

岩盤せん断試験における破断面の性状とせん断強さ の関連に関する考察

埼玉大学 理工学部 ○吉中龍之進
埼玉大学 理工学部 小野寿彦

まえがき

岩盤のせん断強さは、岩盤中に含まれる各種の地質的分離面の影響をうけるため岩盤を構成する岩石物質のせん断強さとは非常に異なったものであることは良く知られている。それ故に岩盤のせん断強さの評価は現地での岩盤せん断試験に基づいて行なわれる。しかし分離面の存在、進行性破壊⁽¹⁾⁽²⁾⁽³⁾などの問題の解決についていくつかの優れた試みがあるが現場実測値と完全に説明するに至っていない。本文は花こう岩の岩盤に於てなされた一連の現地せん断試験(Block Shear Test)の結果を用いてそのせん断強さなどのような要因の基に生じたか①せん断面の凹凸性(図1, b), ②せん断面の構成(図1, a)および各構成部分のせん断特性を考慮して解析したものである。

本解析に用いた岩盤は一軸圧縮強さ約1500 kg/cm²の新鮮な花こう岩風化が著しく進むハンマーで容易に崩れるものまでが含まれ、広い強度の範囲をカバーしている。なお本岩盤試験結果を解析する機会を手えられた本四公団の各位およびデータ解析に協力いただいた手島道人(現東京都港湾局)以上の各位に厚くお礼申し上げる。

解析資料について

現地せん断試験は3地所、計24ヶ所の試験結果を用いた。ブロックの想定せん断面積は60×60 cm²で荷重は鉛直と水平から15°の角度から加えられた。

各試験ブロック岩盤の物理的性質はつきのようにして求めた。各坑の底面に沿って実施されたパイロットホーリングのコアについて詳しく間隙率、シオア硬度を求め、ついで同地域の花こう岩についてこれらの物理値をインデックスとして室内三軸圧縮試験を施し、各ブロックのせん断特性(τ_m , τ_c)を求めた。分離面については各種の風化段階の試料の人工分離面について室内一面せん断試験を施し、摩擦抵抗角 ϕ を求めた。なおこれらの詳細は別途報告⁽⁴⁾⁽⁵⁾しているものでそれを参照されたい。

ブロックせん断面の性状は、せん断破壊後の凹凸性状およびFig. 1に示した様な既存分離面のせん断された面積 A_j 、岩石部分の新たにせん断した部分の面積 A_r 、整形のために打設されたコンクリートのせん断した部分の面積 A_c からつぎの各値を求めた。

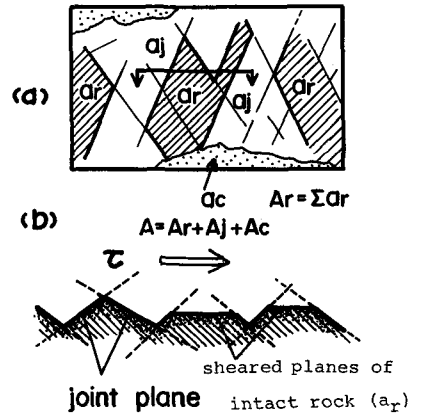


Fig. 1 Schematic representation of sheared surface

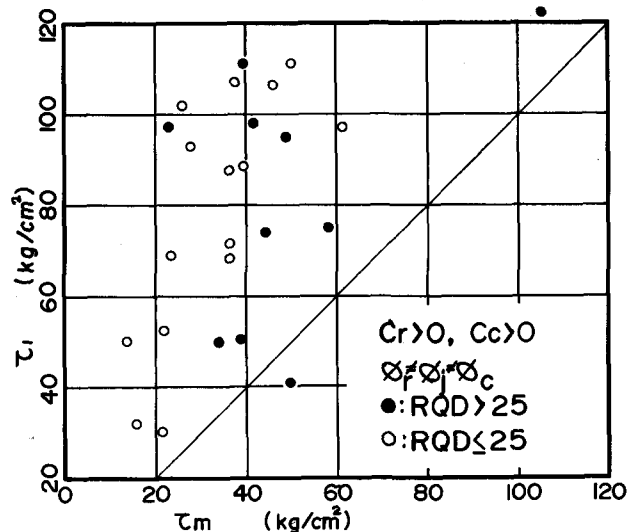


Fig. 2 Correlation between τ_m and τ_c
(τ_m : measured value, τ_c : calculated value)

分離面のせん断面積比 $A_j (A_j/A)$, 岩石部分せん断面積比 $A_r (A_r/A)$, コンクリート部分面積比 A_c , および A_j 部分の凹凸部平均傾斜角 i , 全面積 A におけるせん断後の平均凹凸部傾斜角 i' である。

上記のうち A_c は大部分が 10% 以下, A_j は 0~86%, i は実験結果から風化の程度に關係なく 30~45°, コンクリートのせん断特性は 7 日, 28 日圧縮強度から推定した。 i は 0~35°, i' は 5~35° である。

解析方法について

せん断面に凹凸がある場合ブロックが水平方向にせん断力を受けて変位するとブロックは傾斜面をのり上げたり下降したりする。いま全面が既往の分離面でありその傾斜角を i とすると, 周知のよう⁽³⁾に作用するせん断力と i および分離面の摩擦角 ϕ_j , 平均直応力 σ_n の間にはつぎの關係がある。

$$\tau = \underbrace{\sigma_n \tan i + \tau \tan i \tan \phi_j}_{\tau_{R1}} + \underbrace{\sigma_n \tan \phi_j'}_{\tau_{R2}} \quad \text{----- (1)}$$

つぎに $A_r > 0$, $A_c > 0$ とすると (1) 式の右辺にさらに τ_{R3} (岩石部分のせん断力負担分), τ_{R4} (同コンクリート部分) が加わって

$$\tau = A_j' (\tau_{R1} + \tau_{R2}) + A_r (C_r + \sigma_n \tan \phi_r) + A_c (C_c + \sigma_n \tan \phi_c) \quad \text{----- (2)}$$

(2) 式は $\tau = C + \sigma_n \cdot \mu$ (3) に整理して

$$C = \frac{A_r C_r + A_c C_c}{1 - A_j' \tan i \tan \phi_j'}, \quad \mu = \frac{A_j' (\tan i + \tan \phi_j') + A_r \tan \phi_r + A_c \tan \phi_c}{1 - A_j' \tan i \tan \phi_j'}$$

したがって上式の仮定が正しいとすると各ブロックについて測定される見掛けの C, μ は各ブロックの A_j, A_r, A_c が等しい場合についてのみ同一の値をとり σ_n 図上での一本の Coulomb 破壊線上にあることになる。しかしこの条件は非常に成立し難いことは経験的に良く知られている所である。

以下の計算は各ブロックごとの各係数を (3) 式に適用し, そのブロックについて実験されたせん断強 τ_m と比較した。は破断面に於ける凹凸は決して一様ではなく, また全体的に破断面が岩盤中に食いつこんでいるもの平面のもの, あるいは上に凸のものなどさまざまあり, したがってあくまで全体のせん断メカニズムが大局的に (2) 式の形式を取るかどうかを検討することにあるといえる。

計算結果および考察

(i) 各部分のせん断強 τ を 100% 期待した場合:

A_j, A_r, A_c の各部分毎に実験したせん断強 τ (ピーク値) がブロックが一定量せん断変位した後同時に発生すると考えるとそれらのせん断定数を (3) 式に適用することによりブロックのせん断強 τ が求まる。図 2 は τ と実験値 τ_m の関係を示したものである。図 3 のように $\tau > \tau_m$ となることはある。これは上記の

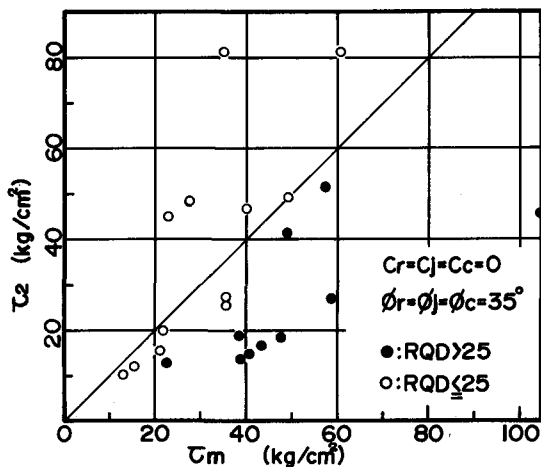


Fig. 3 Correlation between τ_m and τ_2

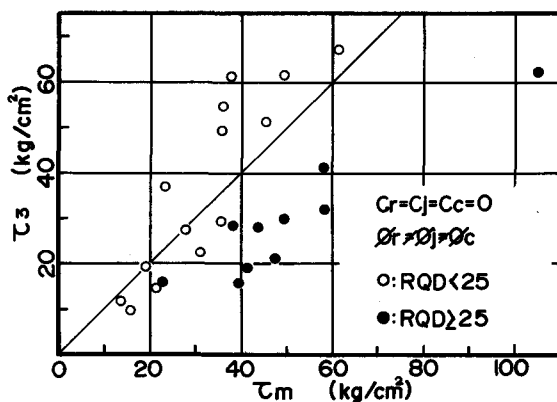


Fig. 4 Correlation between τ_m and τ_3

仮定が必ずしも妥当でないことを示す。事実、ブロッックをせん断するに先立って鉛直荷重のみで最大20~35%をブロッックに加えることにより、あらかじめ変形試験から求まる変形係数Dを用いて弾性解による破断時せん断荷重に対するブロッックの水平変位量と求めると破断時の水平変位量は弾性変位量の3~10倍多く動いており、このことからブロッックの破断時(最大せん断荷重時)におけるせん断面上の岩盤は大部分が、すべりに近い状態にあったことを予想させ本項の仮定が困難であることを示している。

(ii) 各部分の残留強度に達しているとした場合

つぎに各部分がブロッックの最大強度時にはそれぞれせん断荷重により応力集中を受けて破壊した後のすべりの状態にあったとして、 $C_n = C_c = 0$ および $\phi_n = \phi_c = \phi$ と仮定し ϕ を均一の35°とし(3)式の σ をブロッックの全底面について実測した平均角 α をもつて計算した値 τ_n が τ_m との比較で図3に示してある。 ϕ を35°、45°、55°についても計算したが結果は図3と大差は見られなかった。図3によると $RQD < 25$ 以下の岩盤(著しく細く分離面が入るか、強く風化した岩盤)では $\tau_n \geq \tau_m$ あり $RQD > 25$ (多くは50~70)の岩盤では $\tau_n < \tau_m$ である。このことは本仮定が実状に合わないことを示しており特に後者のように RQD の高い、即ち岩体の連続性がよく良好な岩盤においては岩石実質部分のせん断強度は未だ残留強度の段階ではないことと考へられる。

(iii) 各部分のCが消失し ϕ は最大強度時の値を保持する場合

岩石実質部分ではブロッック全体の最大強度時に(ii)の場合のように既に強度破壊を起しているが、この時Cが消失し ϕ が変わらないとした場合(コンクリート部も同様)である。この仮定は岩石の三軸圧縮試験において供試体の強度破壊の直後に除荷し再び(6)の σ を載荷するpost-failureの強度特性を求めた実験によって、変位量が大きく進行しない状態が成立することからわかっているがこれを適用したものである。図4はこのようにして(3)式から求めた τ_n と τ_m の関係である。全体として $\tau_n = \tau_m$ の線に近まっているが $RQD > 25$ のグループは $\tau_n < \tau_m$ であり主として α 部分の岩盤Cの何割かの効果性があることを暗示している。

(iv) 岩石実質部分の強度の有効性

一般にせいの材料では試験体の寸法が増大するに従って内在するキズが増大により強度が低下することは良く知られている。

試験岩盤はこの現象があるかどうかを、図5で検討した。横軸は寸法比として全底面積Aに対する α 、 α_c 部分の面積合計 α_c 比を、縦軸は τ_m に対する(ii)の仮定(α 部分の供試体について実測した強度の100%以内)の強度 τ_n の比を示した。図からせいの部分の面積が増すに従って τ_n/τ_m が低下する傾向が読みとられる。横軸が0.5以上 τ_m は期待した強度の30~60%しかない。

以上の現象は岩盤のScale-effectと呼ばれる

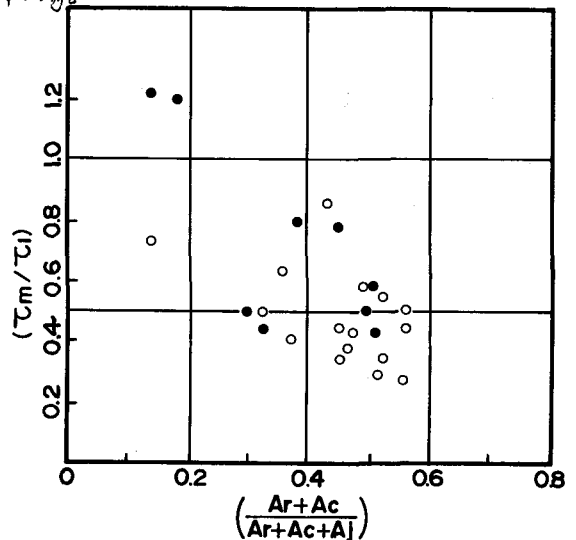


Fig. 5 Diminution of strength on size of intact rock (see Fig. 1)

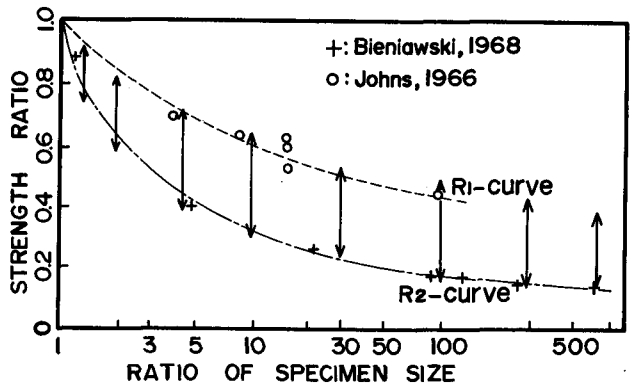


Fig. 6 Scale effect (compiled)

言葉に概括されるものであろう。したがって岩盤のせん断強度に有効に作用する部分の強度を推定するため従来の各種の地盤材料について求められた Scale-effect のデータを図6に示した。矢印の幅が岩盤とは異なる傾向を示す範囲である。寸法は通常の室内強度試験の供試体寸法に対する現場試験あるいは大寸法試験の寸法比である。矢印の範囲内には軟岩相当の粘土地盤に対する一面せん断試験の結果を含んでいる。上下限線 R_1 (塊状鉄鉱石), R_2 (良質石炭) で示した。後者は最大寸法一辺 s_m に近い立方体の一軸圧縮強度を含む例である。

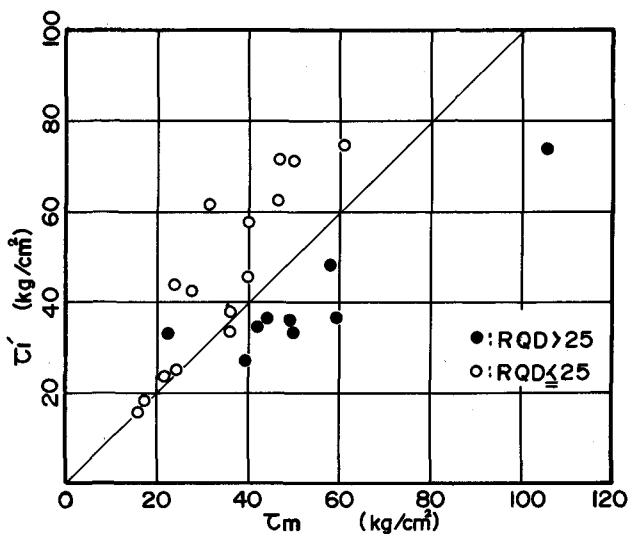


Fig. 7 Correlation between τ_m and τ_i

(V) C成分を R_1 曲線で低減した場合

a_t , a_c 部分の C 成分を図6の R_1 曲線で低減した場合を図7に示す。図4に比較して RQD が 25 以上の部分は実測値により近い。他の部分はバラツキが少し拡大した。

(VI) RQD を考慮して C 成分を低減した場合 RQD < 25 (0 ~ 10% 多し) の岩盤は岩石実質部分においても岩盤全体としても micro あるいは macro 分離面がその力学的性質の主体となすことが判明している。このような岩盤では $C = 0$ (iii ケース) とし、RQD > 25 に対して図6の R_2 曲線を適用し(3)式からせん断強度を求めたものが図8である。ばらつきは残るが RQD に関係なく全体として τ_m に一致しており本項の考え方が大筋において岩盤のせん断強度を説明しているものと考えられる。

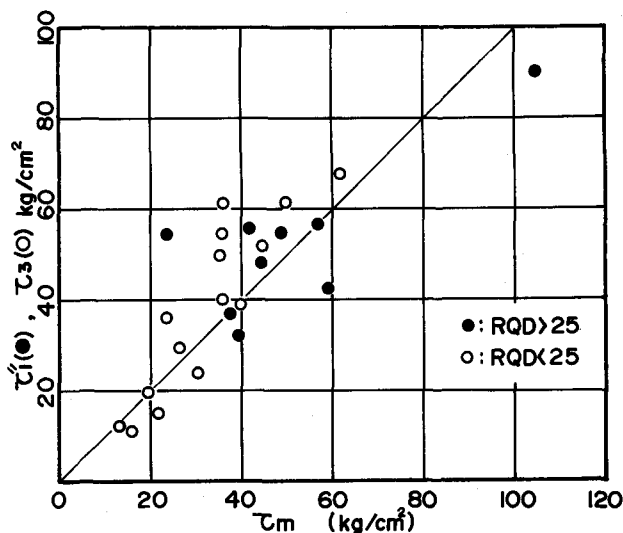


Fig. 8 Correlation between τ_m and τ_i, τ_3

あとがき

岩盤のせん断強度には分離面上のこりによるグレイタニシの効果が重要であることは多くの研究で知られている。本文はこの考え方に立脚し(3)式をもといて実測岩盤のせん断強度を説明できることを示した。この際、せいぜい部分のせん断強度については Scale-effect による強度の低減が必要であることを述べた。

参考文献

- (1) 林正夫(1965) 第3回岩盤力学に関するシンポジウム講演集 P.17-21, (2) Douřák(1968) Proc. Geotech. Conf. Oslo P.271, (3) Ladanyi and Archambault(1970) Proc. 11th Sympo. Rock Mech. P.105-125, (4) 小野寺・吉中・小田(1973) 第4回岩の力学国内シンポジウム講演集 P.12, (5) 吉中・小田(1974) 応用地質 Vol.15, No.2, (6) 小野寺・吉中・小田(1974) 風化花こう岩の工学的性質に関する研究報告書(2), (7) 吉中(1974) 土と基礎 Vol.22, No.6, P.7.

Analytical Consideration in the Shear Strength of in-situ Granite

by Ryunoshin YOSHINAKA, Tōru ONODERA

Department of Foundation Engineering, University of Saitama, Japan

ABSTRACT

In this paper we discuss about the mechanism of generating the shearing strength of rock masses (used in in-situ block shear test) with many joints, i.e., measured values of shearing strength of in-situ rock were compared with the calculated strength considered such factors as the irregularities on sheared surface Fig. 1b, the composition of this plane Fig. 1a (sheared intact rock, pre-existing separations or weaknesses and concrete used to prepare the rock blocks) and the shearing characteristics of each composition.

The equation to estimate the strength of rock masses is as follows: Combining the well-known equation (1) from stress-dilatancy model and intact strength component in Ar and Ac, the strength of rock masses is expressed as

$$\tau = \frac{\alpha A_r c_r + a_c c_c}{1 - a_j \tan i_j \tan \phi_j} + \left\{ \frac{a_j (\tan i_j + \tan \phi_j) + a_r \tan \phi_r + a_c \tan \phi_c}{1 - a_j \tan i_j \tan \phi_j} \right\} \sigma_n$$

The results of analyses are shown in Fig. 2, 3, 4, 7, 8. In conclusion it can be said that the approximate estimation to measured strength is possible from above equation, provided the reduction for cohesive strength c_r on scale effect is suitably carried out by, for example, Fig. 6, RQD, etc.

NOTATION

- | | |
|---|---|
| A : Base area of a test block | μ : apparent frictional coefficient from equation (3) |
| A_j, A_r, A_c : sheared area of pre-existing joint, intact rock, concrete | σ_n : average normal stress on A |
| a_j, a_r, a_c : $A_j/A, A_r/A, A_c/A$ | τ_m : measured shear strength in-situ |
| ϕ_j, ϕ_r, ϕ_c : friction angle of joint plane, intact rock, concrete | τ_{1-3} : calculated shear strength from equation (3) |
| c_r, c_c : cohesive strength of intact rock, concrete | α : reduction factor for intrinsic cohesion obtained by laboratory shear test |
| i_j : average inclination angle on irregularities in A_j | τ'_i : calculated strength in case that α is taken by curve R_1 in Fig. 6. |
| i_T : average inclination angle on total area A | τ''_i : calculated strength in case that α is taken by curve R_2 for rocks of RQD > 25, and $\alpha=0$ for rocks of RQD ≤ 25. |
| C : apparent cohesive strength from equation (3) | |