

横取基地の支保構造に関する検討

清水建設株式会社 正会員 ○森山和・長谷陵平・淡路動太
鉄道建設・運輸施設整備支援機構 非会員 笠間基

1. はじめに

北海道新幹線、渡島トンネル（上二股）工事は、新函館北斗駅から札幌駅の間において全長L=32.715kmの内、厚沢部町と八雲町境に位置する中間工区を構築する工事である。この内、176km895m、176km970mにおいて交差角約24.5°で接続する保守用車等を本線から離脱させ留置させるための収容線としての分岐トンネルが計画されている(以下、横取基地)。

こうした交差部では特殊な形状となることから、局所的な応力集中が起きやすいことが知られている。また、交差角が鋭角になる程、応力増加率は著しく大きくなり、支保工に作用する荷重や支保工の応力状態も一般部とは異なり、構造的に弱点となる可能性がある。そこで、本坑と横取基地の交差部のトンネル構造について、3次元FEM解析を用いて数値解析を行い、支保構造の安定性を確保するための仕様の検討を行った。本稿では、当該箇所で行った検討事例について報告する。

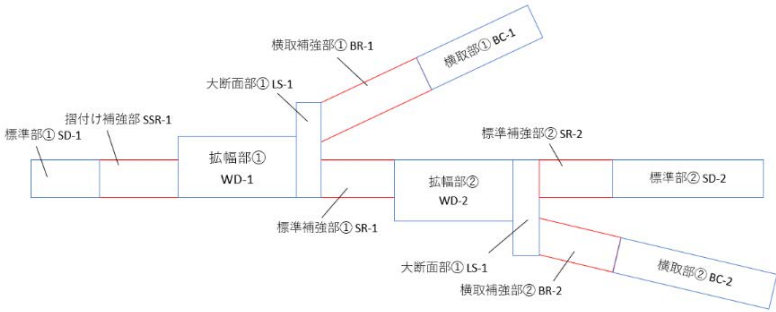


図-1 本坑・横取基地交差部の形状（平面図）

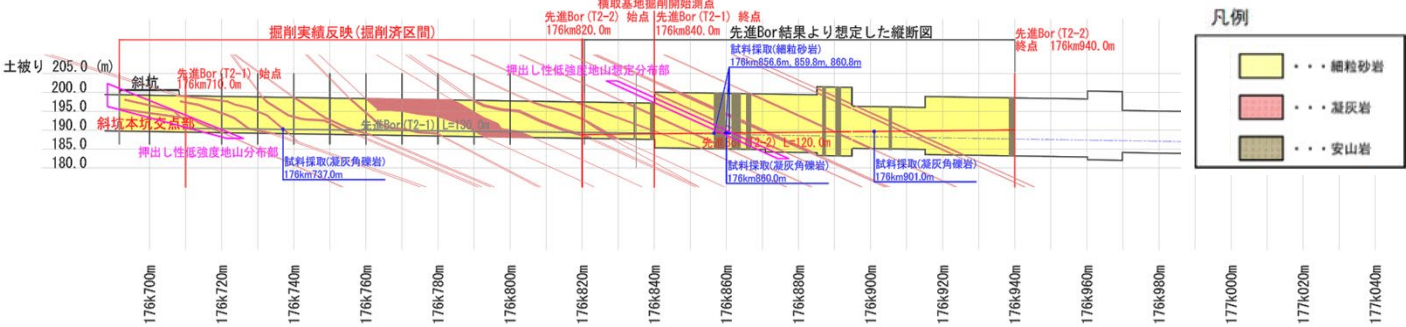


図-2 横取基地想定地質縦断面図

2. 地質概要

横取基地構築位置の新青森起点からのキロ程(176km860m～177km040m)と同位置にて実施された先進ボーリング調査により、コアを採取し、当該地点の岩盤物性値等を確認した。当該区間で得られた複数の砂岩試料を用いた岩石試験の結果、一軸圧縮強度は5.4MPa～29.4MPaと幅広い値が得られ、低強度のコアには膨潤性粘土鉱物が比較的多く(約51%)含まれていた。

3. 横取基地構築箇所の地山物性値の設定

横取基地構築位置付近の既施工区間の内、比較的大きな変位が計測された区間の地質は、一軸圧縮強度10MPa程度の細粒砂岩を主体とし、局所的に膨張性粘土鉱物を多量に含む低強度地山が介在していた。その区間の計測変位量を用いて再現解析を行い、地山物性値を推定した結果、局所的に介在する低強度地山の物性値が支配的となる地山であることが考えられた。また、既施工区間の切羽観察・先進ボーリング調査の結果、横取基地構築箇所における地山についても既施工区間と同様、断続的に介在する低強度の凝灰岩が有する性状が支配的な力学的性質を有することが推定され、変位や応力等トンネル構造に大きな影響を与える可能性があった。

表-1 解析に用いる地山物性値

地山物性値				備考(横取基地)
単位体積重量	γ	kN/m ³	21.15	ボーリングT2-2より
変形係数	E	MN/m ²	918	quから推定
粘着力	c	kN/m ²	1141	qu, φから推定
内部摩擦角	φ	°	30	砂岩の標準値
ポアソン比	ν	-	0.3	軟岩・中硬岩 [※] 相当
一軸強度	qu	MPa	5.4	ボーリングT2-2より
土かぶり	h	[m]	206.0	検討区間の最大土被り
地山強度比	Gn	-	1.2	

※山岳トンネル設計施工標準・同解説(独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構)

キーワード 山岳トンネル, 3次元FEM, 数値解析, 交差部、大断面トンネル、分岐トンネル

連絡先 〒104-8370 東京都中央区京橋二丁目16-1 清水建設(株) 土木技術本部 地下空間統括部 TEL:03-3561-3887

そのため、本坑・横取基地における支保部材検討では、安全側に考え、先進ボーリング調査で確認された最小の一軸圧縮強度(5.4MPa)を用いて地盤定数を設定した（表-1）。

4. 検討方法

横取基地構築箇所における支保構造の検討は、本坑・横取基地のトンネル構造および周辺地山を3次元でモデル化した数値解析を用いて検討する。図-3に解析モデル、表-2に本解析に用いた支保部材の一覧を示す。解析ステップの設定には、インバート支保工を施工しない場合(Case-

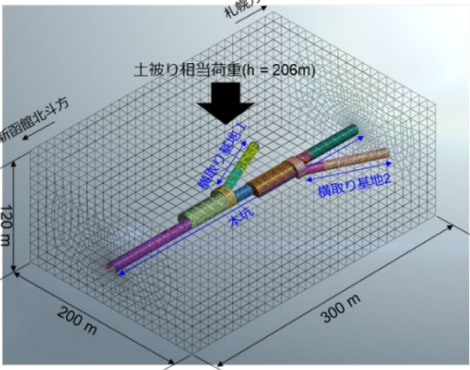


図-3 解析モデル図

支保パターン		仕様(Case-1)	仕様(Case-2)	
本坑	標準部	鋼製支保工 吹付けコンクリート インバート支保工	H-150×150×7×10 高強度、t=200mm 無	H-150×150×7×10 高強度、t=200mm 上下半と同様
	拡張補強部	鋼製支保工 吹付けコンクリート インバート支保工	H-150×150×7×10 高強度、t=250mm 無	H-150×150×7×10 高強度、t=250mm 上下半と同様
	標準補強部	鋼製支保工 吹付けコンクリート インバート支保工	H-200×200×8×12 高強度、t=300mm 無	H-200×200×8×12 高強度、t=300mm 上下半と同様
	拡張部	鋼製支保工 吹付けコンクリート インバート支保工	H-150×150×7×10 高強度、t=250mm 無	H-150×150×7×10 高強度、t=250mm 上下半と同様
	大断面部	鋼製支保工 吹付けコンクリート インバート支保工	H-200×200×8×12 高強度、t=300mm 無	H-200×200×8×12 高強度、t=300mm 上下半と同様
	横取基地	鋼製支保工 吹付けコンクリート インバート支保工	H-150×150×7×10 高強度、t=150mm 無	H-150×150×7×10 高強度、t=150mm 上下半と同様
横取基地	標準部	鋼製支保工 吹付けコンクリート インバート支保工	H-150×150×7×10 高強度、t=200mm 無	H-150×150×7×10 高強度、t=200mm 上下半と同様
	拡張補強部	鋼製支保工 吹付けコンクリート インバート支保工	H-150×150×7×10 高強度、t=200mm 無	H-150×150×7×10 高強度、t=200mm 上下半と同様

1)とインバート支保工を施工した場合(Case-2)を施工ステップに反映し、比較検討を実施した。数値解析結果の照査に用いる支保部材の許容値については、鋼製支保工 245 (MN/m²)、吹付けコンクリート 15.3 (MN/m²)、高強度吹付けコンクリート 30.6 (MN/m²)に設定した。解析コードはMidas社のGTSNX（ver.3）を用いた。

5. 解析結果

数値解析の結果から得られた支保部材に発生する応力分布図を図-4に示す。交差影響が考えられる本坑・横取基地両者の1D範囲内を補強区間とし、本坑標準部(新青森起点からのキロ程：176km829m～176km840m)では、拡張掘削の影響を受けるため、拡張掘削の補強区間として設定した。また、インバート支保工を施工しない場合、断面形状が変わる箇所において比較的大きな応力が作用しており、標準補強部には交差影響と考えられる大きな応力が発生することが明らかとなった。特に拡張部・標準補強部に発生する応力は、インバート支保工を施工しない場合、許容応力が超過しており、今回選定した支保部材では、トンネル構造の安定性が確保されないことが確認された。早期断面閉合を実施する場合、インバート支保工を施工しない場合と同様に断面形状が変わる箇所において比較的大きな応力が作用しているが、早期断面閉合により、断面変化点での応力集中及び、標準補強部への交差影響と考えられる応力の発生が抑制できることが確認された。

これらの結果から、インバート支保工を施工することで、断面毎に設定した鋼製支保工、吹付コンクリートであれば、許容値以下となり、それらの安定性は確保されることが確認された。

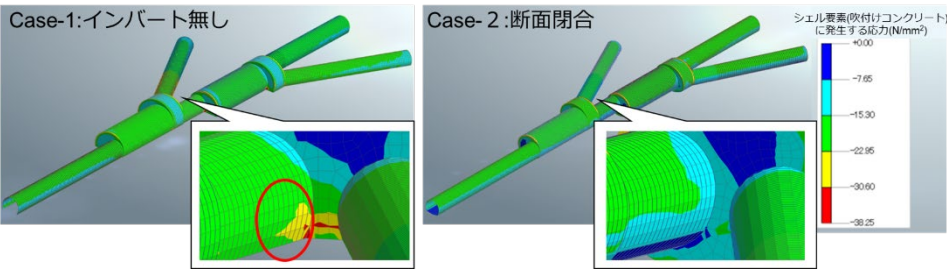


図-4 支保部材に発生する本坑における応力分布(左：Case-1、右：Case-2)

本稿では本坑と横取基地の交差部（新青森起点からのキロ程：176k860m～177km040m）において3次元数値解析による支保部材の検討を実施した。先進ボーリング調査結果・既施工区間の切羽観察結果から、横取基地における地山は、交点部の地山と同様、細粒砂岩を主体として、低強度の凝灰岩が断続的に介在する地山が分布していると推定し、地盤物性値を設定した。3次元数値解析の結果から、複雑な形状の横取基地における鋼製支保工・吹付コンクリートの仕様を決定した。この解析結果を踏まえ、施工中は計測データを注視しながら掘削を行うことで、大きな変位等の問題はなく、掘削を実施している。