

紅葉山線鬼峠トンネルの施工

——蛇紋岩による破砕帯との闘い——

岩 田 伸 雄*
飯 田 芳 信**
谷 健 史***

1. ま え が き

日本鉄道建設公団が北海道で建設中の石勝線は、総延長 110 km に及ぶ新線で、追分、紅葉山、狩勝の各線からなる。石勝線は北海道中央部と道東（釧路、帯広地方）を結ぶ短絡線で、将来の地域開発に大きな役割を果すものと思われる。この紅葉山線は、日高山脈に沿って南北に縦走するわが国最大規模の蛇紋岩帯である神居古潭構造帯を東西に横断しなければならず、建設される各トンネルに強大な膨張性土圧を伴う蛇紋岩の出現が予想されていた。本文の鬼峠トンネルにも、中心部よりやや東方（占冠方）に蛇紋岩を狭有する破砕帯があり、この間の施工にあたっては、紅葉山線に点在する蛇紋岩帯を貫通している他のトンネルに比較して、最も強大な膨張性土圧を受けた。そこで、本報告はこの破砕帯約 480 m 間の設計施工について述べ、本区間中特に強大な膨張性土圧を受けた 80 m 間について詳述した。

2. 鬼峠トンネルの概要

鬼峠トンネルは延長 3765 m、勾配 10/1000 および 11/1000 の単線トンネルで、中央部（坑口から 1410～2230 m 間）の 820 m は信号所設置のため複線断面である。昭和 41 年 11 月に紅葉山方から底設導坑上部半断面工法で着手、その後全断面および後述する上・下 2 段特殊工法等を行ない、昭和 47 年 3 月に貫通、一部下水コンクリートを残して、昭和 48 年 6 月竣工の予定である。

3. 地 質

地質概要図は 図一1 に示すとおりである。地質は空

- * 正会員 日本鉄道建設公団札幌支社 工事第一課長
** 日本鉄道建設公団本社工務第一課 課長補佐
*** 正会員 日本鉄道建設公団本社調査課 課長補佐

知層群に対比される先白亜紀層と、新第三紀のいわゆる川端層などの堆積岩類と、輝緑岩、蛇紋岩の火成岩、変成岩とにより構成されている。先白亜紀層は、一般に粘板岩、硬砂岩、凝灰岩によって構成されるが、大規模な構造運動の影響を受け、千枚岩状、圧砕岩状、片岩状を呈している。新第三紀の川端層は、礫岩、砂岩、泥岩の互層であり、複雑なしゅう曲、断層の繰り返しにより、先白亜紀系とは一部断層、一部不整合によって接している。先白亜紀層内の断層破砕帯は蛇紋岩を狭有する衝上断層であり、白亜紀初期より以後、数回ないし数十回の断層作用の集合体と思われ、先白亜紀に形成された地傾斜の上昇に伴って生じた、造構造運動の一つと考えられる。このように、一時的に形成されたものでなく、大規模な造構造運動に起因するため、破砕帯の幅も広く（約 480 m）かつ破砕作用も激しかったと推定される。この破砕帯の岩質は破砕された粘板岩、輝緑凝灰岩であり、主体をなす粘板岩はかなり軟質で一部粘土化を呈する。X線解析の結果、モンモリロナイトは存在せず、試験の結果、含水比は 5% 前後であった。

4. 施 工

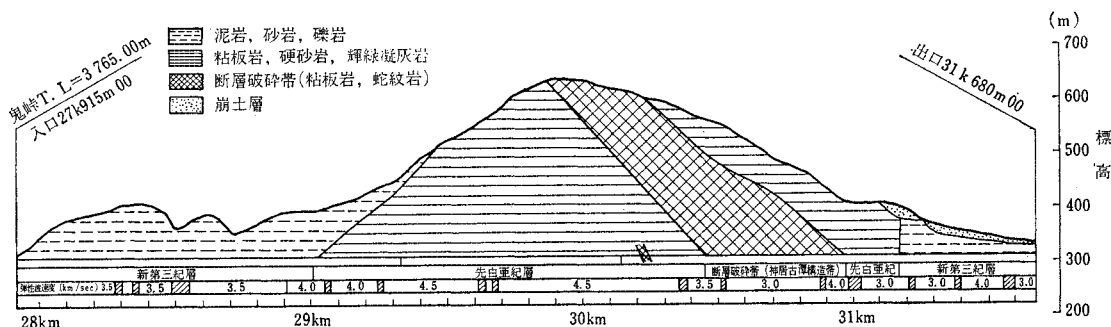
(1) 施工概要

全長 3765 m を 1 工区で契約し、紅葉山方から片押し方式で施工することとした。施工結果は、下記のとおりである。

a) 坑口方の新第三紀層および先白亜紀層

坑口から 400 m まで底設導坑先進上部半断面で施工し、その後地質が良好なので、全断面工法に変更した。

1100 m 付近から先白亜紀層に入り、1410 m まで順調に施工した。ついで信号所設置のため、820 m 間の複線断面となり、底設導坑先進上部半断面工法に変更して掘削、一部に小破砕帯が認められたが、全般には良好で



図一 鬼峠トンネル地質断面図

順調に施工された。再度単線断面に入り、全断面工法で施工中、坑口より 2293 m 地点で一部蛇紋岩の併入した破砕帯に遭遇したが、新登川トンネルと同様の吹付け工法を採用（延長 25 m）して、比較的容易に突破することができた。

b) 断層破砕帯

坑口から 2570~3050 m 区間は約 480 m にわたる逆断層で蛇紋岩が併入しており、当初から強大な地圧が予想された。この区間はのちに詳述するが、2 段ベンチカット方式による鋼管支保工の吹付け工法で施工した。そのうちの約 80 m 区間はとくに強大な地圧を受け、在来の H 型支保工では保持できず、モルタル中詰め鋼管（φ 8 in）をさらに補強してフープ付き鋼管支保工としなければならなかった。

c) 終点側先白亜紀層および新第三紀層

断層破砕帯の終端は画然とせず、先白亜紀全体におよび、新第三紀の川端層に入ってもかなりの風化破砕された頁岩で、普通工法では掘削不可能なため、部分的に H 鋼建込みによる吹付け工法を採用した。なお、坑出口付近は地形上多量の湧水が想定されるとともに、付近にはガスの燃焼事故により閉山した採炭坑道跡があったので湧水ならびにガス量の調査坑として、占冠方から底設導坑を約 680 m 間掘進し、紅葉山方からの特殊工法区間を貫通した。

(2) 破砕区間の施工計画

a) 膨張区間の基本的施工法

新登川トンネルの経験から、破砕区間（膨張区間）は下記工法を原則として採用した。

- ① できるだけ円形に近い断面とする。
- ② 上半先進ベンチカット工法とする。
- ③ 掘削にあたっては極力矢板の使用を避け、支保工 1 間建込み後、即時素掘面に密着するよう吹付けコンクリートを施工する。
- ④ 断面を早くクローズドするため、仮インバートストラットを上半支保工ベースに取り付け、上・下段の掘

削は並行して施工する。

⑤ 支保工および外巻（吹付けコンクリート）の変形状況を測定して、その変形の終息した時期に内巻を施工する。

b) 基本施工法の採用理由

新登川トンネルの経験から、断面形の決定にあたっては馬蹄形断面では不安定であること、また強大な膨張圧に対応するため、より安定な円形断面を採用することとした。上半先進ベンチカット工法は地質の変化に対して工法変更がしやすく、下半の取付けも比較的早く、導坑先進に比べて山をゆるめる期間が短いなどの利点があるため採用にふみきった。膨張性の山に対しては、全断面をいっきよに掘削するほうが断面のクローズドが早く望ましい工法であるが、切羽が自立しないので、上・下段ベンチ方式とし、上半ベンチは上半支保工および吹付けの不安定状態をさけるため、φ 8 in あるいは φ 10 in の鋼管を仮インバートストラットとして用いた。地山をできるだけ早く拘束するため、支保工建込み後、即時吹付けコンクリートを支保工間に厚さ 15~25 cm 施工し、外巻覆工とした。内巻コンクリートは外巻の変形の終息後（計測の結果約 30 日間）施工することとした。変形の測定は 5~10 m ピッチで行ない、変形状況が直線的あるいは、加速度的に増加の傾向を示す場合（変形速度がおおむね 15 mm/日以上）は、その部分の内巻に鉄筋を挿入して、内巻と外巻で地圧に対抗することとした。そのため、地圧が大きいと考えられるところは、支保工にあらかじめ変形余裕を 10~20 cm 持たせるとともに、あげこし、上げこしを 10~30 cm とって内空空間および覆工空間を確保した。鋼管支保工 φ 8 in（200 H 相当の強度）の採用理由は単線円形断面では 170 H 型鋼以上の冷間曲げ加工が不可能であり、また、補強の場合も中埋めモルタルの注入によって容易に強度増加ができ、地圧の変化に対応しやすい。

また、モルタル中詰めおよびフープ付き鋼管とすることによって、スチールの降伏により極端に降伏座屈することなく、かなりのひずみまで強度を発揮できるため

ある。

なお、新登川トンネルの施工中、H型支保工の変形座屈した箇所を部分的に吹付けコンクリートを破壊調査したが、吹付けコンクリートが支保工周辺部、とくにフランジ内部、裏側に入りにくいため空隙となっている例が多かったが、H鋼に比較して鋼管支保工の場合は、吹付けコンクリートが周辺に回りやすい。

(3) 特碎区間 (80 m) の施工

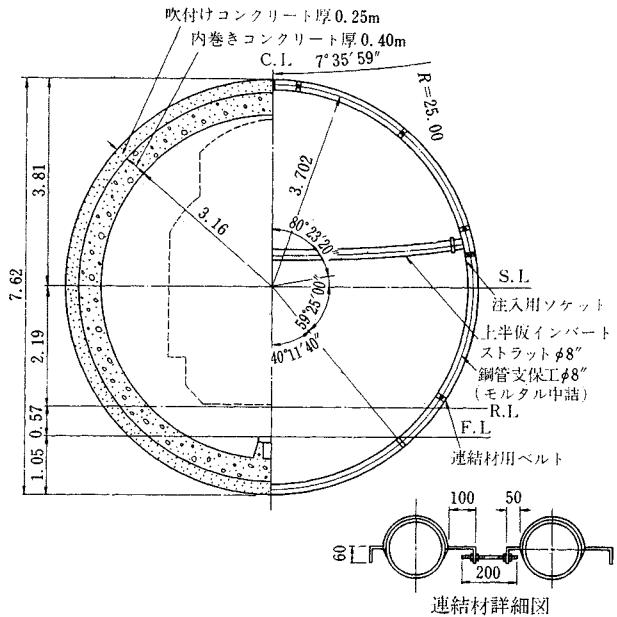
a) 特殊工法 (150 H) の破壊

昭和 45 年 3 月 31 日、30.484 km (坑口から 2569 m) 地点で予想どおり蛇紋岩の破碎帯に遭遇した。ここは、逆断層の下盤との接触面にあたるため、かなりの地圧が予想されていた。堅い粘板岩から急変してやわらかい破碎帯となったが、地質は含水量の非常に少ない(約 5%)粘板岩の変質した硬質粘土で、モンモリロナイトはほとんど含まない。この破碎帯は、270 m 手前で施工した小破碎帯の地圧から判断して新登川トンネルの蛇紋岩よりも膨張性の土圧が小さいのではないかと考えられたため、馬蹄型に近い断面とし、支保工は 150 H、70 cm ピッチ、外巻吹付けコンクリート厚 15 cm で上半ベンチカット方式で施工することに決定した。上半のみ 7 m (10 基) ほど進めたところ、上半掘削後 3~4 日ごろから支保工が吹付けコンクリートもろとも押し出され、5~6 日目にして右側肩部分から座屈しはじめ、押し出し量は急速に増大最大変位 100 cm にも達した。

b) 特殊工法 (新登川トンネル方式) の破壊

このような状況のもとでは切羽を進めることも不可能となり、また、土圧も当初予想していたよりも強大であると推察されたので、新登川トンネルで採用した円型断面・上半ベンチカット方式による吹付けコンクリート外巻工法を採用することとした。支保工は $\phi 8$ in 鋼管支保工 (中詰めモルタル注入) 70 cm ピッチ、吹付けコンクリート厚 25 cm で施工することとした (断面図は図-2 参照)。

支保工強度は、中詰め状態で約 250 t の軸力に対抗できる。ところが施工の結果、吹付け後 2~3 日目から吹付けコンクリートの剥離が始まり、鋼管支保工の間の吹付けコンクリートが逸脱しはじめた。さらに、8~9 日目に支保工の右側肩部がちょうちん型にふくらむモルタル中詰め鋼管柱特有の座屈 (写真-1) が現われ、内空への変形は直線的に増加した。再度 $\phi 8$ in 鋼管支保工ピッチで縫返しを行ない、4~5 日目に下半支保工も閉合せせたが、下半掘削後 10~15 日で上半肩部および下半支保工ジョイント付近が、ほとんど同時に座屈しはじめ



(新登川トンネル方式)
図-2 特殊工法断面図

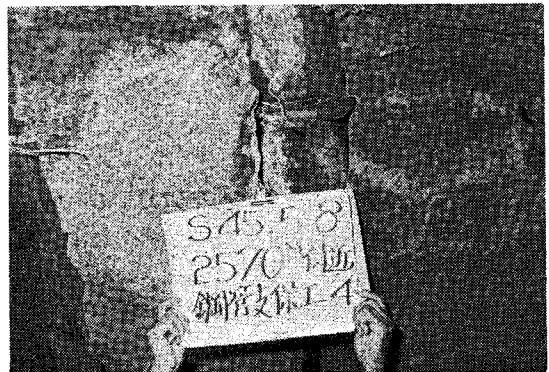


写真-1 上半支保工肩のちょうちん型座屈



(支保工 No. 10 付近)
写真-2 上半支保工の座屈

た。

写真-2 は支保工 No. 10 付近の上半支保工肩部の座

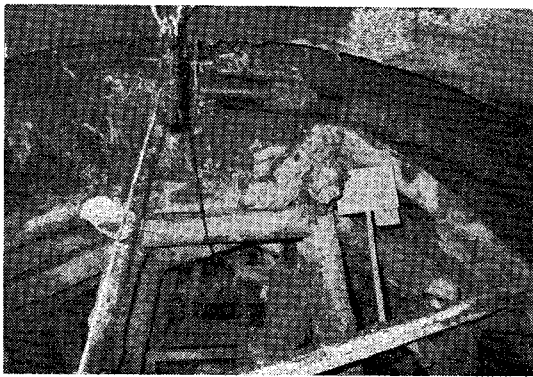


写真-3 上半支保工の座屈状況



写真-4 フープ付き鋼管支保工

屈状況である。上半支保工 45 基、下半支保工 26 基まで進めたが、26 基までのほとんどの支保工が座屈し、円型の内空を保持できない状態で、支保工の変形がどんどん進んでいった(写真-3)。

c) 特殊工法(フープ付き鋼管支保工方式)の開発
 $\phi 8$ in 中詰鋼管支保工のみでは強度不足と考えられたので、新しい強度のある支保工の必要にせまられた。そこで新しく開発されたのが、 $\phi 8$ in 鋼管の内側に $\phi 16$ mm の鉄筋をスパイラルに巻いて挿入し、モルタルを中詰めすることによって、支保工の強度の増加を期待する、いわゆるフープ付き鋼管支保工である。フープ付き支保工の目的とするところは、膨張性地山に対し、支保工自体がある変位をして地山の力を逃し、あるところで支保工が強度を発揮する可縮支保工である。フープ付き支保工は $\phi 8$ in 鋼管支保工内に $\phi 16$ mm 鉄筋を 32 mm ピッチ

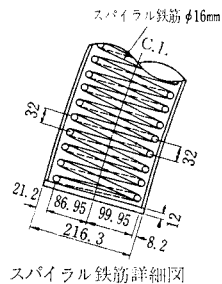


表-1 $\phi 8$ in (216×8.2 mm) 鋼管諸元

区分	軸降伏荷重 (t)	備考
鋼管のみ	130	—
中詰鋼管	250	$\sigma_{28} = 380 \text{ kg/cm}^2$
フープ付き鋼管 (5% ひずみ時)	425	$\sigma_{21} = 260 \text{ kg/cm}^2$
(破壊時)	750	フープ鉄筋 $\phi 16 \text{ mm} \cdot \text{ピッチ } 32 \text{ mm}$

チでスパイラル状に巻いて挿入し、支保工建込み時にモルタル注入する(写真-4)。これによってモルタルを拘束し、モルタルとスチールが一体化して働き、よりいっそうの強度を発揮するものである。しかも、モルタルの破壊特性とフープ鉄筋の特性から急激に降伏することなく、かなりのひずみまで強度を保持できる。フープ付き支保工の強度は表-1に示すとおりである。

標準的施工法を要約すると

① 断面は真円、掘削はベンチ式、フープ付き鋼管($\phi 8$ in モルタル中詰)、支保工 50 cm ピッチ、外巻吹付けコンクリート厚 25 cm、変形余裕 20 cm、内巻コンクリート厚 45 cm。

鉄筋 主鉄筋 D $\phi 22$ mm ピッチ 167 mm

配力筋 D $\phi 13$ mm ピッチ 300 mm

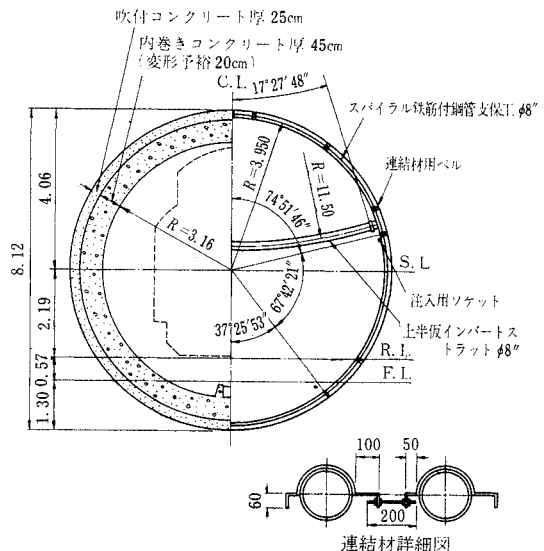
断面図は図-3に示す。

② 坑内設備は図-4に示すとおり。

③ 上半はできるだけ矢板を用いないで、リングカットし、ずりは ME-630 とベルトコンベアで下半のトロに積み込んでいる。

④ 掘削はあらかじめ沈下、押出しを考慮して、あげこし 30 cm、拵げこし 25 cm を行なう。

鋼管支保工を建込み後、ただちに吹付けコンクリート



(フープ付き鋼管支保工方式)

図-3 特殊工法断面図

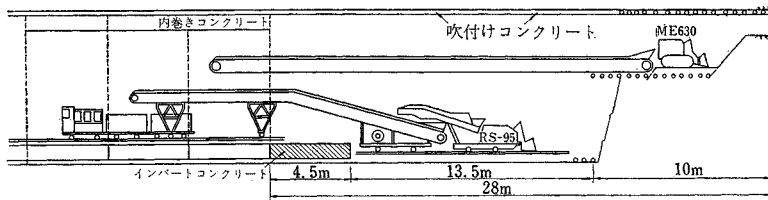


図-4 坑内設備図

表-2 吹付けコンクリートの配合

(1 m³ あたり)

C(kg) 普通 セメント	W (kg)	G (kg)	S (kg)	急結剤	$\frac{S}{A}$ (%)	$\frac{W}{C}$ (%)
340	約 136	780	1 200	C×3%	60	約 40

を施工する。配合は表-2に示す。

φ8 in 鋼管支保工で施工した区間は支保工がほとんど座屈したため補強工を施し、逐次フープ付き支保工で縫い返すこととした。

支保工 37 までは $R=4.21$ m とし、旧支保工を縫い返し、下半を 5~6 日で取り付けて施工した。支保工 38 からは $R=4.06$ m とし、吹付け厚 25 cm、変形余裕 20 cm 内巻コンクリート厚 45 cm を標準として施工した。

支保工 31 の下半取付けのとき、下半断面を早くクローズドさせるべく下半切羽を上半切羽に近づけたところ(1~5 m) 上半および下半切羽の崩落をきたし、上半支保工の沈下および押出し変形を助長することとなった。下半を早くクローズドすることは必須条件であるが、そのためには上半および下半切羽をすべらさないよう鏡止の方法を考える必要がある。

以上の工法を採用することにより支保工の縫い返しもなくなり、上下半併進でき日進 1~1.5 m を確保できるようになった。

(4) 特碎区間の施工法の要約

数箇月の試行錯誤のち特碎区間(強土圧区間 80 m)の施工法として、以下の施工法が適することが確認された。

① 土圧に耐える(著しく地山をゆるめない程度)できるだけ強い支保工で、ある変位に必ず(大ひずみに対応し、急に降伏しない)支保工を使用する。

② 上下半の断面比は下半の切羽の鏡が保たれる範囲内で下半を大きくし、上半断面をあまり大きくするのは好ましくない。

③ 上・下半のベンチ差は、極端に近づけることなく(上・下半の切羽の安定が保たれない)上半機械掘削の可能な範囲(7~8 m)で短くし、下半クローズの日数を短くするのが望ましい。

④ 上・下半の切羽をゆるめないよう、切羽をおさえ

ながら掘削すること。そのため、吹付け、ロックボルト等で切羽をおさえる。

⑤ 掘削は中断することなく上下半併進すること。上下半断面の不安定状態で長期間おかないこと。また、山をみだす作業

(切羽の発破、掘削、縫い返し等)を近辺で断続的に行うことは、既施工区間に新しい土圧および動的な土圧を加えることになる。早く安定な静的状態に持っていくべきである(切羽を早くすすめること)。

(5) 破碎区間の施工

強土圧区間(特碎区間)は全破碎区間(480 m)のうち約 80 m であったが、残りの区間もかなりの土圧が作用し、施工にあたって苦勞した。とくに土圧の増減がかなりあり、そのつど断面および支保工等を変えなければならず、経済的な施工をするため“土圧をあらかじめ知る”こと、およびいかにして“段取りかえの手間を少なくするか”ということを考える必要があった。

とくに円型断面鋼管支保工吹付け工法は地圧に対して有利であるが工費がかかり、地圧が減少すれば馬蹄型、150 H 支保工による吹付け工法で施工するほうが有利であった。しかし、土圧を的確に把握しないと、工法の選択をあやまり、支保工の変形、沈下および座屈により縫い返し等をよぎなくされることとなった。

破碎区間の通過後、モルタル中詰鋼管支保工(φ8 in、70 cm ピッチ、吹付け厚 30 cm、内巻 45 cm で 20 m 前後掘削を進めた。地質は大半がもろい粘板岩で、少し粘土化した粘板岩が入りまじっていたが鋼管を使用するほどでないと考え、円型 150 H 1 m ピッチ($l=20$ m)、馬蹄型 150 H 1 m ピッチ($l=90$ m)に変更したところ、中間ストラット(200 I)の変形、上半支保工肩部の変形および座屈、上下半支保工取付け部のねじれおよび座屈、下半支保工の脚部の押し出し等が顕著に表われた。馬蹄型支保工 109 基のうち 37 基は座屈変形して使用不可能になり、馬蹄型区間のほとんどが、縫返しの必要が生じた。支保工縫い返し後

① I 区間($l=34.30$ m) 側壁コンクリート打設

② II 区間($l=31.00$ m) 根固めコンクリート

③ III 区間($l=24.70$ m) インパート支保工取付け

を行なったが、I 区間では側壁コンクリート打設後 15 日間ほどでコンクリートにクラックが発生したために、側壁コンクリート下部に φ8 in 鋼管ストラットを 3 m ピッチで取り付けたが、コンクリートのクラックは増大し、インパートストラットは上方に持ち上げられた。側壁コンクリートクラック発生 1 か月後インパートコン

リート ($l=3\text{ m}$) を打設継目ごとにまず打設し、アーチコンクリートを打設することによって、押し出しが停止した。Ⅱ区間は2か月経過後も根固めコンクリートにクラックも生ぜず、支保工の変形もなく本巻を打設した。

Ⅲ区間は、少しの変形がインバート支保工にあったのみであった。再び $30.711\sim 30.960\text{ km}$ ($l=49\text{ m}$) 間は円型断面、 $\phi 8\text{ in}$ 鋼管支保工、ピッチ 470 cm 吹付けコ

ンクリート 25 cm で施工したが、一部に座屈、沈下の傾向が見られたが順調に進み、 30.948 km で逆断層帯を突破したものと考えた。 $30.974\sim 31.072\text{ km}$ ($l=98\text{ m}$) 間は円型断面 150 H 支保工 70 cm ピッチ、吹付け厚 15 cm で施工した。一部吹付けコンクリートにクラックの発生がみられた程度で、支保工の変形もなかった。そこで、 31.072 km から再度馬蹄型断面に切りかえたが、

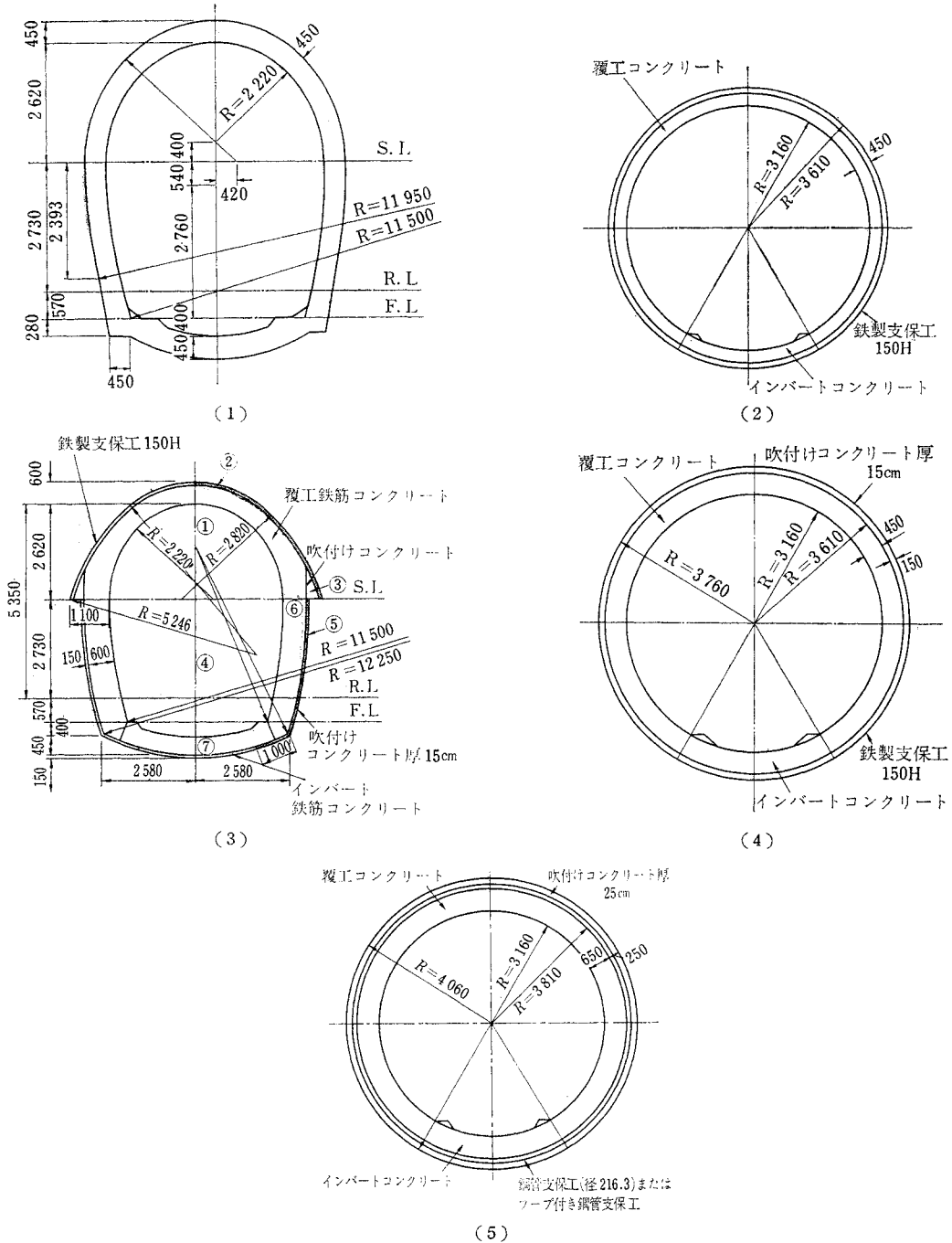


図-5 鬼峠トンネル主要断面図

表-3 主要断面型および工費

区分	工 法	断 面 型	支保工ピッチ (m)	吹付けコンクリート (cm)	内 巻 (cm)	月 進 (cm)	1mあたり工費 (万円)	土 圧	区 間
1	底設導坑先進	特1号 (馬蹄型)	150 H 1.00	—	45	93	34	普通	
	二段ベンチカット	特1号 (馬蹄型)	150 H 1.00	—	45	75	46		
2	二段ベンチカット	円型 (R=3.61m)	150 H 1.00	—	45	58	57	土圧あり	30.610 km 付近
3	二段ベンチカット	特1号 (馬蹄型)	150 H 0.70	下半 15	60	55	77	強土圧	31.100 km 付近
4	二段ベンチカット	円型 (R=3.76m)	150 H 0.70	15	45	38	86		30.980 km 付近
5	二段ベンチカット	円型 (R=4.06m)	鋼管φ8in・0.70	25	45	35	109	あ り	30.500 km 付近
	二段ベンチカット	円型 (R=4.06m)	フープ鋼管φ8in・0.70	25	45	35	120		

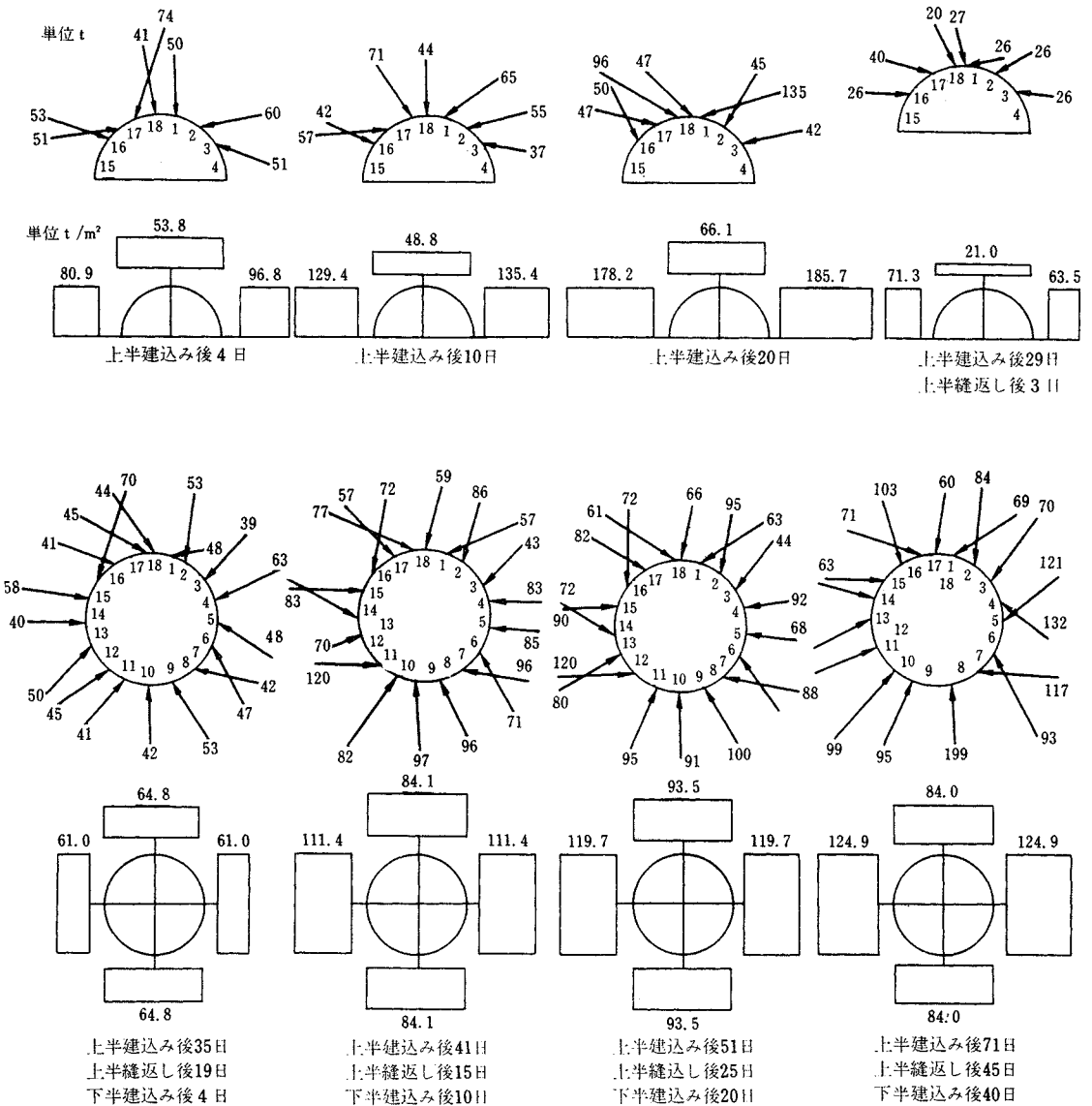


図-6 フープ支保工土圧荷重分布図および平均土圧図

31.114 m からは馬蹄型断面（吹付けなし）でも吹付けコンクリート併用の円型断面でも使用できる支保工を用いて、上半の変位量に応じて下半断面を円型に変えられるようにした。断面図を 図-5 に示す。

この断面型の特徴は次のとおりである。

- ① 馬蹄型断面から円型断面への段取かえが簡単である。
- ② 上半脚部の吹付けにより沈下を防止できる。
- ③ 必要に応じて吹付けを天端まで吹付けられる。
- ④ 下半吹付けにより沈下防止および地山拘束ができる。

以上の工法により、地圧が変わっても比較的楽に対応できるようになった。

なお、鬼峠トンネルで採用した主要断面および工費は 図-5 および 表-3 に示すとおりである。

5. 土圧測定

破碎区間において、フープ付き鋼管支保工の適応性と膨張地山の特性を知るため、計測支保工を建て込んだ。計測は京大・村山教授の方法により、ワイヤーストレンゲージを支保工に貼付けて行なった。計測支保工はフープ付き中詰鋼管支保工であり、解析に使用する支保工材の力学常数はあらかじめ室内試験を行なって決めた。

測点間に作用する土圧と、これの鉛直、水平分力を求め、等分布荷重に換算した結果を 図-6 に示す。また、

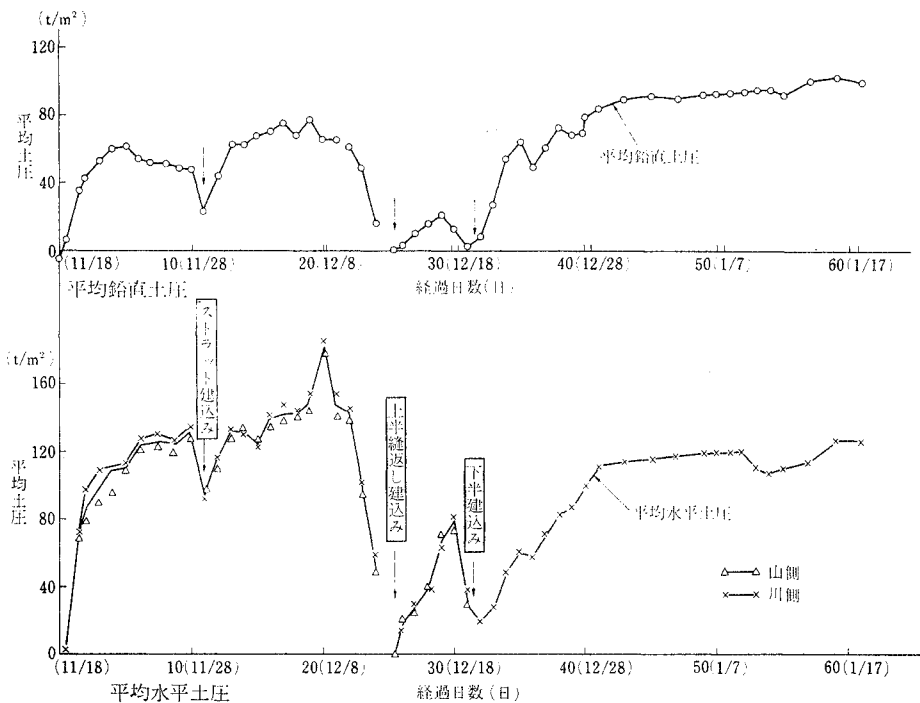


図-7 計測支保工平均鉛直・水平土圧の経時変化

これらの等分布に仮定した平均土圧の経日変化を 図-7 に示す。平均水平地圧が平均鉛直地圧に比してかなり大きく、とくに上半ベンチ上での支保工の地圧は大きい。計測支保工が上半ベンチ上にあるときの縫い返し後の地圧は、かなり減少している。

6. あとがき

鬼峠トンネルは強大な地圧区間と変動する地圧区間に悩まされたが、新しい工法を採用することにより克服できた。この間、幾多の試行錯誤を行ないながらも、膨張性土圧に対する一つの工法を見いだせたものと思う。

最後に、施工にあたって多くの方々のご協力をいただいたことを感謝する。

参考文献

- 1) 足立貞彦・重松 治・水出康雄：紅葉山線・新登川トンネルの蛇紋岩区間の施工法と膨張性土圧の測定結果について、第5回トンネル工学シンポジウム，土木学会
- 2) 友田 孝：紅葉山線 鬼峠ずい道の破碎帯の掘さくについて，鉄道建設公団第6回技術研究会。
- 3) 掛端政弘・舛本海洋治：紅葉山線 鬼峠ずい道の施工について，土木学会北海道支部論文集，1972.2。
- 4) 谷 健史：強大な膨張性土圧を克服，トンネルと地下。1971年9月。
- 5) 足立貞彦・水出康雄：鋼アーチ支保工に働く土圧の測り方。トンネルと地下，1971年11月・12月。

(1973.4.16・受付/同5.8・再受付)