

日本鉄道建設公団 盛岡支社 正会員 石崎昭義, 金沢 博, ○谷垣健司

1. はじめに

仙台市営地下鉄は延長14.4 km の複線地下鉄道であり, 昭和61年度開業に向けて, 鋭意, 建設中である。当公団では, 受託区間のトンネル(本数:5本, 延長:3.3 km)をすべてNATMにより施工した。この中で, 最長の北四番丁トンネル($\ell=1018\text{ m}$, 単線並列)は, 直上が住宅密集地及び幹線道路であり, 土被りは10~19 m, 道路に沿っては大規模な建造物, ガス管等の埋設物がある典型的な都市トンネルである。本報告は, その設計と施工管理の概要について述べるものである。

2. 設 計

従来の地下鉄は, 第四紀の沖積層, 洪積層でシールド工法による施工が多い。当工区の地質は, 新第三紀鮮新世の凝灰質な砂岩, シルト岩を主体としたものであるため, 経済的に有利なNATMでの施工を計画した。事前の地質調査結果より表-1の設計条件で, 二次元及び擬似三次元FEM解析を行い, 並列トンネル相互の影響度合(変形, 応力)を計算し, NATMの適性(掘削の可能性)を検討した。解析は, 先行トンネルが吹付コンクリートのみで後行トンネルを掘削した場合と, 先行トンネルの覆工完了後, 後行トンネルを掘削した場合の2ケースで行なった。

表-1 地盤及び施工条件

計算で算出された予測値としては

- ①地表面沈下は並列トンネル中央で10 mm。
- ②天端沈下は後行トンネル直上で12.6 mm。
- ③内空変位は後行トンネルのSL付近で4.6 mm。
- ④塑性領域としては, 後行トンネル上半掘削時に塑性領域が広がる傾向を示している。(但し, 地盤条件が砂層のみのケースである。)
- ⑤吹付コンクリートの最大応力は 30 kgf/cm^2 。
- ⑥最小純間隔(4.9 m)での並列トンネル相互の影響度合は, 後行トンネル掘削終了後に先行トンネルの吹付コンクリートの応力が0.1

地盤条件	対象土層	凝灰質シルト岩, 凝灰質砂岩
	堆積深度	3.8 m以深(凝灰質シルト岩, 砂岩)
	変形係数 E	200 ~ 3000 kgf/cm ²
	ポアソン比 ν	0.3 ~ 0.4
	粘着力 C	0.15 ~ 5.0 kgf/cm ²
	せん断抵抗角 ϕ	5 ~ 30°
	単位体積重量 γ_t	1.6 ~ 2.0 gf/cm ³
施工条件	トンネル純間隔	4.9 m
	最小土被厚	10.0 m
	施工法	機械掘削による上半先進ショートベンチカット工法, ベンチ長12.0 m。

~13 kgf/cm²の増となり, 特に側壁部にその傾向が強い。以上の結果, その変形範囲, 変位量, 及び応力値からみて, 第三紀層の一般的な強度を持った当工区のような地盤であれば, 並列トンネルでのNATM施工は可能と判断された。但し, 計算で解明し難い問題として(i)切羽からの湧水により, その自立性が失われる場合。(ii)亀裂, 層理面などの弱線部が連続しており, その部分から崩壊する場合。(iii)地上あるいは地下に重要構造物等があり, トンネル掘削対象範囲に偏荷重が作用するとともに, 構造物等の許容変位が非常に小さい場合, がある。しかし(i)に対しては, 原位置試験等から切羽での自立は可能であることを確認した。(ii)については, 詳細な切羽観察, 計測で対応する。(iii)については適切な試験, 計測を行うこととし, どのケースにおいても, 地山に見合った補助工法を採用する, ということでNATMによる施工を決定した。

3. 施工管理基準の設定

都市トンネルにおけるNATMであるため, 表-2に示す管理基準を定め, 地上及び坑内では表-3に示す計測を行った。切羽自立, 切羽湧水, 水抜孔, 地表沈下, 天端沈下の基準値は事前調査及びFEM解析結果等より総合的に判断し, 坑内では対応性に有利な内空変位の測定に管理の重点をおいた。許容内空変位量は次式により40 mmとした。

$$U^* = 2(1 - m) \cdot R \cdot \xi_c$$

ここに U^* : 内空変位

R : トンネル半径

ξ_c : 破壊ひずみ

m : 切羽到達時における応力解放率

また変位速度については、各種データの変位速度と最大変位量の関係から、 U^* に対応する変位速度を20 mm/日とした。

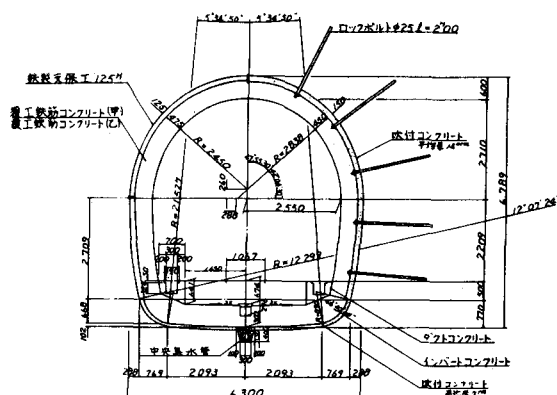
4. 計測結果との対比

実測の結果、内空変位（上半SL）は5～21 mm程度、その変位速度も0.8～6 mm/dayの範囲であった。その他の計測も一部ランクCに達するものもあったが多くはランクAにおさまった。これは調査、設計段階で判明していた問題個所の施工に適切な補助工法を採用し、慎重に施工した事による。例えば切羽湧水100 l/min以上が予想され、その自立が問題となった軽石質砂岩層では $\ell = 36$ m、 $\phi 42$ mmの水抜きボーリングによる湧水処理を行い、切羽天端にはミニパイプを打設した結果、湧水は20 l/min程度であり、切羽は自立し、天端・地表沈下ともに2 mm程度で施工を終えた。

5. 設計条件に対する考察

FEM計算の条件は安全側の要素が多かったにもかかわらず、地山の变形は、許容内ではあるが実測値が計算値より大きい傾向にあった。この原因は地山物性値のとらえ方、特に弾性係数の設定にあると思われる。一般に岩石試験、孔内載荷試験等によって求められた弾性係数は実際の地盤のそれよりも大きな値を示す。これは、トンネル周辺の亀裂等、弱線の要素が入らないことと弾性係数の歪依存性による。今回のFEM計算において条件の悪い地層（ $E = 1,000 \text{ kgf/cm}^2$ ）での地表面沈下、内空変位の計算値が実際に掘削した凝灰岩～砂岩層の実測値に一致しており、この付近の室内岩石試験、孔内載荷試験による弾性係数の平均値は $E = 4,000 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

すなわち、当工区と類似の地盤であれば、設計計算における弾性係数の採用値は、事前調査段階での試験による測定値の $\frac{1}{4} \sim \frac{1}{2}$ とすることが提言できる。



表一2 地山安定性評価の管理基準

	A. 安定領域	B. 注意領域	C. 不安定領域
切羽自立	自立しており流砂等もない	局部的な流砂現象等がある	流砂、押し出しがある。
切羽湧水	節理等の湧水で30 l/min未満	30～50 l/min	全面的な湧水で50 l/min以上
水抜き孔の湧水	30 l/min 未満	30 l/min 以上でスライムが多い	50 l/min 以上でスライムが異常に多い
地表沈下	10 mm 未満	10～20 mm	20 mm 以上
天端沈下	10 mm 未満	10～20 mm	20 mm 以上
沈下速度	5 mm/日未満	5～10 mm/日	10 mm/日以上
内空変位量	10 mm 未満	10～20 mm	20 mm 以上
変位速度	5 mm/日未満	5～10 mm/日	10 mm/日以上

表一3 計測項目一覧

	測定項目	測定内容、間隔など
地上	地表沈下	トンネル横断方向5 m間隔
	ガス管沈下	縦断方向15 m、横断方向5 m間隔
	ガス漏洩	携帯用ガス漏洩検知器、1日2回測定
	主要建物沈下	コンクリート構造物の四隅
	地下水位層別沈下	合計9か所 地層別沈下を測定、2か所
坑内	内空変位	上・下半、水平2測線を基本、10～20 m間隔
	天端沈下	内空変位測定位置
	ロックボルト軸力	1断面5本、6断面
	地中変位	1断面3か所、6断面
	支保工軸力	1断面3か所、4断面