

トンネル工事における変位計測結果の評価法

AN EVALUATION TECHNIQUE OF DISPLACEMENT MEASUREMENTS IN TUNNELS

桜井 春 輔*

By Shunsuke SAKURAI

1. はし が き

従来、構造物の設計は許容応力法によってきたため、設計においては、まず、応力解析がなされるのが普通である。そして、求められた応力が、材料のもつ許容応力より低ければ安全であり、また、それを超過する場合には、なんらかの工夫によって、応力が許容応力内に留まるようにしなければならない。しかし、トンネルのような地中構造物においては、このような応力解析は容易でない。なぜなら、地中構造物に対しては、荷重に相当する地山内の初期応力が明らかではなく、また、たとえ測定するとしても、経済的に、かつ、精度よく求める方法は、現在のところ、まだ開発されていない。一方、地山を構成する材料の力学的特性は非常に複雑であり、現場において、それを評価することは非常に困難である。最も単純な弾性地山の場合ですら、弾性係数およびポアソン比を原位置において推定することは容易でない。いいかえれば、トンネルのような地中構造物においては、荷重の大きさ、方向が不明であり、そのうえ、使用する材料の力学的性質も明らかでない状態で、解析を行わなければならないわけである。これは、荷重および材料の力学的性質の明らかな橋梁構造物などの解析とは本質的に異なるものである。

トンネルなどの地中構造物においては、解析結果と実際の構造物の挙動は必ずしも一致しない。これは、解析に用いる力学モデル、およびそこに用いるインプットデータの不確定さに起因することは明らかである。そこで、解析の精度を向上させるために、最近では、構造物の施工中に現場計測を行い、動態観測による施工管理が行われる。すなわち、現場計測によって得られたデータを解析にフィードバックさせることにより、次の施工段階における地山の挙動をより正確にとらえ、経済的な構造

物を、より安全に施工する試みがなされている¹⁾。

現場計測においては、一般に、応力および変位が対象となる。応力測定としては、オーバーコアリング法、フラットジャッキ法など種々の方法が提案されているが、いずれの方法も比較的堅い岩盤を対象としたものでありトンネル工事が難航するような柔らかい悪い地盤においての適用には問題が多い。また、オーバーコアリング法は応力-ひずみ関係を必要とし、さらに高価であり、フラットジャッキ法は測定が自由表面に近いところに限定される欠点を有している。一方、変位測定は応力測定に比較して容易であり、最近開発されているコンパージェンスメータやエクステンソメータなど各種の測定機器を用いるならば、地山内の任意点の変位をかなりの精度で測定することができる²⁾。しかし、地山の強度は、一般に応力で評価するため、変位を測定する場合にも、応力を変位から逆解析によって求めなければならない。この逆解析には応力-ひずみ関係が必要であるが、これを原位置の地盤に対して推定することは非常に困難である。したがって、この逆解析の精度は低いものとなる。

このような状況を考えると、現場計測においては測定の容易な変位を求め、それを応力に変換することなく直接に評価して施工管理を行うのが最もよいと考えられる。本論文は、その場合の一つの方法を提案するものである。この方法は、地山の破壊をひずみで捕えようとするものであり、現場計測で得たトンネル周辺の地山の変位から、直接に、ひずみを求め、その結果を地山の破壊時のひずみと比較することによって、トンネルの安全性を評価し、施工管理を行おうとするものである。

2. 測定された変位とひずみの関係

(1) 基礎式

いま、図-1 に示すように、トンネル周辺の地山内の

* 正会員 Ph.D. 工博 神戸大学教授 工学部土木工学科

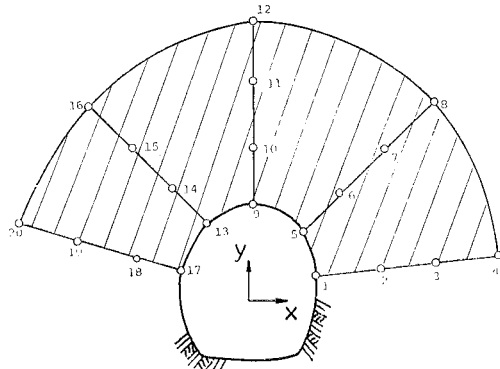


図-1 地山内変位の測定点

変位が測定されたとする。図において、点1~20は測定点を表わす。なお、ここでは説明を簡単にするために、二次元を考えるが、三次元への拡張は容易である。

図において、斜線を施した部分の形状は、補間関数と、測定点の座標によって次のように表わされる。

$$\left. \begin{aligned} x &= \sum_{i=1}^N P_i(\xi, \eta) x_i \\ y &= \sum_{i=1}^N P_i(\xi, \eta) y_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 $P_i(\xi, \eta)$, $i=1, 2, \dots, N$ は局所座標 (ξ, η) における補間関数、 x_i および y_i は測定点の x, y 座標である。 N は測定点の数を表わす。なお、表-1 に直辺四辺形および曲辺四辺形に対する補間関数を示しておく。

一方、地山内の変位も式(1)と同じ補間関数を用いて、次のように表わされるものとする。

$$\left. \begin{aligned} u &= \sum_{i=1}^N P_i(\xi, \eta) u_i \\ v &= \sum_{i=1}^N P_i(\xi, \eta) v_i \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここで、 u_i および v_i は測定点 i における x, y 方向の変位の測定値である。式(2)は、測定された変位から、測定点に囲まれる地山領域内の変位を補間しようと

表-1 四辺形要素に対する補間関数

(a) 四節点直辺四辺形			
節点 i	ξ_i	η_i	$P_i(\xi, \eta)$
1	-1	-1	$\frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta)$
2	1	-1	$\frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta)$
3	1	1	$\frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta)$
4	-1	1	$\frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)$
(b) 八節点曲辺四辺形			
節点 i	ξ_i	η_i	$P_i(\xi, \eta)$
1	-1	-1	$\frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta) - \frac{1}{4}(1-\xi^2)(1-\eta) - \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta^2)$
2	0	-1	$\frac{1}{2}(1-\xi^2)(1-\eta)$
3	1	-1	$\frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta) - \frac{1}{4}(1-\xi^2)(1-\eta) - \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta^2)$
4	1	0	$\frac{1}{2}(1+\xi)(1-\eta^2)$
5	1	1	$\frac{1}{4}(1+\xi)(1+\eta) - \frac{1}{4}(1-\xi^2)(1+\eta) - \frac{1}{4}(1+\xi)(1-\eta^2)$
6	0	1	$\frac{1}{2}(1-\xi^2)(1+\eta)$
7	-1	1	$\frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta) - \frac{1}{4}(1-\xi^2)(1+\eta) - \frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta^2)$
8	-1	0	$\frac{1}{2}(1-\xi)(1-\eta^2)$

するものであり、ここで用いる補間関数は、有限要素法において Zienkiewicz がアイソパラメトリック要素として提案した補間関数と同一のものである³⁾。

二次元状態においては、変位とひずみの間に、次の関係が成立する。

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad r_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \dots\dots\dots (3)$$

式(3)に式(2)を代入すると、次の関係を得る。

$$\{e\} = [B]\{u\} \dots\dots\dots (4)$$

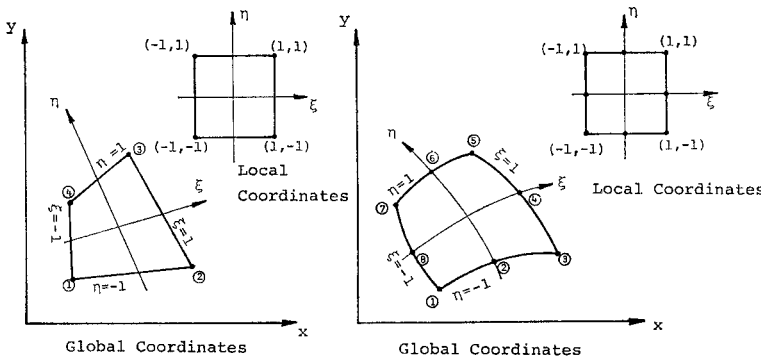
ここで、

$$\left. \begin{aligned} \{e\} &= \langle \epsilon_x, \epsilon_y, r_{xy} \rangle \\ \{u\} &= \langle u_1, v_1, u_2, v_2, \dots, u_N, v_N \rangle \\ [B] &= [T_1(\xi, \eta), T_2(\xi, \eta), \dots, T_N(\xi, \eta)] \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)$$

さらに、

$$[T_i(\xi, \eta)] = \begin{bmatrix} \frac{\partial P_i}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial P_i}{\partial y} \\ \frac{\partial P_i}{\partial y} & \frac{\partial P_i}{\partial x} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (6)$$

補間関数 P_i は曲線座標 (ξ, η) によって与えられているため、式(6)の微分を行うためには変数変換を行わなければならない。



(a) 四節点直辺四辺形

(b) 八節点曲辺四辺形

図-2 アイソパラメトリック要素

カルテシアン座標に関する微分と、曲線座標に関する微分の間には次の関係がある。

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} \\ \frac{\partial}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial}{\partial \xi} \\ \frac{\partial}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $[J]$ はヤコビアンマトリックスである。すなわち、

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} \dots\dots\dots (8)$$

式(1)を考慮すれば、式(8)は次のように表わされる。

$$[J] = \begin{bmatrix} \frac{\partial P_1}{\partial \xi} & \frac{\partial P_2}{\partial \xi} & \dots & \frac{\partial P_i}{\partial \xi} & \dots & \frac{\partial P_N}{\partial \xi} \\ \frac{\partial P_1}{\partial \eta} & \frac{\partial P_2}{\partial \eta} & \dots & \frac{\partial P_i}{\partial \eta} & \dots & \frac{\partial P_N}{\partial \eta} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} x_1 & y_1 \\ x_2 & y_2 \\ \vdots & \vdots \\ x_i & y_i \\ \vdots & \vdots \\ x_N & y_N \end{bmatrix} \dots\dots\dots (9)$$

したがって、式(6)に示す微分は、式(8)および式(9)によって、次のように求められる。

$$\begin{Bmatrix} \frac{\partial P_i}{\partial x} \\ \frac{\partial P_i}{\partial y} \end{Bmatrix} = [J]^{-1} \begin{Bmatrix} \frac{\partial P_i}{\partial \xi} \\ \frac{\partial P_i}{\partial \eta} \end{Bmatrix} \dots\dots\dots (10)$$

式(4)から $\langle \varepsilon_x, \varepsilon_y, \tau_{xy} \rangle$ が求まれば、主ひずみは次式によって求められる。

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \end{pmatrix} = \frac{\varepsilon_x + \varepsilon_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\varepsilon_x - \varepsilon_y}{2}\right)^2 + \frac{1}{4} \tau_{xy}^2} \dots\dots\dots (11)$$

また、その作用方向は、 x 軸からの角度 θ によって、次のように与えられる。

$$\tan 2\theta = \frac{\tau_{xy}}{\varepsilon_x - \varepsilon_y} \dots\dots\dots (12)$$

さらに、最大せん断ひずみは、

$$\tau_{\max} = |\varepsilon_1 - \varepsilon_2| \dots\dots\dots (13)$$

となる。

(2) 数値計算による精度の検討

前節において、測定された変位から、ひずみ分布を求める方法を提案した。次に、この方法の実際への適用性および精度について、数値計算によるシミュレーションを試みる。

図-3 に示す半径 a の円形トンネルを考える。いま、Case-1 として示すような測定点 1~8 において、変位が測定されたものとする。なお、ここでは、計算機によるシミュレーションによって、計算精度等を検討するのが目的であるため、測定値としては、地山を弾性体とした場合の理論解を用いる。ただし、地山内の初期地圧は、 $q/p=1, 0.5, 0$ の3ケースとし、ヤング係数は $E=$

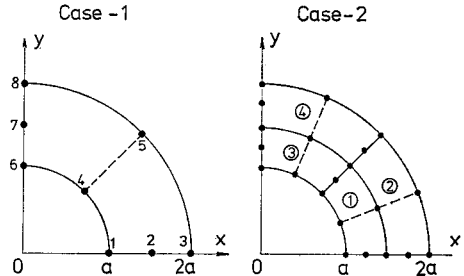
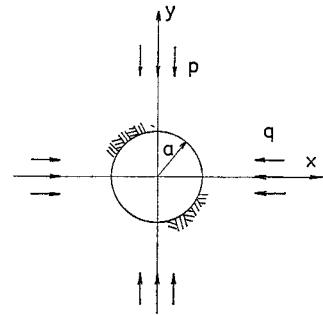


図-3 シミュレーションに用いる円形トンネルと測定点

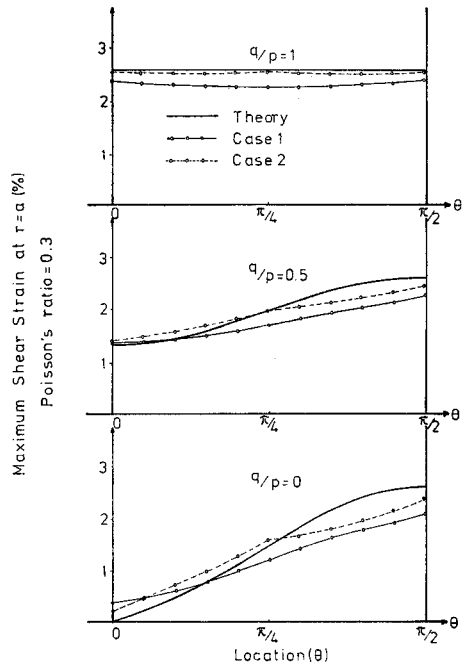


図-4 トンネル内壁におけるせん断ひずみの推定値と理論値の比較

$0.01 p$, ポアソン比は $\nu=0.3$ とする。各測定点の変位 u_i, v_i が与えられると、これらの測定点に囲まれる地山領域内のひずみ分布は式(4)によって求めることができる。

図-4 に、このようにして求めたトンネル内壁のせん断ひずみを、弾性解析による理論値と比較して示す。こ

の結果から、推定されたせん断ひずみの最大値は、理論値と比較して、約 20% 程度小さいことがわかる。なお、推定の精度を上げるためには、測定点を多く取ればよい。たとえば、図-3 の Case-2 に示すように、測定点を多く取れる場合には、ひずみを求める領域を①~④に4分割し、各領域において、上に述べた方法で、ひずみの計算を行うことができる。この場合の計算結果をもあわせて図-4 に示す。この結果から、ひずみ推定の精度は、この場合、かなり向上することがわかる。しかし、図-3 の Case-1 に示すような、わずか8点の測定点における変位の測定値から、ひずみを計算して、正解の 80% の値を得ることができるという事実は、むしろ驚きであり、トンネル工学的には、この程度の推定の精度でも十分であると著者は考えている。なお、ここで示した例題においては理論解との比較を容易にするために、円形トンネルを考え、さらに周辺地山に同心円的に配置した測定点を仮定したが、ここで提案する方法はトンネル形状および測定点の位置によってなら拘束を受けるものでないことを強調しておきたい。

3. 破壊時のひずみ

上に述べた方法によって、変位の測定値から、地山内のひずみを推定することが可能である。したがって、もし、地山材料の破壊規準が、ひずみによって与えられているならば、推定されたひずみから、応力解析を行うことなく、ただちにトンネルの安定性を評価することができる。本節においては、地盤材料の破壊時のひずみについて考察を行う。

(1) 土および岩石供試体の破壊時のひずみ

土および岩石の一軸圧縮試験によって得られる応力-ひずみ曲線は一般に双曲線によって表わされる⁹⁾。すなわち、

$$\sigma = \frac{\epsilon}{b + a\epsilon} \dots\dots\dots(14)$$

ここで、

$$b = 1/E_i$$

E_i は初期弾性係数である。いま、一軸圧縮強度を σ_c とし、次のように表わされるものとする⁹⁾。

$$\sigma_c = R_f/a \dots\dots\dots(15)$$

ここで、 R_f は破壊強度を表わすパラメーターである。一軸圧縮強度 σ_c と初期弾性係数 E_i から次の限界ひずみ ϵ_0 が定義できる。

$$\epsilon_0 = \sigma_c/E_i \dots\dots\dots(16)$$

この限界ひずみ ϵ_0 は、破壊時のひずみ ϵ_f とは一般に異なるものであるが、応力-ひずみ曲線が、破壊点まで、ほぼ直線に近いとき、すなわち、 $R_f \ll 1$ のときは、近

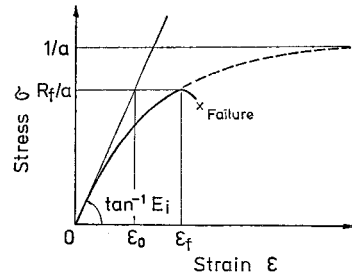


図-5 双曲線による応力-ひずみ曲線の近似

似的に破壊時のひずみと等しくなる(図-5 参照)。以下 ϵ_f を破壊ひずみとよぶ。

限界ひずみ ϵ_0 を種々の土および岩石について求め、一軸圧縮強度との関係で示すと図-6 のようになる。この図から明らかなように、 ϵ_0 は一軸圧縮強度の増加とともに減少する傾向にある。そして、岩石に対しては、0.1~1.0%、土(主として粘性土)に対しては、1.0~8.0% の範囲にあることがわかる。また、一軸圧縮強度 0.05 MPa の粘土から、200 MPa の花崗岩まで、連続的に変化していることは注目に値する。

一方、破壊ひずみ ϵ_f は次式によって求められる。

$$\epsilon_f = \frac{\sigma_c/E_i}{1-R_f} = \frac{\epsilon_0}{1-R_f} \dots\dots\dots(17)$$

種々の土および岩石に対して R_f は 0.05~0.8 の範囲にあり、一軸圧縮強度の増加とともに減少する傾向にある。すなわち、岩石に対しては 0.05~0.6、土に対しては 0.2~0.8 の範囲にあることが確かめられている⁹⁾。したがって、岩石の限界ひずみを $\epsilon_0 = 0.1 \sim 1.0\%$ とすれば、破壊ひずみ ϵ_f は次の範囲にあることがわかる。

$$\epsilon_f = 0.1 \sim 2.5\%$$

土に対する限界ひずみは、 $\epsilon_0 = 1.0 \sim 8.0\%$ であるから、破壊ひずみは次のようになる。

$$\epsilon_f = 1.3 \sim 40\%$$

次に、三軸応力状態における破壊ひずみ ϵ_{fT} について考えてみよう。

クーロンの破壊規準から、次の関係を得る。

$$2c \cos \phi + (\sigma_1 + \sigma_3) \sin \phi = (\sigma_1 - \sigma_3)_f \dots\dots\dots(18)$$

ここで、 c および ϕ は、それぞれ、粘着力および内部摩擦角である。また、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ は破壊時の主応力差である。なお、 σ_1 、 σ_3 は、それぞれ、最大および最小主応力を表わす(圧縮応力を正とする)。式(18)は次のように書くことができる。

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi + 2 \sin \phi \cdot \sigma_3}{1 - \sin \phi} \dots\dots\dots(19)$$

したがって一軸状態における応力 σ と、一軸強度 σ_c との比は、次のように表わされる。

$$\frac{\sigma}{\sigma_c} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \phi)}{2 \sigma_3 \sin \phi + 2c \cos \phi} \dots\dots\dots(20)$$

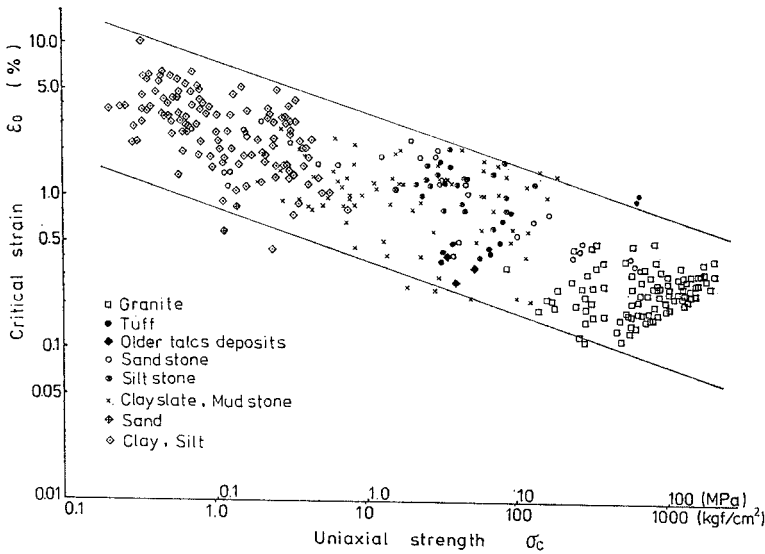


図-6 室内試験による限界ひずみと一軸圧縮応力との関係

この場合、接線弾性係数 E_t は次のように表される。

$$E_t = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{b}{(b+a\varepsilon)^2} = \frac{1}{b} (1-a\varepsilon)^2 = E_i \left(1 - \frac{\sigma}{\sigma_c} R_f\right)^2$$

$$= E_i \left\{ 1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \phi)}{2\sigma_3 \sin \phi + 2c \cos \phi} \right\}^2 \dots\dots(21)$$

同様に、接線せん断弾性係数 G_t も次式によって表される⁷⁾。

$$G_t = G_i \left\{ 1 - \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin \phi)}{2\sigma_3 \sin \phi + 2c \cos \phi} \right\}^2 \dots\dots(22)$$

ここで、 G_i は初期せん断弾性係数である。

いま、 $\tau = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 、 $d\tau = d\tau/G_t$ とすれば、 σ_3 が一定の条件のもとでは、破壊時のせん断ひずみ τ_{max} は次のようになる。

$$\tau_{max} = \int_0^{\tau_{max}} \frac{d\tau}{G_t} = \frac{1}{G_i} \cdot \frac{\tau_{max}}{1 - \frac{R_f(1 - \sin \phi)\tau_{max}}{\sigma_3 \sin \phi + c \cos \phi}}$$

.....(23)

式(23)は式(19)と $\tau_{max} = (\sigma_1 - \sigma_3)_f/2$ の関係を考慮して、次のように表わすことができる。

$$\tau_{max} = \frac{c\sqrt{\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}} + \frac{\sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3}{G_i(1 - R_f)} \dots\dots(24)$$

最大せん断ひずみについて、一軸状態と三軸状態に対する値の比をとり、これを M とすれば、これは次のように与えられる。

$$M = \frac{\tau_{max}(\text{三軸})}{\tau_{max}(\text{一軸})} = \left(1 + \frac{\sigma_3 \tan \phi}{c}\right) \left(\frac{1 - R_f}{1 - R_{fT}}\right)$$

.....(25)

ここで、 R_{fT} は三軸状態での R_f の値であり、一般的には、拘束圧の関数になることが予想される。

次に、式(25)で得られる M について、砂岩の実験結果⁸⁾ から、その妥当性を検討してみよう。まず、三軸

試験の結果から軸ひずみに対する破壊ひずみ ε_{fT} と、一軸試験における破壊ひずみ ε_f との比 M ($=\varepsilon_{fT}/\varepsilon_f$) を、拘束圧の関係でプロットすると図-7を得る。この図には、式(25)によって得られる理論値を $\kappa=1.0$ および 1.3 に対して示してある。ただし、

$$\kappa = (1 - R_f)/(1 - R_{fT})$$

.....(26)

この結果から明らかなように、この場合、三軸状態における実験値は $\kappa=1.3$ に対する理論値とほぼ一致するようである。すなわち、三軸状態における R_{fT} は、一軸状態の R_f より若干大きい値となることがわかる。

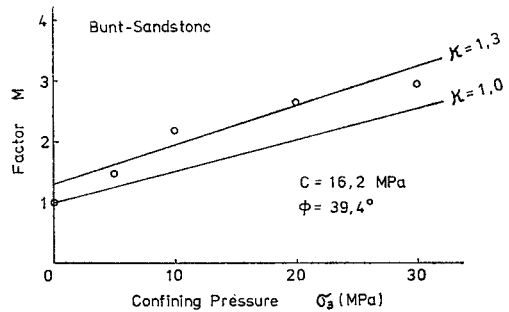


図-7 係数 M に対する拘束圧の影響

結局、三軸状態における破壊ひずみ ε_{fT} は式(17)を考慮して、次のように与えられる。

$$\varepsilon_{fT} = M\varepsilon_f = M\varepsilon_0/(1 - R_f) \dots\dots(27)$$

(2) 岩盤の破壊時のひずみ

原位置における岩盤の力学的性質は、一般に、ジャッキ試験およびせん断試験によって調査される。これらによって、岩盤の原位置における弾性係数 E_s 、粘着力 c_s および内部摩擦角 ϕ_s を求めることができる。まず、ジャッキ試験によって、載荷板の変位 $\Delta\delta$ と、作用した荷重 ΔP から、次式によって弾性係数を求めることができる(図-8 参照)。

$$E_s = \frac{1 - \nu^2}{2r} \cdot \frac{\Delta P}{\Delta\delta} \dots\dots(28)$$

ここで、 r は剛板の半径、 ν は岩盤のポアソン比である。次に、せん断試験によって、 c_s および ϕ_s が測定されると、次式によって、岩盤の一軸圧縮強度 σ_{cs} を推定することができる(図-9 参照)。

$$\sigma_{cs} = \frac{2c_s \cos \phi_s}{1 - \sin \phi_s} \dots\dots(29)$$

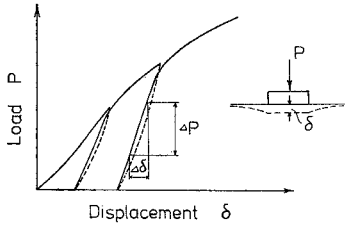


図-8 ジャッキ試験による荷重-変位曲線

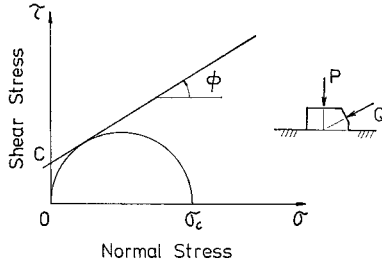


図-9 原位置せん断試験による一軸圧縮強度の推定

したがって、一軸状態における岩盤の限界ひずみ ϵ_{0s} は、

$$\epsilon_{0s} = \sigma_{cs} / E_s \dots \dots \dots (30)$$
 によって求めることができる。この限界ひずみ ϵ_{0s} を、各地の建設現場における岩盤試験の結果⁹⁾を利用して求めると、図-10 のようになる。この図から、限界ひずみはほぼ 0.1~1.0% の範囲にあることがわかる。そして、この値は、岩石供試体に対する室内試験の結果と比較して、ほぼ等しいことは興味深い事実である。しかし、図-6 と比較すれば明らかなように、図-10 においては、一軸強度の低いところでも小さい限界ひずみが測定されている。これは図-6 の結果とは傾向が若干異なっている。この事実について、ここで少し考えてみよう。岩盤は割れ目等の影響によって強度は低下する。しかし、限界ひずみが室内試験で得られる値とほぼ同じで

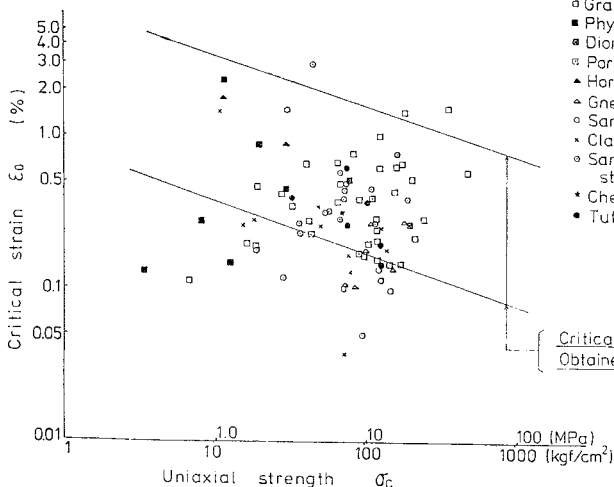


図-10 原位置岩盤の限界ひずみと一軸圧縮強度の関係

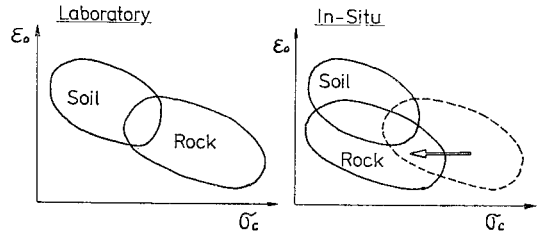


図-11 室内試験と原位置試験によって得られる限界ひずみ-一軸圧縮強度関係の比較

あるので 図-11 に示すように、室内試験で得られる岩石に対する限界ひずみのデータは原点の方向へ平行移動することになる。したがって、強度の小さい場合も、小さい限界ひずみが測定されることになる。一方、土については、室内試験と原位置試験の結果は、ほぼ等しいと考えられる。結局、原位置においては、一軸強度は小さくなるが、限界ひずみは室内試験の場合と同じ 0.1~8% の範囲にある。このように、原位置における限界ひずみが供試体による室内試験に対する値とほぼ等しいという事実は、限界ひずみが割れ目の影響をあまり受けない材料固有のものであることを示している。すなわち、割れ目が存在すると強度は低下するが、変形係数も同程度低下し、したがって、その比として求められる限界ひずみは一定に保たれることになる。この事実から、原位置地盤の破壊ひずみを供試体による室内試験によって求め得る可能性のあることがわかる。

次に、 R_f の原位置における値 R_{fs} が評価できれば、応力-ひずみ曲線の非線形性を考慮した場合の破壊ひずみ ϵ_{fs} を求めることができる。ここでは、ジャッキ試験によって得られる荷重-変位曲線およびせん断試験の結果から、近似的に R_{fs} を求める方法を示しておこう。

一般に、ジャッキ試験によって得られる荷重-変位曲

線は 図-8 のようなものである。

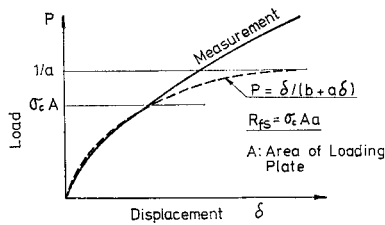
せん断試験の結果から岩盤の一軸強度 σ_{cs} が求められると、これと荷重-変位曲線から、一軸状態における R_{fs} は次のように求められる (図-12 参照)。

$$R_{fs} = \sigma_{cs} A a \dots \dots \dots (31)$$

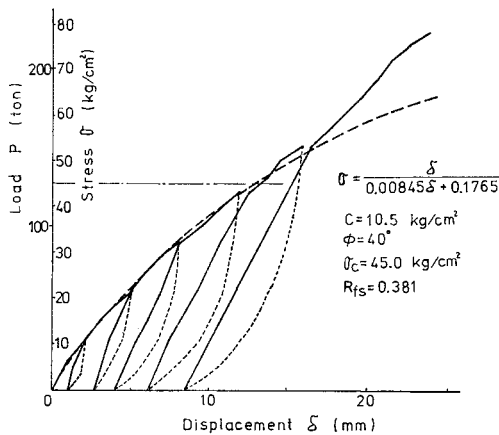
ここで A は載荷板の面積である。この方法によって R_{fs} を求めた一例を 図-13 に示す。

なおジャッキ試験とせん断試験の行えない場合には、近似的に、岩石試験によって得られる R_f を R_{fs} として用いてもよいのではないかと著者は考えているが、これについては今後の研究を待たな

- Granite
- Phylolite
- Diorite
- Porphyrite
- ▲ Hornfels
- △ Gneiss
- Sandstone
- Claystone
- Sandstone-Claystone stratified layer
- Chert
- Tuff



図一12 ジャッキ試験の結果を用いた岩盤の R_{fs} の求め方



図一13 岩盤に対する R_{fs} 推定の一例

なければならない。しかし、最も安全側を取るなら、常に $R_{fs}=0$ とすればよいわけである。

結局、破壊ひずみ ϵ_{fs} は次式によって求められる。

$$\epsilon_{fs} = \frac{\epsilon_{os}}{1 - R_{fs}} \dots\dots\dots(32)$$

(3) 原位置における地盤材料の破壊ひずみの推定方法

上に述べた検討結果を考慮して、次のような原位置地盤の破壊ひずみの推定法を提案する。なお、ここでは軸ひずみについて考えるが、せん断ひずみについても同様のことがいえると思われる。しかし、せん断ひずみの測定データが不足しているため、ここでは触れない。これについての検討は今後の課題である。

① 地盤材料の室内一軸試験の結果から、限界ひずみ ϵ_0 を求める。これは、原位置における限界ひずみ ϵ_{os} と等しいと考える。

② 原位置における破壊強度パラメーター R_{fs} を室内の一軸試験の結果と等しいと仮定する。しかし、最も安全側を考える場合は $R_{fs}=0$ とする。原位置での一軸状態の破壊ひずみ ϵ_{fs} を式 (32) から求める。

③ 地盤の c_s , ϕ_s を推定し、三軸状態における破壊ひずみの、一軸状態のそれに対する倍率 M を式 (25) によって求め、それを拘束圧との関係で示す。

④ 地盤内の最小主応力 (拘束圧) の分布を、有限要

素解析の結果等を参照して、推定する。その結果、地盤内の任意点の倍率 M が求まる。

⑤ 結局、地盤内の任意点の破壊ひずみ ϵ_F は次式によって求められる。

$$\epsilon_F = M\epsilon_{fs} \dots\dots\dots(33)$$

4. 直接ひずみ評価法

前節までに地盤内のひずみの測定法、および、地盤の破壊ひずみの推定法について述べた。次に、それらの結果をふまえて、トンネルの施工管理に対する変位測定結果の一評価法を提案する。

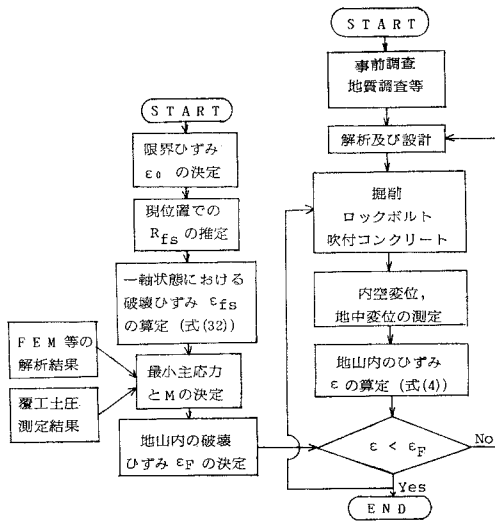
トンネル掘削によって地山は変位する。その場合の中空変位および地山内変位は、中空変位計および地中変位計等を用いて測定できる。これらの測定に用いる計測器機は信頼性が高く、長期間の使用に耐え得るものでなければならない。最近是非常に簡便で、堅牢で、かつ信頼性の高い計器が種々開発されている。

変位が測定されると、測定点で囲まれた領域の変位は、測定値から補間関数 (変位関数) によって内挿することができる。そして、この変位関数を微分することによってひずみ分布が求まる。すなわち、地山内の任意点のひずみは、測定点の変位から式 (4) によって求めることができる。このひずみから、主ひずみ、あるいは最大せん断ひずみが求められる。

一方、地山の破壊ひずみが前節に述べた方法によって推定される。いま、変位の測定値から得られた最大主ひずみ、あるいは最大せん断ひずみが、地山の破壊ひずみより小さい場合には、地山は破壊することはない。したがって、施工の安全性が確保できる。しかし、最大主ひずみ、あるいは最大せん断ひずみが破壊ひずみより大きくなる場合は、地山は破壊する恐れがある。

以上の方法により、地山内の応力分布の計算を行うことなく、現場計測の結果から直接にトンネルの安定性を評価することができる。この方法を“直接ひずみ評価法 (Direct Strain Evaluation Technique (DSET))” とよぶ。

地山が破壊する恐れのある場合には、掘削方法の変更、あるいはロックボルトの増し打ち、吹付コンクリート厚さの増加、鋼製支保工の建込み等の地山の支持方法の変更が必要となる。なお、現場計測結果に基づいて、掘削方法および支保工を変更する具体的な方法は著者によってすでに提案されている¹⁾。このように、地山内のひずみを評価し、必要に応じて掘削方法および支保工を変更する手順を各掘削段階において繰り返すことによって、トンネルを安全に、かつ経済的に建設することが可能である。この施工管理の方法を“直接ひずみ制御法



図—14 “直接ひずみ制御法”のフローチャート

(Direct Strain Control Technique (DSCT))”とよぶ。この方法の手順をフローチャートとして 図—14 に示す。

5. むすび

本論文においては、トンネル施工管理の一方法として“直接ひずみ評価法”を提案した。この方法は、トンネル掘削によって生ずる地山変位の測定結果からひずみを算定し、それを、地山の破壊ひずみと比較することによって評価するものである。この方法の特徴は、有限要素法等による応力解析を必要としないことであり、したがって、ミニコンピュータ等により、現場でただちに測定結果を評価し、その結果を施工にフィードバックさせることができる。

本論文においては“直接ひずみ評価法”を二次元状態で説明したが、この方法は切羽周辺の三次元状態の地山の安定性の評価に対しても容易に拡張できる。しかし、地山変位の二次元および三次元成分を精度よく測定する方法の開発、拘束状態における地山の破壊ひずみをより精度よく推定する方法などは、今後の研究課題である。

最近、わが国においても、トンネル工事において NATM が採用されることが多く、それに伴って、現場計測が活発に行われるようになった。しかし、その結果の評価法としては、種々提案されているが¹⁰⁾、まだ定まった方法がなく、現在用いられている方法も、有限要素法などの高度な計算手法による応力解析に基づくものが

主であり、したがって、施工へのフィードバックは時間的に遅れる恐れがある。このような状況を考えるとき、ここで提案した応力解析を必要としない方法は、現場計測結果の評価法の新しいアプローチとして大いに活用できるものであろう。なお、この直接ひずみ評価法に基づき、掘削方法および支保工の変更などの施工管理を行うことが可能である。

謝 辞：本研究に用いた土および岩石の室内試験および原位置試験の結果は、当研究室で行ったもの、および文献等から引用したものである。岩盤試験については、主として建設省土木研究所ダム構造研究室の資料を使わせていただいた。ここに資料収集についてご協力いただいた同研究室の斉藤孝三氏に感謝の意を表します。また、室内試験の実施および解析、ならびに資料収集等にご協力いただいた(株)阪神コンサルタンツおよび討議をお願いした(株)応用地質調査事務所に対し謝意を表します。さらに、解析プログラムの開発、室内試験および資料整理は 本学学生 森 修一、武内邦文の両君に負うところが大きい。ここに感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Sakurai, S. and S. Abe : A Design Approach to Dimensioning Underground Openings, Proc. 3rd Int. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Aachen, pp. 649~661, April, 1979.
- 2) 桜井春輔：トンネルにおける現場計測について、NATMの適用状況と施工現場見学会、建機新報・土木セミナーテキスト、昭和55年。
- 3) Zienkiewicz, O.C. : The Finite Element Method in Engineering Science, McGraw-Hill, 1971.
- 4) Kondner, R.L. : Hyperbolic Stress-strain Response : Cohesive Soils”, Proc. ASCE, SM 1, pp. 115~143, Feb., 1963.
- 5) Duncan, J.M. and C.-Y. Chang : Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils, Proc. ASCE, SM 5, pp. 1629~1653, Sept., 1970.
- 6) Sakurai, S. : Direct Strain Evaluation Technique in Construction of Underground Opening, 22nd U.S. Symposium on Rock Mechanics, MIT, 1981.
- 7) Christian, J.T. and C.S. Desai : Constitutive Laws for Geologic Media, Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Edited by C.S. Desai and J.T. Christian, chapter 2, McGraw Hill, pp. 65~115, 1977.
- 8) Gowd, T.N. and F. Rummel : Effect of Confining Pressure on the Fracture Behaviour of a Porous Rock, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 17, pp. 225~229, 1980.
- 9) ダム基礎岩盤の原位置試験に関する調査とその検討(1)、建設省土木研究所ダム構造研究室、土研資料、第1571号、昭和55年2月。
- 10) NATMの計測指針に関する調査研究報告書、日本トンネル技術協会、昭和54年3月。

(1980.12.2・受付)