

應用 Plaxis 進行反算分析在深開挖事故中

擋土補救措施之案例探討

李景亮

中國科技大學專任講師

摘要

地下開挖工程在施工環境之不確定及存著各種危險因子情形之下，使其工程顯著困難又複雜，在地下工程發生事故時其所採取之開挖擋土補救措施需具有穩定性及安全性如此才能繼續完成工程。本研究以實際案例因開挖過程連續壁漏水事故造成施工危機因此需採補強措施以便完成後續工程，本研究依實地資料進行事故後擋土結構工程穩定性及安全性評估並以PLAXIS進行反算分析事故前、後擋土支撐結構。本研究針對開挖面下之地質改良範圍及數值分析時對改良體採用事故側部分改良方式及地中壁以類似厚混凝土版結構強度予以模擬分析，以探究地質改良之合理模式。

關鍵詞：地下開挖、PLAXIS、地質改良、地中樑

The Application of Plaxis Program in Back Analysis of Deep Excavation Accident Case Study on Solutions of Reinforcement Methods

Abstract

Construction of underground excavation, when in an uncertain environment and situation, under a variety of risk factors, makes construction more difficult and more complicated. This study serves to analysis the stability and security of slurry wall structure, after the deep excavation accident happened, by the use of underground engineering cases for reference. In addition, PLAXIS program has been used in back analysis, before and after the deep excavation accident, to support the reinforcement measures. With this analysis, the evaluation of either building ground beam or reasonable range of ground improvement can be taken into consideration when looking for solutions.

應用 PLAXIS 進行反算分析在深開挖事故中擋土補救措施之案例探討

一、前言

地下開挖工程在施工環境之不確定及存著各種危險因子情形之下，使其工程顯著困難又複雜，在地下工程發生事故所採取開挖擋土補救措施之穩定性及安全性。本研究以捷運地下工程案例，依實地資料進行事故後擋土結構工程穩定性及安全性評估。運用 PLAXIS 進行反算分析事故前、後擋土支撐結構。

本研究方法首先進行基地工程地質分佈對於本案例有其多大影響及水文概況了解，事故後調查得知，其地層屬砂性土壤、黏性土壤，地層分佈複雜，雖事故前後調查結果局部地層略有差異，但其差異不大，不致影響開挖支撐系統反算分析。反算分析方法，根據原設計之也層簡化參數表，依實際各階段開挖支撐施工之詳實紀錄，分析連續壁體所受之應力及應變，再比對施工中各項監測反應值資料，以盡可能客觀及正確的修正反算分析所有可能導致之誤差。

二、 研究案例概述

2.1 事故前之施工現況

本研究案例為地下三層車站，主體結構長約145m，寬約21.6m~38m 不等，開挖深度為31.65m~35.6m(集水坑)。本工程採明挖覆蓋工法施工，主站區連續壁厚度1.5m，深度55.0m；站體開挖規劃分為十一次開挖並架設十階支撐，其平面及剖面圖如圖1 及圖2 所示。

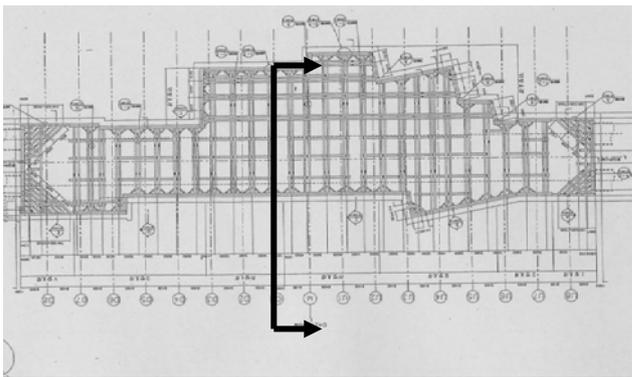


圖 1 事故前之施工現況平面圖



圖 2 事故前之施工現況剖面圖

2.2 事故發生概述：

94年09月8日上午6:40於A11及A12單元附近開挖面及連續壁發現水及砂由開挖面湧起，連續壁壁面亦出現漏水現象。7:30發現車站北側、鄰接路面及附近鄰房下陷，如下圖示。

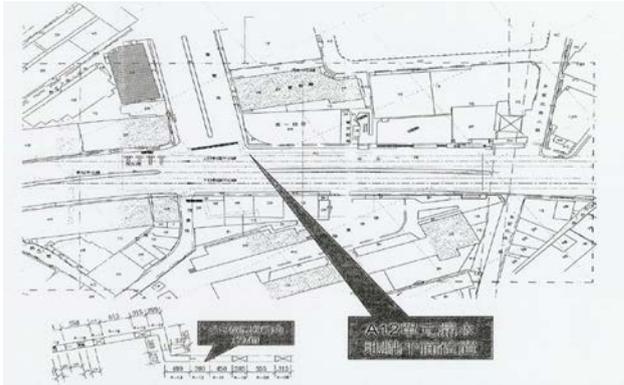


圖3 A11及A12單元附近開挖面及連續壁漏水及漏砂平面位置示意圖

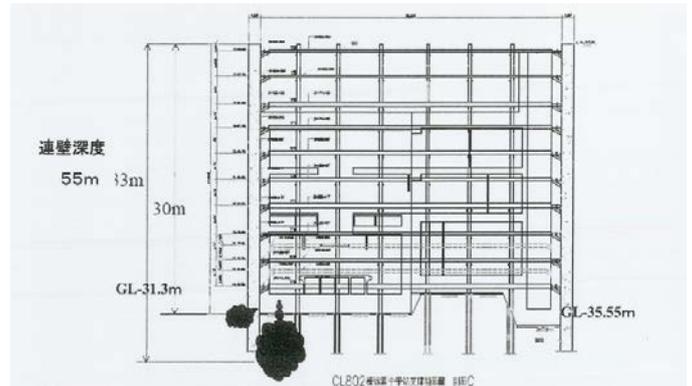


圖4 A11及A12單元附近開挖面及連續壁漏水及漏砂立面位置示意圖

三、 案例數值分析模型建立參數說明

3.1 PLAXIS 有限元素分析法

有限元素分析程式 PLAXIS，係於 1987 年在荷蘭的 Technical University of Delft 所研發套裝軟體。其最初發展之用意在於因荷蘭地勢低窪，欲藉由易於使用之二維有限元素，分析在軟弱土壤上構築河堤的相關穩定問題。近年來，PLAXIS 已廣為世界各地之大地工程師接受並使用於各種大地工程問題。

PLAXIS 在有關土層、結構物、載重、邊界條件、開挖施工階段…等等之輸入均以 CAD 繪圖方式建立，以獲得分析模型並輸入各相關參數，完成之後可以自動建立網格來進行分析。建立有限元素單元方面還可以加入高階的單元計算，除了 6 個結點的三角形元素之外，還參入了 15 個結點的立體三角元素來分析在軸對稱狀態下的問題。一些特殊的結構物，例如擋土牆、隧道內部支撐、或是細條形柔性結構等物，在程式中以樑 (beam) 的型態來納入計算分析，不但可輸入勁度、剛度與極限彎矩參數，更能依模擬情形分析與其他結構物的互制行為。

元素計算時會遭遇到土壤與結構物接觸面的問題，所以程式中提供了界面 (interface) 選項，可以在一些如基腳、樁基礎、擋土牆等結構物與土壤的接觸面提供不同於在土壤中時的摩擦角與凝聚力的界面條件。程式中提供了 Mohr-Coulomb 模式分析一些較為真實的載重、圓形基腳、短樁等結構物，而且還可以用 Phi-c reduction 模式，以參數強度折減方法來計算安全係數的觀念。

孔隙水壓方面，由於在未排水的載重狀態下的安全係數常常是決定大地工程案例中的穩定性，程式中亦具備分析不排水土層於接觸載重之下時的超額孔隙水壓變化，以較真實的模擬水在土壤中所造成的穩定性影響。

建造結構物或是開挖過程中之各階段安全與土層整體的穩定性問題，PLAXIS 程式執行時，即計算在各階段開挖與構築階段之應力與應變，如穩定性有虞慮時，即會產生發散 (Diverge) 狀態，而無法繼續下一階段之執行。

安全係數方面，一般常常使用破壞時的載重與工作載重的比值來做判斷，但是這是比較適用在基礎的結構情況下，如果是路堤或是版樁牆的情況時，使用容許剪力強度與平衡狀態下之剪力強度的比值較合適，在 PLAXIS 程式中使用了 ϕ -c 值折減(phi-c reduction)模式來計算安全係數值。

3.2 有限元素反算分析步驟

本研究之反算分析係根據原設計採用之地層簡化參數表，依實際各階段開挖支撐施工之詳實紀錄，分析連續壁體所受之應力及應變，再比對施工中之各項監測反應值資料，以儘可能客觀及正確的修正反算分析所可能導致之誤差。反算分析步驟說明如下：

- (1)以案例地點位置，依剖面之分析採用之簡化土層為基本資料，採數值分析方法建立全斷面分析模組。
- (2)根據實地相關資料，採全斷面對稱方式分析，亦即對稱兩側之開挖面下地中壁改良，因受壁體滲水影響，地層參數產生變化修正，據以分析施工過程中各階段之兩側壁體所受應力及應變，儘可能符合變形曲線線型與最大變位位置、及壁體應力之分布與實測值趨勢一致。
- (3)因同一斷面兩側之壁體變形量有一段差距，研判除土層分佈之可能差異性存在外，亦可能因開挖面下之改良體或壁體之施工瑕疵所導致；故反算分析時，即一定程度考量弱化事故點開挖面下之土層，以符合實際開挖各階段之監測值反應。
- (4)在工程事故後以反算分析推算，為維持反算分析之一貫性及合理性，分析所採用之地層剖面仍與事故前一致。惟事故發生後，採用各項緊急應變措施，導致壁體之變形及應力變化複雜，為簡化此情形，即依事故後之壁體內外之地層參數，作一合理之參數折減，求得全斷面兩側事故後之壁體應力與應變，與實際之監測結果大致符合後，模擬該狀態下之擋土措施（連續壁及支撐等）受力情形，據以分析採用後續相關補強措施之合理性及必要性。
- (5)反算分析採用之分析基本資料的準確性，足以影響反算分析之關鍵性資料，亦均予以釐清後修正。若干非關鍵性資料，則依常理及專業推斷假設，不致影響反算分析之最終結果。

3.2.1 幾何模式

為確保數值分析結果不受邊界效應之束制影響，參考區域性開挖深度之影響範圍經驗，採距離開挖線約四倍開挖深度。根據原設計開挖剖面，配合數值網格設置以及數值模式計算模式，地下水位分佈線以靜態模式(Steady State，即不隨時間變化)輸入數值程式作為計算土層初始應力-應變狀態。(幾何模式示意如圖一)

3.2.2 基本假設

本研究之基地深開挖工程反算分析係基於以下之假設條件為前提：

- (1)假設土壤為等向性材料，且不考慮土壤之潛變效應
- (2)土層之簡化及參數，基本上均以原設計之剖面及其簡化參數為準

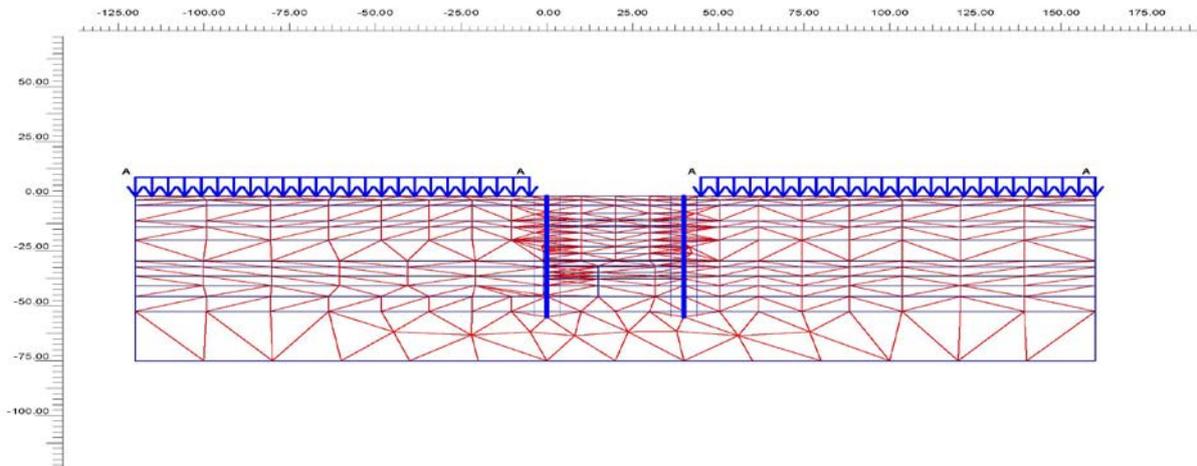


圖 5: PLAXIS 程式之數值分析幾何模式示意圖

(3) 土壤元素參數說明

各土層材料參數，另相關分析所需之參數亦由鑽探報告內容中加以擷取，程式率定之參數說明如下：

本分析所採用之土壤模式為 Mohr-Coulomb 塑性理論，所需之土壤參數，除飽和及不飽和統體單位重、波松比(Possion' Ratio)及楊氏模數(Young' s Modulus)外，尚需土壤之剪力強度。為較符合開挖之實際行為，砂性土壤採用有效應力參數(有效凝聚力 c' 及有效摩擦角 Φ')，黏性土壤則採用總應力參數(總凝聚力 c 及總摩擦角 Φ)。另分析中參數包括剪力模數(Shear Modulus, G)及體積模數(Bulk Modulus, K)，其分別由下式計算：

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad , \quad K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

挖區內側深度 GL. -31.65m~GL. -34.65m 採地中壁設計，增加被動抵抗力，以減少壁體之變形量。地中壁屬於三向度之力學行為，簡化為二維度之力學(視凝聚力及摩擦力)與變形參數(剪力模數及體積模數)。有關地中壁效應簡化之力學分析參數如下：

將地中壁視為地質改良以提高土壤之等值勁度及強度參數，修正方法如下列所示：

土體之平均剪力強度 C 為：

$$C = C_p \times A_s + \alpha \times C_o \times (1 - A_s)$$

其中

C_p = 地盤改良體之剪力強度，可考慮為單軸抗壓剪力強度除以適當之係數， t/m^2 ， A_s = 改良率 = A_p / A ， A_p = 地盤改良體總面積， m^2

A = 基地總面積，包括未改良與改良處， m^2 ， α = 應變修正係數，一般取 0.5， C_o = 原土壤不排水剪力強度， t/m^2

地層改良之改良率達 50%，經計算其不排水剪力強度可採用 $200t/m^2$ 。

3.2.3 結構元素參數

型鋼鋼材 $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ ， $F_b = 1440 \times 1.25 = 1800 \text{ kg/cm}^2$ (彎曲，臨時)

$F_s = 960 \times 1.25 = 1200 \text{ kg/cm}^2$ (剪力，臨時)

混凝土 $fc'=280 \text{ kg/cm}^2$ (28 天抗壓強度，設計使用 $fc'=245 \text{ kg/cm}^2$)
 鋼筋 $F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ (#3~#5)(SD280)， $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ (#6~#10)(SD420W)
 採彈塑性分析壁體之 EI 值(連續壁 150cm)， $fc'=245 \text{ kg/cm}^2$ ， $E=150000$
 $(fc')^{1/2}=150000 \times (245)^{1/2}=2347871 \text{ t/m}^2$

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \times 1.5^3}{12} = 0.08333 \text{ m}^4 \quad EI = 2347871 \times 0.08333 = 195648 \text{ t-m}^2/\text{m}$$

支撐之勁度(鋼支撐)， $E_s=2.1 \times 10^7 \text{ t/m}^2$ ， A =支撐總斷面面積(m^2)； L =支撐長度(m)

S =支撐間距(m)， β =斜撐角度($^\circ$)

$$EA = \frac{E_s \times A \times \cos^2 \beta}{L \times S} \text{ (t/m}^2\text{)}，\text{斜撐 } 2\text{H}400 \times 400 \times 13 \times 21$$

$$EA = \frac{2.1 \times 10^7 \times 2 \times 0.02187 \times \cos^2 18.4^\circ}{2.8} = 295245 \text{ t} \quad \alpha EA = 0.6 \times 295245 = 177147 \text{ t}$$

樓板支撐

$fc'=280 \text{ kg/cm}^2$ ， $E=150000$ ($fc')^{1/2}=150000 \times (280)^{1/2}=2509980 \text{ t/m}^2$

1F&B8 樓版之勁度： $\alpha EA=0.6 \times 2509980 \times 0.2=3.0 \text{E}+05 \text{ t}$

$\alpha EI=0.6 \times 2509980 \times 0.2^3/12=1.0 \text{E}+03 \text{ t/m}^2$

B1-B7 樓版之勁度： $\alpha EA=0.6 \times 2509980 \times 0.4=6.0 \text{E}+05 \text{ t}$

$\alpha EI=0.6 \times 2509980 \times 0.4^3/12=8.0 \text{E}+03 \text{ t/m}^2$

基礎版之勁度： $\alpha EA=0.6 \times 2509980 \times 1.0=1.5 \text{E}+06 \text{ t}$

$\alpha EI=0.6 \times 2509980 \times 1.0^3/12=1.3 \text{E}+05 \text{ t/m}^2$ ， α =折減係數，採 0.6

3.2.4 地下水壓分佈

地下水位約在地表下 1.1 公尺至 1.8 公尺之間，水壓大致呈靜水壓分佈，但在於地表下 35 公尺處之地下水水壓略低於靜水壓。

3.2.5 地層概述

本標的物座落之地層，於地表下 75.0 公尺範圍內可概分為 14 個層次，詳如表 1 簡化地層參數表。從兩次之鑽探調查報告成果顯示鑑定標的物之地層主要係由粉土質黏土、粉土質細砂及砂質粉土等互層所組成，且具有薄層或互交錯積之現象。原設計徐匯中學站簡化土層參數如下表：

表 1 分析用簡化土壤參數表

Layer	深度(m)	土壤 種類	$\gamma \text{ t}$ KN/m ³	S_u KN/m ²	N	ϕ' deg	K_o^*	K_a	K_p	K_r	E KN/m ²
1	1.8	SF	19.8	0	18	30	0.5	0.3	6.11	0.43	81000
2	4.2	CL	18.5	40	6	31	0.48	0.29	6.68	0.43	48000
3	11.2	SM	19.7	0	11	31	0.48	0.29	6.68	0.43	49500
4	14.0	CL	18.8	50	7	31	0.48	0.29	6.68	0.43	60000
5	20.0	SM	18.8	0	10	31	0.48	0.29	6.68	0.43	45000

6	29.5	CL	19.0	70	9	32	0.47	0.28	7.33	0.43	84000
7	32.3	SM	19.4	0	18	32	0.47	0.28	7.33	0.43	81000
8	36.4	CL	19.3	115	18	32	0.47	0.28	7.33	0.43	138000
9	40.7	SM	19.4	0	21	33	0.46	0.26	8.08	0.43	94500
10	45.7	CL	19.2	130	20	33	0.46	0.26	8.08	0.43	156000
11	52.5	SM	19.5	0	23	33	0.46	0.26	8.08	0.43	103500
12	58.8	CL	19.2	135	21	33	0.46	0.26	8.08	0.43	162000
13	60.0	SM	20.5	0	16	32	0.47	0.28	7.33	0.43	72000
地盤改良	31.65-34.65	JSG	19.3	240			0.73	1.0	1.00	1.0	240000
地盤改良	33.70-36.70	JSG	19.3	350			0.73	1.0	1.00	1.0	350000

四、事故前後及補救措施之有限元素分析結果

本研究選擇分析之斷面為最接近事故區之剖面，相關之分析條件及參數設定，基本上均採用原分析之資料，再根據各階段施工實測之應變及應力結果，合理的修正相關參數，即在大架構不變的原則下，反算事故前之狀態，包括壁體及支撐系統之受力情形，地層參數之可能變化等等。以下之分析結果說明事故前之反算分析結果。

4.1 事故前有限元素分析結果

PLAXIS 反算分析結果，鄰事故側之擋土連續壁 及對稱側（非事故側）之最終開挖壁體變形曲線與實測結果比較如圖 5 所示，確立反算分析結果合理後（為求反算分析之合理性，除以變位曲線相合之原則外，亦考慮鋼筋應力計於壁體各深度之反應值的一致性，事故前之壁體鋼筋應力，深度 25 公尺處大於 32 公尺，而 32 公尺大於 34 公尺，以確保壁體之受行為與實際之狀況儘可能相符，此亦為反算分析合理性 重要依據之一）；後續之各階段壁體變形量曲線整理如圖 6（事故側），連續壁之各階段支撐軸力與最大壁體變形、彎矩、剪力結果綜整如表 2 及表 3；分析結果顯示，依事故前反算分析結果，並繼續演算構築地下結構體及拆撐等步驟後，檢核相關擋土措施結果，其結果顯示，在無事故狀況下，可順利完成地下結構工程，應無安全虞慮。

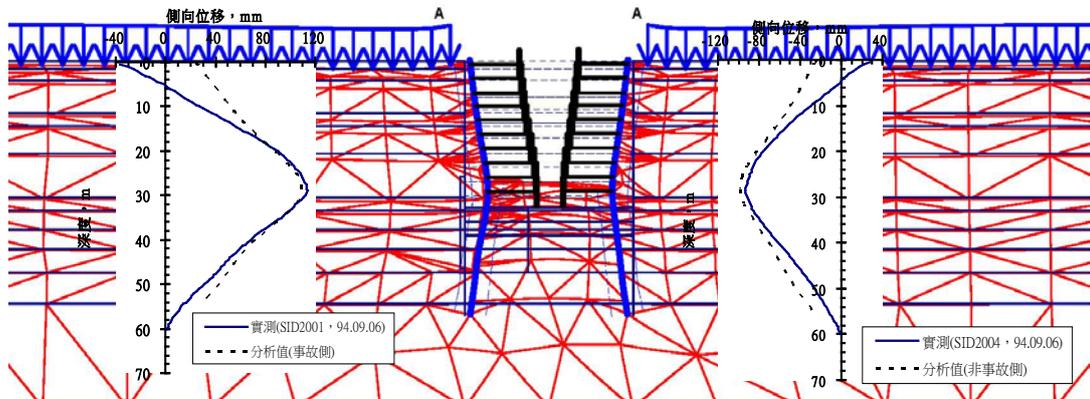


圖 5、剖面兩側連續壁壁體變形量反算分析與實測結果分析比較圖(事故前)

4.2 事故後之有限元素分析結果

分析事故側之對側，相關之分析條件及參數設定，基本上均採用原分析之資料，事故側之分析條件及參數設定則依事故後之調查成果及合理假設推估地層情況，據以修正相關參數；但因事故發生後採用及開挖面下地質改良後之開挖面內降水，理論及分析結果，其壁體變形量應增加，但實測之結果，其變化量卻甚小於量測值。因此，事故後之反算分析穩定狀態係設定在事故處理過程之降水完成後，反算事故後之狀態，包括壁體及支撐系統之受力情形，地層參數之可能變化等等。

為瞭解事故後之壁體及支撐受力情形，以及事故後，採開挖面內緊急注水穩定後，後續若在無任何補強或應變措施下，如繼續施工（抽水、構築地下結構體及拆撐等），是否可以順利完成本工程？以下為便於說明，茲將分析模式區分為三種狀況，即

CASE I：支撐補強（7、8&9）及開挖面下之地質改良（地中壁）

CASE II：支撐補強（7、8&9），但未進行開挖面下之地質改良

CASE III：解析地中壁之作用及其成效，分為部份地質改良及類似版支撐之模擬

(一)CASE I 分析結果說明：

由 PLAXIS 反算分析結果顯示，鄰第一銀行之擋土連續壁（事故側）及對稱側（非事故側）之最終開挖壁體變形曲線與實測結果比較如圖 7 所示；其事故側後續之各階段壁體變形量曲線整理如圖 8 所示，連續壁之各階段最大壁體變形、深度及彎矩、剪力、支撐軸力結果綜整如表 4 及表 5，彎矩分布如圖 9；根據分析結果顯示，事故後各種狀態下之反算分析，由事故發生時至處理過程之抽降水完成後，連續壁體之最大彎矩可能達 600~900t-m/m 之間，而分析檢核各深度（連續壁深度 25m、32m&34m 內外側均埋設鋼筋計）彎矩值與鋼筋應力實測值及其變化趨勢相當一致圖 10；換言之，推估事故後之連續壁最大受力狀態應已達或接近極限值，後續若無任何支撐補強及開挖面下之地質改良措施下，壁體之最大彎矩將達 1000t-m/m 以上。依理論計算，連續壁將無法承受該應力狀態而發生破壞。

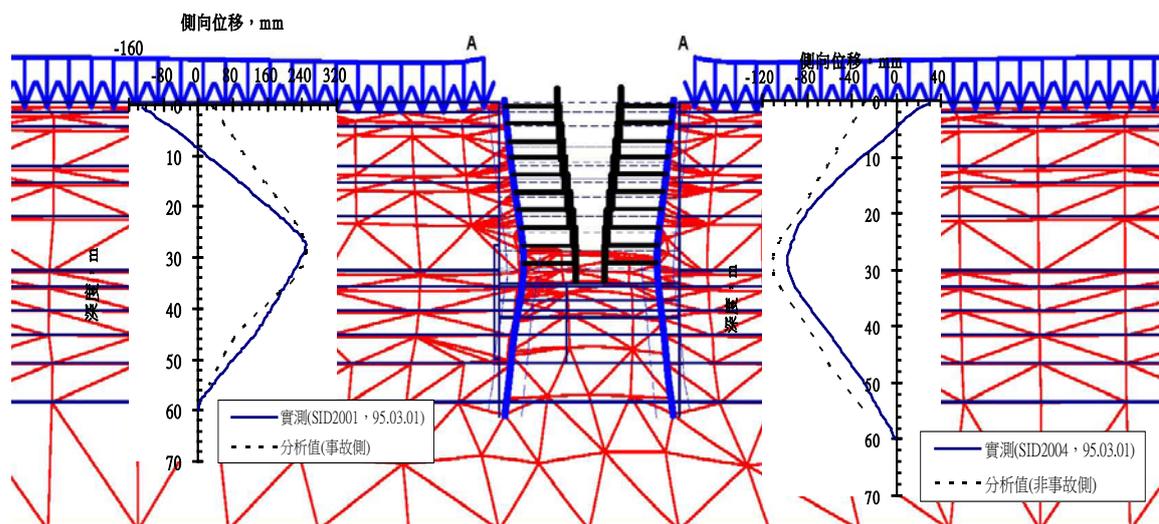


圖 7: 事故後連續壁壁體變形量反算分析與實測結果分析比較圖(CASE I)

表 4: 事故後事故側構築及拆撐各階段支撐軸力分析結果綜整表(CASE I)

	支撐軸力																		
	第一層	第二層	第三層	第四層	第五層	第六層	第七層	第八層	第九層	第十層	7a層	8a層	9a層	FS版	回撐一層	回撐二層	上軌道版	穿堂層版	頂版
	H350	H400	2H414	2H400	2H414	2H428	2H458	2H428	2H428	2H428	2H428	2H414	2H414	2.2m	H400	H350	0.9m	0.8m	2m
	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN								
1 站區抽水至GL-32.5m	-917.3	-1009.3	-3404.6	-2760.0	-3530.3	-4352.5	-6102.3	-4117.4	-2123.8	-657.2	-234.4	-280.0	-343.7						
2 施築底板(2.2m), 拆第十層撐	-917.0	-1008.9	-3403.6	-2759.1	-3529.9	-4353.9	-6110.0	-4129.0	-2142.5		-238.2	-287.7	-357.2	-90.3					
3 施築側牆, 架回撐一, 拆第九層撐	-913.0	-1005.6	-3400.6	-2764.0	-3553.8	-4409.2	-6264.1	-4295.7			-324.8	-409.2		-396.0	-1000.0				
4 施築側牆, 架回撐二, 拆第八層撐	-903.8	-1005.7	-3440.2	-2845.3	-3729.3	-4689.5	-6858.6				-688.3			-858.1	-1082.8	-1000.0			
5 施築上軌道層版, 拆回撐一、二、第七層撐	-892.4	-1056.2	-3775.8	-3355.5	-4597.2	-5770.4								-1596.2			-1179.1		
6 施築側牆, 拆第六層撐	-922.8	-1147.7	-4182.6	-3891.3	-5396.2									-1767.7			-1786.5		
7 施築穿堂層版, 拆第五層撐	-1010.8	-1287.0	-4635.4	-4384.5										-1781.7			-1986.2	-583.2	
8 施築側牆, 拆第四層撐	-1208.7	-1545.3	-5336.6											-1765.4			-2090.2	-1064.1	
9 施築頂版, 拆第三層撐	-1352.5	-1687.3												-1757.7			-2059.9	-1043.0	-1040.0
10 回填, 拆第二、一層撐														-1751.8			-1976.8	-885.5	-1850.5
最大軸力(KN)	-1352.5	-1687.3	-5336.6	-4384.5	-5396.2	-5770.4	-6858.6	-4295.7	-2142.5	-657.2	-688.3	-409.2	-357.2	-1781.7	-1082.8	-1000.0	-2090.2	-1064.1	-1850.5
單道型鋼最大軸力(ton)	-135.2	-168.7	-266.8	-219.2	-269.8	-288.5	-342.9	-214.8	-107.1	-32.9	-34.4	-20.5	-17.9	-108.3	-100.0				

表 5: 事故後事故側構築及拆撐各階段連續壁壁體彎矩、剪力分析結果綜整表(CASE I)

	壁頂變位	最大變位	深度	正彎矩	深度	負彎矩	深度	正剪力	深度	負剪力	深度	
	mm	mm	m	KN-m	m	KN-m	m	KN	m	KN	m	
1 站區抽水至GL-32.5m	29.70	248.52	28.58	8909.48	29.95	-4471.00	42.85	1362.74	22.20	-1609.48	34.70	
2 施築底板(2.2m), 拆第十層撐	29.68	248.90	28.58	8938.49	29.50	-4475.74	42.85	1374.85	22.20	-1607.10	34.70	
3 施築側牆, 架回撐一, 拆第九層撐	29.34	250.76	28.40	8690.49	29.10	-4470.12	42.85	1654.26	22.20	-1551.58	34.70	
4 施築側牆, 架回撐二, 拆第八層撐	28.40	254.35	27.95	8193.67	28.40	-4451.32	42.85	1822.93	19.00	-1431.84	34.70	
5 施築上軌道層版, 拆回撐一、二、第七層撐	26.37	262.23	26.60	7748.00	26.60	-4420.60	42.85	1361.11	20.40	-1376.31	40.70	
6 施築側牆, 拆第六層撐	27.91	265.47	26.00	7311.05	26.60	-4408.85	42.85	1356.06	20.40	-1368.05	40.70	
7 施築穿堂層版, 拆第五層撐	34.51	266.19	25.83	7082.16	26.60	-4404.24	42.85	1429.13	20.40	-1368.55	40.70	
8 施築側牆, 拆第四層撐	50.27	266.30	25.83	6938.55	27.05	-4402.14	42.85	1540.98	20.40	-1372.15	40.70	
9 施築頂版, 拆第三層撐	62.50	266.10	25.83	6964.27	27.05	-4403.62	42.85	1563.21	20.40	-1374.44	40.70	
10 回填, 拆第二、一層撐	98.68	265.73	26.00	7052.21	27.05	-4407.76	42.85	1582.23	20.40	-1378.77	40.70	
	(負號往開挖區外側)											

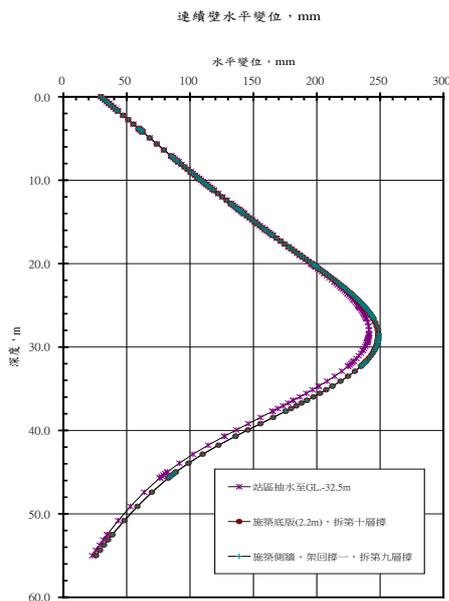


圖 8: 事故後後續施工過程各階段之連續壁壁體變形量分布圖(CASE I)

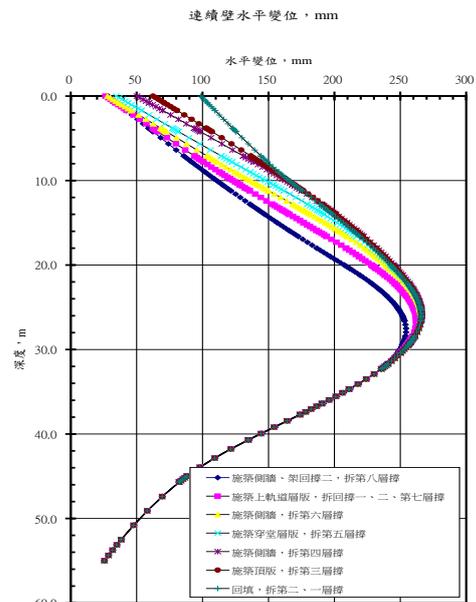


圖 8: 事故後後續施工過程各階段之連續壁壁體變形量分布圖(CASE I)(續)

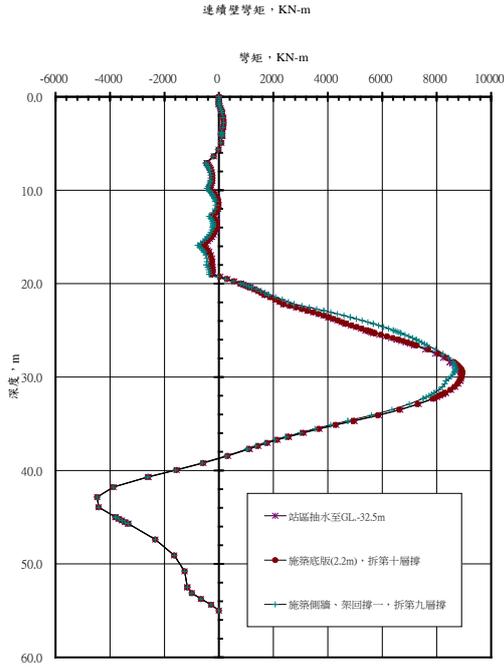


圖 9: 事故後後續施工之壁體各階段彎矩分布圖(CASE I)

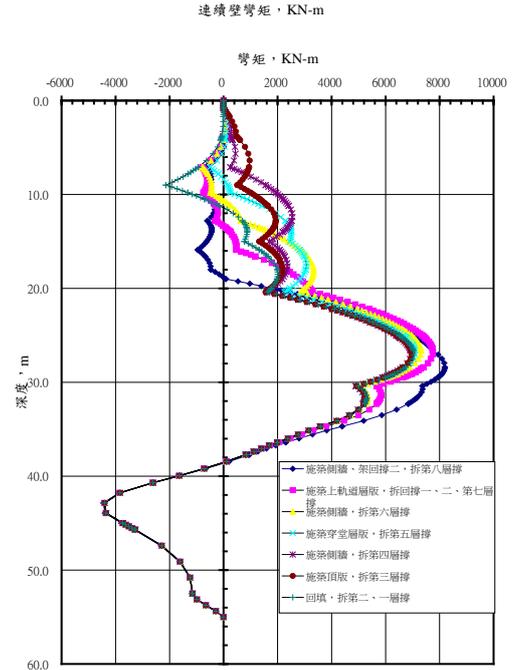


圖 9: 事故後後續施工之壁體各階段彎矩分布圖(CASE I)(續)

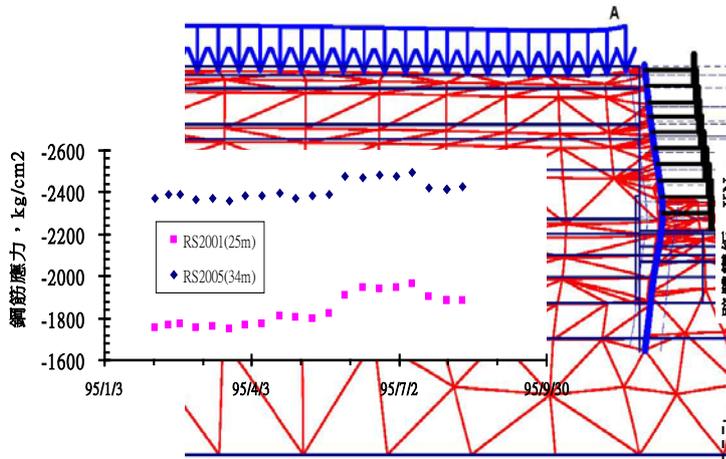
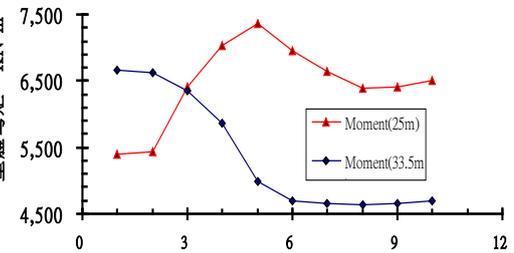


圖 10、鋼筋應力實測值與事故後反算分析各階段該深度彎矩分布圖



階段	日期	施工活動
1	95/02/28	站區抽水至 GL.-32.5m
2	95/03/18	施築底板(2.2m), 拆第十層撐
3	95/05/18	施築側牆、架回撐一, 拆第九層撐
4	95/07/05	施築側牆、架回撐二, 拆第八層撐
5	95/10/26	施築上軌道層版, 拆回撐一、二、第七層撐
6	95/12/04	施築側牆, 拆第六層撐
7	96/03/01	施築穿堂層版, 拆第五層撐
8	96/03/05	施築側牆, 拆第四層撐
9		施築頂版, 拆第三層撐
10		回填, 拆第二、一層撐

(二)CASE II 分析結果說明：

依據事故後之反算分析結果，假設僅施作支撐補強措施，而不進行開挖面下之地質改良，據此分析後續之施工狀態，各階段壁體變形量曲線整理如圖 11，連續壁之各階段最大壁體變形、深度及彎矩、剪力結果綜整如表 6 及表 7，彎矩分布如圖 12；分析結果顯示，開挖面下未進行地質改良的結果，連續壁極可能無法負荷可能產生之最大彎矩。

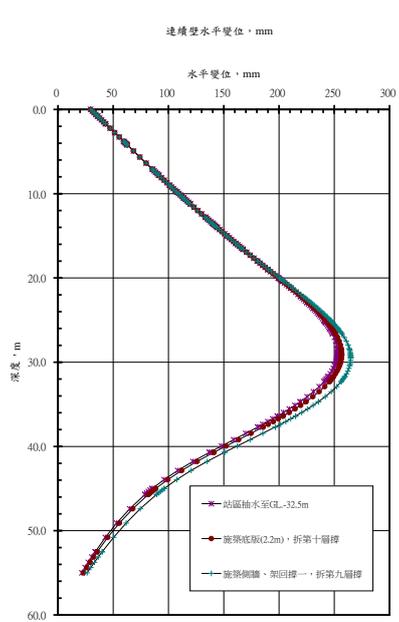


圖 11: 事故後後續施工之壁體各階段變形曲線分布圖(CASE II)

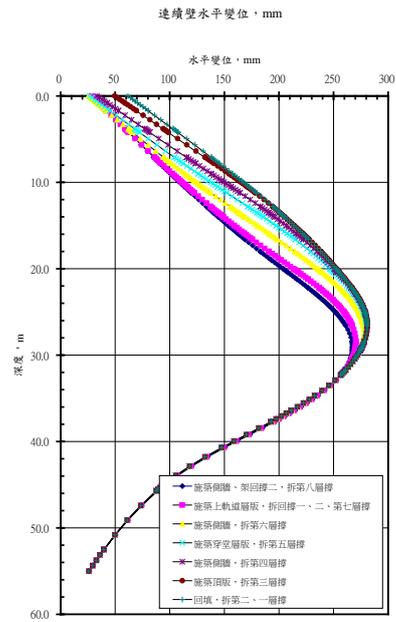


圖 11: 事故後後續施工之壁體各階段變形曲線分布圖(CASE II)(續)

表 6: 事故後事故側構築及拆撐各階段支撐軸力分析結果綜整表(CASE II)

	支撐軸力																		
	第一層	第二層	第三層	第四層	第五層	第六層	第七層	第八層	第九層	第十層	7a層	8a層	9a層	FS版	回撐一層	回撐二層	土軌道版	穿堂層版	頂版
	H350	H400	2H414	2H400	2H414	2H428	2H458	2H428	2H428	2H428	2H428	2H414	2H414	2.2m	H400	H350	0.9m	0.8m	2m
	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN	KN									
1 站區抽水至GL-32.5m	-917.0	-1012.0	-3423.0	-2791.0	-3593.2	-4453.8	-6329.1	-4341.6	-2426.7	-1060.5	-221.5	-222.5	-200.0						
2 施築底板(2.2m), 拆第十層撐	-918.3	-1012.0	-3417.5	-2781.5	-3579.6	-4448.2	-6367.6	-4443.4	-2652.2		-233.9	-281.9	-347.3						
3 施築側牆、架回撐一, 拆第九層撐	-917.8	-1011.3	-3415.5	-2779.7	-3578.8	-4451.3	-6384.1	-4468.6			-241.9	-298.5		-210.4					
4 施築側牆、架回撐二, 拆第八層撐	-913.1	-1007.3	-3411.5	-2785.0	-3606.5	-4516.6	-6568.2				-345.1			-576.5	-1000.0				
5 施築上軌道層版, 拆回撐一、二, 拆第七層撐	-900.8	-1005.4	-3451.9	-2872.7	-3799.6	-4827.1								-1054.0			0.0		
6 施築側牆、拆第六層撐	-881.2	-1052.1	-3798.5	-3412.3	-4727.8									-1815.1			-1274.7		
7 施築穿堂層版, 拆第五層撐	-909.5	-1144.5	-4217.2	-3966.5										-1973.3			-1902.7	0.0	
8 施築側牆、拆第四層撐	-999.7	-1287.6	-4682.9											-1986.8			-2107.6	-599.3	
9 施築頂版, 拆第三層撐	-1201.4	-1551.1												-1974.8			-2213.6	-1089.5	0.0
10 回填, 拆第二、一層撐														-1970.5			-2182.8	-1068.2	-1051.8
最大軸力(KN)	-1201.4	-1551.1	-4682.9	-3966.5	-4727.8	-4827.1	-6568.2	-4468.6	-2652.2	-1060.5	-345.1	-298.5	-347.3	-1986.8	-1000.0	0.0	-2213.6	-1089.5	-1051.8
單道型鋼最大軸力(ton)	-120.1	-155.1	-474.4	-396.7	-472.8	-482.7	-656.8	-446.9	-265.2	-106.1	-34.5	-29.9	-34.7	-198.7	-100.0	0.0	-221.4	-109.0	-105.2

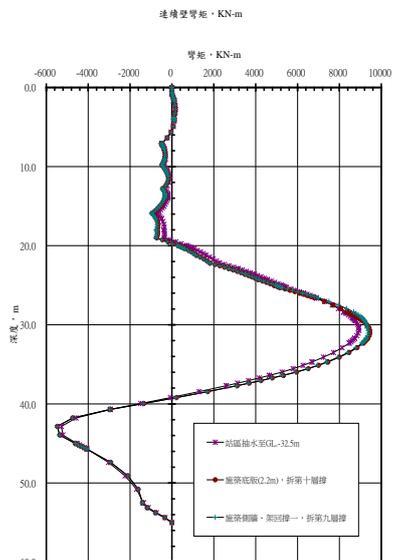


圖 12: 事故後後續施工之壁體各階段彎矩分布圖(CASE II)

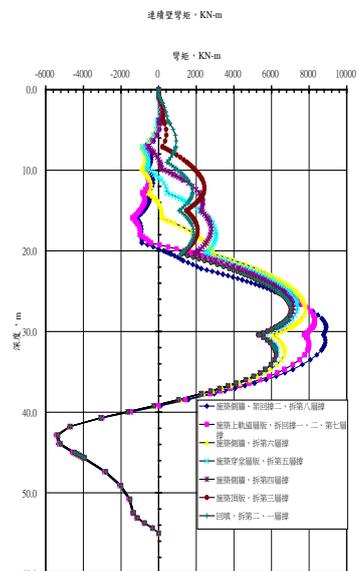


圖 12: 事故後後續施工之壁體各階段彎矩分布圖(CASE II)

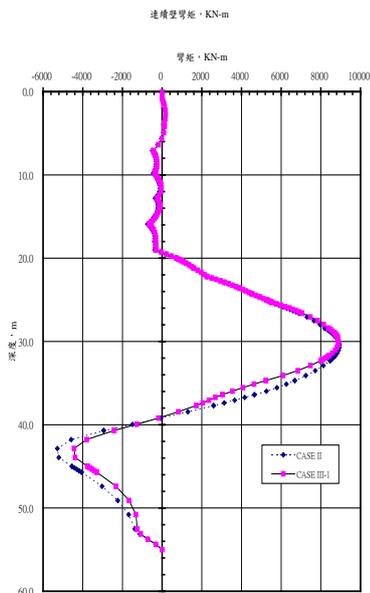


圖 14、CASE II & CASE III-1 之壁體開挖階段彎矩分布比較圖

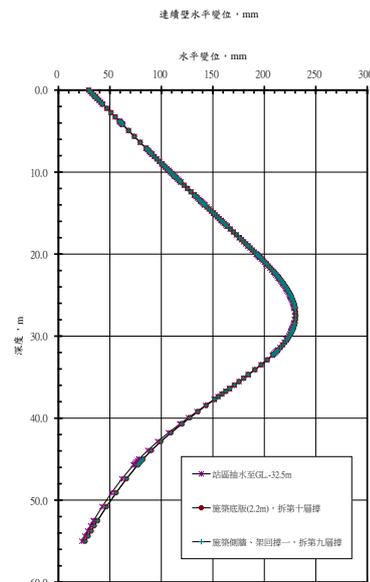


圖 15、事故後後續施工之壁體各階段變形曲線圖

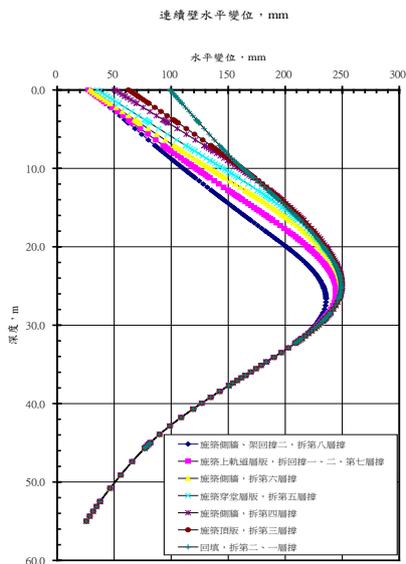


圖 4.16、事故後後續施工之壁體各階段變形曲線圖(CASE III-2)(續)

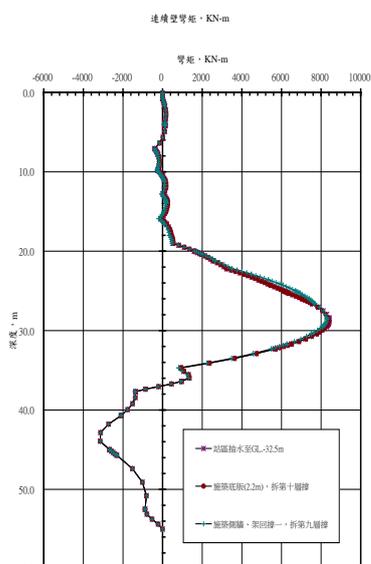
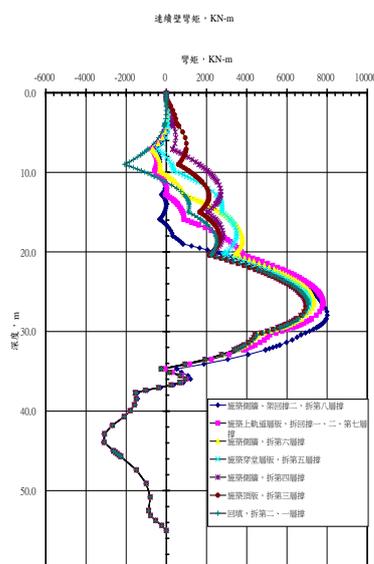


圖 17、事故後後續施工之壁體各階段彎矩分布圖 (CASE III-2)



(2)模擬地質改良強度達混凝土強度時分析結果(CASE III-2): 依據事故後之反算分析結果, 施作支撐補強措施及開挖面下之地質改良, 且假設地質改良強度達一完全混凝土版之抗壓強度, 據此分析後續之施工狀態, 各階段壁體變形量曲線整理如圖 16, 連續壁之各階段最大壁體變形、深度及彎矩、剪力結果綜整如表 10 及表 11, 彎矩分布如圖 17; 分析結果顯示, 如開挖面下之地質改良強度達類似混凝土版之支撐抗壓強度, 因開挖面下形成一有效之支撐, 則隨地下結構體構築及拆撐階段, 連續壁所受最大彎矩極易反應於開挖面上, 換言之, 位於開挖面上之連續壁體鋼筋應力將隨拆撐而急速增加, 然此與實測之結果不符合, 如圖 18 所示。

五、結論

有關事故後採用地質改良方式，於開挖面下進行高壓灌漿，灌漿改良規劃設計係以地中壁方式模擬計算；而由於事故側之對側連續壁，壁體變形及鋼筋應力變化幅度並不大，因此對於地中壁設計之考量，應予適度之探討。本研究針對開挖面下之地質改良範圍及數值分析時對改良體採用事故側部分改良方式及地中壁以類似厚混凝土版結構強度予以模擬分析，以探究地質改良之合理模式。茲將研究之結論說明如下：

- (1)根據分析結果顯示，地質改良範圍僅限於事故側足夠之被動土壓範圍內時，其分析之結果與採用地中壁之模擬方式差異相當有限，故以地質改良形成地中壁之效果與地質改良模擬之結果有異曲同工之行為。如果以改良強度作為變數，即改良體形成類似混凝土支撐強度，模擬分析其結果，與實際監測壁體應力之行為不符；反之，其強度愈弱，即視為地質改良體時，與實際之工程行為較為相似。
- (2)依據 PLAXIS 分析結果顯示，本案地中樑合理施工範圍不得低於 15m，其目的係增加被動土壓避免後續災害修復工程進行時導致連續壁破壞。
- (3)依據 PLAXIS 分析，推估事故後之連續壁最大受力狀態應已達或接近極限值，後續若無任何支撐補強及開挖面下之地質改良措施下，壁體之最大彎矩將達 1000t-m/m 以上。依理論計算，連續壁將無法承受該應力狀態而發生破壞。因此第 7~9 支撐之施作補強支撐，其目的係加固已受力較大之水平支撐。

六、參考文獻

1. PLAXIS_V8 相關參考文件 (含 GeneralInformationV8、MaterialModelsManualV8、ReferenceManualV8、ScientificManualV8、TutorialManualV8&ValidationManualV8)
2. SIN-MIN WOO、ZA-CHIEH MOH, GEOTECHNICAL CHARACTERISTICS OF SOILS IN THE TAIPEI BASIN, 1990
3. 趙基盛、陳福勝 (1983),『標準貫入試驗在基礎設計之應用』, 土工技術, 第三期, 第 63~74 頁。
4. 謝旭昇、王崑瑞 (1997),『地下室開挖地下水之處理』, 土工技術, 第六十三期, 第 5~14 頁。
5. 闕河淵、黃南輝、郭金源 (1997),『台北盆地地下水位分佈與施工降水影響之探討』, 土工技術, 第六十三期, 第 23~32 頁。
6. 冀樹勇、陳錦清、王建智 (1999),『RIDO 程式之最佳化土層參數之探討』, 土工技術, 第七十五期, 第 61~76 頁。
7. 台灣省大地技師公會 (2006),『台北捷運蘆洲線 CL802 標民國 94 年 9 月 8 日連續壁滲水意外事故原因調查鑑定報告書』。