

地下空間の三次元力学挙動シミュレーションモデルの開発

長崎大学工学部 正会員 棚橋由彦 長崎大学工学部 正会員 蔣 宇静
 長崎大学大学院 学生員○矢口晃見 パシフィック C 正会員 米田裕樹

1. はじめに

NATM が我が国のトンネル技術に導入されて約 20 年が経過したが、トンネルの一次覆工は地山を一時的に支える仮設構造物ではなく、永久構造物であると考えられるようになってきた^{1), 2)}。同時にその地山支持効果を定量的に把握することは、二次覆工を合理的に設計する上で重要であると考えられている。しかしながら、従来の研究では、掘削過程と地山の力学的特性を忠実に反映し、支保の作用効果が十分に明らかにされたとはいえず、実際の設計は、一般に経験に基づいて行われているのが実状である。

本研究では、地下空間やトンネルの合理的設計を目指すために、軟岩地山を対象に破壊後の力学的挙動も追跡できる三次元掘削解析モデリングの開発を行い、支保効果を解明することを目的とする。

2. 軟岩の力学的特性のモデル化

2.1 ひずみ軟化特性

ひずみ軟化特性とは、岩の種々の内部機構の変化を経てピーク強度に達した後、一度に内部エネルギーを消散して崩壊するのではなく、徐々に応力が低下し、やがて残留応力が一定となってひずみだけが進行する現象である。降伏後において塑性せん断ひずみ e^{ps} の増加とともに粘着力 c や内部摩擦角 ϕ は図-1 に示すように低下する。解析では、この概念図を図-2 のように線分の集合で近似する。主塑性ひずみから塑性せん断ひずみ e^{ps} は式(1)のように求められる。

$$e^{ps} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left\{ (e_1^p - e_m^p)^2 + (e_m^p)^2 + (e_3^p - e_m^p)^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (1)$$

ここに、 $e_m^p = \frac{1}{3}(e_1^p + e_3^p)$

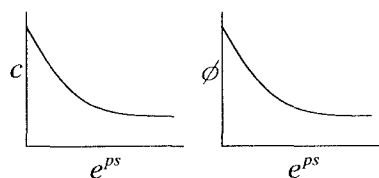


図-1 塑性せん断ひずみ e^{ps} と c , ϕ の関係

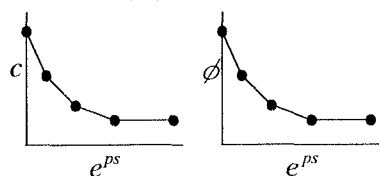


図-2 近似化した e^{ps} と c , ϕ の関係

2.2 ダイレイタンスー特性

ダイレイタンスー特性とは、ひずみ軟化および塑性流動状態における体積増加のことであり、その程度はダイレイタンスー角 ψ によって表され、塑性せん断ひずみ速度と塑性体積ひずみ速度の比として定義される。

$$\sin \psi = \dot{e}_v^p / \dot{\gamma}^p, \quad \dot{e}_v^p = \dot{e}_x^p + \dot{e}_y^p + \dot{e}_z^p, \quad \dot{\gamma}^p = \sqrt{(\dot{e}_x^p - \dot{e}_y^p)^2 + (\dot{e}_z^p)^2} \quad (2)$$

3. 三次元掘削解析モデリング

トンネルや地下空洞の変形挙動を解明するために三次元解析が行われるようになっているものの、実際の施工過程を忠実に再現したものは少なく、特に支保工の設置を含めた掘削プロセスの表現は曖昧である。トンネル切羽面の影響や支保工の打設効果は本来三次元的なものであり、掘削に伴って進められていくため、本研究では、実際の施工手順に基づき 1 掘削ステップ長(標準断面 1.2m, 円形断面 1.0m)毎に、計 30 ステップを再現する。支保工は、掘削してから 1 ステップ分遅らせてロックボルトと H 形鋼を含めた鋼製吹き付けコンクリート、さらに 10 ステップ分遅らせて二次覆工の打設を行う。また、掘削過程を無視した解析との比較も行い、2 つの解析結果の差異を明らかにする。

地表面からトンネルのスプリングラインまでの深さは 150m, 側圧係数を 0.54 とする。地山の物性値と支保打設パターンは日本道路公団の地山分類の CII クラスと DI クラスを想定し、CII クラスを標準断面解析に、DI クラスを円形断面解析に用いる。地山は Mohr-Coulomb 基準に従う弾塑性体とし、残留強度はピーク強度の 50% とする。円形断面において、掘削過程を考慮しない解析(Case1), 掘削過程を考慮した解析

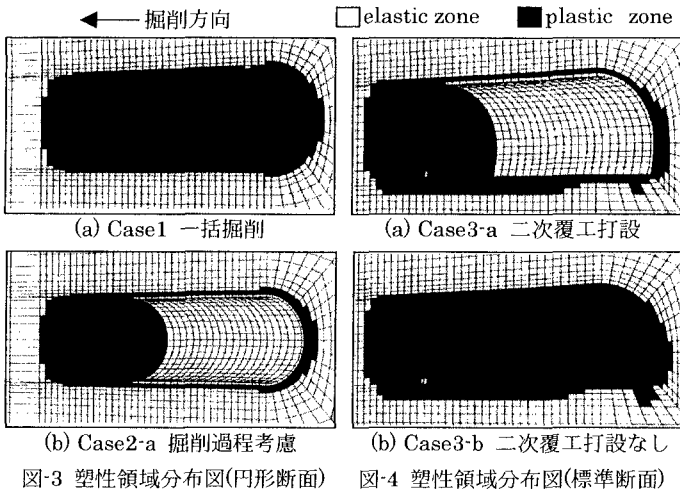


表-1 天端部とスプリングラインにおける地山変位量

断面形状	Case	天端(cm)		スプリングライン(cm)	
		u_0	u_{fin}	u_0	u_{fin}
円形断面 (一括掘削)	Case1	0.28	3.78	-0.02	-1.25
円形断面 (掘削過程を考慮)	Case2-a	0.43	7.80	-0.02	3.19
	Case2-b	0.42	7.58	-0.02	2.82
標準断面 (掘削過程を考慮)	Case3-a	0.17	5.48	0.003	2.48
	Case3-b	0.15	5.22	0.003	2.48

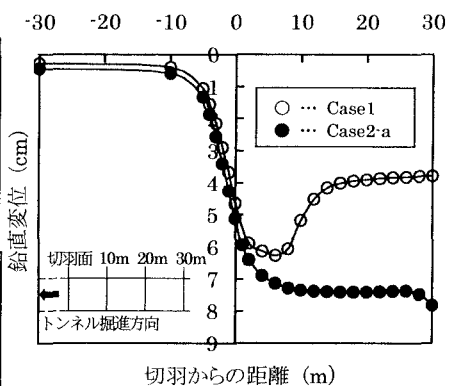


図-5 天端部における地山鉛直変位

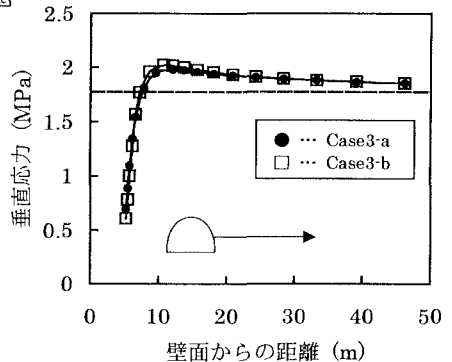


図-6 側壁奥行きにおける垂直応力分布

(Case2-a)を行う。また、二次覆工の打設効果を調べるために二次覆工を打設しない解析(Case2-b)も行う。標準断面において、二次覆工を打設した解析(Case3-a)と打設しない解析(Case3-b)を実施する。

4. 解析結果と考察

Case1, Case2-a および Case3-a, Case3-b における塑性領域の分布状態を図-3 と図-4 に、天端沈下の分布を図-5 に示す。また、5 つの解析ケースより得られた切羽面付近の先行変位(u_0)と変位が収束する地点での最終変位(u_{fin})を表-1 にまとめる。図-3 の Case1 と Case2-a を比較すると、Case1 では二次覆工が破壊するなど覆工に過大な荷重がかかっていることがわかる。また、図-5 の Case1 では切羽面から離れるにつれて天端部の変位が減少しており、表-1 によれば Case1 の天端の最終変位は Case2-a の 5 割程度となっている。これらの差異は、掘削に伴う応力の履歴や支保工の打設過程が正しく表現されていないために生じたと考えられ、掘削過程を考慮することは変形挙動を正しく評価するためにもっとも重要であると言える。

図-4 および図-6 において、二次覆工を打設した場合(Case3-a)と打設しない場合(Case3-b)を比較してみると、塑性領域および奥行きまでの垂直応力分布はほぼ同じように現れた。また、表-1 から、Case3-a では二次覆工を打設したにもかかわらず、天端・側壁部の変位量は Case3-b とほぼ変わりなかった。つまり、二次覆工の打設による塑性領域の縮小や変形挙動の抑制効果は期待できないといえる。

5. おわりに

掘削に伴う軟岩トンネルの力学的挙動を正しく評価するために、本研究では地山の力学特性のモデル化と施工過程の解析的表現を検討し、施工過程の忠実な再現の重要性を示すことができた。また、二次覆工は地山強度や吹き付けコンクリートの強度に応じるが、周辺地山の塑性領域の広がりや変形に対する抑制効果あまり期待できず、単に化粧巻にすぎないことも解析的に判明することができた。

〈参考文献〉

- 1) 土木学会：トンネル標準示方書(山岳編)・同解説, pp.81~83, 1977.
- 2) 山本 元, 高木 薫：トンネルの支保工と覆工に関する研究, 土木学会論文報告集, 第 114 号, pp.81~83, 1977.