

道路トンネル変状予測モデルの検討と 補強工法効果の評価への適用

蔣 宇静*・棚橋由彦*・川田晶仁*

Simulation Models for Tunnel Convergence Prediction and Appraisalment of Different Reinforcement Methods

by

Yuqing JIANG*, Yosihiko TANABASHI* and Akihito KAWATA*

The time-dependent features of soft rock and the deterioration of tunnel lining would influence tunnel convergence significantly in a long-term design of tunnel construction and maintenance. Using the classic creep model (Burgers model) and strength deterioration model, this paper discusses the mechanics of tunnel deformation in a long period by numerical simulations. Comparing with the in-site monitor data, a rational model as well its necessary parameters can be determined. Based on the proposed model, the effect of different reinforcement methods in the tunnel lining maintenance is discussed, and some suggestions for the tunnel lining design are also proposed in this paper.

Key words : tunnel convergence, time-dependency, creep, strength deterioration, maintenance

1. はじめに

軟岩の力学的特徴としては、ひずみ軟化と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。日本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、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を拡大させるものであり、塑性領域における地山の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。

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を適用し、それらを用いて変状に対して事前評価を行う必要がある。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、適切なモデルを用意することが難しかったため、変状に対する事前評価がなされることは

平成18年12月14日受理

* 社会開発工学科 (Department of Civil Engineering)

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、地山強度劣化モデルとクリープモデルを用いたトンネルの変状解析を行い、得られた内空変位の経時変化に基づいて各モデルの特性を把握・評価し、変状メカニズムをよりの確に判断できるモデルを提案することで、補強工実施に関する各種の判断を支援する解析手法の確立を目指している。これにより、将来的には補強効果やコスト面に関して合理的な維持管理時期や工法を判断できる解析手法の確立が期待できると考える。

2. 時間依存性モデル

2.1 変状予測に用いられている解析手法

変状したトンネルの覆工コンクリートに作用する外力や、その結果として生ずる覆工コンクリート応力を正確に把握することは困難な場合が多い。従って類似設計や標準設計が適用できない場合や、これらの設計結果を補完する目的で無筋の覆工コンクリートを対象とした解析手法を適用することができる。近年では、変状トンネルに関する実績分析や模型実験、数値解析などの研究が進められ、数値解析によって定量的に変状予測が行われる事例が増えてきており、以下に数値解析を適用した予測手法の代表例として、梁・ばねモデルによる手法と地山劣化モデルによる手法の特徴について述べる。

a) 梁・ばねモデルによる変状予測手法

本手法は地山をばね、覆工を梁とした骨組構造解析を適用し、地圧の増加に対する覆工の挙動としてひび割れや圧ざといった変状の発生箇所や発生時の作用地圧を予測するものである。しかし、現実には補強によって変形速度が遅くなる効果が得られるが、解析ではこのような時間依存性を表現できないという問題点がある。

- ①地山条件：覆工の背面空洞の存在が解析結果に大きな影響を与えるので、その範囲が把握されていることを条件とする。解析にあたっては、地山の弾性係数を把握する必要がある。
- ②解析方法およびモデル：このひび割れ進展解析は、ひび割れを発生段階ごとに構造モデルを設定して解析を行い、それらの計算結果を重ね合わせてひび割れの進展を表現する方法であり、各段階における覆工部材は線形弾性体とする。
- ③問題点：実際のトンネルでは、ひび割れ発生等による作用地圧の再分配等により変位のみが進行する場

合があるが、ひび割れ進展解析ではこの状況を再現できない。これは覆工モデルを線形弾性体としてモデル化しているためで、覆工に作用する地圧が増加する状況では地圧と変位が一定勾配で増加する。このことからひび割れなどの変状が進行し、顕著な変位が発生している変状トンネルに対して本解析手法を適用すると、ケースによっては耐力増加が表れない結果となる。

b) 地山劣化モデルによる変状予測手法

本手法は、地山の力学モデルに Mohr-Coulomb 降伏条件を用いて地山の劣化を表現し、地山の時間依存性を評価する手法である。解析コードとしては、有限要素法や有限差分法等が適用され、本研究では後者を用いている。覆工の発生応力や変形量とともに、周辺地山の応力状態や劣化状況（塑性領域）等が評価され、覆工の力学的挙動だけでなく周辺地山の応力状態についても取り扱うことができる。

2.2 強度劣化モデル

トンネル掘削が一定期間において行なわれることを考慮すれば、掘削後の時間依存性の変形に最も大きな影響を及ぼしているのは、クリープ、あるいはクリープ破壊であると考えられる。クリープ破壊とは、一定荷重下で変形が進行し、ある時間の後に破壊が生じる現象である。ここでは、トンネル供用後ある時間経過すると変形が生じるという現象は、別の観点から時間と共に岩石の強度が低下してゆく過程と見なすこともできる。適当な応力下では、岩石の構造骨格（特にクラック端）が水分等の影響により劣化し（応力腐食）破壊に至るのである。トンネルでみられる大きな変形は、このような原因で破壊が徐々に進行してゆくために生じると考えられる。そこで、里らの研究²⁾では、岩石強度の時間依存性を次式により表わしている。

$$\frac{dc}{dt} = -\lambda R \quad (R \leq 1.0) \quad \text{ただし,}$$

$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2c \cos\phi + \sin\phi(\sigma_1 + \sigma_3)} \quad (1)$$

ここに、 λ は強度劣化の速度を表わす定数であり、 c は地山の粘着力、 ϕ は内部摩擦角である。また、図-1における、 c_0 は初期の粘着力である。さらに、 R は応力状態の破壊条件に対する接近度を表わしており、上式は応力が破壊条件に近づくにつれ、強度劣化の速度が大きくなることを意味している。ただし、強度定数の粘着力項についてのみ時間依存性があると仮定して

いる。破壊 ($R=1$) の挙動のモデル化は、ここでは強度の時間依存による効果のみに注目するため、最も単純な形として一定速度で強度が低下することとした。 λ は岩石に含まれる空隙やクラックの量、あるいは環境の腐食性(応力腐食)の強さに依存すると考えられ、つまり、空隙やクラックが多い場合には強度低下速度は大きくなると考えられる。含水量を制御した圧縮試験では、含水量の増加と共に強度が低下することが知られており、この推測の根拠となっている。図-1は、式(1)に基づいて、一軸定荷重試験における破断時間をプロットしたものである。この試験結果を指数関数で回帰することにより、強度低下速度 λ が決定される。岩石試験によれば、応力が圧縮強度より低くなるにつれ、破壊(降伏規準に達する)に要する時間が指数関数的に増加することが知られており、式(1)ではこの傾向が表現されている。

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、先に述べた里らの式(1)に基づいて、これを前進差分で近似した式(2)を適用し、実時間による解析を行うこととする。

$$\frac{dc}{dt} = \frac{c^{t+1} - c^t}{\Delta t} \quad \therefore c^{t+1} = c^t - \lambda R \Delta t \quad (2)$$

支保および覆工の物性値は、旧日本道路公団の示方を参考にした。解析法は、塑性領域が持続的に発生・拡大して大変形挙動・崩壊に至る過程を安定的にシミュレートできる数値解析法の1つである Cundall らの有限差分法^{3),4)}を適用した。時間積分は式(2)の経過時間中の各時刻 t において力学的平衡を満足するよう時間きざみ幅 Δt を求め、その時間きざみ幅を重ねていくことにより、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。ここでの降伏関数とは一般的な Mohr-Coulomb 降伏関数であり、時間の経過と共に降伏規準が低下していくことを意味する。

2.3 クリープモデル

粘弾性体を数値解析的に取り扱う場合、準静的問題と動的問題に大別される。前者はひずみ速度がかなり緩やかか、あるいは粘性が大きく慣性の影響が無視できるような場合に適用されるが、もちろん時間の影響も考慮しなければならない。一方、後者は変位が急激に発生し慣性の影響が無視できない場合に適用される。本論文では、前者の立場に基づいて以下に定式化を示す。クリープモデルは、図-2に示すような Kelvin モ

デル、Maxwell モデル、スライダーを直列に結合したものである⁵⁾。これは粘弾性と塑性が共存していることを意味する。粘弾性モデルにおける Maxwell モデルと Kelvin モデルの直列は、Burgers モデルとも呼ばれている。ここで、応力とひずみの関係を偏差成分と体積成分に分けて考えると、粘性挙動は偏差成分のみに起因して発生し、塑性挙動は偏差成分と体積成分の両方に起因して発生するものとする。偏差応力テンソル S_{ij} および偏差ひずみテンソル e_{ij} を(3a)~(3b)式に表す。ここで、 δ_{ij} はクロネッカのデルタを表す。

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \sigma_m \delta_{ij} \quad (3a)$$

$$e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{\varepsilon_{vol}}{3} \delta_{ij} \quad (3b)$$

$$\varepsilon_{vol} = \varepsilon_{kk}, \quad \sigma_m = \frac{\sigma_{kk}}{3} \quad (3c)$$

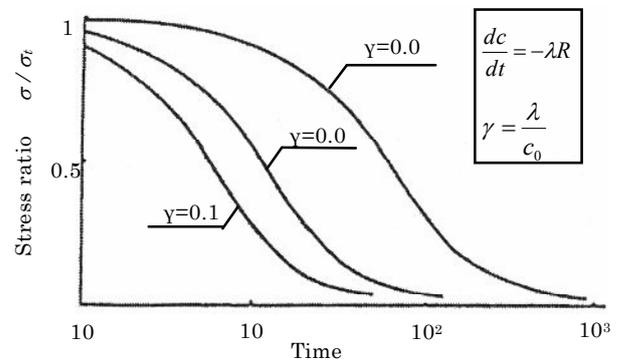


図-1 応力比と破壊時間

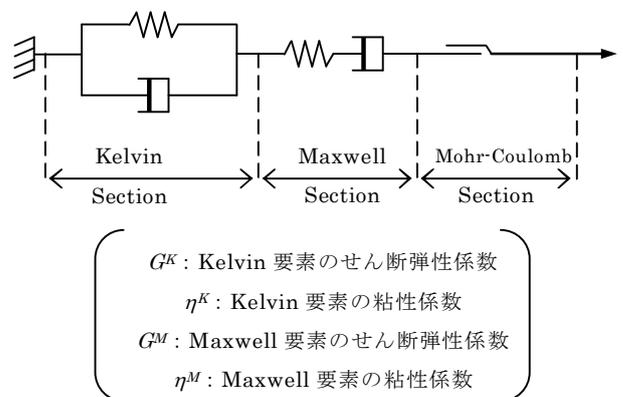


図-2 クリープモデル

表-1 解析用パラメータ

項目	値	項目	値
体積弾性係数 K (MPa)	1488.1	ポアソン比 ν	0.35
初期粘着力 c (MPa)	1.5	内部摩擦角 ϕ (°)	35
ダイレイション角 Ψ (°)	20	単位体積重量 γ (kN/m ³)	24.0
土被り H (m)	200		
Kelvin せん断弾性係数 G^K (MPa)	784.5	Kelvin 粘性係数 η^K (MPa)	1.0×10^8
Maxwell 弾性係数 G^M (MPa)	392.3	Maxwell 粘性係数 η^M (MPa)	1.0×10^{20}

3. 最適モデルの検討及び選定

ここでは、前述した強度劣化モデル及びクリープモデルを用いて、実現場の条件に則した解析を実施し、現場実測値との比較から地山の挙動の時間依存性を適切に表現できるモデルの検討及び選定を行う。

3.1 実現場概要

長崎自動車道うれしのトンネル及び俵坂トンネルは、建設中もしくは供用後から覆工クラックや舗装盤隆起などの変状が発生した。その中で、俵坂トンネルの地質は、主として古第三紀層の頁岩と凝灰角礫岩を主体とする火山岩類であり、実施工においては古第三紀層の頁岩が出現し、特に凝灰角礫岩層との境界では破碎されて脆い状態であった。また、実現場データ⁶⁾より俵坂変状区間において、図-3に示すような強度低下の時間依存性とトンネル変状の関係が認められた。強度劣化モデルでは、図中に示すようにプロット点を直線で結び、その強度低下の時間依存性を反映させて解析を行った。さらに、実現場施工をより忠実に再現

するために、吹付けコンクリートと覆工の間に防水シートを敷設するものとして、インターフェイス要素で表現した。

3.2 現場計測との比較と考察

本研究の解析対象は、俵坂トンネルの地質を踏まえ、土被り200mの道路トンネルである。掘削は一括掘削とし、掘削の表現として、無支保で空洞壁面上の応力を30%解放した後に、吹付けコンクリート及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、覆工及びインバートコンクリートを施し、残り100%まで応力解放した。支保および覆工の物性値は、旧日本道路公団の示方書⁷⁾を参考にした。解析法は、塑性領域が持続的に発生・拡大して大変形挙動・崩壊に至る過程を安定的にシミュレートできる数値解析法の1つである有限差分法を適用した。

表-1に解析に用いた地山物性値⁸⁾を示し、図-4には実現場の内空変位と強度劣化モデル、クリープモデルでの内空変位の経時的变化の比較結果を示す。実現場データと解析データの比較より、クリープモデルで

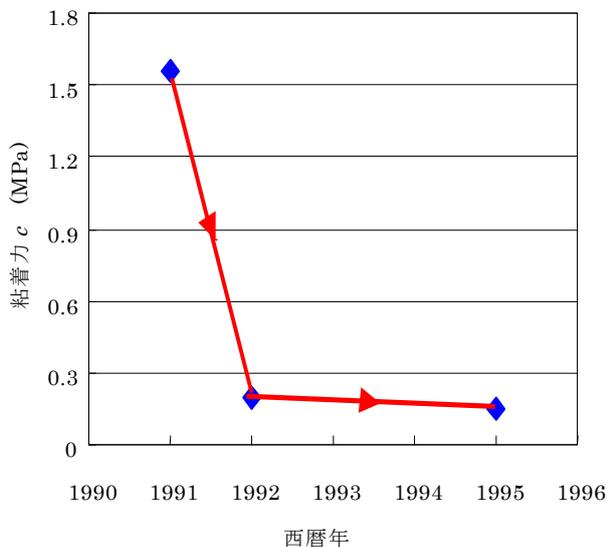


図-3 粘着力 c の経時的变化

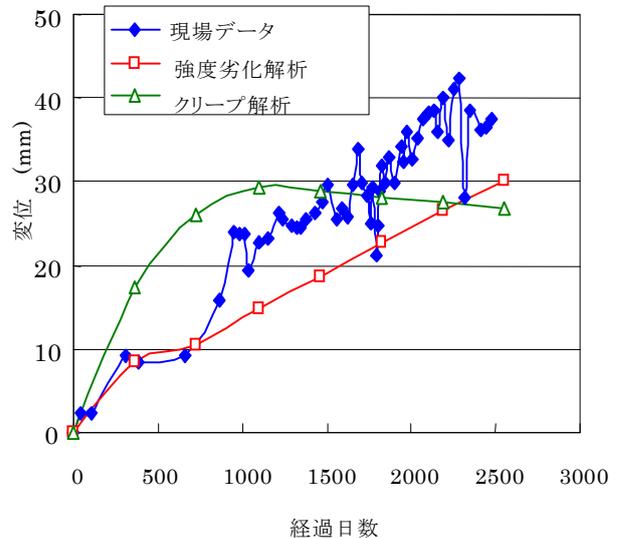


図-4 解析と実現場計測との比較

は最初に大きく変位が増加し、その後は収束傾向を示すことが分かる。一方、強度劣化モデルでは、700日程度までは実測値とほぼ一致しており、その後の増加傾向を示す挙動からも実現場の挙動を適切に表現できていると思われる。これは、強度劣化モデルでは時間の経過と共に地山強度が低下していくのに対して、クリープモデルでは地山強度は一定であり、強度の経時的な変化は考慮されていないためと考えられる。

これらのことから、強度劣化モデルの方が実現場における変位挙動と塑性領域の進展をより適切に表現できると考え、地山強度劣化モデルを採用することとした。これ以降は、強度劣化モデルを用いて変状解析を行い、その特性を把握し、考察することとする。

4. 提案モデルを用いたトンネル変状解析

4.1 解析モデル概要と変状解析手順

山岳トンネルは、その不確定要因の多さから変状予測や対策工が経験に頼ったものでなされている。しかし、道路舗装のようにある程度の耐用年数などを把握することで、より安全で合理的な維持管理を行うことができる。本節では、前述した通り実現場での変位挙動と塑性領域の進展を適切に表現できているとした地山強度劣化モデルを採用し、そのモデルの特性を把握・評価する。

ここでの解析では、在来工法により施工されたトンネルを想定し、掘削は一括掘削とし、掘削の表現として無支保で空洞壁面上の応力を95%解放した後に、覆工およびインバートコンクリートを施し、残り100%まで応力解放した。解析モデルは、日本道路公団のDI級程度の軟岩に施工された土被り $H=100m$ の道路トンネルを想定した。解析モデルを図-5に示し、解析に用いたパラメータを表-2に示す。覆工劣化は、既往研究を参考にして覆工の剛性も表-2のように低下させて表現した。

実現場での変位挙動と塑性領域の進展を適切に表現できているとした地山強度劣化モデルを採用し、そのモデルの特性を把握・評価する。そのための解析ケースとして、現場毎に地山強度劣化速度(MPa/year)が異なることから、強度劣化速度を変化させたケースをいくつか設定した。また、地山強度の強弱により地山の挙動がどのように変わってくるのかを把握するために、地山強度比 S_{rp} を変化させた解析を行った。ここに、地山強度比 S_{rp} は式(4)により定義される、 σ_c は地山の軸圧縮強度(kN/m²)、 γ は地山の単位体積重量(kN/m³)、 H は土被り厚(m)である。さらに、補強工の

施工時期の相違による変位の経時変化を比較し、補強工の変位抑制効果について検討した。

$$S_{rp} = \frac{\sigma_c}{\gamma \cdot H} \quad (4)$$

モデル特性把握の解析では、トンネル壁面から直角方向にとった最大塑性域幅 S をトンネル内空幅 D で除した値で評価を行うこととした。

4.2 変状解析の結果と考察

a) 強度劣化速度の相違による比較と考察

図-6は強度劣化モデルを適用して、強度劣化速度を変化させた場合の最大塑性域幅の経時変化を表す。ここで、横軸は掘削直後からの経過年であり、縦軸は最大塑性域幅 S をトンネル内空幅 D で除した値である。また、 λ の値はトンネル供用後50年経過した時点で、地山の強度が約90%~10%低下した場合を想定して設定した。図-6より、強度劣化速度の値が大きくなるほど、塑性領域の進展速度が大きくなり、広範囲に及ぶことが予測される。

これは、塑性領域が広範囲になっていくにつれて、地山の強度低下とともに塑性流動が発生し広範囲に及ぶことによって、塑性領域が加速度的に拡大したためと考えられる。

これらのことから、強度劣化速度が大きくなるほど、より早期に塑性領域の進展が始まり、広範囲に及んでいくことが考えられる。

b) 地山強度比の相違による比較結果

図-7に強度劣化モデルにおいて、地山強度比を変化させた場合の最大塑性域幅の経年変化を示す。図より、トンネル掘削直後において地山強度比により最大塑性域幅に大きな差が生じていることが分かる。これは、地山強度比が小さくなるほど初期状態での地山強度が小さく、掘削時の応力解放によりトンネル周辺の塑性領域が進展しやすくなるためと考えられる。また、地山強度比0.3~0.8の経年変化に関しては、大きく差が生じているが、1.0以上では、掘削時の最大塑性域幅の差は小さくなっていることが分かる。これは、地山強度比が1.0か、それ以上では、軸圧縮強度と土被り圧が等しいか、或いは軸圧縮強度の方が大きくなるためと考えられる。よって、地山強度比が1.0に近づくとつれ、塑性領域の進展速度の差は小さくなっていくものと考えられる。

5. 補強工法の変位抑制効果の検討

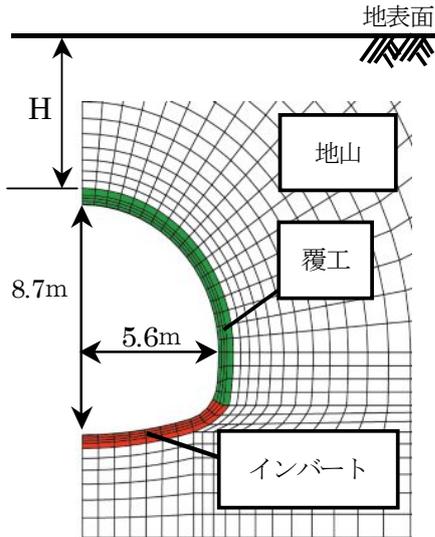


図-5 解析モデルの概略図

表-2 パラメータの設定

項目	値
変形係数 E (MPa)	100
初期粘着力 c (MPa)	1.0
内部摩擦角 ϕ (°)	30
単位体積重量 γ (kN/m ³)	22.0
土被り厚 H (m)	100
ポアソン比 ν	0.35
剛性の低下率 (10年)	11.3%
剛性の低下率 (20年)	34.1%
剛性の低下率 (30年)	56.9%
剛性の低下率 (40年)	67.0%
剛性の低下率 (50年)	72.3%

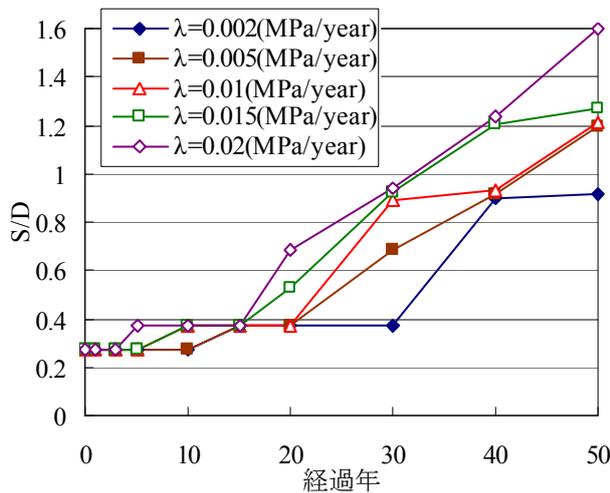


図-6 λ 値による最大塑性域幅の経年変化の比較

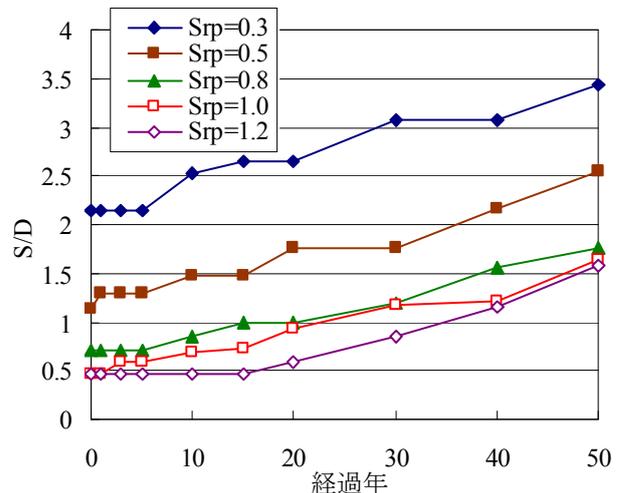


図-7 S_{rp} 値による最大塑性域幅の経年変化の比較

5.1 補強工の特徴とそのモデリング

変状トンネルの補強対策では、覆工の内空変位の進行を抑制し、必要な内空断面（建築限界等）を確保することが最も重要な条件となる。また、一般に補強工の施工後は、内空変位計測などでの変位の経時変化を実測することにより補強効果が確認される。そのため、補強工の設計においては、変位の抑制効果を評価することが望ましい。本論文では、多様な対策工の中で、補強効果、施工性、経済性等の観点から、内巻工、内面補強工（炭素繊維シート接着工法、鋼板接着工法）、裏込め注工を変状対策工として考えた。適用工法を選択する際には、変状原因、作用地圧、トンネル覆工構造等を十分に調査・検討し、さらに適用対象とする

工法の特徴を十分に理解しておくことが重要である。以下に各工法の概要⁹⁾を示すが、解析では、それぞれの特徴を反映するようモデル化を行う。

a) 内巻工

内巻工は、トンネルの変状対策として多くの実績があり、その目的は地圧対策の他、覆工材料の劣化対策、漏水・凍害対策として採用される場合も多い。内巻補強の工種には吹付けコンクリート工法がある。従来薄い吹付けが多用されてきたが、覆工との付着性や部材としての一体性に対する配慮が不十分であったため、吹き付け材料の劣化が甚だしく、剥離による事故もしばしば発生している。最近では曲げに対する補強や一体化による剥落防止も兼ねて金網を入れ、高分子材料を添加した材料を使用することで吹き付け厚さを

表-3(a) 解析ケース (背面空洞無し)

補強工	補強時期	解析ケース	弾性係数 E (MPa)
無補強	—	N	
内巻工	10年後	L10	3.1×10^4
	20年後	L20	
	30年後	L30	
炭素繊維シート工	10年後	C10	2.3×10^5
	20年後	C20	
	30年後	C30	
鋼板接着工	10年後	S10	2.1×10^5
	20年後	S20	
	30年後	S30	
ロックボルト補強工	10年後	R10	2.1×10^5
	20年後	R20	
	30年後	R30	

表-3(b) 解析ケース (側壁背面空洞あり)

側壁空洞	補強工	補強時期	解析ケース
10°	無補強	—	N(10)
	裏込め注入	10年後	M10(10)
		20年後	M20(10)
		30年後	M30(10)
20°	無補強	—	N(20)
	裏込め注入	10年後	M10(20)
		20年後	M20(20)
		30年後	M30(20)
30°	無補強	—	N(30)
	裏込め注入	10年後	M10(30)
		20年後	M20(30)
		30年後	M30(30)

100mm 程度まで低減させているが、施工実績が 10 年程度で、耐久性の問題などからあまり用いられていない。このようなことから、現在は鋼繊維補強コンクリートを用いたものが主流となっている。

解析では、鋼繊維補強コンクリートの性能に着目し、Shell 要素で弾性体としてモデル化を行う。モデルに必要な入力データは鋼繊維補強コンクリートの物性値を参考に設定する。

b) 炭素繊維シート接着工法

炭素繊維シート接着工法は、非常に厚みの薄い繊維シートを接着する工法であるので、覆工劣化対策のうち、最も内空断面の減少が小さい工法である。この工法は、重機等が不要な簡単な工程であり、少人数かつ短工期ですむ。軽量で可搬性に優れ、搬入・施工が容易である、という利点があり、曲げひび割れの開口を抑制する効果が高く、繊維の持つ強度特性が最大限に発揮されるため、高い補強効果が得られる。また樹脂と繊維だけを用いるため、錆の発生がない。ただし、圧縮力を受ける箇所では補強効果が期待できない、接着剤が可燃性、劣化が著しくコンクリート強度が小さい場合には補強効果が期待できない、等の留意点がある。

解析では、引っ張り抵抗に優れ曲げひび割れの開口を抑制する効果を持つため、実際の繊維シートの厚さを反映した Shell 要素でモデル化を行う。

c) 鋼板接着工法

鋼板接着工法は、覆工表面に鋼板を接着する工法である。鋼板は覆工との間に数 mm の樹脂厚を確保する必要があり、取り付けについては、アンカーボルトで固定する必要がある。そのため炭素

繊維シート補強工法に比べると内空断面が損なわれるが、他の補強工法と比較して、内空断面の減少が十分小さい工法である。

この工法は、剥落防止に効果があるほか、覆工の内面に鋼板を接着することにより、内面に生じる引張応力を受け持たせ、特に曲げひび割れの開口を抑制する効果が期待できる。このように、被覆効果により内空側からの覆工の劣化を抑制できるが、鋼板は炭素繊維シートに比べて重量が大きく施工性が劣る、コンクリート強度が小さい場合には補強効果が期待できない、鋼板の防食のため、定期的に塗装する必要がある、導電性を有する、等の留意点がある。

鋼板接着工法は、炭素繊維シート接着工法と同様な

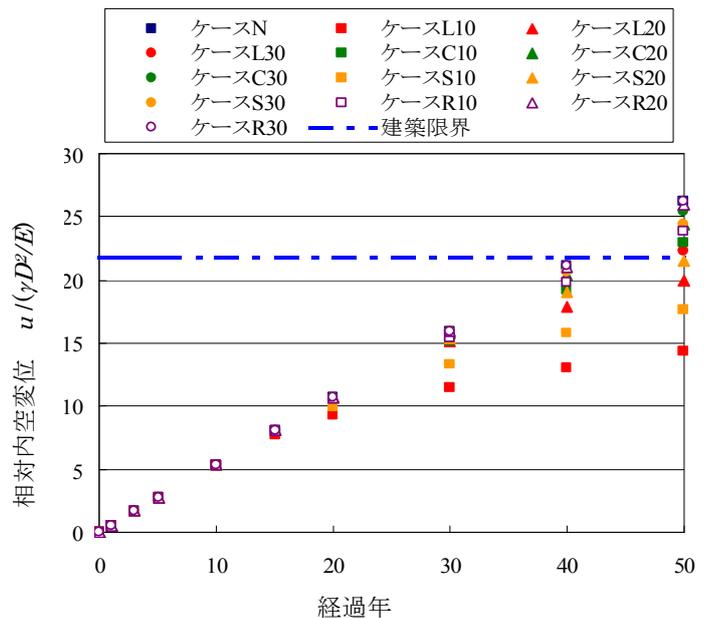


図-8 各補強工における内空変位の比較

効果を有すると考えモデル化とパラメータ設定を行う。

d) ロックボルト補強工

ロックボルト補強工は、周辺の地山に対し確実にロックボルトを定着させることにより、覆工の補強効果を得ることが可能になる。トンネル変状対策としてロックボルト補強工を適用する目的は、ロックボルトが地山と一体となって、地山強度の低下を防ぐことにより、変状の進行性を抑制するものである。ロックボルト補強工の計画にあたっては、変状調査により変状現象とその程度(標準設計におけるランク等を参考)を適切に評価する必要がある。更に、周辺の地質状況をはじめ、湧水状況等について調査を行う必要がある。

ロックボルトに使用される材料には、一般に、異形棒鋼、全ねじ棒鋼、ねじり棒鋼などがある。ロックボルトは定着方式によって分類され、このうち一般的なものは挿入方式のもので、全面定着方式のものである。解析では、軸剛性を有することから Cable 要素にてモデル化を行う。

e) 裏込め注入工

トンネル覆工は、覆工コンクリートと地山を密着させ、均等な荷重が働くようにするとともに、地盤反力を十分期待できるものとするのが重要である。しかしながら、NATM 工法が取り入れられる以前に建設された矢板工法によるトンネルにおいては、鋼製支保工や矢板などのため覆工背面と地山との間に空隙が残ることが多く、特にアーチ天端部では相当の空隙が生じる場合がある。この空隙により、覆工に局部的に不均等な荷重が作用し、十分な地盤反力が期待できないため、変状対策の基本として裏込め注入を実施する必要がある。なお、比較的新しいトンネルでは矢板工法に

代わり NATM により施工されており、この場合、吹付けコンクリートを用いることで、地山とコンクリートの密着性が確保され、空隙の少ない状態となっており、矢板工法に比べて裏込め注入を必要とする空隙は少ないものと考えられる。しかし、NATM 導入初期には矢板を多用していたトンネルもあり、覆工コンクリートの打設方法によっては、吹付けコンクリートと覆工との間に空隙を生じることもある。

①背面空洞の分布・大きさ

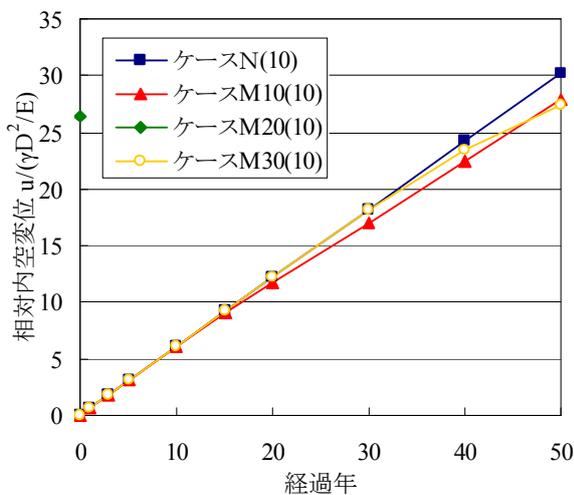
裏込め注入工の対象となる空隙の状態は、正確に把握することが困難な場合が多いが、一般には事前に適当な間隔でボーリング調査孔を設けて、範囲および大きさを調査する。

②注入材の種類と特徴

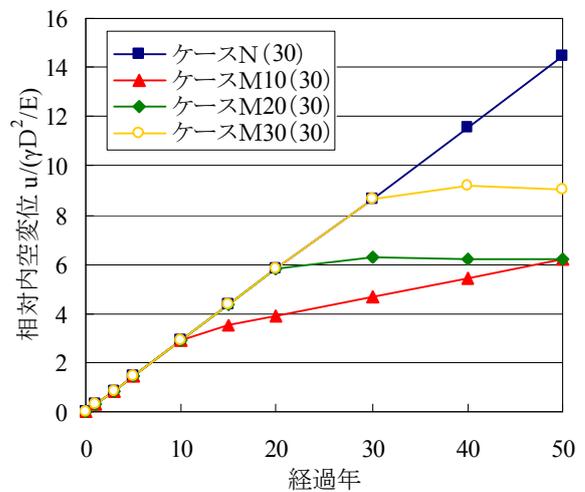
注入材は、覆工に作用する地圧を均等に伝達する役割を果たすものである。従って、地盤と覆工とが注入材によって密着できるよう細部まで充填できて、それぞれの変位、変形による反力を十分に伝達できる材料を選定する必要がある。解析モデルでは、覆工(天盤部とスプリングライン部)の裏に空メッシュ(空要素)を設けることにより、背面空洞を表現する。裏込め注入工は背面空洞の要素に注入材の特性値を与えることで表現する。

5.2 覆工劣化を考慮した変状解析と考察

本解析では、強度劣化モデルを用いて、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、補強工の施工時期の相違による内空変位の経時変化の差を比較する。また、供用後 50 年経過すると初期強度の 3 割程度に低下するものとして、強度低下



(a) 側壁空洞 10°



(b) 側壁空洞 30°

図-9 裏込め注入工を用いた、側壁空洞範囲の相違による内空変位の比較

速度 λ を 0.014(MPa/year) と仮定した。その他の解析パラメータは前節で示した表-2の通りである。

以上を踏まえた上で、異なる補強時期ごとの補強効果の把握を目的として、補強時期が異なる場合の覆工表面における変位の比較を行う。また、本解析では、裏込め注入工による補強効果について検討するため、スプリングライン上側壁部の覆工背面に範囲 $10^\circ \sim 30^\circ$ 、幅 5cm の空洞を想定してその変位比較も行う。解析ケースを表-3に示す。

a) 覆工背面空洞がない場合

図-8 に全ての補強工における、内空変位の比較結果を示す。なお、図中の縦軸は変位量 u に変形係数 E を乗じ、単位体積重量 γ とトンネル内空幅 D^2 で除し、無次元化した値である。内巻工の場合、50年後のケース N の内空変位に対し、ケース L10 では 45%程度の変位抑制効果が見られた。また、より早い時期に補強するほど、より高い変位抑制効果が得られる傾向を示し、他の3工法についても同様の傾向が見られた。また、ケース C10、ケース S10、ケース R10 の50年後の内空変位を見ると、内巻工のケース L10 が最も変位抑制効果が高いことがわかる。ロックボルト補強工では、塑性領域に関して最も抑制効果が大きいという結果を得たが、主にロックボルトに引張応力が作用していたため、変位に対する抑制効果は低かったものと考えられる。これらのことから、変位抑制に関していえば、内巻工を供用 10 年後に施工することが最も効果的であると考えられる。

次に、トンネル安定評価を行うために、図-8 に断面変形率 1.3%¹⁰⁾ より求めた本解析モデルにおける建築限界を示した。これより、50年後の内空変位を見ると、ケース L10、L20、S10、S20 以外は限界値を超えていることがわかる。このことから、内巻工及び鋼板接着工を用いて、10年後もしくは20年後に補強する必要があると考えられる。

b) 覆工背面空洞がある場合

図-9 に空洞がある場合の各ケースにおいて、異なる時期に裏込め注入工を用いて補強を行った場合の内空変位の比較を示す。側壁部の覆工背面に空洞が存在する場合も、空洞が無い場合と同様に天端変位の増加はほとんど見られず、裏込め注入工の補強効果もほとんど得られなかった。

図-9 より、空洞の範囲が大きくなるに連れ、裏込め注入工によって得られる補強効果はより大きくなる事がわかる。これは、地山と覆工との間に空洞が存

在すると、トンネルに作用する地圧を覆工に均等に作用させたり、地山自身の地盤反力を得ることができないため、空洞が大きいほど覆工に偏圧が作用しやすく、地盤反力を得ることが困難になると考えられ、裏込め注入工による補強効果が大きくなると考えられる。

また、10年後、20年後、30年後に裏込め注入工で補強した場合の50年後の内空変位を比較すると、10年後補強のケースのみ多少の変位抑制効果は見られたものの、補強後も変位が増加していることがわかる。これは、早期に空洞を塞ぐことで、空洞を閉じようとする力が覆工へ作用し、覆工が破壊してしまったため内空変位の増加へつなげたものと考えられる。

20年後及び30年後に補強した場合では、空洞を閉じようとする力が消散した後に空洞を埋めたためより顕著な補強効果が得られたと思われる。したがって、本論文のようなケースでは、背面空洞への補強に加え、覆工自体への補強も行う必要があると考えられる。

6. おわりに

本研究は、トンネルの地圧による変状現象と覆工構造から、的確に変状原因を把握し、さらに地圧の作用位置・方向・大きさ等を推定することは、技術的に非常に困難であるという背景から、強度劣化モデル及びクリープモデルを用いて解析を実施し、現場計測結果と比較することで、変状メカニズムをよりの確に判断できるモデルの選定を試みた。さらに、採用されたモデルを用いて、岩盤の強度劣化および覆工劣化をともに考慮したトンネル変状解析を行い、得られた結果に基づいて補強工法を施工し、その変位抑制効果について比較検討を行った。その結果、本論文で得られた知見を以下に示す。

- ①長崎自動車道うれしのトンネル及び俵坂トンネルにおける現場計測結果の整理を行った結果、俵坂変状区間において強度低下の時間依存性とトンネル変状が認められた。さらに、強度劣化モデルとクリープモデルを用いて、実現場の条件に則した解析を実施し、現場計測結果との比較を行った。その結果、最適モデルとして実現場における変位挙動と塑性領域の進展を、比較的適切に表現できる強度劣化モデルを採用すべきことを示した。
- ②採用した強度劣化モデルの特性を把握・評価するため、強度劣化速度 λ 及び地山強度比 S_{rp} を変化させた解析を行った。その結果、 λ を変化させた解析では、強度劣化速度が大きくなるほどより早期に塑性領域の進展が始まり、広範囲におよぶことが示唆された。また、 S_{rp} を変化させた解析では、地山強度比

が小さい地山ほど塑性領域の範囲は大きくなり、地山強度比が 1.0 に近づくとつれ、塑性領域の進展の差は小さくなっていく。

- ③異なる補強時期によるトンネル変状解析を行った結果、全ての補強工法に関して、より早い時期に補強した方が高い変位抑制効果が得られる。
- ④内巻工、炭素繊維シート工、鋼板接着工、ロックボルト補強工の 4 工法の中で、最も高い変位抑制効果が得られるのは内巻工である。
- ⑤本解析モデルにおいて、断面変形率から建築限界を設定した結果、トンネル断面が建築限界を超えないようにするためには、内巻工及び鋼板接着工によって 10 年後、もしくは 20 年後に補強を行う必要があることがわかった。
- ⑥覆工背面空洞を想定した解析では、空洞範囲が大きくなるほど裏込め注入工による補強効果は高くなることがわかった。また、今回のようなケースでは、裏込め注入工による補強に加えて、覆工自体の補強も行うことの必要性が示唆された。

今後は、地山等級の違いによる各補強工法の補強効果の検討を行っていくとともに、地震力を考慮したトンネル変状解析を行って行く予定である。さらに、今回行った変位抑制効果の比較に加え、補強工の施工費や維持管理費などの算出を行うことで、より有効な補強工法の検討ができるものと考えている。

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) Cundall, P. A. and Board M.: A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problems, Proc. of 6th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, Austria, pp.2101-2108, 1988.
- 4) 中川光雄，蒋 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.
- 5) 中川光雄，蒋 宇静：軟岩トンネル周辺地山の時間依存性を考慮した有限差分法解析，第 32 回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.263-268，2003.
- 6) 日本道路公団，長崎工事事務所，(株)大林組：長崎自動車道俵坂トンネル改良工事，俵坂トンネル・うれしのトンネルにおける計測結果の解析的検討，1998.
- 7) 日本道路公団：設計要領第三集トンネル，トンネル本土工法全体編，1997.
- 8) 平松良雄，西原正夫：二，三の堆積岩のクリープについて，日本鉱業会誌，Vol.73，pp.493-497，1957.
- 9) (財) 鉄道総合技術研究所：変状トンネル対策工設計マニュアル，pp.81-84，1998.
- 10) 谷本親伯，吉岡尚也：山岳トンネルにおけるコンバージェンス計測の意義，材料，第 40 巻，第 452 号，pp.122-128，1991.