

## III-376

## 観測施工による NATM のフィードバック例

日本道路公団 田中 正昭○川辺 稔  
大林組・植木組 北沢 忠 関口 牧衛  
中村 圭吾 吉岡 尚也

## 1. はじめに

NATM の特徴は、わずかな変位を許容することによって支保荷重の最小化が図られることであろう。しかし、日本の NATM は変位を許容し過ぎていように思われる。ところで、支保荷重の最小化を図るためには、支保に作用する荷重と周辺地山の変形との関係を示す特性曲線が必要となる。それゆえ、この論文では Hoek らの式から支保荷重の最小化が図られる許容変形量を求め、初期変形速度の大小から支保工規模を変更するフィードバック方法を試みたので、以下に報告したい。

## 2. トンネル地質概要

このトンネルの地質は、新生代新第三紀中新世に推積した寺泊層の分布域に位置している。地層は  $N40^{\circ} \sim 50^{\circ} E$  の走向で、 $30^{\circ} \sim 45^{\circ} NW$  の傾斜を有する単斜構造となっている。寺泊層は泥岩、砂質泥岩、泥質砂岩および細粒砂岩から成っている。細粒砂岩は指先で細粒状にくだけるが、このほかは比較的マツシブな岩盤で固結度もよい。したがって、トンネル施工上問題となりそうな細粒砂岩を他の岩種と区別する意味で、泥岩、砂質泥岩、泥質砂岩を一括して互層扱いたした(図4参照)。

## 3. 施工管理基準値の設定

谷本(1982)は、わずかなパラメーターだけで描いた特性曲線は、定性的な傾向しか示し得ないが、現場計測は種々の因子を含みながらも現実的な特性曲線を設定する情報を与えてくれることを指摘している。特性曲線といえば、フェナー・パッカー曲線が代表的なものであるが、筆者らは Hoek ら(1980)の計算式を用いて極小点を算出することとした。ところで、トンネル通過断面における地山強度比はだいたい  $1.5 \sim 2$  の範囲にあった。したがって、地山強度比を  $1.5$  と仮定すると、Hoek らの式における  $P_i/P_o$  は  $0.12$ 、 $\Delta D/D$  は  $0.19\%$  となる。いま、縦軸に  $P_i/P_o$  (支保圧力と初期応力との比を表わす)、横軸に  $\Delta D/D$  (SL 付近の変形量と掘削外径との比を表わす)をとって、両者の関係を描くと図1の●印のようになる。それゆえ、トンネル掘削後に生じる SL 付近での変形量を  $20\text{mm}$  に押えるような施工を行えば、支保荷重の最小化が図られることになる。

以上より、支保荷重を最小化する変形量は  $20\text{mm}$  であることがわかったが、これを越える変形が生じた場合には、支保の補強対策を考えなければならなくなる。したがって、掘削初期段階の変形速度から最終変形量の予測ができれば、インバートの早期閉合といった対策を施す上で、より速やかに対応できるように思われる。Tanimoto ら(1983)は、切羽の半ドーム作用を考慮に入れた方法で初期変形速度と最終変形量および支保荷重の関係を求めている。そこで、ここでも切羽が  $0.5 D$  進行した時点の変形速度から最終変形量を予測することを試みた。

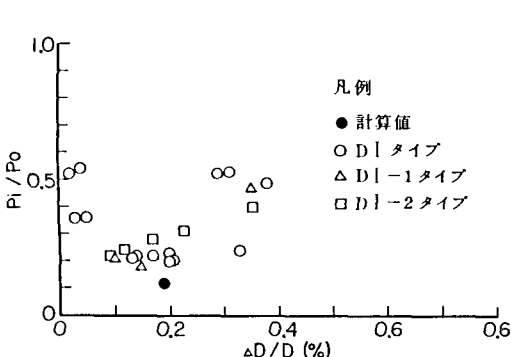


図-1 特性曲線

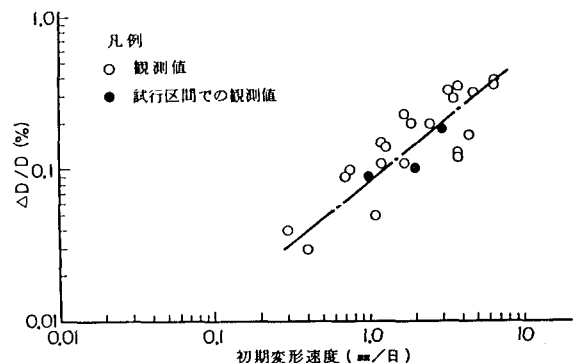


図-2 初期変形速度と最終変形量との関係

#### 4. 施工へのフィードバックおよび考察

トンネルのつり合い状態を確認するために行なわれているコンバージェンス測定をより有意義なものとするため、ここでは坑口付近でのコンバージェンスによる変位の計測結果から、未掘削部分の変位を予測することにした。図3の●印は、切羽が0.5 D進行した時点での変形速度と最終変形量との関係を示したものである。これら3つのプロットから今後起こりえそうな変位を、図3に示した一点破線で予測するようにした。図3に示したような方法で変位の予測を行えば、支保荷重を最小化する許容変形に対して、計測結果を施工に反映しやすくなる。なお、図3の○印は、各々の計測断面で観測された最終変形量と初期変形速度との関係を表わしたものである。これらの観測値は、少ない観測結果(●印)から推定した予測のラインにほぼ一致しているようである。

一方、実施面では初期変形速度の大小に応じて支保規模を変更することである。しかも、支保規模を変えたことによって支保荷重の最小化が図られているか否かを検討するためには、 $P_i/P_o$ と観測された $\Delta D/D$ との関係を示す特性曲線を描かなければならない。 $P_i$ については、すでにTanimotoら(1983)が崩壊事例や極限状態での観測を通して、各支保部材が発揮する支保耐力を提案している。したがって、ここでの $P_i$ は建込まれた支保工規模から算出した。また、 $P_o$ は土被り圧とした。このようにして求めた $P_i/P_o$ と観測された $\Delta D/D$ との関係をいろいろな記号を用いてプロットしたのが図1である。支保荷重を最小化する許容変形量(●印)に対して、ほぼこれに近づけられた施工がなされていると思われる。しかし、観測された変形量が許容変形量を越えた場合には、支保荷重も増大している。実際このような断面では、掘削の初期段階からこの程度の変形が予測されていたので、インバートの早期閉合を行なったところでもある。以上に述べた方法で計測結果、特にコンバージェンスによる変位計測結果を施工に反映させたわけである。当初設計に対して、実際どの程度の変更がなされたかを比較したものが図4である。事前調査でかなり悪質地山と考えられていた細粒砂岩層が切羽全体に表われることはなかったので、この層は比較的小規模の支保工でつり合い状態が得られた。

#### 5. おわりに

ここに述べた論文は、わずかなパラメータを用いて特性曲線を描き、支保荷重の最小化を図る施工を目指したものである。変形を押え過ぎたり、許し過ぎたところもみられるが、変形を制御することによって $P_i$ の極小点が存在しているように思える。

なお、考察を述べるにあたり、京都大学谷本親伯助教授に負うところが多かった。ここに記して感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 谷本親伯., NATMにおける情報化施工, 土と基礎, 30巻 7号, 1982
- 2) C. TANIMOTO, et al., ALLOWABLE LIMIT OF CONVERGENCE IN TUNNELLING, 24th U.S. Sympo. on Rock Mechanics, June, 1983, pp. 251~263

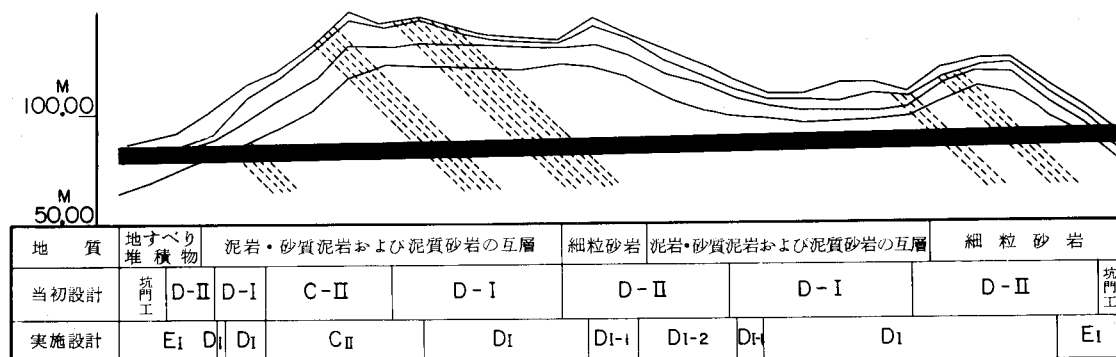


図-3 当初設計と実施設計の比較