

VI-5

市街地直下の未固結地山におけるCD-NATM

札幌市交通局

北海道開発コンサルタント(株)

三井建設(株)

正員 相馬 英敏

正員 岡田 正之

正員 岡野 成敏

1. はじめに

本市は、創建120年にして人口160万人を越える北方圏の拠点都市に発展し、21世紀に向け国際都市として個性的で活力に満ちた街づくりを目指している。

この街づくりにおいて、地下鉄は厳しい冬の自然にも影響されない大量輸送機関としての特性を発揮し、本市の交通体系における基幹施設として、生活の快適性、利便性を高め、市勢の発展に大きな役割を果たしている。

昭和46年に南北線(1号線)が開業して以来、南北線の延長、東西線(2号線)の新設および延長と逐次整備を図り、昭和63年12月に東豊線(3号線)の栄町～豊水すすきの間が開業し、総延長約40kmに及ぶ地下鉄が整備された。

現在、東豊線の延長にあたる“豊水すすきの～福住”間5.5kmを16工区に分割して発注を終え、平成6年中の開業を目指して鋭意施工中である。(図-1参照)

このうち月寒トンネル工区は、本市初めての試みである山岳トンネル工法(NATM)により施工している。本トンネルは、玉石混じり砂礫層を土被り1.5D以下で住宅、国道直下を掘削する典型的な都市NATMである。平成2年4月に着工し、平成3年12月、無事貫通し、所期の目的を達成することができた。

以下本稿では、今回選定採用した中壁(CD)工法について、施工計画の概要および計測結果を報告するとともに、若干の考察をする。

2. 地質概要

トンネル区間は、本市の南東部に位置する月寒台地にあたり、火山灰とその下位の火山灰質シルト、砂礫層からなる。火山灰層のN値は3～29で深さとともに大きくなる。火山灰質シルトはN値10～24で硬いコンシステンシーを示す。掘削対象となる砂礫層は玉石混じり砂礫で、粘性土を一部レンズ状に挟む。平均礫径は100～200mmで、混入率は60～70%である。

地下水位はトンネル上部のシルト層を不透水層として火山灰層にあり、砂礫層では起点付近を除いてはトンネルの下方に位置する。図-2に地質縦断を示す。

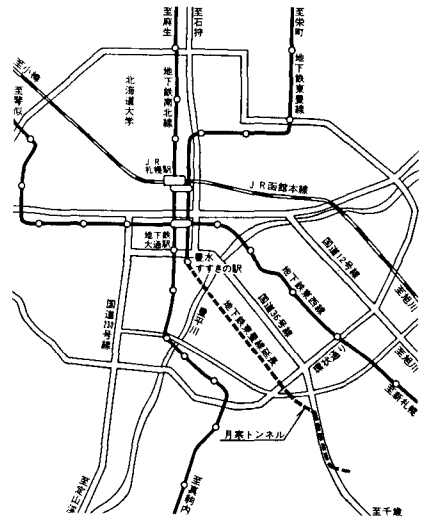


図-1 位置図

The Soft Ground Tunnelling by CD-NATM in the Urban Area by Hidetoshi Souma, Masayuki Okada, Shigetoshi Okano

3. トンネル工事概要

本トンネルは延長638m、掘削断面80～90㎡の複線鉄道トンネルである。平面線形は図-3のとおりであり、縦断線形は図-2に示すとおり32‰の上り勾配となっているため、土被りが約17～9mと徐々に薄くなり、1Dをきる区間もある。このため、設計に際し試験トンネルを掘削し、このデータとFEM解析等から種々の検討を行った¹⁾。その結果は次のとおりである。

①掘削工法は施工性、経済性の優位性と地山変形の拘束効果が大きい中壁(CD) NATMとした。

②初期変形の大きい土砂地山では、鋼製支保工の荷重分担率が大きいことが検証されたため、鋼製支保工と吹付けコンクリートを主体とした剛な支保構造とした。

③供用後の地上条件の変化を考慮して二次覆工は完全防水型のRC構造(厚さ70cm、国道部は60cm)とした。

支保パターンを図-4に示す。

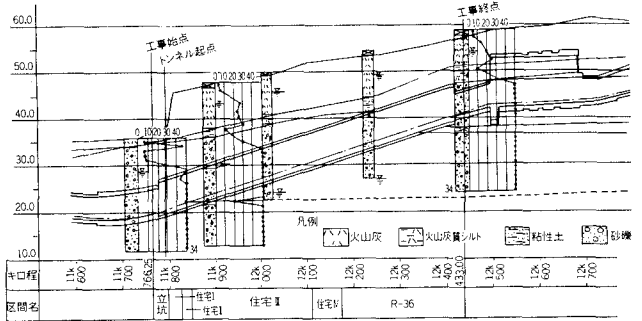


図-2 縦断図

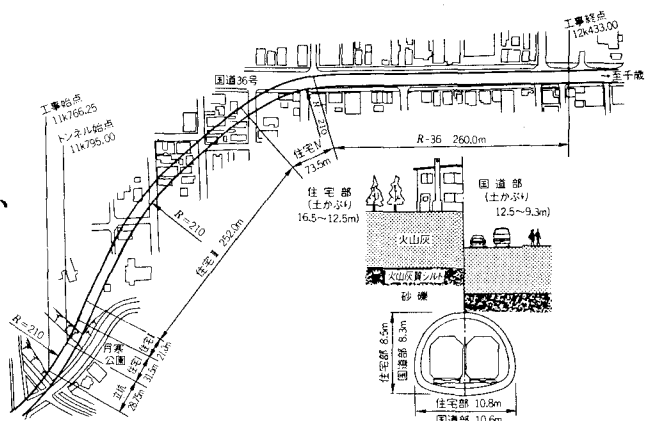


図-3 平面図

4. 施工

施工は中壁(CD)工法、3段ベンチを採用しているが、トンネル進行方向の左側に重要構造物が多いことから、不測の事態が発生したときに先進坑から対応できるように右側を先進坑とした。各々の加背の高さは、上段は試験施工の結果を踏まえて2.5mとし、残りを中段3.5m、下段3.3mと割りふった。

ベンチ長については、断面の早期閉合のため各ベンチ長を極力短くすることとした。上段は、先受工のフォアパイルの施工をレッグハンマーで行うため5m、中段はバックホウによる一連の掘削作業がスムーズに行えることを考慮して8mとした。また、先進坑と後進坑の離れは約30m程度とした。

施工にあたっては、①地表沈下の抑制、②切羽の自立性の確保、③騒音、振動を抑制した環境保全、④近接民家、地下埋設物への悪影響の防止を最重要項目とし、早期閉合、重機の作業性確保、吹付コンクリート強度の発現時期等を十分考慮して図-5に示すような施工順序とした。

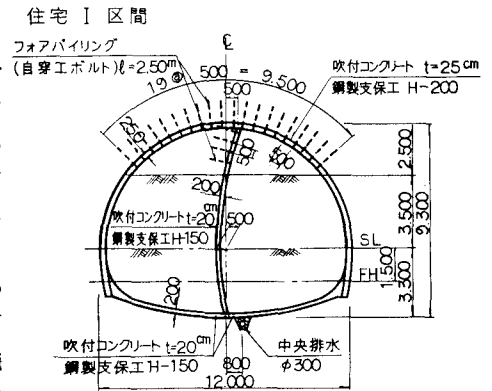


図-4 支保パターン図

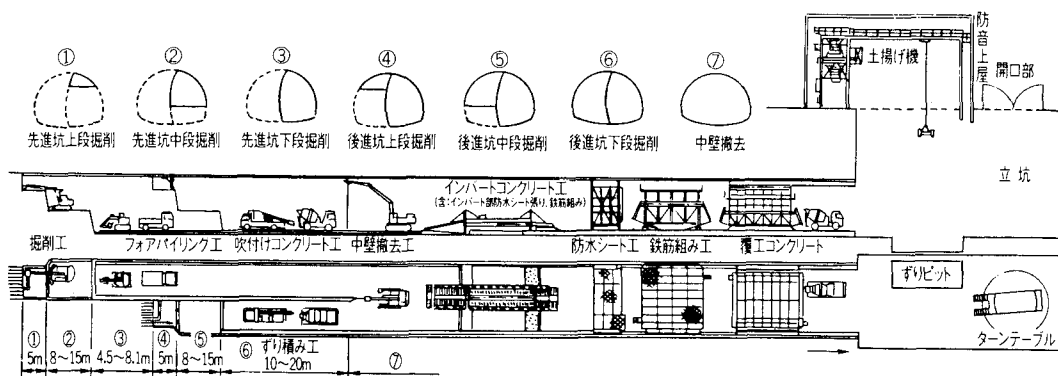


図-5 施工手順図

5. 計測工

本トンネルは土被りが薄く、未固結地山である。また、民家などが密集していることから、施工にあたっては地表沈下、トンネル周辺の地山挙動に十分な注意を払う必要があるとの判断から、地表面沈下および坑外地中変位測定を行って地山の変形を確実に把握できる体制をとった。特に地山の状態を逐次把握するために計測Aと地表面沈下以外は自動計測とし、安全を確認しながら施工を進めることにした。

5-1. 管理基準値の設定

変位に対する管理基準値の設定には、都市NATMにおいてよい成果をおさめている「直接ひずみ制御法」を用いることとした。さらに管理の精度を高める目的で、路線上の家屋への影響を把握するために設置した地中変位計（沈下、傾斜）の結果を加味している。

なお、この手法はトンネルの安定を評価するものであるが、前述した本トンネルの特殊性から地表面沈下を最優先させて管理している。

(1) A計測

本工事においては孔内載荷試験を実施しているため、これから変形係数（ $E=1,250\text{kgf}/\text{cm}^2$ ）を求め、桜井²⁾らが提案している“壁面ひずみとみかけの弾性係数”の関係図表から壁面ひずみを求め管理基準値を設定した。

その結果、限界ひずみは地上条件を考慮して0.6%とし、表-1のように設定した。

表-1 管理基準

管理レベル	天端沈下 (mm)	内空変位 (mm)	ひずみ (%)
管理レベルⅠ	～ 22	～ 44	～ 0.4
管理レベルⅡ	22 ～ 33	44 ～ 66	0.4 ～ 0.6
管理レベルⅢ	33 ～	66 ～	0.6 ～

(2) 吹付けコンクリートおよび鋼製支保工

これらについては、許容応力度管理とした。その結果、吹付けコンクリート応力は $90\text{kgf}/\text{cm}^2$ 、鋼製支保工応力は $2,100\text{kgf}/\text{cm}^2$ である。

(3) 地表面沈下および地山構造物

地表面沈下の管理値は、FEM解析におけるトンネルセンター上の中壁撤去後の収束値18mmを限界値とし、10mmを管理目標値とした。

地上構造物については、諸基準によると総沈下量20mmまで許容されるが、管理値は地表面沈下量の18mmを限界とし、10mmを管理目標値とした。

5-2. 計測結果

(1) 住宅部

土被りが16.5～12.5mの住宅部の計測結果と、施工へのフィードバックについて述べる。

①内空変位経時変化を図-6に示す。図より、坑内変形量の最大値は、管理レベルⅠの約40%の17mm程度であり、地山は健全な状態が保たれているものと考えられる。

逆解析により得られた、トンネル周辺地山の最大せん断ひずみ分布を図-7に示す。図より先進坑の変形が収束した後に後進坑を掘削するよりも、収束前に後進坑を掘削する、すなわち閉合を早めた方が地山に与える影響の小さいことが判る。

これより、先進坑閉合切羽と3.6～7.2mの離れを保って後進坑切羽が続いてゆくこととした。

②地表面沈下量の最大値は、管理限界値の約半の7～9mm程度である。全沈下量の約60～70%が先進坑施工時に発生している。また、先行変位は殆ど発生しておらず、切羽が通過してからの沈下となっている。この区間においては、地上構造物等への影響は全く確認されなかった。

これより、先進坑を早期に閉合できる効率的な施工サイクル、つまり、上段、中段を3間掘削し、下段を6間閉合する施工とした。また、先行変位が殆ど検証されなかったのは、ウレタン注入式フォアバイリングの効果と判断され、沈下抑制としての効果もあったと判断される。

③地上から挿入した地中変位計は、天端から地表までほぼ同じひずみ分布、つまり“共下り現象”が生じていることを表している。これは、試験施工でも確認されたが、特に土被り14m以浅では顕著に認められた。

これより、一般的な数値解析結果とは異なる挙動を示しているため、異方性を考慮した逆解析で、地山の健全性等を検討することとした。

④主計測断面で実施した支保部材の最大発生応力は、表-2のとおりである。いずれも管理基準値内に収まり、トンネル構造自体の安定性は保たれているものと判断できる。また、全断面閉合により中壁の応力は、抜けていることも検証された。

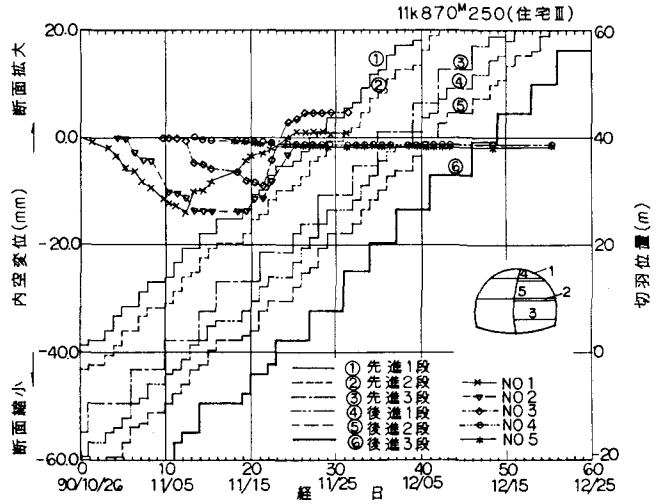


図-6 内空変位経時変化図

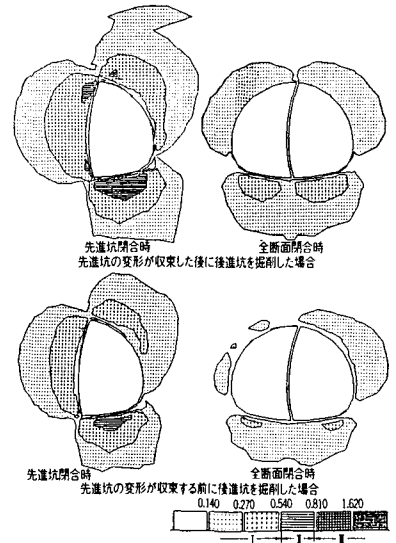


図-7 せん断ひずみ分布図

表-2 支保部材発生応力

	位置	応力
吹付けコンクリート	アーチ部	38 kgf/cm ²
	中壁部	40 kgf/cm ²
鋼製支保工	アーチ部	834 kgf/cm ²
	中壁部	373 kgf/cm ²

(2) 国道部

土被りが12.5～9.3mと1D以下となる国道部においては、住宅部と異なる挙動を示した。結果的には、地表沈下抑制を主目的として、ウレタンとボルトによる補助工法を採用した。

以下、国道部の計測結果と施工へのフィードバックについて述べる。

①内空変位経時変化を図-8に示す。図より、坑内変形量の最大値は、30mm程度となったが、管理レベルⅠの範囲内であり、地山は健全に保たれているものと考えられる。

これは、土被りが浅くなるにしたがい水平方向変位が増加してきたと判断される。また、キャップロックの役割を果たしていたシルト層を掘削するようになってからは、坑内の鉛直方向変位も増加してきた。

異方性を考慮した逆解析によるトンネル周辺地山の最大せん断ひずみ分布も、管理Ⅱ～Ⅲのレベルを示す領域が現れ、その範囲も拡大してきた。

②土被りが10m以下となってからは、図-9に示すとおり、切羽前方約10～15mから先行変位が現れるようになった。このため、地表沈下量も増大する傾向を示してきた。

計測データを分析し、最大地表沈下量は、次式のような相関性のあることが判明した。つまり、共下り現象を示していることが確認された。

[最大地表沈下量] = [先行地表沈下量] + [坑内天端沈下量]

③地表面沈下量について、先進坑閉合後と全断面閉合後の結果を、図-10に示す。

これより、住宅部では、先進坑側の地山は後進坑掘削の影響をほとんど受けなかったが、土被りが10m以下となってからは、後進坑掘削の影響を受けて沈下量も増大してきた。

また、内空変位8測線のうち、特にC₁、C₂ 測線の挙動と地表面沈下量に高い相

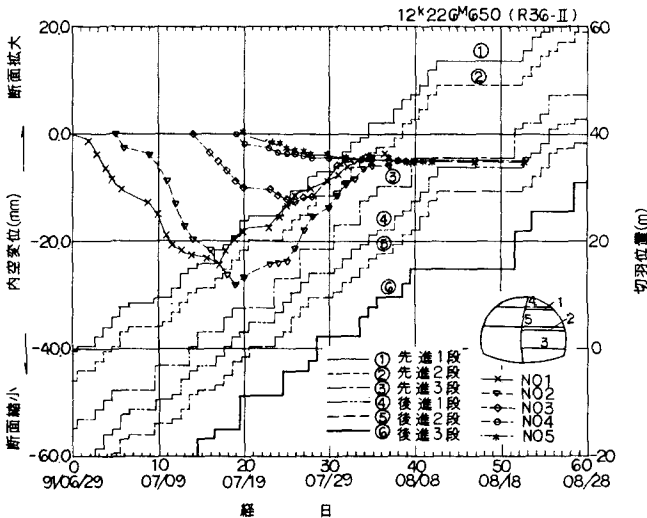


図-8 内空変位経時変化図

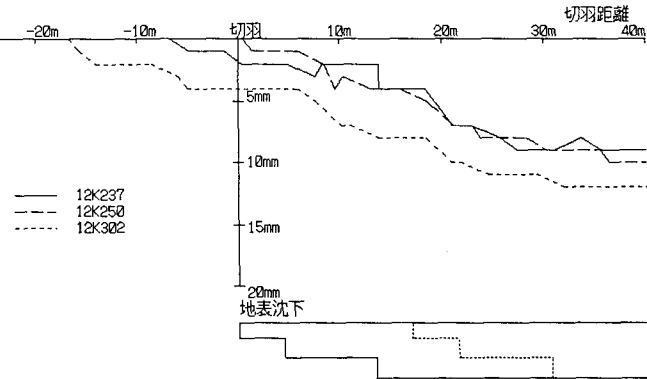


図-9 地表沈下と切羽距離

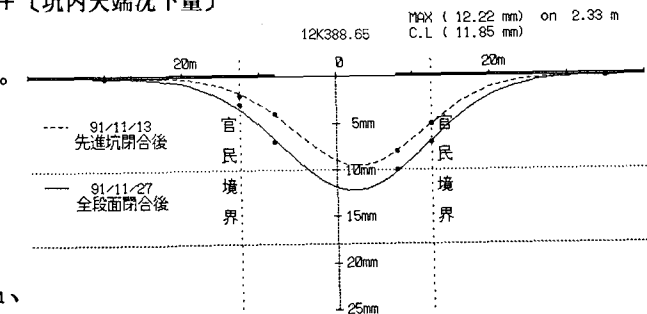


図-10 地表沈下分布図

関性が認められた。このため、 C_1 、 C_2 、土被りを用いて線形重回帰分析による回帰式を求め、この式により地表面沈下量の予測をし、この値を目安にして、施工管理を行った。なお、回帰式の相関係数は0.93である。

$$〔地表面沈下量〕 = -1.10 \times [土被り] + 0.04 \times C_1 + 0.12 \times C_2 + 20.9$$

以上から、周辺地山のひずみ増加・拡大を抑制し、地表沈下が管理値以内に収束するために、ウレタン注入式ボルトを補助工法として採用し、1)から4)の順に打設していった。

- 1) 上段脚部補強ボルト：シルト層下部地山の補強により、天端沈下、地表沈下の抑制と周辺地山の改良。（ C_1 が減少し、天端、地表沈下が抑制された）
- 2) 中壁補強ボルト：中壁の押し出し変形を抑制し、先進坑全体の安定性を確保。（ C_2 が減少し、地表沈下が抑制された。）
- 3) 後進坑中段外周補強ボルト：後進坑掘削時の地表沈下抑制により全体沈下量を小さくする。（後進坑施工時の地表沈下が抑制された）
- 4) 先進坑中段外周補強ボルト：土被りの減少に伴う先進坑側の地表沈下抑制により全体沈下量を小さくする。

（全体沈下量の増加が微少であった。）

この結果、地表面沈下量の最大値は、15mm程度であったが、管理値以内に収めることができ、沿道構造物等への影響もなかった。図-11に最終的な支保パターンを示す。

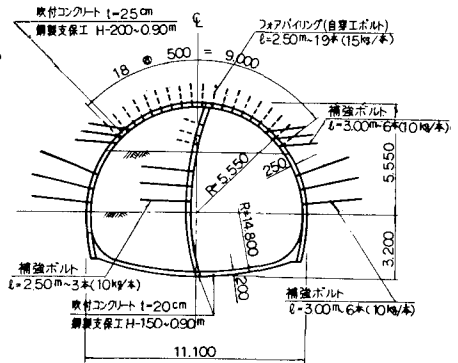


図-11 支保パターン図

6. おわりに

本トンネルは、市街地直下でしかも土被りがきわめて薄い未固結地山を、中壁式（CD）NATMで施工した、典型的な都市NATMであった。厳しい条件下での施工となるため、試験トンネルを掘削し、トンネル諸元を決定し、施工に当たったが、施工途上、複雑な地山挙動等、多くの技術的課題があった。しかし、関係者が一体となって、その課題を克服した結果、所期の目的は十分達成できたと考えている。

今後、都市トンネルにおいて、同様な条件下におけるNATMが増加するものと考えられ、本報告が諸兄の今後の設計、施工に少しでも参考になれば幸いに思う。

参考文献

- 1) 浜塚, 若原, 高橋, 林: “土かぶりの浅い土砂地山における都市トンネルの設計” 土木学会北海道支部論文報告集、第46号、PP.665～668
- 2) 桜井, 足立: “都市トンネルにおけるNATM” 鹿島出版会