

# 山岳トンネル支保工の許容変位に関する一考察

日下 敦<sup>1\*</sup>・真下 英人<sup>1</sup>・水川 雅之<sup>1</sup>

<sup>1</sup>独立行政法人土木研究所 道路技術研究グループ (〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6)  
\*E-mail: kusaka@pwri.go.jp

山岳トンネルの標準施工法であるNATMでは、トンネルの安定性は最終的には支保工の健全性で判断される場合が多く、支保工に変状が発生することなく変位が収束すれば安定であるとみなされる。一方で、支保工の変形モードや許容される変位量は、地山物性や支保構造によって異なると考えられるものの、許容変位量の設定方法については確立されたものがないのが現状である。そこで本検討では、山岳道路トンネル掘削を模擬した二次元弾性FEM解析を行い、地山物性が支保工の変形モードに及ぼす影響を検討するとともに、支保構造が許容できる変位量を算定した。

**Key Words :** NATM, support, allowable displacement, characteristic curve

## 1. 緒言

山岳トンネルの標準施工法である NATM では、トンネルの安定性は最終的には支保工の健全性で判断される場合が多く、支保工に変状が発生することなく変位が収束すれば安定であるとみなされる。一方で、支保工の変形モードや許容される変位量は、地山物性や支保構造によって異なり、施工時に発生する変位量を各支保構造が有する許容変位量未満に抑制させることが重要であると考えられるものの、許容変位量の設定方法については確立されたものがないのが現状である。

本検討では、地盤を平面ひずみ要素、支保工をはり要素でモデル化した二次元弾性 FEM によるトンネル掘削解析を行い、地山物性が支保工の変形モードに及ぼす影響を検討するとともに、主要な支保部材のひとつである吹付けコンクリートの発生応力が設計基準強度に到達するときの変位を支保工の許容変位量と見なし、その値を算定した。

## 2. 特性曲線法を用いた地山物性パラメータの影響検討

トンネルを掘削すると、地盤の応力が解放され、トンネル周辺地山に変位が発生する。このとき、解放されていない応力、すなわち初期応力と解放応力との差は、トンネル掘削面に内圧として作用しているものと考えら

とができる。この内圧とその時の周辺地山の変位との関係は、トンネルが内空側に変形する主働領域では図-1に示すように特性曲線法という概念でとらえることができる。地山特性曲線は支保工を設置しない場合の地山の内圧-変位関係である。支保工特性曲線は、トンネル掘削に相当する外力が支保工に作用すると考えたときの荷重-変位関係であり、支保工が地山に与える内圧と変位との関係と見なすことができる。

これらの特性曲線を決定づける主なパラメータとしては、地山の剛性（弾性係数  $E$ 、ポアソン比  $\nu$ ）、初期土圧（鉛直土圧  $p_y$ 、側圧係数  $k$ ）、支保工の剛性（弾性係数  $E^*$ 、断面積  $A^*$ 、断面二次モーメント  $I^*$ ）が挙げられる。そのうち、支保工の剛性と、地山の単位体積重量  $\gamma$  と土被り  $H$  の積で表される  $p_y$  が既知であるとする、特性曲線は  $E$ 、 $\nu$ 、 $k$  により決定されることとなる。

本研究では、まず、これら3つのパラメータが支保工の挙動に及ぼす影響を、特性曲線法を利用して二次元 FEM 解析により検討した。

### (1) 解析概要

本検討では、2車線を有する山岳道路トンネルを想定して掘削幅  $D=12.2\text{ m}$  とし、土被り  $100\text{ m}$  を図-2に示すようにモデル化し、二次元線形弾性FEM解析を行った。

地山は、平面ひずみ要素でモデル化し、数値解析により山岳トンネルの設計を行う場合に一般的に用いられている値<sup>1)</sup>を参考に、地山等級 CII に相当する表-1に示す値を標準物性値として設定した。

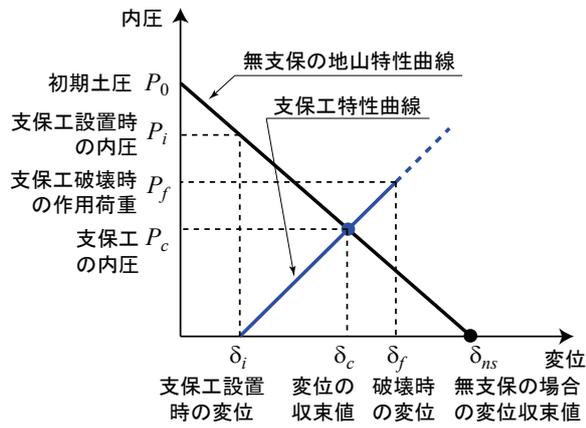


図-1 特性曲線法の概念

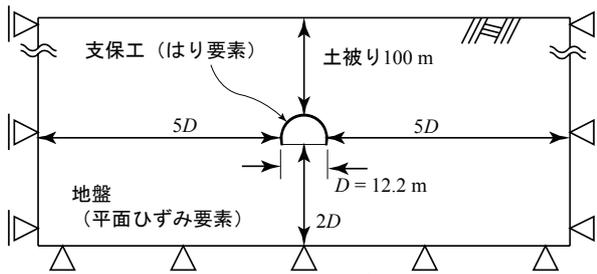


図-2 解析モデル

表-1 地山の標準物性値

弾性係数 $E$ (MPa)	側圧係数 $k$	ポアソン比 $\nu$	土被り $H$ (m)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
1,000	0.5, 1.0	0.30	100	24

表-2 支保工剛性

吹付け厚 (cm)	鋼アーチ支保工		ロックボルト	解析入力値 <sup>*1</sup>	
	規格	建込間隔 (m)		曲げ剛性 $E^* I^*$ (kNm <sup>2</sup> )	圧縮剛性 $E^* A^*$ (kN)
10	H-125	1.2	-	$1.80 \times 10^3$	$9.25 \times 10^5$

(※1) 奥行き1mあたりに換算

支保工については、道路トンネルで採用される支保パターン CII<sup>2)</sup>を参考に表-2 のとおりとし、吹付けコンクリート（吹付け）と鋼アーチ支保工（H鋼）が曲げモーメントと軸力に対してともに抵抗する合成はりとしてモデル化した。弾性係数については、吹付けは 4,000 N/mm<sup>2</sup> とし、H鋼は 210 kN/mm<sup>2</sup> とした。なお、支保工は上下半で区別することなく同一の剛性を有するものとした。また、ロックボルトについては FEM 解析では支保効果の再現が困難であることから無視することとした。

掘削はトンネル断面の応力を解放することでモデル化した。なお、本検討は線形弾性解析によるものであるため、支保工に発生する変位と断面力の関係に応力解放率が及ぼす影響は非常に小さいと考え、初期応力状態の地山において支保工を設置すると同時に 100%の応力解放を行った。これは、図-1 における  $P_i/P_0=1$ 、 $\delta_i=0$  を意味する。

## (2) 支保工の挙動に影響を及ぼすパラメータ

ここでは、主働領域の代表として天端に着目し、図-1

表-3 本検討における特性曲線の求め方

$P_0$	: 初期応力状態の鉛直土圧 ( $=\gamma H$ )
$P_i$	: 初期応力状態で支保工を設置するため $P_i/P_0=1$
$P_c$	: 支保工を設置した解析で得られた支保工作用荷重 (天端近傍の地山要素における積分点応力の鉛直方向成分)
$P_f$	: 吹付けコンクリートの縁応力が 18 N/mm <sup>2</sup> となるとき の支保工作用荷重
$\delta_{ms}$	: 素掘り解析により得られた天端沈下
$\delta_i$	: 初期応力状態で支保工を設置するため $\delta_i=0$
$\delta_c$	: 支保工を設置した解析で得られた天端沈下
$\delta_f$	: 吹付けコンクリートが 18 N/mm <sup>2</sup> となるとき の天端沈下

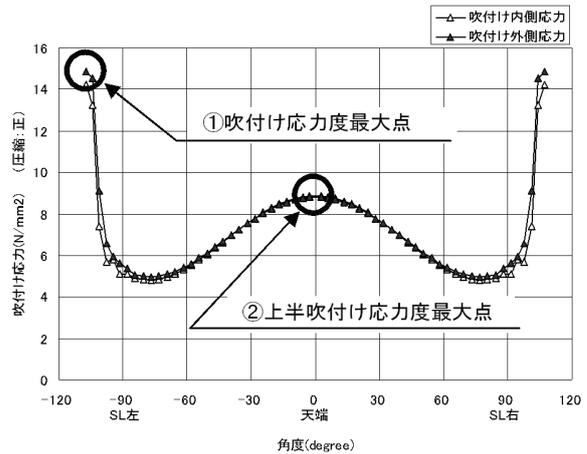


図-3 吹付けコンクリート縁応力度算定の例

における特性曲線の値を表-3 のように算定した。すなわち、天端の初期鉛直応力  $\gamma H$  を初期土圧  $P_0$ 、支保工を設置しない素掘りの解析により算定した天端沈下を  $\delta_{ms}$  とし、これら 2 点を直線で結んだものを地山特性曲線とした。また、支保工を設置した解析で算定した天端沈下と天端に作用する鉛直荷重をそれぞれ  $\delta_c$ 、 $P_c$  とし、原点と  $(\delta_c, P_c)$  を直線で結んだものを支保工特性曲線とした。

なお、支保工を設置する場合としない場合ではトンネルの変形モードが異なるため、支保工を設置した解析における収束点  $(\delta_c, P_c)$  は、円形で  $k=1$  等の特殊な場合を除き、一般に地山特性曲線上に載らないが、その差は実務上問題とならない程度であることが多い。

図-4 は、 $k=0.5$  および 1.0 の標準地山について、特性曲線を重ね合わせたものである。図中のシンボルは収束時の変位と内圧  $(\delta_c, P_c)$  をプロットしたものである。この図から、地山特性曲線の傾きに  $k$  が及ぼす影響は比較的小さいが、支保工特性曲線は  $k$  の影響を大きく受けることがうかがえる。このことは、施工中にある値の天端沈下が観測された場合、支保工に作用する荷重は  $k$  によって大きく異なることを示している。図-5 は、 $E$  を標準値の 1,000 N/mm<sup>2</sup> から半減した場合と倍増した場合の特性曲線を重ね合わせたものである。地山特性曲線は  $E$  の影響を大きく受けているものの、支保工特性曲線の傾

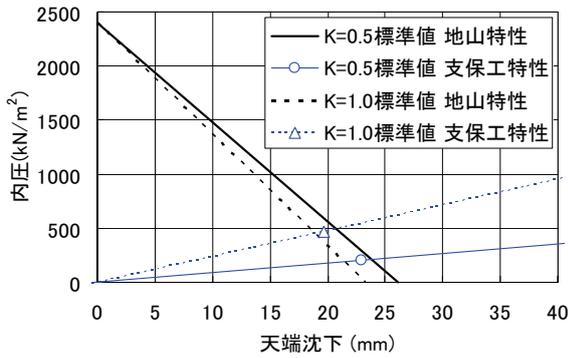
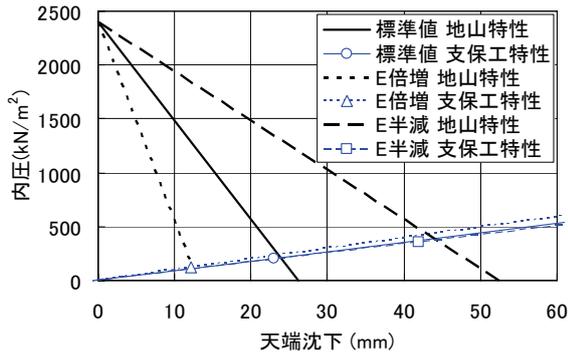
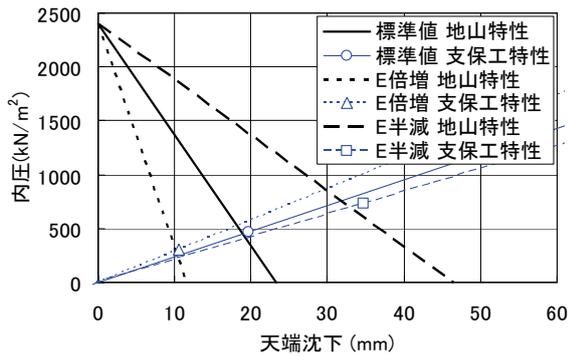


図-4 側圧係数の影響



(a)  $k=0.5$



(b)  $k=1.0$

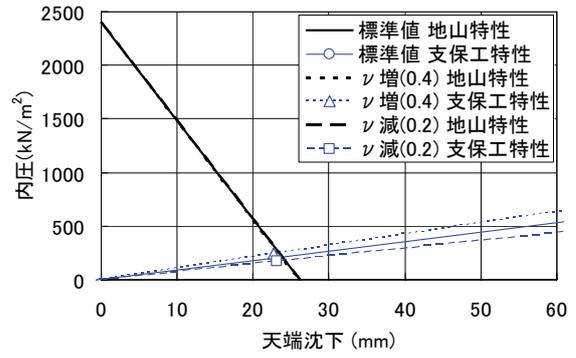
図-5 地山弾性係数の影響

きはあまり影響を受けていないことが分かる。図-6 は、 $\nu$  を標準値の 0.3 から 0.2 に減少させた場合と 0.4 に増加させた場合の特性曲線を重ね合わせたものであり、 $\nu$  についても地山特性曲線と支保工特性曲線に及ぼす影響は比較的小さいことが分かる。

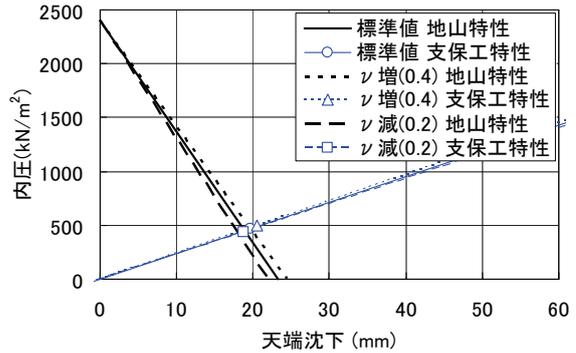
以上の結果から、支保工の変位と作用荷重の関係は、 $E$ 、 $\nu$  と比較して  $k$  の影響を大きく受けていることが分かる。

### 3. 支保工の許容変位に関する検討

前章の検討により、支保工の変位と作用荷重の関係は、 $E$ 、 $\nu$  と比較して、 $k$  の影響を大きく受けることが分かった。そこで本章では、B~DII の各地山等級を対象に、 $k$



(a)  $k=0.5$



(b)  $k=1.0$

図-6 ポアソン比の影響

をパラメータとした数値解析を行い、支保工が許容できる変位について検討した。

#### (1) 解析概要

本検討では、前章と同様に、図-2 に示すモデルで二次元線形弾性 FEM 解析を行った。

地山は、数値解析により山岳トンネルの設計を行う場合に一般的に用いられているもの<sup>1)</sup>を参考に各地山等級で表-4 のとおり物性値を設定し、側圧係数  $k$  を変動パラメータとした。支保工については、道路トンネルで採用される支保パターン<sup>2)</sup>を参考に表-5 の仕様とした。その他の諸条件は前章と同様である。

#### (2) 支保工の許容変位

本解析では、支保工をはり要素でモデル化しており、解析結果として得られるはり要素の断面力から、初等はり理論によって吹付けの縁応力度を算定することができる。本稿では、その縁応力度と、変位、内圧が比例関係にあると仮定し、縁応力度が吹付けの設計基準強度である  $18 \text{ N/mm}^2$  となるときの変位と内圧をそれぞれ破壊時変位  $\delta_p$ 、破壊時の支保工作用荷重  $P_f$  とした。着目箇所は、上下半で縁応力が最大となる点 (例えば図-3 では脚部) と、上半で縁応力が最大となる点 (例えば図-3 では天端) の 2 箇所とした。なお、本解析で支保工に発生した応力は、全断面で圧縮となるか、引張が発生して

表-4 地山物性値

地山等級	地山物性値				
	弾性係数 (MPa)	側圧係数 $k$	土被り (m)	ポアソン比	単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
B	5,000	0.3~2.5	100	0.25	25
CI	2,000	0.3~2.5	100	0.30	24
CII	1,000	0.3~2.5	100	0.30	24
DI	500	0.3~2.5	100	0.35	23
DII	150	0.3~1.5	100	0.40	22

表-5 支保工物性値

地山等級	支保工仕様					解析入力値 <sup>*1</sup>	
	吹付け厚 (cm)	鋼アーチ支保工		ロックボルト	曲げ剛性		圧縮剛性
		規格	建込間隔 (m)		$E^* I^*$ ( $\text{kNm}^2$ )	$E^* A^*$ (kN)	
B	5	—	—	—	$4.17 \times 10^3$	$2.00 \times 10^5$	
CI	10	—	—	—	$3.33 \times 10^2$	$4.00 \times 10^5$	
CII	10	H-125	1.2	—	$1.80 \times 10^3$	$9.25 \times 10^5$	
DI	15	H-125	1.0	—	$2.89 \times 10^3$	$1.23 \times 10^6$	
DII	20	H-150	1.0	—	$6.07 \times 10^3$	$1.63 \times 10^6$	

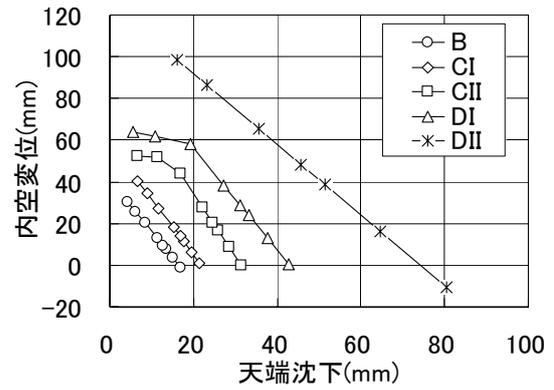
(※1) 奥行き1mあたりに換算

も微小であったため、圧縮側での検討を行った。

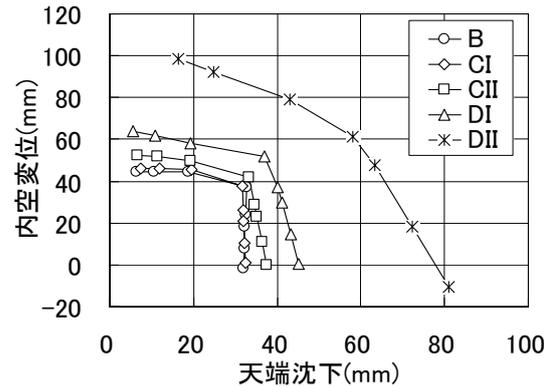
図-7は、破壊時の天端沈下と内空変位を地山等級ごとにプロットしたものである。いずれの地山等級においても、破壊時の天端沈下と内空変位の関係は $k$ の影響を大きく受けている。このことは、支保工の変形モードは $k$ により大きく異なるため、支保工に発生した変位の評価は、天端沈下のみ、内空変位のみに着目して行うのではなく、両者の関係を考慮して行う必要があることを示している。また、地山が悪くなる（すなわち支保工の規格が増大し剛性も増す）につれ、吹付け破壊時の変位も大きくなる傾向が見られた。図-7(a)に示した破壊時変位は、支保工の1箇所吹付けの縁応力が設計基準強度に達するときの値であり、この変位が発生したからといって必ずしも構造全体が不安定になるとは限らないが、変位が発生する目安とすることができると考えられる。ここで、場合によっては解析の結果、図-3①に例示したように脚部に応力が集中し、応力最大点の脚部のみに着目すると、上半の応力状態を正しく評価できず不合理な設計となる可能性がある。これを避けるため、下半の応力状態を無視して図-3②に例示する上半吹付け縁応力最大点に着目し、上半吹付けの破壊時変位をプロットしたものが図-7(b)である。ここに示した値を超える変位が発生する場合は、天端からSLにかけて何らかの変位が生じる可能性があると考えられる。

### (3) 実測データとの比較

図-8は、トンネルの安定上問題となるような大きな変位が観測されることが比較的多い地山等級DIとDIIについて、吹付け破壊時変位を、現場で計測された施工時変位の収束値<sup>3)</sup>と重ね合わせたものであり、施工時に発生



(a) 上下半に着目した場合



(b) 上半のみに着目した場合

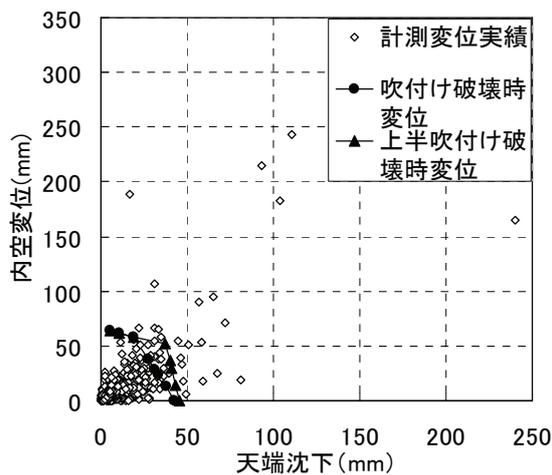
図-7 地山等級ごとの吹付けコンクリート破壊時の変位

する変位は、概ね本検討で示した破壊時変位以内で収束していることが分かる。同様に、現場で支保工に変位が発生したときの変位<sup>3)</sup>と重ね合わせると図-9のようになり、本検討で示した破壊時変位より大きな変位が発生した場合は吹付けコンクリートに変位が発生する傾向があると言える。これらことから、本検討で得られた破壊時変位は、各支保パターンで支保工が許容できる変位の限界値としての目安とすることができると考えられる。

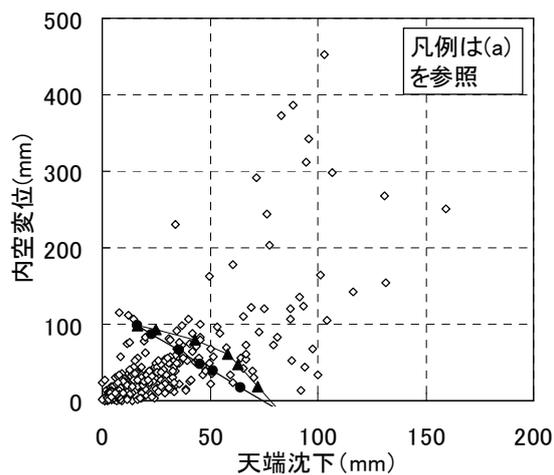
## 4. 結言

本稿では、特性曲線法の概念を用いて、山岳トンネルの支保工の挙動に及ぼす影響が大きい物性パラメータについて検討するとともに、吹付けの縁応力が $18 \text{ N/mm}^2$ となるときの変位を破壊時変位と定義し、側圧係数を変動パラメータとした数値解析により地山等級ごとに破壊時変位を算定し、支保工の許容変位量の目安として提案した。本検討の結果から得られた知見は以下のとおりである。

- (1) 特性曲線法の概念を用いて支保工の挙動を検討した結果、支保工の変位と作用荷重の関係は、弾性係数、ポアソン比と比較して側圧係数の影響を大きく受け

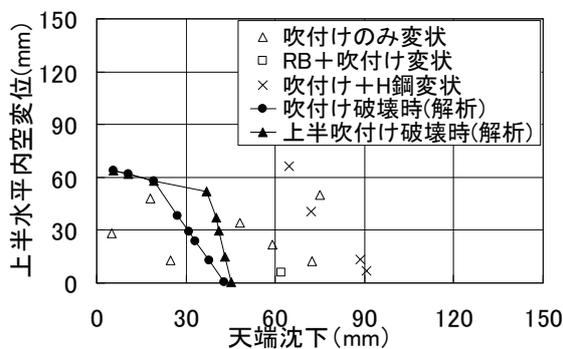


(a) 地山等級DI

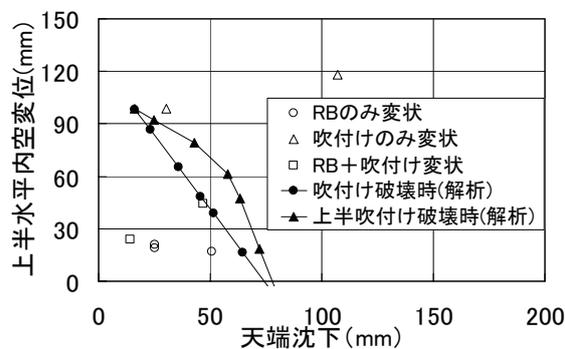


(b) 地山等級DII

図-8 破壊時変位と現場計測データ (変位収束値) の比較



(a) 地山等級DI



(b) 地山等級DII

図-9 破壊時変位と現場計測データ (変状発生時変位) の比較

ることが分かった。

- (2) 支保工の変形モードは側圧係数により大きく異なるため、支保工に発生した変位の評価は天端沈下のみ、内空変位のみに着目して行うのではなく、両者の関係を考慮して行う必要がある。
- (3) 本検討で得られた破壊時変位より大きな変位が発生した場合は、実施工現場でも吹付けに変状が発生する傾向が見られた。したがって本検討で得られた破壊時変位は、各支保パターンで支保工が許容できる変位の

限界値としての目安となると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 日本道路公団試験研究所道路研究部トンネル研究室：トンネル数値解析マニュアル，試験研究所技術資料第358号，1998。
- 2) 日本道路協会：道路トンネル技術基準（構造編）・同解説，pp. 125-128，2003。
- 3) 土木研究所道路技術研究グループトンネルチーム：山岳トンネルにおける施工時観察・計測データの評価手法に関する研究報告書，土木研究所資料第4099号，2007。

## STUDY ON ALLOWABLE DISPLACEMENT FOR TUNNEL SUPPORT

Atsushi KUSAKA, Hideto MASHIMO and Masayuki MIZUKAWA

The conclusive stability of mountain tunnel in conventional tunneling is generally evaluated with soundness of the support, which is regarded as stable when the displacement converges before the support is damaged. However, deformation mode and allowable displacement for the support have not been clarified though they are empirically considered to be varied with support patterns. In this study, effect of ground properties on support deformation and allowable displacement of support have been examined through 2D elastic FEM.