

塑性圧変状トンネルに対する時間依存性を考慮した力学的検討

MECHANICAL INVESTIGATION OF DAMAGED TUNNEL IMPOSED GROUND PRESSURE DUE TO PLASTIC ZONE CONSIDERING TIME DEPENDENCY OF STRENGTH

中川光雄*・蔣 宇静**

Mitsuo NAKAGAWA and Yujing JIANG

Soft rock has the characteristic of time dependency, that is to say, creep and/or strength-reduction. Ground-pressure toward tunnel liner due to plasticity with strength-reduction of rock is expressed using a finite difference method, which is especially proposed by Cundall and is well expressed plastic flow and large-strain. In this paper, the formulation proposed by Sato is adopted as the model of strength-reduction with time dependency of rock and be applied for the evolution of plastic zone. Furthermore, the effects of reinforced tunnel liner are investigated with the different time of construction. The development of the estimation method for appropriate time and reinforced tunnel liner will be expected.

Key Words: strength-reduction, time dependency, damaged tunnel, soft rock, plasticity, finite difference method

1. はじめに

軟岩の力学的な特徴としては、ひずみ軟化やダイレーションのみならず、クリープや強度低下の時間依存性が挙げられる。我国の国土は広く軟岩で覆われており、道路トンネルや鉄道トンネルの大半がこのような軟岩の地山中に施工されている。これらのトンネルにおいて二次覆工が施工された後時間の経過とともに周辺地山に塑性領域が拡大してトンネル内空側に地山が押し出されて地圧が覆工に作用するケースが見られる。この地圧は塑性圧と呼ばれ¹⁾、覆工に対して変形、ひび割れ、剥落などのダメージを与えることがある。この塑性圧は、トンネル掘削によって周辺地山に塑性領域が形成された後その塑性領域が拡大するものであり、塑性領域における地山力学特性が変化するなどの時間依存性の力学挙動に起因すると考えられる。また、覆工にダメージを及ぼすもう1つの要因としては、覆工自体の経年劣化が挙げられる。このような状況においては、内空変位の進行を抑制したり、必要な内空断面（建築限界等）を確保するなどのトンネル変状に対する補強対策が必要になる。このため、設計段階より変状発生 の程度やこれによる補修の必要性、その部位、最適な対策工の選定、またはその効果を精度よく予測することが求められる。また、補強工を施工した場合は、内空変位計測などでその後の変位の経時変化を実測することにより補強効果を評価することが望まれる。

さて、上述の予測や評価には変状現象の発生メカニズムが的確に反映された事前の力学的検討が有効であると思われる。これには地山および覆工の適切な力学モデルを用意し、かつ、その力学モデルに基づく力学的挙動を良好に再現できる数値解析手法の適用が必要である。しかしながら今までは、設計当初より地質情報が不足している事情もあり、これまでは変状に対する事前評価がなされることは少なかった。本研究は、予防保全の観点から、トンネル変状の要因として塑性圧に着目して地山強度の経時的劣化と覆工劣化を考慮したトンネル変状解析を行い、得

*正会員 博士（工学） 株式会社 地層科学研究所 大阪事務所

**正会員 博士（工学） 長崎大学 工学部 社会開発工学科

られた内空変位の経時的変化に基づいて補強工実施に関する各種の判断を支援するシステムの開発を目指したものである。各所の要素技術は未完成ながらも、将来的には合理的な維持管理時期を判断できる手法の確立が期待できると考える。

2. 強度低下の時間依存性モデル

軟岩の時間依存性を有する変形の要因として以下の3つの解釈がなされるとの指摘がある²⁾。

- (1) 力学的な要因・・・・・・岩盤の粘性や強度低下の時間依存性によるもの。
- (2) 水理学的要因・・・・・・岩盤中に存在する高い間隙圧を有する水がトンネル掘削に伴い移動する。
- (3) 化学的要因・・・・・・吸水膨張によるもの。

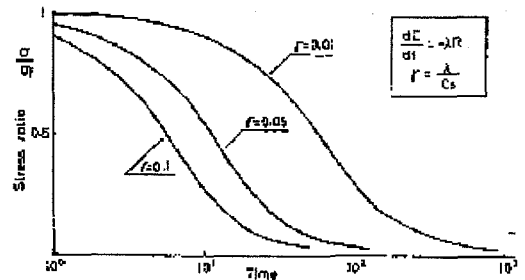
実際の変形挙動は、単一の要因により生ずるものではなく、これらが複合して発生していると考えられる。適当な応力下では、岩石の構造骨格は水の影響により劣化して応力腐食破壊に至ることが知られている。里ら^{2), 3)}は、トンネルにみられる大きな変形は、岩石の骨格構造が水などの影響を受けて劣化（応力腐食）が原因で徐々に破壊が進行していくことに起因すると考えて、岩石強度の時間依存性を式（1）のように表した。

$$\frac{dc}{dt} = -\lambda R \quad (R \leq 1.0) \quad (1)$$

$$\frac{dc}{dt} = -\lambda \quad (R = 1.0)$$

ただし、

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \cos \phi + \sin \phi (\sigma_1 + \sigma_3)}$$

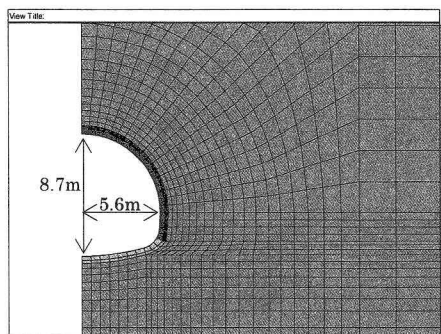


図－1 応力比と破壊時間

ここで、Rは降伏条件に対する応力状態の接近度を表しており、応力がMohr-Coulomb降伏条件式に接近するに伴い強度低下速度が増大する点がこのモデルの特徴である。式（1）では粘着力cと内部摩擦角φのうち、cのみの時間依存性を考慮し、かつ、一定速度で強度が低下すると仮定した。λは強度低下速度を表す定数であり、岩石に含まれる空隙やクラックの量や環境の腐食性の強さに依存すると考えられる。図－1は式（1）に基づいて一軸定荷重載荷試験において変化させた幾つかの応力比（高速で載荷した場合に得られた一軸圧縮強度に対する載荷定応力の割合）による載荷で破断に至った時間をプロットしたものである。λを決定するには、応力比を変化させた一軸定荷重載荷試験を破断に至るまで実施した結果とのカーブフィッティングで決定することができる。式（1）で表現される材料は、時間の経過に伴い強度が低下する。さらには、降伏基準から離れるほど、また強度低下が進行するほど強度低下速度が低下する。この特性は、応力が強度より低下するにつれて破壊に要する時間が指数関数的に増加する岩石試験の傾向をある程度表現していると思われる。

3. 強度低下の時間依存性を考慮したトンネル変状解析

本研究では、岩石の経時的な強度低下による塑性圧の増加に着目して、これが岩盤に時間依存性を有する変形挙動を生じせしめるメカニズムであると考えてトンネル変状解析を実施する。



図ー２ 変状トンネルの解析デル（トンネル近傍）

表ー１ 地山の物性値

弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	密度 ρ (kg/m³)	粘着力 c (MPa)	内部摩擦角 φ (deg)	強度低下の速度定数 λ (MPa/day)
500.0	0.4	2200.0	1.0	30.0	0.033

表ー２ 支保および覆工の物性値

	弾性係数 E (MPa)	ポアソン比 ν	断面積 A (m²)	断面２次モーメント I (m⁴)
吹付けコンクリート	4119.0	0.2		
鋼アーチ支保工	2.3×10^5		63.53×10^{-4}	4720.8×10^{-8}
覆工・インバート	2.5×10^4	0.2		

表ー３ 解析検討ケース

条件項目	地山	覆工	補修工	供用後補修時期	解析ケース
内 容	劣化	無支保	無し	—	1
		弾性体			2
					3
		劣化	内巻工	10年	4
				20年	5
				30年	6

(1) トンネル変状解析の概要

地山強度の経時変化と覆工劣化を考慮したトンネル変状をシミュレートする。ここで用いたモデルは、一般的な軟岩に施工された土被り 200m の道路トンネルを想定している。3 次元効果を考慮するため、ここでは無支保で 30% 応力解放した後に吹付けコンクリートおよび鋼製支保工を施した。そしてこの状態のまま 95% まで応力解放した後に覆工コンクリートを施し、残り 100% まで応力解放した。解析モデルを図ー２に示す。地山は、表ー１に示すように日本道路公団⁴⁾の D I クラス程度の軟岩を想定して Mohr-Coulomb 降伏条件式に基づく弾完全塑性体としてモデル化した。地山の強度低下は、トンネル供用直後から発生すると考えて、前章で述べた里らの式(1)に基づいてこれを前進差分で近似した(2)式を適用し、実時間による解析を行った。支保および覆工の各物性値は、日本道路公団の示方書⁴⁾を参考にした。これらを表ー２に示す。解析法は、塑性流動が持続して崩壊・大変形挙動に至るような過程を安定的にシミュレートできる数値解析法⁵⁾の1であるCundallらの有限差分法⁶⁾を適用した。そして、時間積分

は式(2)の経過時間中の各時刻において力学的平衡を満足するよう時間きざみ幅 Δt を調整しながら進めた。これにより Mohr-Coulomb 降伏関数に時間依存性を持たせた解析・モデル化が実現できたと考える。

解析検討ケースを表ー３に示す。最初に、無支保の場合を実施して地山の経時的な強度低下による塑性領域の拡大状況を把握する(ケース1)。次に、覆工を弾性体でモデル化した場合(ケース2)と覆工に劣化が生じるとした場合(ケース3)を比較することで、内空変位にどの程度の相違が現れるかを把握する。ひび割れや剥落を引き起こす覆工のモデル化は、覆工をはりと地盤ばねでモデル化する骨組解析による方法と、覆工を有限の大きさを持つ要素に分割してモデル化する方法に大別される。後者の場合、その離散性を重視した離散ひび割れモデルと便宜性を重視した分布ひび割れモデルが提案されている。本研究では、覆工のモデル化は有限の大きさを持つ要素に分割する方法を採用し、分布ひび割れを考慮して便宜上コンクリートの剛性を1/10に低下させることで劣化を表現した。以上を踏まえた上で、補強工の施工時期の相違(10年後(ケース4)、20年後(ケース5)、30年後(ケース6))による経時的な変位量の差を比較する。なお、全解析ケースにおいて変位は掘削開始時からの累計とする。

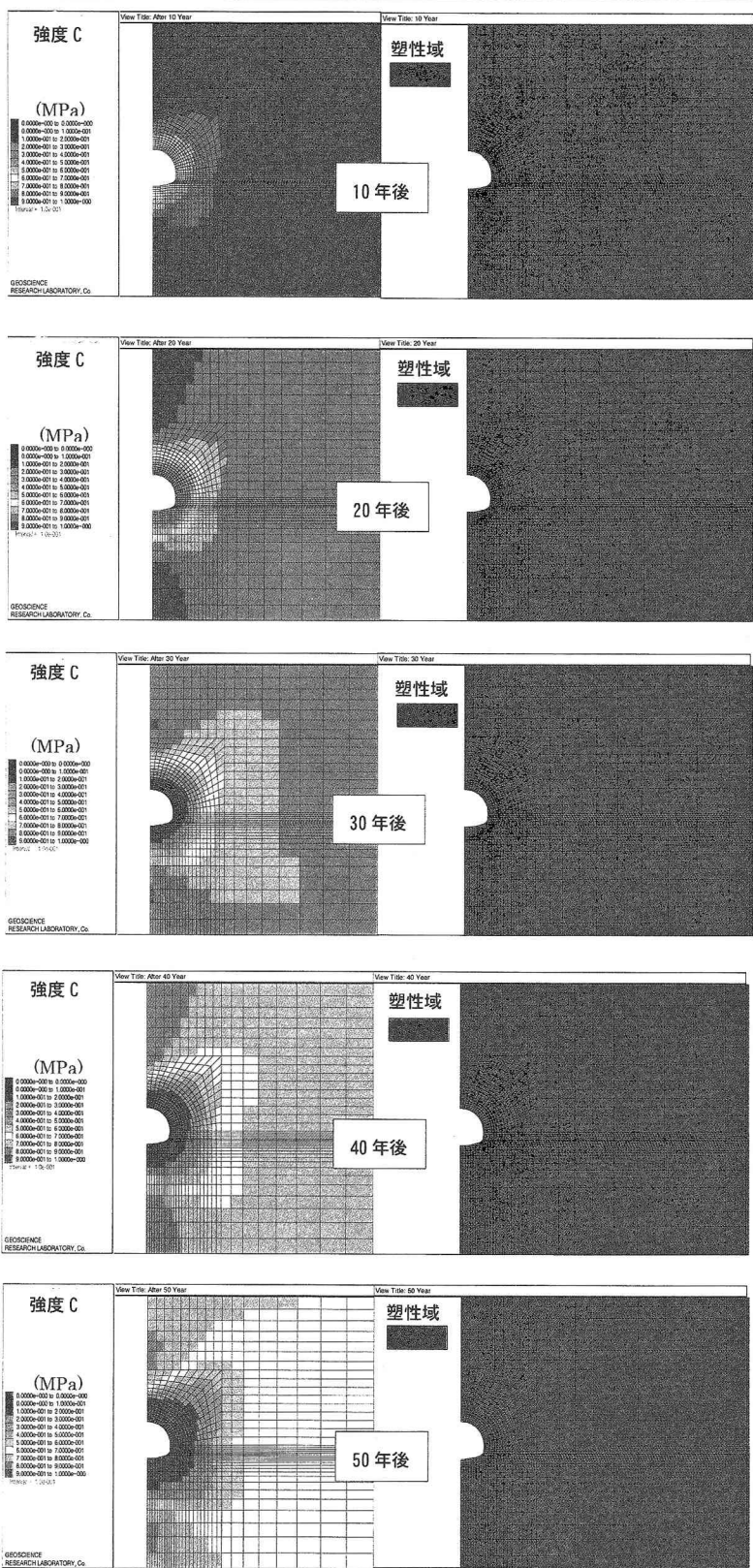
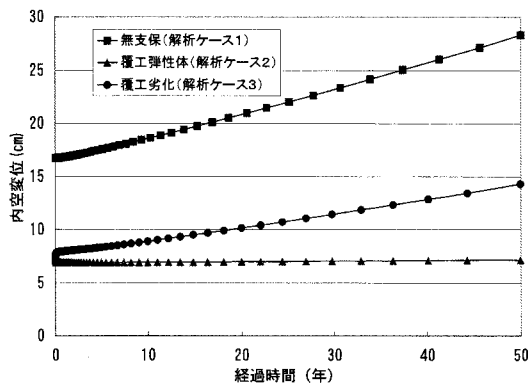


図-3 強度低下と塑性領域の進展（解析ケース1）

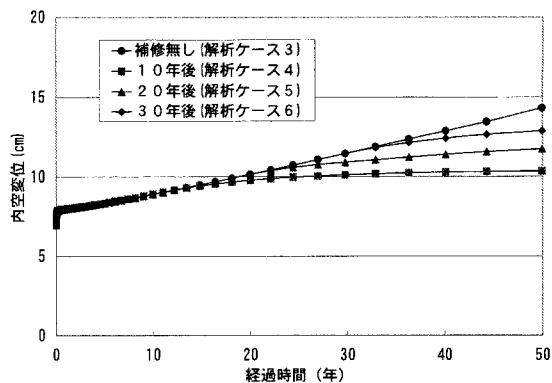
（2）変状解析の結果（補修工の無い場合）

まず、無支保の場合（ケース1）における強度が経時的に低下する状況とそれに対応して塑性領域が拡大する状況を図-3に示す。これより、時間の経過に伴い強度低下がトンネル内空地山内部に向かって徐々に進展し、これに伴い塑性領域も同様の傾向で拡大していく様子が分かる。これはトンネル近傍で見られる大きな強度低下は経験的な事実とよく一致している。

次に、覆工は劣化しないと考えた場合と覆工が劣化すると想定した場合の内空変位量の違いを図-4に示す。ここでは無支保のケースと同様に地山の地山強度を経時的に低下させている。これより、スプリングライン位置での内空変位に着目すると、無支保では50年経過すると11.6cm程度の内空変位の増加がみられるが、覆工を弾性体とすると変位がほとんど生じていない。現在実務で行われている解析では多くが地山と覆工を弾性体と仮定しているか、あるいは地山のみが劣化を示すと仮定しており、ここで示すように時間が経過しても変位がほとんど生じないという解析結果を得ることになる。一方、覆工も経



図一４ 覆工のモデル化の相違による内空変位の比較



図一５ 補修時期の相違による内空変位の比較

時的に劣化すると仮定すると、約 7.4cm 程度の内空変位の増加が生じている。覆工の効果によりある程度の抑制効果がみられるものの、やはり時間の経過と共に変位増加がみられることが分かる。実現場において、供用後の内空変位発生は数多く報告されており、地山及び覆工の経時的劣化を考慮した解析を行う必要があることがわかる。

最後に、いずれのケースも変位の経時変化はほとんど直線的であり、計測などで見られる指数関数的な速度変化とは異なる。これは、降伏後の強度低下が直線的でありこの過程で次々に塑性変形が付加されたためであると考えられる。より現実的なモデル化に式（１）に対してより詳細に検討する必要があると考える。

（３）変状解析の結果（覆工補強対策を実施した場合）

補修時期の相違による補修の効果を把握することを目的として、補修時期に差をつけた場合の無内空変位の相違を比較する。ここでは、地山・覆工ともに劣化するとして補修時期を供用後 10 年後、20 年後、30 年後と想定した。また、工法は多く行われている内巻工とした。緒元は弾性係数 4000(MPa)、厚さ 30cm の弾性体としてモデル化し便宜上劣化は考慮しなかった。図－５に示す結果より、どの経過年数においても早期に補修すれば内空変位は少なく、補修が遅くなるほど内空変位が大きい傾向が見られる。本研究では内巻工のみを対象としたが、今後とも他の工法（例えば表面補強の代表である炭素繊維シート工など）についても変状解析を実施し、工法の相違による比較検討をする必要があると考える。

（４）トータルコストと変位増分

最後に、補修を行った場合のコストに着目する。すなわち、どの段階で、どの程度の強度の補強を行えばトータルコストが最も安くてすむかを把握する。内巻工は施工単価 66,000 円/㎡であり、施工面積を 500㎡と仮定した場合の施工単価の経年変化は、経過年数を X (年)、対策費を Y (円) とすると、以下の回帰式（３）で表現される⁷⁾。

$$Y=972,853 \cdot X+3,814,410 \quad (3)$$

先の変状解析と同様の条件において式（３）に当てはめると、供用後 10 年で内巻工を行った場合 1,350 万円、20 年後では 2,330 万円、30 年後では 3,300 万円の工費が発生すると算出される。ただしこの工法の場合、施工後の 30 年間に維持管理費として 8,835 万円が発生するため、これを加算する必要がある。これを図－６に示す。これに基づき、トンネルの耐用年数を 50 年と仮定した場合の補修に要するトータルコストおよび対応する内空変位の増分を表－４に示す。変位抑制の点からみると、10 年後に内巻工を行う方法が最も変位が抑制されている。コストの観点

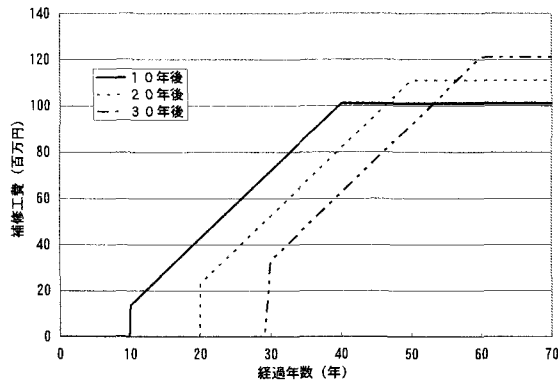


図-6 補修費用の経時変化

表-4 トータルコストと内空変位の増分

補強工	供用後補修時期	トータルコスト (百万円)	供用後増加変位 (cm)
内巻工	10年後	2748	3.37
	20年後	2024	5.77
	30年後	1249	6.67

から見ると、30 年後に施工する場合の方がトータル的には安くなるが、増加変位は前者の約 2 倍となっている。実際には、初期投資額や維持補修額等の他に、数値として表せない社会的コストや安全への信頼性等を含んでおり、これらを考慮してトータルコストを算出する必要がある。

4. まとめ

ここで用いているコストは限られた資料から算出しており、資料数を増やすことで経年の増加量や初期コストが変化する可能性はある。変状解析については、今回は示方書から得られた物性値などを用いて解析を行ったが、実計測のデータを得ることができれば、実状により適した変状解析が行えるものとする。今後は、実ケースをフィードバックさせ、変状予測の適合性を高め、より精度の高い結果が得られるよう、本研究を進めていく予定である。

参考文献

- 1) (社) 土木学会：トンネルの変状メカニズム，2003.
- 2) 里 優・竹田直樹・亀村勝美：強度の時間依存性に着目した岩盤の解析，第 18 回土質工学研究発表会論文概要集，pp. 817-820, 1983.
- 3) 里 優・亀村勝美：岩盤強度の時間依存性に関する一考察，第 19 回土質工学研究発表会論文概要集，pp. 783-784, 1984.
- 4) 日本道路公団：設計要領第三集トンネル，トンネル本体工法全編，1997.
- 5) Cundall, P.A. and Board M.: A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problems, Prepared for the 6th International Congress on Numerical Methods in Geomechanics, 1988.
- 6) 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.
- 7) 蔣 宇静・棚橋由彦・竹下揚子・藤井崇博・小山田清人：長崎県道路トンネルの変状要因分析と維持管理データベースの構築，長崎大学工学部研究報告，第 33 巻，第 61 号，pp. 115-122, 2003.