

(11) 東北自動車道折爪トンネルの膨張性地山における計測と施工について

棚大林組 正会員 諸 治 克 郎
同 上 正会員 ○ 三 上 哲 司

1. まえがき

東北自動車道折爪トンネル東工事下り線（トンネル延長1209m）は、昭和56年2月に底設導坑先進工法で掘削を開始したが、施工に伴って強大な膨圧が発生し、坑口より176m掘進した地点でNATMへ工法変更された。NATMに変更後もその膨圧に悩まされ、膨張性地山区間約500m間において27種類もの施工パターンを採用している。この間、57ヶ所の内空変位計測と4ヶ所のB種計測が行なわれ、この結果を基本として施工パターンの変更や補助工法の採用を行なった。本論文においてはこれらの計測結果のまとめと膨張性地山におけるNATMの施工法について述べたものである。

2. 地形、地質概要

折爪トンネルは北上山地の北端に位置する折爪岳（標高852m）の稜線下にあり、その地形は新第3紀に始まった隆起運動によって形成された比較的緩やかな斜面をなす低位隆起山地となっている。

膨張性を示した区間は、新第3紀中新世の四役累層に属する小祝部層の中位下位層部である。この地層は、角レキ凝灰岩、砂質凝灰岩、泥質凝灰岩、泥岩等の互層からなっており、不規則に発達したクラック、小断層が随所に見られ、それらが極端に粘土化している状況であった。

本トンネルにおいては、在来工法からNATMへの工法変更時、NATMにおける縫返し時に地質ボーリングを行なって膨張性地山区間をほぼ全線調査した結果になっており、これらの結果と内空変位量の比較によって岩石試験による物性値と膨張性との関連性を高木1）が発表しているので参考にされたい。ここでは、地質縦断面図と代表的な岩の物性値についての表を掲げるととどめる。

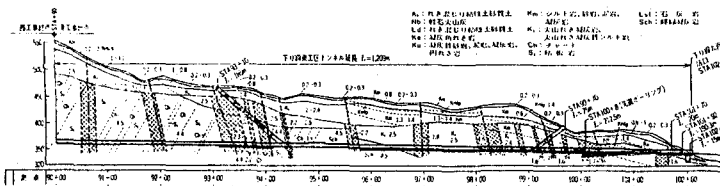


図-1 地質縦断面図

項目	値	砂質凝灰岩	砂岩地層互層	泥質凝灰岩
容 重	2.01	2.01	2.08	2.01
弾性係数 E (kg/cm ²)	11.4	11.4	11.4	11.4
一軸圧縮強度 σ_c (kg/cm ²)	11.4	11.4	11.4	11.4
剪断強度 τ (kg/cm ²)	1.8	1.8	1.8	1.8
C - E (%)	91.5	91.5	91.5	91.5
モンモリロナイト含有量 (%)	38	44	44	57
膨張率 μ (%)	16.0	16.5	16.5	32.0
E - S (%)	40.8	40.8	40.8	36.7
崩山強度比	0.69	0.58	0.58	0.17

表-1 代表的な岩の物性値

3. 施工パターンと計測結果について

3-1. 当初施工パターン

本トンネルの施工パターンは岩石試験の結果より、岩の物性値を弾性係数1000kg/cm²、粘着力5kg/cm²、内部摩擦角25°土被り100mとして、FEM計算を行ない図-2の如く決定された。このパターンを採用した区間においては、トンネルの沈下が大きく、吹付コンクリートのせん断破壊が著しかったが、吹付コンクリートにスリットを設置したり、早期の増ボルト打設、3週間以内のインバートコンクリートの施工等によりなんとか地山の安定を得ることが出来た。図-3～図-6は、この区間におけるB種計測結果であり、これらより次の事が考えられた。

イ) 内空変位速度がインバート施工までほぼ一定であり、断面閉合が遅れれば支保の破壊につながり、地山の安定が得られない。土圧分布より沈下が抑制されているのが明確になっている。

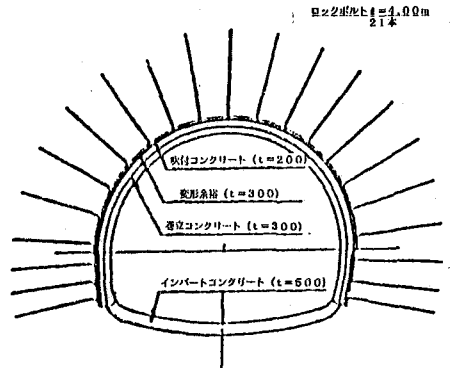


図-2

ロ) ロックボルトの軸力分布によって4 mでは長さ不足であり、6 mが適切であると判断された。

ハ) 支保量が不足気味であったので変位を許しすぎた嫌があると思われ、このパターンでは30 cmの変形余裕量が限界であると判断された。すなわち支保パターンと適切な変形余裕量との関連の重要性を認識した。

以上の計測結果等を根拠にして、4 mのロックボルトパターンを6 mのロックボルトパターンに変更した。

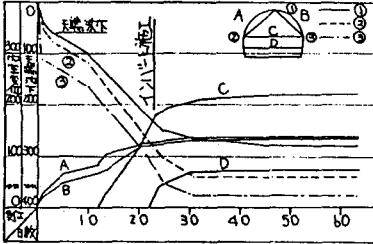


図-3 内空変位経時曲線図

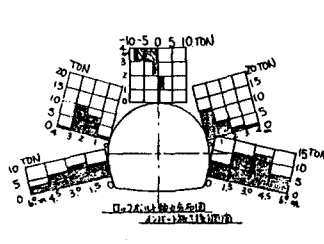


図-4 ロックボルト軸力分布図

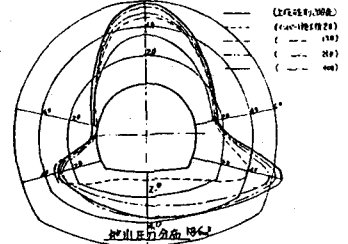


図-5 地山圧力分布図

3-2. 繰返し区間の施工パターン

6 mのロックボルトパターンを採用して、比較的順調な掘削が進んだが切羽において泥質凝灰岩の占める割合が大きくなり、すべり面を含むと同時に偏圧傾向が見られ、吹付コンクリートの破壊、ロックボルトの破断、切羽の自立性の悪化が起り始めた。計測結果においては、初期変位速度が大きくなったり、斜め測線の不均衡が発生してきた。

これらの現象に対処すべく、

イ) 変位の抑制を目的とした斜めロックボルト ($\ell = 6\text{ m}$) の施工

ロ) 切羽安定のための吹付コンクリート (5 cm)、切羽ボルト ($\ell = 9\text{ m}$)

ハ) インパートの曲率変更 (15.5 mR $\rightarrow$ 7.5 mR)、変形余裕量の変更、掘削長の変更 (1 m $\rightarrow$ 0.75 m) (図-7)

等の対策を行なった。しかし、支保量を多くすることは、掘進速度を下げることになり、断面閉合が遅れる結果となった。(6週間~7週間)

この間変形が進み、断面閉合時には吹付コンクリートの破壊がかなり起り、支保力が低下している状況であった。一時的には断面閉合により内空変位も収束に向かうように思われたが、支保の破壊と同時に変位が加速しはじめ、繰返しをせざるを得ない状況となった。

この支保破壊までの経過を図-8~図-9の計測結果が示している。

この区間での計測結果より次のことが言え、新しい施工パターンに反映させた。

イ) 6 mのロックボルトが長さ不足であり、少なくとも9 mは必要と判断した。

ロ) 変形余裕量を大きくしても支保が破壊すれば安定しない。本トンネルのように物性値が低い地質においては極力変位を押えて地山劣下を防ぎ、さらに支保の破壊前に断面閉合を行なうべきである。

ハ) インパートの曲率が15.5 mRの区間はコンクリートが破壊したが、7.5 mRの区間では無事であった。このことから、膨張性地山でのトンネルの断面形状の重要性をより一層認識した。

3-3. 円形導坑先進の施工パターン

新しい施工パターンは、これまでの計測結果を反映し、次の特徴と目的を持ったものとして決定された。

(図-10)

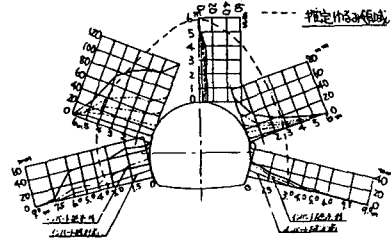


図-6 地中変位量分布図

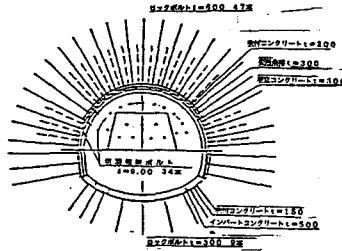


図-7

イ) 円形導坑により切羽の自立を確保し、地質の確認、水抜効果も狙う。

ロ) 導坑掘削により地山応力を軽減し、本坑の吹付コンクリートの応力負担を軽くして、吹付コンクリートの保護を目的とする。

ハ) H-200の鋼製支保工と9mのロックボルトを採用し、極力変位を押える。変位状況によっては上半部において仮インパート工を施工する。

ニ) 二次覆工コンクリート厚を30cmより50cmにし、計測結果によってはファイバーコンクリートを打設する。

この施工パターンによって、増ボルト等の補助工法を変位状況を考えて適宜使用しながらも、膨張性地山区間を縫返しすることなく施工できた。計測結果をまとめると次のことが言える。

イ) 導坑部の計測において、本坑の切羽の影響は約2R近くと応力的に出はじめ、約1Rで導坑内の内空変位が加速しはじめた。

ロ) 仮インパートを施工することによって変位速度を1/3～1/5程度にすることができ、このことにより、断面閉合までの変位量を少なく押えられた。

ハ) C測線の最大内空変位量のトンネルの内空に対する割合は約3%程度であり、この時のロックボルトの軸力や吹付コンクリートのせん断破壊等の現象より、本パターンの変位量の限界値と考えられた。

ニ) 図-11の測点は導坑区間の中で最も変位が大きく、このことは収束までに時間を要することになった。また変位が収束状況にあっても応力的に安定するまでにさらに1～2ヶ月程時間を必要とした。これらの点は二次覆工打設時期を考えるにあたって、膨張地山においては注意をすべきポイントであろうと思われる。

3-4. 計測結果のまとめ

本節においては、最終の計測結果のまとめを示し、

その概略の傾向について述べる。

3-4-1. 導坑先進NATMと3段ベンチ式NATMの相違について

図-13は、初期変位速度と最終変位量(C測線)との関連を示したものであるが、次の事が言える。

イ) 導坑先進NATMにおいては、かなりの相関性が見られる。一方、3段ベンチNATMにおいては、傾向は何えるもののばらつきが大きいと言える。これは、全体的な支保量が少なかったため、地山の良否の影響を受けやすいことと核残しのために初期値がやや遅れたためと思われる。

ロ) 縫返し部においては、まったく関連性は存在しないが、これは、支保が破壊されると、急激に変位量が増加し、支保量と地山のバランスが崩れることによる。

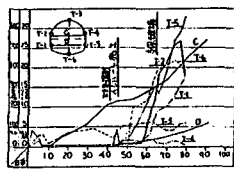


図-8 コンクリート応力と内空変位の経時曲線図

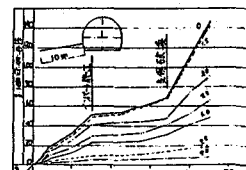


図-9 地中変位量経時変化図(前線部)

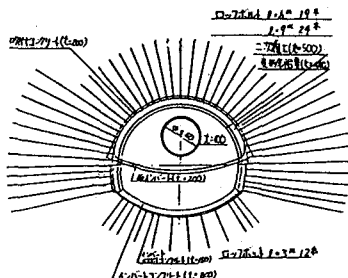


図-10 円形導坑先進パターン

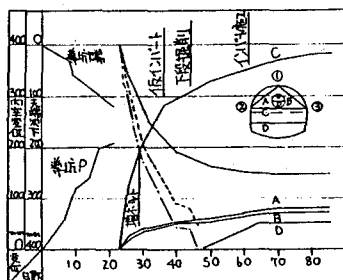


図-11 内空変位経時変化曲線図

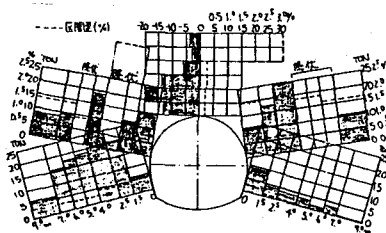


図-12 ロックボルトの軸力分布と地中変位歪分布図

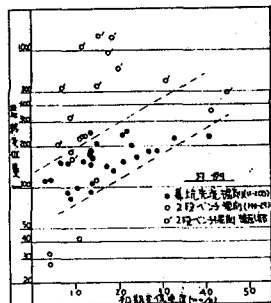


図-13 初期変位速度と最終変位量(C測線)

このことにより、許して良い変形量というものが存在することを明確に認識しなくてはならない。この意味において、導坑先進NATMは、計測によって地山を判断する場合においてその有効性を発揮すると言えるであろう。

図-14、図-15においては、導坑の変位量と本坑の変位量との関連と、最終変位量に対する上半部における変位量との関連を示したものである。これより

イ) 導坑部の変位量と本坑の変位量においてかなり相関性が見られており、C測線においては、導坑変位のほぼ2倍程度が本坑の変位となっている。掘削断面積比では本坑が導坑の約1.1倍となっていることから、導坑の応力解放効果がかんりのものとなっていることが考えられた。また、この曲線よりはずれた点も存在するが、これは、導坑部において特に悪質な地質が存在し変位が大きかったが、本坑全体においては影響が比較的小さかったという場合である。

ロ) C測線における最終変位量に対して、上半部の変位量は、平均値において導坑方式で、77.3%、3段ベンチにおいては67.3%である。全掘削断面積に対する上半部の面積はそれぞれ、55.5%と59.8%である。これに対して古生層の粘板岩において(CIIパターン) 65.7%に対して58%となっている。このことより、膨張性地山においては上半部での変位の割合が大きく、それは地山の悪さの程度に関係があると考えられ、また施工的には上半部において変位のコントロールを主眼に考えなくてはならないと判断された。このことは、インポートコンクリート施工までの時間を稼ぐことや地山の支持力を失わないこと、吹付コンクリートの支保力を健全な状況に保つことにつながるものであり、膨張性地山における施工において特に重要な点であろうと思われた。

3-4-2. 各施工パターンの許容変位量について

図-16はC測線のトンネル直径に対する換算歪とC測線に対するAまたはB測線の変位量の割合を示している。これによると、

イ) 縫返しに至る限界の目安として、AまたはB測線の変位量がC測線に対して、75%以上のもの、C測線の換算歪が3.5%以上が考えられる。

ロ) 導坑先進NATMにおいては、かなりの関連性を示しているが、全体的な支保量が、地山安定に対して十分であったことから、地山の状況に応じて変位量が定まっている傾向を示しているものと思われる。

本トンネルにおいては、それぞれの施工パターンにおいてB種計測が行われ、かつ幸いなことに、それぞれのパターンにおいて最も大きな変位量を計測した地点におけるものであった。そこで、各パターンに対する許容変位量に対する目安を得ることができたので、ここに示して参考に供したいと考える。ここで、適正管理歪量はこの程度であれば、比較的容易に地山を安定させることができ、限界歪まで収束させないと支保の破壊を引起すことを意味する。(C測線の歪量)

4. まとめ

膨張性地山におけるNATMにおいて様々な試行錯誤を行なった訳であるが、この中で導坑先進のNATMが効果を発揮したことを計測データによって示した。今後の参考となれば幸いである。

参考文献

1. 高木正：“東北自動車道折爪トンネルにおける地山評価指標について”、第16回日本道路会議 1985
2. 唐沢弘、須田稔：“東北自動車道折爪トンネル東工事”、土木施工 1984. 10
3. 唐沢弘：“東北自動車道折爪トンネルの設計と施工”、トンネル技術講習会 1983
4. 北林哲、井手節雄：“脆弱な凝灰岩地山におけるNATM”、トンネルと地下 1982. 8

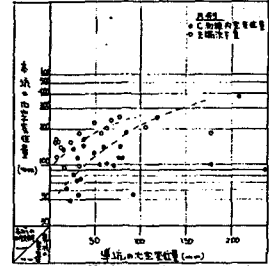


図-14 導坑の変位量と本坑の変位量

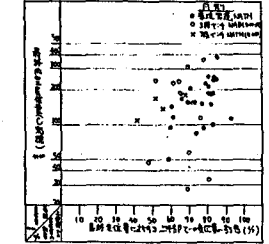


図-15 最終変位量に対する上半部での変位量

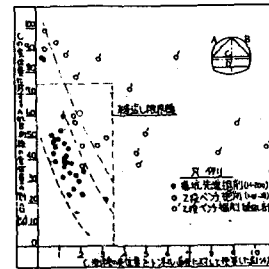


図-16 C測線に対する斜測線の
変位量の割合

施工パターン	適正管理歪量(%)	パターン別許容歪量(%)
3段ベンチNATM	2.0	3.5
導坑先進NATM	2.0	3.5
CIIパターン	0.5	0.5-0.7
CIIIパターン	0.5	0.5-0.4
CIVパターン	0.1	0.2-0.3

表-2 施工パターンの許容変位量

(11) MEASUREMENT AND CONSTRUCTION METHOD IN
THE SQUEEZING GROUND OF ORIZUME TUNNEL

OHBAYASHI CORPORATION

Katsuro Moroji

Tetsuji Mikami

Abstract

This paper describes the results of measurements and the fundamental study for the application to the tunnel construction in squeezing ground.

Bottom pilot drift was excavated at the first stage in Orizume tunnel.

But, the method was changed to NATM because of the extreme squeezing ground pressure. Even after the change of method, the deformation of the excavated wall was so large that the extra long rockbolts and the changes of support were required.

The reexcavation was required to maintain the designed profile where large deformation had occurred.

The various measurements were executed to obtain the properties of the ground deformation.

According to these studies, the excavation of upper pilot drift was planned to stabilize the excavated wall and to reduce the primary stress, and executed successfully. The measurements after the excavation of upper pilot drift show less deformation of the wall.