

(73) 土被りの浅い滞水砂礫層における小断面NATMの先行変位について

清水建設(株) 正会員 ○ 河 田 孝 志
 正会員 熊 坂 博 夫
 中部電力(株) 正会員 土 山 茂 希
 正会員 家 田 良 一

1. はじめに

トンネルの先行変位は、トンネルの力学的安定性を評価する上で重要な要因である。つまり、トンネル坑内で行うトンネル挙動の計測は、トンネルの切羽が到達してからの計測値であり、トンネル周辺地山の力学的安定性を評価するためには、切羽到達までの先行変位を考慮する必要がある。

従来、トンネルの先行変位は、半無限地山における3次元弾性FEM解析ならびに、実測による地表面沈下、地上からの地中内変位測定結果より最終変位の30~40%程度といわれている。

今回、名古屋市内の滞水砂礫層において、圧気工法を併用した小断面NATMを延長745mにわたって施工した。中間人孔部において、地上から地中内変位計を設置し、地山の挙動を測定した。その結果、先行変位比率が76%と、従来の結果に比べ大きな比率となった。

本報告では、計測結果を示し、その先行変位比率について3次元BEM解析と2次元FEM解析の結果を組合せて検討し、考察を加えた。

2. 工事概要

本トンネルは、超高圧の送電線用の洞道で名古屋市内の滞水砂礫層中に土被り6~24mで施工された。地層層序は図-1に示すとおりで、標準部10m²、中間人孔部26m²で、中間人孔部の標準支保パターンは図-2に示すとおりである。各層の土質物性は表-1に示すとおりである。

中間人孔部は土被り17mで、切羽の安定確保ならびに地表面沈下対策の補助工法として、圧気工法と薬液注入工法を用いた。掘削はミニベンチカットで、カッターローダと人力掘削の併用で施工した。

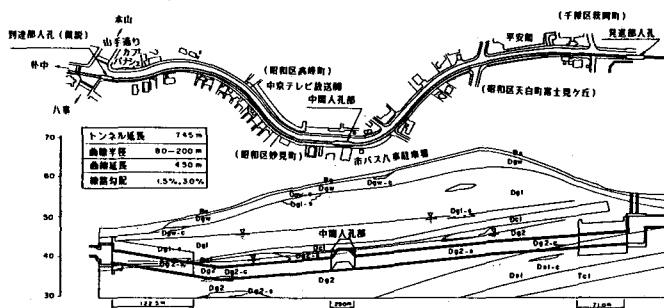


図-1 地質縦断面図

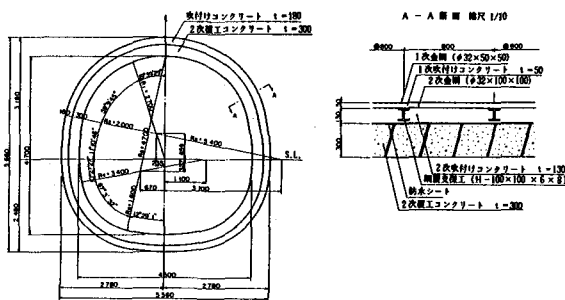


図-2 標準断面図(中間人孔部)

表-1 土質物性

土層	土層記号	比重Gs	含水比Wn(%)	砂	シルト	粘土	単位重量γ(γ _{sat} /cm³)	三軸(cu)C/cu	弾性係数E(kgf/cm²)	透水係数kv(cm/s)	透気係数ka(cm/s)
強風化八事砂礫層	Dgw	2.653	16.0	18	48	10	24		120以上		
上部八事砂礫層	Dg1	2.655	12.4	59	27	5	9		200~250	7×10 ⁻⁴	(P=0.5) 1.3×10 ⁻⁴
八事粘土層	Dc1	2.603	46.7	0	15	38	47	1.7	120		
下部八事砂礫層	Dg2	2.649	11.9	62	28	4	6	2.1	40	9×10 ⁻⁴	(P=1.0) 1.6×10 ⁻⁴
八事砂層	Ds1	2.641	24.8	5	69	12	14		310		
備考									N値、LLTより推定		P: 限界圧力

坑内外における計測項目ならびに計測結果を図-3に示す。水平内空変位の最終値は標準部において1~2mm、中間人孔部において3~4mm、天端沈下はそれぞれ1mm、2~4mmである。

各測点ごとの経時変化図を示す。地中内変位測定結果はトンネル近傍が最も大きく、トンネルから離れるに従い小さくなっている。各深度の経時変化はほぼ同様な傾向を示す。

図-5にトンネル天端から0.5m上方の地中内変位と、坑内変位を切羽進行との関係で示し、指数関数で近似した。図-5より、トンネル天端から0.5m上方の地中内変位は、トンネル切羽到達までに3.54mm、到達後1.11mm生じている。また、天端沈下は4mm程度（レベルとスタッフによる測定のため±2mm程度の誤差がある）、内空変位は3.84mm生じている。

図-6に地中内変位のトンネル天端から0.5m上方の変位量を最終変位量を100%とし、変位比率で示す。図-6より、トンネル天端から0.5m上方の地中内変位の測定結果は、切羽前方0.5Dより生じ始め、1D切羽が進行下した時点でほぼ収束している。切羽到達までの先行変位比率は76%で、一般の計測結果に比べて大きな値となっている。支保部材の最大値は、吹付けコンクリート応力が24.2kgf/cm²、支保工軸力が17.9tである。

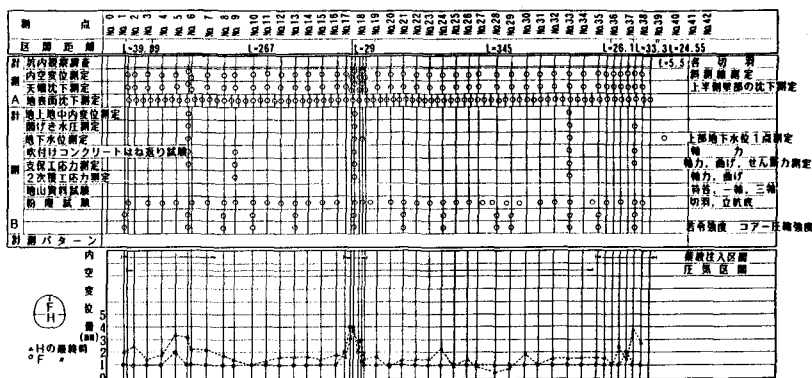


圖-3 內空變位縱斷圖

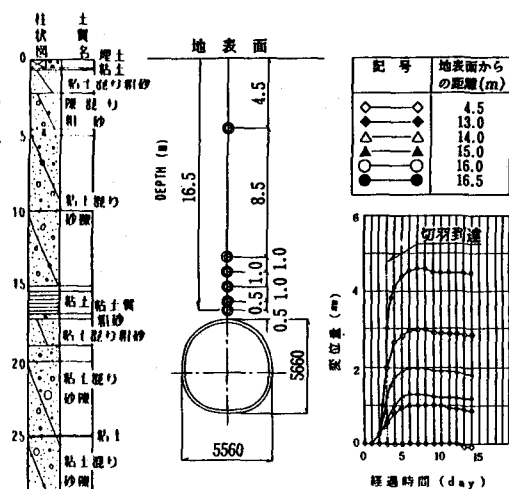


図-4 地中内変位経時変化図

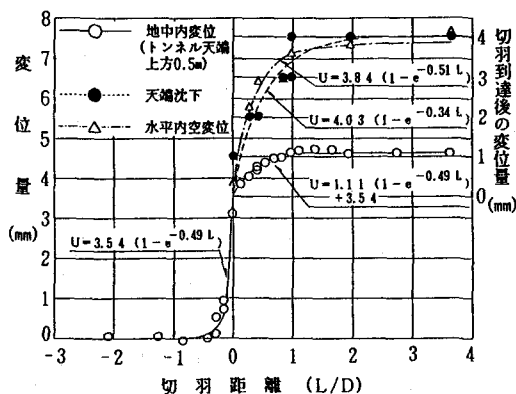


図-5 切羽進行変位量 (計測値)

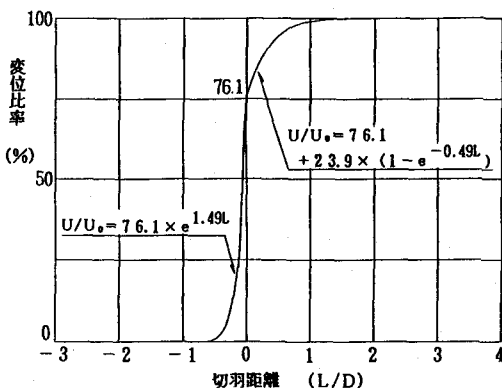


図-6 変形特性 (計測値, トン硯天端が0.5m上方)

4. 解析

地質の変形特性を解明するため、3次元BEM解析と2次元FEM解析を行い、その両者の結果を合せて支保部材を考慮した変形特性を検討した。

4.1 3次元BEM解析

a) モデル化

中間人孔部付近の地表面の傾斜を考慮し、図-7に示すように3次元領域をモデル化した。トンネルは無普請である。

b) 解析条件

図-7に示すようにトンネル切羽が断面変化部の手前9mの位置において、初期応力状態を算定し、続いて、掘削ステップに従い、図-8に示すように20ステップ(1ステップ長0.9m×2間=1.8m)の解析を行った。表-2に入力定数を示す。

表-2 入力定数一覧 (BEM)

	単位体積重量 γ (t/m ³)	変形係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν
初期応力計算時	2.0	500	0.45
掘削時	2.0	500	0.35

c) 解析結果

中間人孔部の計測位置(掘削ステップ12の切羽の位置)における切羽進行に伴う変位量を図-9に、トンネル天端から0.5m上方の変位比率を解析結果から高次の関数で回帰したものを用いて図-10に示す。

図-10より、3次元BEM解析によるトンネル天端0.5m上方の変位は、切羽前方1Dより生じ始め、1D切羽が進行した時点ではほぼ収束している。また、切羽到達時の先行変位比率は、44.4%となっている。

4.2 支保部材を考慮した先行変位比率

図-10に示す先行変位比率は、支保部材を考慮していない。そこで以下の仮定を設けて、計測結果と比較した。

- ① 切羽到達までの変位量は支保部材の有無によって変わらず、支保の効果は切羽到達後の支保の有無によるものとする。
- ② 切羽到達後の無普請の場合と支保を建込んだ場合の変位量の比率が、瞬時掘削瞬時支保建込みモデルの2次元弾性FEM解析と等しいものとする。

FEM解析は、図-11に示す要素分割ならびに地山物性とし、地層層厚を考慮する。支保部材は吹付けコンクリートのみを考慮し、表-3に示すように吹付けコンク

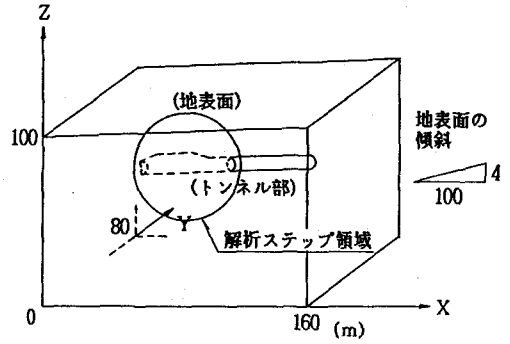


図-7 BEM解析モデル図

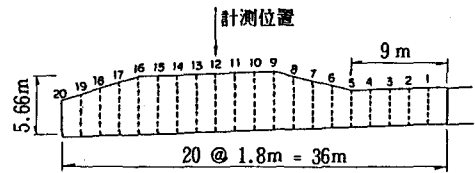


図-8 BEM解析ステップ図

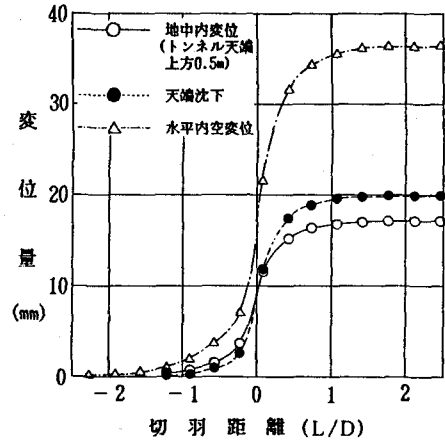


図-9 切羽進行変位量 (BEM)

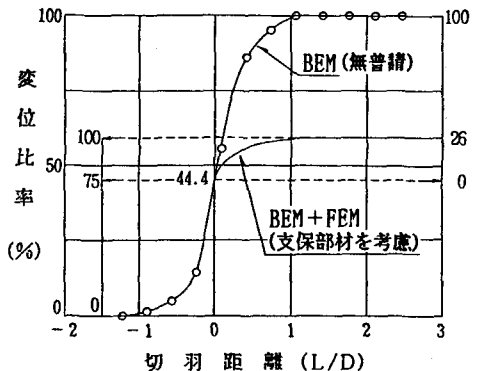


図-10 変形特性 (BEM, トンネル天端が0.5m上方)

リートの変形係数を $E_{sc}=150,000\text{kgf/cm}^2$ と $E_{sc}=20,000\text{kgf/cm}^2$ の2ケースについて解析した。表-3に示す比率は支保部材有の場合の変位量を無普請の場合の変位量で除したものである。

表-3に示す結果より、吹付けコンクリートの変形係数 $E_{sc}=20,000\text{kgf/cm}^2$ を採用すると、切羽到達後のトンネル天端から0.5 m上方の変位比率は、無普請の場合の26%となる。切羽到達直までの変位量は無普請の場合と変わらないものとして、BEMの解析結果をこの比率で調整すると、切羽到達までの変位比率は、図-10に示すように75%となる。

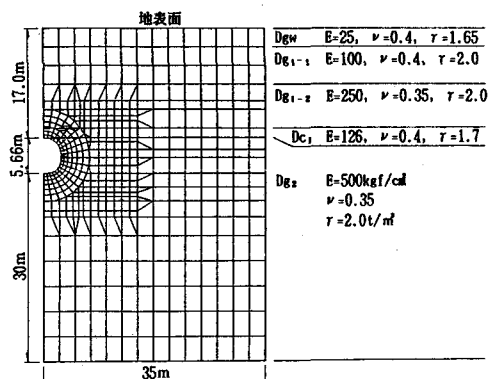


図-11 FEMモデル図

5. 計測結果と解析結果の比較ならびに考察

図-6に計測結果の変位比率を、図-10に解析結果の変位比率を示したが、切羽到達までの先行変位比率はほぼ等しい値となった。

このように計測結果、解析結果ともに先行変位比率が一般の計測結果に比べて大きい理由として以下の点が考えられる。

- ① 初期地山応力ならびにトンネル径が小さいわりに支保部材の剛性が大きいので、切羽到達後の変位が抑止されている。
- ② 切羽に近接して断面閉合がなされているため、支保部材による変形抑止効果大きい。
- ③ 地山のせん断抵抗が大きく、弾性変形内に収まっている。

しかし、切羽到達までの変形特性はBEM解析が切羽前方1 Dから変位が生じ始めているのに対して、計測結果は切羽前方0.5 D付近から生じ始めており、切羽通過時の変形勾配も大きい。これは、支保部材の効果が切羽前方の変位にも影響を与えているためと考えられる。

6. おわりに

名古屋市内に施工した小断面NATMの計測結果ならびに解析結果をもとに先行変位について述べた。その結果、

- ① 土被りが小さく、切羽に近接して断面閉合がなされる小断面NATMでは、切羽到達後の変位が抑止されるため、結果として先行変位比率が大きくなる。
- ② BEM解析とFEM解析の結果を合せて先行変位比率について検討した結果、計測値と同様、先行変位比率は大きな値となった。

近年、都市域における小断面NATMの施工が増加する傾向にあり、本報告が何らかの参考になれば幸いである。

本研究にあたり、名古屋大学地盤工學研究室の川本教授ならびに市川講師の御指導を賜った。ここに感謝の意を表します。

参考文献 (1)中部電力㈱：掘削による砂礫地盤の変形性状の解明 1981年4月

(2)近藤、岐部、他：圧気工法を併用したNATMの設計と施工 土木学会第41回年次講演会VI

(73) Predisplacement in a small-scale tunnel by NATM in gravel ground with underground water

Shimizu Construction Co., Ltd.

Takashi Kawata

Hiroo Kumasaka

Chubu Electric Power Co., Inc.

Shigeki Tsuchiyama

Ryouchi Ieda

In general, predisplacement is 30~40 % of ultimate displacement as the result of 3-D Finite Analysis and measurement in-situ. But we had different results which showed that predisplacement in a small-scale tunnel by NATM in gravel ground with under-ground water becomes 76 % of ultimate displacement. So we analyzed the reason why there is the difference by 3-D Boundary Element Analysis and 2-D Finite Element Analysis. And then we got the following ;

- ① After the face of the tunnel passes the measuring point, displacement is restrained because the stiffness of the support is greater than the initial stress and diameter of the tunnel and because the invert of the tunnel is closed by shot-crete.
- ② Shearing resistance of the ground is great and displacement is within the elastic condition.