

## 膨脹性地山におけるずい道の土圧と施工法について (その 2)

野 沢 太 三\*

### 2. 膨脹性土圧に関する研究

#### 2. 土圧に関する各種の測定

##### 1) 支保工の状態から土圧を推定する方法

支保工にかかる土圧を、その破損状況から判定する方法が古くからあるが、これによりにない材の折損から天井土圧を推定すると次のようになる。にない機を連続梁とみなして

$$\frac{1}{12} P \cdot S = \frac{\pi}{32} \cdot \delta^3 \cdot S = \frac{1}{10} \delta^3 \cdot S, P = s \cdot 4 \cdot P_f$$

$$\therefore P_f = \frac{12}{10} \frac{\delta^3}{s^2 A} \cdot S$$

ただし  $P$  : 一本のにない機に来る土圧

$P_f$  : 平方メートル当り土圧

$4$  : にない機の間隔

$S$  : 部材の曲げ強さ

$s$  : 支保工間隔

$\delta$  : 部材の直径

$S$  の値としては経験的に

- (イ) 破壊せる時  $S = 300 \text{ kg/cm}^2$
- (ロ) 支保工に異常なきも部材にかなり強い力がかかっていると思われる時  $S = 200 \text{ kg/cm}^2$
- (ハ) 力はかかっている事は認められるが、それが微少であると察せられる時  $S = 100 \text{ kg/cm}^2$

今底設導坑では

$$4 = 1.8 \text{ m} \quad \delta = 0.18 \text{ m} \quad s = 1.2 \times \frac{1}{2} \text{ m} \quad S = 300 \text{ kg/cm}^2$$

とすると土圧はそれぞれ

$$P_f = 3.2 \text{ kg/cm}^2 \\ = 32 \text{ t/m}^2$$

となりよく一致する。

次に支柱 (大立, 後光梁) の挫屈から天井土圧を求めると

$$P_f = \frac{n \pi}{4} \cdot \frac{\delta^3}{b s} \cdot B_x$$

ただし  $B_x$  : Tetmayer の挫屈応力

$$B_x = 0.260 - 0.002 \frac{l}{r}$$

$n$  : 支柱の数

$b$  : ずい道の中

他は前記と同様で土圧を求める。

$$B_x = 120 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 8 \text{ m} \quad s = 1.2 \text{ m} \quad 4 = 0.20 \\ n = 6$$

とすれば

$$P_f = 24 \text{ t/m}^2$$

となり、かなりの一致が見られるが、支保工をつぶすより大きな土圧はこの方法では分らない。

##### 2) スプリング土圧計による測定

土圧計を用いて土圧を測定した例は、戦前の記録に見当らず昭和 22 年頃の資料が最も古い。

これは大糸線大野ずい道で使用した土圧計を用いて測定したものであるが、8 日から 10 日目に最大値に達し、4~4.5 kg/cm<sup>2</sup> に達している。図-5 が示しているように土圧計設置の際 2~3 kg/cm<sup>2</sup> の初期応力を与え、こまかい土圧変化に応ずるようにしたところ、土圧計の

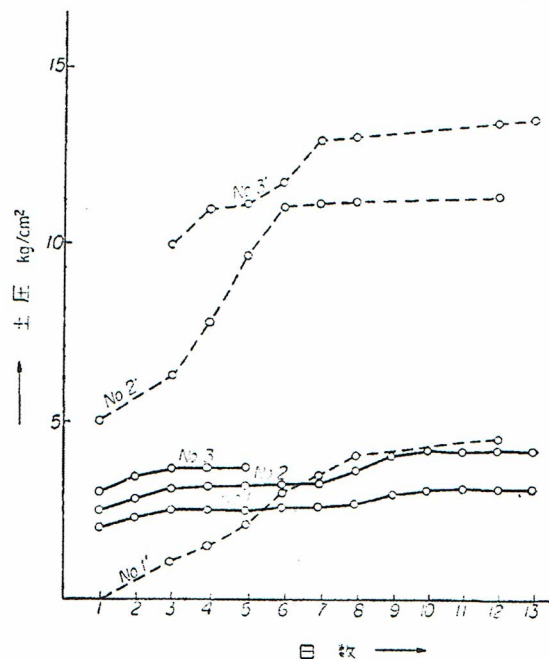


図-5 土圧計の初期圧力が最終指示圧に及ぼす影響

示す最大圧力が、初期圧力の大きさによって変ることである。これは土圧がスプリングの変位によって測られる関係で、測点の変位が同じであれば、初期圧力の差が最大圧力の差になってあらわれ、この種の方法を用いる限り、避けられないことである。

これは支保工、覆工が抵抗の大きいもの程大きな圧力を受ける事実と関連し、施工法を考えるに大切な性質となるものである。

予想される最大圧力は図-5 の示すように約 15 kg/cm<sup>2</sup> とされている。

##### 3) リング圧力計による土圧測定

\* 国鉄 建設局増練課

報 文・論 文

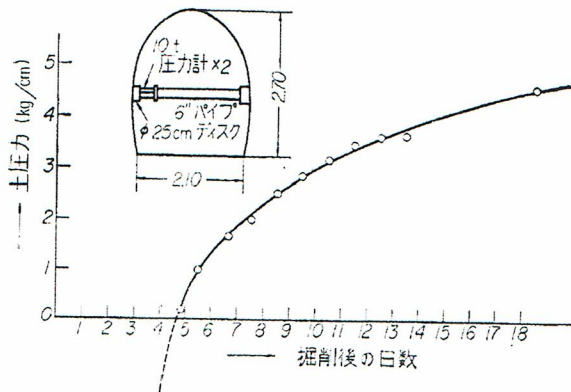


図-6 側壁土圧測定図

28年に工事再開に先立ち、試験掘削坑で行った土圧測定の結果は図-6に示す通りである。

これは13m先進した底設掘削坑の12m地点でプルベリングリング2ヶを組み合わせ、側壁にストラットを掛けて測定したものである。

前例同様、この場合も日数にしたがって土圧は増大している。

この場合に予想される最終土圧は約 5.1 kg/cm<sup>2</sup> 位と想定されるが、この圧力計は掘削後4日を経たから設置され、ある程度緩和されていたから少なく出ている。もし掘削直後に設置されたとすれば約 9.6 kg/cm<sup>2</sup> 位が想定される。

4) 鋼製円筒による土圧測定

次に土平と切羽に鋼製円筒を打込み、その圧力をワイヤーストレンゲージによって測定し、計算によって土圧を求めた試験によれば9日間に均一分布荷重として地山との間をすかして設置したものは 0.8 kg/cm<sup>2</sup>、密着して打込んだものは 19.5 kg/cm<sup>2</sup> が得られている。

この方法は非常に敏感なものであるから、誤差も入りやすく注意を要するが、土圧測定方法としては大切なも

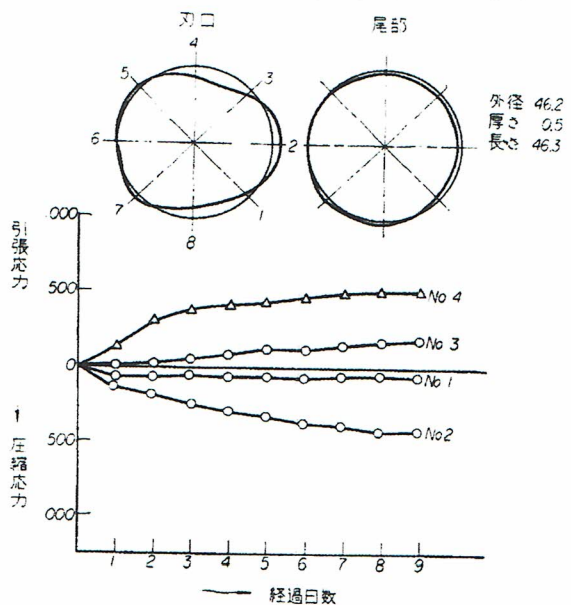


図-7 土平に圧入した円筒の応力変化

のでこれを全断面、あるいは実際の覆工について行えばよりよい結果が得られるであろう。

地山が土被りの重量やその他の理由により、潜在的に持つ土圧と、導坑の掘さく面に現われる見かけの局部的な地圧とは応力集中その他の関係で大きさが異なるが、頁岩の見かけの比重 2.0 から推定すると、土被り高さ 60 m で 12 kg/cm<sup>2</sup>、すなわち 120 t/m<sup>2</sup> が最大土圧として得られる。

これらの結果から見て掘さく面に現われる最大土圧は 10~20 kg/cm<sup>2</sup>、すなわち 100~200 t/m<sup>2</sup> 位と推定される。

3. 膨脹量の測定

次に膨脹量の測定に移る

図-8 は 28 年に行った試験工事における掘さく面周

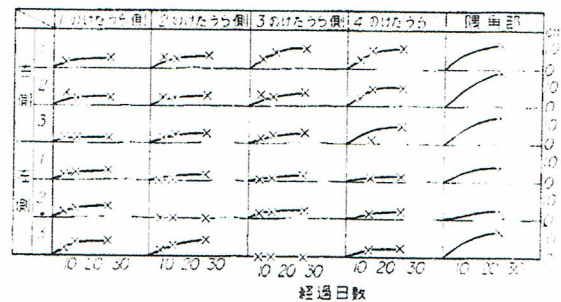


図-8 掘削面周壁の膨脹

壁の膨脹を示し、切抜げの切羽は覆工終端より 3.90 m 先進している場合である。隅角部の膨脹が最も大きいのに注意する必要がある。図-9 は試験掘削坑側面の膨脹量

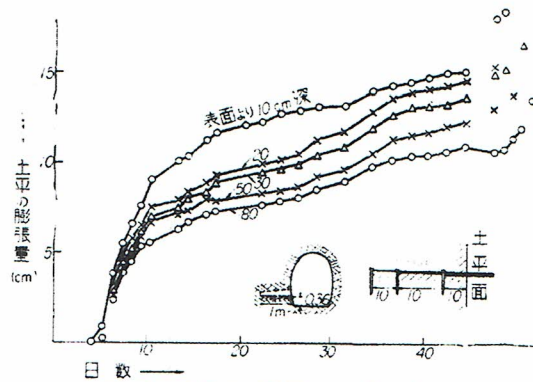


図-9 土平内に設置した測点の押出量

を示している。これは土平に穴を穿ち、5寸釘を 10 cm おきに打込んで頭から八番線を出し、その動きを観測したものである。

これで見ると表面に近いほど、膨脹量が大きく、時日を経るにしたがって深部に影響が進んで行く。

図-9 の測定を基にして日数をパラメータにとり、表面からの深さと膨脹量の関係を求めたのが 図-10 である。曲線を延長すると、ある日数における掘さくの影響範囲が大体推測できる。その深さを掘さくの表面積に比例するものとすれば、測定した試験掘削坑は加背 2.5×2 で

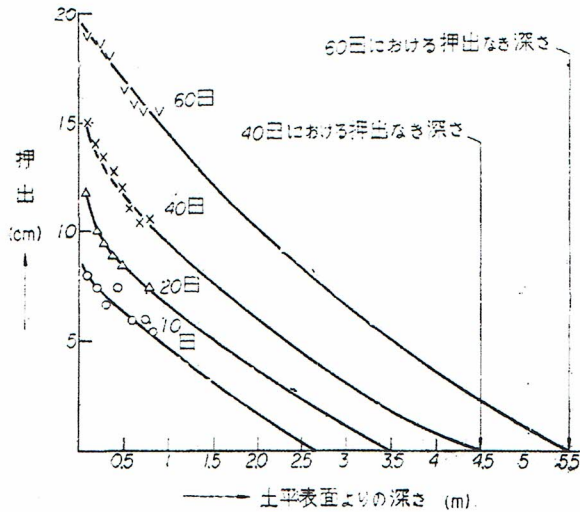


図-10 土平内部の膨張の経日変化と押出なき深さの推定

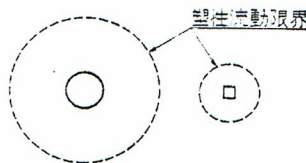


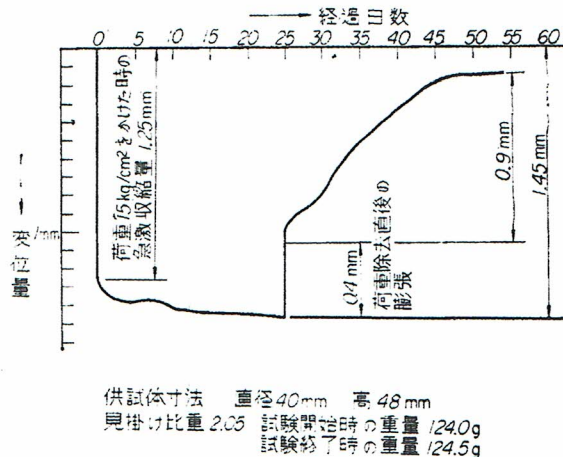
図-11

掘さく後 40 日場合 4.5m 奥から動いているから、直径 6.8 m の断面では、表面より 10.7 m まで影響することになる。

実験室で行った一定荷重による膨張収縮試験の結果は図-12 に示した通りであるが、これは試掘導坑付近で採取した頁岩の資料を高さ約 50 mm の円筒形に仕上げ、15 kg/cm<sup>2</sup> の荷重を加えた場合の膨張量を測定した一例である。

15 kg/cm<sup>2</sup> の荷重によりすぐに 1.25 mm 収縮し、その後約 1 カ月間、徐々に収縮するのが認められ、ほとんど収縮が認められなくなってから荷重を取除くと約 0.4 mm 直ちに伸長し、その後緩やかに伸長を続け、荷重を取除いてから 20 日位で伸長量は少くった。

この関係から平均線膨脹率を 2.5% とすると地山の膨



供試体寸法 直径 40mm 高 48mm  
見掛け比重 2.05 試験開始時の重量 124.0g  
試験終了時の重量 124.5g

図-12 荷重による粘土の収縮膨脹実験

脹量は直径 6.8 m の断面で表面より 10.7 m 奥から膨脹するとして地山の膨脹量は 71 cm となる。次に後光梁支保工のいないとケタが組立てた時から畳築までどの位沈下するか測定した例が図-13 である。これを見る

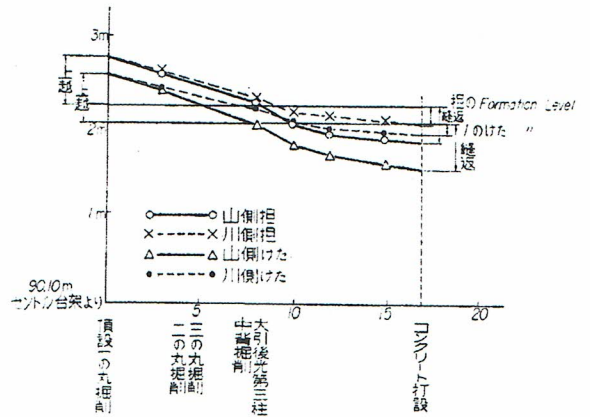


図-13 99 M0 支保工沈下測定

と最初約 55 cm 上げ越しして設置したにないとケタが 17 日目にアーチコンクリートを畳築する時には 20~50 cm の縫返しが必要になっていることがわかり、膨脹量は 70 cm から 1 m に達している。

#### 4. 土圧および膨脹の原因に関する考察

前述のような特徴を示す土圧と膨脹の原因に関して昔から多くの意見が出され、観察の結果と相まって対策を講ずる根拠となって来たが、いずれも満足すべき成果をあげることができなかった。

ある場合には覆工が破壊され、改築のやむなきに至り、ある場合には過大で不経済な断面形を用い、あるいは工期の延長を招き、土圧に対する認識と対策が不十分であったことを示している。

##### 1) 初期の考え

掘さくを始めた当初の観察は、頁岩が掘さく当時、固いものと粘着性のものとあり、前者は空気によればらばらになり、後者は滑肌を呈し時間が経つにしたがって鱗状片に剝離する。このため掘さく後表面から土塊が押し出し、支保工に重圧を加えるというものであった。

これは頁岩の風化作用を原因と考えているもので、結果としてあらわれた現象を見ているだけである。この程度では施工法を決める根拠としては薄弱である。

横坑から取りかかった 2 度目の施工段階では、頁岩中の石膏脈が掘さく後移動すること、岩石がほとんど乾燥状態でも押し出して来ること、土圧は山側から谷側へ偏圧作用をするなどのことから

「本隧道ノ強大ナル土圧ハ主トシテ軟弱地質ニ伴ウプラスチックフローニヨルモノト思考スル。」

と判断され

「本隧道ノ粘土化セル頁岩ハ水分ヲ吸収スレバ膨脹ヲ惹起スル故吸水膨脹土圧モ考慮セラレルガ本隧道ニ関

報 文・論 文

シテハプラスチックフローニヨル土圧が重キヲナシ  
吸水膨脹土圧ハ第二義的ノモノト考察スル。」  
という考えに到達している。これは定量的な裏付けがないが、膨脹性地山における土圧の性質について示唆を含んだものである。

2) 吸水膨脹説

戦後工事が再開されてから、膨脹の原因を粘土の吸水による体積増加にあるとする考え方が採られ、一般に信じられているが、これについて検討してみる。

土と基礎 Vol. 2 No. 5 「日振隧道工事誌」によれば「掘さく面の含水比変化として 図-14 のような測定

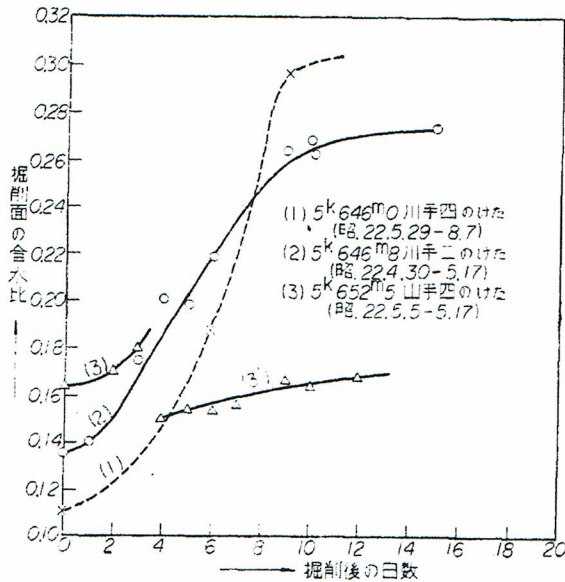


図-14 表面含水比の経日変化

結果が得られ、表面の含水比は時日と共に増加し、10日目位で最大値に達する」としている。

「また掘さく面内部における含水比変化は、図-11

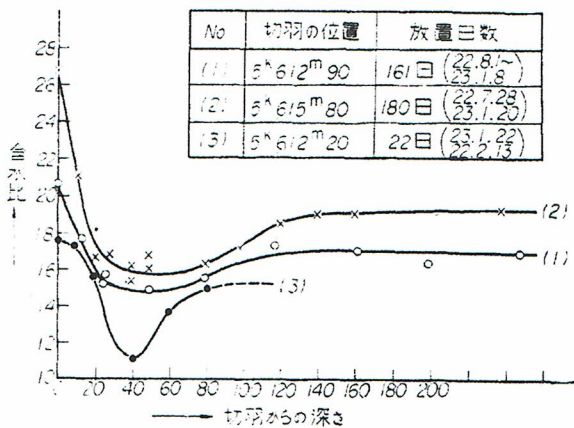


図-15 切羽内部における含水比

に示すごとく表面が高く内部に向う程低くなり、その後再び上昇して100~140cmで一定値に達している。これを模型的に書けば 図-16 のようになる。

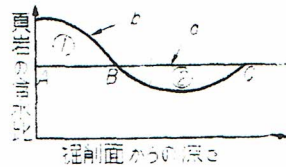


図-16

すなわち、含水比の変化するのは、掘さく面からの深さが15~20cmのAB間でこの部分が膨脹軟化する。BCは逆に含水比が減少する部分(C点の掘さく面からの深さは1~1.4m)で、長く放置しておいた切羽の切付けが常は土質がよいといわれるのは、この部分に相当するからである。C点より深い部分は掘さくにより含水比の変化を受けない。

深さ AB は掘さく後日時の経過と共に0より出発して遂次増大し、約2週間で最大となり、その後掘さく面からの水分の蒸発により漸次減少するとともに、掘さく面の含水比  $P_1$  も減少する。深さ AC は矢張り0より出発して漸次的にある値に到達することが推定される。

また面積は①は掘さく後遂次増大し、約2週間で最大となり、その後減少する。面積②はやはり掘さく後遂次増大するが、減少することなくある値に到達する。

以上の観測より、BC部分の頁岩の保持する水が、掘さくにより、表面に近いAB部分に移動することがわかる。……」

以上のような含水比変化に対する考察から土圧増加の曲線を模型的に書いた結果と比較して次のように判断を下している。すなわち、

「掘さく後土圧は漸次増大して8~12日で最大となり、それ以後はほとんど増加しない。この曲線は掘さく面含水比の増加曲線と同じ形である。これより日振ずい道の強大なる土圧は、掘さく面より深さ15~20cmの厚さの層がその含水比を増し、体積を増大することが原因であるということが出来る。

掘さく後2週間位までは掘さく面からの深さ15~20cmの部分は含水量は増加するが、それ以後は次第に表面から水分が蒸発して含水量を減ずる。すなわち 図-16の面積①が減少する。

このことはAB部分の一旦膨脹した粘土が水を失って、再びその体積を縮小することを意味し、したがって土圧も減少する傾向をたどるに至る。」この説は頁岩が吸水して含水比を増せば体積を増すことに着目して、地山の膨脹とその土圧の原因として適用したものであるが、多くの無理があり、現在では否定された。

それは実測値としてあげられた 図-14, 15 のような傾向はその後28年に行われた試掘導坑における調査で事実と異なることが指適されたからである。

すなわち 図-17 の示すように掘さく面の含水比は時日が経過しても大きな変化はなく、むしろ乾燥する傾向にあり、 図-14 のような傾向は示さなかった。また土平内部の含水比についても 図-18 の示すようにさした

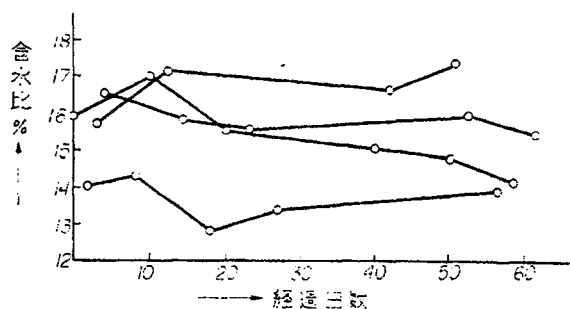


図-17 表面含水比の経日変化資料は導坑内土平より採取

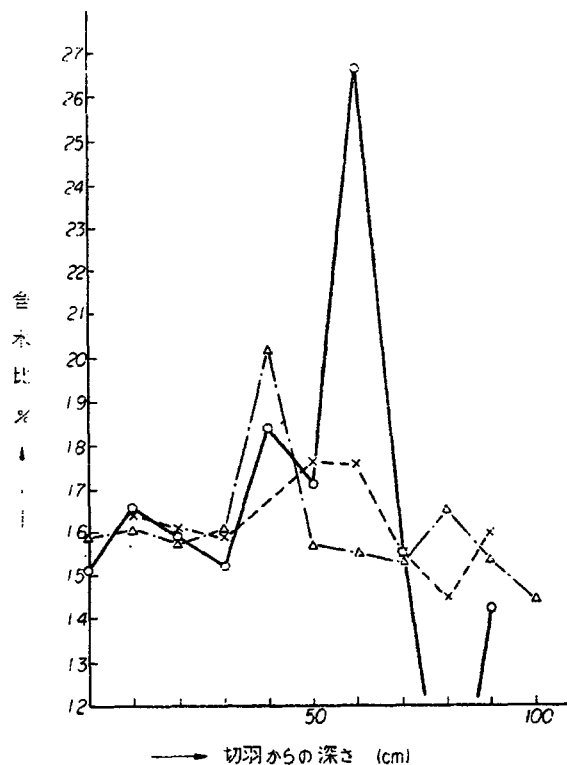


図-18 切羽内部における含水比

る変化はなく 図-15 の示す変化は見られない。

また頁岩の中に含まれる水は吸着水として存在し、動水勾配に左右されるような重力水はほとんど認められない。

かりに 図-16 のような含水比分布が生じたとしても、含水比の増加によって膨脹する量と、含水比の増加によって膨脹する量と、含水比の減少によって収縮する量は含水比と膨脹量とが直線的な比例をすれば相殺するはずであるが、この説では収縮について全く触れてない。

今回の施工において、たて坑から施工した部分 100 m、および富内方の 300 m は満水状態にあったが、掘さく面が満水区間に近づくにつれ、切羽が水を含んで来ても土圧と膨脹は少くなる一方であった。

空気中から水分が供給されるとしても膨脹性の粘土として指定されたもので有孔体を作って空気中においても

膨脹現象はあられわれず、風化、吸水などの作用である程度の膨脹が生じたとしても莫大な圧力現象を単にこれのみに帰する程、根本的な影響を地山に与えるか否か疑問である。しからば何が膨脹の原因になるか、次にそれを検討しよう。

### 5. 弾性的地圧論と工法決定の根拠

前述のように地山の膨脹の原因について、一般に考えられているものは、モンモリロナイトの吸水膨脹、化学変化による石膏の生成に伴う岩石の膨脹、水の凍結による膨脹、地下深部の潜在的圧縮応力による押し出しなどがあげられる。

日振ずい道の頁岩にはモンモリロナイトもなく、温泉余土のような化学変化も起さず、もちろん水の凍結が原因でもないとするれば、地下深部における地圧現象と同様に考える必要が生じた。地下数百メートルにある岩石は被りの重量によって圧縮され、その保有圧縮ヒズミのために導坑を掘さくした時、掘さく面が伸長しようとする。炭鉱などでよく見られる現象である。

地下数十メートルであっても、岩の破壊強度、弾性係数が小さく、粘着力、ポアソン比の大きな地質にあっては、地下深部の場合と同様に考えてよく、両者の間を区別する質的な差異は存在しない。問題は地山が土被りその他の原因によって強く圧縮され、大きな弾性的エネルギーを保存しているか否かにかかって来る。この種の地圧はずい道の周囲から水圧様に力を加え、岩石は潜在的に塑性的であるといわれ、水圧と異なるところは、方向によってその大きを異にし、伸長による変位は方向によって時間の経過が異り、変位を許せばいちじるしく軽減されることである。

一般に深い地下でなぜ坑道が素掘りのまま維持され、覆工の巻厚がさほど大きくなくとも良いかという問題は、弾性的地圧論によれば、坑導周辺に掘さくに伴って生ずる保護被帯が地山の圧力を支えるという説明がなされる。

地山を弾性体に近いものと考えたと地山の中の応力は

$$P_1 = rh \quad \text{垂直方向}$$

$$P_2 = \frac{rh}{m-1} \quad \text{水平方向}$$

ただし  $r$ ; 地山の単位体積当り重量

$h$ ; 深さ

$1/m$ ; Poisson 比

が作用している。

この中にずい道を掘さくと図に示すように周辺に無応力破砕帯Aゾーンと保護被帯Bゾーンとが生じ、地山の圧力に対抗して

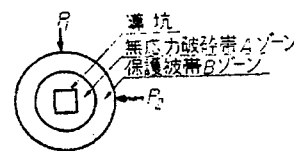


図-19 免圧圏の形成

## 報 文・論 文

掘さく面を維持しようとする。

この時、ずい道周辺の応力状態は局部的に変化し、Aゾーン、Bゾーンの保有していた圧縮ヒズミは掘さく面に向かって解放される結果、壁面は坑道内に伸長して来る。

地山を構成する岩石が軟弱な場合は、この伸長は弾性限界に止らず塑性的に伸長し、いわゆる膨脹性 (Swelling) の土圧を支保工、覆工におよぼして来る。

地山岩石が硬岩の場合は伸長は僅かであり、保護被帯Bゾーンは比較的安定であるが、長期間にわたれば破碎帯Aゾーンは風化、地震などの影響により、漸次拡大し、Bゾーンもそれにつれて拡大して行く。

坑道を掘さくしてから保護被帯Bゾーンが成立し、周囲の地圧  $P_1$  および  $P_2$  に対抗しうようになるまでには多少の時間がかかり、一旦Bゾーンが成立して平衡状態になるとずい道周辺の地山の伸長はきわめて緩慢になる。

この状態を岩鉾では免圧と呼んでいるが、かかる種類の土圧を受けるずい道では覆工の畳築をこの免圧状態の時に行うのがもっとも安全である。

覆工が完成して、地山の伸長を押えると、保護被帯Bゾーンの移動に伴い、無応力破碎帯Aゾーンは次第にエネルギーを貯え、覆工に圧力をおよぼして来る。これが地山応力の復元作用 (Stress relief) と呼ばれる現象であり、覆工完成後長い場合には数年後に現われて来る土圧がこれに相当する。

免圧を利用して覆工を行うためには、保護被帯Bゾーンの形成時期が問題になるが、掘さく時に激しく膨脹して来る地質の場合は、1週間から2週間位が適当であり、この期間は現場の調査と経験にもとづいて決める必要がある。

この種の弾性的地圧の特徴としては、最初側圧の発動が最も早く、頂圧、盤圧はそれに続いて起ることであり、この地圧が支保工、覆工に作用して来ても支保工、覆工が可撓性であって必要なだけ覆工背後の地山の伸長を許せば地圧は消滅するか軽減されることである。

この2点は非常に重要な性質で施工法を決めるキポイントになる。

今回の工事にあたって未成区間 226 m の施工法として上記の考え方を前提にした上で次のような方法を用いた。

まず導坑を先進させて行き、地山の膨脹を促進させ、無応力破碎帯Aゾーンと保護被帯Bゾーンの形成を期する。その後丸型部分の切抜げを行い、2週間程度の余裕期間をおき、免圧状態に達した時に覆工コンクリートを施工しようとするものである。

導坑としてはずり出しの便も考慮して底設導坑が用い

られた。

山圧に坑しないように、地山と支保工は密着させず、20 cm の間隔をあけ、3の丸形掘さく後2週間を経て穹拱コンクリートを逆巻きで施工した。4.5の丸形を切抜げしてからアーチを打つまでに数日しかないので、側圧の作用を考慮し、3のケタから、下の覆工背面に、15 cm 余掘りをおき、土圧のかかるのを遅くした。それより上部は地山にコンクリートを密着させる。

側壁コンクリートは土平掘さくの時、側壁背面より15 cm の余掘りを行い、裏枠を建てて前同様空ゲキを作り、地山の膨脹による土圧を避け、仰拱完成後仰拱コンクリートは、掘さく後直ちに施工した。

仰拱コンクリート施工後、側壁と穹拱の一部の空ゲキに乾砂を注入し、土圧が均等に覆工に働くようにする。

以上が当初の施工法の概要であった。

## 6. 工法決定上の問題点

戦後工事が再開されてから23年6月まで施工した区間では、それまでの余掘工法を止め、地山にコンクリートを密着させる方が好結果が得られることを見出し、切抜げから畳築までの期間を2週間程おくことが良いことを施工の結果から結論した。

さらに底設導坑を進めることはアーチの沈下を招きアーチに対して悪影響があることが施工上から判り、純日本式の施工法が採用され、画期的な前進をみたのである。

この結果は今回の施工法に受け継がれたが底設導坑をのぼすか否かについては全くムジュンする結果となった。これについて、29年に工事再開前に関係者の間で議論されたのであるが、前節の方法が採用され、底設導坑はできるだけ先進させることになった。

これは結果的にみて今回の施工法の命取りになったのであるが、弾性的地圧論による考えを適用するとすれば、頂設導坑か中央導坑によればアーチの沈下を招くこともなく覆工に変状を来たさなかったのである。頂設導坑を進めるとすれば、施工法は21年から23年までに用いた方法と根本的に同じものになるが、ずり出しには何等かの方法を考えなければならない。当時には頂設導坑にはトロを、中背を割ったずりはベルトコンベヤーで出し畳築の作業と競合しないようにしている。

次に後光梁支保工であるが、各格点にはパッキングをはさんで地山から離し、クッションとして粗だを用いて支保工を保護し、膨脹が激しくなったならばパッキングを外して抵抗しないようにすると考えられたが、後光梁支保工は各格点が地山の反力を充分とった時、強度を発揮できるのであるから強圧がかかってからパッキングを外したり地山をすかすことは言い易くして行い難い。これは膨脹性地山において用いる支保工形式について一考

を要する点であった。

上記の2点は共に施工中問題になり、改良が加えられたがそれについては後にのべる。

### 7. 土圧特性

第5節でのべたような考え方は、地山を砂の様な粒子の凝集体と見たり、吸水膨脹によるとする考えより、実際の状況を良く説明し、施工法をきめるのに役立っているが、多分に定性的であり、比較的強固な地質に対してはよく適合するよう見える。

日振ずい道の様に掘さく直後に激しく膨脹し、導坑の断面が閉塞するような現象を呈する地山では、地山を弾性的なものと考えただけでは説明がつかず、塑性的な領域まで考えを拡張する必要がある。

この場合には保護被帯Bゾーンはたとえ生じたと仮定してもきわめて不安定で、もし、掘さく面に自由な膨脹を許せば際限なく拡がり導坑が閉じるまで続くものと考えられる。地山岩石の伸長は弾性領域に止らず、塑性的なフローをなし、さらに自らを破壊しながら押し出して来る。その様相は前にのべた通りである。

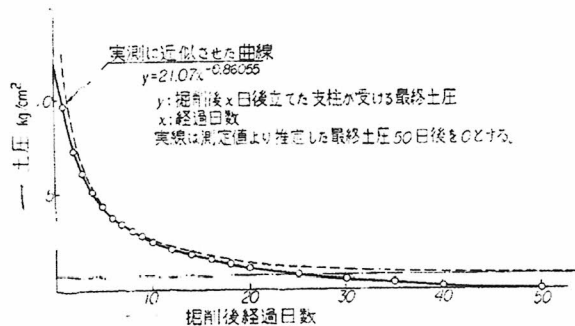
この性質を解明するのに地山を一種の粘弾性体(Visco-elasticity)として扱うことにより土圧、膨脹および時間の経過の3者の間にある関係を量的に把握することが可能になる。

粘弾性体の性質は、一定のヒズミにおける応力( $\sigma$ )—時間( $t$ )の関係(緩和特性)、一定の荷重におけるヒズミ( $\epsilon$ )—時間( $t$ )関係(クリープ特性)一定時間における応力( $\sigma$ )—ヒズミ( $\epsilon$ )の関係(強度特性)などで表現されるが、膨脹性地山における土圧・時間・膨脹の関係は、理論的な解明のほか、上記の諸特性について基礎実験を行い、現場に即した測定を実施することにより、設計施工の資料としてかなり信頼性の高いものを得ることができる。

#### 1) 緩和特性

前記の土圧の測定例を見ると、地山を掘さくしてから、土圧計を設置した日とその示す最終土圧はある関係を持つことが判る。

掘さく直後に設置した土圧計はほぼ地山の持っている最高土圧を示し、膨脹の終り近くに設置した土圧計は極



図—20 緩和特性

く小さな値しか示さない。この関係を実験式に表わしたのが、土圧—時間曲線であり、このうち実線部分は実測値から取ったものである。これはあくまで試験された区間の条件のもとで成立つもので膨脹の極く小さいところや、導坑が閉塞するまで膨脹して来るようなところでは、定数は変わったものになる。

いずれにしても土圧は、膨脹量がある一定の条件のもとでは時間の関数として表わすことが可能であり、

$$P = p_0 t^{-n}$$

の形で書くことができる。

ここに

$P$ ; 掘さく後  $x$  日経ってから設置された土圧計の最終指示土圧 (約 50 日後) 支保工、覆工の受ける土圧に相当する。

$p_0$ ; 地山のおよぼす最大土圧

$t$ ; 掘さく後の経過日数

$n$ ; 測定によって決めることができる定数

この場合  $P = 21.07t^{-0.86055}$

の形で実測値とよく一致する。

この関係から掘さく後、覆工を畳築するまでの余裕期間を推定することができる。

それには、覆工を受けるセントルの許容荷重を上式に入れて、 $t$  を求めればよい。

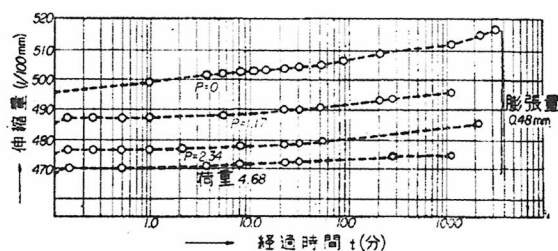
逆に余裕期間を  $t$  日において畳築すると上式で  $P$  なる最大土圧を受けることになる。

地山の縫返しを行った時は事情はやや変って来る。また覆工完成後長期にわたって復元して来る地山圧力はこの式とは別である。

#### 2) クリープ特性

圧密試験機を用い、高さ 2 cm、面積 28.24 cm<sup>2</sup> の資料に 9.1 kg/cm<sup>2</sup> の荷重を加え、次にこれを除いた場合の伸長量を測定したところ時間の対数に対し、直線的に増大する(あるいは減少する)ヒズミが認められた。これは 図—21 に示す通りであるが、この 図—21 ではヒズミでかかず伸長量で示してある。

次に膨脹量の測定例を整理して、掘さく後日数の対数に対して押し出し量に対応させてみると、矢張り、押し出し量は時間の対数に数して直線的に増大(ヒズミは減少)することが認められる。これは 図—22 に示してあ



図—21 荷重の加除と収縮膨脹との関係 (資料高 2 cm)

報 文 ・ 論 文

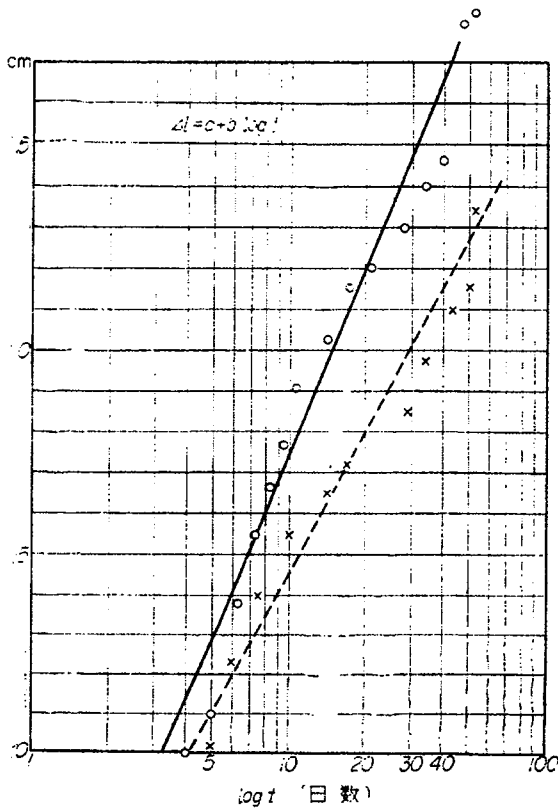


図-22

る。  
現場における測定と実験室で試料によって得た測定結果が同様な特性を示すことは、地山の膨脹の原因が化学的なものや、吸水等によるものでなく、応力とヒズミの問題として考えることができる一つの根拠である。

3) 強度特性

圧密試験機で得られた資料からヒズミと応力については 図-23 のような関係が得られた。

これも土圧と膨脹量との関係を知るための基礎になるが、9.1 kg/cm<sup>2</sup> から 0 までの膨脹量が 0.024 cm であるから、その 1/2

の 0.012 cm まで膨脹させれば 1.8 kg/cm<sup>2</sup> の力で膨脹を止めることができる。すなわち初期応力の約 1/5 となる。

もしこの関係が土圧-膨脹量の関係に適用できるとすれば、水圧荷重を受ける後光梁支保工の耐圧強度は 0.6 kg/cm<sup>2</sup> である

から最大土圧を 12 kg/cm<sup>2</sup> とすれば、全膨脹量の 80% 程度膨脹させてから受けねばならない。

しかし実際には掘さく後放置しておくことはできないから支保工をパッキン、ボーズ、クッションなどを用いて膨脹に抵抗しないように設計を考えた。これは実際の施工にあたってはほとんど無力で、膨脹に伴って後光梁支保工は破壊された。この点については後に可縮性の支保工を用いることによってほぼ解決の見通しがついた。

4) 掘さくによる影響範囲の推定

地山を掘さくした時、掘さく面からどの位の深さまで影響がおよぶか問題になるが、前述した膨脹量の測定結果から大略の値は推定できる。この範囲は、地山のもつ諸々の物理的性質、被りの深さ、掘さく面の大きさ、掘さく後の時間などによって左右される。

地山の中にある断面でずい道を掘った場合に一断面を考えて平面ヒズミの問題として、ずい道周縁の変形を理論的に計算することができる。徳島大学の小田教授は膨脹性地山を一種の粘弾性体とみなして、水平な地表面下のかなり深い所に掘さくした素掘り円形ずい道の周辺の変形挙動を計算した。

教授によれば、地山の応力、ヒズミ、時間関係式が Voigt 型であるとして、素掘り円形ずい道の周辺の変形挙動は次式で表わされる。

$$U_r = (U_r)_{el} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\tau}{\eta s} t\right) \right\}$$

$$U_o = (U_o)_{el} \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{\tau}{\eta s} t\right) \right\}$$

ただし

$U_r$ ; 半径方向の変位成分

$U_o$ ; 接線 " "

$(U_r)_{el}$ ; 弾性体としての地山中の素掘り円形ずい道の半径方向弾性変位

$(U_o)_{el}$ ; 弾性体としての地山中の素掘り円形ずい道の接線方向変位

$\tau$ ; セン断弾性係数

$\eta s$ ; 粘性係数

$t$ ; 時間

諸常数を与えて  $U_r$  の時間的変化を計算し半径方向の見掛けの膨脹率からプラスチックフローをなす範囲を知ることができる。

次に地山の膨脹量は時間の関数であるが、掘さくの面の大きさにも左右される点に注意すべきである。

一定断面のずい道を巻立なしに掘進して行くと膨脹はそれと共に激しくなる。

この関係は次のような形に表わすことができる。ある一定時間の膨脹範囲は、ずい道を円形として

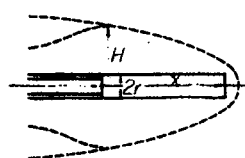


図-24 膨脹範囲と掘進長

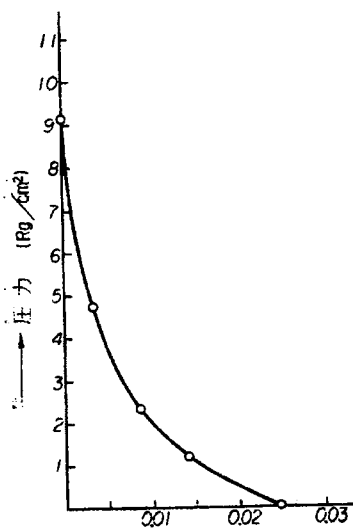


図-23 σ-ε 曲線



