

## 足尾発電所の立坑掘削

### Shaft Excavation by NATM Ashio Power Plant

及川 修二  
Shūji Oikawa

#### 要 約

足尾発電所建設土木（第4工区）工事のうち、発電所基礎立坑とそれに接続する放水庭、下部水平坑をNATMを用いて施工した。なお地質が強～中風化を受けた花崗岩及び粘板岩であることを考慮し、立坑に鋼製支保工（H-200）を1.2mピッチで配した。

しかし、立坑下部では、立坑、2つの接続坑の掘削移行に伴い内空相対変位量が管理基準値の注意値を越え補強値に達し、増し支保工等の補強が必要となった。ここでは立坑掘削における計測結果及び施工結果について報告する。

#### 目 次

- §1. はじめに
- §2. 地質及び立坑工事概要
- §3. 計測
- §4. 補強
- §5. おわりに

#### §1. はじめに

足尾発電所は、利根川水系渡良瀬川本流、同支流神子内川に取水堰を設け、最大 $8\text{ m}^3/\text{sec}$ を取水し、取水路により支流庚申川に設けた庚申ダムに注水する。これを導水路により最大 $12.5\text{ m}^3/\text{sec}$ を取水し、途中支流餅ヶ瀬川からの取水も含めて発電所立坑地点まで導水する。この間の落差を利用して出力/万kWの発電を行うものである。

この内当社が、施工した工事概要を下記に示す。

工事名	足尾発電所建設土木(第4工区)工事
工事場所	栃木県上都賀郡足尾町唐風呂～平石
発注者	栃木県企業局
工 期	昭和57年9月1日～昭和60年11月30日
工事内容	水圧鉄管路( $L=148.6\text{ m}$ $D=\phi 2200\text{ mm}$ ～ $1400\text{ mm}$ )
放水路	(放水庭 $\ell=31.0\text{ m}$ , 本放水路 $\ell=865.5\text{ m}$ 予備放水路 $\ell=270.2\text{ m}$ 他)

関東(支)北越鍋立(出)副所長

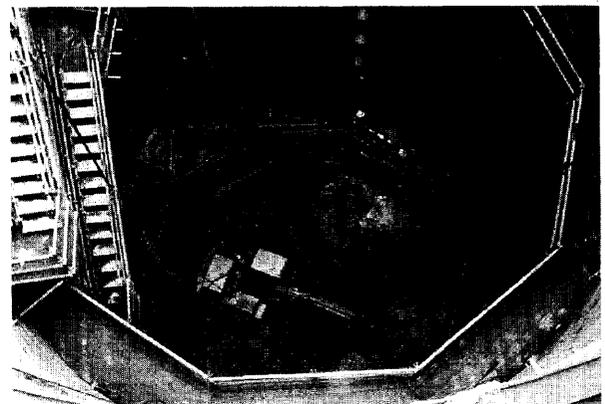


Photo 1 掘削状況

機械基礎(発電所基礎 掘削 $D=12.4\text{ m}$   
 $H=44.24\text{ m}$  屋外鉄構基礎他)

#### §2. 地質及び立坑工事概要

##### 2-1 地質

当該付近の地質は、Fig.1で示すとおり多くの転石を含む約6m程度の表被層下で、方状節理が発達し節理面が粘土化している花崗岩及び粘板岩からなっている。湧水が見られるところでは、掘削面の泥土化及び切羽(側壁部)が自立しない状態であった。放水庭付近は、ホルンフェルス及び花崗岩変質帯からなり軟弱化している。また下部水平坑は、粘板岩が熱変成をうけホルンフェルス化しており、湧水が多く、発電所立坑との交点から約15

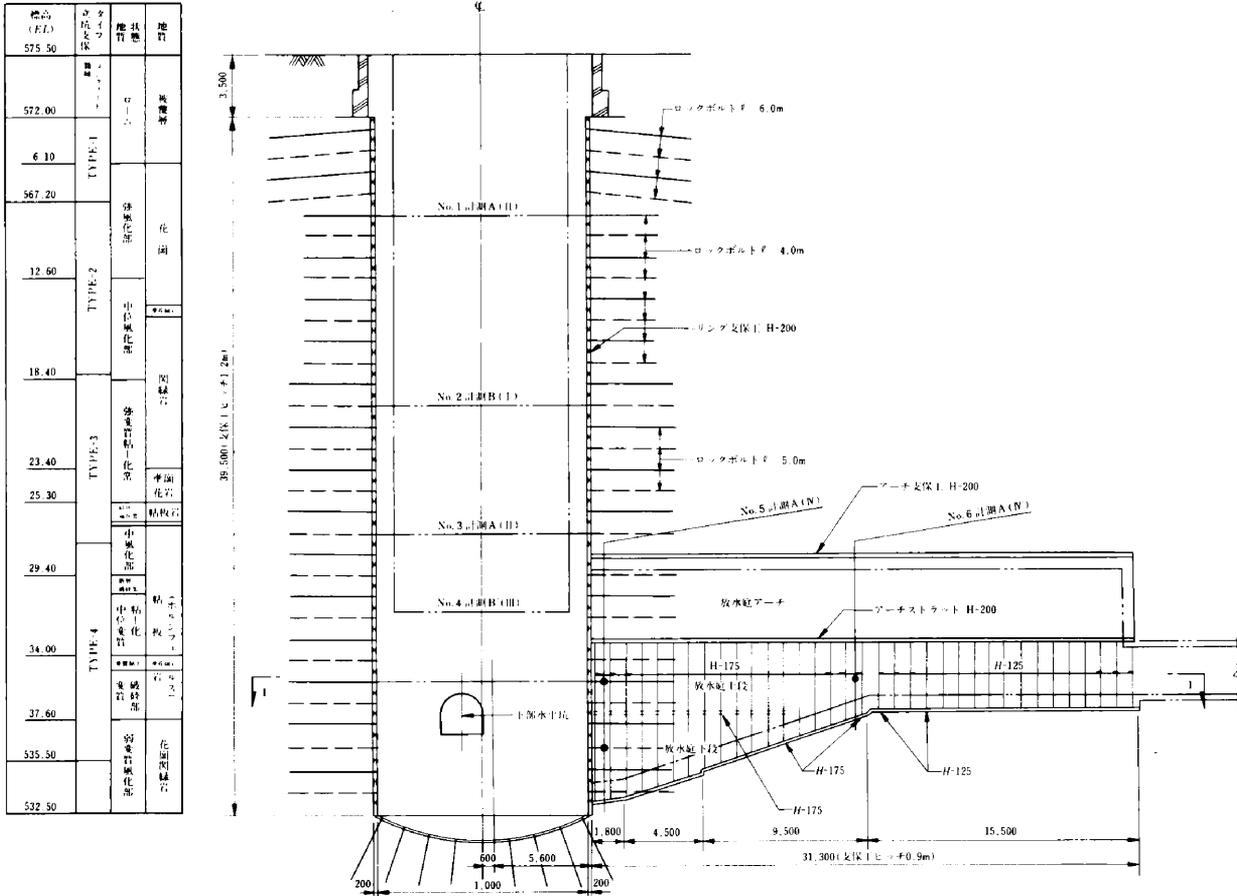


Fig.1 地質及び計測位置図

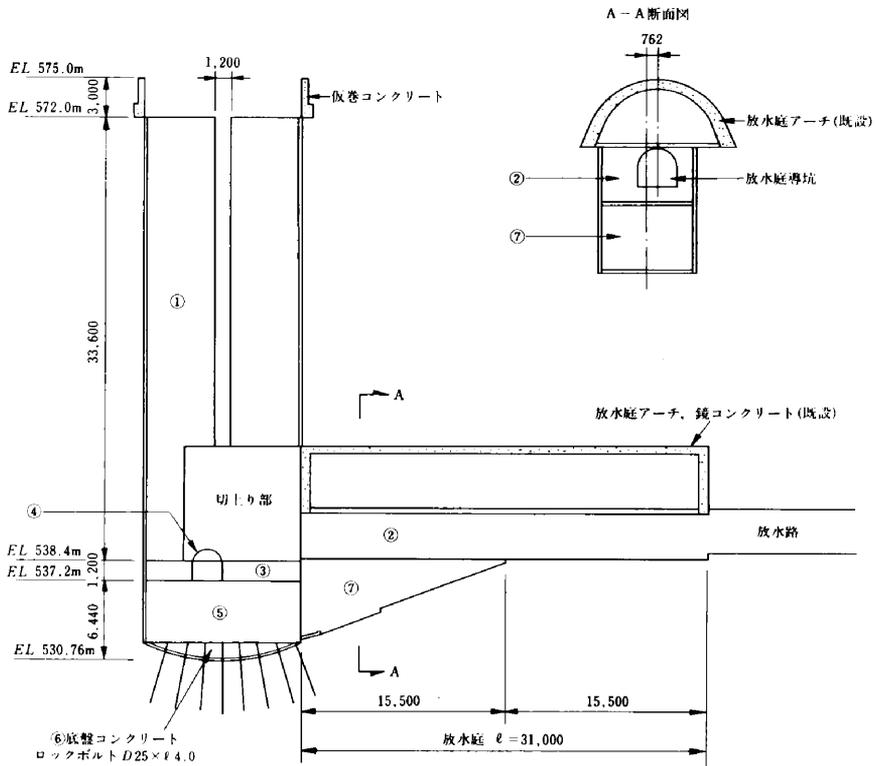
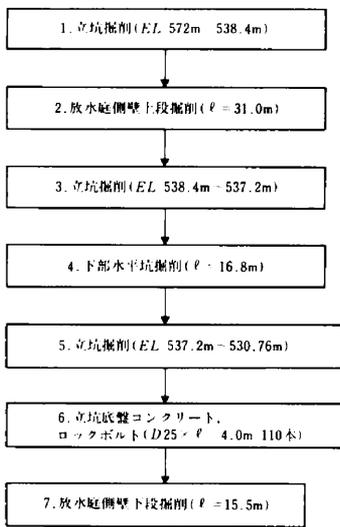


Fig.2 施工順序図

mの地点では、100 l /secの湧水とともに切羽の崩落が生じた。

2-2 立坑工事概要

立坑掘削は、2つの接続坑（放水庭、下部水平坑）があるためFig.2で示す順序で施工した。

なお、立坑から約30m離れて民家があることから、騒音公害対策上、機械掘削の採用と作業時間の制限を設けることにした。機械掘削については、地質調査結果を検討し、作業形態を勘案して、油圧ブレーカーを用い掘削することとした。また、作業時間の制限については、6時～22時の2交代制とした。施工パターンは、下記のとおりである。

(1) 掘削

572～547mまでは、ブレーカー（BB-77）で掘削後、アタッチメントでバケット（0.45m<sup>3</sup>）に取り替え、グローリーホール（φ1200）から放水庭アーチ施工時の切上り部へ投下した。この礫をRS85A及び4.5m<sup>3</sup>鋼車16台を使用し、放水路トンネルから予備放水口礫置き場へと搬出した。

538.4m以下は、放水路からの礫搬出が困難なため、4.5m<sup>3</sup>の礫トロを使用し、立坑坑口付近の礫置き場へ礫を搬出した。礫トロの昇降には、トラッククレーン45tを使用した。

(2) 支保工建込

ピック等により当り取り及び掘削面整形後、4ピースの200H円形支保工（D=12.2m）を建込み、#4-100×100の溶接金網を張った。

(3) 吹付工

設計吹付厚20cmを1次吹付厚5cm、2次吹付厚15cmの2回吹きとした。プラント設備は、立坑坑口付近にセメントサイロ（20t）、骨材貯蔵用10m<sup>3</sup>グラウンドホッパー2基、ダイナミックバーチャープラント（SDP-500SD）、吹付機メナデェアM-90を設置した。グラウンドホッパーからバッチャプラントへの骨材の運搬には、W450×φ13.0m、W450×φ15.0mのベルコンを使用した。バッチャプラントで混練したドライコンクリートをW350×φ6m×2基のベルコンを使用し、GM-90に送りセミ湿式にて吹付を行った。セミ湿式を用いたのは、粉じん量及びバウンド率のてい減のためであり、測定結果リバウンド率は約30%であった。

(4) ロックボルト工

ロックボルトは、異形鉄筋（SD35、D25）を加工したものを使用し、定着は全面接着とした。ロックボルトの削孔は、2ブームクローラジャンボ（空圧式ドリフターD95）を使用した。

尚、ビット径はφ42mm、ロッドはφ25×φ2.0mで継ぎのみにて、所定のロックボルト長までせん孔した。使用

重機、資材等の立坑内への搬出には、トラッククレーンNK450（45t）を使用した。

(5) サイクルタイム

立坑掘削のサイクルタイムをTable 1に示す。掘削時の施工実績は0.5m/Hであった。

Table 1 サイクル表

工 種	数 量	タ イ ム
掘削・ズリ出	H=1.2m 145m <sup>3</sup>	850分
支保工建込	H-200 1基	120分
吹付コンクリート	厚20cm 9.2m <sup>3</sup>	360分
ロックボルト打設	27本	400分
機械材料搬出		240分
足場、階段設置		
休憩、交代他		330分
		2,300分

§ 3 . 計測

計測位置、計測パターンをFig.1, Fig.3で示す。またTable 2の要領で計測を実施し、Table 3に従い管理を行った。

(1) 計測結果

内空相対変位、地中相対変位の測定結果をFig.4～Fig.9で示す。

1) No.1（EL564.2m）

No.1では、内空相対変位が<sup>3</sup>、C<sub>1</sub>でδ<sub>max</sub>=6.1mm、C<sub>2</sub>

C<sub>1</sub>～C<sub>2</sub>：内空相対変位測定  
R<sub>1</sub>～R<sub>4</sub>：ロックボルト引抜き試験  
E<sub>1</sub>～E<sub>4</sub>：地中相対変位測定  
M<sub>1</sub>～M<sub>4</sub>：ロックボルト軸力測定

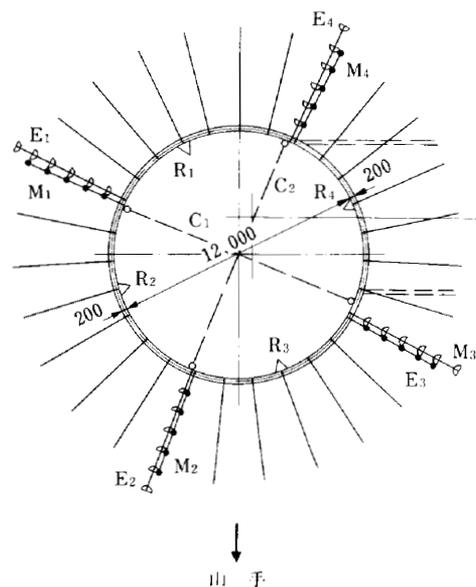


Fig.3 計測パターン図

Table 2 計測要領表

計測項目	測定法または測定機器	適用パターン	測点または名称
内空相対変位測定	コンパージュランスメジャー	I ~ III	水平十字2測線
		IV	水平2測線
		IV	水平1測線
天端沈下測定	レベル、スチールテープ	IV、IV	天端1点
地中相対変位測定	小形エクステンソメータ ダイヤルゲージ	I、III	6m×6点式-4本 ×2断面
ロックボルト軸力測定	メカニカル測定アンカ ダイヤルゲージ	I	5m×5点式-4本
ロックボルト引抜試験	センターホールラシジャッキ他	I、II、IV	各4本
吹付コンクリート圧縮強度試験		1回 100m <sup>2</sup>	合計5回

で $\delta_{max}=5.4mm$ と小さな値であり、計測開始から約10~15日で収束している(切羽からの離れ=0.5D, D=12.4m)。これは他の区間より地質があまり変質を受けていないことと、放水側側壁等の接続坑までの距離が約2Dと離れていて放水庭掘削等の影響がみられなかったためと考えられる。

2) No.2 (E L554.6m)

No.2付近の地質は、強風化で粘土化を呈した花崗閃緑岩が主体で、下流から川手(Fig.4参照)にかけて岩盤には節理が発達していた。また、上流~川手方向では、湧水があり切羽が自立しない状況であった。この

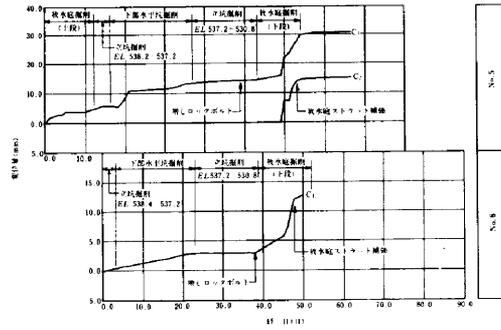


Fig.5 内空変位測定No.5~No.6

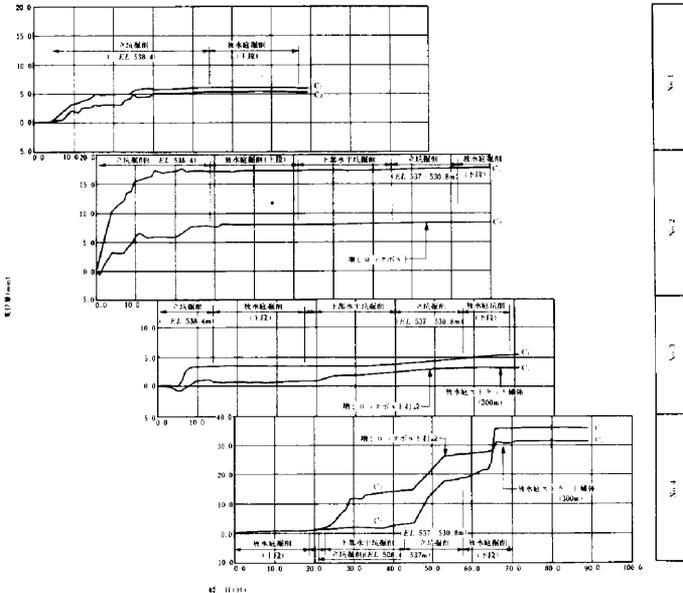


Fig.4 内空相対変位測定No.1~No.4

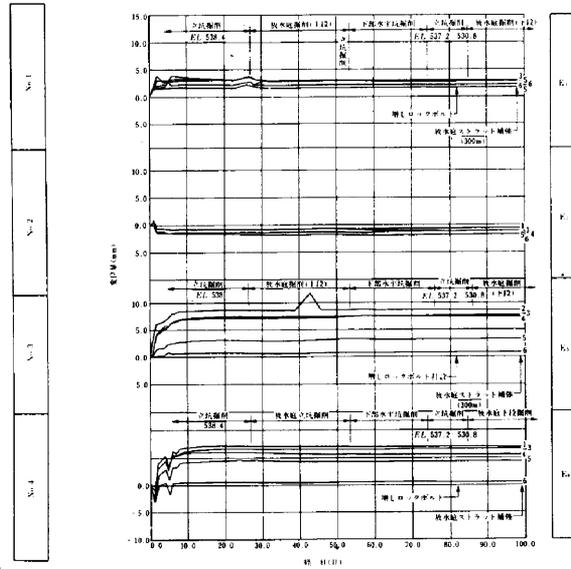


Fig.6 地中相対変位測定No.2

Table 3 管理基準値

基準点	割合	管理基準値		評価	
		強変質粘土化常部 (W=4.0m)	風化部 (W=3.0m)	領域	
上限値	100%	8.6 6.0	5.2 3.6	破壊圏	この値を超えてもなお変形が進む場合には、支保の崩壊が考えられる。
補強点(値)	80%	6.9 4.3	4.2 2.6	補強圏	変位が補強点を超えた場合には、ただちに増し支保を行う。
注意点(値)	50%	4.3 1.7	2.6 1.0	注意圏	変位が注意点を超えた場合には、安全圏に引き続き支保に異常がないかどうか観測すると同時に、増し支保の準備をする。変位が補強点までに収束する徴候がない場合や、支保に異常が生じ変位の進行が見られる場合には増し支保を行う。
初期値	30%	2.6 0.0	1.6 0.0	安全圏	注意点までを安全圏と考え、支保に主眼において観測を継続し、支保に異常が生じた場合には手当てを行い、観測を続ける。
初期変位量	0%	(初期変位量)	(初期変位量)		
備考		計測No.2, 3, 4	計測No.1(5, 6)		増し支保の施工については、計測値を評価するとともに、支保の変形(特に吹付コンクリートのクラック等)について観測することが重要である。

注) 1) 色塗り部の数値と計測によって得られる数値を比較し管理を行う。  
2) 収束する徴候: 今回の計測によって得られた変位速度が前回の変位速度と比較してその値が小さく、それが連続して徐々に小さくなる場合

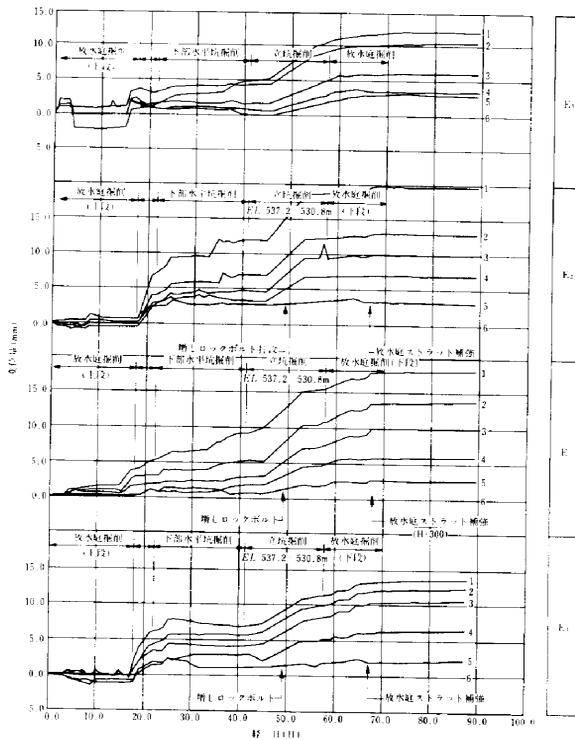


Fig.7 地中相対変位測定No.4

ような地質状態であったためNo.1, No.3と比較して内空変位量も大きく $\delta_{max}=17.7\text{mm}$  ( $C_1$ ),  $\delta_{max}=8.4\text{mm}$  ( $C_2$ )を示した。変位の収束は、 $C_1$ ,  $C_2$ ともに計測を開始してから約20~25日で切羽からの離れは約1.0Dであった。ここでも放水庭側壁上段掘削以降の影響はみられなかった。

3) No.3 (E L 548.6m)

No.3は、E L 547.0mから放水庭があり、断面が変形していくことから内空相対変位量が増大する傾向を示すと予測されたが、 $\delta_{max}=5.5\text{mm}$  ( $C_1$ ),  $\delta_{max}=3.3\text{mm}$  ( $C_2$ )とNo.1, No.2よりも変位量は小さかった。これは放水庭のうちアーチ部コンクリート及び鏡コンクリートをあらかじめ打設してあったためと考えられる。変位の収束は、測定点と切羽の離れは約1.0Dであった。またNo.3についても、放水庭掘削の影響は、見られない。

No.1~No.3までの結果から、No.3までのような地質であれば、切羽から1.0D以上離れた地点では、立坑掘削による内空、地中相対変位(地山)への影響を受けないものと思われる。

4) No.4~No.6 (No.4 E L 539.0m)

No.4~放水庭にかけては、粘板岩及び花崗岩が変質を受けほとんど破碎しており、湧水も多く泥土化する極めて劣悪な地質区間であった。また放水庭、下部水平坑が変形し異形断面になるところであることも変位

に大きな影響を与えている。No.4に関しての注目を下に示す。

- (i) 下部水平坑掘削時において、内空相対変位量  $C_2$  (山手~川手方向) は増加しているが、 $C_2$  (上流~下流) はほとんど増加を示していない (Fig. 4)。
- (ii) 下部水平坑掘削時において、地中相対変位量  $E_2$ ,  $E_4$ が増加している (Fig.7)。
- (iii) 施工位置が変わることに変位の増加現象が見られる。

以上のことから下部水平坑掘削時には、下部水平坑掘削方向(山手)に応力開放がおこっていると思われる。このことも含め、変位の動向は、立坑及び接続坑の施工順序に支配されているといえる。No.5, No.6の計測結果からも同様のことがいえると思われる。

§4. 補強

当初の計画では、立坑、放水庭の支保はFig.10で示す鋼製支保工(125H~200H)、吹付工( $t=12.5\text{cm}~20\text{cm}$ )ロックボルト工( $D25 \times 13.0~5.0\text{m}$ )であった。しかし、前述の計測結果から明らかなように接続坑のある立坑下部では変位が大きく、坑内観察からも増し支保の必要が見られたため、随時補強を行った。その補強図をFig.11に示し、その前後の状況を下記に示す。

放水庭側壁上段掘削時に、接続部付近の放水庭川手が自立しない状態であった。接続部付近は、掘削の進行に伴い地山のゆるみの生じ易い所であることから、補強のため設計のロックボルト数(1断面 $D25 \times \ell 5.0\text{m} \times 2$ 本、 $4.0\text{m}$ 1本、計 $4 \times 2 = 8$ 本)に加え、山手側に $D25 \times \ell 5.0\text{m}$ , 3列 $\times$ 3本=9本、川手側に $D25 \times \ell 5.0\text{m}$ , 1列 $\times$ 3本=3本、計12本を打設した。この間、目立った現象はなかった。

下部水平坑掘削後の立坑掘削時 (Fig.2の⑤)に、坑内観察により放水庭接続部付近の鋼製支保鋼(200H)に付着した吹付コンクリートが音をたて剥離する現象が生じ今までになく荷がかかってきていた。これに加え計測No.4の $C_1$ ,  $C_2$ で変位量が、管理基準値の注意値(17.0mm)を越え、さらに増加する傾向を示したので、接続部付近に増し支保としてロックボルト( $D25 \times \ell 5.0\text{m}$ )を打設した。打設は、川手側に2列 $\times$ 4本=8本、山手側に1列 $\times$ 4本=4本、計12本とした。その後、立坑掘削中は、変位量の増加は鈍化し安定する傾向を見せた (Fig. 4, Fig.5, Fig.11参照)。

放水庭側壁の下段掘削に伴い、内空変位量が増加し、

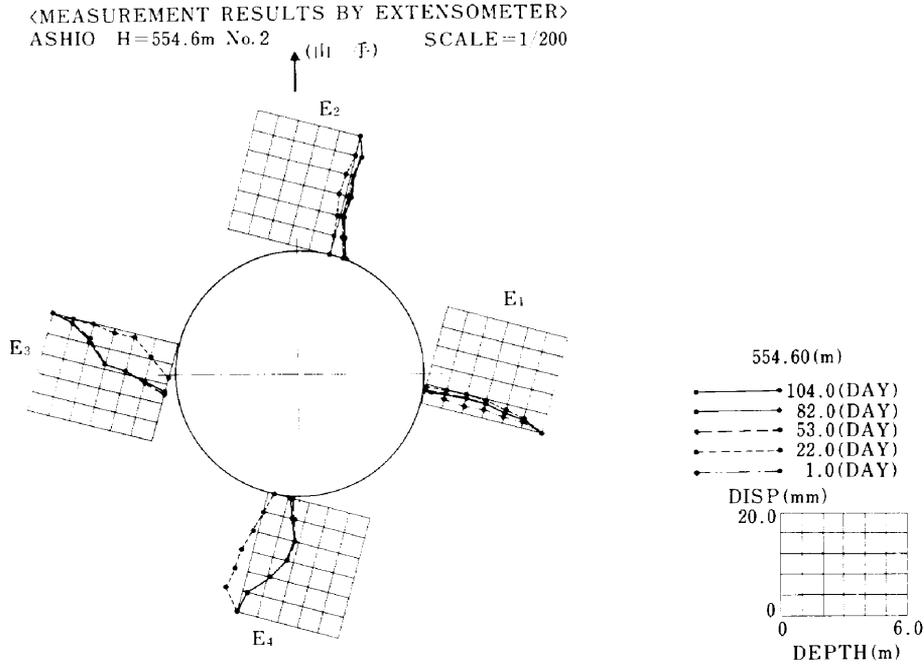


Fig.8 No.2 地中相対変位測定

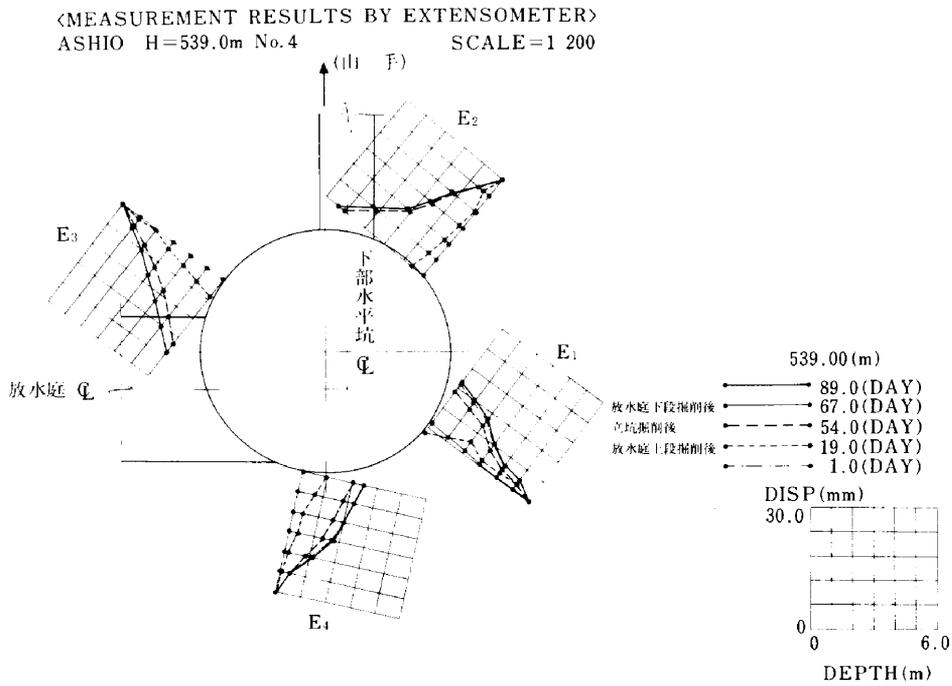


Fig.9 No.4 地中相対変位測定

計測No.5のC<sub>1</sub>では補強値(26.0mm)を越える値を呈した。またこの間の観察により、放水庭接続部~下部水平坑付近まで吹付のクラック、剥離が見られ、放水庭中間ストラット(175H)の変形、門型支保工(300H)の継ぎボルトの破断も生じたためさらに補強を加えた。増し支保の内容は、放水庭上段では、放水庭中間ストラット部に300H 6本を補強し、接続部門型支保工(300H)部

に300Hのストラット、かつ吹付の剥離の生じた山手側にロックボルト(D25×ℓ5.0m)を2列×3本=6本を打設した。放水庭下段では、山川手側ともに側壁支保工(175H)の底部に2ヶ所×2本=4本ずつ計8本を打設した。この増し支保後、外見上の変化もほとんど見られず、計測上の変位も収束に向かい変位の動向が見られてから約50日で収束に至った(Fig.11)。



## §5. おわりに

本立坑の支保パターンは、過去の実績及び設計計算にもとづき決定し、毎日の計測により支保の安定性を確認しながら施工した。その結果、一般断面（円型部）では、問題なく施工できたが、接続坑のある下部では地質が悪かったことも一因であるが、変位量が大きく、増し支保が必要とあった。本立坑は、地質調査結果及び放水路、放水庭導坑掘削により地質状況を予測し、掘削後の変形を制御でき、掘削中の不慮の事故にも対処しやすいように吹付コンクリート、ロックボルトに加え鋼製支保工（200H）を採用した。これが地山のゆるみによる変形のある程度の値に制御できた要因であると思われる。

放水庭側壁部では、設計に対して幅を山川手共に50mmづつ広げて施工したが、施工誤差（建込、古稀厚等）に加え、側壁部の変位量が大きく設計巻厚を侵す危険性が生じたので、本工事の放水庭のような状況下では設計に対し、より余裕をもった施工が必要であると思われる。

今後、このような特殊な地山や構造物を施工する場合には、的確な計測の計画を実施し、坑内観察による切羽及び周囲の状況の把握を心がけ、増し支保による補強が必要となったときに、これを適切かつ迅速に行うことができる体制をとることが肝要であるとする。

最後に本工事の施工にあたり、御指導、御協力いただいた関係各位に深く感謝の意を表します。

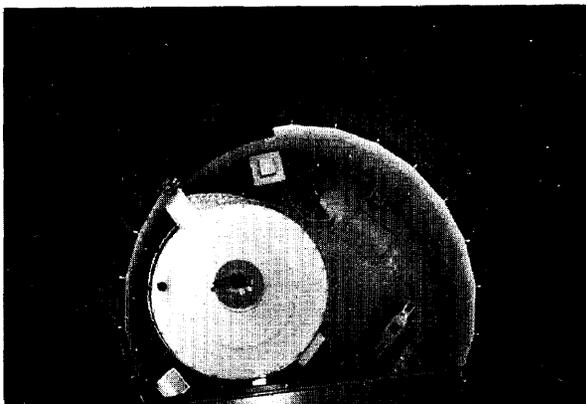


Photo 2 完成写真発電機室