

地下廠房頂拱噴凝土破壞機制研究

張玉璘^a 林金成^b 李慶龍^c

^a中興工程顧問社 組長

^b中興工程顧問社 研究員

^c台電公司萬松施工處 處長

*台北市逸仙路 26 巷 7 號 B1; ylchang@sinotech.org.tw

摘要

士林水力發電工程地下廠房係一鋼筋混凝土地下結構物。岩層屬砂岩與頁岩互層或薄互層，層理發達，岩層走向約略平行廠軸。廠房之支撐設計依據新奧工法(NATM)之設計理念，採用預力鋼腱、岩釘、鋼纖維噴凝土等柔性支撐工。本地下廠房於 87 年 5 月開挖完成後，隨即進行二次襯砌混凝土澆置工作，於 87 年 10 月發生廠房頂拱岩楔剝落事件，係因廠房頂拱與下游側拱腰地區，層面與主應力之夾角約在 20 至 50 度左右，屬不利之角度，極易沿層面發生錯動，岩體變形主要集中於此弱面，故造成與岩層走向平行之噴凝土開裂。乃依據廠房施工地質紀錄，利用三維不連續體程式 3DEC 模擬廠房開挖時岩體變位與支撐工受力行爲。並以廠房計測資料予以校核。由驗證分析結果顯示，其破壞機制係頂拱及下游拱腰附近，因層間錯動可能發生岩層面走向之噴凝土裂縫。

關鍵字：地下廠房、噴凝土、裂縫、3DEC。

一、前言

士林工程係台灣電力公司在大安溪中游開發之第一座水力電廠，為鯉魚潭水庫計畫之第二期工程。鯉魚潭水庫計畫係為解決大台中及苗栗地區每日 90 萬公噸之公共及灌溉用水而興建，共分兩期實施。第一期為蓄水庫工程，蓄水庫建於大安溪支流景山溪上，由前台灣省水利局負責執行，民國 81 年 6 月完工。第二期工程為引水、發電及灌溉工程，其中引水及發電工程合併為士林工程，由台灣電力公司辦理，主要係引取大安溪主流之流量，經地下電廠發電後再洩放入景山溪，流入鯉魚潭水庫，供水庫多目標使用，以充分開發國內水力資源。本工程於民國 83 年 8 月開工，民國 91 年 3 月第一部機運轉發電，民國 91 年 9 月全部工程竣工，士林工程位置及布置圖如圖 1。

鯉魚潭水庫士林水力發電工程之地下電廠位於苗栗縣卓蘭鎮景山溪及其支流間之山脊內，距苗 55 號公路約 1.1 公里，廠房開挖長約 52 公尺，寬 16.4 公尺，高約 36.85 公尺，係一鋼筋混凝土地下結構物。廠內裝設豎軸法蘭西斯式水輪發電機組兩部，每部裝置容

量 44,400 仟伏安，為達到安全與經濟之要求，本廠房之支撐設計依據新奧工法(NATM)之設計理念，採用柔性支撐工；包括預力岩錨、岩釘及鋼纖維噴凝土。

廠房於 87 年 5 月間降挖至 El.308.5 後，主體之開挖工作已大致完成，隨即進行後續之紮筋、模板組立及混凝土澆置工作。87 年 10 月 17 日下午 2 時 25 分左右，地下廠房 No.2 號機組間進行(El.313.50)鋼筋組立作業時，廠房頂拱發生岩楔剝落事件(最大岩塊約 1.0m x 0.6m x 0.6m)，乃針對廠房頂拱進行全面之檢查，以確保安全。結果發現噴凝土面有 4 條主要裂縫。為利瞭解頂拱岩楔剝落及噴凝土裂縫形成原因，經蒐集相關之設計及施工資料並進行分析，以獲一致、完全又清楚之紀錄，以供評估岩楔剝落及噴凝土裂縫發生之原因，並針對原因及早研訂補修及補強處理措施，期能在安全無虞條件下，完成本工程。

二、廠房地質及支撐設計

2.1 廠房地質

廠房可由一長約 1.1km 之廠房通道到達，其上岩

覆厚度約為 160m，地下水位約在地表下 2m 處 (El.505±)。地表地形自東向西遞降，坡度約 20°與地層傾角一致，為典型之順向坡地形。地表出露之岩盤為上新世桂竹林層上部之魚藤坪砂岩段，岩性以厚層砂岩、泥質砂岩及砂頁岩密互層為主。砂岩呈灰至淡青灰色，細至中粒，含泥量少，部份膠結疏鬆，風化後呈黃棕色至黃褐色。泥質砂岩一般呈灰色、細粒，部份為泥質和砂質不規則交雜之混濁砂岩。砂頁岩互層多呈淺灰色與灰黑色相間構造，一般為薄密互層或不規則紋層狀，頁岩之成份多為粉砂質居多。地表風化厚度約 1~3m。

廠房長軸之方向為南北向，而地層之位態以 N10°W/20°W 為主，位態一致，變化小。尤其東北側東魯溪河谷出露岩盤顯示，廠房位置之岩盤，岩體渾厚，強度尚可，弱面不發達，主要仍以層理為主，另有一組位態為 N50°~90°W/75°~90°W 之高角度節理，局部較發達。廠房之長軸與岩層之走向大致平行，在地下開挖而言，較不利於頂拱及東側壁之穩定。廠房地質剖面詳圖 2。

廠址內岩盤之單壓強度：厚層砂岩一般在 216~380 kg/cm² 之間，平均約 298 kg/cm² 左右；泥質砂岩在 152~331 kg/cm² 之間，平均約 248 kg/cm² 左右；砂頁岩密互層在 90~243 kg/cm² 之間，平均約 145 kg/cm² 左右。廠址附近之岩盤，RQD 指數在 95 以上，其透水值平均在 3 Lugeon 左右。廠房岩盤品質依岩體分類法 CSIR 之 RMR 值為 44~59、NGI 之 Q 值為 1.1~5.9。

2.2 廠房支撐設計

地下廠房圍岩之支撐系統設計，考量開挖後為支撐滑落之岩楔與控制應力重新分配所發生之圍岩鬆動變形兩種機制。為估計岩楔之大小與型態及控制圍岩之變形，分別以岩楔分析、支撐經驗設計與數值分析校核之方式，訂定適當的支撐系統如下：

- i) 30T 預力鋼腱，間距 2.5 m，長度 10~12 m。
- ii) 29mmΦ 岩釘，間距 2.5 m，長度 5 m。
- iii) 鋼纖維噴凝土，厚度 20 cm。

支撐工之配置如圖 3 所示。

三、廠房計測及評估

3.1 計測系統

為瞭解廠房開挖後，圍岩之變位及預力鋼腱之荷重情形是否能維持圍岩之穩定及支撐工不致破壞，分別於#1、#2機組間及裝機間共布置3個計測斷面。另南

端牆因靠近剪裂帶，故亦布設計測儀器。計測儀器包括伸縮儀及計測岩錨等兩種，詳細布置如圖4所示。

3.2 計測結果評估

監測儀器中，除計測斷面1編號EX1-0及EX1-D之伸縮儀為開挖前預裝者，可測得開挖所造成之圍岩全部變位外，其餘均為後裝者，故部份變位無法測得。計測岩錨則為配合岩錨之施工，故計測結果均反應岩錨實際受力狀況。

廠房頂拱及南端牆伸縮儀歷時變位曲線如圖 5 所示。圖中各計測斷面所有伸縮儀之量測結果均顯示廠房開挖後，頂拱地區岩盤之變位量不大，且於降控完成後均快速達到穩定之狀態。伸縮儀計測結果中，以裝設於岩盤狀況較差之第一斷面頂拱中央之一組所測得之變位最大，頂拱以上 9m 範圍之岩盤伸張量在 4 公分左右，頂拱排水廊道以上岩體，其變位量均極小。其餘計測斷面之量測結果，因儀器在頂拱開挖完成後再裝設，且岩盤狀況較佳，故所有值均甚小。以 EX1-0 之量測結果及理論分析與以往實測結果，頂拱開挖完成後，即有約 75%之圍岩變位量業已發生，故估計其餘計測斷面岩盤總變位亦均甚小。此結果與設計階段估計頂拱以上 9m 範圍之圍岩變位量在 3.5 公分左右甚為接近。

岩錨安裝、初拉、複拉、最後灌漿後，其應力即隨周圍岩盤受開挖影響發生應變而調整，大體而言，接近開挖面處應力將增加，遠離開挖面應力甚至可能降低，其行為十分複雜。廠房頂拱區計測岩錨之量測結果顯示，岩錨應力均已趨於穩定，每股鋼腱受力在 6~8 噸左右，僅少數接近開挖面段之岩錨因岩盤應變較大應力較高，達 10 噸左右，此結果與設計階段之估計值十分相近，且所有結果大體均在極限強度之 50% 以內，故仍屬安全。

南端牆之伸縮儀計測結果顯示，南端牆附近降控完成後，最大量測值僅約 1.4 公分左右，且已趨於穩定。其後廠房通道之擴挖(87年4月至6月間)，挖穿端牆與破碎帶間之岩柱，故而變位大量增加，最大量測值約達 8 公分，惟擴挖完成後，變位即趨於穩定。計測岩錨亦有顯示在同時段有應力增加之情形，唯其值亦在 10 噸以下，且呈穩定之狀態。

廠房頂拱與南端牆之計測結果均顯示，岩盤之變位量與岩錨應力均不大，與設計階段之估計值相近，且其值已趨於平穩，顯示廠房處於安定之狀態。岩盤剝落前後亦無異常之變位或荷重情況發生，故岩錨剝落應屬局部事件，廠房整體安全無虞。

四、廠房頂拱噴凝土裂縫狀況

4.1 裂縫檢視經過

裂縫檢視分成二階段進行。第一階段係在施工作業臨時門型吊車之工作架未架設完成前進行檢視，自87年10月20日下午至10月24日期間中，在臨時門型吊車大梁頂部陸續進行裝機間區域頂拱較低部位及南端牆檢視，機組間及北端牆區域則因吊車電路有問題而暫時無法到達，臨時門型吊車大梁頂部之高程約為El.340±，檢查可觸及與平視之高程約為El.341.6±，裂縫在此高程以下者則可直接檢視量測，以上者則以目視並利用水準箱尺量測，頂拱中央較高處僅能檢視裂縫概況。

第二階段則於工作架架設完成後進行，於10月27日除進行機組間及北端牆區域之檢視外，並對裝機間頂拱中央較高部位及南端牆再行檢視，工作架在臨時吊車之位置係位於廠房中心線之上游側約2.5m±，架頂高程約El.342.7±，檢查平視高程約為El.344.2±，頂拱最高部位仍無法觸及。

4.2 裂縫狀況

4.2.1 裂縫位置

根據二次檢視結果發現共有四條裂縫，其中二條位於頂拱部位(頂拱中心線及尾水隧道側各一條)，另南、北端牆則各有一條。裂縫位置詳圖6。

4.2.2 裂縫狀況

No.1裂縫：頂拱中心線裂縫，長約52m。Sta.0~5.0：裂縫寬度自南端牆起之0.5cm漸增至3.0~4.0cm，惟未貫穿噴凝土，噴凝土面局部剝離，Sta.1.5處有滲水現象，其餘部份表面乾燥，未發現岩盤錯動現象。Sta.5.0~8.0：裂縫寬度由3.0~4.0cm至終點處達7.0cm，裂縫向西延伸，噴凝土面鬆脹、碎裂、剝落，裂縫潮濕，未發現岩盤錯動現象。Sta.8.0~29.0：為本條裂縫主要龜裂區，裂縫寬度一般在2.0~5.0cm間，局部區域達8.0~10.0cm，裂縫延伸至排風道入口附近，裂縫處噴凝土多數均已剝離或脫落，尤其於鋼鏈錨頭附近噴凝土面產生不規則細紋或龜裂，局部呈不規則碎塊剝離，可見裸露錨頭。部份裂縫Sta.14.0~16.0及Sta.20.0~23.0附近可見噴凝土與後面之岩盤分離。Sta.24.0~26.0處，廠整片剝離脫落範圍約2.0m×1.0m±，周圍噴凝土亦破碎鬆脫，露出之岩盤均已鏽染成黃褐色，表面潮濕，局部滴水，裂縫未發現岩盤錯動現象。Sta.30.0~35.0：裂縫平均寬度2.0~3.0cm，噴凝土局部剝離，另有兩處噴凝土整片剝落，範圍分別為0.3m×0.3m±及1.0m×0.5m±，裸露出之岩盤呈薄片狀，表面潮濕至滴水，多已風化，節理(N 50~70W/80N~90)頗發達，破壞情形屬層狀岩楔剝落，裂縫滲水，週邊附近噴凝土面潮濕，未發現岩盤錯動現象。

Sta.35.0~51.95：裂縫寬度2.0~3.0cm，局部達4.0cm，噴凝土面開裂剝離，偶有脫落，可見岩盤裸露。本段裂縫延伸趨勢，係沿廠房Sta.40處施工期間頂拱岩楔剝落區外圍延伸發展，該區岩盤為砂岩粉砂岩互層，層理發達偶夾薄層泥。裂縫沿線均有滲水現象，週邊噴凝土面潮濕，未發現岩盤錯動現象。

No.2裂縫：尾水隧道側裂縫，長約30m。Sta.0~10.0：開口寬度0.5cm~3.0cm噴凝土表面分離裂開，無錯動、無滲水。Sta.6.0~10.0：開口寬度0.5cm~5.0cm，噴凝土面呈45°剝離，部份噴凝土與岩盤已脫離，未發現岩盤錯動現象，無滲水。Sta.10.0~19.0：開口寬度0.5cm~5.0cm，局部裂縫之噴凝土亦呈45°剝離，部份錨頭外緣噴凝土鬆脹、龜裂、剝離或碎裂剝落。伴隨局部橫向裂縫(裂縫寬0.5cm)，未發現岩盤錯動現象，無滲水。Sta.19.0~30.0：裂縫延伸至本次岩楔剝落區，開口寬度0.5cm~5.0cm，局部噴凝土擠壓龜裂、剝離，未發現岩盤錯動現象，裂縫滲水。

No.3裂縫：南端牆裂縫，長約6m。開口寬度0.5cm~4.0cm與尾水隧道側裂縫銜接，噴凝土龜裂、局部剝離，岩盤無錯動現象，裂縫潮濕，僅Sta.4.0處有滲水現象，此裂縫約至廠房中心線附近尖滅。

No.4裂縫：北端牆裂縫，長約8m。裂縫寬度1.0~2.0cm，裂縫自El.341.0延伸至El.343.5附近消失，裂縫經過處鋼鏈錨頭週邊噴凝土脫離，局部噴凝土膨脹、鬆弛、龜裂，裂縫無滲水，未發現岩盤錯動現象。

五、裂縫原因與破壞機制驗證

5.1 裂縫發生原因研判

5.1.1 開挖應力重行分布

1. 裂縫主要發生在頂拱部份(起拱線 El.340±以上)，反映出頂拱承受較大的應力。
2. 廠房降控過程中，應力重新分布，可能造成裂縫。
3. 地下廠房之開挖，將垂直於開挖面之初始應力移除，故在開挖面附近之岩體應力狀況發生調整，伴隨而生彈性或塑性變形，岩盤向內空發生收斂。如岩盤為較均勻的介質，則岩盤應變均勻發生於岩體內，此時若應變過大，則噴凝土將發生不規則的裂縫；但若岩盤內有弱面存在，特別是弱面與主應力方向夾一不利之角度時，則應變集中發生於此弱面上，而發生沿弱面之錯動與張開。

5.1.2 地質構造控制

本地地下廠房頂拱區岩層屬砂岩與粉砂岩(或頁岩)之互層或薄互層，層理發達，連續性佳且含泥，與另一組間距較大、延伸較短、高傾角之 J1 節理及偶現節

理 J2，易於形成塊狀之構造。特別是拱頂與下游側拱腰地區，層面與主應力之夾角約在 20°至 50°左右，極易沿層面發生錯動及因層面起伏伴隨而生之層面張開，岩體變形主要集中於此弱面，故噴凝土發生集中且平行層面走向之裂縫。

5.1.3 噴凝土裂縫研判

由於破壞情形僅發生在表層噴凝土部份且裂縫附近之預力鋼腱或岩釘並無明顯受力變形情形，初步研判此次裂縫應屬淺層破壞，其原因可歸納如下：

1. 噴凝土強度高，呈剛性，岩層強度較低且沿構造弱面容許應變大於噴凝土而發生裂縫。
2. 岩層為砂岩及粉砂岩之互層，部份岩層膠結疏鬆，因此在節理、層理較發達處，於淺處易發生破壞。
3. 受開炸影響，周圍岩體可能形成不規則裂隙破壞，經歷長時間後，引起表層鬆弛。
4. 受地下水影響，岩體荷重增加，且於岩體間竄流，孔隙水壓增加，岩體強度減低，加以岩體含水，噴凝土與岩盤間附著不易，影響品質，長期下來，易受力產生裂縫。
5. 受廠房區剪裂破碎帶及節理發達帶影響，致應力分布不均勻。
6. 再依破壞情形研判，裂縫之發生可能亦與單斜構造之順向層理有關，岩盤有潛在坍塌及滑動趨勢而形成裂縫。

5.2 裂縫破壞機制驗證

為驗證此種可能的破壞機制，乃依據廠房與鄰近地區隧道施工觀察所得的弱面資料，利用三維不連續體程式模擬廠房開挖時岩體與支撐工之行為。分析降控至 El.330 m 及 El.308 m 時，所得圍岩變位及弱面之錯動與張開情形如圖 7~圖 8 所示。結果顯示，廠房頂拱圍岩整體變位與現場量測結果相當，且頂拱地區層間錯動非常明顯，在拱頂與下游拱腰附近，其量約在 1.5cm 至 2.0cm 左右，但層面張開則不甚明顯。臨時仰拱層面之錯動亦甚明顯。至降控完成後，此層間錯動之增加量不大，廠房整體亦趨於穩定。

由此項分析結果顯示，在拱頂及下游拱腰附近，因層間錯動可能發生沿層面走向之噴凝土裂縫，此與現場觀察所得兩道發生於拱頂及下游側拱腰附近且大致平行於層面走向之裂縫大體相近。此裂縫於廠房開挖完成後即應趨於穩定，不再繼續擴張，此可由伸縮儀量測結果顯示廠房圍岩變位已平穩作為佐證。

六、噴凝土裂縫補強處理

本廠房頂拱岩體以間距相當小的岩錨與鋼織噴凝

土加強後，單一裂縫的發生，並不致於沿裂縫發生岩楔掉落。除非局部已存在未被岩錨穩定之小規模岩塊沿層面錯動與張開，復因如局部噴凝土品質不良，在降控過程中受擠壓，而發展出連通之裂縫，終至脫落。依據現場檢查結果似未發現此現象，但為確保廠房永久之安全，乃進行噴凝土裂縫補強；在裂縫兩側加打岩釘，增加噴凝土支承可能鬆動岩塊之能力，裂縫並以水泥(砂)漿或樹脂(砂)漿填補，若有滲水，則加設軟管將水導出排除。並於裂縫處裝設電子式測縫計，偵測裂縫之長期發展，測縫計量測成果如圖 9，圖中顯示，於 921 地震後，廠房頂拱裂縫最大變位達 1.3cm，經補修及增加支撐工後，觀測儀器顯示變位已趨平穩，裂縫處亦已無延伸跡象，可見廠房應已處於安定狀態。

七、結論

1. 本地下廠房之岩盤支撐系統，經考量岩楔滑落、應力所造成之鬆弛變形、岩體分類法 Q 系統之經驗及大型廠房之設計案例，另考慮本廠址屬軟至中硬岩之地質條件所得支撐系統設計，應能控制廠房圍岩之安定，支撐構件應具有足夠之安全係數。
2. 由施工監測結果亦顯示廠房圍岩變位均控制在合理的範圍內，開挖完成後圍岩變位即趨於穩定，故廠房圍岩整體穩定無虞。
3. 廠房頂拱區平行廠軸之裂縫應係地質構造形成之集中表層層間錯動、剪裂噴凝土所致。依據分析結果顯示，開挖完成後應即趨於穩定，此可由計測結果顯示廠房降控完成後，岩體即趨於穩定不繼續變形作為佐證。此層間錯動雖難以岩錨與噴凝土完全控制，但頂拱除局部地區節理較密集發育較佳，可能形成剝落之岩楔外，大體上因節理間距甚大，岩體在相當密的岩錨加強後，應不致有安定上的問題。
4. 南端牆發生之裂縫應與廠房通道擴挖有關。伸縮儀監測結果顯示，廠房降控所產生之變位甚小且已趨穩定，但廠房通道擴挖，造成伸縮儀量測值大幅增加，惟擴挖完成後，端牆變位即趨穩定，故應不致有安全疑慮。

參考文獻

1. 台灣電力公司，「鯉魚潭水庫士林水力發電工程竣工報告」，民國 91 年 8 月。
2. 中興工程顧問公司，台電公司「鯉魚潭水庫士林水力發電工程」廠房頂拱岩楔剝落及噴凝土裂縫調查評估報告，民國 88 年 5 月。

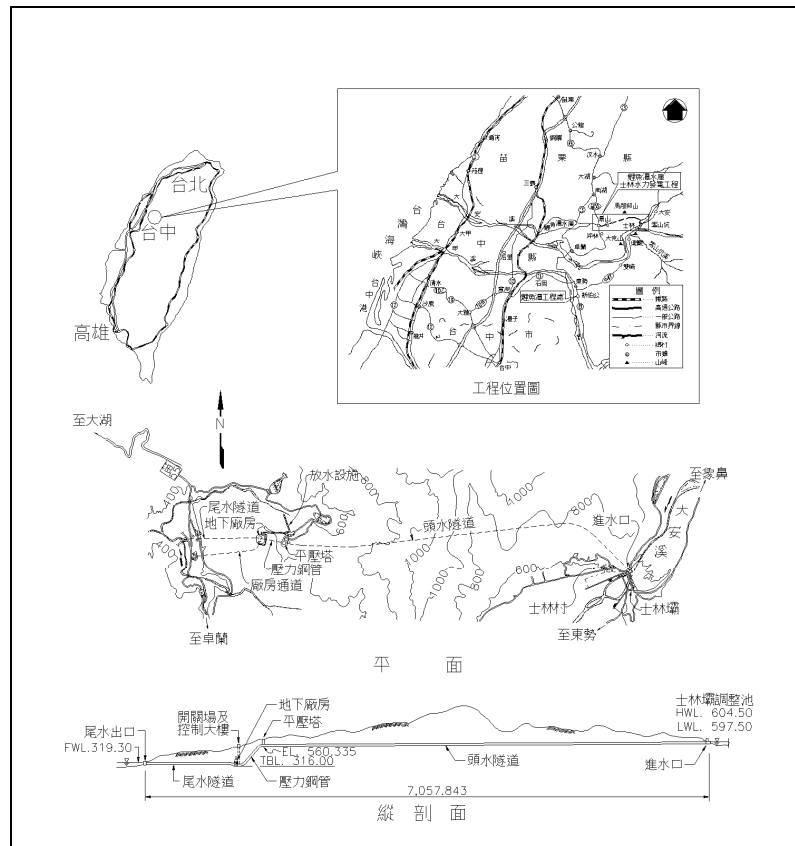


圖 1 鯉魚潭水庫士林水力發電工程總布置圖

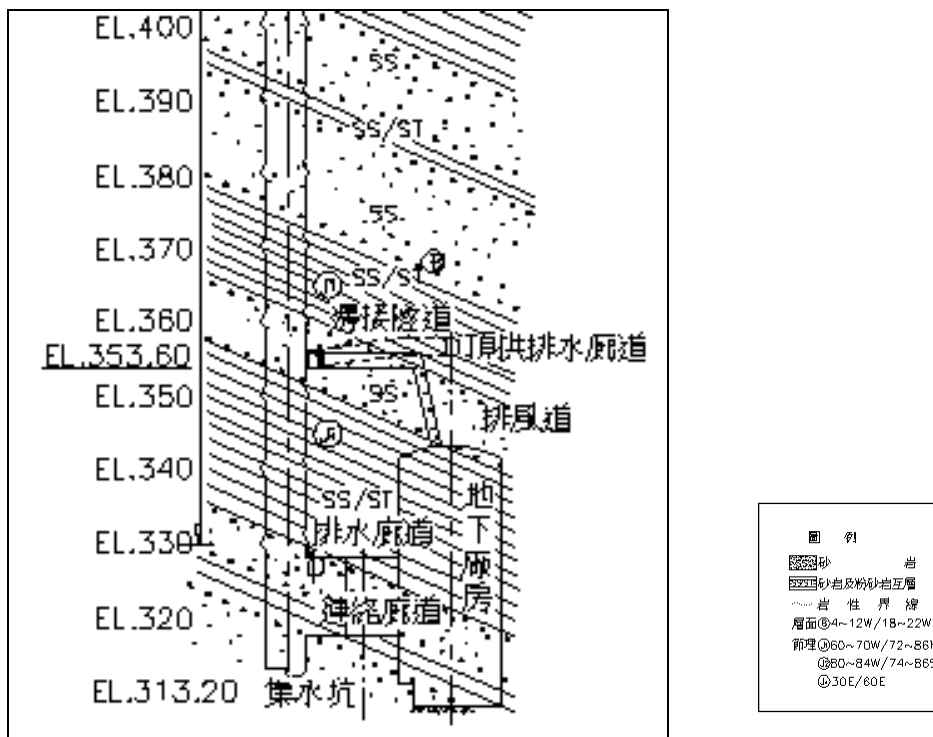


圖 2 廠房地質剖面圖

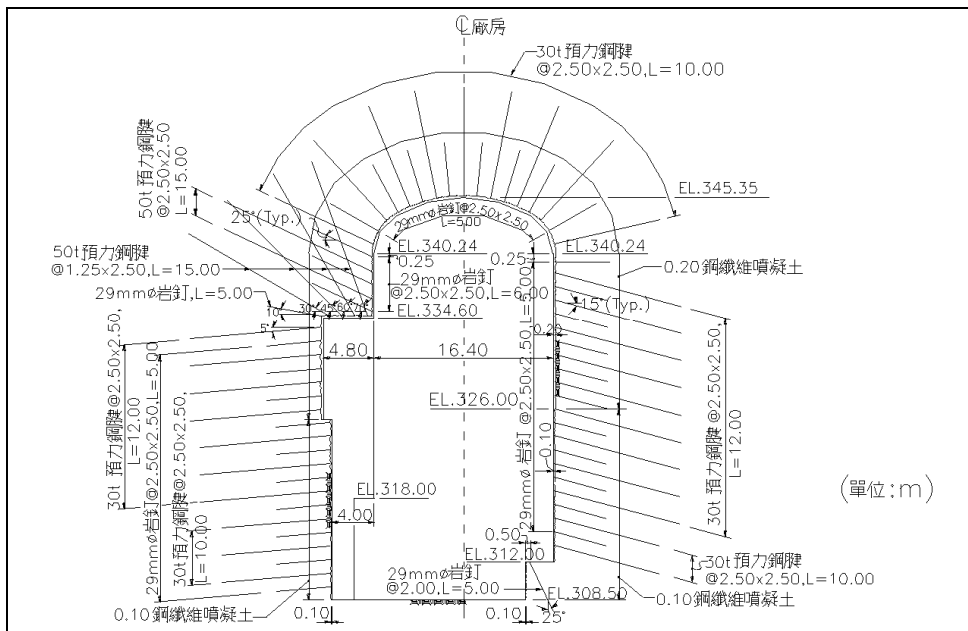


圖 3 地下廠房支撐設計

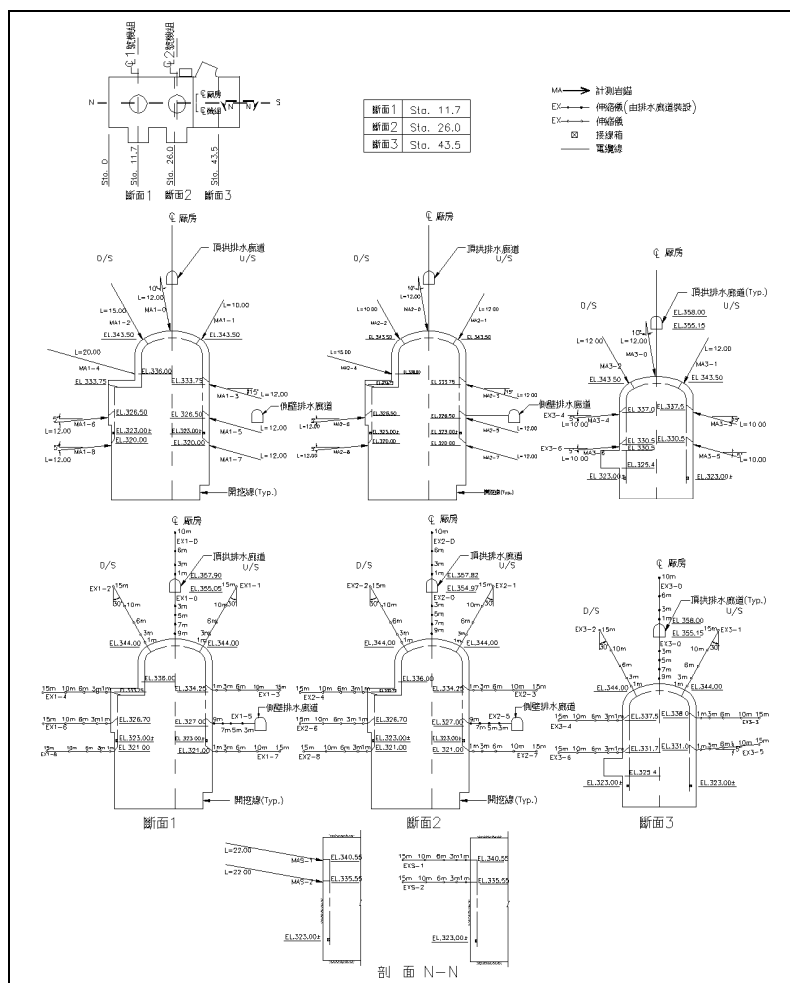


圖 4 計測儀器布置圖

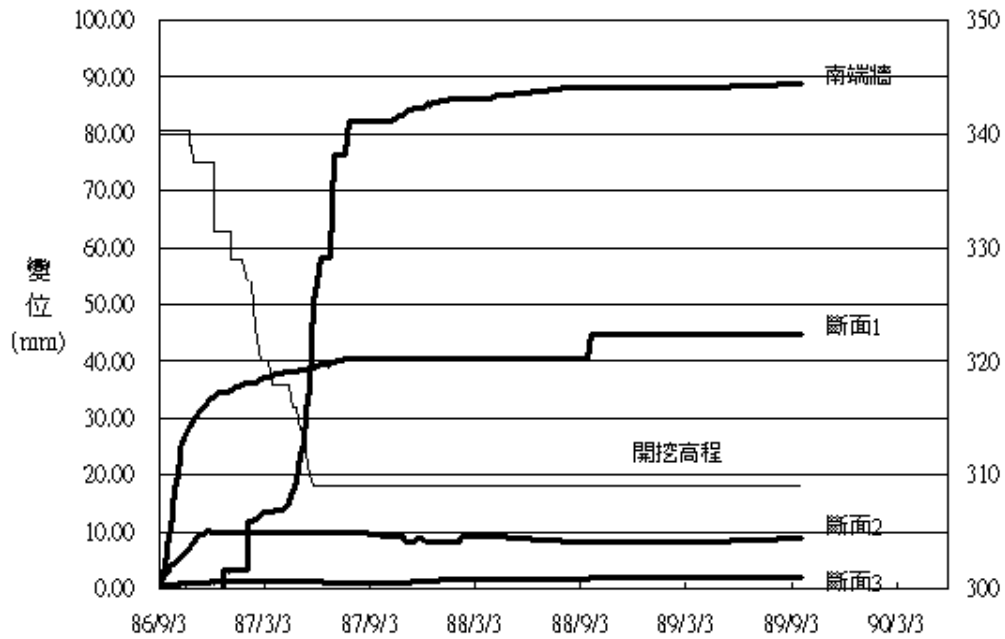


圖 5 廠房頂拱及南端牆伸縮儀歷時變位曲線

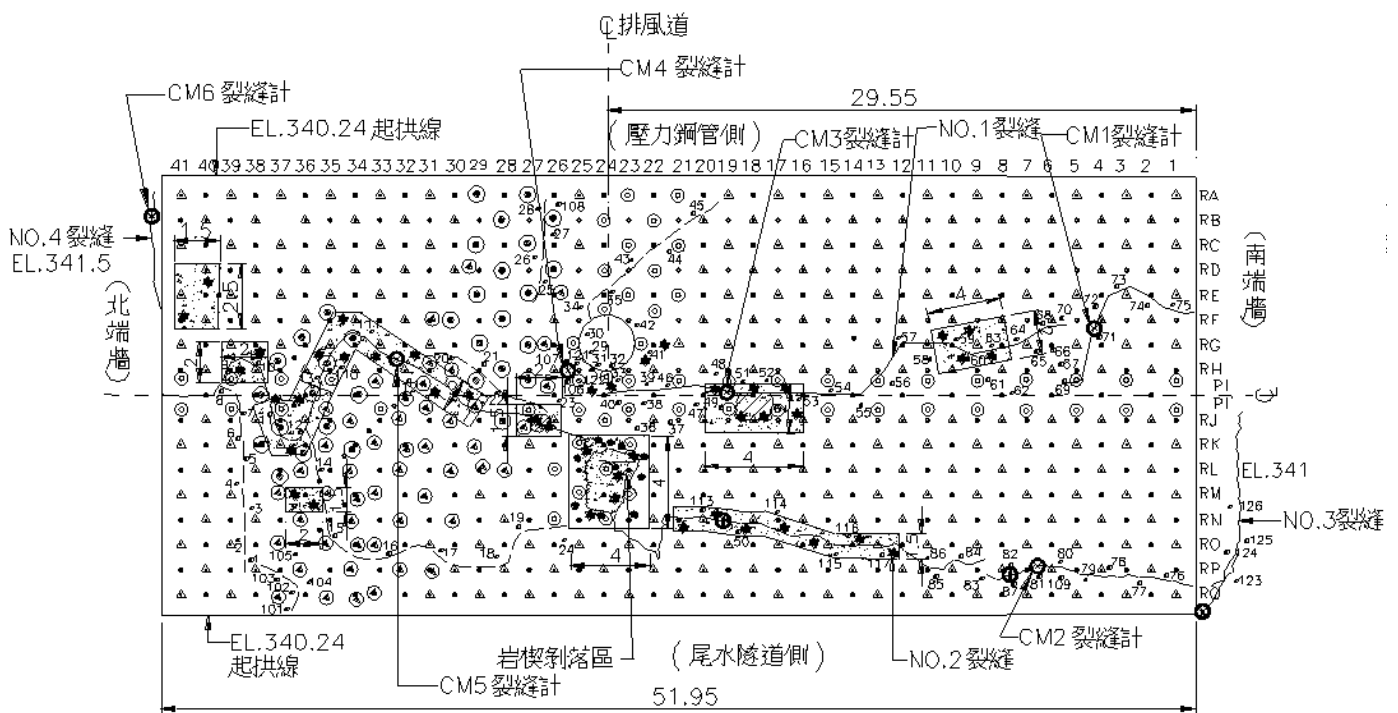


圖 6 廠房頂拱噴凝土裂縫位置圖

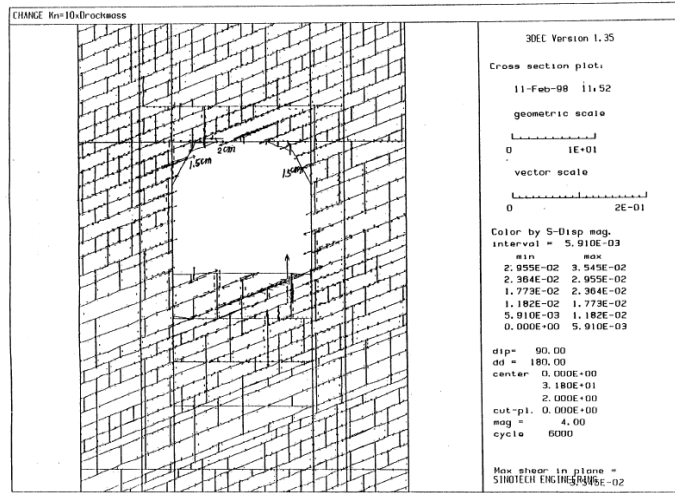


圖 7 頂拱層面剪位移情況（廠房降挖一半時）

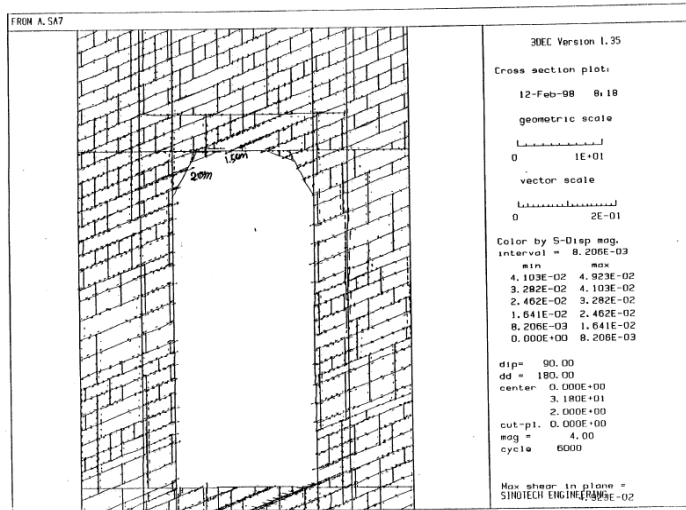


圖 8 頂拱層面剪位移情況（廠房降挖完成後）

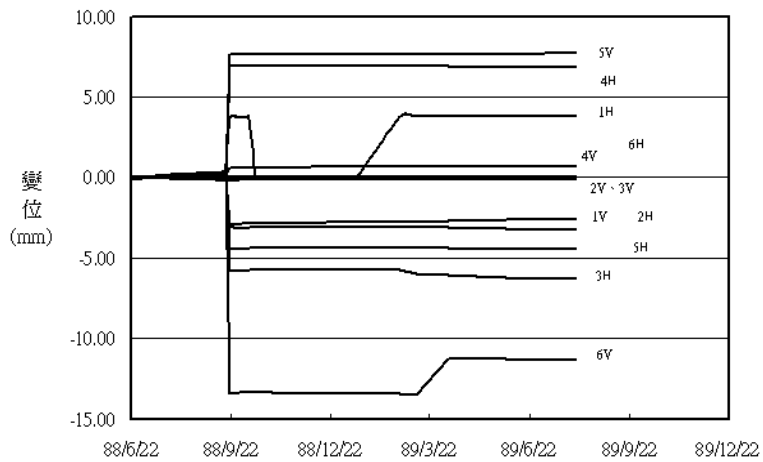


圖 9 廠房裂縫計歷時變位曲線