

# 切羽自立時間に着目した 切羽周辺地山の変位挙動に関する解析的検討

伊達 篤司<sup>1</sup>・林 久資<sup>2</sup>・進士 正人<sup>3</sup>

<sup>1</sup>学生会員 山口大学大学院 創成科学研究科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台二丁目16-1)

E-mail:a020veu@yamaguchi-u.ac.jp

<sup>2</sup>正会員 山口大学大学院助教 創成科学研究科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台二丁目16-1)

E-mail:hayashi@yamaguchi-u.ac.jp

<sup>3</sup>フェロー会員 山口大学大学院教授 創成科学研究科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台二丁目16-1)

E-mail:shinji@yamaguchi-u.ac.jp

トンネルを安全かつ経済的に建設するためには、切羽の自立性を確保することが最重要である。しかし、地質条件や初期土圧により、地山は時間依存性挙動を発現することは明白である。そこで、地質条件や初期土圧の厳しい条件下でのトンネル建設時の切羽安定性を予測・判定するために、筆者らは時間の経過を考慮した三次元数値解析を実施し、切羽解放後の安定性の評価を検討した。本研究では、地質条件や初期土圧の厳しい条件下で施工されたトンネル掘削による1時間毎の現場計測結果と比較することで切羽周辺地山の時間依存性変位を再現した。そして、切羽面に生じる最大せん断ひずみの経時変化と限界せん断ひずみと比較して切羽安定性の評価を行った。さらに、土被りを変化させ、切羽安定性に与える影響について考察した。

**Key Words :** mountain tunnel, time-dependent, Three dimensional analysis

## 1. はじめに

山岳工法でトンネルを施工する際、掘削から支保工の立込みが完了するまでの間に切羽の自立性が保てない場合、切羽崩壊が発生する。そのため、トンネルを安全かつ経済的に建設するためには、必要十分な切羽の自立時間の確保が最重要である。切羽の自立時間の確保に対して、補助工法を併用してトンネルの掘削をすることで切羽安定性を向上させた施工事例が多く見られるが、補助工法の適用時期や規模等は、過去の施工事例や技術者自身の判断に委ねられている。そこで筆者らは、トンネル施工時の切羽安定性の良否を地山条件から予測・判定し、適切な補助工法を選定する方法を検討している。

これまで地山の変位挙動について現場計測を行った既往研究は数多く見られる。筆者のひとりも、膨張性地山におけるトンネル掘削時の地山の変位挙動を把握するために地中変位計を埋設し、トンネル掘削に合わせて地中変位を1時間ごとに計測したり<sup>1)</sup>。この現場計測より、トンネル掘削によって生じる地山の変位挙動は、経時的に変化するものであることが明らかになった。

そこで本研究では、粘弾性解析によって地山の時間依

存性変位を再現し、時間の経過を考慮した切羽の安定性評価を行う。すなわち、現場で得られた計測結果に基づいた再現解析を行うことで、地山の時間依存性変位を数値解析で再現できることを確認し、再現解析によって得られた結果から切羽面に生じる最大せん断ひずみと経過時間の関係を確認し、限界せん断ひずみと比較することで、切羽安定性の評価を行う。さらに、土被りを変化させて、切羽安定性に与える影響について考察する。

## 2. 地山の変位挙動に関する現場計測

### (1) 地質状況

現場計測を行った地山は、比較的硬質な凝灰岩と粘土化が著しい軟質な凝灰岩が互層状に分布する複雑な地質状況となっている。硬質な凝灰岩は、29.4MPa程度の一軸圧縮強度を示す。一方、軟質な凝灰岩は、室内試験の結果より、モンモリロナイトを多量に含んでいることがわかっている。また、水浸することで膨張し、泥状化とともに崩壊することが確認されている。天端部および両肩部には、この軟質な凝灰岩が分布している。

## (2) 計測結果

地山の変位挙動を把握するために地中変位計を埋設し、トンネル掘削時の地中変位を1時間ごとに計測した。図-1に、地中変位計測結果を示す。得られた計測結果に関して、満らは、トンネル掘削による応力解放によって生じる瞬間的な変位（図中A）を弾性変位とし、弾性変位の終了から次の切羽の進行までの間に、時間の経過に伴って累積する変位（図中B）を時間依存性変位として分別した。その結果、弾性変位は切羽の進行に依存した変位であり、トンネル直径の約1.5倍の1.5Dで概ね収束しているのに対して、時間依存性変位は切羽の進行に関わらず、概ね線形に変位が発生していることを明らかにした。

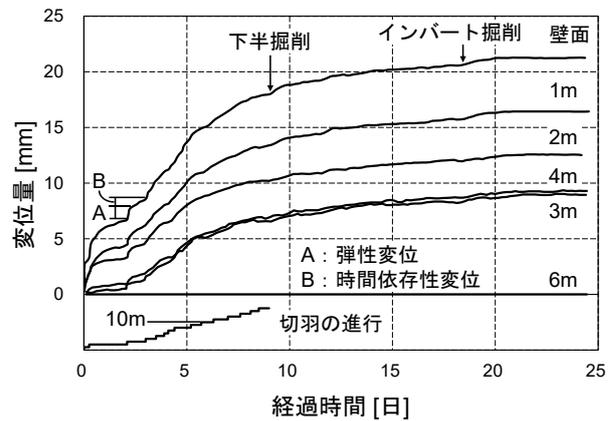


図-1 地中変位計測結果

## 3. 粘弾性モデルによる解析手法

### (1) 時間依存性変位を考慮した地山のモデル化

#### a) 力学モデルの概要

解析コードは三次元有限差分法数値解析コードFLAC3Dを用い、切羽の進行が停止している数時間～数日間を対象とし、一定応力下において時間の経過とともに変位増加率が減少する一次クリープの段階を想定した数値解析を行った。この一次クリープを表現するため、図-2に示す最も簡易な粘弾性モデルである3要素Voigtモデルを採用した。この力学モデルは、バネ要素とVoigtモデル（バネ要素とダッシュポット要素が並列に連結されたモデル）が直列に連結された力学モデルである。3要素Voigtモデルでは、外力が加わると、まずバネ要素に瞬間的に変位（弾性変位）が発生し、時間の経過とともにVoigtモデルに変位（時間依存性変位）が発生する。したがって、一次クリープの段階を再現することが可能である。一定応力下における一次元の構成方程式は式(1)のようになる。

$$\varepsilon(t) = \sigma \left[ \frac{1}{E_S} + \frac{1}{E_V} \left( 1 - e^{-\frac{E_V t}{\mu}} \right) \right] \quad (1)$$

$E_S$ : 瞬間弾性係数 [MPa]

$E_V$ : 遅延弾性係数 [MPa]

$\mu$ : 粘性係数 [MPa · h]

式(1)では、角括弧内の第1項が弾性変位、それ以降が時間依存性変位を表現する。ここで、時間が十分に経過したとき ( $t = \infty$  のとき)、式(2)のようになり、変位が収束することがわかる。

$$\varepsilon(\infty) = \sigma \left[ \frac{1}{E_S} + \frac{1}{E_V} \right] \quad (2)$$

#### b) 解析物性値の設定

本研究では、図-1に示す地中変位計測結果にフィット

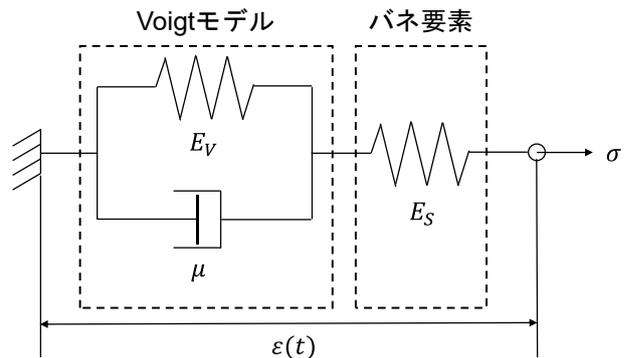


図-2 3要素 Voigt モデル

表-1 逆解析結果

名称	物性値
瞬間弾性係数 $E_S$ [MPa]	1080
ポアソン比 $\nu$	0.30
単位体積重量 $\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	17.7
土被り高さ $H$ [m]	55.0

リングするように、時間の経過を考慮した再現解析を行うこととした。実際の施工現場では、一般的に切羽の進行は数日以内に行われる。そのため、図-1より、切羽の進行を停止している期間が約2日間と最も長かった区間として、切羽の進行が2mまでを対象として再現解析を実施する。

これまで、筆者のひとり<sup>2)</sup>は同地山を対象として逆解析を行い、地山の弾性係数と初期応力の算定を行った。なお、逆解析は、時間依存性変位を含まない弾性状態における結果であり、硬質な凝灰岩と軟質な凝灰岩の瞬間弾性係数は同じ値としている。表-1に逆解析によって得られた物性値の一覧を示す。本研究で用いる3要素Voigtモデルでは、逆解析や力学試験などでは得ることが難しい2つのパラメータ  $E_V$ 、 $\mu$  が存在するため、これらのパラメータの検討を行う。ここでは力学モデルの構成方程式に着目し、次のように仮定した。

式(1)の丸括弧内より、 $E_V/\mu$  が時間依存性変位の変位

傾向に関係している。そこで、変位傾向に関するパラメータを式(3)のように時間依存性変位の遅延時間 $T_c$  [h]として仮定する。

$$T_c = \frac{\mu}{E_V} \quad (3)$$

また、式(2)から最終変位量が算出され、弾性変位に対する時間依存性変位の変位量は $E_S$ と $E_V$ の比によって決まることがわかる。そこで、変位量に関するパラメータを式(4)のように時間依存性変位の卓越度 $R_c$ として仮定する。

$$R_c = \frac{E_S}{E_V} \quad (4)$$

表-1に示す瞬間弾性係数 $E_S$ をもとに式(3)、式(4)を用いて、9ケースのVoigtモデルのパラメータ $E_V$ 、 $\mu$ を設定した。Voigtモデルのパラメータを表-2に示す。そして、次項で示す数値解析を行い、図-1に示す計測結果と比較することで、最適と判断されるパラメータを決定した。

### c) 解析領域および境界条件

図-3左側に、本研究で使用した三次元の解析領域を示す。解析領域は、断面形状の対称性から半断面モデルとした。掘削領域は、トンネル直径 $D = 11$  [m]とし、解析モデルの境界は掘削の影響が及ばないように考慮して $5D$  (55m) となるように作成した。また、側方および下方境界はローラー境界とし、上方境界は解放した。

### d) 解析手順

解析は以下の手順で行った。まず初期応力解析によって地山を静水圧状態とした。次に境界からの影響を考慮し、掘削領域を坑口から奥行き $5D$  (55m) 地点まで一括掘削解析を行い、弾性解析において安定状態とした。その後、掘削領域に対して1mずつの逐次掘削解析を行い、坑口から奥行き57m地点に達するまで繰り返すことで、切羽が2m進んでいく過程を模擬した。逐次掘削解析では、1m掘削ごとに弾性解析を行い、各区間において図-1に示す現場計測と同様の切羽の進行の経過時間を考慮した粘弾性解析を行うことで、地山の変位挙動を再現した。

## (2) 計測結果と解析結果の比較

本研究では、時間の経過に伴う切羽安定性の評価を目的としているため、切羽に最も近い壁面の変位計測結果に着目した。解析結果の着目点は、図-3右側に示す丸の枠で囲んだ天端沈下量である。図-4に、各Voigtモデルパラメータによる数値解析の結果として、天端沈下量と経過時間の関係を示す。縦軸は沈下量を表しており沈下を正とする。ここで、掘削を行ったタイミングである経過時間0日と0.25日のときに、瞬間的に発生する沈下を弾性変位 (図中a)、弾性変位の終了 (経過時間0日と0.25日) から次の切羽の進行までの間に発生する沈下を時間

表-2 Voigtモデルパラメータ

ケース	遅延時間 $T_c$ [h]	卓越度 $R_c$	遅延弾性係数 $E_V$ [MPa]	粘性係数 $\mu$ [MPa·h]
1	3	0.67	1610	4836
2		1.0	1080	3240
3		1.2	900	2700
4	6	0.67	1610	9650
5		1.0	1080	6480
6		1.2	900	5400
7	12	0.67	1610	19343
8		1.0	1080	12960
9		1.2	900	10800

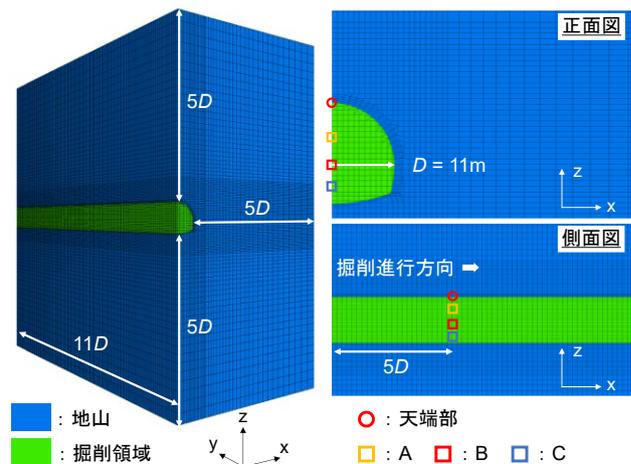


図-3 解析領域

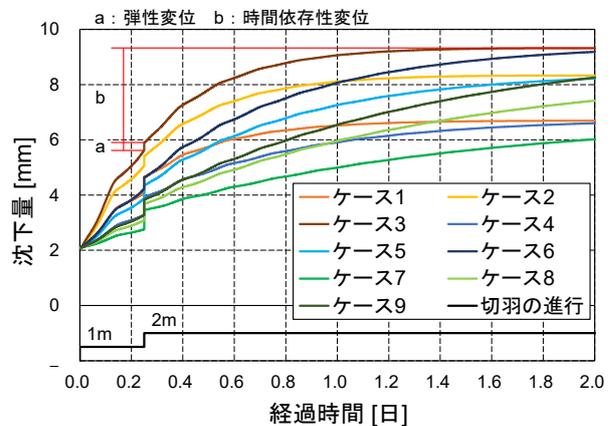


図-4 天端沈下量と経過時間の関係

依存性変位 (図中b) とする。図-4より、経過時間0日に発生している弾性変位は全てのケースで2mmとなり等しい。経過時間0.25日に発生している弾性変位は、各ケースごとに異なり、1つ前の区間で発生した時間依存性変位が大きいほど弾性変位が小さくなることが確認できる。次に、各ケースの時間依存性変位に関して比較を行う。卓越度 $R_c$ が等しく遅延時間 $T_c$ が異なるケース1、4では、経過時間2日の沈下量が等しいが、ケース4よりも遅延時間 $T_c$ が短いケース1の方が早い段階で沈下が収束してい

ることがわかる。すなわち、遅延時間 $T_C$ が長いほど時間依存性変位の変位傾向が緩やかになることが確認できた。また、遅延時間 $T_C$ が等しく卓越度 $R_C$ が異なるケース1, 2, 3では、経過時間1日のときに沈下が概ね収束しているが、卓越度 $R_C$ の大きいケース3で沈下量が最も大きくなっていることがわかる。すなわち、卓越度 $R_C$ が大きいほど時間依存性変位の変位量は大きくなるがわかる。

図-4より、計測結果と最も誤差が小さく、かつ沈下挙動が近似しているケース4のパラメータ $E_V=1610[\text{MPa}]$ ,  $\mu=9650[\text{MPa}\cdot\text{h}]$ を以降の数値解析に採用した。図-5に、計測結果とケース4の解析結果の比較した結果を示す。この図-5より、計測結果と解析結果は概ね一致していると判断できる。

#### 4. 時間依存性変位を考慮した切羽安定性の評価

##### (1) 限界せん断ひずみの概要

限界せん断ひずみは、最大せん断ひずみに対する許容値として櫻井らによって定義されたものである<sup>3,4)</sup>。櫻井は、限界せん断ひずみを直接求めるためには、ねじりせん断試験を行う必要があるが、適用できる地山材料が限定され、現場への適用に問題が生ずることを指摘した。そこで、一軸および三軸圧縮試験から得られる限界ひずみを用いて近似的に求める方法を検討した。その結果、せん断ひずみの許容値である限界せん断ひずみを容易に推定する方法として、図-6に示す限界せん断ひずみと一軸圧縮強度の関係を示し、この指標を用いることで、トンネル周辺地山の安定性を最大せん断ひずみによって評価することができることを提案した。

本研究では、図-6に示す限界せん断ひずみと一軸圧縮強度の関係を参考指標として、切羽安定性の評価を試みた。

##### (2) 切羽安定性の評価

###### a) 切羽の最大せん断ひずみと経過時間の関係

着目点は図-3右側に示す四角の枠で囲んだ3点とし、それぞれA（切羽中央部より3m上方）、B（切羽中央部）、C（切羽中央部より1.5m下方）とした。切羽の進行が2mのときの切羽面を対象として、A, B, Cの点付近の要素から最大せん断ひずみのデータを取得した。図-7に切羽面上の着目点の違いによる最大せん断ひずみと経過時間の関係を示す。この図-7より、時間の経過とともにせん断ひずみが増加し、そして、せん断ひずみの増加傾向は緩やかになっていることがわかる。3点ともひずみ傾向は同等であるが、最もせん断ひずみが大きいのはCであり、次いでAが大きく、Bの切羽中央部で最もせ

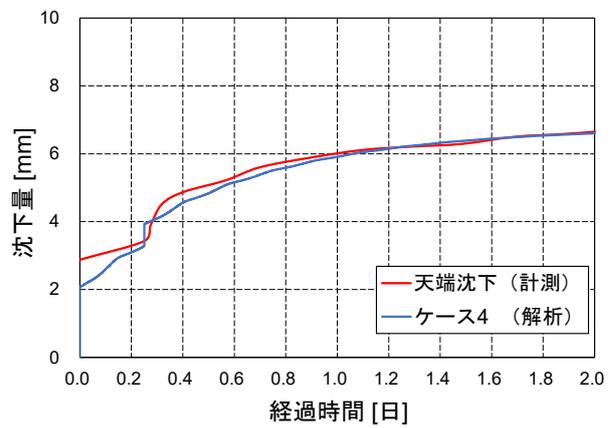


図-5 計測結果と解析結果の比較

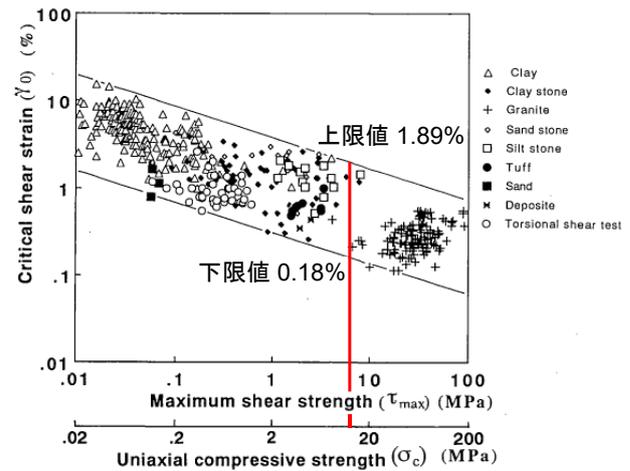


図-6 限界せん断ひずみと一軸圧縮強度の関係

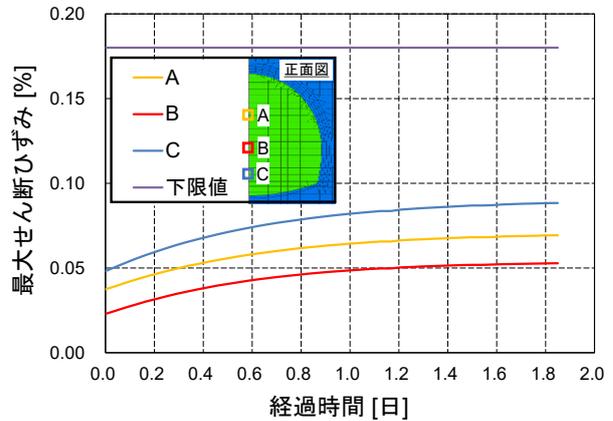


図-7 最大せん断ひずみと経過時間の関係

ん断ひずみが小さいという結果が得られた。

###### b) 最大せん断ひずみと限界せん断ひずみの比較

表-1に示す解析物性値から、一軸圧縮強度 $\sigma_c$ を瞬間弾性係数 $E_S$ の1/100であると想定して算出すると、 $\sigma_c=10.8\text{MPa}$ となる。図-6より、一軸圧縮強度 $\sigma_c=10.8\text{MPa}$ のときの限界せん断ひずみの下限値は0.18%、上限値は1.89%となる。したがって、図-7より、3点とも最大せん断ひずみが限界せん断ひずみの下限値である0.18%を大きく下回っているため、時間の経過に関わらず切羽崩壊

が生じる可能性は低いということが確認できる。

### (3) 土被りが切羽安定性に与える影響

土被りが切羽安定性に与える影響を考察するために、土被りを変更した3ケース（土被り150m、土被り300m、土被り500m）の解析を行った。ここで、解析領域は図-3に示すものと同様とし、解析領域の上面に土被り相当圧の等分布荷重を与えることで各土被りを再現した。なお、解析物性値、境界条件、解析手順も前章で述べた通りとした。解析結果は、最大せん断ひずみの割合が大きかった点Cに着目して比較を行った。図-8に各土被りにおける最大せん断ひずみと経過時間の関係を示す。図-8より、土被り150mのとき、0.5日（12時間）経過後から最大せん断ひずみが限界せん断ひずみの下限値である0.18%を上回り、切羽が不安定状態となることが想定される。また、掘削による応力解放の瞬間の最大せん断ひずみが土被り300mのとき0.24%、土被り500mのとき0.39%となり、限界せん断ひずみの下限値である0.18%を大きく上回っていることから、切羽が不安定状態になる可能性があることが確認できた。

次に、時間の経過による最大せん断ひずみの挙動に着目すると、図-8に示すように、土被りが大きくなることで、切羽面に生じるせん断ひずみの増加傾向が高くなることから、同じ地質状況の地山においても土被りが大きい場合、切羽の自立性が低下する可能性があり、最悪の場合は切羽が崩壊することも想定される。

## 5. 結論

本研究では、地山の変位挙動について現場計測を行った既往研究より、トンネル掘削によって生じる地山の変位は経時的に変化することが確認されていることから、時間の経過を考慮した数値解析を実施する必要があると考え、3要素Voigtモデルを用いて粘弾性解析を行った。そして、計測結果とのフィッティングを行い、切羽安定性の評価を試みた。得られた知見は以下の通りである。

- ① 3要素Voigtモデルの構成方程式に着目し、時間依存性変位の遅延時間 $T_c$ と卓越度 $R_c$ という考え方をを用いてパラメータの同定が可能である。
- ② 再現解析より、時間の経過に伴う天端沈下量は現場の計測結果と概ね良好な一致を示している。
- ③ 本解析によって得られた切羽面の最大せん断ひずみと櫻井らが提案した限界せん断ひずみを比較することで、切羽安定性の評価を行った。その結果、今回象とした地山条件では、最大せん断ひずみが限界せん断ひずみの下限値である0.18%を大きく下

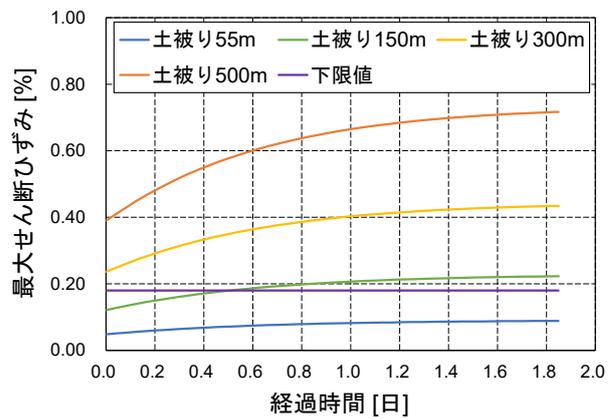


図-8 最大せん断ひずみの比較

回っているため、時間の経過に関わらず切羽崩壊が生じる可能性は低いということが確認できた。

- ④ 土被りを変えた3ケースで同様の数値解析を行い、土被りが切羽安定性に与える影響について考察した。その結果、土被りが大きくなることで、せん断ひずみの増加傾向が高くなり、切羽の自立性が低下する可能性があることがわかった。そして、最悪の場合は切羽の崩壊が発生することが想定される。

今後は、その他の現場で実施されている内空変位計測等のデータからも地山の時間依存性挙動を数値解析で再現し、切羽安定性の評価を行い、地山状況ごとの切羽自立時間の推定のための指標を提案することを考えている。このような数値解析により、切羽崩壊の事前予測や適切な補助工法の選定が可能となり、現場の安全性の確保および経済性の向上に寄与できれば幸いである。

## 参考文献

- 1) 満弘之, 三上元弘, 進士正人: 計測結果に基づく膨張性地山挙動の把握, 第22回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.41-45, 1990.
- 2) 鶴原敬久, 進士正人: 膨潤性地山におけるトンネルの緩み領域の推定法に関する研究, 第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.131-135, 1992.
- 3) 櫻井春輔: トンネル工事における変位計測結果の評価法, 土木学会論文集 No.317, pp.93-100, 1982.
- 4) 櫻井春輔, 川嶋幾夫, 大谷達彦, 松村真一郎: トンネルの安定性評価のための限界せん断ひずみ, 土木学会論文集 No.493/III-27, pp.185-188, 1994.

(2020.8.7 受付)

# THE ANALYTICAL EXAMINATION ON THE DISPLACEMENT BEHAVIOR AROUND TUNNEL FACE ON THE TIME OF TUNNEL FACE STABILITY

Atsushi DATE, Hisashi HAYASHI and Masato SHINJI

To construct a tunnel safely and economically, it is most important to ensure the stability time of the tunnel face. However it is clear that the ground has the time-dependent behavior on the geological conditions and the initial earth pressure. Therefore, the authors performed three-dimensional numerical analysis considering the passage of time and examined stability evaluation after the tunnel face release in order to predict and judge the stability of the tunnel face during tunnel construction under several geological conditions and initial earth pressure. In this study, the time-dependent displacement around the tunnel face was simulated by comparing with the hourly field measurement results by tunnel excavation performed under several conditions. Then, the stability of the tunnel face was evaluated by comparing the maximum shear strain on the tunnel face passage of time with the critical shear strain. Furthermore, the effect of changing the overburden on the tunnel face stability was considered.