

(19)スクィーズィングロックの降伏後の力学特性とトンネル壁面変位について

豊田高専	(正)	○	赤木知之
東海大学	(正)		アイダン・オメル
愛知工業大学	(正)		川本眺万

POST-YIELDING MECHANICAL PROPERTIES OF SQUEEZING ROCKS AND ITS EFFECT ON TUNNEL DEFORMATION

Tomoyuki AKAGI	Toyota National College of Technology
Ömer AYDAN	Tokai University
Toshikazu KAWAMOTO	Aichi Institute of Technology

ABSTRACT

The squeezing phenomenon of rocks around tunnels is one of the most important problem in tunnelling. Particularly, assessing the possibility of squeezing and its degree has always been a great problem for engineers. For this purpose, the authors have proposed a method for the assessment of the possibility and the degree of squeezing of rocks (Aydan et al. 1992). Some of mechanical properties such as the strength and friction angle at residual state and parameters f and f^* which are termed as post-yielding Poisson's ratios, have not been published in the previous publications. In this paper, the authors will complete the necessary data for their proposed method and illustrate the effect of these parameters on the tunnel wall deformation.

1 まえがき

日本において、いわゆる膨張性トンネルと呼ばれるその現象のメカニズムは、地山に含まれる粘土鉱物のスウェリング(膨潤)によるものではなく、周辺地山が降伏してトンネル内空に押し出すスクィーズィングであることは、仲野¹⁾によってすでに指摘されており、著者らもそのような考え方に基づいてトンネル壁面変位の簡易予測法を提案している²⁾。

その研究²⁾によれば、スクィーズィングによるトンネル壁面の過大な変位は、地山材料の降伏後の特性に関係し、一軸圧縮強度、内部摩擦角、塑性ポアソン比、そして土被り圧および支保圧に依存した円形トンネルの壁面ひずみ比の式が示されている。壁面ひずみ比とは、トンネル壁面の周方向ひずみが弾性限界状態のときの同ひずみの何倍かを示すものである。

本研究では、特に応力-ひずみ挙動における残留状態(流動過程)のこれらの特性値(一軸圧縮強度、内部摩擦角、塑性ポアソン比)について、既往の岩石試験結果を収集・整理し、それらをパラメータとして地山強度比および支保による内圧が変化した場合、トンネル壁面の周方向ひずみが如何に変わるかをパラメトリックスタディした結果について報告するものである。

2 降伏後の力学特性

2.1 降伏基準パラメータ

ピーク強度および残留強度の降伏関数をモール・クーロンの基準にしたがって次式のように表わす。

$$F = \sigma_1 - q\sigma_3 - \sigma_c = 0 \quad (1)$$

ただし、

$$q = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad (2)$$

$$F^* = \sigma_1 - q^*\sigma_3 - \sigma_c^* = 0 \quad (3)$$

ただし、

$$q^* = \frac{1 + \sin \phi^*}{1 - \sin \phi^*} \quad (4)$$

ここに、 F 、 F^* 、 σ_c 、 σ_c^* 、および ϕ 、 ϕ^* は、それぞれの状態に対する降伏関数、一軸圧縮強度、および内部摩擦角である。

いま、既往の三軸試験結果から2種類の岩石の応力-ひずみ曲線を抽出し、それぞれのピーク強度および残留強度を $\sigma_1 - \sigma_3$ 面にプロットした例を図-1、2に示す。それぞれの図(b)の近似直線が式(1)、(3)に対応するので、直線の勾配が q および q^* を切片が σ_c および σ_c^* を与える。同図には読み取ったそれぞれの値が記入されている。このようにして求めた各種岩石の強度パラメータをそれぞれの一軸圧縮強度の関係としてまとめたのが図-3~4である。

これらの結果は結構ばらついているが、一応、関数近似すると次式のように表わすことができる。

$$\frac{\sigma_c^*}{\sigma_c} = e^{-0.3\sigma_c} \quad (5)$$

$$\frac{\phi^*}{\phi} = 1.3 - 0.3e^{-0.2\sigma_c} \quad (6)$$

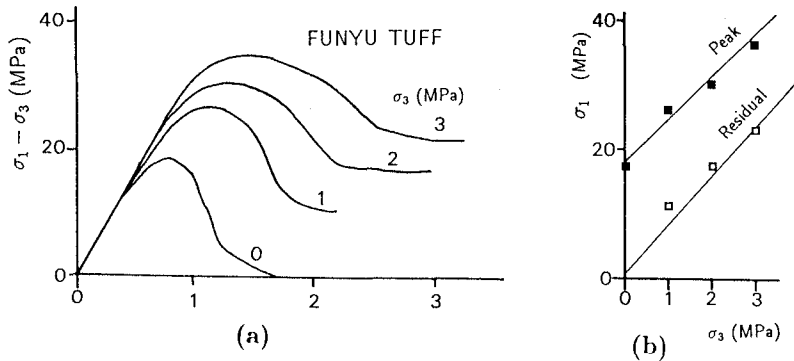


Fig. 1 Triaxial behaviour and peak and residual yield functions of Funyu Tuff

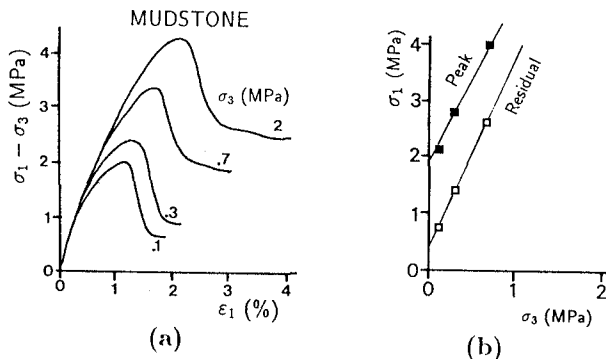


Fig. 2 Triaxial behaviour and peak and residual yield functions of Kobe Mudstone

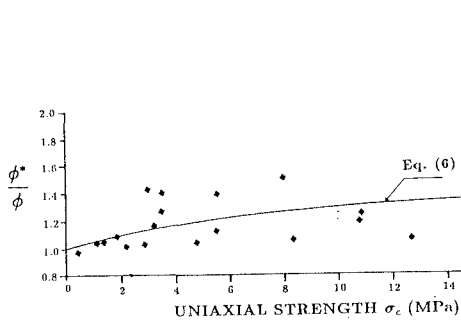


Fig. 3 Relation between ϕ^*/ϕ and uniaxial strength

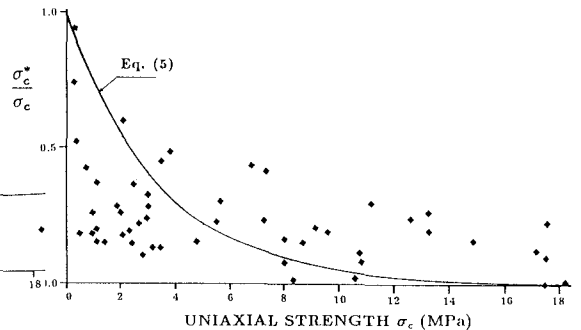


Fig. 4 Relation between σ_c^*/σ_c and uniaxial strength

2.2 降伏後のポアソン比

流れ則に基づいた慣用的な塑性論によれば、岩石の塑性ひずみをつぎのように表わすことができる。

$$\frac{d\varepsilon_3^p}{d\varepsilon_1^p} = \frac{dG/d\sigma_3}{dG/d\sigma_1}, \quad \frac{d\varepsilon_3^p}{d\varepsilon_1^p} = \frac{dG^*/d\sigma_3}{dG^*/d\sigma_1} \quad (7)$$

ここに、 G は塑性ポテンシャル関数である。さらにいま、関連流れ則にしたがうものとすれば、 $F = G$ 、 $F^* = G^*$ となるから式(1)および式(3)を式(7)に適用して次式を得る。

・完全塑性状態に対して、

$$\frac{d\varepsilon_3^p}{d\varepsilon_1^p} = -q \quad (8)$$

・残留状態に対して、

$$\frac{d\varepsilon_3^p}{d\varepsilon_1^p} = -q^* \quad (9)$$

さらに、上式における塑性ひずみ成分の比を塑性ポアソン比 f 、 f^* と定義すれば、次式を得る。

$$f = q, \quad f^* = q^* \quad (10)$$

一方、既往の岩石試験結果を整理して得た f 、 q 、 f^* 、 q^* の値を一軸圧縮強度に対して整理した結果を図5、6に示す。これらの結果によれば式(10)のようにはならず、降伏後の塑性ポアソン比は塑性論から予測される値より常に小さく、敢えて一軸圧縮強度の関数として表示すれば次式のようなになる。

$$\frac{f}{q} = 0.5(1 + e^{-0.2\sigma_c}) \quad (11)$$

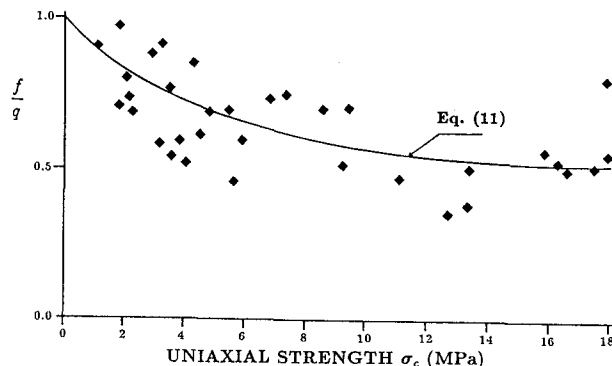


Fig. 5 Relation between f/q and uniaxial strength

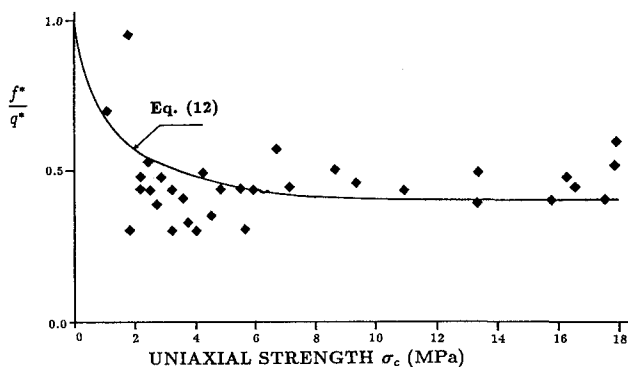


Fig. 6 Relation between f^*/q^* and uniaxial strength

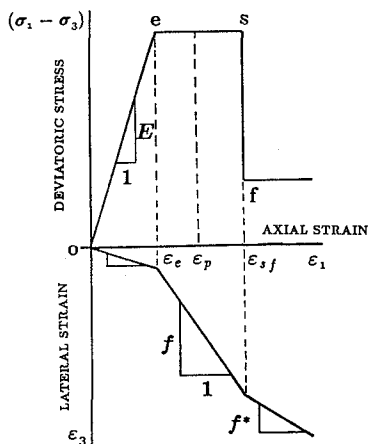


Fig. 7 Assumed mechanical model for squeezing rocks

$$\frac{f^*}{q^*} = 0.4(1 + e^{-0.4\sigma_c}) \quad (12)$$

3 降伏後の力学特性とトンネル壁面ひずみ比のパラメトリックスタディ

岩石の応力-ひずみ関係を図-7のように仮定し、円形トンネルに関する壁面ひずみを理論的に求め、それらを弾性限界状態におけるもので正規化すると次式のように表わされる²⁾。

壁面が完全塑性状態の場合

$$\xi = \frac{\varepsilon_{\theta}^a}{\varepsilon_{\theta}^e} = \left[\frac{2}{q+1} \left\{ \frac{(q-1)+\alpha}{(q-1)\beta+\alpha} \right\} \right]^{\frac{f+1}{q-1}} \quad (13)$$

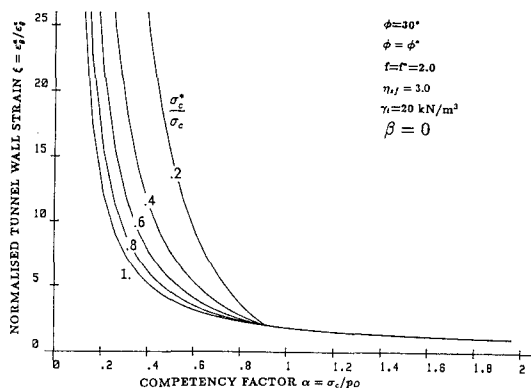
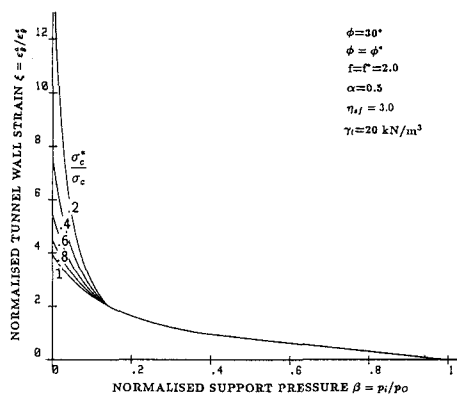
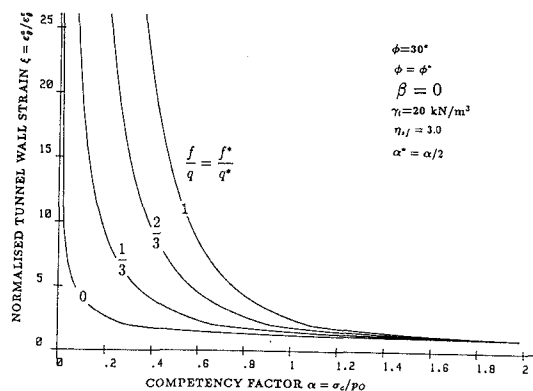
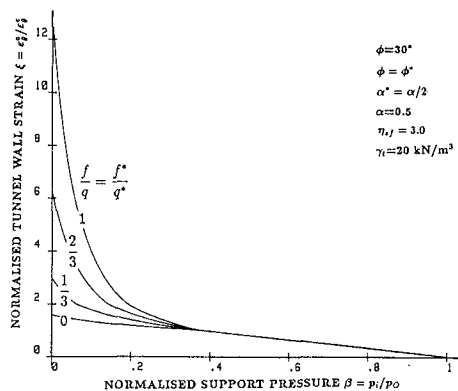
壁面が残留状態の場合

$$\xi = \eta_{sf} \left[\frac{\frac{2}{q+2} \left\{ \frac{(q-1)+\alpha}{q-1} \right\} \eta_{sf}^{\frac{q-1}{f+1}} - \frac{\alpha}{q-1} + \frac{\alpha^*}{q^*-1}}{\beta + \frac{\alpha^*}{q^*-1}} \right]^{\frac{f^*+1}{q^*-1}} \quad (14)$$

ここに $\alpha = \sigma_c/p_0$ 、 $\alpha^* = \sigma_c^*/p_0$ は地山強度比、 $\beta = p_i/p_c$ は支保圧と土被り圧の比、 η_{sf} は図-7において $\eta_{sf} = \varepsilon_{sf}/\varepsilon_e$ である。

既往の岩石試験の結果によれば、図-3～6から分かるように日本におけるスキューズングロックの f/q および f^*/q^* の値は 0.3～1.0 の範囲にあり σ_c^*/σ_c は 0.1～1.0 の範囲にあるので、それらの範囲で式(13)および式(14)を計算すると、図-8～11が得られる。なお、計算式は、 $\xi \leq \eta_{sf}$ の場合に式(13)が、 $\xi \geq \eta_{sf}$ の場合は式(14)が使われ、それぞれ β および α を変化させた結果が示されている。これらの結果によれば、 f/q および f^*/q^* が増加するにつれてトンネル壁面ひずみ比は増加し、関連流れ則にしたがう $f/q = 1$ の場合に到る。また、 σ_c^*/σ_c に関しては、その値が減少する程壁面ひずみ比が増大している。

これらの図は、既往の試験データ(図-5、6)を用いて次のように利用することができる。いま、地山の一軸圧縮強度(σ_c)が 5 MPa、地山強度比(α)が 0.5 のトンネルがあるとする。図-5より $f/q = 0.7$ であり、これらの値を図-9に適用すると壁面ひずみ比が $\xi = 6.5$ と得られる。また、 $\beta = 0.1$ に相当する支保工を施工するとすれば、図-8より壁面ひずみ比が $\xi = 2.5$ と小さくなる。さらに、この地山の弾性限界ひずみが $\varepsilon_{\theta}^e = 0.005$ であるとすれば、 $\varepsilon_{\theta}^e = 6.5 \times 0.005 = 0.0325$ となり、トンネル半径が 5 m であれば壁面変位は



16.25 cm である。 $\beta = 0.1$ の支保工を施すとその変位が 6.25 cm まで抑えられる。というようなトンネル設計上重要な数値を簡単に求められるのである。

一方、図-10、11からは、たとえ地山材料が完全に降伏して流動状態になったとしても、残留強度があれば $\sigma_c^*/\sigma_c > 0$ であり、ある β および α の値に対して有限の壁面変位が得られることを示している。しかし、図-4から σ_c が大きくなると σ_c^*/σ_c は零に近づくので、式(4)から判るように無支保($\beta = 0$)の場合は $\sigma^* = 0$ で $\xi = \infty$ 、すなわち壁面変位は無限大になる。

このことが、実際の現象とどうなように対応し、いかなるメカニズムを意味しているのかを、今後の検討課題としたい。

参考文献

- 1) 仲野良紀：膨張性地山の実態、トンネルと地下、Vol.6, No.10, pp.15-25, 1975.
- 2) アイダン・オメル, 赤木知之, 伊東 孝, 川本眺万：スクィージ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, 土木学会論文集, No. 448/III-19, pp. 73-82, 1992 年 6 月