

大断面トンネル施工時の切羽安定対策の検討

一斜めボルト併用上半補助ベンチ付き全断面掘削工法一

Estimation of the Stability of Tunnel Face while Excavating a Large Cross-section Tunnel

谷卓也¹・青木智幸¹・上田孝行²・内田渉²・梁川俊晃³

Takuya Tani, Tomoyuki Aoki, Takayuki Ueda, Wataru Uchida and Toshiaki Yanagawa

¹大成建設(株)技術センター 土木技術研究所(〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬344-1)

takuya.tani@sakura.taisei.co.jp

²大成建設(株)関西支店 甲南トンネル作業所(〒528-0044 滋賀県甲賀郡水口町大字山上字善願寺山)

³日本道路公団関西支社 大津工事事務所(〒520-2153 滋賀県大津市一里山3-40-25)

To stabilize the face of a large cross-section tunnel, an auxiliary bench-cut tunneling method with an inclined rockbolting system is adopted for up-line Konan Tunnel that runs through weathered granite. Although this excavation method is expected adequate in effects of the face stabilization, the quantitative effects have not been sufficiently evaluated. The test excavation accompanied by the three-dimensional numerical analyses is carried out to estimate the displacement of the tunnel face and other behaviors. The numerical analyses demonstrated the auxiliary bench-cut method have a significant effect of reducing the extruding displacements of a tunnel face; there was almost no difference between the inclined bolting and ordinary vertical one in the effect of support pressure.

Key Words : NATM, large cross-section tunnel, auxiliary bench, inclined rock bolt, three-dimensional analysis

1. はじめに

甲南トンネル(滋賀県甲賀郡)は、標高200～600m程度の田上・信楽山地を東西に貫く延長約2.6kmの第二名神高速道路のトンネルである。周辺の地山は主に中生代白亜紀後期の貫入花崗岩類で構成され、表層部から十数メートルの深度まではマサ化が進み全体的に弱風化している。また、熱水変質と推定される脆弱な変質花崗岩も分布している。

甲南トンネル上り線では、軟弱地山を含む大断面トンネルの施工を安全かつ着実に進めるため、補助ベンチ付き全断面掘削工法と斜めボルトを組合わせた工法を上半施工時に採用した(図-1参照)。これらの切羽安定対策工は、補助ベンチについては掘削断面積を小さくすること、斜めボルトについては地山前方の緩みの少ない領域に早期にボルトを打設すること、また、これらの工法の組み合わせで切羽近傍をより安定化させることを主な目的としている。

本工法による切羽安定効果について定量的な評価

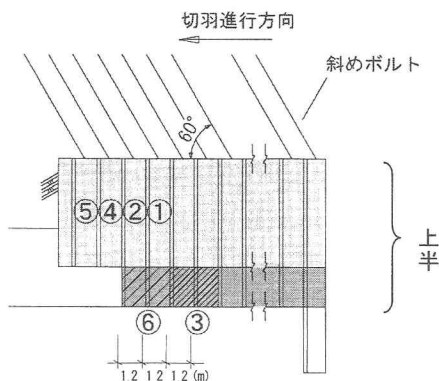
を行うには、従来からの二次元の数値解析手法では本工法の三次元的な形状による挙動を正確に評価することが難しい。そのため、トンネル形状やボルトの打設方向、施工手順を忠実に再現できる三次元の数値解析により検討を行うこととした。また、同一の地山等級区間において、対策工の有無による地山挙動の差異を確認するため、試験施工を実施して対策工の効果を検証した。

本報告では、施工前に切羽安定効果を把握するために実施した事前の数値解析、効果の検証のために実施した試験施工と数値解析について述べるとともに、以下の内容についてまとめる。

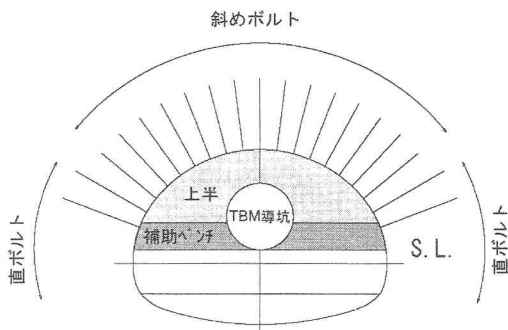
- ① 補助ベンチと斜めボルトの効果(事前解析)
- ② 試験施工結果(数値解析との比較)
- ③ 斜めボルトの先受効果についての考察

2. 切羽安定対策工法

甲南トンネル上り線工事では、トンネル上部半断



(a) 縦断面(○内の数字は掘削順序、②と③、⑤と⑥は同時期に施工する)



(b) 横断面図(ロックボルトは上半部のみを表示している)

図-1 甲南トンネル上り線DI区間の加背割と施工順序

面(上半)の施工に先立ち、TBM (Tunnel Boring Machine) により導坑を掘削する「TBM導坑先進切掘げ工法」を採用している。本工法はTBM導坑掘削後、導坑周辺の地山を切掘げて上半を施工するものである。以下に、上半掘削時に実施した切羽安定対策工について説明する。

(1) 補助ベンチ工法

本工事では上半切掘げ時に、切羽の安定化を図る目的で上半断面をさらに上下に2分割して掘進した(図-1参照)。この上半施工時に設ける下方の加背が補助ベンチであるが、図-1(a)の掘削手順に示すようにベンチ長が2.4~3.6mと非常に短い。また、本報告ではこのような補助ベンチを採用する掘削工法を含めて補助ベンチと称する。DI区間においては、補助ベンチの採用により上半断面(TBM導坑を含む)を97m²から65m²に小さくすることができる。

(2) 斜めボルト

斜めボルトは、図-1(a)の縦断面に示すように、ロックボルトをトンネル軸に対し60°の角度で切羽に向かって傾けて打設する。これは切羽前方の緩みを生じていない(または緩みの小さい)地山領域にロックボルトを早期に挿入・定着することによって掘削に伴う変位を抑制し、緩み領域の拡大を防ぐ効果を期待するものである(図-2参照)。なお、本報告では、斜めボルトに対し通常の傾けずに打設するロックボルトを「直ボルト」と称する。

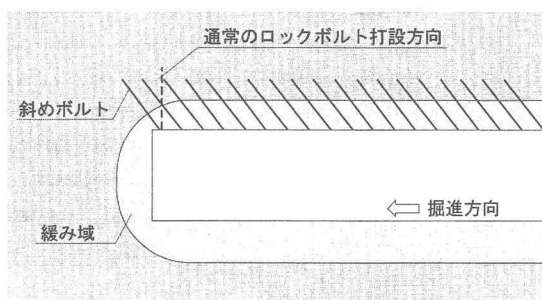


図-2 斜めボルトの作用概念

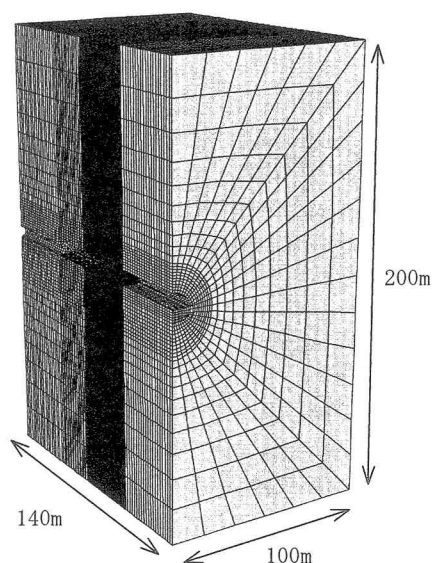


図-3 解析モデル

3. 数値解析による切羽安定対策工の検討 (事前解析)

(1) 数値解析の概要

数値解析には有限差分法の解析コードFLAC3D¹⁾を使用した。解析モデルを図-3に示す。トンネル軸方向140m区間のメッシュ分割については、0～40mおよび100～140m区間を2mピッチとし、境界の影響を低減させた。40～76mは斜めボルトと補助ベンチの効果を詳細に検討するため、掘進長1.2mの3分の1である0.4mのピッチに、76～100mまでは1.2mピッチとした。境界条件は地表面を含めて全ての面をローラー境界とし、対称性を考慮して半断面とした。地山条件としては、上り線の最大土かぶりである90mに相当する初期地圧を与えた。地山は、日本道路公団地山区分DIの地山不良部と想定して物性値を設定し、非関連流れ則による塑性領域の体積膨張を考慮したMohr-Coulomb型弾塑性体¹⁾とした。

ロックボルトのモデル化について説明する。斜めボルトの補強効果を評価するためにはその効果を定量的に表現できるモデルを使用し、かつボルトと地山との挙動に関するロックボルトモデルのパラメータを正確に決定する必要がある。そのため、ボルト周囲のグラウトのせん断変形と付着切れを考慮できるBrady²⁾らのモデルを採用した(図-4参照)。このモデルは、ボルトの軸剛性については接点間の降伏するバネで、定着材のグラウトと孔壁間のせん断剛性(kbond)と付着強度(sbond)についてはバネとスライダで表現するものである。これらの付着特性パラメータは、青木らが提案する方法³⁾を用いて、原位置引抜き試験により決定した⁴⁾。

解析では、吹付コンクリートはシェル要素、鋼製支保工はビーム要素、ロックボルトはケーブル要素でモデル化した。また、施工初期の地山と支保のなじみ、およびクリープを考慮して、鋼製支保工と吹付コンクリートの剛性は1/8に低減した。表-1に入力物性値を示す。

(2) 解析ケース

解析ケースと各ケースの施工方法・施工条件を表-2に示す。解析ケースは、主に通常の施工方法である上半全断面掘削のケースと補助ベンチを採用したケースの2種類とし、それぞれケース1、ケース2とした。さらに、ロックボルトの条件として、ケース1については①通常の周方向に打設、②斜めに打設、③ロックボルト無し、ケース2については、①斜めに打設、②ボルト無しの全5ケースを設定した。

(3) 解析ステップ

解析ステップを表-3に示す。両ケースとも初期地圧を与えた後は、メッシュのピッチに応じてTBM導

表-1 事前解析に用いた物性値

	項目	単位	物性値	備考
地山条件	土かぶり	m	90	
	密度	kg/m ³	2,400	
	側圧係数		1.0	
地山物性	ヤング率	MPa	500	DI不良部を想定
	ポアソン比		0.35	
	粘着力	MPa	0.10	事前調査結果で最も低い一軸強度から算定
	内部摩擦角	°	40	
	ダイレイション角 ¹⁾	°	20	
吹付コンクリート TBM導坑内は考慮せず	ヤング率	GPa	8	剛性低下1/8, t=200mm, σ ₂₈ =36N/mm ²
	ポアソン比		0.3	
鋼製支保工	ヤング率	GPa	210	剛性低下1/8 導坑H=100(SS400) 上半H=150(SS540)
	ポアソン比		0.3	
ロックボルト	ヤング率	GPa	210	SP24, 耐力290kN以上
	ポアソン比		0.3	
	kbond	N/m ²	4.3×10^8	原位置試験結果より算定 ⁴⁾
	sbond	N/m	1.5×10^5	

表-2 解析ケース

施工方法	上半全断面			補助ベンチ	
ケース	1-1	1-2	1-3	2-2	2-3
ロックボルトの施工条件	通常	斜め60°	無し	斜め60°	無し

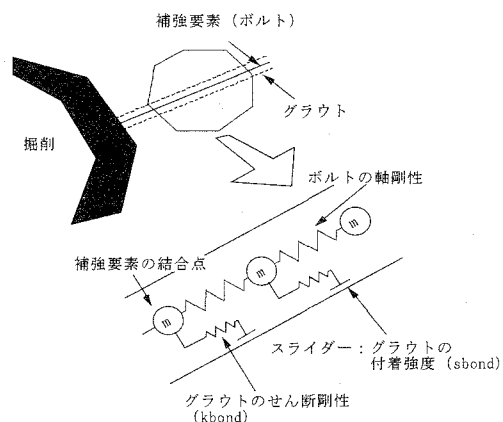


図-4 ロックボルトモデル

坑を1.2～2mの掘進長(以後、掘削の最小単位を「1間」と称する)で貫通させた。次のステップとして、0～40mまでは1間を2m、40～100mまでは1.2mとし、ケース1では上半を1間ずつ、ケース2では上半1間を2サイクル掘削後、補助ベンチを2間掘削するパターンを繰り返した。

(4) 事前解析による対策工の効果について

本節では事前解析から得られた主な切羽安定対策工の効果について述べる。解析の詳細については谷ら⁵⁾を参照されたい。なお、解析は下半掘削まで実施しているが、対策工の効果は上半掘削時にそのほとんどが現われるため、以降は上半終了までの結果について述べる。

a) 斜めボルトの効果

斜めボルトの効果については、上半全断面掘削の解析ケースであるケース1の直ボルト(ケース1-1)と斜めボルト(ケース1-2)の結果を比較する。切羽からの距離が20m地点における斜めボルトと直ボルトの軸力分布と塑性領域の発生状況を図-5に示す。図中、ボルトの両脇のハッチ部分の幅がボルトに作用している軸力の大きさを示しており、どちらのボルトにも引張りの軸力がほぼ同様に発生していることが分かる。軸力の最大値はどちらもボルトの耐力として設定した290kNとなっている。また、アーチ部の塑性領域については斜めボルトの方が1メッシュ、約0.5m外側に大きい結果となった。

変位量について⁵⁾は、打設方法の違いによる影響は僅かであったが、ケース1-1とケース1-2の天端沈下量で比較すると、斜めボルトについては直ボルトよりも僅かに(約4%)変位量が増える結果となった。ただし、ロックボルトの有り無しの比較では、ロックボルトの変位抑制効果は顕著に現れた。

斜めボルトに期待していた効果が現れなかった理由としては、横断面への投影長さが約13%短くなること、曲げに抵抗しないケーブル要素でモデル化したこと、またTBM導坑の影響で前方地山に塑性領域が拡大しているためボルトを斜めにした効果が現れにくかったことが考えられる。

b) 補助ベンチの効果

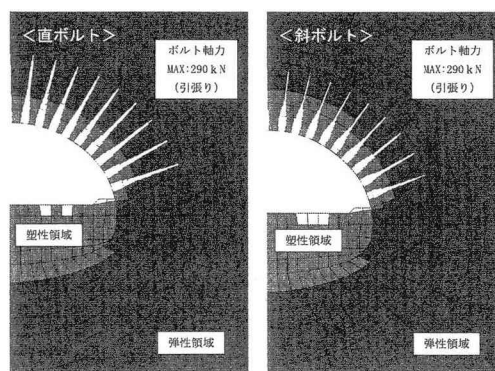
補助ベンチの効果について⁵⁾、斜めボルトでかつ上半全断面掘削のケース1-2と同じく補助ベンチを採用したケース2-2の結果を比較した。

上半切羽で最も大きい変位が生じるTBM導坑近傍で比較すると、補助ベンチの採用により、切羽近傍変位の抑制効果が確認できた。

なお、地山条件は異なるが、補助ベンチの効果については次章の(3)節で再度言及する。

表-3 解析ステップ

ケース 1		
Step	施工	切羽位置(m)
1	TBM 導坑掘削・鋼製支保工建込	0～140
2～61	上半掘削・支保工建込・吹付コンクリート(φ2.0m)	0～40
62～261	上半掘削・支保工建込・吹付コンクリート・ロックボルト打設(φ1.2m)	40～100
262～321	下半掘削・支保工建込・吹付コンクリート(φ2.0m)	0～40(下半)
322～381	上半掘削・支保工建込・吹付コンクリート・ロックボルト打設(φ1.2m)	40～100(下半)
ケース 2		
Step	施工	切羽位置(m)
1	TBM 導坑掘削・鋼製支保工建込	0～140
2～7	①上半 2m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート ②上半 2m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート	0～4(上半)
7～88	①上半 2m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート ②上半 2m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート ③補助ベンチ 4m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート	4～40(上半) 0～36(補助ベンチ)
89～99	①上半 1.2m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート・(斜め)ロックボルト打設 ②上半 1.2m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート・(斜め)ロックボルト打設 ③補助ベンチ 4m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート(支保 2 間分同時施工)	40～42.4(上半) 36～40(補助ベンチ)
100～387	①上半 1.2m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート・(斜め)ロックボルト打設 ②上半 1.2m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート・(斜め)ロックボルト打設 ③補助ベンチ 2.4m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート・ロックボルト打設(支保 2 間分同時施工)	42.4～100(上半) 40～97.6(補助ベンチ)
389～475	下半 2m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート	0～40(下半)
476～574	下半 1.2m 掘削・支保工建込・吹付コンクリート・(斜め)ロックボルト打設	40～100(下半)



(a) ケース 1-1

(b) ケース 1-2

図-5 ボルトの軸力分布と塑性領域

4. 試験施工と数値解析による評価

(1) 試験施工の概要

補助ベンチと斜めボルトの併用による切羽安定対策工の効果を検証する目的で試験施工を実施した。試験施工では、同一地山条件下で切羽安定対策工を実施する区間と実施しない区間を設け、それぞれの区間で通常のA計測の他に表-4に示す計測(B計測)を行った。図-6にB計測の計測器の配置を示す。試験施工は日本道路公団地山区分DIとCIIの2つの異なる地山で実施したが、対策工の効果がより大きく現れると考えられるDI区間の結果について以下に述べる。

(2) 数値解析による検討

試験施工結果を検証するため、試験施工区間に合わせた地山条件と地山物性値を用いて、検証解析として再度数値解析を実施した。

地山の物性値については、B計測結果から得られたデータを用いて再評価した。物性値の再評価に際しては、地中変位分布やロックボルトの軸力分布、変位計測結果を参考に、その分布形状や変位量が概ね良好に一致する値を数ケースのパラメータスタディを行って決定した。

検証解析の地山条件と採用した地山の物性値を表-5に示す。なお、支保の基本物性値については事前解析と同じであるが、鋼製支保工および吹付けコンクリートについては事前解析の知見⁵⁾を参考に、剛性の低減率を1/4とした。

解析モデルについては、塑性領域の分布を精度よく把握できるようトンネル周辺のメッシュを密にした。また、解析手順については、事前解析と同様であるが、試験施工結果を上半終了時点で整理したため、解析についても上半掘削までとした。ロックボルトについては、事前解析において直ボルトと比較して斜めボルトの効果が若干劣る結果であったが、地山の変位ベクトルを確認したところ、切羽からの距離が2mという切羽近傍で変位は既にトンネル半径方向に卓越しており、斜めボルトの打設方向とは異なっていた。そのため、曲げ剛性を考慮すれば斜めボルトの効果を良く表現できると考え、前出(図-4参照)のモデルと同様にボルトの付着特性が表現でき、かつ曲げに抵抗できる梁(ビーム)要素の機能を兼ねそなえたパイル要素を検証解析に採用した。

解析ケースは表-6に示すように試験施工に合わせ、補助ベンチと斜めボルトを組み合わせた切羽安定対策工有りと、上半全断面掘削で直ボルトの打設を行う対策工無しの2ケースとした。

表-4 試験施工で実施したB計測の項目

計測項目	仕様
地中変位測定 (導坑内先行設置)	L=12m, 8点式(深度1, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 12m)
地中変位測定	L=12m, 8点式(深度1, 2, 3, 4, 6, 8, 10, 12m)
ロックボルト軸力測定	L=6m, 打設角度 60° (斜めボルト区間), 対比区間では打設角度 90°

表-5 再解析での地山条件と地山物性値

	項目	単位	物性値	備考
地山条件	土かぶり	m	35	試験施工位置
	密度	kg/m ³	2,400	
	側圧係数		1.0	
地山物性	ヤング率	MPa	1,000	B計測結果(主として地中変位)
	ポアソン比		0.30	
	粘着力	MPa	0.10	事前解析と同じ
	内部摩擦角	°	40	
	ダレージョン角	°	20	

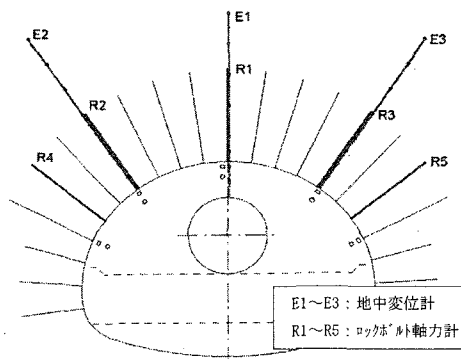


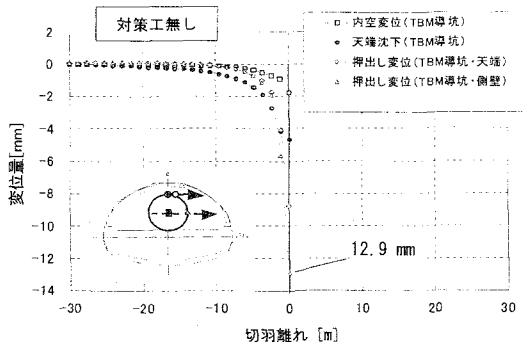
図-6 計測器配置図

(3) 解析結果

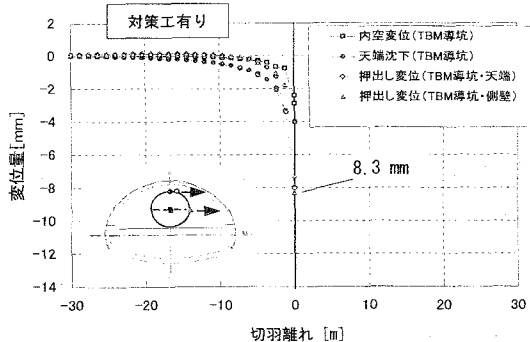
a) 坑内変位および押し出し変位量

上半のTBM導坑位置における変位量の解析結果を図-7に、天端沈下と内空変位の解析結果を図-8に、経距変化図として示す。各図の(a)は対策工無しのケース、(b)は対策工有りのケースである。なお、天端沈下と内空変位については、沈下と縮小を負とし、図-7に示した押し出し変位は切羽に向かって手前側、切羽の押し出す方向を負としている。

図-7では両ケースとも天端沈下や内空変位と比較して押し出し変位が顕著である。対策工有りのケースでは、切羽到達時の押し出し変位が8mmを超えてお

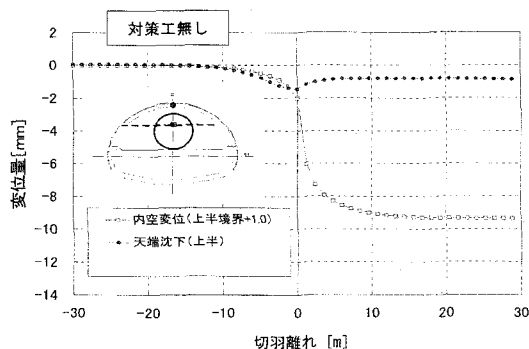


(a) TBM 導坑位置における変位状況(対策工無し)

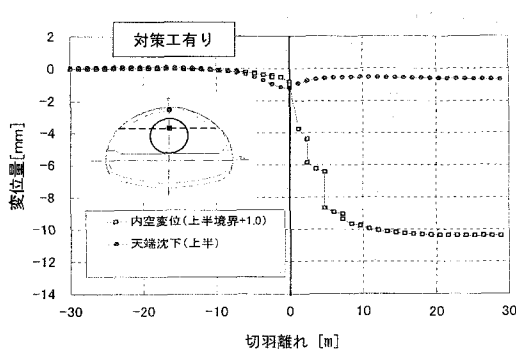


(b) TBM 導坑位置における変位状況(対策工有り)

図-7 上半 TBM 導坑位置における変位量の経距変化図(解析結果)



(a) 上半位置における変位状況(対策工無し)



(b) 上半位置における変位状況(対策工有り)

図-8 上半位置における変位量の経距変化図(解析結果)

り、同位置における天端沈下量4mmの約2倍となっている。また、対策工の効果について両ケースの結果を比較すると、最も変位の大きい切羽中央のTBM導坑の側壁部で、押し出し変位が12.9mmから8.3mmに低減され、30%以上の変位抑制効果が確認できた。

図-8 に示す対策工有りのケースの解析結果では、切羽近傍において2間(2.4m)毎に同じ距離程で内空変位の増加が見られ、補助ベンチ掘削の影響が現れている。また、両ケースとも内空変位と比較して天端沈下はほとんど変化せず、切羽通過後はやや増加に転じる傾向を示す。切羽の後方28.8mの内空変位を比較すると、対策工有りのケースでは10mmを超えており、無しの場合より大きい。しかし、切羽からの距離が5mまでの切羽付近では、対策工有りのケースの内空変位の方が対策工無しのケースよりも小さい結果となった。

以上より、検証解析からも補助ベンチによる切羽近傍の変位抑制効果が確認できた。また、切羽到達前から計測が可能なTBM導坑位置の変位については、切羽到達直前の2間(2.4m)から切羽到達までに、

表-6 解析ケース

解析ケース	施工方法	ロックボルト
対策工無し	上半全断面	直ボルト
対策工有り	補助ベンチ	斜めボルト

押し出し変位が急増することが分かった。

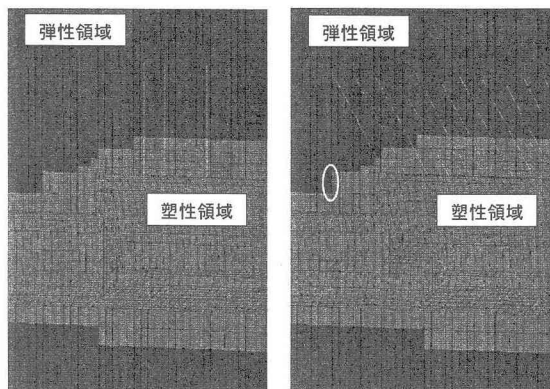
b) 塑性領域分布

対策工無しのケースと対策工有りのケースについて、塑性領域分布をそれぞれ図-9(a), (b)に示す。

切羽から十分離れた天端上方の塑性領域は、約2mとなった。対策工の有無による比較では、有りの場合は図-9(b)の図中の丸で囲った位置で塑性領域が減少しており、僅かに対策工の効果が現れている。

(4) 地中変位計測結果と解析結果の比較

地中変位は天端と両肩の計3点で計測した(図-6参照)。天端については、上半切羽到達前にTBM導坑内から上方へ12mの変位計を設置した。採用した変位計は、データを計測孔の奥にセットしたロガーで記



(a) 対策工無し (b) 対策工有り

図-9 塑性領域分布

録するため、上半切羽の通過後も継続して計測できる。データは上半切羽通過後、孔奥のロガーから口元に伸びている通信ケーブルにより取得した。

切羽からの距離が24mとなったときの地中変位の計測結果を解析結果と合わせて図-10に示す。図-10(a)は天端の結果で、切羽到達前24mから通過後24mまでの変位量である。図-10(b)は肩部の結果であり、切羽通過直後の変位計設置(切羽後方1m)から切羽通過後24mまでの変位量である。

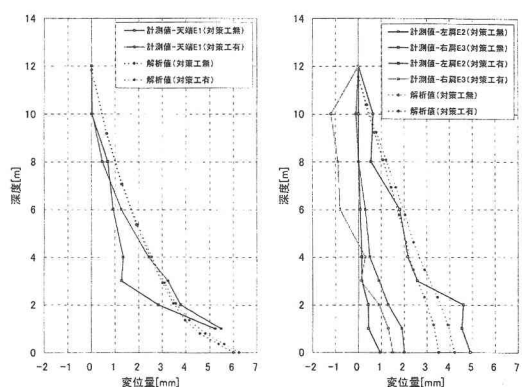
図-10(a)では、対策工の有無に関わらず、解析値はほぼ同様な変位分布を示しており、対策工実施区間における計測値は解析値と比較的良好に一致している。対策工無し区間における計測値は深度1~6mで、対策工有り区間の計測値と比較して小さい。これは、地山の良し悪しが影響したためと考えられ、計測結果や切羽観察結果も同様の傾向があった。図-10(b)の肩部の計測結果については、対策工無し区間の計測値(E3)が奥から深度3mまで解析値と良く一致している。その他の値については解析値と大きく異なる分布を示しており、特に対策工を実施した区間における計測値(E3)は、深度5~10mで縮み側に変位している。これは、亀裂等による局所的な地山性状の違いが影響したものと考えられる。

図-10の(a)、(b)に示した天端(E1)および対策工未実施区間の右肩部(E3)の計測値は、深度2~3m付近で変位の増加傾向が変化しており、塑性領域と弾性領域の境界を示唆している。これは、図-9で示した解析結果の塑性領域の分布状況とも一致する。

(5) A計測結果との比較

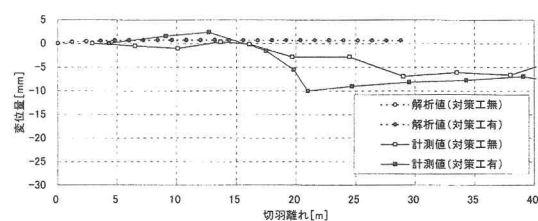
A計測結果の天端沈下と内空変位の経距変化を、解析結果と合わせて図-11の(a)、(b)に示す。

天端沈下の解析結果については、切羽通過直後に

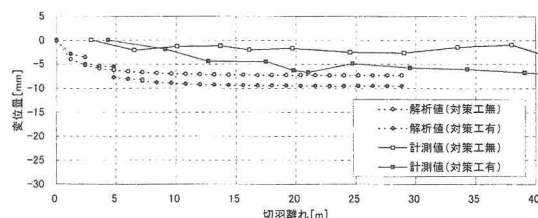


(a) 天端 (b) 肩部

図-10 TBM 導坑内からの地中変位計測結果と解析値



(a) 天端沈下



(b) 内空変位

図-11 天端沈下と内空変位の計測結果と解析値の比較

天端がやや持ち上がる挙動を示している。計測値との比較では切羽離れ 15m までは、解析値と良く一致している。内空変位については、解析値も計測値と同様の変位傾向(内空側に縮小)を示している。ただし、計測値については初期値の計測開始位置が切羽から 3~4m と遅れており、掘削直後の変位の大きい区間の変位が含まれていない。変位の増分を考慮すると、内空変位の計測開始以降の変位の増分は解析値のそれとほぼ等しく、対策工の有無による変位量の大小の傾向も合っている。

5. 斜めボルトの効果の考察

(1) 地山改良効果の検討

斜めボルトにはボルトのせん断抵抗や曲げ抵抗に

より、切羽前方の地山を補強する地山改良効果があると期待される。ロックボルトの計測結果として、切羽からの距離が24m地点における軸力と曲げモーメントの深度分布を図-12(a), (b)に示す。各図には解析値も合わせて示す。

図-12(a)からは、計測値、解析値ともに、対策工無しの方が軸力が引張り側に大きくなる傾向が分かった。図-12(b)の対策工有り(斜めボルト)の計測値では、対策工無し(直ボルト)と比較して大きな曲げモーメントが生じており、地山改良(亀裂のせん断補強)効果を示唆している。ただし、曲げ耐力 $0.93 \text{ kN}\cdot\text{m}$ (降伏点を $685 \text{ N}/\text{mm}^2$ としたとき)と比較して小さいレベルである。

(2) 先受効果

斜めボルトには、天端付近が崩落した際に、崩落の拡大を防止する先受け効果が期待される。そこで、切羽上部と天端部が抜け落ちたものと仮定して、その部分を $1.2\text{m}\times 1.2\text{m}$ 程度の範囲で、奥行き 1.2m 掘削する解析を実施した。地山条件は事前解析と同一とし、ボルトはパイル要素でモデル化した。上半全断面掘削の直ボルトおよび斜めボルトの塑性領域の分布状況を、それぞれ図-13(a), (b)に示す。

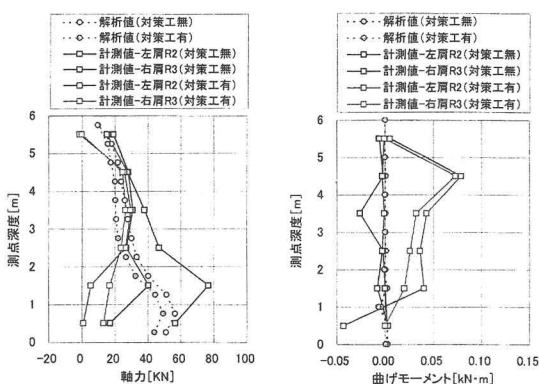
両図より、どちらのケースもボルトの軸力は概ね同等に発生している。図-13(b)に示すように、図中の丸で囲んだ位置で斜めボルトの方が直ボルトとより塑性領域が少なくなっており、斜めボルトによる塑性領域の拡大抑制効果を解析的に確認できた。

6. まとめ

切羽安定対策工の効果について、試験施工と数値解析を行って得られた主な知見をまとめる。

- ・本トンネルの地山条件において、斜めボルトと直ボルトとでは、トンネル支保構造としての優劣はほとんど無い。
- ・解析結果からは、補助ベンチを採用した場合、全変位量については上半全断面掘削と比較して若干値が大きくなるものの、切羽近傍の安定性については切羽の押し出し変位や天端沈下量の抑制効果があり、計測結果からも同様の傾向が示された。
- ・斜めボルトの計測では部分的な曲げモーメントの発生があり、切羽前方の地山の改良効果が確認できた。また、解析上、切羽崩落が生じた際の先受効果も確認できた。

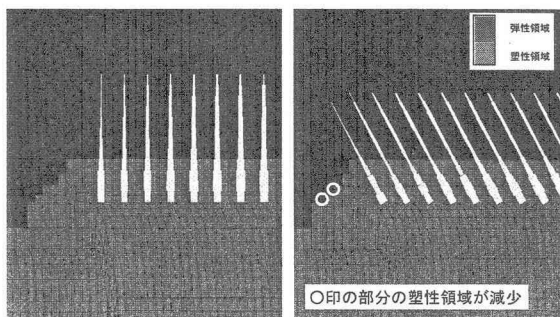
以上から、斜めボルトは直ボルトと遜色がない上、



(a) 軸力分布

(b) 曲げモーメント分布

図-12 ロックボルトの軸力・曲げモーメント分布



(a) 直ボルト

(b) 斜めボルト

図-13 先受け補強効果の比較

先受け効果や切羽前方地山の改良効果(せん断補強効果)が期待できると考えられる。さらに、切羽の押し出し変位を抑制する補助ベンチ工法との併用は、大断面トンネル施工時の切羽の安定化に大いに寄与するものとする。

参考文献

- 1) Itasca Consulting Group : Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions (FLAC3D), Ver2.10, 2002.
- 2) Brady, B. and Lorig, L. : Analysis of rock reinforcement using finite difference methods, Computers and Geotechnics, pp.123-149, 1988.
- 3) 青木智幸, 他 : 鋼管膨張型ロックボルトの引抜き実験と付着特性について, 第32回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp. 293-298, 2003.
- 4) 谷卓也, 他 : 花崗岩地山におけるロックボルトの付着特性について, 第39回地盤工学研究発表会平成16年度発表講演集, No. 853, 2004.
- 5) 谷卓也, 他 : 大断面トンネルの上半切羽安定対策の検討, 第59回土木学会年次学術講演会, III-105, 2004.