

# 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 3)

野 沢 太 三\*

## 4. 施 工

### 1. 使用機械類

(1) コンクリートミキサー	14さい	1
(2) 骨材計量機		1
(3) 空気圧縮機	100 HP	1
"	30 HP	1
(4) 電動機	25 HP	1
"	100 HP	1
(5) ウインチ	10 HP	1
"	7.5 HP	1
(6) 空気溜		1

(7) プランジャーポンプ	1
(8) カニフミキサー	1
(9) 内燃動車 (坑内運搬用)	1
(10) コールピック	10
(11) 鍋トロ	8
(12) 軽便レール	300 m
(13) ジープ	1

### 2. 掘さくおよび構築

- 1) 掘さく順序
  - (1) 底設導坑
  - (2) 頂設導坑

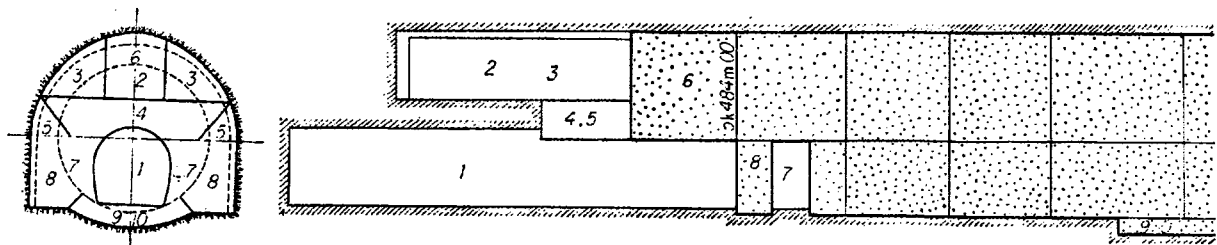


図-26 掘 さ く 順 序

- (3) 1. 2. 3. の丸型
- (4) 中背
- (5) 4, 5 の丸
- (6) 穹拱コンクリート
- (7) 土平
- (8) 側壁コンクリート
- (9) 仰拱掘さく
- (10) 仰拱コンクリート
- (11) 砂てん充
- (12) セメント注入

この順序で施工した場合の代表的な進行状況を示すと図-28のようになる。最初予想したような進行量をだすことは支保工、覆工の被害が大きくて、不可能であった。

### 2) 底設導坑

底設導坑の掘さく断面積は 7,995 m<sup>2</sup> であった。導坑支保工は後普請とし、押木の両側で 20 cm、上部で約 60 cm の余掘りをおいた。

掘進が進むにともない、増々土圧が増大し、支保工が破損するようになり、前述した様な様相を呈して来た。ずり運搬トローリーが導坑内に入ることが出来なくなるので、常時補修の必要が生じ、底設導坑のみ直轄による保

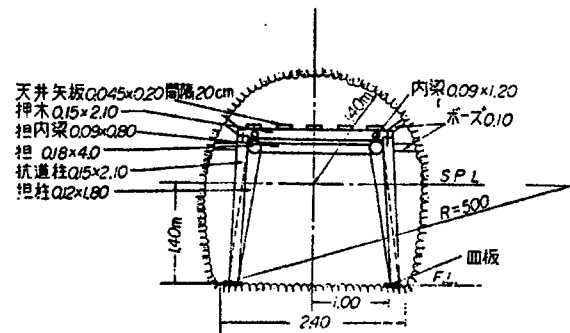


図-27 底 設 導 坑

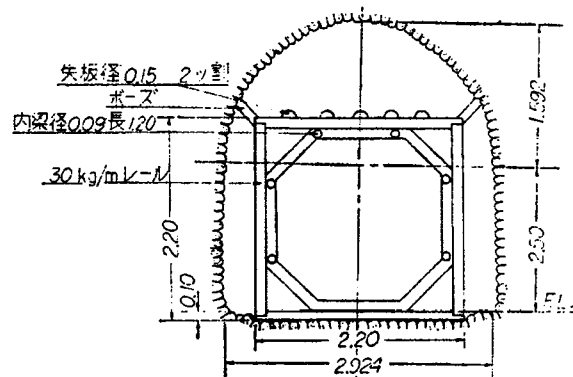


図-28 鉄 柱 支 保 工

\* 国鉄建設局 線増課

守を行った。これでも導坑の延長が長くなると保守しきれず支保工は破壊された。

そこで途中から (5.495 90 km) は 30 kg 古レールを加工して、鉄製支保工を作り、それを建込んで導坑を維持した。これも相当な被害を受けたが、導坑維持の点では木製支保工より有利であった。

底設導坑の保修作業実績は表の通りである。

3) 丸形の切り抜け

丸形の切り抜け断面積は表の通りである。

支保工は後光梁式で全部生木を使用した。これも前述

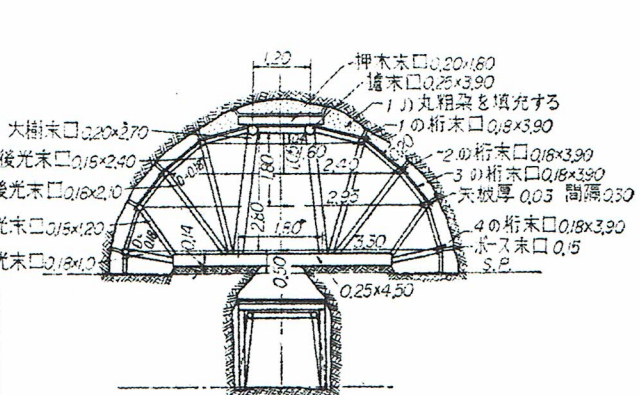
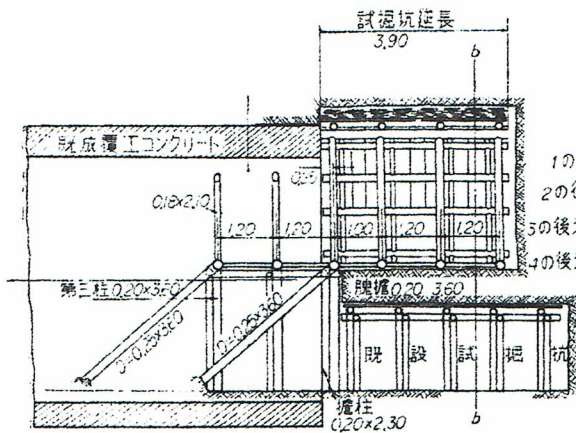
した様な被害を受け、断面が大きいので保守も困難であった。

設計断面は一応きまっているが、膨脹が激しいため、セントル組立直前に数 10 種の縫返しを行うことがしばしばであった。

支保工の流用は 3 割位がそのまま転用でき等級をおとして転用したものまで入れても約 6 割しか、再用できなかった。

支保工の設計図は 図-29 に示す通りである。

4) 畳 築



側面図

b-b 断面

図-29 支保工設計図

畳築は場所打コンクリートによる逆巻工法である。

(4) 運 搬

最初を鉄製トロリーにより手押しで行っていたが、運搬路の延長にともない、32年6月より内燃動車により運搬を行なった。排気の清浄装置をつけた動車であった

ため、坑内の空気は有毒成分は認められなかったが、相当汚染された。また軽便レールであったため、脱線が多く能率をいちじるしくおとした。

(5) セントル

セントルは木製であって 図-30 に示すような設計で

正面

側面

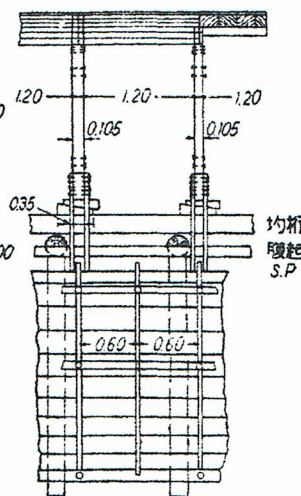
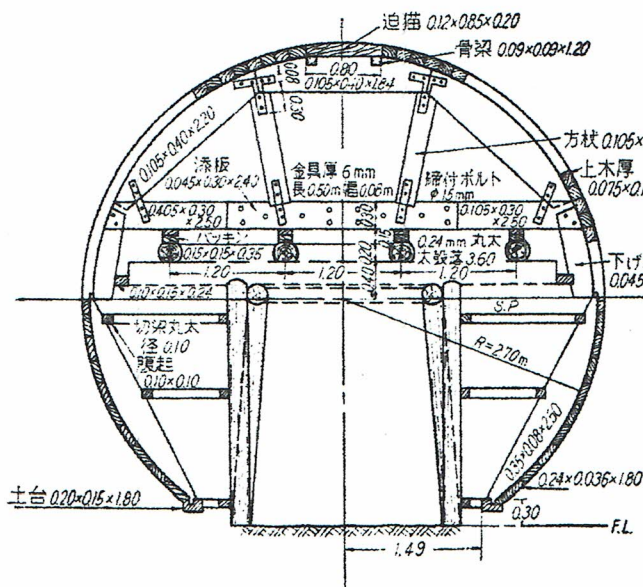


図-30 木製セントル設計図



報 文・論 文

あった。当初5回程度の転用を考へて製作したのであるが、実際施工してみると台梁、添板、下げ猫等の消耗が激しく、それらは約2回の転用しかできない有様であった。

あまりに台梁の折損が多いため 30 kg/m レールを2本台梁の下部に入れて補強したが、鼻折れがなくなっただけで、ずい道出口の方向へくの字なりに挫屈してさ程の効果が見られなかった。

(ハ) 穹拱コンクリート

4.5 の丸形を切り抜けてから、約2週間おいて穹拱コンクリートを打設した。巻厚の裏に約15 cm から20 cm の余堀をなし、起拱線より35°までは砂をてん充し、その他は裏コンクリートを施工し、なお空ゲキを埋めるためにセメント注入を実施した。

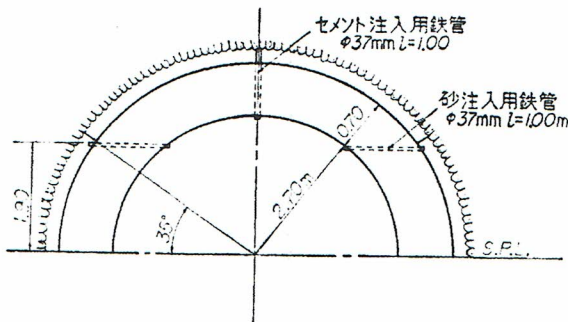


図-31

1回の打設長は3.6mで穹拱コンクリートの断面は6.708m<sup>2</sup>、裏コンクリートは1m<sup>2</sup>、注入セメントは4袋(1孔当り)の実績である。

一部鉄筋、V型鋼を入れて畳築した区間があるが、後にのべる。

(ニ) 土平堀さくおよび側壁コンクリート

穹拱コンクリート打設後4日目に土平を堀さくし、翌日コンクリートを打設した。1回の進行は2.40mを標準とした。

裏枠をつけて、地山との間を15~20cmあけ、砂を注入したが、仰拱コンクリート施工後の注入であったため、入らぬことが多かった。穹拱コンクリートと異つてキ裂がほとんどなく、施工継目と中型マンホールのキ裂が主な被害であった。

土平の堀さく断面積は 5,149 m<sup>2</sup> × 2 = 10,298 m<sup>2</sup>

側壁コンクリート断面積 2,907 m<sup>2</sup> × 2 = 5,814 m<sup>2</sup>

(ホ) 仰拱堀さくおよび仰拱コンクリート

セントル、第3柱、側壁型枠撤去後仰拱堀さくを行い翌日仰拱コンクリートを施工した。

仰拱堀さく断面積 2,776 m<sup>2</sup>

仰拱コンクリート断面積 2,300 m<sup>2</sup>

(ヘ) 下水、下水蓋鉄筋コンクリート

下水はセンタードレンで設計断面は図のごとくであ

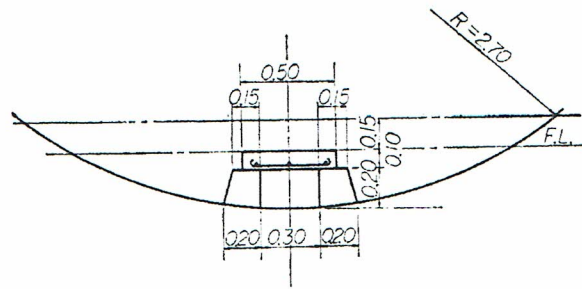


図-32 下水、下水蓋鉄筋コンクリート

る。

下水コンクリートは型枠撤去後は下水蓋を被せ、跡埋砂利を施工した。

下水コンクリート断面積	0.066 m <sup>2</sup>
跡埋砂利断面積	0.740 m <sup>2</sup>
下水蓋鉄筋コンクリート断面積	0.050 m <sup>2</sup>

3. 施工上の問題点と対策

1) 施工法の問題点

31年8月以降に採用した施工法は前述した通りであるが、この施工法の問題点は次のようなものと考えられる。

- (イ) 底設導坑を先進させること。
- (ロ) 丸形を切抜けてから、2週間の余裕をおいてアーチを畳築すること。
- (ハ) 逆巻であるため、側壁を掘り出すときアーチが沈下すること。
- (ニ) アーチにいちじるしい破壊が現われること。

まず、切抜けてから、2週間程度の余裕をおき、ある程度の膨脹を許して土圧を軽減させるため、後光梁支保工はめっちゃ、めっちゃに破壊されても止むを得なかった。従って掘進量をあげて、先へ進むことも、この支保工の破壊によって不可能な状態であった。底設導坑を先進させると、その維持に非常な労力を要することは前述した通りであるが、問題はそれだけでなく、土平が膨脹して底設導坑へ崩落し、いちじるしく弱体化して、支持力を失い、アーチの沈下を招き、破壊の主因の1つとなったことである。

さらに逆巻工法であるため、側壁施工のため土平を掘り出すことがアーチに複雑な応力を与えて、破壊の原因になっていることは否めない。

その他アーチの破壊原因としては、山側から谷側へ向って作用する偏圧があげられる。これは両坑口、特に掘内方の坑口付近では強大な膨脹土圧の外に、地山全体がフローをする様な偏圧がかかり、施工は困難を極めた。膨脹土圧に対しては、覆工を守るために当初は大きな余堀を設けて畳築したが結果的にみて膨脹が一様に起らぬために覆工背面に空ゲキが残り偏圧に対する受動土圧をとれぬために破壊を防ぐことができなかった。余堀をお



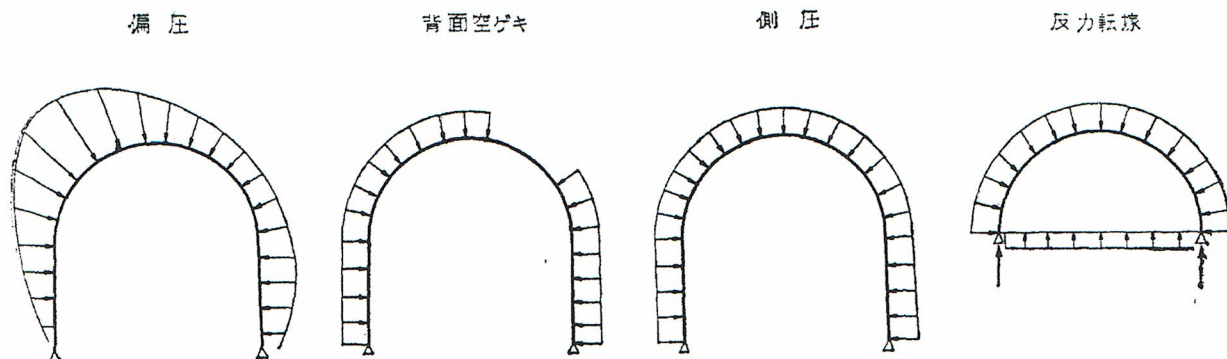


図-33 アーチ破壊の原因

く代わりに、そだやずりを入れさらに砂利をつめ好結果を得たので、コンクリートを用いるにおよんで余掘工法は捨てられてしまった。

今回の施工にあたって、4, 5の丸形の部分を切抜けてから、わずかに数日でアーチを畳築するためこの部分に15~20cmの余掘をおいて畳築した。これは3の桁(約35°附近)から下にあたり、それより上は地山に密着してコンクリートを打ったが、余掘した部分には上から崩れたずりが落ちてすぐ空ゲキがなくなり逆に45°~60°付近に空ゲキができるようなことが多かった。これがアーチに曲げモーメントを与える一つの要素であったことは否定できない。アーチの両サイドは側壁をつけるためアーチ畳築後3日目に土平を抜き掘してみると地山はコンクリートに密着し、土圧をおよぼしているのが知られた。

## 2) 鉄筋によるアーチの補強

アーチが破壊されるのは畳築してから仰拱施工までの時期で、1月から1カ月半位の間である。この間にセントルの台梁は弓なりにわん曲し、あるいはくの字なりに挫屈し、ならしケタの先から鼻折れを生じた。

そこでセントルを強化して側圧に対抗し、アーチに鉄筋を入れて補強する方法を考えた。台梁の下に30kg/mレールを2本溶接して抱かせ側圧に対抗するように設計した。

鉄筋は9.32mmの太物を10cmの被りをとって複鉄筋とし、外側45°内側60°までに配筋し、2の桁より上は木外しが困難なため配筋しなかった。太物の鉄筋を用いたのは作業空間をなるべく大きくするためであり、外側は30cmおきに、内側は60cmおきに並べた(断面17")

これを用いた区間は5,425km~5,439.1km  
5,302km~5,306kmの間である。

このうち前の区間は堅坑に近く土圧も軽減されていたところであるため、アーチに変状は現われなかったが、後の区間は鉄筋を入れても尚被害を受けた。

鉄筋を入れるためにはその前に全断面にわたって縫返

しを行い、支保工を盛替えねばならず、これに非常な手間を要するので進行速度がおちてくる。さらに鉄筋が建込まれると木外しが困難になり、細かく切って落すしか方法がないが、鉄筋のならびを乱すことがおびただしい。今回はそのため2のケタまでの補強に止ったが全断面に入れなければ補強としての意味は薄くなり、工費の上昇と能率の低下を招くのであまりよい方法だとは言えない。この鉄筋補強の区間では2回にわたってアーチの応力測定を行い、施工条件の変化がアーチにどのような影響を与えるか検討することにした。

次にそれについてのべよう。

## 3) 覆工応力の測定

方法 コンクリートに埋込んだカールソン型ヒズミ計と鉄筋にはり付けたワイヤーストレンゲージのヒズミ変化を測定し、応力に換算した。

装置 ゲージ カールソンヒズミ計 CS 10 D

ベークライトゲージ KB 9

インジケータ CM 4 D

SM 4 J SS 24 J

(共和無線)

リード線ジャック

ゲージの埋込 貼付 カールソンゲージは図のように5カ所の内外両側、その他ワイヤーストレンゲージのとなり8カ所計18点埋込んだ。ワイヤーストレンゲージは図のように計24点貼付けた。

加工後焼鈍した鉄筋に坑外でアミライト2号をもって焼付け防湿処理をほどこした。リード線はすべてビニールチューブの中へ入れて、コンクリートによる損傷を防いだ。ダミーゲージは中立軸付近に配置した。

測定 コンクリートが打上った時直ちに零点調整を行い毎日3回づつ11日間測定した。カールソンヒズミ計についてはその後も測定を続け、1カ月後からは1週間に1度、2カ月後から1カ月に1度の割合で測定し6カ月間測定した。

抵抗線ヒズミ計の結果はダミーダミー法により零



報 文 ・ 論 文

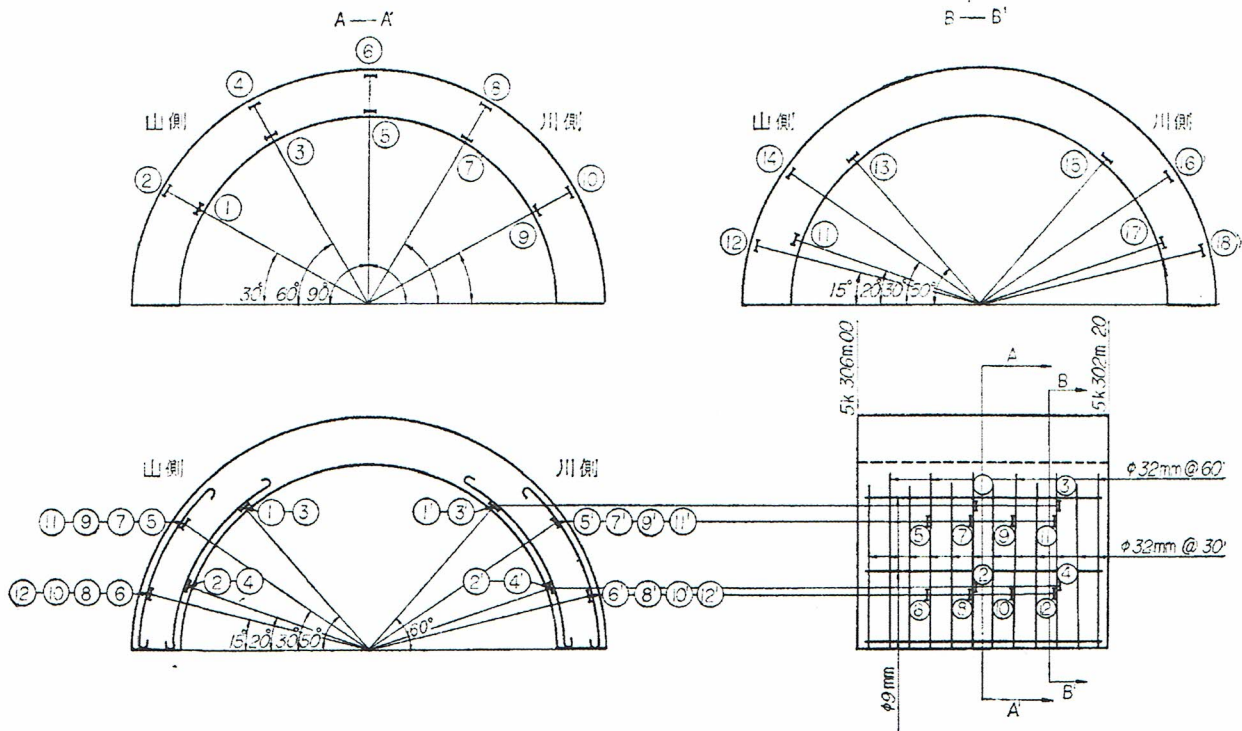


図-34 カールソンヒズミ計埋設位置

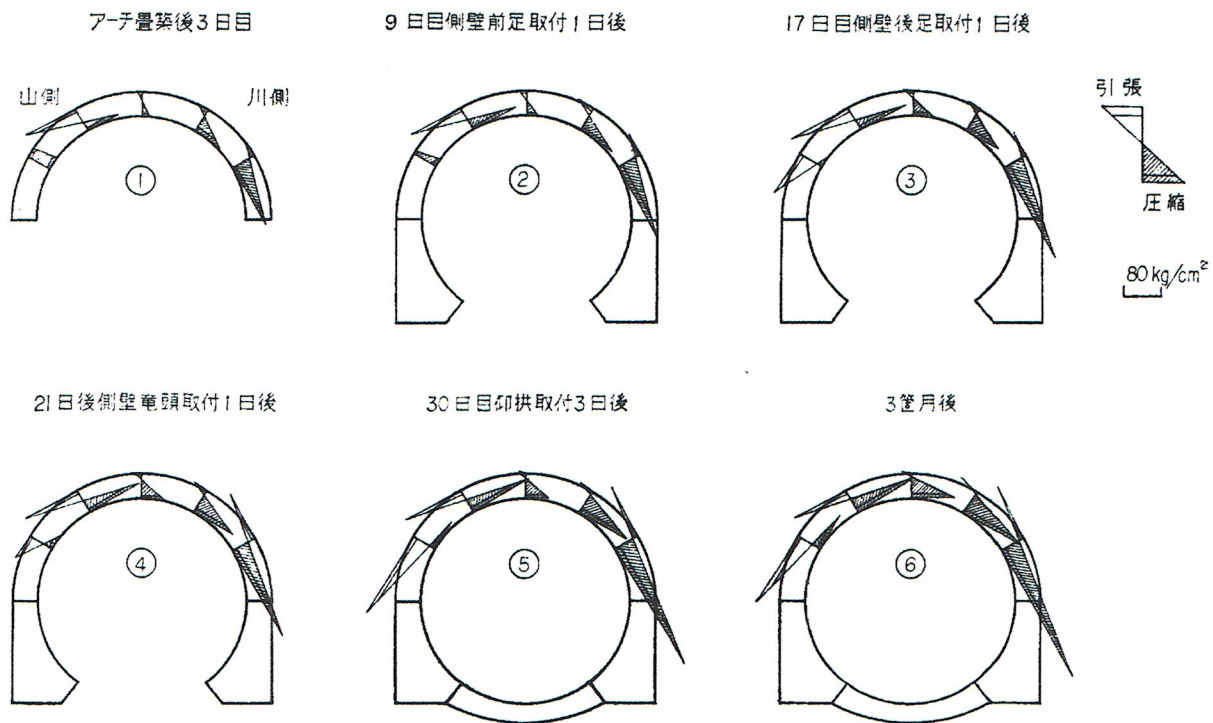


図-35 穹拱コンクリート応力分布図 (カールソンヒズミ計)

点移動を補正した。

結果 得られた応力分布は図に示す通りであるが、これから次の事実が判る。

- (イ) 穹拱コンクリートには大きな曲げモーメントが働いており内側が圧縮、外側に引張のヒズミが現われている。応力分布はやや偏圧となっており、テンバはさほど大きくない。いずれにしても圧縮

応力のみを想定してアーチを設計することに対して反省する必要性を示している。

- (ロ) 側壁コンクリートを打つため土平を抜掘すると曲げモーメントは増加する傾向にある。応力変化は仰拱がつくと緩慢になる。底設導坑は土平を弱体化しアーチの沈下を招き、破壊の誘因になるので本ずい道のような膨脹性地山では底設導坑先進の

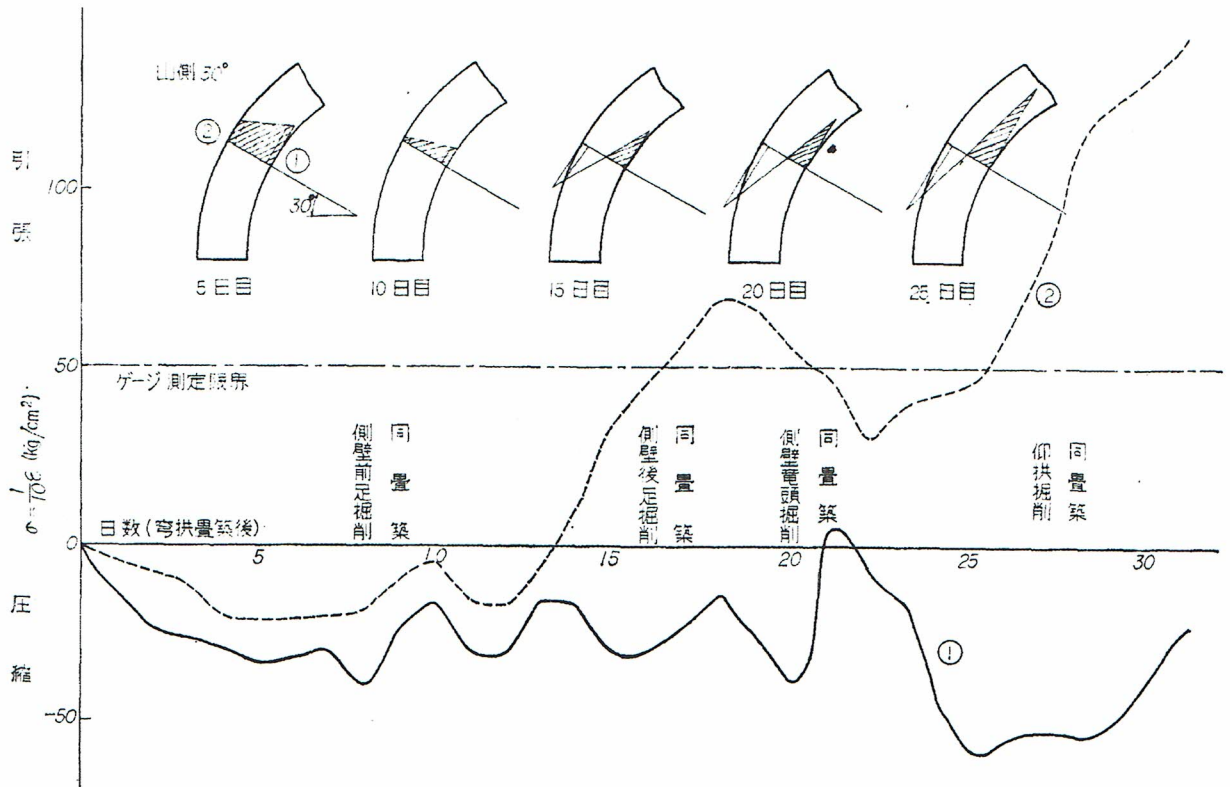


図-36 穹拱コンクリート応力変化図 (カールソンヒズミ計)

逆巻工法は不適當である。

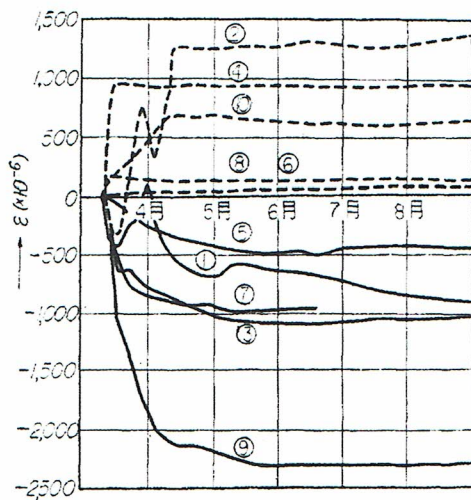


図-37 アーチコンクリート歪の長期変化 (カールソン歪計の位置は前図参照)

- (ハ) ヒズミ計に過大な応力の現われた川側 30° 付近は部分的に圧潰を生じカールソンヒズミ計の信頼度の高いことを立証している。ワイヤーストレングージとの相関性は極めてよい一致を示すものもあるが、大きな差のたものもあり、ワイヤーストレングージはコンクリート中ではあまり安定でないことが判る。
- (ニ) コンクリート構造物の安全率を考える時一般に  $\sigma_s$  が対象になるが、本ずい道のようにセントル

撤去以前に破壊される場合には硬化中における強度が問題なる。しかも破壊の原因は曲げモーメントと考えられるから曲げ強度で対抗することになり、ますます不利である。全断面完成まで1か月半もかかる逆巻工法はこの点からも好ましくない。

(ホ) コンクリートの温度変化は天端に近いほど大きい。温度差による熱応力は無視し得るがヒズミ計の温度補正は重要である。

反省 カールソンヒズミ計の指示はコンクリートの変形はすべてふくまれているので硬化以前の塑性変形、硬化してからのクリープ、乾燥収縮等の影響が入っており、応力によるヒズミより過大になっているはずである。穹拱コンクリートの変形が起拱線付近で数種の圧縮を受けても破壊が現われないことが多いのはこの応力によらない変形が相当大きいことを物語っている。したがって正確な測定を行なうためにはこれに対して補正を行う工夫が必要である。

ワイヤーストレングージはコンクリート中の長期測定には不適當であった。

穹拱コンクリートにこのような曲げモーメントを発生させる原因として前記の偏圧と背面空ゲキの他に土平の沈下と側圧が考えられる。次にこれについて検討してみよう。



報 文 ・ 論 文

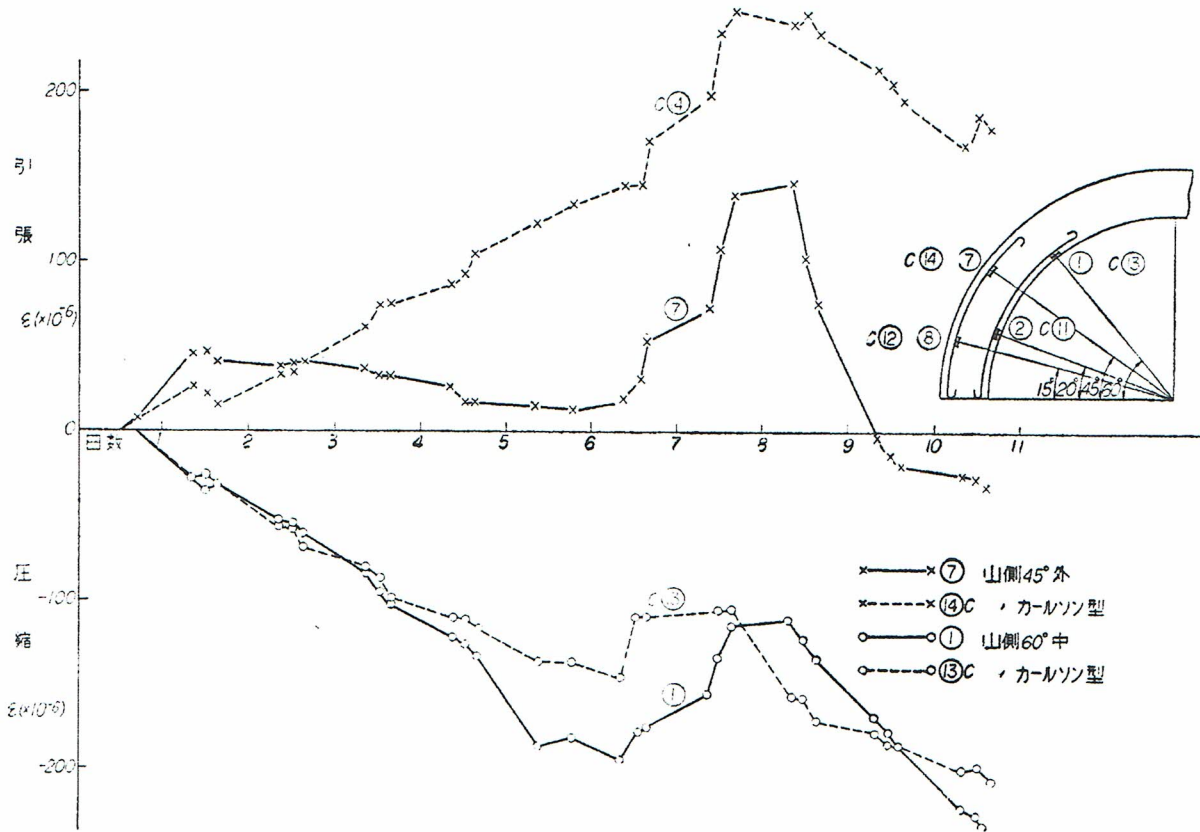


図-38 鉄筋ヒズミ (ワイヤーストレインゲージによる) とコンクリートヒズミ (カールソンヒズミ計による) の比較

4) 逆巻アーチに及ぼす支点沈下の影響

底設導坑を先進させて逆巻きを行うとアーチはいちじるしく沈下する。このためあらかじめ上げ越しを置き、沈下にそなえたが、これが破壊の一原因であることが応力測定より判明した。穹拱コンクリートに生じた変状は主としてテンバや肩の辺、30° 付近をずい道方向に走る圧潰、横断方向のキ裂、斜めに走るキ裂等である。この内斜めに走るキ裂は側壁施工にあたって土平を抜掘する際、千鳥に土平をかえすことによりアーチがよじり荷重を受けるため、相対的に抜掘施工することにより防止できた。

横断方向のキ裂はアーチの鼻下りの沈下による曲げモーメントが原因である。これはならしケタ、セントル、大引等が丈夫であれば生ずることはなく、沈下が一様であれば矢張り被害はない。これについては、ずい道会議記録にも土平を抜いた場合の解析がのっている。

ずい道方向に現われる圧潰は普通側圧のためといわれているが、これについては一考を要する必要がある。圧潰は必ずしも側圧の強いところに生ずるとは限らないからである。

セントルの台梁が弓なりにわん曲したり、鼻折れを生じて、必ずしも破壊するとは限らず、支保工、セントルにさ程の被害がなくともアーチにはいちじるしい変状が現われることがある。この圧潰は、ずい道方向に際限なく続くことがあり剥落して来ることもあるので最も警

戒を要するものである。

仰拱を施工するため、セントルを外してみるとすでに破壊は生じており、仰拱が固まると停止し、以後ほとんど進行を見せないから、セントルを外すまでの 20 日間位が問題である。

この間にアーチは数センチの沈下をみるが第 3 柱や、にない柱が弱化的な状態にあること、土平が支持力を失っていることが原因と考えられる。したがって第 3 柱やにない柱、大引等を補強すれば沈下は幾分防げるが、アーチの破壊はかえって増大する傾向にある。

土平の支持力のない事がアーチに曲げモーメントを惹起する主因の一つであること、また側壁施工後は側圧によってアーチに曲げモーメントが生ずることを次に計算してみよう。

荷重はいずれも水圧状と仮定する。

土平が堅固であればアーチは図のような支持となり応力は次のようになる。

$$R = \int_0^{\frac{\pi}{2}} P \rho \sin \varphi d\varphi = P\rho$$

$$\begin{cases} M=0 \\ N=P\rho \\ S=0 \end{cases} \quad (I)$$

曲げモーメントは 0 であるから

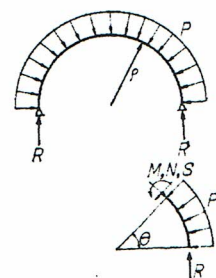


図-39

土平が堅固であればアーチは安全である。

次にアーチが沈下し、土圧とコンクリートの重量をセントルが分担して受ける場合にはセントルの反力を半径方向に一様と仮定し、アーチの受ける応力は次のようになる。

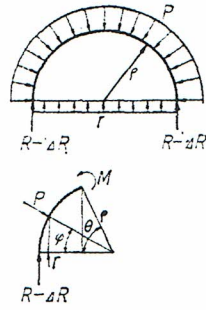


図-40

$$R = P\rho$$

$$r = \frac{2\Delta R}{2\rho} = \frac{\Delta P\rho}{\rho} = \Delta P$$

$$\begin{cases} M = \frac{1}{2}\Delta P\rho^2(1 - \cos^2\theta) \\ N = P\rho - \Delta P\rho\cos^2\theta \\ S = \frac{1}{2}\Delta P\rho\sin 2\theta \end{cases} \quad (II)$$

- ただし R: アーチ支点反力  
 r: セントルの単位反力  
 M: アーチに生ずる曲げモーメント  
 N: " 軸圧力  
 S: " セン断力  
 P: 土圧強度  
 rho: アーチの半径

この式を見ると土平のゆるみに応じてrhoの2乗で効いて来る曲げモーメントが発生し、アーチは極めて危険になる。5,320 km 付近は 10 年間で設導坑を掘放してあったため、支保工、セントルにはさほどの被害はなかったがアーチにいちじるしい変状が現われた。この原因は上記の支点反力の転嫁による曲げモーメントと考えられる。これに対して、セントルの台梁を補強し、水平反力をとらせようとする考えがあるが(4, 3, 2 参照)これ

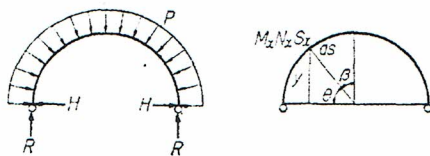


図-41

はさ程の効果がないことを次に証明してみよう。

支持条件は水平反力を加えて鉸支持とみればアーチに生ずる応力は

$$\begin{cases} M_x = M_0 - Hy \\ N_x = N_0 - H \cos\theta \\ S_x = S_0 - H \sin\theta \end{cases}$$

$$\frac{\partial W}{\partial H} = \int \frac{M_x}{EI} \cdot \frac{\partial M_x}{\partial H} \cdot ds + \int \frac{N_x}{EF} \cdot \frac{\partial N_x}{\partial H} \cdot ds$$

$$+ \int \frac{S_x}{GF} \cdot \frac{\partial S_x}{\partial H} \cdot ds = 0$$

$$H = \frac{\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{M_0}{EI} y ds + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{N_0}{EF} \cos\beta \cdot ds + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{S_0}{GF} \sin\beta \cdot ds}{\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{y^2}{EI} \cdot ds + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{1}{EF} \cos^2\beta \cdot d\beta + \int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{1}{GF} \sin\beta \cdot ds}$$

$M_0=0$   $S_0=0$  および影響の小さい項を省略すると

$$H = \frac{\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{N_0}{EF} \cos\beta \cdot ds}{\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{y^2}{EI} \cdot ds}$$

$$= \frac{4I}{\pi F\rho} P$$

ゆえに

$$\begin{cases} M_x = -\frac{4I}{\pi F\rho} \cdot P \cdot y = -\frac{4I}{\pi F} \cdot P \cdot \cos\beta \\ N_x = P\rho - \frac{4I}{\pi F\rho} \cdot P \cdot \cos\beta \\ S_x = -\frac{4I}{\pi F\rho} \cdot P \cdot \sin\beta \end{cases} \quad (III)$$

Hの大きさは無視し得る程で応力は単純支持の場合と大差ない。土平が強くと、反力が充分とれれば水平方向の補強は不必要である。

土平が沈下し、支点反力 R が 4R だけ変化しそれをセントルが等分布反力として受取ると仮定すれば

$$\begin{cases} M_0 = \frac{1}{2}\Delta P\rho^2(1 - \cos\theta) \\ N_0 = P\rho - \Delta P\rho(\cos^2\theta) \\ S_0 = \frac{1}{2}\Delta P\rho\sin 2\theta \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = M_0 - Hy \\ N_x = N_0 - H \cos\beta \\ S_x = S_0 - H \sin\beta \end{cases}$$

前項同様最小仕事の原理より H を計算すれば

$$H = \frac{\rho}{2\pi} \Delta P$$

ゆえに

$$\begin{cases} M_x = \frac{1}{2}\Delta P\rho^2(1 - \cos^2\theta - \frac{1}{\pi} \sin\theta) \\ N_x = P\rho - \Delta P\rho(\cos^2\theta + \frac{1}{2\pi} \sin\theta) \\ S_x = \frac{1}{2}\Delta P\rho(\sin 2\theta - \frac{1}{\pi} \cos\theta) \end{cases} \quad (IV)$$

これは(II)の単純支持の場合より幾分応力は小さくなっているが根本的な軽減とならず、台梁補強は土平の沈

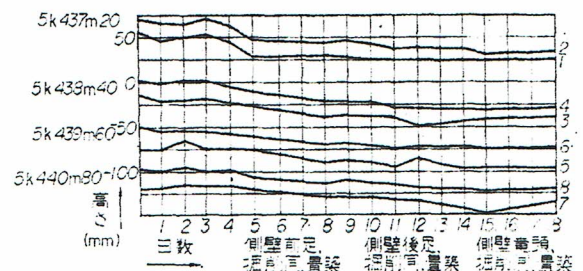


図-42 沈下量測定  
天橋下端奇数番号山側



報 文・論 文

下による破壊対策として効果が小さい。ちなみにアーチの沈下量は図に示す通り数センチから 10 数センチに達することがある。

5) 側壁施工後の側圧による影響

側壁を施工すると背面の空ゲキ

20 cm が閉じた後

では、強大な側圧をまともに受けることになる。仰拱のつく前は水平反力なしと考え

起拱点の施工継目は一体として考えると図のような荷重分布と仮定できる。この場合アーチに

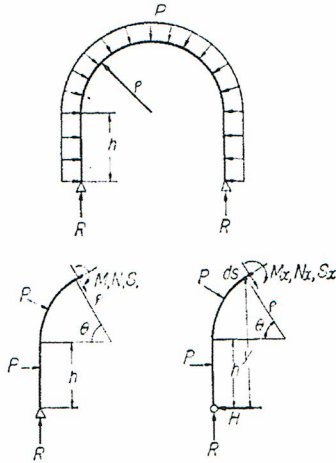


図-43

生ずる応力を計算してみると次のようになる。

$$\begin{cases} M = Ph \left( \frac{h}{2} + \rho \sin \theta \right) \\ N = P\rho + Ph \sin \theta \\ S = Ph \cos \theta \end{cases} \quad (V)$$

曲げモーメントは矢張り大きく、側壁がついたままの状態はきわめて危険である。この状態で1カ月以上も放置される施工法はアーチにとって誠に不利と言わざるを得ない。次に仰拱が打たれ、水平反力がとれるとすれば、仰拱と側壁の継目を鉸と考え、アーチの受ける応力を計算してみると

$$\begin{cases} M_0 = Ph \left( \frac{h}{2} + \rho \sin \theta \right) \\ N_0 = P\rho + Ph \sin \theta \\ S_0 = Ph \cos \theta \\ M_x = M_0 - Hy \\ N_x = N_0 - H \sin \theta \\ S_x = S_0 - H \cos \theta \end{cases}$$

$$\frac{\partial W}{\partial H} = \int \frac{M_x}{EI} \cdot \frac{\partial M_x}{\partial H} \cdot ds + \int \frac{N_x}{EF} \cdot \frac{\partial N_x}{\partial H} \cdot ds + \int \frac{S_x}{GF} \cdot \frac{\partial S_x}{\partial H} \cdot ds$$

曲げモーメントの他は影響が小さいので省略すると

$$H \doteq \frac{\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{M_0}{EI} \cdot y \cdot ds}{\int_0^{\frac{\pi}{2}} \frac{y^2}{EI} \cdot ds} = \frac{\int_0^{\frac{\pi}{2}} Ph \left( \frac{h}{2} + \rho \sin \theta \right)^2 ds}{\int_0^{\frac{\pi}{2}} \left( \frac{h}{2} + \rho \sin \theta \right)^2 ds} = Ph$$

ゆえに

$$\begin{cases} M_x = 0 \\ N_x = P\rho \\ S_x = 0 \end{cases} \quad (VI)$$

これはもちろん近似値であるが (I) と同じくアーチは軸圧力しか作用しないことを示す。

側圧の強いずい道で仰拱が必要なるゆえんである。仰拱をつけなければアーチの応力状態は (V) から (VI) の形に変わり、安全となる。

起拱点は実際には一体として働かずむしろ鉸として作用するようであるが、上の計算でみるように側圧と支点沈下が、偏圧背面空ゲキと相まって、アーチを破壊する原因になっていることがわかる。今回の施工における代表的な行程をみると図のようにアーチ置築後1カ月～1カ月半もかかり、アーチにとって誠に好ましくない施工法であることがうかがえよう。

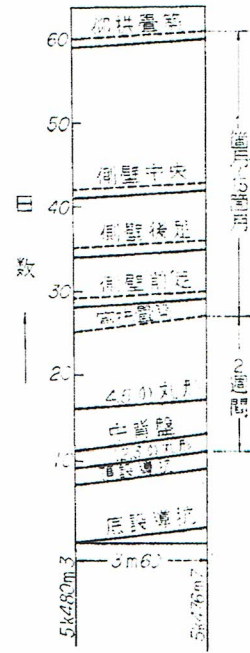


図-44

実際にはこれらの原因がふくそうして変状を来たすのであろうが、これらの原因を除いてやればより完全な覆工を作ることができよう。

4. 可縮目地を有する覆工の試験

従来コンクリートの施工継目が沈下の際たがいに接触して他の小口を圧潰することがあったが、その際型枠として用いた板材がそのまま埋込まれている部分は何ら被害がないことがわかり、その後進んで埋込む様にしたが横断方向はともかく、ずい道方向については仲々採用されなかった。一体として作用すべき覆工に目地を入れることの是非は炭鉄のような比較的使用時間の短い坑道はともかく半永久的な鉄道ずい道の場合には、不安が伴っていたことは事実である。試験的に 5.465 km 付近のアーチに4分の松材を並べて半径方向に埋込み、圧縮側(内側)から 10 cm 入ったところで止めておいたところ、果して圧縮破壊は全部その部分に集中し、しかも圧潰されたのは 10 cm 内部にある松板に達する深



写真-5 圧縮された可縮目地



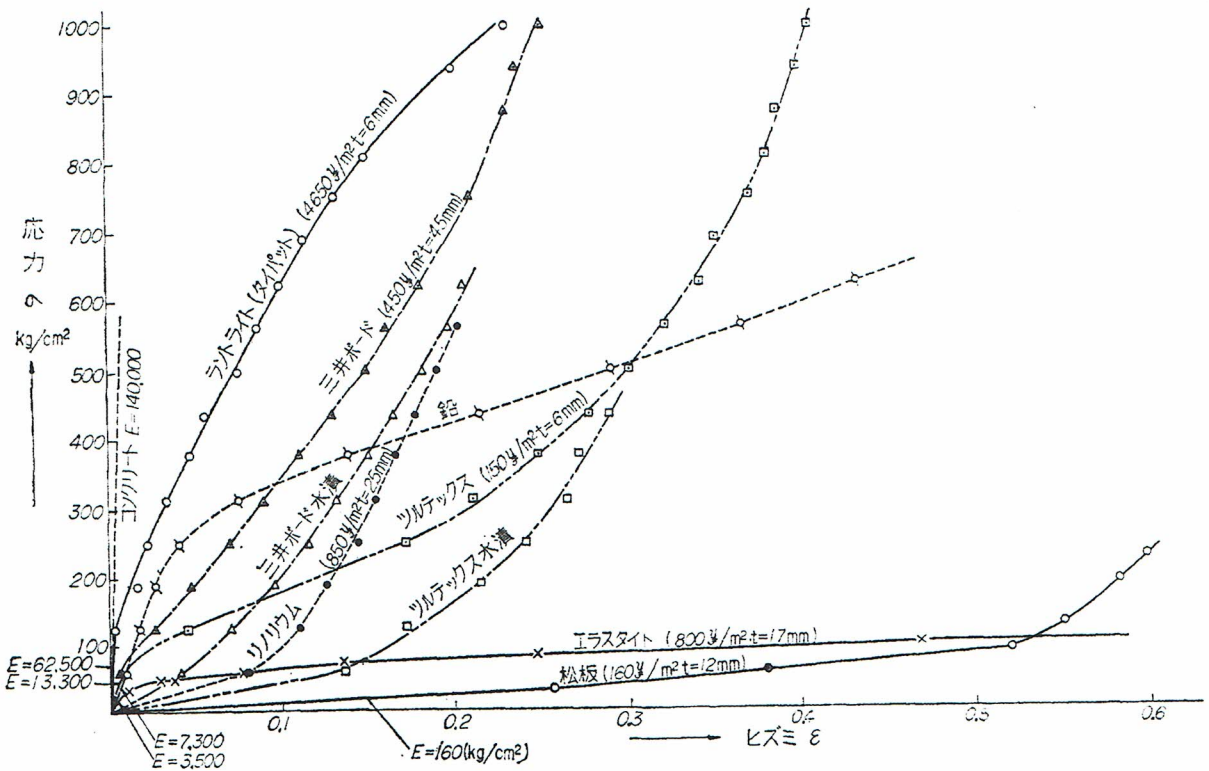


図-44 可縮材料圧縮試験結果

さだけであった。板は 1/2~1/3 に圧縮され相当の変位を吸収したものと見られる。試験したとき、目地の数は山川 2 本だけであったが、適当な数を設けてアーチコンクリートを数ブロックに分けてしまえば圧縮破壊は防ぎ得るであろうと予想された。切抜けてから畳築までに 2 週間の余裕期間をとっている現行の施工法では、最初の 2, 3 日は土圧がまだ大きくないので場所打ちコンクリートでも松板を圧縮するに足る強度を持つことができ、ブロック積によらずに可縮目地を設置してみることになった。目地に用いる可縮材料としてはエラストイト、タイパッド、ハードボード等についてその圧縮性を試験したが結局松板が最も適したものと認められた。

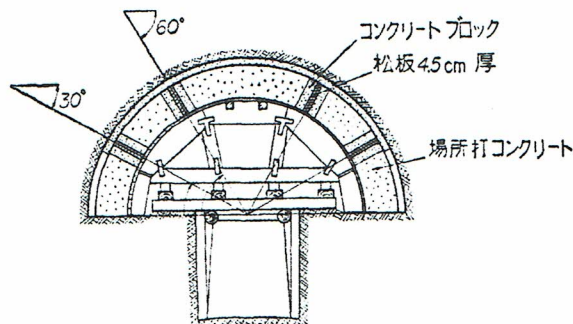


図-46 可縮目地

目地の位置は、山側谷側共に 30° 60° の位置とし、1 寸 5 分の松板を並べて可縮材料とし厚さ 10 cm のコンクリートブロックではさんで半径方向に入れた。

30° の位置は台梁の天端にあり、下げ猫と横櫓の継目にあたり、巻厚が 70 cm から 90 cm に変わることもあって、従来最も圧潰の多いところの一つであること、60° の位置は施工が 2 日にわたる関係で施工継目になり、パイプレーターの使用も不完全になるので、従来弱点となっていたところであり、目地を設けることにより弱点を吸収しようと考えた。

施工後の状況を見ると、目地は 1/2 以上も圧縮されて応力緩和に相当役立っている。

しかしコンクリートが場所打ちであったためか毛細キ裂が幾つも入り、かつ断面が縮小してその区間だけ、半径が小さくなったごとく見える。今後目地として用いた松板の腐蝕に伴い覆工はさらに圧縮される可能性がある。

結局ブロックの代わりに場所打ちコンクリートを用いたのが問題であり、70 cm はなくとも 30 cm 位の 1 枚巻ブロックに松板をはさんで 1 次覆工とし、落着いたときに内側を巻くのが現実にはよくした工法と考えられる。

後にのべる可縮支保工の使えない程軟弱な地質の場合シールドの後に用いるコンクリート製のライナプレートとして、ブロック積工法を用いることも考えられる。

### 5. 鋼製可縮アーチ支保工の採用

後光梁支保工は、日振ずい道のような膨脹性の重圧ずい道では適した支保工でなく、改善の必要を感じながら他に適切なものが考えられなかったのでやむなく用いてきた状態である。



報 文・論 文

工事の最後になって炭鉱の坑道に用いられているV型鋼の可縮支保工をアーチ支保工として用いたところ、好結果を得た。

V型鋼の可縮支保工は、最初ドイツやアメリカの炭鉱で用いられ、わが国でも昭和 29 年頃から炭鉱で採用されていた。国鉄では昭和 33 年飯田線の変状ずい道の防護用に用いたのが最初であるが、地山の掘さくに用いたのは日振ずい道が最初である。

1) V型鋼について

現在国産されているV型鋼には 20~29 kg/m のものがあり、その形状の一例は図と表に示す通りである。

この特徴は、断面特性が縦横共にほぼひとしくなるように設計されており、レールやI型鋼のように横に対して弱点が少ないこと、V型の断面を重ねて締めつけるだけで継ぐことができることである。

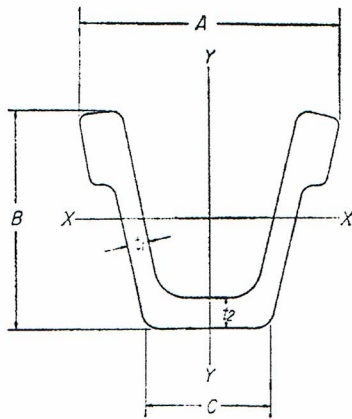


図-47 V型鋼断面図

表-1 形 状

単位重量 kg/m	寸 法 mm				
	A	B	C	t <sub>1</sub>	t <sub>2</sub>
29	133	120	50.7	11	15.7
24	123	99	56	9	13
21	113	102	43	7	13.4
20	117	97	58	7	12

表-1 断面特性の比較

種 類	重量 kg/m	断面積 cm <sup>2</sup>	断面2次モーメント		断面係数		
			I <sub>x</sub>	I <sub>y</sub>	Z <sub>x</sub>	Z <sub>y</sub>	
V型鋼	20キロ型	20.0	25.5	274	331	52.9	56.6
	21 "	21.0	26.77	302	329	59.5	58.6
	24 "	24.2	30.3	326	426	65.2	69.3
	29 "	29.0	37.00	581	634	97.4	95.8
I型鋼	22 "	22.5	28.8	488	97.8	93.1	23.3
	28 "	28.6	36.5	733	153	128	32.3
レール	30 "	30.0	38.3	604	152	108	28
	37 "	37.1	47.3	952	227	149	37

鋼材の機械的性質は、引張強さ 51 kg/mm<sup>2</sup> 以上、降伏点 33 kg/cm<sup>2</sup> 以上、伸び 19% 以上、曲げ角度 180° に対して内側半径は厚さの2倍となっており、JISの規準に合格している。

継手の可縮性について試験した結果を見ると、直線材を重ねてクリップで締めつけ、軸方向に連続的に力を加えると 図-48 のように約 15 t で降縮し始め、以後は

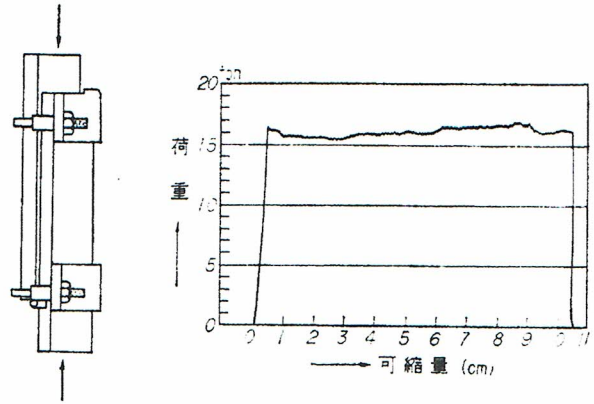


図-48 接手の可縮性能

15 t 前後の支持力を保持しながら縮小して行く。この際締付力が足りないと、3 t から 5 t 位で滑りはじめ、その後ボルトを締め直すと支持力は向上する。

このV型鋼を使用してアーチ支保工とした場合には、労働省産業安全研究所から実物大の載荷試験について報告がなされているが、これによると、支保工を組立てた直後のクリップボルトの締付状態では約 10 t から縮小が起り、その後ボルトを締直すと 15 t 位に向上しその抵抗能力はほぼ一定している。

また偏圧がかかっても受動圧が充分期待できず、アーチの左右支点反力の垂直成分はほぼ等しくなり、アーチは対称形でも効果的に作用することが判っている。

2) 半断面可縮アーチ支保工の採用

昭和 33 年 4 月工事の最終段回で、貫通点付近の約 30m に V 型鋼による可縮支保工を採用することになり 図のような半断面アーチ支保工を設計した。

設計の主旨は次の諸点である。

- (i) ある値以上の土圧がかかると、接手が滑り、ずい道の内空断面を縮小して土圧を軽減する。従って挫屈や倒壊によって急激に支持力を失うようなことはない。
- (ii) 重ね継ぎ手のため変化の多い断面に順応し得る。曲げモーメントが生じても継ぎ手から挫屈するおそれがない。
- (iii) アーチ支保工であるため作業空間を拡大でき、埋込みとして畳築中に土圧がかからぬようにすることができる。

後光梁支保工ではこれらの要求を満すことが難しく、畳築の際は莫大な縫返しと木外しを行わねばならなかったが、可縮アーチ支保工ならば、前述の土圧特性や、炭鉱等の状況から見て、一平方メートルあたり、数百 t の土圧がかかっても多少の変位を許せば、いちじるしく軽減されることがわかっているので、挫屈する心配はないものと見込んだ。

アーチ支保工は起拱点の外へ根入れしているのに、膨

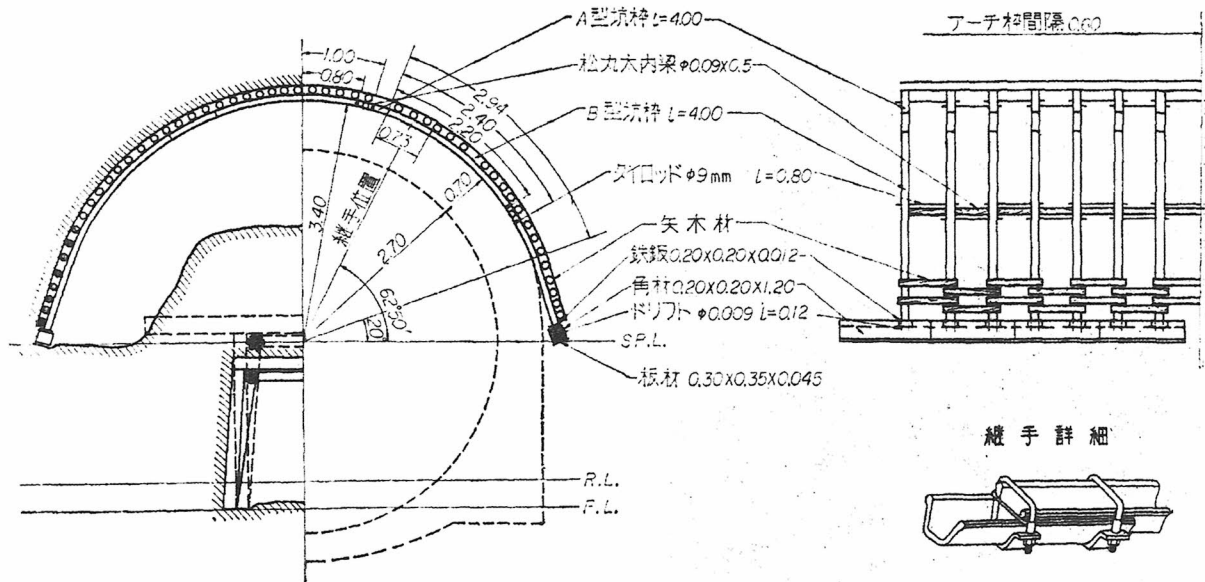


図-49 半断面鋼製可縮アーチ支保工

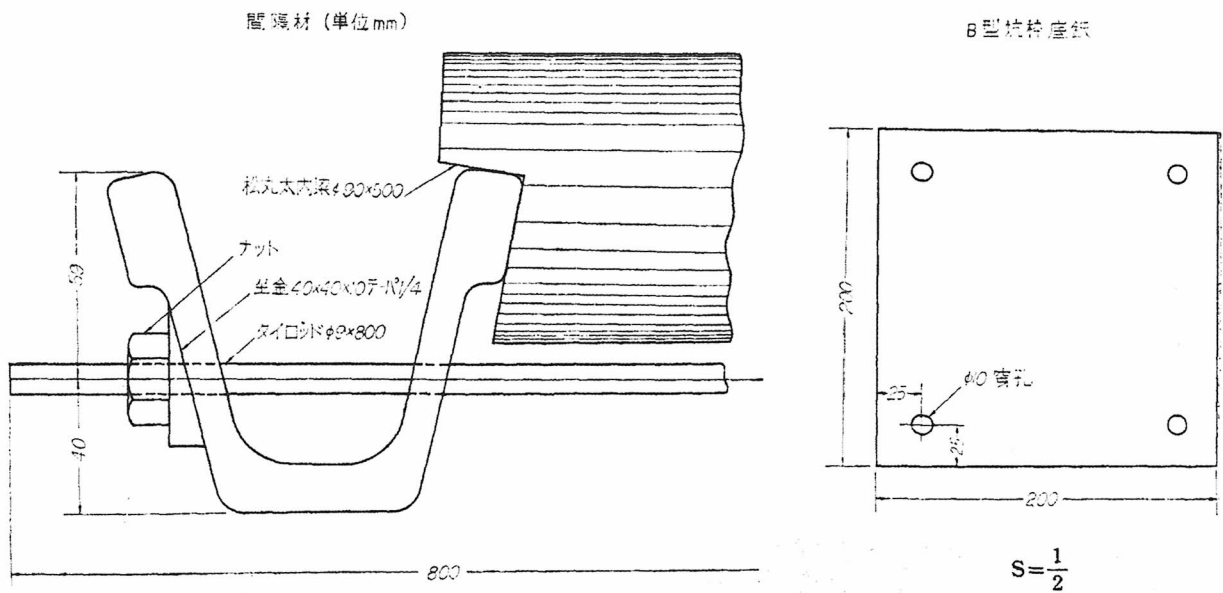


図-50

脹量を見込んでおけば、内側に巻くコンクリートには直接土圧がかからぬようにすることができると思った。

鋼製のアーチ支保工ならば、コンクリートの中へ埋込めば、強度の点からも有利であり、木外しで山をゆるめることがないから、土圧を誘起することなく覆工にとって好ましい。

間隔材は断面の変化に応じられるように 9mm の鉄筋にねじを切り、テーパのついた坐金をあて、V型鋼に小孔をうがち、松丸太で内梁をかって上からしめつけた。

底版は充分広いものを用いて枕材はなるべく長物を使用したいところであったが、支保工を1枚ずつ建込むので長尺ものを使うわけにゆかず、止むなくアーチ2台分を角材の上ののせた。

アーチ支保工と地山との間をどのようにするか問題になり炭鉱では砕石を 30 cm 厚位につめて、クッションとし、丸太矢木を密に並べてうら掛けしているが、日振ずい道の場合はコンクリートを打つまでの約2週間の間地山を支えれば事足りるので、矢木の間をあけておいた。可縮継手付近は継手が滑られるように縦矢木とした。

可縮アーチ支保工を用いたところはすでに後光梁支保工を用いて一旦切り抜けた区間であり、新しく掘きくところは数米しか残っていなかった。切り抜けてから1カ月以上も経過しているので、盛替えをしてもさ程の膨脹はないものと考え、アーチ支保工の位置を巻厚の外側に接して建込んだが、意外に可縮量が大きく、アーチ支保工は降縮してすっかり巻厚の中へ入ってしまった。



報 文・論 文

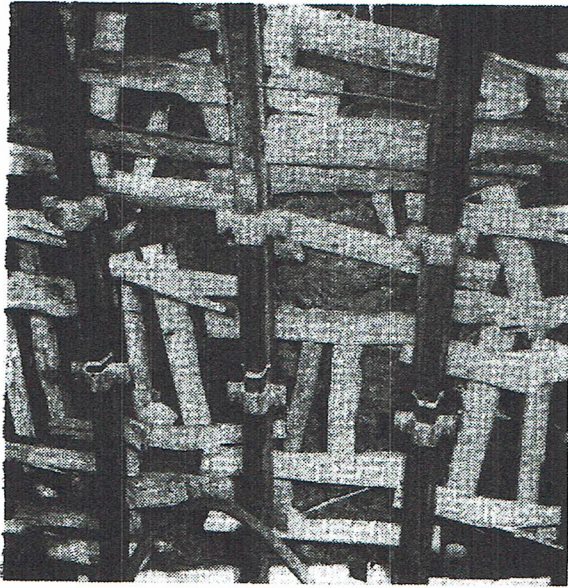


写真-6 矢木、間隔材および地山の状況

新しく地山を掘さくして建込む場合はアーチの断面一杯の掘さくが可能であるが、日振ずい道では、頂部から起拱点に向って円形に掘り抜き、中背に当たる部分を残して足場とし、アーチを建込んだ。

掘っている時上部の地山が崩れるおそれのある時は既設のアーチ支保工を利用し、縫地の場合と同じ要領で山を押しえればよい。

継手クリップの締付力は 60 cm 柄の袋スパナで力一杯締めて動かぬ位とし、巡回して、ゆるんだものをしめ直した。

施工した結果では可縮は良好に行われ、土圧が軽減された後ではあるが、矢木が少し折れる程度で間隔材に用いた内梁には何ら被害がなかった。

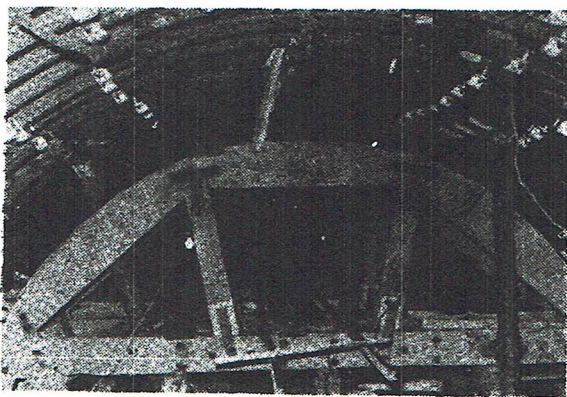


写真-7 建込まれた可縮支保工とセントル

施工結果をまとめると

- (i) 建込は 3 人から 5 人位あれば充分で、レールや後光梁よりはるかに容易である。さほど熟練していない人夫でも組立てられ、しかも信頼性が高い。
- (ii) 作業空間が拡がり、安全性が増した。畳築速度の向上は著るしく、アーチコンクリートを 1 回に

3.6 m ずつ打っていたのを 4.8 m にすることができた。

- (iii) 後光梁支保工の時は危険でできなかった本巻きが可能になり、側壁の前後を先に施工し、穹拱コンクリートを打つことができ、全断面完成までの時日を短縮することができた。
- (iv) 第 3 柱、大引は直接荷重を受けないのであまり太物を使う必要はない。  
第 3 柱、大引が土圧を受けないと建込まれたセントルの位置が変わらず、好都合であった。

問題点としては

- (i) 矢木の配置を工夫しないと継手のクリップが汚っかかり、V 型鋼のフランジが開いたところがある。

- (ii) 数カ所で横挫屈した例が見られたが、鉄道ずい道は炭鉱の坑道よりも断面が大きいので、24 キロ型でもやや細い感じである。全断面掘さくを行うにはもう少し断面の大きな V 型鋼が望まれる。(単線 30 キロ型 複線 50 キロ型位)

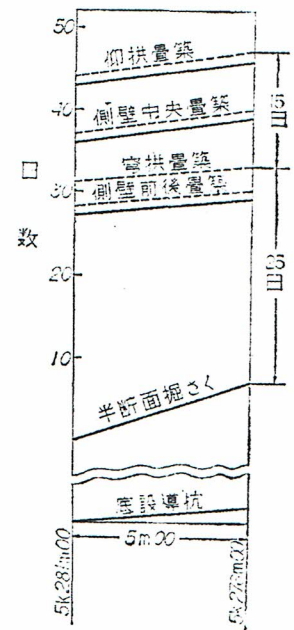


図-51

- (iii) アーチ支保工の根入部分が内側へ押し込まれ、土圧を抜くとき足払いとなるので、セントルを組み、ならし桁からポーズをとって落下するのを防いだ。この際の沈下はいちじるしく、60 cm も下ったところもある。

アーチ支保工の足を支えるポーズが側壁の巻厚を支障するところもあつた。これはアーチ支保工の内空断面をもっと大きくとり、根入を深くすれば、避けられる問題である。

- (iv) 間隔材に用いたタイロッドはよく働いており、支保工の裏をすかせてボルトを切ると、アーチは音をたてて延びるのが見られた。タイロッドはもう少し太くして V 型鋼に穴をあけるのは好ましくないから引掛ける形式の間隔材に直した方がよい。
- (v) アーチ支保工の建込ピッチは 60 cm にとつたが、矢木を丈夫にすれば拡大することも可能である。
- (vi) コンクリートの中へ埋込む時、V 型鋼の裏側へコンクリートが回りにくい。コンクリートとのボンドは充分でないところがあり、鉄骨として露出して



いるので、水のでるところでは注意を要する。

コンクリートの中へ埋込むことがわかっていれば曲げの方向を逆にしてフランジを内側にすることも研究する必要がある。

(vii) やや高価につくが、最初から段取を変えて行きV型鋼の強度を計算に入れて巻厚を減らせばあまり差はでない。

### 3) 施工後の検討

可縮アーチ支保工の採用は日振ずい道施工の歴史に一エポックを画したが工事はすでに終りに近づいていたので、可縮支保工の特徴を充分生かした新しい段取りや掘さく方法をとることができなかったが結果は良好であった。

可縮アーチ支保工を用いるならば、日振ずい道のような膨脹性地山も全断面あるいは、半断面等の大断面掘さくが可能であり、掘さくは覆工の畳築端より相当量先進させることができよう。

その場合には、あらかじめ膨脹量を見込んでアーチの内空を広く設計し、絶えず巡回してボルトを点検する必要がある。

日振ずい道の進行速度は主として畳築の速度で押えられていたが、アーチ支保工にすると能率は向上し、かつ鉄骨コンクリートとなるので穹拱が破壊される心配がない。

長期の耐久性を考えれば、重圧ずい道ではコンクリートだけの覆工よりすぐれているといえよう。

また半断面にとどめることなく、ずい道の全周にわたって支保工を用いることが望ましい。半断面では側壁、仰拱が穹拱に対して弱くなり、被害を受け易い。V型鋼による可縮支保工の工費は次表の通りである。後光梁で受けたところを盛替えたため組立の費用が大きくなっている。

可縮支保工歩掛りおよび工費

名 称	要 摘	数 量	単 価	費 額
	材 料 費	37 組		746,350
	工 費			237,180
	器 具 捐 料			11,590
	膨脹土取除			137,747
	運 送 費			14,280
	合 計			1,146,874

$$1,146,874 \div 37 = 30,996$$

$$30,996 \times 1.24 = 38,435 \text{ --- 1 組 当 り 費 用}$$

## 5. 実 績

### 1. 工 費

ずい道原価は当初 1m 当り 32 万 1 千円であったが最後には 48 万 3 千円となり 5 割方上昇した。これは膨脹による数量の増加、運搬距離の増大、新工法の採用な

どによるもので、毎回の工事結果を検討し、次回に適正な工事単価を設定したものである。戦前施工分を再評価して平均すれば、1m 当り約 40 万円になる。

### 2. 進 行 表

1カ月の進行長は 15m 前後であり、途中堅坑区間の排水、坑内整理および段取り替えに2カ月あまり費やしたことも加わり、222.4m の区間の施工に2カ月を要し平均1カ月 10m あまりの進行であった。

図は工事の分割区分に従って進行をあらわしたものである。

## 6. 設計、施工法の変遷

最後に、工事の各段階における施工法の考え方や特徴を記し、日振ずい道に用いられた工法の要点を記す。

本ずい道は、現在までに膨脹性地山のずい道施工法について知られているものはことごとく採用されているので、この種の膨脹性地質のずい道工事には多少なりとも参考になると思う。

### 1. 当初の施工

最初振内方より底設導坑の掘さくに着手したが、甚しく圧縮を受け、結局放棄された。昭、16、1月、横坑を掘さくし、横坑掘さく完了後直ちに切上り、頂設導坑にて進み、一にない分(3.6m)を一巻として進むことにした。労務者不足で作業箇所を増せなかったことにもよるが、底設にせよ頂設にせよ導坑を先進させることはとても地質が許さなかったのである。

頂設導坑は約 1m の上げ越しをとったが、畳築開始までの沈下は約 50cm であった。当時はいかに土圧が強くて覆工が完成すれば完全に土圧を抑えることができるだろうと考えていた。アーチを逆巻で施工し、ただちにセントルにないを吊り補強したが、一週間後にはセントルにないは天簾に食込み、台梁の両端は彎曲し、二週間後には台梁が折れてしまった。二カ月後にセントルをはずしてみると覆工は破かいされ、セントルは再用不能となり、ただちに防護支保工を組んで覆工の肌落ちを防止した。セントルの寸法を増しても結果は同じであった。

ここでは日本式が用いられた。

### 2. 余 掘 工 法

#### A 余掘工法の採用

つぎの区間では覆工背部に余掘をおきこれに粗だを填充する工法を採用した。

これは 50cm も膨出したら膨脹が止るであろうことコンクリート硬化前に土圧がかかっても、粗だにクッションの役目をさせるという考えであったが、結果は圧力のかかり方が多少遅くなっただけで、セントル、覆工の破かいは同様であった。膨脹が一様でなく、局部的に集中荷重となって作用し、受動土圧をとれないためである。







余掘りをあまり大きくすることはよくないことが次第に判明し、地山の受動土圧をとることができるようせいぜい 20 cm 位に止めるのが結果がよい。

裏込材料は粗だよりずり、砂利、生コンクリートの順に好結果が得られ、覆工背後に空ゲキを残すことは危険であることがわかった。

その結果ブロックの裏に生コンクリートをつめるのは二重の手間になるので、ブロック積はふたたび場所打に改められ、余掘工法は廃止された。

### 3. 仰拱先進式逆巻工法

本ずい道は 18/1000 の勾配があり、富内方より施工すると下り込みになり排水と、導坑の維持が重大問題になる。そこで採用されたの仰拱先進式工法である。これは底設導坑掘さく後ただちに仰拱コンクリートを施工するもので、第 3 柱の外側まで 1.2 m おきに仰拱コンクリートを打ち、これに土台をおいてあごにない柱を建てる。地山に基礎をおいた第 3 柱とあごにない柱の支持力は信用できぬので、あごにない大引を受ける横物をつくり、それにないをつり、仰拱コンクリートに基礎をおいて支持されたあごにない柱で受け、2重普請とした。

初め本巻で側壁、アーチを覆工したが、重圧のため支保工に危険を感じたのでその後逆巻に変更した。セントルは一部鉄製並型を使用したが大抵は鉄製特圧型を用いた。

この方法により支保工に強固なる支持点を与え、その沈下と地山の弛緩を防ぎ、導坑を確保することができた。覆工の形を開すまでの期間が短いこともこの方法の長所である。この区間は月進 12 m 程度で前述の方法と比較して遜色がない。

### 4. 純日本式逆巻工法

#### A 第 3 を進めぬこと

戦後工事が再開されてから第 3 (底設導坑) を先進させることが危険であり、アーチコンクリートの変状を増加させることが施工の経験からわかって来たのでせいぜい中背盤の下で止め、頂設導坑を先進させて日本式の逆巻を行ったが、結果は良好であった。全く第 3 を抜かずに施工したものが最も良かったが、進行速度は月進数米から十数米程度であった。なおこの頃から掘さくにピックハンマーを使いはじめた。

#### B 余裕期間 (坑肌露出時間の延長と側圧の除去)

丸形を切抜けてからただちに畳築を行うと側圧がはなはだしく、大きな変形を起すので、従来の坑肌露出時間を短縮する工法を捨てて、3, 4 の丸形を掘さくしてから約 2 週間放置し、膨脹を大半終らせ、土圧を緩和してからアーチコンクリートを打つことにし、好結果を得た。余掘工法を用いていた区間では 3, 4 の丸形を切抜

げてから 2~3 日で畳築が行われていたが、その結果はアーチコンクリートに種々の被害を与えていた。

掘さくから覆工まで時間的余裕をおくことにより、作業カ所が増大し、アーチコンクリート 1 巻の長さを 3.6 m から 7.2 m に増加させることができた。巻厚 70 cm の場所打コンクリートで地山に密着させて打ち、被害はほとんど現われなかった。

#### C ベルトコンベアーの採用

全く第 3 を抜かないと、ずり出しとアーチコンクリートの畳築作業とが競合するので進行速度は月進 10 m 以上取ることは無理である。

そこでずり出しにベルトコンベアーを用い中背盤からセントルの台梁と大引の間を通らせ、第 3 の運搬トローリーに落す方法で月進 20 m が可能になったが、工事は G.H.Q. の命令で中止になった。

### 5. 新塊式逆巻工法の再登場

#### A 第 3 の先進

昭和 31 年に再開された工事では再び第 3 の先進が問題になり、新塊式逆巻工法が採られることになった。

その意図は第 3 を先進することによって、弾性的地圧論でいう A ゾーン、B ゾーンの生成を促進させ、免圧状態になったところで畳築を行い、覆工の被害を免れようとするのと、ずり出しの便をはかって進行速度をあげることにあった。

これは前述した純日本式工法とムジユンするもので、結果的には進行速度の点では、ほぼ所要の目的を達したがアーチコンクリートの被害はかえって増大した。第 3 が土平を弱化し、アーチコンクリートの沈下を招き好ましくない応力を発生させるからである。免圧圏の生成を期待するならば頂設か中割導坑によるべきであった。

#### B 余裕期間

丸形の切り抜げから畳築までの余裕期間は、これまでの経験を参考とし、土圧と膨脹量の時間的変化を測定し 3, 4 の丸形を切り抜げてから約 2 週間とした。

#### C 逆巻工法

畳築は逆巻工法によったが、アーチコンクリートの 3 の桁 (約 30° の位置) より上は地山と密着させ、それより下は側壁底部まで 20 cm の余掘をおいて側圧を避け、仰拱完成後乾砂とモルタルを注入した。アーチ畳築後、仰拱がつくまで 1 カ月から 2 カ月を要し、その間きわめて不安定な状態におかれたことは、本工法の不利な点の一つであった。

#### D 鉄筋による補強

アーチコンクリートに発生する変状は横断方向に現われるキ裂、ずい道、ずい道方向に現われる圧潰、斜めに走るひび割および圧潰、施工継目のクラッシュなどであるが、このうち斜めの方向の圧潰、キ裂は側壁施工の際



## 報 文・論 文

千鳥に抜掘りすることからくることがわかり、相対的に施工することにより防止できた。また施工継目のクラッシュはコンクリート打込の際用いた型枠をそのまま残すことによりある程度少なくなった。一種の圧縮目地である。

ずい道方向に現われる圧潰は最も危険でしかも対策が困難である。

昭和 32 年末にアーチに作用する側圧が破壊の原因であると考えセトルをレールで補強し、被害の多い約 60° 位まで鉄筋を入れる工法を採用した。当初は一になり 3.6 m を試験し、次に 14 m を施工した。

この区間は事故のため切り抜げてからしばらく放置してあったため土圧は少く、コンクリートに被害がなかったのは鉄筋の有無に関係があるか否か明らかでない。次の 14 m の施工の際は土圧強大で鉄筋補強にもかかわらず一部圧縮破壊が見られ埋込んだヒズミ計も 300kg/cm<sup>2</sup> に相当するヒズミを現示した。一般に鉄筋を入れるためには全面的に縫返しを要し、二重手間になるので工費が増大し、進行もあまり出せない。セトルを補強して水平反力をとらせる方法もさ程有効でない。

## E 可縮目地工法

施工継目が接触して他の小口を圧潰することがあったが、その際型枠に用いた板材がそのまま埋込まれている部分はなら被害がないことがわかり、その後進んで埋込むようにした。横断方向だけでなく、ずい道方向にも用いられるかどうか試験的に施工を試みた。厚さ 8 分の板材をブロックではさみ、30°、60° の位置に入れて、アーチに働く曲げモーメントを切った。結果は松板が 1/2 ~ 1/3 に圧縮されて可縮目地として良好に働くかに見えたが、場所打コンクリートのため毛細キ裂が数多く入り、永久覆工としては、やや難点があった。

## F 膨脹土圧の研究

土圧および膨脹量の測定から次のような事柄がわかった。

(イ) 土圧の大きさ、膨脹量、時間の 3 要素は互に関係を有し、この関係を適切に用いれば、支保工、覆工にかかる土圧を制御することができる。

(ロ) 土圧、膨脹量は周囲の掘さく状態と密接な関係があり、掘さくにより影響され、膨脹してくる深さは掘さく面の大きさに比例する。従って一定断面の導坑では、覆工より切羽までの切り抜け区間の長さに比例する。

(ハ) 土圧の分布はほぼ水圧様であり、土被りの大きい山側がやや大きい。

(ニ) 観測された最大土圧は 5 kg/cm<sup>2</sup> ~ 19.5 kg/cm<sup>2</sup> である。

## 6. 半断面鋼製可縮支保工を用いる工法

## A V型鋼可縮アーチ支保工

最後の掘さくの区間約 30 m に後光梁支保工を盛替えて、V型鋼を用いた可縮アーチ支保工を半断面に入れたが、これは継手が重ね合わせてあり、軸方向の力を摩擦で伝えるようになっているので、ある値以上の土圧が加わると少し滑って対抗する。

そのため破壊されることなく断面を縮小して、土圧とバランスし、適当な時に覆工すればコンクリートに被害を与えることがない。

アーチ支保工であるため内空が広くとれ、作業にも便利であった。V型鋼はもともと強圧の作用する炭鉱の坑道で発達したものであるが、一般のずい道用としてもすぐれている。

## B 準本巻工法

可縮アーチ支保工を用いたため、覆工速度が増し、1 回に 3.6 m ずつ打っていたアーチコンクリートを 4.8 m にすることができた。

後光梁支保工の時は危険でできなかった本巻が可能になり、側壁中央の土平だけ残してアーチ支保工の支えとし、前足、後足の土平をかえしてコンクリートを立上らせ、その上にアーチコンクリートを打つことができた。

このためアーチコンクリートは確実な支点を持ち、沈下が防止され、全断面完成までの時日も短縮した。本巻に準ずる工法といえよう。

## C 鉄骨コンクリート

V型鋼はそのままコンクリートの中へ埋込んだ。初め巻厚の外側え建て込んだが圧縮されて巻厚内へ入り、地山をすかしてコンクリートを打つたため、覆工は鉄骨コンクリートになった。この場合V型鋼の裏面にはコンクリートが回りにくく注意を要する。埋殺しにするためやや工費が高くなるが最初から段取をかえて、V型鋼の強度を計算に入れて巻厚を減らせばあまり差はでない。

## 7. 改 築

日振ずい道は着工当初より、改築に改築を重ね、当初の面影すら残っていない区間もある。次に改築について述べる。

## A 地スベリ調査

ずい道の振内方坑口付近は昭和 19 年頃より度重なる地スベリにより山容を変ずる程の攪乱を受けている。この地スベリが落ち着いているかどうかはずい値の改築工事に大きく影響するので基準杭を設けて観測し、更に孔井傾斜儀（孔曲り測定器）により動きを調べた。

その結果動きは認められないので在来覆工の内側だけ取こわして改築する方針を定めた。

## B 線路変更

31年8月工事再開にあたって全面的に線路変更する案が検討されたが工費が高く、結局偏圧を受けた区間の線

路移動を行うに止めた。

### C 全面的改築

着工当初の土圧の強大な区間では、一度施工したものが完全に破壊され、全部を取こわして作り直した区間もある。これが3回にわたったところもあり、材料はコンクリートブロック、場所打コンクリートなどである。

### D 部分的改築

昭 32 年になり、全延長にわたって被害を受けている部分を改築することにしたが、この際、地山を露出させないように被害を受けた覆工の内側だけかき取り鉄製セントルを建込み注入コンクリートで覆工した。また剝落が甚しく、地山が露出した時は場所打コンクリートを用いて鉄骨コンクリートとし、巻厚が極く薄い時は金網張りの注入コンクリートによった。

## 7. 結 語

嘗々 18 年にわたった工事の最後に関係し、その一端を報告しましたが、次々と新しい施工法が開発されている現在では多くの批判が生ずると思われまふ。諸先輩の

御意見を期待して止みません。

種々御教示下さった坂本貞雄氏、粕谷逸男氏他大ぜいの先輩にあつく感謝して終とします。

### 参 考 資 料

- 熱海建設事務所：伊東線宇佐見ずい道工事誌  
 長岡建設事務所：大糸線大野ずい道工事誌  
 山口建設事務所：八幡浜線夜屋ずい道工事誌  
 札幌工務局：辺富内線日振ずい道工事誌  
 秋田建設事務所：羽越線折渡ずい道工事誌  
 粕谷逸男：日振ずい道工事誌（土と基礎 3～6 1953～1954）  
 上原要三郎：弾性的地圧論と深いずい道並びに豎坑の設計について  
 渡辺寛治：強大なる土圧を受ける地下深部のずい道の覆工並びにずい道崩壊事故防止の安全工法  
 小田英一：粘弾性体としての地山中の素掘円形トンネルの変形挙動について  
 “：レオロジー的特性の地山中の素掘円形ずい道の変形挙動について  
 林口山下：トンネルの露工周辺応力に関する一考察  
 岡本舜三：素掘坑の強さに関する弾性学的考察  
 Bierbaumer：Die Dimensionierung des Tunnel Mauerwerkes  
 Proctor & White：Rock Tunneling with Steel Support

## 会費未納者へのお願い

ご承知のごとく学会運営は会員皆様の会費収入を基本としていろいろの事業が計画され実施されておりますが、本年度は年度途中からの一般物価の値上りなどもあり、年度末をひかえて運営がひじょうに困窮を来しました。

つきましては未だ会費未納の方は来る 3 月 31 日までかならずご送金下さいますようお願い申し上げます。

なお送金に際しましては下記事項をお守り下さい。

### 記

1. 納入される会費は何年度分会費であることを明記して下さい。  
 個人会費の納入者は学会より「土と基礎」送付の際に用いた宛名を必ず使用すること。
2. 職場班の班事務費は会費 5% ですから班長さんは 5% 差引いた会費をお送り下さい。

## 学会発行刊行物お求めの方へ

学会発行の刊行物は官公庁をのぞいてはすべて代金前払となつておりますので刊行物をお求めに  
 なられる時はかならず発注と同時に代金をご送金下さい。なお送料もお忘れなくお送り下さい。

学会専用の振替口座番号は 振替 東京 40786

事 務 所 東京都新宿区市ケ谷田町 1 の 4

市ケ谷ビル 4 階

社 団 法 人 土 質 工 学 会