

(4) べき関数破壊規準の岩石・岩盤への適用性

埼玉大学工学部 吉中 龍之進
" 〇山 辺 正

1. はじめに

本研究は、日本列島に分布する各種軟岩の乱さない供試体について実施した三軸圧縮試験から導いた破壊規準を用いてその破壊規準が引張応力状態、寸法効果による強度低下、異方性を有する岩石における強度条件として適用できることを示す。さらに、岩盤への適用性を検討し、岩盤のモデルと考えられる多亀裂性岩石や、積層体の破壊条件を記述できることを明らかにする。

なお、力学試験に供した軟岩は、いずれも乱さない飽和した岩石で試験方法等については前回報告¹⁾した通りである。

2. べき関数破壊規準と岩石への適用性

2.1 べき関数破壊規準の概要

軟岩の破壊時のモールの包絡線は、強い非線形性を示すものが多い。このような軟岩の非線形性の表示法については、すでに報告してある。¹⁾ それによると、破壊時の平均有効主応力 σ'_m と最大せん断応力 τ_m は、次のべき関数によって関係づけられる。

$$\tau_m / \tau_{m0} = a (\sigma'_m / \sigma'_{m0})^\beta \quad (1)$$

$$\text{ただし} \quad \tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2, \quad \sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) / 3$$

さらに、 a 、 β は材料定数で、 τ_{m0} 、 σ'_{m0} は、 $\sigma_2 = \sigma_3 = 0$ の時の τ_m 、 σ'_m を表わし、一軸圧縮強度を q_u とすれば、それぞれ、 $\tau_{m0} = q_u / 2$ 、 $\sigma'_{m0} = q_u / 3$ となる。

(1) 式の適用性を検討した結果、ピーク強度のみでなく残留強度についても同様に表現できる事、

q_u にして 0.2 MPa の過圧密粘土から 260 MPa の硬岩に至る広範な材料に適用しうる事が判明した。なお、ピーク強度に対する材料定数は、 a が、0.94~1.23、 β が 0.52~0.91 の範囲にある。

2.2 引張応力状態への適用性

岩石材料では、一軸引張試験に代る方法として圧裂引張試験 (いわゆる Brazilian test) が良く行なわれる。この試験方法による応力状態

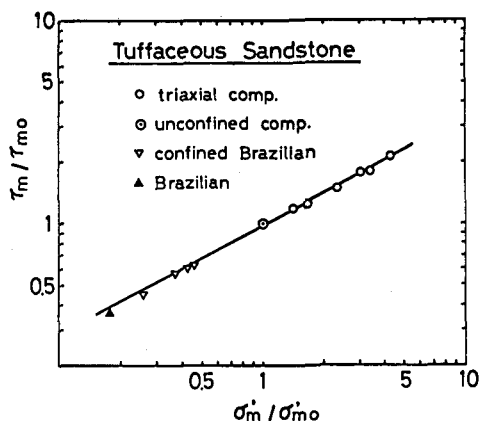


図 1

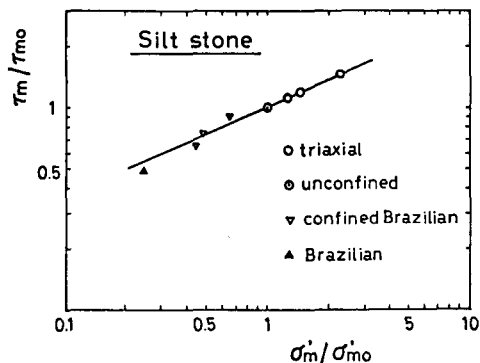


図 2

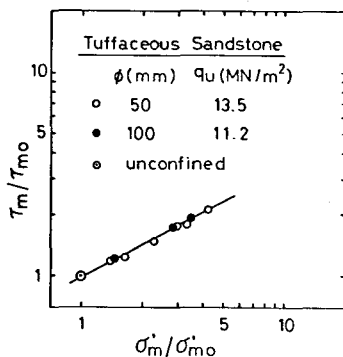


図 3

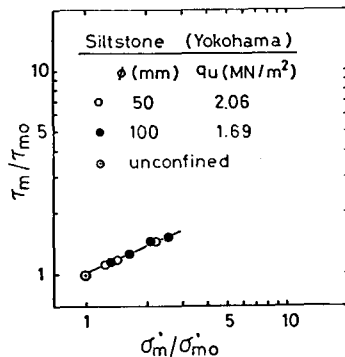


図 4

は平面応力状態であり、荷重中心線上の破壊時の応力は、岩石の引張強度を $\sigma_t (< 0)$ とすれば、 $\sigma_1 = -3\sigma_t$, $\sigma_2 = 0$, $\sigma_3 = \sigma_t$ である。この試験を Jaeger ら²⁾が行なったように一定拘束圧力下 ($\sigma_2 > 0$) で実施することにより、より一般的な三主応力下での強度関係を求めることができる。すなわち、三軸圧裂試験 (confined Brazilian test) である。

図 1, 2 は、凝灰質砂岩 ($\sigma_0 = 0.422$) とシルト岩 ($\sigma_0 = 0.940$) について求めた圧裂試験結果と、三軸圧縮応力下の強度関係を(1)式によって示したものである。いずれの岩石も材料定数 a が、ほぼ 1 である。図 1, 2 から、 $a \approx 1$ の岩石については、上述の引張応力下において(1)式が、ほぼ成立することが判る。

2.3 寸法効果による強度低下に対する適用性

標準寸法の供試体 (直径 50 mm, 高さ 100 mm) と大型供試体 (直径 100 mm, 高さ 200 mm) を用いて各々の強度試験を行ない、強度に関する寸法効果と(1)式の関係調べた。

図 3, 4 は、凝灰質砂岩とシルト岩の試験結果であり、図から明らかなように、強度は大型供試体の方が低い(1)式の各係数は同一の岩石であれば、寸法の変化にかかわらず一定で寸法効果の表現には q_u のみを考慮すればよい事が判る。

2.4 異方性を有する岩石への適用性

一般に、層理、片理などの弱面を有する岩石が、主応力方向と弱面のなす角度によって著しい異方性を示すことは従来から良く知られている。^{3), 4)}ここでは、ある片岩⁵⁾についての強度試験結果と(1)式との関係を調べた。

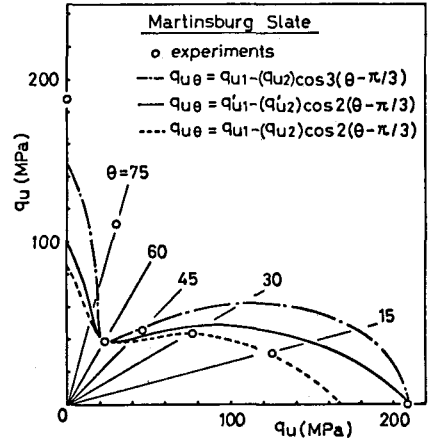


図 5

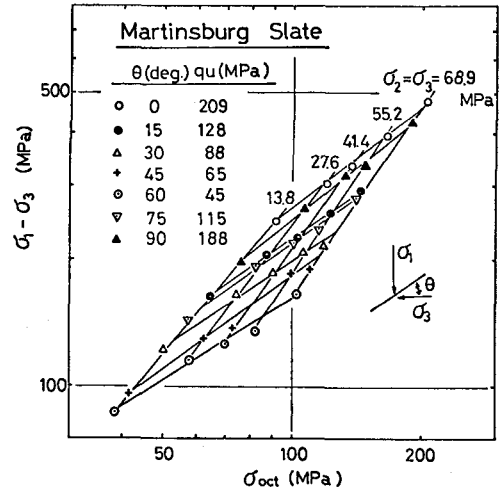


図 6

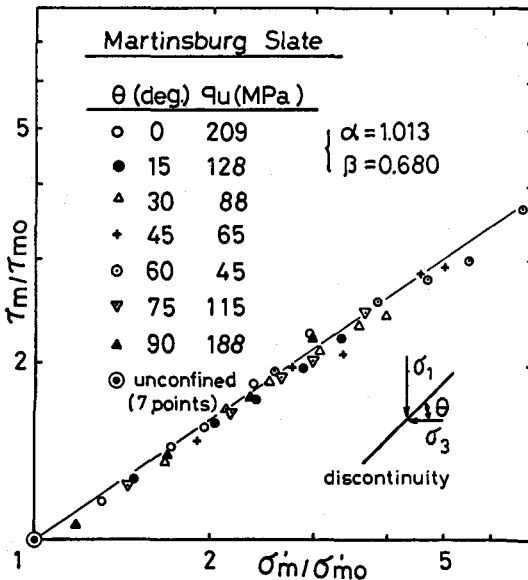


図 7

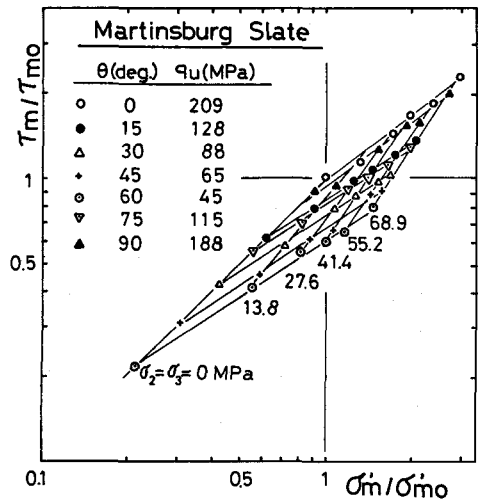


図 8

図5は、一軸圧縮試験結果と Jaeger⁶⁾による異方性の表現式(ただし、粘着力の項を一軸圧縮強度で置換えている)との比較を行なったものであるが、いずれの場合も三角関数による表現では、 $0^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ の全領域での異方性を表現するのが難しい。ここで、 θ は片理と最小主応力方向とのなす角である。次に三軸圧縮試験結果を τ_m と σ'_m で整理し対数表示したものが図6である。 θ 一定と拘束圧力一定の2直線により全てのデータが表現されることがわかる。同一のデータについて、 $\theta = 0$ の場合の一軸圧縮強度 $q_{u\theta=0}$ を基準強度 τ_m ととり、(1)式の表現としたものが図8である。更に、各 θ に対応する一軸圧縮強度 $q_{u\theta}$ を基準強度とした場合には、図7となる。これは q_u に対して相対的な拘束圧力の影響が小さい範囲では材料定数 β が、 θ と無関係にはほぼ一定である事を示している。また、拘束圧力が一定の直線は拘束圧力が増大すると共に、その傾きが徐々に増加することがわかるが、この傾向は積層体の場合の図14にも見られる。

3. (1)式の岩盤強度への適用性

岩盤のモデルとして多亀裂性の岩石と積層体を取り上げ、その破壊規準として(1)式の適用性を検討する。

3.1 風化花崗岩

花崗岩の間ゲキ率は風化に伴ない、新鮮な岩石の場合の0.5%から強く風化を受けたマサエの場合の50~60%へと連続して変化し、それに伴ない強度が著しく低下する。花崗岩の、この性質については、すでに吉中他^{7), 8)}により報告されている。ここでは、これらのデータに基づいて風化花崗岩の強度と(1)式の関係を考える。

図9は、3地点から採取した間ゲキ率27~38%の乱さない風化花崗岩の $\tau_m \sim \sigma'_m$ 関係である。さらに、図10は加熱処理によって人工的に風化させ間ゲキ率が0.5~7.0%となった岩石⁹⁾の強度関係を示している。図10から岩石の強度は、ほぼ平行な2本の直線で示される。この理由の詳細は不明であるが、いずれにしても岩石の内部組織に起因したものであろう。なお、加熱処理した花崗岩の強度低下は、主として内部に生じた微小亀裂によるものであるから、この岩石はclosely jointed rockと考えられる。

以上より土から硬岩に至る広い性質をもつ風化花崗岩の強度関係の表現には(1)式が適用できること、また図11に見られるように、一軸圧縮強度を σ'_{m0} 、 τ_{m0} に導入することにより種々の程度に風化した花崗岩も1本の直線に回帰できることがわかる。

3.2 Panguna Andesite

Jaeger¹⁰⁾によるPanguna 安山岩の三軸圧縮試験結果を用いて(1)式の適用性を検討した。供試体は直径15

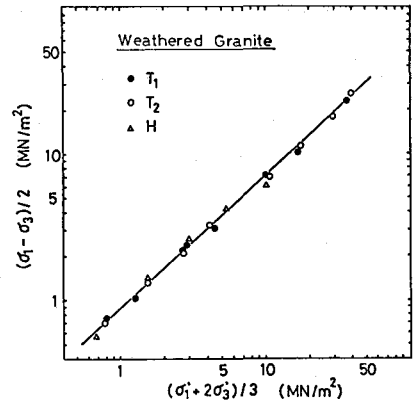


図 9

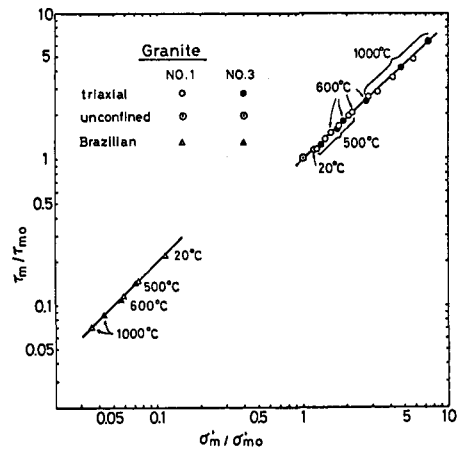


図 10

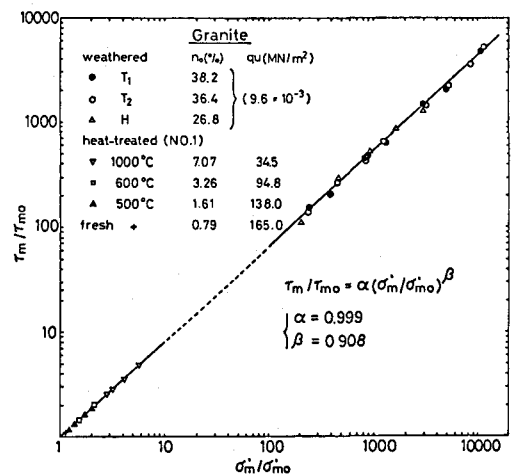


図 11

cm, 高さ 30 cm であり, その一軸圧縮強度は, 1.26 MPa である。この安山岩は, 開口亀裂や割れ目によって分割されており, それらの不連続面を強度の低い充填物が埋めている。供試体断面は弱面によって分離された, 50 ~ 100 の小部分から成るが, 岩質自体の q_u は, 直径 2.5 cm, 高さ 5 cm の供試体で 26.8 MPa であり, 非常に高い値を示す。

図 12 は, 実験結果と(1)式の回帰曲線であり, 本図より(1)式の表現が適当であることがわかる。

3.3 積層体

積層体のモデル岩盤を用いて Reik¹¹⁾らの行なった真の三軸圧縮試験結果について(1)式の適用性を検討した。この積層体は, 軽量コンクリート (G-75) の $5.0 \times 7.5 \times 10$ cm のブロックを $60 \times 60 \times 130$ cm に積み上げ, Müller のジョイント係数 κ を $\kappa_1 = 1.0$, $\kappa_2 = \kappa_3 = 0.5$ としたものである。図 13 は, 最小主応力 σ_3 方向と κ_1 方向のなす角が 60° で強度が最も低下する事, 及び拘束圧力が増加するにつれ, 等方体の強度に近づく事を示している。この実験結果を(1)式の表現とすれば, 図 14 となる。本図から各 θ に対応する強度線が, ある一点に収束する傾向が見られる。その時の σ'_m / σ'_{m0} を A とし, 各 θ に対応する一軸圧縮強度を $q_{u\theta}$, 材料定数 β を β_θ とすれば, 一軸圧縮強度比 $\tau_\theta = q_{u\theta} / q_{u0} = 0$ を用いて,

$$\beta_\theta = (\beta_0 \cdot \log A - \log \tau_\theta) / (\log A - \log \tau_\theta) \quad (2)$$

$$a_\theta = A^{(\beta_\theta - \beta_0)}, \quad \beta_\theta = \beta_0 \text{ のときは, } a_\theta = \tau_\theta^{(1 - \beta_0)}$$

によって, 強度異方性を表現しうる事がわかる。ただし, β_0 は $\theta = 0$ の時の β_θ の値である。

4. まとめ

本文は, 一軸圧縮強度をパラメータとする破壊規準(1)式が, 引張応力状態, 寸法効果による強度低下をはじめ, 岩盤モデルとしての多亀裂性岩石や, 積層体の強度条件に適用できる事を示した。更に, 異方性を有する岩石や積層体にも適用しうる事が判明した。

5. 参考文献

- 1) 吉中, 他 ('79)12th 岩盤シンポ, 31~35
- 2) Jaeger, et al. ('66) J. Geophys. R., 71, 2651~2659
- 3) 赤井, 他 ('69) 土論報集, 170, 23~36
- 4) Donath ('61) Geol. Soc. Am. Bull., 72, 985~990
- 5) Attewell et al. ('74) R. M. M. S., 11, 423~451
- 6) Jaeger ('60) Geol. Mag., 97, 65~72
- 7) 吉中, 他 ('76) 10th 岩盤シンポ, 31~35
- 8) Yoshinaka, et al. ('77) 9th Int. Cont. S. M. F. E., ss 2, 97~102
- 9) Yoshinaka, et al. ('74) 3rd. Int. Cong. I. S. R. M., 71~78
- 10) Jaeger ('70) 11th Symp. Rock Mech., 99~124
- 11) Reik, et al. ('74) R. M. M. S., 15, 295~303

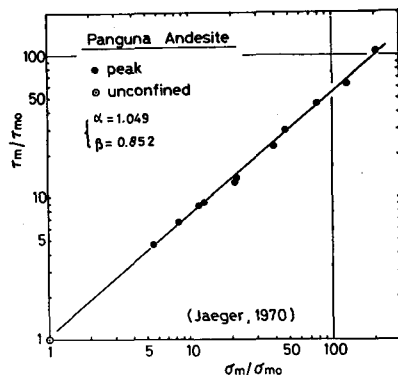


図 12

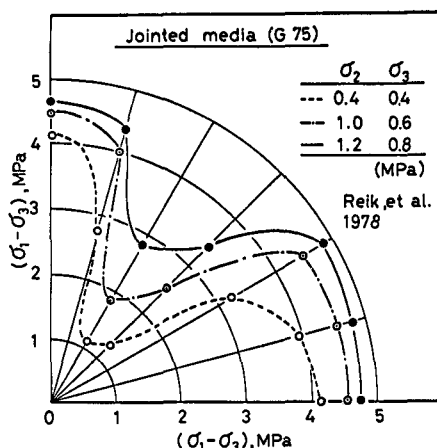


図 13

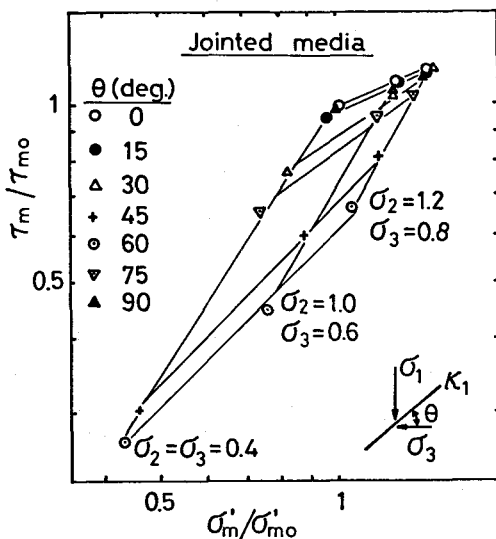


図 14

A Failure Criterion of Rocks and Rock Masses

Saitama Univ., R. Yoshinaka

Saitama Univ., T. Yamabe

The paper presents the results of investigating the applicability of a failure criterion by power function (Yoshinaka, R. and Yamabe, T., 1979), to the failure conditions of rocks and rock masses.

The failure criterion expressed by power function is as follows:

$$\tau_m / \tau_{m0} = \alpha (\sigma'_m / \sigma'_{m0})^\beta \quad \text{----- (1)}$$

, where $\tau_m = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, $\sigma'_m = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$, τ_{m0} and σ'_{m0} are the case of $\sigma'_3 = 0$. α and β are material constants of rocks and rock masses.

It is clarified that this equation (1) can be applicable to the following conditions.

- i) States of stress at tensile failure under radial compression (so-called Brazilian test) and confined radial compression. With the same material constants obtained from triaxial compression tests, as shown in Figs. 1 and 2.
- ii) Strength reduction by scale effects. Only by considering the unconfined compressive strength and equation (i), as shown in Figs. 3 and 4.
- iii) Strength anisotropy varied with angles between discontinuities and principal stresses. As shown in Figs. 6-8 and 14.
- iv) Strength relation of closely jointed rocks as the model of rock masses. As shown in Figs. 9-12.
- v) Strength relation of true triaxial stress conditions. As shown in Figs. 13 and 14.