

地山のひずみ軟化時の体積ひずみ挙動が 特性曲線と安定性評価に及ぼす影響について

熊坂博夫

正会員 博士(工学) 清水建設株式会社 技術研究所 (〒135-8530 東京都江東区越中島三丁目4番17号)

E-mail : h.kumasaka@mac.com

山岳トンネルでは、地山と支保の相互作用による最終的な安定性の確保とともに、切羽から支保設置までの地山の自立性や構造体の安定性評価が重要である。著者は、地山を完全弾塑性体モデルとひずみ軟化体モデルとした支保特性曲線において、地山強度比が小さい場合に先行変位量が前者が大きくなる結果を報告した。本報告では、この結果に対して完全弾塑性体モデルにおいてひずみ軟化体モデルと同様の体積ひずみ挙動を考慮した二次元掘削解析とトンネル逐次掘削解析を行ない、その影響を検討するとともに、トンネル構造体の安定性の評価方法と地山の力学モデルとの関連について考察を行った。

Key Words : tunnels, stability analysis, the strain softening property of ground, effects of dilation, sequential tunnel excavation, Volumetric strain behavior

1. はじめに

山岳トンネルにおけるトンネル構造体は、支保構造体とトンネル周辺地山の二つの要素で構成され、安全で合理的なトンネルを構築するためには、建設時および建設後のこのトンネル構造体としての安定性の確保が重要な要件の一つと考えられる。

支保構造体は、鋼製支保工、吹付けコンクリートおよびロックボルトなどの一次支保工がその役割・機能を担っている。この支保構造体は掘削直後に敷設されるため、切羽進行によるトンネル周辺地山の応力再配分による地山変形との相互作用の影響を受ける。また、吹付けコンクリートやロックボルトの機能・性能は、使用材料の強度発現・硬化時間とその硬化特性の影響を受ける。このため、支保構造体は、空間的な影響度を示す切羽と支保の距離と時間的な影響度を示す切羽の掘削速度の二つの因子による影響を受けると捉えることができる。

一方、もう一つの構成要素であるトンネル周辺地山は、切羽掘削に伴う地山の応力再配分による変形挙動と支保構造体の相互作用を通じて最終的な構造体としての安定状態に移行する。

一般に、事前・当初設計では、地山に対する安定

性の評価は地山内の応力状態とともにひずみ量が用いられる。トンネル周辺地山の応力状態が弾性状態では、地山が安定していると判断され、降伏・破壊領域（ゆるみ領域）が生じる場合は、地山のひずみ量やその領域の大きさにより安定性が評価される。

前述のように、掘削に伴う応力再配分過程において、支保構造体はその機能・性能が発揮されるまで、地山は一時的に無支保状態となり、地山の拘束圧すなわち最小主応力がゼロまたは小さな状態となる。軟岩地山では、初期地圧に比べ地山の強度が小さい場合、トンネル周辺地山には強度以上の地圧が発生し、それに伴う降伏・破壊領域（ゆるみ領域）が生じる。室内三軸圧縮試験から得られる一般的な軟岩の力学特性は、低拘束圧状態では塑性の進行に伴いひずみ軟化と呼ばれる大きな強度低下が生じる。また、降伏の発生からピーク強度あるいはひずみ軟化開始するまでは膨張側の大きな体積ひずみが生じ、その後次第に小さくなる挙動を示している。このため、トンネルの事前・当初設計を行う上で、軟岩と同様の力学特性を持つ地山では、その強度や変形特性を考慮したトンネル構造体の応力と変形挙動を定量的に予測し、それを考慮した支保構造の構造設計と地山の安定性評価が重要となる。

そこで、本報告では、この原因が塑性化が進行する際の地山の体積ひずみの取り扱い方が影響していると考え、完全弾塑性体モデルにおいてひずみ軟化体モデルと同様の体積ひずみ挙動をすることを考慮した二次元モデルと軸対称モデルによる逐次掘削解析を行ない、その影響を検討するとともに、この検討よりトンネル構造体の安定性の評価方法と地山の力学モデルについて考察したので報告する。

軟岩地山の応力～ひずみ関係の模式図を図-1に示す。Aydan, 川本ら^{10)～12)}は、室内三軸圧縮試から得られる軟岩の応力～ひずみ曲線から、軸ひずみを弾性限界ひずみ ε_1^e 、ピークひずみ、軟化開始ひずみ ε_1^s 、流動開始ひずみ ε_1^f を用いて五つの状態に区分し、この曲線を弾性応答、ピーク流動、ひずみ軟化および塑性流動を四つの直線関係で表わすことを提案している。

ひずみ硬化，軟化および塑性流動の進行状態を示すパラメータを硬化パラメータ $\epsilon(p)$ と呼び，次式で与えられる．

また, 塑性ひずみ ε_1^p と ε_2^p には以下の関係がある.

ここに、 ϕ_p , c_p , c_r はそれぞれピーク強度時の内部摩擦角と付着力および残留強度の付着力である。なお、残留強度の付着力 c_r は拘束圧に依存性を考慮して次式で与えている。

$$c_r = \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_{30}} \right)^m (c_p - c_{ro}) + c_{ro} \quad (8)$$

ここに、拘束圧 σ_{30} は、ひずみ軟化現象が始まる拘束圧である。

3. 検討条件と解析方法について

(1) トンネル断面と解析モデル

検討条件はこれまでと同様に軟岩地山中の地層処分施設の処分坑道¹⁴⁾を対象とした。断面形状と寸法を図-2に示す。本報告では、二次元モデルと軸対称モデルによる掘削解析を行なうため、内径が5m、掘削径(D)が6mの円形断面とし、支保は吹付けコンクリートのみを考慮し、地層処分の処分坑道における検討と同様に厚さは0.5mとした。

二次元モデル(平面ひずみ)と軸対称モデルにおけるそれぞれの解析領域と切羽近傍の要素分割状況を図-3、図-4に示す。図に示されるように二次元モデルの領域は直径60mとしている。また、軸対称モデルは領域を100m×100mとし、境界の影響を受けないよう最終切羽位置を境界より60mとした。

(2) 切羽進行速度と掘削のモデル化

解析条件の深度、初期地圧、掘進長、サイクルタイムを表-1に示す。サイクルタイムは、地層処分施設の施工計画¹⁵⁾を参考に、一掘進長を0.5mとした場合について掘削、吹付けコンクリート、ロックボルト、その他の項目に分けて算定した。なお、地層処分施設の設計および施工検討^{14), 15)}ではインバートは別途施工されるが、本報告では、軸対称モデルを用いた解析であることより、吹付けコンクリートはインバートも含めて一体として施工されると設定した。

軸対称モデルによる逐次掘削解析では、図-4(b)に示されるように切羽近傍の要素はトンネル近傍の地山と吹付けコンクリートをそれぞれ0.1m×0.25mに分割した。したがって、図中の掘削部分はa',b',吹付けコンクリートはa,bに細分化される。Step-nは切羽掘削部を意味し、Step-i, Step-i-1, …は切羽面からL1の距離において吹付けコンクリートが設置された区間を示している。

(3) 地質条件と設置深度

地層処分施設の坑道安定性の検討^{14), 15)}に用いられている軟岩系岩盤等級はAからEの五つに区分されている。本報告では地山の变形特性の影響を把握するために岩盤等級C, DとEの三つの岩盤等級の地山を利用した。この軟岩の地山の諸物性値を表-2に示す。なお、表中の換算一軸圧縮強度はMohr-Coulombの降伏条件を用いて粘着力(c)と内部摩擦角(ϕ)から算定した強度である。

設置深度は表-1に示すように500mとし、初期地圧はこの土被り相当の等方地圧とした。

(4) 吹付けコンクリートの物性設定について

軸対称モデルによる逐次掘削解析では、吹付けコンクリートの硬化特性の影響を考慮する。本報告では、大深度における地層処分の処分坑道の支保として活用することを目的に開発した吹き付け後3時間で剛性(弾性係数)が18kN/mm²(GPa)以上となる吹付けコンクリート^{2), 3)}を用いて検討した。

(5) 軸対称モデルによる逐次掘削解析の解析手順

解析手順は以下の通りとした。

Step-0: 初期地圧の設定

Step-1: 境界に隣接する一掘進は掘削部分を0.25mごとに行なうこととして、2回(a', b')の掘削解析を行う(この場合は支保は設置されていない)。この掘削開始を月曜日の1方目とした。

…

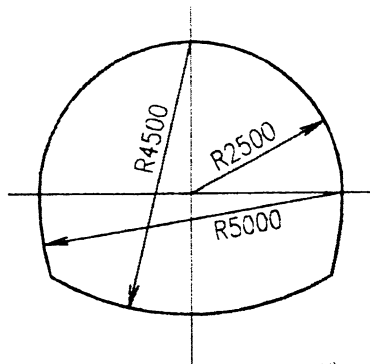
Step-m: 切羽からの距離に相当するStep-jに支保要素を設置し、Step-(j-1)～Step-1の区間の支保(吹付けコンクリート)の弾性係数と強度定数をStep-1からStep-jまでのそれぞれの経過時間により材齢と物性との関係から設定して、掘削解析を実施する。(図-4(b)においてn→m, i→jとすることで本文と対応する)

…

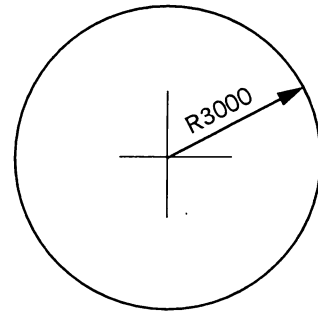
最終ステップ: 最終掘削状況(図-4(b))に示されるように、Step-(n-1)で掘削し、吹付けコンクリートを設置し、Step-n部分の地山を図のa',b'の順に掘削解析を実施して計算を終了する。

(6) 軸対称モデルの逐次掘削解析の解析ケース

解析ケースを表-3に示す。岩盤等級Eと体積ひずみのモデル2ケースおよび7つの切羽からの吹付けコンクリート設置距離を組み合わせ、全部で

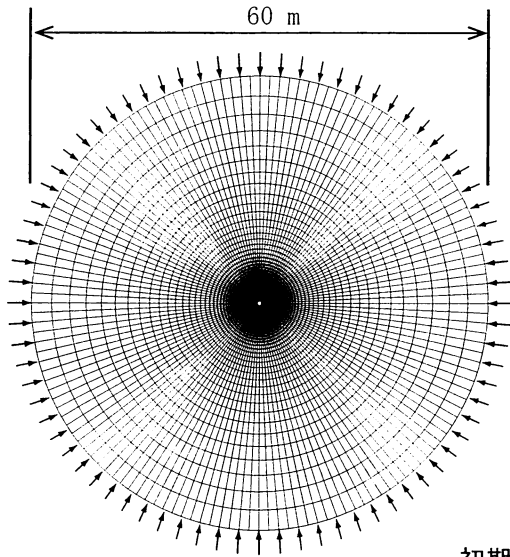


(a) 坑道内空断面形状と寸法¹⁴⁾



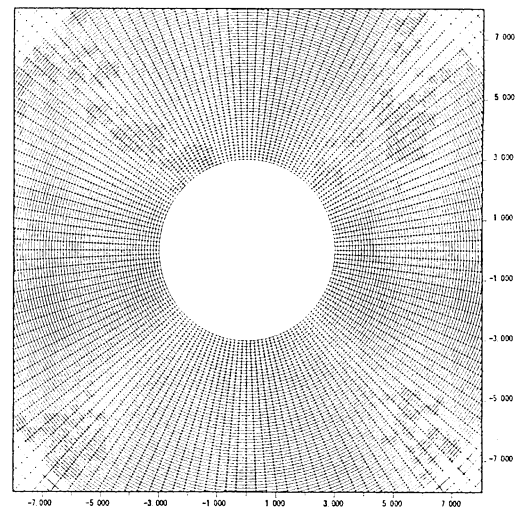
(b) 二次元解析のための坑道形状と寸法(支保厚0.5m)

図-2 坑道断面と二次元解析モデルの概要



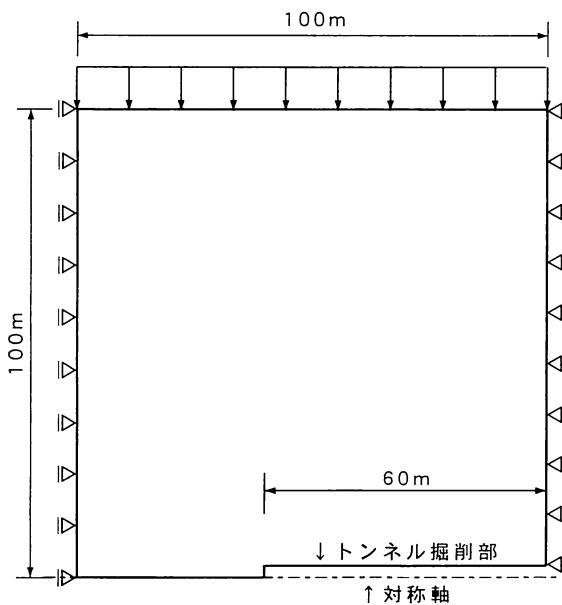
初期地圧 P_0

(a) 解析モデル全体

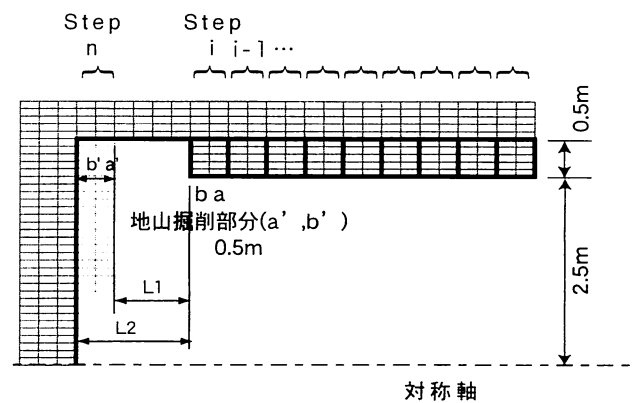


(b) 切羽近傍のモデル

図-3 二次元解析モデルの概要



(a) 解析モデルと境界条件



(b) 切羽近傍のモデル

図-4 軸対称逐次掘削解析モデルの概要

表-1 解析条件

深度	m	500
初期地圧	MPa	10.79
掘進長	m	0.5
サイクルタイム (分)	掘削	135
	吹付け	70
	RB + その他	35
	合計	240

21 ケースについて計算を行った。

4. 解析結果と考察

(1) 降伏後の地山の体積ひずみが支保特性曲線の先行変位に及ぼす影響について

岩盤等級 D と E のそれぞれに対して切羽距離をパラメータとした支保特性曲線と円形トンネルの地山特性曲線を図-5 に示す⁷⁾。

図に示されたように、岩盤等級 D は完全弾塑性体モデル (PP-A) とひずみ軟化体モデル (SS-V) の支保内圧 $P_i=0$ 付近の地山壁面変位を比較すると完全弾塑性体モデル (PP-A) の壁面変位はひずみ軟化体モデル (SS-V) の約 50% 程度である。一方、岩盤等級 E は完全弾塑性体モデル (PP-A) の壁面変位はひずみ軟化体モデル (SS-V) の約 70% 程度と差が小さくなる結果となった。また、ひずみ軟化体モデルで支保を考慮した解析結果は、完全弾塑性体モデルの場合に比べ最終支保反力や地山壁面変位が小さくなる結果が得られた。この原因として、既報⁷⁾では、これらに影響はひずみ軟化の開始と残留状態の開始を定める状態ひずみ比が考えられるとした。

(2) 二次元掘削解析による完全弾塑性体モデル (PP-A, PP-V) とひずみ軟化ひずみ軟化体 (SS-V) モデルの地山特性曲線の比較

岩盤等級 C, D, E の物性と図-3 の二次元モデルによる掘削解析による完全弾塑性体モデル (PP-A, PP-V) とひずみ軟化体モデル (SS-V) の地山特性曲線を図-6 に示す⁹⁾。図に示されるように PP-A モデルの地山特性曲線は、岩盤等級 C, D では PP-V モデルの地山曲線に近く、岩盤等級 E では PP-A モデルの地山特性曲線は、SS-V モデルの地山特性曲線に近いことがわかる。これは、支保内圧 (P_i) が小

表-2 岩盤データセットの物性¹⁴⁾

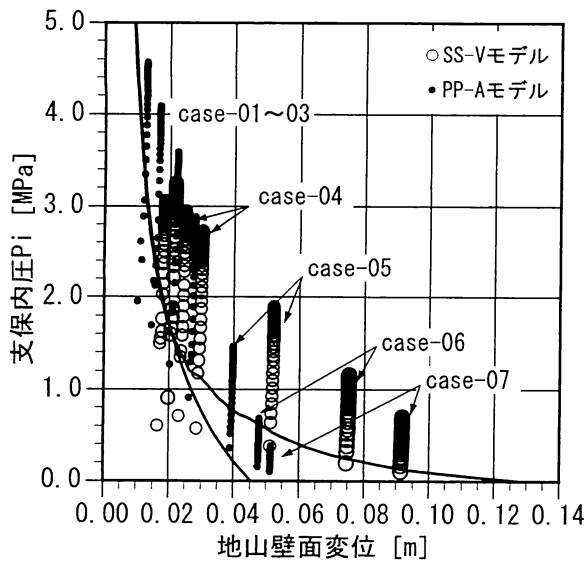
岩盤等級		C	D	E
弾性係数	MPa	3500	2500	1500
ポアソン比	—	0.3	0.3	0.3
内部摩擦角 ($\phi=\phi_p=\phi_r$)	Degree	28.0	27.0	25.0
粘着力 (cp)	MPa	3.0	2.0	1.0
粘着力 (cr)	MPa	0.15	0.28	0.39
一軸圧縮強度	MPa	15.0	10.0	5.0
換算一軸圧縮強度	MPa	10.0	6.5	3.1
η_s	—	1.6876	1.877	2.254
η_f	—	2.394	2.743	3.467

表-3 逐次掘削解析の検討ケース

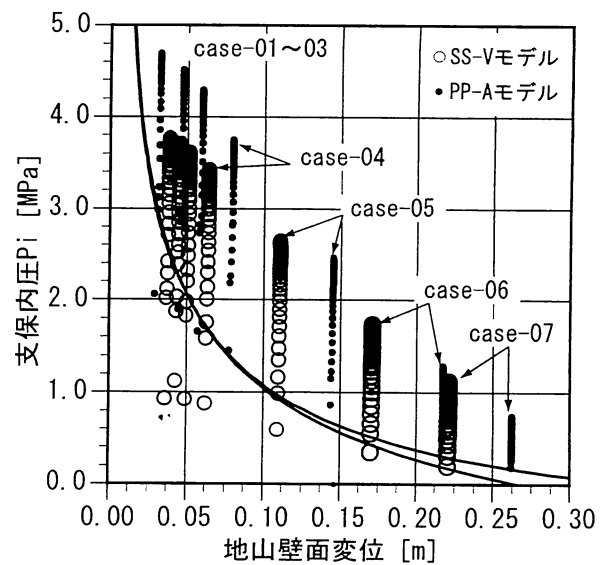
解析ケース		吹付け時の 切羽距離 (L1)	掘削後の 切羽距離 (L2)
No	岩盤データセット E		
case-01	PP-A	0.0	0.5
	PP-V		
	SS-V		
case-02	PP-A	0.25	0.75
	PP-V		
	SS-V		
case-03	PP-A	0.5	1.0
	PP-V		
	SS-V		
case-04	PP-A	1.0	1.5
	PP-V		
	SS-V		
case-05	PP-A	3.0	3.5
	PP-V		
	SS-V		
case-06	PP-A	6.0	6.5
	PP-V		
	SS-V		
case-07	PP-A	9.0	9.5
	PP-V		
	SS-V		

表においてにおいて、PP-A は関連流れ則による完全弾塑性体モデル、PP-V, SS-V はそれぞれ降伏後の体積ひずみの挙動を考慮した完全弾塑性体モデルとひずみ軟化体モデルである。

さい、すなわち、拘束圧 σ_3 が小さい状況で地山に生じるひずみが、Aydan, 川本らによる五つの区分のどのひずみ状態にあるかに左右されている。岩盤等級 C では、PP-A, PP-V モデルはともに支保内圧 $P_i=0$ で壁面ひずみは塑性流動開始ひずみ ϵ_f^c に達していない。岩盤等級 E では、PP-A モデルは支保内圧



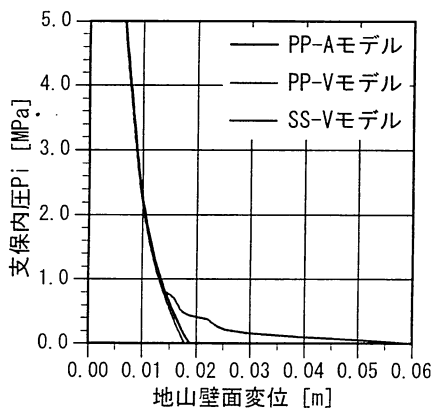
(a) 岩盤等級 D



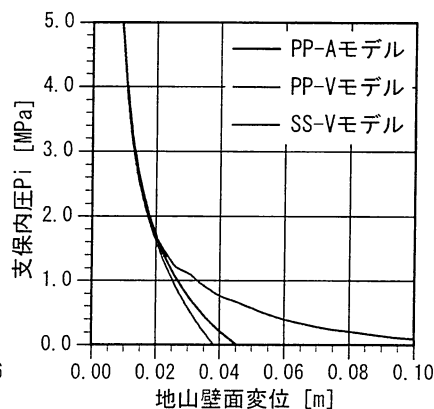
(b) 岩盤等級 E

(注) 実線は地山を完全弾塑性体とした場合の理論解とひずみ軟化を考慮した弾塑性体とした数値解析による地山特性曲線

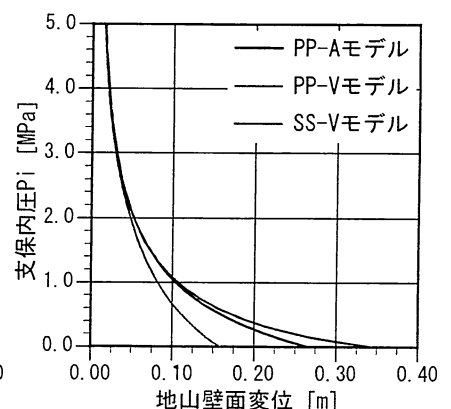
図-5 完全弾塑性体 (PP-A) とひずみ軟化 (SS-V) を考慮した弾塑性体の支保特性曲線と地山特性曲線⁷⁾



(a) 岩盤等級 C



(b) 岩盤等級 D



(c) 岩盤等級 E

図-6 二次元掘削解析における完全弾塑性体モデル (PP-A, PP-V) とひずみ軟化体 (SS-V) モデルの地山特性曲線

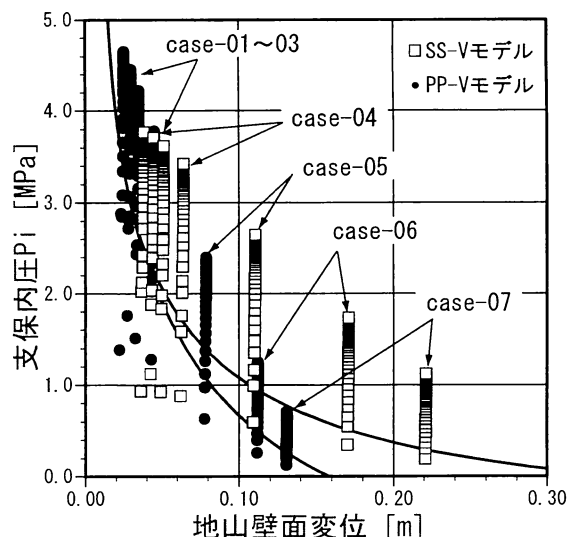
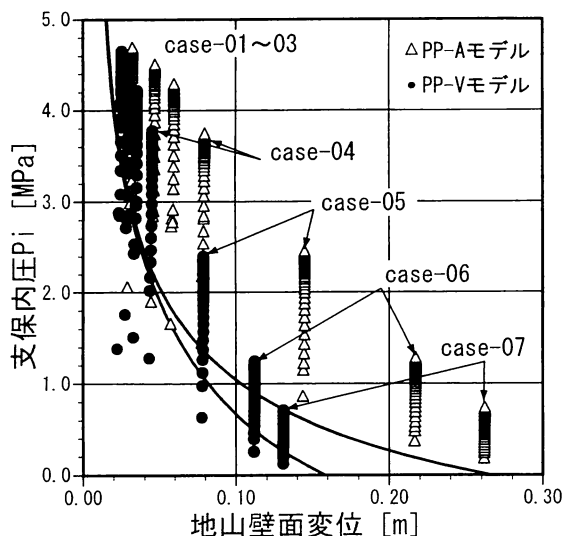
$P_i=0$ で壁面ひずみは塑性流動開始ひずみ ε_f' を大きく超えるが、PP-V モデルはそれよりも小さいひずみ量となっている。このため、岩盤等級 C と E における関連流れ則による完全弾塑性体モデル (PP-A) の地山特性曲線の相違は塑性流動開始ひずみ ε_f' 以降の体積ひずみ増分が大きくなることで説明できる。

(3) 体積ひずみの変化を考慮した完全弾塑性体モデルによる逐次掘削解析の支保特性曲線係

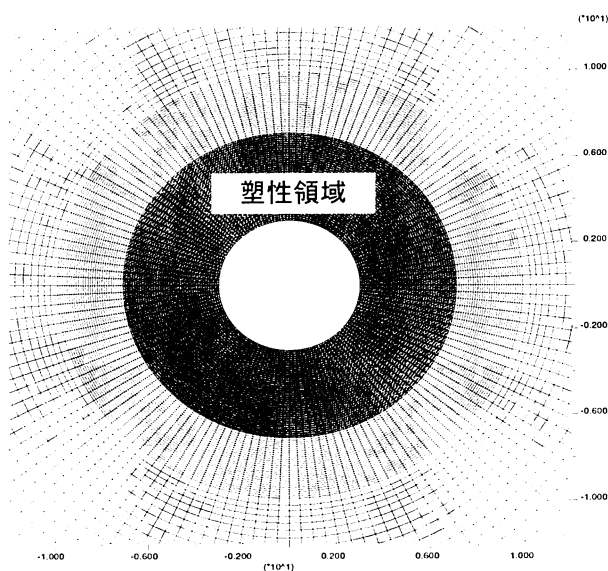
岩盤等級 E における完全弾塑性体とひずみ軟化体としたときの逐次掘削解析から得られる支保特性曲線を図-7 に示す。図に示されるように、完全弾塑性体モデル (PP-A, PP-V) では、塑性の進行に伴う体積ひずみの変化を考慮した完全弾塑性体モデル (PP-V) は、関連流れ則による完全弾塑性体モデル

(PP-A) やひずみ軟化体モデル (SS-V) に比べ、先行変位量が少ないことがわかる。興味深いこととして完全弾塑性体モデル PP-A と PP-V は、先行変位量は大きく異なるが、支保特性曲線の最終支保内圧はほぼ同じであることがわかる。

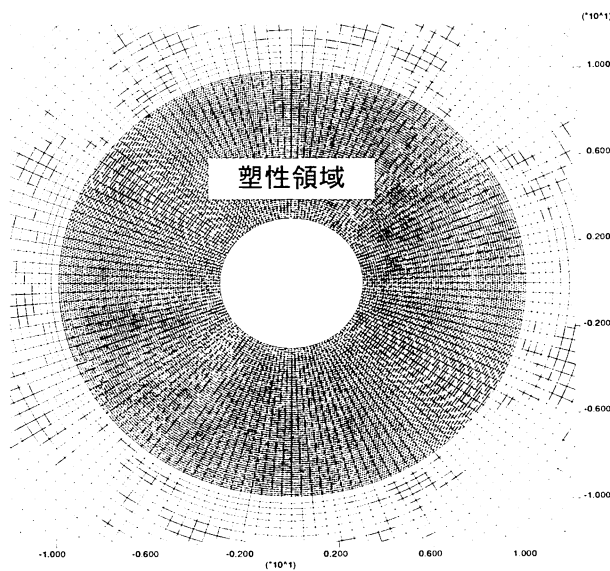
また、図-5 の岩盤等級 E では、PP-A, SS-V モデルで先行変位が逆転しているが、PP-V と SS-V モデルの関係ではこの逆転現象は見られないことがわかる。また、塑性の進行に伴って強度低下するひずみ軟化体モデルの最終支保内圧は PP-V モデルよりも大きくなる結果を得た。このことから、完全弾塑性体モデルにおいても、塑性流動開始ひずみを超えるような大きなひずみが生じる場合には、塑性の進行に伴う体積ひずみの挙動・特性を考慮することが大切であることがわかる。



(a) 完全弾塑性体モデルにおける体積ひずみの有無による比較 (b) 完全弾塑性体とひずみ軟化体モデルによる比較
図-7 完全弾塑性体 (PP-A, PP-V) とひずみ軟化体 (SS-V) としたときの逐次掘削解析から得られる支保特性曲線



(a) 岩盤等級 D



(b) 岩盤等級 E

図-8 完全弾塑性体とひずみ軟化体の塑性領域の比較

(4) 地山の力学モデルと安定性評価の関連について

図-3 に示される二次元モデルで無支保のときの完全弾塑性体モデルとひずみ軟化体モデルの塑性領域を図-8 に示す。図-6 の岩盤等級 E の解析ケースでは、完全弾塑性体モデル (PP-A) の地山特性曲線は、ひずみ軟化体モデル (SS-V) の地山特性曲線に近い曲線となる。しかし、図-8 より完全弾塑性体モデルとひずみ軟化体モデルの強度特性の違いにより、塑性領域の大きさは異なることがわかる。

トンネルの安定性評価は前述のように応力状態やひずみ量による判定の他にロックボルト等により補強対策が可能かどうかで判断している場合に、補強工のための有効範囲 (塑性領域) がその判定の尺度

としている場合がある。そのため、地山変位が同程度でも地山の力学モデルが異なることで塑性領域の大きさが異なることに注意する必要がある。

4. おわりに

本報告では、塑性の進行にともなう体積ひずみ特性が地山特性曲線と支保特性曲線に及ぼす影響について検討した。その結果、既報で報告したような完全弾塑性体モデルとひずみ軟化体モデルの先行変位の逆転現象が解消される結果が得られた。これは、関連流れ則による完全弾塑性体モデルでは、塑性流動開始ひずみよりも大きな塑性ひずみが生じる場合

過剰な地山変位が生じたことが原因であることが示された。また、このようにトンネル近傍で大きな地山ひずみが生じる場合、完全弾塑性体モデルとひずみ軟化体モデルで生じる塑性領域（ゆるみ領域）には大きな相違があるため、補強対策でこの領域の大きさを検討する場合には注意が必要である。

参考文献

- 1) 熊坂博夫：掘進長と吹付けコンクリート硬化速度が支保特性曲線に及ぼす影響について，トンネル工学論文集，第14巻，pp.35-43，2004.
- 2) 熊坂博夫：吹付け後短時間で大きな剛性を発現する吹付けコンクリートの支保効果について，トンネル工学論文集，第16巻，pp.23-34，2006.11.
- 3) 藤野晃，熊坂博夫，石井卓：吹付けコンクリートの剛性が応力解放率に及ぼす影響について，土木学会第61回年次学術講演会概要集，CS05-038，pp.281-282，2006.
- 4) Kumasaka,H.: Numerical computation of support characteristic curves for use in tunnel support design and their application to the characteristic curve method,International Journal of the JCRM,vol.3,pp.1-6,2007.
- 5) 熊坂博夫：地山の力学特性が支保特性曲線と最終支保反力に及ぼす影響について，トンネル工学論文集，第17巻，pp.9-19，2007.11.
- 6) 熊坂博夫：切羽と吹付けコンクリート支保の距離が支保特性曲線に及ぼす影響について，トンネル工学論文集，第18巻，pp.11-20，2008.11.
- 7) 熊坂博夫：地山のひずみ軟化特性が地山と支保特性曲線に及ぼす影響に関する考察，トンネル工学報告集，第18巻，pp.11-20，2010.11.
- 8) Kumasaka,H.: Application of a strain softening model based on a divided linear stress-strain relationship for soft rock to sequential tunnel excavation analysis.International Journal of the JCRM, vol.7, No.1,pp.11-16,2011.
- 9) 熊坂博夫：弾塑性地山の塑性化の進行に伴う体積ひずみの挙動がトンネル掘削時の地山特性曲線に及ぼす影響，土木学会第66回年次学術講演会概要集，III-83，pp.165-166 2011.9.
- 10) アイダン・オメール，赤城知之，伊東孝，川本眺万：スクィーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測方法について，土木学会論文集，No.448，III-19，pp.73-82，1992.6.
- 11) アイダン・オメール，赤城知之，川本眺万：スクィーピング地山におけるトンネル挙動の予測方法とその適用，土木学会，第24回岩盤力学シンポジウム，(41)，pp.196-200，1992.
- 12) アイダン・オメール，赤城知之，川本眺万：スクィーピングレベルの判定基準となるパラメータ（状態ひずみ）について，土木学会，第25回岩盤力学シンポジウム，(89)，pp.426-430，1993.
- 13) Itasca Consulting Group, Inc. : FLAC User's Guide,2000.
- 14) 核燃料サイクル開発機構：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第2次取りまとめ－，分冊2 地層処分の工学技術，JNC TN1400 99-022，1999.11.
- 15) 黒木繁盛，谷口航，小尾繁，長谷川宏，杉野弘幸，窪田茂，出羽克之：地下空洞の力学的安定性評価，サイクル機構技術資料，JNC TN8400 99-037，pp.43-44，1999.

EFFECT OF VOLUMETRIC STRAIN BEHAVIOR OF GROUND DURING STRAIN SOFTENING ON CHARACTERISTIC CURVES AND STABILITY EVALUATION.

Hiroo KUMASAKA

The author has reported that in support characteristic curves obtained from a perfectly elastoplastic model and a strain softening model of ground, the advance displacement obtained from the former model is greater than that obtained from the latter if the competence factor is small. In view of this result, in the present study, a two-dimensional excavation analysis and a sequential tunnel excavation analysis are conducted by using a perfectly elastoplastic model to allow for volumetric strain behavior as in strain softening model-based analysis. The relationship between the tunnel structure stability evaluation method and geomechanical models is also investigated.