

花崗岩盤内に掘削されたトンネルまわりの岩盤の変形挙動について

清水建設㈱

新屋 治幸

"

正会員

竹中 久

"

須賀 正

"

正会員 ○ 宮下 国一郎

1. はじめに

近年、トンネルの支保工法として、ショットクリート及びロックボルト等を使用するいわゆるNATM工法が我が国でも盛んに取り入れられる気運になった。しかし、この工法は膨張性あるいは比較的軟弱な岩盤を主に対象としており、中硬岩の岩盤での計測を伴う施工例は少ない。ロックボルトに関しては古くから鉋山などでルーフボルトとして使用されてきたが、トンネルでシステムの的に使用され始めたのは最近の事であり、その作用機構も未だ確立していないのが現状である。

そこで筆者らは、中部電力株式会社奥矢作第2発電所導水路トンネル建設現場において、花崗岩盤内に掘削されたトンネルの変形挙動を測定するとともに、システムの的にロックボルトを打設した区間を設け、その効果を調べた。本報告はその結果についてまとめ、若干の検討を加えたものである。

2. トンネル概要

計測地点のトンネル断面図を図-1に示す。本地域の岩盤はC_H~B級の黒雲母花崗岩から成り、節理はその間隔が2~5本/mで部分的にシーム状の薄い粘土をはさむが、湧水はほとんどなく比較的良好な状態である。

本トンネルは同図に示すように、完成時には直径7.3mの円形トンネルとなるが、掘削は上半先進工法を採用し、下半の深さは約3mとなっている。設計では水圧の一部を岩盤に負担させるという考えをしている事から、周辺岩盤をできる限り傷めないという事で、発破はスムーズブラスティング工法を採用した。一次覆工は、約5cm厚の吹付コンクリートを施工した。

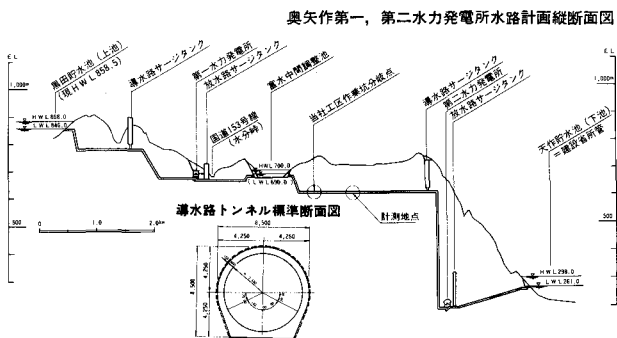


図-1 トンネル縦断面図及び標準断面図

3. 計測概要

計測断面は、図-2に示すようにT D 682 m ~ 710 mの区間にA、B、Cの3断面を設けた。A及びC断面が吹付コンクリートのみの施工断面であり、B断面がシステムロックボルト打設断面である。ロックボルトは24mmφ、3m長の全面接着型SNロックボルトを使用し、一断面に10本、トンネル進行方向には1.5m間隔で7断面打設した。従って、ロックボルトをシステムの的に打設した区間長は9mである。B断面は、ロックボルト打設区間のほぼ中央にとった。なお、T Dは当社作業坑分岐点からの距離を表わす。

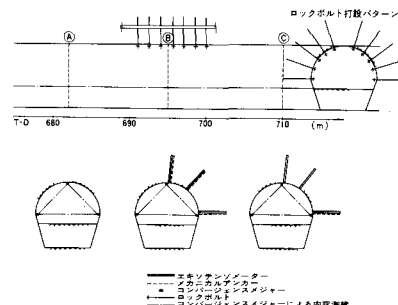


図-2 計測器配置図

計測項目としては、トンネル内空変位、岩盤内変位及びロックボルト軸力の3項目とし、それぞれの計測には、コンバーゼンスメジャー、エキソテンソメーター及びメカニカルアンカー（インターフェルツ社製）を使用した。エキソテンソメーター及びメカニカルアンカーは3m長で4点式のものをを用いた。同図にこれらの計測器の配置状況及び測線を示す。

また、これらの計測とともに、上半通過時点で坑内弾性波探査をトンネル側壁部で実施し、弾性波速度の測定を行なった。測線はロックボルトの打設区間がほぼ中央に含まれるように、T D 685 m ～ 715 m の区間とした。起振方法は、大ハンマーで坑壁を打撃する方法を採用し、記録装置はハンディサイヌモグラフ P S - 5 (応用地質機製) を、受振器は小型受振器 H S - J (Geo Space 社製) をそれぞれ使用した。

4. 計測結果とその検討

図-3～図-8に計測結果を示す。計測器は掘削、ずり出し及び吹付コンクリート施工の1サイクル後直ちに設置し(切羽の後方約1 m)、初期値の計測をできる限り早く行なうように努めた。図-3、図-4及び図-6の横軸は、この初期値計測後の経過日数を示している。

計測結果は全般的に値が小さく、またその変化のほとんどが、計測断面の前後を切羽が移動する時に生じていた。

図-3に示した内空変位量についてみると、同図下部に示した①、②測線では最初の10日間ぐらいに大部分の変位が生じ、その後の変化はほとんどなく、下半掘削の影響もあまりみられない。これに対して③測線では、下半通過後にやや大きな変位を示しており、下半掘削の影響を受けたものと考えられる。

断面別では、ロックボルトを打設していないA断面が他の断面に比べて①測線の変位量が際立って大きく、②、③測線が逆に小さくなっていることから、節理等の影響で①方向に上から押すような力が働いていたのではないと思われる。ロックボルトを打設したB断面とロックボルトを打設していないC断面では、①、②測線の変位量は両断面でほとんど差がないが、③測線は、上半完了時、下半通過時ともにB断面に比べC断面の方が変位量は1.5～2倍となっており、ロックボルト打設の効果が現われていると判断される。

次に、図-4に示した岩盤内変位量についてみると、B断面、C断面ともに変位の傾向は似ており、時間的な変動もほとんどなく、同図の下に示したNo.1-①、No.1-②、No.2-①の区間で、下半通過時に大きく変位したのが目立つ程度である。部分的に圧縮変位となっており多少複雑な動きを示しているが、全般的にC断面の変位量がB断面に比べ多くなっていることは確かなようである。

この結果を上半完了時及び下半通過後の変位量についてトンネル断面上で示すと図-5のようになる。この図からわかるように、No.1の位置では上半完了時にB断面の①、②区間で若干の変位が生じている程度であるが、C断面では①～③

区間にわたりそれより大きな変位が生じている。下半が通過すると、B断面では①～③区間の変位が階段状に増加し、④区間では圧縮変位の増加となっ

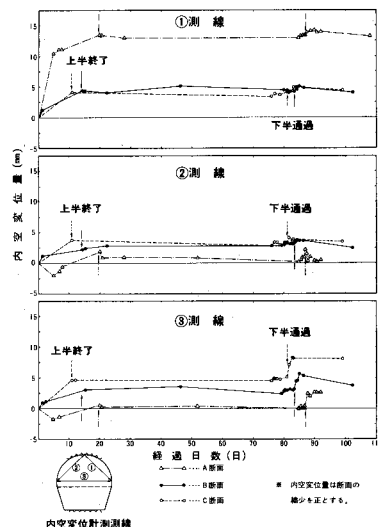


図-3 内空変位量計測結果

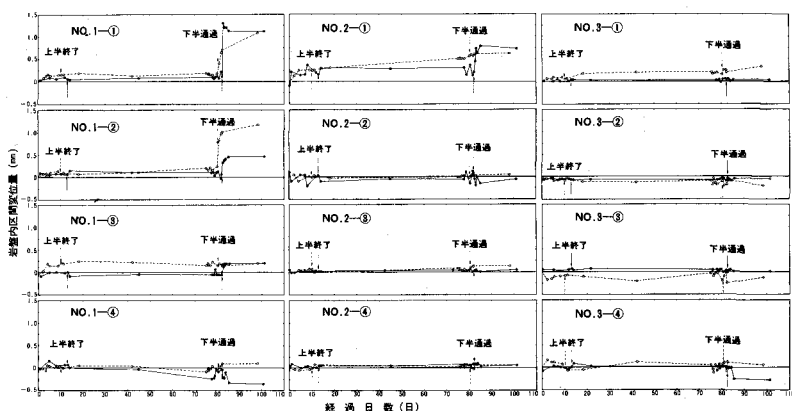
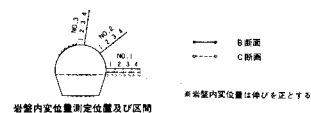


図-4 岩盤内区間変位量計測結果



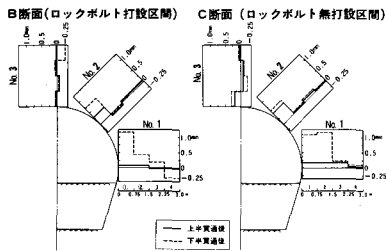


図-5 岩盤内区間変位量分布

た。これに対してC断面では、①、②区間がほぼ同程度の増加量を示し、④区間の変位が多少増加した。この様にNo.1の位置では、下半通過によってやや大きな変位を生じたが、B断面ではこの変位が岩盤内部に入るに従い漸次減少しているのに対し、C断面では1.5mの地点を境にしてやや不連続な変位分布となっている。このことは、B断面ではロックボルトの効果により岩盤の動きがより均質的になっていることを示している。

No.2の位置では、上半完了時には①区間でC断面の方がB断面に比べて2倍程度の変位量であったが、下半通過後はほぼ同程度の変位量となっている。

②～④区間では、C断面の⑧区間で若干の変位量が生じているほかは、B断面、C断面ともにほとんど変位を生じておらず、下半通過による変位もほとんどない。従って、No.2の位置ではB断面とC断面とで岩盤内の変位に大きな差はなかったと言える。

No.3の位置では、B断面では④区間に下半通過後若干の圧縮変位を生じたほかはほとんど変位がなかった。一方C断面では変位量は少ないが、①区間にやや変位を生じており、また②、③区間に少し圧縮変位が生じた。このことから、No.3の位置でもやはりロックボルトの効果が現われているものと考えられる。

これらの結果を踏まえて、次に図-6、図-7に示すロックボルト軸力の計測結果及び図-8の弾性波速度測定結果についてみると、まず、図-6及び図-7からB断面の軸力分布の傾向は一部分を除きB断面よりはむしろC断面の岩盤内変位分布の傾向と似ていることがわかる。このことは次のように考えることができる。すなわち、自然岩盤としてはC断面のような変位を生じるものと考えられ、この変位がロックボルト軸力になってあらわれる。その結果として、B断面では図-5の左側に示したような変位分布になったと思われる。その点でみると、B断面のロックボルト軸力分布がC断面の変位分布に対応しているのは注目値する。

また、図-8は、上半通過後に右側壁で実施した弾性波速度測定結果である。図から明らかなように、ロックボルト打設区間を含むTD 685m～703mの間には全く速度低下ゾーンが現われていない。これは図-5に示したB断面No.1の位置の岩盤内変位が上半完了時点でほとんど生じていないこととよく一致している。一方、ロックボルトを打設していないC断面のTD 710mのところでは、壁面から1m弱の範囲に速度低下ゾーンがみられ、図-5に示したC断面No.1の位置の岩盤変位とややくい違いを見せている。しかし、いずれもゆるみ層と言えるほどのものでない。

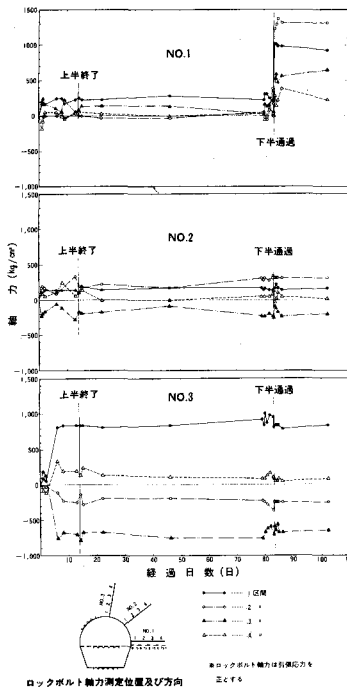


図-6 ロックボルト軸力計測結果

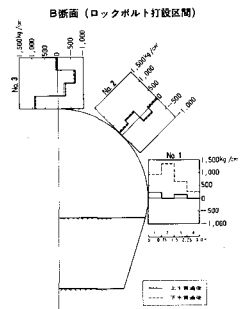


図-7 ロックボルト軸力分布

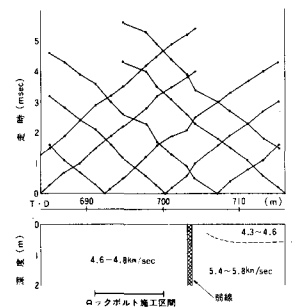


図-8 弾性波速度測定結果

5. 考 察

本トンネルの周辺岩盤は前述したように、比較的安定した状況にあり、計測結果もそれを裏づけるような値が得られた。また、システムロックボルト打設区間では岩盤の変位量は少なく、ロックボルトの効果が現われていた。しかし、ロックボルトを打設しなかった区間でも岩盤の変位量は少なく、ゆるみ層もほとんど発生していなかった。従って、本トンネルでは塑性領域が生じていたと考えるよりも、節理等によるわれ目がやや開いたような形で岩盤の変位が生じたと考えるのが妥当であろう。

そこで、簡単な FEM 弾性解析を行ない、岩盤の変位量等について岩盤マスとしてのヤング率を種々変化させて検討してみた。その中から計測結果とかなりよく符合する岩盤定数(表中に示した)のときの解析結果を計測結果と対比して示すと表-1 のようになる。これによると、内空変位量及び側壁方向の岩盤内変位量、ロックボルト軸力に関して両者は割合よく合っており、この程度の岩盤ではヤング率は数万のオーダーで計算すればよいと思われる。

また、これとは別に現場で採取した岩石ブロックから試験片を作成して剛性 図-9 三軸圧縮試験結果三軸圧縮試験を実施した。その代表的な試験結果を図-9 に示す。残留強度は完全には得られていないが、同図から推定すると100 ㎏はあると考えられる。計算結果によればトンネル周辺では70 ㎏程度の応力が発生することから判断して、岩石試験から求めた残留強度を岩盤マスの強度と考えても破壊は起こりそうになかったと思われる。しかし、残留強度の取り扱いについては今後の検討課題であろう。

6. ま と め

本報告は、花崗岩盤内にトンネルを掘削した場合の周辺岩盤の挙動及びシステムロックボルトの効果について、一つの現場をとり上げ調査した結果をとりまとめたものである。以下に明らかとなった事柄を述べる。

1. 本トンネルは岩盤状況が比較的良好でしかも発破工法としてスムーズブラッシング工法を採用した事もあり、塑性域の発生はほとんどなく、またクリープ的な現象もみられなかった。従って、岩盤の変位は切羽の進行に伴うものと、節理等の拡大によるものが大部分であると考えられる。
2. システムロックボルトは、節理等の不連続面を逢い合わせて岩盤をより均質なものであるとしている。
3. ロックボルトを打設していない断面の変位とロックボルト打設断面のロックボルトに発生する軸力との間にはかなり相関がみられ、今後ロックボルトの作用効果を考える上でこの事実は注目に値する。
4. この程度の岩盤では、ヤング率を数万程度とすると計算結果と測定結果は割り合いよく合う。また、岩石試験から求めた残留強度を岩盤マスの強度と考えても破壊は起こりそうになかったが、残留強度の取り扱い方は今後の検討課題であろう。

これらの事柄は、一つの現場の計測実験から得られたものであり、直ちにすべての場合に当てはまるとは言い及たいが、花崗岩盤の一つの傾向を示していると思われる。今後は、掘削工法、岩質あるいはロックボルトの打設パターンの違いによる岩盤挙動についてより多くのデータを集積する必要があると思われる。

謝 辞

終りに、本報告に対し終始適切な御助言を賜った京都大学岡行俊先生に感謝するとともに、本実験の実施にあたり種々御便宜をお計り載いた中部電力奥矢作水力建設所の皆様に厚く御礼申し上げる次第である。

表-1 計測結果と計算結果との比較

内空変位 (mm)

内空変位測線

断面内空変位量及び
ロックボルト軸力

測 定 点	内空変位 (mm)		側壁変位 (mm)		ロックボルト軸力 (kg)	
	測 定	計 算	測 定	計 算	測 定	計 算
上 部	4.82	4.82	4.82	4.82	120	120
A	12.81	12.81	12.81	12.81	250	250
B	5.42	5.42	5.42	5.42	150	150
C	11.65	11.65	11.65	11.65	200	200
D	4.82	4.82	4.82	4.82	120	120

内空変位 (mm)

側壁変位測線

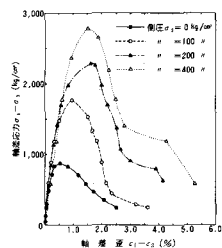
測 定 点	内空変位 (mm)		側壁変位 (mm)		ロックボルト軸力 (kg)	
	測 定	計 算	測 定	計 算	測 定	計 算
上 部	4.82	4.82	4.82	4.82	120	120
A	12.81	12.81	12.81	12.81	250	250
B	5.42	5.42	5.42	5.42	150	150
C	11.65	11.65	11.65	11.65	200	200
D	4.82	4.82	4.82	4.82	120	120

— 弾性解析に用いた弾定数表 —

ヤング率 3.0 x 10¹⁰ / cm²

ポアソン比 0.30

単位体積重量 2.65 t/cm³



THE BEHAVIOUR OF ROCK MASSES AROUND A TUNNEL EXCAVATED IN GRANITE

Haruyuki Sinya, Hisashi Takenaka, Tadashi Suga, Kuniichirou Miyashita

Shimizu Construction Co., Ltd. Architects & General Contractors
No. 16-1, Kyobashi, 2-chome, Chuo-ku, Tokyo 104 Japan

Summary

Measuring movements of rock masses around a tunnel excavated in granite, the authors investigated the behaviour of them. The size of the tunnel was about 8.5m in height and 8.5m in breadth. Two different measuring sections were settled, one of which was supported with about 5cm thickness shotcrete, and the other was supported with the same thickness shotcrete and system rock bolts which were fully bonded ($\phi 24 \times 3,000\text{mm}$). In the latter section, 10 rock bolts were installed in one cross-section, and the total longitudinal distance was 9m with the rock bolt pitch being 1.5m. The items of measurements were convergence, the rock deformation and the velocity of seismic wave around the tunnel, and the loads in rock bolts.

The authors also carried out the elastic analysis by means of F.E.M. and tri-axial compression tests of rock specimens to study the correspondence with the results of the measurements.

The main results obtained are as follows;

1. The plastic zones and a rheological phenomenon of rock were scarcely recognized. This is because the rock quality was good, and smooth blasting method was introduced. Therefore, it is considered that almost of the tunnel deformation was caused by the advance of the working face, with enlargement of joints in rock masses.
2. System rock bolts seem to make the rock mass tightly, sewing the rock together.
3. The fact that the distribution of the rock deformation in the non-bolted section have a good correlation to the distribution of the load in rock bolts in the system rock bolted section, is worthy of taking notice in considering the effect of the rock bolts.
4. There is a good correspondence between the results of measurements and elastic analysis when the young modulus of rock masses is estimated at $3.0 \times 10^4 \text{kg/cm}^2$. (The compressive strength of rock specimens is about $1,000 \text{kg/cm}^2$.) Even if the strength of the rock masses had been the same with the residual strength of rock specimens, failures around the tunnel would not occurred. But this is the theme of investigation in future.

These results show some of the property of granite rock masses, though they are obtained from observations of only one tunnel field.