トンネル掘削解析における 実用的なひずみ軟化モデルの提案と適用

中川 光雄¹

¹正会員 株式会社地層科学研究所 (〒 532-0011 大阪市淀川区西中島 5 丁目 7-19)
E-mail: nakagawa@geolab.jp

都市部などで山岳工法により計画されるトンネルは軟岩地山に立地していることが多い。軟岩は、ひずみ軟化やダイレタンスーなどの設計・施工上問題となる力学特性を有する。しかしながら、実務においてこれらの力学特性を考慮したトンネル掘削解析の例は今だ少ない。本研究は、通常の地質調査で実施される三軸圧縮試験の結果を数値解析で再現することによりこれらの力学特性を表現するパラメータを得て、トンネル掘削解析に適用するプロセスを提案する。本提案によるモデル化・解析手法は、ひずみ軟化型弾塑性構成式などの構成式の議論から成される手法に比べて理論的な厳密さは劣るものの、ひずみ軟化特性の本質である変形の局所化や材料劣化の表現を実現しながらも実用性を重視した点に特徴があると考えられる。

Key Words: *soft-rock tunnel, strain-softening, dilatancy, triaxial test results, finite difference analysis*

1. はじめに

近年、補助工法の技術が格段な進歩を遂げ、コスト縮減の観点からも、都市部で山岳工法が計画される事例が増加している。地表面沈下が厳しく規制される小土被り地山や、既設トンネルとの接近度が制限範囲内の離隔で計画される近接施工が代表的な例である。都市部の地質は、土粒子間の結合が硬岩ほど固くなく土砂ほど弱くない軟岩と呼ばれる未固結な岩盤材料であることが多い。

例えば堆積軟岩は、ひずみ軟化挙動、および、ダイレタンスー挙動などの破壊後特性を有する材料である¹⁾。ひずみ軟化とは、せん断応力が増加してピーク強度に到達した後、減少しはじめ、せん断ひずみの増加とともに最終的には残留強度に到達する力学特性である。また、ダイレタンスーとは、ひずみ軟化の進行と同時に体積膨張が発生する力学特性である。これらは、与える拘束圧によってもかなり異なる挙動特性を示す。ひずみ軟化のメカニズムについて、岡²⁾は、変形の進行とともに発生するセメンテーションなどの粒子間結合の破壊、すなわち、材料構造の劣化であると指摘している。また、足立・岡³⁾は、変形の局所化(不均一な変形)と、材料自体の軟化(構造骨格の破壊による劣化)の双方に起因すると考えるのが合理的であると指摘している。

さて、最近ではパソコンや数値解析コードの性能が年々進化を遂げたことも相まって、補助工法選定の検討、掘進にともなう地表面沈下の予測、近接施工において既設構造物に与える影響検討などに、三次元数値解析が

適用されるようになり、横断方向のみならず、切羽前方の縦断方向においても有益な情報が容易に得られるようになってきている。とは言え、ひずみ軟化特性を考慮した数値解析に関する研究は少なく、過去には、川本・石塚⁴⁾のトンネル掘削や岩盤斜面掘削を対象とした研究、瀬崎⁵⁾のシラス土で実施したトンネル模型の破壊実験をシミュレートした研究、松本・鈴木⁶⁾のピーク強度後の挙動に拘束応力を考慮した研究などがある。さらには、せん断帯の地表への進展を主眼に置いて地表面沈下を検討する芥川ら⁷⁾や中岡ら⁸⁾によるひずみ軟化解析の研究がある。これらの研究はいずれも、ひずみ軟化特性を表現する定式化や力学モデルの開発に主眼が置かれており、現場で遭遇する独自性のある強度低下の進展度合いや体積膨張の進展度合いを取得してトンネル掘削解析に適用するプロセスが明瞭に示されていない。また、同時に発生するダイレタンスー特性については明確に言及されていない。さらに、これらの研究には数値解析法として有限要素法が使用されているが、局所的な変形や体積膨張を伴い不安定化する地山に対して微小変形理論に基づき陰解法で定式化された有限要素法を適用することには次章に示すような課題があると思われる。

著者は、ひずみ軟化やダイレタンスーなど破壊後特性に強く支配される軟岩トンネル掘削時の安定性や挙動を数値解析的に評価する場合、大変形や塑性流動が安定的に表現できる有限差分法を適用することの有効性を示している⁹⁾。そこでは、ひずみ軟化挙動を表現するために塑性ひずみの増加に伴い粘着力 c 、あるいは、

図-1 ひずみ軟化モデルの提案プロセスの概略フロー（ダイレタンシーモデルは代表曲線の考え方が異なる）

せん断抵抗角 ϕ が降伏後に低下するモデル化を検討し、供試体を軸対称体でモデル化して一軸圧縮試験シミュレーションを実施し、一般的に見られる供試体の変形破壊状況や試験結果の特性を良好に再現している。さらに、土被りの浅い軟岩トンネルに適用し、天盤が陥没するに至るまでの大変形挙動や塑性領域の進展を再現している。しかしながら、一軸圧縮試験は拘束圧を載荷しないため、地山の拘束圧分布を考慮したひずみ軟化特性やダイレタンシー特性を一軸圧縮試験結果を用いてモデル化することには課題が残ると思われる。また、塑性ひずみの増加に伴い主応力差が漸次的に変化する傾向¹⁾を忠実にモデル化していない点にも課題を残している。

実務における三軸圧縮試験は、主に、ピーク強度を規定する粘着力 c 、および、せん断抵抗角 ϕ を得る目的で実施され、得られた軸ひずみー主応力差関係から Mohr 円を介して求められる。しかし、ピーク強度以降に示されるひずみ軟化挙動や、軸ひずみー体積ひずみ関係に示されるダイレタンシー挙動が実務に利用されることはあまり無い。本研究は、軟岩トンネルの現場に見られるこれらの力学的挙動特性が三軸圧縮試験の結果

に付随して示される点に着目し、三次元有限差分法を用いたシミュレーションにより三軸圧縮試験の結果を再現できる力学パラメータを得て、これをトンネル掘削解析に適用するプロセスを提案するものである。このプロセスの詳細は次章以降で述べるが、概略的なフローは図-1 に示す通りである。本提案は、足立・岡の研究³⁾のようなひずみ軟化挙動を応力ーひずみ関係と捉えてこれを記述するための構成式を誘導する手法ではないという点で理論的な厳密さを欠くものの、先に述べた足立・岡³⁾が指摘するひずみ軟化現象の本質である変形の局所化と材料自体の軟化の双方の表現を実現した上で、実用性に重点を置くものである。

本論文は、適用した構成式と、ひずみ軟化特性、および、ダイレタンシー特性をモデル化するための定式化を次の2章で述べる。さらに、実用性を重視して簡易的に定式化を決定する提案を述べる。続いて、モデル化する力学的挙動特性を規定する力学パラメータを室内試験の結果から得るプロセスを示す。3章では、試験結果の事例を用いてこれらの力学挙動を再現する力学パラメータを決定するプロセスの具体例を示す。4章では、得られた力学パラメータをトンネル掘削解析に適用して、試験結果に示されたこれらの力学挙動の再現性を検証する。5章では、本論文の結論と今後の課題を取りまとめる。

2. ひずみ軟化特性およびダイレタンシー特性の実用的なモデル化の提案

本論文では、数値解析手法と一体となった実用に供することのできる評価解析システムの構築を提案するものである。そこで本章では、著者が先の論文⁹⁾で示した陽解法で定式化された有限差分法の概要と優位性を最初に述べておく。次に、本論文で適用した弾塑性構成式を示し、ひずみ軟化特性、および、ダイレタンシー特性をモデル化するための定式化を述べる。そして、本論文で考えるモデル化の妥当性と実用性、および、三軸圧縮試験の結果を利用して定式化を決定する方法の提案を述べる。最後に、モデル化するひずみ軟化挙動とダイレタンシー挙動を規定する力学パラメータを三軸圧縮試験の結果から得るプロセスを具体的に示す。

(1) 有限差分法とは⁹⁾

a) 陽解法による定式化

ひずみ軟化など材料非線形性の強い地山材料に対して陰解法で定式化された有限要素法を適用する場合の問題点として、岡²⁾や足立・岡³⁾は、硬化係数を負とする古典的な軟化モデルの場合、剛性マトリックスが負となるため境界値問題が設定不良となり解析が不可能

となる点を指摘している。また、川本・石塚⁴⁾は、有限要素法を用いて岩盤掘削解析を実施した際、破壊が急激に進展して解が収束しなくなる事例を報告している。これに対して、時空間の離散化に差分法を用い陽解法で定式化する有限差分法は、全体剛性マトリックスが不要であるため、構成則を組み込んだ全体剛性マトリックスの生成や記憶は行わない。故に、材料非線形問題の解析手法という観点からは応力-ひずみ関係を任意の非線形構成則に収束計算を必要とせず直接的に追従できる優位性がある。

b) 動的支配方程式の適用

上記 a) で述べた課題に対して、有限差分法では加速度項と減衰項を加えて支配方程式を運動方程式として定式化して、加速度項で発生する不平衡力を数理的な減衰項で消失させる。これにより、動的問題における定常状態として静的解を安定的に求めることができる。支配方程式は、減衰項を省略した形で式 (1) のように離散化される。

$$\ddot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} = \dot{u}_i^{(t-\Delta t/2)} + \sum F_i^{(t)} \frac{\Delta t}{m} \quad (1)$$

ここで、 $\dot{u}_i$ は節点速度、 F_i は節点外力、 Δt は時間きざみ幅、 m は節点質量である。

c) 大変形解析

ひずみ軟化特性やダイレタンシー特性に起因して大きなひずみを呈する軟岩の変形を大変形問題として取り扱うことには妥当性がある。時間きざみ幅 Δt を微小として参照基準を刻々と更新する Updated Lagrangian 法を採用することで、全変形を微小変形、微小回転の積み重ねとして取り扱うことが可能となる。また、客観性の原理の要求により、Jaumann の応力速度を用いて剛体回転による影響を補正している。大変形問題における座標の更新は、式 (1) を積分した式 (2) を用いて行う。

$$x_i^{(t+\Delta t)} = x_i^{(t-\Delta t)} + \dot{u}_i^{(t+\Delta t/2)} \Delta t \quad (2)$$

ここで、 x_i は節点座標である。

(2) 弾塑性構成則と軟化過程の定式化

本論文は、以下に示す塑性理論に基づく弾塑性構成則を用いる。弾塑性体の変形における全ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}$ は、弾性ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性ひずみ増分テンソル $d\epsilon_{ij}^p$ の和として式 (3) で定義される。

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (3)$$

応力増分 $d\sigma_{ij}$ は、変形係数テンソル D_{ijkl} を用いて式 (4) で与えられる。軟岩地山は降伏開始から残留状態に至るまで一貫して式 (5) に示す Mohr-Coulomb 降伏規準に

従うと仮定する。

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl} d\epsilon_{kl}^e \quad (4)$$

$$f = \sigma_1(1 - \sin \phi) - \sigma_3(1 + \sin \phi) - 2c \cos \phi = 0 \quad (5)$$

ここで、 c は粘着力、 ϕ はせん断抵抗角である。ここで、 ψ をダイレタンシー角として式 (6) に示す塑性ポテンシャル関数を定義する。

$$g = \sigma_1(1 - \sin \psi) - \sigma_3(1 + \sin \psi) \quad (6)$$

塑性ひずみ増分は、式 (6) に示した塑性ポテンシャル関数 g を現時点での応力状態で微分した式 (7) に示す流れ則に従うとする。塑性ポテンシャル関数が降伏関数 f とは異なるため、式 (7) は非関連流れ則である。

$$d\epsilon_1^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_1} = d\lambda(1 - \sin \psi) \quad (7a)$$

$$d\epsilon_2^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_2} = 0 \quad (7b)$$

$$d\epsilon_3^p = d\lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma_3} = d\lambda(1 + \sin \psi) \quad (7c)$$

ここで、 $d\lambda$ は応力状態や負荷履歴に依存する比例係数である。

ひずみ軟化過程は、粘着力 c 、あるいは、せん断抵抗角 ϕ が漸減する現象であると考えられる。これを塑性理論¹⁰⁾に当てはめると、式 (5) が初期降伏面に該当し、軟化過程は負荷によって降伏面が変化して後続降伏面となることに相当する。しかし、式 (5) の中で負荷履歴は定義されていない。そこで、式 (8) に示す塑性体積ひずみ増分 Δe^{ps} を導入し、この累積である e^{ps} と漸次的に低下する粘着力 c との関係を表す一価関数 H (式 (9))、および、せん断抵抗角 ϕ との関係を表す一価関数 I (式 (10)) を導入する。ここで Δe^{ps} は、ひずみテンソルの第 2 不変量を主塑性ひずみの増分で表記したものであり、3 次元空間においてせん断ひずみの塑性成分の大きさを表す尺度として用いる。また、式 (9) および式 (10) は、模式的に図-2 に示される。

$$\Delta e^{ps} = \left\{ \frac{1}{2} (\Delta e_1^{ps} - \Delta e_m^{ps})^2 + \frac{1}{2} (\Delta e_m^{ps})^2 + \frac{1}{2} (\Delta e_3^{ps} - \Delta e_m^{ps})^2 \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (8a)$$

$$\Delta e_m^{ps} = \frac{1}{3} (\Delta e_1^{ps} + \Delta e_3^{ps}) \quad (8b)$$

$$c = H(e^{ps}) \quad (9)$$

$$\phi = I(e^{ps}) \quad (10)$$

一方で、ひずみ軟化の進行と共に発生する体積膨張の度合いは、拘束圧の大きさに影響され、拘束圧が低いほど体積膨張の度合いは著しい。しかし、せん断が進行するとともに膨張度合いは次第に減じて、残留応力状態では体積変化は生じなくなる。そこで、軟化過程において式 (8) に示す Δe^{ps} の累積である e^{ps} と変動する

図-2 ひずみ軟化特性のモデルパラメータ

図-3 ダイレタンシー特性のモデルパラメータ

ダイレタンシー角 ψ の関係を表す一価関数 J (式 (11)) を導入する。式 (11) は、模式的に図-3 に示される。

$$\psi = J(e^{ps}) \quad (11)$$

本論文は、ひずみ軟化特性のモデル化として式 (9) あるいは式 (10)、ダイレタンシー特性のモデルとして式 (11) を厳密な構成式で定式化する方法ではなく、三軸圧縮試験などの通常実施される室内試験の結果を利用してひずみ軟化特性の本質である変形の局所化や材料劣化の表現を実現しながらも実用性を重視して簡易的に決定する方法を提案するものである。前章で示した既往の研究^{4)~8)}の中には、ひずみ軟化の過程を1つの直線で近似する例も見受けられるが、ここで提案する方法は、三軸圧縮試験の結果に見られるような軟化過程での主応力差の低下度合いの変化や体積膨張の度合いの変化をより柔軟に再現できると考える。これらのモデル化方法の妥当性と実用性、また、具体的な決定方法は次節以降で述べる。本論文では、図-2 で示される式 (9) あるいは式 (10) の関係をひずみ軟化特性のモデルパラメータと呼ぶ。また、図-3 で示される式 (11) の関係をダイレタンシー特性のモデルパラメータと呼ぶ。

(3) 提案するモデル化手法の妥当性と実用性

本節で提案するモデル化とは、前節で述べた式 (9)~式 (11) を妥当性と実用性をもって決定することである。本論文では、妥当性のあるモデル化が具備すべき条件を以下のように考える。

- 1) 原位置試験、あるいは、室内試験等で示される独自性のあるひずみ軟化の挙動特性とダイレタンシーの挙動特性を再現できること。前者はせん断強度の漸次的な低下の度合いに対する再現性を意味し、後者は体積膨張度合いの漸次的な変化に対する再現性を意味する。

- 2) トンネル地山の拘束圧分布、すなわち、局所的な拘束圧の相違に対応したひずみ軟化挙動とダイレタンシー挙動が再現できること。

また、実用性のあるモデル化が具備すべき条件を以下のように考える。

- 1) ひずみ軟化の定式化・モデル化は、構成式の厳密さに劣るものであっても、ひずみ軟化の挙動特性を実現しながらも理解し易く簡易的に利用できるものであること。
- 2) ひずみ軟化の定式化・モデル化が実業務での使用に耐えうる数値解析手法に導入でき、非線形性の強い地山をモデル化したトンネル掘削解析が安定的に実施できること。
- 3) ひずみ軟化挙動やダイレタンシー挙動を再現する力学パラメータは、実業務で実施可能な原位置試験や室内試験等の結果から比較的容易に得られること。
- 4) 様々な地盤条件下にある現場に対して施工などで得られた計測データと良好な一致を示し、再現性が検証されること。

軟岩は、環境変化によって劣化する性質を有し、劣化の程度は岩化過程や構成物質によって多種多様であり、蓄積しているセメンテーションの大小に大きく依存することが指摘されている¹¹⁾。このように、実際の軟岩地山の力学特性は現場によって多様性があることを考えると、その挙動特性を実際に得るには力学試験の結果を利用する方法が有効であると考えられる。現状で実現可能な試験的手段としては、設計のための地質調査に付随して実施される室内三軸圧縮試験がある。三軸圧縮試験は、実務において粘着力 c 、および、せん断抵抗角 ϕ を得る目的で実施され、その簡便さ故に広く普及している。三軸圧縮試験の供試体は、地中からのコア採取に伴う応力解放が少なからず生じる可能性があり、供試体の乱れによると思われる突出した試験結果がしばしば見受けられる。しかし、試料の乱れを評価する試み¹²⁾やコア採取方法の改良¹³⁾、また、ベディングエラーを回避するため供試体側面で正確に軸ひずみを測定する局所変形測定装置¹⁴⁾が開発され実用化されるなど、各機関でコア採取技術や試験実施技術は改良され、今後ともさらに改良がなされると思われる。

さて、三軸圧縮試験の供試体は、試験後の形状が試験前の形状に対して相似形となり、供試体内部の全ひずみ成分が均一に発生すれば理想的である。しかし実際の試験後の形状は、樽状に膨らむ変形を呈したり、傾斜したせん断面が発生することが多い。この場合、供試体内部では変形と材料自体の軟化の双方の局所化といった極めて微視的な現象が発生している。これに対して、試験結果として得られる軸ひずみ-主応力差関

係と軸ひずみ-体積ひずみ関係は、供試体全体としての巨視的な量であり、内部の微視的な現象を要素全体として捕らえていると見なすことができる。実業務では、内部で局所的に破壊している要素に対して外部で捕らえた巨視的な量に基づいて粘着力 c 、および、せん断抵抗角 ϕ が評価され用いられている。このような三軸圧縮試験の現状に対して龍岡¹⁵⁾は、供試体の高さに依存する平均的な軸ひずみと応力との関係には客観性が無いことを指摘している。しかしながら本研究では、粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ の評価において実用に供されている考え方と同様に、巨視的に捕らえられた三軸圧縮試験結果に基づいてひずみ軟化特性やダイレタンシー特性を評価し、これをトンネル掘削する地山の力学特性として解析領域の微小要素に与えることを提案する。

三軸圧縮試験とトンネル掘削地山では载荷応力の状態が異なるものの、せん断変形を生じさせる応力载荷という点では共通している。そこで、有限差分法により三軸圧縮試験シミュレーションを実施し、三軸圧縮試験結果を忠実に再現できる力学パラメータを得ることができるなら、これを適用するトンネル掘削解析では、現場で遭遇する独自性のある、かつ、拘束圧分布に対応したひずみ軟化挙動やダイレタンシー挙動を表現できると考える。これが本節の冒頭で述べた妥当性、実用性のあるモデル化の実現方法であり、具体的な決定方法は次節で述べる。

(4) ひずみ軟化モデル決定方法の提案

三軸圧縮試験結果における軸ひずみ-主応力差関係に基づいて図-2に示すモデルパラメータを得る。ただし、実用性という点でただ1組のモデルパラメータによって任意の拘束圧に対応できるようにしたい。そこで、モデル化されるひずみ軟化挙動を支配し、その原型となる軸ひずみと主応力差に関する相関関係を構築することを考える。本研究では、主応力差 σ_a をピーク時の主応力差 σ_{ap} で、軸ひずみ ε_a をピーク時の軸ひずみ ε_{ap} で無次元化すると、概念的には図-4に示す相関関係が生成される。この相関関係は、三軸圧縮試験で適用された複数の拘束圧に対して唯一的に得られることが理想的であるが、実際にはバラツキが生じるため、これを任意の関数で近似する。近似された唯一の関数が現場のひずみ軟化特性を代表すると考えて、本論文ではこれを代表曲線と称する。次に、三軸圧縮試験で適用された拘束圧のうち、計画されているトンネル深度を代表する1つの拘束圧を3次元有限差分法でモデル化した供試体に与え、三軸圧縮試験シミュレーションを実施する。ここでは、図-4に示した代表曲線に可能な限り一致するようシミュレーションを試行的に繰り返す。

図-4 ひずみ軟化モデルにおける代表曲線の概念

図-5 ひずみ軟化特性のモデルパラメータの近似

返して、1組のモデルパラメータを得る。実際の適用では、図-2に示したモデルパラメータを図-5のように式(9)あるいは式(10)を複数の線分の集合として近似的に取り扱う。次に、モデルパラメータの取得に用いた以外の拘束圧を供試体モデルに与えて、シミュレーション結果が試験結果を良好に再現するなら、モデルパラメータは任意の拘束圧に対しても、供試体を採取した現場のひずみ軟化特性を適切に再現できると考える。

(5) ダイレタンシーモデル決定方法の提案

三軸圧縮試験結果における軸ひずみ-体積ひずみ関係に基づいてモデルパラメータを得る。ひずみ軟化特性のモデル化と同様に、任意の拘束圧に対応可能とするため、モデル化されるダイレタンシー挙動を支配し、その原型となる軸ひずみと体積ひずみに関する相関関係を構築することを考える。ところで、三軸圧縮試験の結果から得られる軸ひずみ-体積ひずみ関係は、例えば文献1)に示されるように、载荷の初期では圧縮を示し、ピーク強度時前後に膨張に転ずる傾向が見られる。膨張時において、軸ひずみの増加に対する体積膨張の度合いは拘束圧の影響を受け、拘束圧が低いほど体積膨張の度合いは著しい。これより、ダイレタンシー角 ψ には拘束圧の依存性が認められる。そして、軸ひずみが進行するとともに膨張度合いは次第に減じて、残留応力状態では体積膨張は生じなくなる。

ここで、Mohr-Coulomb 降伏規準に従う材料を対象とする三軸圧縮試験では、軸ひずみの増分 $d\varepsilon_a$ に対する体積ひずみの増分 $d\varepsilon_v$ の割合は、式(7)に示した流れ則より式(12)で示される。

図-6 ダイレタンシー特性における代表曲線の概念

$$\frac{d\varepsilon_v}{d\varepsilon_a} = \frac{2 \sin \psi}{1 - \sin \psi} \quad (12)$$

これは、三軸圧縮試験シミュレーションにおいて、与える拘束圧の相違に係わらず体積膨張度合いの相違はダイレタンシー ψ のみによって規定されることを意味する。よって、モデル化されるダイレタンシー挙動を支配しその原型となる相関関係を得るには、拘束圧をパラメータとして導入する必要がある、代表曲線を求めるにあたりひずみ軟化挙動のモデル化で用いた無次元化による方法は適用できない。そこで本研究では、図-6に示すように試験で適用された全ての拘束圧における軸ひずみ-体積ひずみ関係に対して唯一的な近似関数を得て、これを現場のダイレタンシー特性を代表する代表曲線として扱う。

任意の拘束圧を与えてモデル化される軸ひずみ ε_a - 体積ひずみ ε_v 関係は、軸ひずみ ε_a と拘束圧 σ_c の多変量関数 g として式 (13) で表現される。

$$\varepsilon_v = g(\varepsilon_a, \sigma_c) \quad (13)$$

多変量関数は一般に非線形多変量回帰分析によって求めることになるが、本研究では実用性の観点からこれを以下に示すように単回帰分析に簡略化して求める。

軸ひずみ-体積ひずみ関係において、代表曲線を表す体積ひずみを ε_{vrep} 、該当する拘束圧を σ_{crep} と置くと、代表曲線に対応する軸ひずみ-体積ひずみ関係は式 (14) のように表現される。ただし、代表曲線は試験で与えた拘束圧に該当する試験結果とは必ずしも一致しない。

$$\varepsilon_{vrep} = g(\varepsilon_a, \sigma_{crep}) \quad (14)$$

次に、任意の拘束圧に対応する体積ひずみ ε_v と代表曲線 ε_{vrep} との差分を $\Delta\varepsilon_v$ とすると、体積ひずみ ε_v は式 (15) のように表現される。

$$\varepsilon_v = \Delta\varepsilon_v + \varepsilon_{vrep} \quad (15)$$

また、任意の拘束圧 σ_c における $\Delta\varepsilon_v$ と ε_{vrep} の関係を係数 α を介して線形関係で近似して式 (16) のように置く。

$$\Delta\varepsilon_v = \alpha \cdot \varepsilon_{vrep} \quad (16)$$

図-7 ダイレタンシー特性のモデルパラメータの近似

ここで、係数 α は倍率を意味し拘束圧 σ_c の関数とする。ちなみに、代表曲線は $\alpha = 0$ に該当する。三軸圧縮試験で適用された複数の拘束圧 σ_c に対応する α をそれぞれ求め、これに基づいて、 σ_c と α の関係を表現するため、式 (17) に示す近似関数 h を求める。

$$\alpha = h(\sigma_c) \quad (17)$$

式 (17) より $\alpha = 0$ に相当する拘束圧 σ_{crep} を求め、この拘束圧を供試体モデルに与え、三軸圧縮試験シミュレーションを実施する。ここでは、図-6に示した代表曲線に可能な限り一致するようシミュレーションを試行的に繰り返して、1組のモデルパラメータを得る。実際の適用では、図-3に示したモデルパラメータを図-7のように式 (11) を複数の線分の集合として近似的に取り扱う。次に、任意の拘束圧 σ_c に対する軸ひずみ-体積ひずみの関係を求めるには、式 (17) より係数 α を求め、 α を施した新たな1組のモデルパラメータを適用して三軸圧縮試験シミュレーションを実施すればよい。モデルパラメータの取得に用いた以外の拘束圧を供試体に与えてシミュレーション結果が試験結果を良好に再現するなら、代表曲線のモデルパラメータと式 (17) は、供試体を採取した現場のダイレタンシー特性を適切に再現できると考える。

3. 三軸圧縮試験シミュレーションによるモデルパラメータの決定例

本章では、前章で提案したひずみ軟化特性、および、ダイレタンシー特性のモデル化方法を、実際の三軸圧縮試験結果に対して適用し、モデルパラメータを決定する過程を具体的な例によって示す。

(1) 三軸圧縮試験の概要

ここでは、砂岩系の堆積軟岩で得られた CD 試験の結果を利用する。供試体は、直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱形とする。3つの供試体に対してそれぞれ 100 kPa、200 kPa、500 kPa で等方圧密した後、これらを拘束圧として一定に保ちながらひずみ制御によって軸ひずみ 10%まで載荷する。試験結果のうち、軸ひずみ-主応力差関係を図-8に、軸ひずみ-体積ひずみ関係を図-9にそれ

図-8 試験結果（軸ひずみ－主応力差）/ σ_c は拘束圧

図-9 試験結果（軸ひずみ－体積ひずみ）/ σ_c は拘束圧

表-1 供試体の特性

供試体 No.		1	2	3
圧密応力	kN/m ²	100	200	500
圧縮強さ $(\sigma_a - \sigma_r)_{\max}$	kN/m ²	730.0	1404.7	3444.2
ピーク時軸ひずみ	%	0.74	0.69	0.65
変形係数 E_{50}	MN/m ²	129.5	347.7	923.7
ピーク時体積ひずみ ε_{vf}	%	0.71	0.54	0.60
初期ダイレタンシー角	deg	28.1	22.1	16.1

表-2 Mohr 円から評価したせん断強度

粘着力 c	kN/m ²	10.0
せん断抵抗角 ϕ	deg	48.0

ぞれ示す。試験結果から得られた各種の特性を表-1に、Mohr 円から評価したピークせん断強度を表-2に示す。試験終了時の供試体の変形・破壊状況の一例を図-10に示す。これより、供試体には樽状の変形が生じ、かつ、クロス状にせん断面が発生している状況が伺える。

(2) 三軸圧縮試験シミュレーションの概要

次節以降に示すひずみ軟化特性やダイレタンシー特性のモデルパラメータを得るための三軸圧縮試験シミュレーションでは、2章で概説した有限差分法による3次元大変形解析を適用する。6面体ソリッド要素で離散

図-10 試験終了時の供試体の変形・破壊状況（左：写真，右：スケッチ）

図-11 三軸試験シミュレーションの供試体モデル

化された供試体の解析モデルを図-11に示す。変形係数は表-1に示した E_{50} の値、ピーク時のせん断強度は表-2に示した値、ダイレタンシー角は表-1に示した初期ダイレタンシー角の値を用いた。また、ポアソン比は0.2を仮定した。供試体全体が均一であると仮定して、供試体モデルの全ての要素に対してこれらの物性値を与えた。次に、拘束圧として100 kPa、200 kPa、500 kPaをそれぞれの供試体モデルの全表面に等方載荷して平衡状態を実現した後、供試体モデルが圧縮されるよう上下両端面に同一速度を逆向きに与え、軸ひずみが10%に到達した時点で載荷を停止した。

解析結果として得られる量のうち、主応力差は供試体モデルの上下端面で得られた反力の合計を載荷前の面積で除した応力と拘束圧との差としている。また、軸ひずみは載荷前の供試体の高さに対する載荷中の軸方向圧縮量の比とし、圧縮を正とした。体積ひずみは、時々刻々と変化する全要素の体積の合計を載荷前の供試体の体積で除した量とし、圧縮を正とした。これらの算定方法は、実際の試験状況に対応している。

(3) ひずみ軟化特性モデルパラメータの決定

図-8に示した軸ひずみ－主応力差関係に対して、それぞれの拘束圧における主応力差をピーク時の主応力

図-12 軸ひずみー主応力差関係の無次元化処理と代表曲線

図-13 得られたひずみ軟化のモデルパラメータ

差で、軸ひずみをピーク時の軸ひずみで無次元化して相関関係を得る。この相関関係にはバラツキが見られるため、縦軸、横軸ともにピーク以降である横軸 1.0 以上を対象として任意の関数で近似する。ここでは、6 次式を近似関数として用い、これを図-12 中に示す。そして、この近似式を、モデル化されるひずみ軟化挙動の原型となる代表曲線とする。

次に、三軸圧縮試験で適用された 3 つの拘束圧のうち、計画されているトンネル中心の深度を 30 m、地山の密度を $1800 \text{ kg/m}^3 \sim 2000 \text{ kg/m}^3$ 、側圧係数を 0.3~0.4 と想定した場合、拘束圧は概ね 150 kPa~250 kPa の範囲であると見なすことができる。これより、トンネル深度を代表する拘束圧を 200 kPa と考えて、この拘束圧で三軸圧縮試験シミュレーションを実施する。図-2 に示すせん断強度の低下の表現では、粘着力 c とせん断抵抗角 ϕ の両方を同時に適用することが可能であるが、粘着力 c による効果は小さいと仮定して、ここではせん断抵抗角 ϕ のみを対象とした。図-12 に示す代表曲線に可能な限り一致するようにシミュレーションを試行的に繰り返し、最終的に図-13 に示す 1 組のモデルパラメータを得ることができた。

最後に、ここで求めたモデルパラメータを用いて他の拘束圧である 100 kPa、および、500 kPa に対して三軸圧縮試験シミュレーションを実施する。全ての拘束圧に対するシミュレーション結果と試験結果を比較し、これを図-14 に示す。これより、ピーク後から残留状態

図-14 シミュレーション結果と試験結果の比較

に至るまでの強度の低下はどの拘束圧においても漸次的な傾向を示し、試験結果を良好に再現していることが分かる。しかしながらピーク強度の再現性に注目すると、拘束圧 100 kPa、および、200 kPa に関しては良好に再現できているものの、拘束圧 500 kPa に関しては試験結果のピーク強度より低く得られており、残留強度においてもピーク強度での差分を一致させたとしてもシミュレーション結果の方が若干低く得られている。この原因は、シミュレーションにおける拘束圧の荷重方向は一定不変であり、供試体モデルの変形による拘束圧荷重面の法線方向の変化に追従していないことなどが考えられる。今後は拘束圧が高い場合に発生する可能性のあるこのような問題点に対する検討が必要である。これとは別に、計画されるトンネルの深度における主要な拘束圧が 100 kPa~300 kPa 程度であると想定すると、三軸圧縮試験における拘束圧 500 kPa の採用は、想定される拘束圧としては過大であるとも言える。三軸圧縮試験における拘束圧の選択は、計画されるトンネルの深度を代表し、解析モデルの下方境界以浅に含まれることが望ましいと思われる。また、代表曲線を用いる方法ではなく拘束圧をパラメータとして用いるとさらに厳密に再現できる可能性が考えられる。しかし、実用的な点で複雑になるため、本論文ではあえてこの方法は採用しない。

(4) ダイレクタンシー特性モデルパラメータの決定

図-9 に示した 3 つの拘束圧における軸ひずみー体積ひずみ関係を近似する関数を図-15 中に示し、これを現場のダイレクタンシー挙動の原型となる代表曲線とする。次に、式 (16) における係数 α を各拘束圧に対して求める。各拘束圧における軸ひずみー体積ひずみ関係に対して線形近似を行い、 α に該当する直線の傾きの値を求める。3 つの拘束圧に対応する表-3 に示した α の値に基づいて、拘束圧 σ_c と α の関係を対数関数で近似した結果を図-16、および、式 (18) に示す。

$$\alpha = -0.4901 * \ln(\sigma_c) + 2.5569 \quad (18)$$

図-15 軸ひずみ-体積ひずみ関係と代表曲線

表-3 各拘束圧 σ_c における係数 α

拘束圧 σ_c (kPa)	α
100	0.3591
200	-0.1438
500	-0.4441

図-16 拘束圧 σ_c と α の関係

図-17 代表曲線 ($\sigma_c = 184.4$ kPa) のモデルパラメータ

代表曲線に対応する拘束圧は、式 (18) を用いて $\alpha = 0$ に該当する 184.4 kPa を得る。

次に、代表曲線に対応する拘束圧 184.4 kPa を適用して、三軸圧縮試験シミュレーションを実施する。シミュレーション結果が図-15 に示す代表曲線に可能な限り合致するまで繰り返し行い、最終的に図-17 に示す代表曲線のモデルパラメータを得た。

最後に、ここで求めたモデルパラメータを用いて3つ

図-18 シミュレーション結果と試験結果の比較

の拘束圧 (100 kPa, 200 kPa, 500 kPa) に対して三軸圧縮試験シミュレーションを実施する。図-17 に示すモデルパラメータの ψ を、Vermeer and de Borst¹⁶⁾が式 (19) で表現しているダイランシー角 ψ の定義に基づいて、一旦 $\sin \psi$ に変換し、式 (18) から算定される α を乗じて再度 ψ に変換してそれぞれの拘束圧に対するモデルパラメータを得る。

$$\sin \psi = \frac{\dot{\epsilon}_v^p}{\dot{\gamma}^p} \quad (19a)$$

$$\dot{\epsilon}_v^p = \dot{\epsilon}_x^p + \dot{\epsilon}_y^p + \dot{\epsilon}_z^p \quad (19b)$$

$$\dot{\gamma}^p = \sqrt{(\dot{\epsilon}_x^p - \dot{\epsilon}_y^p)^2 + (\dot{\gamma}_{xy}^p)^2} \quad (19c)$$

ここで、 $\dot{\gamma}^p$ は塑性せん断ひずみ速度、 $\dot{\epsilon}_v^p$ は塑性体積ひずみ速度を表す。シミュレーション結果と試験結果を比較し、これを図-18 に示す。代表曲線を含めて全ての拘束圧においてモデル曲線は試験結果を良好に再現していることが分かる。ただし、ここで示した方法では、一つの拘束圧に対して1組のモデルパラメータが必要となるため、対象とする拘束圧と同数のモデルパラメータが必要である。自重応力場のある一般的なトンネル掘削解析では要素ごとに拘束圧が異なる。この場合、トンネル掘削解析に先立つ自重解析完了時点で要素ごとに発生している拘束圧から式 (17) (本節の例では式 (18)) を用いて係数 α を算定し、さらに式 (15) と式 (16) により要素ごとに個別のモデルパラメータを用意する。これにより、要素ごとに異なる拘束圧に対応したダイランシー挙動が再現できる。

(5) シミュレーションにおける供試体の変形・破壊状況

本章で示した三軸圧縮試験シミュレーションにおいて拘束圧 200 kPa の場合を例に取り、軸ひずみ 10% 時における供試体の変形・破壊状況を図-19 に示す。供試体モデルは、樽状に変形する結果が得られた。ここで、変形は式 (2) に従い、同時に Jaumann の応力速度による剛体回転の影響補正を行いながら節点座標が時々刻々と移動した結果であるため、実スケールで示されている。まず、最大せん断ひずみの分布を図-19 (a) に示す。これより、せん断変形の卓越箇所、すなわち、セ

(a) 最大せん断ひずみの分布

(b) 塑性領域 ($e^{ps} > 0.2$) (砂時計状を呈する)

(c) せん断抵抗角 ϕ の分布

図-19 供試体モデルの最終破壊状態 (変形は実スケール) (拘束圧 200 kPa / 軸ひずみ 10%)

ん断帯がクロス状に発生していることが分かる。また、図-19 (b) では、式 (8) で定義した e^{ps} が 0.2 以上を塑性領域と見なした場合の該当する要素を表示させている。これより、塑性領域は砂時計状の形状を呈する結果が得られている。図-19 (c) に示すせん断抵抗角の分布は、図-13 に示したひずみ軟化特性のモデルパラメータに基づいて各要素の e^{ps} により算定され分布している。図-13 において残留状態に対応していると思われるせん断抵抗角 20° 以下の箇所は、図-19 (a) に示したせん断帯が発生している箇所に対応していることが分かる。

以上の結果より、図-14 に示した軸ひずみ-主応力差

表-4 円孔掘削解析の物性値

変形係数	(kPa)	20 000
ポアソン比		0.25
粘着力	(kPa)	10.0
せん断抵抗角	(deg)	48.0
ダイレタンシー角 (deg)	21.1 あるいはモデルパラメータ	

のシミュレーション結果において、軸ひずみはせん断帯に沿ったせん断すべりによる塑性変形とせん断帯の外側のせん断帯ほど強度低下していない領域、あるいは弾性領域の挙動を同時に反映した巨視的な量と言える。これは、足立・岡³⁾が指摘しているひずみ軟化特性の本質である、変形の局所化と材料自体の軟化の双方がここで示したシミュレーションで再現されていると考える。これらの状況は、図-10 に示した供試体の変形・破壊状況と類似しており、ここで示した有限差分法大変形解析を用いた三軸圧縮試験シミュレーションにより、実際の三軸圧縮試験における供試体の変形・破壊状況をほぼ再現できたと考える。

4. 提案モデルの軟岩トンネル掘削解析への適用

本章では、最初に基礎的な検討として、実際の三軸圧縮試験に基づき漸次的に低下するせん断強度を与える本提案モデルの挙動予測における有用性を、多用されている他の力学モデルと比較して示す。次に、前章で得たひずみ軟化特性やダイレタンシー特性のモデルパラメータを、拘束圧分布が存在する一般的なトンネル掘削解析に適用した場合の、三軸圧縮試験の結果に示されたひずみ軟化挙動やダイレタンシー挙動の再現性を検証する。モデル化するトンネルは直径 10m の円形とし、トンネル横断面についての結果を示す方が明瞭であると判断し、解析は 2 次元平面ひずみ条件で実施した。また、掘削は全断面を瞬時にやり、特定の支保工の影響を排除するため無支保とした。

(1) 降伏後挙動のモデル化の相違による比較

解析モデルを図-20 に示す。ここで、境界はトンネル半径に対して十分な距離として $5D$ (D はトンネル直径) を取る。また、軟岩の物性値を表-4 に示す。初期応力として、拘束圧の分布という要因を排除するため図-20 に示すように等方圧 $P_0 = 200$ kPa を与える。

a) 他の力学モデルに対するひずみ軟化モデルの有用性

検討対象とする力学モデルは、弾完全塑性材料、有限要素法解析などでひずみ軟化モデルとして用いられることのあるピーク直後瞬時に残留強度に低下する完

図-21 塑性領域（塑性半径 R_o と内空変位 U_r を図中に併記）

図-20 円孔掘削解析モデル（1/4 モデル）

全脆性材料、本論文で提案しているひずみ軟化材料の3つとし、これらの結果を比較する。ひずみ軟化材料には図-13に示したモデルパラメータを適用する。発生した塑性領域の相違を図-21に示す。また、提案するひずみ軟化モデルを適用して得られた塑性半径 R_o 、および、内空変位 U_r を1.0とした場合の他の力学モデルにおけ

表-5 解析結果の比較（力学モデルの相違）

力学モデル	図番号	R_o	U_r
完全弾塑性	図-21 (a)	0.81	0.47
完全脆性	図-21 (b)	1.81	7.77
提案ひずみ軟化	図-21 (c)	1.00	1.00

表-6 解析結果の比較（ダイラテンシー角の変化の考慮）

ダイラテンシー角の 変化の考慮	図番号	R_o	U_r
無し	図-21 (c)	1.02	1.14
有り	図-21 (d)	1.00	1.00

る比率を表-5に示す。これより、提案するひずみ軟化モデルに対する完全脆性材料の塑性半径は約1.8倍、内空変位は約8倍であることから、支保設計や挙動予測において、完全脆性モデルの適用は提案するひずみ軟化モデルの適用と比較して過大評価となる可能性がある。一方で、弾完全塑性モデルの塑性半径は約8割、内空変位は約半分であることから、支保設計や挙動予測

において、弾完全塑性モデルの適用は提案するひずみ軟化モデルの適用と比較して過小評価となる可能性がある。

b) ダイレタンシー角の変化の考慮の有無による比較

塑性変形の進行に伴うダイレタンシー角の変化を考慮する場合と考慮しない場合を比較する。前者はせん断が進行するとともに膨張度合いは次第に減じて残留応力状態では体積変化は生じなくなる状況を意図しており、図-17に示したモデルパラメータを適用した結果を図-21 (d) に示す。後者の結果は図-21 (c) に示されている。

また、ダイレタンシー角の変化を考慮する場合の塑性半径 R_0 、および、内空変位 U_r を 1.0 とした場合、それらの変化を考慮しない場合の比率を表-6 に示す。これより、ダイレタンシー角の変化を考慮する場合に対して考慮しない場合を比較すると、塑性半径には顕著な差は見られないが、内空変位は約 1.1 倍となる結果が得られている。これより、支保設計や挙動予測において、ダイレタンシー角の変化を考慮しないモデルの適

用はダイレタンシー角の変化を考慮するモデルの適用と比較して若干過大評価となる可能性がある。

(2) 三軸圧縮試験で得られた力学挙動特性の再現性

三軸圧縮試験の結果に基づいて得られたモデルパラメータを拘束圧分布のある一般的なトンネル掘削解析に適用する場合のひずみ軟化挙動やダイレタンシー挙動の再現性を検証する。解析モデルは図-22 に示すように、直径 D が 10 m の円形トンネルに対して、土被り $3D$ 、下方境界 $1D$ とした 1/2 対称モデルとする。自重応力場を再現した後、掘削は全断面を瞬時にやり、特定の支保工の影響を排除するため無支保とした。軟岩地山の物性値を表-7 に示す。ここで、ひずみ軟化モデルやダイレタンシーモデルにおける拘束圧として、トンネル掘削直前の自重応力場において地山の要素に発生している最小主応力 σ_3 を採用する。

a) ひずみ軟化特性のモデル化

ここでは、ひずみ軟化モデルの効果のみを明らかにするため、ダイレタンシー特性を考慮しない、すなわち、 $\psi = 0$ という条件を与えて、掘削後の塑性変形の進行におけるひずみ軟化挙動を拘束圧の異なる位置で比較する。図-22 に示した 4 つの要素は、掘削前の自重応力場において土被りの相違により拘束圧が異なる。解析結果として、内空壁面に变形が発生してから崩壊に至るまで最大せん断ひずみ分布を 3 ステージに分けて図-23 に

図-22 解析モデル（応力は、圧縮：負 引張：正）

表-7 軟岩地山の物性値

変形係数 E	(kPa)	10 000
ポアソン比 ν		0.25
粘着力 c	(kPa)	10.0
せん断抵抗角 ϕ	(deg)	48.0 およびモデルパラメータ
ダイレタンシー角 ψ	(deg)	0.0 あるいはモデルパラメータ

図-23 ひずみ軟化モデルの解析結果（変形は実スケール）

示す。また、第3ステージのみ塑性領域を示す。ここでステージとは、時間刻み幅 Δt における同一時間経過における状態を意味する。これより、局所的なせん断変形、すなわち、せん断帯が内空壁面から発生して、これが局所的な運動を誘発して塑性ひずみの発生を進展させ、進展した塑性ひずみがさらに強度低下を引き起こしながら地表に到達する、いわゆるせん断帯の形成発展過程をシミュレートしている様子が分かる。さらに、式 (8) に示した塑性せん断ひずみ e^{ps} と主応力差の

図-24 塑性せん断ひずみ-主応力差の関係

関係を図-24に示す。これより、掘削前の自重応力場における拘束圧が高い要素ほどピーク強度が高い。また、変形の進行に伴ってどの要素も応力が漸次的に低下する傾向が得られている。これにより、図-13に示した三軸圧縮試験の結果から得られたモデルパラメータをトンネル掘削解析に適用して、図-14に示すモデル化されたひずみ軟化挙動の傾向が再現できることを確認した。無支保という状況は、実際のトンネル施工においてはあり得ないが、ひずみ軟化特性に起因するせん断帯の発生と進展により最終的には崩壊に至る挙動の再現性は、トンネル掘削解析に適用するモデル化・数値解析手法の信頼性という点で重要であると考える。

b) ダイレタンシー特性のモデル化

提案しているダイレタンシーモデルの効果を明らかにするために、塑性ひずみが進行してもダイレタンシー角 ψ は一定とする場合と、体積膨張の度合いが減じて体積変化が生じなくなる状況を表現するために塑性ひずみの進行に伴い ψ が漸次的に減少する場合を比較する。また、後者においては拘束圧依存性を考慮するため、自重解析完了時点で式 (18) を用いて要素ごとに個別のモデルパラメータを作成した。これにより、トンネル掘削解析では要素ごとに異なる拘束圧に対応した

(a) ダイレタンシー角を一定とする／拘束圧分布を考慮しない場合の解析結果 (変形は実スケール)

(b) ダイレタンシー角の減少を考慮する (提案モデル) ／拘束圧分布を考慮する場合の解析結果 (変形は実スケール)

図-25 ダイレタンシー角の変化の取り扱いによる比較

図-26 塑性せん断ひずみ-体積ひずみの関係の比較

ダイレタンシー挙動が再現できる。内空壁面に変形が発生してから崩壊に至るまで最大せん断ひずみ分布を3ステージに分けて、前者の結果を図-25 (a)に、後者の結果を図-25 (b)に示す。最大せん断ひずみの分布や崩壊形状を比較すると、塑性ひずみの進行に伴う体積膨張の変化を考慮しない場合は、側壁がより広範囲に渡り内空側へ押し出されており、せん断変形もトンネル上部付近に塊状を呈している様子が伺える。これに対して、提案しているダイレタンシーモデルを適用して塑性ひずみの進行に伴う体積膨張度合いの減少を考慮した場合、側壁部がより狭い範囲で内空側へ押し出されており、せん断変形はより速い進行で地表面へ進展している様子がみられる。ダイレタンシーのモデル化において、体積膨張の度合いの減少を考慮しない場合は、考慮する場合に比較して相対的には体積膨張を過大に評価する可能性があることを示唆していると思われる。さらに、塑性変形の進行に伴う体積ひずみの変化を図-26に示す。これより、ダイレタンシー角 ψ の変化を考慮しない場合は、体積は一定の割合で増加する傾向を示している。これに対して、提案しているダイレタンシーモデルであるダイレタンシー角 ψ の変化を考慮した場合は、塑性変形が進行するに伴い体積の膨張割合が低下する傾向が得られている。これより、三軸圧縮試験の結果から得られた図-17に示したモデルパラメータ、および、式(18)をトンネル掘削解析に適用して、図-18に示すモデル化されたダイレタンシー挙動の傾向が再現できることを確認した。ただし図-26に示した3つの要素は拘束圧の差異が小さいため、図-18に示したような拘束圧の大きさの差異によるダイレタンシー角の明瞭な相違は見られなかった。以上より、提案しているダイレタンシーモデルは、図-9に示した三軸圧縮試験の結果と同様の傾向を示しており、本研究で提案するダイレタンシーモデルによるダイレタンシー挙動の傾向が再現できることが分かる。

5. 結論

本論文は、軟岩トンネルを対象として数値解析を用いてトンネル掘削による挙動予測を行う際、ひずみ軟化挙動やダイレタンシー挙動を示す軟岩供試体の三軸圧縮試験結果を数値解析により再現し、得られた力学特性のパラメータをトンネル掘削解析に適用する図-1に示すプロセスを提案した。ここでは、以下の結果を得た。

- 1) 陽解法で定式化された有限差分法を用いて3次元大変形解析を実施することにより、三軸圧縮試験で見られる軟岩供試体の変形・破壊状況を良好に再現することができた。故に、提案モデルを用いてひずみ軟化特性の本質である変形の局所化と材料自体の劣化の双方を再現することができる。これより、提案モデルとモデルパラメータをトンネル掘削解析に適用すれば、現場で遭遇する独自性のある、かつ、拘束圧分布に対応するひずみ軟化挙動やダイレタンシー挙動を表現できることが期待される。ただし、様々な地盤条件下での数多くのトンネル掘削時に得られる計測データと提案モデルの解析結果を比較して再現性を検証し、定式化やモデル化方法を改良していくことが今後の課題となる。
- 2) ひずみ軟化特性やダイレタンシー特性を有する軟岩地山を対象として、ひずみ軟化以外の降伏後特性を有する力学モデル（弾完全塑性材料や完全脆性材料）を適用した場合、支保荷重や挙動予測において相対的に過小評価、あるいは、過大評価となる場合があると思われる。軟岩地山に対しては提案しているひずみ軟化モデルを適用することが有用である。
- 3) 空間的に拘束圧が分布している一般的なトンネル掘削解析に対して、提案しているひずみ軟化モデル、および、ダイレタンシーモデルを適用したところ、塑性変形の進行に伴って応力が漸次的に低下する傾向や体積膨張度合いが減少する三軸圧縮試験結果と同様の傾向を再現する結果が得られた。ひずみ軟化のモデルパラメータは特定の拘束圧に依存しないため、掘削後の応力解放により拘束圧に時間的变化が生じる場合に対しても、モデルパラメータに基づくせん断挙動を再現することができる。一方で、ダイレタンシーのモデルパラメータは、特定の時点における拘束圧の空間的な分布には対応することができる。前章で示した適用事例では、自重解析完了時という特定時点における拘束圧に基づくモデルパラメータを生成している。しかし、掘削後の応力解放によりトンネル壁面近傍の拘束圧が低下する過程では、ダイレタンシー

挙動に誤差が生じる可能性がある。これに対しては、各要素において時間的に変動する拘束圧に対して式(17)によりモデルパラメータを逐次的に再評価することは可能である。しかしながら、この方法が実用的で妥当性のあるモデル化方法であるかを検証する必要があるため、前章で示した事例には適用しなかった。また、上述した拘束圧の変動過程を追従できるダイラタンシーモデルの実用性と妥当性の検証も必要となる。

最後に、本手法を実業務に適用するにあたり、以下の点に留意することが推奨される。

- 1) ひずみ軟化モデルの対象となる地層の空間分布、すなわち、地質構造のモデル化を可能な限り精度よく作成し、これに忠実な解析モデルを作成すること。
- 2) トンネルが計画される位置において可能な限り多くの箇所のボーリングから供試体を得て、トンネル深度を代表する拘束圧を用いた三軸圧縮試験を実施すること。

参考文献

- 1) 足立紀尚, 小川豊和: 堆積軟岩の力学特性と破壊基準, 土木学会論文報告集, 第 295 号, pp.51-63, 1980.
- 2) 岡二三生: 軟岩の力学挙動のモデル化, 土と基礎, Vol.41, No.10, Ser.No.429, pp.13-18, 1993.
- 3) 足立紀尚, 岡二三生: 軟岩のひずみ軟化型弾塑性構成式, 土木学会論文集, No.445/III-18, pp.9-16, 1993.
- 4) 川本眺万, 石塚与志雄: ひずみ軟化を考慮した岩盤掘削の解析, 土木学会論文報告集第 312 号, pp.107-118, 1981.
- 5) 瀬崎満弘: ひずみ軟化を考慮したトンネルの有限要素解析, 第 28 回土木学会西部支部研究発表会講演概要集, pp.318-319, 1984.
- 6) 松本喬, 鈴木輝一: ひずみ軟化特性を考慮した非線形有限要素解析, 土木学会年次学術講演会講演概要集 第 3 部, pp.258-259, 1981.
- 7) 芥川真一, 松本憲典, 長井寛之: 土被りが浅いトンネルの非線形挙動に関する一考察, 土木学会トンネル工学研究論文・報告集, 第 10 巻, pp.113-118, 2000.
- 8) 中岡建一, 畑浩二, 芥川真一: 小土被りトンネルの掘削に伴う地山挙動の評価手法に関する研究, 土木学会トンネル工学報告集, 第 17 巻, pp.121-126, 2007.
- 9) 中川光雄, 蔣宇静, 江崎哲郎: 大変形理論の岩盤挙動および安定性評価への適用, 土木学会論文集, No.575/III-40, pp.93-104, 1997.
- 10) 北川浩: 塑性力学の基礎, pp.37-53, 日刊工業新聞社, 1979.
- 11) 足立紀尚, 吉田信之: 軟岩の力学的挙動, 土と基礎, Vol.41, No.10, Ser.No.429, pp.7-12, 1993.
- 12) 小高猛司, 早野公敏, 古関潤一, 龍岡文夫, 壺内達也, 松本正士, 松下政史: 堆積軟岩試料のサンプリングによる乱れの評価法, 土と基礎, Vol.46, No.5, Ser. No.484, pp.11-14, 1998.
- 13) ジオ・ラボネットワーク運営委員会編: 地盤調査における地盤材料試験, 2013.
- 14) 龍岡文夫, 小高猛司, 王林, 早野公敏, 古関潤一: 堆積軟岩の変形特性, 土木学会論文集, No.561/III-38, pp.1-17, 1997.
- 15) 龍岡文夫: 室内せん断試験・原位置地盤調査・安定解析・模型実験・実構造物の挙動の関連について, わかりやすい土質力学原論, pp.51-107, 地盤工学会, 1999.
- 16) Vermeer, P. A. and de Borst, R.: Non-associated plasticity for soils, concrete and rock, *Heron*, Vol. 29, No. 3, 1984.

(2013. 7. 22 受付)

A PROPOSAL AND APPLICATION OF PRACTICAL MODELING OF STRAIN-SOFTENING AND DILATANCY IN ANALYSIS OF TUNNEL EXCAVATION

Mitsuo NAKAGAWA

The tunnel planned by the mountain tunneling method in urban areas is located in the soft rock mass in many cases. Soft rock has a mechanical characteristic which poses a design and construction top problems, such as strain-softening and dilatancy. However, the example of the tunnel excavation analysis which took these mechanical characteristics into consideration in practical work is now few. In this study, by reproducing the result of the triaxial compression test carried out in the usual geological survey by using numerical analysis, the parameter expressing these mechanical characteristics is obtained and the process applied to tunnel excavation analysis is proposed. This proposal has the feature in the point of having thought practicality as important, though expression of localization of deformation or material degradation which is the essence of the strain-softening characteristic is realized.