

都市部における低土被り土砂NATMの施工と計測

Observational Construction of urban NATM under thin overburden

岩田充功¹⁾・福家佳則²⁾・萩原智寿¹⁾・横尾 敦²⁾

Mitsunori IWATA, Yoshinori FUKE, Tomohisa HAGIWARA, Atsushi YOKOO

The Shin-Kobe tunnel, which is constructed by the NATM, drives through uncemented soft ground under the condition of the overburden from 4m to 10m. The construction of the tunnel passing beneath a vital trunk line, moreover, is required the prudent controls of the surface settlement, as well as the restraint of the influence on buried lifelines and the surrounding structures. With the aim of restraining the surface settlement, the supplementary excavation methods are examined by carrying out test constructions reflecting the results of 2/3-dimensional FEM analysis. At the comprehensive monitoring in the site, the surface settlement during the tunnel excavation is confirmed less than the anticipated settlement.

This paper mainly describes the verification of the designing and the effect of the applied supplementary methods.

Key Words: urban NATM, uncemented soft ground, thin overburden, ground deformation, 2/3-dimensional FEM analysis

1. はじめに

近年、都市部における土砂NATMの施工事例が増加しており、地表面沈下などのトンネル掘削に伴う地盤の変形抑制を目的とした補助工法としてアンブレラ工法が採用されている。本トンネルは、全長270mの2車線道路トンネルで土被りは4~11mと浅く、地質は地表から1.5~3.0mは埋土層が分布し、それ以深は礫質土(N=30~40)からなる、未固結の地山である。

当トンネルは交通量の多い道路直下に位置し、周辺に埋設物や構造物が多数存在しており、地表面沈下を最大でも20mm以下に抑える厳しい管理が要求されていたため、地表面沈下を抑制するための諸策について2次元FEM解析等を用いた検討を実施し、補助工法として注入式長尺鋼管先受け工法(トレビチューブ工法)や脚部水平ジェットグラウト工法などを採用した。

現在(H12.9.8時点)でトンネル上半掘削はあと9mを残すのみであるが、現在までの地表面沈下量の計測結果は概ね14mm程度であり、設計時の予測値を下回っている。

これまで得られた計測結果から、2次元FEMによる逆解析や3次元FEM解析を実施し、設計の妥当性を検討するとともに地山の挙動および補助工法の効果について検討を行ってきたので、この結果について報告する。

1) 正会員 土木学会 鹿島建設(株)土木設計本部

2) 正会員 土木学会 鹿島建設(株)関西支店

2. 地質概要

図－1 にトンネル縦断面図を、図－2 に代表的なトンネル横断面図を示す。

当現場は六甲山麓の扇状地に位置し、地表から 1.5 ～3.0m 程度は埋土層 (B 層) が分布し、それ以深は花崗岩を母岩とする礫質土を主とする地質である。この礫質土層 (Tg1, Tg2 層) 中には、玉石 (φ200～500mm) が多量に含まれ、その大半は風化の著しいものであるが、中にはφ1000mm になるものも含まれる。また、この礫質土層は一部薄い粘性土層 (Tc1 層) を介在している。表－1 に地盤物性値を示す。

また、地下水については、発進側では上半盤から約 5m の水頭を有しているため発進立坑周辺にディープウェルを配置し、地下水位を低下させている。

3. 採用補助工法

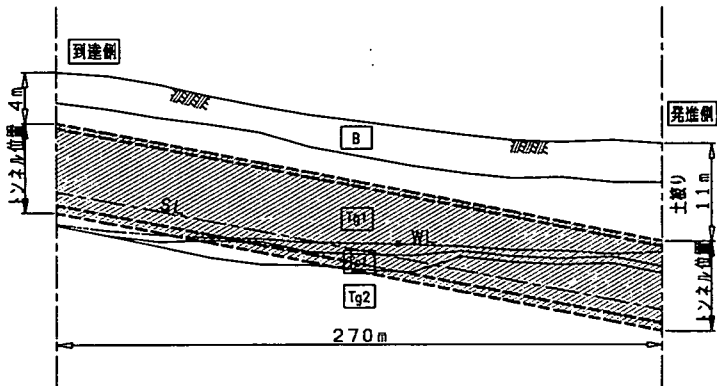
トンネル掘削方法の計画にあたり、2 次元 F E M 解析によるトンネル掘削解析を実施した。この結果、周辺構造物への影響を許容値以内に抑えるため、以下の補助工法を採用した。図－3 にトンネル標準断面図を示す。

- ・先受け鋼管打設範囲を 180°
- ・ウィングリップ付き鋼製支保工
- ・脚部水平ジェットグラウト工
- ・地山プレロードシェル

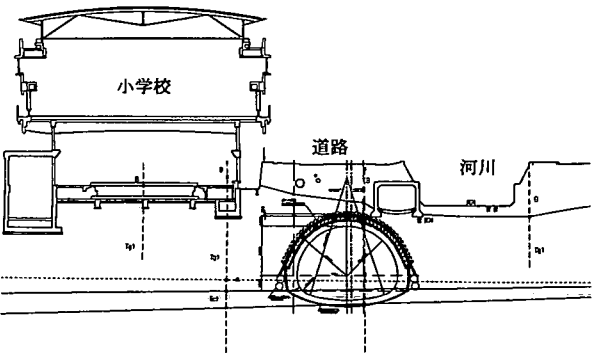
寺院や橋の付近など、特に周辺構造物に注意を要する区間については、先受け鋼管を全ての位置で 2 段 (オールラップ区間: 鋼管長 1 2 m、ラップ長 6 m) となる配置とし、トンネル掘削による影響を最小限に抑えることとした。

表－1 地盤物性値と解析用構造物性値

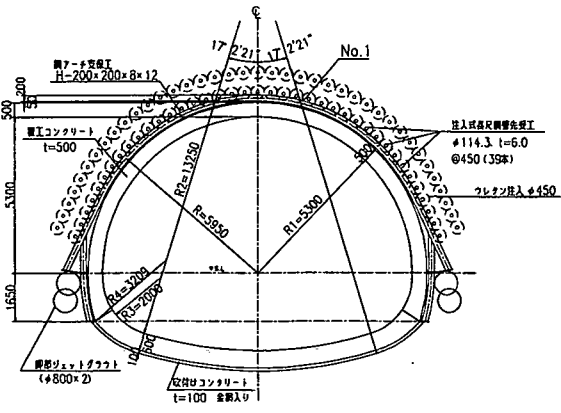
	平均 N値	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘着力 C (kN/m ²)	内摩擦角 φ (deg)	容積数 E(kN/m ²)	ポアソン比 ν
B	12	18	—	28	7,000	0.33
Tg1	30	19	—	36	78,000	0.33
Tc1	14	19	120	—	18,000	0.45
Tg2	42	19	—	40	76,000	0.33
鋼製支保工	—	78.5	—	—	2.1×10 ⁴	—
吹付けコンクリート	—	23	—	—	4.0×10 ⁴	—
先受け改良体	—	原地盤	原地盤	原地盤	1.0×10 ⁴	原地盤
脚部改良体	—	原地盤	原地盤	原地盤	5.0×10 ⁴	原地盤



図－1 トンネル縦断面図



図－2 トンネル横断面図



図－3 トンネル標準断面図 (mm)

4. 施工実績

(1) 注入式長尺鋼管先受け工法（トレビチューブ工法）

長尺先受け工については専用機であるトレビマシを用いて先受け鋼管（トレビチューブ）を打設し、ウレタン注入を実施している。先受け工はオールラップ区間（鋼管長 12m、1 シフト 6m）と通常区間（鋼管長 12.5m、1 シフト 9m）の 2 タイプとし、先受け鋼管打設範囲は約 180°（39 本、450 ピッチ）とした。

① 削孔・鋼管打設

転石が多い地山であったため、削孔方式は 2 重管ロータリーパーカッション方式とした。鋼管（ $\phi 114.3$, $t=6.0\text{mm}$ ）は長さ 12or12.5m で、50cm ピッチに注入バルブ（ 3kgf/cm^2 の圧力で開く）が取り付けられている。

② 注入

注入については鋼管内をパッカーにより 3 部屋に分けて、3 連ポンプを用いて 3 部屋同時注入を行った。注入材料はウレタン（発泡時間 120 秒）とし注入圧（最大 20kgf/cm^2 ）と注入量（最大地山内注入率 30%）の両方で管理した。かなり締まった砂礫層であるが概ね設計量が注入された。実際の改良体は強固なものができており、鋼管間の土砂の抜け落ちはなく十分なアーチ改良体できていたと考えられる。

(2) 脚部補強工（脚部水平ジェットグラウト工）

脚部補強工はジェットグラウトにより支保工脚部に大口径（ $\phi 800$ ）の地盤改良体を造成するものである。切羽の進行に合わせてトレビマシで 1 シフト毎に施工し、オールラップ区間（1 シフト 6m）では切羽から 3 シフト目の脚部を、通常区間（1 シフト 9m）では切羽から 2 シフト目の脚部を改良する。また、確実な改良体造成を目的としてジェットグラウト施工後、口元より二次注入を実施した。実際の改良体は $\phi 800 \sim 1,000$ 程度のものができており、強度も 7 日強度で $qu=100\text{kgf/cm}^2$ であった。

(3) 地山プレロードシェル

支保工建込み後、支保工上部に布袋を取付け、袋の中にモルタルを注入した。これは支保工と地山を密着させることで早期に支保工効果を発揮させるものであり、アーチ部 120° の範囲と脚部において実施している。

注入材については当現場で開発した超早強かつ無収縮のプレミックスタイプモルタル（FM モルタル）を用いており、アーチ部についてはこれに空気を混入し必要強度に抑えたエアモルタルとして経済的な注入を実施した。

5. 計測結果

(1) トンネル直上沈下計

トンネル直上に 42m の水平ボーリングを実施し、ボーリング孔内に沈下計（2m ピッチ）を設置して、トンネル切羽前方の先行沈下から上半掘削後の収束沈下までを計測した。図-4 に計器配置図を図-5 に計測結果を示す。

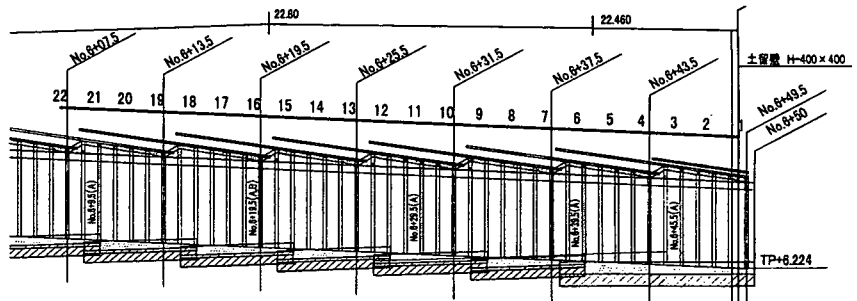


図-4 トンネル直上沈下計設置位置図

図-5 は、測定した沈下量を切羽位置を合せて表示した結果（切羽離れ図）であり、直上位置の先行沈下は切羽から約 7～8m 前方で発生し、切羽位置での先行沈下量は 3～6mm であった。そして、切羽後方 15m 付近で収束傾向となり、上半収束沈下量は 11mm で、設計値の 80% であった。

(2) 地表面沈下

地表面沈下は、トンネル縦断方向に 10mピッチで計測を行っており、計測結果（切羽離れ図）を図-6に示す。地表面の沈下量は、上半切羽直上で3～5mmの先行沈下が発生し、切羽後方 15m程度で収束し、最終沈下量は 12mm となった。また、これまでの施工事例では、下半掘削時に脚部が沈下し、これが大きな地表面沈下に繋がった事例がみられるが、今回の場合、下半掘削時の沈下は 1～2mm 程度となっており、ウィングリップ付き鋼製支保工+脚部水平ジェットグラウト工の効果が大きいといえる。

なお、トンネル横断方向の地表面沈下の実測値と解析値を比較したものを図-8に示すが、トンネルセンターから約 20m離れた位置から沈下が発生している。横断方向の沈下分布は、比較的なめらかな分布を示しており、設計値と一致している。

(3) トンネル内空変位

トンネル内空変位のうち、天端沈下測点結果について、トンネル直上沈下及び地表面沈下と同様に、各計測点の計測結果を切羽位置を合せて表示した図を、図-7に示す。

この図より、各側点にバツキはみられるものの、概ね切羽後方 15m付近で収束し、最終沈下量は 6～7mm であった。また、天端沈下と脚部沈下の比（脚部沈下量/天端沈下量）は 0.5～1.0 の間となっており、土砂 NATM でよくみられる共下がり現象に比して、脚部水平ジェット+地山プレロードシエル+ウィングリップ付き鋼製支保工の効果が現れているといえる（表-2参照）。

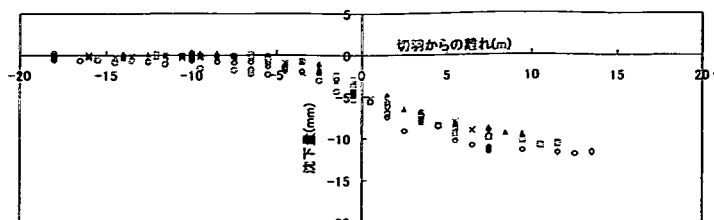


図-5 トンネル直上沈下切羽離れ図

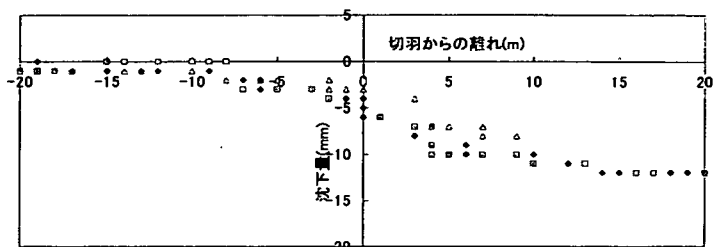


図-6 地表面沈下切羽離れ図

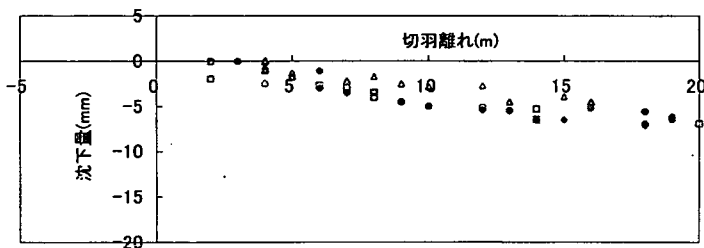


図-7 トンネル天端沈下切羽離れ図

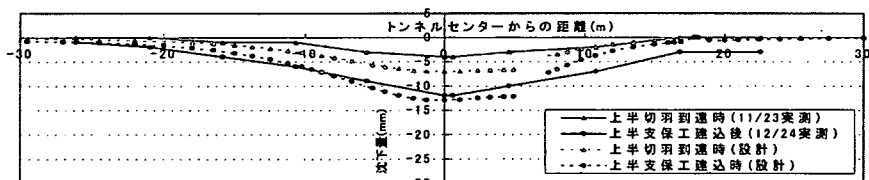


図-8 地表面沈下曲線の実測値と解析値の比較

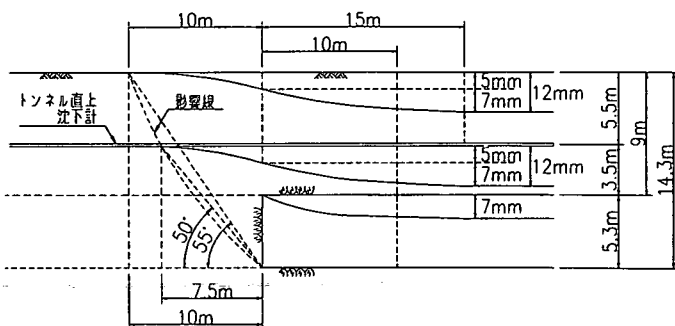


図-9 沈下相関図

以上の結果から、地表面沈下、トンネル直上沈下及び天端沈下は相関が高く、それらの関係を図示すると図－9のようになる。

この図より切羽前方の影響範囲はトンネル掘削面から $50\sim 55^\circ$ のすべり線の範囲であった。

また、これら地表面沈下、トンネル直上沈下および天端沈下の切羽通過後の沈下量はほぼ一致していることから、グラウンドアーチを形成しにくい土被りの浅い土砂トンネルの特徴をよく表しているものと考えられる。

6. 逆解析（２次元FEM解析）

逆解析は、計測結果をもとに事前解析で用いた２次元FEM解析モデルを用いて行った。図－10に、解析に用いたメッシュ図と、計測位置を示す。パラメータは、地山の変形係数と上半切羽到達時の掘削解放率とした。

この結果、上半切羽到達時の掘削解放率を３１％、一次支保工建込の後を６９％とし、地山の変形係数を設計時に用いた値（孔内水平載荷試験の平均値）の１.５３倍とすると、計測値とよく一致する結果となった。

主な変位量及び１次支保工軸力について、計測値と比較したものを表－２、３に示す。これらの表より、鋼製支保工と吹付けコンクリートの軸力分担率については異なった傾向を示しているが、その合計軸力については概ね一致している。これは、計測開始から掘削開始まで１.５日を要したことから吹付けの材令が経過し、剛性が上がったため解析時の剛性と異なったことが原因であると考えられる。

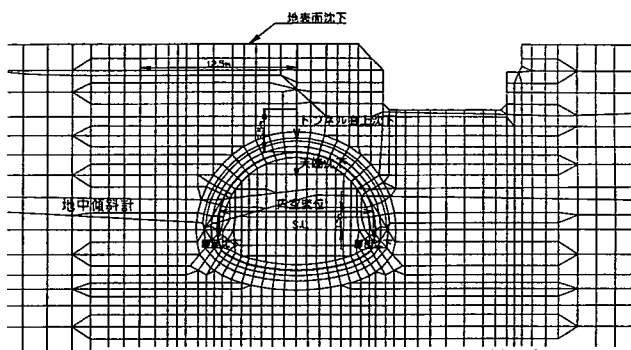
これらの結果より、主な計測値と概ね一致しており、ほぼ妥当な解析結果であったといえる。但し、内空変位の傾向については一致していないため、今後の課題と考えられる。特に、解析におけるパラメータは、掘

削解放率と地山の変形係数以外にも先受け改良体の物性値や地山の初期地圧、ポアソン比などが関係するため、今後もデータを蓄積して精度良い解析を実施したいと考える。

7. ３次元FEM解析との比較

２次元FEM解析を用いた逆解析により、地山の挙動についてある程度把握できたが、先受け工の効果については２次元では表現できない部分も多いため、３次元のFEM解析を用いて検討を行った。

検討は弾性解析とし、物性値は先受け改良体の変形係数以外については設計時の値を用い、先受け工のモデル化は鋼管を梁要素、周辺の注入部地山はソリッド要素とし、地山改良部の効果を検証するため以下の２ケースに



図－10 解析に用いたメッシュ図と計測位置

表－２ 解析値と計測値の比較(mm)

		解析値		計測値	
トンネル直上沈下		切羽到達時	支保工建込後	切羽到達後	支保工建込時
		4.9	10.8	5	11
地表面沈下		4.0	9.0	3～5	11～12
天端沈下		6.6		8	
脚部沈下	右	1.6		4～7	
	左	3.6		6～10	
内空水平変位		2.8（外側）		約・3（内側）	

表－３ １次支保工の断面力（軸力）の比較（kN/m）

	脚部右		天端		脚部左	
	解析	計測	解析	計測	解析	計測
鋼製支保工	304	43	165	43	326	13
吹付け	228	490	125	196	252	245
合計	532	533	290	239	578	258

ついて行った。

CASE 1 : 地山同等 ($E=7.8\times 10^4 \text{ kN/m}^2$)
CASE 2 : 地山の 5 倍 ($E=3.8\times 10^5 \text{ kN/m}^2$)
図-11 は解析値の切羽前後の地表面沈下分布図で、切羽離れ図と対応する。表-4 に沈下量の値を示す。これらの結果より、地山改良部の効果を見込んだケースの方がより実測値の沈下量に近いといえるが、今回の 3 次元解析モデルでは改良部の剛性の違いによる、地表面沈下への影響については、有意な差は確認できなかった。

8. まとめ

今回の施工では、周辺への影響を抑えるため、沈下に対して厳しい管理が要求されたが、採用した補助工法の効果により、現在のところ、管理値以内での施工を行うことができている。これは、特に脚部水平ジェットグラウト工+地山プレロードシェル+ウィングリップ付き鋼製支保工の採用による脚部沈下抑制効果が大きいと思われる。

なお、計測結果は設計値に比較的近い値であったことから、概ね妥当な設計であったといえる。

また、各種計測結果から土被りの浅い土砂トンネル周辺地山の挙動について、グラウンドアーチを形成しにくく、ほぼ全土被りに近い荷重が作用していることを確認することができた。

さらに、解析的な検討では、2 次元 FEM 解析で長尺鋼管先受け工をモデル化する際の掘削解放率について、今回のケースでは切羽到達時で 30 % 程度という結果を得ることができた。

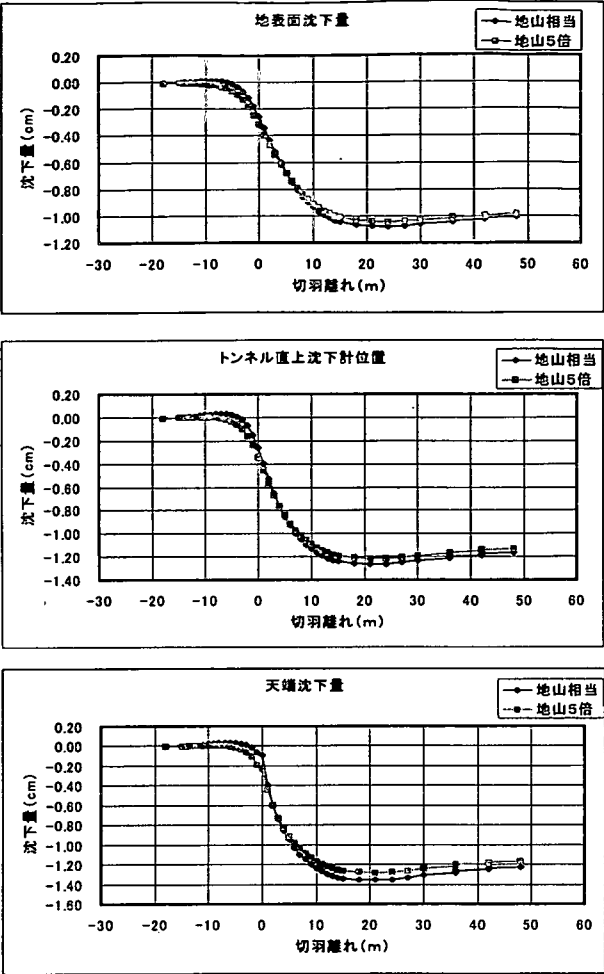


図-11 3次元FEM解析による切羽前後の沈下分布図

表-4 沈下量の値(mm)

位置	3次元FEM解析値						計測値		
	CASE 1			CASE 2					
	地表面	トンネル直上	トンネル天端	地表面	トンネル直上	トンネル天端	地表面	トンネル直上	天端
切羽到達時	2.6	2.6	(0.9)	3.2	3.4	(2.3)	3~5	3~6	—
上半収束時	10.8	12.7	(13.6)	10.4	12.2	(12.8)	12	11~12	7
上半収束時—切羽到達時	8.2	10.1	12.7	7.2	8.8	10.5	7	7	7

※、解析値は絶対変位量を示しており、トンネル天端は計測値と直接比較できないため、括弧書きとした。

参考文献

- 1) 中後他：土砂 NATM における先行沈下測定、第 55 回土木学会年次学術講演会、2000。
- 2) 中後他：都市部における土砂 NATM の設計と施工（その 1）（その 2）、第 35 回地盤工学研究発表会、2000。