

膨脹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)

—膨脹性地圧の原因と予知について—

大塚 義之
竹林 亜夫
(土木技術部)

§ 1. はじめに

第1報では、トンネル掘削に伴う地表面の沈下現象の予知について報告した。¹⁾ 今回は、これに引き続いてトンネル掘削に伴う坑内地圧現象とその予知方法について報告する。

§ 2. 研究目的

嶺岡トンネルは、第1報でものべたように、地質学的には葉山—嶺岡構造線とよばれる構造帯の中に位置し、構成岩石は主に粘土質蛇紋岩および粘土化した頁岩よりなる。このため、岩盤は破碎され、粘土化して鏡肌とよばれるすべり面が無数にみられる。トンネル掘削にあたり、地圧はその断面を縮小するような方向に作用し、しかも時間的にある程度持続性をもち、地山の変形が大きいといったいわゆる膨脹性地圧の特徴を備えている。これは後にものべるように地山の強度不足によるものが、大きな原因の1つに挙げられる。

膨脹性地山におけるトンネル掘削工法としては、従来より、側壁導坑先進工法と上半ベンチ工法が採用されてきたが、いずれの工法も長所、短所があって確実な工法とは言い難い状況にある。

このことは、膨脹性地質は判定できても、膨脹性地圧の発生機構と地圧の大きさ等に関する判定資料が不足しているために、施工方法までに反映させることができないという実状にあるためである。

本研究は、側壁導坑先進工法における調査研究から膨脹性地圧の発生機構を判定し、地圧の予知を行なうとともにトンネル掘削工法決定のための基礎資料を得ることを目的としたものである。

§ 3. 側壁導坑の施工概要

側壁導坑の断面は、図-1に示すように、半径1.90mの馬蹄形断面で、両導坑の中心間隔は7.60mである。

支保工はH-125×125を使用し、インパートストラットを設けている。支保工ピッチは、当初1.00mであったが、膨脹性地圧により支保工の座屈変形がいちじるしいため0.70mに変更している。²⁾

掘削方式は、発破(2号履)とピックによるあて取りの併用による縫地工法である。

縫地矢板は、当初36mm厚の松矢板を試みたが、地圧により破損し、折れ口が開いてしまうので、その後は45mm厚の松矢板を使用している。側壁およびインパート部のコンクリートは、主にインパートストラットの変形防止と側壁コンクリートの接地面積を増大させる目的で打設された。これは、インパートストラットの座屈変形が激しかったこと(写真-1)、側壁コンクリートの沈下がいちじるしく、亀裂を生じたことなど、施工当初の経験にもとづくものである。

切羽部は、樹脂状光沢を有する鏡肌が無数に存在し、それをすべり面とする切羽部の崩壊が生じたため、鏡押

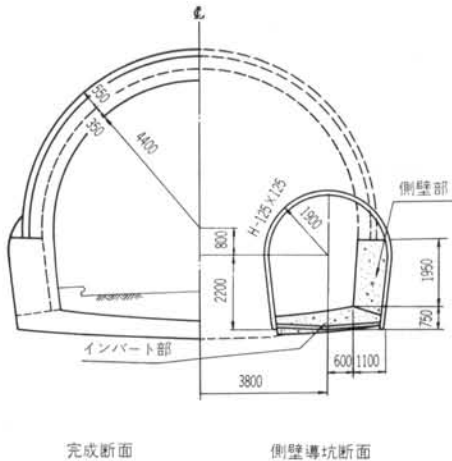
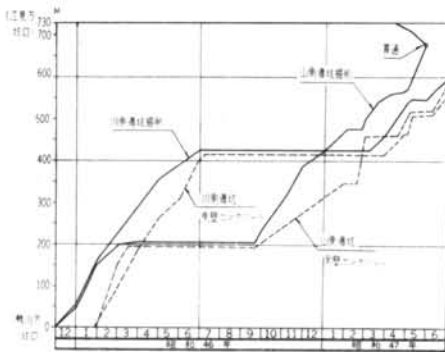


図-1 施工断面図

えさを行なって掘進した。昭和47年6月までの実施工程を図一2に示す。



写真一1 インバートストラットの座屈変形状況
(山側導坑540m地点)



図一2 側壁導坑の実施工程表

§ 4. 導坑の地質工学的性質

4.1 坑内の地質状況

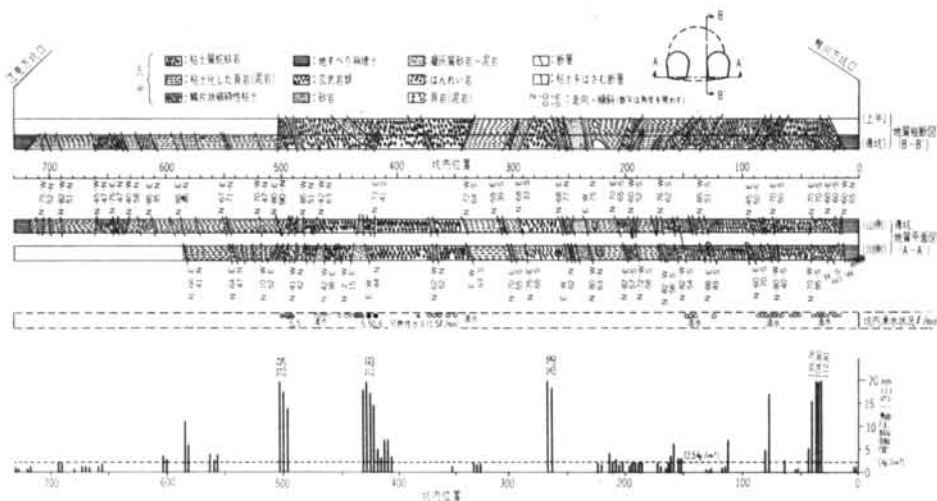
坑内における地質調査結果は、図一3の坑内地質縦断面図および平面図に示すとおりである。これによると、トンネル延長のうち9割以上が粘土質で、粘土質蛇紋岩、粘土化した頁岩(泥岩)および鱗片状破砕性粘土よりなる。残りの部分は、玄武岩類、砂岩類からなる。

坑内地質調査より、各岩相の特徴は次のようなものである。

粘土質蛇紋岩：乳白色～青緑色の縞状で、かんらん岩、はんれい岩、蛇紋岩の玉石～礫を含有し、水につけると白濁して崩壊する。この岩体は嶺岡山系の地質構造活動時に地殻深部より貫入したものと推定され、頁岩(泥岩)、砂岩、玄武岩体内に貫入し、嶺岡山系の中心部に広く分布している。

粘土化した頁岩(泥岩)：暗灰色～黒色を呈し、掌中で容易に鱗片状に粉碎し、粉碎した表面は光沢性がある。この岩体内には、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く、掘削時にはそれをすべり面とする切羽部崩壊が生じている。このような地質は相当激しい断層破砕作用を受けたところと推定される。

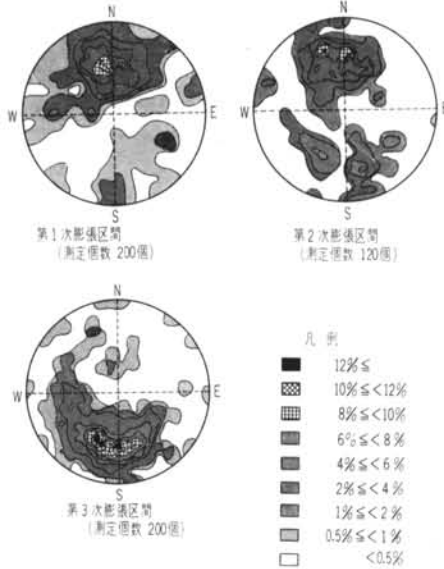
鱗片状破砕性粘土：一部に蛇紋岩および玄武岩の玉石～小礫を有する断層破砕型粘土で掌中で容易に粉碎し、粉碎した表面は光沢性がある。この岩体内にも土状光沢を有する鏡肌が多く、崩壊性に富んでいる。この岩質は蛇紋岩と玄武岩の境界部で激しい断層破砕作用を受けたものと推定され、最も地圧が強大である。



図一3 坑内地質縦断面図と地山の軸圧縮強度分布図

砂岩および玄武岩類：節理やわれ目が多く、切羽面では細かく崩壊する場合があるが、全体的に硬岩状である。

各岩体の境界部は破碎帯を有する断層で、その断層破



図一四 すべり面（鏡肌）の方向頻度分布図

碎作用により蛇紋岩および頁岩類が粘土化したと推定される。鏡肌をしたすべり面の走向傾斜を測定し、そのすべり面の方向を、ステレオ投影法によって表示すると図一四となる。図一四より、すべり面の方向は、トンネルの方向にほぼ直交し、傾斜は約50°前後で北または南落ちである。

湧水は、図一三に示すように玄武岩、砂岩、凝灰質砂岩等の硬岩類が分布する個所で最大50ℓ/min、他の粘土質岩体では、一部に滴水程度の湧水のみみられたのみである。したがって湧水による施工上の困難はほとんど無かった。

4.2 粘土鉱物のX線回折結果

坑内およびボーリングによって採取した粘土の粘土鉱物を分析し、膨潤性粘土の有無を判定するため、X線回折法による分析を行なった。方法は、無定方位・定方位無処理の外にEG法（エチレングリコール法）、HCL法、加熱法（200～500℃）で処理したものについても行なった。各試料の粘土鉱物含有量は、標準試料分析が確立されていないため、試料の相対量比を表一に示した。

粘土質蛇紋岩：アンチゴライト（蛇紋石）、クローライトを主成分として、その母岩は蛇紋岩であることを示し

| 地質・位置 | 粘土鉱物 | | | | | | | 非粘土鉱物 | | | |
|-------------|--------------|-------|-------|----------|--------|---------|--------|-------|-----|-----|----|
| | モンモリロナイト | イライト | 混合層鉱物 | パイロフィライト | クローライト | アンチゴライト | アナルサイト | 石英 | 長石 | 方解石 | 輝石 |
| 粘土質蛇紋岩 | 100.5m(上半) | +++++ | + | | | + | ++ | | | | + |
| | 273(B-31.2m) | ++++ | + | | | + | ++ | | | | + |
| | 273(B-34.1m) | | | | | +++ | +++++ | | + | | |
| | 422(川・導) | + | | | | | +++++ | | | | |
| 破碎性粘土 | 104(上半) | +++++ | | | + | | ++ | | + | | + |
| | 104(上半) | +++ | | | | | +++ | + | | + | + |
| | 104(上半) | ++ | | | + | | +++ | | + | + | + |
| 粘土化した頁岩（泥岩） | 275(B-7.6m) | | + | ++ | | | ++ | | ++ | + | |
| | 275(B-25.6m) | | +++ | +++ | | | +++ | | +++ | + | |
| | 293(川・導) | | + | ++ | | | ++ | | +++ | + | |
| | 180(川・導) | +++ | ++ | | | | +++ | | +++ | + | |
| | 180(山・導) | +++ | + | | | | ++ | | +++ | + | |
| | 180(山・導) | ++ | + | | + | | | | ++ | + | |
| | 546(B-38.5m) | +++ | ++ | | | | ++ | | + | + | |
| | 546(B-19.2m) | +++++ | ++ | | | | +++ | | ++ | + | |
| | 546(B-5.8m) | +++++ | +++ | | | | ++ | | + | + | |
| | 670(B-24.2m) | +++ | ++ | | | | ++ | | + | + | |
| | 670(B-10.0m) | +++ | ++ | | | | ++ | | + | + | |
| 670(B-4.0m) | +++++ | ++ | | | | ++ | | + | + | | |

注) +++++:非常に多い ++++:やや多い ++++:多い ++:若干ある B:ボーリング試料, 数字は深度

表一 X線回折による粘土鉱物分析結果

ているが、軟質のものにはモンモリロナイトが相当量含まれている。これは、破碎作用時に他の頁岩類のものが混入したものと考えられる。

粘土化した頁岩：構成粘土鉱物により2つに分類される。

1) 混合層鉱物、イライト、クローライトを主とするもの。

2) モンモリロナイトを主とし、イライト、クローライトを含むもの。

1)は、その分布が275~293 m区間に限られる。2)は、他の区間に分布する。

鱗片状破碎性粘土：モンモリロナイトとアンチゴライト（蛇紋石）を主とし、この粘土岩体中に蛇紋岩礫と玄武岩礫を介在していることからみて、玄武岩体と蛇紋岩体との境界付近では相当に激しい断層破碎作用が生じたものと推定される。

以上のように、当トンネルの粘土質地山は、いずれもモンモリロナイトを主成分とすることが判明し、その延長はトンネル全区間の約9割に相当する。

4.3 土質試験結果

坑内試料による土質試験結果を岩質別に分類したものが表一2である。

| | 玄武岩 | 粘土質 蛇紋岩 | 粘土化した 頁岩(泥岩) | 鱗片状 破碎性粘土 |
|-------------------------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| 自然含水比 W% | 7.34 — | 7.41~20.81 11.75 | 7.15~26.26 15.77 | 11.19~27.80 18.17 |
| 真比重 C_s | 2.980 — | 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_t g/cm ³ | 2.38~2.53 2.44 | 2.00~2.33 2.12 | 1.90~2.36 2.17 | 2.01~2.20 2.11 |
| 間隙比 e | 0.26 — | 0.34~0.54 0.48 | 0.33~0.40 0.36 | 0.31~0.38 0.35 |
| 液性限界 LL % | — — | 27.7~56.0 43.7 | 41.6~52.0 45.4 | 30.8~54.0 39.6 |
| 塑性限界 PL % | — — | 20.0~34.4 24.9 | 16.4~22.7 18.8 | 15.4~34.7 22.9 |
| 塑性指数 PI | — — | 13.3~30.3 19.0 | 19.8~34.7 26.6 | 7.0~38.0 17.2 |
| 一軸圧縮強度 q_u kg/cm ² | 104.8~139.8 119.1 | 0.900~26.078 9.855 | 1.341~11.776 2.769 | 0.620~4.331 1.809 |
| 変形係数 E kg/cm ² | 4110~5850 4737 | 93~1176 546 | 96~710 223 | 58~387 163 |
| 吸水膨脹% | — — | 0.19~5.80 3.08 | 0.49~5.55 2.47 | 1.113 — |

注) 各項目のうち、下段は平均値である。

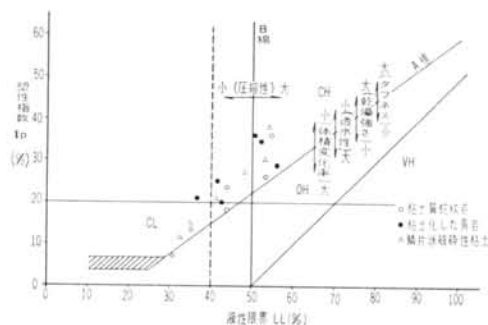
表一2 土質試験結果

また、粘土のコンシステンシーを統一土質分類法の塑性図上に記すと、図一5のようになる。これより、該当する粘土は塑性が低いかないしは中位の無機質粘土といえることができる。

一軸圧縮強度は、地質によって異なり、岩体による順位は次のようになる。

鱗片状破碎性粘土<粘土化した頁岩<粘土質蛇紋岩

モンモリロナイト、クローライト、アンチゴライトの膨潤性粘土鉱物を含んでいることから、一方向吸水による吸水膨脹量を測定した。その結果は、表一2に示されている。この結果からみると、吸水膨脹による地山の変形はほとんどないものとみられる。



図一5 土の分類に用いられる塑性図

4.4 平板載荷試験結果

トンネル掘削面の地上強度および、掘削後の時間経過とともに変化する地山強度の状況を把握するために平板載荷試験を実施した。載荷板は円形で、直径300mmと500mmを使用した。方法は、荷重一時間制御による緩速載荷で、水平方向の載荷を行なった。(写真一2)

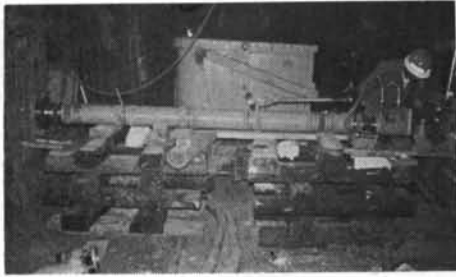
平板載荷試験結果を S -log P 曲線で示すと図一6~7に示すとおりである。

沈下量20mmとしたときの荷重度を仮りに試験時の最大荷重度とし、最大荷重度の1/2を許容地耐力度とすれば、経過日数と許容地耐力度との関係は表一3~4のようになる。

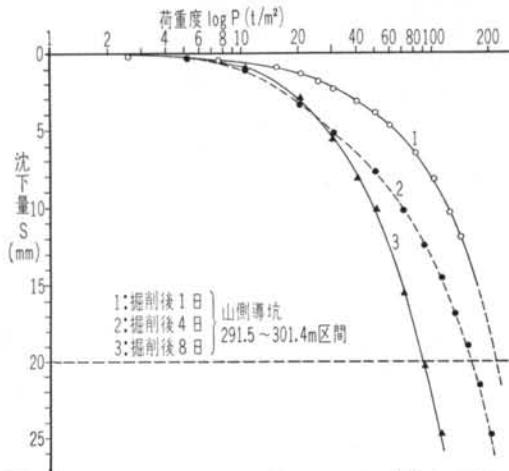
これより、掘削後の経過日数により、等荷重度における変形量は増大する。表一3から掘削後1日経過の地耐力度に対し、4日後では約3割減、8日後では5割減となる。

4.5 結果のまとめ

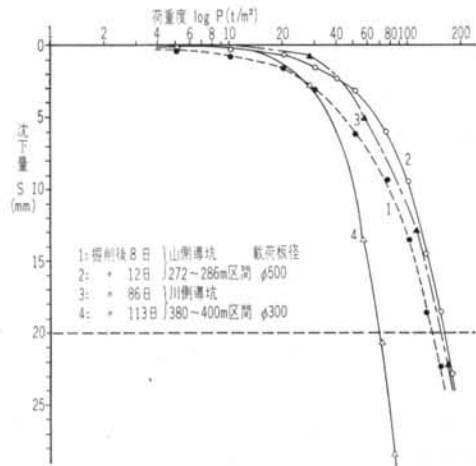
以上のように、トンネル坑内の地質は、3つの区分に分けることができ、それらは、程



写真一 横方向平板載荷試験



図一六 粘土化した頁岩（泥岩）区間の平板載荷試験結果



図一七 粘土質蛇紋岩区間の平板載荷試験結果

| 経過日数 | 掘削後1日 | 掘削後4日 | 掘削後8日 |
|-------|------------------------|-----------------------|-----------------------|
| 許容地耐力 | 110.0 t/m ² | 81.0 t/m ² | 44.5 t/m ² |

表一三 粘土化した頁岩の許容地耐力

| 経過日数 | 掘削後8日 | 掘削後12日 | 掘削後86日 | 掘削後113日 |
|-------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 許容地耐力 | 68.5 t/m ² | 80.0 t/m ² | 76.5 t/m ² | 35.0 t/m ² |

表一四 粘土質蛇紋岩の許容地耐力

度の差はあっても、粘土質であって、通常の堆積粘土に較べて塑性は低い。

しかし、粘土の内部に鏡肌とよばれるすべり面がみられ、すべり面に沿った崩壊が顕著である。一軸圧縮強度の値は、ばらつきがあるがこれは潜在的なクラックにそう破壊となる場合が多い。吸水膨脹量は小さく、粘土鉱物分析の結果からみて膨潤性粘土の存在が認められるが、膨脹性におよぼす割合は小さい。

トンネル掘削に伴う地山の二次的な応力配分により、トンネル壁面の岩石強度以上の応力が作用し、地山は、破壊応力に近づいていると思われる。したがって、地山の載荷試験では、明瞭な降伏点を示さず沈下が進行するようになる。

§ 5. 坑内における膨脹性地圧計測結果

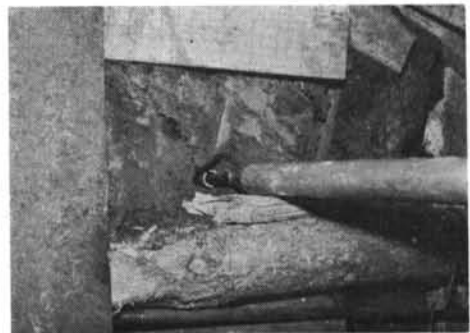
5.1 地山の押し出し状況

地山の押し出し状況を観測するため、掘削直後の導坑側面に穿孔し、塩ビ管で周面摩擦を除いた鉄筋棒を、埋設深さを変えて、導坑中心線に対し左右対象に設置した。

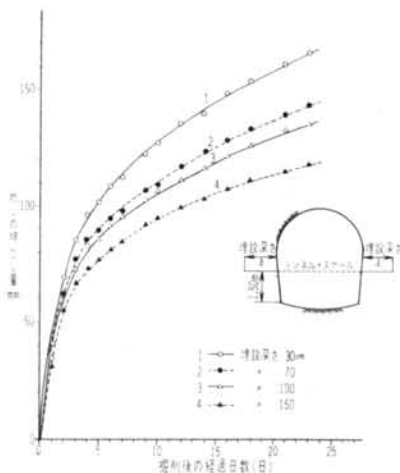
これらの鉄筋棒の頭部間の距離を写真一三のように、トンネルスケールにて計測した。

図一八は、粘土質蛇紋岩区間の地山の押し出し状況の測定結果である。これによると掘削後5日目頃までは急激な押し出し状況を示し、その後緩慢になっている。埋設深さによる影響は、埋設深さが大きいほど押し出し量は減少し、トンネル掘削による地山の押し出しは、トンネル壁面からの距離が増すとともに減少する傾向がうかがえる。

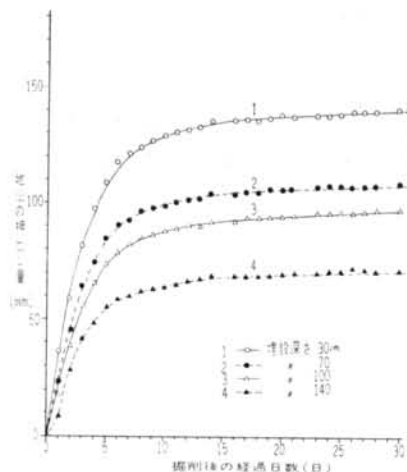
図一九は、横軸に導坑中心からの距離の対数を、縦軸に地山の押し出し量を取り、経過日数ごとの測定値をプロットすると、地山の押し出し量が0となる地点（地山のゆるみなくなる点）が図から推定できる。これによるとゆるみ範囲は、多少変動するが落ち着く傾向にあり、その



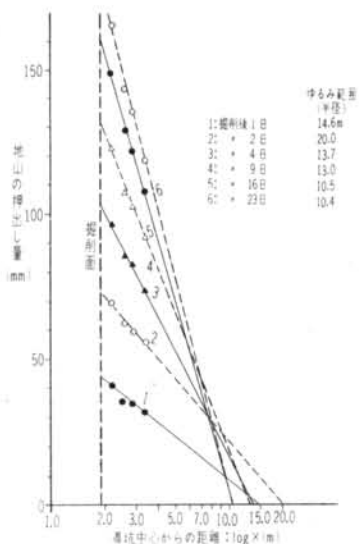
写真一三 地山の押し出し状況測定



図—8 粘土質蛇紋岩区間の地山の押し出し状況
(川側導坑410m地点)



図—10 粘土化した頁岩区間の地山の押し出し状況
(山側導坑580m地点)



図—9 粘土質蛇紋岩区間の地山内変位量分布
(川側導坑410m地点)

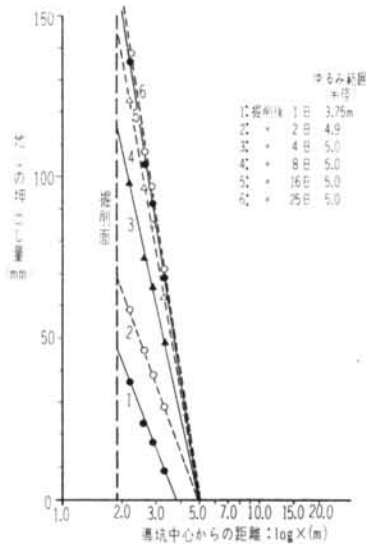
値は10.4mと推定される。

同様に、粘土化した頁岩区間の地山押し出し状況を図—10に、地山のゆるみ範囲を図—11に示す。これにより、粘土化した頁岩区間の地山押し出し状況は、掘削後10日間で落ち着く傾向を示し、ゆるみ範囲は約5mである。

いま、トンネル周辺の地山に弾塑性領域が存在するものとして、塑性領域を式(1)によって塑性領域の大きさ ρ を求めると、

$$\rho = a \cdot \left\{ \frac{(p - \sigma_0)(1 - k)}{\sigma_{ra} - \sigma_0} \right\}^{\frac{1-k}{2k}} \quad \dots (1)$$

ただし、 a : トンネル半径、 p : 地山の初期応力 $P =$



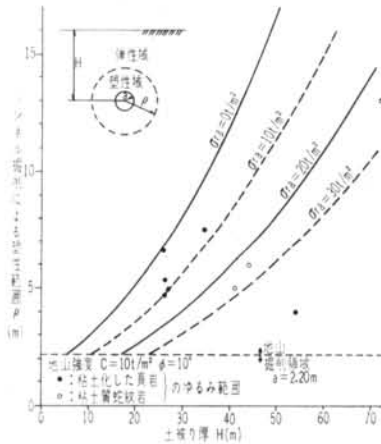
図—11 粘土化した頁岩区間の地山内変位量分布
(山側導坑580m地点)

γH , σ_{ra} = トンネルに作用する土圧強さ、 $\sigma_0 = -C \tan \phi$
 $k = \sin \phi$ である。

いま、 $a = 2.20$ m、 $C = 10$ t/m²、 $\phi = 10^\circ$ 、 $\sigma_{ra} = 0, 10, 20, 30$ t/m²を代入して計算した ρ と $p = \gamma H$ との関係を、 σ_{ra} をパラメーターとして図示すると図—12のようになり、図—12に測定から得たゆるみ範囲を記入する。

図—12より粘土化した頁岩区間の方が、同じ土被り厚さにおけるゆるみ範囲は、大きくでることになる。しかし、地山の押し出し状況からみると、粘土質頁岩区間では、10日目以後の押し出し速度は、蛇紋岩区間よりも遅く押し出し量の総計も小さくなっているため、ゆるみ範囲は

大きい、押し出し量の実測値は小さいという結果になる。この点は式(1)の仮定に問題があるのではないかとと思われるが、今後に残された問題である。

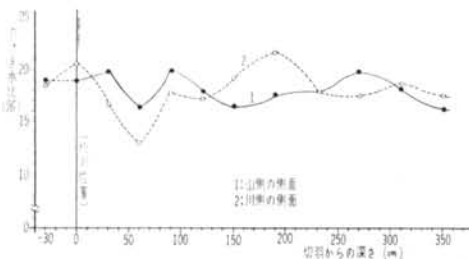


図一12 トンネル土被り厚と掘削による塑性範囲

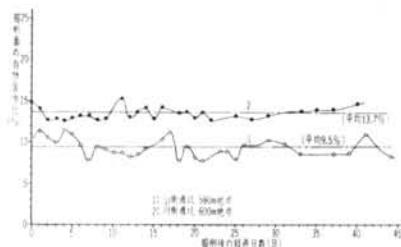
5.2 吸水膨脹量

当トンネルの粘土質地質は、モンモリロナイト、クローライト、アンチゴライト等の膨潤性粘土鉱物を主成分としているため、吸水膨脹による地圧についても検討する必要がある。

吸水膨脹試験の結果より、岩石の吸水膨脹が認められるため、トンネルの掘削面からの距離と、地山含水比の変化との関係を調査した。すなわち、33日間掘削を停止



図一13 切羽内部における含水比分布 (川側導坑542m切羽)



図一14 掘削面自然含水比の経日変化

していた導坑切羽の掘削再開の機会を利用して調査を行った。その調査結果は図一13に示す。

これによると、多少のばらつきはあるが、切羽付近では含水比が高く、それより60cmの距離で最低となり以後は、一定の値に落ちつく。

掘削面の含水比の掘削後の経過日数に対する変化は、図一14に示すようになる。これによると、経過日数に対しては、ほとんど変化を示さない。

以上は、粘土化した頁岩区間におけるデータであるが、この結果より吸水膨脹に関しては次のように考えられる。

1) 図一13より、掘削面から30~50cmの区間は吸水膨脹し、80~90cmの区間は、30~50cm区間に吸着水が移動し、脱水された状況を示す。脱水によって、地山の収縮が考えられ、膨脹量は相殺され、壁面の吸水膨脹はないものと考えられる。

2) 図一14の掘削面の含水比と経過日数との関係からも、含水比の変化がみられず吸水による膨脹の可能性が少ないことを示している。

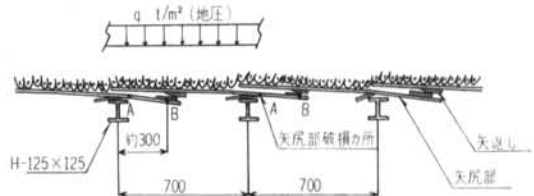
5.3 縫地矢板の破損状況

地圧の作用する区間では、掘削直後より縫地矢板が鳴き始め、矢尻部が破損し、次に矢板中間部破損、最後に支保工座屈に至る。

当トンネルの縫地矢板は、写真一4および図一15に示すように設置され、矢返しをきかせて矢尻部を短かくし



写真一4 縫地矢板矢尻部の破損状況とクラウン部軸力計の設置状況



図一15 縫地矢板の設置状況と矢尻部の破損機構

しているため、矢尻部の破損状況が観察しやすい。

縫地矢板は厚さ45mm、長さ1.20m、幅20~35cmで、支保工一基あたりに40~50枚を入れている。

山側の導坑160~190m区間（鱗片状破碎性粘土と粘土化した頁岩の境界付近）で、縫地矢板矢尻部の破損状態を、掘削後の経過日数とともに観測した結果は、**図-16**に示すとおりである。

縫地矢板の曲げ強さがわかれば、**図-15**に示すような矢板の地圧支持機構から、矢尻部破損時の作用地圧を求めることができる。すなわち、**図-15**に示すように、地圧(qt/m^2)が作用すると、矢返しを介して、矢尻部B点に作用し、矢尻部が片持梁になって、A点で破損する。文献5)の実験値から、作用地圧を試算すると、B点におけるたわみ量1.5cm、そのときの作用地圧 $8.8t/m^2$ という結果が得られる。

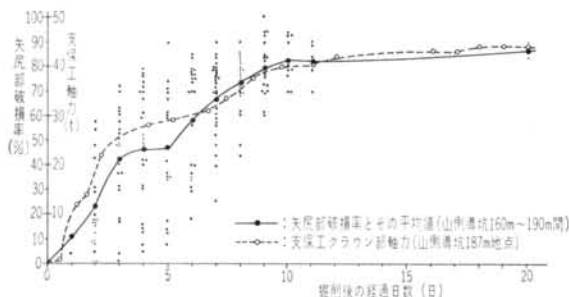


図-16 矢板矢尻部破損率と支保工軸力の経日変化

5.4 導坑支保工の座屈変形

支保工頂部に荷重計を**写真-4**に示すように設置した。測定結果は**図-17**に示す。支保工が座屈しない場合は、掘削後約10日で落ち着いているが、支保工が座屈した場合はなかなか落ち着かない。

このような地圧状況は、導坑1本を掘進した場合で、側壁導坑において、もう一方の導坑の掘削が遅れて進行する場合には、後発の導坑掘削による影響を受け、**図-18**に示すように、支保工にかかる荷重は再び増加する。このような現象は、双設トンネルの相互干渉という立場から説明されている。嶺岡トンネルにおける、導坑の相互干渉については別の機会に報告することとする。

導坑支保工の座屈変形状況の一例として、山側導坑の520~570m区間において、川側導坑通過後に生じた座屈変形状況を設置時と比較して**図-19**に示す。支保工の座屈変形によってこのような断面積の縮少が生じた場合は縫返し工事をよぎなくされている。**図-20**は、前述第1~3次膨脹性土圧区間の支保工の座屈箇所を示したものである。この座屈箇所は、**図-21(a)(b)**に示したモデ

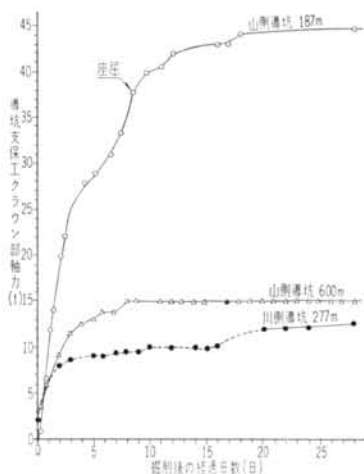


図-17 導坑支保工クラウン部軸力の経日変化

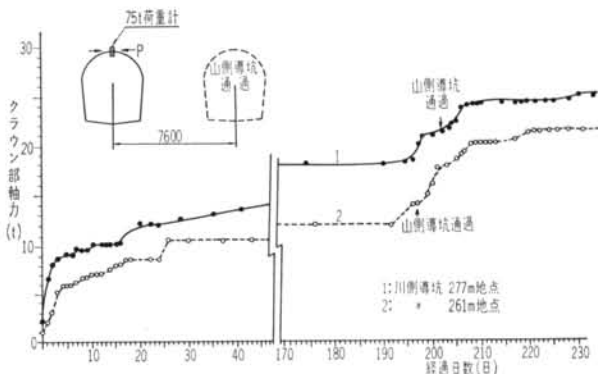


図-18 導坑支保工クラウン部軸力の経日変化

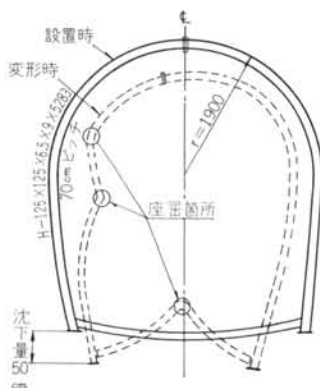


図-19 導坑支保工の座屈変形状況（山側導坑532.2m地点）

ルによる支保工縁辺部の応力分布とよく一致する。

すなわち、ポスト部中央のE点とインバートストラットのH点に、応力、変形が集中している。

このような導坑支保工の変形防止策として次のような

施工法をとった。

- 1) 約50m掘進するごとに、導坑部インパートコンクリートをストラットを巻きこむ形で、60cmの厚さで打設した。(図-1)
- 2) 同時に、側壁コンクリートを、90cmの厚さで打設した。(図-1)
- 3) 支保工ポスト部は、沈下防止のため、底部の接地面積を大きくとることとし、底部皿板の面積を大きくとった。

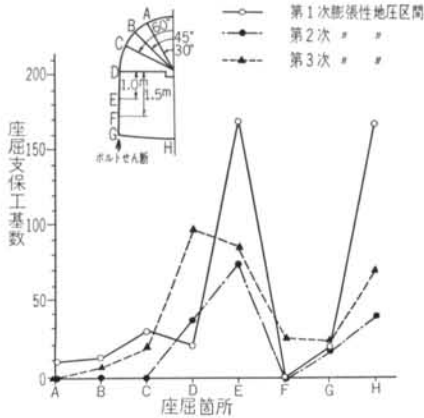


図-20 導坑支保工の座屈状況

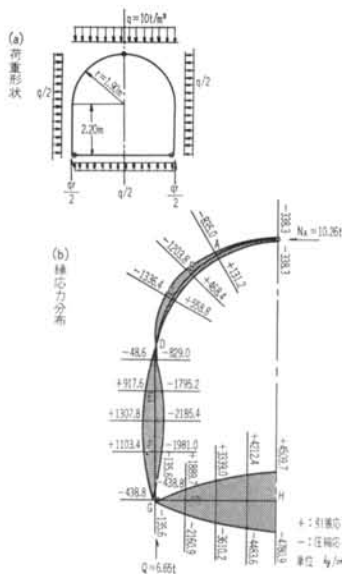


図-21 鉛直一側方荷重が作用した場合の支保工の縁応力分布

5.5 切羽部の崩壊

山側導坑197m地点において、支保工建て込み中に鏡押え工を破壊して切羽部が崩壊した。地質は、鱗片状破

砕性粘土区間で、半塊状粘土質蛇紋岩を含む。すべり面は光沢性のある鏡肌で、いったん崩壊を始めると上部地山は徐々に崩落し、復旧作業中に大きな空洞を生じた。

図-22に、崩壊の状況を示す。

切羽部の崩壊状況をモデル化して考えると、図-23に示すような形態がある。いま、図-23のBを崩壊深さとし、Bと崩壊頻度との関係を図-24に示す。これより崩壊深さが2m以内の場合が全体の9割を占めている。

鏡押さえの支持力は、B=2mを基準として、各土質ごとに検討されている。

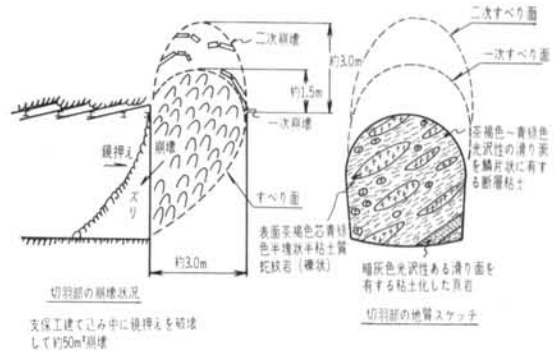


図-22 山側導坑197m地点の切羽部崩壊状況

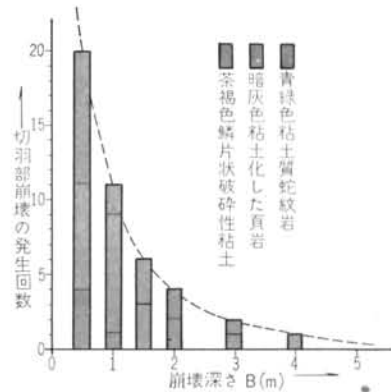


図-23 切羽部崩壊のモデル図

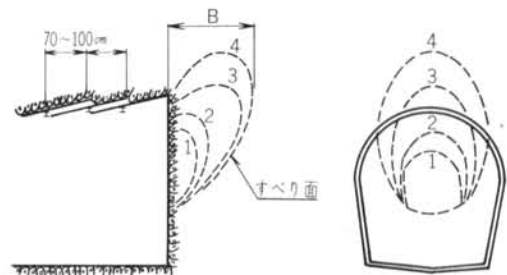


図-24 切羽部崩壊の発生回数と崩壊深さ

5.6 トンネル延長方向の地圧状況

トンネル延長方向の坑内地圧状況を観察した結果を図-25にまとめて示すことにする。

図-25から膨脹性地圧が顕著に作用した区間は、大別して3つに区分することができ、それらを鴨川方坑口から第1次、第2次、第3次の各膨脹性地圧区間とする。

各膨脹性地圧区間の地質は、次のとおりである。(図-3)

第1次区間の地質は、粘土をはさむ断層と破碎された玄武岩を介する鱗片状破碎性粘土が前半部分を占め、後半は、砂岩および頁岩の巨礫を含む粘土化した頁岩が分布している。とくに強大な地圧が作用した箇所は、両者の境界付近約40mであった。

第2次区間の地質は、前半が粘土化した頁岩区間、後半がはれい岩、蛇紋岩等の巨礫を有する粘土質蛇紋岩区間であった。とくに強大な地圧が作用するのは、両者の境界付近である。

第3次区間の地質は、鴨川方坑口から500mの地点に、トンネル方向とほぼ直交して走る断層とその破碎帯、および鏡肌の多い粘土化した頁岩であった。この区間は、施工時に切羽部の崩壊がいちじるしく、かつ、後進する導坑掘削の影響(双設トンネルの相互干渉)をうけ、支保工の座屈がいちじるしかった。

いま、室内試験から得た一軸圧縮強度(q_u)とその位置の土被りの自重による垂直応力(γH)の比を地山強度比(α)とすると、これらの関係は、式(2)として表わされる。

$$\alpha = \frac{q_u}{\gamma H} \quad \dots(2)$$

ここにおいて、 γ :地山の単位体積重量(t/m^3) H :土被り厚さ(m) q_u :地山の一軸土縮強度(t/m^2)

地山強度比(α)のトンネル延長方向の分布は図-25の下段に示すように表わされ、膨脹性地圧区間の地山強度比(α)はほぼ0.70以下になる。また、支保工の座屈をもたらす強大な膨脹性地圧は地山強度比(α)が0.15以下となり、最低値は0.07であった。一軸圧縮強度(q_u)と土被り厚さ(γH)の関係を図-26に示す。

Mindlin (1930)による完全弾性体地山における円形空洞周辺の応力状態の解析によれば、地山が静止応力状態にあるとき、 $P_h = P_v = \gamma H$ となる。このときの、側壁における鉛直方向応力は、

$$\sigma_t = \gamma H \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) \quad \dots(3)$$

によって表わされる。ここにおいて、 a :円の半径、 r :円の中心から考えている点までの距離である。

$r=a$, すなわち側壁面では、 $\sigma_t = 2\gamma H$ となり、側壁か

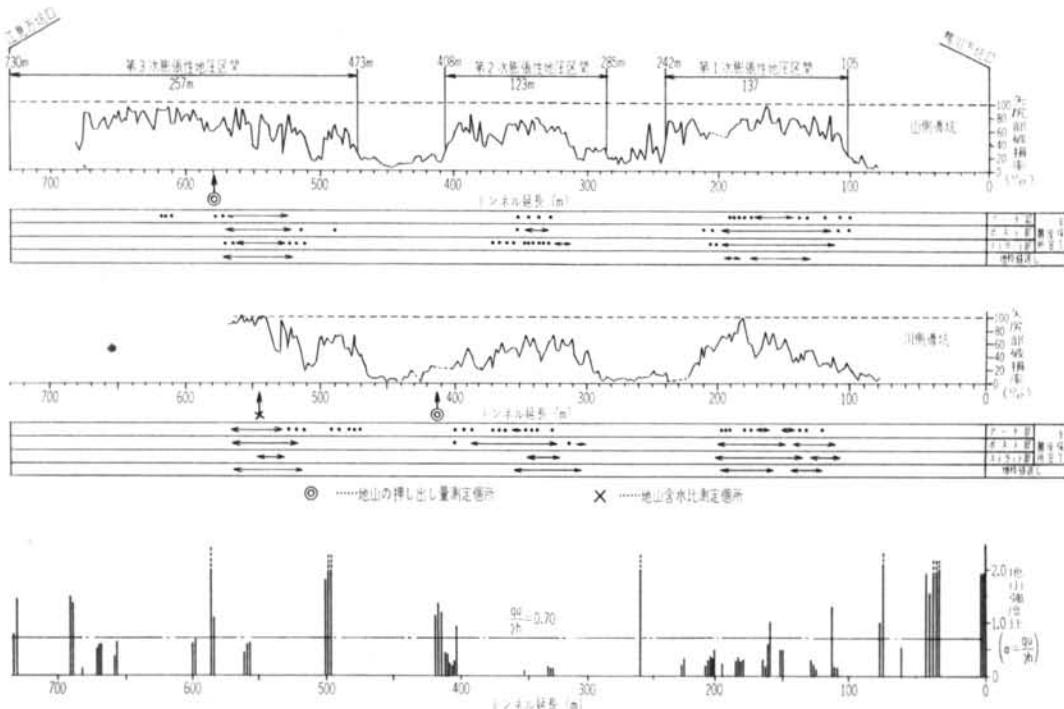


図-25 トンネル延長方向の地圧状況(縫地矢板矢尻部破損率と支保工座屈箇所, $q_u/\gamma H$)

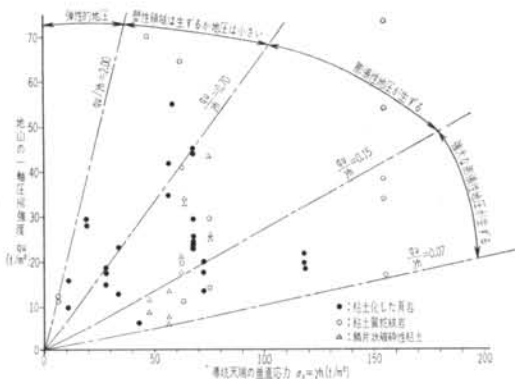


図-26 地山の一軸圧縮強度と導坑天端の垂直応力

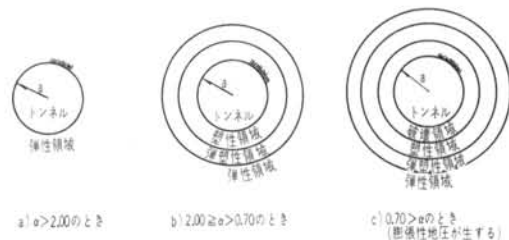


図-27 地山強度比による粘土質地山のトンネル周辺地山の状況概念図

ら離れるにつれて低減する。側壁の岩石の圧縮破壊条件を、 $\sigma_t \geq q_u$ と考えれば、そのときの地山強度比は、式(4)となる。

$$\alpha = \frac{q_u}{\gamma H} \leq 2 \quad \dots(4)$$

膨張性地圧を発生する地山強度比の値を0.70にとり、a) $\alpha > 2$ b) $2 \geq \alpha > 0.70$ c) $\alpha \leq 0.70$ の3つの場合の状況概念図を描くと、図-27のようになる。

また、図-26中においても、この関係を図示することができる。これより、地山強度比が0.70以下の場合には、膨張性地圧の発生があると判断される。

§ 6. 膨張性地圧の原因

膨張性地圧の原因について次のような分類がなされている。

- 1) 吸水膨張
- 2) 化学変化による膨張
- 3) 地上の塑性変形によるもの
- 4) 地殻運動等による潜在エネルギー

このうち、嶺岡トンネルの膨張性地圧の原因は、主と

して、地山の塑性変形によるものと考えられる。

地山にトンネルを掘削する場合、地山内の応力は、再配分され、トンネルの側壁部では、すでに検討した結果によれば、土被り重量の2倍に相当する荷重が作用するといわれている。このような、トンネル掘削以前の地山の応力状態を1次応力状態、トンネル掘削後の応力状態を2次応力状態とする。

トンネルを掘削した場合、2次応力が、岩盤の弾性範囲内にあるような硬岩の場合は、掘削によるトンネルの変形は、微少で土圧はほとんど作用しない。すなわち、岩の一軸圧縮強度を基準として考えれば、図-26~27(a)に示したように、 $\alpha = \frac{\gamma H}{q_u} > 2.0$ の場合に相当する。

2次応力が弾性範囲を越える場合は、図-27(b)となり、岩盤に塑性領域を生じる。塑性領域は、トンネル掘削とその後の支保状況により、壁面の変形が許されれば、次第に拡大する傾向に向い、塑性領域内の岩盤ブロックは、鏡肌とよぶすべり面にそってすべり破壊を生ずる。破壊したブロックは、支保工に対して地圧となっかかることになる。

したがって、塑性領域が拡大すれば地圧は増大する。当トンネルのような土被り厚の薄いトンネルでは、塑性領域が、地表面にまで達するため、土被り重量が地圧として作用していると考えられる。この時の塑性領域の形状は、第1報でのべたグランドアーチ曲線により示される。

本トンネルの膨張性地圧といわれるものは、軟弱地盤におけるシールドトンネルの覆工にかかる土圧の考え方と一致するものがあり、山岳トンネルの問題のみに限るものではない。

§ 7. おわりに

膨張性地圧の発生原因とその予知についてのべてきたが、これらを総括すると地山岩石の強度とトンネル周辺に発生する応力の大きさとの関係が、主要な原因と考えられる。地山岩石の強度は、潜在的な割れ目、構成鉱物の種類等によって決まるものであり、発生する応力も、土被り厚さ、1次応力状態により変化する。

本報告では、岩石試料の一軸圧縮強度とその地点の土被り重量との関係により整理することができたが、細かく検討を行えば、種々の問題があり、特に地山の工学的性質の予知および地山中に発生する応力状態等に関する個々の問題につき、興味ある研究課題が提供された。

建設省土木研究所トンネル研究室の石橋正徳氏には、

現場計測に関しご教示を頂いた。千葉県土木部鴨川土木事務所の係官の方々には、施工中のトンネル内での計測に便宜をはかって頂いた。当社嶺岡トンネル作業所の係員の方々には、計測作業に協力して頂いた。また、当社

土木技術部吉田善亮氏には、粘土鉱物のX線回折、地質調査等に関し、ご教示を頂いた。本報告は以上の方々のご教示、ご協力による成果であることをここに表明し上記諸氏に厚く謝意を表する。

<参考文献>

- 1) 大塚義之, 竹林亜夫: "膨脹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)
- 2) 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) など
- 3) 技報堂: "土質工学ハンドブック" p.65
- 4) 土木学会: "土木技術者のための岩盤力学"(1967) p.237
- 5) 大成建設: "紅葉山線新登川トンネル蛇紋岩帯試験工事報告書"(1967.8)
- 6) 高橋彦治: "湧水と地圧(山海堂土木ライブラリー21)"(1964.6)
- 7) 高橋彦治: "トンネル工事と岩盤力学の動向(日本ダム協会トンネル工事講演集第4集)"(1966) など