大断面トンネル施工時の切羽安定対策の検討

－斜めボルト併用上半補助ベンチ付き全断面掘削工法－

谷 卓也*1・青木 智幸*1・上田 孝行*2・内田 渉*2・梁川 俊晃*3

Keywords : NATM, large cross-section tunnel, auxiliary bench, inclined rock bolt, three-dimensional analysis
NATM，大断面トンネル，補助ベンチ，斜めボルト，三次元解析

1.　はじめに

甲南トンネルは滋賀県甲賀郡に位置し、標高 200～600(m)程度の田上・信楽(たなかみ・しがらき)山地を東西に貫く延長約 2.6(km)の第二名神高速道路のトンネルである。第二名神高速道路のトンネル部は、路肩も含め道路幅 15(m)の 3 車線である(図-1 参照)。従来の 2 車線トンネルと比較すると掘削断面積は約 2.5 倍の 190(m^2)と大きく、さらに掘削断面積を抑えるために扁平な形状となっている。

現場の周辺は主として中生代白亜紀後期の貫入花崗岩類で構成されているが、表層部から十数メートルの深度まではマサ化が進み、西側坑口付近では熱水変質を受けたと推定される脆弱な変質花崗岩が分布している。

甲南トンネル上り線では、このような軟弱な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(以下「マイクロベンチ」と称する)と斜めボルトを組合せた工法を上半施工時に採用した(図-2 参照)。

これら 2 種の工法は、マイクロ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、またこれらの工法を組み合わせることにより切羽近傍の安定化を図ることを目的として採用されたものである。

本工法の切羽安定効果について定量的な評価を行うには、従来から用いられている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。

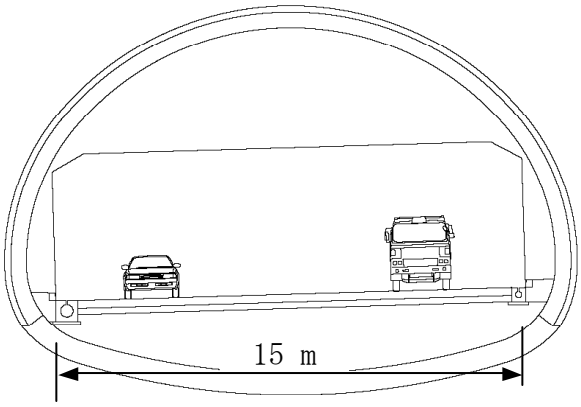


図-1　第二東名・名神高速道路のトンネル断面概略
Cross Section of the Large Tunnel for Second Tomei-Meishin Express Way

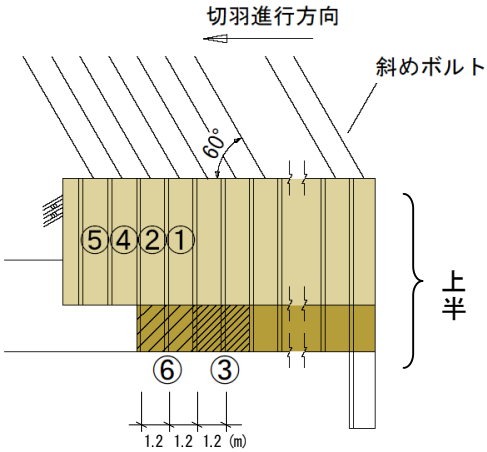
本報告では、施工前に切羽の安定効果を把握するために実施した事前の数値解析、効果の検証のために実施した試験施工と数値解析について述べるとともに、以下の内容についてまとめる。

(1) マイクロ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

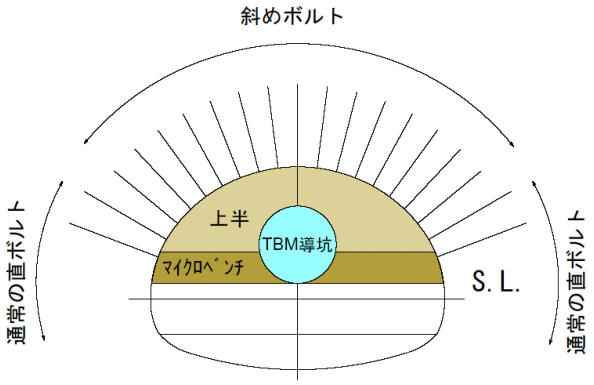
2.　切羽安定対策工法

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 導坑先進切拡げ工法」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拡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　技術センター土木技術研究所地盤・岩盤研究室
＊2　関西支店土木工事作業所
＊3　日本道路公団関西支社



(a) 縦断図(○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) 横断図(ロックボルトは上半部のみを表示している)

図-2 甲南トンネル上り線 DI 区間の加背割と施工順序
Partition and Procedure of Excavation for Up Line of Konan Tunnel in Rocks of Class DI

2.1 マイクロベンチ

本工事では上半切拡げ時に、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-2 参照)。マイクロベンチはこの上半施工時に設ける補助ベンチを意味するが、図-2(a)の掘削手順に示されるようにベンチ長が 2.4～3.6(m)と特に短いためマイクロベンチと称している。また、本報告ではこのような掘削工法を含めてマイクロベンチと称する。

DI 区間においては、マイクロベンチの採用により TBM 導坑部を含む上半断面を 97(m²)から 65(m²)に小さくすることができる。

2.2 斜めボルト

斜めボルトは図-2(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工法、またはこのように打設するロックボルトを意味する。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て緩み領域の拡大を防ぐ効果を期待するものである(図-3 参照)。なお、本報告では、斜めボルトに対し通常の円周の法線方向に傾けずに打設するロックボルトを「直ボルト」と称する。

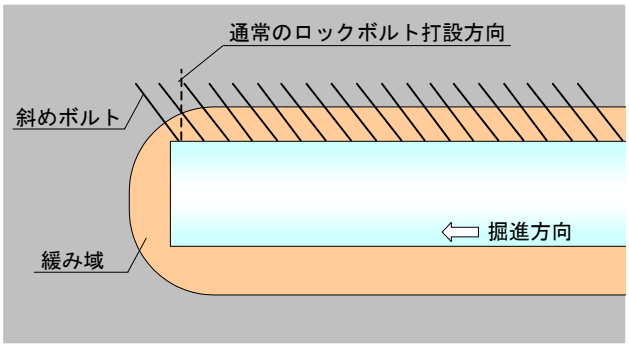


図-3 斜めボルトの作用概念
Inclined Rockbolting

3. 数値解析による切羽安定対策工の検討(事前解析)

3.1 数値解析の概要

数値解析には有限差分法の解析コード FLAC3D[1)]を使用した。解析モデルを図-4 に示す。トンネル軸方向 140(m)区間のメッシュ分割については、0～40(m)および 100～140(m)区間を 2(m)ピッチとし、境界の影響を低減

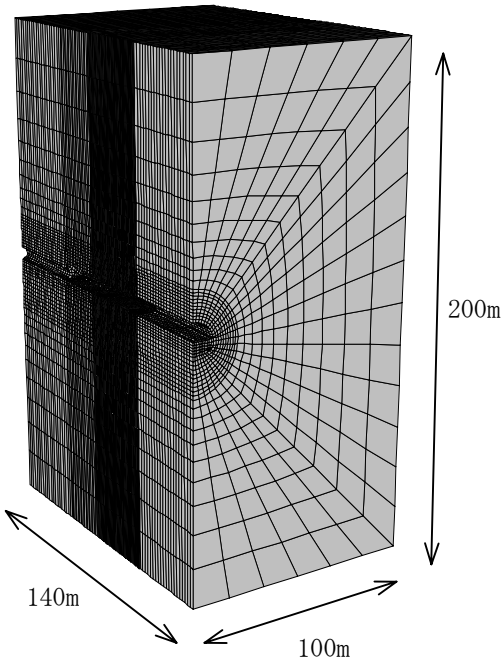


図-4 解析モデル
Analysis Model

させた。40～76(m)は斜めボルトとマイクロベンチの効果を詳細に検討するため、掘進長 1.2(m)の 3 分の 1 である 0.4(m)のピッチに、76～100(m)までは 1.2(m)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 90(m)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 Brady[2)]らのモデルを採用した(図-5 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ー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。

3.2　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マイクロ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。

3.3　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 導坑を 1.2～2(m)の掘進長(以後、掘削の最小単位を「1 間(ま)」と称する)で貫通させた。次のステップとして、0～40(m)までは 1 間を 2(m)、40～100(m)までは 1.2(m)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、マイクロベンチを 2 間掘削するパターンを繰り返した。

表-1　事前解析に用いた物性値
Parameters for Analyses

	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	ﾔﾝｸﾞ率	MPa	500	DI 不良部を想定
	ﾎﾟｱｿﾝ比		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	
	ﾀﾞｲﾚｰｼｮﾝ角[1)]	°	20	
吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ TBM 導坑内はアーチ部のみ t=30mm のため考慮せず	ﾔﾝｸﾞ率	GPa	8	剛性低下 1/8, t=200mm, σ$_{28}$=36N/mm^2
	ﾎﾟｱｿﾝ比		0.3	
鋼製支保工	ﾔﾝｸﾞ率	GPa	210	剛性低下 1/8 導坑 H-100（SS400） 上半 H-150（SS540）
	ﾎﾟｱｿﾝ比		0.3	
ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ	ﾔﾝｸﾞ率	GPa	210	SP24，耐力 290 kN 以上
	ﾎﾟｱｿﾝ比		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
Cases of Analysis

施工方法	上半全断面			マイクロベンチ	
ケース	1-1	1-2	1-3	2-2	2-3
ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄの施工条件	通常	斜め 60°	無し	斜め 60°	無し

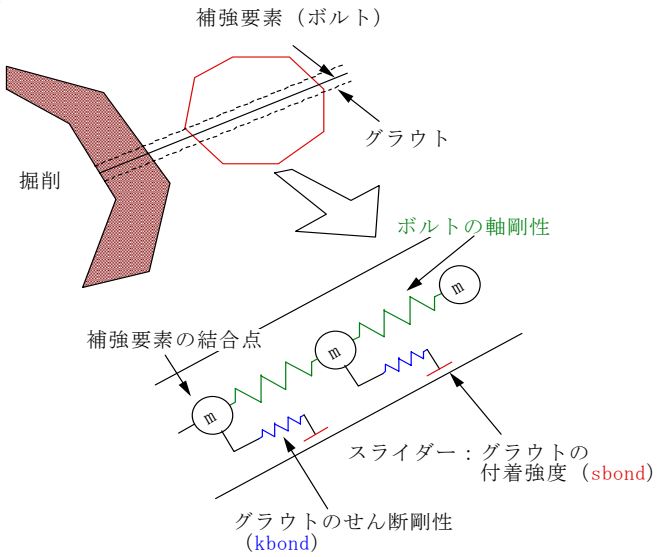


図-5　ロックボルトモデル
Rockbolt Model

3.4　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れるため、以降は上半終了までの結果について述べる。

3.4.1　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)の結果を比較した。図-6 には切羽からの距離が 20(m)地点における斜めボルトと直ボルトの軸力分布と発生状況を示した。図中、ボルト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 290(kN)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 0.5(m)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。

直ボルトと比較して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では斜めボルトの方が約 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、ボルトを斜めにした効果が現れにくかったためと考えられる。

3.4.2　マイクロベンチの効果

マイクロベンチの効果について[5)]、どちらも同じ斜めボルトを打設している上半全断面掘削のケース 1-2 とマイクロ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 導坑近傍での比較では、マイクロベンチの採用による切羽近傍変位の顕著な抑制効果が確認できた。

なお、地山条件は異なるが、マイクロベンチの効果については 4.3 節で再度言及する。

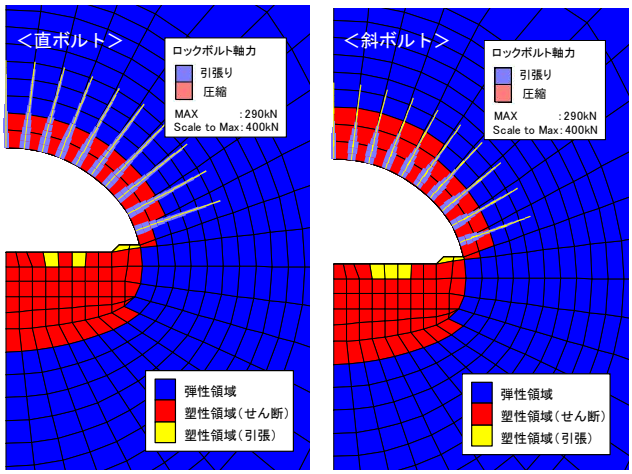
4.　試験施工と数値解析による評価

4.1　試験施工の概要

マイクロベンチと斜めボルト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

表-3　解析ステップ
Steps of Analysis

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(@2.0m)	0～40
62～261	上半掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ・ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ打設(@1.2m)	40～100
262～321	下半掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ(@2.0m)	0～40(下半)
322～381	上半掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ・ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ打設(@1.2m)	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 2(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ (2)上半 2(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ	0～4(上半)
7～88	(1)上半 2(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ (2)上半 2(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ (3)マイクロベンチ 4(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ	4～40(上半) 0～36(ﾏｲｸﾛﾍﾞﾝﾁ)
89～99	(1)上半 1.2(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ・(斜め)ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ打設 (2)上半 1.2(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ・(斜め)ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ打設 (3)マイクロベンチ 4(m)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(ﾏｲｸﾛﾍﾞﾝﾁ)
100～387	(1)上半 1.2(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ・(斜め)ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ打設 (2)上半 1.2(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ・(斜め)ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ打設 (3)マイクロベンチ 2.4(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ・ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ打設(支保 2 間分同時施工)	42.4～100(上半) 40～97.6(ﾏｲｸﾛﾍﾞﾝﾁ)
389～475	下半 2(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ	0～40(下半)
476～574	下半 1.2(m)掘削・支保工建込・吹付ｺﾝｸﾘｰﾄ・(斜め)ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ打設	40～100(下半)



(a)　ケース 1-1　　(b)　ケース 1-2

図-6　ボルトの軸力分布と塑性領域
Distributions of Axial Force and Plasticity Region

これらの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行う天端沈下や内空変位計測の他に表-4 に示す計測(B 計測)を行った。図-7 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。

4.2　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することとした。

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が得られたが、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 2(m)という切羽に近い位置においても、変位は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、図-5 で示した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、マイクロ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。

4.3　解析結果

4.3.1　坑内変位および押し出し変位量

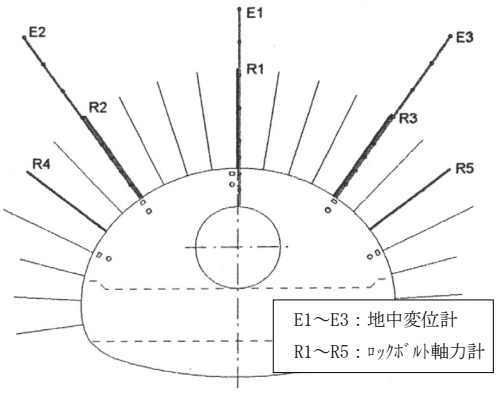
上半切羽の TBM 導坑位置における変位量の解析結果を図-8 に、天端沈下と内空変位の解析結果を図-9 に、それぞれ経距変化図として示す。各図の(a)は対策工無し

表-4　試験施工で実施した B 計測の項目
Items of Measurement B for Test Excavation

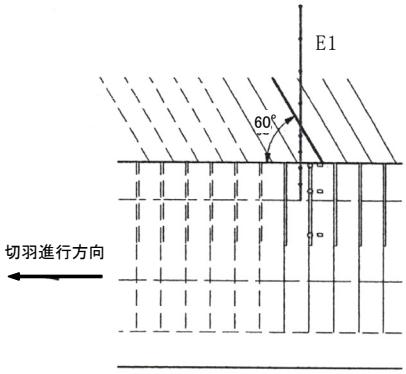
計測項目	仕様
地中変位測定 (導坑内先行設置)	L＝12(m), 8 点式(深度 1,2,3,4,6,8,10,12(m))
地中変位測定	L＝12(m), 8 点式(深度 1,2,3,4,6,8,10,12(m))
ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ軸力測定	L＝6(m), 打設角度 60° (斜めﾎﾞﾙﾄ区間), 対比区間では打設角度 90°

表-5　再解析での地山条件と地山物性値
Parameters for Analyses

	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/m³	2,400	
	側圧係数		1.0	
地山物性	ﾔﾝｸﾞ率	MPa	1,000	B 計測結果(主として地中変位)
	ﾎﾟｱｿﾝ比		0.30	
	粘着力	MPa	0.10	事前解析と同じ
	内部摩擦角	°	40	
	ﾀﾞｲﾚｰｼｮﾝ角	°	20	

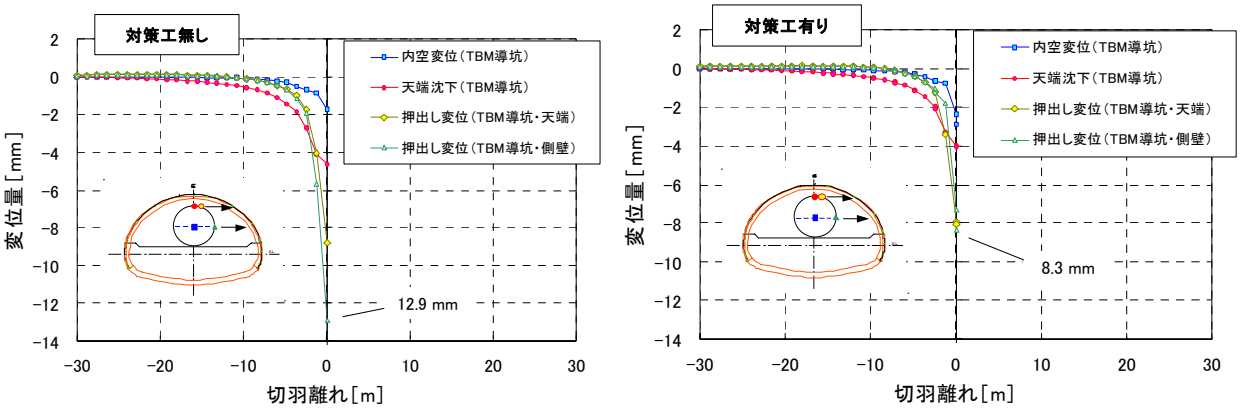


(a)　横断図



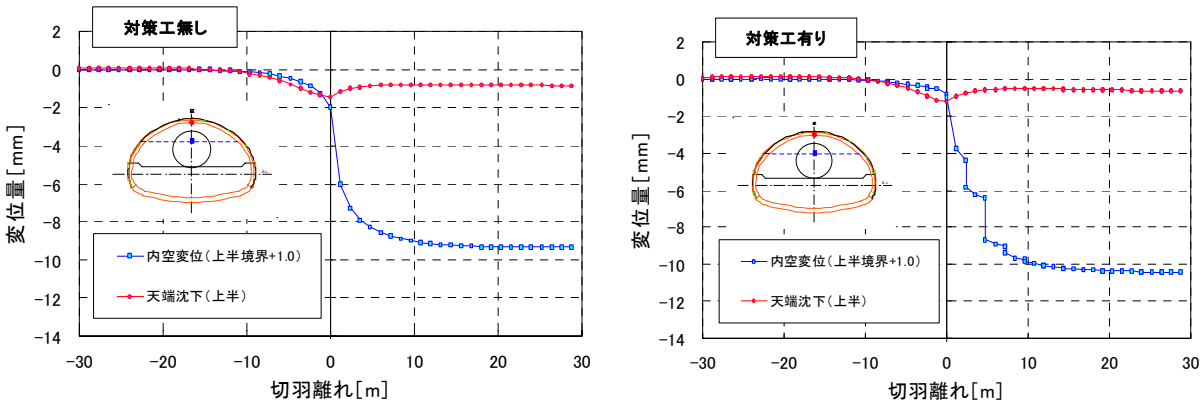
(b)　縦断図

図-7　計測器配置図
Layout of Measurements



(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-8　上半 TBM 導坑位置における変位量の経距変化図(解析結果)
Result of Analysis - Displacement with Tunnel Distance at TBM pilot Tunnel



(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-9　上半位置における変位量の経距変化図(解析結果)
Result of Analysis - Displacement with Tunnel Distance at Crown and Spring-line

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は、それぞれ沈下、縮小を負とし、図-8 に示した押出し変位は、切羽に向かって手前側、切羽の押し出す方向を負で示している。

図-8 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、切羽到達時の押出し変位が 8(mm)を超えており、同位置における天端沈下量 4(mm)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 12.9(mm)から 8.3(mm)に低減され、30(%)以上の変位抑制効果が確認できた。

図-9 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(2.4(m))毎に同じ距離程で内空変位の増加が見られ、マイクロ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、切羽通過直後はやや増加に転じる傾向を示す。切羽の後方 28.8(m)の内空変位を比較すると、対策工有りのケースでは 10(mm)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 5(m)までの切羽付近では、対策工有りのケースの内空変位量の方が対策工無しのケースよりも小さい結果となった。

表-6　解析ケース
Cases of Analyses

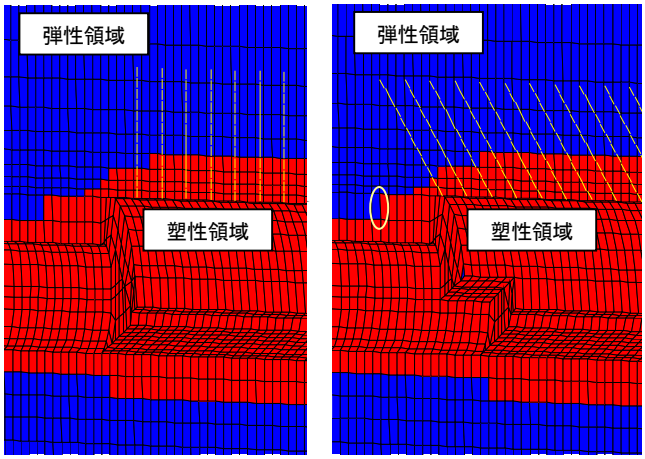
施工方法 / 解析ｹｰｽ	施工方法	ﾛｯｸﾎﾞﾙﾄ
対策工無	上半全断面	直ボルト
対策工有	ﾏｲｸﾛﾍﾞﾝﾁ	斜めボルト

以上より、検証解析からもマイクロ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 (2.4(m)) から切羽到達までに、押出し変位が急増することが分かった。

4.3.2　塑性領域分布

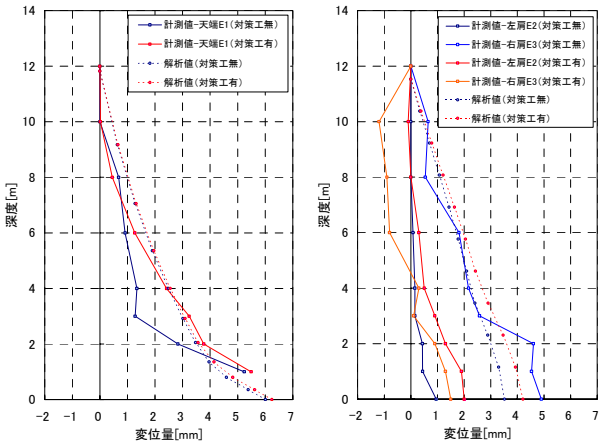
対策工無しのケースと対策工有りのケースについて、塑性領域分布をそれぞれ図-10(a)、(b)に示す。

切羽から十分離れた天端上方の塑性領域は、約 2(m)



(a)　対策工無し　　(b)　対策工有り

図-10　塑性領域分布
Distribution of Plasticity



(a)　天端　　(b)　肩部

図-11　TBM 導坑内からの地中変位計測結果と解析値
In-ground Displacement of Measurement and Analysis

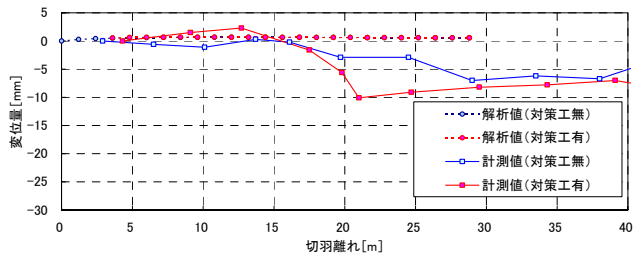
となった。対策工の有無による比較では、有りの場合は図-10(b)の図中の丸で囲った位置で塑性領域が減少しており、僅かではあるが対策工の効果が現れている。

4.4　地中変位計測結果と解析結果の比較

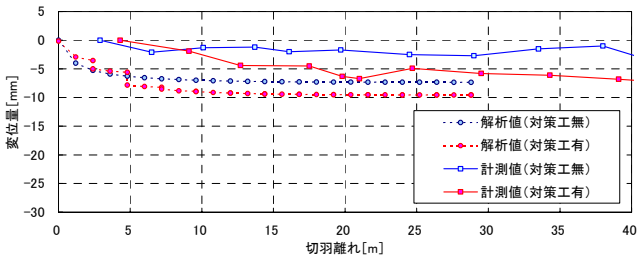
地中変位は図-7 に示したように、天端と両肩の計 3 点で計測した。天端については、上半切羽到達前に TBM 導坑内から上方へ 12(m)の変位計を設置した。この変位計は、データの記録を計測孔の奥にセットしたロガーで行うため、上半切羽が通過してもそのまま継続して計測できるようになっている。記録したデータは、ロガーから口元に伸びている通信ケーブルにより上半切羽通過後に取得した。

切羽からの距離が 24(m)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-11 に示す。図-11(a)は天端のデータで、切羽到達前 24(m)から通過後 24(m)までの変位量である。図-11(b)は肩部のデータであり、切羽通過直後に変位計を設置しているため、設置(切羽後方 1(m))から切羽通過後 24(m)までのデータである。

図-11(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 1～6(m)で対策工有り区間の計測値と比較して小さい値を示している。これは、地山がより良好で、変位が少なかったためと考えられ、天端沈下および内空変位の計測結果や切羽観察記録も同様の傾向を示している。図-11(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 3(m)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 5～10(m)で縮み側に変位している。これは、亀裂等による



(a)　天端沈下



(b)　内空変位

図-12　天端沈下と内空変位の計測結果と解析値の比較
Comparison of Analysis Results with Measured Data

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-11 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 2～3(m)付近で変位の増加傾向が大きく変化しており、塑性領域と弾性領域の境界を示唆している。これは、図-10 で示した解析結果の塑性領域の分布状況とも一致する。

4.5　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それぞれ図-12 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はなれ 15(m)までは、解析値と良く一致しているといえる。内空変位については、解析値も計測値と同様

に内空側に縮む方向に変位している。ただし、初期値を取る計測開始の位置が、切羽から 3～4(m)と遅れているため、大きな変位が生じる掘削直後の変位が含まれていない。変位の増分量を考慮すると、内空変位の計測開始以降の変位増分量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

5.1 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。そこで、ロックボルトの計測結果として、切羽からの距離が 24(m)での軸力と曲げモーメントの深度分布を、解析値と合わせてそれぞれ図-13(a)、(b)に示す。

図-13(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-13(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(kN・m)(降伏点を685(N/mm^2)としたとき)と比較して小さいレベルである。

5.2 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(m)×1.2(m)程度の範囲で、奥行き 1.2(m)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と斜めボルトの塑性領域の分布状況を、それぞれ図-14(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-14(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。

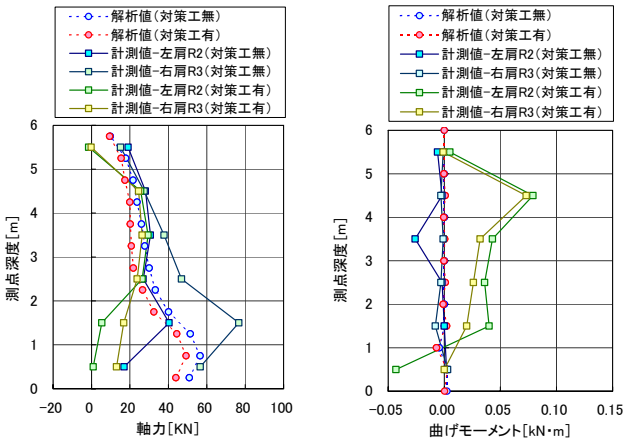
6. まとめ

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。

・斜めボルトと直ボルトのトンネル支保構造としての優劣は、本地山条件においてはほとんど無い。

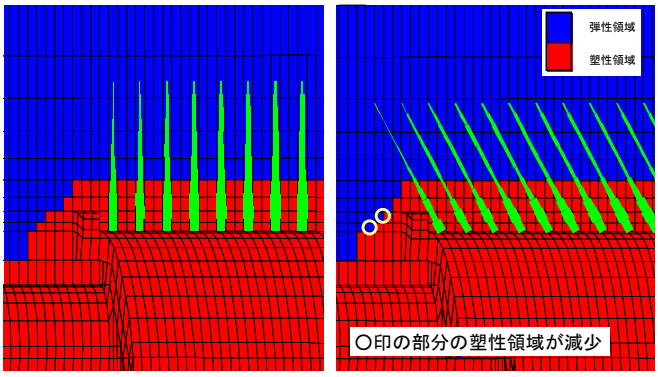
・解析結果からは、マイクロベンチを採用した場合、全変位量については上半全断面掘削と比較して若干値が大きくなるものの、切羽近傍の安定性については切羽の押出し変位や天端沈下量の抑制効果がある。計測結果も同様の傾向である。

・斜めボルトの計測結果では部分的な曲げモーメントの発生があり、地山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。



(a) 軸力分布　　(b) 曲げモーメント分布

図-13 ロックボルトの軸力・曲げモーメント分布
Distribution of Axial Force and Bending Moment



(a) 直ボルト　　(b) 斜めボルト

図-14 先受け補強効果の比較
Plasticity Region

参考文献

1) Itasca Consulting Group : Fast Lagurangian 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.