

マサ土におけるNATMの計測について

国鉄新幹線建設局 吉村 恒
国鉄福島工事事務所 ○ 佐藤 武司

1. まえがき 東北新幹線第1平石トンネル($\ell = 255\text{M}$)、第1栗須トンネル($\ell = 190\text{M}$)は、東北本線二本松駅の南西約3Kmの丘陵地帯を南北に縦断しており、山岳トンネルとはいえずかぶりは5~10mと薄く、付近には民家も点在している。地質は基盤岩である阿武隈山系の古期花こう岩が、深層まで風化作用を受けてマサ化が進んでおり固結度は弱く、粘土をはさむ目も発達している。このような地形、地質のトンネルにおいて最近注目を集めているNATMによる施工を計画実施し、各種計測を行ったが、以下沈下変位等計測結果に対する考察について述べる。

2. マサ土の物性値

計画に先立ち両トンネルにおいて土質試験を行ったが、結果はほぼ同一で表-1の数値を得た。

3. 設計及び施工

設計計算は一般的にはラベセビッツ博士の理論で行なっているが、土かぶりが薄く、地質がマサ土であるため、有限要素法によることとし、要素内のひずみが強度劣化領域以前にとどまるよう設計した。施工に先立ち吹付コンクリートとロックボルトの予備試験を行なった。マサ土に対する付着性については、法面や側壁部では吹付できるが、アーチ部ではラヌ($\phi 3\%$ ます目 $50 \times 50\%$)を張らないと、5cm程度で部分的に剥落して全面的に吹付けることができなかった。ロックボルトの削孔はレッグオーガーを用いたが懸念された孔壁の崩壊はなかった。引抜試験は、SNアンカー長さ3m、4m、6mについて急結剤入りトバックカブセル($\ell = 500\text{mm}$)2本とモルタル注入後アンカーを挿入し、24時間経過後行った。最終耐力は長さにはほぼ比例し3mのもので11t/本程度の値を得た。施工はベンチカット方式とし1段ベンチ掘さくから、インバート施工までの期間を20~25日とした。上半掘さくはフライスローダーによる機械掘さくとし、吹付コンクリートは乾式により行った。

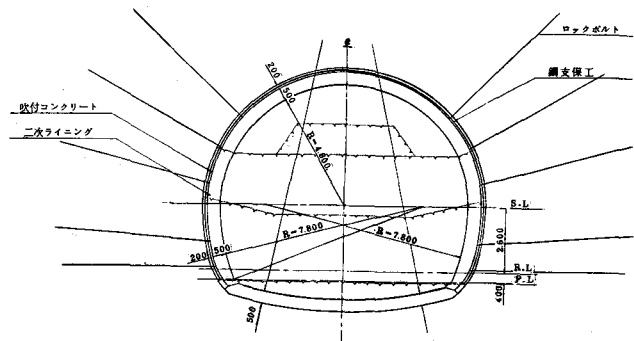
4. 計測内容

計測は施工中における日常管理の指標とするとともに試験的な意味も含めて表-2の項目について実施した。

表-1 マサ土の物性値

項目	トンネル付近	掘削坑内	記 号
単位体積重量 γ (g/cm ³)	1.28~1.34	1.59~1.65	
含水 比 w (%)	18.5~22.8	15.7~19.0	
一面せん断 摩率 μ (%)	30	34	
粘着力 c (kg/cm ²)	2.5	4.0	
透水係数 K (cm/sec)	—	5.03×10^{-6}	
弾性係数 E (平板載荷)	176~298	167~189	1給ぐり 50%

図-1 標準断面



5. 計測結果

(1) 地山及びトンネル内沈下

地表の先行沈下は切羽前方約 5 m 、層別沈下は約 2 m より発生している。層別沈下は1段掘さくから2段掘さくにかけて早急に増大し最大約 20 mm となる。インバート施工後約10日で沈下は終息する。第1栗須トンネルの縦断方向の最終沈下は概ね $50\text{ mm} \sim 100\text{ mm}$ 程度となっているが、これは目の多少、補助工法（アーチ部に鉄筋を打込む）の有無等によるものと考えられる。また第1平石トンネルの沈下量の変動（ $30\text{ mm} \sim 140\text{ mm}$ ）は、土かぶりと目の多少によるものと考えられる。横断方向の沈下は地形の傾きのため左右非対称となっているが影響範囲は、約 20 m である。

表-2 計測項目

計測項目	計測器	主点 1箇所	補助点 3箇所	配設 1箇所	配設 1箇所
地山沈下測定	レベル	○	○	1点	同上
トンネル内沈下測定	エクステンゾメーター	○	○	1本	同上
トンネル内変位測定	レベル	○	○	1点	同上
トンネル内変位測定	エクステンゾメーター	○	○	3本	同上
地山変位測定	エクステンゾメーター	○	○	6本	同上
地山変位測定	傾斜計	○	○	1本	同上
地山荷重測定	スプレッド式 ハイドロセル	○	○	3点	同上
次付コンクリートの応力測定	同上	○	○	同上	同上
ロックボルトの応力測定	メカニカル	○	○	7本 1本1点	同上

注：インバートコンクリート打設後の変位の収束により過1ヵ月程度とする。

図-2 計測配置

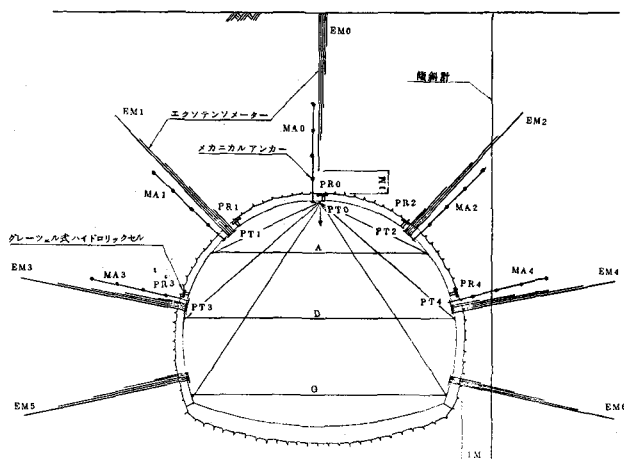
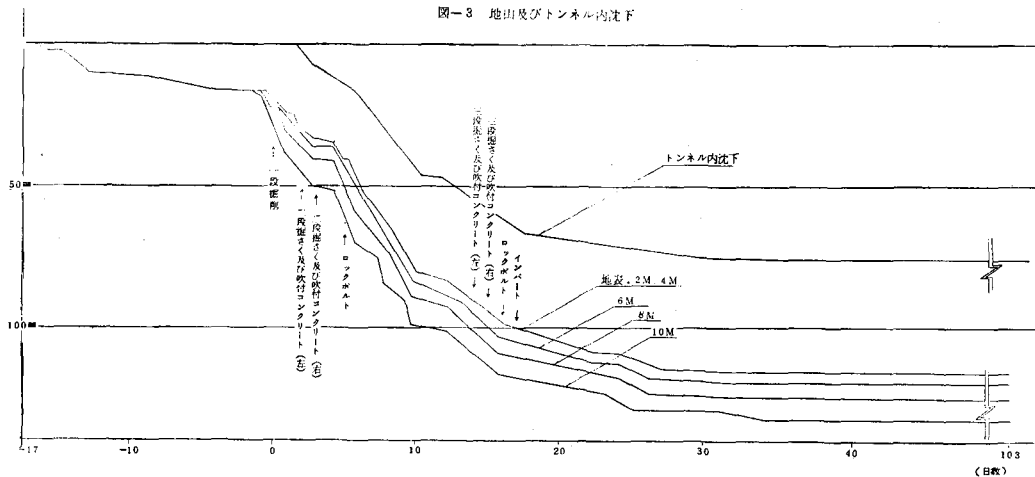
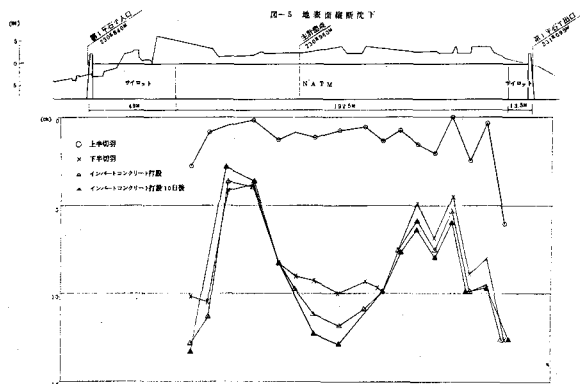
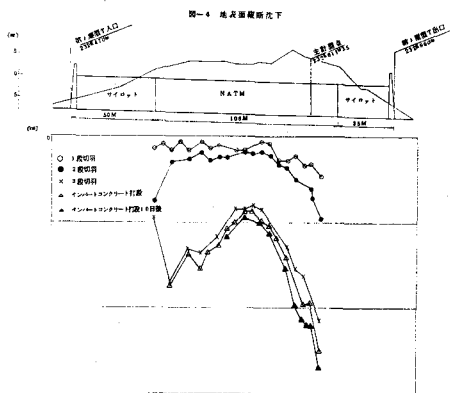


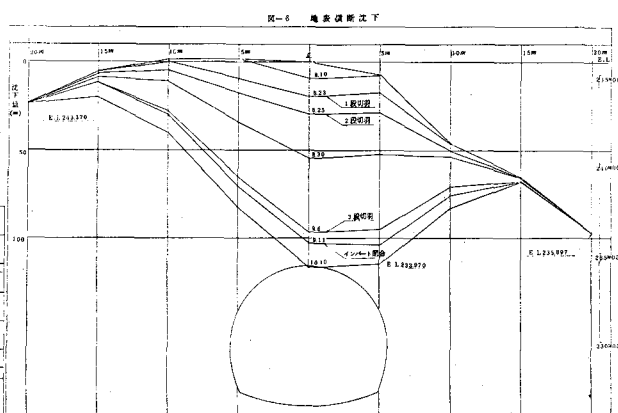
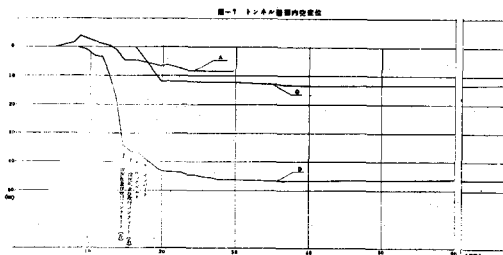
図-3 地山及びトンネル内沈下





(2) トンネル壁面の内空変位

2 段ベンチにおける D 測線は、3 段掘さくの約 3 日前（斜路の影響）から急速に内空への変位が増大しインバート施工後約 10 日で終息する。最大変位は約 50 mm である。



(3) 地山変位

(イ) エクソテンソメーター

ゆるみ性状の変化は、トンネル壁面より 4 m を越えると層別の差が比較的大きくなっている。

(ロ) 傾斜計

3 段掘さくの約 3 日前（斜路の影響）から S.L 下部 1 ~ 2 m 付近において急速に変位が増大し、3 段掘さく、インバート施工時において最大約 40 mm の変位が生じた。

図-9 地山変位（傾斜計）

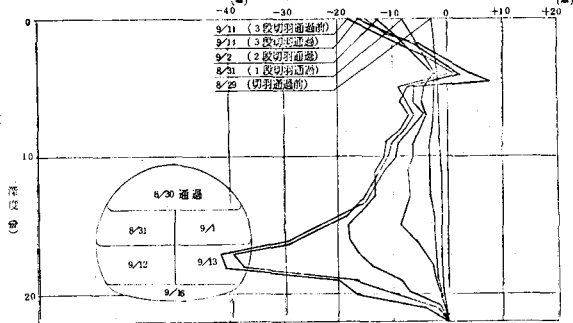
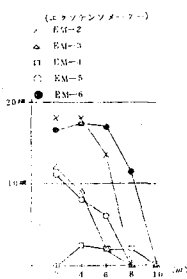


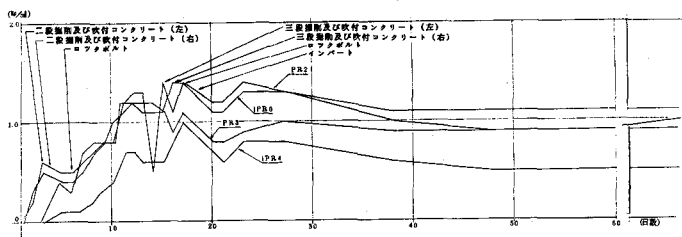
図-8 地山変位



(4) 地山荷重

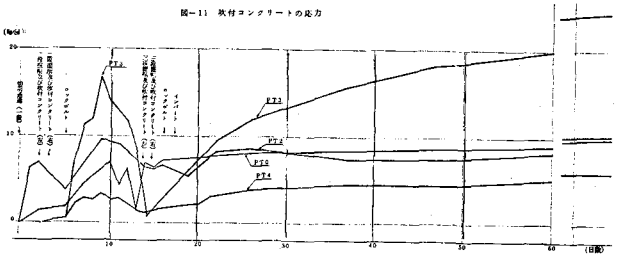
3 段掘さく、インバート施工時まで徐々に荷重は増大し、最大約 1.4 % となり閉合後はやや減少する傾向がある。なお地山荷重の理論値は 1 % 程度であり実測値とほぼ合っている。

図-10 地山荷重



(5) 吹付コンクリートの応力

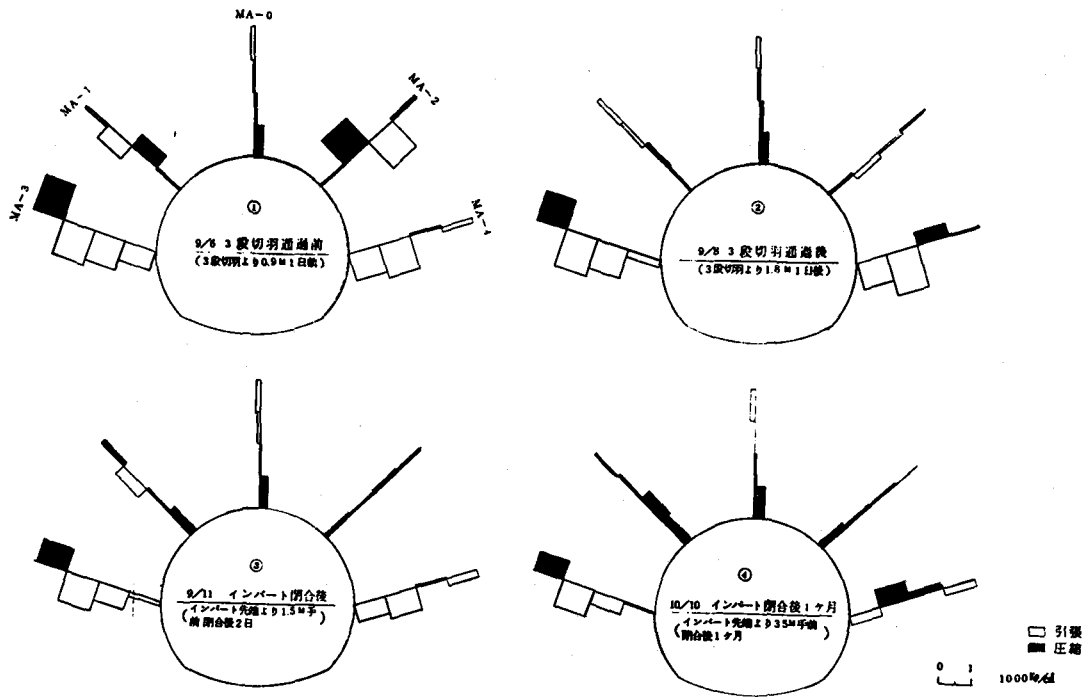
2 段ベンチ掘さく後応力は増加するが、斜路の近接に伴い P T3, P T4 は減少し、3 段ベンチ施工後は漸増する。応力は地山荷重からみて理論的には 25~30% 程度となるが測定値は P T3 を除いてかなり小さい。これについては今後の検討事項であるが支保工の分担荷重が予想以上に大きいことも考えられる。



(6) ロックボルトの軸力

MA1, MA2, MA3, MA4 は 1, 2 段施工後取付けを行った。3 段切羽が接近すると斜路の影響のためほぼ 3 日前から軸力は増加し、3 段掘さく時に最大値となる。MA1, MA2 は 3 段施工後軸力は殆んど消滅するが、MA3, MA4 は、インバート施工後も軸力は残り有効に働いている。

図-12 ロックボルトの軸力 (メカカルアンカー)



6. 考 察

- (1) 沈下, 地山荷重等は理論値とはほぼ一致しており, マサ土については有限要素法による解析は有効であると考えられる。
- (2) 1~2 段ベンチから 3 段ベンチ施工時にかけて, S.L 下部 1~2 m の側壁部の変位が大きく, この部分に地山荷重が大きく働くことがわかる。施工中においても S.L 下の側壁部の崩落が, かなり多く発生しており, 下半 1 スパンの延長 (今回は 0.9~1.0 m) と施工については特に留意する必要がある。
- (3) ロックボルトの長さについては, 引抜強度からみて 3 m でよいが, 地山のゆるみ性状からすると, 4 m~8 m 程度必要となる。今回は施工条件を考慮して 6 m としたが概ね適切な長さと考えられる。
- (4) 吹付けコンクリート, ロックボルト, H 型支保工, 及び地山の荷重分担についてはなお今後検討を要する。

Ground behavior containing of completely decomposed
granite by New Austrian Tunneling Method (NATM)

by Hisashi Yoshimura and Takeshi Satou

Daiichi Hiraishi Tunnel ($\ell=255\text{m}$), and Daiichi Awasu Tunnel ($\ell=190\text{m}$) for Tohoku Shinkansen Line were excavated by NATM. Both Tunnels have slight overburden, whose geology is completely decomposed granite.

Physical properties of completely decomposed granite,

Single plain shear test	Friction Angle	$\phi=30\sim34^\circ$
	Cohesion	$C=0.3\sim0.4 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
Plate bearing test	Elastic modulus	$E=160\sim300 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$

Cross sectional area of Tunnel is approximately 90m^2 excavated by bench cut method taking 20~25 days from bench 1 to enclosure of Tunnel.

Behavior of Tunnel is as follows,

- 1) Settlement of ground was stopped by approx. 10 days after enclosure of Tunnel whose final settlement values were at the range of 30~140 mm depending on the overburden volume, amount of joints and conditions of excavation etc.
- 2) Displacement of excavated surface in the Tunnel occurred while excavation was proceeded, but it never occurred again in approx. ten days after Tunnel was enclosed. The maximum value of displacement was approx. 50 mm.
- 3) The displacement in the surrounding rocks measured by extensometer was found to be considerably large in each stratum, which was more than 4 meters apart from excavated surface. The variation in the surrounding rocks measured by inclinometer was found about 40 mm, which was maximum when excavation of bench 3 was carried out and Tunnel section was enclosed.