

# III-176 膨張性地圧の原因に関する2,3の考察

清水建設(株)研究所 正員 大塚義之  
清水建設(株)土木技術部 正員 ○ 竹林亜夫

## 1. はじめに

我が国における典型的な膨張性地質である蛇紋岩と粘土化した頁岩(泥岩)がノ本のトンネルで存在する国道128号線瀬岡トンネル工事において、坑内および地表より各種現場計測を実施し、施工管理を行なった。今回現場計測結果にもとづいて、膨張性地圧の原因に関する2,3の考察を行ない報告する次第である。

## 2. 地質と土質性状

本トンネルは全区間にわたり地質構造帯に位置し、断層破砕作用を強くうけて粘土化している。主な地質は青緑色粘土質蛇紋岩(主として粘土鉱物はアンチゴライト、クロライト)と暗灰色粘土化した頁岩(モンモリロナイト、クロライト)と両者の境界部に存在する茶褐色鱗片状破砕性粘土(モンモリロナイト、アンチゴライト)であり、いずれも典型的な膨張性地質である。また、強大な地圧が作用する区間では湧水はほとんどみられなかった。各地質の土質性状は表-1のとおりである。

| 項目         | 地質                     | 粘土質<br>蛇紋岩             | 粘土化した<br>頁岩(泥岩)        | 鱗片状<br>破砕性粘土 |
|------------|------------------------|------------------------|------------------------|--------------|
| 自然含水率 %    | 20.81~5.67<br>(12.28)  | 21.97~7.15<br>(15.56)  | 27.80~11.17<br>(16.91) |              |
| 液性限度 %     | 2.33~1.77<br>(2.11)    | 2.36~1.90<br>(2.17)    | 2.15~2.01<br>(2.09)    |              |
| 塑性限度 %     | 33.0~27.7<br>(40.3)    | 56.0~41.6<br>(48.0)    | 56.0~30.0<br>(40.2)    |              |
| 塑性指数 %     | 34.16~19.91<br>(23.61) | 27.07~16.42<br>(20.84) | 15.78~15.37<br>(15.68) |              |
| 一軸圧縮強度 MPa | 26.1~0.62<br>(2.6)     | 15.2~1.34<br>(4.03)    | 3.41~0.79<br>(2.00)    |              |

表-1. 土質試験結果  
( )内は平均値。

## 3. 施工状況

本トンネルは延長725mの2車線道路トンネルで、施工法は全区間にわたり側壁導坑先進上野半断面方式であった。導坑施工時には、2本の導坑が並列すると双設トンネルの相互干渉により強大な地圧が作用して、支保工(H-125 1.0m、0.7mピッチ)の座屈破壊が著しく、上半施工時には、強大な地圧により、アーチ支保工の基礎である側壁の沈下現象等が発生した。

## 4. 膨張性地圧現象とその原因に関する考察

### 4-1. 地圧と土質強度との関係

地山の上かぶり荷重に対する一軸圧縮強度の比を地山強度比( $\alpha$ )と名づけると、本トンネルの延長方向の地山強度比分布と隣地大破損率分布および地質状況は図-1に示すとおりである。大破損率が約20%以上の箇所では支保工の変状がみられることから、20%以上の区間を強大な地圧作用区間とすると、図-1より、その区間の地山強度比は、0.70以下となる。これより膨張性地圧の原因の1つとして、地山強度が著しく低いことが挙げられる。

### 4-2. 地表沈下と地圧の経時変化について

坑口より174m地実の土かぶり厚、約20mの鱗片状破砕性粘土の箇所におけるアーチ支保工脚部軸力(200Tロードセル)とその真上の地表沈下量の経日変化状況は図-2に示すとおりである。また坑口より600m地実の土かぶり厚、約20mの粘土化した頁岩の箇所における導坑支保工クラウン部軸力(75T荷重計)とその真上の地表沈下量の経日変化状況は図-3に示すとおりである。地表沈下量の変化状況をトンネル周辺地山のゆるみ範囲の挙動と考えると、トンネルに作用する地圧の経時変化は、ゆるみ範囲の挙動に一致していると考えられる。

: 粘土化した蛇紋岩, 
  : 粘土化した頁岩, 
  : 無層片状破砕性粘土, 
  : 砂岩, 
  : 玄武岩.

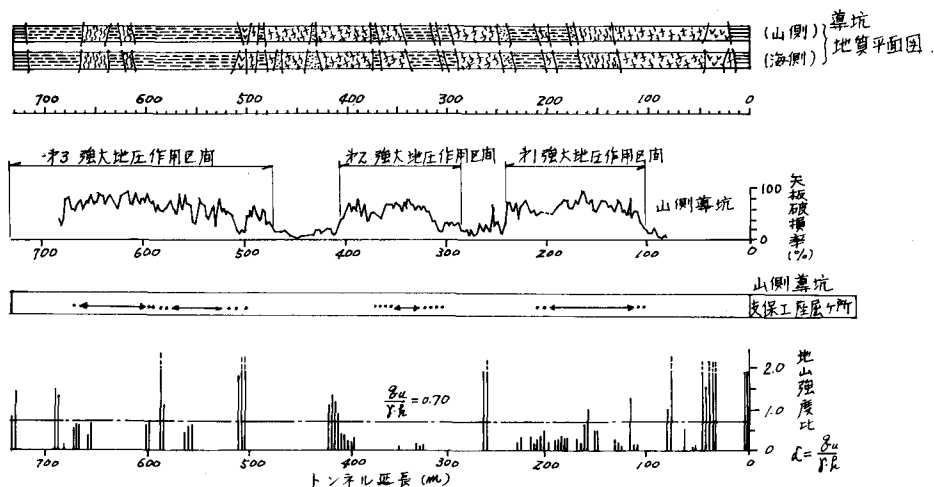


図-1 矢板破損率と地山強度比の分布図

#### 4-3. 双設トンネルの相互干渉

こゝでは、2本の導坑を双設トンネルと考え、膨張性地山における双設トンネルの相互干渉の現象に考察を加えた。図-3は、前述のように、坑口より600m地山における両導坑の地山押し量（水平変位）と支保工クラウン部軸力と山側導坑直上の地表沈下量の測定結果を示したものである。これより他導坑通過時（2本の導坑が並列した時）の地山押し量および支保工の軸力増加状況は、両導坑で相互に干渉合っている状況が示されている。

その1例として、川側導坑通過後13日目に山側導坑の支保工が座屈し、新たなゆりみが生じ、それが川側導坑に波及して、川側導坑の支保工軸力、地山の押し量が増加している。

また両導坑および上半通過後の地表沈下量分布の測定結果は図-4に示すとおりである。これより、川側導坑通過後の地山のゆりみ範囲は両導坑で干渉している様子がうかがえる。

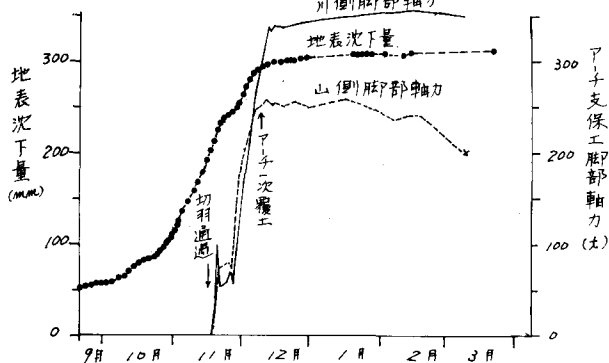


図-2 アーチ支保工脚部軸力と地表沈下状況

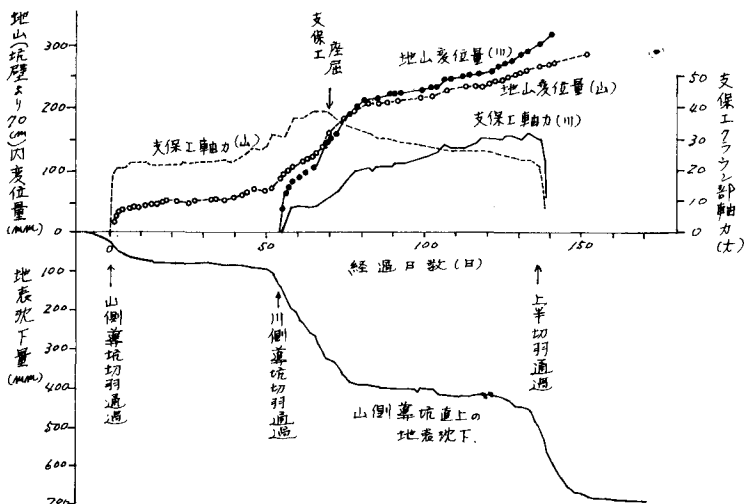


図-3 導坑支保工クラウン部軸力、周辺地山押し状況と地表沈下状況

#### 4-4. 土かぶり荷重と地圧.

表-2 は、導坑支保工クラウン部軸力の各施工段階における測定結果を示したものである。

これによると単設導坑時の軸力に対し、双設導坑時の軸力は1.4~2.5倍となり、さらに上半切羽が接近した段階の軸力は双設導坑時の1.5~2.5倍となっている。いま、双設導坑時の軸力の測定値にもとづいて、図-5の力学モデルにより、作用地圧を試算すると表-2のとおりとなり、山側導坑の188<sup>m</sup>、590~600<sup>m</sup>地質では、土かぶり荷重の約1/2に達している。今回の計測では支保工の座底により把握できなかったが、上半切羽接近時には、ほとんど土かぶり荷重に等しい地圧が導坑支保工に作用した箇所もあったと考えられる。

#### 5. 結論.

以上のような本トンネルの膨張性地圧現象とその原因に関する考察をまとめると、

- 1) 粘土質蛇紋岩とモンモリロナイトを主成分とする粘土化した頁岩とは、表-1のように類似した土質特徴を有しているせい、地圧現象も似かよっている。
- 2) 強大な地圧の発生原因は、トンネル周辺地山に塑性領域(ゆるみ範囲)が生じ、その領域が著るしく拡大するにめと考えられる。塑性領域が大きいほど、作用地圧も大きい。
- 3) 支保工方式の場合、膨張性地圧が作用する地山は、地山強度比が0.70以下のところと考えられる。
- 4) 膨張性地山の浅いトンネルに作用する地圧は、土かぶり荷重に等しくなる場合も生ずる。

#### 6. おわりに.

我が国において典型的な膨張性地質である蛇紋岩(粘土質)と粘土化した頁岩が、本トンネルに存在する鶴岡トンネルの工事を通して、膨張性地圧の原因に関して2,3の考察を行った。今後さらに地質条件や土質性状の異なる場合の施工例をも加えて、さらに検討を加えたいと考えている。

本報告をまとめるにあたり、建設省土研トンネル研究室の石橋正穂氏、千葉県土木部鴨川土木事務所および当社鶴岡トンネル作業所の方々へ御教示および御協力を頂いたことに厚く謝意を表します。

#### 参考文献

- (1) 大塚義之、竹林重夫：膨張性地山における双設トンネルの相互干渉について、第8回土質工学研究発表会 '93
- (2) 大塚義之、竹林重夫：トンネル掘削による地表沈下現象について、第9回土質工学研究発表会、1972

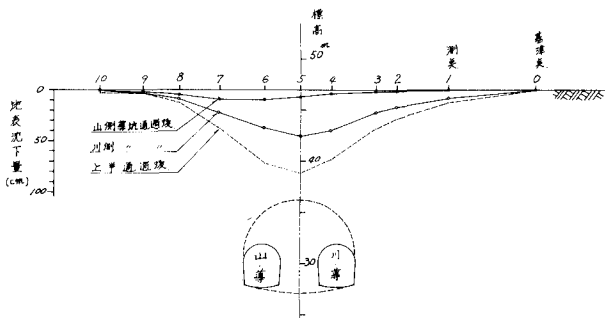


図-4. 両導坑および上半通過後の地表沈下量分布 (坑間より62.5<sup>m</sup>地質)

| 項目 | 測定値                                          |        |        | 備考     |       |        |
|----|----------------------------------------------|--------|--------|--------|-------|--------|
|    | 位置                                           | 単設導坑時  | 双設導坑時  | 上半通過後  | 地山の自重 | 支保工の圧力 |
| 川  | 66.0                                         | —      | 2.5 *  | 9.0 *  | 1.7   | 66.5   |
| 側  | 26.0                                         | 10.5 * | 20.4   | 52.0 * | 13.9  | 87.6   |
| 導  | 272.0                                        | 17.0   | 24.3   | 36.0 * | 16.5  | 94.3   |
| 坑  | 579.0                                        | —      | 20.0   | 32.0 * | 19.4  | 56.1   |
|    | 98.0                                         | 4.0    | 10.2   | 25.0   | 6.9   | 68.7   |
| 山  | 188.0                                        | —      | 68.0   | —      | 32.6  | 67.7   |
| 側  | 272.0                                        | —      | 13.0   | 30.0   | 12.6  | 94.3   |
| 導  | 580.0                                        | 6.0    | 15.0   | —      | 14.6  | 58.6   |
| 坑  | 589.7                                        | 7.0    | 22.0 * | —      | 21.4  | 57.3   |
|    | 570.0                                        | 16.0   | 28.0 * | —      | 22.2  | 57.3   |
|    | 577.6                                        | 13.0 * | 25.0 * | —      | 22.2  | 56.1   |
|    | 600.3                                        | 23.0   | 35.0 * | —      | 36.0  | 56.1   |
| 備考 | 地山強度比 0.70以下、上半通過後、地山強度比 0.70以下、地山強度比 0.70以下 |        |        |        |       |        |

表-2 施工条件と導坑支保工クラウン部軸力の測定結果  
※：支保工座底

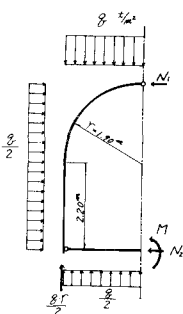


図-5 力学モデル