

掘削過程を考慮したトンネル支保効果の 三次元的評価について

3D NUMERICAL ANALYSIS OF SUPPORT EFFECTS OF TUNNELS BY CONSIDERING EXCAVATION PROCESS

米田裕樹¹⁾・蔣 宇静²⁾・棚橋由彦³⁾・茂山史憲⁴⁾

Hiroki YONEDA, Yujing JIANG, Yoshihiko TANABASHI and Fuminori SHIGEYAMA

This paper is to clarify the mechanical behavior of tunnels in soft rock masses by using a new three-dimensional numerical method, in which the large deformation with the plastic flow and the post failure mechanism of rock masses during excavation process can be simulated correctly. Furthermore, the supporting effects of shotcrete, rockbolts and concrete lining on controlling the deformations and collapse of rock masses around the tunnel excavation are investigated and discussed. The proposed 3D numerical analysis approach is also verified by comparing with the field measurements.

Key Words: tunnel, 3D numerical analysis method, support, soft rock, post-failure behavior

1. はじめに

トンネルの一次支保である吹付コンクリート、ロックボルトの設計は、従来地山の材料定数や初期土圧を求めることが困難であること、さらにトンネルに作用する土圧が確定できないことから、経験的判断、あるいは、類似トンネル施工事例等によって設計されることが主であった。一方、近年の社会情勢を受けて、建設コスト削減の機運が高まり、その対応としてトンネル全体コストの低減を図るために、支保部材の低減が求められ、そのための支保工設計は、経験、経験則に依らない理論的かつ定量的な判断が求められるようになってきている。著者らは、一次支保および二次覆工の働きを明らかにするとともに、トンネルの合理的な設計とコスト縮減を目指した設計を実現することを目的に、軟岩地山を対象にトンネル掘削に伴う周辺地山の力学的挙動を的確に把握するため、掘削過程を考慮した三次元数値解析手法を検討してきた。本論文は主に、軟岩地山の特性を再現できる三次元数値解析モデルの特徴を述べ、掘削に伴う周辺地山の挙動ならびに支保工の効果について考察する。また、現場計測との比較を行うことにより、本手法の適用性を実証する。

2. 軟岩地山の力学的挙動の特性とモデル化

トンネル周辺地山の変形挙動は、それを構成する周辺地山の応力-ひずみ特性、特にピーク強度以降(Post-Failure 挙動と呼ぶ)の特性に大きく支配される。図-1のように、Post-Failure 挙動には、ひずみ硬化材料(①)、完全弾塑性材料(②)、ひずみ軟化材料(③)と完全弾脆性材料(④)が考えられるが^{1), 2)}、本論文では、対象とする軟岩は③のようなひずみ軟化挙動を示すものとして取り扱うものとする。軟岩は、常温で、比較的低拘束圧において、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発散して崩壊するのではなく、徐々に応力が低下し、

1) 正会員 パシフィックコンサルタンツ㈱九州本社

2) 正会員 長崎大学 工学部社会開発工学科

3) 正会員 長崎大学 工学部社会開発工学科

4) 学生会員 長崎大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻

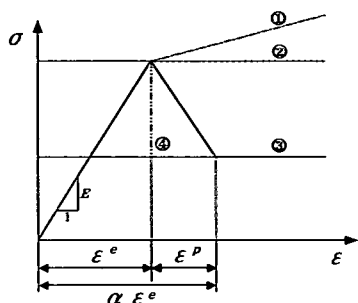


図-1 岩の Post-Failure 挙動

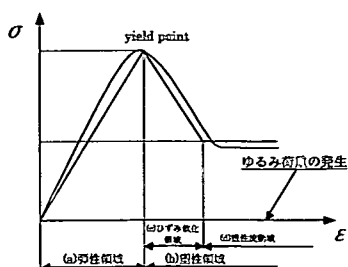
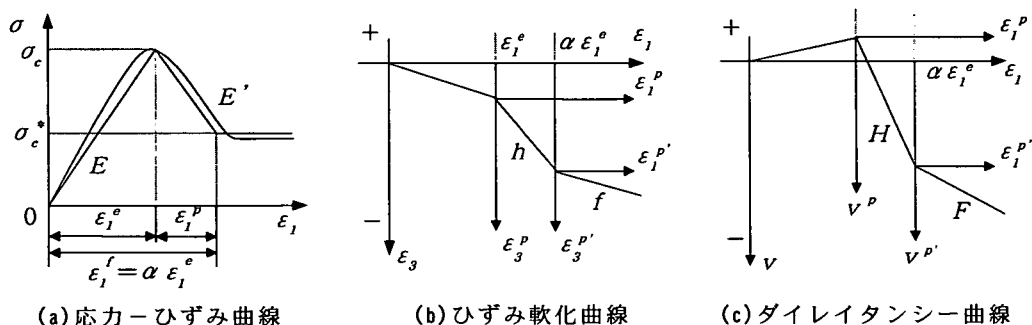


図-2 軟岩の応力-ひずみ関係



(a) 応力-ひずみ曲線

(b) ひずみ軟化曲線

(c) ダイレタンシー曲線

図-3 応力-ひずみ曲線と岩の変形特性の定式化

やがて残留強度が一定となり、ひずみだけが進行する軟化特性を有しており（図-2）、その際に大きなダイレイタンシー（圧縮応力下におけるせん断変形を伴う体積膨張特性）を伴うことが明らかにされている²⁾。完全弾塑性、ひずみ軟化特性を表す応力-ひずみ曲線、ダイレイタンシーを表す体積ひずみ-軸ひずみ曲線を理想化したものを図-3に示す。

軟岩地山を対象とする解析では、ひずみ軟化、ダイレイタンシー特性を適切にモデル化でき、かつ大変形を表現できる解析手法が求められる。また軟岩は、不連続面による影響よりも、材料の力学的特性に支配されるため、本論文では、地山を連続体とみなして解析を行う。この点を考慮して解析手法の比較としては、①有限差分法、②有限要素法、③境界要素法が挙げられるが、大変形問題にも対応できること、時間増分の逐次計算を行えること、ひずみ軟化特性を考慮できることから、大変形差分解析法を用いることとした。

本論文では、ひずみ軟化を表現するために図 4-(a)に示すような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 が低下する概念を導入する。解析ではこの概念図を図 4-(b)のように線分の集合で近似する。ここで、主塑性ひずみが与えられると、塑性せん断ひずみ e^{ps} は、次式から導かれる。

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

$$\text{ここに} \quad e_m^p = \frac{1}{3} (e_1^p + e_3^p)^2$$

ダイレイタンシー特性とは、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シー角 ψ によって表され、塑性せん断ひずみ速度と塑

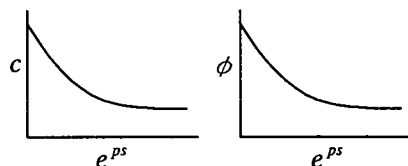


図-4(a) 塑性せん断ひずみ e^{ps} と c , ϕ の関係

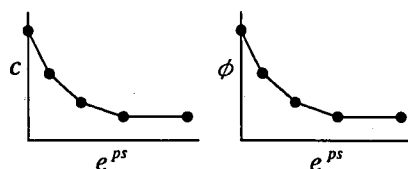


図-4(b) 近似化した e^{ps} と c , ϕ の関係

性体積ひずみ速度の比によって定義される。

$$\sin \psi = \frac{\dot{\epsilon}_v^P}{\dot{\gamma}^P}$$

$$\dot{\epsilon}_v^P = \dot{\epsilon}_x^P + \dot{\epsilon}_y^P + \dot{\epsilon}_z^P$$

$$\dot{\gamma}^P = \sqrt{(\dot{\epsilon}_x^P - \dot{\epsilon}_y^P)^2 + (\dot{\epsilon}_z^P)^2} \quad (2)$$

3. 三次元掘削解析モデル

トンネル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たものの、実際の施工過程を忠実に表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が従来の三次元解析では曖昧であった。トンネルの安定性、一次支保の効果は、本来三次元的なものであり、掘削に沿って進められていくため、本論文では、具体的に実際のトンネル現場で施工される施工順序に従って解析を行った。地山モデルとしては、地表面からスプリングラインまで150m、奥行き80m、側圧係数を0.54（地山ポアソン比 $\nu=0.35$ ）とし、初期応力と上載荷重をかけ、収束計算させる。収束後、初期変位を0として、トンネルを掘削し、天端および切羽部分の変位が収束するまで差分サイクルを続ける。解析に用いたメッシュ図を図-5、図-6に示す。なお、断面形状の違い、掘削過程を考慮する場合としない場合、さらに二次覆工を打設する場合としない場合での比較検討を行うものとし、以下の解析順序に従うものとした³⁾。

- ① 1掘削ステップ長は、1.2mとする（円形断面の場合は1.0mとする）。
- ② さらに1ステップ分の掘削、同時に前回ステップ分のロックボルト、支保工を含めた吹付けコンクリートの打設。
- ③ ②を9回繰り返す。
- ④ ②を行うと同時に、切羽面から12m(10メッシュ)遅らせて二次覆工の打設。
- ④を10回繰り返す。

また、地山物性値と支保パターンは日本道路公団の地山分類CⅡ、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。さらに、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。解析ケースは、円形断面において、掘削過程を考慮しない場合をケース1、考慮する場合をケース2-(a)とし、考慮して二次覆工を打設しない場合をケース2-(b)とする。標準断面においては、掘削過程を考慮し二次覆工を打設する場合をケース3-(a)、二次覆工を打設しない場合をケース3-(b)として実施した。表-1、

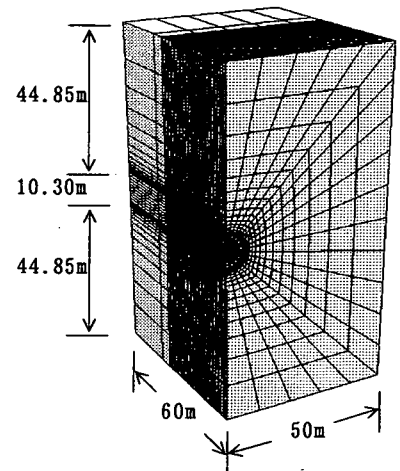


図-5 円形断面トンネルモデル

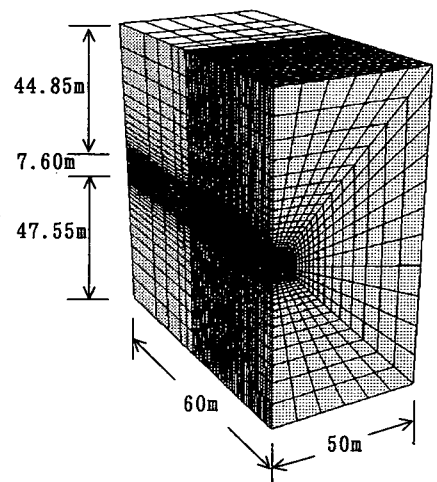


図-6 標準断面トンネルモデル

表-1 円形断面トンネルの地山物性値

ヤング率 (MPa)	277.8
ポアソン比	0.35
重力加速度 (m/s^2)	9.81
単位体積重量 (kN/m^3)	24
ダイレイション角 ($^{\circ}$)	20
内部摩擦角 ($^{\circ}$)	25
一軸圧縮強度 (MPa)	1.570
引張強度 (MPa)	0.1570
塑性流動開始時の塑性せん断ひずみ (Ksf)	0.04
粘着力 (MPa)	0.5
塑性流動開始時の粘着力 (MPa)	0.250
側圧係数	0.5385

表-2 標準断面トンネルの地山物性値

ヤング率 (MPa)	500
ポアソン比	0.35
重力加速度 (m/s^2)	9.81
単位体積重量 (kN/m^3)	24
ダイレイション角 ($^{\circ}$)	20
内部摩擦角 ($^{\circ}$)	25
一軸圧縮強度 (MPa)	2.825
引張強度 (MPa)	0.2825
塑性流動開始時の塑性せん断ひずみ (Ksf)	0.04
粘着力 (MPa)	0.9
塑性流動開始時の粘着力 (MPa)	0.450
側圧係数	0.5385

表-3 採用支保パターン

地山物性	掘削工法	掘削一断面長 (上り) (m)	ロックカット		削アーチ支保工				掘削厚		変形変位量 (mm)			
			掘削断面		上半部	下半部	側部	切戻 (mm)	アーチ・側壁部	インパート部	上半部	下半部	インパート	インパート
			長さ (m)	掘削方向 (m)										
B	掘削ベンチ付き全断面工法 (上り工法)	2.0	2.0	1.5	2.0	なし	なし	—	5	50	0	0	0	0
C ₁	掘削ベンチ付き全断面工法、上り工法	1.5	2.0	1.5	1.5	なし	なし	—	10	50	0	0	0	0
C ₂	掘削ベンチ付き全断面工法	1.5	2.0	1.5	1.5	併用としてなし (U-21)	併用としてなし	1.2	10	50	0	0	0	0
D ₁	掘削ベンチ付き全断面工法、上り工法	1.0	4.0	1.5	1.0	R-125 (U-21)	R-125 (U-21)	1.0	15	30	45	0	0	0
D ₂	掘削ベンチ付き全断面工法、上り工法	1.0	4.0	1.5	1.0	R-150 (U-22)	R-150 (U-22)	1.0	20	30	50	10	10	0

2に地山物性値を、表-3に支保パターンを示す⁴⁾。

4. 解析結果と考察

(1) 掘削過程を考慮する比較検討

1) 地山およびトンネル変位について

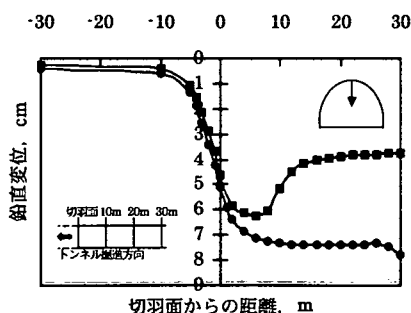
掘削過程を考慮しない場合の解析ケース1および考慮する場合の解析ケース2-(a)の地山変位を表-4と図-7に示す。これらより、以下のことが判明した。

①ケース1の天端部の地山最終変位 u_{fin} は、ケース2-(a)のそれより5割程度にとどまっ

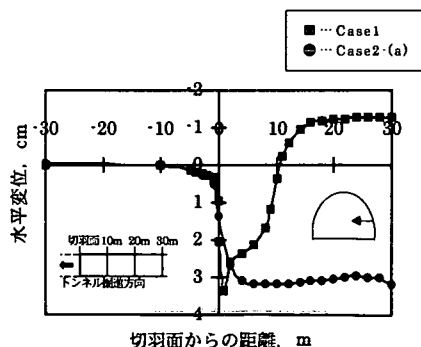
表-4 地山変位量

断面形状	ケース	天端 (cm)		スプリングライン (cm)	
		u_0	u_{fin}	u_0	u_{fin}
円形断面トンネル (一括掘削)	ケース1	0.28	3.78	-0.02	-1.25
円形断面トンネル (掘削過程を考慮)	ケース2-(a)	0.43	7.80	-0.02	3.19
	ケース2-(b)	0.42	7.59	-0.02	2.82
標準断面トンネル	ケース3-(a)	0.17	5.49	0.006	2.14
	ケース3-(b)	0.15	5.23	0.003	2.14
実トンネル現場 (Depth 150m)	ケース4-(a)	0.05	1.51	-0.004	-0.20
	ケース4-(b)	0.05	1.51	-0.004	-0.22

注: u_{fin} : 地山最終変位, u_0 : 切羽面付近の先行変位



(a) 天端部における地山鉛直変位



(b) 側壁部における地山水平変位

図-7 円形断面トンネルにおける地山変位

ており、変位分布に相違が見られる。

②側壁部の地山変位は、ケース 1 では、地山に押し出す方向に作用しているが、ケース 2-(a) では、内空側へ方向に変位している。これは、ケース 2-(a) が 30m を一度に掘削する解析であるため、応力配分による変位が側方に押し戻される結果を示しており、掘削過程を考慮するか、しないかで明らかな異なった挙動を示すことが判明し、掘削過程を考慮しない場合、変位が過小評価されることがわかった。

2) 塑性領域について

ケース 1、ケース 2-(a) の塑性領域の広がり分布を比較した図を、切羽面から 5 ステップ (5m) ごとに示し、正面からみた場合を図-8、図-9 に示す。これらの比較から以下のことが明らかになった。

ケース 1 では、正面からみた場合において、切羽面から遠ざかるにつれて側壁部分の塑性領域が減少しているのに対して、ケース 2-(a) では増加しているという、全く逆の結果を示す。

この原因としては、掘削過程を考慮しない場合、切羽面での応力集中が生じ、支保工の打設効果が現れないことから生じた結果であると思われる。従って掘削過程を考慮しない場合では、塑性領域の分布も間違った評価をする恐れがある。

3) 周辺地山挙動のメカニズム

ケース 1、ケース 2-(a) のトンネル切羽より 15m 離れたトンネル天端部における切羽進行に伴う鉛直応力の履歴を図-10 に示す。これより以下のことが判明された。

①ケース 2-(a) の場合、初期状態から、その点に切羽が近づくにしたがって徐々に応力が大きくなり、ある地点でピークに達し、その後急激に応力は低下し、切羽がその地点を通過すると壁面応力は 0 になる。

②ケース 2-(a) の場合、15m 地点では、30m 間の掘削にあたり鉛直応力は増加した後に切羽が通過するにつれ減少し、0 に近づくという曲線的な履歴をとるが、ケース 1 のように、30m 一括掘削した場合、応力の履歴は、初期状態と、30m 掘削時における状態の応力のみであり、途中の履歴は判らない。なお、図-10 において、切羽面より前方 20m 地点で、切羽掘削の影響をほとんど受けないので、

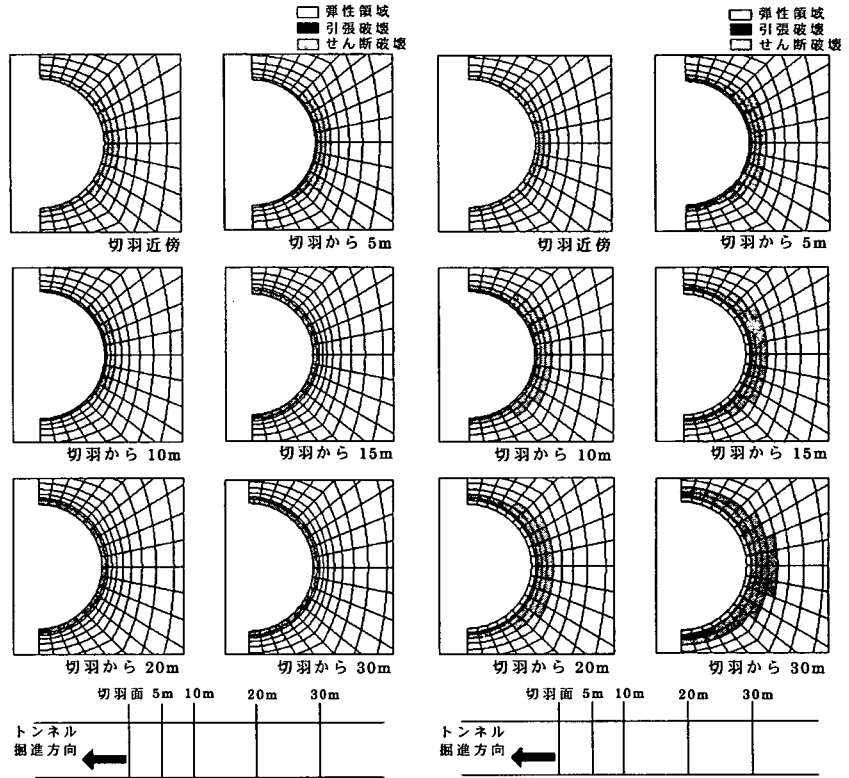


図-8 ケース 1 における塑性領域の広がり

図-9 ケース 2-(a) における塑性領域の広がり

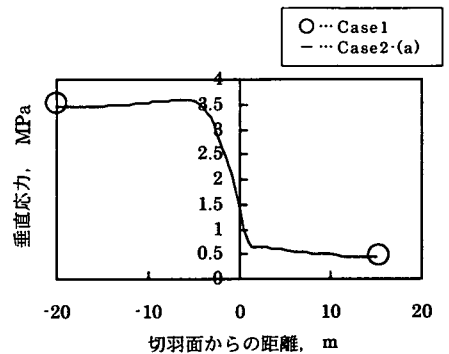


図-10 鉛直応力の履歴

2 ケースとも同じ鉛直応力を示した。また、切羽面より後方の 15m 地点では、天端部が塑性化し、吹付け部分も引張破壊したため、2 ケースとも地山の残留強度程度の鉛直応力を生じた。

(2) 二次覆工打設による比較検討

1) 地山変位について

ケース 3-(a)、(b)の比較では、図-11 から天端部と側壁部の地山変位量を見ると、ケース 3-(a)、(b)ともほぼ同じ値をとっており、わずかに(b)の方が、最終変位量 u_{fin} が小さい値となっている。最大変位はケース 3-(a)では、7cm、(b)では、6.8cm でほぼ、同じ値が得られた。これは、二次覆工が無い(b)の場合、高強度の吹付けコンクリートを使用しており、強度の差が解析にも現れた結果となった。また側壁部では、どちらのケース共、内空側に押し出す結果となっている。トンネルの内空方向に変位が生じた理由として、地山側壁部の塑性化の進展と側圧係数が 0.54 と大きいことが挙げられる。

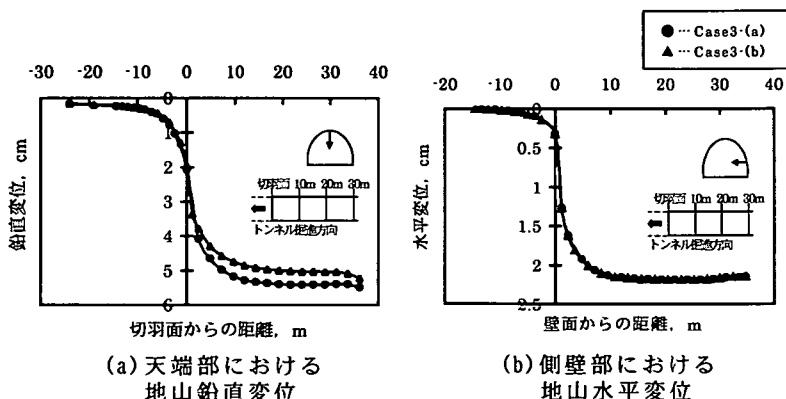


図-11 標準断面トンネルにおける地山変位

2) 塑性領域

図-12, 13 にケース 3-(a)、3-(b)での側壁部における塑性領域の分布図を示す。これらの図から、

①二次覆工の有無での塑性領域の分布に相違がみられないこと、②最終変位や最大変位がほぼ同じ値であったこと、③塑性流動領域を発生しておらず、応力状態も同様の結果であることがわかる。総括すると、二次覆工の打設は塑性領域分布の抑制効果として発揮されていないことがわかる。これはケース 3-(a)の二次覆工をすべて取り除いたとしても、応力解放や変形は生じないと推察できる。また、吹付け部分への塑性領域の分布が見られるが、適度な変形を許した状態となっており、地山は自立した状態となっていると考えられる。すなわち、二次覆工は、地山強度や吹付けコンクリートの強度に

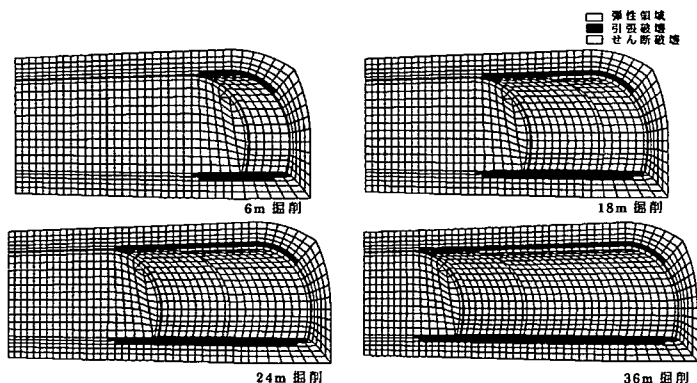


図-12 ケース 3-(a)における塑性領域の広がり(側面)

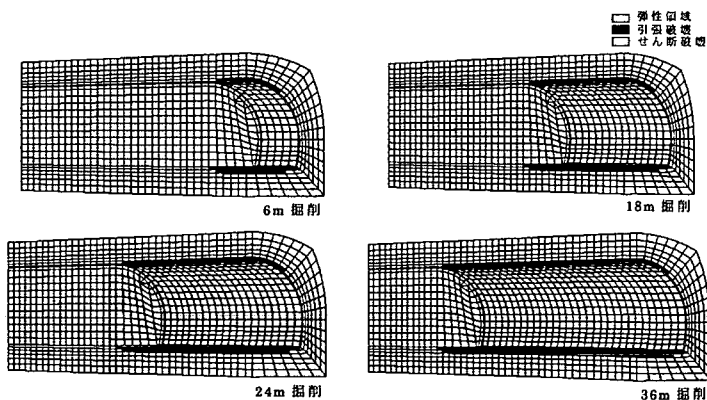


図-13 ケース 3-(b)における塑性領域の広がり(側面)

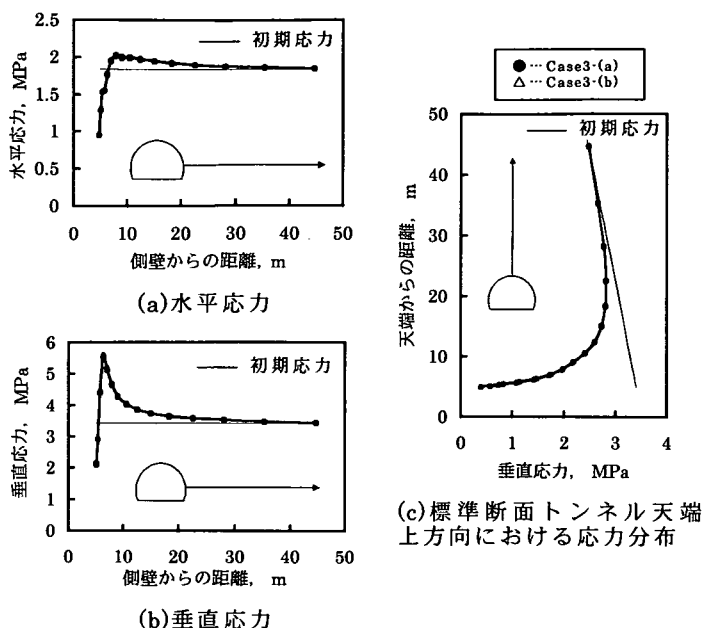


図-14 標準断面トンネル側壁奥行き方向における応力分布

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があり期待できないということが解析的に判明できた。このことは、二次覆工に応力的な期待をしなくて良いということになり、今後の二次覆工のあり方、シングルシェル構造への普及に言及することができる。

3) 挙動のメカニズム

ケース 3-(a)とケース 3-(b)における周辺地山挙動のメカニズムを明らかにするために、側壁奥行き方向と天端上奥行き方向における地山応力状態を図-14に示す。これらの図より、ケース 3-(a)とケース 3-(b)はほとんど同じ応力値をとっていることがわかる。図-14(a),(b)より側壁から側壁奥行き 7m 付近まではゆるみ領域（ひずみ軟化域）、側壁奥行き 7m 付近から

離れるにつれて弾性領域となっており、この図から塑性流動領域は発生していないことがわかる。すなわち、地山が自重を支える耐力の限界に達しておらず、トンネル周辺の岩盤は塑性化しているが、地山のアーチ作用による支持リングの効果を保っていると考えられる。また応力状態も両ケース共、同様の結果であることから、二次覆工の打設は、塑性領域分布の抑制効果として発揮されていないことがわかる。ただし、これらの計算結果は、すべての地山条件に対して必ずしも同じ挙動メカニズムになるとは限らず、今後のさらなる研究を行う必要がある。

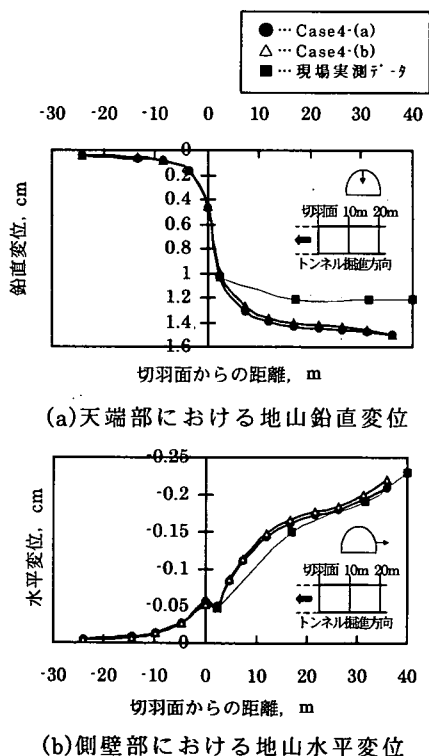


図-15 実トンネル現場における地山変位

5. 実現場計測との比較

図-15 に実現場で得られた天端沈下と側壁変位の計測データと解析値の比較を示す。この図で見られるように、天端部の沈下と側壁部の押し出し、および施工過程における地山変位履歴でも同様の傾向が見られた。実測値とは、多少のずれはあるものの、現場では、地山物性値が一様でないこと、掘削による地山の土被りが変化してくることを考慮すると、本解析手法の妥当性が検証されたと判断できる。また、本解析手法が一般に適用されるようになれば、地山変位や地山への塑性領域分布

の把握、支保効果の定量的な把握など可能になると考えられる。また、図-16 は実現場で得られた地山強度比と変位との関係を示したもので、地山強度比が2以下になると天端部および側壁部の変位量が急激に大きくなるのに対し、地山強度比が2以上になると、地山の変位量に大きな変化は見られないことがわかる。さらに、実現場トンネルの解析では、ほとんど塑性領域の分布の広がりが見られなかったこと、逆に標準断面トンネルの解析では、側壁部に塑性領域の分布が見られたことがわかる。

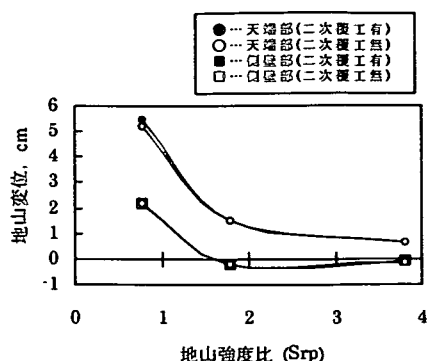


図-16 地山強度比と変位の関係

6. まとめ

本論文で示した三次元解析手法を用いたケーススタディおよび現場計測との比較により以下のことが明らかになった。

- 1) トンネルの掘削過程を忠実に表現することにより、切羽の進行に伴う支保工の打設、応力状態の履歴を表現することができ、掘削に伴う周辺地山の挙動を的確に把握することが可能となった。
- 2) 掘削過程を考慮しない解析では、変形が小さめに、また塑性領域の発生は狭く評価されるおそれがあり、塑性領域がトンネル周辺に広く生じると予測される軟岩地山では、掘削過程の忠実な表現が必要である。
- 3) 二次覆工を打設しない解析では、吹付け部分への塑性領域の分布も見られたが、吹付けコンクリートが地山の影響を直接受けた解析になっている。実際は、適度な変形を許した状態であり、地山は自立していると考えられ、解析結果ほどの影響はないと推察できる。
- 4) 二次覆工有無での解析結果が、ほぼ同じ程度となったことは、二次覆工の応力的な期待はなくても良いということになり、今後、シングルシェルへの普及に拍車がかかる。
- 5) 解析データと現場データとの比較では、地山変位履歴に同様の傾向が見られたことなど、本解析手法の有用性を検証し、今後実現場設計への適用性を示すことができた。
- 6) 地山強度比2を目安に、塑性領域の分布状態や変位量を大まかに把握することができるという知見が得られた。また、このような地山への標準支保パターンの見直しとさらなるコスト縮減につながる設計の可能性を指摘することができた。

本論文では、トンネル周辺の地山を連続体としてとらえ解析をおこなったが、今後は、軟岩地山の場合、塑性領域に入ってから限界ひずみに達した後の、不連続的な処理の可能な解析手法の確立が望まれる。

謝辞

本論文の作成に当たり、ケーススタディに際して、第一復建(株)矢口晃見氏の協力を得た。ここに謝意を表す。

参考文献

- 1) 赤井浩一：軟岩とは？General Aspects of Soft Rocks, 土と基礎, 44-10(429), pp.1~3, 1993.10.
- 2) 蔣 宇静：深部地下空洞の力学的安定に関する理論的および実験的研究, 九州大学学位論文, 1993.
- 3) 矢口晃見, 棚橋由彦, 蔣 宇静, 米田裕樹：地下空間の三次元力学挙動シュミレーションモデルの開発, 平成11年度土木学会西部支部研究発表会講演概要集, 第1分冊, pp.464-465, 2000.3.
- 4) 土木学会：ロックボルト・吹付コンクリートトンネル工法(NATM)の手引書, pp.14, 1984.