

膨張性地山トンネルにおける施工管理の一例

たけ ばやし つく お
竹 林 亜 夫*

おお つか よし ゆき
大 塚 義 之**

1. はじめに

膨張性地山にトンネル掘削を行なう場合、しばしば強大な地圧に遭遇して構造物の変状が生じているが、地圧の発生原因について不明な点が多く、調査・設計・施工の各段階において一貫した方針が確立されていない。

したがって、掘削時には、地山挙動を観測しつつ、調査・設計の不十分な点を補足することが必要である。

本文は国道 128 号線嶺岡トンネル工事において、坑内および地表面より各種の現場計測を実施して行なった施工管理の概要を記すものである。

2. トンネルの設計と施工法^{1)~5)}

調査段階では、トンネル全区間にわたってジャ紋岩が分布すると推定され、岩質は塊状、角レキ状、粘土状に分類されていた。弾性波速度(P波)が 2.0 km/sec 以下の部分はほとんど粘土状のジャ紋岩で、2.0 km/sec 以上の部分は塊状と角レキ～粘土化したジャ紋岩の混合体としている。この調査結果に基づいて、覆工厚と支保工の設計は図-1のように決められた。

また、トンネルの内空断面は建築限界と将来の交通量の増加に伴って換気装置を設置できる余裕を残して図-2のように定められた。

トンネルの掘削方式として以下の工法について検討した。

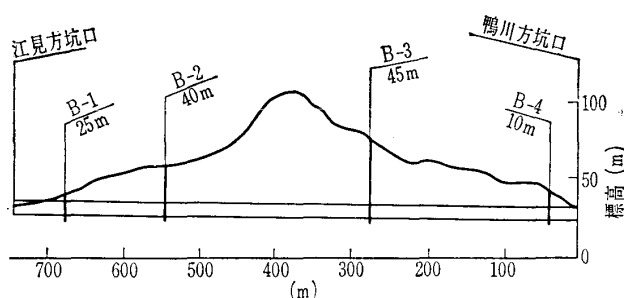
- ① 底設導坑先進上部半断面方式
- ② 側壁導坑先進上部半断面方式
- ③ 上部半断面方式
- ④ ルーフ・シールド方式

上記の工法について、地形・地質状況を考慮した結果、側壁導坑先進上部半断面方式を全区間に採用することにした。

側壁導坑の断面は幅 3.8 m、中心離間距離 7.6 m で、支保工は H-125×125×6.5×9 を 1.0 m ピッチに建込む設計である。

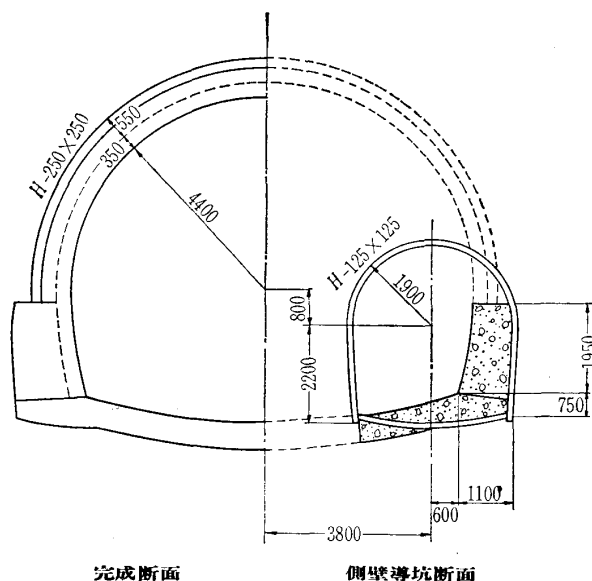
3. 施工管理の方法

膨張性地圧の発生原因と地圧の大きさを施工時には握す



1.6 ~1.3	1.3	2.0	1.3~1.5	2.1~2.2	2.3~2.4	1.4	2.1	1.3	2.6	0.3 ~1.4	弾性波速度(km/sec)
粘土化したジャ紋岩				角レキ化 ジャ紋岩	ジャ紋岩(大塊+粘土・角レキ化)			カンラン岩 バンレイ岩	ジャ紋岩	岩 質	
90 { 1次 55 2次 35 インバート 55					60 インバート 55			90 { 1次 55 2次 35 インバート 55			巻 厚(cm)
290					150			300			区 間 長(m)
$H_p = 0.9 \times (B + H_t)$ =15					$H_p = 0.6 \times (B + H_t) = 9.5$			$H_p = 0.9 \times (B + H_t)$ =15			ゆるみ高さ(m)
H-250×250×9×14					H-200×200 × 8×12			H-250×250×9×14			支保工の大きさ (mm)
0.7					0.7			0.7			間 隔(m)

図一1 調査・設計概要



圖一2 標準断面圖

*清水建設土木技術部

清水建設研究所

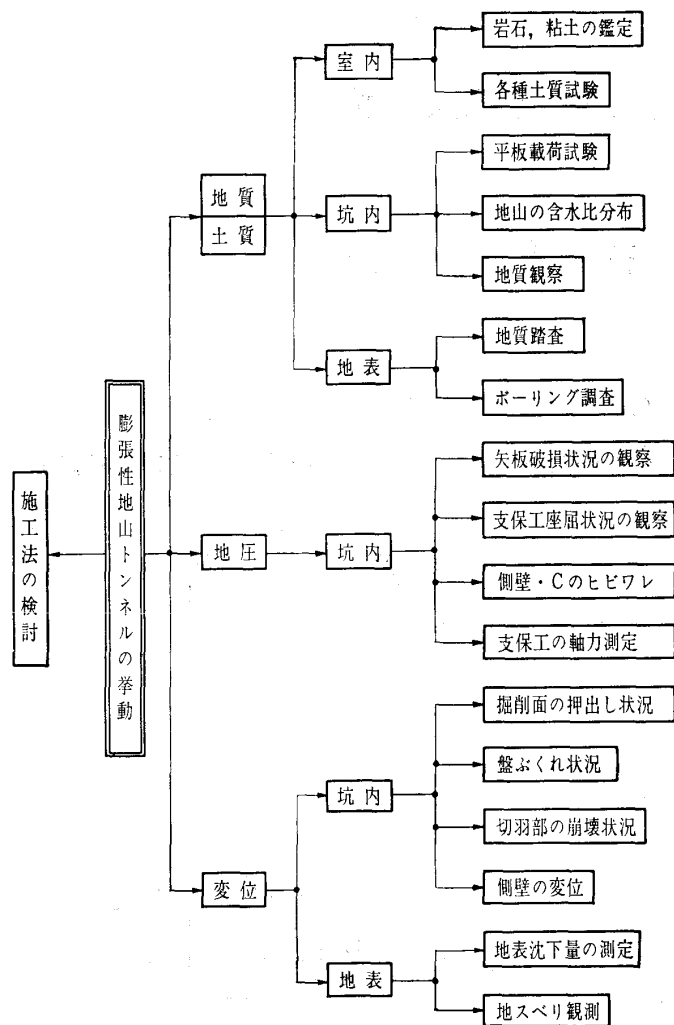


図-3 トンネル施工時の管理・測定項目

る目的で図-3のような施工管理体制をとった。

3.1 地質・土質に関する管理

本トンネルは全区間にわたり地質学的な構造帯に位置し、複雑な地質を有している。岩石の分類は顕微鏡、X線回折による鑑定に基づいて行なった。地質構成は、坑内の地質観察、追加ボーリングなどを行ない、事前調査の結果と照合させた。

導坑施工時に、強大な地圧が発生した場所と、発生しなかった場所の土質性状の相違を明らかにするため、各種の

土質試験を行なった。

3.2 地圧に関する管理

全延長にわたって、破損した矢板の枚数の観測、支保工座屈状況の観察を行ない、特に顕著な場所で支保工軸力の測定を行なった。

矢板の破損は、木材（生松）の強度と支持機構から約 10 t/m^2 前後の作用地圧で発生すると考えられ、各支保工ごとに設置枚数に対する破損枚数を矢板破損率と称し測定した。

導坑の支保工軸力測定は、クラウン部のつなぎ板の間に、75 t 荷重計を設置した。上半のアーチ支保工軸力は、脚部に200 t および300 t ロードセルを設置し、一部の区間では、支保工にカールソン型ヒズミ計を設置した。

3.3 変位に関する管理

坑内では、掘削面および周辺地盤の変位量を計測する目的で、ケーシングを用いた鉄筋棒をトンネル内の対応する位置に埋設し、トンネル・スケールを使用して観測した⁶⁾。盤ぶくれおよび側壁の変位測定はレベルとトランシットを使用した。

全延長の約6～7割が土カブリ30m以下の浅いトンネルのため、地表面からの観測も行ない、坑内地圧現象と周辺地盤の変位挙動との関連性をは握することも試みた。

地表沈下量の測定は、土カブリ厚30m以下の区間に、水管式沈下計を設置して計測した。横移動の観測は、土カブリ20m以下の区間に伸縮計を設置して行なった。

4. 計測結果

4.1 地質状況

坑内における岩質の分布は、全延長の約9割が粘土質ジャ紋岩、粘土化したケツ岩（泥岩）およびりん（鱗）片状破砕性粘土の3種類からなる。その他は玄武岩類、砂岩類よりなる（図-4参照）。おのおのの特徴を以下に記す。

① 粘土質ジャ紋岩：乳白色～青緑色のしま状で、カンラン岩、ハンレイ岩、ジャ紋岩の玉石～レキを含有し、水につけると白濁して崩壊する。

② 粘土化したケツ岩：暗灰色～黒色を呈し、手で容易にりん片状に粉碎し、その表面は光沢がある。岩体内に

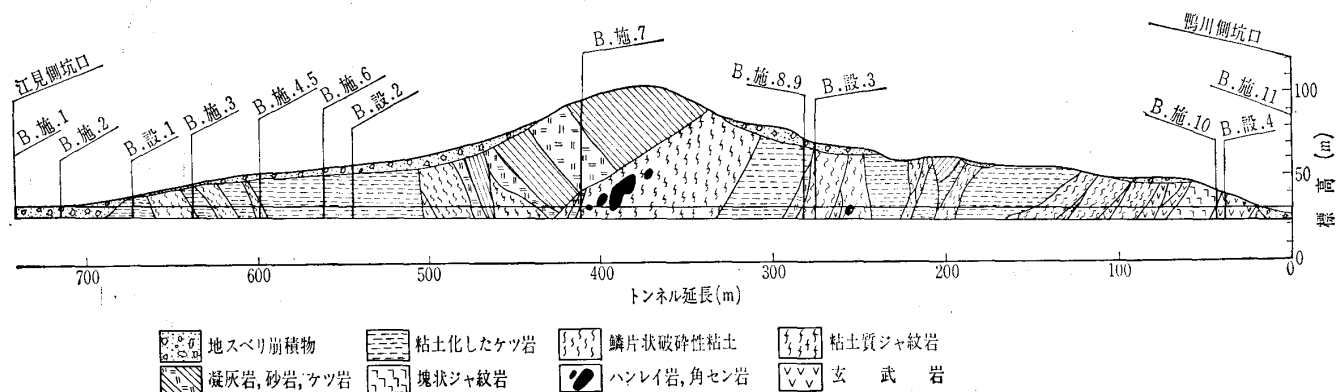


図-4 地質縦断面図

表-1 土質試験結果

	粘土質 ジャ紋岩	粘土化した ケツ岩(泥岩)	りん片状 破砕性粘土
自然含水比 w (%)	7.41~20.81 11.75	7.15~26.26 15.77	11.99~27.80 18.17
土粒子の比重 G_s	2.211~2.843 2.676	2.573~2.872 2.712	2.482~2.872 2.661
単位体積重量 γ (g/cm ³)	2.00~2.33 2.12	1.90~2.36 2.17	2.01~2.20 2.11
間ゲキ比 e	0.34~0.54 0.48	0.33~0.40 0.36	0.31~0.38 0.35
液性限界 w_L (%)	27.7~56.0 43.7	41.6~52.0 45.4	30.8~54.0 39.6
塑性限界 w_p (%)	20.0~34.4 24.9	16.4~22.7 18.8	15.4~34.7 22.9
塑性指数 I_p (%)	13.3~30.3 19.0	19.8~34.7 26.6	7.0~38.0 17.2
一軸圧縮強さ q_u (kg/cm ²)	0.90~26.08 9.86	1.34~11.78 2.77	0.62~4.33 1.81
ヤング率 E (kg/cm ²)	93~1,176 546	96~710 223	58~387 163
吸水膨張 (%)	0.19~5.80 3.08	0.49~5.55 2.47	1.13 —

注) 各項目のうち、下段は平均値である。

は断層面に平行およびやや斜交する土状光沢を有する鏡肌が多い。

③ りん片状破砕性粘土：一部にジャ紋岩および玄武岩の玉石～小レキを有する茶かっ色の破砕性粘土で、手で容易に粉碎し、その表面は樹脂状光沢を呈す。

④ 砂岩および玄武岩類：節理やわれ目が多く、切羽面で肌落ちしやすいが、全体的に硬岩状である。個々の岩体は小さく坑内での露頭延長は10～20 m程度であった。湧水はこの区間でみられ、最大50 l/min(切羽部)程度であった。

上記のように、構成岩質は、激しい断層破砕作用の結果、変質生成した粘土が主体をなしている。各岩質の境界は破砕粘土を有する断層である。断層の走向はトンネル軸にほぼ直交し、傾斜角は約50°で北または南落ちが多い。

4.2 土質工学的特性

表-1は導坑掘削に伴い約20 m間隔に採取した試料の試験結果である。土としてみた場合の物理的性質は、つぎのような共通の特性を有している。

- ① 単位体積重量(γ)は2.10 t/m³前後である。
- ② 塑性図では中～低塑性の無機質粘土に属している。
- ③ 自然含水比は塑性限界以下のため、液性指数は0以下となり、過圧密粘土の特性を有する。

一軸圧縮強さは表-1のようにきわめて小さいが、岩質によって傾向があり、つぎのような順序である。

りん片状破砕性粘土<粘土化したケツ岩<粘土質ジャ紋岩

これに対して、トンネルに作用する地圧の大きさを岩質別にみると、りん片状破砕性粘土で最大となる。

粘土化したケツ岩区間で2本のコア・ボーリング($l =$

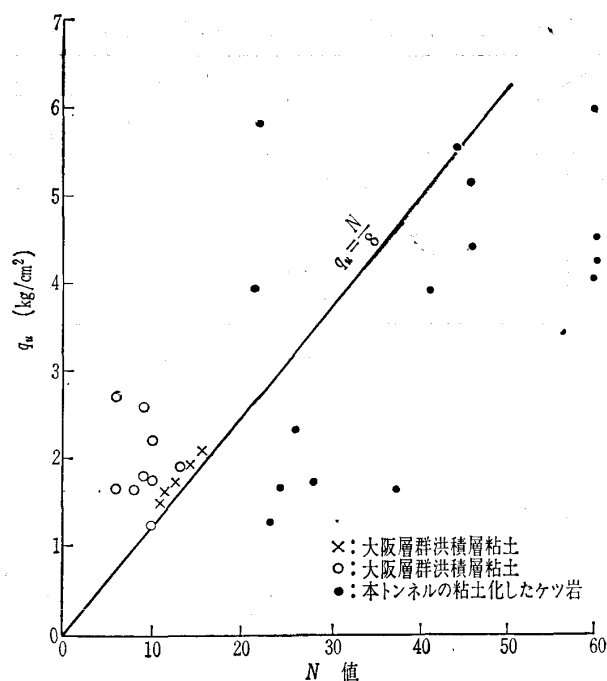
図-5 N 値と q_u の関係

表-2 許容地耐力の経日変化

掘削後の経過日数	1日	4日	8日	12日	86日	113日
粘土化したケツ岩	110.0	81.0	44.5	—	—	—
粘土質ジャ紋岩	—	—	68.5	80.0	76.5	35.0

(単位は t/m²)

25.0 m, $l = 34.0$ m) により採取した試料を用いて各種の土質試験を行なった。 N 値と一軸圧縮強さ(q_u)の関係は図-5に示すとおりで、チュウ積層の正規圧密粘土で $q_u \approx \frac{N}{8}$, 大阪層群の過圧密粘土で $q_u > \frac{N}{8}$ であるのに対し⁷⁾, $q_u < \frac{N}{8}$ となっている。

つぎにトンネル掘削面(坑壁)の地山強度特性を調べるために坑内平板載荷試験を実施した。試験結果は表-2のように類似した傾向を示し、掘削後の経過日数にしたがって地耐力が低下している。周辺地盤のゆるみ範囲(塑性領域)が時間の経過とともに拡大しているためと考えられる。

4.3 トンネルに作用する地圧状況⁹⁾

導坑支保工のクラウン部軸力の測定結果は、表-3のとおりで、いずれの支保工にも強大な地圧が作用している。特に2本の導坑が並列した場合の軸力は1本の場合の約2倍に達する。いま2本の導坑が並列したときの地圧を測定値に基づいて計算すると、表-3に示す値となり、特に強大な地圧が生じた山側導坑の188 m, 580～600 m地点では、上載荷重の $\frac{1}{2}$ にも達している。

鴨川方坑口より600 mの地点における両導坑の支保工クラウン部軸力、坑壁面より70 cm奥へはいった点の変位量および山側導坑直上の地表沈下量の測定結果は図-6に対比して示すとおりである。川側導坑が通過したときに山側導坑の支保工が座屈したため、トンネル周辺地盤の変位お

表一 3 施工条件と導坑支保工クラウン部軸力の測定結果

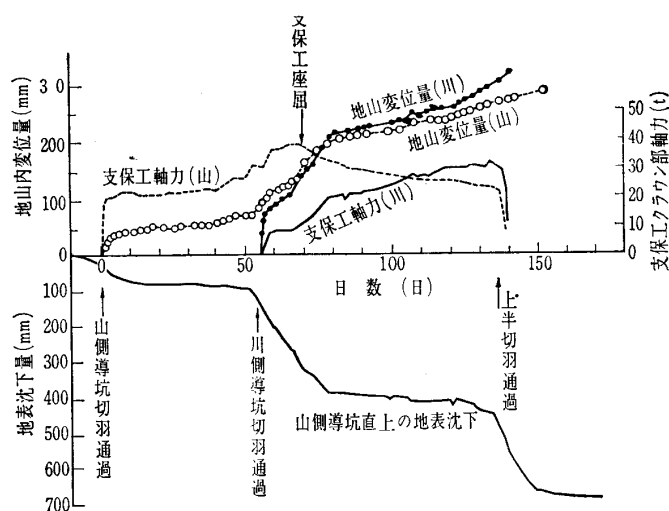
位置	項目	測定値			備考		
		単設導坑	他導坑通過	上半接近	他導坑通過後の推定地圧	地山の自重 $\gamma \cdot H$	支保工ピッチ
川側導坑	66.0m	—	2.5 t	9.0 t	1.7 t/m^2	46.5 t/m^2	1.00 m
	261.0	10.5 t	20.4	52.0※	13.9	87.6	〃
	277.0	17.0	24.3	34.0※	16.5	94.3	〃
	599.4	—	20.0	32.0※	19.4	56.1	0.70
山側導坑	96.0	4.0	10.2	25.0	6.9	48.7	1.00
	188.0	—	48.0	—	32.6	67.7	〃
	279.0	—	13.0	30.0	12.6	94.3	0.70
	580.3	6.0	15.0	—	14.6	58.6	〃
	589.7	9.0	22.0※	—	21.4	57.3	〃
	590.4	16.0	28.0※	—	27.2	57.3	〃
	599.6	15.0※	25.0※	—	24.2	56.1	〃
	600.3	23.0	35.0※	—	34.0	56.1	〃
備考		双設トンネルの相互干渉の影響			計算値	$\gamma=2.10$	

※支保工座屈

よび川側導坑の支保工軸力は徐々に増加している。

導坑の矢板の破損状況および支保工の座屈状況の観察を行なった結果は図一7に示すとおりである。この図に示した矢板矢尻部破損率は、各支保工ごとに観測したもので、掘削後7日～10日時点のものを記載している。支保工の座屈した場所では強大な地圧が作用した。そこでの矢板破損率は約20%以上であった。

つぎに上部半断面のアーチ支保工脚部軸力の測定結果は図一8のとおりである。上半の掘削にメッセル工法を採用しているため、メッセル矢板の通過に伴い一時的に軸力が低減し、その後約10～15日間急激な増加を示した後は落ち着いている。アーチ支保工に作用する地圧を測定値から計算すると32～70 t/m^2 (12測点)であった。



図一 6 導坑支保工クラウン部軸力、周辺地盤押し出し状況と地表沈下状況

4.4 トンネル周辺地盤の変位挙動¹⁰⁾

側壁導坑1本を施工した場合のトンネル坑壁周辺地山の押し出し量の測定結果は図一9に示すとおりである。ここでは、坑壁より30, 70, 100, 140 cmの各深さに固定した測定点の変位量を測定している。

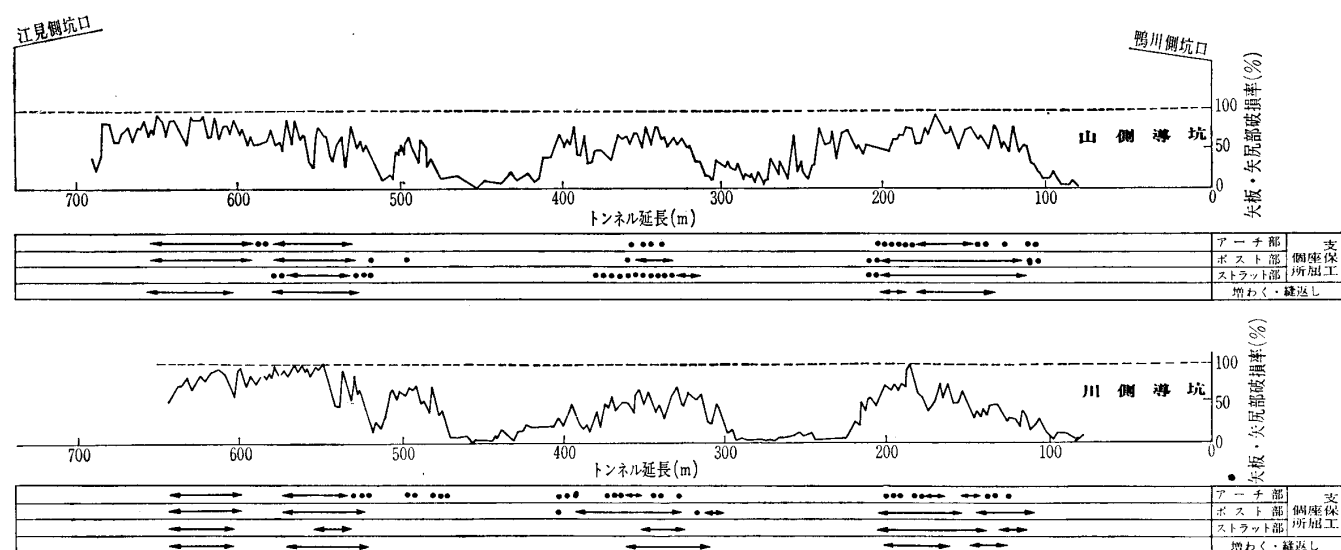
このような計測を上下2段で行ない、測定値より水平変位が25 mmとなる点が日数経過によって移動する様子を求めたのが図一10である。

図一11は、地表面沈下量の測定結果を各施工段階ごとにまとめたもののうちの一例として一つの断面について示したものである。

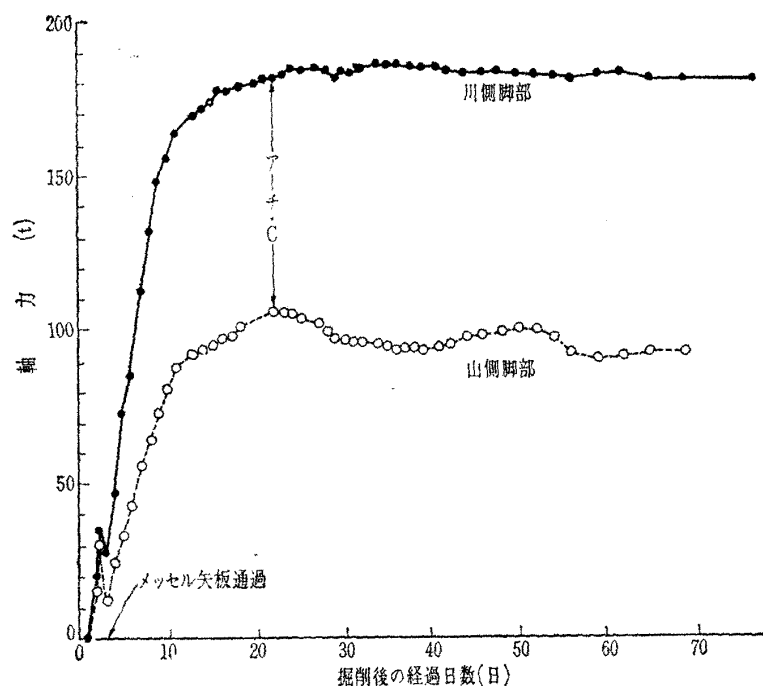
5. 膨張性地圧の原因について

膨張性地圧の原因について、従来よりつぎの諸説¹¹⁾が与えられている。

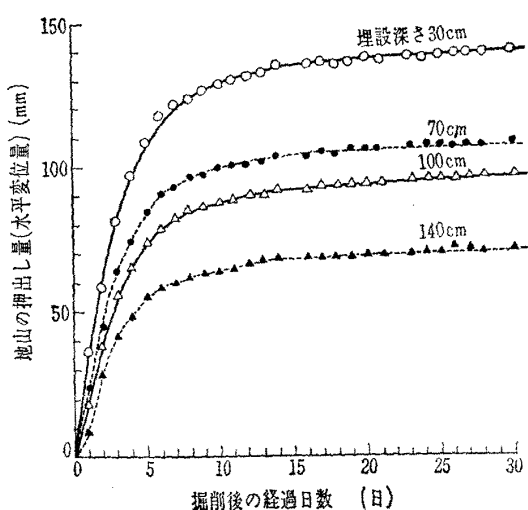
- ① 吸水による物理的膨張(吸水膨張説)
- ② 化学変化の結果としての膨張(粘土化膨張説)



図一 7 トンネル延長方向の地圧状況



図一八 アーチ支保工脚部軸力の測定結果
(上半 340 m 地点)



図一九 地山の押し出し状況 (山側導坑 580 m 地点)

③ 上載荷重による地山の塑性変形あるいは破壊とその結果としての応力解放(塑性流動説)

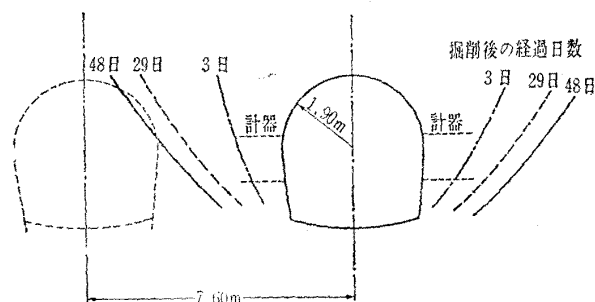
④ 地殻運動(造山運動)のときに封じ込められた潜在エネルギーあるいは岩石タイ積時における先行荷重の解放によるもの(潜在応力の解放説)。

上記の説に対して、つぎのように考察した。

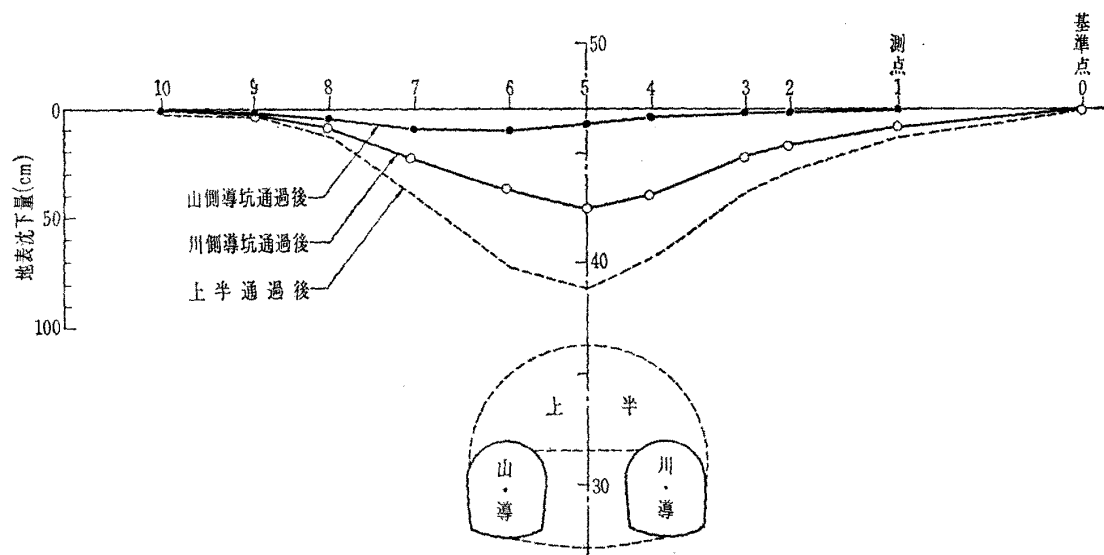
5.1 吸水膨張説

粘土鉱物の鑑定の結果、モンモリロナイト、クローライト、アンチゴライトなどの膨潤性粘土鉱物を主成分とし、かつ吸水膨張試験結果より岩石の膨張が認められた。トンネル周辺地山内の含水比分布の調査と、坑壁部の含水比の経時変化の調査を行なって説の当否を検討した。

調査位置はモンモリロナイトを主要鉱物とする粘土化したケツ岩の区間でかつ、作用地圧が強大な位置で行なった。



図一〇 単設導坑周辺地山内の 25 mm 水平変位域の経日変化
(山側導坑 590 m 地点、川側導坑通過は54日後)



図一〇 両導坑および上半通過後の地表沈下量分布 (坑口より 625 m 地点)

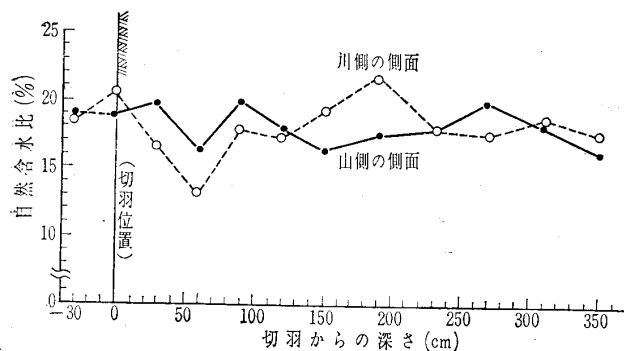


図-12 切羽内部における含水比分布
(川側導坑 542 m 切羽)

吸水膨張説については検討の結果つぎのように考えた。

- ① 図-12より含水状態の変化がないので周辺地盤の吸水膨張はないものと考えた。
- ② 周辺地盤が吸水膨張をすれば、カブリの浅い区間では地表面の隆起現象がみられるはずであるが、地表沈下量の計測結果(約140点)はいずれも沈下現象を示し、隆起を示していない。

以上のことより、地圧の発生原因として吸水膨張説をとる根拠は認められない¹²⁾。

5.2 岩石の粘土化膨張説

この説は鈴木が述べている¹³⁾ように、二つに分けられ、第1に造岩鉱物が粘土化することによる膨張、第2に岩石が細粒化して粘土粒子になるための容積変化による膨張である。本トンネルについてはつぎのように判断される。

- ① 岩石の物性変化に伴い、岩石の含水比および温度変化が生ずると考えられるが、測定結果はいずれについても否定的である。
- ② 前項と同様に地表面の隆起現象が認められない。

以上のことより、粘土化膨張説は本トンネルの地圧発生原因としては考えられない。

5.3 潜在応力の解放説

地層の生成過程においてはともかく、現状では大きな潜在応力が存在するとする証拠は現場計測結果からも認められず、この説は考えられない。

5.4 塑性流動説¹⁴⁾

現場計測は、トンネル掘削の影響による周辺地盤挙動を各方面から観測するシステムをとっている。これらの観測により得られた見解を以下に記す。

- ① 強度の小さい地盤である。すなわちトンネル掘削により周辺地盤に塑性領域が形成されない条件として、岩石の一軸圧縮強さは理論上土カブリ荷重以上が必要であるのに対し、強大な地圧が発生した場所では、後述のようにその比率は0.70~1.0以下であった。
- ② トンネル周辺地盤に広い範囲で塑性領域が形成されている。
- ③ 地圧と周辺地盤の変位量の経時変化が一致している。すなわち、トンネル掘削により地山内の応力分布が変化し、新たな応力状態の釣合いがトンネル構造物と地山の間に確定したときに地圧と地盤の変位量は落ちつく。

以上のことより本トンネルの強大地圧の発生原因は、塑性流動説と考えられる¹⁵⁾¹⁶⁾。導坑施工の初期段階で、この結論が得られたので、残りの区間の施工法は、極力地山をゆるめない方法を採用した。特に上半施工法は全区間、メッセル工法とリングカットの併用による掘削方法と早期覆工方法を採用し、効果を上げた。

6. 膨張性地圧の大きさについて

一軸圧縮強さ(q_u)とその位置の土カブリ荷重($\gamma \cdot H$)の比¹⁷⁾を地山強度比(α)とすれば α は(1)式で与えられる。

$$\alpha = \frac{q_u}{\gamma \cdot H} \quad (1)$$

ここに、 γ :土の単位体積重量(t/m^3)、土カブリ厚さ(m)

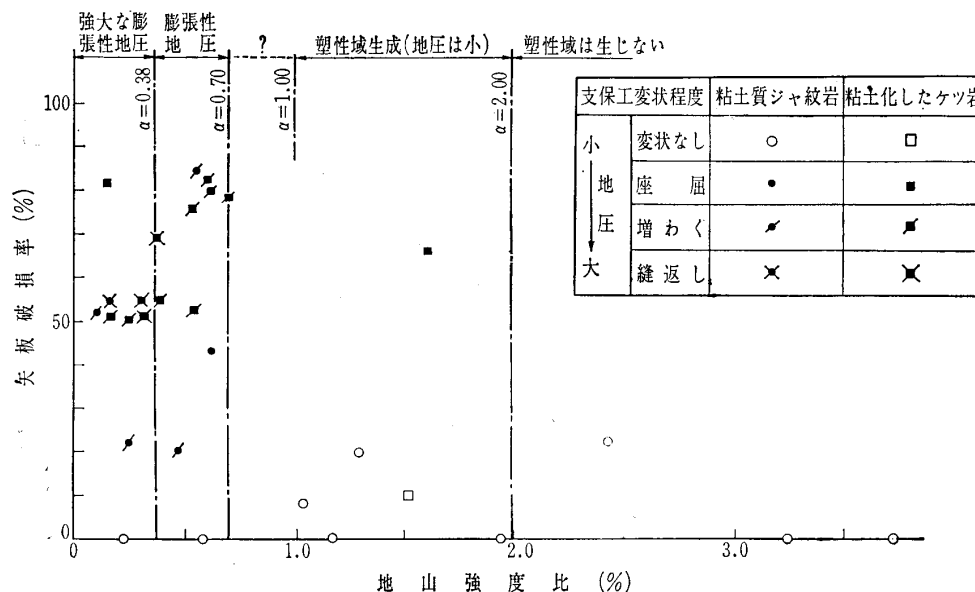


図-13 坑内地圧状況と地山強度比の関係

トンネルの各地点の地山強度比 (α) と、その位置の導坑支保工の座屈、補強状況および矢板破損率の関係を図一13に示す。図一13により膨張性地圧の大きさについて、つぎのことが判明した。

- ① 支保工の変状もなく、矢板の破損もほとんどない場所の α は1.5~2.0以上であった。
- ② 支保工が座屈して、増枠支保工を設置した場所は α が0.7~2.0以下であった。この個所では矢板の破損が顕著であった。
- ③ さらに強大な地圧が作用したため、繰返し掘削をよぎなくされた場所は、 α が0.38以下であった。

素掘りトンネルにおける弾塑性解析⁽¹⁸⁾より、静水圧外力の下で塑性領域が生じないときの坑壁部の円周方向応力 (σ_θ) は

$$\sigma_\theta = 2 \cdot \gamma H \quad \dots\dots\dots(2)$$

このとき、坑壁部の応力状態は一軸圧縮応力状態と考えられるので塑性領域を生じないための条件式は、

$$\sigma_\theta \leq q_u \quad \dots\dots\dots(3)$$

地山強度比に換算すると

$$\alpha = \frac{q_u}{\gamma \cdot H} \geq \frac{\sigma_\theta}{\gamma \cdot H} = 2 \quad \dots\dots\dots(4)$$

(4)式を満足する場合は、理論上素掘り状態でトンネルの安定が得られることになる。しかし実際の場合には、地山強度比が1.5~2.0以上の区間で支保工の変状、矢板の破損がほとんどない状態であるが、肌落ちの生じやすい地盤のため素掘り状態ではトンネルの安定は考えられなかった。

つぎに、軟弱地盤における開削工法の最近の研究⁽¹⁹⁾⁽²⁰⁾で明らかとなった、山留背後の地盤に塑性領域が生じるときの判定基準式(5)と、本トンネルで得られた膨張性地圧の大きさの判定基準とを対比させてみよう。

$$N_b = \frac{\gamma \cdot H}{S_u} \quad \dots\dots\dots(5)$$

ここに N_b : 安定係数, γH : 前出, S_u : 非排水せん断強度 (t/m²)

国鉄では、これにつぎのような設計指針を与えている⁽²¹⁾。

$N_b > 5$ の場合: 地盤の安定が破壊されることが多い。

$5 \geq N_b \geq 3$ の場合: 地盤は破壊しないが、相当量の変位が生じる恐れがある。

$N_b < 3$ の場合: 地盤の変位する恐れも少なく安定である。

ここで、本トンネルにおける地山強度比と軟弱地盤の安定係数との関連をみるため、

$$S_u = \frac{q_u}{2} \quad \dots\dots\dots(6)$$

の条件を仮定すると

$$\alpha = \frac{2}{N} \quad \dots\dots\dots(7)$$

したがって $N=5$ のとき $\alpha=0.40$, $N=3$ のとき $\alpha=$

0.66 となる。式(5)に基づく国鉄の判定基準と、得られた基準との間に一致がみられる。これより、山岳トンネルにおける膨張性地質は、都市土木における軟弱地盤に似た土圧特性を有するものと考えられる。

7. おわりに

カブリの浅い膨張性地山のトンネル施工において各種の現場計測を行ない、地圧の発生原因と、地圧の大きさについて一つの見解を得ることができた。今後カブリの深いトンネル工事への応用についても研究を進めたいと考えている。

おわりに当たり、現場計測についてご指導を賜った建設省土木研究所の石橋正穂氏、施工対策、管理のご指導をいただいた千葉県土木部鴨川土木事務所の皆様、そして地質についてご指導いただいた北海道地下資源調査所の鈴木守氏に深く感謝します。また計測作業および施工対策にご教示、ご協力をいただいた嶺岡トンネル作業所の皆様と工事関係者に厚く謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 藤井三郎・金岡一夫: 嶺岡トンネル, 施工技術, 第4巻10号, 1971. 10
- 2) 緒方司・金岡一夫: 嶺岡トンネルの計画と施工, 建設の機械化, 1971. 12
- 3) 緒方司・金岡一夫: 蛇紋岩トンネルの施工, トンネルと地下, 1972. 3
- 4) 緒方司: 膨張性地山におけるメッセル工法, 月刊建設, 1973. 4
- 5) 藤井三郎・竹林亜夫: 膨張性地山におけるメッセル工法, 建設の機械化, 1974. 3
- 6) 粕谷逸男: トンネル工学, 共立出版, 1970. 8, p. 75
- 7) 竹林亜夫: 大阪層群の粘性土の工学的性質について, 大阪大学土木教室卒論 (1968. 3)
- 8) 村山朔郎・赤井浩一・植下協: 大阪洪積層粘土の工学的性質, 土と基礎, Vol. 6, No. 4, 1958
- 9) 大塚義之・竹林亜夫: 膨張性粘土質地山におけるトンネル掘削に関する研究(第2報), 清水建設研究所報第20号, 1973. 4
- 10) 大塚義之・竹林亜夫: 膨張性粘土質地山におけるトンネル掘削に関する研究(第1報), 清水建設研究所報第19号, 1972
- 11) 高橋彦治: 湧水と地圧, 山海堂, 1963
- 12) 高橋彦治: 膨張性トンネルの研究ノートから, 土木建設, 1971. 11
- 13) 鈴木守: 奥新冠および春別発電所の隧道の地質, 地質学会・札幌支部総会講演, 1973
- 14) 鉄道公団札幌支社: 膨張性地圧のあるトンネルの地圧測定結果について, 1969. 10
- 15) 大塚義之・竹林亜夫: 膨張性地圧の原因に関する2, 3の考察, 土木学会第28回年次学術講演会, 1973
- 16) 大塚義之・竹林亜夫: 膨張性地山トンネルにおける強大地圧の原因について(第2報), 土木学会28回年次学術講演会, 1974
- 17) 仲野良紀: 水路トンネルの地圧と設計の考え方について(その4), 農業土木学会誌, 42巻3号, 1974
- 18) 仲野良紀: 水路トンネルの地圧と設計の考え方について(その1), 農業土木学会誌, 41巻10号, 1973
- 19) R. B. Peck: Deep Excavation and Tunneling in Soft Ground, State of the Art, vol. 7 I.C.S.M.F.E., 1969
- 20) 遠藤正明: 山留め工の推移と展望, 土と基礎, Vol. 21, No. 5, 1973
- 21) 国鉄構造物設計事務所: 設計ニュース, 鉄道土木, 1973. 12. (原稿受理 1974. 7. 27)