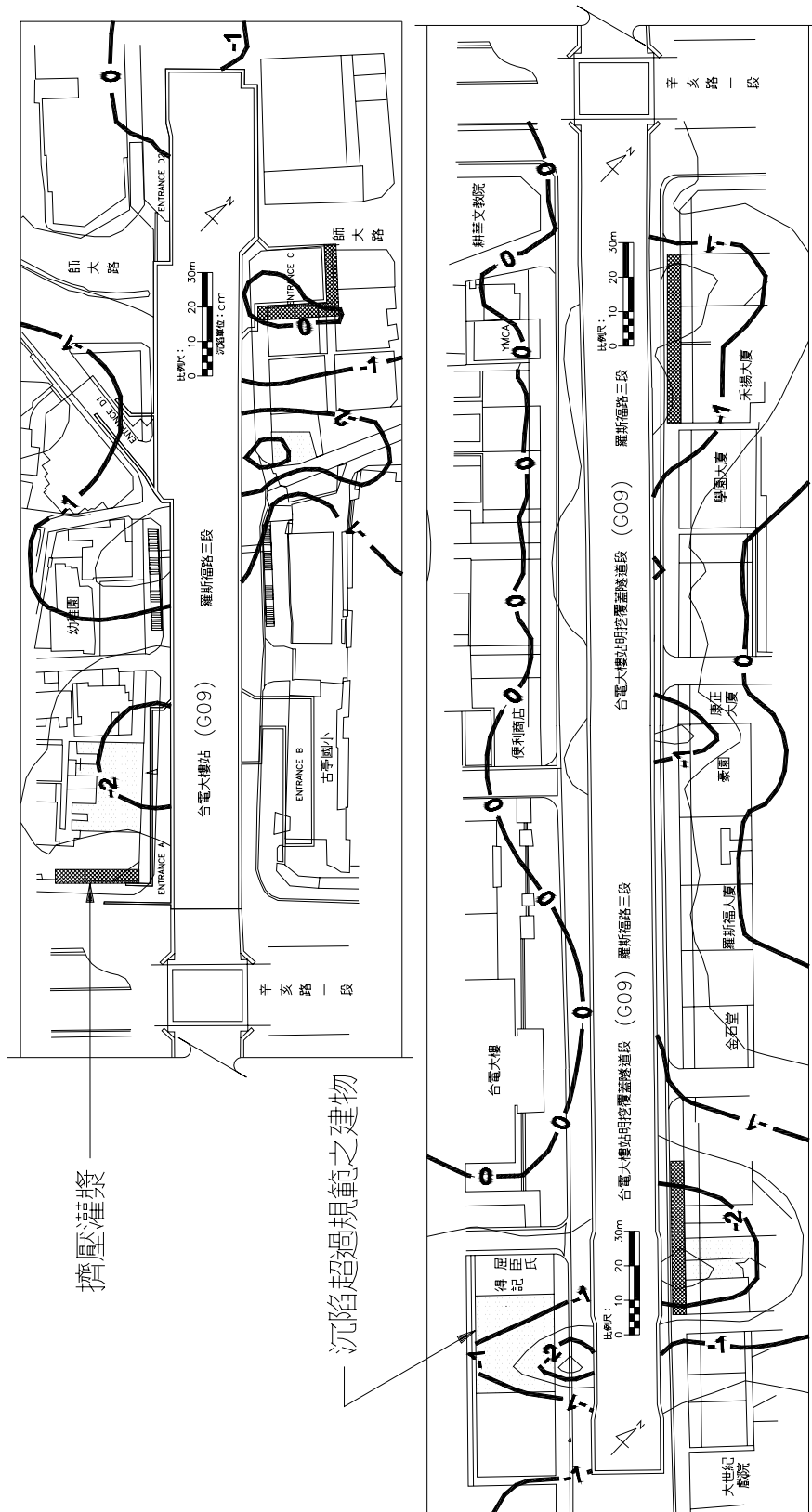
【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉降點；SM 為地表面沉陷點。

圖 4-2-10 台電大樓站建物監測儀器位置圖 (續) (亞新工程顧問股份有限公司, 1995)



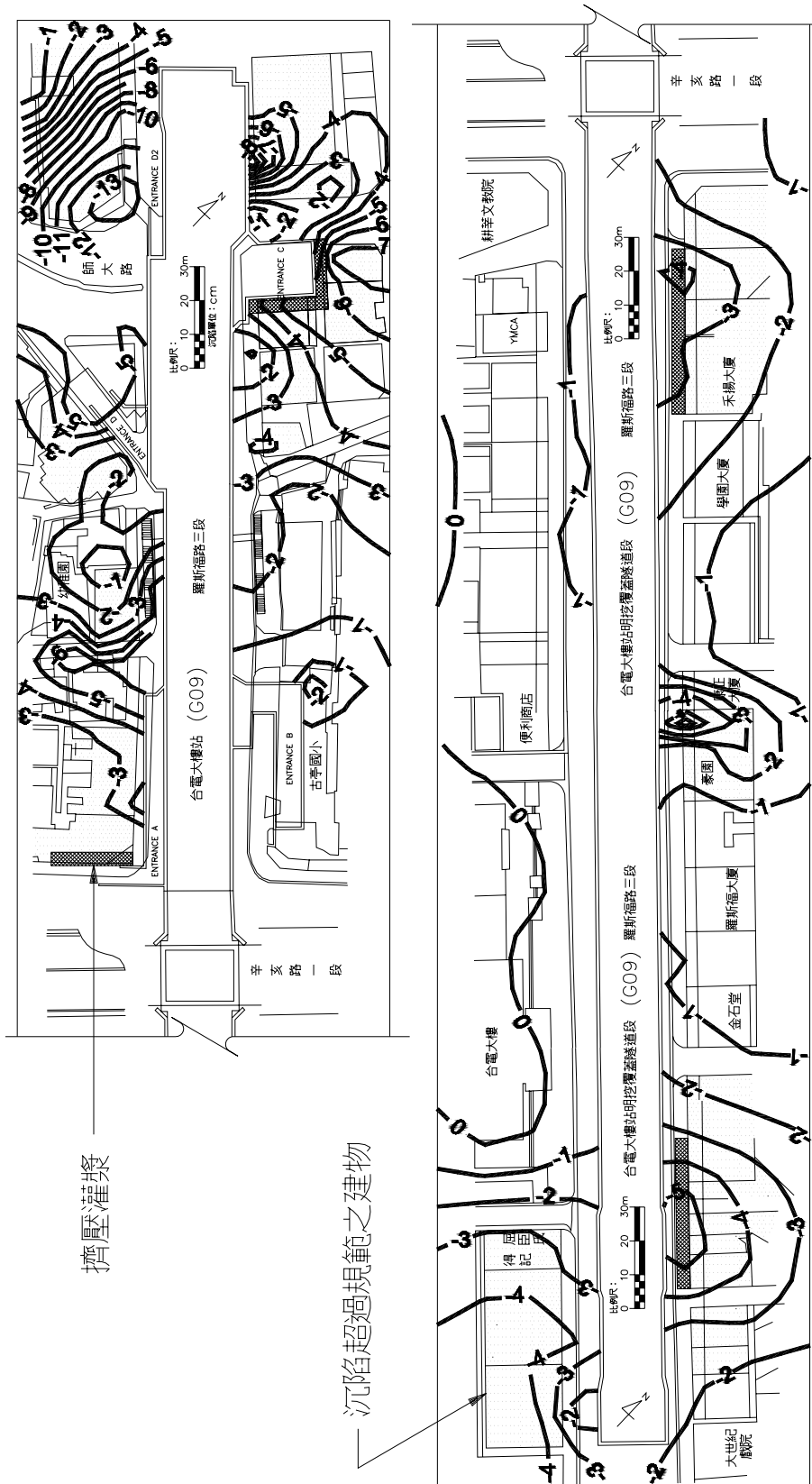
【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表示沉陷點。

圖 4-2-10 台電大樓站建物監測儀器位置圖 (續) (亞新工程顧問股份有限公司, 1995)



【註】建物沉陷點監測日期為 83 年 3 月。沉陷單位為 cm。

圖 4-2-11 台電大樓站體開挖完成後建物等沉陷分佈



【註】建物沉陷點監測日期為 85 年 9 月。沉陷單位為 cm。

圖 4-2-12 台電大樓站建物沉陷點最終觀測值繪製之建物等沉陷分佈

第三節 捷運新店線古亭站

台北捷運新店線古亭站 (G10) 工程屬 CH220 標之一部份，其細部設計顧問為帝力凱撒／中興工程顧問社，施工承商為工信營造公司。本節內容亦一併包含緊接古亭站之明挖覆蓋隧道工程。

一、古亭站基地位置與地層概況

古亭站係位於台北市羅斯福路二段，約介杭州南路與同安街間，如圖 4-3-1。站體全長約 325 公尺、寬約 25 公尺、開挖深度約 24 公尺(一般斷面)或 26.5 公尺(兩端集水井區域)；明挖覆蓋隧道則接續古亭站之南端，約介同安街至南昌街間，如圖 4-3-1，全長約 132 公尺、寬約 25 公尺、開挖深度約 23 至 26.5 公尺。

古亭站及明挖覆蓋隧道工址約位於台北市區工程地質分區圖所標示之淡水河二區(T2)，為典型之松山層，計分為六個次層，由粉土質黏土層與粉土質細砂層交互組合而成，如表 4-3-1。另外，地下水位約位地表下 6 公尺左右。

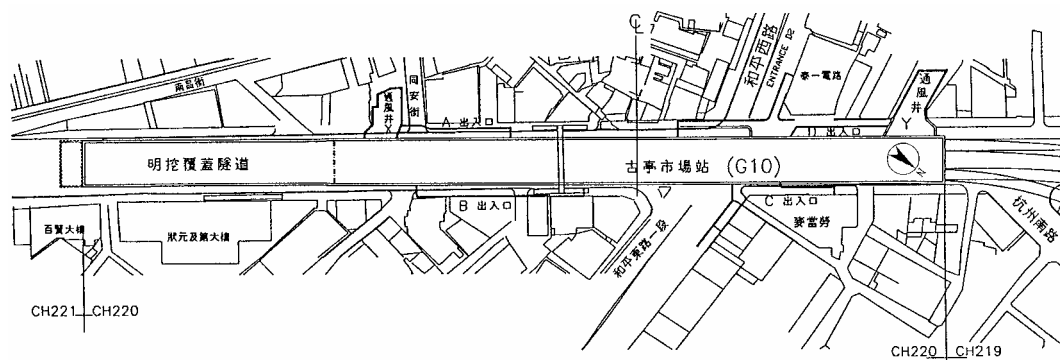


圖 4-3-1 古亭站及明挖覆蓋隧道位置圖

(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

表 4-3-1 古亭站明挖覆蓋段簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	深度 m	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.	S_u t/m ²
6	0~5.6	CL	5	1.90	0	32	5
5	5.6~15.4	SM	13	2.00	0	30	--
4	15.4~19.5	CL	10	1.95	0	30	4
3	19.5~29.0	SM	21	2.00	0	32	--
2	29.0~38.2	CL	23	1.95	0	32	8
1	38.2~41.9	SM	35	2.00	0	34	--

二、古亭站深開挖工程概要

古亭站及明挖覆蓋隧道之開挖施工係採半逆打工法，亦即明挖覆蓋及開挖支撐至結構頂版位置後，先完成頂版結構，再續用開挖支撐工法進行至最終開挖深度，由下而上完成底版及中間樓版，如圖 4-3-2 及圖 4-3-3 所示。連續壁厚度 120 公分，深度 41 至 43 公尺；除頂版結構亦兼支撐外，餘使用之 H 型鋼內支撐為五層(站體)及七／八層(明挖覆蓋隧道)。相關之擋土結構型式及施工時程詳表 4-3-2；至於開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-3-4 及表 4-3-3 與表 4-3-4。

深開挖鄰產保護研究(一)

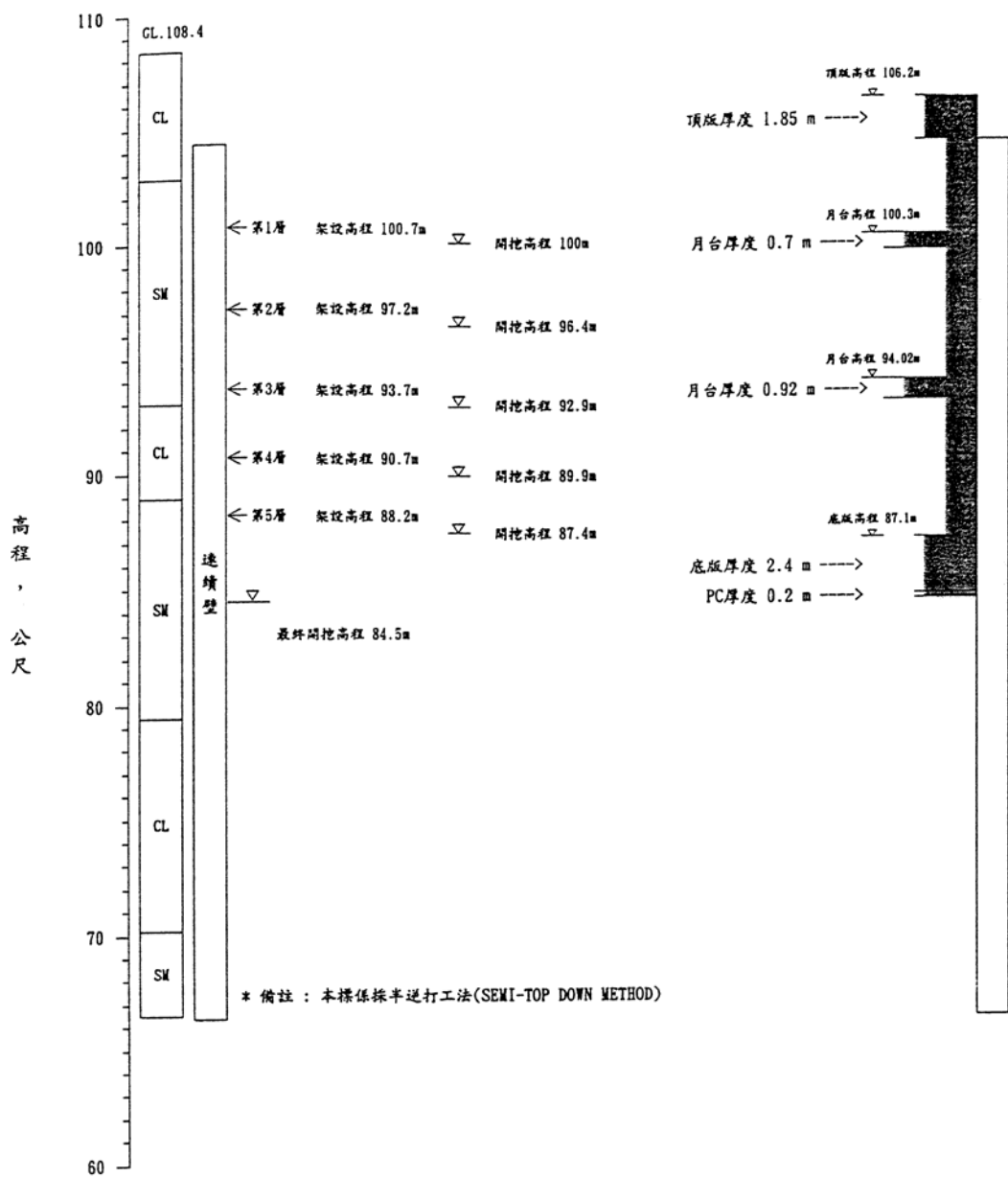


圖 4-3-2 古亭站施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

第四章 捷運車站深開挖鄰產保護案例探討

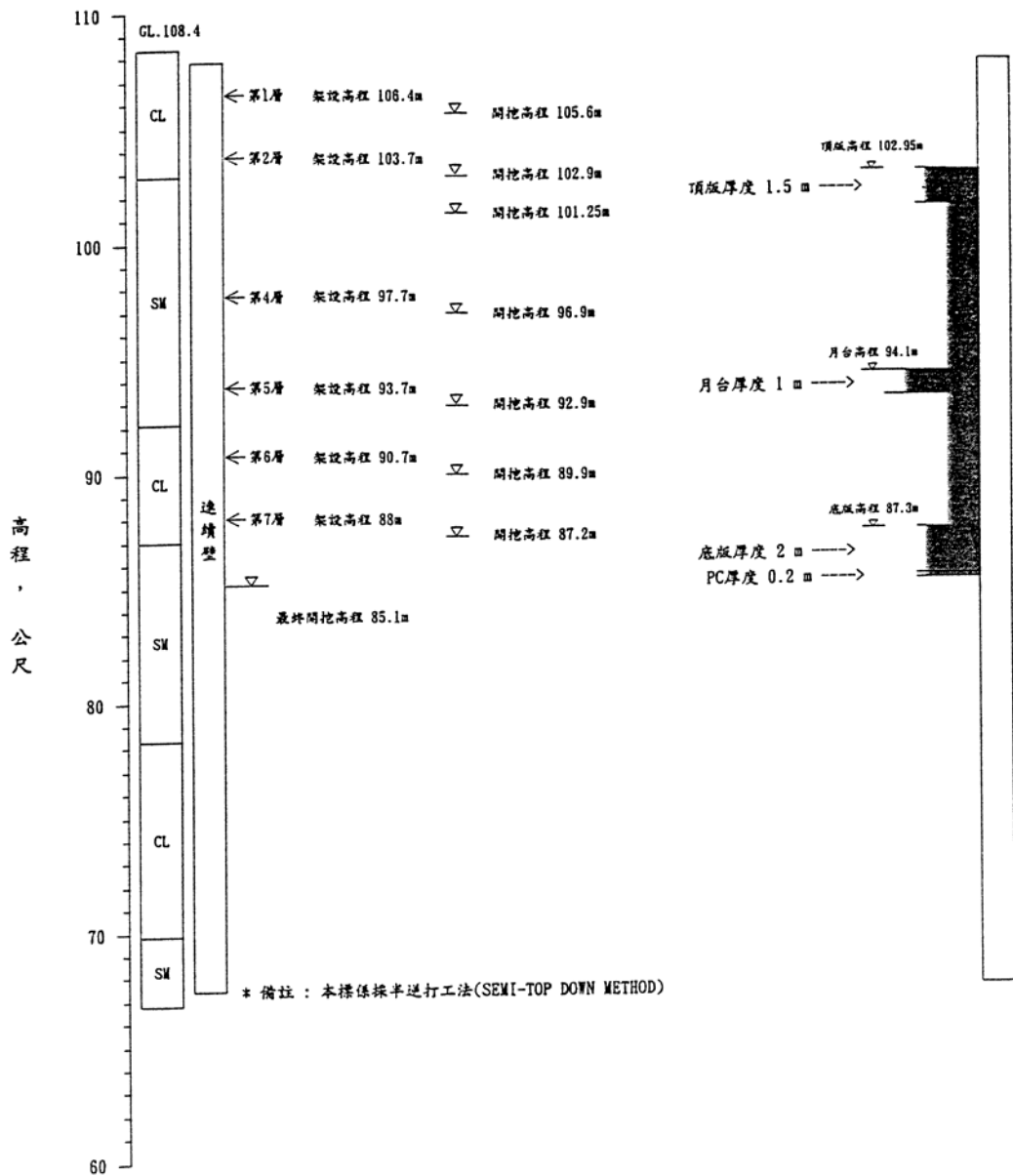


圖 4-3-3 古亭站明挖覆蓋隧道施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

表 4-3-2 古亭站擋土結構型式及施工時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

工區	擋土結構型式	厚度 m	深度 m	開工日期 (年/月/日)	完工日期 (年/月/日)
站體	連續壁	1.2	42	81/10/23	83/06/14
明挖覆蓋隧道	連續壁	1.2	42	81/07/14	82/07/09
出入口 A	連續壁	0.6	16.4	82/03/28	82/12/03
	連續壁	0.45	16.4	82/04/07	82/04/07
出入口 B	連續壁	0.6	16	82/10/04	82/11/28
出入口 C	連續壁	0.6	16	82/09/17	83/06/25
	連續壁	0.45	16	82/09/27	83/01/23
出入口 D	連續壁	0.6	16	82/04/20	84/07/05
	鋼版樁	YSP III	13	--	--
通風井 X	連續壁	0.7	32	82/12/03	83/01/03
通風井 Y	連續壁	0.7	32.4	82/09/11	82/10/21
	連續壁	1.0	32.4	82/08/29	82/09/09

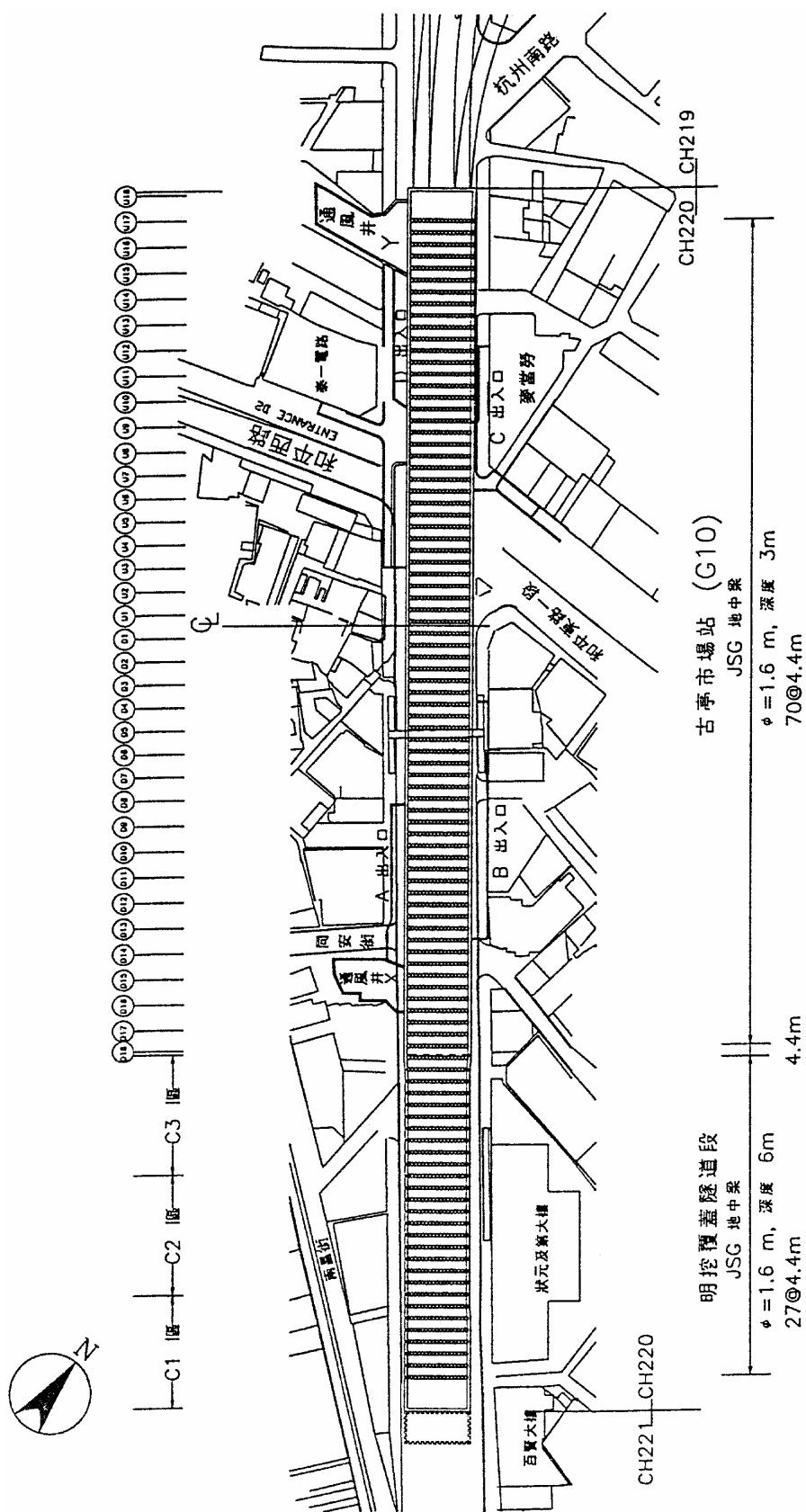


圖 4-3-4 古亭站開挖分區及地中樑位置圖
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

表 4-3-3 古亭站站體分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)						
		D18~D15	D15~D11	D11~D6	D6~D1	D1~U6	U6~U12	U12~U18
1	第一階頂 版開挖	82/12/08 83/08/09	82/12/10 83/08/09	82/12/10 83/09/28	82/12/10 83/10/29	83/08/09 83/12/20	82/08/25 83/12/23	82/08/25 83/12/28
2	頂版施作	82/12/28 83/08/17	83/01/11 83/08/29	83/02/08 83/09/30	83/01/29 83/10/31	83/09/10 83/12/25	82/09/28 83/12/31	82/10/12 83/12/30
3	第二階開 挖	83/11/05 83/11/09	83/11/05 83/11/13	83/11/19 83/11/27	83/12/08 83/12/17	83/12/22 84/01/05	84/02/16 84/02/21	84/02/16 84/03/02
4	第一層支 撐架設	83/11/09 83/11/13	83/11/13 83/11/17	83/11/27 83/11/29	83/12/17 83/12/21	84/01/05 84/01/10	84/02/21 84/02/25	84/03/02 84/03/07
5	第三階開 挖	83/11/17 83/11/21	83/11/19 83/11/25	83/12/01 83/12/07	84/01/05 84/01/13	84/01/12 84/01/22	84/02/22 84/03/03	84/03/08 84/03/14
6	第二層支 撐架設	83/11/21 83/11/25	83/11/25 83/11/27	83/12/07 83/12/12	84/01/13 84/01/18	84/01/22 84/01/26	84/03/03 84/03/09	84/03/15 84/03/20
7	第四階開 挖	83/12/01 83/12/05	83/12/06 83/12/12	83/12/18 83/12/26	84/01/19 84/01/22	84/02/16 84/02/22	84/03/15 84/03/22	84/03/25 84/03/30
8	第三層支 撐架設	83/12/05 83/12/08	83/12/13 83/12/17	83/12/26 83/12/31	84/01/22 84/01/27	84/02/22 84/03/02	84/03/23 84/03/28	84/03/30 84/04/05
9	第五階開 挖	83/12/15 83/12/19	83/12/18 83/12/26	84/01/09 84/01/13	84/02/14 84/03/05	84/03/08 84/03/13	84/03/30 84/04/15	84/04/20 84/04/27
10	第四層支 撐架設	83/12/19 83/12/24	83/12/26 83/12/31	84/01/13 84/01/18	84/03/06 84/03/12	84/03/09 84/03/16	84/04/15 84/04/22	84/04/28 84/05/03
11	第六階開 挖	83/12/26 84/01/05	84/01/05 84/01/08	84/02/15 84/02/22	84/03/15 84/03/23	84/03/24 84/03/31	84/04/27 84/04/30	84/05/01 84/05/08
12	第五層支 撐架設	84/01/05 84/01/09	84/01/08 84/01/12	84/02/22 84/02/27	84/03/24 84/04/01	84/03/25 84/04/01	84/05/02 84/05/08	84/05/09 84/05/14
13	第七階底 版開挖	84/01/14 84/01/20	84/01/15 84/02/15	84/03/08 84/03/13	84/04/07 84/04/11	84/04/12 84/04/16	84/05/08 84/05/14	84/05/31 84/06/05
14	底層軌道 版施作	84/03/30 84/04/27	84/03/23 84/04/22	84/04/02 84/05/20	84/04/26 84/05/29	84/05/04 84/06/14	84/05/20 84/06/29	84/06/01 尚未完成
	最終開挖 深度	23.7m	23.7m	23.7m	23.7m	23.7m	23.7m	23.7m

表 4-3-4 古亭站明挖覆蓋隧道分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年 /月/日)		
		C1 工區	C2 工區	C3 工區
1	第一階開挖	82/10/01	82/10/01	82/10/01
		83/03/22	83/03/22	83/03/22
2	第一層支撐架設	83/03/22	83/03/22	83/03/22
		83/04/13	83/04/13	83/04/13
3	第二階開挖	83/04/15	83/04/26	83/07/02
		83/04/19	83/05/03	83/07/05
4	第二層支撐架設	83/04/23	83/05/03	83/07/07
		83/04/30	83/05/09	83/07/12
5	第三階頂版開挖	83/05/14	83/05/14	83/07/19
		83/05/17	83/05/17	83/09/22
6	頂版施作	83/06/01	83/06/14	83/07/24
		83/06/30	83/07/13	83/09/30
7	第二層支撐拆除	83/07/25	83/07/26	83/10/11
		83/07/26	83/07/27	83/10/12
8	第四階開挖	83/09/21	83/09/29	83/10/20
		83/09/27	83/10/05	83/10/26
9	第四層支撐架設	83/10/01	83/10/08	83/10/27
		83/10/17	83/10/17	83/11/03
10	第五階開挖	83/10/17	83/10/27	83/11/14
		83/10/19	83/11/01	83/11/20
11	第五層支撐架設	84/10/20	84/11/01	84/11/20
		84/10/25	84/11/08	84/11/24
12	第六階開挖	84/11/08	84/11/20	84/11/26
		84/11/14	84/11/22	84/12/01
13	第六層支撐架設	83/11/13	83/11/24	83/12/01
		83/11/19	83/11/30	83/12/05
14	第七階開挖	83/12/01	83/12/08	83/12/14
		83/12/08	83/12/12	83/12/19
15	第七層支撐架設	83/12/08	83/12/10	83/12/19
		83/12/12	83/12/13	83/12/21
16	第八階開挖	83/12/13	83/12/20	84/01/12
		83/12/20	83/12/21	84/01/16
17	第八層支撐架設	83/12/17	83/12/24	無
		83/12/24	83/12/25	
18	第九階底版開挖	83/12/28	84/01/01	無
		84/01/02	84/01/04	
19	底層軌道版施作	84/01/06	84/02/05	84/02/05
		84/03/07	84/03/02	84/04/16
	最終開挖深度	26.4m	26.4m	23.1m

三、古亭站鄰產保護工法

古亭站鄰近建物保護工程之主要標的物為緊鄰站體兩側建物，如表 4-3-6 或圖 4-3-5 所示。雖細部設計顧問採用擠壓灌漿方式作為建物保護之計價基準，但工程圖說中並未指明建物保護工法，故整個鄰產保護工程仍由施工承商自行評估設計與施工，並遵循工程合約中所規定之建物保護規範。

建物保護準則主要係遵循捷運局所訂定之「土木工程設計規範」內對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

為了達到鄰產保護的目的，施工承商對於古亭站鄰近建物之保護工程係採用開挖區內地中樑，擬經由降低連續壁變位之方式，減少對於鄰產衝擊，使之符合建物保護要求。地中樑之平面配置如圖 4-3-4 所示，以二重管高壓灌漿方式之 JSG 工法 (Jumbo-Jet-Special Grout Method)，於工區開挖前施作於最終開挖面至最終開挖面下 3m (站體區域) 或 6m (明挖覆蓋隧道)。地中樑間距 4.4m，改良樁體樁徑 1.6m。灌漿液配比如表 4-3-5。

表 4-3-5 古亭站建物保護施工材料及配比
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

材料	規格	配比
水泥	標準波特蘭水泥	760 公斤／立方公尺灌漿液
水		760 公升／立方公尺灌漿液

表 4-3-6 古亭站指定保護建物一覽表

(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

建物名稱	建物編號	建物型式	基礎型式	基礎深度
哈佛新廈	A0483	RC (12F)	筏式基礎	6.2 m
煙酒商店	A0491	RC (12F)	筏式基礎	6.3 m
力霸師大華廈	A0502	RC (12F)	筏式基礎	6.4 m
可利亞餐廳	A0503	RC (12F)	筏式基礎	9.1 m
欣和旅店	A0546	RC (12F)	筏式基礎	5.2 m
統一超商	A0582	RC (11F)	筏式基礎	5.0 m
故鄉魯肉飯	A0583	RC (12F)	筏式基礎	14.4 m
商店	A0641-A0646	RC (4F)	獨立基腳	3.0 m
麥當勞	A0648	RC (12F)	筏式基礎	10.5 m
彰化銀行	A0649	RC (12F)	筏式基礎	5.0 m
台灣泰一電氣	A0590	RC (12F)	筏式基礎	11.7 m
成衣百貨	A0591	RC (12F)	筏式基礎	6.8 m
哈佛攝影禮服	A0593	RC (12F)	筏式基礎	4.9 m
板鴨店	A0606	RC (9F)	筏式基礎	5.1 m
百賢大樓	A0423	RC (12F)	筏式基礎	8.0 m
狀元及第大樓	A0430	RC (26F)	筏式基礎	11.7 m
上陽門第大樓	A0399	RC (12F)	筏式基礎	6.4 m

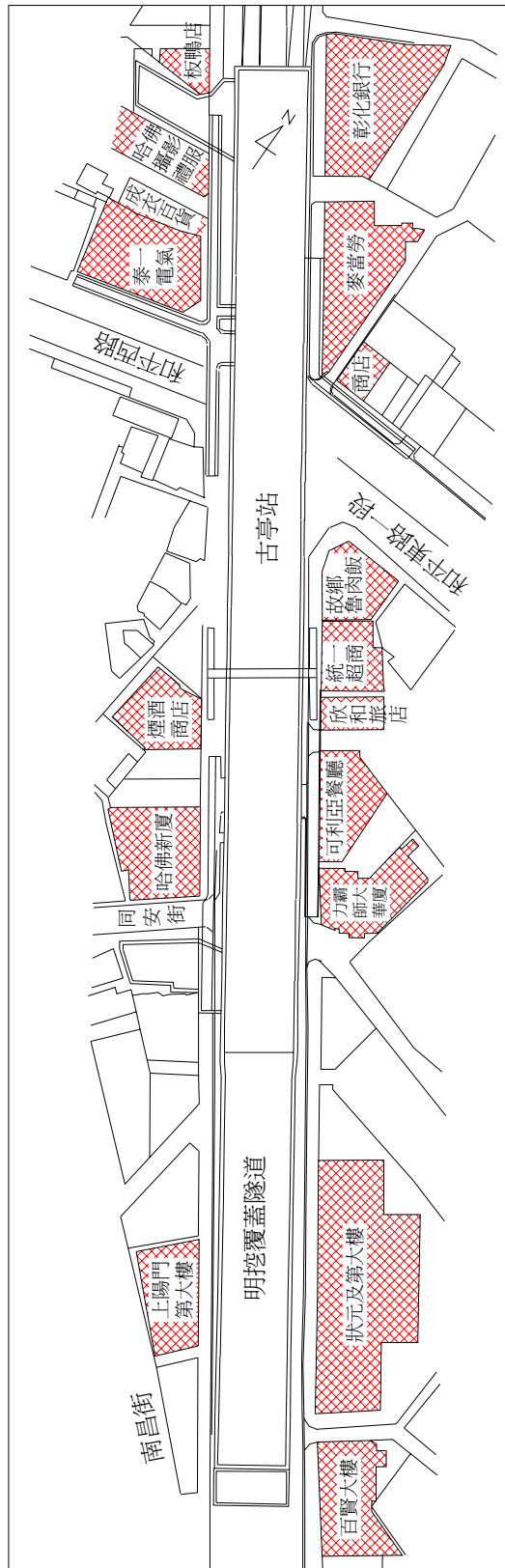


圖 4-3-5 古亭站指定保護建物位置圖

四、鄰產保護工法作用機制分析

地中樑可以使用無筋連續壁構築，亦可採用地盤改良的方式構築，如高壓噴射灌漿或深層攪拌工法。**古亭站**鄰近建物之保護工程所採用開挖區內地中樑，即是採用高壓噴射灌漿的方式構築而成。

地中樑的力學作用機制係類似支撐構件，這種支撐在開挖之前即已存在，隨著開挖的進行，提供抗壓強度，抵抗開挖區外之側向土壓力，因此理論上，開挖後地中樑所在位置之擋土壁的變形將受到抑制，擋土壁之側向位移減少，進而可減少開挖區外側之地盤沉陷，降低對鄰產的影響，達到鄰產保護的功用。於**古亭站**，連續壁內傾度管監測管理值設定為 **85mm** 行動值(亞新工程顧問股份有限公司，1995)。

地中樑提供的鄰產保護效果和地中樑的位置、斷面、間距、構築地中樑之材料強度、勁度，及地中樑之品質有關。

五、鄰產保護工法之成效評估

古亭站之施工承商採用地中樑工法進行建物保護工程，其成效評估將以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含

- (1) 建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，
- (2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及
- (3) 連續壁變位是否小於 8.5 公分 (監測行動值)，

並將直接以安裝於連續壁及建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-3-6。

2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之連續壁內傾度管、地面型

沉陷點及建物沉陷點監測資料，再分別整理出站體連續壁內傾度管變位(表 4-3-7)，建物於站體開挖完成之等沉陷分佈情形(圖 4-3-7)，以及建物最終沉陷監測資料繪示之等沉陷分佈情形(圖 4-3-8)等圖表，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer(Golden Software, Inc., 2002)並選用 Kriging Gridding Method 進行。

3. 成效評估

- (1) 表 4-3-7 顯示站體連續壁於開挖完成均未有超出 8.5 公分之現象，其最大變位為 SID8 (位站體北側鏡面連續壁) 之 5.4 公分，故站體連續壁之變位可謂符合預期目標。
- (2) 依據圖 4-3-7 之開挖完成階段建物沉陷情形而言，大部份建物於開挖完成時仍能符合建物保護規範之要求，但仍仍有「哈佛新廈」、「煙酒商店」、「哈佛攝影禮服」、「A1 出入口緊鄰建物」、「煙酒商店北側 2R 鄰房」、「百賢大廈」、「力霸師大華廈」、「欣和旅店」、「故鄉魯肉飯」有超過 2.5 公分沉陷量規範值之現象，詳細數值如表 4-3-8 及表 4-3-9；及至圖 4-3-8 所示之最終監測值，則再增加有「成衣百貨」、「哈佛新廈北側鄰房」、「煙酒商店南側 4R 鄰房」、「可利亞餐廳」、「統一超商」等建物達 2.5 公分規範值以上者，其中以「百賢大樓」之 5.5 公分沉陷量為最大。另就建物傾斜而言，則尚符合須小於 1/500 之規範要求。
- (3) 古亭站建物保護使用地中樑工法，係欲借助限制連續壁變位以達到降低建物影響之目的。此工法因於工址內施工故能由施工承商全然掌控而不受其它外力干擾，屬較佳之選擇，惟就古亭站監測結果而言，其抑制連續壁變

位雖能符合連續壁變位 85mm 監測管理值之要求，但對周遭建物沉陷之防範，則成效不甚理想，故仍有如圖 4-3-9 所示之建物未能符合建物沉陷 25mm 之規範要求。

表 4-3-7 古亭站連續壁內傾度管最大變位觀測結果
(台北市政府捷運局監測資料庫)

儀器編號	開挖完成階段	最終監測結果	開挖分區
SID01	8.1 mm (84/1/6)	5.7 mm (85/8/31)	C2 工區
SID04	8.0 mm (84/3/13)	13.6 mm (85/09/19)	D11~D6
SID05	26.4 mm (84/5/16)	21.1 mm (85/8/24)	U6~U12
SID08	11.8 mm (84/6/6)	54.1 mm (85/8/28)	U12~U18
SID09	28.9 mm (84/5/17)	28.0 mm (85/8/28)	U6~U12
SID11	13.3 mm (84/3/13)	19.2 mm (85/10/2)	D11~D6
SID13	11.2 mm (84/2/22)	10.9 mm (85/10/2)	D15~D11
SID14	0.4 mm (84/6/27)	2.3 mm (85/9/19)	C2 工區

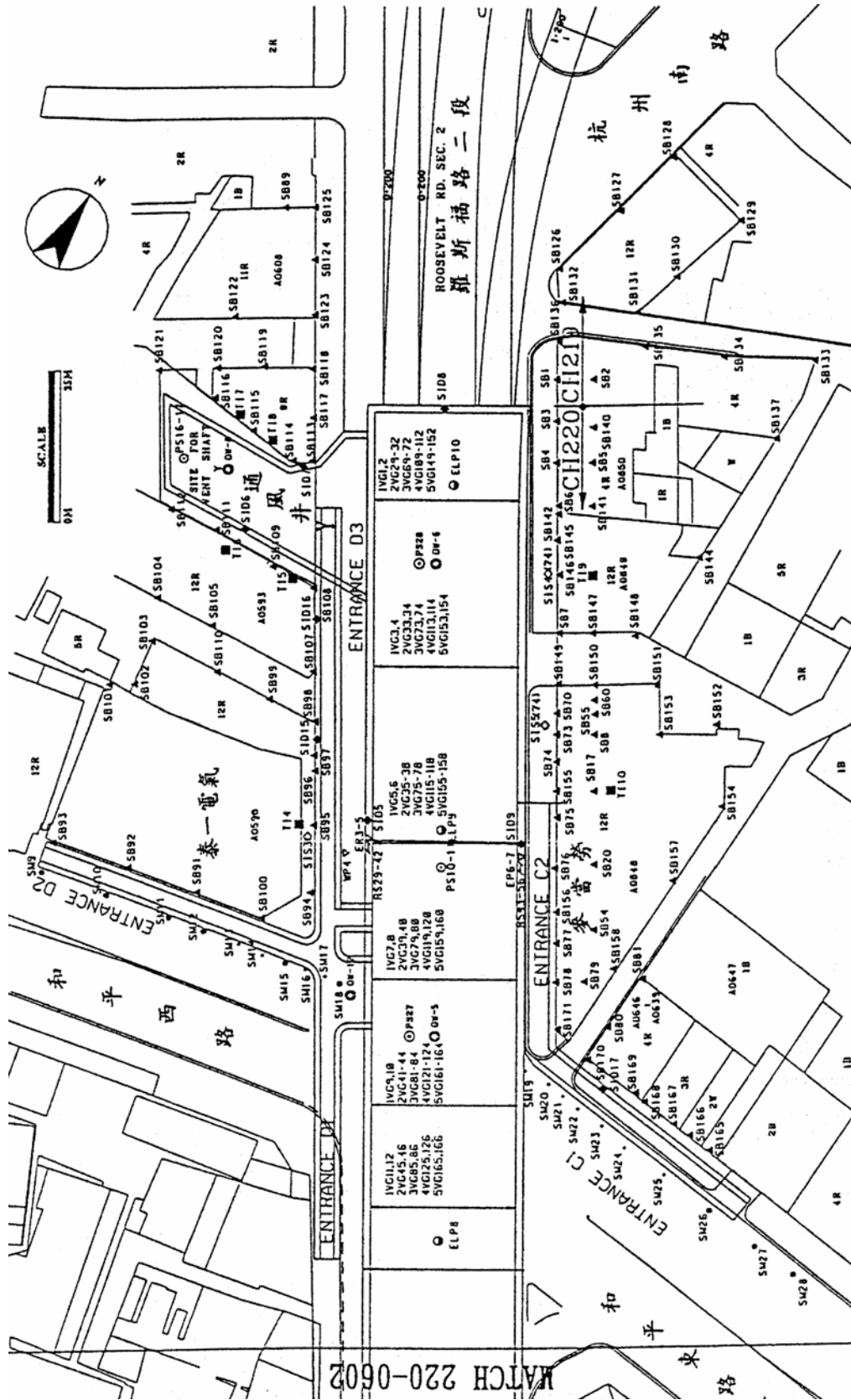


圖 4-3-6 古亭站監測儀器配置圖 (亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

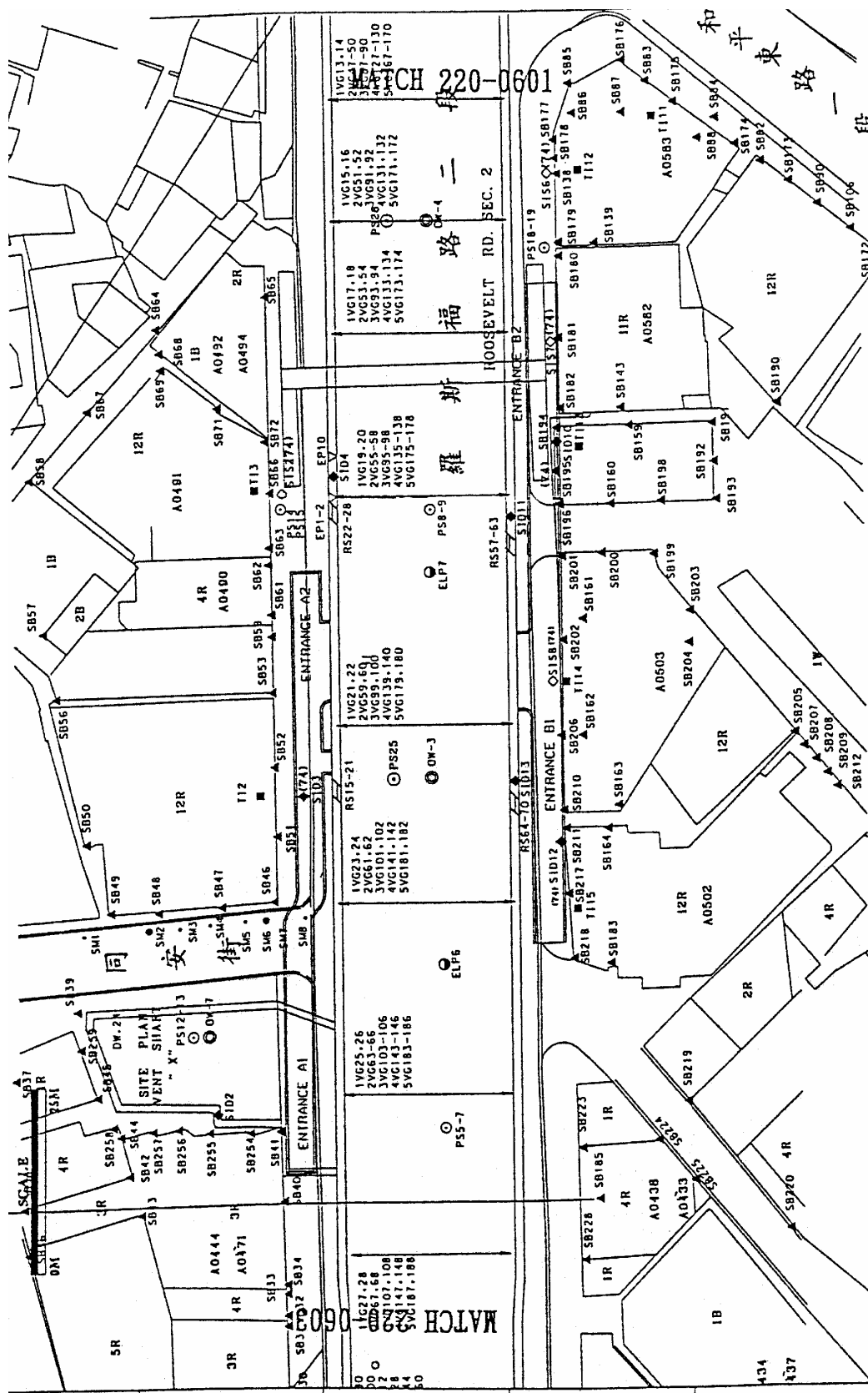
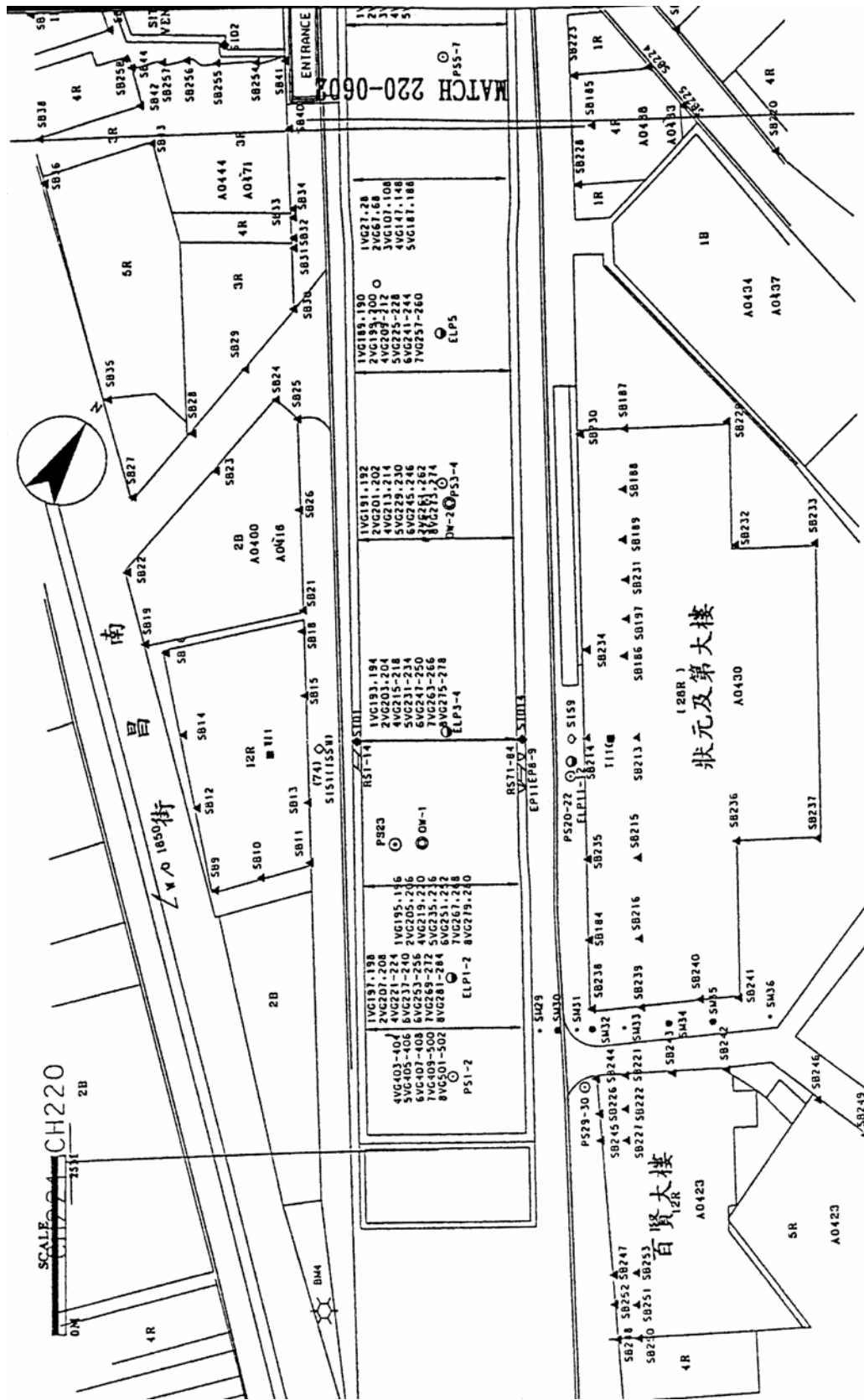
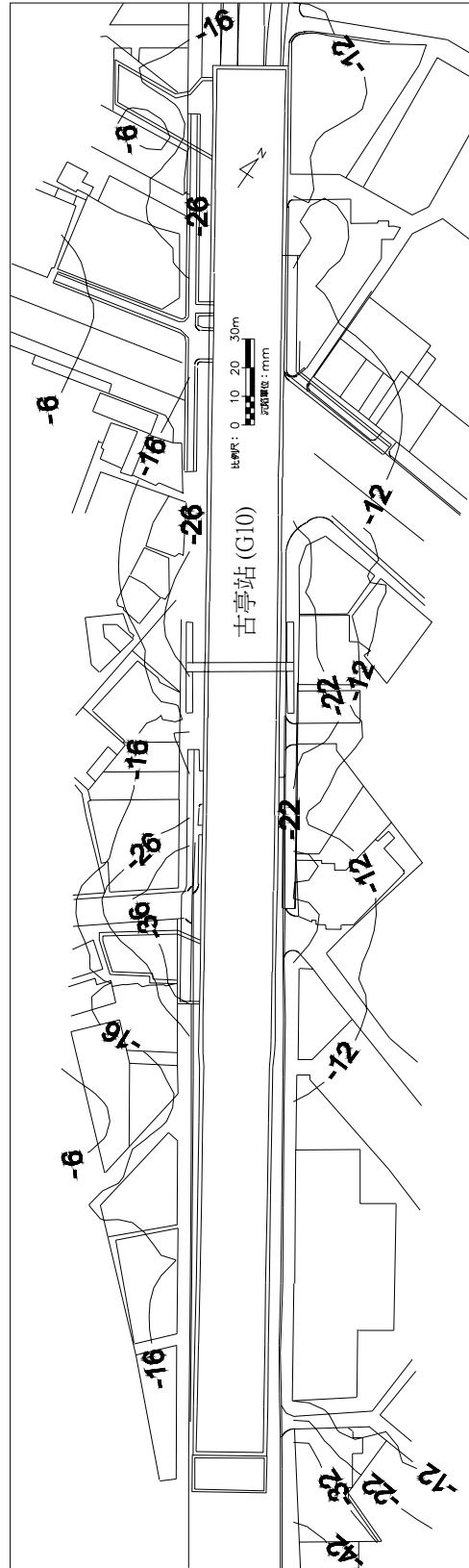


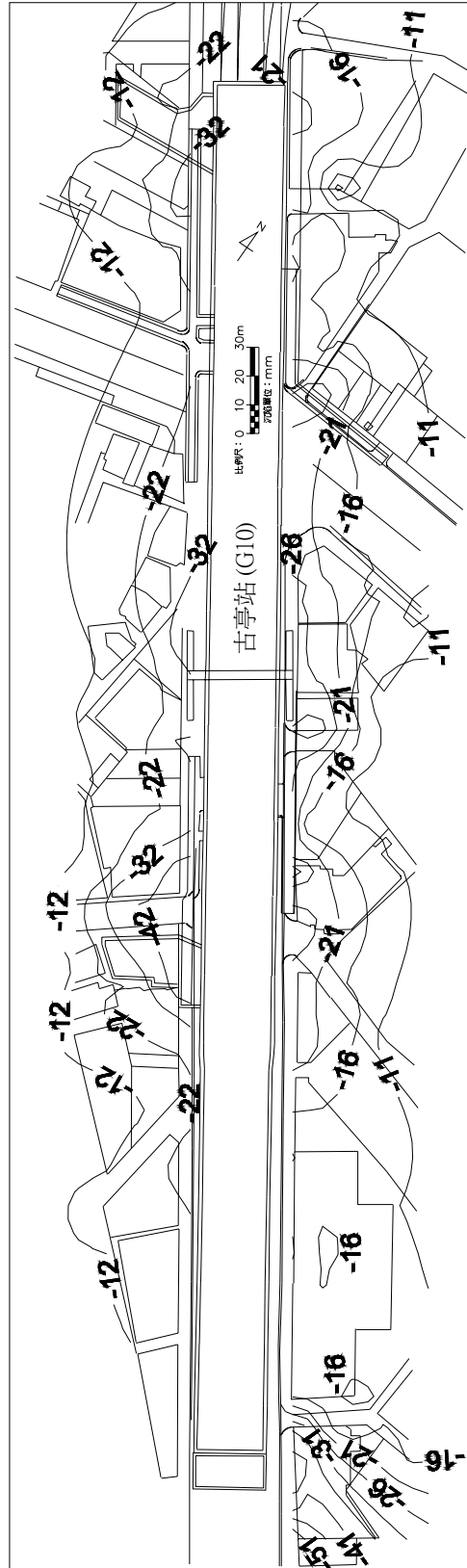
圖 4-3-6 古亭站監測儀器配置圖 (續) (亞新工程顧問股份有限公司, 1995)





【註】沉陷點監測日期為 84 年 6 月。沉陷單位為 mm。

圖 4-3-7 古亭站站體開挖完成後地表及建物等沉陷分佈



【註】沉陷點監測日期為86年7月。沉陷單位為mm。

圖 4-3-8 古亭站沉陷點最終觀測值繪製之地表及建物等沉陷分佈

表 4-3-8 古亭站建物沉陷超過 25mm 監測行動值之西側建物

建物	沉陷點	開挖完成觀測值 (年/月/日)	最終觀測值 (年/月/日)
哈佛新廈	SB46	-45mm (84/6/5)	-51mm (86/7/21)
哈佛新廈	SB47	-36mm (84/6/5)	-42mm (86/7/21)
哈佛新廈	SB48	-37mm (84/6/5)	-42mm (86/7/21)
哈佛新廈	SB49	-31mm (84/6/5)	-37mm (86/7/21)
哈佛新廈	SB51	-42mm (84/6/5)	-46mm (86/7/21)
哈佛新廈	SB52	-28mm (84/6/5)	-32mm (86/7/21)
煙酒商店	SB63	-34mm (84/6/5)	-38mm (86/7/21)
煙酒商店	SB72	-23mm (84/6/5)	-27mm (86/7/21)
成衣百貨	SB99	-25mm (84/6/6)	-33mm (86/7/23)
哈佛攝影禮服	SB107	-27mm (84/6/5)	-37mm (86/7/22)
哈佛攝影禮服	SB108	-28mm (84/6/5)	-37mm (86/7/22)
A1 出入口緊鄰建物	SB40	-27mm (84/6/5)	-31mm (86/7/21)
A1 出入口緊鄰建物	SB41	-45mm (84/6/5)	-50mm (86/7/21)
A1 出入口緊鄰建物	SB254	-33mm (84/6/5)	-37mm (86/7/7)
A1 出入口緊鄰建物	SB255	-19mm (84/6/5)	-33mm (86/7/7)
X 通風井緊鄰建物	SB39	-21mm (84/6/8)	-26mm (86/7/21)
X 通風井緊鄰建物	SB42	-22mm (84/6/5)	-27mm (86/7/21)
X 通風井緊鄰建物	SB45	-22mm (84/6/5)	-27mm (86/7/21)
哈佛新廈北側鄰房	SB59	-25mm (84/6/5)	-29mm (86/7/21)
煙酒商店南側 4R 鄰房	SB61	-25mm (84/6/5)	-29mm (86/7/21)
煙酒商店南側 4R 鄰房	SB62	-25mm (84/6/5)	-29mm (86/7/21)
煙酒商店北側 2R 鄰房	SB65	-33mm (84/6/5)	-37mm (86/7/21)

表 4-3-9 古亭站建物沉陷超過 25mm 監測行動值之東側建物

建物	沉陷點	開挖完成觀測值 (年/月/日)	最終觀測值 (年/月/日)
百賢大廈	SB221	-29mm (84/6/5)	-33mm (86/7/3)
百賢大廈	SB222	-33mm (84/6/5)	-38mm (86/7/3)
百賢大廈	SB226	-33mm (84/6/5)	-37mm (86/7/3)
百賢大廈	SB227	-37mm (84/6/5)	-42mm (86/7/3)
百賢大廈	SB244	-28mm (84/6/5)	-36mm (86/7/3)
百賢大廈	SB245	-41mm (84/6/5)	-45mm (86/7/3)
百賢大廈	SB247	-32mm (84/6/5)	-37mm (86/7/3)
百賢大廈	SB248	-51mm (84/6/5)	-55mm (86/7/3)
百賢大廈	SB250	-46mm (84/6/5)	-50mm (86/7/3)
百賢大廈	SB251	-42mm (84/6/5)	-46mm (86/7/3)
百賢大廈	SB252	-47mm (84/6/5)	-52mm (86/7/3)
百賢大廈	SB253	-41mm (84/6/5)	-45mm (86/7/3)
力霸師大華廈	SB183	-23mm (84/6/5)	-27mm (86/7/26)
力霸師大華廈	SB211	-35mm (84/6/5)	-39mm (86/7/26)
力霸師大華廈	SB218	-27mm (84/6/5)	-31mm (86/7/26)
可利亞餐廳	SB200	-23mm (84/6/5)	-27mm (86/7/26)
可利亞餐廳	SB201	-23mm (84/6/5)	-27mm (86/7/26)
可利亞餐廳	SB202	-22mm (84/6/5)	-26mm (86/7/26)
可利亞餐廳	SB206	-22mm (84/6/5)	-26mm (86/7/26)
欣和旅店	SB159	-25mm (84/6/5)	-28mm (86/7/26)
欣和旅店	SB160	-31mm (84/6/5)	-35mm (86/7/26)
欣和旅店	SB194	-27mm (84/6/5)	-30mm (86/7/26)
欣和旅店	SB195	-24mm (84/6/5)	-28mm (86/7/26)
欣和旅店	SB196	-32mm (84/6/5)	-33mm (86/7/26)
欣和旅店	SB198	-22mm (84/6/5)	-26mm (86/7/26)
統一超商	SB143	-24mm (84/6/5)	-27mm (86/7/26)
統一超商	SB180	-25mm (84/6/5)	-27mm (86/7/25)
統一超商	SB181	-25mm (84/6/5)	-27mm (86/7/25)
統一超商	SB182	-23mm (84/6/5)	-27mm (86/7/25)
故鄉魯肉飯	SB178	-30mm (84/6/5)	-33mm (86/7/25)
故鄉魯肉飯	SB179	-25mm (84/6/5)	-28mm (86/7/25)

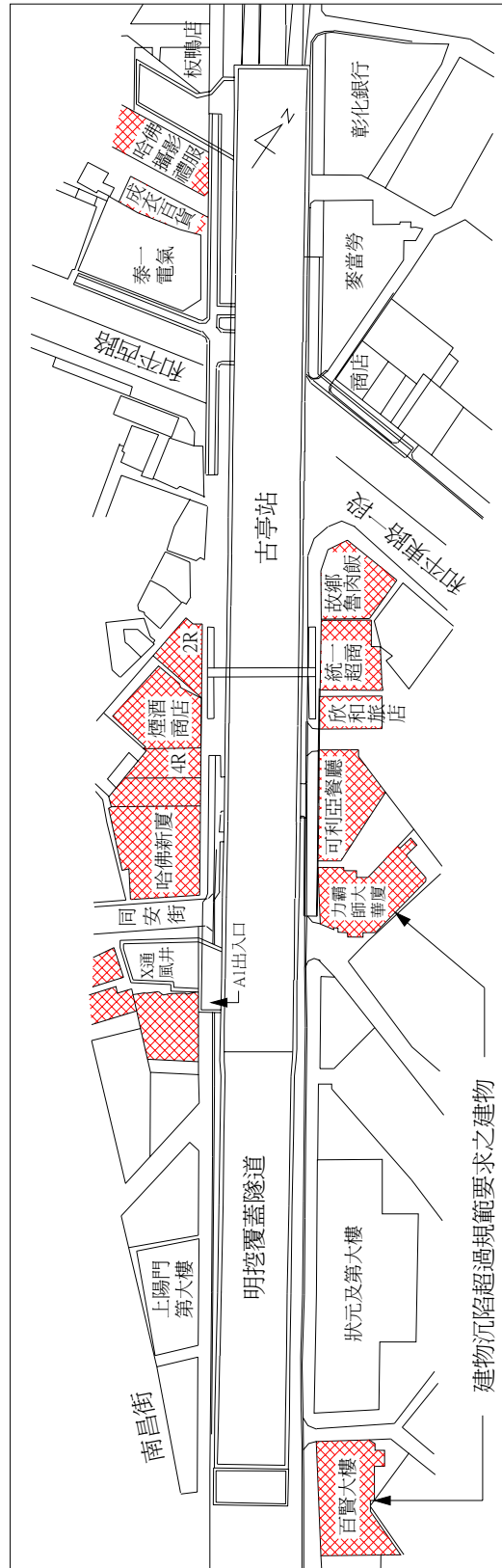


圖 4-3-9 古亭站建物沉陷超過規範值要求之建物位置圖
(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

第四節 捷運新店線中正紀念堂站

台北捷運新店線中正紀念堂站 (G11) 工程屬 CH219 標之一部份，其細部設計顧問為帝力凱撒／中興工程顧問社，施工承商為九泰營造股份有限公司。本節內容亦一併包含緊接中正紀念堂站之明挖覆蓋隧道工程。

一、中正紀念堂站基地位置與地層概況

中正紀念堂站係位於台北市羅斯福路一段，約介愛國西路與金華街間，如圖 4-4-1，站體全長約 350 公尺、寬約 25 公尺、開挖深度約 24 公尺；站體南端接續之明挖覆蓋隧道（轉轍段），長約 100 公尺、寬約 25/11 公尺、開挖深度約 24 公尺。

本站工址位於台北市區工程地質分區之淡水河二區(T2)，為典型之松山層，計有六個次層，由粉土質黏土層與粉土質細砂層交互組合而成，如表 4-4-1。地下水位約位地表下 4 公尺左右。

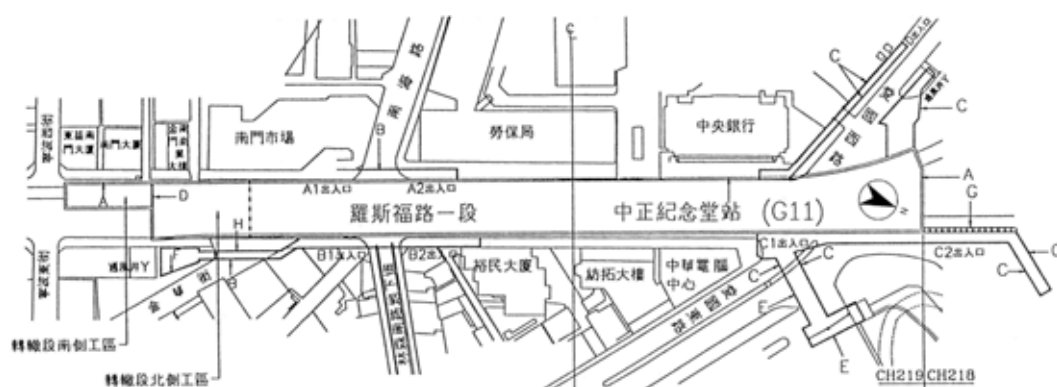


圖 4-4-1 中正紀念堂站及明挖覆蓋隧道位置圖

(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

表 4-4-1 中正紀念堂站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	深度 m	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.	s_u t/m ²
6	0~6.5	CL	5	1.90	0	32	1.0
5	6.5~16	SM	15	2.00	0	30	--
4	16~21.5	CL	10	1.95	0	30	7.5
3	21.5~30	SM	18	2.00	0	32	--
2	30~34	CL	21	1.95	0	32	17.0

二、中正紀念堂站深開挖工程概要

中正紀念堂站及明挖覆蓋隧道（轉轍段）之開挖施工係採半逆打工法，亦即明挖覆蓋及開挖支撐至結構頂版位置後，先完成頂版結構，再續用開挖支撐工法進行至最終開挖深度，由下而上完成底版及中間樓版，如圖 4-4-2 所示。站體及轉轍站之擋土連續壁厚度皆為 120 公分，深度 41 公尺；除頂版結構亦兼支撐外，餘使用之 H 型鋼內支撐均為七層。相關之擋土結構型式及施工時程詳表 4-4-2；至於開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-4-3 及表 4-4-3。

表 4-4-2 中正紀念堂站擋土結構型式及施工時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

工區	擋土結構型式	厚度 m	深度 m	開始日期 (年/月/日)	結束日期 (年/月/日)
站體	連續壁	1.2	41	81/01/04	83/02/01
出入口 A	連續壁	0.55	19	82/07/28	82/10/25
出入口 B	連續壁	0.55	19	81/12/17	82/04/02
	鋼版樁	YSP III	13	84/05/05	84/05/18
出入口 C	連續壁	0.5	18	83/08/11	84/03/08
	連續壁	0.55	21	81/05/08	83/10/20
	場鑄樁	φ 0.8	20	83/08/19	83/12/25
出入口 D	連續壁	0.55	21	82/07/09	83/12/12
通風井 X	連續壁	0.55	24	84/03/25	84/04/20
通風井 Y	連續壁	0.55	21	82/12/21	83/06/07
轉轍段北側工區	連續壁	1.2	41	81/07/09	82/06/27
轉轍段南側工區	連續壁	1.2	41	81/10/07	81/12/02
轉轍段南北工區 間	連續壁	0.8	35.2	81/12/05	81/12/06

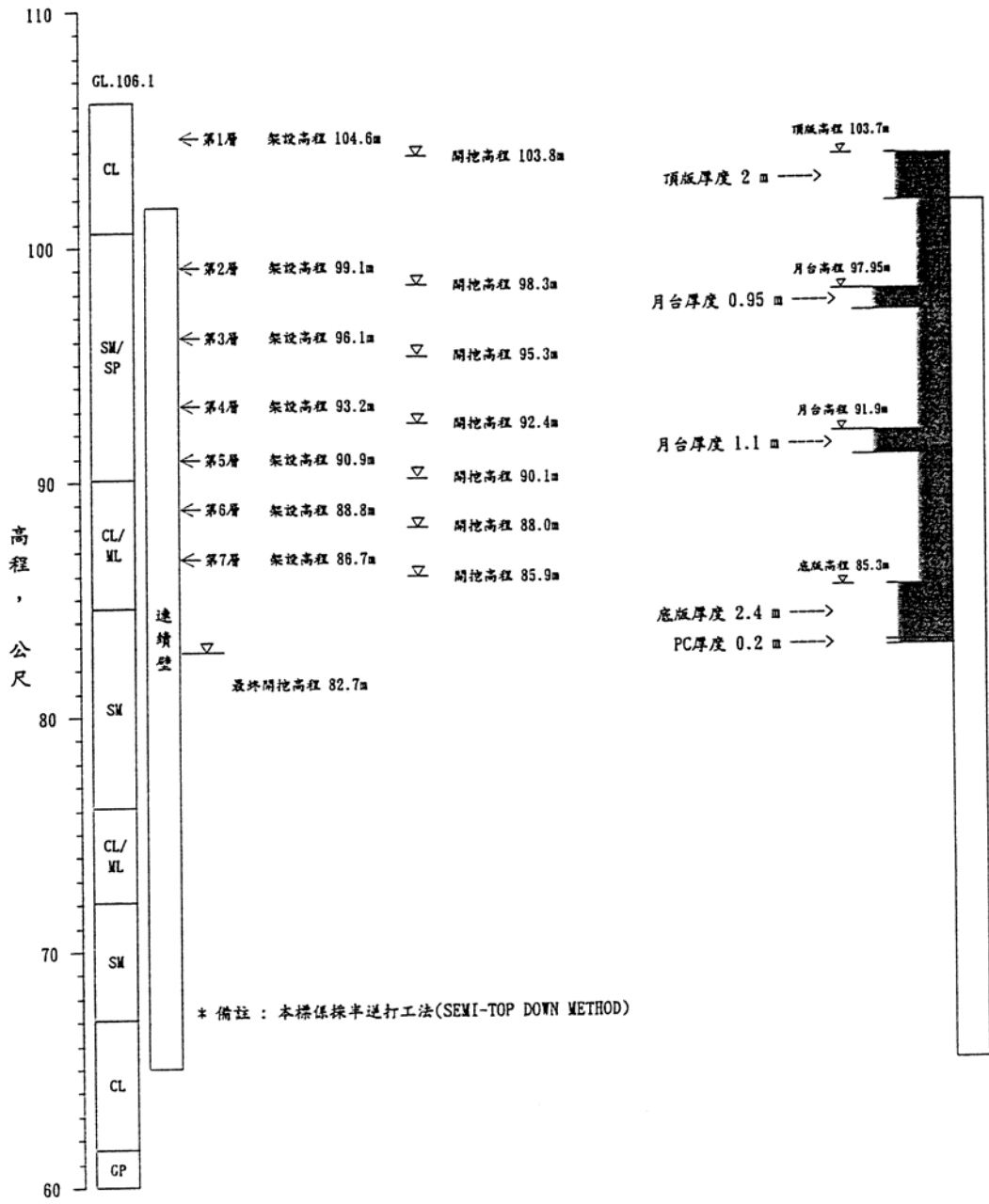


圖 4-4-2 中正紀念堂站施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

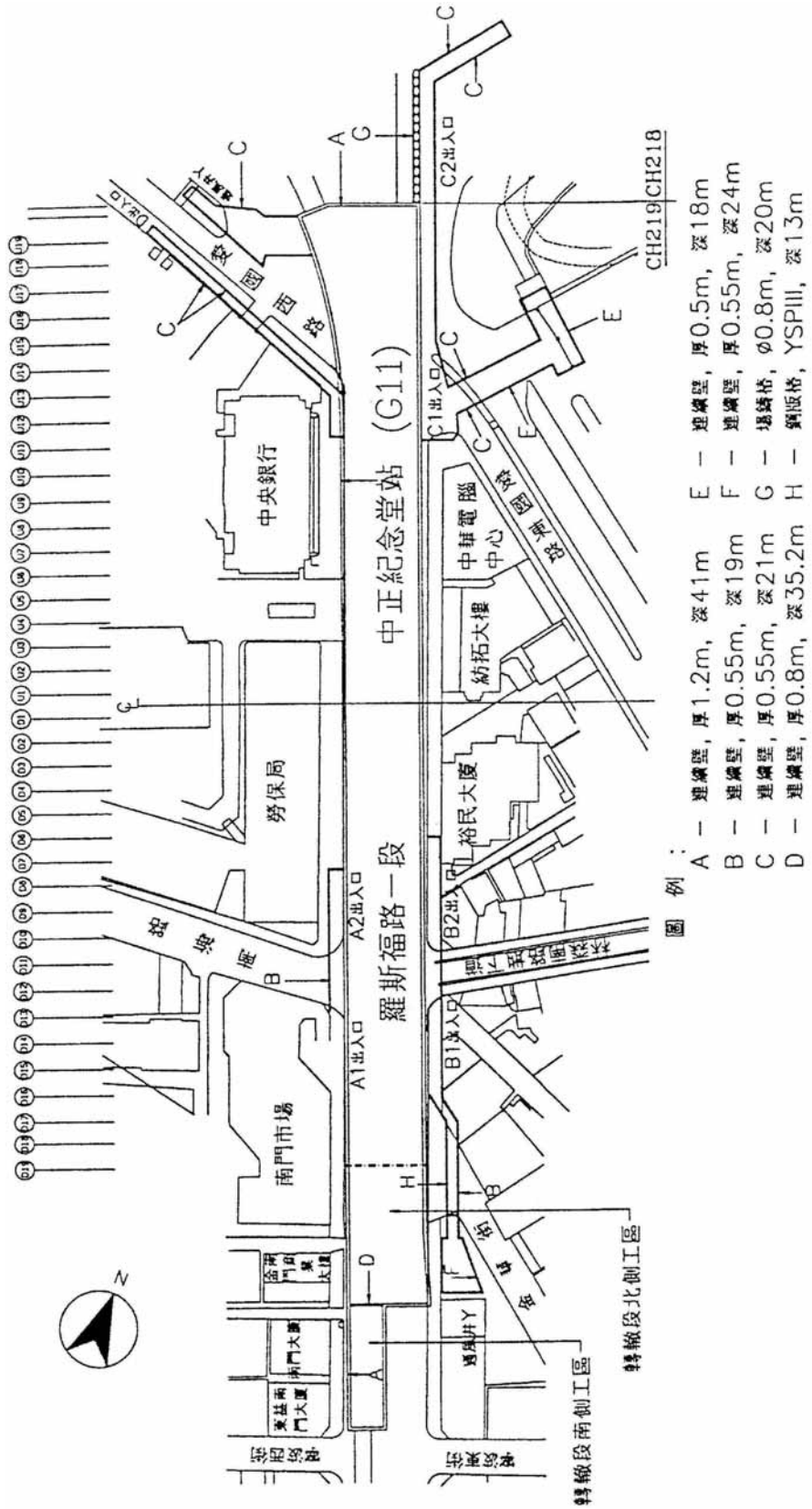


圖 4-4-3 中正紀念堂站開挖分區

表 4-4-3 中正紀念堂站分區開挖時程

(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)						
		U19~U15	U15~U9	U9~U4	U4~D2	D2~D8	D8~D12	D12~D18
1	第一階開挖	83/04/06	82/09/12	82/09/16	82/07/06	82/09/30	82/09/12	82/09/12
		83/04/08	82/09/16	82/09/18	82/08/27	82/10/03	82/09/16	82/09/16
2	第一層支撐 架設	83/04/09	82/09/19	82/09/19	82/08/28	82/12/26	82/12/26	82/12/18
		83/04/14	82/09/22	82/09/22	82/09/01	82/12/29	82/12/29	82/12/22
3	第二階頂版 開挖	83/04/08	82/09/26	82/09/22	82/09/01	83/01/08	83/01/13	83/01/10
		83/04/11	82/09/28	82/09/26	82/09/05	83/01/13	83/01/20	83/01/15
4	頂版施作	83/07/16	83/07/21	82/09/27	82/09/05	83/01/28	83/04/02	83/04/01
		83/09/10	83/08/30	82/11/28	82/11/28	83/03/03	83/04/23	83/04/26
5	第一層支撐 拆除	83/09/14	83/09/07	82/12/31	82/12/31	83/03/17	83/05/05	83/05/09
		83/09/14	83/09/07	82/12/31	82/12/31	83/03/17	83/05/05	83/05/09
6	第三階開挖	83/09/15	83/09/08	83/01/03	83/01/03	83/03/19	83/05/06	83/05/10
		83/09/21	83/09/14	83/01/10	83/01/10	83/03/20	83/05/08	83/05/12
7	第二層支撐 架設	83/09/21	83/09/15	83/01/10	83/01/10	83/03/20	83/05/08	83/05/12
		83/10/04	83/09/21	83/01/14	83/01/14	83/03/22	83/05/09	83/05/15
8	第四階開挖	83/10/05	83/09/25	83/02/20	83/02/20	83/03/22	83/05/12	83/05/17
		83/10/11	83/09/28	83/02/27	83/02/27	83/03/25	83/05/14	83/05/23
9	第三層支撐 架設	83/10/14	83/09/29	83/02/28	83/02/28	83/03/25	83/05/14	83/05/23
		83/10/22	83/10/06	83/03/03	83/03/03	83/03/31	83/05/23	83/05/28
10	第五階開挖	83/10/24	83/09/30	83/03/09	83/03/09	83/04/25	83/05/25	83/06/03
		83/10/29	83/10/15	83/03/15	83/03/15	83/04/28	83/06/06	83/06/07
11	第四層支撐 架設	83/10/30	93/10/16	83/03/16	83/03/16	83/04/28	83/06/06	83/06/07
		83/11/12	83/10/27	83/03/20	83/03/20	83/05/04	83/06/14	83/06/16
12	第六階開挖	83/11/20	83/10/20	83/03/24	83/03/24	83/05/12	83/06/14	83/06/16
		83/11/24	83/11/06	83/03/28	83/03/28	83/05/14	83/06/16	83/06/18
13	第五層支撐 架設	83/11/30	83/11/07	83/03/30	83/03/30	83/05/14	83/06/16	83/06/18
		83/12/15	83/11/16	83/04/11	83/04/11	83/05/25	83/06/24	83/06/28
14	第七階開挖	83/12/17	83/11/30	83/04/16	83/04/16	83/05/26	83/06/24	83/06/28
		83/12/22	83/12/05	83/04/21	83/04/21	83/05/30	83/06/28	83/07/02
15	第六層支撐 架設	83/12/23	83/12/07	83/04/22	83/04/22	83/05/30	83/06/30	83/07/02
		84/01/04	83/12/20	83/04/30	83/04/30	83/06/06	83/07/06	83/07/08
16	第八階開挖	84/01/05	83/12/22	83/05/07	83/05/07	83/06/07	83/07/06	83/07/08
		84/01/11	83/12/30	83/05/12	83/05/12	83/06/10	83/07/08	83/07/10
17	第七層支撐 架設	84/01/11	83/12/31	83/05/15	83/05/15	83/06/11	83/07/09	83/07/11
		84/01/21	84/01/09	83/05/20	83/05/20	83/06/19	83/07/14	83/07/19
18	第九階底版 開挖	84/02/08	84/01/09	83/05/23	83/05/23	83/06/20	83/07/26	83/07/30
		84/02/20	84/01/16	83/05/25	83/05/25	83/06/23	83/07/30	83/08/02
19	底版軌道版 施作	84/02/05	84/04/01	83/07/06	83/07/09	83/08/23	83/12/28	84/02/26
		84/06/23	84/05/08	84/04/18	83/09/10	83/09/18	84/01/25	84/03/18
	最終開挖 深度	23.4m	23.4m	23.4m	23.4m	23.4m	23.4m	23.4m

深開挖鄰產保護研究(一)

表 4-4-3 中正紀念堂站分區開/時程 (續)
(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

施工順序	施工項目	明挖覆蓋隧道北側工區 施工起迄日期(年/月/日)
1	第一階開挖	82/09/12 ~ 82/09/16
2	第一層支撐架設	82/09/16 ~ 82/09/19
3	第二階開挖	83/01/15 ~ 83/01/18
4	第二層支撐架設	83/01/18 ~ 83/01/20
5	第三階開挖	83/04/06 ~ 83/04/16
6	第三層支撐架設	83/04/16 ~ 83/04/19
7	第四階頂版開挖	83/04/20 ~ 83/04/25
8	頂版施作	83/05/27 ~ 83/07/13
9	第五階開挖	83/07/21 ~ 83/07/26
10	第四層支撐架設	83/07/26 ~ 83/08/09
11	第六階第一區開挖	83/08/14 ~ 83/08/20
12	第五層第一區支撐架設	83/08/21 ~ 83/08/27
13	第六階第二區開挖	83/08/27 ~ 83/08/29
14	第五層第二區支撐架設	83/09/04 ~ 83/09/12
15	第七階第一區開挖	83/09/14 ~ 83/09/17
16	第六層第一區支撐架設	83/09/18 ~ 83/09/30
17	第七階第二區開挖	83/10/02 ~ 83/10/06
18	第六層第二區支撐架設	83/10/07 ~ 83/10/12
19	第八階第一區開挖	83/10/16 ~ 83/10/20
20	第七層第一區支撐架設	83/10/21 ~ 83/10/26
21	第八階第二區開挖	83/11/05 ~ 83/11/07
22	第七層第二區支撐架設	83/11/11 ~ 83/11/21
23	第九階底版開挖	83/11/26 ~ 83/11/29
24	底版軌道版施作	84/01/07 ~ 84/02/24
	最終開挖深度	24.0m

施工項目	明挖覆蓋隧道南側工區 施工起迄日期(年/月/日)	
第一階開挖	81/08/12 ~ 81/11/16	
第一層支撐架設	81/12/12 ~ 81/12/24	
第二階開挖	81/12/26 ~ 81/12/27	
第二層支撐架設	81/12/28 ~ 82/01/02	
第三階開挖	82/01/02 ~ 82/01/03	
第三層支撐架設	82/01/04 ~ 82/01/11	
第四階開挖	82/01/28 ~ 82/01/31	
第四層支撐架設	82/02/01 ~ 82/02/07	
第五階開挖	82/02/14 ~ 82/02/16	
第五層支撐架設	82/02/22 ~ 82/03/01	
第六階開挖	82/03/04 ~ 82/03/05	
第六層支撐架設	82/03/06 ~ 82/03/10	
第七階開挖	82/03/15 ~ 82/03/17	
第七層支撐架設	82/03/19 ~ 82/03/31	
第八階開挖	82/03/31 ~ 82/04/02	
下層軌道版施作	82/04/12 ~ 82/05/08	
	最終開挖深度	24.3m

三、中正紀念堂站鄰產保護工法

中正紀念堂站鄰近建物保護工程之主要標的物為緊鄰站體兩側建物，如表 4-4-5 或圖 4-4-4 所示。圖 4-4-5 為施工承商採用擠壓灌漿工法實施建物保護之平面配置圖。擠壓灌漿係由地面埋設灌漿管於建物下方，埋設角度約與鉛垂線夾角 15~35 度，間距 3 公尺左右，再按表 4-4-4 所示之灌漿配比，由下而上方式將灌漿材料施灌至地層中，藉以頂起或增加地層密度，以減少建物後續之沉陷。灌漿管埋設時機為建物沉陷達 15 公厘時進行，待建物沉陷達 18 公厘時即進行擠壓灌漿。

建物保護準則主要遵循捷運局所訂定之「土木工程設計規範」對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

表 4-4-4 中正紀念堂站建物保護擠壓灌漿配比
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

材料	規格	配比 (重量)
砂+沉泥	通過#4 且 15%~30%通過#200	30
飛灰		10
水泥	標準波特蘭水泥	3
水		以坍度為 4" 作控制

表 4-4-5 中正紀念堂站指定保護建物一覽表
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

建物名稱	建物編號	建物型式	基礎型式	基礎深度
東益南門大廈	A0872	RC (12F)	筏式基礎	6.5 m
南門大廈	A0877	RC (11F)	筏式基礎	5.7 m
金南門商業大樓	A0887	RC (12F)	筏式基礎	5.85 m
南門市場	A0888	RC (10F)	筏式基礎	8.9 m
喜美修車場	A0903-A0906	磚造 (2F)	獨立基腳	0.8 m
金華街民宅 A	A0919-A0920	RC (3F)	聯合基腳	1.0 m
金華街民宅 B	A0921-A0924	RC (5F)	聯合基腳	4.5 m
亞太銀行	A0925	RC (11F)	筏式基礎	5.65 m
勞保局	A0953-A0954	RC (13F)	筏式基礎	5.4 m
中央銀行	A0961	RC (10F)	筏式基礎	5.65 m
中正麗園大廈	A0966-A0968	RC (12F)	筏式基礎	5.6 m
裕民大樓	A0989	RC (11F)	筏式基礎	5.95 m
紡拓大樓	A0998	RC (17F)	筏式基礎	11.43 m
金門特產店	A0999	RC (4F)	聯合基腳	1.0 m
中華電腦公司	A1003	RC (4F)	聯合基腳	2.5 m

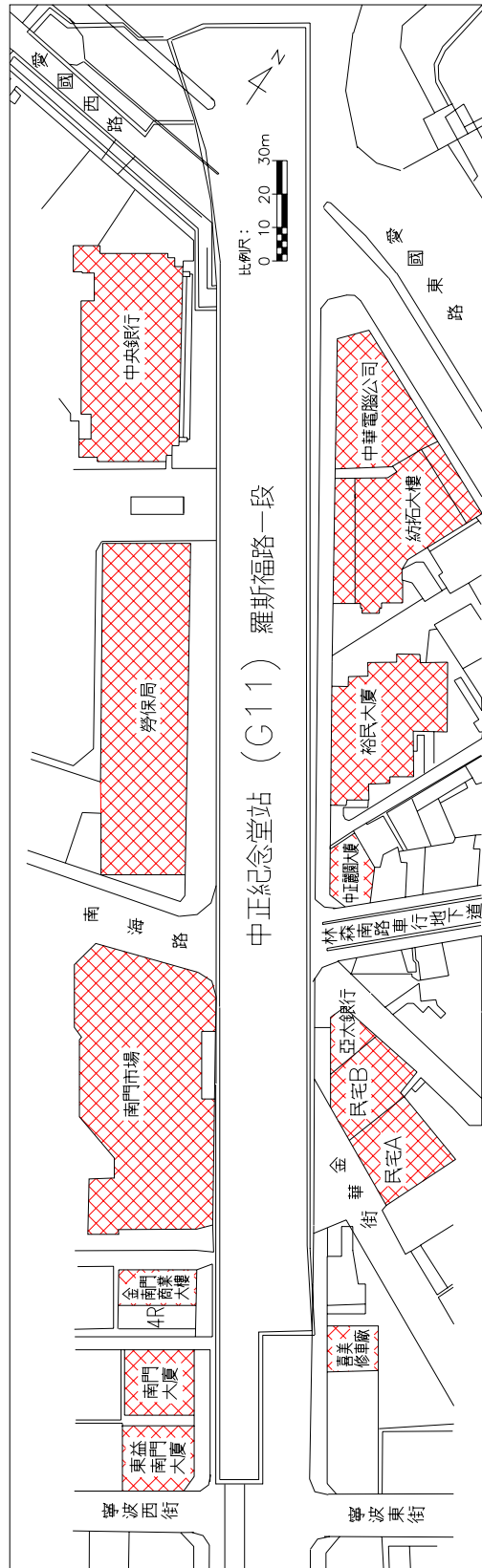


圖 4-4-4 中正紀念堂站指定保護建物位置圖

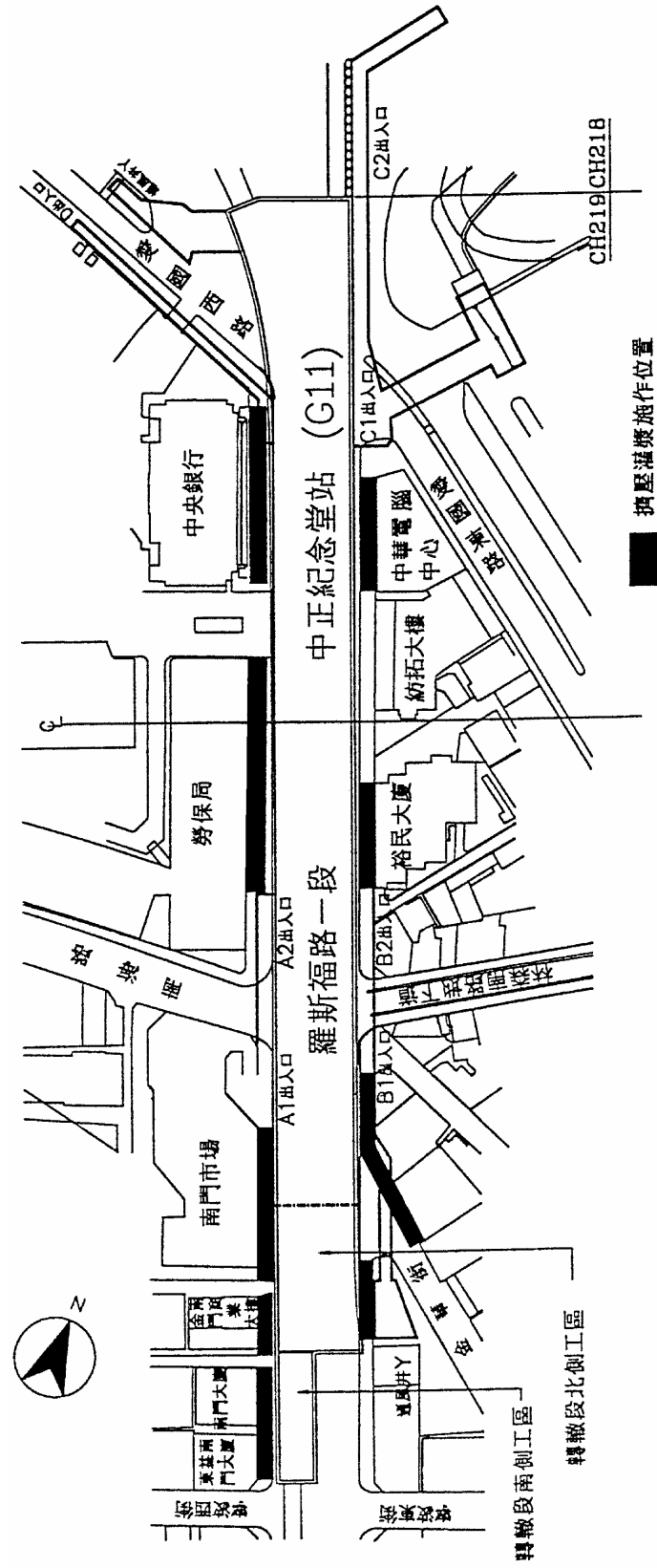


圖 4-4-5 中正紀念堂站建物保護擠壓灌漿施工位置圖
(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

四、鄰產保護工法作用機制分析

如前所述，擠壓灌漿由地面埋設灌漿管於建物下方，且埋設角度約與鉛垂線略成一小夾角，再將灌漿材料由下而上施灌至地層中，目的即在藉由擠壓灌漿形成建物托底（underpinning of the building），以頂起建物或增加地層密度，減少建物後續之沉陷。

理論上而言，建物基礎托底對防止建物沉陷之效果甚佳，惟實務上使用擠壓灌漿方式施工，是否確能形成支承樁體托住建物基礎，極易受施工技術良窳之影響。

五、鄰產保護工法之成效評估

中正紀念堂站採用擠壓灌漿工法進行建物托底方式之保護工程，其成效評估將以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含(1)建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，以及(2)建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，並將直接以安裝於建物上之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-4-6。
2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之建物沉陷點監測資料繪製建物於站體開挖完成之建物等沉陷分佈情形如圖 4-4-7，最終監測資料之建物等沉陷分佈情形如圖 4-4-8，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer (Golden Software, Inc., 2002) 並選用 Kriging Gridding Method 進行。
3. 成效評估

深開挖鄰產保護研究(一)

- (1) 連續壁施工對周遭環境之影響程度因無監測資料可資檢討，故無從得知。
- (2) 依據圖 4-4-7 之開挖完成階段建物沉陷情形而言，大部份建物於開挖完成時仍能符合建物保護規範之要求，但仍有「金南門商業大樓」、「金南門商業大樓南側緊鄰 4R 建物」、「中正麗園大廈」、「金華街民宅 A」、「金華街民宅 B」等五處建物有超過 2.5 公分沉陷量規範值之現象，詳細數值如表 4-4-6；及至圖 4-4-8 所示之最終監測值，則再增加一處「中華電腦公司」建物超過 2.5 公分規範值，且其中以「金華街民宅 A」之 6.3 公分沉陷量為最大。另就建物傾斜而言，除「金南門商業大樓」有超過 1/500 之規範要求外，其餘尚符合規範要求。
- (3) 就圖 4-4-8 之建物最終監測結果而言，施作建物保護擠壓灌漿與未施作擠壓灌漿者，其沉陷量無明顯差異，顯示建物保護無法有效減少施工影響性。

表 4-4-6 中正紀念堂站建物沉陷超過 25mm 監測行動值之建物

建物	沉陷點	開挖完成觀測值 (年/月/日)	最終觀測值 (年/月/日)
金南門商業大樓	SB157	-31mm (84/2/24)	-34mm (85/5/4)
	SB158	-34mm (84/2/24)	-37mm (85/5/4)
金南門商業大樓 南側 4R 建物	SB159	-36mm (84/2/24)	-38mm (85/5/4)
	SB160	-30mm (84/2/24)	-34mm (85/5/4)
中正麗園大廈	SB33	-31mm (84/2/23)	-45mm (86/7/25)
	SB34	-22mm (84/2/23)	-33mm (85/5/3)
	SB35	-23mm (84/2/23)	-34mm (85/5/3)
	SB36	-27mm (84/2/23)	-44mm (85/7/25)
中華電腦公司	SB4	-22mm (84/2/23)	-48mm (85/7/16)
	SB5	-17mm (84/3/21)	-34mm (86/6/13)
金華街民宅 B	SB57	-29mm (84/2/24)	-44mm (86/7/25)
	SB58	-39mm (84/2/24)	-52mm (86/7/25)
	SB59	-44mm (84/2/24)	-59mm (86/7/25)
	SB60	-44mm (84/2/24)	-59mm (86/7/25)
金華街民宅 A	SB61	-39mm (84/2/24)	-57mm (86/7/25)
	SB62	-42mm (84/2/24)	-63mm (86/7/25)
	SB63	-24mm (84/2/24)	-31mm (86/7/25)

【註】建物位置詳圖 4-4-4。

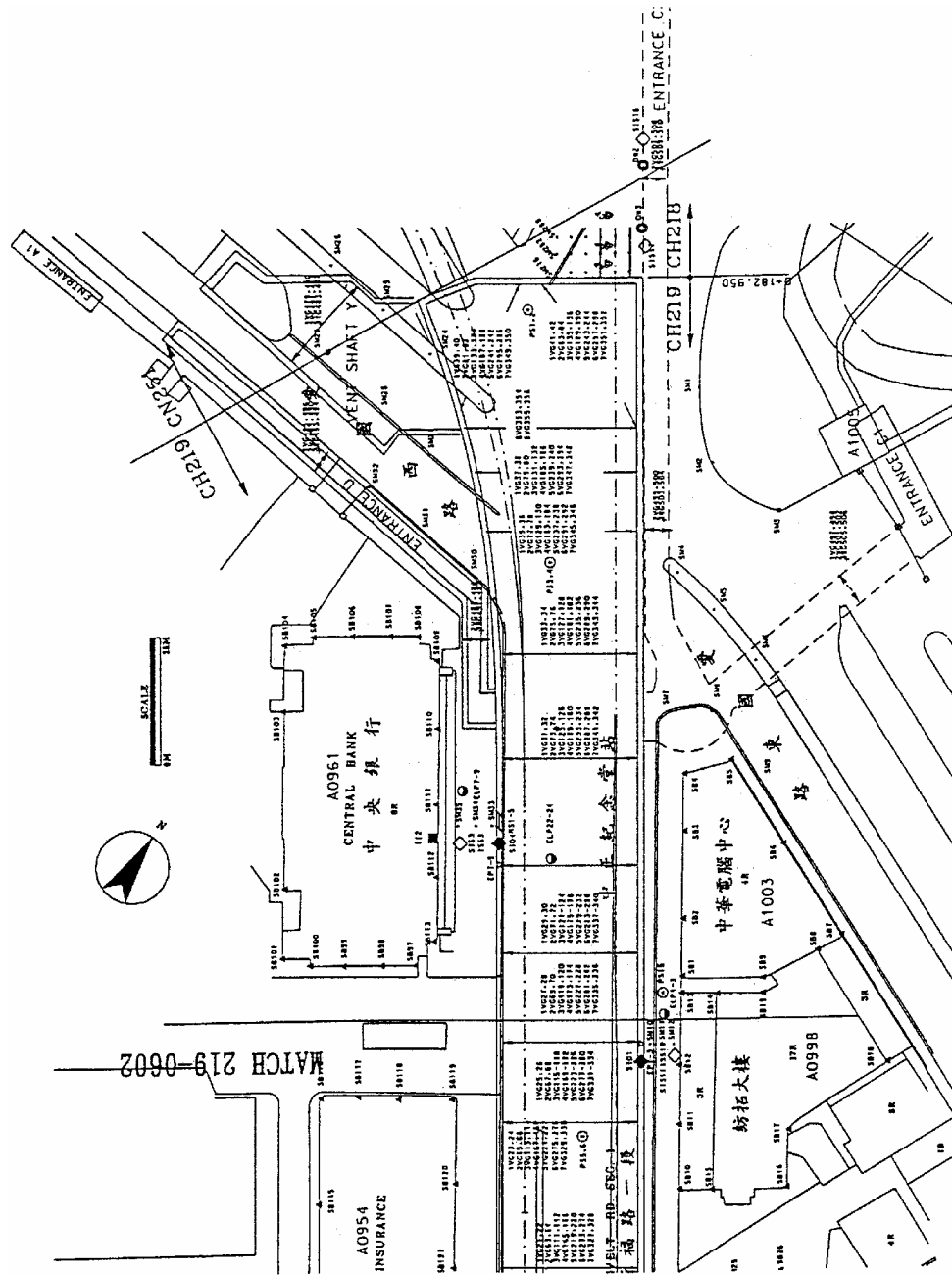


圖 4-4-6 中正紀念堂站監測儀器配置圖 (亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

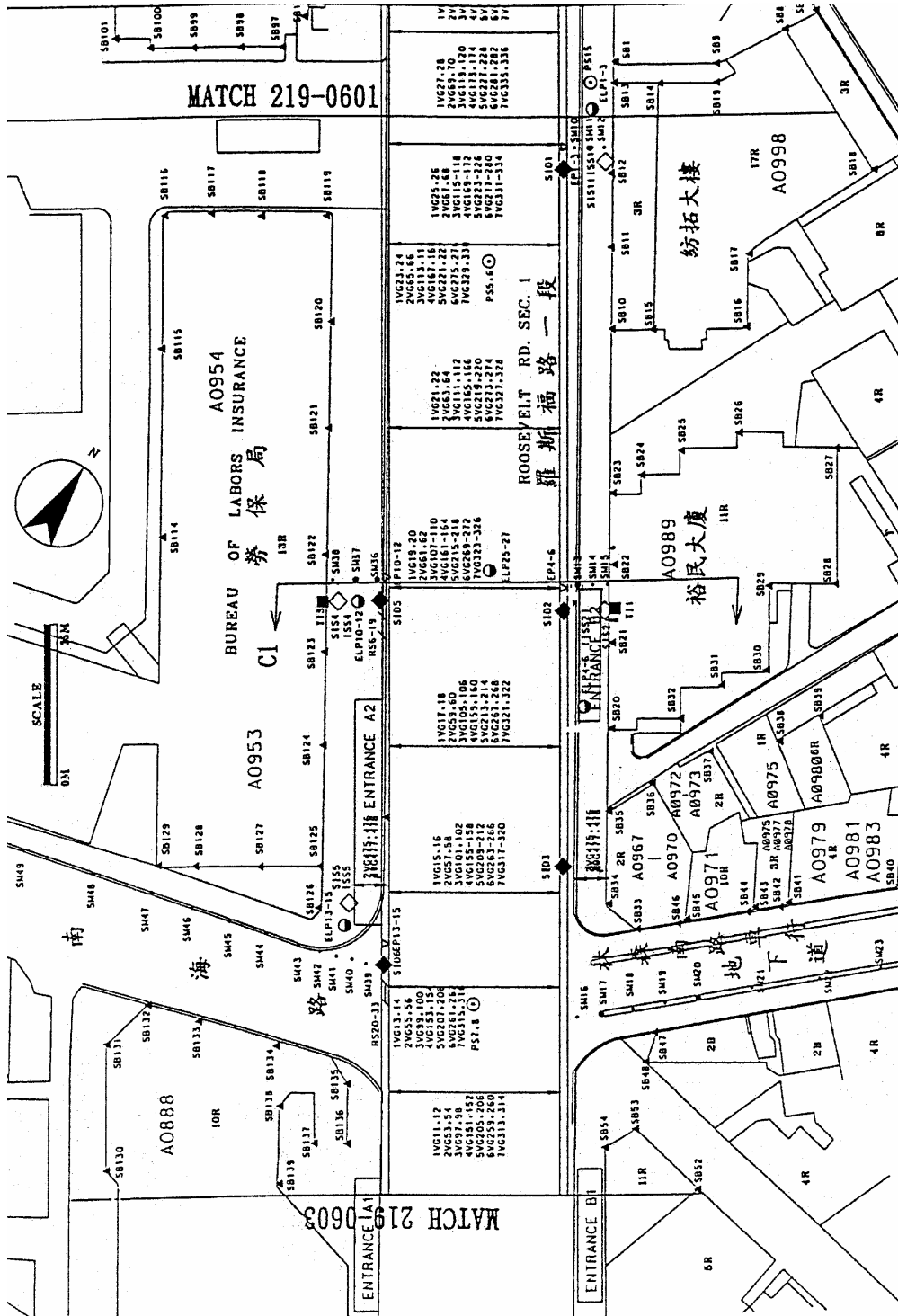


圖 4-4-6 中正紀念堂站監測儀器配置圖 (續) (亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

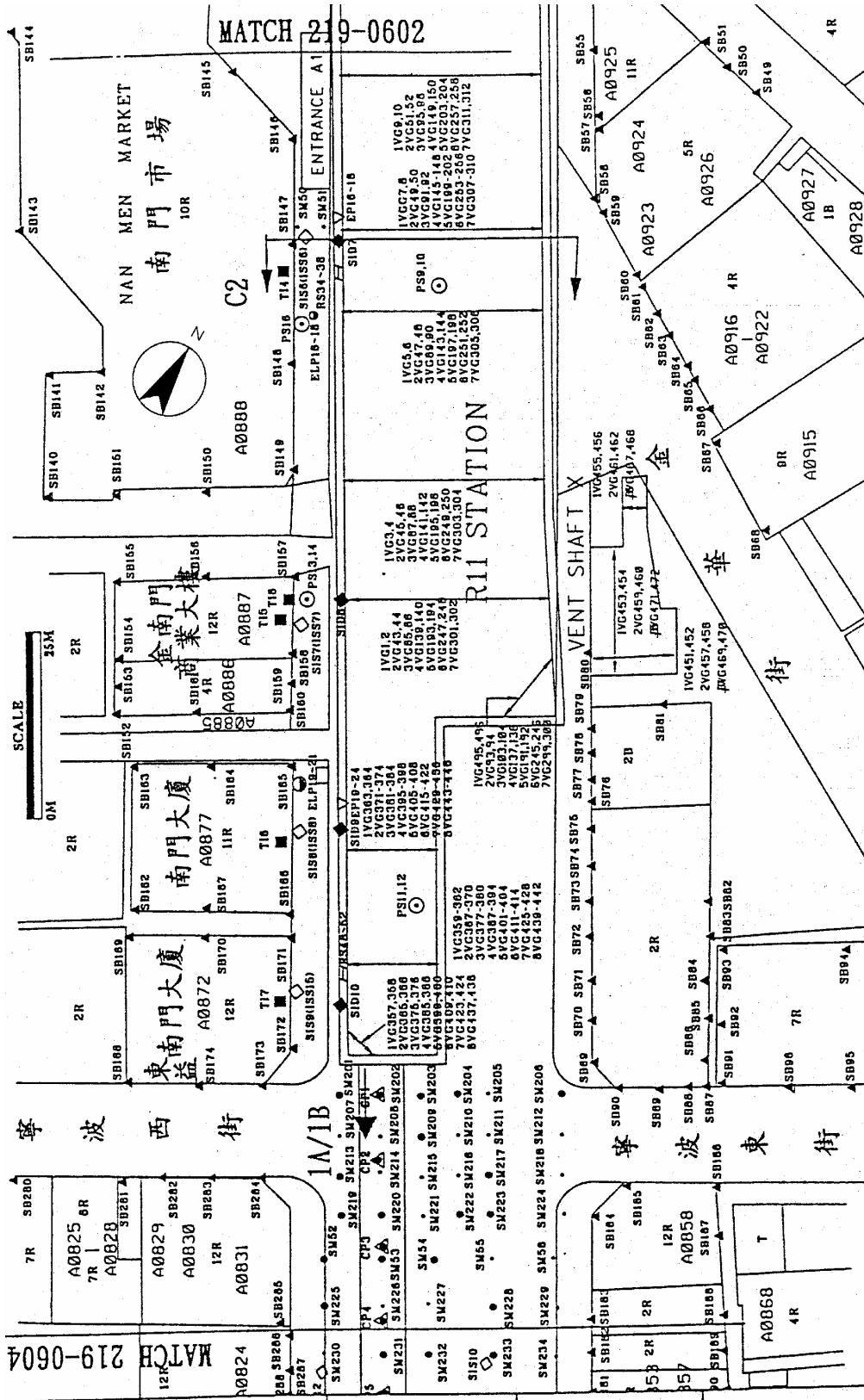
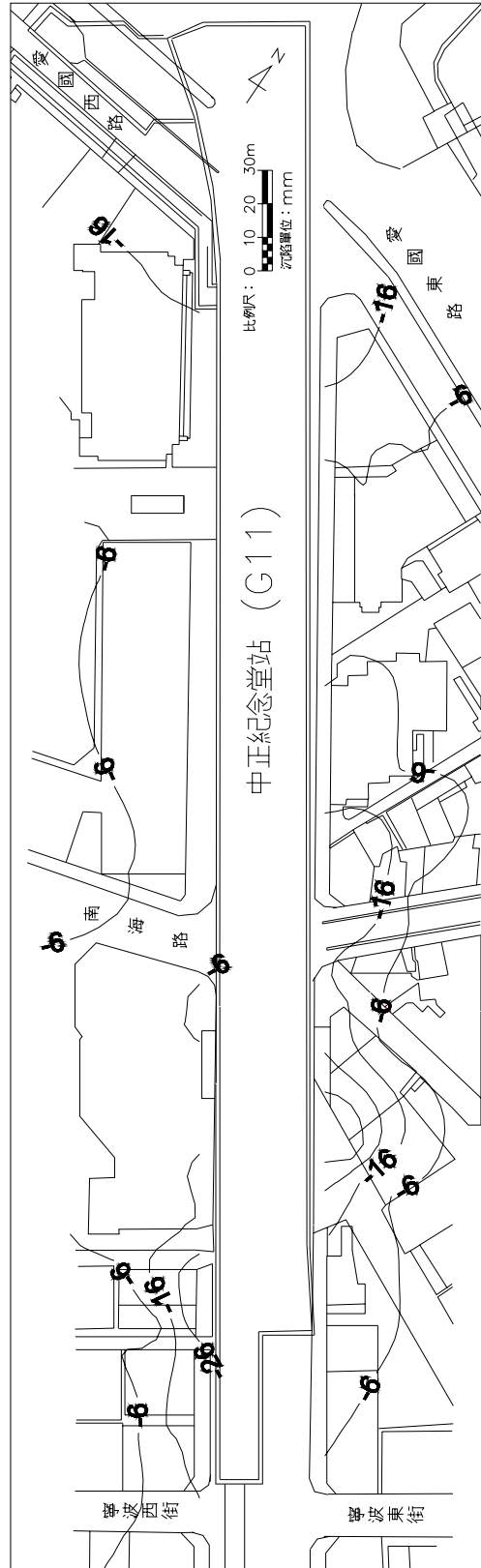
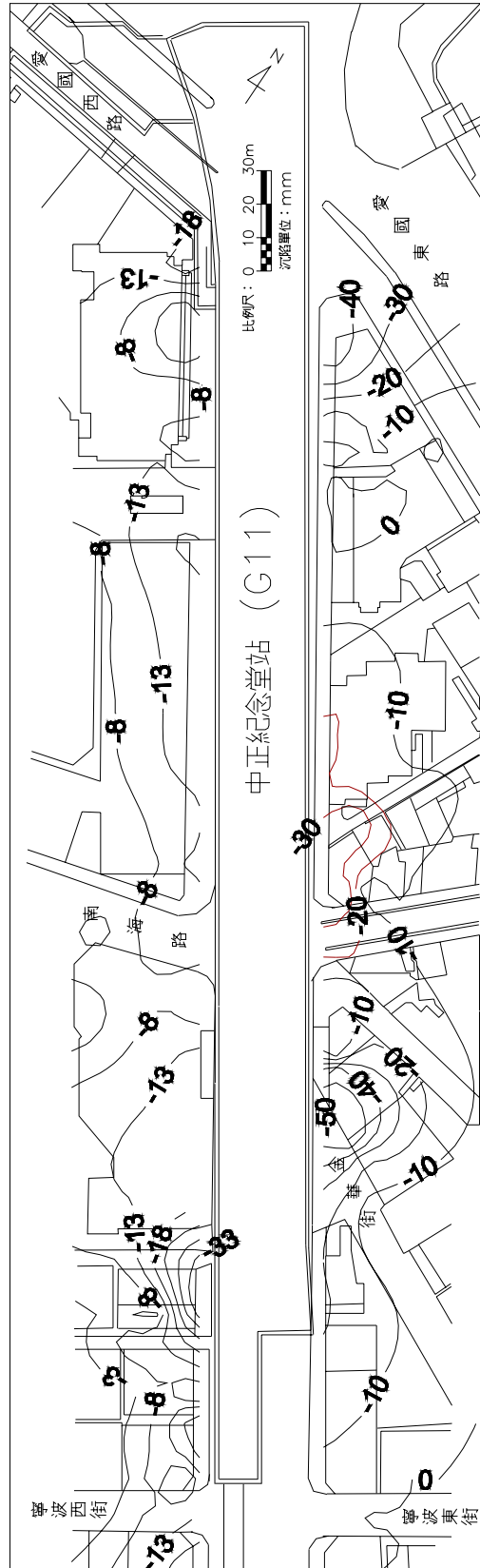


圖 4-4-6 中正紀念堂站監測儀器配置圖 (續) (亞新工程顧問股份有限公司, 1995)



【註】建物沉降點監測日期為84年3月。沉降單位為mm。

圖 4-4-7 中正紀念堂站站體開挖完成後建物等沉降分佈



【註】建物沉陷點監測日期為 86 年 7 月。沉陷單位為 mm。

圖 4-4-8 中正紀念堂站建物沉陷點最終觀測值繪製之建物等沉陷分佈

第五節 捷運新店線台大醫院站

台北捷運新店線台大醫院站（R12）工程屬 CH218 標之一部份，其細部設計顧問為帝力凱撒／中興工程顧問社，施工承商為大林組／互助營造股份有限公司共同承攬。

一、台大醫院站基地位置與地層概況

台大醫院站係位於台北市公園路，約介襄陽街與介壽路間，如圖 4-5-1，站體全長約 240 公尺、寬約 21 公尺、開挖深度約 16.4 公尺。

本站工址位於台北市區工程地質分區之淡水河二區(T2)，為典型之松山層，計有六個次層，由粉土質黏土層與粉土質細砂層交互組合而成，如表 4-5-1。地下水位約位地表下 4.5 公尺左右。

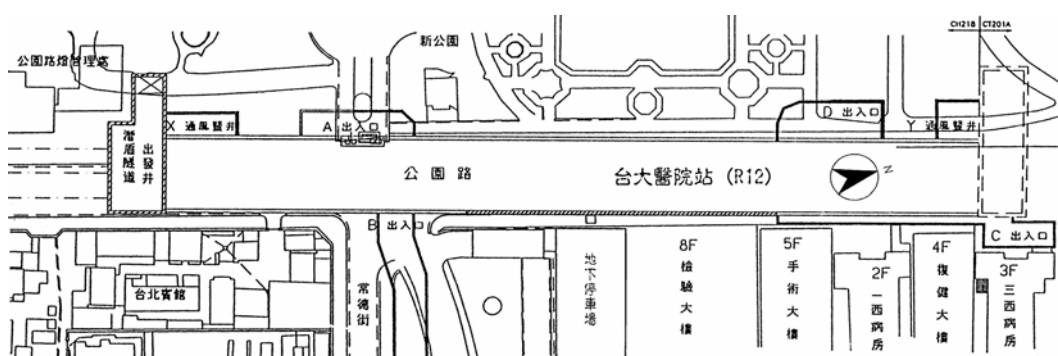


圖 4-5-1 台大醫院站及明挖覆蓋隧道位置圖

(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

表 4-5-1 台大醫院站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	深度 m	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.	s_u t/m ²
6	0~6.5	CL	5	1.87	0	32	2.5
5	6.5~17	SM	11	1.97	0	30	--
4	17~25.5	CL	8	1.90	0	30	8.0
3	25.5~38	SM	22	1.97	0	32	--

二、台大醫院站深開挖工程概要

台大醫院站之開挖施工係採明挖覆蓋工法(順打工法)，使用連續壁與內支撐設施進行，如圖 4-5-2 所示，開挖深度 16.4 公尺(站體)或 18.6 公尺(潛盾工作井)。站體連續壁厚度 100/120 公分，深度 30.5 公尺；潛盾工作井連續壁厚度 100 公分，深度 34.8 公尺；H 型鋼內支撐均為五層。相關之擋土結構型式及施工時程詳表 4-5-2；至於開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-5-3 及表 4-5-3。

表 4-5-2 台大醫院站擋土結構型式及施工時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

工區	擋土結構 型式	厚度 m	深度 m	開始日期 (年/月/日)	結束日期 (年/月/日)
站體	連續壁	1.0/1.2	30.5	80/07/29	81/04/30
出入口 A	連續壁	0.6	17.4	80/09/09	80/09/17
	鋼版樁	YSP III	16	--	--
出入口 B	連續壁	0.6	17.4	80/12/09	81/01/01
出入口 C	連續壁	0.7	17.4	81/06/13	81/07/13
出入口 D	連續壁	0.6	17.4	81/08/15	81/08/21
	鋼版樁	YSP III	16	--	--
通風井 X	連續壁	0.6	17.4	80/08/20	80/08/21
通風井 Y	連續壁	0.6	17.4	81/07/28	81/07/31
潛盾出發井	連續壁	1.0	34.8	80/07/29	80/12/23

深開挖鄰產保護研究(一)

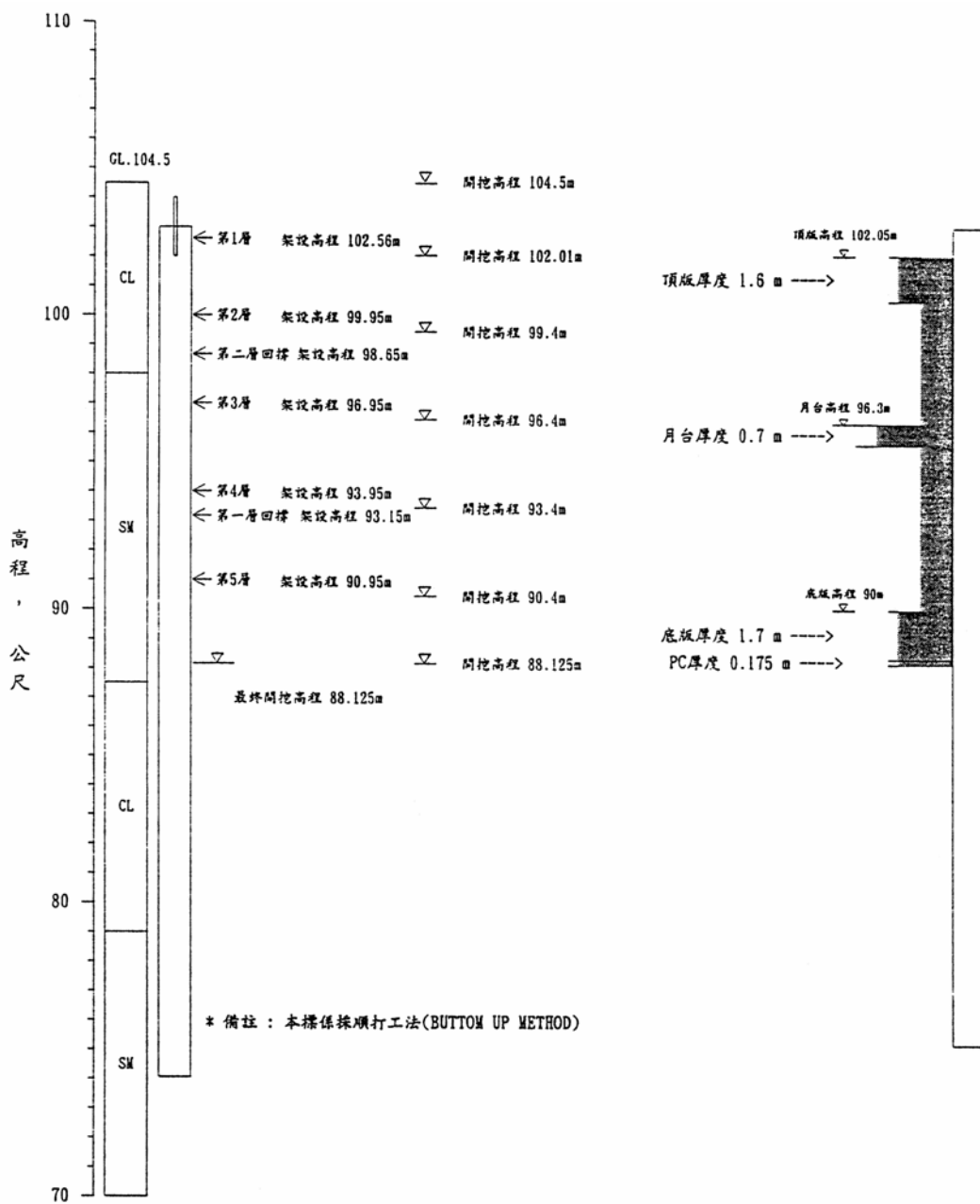


圖 4-5-2 台大醫院站施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

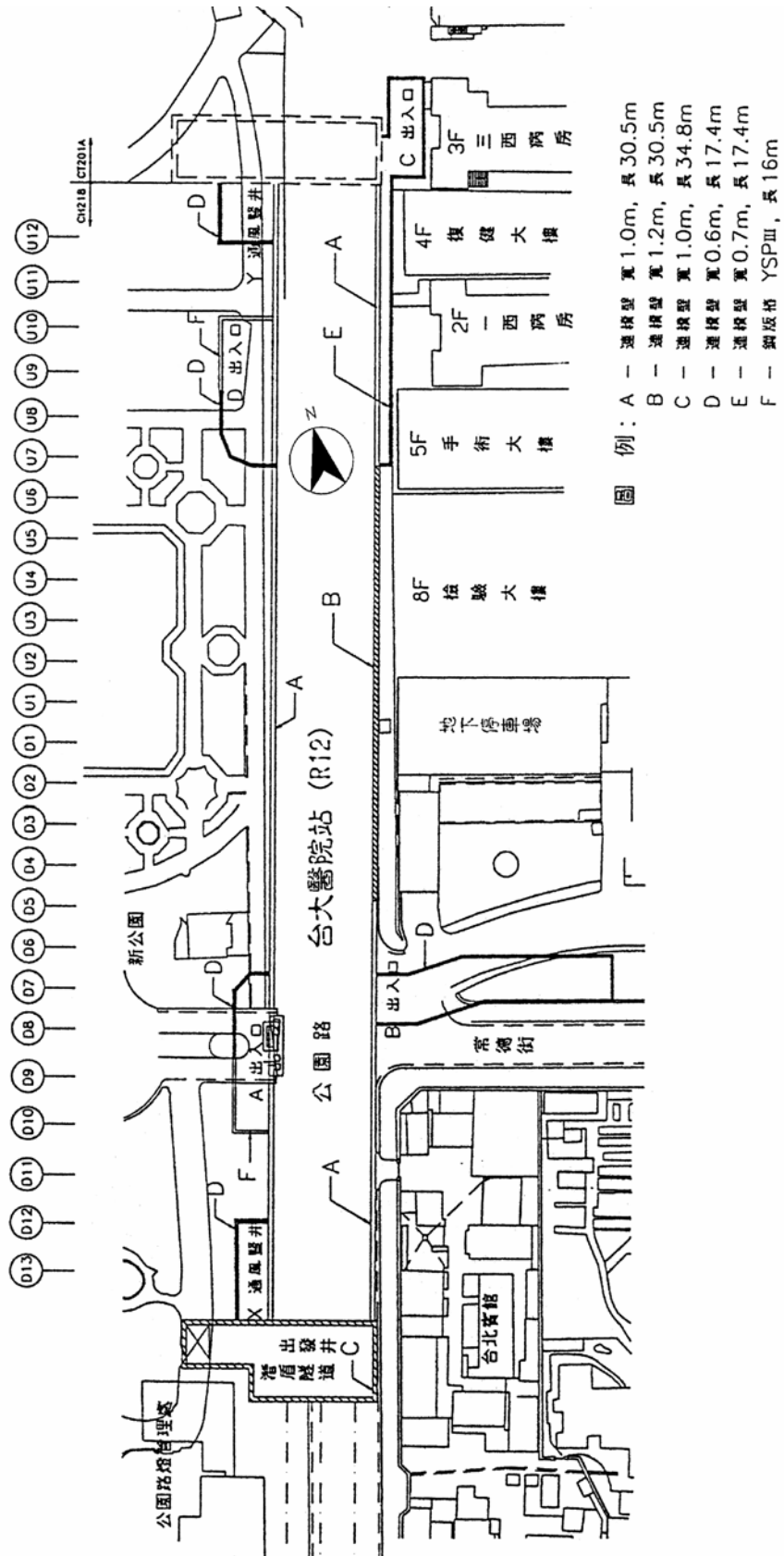


圖 4-5-3 台大醫院站開挖分區

深開挖鄰產保護研究(一)

表 4-5-3 台大醫院站分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)						
		潛盾出發井	D13~D10	D10~D6	D6~D2	D2~U3	U3~U7	U7~U12
1	第一階開挖	81/01/15	81/03/28	81/04/01	81/04/06	81/04/13	81/05/10	81/07/28
		81/01/16	81/04/01	81/04/06	81/04/13	81/04/17	81/08/05	81/08/02
2	第一層支撐 架設	81/01/29	81/04/01	81/04/07	81/04/14	81/04/18	81/05/15	81/08/03
		81/01/29	81/04/17	81/04/29	81/05/10	81/05/15	81/08/24	81/09/15
3	第二階開挖	81/01/20	81/04/24	81/05/04	81/05/16	81/05/29	81/05/30	81/09/12
		81/01/21	81/04/26	81/05/16	81/05/17	81/05/30	81/08/26	81/11/08
4	第二層支撐 架設	81/02/15	81/04/26	81/05/16	81/05/18	81/05/31	81/09/15	81/09/29
		81/02/15	81/05/16	81/05/20	81/05/23	81/06/04	81/09/18	81/11/20
5	第三階開挖	81/02/24	81/05/19	81/05/29	81/06/11	81/06/25	81/09/17	81/11/14
		81/02/27	81/05/28	81/06/09	81/06/21	81/06/30	81/09/24	81/11/22
6	第三層支撐 架設	81/02/29	81/05/28	81/06/09	81/06/12	81/06/30	81/09/25	81/11/24
		81/02/29	81/06/11	81/06/11	81/06/22	81/07/04	81/09/26	81/11/28
7	第四階開挖	81/03/12	81/06/27	81/06/30	81/07/10	81/07/15	81/09/27	81/11/29
		81/03/16	81/06/29	81/07/10	81/07/13	81/07/18	81/09/29	81/12/26
8	第四層支撐 架設	81/03/18	81/06/29	81/07/06	81/07/14	81/07/05	81/10/01	81/12/07
		81/03/18	81/07/20	81/07/19	81/07/19	81/10/05	81/12/07	81/12/29
9	第五階開挖	81/03/25	81/07/21	81/08/14	81/09/05	81/10/11	81/12/08	82/01/03
		81/03/29	81/08/14	81/08/21	81/09/09	81/10/18	81/12/12	82/01/11
10	第五層支撐 架設	81/04/03	81/08/14	81/08/18	81/09/04	81/10/19	81/12/13	82/01/05
		81/04/03	81/08/18	81/09/03	81/09/11	81/10/21	81/12/18	82/01/14
11	第六階開挖	81/06/06	81/08/18	81/09/01	81/09/05	81/10/22	81/12/25	82/01/13
		81/06/66	81/08/31	81/09/05	81/09/11	81/12/09	81/12/27	82/01/18
12	底板施作	?	81/09/07	81/10/09	81/11/10	81/12/08	82/02/12	82/02/21
			81/10/23	81/11/04	81/12/16	81/12/16	82/03/03	82/03/29
13	第五層支撐 拆除	?	81/10/25	81/11/05	81/11/29	81/12/16	82/03/04	82/03/20
			81/11/02	81/11/14	81/12/28	81/12/28	82/03/30	82/04/01
14	第一階段 內牆施作	?	81/11/02	81/11/15	81/12/29	81/12/29	82/03/31	82/04/02
			82/01/05	81/12/22	82/02/22	82/03/03	82/04/07	82/04/24
15	第一層回撐架 設及第四層支 撐拆除	?	82/01/07	82/01/07	82/02/23	82/03/04	82/04/08	82/04/25
			82/01/11	82/02/26	82/02/26	82/04/07	82/04/12	82/04/29
16	內牆與月台樓 版施作	?	82/01/12	82/02/27	82/02/27	82/04/08	82/04/13	82/04/30
			82/03/25	82/04/02	82/04/27	82/05/04	82/05/04	82/06/29
17	第三層支撐 拆除	?	82/03/30	82/04/03	82/04/26	82/05/05	82/05/05	82/07/06
			82/04/12	82/04/12	82/05/06	82/05/14	82/05/14	82/07/24
18	第三階段 內牆施作	?	82/04/13	82/04/13	82/05/07	82/05/15	82/05/15	82/07/27
			82/05/18	82/05/18	82/06/04	82/06/22	82/07/14	82/08/19
19	第二層回撐架 設及第二層支 撐拆除	?	82/05/19	82/05/19	82/06/05	82/06/23	82/07/15	82/09/02
			82/05/31	82/06/22	82/07/11	82/07/18	82/07/28	82/10/04
20	內牆與頂版施 作	?	82/06/01	82/06/23	82/07/12	82/07/18	82/07/29	82/10/05
			82/08/12	82/08/21	82/09/06	82/09/16	82/10/04	82/11/02
21	第一層支撐 拆除	?	82/08/14	82/08/22	82/09/07	82/09/17	82/10/05	83/01/10
			82/08/18	82/09/07	82/09/20	82/09/23	82/10/19	83/01/31
	最終開挖 深度	18.6m	16.375m	16.375m	16.375m	16.375m	16.375m	

三、台大醫院站鄰產保護工法

台大醫院站鄰近建物保護工程之主要標的物為站體東側之台大醫院，如表 4-5-5 或圖 4-5-4 所示。圖 4-5-4 亦顯示施工承商採用擠壓灌漿工法實施建物保護之位置，僅有台大醫院復建大樓臨站體側邊。擠壓灌漿由地面埋設灌漿管於建物下方，埋設角度約與鉛垂線夾角 14~45 度，深度 8 至 12 公尺，間距 2 公尺，再按表 4-5-4 所示之灌漿配比，由下而上方式將灌漿材料施灌至地層中，藉以頂起或增加地層密度，以減少建物後續之沉陷。灌漿管係於施工前埋設並俟建物沉陷達 10 公厘時即進行擠壓灌漿。

建物保護準則主要遵循捷運局所訂定之「土木工程設計規範」對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

表 4-5-4 台大醫院站建物保護擠壓灌漿配比
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

材料	規格	每立方公尺灌漿材料內之重量
礫石	2.0 ~ 10.0 mm	320 kg
沉泥+砂	小於 2.0 mm	1040 kg
水泥	標準波特蘭水泥	160 kg
水		426 kg

表 4-5-5 台大醫院站指定保護建物一覽表

(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

建物名稱	建物型式	基礎型式	基礎深度
台大醫院地下停車場	RC (1F)	版基礎	2.0 m
台大醫院檢驗大樓	RC (8F)	筏式基礎	6.0 m
台大醫院手術大樓	RC (5F)	版基礎	4.4 m
台大醫院一西病房	磚造 (2F)	獨立基腳	1.4 m
台大醫院復建大樓	RC (4F)	版基礎	1.8 m
台大醫院三西病房	磚造 (3F)	獨立基腳	--

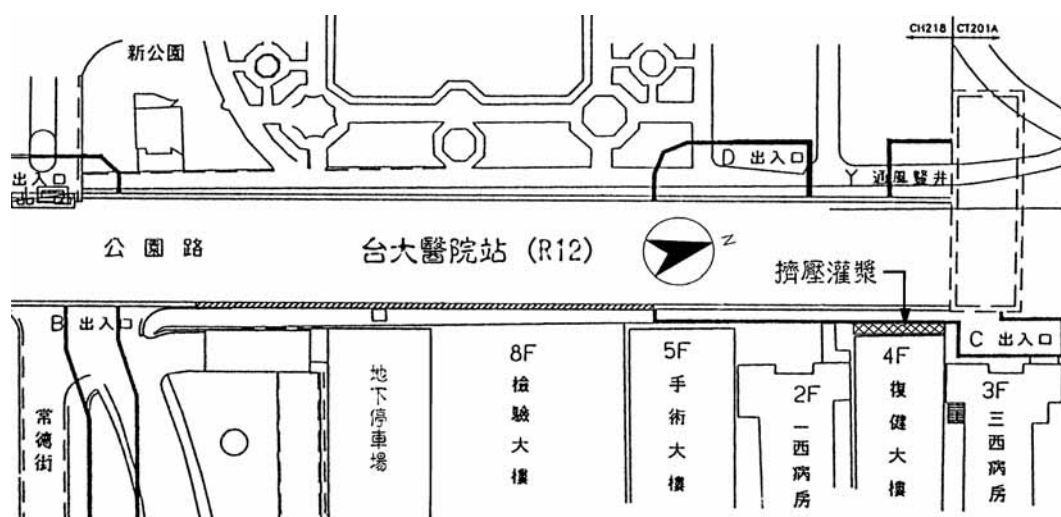


圖 4-5-4 台大醫院站建物保護擠壓灌漿施工位置圖

(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

四、鄰產保護工法作用機制分析

如前所述，擠壓灌漿由地面埋設灌漿管於建物下方，且埋設角度約與鉛垂線略成一夾角，再將灌漿材料由下而上施灌至地層中，目的即在藉由擠壓灌漿形成建物托底（underpinning of the building），以頂起建物或增加地層密度，減少建物後續之沉陷。

理論上而言，建物基礎托底對防止建物沉陷之效果甚佳，惟實務上使用擠壓灌漿方式施工，是否確能形成支承樁體托住建物基礎，極易受施工技術良窳之影響。

五、鄰產保護工法之成效評估

台大醫院站採用擠壓灌漿工法進行建物托底方式之保護工程，其成效評估將以建物保護之預期成效是否達成為主。

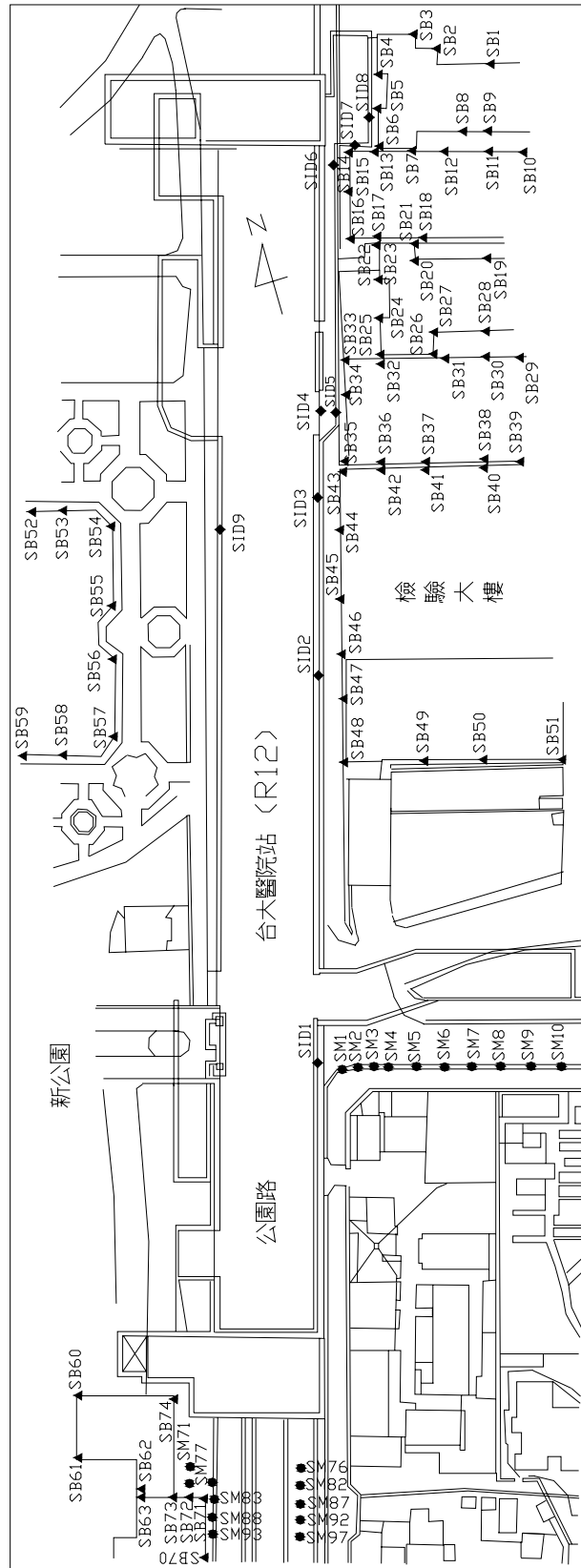
1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含(1)建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，以及(2)建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，並將直接以安裝於建物上之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-5-5。
2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之地表及建物沉陷點監測資料繪製連續壁施工完成之等沉陷分佈情形如圖 4-5-6，站體開挖完成之等沉陷分佈情形如圖 4-5-7，最終監測資料之等沉陷分佈情形如圖 4-5-8，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer (Golden Software, Inc., 2002) 並選用 Kriging Gridding Method 進行。
3. 成效評估

深開挖鄰產保護研究(一)

- (1) 圖 4-5-6 顯示連續壁施工對周遭環境存在些許影響，約略是越靠近連續壁槽溝邊之影響值越大，推估連續壁邊之最大地表沉陷量約在 3.5 公分，略為 30.5 公尺槽溝深之 0.115%，如圖 4-5-9 所示，而影響範圍推估可達 1.2 倍之連續壁槽溝深。
- (2) 就圖 4-5-7 及圖 4-5-8 之建物沉陷監測結果而言，施作建物保護擠壓灌漿之沉陷量反而較未施作擠壓灌漿者為大，顯示本站體擠壓灌漿未達預期成效，並造成額外之建物沉陷。於灌漿區域之最大建物沉陷有達 76mm，超過 25mm 規範值，如表 4-5-6 所示。

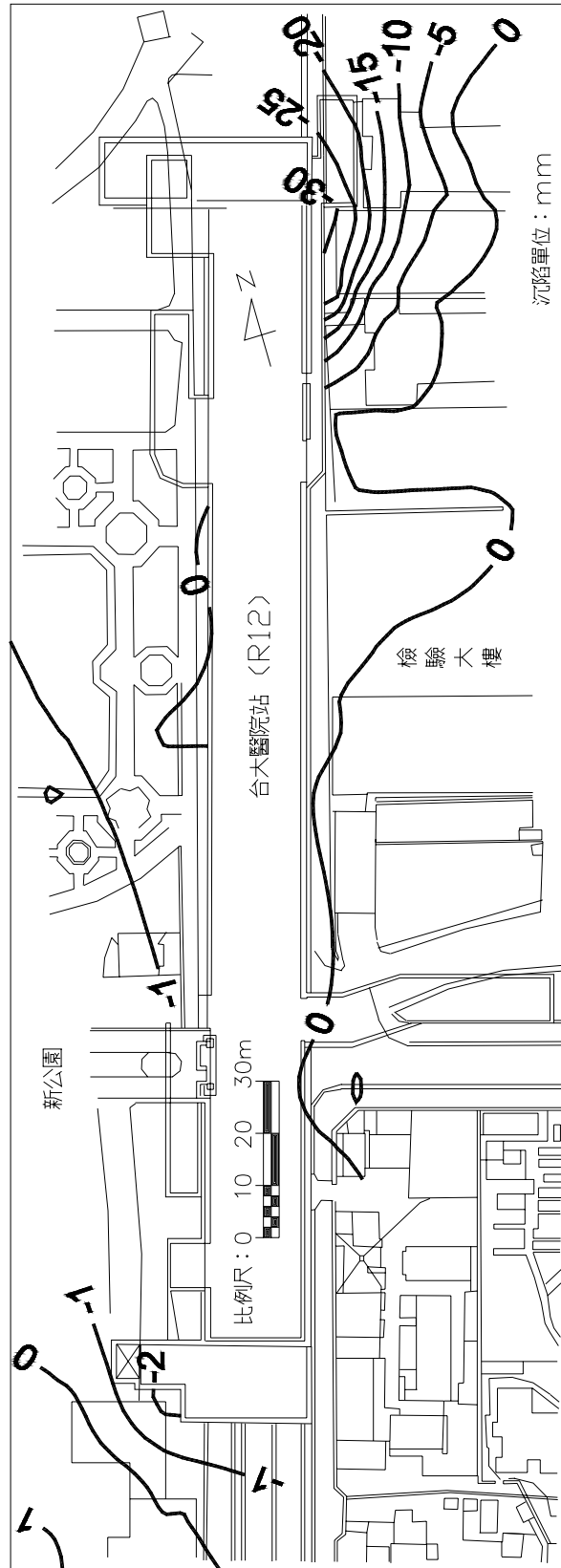
表 4-5-6 台大醫院站建物沉陷超過 25mm 監測行動值之建物

建 物	沉陷點	開挖完成觀測值 (年/月/日)	最終觀測值 (年/月/日)
一西病房	SB21	-13mm (82/02/03)	-26mm (84/07/25)
	SB22	-14mm (82/02/03)	-29mm (84/07/25)
復建大樓	SB13	-42mm (82/01/18)	-56mm (83/05/17)
	SB14	-53mm (82/01/18)	-76mm (84/07/25)
	SB15	-51mm (82/01/18)	-75mm (84/07/25)
	SB16	-48mm (82/01/18)	-73mm (84/07/25)
	SB17	-20mm (82/02/03)	-35mm (83/10/24)
三西病房	SB4	-25mm (82/01/18)	-33mm (84/07/25)
	SB5	-27mm (82/01/18)	-41mm (84/07/25)
	SB6	-31mm (82/01/18)	-46mm (84/07/25)
	SB7	-20mm (82/02/03)	-32mm (84/07/25)



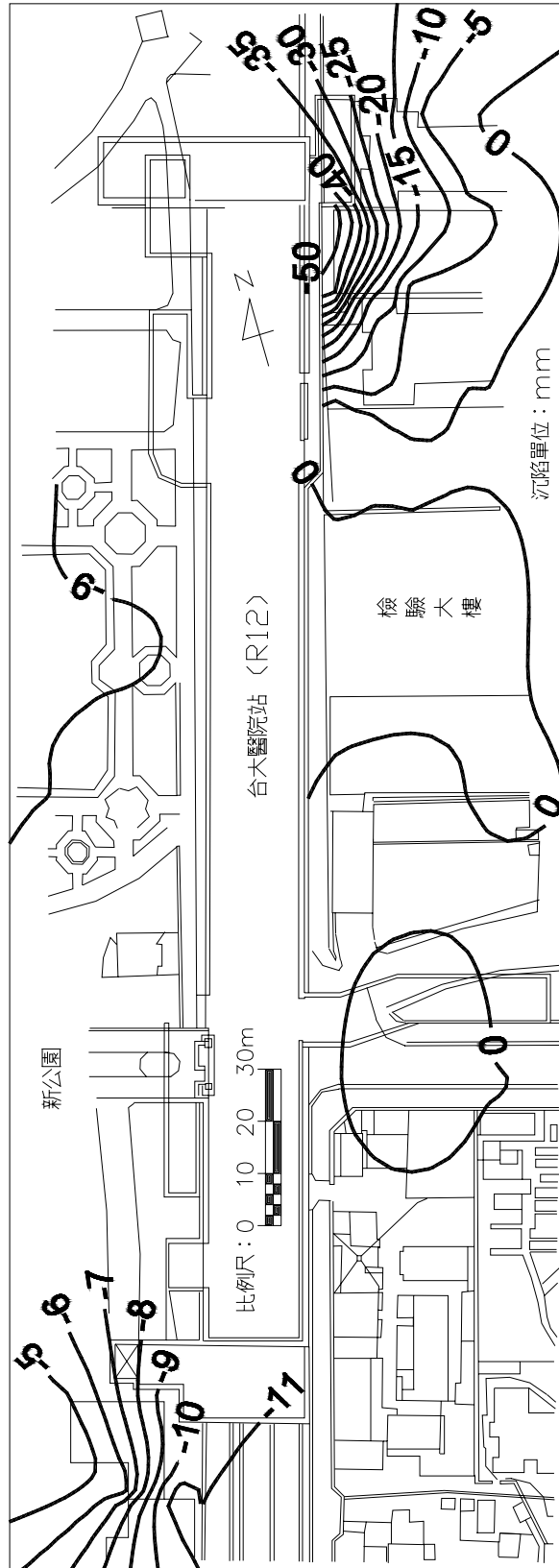
【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表沉陷點。

圖 4-5-5 台大醫院站監測儀器配置圖（亞新工程顧問股份有限公司，1995）



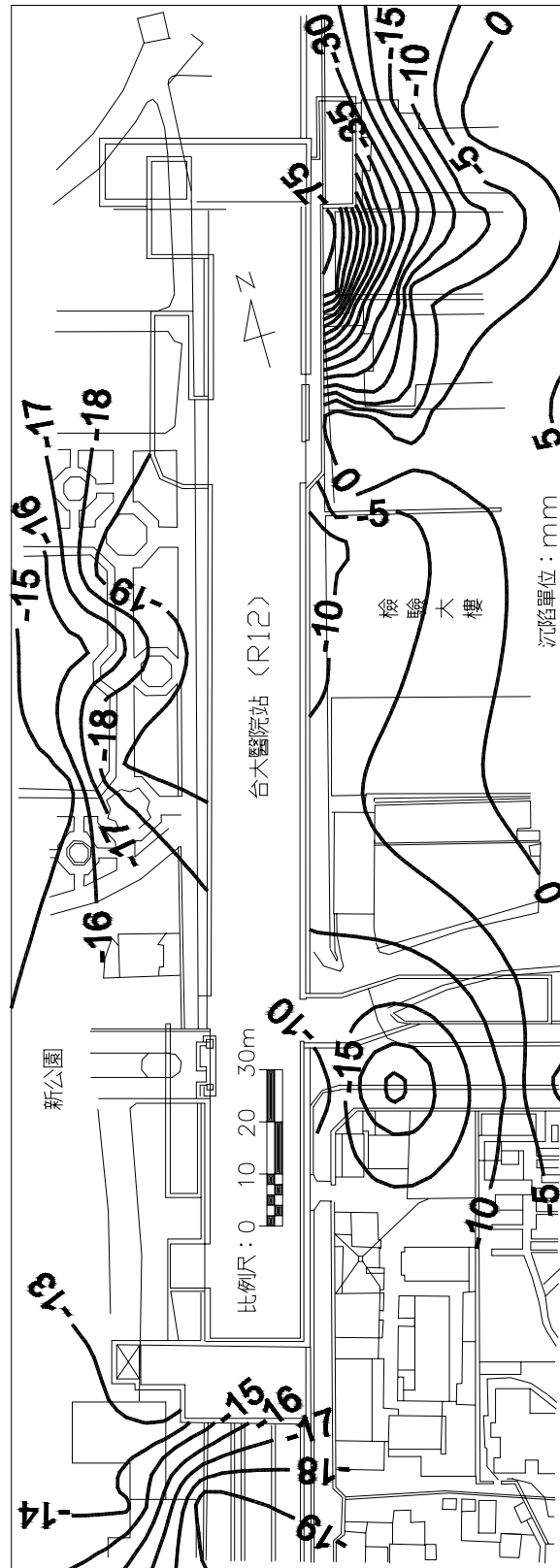
【註】建物沉降點監測日期為 81 年 3~7 月。沉降單位為 mm。

圖 4-5-6 台大醫院站站體開挖前地表及建物等沉降分佈



【註】建物沉降點監測日期為 81 年 8 月至 82 年 2 月。沉降單位為 mm。

圖 4-5-7 台大醫院站站體開挖完成後地表及建物等沉陷分佈



【註】建物沉陷點監測日期為84年7月。沉陷單位為mm。

圖 4-5-8 台大醫院站建物沉陷點最終觀測值繪製之地表及建物等沉陷分佈

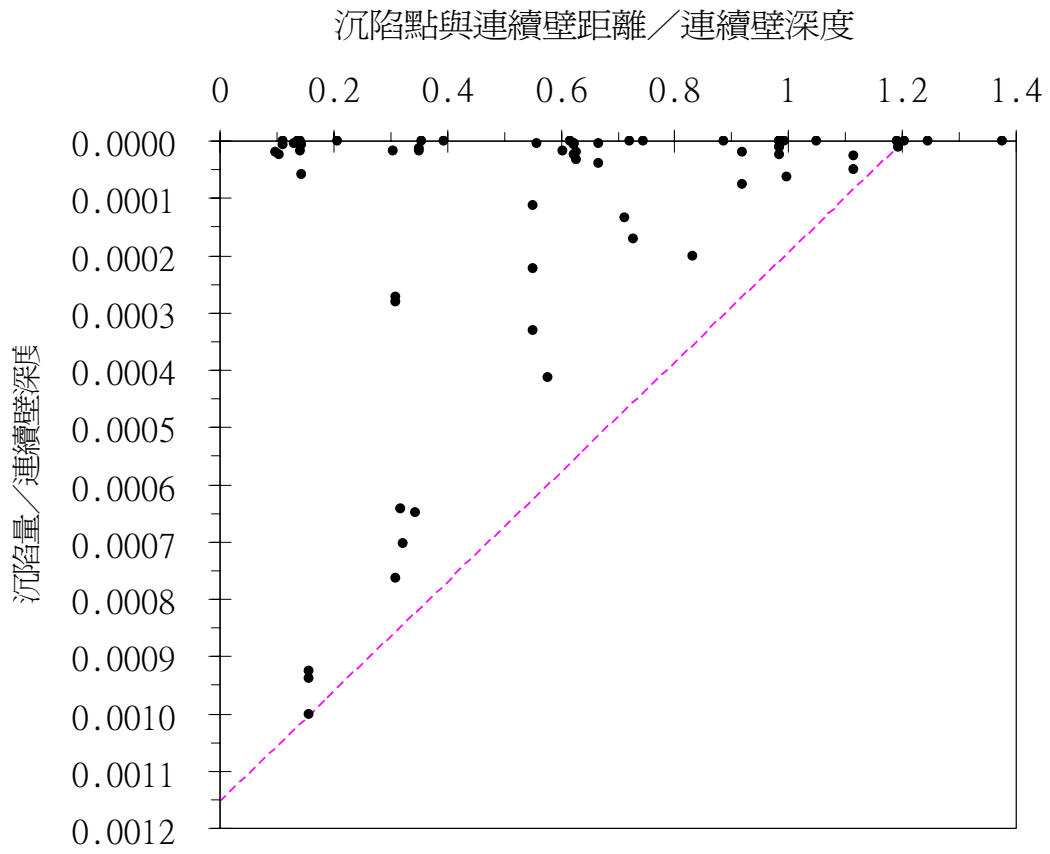


圖 4-5-9 台大醫院站連續壁施工引致地表沉陷統計圖

第六節 捷運新店線新店站

台北捷運新店線新店站 (G01) 工程屬 CH227 標之一部份，其細部設計顧問為中華顧問工程司／法國大眾運輸工程顧問公司，施工承商為中華工程股份有限公司。

一、新店站基地位置與地層概況

新店站係位於新店市北新路一段與北宜路相接處碧潭橋附近，如圖 4-6-1。站體全長約 235 公尺、寬約 32 公尺、開挖深度約 22.5 公尺。

新店站工址地層於地表為厚度約 4 至 6 公尺之回填土層與沉泥質細砂層，其下即為景美層，至地表下約 25 公尺處為砂岩或砂頁岩層，如表 4-6-1，亦即新店站之開挖施工主要在景美層內施作。另外，地下水位約位地表下 11 至 15 公尺之間。

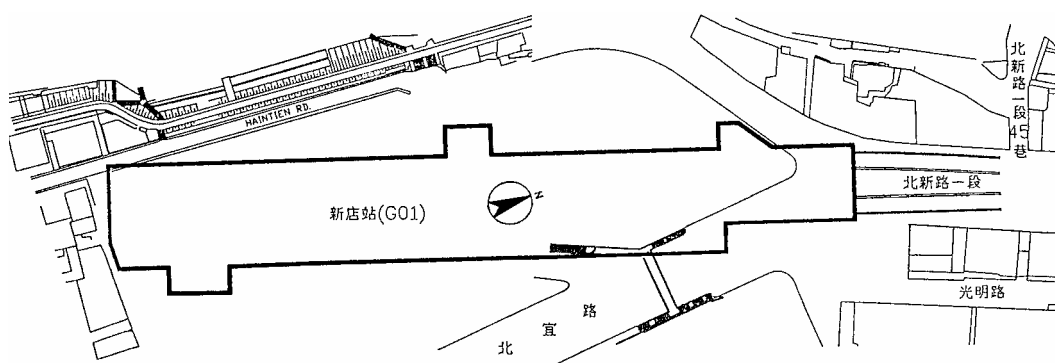


圖 4-6-1 新店站位置圖

表 4-6-1 新店站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	深度 m	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.
1	0~1	SF	4	1.85	0	27
	1~5	CL/ML	11	1.90	0	30
		SM	11	1.97	0	33
2	5~25	GP/GM	>50	2.24	0	35

二、新店站深開挖工程概要

新店站開挖施工採明挖覆蓋工法（順打工法），使用連續壁與內支撐設施進行，如圖 4-6-2 所示。站體連續壁厚度 100 公分，深度 24 至 29 公尺不等，端視岩盤深度而定，並以入岩 2 公尺或達基礎底版下 1 公尺為原則；H 型鋼內支撐為五層。有關新店站之擋土結構型式及施工時程詳表 4-6-2；至於開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-6-3 及表 4-6-3。

深開挖鄰產保護研究(一)

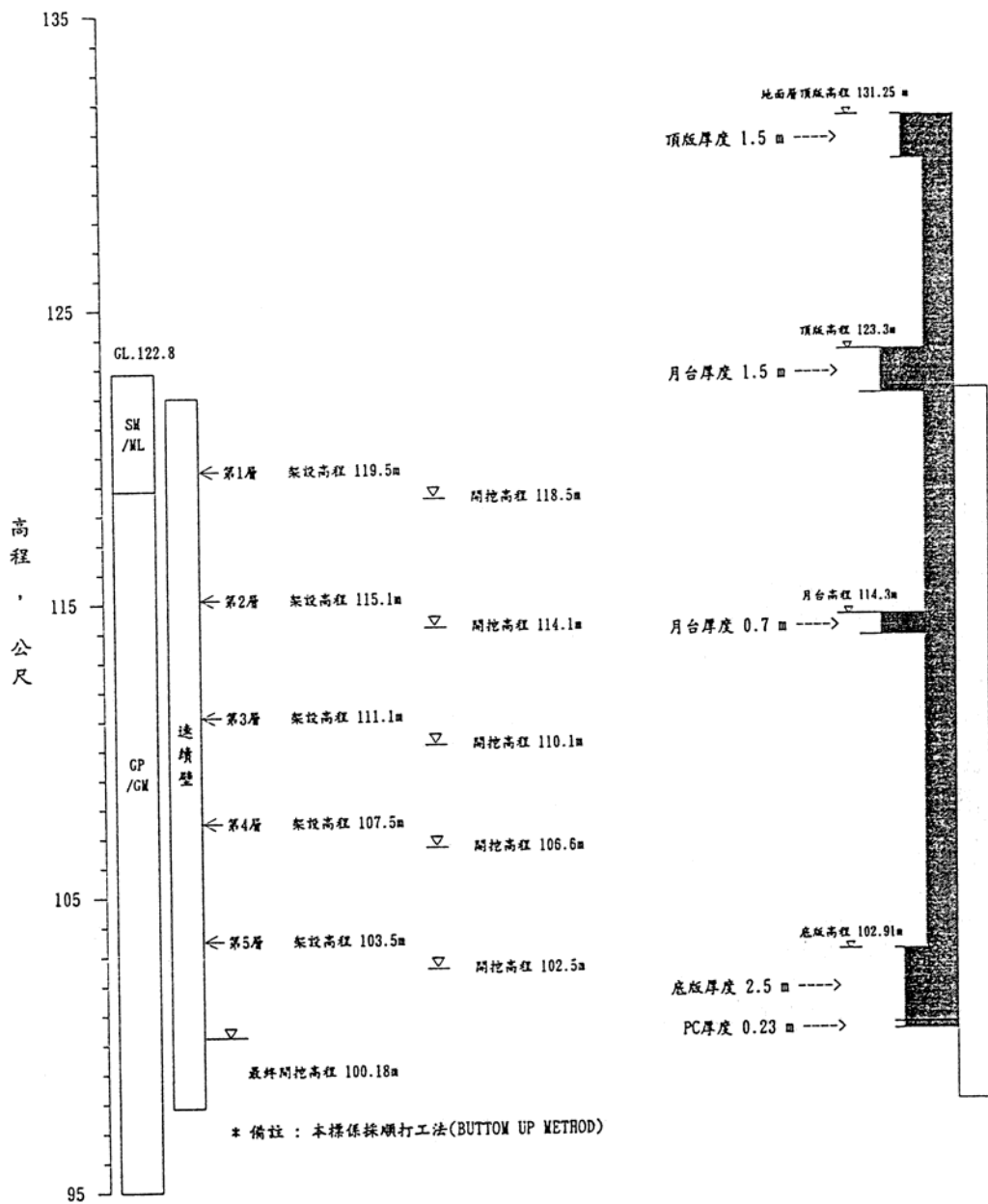


圖 4-6-2 新店站施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

表 4-6-2 新店站擋土結構型式及施工時程

(資料來源：亞新工程顧問股份有限公司，1995)

工區	里 程 m	擋土結 構型式	厚度 m	深度 m	開工日期 (年/月/ 日)	完工日期 (年/月/ 日)
站體 東側	0+3.75~0+17.25	連續壁	1.0	25	82/09/17	83/01/03
	0+17.25~0+35.80	連續壁	1.0	24	82/12/04	83/01/01
	0+35.80~0+40.35	連續壁	1.0	25	82/12/13	82/12/23
	0+40.35~0+68.55	連續壁	1.0	24	82/03/02	82/12/25
	0+68.55~0+102.55	連續壁	1.0	25	82/03/29	82/06/08
	0+102.55~0+151.3	連續壁	1.0	26	82/05/09	82/07/09
	0+151.3~0+185.9	連續壁	1.0	27	82/05/03	83/09/08
	0+185.9~0+233.45	連續壁	1.0	28	83/03/17	83/08/01
站體 西側	0-1.70~0+20.35	連續壁	1.0	26	82/10/31	83/01/10
	0+20.35~0+34.80	連續壁	1.0	27	82/10/21	83/01/13
	0+34.80~0+88.35	連續壁	1.0	28	82/08/03	82/10/30
	0+88.35~0+233.45	連續壁	1.0	29	82/04/18	83/05/24
站體 南側	0-1.70~0+3.75	連續壁	1.0	25	82/09/14	82/10/08
		連續壁	1.0	26	82/09/19	82/10/07
		連續壁	1.0	27	82/09/07	82/12/04
站體 北側	0+233.45	連續壁	1.0	29	83/02/22	83/04/06

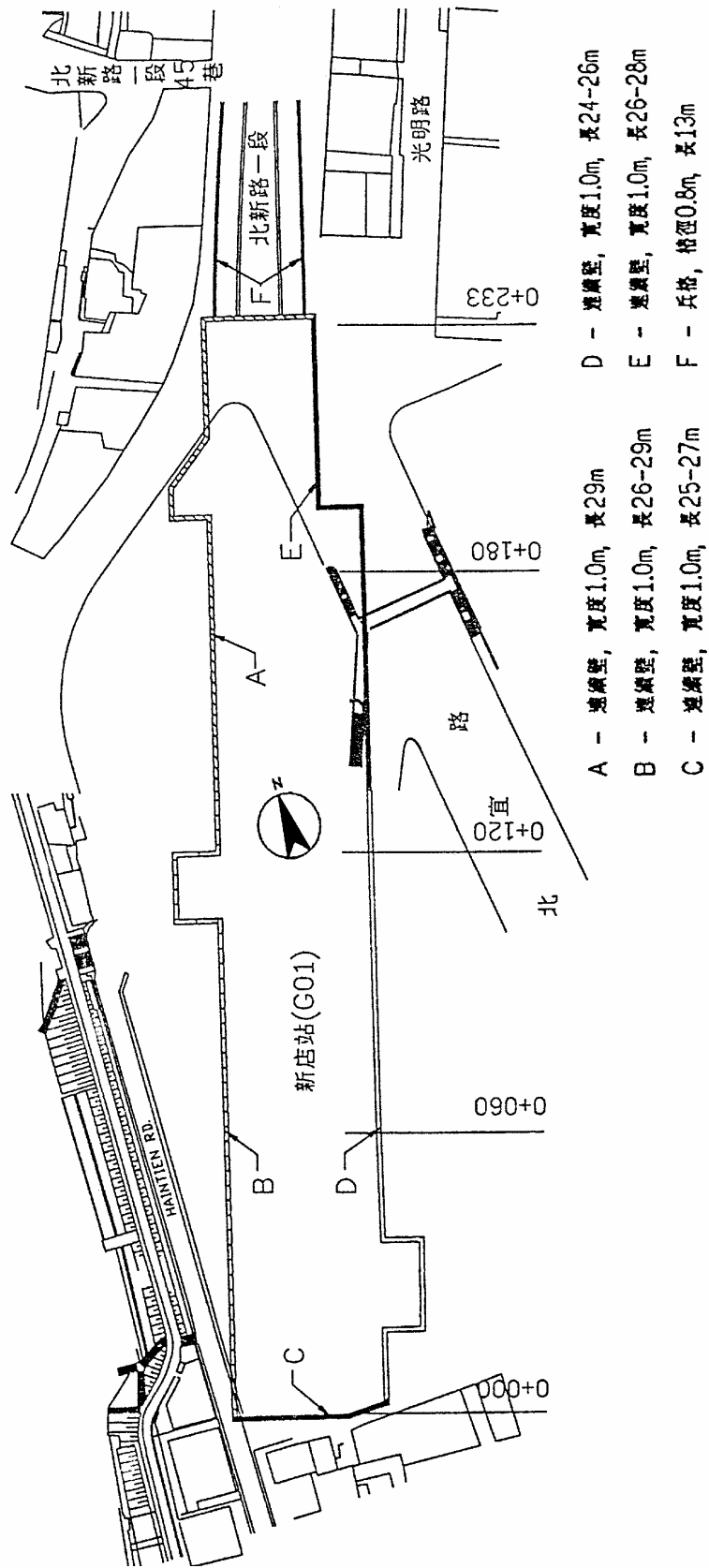


圖 4-6-3 新店站擋土結構配置及開挖分區 (亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

表 4-6-3 新店站站體分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)			
		0+000~0+060	0+060~0+120	0+120~0+180	0+180~0+233
1	第一階開挖	83/02/05	83/02/28	83/10/12	83/09/22
		83/03/03	83/03/03	83/12/28	83/12/28
2	第一層支撐 架設	83/03/20	83/03/20	83/10/22	84/01/11
		83/05/12	83/05/12	84/01/18	84/01/18
3	第二階開挖	83/05/23	83/05/23	83/11/12	84/01/22
		83/05/31	83/05/31	84/02/07	84/02/07
4	第二層支撐 架設	83/06/06	83/06/06	83/11/26	84/02/08
		83/06/18	83/06/30	84/02/08	84/02/18
5	第三階開挖	83/07/02	83/09/23	83/11/29	84/02/19
		83/07/10	83/10/09	84/02/15	84/03/04
6	第三層支撐 架設	83/10/01	83/10/11	83/12/06	84/02/28
		83/10/08	83/10/27	84/02/19	84/03/12
7	第四階開挖	83/10/20	83/10/27	83/12/16	84/03/08
		83/11/11	83/11/23	84/03/04	84/03/27
8	第四層支撐 架設	83/11/17	83/12/05	84/01/10	84/03/15
		83/11/21	83/12/10	84/03/05	84/03/31
9	第五階開挖	83/11/26	83/12/13	84/01/13	84/03/29
		83/12/12	83/12/19	84/03/08	84/04/17
10	第五層支撐 架設	83/12/10	83/12/17	84/01/26	84/04/18
		83/12/16	83/12/22	84/03/26	84/04/25
11	第六階開挖	83/12/25	84/01/03	84/02/10	84/04/26
		84/01/20	84/01/09	84/04/19	84/05/08
12	底版施作	84/03/07	84/04/28	84/06/22	84/07/07
		84/04/28	84/06/16	84/06/29	84/07/31
	最終開挖 深度	22.6m	22.6m	22.6m	22.6m

三、新店站鄰產保護工法

新店站並無指定保護建物，亦未見正常擋土設施外之其他鄰產保護工法，推測應係考量地質情況良好或預期工區開挖施工不致過量影響周邊鄰房，危害建物安全；換言之，建物於正常開挖擋土施工下，可以符合捷運局所訂定之「土木工程設計規範」內對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

四、鄰產保護工法作用機制分析

新店站未額外施作鄰產保護工程，僅借助高勁度擋土壁（如連續壁）及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響。一般而言，能否實施此一作法，工址地層狀況是最主要決定因素。以**新店站**所在之卵礫石地層而言，其強度高、變形低，利於鄰產之維護。

另外，捷運局之規範中，更進一步規定支撐系統之預壓力須達設計分析荷重之 50%，亦有助於抑制擋土壁變位。於**新店站**，連續壁內傾度管監測管理值設定為 **35mm** 行動值（亞新工程顧問股份有限公司，1995）。

五、鄰產保護工法之成效評估

將直接以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含
 - (1) 建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，

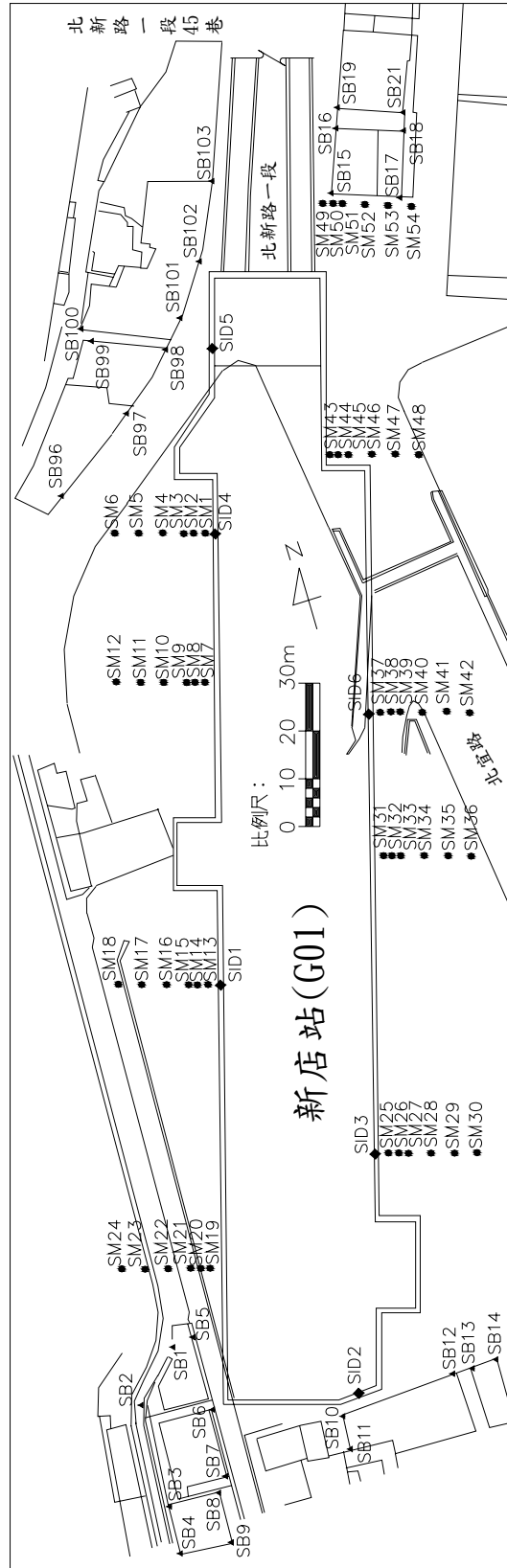
- (2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及
- (3) 連續壁變位是否小於 3.5 公分（監測行動值），並將直接以安裝於連續壁及建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-6-4。
2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之連續壁內傾度管、地面型沉陷點及建物沉陷點監測資料，再分別整理出新店站連續壁內傾度管變位(表 4-6-4)，周遭地表及建物於站體開挖完成之等沉陷分佈情形(圖 4-6-5 及圖 4-6-7)，以及最終監測資料繪示之等沉陷分佈情形(圖 4-6-6 及圖 4-6-8)等圖表，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer (Golden Software, Inc., 2002)並選用 Kriging Gridding Method 進行。
3. 成效評估
- (1) 表 4-6-4 顯示站體連續壁於開挖完成均未有超出 3.5 公分之現象，其最大變位為 SID6（位站體東側）之 1.7 公分，故站體連續壁之變位可謂符合預期目標。
- (2) 依據圖 4-6-5 及圖 4-6-6 之建物沉陷情形而言，工區北側及南側周邊建物沉陷不及 2 公分，符合建物保護規範之要求。另外，建物傾斜亦符合須小於 1/500 之規範要求。至於工區東側及西側之地表沉陷（圖 4-6-7 及圖 4-6-8）則不及 3 公分。
- (3) 新店站因位處卵礫石（景美層）良好地層，且地下水位在深度 11 公尺以下，故開挖施工雖僅依靠高勁度連續壁及預壓力達 50%最大設計分析荷重之內支撐系統，未再施作其他建物保護工法，然其對工區周遭建物之影響仍

深開挖鄰產保護研究(一)

未逾越規範值；換言之，如工區地層狀況良好，能慎選擋土工法並嚴謹施工，亦可維護建物免於損壞，不必然須要特定之建物保護工程。

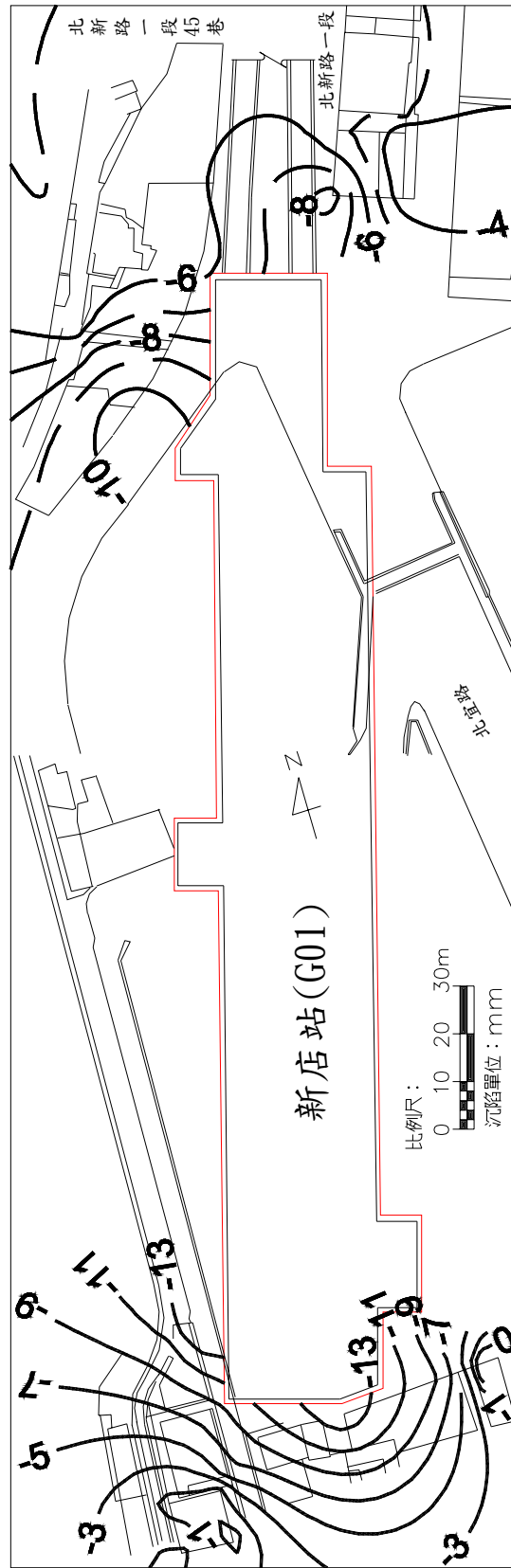
表 4-6-4 新店站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽
(台北市政府捷運局監測資料庫)

儀器編號	開挖完成階段	最終監測結果	開挖分區
SID1	7.9 mm (84/01/13)	16.0 mm (85/09/04)	0+060~0+120
SID2	7.9 mm (84/01/21)	13.2 mm (86/05/30)	0+000~0+060
SID3	6.2 mm (84/01/21)	12.4 mm (86/01/15)	0+000~0+060
SID4	15.0 mm (84/05/12)	15.6 mm (86/04/17)	0+180~0+233
SID5	8.1 mm (84/05/12)	16.1 mm (85/11/01)	0+180~0+233
SID6	5.4 mm (84/04/21)	16.7 mm (86/05/30)	0+120~0+180



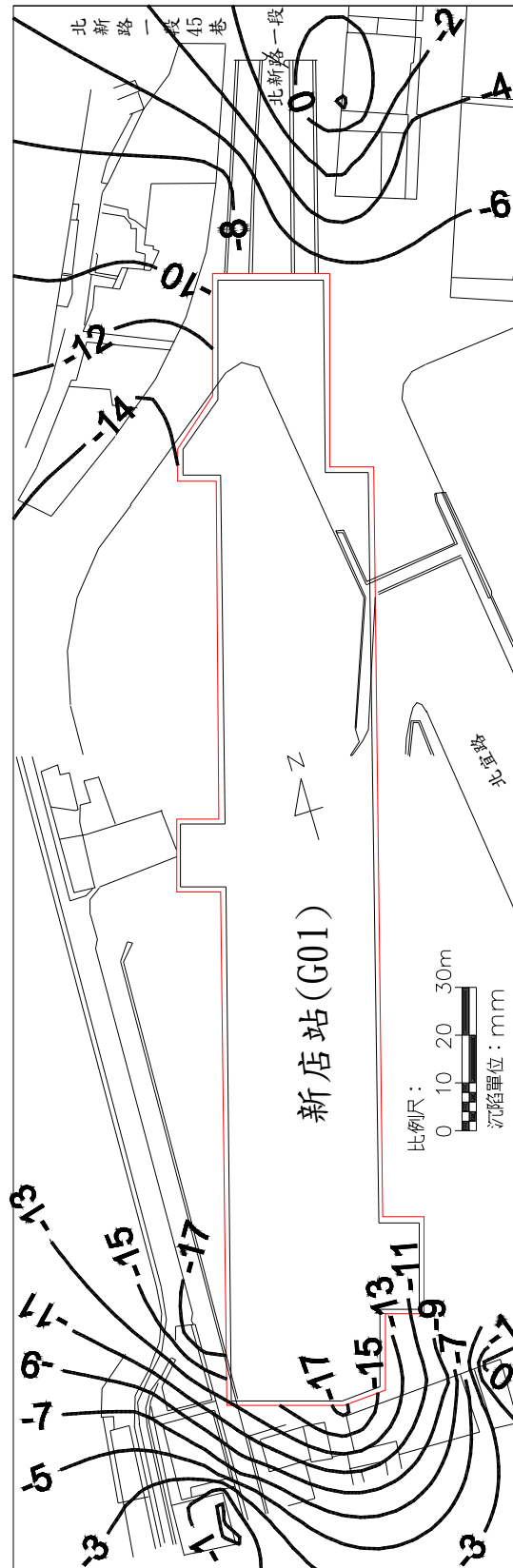
【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表沉陷點。

圖 4-6-4 新店站監測儀器配置圖（亞新工程顧問股份有限公司，1995）



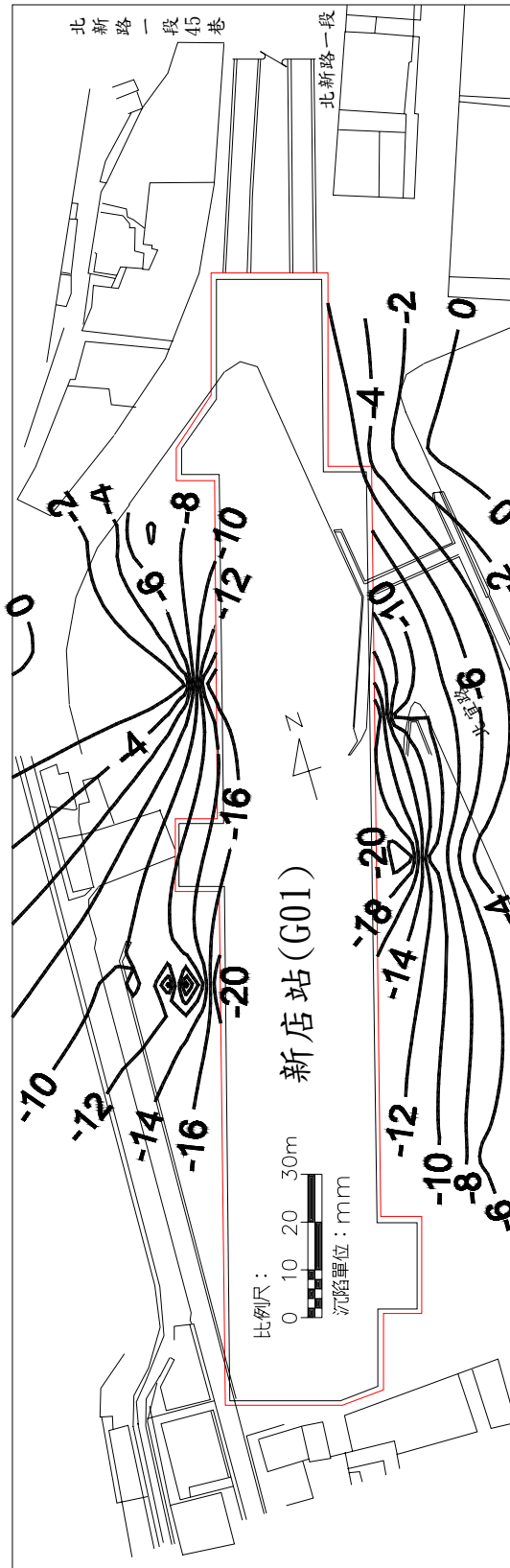
【註】 沉降點監測日期為 84 年 6 月。沉降單位為 mm。

圖 4-6-5 新店站站體開挖完成後北側及南側建物等沉降分佈



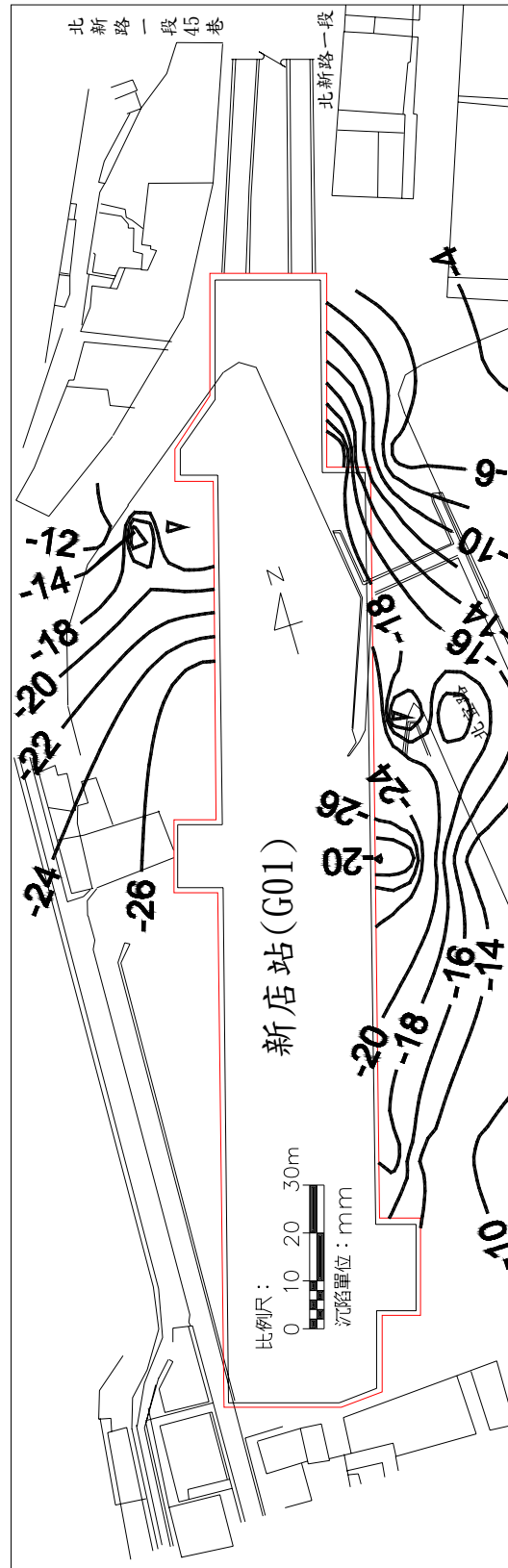
【註】沉陷點監測日期為 86 年 5 月。沉陷單位為 mm。

圖 4-6-6 新店站建物沉陷點最終觀測值繪製之北側及南側建物等沉陷分佈



【註】 沉陷點監測日期為 84 年 6 月。沉陷單位為 mm。

圖 4-6-7 新店站站體開挖完成後東側及西側地表等沉陷分佈



【註】 沉陷點監測日期為 86 年 5 月。沉陷單位為 mm。

圖 4-6-8 新店站地表沉陷點最終觀測值繪製之東側及西側地表等沉陷分佈

第七節 捷運新店線新店市公所站

台北捷運新店線新店市公所站 (G02) 工程屬 CH226 標之一部份，其細部設計顧問為中華顧問工程司／法國大眾運輸工程顧問公司，施工承商為珠江營造工程公司。

一、新店市公所站基地位置與地層概況

新店市公所站係位於新店市北新路一段，約介北新路一段 271 巷與新祥街間，如圖 4-7-1。站體全長約 193 公尺、寬約 30 公尺、開挖深度約 10.2 公尺至 14.3 公尺。

新店市公所站工址地層於地表為厚度約 3 至 4 公尺之回填土層及包含砂、黏土、粉土之近代沖積土壤所組成，其下即為礫石層，如表 4-7-1。另外，地下水位約位地表下 6 公尺。

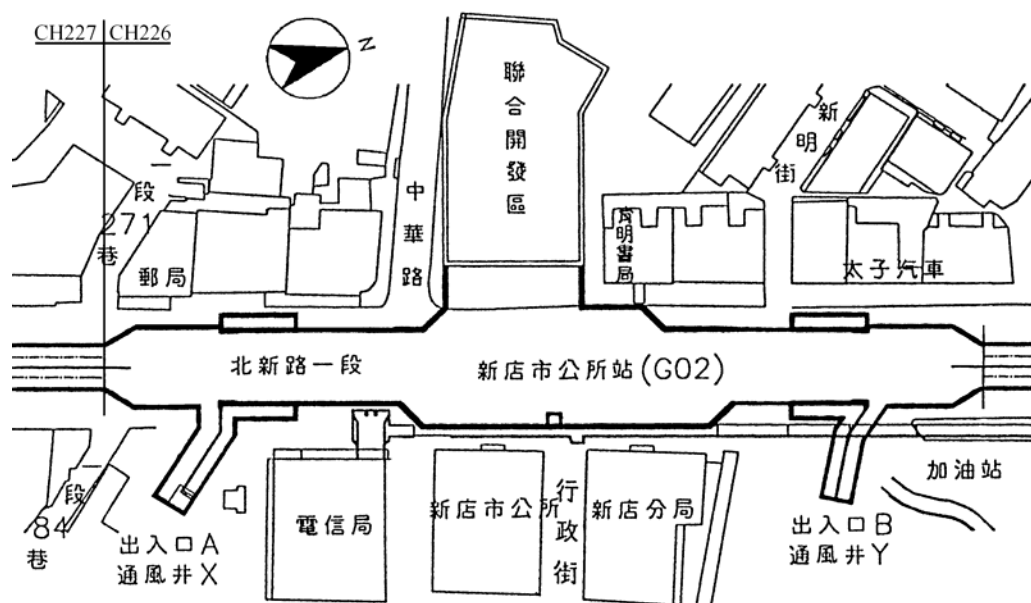


圖 4-7-1 新店市公所站位置圖

表 4-7-1 新店市公所站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	土壤分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.	Su t/m ²
1	CL/ML	9	1.90	0	30	6
	SM		1.97	0	33	--
2	GP/GM	>50	2.24	0	35	--

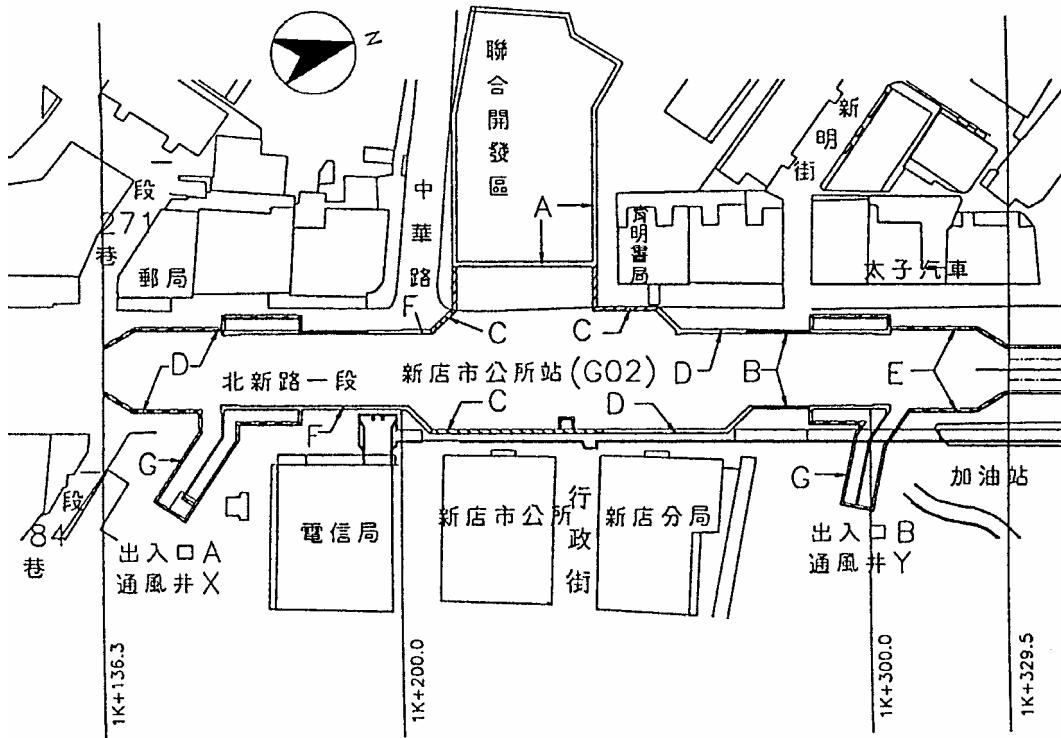
二、新店市公所站深開挖工程概要

新店市公所站開挖施工採明挖覆蓋工法（半逆打工法），使用兵樁與內支撐設施進行。兵樁為 H400*400*13*21mm 型鋼，深度 13 至 19 公尺不等，如圖 4-7-2 所示；樁間擋土使用 7 公分厚橫板條（深度 2m 以上）或 15 公分厚度噴凝土（深度 2m 以下）；H 型鋼內支撐則採三／四層。

另外，位於站體西側之聯合開發區，其二層地下室之開挖深度約為 20 公尺，使用 25 公尺深 80 公分厚之連續壁及七層 H 型鋼內支撐系統，採順打工法施工。

本站深開挖工程未蒐集到開挖分區與施工時程等工程記錄。

深開挖鄰產保護研究(一)



- | | |
|------------------------------|------------------------------|
| A - 連續壁, 寬度0.8m, 長25m | E - 兵格, H400x400x13x21, 長16m |
| B - 兵格, H400x400x13x21, 長19m | F - 兵格, H400x400x13x21, 長14m |
| C - 兵格, H400x400x13x21, 長18m | G - 兵格, H400x400x13x21, 長13m |
| D - 兵格, H400x400x13x21, 長17m | |

圖 4-7-2 新店市公所站擋土結構配置
(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

三、新店市公所站鄰產保護工法

新店市公所站並無指定保護建物，亦未見正常擋土設施外之其他鄰產保護工法，推測應係考量地質情況良好或預期工區開挖施工不致過量影響周邊鄰房，危害建物安全；換言之，建物於正常開挖擋土施工下，可以符合捷運局所訂定之「土木工程設計規範」內對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

四、鄰產保護工法作用機制分析

新店市公所站未額外施作鄰產保護工程，僅借助兵樁擋土壁及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響。一般而言，能否實施此一作法，工址地層狀況是最主要決定因素。以**新店市公所站**所在之卵礫石地層而言，其強度高、變形低，利於鄰產之維護。

另外，捷運局之規範中，更進一步規定支撐系統之預壓力須達設計分析荷重之 50%，亦有助於抑制擋土壁變位。於**新店市公所站**，擋土壁內傾度管監測管理值設定為 50mm 行動值（亞新工程顧問股份有限公司，1995）。

五、鄰產保護工法之成效評估

將直接以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含
 - (1) 建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，

深開挖鄰產保護研究(一)

(2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及

(3) 擋土壁變位是否小於 5 公分（監測行動值），

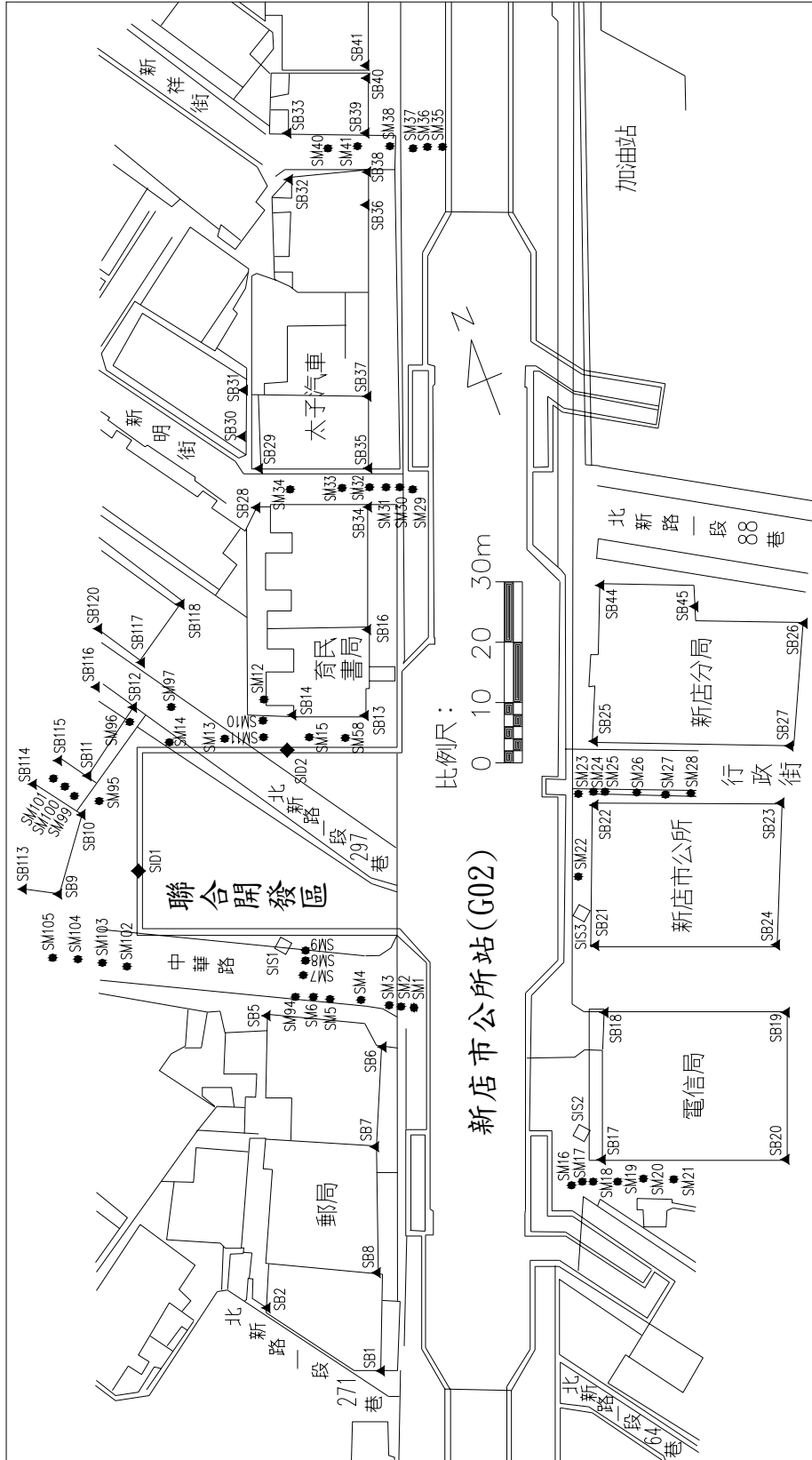
並將直接以安裝於擋土壁及建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-7-3。

2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之擋土壁內傾度管、地面型沉陷點及建物沉陷點監測資料，再分別整理出擋土壁內傾度管變位(表 4-7-2)，以及周遭建物最終監測資料繪示之等沉陷分佈情形(圖 4-7-4)等圖表，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer (Golden Software, Inc., 2002)並選用 Kriging Gridding Method 進行。

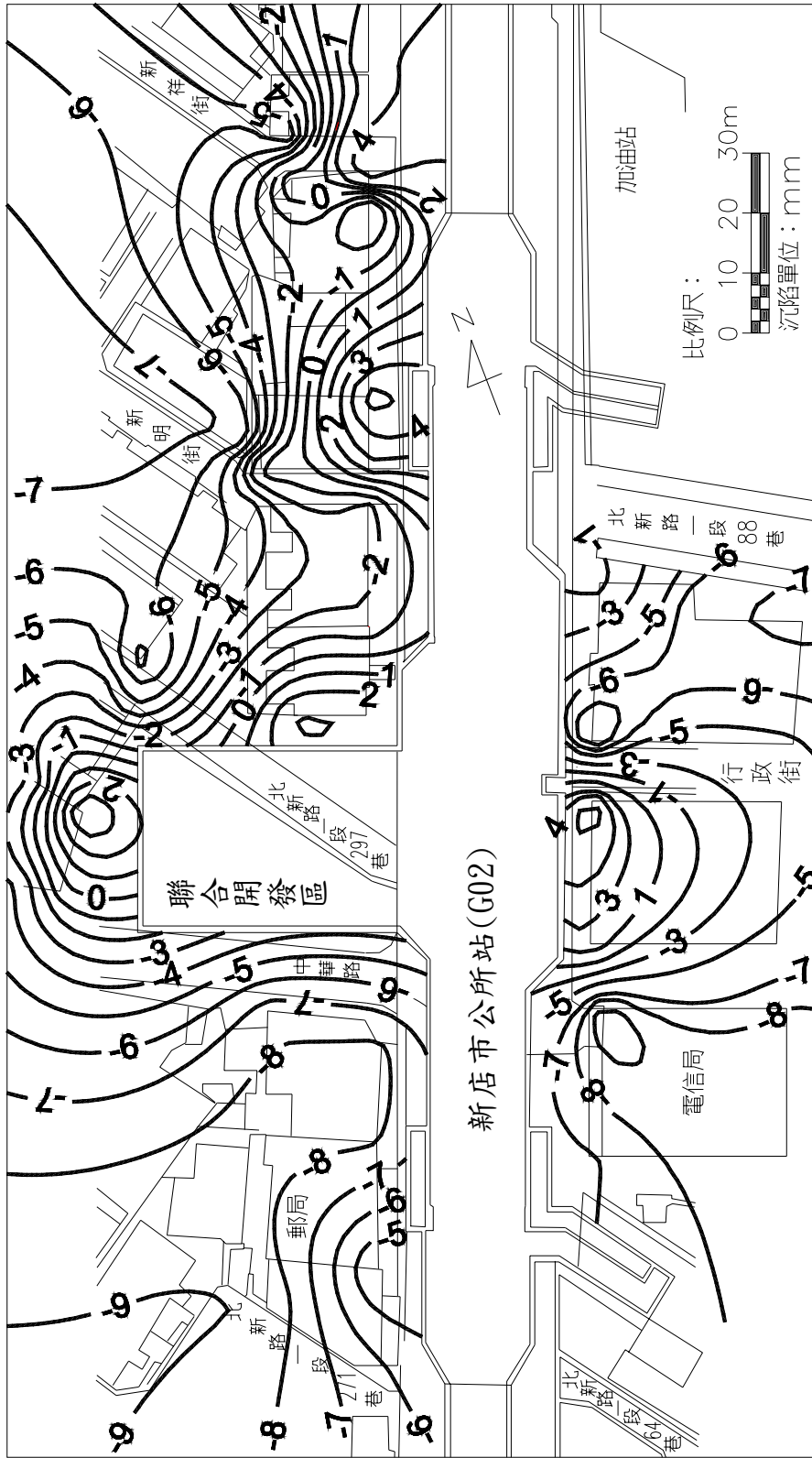
由於未蒐集到開挖分區與施工時程等工程記錄，故監測資料無法整理出開挖完成時之沉陷分佈情形。

表 4-7-2 新店市公所站擋土壁內傾度管最大變位觀測結果一覽
(台北市政府捷運局監測資料庫)

位置	儀器編號	最終監測結果及監測日期
聯合開發區	SID1	2.5 mm (86/07/24)
聯合開發區	SID2	8.6 mm (86/07/24)



【註】SID 為擋土壁內傾度管；SIS 為地層內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表沉陷點。
圖 4-7-3 新店市公所站監測儀器配置圖（亞新工程顧問股份有限公司，1995）



【註】沉陷點監測日期為86年7月。沉陷單位為mm。

圖 4-7-4 新店市公所站建物沉陷點最終觀測值繪製之建物等沉陷分佈

3. 成效評估

- (1) 表 4-6-4 顯示聯合開發區連續壁至最終監測均未有超出 5 公分之現象，其最大變位為 SID2（位聯合開發區北側）之 0.9 公分，故連續壁變位可謂符合預期目標。至於站體區域因採用兵樁且未於兵樁內安裝監測擋土壁變位之儀器，故無從得知其變位。
- (2) 依據圖 4-7-4 之建物沉陷情形而言，工區周邊建物沉陷不超過 1 公分，符合建物保護規範之要求。另外，建物傾斜亦符合須小於 1/500 之規範要求。
- (3) 新店市公所站因位處卵礫石良好地層，故開挖施工雖僅依靠兵樁擋土壁及預壓力達 50% 最大設計分析荷重之內支撐系統，未再施作其他建物保護工法，然其對工區周遭建物之影響仍未逾越規範值；換言之，如工區地層狀況良好，能慎選擋土工法並嚴謹施工，亦可維護建物免於損壞，不必然須要特定之建物保護工程。

第八節 捷運新店線七張站

台北捷運新店線七張站 (G03) 工程屬 CH225 標之一部份，其細部設計顧問為中華顧問工程司／法國大眾運輸工程顧問公司，施工承商為珠江營造工程公司。

一、七張站基地位置與地層概況

七張站係位於新店市北新路二段，約介北新路二段 97 巷與 171 巷間，如圖 4-8-1。站體全長約 195 公尺、寬約 22 公尺、開挖深度約 11 公尺至 15 公尺不等。

工址地層由地表而下為厚度約 2 至 4.5 公尺之回填土層及包含砂、黏土、粉土之近代沖積土壤所組成表土層，其下即為一厚約 10 至 15 公尺之礫石層，再下為一層厚約 4 至 14 公尺之砂與厚約 4 至 12 公尺之黏土質沉泥及沉泥質黏土所合併組成，而後為礫石層，如表 4-8-1。地下水位約在深度 6 公尺附近。

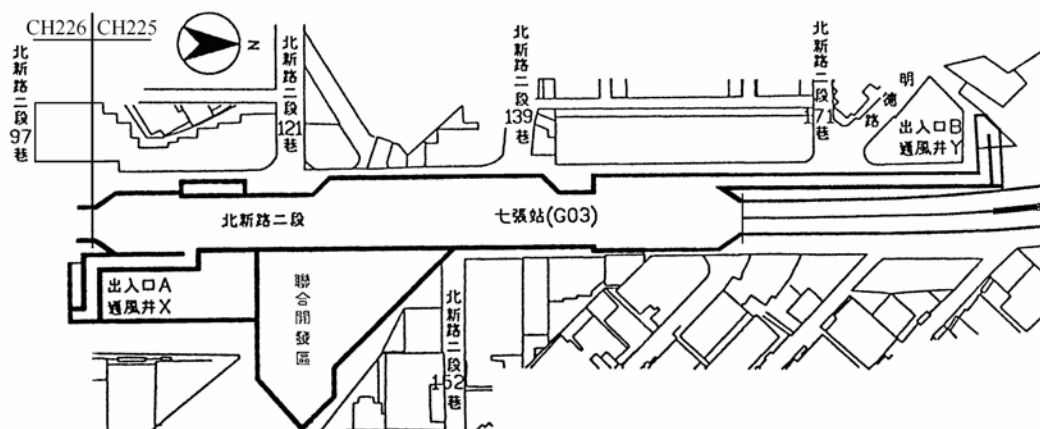


圖 4-8-1 七張站位置圖

表 4-8-1 七張站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	土壤分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.	Su t/m ²
1	CL/ML	9	1.90	0	30	2.5
	SM		1.97	0	33	--
2	GP/GM	>50	2.24	0	35	--
3	SM	20	2.15	0	34	10
	CL/ML		1.99	0	30	--
4	GP/GM	>50	2.24	0	35	--

二、七張站深開挖工程概要

七張站及位於站體南端東側之聯合開發區乃同步開挖施工，均採明挖覆蓋工法（順打工法），使用兵樁與內支撐設施進行。開挖深度於站體約為 11 至 15 公尺，於聯合開發區約為 15 至 18 公尺。兵樁為 H350*350*12*19mm 或 H400*400*13*21mm 型鋼，深度 14 至 24 公尺不等，如圖 4-8-2 所示；樁間擋土使用 7 公分厚橫板條（深度 2m 以上）或 15 公分厚度噴凝土（深度 2m 以下）。H 型鋼內支撐依開挖深度之不同採三至五層配置。

本站深開挖工程未蒐集到開挖分區與施工時程等工程記錄。

深開挖鄰產保護研究(一)

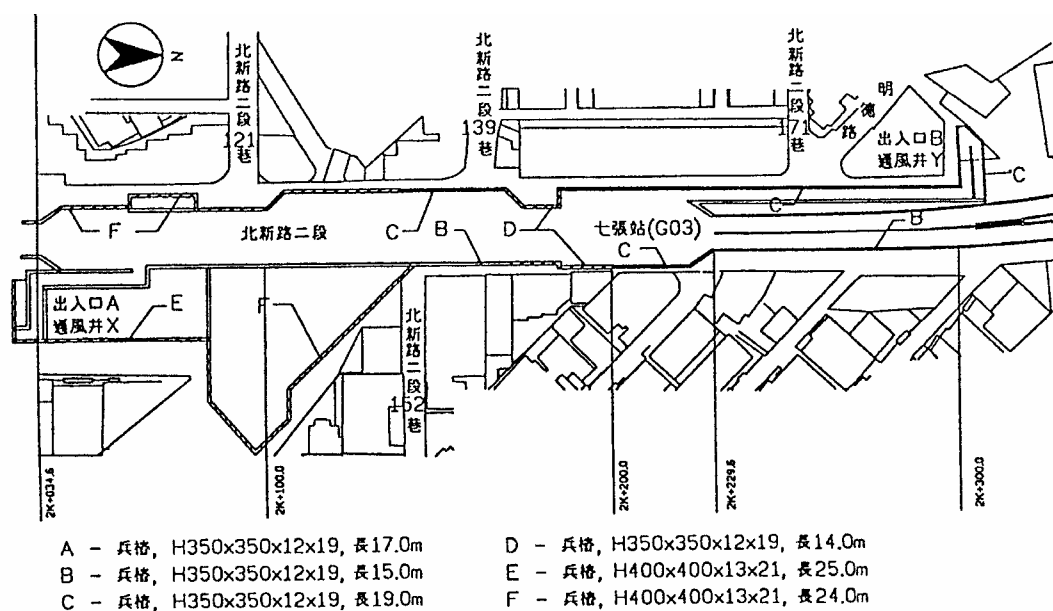


圖 4-8-2 七張站擋土結構配置

(亞新工程顧問股份有限公司, 1995)

三、七張站鄰產保護工法

七張站並無指定保護建物，亦未見正常擋土設施外之其他鄰產保護工法，推測應係考量地質情況良好或預期工區開挖施工不致過量影響周邊鄰房，危害建物安全；換言之，建物於正常開挖擋土施工下，可以符合捷運局所訂定之「土木工程設計規範」內對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

四、鄰產保護工法作用機制分析

七張站未額外施作鄰產保護工程，僅借助兵樁擋土壁及支撐

系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響。一般而言，能否實施此一作法，工址地層狀況是最主要決定因素。以七張站所在之卵礫石地層而言，其強度高、變形低，利於鄰產之維護。

另外，捷運局之規範中，更進一步規定支撐系統之預壓力須達設計分析荷重之 50%，亦有助於抑制擋土壁變位。

五、鄰產保護工法之成效評估

將直接以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含

(1) 建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，

(2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及

並將直接以安裝於建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-8-3。

2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之地面型沉陷點及建物沉陷點監測資料，繪製周遭建物最終監測之等沉陷分佈情形如圖 4-8-4，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer (Golden Software, Inc., 2002)並選用 Kriging Gridding Method 進行。

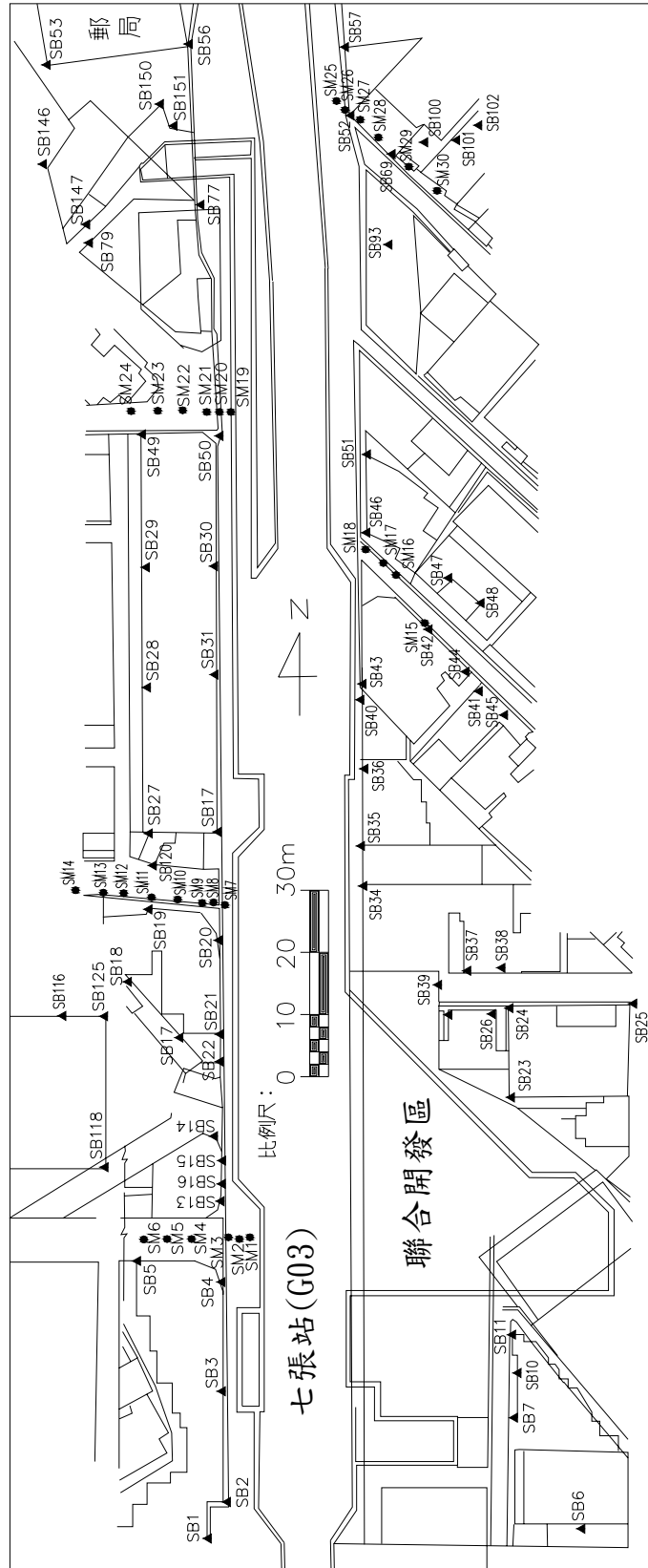
由於未蒐集到開挖分區與施工時程等工程記錄，故監測資料無法整理出開挖完成時之沉陷分佈情形。

3. 成效評估

(1) 依據圖 4-8-4 之建物沉陷情形而言，工區周邊建物沉陷符合建物保護規範之要求。另外，建物傾斜亦符合須小於 1/500 之規範要求。

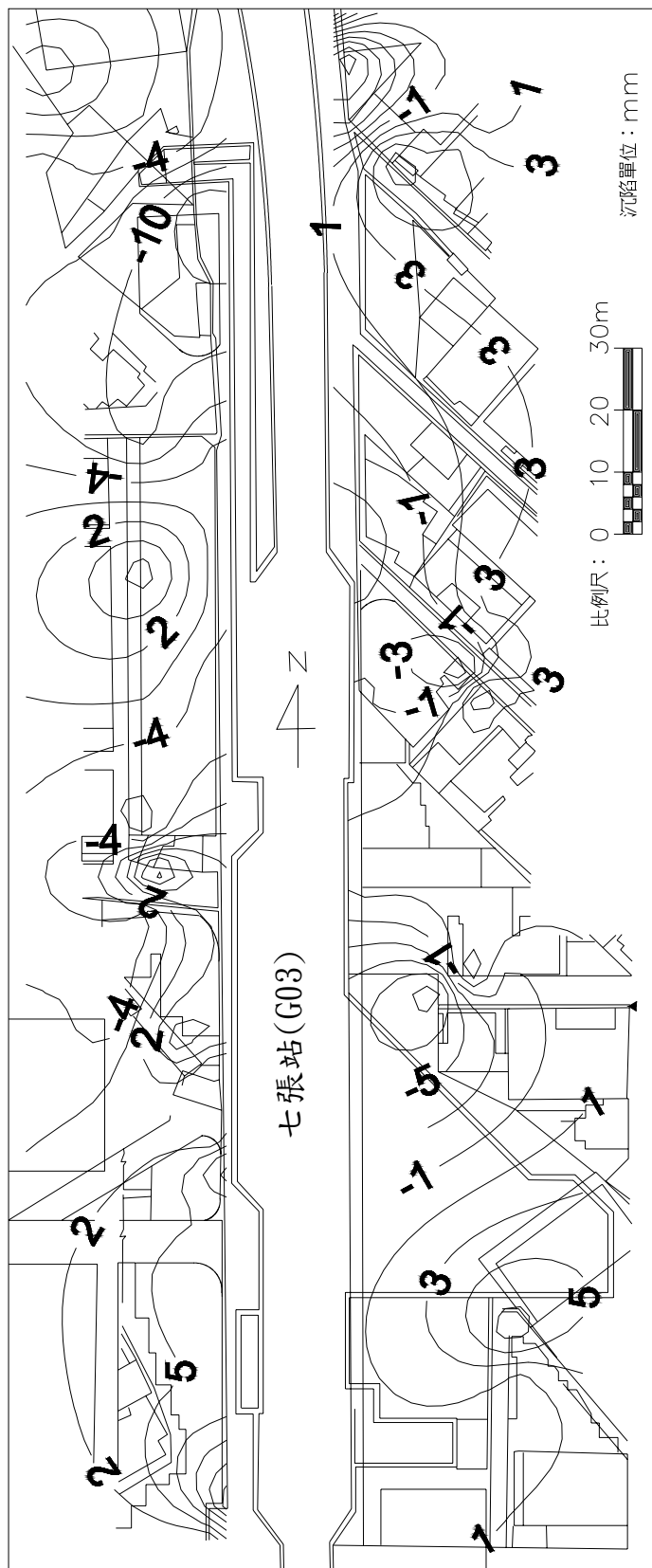
深開挖鄰產保護研究(一)

- (2) **七張站**因位處卵礫石良好地層，故開挖施工雖僅依靠兵樁擋土壁及預壓力達 50%最大設計分析荷重之內支撐系統，未再施作其他建物保護工法，然其對工區周遭建物之影響仍未逾越規範值；換言之，如工區地層狀況良好，能慎選擋土工法並嚴謹施工，亦可維護建物免於損壞，不必然須要特定之建物保護工程。



【註】SB 為建物沉陷點；SM 為地表沉陷點。

圖 4-8-3 七張站監測儀器配置圖（亞新工程顧問股份有限公司，1995）



【註】 沉陷點監測日期為 86 年 7 月。沉陷單位為 mm。

圖 4-8-4 七張站建物沉陷點最終觀測值繪製之建物等沉陷分佈

第九節 捷運新店線大坪林站

台北捷運新店線大坪林站(G04)工程屬 CH224 標之一部份，其細部設計顧問為鼎捷／中興工程顧問社，施工承商為青木／新亞建設開發股份有限公司。

一、大坪林站基地位置與地層概況

大坪林站係位於新店市北新路三段，約介北新路三段 95 巷至 142 巷間，如圖 4-9-1。站體全長約 252 公尺、寬約 21 公尺、開挖深度約 17 公尺。

工址地層由地表而下為厚度約 6 公尺之回填土層及包含砂、黏土、粉土之近代沖積土壤所組成表土層，其下即為一厚約 12.5 公尺之卵礫石層，再下為一層厚約 6.5 公尺之沉泥質砂、黏土質沉泥及沉泥質黏土所合併組成，而後為卵礫石層，如表 4-9-1。地下水位約在深度 12 公尺附近。

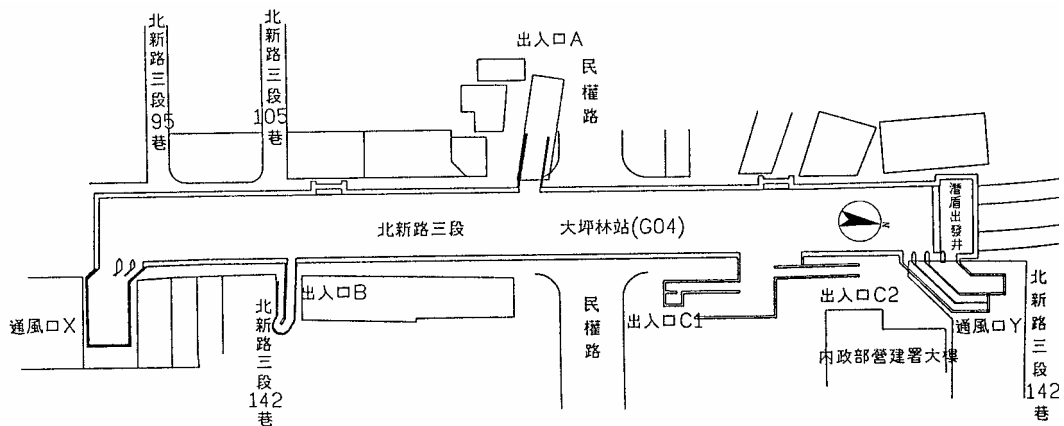


圖 4-9-1 大坪林站位置圖

表 4-9-1 大坪林站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	深度 M	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.
1	0 ~ 6.0	SM	6	1.88	0	30
2	6.0 ~ 18.5	GP-GM	63	2.25	0	40
3	18.5 ~ 25.0	SM	10	2.16	0	30
4	25.0 以下	G	>50	2.30	0	40

二、大坪林站深開挖工程概要

大坪林站主體為地下二層之鋼筋混凝土結構，開挖深度約 17 公尺，施工採明挖覆蓋工法（順打工法），使用連續壁與內支撐設施進行，如圖 4-9-2 所示。站體連續壁厚度 80 公分，深度 26 至 30 公尺不等；H 型鋼內支撐為四層。相關之擋土結構型式及施工時程詳表 4-9-2；至於開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-9-3 及表 4-9-3。

第四章 捷運車站深開挖鄰產保護案例探討

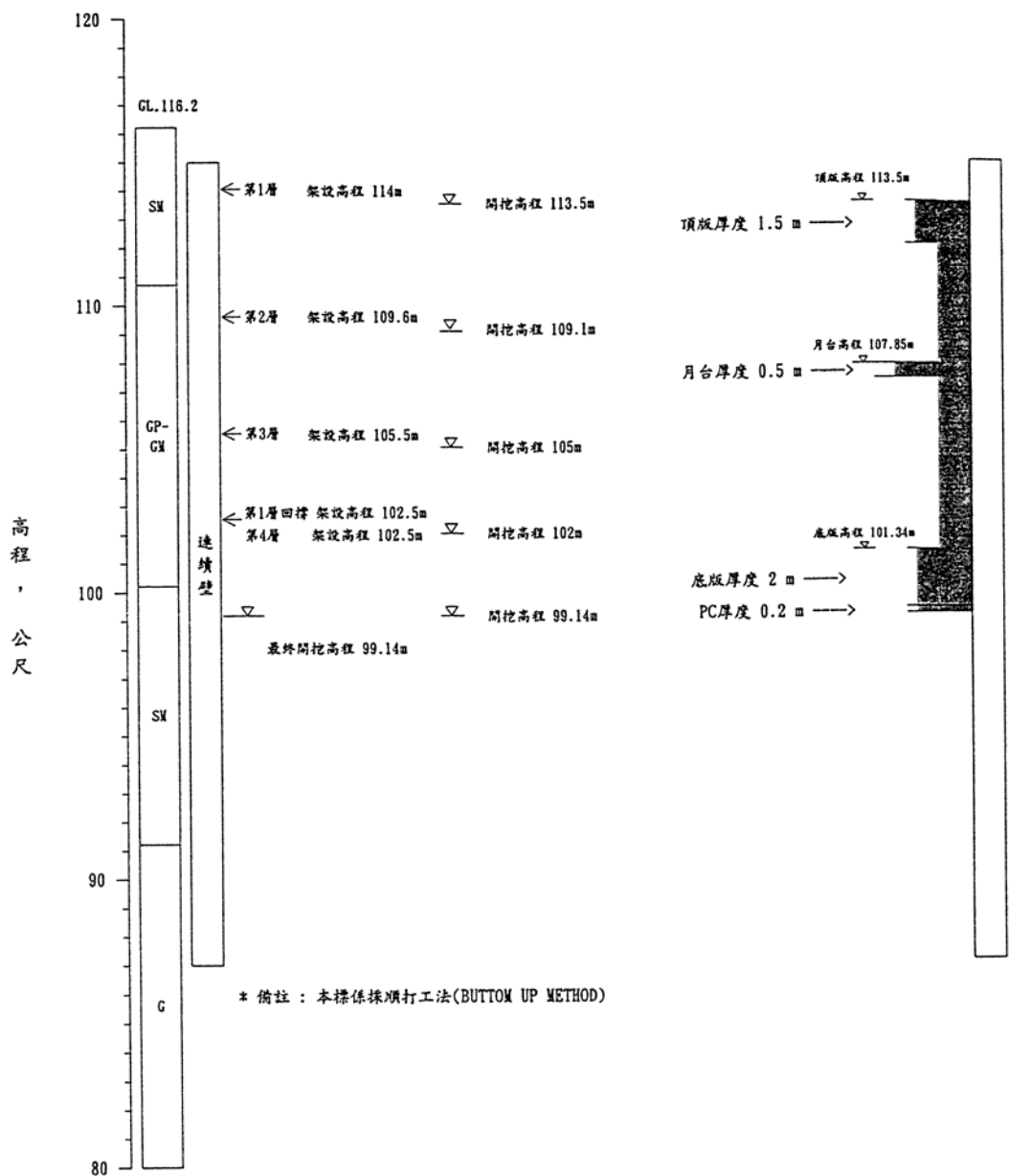


圖 4-9-2 大坪林站施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

表 4-9-2 大坪林站擋土結構型式及施工時程
(資料來源：亞新工程顧問股份有限公司，1995)

工區	擋土結構型式	厚度 m	深度 m	開工日期 (年/月/日)	完工日期 (年/月/日)
站體	連續壁	0.8	27~30	82/03/17	82/12/18
出入口 A	兵樁	H300 型鋼	13.5	83/12/22	84/05/27
出入口 B	兵樁	H300 型鋼	8/13.5	80/12/09	81/01/01
出入口 C	連續壁	0.8	30~32	83/09/04	83/10/23
通風井 X	連續壁	0.8	26.5	--	--
通風井 Y	連續壁	0.8	30~32	81/07/28	81/07/31
潛盾出發井	連續壁	0.8	27~30	82/08/04	82/12/15

【註】兵樁 H300 型鋼尺寸為 H300*300*10*15mm。

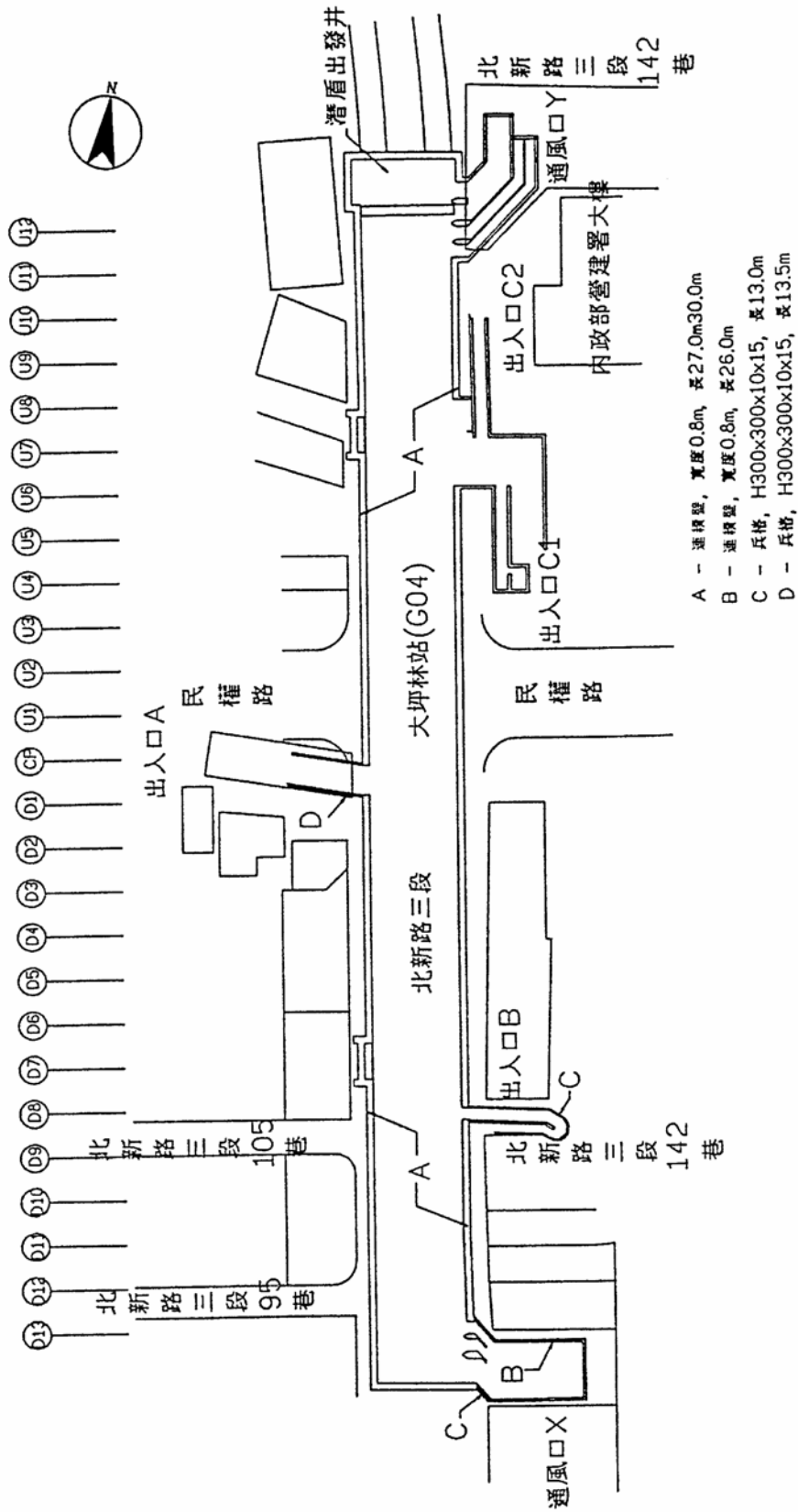


圖 4-9-3 大坪林站擋土結構配置及開挖分區

深開挖鄰產保護研究(一)

表 4-9-3 大坪林站站體分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)				
		D13~D6	D6~CP	CP~U5	U5~U12	潛盾出發井
1	第一階開挖	83/02/24	83/02/24	83/02/17	83/02/17	82/10/25
		83/03/07	83/03/04	83/02/23	83/02/23	82/12/15
2	第一層支撐 架設	83/03/18	83/02/15	83/02/15	83/02/15	82/11/22
		83/03/24	83/03/16	83/03/13	83/03/17	82/12/22
3	第二階開挖	83/03/23	83/03/20	83/03/14	83/03/16	82/12/23
		83/03/30	83/03/23	83/03/21	83/03/19	82/12/28
4	第二層支撐 架設	83/03/23	83/03/23	83/03/23	83/03/23	83/01/05
		83/04/07	83/04/07	83/04/07	83/04/01	83/01/11
5	第三階開挖	83/04/17	83/04/01	83/04/02	83/03/31	83/01/13
		83/04/25	83/04/17	83/04/10	83/04/04	83/01/16
6	第三層支撐 架設	83/04/15	83/04/18	83/04/07	83/04/07	83/01/17
		83/05/03	83/04/30	83/04/18	83/04/13	83/01/29
7	第四階開挖	83/05/03	83/04/30	83/04/25	83/04/25	83/01/30
		83/05/09	83/05/04	83/05/01	83/04/28	83/02/03
8	第四層支撐 架設	83/04/30	83/05/02	83/04/30	83/04/30	83/02/03
		83/05/21	83/05/21	83/05/21	83/05/21	83/02/07
9	第五階開挖	83/05/20	83/05/14	83/05/10	83/05/09	83/02/17
		83/05/25	83/05/21	83/05/15	83/05/30	83/02/19
10	底板施作	83/07/12	83/06/15	83/05/30	83/10/29	83/02/22
		83/08/17	83/07/01	83/06/11	83/11/07	83/03/02
11	第四層支撐 拆除	83/08/03	83/07/03	83/06/02	83/11/05	83/03/14
		83/08/20	83/07/20	83/06/20	83/11/30	83/03/22
12	第一階段內牆 施作	83/08/03	83/07/21	83/07/09	83/12/07	83/03/15
		83/09/08	83/07/29	83/07/15	83/12/22	83/03/23
13	第一層回撐 架設	83/08/25	83/07/29	83/07/12	83/12/15	?
		83/09/15	83/08/13	83/07/20	83/12/25	
14	第三層支撐 拆除	83/08/27	83/07/30	83/07/15	83/12/16	?
		83/09/17	83/08/15	83/07/30	83/12/27	
15	第二階段內牆 施作	83/09/12	83/08/27	83/08/14	83/12/30	?
		83/09/28	83/09/06	83/08/22	84/01/11	
16	中間層樓版 施作	83/11/15	83/10/07	83/09/19	84/01/26	?
		83/12/13	83/10/22	83/09/26	84/02/16	
17	第二層支撐 拆除	83/12/10	?	83/09/25	?	?
		83/12/15		83/10/10		
18	第三階段內牆 施作	83/12/10	83/11/15	83/10/31	?	?
		84/01/28	83/11/25	83/11/06		
19	頂版施作	84/02/23	83/12/07	83/11/30	?	?
		?	84/02/14	83/12/28		
20	第一層支撐 拆除	84/02/25	84/02/20	83/12/02	?	?
		?	84/03/20	84/01/05		
	最終開挖深度	16.86m	16.86m	16.86m	16.86m	16.8m

三、大坪林站鄰產保護工法

大坪林站並無指定保護建物，亦未見正常擋土設施外之其他鄰產保護工法，推測應係考量地質情況良好或預期工區開挖施工不致過量影響周邊鄰房，危害建物安全；換言之，建物於正常開挖擋土施工下，可以符合捷運局所訂定之「土木工程設計規範」內對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

四、鄰產保護工法作用機制分析

大坪林站未額外施作鄰產保護工程，僅借助高勁度擋土壁（如連續壁）及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響。一般而言，能否實施此一作法，工址地層狀況是最主要決定因素。以**大坪林站**所在之卵礫石地層而言，其強度高、變形低，利於鄰產之維護。

另外，捷運局之規範中，更進一步規定支撐系統之預壓力須達設計分析荷重之 50%，亦有助於抑制擋土壁變位。於**大坪林站**，連續壁內傾度管監測管理值設定為 50mm 行動值（亞新工程顧問股份有限公司，1995）。

五、鄰產保護工法之成效評估

將直接以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含

- (1) 建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，

深開挖鄰產保護研究(一)

(2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及

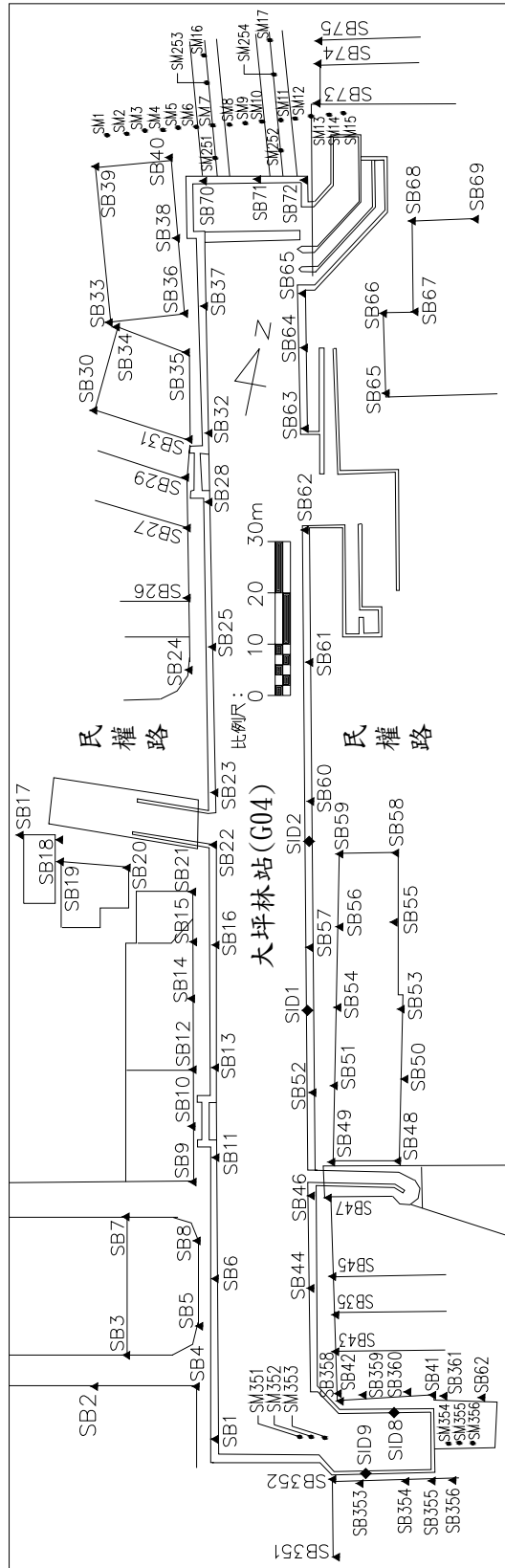
(3) 連續壁變位是否小於 5 公分（監測行動值），

並將直接以安裝於連續壁及建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-9-4。

2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之連續壁內傾度管、地面型沉陷點及建物沉陷點監測資料，再分別整理出大坪林站連續壁內傾度管變位(表 4-9-4)，站體開挖完成之等沉陷分佈情形(圖 4-9-5)，以及最終監測資料繪示之等沉陷分佈情形(圖 4-9-6)等圖表，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer (Golden Software, Inc., 2002) 並選用 Kriging Gridding Method 進行。

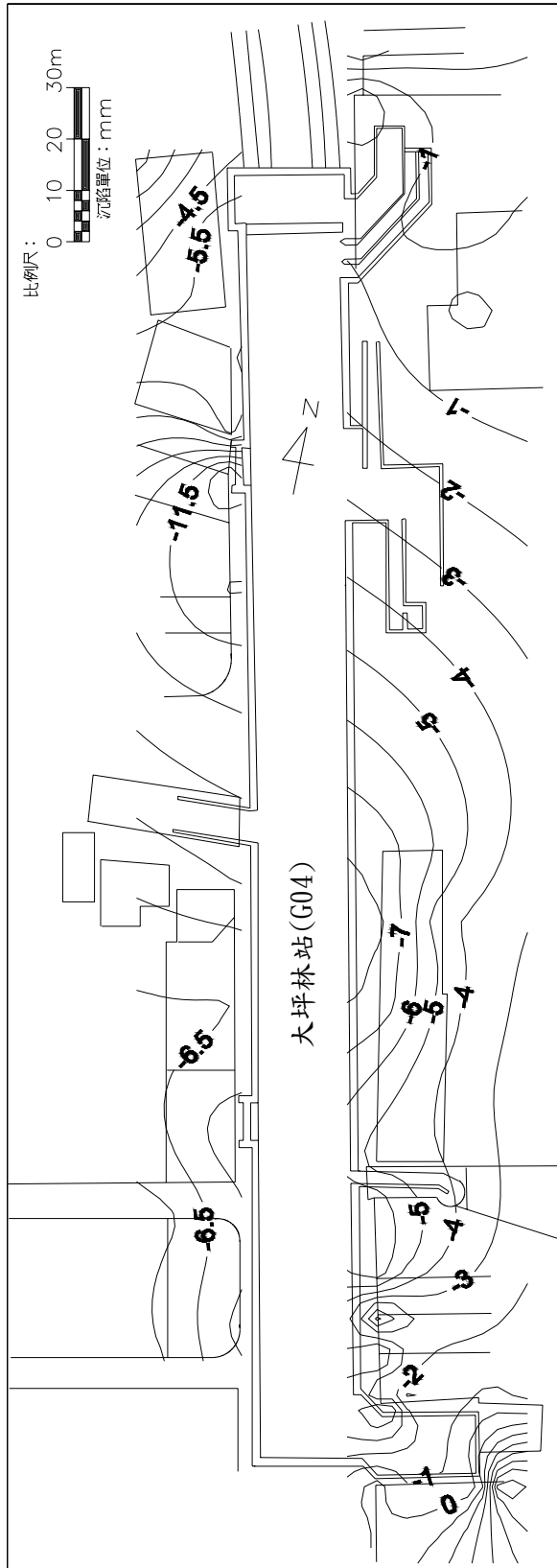
表 4-9-4 大坪林站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽
(台北市政府捷運局監測資料庫)

儀器編號	開挖完成階段	最終監測結果	開挖分區
SID1	1.6 mm (83/05/27)	13.7 mm (84/07/11)	D6 ~ CP
SID2	10.9 mm (83/05/27)	14.3 mm (85/06/06)	D6 ~ CP



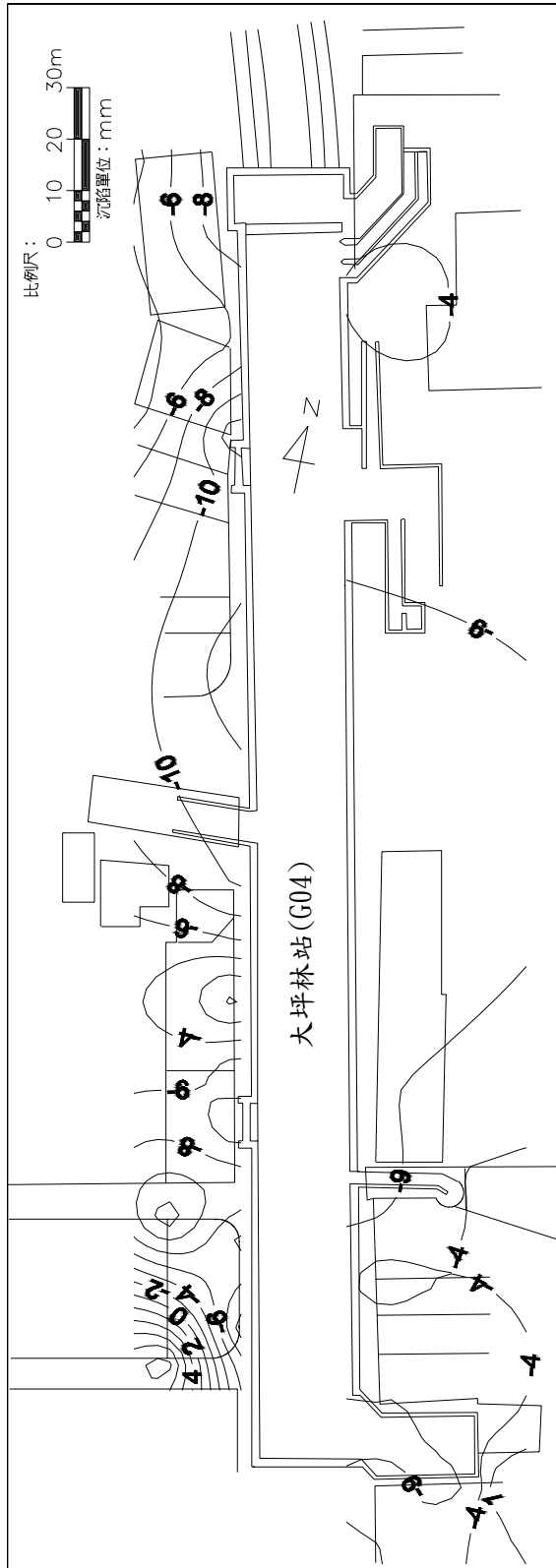
【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表沉陷點。

圖 4-9-4 大坪林站監測儀器配置圖（亞新工程顧問股份有限公司，1995）



【註】沉陷點監測日期為 83 年 7 月。沉陷單位為 mm。

圖 4-9-5 大坪林站站體開挖完成後建築物等沉陷分佈



【註】 沉陷點監測日期為 86 年 1 月。沉陷單位為 mm。

圖 4-9-6 大坪林站沉陷點最終觀測值繪製之建物等沉陷分佈

3. 成效評估

- (1) 表 4-9-4 顯示站體連續壁於開挖完成均未有超出 5 公分之現象，其最大變位為 SID2（位站體東側）之 1.4 公分，故站體連續壁之變位可謂符合預期目標。
- (2) 依據圖 4-9-5 及圖 4-9-6 之建物沉陷情形而言，工區周邊建物均能符合建物保護規範之要求，最大沉陷量僅約 1.3 公分。另外，建物傾斜亦符合須小於 1/500 之規範要求。
- (3) 大坪林站因位處卵礫石良好地層，且地下水位在深度 12 公尺以下，故開挖施工雖僅依靠高勁度連續壁及預壓力達 50% 最大設計分析荷重之內支撐系統，未再施作其他建物保護工法，然其對工區周遭建物之影響仍未逾越規範值；換言之，如工區地層狀況良好，能慎選擋土工法並嚴謹施工，亦可維護建物免於損壞，不必然須要特定之建物保護工程。

第十節 捷運新店線景美站

台北捷運新店線景美站（G05）工程屬 CH224 標之一部份，其細部設計顧問為鼎捷／中興工程顧問社，施工承商為青木／新亞建設開發股份有限公司。

一、景美站基地位置與地層概況

景美站係位於台北市羅斯福路六段，約介車前路至溪口街間，如圖 4-10-1。站體全長約 252 公尺、寬約 21 公尺、開挖深度約 17 公尺。

工址地層位於台北市區工程地質分區之新店溪二區(H2)，由地表而下為厚度約 6 公尺之回填土層及包含砂、黏土、粉土之近代沖積土壤所組成表土層，其下即為一厚約 12.5 公尺之卵礫石層，再下為一層厚約 6.5 公尺之沉泥質砂、黏土質沉泥及沉泥質黏土所合併組成，而後為卵礫石層，如表 4-10-1。地下水位約在深度 10 公尺附近。

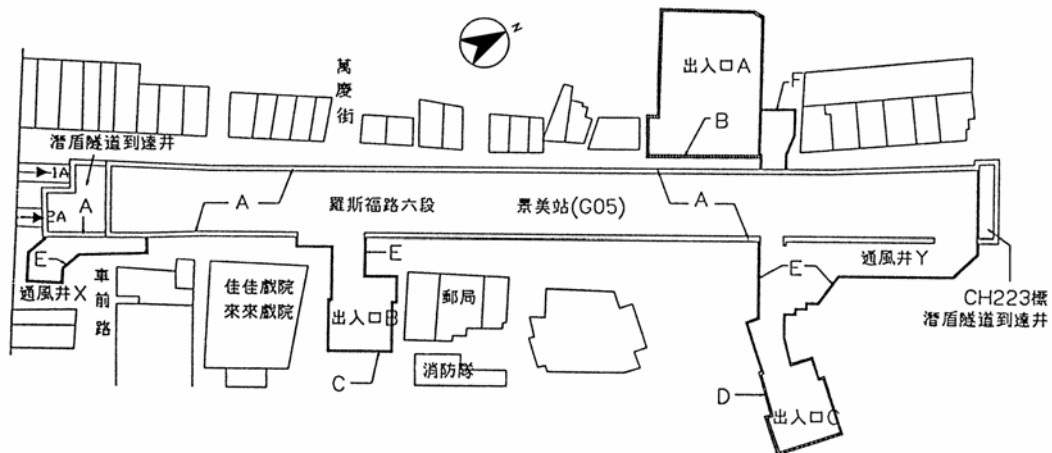


圖 4-10-1 景美站位置圖

表 4-10-1 景美站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	深度 M	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.
1	0 ~ 6.0	SM	6	1.88	0	30
2	6.0 ~ 18.5	GP-GM	63	2.25	0	40
3	18.5 ~ 25.0	SM	10	2.16	0	30
4	25.0 以下	G	>50	2.30	0	40

二、景美站深開挖工程概要

景美站主體為地下二層之鋼筋混凝土結構，開挖深度約 17 公尺，施工採明挖覆蓋工法（順打工法），使用連續壁與內支撐設施進行，如圖 4-10-2 所示。站體連續壁厚度 80 公分，深度 27 至 31 公尺不等；H 型鋼內支撐為四層。相關之擋土結構型式及施工時程詳表 4-10-2；至於開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-10-3 及表 4-10-3。

第四章 捷運車站深開挖鄰產保護案例探討

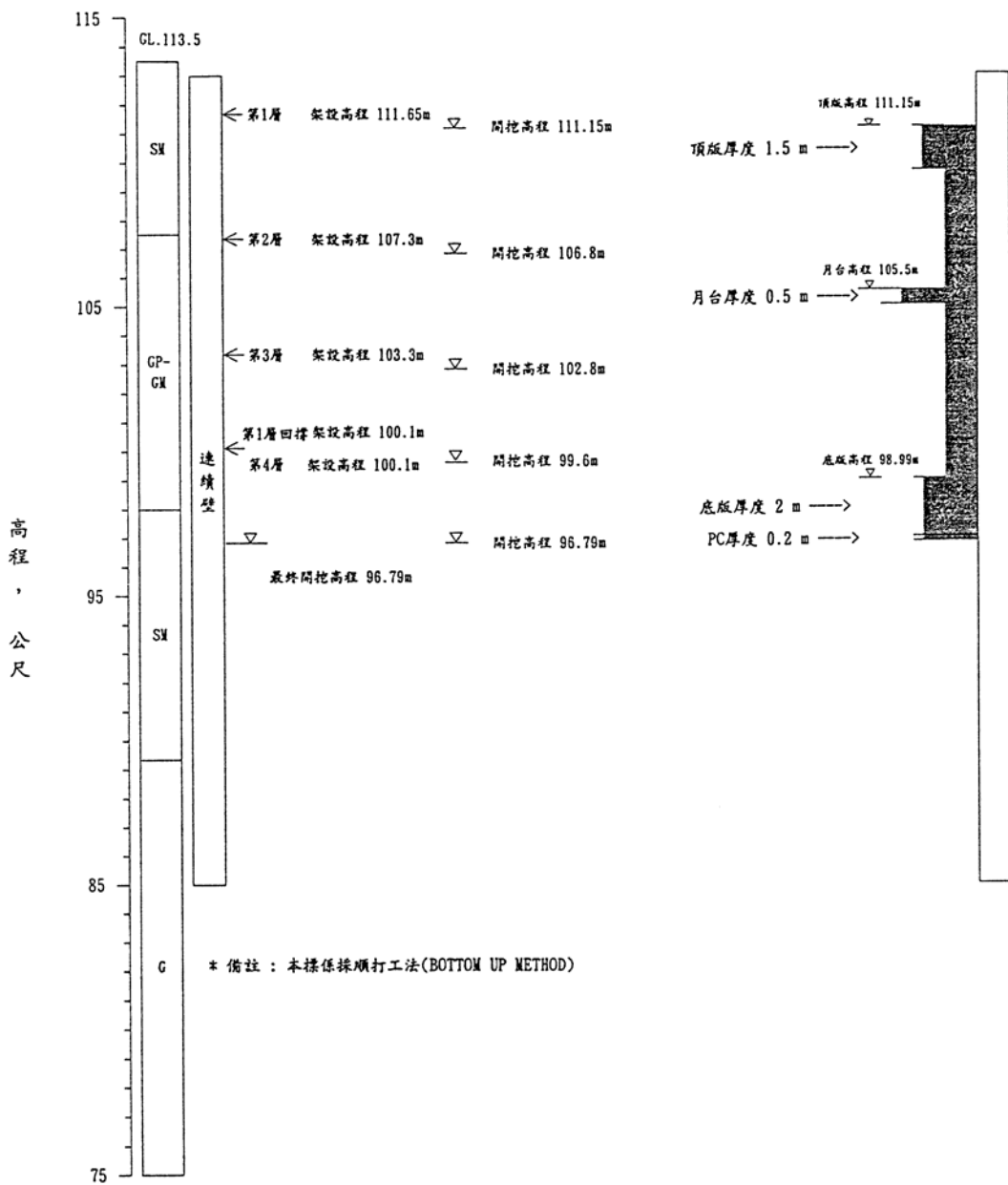


圖 4-10-2 景美站施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

表 4-10-2 景美站擋土結構型式及施工時程
(資料來源：亞新工程顧問股份有限公司，1995)

工區	擋土結構型式	厚度 m	深度 m	開工日期 (年/月/日)	完工日期 (年/月/日)
站體	連續壁	0.8	27~31	82/03/17	82/12/18
出入口 A	連續壁	0.9	36.5~38	83/12/22	84/05/27
出入口 B	連續壁	0.6	14.5	80/12/09	81/01/01
出入口 C	連續壁	0.6	21	83/09/04	83/10/23
通風井 X	兵樁	H300 型鋼	12	--	--
通風井 Y	兵樁	H300 型鋼	12	81/07/28	81/07/31
潛盾出發井	連續壁	0.8	27.5	82/08/04	82/12/15

【註】兵樁 H300 型鋼尺寸為 H300*300*10*15mm。

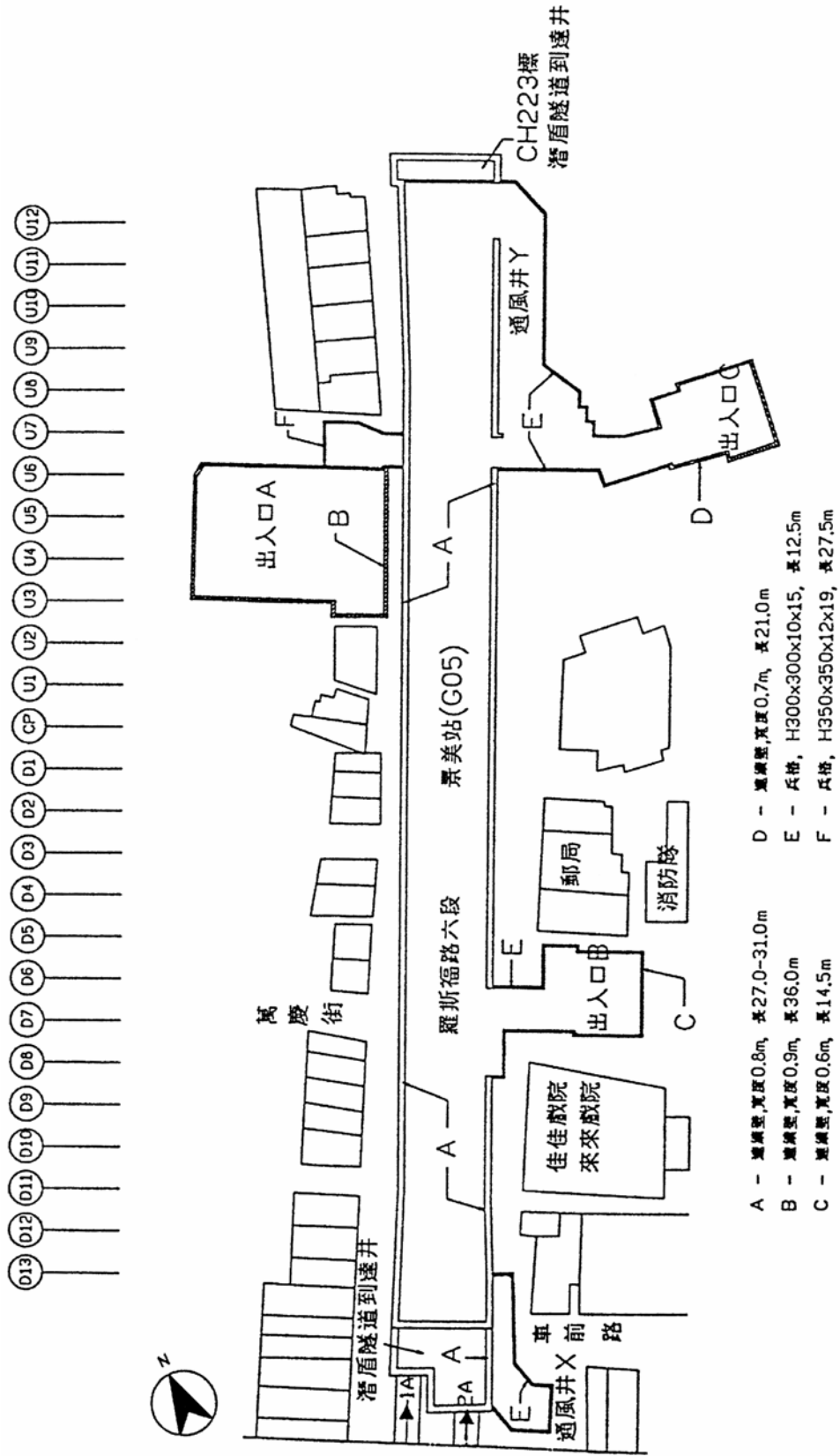


表 4-10-3 景美站站體分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)					潛盾到達井
		D13~D6	D5~U1	U1~U5	U5~U7	U7~U13	
1	第一階開挖	83/01/24	83/01/24	83/02/05	83/02/05	83/02/05	83/03/05
		83/02/02	83/02/19	83/02/19	83/02/19	83/02/19	83/03/06
2	第一層支撐 架設	83/03/01	83/01/29	83/02/20	83/04/11	83/04/25	83/03/06
		83/03/21	83/02/25	83/02/25	83/04/12	83/04/29	83/03/21
3	第二階開挖	83/03/04	83/03/04	83/03/04	83/05/21	83/05/02	83/03/23
		83/03/24	83/03/31	83/03/21	83/05/12	83/05/12	83/03/25
4	第二層支撐 架設	83/03/23	83/03/31	83/04/12	83/05/11	83/05/12	83/03/25
		83/04/06	83/04/08	83/04/21	83/05/23	83/05/25	83/04/06
5	第三階開挖	83/04/01	83/04/01	83/05/04	83/05/24	83/05/26	83/04/12
		83/04/09	83/04/09	83/05/24	83/05/26	83/06/07	83/04/18
6	第三層支撐 架設	83/04/16	83/04/13	83/05/09	83/06/05	83/06/05	83/04/19
		83/04/21	83/04/30	83/06/07	83/06/09	83/06/15	83/04/27
7	第四階開挖	83/04/20	83/04/18	83/05/17	83/06/09	83/06/11	83/04/28
		83/04/29	83/05/17	83/06/20	83/06/11	83/06/21	83/05/13
8	第四層支撐 架設	83/04/25	83/05/04	83/06/05	83/06/14	83/06/15	83/05/13
		83/05/06	83/05/24	83/06/20	83/06/20	83/06/29	83/05/23
9	第五階開挖	83/05/13	83/05/09	83/06/21	83/06/21	83/06/23	83/06/04
		83/05/21	83/05/29	83/06/26	83/06/24	83/06/30	83/06/05
10	第五層支撐 架設	無	無	無	83/06/25	無	無
					83/06/30		
11	第六階開挖	無	無	無	83/07/01	無	無
					83/07/04		
12	底版施作	83/06/17	83/06/05	83/07/19	83/08/24	83/08/05	?
		83/08/11	83/07/02	83/07/27	83/09/16	83/09/28	
13	第五、四層支撐 拆除	83/07/15	83/06/15	83/07/25	83/09/17	83/09/01	83/06/06
		83/08/15	83/07/15	83/08/01	83/09/25	83/10/06	83/06/26
14	第一階段內牆 施作	83/08/06	83/07/29	83/09/22	83/09/26	83/10/13	?
		83/08/30	83/08/20	83/09/28	83/10/08	83/10/23	
15	第一層回撐 架設	83/08/10	83/07/31	83/09/30	83/10/05	83/10/20	?
		83/09/05	83/08/22	83/10/05	83/10/10	83/10/30	
16	第三層支撐 拆除	83/08/12	83/08/02	83/10/01	83/10/02	83/10/23	?
		83/09/16	83/08/24	83/10/15	83/12/20	83/11/05	
17	第二階段內牆 施作	83/09/17	83/09/11	83/10/30	83/10/25	83/11/16	?
		83/10/08	83/10/25	83/11/04	83/11/10	83/11/26	
18	中間層樓版 施作	83/10/30	83/10/15	83/11/25	83/11/12	84/01/08	?
		83/11/25	83/11/16	83/12/06	83/12/29	84/01/28	
19	第二層支撐 拆除	?	83/10/20	83/12/01	?	84/01/20	?
			83/11/25	83/12/15		84/02/01	
20	第三階段內牆 施作	?	83/12/15	83/12/28	?	84/02/26	?
			83/12/31	84/01/26		84/03/18	
21	頂版施作	?	84/01/18	84/03/04	?	84/03/25	?
			84/04/21	84/04/09		?	
22	第一層支撐 拆除	?	?	84/04/01	?	?	?
				84/04/15			
	最終開挖深度	16.51m	16.51m	16.51m	16.86m	16.51m	17.6m

三、景美站鄰產保護工法

景美站並無指定保護建物，亦未見正常擋土設施外之其他鄰產保護工法，推測應係考量地質情況良好或預期工區開挖施工不致過量影響周邊鄰房，危害建物安全；換言之，建物於正常開挖擋土施工下，可以符合捷運局所訂定之「土木工程設計規範」內對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

四、鄰產保護工法作用機制分析

景美站未額外施作鄰產保護工程，僅借助高勁度擋土壁（如連續壁）及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響。一般而言，能否實施此一作法，工址地層狀況是最主要決定因素。以景美站所在之卵礫石地層而言，其強度高、變形低，利於鄰產之維護。

另外，捷運局之規範中，更進一步規定支撐系統之預壓力須達設計分析荷重之 50%，亦有助於抑制擋土壁變位。於景美站，連續壁內傾度管監測管理值設定為 50mm 行動值（亞新工程顧問股份有限公司，1995）。

五、鄰產保護工法之成效評估

將直接以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含
 - (1) 建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，

深開挖鄰產保護研究(一)

(2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及

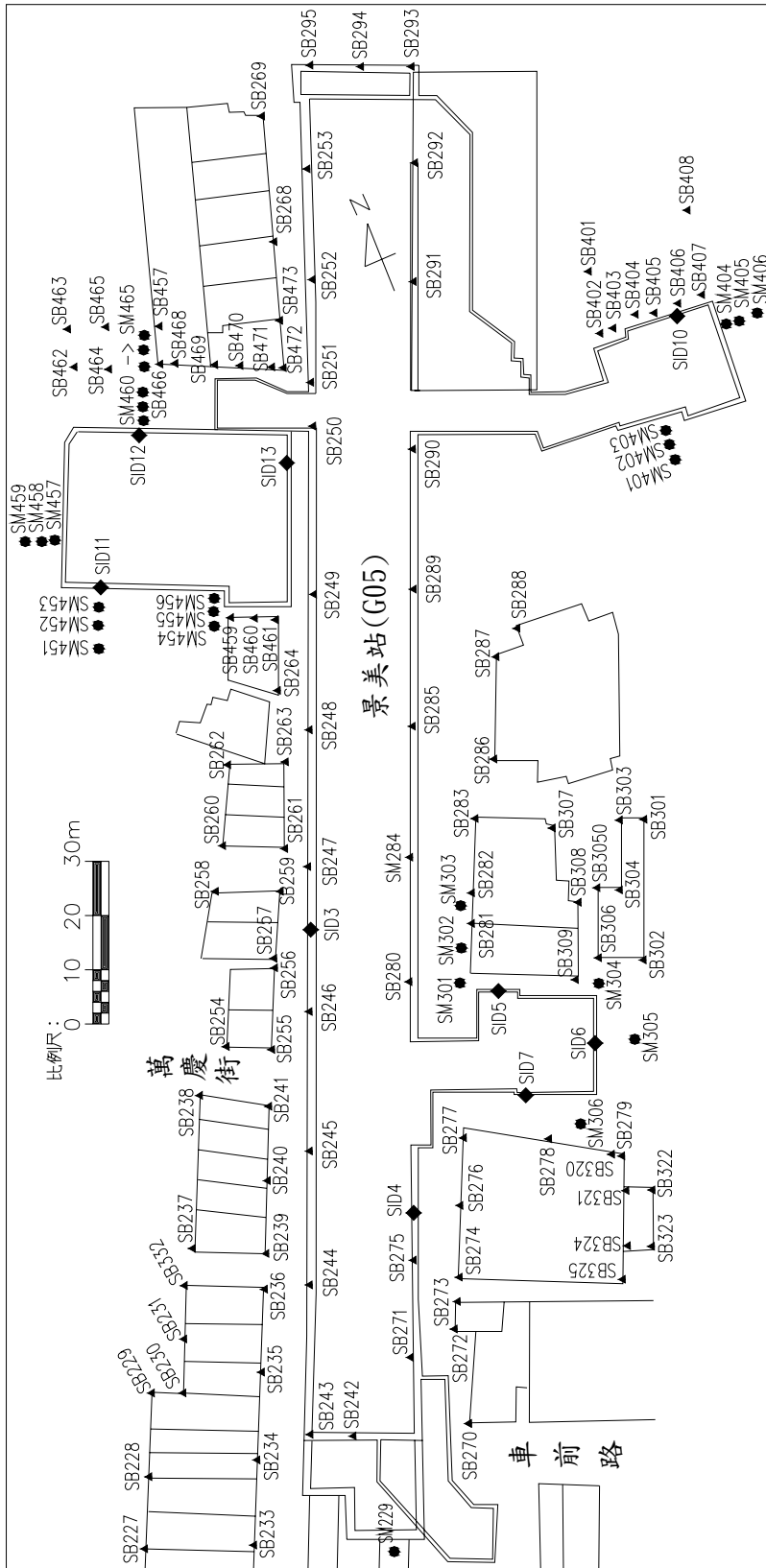
(3) 連續壁變位是否小於 5 公分（監測行動值），

並將直接以安裝於連續壁及建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-10-4。

2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之連續壁內傾度管、地面型沉陷點及建物沉陷點監測資料，再分別整理出景美站連續壁內傾度管變位(表 4-10-4)，站體開挖完成之等沉陷分佈情形(圖 4-10-5)，以及最終監測資料繪示之等沉陷分佈情形(圖 4-10-6)等圖表，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer (Golden Software, Inc., 2002) 並選用 Kriging Gridding Method 進行。

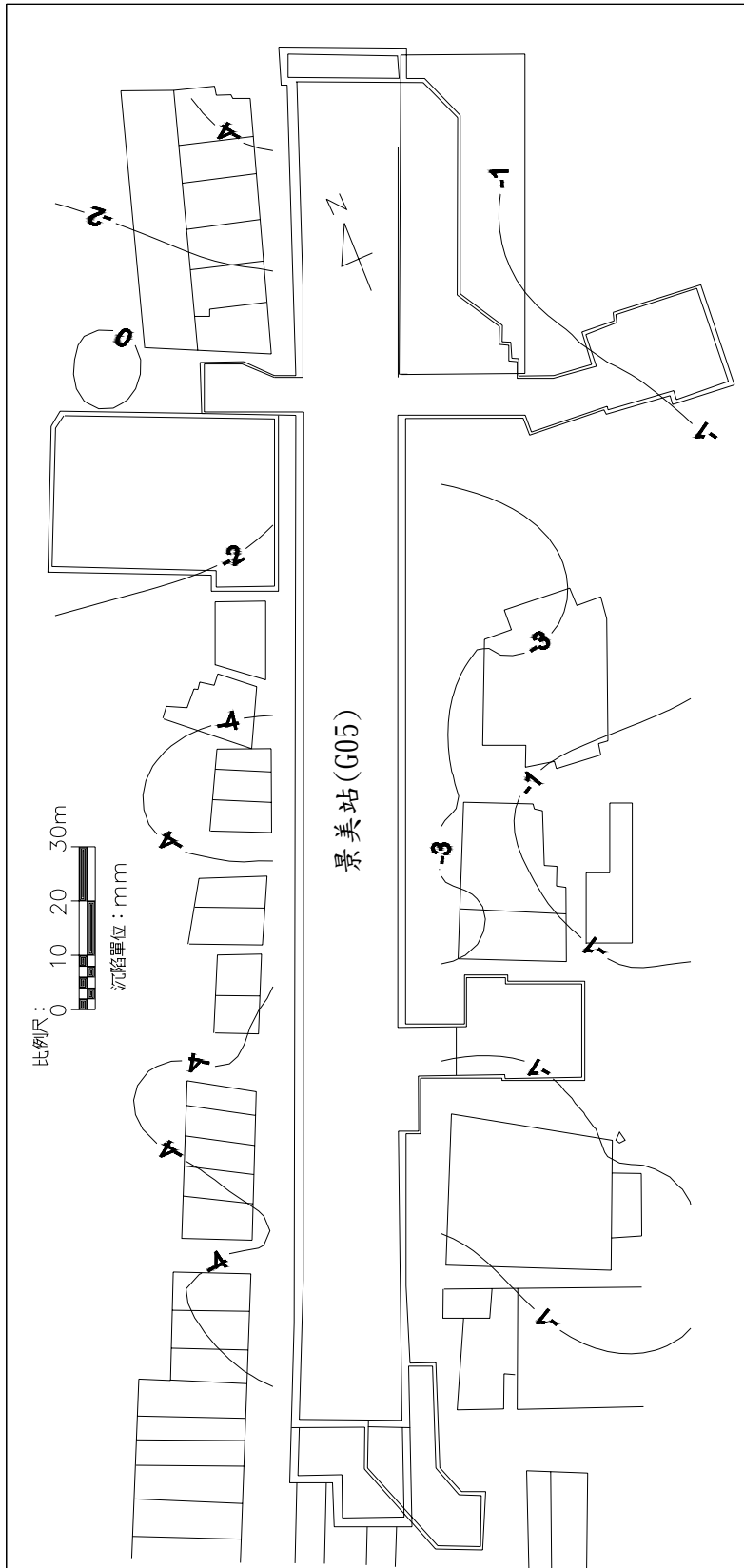
表 4-10-4 景美站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽
(台北市政府捷運局監測資料庫)

儀器編號	開挖完成階段	最終監測結果	開挖分區
SID3	9.0 mm (83/06/10)	12.9 mm (83/12/01)	D5 ~ U1
SID4	3.9 mm (83/05/27)	5.9 mm (83/12/01)	D13 ~ D6



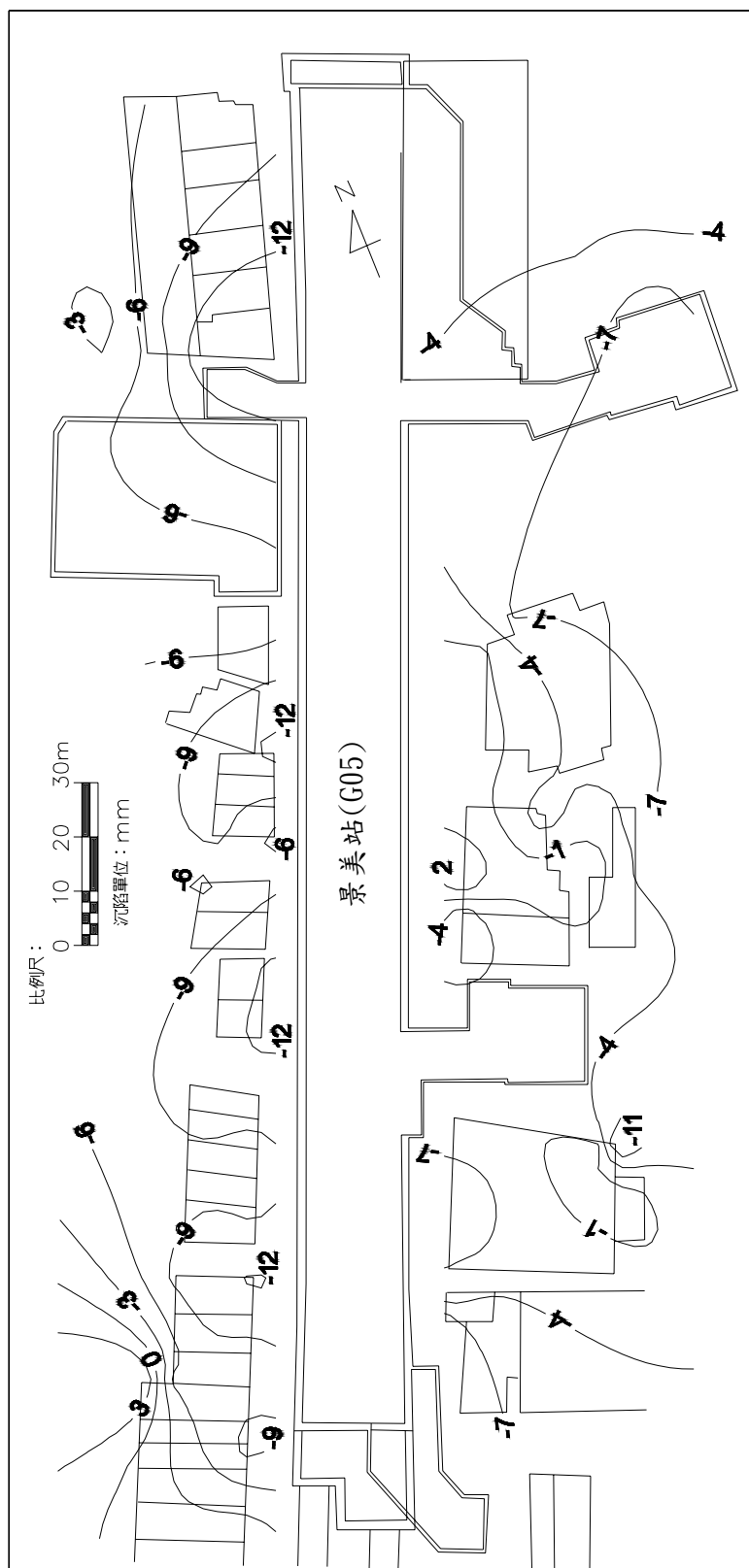
【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表沉陷點。

圖 4-10-4 景美站監測儀器配置圖 (亞新工程顧問股份有限公司, 1995)



【註】沉陷點監測日期為83年7月。沉陷單位為mm。

圖 4-10-5 景美站站體開挖完成後建物等沉陷分佈



【註】 沉降點監測日期為 86 年 1 月。沉降單位為 mm。

圖 4-10-6 景美站沉降點最終觀測值繪製之建物等沉降分佈

3. 成效評估

- (1) 表 4-10-4 顯示站體連續壁於開挖完成均未有超出 5 公分之現象，其最大變位為 SID3（位站體西側）之 1.3 公分，故站體連續壁之變位可謂符合預期目標。
- (2) 依據圖 4-10-5 及圖 4-10-6 之建物沉陷情形而言，工區周邊建物均能符合建物保護規範之要求，最大沉陷量僅約 1.5 公分。另外，建物傾斜亦符合須小於 1/500 之規範要求。
- (3) 景美站因位處卵礫石良好地層，且地下水位在深度 10 公尺以下，故開挖施工雖僅依靠高勁度連續壁及預壓力達 50% 最大設計分析荷重之內支撐系統，未再施作其他建物保護工法，然其對工區周遭建物之影響仍未逾越規範值；換言之，如工區地層狀況良好，能慎選擋土工法並嚴謹施工，亦可維護建物免於損壞，不必然須要特定之建物保護工程。

第十一節 捷運新店線萬隆站

台北捷運新店線萬隆站（G06）工程屬 CH223 標之一部份，其細部設計顧問為鼎捷／中興工程顧問社，施工承商為泛亞工程建設公司／地崎工業共同承攬。

一、萬隆站基地位置與地層概況

萬隆站係位於台北市羅斯福路五段 218 巷，如圖 4-11-1。站體全長約 250 公尺、寬約 21 公尺、開挖深度約 17 公尺。

工址地層位於台北市區工程地質分區之新店溪二區(H2)，由地表而下為厚度約 4.5 公尺之回填土層及包含砂、黏土、粉土之近代沖積土壤所組成表土層，其下即為一厚約 12.5 公尺之卵礫石層，再下為一層厚約 7.5 公尺之沉泥質砂、黏土質沉泥及沉泥質黏土所合併組成，而後為卵礫石層，如表 4-11-1。地下水位約在深度 9 公尺附近。

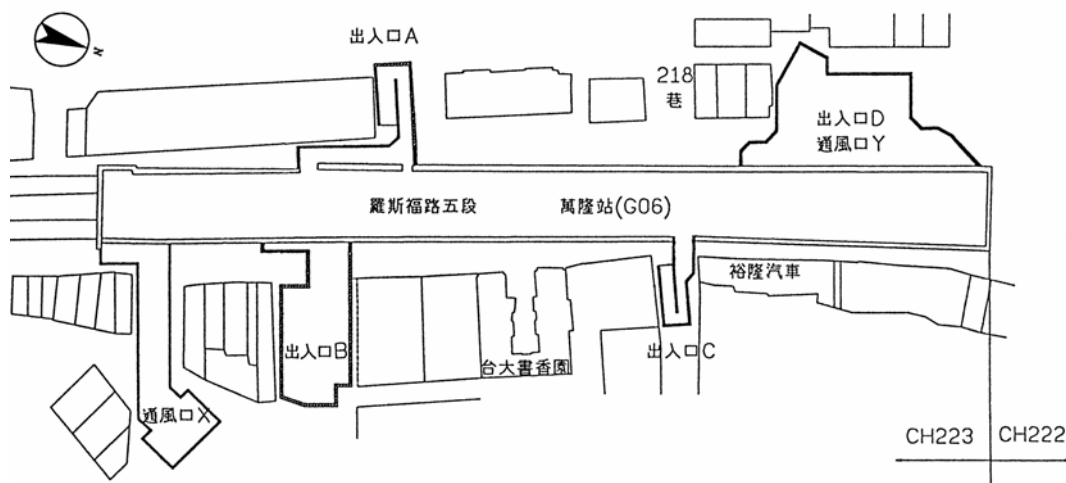


圖 4-11-1 萬隆站位置圖

表 4-11-1 萬隆站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

層次	深度 M	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c' t/m ²	ϕ' deg.
1	0 ~ 4.5	SM	26	2.00	0	30
2	4.5 ~ 17	GP	50	2.30	0	40
3	17 ~ 24.5	SM	19	2.20	0	30
4	24.5 以下	G	>50	2.35	0	40

二、萬隆站深開挖工程概要

萬隆站主體為地下二層之鋼筋混凝土結構，開挖深度約 17 公尺，施工採明挖覆蓋工法（順打工法），使用連續壁與內支撐設施進行，如圖 4-11-2 所示。站體連續壁厚度 80 公分，深度 27 至 30.5 公尺不等；H 型鋼內支撐為五層。相關之擋土結構型式及施工時程詳表 4-11-2；至於開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-11-3 及表 4-11-3。

第四章 捷運車站深開挖鄰產保護案例探討

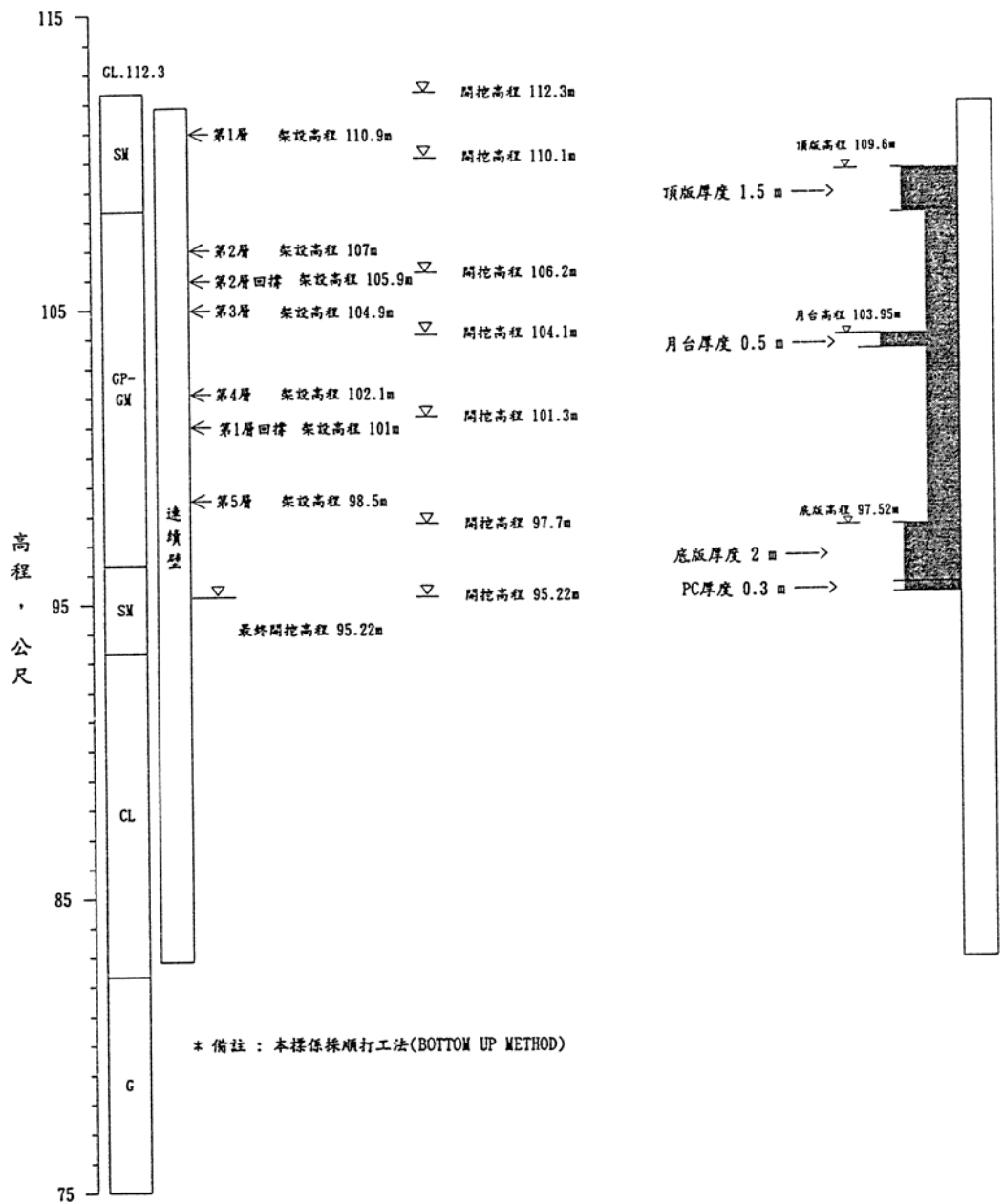


圖 4-11-2 萬隆站施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

表 4-11-2 萬隆站擋土結構型式及施工時程
(資料來源：亞新工程顧問股份有限公司，1995)

工區	擋土結構型式	厚度 m	深度 m	開工日期 (年/月/日)	完工日期 (年/月/日)
站體	連續壁	0.8	27~30.5	81/12/01	82/10/30
出入口 A	鋼軌樁	JRS-40	12	--	--
出入口 B	連續壁	0.6	18	84/03/01	84/03/31
出入口 C	鋼軌樁	JRS-40	12	--	--
出入口 C	連續壁	0.6	15.5	83/04/17	83/05/18
通風井 X	連續壁	0.6	22	83/01/14	83/03/15
通風井 Y	連續壁	0.6	15.5	83/04/17	83/05/18
潛盾到達井	連續壁	0.8	27	82/04/09	82/09/10

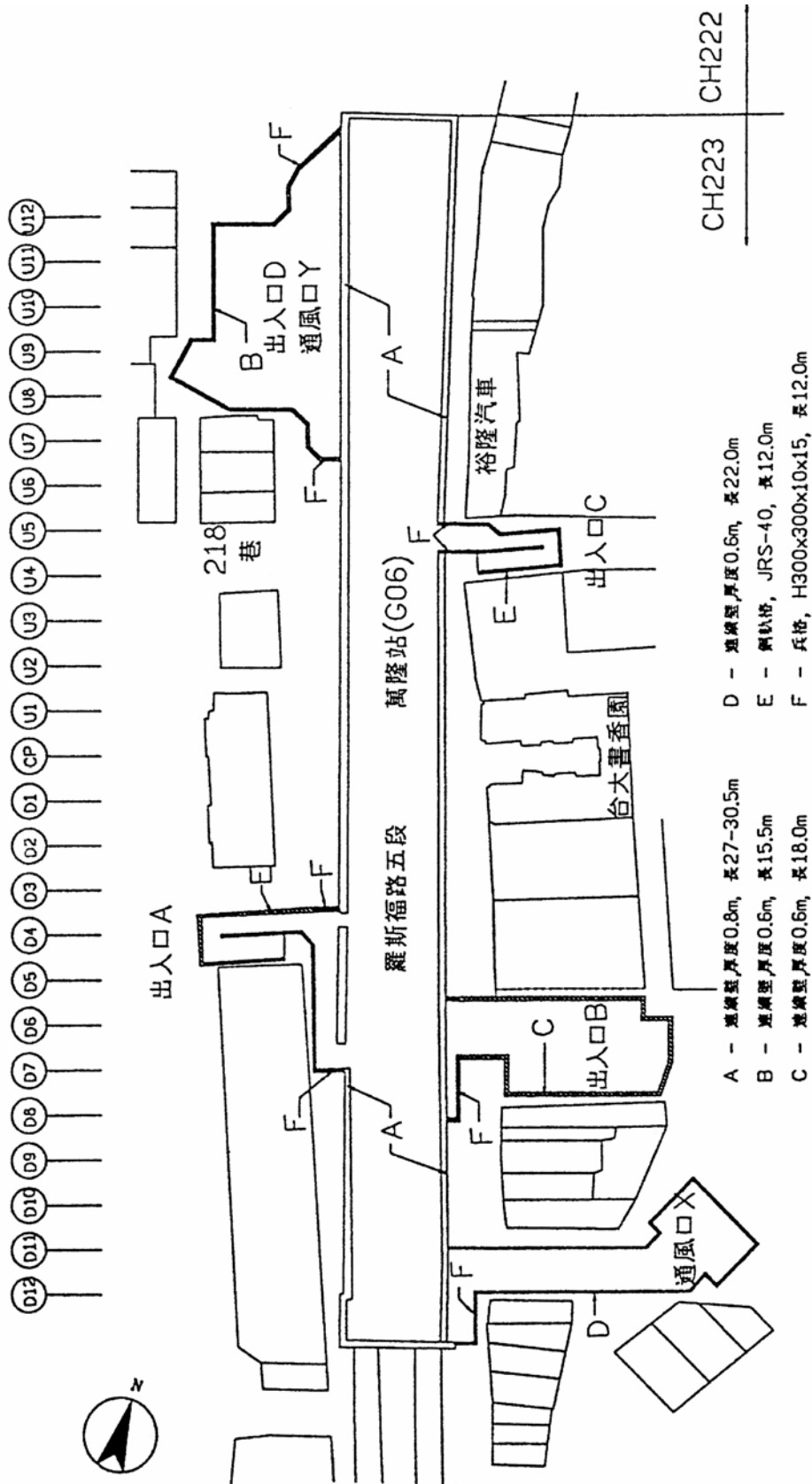


圖 4-11-3 萬隆站擋土結構配置及開挖分區

表 4-11-3 萬隆站站體分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1995)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)			
		D11~D6	D6~U3	U3~U12	潛盾到達井
1	第一階開挖	82/10/07	82/12/14	82/09/14	83/06/18
		82/10/14	82/12/17	82/09/28	83/06/19
2	第一層支撐架設	82/10/20	82/12/15	82/10/06	83/06/20
		82/11/03	83/01/28	82/11/15	83/07/01
3	第二階開挖	82/11/15	83/02/02	82/11/25	83/07/02
		82/11/20	83/02/17	82/12/03	83/07/04
4	第二層支撐架設	82/11/21	83/02/17	82/12/09	83/07/05
		82/11/30	83/02/28	82/12/16	83/07/20
5	第三階開挖	83/02/25	83/03/03	83/03/03	83/07/21
		83/03/02	83/03/14	83/03/08	83/08/07
6	第三層支撐架設	83/03/02	83/03/15	83/03/09	83/08/08
		83/03/12	83/03/25	83/03/20	83/08/12
7	第四階開挖	83/03/13	83/03/27	83/03/21	83/08/13
		83/03/21	83/04/03	83/03/28	83/08/26
8	第四層支撐架設	83/03/21	83/04/03	83/03/29	83/08/13
		83/03/27	83/04/14	83/04/13	83/08/24
9	第五階開挖	83/03/29	83/04/18	83/04/15	83/08/25
		83/04/07	83/04/25	83/05/01	83/08/28
10	第五層支撐架設	83/04/07	83/04/25	83/05/02	83/08/29
		83/04/15	83/05/10	83/05/13	83/09/20
11	第六階開挖	83/04/16	83/05/10	83/05/14	83/09/21
		83/04/19	83/05/13	83/05/21	83/09/27
12	底板施作	83/06/07	83/07/13	83/07/03	?
		83/06/22	83/08/13	83/09/15	
13	第五層支撐拆除	83/11/20	83/08/15	83/08/01	?
		83/11/30	83/09/01	83/09/30	
14	第一階段內牆施作	83/11/20	83/09/22	83/08/27	?
		83/12/20	83/10/03	83/10/07	
15	第一層回撐架設 及第四層支撐拆除	83/12/15	83/09/25	83/08/30	?
		84/01/02	83/10/24	83/10/25	
16	內牆與月台樓版施作	84/01/05	83/11/03	83/10/15	?
		84/03/25	84/01/24	83/12/31	
17	第三層回撐架設	無	83/12/30	無	?
			84/02/05		
18	第三層支撐 拆除	84/02/10	84/01/05	83/12/15	?
		84/04/01	84/02/10	84/01/05	
19	第三階段內牆施作	84/03/12	84/01/26	84/01/07	?
		84/05/01	84/03/12	84/01/26	
20	第二層回撐架設 及第二層支撐拆除	84/03/28	84/02/01	84/01/15	?
		84/05/10	84/04/01	84/02/07	
21	內牆與頂版施作	84/04/22	84/03/12	84/02/14	?
		84/07/01	84/06/08	84/04/24	
22	第一層支撐拆除	84/05/15	84/04/24	84/04/25	?
		84/07/20	84/07/01	84/04/30	
	最終開挖深度	17.08m	17.08m	17.08m	16.6m

三、萬隆站鄰產保護工法

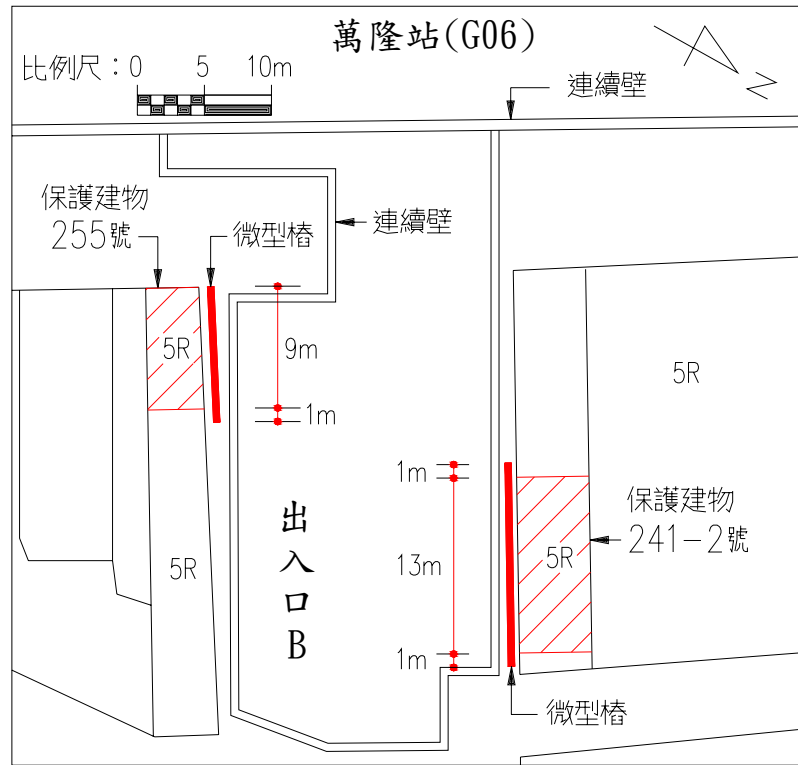
萬隆站站體本身之開挖施工並無指定保護建物，亦未見正常擋土設施外之其他鄰產保護工法，推測應係考量地質情況良好或預期工區開挖施工不致過量影響周邊鄰房，危害建物安全；換言之，建物於正常開挖擋土施工下，可以符合捷運局所訂定之「土木工程設計規範」內對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

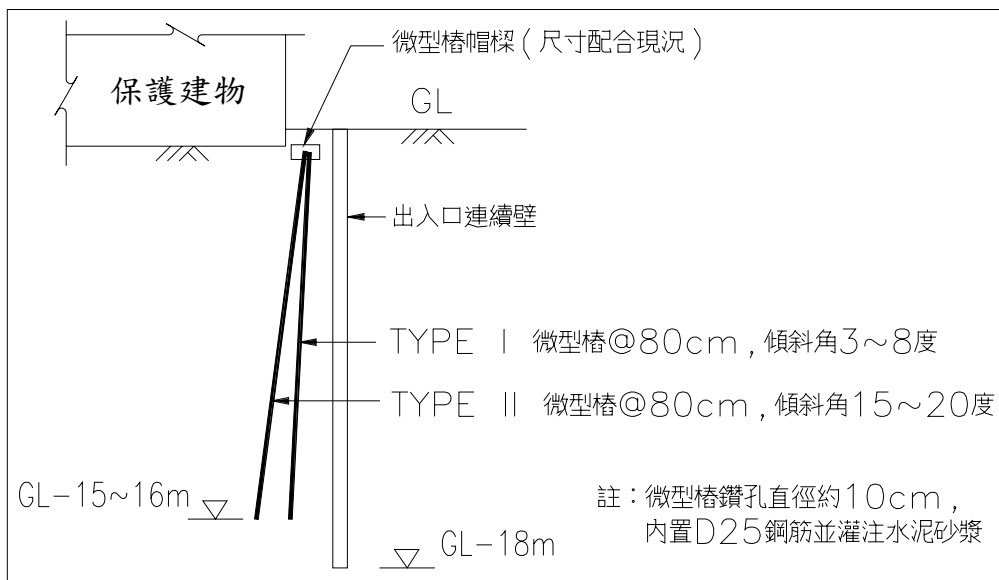
另外，承商考量緊鄰萬隆站出入口 B 之兩處五層樓 RC 建物（241-2 號及 255 號，如圖 4-11-4），因受站體施工影響已產生些許沉陷，加以建物調查顯示其基礎型式可能為獨立基腳且基礎深度不超過一公尺，於後續之出入口 B 連續壁施工與開挖擋土工程中，恐將超過建物保護規範之要求。承商乃於該兩處建物與出入口 B 間施作微型樁保護（何啟誠“淺談捷運新店線 CH223 標微型樁工程”，現代營建雜誌第 246 期，2000 年 6 月），如圖 4-11-4 所示。

微型樁施工期間為民國 84 年 2 月 16 日至 19 日，即出入口 B 連續壁施工前，係以鑽機鑽孔約 10cm 直徑，至深度 15~16m 後，再以壓力灌漿方式注入水泥砂漿（水灰比控制於 0.45~1.0 間）並插入數支 D25 鋼筋。微型樁間距為 40cm，以兩種傾斜角方式（TYPE I 為 3~8 度；TYPE II 為 15~20 度）交叉排列，樁頂依現況尺寸施作帽樑。以微型樁深度 15~16m 而言，已貫入卵礫石地層中。

深開挖鄰產保護研究(一)



(a) 平面配置圖



(b) 剖面圖

圖 4-11-4 萬隆站出入口 B 微型樁配置圖 (何啟誠, 2000)

四、鄰產保護工法作用機制分析

萬隆站站體本身施工未額外施作鄰產保護工程，僅借助高勁度擋土壁（如連續壁）及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響。一般而言，能否實施此一作法，工址地層狀況是最主要決定因素。以萬隆站所在之卵礫石地層而言，其強度高、變形低，利於鄰產之維護。

另外，捷運局之規範中，更進一步規定支撐系統之預壓力須達設計分析荷重之 50%，亦有助於抑制擋土壁變位。於萬隆站，連續壁內傾度管監測管理值設定為 50mm 行動值（亞新工程顧問股份有限公司，1995）。

至於因應萬隆站出入口 B 施工所增設之微型樁保護工法，其作用機制則係利用微型樁之剪力及拉拔抵抗，來增加連續壁背側假設滑動面之阻抗。經由假設滑動面之阻抗增加，以減少滑動土體變形，亦相對地減少地面之沉陷。同時在微型樁之背側土壤，因受微型樁之阻擋，無法順利向開挖區滑動，而產生土拱效應（Soil Arching），因而使微型樁背側之受保護區沉陷減少（胡邵敏“深開挖工程鄰產保護設計與施工(二)鄰產保護方法、設計與施工”，地工技術第 40 期，1992 年 12 月）。

五、鄰產保護工法之成效評估

將直接以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含

(1) 建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，

深開挖鄰產保護研究(一)

(2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及

(3) 連續壁變位是否小於 5 公分（監測行動值），

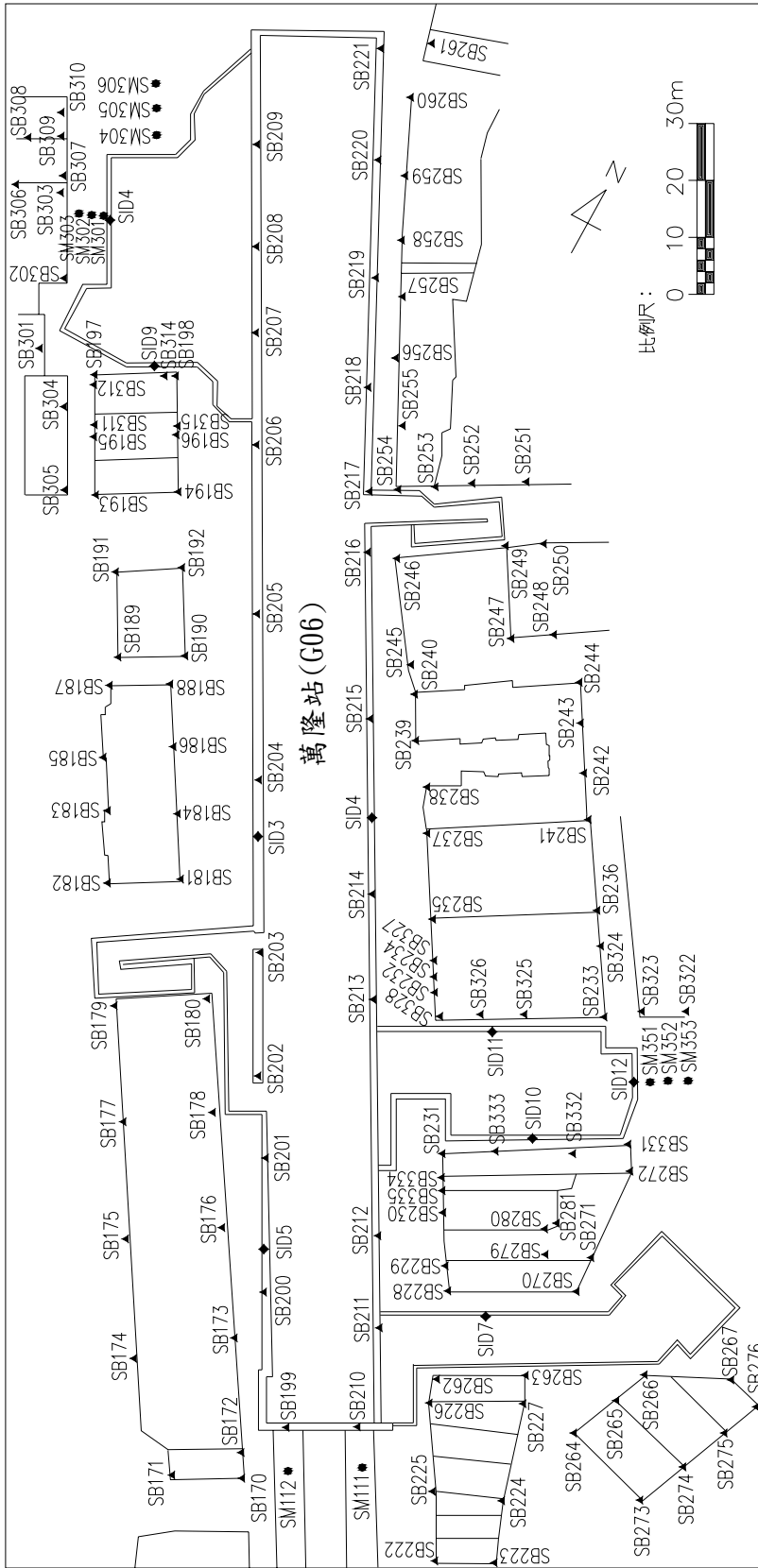
並將直接以安裝於連續壁及建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-11-4。

2. 監測資料整理——就目前蒐集獲得之連續壁內傾度管、地面型沉陷點及建物沉陷點監測資料，再分別整理出萬隆站連續壁內傾度管變位(表 4-11-4)，站體開挖完成之等沉陷分佈情形(圖 4-11-5)，以及最終監測資料繪示之等沉陷分佈情形(圖 4-11-6)等圖表，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。上述等沉陷圖之繪製係使用電腦程式 Surfer (Golden Software, Inc., 2002) 並選用 Kriging Gridding Method 進行。

另外，亦整理萬隆站出入口 B 南側及北側建物沉陷資料如圖 4-11-7 與圖 4-11-8，以及表 4-11-5 與表 4-11-6，作為微型樁保護成效評估之依據。

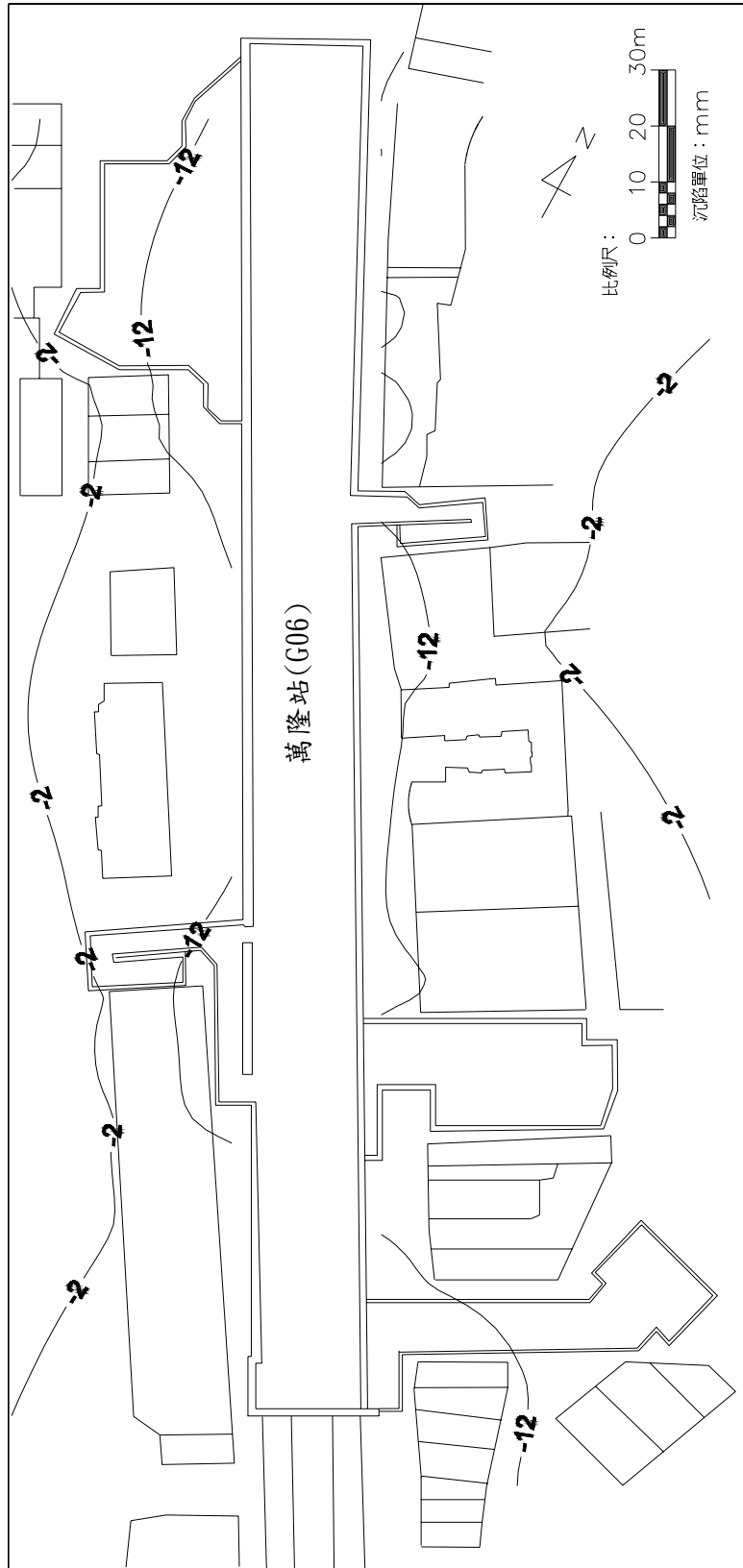
表 4-11-4 萬隆站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽
(台北市政府捷運局監測資料庫)

儀器編號	開挖完成階段	最終監測結果	開挖分區
SID3	13.8 mm (83/05/18)	13.8 mm (85/05/28)	D6 ~ U3
SID4	13.5 mm (83/05/18)	11.4 mm (85/05/28)	D6 ~ U3
SID5	?	?	D11 ~ D6



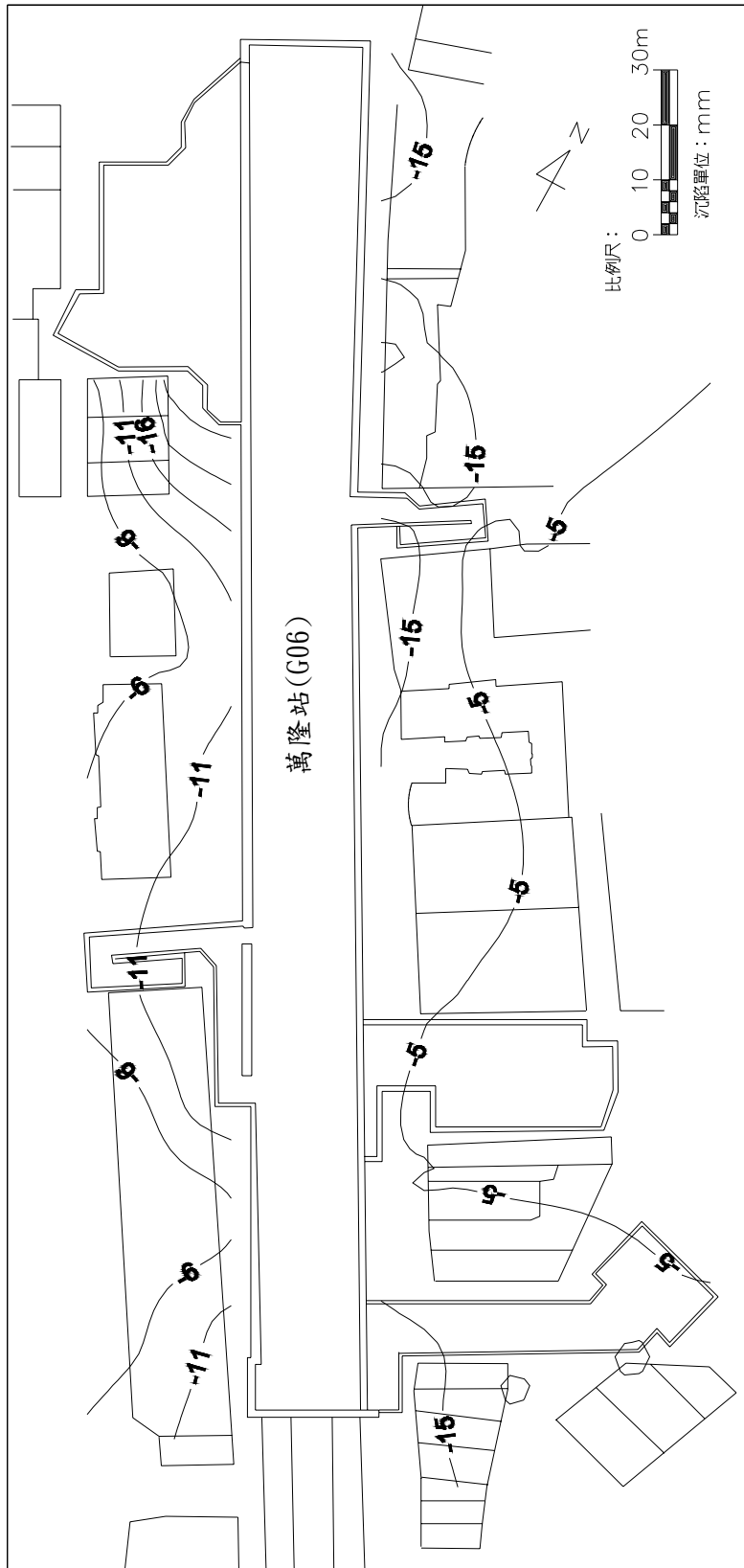
【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表面沉陷點。

圖 4-11-5 萬隆站監測儀器配置圖（亞新工程顧問股份有限公司，1995）



【註】 沉降點監測日期為 83 年 9 月。沉降單位為 mm。

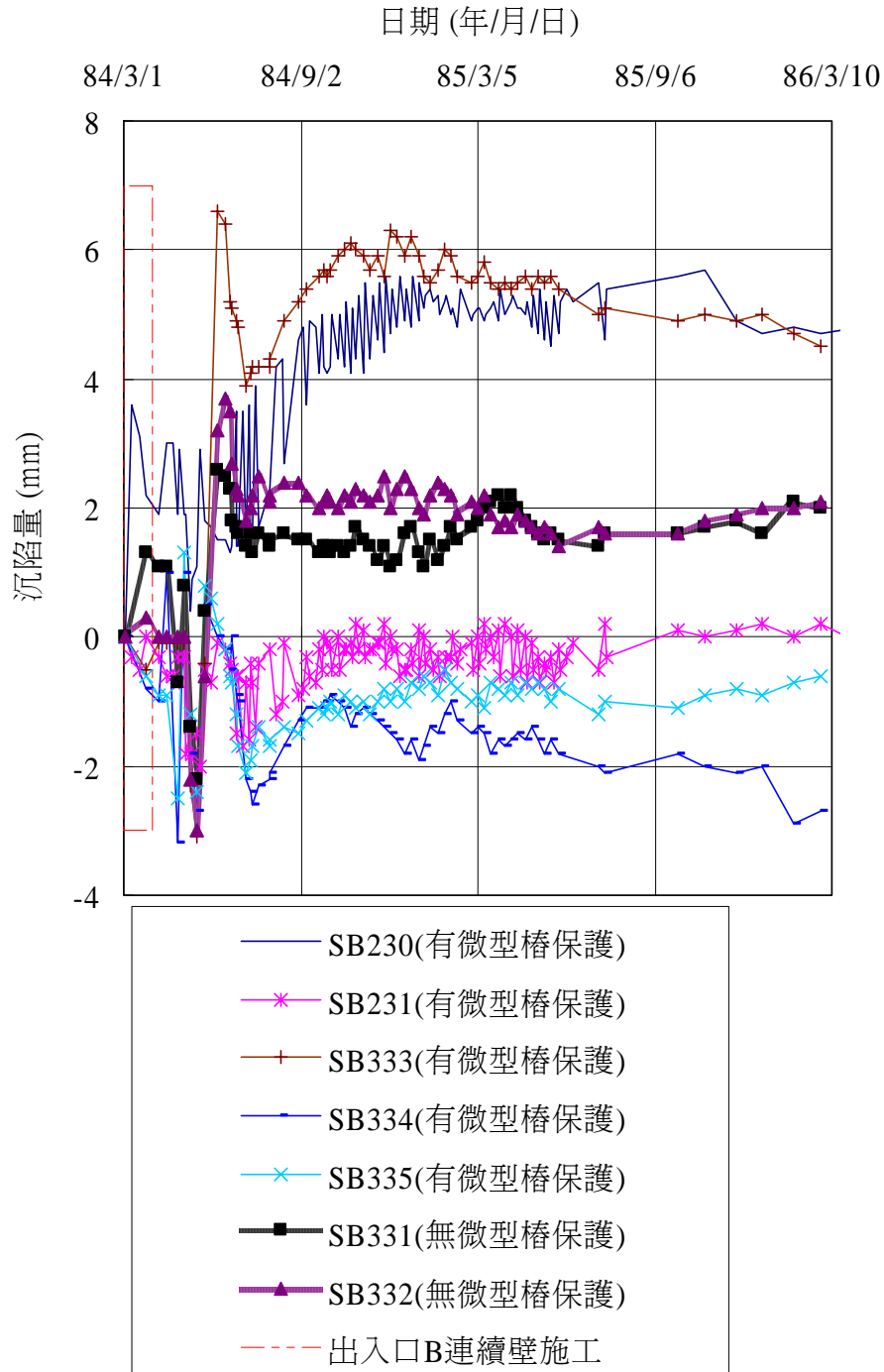
圖 4-11-6 萬隆站站體開挖完成後建物等沉降分佈



【註】 沉陷點監測日期為 86 年 6 月。沉陷單位為 mm。

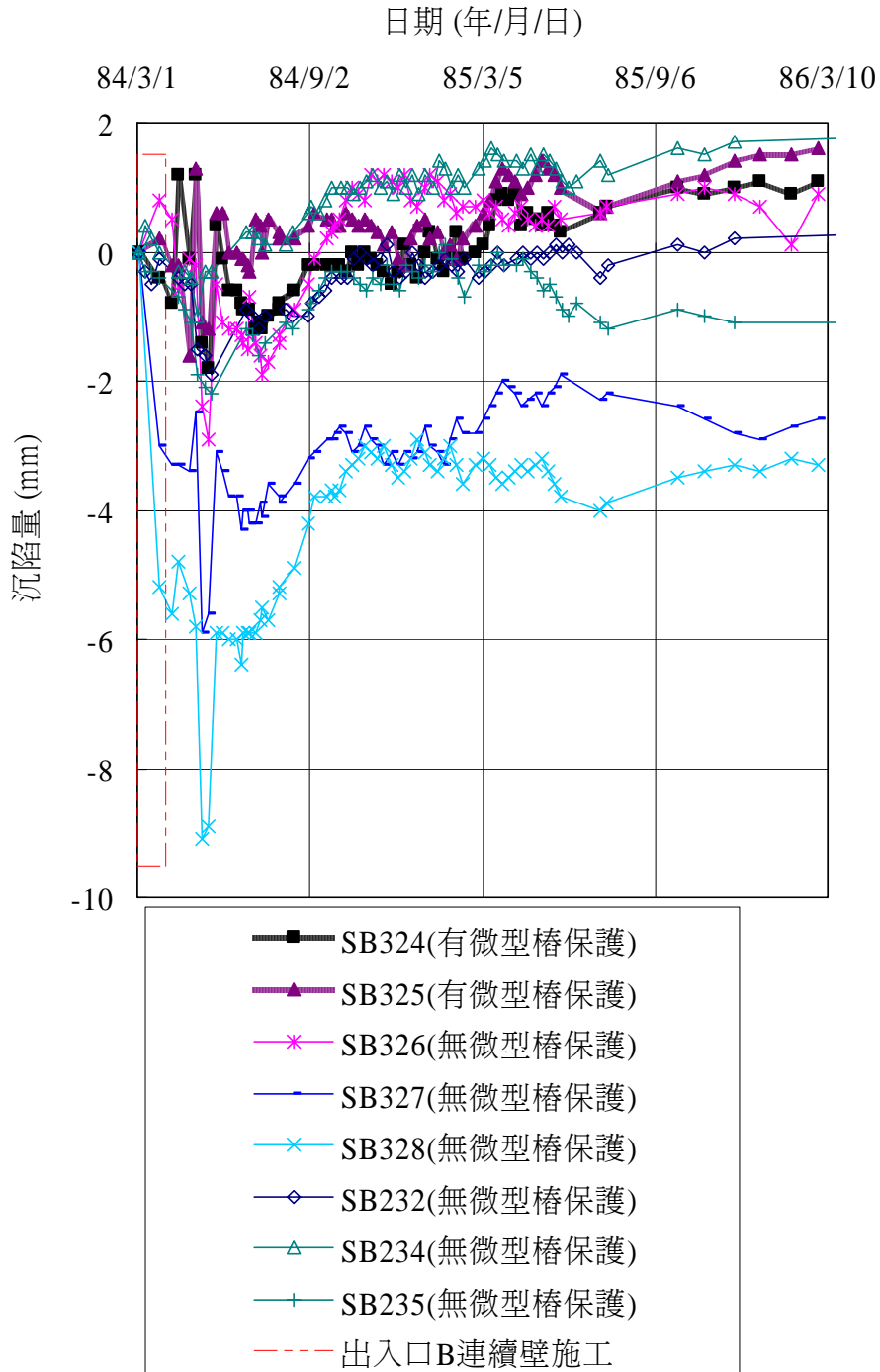
圖 4-11-7 萬隆站沉陷點最終觀測值繪製之建物等沉陷分佈

深開挖鄰產保護研究(一)



【註】建物沉陷增量以 84 年 3 月 3 日為沉陷歸零點。

圖 4-11-8 萬隆站出入口 B 南側建物沉陷增量歷時曲線



【註】建物沉陷增量以 84 年 3 月 3 日為沉陷歸零點。

圖 4-11-9 萬隆站出入口 B 北側建物沉陷增量歷時曲線

表 4-11-5 萬隆站出入口 B 南側建物沉陷觀測結果一覽
(台北市政府捷運局監測資料庫)

建物	儀器 編號	站體施工 階段沉陷量	出入口 B 施工階段沉陷量	
			連續壁完成	最終監測
255 號 (有微型 樁保護)	SB230	15.2 mm (84/03/03)	13.3 mm (84/04/07)	10.5 mm (86/02/27)
	SB231	6.3 mm (84/03/03)	6.6 mm (84/04/07)	6.1 mm (86/02/27)
	SB333	6.6 mm (84/03/03)	6.7 mm (84/04/07)	2.1 mm (86/02/27)
	SB334	0 mm (84/03/03)	1.0 mm (84/04/07)	2.7 mm (86/02/27)
	SB335	0 mm (84/03/03)	0.9 mm (84/04/07)	0.6 mm (86/02/27)
255 號 東側建物 (無微型 樁保護)	SB272		(無監測資料)	
	SB331	2.6 mm (84/03/03)	1.5 mm (84/04/07)	0.6 mm (86/02/27)
	SB332	3.2 mm (84/03/03)	3.2 mm (84/04/07)	1.1 mm (86/02/27)

- 【註】
1. 站體施工階段之沉陷量取出入口 B 連續壁施工前監測值。
 2. 因未蒐集到出入口 B 開挖時程，故未列出開挖完成階段沉陷量。

表 4-11-6 萬隆站出入口 B 北側建物沉陷觀測結果一覽
(台北市政府捷運局監測資料庫)

建物	儀器 編號	站體施工 階段沉陷量	出入口 B 施工階段沉陷量	
			連續壁完成	最終監測
241-2 號 (有微型 樁保護)	SB233		(無監測資料)	
	SB236		(無監測資料)	
	SB324	3 mm (84/03/03)	3.8 mm (84/04/07)	1.9 mm (86/02/27)
	SB325	3.9 mm (84/03/03)	4.1 mm (84/04/07)	2.3 mm (86/02/27)
241-2 號 西側建物 (無微型 樁保護)	SB232	13.2 mm (84/03/03)	13.6 mm (84/04/14)	12.9 mm (86/06/30)
	SB234	14.8 mm (84/03/03)	15.1 mm (84/04/14)	13.0 mm (86/06/30)
	SB235	12.9 mm (84/03/03)	13.6 mm (84/04/14)	14.0 mm (86/06/30)
	SB326	4.0 mm (84/03/03)	3.5 mm (84/04/07)	3.1 mm (86/02/27)
	SB327	1.2 mm (84/03/03)	4.5 mm (84/04/07)	3.8 mm (86/02/27)
	SB328	2.3 mm (84/03/03)	7.9 mm (84/04/07)	5.6 mm (86/02/27)

- 【註】
1. 站體施工階段之沉陷量取出入口 B 連續壁施工前監測值。
 2. 因未蒐集到出入口 B 開挖時程，故未列出開挖完成階段沉陷量。

3. 成效評估

- (1) 表 4-11-4 顯示站體連續壁於開挖完成均未有超出 5 公分之現象，其最大變位為 SID3（位站體西側）之 1.4 公分，故站體連續壁之變位可謂符合預期目標。
- (2) 依據圖 4-11-5 及圖 4-11-6 之建物沉陷情形而言，工區周邊建物均能符合建物保護規範之要求，最大沉陷量僅約 1.5 公分。另外，建物傾斜亦符合須小於 1/500 之規範要求。
- (3) 萬隆站因位處卵礫石良好地層，且地下水位在深度 9 公尺以下，故開挖施工雖僅依靠高勁度連續壁及預壓力達 50% 最大設計分析荷重之內支撐系統，未再施作其他建物保護工法，然其對工區周遭建物之影響仍未逾越規範值；換言之，如工區地層狀況良好，能慎選擋土工法並嚴謹施工，亦可維護建物免於損壞，不必然須要特定之建物保護工程。
- (4) 萬隆站出入口 B 施工前，承商為保護周邊建物，曾於出入口南側及北側各一處建物與連續壁間增設微型樁工程，以保護該兩處建物。經分別比較有施作微型樁保護及無施作微型樁保護之建物沉陷監測結果，顯示出入口 B 南側建物（圖 4-11-7 及表 4-11-5）受微型樁保護之效果不明顯；至於北側建物（圖 4-11-8 及表 4-11-6）則微型樁有降低沉陷之效，其中未施作微形樁保護者曾有達 0.9 公分（SB328）之沉陷增量，數倍高於有微形樁保護者（SB324 及 SB325）之 0.2 公分沉陷增量。至於兩側建物保護效果何以不同，因缺乏工程施工記錄等資料，無法作進一步之研判。

第十二節 捷運淡水線中山站

台北捷運淡水線中山站 (R14) 工程屬 CT202A 標之一部份，其細部設計顧問為帝力凱撒／中興工程顧問社，施工承商為榮民工程事業管理處。

捷運淡水線係沿舊有淡水線鐵道興建，CT202A 標包含中山站、雙連站及兩站間之明挖覆蓋隧道，全長約 830 公尺。

一、中山站基地位置與地層概況

中山站位於舊有淡水線鐵道與台北市南京西路交口，如圖 4-12-1。站體開挖深度約 18 公尺 (但位南京西路下方之綠線約為 26 公尺深)。

本站工址位於台北市區工程地質分區之淡水河二區(T2)，為典型之松山層，計有六個次層，由粉土質黏土層與粉土質細砂層交互組合而成，如表 4-12-1。地下水水位約在深度 2~3 公尺

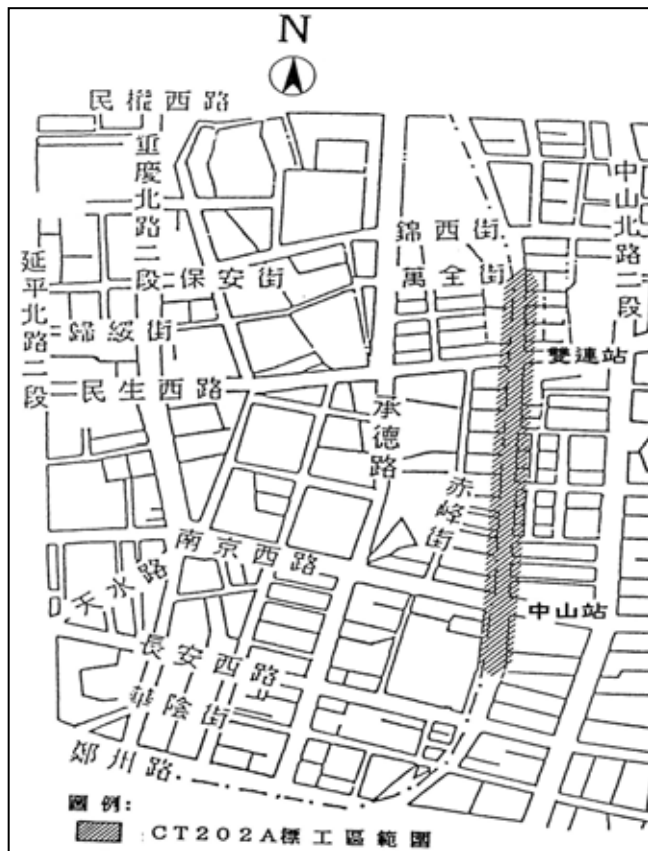


圖 4-12-1 中山站位置圖

附近。

表 4-12-1 中山站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

層次	層底深度 m	土壤 分類	SPT N 值*	γ_t t/m ³	c t/m ²	ϕ deg.	c* t/m ²	ϕ^* deg.	Su t/m ²
SF	1.8 ± 1.2	SF	--	1.90	0	32	0	32	--
6	4.0 ± 1.3	ML	5	1.87	2.5	0	0	--	2.5
5	15.0 ± 2.1	SM	11	1.94	0	30	0	30	--
4	24.3 ± 1.0	ML/CL	7	1.87	3.0	14	0	28	3
3	33.4 ± 3.8	SM/ML	18	1.94	0	34	0	34	--
2	40.0 ± 4.0	ML	21	1.87	9.0	7	0	28	9
1	52.2 ± 0.8	SM/CL	24	1.94	0	34	0	34	--
G	54.0 ± 2.2	G	>100	2.00	0	36	0	36	--

【註】SPT-N 值*及 c*及 ϕ^* 摘自細部設計工程圖說，其餘摘自細部設計顧問之 202A 標最終審核裁定設計報告(1988 年 7 月)。

二、中山站深開挖工程概要

中山站主體為地下二層之鋼筋混凝土結構，開挖深度約 18 公尺，部份區段至 26 公尺（預留為綠線軌道層）。施工採明挖覆蓋工法（順打工法），使用連續壁與內支撐設施進行，如圖 4-12-2 及圖 4-12-3 所示。站體連續壁厚度 120 公分，深度 32 至 48 公尺不等；與綠線交界連續壁厚度 150 公分，深度 50 公尺；H 型鋼內支撐為六層（挖深 18 公尺）或九層（挖深 26 公尺）。相關之開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-12-4 及表 4-12-2。

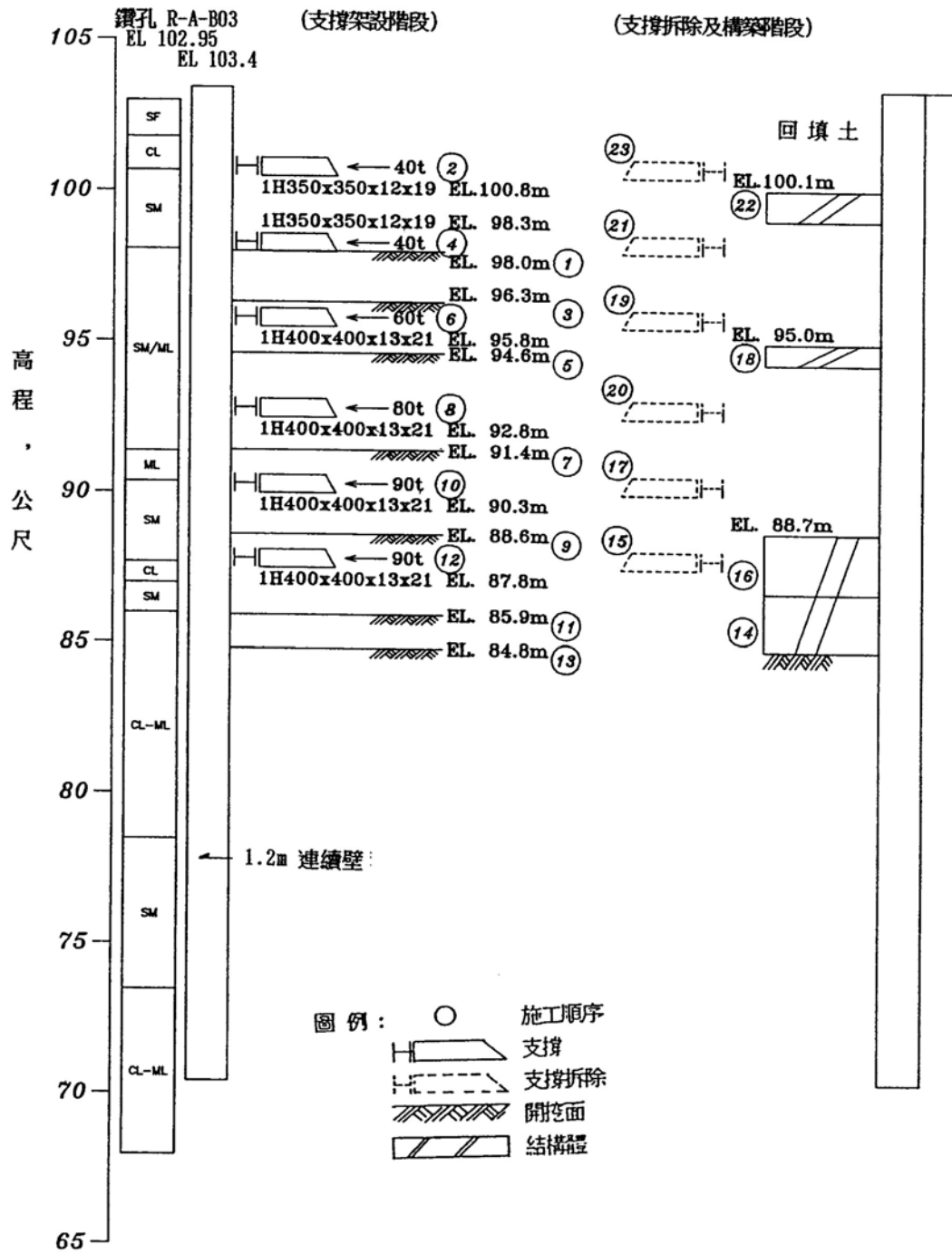


圖 4-12-2 中山站施工剖面

(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

深開挖鄰產保護研究(一)

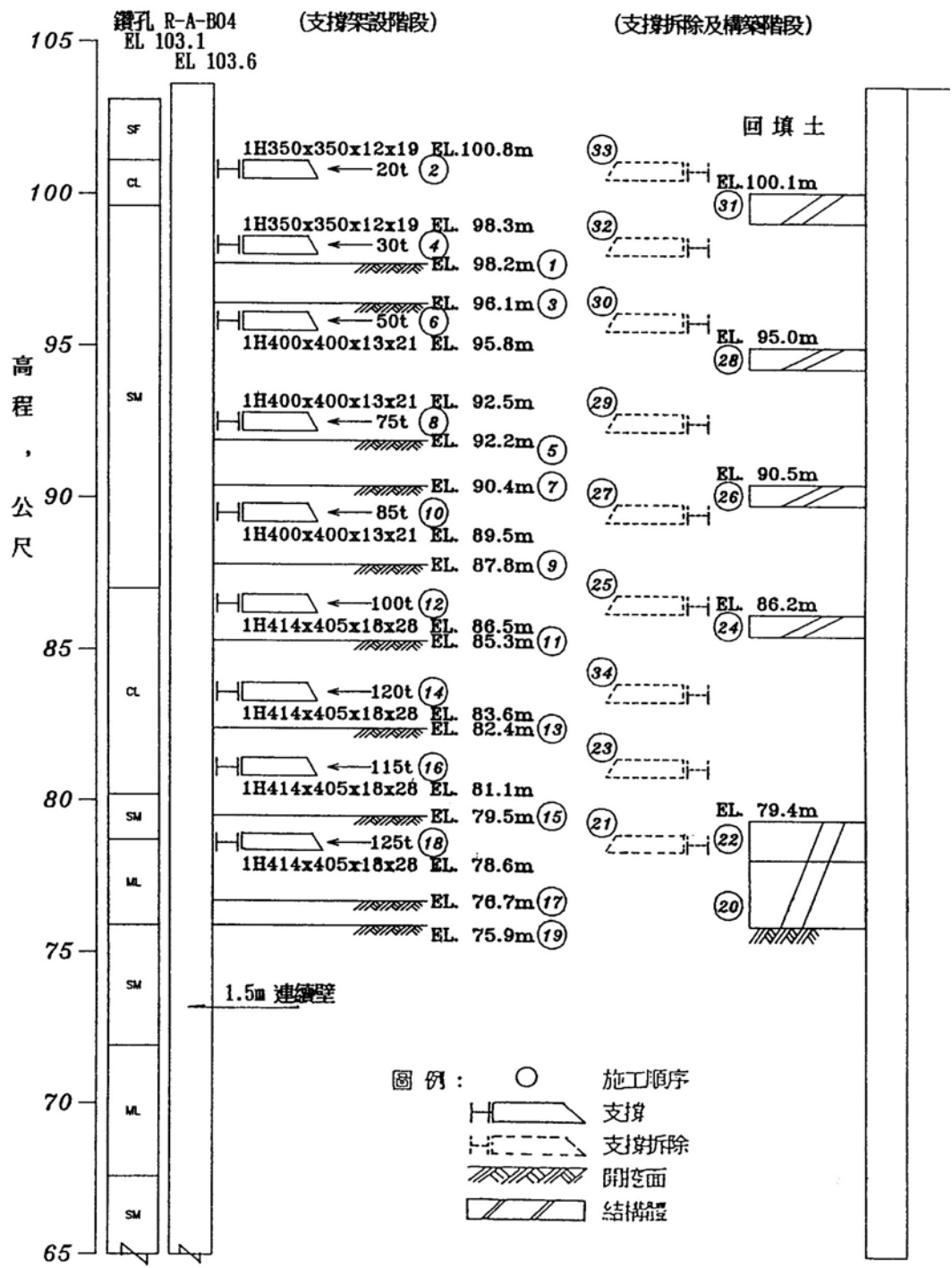


圖 4-12-3 中山站綠線施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

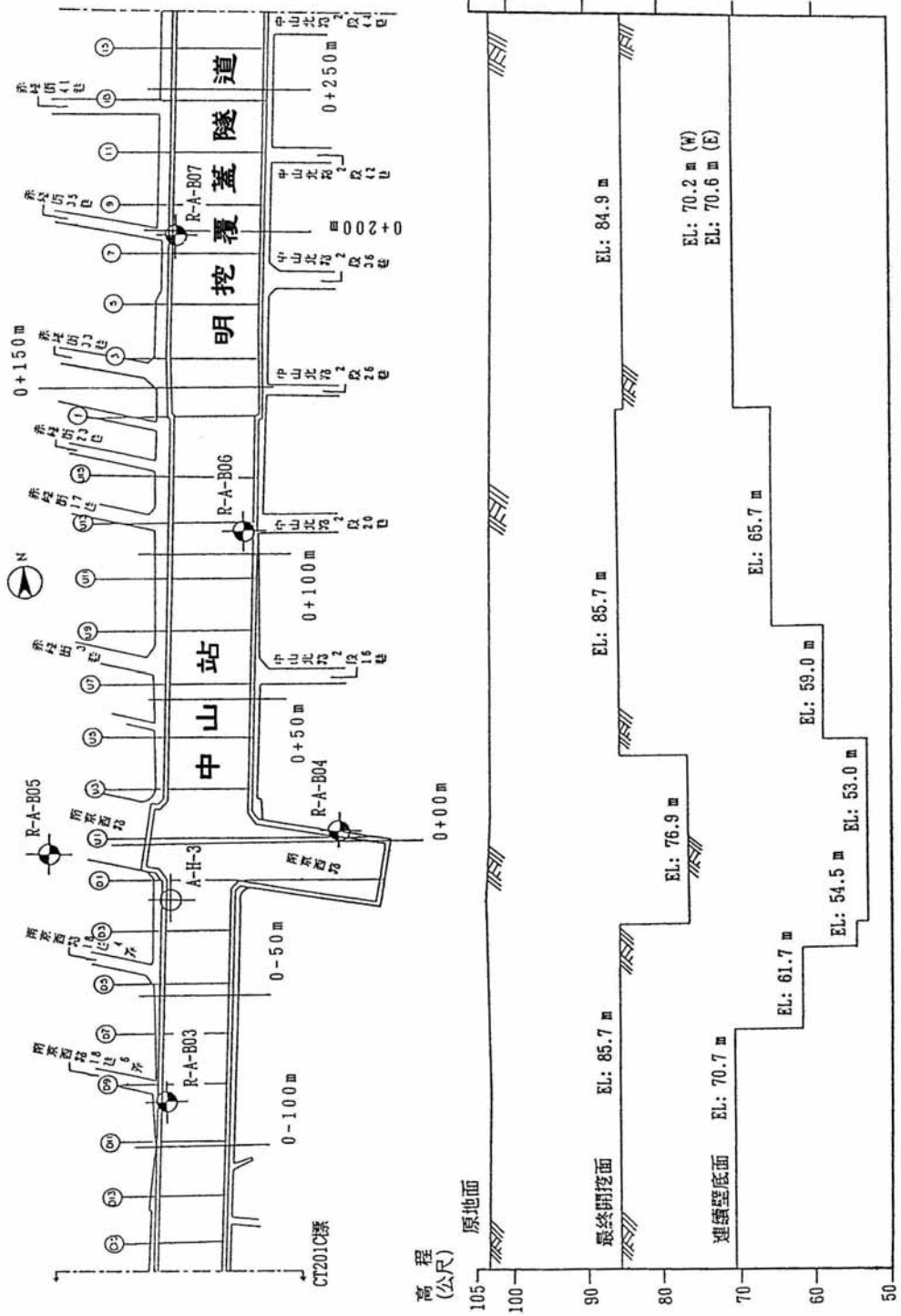


圖 4-12-4 中山站開挖分區及開挖深度縱剖

深開挖鄰產保護研究(一)

表 4-12-2 中山站分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)		
		中山站(D16~D3)	中山站(D3~U4)綠線	中山站(U4~U16)
0	連續壁施工	79年1月~81年1月		
1	第一階開挖	80/09/07 ~ 81/04/06	?	80/12/02 ~ 80/12/23
2	第一層支撐架設	80/10/13 ~ 81/4/13	81/04/10 ~ 81/04/16	80/12/24 ~ 81/01/23
3	第二階開挖	80/10/19 ~ 81/04/20	81/04/20 ~ 81/04/29	81/01/06 ~ 81/01/29
4	第二層支撐架設	80/11/04 ~ 81/04/23	81/05/04 ~ 81/05/16	81/01/11 ~ 81/02/03
5	第三階開挖	80/11/15 ~ 81/04/29	81/05/12 ~ 81/05/30	81/01/21 ~ 81/02/17
6	第三層支撐架設	80/12/02 ~ 81/05/09	81/05/21 ~ 81/06/06	81/01/29 ~ 81/02/22
7	第四階開挖	81/05/08 ~ 81/05/18	81/05/27 ~ 81/06/15	81/02/14 ~ 81/03/03
8	第四層支撐架設	81/05/21 ~ 81/05/28	81/06/04 ~ 81/06/29	81/02/24 ~ 81/03/12
9	第五階開挖	81/05/30 ~ 81/06/08	81/06/22 ~ 81/07/04	81/03/14 ~ 81/03/24
10	第五層支撐架設	81/06/11 ~ 81/06/16	81/07/08 ~ 81/07/15	81/03/31 ~ 81/04/03
11	第六階開挖	81/06/18 ~ 81/06/23	81/07/14 ~ 81/07/21	81/04/07 ~ 81/04/23
12	第六層支撐架設	81/07/02 ~ 81/07/23	81/07/20 ~ 81/07/29	81/04/23 ~ 81/05/01
13	第七階開挖	81/07/07 ~ 81/07/27	81/07/30 ~ 81/08/10	81/04/28 ~ 81/05/04
14	第七層支撐架設	無	81/08/08 ~ 81/08/22	無
15	第八階開挖	無	81/08/21 ~ 81/08/27	無
16	第八層支撐架設	無	81/08/26 ~ 81/09/10	無
17	第九階開挖	無	81/09/06 ~ 81/09/16	無
18	第九層支撐架設	無	81/09/16 ~ 81/09/27	無
19	第十階開挖	無	81/09/24 ~ 81/10/01	無
20	底板混凝土澆置	81/08/01 ~ 81/08/09	81/10/30 ~ 81/10/31	81/05/23 ~ 81/05/28
21	第六/九層支撐拆除	81/08/06 ~ 81/08/13	81/11/04 ~ 81/11/05	81/05/27 ~ 81/06/03
22	第二層底板澆置	81/08/27 ~ 81/09/09	81/11/24 ~ 81/11/26	81/06/20 ~ 81/06/30
23	第五/八層支撐拆除	81/09/08 ~ 81/09/15	81/11/28 ~ 81/12/07	81/06/26 ~ 81/07/10
24	綠線軌道層頂版澆置	無	82/01/21 ~ 82/04/08	無
25	綠線第七層支撐拆除	無	81/12/31~	無
26	綠線轉車層頂版澆置	無	82/03/03 ~ 82/05/02	無
27	綠線第六層支撐拆除	無	82/01/29 ~ 82/04/13	無
28	軌道層頂版澆置	81/10/28 ~ 82/01/11	82/04/15	81/10/13 ~ 81/12/03
29	第四/五層支撐拆除	81/12/24 ~ 82/02/22	82/04/22~	81/12/28 ~ 82/01/19
30	第三層支撐拆除	81/11/09 ~ 82/12/15	82/04/22~	81/10/22 ~ 81/12/10
31	穿堂層頂版澆置	82/01/02 ~ 82/03/17	--	82/01/04~
32	第二層支撐拆除	82/02/04 ~ 82/03/12	--	82/01/11 ~ 82/03/05
33	第一層支撐拆除	82/01/19 ~ 82/03/05	82/04/14	82/01/08
	最終開挖深度	18.15m	26.85~27.05m	18.05m

三、中山站鄰產保護工法

中山站並未見正常擋土設施外之其他鄰產保護工法，應係預期工區開挖施工不致過量影響周邊鄰房，危害建物安全；換言之，建物於正常開挖擋土施工下，可以符合設計階段所訂定之建物保護規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 35mm。
- (2) 傾斜角須小於 1/500。

四、鄰產保護工法作用機制分析

中山站未額外施作鄰產保護工程，僅借助高勁度連續壁及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響。另外，捷運局之規範規定支撐系統預壓力須達設計分析荷重之 50%，有助於抑制擋土壁變位。於中山站，連續壁內傾度管監測管理值設定為 85mm 行動值（亞新工程顧問股份有限公司，1993）。

五、鄰產保護工法之成效評估

將直接以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含

- (1) 建物最大沉陷量是否小於 3.5 公分，
- (2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及
- (3) 連續壁變位是否小於 8.5 公分（監測行動值），

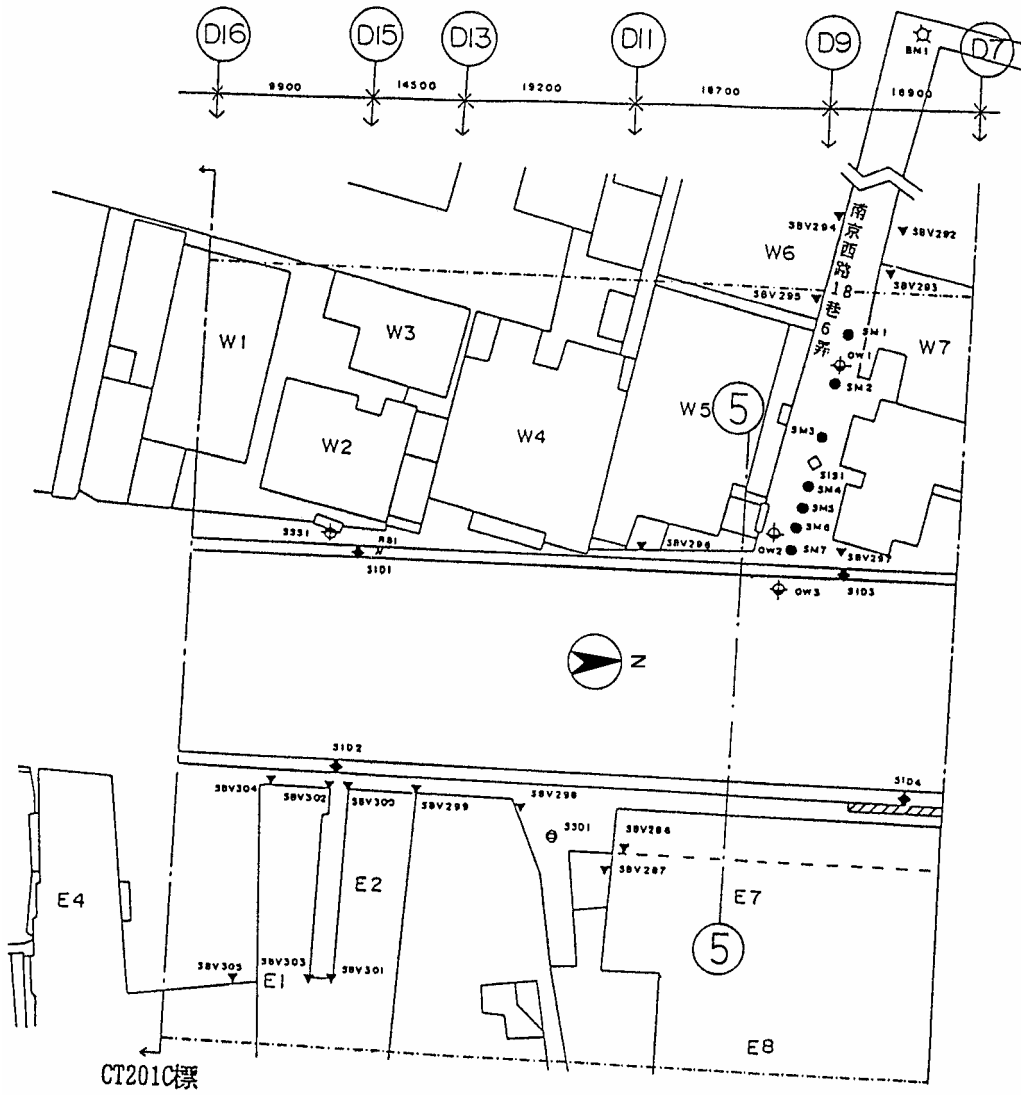
並將直接以安裝於連續壁及建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-12-5。

深開挖鄰產保護研究(一)

2. 監測資料整理——依據亞新工程顧問股份有限公司(1993)所整理之連續壁內傾度管變位圖及地面與建物等沉陷圖(圖 4-12-6)，再整理出中山站連續壁內傾度管變位如表 4-12-3，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。

表 4-12-3 中山站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

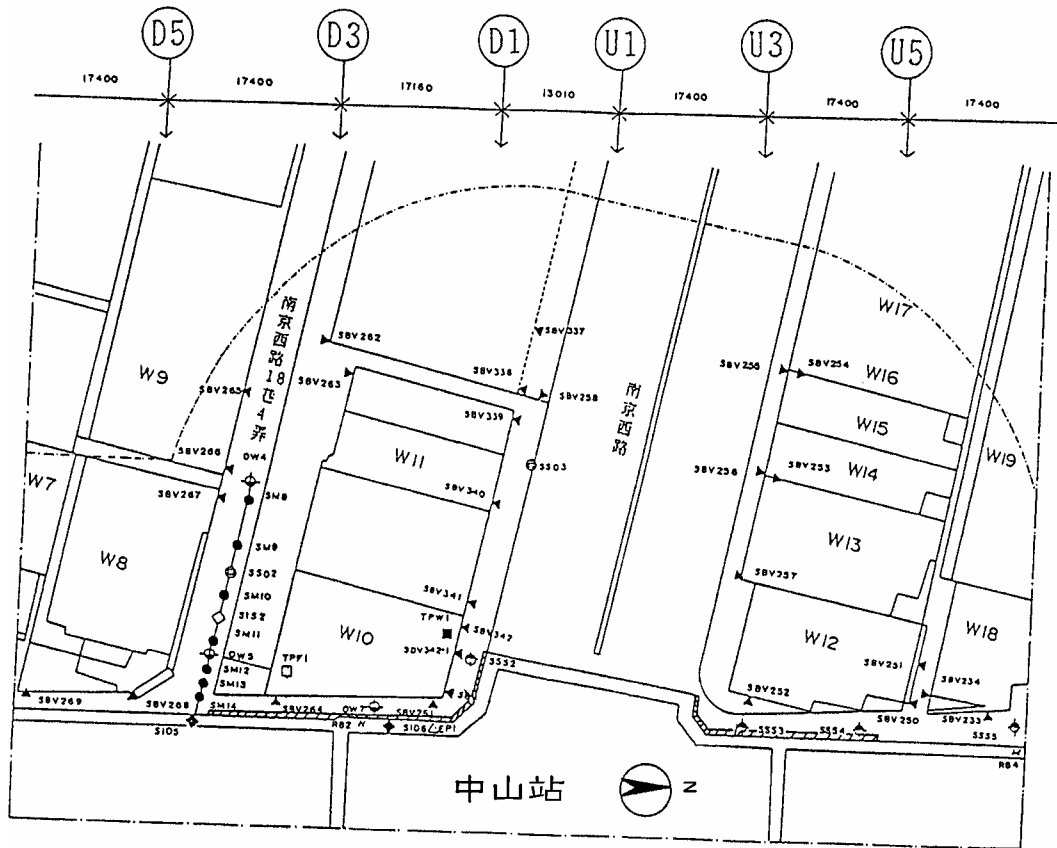
儀器編號	開挖完成階段	最終監測結果	開挖分區
SID2	56 mm (81/05/20)	--	D16 ~ D3
SID3	29 mm (81/07/30)	30 mm (82/03/25)	D16 ~ D3
SID4	17 mm (81/06/25)	--	D16 ~ D3
SID5	67 mm (81/06/24)	54 mm (82/02/18)	D16 ~ D3
SID6	22 mm (8/10/01)	--	D3 ~ U4
SID7	15 mm (81/10/02)	15 mm (81/11/26)	D3 ~ U4
SID8	49 mm (81/10/02)	49 mm (81/11/26)	D3 ~ U4
SID10	30 mm (81/10/30)	28 mm (82/04/15)	D3 ~ U4
SID11	55 mm (81/05/11)	44 mm (81/10/29)	U4 ~ U16
SID13	42 mm (81/05/05)	42 mm (82/01/05)	U4 ~ U16
SID14	42 mm (81/04/14)	--	U4 ~ U16



【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；
SM 為地表沉陷點。

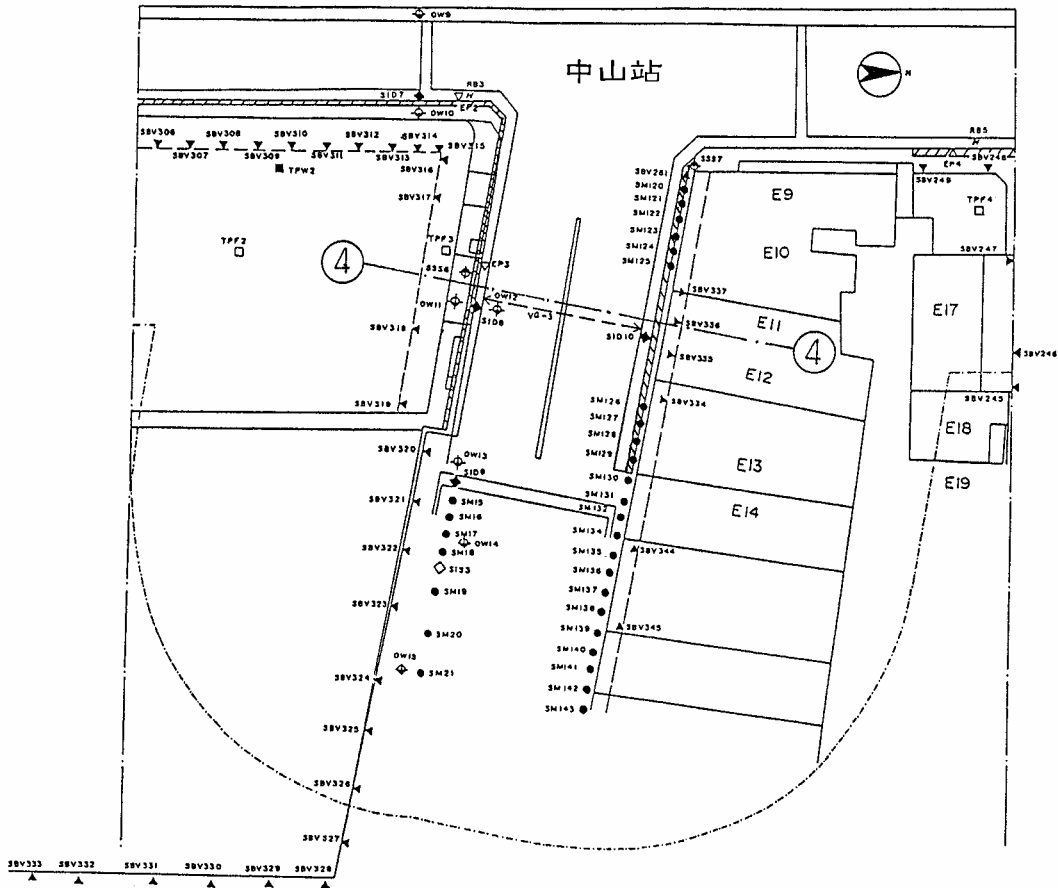
圖 4-12-5 中山站監測儀器配置圖
(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

深開挖鄰產保護研究(一)



【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；
SM 為地表沉陷點。

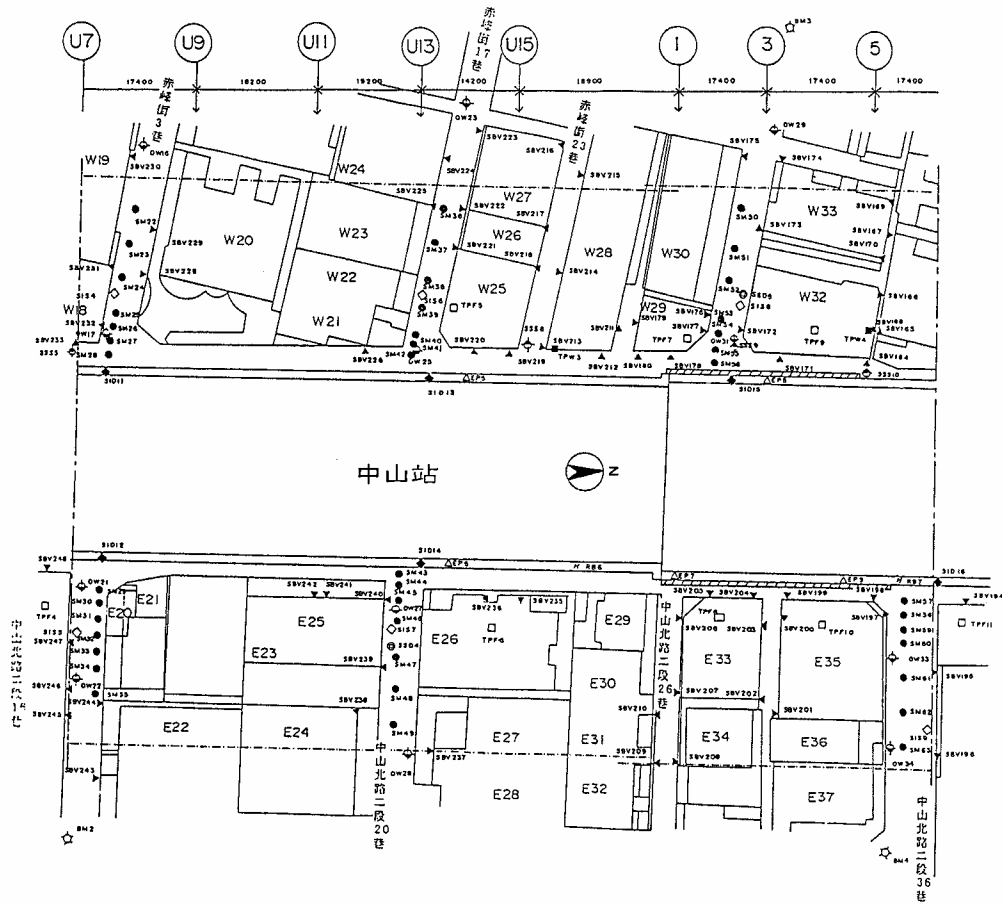
圖 4-12-5 中山站監測儀器配置圖 (續)
(亞新工程顧問股份有限公司, 1993)



【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；
SM 為地表沉陷點。

圖 4-12-5 中山站監測儀器配置圖（續）
（亞新工程顧問股份有限公司，1993）

深開挖鄰產保護研究(一)



【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；
SM 為地表沉陷點。

圖 4-12-5 中山站監測儀器配置圖 (續)
(亞新工程顧問股份有限公司, 1993)

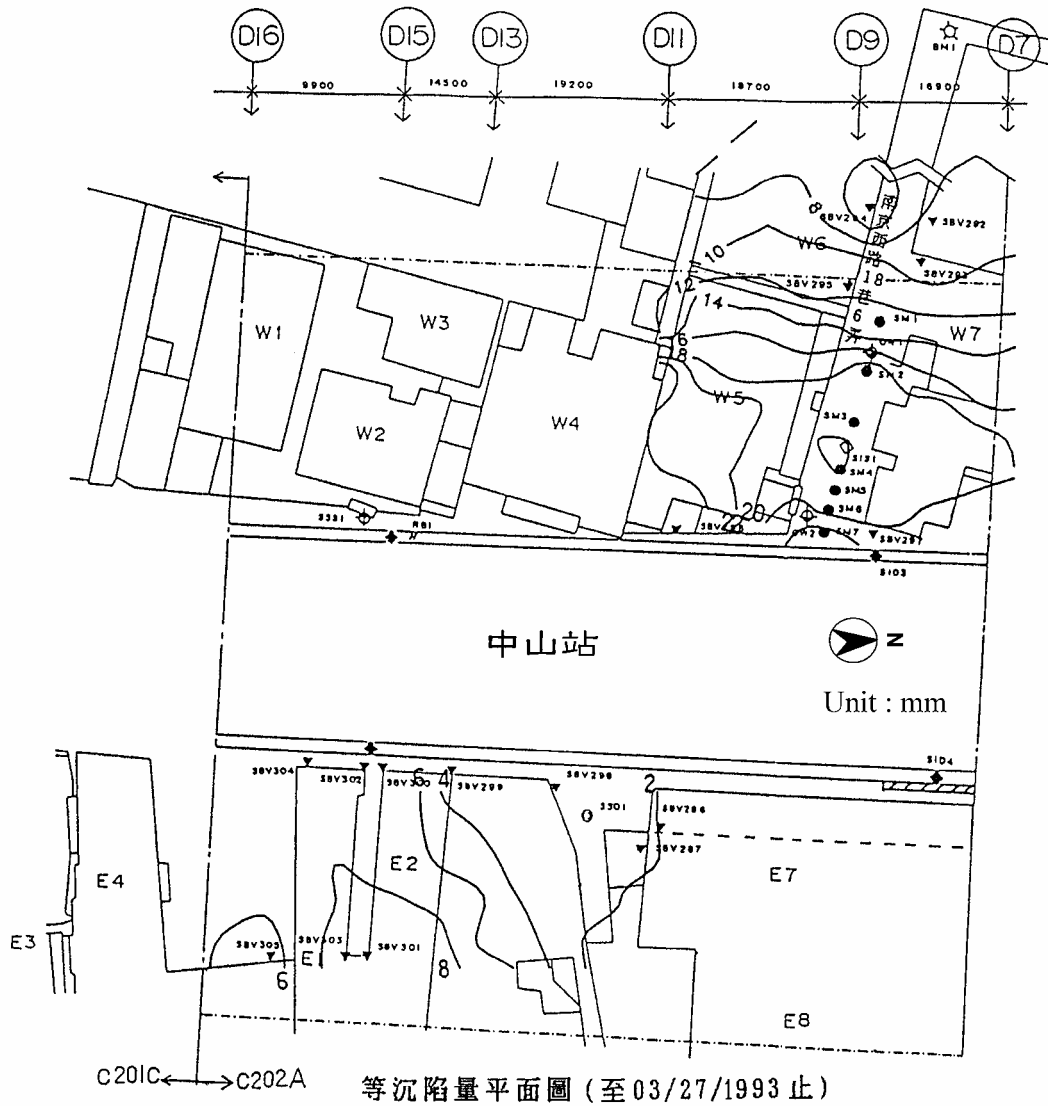
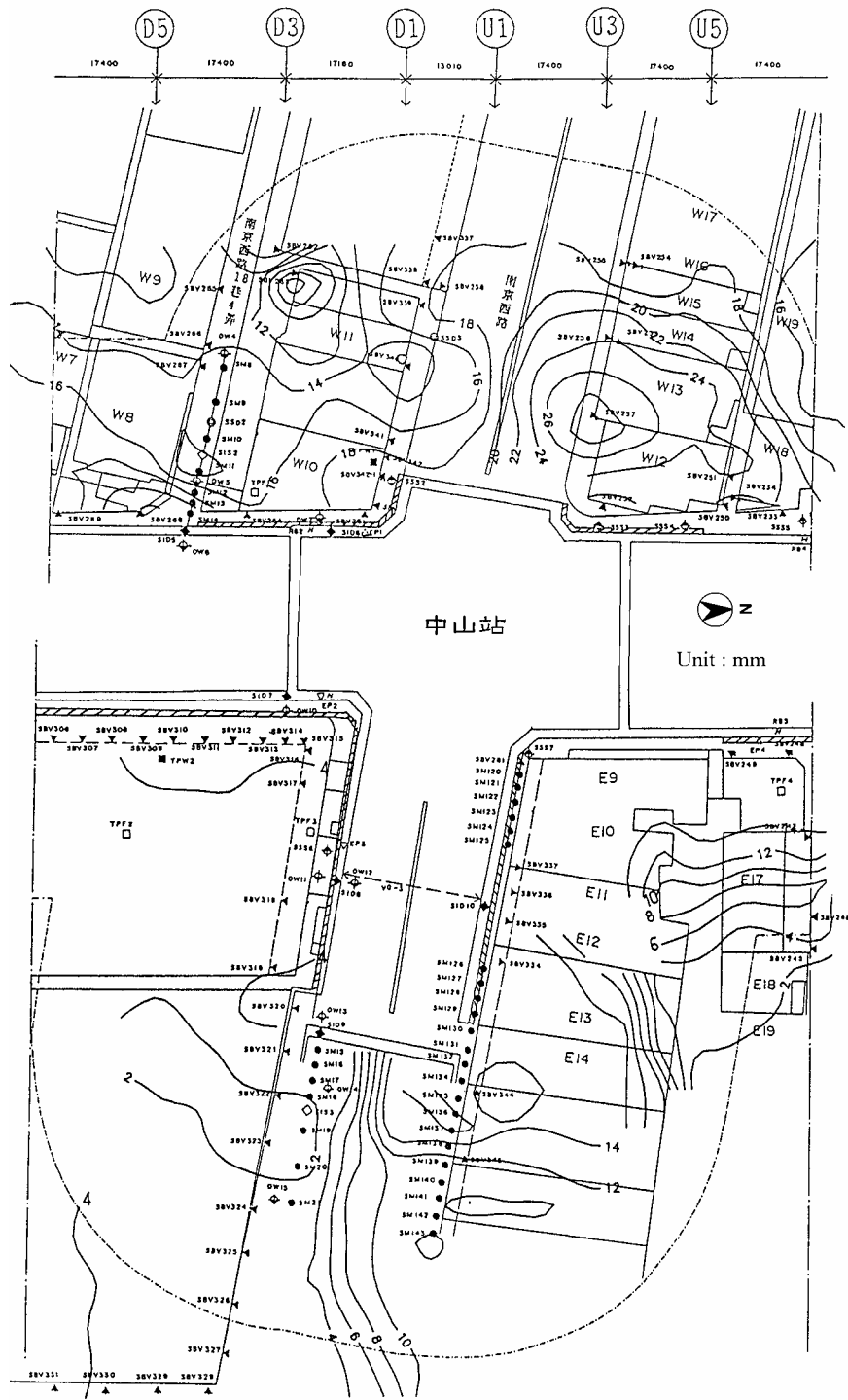


圖 4-12-6 中山站建物等沉陷分佈
(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

深開挖鄰產保護研究(一)



等沉陷量平面圖 (至03/27/1993止)

圖 4-12-6 中山站建物等沉陷分佈 (續)

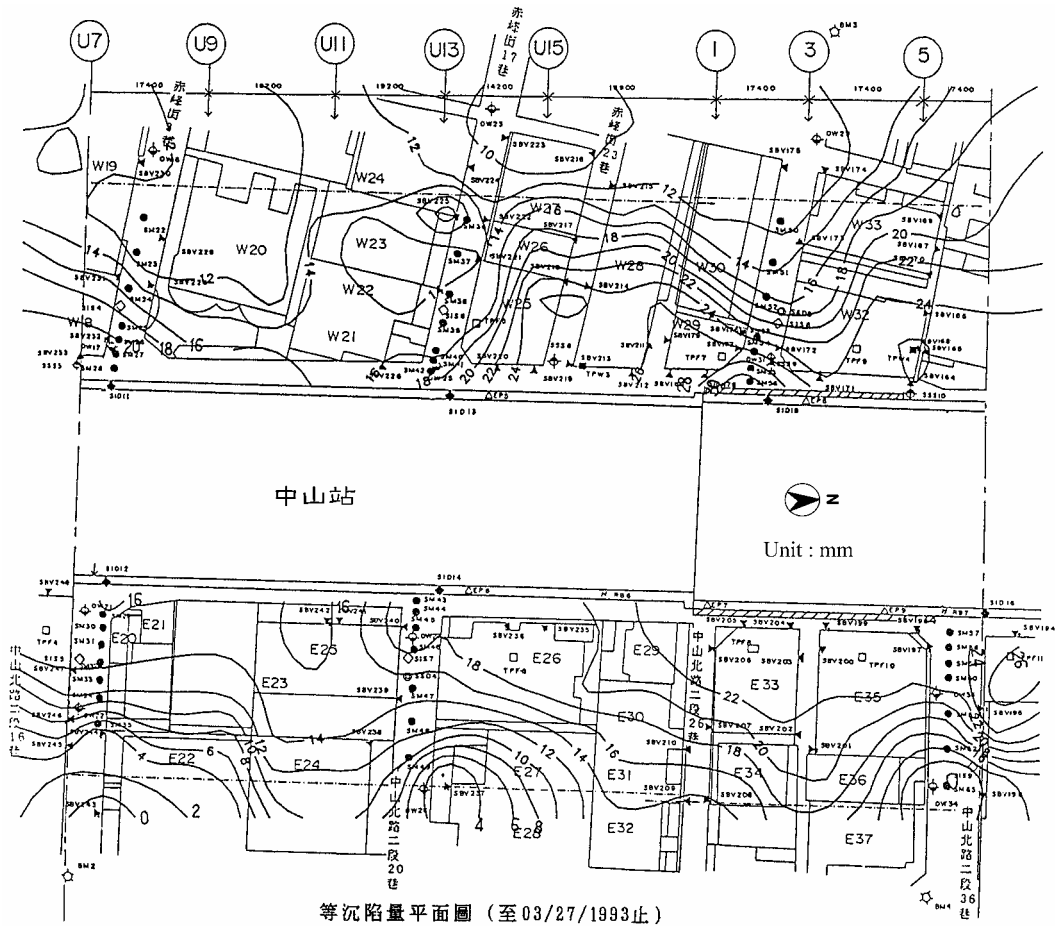


圖 4-12-6 中山站建物等沉陷分佈 (續)

3. 成效評估

- (1) 表 4-12-3 顯示站體連續壁均未有超出 8.5 公分之現象，其最大變位為 SID5 (位站體西側) 之 6.7 公分 (發生於開挖完成階段)，故站體連續壁之變位可謂符合預期目標。
- (2) 依據圖 4-12-6 之建物沉陷情形而言，工區周邊建物沉陷均能符合建物保護規範 3.5 公分之要求，最大沉陷量僅約 3 公分。另外，建物傾斜亦符合須小於 1/500 之規範要求。
- (3) 中山站開挖施工雖僅依靠高勁度連續壁及預壓力達 50% 最大設計分析荷重之內支撐系統，未再施作其他建物保護工法，然其對工區周遭建物之施工影響仍符合規範值。研判站體中央與綠線交界處存在有兩道 150cm 厚度連續壁 (約位柱線 D3 及 U3 附近)，因係處橫置開挖區狀態，其性質類如兩道地中壁，具抑制連續壁變形之效果，對於降低周遭建物影響應有所助益。表 4-12-3 中之 SID6 及 SID7 觀測值顯示該兩道橫置連續壁周邊之最大壁體變位約僅 1.5 ~ 2.2 公分，明顯較他處為小。

第十三節 捷運淡水線雙連站

台北捷運淡水線雙連站 (R15) 工程屬 CT202A 標之一部份，其細部設計顧問為帝力凱撒／中興工程顧問社，施工承商為榮民工程事業管理處。

捷運淡水線係沿舊有淡水線鐵道興建，CT202A 標包含雙連站、雙連站及兩站間之明挖覆蓋隧道，全長約 830 公尺。

一、雙連站基地位置與地層概況

雙連站位於舊有淡水線鐵道與台北市民生西路交口，如圖 4-13-1。站體開挖深度約 18 公尺。

本站工址位於台北市區工程地質分區之淡水河二區(T2)，為典型之松山層，計有六個次層，由粉土質黏土層與粉土質細砂層交互組合而成，如表 4-13-1。地下水位約在深度 2~3 公尺附近。

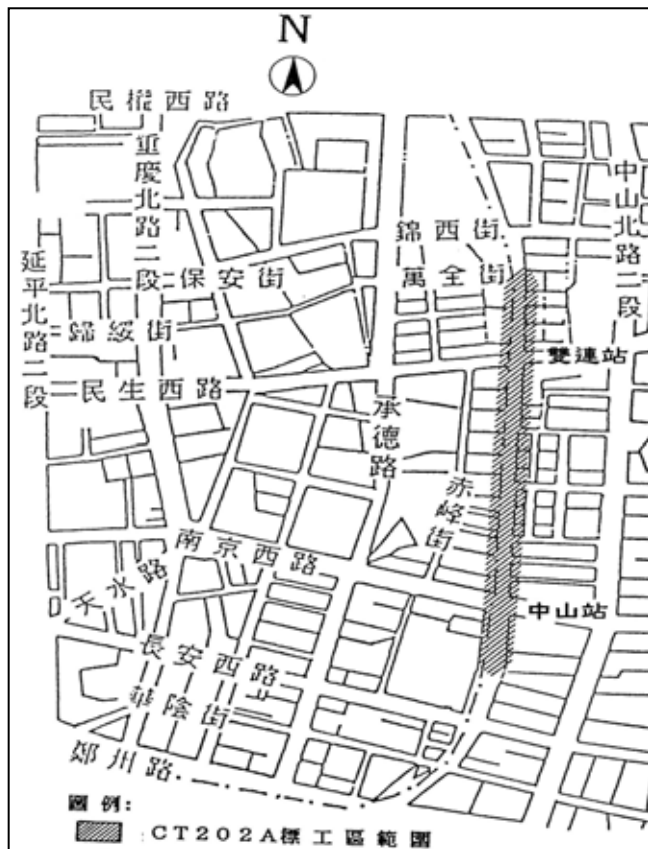


圖 4-13-1 雙連站位置圖

表 4-13-1 雙連站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

層次	層底深度 m	土壤 分類	SPT N 值*	γ_t t/m ³	c t/m ²	ϕ deg.	c* t/m ²	ϕ^* deg.	Su t/m ²
SF	1.8 ± 1.2	SF	--	1.90	0	32	0	32	--
6	4.0 ± 1.3	ML	5	1.87	2.5	0	0	--	2.5
5	15.0 ± 2.1	SM	11	1.94	0	30	0	30	--
4	24.3 ± 1.0	ML/CL	7	1.87	3.0	14	0	28	3
3	33.4 ± 3.8	SM/ML	18	1.94	0	34	0	34	--
2	40.0 ± 4.0	ML	21	1.87	9.0	7	0	28	9
1	52.2 ± 0.8	SM/CL	24	1.94	0	34	0	34	--
G	54.0 ± 2.2	G	>100	2.00	0	36	0	36	--

【註】SPT-N 值*及 c*及 ϕ^* 摘自細部設計工程圖說，其餘摘自細部設計顧問之 202A 標最終審核裁定設計報告(1988 年 7 月)。

二、雙連站深開挖工程概要

雙連站主體為地下二層之鋼筋混凝土結構，開挖深度約 18 公尺。施工採用挖覆蓋工法（順打工法），使用連續壁與內支撐設施進行，如圖 4-13-2 所示。站體連續壁厚度 120 公分，深度 36 公尺；H 型鋼內支撐為六層。相關之開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-13-3 及表 4-13-2。

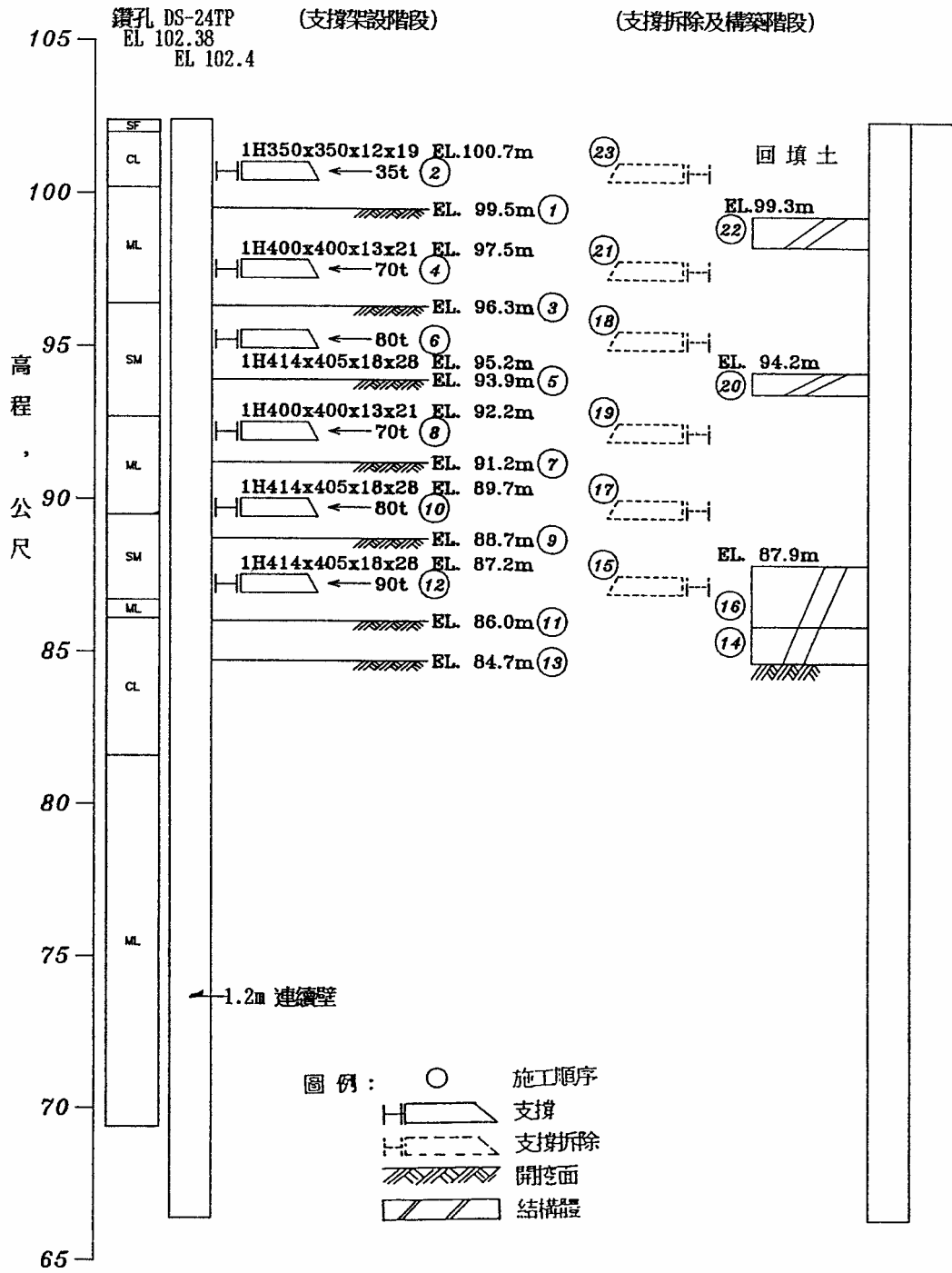


圖 4-13-2 雙連站施工剖面

(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

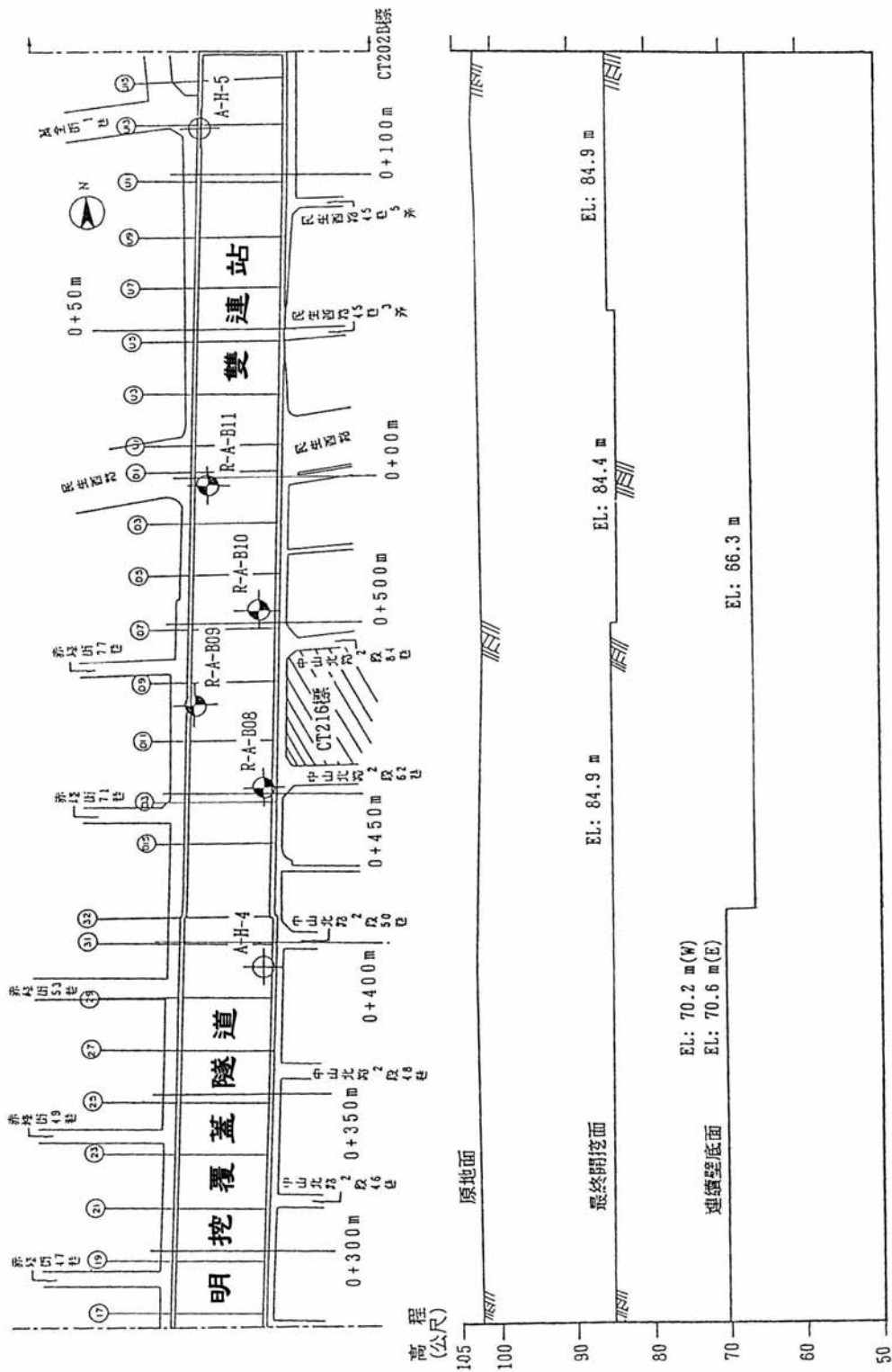


圖 4-13-3 雙連站開挖分區及開挖深度縱剖

表 4-13-2 雙連站分區開挖時程
(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

施工 順序	施工 項目	施工起迄日期 (年/月/日)	
		D16 ~ D1	U1 ~ U16
0	連續壁施工	79年1月~81年1月	
1	第一階開挖	80/09/29 ~ 80/10/05	79/11/01 ~ 80/09/11
2	第一層支撐架設	80/10/14 ~ 80/10/28	79/11/20 ~ 80/10/30
3	第二階開挖	80/10/28 ~ 80/11/08	80/01/15 ~ 80/10/30
4	第二層支撐架設	80/11/11 ~ 80/11/23	80/03/29 ~ 80/11/13
5	第三階開挖	80/11/19 ~ 80/11/27	80/04/04 ~ 80/11/23
6	第三層支撐架設	80/12/09 ~ 80/12/21	80/04/12 ~ 80/11/30
7	第四階開挖	80/12/23 ~ 80/12/31	80/04/30 ~ 80/12/11
8	第四層支撐架設	81/01/11 ~ 81/01/18	80/05/16 ~ 80/12/21
9	第五階開挖	81/01/17 ~ 81/01/29	80/06/05 ~ 81/01/04
10	第五層支撐架設	81/01/29 ~ 81/02/21	80/06/26 ~ 81/01/17
11	第六階開挖	81/02/19 ~ 81/02/28	80/07/14 ~ 81/01/27
12	第六層支撐架設	81/02/28 ~ 81/03/11	80/10/17 ~ 81/02/03
13	第七階開挖	81/03/03 ~ 81/03/16	80/10/11 ~ 81/02/19
20	底版混凝土澆置	81/04/22 ~ 81/05/02	80/11/25 ~ 81/04/02
21	第六層支撐拆除	81/04/27 ~ 81/05/05	80/12/24 ~ 81/04/09
22	第二層底版澆置	81/05/17 ~ 81/06/07	81/03/01 ~ 81/05/12
23	第五層支撐拆除	81/05/27 ~ 81/06/12	81/03/06 ~ 81/05/18
28	軌道層頂版澆置	81/10/25 ~ 82/03/13	81/09/19 ~ 82/02/02
29	第四層支撐拆除	81/11/25 ~ 82/02/08	81/10/25 ~ 82/01/04
30	第三層支撐拆除	81/10/31 ~ 82/01/19	81/10/06 ~ 81/12/17
31	穿堂層頂版澆置	81/12/31 ~ 82/03/13	81/11/27 ~ 82/03/27
32	第二層支撐拆除	81/12/31 ~ 82/03/15	81/03/12 ~ 82/03/15
33	第一層支撐拆除	82/02/01 ~ 82/04/08	82/01/20 ~ 82/03/04
	最終開挖深度	18.0 ~ 18.1 m	17.6 ~ 18.1 m

三、雙連站鄰產保護工法

雙連站並未見正常擋土設施外之其他鄰產保護工法，應係預期工區開挖施工不致過量影響周邊鄰房，危害建物安全；換言之，建物於正常開挖擋土施工下，可以符合設計階段所訂定之建物保護規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 35 mm。
- (2) 傾斜角須小於 1/500。

四、鄰產保護工法作用機制分析

雙連站未額外施作鄰產保護工程，僅借助高勁度連續壁及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響。另外，捷運局之規範規定支撐系統預壓力須達設計分析荷重之 50%，亦有助於抑制擋土壁變位。於**雙連站**，連續壁內傾度管監測管理值設定為 85mm 行動值（亞新工程顧問股份有限公司，1993）。

五、鄰產保護工法之成效評估

將直接以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含

- (1) 建物最大沉陷量是否小於 3.5 公分，
- (2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及
- (3) 連續壁變位是否小於 8.5 公分（監測行動值），

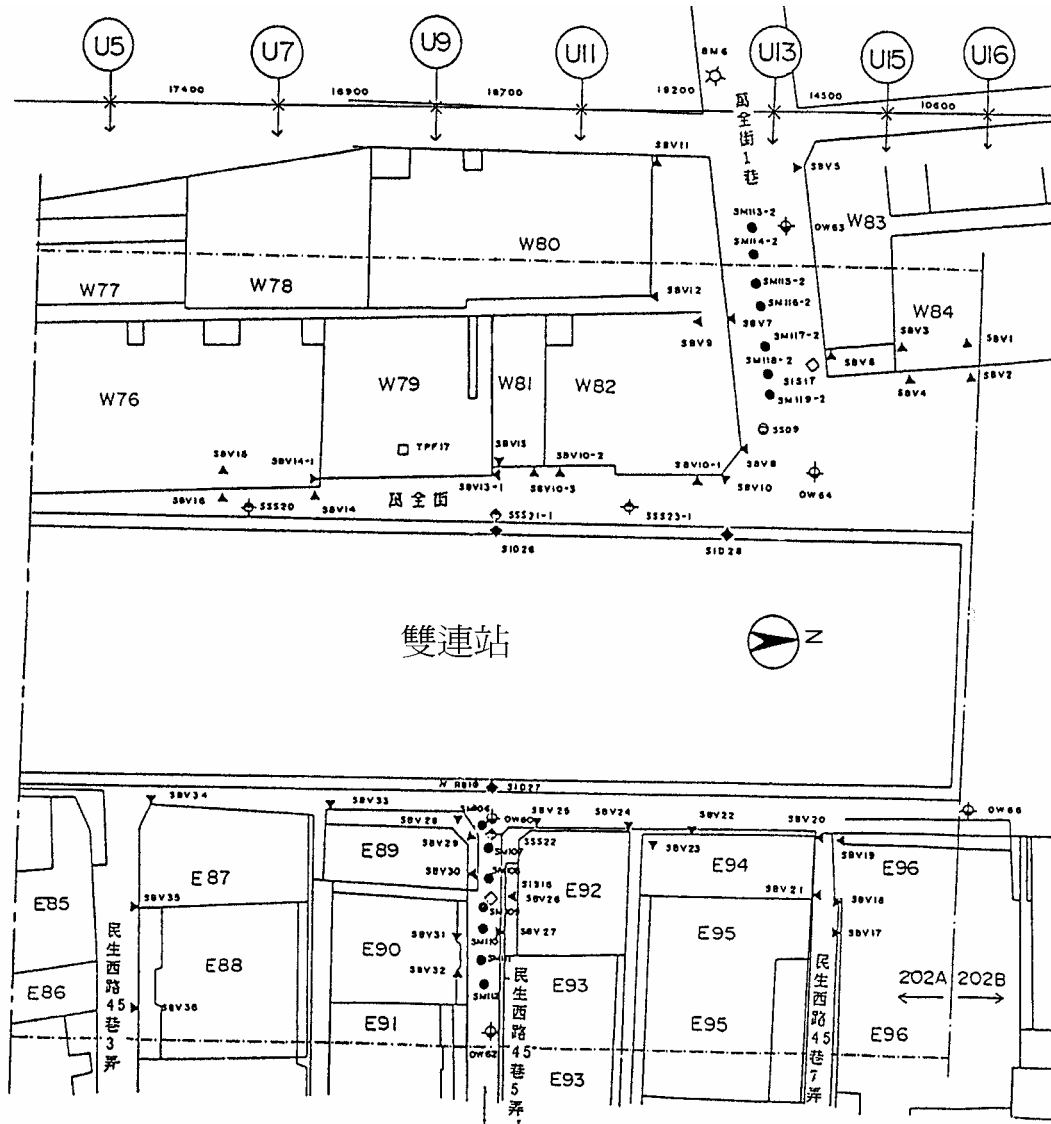
並將直接以安裝於連續壁及建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-13-4。

2. 監測資料整理——依據亞新工程顧問股份有限公司(1993)所整理之連續壁內傾度管變位圖及地面與建物等沉陷圖(圖 4-13-5)，再整理出雙連站連續壁內傾度管變位如表 4-13-3，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。

表 4-13-3 雙連站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

儀器編號	開挖完成階段	最終監測結果	開挖分區
SID21	56 mm (81/03/09)	51 mm (82/01/20)	D16 ~ D1
SID22	60 mm (81/03/09)	50 mm (82/04/13)	D16 ~ D1
SID23	33 mm (81/03/12)	41 mm (81/06/10)	D16 ~ D1
SID24	49 mm (80/12/12)	56 mm (81/10/28)	U1 ~ U16
SID25	50 mm (81/03/02)	50 mm (82/01/19)	U1 ~ U16
SID26	79 mm (80/12/26)	--	U1 ~ U16
SID27	32 mm (81/02/18)	35 mm (81/12/30)	U1 ~ U16

深開挖鄰產保護研究(一)



【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；
SM 為地表沉陷點。

圖 4-13-4 雙連站監測儀器配置圖
(亞新工程顧問股份有限公司，1993)

第四章 捷運車站深開挖鄰產保護案例探討

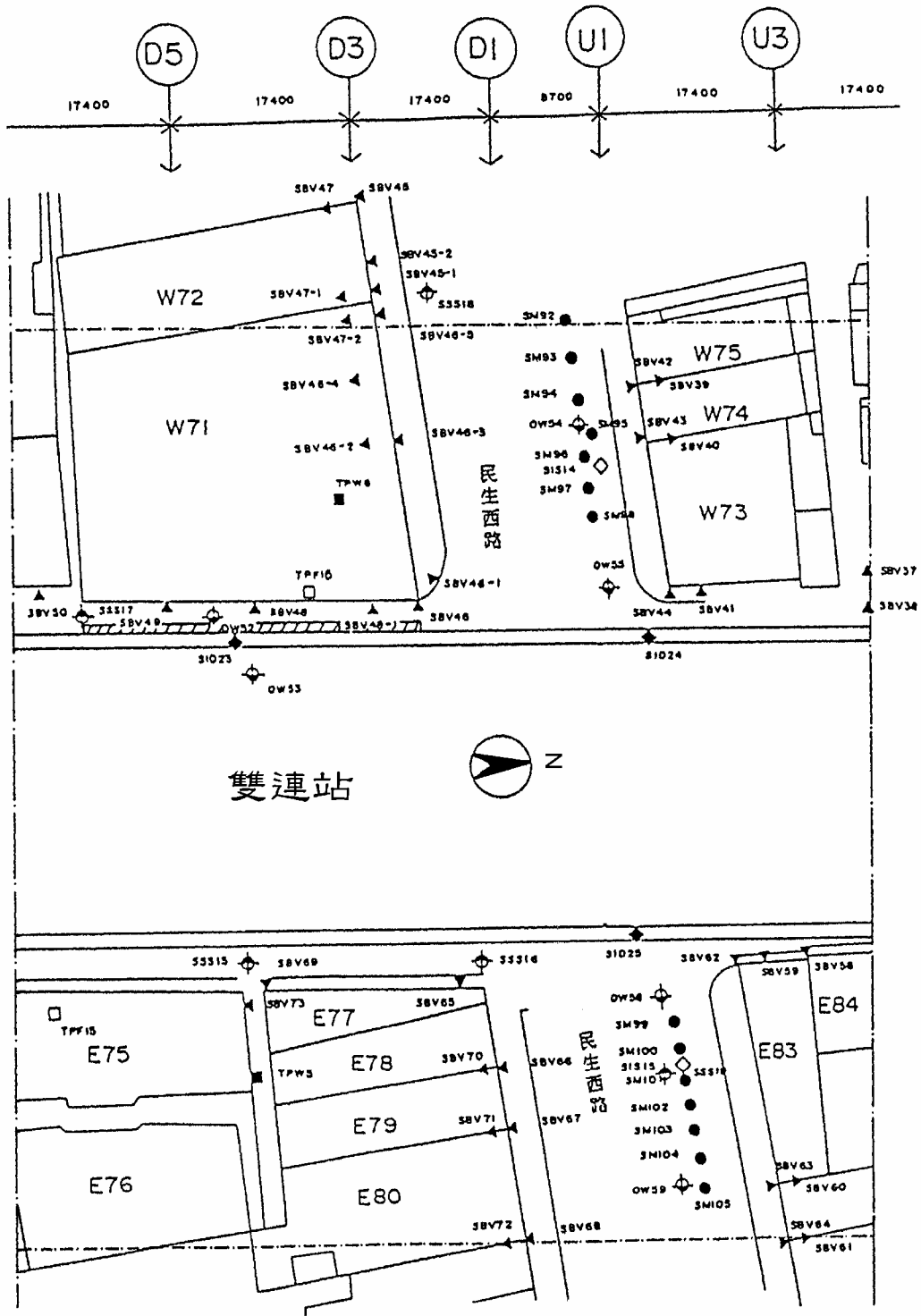


圖 4-13-4 雙連站監測儀器配置圖 (續)
 (亞新工程顧問股份有限公司, 1993)

深開挖鄰產保護研究(一)

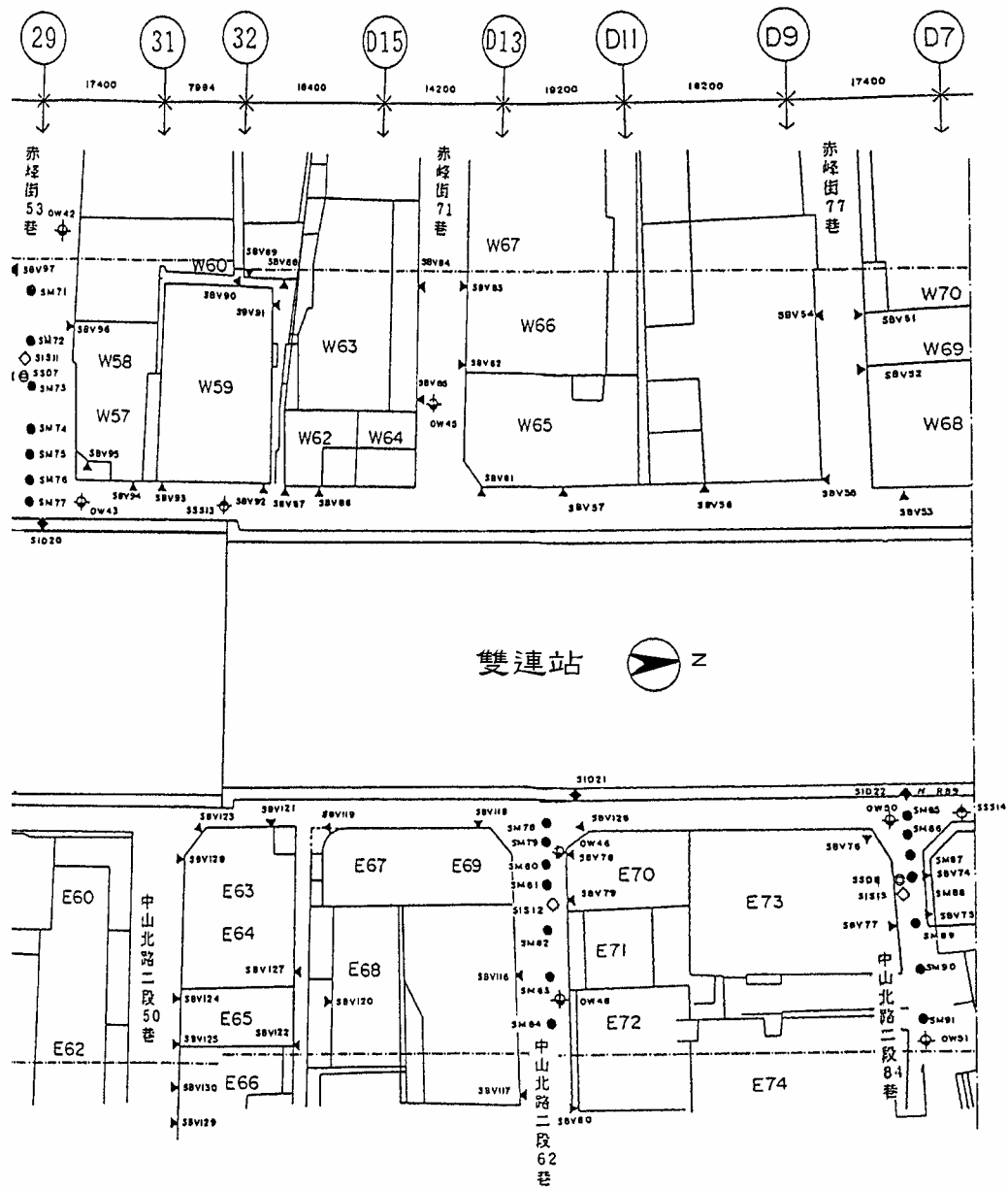
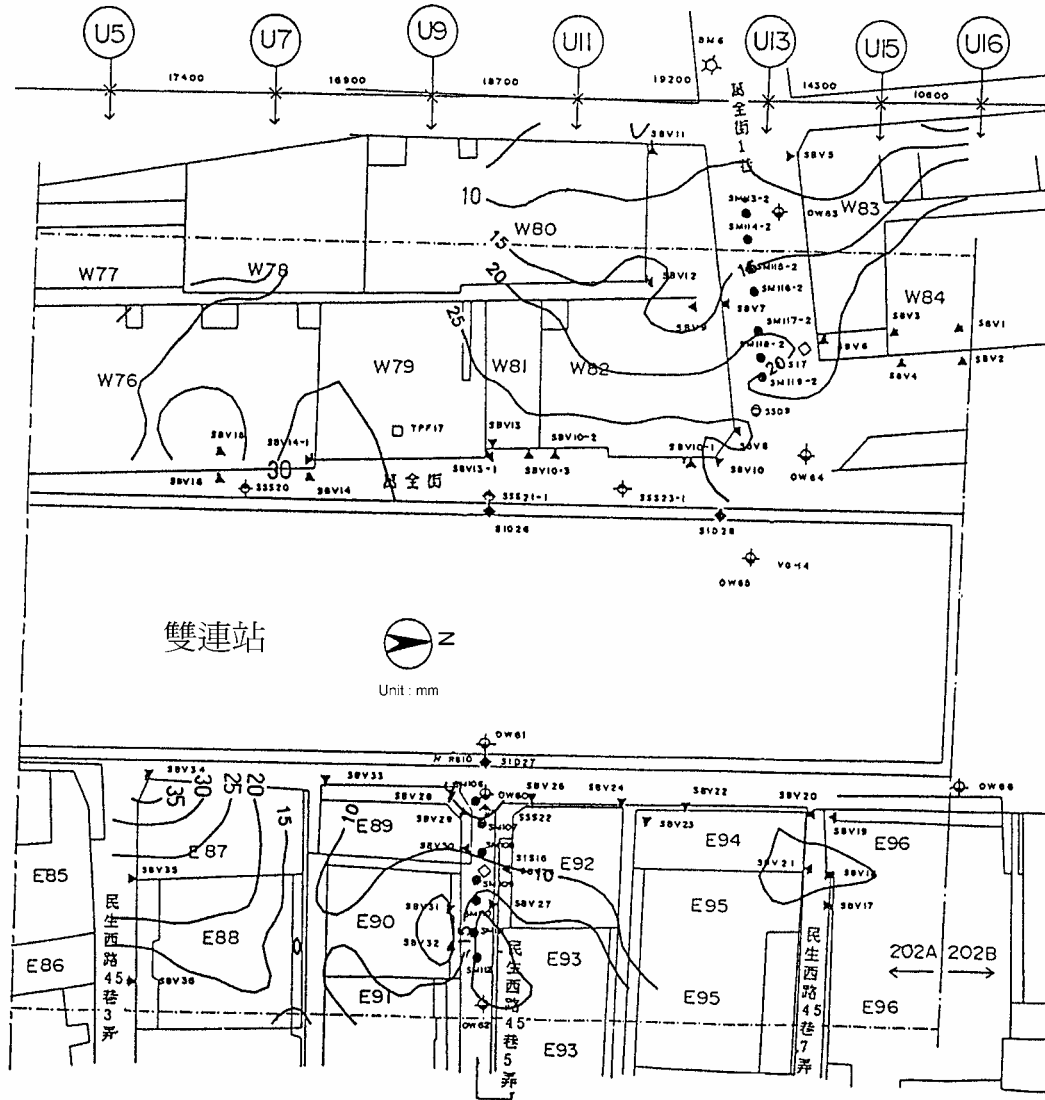


圖 4-13-4 雙連站監測儀器配置圖 (續)
(亞新工程顧問股份有限公司, 1993)



等沉陷量平面圖 (至 03/27/1993 止)

圖 4-13-5 雙連站建物等沉陷分佈
(亞新工程顧問股份有限公司, 1993)

深開挖鄰產保護研究(一)

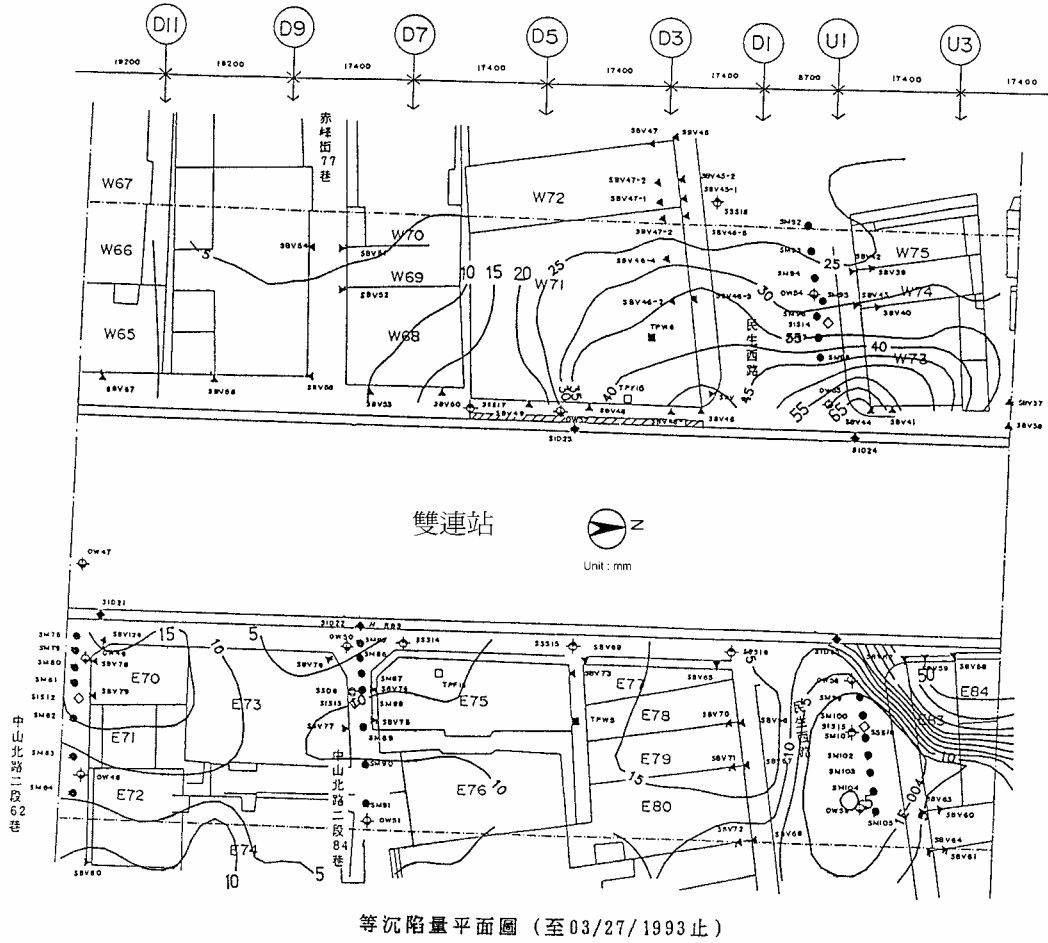


圖 4-13-5 雙連站建物等沉陷分佈 (續)

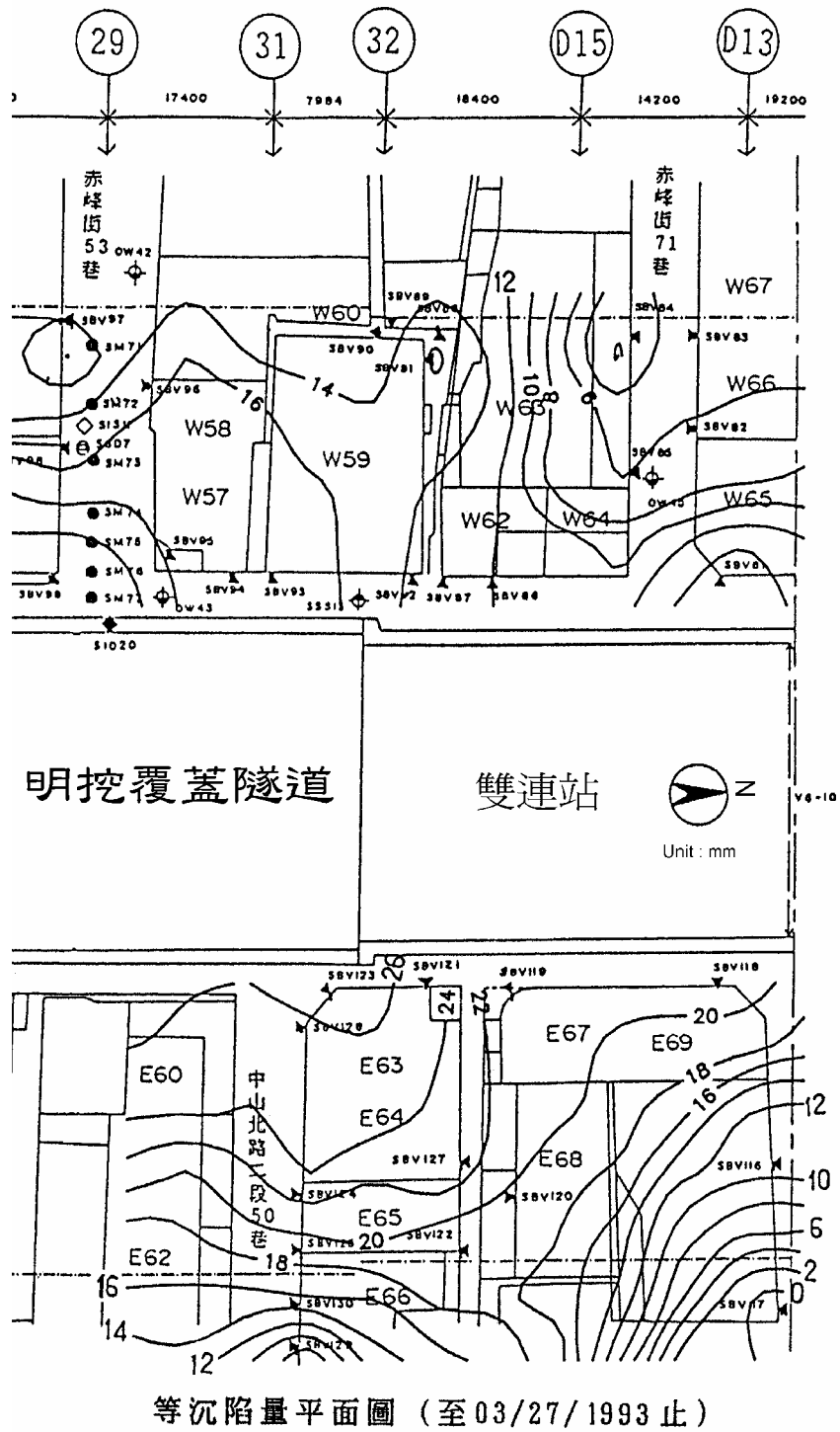


圖 4-13-5 雙連站建物等沉陷分佈 (續)

3. 成效評估

- (1) 表 4-13-3 顯示站體連續壁均未有超出 8.5 公分之現象，其最大變位為 SID26 (位站體西側) 之 7.9 公分 (發生於開挖階段)，故站體連續壁之變位可謂符合預期目標。
- (2) 依據圖 4-13-5 之建物沉陷情形而言，工區周邊大部份建物符合建物保護規範之要求，但仍有如圖 4-13-6 所示建物未能符合建物沉陷 35mm 之規範要求。
- (3) 雙連站開挖施工僅依靠高勁度連續壁及預壓力達 50% 最大設計分析荷重之內支撐系統，未再施作其他建物保護工法，雖連續壁變位抑制能符合連續壁變位監測管理值之要求，但對於工區周遭建物沉陷之防範，則仍有部份建物未能符合設計預期。



圖 4-13-6 雙連站建物沉陷超過規範值要求之建物位置圖

第十四節 捷運淡水線民權西路站

台北捷運淡水線民權西路站 (R16) 工程屬 CT202B 標之一部份，其細部設計顧問為帝力凱撒／中興工程顧問社，施工承商為中華工程公司。

捷運淡水線係沿舊有淡水線鐵道興建，CT202B 標包含民權西路站、及雙連站至民權西路站間之明挖覆蓋隧道與民權西路站銜接第 204 標高架段之隧道出口段，全長約 929 公尺。

一、民權西路站基地位置與地層概況

民權西路站位於舊有淡水線鐵道與民權西路交口，如圖 4-14-1。站體長約 222 公尺，最大開挖深度約 26 公尺。

本站工址位於台北市區工程地質分區之淡水河二區(T2)，為典型之松山層，計有六個次層，由粉土質黏土層與粉土質細砂層交互組合而成，如表 4-14-1。地下水位約在深度 2~3 公尺附近。

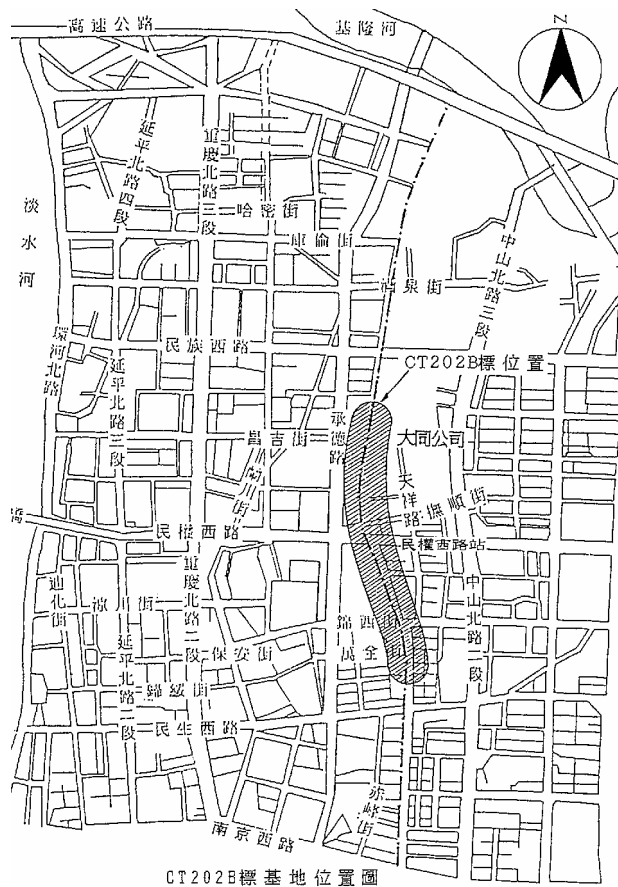


圖 4-14-1 民權西路站位置

表 4-14-1 民權西路站簡化地層與地層參數一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1992)

層次	層底深度 m	土壤 分類	SPT N 值	γ_t t/m ³	c t/m ²	ϕ deg.	c' t/m ²	ϕ' deg.
SF	2.2 ± 1.0	SF	6	1.90	0	32	0	32
6	3.8 ± 1.0	CL/ML	5	1.87	2.5	--	--	--
5	19.7 ± 3.0	SC/SM	9	1.94	0	30	0	30
4	29.3 ± 4.0	CL/ML	9	1.87	3.5	14.5	0	28
3	40.8 ± 3.0	SC/SM	20	1.94	0	34	0	34
2	45.8 ± 1.4	ML/SM	19	1.87	4.0	17	0	28
1	57.2	GP	46	1.94	0	34	0	34
G		礫石層	>50	2.00	0	36	--	36

【註】 c 及 ϕ 摘自細部設計顧問之 202B 標最終審核裁定設計報告(1988 年 7 月)，其餘摘自細部設計工程圖說。

二、民權西路站深開挖工程概要

民權西路站主體為地下二層之鋼筋混凝土結構，站體長約 222 公尺，寬度約 21 公尺，開挖深度約 12.03 至 26 公尺不等。施工採用挖覆蓋工法（順打工法），使用連續壁與內支撐設施進行，如圖 4-14-2 及圖 4-14-3 所示。站體連續壁厚度 120 及 150 公分兩種，深度 22 至 44 公尺不等，貫入開挖面下 12 至 19 公尺不等；H 型鋼內支撐為三至八層不等。相關之擋土結構型式如表 4-14-2，開挖支撐分區及各分區施工時程分別詳圖 4-14-4 及表 4-14-3。

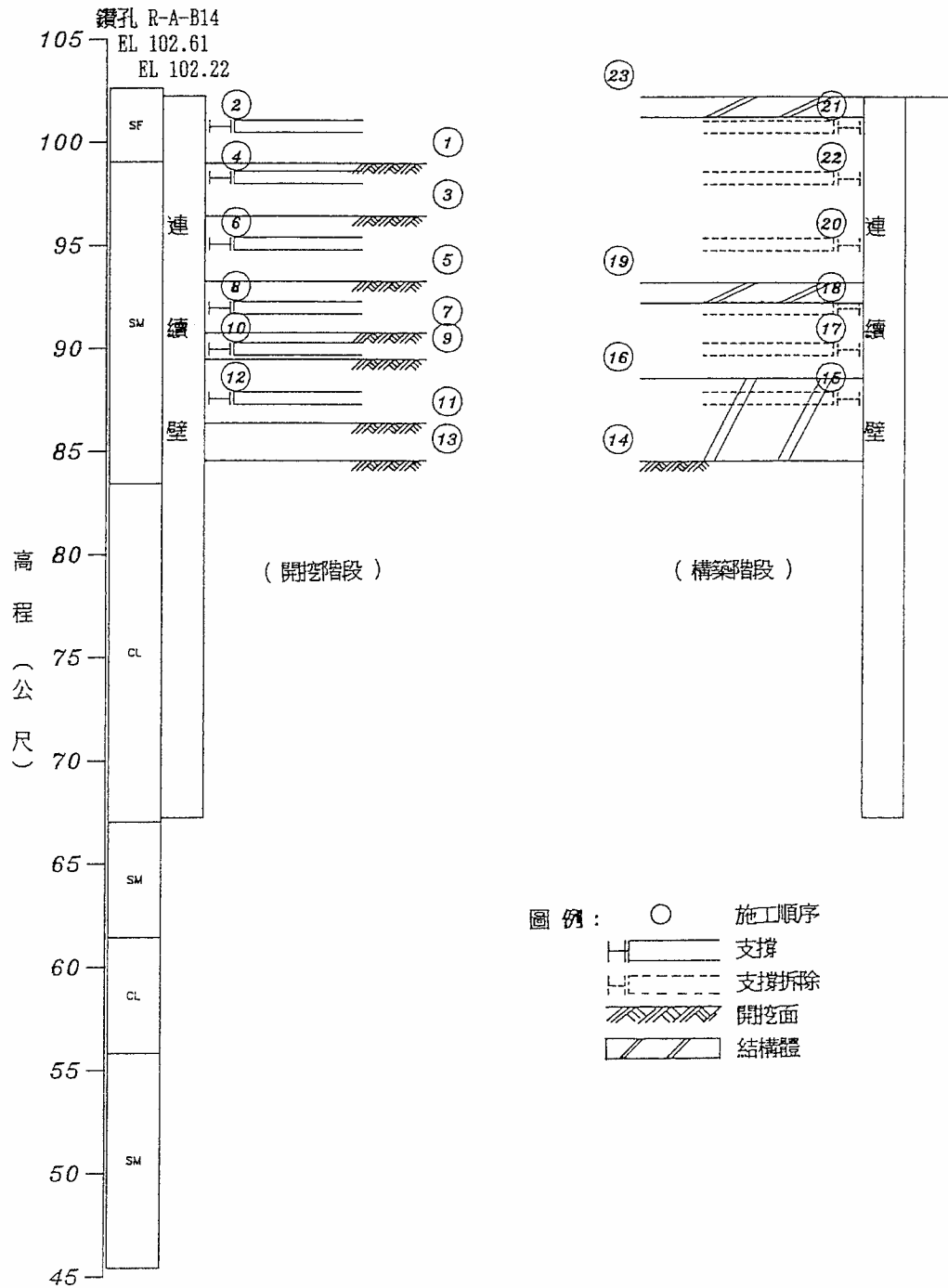


圖 4-14-2 民權西路站 (柱線 D1 ~ D2) 施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司, 1992)

深開挖鄰產保護研究(一)

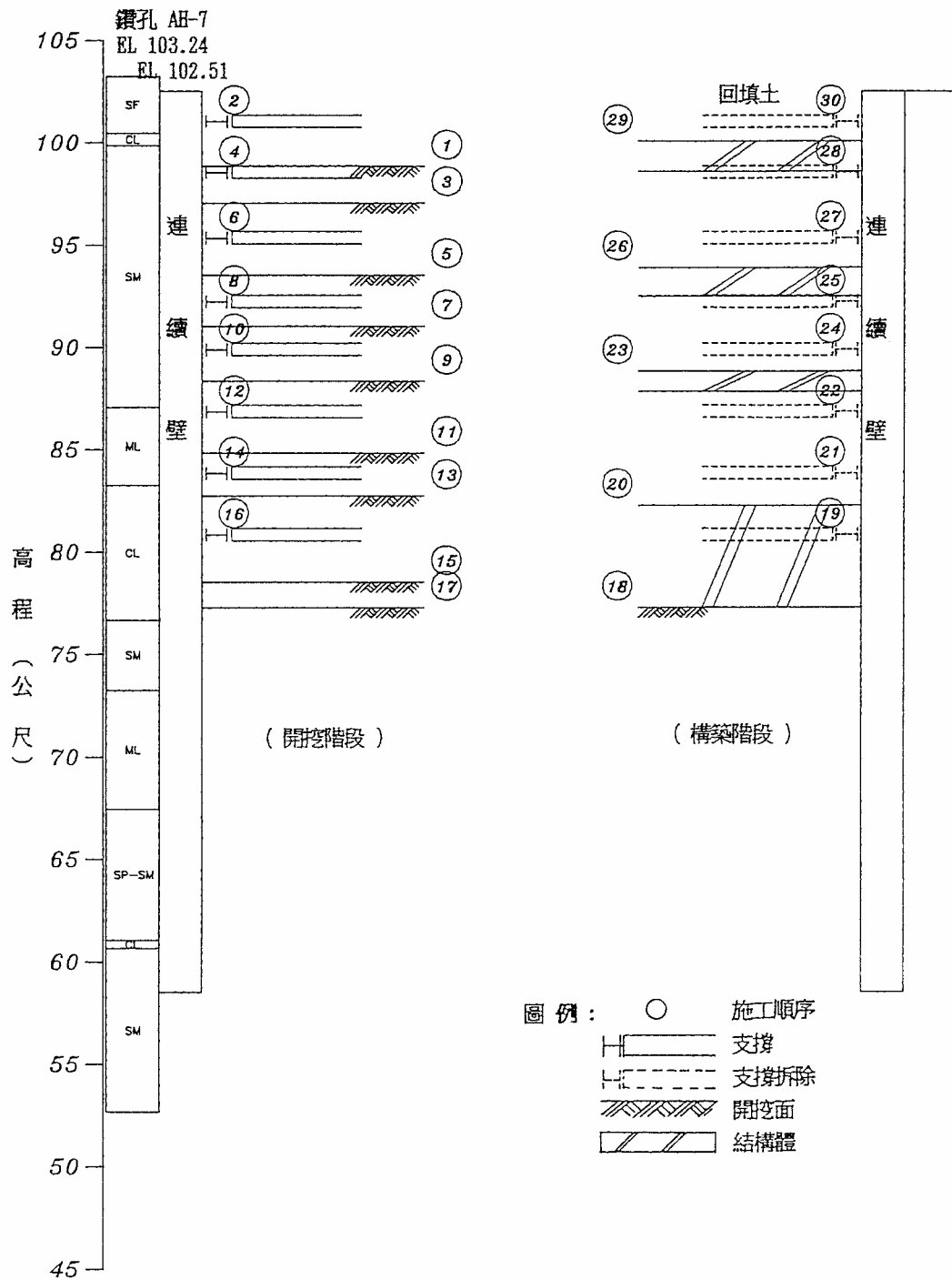
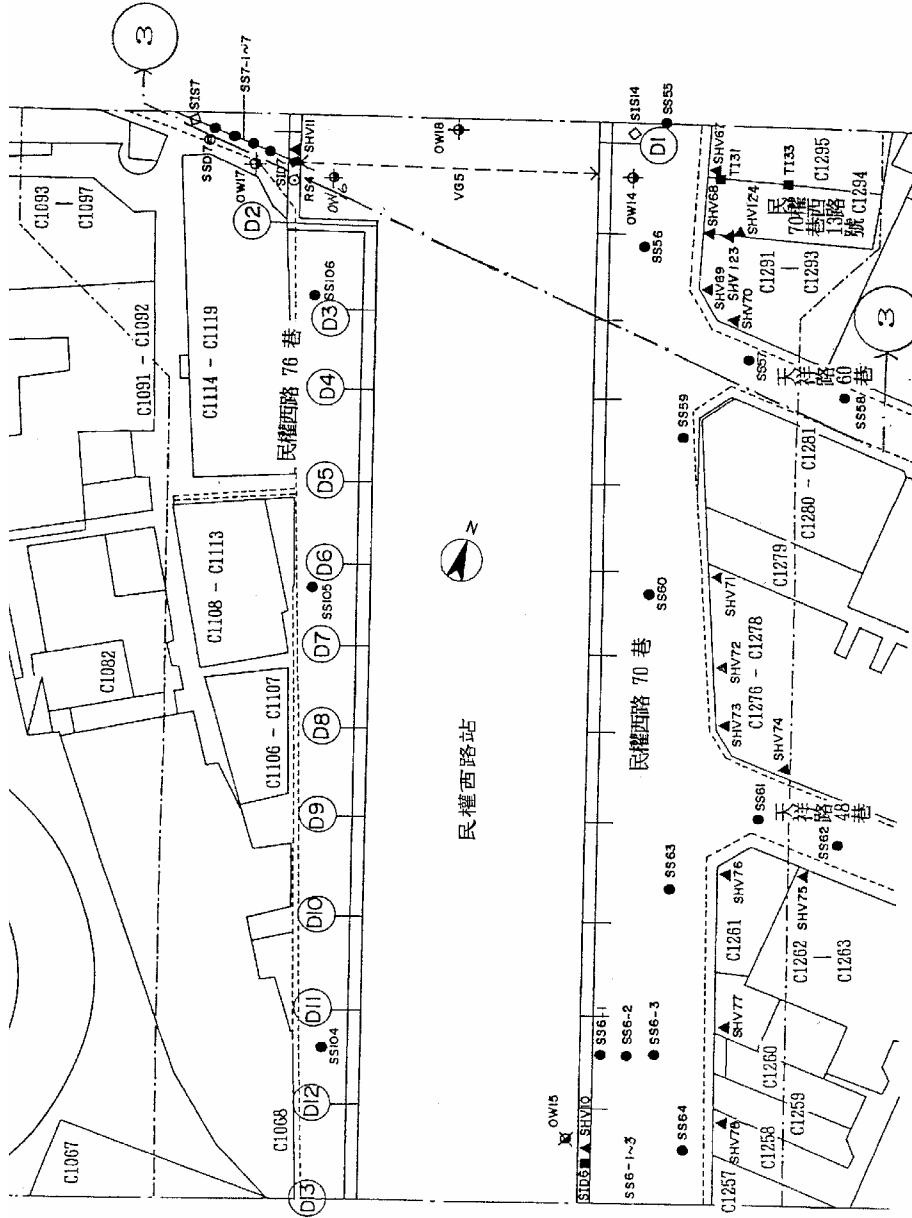
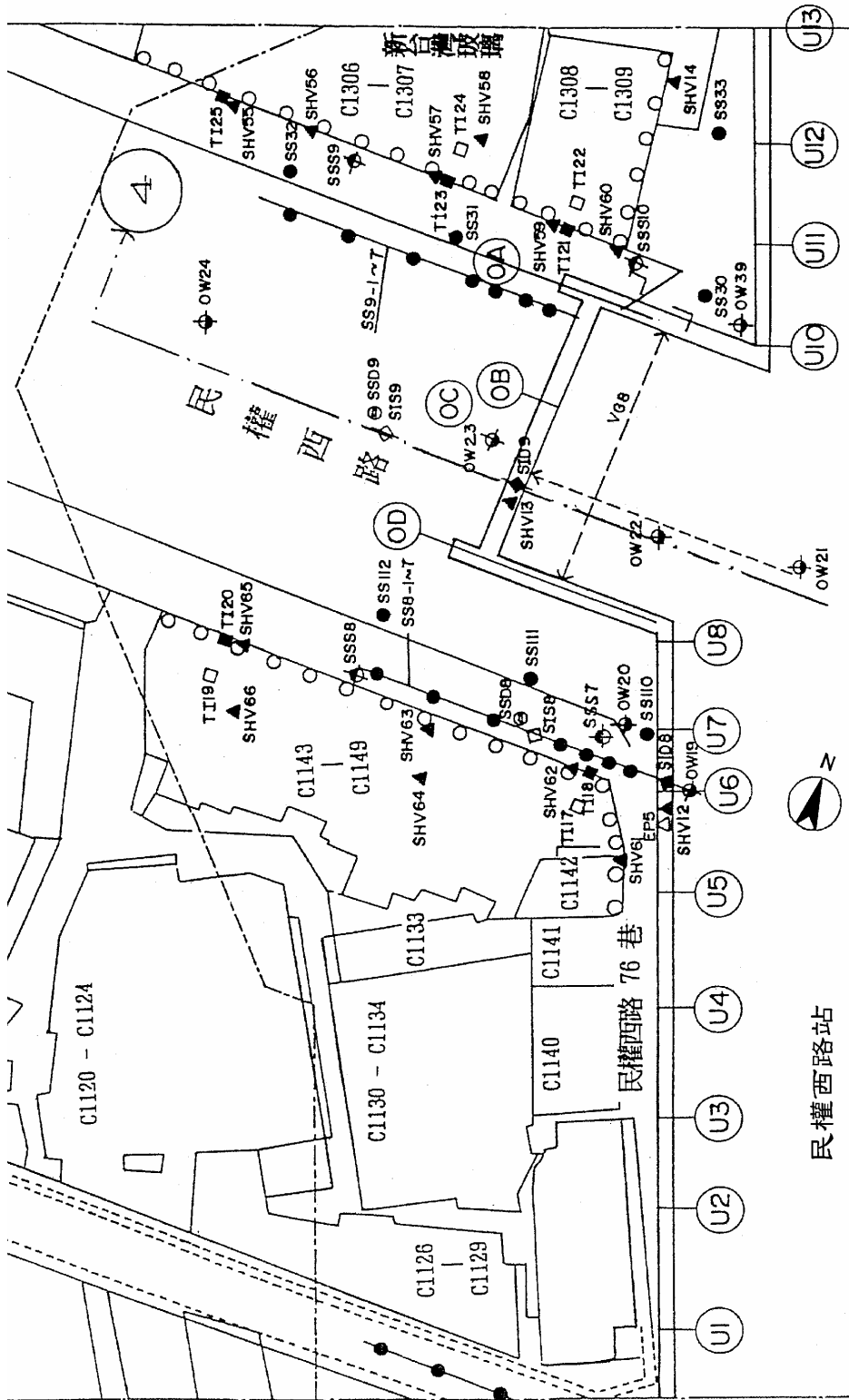


圖 4-14-3 民權西路站 (柱線 OC ~ OD) 施工剖面
(亞新工程顧問股份有限公司, 1992)

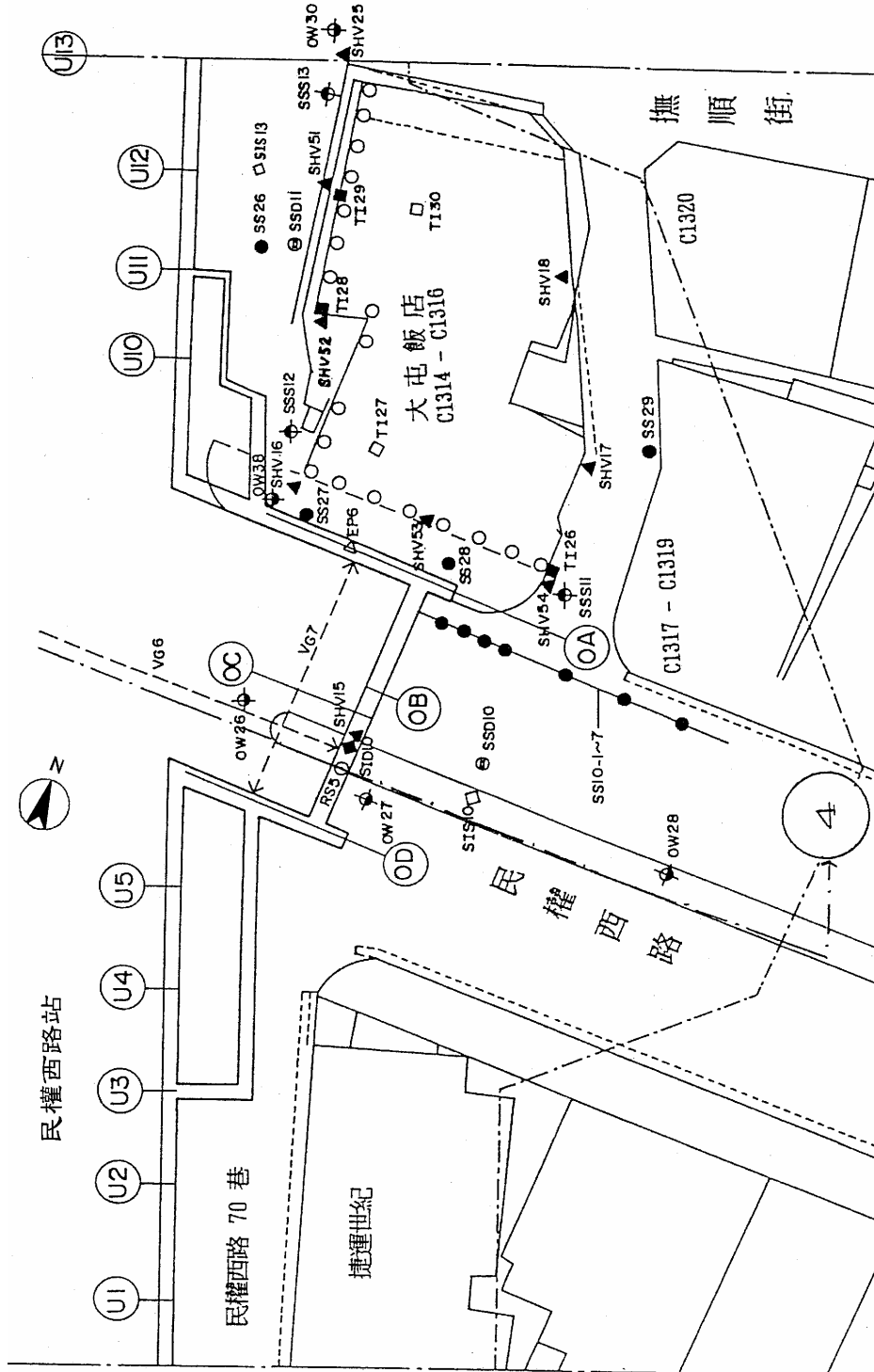


【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表沉陷點。

圖 4-14-4 民權西路站開挖分區及監測儀器配置圖(亞新工程顧問股份有限公司, 1992)



【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表沉陷點。
圖 4-14-4 民權西路站開挖分區及監測儀器配置圖(續)



【註】SID 為連續壁內傾度管；SB 為建物沉陷點；SM 為地表沉陷點。
圖 4-14-4 民權西路站開挖區及監測儀器配置圖(續)

表 4-14-2 民權西路站擋土及支撐型式
(亞新工程顧問股份有限公司，1992)

柱線 編號	D13 ~ D3	D3 ~ U5	U5 ~ U7	U7 ~ U10	U10 ~ U13
連續壁 厚度	120 cm	120 cm	120 cm	150 cm	120 cm
連續壁 深度	25 m	35 m	35 m	44 m	22 m
支撐 層數	3	6	8	8	4
開挖 深度	12.53 m	17.7 m	17.7 m	25.25 m	12.03 m
開挖區 淨寬	21~21.15 m	21.5~28.65m	21.5~28.65m	長向：57.6m 短向：21.15m	21.15m

表 4-14-3 民權西路站分區開挖時程

(亞新工程顧問股份有限公司，1992)

施工範圍 (柱線編號)	施工項目	施工起迄日期 (年/月/日)	備註
D13 ~ D3	第一階開挖	80/04/15~80/04/26	
	第一層支撐架設	80/04/27~80/04/29	
	第二階開挖	80/05/14~80/05/15	
	第二層支撐架設	80/05/17~80/05/21	
	第三階開挖	80/05/23~80/05/27	
	第三層支撐架設	80/05/28~80/06/03	
	第四階開挖	80/06/06~80/06/13	
	PC 底澆置	80/08/06	D13~D12
	第一層底版構築	80/08/16~80/08/19	D13~D12
	第三層支撐拆除	80/08/31	D13~D10
	第二層底版構築	81/09/23~81/09/28	D13~D12
	第二層支撐拆除	80/04/02	D13~D8
	第一層支撐拆除	80/10/22~80/10/23	D13~D10
	頂版澆置	81/01/30~81/02/19	D13~D10
	PC 底澆置	80/06/19	D12~D9
	第一層及第二層底版構築	80/08/23~80/10/15	D12~D10
	PC 底澆置	80/06/26	D9~D7
	第一層底版構築	80/07/16~80/7/20	D10~D8
	第三層支撐拆除	80/08/16	D10~D7
	第二層底版構築	80/09/16~80/09/23	D10~D8
	第一層支撐拆除	81/03/12~81/03/13	D10~D9
	第一層支撐拆除	81/06/19~81/06/20	D9~D3
	頂版構築	81/03/31~81/04/07	D10~D8
	第一層及第二層底版構築	80/07/31~80/10/17	D8~D7
	第二層支撐拆除	81/08/06	D8~D4
	頂版構築	81/07/07~81/07/15	D8~D4
	PC 底澆置	80/12/17	D7~D5
	第一層及第二層底版構築	80/12/30~81/01/24	D7~D5
	PC 底澆置	81/03/16	D5~D3
	第一層及第二層底版構築	81/03/18~81/04/20	D5~D3

表 4-14-3 民權西路站分區開挖時程 (續)
(亞新工程顧問股份有限公司, 1992)

施工範圍 (柱線編號)	施工項目	施工起迄日期 (年/月/日)	備註	
D3 ~ U8	第一階開挖	80/09/10	D3~U3	
	第一層支撐架設	80/09/11~80/09/15	D3~U3	
	第一階開挖	80/09/23~80/09/26	U3~U8	
	第一層支撐架設	80/09/27~80/09/30	U3~U8	
	第二階開挖	80/10/18~80/10/20		
	第二層支撐架設	80/10/22~80/10/24		
	第三階開挖	80/11/04~80/11/08		
	第三層支撐架設	80/11/07~80/11/15		
	第四階開挖	80/12/03~80/12/12		
	第四層支撐架設	80/12/12~80/12/30		
	D3~OD	第五階開挖	81/02/27~81/03/18	
		第五層支撐架設	81/03/16~81/03/29	
第六階開挖		81/04/13~81/04/21		
第六層支撐架設		81/04/20~81/04/28		
第七階開挖		81/05/03~81/05/12		
PC 底澆置		81/05/14	D3~D1	
第一層底版構築		81/05/30~81/06/04	D3~D1	
第六層支撐拆除		81/06/29	D3~D1	
第二層底版構築		81/06/29~81/06/30	D3~D1	
第五層支撐拆除		81/07/06	D3~D1	
第一層及第二層底版構築		81/07/18~81/07/30	D3~D2	
第四層支撐拆除		81/08/02	D3~D2	
第三層底版構築		81/08/08~81/08/14	D3~D2	
PC 底澆置		81/05/21	U1~U5	
第一層底版構築		81/06/17~81/06/19	U1~U3	
第六層支撐拆除		81/06/29	U1~U5	
第二層底版構築		81/07/21~81/07/24	U1~U3	
第四層及第五層支撐拆除		81/07/29~81/07/30	U1~U3	
第一層及第二層底版構築		81/06/23~81/07/17	U3~U5	
第四層及第五層支撐拆除		81/07/21~81/07/23	U3~U5	
樓版構築		81/08/03~81/08/26	U3~U5	

表 4-14-3 民權西路站分區開挖時程 (續)

(亞新工程顧問股份有限公司, 1992)

施工範圍 (柱線編號)	施工項目	施工起迄日期 (年/月/日)	備註
OD ~ OA	第一階開挖	80/07/18~80/08/08	OB~OA
	第一層支撐架設	80/07/22~80/08/13	OB~OA
	第一階開挖	80/08/22~80/09/02	OA~OD
	第一層支撐架設	80/09/09~80/09/20	OB~OD
	第二階開挖	80/10/11~80/10/12	
	第二層支撐架設	80/11/03~80/11/05	
	第三階開挖	80/11/11~80/11/15	
	第三層支撐架設	80/11/20~80/12/02	
	第四階開挖	80/12/12~80/12/30	
	第四層支撐架設	80/12/31~81/01/05	
	第五階開挖	81/01/21~81/01/24	
	第五層支撐架設	81/01/25~81/02/15	
	第六階開挖	81/03/21~81/04/03	
	第六層支撐架設	81/04/09~81/04/27	
	第七階開挖	81/05/22~81/05/28	
	第七層支撐架設	81/05/27~81/06/15	
	第八階開挖	81/06/16~81/06/25	
	第八層支撐架設	81/06/26~81/07/13	
	第九階開挖	81/07/18~81/07/31	
	PC 底澆置	81/08/15	
	第一層底板構築	81/08/27~81/09/02	

表 4-14-3 民權西路站分區開挖時程 (續)
(亞新工程顧問股份有限公司, 1992)

施工範圍 (柱線編號)	施工項目	施工起迄日期 (年/月/日)	備註
OA ~ U13	第一階開挖	80/07/18~80/08/04	
	第一層支撐架設	80/07/22~80/08/05	
	第二階開挖	80/08/30	
	第二層支撐架設	80/09/02~80/09/08	
	第三階開挖	80/09/19~80/09/22	
	第三層支撐架設	80/09/24~80/09/25	
	第四階開挖	80/10/29~80/11/04	
	第四層支撐架設	80/11/05~80/11/07	
	第五階開挖	80/11/19~80/11/26	
	PC 底澆置	80/12/11	
	第一層底版構築	81/01/03~81/01/08	
	第四層支撐拆除	81/01/20	
	第二層底版構築	81/01/21~81/01/30	OA~U11
	第三層支撐拆除	81/01/20	
	第二層支撐拆除	81/02/19	
	頂版構築	81/04/27~81/05/11	
	第一層支撐拆除	81/05/16~81/05/18	
	第二層底版構築	81/02/19~81/02/29	U11~U13
	第三層支撐拆除	81/03/26	U11~U13
	第二層支撐拆除	81/02/26	U11~U13

三、民權西路站鄰產保護工法

民權西路站並未見正常擋土設施外之其他鄰產保護工法，應係預期工區開挖施工不致過量影響周邊鄰房，危害建物安全；換言之，建物於正常開挖擋土施工下，可以符合設計階段所訂定之建物保護規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25 mm。
- (2) 傾斜角須小於 1/500。

四、鄰產保護工法作用機制分析

民權西路站未額外施作鄰產保護工程，僅借助高勁度連續壁及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響。另外，捷運局之規範規定支撐系統預壓力須達設計分析荷重之 50%，亦有助於抑制擋土壁變位。於民權西路站，連續壁內傾度管監測管理值設定為 85mm 行動值（亞新工程顧問股份有限公司，1992）。

五、鄰產保護工法之成效評估

將直接以建物保護之預期成效是否達成為主。

1. 評估準則——依據建物保護準則進行評估，包含

- (1) 建物最大沉陷量是否小於 2.5 公分，
- (2) 建物傾斜是否控制於 1/500 以內等兩項，以及
- (3) 連續壁變位是否小於 8.5 公分（監測行動值），

並將直接以安裝於連續壁及建物之監測儀器觀測結果進行成效評估。相關監測儀器裝設位置詳圖 4-14-4。

深開挖鄰產保護研究(一)

2. 監測資料整理——依據亞新工程顧問股份有限公司(1992)所整理之連續壁內傾度管變位圖及地面與建物等沉陷圖(圖 4-14-5 及圖 4-14-6)，再整理出民權西路站連續壁內傾度管變位如表 4-14-4，以作為鄰產保護成效評估檢討之依據。

表 4-14-4 民權西路站連續壁內傾度管最大變位觀測結果一覽
(亞新工程顧問股份有限公司，1992)

儀器編號	開挖完成階段	最終監測結果	開挖分區
SID6	--	14 mm (81/03/04)	D12 ~ D13
SID7	32 mm (81/05/14)	35 mm (81/10/23)	D2 ~ D1
SID8	46 mm (81/05/13)	54 mm (81/12/02)	U6 ~ U7
SID9	25 mm (81/08/13)	31 mm (81/10/30)	OD ~ OA
SID10	31 mm (81/08/13)	31 mm (81/10/30)	OD ~ OA

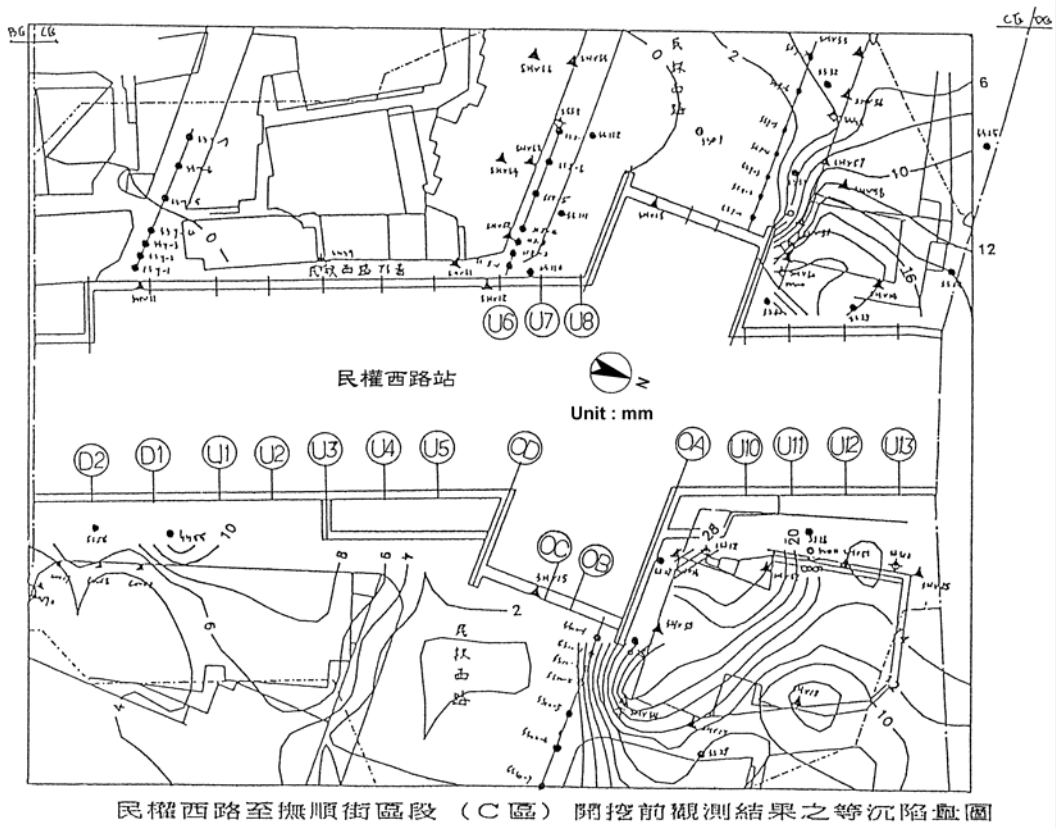
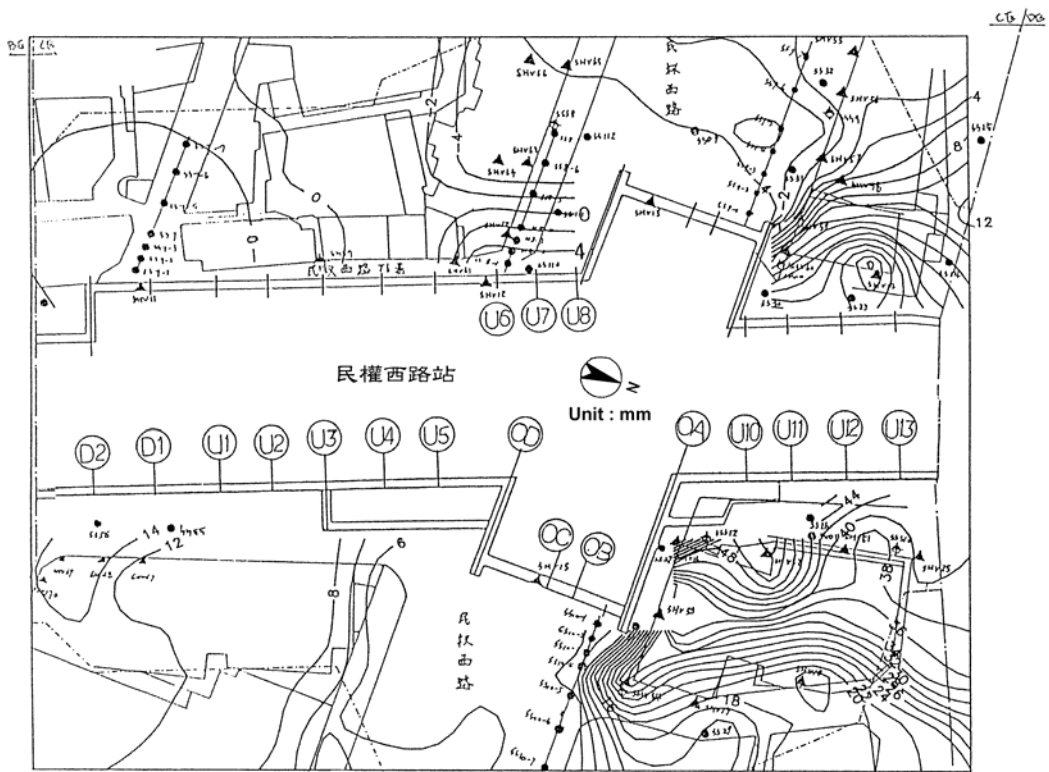


圖 4-14-5 民權西路站開挖前建物等沉陷分佈
(亞新工程顧問股份有限公司，1992)

深開挖鄰產保護研究(一)



民權西路至撫順街區段 (C 區) 79年 7月中至81年11月底之等沉陷量圖

圖 4-14-6 民權西路站建物等沉陷分佈

3. 成效評估

- (1) 表 4-14-4 顯示站體連續壁均未有超出 8.5 公分之現象，其最大變位為 SID8（位站體西側）之 5.4 公分（發生於開挖階段），故站體連續壁之變位可謂符合預期目標。
- (2) 依據圖 4-14-5 之連續壁完成後站體開挖前之建物沉陷情形而言，工區周邊大部份建物符合建物保護規範之要求，但仍有東北角建物沉陷達 30mm 以上，已超過建物沉陷 25mm 之規範要求。及至站體開挖完成（圖 4-14-6），東北角建物沉陷加大至 50mm 以上；另外，於工區西北角建物沉陷亦達 30mm 以上，兩者均未能符合建物沉陷 25mm 之規範要求。
- (3) 民權西路站開挖施工僅依靠高勁度連續壁及預壓力達 50% 最大設計分析荷重之內支撐系統，未再施作其他建物保護工法，雖連續壁變位抑制能符合連續壁變位監測管理值之要求，但對於工區周遭建物沉陷之防範，則仍有部份建物未能符合設計預期，其中之工區東北角建物於連續壁施工時已然超過建物沉陷規範要求，此一情形顯非以加強支撐預壓方式之建物保護工法所能涵蓋。

第五章 捷運車站深開挖鄰產保護工法成效總評

本章節彙整前一章節所逐一探討台北捷運新店線和淡水線各個車站深開挖鄰產保護案例之保護工法成效，提出整體性之成效評估。

歸納新店線和淡水線各個車站之深開挖鄰產保護工法，約可區分為以下四種：

1. 地中壁工法（應用於公館站及古亭站），
2. 擠壓灌漿工法（應用於台電大樓站、中正紀念堂站及台大醫院站），
3. 微型樁工法（應用於萬隆站出入口 B），及
4. 支撐預載達 50% 設計載重（應用於所有車站）。

其中之第 4 種「支撐預載達 50% 設計載重」係各工程標遵循捷運局規範規定「支撐須給予 50% 設計載重或更大載重之預載重」所辦理結果，因亦有利於抑制擋土壁變位，間接達到保護鄰房之目的，故本研究亦將之列入討論。

於本研究中，對於建物保護工法之成效評估乃依據建物保護準則進行，並直接以安裝於連續壁及建物之監測儀器（包括連續壁內傾度管及建物沉陷點）觀測結果進行成效評估。

建物保護準則主要遵循捷運局所訂定之「土木工程設計規範」內對於建物保護之規定：

- (1) 建物總沉陷量不超過 25mm。
- (2) 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

至於部份保護工法，如地中壁工法及支撐預載達 50% 設計載

重，因其設計理念中包含有限制連續壁變位，故本研究亦將連續壁變位設計規範（監測行動值）列入。

由於連續壁變位設計規範乃由細部設計顧問依各工程標狀況訂定，故各個車站之標準不一定均相同。於此必須說明的是：「各細部設計顧問是否全然由建物保護之角度考量制定連續壁變位？」實屬未知；換言之，符合連續壁變位規範是否即表示能滿足建物保護之要求，仍未可知，故連續壁變位設計規範將僅視為一參考指標。

表 5-0-1 為各車站之建物保護準則一覽；表 5-0-2 整理各車站鄰產保護工法成效之評估結果，並再逐一說明如下。

表 5-0-1 車站深開挖鄰產保護準則一覽

施工標	車站名稱	建物沉陷	建物傾斜	連續壁變位	案例探討
CT202B	R16 民權西路站	35mm	1/500	85mm	第四章第十四節
CT202A	R15 雙連站	35mm	1/500	85mm	第四章第十三節
CT202A	R14 中山站	25mm	1/500	85mm	第四章第十二節
CH218	R12 台大醫院站	25mm	1/500	85mm	第四章第五節
CH219	G11 中正紀念堂站	25mm	1/500	85mm	第四章第四節
CH220	G10 古亭站	25mm	1/500	85mm	第四章第三節
CH221	G09 台電大樓站	25mm	1/500	50mm	第四章第二節
CH222	G07 公館站	25mm	1/500	50mm	第四章第一節
CH223	G06 萬隆站	25mm	1/500	50mm	第四章第十一節
CH224	G05 景美站	25mm	1/500	50mm	第四章第十節
CH224	G04 大坪林站	25mm	1/500	50mm	第四章第九節
CH225	G03 七張站	25mm	1/500	N/A*	第四章第八節
CH226	G02 新店市公所站	25mm	1/500	50mm	第四章第七節
CH227	G01 新店站	25mm	1/500	35mm	第四章第六節

深開挖鄰產保護研究(一)

【註】* G03 七張站之開挖擋土採用兵樁。

表 5-0-2 捷運新店線和淡水線車站鄰產保護工法成效評估結果

鄰產保護工法	工法實施之車站名稱	工法成效評估結果	可能原因研判
擠壓灌漿	R12 台大醫院站 G11 中正紀念堂站 G09 台電大樓站	台大醫院站擠壓灌漿成效差，建物沉陷不減反增。其餘兩站之成效不明顯。	施工技術良窳之影響，或灌漿壓力對樁體周遭土壤產生超額孔隙水壓改變土體行為所致。
地中壁	G10 古亭站 G07 公館站	地中壁抑制連續壁變位成效不彰。	灌漿深度僅於開挖面附近之少數範圍，且開挖面附近地層原已屬非軟弱鬆散程度，致其效益發揮有限。
微型樁	G06 萬隆站 出入口 B	出入口 B 南側實施效果不明顯，北側實施效果有降低建物沉陷之效	因缺乏各項工程施工記錄等資料，難以作進一步之研判。
支撐預載 達 50% 設計載重	所有車站	G07 公館站(含)以北之 G07~R16 車站工址均有部份建物沉陷超過規範要求之現象。 公館站(不含)以南之 G01~G06 車站工址未發生建物沉陷超過規範要求之現象。	公館站(G07)及向北延伸至民權西路站(R16)等之 8 個研究車站之工址地層均為台北盆地松山層，土體變形較大，不利於鄰產之維護。 萬隆站(G06)及南向至新店站(G01)之 6 個車站工址地層均以卵礫石地層(景美層)為主，其強度高、變形低，利於鄰產之維護。

一、地中壁工法

公館站及**古亭站**均使用地中壁工法進行建物保護。於此之地中壁均係採用高壓噴射灌漿方式，於工區開挖前構築而成。

公館站之地中壁乃以二重管高壓灌漿方式，施作於最終開挖面至最終開挖面下 3m，採 60cm 樁徑、50cm 樁距之改良灌漿體相連而成，各道地中壁間距為 5m。地中壁施工範圍僅涵蓋站體內部地區及聯合開發區。

古亭站之地中壁採二重管高壓灌漿方式之 JSG 工法，施作於最終開挖面至最終開挖面下 3m（站體區域）或 6m（明挖覆蓋隧道）。地中樑間距 4.4m，改良樁體樁徑 1.6m。地中壁涵蓋範圍為整個站體。

依據連續壁變位及建物沉陷監測結果研判，不論是**公館站**或**古亭站**，其地中壁成效均不甚理想。其中之**公館站**，係經由有施作地中壁地區及無施作地中壁區域之連續壁變位比較後，得知兩區域變位相近，顯示保護工法成效不彰；至於**古亭站**則有十餘處建物施工影響未能符合 25mm 規範值之要求，亦顯示此工法未達設計預期。研判地中壁工法於此些車站應用成效不及預期之原因，可能是地中壁施作深度僅在最終開挖面至開挖面下 3 或 6 公尺，而開挖面附近地層原已屬非軟弱鬆散程度，致其效益發揮有限，難有明顯成果。

另外，值得一提的是地中壁工法須於連續壁完成後施工，故對於連續壁槽溝開挖階段之建物影響並無功效，故如連續壁施工階段已然造成建物不小之沉陷時，開挖階段之施工影響勢必要求大幅降低，方有可能達到既定之建物保護目標，亦即地中壁之預

期成效必須大幅提升，以彌補連續壁施工階段之建物影響。以公館站為例，連續壁施工階段之建物影響有約 1 公分之沉陷量，佔建物保護規範值 2.5 公分之 40%，不可謂不大。

二、擠壓灌漿工法

台電大樓站、中正紀念堂站及台大醫院站均使用擠壓灌漿工法進行建物保護。擠壓灌漿係由地面埋設灌漿管於建物下方，埋設角度約與鉛垂線略成一夾角（台電大樓站為 12~28 度；中正紀念堂站 15~35 度；台大醫院站 14~45 度），間距 2 或 3 公尺不等，埋管深度除台大醫院站已知為 8 至 12 公尺外，其餘車站則未知。灌漿施工由下而上將灌漿材料施灌至地層中，藉以頂起或增加地層密度，以減少建物後續之沉陷。灌漿時機則是視建物沉陷達某一監測量時才進行，其中於台電大樓站設定為 15 或 20mm；中正紀念堂站 18mm；台大醫院站 10mm。

擠壓灌漿施作位置於台大醫院站僅有台大醫院復健大樓乙處；台電大樓站及中正紀念堂站則分佈於東、西兩側之多處建物。

經施工監測並比較有實施擠壓灌漿及無實施擠壓灌漿之建物沉陷情形，得知於台大醫院站之復健大樓經實施擠壓灌漿後之建物沉陷反較其他建物為大；至於台電大樓站及中正紀念堂站則未見實施擠壓灌漿保護建物之沉陷量有明顯小於無實施擠壓灌漿之建物。整體而言，此些結果明白顯示擠壓灌漿保護成效不甚理想。

由於設計原意乃擬藉由擠壓灌漿形成建物托底之效，但於實務上，此一保護方式之成敗極易受施工技術良窳之影響，加以擠壓灌漿壓力會對樁體周遭土壤產生超額孔隙水壓致改變土體行

為，推估此些均有可能是造成擠壓灌漿保護成效不彰之原因。

三、微型樁工法

微型樁工法僅應用於萬隆站出入口 B 周邊兩處保護建物。微型樁係設置於建物與出入口連續壁間，乃於連續壁施工前，以鑽機鑽孔約 10cm 直徑，至深度 15~16m 後（貫入卵礫石地層中），再以壓力灌漿方式注入水泥砂漿並插入數支鋼筋。樁間距 40cm 並以兩種傾斜角方式（3~8 度及 15~20 度）交叉排列，樁頂施作帽樑連結。

經分別比較有施作微型樁保護及無施作微型樁保護之建物沉陷監測結果，顯示出入口 B 南側建物受微型樁保護之效果不明顯；至於北側建物則微型樁有降低沉陷之效。其中北側建物未施作微形樁保護者曾有達 0.9 公分之沉陷增量（即以出入口 B 連續壁開始施工歸零沉陷監測結果後之沉陷量），明顯數倍高於有微形樁保護者之 0.2 公分沉陷增量。至於兩側建物保護成效何以不同，因缺乏各項工程施工記錄等資料，難以作進一步之研判。

四、支撐預載達 50%設計載重

實施支撐預載達 50%設計載重乃台北捷運工程規範所制定之常態作為。就本研究之 14 個車站而言，如其成效評估係依據建物保護準則是否達成作為判斷標準時，則於公館站（含）以北之車站工址均有部份建物沉陷超過規範要求之現象；而公館站（不含）以南之車站工址施工則無此現象。

以台北盆地地層分區而言，公館站工址約位於新店溪二區

(H2)，淡水河二區(T2)及基隆河一區(K1)之交界處，故公館站以北之路線地層屬淡水河分區；以南為新店溪分區。換言之，公館站(G07)及向北延伸至民權西路站(R16)等之 8 個研究車站之工址地層均為台北盆地松山層，包含由粉土質黏土層與粉土質細砂層交互組合而成之六個次層；至於萬隆站(G06)及南向至新店站(G01)之 6 個車站，則均以卵礫石地層（景美層）為主，地表再覆蓋約 2 至 6 公尺不等厚度之表土層，由回填土層及包含砂、黏土、粉土之近代沖積土壤所組成。

就萬隆站以南之卵礫石地層而言，其強度高、變形低，利於鄰產之維護，加以地下水位相對於松山層為深，故開挖施工對工區周遭建物之影響較小。另就公館站以北而言，站體深開挖均處在強度較低之松山層內施工，土體變形較大，不利於鄰產之維護，加以地下水位較淺，故開挖施工對工區周遭建物之影響較大。

整體而言，站體深開挖施工如未額外施作鄰產保護工程，僅擬借助高勁度擋土壁（如連續壁）及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響，工址地層狀況是最主要決定因素，但無庸置疑地，亦須配合嚴謹施工方足以成事。

另外，相同於地中壁工法之處是此一支撐加大預載工法亦無法顧及連續壁施工階段之建物影響，有其限量之處，不可不察。

第六章 深開挖工程對鄰產影響分析模式之探討

本章針對捷運新店線深開挖工程對鄰產影響的分析模式進行探討，包括設計分析模式的探討，及現行鄰產影響經驗分析方法之適用性探討。

根據第四章對新店線和淡水線車站(G01 至 R16)鄰產保護案例探討之資料，新店市公所站(G02)、七張站(G03)、大坪林站(G04)、景美站(G05)及萬隆站(G06)等五個案例所在之地層皆屬卵礫石地層，由於考量地質情況良好或預期工區開挖施工不致過量影響周邊鄰房，危害建物安全，因此未額外施作鄰產保護工程，僅借助連續壁或兵樁擋土壁及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響，加以這些案例之沉陷點主要係沿開挖四周及鄰近建物四周設置無法提供一適當的監測斷面以供分析及探討使用，部分的案例亦未蒐集到開挖分區與施工時程等工程記錄。此外台北車站(R13)因多條路線交叉通過，各工程間彼此影響，因此開挖影響因素極為複雜，無法釐清，因此本章探討在設計分析模式及現行鄰產影響經驗分析方法之適用性時，將不包括上述六個案例，僅針對公館站(G07)、台電大樓站(G09)、古亭站(G10)、中正紀念堂站(G11)、台大醫院站(R12)、新店站(G01)、中山站(R14)和雙連站(R15)及民權西路站(R16)等案例進行分析討論，其中中山站(R14)和雙連站(R15)因屬同一標(202A 標)，因此將於同一節中探討。

第一節 捷運新店線公館站

捷運新店線公館站鄰產保護措施係採用地中壁，目的在於利用地中壁降低連續壁變位，減少開挖引致之地表沉陷，以達到鄰產保護的目的，其採用之設計分析模式分以下兩部分說明：

(1)連續壁變位分析主要係利用彈性基礎樑法，對於地中壁的考慮及模擬，係採用地盤改良的觀念，將設置地中壁之深度以複合土體之平均剪力強度及水平反力係數進行分析，因無法蒐集到施工承商之設計評估報告，致無法了解連續壁變位分析之結果。依據連續壁內傾度管之監測管理值中 50mm 行動值(亞新工程顧問股份有限公司，1995)推論，工區開挖構築期間之連續壁最大側向位移量(δ_{vm})預估值應 50mm 以內，比較傾度管實際監測之 δ_{vm} ，除 SID02 超過 50mm，達 58mm 外，其餘約介於 12mm~40mm，因此應和設計結果接近。

由於地中壁減少擋土壁變形的機制和地盤改良的機制有所不同。地盤改良的設計理念係鑑於開挖區土壤過於軟弱，以致於土壤的被動抵抗過小，因此利用地盤改良的方式，提高開挖區內土壤的強度。而地中壁的設計理念，如前所述，乃是將地中壁視為支撐。因此在分析地中壁時，採用地盤改良的觀念，以彈性基礎樑法進行分析並非不可行，但須進一步研究參數的擇取原則及方法。

地中壁之連續壁行為屬三向度，因此理論上地中壁的設計及行為探討必須進行三向度有限元素法分析。

(2)在地表沉陷及建物沉陷的分析方面，因無施工承商之設計評估報告，故無法得悉其原始分析模式，惟因捷運工程之施工

均須通過施工前之審核過程，故以規範要求之角度而言，其所採用之建物沉陷分析模式，應是能滿足規範要求者，亦即其所分析獲得之建物沉陷量應在 25mm 以內。詹榮鋒，1996，曾於工區開挖結束階段，採用 Bowles 建議模式進行公館站建物沉陷評估檢討，雖不知此一 Bowles 模式是否與施工廠商所採用者相同，惟就細部設計顧問亦採用此一分析模式進行 CH222 標設計工作而言，應不排除 Bowles 模式乃當時所可接受之分析模式之一。Bowles 分析模式僅針對站體開挖施工階段之連續壁變位引致周遭建物沉陷分析，至於連續壁槽溝開挖施工所引致之建物沉陷分析則不含在內，然而此一因素亦是屬深開挖施工影響之一環。有關 Bowles 應用於公館站之可能分析結果，將於後續內容述及。

本研究為了解現行鄰產影響經驗分析方法應用於公館站之可能成效，將把第二章所述之各經驗方法和公館站之監測結果進行比較，以探討各經驗方法之適用情形。

(1)連續壁最大側向位移量與地表最大沉陷量：

圖 6-1-1、圖 6-1-2 及圖 6-1-3 分別為圖 4-1-5 所示之傾斜管編號 SID8、SID9 及 SID10 量測所得開挖所引致之壁體側向位移及垂直於擋土壁之斷面的地表沉陷。地表最大沉陷量(δ_{vm})和壁體最大側向位移量(δ_{hm})之比值分別為 0.214、0.978 及 0.360，其值變異較大，並未有強烈的一致性，因此不能具體的表現出 δ_{hm} 和 δ_{vm} 的關係。壁體最大側向位移量(δ_{hm})和開挖深度比值分別為 0.157%、0.110% 及 0.117%，其值較一般深開挖工程的經驗值為低，如式(2-1)所示。

(2)地表沉陷曲線之預測：

深開挖鄰產保護研究(一)

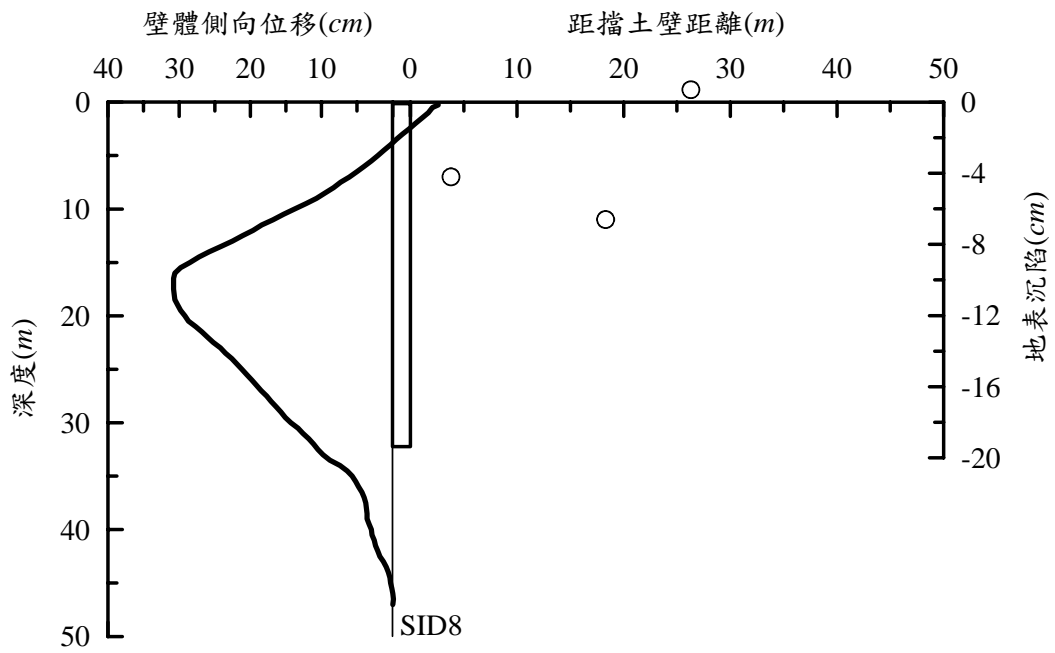


圖6-1-1 公館站SID8對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

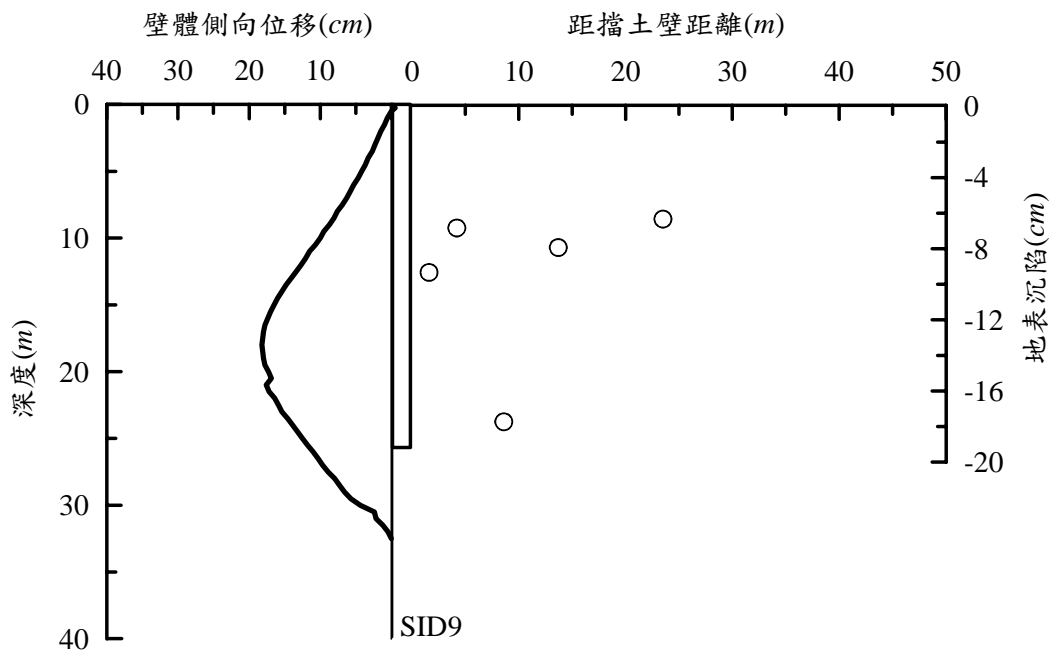


圖6-1-2 公館站SID9對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

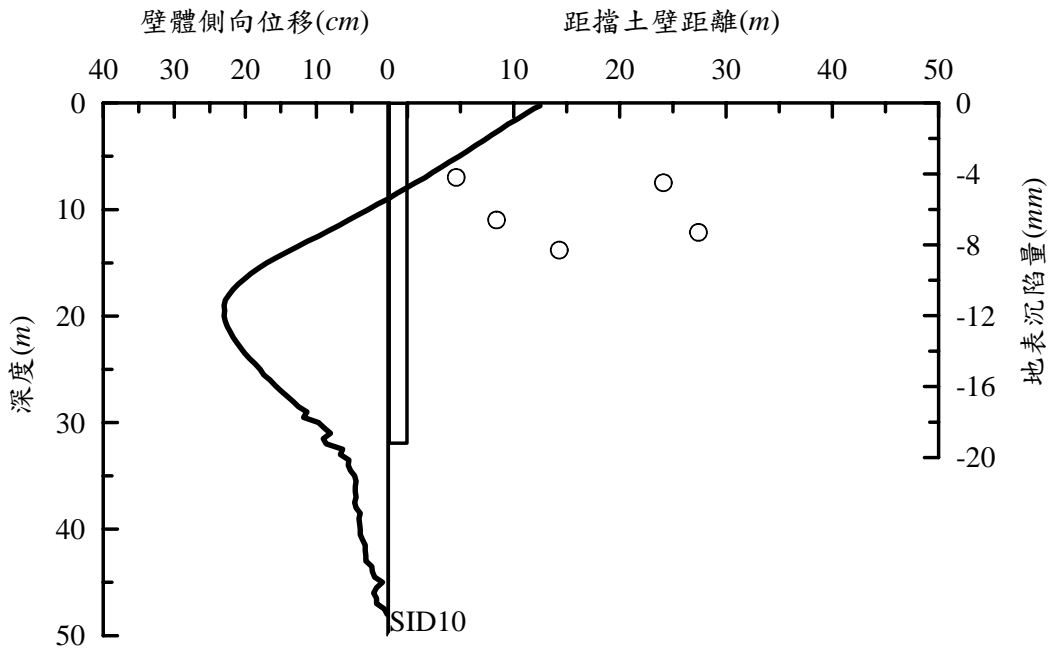


圖6-1-3 公館站SID10對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

本研究利用第二章所介紹之地表沉陷經驗預測法，對圖 4-1-5 中之 SID8、SID9 及 SID10 所對應之斷面進行模擬預測，並與監測結果進行比較。應用的方法除了 Bowles 法外，尚包括 Peck 法、木島和阿部法、Mana and Clough 法 Nicholson 法、Clough and O'Rourke 法、Woo and Moh 法、何泰源和李魁士法及 Ou and Hsieh 法，另外松尾和川村法並未有沉陷曲線的分佈，Bauer 法適用於砂土，因此此兩方法並未納入預測比較。

在進行預測時，木島和阿部法、Bowles 法、Nicholson 法採其建議的方法估計 δ_{vm} ，其中木島和阿部法採勁度高的曲線，Peck 法採用 I、II 區之交界線，配用 Clough and Schmidt 壁體側向位移較小時之建議， $\delta_{hmax} = 1.4\delta_{vmax}$ 估計 δ_{vm} ， δ_{hm} 則採用監測結果，Woo and Moh 法採 T2 區數據較密集之關係曲線，如式(2-19)所示。對

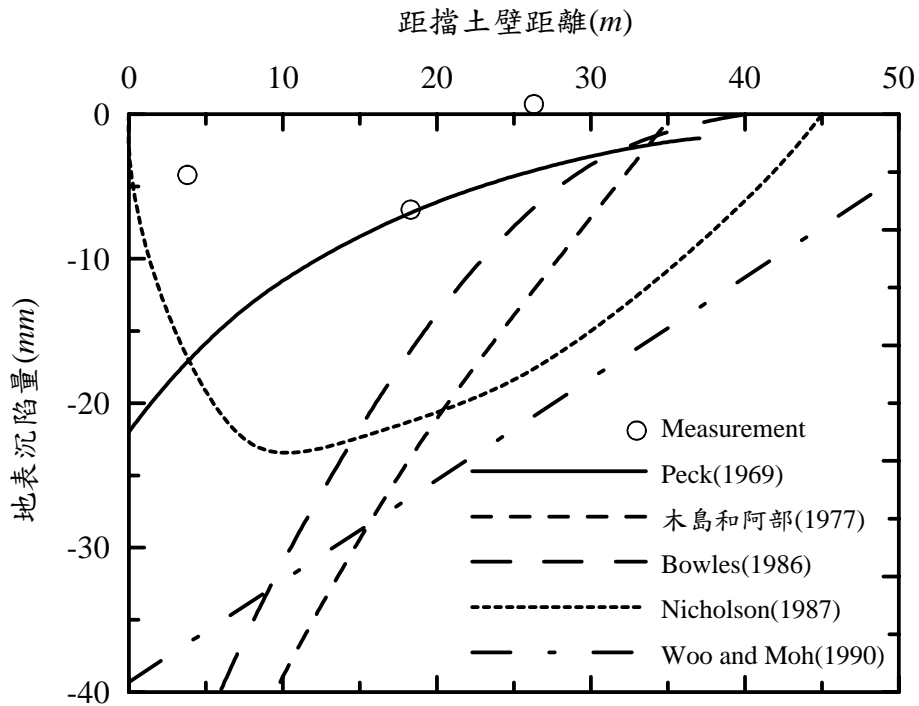
於 Mana and Clough 法、Clough and O'Rourke 法、何泰源和李魁士法及 Ou and Hsieh 法， δ_{vm} 直接採用監測之結果。

各經驗法預測曲線分佈和沉陷監測點之沉陷比較如圖 6-1-4、圖 6-1-5 及圖 6-1-6 所示。綜合比較結果分述如下：

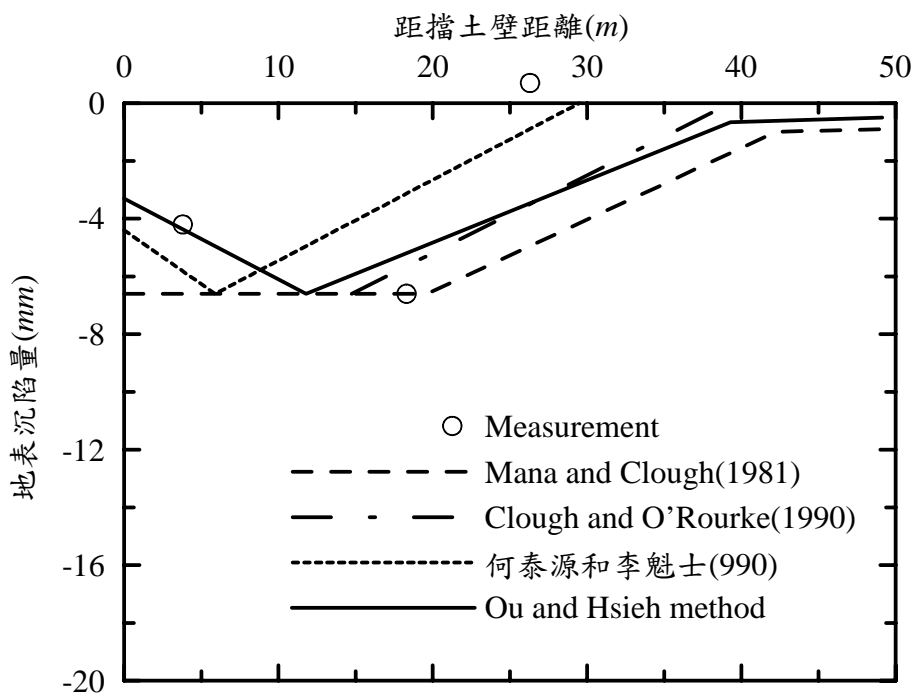
(a)木島和阿部法、Bowles 法皆有高估 δ_{vm} 的情形，以 Woo and Moh 法的包絡線所估計之 δ_{vm} 亦有高估的情形。以 Peck 法配合 Clough and Schmidt 建議及 Nicholson 法之 δ_{vm} 雖較有較佳的估計，然仍有高估的情形，綜合來看若能合理估計 δ_{hm} ，則以 δ_{hm} 估計 δ_{vm} 會有較好的結果。

(b)根據圖 6-1-1、圖 6-1-2 及圖 6-1-3 之壁體側向位移的情形，利用 Hsieh 和 Ou(1998)的研究，如圖 2-8 所示，判斷其沉陷槽應為凹槽型。沉陷點的監測結果顯示，沉陷的分佈趨向於凹槽型，符合於 Hsieh 和 Ou(1998)的研究，因此包括 Peck 法、木島和阿部法、Bowles 法及 Woo and Moh 法等三角槽型預測曲線所預測之沉陷分佈和監測結果有較大的差異。

(c)對於凹槽型的沉陷預測曲線，Clough and O'Rourke 法可得到不錯的沉陷包絡結果。在所有方法中，Ou and Hsieh 法所預測得主要影響區的結果是和監測結果較接近，對於次要影響區，則因缺少沉陷監測點，因此無法獲得印證。綜合預測的結果，若能合理估計 δ_{vm} ，則以 Ou and Hsieh 法所預測之沉陷曲線分佈是較接近於監測的沉陷分佈。



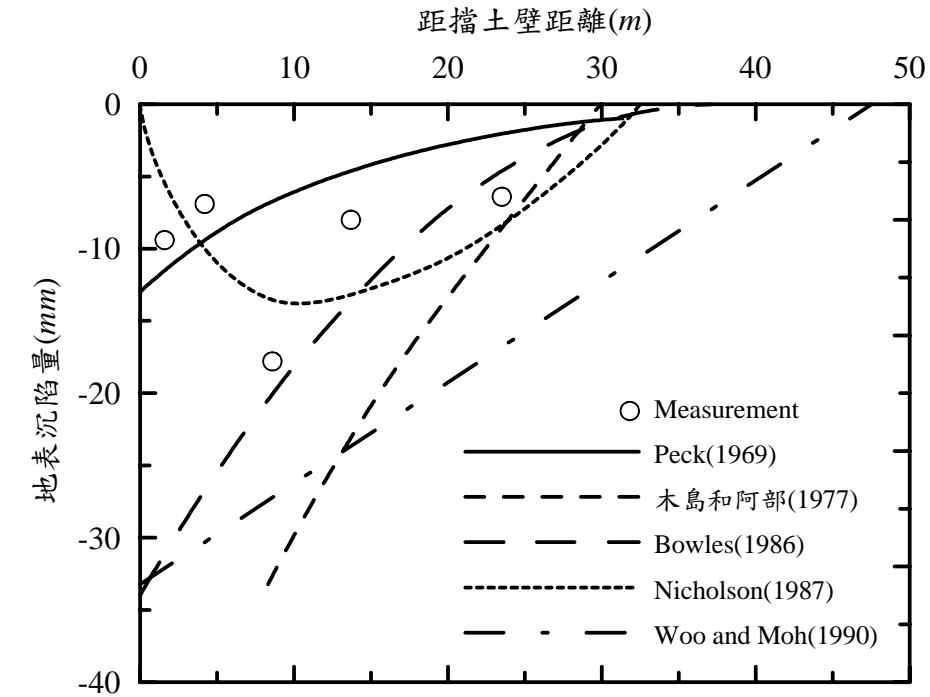
(a)



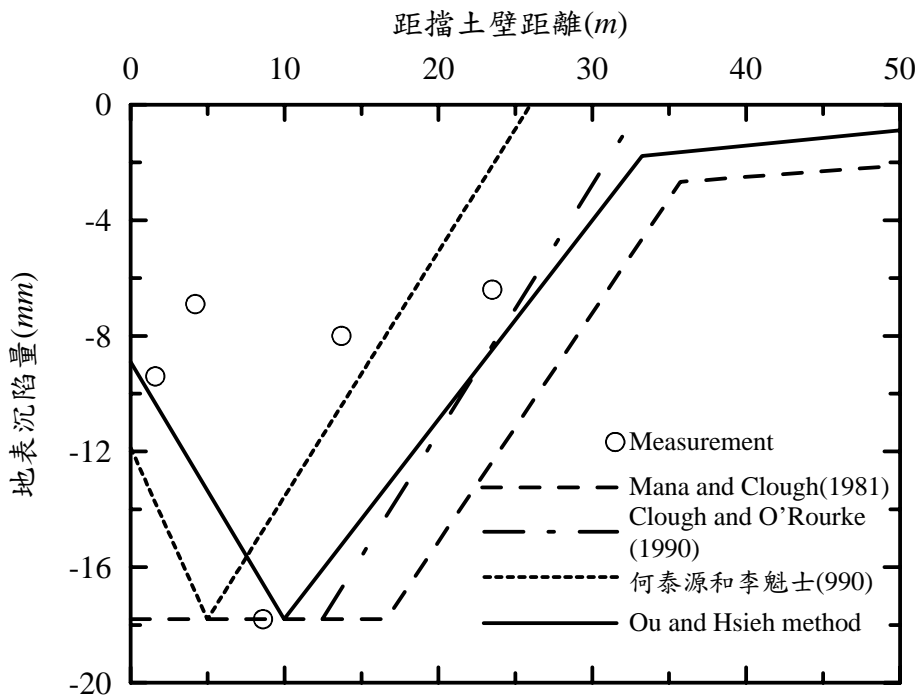
(b)

圖 6-1-4 公館站 SID8 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

深開挖鄰產保護研究(一)

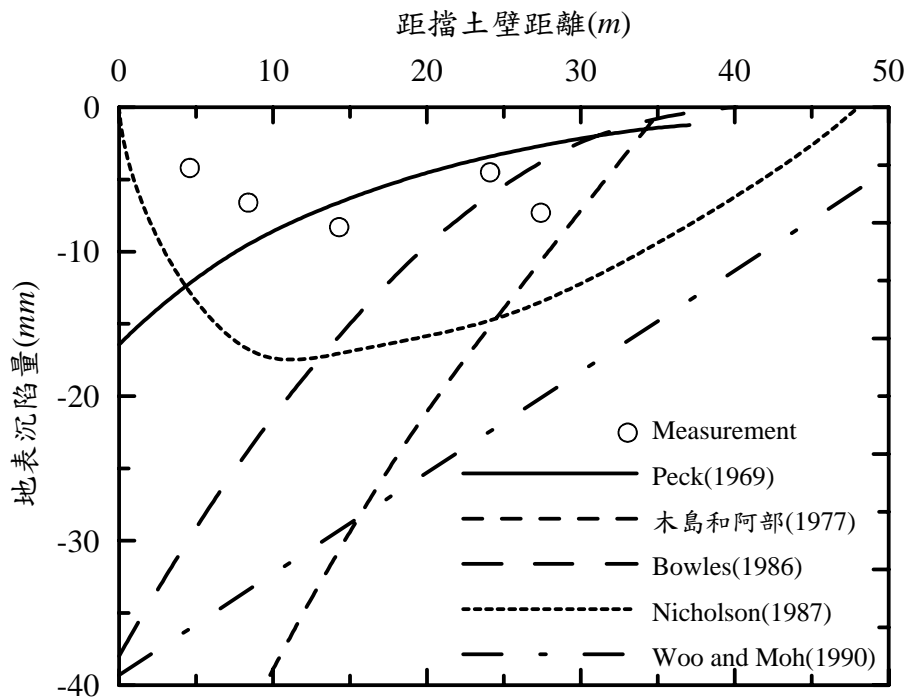


(a)

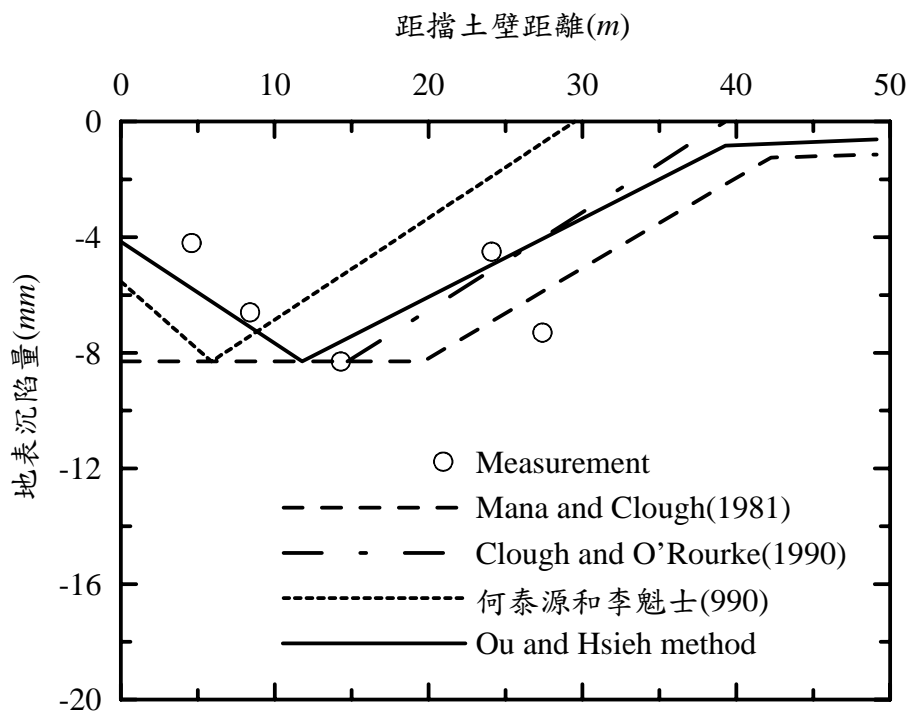


(b)

圖 6-1-5 公館站 SID9 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較



(a)



(b)

圖 6-1-6 公館站 SID10 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

第二節 捷運新店線台電大樓站

捷運新店線台電大樓站鄰產保護措施係於特定建物基礎底部進行擠壓灌漿，藉由擠壓灌漿形成建物托底以支撐建物，達到鄰產保護的目的，其採用之設計分析模式分以下兩部分說明：

(1)連續壁變位分析方面，由於台電大樓站所採用擠之壓灌漿建物保護措施，一般無法有效減少施工所產生之地盤位移，因此在採用彈性基礎樑法進行連續壁變位分析時，並未將其考量在分析中。由於無法蒐集到施工承商之設計評估報告，無法了解連續壁變位分析之結果，而且亦無連續壁變位之監測資料，因此無法探討分析的成果。

(2)在地表沉陷及建物沉陷的分析方面，細部設計顧問係採用 Bowles 模式進行 CH221 標設計工作。Bowles 分析模式僅針對站體開挖施工階段之連續壁變位引致周遭建物沉陷分析，至於連續壁槽溝開挖施工所引致之建物沉陷分析則不含在內。有關 Bowles 應用於本工程之可能分析結果，將於後續內容述及。

本研究為進一步了解現行鄰產影響經驗分析方法之可能應用成效，將把第二章所述之各經驗方法和台電大樓站之監測結果進行比較，以探討各經驗方法之適用情形。

本案例缺乏傾度管的監測資料，且亦缺乏連續壁施工完成時之地表沉陷監測資料，無法區分出連續壁施工及開挖所分別引致之沉陷量，因此在以地表沉陷經驗預測法進行模擬預測時，地表沉陷的監測數據將包括連續壁施工及開挖所產生的沉陷。可作為研究分析之斷面包括有 SID205、SID031 及 SID023 三個斷面，如圖 4-2-10 所示。

在進行預測時，由於缺乏各斷面所對應之傾度管監測資料，因此需要壁體側向位移資料之 Nicholson 法將無法使用，Bowles 法之 δ_{vm} 則直接採用監測之結果，Peck 法採用採用 I、II 區交界之 1% 曲線，木島和阿部法採勁度高的曲線，Woo and Moh 法採 T2 區數據較密集之關係曲線。對於 Mana and Clough 法、Clough and O'Rourke 法、何泰源和李魁士法及 Ou and Hsieh 法， δ_{vm} 直接採用監測之結果。

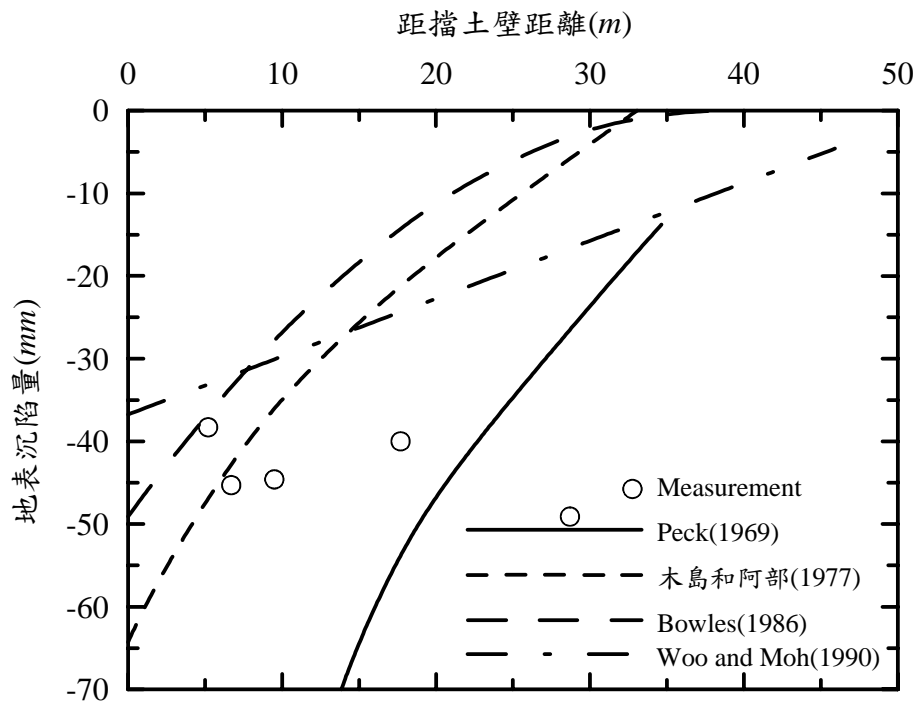
各經驗法預測曲線分佈和沉陷監測點之沉陷比較如圖 6-2-1、圖 6-2-2 及圖 6-2-3 所示。綜合比較結果分述如下：

(a) 利用開挖深度估計 δ_{vm} 的方法，如 Peck 法、木島和阿部法及，易有高估 δ_{vm} 的現象。

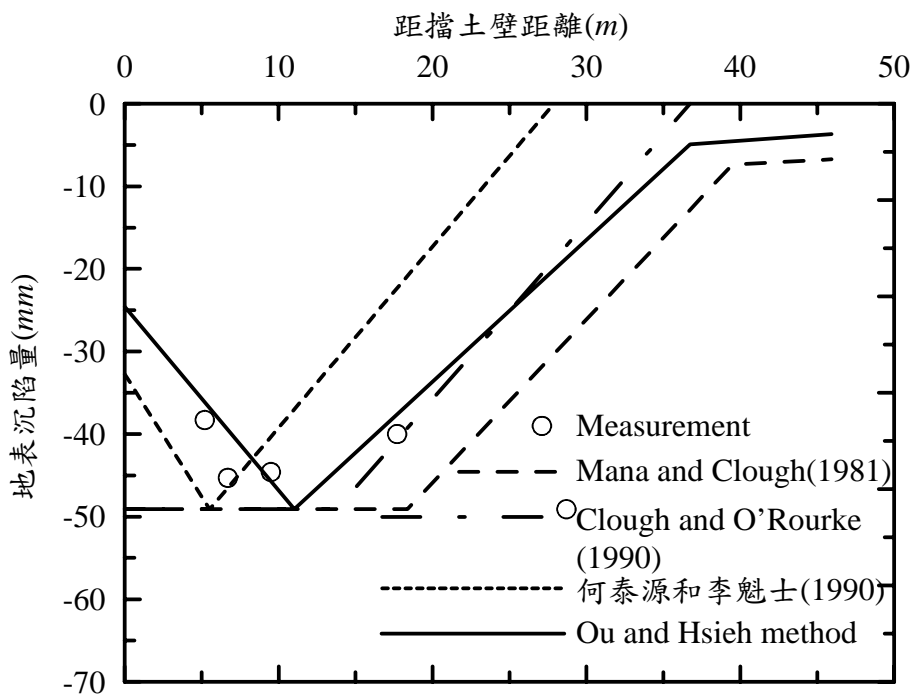
(b) 由沉陷點的監測結果顯示，本案例的沉陷的分佈有趨於三角槽型的亦有趨於凹槽型的，但因無連續壁側向位移之資料，因此無法評估其發生的原因。

(c) 在沉陷曲線的預測方面，對本案例趨於三角槽型之沉陷，若能合理估計 δ_{vm} ，則 Bowles 法的曲線及 Ou and Hsieh 法可得到不錯的預測，如圖 6-2-2(SID031)。對於趨於凹槽型之沉陷，Ou and Hsieh 法所預測之沉陷曲線分佈是較接近於監測結果。至於 Clough and O'Rourke 法則可得到不錯的沉陷包絡結果。

深開挖鄰產保護研究(一)

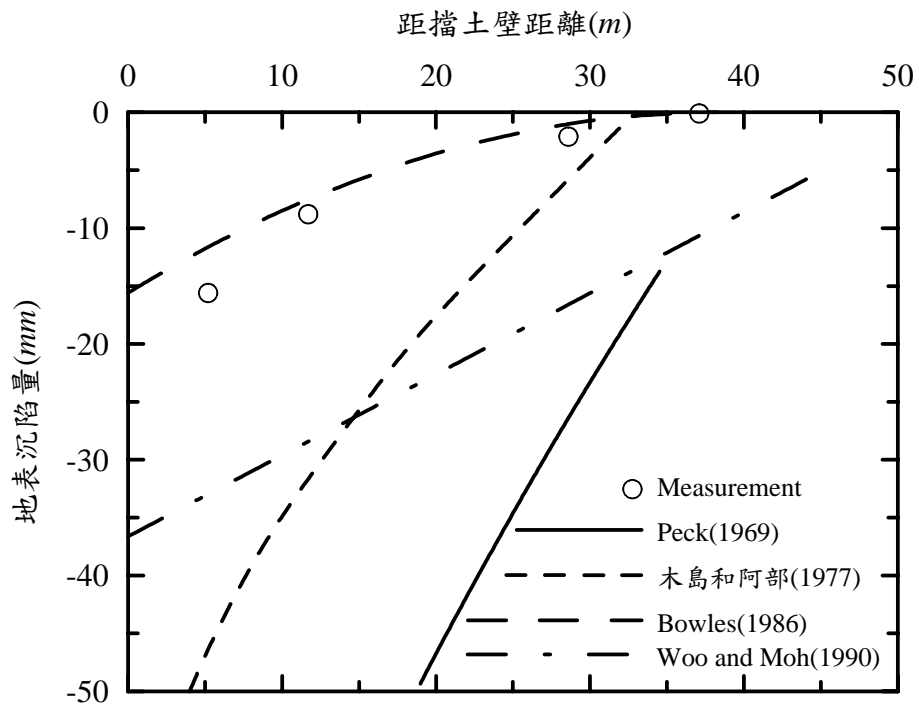


(a)

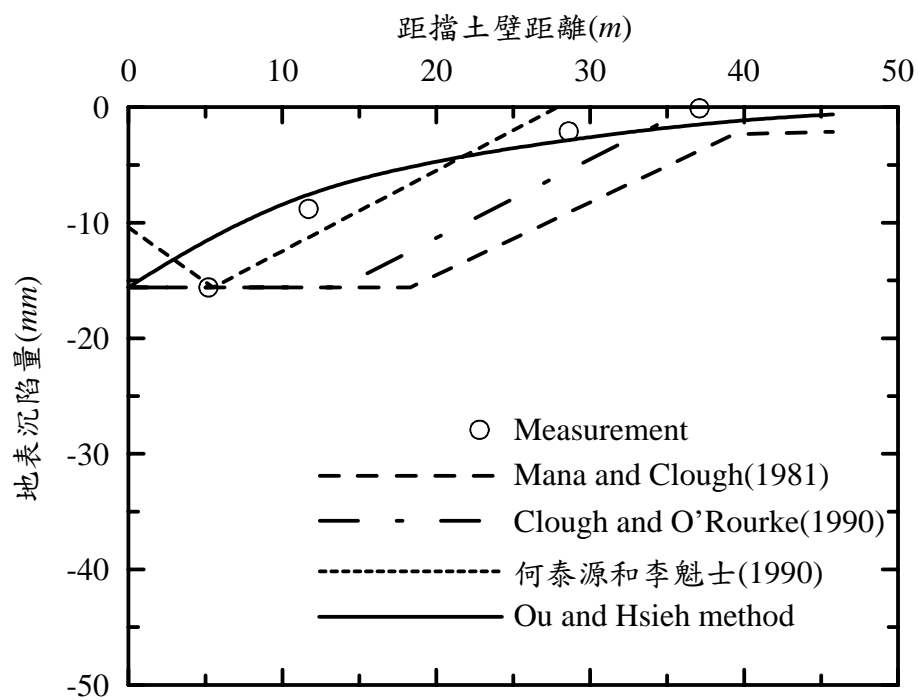


(b)

圖 6-2-1 台電大樓站 SID205 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較



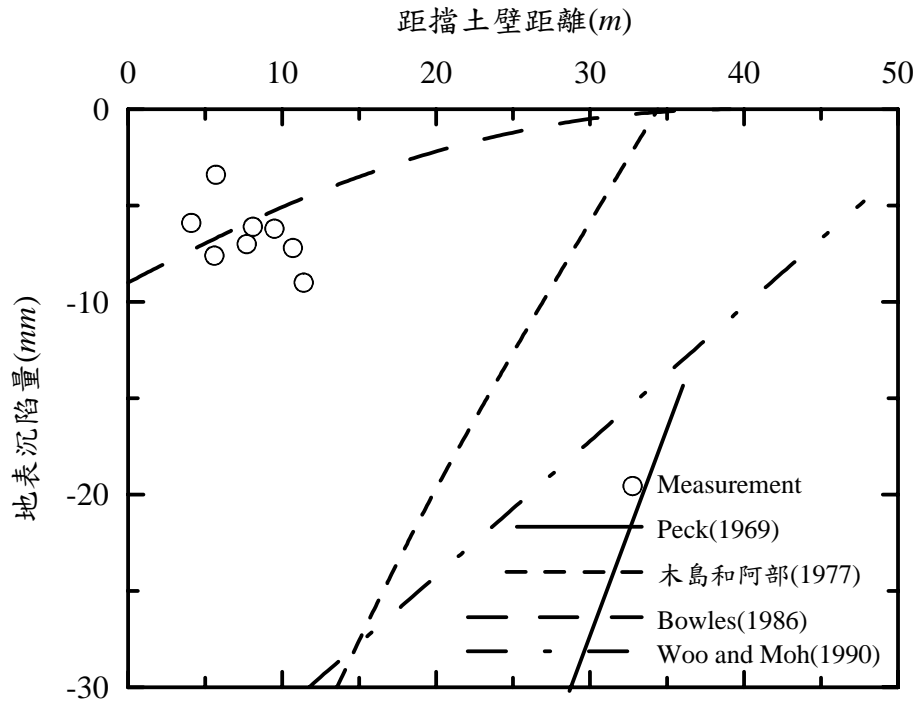
(a)



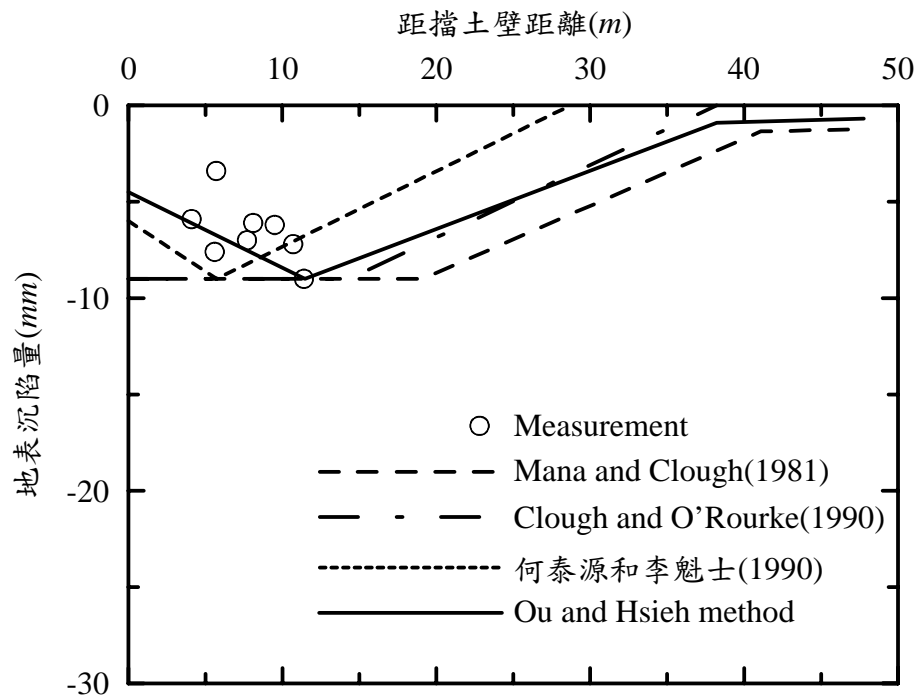
(b)

圖 6-2-2 台電大樓站 SID031 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

深開挖鄰產保護研究(一)



(a)



(b)

圖 6-2-3 台電大樓站 SID023 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

第三節 捷運新店線古亭站

捷運新店線古亭站鄰產保護措施係採用地中壁，目的在於利用地中壁降低連續壁變位，減少開挖引致之地表沉陷，以達到鄰產保護的目的，其採用之設計分析模式分以下兩部分說明：

- (1)連續壁變位分析主要係利用彈性基礎樑法，地中壁的考慮及模擬係採用地盤改良的觀念，設計分析模式之說明同本章第一節公館站所述。因無法蒐集到施工承商之設計評估報告，致無法了解連續壁變位分析之結果。惟依據連續壁內傾度管之監測管理值中 85mm 行動值(亞新工程顧問股份有限公司，1995)推論，工區開挖構築期間之連續壁最大側向位移量(δ_{vm})預估值應在 85mm 以內，比較傾度管實際監測之 δ_{vm} ，其值約介於 8mm~29mm，應較設計結果小。
- (2)在地表沉陷及建物沉陷的分析方面，因無施工承商之設計評估報告，故無法得悉其原始分析模式，惟因捷運工程之施工均須通過施工前之審核過程，故以規範要求之角度而言，其所採用之建物沉陷分析模式，應是能滿足規範要求者，亦即其所分析獲得之建物沉陷量應在 25mm 以內。

本研究為了解現行鄰產影響經驗分析方法應用於古亭站之可能成效，將把第二章所述之各經驗方法和古亭站之監測結果進行比較，以探討各經驗方法之適用情形。本研究所分析之斷面為圖 4-3-6 所示之 SID09 及 SID11 所對應之斷面，由於缺乏連續壁施工完成時之地表沉陷監測資料，無法區分出連續壁施工及開挖所分別引致之沉陷量，因此在所採用的地表沉陷監測數據將包括連續壁施工及開挖所產生的沉陷。

(1)連續壁最大側向位移量與地表最大沉陷量：

圖 6-3-1 及圖 6-3-2 分別為 SID09 及 SID11 所對應之斷面的連續壁內傾度管量測所得開挖結束時之壁體側向位移及垂直於擋土壁之斷面的地表沉陷。地表最大沉陷量(δ_{vm})和壁體最大側向位移量(δ_{hm})之比值分別為 0.405 及 2.308，其值徧離一般深開挖工程的經驗值，如式(2-6)所示，且未表現出一致性關係，因此以本案例而言，不能表現出 δ_{hm} 和 δ_{vm} 的關係。壁體最大側向位移量(δ_{hm})和開挖深度比值分別為 0.122% 及 0.056%，其值明顯的較一般深開挖工程的經驗值為低，如式(2-1)所示。

(2)地表沉陷曲線之預測：

本研究利用第二章所介紹之地表沉陷經驗預測法，對圖 4-3-6 中之 SID9 及 SID11 所對應之斷面進行模擬預測，並與監測結果進行比較。

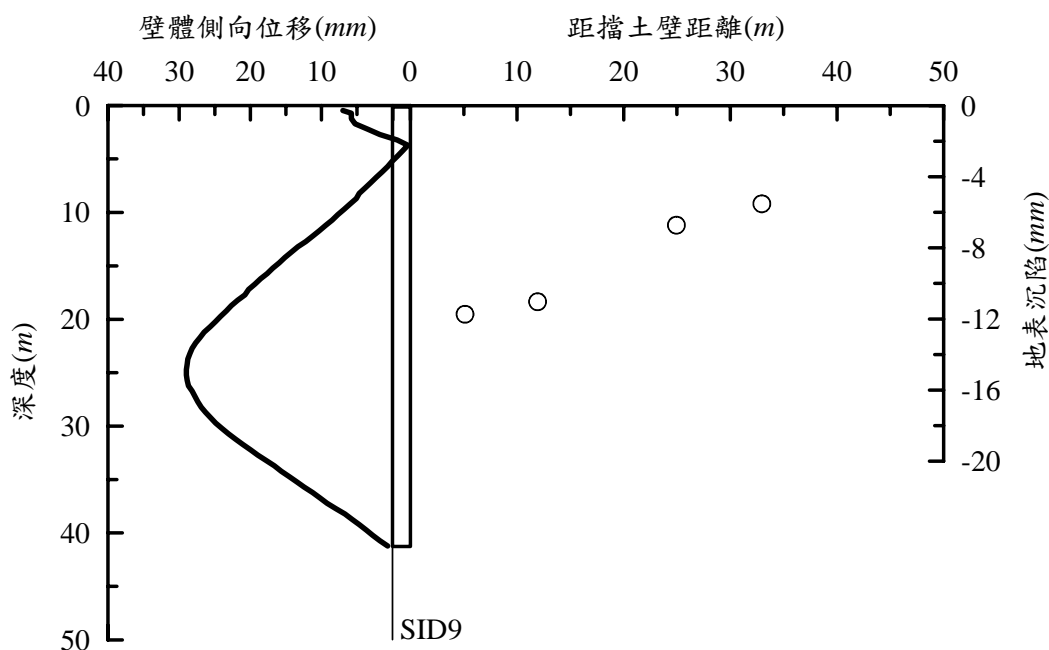


圖6-3-1 古亭站SID9對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

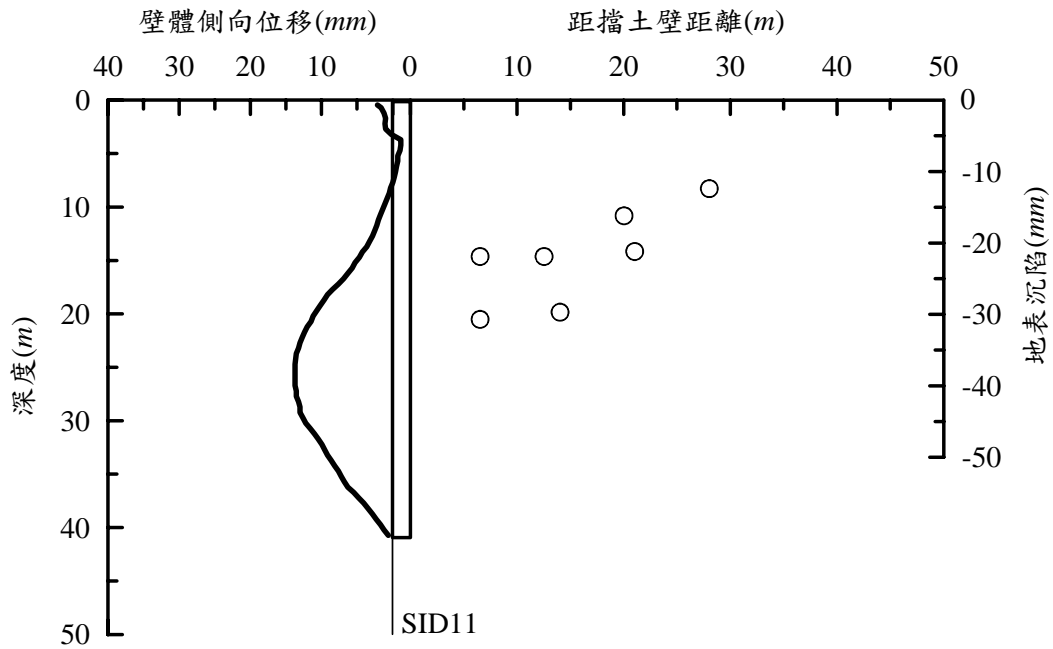


圖6-3-2 古亭站SID11對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

在進行預測時，木島和阿部法、Bowles 法、Nicholson 法採其建議的方法估計 δ_{vm} ，其中木島和阿部法採勁度高的曲線，Peck 法採用 I、II 區之交界線，配用 Clough and Schmidt 壁體側向位移較小時之建議， $\delta_{hmax} = 1.4\delta_{vmax}$ 估計 δ_{vm} ， δ_{hm} 則採用監測結果，Woo and Moh 法採 T2 區數據較密集之關係曲線。對於 Mana and Clough 法、Clough and O'Rourke 法、何泰源和李魁士法及 Ou and Hsieh 法， δ_{vm} 直接採用監測之結果。

各經驗法預測曲線分佈和沉陷監測點之沉陷比較如圖 6-3-3 及圖 6-3-4 所示。綜合比較結果分述如下：

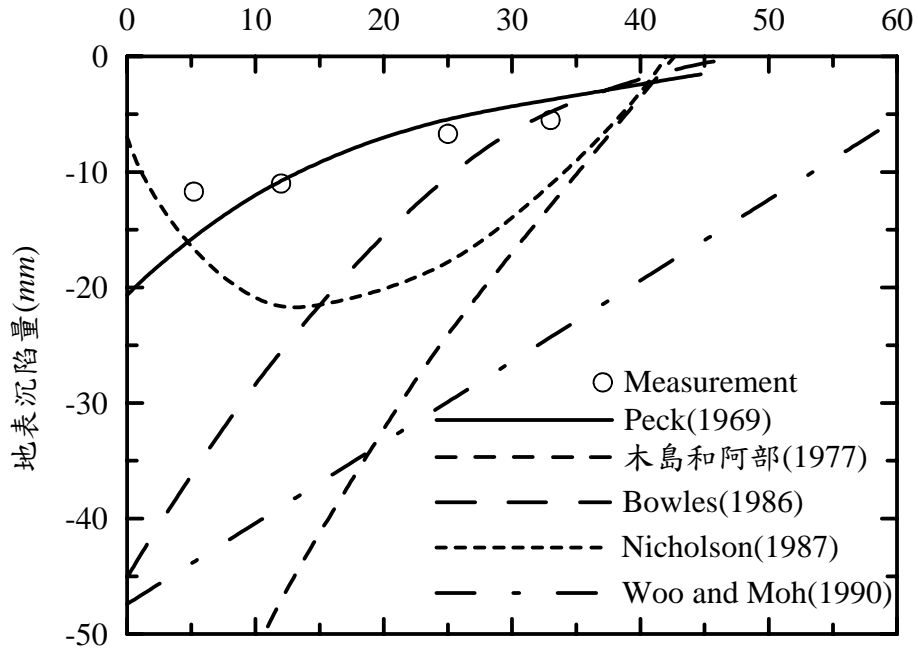
(a)利用開挖深度估計 δ_{vm} 的方法，如木島和阿部法及 Woo and Moh 法，皆易有高估 δ_{vm} 的情形、Bowles 法估計的 δ_{vm} 對 SID9 對應之斷面有高估 δ_{vm} 的情形，但對 SID11 對應之斷面則有低估的現象，Peck 法配合 Clough and Schmidt 的方法及 Nicholson 法估計之

深開挖鄰產保護研究(一)

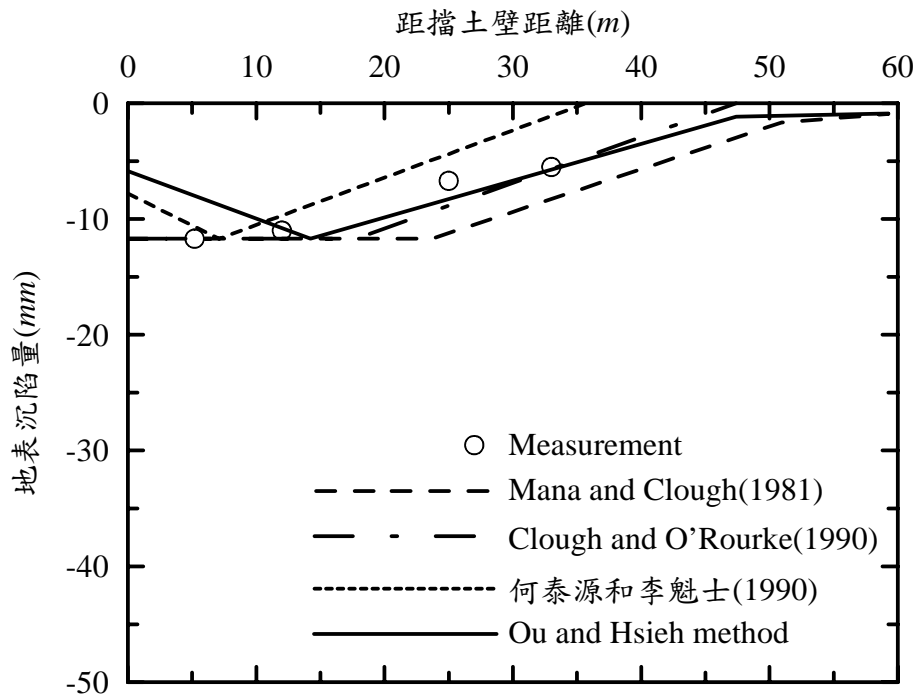
δ_{vm} 亦有和 Bowles 法類似的情形。

(b)根據圖 6-3-3 及圖 6-3-4 之壁體側向位移的情形，利用 Hsieh 和 Ou(1998)的研究，如圖 2-8 所示，判斷其沉陷槽應為凹槽型，但由沉陷點的監測結果顯示，沉陷的分佈界於凹槽型和三角槽型之轉換階段，和以往的研究有所差異。

(c)若能有效的估計 δ_{vm} ，則何泰源和李魁士法有低估影響範圍的情形，Mana 和 Clough 法有高估影響範圍的情形，Ou and Hsieh 法可得到不錯的沉陷曲線預測結果，Clough and O'Rourke 法則可得到不錯的沉陷包絡結果。



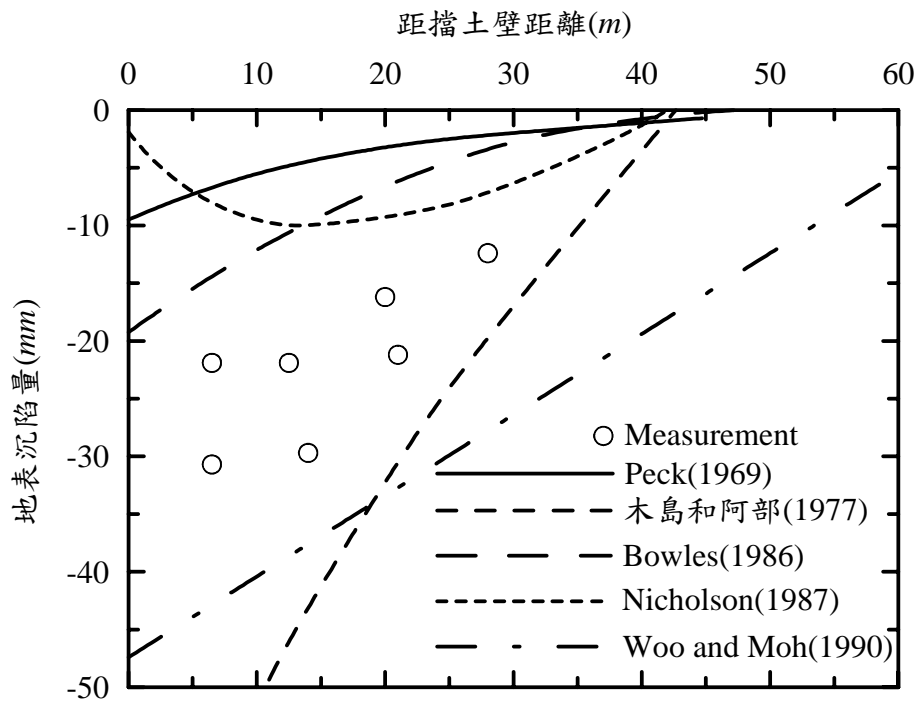
(a)



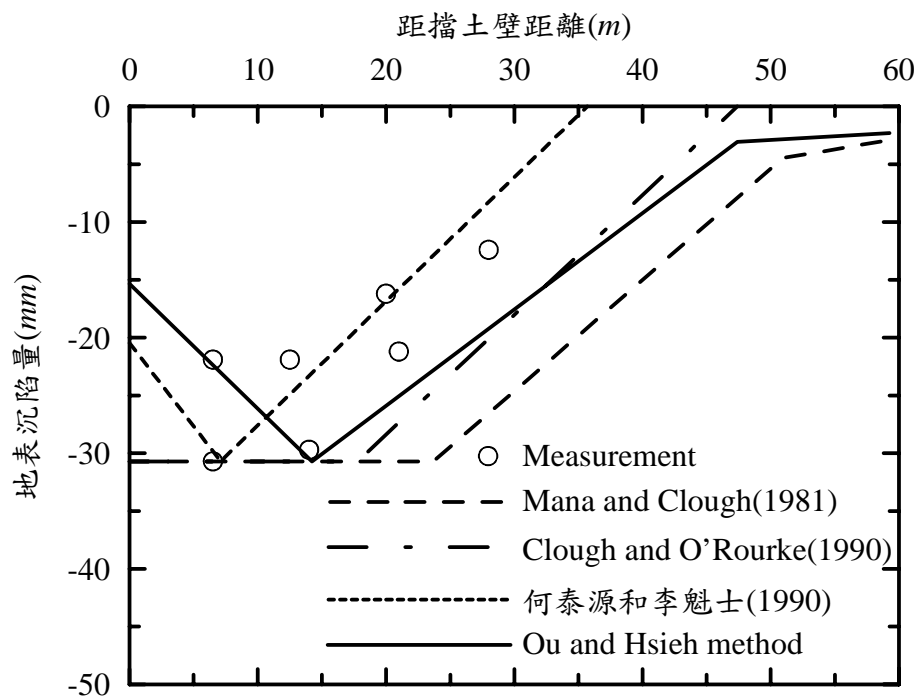
(b)

圖 6-3-3 古亭站 SID9 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

深開挖鄰產保護研究(一)



(a)



(b)

圖 6-3-4 古亭站 SID11 對應之斷面的之地表沉陷曲線預測比較

第四節 捷運新店線中正紀念堂站

捷運新店線中正紀念堂站鄰產保護措施係於特定建物基礎底部進行擠壓灌漿，藉由擠壓灌漿形成建物托底以支撐建物，達到鄰產保護的目的，其採用之設計分析模式，在連續壁變位分析方面，同本章第二節公電大樓站所述。因無法蒐集到施工承商之設計評估報告，致無法了解連續壁變位分析之結果。在地表沉陷及建物沉陷的分析方面，亦因無施工承商之設計評估報告，故無法得悉其原始分析模式，惟因捷運工程之施工均須通過施工前之審核過程，故以規範要求之角度而言，其所分析獲得之建物沉陷量應在 25mm 以內。

本研究為了解現行鄰產影響經驗分析方法應用於中正紀念堂站之可能成效，將把第二章所述之各經驗方法和中正紀念堂站之監測結果進行比較，以探討各經驗方法之適用情形。本研究所分析之斷面為圖 4-4-6 所示 SID03 對應之斷面。由於缺乏連續壁施工完成時之地表沉陷監測資料，無法區分出連續壁施工及開挖所分別引致之沉陷量，因此在所採用的地表沉陷監測數據將包括連續壁施工及開挖所產生的沉陷。

(1)連續壁最大側向位移量與地表最大沉陷量：

圖 6-4-1 為連續壁內傾度管編號 SID03 量測所得開挖結束時之壁體側向位移及垂直於擋土壁之斷面的地表沉陷。地表最大沉陷量(δ_{vm})和壁體最大側向位移量(δ_{hm})之比值為 0.875，其值和一般深開挖工程的經驗值接近，如式(2-6)所示。壁體最大側向位移量(δ_{hm})和開挖深度比值為 0.113%，其值較一般深開挖工程的經驗值為低，如式(2-1)所示。

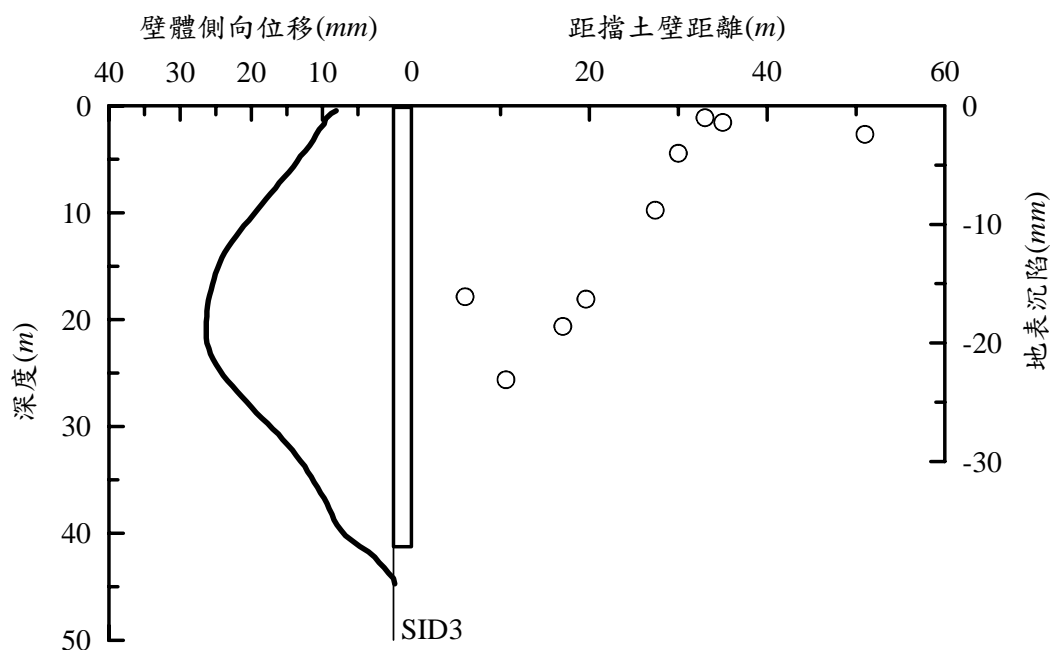


圖6-4-1中正紀念堂站SID03對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

(2)地表沉陷曲線之預測：

本研究利用第二章所介紹之地表沉陷經驗預測法，對圖 4-4-6 中 SID03 對應之斷面進行模擬預測，並與監測結果進行比較。

在進行預測時，木島和阿部法、Bowles 法、Nicholson 法採其建議的方法估計 δ_{vm} ，其中木島和阿部法採勁度高的曲線，Peck 法採用 I、II 區之交界線，配用 Clough and Schmidt 壁體側向位移較小時之建議， $\delta_{hmax} = 1.4\delta_{vmax}$ 估計 δ_{vm} ， δ_{hm} 則採用監測結果，Woo and Moh 法採 T2 區數據較密集之關係曲線。對於 Mana and Clough 法、Clough and O'Rourke 法、何泰源和李魁士法及 Ou and Hsieh 法， δ_{vm} 直接採用監測之結果。

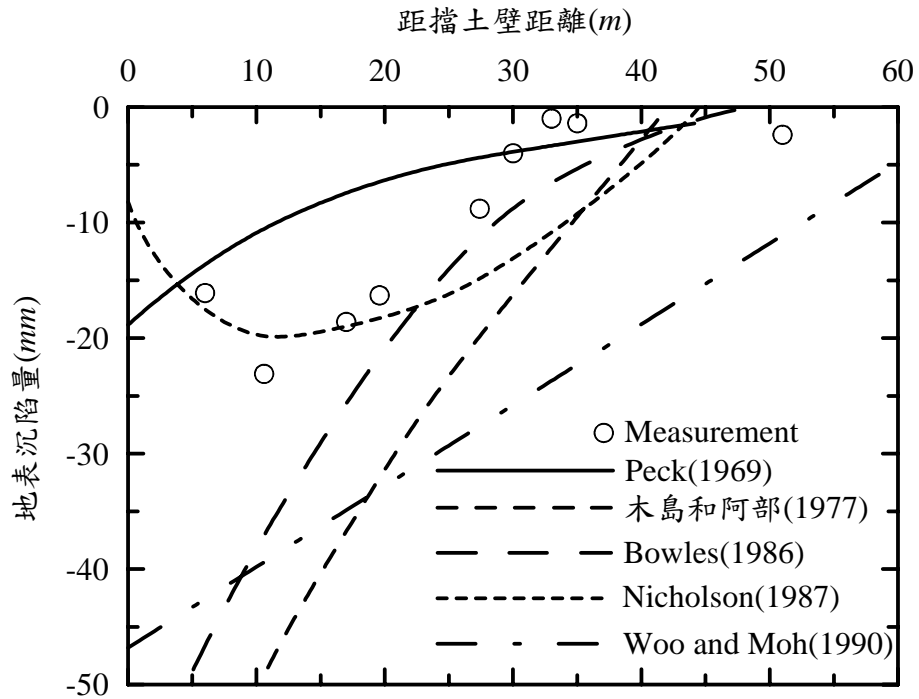
各經驗法預測曲線分佈和沉陷監測點之沉陷比較如圖 6-4-2

所示。綜合比較結果分述如下：

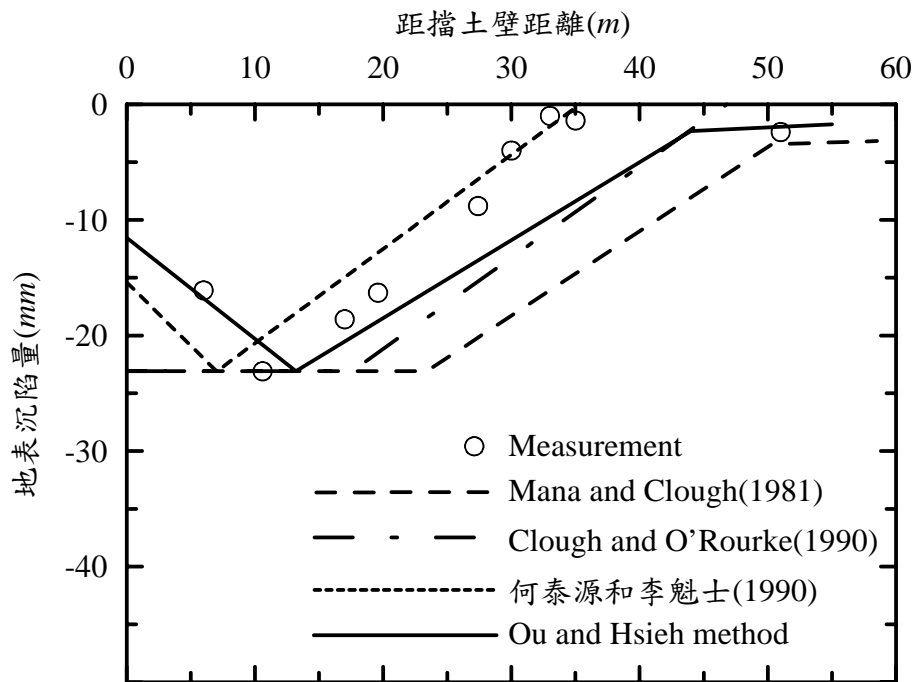
(a)利用開挖深度估計 δ_{vm} 的方法，如木島和阿部法及 Woo and Moh 法，皆易有高估 δ_{vm} 的情形、Bowles 法亦有高估 δ_{vm} 的情形。利用 δ_{vm} 和壁體最大側向位移量(δ_{hm})之關係估計 δ_{vm} ，如 Peck 法配合 Clough and Schmidt 的方法及 Nicholson 法估計之 δ_{vm} 會有和監測值較接近的估計結果。

(b)根據圖 6-4-1 之壁體側向位移的情形，利用 Hsieh 和 Ou(1998)的研究，如圖 2-8 所示，判斷其沉陷槽應為凹槽型。沉陷點的監測結果顯示，沉陷的分佈趨向於凹槽型，符合於 Hsieh 和 Ou(1998)的研究，因此包括 Peck 法、木島和阿部法、Bowles 法及 Woo and Moh 法等三角槽型預測曲線所預測之沉陷分佈和監測結果有較大的差異。

(c)對於凹槽型的沉陷預測曲線，何泰源和李魁士法在本案例有不錯的預估結果，Ou and Hsieh 法及 Nicholson 法亦能得到合理的預測，Mana 和 Clough 法則有高估影響範圍的情形，Clough and O'Rourke 法則可得到不錯的沉陷包絡結果。



(a)



(b)

圖 6-4-2 中正紀念堂站 SID03 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

第五節 捷運新店線台大醫院站

捷運新店線台大醫院站係於特定建物基礎底部進行擠壓灌漿，藉由擠壓灌漿形成建物托底以支撐建物，達到鄰產保護的目的，其採用之設計分析模式，在連續壁變位分析方面，同本章第二節公電大樓站所述。因無法蒐集到施工承商之設計評估報告，致無法了解連續壁變位分析結果。在地表沉陷及建物沉陷的分析方面，亦因無施工承商之設計評估報告，故無法得悉其原始分析模式，惟因捷運工程之施工均須通過施工前之審核過程，故以規範要求之角度而言，其所分析獲得之建物沉陷量應在 25mm 以內。

本研究為了解現行鄰產影響經驗分析方法應用於台大醫院站之可能成效，將把第二章所述之各經驗方法和台大醫院站之監測結果進行比較，以探討各經驗方法之適用情形。本研究所分析之斷面為圖 4-5-5 所示 SID01 對應之斷面。由於缺乏連續壁施工完成時之地表沉陷監測資料，無法區分出連續壁施工及開挖所分別引致之沉陷量，因此在所採用的地表沉陷監測數據將包括連續壁施工及開挖所產生的沉陷。

(1)連續壁最大側向位移量與地表最大沉陷量：

圖 6-5-1 為連續壁內傾度管編號 SID01 量測所得開挖結束時之壁體側向位移及垂直於擋土壁之斷面的地表沉陷。地表最大沉陷量(δ_{vm})和壁體最大側向位移量(δ_{hm})之比值為 0.206，其值較一般深開挖工程的經驗值為低，如式(2-6)所示。壁體最大側向位移量(δ_{hm})和開挖深度比值為 0.145%，其值較一般深開挖工程的經驗值為低，如式(2-1)所示。

深開挖鄰產保護研究(一)

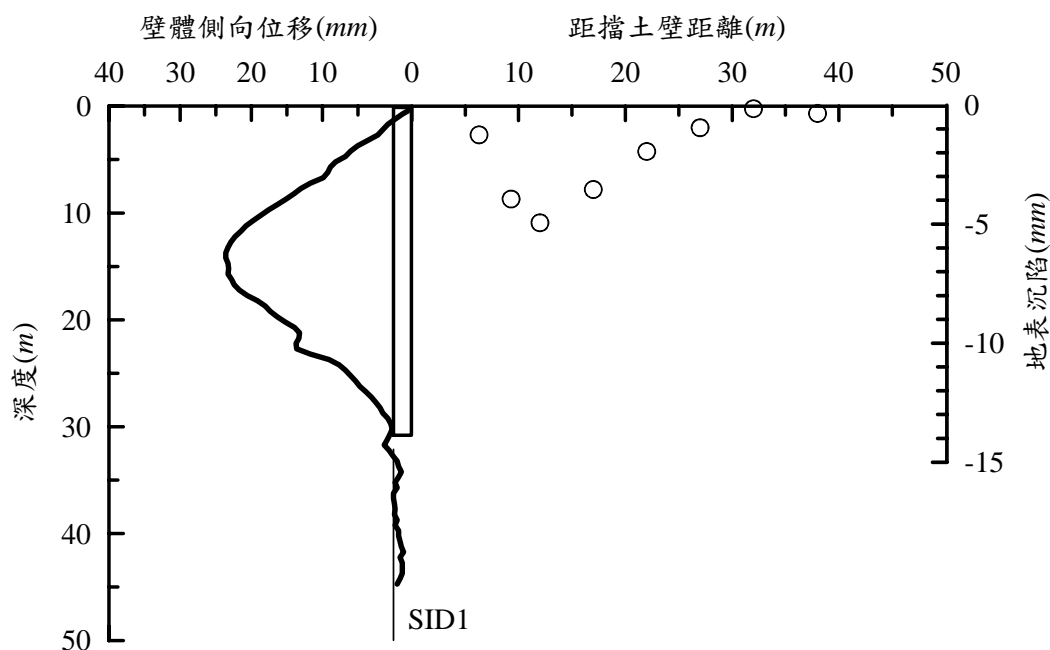


圖6-5-1台大醫院站SID01對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

(2)地表沉陷曲線之預測：

本研究利用第二章所介紹之地表沉陷經驗預測法，對圖 4-5-5 中 SID01 對應之斷面進行模擬預測，並與監測結果進行比較。

在進行預測時，木島和阿部法、Bowles 法、Nicholson 法採其建議的方法估計 δ_{vm} ，其中木島和阿部法採勁度高的曲線，Peck 法採用 I、II 區之交界線，配用 Clough and Schmidt 壁體側向位移較小時之建議， $\delta_{hmax} = 1.4\delta_{vmax}$ 估計 δ_{vm} ， δ_{hm} 則採用監測結果，Woo and Moh 法採 T2 區數據較密集之關係曲線。對於 Mana and Clough 法、Clough and O'Rourke 法、何泰源和李魁士法及 Ou and Hsieh 法， δ_{vm} 直接採用監測之結果。

各經驗法預測曲線分佈和沉陷監測點之沉陷比較如圖 6-5-2 所示。綜合比較結果分述如下：

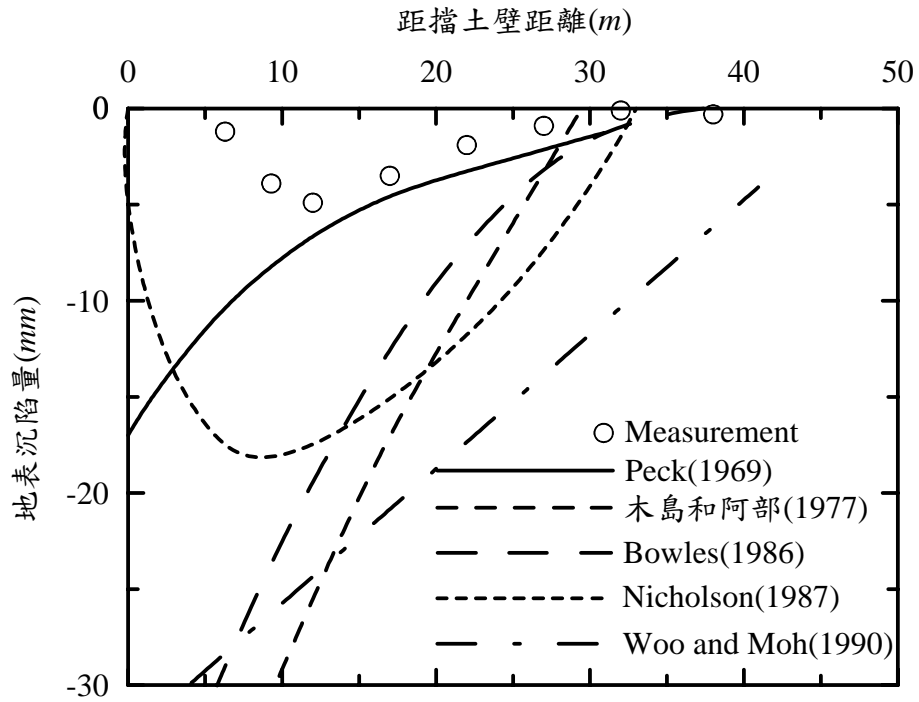
(a)利用開挖深度估計 δ_{vm} 的方法，如木島和阿部法及 Woo and

Moh 法，皆有大量高估 δ_{vm} 的情形、Bowles 法亦有高估 δ_{vm} 的情形。而利用 δ_{vm} 和 δ_{hm} 之關係估計 δ_{vm} ，如 Peck 法配合 Clough and Schmidt 的方法及 Nicholson 法，對本案例同樣會有明顯高估 δ_{vm} 的結果。

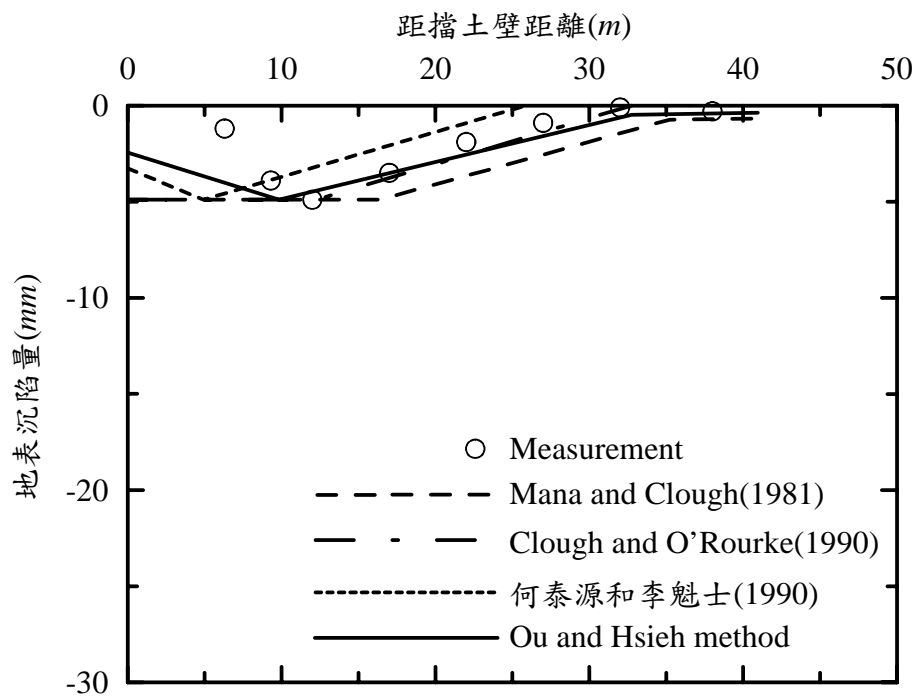
(b)根據圖 6-5-1 之壁體側向位移的情形，利用 Hsieh 和 Ou(1998)的研究，如圖 2-8 所示，判斷其沉陷槽應為凹槽型。沉陷點的監測結果顯示，沉陷的分佈趨向於凹槽型，符合於 Hsieh 和 Ou(1998)的研究，因此包括 Peck 法、木島和阿部法、Bowles 法及 Woo and Moh 法等三角槽型預測曲線所預測之沉陷分佈和監測結果有較大的差異。

(c)對於凹槽型的沉陷預測曲線，何泰源和李魁士法些微低估影響範圍，Mana 和 Clough 法及 Nicholson 法則有高估影響範圍的情形，Ou and Hsieh 法則可得到合理的預測，Clough and O'Rourke 法則可得到不錯的沉陷包絡結果。

深開挖鄰產保護研究(一)



(a)



(b)

圖 6-5-2 台大醫院站 SID01 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

第六節 捷運新店線新店站

捷運新店線新店站並無指定保護建物，亦未見正常擋土設施外之其他鄰產保護工法，鄰產保護工程，僅借助高勁度的連續壁及支撐系統配合 50%設計荷重的預壓力，抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷及鄰產影響的目的。其採用之設計分析模式，在連續壁變位分析方面，因無法蒐集到施工承商之設計評估報告，致無法了解連續壁變位分析結果，惟依據連續壁內傾度管之監測管理值中 85mm 行動值(亞新工程顧問股份有限公司，1995)推論，工區開挖構築期間之連續壁最大側向位移量(δ_{vm})預估值應在 85mm 以內，比較傾度管實際監測之 δ_m ，其值僅 5mm~15mm，應較設計結果小。在地表沉陷及建物沉陷的分析方面，因無施工承商之設計評估報告，故無法得悉其原始分析模式，惟因捷運工程之施工均須通過施工前之審核過程，故以規範要求之角度而言，所分析獲得之建物沉陷量應在 25mm 以內。

本研究為了解現行鄰產影響經驗分析方法應用於新店站之可能成效，將把第二章所述之各經驗方法和新店站之監測結果進行比較，以探討各經驗方法之適用情形。本研究所選擇之分析斷面為圖 4-6-4 所示傾斜管編號 SID1、SID3、SID4 及 SID6 所對應之斷面。由於缺乏連續壁施工完成時之地表沉陷監測資料，無法區分出連續壁施工及開挖所分別引致之沉陷量，因此在所採用的地表沉陷監測數據將包括連續壁施工及開挖所產生的沉陷。

(1)連續壁最大側向位移量與地表最大沉陷量：

圖 6-6-1、圖 6-6-2、圖 6-6-3 及圖 6-6-4 分別為傾度管編號 SID1、SID3、SID4 及 SID6 所對應之斷面，量測得之開挖結束時

深開挖鄰產保護研究(一)

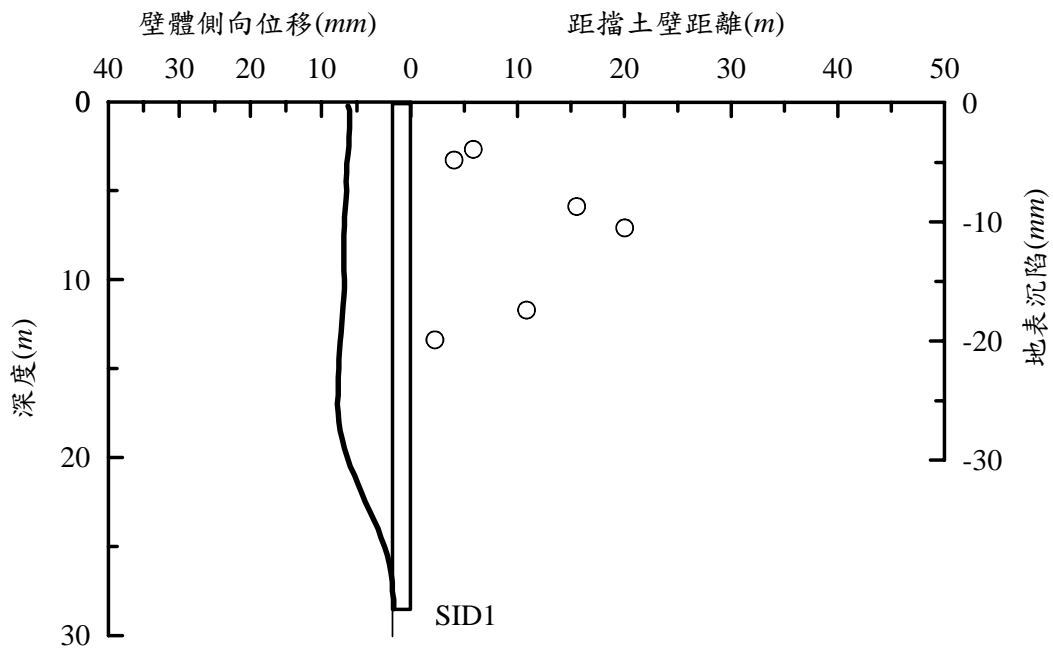


圖6-6-1 新店站SID1對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

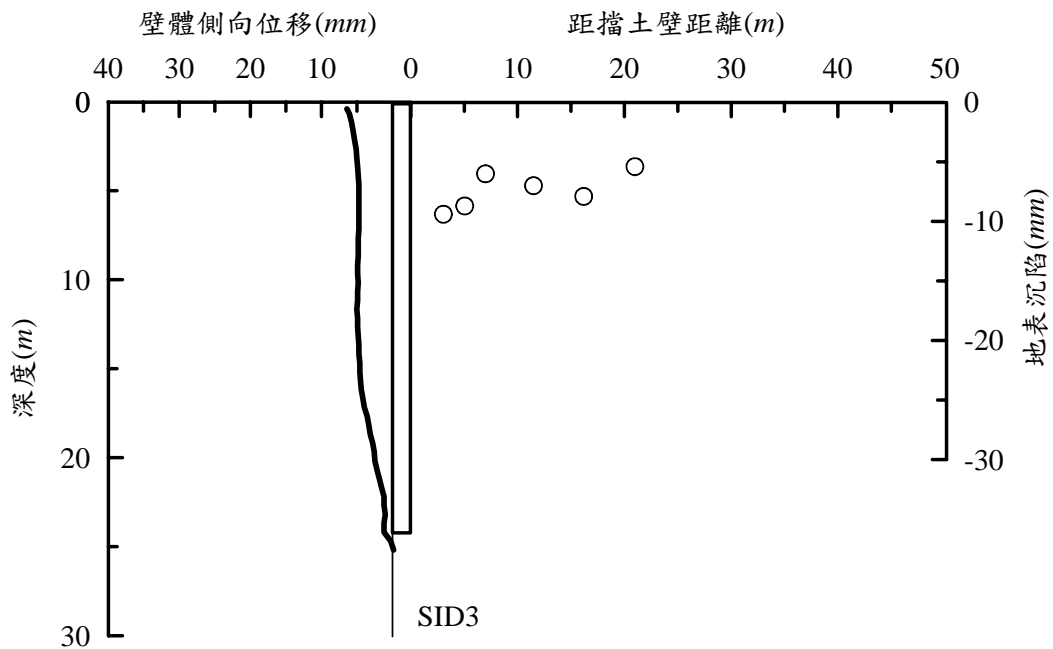


圖6-6-2 新店站SID3對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

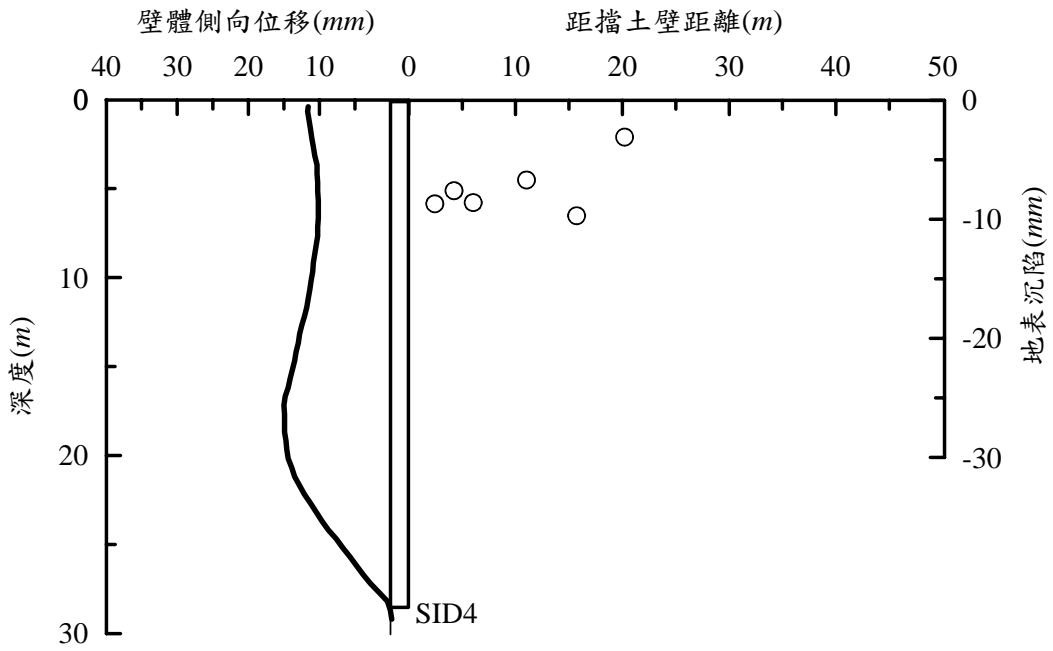


圖6-6-3 新店站SID4對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

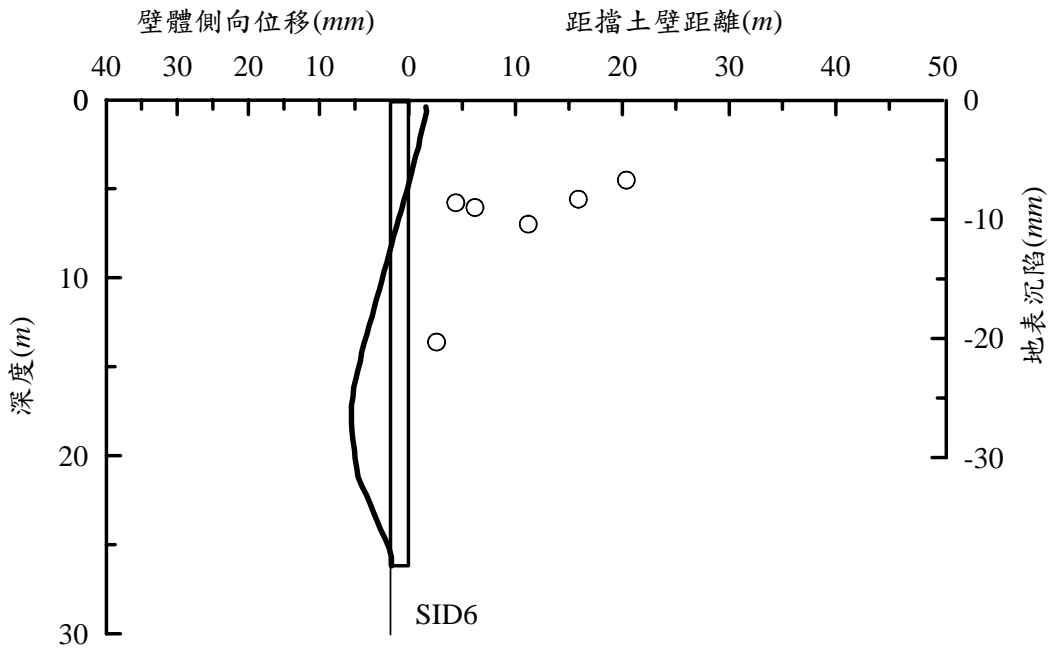


圖6-6-4 新店站SID6對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

之壁體側向位移及地表沉陷。地表最大沉陷量(δ_{vm})和壁體最大側向位移量(δ_{hm})之比值分別為 2.519、1.516、0.647 及 3.759，大部分的結果明顯高於一般深開挖工程的經驗值，如式(2-6)所示。壁體最大側向位移量(δ_{hm})和開挖深度比值為 0.035%、0.027%、0.066% 及 0.024%，其值明顯的較一般深開挖工程的經驗值為低，如式(2-1)所示。

(2)地表沉陷曲線之預測：

本研究利用第二章所介紹之地表沉陷經驗預測法，對圖 4-6-4 所示傾斜管編號 SID1、SID3、SID4 及 SID6 對應之斷面進行模擬預測，並與監測結果進行比較。

在進行預測時，木島和阿部法、Bowles 法、Nicholson 法採其建議的方法估計 δ_{vm} ，其中木島和阿部法採勁度高的曲線，Peck 法採用 I、II 區之交界線，配用 Clough and Schmidt 壁體側向位移較小時之建議， $\delta_{hmax} = 1.4\delta_{vmax}$ 估計 δ_{vm} ， δ_{hm} 則採用監測結果，Woo and Moh 法採 T2 區數據較密集之關係曲線。對於 Mana and Clough 法、Clough and O'Rourke 法、何泰源和李魁士法及 Ou and Hsieh 法， δ_{vm} 直接採用監測之結果。

各經驗法預測曲線分佈和沉陷監測點之沉陷比較如圖 6-6-5、圖 6-6-6、圖 6-6-7 及圖 6-6-8 所示。綜合比較結果分述如下：

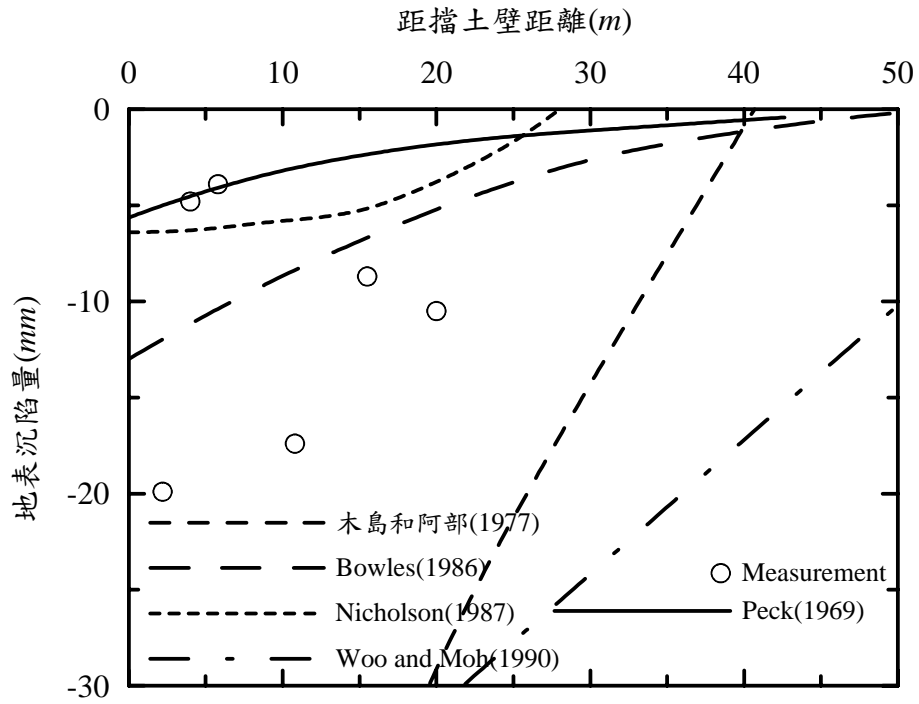
(a)利用開挖深度估計 δ_{vm} 的方法，如木島和阿部法及 Woo and Moh 法，皆有大量高估 δ_{vm} 的情形、Bowles 法對 SID1 及 SID3 之斷面低估 δ_{vm} ，但對 SID4 及 SID6 之斷面則高估 δ_{vm} 。而利用 δ_{vm} 和 δ_{hm} 之關係估計 δ_{vm} ，如 Peck 法配合 Clough and Schmidt 的方法及 Nicholson 法，除了 SID4 之斷面有不錯的結果外，其餘斷皆有低

估 δ_{vm} 的結果。

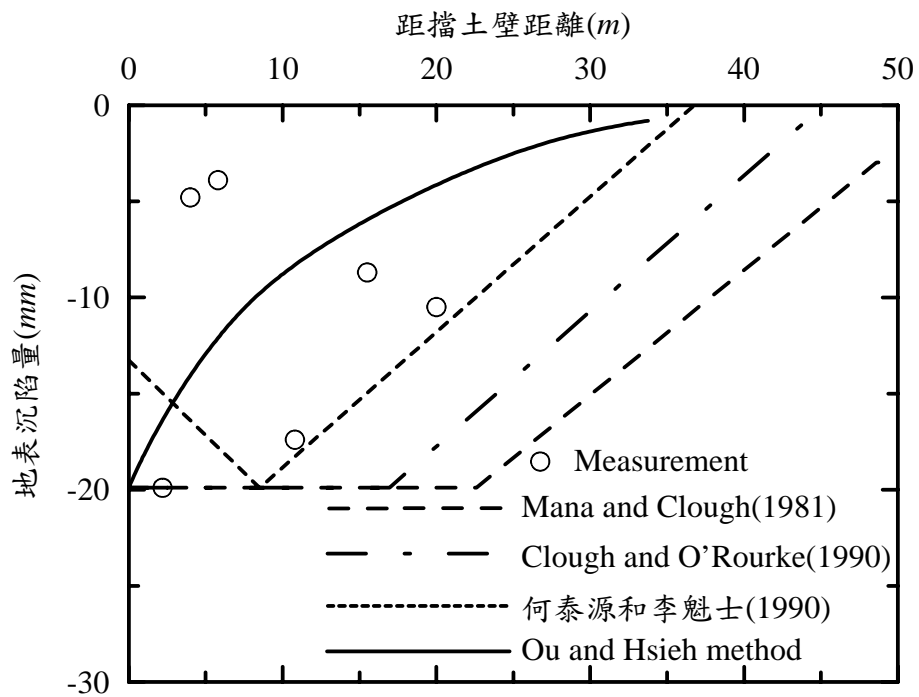
(b)根據圖 6-6-5、圖 6-6-6、圖 6-6-7 及圖 6-6-8 之壁體側向位移的情形，利用 Hsieh 和 Ou(1998)的研究，如圖 2-8 所示，判斷 SID1、SID3 及 SID4 對應之沉陷槽應為三角槽型，SID6 應為凹槽型。沉陷點的監測結果顯示，除 SID1 資料散亂無法判別外，SID3 及 SID4 之斷面沉陷的分佈趨向三角槽型，SID6 之斷面沉陷的分佈趨向於凹槽型，符合於 Hsieh 和 Ou(1998)的研究。

(c)對三角槽型沉陷 Peck 法的沉陷分佈接近於本案例之監測分佈，Ou and Hsieh 法則會低估本案例之沉陷量，如圖 6-6-7 所示。對於凹槽型的沉陷預測曲線，何泰源和李魁士法和 Ou and Hsieh 法的結果類似，皆可得到合理的預測，Mana 和 Clough 法及 Nicholson 法則有高估影響範圍的情形，Clough and O'Rourke 法則可得到不錯的沉陷包絡結果。

深開挖鄰產保護研究(一)

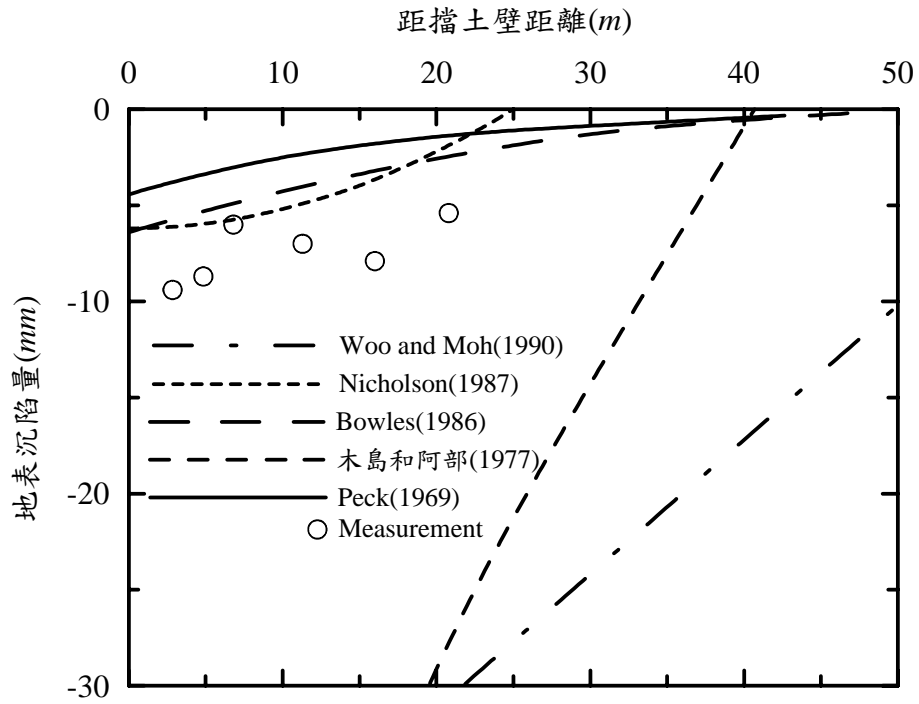


(a)

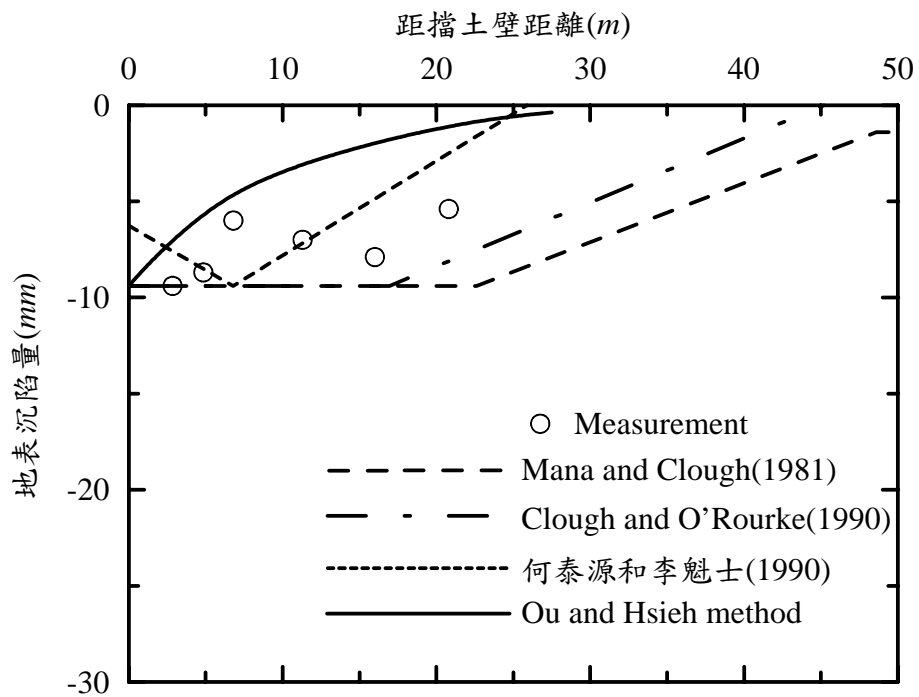


(b)

圖 6-6-5 新店站 SID1 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較



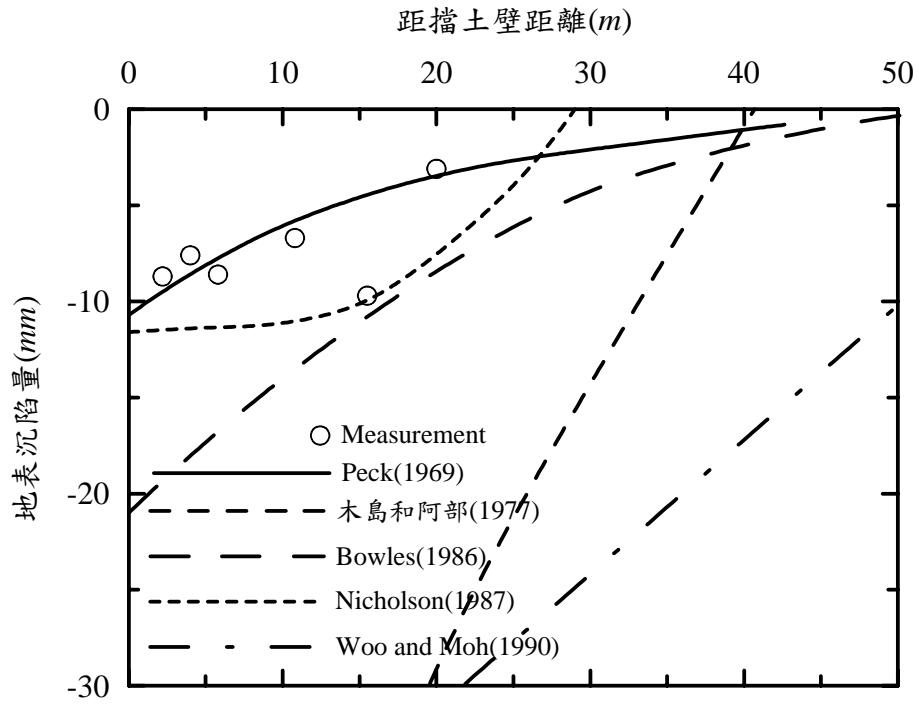
(a)



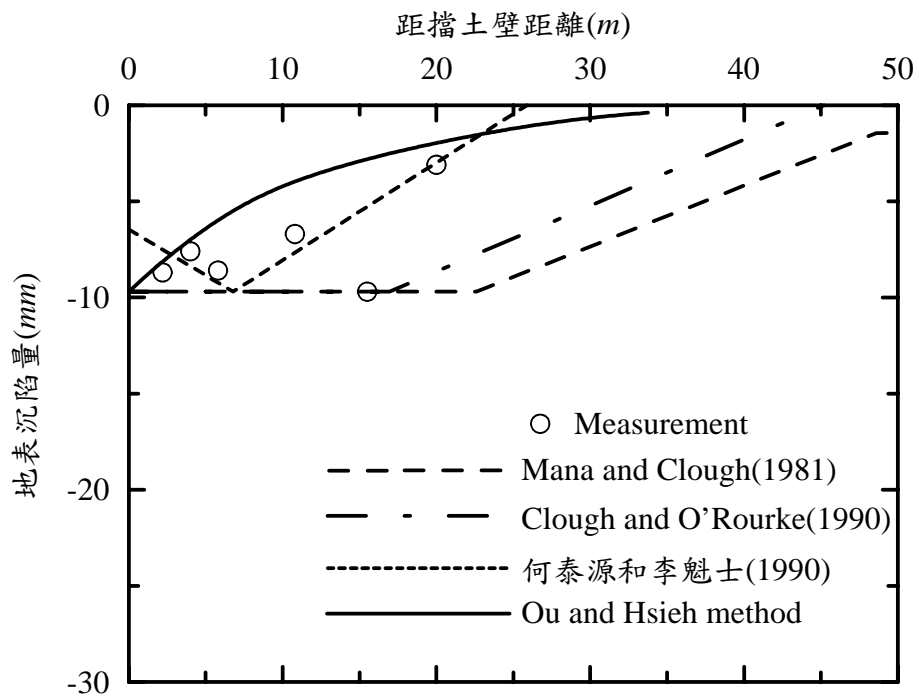
(b)

圖 6-6-6 新店站 SID3 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

深開挖鄰產保護研究(一)

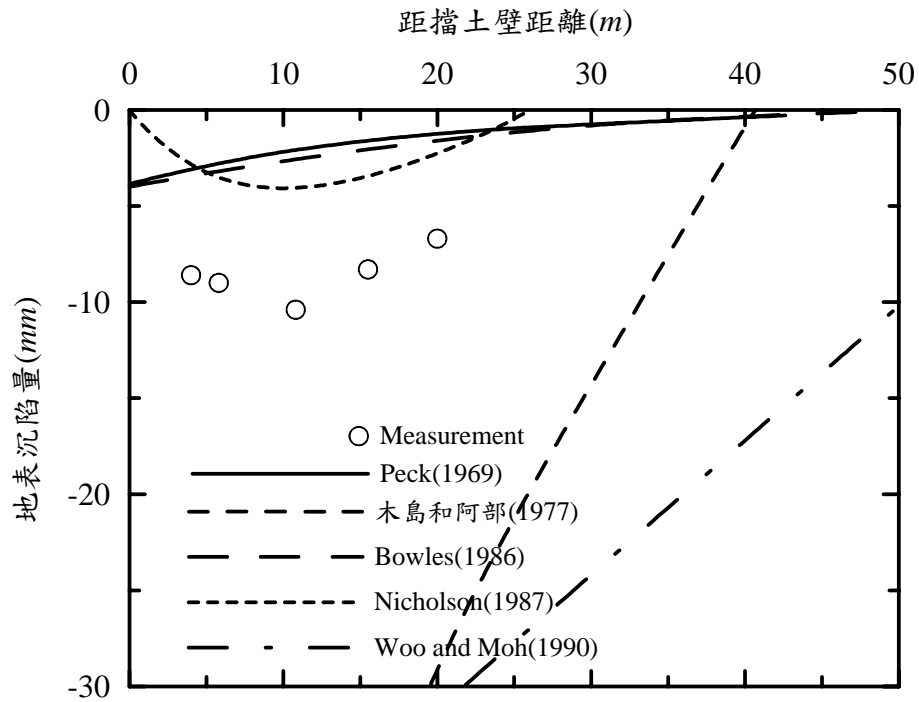


(a)

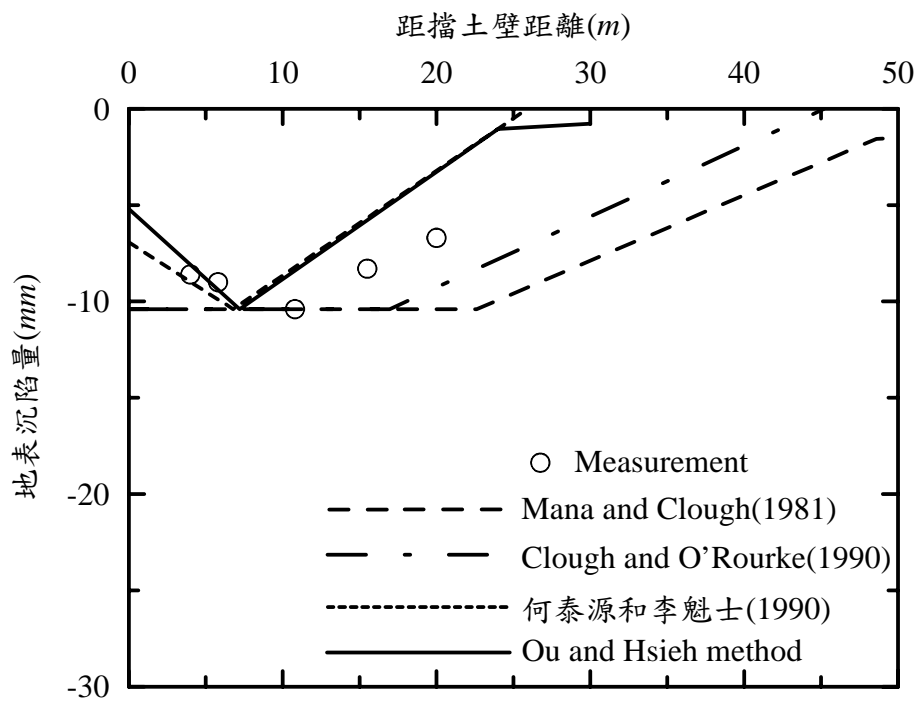


(b)

圖 6-6-7 新店站 SID4 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較



(a)



(b)

圖 6-6-8 新店站 SID6 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

第七節 捷運淡水線中山站和雙連站

捷運淡水線中山站和雙連站主要係借助高勁度的連續壁及支撐系統配合 50%設計荷重的預壓力，抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷及鄰產影響的目的。根據細部設計顧問以彈性基礎樑法設計分析的結果，連續壁最大側向位移量(δ_{vm})約介於 18mm 至 44mm 之間，設定之警戒值為 60mm，行動值為 80mm，比較傾度管實際監測之 δ_{vm} ，除編號 SID26 因受止水灌漿的影響， δ_{vm} 達 79mm 外，其餘之值約介於 35mm~56mm，和設計結果接近。在地表沉陷及建物沉陷的分析方面，因無施工承商之設計評估報告，故無法得悉其原始分析模式，惟因捷運工程之施工均須通過施工前之審核過程，故以規範要求之角度而言，其所分析獲得之建物沉陷量應在 25mm 以內。

本研究為了解現行鄰產影響經驗分析方法應用於中山站和雙連站之可能成效，將把第二章所述之各經驗方法和中山站和雙連站之監測結果進行比較，以探討各經驗方法之適用情形。本研究所選擇之分析斷面為傾斜管編號 SID3、SID19 及 SID21 所對應之斷面。由於缺乏連續壁施工完成時之地表沉陷監測資料，無法區分出連續壁施工及開挖所分別引致之沉陷量，因此在所採用的地表沉陷監測數據將包括連續壁施工及開挖所產生的沉陷。

(1)連續壁最大側向位移量與地表最大沉陷量：

圖 6-7-1、圖 6-7-2 及圖 6-7-3 分別為傾度管編號 SID3、SID19 及 SID21 所對應之斷面，量測得之開挖結束時之壁體側向位移及地表沉陷。地表最大沉陷量(δ_{vm})和壁體最大側向位移量(δ_{lm})之比值分別為 0.517、0.245 及 0.161，大部分的結果明顯低於一般深開

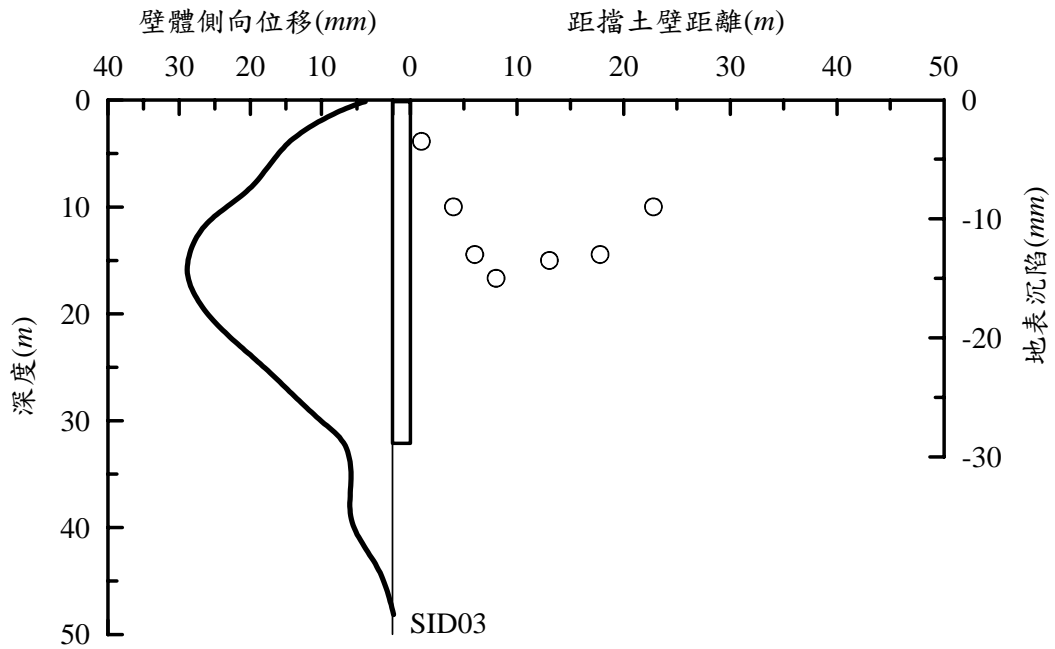


圖6-7-1 中山站和雙連站SID3對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

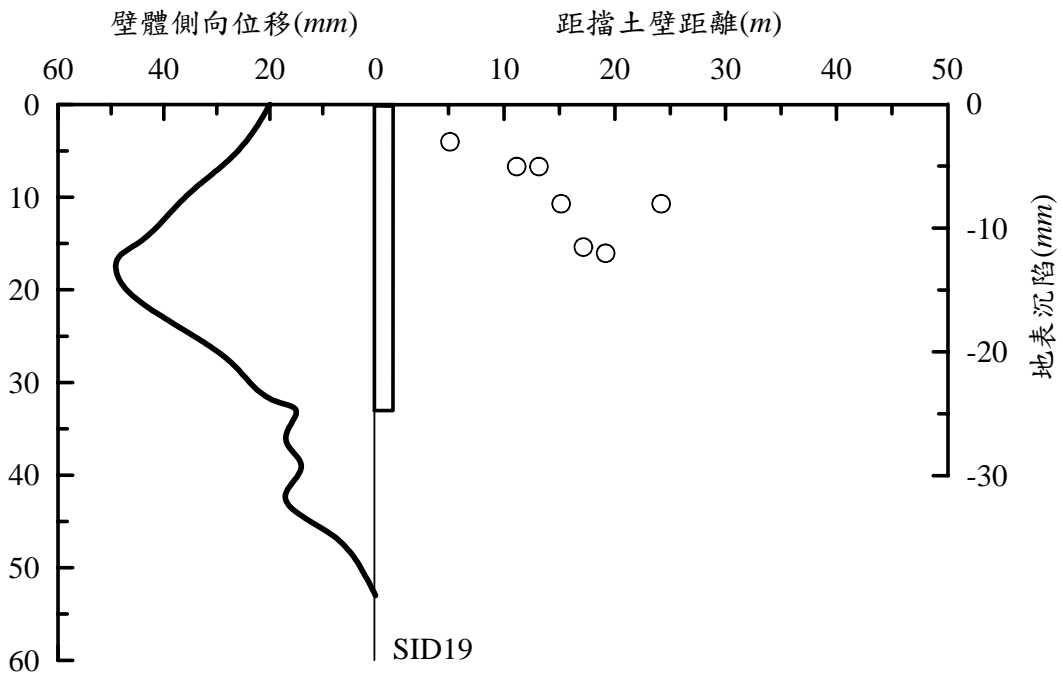


圖6-7-2 中山站和雙連站SID19對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

深開挖鄰產保護研究(一)

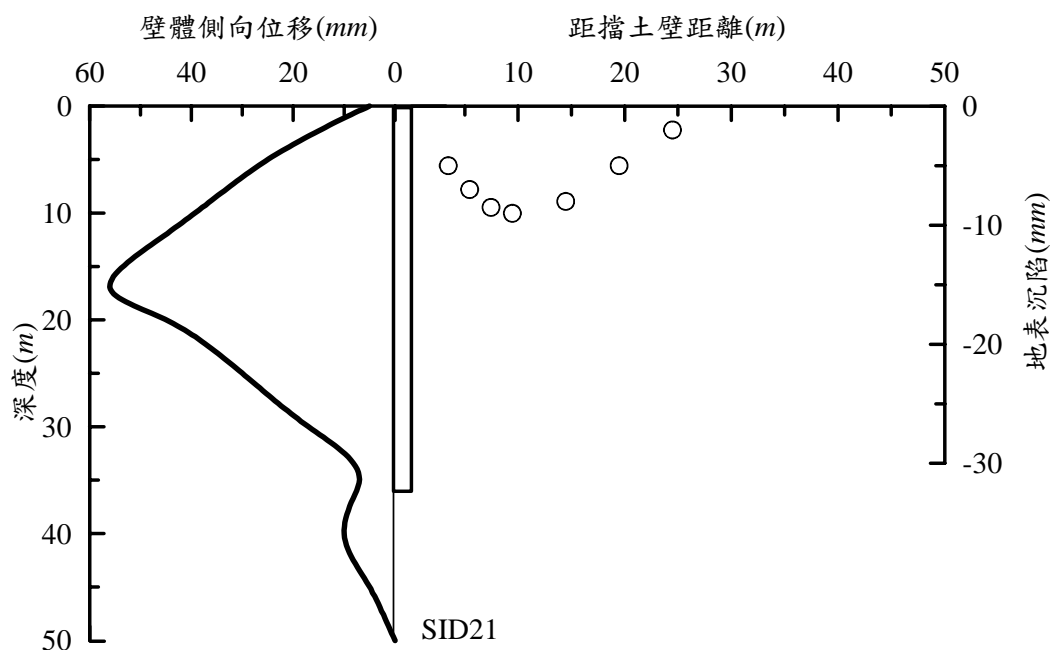


圖6-7-3 中山站和雙連站SID21對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

挖工程的經驗值，如式(2-6)所示。壁體最大側向位移量(δ_{hm})和開挖深度比值為 0.159%、0.281%及 0.331%，其值近似於一般深開挖工程的經驗值為低，如式(2-1)所示。

(2)地表沉陷曲線之預測：

本研究利用第二章所介紹之地表沉陷經驗預測法，對傾度管編號 SID3、SID19 及 SID21 所對應之斷面進行模預測，並與監測結果進行比較。

在進行預測時，木島和阿部法、Bowles 法、Nicholson 法採其建議的方法估計 δ_{vm} ，其中木島和阿部法採勁度高的曲線，Peck 法採用 I、II 區之交界線，配用 Clough and Schmidt 壁體側向位移較小時之建議， $\delta_{hmax} = 1.4\delta_{vmax}$ 估計 δ_{vm} ， δ_{hm} 則採用監測結果，Woo and Moh 法採 T2 區數據較密集之關係曲線。對於 Mana and Clough

法、Clough and O'Rourke 法、何泰源和李魁士法及 Ou and Hsieh 法， δ_{vm} 直接採用監測之結果。

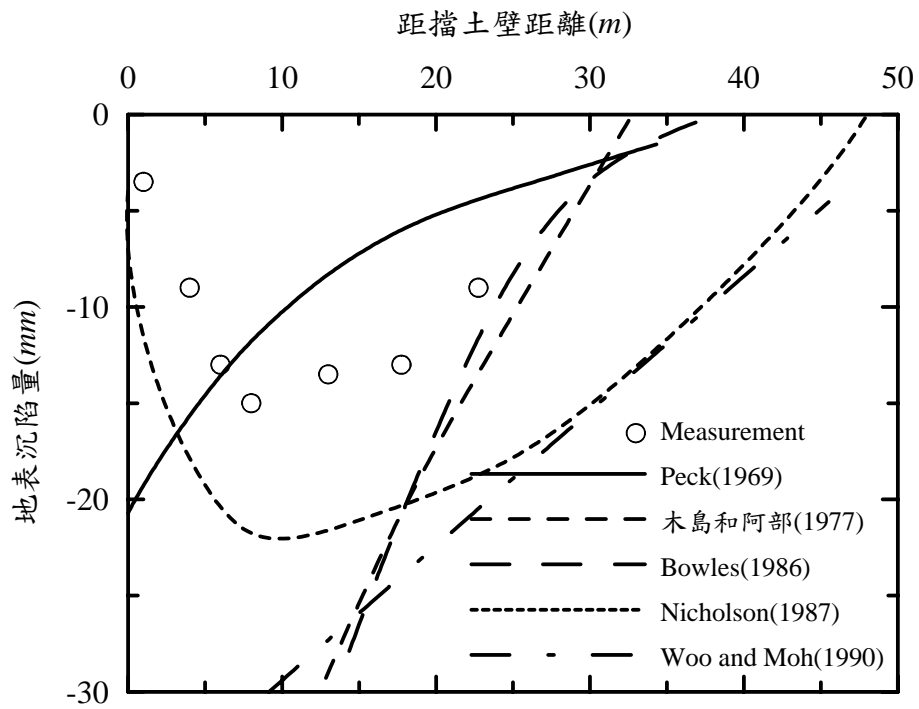
各經驗法預測曲線分佈和沉陷監測點之沉陷比較如圖 6-7-4、圖 6-7-5 及圖 6-7-6 所示。綜合比較結果分述如下：

(a) 利用開挖深度或 δ_{hm} 和 δ_{vm} 之經驗關係估計 δ_{vm} ，在本案例皆會有高估 δ_{vm} 的現象，但整體而言，利用 δ_{hm} 和 δ_{vm} 之經驗關係估計 δ_{vm} 較利用開挖深度可得到較佳的預估。

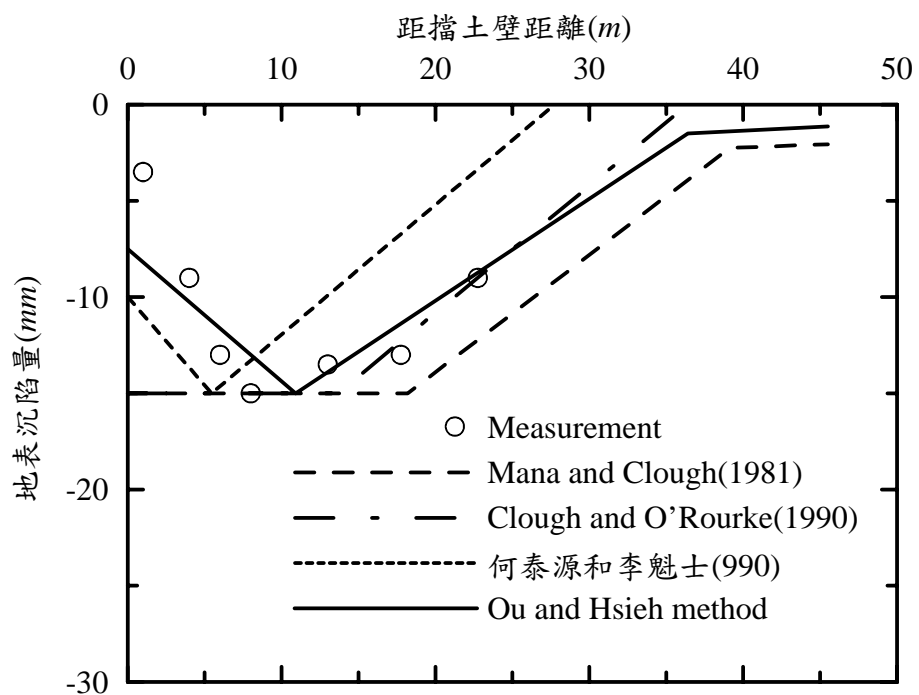
(b) 根據圖 6-7-1、圖 6-7-2 及圖 6-7-3 之壁體側向位移的情形，利用 Hsieh 和 Ou(1998) 的研究，如圖 2-8 所示，判斷 SID3 及 SID21 對應之沉陷槽應為凹槽型，SID19 應趨向三角槽型。沉陷點的監測結果顯示，SID3、SID19 及 SID21 對應之三個之斷面沉陷的分佈皆趨向三角槽型，因此 SID19 之斷面沉陷的分佈和 Hsieh 和 Ou(1998) 的研究有些差異。

(c) 對於凹槽型的沉陷預測曲線，若能有效預測 δ_{vm} ，則 Nicholson 法較易高估最大沉陷位置之後的沉陷量，何泰源和李魁士法有低估影響範圍的現象，Mana 和 Clough 法則有高估影響範圍的情形，Ou and Hsieh 法對 SID3 及 SID21 對應之沉陷槽可得到合理的預測，Clough and O'Rourke 法則可得到不錯的沉陷包絡結果。

深開挖鄰產保護研究(一)

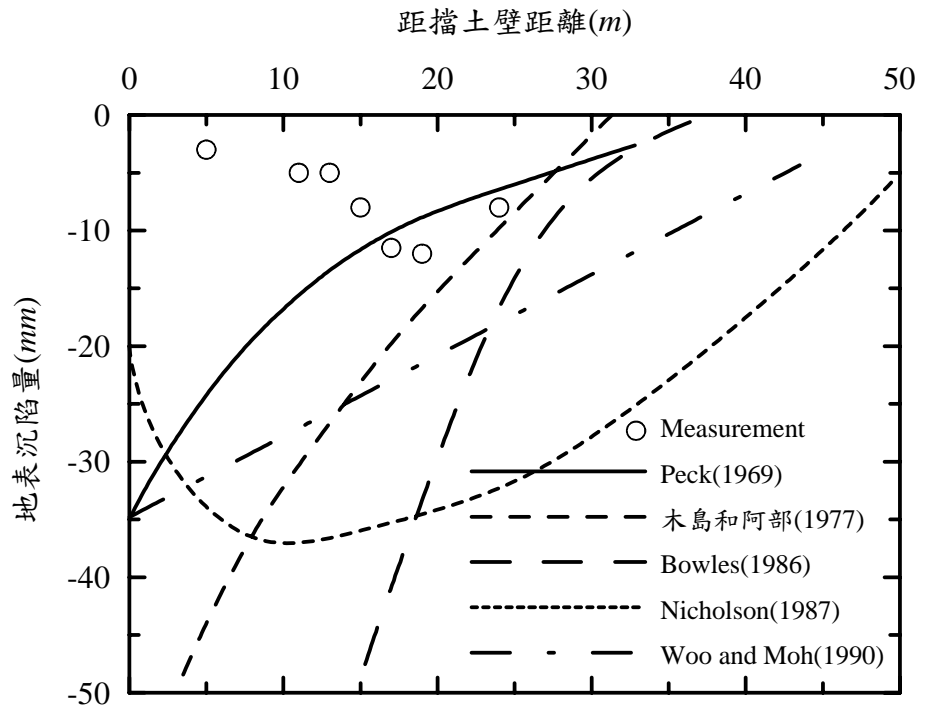


(a)

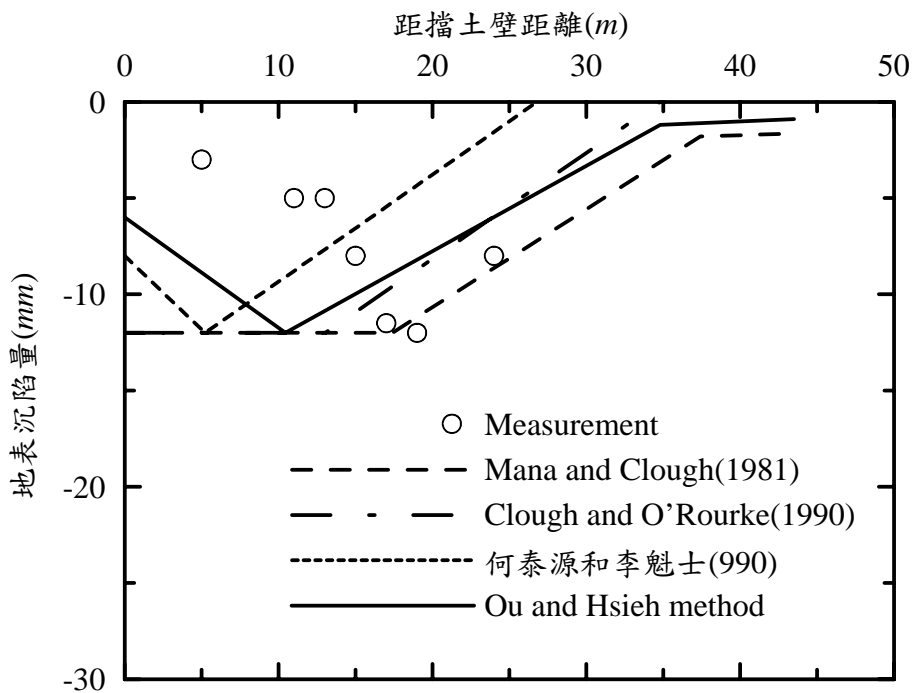


(b)

圖 6-7-4 中山站和雙連站 SID3 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

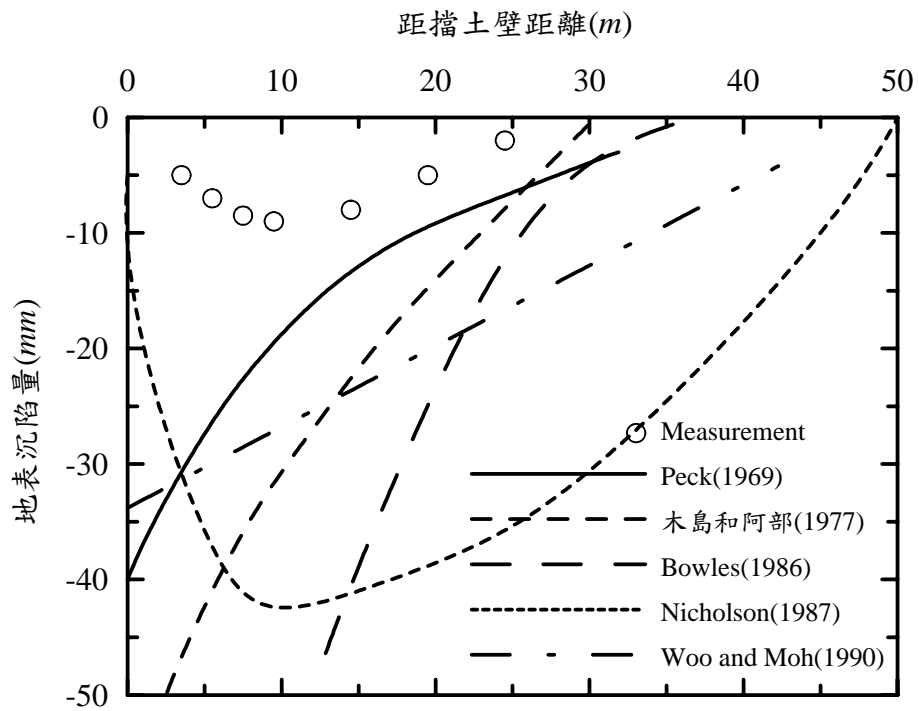


(a)

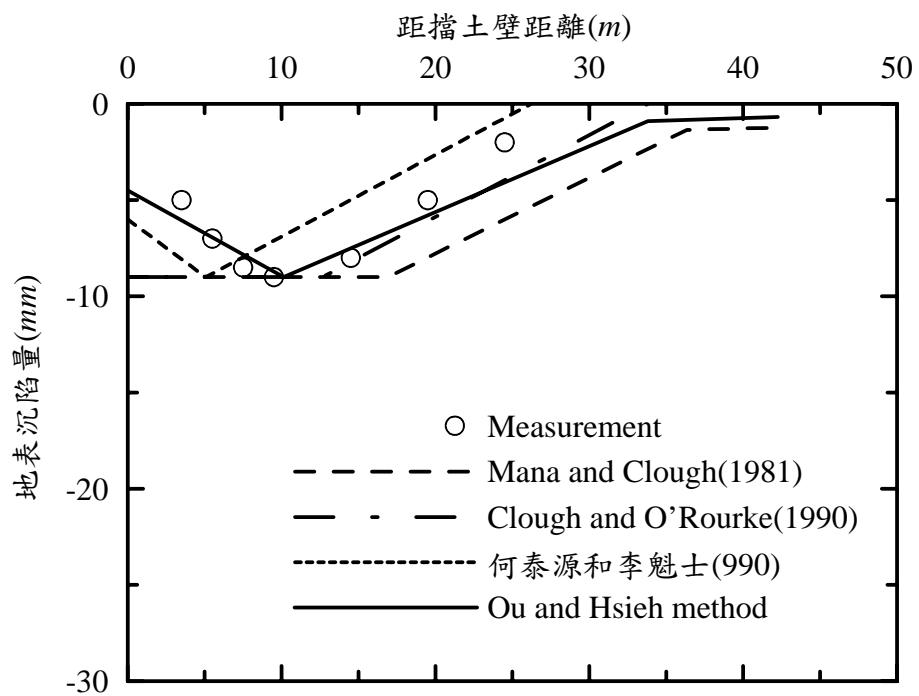


(b)

圖 6-7-5 中山站和雙連站 SID19 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較



(a)



(b)

圖 6-7-6 中山站和雙連站 SID21 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

第八節 捷運淡水線民權西路站

捷運淡水線民權西路站主要係借助高勁度的連續壁及支撐系統配合 50%設計荷重的預壓力，抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷及鄰產影響的目的。因無法蒐集到施工承商之設計評估報告，致無法了解連續壁變位分析之結果。惟依據連續壁內傾度管監測管理值設定之警戒值為 60mm，行動值為 80mm，(亞新工程顧問股份有限公司，1992)推論，工區開挖構築期間之連續壁最大側向位移量(δ_{vm})預估值應在 60mm 以內，比較傾度管實際監測之 δ_{vm} ，其值約介於 24mm~36mm，應較設計結果小，分析結果應大致可表現實際開挖的結果。在地表沉陷及建物沉陷的分析方面，因無施工承商之設計評估報告，故無法得悉其原始分析模式，惟因捷運工程之施工均須通過施工前之審核過程，故以規範要求之角度而言，其所分析獲得之建物沉陷量應在 25mm 以內。

本研究為了解現行鄰產影響經驗分析方法應用於民權西路站之可能成效，將把第二章所述之各經驗方法和民權西路站之監測結果進行比較，以探討各經驗方法之適用情形。本研究所選擇之分析斷面為傾斜管編號 SID2 及 SID10 所對應之斷面。由於缺乏連續壁施工完成時之地表沉陷監測資料，無法區分出連續壁施工及開挖所分別引致之沉陷量，因此在所採用的地表沉陷監測數據將包括連續壁施工及開挖所產生的沉陷。

(1)連續壁最大側向位移量與地表最大沉陷量：

圖 6-8-1 及圖 6-8-2 分別為傾度管編號 SID2 及 SID10 所對應之斷面，量測得之開挖結束時之壁體側向位移及地表沉陷。地表

最大

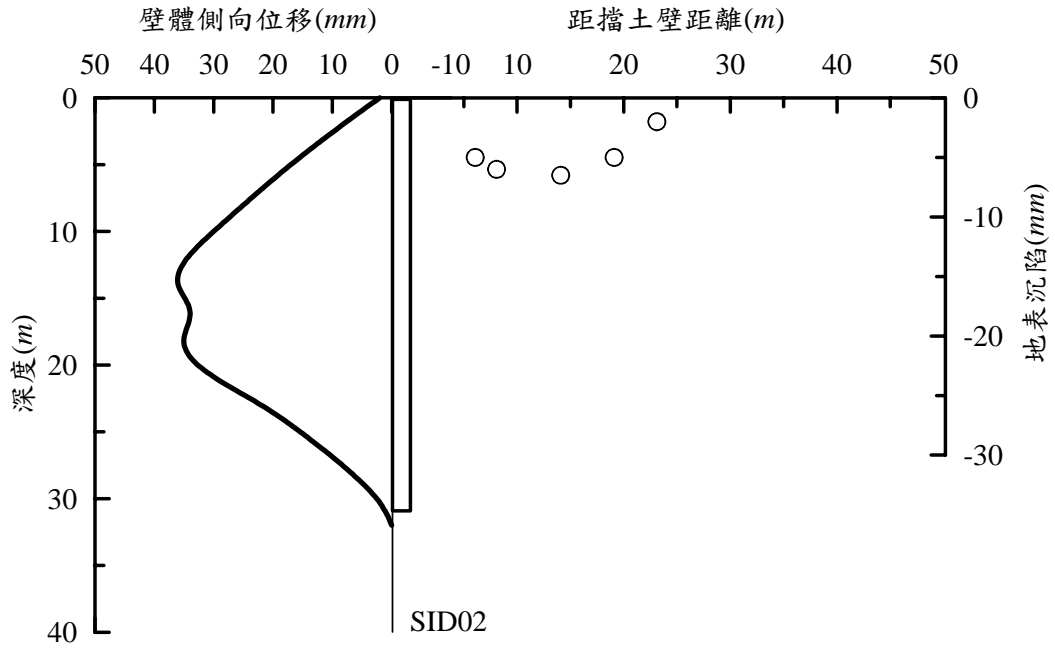


圖6-8-1 民權西路站SID2對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

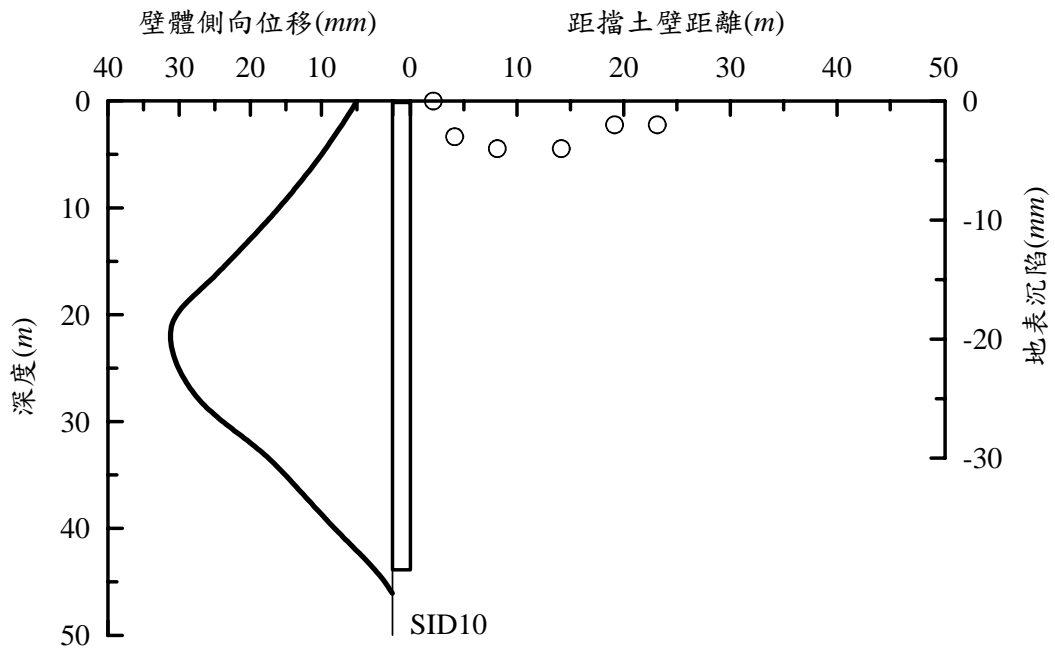


圖6-8-2 民權西路站SID10對應之斷面的壁體側向位移和地表沉陷

沉陷量(δ_{vm})和壁體最大側向位移量(δ_{hm})之比值分別為 0.181 及 0.129，明顯低於一般深開挖工程的經驗值，如式(2-6)所示。壁體最大側向位移量(δ_{hm})和開挖深度比值為 0.232%及 0.123%，平均稍較一般深開挖工程的經驗值為低，如式(2-1)所示。

(2)地表沉陷曲線之預測：

本研究利用第二章所介紹之地表沉陷經驗預測法，對傾度管編號 SID2 及 SID10 所對應之斷面進行模預測，並與監測結果進行比較。

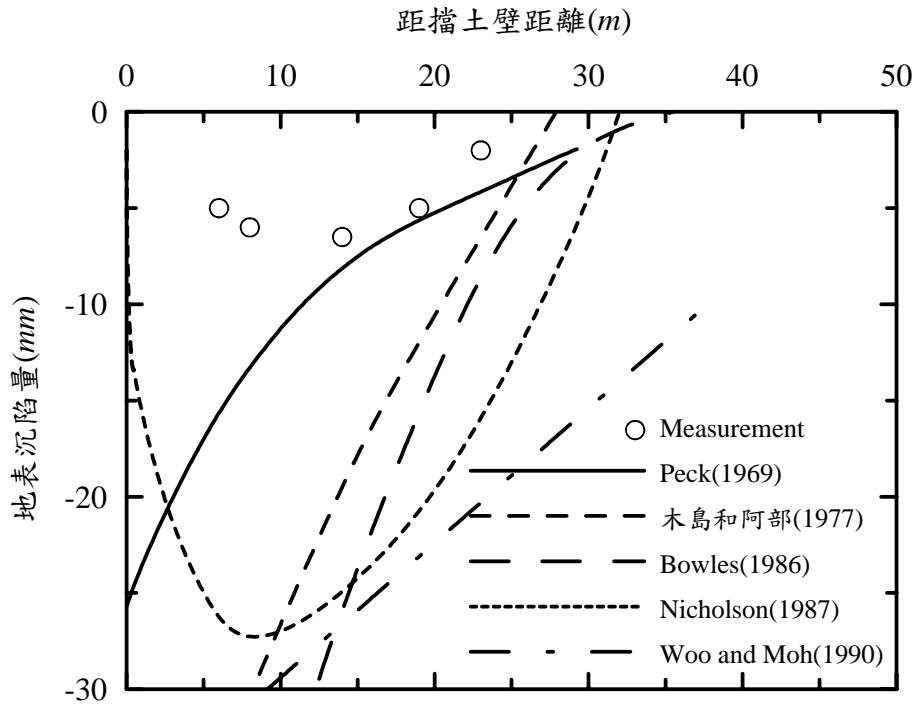
在進行預測時，木島和阿部法、Bowles 法、Nicholson 法採其建議的方法估計 δ_{vm} ，其中木島和阿部法採勁度高的曲線，Peck 法採用 I、II 區之交界線，配用 Clough and Schmidt 壁體側向位移較小時之建議， $\delta_{hmax} = 1.4\delta_{vmax}$ 估計 δ_{vm} ， δ_{hm} 則採用監測結果，Woo and Moh 法採 T2 區數據較密集之關係曲線。對於 Mana and Clough 法、Clough and O'Rourke 法、何泰源和李魁士法及 Ou and Hsieh 法， δ_{vm} 直接採用監測之結果。

各經驗法預測曲線分佈和沉陷監測點之沉陷比較如圖 6-8-3 及圖 6-8-4 所示。綜合比較結果分述如下：

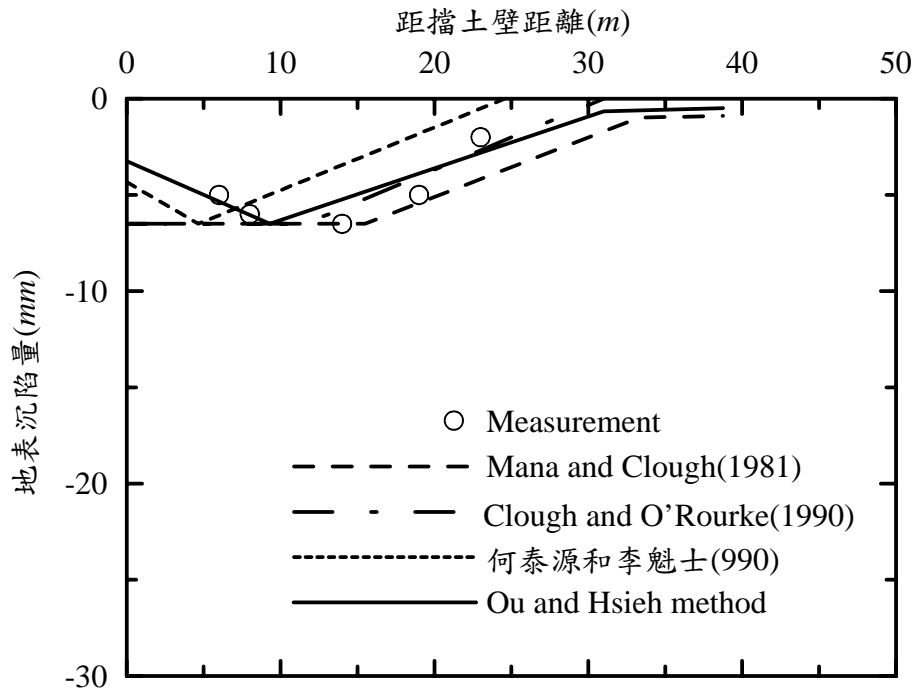
(a)利用開挖深度或 δ_{hm} 和 δ_{vm} 之經驗關係估計 δ_{vm} ，在本案例皆會有高估 δ_{vm} 的現象，但整體而言，利用 δ_{hm} 和 δ_{vm} 之經驗關係估計 δ_{vm} 較利用開挖深度可得到較佳的預估。

(b)根據圖 6-8-1 及圖 6-8-2 之壁體側向位移的情形，利用 Hsieh and Ou(1998)的研究，如圖 2-8 所示，判斷 SID2 及 SID10 對應之沉陷槽應為凹槽型，沉陷點的監測結果亦顯示 SID2 及 SID10 對應之沉陷斷面趨向呈凹角槽型，符合 Hsieh and Ou 的研究。

(c)對於凹槽型的沉陷預測曲線，若能有效預測 δ_{vm} ，則Nicholson法較易高估最大沉陷位置之後的沉陷量，何泰源和李魁士法對SID10對應之斷面有不錯預測，但些微低估SID2對應之斷面的影響範圍，Mana和Clough法有高估影響範圍的情形，Ou and Hsieh法對沉陷槽可得到不錯的預測，Clough and O'Rourke法則可得到不錯的沉陷包絡結果。



(a)



(b)

圖 6-8-3 民權西路站 SID2 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

深開挖鄰產保護研究(一)

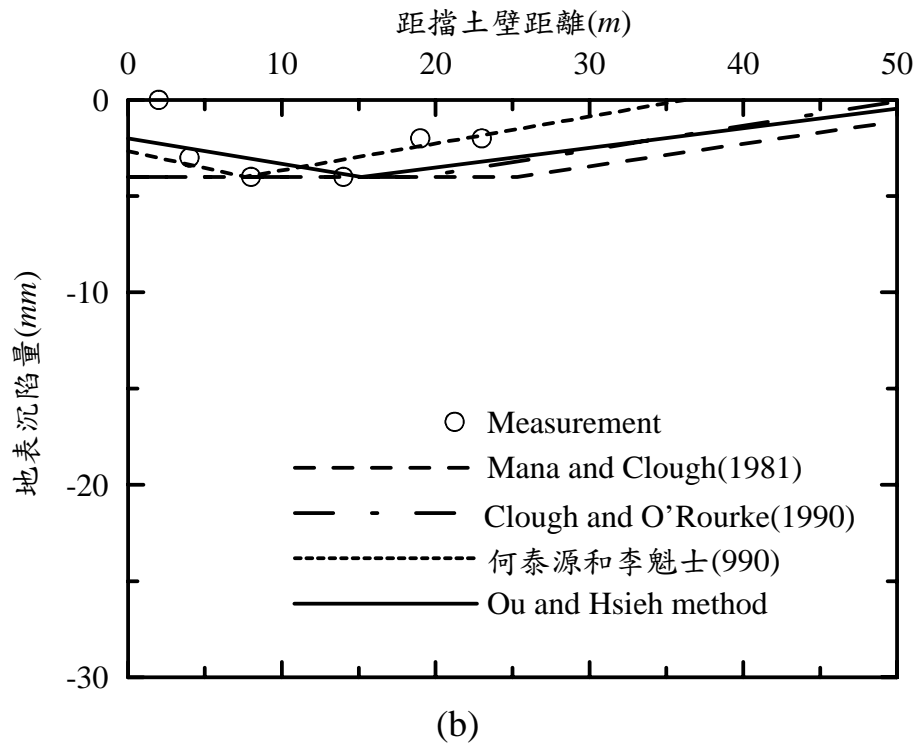
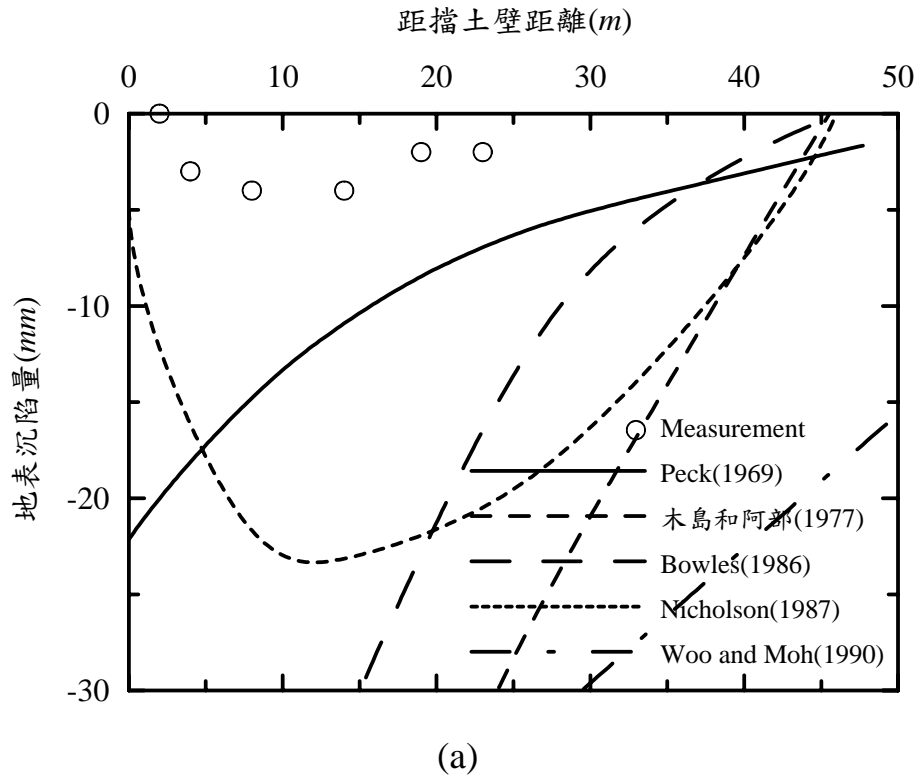


圖 6-8-4 民權西路站 SID10 對應之斷面的地表沉陷曲線預測比較

第九節 綜合評估

根據前面各節所述，本節將對捷運新店線各站之設計分析模式進行綜合性評估，並根據深開挖監測結果，探討其開挖行為，並和一般深開挖工程之經驗進行綜合比較。

在分析模式方面：

- (1)捷運新店線及淡水線之擋土壁變位分析模式主要係採用彈性基礎樑法，雖然大部分的案例無法蒐集到承商對擋土壁變位分析之結果，但因各站傾度管監測管理值之行動值大部分係設定在 50mm 至 80mm，因此承商分析之擋土壁最大側向位移量(δ_{hm})應在 50mm 或 80mm 之內。比較各站之傾度管監測資料，如表 6-9-1 所示，除公館站 SID02 之 δ_{hm} 略大於其行動值 50mm 之外，其餘各站傾度管監測所得之 δ_{hm} 皆在行動值之內，因此採用彈性基礎樑法分析壁體側向位移的結果應能反應捷運新店線各站開挖的情形。惟對於以地中壁進行鄰產保護的部分，分析時係以地盤改良的觀念模擬地中壁的效果，由於地中壁的機制和地盤改良有所不同，因此此部分尚值得再進一步的研究。
- (2)捷運新店線各站之細部設計顧問對地表沉陷預測主要是採用 Bowles 法進行預測。根據前面各節的分析探討，Bowles 法用於新店線各站之地表沉陷預測時，易有高估地表最大沉陷量(δ_{hm})的情形。除此之外，Bowles 法預測之地表沉陷型式係屬三角槽型，但由各站的監測資料顯示，除了新店站有三角槽型沉陷及古亭站介於凹槽型和三角槽之間外，其餘各站之沉陷槽係為凹槽型沉陷型態，因此以 Bowles 法較不易獲得良好預測。

深開挖鄰產保護研究(一)

表 6-9-1 捷運新店線和淡水線各站開挖深度及壁體最大側向位移量

站名	儀器編號	開挖深度, H(m)	δ_{hm} (mm)	$\delta_{hm}/H(\%)$
公館站 CH222	SID01	19.75	14.1	0.071
	SID02	17.1	58.0	0.339
	SID08	19.65	38.0	0.193
	SID09	17.3	20.1	0.116
	SID10	19	25.8	0.136
	SID11	19.65	16.0	0.081
	SID12	17.3	11.8	0.068
	SID13	19	14.7	0.073
古亭站 CH220	SID01	26.4	8.1	0.031
	SID04	23.7	8.0	0.034
	SID05	23.7	26.4	0.111
	SID08	23.7	11.8	0.050
	SID09	23.7	28.9	0.122
	SID11	23.7	13.3	0.056
	SID13	23.7	11.2	0.047
	SID14	26.4	0.4	0.002
中正紀念 堂站 CH219	SID01	23.4	13.8	0.059
	SID02	23.4	16.9	0.072
	SID03	23.4	26.4	0.113
	SID04	23.4	18.7	0.080
	SID05	23.4	20.6	0.088
	SID06	23.4	15.8	0.068
	SID07	23.4	11.0	0.047
	SID08	24	29.0	0.121
	SID09	24.3	19.6	0.081
	SID10	24.3	17.7	0.073
台大 醫院站 CH218	SID01	16.375	23.8	0.145
	SID02	16.375	22.1	0.135
	SID03	16.375	22.3	0.136
	SID04	16.375	22.5	0.137
	SID06	16.375	82.8	0.506
	SID09	16.375	11.9	0.073
新店線 CH227	SID01	22.6	7.9	0.035
	SID02	22.6	7.9	0.035
	SID03	22.6	6.2	0.027
	SID04	22.6	15	0.066
	SID05	22.6	8.1	0.036
	SID06	22.6	5.4	0.024
大坪林站 CH224	SID02	16.86	10.9	0.065

景美站 CH224	SID3	16.51	9.0	0.055
	SID4	16.51	4.6	0.028
萬隆站 CH223	SID3	17.08	13.8	0.081
	SID4	17.08	13.5	0.079
中山站和 雙連站 CT202	SID02	18.2	56	0.308
	SID03	18.2	29	0.159
	SID10	27.1	30	0.111
	SID11	18.1	55	0.304
	SID13	18.1	42	0.232
	SID19	17.4	49	0.282
	SID20	17.4	35	0.201
	SID21	16.9	56	0.331
	SID23	18.1	41	0.227
SID26	18.1	79	0.436	
民權西路 站 CT210	SID1	15.5	24	0.155
	SID2	15.5	36	0.232
	SID3	12.7	34	0.268
	SID4	12.7	29	0.228
	SID9	25.3	25	0.099
	SID10	25.3	31	0.123

在和一般深開挖工程之經驗比較方面：

(1) 擋土壁最大側向位移量

捷運新店線和淡水線各站之壁體最大側向位移量(δ_{hm})和開挖深度(H)比值如表 6-9-1 及圖 6-9-1 所示，顯示淡水線的資料和一般深開挖工程的經驗較接近，新店線則除了公館站傾度管 SID02 及台大臺院站 SID06 大於 0.2% 以外，其他各站之傾度管的 δ_{hm}/H 皆小於 0.2%，其值明顯的較一般深開挖工程的經驗值為低，如式(2-1) 所示。

在表 6-9-1 及圖 6-9-1 中，新店線、大坪林站、景美站、萬隆站因地質屬卵礫石層，地質情況良好，因此 δ_{hm}/H 明顯的較其他各站為低， δ_{hm} 不超過 0.1%H。

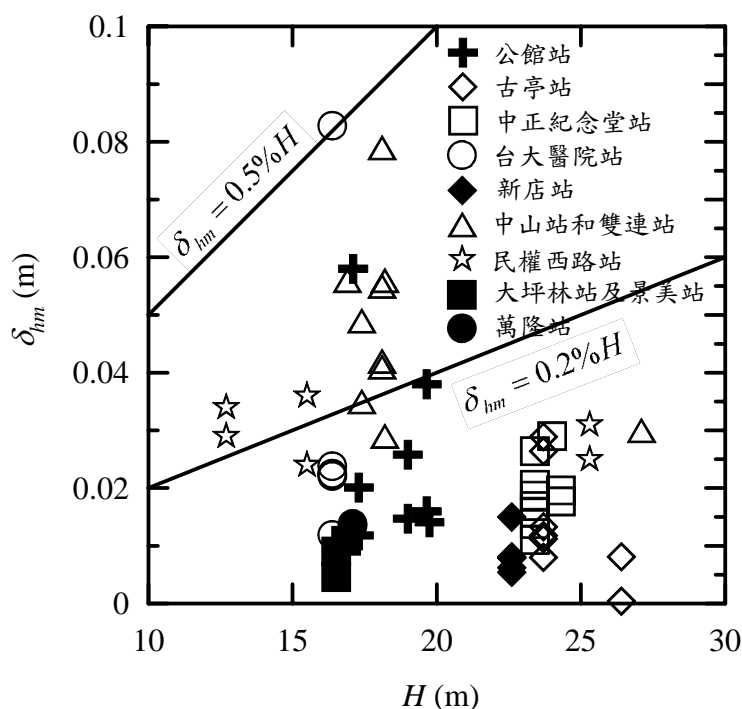


圖 6-9-1 捷運新店線和淡水線擋土壁最大側向位移和開挖深度之關係

(2) 擋土壁最大側向位移量及地表最大沉陷量關係

捷運新店線和淡水線各站之壁體最大側向位移量(δ_{hm})和地表最大沉陷量之關係(δ_{vm})如圖 6-9-2 所示，分佈較一般深開挖工程散亂， δ_{vm} 約為(0.2~2.0) δ_{hm} ，因此 δ_{vm} 和 δ_{hm} 之關係範圍較一般深開挖工程大，這樣的結果會降低以 δ_{hm} 估計 δ_{vm} 的準確性。

(3) 在地表沉陷的預測

(a)根據前面各節的分析比較，利用開挖深度估計 δ_{vm} 的方法，如 Peck 法、木島和阿部法及 Woo and Moh 法，因受地質條件、擋土工法、施工方法及條件的影響，因此建議的 δ_{vm}/H 差異較大，預測之地表沉陷曲線差異亦較大。除此之外，利用這些方法所建議之 δ_{vm}/H 估計得之 δ_{vm} 明顯較捷運新店線和淡水線各站分析斷面所量

測之 δ_{vm} 大，因此以開挖深度估計 δ_{vm} 的方法，因無法考慮到外在及環境條件，不易得到良好的估計。

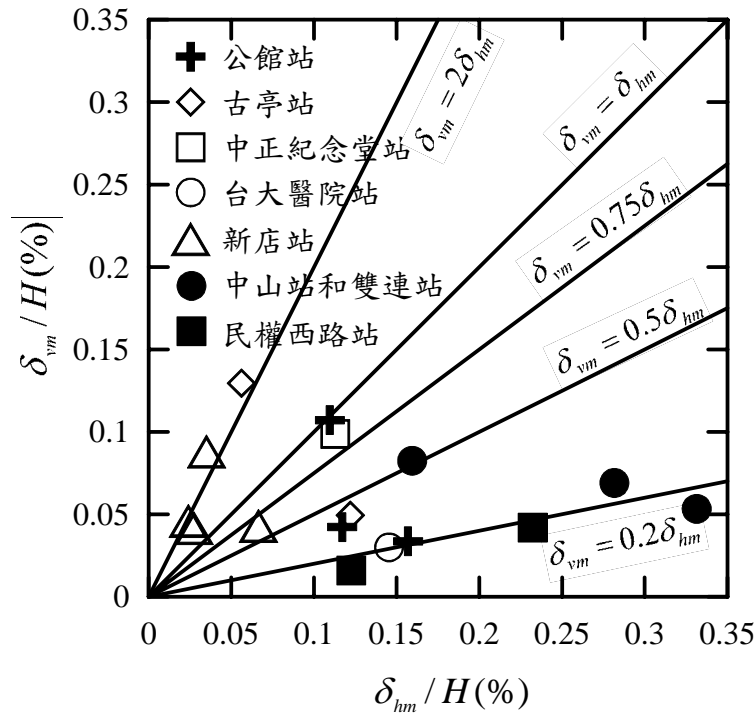


圖 6-9-2 捷運新店線和淡水線擋土壁最大側向位移量和地表最大沉陷量之關係

對於利用壁體最大側向位移量(δ_{hm})估計 δ_{vm} 的方法，如 Peck 法配合 Clough and Schmidt 的方法及 Nicholson 法，仍無法有效的提供捷運新店線和淡水線各站 δ_{vm} 之估計，但無論如何，利用這個方法估計的 δ_{vm} 較利用開挖深度估計的 δ_{vm} 更接近於監測值。

(b)根據捷運新店線和淡水線各站的監測資料顯示，除了新店站有三角槽型沉陷及古亭站介於凹槽型和三角槽之外，其餘分析斷面皆呈凹槽型沉陷，圖 6-9-3 為各斷面之深槽部分面積(A_s)各懸臂部分面積(A_c)之關係，顯示捷運新店線和淡水線各站的沉陷槽型

態

結果仍大致符合 Hsieh and Ou(1998)之研究，如圖 2-8 所示。

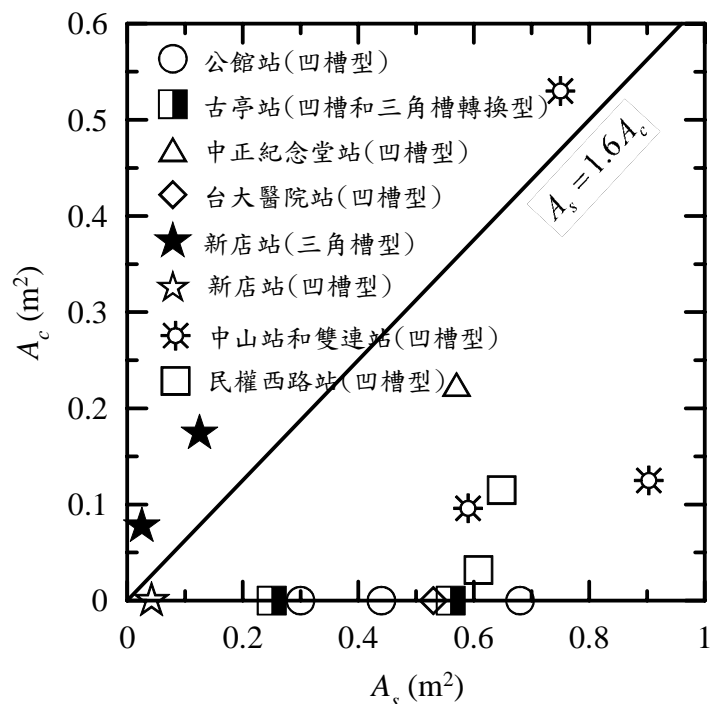


圖 6-9-3 捷運新店線和淡水線擋土壁變形之懸臂部分面積和深槽部分面積

(c)綜合三角槽型經驗預測法對捷運新店線和淡水線各站沉陷曲線的預測結果，Peck 法、木島和阿部法之勁度高的曲線、Bowles 法及 Moh and Woo 法易高估 δ_{vm} 。圖 6-9-4 為綜合各站三角槽型沉陷監測資料和一些三角槽型預測曲線的比較，其中 Ou and Hsieh 法之主要影響區在各案例皆由 2H 控制，因此採 2H 估計，圖中顯示若能有效預測 δ_{vm} ，則 Peck 法、木島和阿部法及 Ou and Hsieh 法的曲線對三角槽型仍可得到不錯的沉陷分佈，Moh and Woo 法沉陷曲線則可得到良好的包絡線結果。對凹槽型預測法，Nicholson

法的沉陷曲線易高估最大沉陷位置後面的沉陷量，何泰源和李魁士法易低估影響範圍。圖 6-9-5 為綜合各站凹槽型沉陷監測資料和一些凹槽型預測曲線的比較，其中 Ou and Hsieh 法之主要影響區在各案例皆由 2H 控制，因此採 2H 估計，圖中顯示 Mana and Clough 法有些微高估 1H 至 2H 範圍內的沉陷量，但可提供良好的包絡結果影響。Clough and O'Rourke 法亦可得到不錯的沉陷包絡結果。Ou and Hsieh 法的曲線則可得到不錯的沉陷分佈。

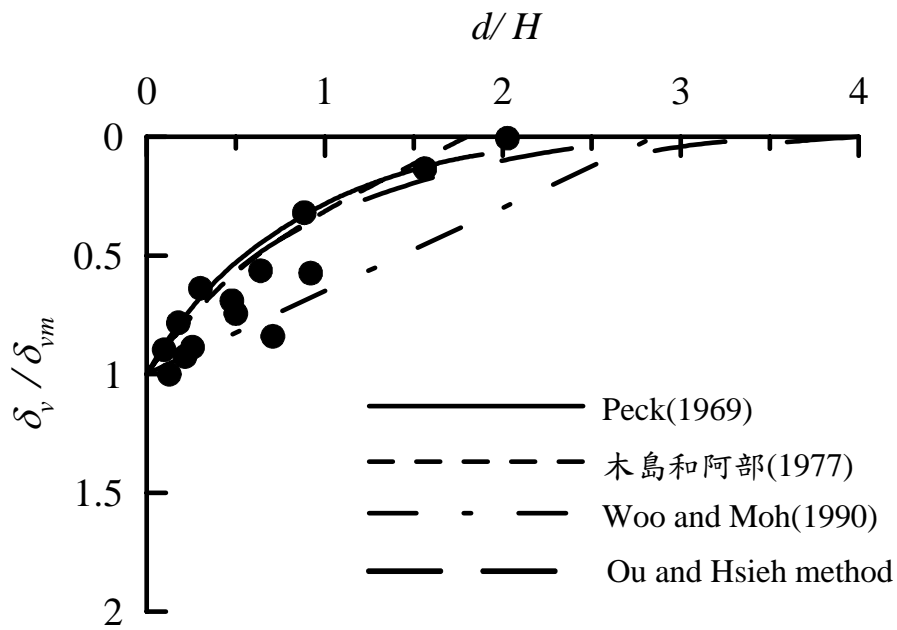


圖 6-9-4 捷運新店線和淡水線三角槽型沉陷監測資料和預測曲線之比較

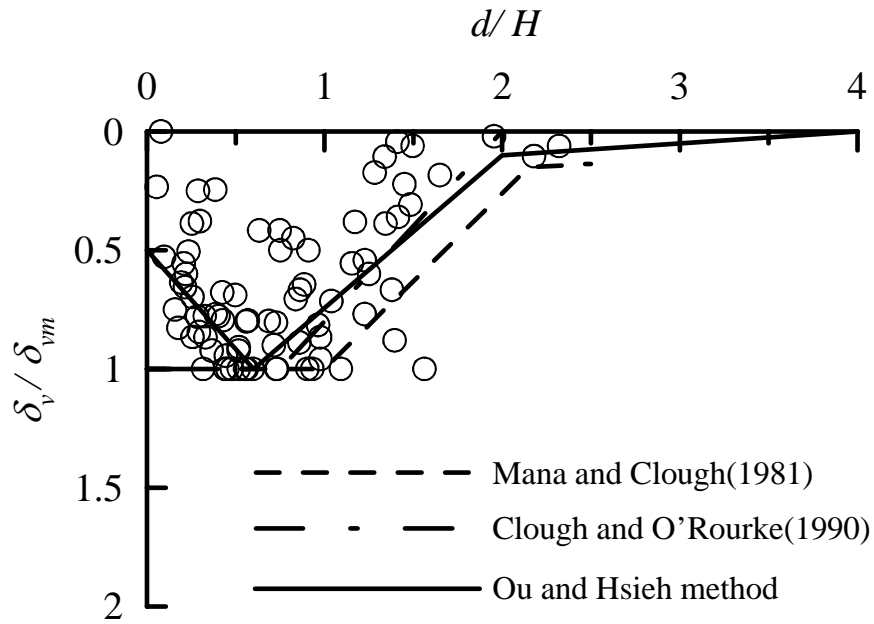


圖 6-9-5 捷運新店線和淡水線凹槽型沉陷監測資料和預測曲線之比較

第七章 結論與建議

本研究計畫主要針對台北捷運新店線及淡水線明挖覆蓋部分之 14 個站體及明挖覆蓋隧道深開挖工程的鄰產保護工法，進行案例之蒐集整理，地層資料研析及監測資料彙整，以鄰產保護工法之作用機制及其成效，並進一步探討施工對鄰產影響之分析模式。此外，天母地區「國泰天母」深開挖工程損鄰案例亦一併列入本研究計畫。茲就目前之研究成果作成以下之結論與相關建議。

第一節 結論

- 一、本研究計畫中之捷運車站工址地層約是以公館站為區分點。公館站約位台北盆地地層分區之新店溪二區(H2)，淡水河二區(T2)及基隆河一區(K1)之交界處，其以北之路線地層屬淡水河分區；以南為新店溪分區。換言之，公館站(G07)及向北延伸至民權西路站(R16)等之 8 個研究車站之工址地層均為台北盆地松山層，包含由粉土質黏土層與粉土質細砂層交互組合而成之六個次層；至於萬隆站(G06)及南向至新店站(G01)之 6 個車站，則均以卵礫石地層（景美層）為主，地表再覆蓋約 2 至 6 公尺不等厚度之表土層，由回填土層及包含砂、黏土、粉土之近代沖積土壤所組成。至於天母地區「國泰天母」深開挖工程案例工址地層屬基隆河流域之軟弱粘土地層。
- 二、新店線和淡水線 14 個車站之深開挖鄰產保護工法，共可區分為以下四種：

深開挖鄰產保護研究(一)

1. 地中壁工法——應用於公館站及古亭站。地中壁的力學作用機制係類似支撐構件，這種支撐在開挖之前即已存在，隨著開挖的進行，提供抗壓強度，抵抗開挖區外之側向土壓力，因此理論上，開挖後地中壁所在位置之擋土壁的變形將受到抑制，擋土壁之側向位移減少，進而可減少開挖區外側之地盤沉陷，降低對鄰產的影響，達到鄰產保護的功用。
2. 擠壓灌漿工法——應用於台電大樓站、中正紀念堂站及台大醫院站。其作用機制乃擬藉由擠壓灌漿形成建物托底，直接頂住建物基礎或頂起建物。
3. 微型樁工法——應用於萬隆站出入口 B。此一工法係利用微型樁之剪力及拉拔抵抗，來增加連續壁背側假設滑動面之阻抗，因而減少滑動土體變形，亦相對地減少地面之沉陷。同時在微型樁之背側土壤，因受微型樁之阻擋，無法順利向開挖區滑動，致產生土拱效應 (Soil Arching)，因而使微型樁背側之受保護區沉陷減少。
4. 支撐預載達 50% 設計載重——此為捷運局規範所規定，故各個車站均須採用。支撐預載之提高旨在減少深開挖工程中之擋土壁變形，進而達到降低開挖區外側地盤沉陷，減少對鄰產的影響。

三、本研究對於捷運車站周遭建物保護工法之成效評估乃依據捷運局所訂定之建物保護準則進行，並直接以安裝於建物上之監測儀器觀測結果進行。建物保護準則包括：

1. 建物總沉陷量不超過 25mm，及
2. 差異沉陷量若大於 15mm，其傾斜角須小於 1/500。

四、捷運**公館站**及**古亭站**所使用之地中壁工法經研判後，其應用成效不甚理想，推測原因可能是地中壁施作深度僅在最終開挖面至開挖面下 3 或 6 公尺，而開挖面附近地層原已屬非軟弱鬆散程度，致其效益發揮有限，難有明顯成果。

另外，值得一提的是地中壁工法須於連續壁完成後施工，故對於連續壁槽溝開挖階段之建物影響並無功效，故如連續壁施工階段已然造成建物不小之沉陷時，開挖階段之施工影響勢必要求大幅降低，方有可能達到既定之建物保護目標，亦即地中壁之預期成效必須大幅提升，以彌補連續壁施工階段之建物影響。以公館站為例，連續壁施工階段之建物影響有約 1 公分之沉陷量，佔建物保護規範值 2.5 公分之 40%，不可謂不大。

五、捷運**台電大樓站**、**中正紀念堂站**及**台大醫院站**所使用之擠壓灌漿工法經施工監測並比較有實施擠壓灌漿及無實施擠壓灌漿之建物沉陷情形，得知於**台大醫院站**之復健大樓經實施擠壓灌漿後之建物沉陷反較其他建物為大；至於**台電大樓站**及**中正紀念堂站**則未見實施擠壓灌漿保護建物之沉陷量有明顯小於無實施擠壓灌漿之建物。整體而言，此些結果明白顯示擠壓灌漿保護成效不甚理想。

由於設計原意乃擬藉由擠壓灌漿形成建物托底之效，但於實務上，此一保護方式之成敗極易受施工技術良窳之影響，加以擠壓灌漿壓力會對樁體周遭土壤產生超額孔隙水壓致改變土體行為，推估此些均有可能是造成擠壓灌漿保護成效不彰之原因。

六、捷運**萬隆站出入口 B**所使用之微型樁工法係將微型樁設置於

深開挖鄰產保護研究(一)

建物與出入口連續壁間，經分別比較有施作微型樁保護及無施作微型樁保護之建物沉陷監測結果，顯示出入口 B 南側建物受微型樁保護之效果不明顯；至於北側建物則微型樁有降低沉陷之效。其中北側建物未施作微形樁保護者曾有達 0.9 公分之沉陷增量（即以出入口 B 連續壁開始施工歸零沉陷監測結果後之沉陷量），明顯數倍高於有微形樁保護者之 0.2 公分沉陷增量。至於兩側建物保護成效何以不同，因缺乏各項工程施工記錄等資料，難以作進一步之研判。

七、捷運各車站雖實施深開挖施工之支撐預載達 50%設計載重，然於公館站（含）以北之車站工址均仍有部份建物沉陷超過規範要求之現象；而公館站（不含）以南之車站工址施工則無此現象。就萬隆站以南之卵礫石地層而言，其強度高、變形低，利於鄰產之維護，加以地下水位相對於松山層為深，故開挖施工對工區周遭建物之影響較小。另就公館站以北而言，站體深開挖均處在強度較低之松山層內施工，土體變形較大，不利於鄰產之維護，加以地下水位較淺，故開挖施工對工區周遭建物之影響較大。整體而言，站體深開挖施工如未額外施作鄰產保護工程，僅擬借助高勁度擋土壁（如連續壁）及支撐系統直接抑制深開挖工程中之擋土壁變形，達到減少開挖區外側地盤沉陷，降低對鄰產的影響，工址地層狀況是最主要決定因素，但無庸置疑地，亦須配合嚴謹施工方足以成事。另外，相同於地中壁工法之處是此一支撐加大預載工法亦無法顧及連續壁施工階段之建物影響，有其限量之處，不可不察。

八、統計捷運公館站及台大醫院站之連續壁施工引致地表沉陷，

顯示連續壁施工對周遭環境存在些許影響，約略是越靠近連續壁槽溝邊之影響值越大，其沉陷槽約呈三角形。推估連續壁邊之最大地表沉陷量約為槽溝深度之 0.082%（公館站）或 0.115%（台大醫院站），而施工影響範圍推估約達連續壁槽溝深之 1.4 倍（公館站）或 1.2 倍（台大醫院站）。

- 九、天母地區「國泰天母」深開挖工程案例於工區內使用井桁及地盤改良工法進行鄰產保護，其重點在擋土結構之側向位移抑制，以及開挖區內抽降水所可能引致開挖區外地下水位下降引致地表沉陷之防範，其中尤以後者為要。由於此案例於施工中發生損鄰爭議且爭議區域達三倍開挖深度以外，雖經施工承商補強建物後，仍有因地表持續沉陷引致建物明顯裂縫及差異沉陷發生的現象。經蒐集本案例之施工記錄及監測資料研判，建物沉陷之可能產生原因為工區外地下水壓下降所致，此與捷運新店線和淡水線深開挖工程引致鄰產沉陷原因首在連續壁施工及深開挖連續壁變位所致，殊為不同。
- 十、工程中會發生損鄰狀況，一般而言均表示對工址地層之掌握不夠精細，故掌握工址之地層狀況為防治損鄰的首要因素。

第二節 建議

深開挖鄰產保護乃都市防災之重要課題，而深開挖工程對鄰產之影響因素實為相當複雜，保護工法亦仍頗多。本研究計畫雖勉力完成，然就工程應用層面而言，仍有諸多遺漏，值得後續之進一步研究，此至少包含有：

深開挖鄰產保護研究(一)

- 一、研究成果之定量化，例如鄰房狀況（包括建物重量、樓層數、基礎深度等）、地層狀況（如敏感區域等）及施工狀況（如開挖深度、工期等），對於工程應用將較為直接與實用。
- 二、鄰產保護施工階段（包括損鄰時）之應變計劃，動態因子掌控（預警制度及監測管理系統），監工機制及通報體系等事宜之建立。
- 三、部份保護工法成效，如地盤改良及擠壓灌漿等，受施工良窳影響甚大，故如何找出並克服施工盲點，值得進一步探討。
- 四、捷運系統曾在林口社區因潛盾機破鏡產生破壞損鄰，因為皆屬工程損鄰事件，建議將之納入後續研究。
- 五、對於鄰產保護如何能於設計與施工中落實，建議於未來研究中增加規範與監督面之部份。
- 七、未來研究中之制度面上建議考量(1)發生沉陷損鄰前之預防；(2)發生沉陷損鄰時的處理；以及(3)發生沉陷損鄰後之救濟。其中之預防方面，建議進行微觀探討，以得出風險管理，作為未來面對法律問題時之參考。
- 八、建議增加損鄰部份之風險管理及糾紛仲裁之研究。

另外，本研究進行期間，因淡水線及新店線已完工多年，許多資料不復尋得，致憑添許多研究困難，故後續對於捷運工程其他已完工之南港線、板橋線、中和線、以及即將完工之土城線等相關研究，建議儘早進行為宜。

附件：期初採購評選委員會議記錄

檔 號:	
保存年限:	

研究發展處

內政部建築研究所

函

敬啟者：

生態中心：VJ 手稿

機關地址：台北市敦化南路二段三三三號十三樓
聯絡人：陳伯勳
聯絡電話：(0二) 二七三六二三八九轉二五六

電子收文

受文者：國立臺灣科技大學

一、本函係附件擬會生態中心。

速別：最速件

密等及解密條件：普通

發文日期：中華民國九十三年一月二十八日

發文字號：建研安字第09300000568號

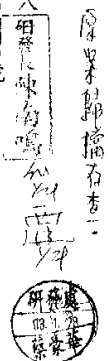
附件：如主旨(093YOD000294-01.pdf, 093YOD000294_02.doc, 共二個電子檔案)

主旨：檢送本所九十三年度都市及建築安全防災科技計畫委託研究案「深開挖鄰產保護研究(一)」採購評選委員會議紀錄，請 查照。

購評選委員會議紀錄，請 查照。

正本：陳教授正興、林教授美聆、方教授永壽、陳董事長斗生、何副所長明錦、葉主任秘書世文、張主任碧瑤、鄭主任崇武、鄭研究員元良、陳組長建忠、陳副研究員伯勳、李博士後研究員怡先

副本：國立臺灣科技大學、本所安全防災組



93.1.28 臺科大總收第0930000440號

第一頁，共一頁
093年01月28日
14時10分40秒
1-1(38ECAF1883D45459)

附件：期初採購評選委員會議記錄

內政部建築研究所

本所九十三年度都市及建築安全防災科技計畫委託研究案「深開挖鄰產保護研究(一)」採購評選委員會議紀錄

- 一、時間：九十三年一月十九日(星期一)上午十時三十分
- 二、地點：本所會議室
- 三、主持人：何副所長明總 陳組長建忠代
- 四、出席人員：

採購評選委員

陳正興
林美玲
陳卓凡
方永壽

記錄：

鄭研究員元良
本室公務繁忙，不克參加，敬請四委員諒辦。

張主任碧瑤
鄭主任崇武
李博士後研究員怡先
相關人員

謝伯勳
陳伯勳
李怡先
張碧瑤
鄭崇武
李怡先
謝伯勳
陳伯勳

121

附件：期初採購評選委員會議記錄

- 五、主席致詞（略）
- 六、採購評選委員編號抽籤，因僅有國立台灣科技大學生態與防災工程研究中心，故廠商抽籤簡報序位略
- 七、執行單位報告（略）
- 八、廠商簡報及綜合答詢
 - （一）、國立台灣科技大學生態與防災工程研究中心簡報（略）
 - （二）、評選委員提問
 1. 陳委員斗生
 - （1）資料庫之建立一專精於某一條捷運線，太廣泛可能無法在短期間內消化，要求二條捷運現工作量可能太大。
 - （2）影響評估模式研究團隊已有豐富經驗應可勝任，但應考慮開挖之規模、深度與形狀對於深開挖之影響。
 - （3）保護工法成效應注意工法之施工、開挖監測資料之研判，施工紀錄也應列入資料蒐集範圍以利研判。
 2. 林委員美聆
 - （1）捷運開挖係屬條形，與一般建築基地開挖形狀不同，其間之差異宜加以檢討。
 - （2）資料之正確性應有合理性檢核。
 - （3）資料如依地層特性分類後，其數目是否足夠。
 - （4）可能影響因子未說明，評估之重點不明。

附件：期初採購評選委員會議記錄

- (5) 進度表之考核點不明。
- (6) 應考慮開挖之施工工法及程序之影響。
- (7) 建議書為捷運淡水線及新店線，簡報為板南線，應說明研究對象為何？
3. 方委員永壽
- (1) 研究主持人對該主題有多年之研究經驗，發表多篇重要著作，研究成果優良。
- (2) 深開挖工程造成不少鄰產安全問題，為都市防災之重要課題。
- (3) 研究計畫書簡要可行性高。
- (4) 捷運各線均分為許多標施作，選用資料需作正確性研判，請問研究單位要如何進行。
4. 陳委員正興
- (1) 計畫主持人參與研究人員均對深開挖具有豐富經驗，應能順利完成本計畫。
- (2) 本期研究案例均以捷運工程為主，未來應用時應多考慮民間工程施工之差異性。
- (3) 預期成果包含保護工法成效評估與設計等方面，研究計畫內容應加強此方面之研究。
5. 陳委員建忠
- (1) 台灣都市化地區甚多，建築物十分緊密，研究有其必要性，宜由捷運系統中選取有用之案例來分析比對供民間或其他建築使用。
- (2) 高雄捷運亦進行捷運施工，請收集其思考方向作為研究之參考。
- (3) 收集的案例尚要考量施工後問題，及失敗之案例，並考量適度的安全性以及經濟的考量。
- (三)、廠商綜合答覆
1. 開挖監測資料已有蒐集，不可靠，將由施工團隊之施工品質、監測團隊之間測計畫及監測紀錄於業界之信譽之方面進行評估。
2. 研究對象是否包括鄰產結構變形量？本研究並未包括此一研究課題，除相關資料不多之

附件：期初採購評選委員會議記錄

- 外，國內外亦缺乏此一研究可供參考，本研究主要針對減少多少沉陷量探討。
3. 捷運工程之開挖形狀為條狀，條狀為平面應變，而一般開挖中央為平面應變，而邊緣與角隅部分則屬較安全區域，故本研究之研究成果有其價值。
 4. 服務建議書中進度表之研究內容與時程之控制，將依審查意見修正，作為控制進度之參考。
 5. 研究對象將根據招標公告之要求，針對新店線、淡水線及天母地區「國泰天母」等近期發生施工損鄰之深開挖工程案例進行探討。
 6. 本計畫之執行可探討各保護工法之成效，對民間工程之使用仍有一定之幫助。
 7. 捷運局現有資料庫可供上網查詢，但並不對外公開，且資料缺乏進一步整理比對分析，故本研究仍有其進行研究之必要性。
 8. 高雄捷運參考許多台北捷運設計及施工經驗，而高雄地區為砂性地盤為主與台北地區有所不同，而研究成果可供高雄捷運參考。

九、結論

(一)、本所九十三年度委託研究案「深開挖鄰產保護研究(一)」係依政府採購法相關規定進行審查作業，評審結果「國立台灣科技大學生態與防災工程研究中心」得分數依據評選結果為第一名，且總均超果八十分，取得優先訂約權。

(二)、請得標廠商依本次會議委員審查意見及本所招標文件相關規定，修正研究計畫書，並於投標須知規定時程內辦理簽約手續，俾利執行研究計畫，並請依合約規定時程辦理期中及期末報告。

十、散會(中午十二時十分)

附件：期中簡報審查會議記錄及處理情形

審查意見	處理情形
<p>陳教授正興：</p> <p>一、國泰天母鄰產保護為一特殊案例，適合作專案研究。</p> <p>二、捷運案例之重點在成效評估，希望期末報告能具體呈現。</p>	<p>一、略。</p> <p>二、同意辦理。</p>
<p>黃教授安斌：</p> <p>一、收集過去的工程經驗作為重要的資訊，對工程師幫助很大。</p> <p>二、建議將研究成果定量化，例如建物重量、樓層數、開挖深度等，對工程師應用之幫助較大。</p>	<p>一、略。</p> <p>二、目前研究內容尚未及於此，建議列入進一步研究範疇。</p>
<p>朱教授子豪：</p> <p>一、研究案例成果是要形成工程知識？審查知識？或規範？建議加以定義。</p> <p>二、鄰產保護施工之應變計劃、動態因子掌控、監工機制及通報體系是否納入？</p>	<p>一、依目前研究內容，係以形成工程知識為主。</p> <p>二、目前研究內容尚未及於此，建議列入進一步研究範疇。</p>

附件：期中簡報審查會議記錄及處理情形

審查意見	處理情形
<p>張博士吉佐（中興工程顧問公司）：</p> <p>一、研究案例可發展為工地手冊，提供工程人員施工參考。</p> <p>二、地盤改良有施工上之盲點，本研究案是否可找出改進之道？</p> <p>三、地盤改良有時會造成非改良區域土壤強度之降低，對此種敏感土壤，本研究案是否可以找出？</p> <p>四、中興工程顧問公司對於淡水線之鄰產保護係以加強支撐（如增加預力）之方式處理。</p>	<p>一、略。</p> <p>二、目前研究內容尚未及於此，建議列入進一步研究範疇。</p> <p>三、目前所蒐集資訊尚有困難，建議列入進一步研究範疇。</p> <p>四、略。</p>
<p>朱總工程師旭（台北市政府捷運工程局）：</p> <p>一、工法成效評估為一重點，應另闢一獨立章節。</p> <p>二、目前捷運規範中對於連續壁施工階段之鄰產保護規範並未劃分出來，本研究案可否建議連續壁施工階段之規範值？</p> <p>三、因抽水亦是一施工影響因子，本研究案可否建議抽水之規範值？</p>	<p>一、同意將各案例之成效評估結果彙集於一章節。</p> <p>二、目前之研究案例不多，恐失偏頗，建議列入進一步研究範疇。</p> <p>三、略。</p> <p>【註】建研所陳建忠組長說明：建研所曾完成施工抽水對鄰房影響之研究，可供業界參考。</p>

附件：期中簡報審查會議記錄及處理情形

審查意見	處理情形
<p>台北市政府工務局建管處代表：</p> <p>一、藉由開挖案例之研究成果，可根據基礎及土層資料、特性給予工程設計及施工參考。</p> <p>二、建管處對於施工損鄰之處理已有規定，但對於如何施工（防範損鄰）則無規定，是否可提供不同地層適合的施工方法？</p>	<p>一、略。</p> <p>二、目前之研究案例不多，恐有困難，建議列入進一步研究範疇。</p>
<p>台北市土木技師公會代表：</p> <p>一、國泰天母案例之引用資料出處應註明。</p> <p>二、案例研究可提供工程師學習，建議列出學習之處。</p>	<p>一、同意辦理。</p> <p>二、同意辦理。</p>
<p>台北市大地技師公會代表：</p> <p>一、案例之設計與實務比對是很保貴。</p> <p>二、建議建立敏感區位審查機制，提供開挖影響範圍及案例，以減少損鄰。</p>	<p>一、略。</p> <p>二、目前研究內容尚未及於此，建議列入進一步研究範疇。</p>

附件：期中簡報審查會議記錄及處理情形

審查意見	處理情形
<p>台灣省土木技師公會代表：</p> <p>一、國泰天母案之設計及施工均很嚴謹，但仍造成災害，顯係一特例，原因值得探討。</p> <p>二、捷運公館站以地盤改良方式施作地中壁民間工程少見，屬一特例。</p> <p>三、建議將鄰房狀況、地層狀況及施工狀況等三者列為研究因子，作量化研究。</p>	<p>一、略。</p> <p>二、略。</p> <p>三、目前研究內容尚未及於此，建議列入進一步研究範疇。</p>
<p>國家災害防救科技中心：</p> <p>一、研究預期成果中之鄰產保護模式及工法成效評估為兩大重點。</p> <p>二、建立各案例之初步資料庫。</p>	<p>一、研究成果將包含在內。</p> <p>二、同意辦理。</p>
<p>陳組長建忠：</p> <p>一、國泰天母案為特例，係建研所要求加入本研究中。</p> <p>二、建研所已做過不少深開挖研究，可以參考。</p>	<p>一、略。</p> <p>二、同意辦理。</p>
<p>蕭所長江碧：</p> <p>一、過去建研所已有做過一些損鄰案例的研究報告，可參考納入本研究中。</p>	<p>一、同意辦理。</p>

附件：期中簡報審查會議記錄及處理情形

審查意見	處理情形
<p>張教授石角：</p> <p>一、深開挖工程地下水湧出造成鄰產損壞，顯然與地層結構有關，損鄰研究中應加強工址調查、不同工法於不同地質之適用性、和工程中所選用保護工法之探討等，依此順序逐步進行科學研究。本研究以事實逆推原因，將僅知其然而不知其所以然。</p> <p>二、地層中有怕水與不怕水之性質。礫石層屬不怕水，所以水位變動不會造成地層體積的變化；反之黏土層則怕水，所以當黏土層下方之砂層內水位降低時，黏土層內的水會流向砂層，體積也就產生變化。</p> <p>三、工程中會發生損鄰表示對地層的掌握不夠精細，故掌握工址之地層狀況為防治損鄰的首要因素。</p>	<p>一、本研究以事實逆推原因之主要考量在工程已完成，而目前所使用工法均有其優劣之處並受施工技術影響甚大，致不易以現有計算工具模擬分析。故目前之工作成果將維持現有研究方式，建議於後續研究中列入此種正向思考之保護工法適用性探討。</p> <p>二、略。</p> <p>三、將於結論中加強此一說明。</p>
<p>何副所長明錦：</p> <p>都市防災中之損鄰研究乃一系列內容，包括(1)透過學理了解作用機制；(2)以何種工法可以作為事件發生時之對策；(3)施工中須注意的事項；(4)預估可能的影響範圍；及(5)如何監測等，最後希望成果能提供業界參考。</p>	<p>略。</p>

附件：期中簡報審查會議記錄及處理情形

審查意見	處理情形
<p>鄭教授富書：</p> <p>一、肯定建築研究所投入研究鄰房保護之精神。</p> <p>二、國泰天母案例之資料蒐集不易，本研究能有此成就，實屬難得。</p> <p>三、捷運系統曾在林口社區因潛盾機破鏡產生破壞損鄰，因為皆屬工程損鄰事件，建議將之納入後續研究。</p> <p>四、對於鄰產保護如何能於設計與施工中落實，建議於未來研究中增加規範與監督面之部份。</p> <p>五、建議於未來研究中增加施工損鄰之應變之道。</p>	<p>一、略。</p> <p>二、略。</p> <p>三、將於結論與建議中列入。</p> <p>四、將於結論與建議中列入。</p> <p>五、將於結論與建議中列入。</p>
<p>與會人士：</p> <p>請問於天母地區與三重捷運之深開挖工程中採用地盤改良之範圍要多大？是施作於開挖區內還是開挖區外？抽降地下水之點井如何佈設？</p>	<p>略。(因屬現場即席問答，與本研究案內容無直接關係，故不擬處理)</p>

附件：期中簡報審查會議記錄及處理情形

審查意見	處理情形
<p>黃主任志弘：</p> <p>一、今年度為第一年之研究成果，此一內容實已達雅俗共賞程度。</p> <p>二、研究內容包括(1)微觀部份之地質問題、保護工法等；(2)宏觀部份則為建置資料庫。</p> <p>三、未來研究中之制度面上應考量(1)發生沉陷損鄰前之預防；(2)發生沉陷損鄰時的處理；以及(3)發生沉陷損鄰後之救濟。於預防方面，應以微觀探討，以得出風險管理，作為未來面對法律問題時之參考。至於保護工法應依地質條件之適用性作探討，而且工程中應建立預警制度及監測管理系統，並就各管理階段制定因應措施。</p> <p>四、對於後續研究建議增加損鄰部份之風險管理及糾紛仲裁。</p>	<p>一、略</p> <p>二、略。</p> <p>三、將於結論與建議中列入。</p> <p>四、將於結論與建議中列入</p>

附件：期末簡報審查會議記錄及處理情形

審查意見	處理情形
<p>張教授石角：</p> <p>一、基地地質關係地下水流動與地盤下陷，亦決定對策工法，宜深入研究，並與工法結合以求其科學化，以便於運用。</p> <p>二、深開挖對於鄰產損害可能程度及形式應可自地質探查與分析中予以評估。</p>	<p>一、本研究探討之捷運案例皆是已施工完成，在所蒐集之施工報告書中並未特別提到地下水造成的工程問題，因此無法探討及結合地下水流和各工法間之關係，故目前之工作成果將維持現有研究方式，建議於後續研究中列入基地地質和保護工法之適用性探討。</p> <p>二、理論上由地質探查的結果，大致可定性的描述須注意的鄰產保護問題，但定量的結果一般仍需經由計算分析，然而目前所使用工法受施工技術影響甚大，致不易準確的以現有計算方法模擬分析，因此本研究利用已施工完成之案例進行研究及統計分析，希望能經由以前的經驗，提供往後分析設計時之參考改進。</p>

附件：期末簡報審查會議記錄及處理情形

審查意見	處理情形
<p>鄭教授富書：</p> <p>一、本研究蒐集了國泰天母、捷運車站之監測資料及工法，並評估其成效，殊為不易。本報告可提供爾後相關研究之重要資料。</p> <p>二、本研究內容與成果與原計畫預期成果相符，值得肯定。</p> <p>三、未來研究可考慮收納捷運「林口社區」鏡面破除失敗案例，以擴大考量範圍。</p> <p>四、未來可發展施工規範及檢討查核辦法，以落實行政面及制度面之執行與管控。</p> <p>五、未來研究可考慮「鄰產搶救」做法之研擬與開發。</p>	<p>一、略。</p> <p>二、略。</p> <p>三、將於結論與建議中列入。</p> <p>四、將於結論與建議中列入。</p> <p>五、將於結論與建議中列入。</p>
<p>黃主任志弘：</p> <p>一、本研究已針對鄰產保護課題進行先趨性研究，在此研究基礎上，未來有更進一步之研究成果出現，是可預期的。</p> <p>二、鄰產保護除本研究所探討之技術層面之問題外，尚有法制面之課題，如何將研究成果落實於制度面推動，應是未來研究之重點。</p>	<p>一、略</p> <p>二、將於結論與建議中列入。</p>

參考書目

中文部分

胡邵敏，“深開挖工程鄰產保護設計與施工(一)開挖工程對鄰產之影響及其安全評估”，地工技術，第40期，民國81年12月。

胡邵敏，“深開挖工程鄰產保護設計與施工(二)鄰產保護方法、設計與施工”，地工技術，第40期，民國81年12月。

歐章煜、楊玲玲，連續壁施工引致之地盤變位探討，國立台灣科技大學，營建工程系大地工程研究報告，GT200005，台北，民國89年。

謝百鈞，“粘土層深開挖引致地盤最大位移預測”，中國土木水利工程學刊，第13卷，第3期，民國90年。

歐章煜、謝百鈞，“深開挖引致地表沉陷之預測”，深開挖工程設計與施工實務，林宏達主編，科技圖書公司，台北，民國88年。

王建智，“深開挖引致軟弱粘土不排水潛變行為之研究”，博士論文，國立台灣科技大學營建工程技術研究所，台北，民國86年。

謝百鈞、龔東慶、歐章煜，“考慮粘土小應變行為之深開挖分析”，中國土木水利工程學刊，第15卷，第3期，民國92年。

深開挖鄰產保護研究(一)

何泰源、李魁士，“深開挖引起之地表沉陷及建物保護”，現代營建，第 128 期，第 129 期，民國 79 年。

王繼勝、李耀明，“深開挖工程之建築物保護”，地工技術，第 41 期，民國 82 年 3 月。

林軒、林正記，“台北捷運臨近建物保護案例介紹”，地工技術，第 40 期，民國 81 年 12 月。

陳元化、陳聰海、蔡崇義，“台北市和平西路陸橋托底工程之設計及施工”，地工技術，第 61 期，民國 86 年 6 月。

李正剛、彭盛昌、闕河淵、吳沛軫，“台北捷運 CN253B 標潛盾隧道穿越北門古蹟下方之保護措施”，地工技術，第 61 期，民國 86 年 6 月。

吳偉特，“台北盆地地盤分區土壤之工程特性”，地工技術，第 22 期，民國 77 年 6 月。

詹榮鋒，“車站建物保護地中樑工法之檢討”，台北市政府捷運工程局捷運系統工程技術移轉心得報告，V00015，民國 85 年 5 月。

何啟誠，“淺談捷運新店線 CH223 標微型樁工程”，現代營建雜誌，第 246 期，民國 89 年 6 月。

內政部，建築法，民國 84 年 8 月 2 日修正。

行政院環境保護署，環境影響評估法，民國 88 年 12 月 22 日公告。

行政院環境保護署，開發行為環境影響評估作業準則，民國 86 年 12 月 31 日公告。

內政部，建築物基礎構造設計規範，民國 90 年 10 月 1 日。

台北市政府，台北市建築管理規則，民國 63 年 2 月 5 日公佈。

台北市政府捷運工程局，土木工程設計手冊（CEDM）中文版。

台北市政府捷運工程局，台北都會區大眾捷運系統施工技術規範。

台北市土木技師公會，台北市建築物工程施工損害鄰房鑑定手冊，民國 89 年 6 月。

內政部建築研究所，建築基礎施工災害之破壞機制及預防對策—以災害案例探討”，民國 91 年 12 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“天母購物中心補充地質調查及基礎分析報告”，民國 88 年 12 月。

台灣省土木技師公會，“國泰天母購物中心新建工程完工後之安全評

深開挖鄰產保護研究(一)

估鑑定報告”，民國 92 年 3 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統淡水線台北站至中山站間間隧道工程第 201C 標工程觀測結果總報告”，民國 82 年 6 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統淡水線 202A 標中山站、民生站及兩站間隧道工程觀測結果總報告”，民國 82 年 6 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統淡水線 202B 標民權站、民生站及兩站間隧道工程觀測結果總報告”，民國 82 年 3 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統新店線 CH 218 標新公園站及新公園站至中正紀念堂站間隧道工程觀測結果總報告”，民國 84 年 8 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統新店線 CH 219 標台大醫院站及台大醫院站至古亭市場站間隧道工程觀測結果總報告”，民國 84 年 8 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統新店線 CH 220 標古亭市場站及古亭市場站至台電大樓站間部份隧道工程觀測結果總報告”，民國 84 年 8 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統新店線 CH 221

標台電大樓站，古亭站至台電大樓站，台電大樓站至公館站及古亭站至通風井（中和線）間隧道工程觀測結果總報告”，民國 84 年 8 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統新店線 CH 222 標公館站及公館站至萬隆站間隧道工程觀測結果總報告”，民國 84 年 8 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統新店線 CH 223 標萬隆站及萬隆站至景美站間隧道工程觀測結果總報告”，民國 84 年 8 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統新店線 CH 224 標景美站及大坪林站及兩站間隧道工程觀測結果總報告”，民國 84 年 8 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統新店線 CH 225 標七張站及大坪林站至七張站間隧道工程觀測結果總報告”，民國 84 年 8 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統新店線 CH 226 標中華站及七張站至中華站間隧道工程觀測結果總報告”，民國 84 年 8 月。

亞新工程顧問股份有限公司，“台北都會區捷運系統新店線 CH 227 標新店站及新店站至中華站間隧道工程觀測結果總報告”，民國 84 年 8 月。

外文部分

1. Cowland, J. W. and Thorley, C. B. B., 1985, "Ground and Building Settlement Associated with Adjacent Slurry Trench Excavation," *Ground Movement and Structures*, Pentech Press, London, U.K.: 723-738.
2. Clough, G. W. and O'Rourke, T. D., 1990, "Construction induced Movements of Insitu Walls, " *Proceedings, Design and Performance of Earth Retainings Structure, ASCE Special Conference*, Ithaca, New York: 439-470.
3. Hsieh, P. G., and Ou, C. Y., 1998, "Shape of Ground Surface Settlement Profiles Caused by Excavation," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 35, No. 6: 1004-1017
4. Ou, C. Y., et al., 1993, "Characteristics of Ground Surface Settlement during Excavation," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 30, No. 5, p.758-767.
5. Mana, A. I. and Clough, G. W., 1981, "Prediction of Movements for Braced Cut in Clay," *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 107, No. 8, p.759-777.
6. Milligan, G. W. E., 1983, "Soil Deformation Near Anchored Sheet-Pile Wall," *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 25, No. 1, p.41-55.
- 7 Nicholson, D. P., 1987, "The Design and Performance of the Retaining Wall at Newton Station," *Proceeding of Singapore Mass Rapid Transit Conference*, Singapore, p.147-154.
8. Woo, S. M. and Moh, Z. C., 1990, "Geotechnical Characteristics of Soils in Taipei Basin," *Proceedings, 10th Southeast Asian Geotechnical Conference, Special Taiwan Session*, Taipei, Vol. 2, [.51-65.
9. Norwegian Geotechnical Institute, 1962, "Measurements at a Struttred

- Excavation, Oslo Subway, Vaterland 1," *NGI Technical Report 6*, Norway.
10. Winkler, E., 1867, *Die Lehre Von Elasticitaet Und Festigkeit*, Pray (H. Dominicus).
 11. Miyoshi, M., 1977, "Mechanical Behavior of Temporary Braced Wall," *Proceedings, 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 2.No2/60, p.655-658.
 12. Finno, R. J. and Harahap, I. S., 1991, "Finite Element Analysis of HDR-4 Excavation," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 117, No. 10, p.1590-1609.
 13. Whittle, A. J., et al., 1993, "Analysis of Deep Excavation in Boston," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 119, No. 1, p.69-90.
 14. Hsieh, P. G., et al., 2003, "Deep Excavation Analysis with Consideration of Small Strain Modulus and its Degradation Behavior of Clay," *Proceedings 12th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, p.785-733.
 15. Peck, R. B., 1969, "Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground," *Proceedings, 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, State-of-the-Art-Volume, Mexico City, p.225-290.
 16. Bowles Bowles, J. E., 1986, "Foundation Analysis and Design", *4th Ed*, McGraw -Hill Book Company, New York, U. S. A.
 17. Caspe, M. S., 1966, "Surface Settlement Adjacent to Braced Open Cuts," *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 92, No. 4, p.51-59.
 18. Bauer, G. E., 1984, "Movements Associated with the Construction of a Deep Excavation," *Proceeding, 3rd International Conference on Ground Movements*

and Structures, Cardiff, p.694-706.

19. Electrowatt Engineering Services Ltd., China Engineering Consultants, Inc., and Geoconsult Consulting Engineers, 1989, Taipei Metropolitan Area Rapid Transit Systems Huintien Line Project DL 160 Design Report CC221 Final Review Submission, Department of Rapid Transit Systems, Taipei Municipal Government, ROC.
20. Electrowatt Engineering Services Ltd., China Engineering Consultants, Inc., and Geoconsult Consulting Engineers, 1989, Taipei Metropolitan Area Rapid Transit Systems Huintien Line Project DL 160 Design Report CC222 Final Review Submission, Department of Rapid Transit Systems, Taipei Municipal Government, ROC.
21. Cheng, T. Y., 1987, Geotechnical Characteristics of Surgshan Formation within Taipei City, M.E. Thesis of Asian Institute of Technology, Thailand.
22. Golden Software, Inc., 2002, Surfer User's Guide, Colorado, USA.