

計測データに基づく切羽変位挙動予測の ためのパラメータ推定に関する研究

伊達 篤司^{1*}・林 久資¹・進士 正人¹

¹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2-16-1)

*E-mail: a020veu@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、切羽の安定性を確保することは不可欠である。切羽の変位挙動について現場計測を行った既往研究より、切羽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行う必要があると考えた。

本研究では、数値解析により切羽押し出し量と経過時間の関係を確認し、切羽停止期間中に得られた切羽の変位挙動に関する現場計測結果と比較した。ここで現場計測結果より、時間の経過とともに変位増加率が減少していることから、一次クリープの段階を表現できる粘弾性モデルを採用した。その結果、本解析手法を用いることで切羽押し出し量の経時変化を再現できることがわかった。さらに、切羽の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、切羽安定性評価を試みた。

Key Words : tunnel face stability, viscoelasticity, three-elements voigt model, 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、十分な切羽の自立時間を確保することが最重要である。これに対して、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。

過去に地山の変位挙動について現場計測を行った研究がいくつか見られる。Sato et al.の研究²⁾では、高精度の光波変位計を用いて、切羽の進行が停止している状態における短時間の切羽押し出し量を直接計測した。この研究では、得られた計測結果より、時間の経過に伴い切羽の押し出し量の変位速度は緩やかになり、変位は収束する傾向にあることを明らかにした。このことから、切羽の変位挙動は、経時的に変化するものであり、時間の経過を考慮した数値解析を行う必要があると言える。

本研究では、粘弾性解析によって切羽の時間依存性変位を再現し、時間の経過を考慮した切羽安定性評価につ

いて検討した。粘弾性解析を行うにあたり、必要となる物性パラメータは現場計測結果から推定した。すなわち、トンネル掘削現場で計測されて得られた時間依存性計測結果に基づいた再現解析を行うことで、切羽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た。そして、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の経時変化と限界せん断ひずみを比較することで切羽安定性評価を行った。

2. 切羽の変位挙動に関する現場計測

(1) 光波変位計の概要

文献²⁾では、切羽の変位挙動を把握するために、非接触レーザー測長器を使用し、切羽押し出し量を直接計測した。この計測器は、Ne-Heレーザー光の波長を基準とした干渉法を利用することで直接切羽変位を測定する。測定間隔は0.2秒、分解能は1/100 μm である。

(2) 計測配置

計測は、全体的に泥岩が分布している地質状況下での二車線道路トンネルの施工現場で行われた。泥岩の一軸圧縮強さは約3.9 MPaである。切羽面は非常に風化が進んでいるため、切羽面に厚さ約10 cmの鏡吹付けコンク

リートが施されている。図-1に計測配置を示す。図-1に示すように切羽中央部に反射板を取り付け、切羽から15m離れた位置に計測器を配置した。そして、計測器から反射板に向かってNe-Heレーザ光を0.2秒間隔で照射し、819秒間（約14分間）の切羽が変位量を測定した。

(3) 計測結果

計測は2日間で合計4回行い、1,2回目は掘削から0.8日経過後、3,4回目は1.6日経過後に実施した。図-2に切羽変位計測結果を示す。図-2より、切羽押し出し量は経時に伴い増加傾向を示している。また、1,2回目を $v_{0.8,m}$ [mm/day]、3,4回目を $v_{1.6,m}$ [mm/day]として変位速度を算出すると、

$$v_{0.8,m} = \frac{0.037}{819} = 4.5 \times 10^{-5} \text{ [mm/s]} \\ = 3.9 \text{ [mm/day]} \quad (1)$$

$$v_{1.6,m} = \frac{0.017}{819} = 2.1 \times 10^{-5} \text{ [mm/s]} \\ = 1.8 \text{ [mm/day]} \quad (2)$$

となり、 $v_{1.6,m}$ の方が $v_{0.8,m}$ の1/2程度の変位速度となっている。したがって、時間の経過とともに変位速度は減少していることがわかる。

(4) 時間依存性変位の総変位量の予測

文献²⁾では、現場計測で得られた変位速度を用いて、時間依存性変位の総変位量の予測を行われた。切羽変位計測結果より、変位速度が徐々に減少していることから、式(3)、(4)で表されるクリープ関数に基づく予測式を利用した。式(3)では、 t [day]における変位量、式(4)では、 t [day]における変位速度を求めることができる。

$$u = A(1 - e^{-bt}) \quad (3)$$

$$v = -bAe^{-bt} \quad (4)$$

u : 時間依存性変位量 [mm]

v : 時間依存性変位速度 [mm/day]

A : 時間依存性変位の総変位量 [mm]

b : 変位収束係数 [1/day]

t : 掘削後経過時間 [day]

A 、 b の2つのパラメータに関して、切羽変位計測結果（図-2）と式(4)を用いて推定する。前節より、 $t = 0.8$ のとき $v = 3.9$ 、 $t = 1.6$ のとき $v = 1.8$ であるから、式(4)に代入して解くと $A = -8.26$ 、 $b = 0.87$ となる。したがって、対象としたトンネルの時間依存性変位量は式(5)、時間依存性変位速度は式(6)によって求めることができる。

$$u = -8.26(1 - e^{-0.87t}) \quad (5)$$

$$v = -0.87 \times -8.26e^{-0.87t} \quad (6)$$

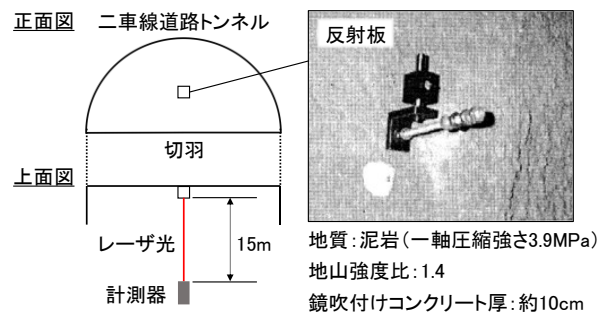


図-1 計測配置

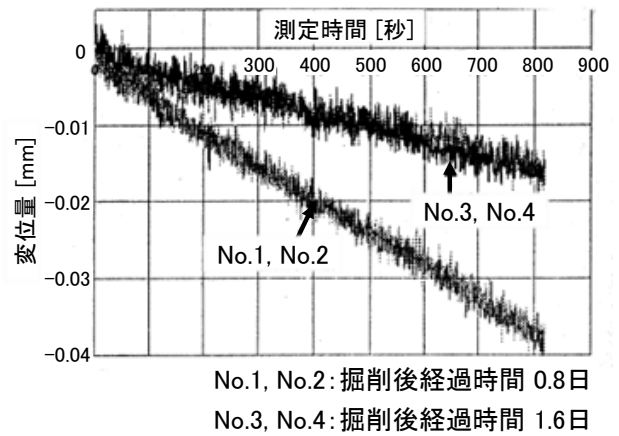


図-2 切羽変位計測結果

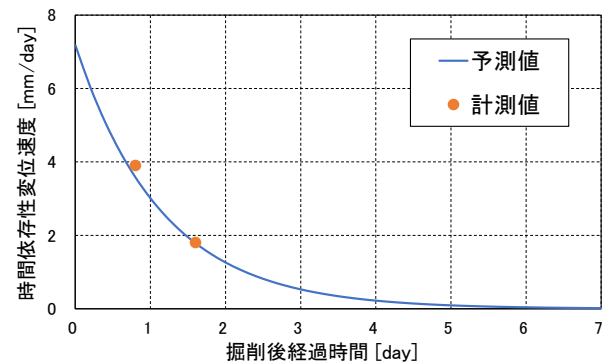


図-3 掘削後経過時間と時間依存性変位速度の関係

式(5)より、時間依存性変位の総変位量 ($t = \infty$ のとき)は8.26 mmとなる。また、式(6)より、掘削後経過時間と時間依存性変位速度の関係を図-3に示す。図-3より、掘削から5日経過後に変位速度は0に近づき、変位は収束に至ることが予想される。以降、式(5)、(6)を予測式とする。

3. 粘弾性モデルによる解析手法

(1) 粘弾性挙動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

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-4**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。そして、時間の経過とともに変位増加率が減少する。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(7)のようになる。

$$\varepsilon(t) = \sigma \left[\frac{1}{E_S} + \frac{1}{E_V} \left(1 - e^{-\frac{E_V}{\mu}t} \right) \right] \quad (7)$$

E_S : 瞬間弾性係数 [MPa]

E_V : 遅延弾性係数 [MPa]

μ : 粘性係数 [MPa · h]

式(7)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(8)のようになり、変位が収束することがわかる。

$$\varepsilon(\infty) = \sigma \left[\frac{1}{E_S} + \frac{1}{E_V} \right] \quad (8)$$

b) 解析領域および境界条件

図-5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。計測が行われたトンネルの寸法に関しては明記されていなかったため、掘削領域は二車線道路トンネルの標準断面³⁾であるトンネル直径 $D = 11$ [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 $5D$ (55 m) となるように作成した。側方および下方領域はローラー境界とし、上方境界は解放した。ここで、土被りを設定するにあたり、トンネル掘削時の押し出し性の判定指標として提案されている地山強度比 G_n を適用した。地山強度比 G_n は、式(9)のように定義されている³⁾。

$$G_n = \frac{q_u}{\gamma H} \quad (9)$$

q_u : 地山の一軸圧縮強さ [kN/m²]

γ : 地山の単位体積重量 [kN/m³]

H : 土被り [m]

対象としたトンネルにおける地山強度比は1.4、一軸圧縮強さは3.9 MPa (3.9×10^3 kN/m²)、単位体積重量は23 kN/m³であることから、この場合における土被りを算出すると、土被り120 mとなる。三次元の解析領域として作成したのは土被り55 mまでであるため、さらにモ

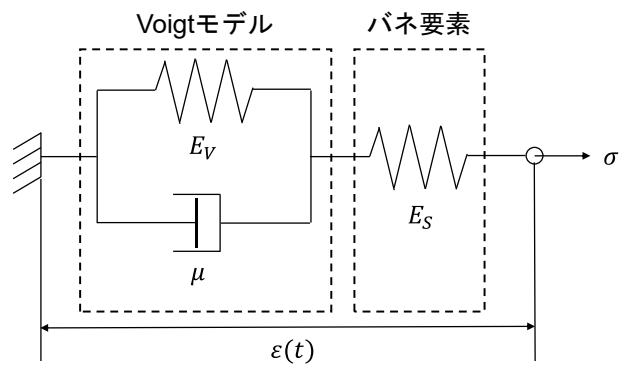


図-4 3要素Voigtモデル

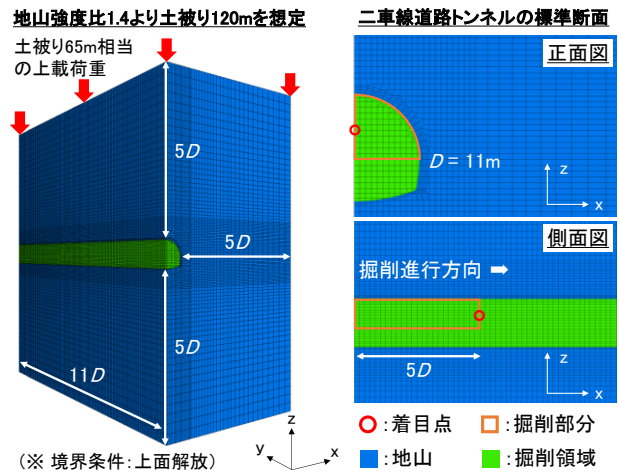


図-5 解析領域

デル上面に土被り65 m相当の上載荷重を与えることで、土被り120 mにおける地圧を再現した。

c) 解析手順および着目点

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、**図-5**右側に示す掘削部分（上半、坑口から奥行き $5D$ (55 m) 地点まで)を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、48時間の粘弾性解析を行うことで、掘削後の時間経過を考慮した解析を行った。ここで、解析物性値の設定の関係から、初期応力解析および一括掘削解析では地山は弾性体として扱った。そして、一括掘削解析で生じた弾性変位と式(5)より、時間依存性変位に関するパラメータ E_V 、 μ を設定した後、粘弾性解析を行った。詳細は次節で述べる。

着目点は、**図-5**右側の丸棒に示す切羽中央部とし、現場計測における反射板の位置と同様とした。

(2) 解析物性値の設定

本研究では、**図-2**に示す切羽変位計測結果にフィッティングするように、時間の経過を考慮した再現解析を行った。本研究で用いる3要素Voigtモデルでは、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 、 μ 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（式(7)）に着目し、予測式（式(5), (6)）と対応づけることで次のように設定した。式(5)から最終変位量を算出することができ、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(10)のように時間依存性変位の卓越度 R_c として設定した。

$$R_c = \frac{\text{時間依存性変位}}{\text{弾性変位}} = \frac{1/E_V}{1/E_S} \quad (10)$$

ここで、瞬間弾性係数 E_S は地山の軸圧縮強さ3.9 MPaの100倍であると仮定⁴⁾し、一括掘削解析までを行った結果、着目点における切羽押し出し量は32.4 mmとなった。式(5)より時間依存性変位の総変位量が8.26 mmと推定されるため、式(10)より卓越度 R_c および遅延弾性係数 E_V を求めると、

$$R_c = \frac{8.26}{32.4} = 0.25 \quad (11)$$

$$E_V = \frac{390}{0.25} = 1560 \text{ [MPa]} \quad (12)$$

となる。

式(7)に示すように、 E_V/μ は時間依存性の変位傾向に関係しているため、変位傾向に関するパラメータを式(13)のように時間依存性変位の遅延時間 T_c [h]として設定した。

$$T_c = \frac{\mu}{E_V} \quad (13)$$

ここで、予測式と構成方程式の変位傾向に関するパラメータに着目し、式(3)における変位収束係数 b [1/day]が、遅延時間 T_c [h]の逆数であると仮定すると、遅延時間 T_c [h]および粘性係数 μ [MPa・h]は、

$$T_c = \frac{1}{b} \times 24 = \frac{1}{0.87} \times 24 = 27.6 \text{ [h]} \quad (14)$$

$\mu = T_c \cdot E_V = 27.6 \times 1560 = 43056 \text{ [MPa} \cdot \text{h]}$ (15) となる。

予測式および一括掘削解析の結果をもとに式(10), (13)を用いて、3ケースの時間依存性変位に関するパラメータ E_V , μ を設定した。時間依存性変位に関するパラメータを表-1に示す。ケース1は上記の手順で設定した値であり、ケース2, 3は次節で述べるケース1の予測式と解析結果の比較をもとに新たに設定した値である。

(3) 予測式と解析結果の比較

本研究では、時間の経過を考慮した切羽安定性評価を行うことを目的としているため、まず2. (4)で示した予測式で得られる時間依存性変位の挙動を数値解析で再現することを試みた。そこで3. (2)で示した手順で各パラメータを設定し、解析を行った。図-6に予測式による結

表-1 時間依存性変位に関するパラメータ

ケース	卓越度 R_c	遅延時間 T_c [h]	遅延弾性係数 E_V [MPa]	粘性係数 μ [MPa・h]
1	0.25	27.6	1560	43056
2		13.8		21528
3		9.2		14352

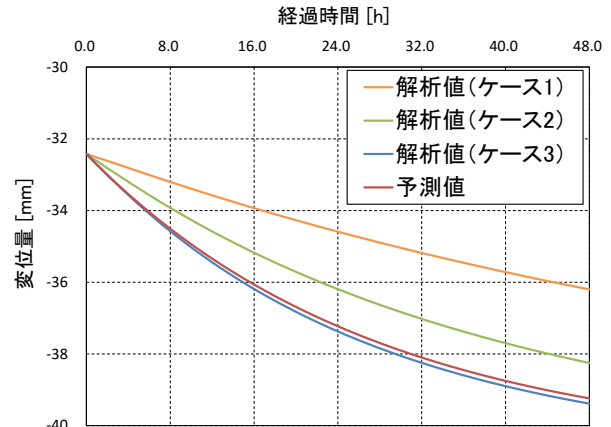


図-6 予測式と解析結果の比較

果と解析結果を示す。図-6には、弾性変位32.4 mm（経過時間0 h時の変位）を含んだ変位量が示されている。ケース1と予測値を比較した場合、ケース1では変位傾向が一定であり、予測式のような変位速度の減少は生じていない。これは、一次元の構成方程式をもとに設定した値を三次元数値解析に適用したことに起因する差異であると考えられる。ケース1の解析結果より、時間依存性変位の変位傾向に関するパラメータである粘性係数 μ を小さくする必要があると考え、ケース2ではケース1の1/2である21528 MPa・h、ケース3ではケース1の1/3である14352 MPa・hを与えて解析を行った。図-6より、ケース3の解析結果と予測式による結果が概ね一致していることがわかる。したがって、本研究ではケース3のパラメータ $E_V = 1560$ [MPa], $\mu = 14352$ [MPa・h]を採用した。

(4) 計測結果と解析結果の比較

図-7に、ケース3における切羽変位解析結果と計測結果を比較した図を示す。現場計測と同様に、掘削から

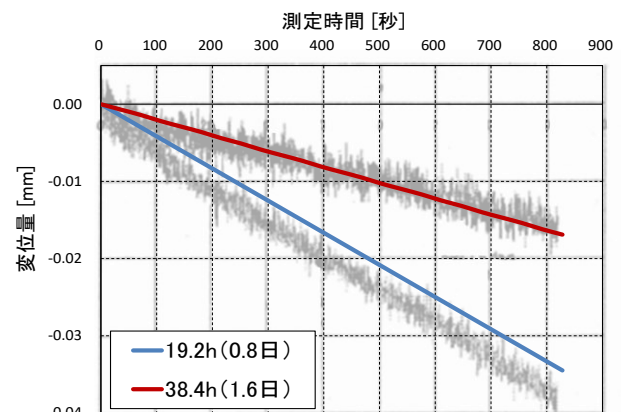


図-7 計測結果と解析結果の比較

0.8日 (19.2 h) 経過後と1.6日 (38.4 h) 経過後における変位量の経時変化について示した。この図-7より、各計測タイミングにおける変位速度を $v_{0.8,a}$ [mm/day], $v_{1.6,a}$ [mm/day] として算出すると、

$$\begin{aligned} v_{0.8,a} &= \frac{0.035}{828} = 4.2 \times 10^{-5} \text{ [mm/s]} \\ &= 3.6 \text{ [mm/day]} \end{aligned} \quad (16)$$

$$\begin{aligned} v_{1.6,a} &= \frac{0.017}{828} = 2.1 \times 10^{-5} \text{ [mm/s]} \\ &= 1.8 \text{ [mm/day]} \end{aligned} \quad (17)$$

となり、計測結果から得られた各計測タイミングにおける変位速度 $v_{0.8,m} = 3.9$ [mm/day], $v_{1.6,m} = 1.8$ [mm/day] と近似している。以上より、現場計測および予測式から粘弾性解析に必要な時間依存性変位に関するパラメータを推定することで、切羽押し出し量の経時変化を再現することが可能である。

4. 時間依存性変位を考慮した切羽安定性評価の検討

(1) 限界せん断ひずみの概要

限界せん断ひずみは、地山の安定性を表す許容値として櫻井ら⁹⁾によって定義されたものである。櫻井らは、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、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-8に示す限界せん断ひずみと一軸圧縮強さの関係を示し、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-8に示す限界せん断ひずみと一軸圧縮強さの関係を参考指標として、切羽安定性評価を試みた。

(2) 切羽安定性評価の検討

a) 限界せん断ひずみの算出

櫻井らは、限界せん断ひずみを次式から求めることができることを示した⁹⁾。

$$\gamma_c = \varepsilon_c (1 + \nu) \quad (18)$$

γ_c : 限界せん断ひずみ [%]

ε_c : 限界ひずみ [%]

ν : ポアソン比

また、櫻井・足立⁹⁾によって一軸圧縮試験による限界ひずみと弾性係数の関係が示されている。限界ひずみには、ばらつきがあるため、上限値と下限値が設けられており、これらは式(19), (20)によって求めることができる。

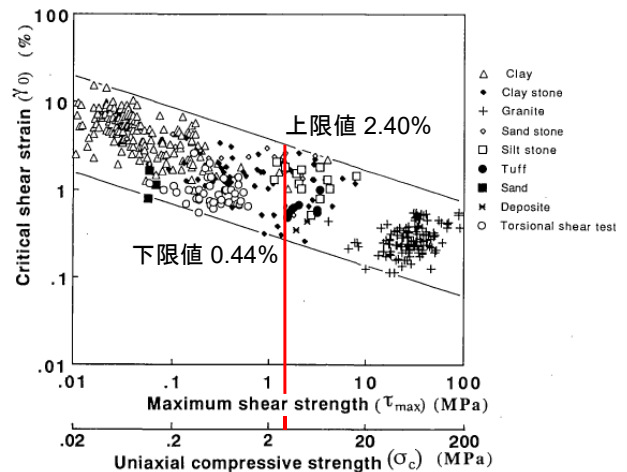


図-8 限界せん断ひずみと一軸圧縮強さの関係

$$\text{上限値: } \log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 0.85 \quad (19)$$

$$\text{下限値: } \log \varepsilon_c = -0.25 \log E - 1.59 \quad (20)$$

E : 弾性係数 [kgf/cm²]

本研究で採用した地山の解析物性値は、弾性係数 $E = 390$ [MPa] (3900 [kgf/cm²]), ポアソン比 $\nu = 0.34$ であるため式(18), (19), (20)から限界せん断ひずみの上限値および下限値を算出すると、上限値が2.40%, 下限値が0.44%となる。本研究では、最大せん断ひずみが下限値を上回ることによって切羽が徐々に不安定な状態となり、上限値に近づくにつれて、切羽の自立性が低下し、最悪の場合は切羽崩壊が発生すると仮定した。

b) 最大せん断ひずみと限界せん断ひずみの比較

図-8に、切羽面周辺における最大せん断ひずみの経時変化を示す。ここで、前項で算出した限界せん断ひずみの下限値と上限値をそれぞれコンター図の最小値と最大値として表した。この図-9より、掘削直後 (経過時間0h) の応力解放の瞬間の最大せん断ひずみは切羽面全体で下限値0.44%を上回る。そして時間の経過とともに最大せん断ひずみは増加し、特に天端部および底部の一部領域において最大せん断ひずみが限界せん断ひずみの上限値に近づく。すなわち、前述した仮定のもと切羽安定性評価を行うと、掘削直後において既に最大せん断ひずみが限界せん断ひずみの下限値を上回っていることから、例えば切羽の安定性に関して注意し、切羽安定対策のための補助工法の適用を検討するなど、設計・施工の一助になると考える。

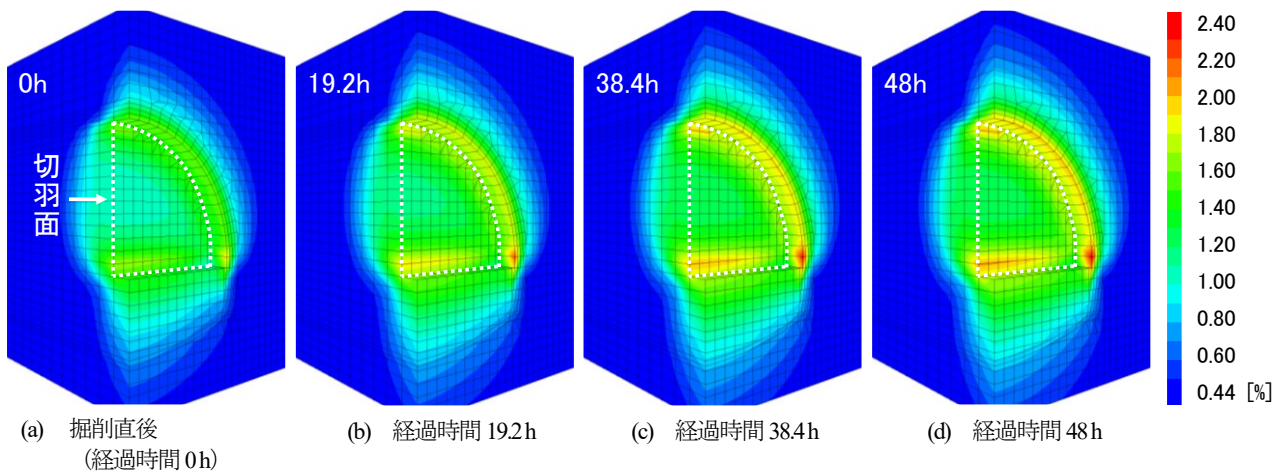


図9 最大せん断ひずみの経時変化

5. 結論

本研究では、切羽の変位挙動について現場計測を行った既往研究より、切羽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行う必要があると考え、3要素Voigtモデルを用いた粘弾性解析を行った。粘弾性解析を行うにあたり、時間依存性変位に関するパラメータは、計測結果とクリープ関数に基づく予測式から推定した。そして、計測結果とのフィッティングを行い、切羽安定性評価を試みた。得られた知見は以下の通りである。

- ① 変位速度を異なる計測タイミングで2回以上測定したデータから、3要素Voigtモデルにおける時間依存性変位に関するパラメータの同定が可能である。
- ② 粘弾性解析により、現場計測で得られた数時間～数日間における切羽の変位挙動を再現することができた。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ため、本解析手法により切羽安定性評価の一助となる。
- ③ 本解析によって得られた切羽面における最大せん断

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評価を行った。それによって、切羽安定対策のための補助工法の適用を検討するなど、設計・施工の一助になる可能性がある。

参考文献

- 1) 伊達篤司, 林久資, 進士正人: 切羽の自立時間の解明に向けた時間依存性挙動の解析的検討, 第75回土木学会年次学術講演会, VI-677, 2020.
- 2) Sano, A., Shinji, M. and Okabe, Y.: Studies on the evaluation of loosening mechanism of tunnel face by using field measurements. *Field Measurements in Geomechanics*, pp. 423-426, 1999.
- 3) 土木学会 トンネル工学委員会: 2016年制定 トンネル標準示方書 [共通編]・同解説 [山岳工法編]・同解説, pp.14-50, 丸善出版(株), 2016.
- 4) 大島洋志: わかりやすい土质地質学, pp.76, 土木工学社, 2000.
- 5) 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, pp.187, 土木学会論文集 No.493/III-27, 1994.
- 6) 櫻井春輔, 足立紀尚: 都市トンネルにおける NATM, pp.35, 鹿島出版会, 1988.

THE ANALYTICAL EXAMINATION ON THE TUNNEL FACE STABILITY CONSIDERING THE VISCOELASTIC BEHAVIOR OF THE GROUND

Atsushi DATE, Hisashi HAYASHI and Masato SHINJI

To construct a tunnel safely and economically, it is most important to ensure the stability of the tunnel face. It has been confirmed that the displacement of the tunnel face changes with time by field measurements. Therefore, it is considered necessary to perform numerical analysis considering the passage of time.

In this study, the relationship between the amount of the tunnel face extrusion and the elapsed time by numerical analysis was confirmed, and compared the field measurement results on the displacement behavior of the tunnel face obtained during the tunnel face stop period. As a result, It was found that the time course of the tunnel face extrusion amount can be reproduced by using this analysis method. Furthermore, the relationship between the maximum shear strain of the tunnel face and the elapsed time was confirmed, and tried to evaluate the tunnel face stability by comparing with the critical shear strain.