

III-392 超膨張地山における導坑掘さくと施工管理について

日本鉄道建設公団東京支社 正会員 坂 井 五 郎
 正会員 鈴 木 恒 男
 小 島 隆

1. はじめに

トンネル掘さくに伴う膨圧の発生機構について、せん断破壊説などの諸説が提唱されているものの確たる定説にいたっていないのが現状である。したがって、膨張性地山に遭遇したとき、その膨圧の度合いにより種々の技術的試みがなされ、試行錯誤的な施工を余儀なくされるケースが多い。

新第三紀の泥岩層を貫いている北越北線鍋立山トンネルは、超膨張性を呈する軟弱泥岩帯を施工中であり、さらに可燃性ガスが湧出するという条件も加わり施工は極めて難渋している。強大な膨圧に起因する度重なる支保の変状により、従来のショートベンチ工法から、中央導坑のみを先進させる工法を採用するに至ったが、本報告では導坑の設計、施工および各種の計測に基づく施工管理について述べる。

2. 地 質

地質は新第三紀中新世から鮮新世の西山層より構成され、泥岩を主体として所々に凝灰岩や凝灰質砂岩を挟在している。泥岩は複雑な褶曲運動により粘土化しており非常に脆弱な岩盤状態を示している。泥岩の一軸圧縮強度は 4 kgf/cm^2 前後、地山強度比としては 0.1 前後であり、施工する上で極めて小さな値である。

3. 設計・施工

中央導坑のみを先進施工させる主目的は、①トンネル掘さくに伴う地山応力の再配分が比較的単純かつ掘さく断面積が小さいため、確実に切羽を進めることが可能であること、②導坑先進により、本坑切上げ時の鏡の安定保持効果が期待できること、③導坑掘さくに伴う地質・計測データ等を本坑切上げ時に活用できることなどが挙げられる。

導坑の設計に当っては、導坑施工の目的を踏まえ、作業の安全性の確保、仮設構造物である点などを考慮して、導坑径を 2.9 m、支保材として溝型鋼（ $\square 250$ ）を円形に曲げ加工し、これをベタ並べしていくように計画した。図-1 は支保耐力の検討結果であるが、これは支保工を剛性一様リングとしてモデル化した上で側圧係数をパラメータとして計算したものである。導坑支保は仮設構造物であることから鋼材の許容応力を降伏点までと考えると、トンネルに作用する荷重分布が静水压状態（ $K=1.0$ ）のときは約 290 tf/m^2 の土圧まで耐えられることとなる。

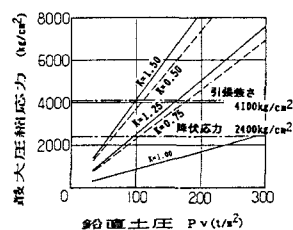
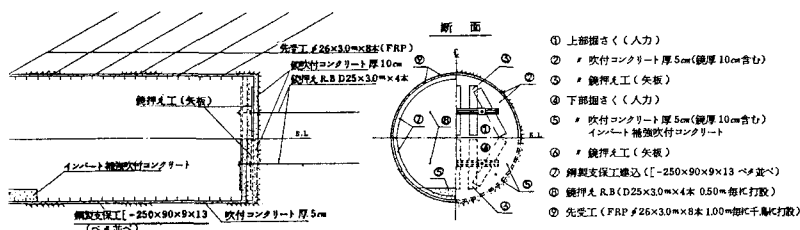


図-1 支保耐力

掘さくは上下二分割で人力にて行い、掘さく後直ちに鏡および側面に吹付けコンクリートを施し、地山の肌落ち、ゆるみを防止する。そして鋼製支保工（4 ビース）を建て込み、その後、天端からの崩落防止、鏡の安定化を図るため、先受工（ $\ell=3 \text{ m}$, FRP）を 1 断面 8 本、鏡押えロッド（ $\ell=3 \text{ m}$ ）を 1 断面 4 本それぞれ打設して 1 サイクル完了となる（図-2 参照）。現在、地山の押し出しが予想を超えて大きいため、支保工を建込む空間の確保が困難になってきており、施工に苦慮している状況である。

図-2 施工順序
（支保間隔 0.25m）

4. 計測・施工管理

計測は施工の安全性を確保するために不可欠であるが、導坑施工段階においては支保材の機能把握に主眼を置き、内空変位測定を5m間隔で、支保への作用土圧および支保の応力測定を20～40m間隔でそれぞれ実施するように計画した。

内空変位測定（図-3）については、支保材が比較的剛なため、天端沈下量で最大15mm、水平コンバージェンス量で最大25mm程度と小さな値となっている。変位は概ね内空側への値が測定され、約5日で収束に向かい、その時点の切羽からの離れは1D～1.5D（D：掘さく径3m）である。背面土圧測定（図-4）については、土圧の大きさとしては25～30 Kg/cm^2 であり、単純に土被り厚さに換算すると150mとなる。内空変位と同様に、切羽からの離れが1.5D前後で収束に向かっている。支保工応力測定については図-5に示すような断面力の分布が得られている。

支保の安定性について計測結果に基づき考察すれば、支保耐力の面からは図-1と図-4より支保材はほぼ降伏状態にあると推定される。また、支保工応力の面からは、図-6に支保工の外縁と内縁の応力分布を示すが、この図から降伏応力を超えている箇所が一部存在することがわかり、これは支保耐力の結果と符合する。しかし、内空変位、外荷重共に収束状態にあり、かつ当該位置における支保の変状は見られないことから、支保材の部分的な降伏は存在するが、支保全体としての安定性は保たれていると判断できる。

本施工の導坑のように、支保が円形で単一材料により構成され、その剛性も一様である場合には、構造計算が比較的容易であることから計算値と実測値との検証も行い易い。導坑のような仮設構造物を安全かつ経済的に施工を進めていく上で、支保の変状の有無の確認、変状部の進行状況のチェック等の坑内観察調査を実施するのは無論のことであるが、これに加えて内空変位を定期的に測定し、適時、支保背面の土圧測定、支保の応力測定を組み合わせることで計算値と実測値との照合を行い施工管理に供していくことで施工の安全性を確保できるものと判断される。図-6 縁応力分布（32 $\text{K}775\text{m}$ ）

5. おわりに

現在、本工事は施工延長645mに対して約60%の進捗を見ており、今後数多くの未知の分野を残しており、技術的にも解決し改善していくべき問題が山積みしている。現在までの施工経緯を踏まえ、有識者の御指導も賜わりながらトンネル技術の粋を結集して、安全かつ合理的な施工を進めていきたい。

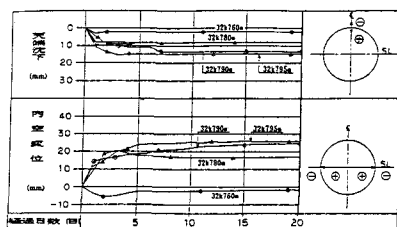
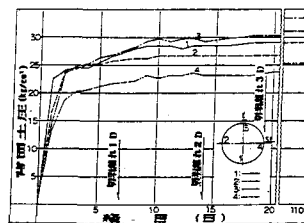
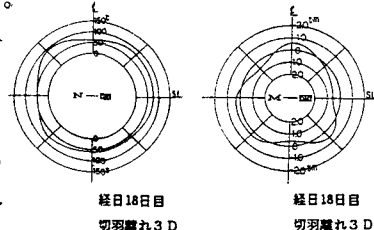
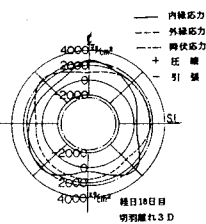


図-3 内空変位経時変化

図-4 背面土圧経時変化（32 $\text{K}775\text{m}$ ）図-5 断面力分布（32 $\text{K}775\text{m}$ ）図-6 縁応力分布
（32 $\text{K}775\text{m}$ ）