

# スキュ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方法について

アイダン オメール\*・赤木知之\*\*・  
伊東 孝\*\*\*・川本眺万\*\*\*\*

力学的なメカニズムによるトンネルの膨張現象を化学的なメカニズム(膨潤)によるものと区別して、スキューズイングと呼ぶことを提案するとともに、日本におけるスキューズイングトンネルの実態と地山の力学特性に関する既存資料を収集整理し、スキューズイング現象のレベルを5段階に区分するパラメータを見出している。さらに、トンネル壁面の円周ひずみを求める式を誘導し、区分パラメータと比較することによって事前にトンネルのスキューズイングレベルを簡単に予測する方法が示されている。

**Keywords:** squeezing, expansive ground, tunnel closure, tunnel, uni-axial compressive strength

## 1. ま え が き

ある種の軟質岩層にトンネルを掘削した場合、トンネル断面を大幅に減少させるような変形が、支保を破壊する程の土圧を伴って押し出してくる現象にしばしば遭遇する。日本ではこの現象の変形挙動の形態から、このようなトンネルを膨張性トンネルと呼び、数多くの事例が観測され報告されている<sup>1)~6)</sup>。これらのトンネルでは、強大な土圧により鋼アーチ支保が折れ曲がり、トンネル直径の数10%にも及ぶ壁面変形が生じ、掘進のために数度の縫い返しが必要とされる場合が多い。

しかし、このように地山がトンネル空間に押し出る現象のメカニズムについては、未だ十分に理解されているわけではない。従来は、トンネル周辺地山があたかも膨張しているように見える現象を直接捕らえ、ある種の粘土鉱物が吸水してスウェリング(膨潤)する結果であると評価する場合が多かった<sup>7), 8)</sup>。したがって、膨張性地山かどうかの判定には、膨潤性粘土鉱物の存在を確認するためのX線分析やC E C試験が、一般的に行われている。

一方、十分に膨潤しうる程の水供給が無かったり、膨潤性粘土鉱物の存在量が相対的に少ない状態でのトンネル膨張事例も数多く報告されており、粘土鉱物の膨潤だけでこのような膨張現象のメカニズムを説明できないとする報告も多い<sup>9), 10)</sup>。最近では、むしろ、トンネル周辺地山が降伏して塑性流動する結果が、膨張現象となって現れているのであって、これらの評価のためには、地山の構成材料の降伏強度を超える応力状態と材料の降伏後の変形特性との組合せを考慮の対象としなければならない

いとしている。このようなメカニズムによる膨張現象をスウェリングと区別して本論文ではスキューズイングと呼ぶことを提案する。

スキューズイングロック中に施工されたトンネルの事例は数多く、そのときの計測データも相当蓄積されているが、ほとんどはその場限りの対応に使われただけで、それらのデータは系統的に整理されていない。したがって、未だ変形および破壊の機構や支保の効果などは十分に明らかにされていないので、統一的な設計・施工法の確立ができないでいる。スキューズイングロックにおけるトンネルに合理的に対応するためには、まずその発現の有無および程度を事前に予測できるかどうか重要なポイントとなる。現在までの施工実績から、スキューズイングの有無は、地山を構成する岩石の種類、地質構造およびトンネルの土被り圧などからおおよそ推定できるまでにはなっているが、その程度までの予測は困難であり、若干の研究例<sup>11)~13)</sup>も見られるが今後解決しなければならない重要な課題となっている。

本論文では、そのような現状を踏まえ、日本において膨張性と呼ばれる地山でのトンネル施工報告から種々の試験・計測データを収集整理し、スキューズイングロックの物理特性を分析するとともに、どのような地山の状況でスキューズイングするか、またその程度は如何ほどかなどを明確にすることを試みている。さらに岩石の降伏後の力学挙動とスキューズイングを関連づけて、ひずみレベルに応じたスキューズイングのレベルを定義するとともに、力学モデルを提案して解析的検討を加え、材料の一軸圧縮強度、内部摩擦角および支保圧によってスキューズイングのレベルが予測できることを示す。さらに若干の適用例も付し、本手法の有用性を強調している。

## 2. スキューズイングロックの定義

スキューズイング(squeezing)とは国際的に使われ

\* 正会員 工博 東海大学講師 海洋学部海洋土木工学科  
(〒424 清水市折戸 3-20-1)

\*\* 正会員 工博 豊田高専教授 土木工学科

\*\*\* 正会員 工修 豊田高専講師 土木工学科

\*\*\*\* 正会員 工博 愛知工業大学教授 工学部土木工学科

ている用語で、物を締め付けるという意味があり、地山がトンネル内空に押し出してトンネルという空間を締め付けるという地山の立場で現象を考えている。それに対し、膨張性トンネルという呼び名は、自分をトンネル空間に置き、地山が自分に向かって膨張して来るという感覚で捕らえた用語と言える。したがって、膨張性トンネルといえば、そのメカニズムを問わずスウェリング (swelling) も含めた現象そのものを特徴づけているが、スキューズイングは、地山そのものの膨張を促すスウェリングとは明確に区別して使われなければならない。

Terzaghi<sup>14)</sup>によれば「スキューズイングとは、トンネル周辺岩盤がその体積を増加させることなくトンネル内空へ押し出す現象であるが、スウェリングは、岩盤の体積が顕著に増加することによって地山がトンネル内へ押し出す現象であるとし、同じような形態の現象であるが、その違いは地山中に含有する粘土鉱物の種類にのみ起因する」としている。きわめて簡潔な定義で分かり易い記述であるが、その後、トンネル周辺岩盤の挙動解析技術が進歩するにつれ、より明確なメカニズムの定義が要求されるようになった。本論文では、「スキューズイングとは、トンネル掘削に伴う二次応力が周辺岩盤の強度を超えて岩盤を破壊させ、さらに掘削が進むにつれて破壊領域がトンネル壁面から地山内部へと進行し、破壊した岩盤マスがトンネル内空へ押し出す現象である。」と定義する。当然、この流動の状況は、材料の降伏後の特性によって異なり、せん断破壊に伴うダイレイタンスが生じて地山の体積増加も含む押し出し現象であることに留意しなければならない。

また、モンモリロナイト等の膨潤性粘土鉱物を含む地山は、低強度のためわずかな応力増加でせん断破壊をもたらす。そこへ地下水が浸透し粘土鉱物が吸水膨潤して、さらに地山がトンネル内空へ押し出ると推定される。すなわち、日本における膨張性トンネルの実態は、スキューズイングした後スウェリングしているものと考えられる。そして、仲野<sup>9)</sup>も提言しているように実際の現象としての押し出す量は、スウェリングによるものはそんなに大きくなり得ず、スキューズイングによるものが大半を占めていると考える方が正当であると思われる。したがって、スウェリングによる地山の膨張は、スキューズイングによる地山の変形の中に含まれて区別できない場合がほとんどで、特にスウェリングが顕著な変形は、スキューズイングの後、かなりの時間的遅れを伴って現れて来るものと推察される。

### 3. スキューズイング地山とトンネル挙動の実態

日本の国土面積の1/3は第三紀層の凝灰質泥岩で覆われており、その所々はテクトニックな力を受けて褶曲や断層が発達し、含有水も豊富できわめて軟弱な状態に

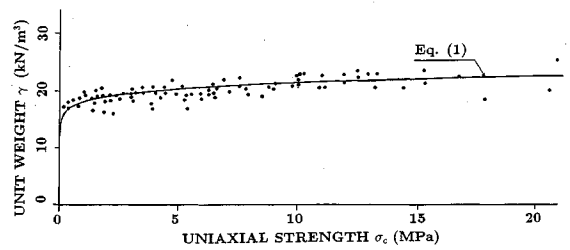


Fig.1  $\gamma_r$ - $\sigma_c$  relation

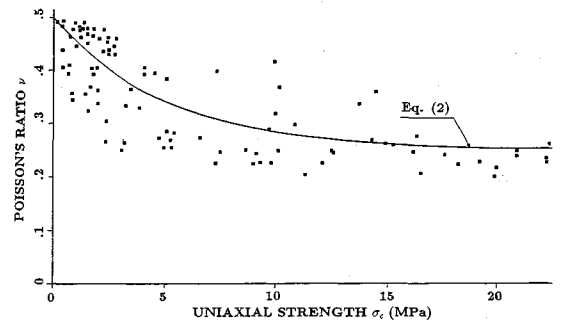


Fig.2  $\nu$ - $\sigma_c$  relation

なっている。そのような箇所に施工されるトンネルは膨張性を示す場合が多く、対応に苦慮した事例が数多く報告されている。それらの計測データを整理してみると、トンネル膨張の原因の大半は、地山のスキューズイングに依るものと推定できる。本章では、そのような事例報告をできるだけ多く収集・調査し、その試験・計測データを分析して日本におけるスキューズイングロックとスキューズイングトンネル挙動の実態を明らかにする。

主な調査項目はスキューズイングを起こした地山の力学特性、トンネル形状、土盛り、初期応力、地質、トンネルの掘進速度および支保形式、トンネルの変形量および変形速度、支保部材の破損状況などである。

#### (1) スキューズイングロックの力学特性

軟岩は比較的連続面が少なく、その一軸圧縮強度は、岩盤の強度的性質と良い相関があると考えられるので、スキューズイングの判定に重要なパラメータとなり得る。そこで、調べられたスキューズイングロックの単位体積重量  $\gamma_r$  (kN/m<sup>3</sup>)、ポアソン比  $\nu$ 、弾性係数  $E$  (MPa)、弾性波速度  $V_p$  (km/s) および内部摩擦角  $\phi$  を一軸圧縮強度  $\sigma_c$  (MPa) との関係として整理し、その結果を Fig.1~Fig.5 にまとめた。これらの図からそれぞれに良く近似できる関数を選びその係数を最小二乗法によって求め、それらを式(1)~(5)に示した。なお、近似にあたっては、 $\sigma_c=0$ は流体の状態と考えてそれぞれの初期値が仮定されている。これらの式はスキューズイングのレベルを予測するために利用される。

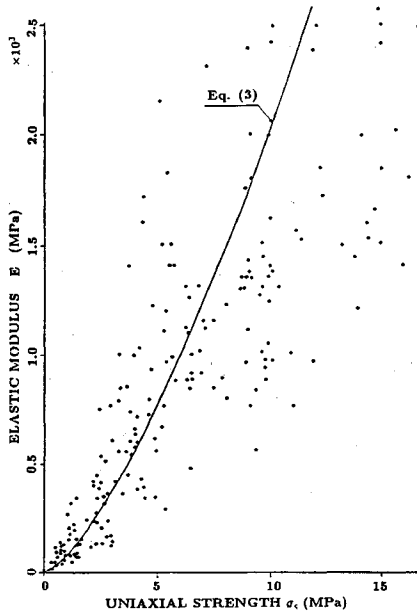


Fig. 3  $E-\sigma_c$  relation

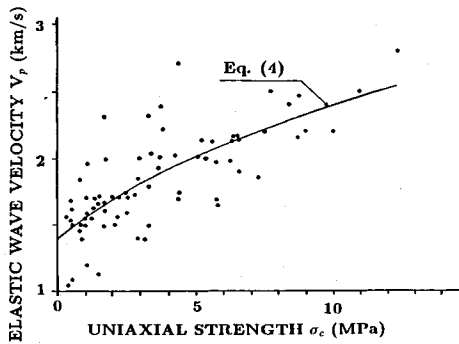


Fig. 4  $V_p-\sigma_c$  relation

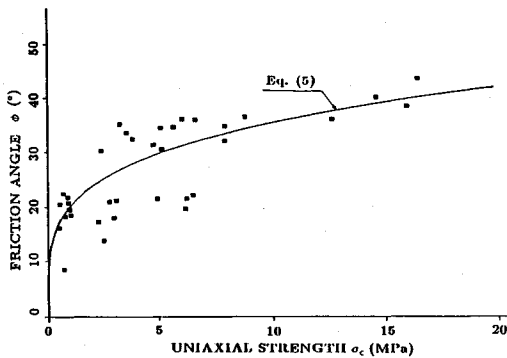


Fig. 5  $\phi-\sigma_c$  relation

$$\gamma_i = 10(1 + 0.8\sigma_c^{0.15}) \dots\dots\dots (1)$$

$$\nu = 0.25(1 + e^{-0.2\sigma_c}) \dots\dots\dots (2)$$

$$E = 80\sigma_c^{1.4} \dots\dots\dots (3)$$

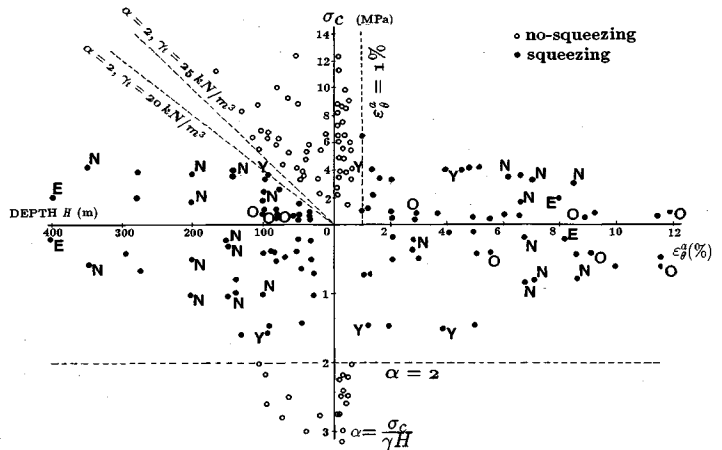


Fig. 6 Characteristic of surveyed tunnels

$$V_p = 1.4 + 0.2\sigma_c^{0.7} \dots\dots\dots (4)$$

$$\phi = 20\sigma_c^{0.25} \dots\dots\dots (5)$$

このような岩の力学特性間の相関性については、今まで一軸圧縮強度が 20 MPa より大きな硬岩に関するものが多く<sup>15), 16)</sup>、軟岩に関する研究はほとんど見られなかったが、たとえば、瀬崎等の研究の例<sup>6)</sup>と比較してみてもほぼ同じような傾向の関係を示している。

(2) スクィーズイングによる膨張トンネルの実態

調査されたトンネルの資料を整理し、現場技術者の判断に基づいて何らかの対策を施さざるを得なかった場合をスクィーズイングを起こしたトンネルとし、何ら問題はなかったとするトンネルをスクィーズイングではないと分類し、それらの壁面の円周ひずみ ( $\epsilon\theta$ )、地山材料の一軸圧縮強度 ( $\sigma_c$ )、トンネルの深度 ( $H$ ) および地山強度比 ( $\alpha$ ) と四つのパラメータを抽出して Fig. 6 のようにまとめた。なお、壁面の円周ひずみ ( $\epsilon\theta$ ) は観測される壁面変位 ( $u$ ) をトンネル半径 ( $a$ ) で除して  $\epsilon\theta = u/a$  (%) として求め、地山強度比は  $\alpha = \sigma_c/\gamma_i H$  とした。

図において、第一象限は一軸圧縮強度と壁面ひずみ、第二象限は一軸圧縮強度とトンネル深度、第三、第四象限はそれぞれトンネル深度と壁面ひずみに対する地山強度比の分布を示している。図より、これら四つのパラメータでスクィーズイングトンネルとノン・スクィーズイングトンネルが明確に区別できることが分かる。これらの結果をまとめ、スクィーズイングトンネルの特性を特定すれば以下のとおりである。

- Ⓐ 壁面ひずみは、1%~12%の範囲にあり、1%以下のスクィーズイングはない。
- Ⓑ 大きな壁面変位をもたらすケースでは地山の一軸圧縮強度は小さいが、小さな壁面変位でスクィーズイングする場合は、特に、一軸圧縮強度に限定されず、 $\sigma_c$  が大きくてもスクィーズイングを起こし

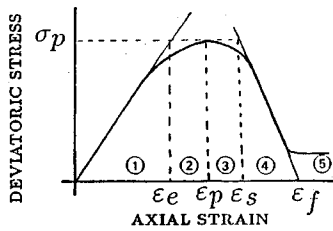


Fig.7 Idealised stress-strain curves and associated states for squeezing rocks

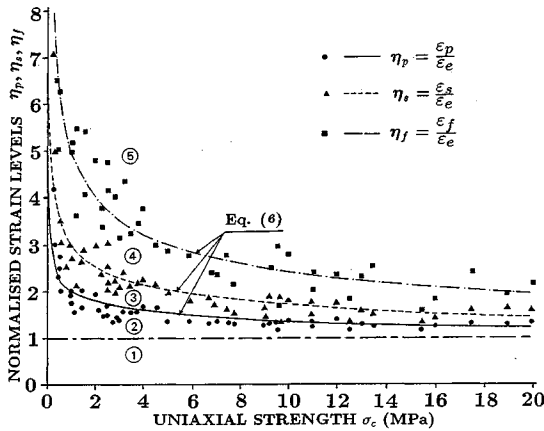


Fig.8 Plots of normalised strain levels for squeezing rocks

ている。

③ Muirwood<sup>17)</sup>, 仲野<sup>18)</sup>が指摘した結果と同じく、地山強度比 ( $\alpha$ ) は1.6~2.0が境界値で、2.0以上のスクィーズイングは見られない。

その他の調査項目からわかった事項を追記すると、

- ④ 含水比は概ね25%以上である。
- ⑤ 地質はほとんどが堆積岩で、膨潤性粘土鉱物を含む。ただし、その含有量と壁面変位には特別な関係はない。
- ⑥ スクィーズイングの速さは地山強度比に依存し、地山強度比が小さい程その押し出す速度は大きい。

以上列挙したスクィーズイングトンネルの特性を、トンネルの設計段階までに十分な調査によって考慮すれば、スクィーズイングを起こすかどうかの判定はおよそ可能となろう。しかし、これらのみからスクィーズイングのレベルまでは予測できない。つぎに、その予測方法について提案する。

#### 4. スクィーズイングレベルの定量的予測方法

Saari<sup>19)</sup>は、本研究の結果と同じくトンネル壁面ひずみ ( $\epsilon\theta$ ) が1%を超えると、その変形はスクィーズイングによるものであるとし、ひずみ量が大きければそれだけ激しいスクィーズイングであると考えた。しかし、実

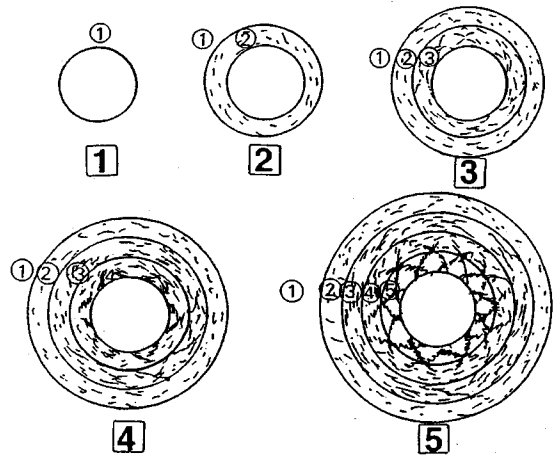


Fig.9 Conceptual states of surrounding rock about tunnels in squeezing ground

際には一軸圧縮強度の大きい地山がひずみ値の小さい段階で切羽の自立がままならないような過激なスクィーズイングを起こす場合がある。これは比較的高強度の地山では弾性限界ひずみが小さいため、スクィーズイングに関係する降伏後のひずみレベルが相対的に低いことによるものと考えられる。

すなわち、スクィーズイングのレベルは壁面ひずみの大小だけでは依存せず、地山の降伏後の応力-ひずみ挙動に関係すると考えられるので、その挙動を表し得るパラメータを導入し、それによってスクィーズイングのレベルを判定する方法を考える。

##### (1) スクィーズイングレベルの定義

軟質岩の一般的な応力-ひずみ挙動を Fig.7 のように理想化し、それをひずみ値  $\epsilon_e, \epsilon_p, \epsilon_s, \epsilon_f$  によって5つの領域1~5に分割する。ここに、Fig.7 から明らかなように  $\epsilon_e$  は桜井<sup>20)</sup>が提案した弾性限界ひずみ、 $\epsilon_p$  はピーク強度でのひずみ、 $\epsilon_s$  は軟化開始時のひずみ、そして  $\epsilon_f$  は流動開始時のひずみである。しかし、これらのひずみ値は拘束圧に依存し、これだけでスクィーズイングレベルの判定規準には使えないので、弾性限界ひずみ ( $\epsilon_e$ ) で正規化した  $\eta_p = \epsilon_p / \epsilon_e, \eta_s = \epsilon_s / \epsilon_e, \eta_f = \epsilon_f / \epsilon_e$  なるパラメータを導入する<sup>21)</sup>。 $\eta_p, \eta_s, \eta_f$  を本論文では状態ひずみ比と呼ぶ。

状態ひずみ比は一軸圧縮強度に関するものと考え、先に収集したスクィーズイングロックの力学特性のうち、一軸圧縮試験あるいは三軸圧縮試験によって得られた応力-ひずみ曲線に着目し、Fig.7 に定義したそれぞれの状態が変化するときのひずみ値  $\epsilon_e, \epsilon_p, \epsilon_s$  および  $\epsilon_f$  を読み取って、それらを  $\epsilon_e$  で除して  $\eta_p, \eta_s, \eta_f$  を求め、その試料の一軸圧縮強度  $\sigma_c$  (MPa) に対して Fig.8 のようにプロットしてみた。結果として状態ひずみ比の値は、拘束圧の大小にそれほど関係なく、一軸圧縮強度に

Table 1 Definition of squeezing levels

分類番号	スキューズィングレベル	記号	定義式	推定されるトンネル挙動
①	無し	NS	$\epsilon_\theta^0/\epsilon_\theta^0 \leq 1$	壁面変位は切羽距離 2D でほぼ収束し、その大きさは弾性計算によって求められる程度である。
②	軽い	LS	$1 < \epsilon_\theta^0/\epsilon_\theta^0 \leq \eta_p$	壁面変位は切羽距離 2D でほぼ収束するが、その変位量は弾性計算によるものより大きくなる。
③	中位	FS	$\eta_p < \epsilon_\theta^0/\epsilon_\theta^0 \leq \eta_s$	切羽距離 2D を超えても変位は継続し、かなり大きくなるが、やがて収束する。
④	激しい	HS	$\eta_s < \epsilon_\theta^0/\epsilon_\theta^0 \leq \eta_f$	切羽通過後大きな変位が急速に押し出すような現象を呈し、収束する様子は見せない。盤ぶくれ現象も起こる。
⑤	非常に激しい	VHS	$\eta_f < \epsilon_\theta^0/\epsilon_\theta^0$	切羽は自立せず、壁面は絶え間なく押し出し、縫い返して強固な支保で補強しない限り変位は止まらない

対して期待どおりの良好な傾向を示すことが分かった。 $\sigma_c$  に対する  $\eta_p, \eta_s, \eta_f$  の傾向をべき関数で近似して次式のように表し、その曲線を図中に示す。

$$\eta_p = 2\sigma_c^{-0.17}, \eta_s = 3\sigma_c^{-0.25}, \eta_f = 5\sigma_c^{-0.32} \dots \dots \dots (6)$$

すなわち、Fig.8 に示した式 (6) による曲線で分割される 5 つの領域は、Fig.7 に概念的に分類した 5 つの状態ひずみ領域に対応するので、Fig.8 によって 5 つのスキューズィングレベルが定義できることが分かる。

したがって、スキューズィングを起こすトンネル周辺地山のひずみ状態を考えれば、それが Fig.7 における応力-ひずみ曲線のどの状態になっているかによって、Fig.9 に示すような ①~⑤ と 5 つの状態に分類することが可能となる。すなわち、トンネルが弾性限界状態にあるときの壁面ひずみ ( $\epsilon_\theta^0$ ) に対するそれぞれの状態での壁面ひずみ ( $\epsilon_\theta^0$ ) の比が地山の  $\sigma_c$  とともに Fig.8 で定義された ①~⑤ のどこにプロットされるかによってスキューズィングレベルを Table 1 のように定義することができる。ここで、ひずみ比 ( $\epsilon_\theta^0/\epsilon_\theta^0$ ) を壁面ひずみ比と呼ぶ。結局、トンネル壁面の円周ひずみ ( $\epsilon_\theta$ ) を解析的に推定し、壁面ひずみ比が Fig.8 のどこに位置するかを判定すれば、スキューズィングのレベルを予測することが可能となる。

(2) 円形トンネルに対する解析的検討

スキューズィング地山に掘削されたトンネル壁面の円周ひずみ ( $\epsilon_\theta$ ) を円形トンネルで側圧係数が 1 の場合について誘導し壁面ひずみ比を求める。

a) トンネル周辺地山の応力と円周ひずみ

Fig.7 に示した地山材料の軸差応力 ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) - 軸ひずみ ( $\epsilon_1$ ) 関係を若干簡略化し Fig.10 のようにモデル化する。すなわち、実務上はスキューズィングレベルを Table 1 に示すように HS と VHS に区分しなくとも十分であると考えられるので、ここでは、軟化過程を分割し、完全塑性域と流動域に半分ずつ含めて考えて、軟化開始ひずみ ( $\epsilon_s$ ) と流動開始ひずみ ( $\epsilon_f$ ) の平均を  $\epsilon_{sf}$  とする。また、図中の  $f$  は完全塑性状態における縦ひず

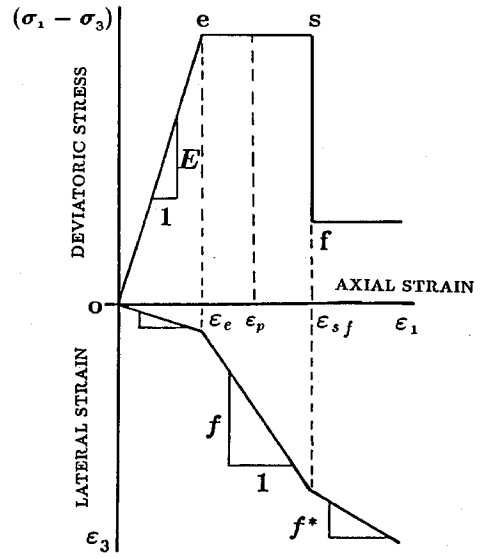


Fig.10 Mechanical model for rocks

みと横ひずみの比であり、 $f^*$  は流動状態におけるものである。したがって、理論展開では 2 つのひずみレベル  $\epsilon_e$  と  $\epsilon_{sf}$  により、弾性域、完全塑性域および流動域と 3 つの領域に区分し、スキューズィングトンネル周辺地山の状態を Fig.11 のように表す。 $\epsilon_{sf}$  に対する状態ひずみ比  $\eta_{sf}$  は次式で求められる。

$$\eta_{sf} = \frac{\epsilon_{sf}}{\epsilon_e} = \frac{\eta_s + \eta_f}{2} \dots \dots \dots (7)$$

また、 $\epsilon_p$  は  $\epsilon_e$  と  $\epsilon_{sf}$  の中間値とする。

いま、トンネルが等方圧  $p_0$  を受け、断面が軸対称状態にあるとする。弾性領域での地山材料の特性は、弾性係数を  $E$  ポアソン比を  $\nu$  とし、トンネル周辺では  $\sigma_\theta$  が最大主応力、 $\sigma_r$  が最小主応力となるので次式で表される。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_r \\ \sigma_\theta \end{Bmatrix} = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu \\ \nu & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_r \\ \epsilon_\theta \end{Bmatrix} \dots \dots \dots (8)$$

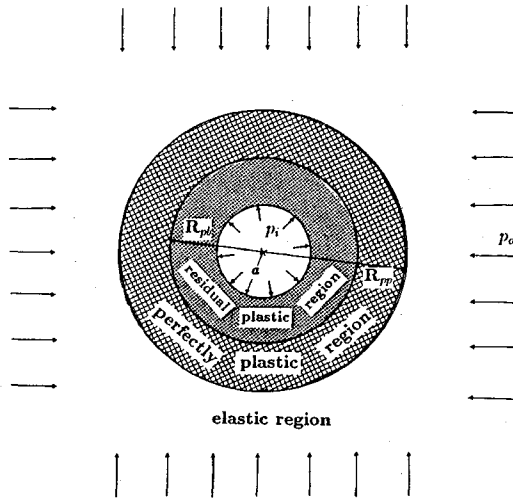


Fig.11 States about a tunnel in squeezing ground

完全塑性域および流動域へ状態変化を判定する基準は、それぞれの状態での内部摩擦角を  $\phi$  および  $\phi^*$  とし、流動塑性状態での一軸圧縮強度を  $\sigma_c^*$  としてクーロンの規準にしたがい次式のように表せるものとする。

$$\sigma_\theta = q\sigma_r + \sigma_c \quad (\text{完全塑性域}) \quad (9)$$

$$\sigma_\theta = q^*\sigma_r + \sigma_c^* \quad (\text{流動域}) \quad (10)$$

ここに、

$$q = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad q^* = \frac{1 + \sin\phi^*}{1 - \sin\phi^*}$$

また、 $\varepsilon_\theta$ 、 $\varepsilon_r$  は主ひずみとなるので、それぞれ Fig.10 に示す軸ひずみと側方ひずみに相当し、 $f$  および  $f^*$  によって、次のように関係づけられる。

$$\varepsilon_r = -f\varepsilon_\theta \quad (\text{完全塑性域}) \quad (11)$$

$$\varepsilon_r = -f^*\varepsilon_\theta \quad (\text{流動域}) \quad (12)$$

これらの特性式に基づいて Fig.11 に示した各領域での応力と円周ひずみ ( $\varepsilon_\theta$ ) を求める。なお、本論では、壁面変位を内空方向へ正としているので、ひずみは圧縮を正と考える。

① 流動域内 ( $a \leq r \leq R_{pp}$ )

式 (10) をつりあい式に適用して積分し、支保による内圧  $p_i$  を考慮すると流動域における応力が次のように求められる<sup>22)</sup>。

$$\sigma_r = \left( p_i + \frac{\sigma_c^*}{q^* - 1} \right) \left( \frac{r}{a} \right)^{q^* - 1} - \frac{\sigma_c^*}{q^* - 1} \quad (13)$$

$$\sigma_\theta = q^* \left( p_i + \frac{\sigma_c^*}{q^* - 1} \right) \left( \frac{r}{a} \right)^{q^* - 1} - \frac{\sigma_c^*}{q^* - 1} \quad (14)$$

つぎに流動域内の円周ひずみは、ひずみの適合条件式に式 (12) を適用して積分し、積分定数を  $r = R_{pp}$  での円周ひずみを  $\varepsilon_\theta^b$  として求め、次のように得られる。

$$\varepsilon_\theta = \varepsilon_\theta^b \left( \frac{R_{pp}}{r} \right)^{f^* + 1} \quad (15)$$

$\varepsilon_\theta^b$  は Fig.10 における  $\varepsilon_{sf}$  のレベルにあり、また  $r = R_{pp}$  での円周ひずみ ( $\varepsilon_\theta^b$ ) は  $\varepsilon_e$  のレベルにあるから式 (7) より  $\varepsilon_\theta^b = \eta_{sf} \varepsilon_e^b$  であり、 $\varepsilon_\theta^b$  は  $r = R_{pp}$  での弾性ひずみであるから、 $r = R_{pp}$  での半径方向応力を  $\sigma_{rp}$  として、式 (16) で与えられ、 $\varepsilon_\theta^b$  が決まる。

$$\varepsilon_\theta^b = \frac{1 + \nu}{E} (p_0 - \sigma_{rp}) \quad (16)$$

結果として、流動域内の円周ひずみがつぎのように求められる。

$$\varepsilon_\theta = \frac{1 + \nu}{E} (p_0 - \sigma_{rp}) \eta_{sf} \left( \frac{R_{pp}}{r} \right)^{f^* + 1} \quad (17)$$

② 完全塑性域内 ( $R_{pb} \leq r \leq R_{pp}$ )

式 (9) をつりあい方程式に使い、 $r = R_{pp}$  での半径方向応力  $\sigma_{rp}$  が内圧に相当することより、式 (13)、(14) と同じく次のように求められる。

$$\sigma_r = \left( \sigma_{rp} + \frac{\sigma_c}{q - 1} \right) \left( \frac{r}{R_{pp}} \right)^{q - 1} - \frac{\sigma_c}{q - 1} \quad (18)$$

$$\sigma_\theta = q \left( \sigma_{rp} + \frac{\sigma_c}{q - 1} \right) \left( \frac{r}{R_{pp}} \right)^{q - 1} - \frac{\sigma_c}{q - 1} \quad (19)$$

円周ひずみも式 (17) と同様に求められる。

$$\varepsilon_\theta = \frac{1 + \nu}{E} (p_0 - \sigma_{rp}) \left( \frac{R_{pp}}{r} \right)^{f + 1} \quad (20)$$

また、 $r = R_{pb}$  における円周ひずみの連続性から、式 (17) と式 (20) を等値して次式を得る。

$$\frac{R_{pp}}{R_{pb}} = \eta_{sf}^{\frac{1}{f^* + 1}} \quad (21)$$

③ 弾性域 ( $R_{pb} \leq r$ )

それぞれ次式で与えられる<sup>23)</sup>。

$$\sigma_r = p_0 - (p_0 - \sigma_{rp}) \left( \frac{R_{pp}}{r} \right)^2 \quad (22)$$

$$\sigma_\theta = p_0 + (p_0 - \sigma_{rp}) \left( \frac{R_{pp}}{r} \right)^2 \quad (23)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1 + \nu}{E} (p_0 - \sigma_{rp}) \left( \frac{R_{pp}}{r} \right)^2 \quad (24)$$

なお、弾性領域と塑性領域の境界 ( $r = R_{pb}$ ) で周方向応力  $\sigma_\theta$  が連続することを仮定しているので、式 (19) と式 (23) を等値して  $\sigma_{rp}$  が次のように求められる。

$$\sigma_{rp} = \frac{2p_0 - \sigma_c}{q + 1} \quad (25)$$

b) 壁面ひずみ比 ( $\xi = \varepsilon_\theta^e / \varepsilon_\theta^b$ ) の計算

① 壁面が弾性状態の場合

壁面の円周方向ひずみ、および、円周方向応力は式 (23)、(24) において  $R_{pb} = r = a$  および  $\sigma_{rp} = p_i$  として得られる。壁面が弾性限界状態、すなわち地山材料が Fig.10 における e 点にあるときは、 $\sigma_\theta^e = \sigma_c$  であるから、 $p_i = 0$  とした場合には、

$$\varepsilon_\theta^e = \frac{1 + \nu}{E} \frac{\sigma_c}{2} \quad (26)$$

であり、壁面ひずみ比 ( $\xi$ ) は次式となる。

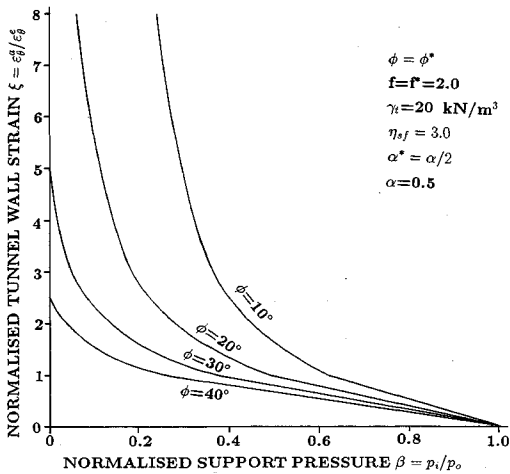


Fig.12 Effect of normalised support pressure on intensity of squeezing

$$\xi = \frac{\varepsilon_s^e}{\varepsilon_s^p} \leq 1 \dots\dots\dots (27)$$

② 壁面が完全塑性状態の場合

Fig.11の流動域がなく、完全塑性域が壁面にある場合である。その半径方向応力の式は、式(18)において、 $\sigma_{rp} = p_i$ 、 $R_{pp} = a$ として求まり、弾性域の応力は式(22)で与えられるので、 $r = R_{pp}$ において、これらを等しく置き、式(25)を用い、 $R_{pp}/a$ について解くと次式を得る。

$$\frac{R_{pp}}{a} = \left[ \frac{2p_0 - \sigma_c + \frac{\sigma_c}{q-1}}{p_i + \frac{\sigma_c}{q-1}} \right]^{\frac{1}{q-1}} \dots\dots\dots (28)$$

式(28)は塑性半径を与える。一方、完全塑性域での壁面における周方向ひずみ( $\varepsilon_s^e$ )は式(20)より $r = a$ として得られ、弾性限界ひずみは式(24)より $r = R_{pp}$ として得られるので、これらの比をとり、式(28)を用いると次式を得る。

$$\xi = \frac{\varepsilon_s^e}{\varepsilon_s^p} = \left[ \frac{2}{q+1} \left\{ \frac{(q-1) + \alpha}{(q-1)\beta + \alpha} \right\} \right]^{\frac{q+1}{q-1}} \dots\dots\dots (29)$$

ここに、 $\beta = p_i/p_0$ は支保圧と土被り圧の比であり、 $\alpha = \sigma_c/p_0$ は地山強度比である。

③ 壁面が流動状態の場合

Fig.11に示された状態の場合である。式(17)において $r = a$ とすると、壁面での円周ひずみが得られ、弾性限界ひずみは式(24)より得られるので、それらの比をとって次式を得る。

$$\xi = \frac{\varepsilon_s^e}{\varepsilon_s^p} = \eta_{sf} \left( \frac{R_{pp}}{a} \right)^{f^*+1} \dots\dots\dots (30)$$

つぎに、式(13)と式(18)を $r = R_{pp}$ と置いて等値し、 $R_{pp}/a$ について解き、式(21)を用いると次式を得る。

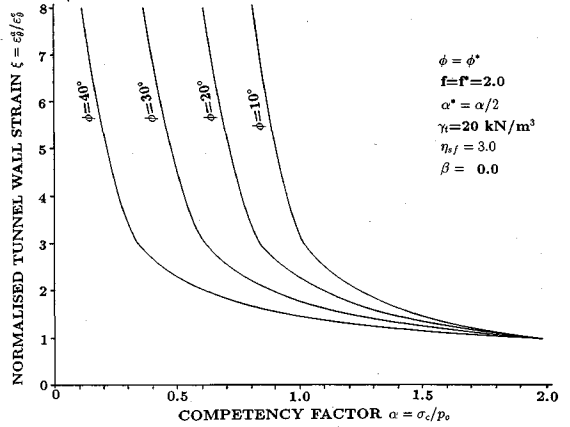


Fig.13 Effect of competency factor on intensity of squeezing

$$\xi = \eta_{sf} \left[ \frac{2}{q+1} \left\{ \frac{(q-1) + \alpha}{q-1} \right\} \eta_{sf}^{\frac{q-1}{f^*+1}} \frac{\alpha}{q-1} + \frac{\alpha^*}{q^*-1} \right]^{\frac{f^*+1}{q^*-1}} \dots\dots\dots (31)$$

ここに、 $\alpha^* = \sigma_c^*/p_0$ であり、 $\eta_{sf}$ は式(7)で与えられている。

なお、スキューズングトンネルでは側圧係数を1と仮定できる場合がほとんどであるが、もし側圧係数が1とはならない場合は、有限要素解析によって( $\varepsilon_s^e$ )を計算し、壁面ひずみ比を求めればよい。

c) 壁面ひずみ比( $\xi$ )のパラメトリックスタディ

式(29)と(31)の内容を検討するために、パラメトリックスタディを行った。その結果をFig.12, Fig.13に示す。いま、 $\eta_{sf} = 3.0$ とすれば式(29)は $\xi \leq 3.0$ すなわち、完全塑性域の値を算定し、式(31)は $\xi \geq 3.0$ すなわち流動域での値を算定する。仮定された諸定数はそれぞれの図中に示されている。

Fig.12は内部摩擦角( $\phi$ )をパラメータとし、支保圧比( $p_i/p_0$ )に対する壁面ひずみ比( $\xi$ )の変化量を示している。支保圧が増加すれば $\xi$ は減少し、同じ支保圧に対し、 $\phi$ が減少すれば $\xi$ が増加することがわかる。また、 $\xi$ の値はスキューズングレベルに関係しているから、この図よりスキューズングレベルを所定の値に落とすために必要な支保圧を推定することができる。

Fig.13は $\beta = 0$ の場合の地山強度比( $\alpha$ )に対する壁面ひずみ比( $\xi$ )の変化を示している。式(29)から明らかのように $\beta = 0$ で $\alpha = 2$ のときに $\xi = 1$ であり、 $\alpha$ が減少するにしたがって $\xi$ は増大し、 $\phi$ が小さい程、増加割合は激しい。この図より、 $\alpha$ と $\phi$ が決まれば $\xi$ が定まり、Fig.8により、スキューズングレベルを推定できることがわかる。

(3) 予測方法の具体的手順

壁面ひずみ比( $\xi = \varepsilon_s^e/\varepsilon_s^p$ )を計算し、Fig.8に適用す

れば円形トンネルの場合のスライディングレベルが判定できる。判定方法の具体的手順を以下にまとめて示す。

- ① 一軸圧縮強度 ( $\sigma_c$ ) の決定：試験データが無い場合は弾性波速度 ( $V_p$ ) を式 (4) に用いて求める。
- ② 単位体積重量 ( $\gamma$ ) の決定：測定値が無い場合は  $\sigma_c$  の値を式 (1) に用いて決める。
- ③ 地山強度比 ( $\alpha = \sigma_c / H$ ) を算定する。
- ④ 内部摩擦角 ( $\phi$ ) の決定：試験データが無い場合は式 (5) より決める。
- ⑤ 塑性ポアソン数 ( $f$ ) の決定：試験的に求めることが難しい場合は、 $f=2.0$  と仮定する。
- ⑥ 以上、決められた諸定数を式 (29) に用い壁面ひずみ比 ( $\xi$ ) を計算する。
- ⑦  $\xi$ ,  $\sigma_c$  の値を Fig.8 にプロットしスライディングレベルを判定する。

スライディングのレベルが予測されれば、種々の対策を講じることができる。予想される壁面ひずみの具体的な数値を算定したい場合は、式 (26) で  $\epsilon_s^0$  を求め、 $\xi$  の値に乗じて得られる。なお、式 (31) から得られる  $\xi$  は HS の場合のひずみの算定に使われる。

支保工を設置する場合は、その構造の耐荷力を算定し、内圧  $p_i$  を決めて式 (29) より  $\xi$  を計算し、最終的にはスライディングレベルが LS 以下になるまで内圧を増やし、その値に相当する支保を施工する。なお、内圧決定後の支保工の設計法については Aydan<sup>23)</sup> および谷本<sup>24)</sup> が詳細に論じている。

(4) 別法としての簡便予測法

以上のように提案した手順は、それぞれのトンネルごとに地山の諸定数を求め、かつ、スライディングレベルを区分するひずみを求めて厳密に対応することが原則となるが、さらに考えを進め、実用的な簡便予測法を次に提案する。すなわち、本研究においてまとめられたスライディングロックの各力学特性と一軸圧縮強度の相関式 (1)~(5) をそのまま式 (29) に取り込み、さらに状態ひずみ比と一軸圧縮強度の関係式 (6) を適用すれば、スライディングレベルを予測できる 2 種類のレベル区分図を作ることができる。

a) トンネル深さ ( $H$ ) -  $\sigma_c$  面上での区分図

式 (29) において支保圧が無い場合 ( $\beta=0$ ) を考え、 $\alpha = \sigma_c / \gamma H$  を代入すると次式を得る。

$$\xi = \left[ \frac{2}{q+1} \left\{ (q-1) \frac{\gamma H}{\sigma_c} + 1 \right\} \right]^{\frac{q+1}{q-1}} \dots\dots\dots (32)$$

$H$  について解くと

$$H = \frac{\sigma_c}{2\gamma(q-1)} \left[ (q+1)\xi^{\frac{q-1}{q+1}} - 2 \right] \dots\dots\dots (33)$$

を得る。式 (33) は、ある地山状態での壁面ひずみ比 ( $\xi$ ) に対するトンネル深さ ( $H$ ) を与えるもので、いま、 $\xi$  に各状態ひずみ比 (1,  $\eta_p$ ,  $\eta_{sf}$ )、すなわち式 (6) を

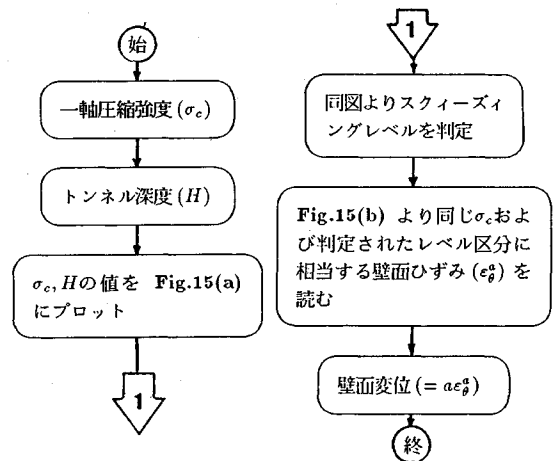


Fig.14 Calculation procedure for predicting the squeezability of tunnels

代入すれば、それぞれの限界状態における  $H$  が計算される。結果として、 $\gamma$  および  $q$  ( $\phi$  の関数) に式 (1) および式 (5) を適用し、Fig.15 (a) に示すような  $H - \sigma_c$  面上のスライディングレベルの区分図が描ける。

b) 壁面ひずみ ( $\epsilon_s^0$ ) -  $\sigma_c$  面上での区分図

壁面ひずみ比 ( $\xi = \epsilon_s^0 / \epsilon_s^*$ ) が、それぞれの状態ひずみ比 ( $\eta_p$ ,  $\eta_{sf}$ ) に等しい場合の壁面ひずみ ( $\epsilon_s^0$ ) は、式 (26) を用い、次のように得られる。

$$(\epsilon_s^0)_p = \frac{1+\nu}{E} \frac{\sigma_c}{2} \eta_p, (\epsilon_s^0)_{sf} = \frac{1+\nu}{E} \frac{\sigma_c}{2} \eta_{sf} \dots\dots\dots (34)$$

式 (34) は各状態における壁面ひずみを与えるものである。  $\nu$ ,  $E$  に式 (2), 式 (3) を用い、 $\eta_p$ ,  $\eta_{sf}$  に式 (6) および式 (7) を適用すれば、Fig.15 (b) に示すような  $\epsilon_s^0 - \sigma_c$  面上におけるスライディングレベルの区分図が描ける。

Fig.15 を使えば、地山の一軸圧縮強度 ( $\sigma_c$ ) のみを特定することによって、トンネルの深さ ( $H$ ) からスライディングのレベルが決まり、そのときのおおよその壁面変位が推定できる。その具体的手順を Fig.14 に示す。例えば図に  $\odot$  印で示したが、いま、 $\sigma_c = 2.5$  MPa,  $H = 140$  m であったとすると、Fig.15 (a) よりそれらは FS のレベルになりそれを Fig.15 (b) の FS レベルに移動し、その縦軸を読むと  $\epsilon_s^0 = 4.2\%$  となる。トンネル半径を 5 m とすれば、壁面変位は  $500 \times 0.042 = 21$  cm と計算される。なお、区分 HS ではその値の下限しか得られないが、実用的には十分であろう。

きわめて簡便な手法であるが、これには式 (1)~(6) の成立が前提となっている。地山の特性がこれらの相関式から大幅にずれるものであれば、この手法による予測値には大きな誤差が生じることになるので、そのような



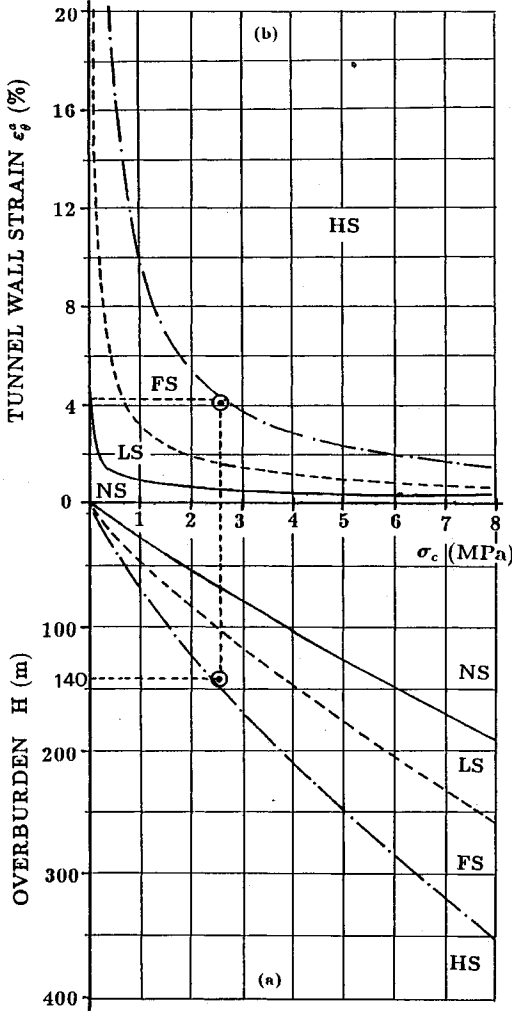


Fig.15 A monogram for the prediction of intensity of squeezing of tunnels

場合はその現場に合った式を別に定めて厳密な手順を踏めばよい。このことを十分に承知して使えばきわめて有効な手法となりうるものである。

なお、支保による内圧  $p_i$  を考慮する場合は  $\beta \neq 0$  として、所定の土被り ( $H$ ) に対する式 (32) を計算し、それに式 (26) を乗じることによって壁面ひずみ比を求めれば、特定の  $\beta$  に対する Fig.15 (a) と同様のチャートを描くことができる<sup>24)</sup>。

(5) 適用例

Fig.16 は、この手法を折爪トンネル<sup>3)</sup>のある区間をわたって適用し、観測値と比較した結果を示している。なお、トンネル縦断面内の弾性波速度分布を (a) 図として示したが、本トンネルでは弾性波速度値から式 (4) により  $\sigma_c$  を推定している。Fig.15 により予測した結果をスクィーズingleレベル区分名 (HS, FS など) お

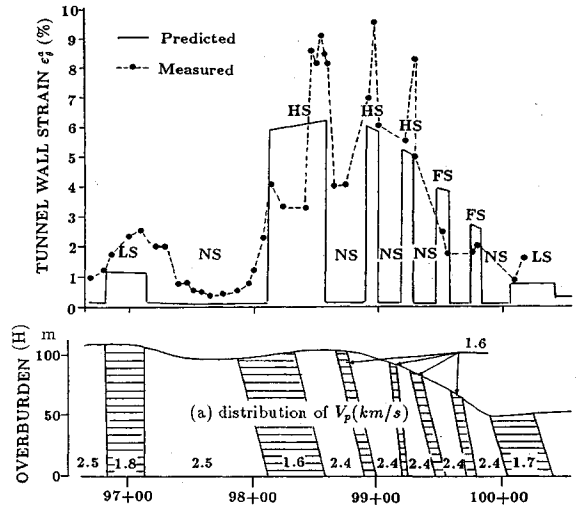


Fig.16 Comparison of predictions with observations for Ori-zume tunnel

よび壁面ひずみ値として示し、同図に観測変位 ( $u_r$ ) から得た壁面ひずみ値と比較してあるが、実用的な範囲で良好に一致しているものと評価できよう。

5. あとがき

スクィーズingle現象はトンネル周辺地山の降伏破壊後の挙動に依存するものであり、その現象のレベルは、材料が応力-ひずみ挙動のどの状態にあるかを判定することによって推定できることを示した。まず、状態が変化する境界のひずみ値を日本におけるスクィーズingleロックについて調査し、それらと一軸圧縮強度との相関式を提示し、つぎにトンネル壁面がその応力-ひずみ挙動におけるどの状態にあるかを円形トンネルの場合について解析的に求め、それを状態ひずみ比と比較することによって、スクィーズingleのレベルを予測できるという考え方を提案した。

さらに、日本におけるスクィーズingleロックの種々の力学特性を、一軸圧縮強度との関係として調べ、それらの相関式の成立を前提とすれば、きわめて簡便にスクィーズingleレベルを予測でき、そのときのおおまかな壁面変位量も推定できる図が作成された。その適用例も示され、実用化への手順が具体化されているが、今後、この手法が実際のトンネルに応用され、その有用性が確認されることを期待したい。

なお、本研究は平成2年度文部省科学研究費 (一般研究 (B) 研究代表者 川本眺万)

の補助を受けて行ったものであることを付記する。

参考文献

- 1) 伊藤好人・林 和夫：膨張破砕帯における斜坑，立坑工

- 事 (中央自動車道恵那山トンネル), トンネルと地下, Vol.13, No.7, pp.14~20, 1982.
- 2) 土居則夫・服部修一・鈴木恒男: 超膨張性地山における導坑計測とその評価, 第8回岩の力学国内シンポジウム, pp.366~370, 1990.
  - 3) 北林 哲・井出節雄: 脆弱な凝灰岩地山における NATM (東北自動車道八戸線折爪トンネル), トンネルと地下, Vol.13, No.8, pp.7~16, 1982.
  - 4) 内田勝士・斉藤勝則・菅理嘉元: 膨張性地山における NATM (国道289号駒止トンネル), トンネルと地下, Vol.12, No.9, pp.7~16, 1981.
  - 5) 小島芳之・朝倉俊弘・吉川恵也: NATMのための膨張性泥質岩の地山分類, 鉄道総研報告, Vol.3, No.5, pp.49~55, 1989.
  - 6) 山口進・佐々木敏夫・安藤順造: 膨張性泥岩における地山挙動 (中央東線塩嶺トンネル), トンネルと地下, Vol.13, No.6, pp.7~16, 1982.
  - 7) 大塚正幸・高野 杉: 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.
  - 8) Grob, H.: Swelling and heave in Swiss tunnels, Bull. Int. Assoc. Eng. Geol. (IAEG), Vol.13, pp.55~60.
  - 9) 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.
  - 10) 仲野良紀: 泥岩の力学特性と膨張性トンネルおよびフィロダム, 土と基礎, Vol.28, No.7, pp.37~43, 1980.
  - 11) Kawamoto, T., Akagi, T., Aydan, Ö. and Ito, T.: The mechanism and evaluation of deformation of tunnels in squeezing ground 7th International Congress on Rock Mechanics Sept 1991.
  - 12) 竹林亜夫・石外 宏・大塚正幸: トンネル施工事例に見る膨張性地山の実態, 第21回岩盤力学シンポジウム, pp.361~365, 1989.
  - 13) Kitagawa, T., Kumeta, T., Ichizyo, T., Soga, S., Sato, M. and Yasukawa, M.: Application of Convergence Confinement Analysis to the Study of Preceding Displacement of a Squeezing Rock Tunnel, Rock Mechanics and Rock Engineering, Vol.24, pp.31~51, 1991.
  - 14) Terzaghi, K.: Rock Tunnelling with Steel Supports, Youngstown, Ohio, Commercial Shearing and Stamping Co., 1946.
  - 15) 井上, 大見: 岩石供試体の縦波伝播速度と一軸圧縮強度との関係, 応用地質, Vol.12, No.3, p.136, 1971.
  - 16) 瀬崎満弘, Ömer AYDAN, 市川康明, 川本眺万: 岩盤データベースを用いた NATM の事前設計のための物性値, 土木学会論文集, 第421号/VI-13, pp.125~133, 1990.
  - 17) Muirwood, A.M.: Tunnels for roads and motorways, The quarterly J. Eng. Geol., Vol.5, pp.119~120.
  - 18) Nakano, R.: Geotechnical properties of mudstone of neogene tertiary in Japan. Proc. Int. Symp. Soil Mechs., Oaxaca, Vol.1, pp.75~92, 1979.
  - 19) Saari, K.: Analysis of plastic deformation (squeezing) of layers intersecting tunnels and shafts in rock, PhD Thesis, University of California, Berkeley, 1982.
  - 20) Sakurai, S.: Displacement measurements associated with the design of underground openings, Proc. Int. Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, pp.1163~1178, 1983.
  - 21) Aydan, Ö.: The stabilisation of rock engineering structures by rockbolts. Doctorate Thesis, Nagoya University, 1989.
  - 22) Aydan, Ö. and Ersen, A.: Estimation of pressures acting on the supports of mine shafts and roadways (in Turkish), Kaya Mekaniği Bülteni, İstanbul, Vol.1(3), pp.21~34, 1985.
  - 23) 谷本親伯: NATM-1, 森北出版(株), pp.168~175, 1984.
  - 24) アイダン・オメル, 赤木知之, 川本眺万: スクィーズィング地山におけるトンネル挙動の予測方法とその適用, 第24回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.196~200, 1991.

(1991.7.15 受付)

## PREDICTION OF BEHAVIOUR OF TUNNELS IN SQUEEZING GROUND

Ömer AYDAN, Tomoyuki AKAGI, Takashi ITO and Toshikazu KAWAMOTO

There is a recent general interest in tunnels which were underwent large deformations. The international Society for Rock Mechanics (ISRM) has established a working group for this purpose. This particular study is concerned with the squeezing phenomenon with some particular references to the swelling phenomenon. The present study mainly attempts to clarify the squeezing phenomenon of ground about tunnels and its mechanism and associated factors by studying carefully observed failures on site and laboratory model tests. Then, a new method is proposed to predict the possibility of squeezing of ground in tunnelling projects.