

トンネル変状の進展予測と対策の合理化
に関する研究

Study on Prediction of Tunnel Deformation and
Rationalization of Measures

松 長 剛

Takeshi MATSUNAGA

トンネル変状の進展予測と対策の合理化に関する研究

松長 剛

Study on Prediction of Tunnel Deformation and Rationalization of Measures

Takeshi MATSUNAGA

Today, Japan has more than 10,000 road or railway tunnels with a total length of more than 4,500km, as a result of vigorous infrastructure developments. With some of old ones constructed before World War II being still in service, tunnel maintenance has become a crucial issue. This paper deals with deformations as lining cracks, ground heaving and cross-section shrinkage, discussing the reinforcement strategy to deal with any deformation caused by the plasticization of rock mass around tunnel.

There have been studies on rock deformation behavior over time, through various approaches using the creep model, but there is only a few that consider the time behavior of rock mass in the actual reinforcement strategy. The applicability of various analytical methods is also yet to be fully examined. The reason for this is that the initial design of tunnels is not based on detailed geological survey or highly accurate analysis, but depends on flexible design modifications during the actual construction work to achieve rationalization. Therefore, only limited geological information is available at the maintenance stage, and furthermore, it is sometimes the case that an old tunnel hardly has any geological information obtained at the construction stage.

Another factor that makes the design of a deformation remedial measure difficult is the fact that it requires more information including the initial settings and input physical property values to be used for the modeling of rock mass.

Aiming to evaluate the actual deformation behavior of tunnels suffering from long-term rock mass deformation with limited information, this paper examines the analytical method that considers the strength degradation of rock mass around tunnel (hereinafter called “the rock mass degradation model”). Also, in order to design the deformation remedial measure in consideration of the time degradation of the rock mass strength, the measurements and analytical results were combined to introduce the notion of time to the prediction of deformation progress.

トンネル変状の進展予測と対策の合理化に関する研究

目 次

第 1 章 緒 論	1
1.1 研究の目的	1
1.2 既往の研究例	2
1.2.1 トンネルの変状や維持管理に関する研究経緯	2
1.2.2 山岳トンネルの変状現象とその要因	3
1.2.3 外力の作用に伴う変状の実態	5
1.2.4 トンネル覆工の力学的挙動に関する検討	7
1.3 研究の内容	11
第 2 章 梁ばねモデルを用いた対策工設計	15
2.1 概要	15
2.2 ひび割れの進展を考慮した解析による変状対策工の設計	15
2.2.1 概要	15
2.2.2 解析手法	15
2.2.3 変状対策工の効果の比較	18
2.2.4 結論	26
2.3 ひび割れ進展解析による実トンネルのシミュレーション	26
2.3.1 概要	26
2.3.2 解析に適用したトンネル	27
2.3.3 解析モデル	27
2.3.4 解析結果	28
2.3.5 結論	31
第 3 章 地山の強度低下を考慮した変状予測, 対策工設計	33
3.1 概要	33
3.2 長期的なトンネル変状の進展性	34
3.2.1 トンネルの変状現象	34
3.2.2 塑性圧の作用による変状事例	34
3.2.3 長期的な変状進展の特徴	36
3.2.4 実トンネルにおける変状の進展性	36
3.3 地山劣化モデルによる解析手法	39
3.3.1 強度低下を考慮した地山のモデル化	39
3.3.2 解析結果および考察	43
3.3.3 計測と解析を組み合わせた時間の評価	46
3.4 変状対策工設計への適用	48
3.4.1 解析手法	48
3.4.2 変状シミュレーションと対策工の比較検討	50
3.5 結論	58
第 4 章 地山劣化モデルを用いた対策工設計法の検討	63
4.1 概要	63
4.2 老朽化トンネルの事例	63
4.2.1 対象トンネルの概要	63
4.2.2 変状進展解析	67
4.2.3 結論	75

4.3	路盤変状の事例	75
4.3.1	対象トンネルの概要	75
4.3.2	変状進展解析	79
4.3.3	結論	86
4.4	三次元解析の事例	87
4.4.1	対象トンネルの概要	87
4.4.2	三次元変状進展解析	91
4.4.3	結論	103
第5章	現地調査結果を用いた強度低下特性の検討	105
5.1	概要	105
5.2	強度低下特性の設定法に関する検討	105
5.2.1	変状予測の現状	105
5.2.2	解析による強度低下曲線の検討	107
5.3	現地調査結果を用いた変状の再現解析	111
5.3.1	指数型の強度低下特性を適用した再現解析	111
5.3.2	対数型の強度低下特性を適用した再現解析	118
5.4	結論	123
第6章	変状進展の予測手法の検討	125
6.1	概要	125
6.2	変状トンネルの事例分析	125
6.2.1	検討概要	125
6.2.2	対象トンネルの概要	125
6.2.3	内空変位の計測データに関する分析	127
6.3	変状要因に関するパラメータ解析	130
6.3.1	概要	130
6.3.2	解析パラメータの設定	130
6.3.3	解析結果	131
6.4	強度低下特性の設定法に関する検討	135
6.4.1	概要	135
6.4.2	解析における強度低下の表現方法	135
6.4.3	強度低下特性に関する検討	137
6.4.4	事例との比較	139
6.5	変状進展の予測手法の検討	139
6.6	結論	141
第7章	結論	145
7.1	梁ばねモデルを用いた対策工設計	145
7.2	地山の強度低下を考慮した変状予測，対策工設計	145
7.3	地山劣化モデルを用いた対策工設計法の検討	146
7.4	現地調査結果を用いた強度低下特性の検討	146
7.5	変状進展の予測手法の検討	147
7.6	今後の課題	148
謝辞		149

第1章 緒 論

1.1 研究の目的

我が国は狭い国土に多くの人口を抱えるため、人口密度が高く、さらに山地が6割を占める地形的制約から、離れた平野にある都市間を結ぶ鉄道・道路は必然的にトンネルの割合が高くなっている。また、都市の存在する平野部においても、土地の有効利用のため、地下鉄、上下水道、通信、電力等、多くのライフラインが地下トンネルとして存在する。ちなみに鉄道、道路、水路、電力、通信等のトンネルの総延長は2万キロを優に超え、建設後100年を経過したトンネルも多く存在している。これらのトンネルには、ひび割れや漏水などの変状が発生しているものも少なくない。トンネルは地中に建設される線状の構造物であることから、トンネル周辺の地山条件に大きく影響を受ける。そのため、トンネルの変状対策を講ずる上で、変状原因を推定することは非常に重要なことと考えられる。しかしながら、トンネルの変状原因は外的な要因、内的な要因が複雑にかかわることから、変状原因を正しく推定することは、技術者の豊富な経験と知識が必要となる。

さらに、我が国のトンネルは、グリーンタフ、片岩類、風化・変質岩等の軟質な地質において、供用後に覆工が長期にわたって押し出しを受けることが少なくない。特に、トンネルの断面形状や覆工構造が地質条件に適応できずに設計・施工が行われる場合には、供用後に変形やひび割れ等の変状が生じることがある。供用中のトンネルで変状が確認された際には、できる限り迅速に対応を図る必要がある。しかしながら、供用しながらの変状対策には多くの時間的および空間的な制約があるため、変状の規模が大きな場合には多大な労力と費用を要してしまう。したがって、供用後のトンネルに対しては、変状の兆候をできる限り早く、正確に把握し、その進展を適切に予測することが重要である。

トンネルの健全度を判断し、変状の進展性を評価するためには、覆工表面の状態はもちろんのこと、周辺地山の性状についてもできる限り正確に把握しておく必要がある。したがって、変状の進展予測においては、継続的な点検結果とともに、建設段階における設計・施工の情報が重要な判断指標となる。しかしながら、古いトンネルでは建設時の地質情報がほとんど残っていないことが多く、また、供用中のトンネル内における調査で入手できる地質情報は限定的である。このため、変状対策を検討においては、過去の類似事例を参考に専門技術者の経験に基づく判断で対処しているのが現状である。

そこで、本研究では、長期にわたって変形が生じている山岳トンネルを対象とし、入手できる地質情報が限られた中で変状現象を定量的に評価することを目的として検討を行うこととした。研究においては、従来から経験的な判断で検討が行われてきた対策工設計に数値解析手法の導入を試みた。また、現地における地質調査結果、計測結果と数値解析を組み合わせることで、長期間の変状の進展を予測する手法について検討を行った。

1.2 既往の研究例

1.2.1 トンネルの変状や維持管理に関する研究経緯

我が国では、従来から新設トンネルの設計、施工に関する研究が数多く実施されてきたが、既設トンネルの維持管理に着目した研究は少なく、変状事例が発表される機会も皆無であった。このため、変状対策を扱った事例はいくつか発表（例えば^{1)~10)}されているものの、それらの多くは散発的に検討されたものであり、トンネルの変状現象やそのメカニズムに関して研究対象として十分に議論されておらず、体系化されていない状況にあるといえる。

このような状況において、鉄道分野では、1974年に「土木建造物の取替標準」¹¹⁾の一部としてトンネルが取り上げられ、これにしたがってトンネル構造物の維持管理が行われてきた。また、これを改訂する目的で1990年に発刊された「トンネル補強・補修マニュアル」¹²⁾を皮切りに、用途に応じたマニュアル^{13)~18)}が整備され、維持管理の実務に供されてきた。

鉄道分野に続き、道路分野においても、それまで十分でなかったトンネルの維持管理に関するマニュアルの整備（例えば^{19),20),21)}が進められ、トンネルの維持管理の重要性が再認識されてきている。

このような経緯を踏まえ、鉄道総合技術研究所では、変状トンネルの対策事例を蓄積し、トンネルの維持管理に反映させることを目的として、変状およびその対策事例を統一的に整理し、発表^{22),23)}がなされてきた。1977年には、高橋らにより、これらの実績が「トンネルの変状と保守」²⁴⁾としてとりまとめられ、体系化が試みられている。また、近年では、土木学会においてもトンネル変状の体系化に向け、2003年に「トンネルの変状メカニズム」²⁵⁾が発刊され、その後も2005年に「トンネルの維持管理」²⁶⁾が発刊されている。

トンネル覆工を対象とした力学的な挙動に関する研究に関しては、古くはProctor&White²⁷⁾が示した鋼製支保工の設計法が覆工の設計に準用された時期があった。これは、トンネル変形は考慮せず、カのバランスのみから安定の

検討を行うものであった。その後、コンピュータの急速な発達・普及に伴って骨組構造解析や有限要素法（FEM 解析）等の数値解析が利用され、供用後のトンネルの変形を考慮した設計も試みられてきているが、いまだ標準化には至っていない。

また、模型実験によるトンネル覆工の力学挙動に関する研究も行われている。齊藤ら²⁸⁾は、約 114 模型で、H 型支保工の効果、巻厚の効果、空隙の存在の影響等について成果を得ている。さらに、今田ら²⁹⁾は、1/2 模型で覆工の耐荷力、鉄筋補強の効果、二重巻き覆工、ブロック積み覆工等について成果を得ている。さらに、朝倉ら（例えば^{30),31)}）は、トンネル覆工の力学的な挙動を検討する目的で実トンネルの 1/30 スケールの模型実験を行い、覆工と地盤の相互作用や既設トンネル覆工の構造欠陥といったトンネル変状に支配的と考えられてきた要因に関して定量的な評価を行った。

以上の研究経緯を踏まえ、次に既往の研究例からトンネルの変状現象やその発生要因、覆工の力学的挙動に関する知見を整理することとした。

1.2.2 山岳トンネルの変状現象とその要因

トンネルの変状現象は多様であり、覆工に現れるひび割れや変形、漏水などの現象のみならず、路盤部や周辺地山などにも変状が現れることがある。これらの現象を変状が発生している部位ごとに整理すれば、図-1.2.1 のようになる。なお、写真-1.2.1 には、覆工に現れる変状現象の典型的な例を列挙した。

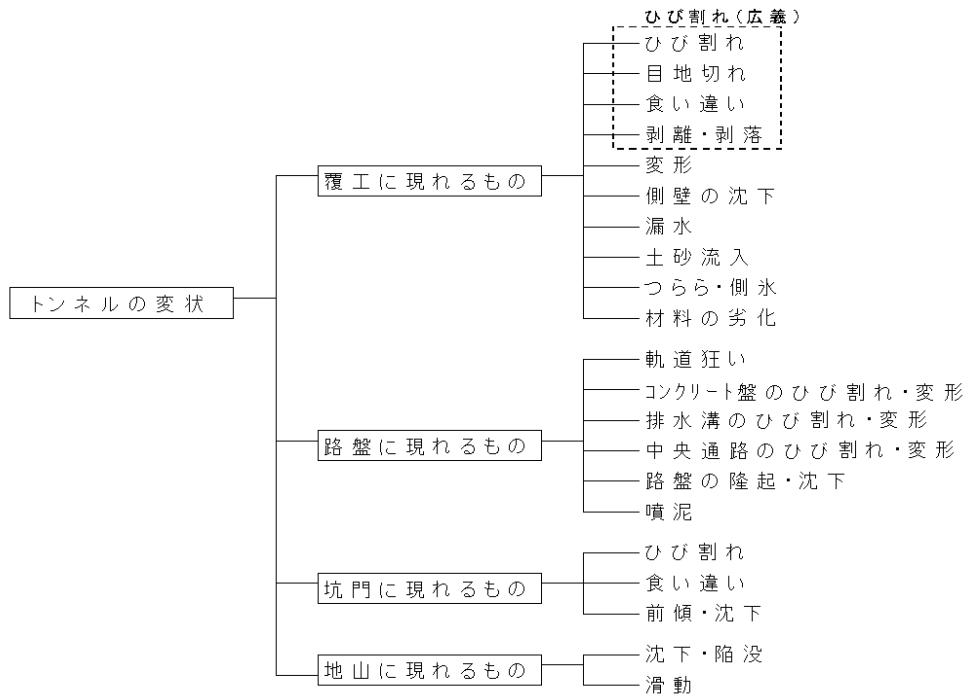
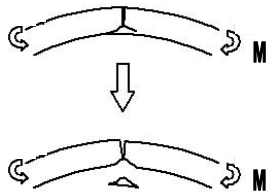
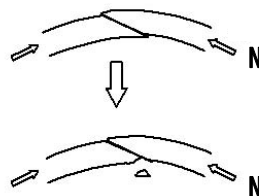


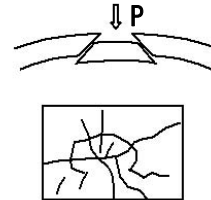
図-1.2.1 トンネルの変状の分類¹⁵⁾



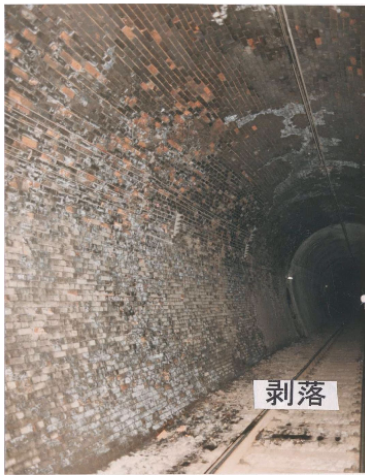
(a) 曲げ圧縮ひび割れ



(b) 軸力によるせん断ひび割れ



(c) 放射状ひび割れと押抜きせん断



(d) 煉瓦覆工の劣化



(e) 漏水防止工の劣化



(f) つららと側水

写真-1.2.1 変状現象の典型的な事例 (15), (25)

一般に変状現象は、その変状原因ごとに特徴がある。そのため、変状現象を正確に把握することにより、変状原因の推定、健全度の診断、対策工の設計に適切に反映させることが可能となる。

トンネルの変状原因は、図-1.2.2に示すように、外因（外力や環境等の外的な要因）と内因（材料や設計、施工等に起因する構造的な要因）に大別される。トンネルの変状現象の多くは複数の原因によって生じるため、外因と内因の組合せによって変状原因を推定しなければならない。そのため、変状原因の推定には、トンネル工学だけでなく、地質工学、岩盤工学、材料工学等に関する高度な知識と経験を要する。すなわち、原因ごとの現象の特徴を体系的に理解することが適切な変状原因の推定には必須である。

第1章 緒論

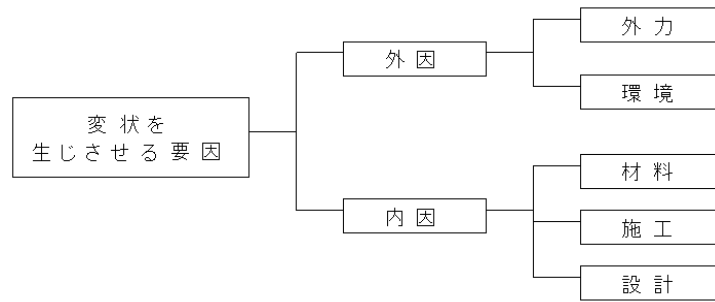


図-1.2.2 トンネルの変状原因の分類 15)

このように、トンネルの変状現象は多様であり、その要因も複雑である。本研究では、前述のように整理された既往の知見を参考に、外力の作用によって覆工に発生するひび割れや変形等を対象として検討を行うこととした。

1.2.3 外力の作用に伴う変状の実態

トンネルに変状を及ぼす外力に関しては、図-1.2.3に示すようなトンネルに作用する荷重として、塑性圧、緩み圧、偏圧に分類されている。

ここで塑性圧とは、トンネル掘削によって周辺の地山が塑性化し、支保工で変形を抑止できない場合にトンネル内空側に地山が押し出すことで、覆工に荷重として作用する地圧のことをいう。緩み圧とは、トンネル掘削により、トン

	地圧	代表的な事例図	事例写真
塑性圧			
緩み圧		<p>シルト岩・砂岩～シルト・砂の単斜構造</p>	
偏圧		<p>偏圧・斜面崩行による変状を生じたトンネルにおける変状展開図の例</p>	

図-1.2.3 トンネルに作用する外力と変状状況 20),32)

第1章 緒 論

ネル上方の地山が緩んで、ある高さ相当の地山重量がトンネル覆工に直接、鉛直方向へ作用するものをいう。偏圧とは、特にトンネルの土被りが小さく、地表面が傾斜している場合に発生しやすい左右非対称の地圧をいう。

本研究においては、これらの外力の中で最も変状事例が多く、ひび割れや変形等の変状現象が長期間にわたって進展する塑性圧による変状を対象として研究を行う。塑性圧による変状は、図-1.2.3に示すようにトンネル周辺地山が塑性化し、トンネルに地圧が作用して発生する。この際の典型的な変状として圧ざ、開口ひび割れ、せん断ひび割れ、側壁部の押し出し、盤膨れがある。

一般に、トンネルに変状を及ぼす地質としては、モンモリロナイト等の粘土鉱物を多量に含むグリーンタフ地域の新第三紀中新世の泥岩・凝灰岩等、葉片状・粘土状の蛇紋岩、断層粘土等が知られている。これらの地質においては、トンネル掘削時に、掘削断面内空へ著しい地山の押し出しが発生し、支保工、覆工へ強大な地圧が作用することが多い。さらに、一旦掘削による変形が収束し、覆工コンクリートが打設完了した後の供用中のトンネルにおいても、何らかの要因で地山が再び安定を失い、トンネルに外圧が作用することでトンネルの変状が発生することがある。

図-1.2.4は、地質（グリーンタフ）分布図に塑性圧によって変状が生じたトンネルをプロットしたものである。グリーンタフは膨張性の性状を示すことが多いため、塑性圧によって変状が生じる事例が多いことが確認できる。このように、塑性圧により変状が発生したトンネルについては、グリーンタフの例に示されるように、地質と密接に関連していることが確認できる。これに対して緩み圧については、掘削によって生じた緩みによる地圧が原因となることから、塑性圧が生じる地山とは性状が異なり、地質的に広範囲にわたって発生することが考えられる。したがって、一般的な地質分布図に緩み圧によって変状が発生したトンネルをプロットしても関連性を見いだすことは難しい。偏圧によるトンネル変状についても地質との関連性はなく、当然のことながら地形と密接に関連していると考えられる。

これらのように、トンネルが特徴的な地形・地質に位置する場合には、その地形・地質に特有の変状が発生する可能性が高いといえる。そこで、調査・設計時、トンネル施工時だけでなく、供用時においても、地形・地質を勘案して維持管理に努めることが重要である。

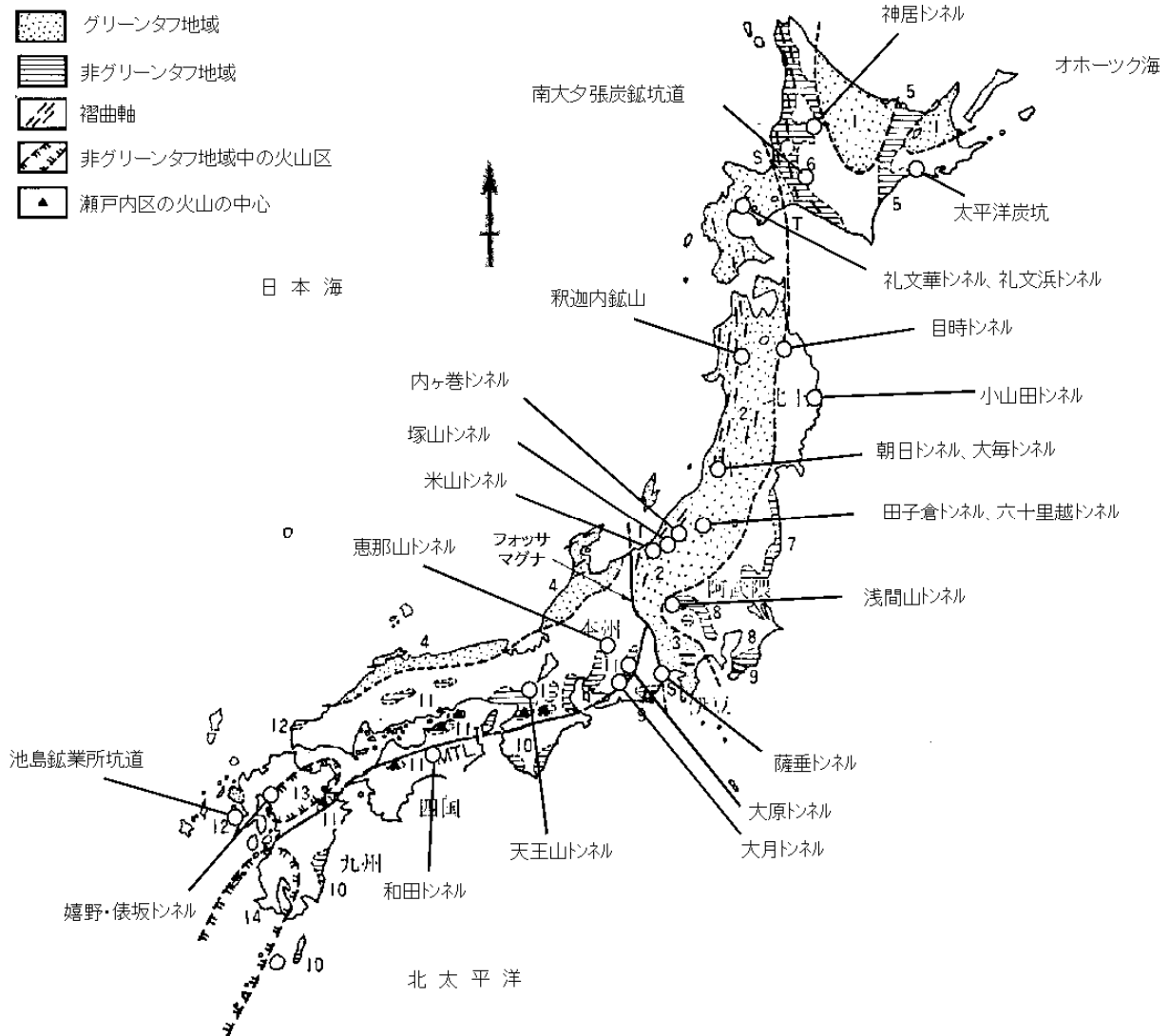


図-1.2.4 変状トンネルとグリーンタフ地域の関係²⁵⁾

1.2.4 トンネル覆工の力学的挙動に関する検討

塑性圧による変状は、トンネル覆工と地山による挙動の相互作用によって進展する。したがって、トンネル変状の進展予測や対策工設計においては、トンネル覆工の力学的挙動を把握することが重要である。このような観点から、鉄道総合技術研究所では、変状が生じたトンネル覆工の力学的健全度評価法の確立を目的として、三次元覆工模型実験および梁ばねモデルによるシミュレーションを行い、各種のパラメータがトンネル覆工の変形挙動に与える影響について研究を行っている。この研究で実施された実験・解析の概要とその結果を以下に示す。

(1) 実験・解析の概要

トンネル覆工の模型実験は、地盤を介して荷重を覆工供試体（以降、供試体という）に作用させる間接載荷実験と供試体に直接載荷する直接載荷実験に大別できる。この研究では、1) トンネル周辺地盤との相互作用、2) ひび割れ進展が表現でき、作用地圧に対して供試体が直接的に応答し、解析方法が比較的簡便である梁ばねモデルをイメージした実験装置で、かつ、3) 三次元的な覆工挙動も表現できる装置を用いた実験が実施されている。その模型実験装置の概要を図-1.2.5、実験手順を図-1.2.6に示す。

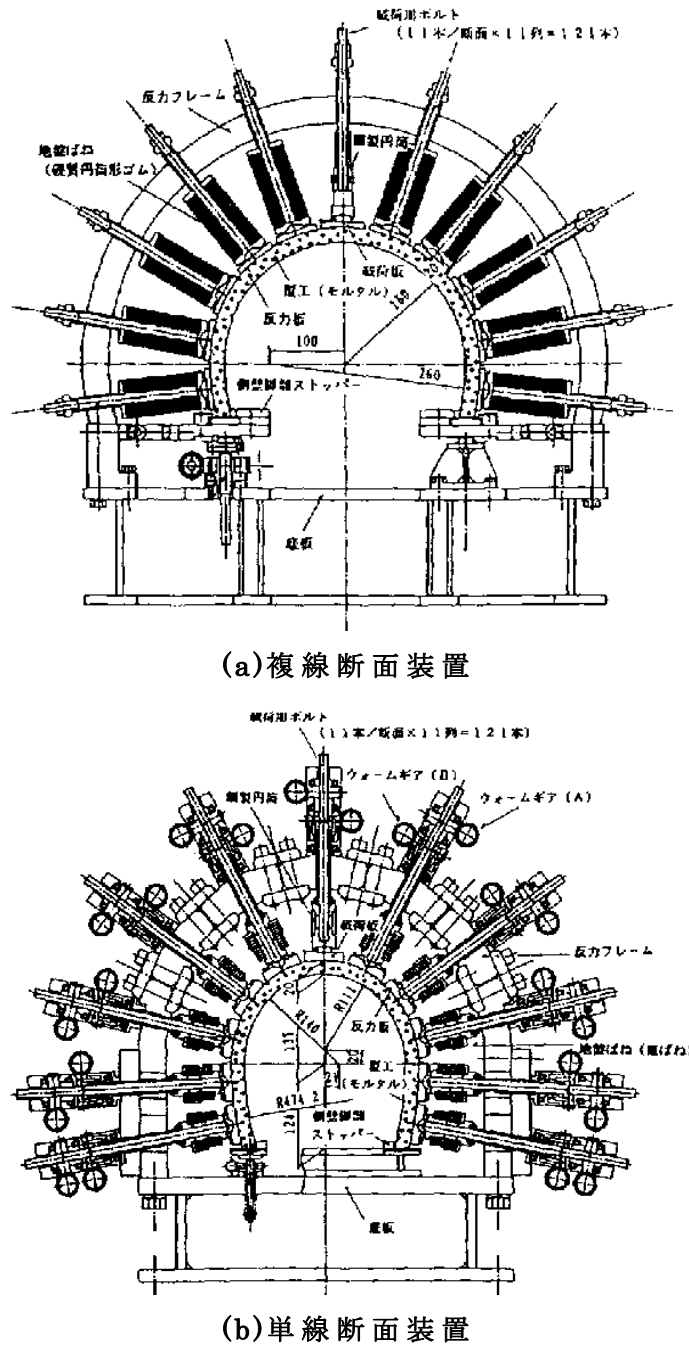
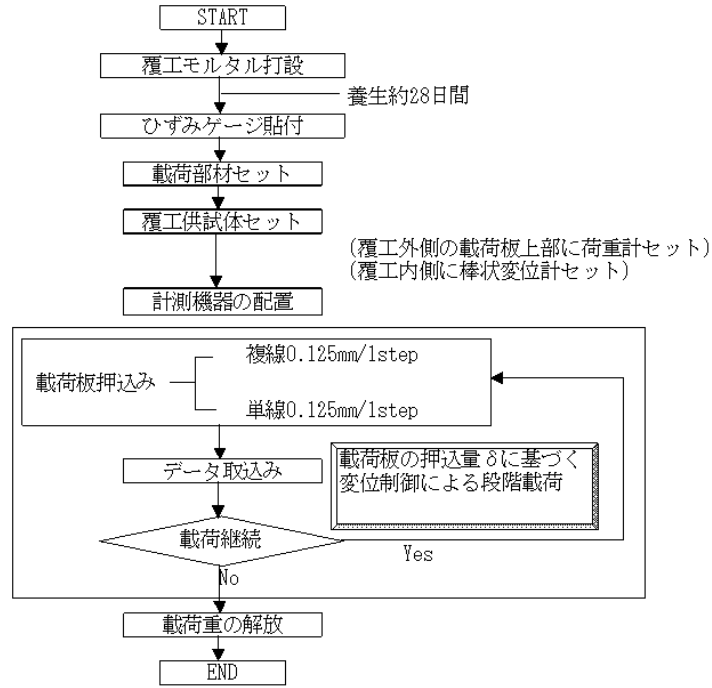


図-1.2.5 実験模型装置の概要 (25), (30), (31)

第1章 緒論



(注1) 載荷は下記の条件に該当した場合に終了する。
 ① 覆工の終局的破壊(剥落,せん断破壊等)
 ② 載荷用ボルトの可能トルクの限界
 ③ 荷重値(載荷板1枚で10kN)
 (注2) 複線装置を用いたケース1~6では, 本載荷に先立ちあらかじめ覆工全周に初期荷重を導入した。

図 - 1.2.6 実験手順 (25),30),31)

実験は, 1) 載荷方向, 2) 側壁脚部の拘束条件, 3) 天端背面空洞, 4) 覆工の構造(順巻, 逆巻), 5) 載荷形態(部分荷重, 分布荷重), 6) 地盤剛性等をパラメータとした表-1.2.1に示す15ケースについて行われている。

表 - 1.2.1 実験ケース (25,30),31)

No.	断面	地盤ばね	不連続面	載荷位置	脚部拘束条件	背面空洞	備考
1	複線	円筒形 ゴム	無 (順巻)	鉛直 [⑥]	可動 (インポート無)	無	
2				斜め [⑦]			
3				横片側 [⑩]			
4				横両側 [②⑩]	固定 (インポート有)	有	
5							
6					可動 (インポート無)		
7	単線	皿ばね	無 (順巻)	鉛直 [⑥]	可動 (インポート無)	無	
8				斜め [⑦]			
9				横片側 [⑩]			
10				横両側 [②⑩]	固定 (インポート有)	有	
11							
12					可動 (インポート無)		
13			有 (逆巻)	鉛直 [⑥]	可動 (インポート無)	無	
14				斜め [⑦]			
15				横片側 [⑩]			

(注1) 括弧内の数字は載荷位置を示す。
 (注2) 不連続面は、SL(スプリングライン)部とする。

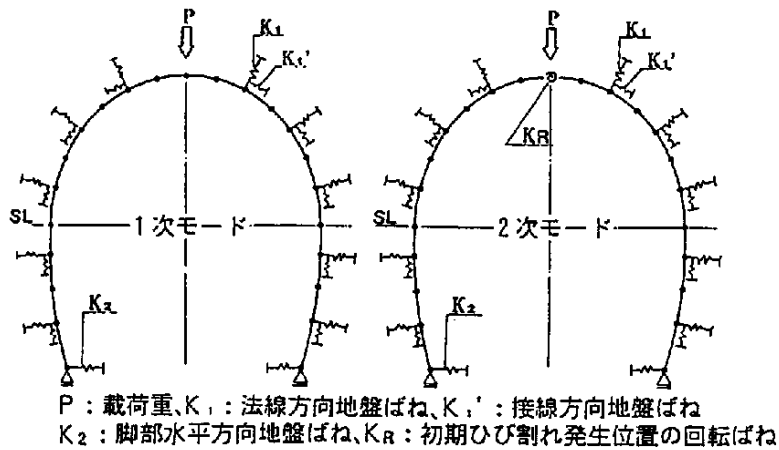


図-1.2.7 梁ばねモデル (ケース7) (25),30),31)

また、トンネル覆工模型実験のシミュレーションを目的とした数値解析では、供試体を梁、地盤をばねでモデル化した梁ばねモデルと供試体を有限個のファイバーの組み合わせでモデル化したファイバーモデルにコンクリートのひび割れ処理を組み合わせ解析を行う複合部材解析が行われている。図-1.2.7に解析モデルを示す。

(2) 覆工の力学的挙動

これらの実験・解析結果により、覆工の力学挙動の特徴として以下に示す知見が得られている。

- ① トンネル覆工は鉛直圧に対して変形性・耐力に優れ、側圧に弱い。特に単線トンネルは側圧に弱い。
- ② インバート工の効果は、今回の実験における荷重条件では十分に確認できなかった。特に単線トンネル側壁部への部分荷重に対して効果が見られないという結果になった。
- ③ 背面空洞の存在は、覆工の変形性・耐力に悪影響を与えるが、地盤剛性によって差があり地盤剛性が大きいほど空洞の影響はより大きい。
- ④ 逆巻覆工は、迫め部に欠陥がなく、側壁に十分な軸力が発生していれば問題ないが、軸力が発生しない状態で側圧が作用した場合には重大な欠陥となる。

本研究を進めるにあたって整理した、変状現象とその要因、外力の作用に伴う変状、トンネル覆工の力学的挙動等に関する研究では、その後の維持管理に向けた非常に有効な知見が得られており、本研究においても貴重な技術情報として参考にすることとした。

1.3 研究の内容

本研究では、トンネル変状の進展予測および対策効果の定量的評価を目的として、変状事例の整理および分析、骨組構造解析や有限差分法による数値解析等を主体とした検討を行った。本研究の全体の流れを図-1.3.1に示す。

本論文を構成する第1章～第7章の概要は以下のとおりである。

第1章では、我が国におけるトンネル保守の実態から、本研究の目的を定めた。そして、研究において参考とした既往の研究やその知見を整理するとともに、本論文の構成を概説する。

第2章では、従来から経験的な判断に基づいて行われてきた変状対策工設計への定量的評価の導入を目的として、梁ばねモデルによる対策工設計手法について検討する。ここでは、代表的な変状対策工のモデル化について検討を行い、実際の対策効果を再現できる手法を提案する。また、同手法の実トンネルへの適用を試みたシミュレーション解析を行い、その妥当性を検証する。

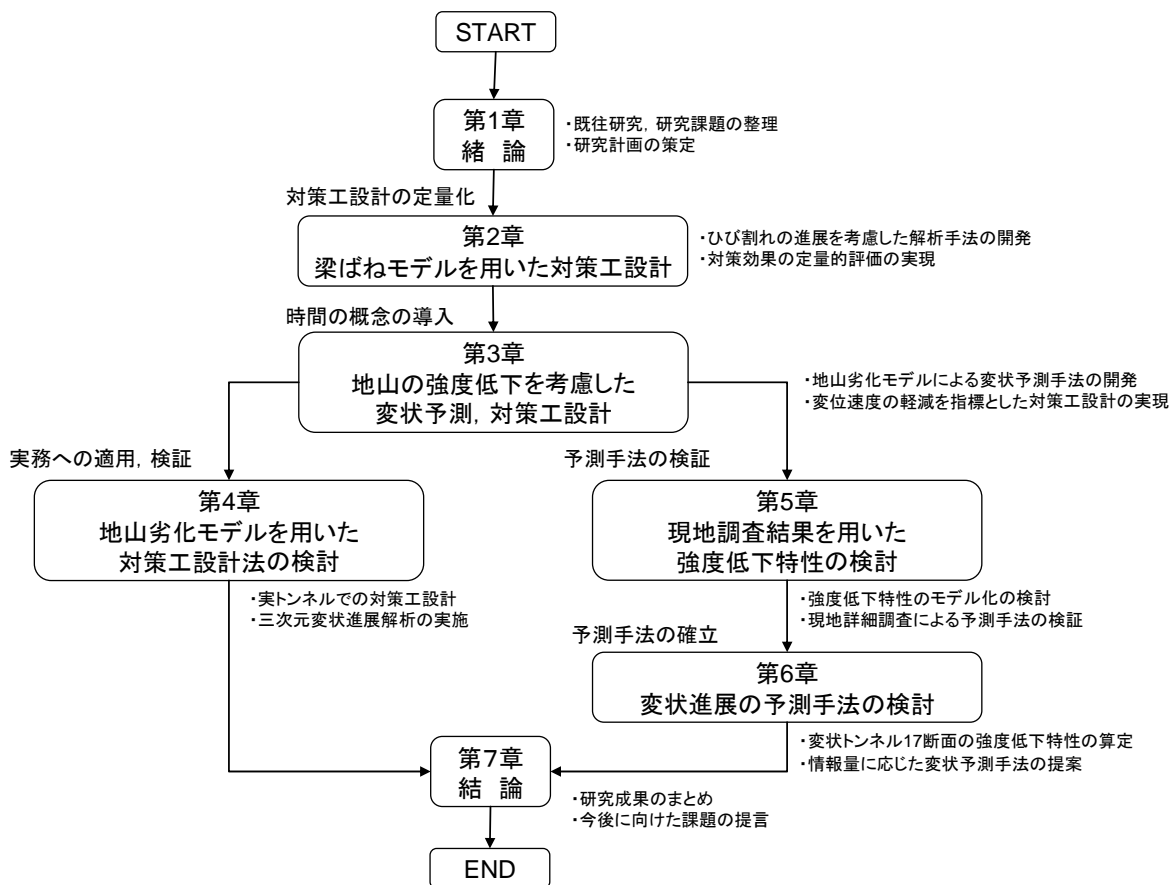


図-1.3.1 研究全体の流れ

第1章 緒論

第3章では、本研究の主目的である変状の進展予測、対策工設計を実現するために、計測結果と数値解析を組み合わせた手法について検討する。ここでは、周辺地山の強度低下が要因となって変状が発生したトンネルを対象とし、地山劣化モデルを用いた解析手法を適用する。これにより、変状予測、対策工設計に対して、実務で最も重要な時間の概念を導入することを試みる。

第4章では、第3章で検討した変状対策工の設計手法を実トンネルへ適用し、本手法の妥当性を検証する。ここでは、第2章で検討した対策工のモデル化を参考とした対策工モデルによる比較解析を行い、効果的な工種やその実施時期について検討を行う。検討事例としては、経年100年を超える老朽化トンネルの事例や盤膨れにより路盤が顕著に変状した事例を抽出した、さらに、双設トンネルの双設部および交差部の変状状況を評価するために、三次元モデルを用いて変状進展解析を行う。

第5章では、変状予測において重要な地山の強度低下特性について検討を行う。ここでは、内空変位の進展状況に応じた強度低下特性の設定手法について検討する。また、対象トンネル坑内からの調査ボーリングおよび各種強度試験を行い、現地における詳細な情報から強度低下特性を設定し、より精度の高い変状予測の実現に向けた検討を試みる。

第6章では、変状進展の予測手法について総括する。ここでは、代表的な変状トンネルを想定したパラメータ解析および実トンネルのシミュレーション解析を通じ、周辺地山の経時的な強度低下を決定する要因として地山強度比と内空変位速度を抽出する。さらに、当該トンネルの情報量に応じた変状進展の予測手法を提案する。

第7章では、本研究で得られた成果および知見を総括し、今後に向けた課題を述べる。

参考文献（第1章）

- 1) Roberts,N.R. , Darmell,K.E. , Hussin,J.D. , Henry,J.F. : Solway Tunnel rehabilitation, Proc. 12th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engincering (Rio de Janeiro) , 1989.
- 2) 鈴木哲也, 岩淵武, 林満, 森田英俊 : 変質した地山中のトンネルにおける変状調査と対策, 北海道開発局開発土木研究所月報, No.449, 1990.

第1章 緒論

- 3) 三枝恒, 井上良博: 由比トンネル覆工対策の設計と施工, 日本鉄道施設協会誌, Vol.29, No.3, 1991.
- 4) Riddell, J.B.: Electrification of British Railways' East Coast Main Line. Calton South Tunnel, Edinburgh, Strengthening works for electrification, Proc. Int. Civil Engineering Transportation, Vol.95, No.4, 1992.
- 5) 竹内貴司, 柿崎稔, 川口周作, 柳本速雄: 馬蹄形導水路トンネルにおける鋼板内巻改修工法の開発, 新日鉄技報, No.350, 1993.
- 6) 青木隆, 竹内定行, 川瀬岳: 信越線塚山トンネルの変状と対策, 日本鉄道施設協会誌, Vol.31, No.5, 1993.
- 7) Voor, B.H. III, Martin, J.W.: Rehabilitation of brick-lined railroad tunnels to achieve increased clearance, 3rd Material Engineering Conference (San Diego), 1994.
- 8) 国田雅人: 木の浦トンネルの災害復旧工事, 季刊防災, No.102, 1994.
- 9) Grobbelaar, C.: The degradation and failure of concrete linings around water conveyance tunnels, Tunnels and Underground Space Technology, Vol.9, No.1, 1994.
- 10) 平井公康, 鈴木照行, 秋月亨, 八重樫栄: 供用中の NATM トンネルの盤ぶくれ—一般県道宮古港線小山田トンネル—, トンネルと地下, Vol.26, No.12, pp.19-25, 1995.
- 11) 日本国有鉄道: 土木建造物の取替標準, 1974.
- 12) 鉄道総合技術研究所: トンネル補強・補修マニュアル, 1990.
- 13) 鉄道総合技術研究所: 既設トンネル近接施工対策マニュアル, 1995.
- 14) 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, 1998.
- 15) 鉄道総合技術研究所: トンネル保守マニュアル(案), 2000.
- 16) 鉄道総合技術研究所: 都市トンネル保守マニュアル, 2002.
- 17) 鉄道総合技術研究所: 都市部鉄道構造物の近接施工マニュアル, 2007.
- 18) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等維持管理標準(構造物編)・同解説(トンネル), 2007.

第1章 緒 論

- 19) 日本トンネル技術協会：山岳トンネルの老朽化対策に関する調査研究（その3）報告書（日本道路公団委託），1992.
- 20) 日本道路協会：道路トンネル維持管理便覧，1993.
- 21) 日本道路公団：設計要領第三集トンネル本体工保全編（変状対策），1998.
- 22) 白井慶治，高木盛男，川上義輝：トンネル変状の傾向，鉄道技術研究報告，No.1026，1976.
- 23) 吉川恵也，北川修三，川上義輝，馬場富雄：トンネル変状の傾向(2)，鉄道技術研究報告，No.1293，1985.
- 24) 高橋彦治，池田和彦，白井慶治，飯塚全：トンネルの変状と保守，土木工学社，1977.
- 25) 土木学会：トンネルの変状メカニズム，2003.
- 26) 土木学会：トンネルの維持管理，2005.
- 27) Proctor,R.V., Whlte,T. (eds.) : Rock tunneling with steel supports, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, 1946.
- 28) 斉藤徹，白井慶治，飯塚全，高木盛男，土屋敬，岩井徳雄：模型実験によるトンネル覆工の耐力に関する研究，鉄道技術研究報告，No.779，1971.
- 29) 今田徹，他：トンネル覆工の強度に関する実験報告(1)，土木研究所資料第921号，1974.，：同(2)，第922号，1974.，：同(3)，第991号，1975.，：同(4)，第1100号，1976.
- 30) 朝倉俊弘，小島芳之，安東豊弘，佐藤豊，松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動に関する研究，土木学会論文集，No.493/Ⅲ-27，pp.79-88，1994.
- 31) 朝倉俊弘，安東豊弘，小俣富士夫，若菜和之，松浦章夫：欠陥を有するトンネル覆工の変形挙動と内面補強工の効果，土木学会論文集，No.493/Ⅲ-27，pp.89-98，1994.
- 32) 土木学会：山岳トンネル覆工の現状と課題，2002.

第2章 梁ばねモデルを用いた対策工設計

2.1 概要

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，従来から変状トンネルの対策工の設計は，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，解析上モデル化することが困難であることが一因となっている．

本章では，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，既往のトンネル覆工模型実験および数値解析を用いた検討^{1),2),3),4)}を参考に，ひび割れの進展を考慮できる解析手法を開発し，その実用化に向けた検討を行う．検討においては，実際のトンネルに発生している変状を梁ばねモデルで再現し，ひび割れの発生から進展およ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ている．

2.2 ひび割れの進展を考慮した解析による変状対策工の設計

2.2.1 概要

新幹線断面を想定した複線トンネル，標準的な断面の単線トンネルを想定し，各種対策工を実施した場合の効果について梁ばねモデルによる解析を行った．

2.2.2 解析手法

(1) ひび割れ進展解析法

1) 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）によって検討を行った．ひび割れ進展解析では梁ばねモデル（地盤をばね，覆工を梁として表現する）による計算を行い，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，ひび割れを塑性ヒンジに変更

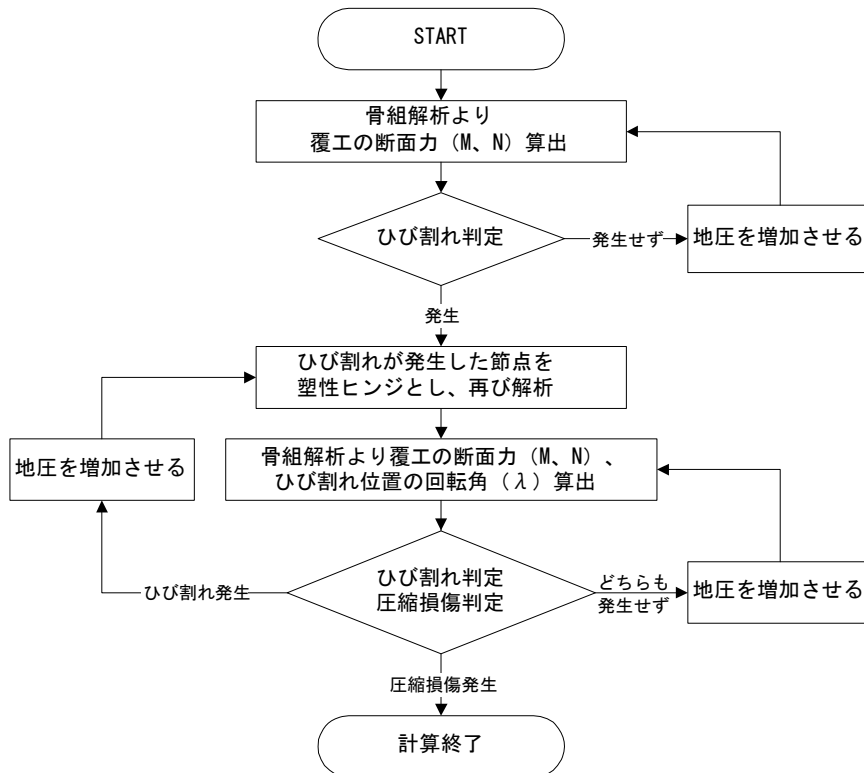


図-2.2.1 ひび割れ進展解析の流れ

したモデルで計算した増分の断面力・変位とを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ざが生じたとし、その時点の作用地圧を覆工の「構造耐力」と定義する。また、覆工の変形性能に関しては、内空変位と地圧の比率（地圧/内空変位）を覆工構造の「剛性」と定義して評価を行う。このひび割れ発生と圧縮損傷発生の判定方法については、松岡ら⁵⁾の方法によることとした。変状の判定方法を図-2.2.1に示す。

2) ひび割れ発生の判定方法

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-2.2.2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。

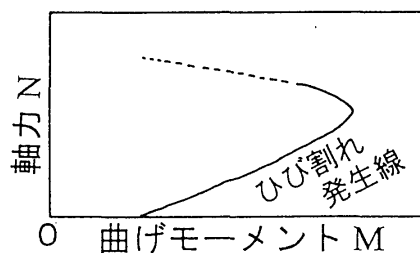


図-2.2.2 ひび割れ判定の方法（概念図）⁵⁾

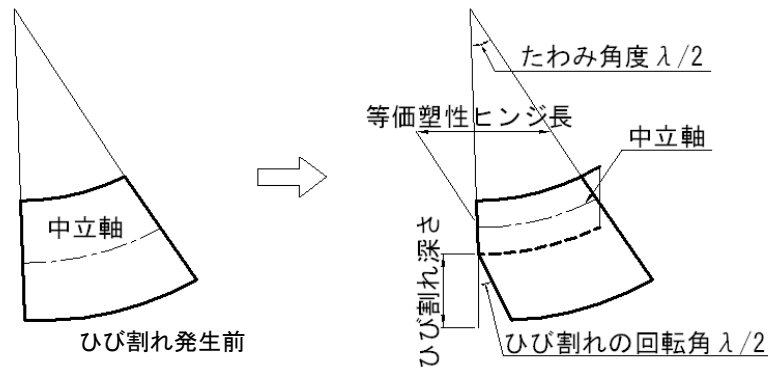


図-2.2.3 等価塑性ヒンジ長 5)

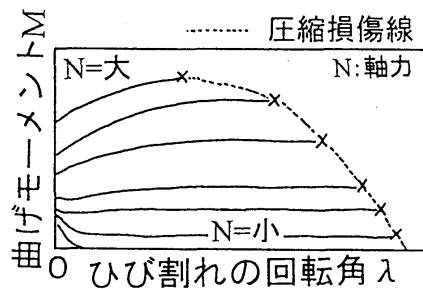


図-2.2.4 圧縮損傷判定の方法 (概念図) 5)

3) 圧縮損傷の判定方法

次に、ひび割れ断面の圧縮損傷の判定方法であるが、まず、ひび割れ発生後の変形挙動のモデル化に際して、等価塑性ヒンジ長の概念を導入する。ここでは、図-2.2.3に示すように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と仮定をしている。この仮定に加えて、覆工の圧縮側縁ひずみが限界ひずみ ($\epsilon'_{cu} = 0.0035$) に達した時点を圧縮損傷 (解析上の圧ざ) 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-2.2.4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、この考え方をひび割れ進展解析手法に導入することとした。

(2) 解析手法の妥当性

ひび割れ進展解析手法の妥当性を検証するため、1/30の覆工模型実験装置を用いた模型実験と解析結果との比較を図-2.2.5のように行った。これによると、模型実験レベルではあるが、ひび割れの発生順、発生場所については、両者はおおむね一致していることから、巨視的に見れば、地圧と変位との関係は、梁ばねモデルにより表現できることが分かった。また、本解析手法を実際に変状の生じているトンネルに適用し、適用時の問題点について検討した結果⁴⁾、ひ

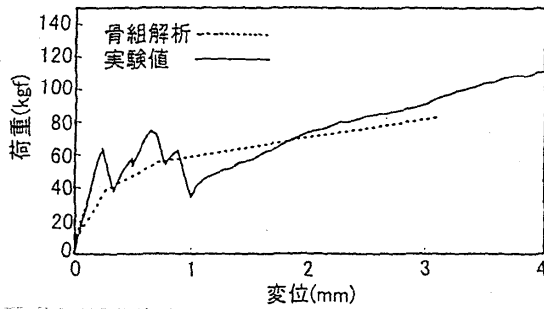


図-2.2.5 解析結果と1/30模型実験結果との比較

び割れ進展解析手法により，圧縮損傷に至るまでのひび割れ進展が表現できること，また，覆工の構造耐力および対策工の補強効果を表現できることが確認されている．これより，時間依存性に関する問題が残っているものの，本解析手法により実際の覆工の構造耐力および対策工の効果を厳密には定量的ではないが評価できることが確認された．

2.2.3 変状対策工の効果の比較

(1) 解析モデル

1) トンネル覆工のモデル化

本解析では，複線断面（新幹線標準断面）と単線断面を想定して覆工モデルを設定し，断面形状の違いによる変状対策工の補強効果について検討する．また，これまでに確認されている変状トンネルの事例を参考に，構造条件として天端部での背面空洞，地山条件として軟岩相当地山・塑性圧を想定した．背面空洞については地圧および地盤ばねを作用させないことでモデル化し，塑性圧については水平方向分布荷重を与えることで考慮する．解析で使用したトンネル覆工モデルの概念を図-2.2.6に模式的に示す．また，表-2.2.1にトンネルおよび地山の入力物性値を示す．

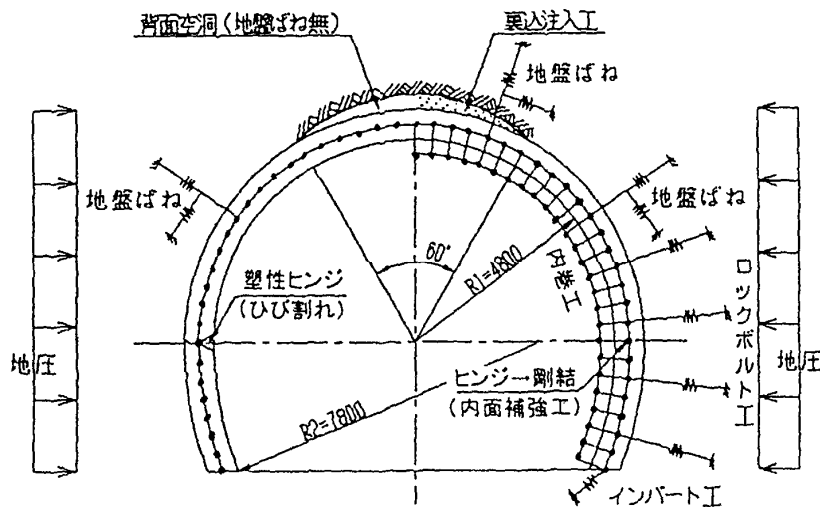


図-2.2.6 解析モデル概念図（複線の例）

表-2.2.1 トンネル覆工および地山の物性値

構造条件	覆工巻厚	複線 700mm, 単線 450mm
	弾性係数	$2.2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
	単位体積重量	23.0 kN/m^3
	構造欠陥	天端 60° 背面空洞設置
地盤条件	変形係数	500 MPa
	地圧	水平卓越地圧

2) 対策工のモデル化

対策工として変状トンネルで実績の多い5工種を選定し、それぞれ既往の対策実績より一般的な諸元を設定してモデル化した。また、裏込注入工と他の対策工種を組み合わせた対策工モデルについても設定した。

① 裏込注入工

- 背面空洞範囲に注入するものとし、地圧と地盤ばねを復活させることで表現する。

② ロックボルト補強工

- 表-2.2.2 の設計諸元に基づき、先端固定のボルトを想定し、弾性係数より算出したばねによってモデル化する。
- 複線断面では 100kN のプレストレスを想定し、ロックボルト打設位置（節点内側）から荷重を作用させる。

③ 内巻工

- 表-2.2.3 の設計諸元に基づき、コンクリート+セントル補強工を想定し、重ね梁でモデル化する。
- 覆工と内巻工の部材間は圧縮のみ伝達することとする。

表-2.2.2 ロックボルト補強工諸元

材質	STD510（ツイスト棒鋼）
長さ	複線 4.0m, 単線 3.0m
呼び径	TD24
打設範囲	SL 付近に左右 4 本ずつ
プレストレス	複線 100kN, 単線 導入しない

表-2.2.3 内巻工諸元

内巻工種	コンクリート(巻厚 125mm)+セントル(H-125)
曲げ剛性	コンクリートとセントルの合成
ひび割れ	考慮しない

表-2.2.4 内面補強工諸元

補強工種	炭素繊維シート接着工法
部材厚	0.167 mm×2層
弾性係数	$2.35 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$
引張強度	$3,550 \text{ N/mm}^2$
降伏後特性	応力を保持しない

表-2.2.5 インバート工諸元

弾性係数	$2.2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
巻厚	複線 500 mm, 単線 450 mm

④内面補強工

- ・ 表-2.2.4 の設計諸元に基づき，覆工内側ひび割れ範囲への炭素繊維シート接着を想定し，塑性ヒンジを剛結とすることでモデル化する．
- ・ 補強覆工の耐力は，コンクリート圧縮側のひずみ限界と炭素繊維シートの降伏強度で判定する．
- ・ 覆工外側ひび割れは無補強覆工と同様に計算する．

⑤インバート工

- ・ 表-2.2.5 の設計諸元に基づき，コンクリートの弾性係数，部材厚から算出したばねでモデル化する．

なお，対策工の設定段階は，実トンネルで変状が確認できる覆工内面ひび割れ発生後とした．

(2)解析結果

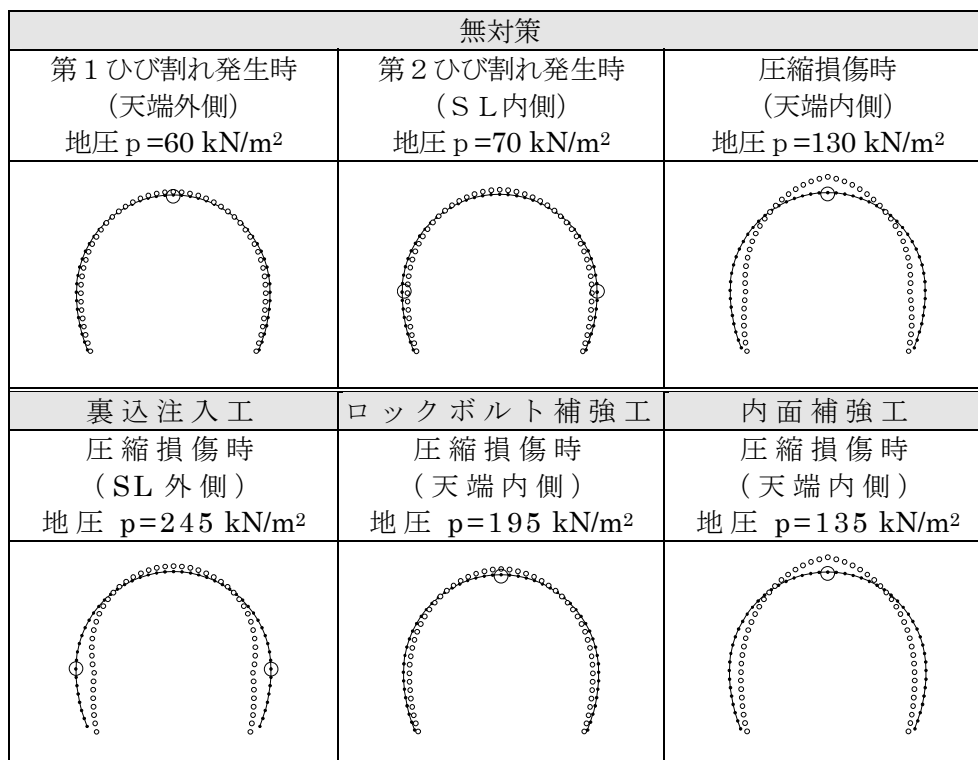
1)複線断面のひび割れの進展

複線断面のひび割れの進展を表-2.2.6，変位図を図-2.2.7，変位～地圧関係を図-2.2.8,図-2.2.9に示す．図-2.2.7より，無対策では天端背面の空洞のため，地圧の増加に伴って覆工天端が鉛直上方へ変位し，天端外側→SL内側の順に引張ひび割れが生じ，そして，天端内側で圧縮損傷が生じることにより構造耐力が決定されていることが分かる．対策工による変形挙動の変化に注目すると，表-2.2.6より，対策工モデルでは裏込注入工を行うことにより，圧縮損傷の起こる場所が天端部からSL部へと移動していることが分かる．その理由を以下のように考える．図-2.2.8より，裏込注入工により天端部の変位，すなわち，それに伴うひび割れの開口が抑制されることが分かる．ひび割れの開口が抑制

されると、図-2.2.4のノモグラムで圧縮損傷線に接近しなくなるため、裏込注入工を含む対策工では、天端部の耐力が改善され、圧縮損傷が天端でなく、SL部もしくは肩部で生じるようになったと考えられる。一方、裏込注入工を実施しない対策工においては、圧縮損傷の生じる場所は天端内側のままであり、裏込注入工以外の対策工では、天端部の変位を十分には抑制できないことが分かる。裏込注入工+内面補強工ではSL内側でのひび割れの進展も抑制されるため、新たにアーチ肩部にひび割れが発生し、そこが圧縮損傷発生箇所となったと考えられる。

表-2.2.6 ひび割れの進展（複線断面、■：圧縮損傷）

	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	天端外側	SL内側	—	天端内側	/
裏込注入工			SL外側		
ロックボルト補強工			天端内側		
内巻工			肩部内側	天端内側	
内面補強工			SL外側		
インバート工			肩部外側	肩部内側	
裏注+ロックボルト			SL外側		
裏注+内巻工			肩部外側	肩部内側	
裏注+内面補強			SL外側		
裏注+インバート工			SL外側		



○：ひび割れ位置

図-2.2.7 変位図（複線断面）（変位の倍率：×100）

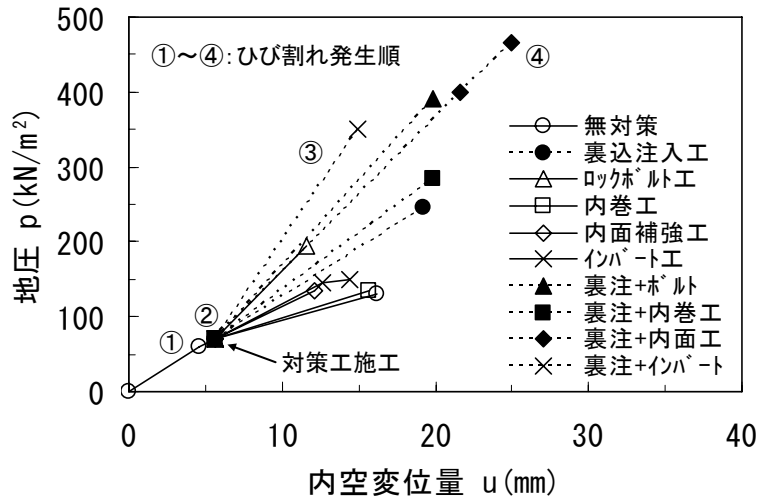


図 - 2.2.8 内空変位量～地圧関係（複線断面）

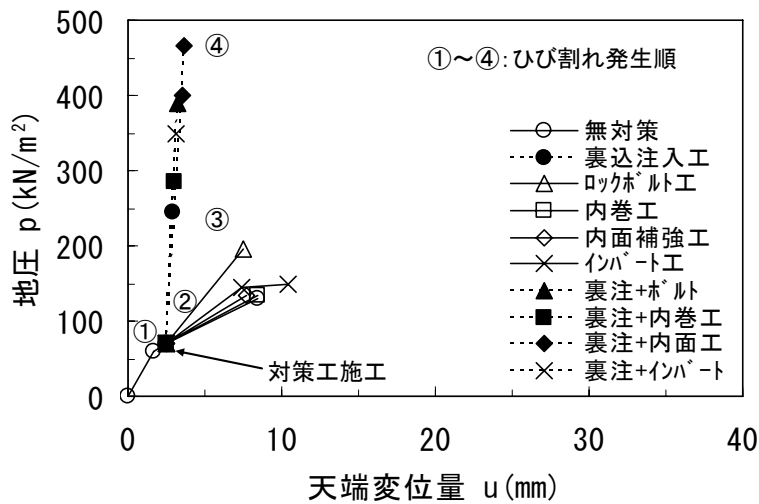


図 - 2.2.9 天端変位量～地圧関係（複線断面）

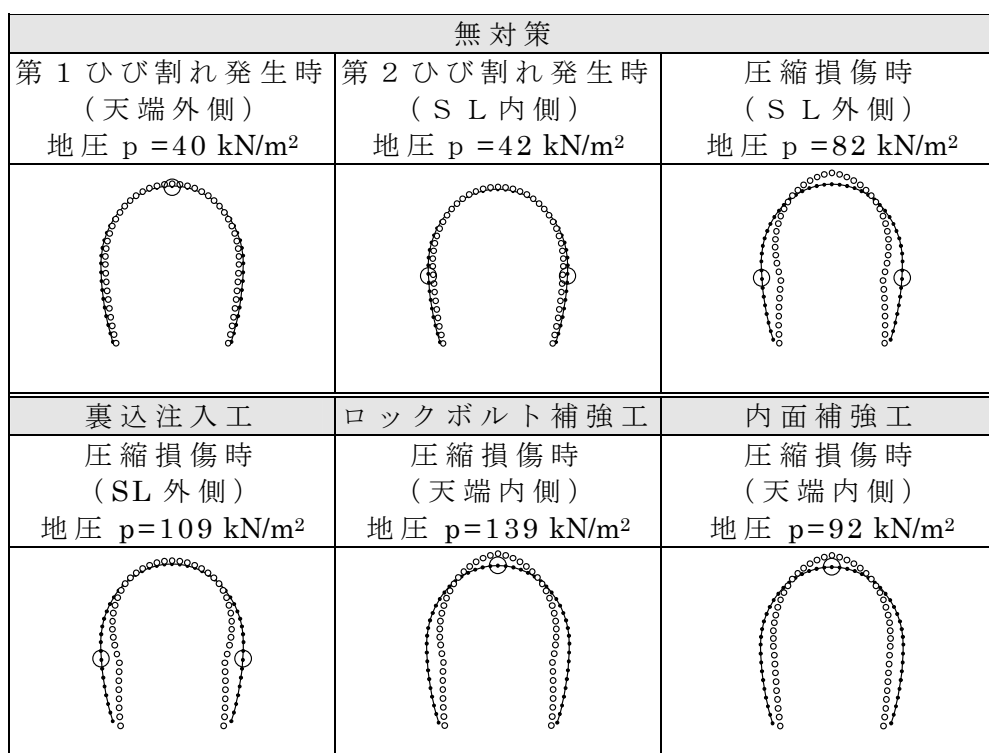
2) 単線断面のひび割れの進展

単線断面のひび割れの進展を表-2.2.7, 変位図を図-2.2.10, 変位～地圧関係を図-2.2.11, 図-2.2.12 に示す。まず無対策の場合であるが, 地圧の増加に伴って天端外側→SL 内側の順に引張ひび割れが生じるが, 複線断面とは異なり, SL 外側の圧縮損傷によって構造耐力が決定されている。その理由としては, 単線断面が複線断面と比べて縦長の断面形状となっていることがある。このため, 水平地圧が卓越する場合には, 覆工に導入される軸力が小さくなり, 構造上ひび割れが生じやすくなる。また, 巻厚が少ないために全体的に剛性が小さく, SL 部の押し出しが大きくなることで, 天端部よりさらに早く SL 部で圧縮損傷に達したものと考えられる。対策工の施工による変形挙動の変化に着目すると, 複線断面と同様に, 裏込注入工を伴わない対策工では, 天端の変位を十

分に抑制できず，天端内側で圧縮損傷を生じた．一方，裏込注入工を行った場合には，肩部外側にひび割れが生じるが，複線断面と同様，圧縮損傷の起こる場所は SL 外側であった．

表-2.2.7 ひび割れの進展（単線断面，■：圧縮損傷）

	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	天端外側	SL 内側	—	SL 外側		
裏込注入工			肩部外側	SL 外側		
ロックボルト補強工			天端内側	対策工施工		天端内側
内巻工						
内面補強工			肩部外側	SL 外側		
インバート工						
裏注+ロックボルト						
裏注+内巻工						
裏注+内面補強			SL 外側	対策工施工		SL 外側
裏注+インバート工						



○：ひび割れ位置

図-2.2.10 変位図（単線断面）（変位の倍率：×100）

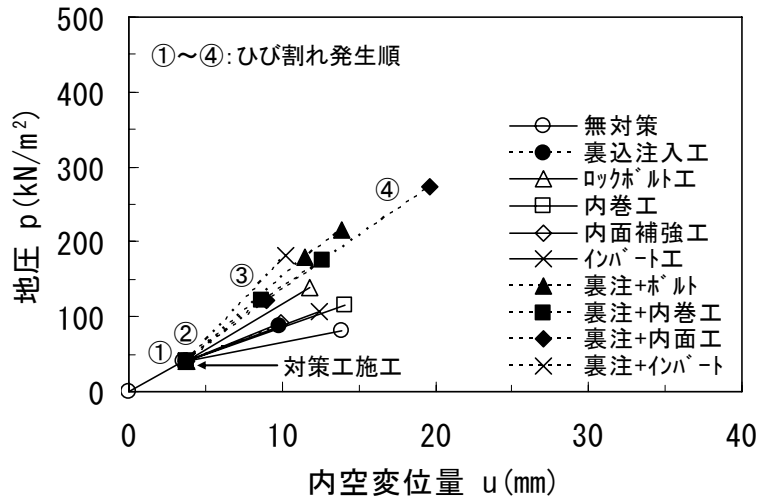


図-2.2.11 内空変位量～地圧関係（単線断面）

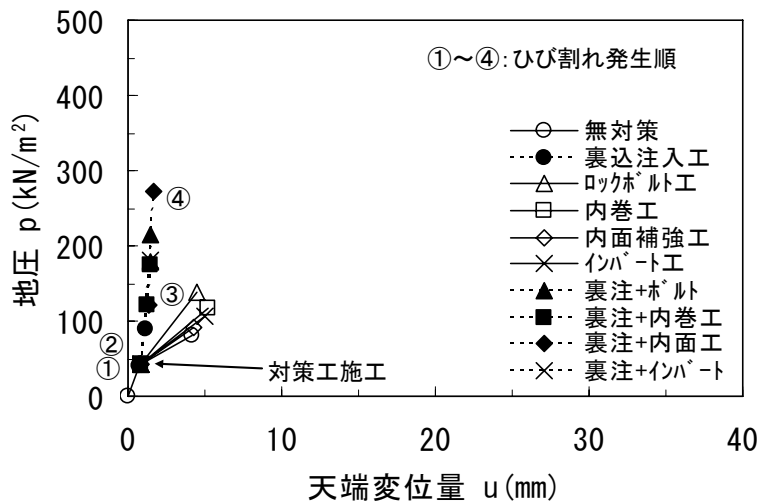


図-2.2.12 天端変位量～地圧関係（単線断面）

3) 断面の変化による対策工の効果の変化

対策工の効果をも、各対策工の構造耐力、対策工前後の剛性の変化で評価した結果を図-2.2.13に示す。対策工を施工することにより、いずれのケースも構造耐力および剛性が増加していることが分かる。また、無対策同士または同じ対策工を施工したものを比較すると、単線断面は複線断面より構造耐力、剛性いずれも小さいことが分かる。各対策工単独による構造耐力の改善効果に着目すると、複線断面では裏込注入工が、単線断面ではロックボルト補強工が最も効果的であった。これは、無対策時、複線断面では天端の圧縮損傷で、単線断面ではSL部の圧縮損傷で構造耐力が決まるため、複線断面では直接天端部のひび割れの開口を抑制する裏込注入工が、単線断面では直接SL部のひび割れの開口を抑制するロックボルト補強工が効果的であったと考えられる。裏

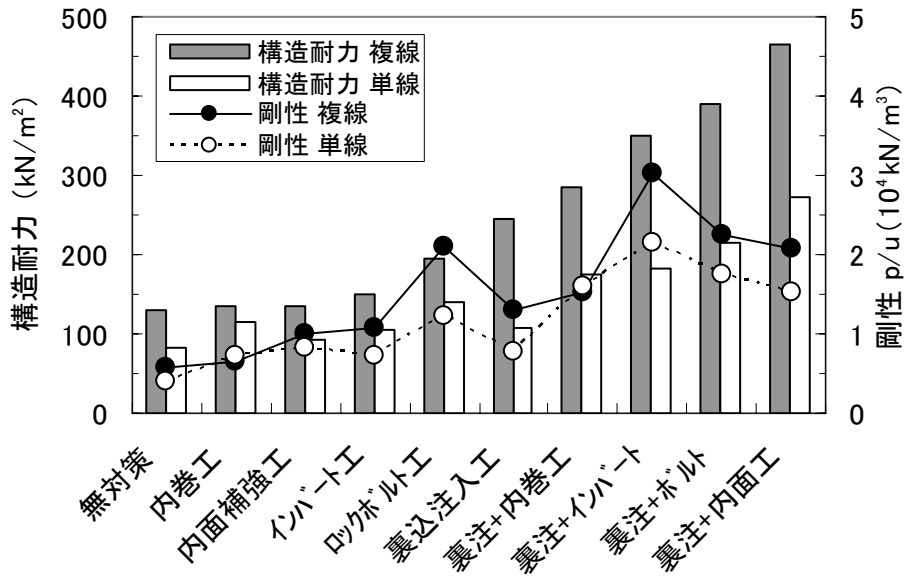


図- 2.2.13 対策工による構造耐力，剛性の増加

込注入工に着目すると，いずれのトンネル断面においても各対策工を単独で施工するより，裏込注入工と組み合わせて施工するほうが，より大きな改善効果が得られることが分かる．特に，複線断面でこの傾向が強い．また，裏込注入工+内面補強工がもっとも構造耐力の増加が大きくなった．この理由は以下のように考える．裏込注入工単独の例より，裏込注入工により天端におけるひび割れの進展が抑制され，天端部が圧縮損傷を起こすことがなくなる．また，ロックボルト補強工，インバート工は SL 部の変位を抑制し，内巻工，内面補強工は剛性が大きくなることで SL 部のひび割れの開口を抑制する効果がある．これによって，SL 部の耐力を増し，裏込注入工とその他の対策工が相互に補完し合うことができたと考えられる．逆に，裏込注入工を行わない場合は，天端部の圧縮損傷を抑制できないため，対策工の効果が十分に表れていないと考えられる．また，以上の理由から，水平地圧が卓越する場合に裏込注入工を行うと，SL 部の曲げ引張に対して効果的な内面補強工が最も覆工の構造耐力を改善する結果となった．一方で，単線断面においては，裏込注入工を同時に行う効果は複線断面より小さい．これは，単線断面は，無対策時における SL 部での圧縮損傷および裏込注入工単独時の効果が小さいことに見られるように，水平地圧が卓越する場合は，SL 部の耐力が小さく，裏込注入工により天端部の耐力を改善しても，SL 部ですぐ圧縮損傷を起こし，各対策工の効果が十分に表れないためと考えられる．

対策前後の剛性の改善効果に関しては，荷重を受ける方向に補強するロックボルト補強工，インバート工による効果が大きいことが分かる．特に，インバ

ート工と裏込注入工を同時に行うことで覆工が断面閉合され、地山によって確実に支持される効果によって、最も剛性が改善され、変形性能が向上したと考えられる。

2.2.4 結論

本研究では、ひび割れの進展を考慮できる梁ばねモデルを用いて、複線断面と単線断面を想定した均一な巻厚の全断面覆工に水平卓越地圧を作用させて解析を行った。そして、対策工モデルによる比較解析を行い、断面の違いによる変形挙動の特徴および対策工の効果について考察した。その結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) 無対策同士または同じ対策工同士を比較すると、単線断面は複線断面より構造耐力、剛性いずれも小さい。
- 2) 対策工による構造耐力の増加に関しては、複線断面においては、天端部の弱点を効果的に補強する裏込注入工が最も効果的である。
- 3) 一方、単線断面では、水平地圧が卓越する場合は、全体の剛性が小さくなるため、解析上は、裏込注入工より、直接 SL 部の内空側への変位を抑制する対策工（ロックボルト補強工、内巻工）の方が構造耐力の改善効果が大きい。
- 4) 複線断面、単線断面いずれも各対策工を単独で施工するより、裏込注入工と組み合わせて施工するほうが、より大きな改善効果が得られる。
- 5) 水平地圧が卓越する場合は、ロックボルト補強工、インバート工は剛性の改善において特に優れた効果を発揮する。

今回は、構造条件として標準的な 2 断面を、また、地圧として水平地圧が卓越する場合のみを想定したが、地圧モード、構造条件、地山条件等を変化させ解析を行うことにより、本解析手法を、実際の条件下における適切な変状対策工を選定するための手法のひとつとして適用できるものと考えている。

2.3 ひび割れ進展解析による実トンネルのシミュレーション

2.3.1 概要

次に、実トンネルで発生しているひび割れや内空断面の縮小等の変状状況を梁ばねモデルで再現する。また、実際に施工された対策工をモデル化した比較解析を行い、対策工による効果を定量的に評価することで、本手法の対策工設計への適用性について検証する。

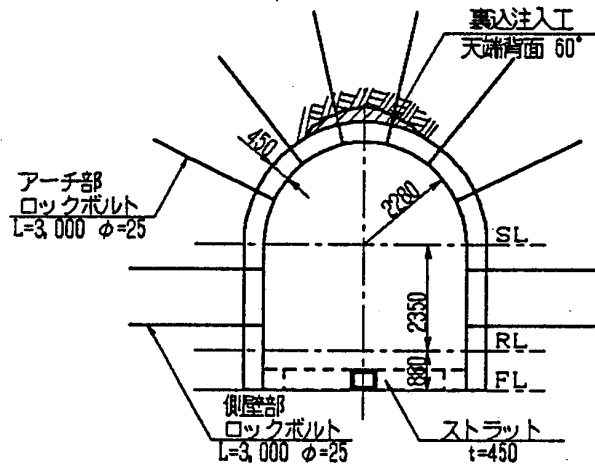


図-2.3.1 六十里越トンネル対策工断面

2.3.2 解析に適用したトンネル

福島県会津若松と新潟県小出を結ぶ JR 只見線ルート上にある六十里越トンネル^{6),7)}では、側壁の押し出しに伴う断面縮小やひび割れといった変状が生じたため、段階的に対策工が施工されている。変状区間の地質は緑色凝灰岩が主体となっており、このトンネル周辺地山が塑性化（塑性圧の作用）したために変状が発生したと考えられている。また、覆工の構造的な変状原因として、側壁を鉛直とする形状、インバートなし等がある。

対策工としては、図-2.3.1に示すように第一段階で裏込注入工と側壁部のロックボルト補強工（対策工A）が実施されたが、一部区間では内空変位速度が十分に抑制できなかった。このため、第二段階としてアーチ部のロックボルト補強工とストラット工（対策工B）を追加している。これらの対策工によって全体的な変位速度が低下した。

2.3.3 解析モデル

解析では、六十里越トンネルにおける現在の変状状況を忠実にモデル化し、変状の進展や対策工の効果を力学的に評価する。なお、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、地盤ばねを考慮しないことでモデル化した。主な解析条件を表-2.3.1に示す。

表-2.3.1 解析条件

構造	覆工巻厚	450 mm
	欠陥	天端 60° 範囲に背面空洞
地盤	地山	緑色凝灰岩
	変形係数	500 MPa
	地圧	塑性圧（水平分布荷重）

表 - 2.3.2 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 RB 工	対策工 A
対策工Ⅲ	裏込注入工 + 全周 RB 工	
対策工Ⅳ	裏込注入工 + 全周 RB 工 + 吹付け工	
対策工Ⅴ	裏込注入工 + 全周 RB 工 + ストラット工	対策工 B
対策工Ⅵ	裏込注入工 + 全周 RB 工 + 吹付け工 + ストラット工	

対策工解析では、補強効果を評価するために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吹付け工、ストラット工）を段階的に組み合わせ、表-2.3.2に示すように解析ケースを設定した。各対策工種についてのモデル化を以下に示す。

- 裏込注入工：背面空洞に注入するものとし、空洞部に地圧と地盤ばねを作用させて表現する。
- 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・径より算出したばねによってモデル化する。なお、プレストレスについては、実際に導入していないため考慮しない。
- SFRC吹付け工：SFRC吹付け工を重ね梁によってモデル化し、覆工との間には層間ばねを設定する。SFRC吹付け工についても、ひび割れの発生を考慮する。なお、吹付け範囲は覆工内側全周とする。
- ストラット工：実際のストラット設置位置（覆工脚部内側）に抵抗ばねとして設定する。ばね値については、コンクリートストラットの弾性係数・巻厚から算出する。

2.3.4 解析結果

(1) 現状のシミュレーション（無対策）

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、対策前の覆工状態およ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図-2.3.2に示す。

解析では、側壁部内側のひび割れ以外に、天端外側のひび割れ、側壁部外側の圧縮損傷が発生した。これらの変状は覆工背面に生じるため、実際には確認

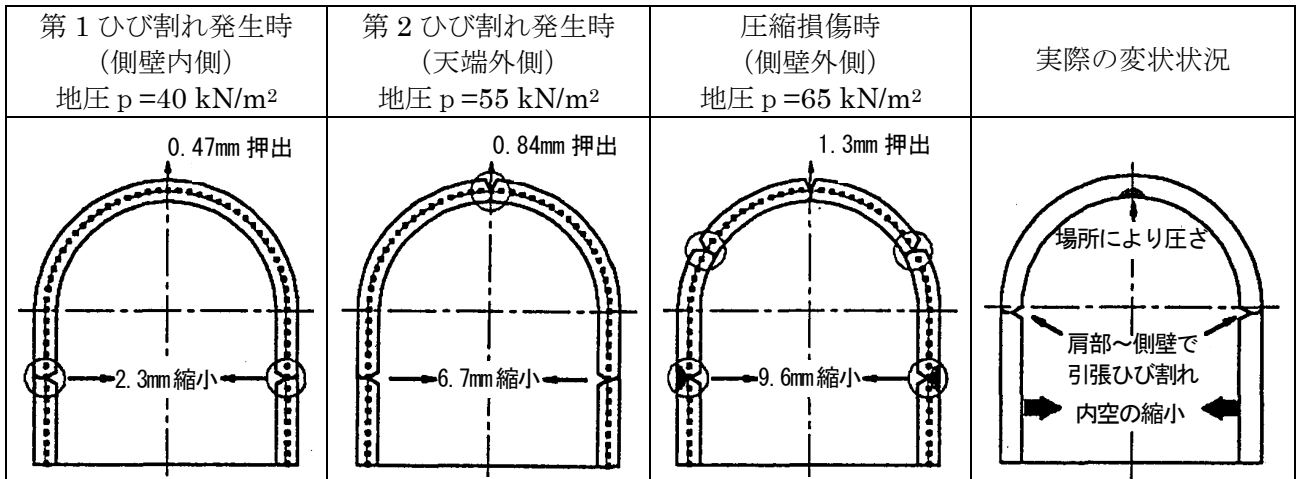


図-2.3.2 解析結果と実際の変状の比較

できていない。また、場所により確認されている天端の圧さ（解析上の圧縮損傷）は、解析で表現できない結果となった。本解析では最初の圧縮損傷が発生した時点で解析を終了するため、側壁部の圧縮損傷発生後のさらなる地圧の増加で天端内側に発生する圧縮損傷（圧さ）を再現することは出来なかった。しかしながら、ひび割れの進展は解析で表現されており、実際に確認されたひび割れの種類、位置等一致しているものもある。この結果から、地圧によるトンネルの変状を実際に近い状態で表現することができたと判断した。

(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、対策工解析を行った。ここでは、実際に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を設定して解析を行った。解析結果を図-2.3.3、図-2.3.4 に示す。対策工断面においても、無対策断面と同様に側壁外側の圧縮損傷で構造耐力が決定している。

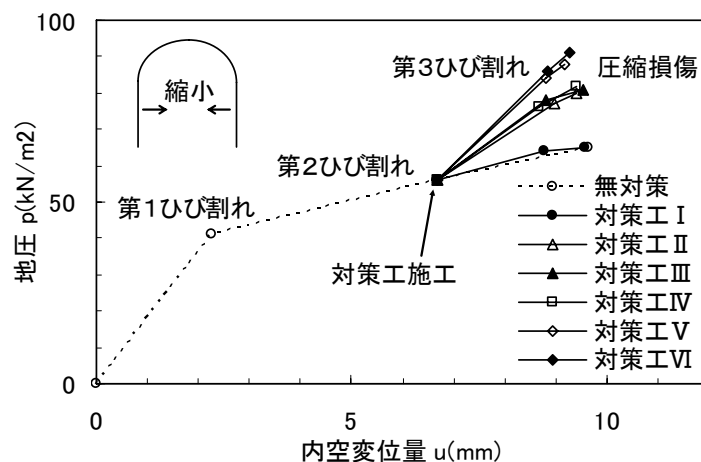


図-2.3.3 対策工の効果（地圧－水平内空変位量）

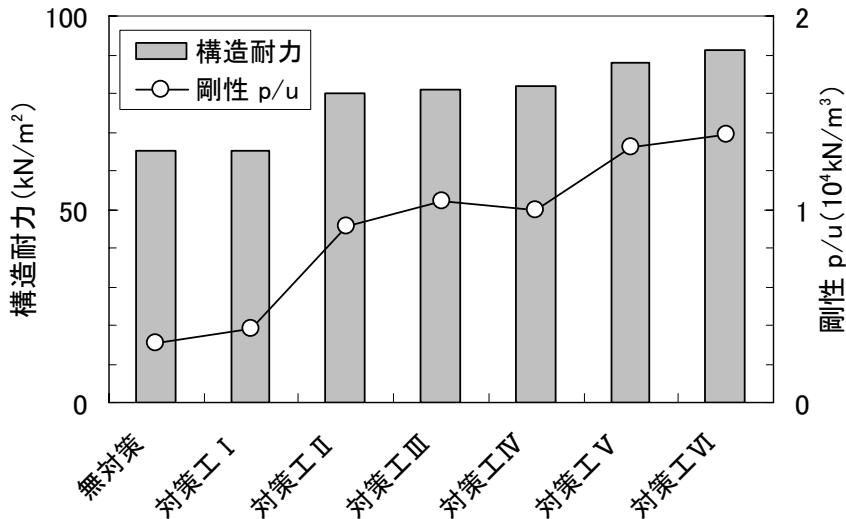


図-2.3.4 対策工による構造耐力，剛性の増加

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（+全周ロックボルト補強工），対策工 IV（+SFRC吹付け工）では顕著な増加が得られなかったのに対し，トンネル横方向を補強する対策工 II（+側壁ロックボルト補強工），対策工 V（+ストラット工）では効果が大きいことが分かる．この要因としては，側壁を鉛直とする形状による影響が大きいと考えられる．塑性圧で直部材（側壁部）に荷重が作用するモードでは覆工全体に発生する軸力が小さくなり，側壁内側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表れなかったと考えられる．

各対策工について考察すると，まず一般的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，本解析ではほとんど表れていない．これはトンネルの構造耐力が天端ではなく，側壁部の圧縮損傷で決定しているためである．この解析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圧縮損傷が発生するため，裏込注入工の効果が構造耐力の増加という形で表れなかったと考えられる．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補強工を打設することによって，効果的に構造耐力を改善していることが分かる．

一方，対策工 IV（+SFRC吹付け工）による効果は，解析上あまり見られない．この理由は以下のように考えられる．SFRC の特性は，ひび割れが生じた後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，本解析では，この SFRC の特徴が十分に発揮される前に側壁部の圧縮側においてコンクリートに圧縮損傷が発生してしまっている．これは，SFRC 吹付け工

の有無に関わらず圧縮側の応力が減少しないモデル化を行い、SFRC吹付け工を重ね梁によってモデル化したためである。その結果、解析では側壁部覆工のひび割れの開口を抑制する機能が十分に表現されていない。今後SFRCのモデル化の方法については、再検討を行う必要があると考えられる。

対策工V（+ストラット工）は、ロックボルト補強工に次ぐ補強効果を発揮している。これは、ストラット工によって覆工脚部に反力が導入され、側壁部に作用する断面力が減少するためである。また、同時に、内空変位を小さくする効果も確認できる。

2.3.5 結論

ひび割れの進展を考慮できる梁ばねモデルを用いて、裏込注入工、ロックボルト補強工、ストラット工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する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。その結果をまとめると以下のようなになる。

- (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、ひび割れ進展を再現することができた。
- (2) 側壁を鉛直とする形状のトンネル断面が塑性圧（水平分布荷重）を受けると、直な側壁が構造的欠点となるため、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て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補強工、ストラット工の効果は大きいことが分かった。また、ストラット工に関しては実際と近い傾向（変形性の抑制）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) 対策工を段階的に組み合わせて比較解析を行ったが、実際に施工された対策工II（+側壁ロックボルト補強工）および対策工V（+ストラット工）を設定した段階での補強効果が大きく表れ、実施工された対策工の選定の妥当性が定量的に評価された。

また、本研究の技術的課題については、以下のように考えている。本解析では、圧縮損傷以降の変形挙動や地山のクリープによる効果を考慮できないために変位が実測値よりも小さく、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傾向が強く、より一般的な意味で対策工の効果を判定するため

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。この課題を受け、第3章では数値解析に内空変位の経時変化を測定した計測値を組み合わせ、変状の進展予測に時間の概念を適用する目的で検討を行った。

参考文献（第2章）

- 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，pp.79-88，1994.
- 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，pp.25-30，1995.
- 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6巻，pp.205-210，1996.
- 4) 小島芳之，朝倉俊弘，野城一栄，三谷浩二，松長剛：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，トンネル工学研究発表会論文・報告集第7巻，pp.39-46，1997.
- 5) 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，pp.147-156，1996.
- 6) 小野田滋，河田博之，阿部正強：トンネル補強工事における長期内空変位測定と補強効果の確認，土木学会第43回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp.810-811，1988.
- 7) 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，トンネルと地下，Vol.23，No.10，pp.17-22，1992.

第3章 地山の強度低下を考慮した変状予測，対策工設計

3.1 概要

トンネルの維持管理における措置・対策は，一般に次の二つに大別される．第一は，人工構造物である覆工の材料劣化や漏水等の変状に対する補修がある．第二は，トンネル周辺地山からの地圧の作用によって覆工に発生したひび割れ，盤膨れ，断面縮小等の変状に対して，耐力の向上や周辺地山の安定化を図る補強がある．本研究では後者を対象とし，周辺地山の塑性化によるトンネルへの作用荷重の増加によって変状が発生した場合の補強について検討している．

補強を必要とするような変状が生じる原因には，地質的な要因から長期的に変形を生じる場合や天端の覆工背面の空隙による影響など，様々な要因が複雑に関連している．従来の解析に基づく検討¹⁾には，変状状況から塑性圧と呼ばれる作用荷重を推定し，覆工を梁ばねモデルや有限要素法を用いてモデル化し，覆工の残存耐力と補強による耐力増加を求めて対策工を検討することが行なわれている．第2章では，これらの解析手法を拡張し，梁ばねモデルを用いた解析でひび割れの進展を考慮することで，変状の進展を評価することを試みた．

このような塑性圧に伴う挙動は，周辺地山の長期的な変形がトンネルの内空変位を緩やかに増大させる際の地山と覆工の相互作用と捉えることができる．したがって，覆工に作用する荷重の変動を予測し，地山を補強することで荷重の軽減を図る対策を考える際には，地山の経時的な変形挙動を評価することが必要となる．地山の経時的な変形挙動を取り扱う研究^{2),3),4)}としては，これまでにクリープモデルによる様々な検討がなされているが，実際の補強対策においてトンネル周辺地山の経時的な挙動を考慮して検討を行っている事例は少ない．また，各種の解析方法の適用性についても，十分に検討がなされているとはいいがたい．この理由として，トンネルでは詳細な地質調査や精度の高い解析によって当初設計を行うのではなく，施工状況に応じて設計を適宜修正することで合理化が図られている．このため，維持管理段階で入手できる地質情報は限定され，さらに古いトンネルになると建設時に得られた地質情報がほとんど残っていないこともある．

一方で変状対策工を設計するには，初期条件の設定や地山のモデル化に用いる入力物性値など，必要な情報がさらに多くなり，当初設計段階よりも設定が困難なことも要因の一つと考えられる．

本章では，長期の変形が生じているトンネルを対象とし，情報の入手が限られた中で実際の変状現象を評価することを目的とし，周辺地山の強度低下を考慮した解析手法（以降，地山劣化モデルという）を検討した．これにより，第2章の検討で課題となった変状評価への時間の概念の導入を試みている．さらに，各種変状対策工の効果を定量的に評価する目的で，本モデルを第2章で検討した梁ばねモデルと比較することで，実務での対策工設計へ向けた適用性や今後の課題について考察を行っている．

3.2 長期的なトンネル変状の進展性

3.2.1 トンネルの変状現象

既往の研究から，トンネル変状は，①トンネル覆工の材料劣化によるもの，②トンネル内の漏水およびその凍結によるもの，③地圧の増加によるものに分類されている^{1),5),6)}．このうち材料劣化や漏水により変状が進展すると，トンネルの使用性が損なわれ，場合によっては剥落による事故を引き起こすこととなる．したがって，日常もしくは定期的な点検に基づき，適切な対処が図られている．これに対して，トンネルに地圧が作用することで変状が発生する場合には，断面縮小やひび割れ，圧ざ等の変状が進展し，トンネル構造が保有する耐力が低下することもある．また，地圧の作用は長期にわたって進展し，その作用状況を確認することが極めて困難である．そのため，トンネルの健全度を常に正確に把握することは難しく，変状の進展度合いによっては機能を著しく低下させてしまう場合がある．

ひび割れや漏水等の変状については，点検時にその進展性を確認できるため，日常の維持管理において叩落しや断面補修工，止水・導水工等の措置が速やかに図られている．しかしながら，地圧による変状については，作用する地圧の方向や規模が特定できないだけでなく，材料劣化や構造欠陥等による複合的な影響を把握することが難しいことから，健全度判定においては専門技術者による総合的な判断が求められる．また，周辺地山からの地圧の作用が顕著な場合には，覆工面にひび割れや圧ざ等の変状が発生し，トンネル構造の耐力が低下することもあり，供用下におけるトンネルの安全性や機能性の面で問題が発生する可能性もある．

3.2.2 塑性圧の作用による変状事例

供用後の周辺地山の塑性化に伴うトンネルへの作用荷重（塑性圧）が原因で変状が発生した鉄道および道路トンネルの代表的な事例⁷⁾を表-3.2.1に示す．

表 - 3.2.1 塑性圧の作用による変状事例（文献7）を一部修正）

用途	トンネル名	完成年	代表岩種 (グリーンタフ地域の 新第三紀堆積岩 に下線)	覆工構造		掘削 工法	変状状況 (代表的な変状と文献に 示された計測期間)		参考 文献
				巻厚	インバ ートの 有無				
鉄 道	和田	1954	黒色片岩	30~ 60cm	なし	矢板	アーチ肩と側壁の引張 ひび割れおよび天端の 圧ざ	29年	8), 9)
	大原	1955	花崗岩	30~ 70cm	なし	矢板	鉛直継目の目違い; せん断ひび割れ	3年	1), 10)
	塚山	1967	泥岩, 砂岩	50cm	なし	矢板	2回変状発生	19年	11)~15)
	目時	1967 1968	凝灰角礫岩, 砂岩, 頁岩	30~ 45cm	なし	矢板	水平継ぎ目の食い違 い; アーチ胴切りひび 割れ	5年	8), 16)
	神居	1969	神居古潭変成帯 黒色片岩, 蛇紋岩	90cm	あり	矢板	側壁縮小(50mm/年), インバート隆起 (120mm/年), 輪切り・ 水平ひび割れ	2年	1), 17)~21)
	六十里越	1970	緑色凝灰岩, 流紋岩, 凝灰角礫岩	23~ 45cm	一部 あり	矢板	盤膨れ, 側壁押し出し	16年	22)~25)
	礼文浜	1975	アピラト溶岩・安山 岩, 変形安山岩	60cm	なし	矢板	盤膨れ, モンモリロナ イト含有	6年	5), 26), 27)
道 路	礼文華	1965	角礫凝灰岩, 安山岩	50cm	なし	矢板	断面縮小による建築 限界の侵犯, つららや 壁氷の発生	4年	28), 29)
	恵那山	1975	熱水変質花崗閃緑 岩	60~ 90cm	あり	矢板	覆工二重巻き, 裏込 注入工を繰返し, ひび 割れ (0.26m/m ²), 顕著な地圧	23年	30), 31)
	うれしの	1990	凝灰角礫岩, 安山岩	30cm	なし	NATM	供用前からの路盤 隆起, 覆工ひび割れ, 円形水路変状	8年	32)~35)
	俵坂	1990	凝灰角礫岩	30cm	なし	NATM	舗装隆起, 最大段差 108mm, 最大隆起 速度 45mm/年, 覆工 ひび割れ	4年	32)~34)
	浅間山	1992	凝灰角礫岩, 凝灰 岩, 安山岩, 泥岩	30cm	なし	NATM	盤膨れ最大11cm, 断面縮小は減少	3年	36)~39)

なお，ここでは維持管理段階で発生した変状を対象とし，膨張性地山や亀裂性岩盤において施工中に塑性圧が発生した事例は除外した．これらの事例で得られた経験から，塑性圧による変状には以下のような特徴があることが分かる．

- ① グリーンタフ地域の新第三紀堆積岩（泥岩，凝灰岩等）に建設されたトンネルの事例が多い．
- ② 1950～1970年代に矢板工法で施工されたトンネルが多く，インバートなしの覆工構造が採用されている場合が多い．
- ③ 地圧の作用により，断面縮小，盤膨れ，ひび割れ・圧ざといった変状が生じている．

表-3.2.1に示した変状事例では，施工中および供用直後に地圧の作用が確認されたものもあるが，10年以上の長期にわたって断面縮小やひび割れの進展が確認された事例も少なくない．

3.2.3 長期的な変状進展の特徴

前述の変状事例に見られるように，地圧の作用によって長期的な変状が発生するトンネルは地質や施工法と密接な関連がある．

長期的な変状進展の特徴については，地質的な観点で，以下のように整理することができる．地山強度比が低い地山では，トンネル掘削に伴う応力解放で周辺地山の塑性化が発生し，その後の応力再配分によってさらに塑性領域が拡大する場合がある．この現象は，トンネル完成後に進展することもあり，地下水による強度低下，断層破碎帯の存在，粘土鉱物の含有等の要因が複合することで覆工に塑性圧が作用し，長期間にわたる内空変位が発生する．

また，施工法に関しては，以下のように整理することができる．一般に，NATM 導入前の覆工コンクリートの打ち込みは，天端に配置した打ち込み管を徐々に引き抜く，引き抜き方式が採用されており，材料分離が生じやすく，覆工背面に空洞が残りやすいという課題があった．そのため，前述の地質的な要因から周辺地山が塑性化する条件下では，空洞部が十分に充填されていないと，塑性領域の拡大を助長する場合がある．その結果，覆工の変形に対する地山の受働圧が発揮されず，長期的な地圧の作用を引き起こすこととなる．また，覆工構造自体が，経年劣化によって耐力を低下させることもあり，地圧を支持できないことが塑性領域をさらに拡大させてしまうことも考えられる．

以上のように，地質的要因として周辺地山の塑性化が進展し，施工的要因がその塑性領域の拡大を助長する場合には，長期にわたって覆工に地圧が作用し，断面縮小やひび割れといった変状が発生する．

3.2.4 実トンネルにおける変状の進展性

研究の対象とした JR 只見線六十里越トンネル^{22),23),25)}は，1960年代に矢板工法で建設された延長 6359m の鉄道単線トンネルである．トンネルの概要を表-3.2.2，断面形状を図-3.2.1 に示す．

表 - 3.2.2 六十里越トンネル諸元²³⁾

建設時期	1966年8月～1970年9月
延長	6359m
断面形状	単線2号型，側壁を鉛直とする区間 1542m，馬蹄形区間 4817m
構造	コンクリート造り，巻厚 23～45 cm，一部インバートあり
掘削	全断面工法 5849m，底設導坑先進掘削工法 510m
地形・地質	新第三紀中新世 緑色凝灰岩，凝灰角礫岩，同時期に貫入した流紋岩 最大土被り 680m，変状箇所の土被り 300m以上
地山強度比	1.6～1.9
構造欠陥	天端部アーチ 60° 範囲 背面空洞（高さ最大 400mm）

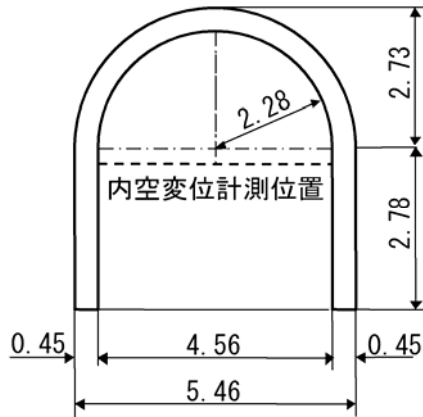


図-3.2.1 トンネル断面形状 (単位：m) 23)

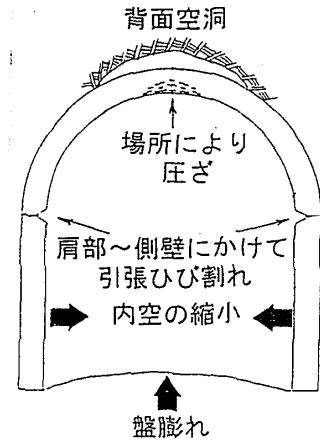


図-3.2.2 主な変状状況 23)

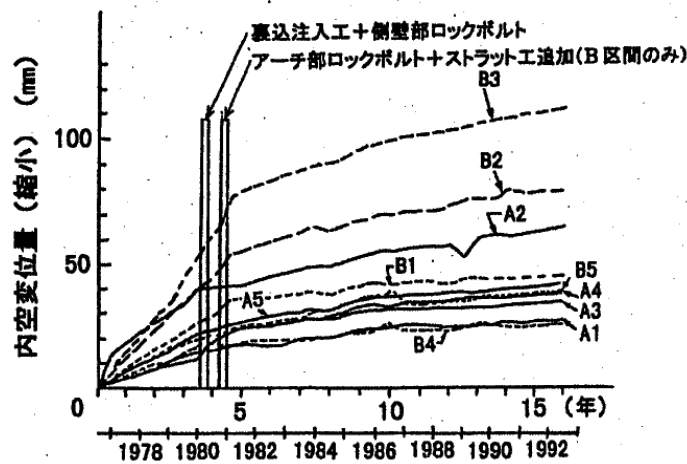


図-3.2.3 内空変位計測結果 23)

本トンネルでは、建設直後から図-3.2.2に示される盤膨れや側壁の押し出し等の変状が発生し、図-3.2.3に示すように平均6mm/年程度の内空縮小が10年以上の長期にわたって観測されている、そのため、これまでに裏込注入工、ロックボルト補強工、ストラット工等の対策工が段階的に実施されている。変状箇所土被りは300m以上で、地山強度比が2以下であることから、変状原因は周辺地山の塑性化（塑性圧の作用）によるものと考えられる。

(1) 地形・地質および変状状況

トンネルの地質は、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が主体であり、一部蛇紋岩と頁岩の区間が存在する。この緑色凝灰岩は、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（所定時間の浸水で原形を留めない）を示し、脆弱化、粘土化しやすい岩盤である。

変状区間の概要を図-3.2.4に示す。変状の著しい区間では、側壁からアーチ肩部に水平ひび割れが多数発生しており、天端に圧ざが観測されている。変状

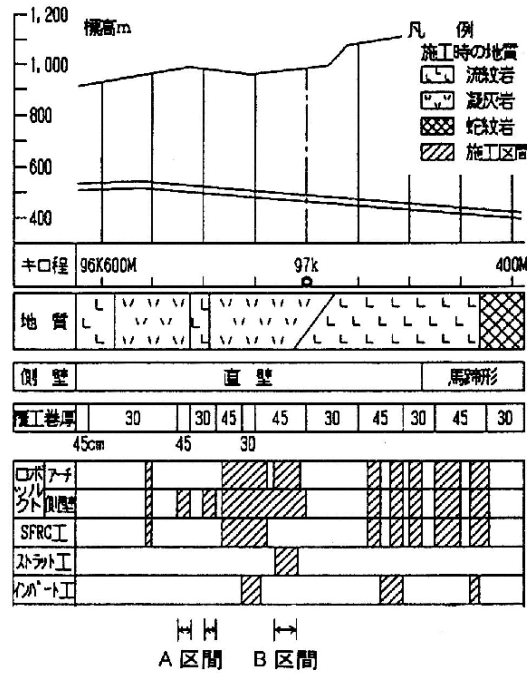


図 - 3.2.4 変状区間 (A・B 区間) の概要と対策工 23)

区間の地山強度比は 1.6～1.9 と小さく，トンネルの断面形状も側壁が鉛直な形状となっており，塑性圧に対して不利な構造となっていた。

(2) 対策工の実施

変状発生 of 構造的な原因としては，インバートなし，側壁部を鉛直とする断面形状，施工当時の技術的な問題による巻厚不足等がある．図-3.2.4 に示すように，変状の進展性の目安¹⁾となる 3.0mm/年を超える内空変位が確認された区間 (A 区間，B 区間) では，変位の抑制を目的とした対策工として，まず図-3.2.5 に示す裏込注入工 + 側壁部ロックボルト補強工 (対策工 A) がなされた．しかし，B 区間では内空変位速度が十分に抑制できなかつたため，アーチ部ロックボルト補強工 + ストラット工 (対策工 B) を追加して対応を図っている．これにより，図-3.2.3 のように両区間とも内空変位速度が大幅に抑制された．

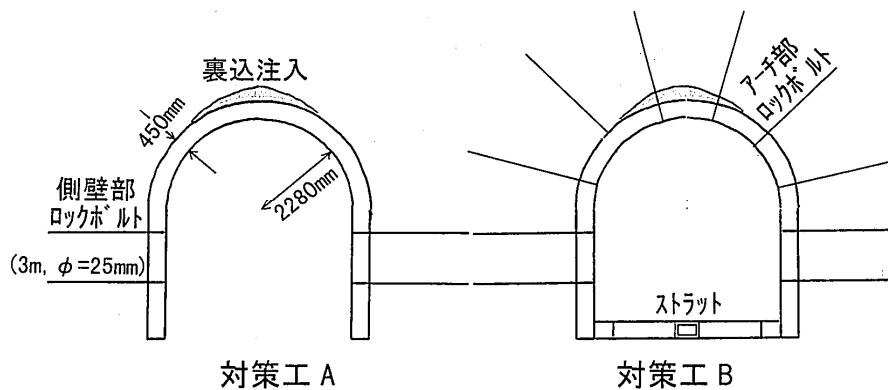


図 - 3.2.5 段階的に実施された対策工 23)

以上のように，本トンネルでは内空変位の抑制を目的とした変状対策工が行われ，変位の増大を管理するために10年以上の長期にわたって変状の挙動が測定されている．そこで，本トンネルの変位測定結果や変状状況，対策効果を対象として，地山劣化モデルの適用性に関する検討を進めることとした．

3.3 地山劣化モデルによる解析手法

3.3.1 強度低下を考慮した地山のモデル化

(1) 解析モデルの概要

本解析では，地山の力学モデルに Mohr-Coulomb の降伏条件を用いた地山劣化モデル^{40),41)}を用いた．地山劣化モデルでは，図-3.3.1のように地山の各要素の強度定数を (c_{peak}, ϕ_{peak}) から (c_{res}, ϕ_{res}) に低減させることで，降伏しているあるいは低減によって降伏した要素の応力をピーク強度 $\sigma_{1,peak}$ から残留強度 $\sigma_{1,res}$ まで低下させる．これにより，周辺地山には応力の再配分が生じ，周辺地山がトンネル内空側へ変形することでトンネルの経時的な変形挙動を表現する手法である．

本研究では，上記の手法を取り扱える有限差分法⁴²⁾を用いて，トンネルの変状進展解析を行った．本手法は，差分法による離散化を用いた解析であり，以下に示す特徴がある．トンネルの掘削問題で幅広く利用されている有限要素法が応力の釣合い方程式で定式化されているのに対し，有限差分法は運動方程式を用いた陽式差分で定式化されている．このため，地盤，岩盤の弾塑性解析を例にとると，掘削や載荷で生じる降伏後の非線形な応力，変形の挙動を安定して計算することができる．また，任意の計算過程で地盤，岩盤の剛性や強度定数を変更することができることから，本手法を採用することとした．

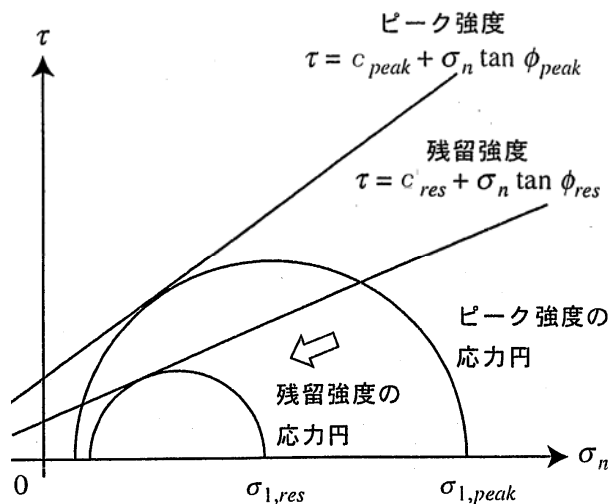


図 - 3.3.1 Mohr の応力円による地山劣化モデルの説明

(2) 地山物性の設定方法

地山劣化モデルでは，Mohr-Coulomb の降伏条件におけるピーク強度と残留強度の定数が必要になる．しかし，一般に長期間変状を生じている古いトンネルでは建設時の情報はほとんど残されていない場合が多く，地山物性値の入手が限定される．また，解析の際には，ボーリングや強度試験等を実施して地山の物性を直接取得することが望ましいが，供用中のトンネルでは坑内からの短時間での作業が要求されるため，データの取得が制限される場合も多い．このような制約条件に対する解決策として，多くの室内試験のデータからアイダンら^{43),44)}や蔣ら⁴⁵⁾が表-3.3.1のように提案する軟岩の一軸圧縮強さと各種物性値の相関関係を利用する．この一軸圧縮強さと各種物性値の相関関係を用いて設定した地盤物性値を，表-3.3.2に示す．

表-3.3.1 軟岩の一軸圧縮強さと各種物性値の相関関係

		アイダンら ^{43),44)}	蔣ら ⁴⁵⁾
単位体積重量	kN/m ³	$10(1+0.8\sigma_c^{0.15})$	—
変形係数	MPa	$80\sigma_c^{1.4}$	$100\sigma_c$
ポアソン比	—	$0.25(1+e^{-0.2\sigma_c})$	0.2～0.4
せん断強度	MPa	$\frac{1-\sin\phi}{2\cos\phi}\sigma_c$	$\frac{1-\sin\phi}{2\cos\phi}\sigma_c$
内部摩擦角	°	$20\sigma_c^{0.25}$	$38.28\sigma_c^{-0.004}$
ダイレタンシー角	°	f/qより	hより
残留一軸圧縮強さ	MPa	$\sigma_c e^{-0.3\sigma_c}$	$0.65\sigma_c^{0.85}$
残留せん断強度	MPa	$\frac{1-\sin\phi^*}{2\cos\phi^*}\sigma_c^*$	$\frac{1-\sin\phi}{2\cos\phi}\sigma_c^*$
残留内部摩擦角	°	$\phi(1.3-0.3e^{-0.2\sigma_c})$	ϕ
残留ダイレタンシー角	°	f*/q*より	fより

※ * : 残留値

表-3.3.2 地山劣化モデルに用いる地山物性値の設定

		既往データ ¹⁾	アイダンら ^{43),44)}	蔣ら ⁴⁵⁾	設定値
単位体積重量	kN/m ³	19	20	—	19
一軸圧縮強さ	MPa	4.5	—	—	4.5
変形係数	MPa	500	660	450	500
ポアソン比	—	—	0.35	0.2～0.4	0.35
せん断強度	MPa	—	1.3	1.1	1.3
内部摩擦角	°	—	30	38	30
ダイレタンシー角	°	—	21	23	15
残留一軸圧縮強さ	MPa	—	1.2	2.2	1.5
残留せん断強度	MPa	—	0.31	0.53	0.43
残留内部摩擦角	°	—	34	38	30
残留ダイレタンシー角	°	—	10	11	10

ここで，一軸圧縮強さ，変形係数等については，六十里越トンネルに関する既往資料^{1), 46), 47), 48)}に基づいて物性値を設定した．また，ダイレタンシー角については，降伏後の変形（体積増加）が過度とならないようにピーク時の内部摩擦角の1/2とした．残留状態の c_{res} ， ϕ_{res} から求まる一軸圧縮強さ，せん断強度は，アイダンらと蔣らの相関値の1/2，内部摩擦角はピーク強度と同等とした．

(3)解析モデルおよび境界条件

本解析では，トンネル周辺地山の長期的な劣化に伴う変形増加の影響が，塑性圧として覆工に作用し，等方的なトンネル内空側への押し出し現象を発生させることで変状を表現している．また，本トンネルではひび割れや側壁部の押し出しが左右対称に確認されたことを踏まえ，解析を簡略化するために右半断面について解析モデルを作成した．解析領域については，トンネル周辺の塑性領域を包含できるように，図-3.3.2のように設定した．

(4)解析手順

解析は以下の手順で行うこととした．

- ①初期地圧解析：鉛直方向応力の算定では自重を考慮し，水平方向応力は側圧係数を1として算定する．境界条件は図-3.3.2に示すとおりで，上方，

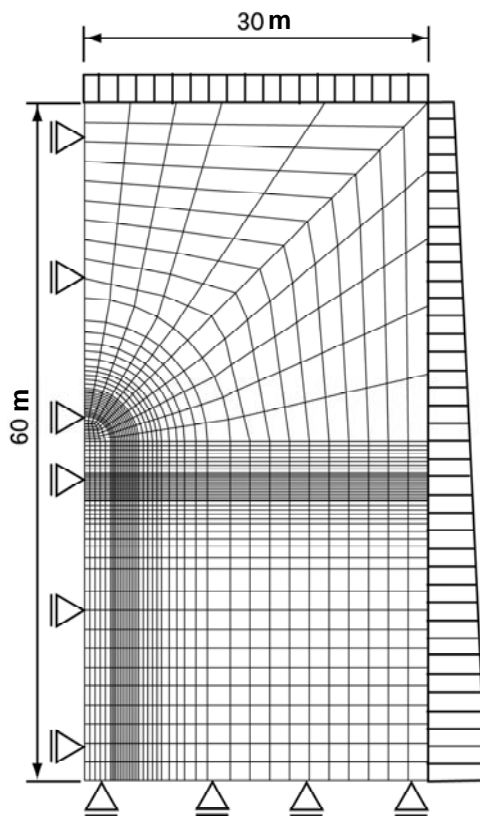


図 - 3.3.2 解析モデル図

右側方境界から初期地圧相当の分布荷重を与えて各要素の初期応力を算定する．

- ② 掘削解析：矢板工法による全断面掘削で施工されたことを考慮し，初期応力解放率 100%の解析を実施する．その後，前ステップまでの変位をリセットし，覆工コンクリート部分の要素を設置する．
- ③ 建設後のトンネル変形解析：周辺地山における塑性領域の拡大に伴うトンネル内空変位の増加を表現するため，解析モデル全体のせん断強度を低下させていく．本解析では，ピーク強度から残留強度までを 1 ステップにつき 5 % 低減（以降，低減率という）させ，強度低下による応力再配分が収束した後に次のステップに移る計算を 20 ステップ繰り返す．

(5) 解析ケース

地山劣化モデルを適用した変状進展解析の解析ケースを表-3.3.3 に示す．ここでは，覆工の破壊，構造欠陥の有無をパラメータとし，各パラメータが変状の進展に与える影響を検討した．なお，覆工については拘束圧が小さいことから，表-3.3.4 に示すように摩擦性材料としてモデル化した．

1) 覆工コンクリートのモデル化

覆工を弾塑性モデルとする解析（case-C，case-D）では，表-3.3.4 の物性値を用いて Mohr-Coulomb 則による非線形な材料で覆工のモデル化を行った．また，事前解析で引張強度を超える応力の発生が確認された箇所には，ひび割れが開口することを考慮して，図-3.3.3 に示すようにひび割れ要素を設置した．

表 - 3.3.3 地山劣化モデルの解析ケース

解析ケース	覆工のモデル化	覆工と地山の接触状況
case-A	覆工なし	一体
case-B	弾性モデル	一体
case-C	弾塑性モデル	分離
case-D	弾塑性モデル (背面空洞考慮)	分離

表 - 3.3.4 覆工コンクリートの物性値

設計基準強度	$f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$
弾性係数	$E_c = 2.2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2
内部摩擦角	$\Phi = 30^\circ$
引張強度	$f_t = 1.6 \text{ N/mm}^2$

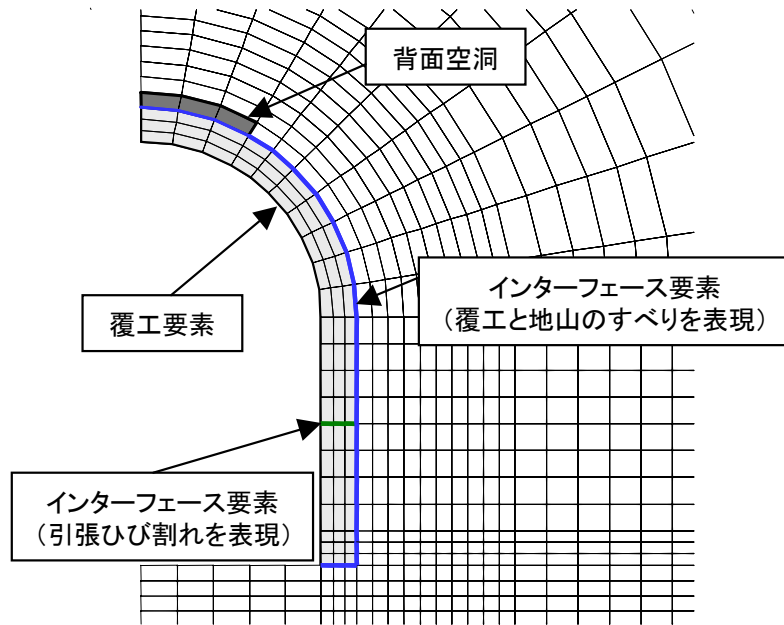


図-3.3.3 覆工コンクリートモデル図

このひび割れ要素は，覆工の変形で要素間に引張応力が発生した場合に，要素間の接続が切れてひび割れが開口することを表現するものである。

2) 覆工コンクリートと地山の接触状況

本トンネルが矢板工法による施工であることから，覆工と地山は一体として挙動していないことが考えられた．そこで，覆工と地山の接触面において Coulomb 則によるすべりを考慮する解析 (case-C, case-D) を実施した．また，覆工が片持ち梁のように変形するため，覆工コンクリートのひび割れ要素と同様に，覆工と地山の間が分離できるように接続要素を用いてモデル化した．

3) 背面空洞の考慮

既往の変状調査結果^{1),8),23)}から，覆工天端背面には空洞の存在が確認されている．そこで，背面空洞を考慮した解析 (case-D) では，図-3.3.3のように上半アーチ部 60° の範囲に背面空洞を考慮した要素を設置した．

3.3.2 解析結果および考察

(1) 内空変位の再現性

図-3.2.3 に示したように，本トンネルの変状区間では平均 6mm/年程度から 10mm/年以上 (B3 測線) といった顕著な内空変位速度が確認されている．本研究では，対策工が施工された図-3.2.4 の A 区間 (A1～A5 測線)，B 区間 (B1～B5) で計測された内空変位を用いて，変状の進展を再現することとした．

覆工のモデル化をパラメータとした解析結果を図-3.3.4 に示す．図に示すように覆工の破壊や構造欠陥を考慮することで，残留強度時の内空変位は「弾性

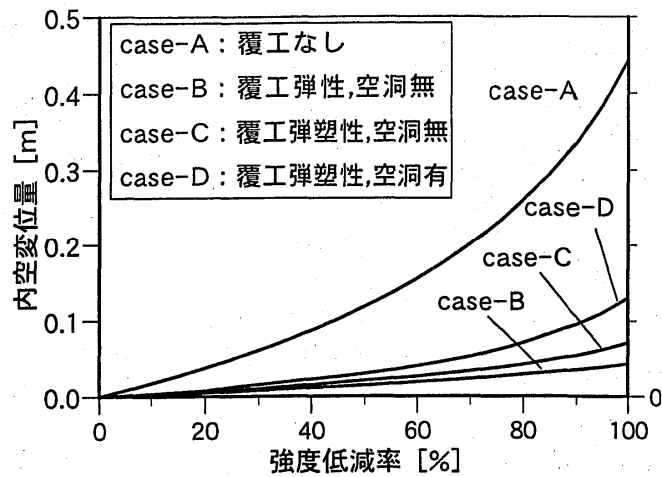


図-3.3.4 内空変位とせん断強度の低減率の関係

(case-B) : 40mm」, 「弾塑性・健全 (case-C) 70mm」, 「弾塑性・空洞 (case-D) 130mm」と増加している。ここで、解析ではトンネル構築から残留強度到達時までの全変位量が算定されるため、対象となる計測期間の増加量以上の内空変位量を再現する必要がある。したがって、本トンネルの変状の進展状況を再現するためには、case-Dのように覆工のひび割れや圧縮破壊といった破壊を考慮するとともに、天端背面に空洞を想定する必要があると判断した。

次に、背面空洞の有無による残留強度到達時における覆工の変形モードの差を図-3.3.5に示す。両解析ケースとも実際にトンネルで確認された側壁中央部の内側において、引張応力によるひび割れの開口が生じている。ここで、健全な覆工を想定した case-C では、上半アーチ部の右肩部を支点とした片持ち梁のような変形が生じている、一方、構造欠陥として背面空洞を考慮した case-D では、空洞部の覆工に大きな変形が発生している。このため、トンネル全体が鉛直方向に変形し、ひび割れが発生した側壁部における内空変位を促進している。この case-D の変形状況は、図-3.2.2 に示した実際の変状状況に近いモードとなっていることが分かる。

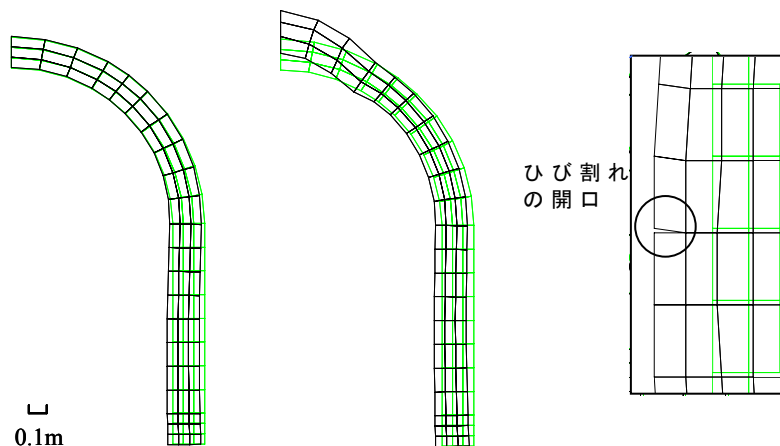


図-3.3.5 覆工の変位図 (左: case-C, 右: case-D)

(2) 覆工と周辺地山の応力状態

前述のように，背面空洞の存在は，内空変位の発生や覆工の変形モードに大きく影響することが分かった．そこで，背面空洞が覆工応力に与える影響について，解析結果を図-3.3.6，図-3.3.7のように整理した．図に示されるように，覆工の圧縮応力は，健全な覆工の場合（case-C）には，上半アーチ内側に発生し，側壁部では外側に発生していることが分かる．一方，背面空洞を有する場合（case-D）には，圧縮応力の発生位置は天端で内側，肩部で外側，S.L.上部で内側，側壁部で外側と複雑に挙動していることが分かる．このように背面空洞が存在する場合，覆工は部分的に地山の反力が期待できないため，覆工内に引張応力や圧縮応力が集中する箇所が発生する．その結果，引張応力によってひび割れが発生した箇所では開口が進展し，ひび割れ部外側では圧縮応力の増加によって圧さを引き起こすこととなる．

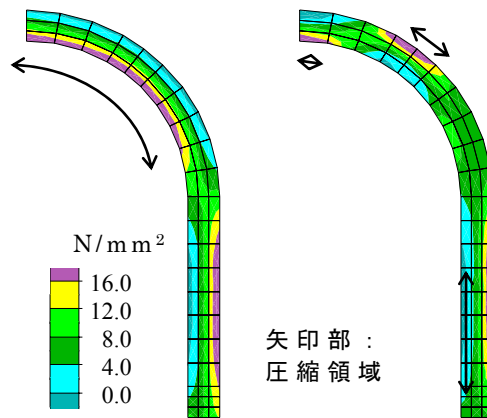


図 - 3.3.6 覆工の圧縮応力分布図（左：case-C，右：case-D）

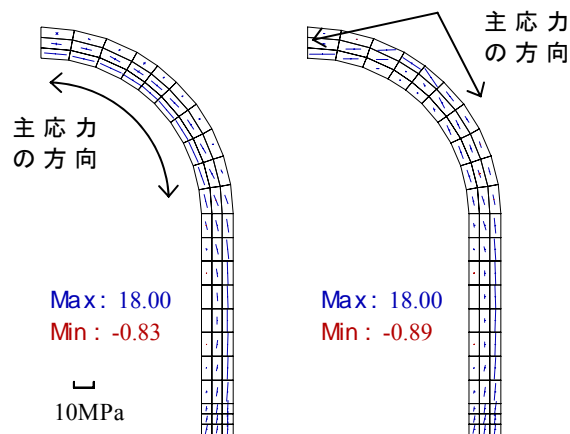


図 - 3.3.7 覆工の主応力ベクトル図（左：case-C，右：case-D）

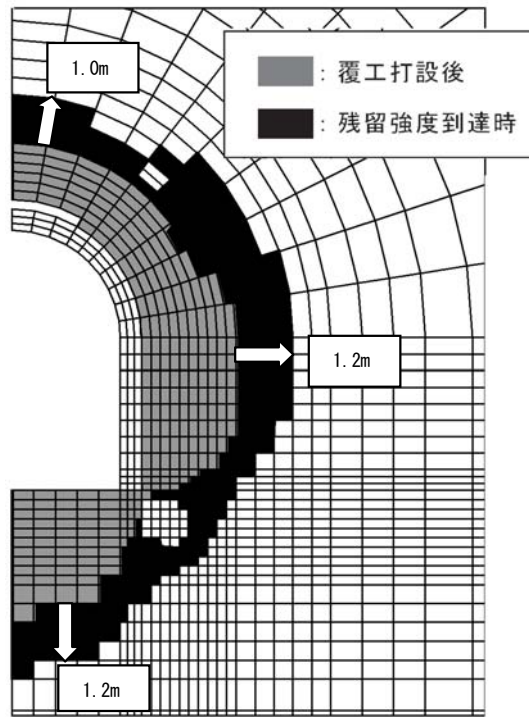


図 - 3.3.8 塑性領域の進展状況

また，周辺地山の応力状態として，実際の変状状況を再現した背面空洞ありの解析結果（case-D）について，塑性領域の分布状況を図-3.3.8に示す．図に示されるように，施工段階（図中，覆工打設後）においてトンネル周辺には塑性領域が発生していることが分かる．また，トンネル構築後の周辺地山の強度低下によって，上半・側壁および底盤部において塑性領域が約1m程度拡大している．隣接区間で実施されたトンネル内部からの調査ボーリングでは，解析結果と同様にトンネル周辺に粘土化した塑性領域が確認されている²³⁾．したがって，本解析において設定した地盤の強度低下定数や覆工のモデル化は，概ね妥当であったものと判断される．

3.3.3 計測と解析を組み合わせた時間の評価

内空変位量，変形モードや覆工のひび割れ，周辺地山の応力状態等の解析結果から，地山劣化モデルによってトンネル変状の進展を再現することが可能であることが確認された．そこで，本研究の主目的である地山強度の経時変化を考慮した変状対策工の設計を行うため，計測値と解析結果を組み合わせることで変状の進展予測に時間の概念を導入する．

解析と計測を組み合わせた変状予測手法の概念図を図-3.3.9に示す．図のように，解析ではせん断強度 c と内空変位 u の関係が算定されるため，ここに現場で計測された内空変位 u と時間 t の関係をフィッティングさせ，せん断強度 c の経時変化を設定する．図中の $t_1 \sim t_2$ を計測期間とすると， t_2 以降の過程

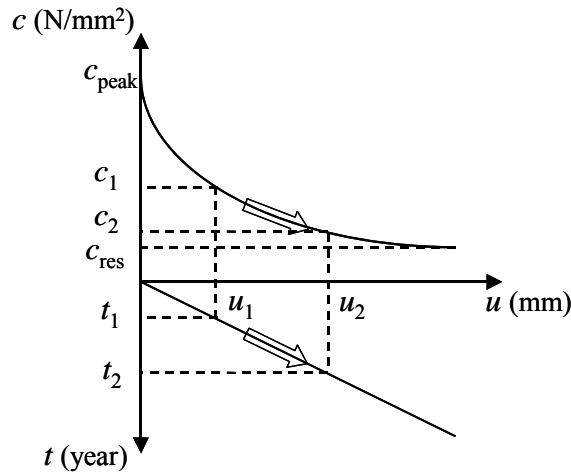


図 - 3.3.9 解析結果と計測データの関係

が今後の予測値となる．なお，解析と計測のフィッティングにおいては，ひび割れの発生時期が重要な要素となるため，事前の解析では変状現象と内空変位の関係を忠実に再現しておく必要がある．

本トンネルでは，対策前の内空変位速度が 3～9mm/年程度であったことから，A 区間，B 区間の平均的な内空変位速度として 6mm/年を設定し，解析と計測のフィッティングを行った．実現象の再現性が高い case-D の解析結果を用いて計測値とのフィッティングを行ったところ，せん断強度 c と経過年数の関係は図-3.3.10 のように算定された．このように解析では 22 年程度の変状の進展が表現され，研究の対象とした計測期間（16 年）を包括することができることが確認された，また，本トンネルでは構築後初期に顕著な強度低下が発生したが，現在は収束傾向にあるという結果が得られた．このような地山の劣化傾向は，変状の将来予測における重要な指標であり，本手法はトンネル構造物だけでなく，周辺地山の状態を推定する上でも有効な手法といえる．

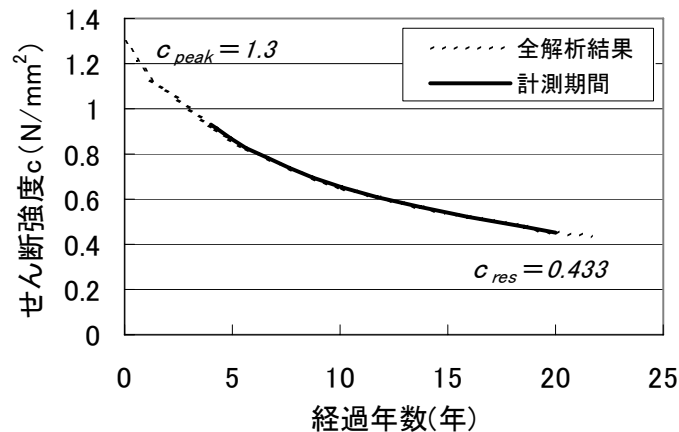


図 - 3.3.10 周辺地山の経年劣化の状況

3.4 変状対策工設計への適用

次に，同トンネルの長期的な変状対策を対象とし，第2章で検討した梁ばねモデル^{1),24),46)}と地山劣化モデルを比較することで，両手法の変状対策工設計への適用性について検討した。

3.4.1 解析手法

ここでは，梁ばねモデルによる解析と本章で提案する地山劣化モデルによる解析を概説する。両解析手法の特徴を表-3.4.1に示す。

(1) 梁ばねモデルによる解析

梁ばねモデルによる解析^{1),24),46)}では，地山をばね，覆工を梁とした梁ばねモデルを適用して解析を行う。本解析では地圧の増大に伴う発生断面力ごとにひび割れの発生を評価し，ひび割れ発生ごとに構造モデルを変更して計算を繰り返す。ここで，ひび割れは塑性ヒンジとしてモデル化し，ひび割れが生じるときの断面力・変位とひび割れを塑性ヒンジ（または回転ばね）に変更して計算したモデルでの断面力・変位の増分を重ね合わせることで変状の進展を表現する。以上の繰り返し計算を行い，ひび割れ断面が圧縮損傷を生じた時点で覆工に圧ざが生じたとして解析を終了とする。

(2) 地山劣化モデルによる解析

前述のように，地山劣化モデルによる解析では，地山の強度定数が時間とともにピーク強度から残留強度までに低下すると仮定し，トンネルの周辺地山に応力再配分が生じることで経時的なトンネルの変形挙動を表現している。ここでは，地山の劣化を経時的な強度低下として捉え，地下水による影響については考慮していない。

表-3.4.1 両解析手法の特徴

	梁ばねモデル (骨組構造解析)	地山劣化モデル (有限差分法など)
地山	地盤反力をばね（圧縮，せん断）でモデル化	Mohr-Coulomb の降伏規準で地山劣化をモデル化
覆工	梁部材でモデル化（ばね切りで背面空洞を評価）	非線形材料でモデル化（インターフェース要素で空洞を評価）
ひび割れ	コンクリートの引張強度で評価，塑性ヒンジでモデル化	引張強度で評価，開口をインターフェース要素でモデル化
圧ざ	コンクリートの圧縮限界で評価，解析を終了※	圧縮強度で評価，材料非線形を考慮
解析結果	変状箇所，作用地圧と変位の関係	変状箇所，経過時間と変位の関係，地山の応力状態

※ 圧ざを剛性低下でモデル化することも可能であるが，解析上構造が不安定となるため，圧縮限界を覆工の構造耐力と位置付けて解析を終了している。

本解析によって、強度低下と経過時間の関係から、長期的なトンネル、周辺地山の挙動を検討することが可能となる。なお、経時的な強度低下が不明な場合には、内空変位速度の計測結果から解析で変位と時間の関係を再現して地山強度を同定することとなる。以上のように、本解析では覆工の発生応力や変形量とともに、梁ばねモデルでは評価できない周辺地山の応力状態や劣化状況（塑性領域）等の評価することができる。その結果、変状対策工の設計においては覆工に対する補強だけでなく、地山改良やアンカー工といった地山への補強についても取り扱うことが可能となる。

(3) 解析における対策効果の評価

解析手法を適用した変状対策工設計では、解析による現況のシミュレーション（無対策モデルで実施）を行い、無対策モデルと対策工モデルの解析と比較することで対策効果の算定や工種の比較検討を行うこととなる。この場合、梁ばねモデルと地山劣化モデルでは、対策効果の評価方法について図-3.4.1に示されるような特徴がある。

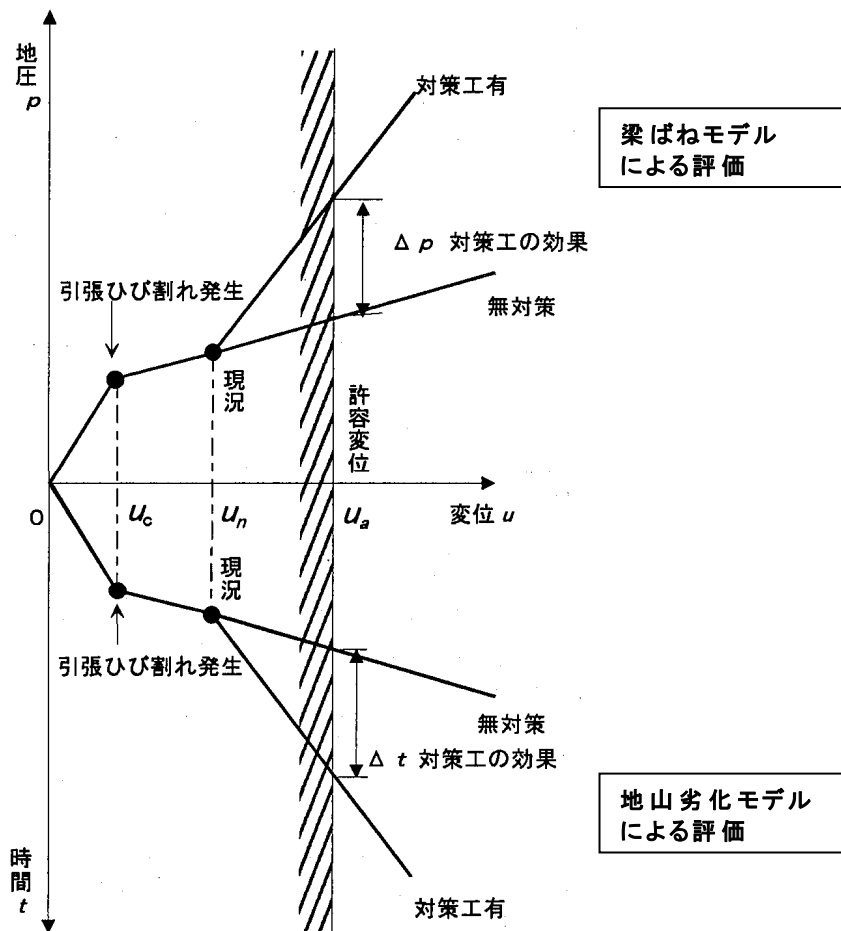


図-3.4.1 変位勾配による対策効果の評価 (文献1)に加筆)

梁ばねモデルでは，解析で地圧—変位関係が得られるため，設計上の許容変位に対する耐力余裕（作用地圧）の向上で対策効果（図-3.4.1における ΔP ）が評価できる．しかしながら，実務上のトンネル管理では地圧の測定が困難であるため，計測値との直接的な比較ができず，解析で得られた対策効果を相対的に評価することになる．また，同手法では時間をパラメータとして取り込んでいないため，経年変化に伴う挙動を評価する点で実務上の課題がある．

一方，地山劣化モデルは，内空変位速度の計測結果から周辺地山の劣化の進展を仮定して解析するため，トンネルの変位—時間関係が得られる．このため，対策工を考慮した解析を行うことで，内空変位速度の抑制効果が直接評価できる．また，解析結果として周辺地山の応力状態が算定されるため，長期的な観点で地山の安定性を評価することができ，地山に対する補強工（地山改良やアンカー工など）についても検討が可能となる．

3.4.2 変状シミュレーションと対策工の比較検討

対象とした六十里越トンネルに梁ばねモデル，地山劣化モデルの両解析手法を適用し，変状進展のシミュレーション，対策工の比較を実施した．

(1) 変状進展のシミュレーション解析

図-3.2.5に示した対策工A，対策工Bが実施された区間を対象として，前述の地山劣化モデルの変状進展解析と同様の条件で梁ばねモデルによる変状状況のシミュレーション解析を行った．

1) 解析モデル

検討対象区間のトンネル構造および地質状況から，覆工および地山の基本的な入力物性値を表-3.4.2のように設定した．

六十里越トンネルでの内空変位の計測結果は，図-3.2.3に示したとおりである．図のように測定開始後3年間で継続して顕著な内空変位が計測されたため，4年目の前後に対策工を実施して変位が抑制されている．そこで，前述のように地山劣化モデルによる解析では，内空変位速度を平均的な6mm/年として変状の進展を再現した．

表-3.4.2 梁ばねモデルに用いる入力物性値

覆工巻厚	t = 450mm
弾性係数	$E_c = 2.2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
単位体積重量	$\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$
構造欠陥	天端 60° 範囲に背面空洞
地山	緑色凝灰岩
変形係数	E=500 MPa

これに対して梁ばねモデルによる解析では，地圧の増加に伴う変状の進展や変位の発生を再現し，計測結果の再現性について検討した．

2) シミュレーション解析結果

梁ばねモデルと地山劣化モデルの変状進展シミュレーション解析の結果を表-3.4.3，図-3.4.2に示す．

梁ばねモデルでは，ひび割れ・圧縮損傷の発生箇所と変状発生時の作用荷重（地圧），内空変位が算定される．また，地山劣化モデルでは，ひび割れ・圧縮破壊箇所と経過年数，内空変位が算定され，また圧縮破壊後の解析を継続することができる．

表-3.4.3 シミュレーション解析結果

(a) 梁ばねモデル

変状ステップ	地圧 P(kPa)	内空変位 u(mm)	変形性 u/P(10 ⁻³ m ³ /kN)
①第1ひび割れ：側壁	41	2.3	0.06
②第2ひび割れ：天端	56	6.7	0.30
③第1圧縮損傷：側壁	65	9.7	0.30

(b) 地山劣化モデル

変状ステップ	経過年数 t(年)	内空変位 u(mm)	内空変位速度 u/t(mm/年)
①第1ひび割れ：天端	1.3	7.8	6.0
②第2ひび割れ：側壁	2.5	15.0	6.0
③第1圧縮破壊：天端	7.6	46.0	6.0
④第2圧縮破壊：側壁	10.0	61.0	6.0
⑤最終劣化状態	22.0	130.0	6.0

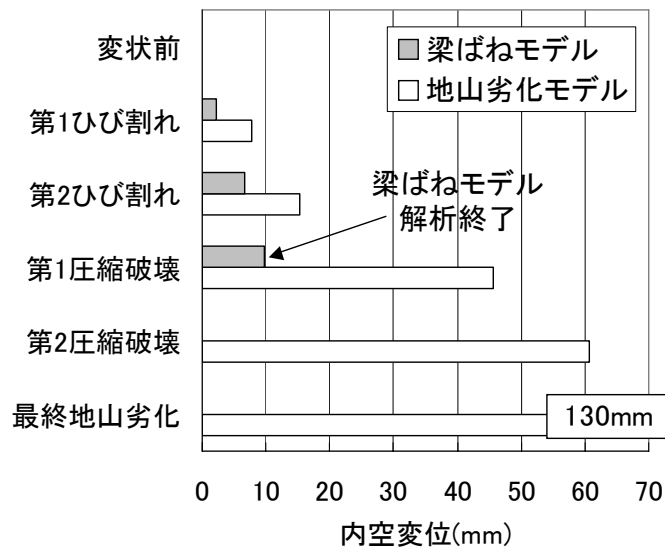


図-3.4.2 変状の進展と内空変位の発生

変状の発生状況としては，両解析手法とも「側壁部の押し出しによる側壁内側ひび割れ」，「背面空洞の影響による天端外側ひび割れ」と断面内においてひび割れの発生が進展している．その後，ひび割れ発生箇所において曲げ圧縮応力が増加し，圧縮破壊が発生する結果となっている．解析で得られたこれらの変状は，発生箇所や進展性など，実現象に近い状況が再現されている．また，梁ばねモデル，地山劣化モデルともに側壁部で変状が生じた後に内空変位が増大しており，鉄道単線トンネル特有の断面形状（側壁が鉛直な形状）による構造上の問題が解析でも表れている．

両解析手法とも，実際に観察された内空変位モードやひび割れ，圧ざ箇所等が解析と概ね一致していることから，変状現象のシミュレーションや将来的な進展の予測に対しては適用性が高いことが確認できた．なお，両解析手法の相違点として内空変位に大きな差が生じた．特に第2ひび割れ以降の変位量には大差があり，圧縮破壊に対する評価や覆工と地盤の相互作用に関するモデル化の違いが大きく表れる結果となった．したがって，梁ばねモデルを実務へ適用する場合には，ひび割れや圧ざ等の発生箇所の推定を主目的とし，算定された変位量については計測結果と組み合わせて総合的に評価する必要がある．

(2) 変状対策工の比較解析

1) 対策工モデル

対策工解析では，対策工の補強効果を評価するため，実際に施工された4工種を段階的に組み合わせて解析ケースを図-3.4.3，表-3.4.4のように設定した．

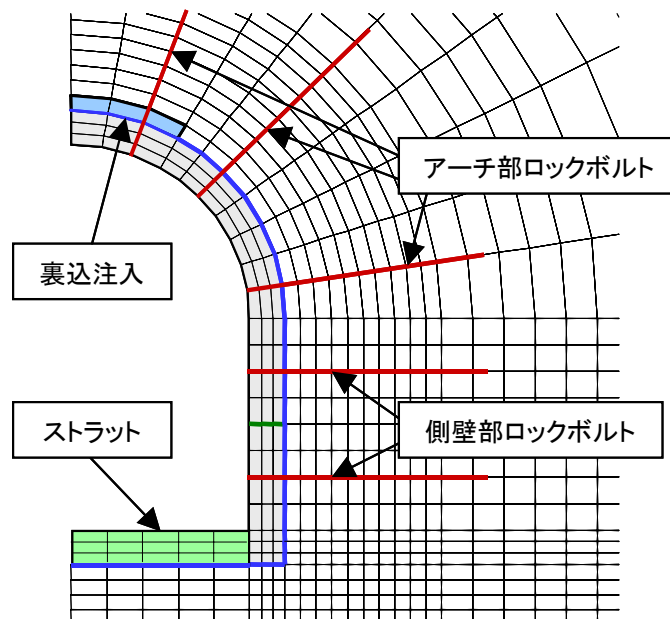


図-3.4.3 対策工モデル図

表・3.4.4 対策工モデルの解析ケース

解析ケース	対策工の組み合わせ	備考
無対策	なし	—
対策工Ⅰ	裏込注入工	—
対策工Ⅱ	裏込注入工+側壁RB工	対策工A
対策工Ⅲ	裏込注入工+全周RB工	—
対策工Ⅳ	裏込注入工+全周RB工+ストラット工	対策工B

表・3.4.5 解析手法における対策工のモデル化

対策工	設計値	梁ばねモデル	地山劣化モデル
裏込注入工	—	背面空洞箇所の覆工背面において地圧と地盤ばねを復元	背面空洞箇所（インターフェース要素）に地山要素を設置
ロックボルト	$E=2.1 \times 10^5 \text{N/mm}^2$, $L=3\text{m}$, $\phi=25\text{mm}$	弾性係数・長さ・径から算出したばねを設置	設計値に準じたケーブル要素を設置
ストラット	$E=2.1 \times 10^4 \text{N/mm}^2$, $t=450\text{mm}$	コンクリートの弾性係数・巻厚から算出したばねを覆工脚部内側に設置	コンクリートの弾性係数を反映した要素を設置

これにより，採用された対策工の補強効果を解析で表現できるかを検証した．各対策工については，表-3.4.5のように実際に施工された部材に準拠して設計値を定めてモデル化を行った．

2) 対策工の比較解析結果

対策工施工時に確認された変状状況から，地山劣化モデルでは天端に圧縮破壊が発生した時点で対策工をモデル化して解析を行った．また，梁ばねモデルでは圧縮損傷発生後を解析で扱うことができないため，側壁と天端にひび割れが発生した後で対策工をモデル化した．

対策工モデルの解析結果として，梁ばねモデルから得られた地圧—内空変位の関係を図-3.4.4，地山劣化モデルから得られた経過年数—内空変位の関係を図-3.4.5に示す．対策工解析の結果を内空変位抑制の観点で考えると，梁ばねモデルでは地圧に対する変形性 (u/p)，地山劣化モデルでは内空変位速度 (u/t) で評価することができる．

梁ばねモデルでは，対策工を実施することで変形性 u/p が抑制され，地圧の増加に対する内空変位の増大が軽減されることが確認できる．また，地山劣化モデルでは，対策工による内空変位速度 u/t の抑制傾向が確認できる．

長期間にわたって地圧が作用し，変状の進展性が確認されるトンネルでは，内空変位速度による管理が一般的である．したがって，現況トンネルの健全度を適切に評価し，対策工の実施時期を検討する場合には，変位速度を直接取り扱うことのできる地山劣化モデルを適用することが期待される．

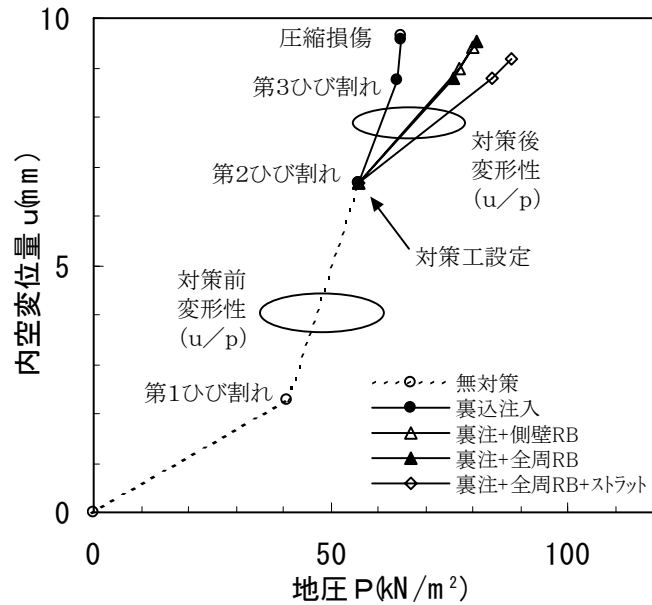


図 - 3.4.4 梁ばねモデルによる対策工解析結果

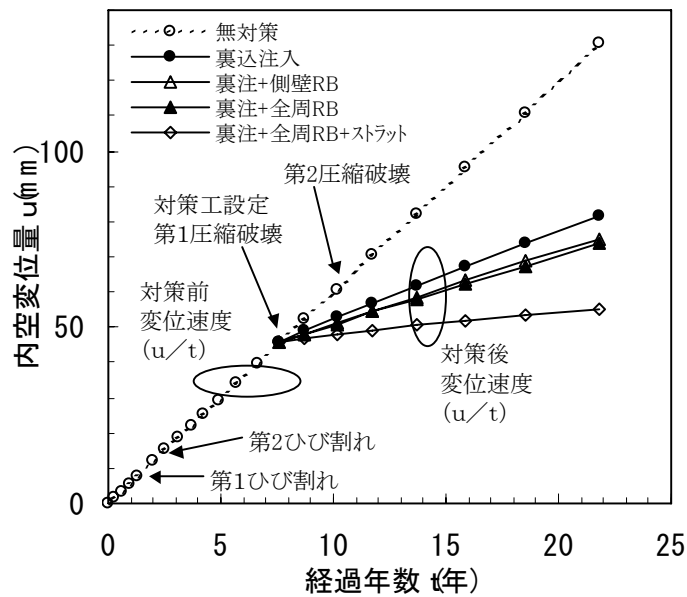


図 - 3.4.5 地山劣化モデルによる対策工解析結果

3) 対策工ごとの変位抑制効果の評価

一般に変状トンネルでは，内空変位速度の軽減で対策工の効果が検討されるため，経時変化の取り扱いが可能な検討手法が求められている．しかしながら，梁ばねモデルは，取り扱いが簡易であることから，今後も引き続き実務に適用されることが期待される．そこで，梁ばねモデルの変形性 (u/p) による対策効果を，地山劣化モデルの内空変位速度 (u/t) による評価と比較し，対策工設計への適用性について検証する．

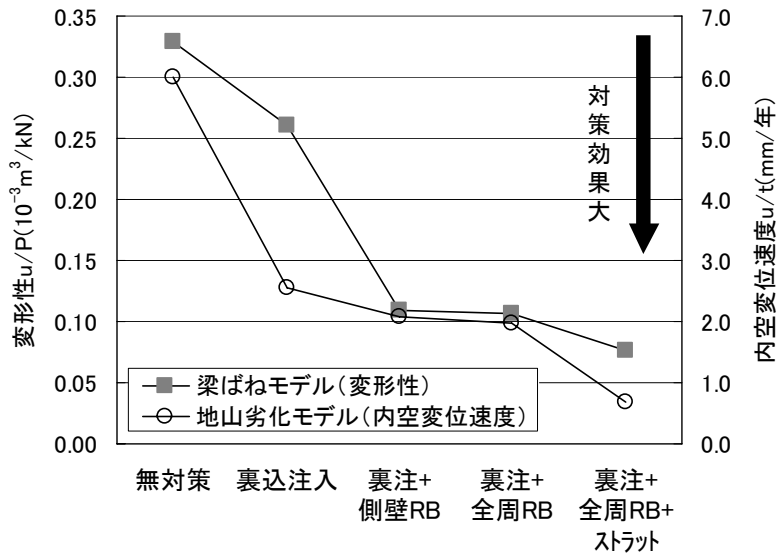
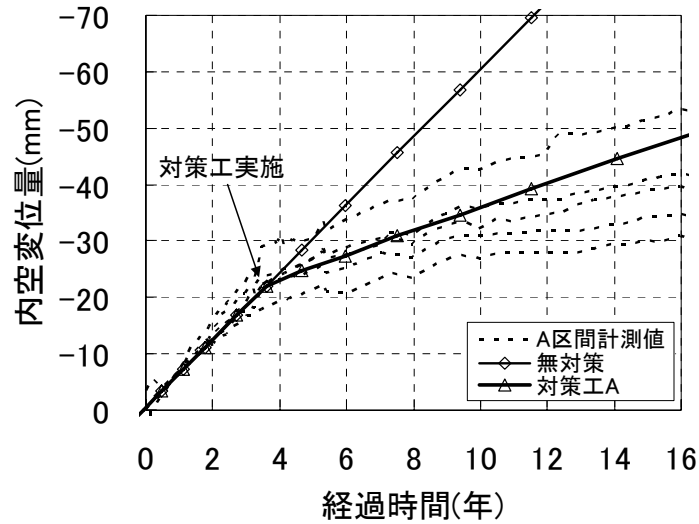


図-3.4.6 解析による各対策工の変位抑制効果

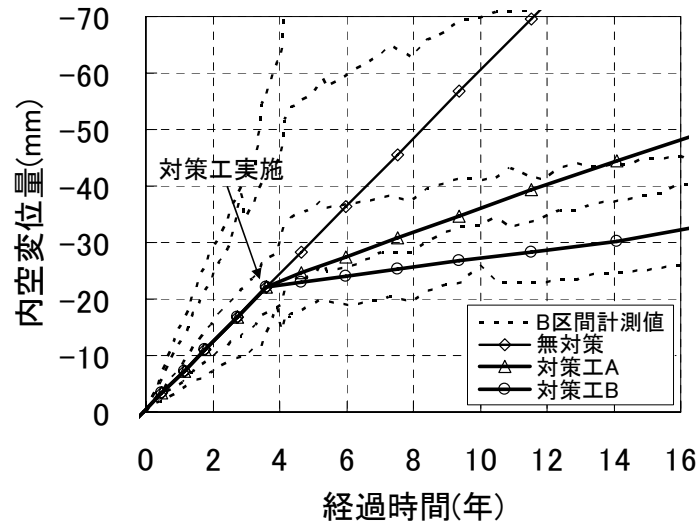
変状対策工に関する実績分析やモデル実験，数値解析等の既往の研究^{1),5),24)}から，変状トンネルの地圧—変位の関係と変位—時間の関係には図-3.4.1に示した相関性があると考えられている．そこで，両解析手法で得られる変位勾配を用いて対策効果の比較を行うこととした．

解析で得られた各対策工の内空変位抑制効果を図-3.4.6に示す．両解析手法とも，側壁部ロックボルト補強工，ストラット工を追加した段階で内空変位の抑制効果が表れており，アーチ部ロックボルト補強工を追加しても顕著な効果が得られていないことが分かる．これは実際に施工された対策工Aと対策工Bの抑制効果と同様な傾向を示している．このように，4段階で対策工を追加する比較解析を実施した結果，両解析手法とも効果的な対策工は実際のトンネルで確認された状況と一致する結果となり，対策工設計への適用性が高いことが確認された．

次に，解析で算定した変位抑制効果を定量的に検証するため，解析結果と計測値の比較を試みた．地山劣化モデルで算定した対策工による変位抑制効果を図-3.4.7に示す．図(a)に示すA区間では，対策工Aによって内空変位速度が顕著に抑制されており，解析においても変位抑制効果が再現できている．また，図(b)に示すB区間では，対策前の内空変位速度が3mm/年から最大10mm/年以上とばらついているものの，対策工による変位抑制効果は実際に効果が確認された対策工Bの解析結果の方が計測値に近い結果となっている．以上の結果から，地山劣化モデルを用いた本手法によって，対策効果を定量的に評価することが可能であることが確認された．



(a) A 区間計測値と対策工 A の相関



(b) B 区間計測値と対策工 A・B の相関

図・3.4.7 地山劣化モデルによる変位抑制効果の再現

地山劣化モデルによる対策効果の再現性が確認されたため，この結果を用いて梁ばねモデルの有効性についても検討を行った．ここで，地山劣化モデルは内空変位速度を計測値と直接比較することができるが，梁ばねモデルには時間の概念がない．そこで，図-3.4.1に示した考え方を参考に，両解析結果を計測値と比較するために，式(1)，式(2)のような評価指標で検討を行うこととした．両解析手法の対策効果を「梁ばねモデル：対策前後の変形性 (u/p) の低減比率」，「地山劣化モデル：対策前後の内空変位速度 (u/t) の低減比率」とし，ともに値が小さい方を効果が大きいものと評価する．

$$\text{変形性比} = \frac{u_2/P_2}{u_1/P_1} \quad (1)$$

$$\text{内空変位速度比} = \frac{u_2/t_2}{u_1/t_1} \quad (2)$$

ここで， u_1 ：対策前の変位， u_2 ：対策後の変位，
 P_1 ：対策前の地圧， P_2 ：対策後の地圧
 t_1 ：対策前の経過時間， t_2 ：対策後の経過時間

実際に変状対策工として採用された対策工A（裏込注入工＋側壁部ロックボルト補強工）と対策工B（裏込注入工＋全周ロックボルト補強工＋ストラット工）について，解析結果と計測値を図-3.4.8のように比較した．

図に示すように，対策工Aの解析結果はA区間で計測された変位抑制効果に近く，対策工Bの解析結果はB区間で計測された変位抑制効果に近い結果となっており，両解析手法とも対策前後の変位抑制効果を比較的精度良く算定することができた．なお，抑制効果の算定値は，実際の管理段階で計測結果を逐次フィードバックし，地山，覆工および対策工等の物性値を見直すことでさらに予測精度を向上させることが可能となる．

以上のように，両解析手法では効果的な対策工が一致し，ともに実際の計測値に近い内空変位の抑制効果が算定される結果となった．これらの結果から，両解析手法ともに対策工の比較検討に対しては十分適用できることが確認された．また，簡易な手法の梁ばねモデルでは，対策工の比較検討において変形性（ u/p ）による評価を行うことで，上記検討結果から便宜上対策による内空変位速度（ u/t ）の抑制効果に置き換えて評価することが可能と考えられる．

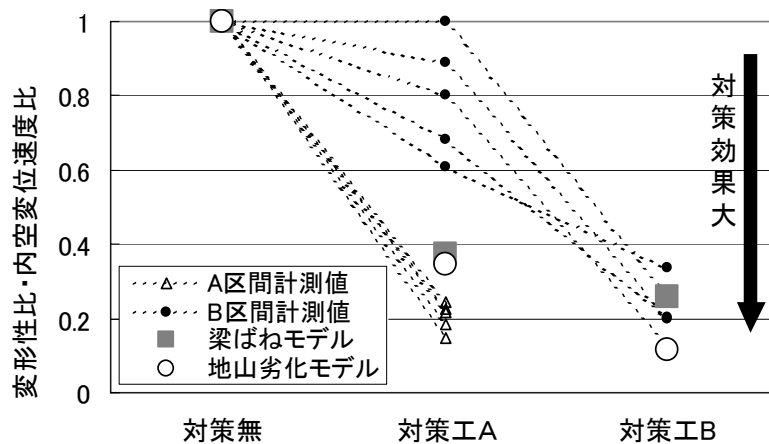


図 - 3.4.8 計測結果と解析結果の比較

3.5 結論

梁ばねモデルを用いた変状の進展予測や対策効果の定量的評価を発展させ、経時的な地山の強度低下を考慮した地山劣化モデルを用いて変状の進展予測、対策工の設計手法の開発を試みた。本研究では、長期にわたって計測データが得られている実際のトンネルに、梁ばねモデルと地山劣化モデルを適用し、変状状況や対策効果の再現性について検討を行った。その結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 実際の変状トンネルを想定し、覆工の破壊や構造欠陥を忠実にモデル化して解析を行った。その結果、両解析手法とも実際に近い変状状況（内空変位モードやひび割れ発生箇所など）およびその進展を表現することができた。
- (2) 対策工モデルによる比較解析においては、両解析手法とも実際に採用された対策工の変位抑制効果を評価することができた。したがって、本手法が対策工の選定やその設計へ適用性が高いことが確認された。
- (3) 継続的な計測値と地山劣化モデルを組み合わせることで、変状の進展性の将来予測や対策効果の定量評価、最適な対策時期の設定等が可能となる。なお、これらの予測値は、計測値を適宜フィードバックし、解析条件を修正していくことでより精度の高いものとなる。
- (4) 梁ばねモデルには経時変化を扱えず、実際よりも変位が小さいといった課題が確認された。しかし、変位勾配による対策効果の評価を導入することで変状原因の推定や対策工の比較検討等には十分に適用できることが確認された。

本研究では、長期にわたる内空変位の計測データがなければ、以上の成果を得ることができなかった。この結果からも、トンネルの維持管理においては、変状の経時変化を常に把握しておくことが重要であることが分かる。今後は維持管理段階におけるデータ収集やその利用方法を明確にし、より合理的な保守のあり方についての検討が望まれる。

本章では、典型的な塑性圧によるトンネル変状を対象として、地山劣化モデルの実務への適用性について検討を行った。その結果、本手法によって、実トンネルの変状進展や対策効果を再現できることが確認された。この結果を受け、第4章では様々な条件下の変状トンネルへ地山劣化モデルを適用し、本手法の適用範囲の拡大を試みる。

参考文献（第3章）

- 1) 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，1998.
- 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，pp.817-820，1983.
- 3) 足立紀尚，岡二三生，曾良岡宏，小池真史：軟岩の時間依存性挙動とその統一的な説明，土木学会論文集，No.596/Ⅲ-43，pp.1-10，1998.
- 4) 大久保誠介：コンプライアンス可変型構成方程式の解析的検討，資源・素材学会誌，No.8，pp.601-606，1992.
- 5) 鉄道総合技術研究所：トンネル補強・補修マニュアル，1990.
- 6) 鉄道総合技術研究所：トンネル保守マニュアル（案），2000.
- 7) 土木学会：トンネルの変状メカニズム，2003.
- 8) 吉川恵也，北川修三，川上義輝，馬場富雄：トンネル変状の傾向(2)，鉄道技術研究報告，No.1293，1985.
- 9) 多田逸雄：和田トンネルの変状と対策，鉄道土木，Vol.27，No.5，p.317，1985.
- 10) 加藤武男：飯田線大原トンネル改築工事，日本鉄道施設協会誌，p.36，1996.
- 11) 白井慶治，高木盛男，川上義輝：トンネル変状の傾向，鉄道技術研究報告，No.1026，1976.
- 12) 青木隆，竹内定行，川瀬嶽：信越線塚山トンネルの変状と対策，日本鉄道施設協会誌，p.43，1993.
- 13) 朝倉俊弘，小島芳之，高橋利之：新第三紀泥岩地山におけるトンネル覆工変状，土木学会第50回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp.1124-1125，1995.
- 14) 片寄紀雄，興石逸樹，松本武海：緩やかな膨圧現象と付き合って30年，トンネルと地下，Vol.28，No.3，pp.7-15，1997.
- 15) 小島芳之，野城一栄：塑性地圧による変状トンネル対策工の効果，日本鉄道施設協会誌，p.35，1999.

- 16) 佐々木光春，佐々木要人，坂田国行：活線下におけるロックアンカー工法によるトンネル補強工事，鉄道土木，Vol.28，No.7，p.427，1986.
- 17) 高木敏雄：神居トンネルの変状と対策，日本鉄道施設協会誌，p.54，1997.
- 18) 佐野将義，高木敏雄：神居トンネルの変状調査と補強対策，第32回地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.32，pp.2145-2146，1997.
- 19) 高木敏雄：神居トンネルの変状と対策，土木施工，Vol.38，No.9，pp.20-25，1997.
- 20) 佐野将義，高木敏雄：神居トンネル変状と対策，土木学会第52回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp.102-103，1997.
- 21) 高木敏雄：営業線トンネルの変状と対策，トンネルと地下，Vol.28，No.11，pp.7-11，1997.
- 22) 小野田滋，河田博之，阿部正強：トンネル補強工事における長期内空変位測定と補強効果の確認，土木学会第43回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp.810-811，1988.
- 23) 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，トンネルと地下，Vol.23，No.10，pp.17-22，1992.
- 24) 松長剛，朝倉俊弘，小島芳之，佐藤豊，三谷浩二：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，土木学会第52回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp.162-163，1997.
- 25) 荒井邦彦，辻二郎，角田和家：只見線六十里越トンネルの変状と対策，日本鉄道施設協会誌，p.52，1998.
- 26) 原田聡：ロックボルト補強トンネルの長期計測，鉄道土木，Vol.27，No.11，p.703，1985.
- 27) 朝倉俊弘，馬場富雄，高倉勉，原田聡：礼文浜トンネルの改築と長期計測，土木学会第40回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp.211-212，1985.
- 28) 坂本稔：変状トンネルの原因と修復工法，'87トンネル技術の特別講演と技術研究発表会論文集，北海道土木技術会 道路トンネル研究委員会，pp.29-42，1987.

- 29) 真下英人，猪熊明：弾粘性地山におけるトンネル挙動の予測方法に関する研究，第26回岩盤力学シンポジウム，pp.211-215，1995.
- 30) 黒木浩，小林伸吉，嵯峨明：長大トンネルの変状対策，第21回日本道路会議一般論文集，pp.196-197，1995.
- 31) 日本道路公団試験研究所：恵那山トンネル覆工補強対策，ハイウェイ技術，No.9，pp.170-175，1997.
- 32) 喜多孝次，岩尾哲也：うれしの・俵坂トンネルの変状対策工事について，第22回日本道路会議一般論文集，pp.178-179，1997.
- 33) 下川多米男，喜多孝次，岩尾哲也：うれしの・俵坂トンネルの盤膨れ対策工事，ハイウェイ技術，No.9，pp.149-155，1997.
- 34) 蒲原圭介，山本武文，松野徹：うれしの・俵坂トンネル変状対策工事の施工，第23回日本道路会議一般論文集，pp.208-209，1999.
- 35) 河野正博，高卯和博：供用トンネルにおける変状と対策，トンネルと地下，Vol.30，No.6，pp.15-22，1999.
- 36) 中田正夫，清水章一：上信越自動車道浅間山トンネルの盤膨れ対策工事，第23回日本道路会議一般論文集，pp.210-211，1999.
- 37) 益田光雄：供用下における高速自動車道路トンネルの変状対策，第54回土木学会年次学術講演会，第VI部門，p.430，1999.
- 38) 中田正夫：浅間山トンネルの盤膨れ対策工事，ハイウェイ技術，No.14，pp.163-170，1999.
- 39) 中田正夫，伊藤洋：供用トンネルにおける変状と対策，トンネルと地下，Vol.31，No.4，pp.7-14，2000.
- 40) 野宮正好，西真幸，下田利男：在来トンネルへの影響を抑えて掘る(東北新幹線・鳥越トンネル)，トンネルと地下，第30巻9号，pp.7-18，1999.
- 41) 亀村勝美，小島芳之，朝倉俊弘，名越次郎：既設トンネルに接近したトンネルの情報化施工管理，第31回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集，pp.246-250，2001.
- 42) Cundall, P. and Board, M. : "A Microcomputer Program for Modeling Large-Strain Plasticity Problems" in Numerical Methods in Geomechanics, *Proceedings of the 6th International Conference*,

Innsbruck, Austria, April 1988, G. Swoboda, Ed. Rotterdam: Balkema, pp.2101-2108, 1988.

- 43) アイダンオメール，赤木知之，伊東孝，川本眺万：スクイーズイング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測手法について，土木学会論文集，No.448/Ⅲ-19，pp.73 - 82，1992.
- 44) 赤木知之，アイダンオメール，伊東孝，川本眺万：スクイーズイング地山におけるトンネル壁面変位の予測と支保の設計，第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.719 - 724，1994.
- 45) 蔣宇静，江崎哲郎，横田康行，禿英和：地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析，第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.767 - 772，1994.
- 46) 小島芳之，朝倉俊弘，野城一栄，三谷浩二，松長剛：トンネル変状対策工の骨組解析によるシミュレーション，トンネル工学研究論文・報告集 第7巻，pp.39-46，1997.
- 47) 熊坂博夫，朝倉俊弘，小島芳之，松長剛：地山の時間依存性を考慮したトンネル変状解析手法の適用性に関する検討，第32回岩盤力学に関するシンポジウム，pp.33-40，2003.
- 48) 松長剛，朝倉俊弘，小島芳之，熊坂博夫：地山の時間依存性を考慮した変状対策工の解析手法に関する検討，第32回岩盤力学に関するシンポジウム，pp.41-48，2003.

第4章 地山劣化モデルを用いた対策工設計法の検討

4.1 概要

前章では、長期にわたる塑性圧の作用が原因で変状が生じているトンネルを対象として、現地の計測結果と地山劣化モデルによる数値解析を組み合わせ、変状の進展予測へ時間の概念の導入を試みた。その結果、実トンネルにおける変状進展と対策効果の再現性を、内空変位速度を指標として検証したところ、本手法の実務への適用性が高いことが確認された。

そこで、本章では本手法を内空変位が継続的に測定されている変状トンネルへ適用し、さらなる適用性の検証と適用範囲の拡大を目的として検討を行う。検討対象には、経年約100年の老朽化したAトンネル、盤膨れが顕著なBトンネル、双設トンネルとその連絡坑トンネルが変状したCトンネルと、それぞれ特殊な条件を有する3トンネルを抽出し、本手法を適用するに当たっての留意点を整理する。

4.2 老朽化トンネルの事例

4.2.1 対象トンネルの概要

(1) トンネル概要

Aトンネルは、延長615mの鉄道単線特殊型トンネルである。1901年8月に建設された経年約100年の老朽化トンネルであり、建設当初から地圧による変状が問題となっていた。その覆工構造は、2度の断面改築により、石積み、れんが、コンクリートブロック、場所打ちコンクリートと多岐にわたる。1998年にはアーチ右側肩部での覆工れんがの剥離、剥落が発生し、その他の区間でも軽微ではあるがれんがの浮き、亀裂、漏水等の変状が発生した。さらに、一部区間では建築限界を支障することがあった。

本トンネルのトンネル断面は、全区間が図-4.2.1に示すようなインバートなしの馬蹄形を呈している。建設以降、1935年と1987年の2度にわたって断面改築が行われており、覆工構造は次に示すとおりである。改築が行われていない全延長の約3/4の区間は、側壁部が石積み、アーチ部がれんが造りの構造となっており、れんがは3枚巻～6枚巻となっている。44k199m～44k244m区間においては、1935年にコンクリートブロックによる断面改築が行われ、設計

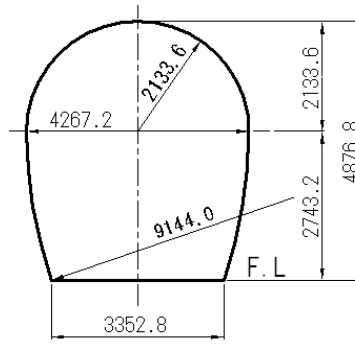


図-4.2.1 トンネル内空断面図

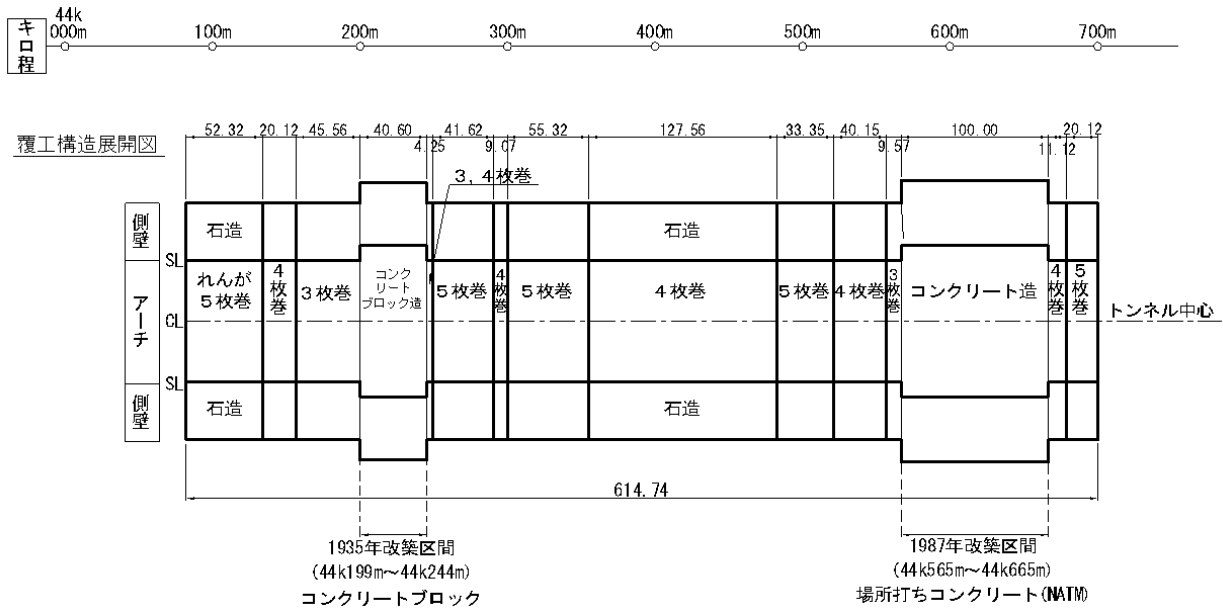


図-4.2.2 トンネル覆工展開図

巻厚は 710mm となっている。44k565m～44k665m 区間においては、1987 年に NATM による場所打ちコンクリートで断面改築が行われ、二次覆工の巻厚は 300mm、全体としての巻厚は 710mm である。覆工構造展開図を図-4.2.2 に示す。

(2) 地形・地質

本トンネルのトンネル縦断面図を図-4.2.3、トンネル周辺地質図を図-4.2.4 に示す。

本トンネルは、最大土被りが 54m で、比較的小さい土被りとなっている。トンネル周辺の地質は、中生代白亜紀の地層群（凝灰角礫岩、凝灰岩、凝灰質砂岩、流紋岩、石英安山岩およびそれらを貫く石英斑岩）、新生代第四紀沖積世の段丘堆積層、崖錐堆積層などで構成されている。

トンネル変状区間の地質状況は、主に流紋岩質緑色凝灰岩であるが、熱水変質作用を受けて粘土化しており、鉍化作用を受けていることも確認されている。

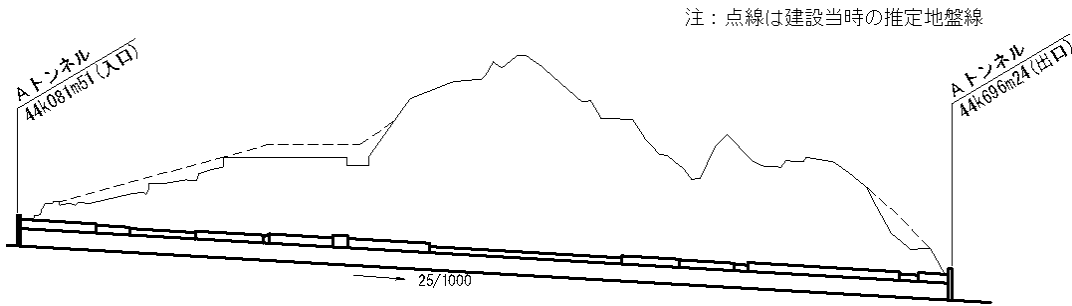


図-4.2.3 トンネル縦断面図

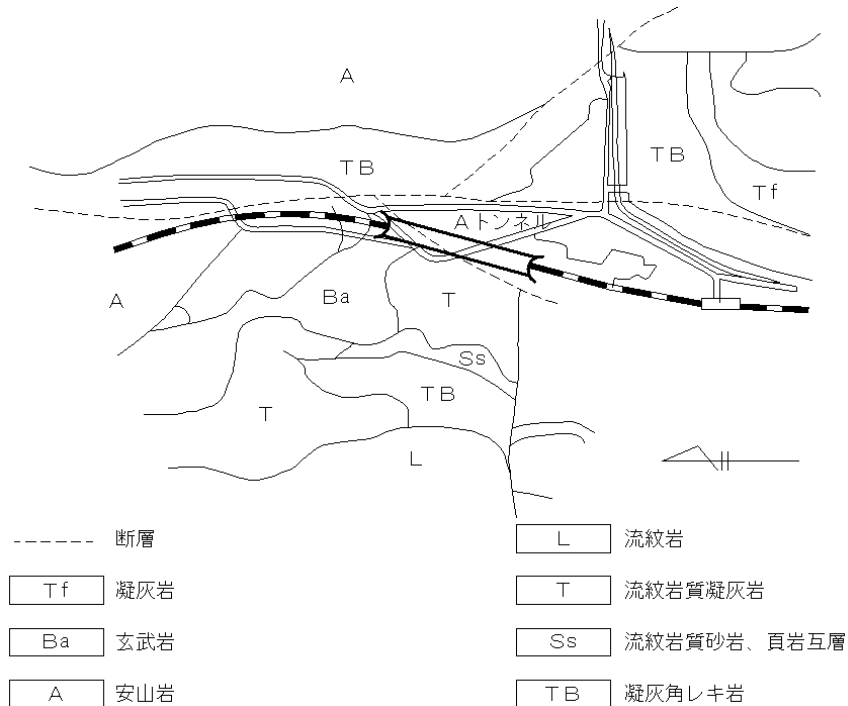


図-4.2.4 トンネル周辺地質図

また、検査窓による覆工背面調査においても、地山はかなり変質しており、部分的に粘土化していることが確認された。これらのことから、トンネル周辺の地山は、軟質で膨張性のある劣悪な地質であることが推定される。

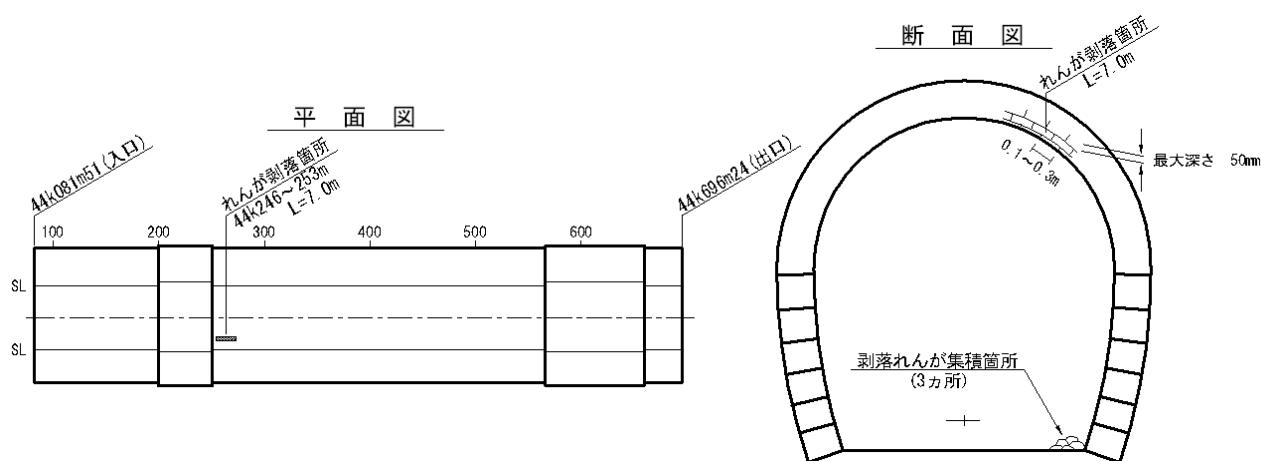
(3) 変状状況

本トンネルは建設当初から変状が発生していたと想定され、近年においても変状の発生が確認されている。表-4.2.1に示すように長期にわたって側壁部の押し出しやひび割れなどの変状が発生し、図-4.2.5のようなアーチ部での圧ざれんが覆工の剥離・剥落などの変状現象も数回にわたって発生している。

また、側壁部のひび割れ（目地切れ）や側壁の押し出しといった変状は施工当時から著しく、アーチ部における変状と同様に多くの区間で長期にわたって発生している。

表・4.2.1 主な変状状況

時期	変状発生箇所	変状状況	備考
1935年	44k200m～ 44k244m 区間	アーチ部の圧ざ（推定）	後にコンクリートブロックによる断面改築が行われる
1976年	不明	アーチ部の圧ざ（推定）	発生箇所は不明だが、その後の修繕が行われている
1986年	44k190m	アーチ部れんが目地劣化、 浮き	—
1987年	44k570m～ 44k580m 区間（推定）	アーチ部の圧ざ	後に NATM による断面改築が行われている
1998年	44k250m	アーチ右側肩部の圧ざ、 れんが剥落・剥離	—
2000年	44k246m～ 44k253m 区間	アーチ部の圧ざ	後にロックボルト、裏込注入工による修繕が行われている



図・4.2.5 44k250m 付近における変状模式図

1935年にコンクリートブロックで断面改築した44k199m～44k244m区間は、1950年から新たな変状が発生しており、現在は44k215m付近において右側壁の押し出し、およびコンクリートブロックのひび割れが発生した。また、1987年にNATMで断面改築した44k565m～44k665m区間では、断面改築する以前は側壁の押し出しにより、約100mmの内空変位が発生していた。

これらの変状の要因については、地質的要因と構造的要因に分類することができる。

トンネル周辺の地質は、主に流紋岩質緑色凝灰岩であるが、熱水変質作用、鉱化作用を受けて粘土化していることが確認されている。このことから、トンネル掘削に伴う周辺地山の緩みが長期間の強度低下を引き起こし、トンネルに塑性圧が作用したものと考えられる。

トンネル断面はインバートなしの構造であり、側圧に対して弱い構造となっている。また、側壁部が押し出しを受けている区間の多くは、石積みまたはコ

ンクリートブロックの構造である．このようなブロック積み覆工は軸力の作用に対しては有効であるが，曲げモーメントに対する抵抗力は0に等しい．したがって，卓越した側圧が作用した場合には，曲げ剛性が期待できず，側壁の押し出しやひび割れ，目地切れといった変状が生じやすい．

また，数回にわたって実施された覆工背面調査では，変状区間の一部において天端の背面空洞が確認されている．このように背面空洞が存在すると，覆工アーチ部において地盤反力が得られないため，覆工の変形モードが鉛直方向に突き上げる形態となり，結果として側壁の押し出しや側壁部のひび割れの発生を助長することとなる．

さらに，本トンネルは，竣工後約100年を経過した老朽トンネルであり，れんが覆工や目地などの劣化が進展し，覆工の構造耐力が低下していることも推測される．

4.2.2 変状進展解析

(1) 解析条件の整理

1) 解析断面の選定

変状進展解析の解析断面としては，1935年にコンクリートブロックによる断面改築が行われた44k224m地点を選定した．この地点における変状状況は，図-4.2.6に示すように長期の側壁の押し出しによる内空の縮小，アーチ右肩部のひび割れおよび右側壁中央部からアーチ部にかけての輪切りひび割れである．その変状状況から，周辺地山の塑性圧が作用しているものと推定される．

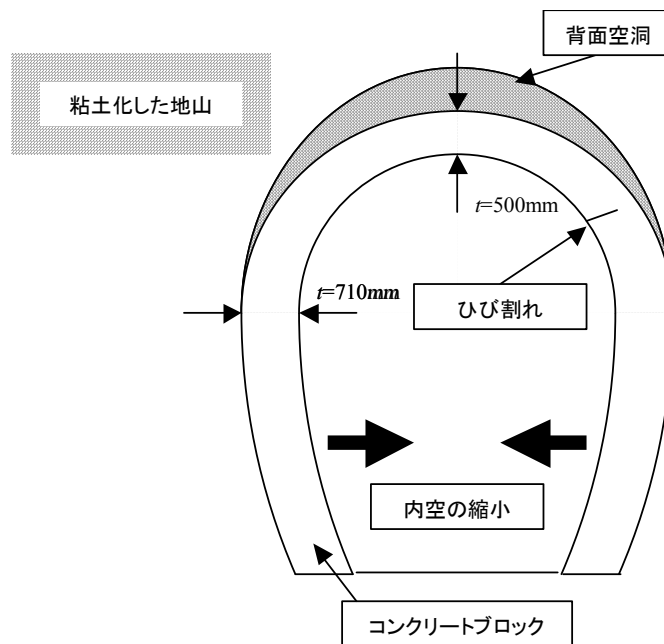


図-4.2.6 主な変状状況

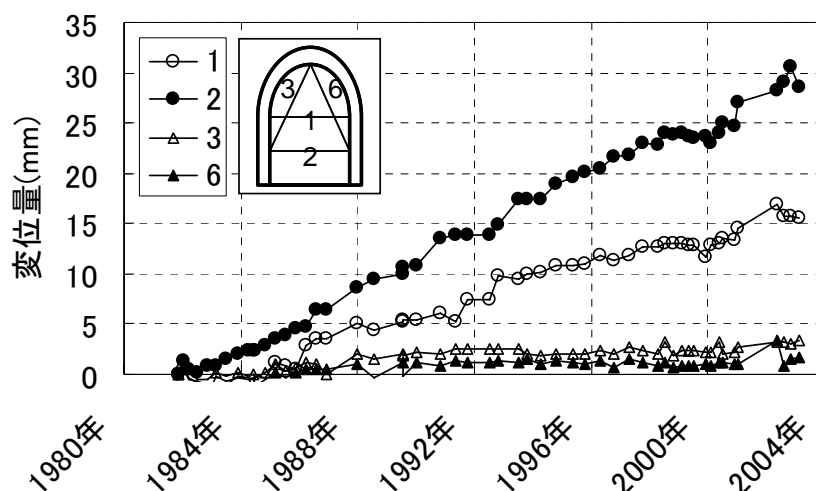


図-4.2.7 内空変位の計測結果

解析断面近傍で実施された覆工背面調査では、天端の背面に空洞が確認され、天端部の巻厚は平均 500mm であった。なお、輪切りひび割れに関しては、三次元的なモデル化が必要なため、変状再現解析の対象としないこととする。

また、解析断面では、1981 年から内空変位計測が行われており、現在も測定を継続している。この地点での内空変位の経時変化を図-4.2.7 に示す。内空の縮小は計測開始時からコンスタントに進展しており、測線 2 は約 1.5mm/年のやや大きな変位速度を、測線 1 についても約 0.7mm/年の変位速度を示している。測線 3、測線 6 についてはそれほど大きな変位速度は見られないが、側壁部の水平方向の押し出しがあることから、覆工天端部が鉛直上方に突き上げを受けていると考えられる。

2) 物性値の設定

本トンネルでは、トンネルの維持管理の一環として周辺地盤の地質調査が実施され、表-4.2.2 に示す一軸圧縮試験結果が得られている。そこで、解析断面に最も近く、地盤条件が類似している B-1 の一軸圧縮強さと静弾性係数を用いて解析を行うこととした。

表-4.2.2 岩石試験結果一覧表

	B-1	B-2	B-3	T-2	T-3
見かけ比重	2.3	2.5	2.5	2.6	2.5
一軸圧縮強さ (MPa)	1.5	2.2	1.6	2.7	2.0
静弾性係数 (MPa)	1.6×10^2	1.1×10^3	3.9×10^1	5.7×10^3	1.7×10^2

表-4.2.3 解析に用いる地山物性値

		試験値	アイダンら ^{1),2)}	蔣ら ³⁾	設定値
単位体積重量	kN/m ³	—	19	—	19
一軸圧縮強さ	MPa	1.5	—	—	1.5
変形係数	MPa	160	140	150	160
ポアソン比	—	—	0.44	0.20~0.40	0.30
せん断強度	MPa	—	0.50	0.36	0.43
内部摩擦角	°	—	22	38	30
ダイレタンシー角	°	—	—	—	15
残留一軸圧縮強さ	MPa	—	1.0	0.9	—
残留せん断強度	MPa	—	0.26	0.22	0.05
残留内部摩擦角	°	—	32	38	20
残留ダイレタンシー角	°	—	—	—	15

表-4.2.4 コンクリートブロックの物性値

設計基準強度	$f_{ck} = 18 \text{ N/mm}^2$
単位体積重量	$\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$
弾性係数	$E_c = 2.2 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2
内部摩擦角	$\Phi = 30^\circ$
引張強度	$f_t = 1.6 \text{ N/mm}^2$

解析に用いる地山物性値は、アイダンら^{1),2)}や蔣ら³⁾が整理した軟岩における一軸圧縮強さと各種の物性値との相関関係から推定することとした。なお、本解析では、せん断強度と内部摩擦角の強度低下を考慮することとした。

また、コンクリートブロックについては、詳細な物性値が得られていないため、一般的な設計値を参考として設定することとした。解析に用いる物性値を表-4.2.3、表-4.2.4に示す。

3) 解析モデルの作成

解析断面が偏圧地形であることから、地形の影響を評価できるように、トンネル横断方向の解析領域を100mと大きく設定した。解析モデル図を図-4.2.8に示す。

覆工のモデル化では、コンクリートブロックによる構造を考慮し、図-4.2.9に示すように、覆工を数ブロックに区切り、ブロック間の分離とすべりを考慮できるインターフェース要素で結合することで目地を表現した。なお、実際の目地の強度定数が不明であったため、インターフェース要素については圧縮のみを伝達し、引張については強度なしと仮定して、せん断強度 $C = 1.0 \text{ N/mm}^2$ 、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、引張強度 $f_t = 0.1 \text{ N/mm}^2$ と設定した。また、矢板工法による施工を考慮し、地山と覆工の間にもインターフェース要素を設定して、分離

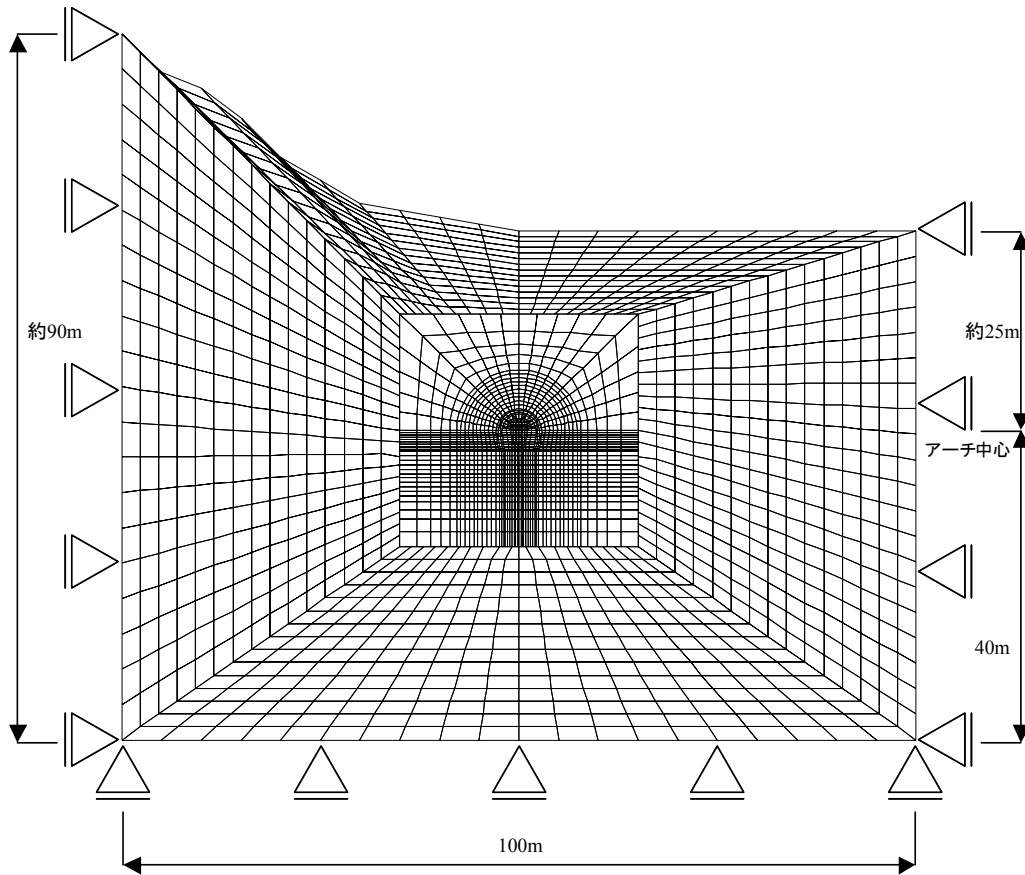


図 - 4.2.8 解析モデル図

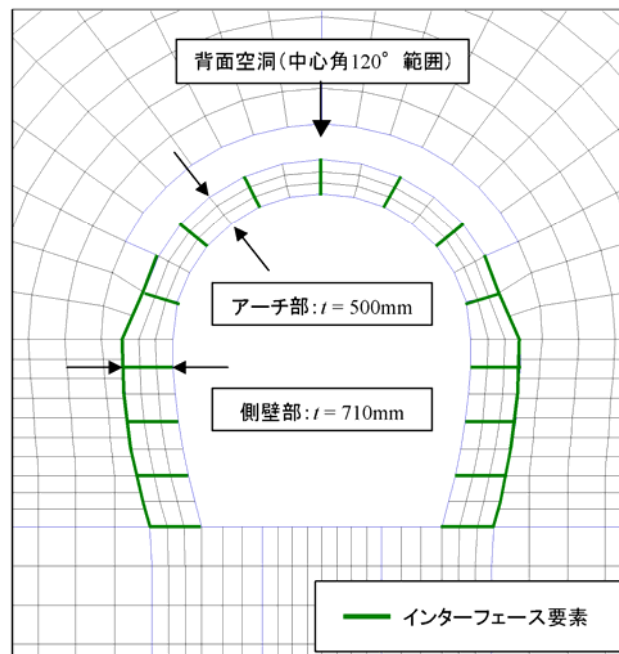


図 - 4.2.9 覆工モデル図

を再現できるように配慮した。さらに、実際の構造欠陥を考慮して、巻厚を側壁部 710mm、アーチ部 500mm とし、天端 120°の範囲に背面空洞を想定したヌル要素（応力を伝播しない要素）を設定した。

第4章 地山劣化モデルを用いた対策工設計法の検討

解析断面は、竣工当時はれんが覆工であったが変状が生じ、1935年にコンクリートブロックによる断面改築が行われている。このような経緯からも、断面改築時にはすでに周辺地山は強度低下していたと考えられる。このことを考慮し、解析は次の手順で行った。まず、第一次強度低下として、コンクリートブロックによる断面改築までの期間を、近年の内空変位速度によるフィッティングで強度を低減させた。その結果、断面改築までにピーク強度の45%まで強度が低減していることが算定された。そこで、次に第二次強度低下として、それまでの変位をリセットして覆工要素（コンクリートブロック）を設置し、引き続きピーク強度の45%時点から残留強度まで強度を低減させる解析を行うこととした。

4) 解析ケース

本検討における解析ケースの一覧を表-4.2.5に示す。まず、現況の覆工断面をモデル化した対策前のCASE1によって、内空変位のフィッティングを行う。次に、基本ケース（CASE1）に対する対策として、ストラット工（CASE2-1）、ロックボルト補強工（CASE2-2）、裏込注入工（CASE2-3）とそれらを組み合わせた対策工（CASE2-4、CASE2-5）を2006年に実施することを想定した解析を行い、工種別の効果を比較した。各対策工のモデル化を表-4.2.6に示す。さらに、合理的な対策時期の検討を目的として、裏込注入工の施工時期5年後（CASE3-1）、10年後（CASE3-2）とした場合の比較解析も実施した。

表-4.2.5 解析ケース一覧表

ケース	対策工				対策時期
	なし（現況）	ストラット工	ロックボルト工	裏込注入工	
CASE1	○				—
CASE2-1		○			2006年
CASE2-2			○		
CASE2-3				○	
CASE2-4		○		○	
CASE2-5			○	○	
CASE3-1				○	2011年（5年後）
CASE3-2				○	2016年（10年後）

表-4.2.6 対策工のモデル化

対策工	設計値	モデル化
ストラット工	H-125, 1m ピッチ	設計値に準じたビーム要素を設置
ロックボルト補強工	L=4m, 4本/断面, 1m ピッチ	設計値に準じたケーブル要素を設置
裏込注入工	—	背面空洞箇所（インターフェース要素）に地山要素を設置

(2)解析結果

1)現況覆工の変状状況の再現

計測結果（測線1）の内空変位速度 0.73mm/年を用いて、解析（CASE1）で得られた内空変位とのフィッティングを行った結果を図-4.2.10に示す。このように、設定した物性値および解析モデルにより、断面改築後に発生した内空変位 50mm を再現できることが確認された。

また、計測値と解析結果のフィッティングにより、現在の周辺地山は強度がピーク強度から 84%程度低減し、残留強度に近い状況であることが算定された。現況の覆工の変位図と周辺地山の塑性領域を図-4.2.11のように整理した。このように、実際に確認された変状状況と同様に、側壁部の押し出し、アーチ肩部の引張ひび割れが発生し、天端部では背面空洞の影響で鉛直上方に突き上げが発生していることが確認できる。しかし、覆工には顕著な圧縮応力は発生し

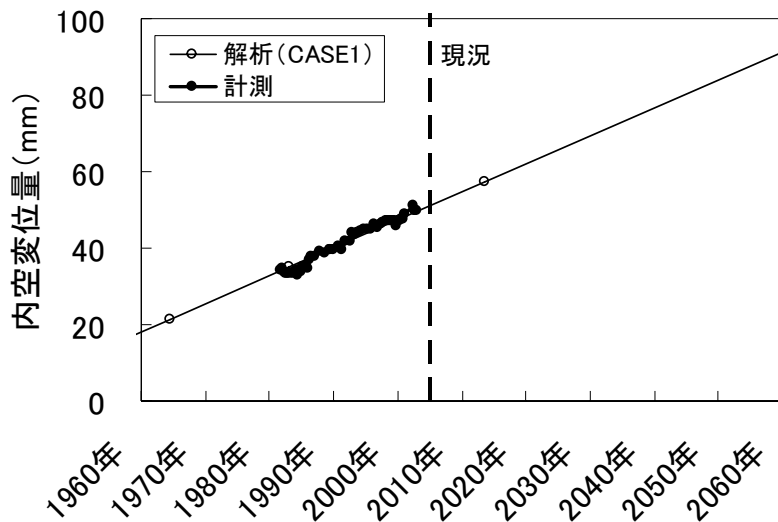
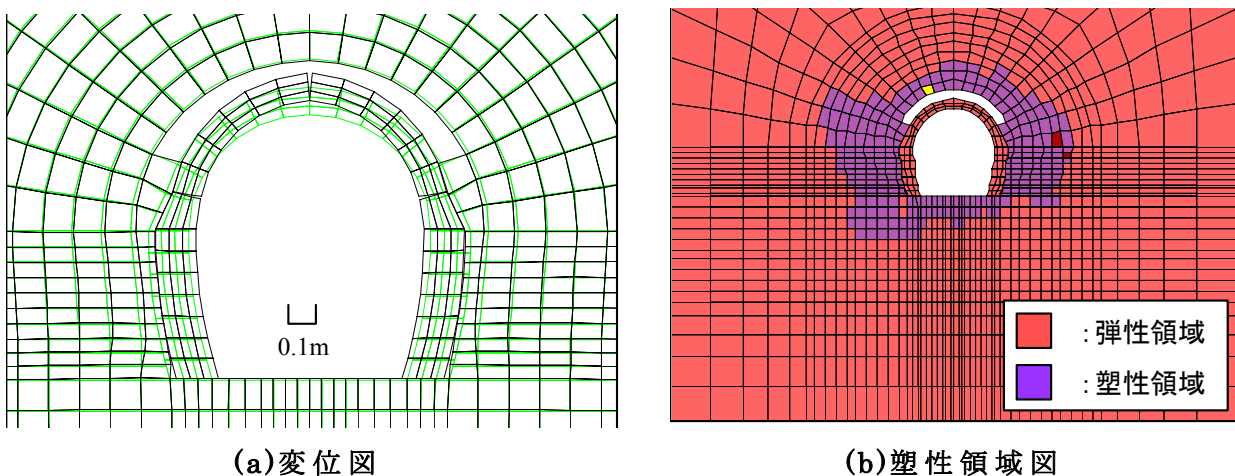


図-4.2.10 現況覆工によるフィッティング結果



(a)変位図

(b)塑性領域図

図-4.2.11 解析による現況の推定結果

ておらず，圧ざ発生の危険性は少ないものと推定される．また，周辺地山の状態としては，側壁部で3m程度，天端部および路盤部では1m程度の塑性領域が発生しているものと推定された．

2) 対策工の比較解析

CASE1で設定した強度低下特性を用いて，現況断面（2006年時点）へ各種対策工を実施した場合を想定した解析を行った．各ケースの対策前後の内空変位速度と変位速度比を表-4.2.7に示す．また，各ケースの測線1における内空変位量の経時変化を図-4.2.12に示す．

ストラット工，ロックボルト補強工，裏込注入工の対策工を比較すると，ロックボルト補強工，裏込注入工による変位速度の抑制効果は大きい．なお，ロックボルト補強工の施工後70年を経過した時点から内空変位が増加するのは，塑性領域の拡大でロックボルト補強工の地山への定着が期待できなくなった

表 - 4.2.7 対策前後の変位速度と変位速度比

解析ケース	対策工	対策前 変位速度 Vb(mm/年)	対策後 変位速度 Va(mm/年)	変位速度比 Va/Vb
CASE1	無対策	0.73	—	1.00
CASE2-1	ストラット工		0.51	0.70
CASE2-2	ロックボルト補強工		0.11	0.15
CASE2-3	裏込注入工		0.06	0.08
CASE2-4	裏込注入工+ ストラット工		0.01	0.02
CASE2-5	裏込注入工+ ロックボルト補強工		0.01	0.01

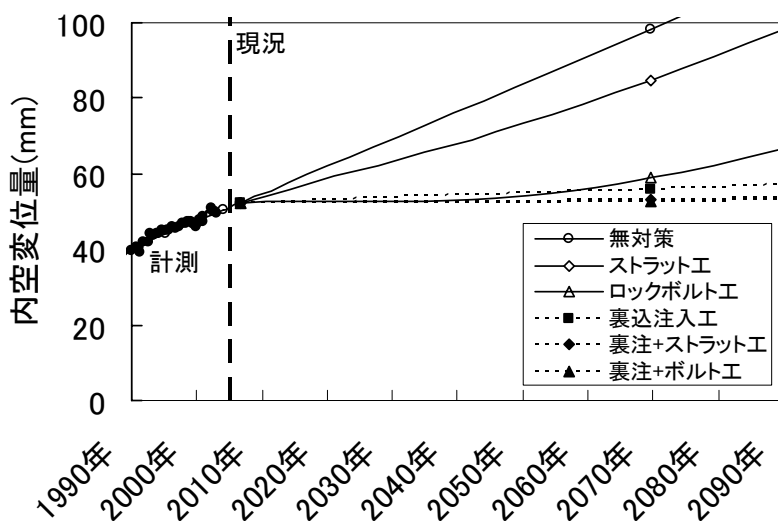


図 - 4.2.12 対策工の比較解析結果

ためである。さらに、ストラット工，ロックボルト補強工を裏込注入工と同時に実施した場合には，単独の対策工よりも変位抑制効果が顕著となり，変位の進展が概ね抑制される結果となった。以上の結果から，本トンネルの内空変位速度を抑制するには，覆工天端部の鉛直突き上げモードを抑制するための裏込注入工を基本とした対策工が最も効果的であることが確認された。

3) 対策の実施時期に関する検討

前述の比較解析で効果的であった裏込注入工を想定し，実施時期をパラメータとした比較解析を行った結果を表-4.2.8，図-4.2.13に示す。このように，裏込注入工の実施時期を変えても，変位速度の抑制効果が低減することはなく，無対策の期間に発生する内空変位が増加する結果となった。したがって，本トンネルのように強度低下が進んでいる場合には，できるかぎり早急に対策を実施することが重要であることが確認された。

表 - 4.2.8 対策前後の変位速度と変位速度比

解析ケース	裏込注入工実施時期	対策前変位速度 Vb(mm/年)	対策後変位速度 Va(mm/年)	変位速度比 Va/Vb
CASE1	無対策	0.73	—	1.00
CASE2-3	2006年		0.06	0.08
CASE3-1	2011年(5年後)		0.05	0.07
CASE3-2	2016年(10年後)		0.05	0.04

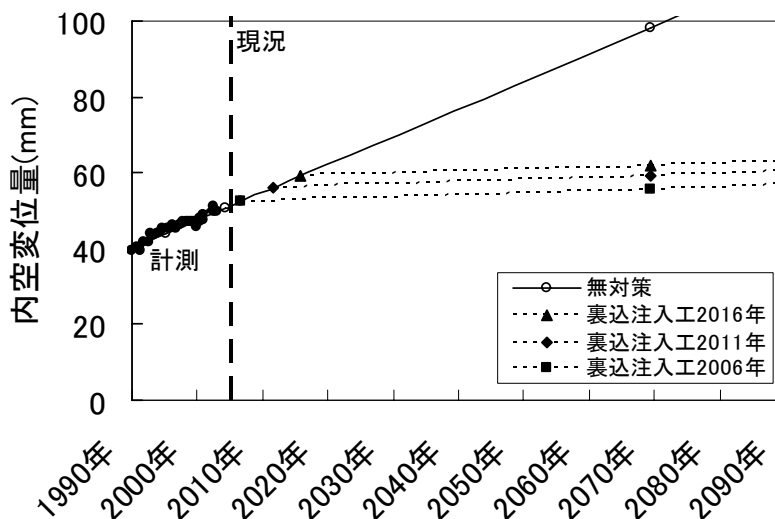


図 - 4.2.13 対策時期の比較解析結果

4.2.3 結論

建設後 100 年以上を経過した老朽化トンネルを対象として変状進展解析を行い、今後の対策工設計を想定して検討を行った。その結果、以下に示す知見が得られた。

- ・ 本トンネルでは、長期間の計測データが継続的に測定されており、解析を適用することで比較的精度よく変状状況を再現することができた。この結果から、継続的な観察・計測が変状予測や対策工検討において重要であることが再確認された。
- ・ 側壁部の押し出しに対しては、背面空洞への裏込注入工を行い、覆工の変形モードを抑制することが効果的である。また、ロックボルト補強工の設計では、周辺地山の塑性領域を推定し、十分な定着長を確保する必要がある。
- ・ 現在の変状状況を再現した結果、周辺地山の強度低下は大規模に進み、残留強度に近い状態であることが推定された。このように、強度低下が進んだ変状トンネルに対しては、できる限り早急に対策することが有効であり、対策が遅れば内空断面の縮小がさらに進展することが懸念される。

4.3 路盤変状の事例

4.3.1 対象トンネルの概要

(1) トンネル概要

B トンネルは、延長 3,193m の鉄道複線トンネルである。昭和 35 年 1 月に着工、昭和 38 年 7 月に竣工し、側壁導坑先進工法と上部半断面工法で施工された。掘削中に温泉余土区間 3ヶ所に遭遇、その延長は 535m で全延長の 21% にあたる。この区間では、掘削 1 週間後に地山の押し出しが生じ、支保工の座屈や矢板の破損などが発生した。そのため、覆工構造には図-4.3.1 に示す 2 回巻が採用され、外巻が無筋コンクリート（巻厚 700mm）、内巻工が鉄筋コンクリート（巻厚 400mm）となっている。なお、覆工断面は全区間において馬蹄形を呈しており、インバートの施工区間は 990m である。

(2) 地形・地質

本トンネル周辺の地質は、火山噴出物と安山岩層を主体とした安山岩溶岩、凝灰角礫岩、凝灰岩などで構成され、断層岩脈が発達し、安山岩層中には温泉

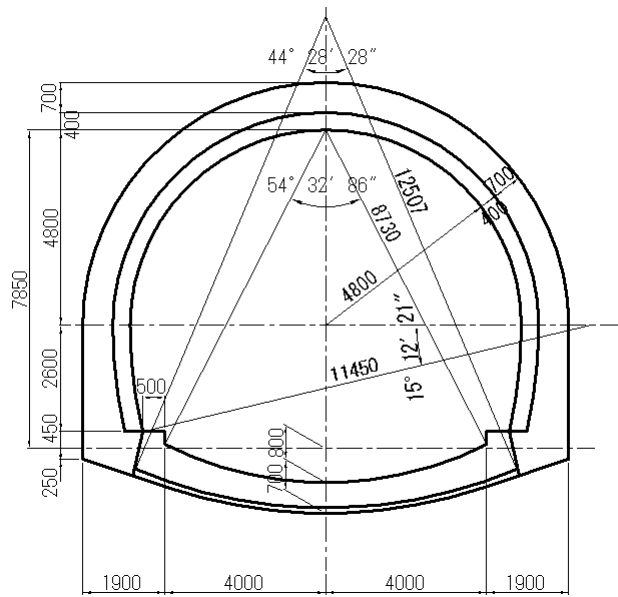


図-4.3.1 トンネル断面図

作用を受けて変質した温泉余土が存在する。施工時の湧水量は、トンネル延長3,193m に対して坑口流量 250 /sec と全区間にじみでる程度であった。また、施工時の吸水膨張測定では膨張率が 5.5～6.8%を示し、室内試験では一軸圧縮強さが $q_u=5.1\sim 6.3$ MPa であった。施工時の押し出し測定（導坑両側壁間の測量）では、掘削後 34 日を経過して 380mm の押し出しを示し、地山強度比を算定すると $C_f=0.80\sim 0.98$ と変状の発生が懸念される結果であった。

本トンネルでは、維持管理の一環として各種調査が実施され、表-4.3.1 に示す物性値が得られている。これによると、モンモリロナイト含有量が 20%以上で、かつ自然含水比が 20%以上であり、膨張圧が発生する可能性が非常に高いと判断された。

表-4.3.1 調査で得られた地山物性値

	資料採取場所			膨張性の指標の例 ^{4)~8)}
	92k703m	92k706m	92k711m	
モンモリロナイト含有量(%)	74	—	54	≥ 20
膨張率(%)	26~27	0.12~0.25	6.5~8.1	≥ 20
浸水崩壊度 (スレーキング区分)	D	—	D	D
単位体積重量(湿潤)(kN/m ³)	20	21	18	≤ 20.5
単位体積重量(乾燥)(kN/m ³)	16	18	14	≤ 18
自然含水比(%)	23	19	29	≥ 20
液性限界(%)	91	63	84	≥ 100
塑性指数	63	40	56	≥ 25
一軸圧縮強さ(MPa)	—	0.041~0.063	—	≤ 4

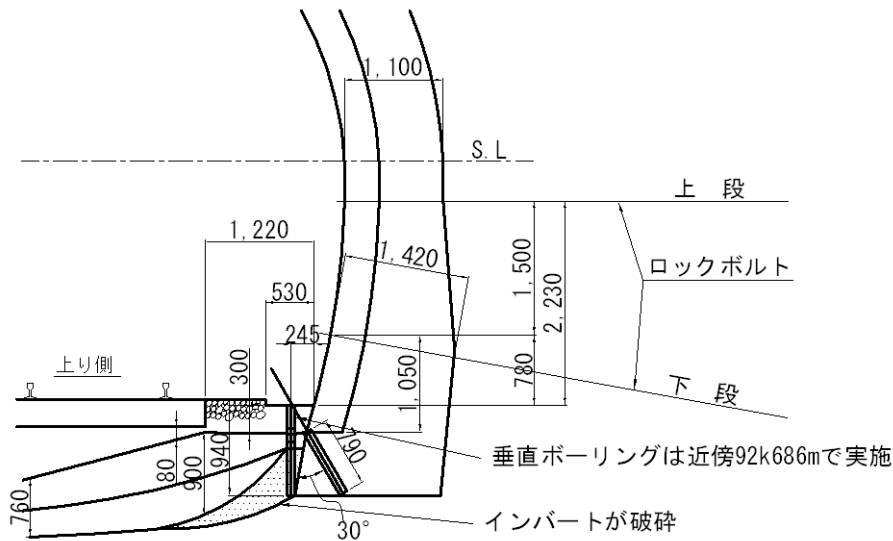


図-4.3.4 変状箇所におけるインバートの構造欠陥

変状要因のうち、地質的要因としては、前述の温泉余土の存在が挙げられる。本トンネルの周辺地山は、温泉作用により変質した温泉余土が存在し、変状区間での周辺地山は温泉余土によって構成されている。そのため、トンネル掘削に伴う周辺地山の緩みが長期間の強度低下を引き起こし、トンネルに塑性圧が作用したものと考えられる。

一方、構造的要因を確認するために、変状発生箇所の 92k700m で覆工のボーリング調査が行われている。この結果、巻厚は側壁、アーチともに十分で、背面空洞も存在しなかった。しかし、図-4.3.4に示すように、インバートと側壁の接合部が一部破碎し、設計どおりに施工されていないことが確認された。このため、側壁からの作用荷重がインバートに軸力として十分に伝達しない構造となっていることが推定された。したがって、本トンネルでは地質的要因よりも、むしろ構造的要因が路盤変状に大きく影響しているものと判断した。

(4) 対策工

92k700m 付近における路盤の隆起および中央通路での多数のひび割れの発生といった変状に対しては、2003年に側壁部と路盤部にロックボルト補強工が施工されている。施工後の路盤の隆起はやや収まった傾向にあるが、今後も継続的な計測監視が必要である。表-4.3.2、図-4.3.5にロックボルト補強工の概要を示す。

表-4.3.2 ロックボルト補強工の諸元

ロックボルトの仕様		ロックボルトの数量	
使用鉄筋	SD345 D25	本数/断面	4本/断面
ロックボルト長	6.0m	ピッチ	1.3m
プレストレス	50kN	本数	96本

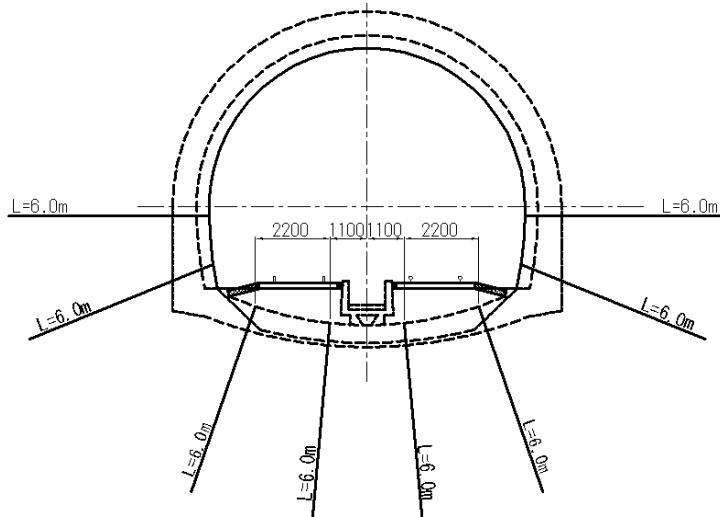


図-4.3.5 ロックボルト補強工図

4.3.2 変状進展解析

(1) 解析条件の整理

1) 解析断面の選定

変状進展解析の解析断面としては、路盤の隆起が顕著な 92k705m 地点を選定した。この地点における変状状況、覆工状態および路盤変位の経時変化は次のとおりである。主な変状状況として、路盤の隆起および上り線側インバートの開口ひび割れが確認されており、周辺地山から塑性圧が作用しているものと考えられた。92k705m 地点の上り線における路盤変位量を図-4.3.6 に示す。

路盤変位の発生時期は不明であるが、ロックボルト補強工施工前は 90mm/年程度の顕著な変位速度を示しており、その変位量は累積で 300mm 程度である。2003 年のロックボルト補強工施工後の変位速度は、以前よりも若干抑制されている傾向にある。

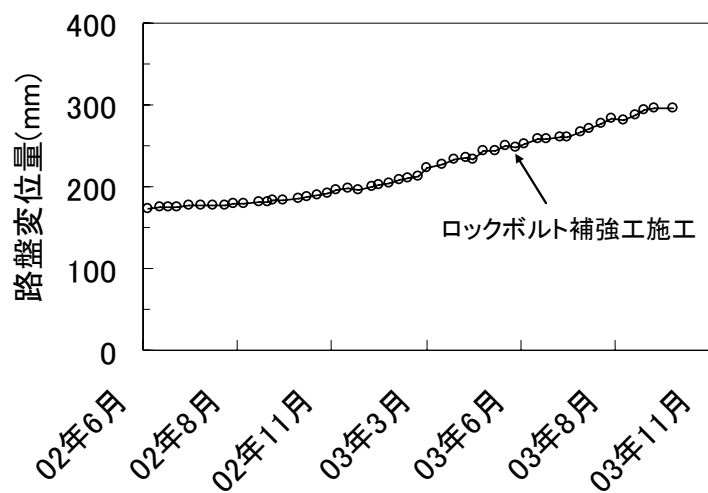


図-4.3.6 路盤変位の計測結果

2) 物性値の設定

地山物性値の設定に当たっては，前述の調査結果で得られている一軸圧縮強さ $q_u = 0.041 \sim 0.063$ MPa を用いて事前解析を行った．その結果，掘削時の変位が非常に大きくなったため，一軸圧縮強さ q_u の入力値を見直すこととした．そこで，解析で施工時の膨張量 380mm を再現したところ， $q_u = 4.0$ MPa が妥当であることが分かった．その他の地山物性については，アイダンら^{1),2)}や蔣ら³⁾が整理した軟岩における一軸圧縮強さと各種の物性値との相関関係から推定することとした．また，残留せん断強度については，本トンネル近傍のトンネルで行われた地質調査の結果をもとに設定した．本解析に用いる地山物性値を表-4.3.3に示す．

なお，覆工の物性値が存在しなかったため，覆工の劣化は起こっていないものと仮定し，無筋コンクリートと鉄筋コンクリートの標準的な物性値を解析に用いることとした．本解析に用いる覆工コンクリートの物性値を，表-4-3.4に示す．

表 - 4.3.3 解析に用いる地山物性値

		試験値	アイダンら ^{1),2)}	蔣ら ³⁾	設定値
単位体積重量	kN/m ³	21	20	—	21
一軸圧縮強さ	MPa	4.0	—	—	4.0
変形係数	MPa	—	560	400	400
ポアソン比	—	—	0.36	0.20~0.40	0.35
せん断強度	MPa	—	1.2	1.0	1.2
内部摩擦角	°	—	28	28	30
ダイレタンシー角	°	—	—	—	15
残留一軸圧縮強さ	MPa	—	1.2	2.0	—
残留せん断強度	MPa	0.05	0.31	0.48	0.05
残留内部摩擦角	°	—	35	38	30
残留ダイレタンシー角	°	—	—	—	15

表 - 4.3.4 覆工コンクリートの物性値

	無筋コンクリート (外巻)	鉄筋コンクリート (内巻工)
設計基準強度	$f_{ck} = 18$ N/mm ²	$f_{ck} = 24$ N/mm ²
単位体積重量	$\gamma_c = 23.0$ kN/m ³	$\gamma_c = 24.5$ kN/m ³
弾性係数	$E_c = 2.2 \times 10^4$ N/mm ²	$E_c = 2.5 \times 10^4$ N/mm ²
ポアソン比	0.2	0.2
内部摩擦角	$\Phi = 30^\circ$	$\Phi = 30^\circ$
引張強度	$f_t = 1.6$ N/mm ²	$f_t = 1.9$ N/mm ²

3) 解析モデルの作成

解析モデルは半断面モデルとし、モデル上方、右側から土被りに相当する分布荷重を側圧係数 $K=1.0$ で作用させた。解析モデル図を図-4.3.7に示す。

覆工のモデル化では、側壁部およびアーチ部が鉄筋コンクリート ($t=400\text{mm}$) と無筋コンクリート ($t=700\text{mm}$) の2回巻であることを再現した。また、重要な変状要因と考えられるインバートと側壁との接合部については、接合面の強度を設定し、これらの滑りと分離を表現できるインターフェース要素を設置した。なお、矢板工法による施工であることを考慮して、覆工と地山の間にもインターフェース要素を配置し、背面空洞はないものとした。覆工モデル図を図-4.3.8に示す。

4) 解析ケース

本検討では、インバート接合部における構造欠陥の影響および対策工の効果を評価する目的で、以下のように解析ケースを設定した。

インバートと側壁の接合形状を把握する目的でボーリング調査が実施されたが、詳細な形状が特定されていない。そこで、はじめに妥当なインバート接

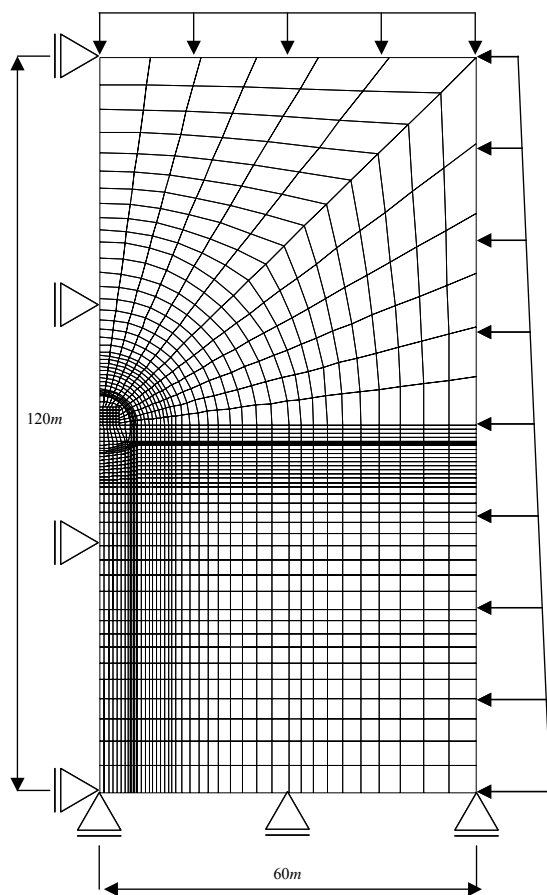


図-4.3.7 解析モデル

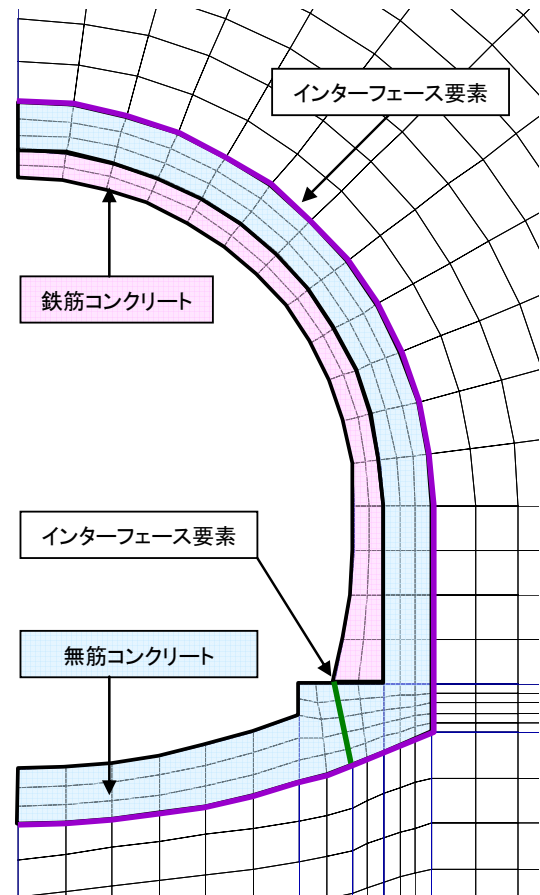
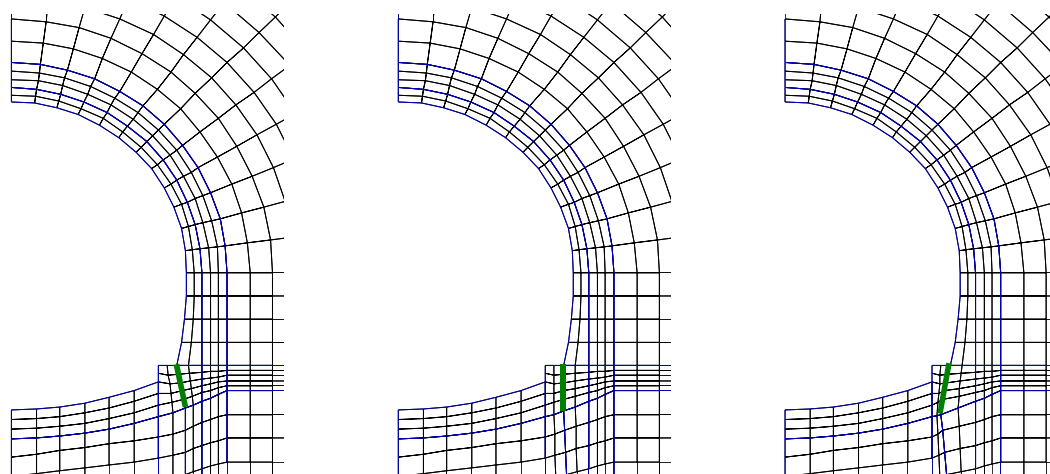


図-4.3.8 覆工モデル図



(a)CASEA-1：設計形状 (b)CASEA-2：垂直接合 (c) CASEA-3：ストラット接合

図-4.3.9 インバート接合形状の比較モデル

合形状を特定する目的で、接合形状をパラメータとした比較解析を行った。想定した接合形状を図-4.3.9に示す。設計通りの形状で施工された場合を想定した CASEA-1、施工の容易にするために接合部を垂直に接合した場合を想定した CASEA-2、インバートをストラットの的に覆工の内側に設置した場合を想定した CASEA-3 の 3 パターンを想定して比較検討を行うこととした。

路盤変位がある時期を境に急増していることから、インバート接合部の破断が懸念された。そこで、CASEA の解析で接合形状を決定した後、接合部の破断を再現する目的で、インバートの接合強度に関する比較解析を行った。インバート接合強度に関する解析ケースを表-4.3.5に示す。

CASEA, CASEB によって路盤変状を再現した後、実際に施工されたロックボルト補強工と今後の対応として接合部の断面改築を3年後に実施することを想定して、対策工モデルによる比較解析を行った。対策工に関する解析ケースを表-4.3.6、モデル化の手法を表-4.3.7に示す。

表-4.3.5 インバート接合強度に関する解析ケース

ケース	インターフェース要素入力値			インバート接合強度
	せん断強度 C(N/mm ²)	内部摩擦角 φ (°)	引張強度 f _t (N/mm ²)	
CASEB-1	2.60	15	0.80	コンクリートの 1/2
CASEB-2	0.65	10	0.20	コンクリートの 1/8
CASEB-3	0.41	10	0.13	コンクリートの 1/12
CASEB-4	0.00	10	0.00	接合強度を 0 と設定

表-4.3.6 対策工に関する解析ケース

ケース	対策工
CASEC-1	無対策
CASEC-2	ロックボルト補強工 (現況)
CASEC-3	ロックボルト補強工 + 断面改築 (3年後追加)

表-4.3.7 対策工のモデル化

対策工	設計値	モデル化
ロックボルト	表-4.3.2 に示すとおり	設計値に準じたケーブル要素を設置
断面改築	せん断強度 $C = 5.20 \text{ N/mm}^2$ 内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 引張強度 $f_t = 1.60 \text{ N/mm}^2$	インターフェース要素の強度を健全な コンクリート相当に設定

(2) 解析結果

1) インバート接合形状の検討

CASEA の変状進展解析の結果から、中央通路の路盤変位を図-4.3.10 に示す。また、残留強度到達時（低減率 100%）のトンネル周辺の変位図を図-4.3.11 に示す。

残留強度到達時の路盤変位量は、CASEA-1 で 55mm, CASEA-2 で 215mm, CASEA-3 で 4,000mm (4m) となった。これらの結果から、実際の路盤変位 300mm を再現するには、インバートと側壁の接合形状を CASEA-3 とすることが妥当と判断した。

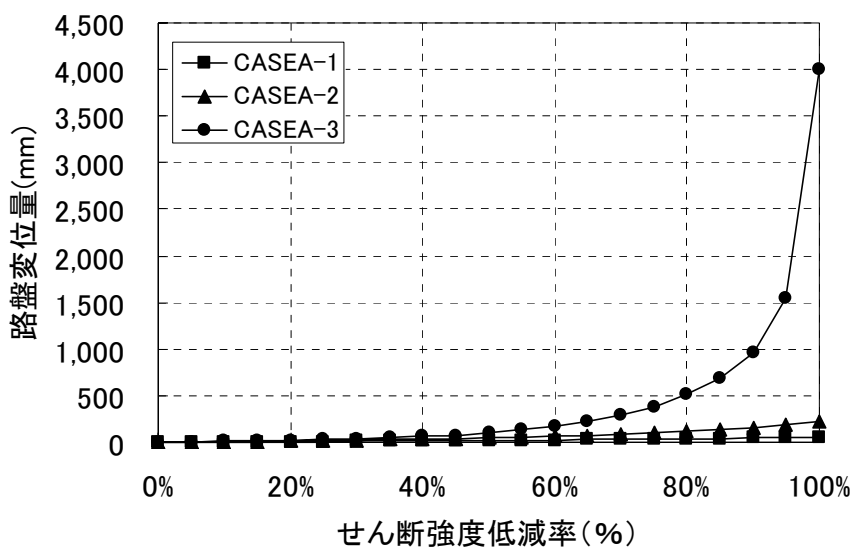
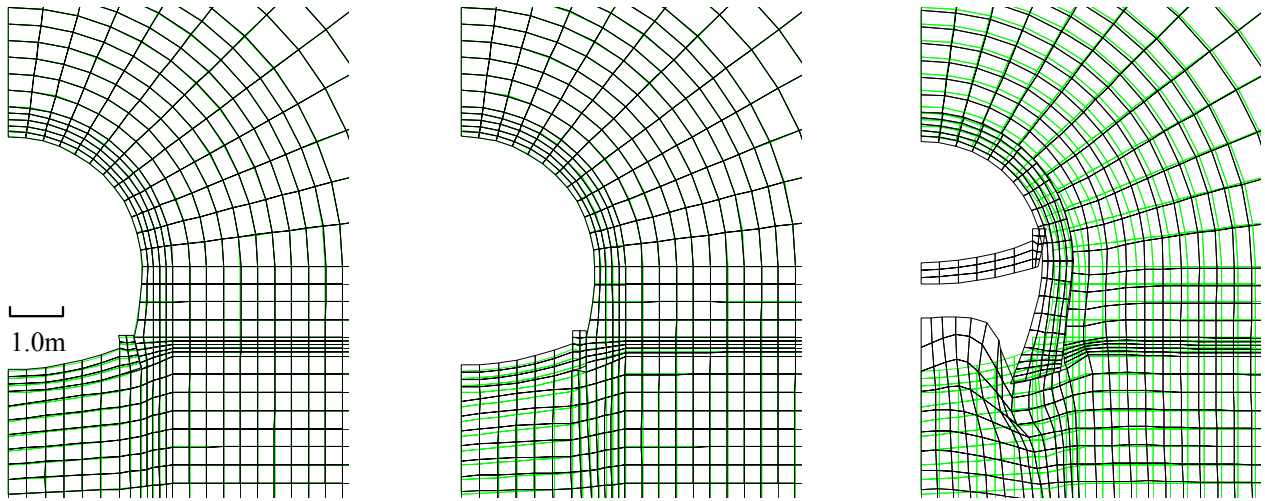


図-4.3.10 CASEA における路盤変位量と低減率の関係



(a)CASEA-1：設計形状 (b)CASEA-2：垂直接合 (c) CASEA-3：ストラット接合

図-4.3.11 CASEAにおけるトンネル周辺の変位図（残留強度到達時）

2) インバート接合強度の検討

CASEBの変状進展解析の結果から、中央通路の路盤変位量を図-4.3.12のように整理した。この結果、路盤変位が急増する実現象を再現するにはCASEB-3が妥当と判断した。

3) せん断強度と時間の関係の検討

実測の路盤変位速度が92mm/年であることを用いて、解析で得られた路盤変位量からせん断強度と時間の関係を図-4.3.13のように設定した。

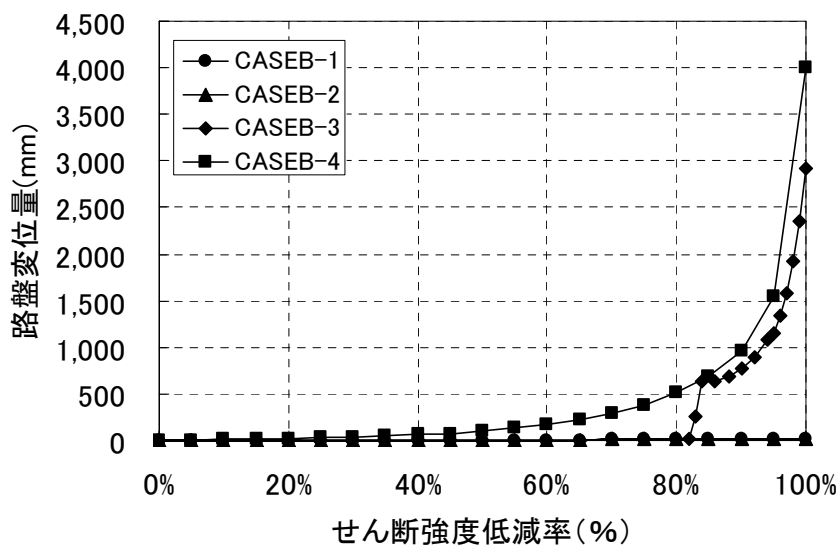


図-4.3.12 CaseBにおける路盤変位量と低減率の関係

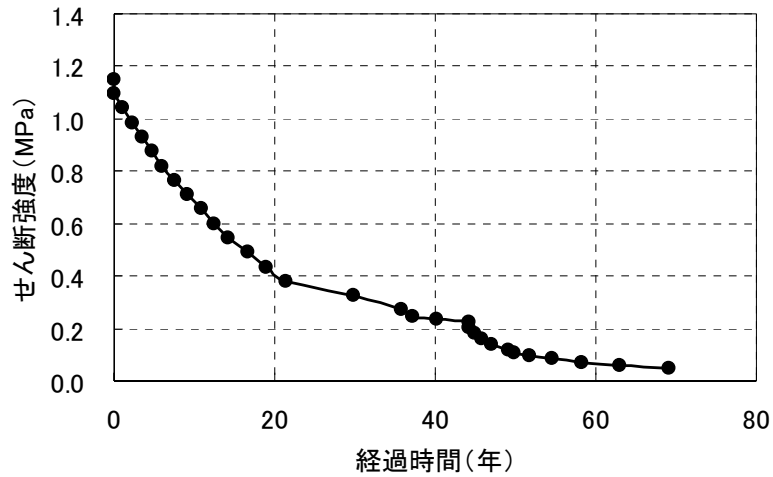
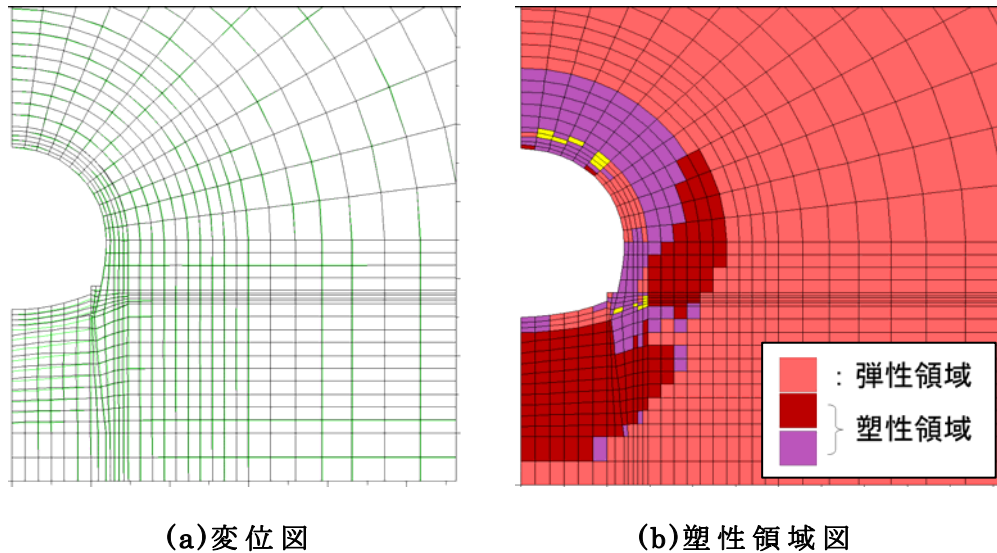


図-4.3.13 せん断強度と時間の関係



(a)変位図

(b)塑性領域図

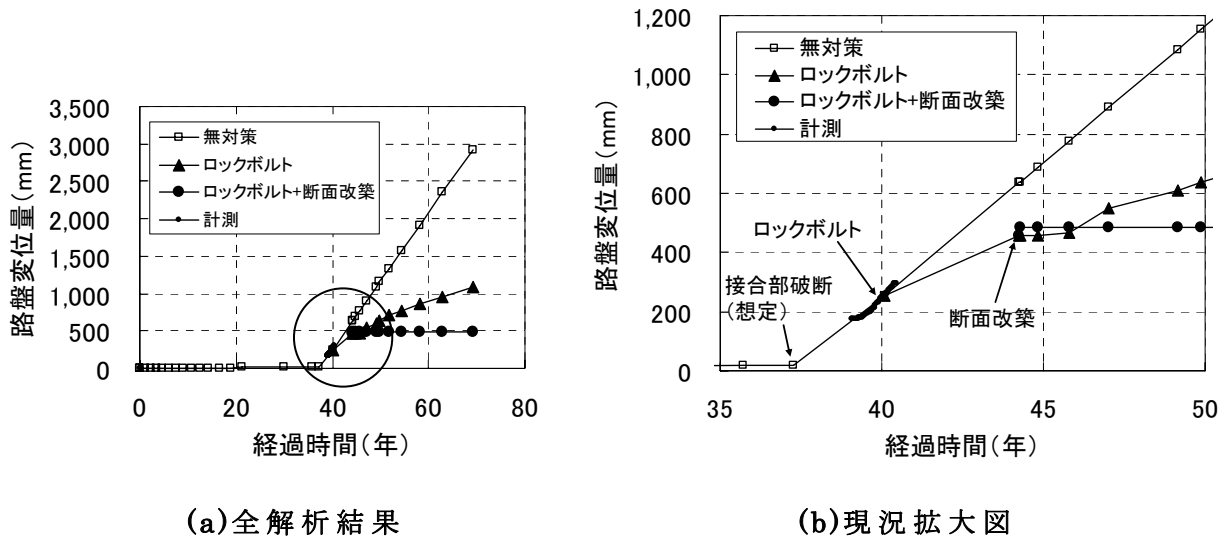
図-4.3.14 解析による現況の推定結果

また、CASEB-3 の解析結果から、トンネル周辺地盤の強度低下はピーク強度から 83% 程度低減し、残留強度に近い状況であることが算定された。現況の変位図および塑性領域図を図-4.3.14 に示す。このように、インバート下部の地山が盤膨れしてインバートが隆起し、実際の変状状況に近い現象を再現することができた。また、塑性領域については、アーチ部周辺だけでなく、インバート下部にも発生しており、盤膨れの要因になっていると判断できる。

4) 対策工の比較解析

トンネル竣工直後から強度低下が発生したと仮定し、計測開始までの経過年数を考慮した解析と計測値を整理した結果を図-4.3.15 に示す。

実際に施工されたロックボルト補強工を想定して変位抑制効果を算定したところ、変位速度は半減（92mm/年⇒40mm/年程度）したが、路盤隆起を完全



図・4.3.15 対策工の比較解析結果

に抑制するには至らない結果となった。そこで、3年後にインバート接合部の断面改築を実施した場合を想定して解析を実施した結果、変位速度がほぼ0mm/年に抑制される結果が算定された。

以上の結果から、盤膨れによるインバート接合部の破断が要因となって路盤隆起が発生した変状トンネルでは、接合部における構造欠陥を断面改築で健全にすることが最も効果的であることが確認された。

4.3.3 結論

顕著な路盤隆起が発生したトンネルを対象として変状進展解析を行い、実際に施工された対策工と追加対策工の効果に関する検討を行った。その結果、以下に示す知見が得られた。

- ・ 内空断面の縮小だけでなく、盤膨れによる路盤変状に対しても本手法の適用性が高いことが確認された。
- ・ 周辺地山の強度低下だけでなく、インバートの接合形状という構造欠陥が路盤変状の進展に大きく影響することが確認された。
- ・ ロックボルト補強工によって路盤の変位速度は低減されるが、構造欠陥を残したままでは、変位速度を抑制するには至らない。しかしながら、構造欠陥の断面改築を実施すれば、路盤隆起を抑制することが可能となる。このことから、構造欠陥を残さない設計・施工の重要性が再確認された。

4.4 三次元解析の事例

4.4.1 対象トンネルの概要

(1) トンネル概要

Cトンネル（下り線）は、延長 2,468m の鉄道単線 1 号型トンネルである。下り線は、1960 年 1 月に着工し、湧水によって泥土化する地山に苦労しながらも、1961 年 2 月に竣工した。掘削工法は主に上部半断面先進工法がとられ、他に底設導坑先進工法も採用された。このすぐ南側を、下り線に先立ち 1955 年 7 月に竣工した上り線が並走しており、その離れは約 20m である。下り線と上り線の位置関係を図-4.4.1、図-4.4.2 に示す。

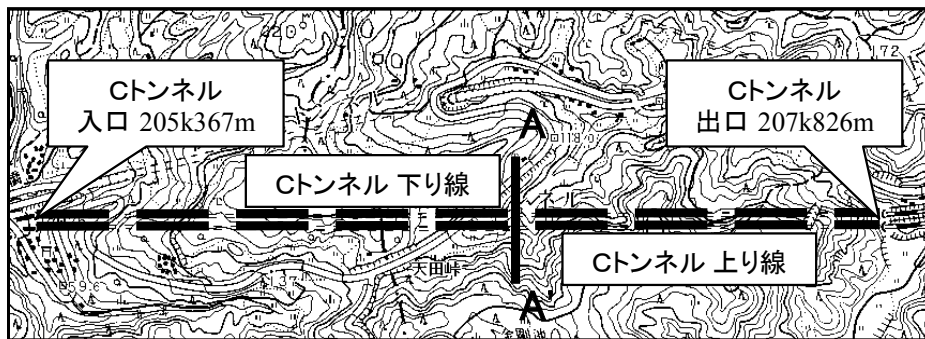


図-4.4.1 トンネル平面図

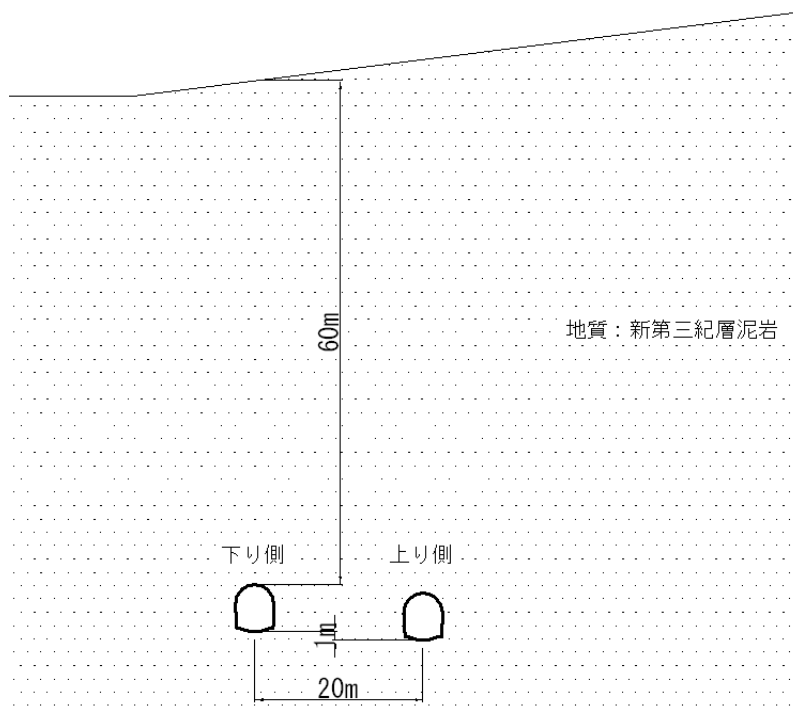


図-4.4.2 トンネル横断面略図（平面図 A-A'断面）

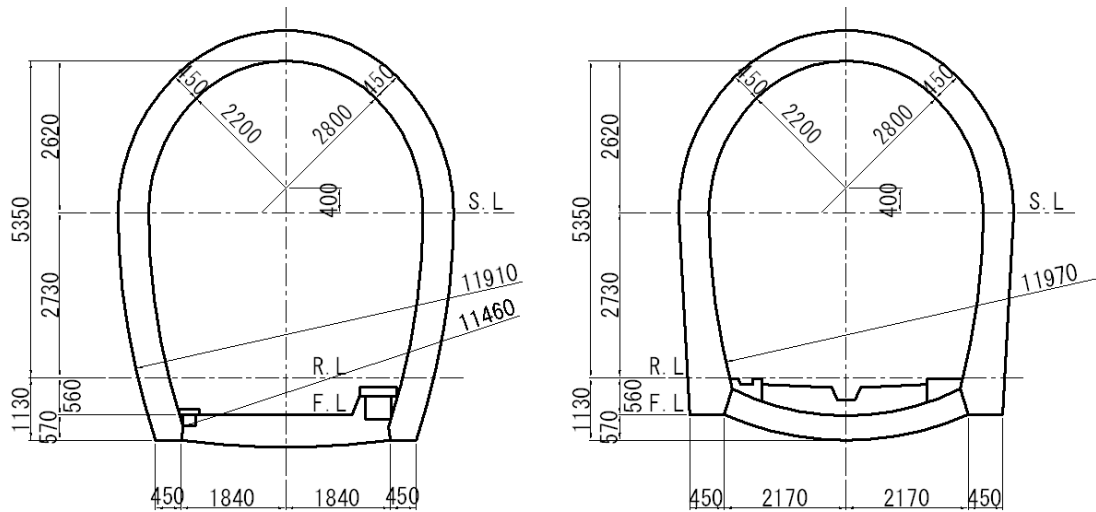


図-4.4.3 トンネル断面図の例

トンネル断面は、図-4.4.3に示すようにインバートありの馬蹄形を呈しており、覆工の設計巻厚は地盤条件に応じて300～600mmが採用されている。

(2) 地形・地質

本トンネルの土被りは、図-4.4.4に示すように60～140mである。周辺の地質は、新第三紀層の灰青色泥岩（頁岩）、砂質頁岩、凝灰質砂岩およびその各種互層からなっている。特に泥岩層は、浸水によって膨張し、泥状となる極めて劣悪な地質である。

(3) 変状状況

本トンネルの下り線では、図-4.4.4に示すように206k000m～207k450mと約1.5kmに及ぶ長い区間で変状が発生した。1988年に206k720m付近で実施された変状調査では、図-4.4.5に示すように天端部の圧ぎ、側壁部の水平ひび割れ、マンホールでの輪切りひび割れ等の変状が確認された。また、調査箇所近傍では、覆工片の剥落が確認されていた。これらの変状状況や周辺地山が新第三紀の膨張性泥岩で構成されていることから、トンネル掘削に伴う周辺地山の緩みが長期間の強度低下を引き起こし、トンネルに塑性圧が作用したものの

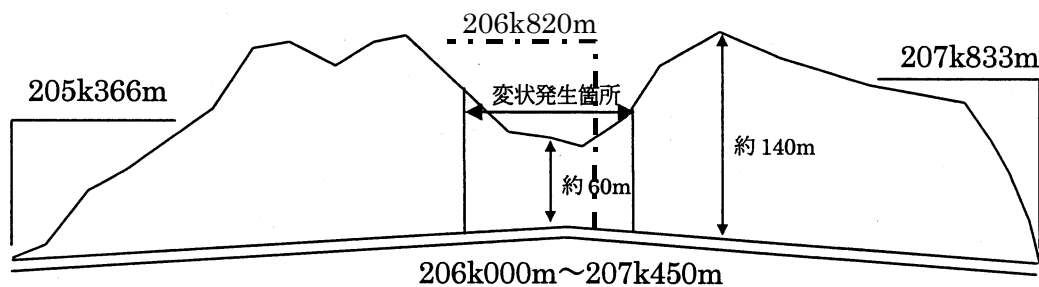


図-4.4.4 変状発生区間

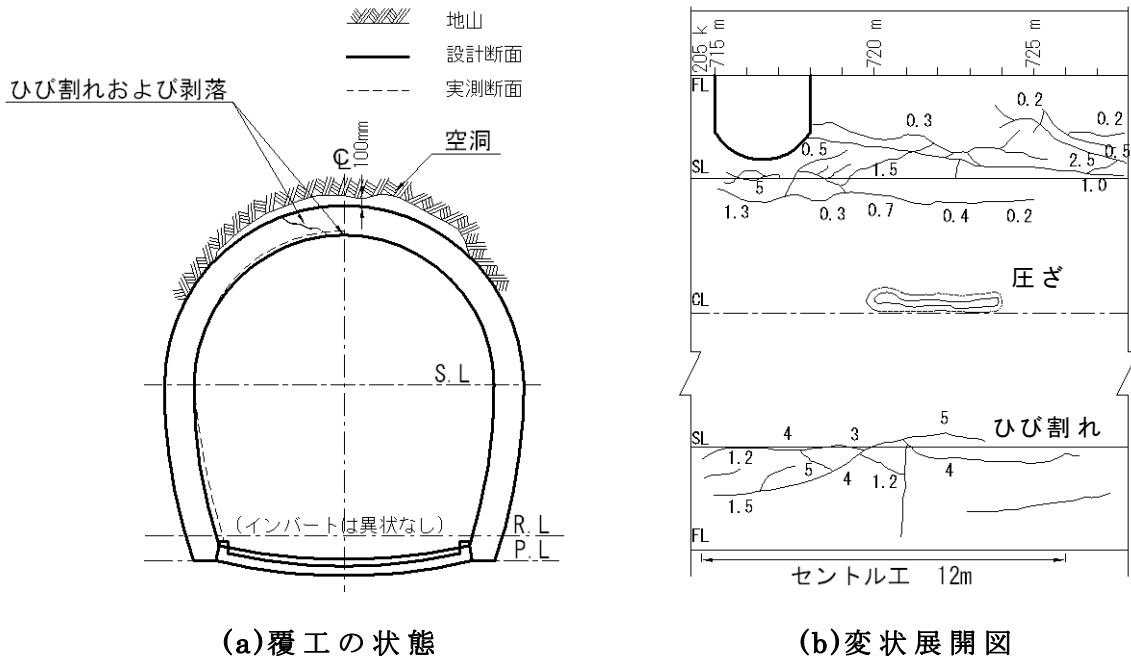


図 - 4.4.5 206k720m 付近の変状状況

と推定された。さらに、数回実施された覆工のボーリング調査では、巻厚不足や背面空洞が確認され、構造欠陥が変状を進展する要因となっていることが確認されていた。

なお、下り線に先立って施工された上り線では、顕著な変状は発生していない。上下線ともに本坑では路盤変状が発生していないが、上下線間の連絡坑では本線との接続部で路盤隆起が確認されており、局所的ではあるが盤膨れの変状が発生している。また、連絡坑においては、図-4.4.6のように側壁部で引張りひび割れが発生し、施工目地部において輪切りひび割れが確認されている。

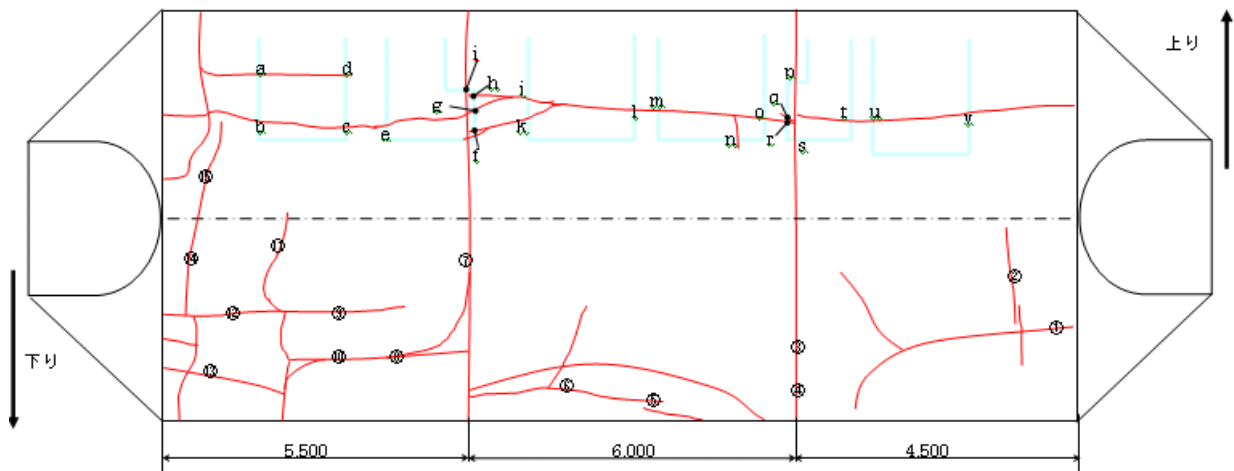
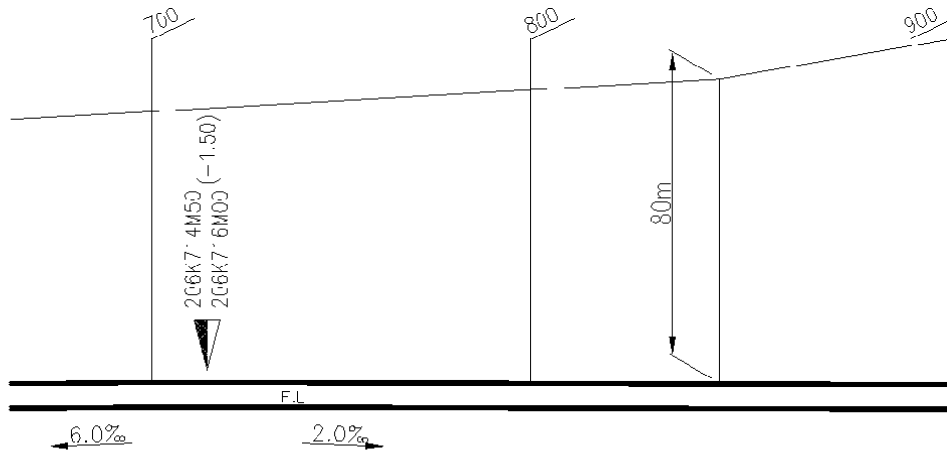


図 - 4.4.6 連絡坑の変状展開図

第4章 地山劣化モデルを用いた対策工設計法の検討

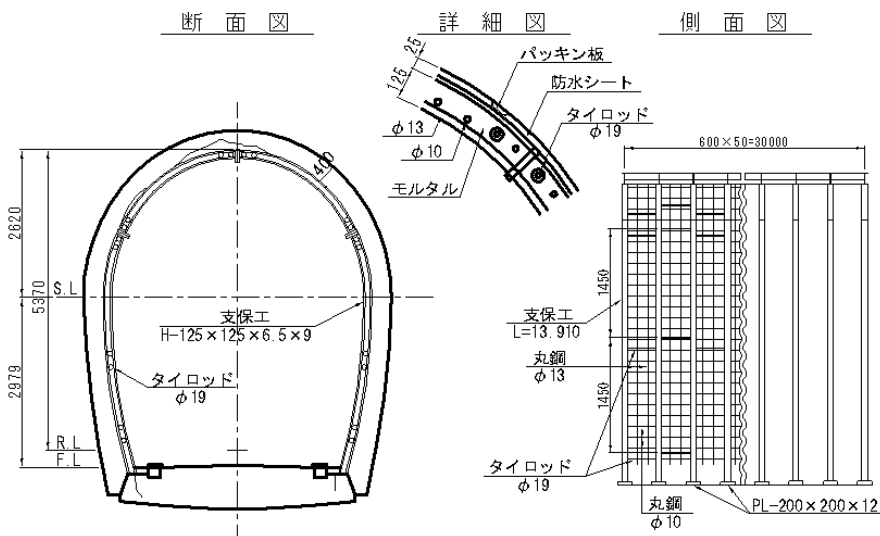


岩質・地質	軟い灰青色頁岩(泥岩)	硬い灰青色頁岩(泥岩)	砂入り泥岩断層	泥岩	灰青色泥岩
湧水			湧水		
対策工					
当て板				206K816M 206K820M	206K867M 206K880M
覆工背面注入				206K808M 206K883M	
ロックボルト				206K815M 206K820M	
セントル	206K714M 206K728M		206K803M 206K809M		206K890M 206K904M

図・4.4.7 対策工の施工区間

(4) 対策工

側壁部のひび割れや押し出し等の変状に対しては、図-4.4.7に示す各種対策工が施工されている、覆工天端部の覆工片の剥落および圧ざが発生した区間に対しては、図-4.4.8に示すセントル補強工が施工された。



図・4.4.8 セントル補強工図

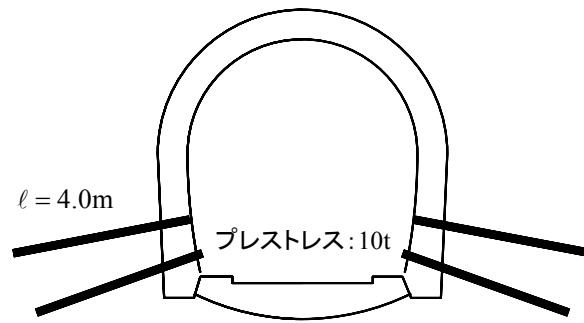


図-4.4.9 ロックボルト補強工図

また、1mm/年以上の断面縮小が確認された 206k820m 付近においては、1997 年に図-4.4.9 に示すロックボルト補強工が施工され、2005 年に裏込注入工が追加された。

4.4.2 三次元変状進展解析

(1) 解析条件の整理

1) 解析区間の選定

本トンネルが、上下線の双設トンネルで下り線のみに変状が発生していること、上下線間の連絡坑において変状が発生していることを考慮し、地山劣化モデルによる解析を三次元モデルに拡張することを試みた。上記の観点から、三次元変状進展解析の解析区間として、図-4.4.10 に示す 206k820m 地点を中心とした区間（変状発生区間：モデル①）と 206k984m50 地点を中心とした区間（連絡坑区間：モデル②）を選定した。

変状発生区間（モデル①）では、側壁の押し出しによる内空の縮小、施工打継部での目地切れ・食い違い、右側壁下部の軸方向の開口ひび割れ等が発生した。この地点では、1992 年から内空断面測定が行われており、現在も測定を継続している。下り線 1-A 側線の内空変位量の経時変化を図-4.4.11 に示す。ロックボルト補強工施工前は 1.46mm/年程度の縮小傾向を示していたが、施工後は 0.92mm/年と対策による効果が確認された。しかし、変位の抑制を目的として、2005 年に裏込注入工を追加で実施し、現在も経過が観測されている。

また、連絡坑区間（モデル②）では、本坑における顕著な変状は観測されていない。しかしながら、連絡坑においては、図-4.4.6 に示したように本坑との接続部における路盤隆起や施工目地部の輪切りひび割れ、側壁部の引張ひび割れが確認されている。

以上の変状状況を踏まえ、変状発生区間（モデル①）では双設トンネルにおける変状進展の再現、連絡坑区間（モデル②）ではトンネル接続部における変

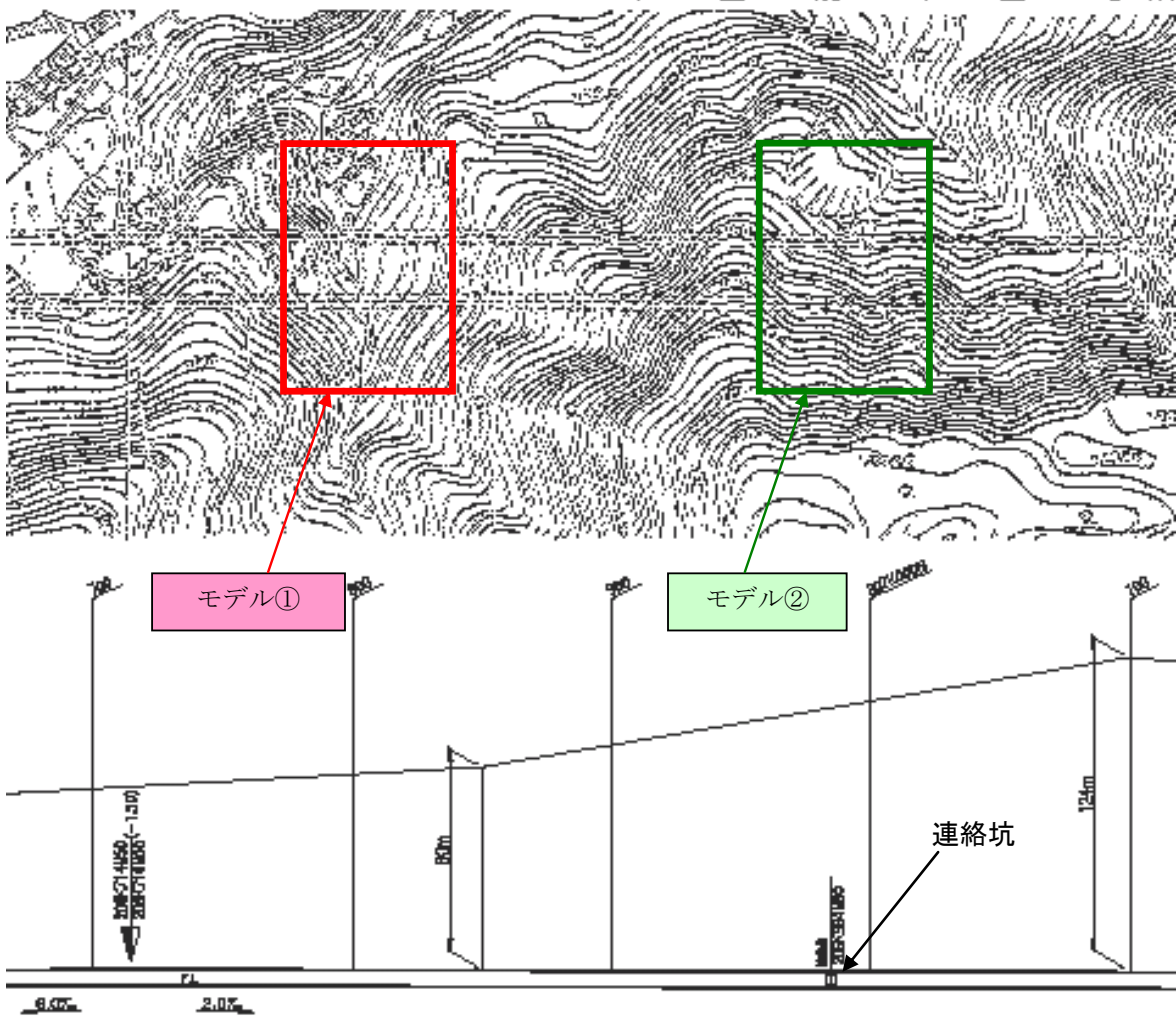


図-4.4.10 解析区間の平面縦断面図

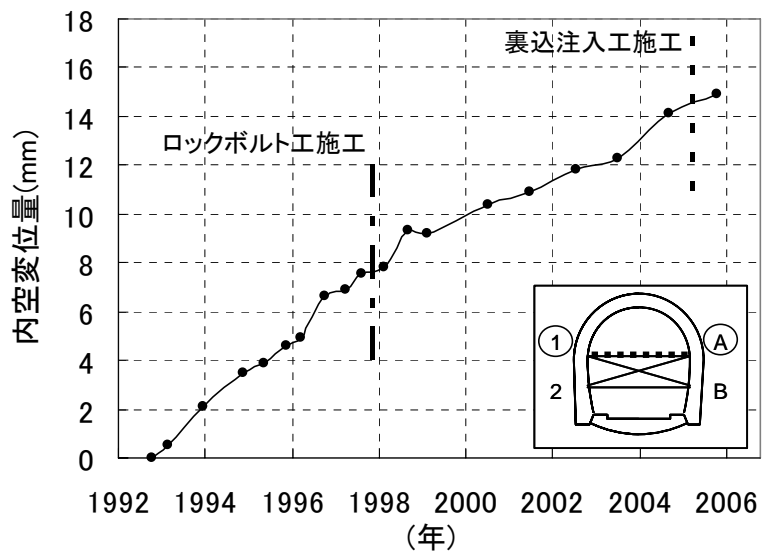


図-4.4.11 206k820m 地点における内空変位の経時変化

状進展の再現を目的として、三次元モデルを適用した変状進展解析を実施することとした。

2)物性値の設定

本トンネルでは、地山物性値に関するデータがなかったため、地山の一軸圧縮強さを地山強度比から算定することとした。地山強度比 C_f は、一般に $C_f < 2$ の場合に掘削に伴う押し出しや膨張性が発生すると考えられている⁴⁾。本トンネルでは、掘削時に支保工が変形するほどの膨張性が確認されたことから、地山強度比を $C_f = 1.0$ と仮定して一軸圧縮強さを算定することとした。また、解析に必要なその他の地山物性値に関しては、アイダンら^{1),2)}や蔣ら³⁾が提案する一軸圧縮強さと各種の物性値との相関関係から設定することとした。変状発生区間（モデル①）、連絡坑区間（モデル②）ともに地山物性値は共通とし、表-4.4.1のように設定した。なお、変状発生区間（モデル①）においては、事前解析を行って物性値に関する検討を行い、変状の発生が著しく、ロックボルト補強工+裏込注入工が実施された206k810m～830m区間の地山強度（せん断強度、内部摩擦角）を他の区間の75%に低減して設定することとした。

また、覆工調査でコンクリートの健全性が確認されていたため、モデル①、②ともに設計基準強度 ($f_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$) に準じて、表-4.4.2に示す無筋コンクリートの標準的な物性値を用いることとした。

表-4.4.1 解析に用いる地山物性値

		算定値	アイダンら ^{1),2)}	蔣ら ³⁾	設定値 一般部	変状卓越区間 206k810m ～830m
単位体積重量	kN/m ³	—	18	—	18	一般部と同じ
一軸圧縮強さ	MPa	1.1	—	—	1.1	—
変形係数	MPa	—	90	110	100	一般部と同じ
ポアソン比	—	—	0.45	0.20～0.40	0.30	
せん断強度	MPa	—	0.38	0.26	0.31	一般部の 75%
内部摩擦角	°	—	20	38	30	
ダイレタンシー角	°	—	—	—	15	一般部の 75%
残留一軸圧縮強さ	MPa	—	0.79	0.70	—	
残留せん断強度	MPa	—	0.27	0.17	0.01	
残留内部摩擦角	°	—	21	38	15	
残留ダイレタンシー角	°	—	—	—	15	

表-4.4.2 覆工コンクリートの物性値

設計基準強度	$f_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$
単位体積重量	$\gamma_c = 23.0 \text{ kN/m}^3$
弾性係数	$E_c = 2.35 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
ポアソン比	0.2
内部摩擦角	$\Phi = 30^\circ$
引張強度	$f_t = 1.8 \text{ N/mm}^2$

3) 解析モデルの作成

解析モデルの作成に当たり、両解析断面の変状箇所における覆工および背面地山の状態を整理した。

変状発生区間（モデル①）では、1996年に実施された覆工のボーリング調査で、設計巻厚450mmに対して、右側壁が600mm、左側壁が250mmと確認されている。また、覆工背面の泥岩は亀裂が多く、風化で赤褐色化していることが確認された。さらに、2004年に天端背面の空洞調査が行われ、206k820m地点では約60mmの背面空洞が存在し、天端部巻厚は300mmであることが判明した。206k820m地点の変状状況と覆工の状態の模式図を図-4.4.12に示す。解析においては、覆工厚を300mmで一定とし、調査結果を踏まえて下り線に背面空洞を想定したヌル要素（応力を伝播しない要素）を設定することとした。

変状対策工としては、1997年にロックボルト補強工が206k816m～820m区間に4本/断面、1.2mピッチで、2005年には背面空洞に対する裏込注入工が206k808m～883mの区間に施工されている。解析においては、ロックボルト補強工を想定して設計値に準じたケーブル要素を設置し、裏込注入工を想定して背面空洞に覆工要素を配置することで対策工を表現した。なお、それぞれの設置区間についても、実際の施工区間に準じて設定を行った。

連絡坑区間（モデル②）では、本坑においては変状が観測されていないが、連絡坑においては引張ひび割れや輪切りひび割れが観測されている。そこで、連絡坑にのみ背面空洞を表現するヌル要素を設置することとした。解析モデルの作成では、図-4.4.13に示す連絡坑断面を参考に、図-4.4.14のようにモデル化を行った。

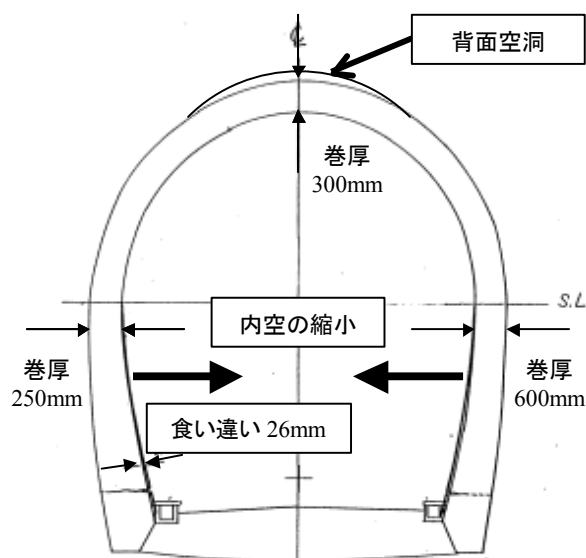


図-4.4.12 206k820m地点の変状状況と覆工状態の模式図

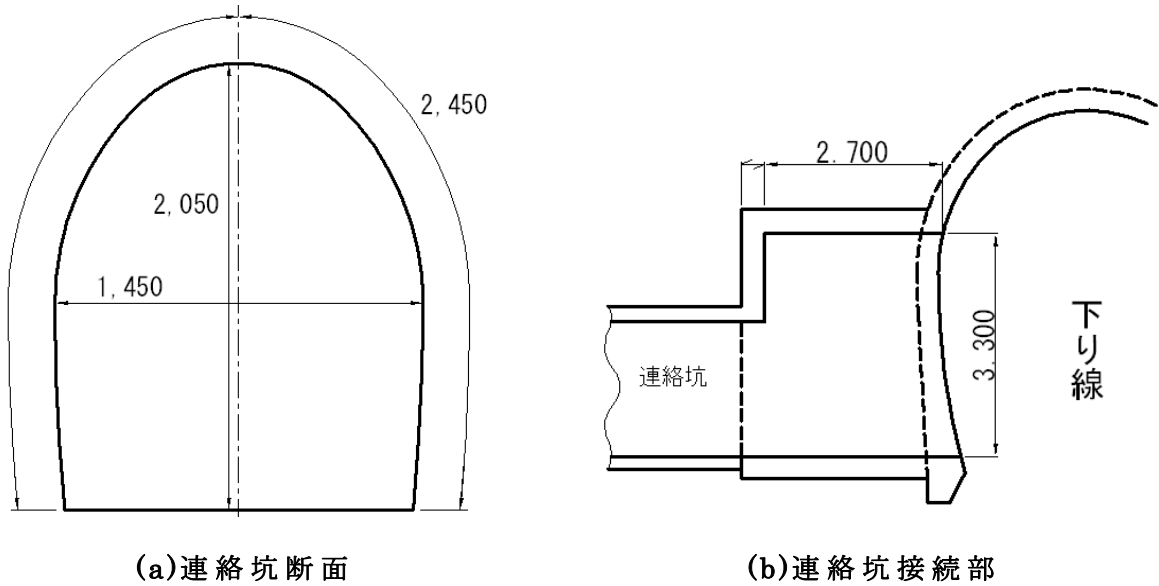


図-4.4.13 連絡坑断面図

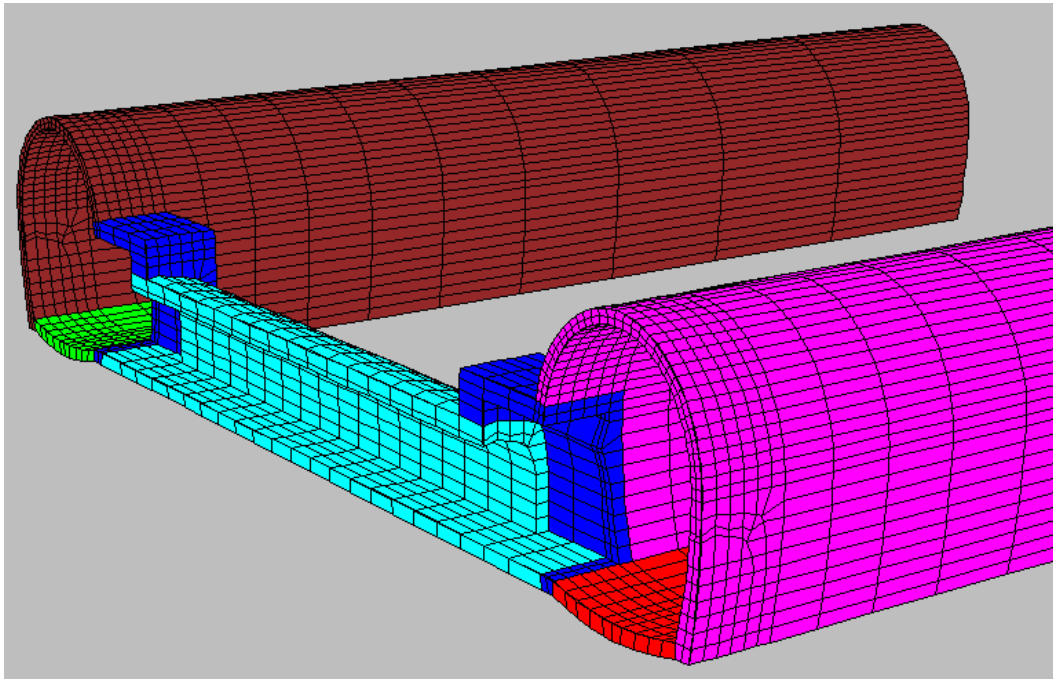


図-4.4.14 連絡坑区間のモデル化（モデル②）

変状発生区間（モデル①），連絡坑区間（モデル②）ともに，モデルの側方境界および下方境界をローラー支持とし，上方境界からは図-4.4.10 に示した平面縦断面図を用いて，両解析区間の土被りを忠実に考慮して分布荷重を作用させた．解析モデル図を図-4.4.15，図-4.4.16，初期応力解析の結果を図-4.4.17 に示す．

解析手順としては，上り線が 1955 年，下り線が 1962 年に竣工されたことを考慮し，解析手順としては，まず上り線の掘削，覆工要素の設置を行い，次に下り線の掘削，覆工要素の設置を行った．

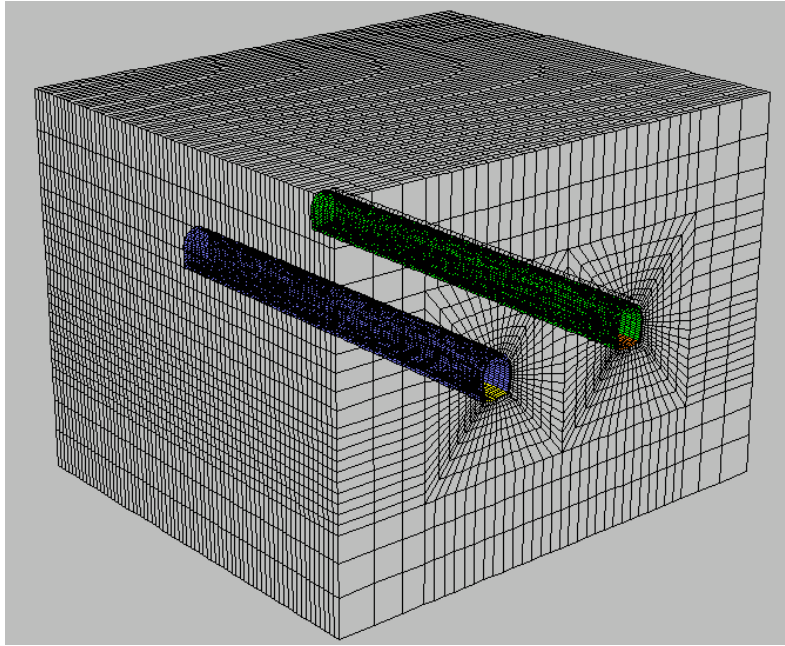


図-4.4.15 変状発生区間（モデル①）の解析モデル図

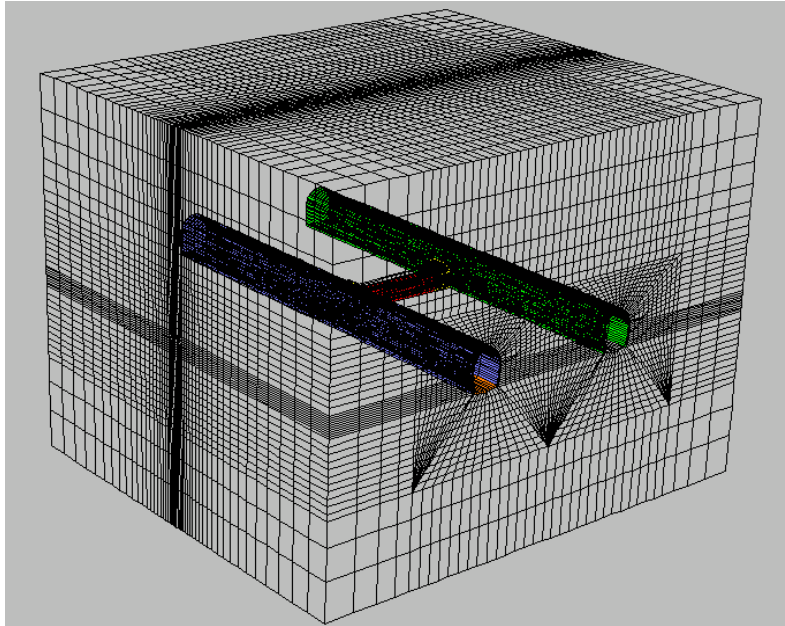
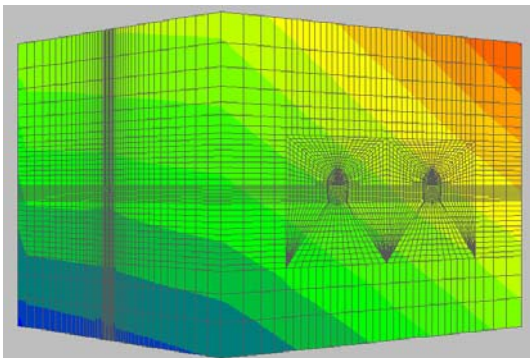
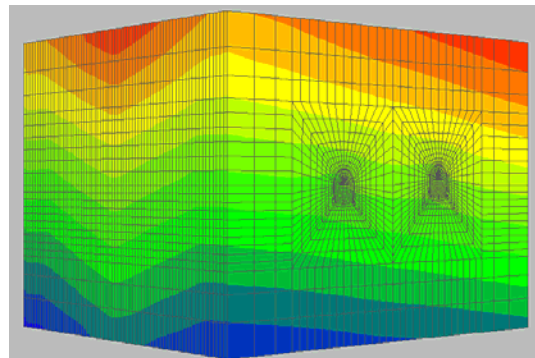


図-4.4.16 連絡坑区間（モデル②）の解析モデル図



(a) 変状発生区間（モデル①）



(b) 連絡坑区間（モデル②）

図-4.4.17 初期応力コンター図

(2) 変状発生区間の解析結果

変状発生区間（モデル①）の無対策を想定した解析結果を図-4.4.18に示す。なお、解析における変位はすべて下り線1-A側線の値である。図に示すように、各地点ともに強度低下によって変位が増加している。特に206k820mでは、他の領域の75%に強度設定したことで実際の計測値に近い顕著な変位量を再現することができた。この解析結果を用いて、変状の顕著な206k820mの計測値と無対策の解析結果から、図-4.4.19のように内空変位速度のフィッティングを行った。なお、内空変位速度には206k820mにおける対策前の1.46mm/年を採用した。

次に、対策工による変位の抑制効果を図-4.4.20、図-4.4.21、図-4.4.22に示す。なお、変状発生区間（モデル①）でモデル化している206k770m～840mのうち、ロックボルト補強工は206k815.2m～820mの区間(1.2mピッチ)、裏込注入工は206k808m～840mの区間にのみ設置している。主な解析結果を以下に示す。

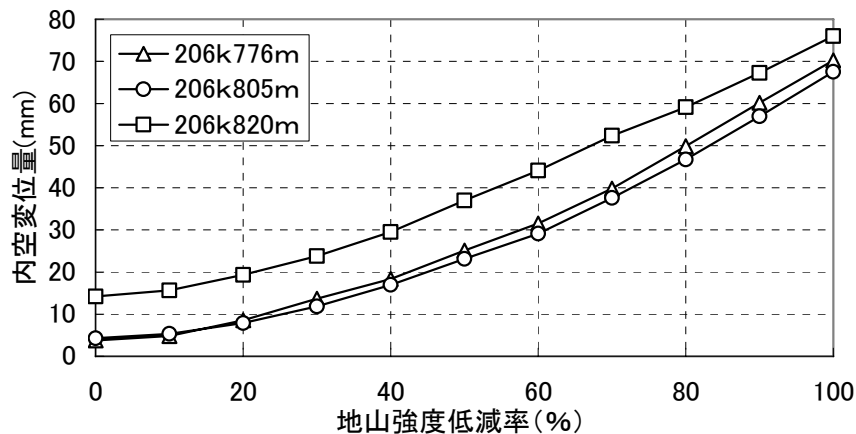


図-4.4.18 無対策の内空変位量と低減率の関係

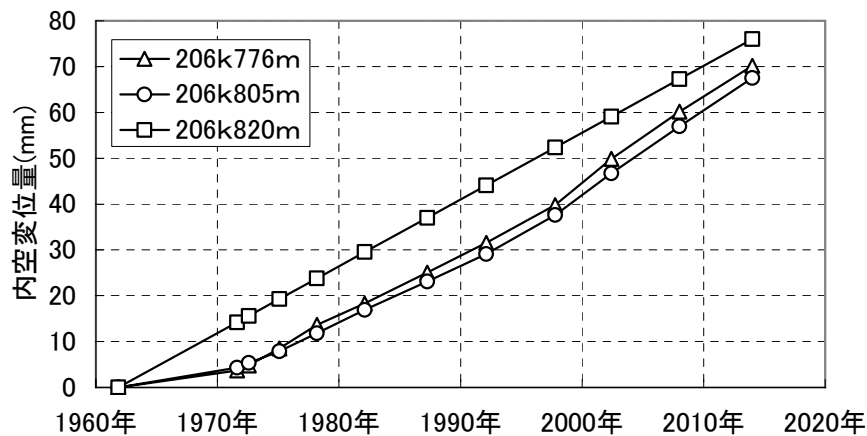


図-4.4.19 経過時間と内空変位量の関係

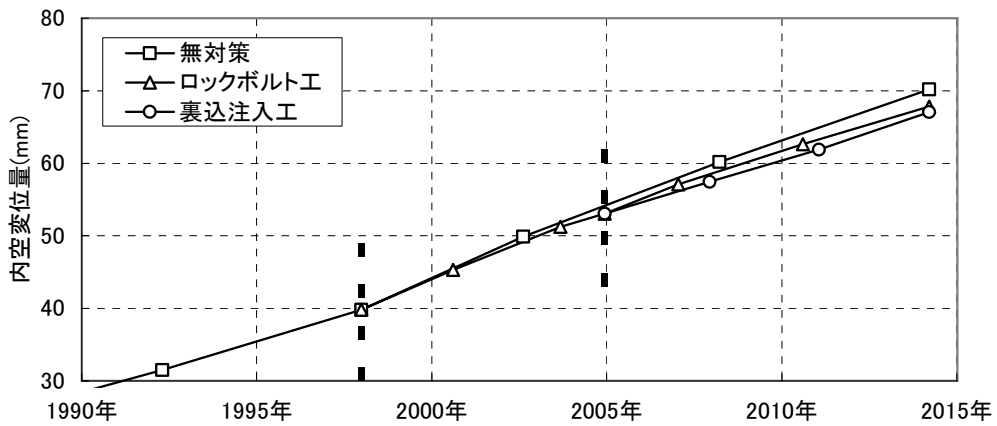


図-4.4.20 206k 776mにおける経過時間と内空変位量の関係

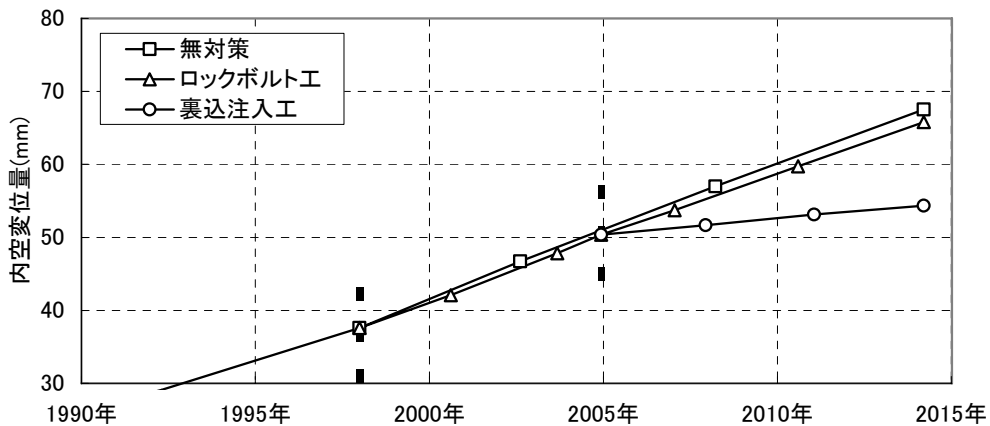


図-4.4.21 206k 805mにおける経過時間と内空変位量の関係

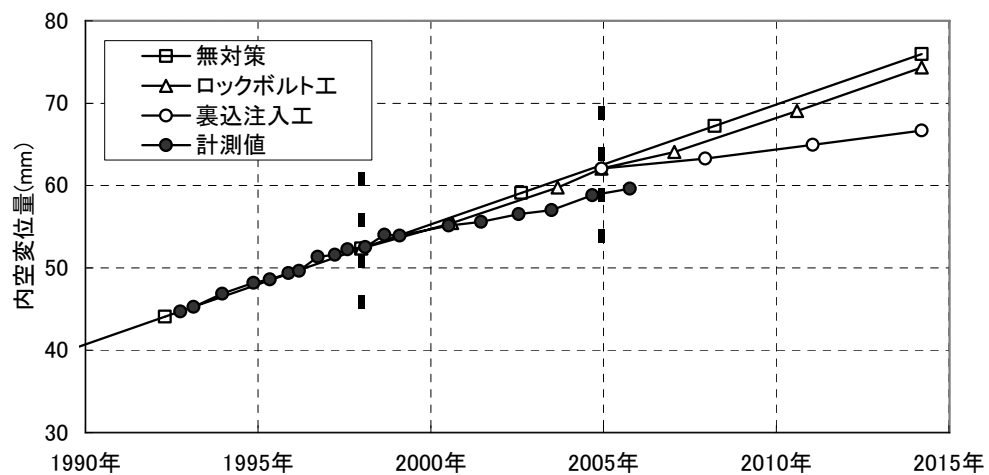


図-4.4.22 206k 820mにおける経過時間と内空変位量の関係

変状が顕著な 206k820m で計測値と解析結果のフィッティングを行ったため、206k776mと206k805mでは実際よりも大きな内空変位が発生した。また、図-4.4.22のように、解析ではロックボルト補強工の効果が実際よりも小さい結果となった。これも、変状の顕著な計測断面でのフィッティングが周辺地山の極端な強度低下につながり、ロックボルト補強工の定着が期待できなくなっ

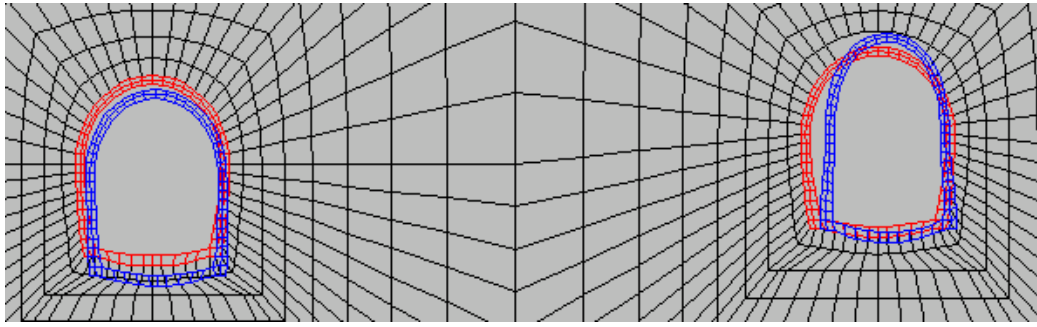


図-4.4.23 206k 820m の変位図

たためと推定される。一方、裏込注入工については、対策後の変位速度が実際に近い結果となった。しかしながら、変位を完全に抑制するには至らなかった。また、206k 808m～840mの裏込注入工によって、206k 805m地点の変位が抑制され、対策工の三次元効果が確認されたが、対策工区間から30m程度離れた206k 776m地点では、変位の抑制効果は表れなかった。

206k 820mにおけるロックボルト補強工実施前(1997年、強度低減率75%)の変位図を図-4.4.23に示す。左が上り線、右が下り線である。赤が初期覆工形状、青が変位量を20倍に拡大した変位図である。下り線の変形モードは側壁部の押し出し、天端部の突き上げを示し、背面空洞の影響が表れている。

また、覆工天端における圧ぎの発生を検討するために、コンクリートの圧縮ひずみの限界値($\epsilon'_{cu}=0.0035$)による安全性の評価を行った。塑性圧の変状で最も大きな圧縮ひずみが発生する部位は天端内側である。そこで、206k820mの天端内側における圧縮ひずみについて検討することとした。天端内側の圧縮ひずみの経時変化を図-4.4.24に示す。図に示すように、対策工(ロックボルト補強工+裏込注入工)によって、圧縮ひずみの増加は顕著に抑制されている。この結果から、今後早期に覆工において圧ぎが発生する確率は低いと推定される。しかしながら、内空変位速度が抑制されてはいない現状を踏まえ、圧ぎや剥落の発生に対して、今後も十分な観察・計測体制を継続することが重要といえる。

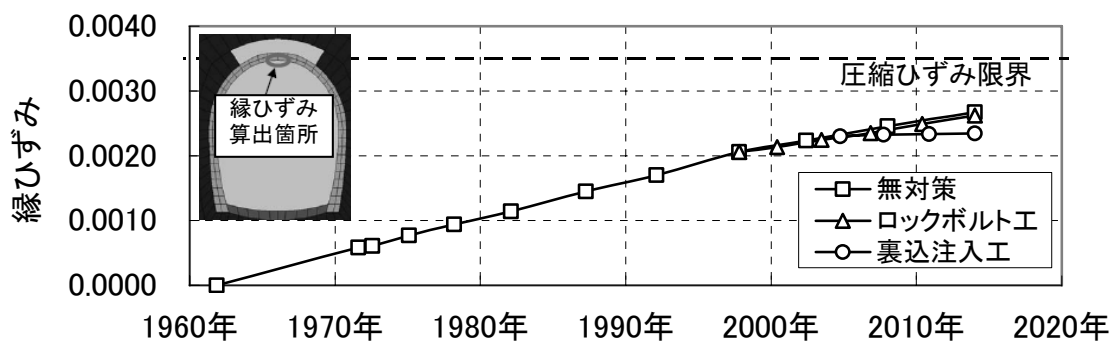


図-4.4.24 206k820mにおける天端内側の縁ひずみ

(3) 連絡坑区間の解析結果

連絡坑区間（モデル②）では，内空変位が計測されていないため，計測値と解析結果のフィッティングができない．そこで，連絡坑で確認された側壁部のひび割れ等の変状状況を再現したところ，地山強度を70%に低減した段階が現況に近いと判断して解析結果を整理することとした．なお，背面空洞は，変状が確認されている連絡坑の天端背面にのみに考慮し，本坑では考慮していない．

連絡坑区間（モデル②）の変位図を図-4.4.25に示す．図中の赤色が変形前，黄色が変形を20倍に拡大した図である．左が本坑上り線，右が下り線である．上り線と下り線を比較すると，土被りは小さいものの下り線の方が大きく変形する結果となった．偏圧地形の影響で上り線が沈下傾向を示し，それに伴って連絡坑が下図のように上に凸に変形している．これより，連絡坑の天端では連絡坑軸方向に引張応力が発生している．

次に，連絡坑断面の変形モードとして，連絡坑上り線接続部，連絡坑中間部，連絡坑下り線接続部の変位図をそれぞれ図-4.4.26に示す．なお，連絡坑に関しては，変位量が小さいため，変位を200倍としている．連絡坑接続部では鉛直方向にトンネルがつぶれるように変形し，連絡坑中間部では水平方向の押し出しが発生していることが分かる．しかし，その大きさは本坑での内空変位の約1/10程度で，大きいものではなかった．

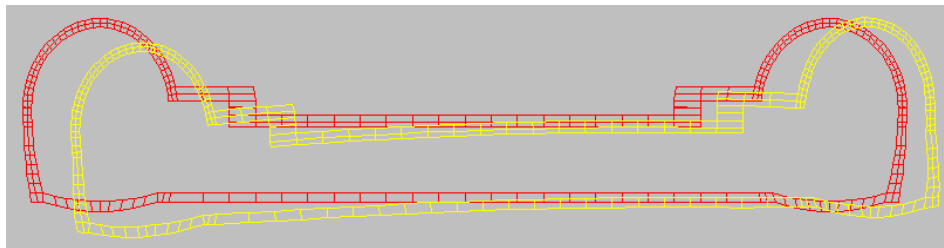
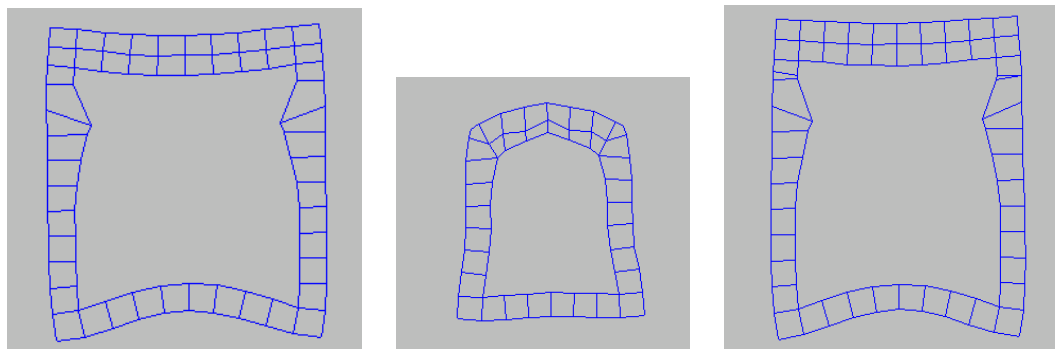


図 - 4.4.25 連絡坑部の変位図



(a)連絡坑上り線接続部 (b)連絡坑中間部 (c)連絡坑下り線接続部

図 - 4.4.26 連絡坑変位図

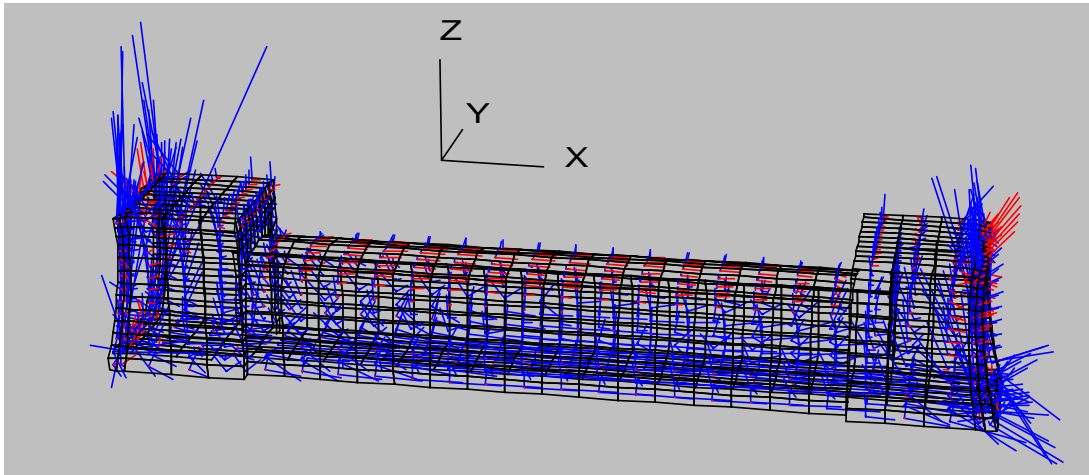


図-4.4.27 連絡坑の主応力ベクトル図

連絡坑の主応力ベクトル図（青色：圧縮，赤色：引張）を図-4.4.27に示す。図に示すように，連絡坑の天端ではx方向（連絡坑軸方向）に引張応力が発生している。また，本坑との接続部において大きな応力が発生していることが分かる。

また，図-4.4.28に最大主応力図を示す。青色→赤色となるほど引張応力が大きく，最大主応力が引張強度を超えた部分は白色としている。この図と前述の図-4.4.23で示した変位図から評価すると，連絡坑の天端はx方向に引張を受け，天端背面では輪切りのひび割れが入ることが予想される。また，上下線ともに背面空洞はないものの，下り線のみ天端背面の応力が引張強度に達する結果となった。

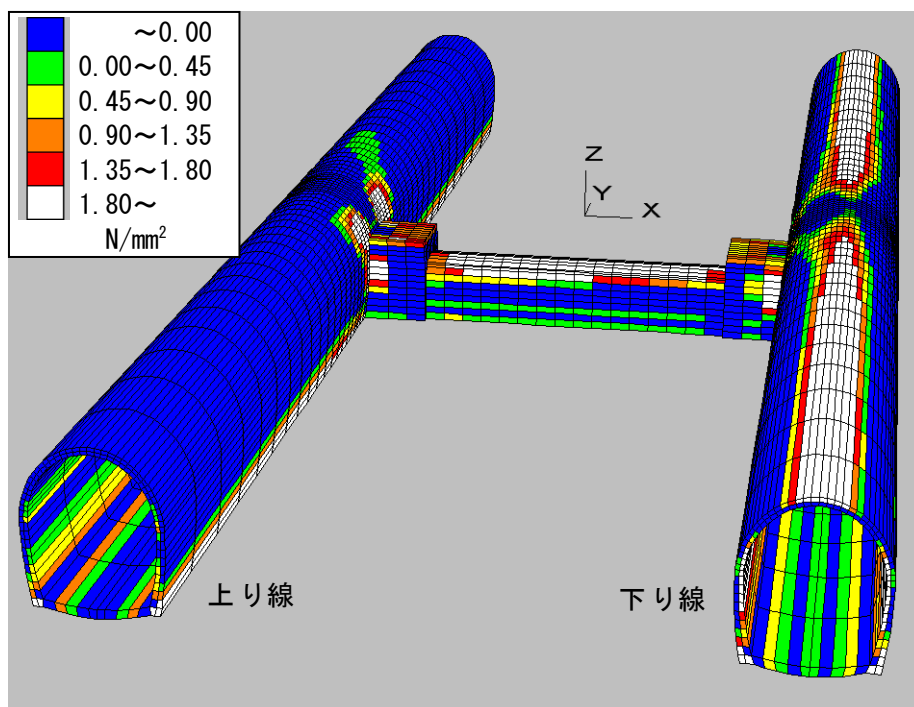


図-4.4.28 最大主応力図

次に、本坑の上下線および連絡坑のトンネル内部での応力状態を図-4.4.29～図-4.4.31に示す。上り線は健全であることが分かるが、下り線は側壁部が引張強度に達しており、側壁部の押し出し、天端の突上げといった変形モードとなっている。また、連絡坑では顕著な引張応力が発生していないが、本坑との接続部は引張強度に達している。

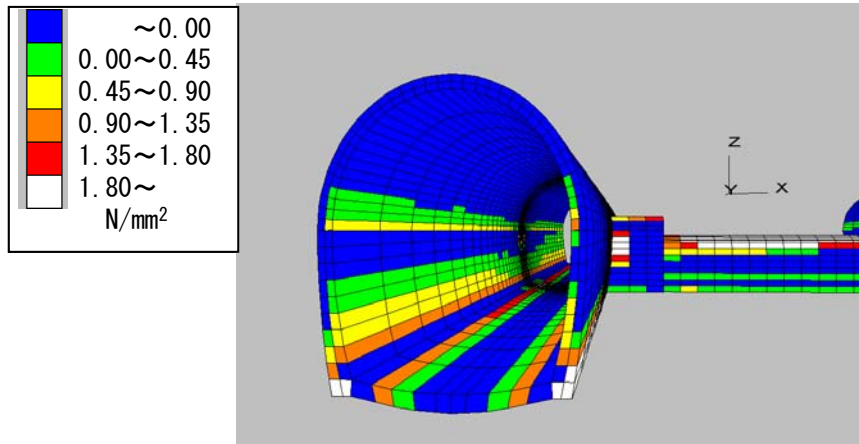


図-4.4.29 上り線の最大主応力図

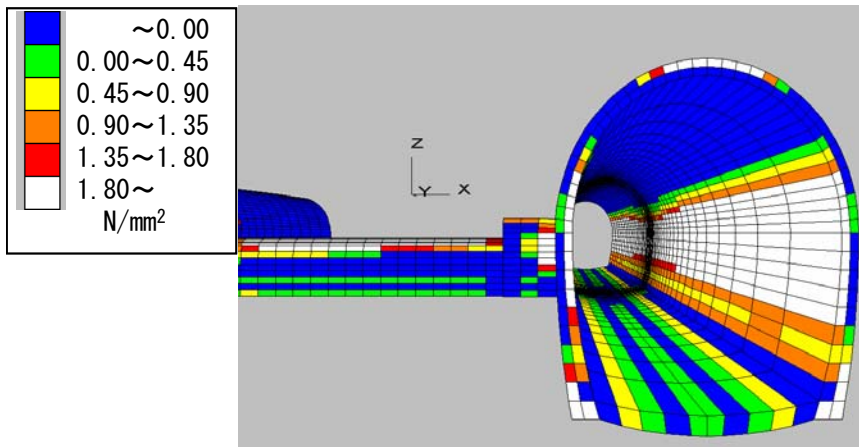


図-4.4.30 下り線の最大主応力図

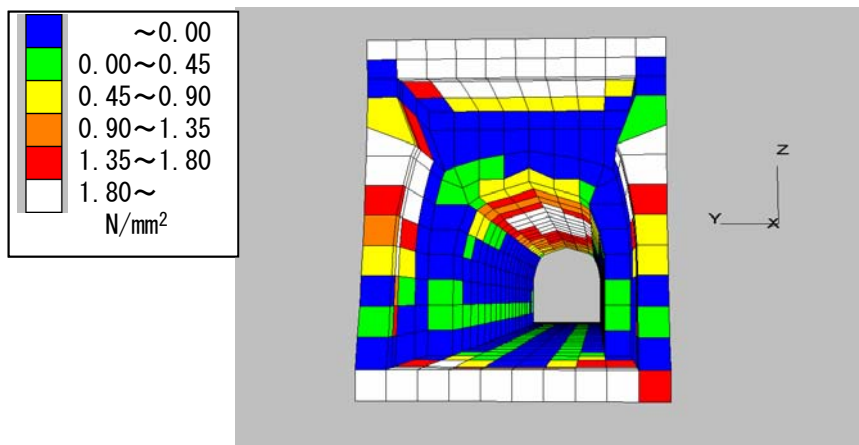
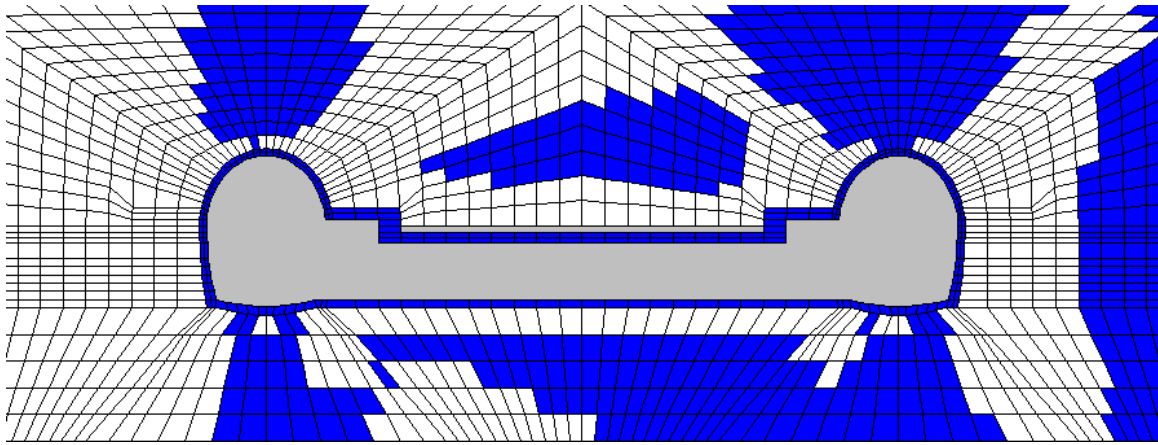


図-4.4.31 連絡坑の最大主応力図



図・4.4.32 連絡坑部の塑性領域図

連絡坑の周辺地山における塑性領域図を図-4.4.32に示す。白色が塑性化している領域である。変状が確認されている連絡坑に沿って塑性領域が発生しているが、変状のない本坑周辺にも広範囲に塑性領域が発生している。このことから、周辺地山が塑性化しても、背面空洞のような構造欠陥がなければ、覆工に変状が発生することはないことが確認された。

4.4.3 結論

双設トンネルの双設部および上下線間の連絡坑接続部を対象として三次元モデルによる変状進展解析を行い、対策工の三次元的な補強効果や接続部の変状状況の再現性について検討を行った。その結果、以下に示す知見が得られた。

- ・ 双設部の解析では、上下線で地山物性を同一としたにも関わらず、背面空洞の影響が顕著に表れる結果となり、背面空洞の把握および適切な対策の重要性が確認された。
- ・ 三次元モデルで対策区間を設定することで、対策効果の作用範囲を定量的に評価できることが分かった。なお、対策工に関しては、対策区間の外側まで効果が表れることが確認された。
- ・ 連絡坑接続部の解析では、連絡坑周辺の三次元的な応力状態や変状状況を概ね再現することができた。これにより、連絡坑のトンネル軸方向での引張応力が確認され、本坑との接続部で発生している輪切りひび割れの要因となっていることが推定された。
- ・ 三次元モデルによる変状進展解析を行うにあたり、計測と解析のフィッティング箇所の選定が課題として残った。解析においては、計測断面で得られた内空変位速度で強度低下特性を決定するが、その特性をモデル全体に適用する際には注意が必要である。

参考文献（第4章）

- 1) アイダンオメール, 赤木知之, 伊藤孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測手法について, 土木学会論文集, No.448/Ⅲ-19, pp.73-82, 1992.
- 2) 赤木知之, アイダンオメール, 伊藤孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネル壁面変位の予測と支保の設計, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.719-724, 1994.
- 3) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行, 禿秀和: 地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.767-772, 1994.
- 4) 仲野良紀: 膨張性地山の実体, トンネルと地下, Vol.6, No.10, pp.15-25, 1975.
- 5) 日本鉄道建設公団: 北越北線赤倉ずい道膨張性地質の総合解析, 1977.
- 6) 大塚正幸, 高野彬: 膨張性泥岩におけるトンネルの挙動と地質特性, 土と基礎, Vol.28, No.7, pp.29-36, 1980.
- 7) 佐藤昭, 佐賀政家, 斉藤勝昭: 青函トンネルの施工(13)算用師工区, トンネルと地下, Vol.13, No.3, pp.7-17, 1982.
- 8) 吉川恵也, 朝倉俊弘, 小島芳之: NATMのための膨張性泥質岩の地山分類, 日本応用地質学会63年度研究発表会講演論文集, pp.25-28, 1988.

第5章 現地調査結果を用いた強度低下特性の検討

5.1 概要

山岳トンネルでは、供用後に周辺地山から地圧が作用することで、内空断面を縮小する変形やひび割れ、場合によっては圧ざといった変状が生じることがある。この地圧を要因とした変状の場合には、建築限界を支障する顕著な内空断面の縮小が発生する可能性もあるため、その変状状況の進展を適切に評価し、維持管理を行っていく必要がある。供用後の変形は長期間にわたって進展することがあるが、トンネルおよび周辺地山の時間に依存した変形挙動については不明な点が多く、地圧を要因とした変状トンネルの維持管理法は確立されていないのが現状である。このような背景から、地圧の作用によって変状が生じているトンネルを対象として、地山の強度低下に着目した地山劣化モデルを用いて変状の進展予測を行う手法^{1)~3)}について、第3章～第4章のような検討を進めてきた。

前章までに検討した計測と解析を組み合わせた手法では、継続的な内空変位の計測データを基に、現在の強度低下傾向が今後も同様に進展すると仮定して変状の進展予測を行っている。これは、供用中のトンネルでは現地調査による詳細情報の取得が困難な実情を踏まえ、より簡便に解析条件を設定することを目的として検討を進めてきたためである。しかしながら、本手法では長期間の継続的な計測データがなければ変状の進行を予測することが難しく、短期間のデータでは予測精度が悪くなる可能性があるという課題が残っている。

そこで、変状トンネル坑内からの調査ボーリング、採取したボーリングコアによる各種強度試験を行い、より詳細な現地の地盤条件に基づいて解析で入力すべき強度低下の特性を設定し、変状の進展予測を試みる。これにより、前章までに検討した計測と解析を組み合わせた予測手法の妥当性を検証する。

5.2 強度低下特性の設定法に関する検討

5.2.1 変状予測の現状

強度低下の特性を検討するにあたり、変状進展の予測手法として、従来から行ってきた点検、計測を基本とした経験的な判断に基づく変状予測と前章までに検討した数値解析を活用した変状予測の手法を整理する。

①類似事例を参考に経験的な判断で予測する手法⁵⁾

これまでの変状予測は、目視や打音を主体とした定期的な点検や内空変位測定に代表される計測等の結果から、既往の変状事例を参考に経験的な技術的知見に基づいて行われてきた。この手法では、過去の変状事例や対策事例等の成功例を参考に健全度判定や対策工検討が行われるため、一定の安全性が保証されることとなる。しかしながら、対策効果の評価や対策時期の決定に当たっては、定量的な判断が難しく、場合によっては過大あるいは過小な評価となることがあるため、さらなる合理化が望まれている。

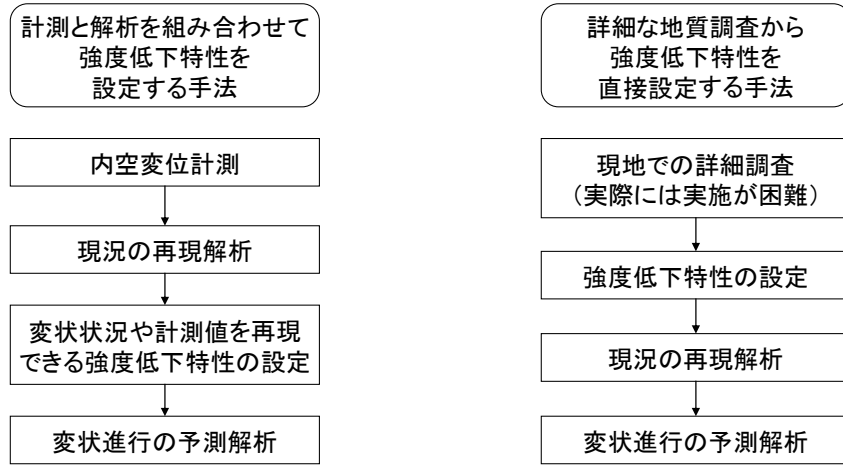
②計測結果と数値解析により予測する手法^{5),6)}

実務においては、前述の経験的な判断に基づく手法が一般に用いられているが、顕著な変状が発生し、大規模な対策工が必要な場合には数値解析を用いた手法によって予測が行われることがある。これは、あらかじめ梁ばねモデルやFEM解析モデル等を用いて、ひび割れや圧ざ等の特徴的な変状が生じる際の内空変位を把握しておき、現在の変状の状況や内空変位から今後の変状を予測する手法である。これらの解析は、トンネル構造の耐荷性能のみに着目した擬似的なもので、時間の経過に伴うトンネルの変状の進展を直接明らかにするものではなかった。

このような背景から、本研究では、数値解析を適用することで周辺地山の強度低下を考慮し、この解析結果と計測結果と組み合わせることでトンネルの変形の時間依存性を追跡する手法¹⁾について検討を進めてきた。ここでは、地圧の作用が要因で変状が発生した場合には一般に一定期間の内空変位計測が行われていることを利用し、計測された内空変位速度を用いて強度低下特性を設定する手法を採用している。これにより、計測値と解析結果を組み合わせることで、変状発生に至るまでの履歴やその後の変状の進展を予測することが可能となった。

ただし、本手法は、地山の強度が時間の経過に伴って低下する挙動を計測データを用いて設定しており、経時的なトンネルの変形を擬似的に表現しているのが現状である。したがって、この強度低下特性を実際の周辺地盤の状況から直接評価しているわけではない。

そこで本章では、前章までに行ってきた図-5.2.1(a)に示す強度低下特性の設定法の妥当性を検証する目的で、実際の変状トンネルで現地における詳細な地質調査を行い、図-5.2.1(b)に示すように周辺地盤の状況から強度低下特性を直接設定することを試みることにした。



(a)計測値を用いた設定法 (b)現地調査による直接設定法

図-5.2.1 地山の強度低下特性の設定法

5.2.2 解析による強度低下曲線の検討

現地調査による詳細な数値解析を実施するに先立ち、強度低下特性と内空変位の基礎的な関係を把握するため、強度低下の特性を表現する強度低下曲線を仮定して試解析を行い、その結果について考察することとした。

(1)解析条件

1)解析モデル

解析では、地山を Mohr-Coulomb の降伏条件による弾塑性材料と仮定し、図-5.2.2 に示すように、地山の各要素の強度定数をピーク強度から徐々に低下させることで経年に伴う地山の強度低下、トンネルの内空が縮小する挙動を表現する地山劣化モデル¹⁾を適用した。

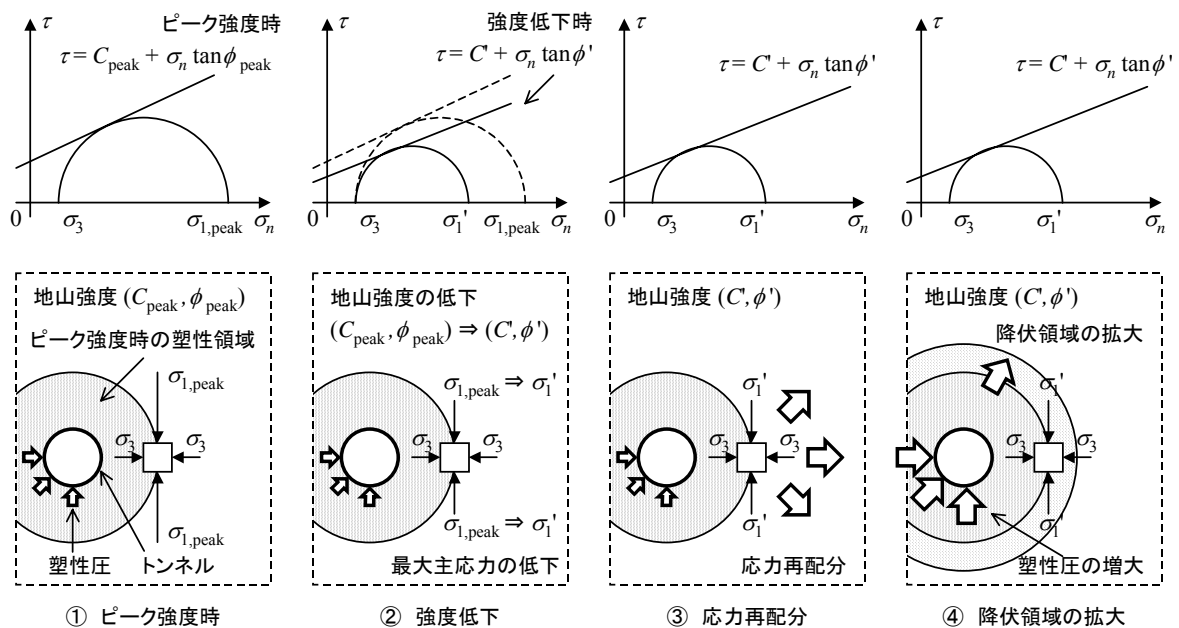


図-5.2.2 地山の強度低下の表現

2) 強度低下曲線の想定

トンネルの代表的な変形挙動として、図-5.2.3に地圧によって変状が生じたAトンネル⁷⁾、Bトンネル⁸⁾の内空変位の経時変化を示す。両トンネルでは、Aトンネルが時間の経過に伴って内空変位速度が増加し、Bトンネルが長期間にわたって一定の速度で変位が増加しており、変形挙動に違いがある。

そこで、これらのトンネルにおける変形挙動を想定し、以下のような3種類の強度低下曲線を想定して検討を行うこととした。

①直線型： $c=c_0 - At$ (1)

②指数型： $c=c_0 \times \exp(-At)$ (2)

③対数型： $c=c_0 - A \times \ln(t+1)$ (3)

ここで、 c : 地山のせん断強度
 c_0 : 地山のピークせん断強度
 A : 係数
 t : トンネル掘削からの経過年数 (年)

図-5.2.4に c_0 を0.56MPa ($q_u=2.0MPa$ として想定)とし、強度低下開始から30年後にせん断強度がピーク強度の1/2となるように係数 A を設定した場合の強度低下曲線を示す。①はせん断強度の低下速度は一定であるため、60年後にはせん断強度が0となる。②は地山の強度が時間経過とともに一定の割合で低下することになるため、30年後まではほぼ①と同様な経路をたどるが、その後はせん断強度の低下速度は小さくなる。③は劣化開始直後にせん断強度の低下速度が大きいですが、せん断強度の低下速度は時間経過とともに小さくなる。これらの地山の強度低下曲線を仮定し、試解析を行うことにした。

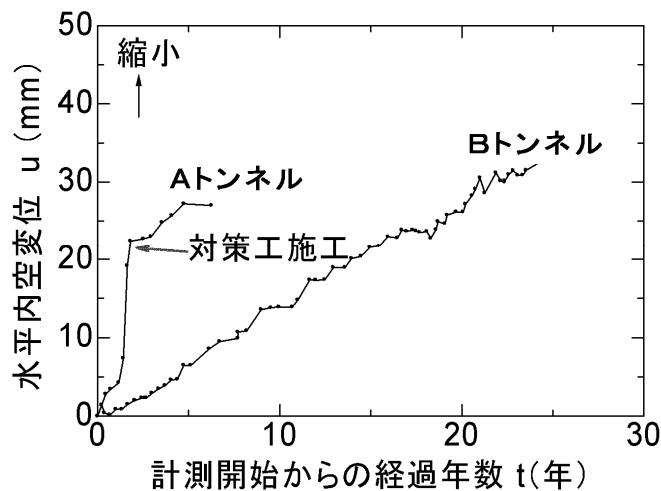


図-5.2.3 内空変位の経時変化

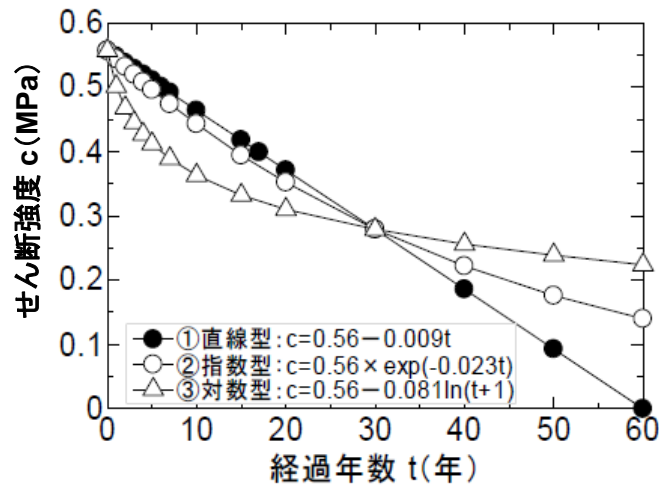


図-5.2.4 想定した強度低下曲線

3) その他の解析条件

その他の解析条件については、前章までの検討を参考にして代表値を設定することとした。表-5.2.1に地山の解析入力値を示す。地山の一軸圧縮強さは新第三紀の軟岩を想定して 2MPa，側圧係数は一般的なポアソン比（0.3）から 0.43 と設定した。また，地山の強度定数については文献 9)~11)を参考に一軸圧縮強さから推定した。なお，地山の強度定数のうち，せん断強度 c を低下させることで地山の強度低下を表現している。

表-5.2.2に覆工の入力値を示す。解析に用いるトンネル断面は，図-5.2.5に示す一般的な在来線単線トンネルとする。覆工については，強度一定の Mohr-Coulomb 材料としてモデル化し，発生引張応力がコンクリートの引張強度を超過した場合には剛性を 0 とすることによって，ひび割れの発生を表現した。解析モデルを図-5.2.6に示すが，解析に要する時間を節約するため，対称性を生かして右半断面のみをモデル化した。また，トンネル周辺の上下左右 50m より外側の範囲については，鉛直方向については自重，水平方向については鉛直荷重に側圧係数を乗じた荷重を境界部の節点に与えることでモデル化している。

表-5.2.1 解析に用いる地山物性値

項目	入力値	備考
土被り (m)	100	破壊が生じる程度の値を設定 (地山強度比 = 1)
一軸圧縮強さ (MPa)	2.0	
単位体積重量 γ (kN/m ³)	25.0	一般的な値
変形係数 E (MPa)	240	
ポアソン比 ν	0.3	
せん断強度 c (MPa)	0.56	アイダンら・蔣らの式 9)~11)より設定
内部摩擦角 ϕ (°)	30	一般的な値
側圧係数 K	0.43	ポアソン比から設定

表-5.2.2 覆工コンクリートの物性値

項目	入力値	備考
巻厚	450mm	一般的な値
弾性係数 $E(N/mm^2)$	2.2×10^4	$f'_{ck}=18N/mm^2$ 想定
ポアソン比 ν	0.2	
せん断強度 $c(N/mm^2)$	5.2	
引張強度 $\sigma_t(N/mm^2)$	1.6	
内部摩擦角 $\phi(^\circ)$	30	
インバート	なし	—
背面空洞	あり	天端 90° 範囲に設定

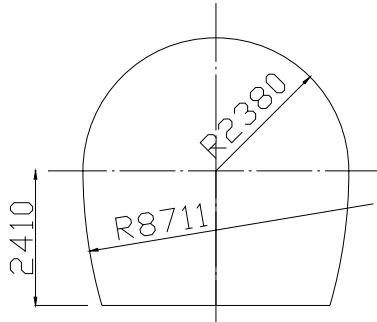


図-5.2.5 トンネル断面¹²⁾

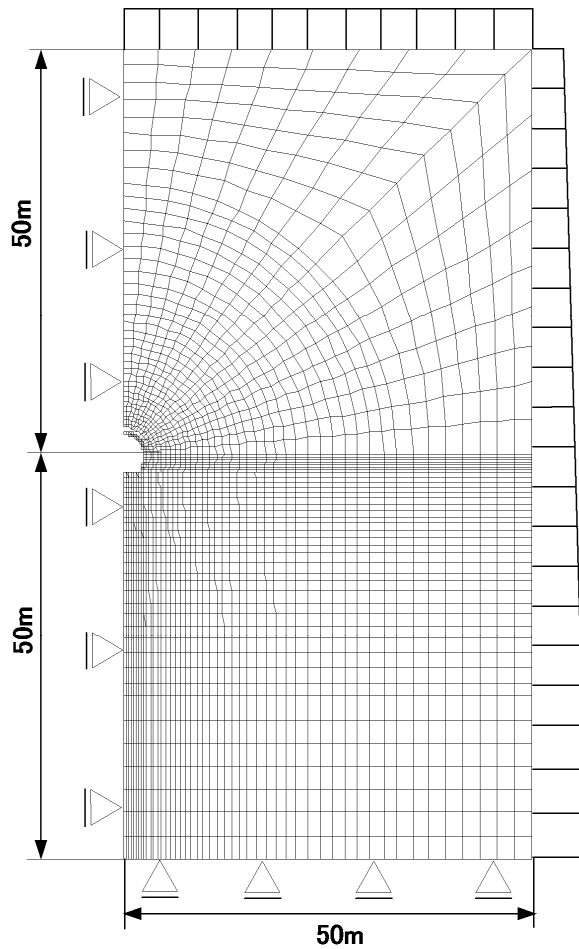


図-5.2.6 解析モデル

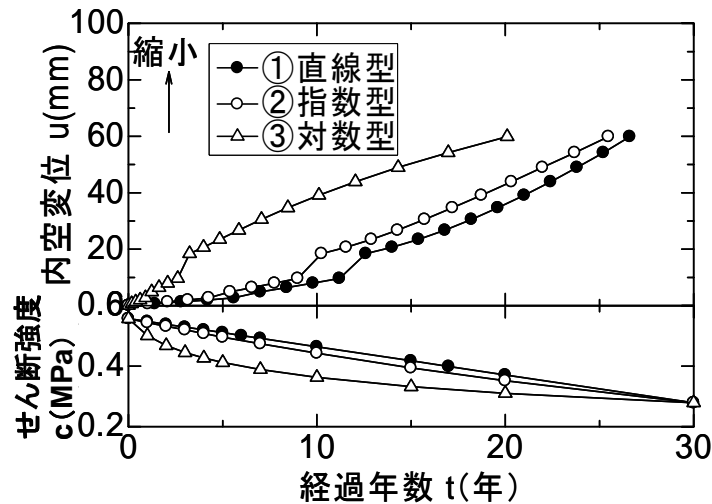


図-5.2.7 内空変位の経時変化

(2) 解析結果および考察

図-5.2.7 に解析で得られた内空変位の経時変化を示す。①直線型と②指数型は、強度低下初期の内空変位速度は小さいが、時間の経過とともに内空変位速度が増加する。一方、③対数型は、時間の経過とともに内空変位速度は少しずつ減少していくが、①②と比較すれば内空変位速度はほぼ一定である。

以上の結果から、図-5.2.3におけるAトンネルのように時間の経過とともに変位速度が増加していくタイプの変状であれば①や②の近似式で、Bトンネルのように比較的変位速度が一定であるタイプの変状であれば③の近似式で、強度低下曲線を仮定することができると考えられる。

5.3 現地調査結果を用いた変状の再現解析

前述のように、強度低下曲線を適切に設定することによって、変位が急激に増加するような変形パターンや一定速度で変位が増加する変形パターン等を表現できることが分かった。そこで、前述した強度低下曲線の考え方を適用し、実トンネルにおいて坑内からの調査ボーリングおよび採取したボーリングコアによる各種強度試験を行って強度低下特性を直接設定し、変状状況の再現解析を行うこととした。

5.3.1 指数型の強度低下特性を適用した再現解析

(1) トンネル概要

A トンネルは、新第三紀中新世の緑色凝灰岩、流紋岩を対象地盤としたトンネルである。供用開始後まもなく、内空断面の縮小（平均約 15mm/年）、ひび割れ、圧ざ等の変状が発生した。

表-5.3.1 にトンネルの諸元，図-5.3.1 に縦断面図，図-5.3.2 に内空変位の経時変化，図-5.3.3 にトンネルの変状模式図，図-5.3.4 に変状展開図を示す。

変状が発生した原因としては，内空断面の経時的な縮小，天端の圧ざ，側壁の引張り割れ，小さい地山強度比（ $C_f=1.3$ ）などから，地山の塑性圧と考えられる。なお，裏込注入工，ロックボルト補強工等の対策工によって，現在は変状が収束している。

表-5.3.1 トンネルの諸元

延長	6,609m
竣工	1971年
掘削工法	在来工法（全断面工法）
地形・地質	新第三紀中新世の緑色凝灰岩，流紋岩
構造	巻厚 300mm，インバート一部あり
補修歴	裏込注入工，ロックボルト補強工

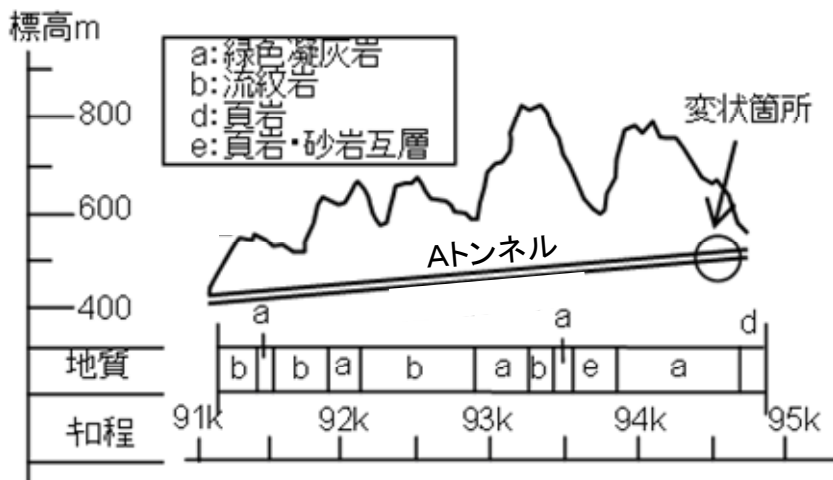


図-5.3.1 トンネル縦断面図

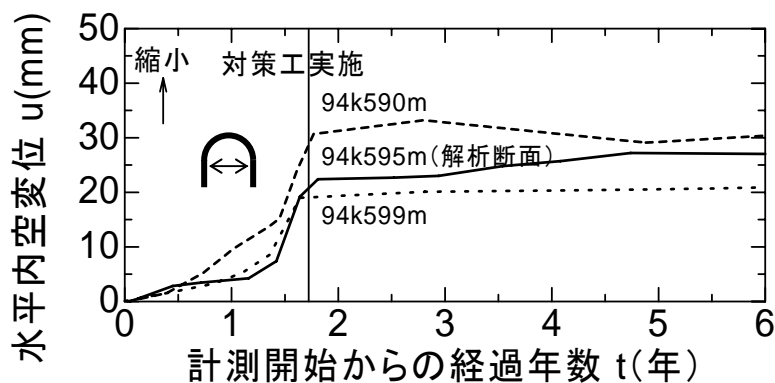


図-5.3.2 内空変位の経時変化



図-5.3.3 変状模式図（横断面図）

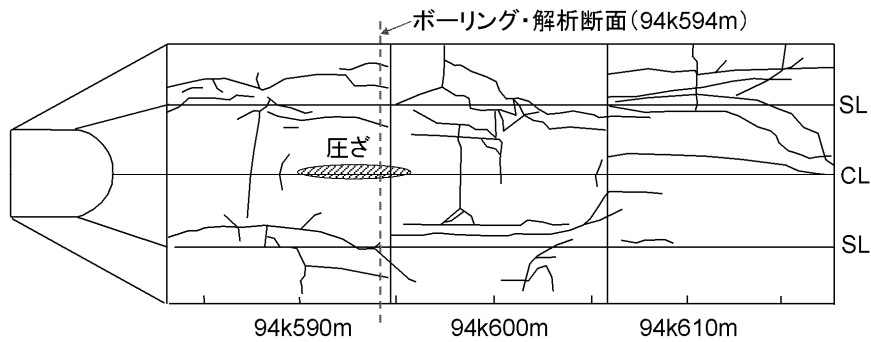


図-5.3.4 変状展開図

数値解析に先立ち、解析に必要な物性値を得るため、変状発生区間において坑内からボーリング調査を実施した。地質調査の結果を図-5.3.5に示す。地質は風化を生じやすい緑色凝灰岩、浮石質凝灰岩であり、天端～側壁部には厚さ500mm程度の粘土化帯が確認され、左側壁部で実施した原位置試験、室内試験の結果を考慮すると、トンネル周辺には1～2m程度の強度低下領域があることが予想された。

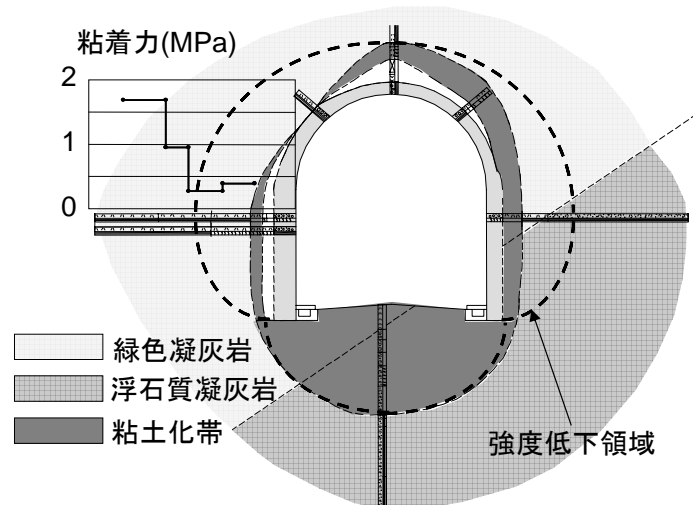


図-5.3.5 地質調査の結果

表-5.3.2 解析に用いる地山物性値

項目	入力値	設定方法
単位体積重量 γ (kN/m ³)	20	室内試験
変形係数 E (MPa)	1,700	孔内水平載荷試験 (未風化部)
ポアソン比 ν	0.33	室内試験 (未風化部)
せん断強度 c (MPa)	ピーク 1.7 残留 0.3	室内試験 (未風化部) 室内試験 (風化部)
内部摩擦角 ϕ (°)	10, 20	一般的な値
側圧係数 K	0.8, 1.0	一般的な値

表-5.3.3 覆工コンクリートの物性値

項目	入力値	備考
弾性係数 E (N/mm ²)	2.2×10^4	$f'_{ck}=18\text{N/mm}^2$ 想定
ポアソン比 ν	0.2	
せん断強度 c (N/mm ²)	5.2	
引張強度 σ_t (N/mm ²)	1.6	
内部摩擦角 ϕ (°)	30	
背面空洞	あり	天端 120° 範囲に設定

(2)解析条件

地質調査の結果から設定した地山物性値を表-5.3.2に示す。物性値の設定では、地山強度のピーク強度に未風化部の地山のデータ、残留強度に風化部の地山のデータを採用することとした。なお、実測値が得られなかった内部摩擦角 ϕ と側圧係数 K については、いくつかの一般的な値を仮定してパラメータ解析を行い、解析結果を地質調査の結果と比較して決定することとした。また、覆工の物性値は表-5.3.3に示すとおりである。

側圧係数 K、内部摩擦角 ϕ を3ケース仮定して行ったパラメータ解析の結果から、地山のせん断強度 c と内空変位 u の関係を図-5.3.6に示す。図に示すように、せん断強度 c の低下に伴って、内空変位 u が増加することが分かる。また、内空変位 u については、内部摩擦角 ϕ が小さい場合に大きくなるが、側圧係数 K による影響は小さいことが確認された。図-5.3.7に塑性領域（図中における白色部）の分布を示す。この塑性領域の分布と図-5.3.5に示した実際の粘土化領域の分布とを比較し、形状に近いケース C ($K=1.0$, $\phi=20^\circ$) を採用することとした。

また、本トンネルでは裏込注入工とロックボルト補強工による対策を行っている。従来の研究¹³⁾によって、裏込注入工やロックボルト補強工等の対策工を行うことで、トンネル構造として変形を抑制することができることが明らかに

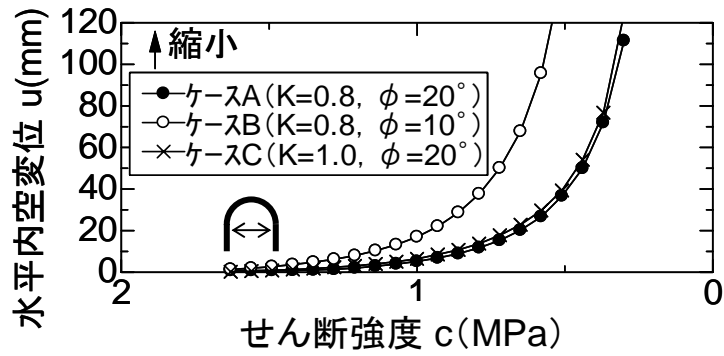


図- 5.3.6 地山のせん断強度と内空変位との関係

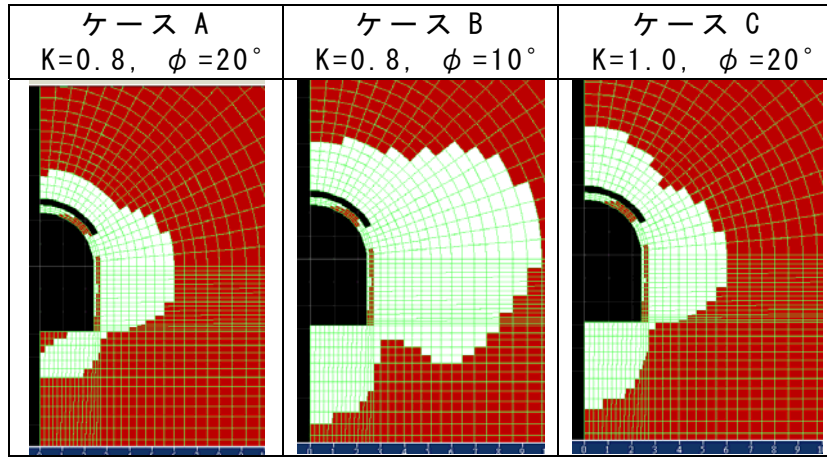


図- 5.3.7 塑性領域の分布（現況： $c=0.65\text{MPa}$ ）

なっている．そこで，ここでは対策工をモデル化した解析を行い，地山劣化モデルにおいて同様の効果を表現できるか確認することとした．

対策工解析では，実トンネルと同様に裏込注入工+ロックボルト補強工をモデル化し，実際の施工時期を想定して検討した．裏込注入工は背面空洞に地山の要素を設置し，ロックボルト補強工はケーブル要素を設置してモデル化する．

対策工のモデル化を表-5.3.4に，解析モデルを図-5.3.8に示す．

表- 5.3.4 対策工のモデル化

項目	入力値		モデル化
裏込注入工	-		空洞に地山の要素を付加
ロックボルト補強工	弾性係数 $E(\text{N}/\text{mm}^2)$	2.1×10^5	$\phi = 25\text{mm}$ 5本/断面 c.t.c=1.5m プレストレス 70kN/本

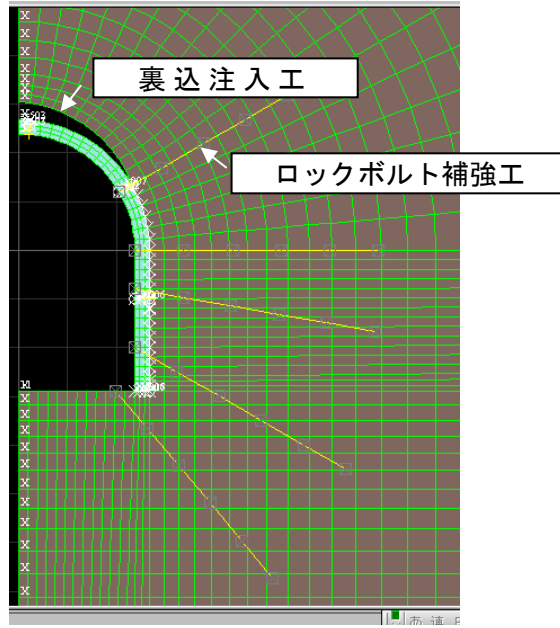


図-5.3.8 解析モデル

(3)再現解析

まず、前述のように設定した地山物性値を用いて、計測値の再現解析を実施した。ここで、本トンネルは、図-5.2.3に示したように時間の経過に伴って内空変位速度が増加するタイプの変状であるため、試解析の結果を参考に地山の強度（せん断強度 c ）が前述の②指数型： $c = c_0 \times \exp(-At)$ にしたがって低下すると仮定する。そして、数ケースのパラメータ解析を行い、内空変位の計測値を再現できる係数 A を求めることとした。なお、内部摩擦角 ϕ については一定としている。

図-5.3.9に解析結果を示すが、係数 A を 0.08（1/年）と設定すると、供用開始から対策実施までの内空変位の進展を表現できることが分かった。

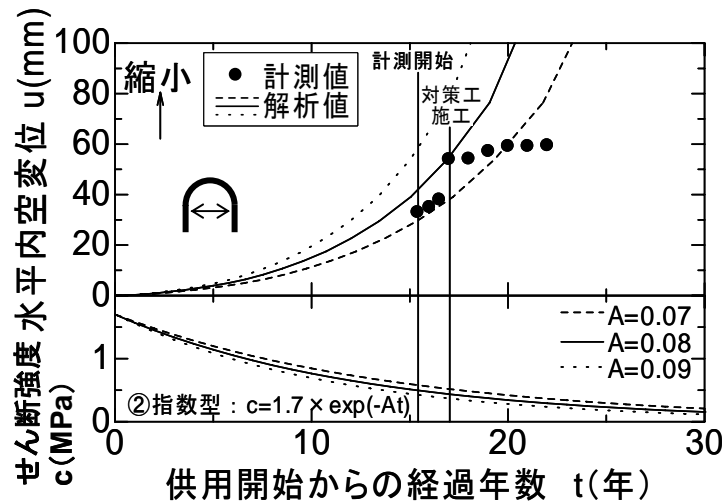


図-5.3.9 強度低下曲線の決定

図-5.3.10 に解析で再現された変状の進展を示し，図-5.3.11 に覆工の破壊領域（白色部：ひび割れあるいは圧ぎ）を示す．ここで，解析における変状（ひび割れ）の進展については，覆工の引張縁の縁応力がコンクリートの引張強度に達した時点をひび割れの発生，圧縮縁の縁ひずみがコンクリートの圧縮限界ひずみである $\epsilon'_{cu}=0.0035$ に達した時点を圧ぎの発生として判定することとした．

図-5.3.10，図-5.3.11 より，変状は「①天端背面ひび割れ」→「②アーチ肩部内側ひび割れ」→「③側壁内側ひび割れ」→「④天端内側圧ぎ」と進展することが分かる．覆工については Mohr-Coulomb 則による非線形材料としてモデル化しており，特に圧縮側は圧ぎ以降の変形の局所化を十分に表現できていないが，ひび割れの発生位置は図-5.3.3，図-5.3.4 に示した実際の発生位置（天端で圧ぎ，アーチ肩部～SL にかけて引張ひび割れ）に近く，変状の現象を適切に表現できることが確認できる．

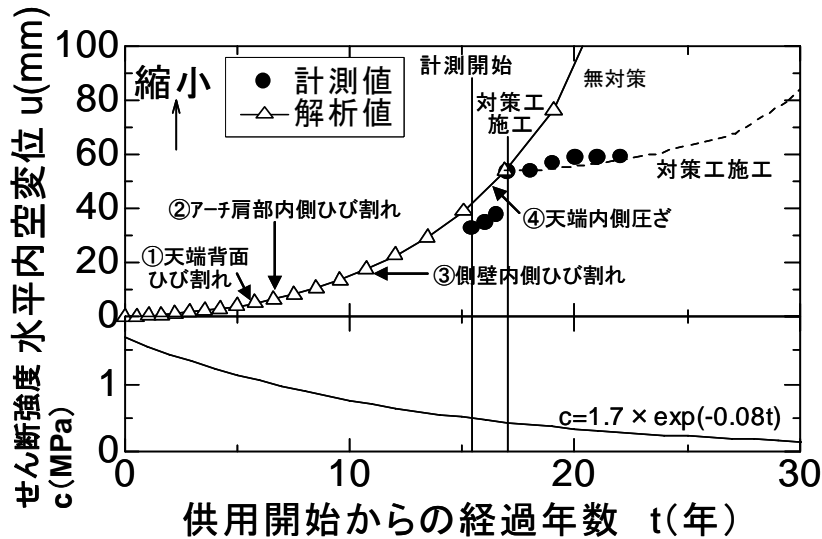


図- 5.3.10 再現解析の結果

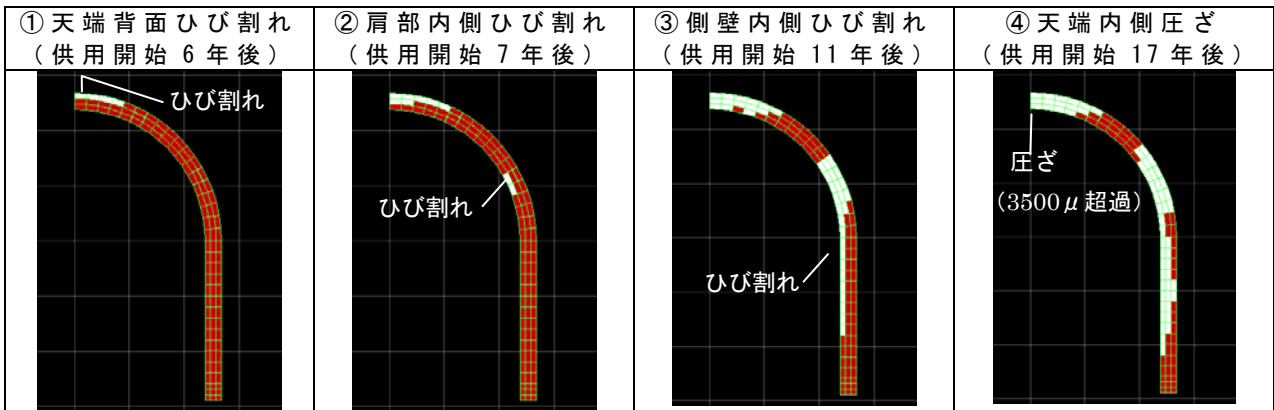


図- 5.3.11 覆工の破壊の進展

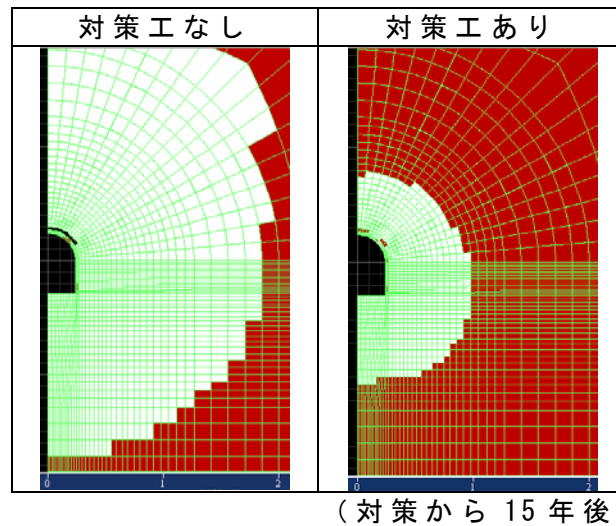


図-5.3.12 対策工施工による塑性領域の変化

(4) 対策工の効果

図-5.3.10 に対策工の施工による内空変位の変化を示す。図中点線で対策工を施工した場合の解析結果を示す。対策工の施工によって変位を抑制できていることが、解析上で適切に表現できていることが確認できる。

また、図-5.3.12 に対策から15年後の塑性領域を示す。対策工の施工により塑性領域の拡大が抑制されていることが分かる。この結果から、本対策がトンネル構造だけでなく、周辺地山の劣化（緩み領域の拡大）を抑制する効果もあることが確認された。

5.3.2 対数型の強度低下特性を適用した再現解析

(1) トンネル概要

B トンネルは、対象となる地質と内空変位速度が A トンネルとは異なる変状事例⁸⁾として、再現解析を行うことにした。

本トンネルは、主として流紋岩ないし流紋岩質凝灰岩からなる地山に位置するトンネルである。A トンネルと同様に、内空断面の縮小、覆工でのひび割れや圧ぎ等の変状が発生した。図-5.3.13 にトンネル縦断面図、表-5.3.5 にトンネルの諸元、図-5.3.14 に内空変位の経時変化、図-5.3.15 にトンネルの変状模式図、図-5.3.16 に変状展開図を示す。

本トンネルは、土被りは小さいものの地山は熱水変質を受けており、覆工周辺では粘土化している箇所が見られている。これらのことから、変状の原因は塑性圧と考えられる。なお、これらの変状に対しては、裏込注入工、ロックボルト補強工、断面改築等により対策が講じられている。

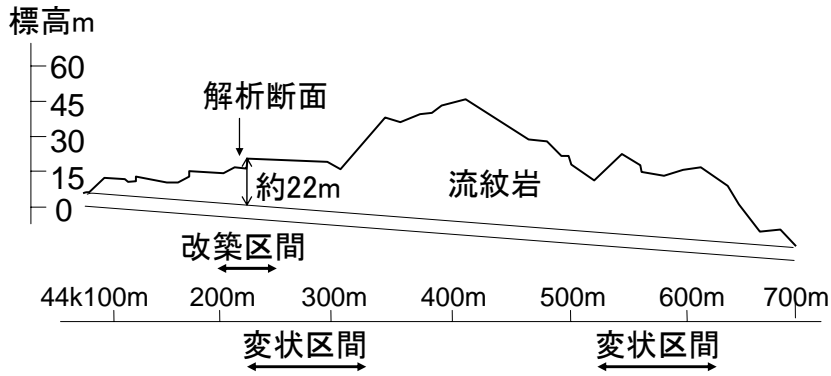


図 - 5.3.13 トンネル縦断面図

表 - 5.3.5 トンネルの諸元

延長	615m
竣工	1901年
掘削工法	在来工法
形状	単線, 非電化
地形・地質	流紋岩, 流紋岩質凝灰岩
構造	れんが(アーチ), 石積み(側壁)
補修歴	裏込注入工, ロックボルト補強工 断面改築(1935年, 44k220m付近 コンクリートブロック化)

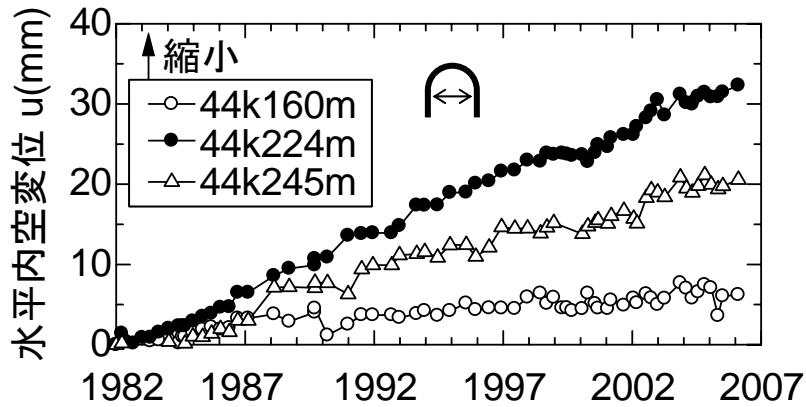


図 - 5.3.14 内空変位の経時変化

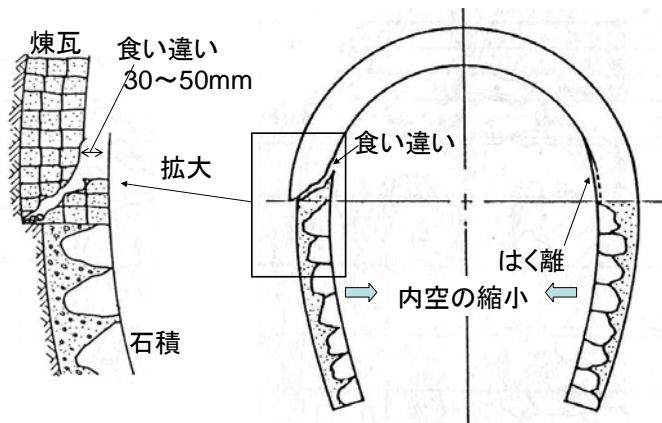


図 - 5.3.15 変状模式図 (44k600m 付近)

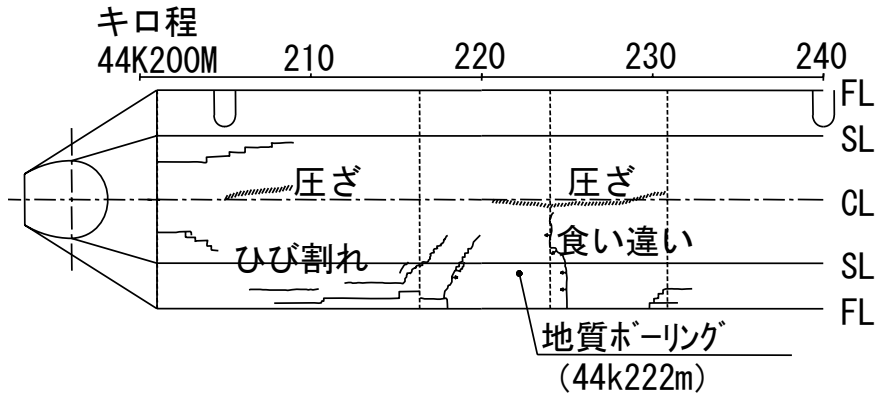


図-5.3.16 変状展開図

解析断面としては、図-5.3.14に示したように内空変位量が大きく、図-5.3.16に示したように天端に圧ざが確認されている44k224mを採用した。解析に先立ち、変状発生区間において坑内からのボーリング調査を実施した。地質調査の結果を図-5.3.17に示す。地質は風化を生じやすい流紋岩質凝灰岩で、礫の間やランダムに発達した亀裂に粘土を挟んでおり、また、塑性領域はトンネル側方から4.85mと広範囲に及んでいることが分かった。

(2) 解析条件

解析に用いる地山物性値を表-5.3.6に示す。入力値は地質調査の結果を用いて設定することを基本とするが、全体的に不均質な地質であるため、三軸圧縮試験に使用できるコアの数が限定され、試験結果として必ずしも深度の深い位置で地山強度が大きくなることはなかった。このため、全てのコアを通じて、最も大きな強度を示した深度のデータを地山強度のピーク強度として用いることとした。

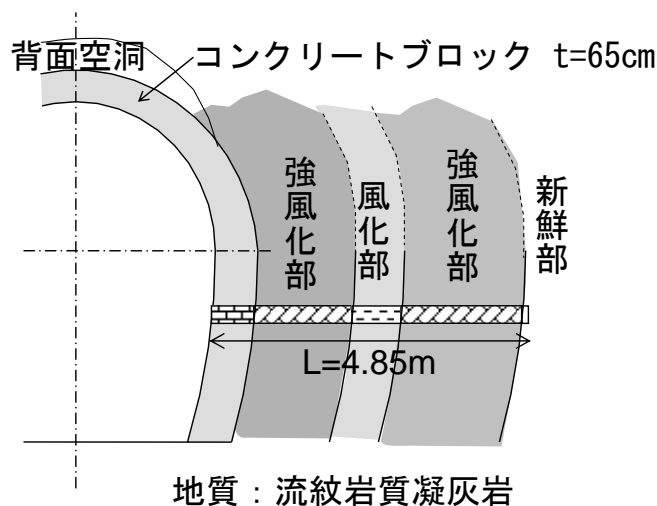


図-5.3.17 地質調査の結果

表-5.3.6 解析に用いる地山物性値

項目	入力値	設定方法
単位体積重量 γ (kN/m ³)	25.0	室内試験
一軸圧縮強さ q_u (MPa)	1.2	室内試験
変形係数 E (MPa)	330	室内試験
ポアソン比 ν	0.33	アイダンら・蔣らの式 9)~11)より設定
せん断強度 c (MPa)	ピーク 0.35	アイダンら・蔣らの式 9)~11)より設定
	残留 0.02	室内試験
内部摩擦角 ϕ (°)	25	室内試験

覆工の解析入力値を表-5.3.7に示す。解析断面の覆工はコンクリートブロックであるため、図-5.3.18に示すように覆工全体をいくつかのグループに区切り、接触とすべりを考慮できるインターフェース要素で結合することで不連続体を表現した。ここで、インターフェース要素は、圧縮力が作用した場合にはコンクリートと同様の挙動、引張力が作用した場合には剛性 ≈ 0 となり、引張力が伝達しない設定とした。

表-5.3.7 コンクリートブロックの物性値

項目	入力値	備考
弾性係数 E (N/mm ²)	2.1×10^4	f'ck=18N/mm ² 想定 インターフェース要素 (引張強度 ≈ 0)により 目地をモデル化
ポアソン比 ν	0.2	
せん断強度 c (N/mm ²)	5.2	
引張強度 σ_t (N/mm ²)	1.6	
内部摩擦角 ϕ (°)	30	
背面空洞	あり	天端 120° 範囲に設定

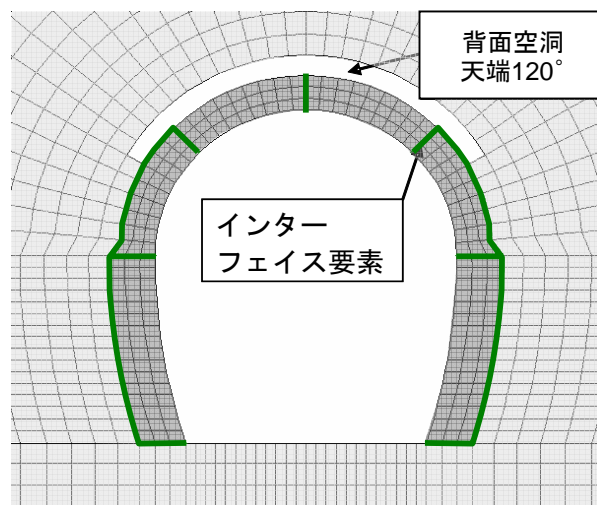


図-5.3.18 解析モデル

(3)再現解析

まず、前述のように設定した地山物性値を用いて、計測値の再現解析を実施した。なお、解析断面は、供用開始時にれんが覆工であったが、変状対策として1935年に断面改築が行われ、現在はコンクリートブロック造となっている。したがって、計測を開始した時点（1981年）ですでに地山の強度がかなり低下していることが予想される。このため、計測を開始した時点で地山の強度がピーク強度の1/2程度（ $c=0.20\text{MPa}$ ）まで低下していたと仮定して、強度を低下させていくこととした。

また、Bトンネルは長期間にわたってほぼ一定の速度で変位が増加しているという変状の傾向である。このため、解析では地山強度（せん断強度 c ）が前述の③対数型： $c=c_0-A \times \ln(t+1)$ にしたがって低下すると仮定して数ケースの解析を行い、内空変位の計測値を再現できるような係数 A を求めることとした。なお、内部摩擦角 ϕ については一定としている。

図-5.3.19に解析結果を示す。係数 A を 0.029MPa と設定すると、供用開始から対策工施工までの内空変位の進展を適切に表現できることが分かった。また、図-5.3.20に解析で得られた現況に相当する $c=0.10\text{MPa}$ 時点の塑性領域を示す。解析結果は、ボーリング調査で確認された図-5.3.17に示す新鮮部-風化部境界と同程度であり、塑性領域に関しても適切に再現できていることが確認できた。

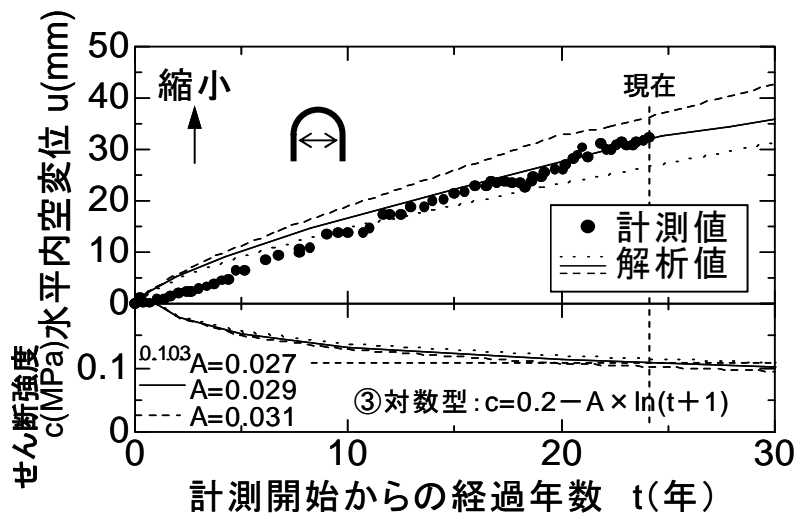
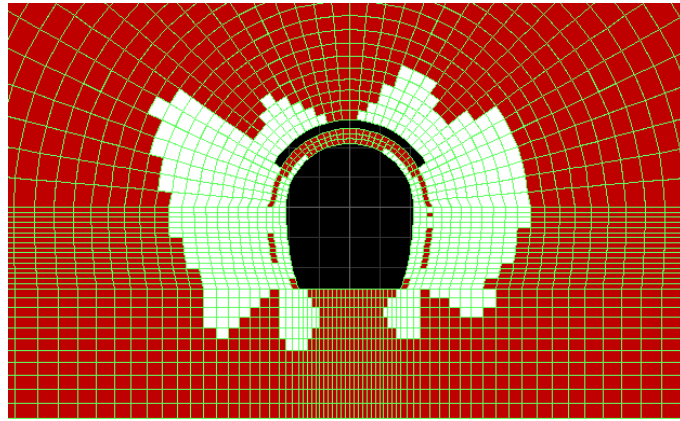


図-5.3.19 近似曲線による再現解析結果



図・5.3.20 塑性領域の分布（現況： $c=0.10\text{MPa}$ ）

5.4 結論

地山劣化モデルを用いた変状予測において重要な技術的要素となる強度低下特性に着目し，現地における詳細調査から強度低下曲線を直接設定する手法について検討を行った．検討においては，対象となる地質や内空変位速度の相違から，変形挙動が異なる2トンネルについて，現地における詳細な地質調査を基に強度低下特性を設定して，変状の再現解析を行った．その結果，以下に示す知見が得られた．

- 1) 強度低下特性を決定する強度低下曲線を適切に設定することで，変状トンネルにおける覆工の破壊状況および周辺地盤の劣化状況を精度よく再現できることが分かった．
- 2) 強度低下曲線の設定によって，急激に変位が増加する変形パターンや一定速度で変位が増加する変形パターンなど，異なる変形挙動を表現できることが分かった．
- 3) 時間の経過とともに変位速度が増加するような変状であれば直線型もしくは指数型，変位速度が一定の変状であれば対数型の近似式で，強度低下曲線を仮定することができる．

参考文献（第5章）

- 1) 松長剛，熊坂博夫，小島芳之，朝倉俊弘：地山強度の経時劣化を考慮したトンネル変状の予測と対策に関する研究，土木学会論文集，No.799/Ⅲ-72，pp.75-88，2005．

- 2) 高橋幹夫, 野城一栄, 川越良勝, 嶋本敬介, 松長剛, 朝倉俊弘: 地山強度の経時劣化を考慮した既設トンネルのシミュレーション解析, 第41回地盤工学研究発表会, 2006.
- 3) 野城一栄, 高橋幹夫, 小島芳之, 嶋本敬介, 松長剛, 朝倉俊弘: 地山強度の経時劣化を考慮した変状トンネルのパラメータ解析, 第61回年次学術講演会講演概要集第3部, 2006.
- 4) 土木学会: トンネル標準示方書〔山岳工法〕・同解説, p.37, 2006.
- 5) 鉄道構造物等維持管理標準・同解説(構造物編トンネル), 鉄道総合技術研究所, 2007.
- 6) 変状トンネル対策工設計マニュアル, 鉄道総合技術研究所, 1998.2
- 7) 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, トンネルと地下, Vol.23, No.10, pp.17-22, 1992.
- 8) 吉川恵也, 北川修三, 川上義輝, 馬場富雄: トンネル変状の傾向(2), 鉄道技術研究報告, 鉄道総合技術研究所, No.1293, 1985.
- 9) アイダンオメール, 赤木知之, 伊藤孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測手法について, 土木学会論文集, No.448/III-19, pp73-82, 1992.
- 10) 赤木知之, アイダンオメール, 伊藤孝, 川本眺万: スクイーピング地山におけるトンネル壁面変位の予測と支保の設計, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.719-724, 1994.
- 11) 蔣宇静, 江崎哲郎, 横田康行, 禿英和: 地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析, 第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.767-772, 1994.
- 12) 斉藤徹, 吉村恒, 野沢太三, 藤井浩: 現場技術者のためのトンネル工事ポケットブック, 山海堂, 1983.
- 13) 小島芳之, 朝倉俊弘, 野城一栄, 三谷浩二, 松長剛: 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, 土木学会第7回トンネル工学研究発表会論文報告集第7巻, pp.39-46, 1997.

第6章 変状進展の予測手法の検討

6.1 概要

本研究では，長期にわたって変形が生じているトンネルを対象とし，入手できる地質情報が限られた中で変状現象を評価することを目的として，現地における計測結果と数値解析を組み合わせた変状の予測手法について検討している^{1)~3)}．本章では，供用後に長期にわたって内空変位が計測されている変状トンネルを対象として，実際の変状現象やその要因に関する分析を目的として，変状進展の再現解析を実施した．また，既往の知見から各種の変状要因をパラメータとして設定し，それらが変状の進展に与える影響についての検討を行った．そして，変状事例の再現解析と変状要因のパラメータ解析から，トンネル周辺地山の強度低下の特性を分析し，トンネル変状の将来的な進展の予測手法について検討した．

6.2 変状トンネルの事例分析

6.2.1 検討概要

本研究で検討を行っている解析方法は，トンネル周辺の地山強度を経時的に低下させ，塑性領域の拡大，さらに，それに伴うトンネルの押し出しを表現するというものである．したがって，解析においては，時間の経過に伴う地山の強度低下の挙動を適切に設定する必要がある．

そこで，トンネル変状の実態を把握する目的で，変状事例^{4)~21)}として9トンネル・17断面のデータを収集し，計測値の分析および変状状況の再現解析を行った．

6.2.2 対象トンネルの概要

研究の対象とした9トンネル・17断面の概要を表-6.2.1に示す．調査対象は，主に，変状事例の多い新第三紀泥質岩中の矢板工法で施工された山岳トンネルとした．また，収集した事例の地盤条件として，地山の一軸圧縮強さと土被りを図-6.2.1に示すが，対象トンネルの地山強度比は0.2~9.6となっている，

表-6.2.1 対象トンネルの概要（全17断面）

項目	分類	断面数
種別	鉄道トンネル	17
断面	単線	16
	複線	1
施工法	矢板工法	17
地質	新第三紀泥質岩	14
	流紋岩	1
	片岩	1
	蛇紋岩	1

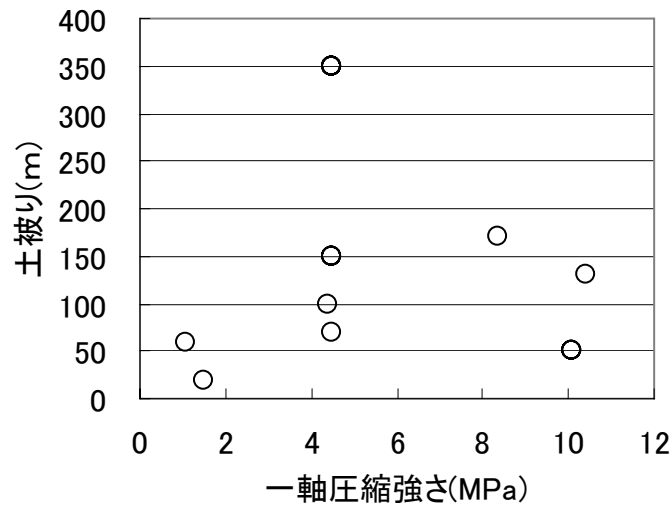


図-6.2.1 対象トンネルの地盤条件

対象トンネルに共通して確認された変状状況の模式図を図-6.2.2に示す。各事例ともに、供用後の周辺地山の塑性化によってトンネル側壁部が押し出しを受け、側壁部に連続したひび割れが発生している。

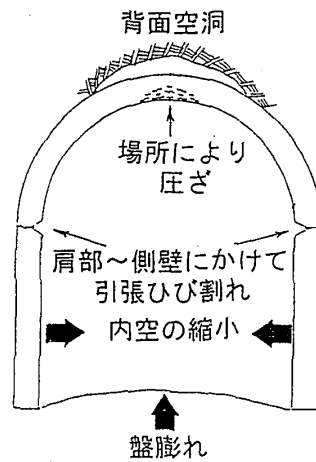


図-6.2.2 対象トンネルの代表的な変状

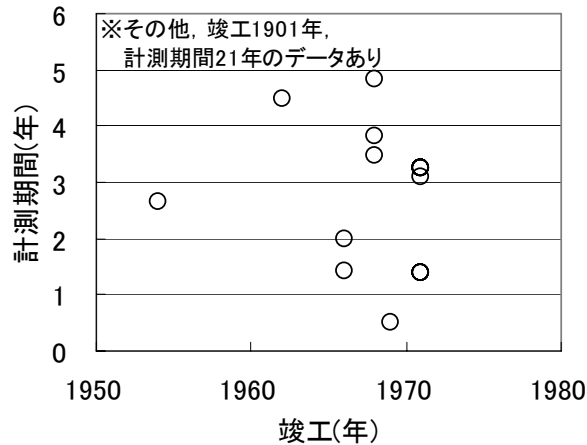


図-6.2.3 対象トンネルの竣工年と計測期間

次に、検討対象としたトンネルの竣工年と内空変位の対策までの計測期間を図-6.2.3に示す。図に示すように、対象トンネルは全て1975年以前に竣工されたものである。当時の覆工コンクリートの材質や施工技術から、変状確認後の調査ですべてのトンネルに天端上部に背面空洞が確認されている。このため、側壁部の押し出しによって、トンネル断面が上方へ突き上げを受け、天端に圧力が発生している事例もある。

なお、一般に供用後の内空変位が継続的に計測されることは多くはないが、本研究では長期間の連続した計測データが重要であるため、数年間にわたって内空変位が計測されている変状事例を収集した。

6.2.3 内空変位の計測データに関する分析

変状トンネルにおける内空変位の増加傾向を把握する目的で、対象17断面の計測データを経過時間と内空変位の関係で整理した。

データ整理の例として、2断面の計測データを図-6.2.4に示す。Aトンネルでは、計測開始から4年間で20mm以上の内空変位が発生したため、背面空洞への裏込注入工と側壁部へのロックボルト補強工による対策がなされた。この対策によって、対策前の顕著な変位の増加傾向は大幅に抑制されている。また、Bトンネルでは、当初側壁部の押し出しや盤膨れによって側溝に変状が発生したため、側溝の修繕が行われた。この修繕に際して側溝の取り壊しを行ったところ、内空変位が顕著に増加してしまった。これは、トンネル断面の水平方向の拘束条件が解放され、側壁部の押し出しが助長されたためと考えられる。そこで、Aトンネルと同様の考えで図-6.2.5に示す裏込注入工とロックボルト補強工による対策が実施され、内空変位の増加傾向が抑制された。なお、Aトンネル、Bトンネル以外の事例においても、側溝の取り壊しによる内空変位の増加やインバートの改築による内空変位の減少など、同様の傾向が確認された。

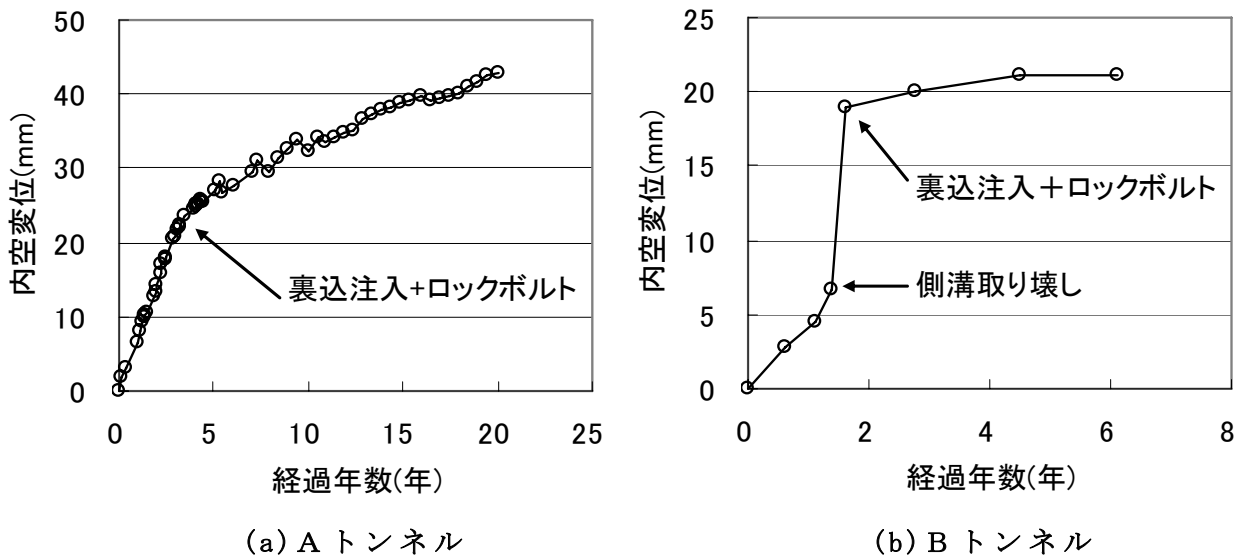


図-6.2.4 内空変位の計測データの例

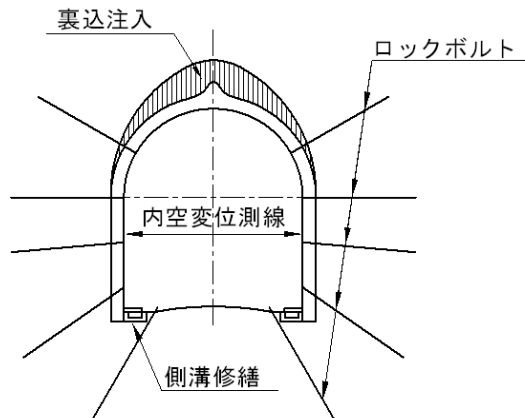


図-6.2.5 B トンネルの対策工断面図

これらの事例から、トンネルが継続的な押し出しを受けている状態では、トンネル断面の剛性変化が内空変位の増加に大きく寄与すると考えられる。これは同時に、トンネル断面の改築や取り壊し等がなければ、内空変位は時間の経過に比例してほぼ一定で進展すると解釈することができる。

そこで、本研究の目的が変状進展の予測であることから、全 17 断面の計測データのうち、トンネル断面の改築や修繕等の対策が実施される以前の内空変位を図-6.2.6 のように整理した。図のように、対象 17 断面のすべての計測データにおいて、変状が進展して内空変位が増加している段階では、時間の経過に比例して内空変位が増加していることが確認された。また、適切な対策工が実施されなければ、内空断面の縮小傾向を抑制することはできないことが明らかとなった。

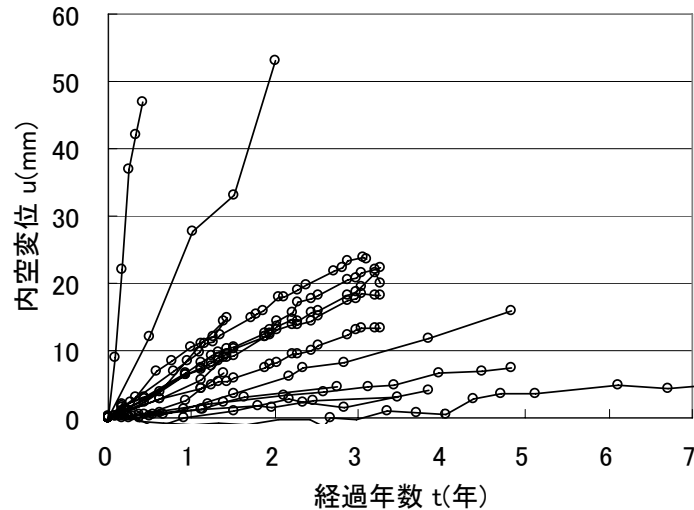


図-6.2.6 全17断面の内空変位の経時変化

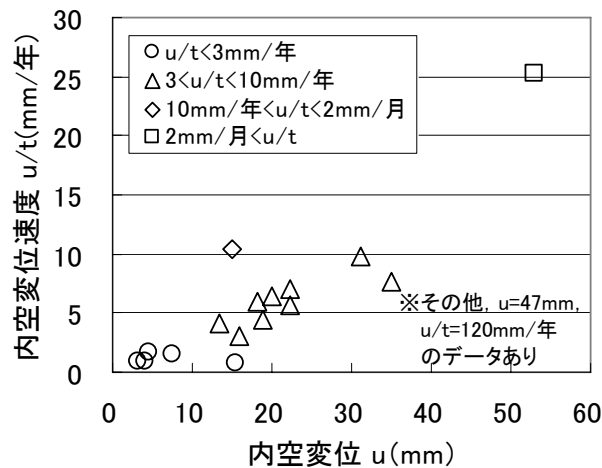


図-6.2.7 全17断面の内空変位と内空変位速度

次に、内空変位速度が変状進展へ与える影響を評価する目的で、図-6.2.6に示した全17断面の内空変位データから内空変位速度を算定し、対策直前の内空変位と内空変位速度の関係を図-6.2.7のように整理した。なお、図中では変状トンネルの健全度を判定する指標⁷⁾を参考に、内空変位速度を3mm/年、10mm/年、2mm/月で分類している。図に示すように、変状が進展している段階では、対策直前の内空変位が大きいほど、内空変位速度が大きな値となっている。この結果から、大きな内空変位が発生した変状トンネルでは、変位増加の過程において内空変位速度も大きかったことが分かる。

以上の分析により、計測開始後の早い段階に内空変位速度による評価を行い、必要に応じて対策を行えば、顕著な内空変位の発生を防ぐことができるものと考えられる。しかしながら、一方で図-6.2.6からも分かるように、変状の進展

に伴う内空変位の計測データにはバラつきが大きい。このため、短期間のデータから算定した内空変位速度では、その後の変状の進展予測や対策要否を判定する際に過大な安全余裕を確保する、場合によっては危険側の判断となる等の問題が発生する可能性がある。したがって、従来からの点検、計測結果に対する経験的な判断に基づく変状の進展予測を補完し、短期間の計測データの妥当性を評価する観点からも、数値解析を適用した変状の進展予測は有効といえる。

6.3 変状要因に関するパラメータ解析

6.3.1 概要

前述のように、解析と計測を組み合わせた本手法によって、トンネルの変状状況を再現することが可能であることが分かった。一方で、解析に入力する物性値の選定にあたっては、現状では解析事例が少ないことから、適切な物性値を決定するまでに数多くの試行錯誤を要し、設計者の負担となることが考えられる。そこで、事前に予想される物性値をパラメータ設定し、各入力パラメータが変状の拡大に及ぼす影響を把握することとした。

6.3.2 解析パラメータの設定

解析に用いるトンネル断面は、複線トンネル、単線トンネルの標準断面である。解析パラメータについては、これまでの研究の知見から変形挙動に影響を与えると考えられる「土被り、一軸圧縮強さ、側圧係数、覆工巻厚、インバートの有無、背面空洞の有無」を選択した。解析パラメータを表-6.3.1の解析ケース表に示す。表中の下線部は、比較のための解析パラメータを示す。なお、解析に必要なその他の物性値は、アイダンら^{22),23)}、蔣ら²⁴⁾の式より設定した。

表-6.3.1 パラメータ解析ケース

解析 ケース	地盤条件			構造条件		
	土被り m	強度 ^{*1)} MPa	側圧 係数	巻厚 mm 単線/複線	インバート の有無	背面空洞 の有無
1	100	4	0.43	450/700	なし	あり ^{*2)}
2	<u>200</u>	4	0.43	450/700	なし	あり ^{*2)}
3	100	<u>2</u>	0.43	450/700	なし	あり ^{*2)}
4	100	4	<u>1.0</u>	450/700	なし	あり ^{*2)}
5	100	4	0.43	<u>300/400</u>	なし	あり ^{*2)}
6	100	4	0.43	450/700	<u>あり</u>	あり ^{*2)}
7	100	4	0.43	450/700	なし	<u>なし</u>

*1) 一軸圧縮強さ *2) 天端 90° の範囲に設定

6.3.3 解析結果

(1) 基本ケースについて

図-6.3.1に基本ケース case1のせん断強度と内空変位の関係を示す。せん断強度の低下により水平内空が縮小，鉛直内空が拡大し，側壁部の押し出しが発生している。なお，複線と単線の差は断面規模によるものと考えられる。

(2) 内空変位について

図-6.3.2に各ケースが残留強度に達した最終時の内空変位を示す。case2, case3の内空変位が大きく，変状要因のパラメータとしては，土被りおよび地山強度の影響が大きいことが分かった。土被りについては，基本ケースの2倍に解析条件を設定したところ，変位が5倍以上に増加した。変状予測の実務においては，これらの値を適切に設定することが重要であることが分かる。また，case6, case7で内空変位の減少量が大きい。インバートありの場合は，構造体としての水平方向の剛性が増加したこと，背面空洞なしの場合は，鉛直上向きの突き上げに対する地盤反力が得られるようになったことと，地山の変形量自体が減少したことが理由と考えられる。

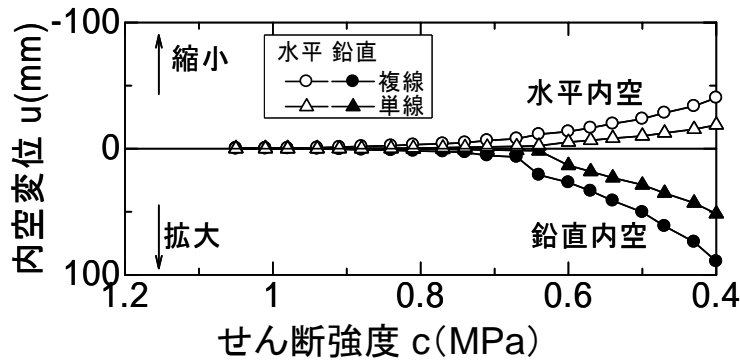


図- 6.3.1 強度低下と内空変位の関係

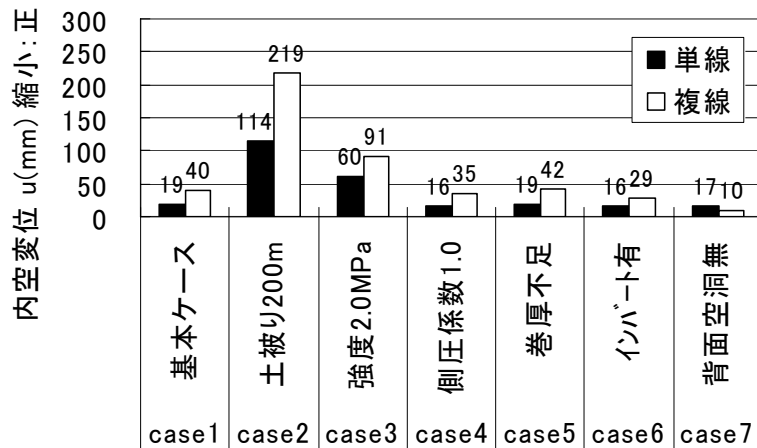


図- 6.3.2 最終時の内空変位

(3) 塑性領域について

図-6.3.3に単線トンネルの最終時における塑性領域の分布を示す。内空変位への影響が大きい土被りを大きくした case2, 地山強度を小さくした case3 では, いずれも case1 と塑性領域の形状は同様だが, 面積は拡大している。側圧係数を大きくした case4 では, 盤膨れが大きく発生した。巻厚を小さくした case5 では, 塑性領域の変化はあまり見られず, 天端背面の空洞によって地山と一体化していない場合は覆工の効果が小さいことを示唆している。インバートを設置した case6 では, トンネル脚部での塑性領域は減少したが, 覆工のひび割れ発生には効果的ではなかった。背面空洞なしとした case7 では, 天端における圧ぎが発生せず, 塑性領域も明らかに減少した。これは, 背面空洞の充填がトンネルだけでなく地山の安定にも寄与することを示している。

(4) 変状要因に関する考察

前述のパラメータ解析の結果から, 変状の進展に対しては, 土被りと地山強度が支配的であることが分かった。そこで, 前述のパラメータ解析のうち, 土被りと地山強度を対象とした追加解析を行い, 各要因と内空変位の進展の関係を算定することとした。解析ケースは「地山強度: 一軸圧縮強さ 2, 4, 6MPa」, 「土被り: 50, 100, 200m」の組み合わせによる 9 ケースとし, 単位体積重量を 20kN/m³として地山強度比 0.5~6.0 を検討対象とした。

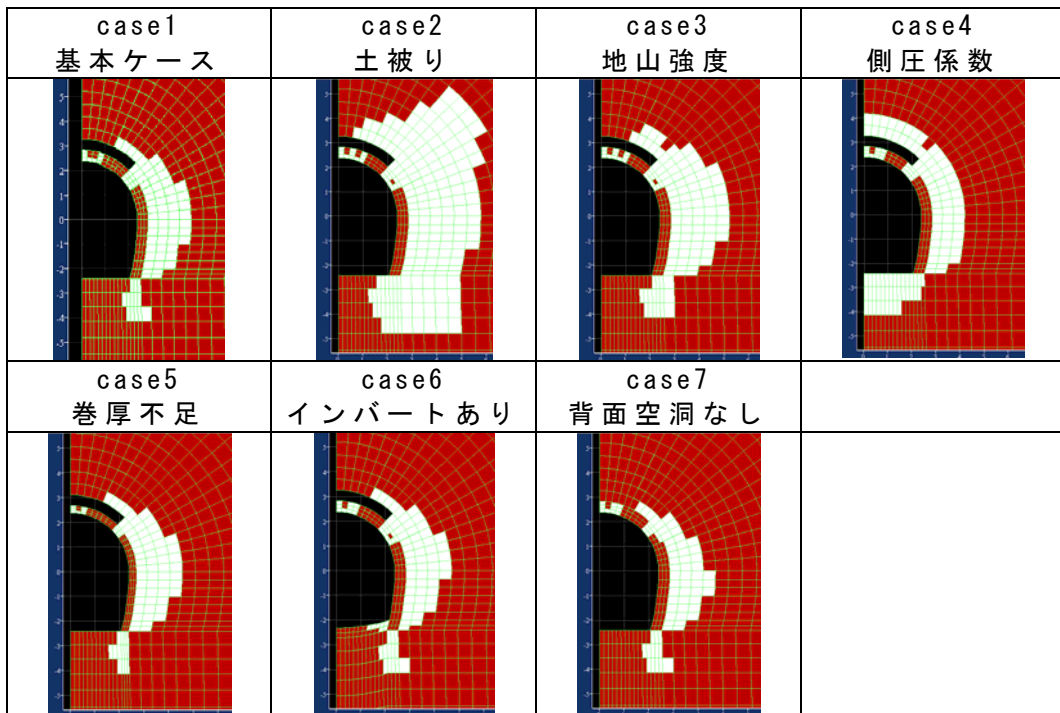


図-6.3.3 最終時の塑性領域の例 (単線トンネル)

図-6.3.4 に解析結果として、地山の土被りを一定（100m）として地山のピーク強度を変化させた場合の、地山のせん断強度と内空変位との関係を示す。図に示すように、地山のせん断強度が低下すると、内空変位が増加していることが分かる。また、内空変位は、地山のピーク強度にはあまり大きく依存せず、その時点でのせん断強度が同じであれば同程度の内空変位となっている。

また、図-6.3.5 に解析結果として、地山のピーク強度を一定（4MPa）として土被りを変化させた場合の、地山のせん断強度と内空変位との関係を示す。図に示すように、土被り 100m、土被り 200m の場合のみ内空変位の増加が発生している。一方、土被り 50m については、土被りによる応力が小さいため、最終のせん断強度（0.4MPa）に達しても地山の塑性化がほとんど生じず、内空変位の増加は見られなかった。

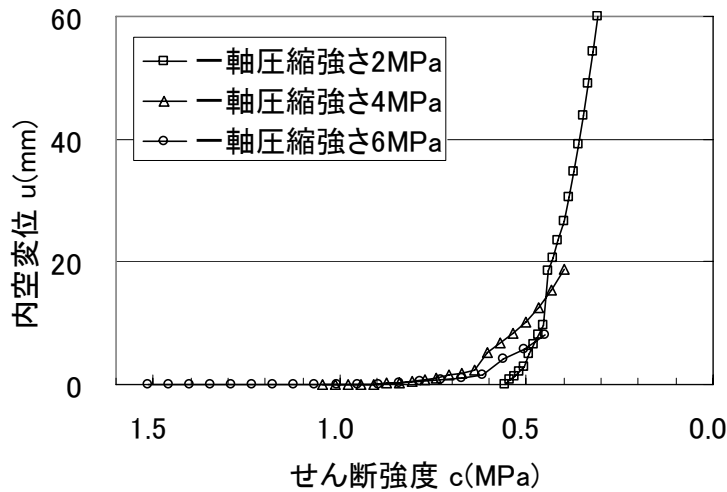


図- 6.3.4 地山強度による影響（土被り 100m）

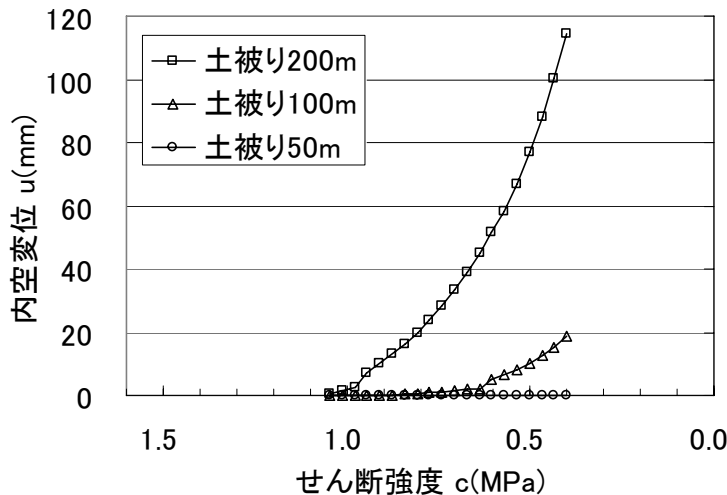


図- 6.3.5 土被りによる影響（一軸圧縮強さ 4MPa）

図-6.3.4, 図-6.3.5 に示したように, 内空変位の増加は地山に作用している応力とその時点での地山の強度が支配的な要因となっていることが予想される. ここで, 地山の塑性化を判断する指標として用いられている地山強度比(地山の一軸圧縮強さ/土被り応力)によって, 解析結果を整理することにした. 図-6.3.6 に地山強度比と内空変位との関係を示す. 図のように, 地山強度比が著しく小さく, 強度低下前に自重によって破壊が生じたケース(一軸圧縮強さ2MPa, 土被り200m, 地山強度比=0.5)を除いては, 全ての曲線がほぼ一つの曲線上にプロットされていることが分かる. 本解析では, Mohr-Coulomb の降伏条件によって地山の塑性化を判断し, 塑性領域の拡大によって変状の進展を表現している. このため, 覆工に顕著な構造欠陥がない場合には, 結局, 地山強度比が内空変位の進展に影響を与える唯一のパラメータとなっていると考えられる.

(5)まとめ

パラメータ解析の結果は, 従来から経験的に採用されてきた地山強度比による変状発生の評価と一致している. 変状発生の目安とされている地山強度比2を参考にして設定した基本ケースの結果を見ると, 地山強度がピーク強度の1/2以下に低下すると内空変位の増加傾向が大きくなる結果となっている. やはり, 前述の変状事例の検討で示したとおり, 変状の初期段階, すなわち強度低下の早い段階で適切な対応をすることが重要であることが確認された.

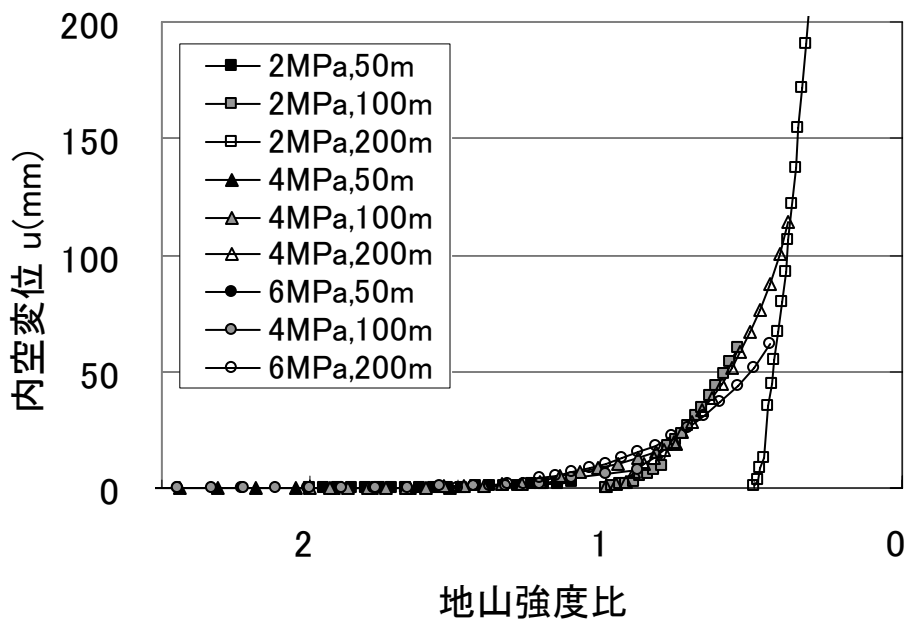


図-6.3.6 地山強度比の影響

6.4 強度低下特性の設定法に関する検討

6.4.1 概要

本手法では、一定期間の変位計測データを基に解析を行うことで周辺地山の強度低下特性を算定し、その後の変状の進展予測や対策効果の検討を可能とするものである。しかし、変状トンネルの対策を検討する場合には、長期計測データや劣化領域、物性値等の詳細が得られないことが多い。また、第5章で検討したように、供用中のトンネル現地で詳細な地質調査を行って強度低下特性を直接設定することは、現実的に困難な場合が多い。

そこで、前述の変状事例に関する計測データやその再現解析、変状要因に関するパラメータ解析の結果を用いて、変状予測における強度低下特性の設定法について検討することとした。

6.4.2 解析における強度低下の表現方法

はじめに、実トンネルの経時的な強度低下特性を検討する目的で、トンネル変状の再現解析を行った。再現解析は、前述の事例分析で収集した9トンネル・17断面について実施するものとし、全断面の構造条件、地盤条件をできるかぎり忠実にモデル化し、解析結果と計測値のフィッティングによって地山強度の経時的な低下挙動を算定した。

再現解析においては、ひび割れの発生箇所やその発生順序、また内空変位の発生状況について整合を図った。図-6.4.1に全9トンネルの地山強度比と実際の変状状況を再現するために解析で設定したせん断強度の関係を示す。再現解析では、ピークせん断強度は実際の周辺地山の一軸圧縮強さから設定^{22)~24)}したが、残留せん断強度については実際の変状状況を再現するために、トライアル計算で設定したものである。この結果から、地山のピーク強度には当然ば

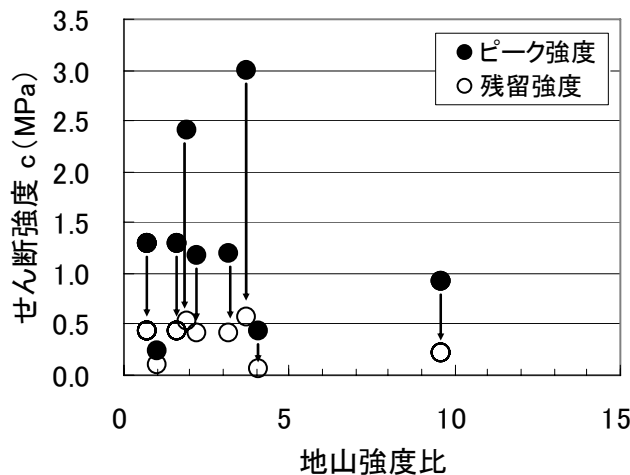


図 - 6.4.1 再現解析で算定したせん断強度

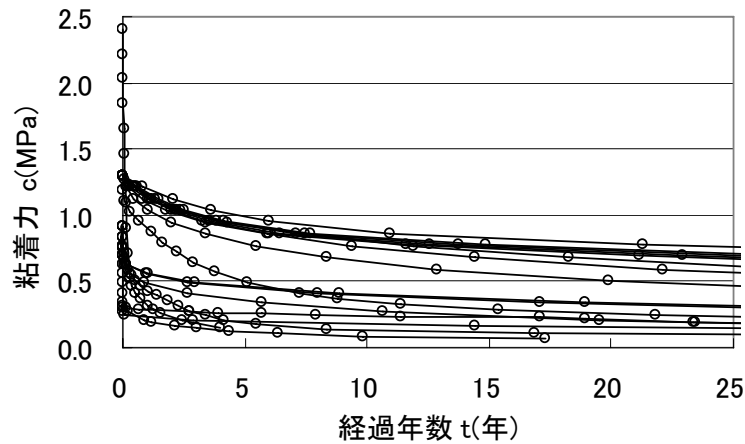


図-6.4.2 時間の経過に伴う強度低下の算定結果

らつきはあるものの、変状を再現するためには残留強度を $c=0.5\text{MPa}$ 程度まで低減する必要があることが分かる。また、この傾向は、変状の進行に支配的な地山強度比によらず、全トンネルに共通する特徴である。

次に、ピーク強度から残留強度に至る強度低下特性を評価する目的で、全 17 断面の時間経過に伴う強度低下の算定結果を図-6.4.2 のように整理した。図中の強度低下曲線は、変状発生前のピーク強度から、時間の経過に伴って勾配が小さくなる下に凸の形状となっている。各事例から算定された強度低下曲線では、変状発生直後から急激な強度低下が発生しているものもあれば、ある程度の期間をおいて強度が低下するものもある。しかし、変状が進展している段階の内空変位速度を一定と仮定しているにもかかわらず、各事例に共通してピーク強度から強度が低下し始める初期段階で顕著に強度が低下する傾向である。また、時間の経過に伴い、強度の低下速度が小さくなることが分かる。

ここで、図-6.4.2 に示した強度低下曲線は、供用開始時 ($t=0$) のせん断強度をピークせん断強度 (c_0) とし、時間の経過に伴って勾配が小さくなる下に凸の形状となっている。さらに、前述の事例分析から大部分の変状トンネルでは内空変位速度が一定であること、第5章の検討で変位速度が一定の場合には対数型の強度低下曲線を適切であることが確認されている。そこで、強度低下曲線を対数形式で、式(1)を用いて近似することとする。

$$c = c_0 - A \ln(t+1) \quad (1)$$

ここで、
 c : せん断強度
 c_0 : ピークせん断強度
 t : 経過年数
 A : 強度低下係数

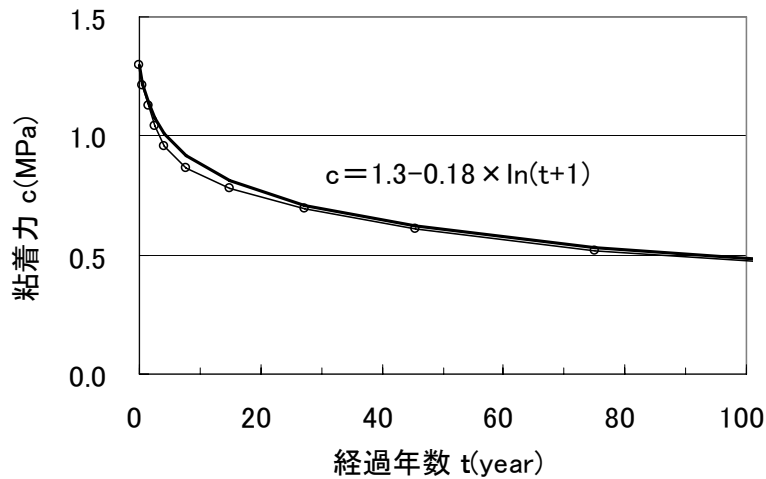


図-6.4.3 強度低下曲線の対数近似の算定例

実トンネルの強度低下曲線とその対数近似の算定例として、前述の事例分析で例示したAトンネルの近似結果を図-6.4.3に示す。このトンネルでは、強度低下曲線を決定する強度低下係数が $A = 0.18$ (MPa)と算定され、対数形式による近似結果も比較的良い相関性を示す結果となった。

このように、強度低下曲線を対数形式で近似することで、強度低下係数Aによって強度低下の特性を表現することが可能となる。したがって、強度低下係数Aを設定することができれば、当該トンネルの強度低下の挙動を再現し、変状の進展予測に利用することができるものと考えられる。

6.4.3 強度低下特性に関する検討

周辺地盤の詳細な地盤条件や長期の内空変位データが得られない場合でも、前述の強度低下曲線を設定することができれば、変状進展の予測解析を実施することができる。ここで、前述の変状事例の分析から、変状が進展している変状トンネルでは、時間の経過にほぼ比例して内空が増加する事例が多いことが分かっているので、この事実を利用すれば比較的容易に強度低下特性を明らかにできるものと考えられる。

そこで、代表的な変状トンネルの構造・地盤条件等を想定し、内空変位速度を仮定した解析を行って、強度低下特性を示す(1)式の係数Aの一般値を試算することとした。

まず、パラメータ解析を実施した9ケースの解析結果を基に、内空変位速度を一定と仮定して、前述の対数形式による強度低下曲線を算定する。ここでは、変状トンネルの評価指標 η を参考にして、内空変位速度1, 2, 3, 10mm/年, 2mm/月の場合について算定を行った。式(1)で示した強度低下係数Aの算定結

果を，地山強度比と内空変位速度との関係から図-6.4.4，図-6.4.5のように整理した．なお，図-6.4.4では地山強度比と強度低下係数Aの関係を指数形式，図-6.4.5では内空変位速度と強度低下係数Aの関係を累乗形式で近似している．これによって，詳細な地盤条件が得られなくても，地山強度比ごとに内空変位速度を仮定することで，強度低下係数Aの一般値が得られるようになる．

図-6.4.4，図-6.4.5に示すように，地山強度比が小さく，内空変位速度が大きい場合には，強度低下係数Aの値は小さくなる．この場合，地山強度を緩やかに低下する挙動を示すこととなる．逆に，一般に変状が発生しないと考えられている地山強度比が大きく，内空変位速度が小さい場合に解析で変状の進展を再現するには，地山強度を早期に低下させるように強度低下係数Aを大きな値に設定しなければならない．

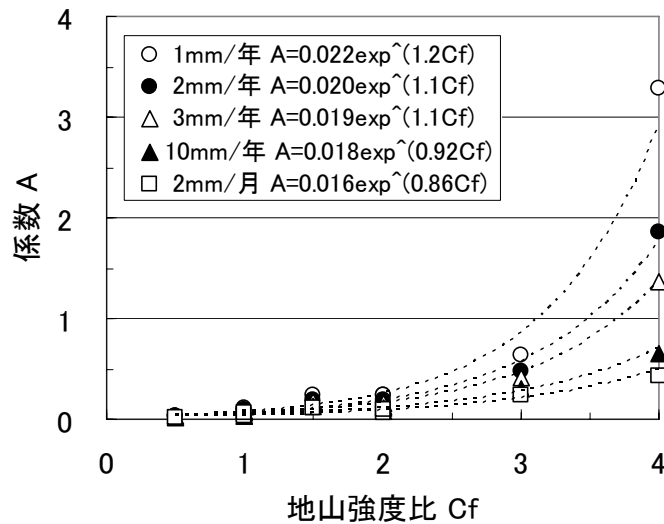


図-6.4.4 地山強度比と強度低下係数の関係

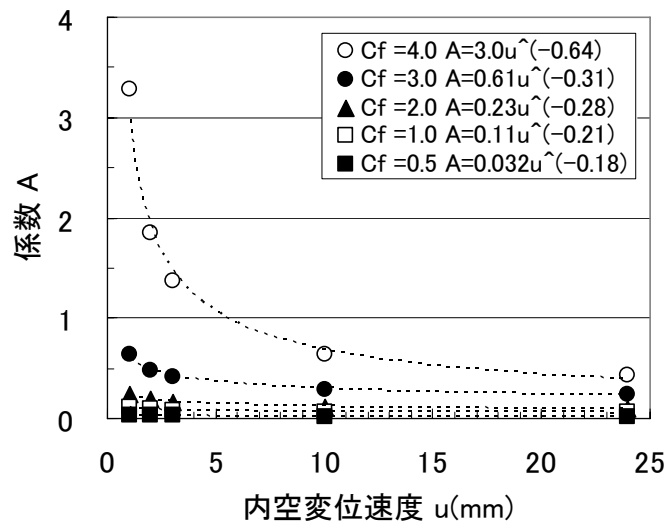


図-6.4.5 内空変位速度と強度低下係数の関係

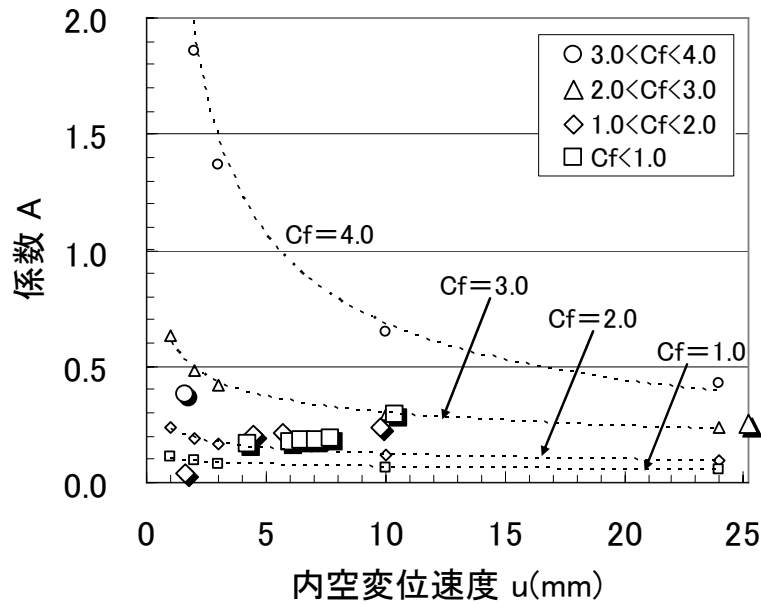


図-6.4.6 強度低下係数の一般値と変状事例の相関

6.4.4 事例との比較

次に，図-6.4.2 に示した変状事例の再現解析結果から強度低下係数 A を算出し，図-6.4.5 上にプロットした結果を図-6.4.6 に示す．変状事例の強度低下係数をパラメータ解析で算定した一般値と比較したところ，一般値が概ね実際の変状トンネルと整合していることが確認された．この結果から，少ない情報下においても，図-6.4.4，図-6.4.5 で示した強度低下指数の一般値を用いることで強度低下曲線を概略推定し，地山劣化モデルによる変状進展の予測を実施することが可能と考えられる．

6.5 変状進展の予測手法の検討

前述の変状事例の再現解析，パラメータ解析，強度低下特性の設定に関する成果を基に，トンネル変状の予測手法の実務への適用方法について検討する．図-6.5.1 に本研究を通じて提案する変状予測手法の流れを示す．

まず，長期的な変状進展の予測をするにあたり，設計・施工・維持管理段階における技術情報を収集・整理する．ここでは，変状予測を実施するために必要な基本情報として，断面形状や巻厚，構造欠陥等のトンネル構造，周辺地盤の地山物性値や変状箇所の土被り，ひび割れや内空変位データ等の変状状況などを整理しておく必要がある．なお，特に重要な情報として，背面空洞の存在は必ず確認しておく必要がある．

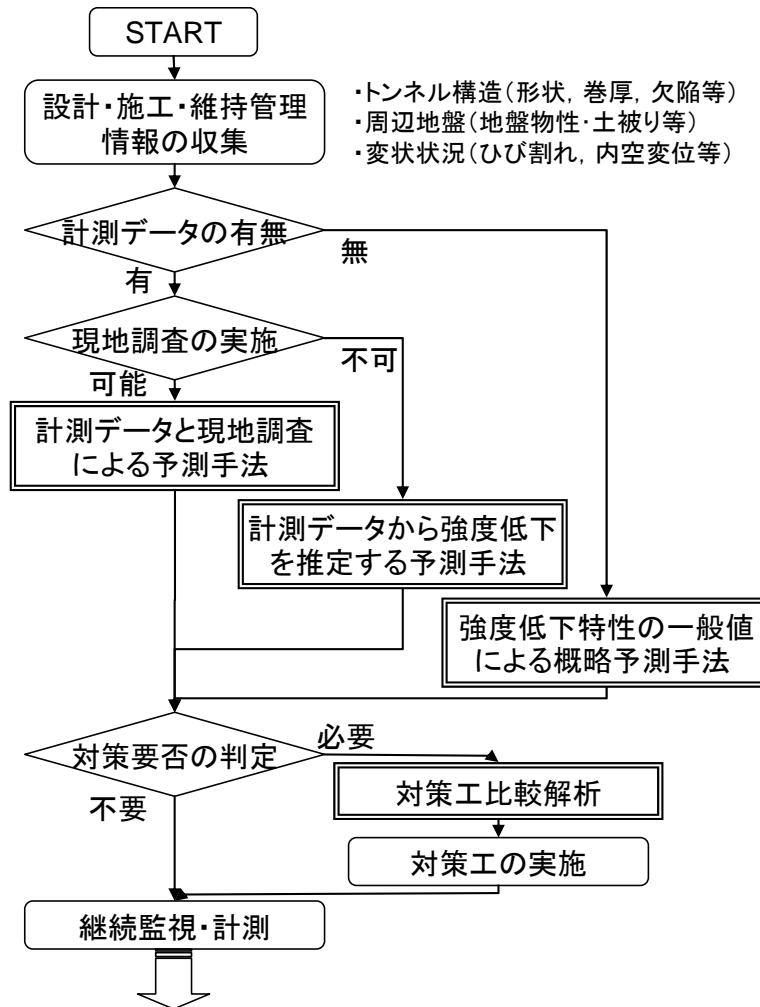


図-6.5.1 変状予測の流れ

次に、継続的な計測データの有無や現地におけるボーリング調査²⁵⁾の可否に応じて、予測手法を選定することとなる。計測データがあり、現地調査が実施できる場合には、第5章で検討したように最も予測精度の高い「計測データと現地調査による予測手法」が実施可能である。この手法では、ピーク強度および残留強度を直接試験から求めて解析条件を設定し、ボーリング調査で塑性領域を現地で確認した上で解析結果の検証を行うことができる。

また、現地調査は実施できないが、計測データが得られている場合には、第3～4章で検討した「計測データから強度低下を推定する予測手法」を実施することとなる。この手法では、事前の情報収集で整理した一軸圧縮強さから既往の研究^{22)～24)}を参考に地山物性値を設定して解析を行い、解析結果と計測値のフィッティングによって変状の進展予測することとなる。

計測データが得られていない、もしくは短期間のデータしかない場合には、本章の図-6.4.4、図-6.4.5に示した強度低下指数の一般値を基に「強度低下特

性の一般値による概略予測手法」を適用することとなる。この手法では、地山強度比（土被りと一軸圧縮強さ）を設定した上で、変状の進展に関するシナリオとして内空変位速度を数パターン設定し、数ケースの予測解析を実施した上で、より危険度の高いシナリオを把握しておく。ただし、本研究で提示した強度低下係数の一般値は、鉄道単線トンネルを対象とし、代表的な変状トンネルを想定して算定したものである。鉄道複線トンネルや道路トンネル、その他の特殊な条件を有するトンネルに適用する際には、提示した検討手法を参考に別途解析等を行って強度低下曲線を設定しておく必要がある。

変状の予測解析で得られた解析結果を評価する際には、解析で得られた変状の状況として、内空変位やひび割れの発生箇所等が実際のトンネルと整合しているかを確認することが重要である。これまでの実トンネルを対象とした再現解析の経験から、トンネルの変形モードやひび割れの発生箇所が実際と異なる場合には、側圧係数の見直しを行うことで対応できる場合が多い。また、内空変位速度やひび割れの発生時期の整合がとれない場合には、強度低下特性を再検討することが望ましい。

次に、変状進展の予測結果から、対策が必要と判断した場合には、第3章、第4章で示したような対策工解析を実施することとなる。対策工種の選定を目的とした比較解析を実施する際には第3章、第4章を参考とされたい。なお、対策工の選定においては、単独工種の比較だけではなく、対策工を組み合わせた方が効果的で合理的なことがある。特に、背面空洞の存在は、トンネルの長期的な安定に大きく影響するため、その場合は裏込注入工の採用が必須となる。また、対策工の検討においては、その実施時期も重要な検討要素となる。対策時期の検討においても、第4章で示したように本手法を用いた対策工解析は有効であり、新たなひび割れや圧ぎの発生、建築限界の支障、あるいは対策工の効果を持続する期間などから、適切な施工時期を決定することが可能となる。

最後に、変状の将来予測を実施した際には、予測結果の妥当性を確認するために継続的な監視・計測を立案し、実行することが最も重要である。

6.6 結論

本研究では、従来から経験的な判断に基づいて行われてきた変状トンネルの評価に関する知見を発展させ、計測データと数値解析を利用した定量的な評価および変状進展の将来予測の実現に向けて検討を行った。本論文では、継続的な計測が実施されている変状トンネルのデータを収集・分析し、その再現解析

を試みた。また、解析事例が少ない現状を踏まえ、代表的な変状トンネルを想定したパラメータ解析を行い、長期的な変状の要因について検討した。そして、変状事例の再現解析、パラメータ解析の結果を利用し、変状進展の要因となる周辺地盤の強度低下特性について検討を行った。それらの結果は、以下のよう
にまとめられる。

- (1) 変状トンネルの事例を収集し、内空変位の発現に着目して分析を行った。その結果、変状が進展している段階においては、内空変位が経過時間に比例して増加することが確認された。また、覆工部位の取り壊しや対策工の設置など、断面剛性が変化する場合には、変位の発生に大きく影響することが分かった。
- (2) 変状事例を対象として、地山劣化モデルを用いた再現解析を実施した。その結果、各事例に共通して変状進展の初期段階で顕著な強度低下が確認された。したがって、変状トンネルに対しては、強度低下の度合いが大きい変状の初期段階に対応を講じることが効果的であることが分かった。
- (3) 代表的な変状トンネルを想定し、変状要因に関するパラメータ解析を実施した。その結果、変状の拡大には、土被りと地山のピーク強度が大きく影響することが分かり、従来からの地山強度比による評価が妥当であることが再確認された。
- (4) 周辺地盤の強度低下特性を把握する目的で、土被り・地山強度・内空変位速度をパラメータとした解析を行った。その結果、地山強度の経時的な低下挙動は対数形式で表現できることが確認された。そして、地山強度と経過時間の関係を強度低下曲線として定義し、その曲線の一般値を地山強度比と内空変位速度の組み合わせによって整理した。
- (5) 計測データと数値解析を組み合わせた変状予測の実務への適用方法について検討した。予測手法については、当該トンネルの保有情報や制約条件に応じて、「計測データと現地調査による予測手法」、「計測データから強度低下を推定する予測手法」、「強度低下特性の一般値による概略予測手法」を整理した。さらに、これまでの研究成果を基に実務における留意事項を提示した。

参考文献（第6章）

- 1) 松長剛，熊坂博夫，小島芳之，朝倉俊弘：地山強度の経時劣化を考慮したトンネル変状の予測と対策に関する研究，土木学会論文集，No.799/Ⅲ-72，pp.75-88，2005.
- 2) 熊坂博夫，朝倉俊弘，小島芳之，松長剛：地山の時間依存性を考慮したトンネル変状解析手法の適用性に関する検討，第32回岩盤力学に関するシンポジウム，pp.33-40，2003.
- 3) 松長剛，朝倉俊弘，小島芳之，熊坂博夫：地山の時間依存性を考慮した変状対策工の解析手法に関する検討，第32回岩盤力学に関するシンポジウム，pp.41-48，2003.
- 4) 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，1998.
- 5) 白井慶治，高木盛男，川上義輝：トンネル変状の傾向，鉄道技術研究報告，No.1026，1976.
- 6) 吉川恵也，北川修三，川上義輝，馬場富雄：トンネル変状の傾向(2)，鉄道技術研究報告，No.1293，1985.
- 7) 多田逸雄：和田トンネルの変状と対策，鉄道土木，Vol.27，No.5，p.317，1985.
- 8) 佐々木光春，佐々木要人，坂田国行：活線下におけるロックアンカー工法によるトンネル補強工事，鉄道土木，Vol.28，No.7，p.427，1986.
- 9) 小野田滋，河田博之，阿部正強：トンネル補強工事における長期内空変位測定と補強効果の確認，土木学会第43回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp.810-811，1988.
- 10) 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，トンネルと地下，Vol.23，No.10，pp.17-22，1992.
- 11) 青木隆，竹内定行，川瀬嶽：信越線塚山トンネルの変状と対策，日本鉄道施設協会誌，p.43，1993.
- 12) 朝倉俊弘，小島芳之，高橋利之：新第三紀泥岩地山におけるトンネル覆工変状，土木学会第50回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp.1124-1125，1995.

- 13) 高木敏雄：神居トンネルの変状と対策，日本鉄道施設協会誌，p.54，1997.
- 14) 佐野将義，高木敏雄：神居トンネルの変状調査と補強対策，第32回地盤工学研究発表会発表講演集，Vol.32，pp.2145-2146，1997.
- 15) 高木敏雄：神居トンネルの変状と対策，土木施工，Vol.38，No.9，pp.20-25，1997.
- 16) 片寄紀雄，興石逸樹，松本武海：緩やかな膨圧現象と付き合って30年，トンネルと地下，Vol.28，No.3，pp.7-15，1997.
- 17) 高木敏雄：営業線トンネルの変状と対策，トンネルと地下，Vol.28，No.11，pp.7-11，1997.
- 18) 佐野将義，高木敏雄：神居トンネル変状と対策，土木学会第52回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp.102-103，1997.
- 19) 松長剛，朝倉俊弘，小島芳之，佐藤豊，三谷浩二：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，土木学会第52回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp.162-163，1997.
- 20) 荒井邦彦，辻二郎，角田和家：只見線六十里越トンネルの変状と対策，日本鉄道施設協会誌，p.52，1998.
- 21) 小島芳之，野城一栄：塑性地圧による変状トンネル対策工の効果，日本鉄道施設協会誌，p.35，1999.
- 22) アイダンオメール，赤木知之，伊東孝，川本眺万：スクリーズイング地山におけるトンネルの変形挙動とその予測手法について，土木学会論文集，No.448/Ⅲ-19，pp.73 - 82，1992.
- 23) 赤木知之，アイダンオメール，伊東孝，川本眺万：スクリーズイング地山におけるトンネル壁面変位の予測と支保の設計，第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.719 - 724，1994.
- 24) 蔣宇静，江崎哲郎，横田康行，禿英和：地山特性曲線に影響を及ぼす要因の定量的分析，第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp.767 - 772，1994.
- 25) 野城一栄，嶋本敬介，小島芳之，高橋幹夫，松長剛，朝倉俊弘：地山劣化モデルによるトンネル変状の再現解析とその長期予測への適用，土木学会論文集（投稿中）

第7章 結 論

7.1 梁ばねモデルを用いた対策工設計

ひび割れの進展を考慮できる梁ばねモデルを用いて、変状対策工の設計法について検討し、以下の知見を得た。

- ・ 対策工による構造耐力の増加に関しては、天端部の弱点を効果的に補強する裏込注入工が最も効果的である。
- ・ 各対策工を単独で施工するより、裏込注入工と組み合わせて施工する方が、より大きな改善効果が得られる。
- ・ 水平地圧が卓越する場合、ロックボルト補強工、インバート工は地山を含めたトンネル全体の剛性を改善し、優れた効果を発揮する。

ひび割れ進展解析を実トンネルに適用した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い、以下の知見を得た。

- ・ 実際の変状トンネルを想定して解析を行い、実際に近い変状状況、ひび割れの進展を再現することができた。
- ・ 側壁が鉛直な形状のトンネル断面が塑性圧（水平分布荷重）を受けると、側壁がアーチ形状のトンネル断面に比べて、裏込注入工による効果が相対的に小さくなることが分かった。
- ・ 対策工を段階的に組み合わせて比較解析を行ったが、実際に施工された対策工の補強効果が大きく表れ、実施工された対策工の選定の妥当性が定量的に評価された。

7.2 地山の強度低下を考慮した変状予測、対策工設計

経時的な地山の強度低下を考慮した地山劣化モデルを用いて、変状の進展予測、対策工の設計手法の開発を試み、以下の知見を得た。

- ・ 継続的な計測値と地山劣化モデルを組み合わせることで、変状の進展性の将来予測や対策効果の定量評価、最適な対策時期の設定等が可能となった。
- ・ ひび割れ進展解析では経時変化を扱えず、実際よりも変位が小さいといった課題が確認された。しかし、変位勾配による対策効果の評

価を導入することで変状原因の推定や対策工の比較検討等には十分に適用できることが確認された。

- ・ 長期にわたる内空変位の計測データがなければ、以上の成果を得ることができなかった。このことから、トンネルの維持管理においては、変状の経時変化を常に把握することが重要であることが再確認された。

7.3 地山劣化モデルを用いた対策工設計法の検討

地山劣化モデルを実トンネルの対策工設計へ適用し、変状状況の再現性や対策効果の定量的評価等について検討し、以下の知見を得た。

- ・ 経年 100 年を超える老朽化トンネルへ解析を適用したが、長期間の計測データが継続的に測定されていることで、比較的精度よく変状状況を再現することができた。この結果から、継続的な観察・計測が変状予測や対策工検討において重要であることが再確認された。
- ・ 強度低下が進んだ変状トンネルに対しては、できる限り早急に対策することが有効であり、対策が遅れば内空断面の縮小がさらに進展することが懸念される。
- ・ 盤膨れによる路盤変状を対象として解析を実施したところ、周辺地山の強度低下だけでなく、インバートの施工不良という構造欠陥が変状の進展に大きく影響することが確認された。
- ・ 双設トンネルの双設部および交差部に対して三次元変状進展解析を適用し、双設部の解析では対策効果の作用範囲を定量的に評価することが分かった。また、交差部の解析では、交差部の三次元的な応力状態や変状状況を概ね再現することができた。
- ・ 三次元モデルによる変状進展解析を行うにあたり、計測と解析のフィッティング箇所の選定が課題として残った。解析においては、計測断面で得られた内空変位速度で強度低下特性を決定するが、その特性をモデル全体に適用する際には注意が必要である。

7.4 現地調査結果を用いた強度低下特性の検討

変状予測において重要な強度低下特性に関する検討として、現地調査を実施した上で詳細な変状予測を行い、以下の知見を得た。

- ・ 現地調査ボーリングや室内試験から解析の入力値を直接得ることで、精度の高い再現解析を実現できることが確認された。また、本予測手法による実現象の再現性や予測結果の妥当性が検証された。
- ・ 強度低下特性を決定する強度低下曲線を適切に設定することで、変状トンネルにおける覆工の破壊状況および周辺地盤の劣化状況を精度よく再現できることが確認された。
- ・ 時間の経過とともに変位速度が増加するような変状であれば直線型もしくは指数型、変位速度が一定の変状であれば対数型の近似式で、強度低下曲線を仮定することができることが分かった。

7.5 変状進展の予測手法の検討

変状進展の予測手法について総括し、以下の知見を得た。

- ・ 変状トンネルの事例分析を行った結果、変状が進展している段階では、内空変位は経過時間に比例して増加し、覆工部位の取り壊しや対策工の設置による断面剛性の変化が変位の増加に大きく影響することが分かった。
- ・ 変状事例の再現解析を行い、各事例に共通して変状進展の初期段階で顕著な強度低下が確認された。したがって、変状トンネルに対しては、強度低下の度合いが大きい変状の初期段階に対応を講じることが合理的であることが分かった。
- ・ 代表的な変状トンネルを想定し、変状要因に関するパラメータ解析を実施した。その結果、変状の拡大には、土被りと地山のピーク強度が大きく影響することが分かり、従来からの地山強度比による評価が妥当であることが再確認された。
- ・ 地山強度と経過時間の関係を強度低下曲線と定義し、その曲線の一般値を地山強度比と内空変位速度の組み合わせで整理することができた。
- ・ 変状予測手法の実務への適用方法について検討し、当該トンネルの保有情報や制約条件に応じて、「計測データと現地調査による予測手法」、「計測データから強度低下を推定する予測手法」、「強度低下特性の一般値による概略予測手法」を提案した。

7.6 今後の課題

本研究では，長期間の計測データがなければ，これまでに述べた成果を得ることができなかった．このことから，トンネルの維持管理では，変状の経時変化を常に把握しておくことが重要であることが再確認された．

本研究を通じて，前述のような成果が得られた一方で，変状が発生したトンネルの周辺地山における強度低下特性には，土被り，地山強度，内空変位速度と様々な要因が相互に複雑に作用していること，変状発生後の比較的早い段階で強度低下が生じていることなど，実務における取り扱いが非常に難しい課題が明らかとなった．これらの課題に対しては，今後も増大することが予想される老朽トンネルや変状トンネルに対して，対症療法的な検討や対策だけでなく，実現象をより深く掘り下げた検討を行って課題に取り組むと同時に，得られた成果を合理的に整理・分析して将来に残していく必要がある．

謝 辞

本論文は、数多くの皆さんに支えられ、助けられ、励まされて完成できたものであり、私にとってかけがえのないものとなりました。また、京都大学大学院工学研究科における3年間の学生生活は、社会人となって忘れかけていた学ぶことの喜びやありがたみを思い出す素晴らしい機会となりました。

京都大学大学院 朝倉俊弘教授には、大学院での指導だけでなく、新入社員当時の研究業務から今日に至るまで、温かく、そして時には厳しく、トンネル技術の基礎から技術屋としての生き方すべてを叩き込んでいただき、言葉では言い表せないくらい感謝しております。また、田村 武教授、木村 亮教授には、論文の完成に向けて数々の素晴らしいアドバイスをいただきました。大学院での学生生活においては、ジオメカトロニクス研究室の塚田和彦准教授、西藤 潤助教にゼミを通じてご指導を頂き、秘書の西村美絵さんには遠方での在学を数多くサポートしていただきました。また、多くの研究生の皆さんに私の研究をサポートしていただきましたが、特に平成17年修了の内海一統氏、平成19年修了の嶋本敬介氏とはスタートし始めたばかりの変状予測解析を開発すべく、苦勞をともにしていただきました。さらに、研究室との共同研究を進めるにあたっては、西日本旅客鉄道株式会社の皆さんに大変お世話になりました。特に、藤原申次氏には、トンネルの維持管理に関する実態をご指導いただき、私を含めた研究生に現場の視察という貴重な経験の場を提供いただきました。この他にも、多くの関係機関の方々に研究活動をバックアップしていただきました。大学院における研究活動を通じてお世話になったすべての方々に、心より感謝申し上げます。

さて、私の変状トンネルに関する研究活動のスタートは、財団法人鉄道総合技術研究所トンネル研究室の皆さんとの出会いからでした。以来、10数年に渡り、トンネル技術をご指導いただいた小島芳之室長にはトンネル屋としての礎を築いていただきました。さらに、野城一栄氏には、論文の研究材料を多数提供頂くとともに、滞りそうになった研究活動に対して適切なアドバイスを多数いただきました。その他のトンネル研究室の皆さんとも、変状トンネルのテーマに限らず、多くの研究活動をご一緒させていただきました。私の自己研鑽のすべてが同研究室によるものと言っても過言ではありません。これまでにお世話になったトンネル研究室関係者すべての皆さんに、心より深い感謝の意を申し上げます。

私が学位取得を志したのは、土木学会岩盤力学委員会トンネル変状メカニズム研究小委員会の皆さんとの委員会活動がきっかけでした。研究小委員会では、各委員の積極的な研究活動に、幹事として非常に感銘を受けました。特に、解析・設計部会でご一緒した清水建設株式会社 熊坂博夫氏は、地山劣化モデルによる解析の実現を一緒に計画していただいただけでなく、ご自身のご経験を踏まえた上で私の学位取得への挑戦を強く勧めていただきました。同氏との出会い、心温かいアドバイスがなければ、私の学位取得が実現しなかったに違いありません。また、株式会社間組 笠 博義氏、株式会社ダイヤコンサルタン ト 重田佳幸氏（当時山口大学所属）には、お二人の大学でのご経験から、私の学位挑戦へ向けたエールをたくさんいただきました。今度は、無二の親友である重田佳幸氏の学位取得への取り組みを心から応援したいと思います。小委員会メンバーの皆さんには、変状トンネルのメカニズムに関する貴重な研究の経験をさせていただきただけでなく、大学院へのチャレンジのきっかけを与えていただき、大変感謝しております。

京都大学大学院への編入学を決意した私にとって、所属先であるパシフィックコンサルタンツ株式会社に進学を快諾していただいたことは心強い限りでした。特に、当時の所属長であったトンネル部 鈴木久尚部長、交通事業本部 山本達夫本部長（当時）には、進学願いを二つ返事で承いただいただけでなく、社内におけるバックアップ体制を整えていただきました。また、大阪本社 交通技術部 安田 亨部長には、同じ京都大学大学院社会人博士後期課程での研究活動の経験からの的確なアドバイスをいただきました。私の挑戦に最高のバックアップ体制で応援していただいたパシフィックコンサルタンツ株式会社の関係者の皆さんに感謝の意を表します。

最後に、私がこれまで研究に集中できたのは、家族である美樹、陽菜、仁湖が常に快く理解を示してくれたおかげです。いつもやりたい放題の私を、力強く応援してくれた3人に心から感謝します。

2007年12月

松長 剛