

弾塑性トンネル掘削解析における地山物性値推定のための基礎的検討

新潟大学大学院自然科学研究科	学生会員	滝沢 壮太
新潟大学工学部	正会員	阿部 和久
新潟大学工学部	正会員	紅露 一寛
株式会社福田組	正会員	若月 和人

1 はじめに

トンネル工事をはじめとする地下構造物を建設する際、断層帯の存在に起因する崩壊等の施工障害が発生する恐れがある。労働者の安全性の確保や工期短縮のために、事前地質調査に基づいて地山の特性及び危険性を発見し、適切なトンネルの支保構造や工法等を検討することが重要である。しかしながら、施工前および施工時に得られる地質調査データは必ずしも十分ではないため、掘削時において坑内変位等の計測データを用いた逆解析により地山物性値を推定し以降の施工に活用することも行われている。

従来の二次元平面ひずみ場に基づく推定法では変位収束後の計測データを用いるため、掘削直後の対策を講ずることができないという問題点があった。この課題を解決するために既往の研究¹⁾では、切羽面近傍の三次元的変形から早期に弾性定数等を推定する手法について検討し、切羽面に近い位置での計測データを使用し得ることがわかった。しかし、当該研究では弾性問題を対象としているが、実際のトンネル切羽面近傍における地山は塑性変形することを考慮すると、弾塑性解析が望ましいと考えられる。トンネル掘削における地山の弾塑性解析は過去にも多く行われている。しかし弾塑性解が定常解に至るまで逐次的に要素メッシュを切り替えながら解析を進めていく必要があり^{2),3)}、手間がかかるという問題点がある。そこで本研究では、要素メッシュの切り替えが不要となる定常状態の弾塑性解の導出手法を構成し、塑性に関するパラメータの推定可能性について基礎的検討を行う。

2 地山の弾塑性解析

まず、地山応力 σ_{0ij} が作用した無限一様弾塑性場を考える。 σ_{0ij} は次のつり合い式をみたす。

$$\sigma_{0ij,i} + X_j = 0 \quad (1)$$

ここで、 X_j は物体力である。なお、繰り返し指標

は総和規約に従うものとする。

トンネル掘削後の応力を $\hat{\sigma}_{ij}$ とすると、それは次式をみたす。

$$\hat{\sigma}_{ij,i} + X_j = 0 \quad (2)$$

$\hat{\sigma}_{ij} = \sigma_{0ij} + \sigma_{ij}$ と分解すると、式(1)、(2)より σ_{ij} は次式をみたす。

$$\sigma_{ij,i} = 0 \quad (3)$$

応力速度とひずみ速度は次の関係をみたす。

$$\dot{\hat{\sigma}}_{ij} = D_{ijkl}\dot{\varepsilon}_{kl} \quad (4)$$

なお、 $\dot{\sigma}_{0ij} = 0$ なので、式(4)より次式を得る。

$$\dot{\sigma}_{ij} = D_{ijkl}\dot{\varepsilon}_{kl} \quad (5)$$

また、 σ_{0ij} 作用下でのひずみをゼロとすれば、 ε_{kl} は σ_{ij} の作用に伴い発生するひずみとなる。

以上より、地山の弾塑性解析は、式(3)、(5)に基づき行えば良い。

ただし、 D_{ijkl} の評価の際には全応力($\hat{\sigma}_{ij}$)を用いる。

3 弾塑性定常状態

地山内にトンネルがあり、時間とともに一定の速度で水平方向に掘進する問題を考える。地山を弾塑性材料とするならば、応力は弾塑性履歴を受ける。十分遠方からトンネルが掘進してきたと仮定すると、その段階でトンネル周辺の応力分布は定常状態となっており、次式が成り立つ。

$$\hat{\sigma}(x, t) = \hat{\sigma}(x + v\Delta t, t + \Delta t) \quad (6)$$

ここで、 x は掘進方向座標、 t は時刻、 v は掘進速度である。本研究では、式(6)の状態を、要素再分割することなく求めるための手法を構成する。

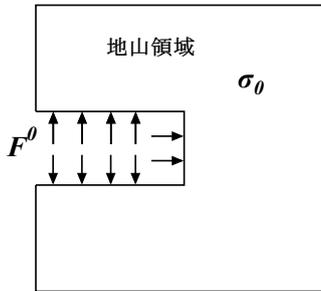


図-1 初期条件

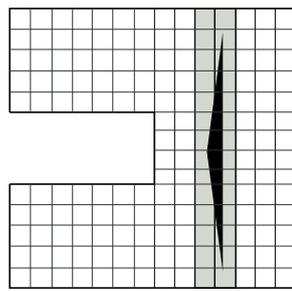


図-2 掘進の概略図

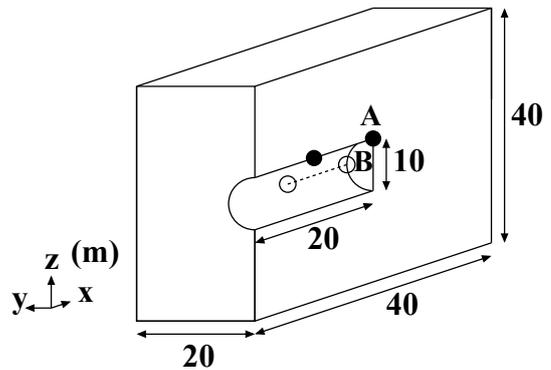


図-3 領域サイズ

4 解析手法

(i) 図-1のように初期応力 σ_0 の地山にトンネルを設定し、それに対する等価節点力 F^0 をトンネル壁面に作用させる。

(ii) トンネル壁面にかかる等価節点力が F^0/N だけ解放されるように弾塑性解析をする。 N は等価節点力を段階的に解放するため設定されたステップ数である。

(iii) 図-2のようにトンネル先端に視点を固定し、応力や変位などの力学状態を1メッシュ分左方向に移動させ、相対的に掘進を表現する。

(iv) (iii)の操作により、トンネル壁面や切羽面上の内部節点力が元の定められた節点力ではなくなる。そのためこの不釣り合い力に対してNewton-Raphson法による修正を行う。

(v) (ii)~(iv)のプロセスを N 回繰り返し、トンネル自由面に作用する応力を徐々に解放させていく。 N ステップで定常状態に至らない場合はその後も定常状態に達するまで(iii), (iv)の操作を繰り返す。

5 解析条件

直径10mのトンネル周辺を図-3の領域サイズで図-4のように離散化する。なお簡単のため、トンネルは円筒近似し、支保部材を考慮しない素掘り状態で解析をする。以下では質量密度 2000kg/m^3 、ヤング率 $2 \times 10^8\text{Pa}$ 、ポアソン比0.3とし、 N は20ステップに設定する。弾塑性モデルは修正Mohr-Coulombの破壊基準で与える。図-3のA点(トンネル天端)では x, z 方向変位を、B点(トンネル側面)では x, y, z 方向変位を評価した。基準点を切羽面上の点にとり、そこから1m間隔でそれぞれ10点ずつ測定点を設定した。なお、これらの観測点での評価は後の弾塑性パラメータの検討時に使用する。

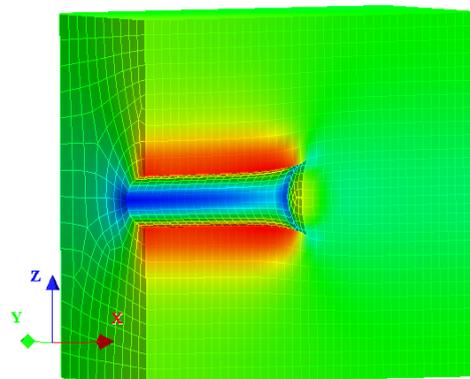


図-4 メッシュ

6 解析結果

6.1 解析手法による収束性の検討

図-5は、弾塑性解析の反復回数とそれに伴う変位差ノルムの推移を示したものである。ここでのノルムは二乗和の平方根のことを指し、変位は有限要素の節点変位ベクトルのことを示している。変位差ノルムは1メッシュ掘進前後の変位差のノルムを現在の変位のノルムで割ることで与えられ、変位解の収束性を示す無次元の指標となっている。図より反復回数と共に変位差ノルムが減少し、60回を超えた辺りから減少が小さくなり、概ね一定値に収束する様子が確認できる。これは地山領域内の変位解が1メッシュ掘進する前後において概ね同じであることを意味している。以降の解析では、変位差ノルムが一定となる時の解を定常解として用いる。

6.2 粘着力 c に関する検討

c の値を 1Pa から $1 \times 10^9\text{Pa}$ まで10倍ごとに変え、変位解をその都度評価した。なお、 ϕ の値は 40° に固定した。図-6~図-9はトンネル変形状態を節点変位で表し、応力の静水圧成分(引張を正)をカラーマップで示

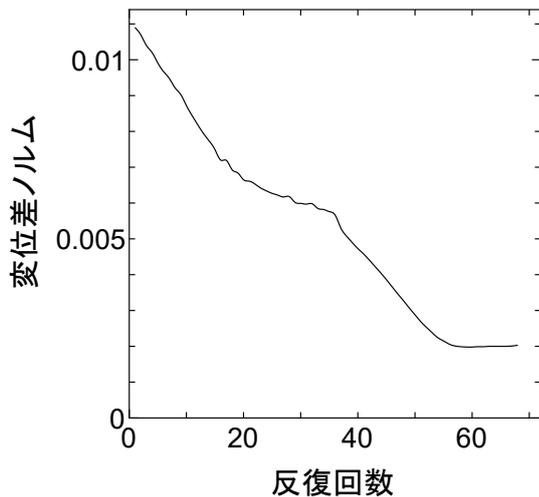


図-5 変位差ノルムの収束過程

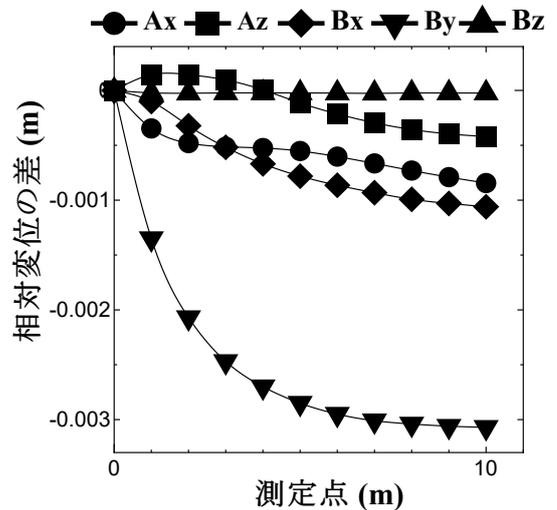


図-10 弾塑性変形における粘着力 c の影響

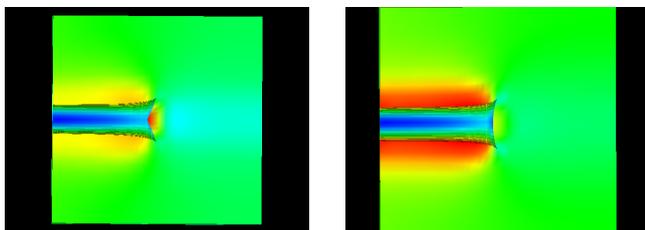


図-6 $c=1 \times 10^4 \text{ Pa}$ の時のトンネル変形状態
 図-7 $c=1 \times 10^5 \text{ Pa}$ の時のトンネル変形状態

した。この場合、圧縮力の高い領域が青色で表示される。 $1 \times 10^4 \text{ Pa}$ までは地山の塑性の度合いが大きく、切羽面近傍に大きな変位が認められた。(図-6)。 $1 \times 10^5 \text{ Pa}$ において切羽中央部の応力の急変が減少し、比較的小さな変位解が得られた(図-7)。その後 $1 \times 10^6 \text{ Pa}$ からは解析領域全域が弾性変形し、 $1 \times 10^9 \text{ Pa}$ まで概ね同じ変位解が得られた(図-8, 図-9)。以上の結果より、以下の検討では $c=1 \times 10^5 \text{ Pa}$ の場合を弾塑性変形、 $1 \times 10^6 \text{ Pa}$ を弾性変形の代表値としてそれぞれ用いた。図-10 は両者の相対変位の差を観測点ごとにまとめたものである。なお、相対変位は切羽面上の点を

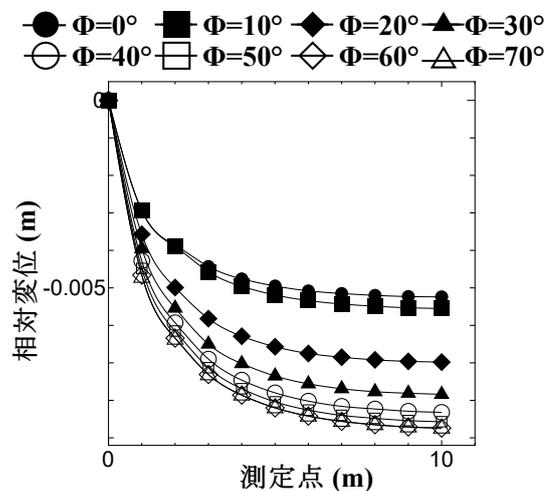


図-11 B 点 y 方向変位と内部摩擦角 ϕ との関係

基準とし、相対変位の差は(弾塑性解析による相対変位) - (弾性解析による相対変位)と定義する。図より、B 点 y 方向 (B_y) は他の変位方向に比べ、弾性解と弾塑性解での変位差が大きいことがわかる。したがって、B 点 y 方向は地山の塑性による変位の影響が顕著に現れており、粘着力 c の推定に最も適していると考えられる。

6.3 内部摩擦角 ϕ に関する検討

地山を構成する岩の内部摩擦角 ϕ は $0^\circ \sim 70^\circ$ まで幅広い値をとる⁴⁾。図-11 は c を $1 \times 10^5 \text{ Pa}$ に固定し、 ϕ を 10° 毎に設定して求めた相対変位を示したものである。塑性領域が広がるとトンネル内空変位も大きくなる。よって ϕ の増加につれて相対変位量が大きくなり、弾性変形から弾塑性変形へと推移している様子が窺える。図-11 は B 点 y 方向の相対変位に限定して評価

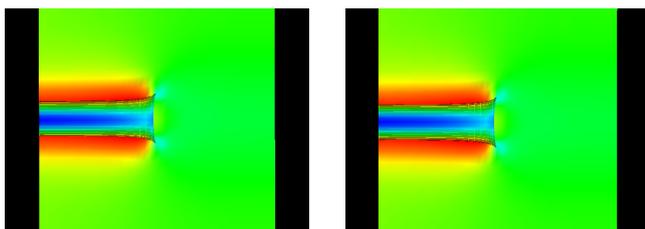


図-8 $c=1 \times 10^6 \text{ Pa}$ の時のトンネル変形状態
 図-9 $c=1 \times 10^9 \text{ Pa}$ の時のトンネル変形状態

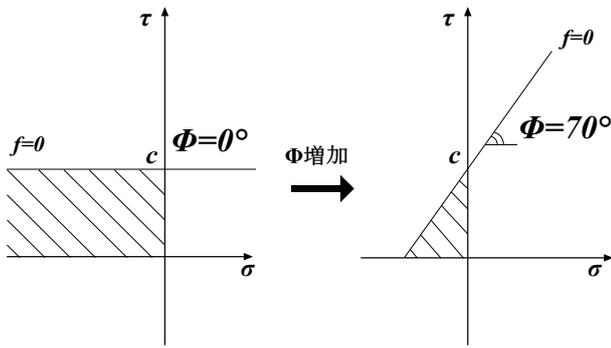


図-12 内部摩擦角 ϕ の増加による弾性領域の変化

しているが、他の方向の変位でも同じ傾向を示していた。図-12は修正 Mohr-Coulomb の降伏曲面 $f = 0$ を垂直応力-せん断力平面で模式的に示したものである。トンネル自由面の応力解放を受け、トンネル切羽面近傍の応力状態は引張の領域にある可能性が高くなる。 ϕ の値が増加し、降伏曲面の傾きが徐々に大きくなると、斜線で示した弾性領域が縮小する。したがって、 ϕ の増加により、弾性的な変形から弾塑性的なものへと推移したものと推測される。図-13は $\phi = 40^\circ$ の場合の相対変位と弾性解における相対変位の差を、観測点毎に示したものである。 c の検討時と同様に、B点y方向が ϕ の推定に適していることがわかる。

なお、図-11はB点y方向変位に関する評価であるが、 $\phi = 0^\circ \sim 40^\circ$ までは相対変位の変化が比較的大きく、内部摩擦角の推定が可能と思われる。一方 40° 以上は ϕ による相対変位の変化が小さく、識別が困難であることがわかる。ただし、弾塑性解析において特に重要となるのは変形の大きくなる軟弱な地山の評価であり、その様な地山を構成する岩盤の内部摩擦角の多くは $\phi = 0^\circ \sim 40^\circ$ の間に位置している⁴⁾。このことから、B点y方向の相対変位量から $\phi = 0^\circ \sim 40^\circ$ の値は識別可能であり、それ以上の内部摩擦角を持つ地山については、その値が 40° 以上であることが判定できるため、実用上問題はないものと考えられる。

7 まとめ

本研究ではトンネル切羽面に視点を固定し、地山を右から左へと移動させることで相対的にトンネル掘進を表現する手法を構成した。始めに掘進が十分進んだ際の定常状態における弾塑性解の導出手法について示し、その後変位差ノルムの収束による本手法の有効性を確認した。さらに、本手法を用いた塑性に関するパ

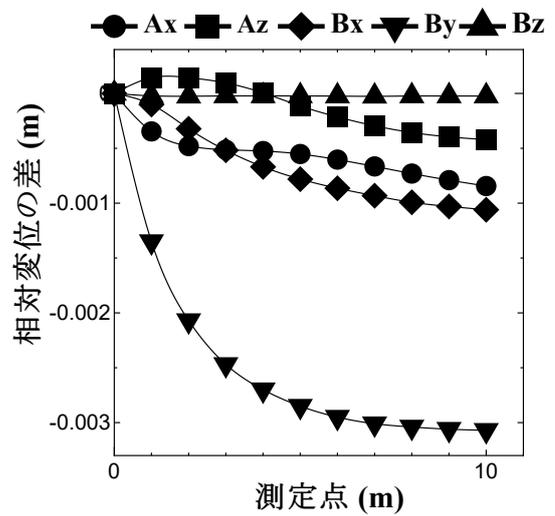


図-13 弾塑性変形における内部摩擦角 ϕ の影響

ラメータ推定の可能性について検討した。その結果、トンネル側面における面外水平方向変位を評価することが、弾塑性パラメータである c, ϕ の値を推定する際に最も適切であることがわかった。また、全ての内部摩擦角 ϕ の値を判定することはできないが、塑性状態が発生する様な地山の内部摩擦角は本手法で識別可能な $0^\circ \sim 40^\circ$ の値をとることがわかった。そのため実際の現場において塑性変形する様な地山に対し、概ね的確な内部摩擦角の推定が可能であり、本手法は実用上問題ないと考えられる。

今後は、吹付けコンクリートや支保工を加え、地山応力を深さに応じて変化させることで解析モデルを実際の現場に近づけ、再度 c, ϕ 推定の可能性について検討する。さらに弾性定数に加え、 c, ϕ も対象とした地山物性値の新しい推定手法を考案し、その有効性を検証する。

参考文献

- 1) 竹内 新：トンネル構造を考慮した弾性変位に基づく地山物性推定法，新潟大学大学院自然科学研究科 令和2年度修士論文，2021.3.
- 2) 大津宏康，大西有三，瀧 治雄，亀村勝美：有効応力の概念に基づく掘削解析の問題点に関する一考察，土木学会論文集，No.481，pp.77-85，1993.12.
- 3) 小森 博，堀地紀行，熊耳哲雄，大津宏康，瀧 治雄：NATMにおける支保構造の三次元効果とその評価について，土木学会論文集，No.529，pp.57-68，1995.12.
- 4) 竹林 亜夫，三上 元弘，國村 省吾，奥井 裕三，呉 旭：地山の内部摩擦角に着目したトンネルの岩種分類の提案，土木学会第58回年次学術講演会，pp.109-110，2003.