

地盤の非弾性挙動の逆解析

桜井春輔*・川嶋幾夫**・皿海章雄***・
芥川真一****

トンネルなどの地盤構造物の施工においては、情報化施工が取り入れられるようになってきたが、そこでは施工中におこなう現場計測の結果をいかに迅速にかつ的確に評価し設計、施工にフィードバックさせるかが重要である。計測結果を定量的に評価するには、一般に逆解析の手法が用いられるが、逆解析手法では順解析手法とは異なり、地山材料の力学モデルの設定に注意しなければならない。そこで、本論文は、トンネルの安定性がひずみによって評価しうることを前提にして、非弾性ひずみを導入した逆解析法を提案する。この方法をトンネル現場計測結果の逆解析に適用し良好な結果を得た。

Key Words : back analysis, non-elastic strain, modelling shallow tunnel

1. はじめに

トンネルなどの地下構造物の設計においては、地山の力学特性が複雑であり、たとえ十分な調査を行っても、それらを正確に求めることができず、また、荷重となる初期応力も精度良く推定することが難しい。そのため、トンネル構造物の挙動を解析の手法を用いて正確に予想することは非常に困難である。この困難さを克服するために、施工中に種々の計測を行い、構造物の挙動を把握し、必要に応じて設計の見直しや施工法の変更を行う、情報化施工が盛んに行われるようになった。

この情報化施工においては、計測結果から、施工中の地山の状況並びに構造物の安定性を、迅速かつ的確に把握し評価することが重要となる。この目的のためには、逆解析手法が有効な手段であり、すでに種々の方法が提案されている^{1)~5)}。

しかし、この場合の逆解析は、順解析に比較してその解析の流れが逆方向であるのみならず、解析の基本的概念、特に、モデル化の考え方が異なることに注意しなければならない。順解析と逆解析の基本的な違いを Fig.1 に示す。なお、ここで、逆解析とは、計測値として応力、ひずみ、変位などが求められているとき、それらをインプットデータとして与え、地山の力学定数、初期応力、さらに境界条件等をアウトプットとして求めるものと定義する。

Fig.1 から明らかなように、順解析においては、まず地山の力学モデルを仮定し、その後、そのモデルに見合った力学定数（例えば、モール・クーロン型の塑性材料を

仮定したときは、粘着力と内部摩擦角）を求め、これらをインプットデータとして解析を行う。そのため、そのとき得られた、応力、ひずみ、変位などの解は、少なくともインプットデータに関しては、解の唯一性が保証されたものになっている。一方、逆解析では、まず、インプットデータとしての計測値が求められ、その後、地山のモデル化を行うため、逆解析で得られるアウトプットとしての結果は、そこで用いる解析モデルに依存する。このことは、逆解析では、モデル化という仮定が、インプットとアウトプットの間に入るため、それらの中には解の唯一性が保証されないことを意味する。

そのため、逆解析で解の唯一性を保証するためには、力学モデルは“真のもの”でなければならない。ここで、“真のモデル”とは地山の実際の挙動を限りなく忠実に表現できるモデルをいう。しかし、現実問題として、このような“真のモデル”を仮定することはほとんど不可能に近い。従って、逆解析においては、力学定数を逆算することももちろんのこと、力学モデルをも同時に同定するか、あるいは、力学モデルを仮定する必要のない逆解析法の開発が望まれる。

そこで、本論文では、トンネル構造物の情報化施工において、構造物の安定性を地山に発生する最大せん断ひずみによって評価するという立場のもとに、力学モデルの仮定を必要としない逆解析法を提案する。なお、本論文では、すべて二次元問題を対象にするが、ここで提案する方法の三次元問題への拡張は容易である。

2. 定式化

地山に生ずるひずみには、少なくとも弾性ひずみは含まれると考えて、一般に次のように表わされる。

$$\{\epsilon_i\} = \{\epsilon_e\} + \{\epsilon^*\} \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 $\{\epsilon_i\}$: 全ひずみ

$\{\epsilon_e\}$: 弾性ひずみ

* 正会員 工博 Ph.D. 神戸大学教授 工学部建設学科
(〒652 神戸市灘区六甲台町1-1)

** 学生会員 修(工) 神戸大学大学院自然科学研究科大学院
院生(博士課程)

*** 正会員 修(工) 清水建設(元神戸大学大学院生)

**** 正会員 Ph.D. 神戸大学助手 工学部建設学科

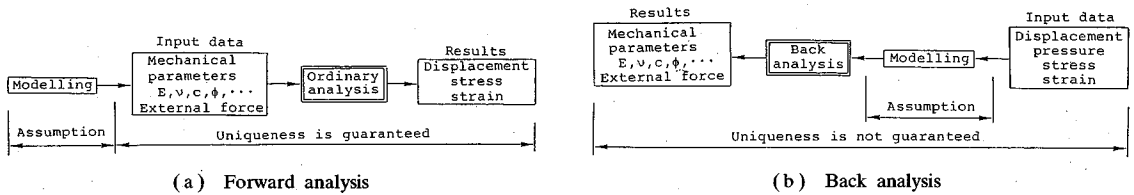


Fig.1 Comparison between forward analysis and back analysis in terms of the uniqueness of solutions

{ε*}: 非弾性ひずみ

非弾性ひずみは、塑性ひずみはもちろん、クリープひずみや発破などによって生ずる亀裂開口によるひずみなど、弾性ひずみ以外のすべてのひずみを含む。このとき、Hookeの法則は次のように表わされる。

$$\{\sigma\} = [D]\{\epsilon\} \\ = [D](\{\epsilon\} - \{\epsilon^*\}) \dots \dots \dots (2)$$

ここで、[D]は、弾性マトリクスであり、等方弾性体では、ヤング係数Eとポアソン比νの関数である。

式(2)を用いて、有限要素法の定式化を行うと次式を得る。

$$[K]\{u\} = \{P\} + \{P^*\} \dots \dots \dots (3)$$

- ここで、[K]: 等方弾性剛性マトリクス
 - {u}: 変位ベクトル
 - {P}: 外力ベクトル
 - {P*}: 非弾性ひずみに起因する外力ベクトル
- {P*}は次のように表わすことができる。

$$\{P^*\} = \int_{V^*} [B]^T [D] \{\epsilon^*\} dV^* \dots \dots \dots (4)$$

ここで、V*は非弾性ひずみが発生するゾーンの体積、[B]は節点変位と要素内ひずみを関係づけるマトリクスである。

式(3)において、剛性マトリクス[K]は等方弾性体に対するものであり、すべての複雑な非弾性的挙動は、右辺の外力項によって考慮される。いま、掘削問題を対象にする場合には、式(3)における外力ベクトル{P}は、掘削相当外力として次のように定義される。

$$\{P\} = \int_{V_0} [B]^T \{\sigma_0\} dV_0 - \int_{V_0} [N]^T \begin{Bmatrix} 0 \\ -\gamma_c \end{Bmatrix} dV_0 \dots \dots \dots (5)$$

- ここで、V₀: 掘削領域
- {σ₀}: 初期応力 {σ_{0x}, σ_{0y}, τ_{0xy}}^T
(トンネル中央における値)
- [N]: 形状関数
- γ_c: 地山材料の単位体積重量

しかし、一般に非弾性ひずみは直接的に求められないため、順解析で式(3)を解くことはできない。そこで、本論文においてはそれを逆解析によって求めるを試みる。逆解析には、直接定式化法と逆定式化法があるが、

ここでは、未知数の数が多いため、逆定式化法を用いる。このとき、式の数(計測の数)が、未知数よりも多いときには、最小自乗法などを用いて、非弾性ひずみを、計測結果(計測変位)から次のようにして求めることができる。

すでに述べたように、非弾性ひずみは、剛性方程式の外力項に含まれる。したがって、地盤に生じる変位が各外力ベクトル(初期応力および非弾性ひずみの各成分に起因するもの)に対応する変位の重ね合わせにより表わされるとすれば、計測変位は次のようにして定義できる。

$$\{u_m\} = \frac{\sigma_{0x}}{E} \{u_{0x}\} + \frac{\sigma_{0y}}{E} \{u_{0y}\} + \frac{\tau_{0xy}}{E} \{u_{0xy}\} \\ + \epsilon^*_{1x} \{u^*_{1x}\} + \epsilon^*_{1y} \{u^*_{1y}\} + \gamma^*_{1xy} \{u^*_{1xy}\} + \dots \dots \dots \\ + \epsilon^*_{ix} \{u^*_{ix}\} + \epsilon^*_{iy} \{u^*_{iy}\} + \gamma^*_{ixy} \{u^*_{ixy}\} + \dots \dots \dots \\ + \epsilon^*_{nx} \{u^*_{nx}\} + \epsilon^*_{ny} \{u^*_{ny}\} + \gamma^*_{nxy} \{u^*_{nxy}\} \dots \dots \dots (6)$$

- ここで、
- E: 地山の弾性係数(地山内は一定と仮定)
- $\frac{\sigma_{0x}}{E}, \frac{\sigma_{0y}}{E}, \frac{\tau_{0xy}}{E}$: 初期応力パラメータ
- ε*_{ix}, ε*_{iy}, γ*_{ixy}: 非弾性ひずみであり、それぞれ、ゾーン*i* (*i*=1~*n*)の*x*方向、*y*方向の垂直ひずみ、およびせん断ひずみを表わす。

{u_m}: 計測変位

このとき、{u_{0x}}, {u_{0y}}, {u_{0xy}}, {u*_{ix}}, {u*_{iy}}, {u*_{ixy}}は、それぞれ、初期応力パラメータおよびゾーン*i*の非弾性ひずみの各々の成分が1のときに生じる単位変位ベクトルであり、次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \{u_{0x}\} &= [K^*]^{-1} \{P_{0x}\} \\ \{u_{0y}\} &= [K^*]^{-1} \{P_{0y}\} \\ \{u_{0xy}\} &= [K^*]^{-1} \{P_{0xy}\} \\ \{u^*_{ix}\} &= [K^*]^{-1} \{P^*_{ix}\} \\ \{u^*_{iy}\} &= [K^*]^{-1} \{P^*_{iy}\} \\ \{u^*_{ixy}\} &= [K^*]^{-1} \{P^*_{ixy}\} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (7)$$

$$\left. \begin{aligned} \{u^*_{ix}\} &= [K^*]^{-1} \{P^*_{ix}\} \\ \{u^*_{iy}\} &= [K^*]^{-1} \{P^*_{iy}\} \\ \{u^*_{ixy}\} &= [K^*]^{-1} \{P^*_{ixy}\} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (8)$$

ここで、
[K*] = [K]/E
初期応力パラメータの各成分が1のときの単位荷重ベ

クトル：

$$\left. \begin{aligned} \{P_{\alpha z}\} &= \int_{V_0} [B]^T \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} dV_0 \\ \{P_{0y}\} &= \int_{V_0} [B]^T \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} dV_0 \\ &+ \frac{1}{H} \int_{V_0} [N]^T \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \end{Bmatrix} dV_0 \\ \{P_{\alpha y}\} &= \int_{V_0} [B]^T \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} dV_0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (9)$$

ゾーン*i*の非弾性ひずみの各成分が1のときの単位荷重ベクトル：

$$\left. \begin{aligned} \{P^*_{iz}\} &= \int_{V_i} [B]^T [D^*] \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} dV_i \\ \{P^*_{iy}\} &= \int_{V_i} [B]^T [D^*] \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} dV_i \\ \{P^*_{ixy}\} &= \int_{V_i} [B]^T [D^*] \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix} dV_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (10)$$

$$[D^*] = [D]/E \dots\dots\dots (11)$$

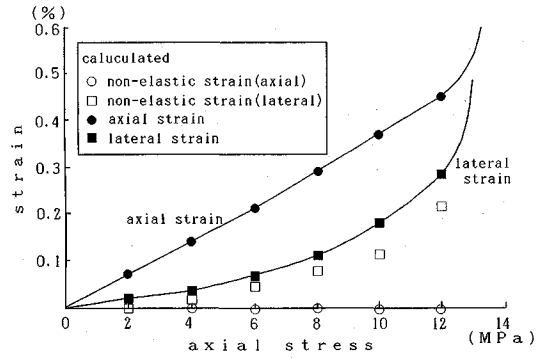
H：基準深さ(地表面からトンネル中心までの距離、例えば、土被りが1*D*のケースでは、1.5*D*)
D：トンネル直径
V_i：ゾーン*i*の体積

なお、式(9)は初期応力が一定、式(10)は、非弾性ひずみがそれぞれのゾーン内で一定とした場合のものである。

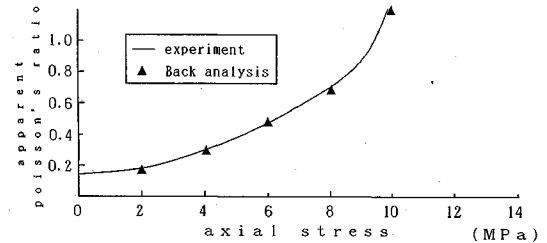
初期応力パラメータおよび非弾性ひずみは、式(6)を最小自乗法等によって解くことにより求めることができる。このとき、*y*(鉛直)方向の初期応力は、地表面からの深さ*H*と地山の単位体積重量 γ_c の積($\sigma_{0y} = \gamma_c \cdot H$)として表わすことができるので、同定された初期応力パラメータ σ_{0y}/E から地山の弾性係数 *E* を求めることができる。ひとたび、初期応力、弾性係数、および非弾性ひずみが求められると、式(3)および式(4)によって節点の変位を求めることができ、したがって、ひずみは、次式によって求められる。

$$\{\epsilon\} = [B]\{u\} \dots\dots\dots (12)$$

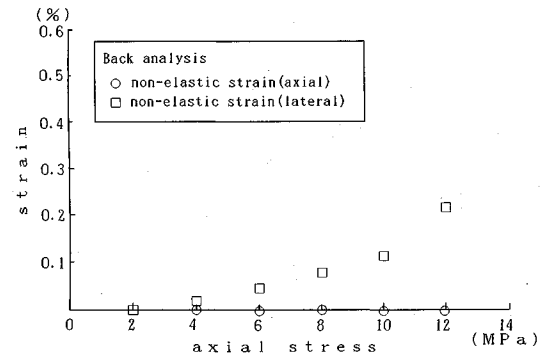
以上の計算手順から明らかのように、ここで示した逆解析法によれば、計測変位から力学モデルを仮定するこ



(a) strain~stress relationship



(b) apparent poisson's ratio (ν^*)



(c) non-elastic strain

Fig.2 Experimental data and results of back analysis (uni-axial compression test)

となく、地山の初期応力、弾性係数、および非弾性ひずみを逆算することができる。なお、ここで示した逆解析の定式化は線形であり、(式(6)参照)、さらに、式(7)および式(8)の係数行列が共通になっているため、計算量が非常に少なくてすむ利点がある。

3. 適用例

(1) 岩石の一軸圧縮試験

本論文で提案した逆解析の適用例として、まず、最も単純な岩石の一軸圧縮試験の結果の評価を示す。岩石などのぜい性材料に対して、一軸圧縮試験を行えば、载荷に伴い载荷軸方向に亀裂が発生し、縦割れとしていわゆるへき開破壊が生ずる。その場合の応力-ひずみ関係の

一例を Fig.2 (a) に示す。これは、室乾状態に対する田下石の、 $\phi 50 \text{ mm} \times$ 高さ 100 mm の円柱供試体を用いて行った試験結果である。

この図から明らかのように、載荷当初の見かけのポアソン比 ν^* (接線) は、約 0.15 であるが、載荷にともない横ひずみの増加は軸ひずみに比べて著しく増加し、見かけのポアソン比は徐々に大きくなっている。そして、軸ひずみが約 0.2% のとき $\nu^*=0.5$ に達し、さらに載荷が進むと、 $\nu^*>0.5$ になっていることが分かる。一方、連続体力学に基づく通常有限要素解析においては、見かけのポアソン比が $\nu^*>0.5$ の場合には、エネルギー保存則が満たされなくなるために、その適用は不能となる。しかし、ここで提案した非弾性ひずみを導入した逆解析法を用いると、 $\nu^*>0.5$ の場合でも、連続体力学に基づく有限要素法によって、試験結果を評価することができる。

いま、計測結果をインプットデータとして式 (6) を解くと弾性係数と非弾性ひずみを求めることができる。各軸応力に対して求められた非弾性ひずみを Fig.2 (c) に示す。弾性係数は、 $E=2700 \text{ MPa}$ である。ただし、この場合、荷重は既知量、ポアソン比は $\nu=0.15$ として与えた。なお、このポアソン比は、実験において載荷当初に測定された軸ひずみに対する周方向のひずみの比として得られたものである。荷重、ポアソン比および逆解析で得られた弾性係数および非弾性ひずみの値をインプットデータとして式 (3)、(4) および (12) からひずみを求めると Fig.2 (a) の点 ●、■ のようになり、実測値と非常に一致を示すことが分かる。すなわち、非弾性ひずみを導入することにより、有限要素法によって見かけのポアソン比 $\nu^*>0.5$ の場合にも、逆解析が可能であることが分かる。

(2) 土被りの浅いトンネルのモデル実験

最近、土砂地山に土被りの浅いトンネルを掘削する例が増加している。このようなトンネルにおいては、周辺地山にゆるみ領域の発生が懸念される。ここでは、このようなトンネルの挙動を調べるために行った室内モデル実験の結果に対し、非弾性ひずみを導入した逆解析によるシミュレーションを試みる。モデル実験は、著者らが先に提案した⁹⁾ 圧力境界により、トンネルの掘削を表現するものであり、地山材料には、村山ら⁷⁾ の提案したアルミ棒の積層体を用いている。この実験において、トンネル掘削は、トンネル掘削部分に作用させた空気圧を土被り圧と等しくした状態から漸減することにより表現した。実験において、変位は、地山に 1 cm 間隔の格子を描き、その格子点の掘削前後の位置をトレーシングペーパーに写し取り、それをデジタイザーで読みとることにより求めた。ここでは、この変位を入力データとして、非弾性ひずみを導入した逆解析を行った。

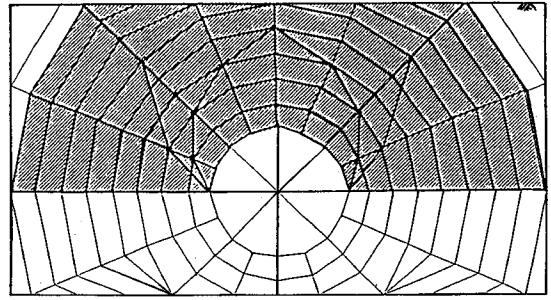


Fig.3 Finite element mesh

a) すべての要素の非弾性ひずみを求める場合

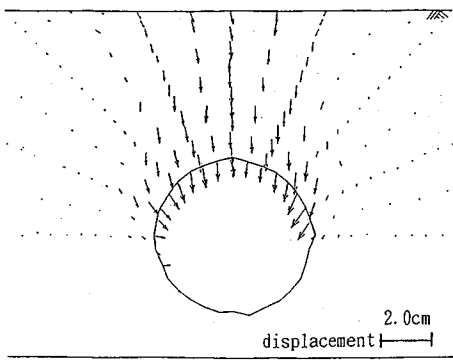
このとき用いた 2 次元有限要素法のメッシュは、Fig.3 に示すもので、網掛け部分のそれぞれの要素について、独立に非弾性ひずみ (ϵ_{ij}^* , ϵ_{ij}^* , γ_{ij}^*) を要素内において一定とする。このとき、実験で求めた変位 (逆解析における入力データ) を (a)、非弾性ひずみを導入した逆解析によって求めた変位を (b) として、Fig.4 に示す。これらの図より、逆解析で求めた変位は、実験で計測された変位 (逆解析において入力した変位で、Fig.4 (a) にベクトルで示したもの) とよく一致していることが分かる。また、最大せん断ひずみについても、モデル実験から直接求めたもの⁸⁾ と、逆解析によって求めたものを比較して、それぞれ Fig.5 (a), (b) に示す。これらも、互いに良く一致していることが分かる。

b) 非弾性ひずみの領域を設定する場合

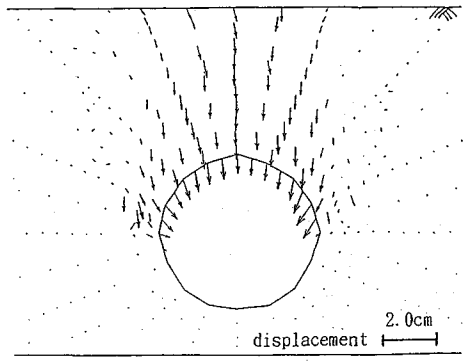
上に述べたすべての要素の非弾性ひずみを求める場合、同定するパラメーター数は、237 個となる。一方、計測変位の数は 600 である。したがって、この方法を実務で用いるには、現場で非常に多数の計測を行わなければならない。しかし、それはあまり実際的ではない。そこで、何らかの方法によって、同定するパラメーターの数を減少させなければならない。そのためには、地山の变形挙動を明らかにする必要がある。

土被りの浅いトンネルの变形挙動について、村山ら⁷⁾ は、落とし戸の実験から、Fig.6 に示すように、地山の变形領域を区分している。また、本研究で行ったモデル実験の結果得られた地山各点の変位ベクトル (Fig.4 (a) 参照) を基に等変位線図を描けば、Fig.7 に示すようになる。この図において、等変位線が集中しているところが变形領域の境界になっていると考えられる。これは、村山らが求めた变形領域の区分と共通した特徴があり、土被りの浅いトンネルに対する、一般的な变形モードと考えることができる。そこで、実験結果を踏まえてこの变形領域の区分に基づいて非弾性ひずみが一定のゾーンとする。

Fig.8 のように、非弾性ひずみの領域 (3 領域) を設定し、逆解析を行う。このとき求められた各点の変位ベ

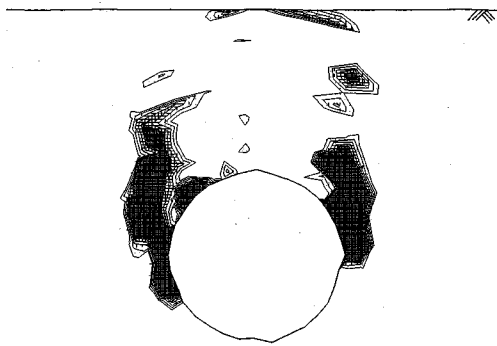


(a) Model test (experiment)

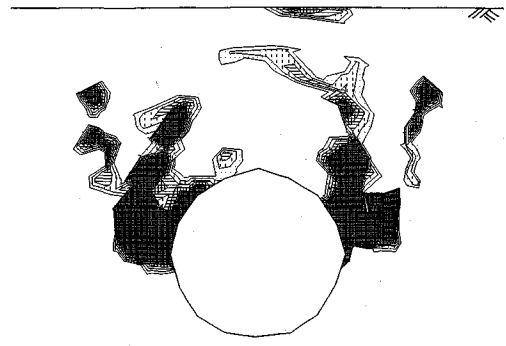


(b) Back analysis

Fig.4 Displacement vectors



(a) Model test (experiment)



(b) Back analysis

Fig.5 Maximum shear strain distribution

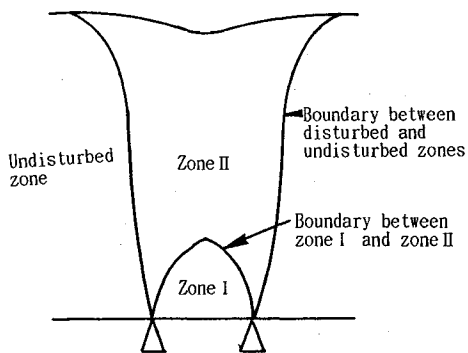


Fig.6 1st and 2nd movement area and boundary plane (after Murayama?)

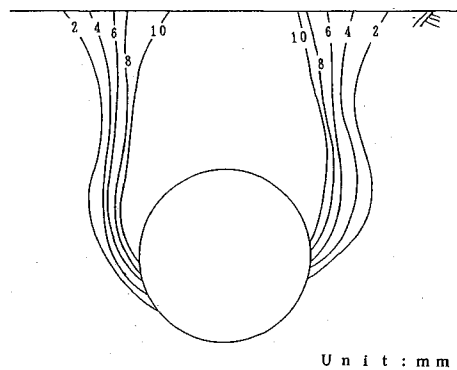


Fig.7 Equi-displacement contour lines (experiment)

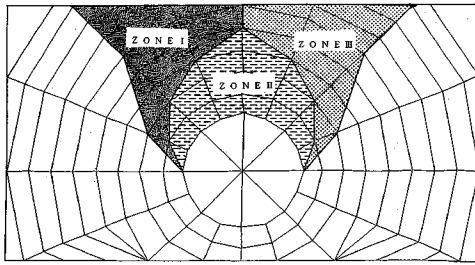


Fig. 8 Finite element mesh and three zones in which constant non-elastic strains are assumed independently each other (experiment)

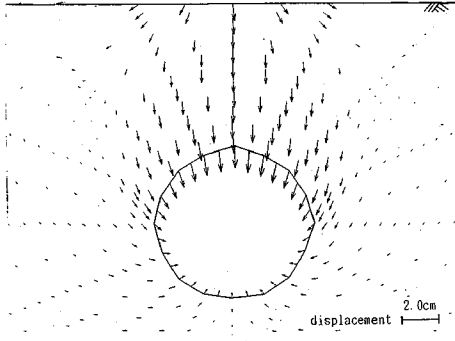


Fig. 9 Displacement vectors (back analysis)

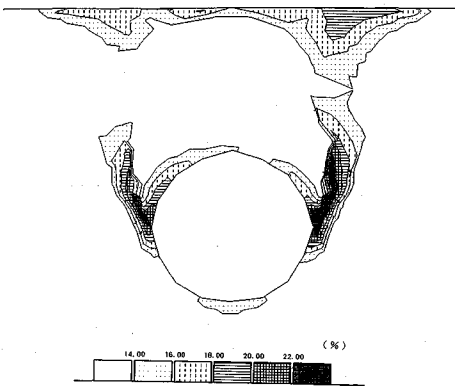


Fig. 10 Maximum shear strain distribution (back analysis)

クトルを Fig. 9 に、また最大せん断ひずみ分布図を Fig. 10 に示す。これらの結果は、実験結果 (Fig. 4 (a) および Fig. 5 (a)) と比べて、全体として良く一致していることが分かる。このように、地山の変形特性について工学的な判断ができるときは、それをよりどころにして、同定するパラメーターの数を減少させることができる。

(3) 現場計測

次に、実際に、未固結地山に土被りの浅いトンネルを掘削した計測結果⁹⁾を用いて逆解析を行い、周辺地山に発生するひずみの推定を行う。インプットデータには、

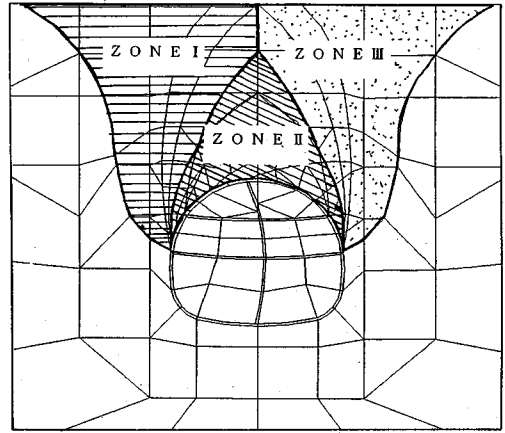


Fig. 11 Finite element mesh and three zones in which constant non-elastic strains are assumed independently each other (field measurement)

Fig. 12 に●で示した計測変位を用いた。ここでは、計測変位に限られていることから、非弾性ひずみを一定とするゾーンを設定するのに、先に述べたモデル実験の知見を用いた。Fig. 11 にメッシュ図を示す。図中、Zone I, II, III はそれぞれ一定の非弾性ひずみを設定したゾーンである。なお、これらのゾーンの位置は数ケースのうち、計測変位と計算変位の差の二乗和が最も小さいケースのものである。また、等方弾性モデルについても併せて逆解析を行った。

このときの逆解析結果を、Table 1 に、またそれぞれの解析の結果から求められた変位を、計測変位と対比させて Fig. 12 に示す。この図から非弾性ひずみを導入した逆解析では、等方弾性モデルの結果と比べて、計算変位が計測変位と非常に良く一致していることが分かる。なお、Table 1 には、次式で定義される誤差も示している。

$$\text{Error} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (u_i - u_i^m)^2 \dots \dots \dots (13)$$

ここで、 u_i : 計算変位

u_i^m : 計測変位

N : 計測値の総計

i : 計測点の番号 (ただし、 x 方向と y 方向は別番号)

この表から明らかなように、非弾性ひずみを導入した逆解析では、等方弾性モデルを用いた逆解析と比較して、誤差が 1/3 に低下していることが分かる。すなわち、それだけ、逆解析の精度が向上しているといえる。

それぞれのモデルについて、最大せん断ひずみ分布を描くと、Fig. 13 (a), (b) のようになる。これらの図から明らかなように、非弾性ひずみを導入した場合は、等方弾性モデルにおいては現れていないトンネル内壁から上方に延びるせん断帯の発生がみられる。このような

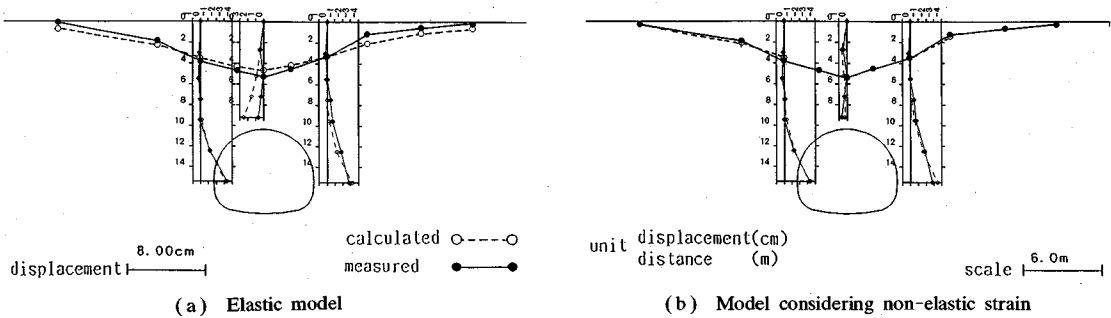


Fig.12 Comparison between measured and calculated displacements

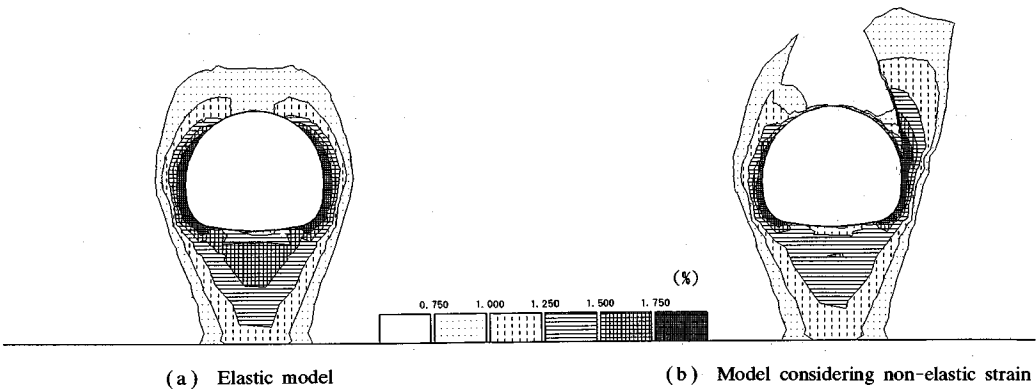


Fig.13 Maximum shear strains distribution

Table 1 Results of back analysis

		elastic model	non-elastic model	
Initial Stress	σ_{x0} (kg/cm ²)	1.159	1.104	
	σ_{y0} (kg/cm ²)	3.548(assumed)	3.548(assumed)	
	τ_{xy0} (kg/cm ²)	-0.058	-0.097	
Young's Modulus (kg/cm ²)		256.9	275.6	
Non-elastic Strain	Z O N E I	ϵ_x^* (%)	-	0.007
		ϵ_y^* (%)	-	-0.003
		γ_{xy}^* (%)	-	-0.062
	Z O N E II	ϵ_x^* (%)	-	-0.023
		ϵ_y^* (%)	-	0.499
		γ_{xy}^* (%)	-	0.245
	Z O N E III	ϵ_x^* (%)	-	-0.467
		ϵ_y^* (%)	-	0.022
		γ_{xy}^* (%)	-	-0.314
Error		0.294	0.100	

+:compression
-:tension

せん断帯は, Hansmire ら¹⁰⁾の現場計測結果に基づき直接求めた結果においても, 現れているものである。

このように, 非弾性ひずみを導入した逆解析によって, 土砂地山の土被りの浅いトンネルの掘削時に, トンネル周辺地山に発生する最大せん断ひずみの分布をより正確に求めることができることが分かる。このことは, 地山に発生する最大せん断ひずみを, 許容ひずみと比較することによってトンネルの安定性を評価しようとする“直接ひずみ評価法”が, 本論文で提案した逆解析法を導入することにより, さらに, その適用性の範囲が拡大することを意味している。

4. まとめ

逆解析においては, そのモデル化において, 真のモデルを用いるか, あるいはモデルも逆解析によって求めることが要求される。本論文は, このような状況を考慮し, トンネルの情報化施工における逆解析手法を提案した。本研究で得られた結果を以下に示す。

- ① 本逆解析法を用いると, トンネル施工時の現場計測結果から, 地山の力学モデルを仮定することなく, トンネル周辺地山の安定性の評価が可能となる。
- ② 本逆解析法では, 力学モデルを仮定しないため, 塑

性や、クリープひずみはもちろんのこと、発破などによるゆるみなどのすべての非弾性ひずみを解析に考慮することができる。

③ 地山の変位挙動について、あらかじめ何らかの知見があるときは、それを考慮することで、同定すべきパラメーター(非弾性ひずみ)の数を減少させることができ、それによって、必要となる計測点数も減少する。

④ ここで提案した逆解析は、線形問題として定式化されており、また、有限要素法の計算が、同じ係数行列を持つ多数の連立方程式を解く問題に帰着されているため、計算量が少なくすむ。

⑤ 室内の岩石一軸圧縮試験、室内モデル実験、並びにトンネル建設現場における現場計測の結果を、ここで提案した方法で逆解析することにより、本方法の妥当性、および適用性について良好な結果を得た。

なお、本論文においては、工学的判断に基づき、トンネル周辺に適切なゾーニングを行うことにより、求めるべき未知数の数を減少させ、最小自乗法によって解を求める方法をとっている。しかし、このような方法で未知数の数を制限できない場合には、数少ない計測変位から未知数(初期応力パラメータと非弾性ひずみ)に関する何らかの制約条件を与える安定した解を求めることが必要であり、現在、この点に関しては研究を進めている。

参 考 文 献

- 1) G. Gioda and G. Maier : Direct search solution of an inverse problem in elastoplasticity : Identification of cohesion, friction angle and in-situ stress by pressure

tunnel tests, Int. J. for Numerical Methods in Engineering, Vol.15, pp.1823~1848, 1980.

- 2) A. Cividini, G. Gioda and G. Barla : Calibration of a rheological material model on the basis of field measurements, Proc. of the Fifth Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, pp.1621~1628, 1985.
- 3) Y. Ichikawa and T. Ohkami : A parameter identification procedure as a dual boundary control problem for linear elastic materials, Soil Mechanics and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol.32, No.2, pp.35~44, 1992.
- 4) S. Sakurai and K. Takeuchi : Back analysis of measured displacements of tunnels, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.16, pp.173~180, 1983.
- 5) 小嶋啓介・足立紀尚・荒井克彦 : 砂質地山トンネル掘削に伴う地盤物性定数の逆解析, 土木学会論文集, No.406, pp.167~174, 1989.
- 6) 桜井春輔・川嶋幾夫・川端康祝・血海章雄 : 土被りの浅いトンネルの力学的挙動に関するモデル実験, 土木学会論文集, No.487, pp.271~274, 1994.
- 7) 村山朔郎・松岡 元 : 砂質土中のトンネル土圧に関する研究, 土木学会論文報告集, 第187号, pp.95~108, 1971.
- 8) 桜井春輔 : トンネル工事における変位計測結果の逆解析法, 土木学会論文報告集, 第317号, pp.93~100, 1982.
- 9) 土谷幸彦・高瀬昭雄 : CRD工法で都市NATMに挑む, 東葉高速線習志野台トンネル, トンネルと地下, Vol.19, No.2, pp.7~13, 1988.
- 10) W.H. Hansmire and E.J. Cording : Soil tunnel test section, Case history summary, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.111, No.11, pp.1301~1320, 1985. (1993.11.15 受付)

BACK ANALYSIS OF THE NON-ELASTIC DEFORMATIONAL BEHAVIOR OF GROUND MATERIALS

Shunsuke SAKURAI, Ikuo KAWASHIMA, Akio SARAGAI and Shinichi AKUTAGAWA

The observational method has become common in geotechnical engineering practices such as tunnelling or underground excavations. The most important point for successful employment of the observational method is not only to evaluate results of field measurements as accurately and promptly as possible, but also to use the findings of the evaluation to re-design and monitor further construction procedures. Back analysis is a rational approach for quantitative interpretation of the results of field measurements. However, care has to be taken in selecting a material model to assure the uniqueness of the final results. In this paper, a method of back analysis is proposed, taking into consideration effects of non-elastic strains, and assuming that the stability of tunnels can be monitored by strain-based safety criterion. The method is simple. It does not require the pre-assumption of a material model, and it can account for the non-linear deformation associated with plasticity, creep, or that caused by blasting. The method was applied to interpret the data obtained from a uniaxial compression test, a model test, and an actual tunnel under construction. The results show that the proposed analysis method could explain non-linear deformational behavior of a different nature.