

盛土地盤中に施工した小土かぶりトンネルの力学特性

清水・大本特定建設工事共同企業体

正会員 高杉 英則

清水・大本特定建設工事共同企業体

正会員 八木田茂生

清水建設(株)土木技術本部地下空間統括部

正会員 楠本 太

1. はじめに

盛土地盤中に土かぶりが3mの4車線めがねトンネルを計画し、計測工A、Bで動態計測を行いながら、先行下り線を導坑先進ベンチカット工法で機械掘削した。その結果から、盛土地盤に掘削した小土かぶりトンネル支保構造体の力学的安定性が明らかになったので報告する。

2. 工事概要と地質

徳島南環状道路法花トンネルは、文化の森総合公園の直下を通過する4車線の双設道路トンネルである。トンネル延長は627mで、この内の227mは小土かぶり盛土区間であり、導坑先進ベンチカット工法によるめがねトンネルである(図-1)。

地質は、古生代～中生代の三波川帯に属し、泥質結晶片岩が主体に分布する。終点側坑口部のめがねトンネル区間では、約20年前に造成した盛土層と旧地形の崖錐堆積物が10～20mの層厚で分布する。また、盛土と崖錐層の性状に差異はなく、N値が10～15程度のシルト混じり砂礫である。

3. トンネル支保構造と施工方法

小土かぶり盛土区間の中央導坑と下り線側壁導坑および本坑のトンネル支保構造仕様は、表-1に示す。中央導坑と側壁導坑は、機械方式の同時全断面掘削である。本坑は、導坑コンクリート施工後に、上半先進ベンチカット工法の機械掘削で施工する。地表への掘削影響抑制と確実な施工の要請から、本坑補助工法として、鏡吹付けとともに長尺先受け工と長尺鏡補強工を採用する。

4. 計測工概要

小土かぶり盛土区間の地表には、駐車場や広場が配置され、これらを供用しながらの施工である。このため、トンネル軸方向10m間隔の計測工Aに加え、支保部材応力測定などの計測工Bを3断面で実施し、次施工の判断に資した(図-2)。計測工B計器配置概要は図-3に示す。

5. 計測結果と考察

本坑吹付けコンクリート軸応力は図-4に示し、鋼製支保工縁応力は図-5に示す。吹付けコンクリートの軸力分担率は、鋼製支保工1基当たりの発生軸力とともに、図-6に示す。これらから、以下のことがいえる。

キーワード：小土かぶり、盛土地盤、力学特性、導坑先進ベンチカット工法、吹付けコンクリート軸応力

連絡先：東京都港区芝浦1-2-3 シーバンスS館、Tel. 03-5441-0566、Fax. 03-5441-0510

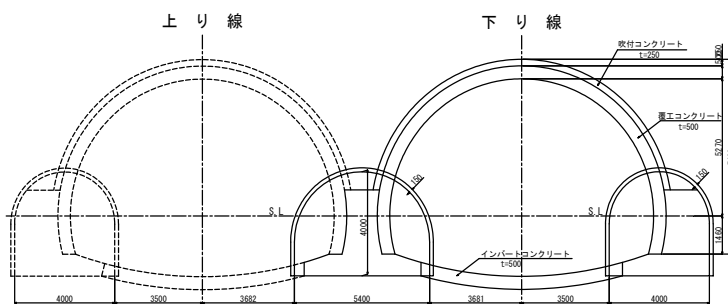


図-1 小土かぶり盛土区間のトンネル構造概要

表-1 トンネル支保構造仕様

項目	中央・側壁導坑	本坑
断面区分	DIIIh2	DIIIh3
区間延長	50m	177m
土被り厚	14m	7m
1掘進長	1.00m	1.00m
吹付け厚	15cm (18N/mm ²)	25cm (18N/mm ²)
鋼製支保工	H-150	H-200
補助工法	・ 注入式 FP (L=3m、シリカゲル) ・ 長尺鏡ボルト (φ76, t=6, L=12.5m, モルタル系)	・ トレヴィチューブ (φ139.8, t=11.1, L=14.0m, シリカゲル) ・ 長尺鏡ボルト (φ76, t=6, L=14.5m, モルタル系)
1シフト長	1.00m	11.00m

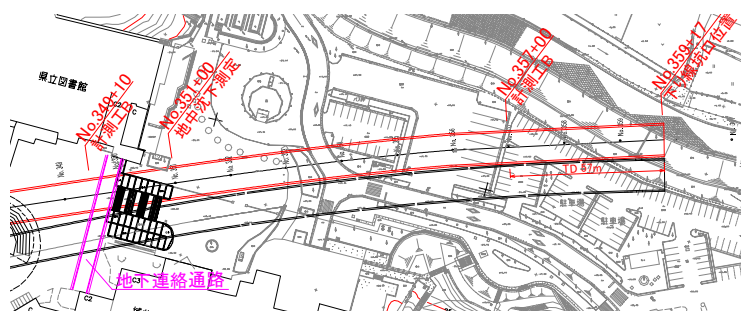


図-2 計測工B配置位置(No.349+10, No.357+00)

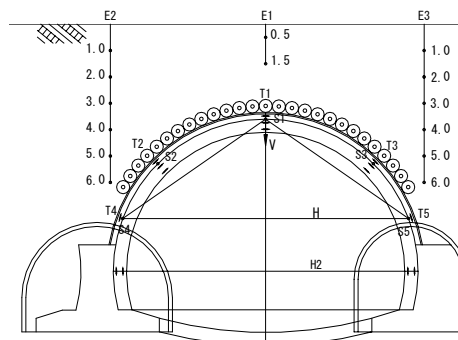


図-3 計測工B計器配置概要

(1) 支保構造体の安定性

①吹付けコンクリート軸応力の最大値は、左肩部に発生し、土かぶり3mで 1.8N/mm^2 、10mで 2.0N/mm^2 の圧縮であり、圧縮強度 18N/mm^2 の1/9以下で安定する。また、最大軸応力は、導坑時¹⁾に比べて若干増加する程度であり、土かぶりやトンネル断面サイズの違いによる軸応力差は小さい。

②吹付けコンクリート軸応力は、盛土地盤物性分布と吹付けコンクリートの仕上がり性状の影響をうけ、データ間で大きくばらつき、天端部や片側脚部はゼロに近づく。

③鋼製支保工には $40\sim 85\text{N/mm}^2$ の曲げ圧縮応力が発生する。また、土かぶり3mの天端部では、内空側に変位する曲げモーメントが、10mでは地山側の曲げモーメントが発生し、鋼製支保工変形モードは、土かぶりが3mと10mで逆転する。

④鋼製支保工に発生する軸力は、最大 500kN の圧縮であり、土かぶりの違いによる有意な差はない。

⑤吹付けコンクリートは、トンネル支保構造体に発生する軸力の45～50%を分担するが、天端部や支保工脚部端では、トンネル支保構造体への作用土圧分布性状の影響を受けやすく、鋼製支保工が約80%以上を分担する。

(2) 作用土圧

トンネル支保構造体に作用する換算土圧 P_c 、 P_s は、支保部材に発生する換算軸力の最大値 N_c 、 N_s をトンネル半径 r で除して算定すると $0.07\sim 0.09\text{N/mm}^2$ となり、土かぶりや支保部材の違いによる有意な差はみられない(図-7)。また、トンネル支保構造体に作用する土圧は、土かぶり高4～5mに相当し、土かぶりが3mでは鉛直換算土圧の1.3倍、10mでは0.5倍レベルであることが推察される。

(3) 盛土地盤の挙動特性

盛土地盤内地中沈下は、図-8に示すように、導坑掘削後に、全深度で70～80mmの等沈下である。本坑掘削後は、本坑掘削により20～30mm増加し、全深度で90～100mmの等沈下である。本坑掘削時の先行変位は、先受け工効果により、数ミリメートルと小さい。

6. まとめ

盛土地盤中に施工した小土かぶりトンネルの力学的安定性と盛土地山の挙動特性が明らかになった。今後は、数値解析手法による同定解析を実施し、導坑時の力学特性を含めて、小土かぶりトンネルの力学挙動特性としてまとめる予定である。

参考文献

1) 齋藤勝ほか、低土被り盛土地盤中に施工した小断面トンネルの力学特性、第62回年次学術講演会、第三部門、2007年9月。

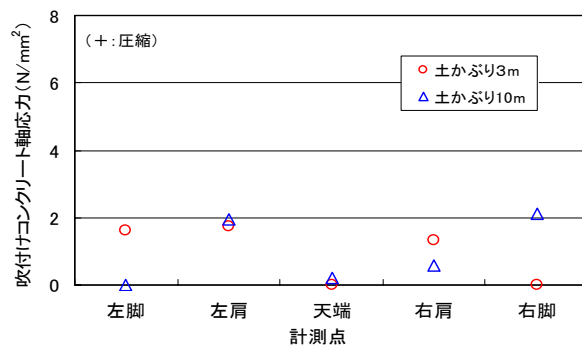


図-4 吹付けコンクリート軸応力

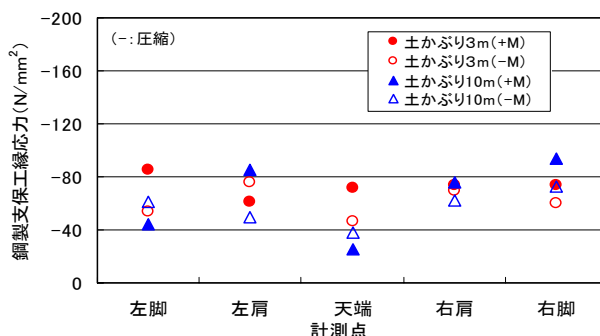


図-5 鋼製支保工縁応力

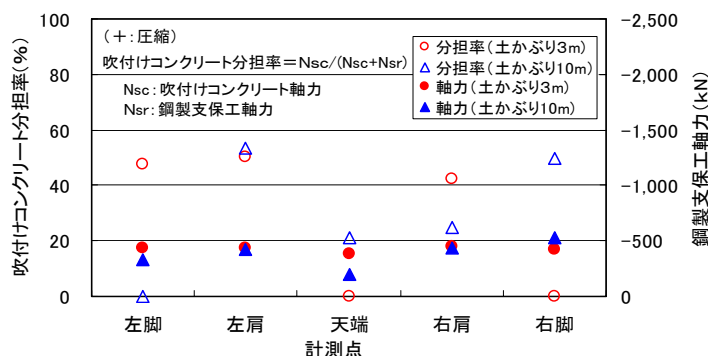


図-6 吹付けコンクリート軸力分担率・鋼製支保工軸力

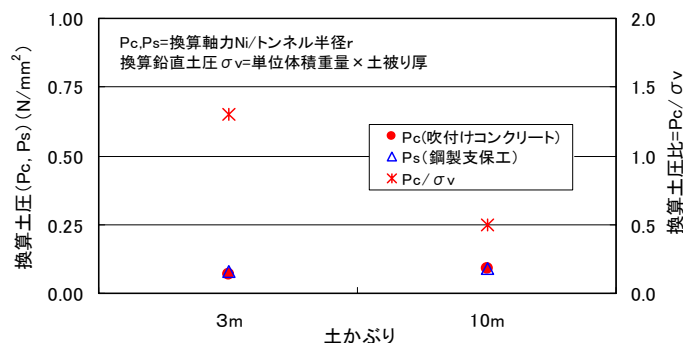


図-7 換算土圧と換算土圧比

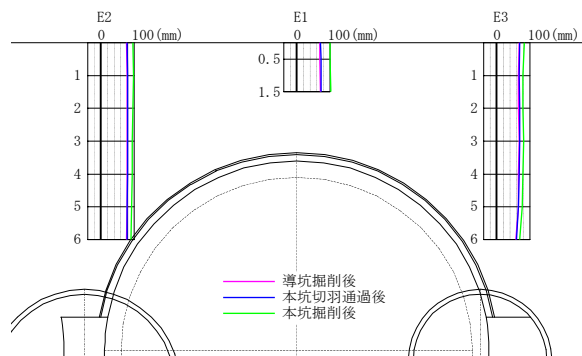


図-8 地中沈下(No.357+00、地表面沈下量補正)