

未固結地山における 切羽安定対策工の効果に関する一考察

Study on the effects of ground stabilization methods for unstable ground excavation

宮野前俊一¹・森田篤²・松井幹雄³・酒井照夫⁴・梨本裕³

Shunichi MIYANOMAE, Atsushi MORITA, Mikio MATSUI, Teruo SAKAI and Yutaka NASHIMOTO

¹正会員 前田建設工業(株) 土木本部 土木技術部 (〒179-8903 東京都練馬区高松 5-8J.CITY)

E-mail : miyanomae.s@jcity.maeda.co.jp

²正会員 工修 前田建設工業(株) 土木本部 土木技術部 (〒179-8903 東京都練馬区高松 5-8J.CITY)

³正会員 工博 前田建設工業(株) 土木本部 土木技術部 (〒179-8903 東京都練馬区高松 5-8J.CITY)

⁴正会員 前田建設工業(株) 台湾高雄地下鉄工務所

Long forepiling and long face bolting have been generally used in NATM tunnel as ground stabilization methods. Recently the evaluations of effects of these methods have been discussed accompanying the developments in numerical simulations.

This report shows the comparison of in situ measurements and numerical simulations for the evaluation of effects of these methods for unstable ground excavation, and the issues of modeling of long face bolting have been discussed.

Key Words : numerical simulation, in situ measurement, ground stabilization method, FDM, NATM

1. はじめに

小土被りの未固結層における山岳トンネル施工では、長尺先受け工や鏡ボルト工に代表される、切羽補強工が併用されているのが一般的である。このようなトンネルにおいては、掘削に伴う緩みにより、断面を大幅に縮小させるような変形が生じ、支保が降伏するほどの土圧を伴う場合もある¹⁾。そのような場合、切羽補強工に加え、なるべく早期に断面を閉合する目的で、仮インバートを設置する、下半・インバートを同時施工する、あるいは加背を小さくするなどの対策が採られている。また、力学的に有利な形状とする目的で、断面を円形に近づける場合もある。本研究では以降、これらの対策を総称し、便宜的に切羽安定対策工と呼ぶことにする。

切羽安定対策工には、切羽の不安定化抑制や地表面沈下の抑制が期待され、経験的にそれらの抑制効果が認められているものの、それらの効果を定量的に評価し、積極的に設計や施工計画に反映することは少なかったように思われる。また、近年では数値解析技術の発展に伴い、これら対策工による効果の定量的な評価が次第になされつつある²⁾ものの、実際に計測された挙動との比較を通じた評価例は少ないと思われる。

そこで本研究では、阿部倉トンネル³⁾をとり上げ、計測結果と解析結果との比較を通じ、小土被りの未固

結地山における切羽安定対策工の効果を解析的に評価することを試みる。また、切羽安定対策工のモデル化方法が結果に与える影響についても検討を加える。

2. 阿部倉トンネル

(1) 概要

本トンネルは新第3紀泥岩層⁴⁾で施工された、3本導坑方式⁵⁾のめがねトンネルである。トンネル断面は図-1に示すとおりであり、導坑を含めたトンネル全幅(以降 D_a と称する)は27.4m、本設トンネル片側の掘削幅(以降 D_b と称する)は12.7mである。土被り H は最大で約20mであり、トンネル全幅 D_a で考えると、 H/D_a が1.0以下の小土被りトンネルである。

本設トンネルの施工に先立ち、3本の導坑が施工され、数度にわたる切羽の崩壊や、インバートストラット(H-150)の座屈が発生した。

平板載荷試験から推定された地山のヤング率は10~30MPa程度であった。導坑切羽から崩落した地山を利用した、一軸圧縮試験から得られたヤング率(E_{50})は20~30MPa程度、一軸圧縮強度は0.2MPa程度であった。また、導坑掘削時に計測された地表面沈下量によるFEM逆解析から得られる地山の見かけのヤング率は、10MPa程度であった。

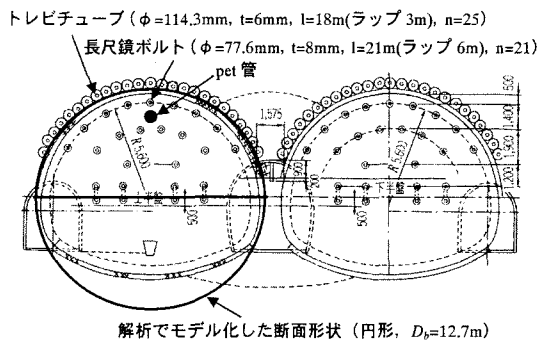


図-1 阿部倉トンネル断面図

(2) 切羽安定対策工

導坑施工時に得られた知見をもとに、本設トンネル施工時の切羽安定対策工が検討された。小土被りの未固結層での山岳トンネル施工における代表的な切羽安定対策工と、本設トンネル施工時の実施内容を表-1に示す。鋼製支保工は高規格支保工とし、1.0m おきに建て込まれている。トレビチューブ工（打設角度 7°）⁹⁾、および長尺鏡ボルト工における注入材は、シリカレジンが採用されている。長尺鏡ボルト工の仕様は、近傍の類似地山における施工事例⁷⁾などを参考に決定されているが、図-1 に示したように、打設配置が同心円状となっていることが特徴的である。なお、平板載荷試験などから、地耐力不足による脚部沈下が懸念されたが、インバートの曲率を小さくするとともに、早期に閉合を行うことで対処できるものとされた。

表-1 切羽安定対策工

切羽安定対策工	本設トンネル施工時の 実施内容
① 支保工補強	・高規格支保工 (HT590/H-200) ・吹付け (t=250mm)
② 天端補強	・トレビチューブ工 (φ=114.3mm, t=6mm, l=18m(ラップ長 3m), n=25)
③ 鏡面補強	・長尺鏡ボルト工 (GFRP) (φ=77.6mm, t=8mm, l=21m(ラップ長 6m), n=21) ・鏡面吹付け (t=50mm)
④ 仮インバート、 下半・インバート 同時施工	・インバート支保工 (①に同様) ・ミニベンチ工法 (上・下半離れ約 6m(0.5D ₀))
⑤ 断面形状の変更	・インバート曲率 R=10m (当初 R=15m)

3. 比較条件

(1) 計測の概要

a) 地山変位計測

計測結果と解析結果の比較は、土被り 20m の地点とした。この地点では、本設トンネル直上に、地中沈下計が設置され、地山変位が計測された。計測点は、地表からそれぞれ 6m, 10m, 14m, 18m の深度に位置する。深度 18m の計測点は、天端から 2m 上方に位置するが、この点における計測結果を便宜的に天端沈下と見なして、同位置で得られる解析結果との比較を行った。

b) 前方地山ひずみ計測

地山変位が計測された地点と、地質、土被りがほぼ同様の地点で計測が行われた。鏡ボルトとして採用された GFRP 管は 21m と長く、管内にセンサーやデータロガーを設置するのが困難な状況であった。このため、鏡ボルトとは別に、2m おきにひずみゲージを設置した pet 管 (l=19m, φ=32mm, t=8mm) を図-1 に示す位置に挿入し、計測が行われた⁸⁾。pet 管と鏡ボルトに発生するひずみには大きな差がないと仮定して、解析で得られる鏡ボルト(最頂部)のひずみとの比較を行った。

(2) 解析モデル

簡略化を重んじ、①～③の仮定の下、解析モデルを作成した(図-2(a))。前述のとおり、阿部倉トンネルは 3 本導坑方式のめがねトンネルであり、導坑施工後に 2 本の本設トンネルが施工されているが、本研究では本設トンネルの片側(先進側)のみを対象とした。

- ① 本設トンネルの断面形状は、図-1 に示すようにほぼ円形と見なせる
- ② 先進側上半切羽と後進側上半切羽の離れは約 4.5D₀ であり、後進側トンネルの掘削影響は先進側トンネルに及んでいない状態である
- ③ 本設トンネルの掘削影響が支配的であり、それに比較し導坑の掘削影響は十分小さい

一掘進長は 1.0m とし、掘削ごとに、手前 1.0m 部分に支保が施工されるものとした。上半切羽と下半切羽の離れは、6.0m (表-1) とした。モデルの下面および側面は、それぞれの面に垂直方向の変位を拘束した。また、トレビチューブ工、および長尺鏡ボルト工は図-2(b)に模式的に示すように、それぞれ 4 シフト分をモデル化した。打設配置は図-1 のとおりとした。

ここでは切羽安定対策工の効果のうち、表-1②(天端補強)および③(鏡面補強)による効果について考察する目的で、解析ケースを表-2 のとおりとした。

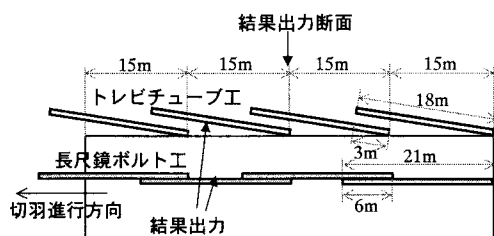
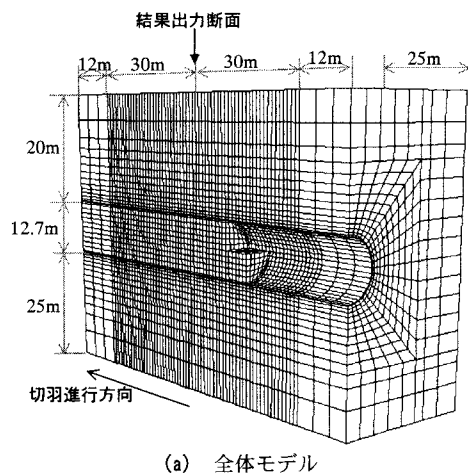


図-2 解析モデル

表-2 解析ケース

ケース名	トレビチューブ工*	長尺鏡ボルト工**
case1	○	○
case2	—	○
case3	○	—
case4	—	—

*: ビーム要素, **: トラス要素, ○: 考慮する

(3) 物性

a) 地山

地山の物性を表-3 のように想定し、Mohr-Coulomb の規準に従う完全弾塑性体とした。ヤング率および一軸圧縮強度は、先に述べた導坑施工時の各種試験で得られた値を参考とした。粘着力は内部摩擦角および一軸圧縮強度より想定した。引張強度は、一軸圧縮強度の 10% とした。これら以外の物性は、施工前に想定された値⁹⁾に同様とした。初期地圧は、単位重量に深度を乗じた値とし、モデル内で深度依存させた。これらの値から想定される地山強度比は 0.5 を下回っており、また地山の剛性も極めて小さいことから、解の安定性が懸念された。そこで、本研究においては、このような条件においても安定的なシミュレートが可能であり、後述する切羽安定対策工（線材）のモデル化が比較的容易に行える、有限差分法コード⁹⁾を用いることとした。

表-3 地山物性

ヤング率 (MPa)	10
ポアソン比 (—)	0.4
内部摩擦角 (°)	10
粘着力 (MPa)	0.08
単位重量 (kN/m ³)	22
一軸圧縮強度 (MPa)	0.2
引張強度 (MPa)	0.02

表-4 支保工および切羽安定対策工の物性

	支保工 吹付けコンクリート	鋼製支保工	切羽安定対策工 トレビチューブ工	切羽安定対策工 長尺鏡ボルト工
ヤング率 (GPa)	3.4	210	210	20
単位重量 (kN/m ³)	23	78	78	18
断面積 (m ²)	0.25	6.35×10^{-3}	2.04×10^{-3}	1.71×10^{-3}
2次モーメント (m ⁴)	—	—	2.98×10^{-6}	—

b) 支保工および切羽安定対策工

表-1 をもとに、支保工および切羽安定対策工の物性を表-4 のように設定した。支保工は吹付けコンクリートと鋼製支保工を合成部材としてモデル化した。トレビチューブ工は、主にその曲げ剛性がトンネルの安定性に寄与する⁹⁾ものと考えビーム要素として、長尺鏡ボルト工は、主にその軸剛性が寄与する¹⁰⁾ものと考えトラス要素としてモデル化した。これらのモデル化においては、注入材による改良効果は考慮しなかった。

4. 計測結果と解析結果の比較

(1) 比較結果

地表面沈下、天端沈下、天端部の吹付けコンクリート応力、および鏡ボルトのひずみに着目し比較した結果を、図-3 から図-6 にそれぞれ示す。地表面沈下、天端沈下、および吹付けコンクリート応力については、計測結果を、結果出力断面（図-2）で得られる解析結果と比較した。鏡ボルトについては、計測結果を、3 シフト目の鏡ボルト（図-2）で得られる解析結果と比較した。図-3 から図-5 の横軸は、着目断面からの上半切羽の離れを D_b (12.7m) で除した値として示した。また、地表面沈下、および天端沈下の計測結果は、導坑掘削時からの相対量を示した。

比較結果より、トレビチューブ工、および長尺鏡ボルト工をともにモデル化した case1 は、それぞれの計測結果とおおむね整合していることが分かる。

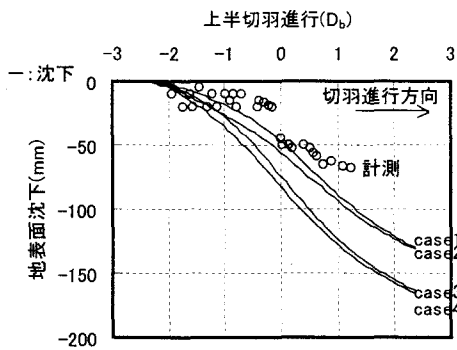


図-3 地表面沈下の比較

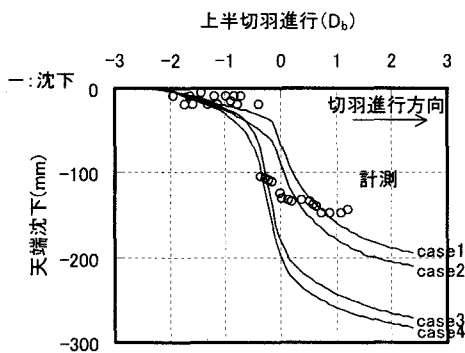


図-4 天端沈下の比較

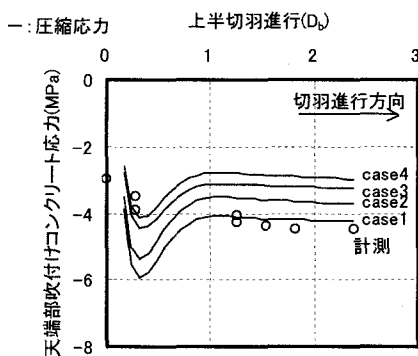
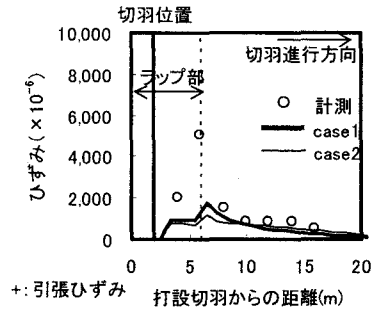
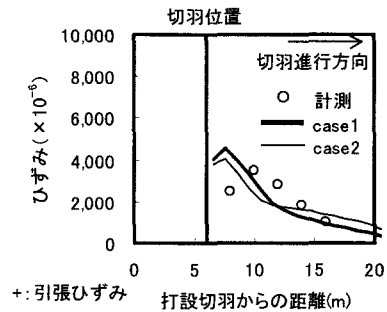


図-5 天端部吹付けコンクリート応力の比較

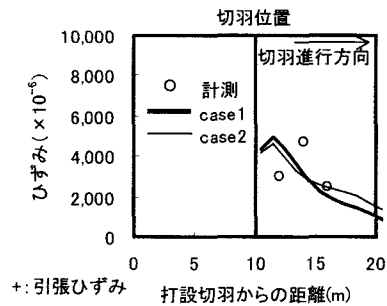
次に、長尺鏡ボルト工をモデル化したケース (case1, case2) とモデル化していないケース (case3, case4) の解析結果を比較すると、図-6 に示す鏡ボルトのひずみの比較結果がおおむね整合していることから考えて、長尺鏡ボルト工が阿部倉トンネルにおいて極めて有効に機能し、地表面沈下 (図-3) や先行変位 (図-4) を抑制したことが推察できる。



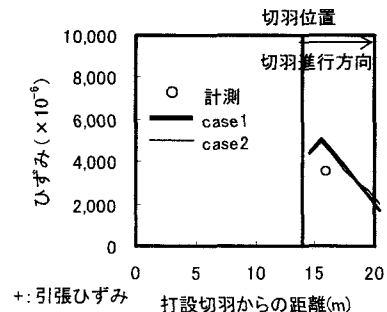
(a) 2m 掘削時



(b) 6m 掘削時



(c) 10m 掘削時



(d) 14m 掘削時

図-6 鏡ボルトひずみの比較

トレビチューブ工については、曲げ部材として有効に機能していることが図-7 からうかがえるものの、トレビチューブ工をモデル化したケース (case1, case3) とモデル化していないケース (case2, case4) の解析結果を比較すると、地表面沈下 (図-3) や先行変位 (図-4) の抑制効果が、長尺鏡ボルト工による効果に比較し、小さいことが分かる。ここで図-7 は解析から得られる3シフト目 (図-2) のトレビチューブ (最頂部) の沈下であり、打設時からの相対量を示した。また、図-7 から長尺鏡ボルト工が先行変位を抑制していることが分かる。

以上のことから、前章で述べたようにいくつかの仮定を用いているものの、阿部倉トンネルで施工時に実施された切羽安定対策工 (表-1) をモデル化した case1 の解析結果は、計測結果とおおむね整合していることが分かる。また、切羽安定対策工のうち、特に長尺鏡ボルト工 (鏡面補強) が、沈下抑制に有効に機能していることが推察される。そこで次節では、長尺鏡ボルト工に着目し、その挙動についてより詳細な検討を行うこととする。

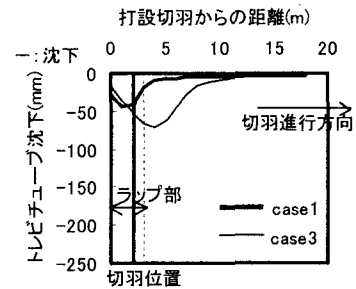
(2) 長尺鏡ボルト工のモデル化に関する検討

長尺鏡ボルト工は、定着材を介して施工されるのが一般的である。阿部倉トンネルにおいても、シリカレジンの注入により鏡ボルトの定着が行われた。

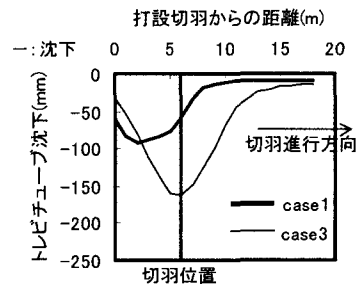
解析において、定着材を介したボルトと地山の付着作用をモデル化する手法として、スライダー (付着強度) とせん断ばね (付着剛性) を用いる手法 (ケーブル要素⁹⁾) があり、実挙動をよく表現できるとの報告がある¹¹⁾。これらの物性の設定にあたっては、現位置においてボルトの引抜き試験を実施し、計測された挙動に見合う物性を設定する方法などがあるが、設計段階においては物性の推定が困難なことが多い。一方、先に述べた解析と同様に、地山とボルトが一体となって挙動すると仮定したモデルを用いても、実挙動とおおむね整合がとれているとの報告もある¹²⁾。

そこで、付着作用の考慮が解析結果に与える影響について検討する目的で、case1 の長尺鏡ボルト工 (トラス要素) をケーブル要素に変更した case5 を実施した。ここでは、鏡ボルトと地山の付着強度、付着剛性を、地山の粘着力、せん断剛性から式(1)、式(2)を用いて表-5 のように設定⁹⁾した。すなわち注入による改良効果はないものと仮定した。これら以外の物性については表-4 に同様とした。

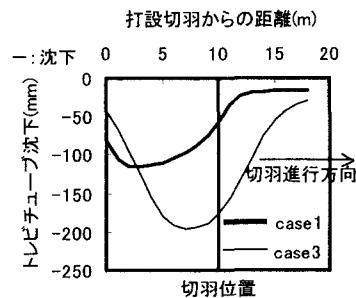
$$c_g = \pi(D + 2t) \cdot C \quad (1)$$



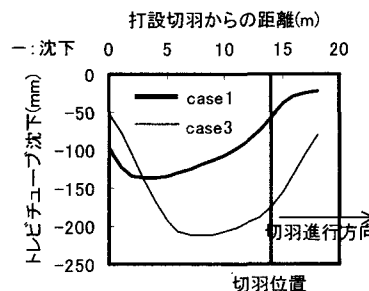
(a) 2m 掘削時



(b) 6m 掘削時



(c) 10m 掘削時

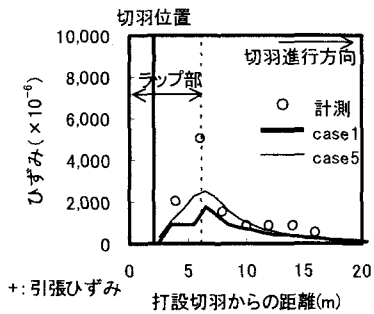


(d) 14m 掘削時

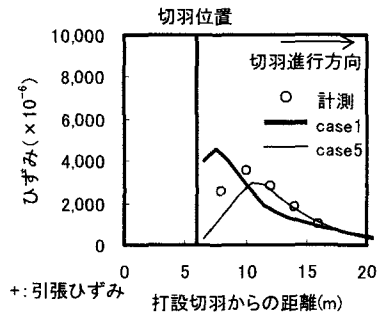
図-7 トレビチューブ沈下

表-5 鏡ボルトと地山の付着条件 (case5)

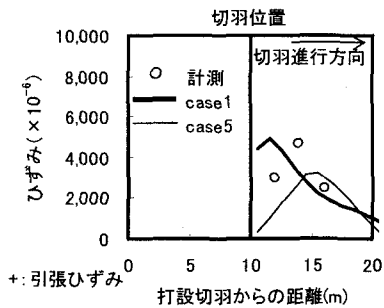
付着強度 (N/m)	2.4×10^4
付着剛性 (N/m ²)	9.6×10^6



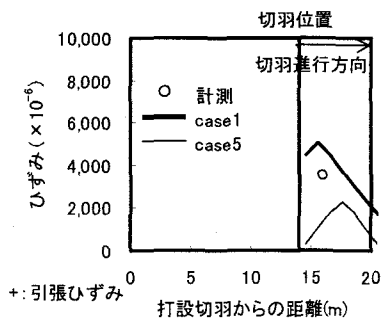
(a) 2m 掘削時



(b) 6m 掘削時

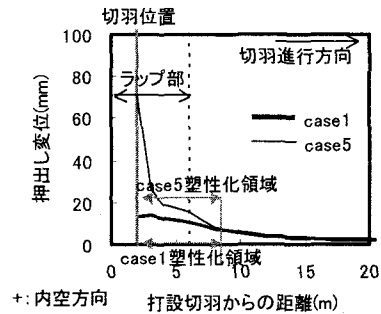


(c) 10m 掘削時

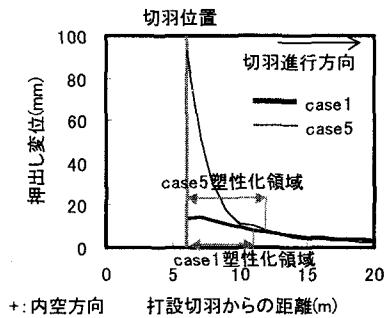


(d) 14m 掘削時

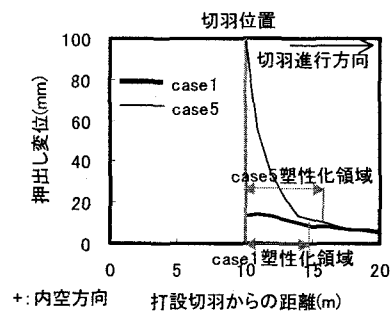
図-8 鏡ボルトのひずみの比較



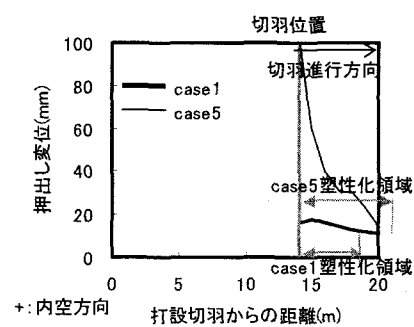
(a) 2m 掘削時



(b) 6m 掘削時



(c) 10m 掘削時



(d) 14m 掘削時

図-9 地山押出し変位の比較

$$k_g = \frac{2\pi G}{10 \ln(1 + 2t/D)} \quad (2)$$

ここに

- c_g : 鏡ボルトと地山の付着強度
- D : GFRP 管直径
- t : 付着厚 (10mm とした)
- C : 地山の粘着力
- k_g : 鏡ボルトと地山の付着剛性
- G : 地山のせん断剛性

鏡ボルトのひずみの比較結果を図-8 に、地山の押し変位の比較結果を図-9 に示す (これらは前頁に示す)。ここで、鏡ボルトは前節と同様に、3 シフト目の最頂部に着目した。また、地山の押し変位は、鏡ボルトと同位置のものであり、それぞれ前の掘削ステップからの相対量を示した。

図-8 より、鏡ボルトと地山の付着作用を考慮した case5 においては、鏡面近傍に発生するひずみが小さく、鏡面から 4~5m の位置にひずみのピークが現れ、計測結果と定性的に一致した挙動を示すことが分かる。ただし図-8(c)(d)における case5 のひずみは、計測結果、および case1 よりかなり小さい。図-9 には塑性化領域の大きさをあわせて示した。塑性化領域と弾性領域の境界を境に地山の押し変位が大きくなる傾向は case1, case5 ともに見られるが、case5 の押し変位は case1 と大きく異なることが分かる。また、図-8 と図-9 の比較により、case1 においては地山の押し変位が大きいくほど鏡ボルトのひずみが大きくなるが、case5 においては鏡ボルトと地山の付着が切れることにより、押し変位が大きな箇所では鏡ボルトのひずみが小さくなることが分かる。なお、阿部倉トンネルにおいては、40~70mm 程度の押し変位が計測されている³⁾。

これらのことから、計測された挙動は case1 と case5 との中間的な挙動であることが分かる。注入により地山が改良され、付着強度、付着剛性が設定した値 (表-5) より大きかったと推察されるが、本研究と同様に、地山の剛性や強度が小さい場合には、長尺鏡ボルト工のモデル化方法が、解析における前方地山の挙動に大きな影響を与えることが分かる。

次に長尺鏡ボルト工のモデル化方法による前方地山の挙動の違いが、沈下や支保応力の解析結果に与える影響を見てみる。地表面沈下、天端沈下の比較結果を図-10 に、天端部の吹付けコンクリート応力の比較結果を図-11 に示す。これらより、長尺鏡ボルト工のモデル化方法による前方地山の挙動の違い

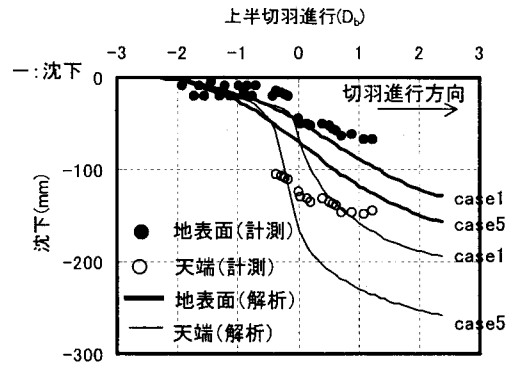


図-10 沈下の比較

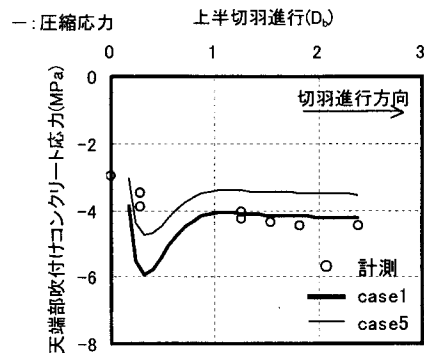


図-11 天端部の吹付けコンクリート応力の比較

が、地表面沈下や先行変位、支保応力の解析結果に大きな影響を与えることが分かる。

本研究では、注入による地山の改良効果はないものとし、case5 における鏡ボルトと地山の付着条件を地山の物性から設定している。付着条件をパラメータとした解析を行った場合、その結果は case1 (付着が切れない) と case5 (付着が弱く、かつ付着が切れる) の間にあると推察されるが、その差は大きい。その差は、土被りや地山条件により異なるものと考えられるが、長尺鏡ボルト工を考慮した解析を行い、その効果について事前検討する場合、そのモデル化方法には十分な配慮が必要であることが分かる。

5. おわりに

本研究では、阿部倉トンネルを対象とし、計測結果と解析結果を比較することにより、小土被りの未固結層における切羽安定対策工の効果について、以下の結果を示した。

- ①長尺鏡ボルト工が前方地山の安定性に極めて有効であり、その結果、地表面沈下や先行変位を抑制する。
- ②長尺先受け工の変位抑制効果は、長尺鏡ボルト工に比較し小さい。

また、長尺鏡ボルト工のモデル化方法（付着作用の考慮の有無）が解析結果に与える影響が大きく、その効果について事前検討する場合、十分な配慮が必要であることを指摘した。

今後は、切羽安定対策工のうち、インバートの早期閉合や、長尺鏡ボルト工の打設密度や打設長さがどの程度、切羽の安定性に寄与するかについて、長尺鏡ボルト工のモデル化方法を含め、検討する予定である。

参考文献

- 1)地盤工学会：NATMにおける予測と実際，1999.
- 2)西崎昌士，羽馬徹，岡部正：3次元数値解析による切羽安定対策工の効果に関する考察，トンネル工学研究論文・報告集，第11巻，pp.111-116，2001.
- 3)佐藤映，松長剛，小島正人，酒井照夫：市街地地すべり地帯のめがねトンネル（トンネル編）久里浜田浦線 阿部倉トンネル，トンネルと地下，第34巻，8号，pp.21-29，2003.
- 4)市橋清功，酒井照夫，水野敏実，安藤伸：葉山層群衣笠泥岩の物性に関する考察，土木学会第56回年次学術講演会講演概要集，pp.560-561，2001.
- 5)宮野前俊一，森田篤，梨本裕，関順一，高森貞彦：FEM解析によるめがねトンネル施工法の検討，トンネル工学研究論文・報告集，第8巻，pp.151-156，1998.
- 6)ジェオフロンテ研究会：注入式長尺先受工法（AGF工法）技術資料（三訂版），1997.
- 7)根本克彦，田井道夫，小松敏彦，梶山孝司：強破碎質泥岩の地すべり地帯を小土被りで貫く 三浦縦貫道路衣笠城址トンネル，トンネルと地下，第30巻，7号，pp.17-26，1999.
- 8)高村栄二，佐藤映，小島正人，酒井照夫：トンネル掘削に伴う切羽前方地山挙動についての一考察 —長尺鏡ボルトの効果の検証—，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，pp.503-504，2002.
- 9)Itasca Consulting Group, Inc. : Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, 2002.
- 10)ジェオフロンテ研究会：ケーブルボルトに関する調査報告書 —長尺鏡ボルトの施工実態調査結果とその分析—，1998.
- 11)大塚勇，青木智幸，小川哲司，足立康軌，田中崇生：長尺鏡ボルトによる岩盤補強効果の三次元掘削解析，トンネル工学研究論文・報告集，第13巻，pp.135-140，2003.
- 12)北里新生，飯村博之，梨本裕，梶山孝司：3次元弾塑性FEM解析による長尺鏡ボルトの支保効果に関する検討，トンネル工学研究論文・報告集，第5巻，pp.303-308，1995.