

変状トンネル対策工の骨組解析によるシミュレーション

SIMULATION OF COUNTERMEASURES FOR DEFORMED TUNNEL BY FRAME ANALYSIS

小島芳之¹⁾・朝倉俊弘¹⁾・野城一栄¹⁾・三谷浩二²⁾・松長 剛³⁾

Yoshiyuki KOJIMA, Toshihiro ASAKURA, Kazuhide YASHIRO, Koji MITANI and Takeshi MATSUNAGA

A simulation method using frame analysis with crack propagation incorporated is developed and applied to a single track railway tunnel deformed on its lining and countermeasures are provided on it. Comparative analyses are done to determine the effects of countermeasures. The results are compared against field data on the tunnel and in-situ applicability of the method is studied with the finding that this analysis method can evaluate the effect of these countermeasures.

Key Words: deformed tunnel, frame analysis, fracture mechanics

1. まえがき

現在供用中の鉄道・道路トンネルには、材料劣化や地圧等の外力により覆工にひび割れ等の変状が生じているものが少なくなく、これらの中には対策を要するものも存在する。しかし、従来、このような変状トンネルの覆工の対策工の設計は、経験的な判断に基づいて行われることが多く、対象とするトンネルの覆工に発生している応力状態等を力学的に評価し、設計に反映している事例は極めて少ない。これは、変状トンネルの覆工の挙動を支配すると考えられるひび割れを適切に評価し、解析等へ適用することが困難であることが一因となっている。

筆者らはトンネル覆工の力学的健全度の評価、および、変状トンネル対策工の設計法の確立を目的として、トンネル覆工模型実験、及び、数値解析によって覆工の力学挙動の検討を進めている¹⁾²⁾³⁾。本研究は、その一環として、ひび割れ進展解析手法を開発し、実際のトンネルに発生している変状を骨組解析を用いてシミュレートして、ひび割れの発生から進展、及び、構造破壊に至るまでを数値解析によって追跡することを試みた。対象トンネルとして、覆工部に発生した変状に対して段階的に対策工を施工している六十里越トンネルを選定し、実際に施工された対策工を骨組解析によってシミュレートし、対策工の効果を評価した。また、実測された内空変位の値と解析結果とを比較することにより、本解析手法を実現場に適用する際の問題点を抽出した。

2. 解析手法

(a)手法の概要

本研究では無筋コンクリートのひび割れの発生、進展を考慮できる解析手法³⁾(ひび割れ進展解析手法)によって、解析を行った。解析のフローを図1に示す。ひび割れ進展解析では骨組み解析モデル(地盤をばね、覆工を梁、ひび割れを塑性ヒンジとして表現する)により計算を行い、随時断面力によってひび割れの発生を評価し、ひび割れの発生ごとに構造モデルを変更して新たに計算を行う。ここで、ひび割れは塑性ヒンジによってモデル化し、ひび割れが生じるときの断面力・変位と、ひび割れをピン結合に変更して計算したモデルの増分の断面力・変位とを

1) 正会員 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部

2) 正会員 日本道路公団 試験研究所 トンネル研究室

3) 正会員 パシフィックコンサルタンツ(株) トンネル部

重ね合わせることで表現する。このようにして繰り返し計算を行い、ひび割れ断面が圧縮損傷を起こした時をもって覆工に圧力が生じたとして、その時の地圧を覆工の構造耐力とする。この、ひび割れ発生と圧縮損傷発生の判定方法は、松岡ら⁴⁾の方法によった。以下に判定の方法を示す。

(b)ひび割れ発生判定の方法

ひび割れ発生の判定方法は、まず、各解析の結果を重ねあわせることによって断面力を求め、部材の引張側縁応力が引張強度に達した荷重を持って部材のひび割れ発生とみなす。この考え方によると、ひび割れ発生時の曲げモーメント M と軸力 N との関係は図 2 に示すようになる。計算で求めた M 、 N がひび割れ発生線と交わるとき、ひび割れが発生することになる。

(c)圧縮損傷判定の方法

次に、ひび割れ断面の圧縮損傷判定の方法であるが、まず、ひび割れ発生後の変形挙動のモデル化に際し、等価塑性ヒンジ長という概念を導入して、等価塑性ヒンジ長にある部材のたわみ角はひび割れの開口によって生じるひび割れ面の回転角と等しくなる(図 3)という仮定をしている。この仮定に加えて、覆工の圧縮側縁ひずみが限界ひずみ (3500 μ) に達した時点を押縮損傷(解析上の圧縮)と定義し、この地圧を覆工の構造耐力とする。ひび割れ発生後のひび割れ断面の変形挙動は、図 4 に示すようになり、圧縮損傷線に達すると圧縮損傷が生じることになる。この考え方においては、同じ軸力が働いている場合でもひび割れの回転角によってひび割れ断面において発生

する曲げモーメントが変化することになるが、モーメントは一定であると仮定して、この考え方を本ひび割れ進展解析手法に導入することとした。

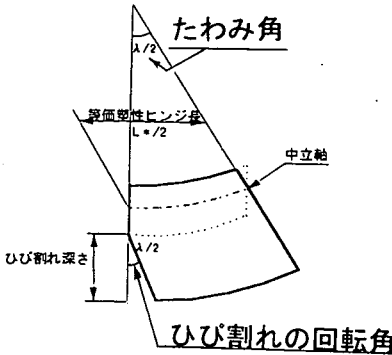


図 3 等価塑性ヒンジ長⁴⁾

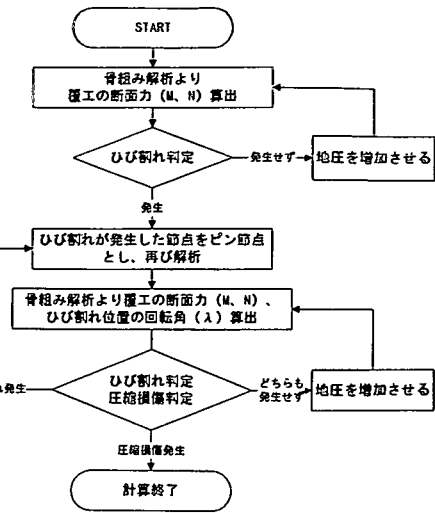


図 1 ひび割れ進展解析のフロー

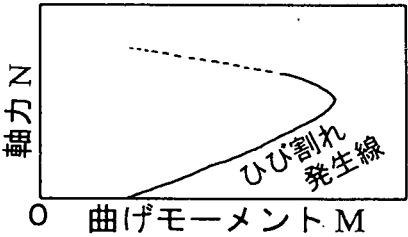


図 2 ひび割れ判定の方法⁴⁾

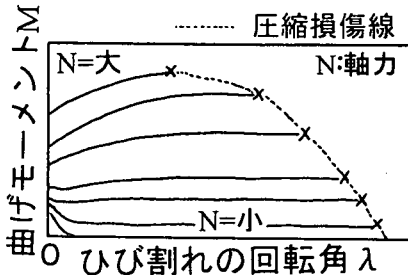


図 4 圧縮損傷判定の方法⁴⁾

3. 解析に適用したトンネル～六十里越トンネル～

3.1 概要(地質及び変状状況)

六十里越トンネルでは建設直後から盤膨れや側壁の押し出しに伴う内空断面の縮小(約 15mm/年)といった変状が観測されており、裏込注入工、ロックボルト打設、鋼繊維補強コンクリート(SFRC)吹付け、ストラットによる補強等の対策工が段階的に実施されている。これらの変状はトンネル周辺地山の塑性化(塑性圧の作用)によるものと考えられており、特に緑色凝灰岩の卓越する区間で多くの変状が確認されている。六十里越トンネルの諸元を表 1、トンネル縦断面図を図 5 に示す。トンネル区間の地質は新第三紀中新世の緑色凝灰岩と同時期に貫入した流紋岩

表1 六十里越トンネル諸元

延長	6359 m
建設年度	1966年8月～1970年9月
断面形状	単線2号型 側壁直区間 1542 m 馬蹄形区間 4817 m
構造	コンクリート造り、巻厚 23～45 cm 一部インバート有り
掘削	全断面工法 5849 m 底設導坑先進上部半断面工法 510 m
地形・地質	新第三紀中新世の緑色凝灰岩、凝灰角礫岩 及び同時期に貫入したと考えられる流紋岩 などよりなる。最大土被りは 680 m であり、 変状箇所の土被りは 300 m を越える。

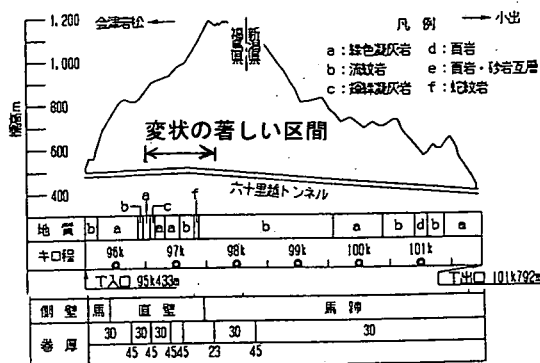


図5 六十里越トンネル縦断面図

が主体であり、一部蛇紋岩と頁岩の区間が存在する。緑色凝灰岩については膨潤性粘土鉱物であるモンモリロナイトを多量に含んでおり、浸水崩壊度試験においても浸水崩壊度D（原形を留めない）を示し、脆弱化、さらには、粘土化しやすい岩盤である。変状の著しいのは96k500m～97k700mの区間で、側壁からアーチ肩部にかけて水平ひび割れが多数発生しており、また、96k910m付近では天端に長さ7m程度の圧ざが観測されている。図6に六十里越トンネルの変状概要を示す。変状原因としては、このような変状状況、地山強度比(1.6～1.9)、トンネル形状（側壁直）から、トンネルに構造耐力以上の大きな塑性圧が作用したためと推定される。また、変状区間の地質が主として緑色凝灰岩であることから、一般に塑性圧が発生しやすい地山であるといえる。

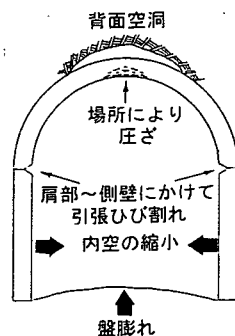


図6 六十里越トンネルの変状概要

3.2 六十里越トンネルにおける対策工

変状発生区間のトンネルの構造的な変状原因としては、インバート無、側壁直、設計巻厚が薄い、施工当時の技術的な問題による巻厚不足等がある。96k750m～97k000mの区間にかけては、1980年に、対策工として、裏込注入工+側壁部ロックボルト補強工（以降、対策工Aと称する）がなされた。しかし、一部区間では内空変位速度が十分に抑制できなかったためその後これに加えてアーチ部ロックボルトおよびストラットを施している（対策工Bと称する）。六十里越トンネルの側壁直の区間において実施された対策工を図7に示す。これらの対策工により全体的に内空変位速度が低下し、対策後には致命的な変状は発生していない。

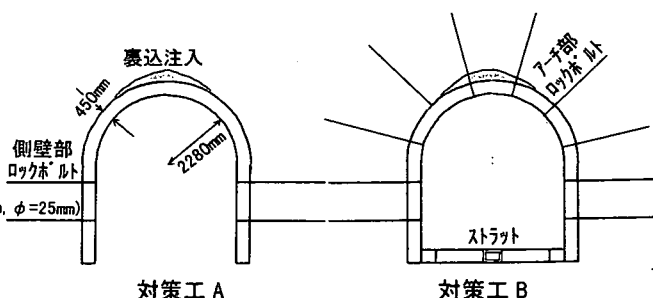


図7 対策工

3.3 解析モデル

(a) トンネル覆工モデル

各種対策工の効果を見るため、対策工A、Bのなされた側壁直の区間を想定して、前述の骨組解析手法を用いてシミュレーション解析を行った。対象区間のトンネル構造及び地質状況から、覆工の物性値及び骨組解析モデルを表2のように設定する。なお、本解析手法においては、圧ざの生じた区間のような大変形問題は扱えないので、圧ざの生じていない区間を対象として解析を行う。また、背面空洞を想定した構造欠陥については、地圧を作用させず、地盤パネを考慮しないことでモデル化した。地圧のモードとしては塑性圧を想定した地圧モデルを設定し、水平方向の一様分布荷重としてモデル化した。図8に解析で使用したトンネル覆工モデルの概念を模式的に示す。

表2 トンネル構造物性値

構造条件	覆工巻厚	$t = 45 \text{ cm}$
	弾性係数	$E_c = 2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
	単位体積重量	$\gamma_c = 2.35 \text{ tf/m}^3$
	構造欠陥	天端 60° 範囲に背面空洞を想定
地盤条件	地山	緑色凝灰岩
	変形係数	$D = 5000 \text{ kgf/cm}^2$
	地圧	塑性圧（水平分布荷重）

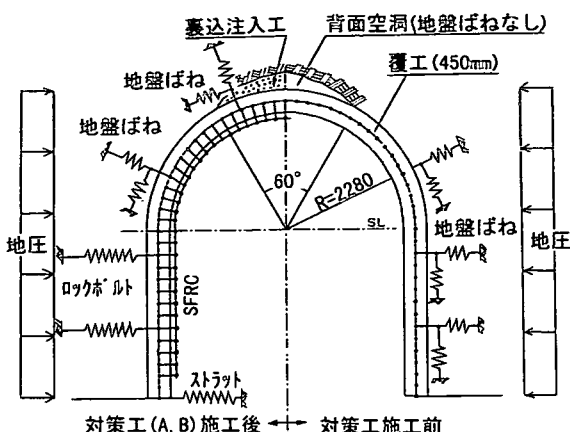


図8 トンネル覆工モデル（概念図）

表3 解析ケース

解析ケース	対策工の組み合わせ	備考
無対策	無	
対策工Ⅰ	裏込注入工	
対策工Ⅱ	裏込注入工+側壁ロックボルト	対策工 A に相当
対策工Ⅲ	裏込注入工+全周ロックボルト	
対策工Ⅳ	裏込注入工+全周ロックボルト+SFRC	
対策工Ⅴ	裏込注入工+全周ロックボルト+ストラット	対策工 B に相当
対策工Ⅵ	裏込注入工+全周ロックボルト+SFRC+ストラット	

(b)対策工モデル

対策工解析では、変状トンネルの対策工として実績の多い4工種（裏込注入工、ロックボルト補強工、SFRC吹付け、ストラット工）を組み合わせる解析モデルを設定した。各対策工の補強効果を評価するために、4工法を段階的に組み合わせ、解析ケースを表3のように設定した。各対策工種のモデル化は以下のとおりとする。

○裏込注入工：背面空洞に注入するものとし、空洞部覆工に地圧と地盤バネを復活させることで表現する。

○ロックボルト補強工：先端固定のボルトを想定し、弾性係数・長さ・径より算出したバネによってモデル化する。ボルトの耐力は18tfとし、ボルトの引張力が耐力を超えた場合にはバネ値を変えて耐力低下を考慮する。なお、プレストレスは導入しておらず、考慮しない。ロックボルトの諸元を表4に示す。

○SFRC吹付け：SFRC吹付けを重ね梁によって表現し、覆工との間に層間ばねを考慮する。SFRCについても、ひび割れ発生時にはピン結合でモデル化し、ひび割れの進展を考慮する。また、吹付け範囲は覆工内側全周とする。SFRCの諸元を表5に示す。

○ストラット工：コンクリートストラットを想定し、コンクリートの弾性係数・巻厚から算出したバネとしてモデル化し、実際のストラット設置位置（覆工脚部内側）に設定する。ストラットの諸元を表6に示す。

表4 ロックボルト諸元

材質	異型棒鋼
弾性係数	$E = 2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
長さ	$l = 3.0 \text{ m}$
径	$\phi = 25 \text{ mm}$
打設範囲	側壁左右2本ずつ アーチ6本

表5 SFRC 諸元

圧縮強度	$f_c = 200 \text{ kgf/cm}^2$
厚さ	$t = 7 \text{ cm}$
鋼繊維	1%（重量比）混入
弾性係数	$E = 2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$

4. 解析結果

4.1 無対策断面の解析による現状のシミュレーション

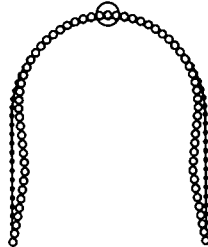
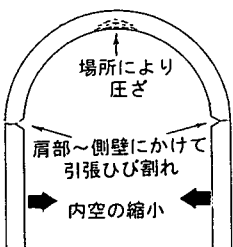
無対策断面における解析結果から実際の変状状況との比較を行い、対策前の覆工状態及び地圧の状況を推定した。無対策断面での解析結果と実際の変状との比較を表7に示す。なお、表中の○印はひび割れと圧縮損傷の発生箇所を示すものである。解析によると、覆工外側のひび割れ（第2ひび割れ）、圧縮損傷（第3ひび割れ）が生じる結果となっている。これらは、覆工の外側に生じるため、実際のトンネルでは確認できていない。また、場所により確認されている天端の圧ざについては解析では表現できない結果となった。本解析手法では、最初の圧縮損傷が発生した時点で解析を続行することができなくなるため、側壁部の圧縮損傷が発生した後でさらに地圧を受けることにより生じると予想される、天端内側の圧

表6 ストラット諸元

弾性係数	$E = 2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
巻厚	$t = 45 \text{ cm}$

縮損傷（圧ざ）をシミュレートすることが出来なかった。しかし、解析はひび割れの進行を表現することができており、また、実際に確認されたひび割れの種類、および、位置と一致しているものもあることから、トンネルの地圧による変状をある程度うまく表現していると考えられる。

表 7 解析結果（無対策断面）と実際の変状との比較

第 1 ひび割れ発生時 （側壁内側、ひび割れ）		第 2 ひび割れ発生時 （天端外側、ひびわれ）		第 3 ひび割れ発生時 （側壁外側、圧縮損傷）		実際の変状
地圧	4.0 tf/m ²	地圧	5.5 tf/m ²	地圧	6.5 tf/m ²	
						
変位：×100						

4. 2 対策工効果の比較検討

無対策断面における解析結果を踏まえて、対策工断面についても解析を行った。ここで、実際の対策工施工時の変状状況を推定し、天端外側ひび割れ後に対策工断面を設定して解析を行うこととした。解析結果を表 8 および、図 9、10、11 に示す。対策工断面においても、無対策断面と同じく側壁外側の圧縮損傷により構造耐力が決定されている。各対策工による構造耐力の増加に着目すると、対策工Ⅰ（＋裏込注入工）、対策工Ⅲ（＋全周ロックボルト）、対策工Ⅳ（＋SFRC）ではほとんど構造耐力の増加が得られなかったのに対し、横方向に補強する対策工Ⅱ（＋側壁ロックボルト）、対策工Ⅴ（＋ストラット）の効果が大きいことがわかる。この理由は、六十里越トンネルが側壁直のため、塑性圧により直線部材に分布荷重が作用するようなモードとなる場合は覆工全体に作用する軸力が小さくなり、ひび割れ発生ノモグラムおよび圧縮損傷発生ノモグラムにおいて不利となる。このため、側壁内面に生じたひび割れ箇所を直接補

強しない対策工では顕著な構造耐力の改善効果が現れないためと考えられる。それぞれの対策工について考察すると、まず、一般に背面空洞を有する変状トンネルに対して有効といえる裏込注入工の効果が、今回の解析では顕著には表れていない。その理由は、トンネ

表 8 対策工断面のひび割れの進展

	第 1 ひび割れ	第 2 ひび割れ		第 3 ひび割れ	第 4 ひび割れ
無対策	側壁内側 ひび割れ	天端外側 ひび割れ	→	側壁外側圧縮損傷	—
対策工Ⅰ				アーチ肩部外側 ひびわれ	側壁外側 圧縮損傷
対策工Ⅱ					
対策工Ⅲ					
対策工Ⅳ					
対策工Ⅴ					
対策工Ⅵ					

ルの構造耐力が天端でなく、側壁の圧縮損傷で決定されているためである。天端の鉛直変位（図 10）を見ると、裏込注入により天端における変位の増加、すなわち、天端部のひび割れの回転が抑えられていることがわかる。これより、裏込注入工の効果はある程度は現れていると考えられる。しかし、本ケースでは、構造的な弱点である側壁部のひび割れ箇所ですら先に圧縮損傷に至ってしまうため、裏込注入の効果が構造耐力の増加という形で現れなかったと考えられる。また、それとは対照的に、対策工Ⅱでは、弱点である側壁部にロックボルトを打設することにより、効果的に構造耐力を改善していることがわかる。一方、対策工Ⅳ（＋SFRC）による効果は、解析上は、あまり見られない。この理由は以下のように考える。SFRC の特性は、図 12 に示すノモグラムのように、プレーンの場合とは異なり、特に小さな軸力の場合において、ひび割れが生じたあとも伝達する曲げモーメントが極端に低下しないということにある。しかし、今回の解析においては、この SFRC の特徴が十分に発揮される前に、側壁の圧縮側においてコンクリートの圧縮損傷が発生してしまっている。これは、SFRC の吹付けの有無に関わらず、圧縮

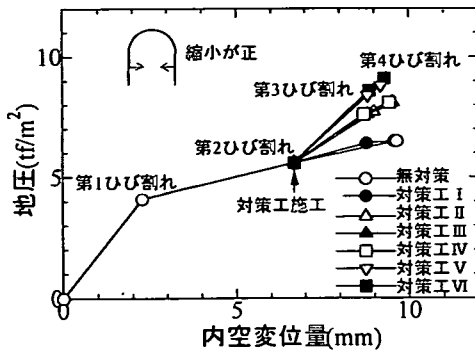


図9 対策工の効果（地圧－水平内空変位量）

側の圧縮応力は減少しないこと、また、SFRCの吹付けを、重ね梁でモデル化したため、側壁部覆工のひび割れの開口（ひび割れの回転）を抑制する機能が十分に表現されていないためである。このため、解析上では、SFRCの吹付けがトンネルの構造耐力の改善には寄与できていない。今後、SFRCのモデル化の方法についての再検討を行う必要があると考えられる。対策工IV（+ストラット）は、ロックボルトに次ぐ補強効果を発揮している。これは、ストラットにより反力が導入されたことにより、側壁部の受け持つ断面力を減少させ、覆工の構造耐力を増す作用があるためである。また、同時に、内空変位を小さくする効果も確認できる。

4.3 実トンネルとの比較

現状では、解析上の対策工の効果を実際の計測結果と照合する上で、実測と解析のそれぞれに問題点が存在する。トンネルの変状対策においては、覆工の内空変位の進行を抑制し必要な内空断面を確保することが要求される。加えて、実際のトンネルでは地圧を計測することが非常に困難であり、また、精度上の問題もある。このため、一般に変状トンネルにおいては、定期的に内空変位計測が行われていることが多く、対策工の効果の判定も内空変位速度すなわち時間－変位関係によるのが一般的である。一方、解析上の問題としては、本ひび割れ進展解析手法が時間依存の変形挙動を考慮できないことが挙げられる。このため、対策工の効果は、剛性、すなわち、地圧－変位関係で判定し、構造上の対策工の効果を検討することになる。このため、対策工の効果を解析と実測間で照合する上で大きな困難を伴っているのである。そこで、今回は単純な方法ではあるが、以下の方法によって解析上の対策工の効果と実際の計測結果とを比較することを試みた。図13、表9に六十里越トンネルで実測された、対策工A、B施工区間における内空変位の経時変化を示す。ここで、内空変位が時間にほぼ比例して増加していることに着目し、地山

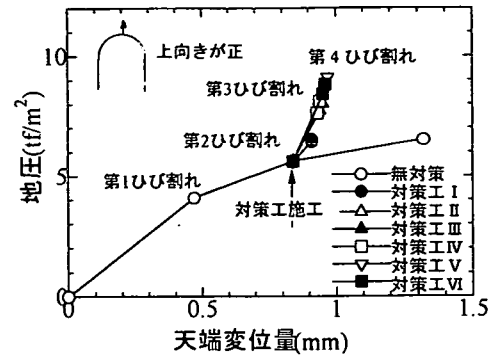


図10 対策工の効果（地圧－天端変位量）

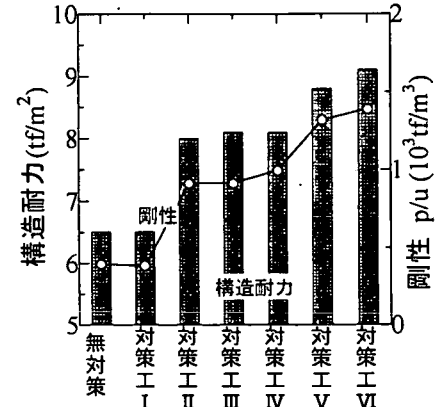


図11 対策工による構造耐力の増加

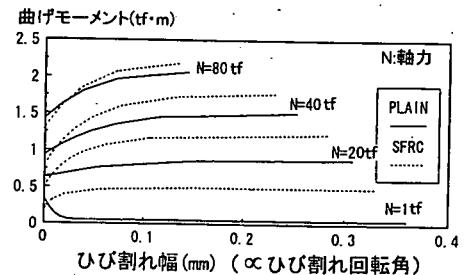


図12 SFRCの/モ'ラムの例 (t=10cm, fc=200kgf/cm²)

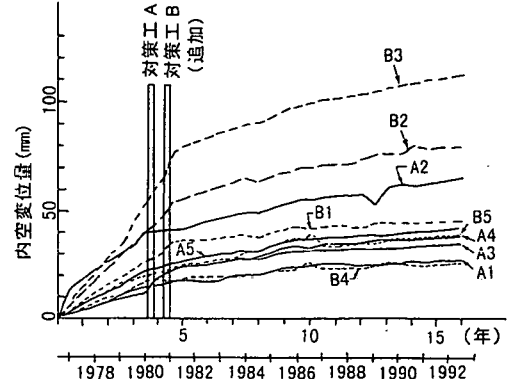


図13 内空変位速度の実測値

のクリープ特性に関して、地圧が時間に比例して増加すると仮定することとした。その概念図を図 14 に示す。この考えによると、 (u/t) と (u/p) とが比例することになる。これを利用して、実測値は対策工の施工前後の内空変位速度の比、

$$(u/t)_2/(u/t)_1 \cdots \alpha \text{ (対策工 A)}、\beta \text{ (対策工 B)}$$

を、一方、解析においては対策工の施工前後の変形性 (u/p) (=剛性の逆数)の比

$$(u/p)_2/(u/p)_1 \cdots \gamma \text{ (対策工 A=対策工 II)}、\delta \text{ (対策工 B=対策工 V)}$$

を指標として、両者の比較をすることとした。この方法により実測上の対策工の効果と、解析上の対策工の効果とをまとめたものが、表 9、10、図 15 である。

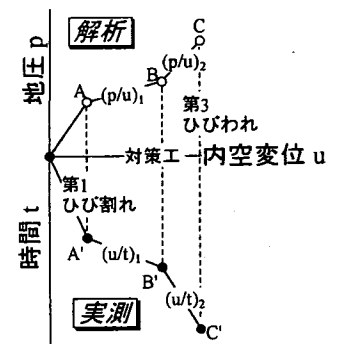


図 14 解析上の対策工の効果とを時間軸で評価する方法 (概念図)

表 9 対策工施工前後の内空変位速度 (u/t) の比較

測線番号	施工前 mm/year	対策工 A 施工後 mm/year	施工前 との比 α	対策工 B 施工後 mm/year	施工前 との比 β
	a_1	a_2	a_2/a_1	a_3	a_3/a_1
A1	4.1	1.0	0.24		
A2	11.7	2.0	0.17		
A3	6.5	0.9	0.14	—	—
A4	6.5	1.3	0.20		
A5	6.4	1.5	0.23		
B1	7.5	6.0	0.80	0.9	0.12
B2	11.7	8.0	0.68	2.3	0.20
B3	15.7	14.0	0.89	3.1	0.20
B4	3.3	3.3	1.00	0.7	0.21
B5	4.9	3.0	0.61	1.5	0.31

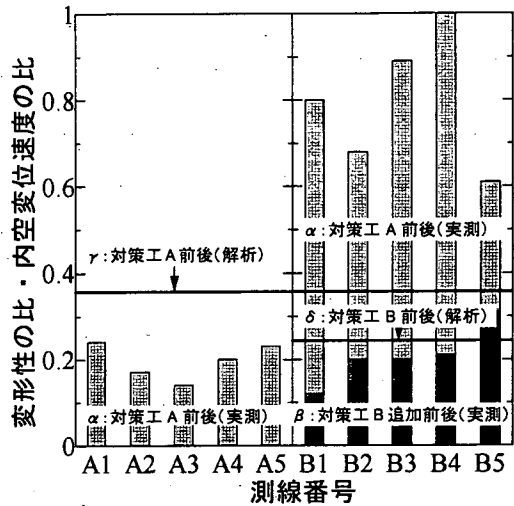


図 15 解析と実測の対策工の効果の比較

表 10 対策工施工前後の変形性 (u/p) の比較

解析	施工前 $10^{-3} \text{ m}^3/\text{tf}$	対策工 A 施工後 $10^{-3} \text{ m}^3/\text{tf}$	施工前 との比 γ	対策工 B 施工後 $10^{-3} \text{ m}^3/\text{tf}$	施工前 との比 δ
	b_1	b_2	b_2/b_1	b_3	b_3/b_1
	2.95	1.09	0.37	0.72	0.24

*表中の記号については図 16 で示してある。

図 15 において、測線 A のグループにおいては、解析・実測両者の比は近い値を示していることがわかる。しかし、測線 B のグループにおいては、対策工 A について解析はうまく表現できていないことがわかる。これは、図 17 のひび割れ展開図に示すように、測線 A のグループの区間では、ひび割れは SL より下の側壁部に多く、水平卓越の地圧を受けていると想定されるのに対し、測線 B のグループの区間では、ひび割れは SL 付近～アーチ肩部にかけて発生しており、測線 A 区間に比べ、地圧には水平地圧だけでなく鉛直成分も含まれていることが想定される。これより、実際の対策では、側壁部のロックボルト (対策工 A) は大きな

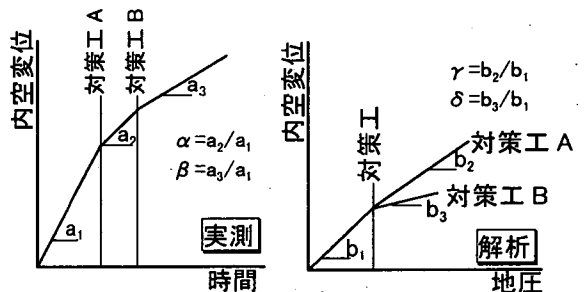


図 16 記号の説明

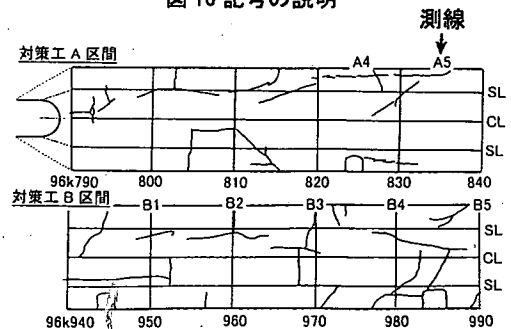


図 17 対策工施工区間のひび割れ展開図

効果は上げられなかったが、アーチ部のロックボルト（対策工B）は効果的に覆工の剛性を改善したと考えられる。一方、解析上は、地圧の鉛直成分を考慮しておらず、このため、アーチ部ロックボルトの効果がほとんど現れていなかった。この理由で、実測値との差が生じたと考えられる。また、依然として大きな問題として、内空変位の実測値（図13）と解析結果（図9）とを比較すると、解析の側壁外側圧縮損傷時の内空変位をはるかに上回る変位が実測では生じていることがわかる。この理由は、主として、地山のクリープの非線形性の効果によるものと考えられる。地山のクリープは、覆工の剛性が大きい場合は小さいが、覆工にひび割れが生じ剛性が低下すると、クリープの効果が大きくなり、変位が増大する、変位依存性があると予想される。このクリープのために、特にひび割れ後に解析と実測の差が大きくなり、今回の解析ではこのように、内空変位の実測値と解析値の大きな差となっていると考えられる。

5. まとめ

ひび割れ進展を考慮できる骨組解析手法を用いて、実際に変状が生じ、裏込注入工、ロックボルト、ストラットと段階的に対策工が施工されている六十里越トンネルに対してシミュレーション解析、および、対策工の効果に関する比較解析を行った。そして、解析結果を実際のトンネルにおける測定結果と比較し、この解析法を実現場に適用する際の問題点を抽出した。その結果をまとめると以下のようになる。

- (1) 実際の変状トンネルを想定して解析を行い、現実に近い変状状況、ひび割れ進展をシミュレートすることができた。
- (2) 六十里越トンネルの側壁直区間においては、塑性圧（水平卓越荷重）を受ける場合は、直な側壁が構造的な欠点となるため、従来、変状トンネル対策工として効果があるとされてきた裏込注入工の効果がアーチの側壁を持つトンネルに比べ相対的に小さくなることが分かった。
- (3) それに対して、側壁部を直接的に補強する、側壁部ロックボルト、ストラットの効果は大きいことがわかった。また、ストラットに関しては実際と近い傾向となっており、これより、対策工の効果を本解析手法で評価することができることが分かった。
- (4) 実測値と解析値とを、内空変位速度の比と変形性の比とを用いて比較した結果、時間効果を十分に検討しておらず半定量的ではあるが、本解析手法を実際に適用して、ある程度対策工の効果を評価することができることが分かった。

しかし、本解析では圧縮損傷以降の変形挙動や地山のクリープの効果を考慮できないため、変位が実測値より小さく、変状対策工の主目的の一つである、変位速度の抑制効果を表現できないという問題が残っている。トンネル周囲の地山の挙動は、時間に依存する要素が強く、より一般的な意味で対策工の効果の判定を行うためには、変位を時間で評価できる新たな手法を開発する必要がある。時間の概念の解析への適用については今後の課題といえる。

6. 参考文献

- 1) 朝倉俊之、小島芳之、安東豊弘、佐藤豊、松浦章夫：トンネル覆工の力学的挙動に関する基礎的研究、土木学会論文集、No.493/Ⅲ-27、1994.6
- 2) 朝倉俊弘、小島芳之、中田雅弘、若菜和之、松岡茂：トンネル覆工の力学挙動評価への有限要素法解析の適用性に関する研究、トンネル工学研究発表会論文・報告集第5巻、1995.11
- 3) 朝倉俊弘、小島芳之、佐藤豊、三谷浩二、松長剛：変状トンネル覆工対策工の効果に関する比較解析、トンネル工学研究発表会論文・報告集第5巻、1996.11
- 4) 松岡茂、益田彰久、松尾庄二、柳博文：ひび割れを考慮したトンネル覆工解析に関する研究、土木学会論文集、No.554/Ⅲ-37、1996.12
- 5) 野澤伸一郎、伊藤忠八、竹内定行：既設トンネルの膨圧を克服—只見線六十里越・田子倉トンネル—、トンネルと地下、1992.10