

層雲峡発電所第7号隧道の施工について

正 員 北海道電力株式会社 中 村 謙 平

1. 緒 言

層雲峡発電所は北海道電源拡充計画の一環として北海道電力が昭和28年1月着工し翌29年10月幾多の悪条件の下によくこれを克服して完成した新鋭の設備を有する水力発電所で此処に本発電所工事完成に当り難工を極めた7号隧道の施工に付きその概要を説明する。

2. 計畫の概要

層雲峡発電所は大函の上流約300mの位置に石狩川本流を横断して調整池を設け途中1支流3溪流を合わせ取水し右岸の屹立した岩盤内を貫く延長約10kmのトンネルに依り導水し最大23,800KWを発電の上既設真動別発電所取水口直下流の同発電所第1号蓋渠内に導水放流するものであるがその計画の概要は次の通りである。

- ① 使用河川……石狩川水系石狩川本流1支流及び3溪流
- ② 所 在 地……北海道上川郡上川町層雲峡
- ③ 流域面積…… 392.71 km²
- ④ 調 整 池
 - 全 容 量…… 293,442 m³
 - 有効容量…… 270,000 m³
 - 利用水深…… 4.00 m
 - 湛水面積…… 144,590 m²
- ⑤ 使用水量
 - 最 大 時…… 18.00 m³/sec
 - 常 時…… 5.00 m³/sec
 - 常 尖…… 18.00 m³/sec
- ⑥ 有効落差
 - 最 大 時…… 158.45 m

常 時…… 161.10 m

常 尖…… 158.45 m

⑦ 発 電 力

最 大 時…… 23,800 KW

常 時…… 6,100 KW

常 尖…… 23,800 KW

⑧ 発生電力量

年間発生電力量 119,093,000 KWH

3. 第7號 隧 道

① 地 勢

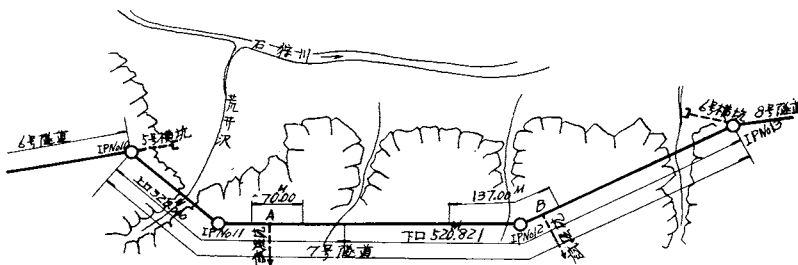
第7号隧道中心線上の地表一帯に見られる巔頭は俗に大函磐岩と呼称されている石英質安山岩にして、これが石狩川本流の兩岸を型成して居る。なお7号隧道を通過している延長841,725mの区間には常時流水を見る荒井沢の他三つの溪流がある。其のうち一つは常時流水があるも他の二つは降雨融雪の時期を除けば殆んど水涸れの状態である。

② 地質の概要

第7号隧道は層雲峡発電所の延長約10kmに及ぶ導水路の中央に位し途中四つの溪流を横断して居る。

第7号隧道は敷勾配千分の一を以つて標高700.53mの地下を貫き、その上口148.8m区間は石英質安山岩地帯を、残る692,925m区間は日高系の所謂古成層黒色粘板岩の中を通過しているのであるが、その上層部には大雪火山群の活動の時噴出した熔岩流が広く分布した結果火山活動時に黒色粘板岩は強烈な熱作用圧力作用その他化学的作用を蒙つたので粘板岩本来の組織は甚だしく破壊され岩質は著しく脆化しているのみならず無数の亀裂が入り、かつ褶曲を受けているので粘板岩一つ一つ取り出して見る時岩石相互間の附着力、凝集力は極めて弱くその結果容易に堀削面は剝離脱落するのである。また亀裂面、褶曲面の石肌は造山力の威力の強さを証拠付けるに充分な光沢に富んだ鏡面を形成し恰も地山全体の岩石は相互間に

弾性的圧力を作用しあい地震



図—1 7号隧道平面圖

全体が静的平衡を維持している状態を呈しているように見受けられるのである。殊に上口において 70 m 区間と下口 137.00 m 区間の地質は高温高湿の軟弱地盤であった。

③ 掘削方式と掘削断面

掘削方式には底設導坑を採用し、導坑、中割、丸型、土平の順序に掘削切り掘削作業を実施した。なお掘削断面の標準は次の通りである。

底設導坑……	梯形断面	上 幅	1.80 m
		底 幅	2.10 m
		高 さ	2.10 m
中 割……	梯形断面	上 幅	1.30 m
		底 幅	1.50 m
		高 さ	2.10 m

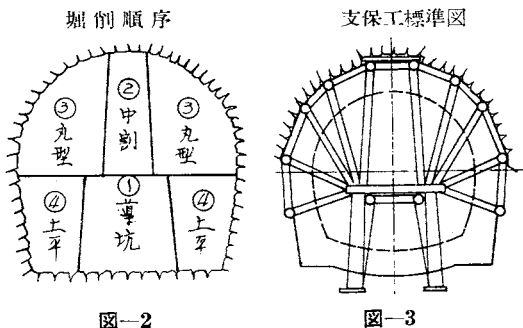


図-2

図-3

導坑中割の掘削には矢板（厚さ 3.6 cm）を打込む先普請工法により山留工を施して掘削をした。なお軟木柱を補強するために担柱を樹てて地圧に依る導坑の崩落を防いだ。

④ 支 保 工

掘削断面の脱落を防ぐ山留工に後光梁を採用、掘削後緩慢にしかも偏心的に作用して来る地圧に抵抗させるために夫々不遺を併用した。

⑤ 掘削後における掘削断面の変化状態

第 7 号隧道上口における 70.00 m の区間と下口 137.00



写真-1 折損した支保工材

m の区間を除く脆弱性の黒色粘板岩を掘削する場合においても施工上の難易こそあれ入念な施工さえすれば一応普通の掘削並びに捲立法で工事を進める事が出来たのであるが、これら両区間においては掘削後掘削された壁開面は急激に押出される傾向があり、その附近 20.00 m 位隔てた位置において衝撃を与えても地肌は脱落し、また掘削後 72 時間程度時間を経過すると、場所によつては多少の相違があるが次第に加わる地圧のため厚さ 3.6 cm の矢板はもちろん太さ 24 cm に及ぶ支保工材も折損されるのである。



写真-2 導坑側圧測定

なお結構された支保工材は振られて鰯口、相欠継手に施されている線等に引き抜かれると同時に鼻梁の受台となつている大引の端口に挫屈されて支保工は全く原形を欠き坑内作業は全く困難な状態となつた。これに加えて坑内の高温高湿、松食虫の発生に坑木の材質を脆化させた原因ともなつたのである。

⑥ 空隙工法採用に至るまでの経緯

前述するように掘削に難工を極めて辛じて切掘げ完了した部分より一部 5.70 m に亘り厚さ 50 cm の無筋コンクリートを打設して打設後 10 日の養生を与えて型枠を外した処起拱点附近に亀裂の入つて居る事を発見したのである。之の時の配合は G/S = 2, セメント 210 kg/m³, 水セメント比 57%, スランプ 6 cm で建設所附属コンクリート試験室における強度試験では $\sigma_7 = 90 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{28} = 160 \text{ kg/cm}^2$ の値を示して居るので施工上の欠陥とは考えられなかつた。

その後次第に亀裂は大きく発達して 6 ヶ月後の取毀し前には 3 cm の開きを示す程度となつた。この時は図-4 のように仰拱は未だ打設していなかつたが側壁下部は充分に拡幅し且つ掘下げて地

捲立コンクリートに亀裂発生

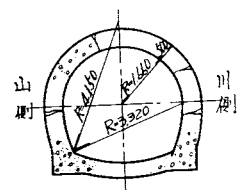


図-4

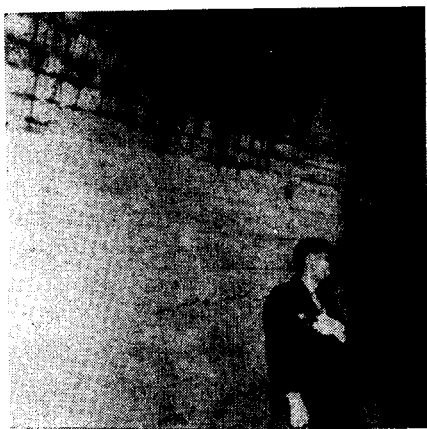


写真-3 コンクリート龜裂状況

山に嵌入させて施工したのである。なお以上の欠陥を克服するため先ず径 25 mm の鉄筋を 25 cm 間隔に単列に挿入して入念に施工したのであるがコンクリート打設後 12 日間型枠内で養生を与え其の後型枠を撤去した時前回同様スプリングに龜裂のある事を認めたのでこの儘の施工法では完全な水路隧道を完成する事は出来ないものとして種々検討を加えたのである。

(a) ルート変更

正工法として硬岩地帯にルートを追いつ込むため 図-1 に示すように 7 号隧道の上下両口の A, B 地点の二ヶ所に各 1 本宛試掘坑を本隧道の中心線に対して山側に向い直角の方向に掘った。其の結果下口の方は試掘 53.00 m に及ぶも尚同じ状態の粘板岩であつたが上口の方は試掘 7.5 m で良質の岩層に到達 11.00 m で石英質安山岩に達したので一応試掘の目的を果たしたのでこれを中止した。之によつて下口は原ルートの突破を余儀なくされたが上

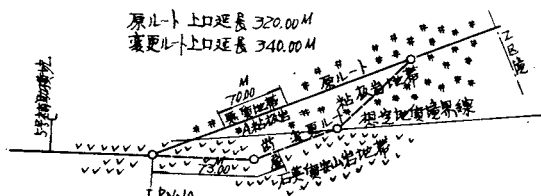


図-5



写真-4 断層破砕帯

口の方は大体次の地質 図-5 を想定して変更ルートを策定し 断層を掘り直すことにした。

斯くして新ルートに沿つて導坑を掘り進んでいところ、ルートは硬質の石英質安山岩層内に入り順調に工事進められたが掘進後 73.00 m で 図-5 に示す如く突然地質の状態が激変導坑切端は石英質角礫の断層破砕帯に突入して多量の地下水が破砕帯を伴つて際限なく押出して来るので作業の中止を余儀なくされたのである。また

この断層は相当広範囲に亘る模様であり、この儘変更ルートを掘進すれば非常な難工が予想されるのみならず爾後の地質は依然として未知であるため、工期も危ぶまれるに至つたので茲に地質の既知な原ルートを強行突破する方策を改めて採用することとした。

(b) 掘削断壁面の変化 進行状態と空隙工法

悪質地盤の部分に施工された支保工材の折

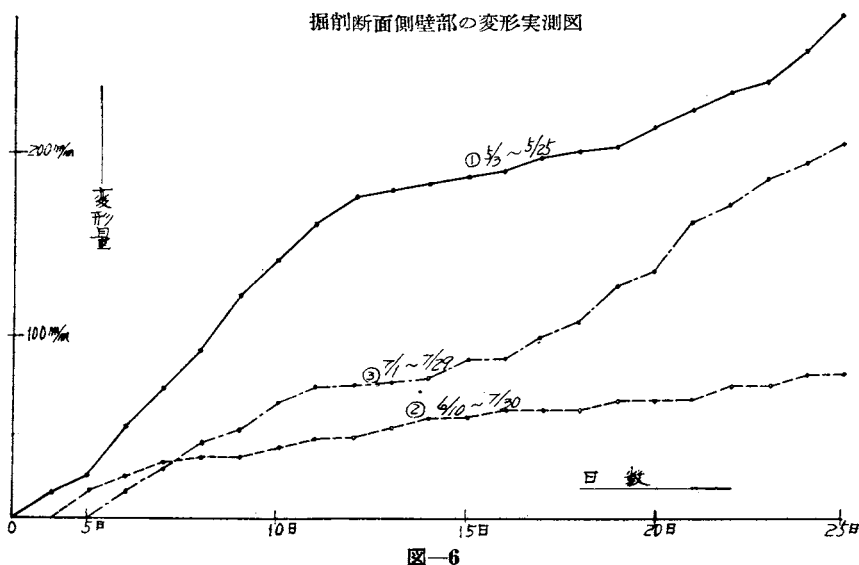


図-6

損及び捲立完了したコンクリートの亀裂発生状況を詳細に観測すると、掘削臂開面の周囲の変化は図-5によつて説明されるように掘削当初より12日位迄は変化率が極めて急激で其の後次第に緩慢となり、その後再び何等かの原因により変化率を変え連続的に変化して一ヶ月の間には其の変化量30 cm位にも及び、之を地圧に換算すると凡そ8 kg/cm²に相当するのである。従つてコンクリート打設後コンクリートの養生期間中にこれ等外周より及ぼして来る地圧に逆う様な施工を避ける事が出来るならば、之の難局を容易に切抜ける事が可能であると同時に、折込まれたコンクリートが最後に所要強度に達した場合地山の抵抗土圧に助けられて充分覆工の目的を果す事が出来るのである。

なお悪質地盤において従来の施工法と同一の工法を採用する場合は、連続的に外周より加つて来る地圧に対してコンクリートはその初期の養生期間中においても何等之等の外力に保護されることなく、直接地圧に曝されている状態にあるので、コンクリートには既に初期の硬化中に亀裂が入り、これが型枠撤去の時に発見されるものと判断されるのである。しかも亀裂の入る位置は殆んど一定して起拱点の附近に発生しておる。従つて図-7の様にコンクリート打設する場合コンクリートが直接地山に接触する事を防ぐ目的で、裏枠を施すと同時に養生期間中に押出される岩石の伸張量に相応する空隙を地山と裏枠との間に与える様な空隙工法を採用する事にしたのである。

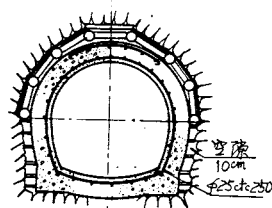


図-7

⑦ 空隙工法

上述の目的を以つて施工される空隙工法においては次の諸点に留意して施工すべきものと思う。

A. 掘削上の注意

(a) 掘削後掘削断面の附近の地山に衝撃を与えて地山の平衡状態を破る事を防ぐため切抜の場合爆薬等の使用を禁止する。

(b) 掘削後掘削断面の変形を予期して予め天端において少なくとも20 cmの上越を見込んで掘削を計画する。

(c) 山留用支保工材は入念に組立てると同時に偏心的地圧に應ずる不備を夫々準備する。若し誤つて一度掘削断面を崩落させたとき広大な範囲に亘り地山を緩める原因となる。

(d) 掘削後掘削断面の風化水化に依る影響を最小限度に防ぐ目的で可及的に早くコンクリートを捲立てる。

(e) 掘削断面の切抜と捲立コンクリートの打設作業の間隔は距離約30 mを最小限度としてコンクリート作業箇所に対する掘削時の影響の及ぼして来る事を防ぐ様にする尚切抜後は時間的に最大7日を限度として捲立を実施する。

B. コンクリート捲立の注意

(a) コンクリートが所要の強度に達する迄セントル材に依り地山に原因する短期荷重を受けなければならないので、普通の硬質岩盤の場合にセントル材の断面を決定する条件と其の旨を異にする。

(b) コンクリート打設する場合必ず裏枠を取付ける。同時に裏枠を直接地山に接触させず、一定の間隔を保持させる様に組立てる。之の間隔はコンクリート打設後コンクリートに対する所要強度に達する間に地山の伸張量に相応する量で充分である。第7号隧道の場合には10 cmを取つた。

(c) コンクリート打設の順序は側壁より始め次に丸型仰拱の順に施工するものとする。之の時コンクリートの打継目は側壁又は起拱点に作らず、必ず起拱点より63°の位置に取るものとする。なお継目は水路中心に対して放射状の断面にする。但し継目の位置は夫々の水路の形状に依り違うことは勿論である。

(d) 仰拱を除く覆工が完了したならば直ちに仰拱両端において直接地山に嵌入させた横方向の繋ぎ地梁を施工して、地山の側圧に対して抵抗させる。第7号隧道の場合には地梁として断面50 cm×50 cmの鉄筋コンクリートを以つて2.00 m間隔に施工した。

(e) 隧道背面の地圧の平衡が破れて瞬間的に加わる偏荷重にも抵抗出来る様に鉄筋を挿入する。第7号隧道に於ては設計荷重80 t/m²を考慮して、直径25 mmの鉄筋を1~2列に組立ててコンクリートを打設した。なおこの時使用したコンクリートの厚さは側壁において50 cm、丸型部において60 cmである。更に悪質地盤の隧道を施工する場合には早期強度が必要とされるを以つてセメントにはベロセメントを選び、配合は210~300 kg/m³を標準とすべきである。

(f) 隧道天端から作用する頂圧は長期に亘り緩慢に増大するが、之に対しては之に優先する側圧に依り抵抗させると同時に側面地山の受動地圧で補う様にする。このために出来る限り隧道天端の空隙は最小限にする様、コンクリートの填充を計る。

(g) 縦方向の継目は伸縮鉄板を挿入して通水後施工継目より捲立コンクリート背面の地山に水の浸透する事を防ぐ様にする。

(h) 捲立コンクリート側壁部にはグラウト注入用の二吋パイプを夫々5.00 m間隔に埋込み、コンクリート硬化後地山と捲立コンクリート背面との間に存在する空

隙をモルタルにより填充して地圧の分布を均等に作用させるようにする。但し注入圧力は 3 kg/cm^2 以下とする。

⑧ 空隙工法実施の結果

既に述べた様に普通工法で打設したコンクリート並びに鉄筋コンクリート覆工は型枠取外しの時起拱点附近を境として、上下に水路の縦断方向に沿って細い亀裂が発生、時間の経過と共に亀裂の大きさは増大して6ヶ月後に 3 cm にも及んだが、空隙工法の場合は型枠撤去時にも何等異状を認められず、なお通水後水路点検を行った際にも亀裂を発見する事が出来なく一応覆工の目的を充分果たしたと思う。

⑨ 地圧の原因

地山を構成している古成層黒色粘板岩に不規則に発生して居る亀裂褶曲の形状並びに亀裂褶曲面の岩肌の光沢の程度及び地山掘削後に調査した掘削断面の変形実測曲線等から推測して、掘削前の地山は弾性体に近い性質を持っており、岩石は相互に歪み合つて静的平衡状態を保つて居るものと考えられる事が出来る。従つてこの地圧の原因を次の様に解析する事が出来ると思う。

A. 導坑掘削前の岩石相互の平衡状況

古成層黒色粘板岩が弾性体に近い性質をもつて平衡状態にあるものと仮定すると地山を構成して居る岩石相互の間に次の平衡条件が成立する。図-8 において地圧と歪みの関係は

$$\left. \begin{aligned} \epsilon_x &= \frac{1}{E} \left\{ P_x - \frac{1}{m} (P_y + P_z) \right\} \\ \epsilon_y &= \frac{1}{E} \left\{ P_y - \frac{1}{m} (P_x + P_z) \right\} \\ \epsilon_z &= \frac{1}{E} \left\{ P_z - \frac{1}{m} (P_x + P_y) \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots ①$$

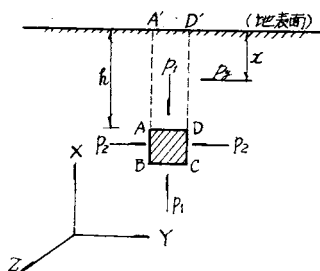


図-8

茲に

ϵ_x x 軸方向の歪
 ϵ_y y 軸方向の歪
 ϵ_z z 軸方向の歪

P_x, P_y, P_z は夫々 x, y, z 軸の方向に作用している地圧

E 岩石の弾性係数

$\frac{1}{m}$ 岩石のポアソン比

次の①式に於て $\epsilon_x = \epsilon_z$ $\epsilon_y = \epsilon_z = 0$

$$P_x = P_z \quad P_y = P_z$$

とおけば

$$\left. \begin{aligned} P_x &= P_z = r h \cdot t / m^2 \\ P_y &= P_z = P_y = \frac{r h}{m-1} t / m_2 \\ \epsilon_x &= \epsilon_z = \frac{r h}{E h} \left\{ 1 - \frac{2}{m(m-1)} \right\} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots ②$$

茲に r ... 岩石の平均密度

即ち地山は垂直地圧 $P_1 = r h$ により垂直方向に $\epsilon_1 = \epsilon_z$

$$= \frac{r h}{E} \left\{ 1 - \frac{2}{m(m-1)} \right\} \text{ の歪を生じていると同時に水平}$$

方向にも垂直地圧 $P_1 = r h$ の作用で岩石特有のポアソン比に対応する歪が生ずる筈であるが、側方より $P_z = P_y$

$$= \frac{r h}{(m-1)} \text{ の地圧が作用するためこの歪 } \epsilon_y = \epsilon_z = 0 \text{ となる。}$$

換言すれば側方より地圧 $P_z = \frac{r h}{m-1}$ が作用してい

る結果 $\epsilon_z = \frac{r h}{E(m-1)}$ と云う圧縮歪が生じているものと

考える事が出来る。即ち古成層粘板岩はこの様な力の平衡と歪みを受けて圧縮された状態で、平衡を保ち之等の値に応ずるエネルギーを岩石内に保有されて居るのである。

B. 導坑掘削後の導坑附近の地山平衡状態

上述の様に弾性変形に応ずるエネルギーを保有して居る黒色粘板岩内に導坑を掘削したとき、其の平衡が破られるので導坑及び切掘られた附近の岩石はそれ自身の物理的性質を発揮して桁や拱に類似した力をなし、平衡が破れた時に発生する地圧に抵抗して、暫らくは原掘削断面を維持しようとするのである。この場合岩石の抵抗力が不足したり又風化其他の原因で抵抗力が減少した時、掘削断面は押潰されることになるのである。斯る場合に掘削断面附近の岩石は次の図-9 に示す様な状態になると思う。

(a) 導坑を掘削したとき岩石は掘削前に既に岩石相互間に作用していた地圧から解放されて、地圧に応ずる歪が全く存在しない部分が掘削された導坑の周辺に形成されるのである。

(b) 更に前述の歪から解放された部分の外周には地圧又は歪が、極めて複雑に変化する部分が形成される。即ちこの可変応力並びに歪の範囲を示すと次の通りである。

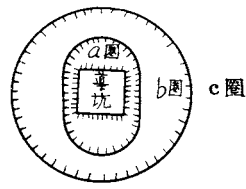


図-9

$$\left. \begin{array}{l} \text{垂直地圧} \quad P_1 = P_x = 0 \sim rh \\ \text{垂 直 歪} \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_x = 0 \sim \frac{rh}{E} \left\{ 1 - \frac{2}{m(m-1)} \right\} \\ \text{水平地圧} \quad P_z = P_y = 0 \sim \frac{rh}{m-1} \\ \text{水 平 歪} \quad \varepsilon_z = \varepsilon_y = 0 \sim \frac{rh}{E} \left(\frac{1}{m-1} \right) \end{array} \right\} \cdots \textcircled{3}$$

即ち③式に示される様な範囲内において地圧並びに歪みが複雑に変化する事が出来るのである。即ちこの事柄より岩石内に導坑を掘削した場合導坑断面に接近した部分では地圧が零になる部分の a 圏が出来、更に其の外周には地圧が零より始まり掘削前平衡状態を維持していた時と全く同一な状態の地圧の値に終る b 圏が形成されるのである。なお其の外周には掘削前の原状態をその儘維持している部分 c 圏が出来るのである。a 圏内に存在する岩石は外力に対する抵抗力はなく、導坑が掘削された場合不安定ながら其の掘削断面の形状を保持している事の出来るのは b 圏内の岩石の抵抗力すなわち岩石の物理的性能に依つて桁又は拱の作用をなして地圧に抵抗するからである。

b 圏が不安定の間は勿論一応安定な状態となつた場合でも風化其他の原因によつて b 圏内の岩石の抵抗力が減少したり、又は其の周囲に作用する地圧が増大したりすれば両者間の平衡が破れ、そのため圧力又は歪みは b 圏の内側に移動し更に a 圏に達することとなる。換言すると弾性変形に基づいて b 圏内に静的状態で保有されていたエネルギーが b から a に更にまた a 内を通過して導坑にまで移動し、若しこの場合導坑掘削断面に支保工材を以つて山留しておらない時には導坑断面は圧縮変形される事となるか、場合によつては崩壊する事になるのである。またこの時 b 圏は外方に拡大して地山から作用する地圧と平衡状態を維持する事が出来るまで新しい抵抗力を増加させるものとする事が出来ると思う。若しこの場合内部に覆工が施され、剛度的にも強度的にも充分強くしかもなお地山と覆工との間に全然空隙がない場合には、b 圏及び a 圏を通して依つて来る岩石の地圧即ち其の伸張力に抵抗する事が出来ると同時に、移動して来たエネルギーは a 圏に保存される様になり、導坑掘削前と全く同一な地圧分希状態に段々と近づくものと考えられる。

C. 弾性変形に基因するエネルギー移動の原因

図-6 に説明される様に導坑断面の変化の進行状況が時間的に其の変化率が変化するのには弾性エネルギーの移動の緩急に原因するものである。かかるエネルギーの移動を促進させる原因は、b 圏の平衡を攪乱させる衝撃や b 圏の外周の弾性地圧と b 圏の抵抗力の相対関係を変化させる種々の要素である。即ち導坑附近の掘削や支保工

の変形に基因する衝撃或いは岩石の吸湿風化帯水の変化等に基づく地圧の増加と b 圏の抵抗力の減少が地山の静的平衡を破り、エネルギーの移動を誘発させるのである。しかし上述の原因によつてエネルギーの移動が始まつても地山と覆工との間に b 圏の外周に拡大する量に応ずる歪みの伸張の総量を容れる事が出来る空隙が存在する場合には、この地山の地圧は a 圏に吸収されて覆工に地圧は及ばさない事になる。しかしこの現象が反覆繰返されると覆工背面の地山即ち a 圏に応力又は歪が貯蔵され最後に覆工に弾性的地圧が作用する事となるが、これと同時に背面の地山に受働土圧が誘発されて、この弾性的地圧に抵抗するコンクリートの抵抗力の不足を補う作用を果すものと考えられる。

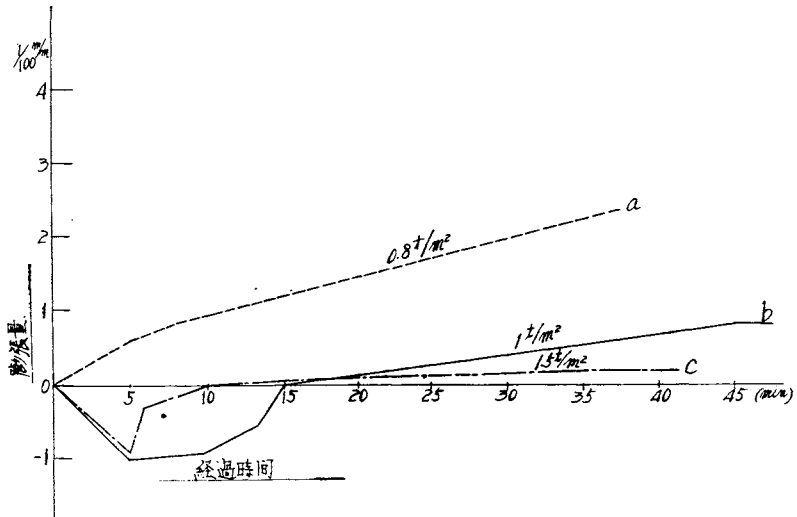
D. 水平地圧と垂直地圧の進行状態

風化作用その他の化学的作用により b 圏の弾性係数 E 或いは岩石の物理的強度の減少を来たと b 圏の抵抗力は外周の弾性地圧に耐えかねて伸張し、その結果 b 圏の内側の地山、即ち a 圏は圧縮されて地圧となつて現われる一方 b 圏の外側の方にそれだけ拡大する。この時導坑天端と床面は主として垂直地圧 $P_1 = P_x = rh$ の作用を受け、また側壁は水平地圧 $P_z = P_y = \frac{rh}{m-1}$ の作用を受けて圧縮される。なお導坑側面の b 圏では水平地圧 $P_z = P_y = \frac{rh}{m-1}$ の他に導坑の上にある地山の重量の半分を背負つていたので、この二つの荷重が合成して加わつて来る場合岩石のポアソン比に応じて単に $P_z = P_y$ なる水平地圧よりも大きい側圧が加わり岩石は導坑内側に押出される事となる。次に掘削断面に加わる地圧は其の断面に対して略々均一な速度で上下水平の方向に発達するものと考えられるのであるが、此処に取扱つている黒色粘盤岩類にあつては上下方向に比して水平方向に著しく早く地圧が増大するのである。此の原因に就いては隧道の高温 (27°C) 高湿 (100%) 並びに此の附近の粘板岩は組成的に弱体な成分を多く含むこと及び造山地圧を多く受け、構造が複雑脆弱なる事等が相加わり斯くの如き状態を呈したものと考えられるのである。

⑩ 吸水に依る地圧の変化状態

悪質黒色粘板岩は不規則な無数の亀裂が入つていて、極めて吸水性に富み吸水膨脹に依り容積を増加するので之の膨脹力を実測の結果大体の傾向を知る事が出来た。即ち図-10 の如く容積膨脹する場合之に対する対抗力の大小に依り最初岩石は圧縮され、吸水と共に漸次膨脹して一定の水を吸収した後は膨脹現象は停止するのである。なおこの膨脹に対する抵抗力は約 1.5~2.0 t/m² 位の値を示す様である。

水の吸収に依る圧力増加実測図



图—10

