

不連続面を有する軟岩の力学挙動と破壊規準

MECHANICAL BEHAVIOR AND FAILURE CRITERION OF JOINTED SOFT ROCK

足立紀尚*・森田栄治**
By Toshihisa ADACHI and Eiji MORITA

1. 序論

軟岩といえども対象となるのは、層理、節理などの地質分離面（不連続面）が内在する岩盤であるため、不連続面の力学特性に及ぼす影響を解明する必要がある。そこで、切断面を与えた円柱供試体（大谷石）を用い三軸試験を行った先の研究¹⁾において、切断面を有する軟岩供試体の最大強度、および残留強度ともに、Hobbs²⁾、Murrell³⁾が岩石質材料に対して提唱しているべき関数型の破壊規準式で表わせることを明らかにした。さらに破壊規準式に含まれる残留強度に対する強度定数は、切断面と最大主応力作用面とのなす角に無関係に一定値をとり、最大強度に対する強度定数は、切断面の角度の関数となることを示したが、その関数関係の決定は残された課題であった。

本研究は上記の課題を解決するため、泥岩を試料に選び同様の三軸試験を行った。しかし本研究においては、先の研究と異なる観点に立って実験結果を検討し、未解決の課題を含めて弱面を有する軟岩の破壊挙動を説明できる新たな破壊規準を提案する。

ここに提案する破壊規準は、既存の切断面に沿ってすべり破壊を生じる場合は、切断面に作用する垂直応力 σ' とせん断応力 τ との、他方既存の切断面とは別に新たな破断面を生ずる場合には、その破断面に作用する σ' と τ の最大強度時および残留強度時の関係がべき関数型で与えられることに基づいて誘導した。なお本破壊規準式に含まれる強度定数は、不連続面の有無またはその角度に関係せず、対象とする軟岩固有の材料定数として決定できるものである。

次に2つの破壊形態、すなわち既存の切断面に沿う破壊と、新たに破断面を生ずる破壊とのいずれが生ずるか

に対する条件を求めるため、先に得た破壊規準による2本の破壊曲線（最大ならびに残留）と、供試体内の応力状態を表わす Mohr の応力円との関係を用いることによって、既存の切断面に沿うすべり破壊が生じる角度の範囲を、拘束圧との関係として与えた。

岩盤の強度は、図-1に示すようにその上限値を岩石の最大強度に、下限値を残留強度にとり、一般にその範囲内にあると考えられる。そこで最後に $\sigma' - \tau$ で表わされた破壊規準を、平均有効応力 $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ ～せん断応

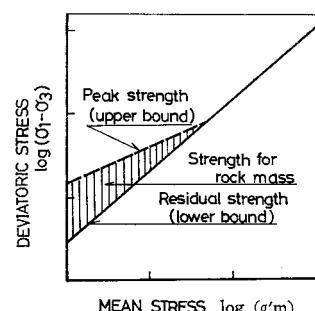


図-1 岩石の強度と岩盤の強度

力 $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ 関係に変換することによって、図-1の考え方の妥当性を検証した。

2. 実験装置、試料ならびに実験方法

実験装置はすでに報告⁴⁾したとおりであるが、容量 200 kgf/cm² (19.6 MPa) の三軸室を用いた。

試料は第三紀堆積の泥岩で、その物理諸量を表-1に示す。供試体は、直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱

表-1 物理諸量

間隙比	e	1.40
間隙率	n	58.3(%)
湿潤密度	r_t	1.66×10^3 (kg/m ³)
乾燥密度	r_d	1.09×10^3 (kg/m ³)
粒子比重	G_s	2.65

角度 θ をもつ切断面をダイヤモンドカッターにより入れた供試体と切断面のない(intact rock) 供試体を用いた。

なお、水で飽和した軟岩を対象とすることから、供試

* 正会員 Ph.D. 京都大学助教授 防災研究所

** 学生会員 京都大学大学院

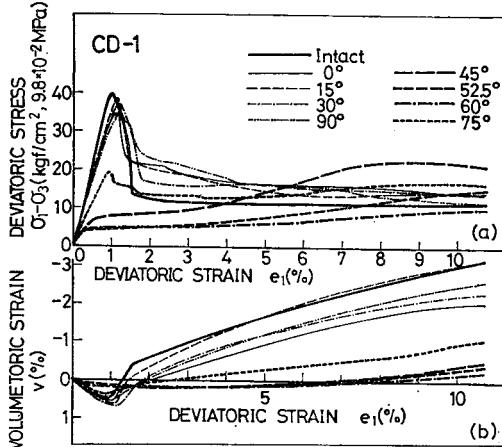


図-4 応力～ひずみ関係 (CD-1)

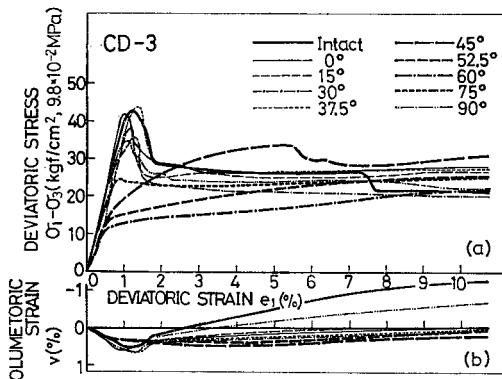
(a) 軸差応力～偏差ひずみ
(b) 体積ひずみ～偏差ひずみ関係

図-5 応力～ひずみ関係 (CD-3)

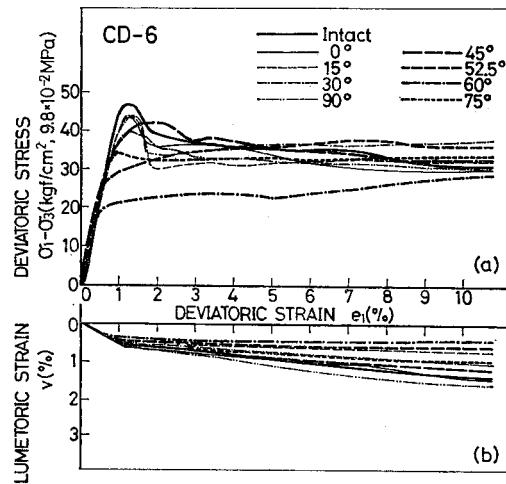
(a) 軸差応力～偏差ひずみ
(b) 体積ひずみ～偏差ひずみ関係

図-6 応力～ひずみ関係 (CD-6)

(a) 軸差応力～偏差ひずみ
(b) 体積ひずみ～偏差ひずみ関係

めと考えられる。なお、CD-20についても60°の供試体1本しか実験を行っていないが、破壊形態は切断面に沿ったすべりも、新しく破断面が入ることもなく、ただ樽型変形を生じただけであった。これよりCD-20においては、破壊時の応力が遷移応力を超えており、切断面の有無およびその角度がもはや強度に影響を与えないものと考えられる。

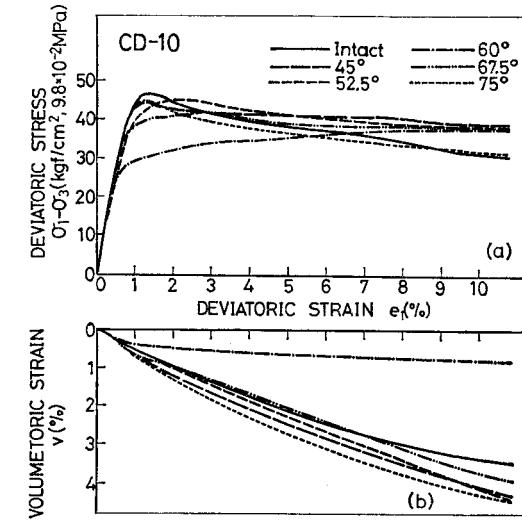


図-7 応力～ひずみ関係 (CD-10)

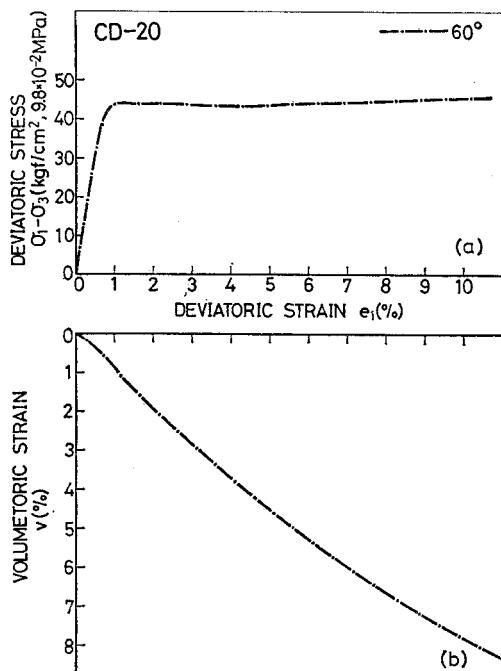
(a) 軸差応力～偏差ひずみ
(b) 体積ひずみ～偏差ひずみ関係

図-8 応力～ひずみ関係 (CD-20)

(a) 軸差応力～偏差ひずみ
(b) 体積ひずみ～偏差ひずみ関係

不連続面を有する軟岩の力学挙動と破壊規準

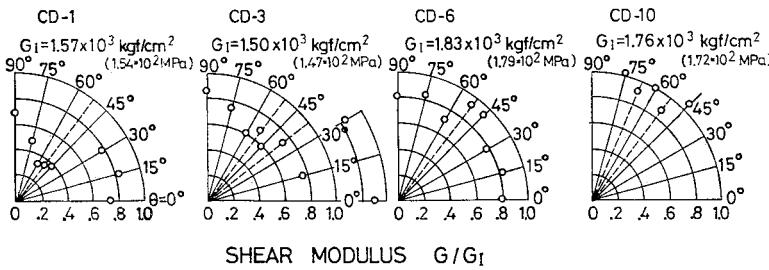


図-9 せん断弾性係数 G に及ぼす切削面の影響

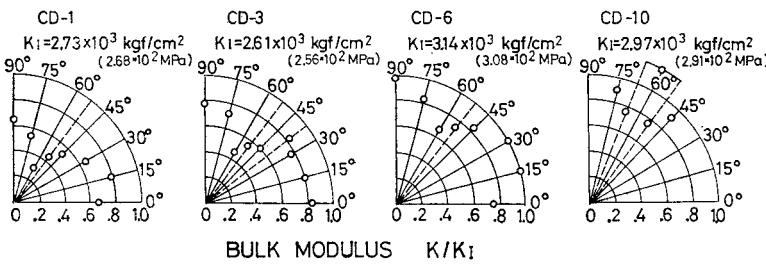


図-10 体積弾性係数 K に及ぼす切削面の影響

時に生ずるから、結局全体的な弾性係数の値を低下させるものと考えられる。特に低拘束圧では圧密終了時、すなわちせん断直前の切削面間の間隔が広いと思われるから、弾性係数の低下の度合も大きくなると考えられる。

さて、切削面に沿うすべり破壊を生じる供試体の弾性係数が、ほかに比較してさらに小さな値をとるのは、初期のせん断過程において上述の変形挙動（弾性変形ならびに切削面間の接触面積の拡大）に加え、切削面に沿ったすべり変形もある程度発生するためによると考えられる。したがって最大主応力作用面に対して切削面の角度が 60° であると最もすべりやすく、弾性係数がその最小値をとるものと考えられる。

ヤング率 E 、ポアソン比 ν は G, K より次式で計算される。その結果を表-3 に与えている。

$$E = \frac{9KG}{3K+G}, \quad \nu = \frac{3K-2G}{2(3K+G)} \quad \dots \dots \dots (3)$$

表において、ヤング率 E は、 G, K と同様低拘束圧においては、切削面の有無および角度の影響を受けるが、拘束圧が大きくなるに従ってその影響は次第に減少することがわかる。一方、ポアソン比 ν は、切削面の有無および角度の影響、ならびに拘束圧による影響も認められず、本泥岩試料に対して平均値は、 $\nu=0.25$ となる。

(4) 不連続面を有する軟岩の破壊規準

大谷石（多孔質の堆積軟岩）に関する従来の研究^{1), 6)}によって、最大強度、残留強度に対する破壊規準は、 c , ϕ を用いた Mohr-Coulomb の条件式によるよりも、

Hobbs,²⁾ Murrell³⁾ らが岩石質材料に対して提唱しているべき関数型の条件式による方が、適合性のよいことが明らかにされている。

本研究に用いた泥岩に対して、べき関数型の破壊規準式の適用性の可否をまず検討してみる。ただし先の研究^{1), 6)}のように、平均有効応力； $\sigma_m' = (\sigma_1 + 2\sigma_3')/3 \sim$ 軸差応力； $\sigma_1 - \sigma_3$ 関係、もしくは平均応力； $\sigma_n' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2 \sim$ せん断応力； $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 関係で議論するのではなく、破壊をより直接的に解析するために、既存の切削面に沿ってすべり破壊を生じたものについては切削面上に作用する、

また切削面に関係なく破壊した

ものについては、その破壊面上に作用する有効垂直応力 σ' とせん断応力 τ の関係によって、その議論を行うことにする。

図-11 は、表-2 に示す σ_P' , τ_P ならびに σ_R' , τ_R , すなわち最大強度時ならびに残留強度時の垂直応力 σ' , せん断応力 τ の値をプロットしたものである。図において破壊時の $\sigma' \sim \tau$ 関係は、2 本の曲線によって表わされることがわかる。すなわち新しくせん断破壊するものについては、従来どおり最大強度曲線、残留強度曲線で表わされるが、切削面に沿うすべり破壊を生じるものについては、最大=残留強度となり、前者の残留強度曲線に一致する。図-12 は、これらの関係を両対数紙上に求め直したものである。図-11 における 2 本の曲線は、それぞれ勾配の異なる 2 本の直線で表わされることがわ

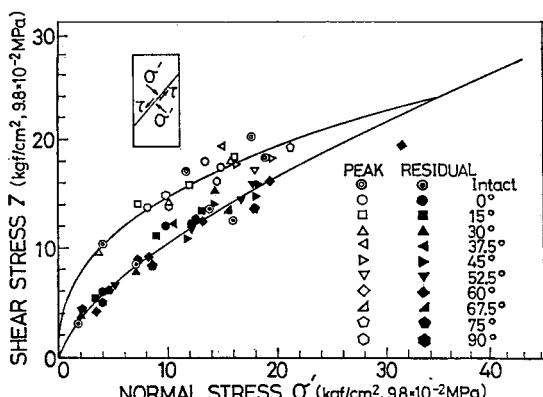


図-11 破壊面もしくは切削面上に作用する応力関係による最大強度および残留強度 ($\sigma' \sim \tau$ 関係)

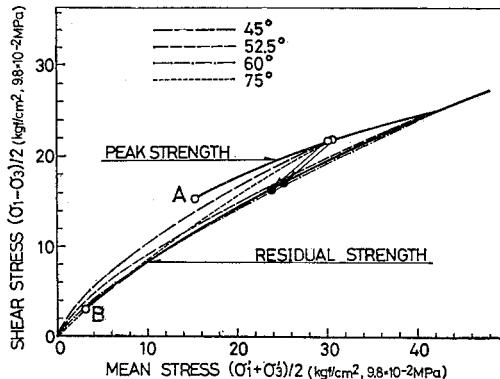


図-17 切断面を有する軟岩の最大強度、残留強度
 $\left(\frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \sim \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$ 関係

$$\theta_1 = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\alpha_R \sigma_{R_1}' \beta_R}{\sigma_3' - \sigma_n'} \right) = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\alpha_R \sigma_{R_1}' \beta_R}{f(\sigma_n') - \sigma_n'} \right) \quad (7)'$$

$$\theta_2 = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\alpha_R \sigma_{R_2}' \beta_R}{\sigma_3' - \sigma_n'} \right) = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\alpha_R \sigma_{R_2}' \beta_R}{f(\sigma_n') - \sigma_n'} \right) \quad (8)'$$

式中の σ_P' , $\sigma_3' = f(\sigma_n')$ ならびに σ_{R_1} , σ_{R_2} の値は, σ_n' によって決定されるが, その詳細については Appendix 2 に示した。

また式 (11), (12) 中の θ_0 は, 式 (6)' で求まる θ_0 に対応しており, 平均応力 σ_n' に依存して変化する。

図-17 は, 新しく求まった破壊規準に, 本実験に用いた泥岩の強度定数を代入して得られた曲線である。図中太い実線が式 (11), 式 (12) の最大強度曲線, 残留強度曲線であり, 式 (13) に関しては, $\theta = 45^\circ, 52.5^\circ, 60^\circ, 75^\circ$ に対する曲線を与えている。したがって $\theta = 45^\circ, 75^\circ$ の切断面を有する供試体のように, 平均応力 σ_n' の大小によって破壊形態が異なる場合には, 破壊規準は, 切断面に沿ったすべり破壊を生ずる間は式 (13) に, 新たな破壊面を生じる場合は式 (11), (12) に従うことになる。また, このように破壊規準が変化するときの境界の強度は, 式 (11) と式 (13) の交点で与えられる。

次に変換された式 (7)' と式 (8)' による σ_n' と θ_1, θ_2 の関係を図-18 に示す。図より平均応力 σ_n' が決定されれば, そのときの θ_1, θ_2 すなわちすべり破壊を生ずる角度の範囲が求まる。また逆に任意の切断面の角度 θ に対して, 破壊規準が式 (13) から式 (11), (12) に移行するときの σ_n' の値を決定することができる。

このように, 破壊規準が不連続となるのは, すべり破壊を生じる可能性のある場合で, その角度の範囲は図-18 の $\sigma_n' = 15.3 \text{ kgf/cm}^2$ (1.5 MPa) (図-15 では $\sigma_3' = 0 \text{ kgf/cm}^2$ (0 MPa)) のときの θ_1, θ_2 の値で求まる。本実験に用いた泥岩の場合は, $40.9^\circ < \theta < 90.0^\circ$ となる。

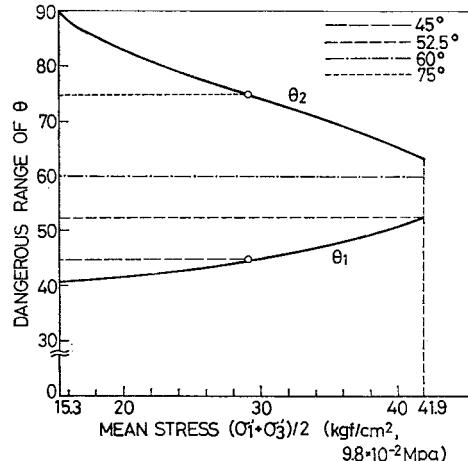


図-18 すべり破壊を生ずる切断面の角度と平均応力の関係
 したがって 切断面の角度がその角度の範囲外にあるとき, 破壊規準は常に式 (11) および式 (12) で与えられることになる。

なお 図-17 中の式 (11), 式 (12) で表わされる最大強度曲線, 残留強度曲線上の ○ 印で示す 2 点 A, B は, 一軸圧縮強度 ($\sigma_3' = 0 \text{ kgf/cm}^2$ (0 MPa)) を意味している。

先の報告では, 不連続面を有する軟岩の破壊規準が両対数紙上で直線になる, という仮定のもとで議論を行ってきた。そこで式 (11)～(13) で表わされる破壊規準を両対数紙上に求め直し, 同時に実際に得られた実験値を与えたものを 図-19 に示す。図中実線がおのおのの不連続面の角度に対する破壊規準であり, 点線は式 (13) が破壊規準である場合の式 (11), (12) の位置を示したものである。式 (13) に対応する実験値については, 最大強度=残留強度であるゆえ黒印で, また式 (11), (12) に対応するものについては, 最大強度を白印, 残留強度を黒印で示した。図より, 最大強度に多少のばらつきがあるものの, 実験値がほぼ強度曲線上に一致しているのがわかる。なお式 (13) における $\theta = 45^\circ$ の場合の破壊規準のみが両対数紙上で直線となり, あとはすべてやや上に凸の曲線となる。

また 図-20 には 図-19 の破壊規準のみをまとめて示した。図より式 (13) における $60^\circ, 75^\circ$ の曲線が, 若干式 (12) の残留強度曲線の下側にくる部分があるが, ほぼ式 (11), (12) の最大強度曲線, 残留強度曲線の間に, 他の強度曲線が位置しているのがわかる。このことは, 先に提起した 図-1 の考え方, すなわち岩盤の強度は岩石の最大強度を上限値に, 残留強度を下限値としてその間に位置する, ということの妥当性を裏付けることになる。

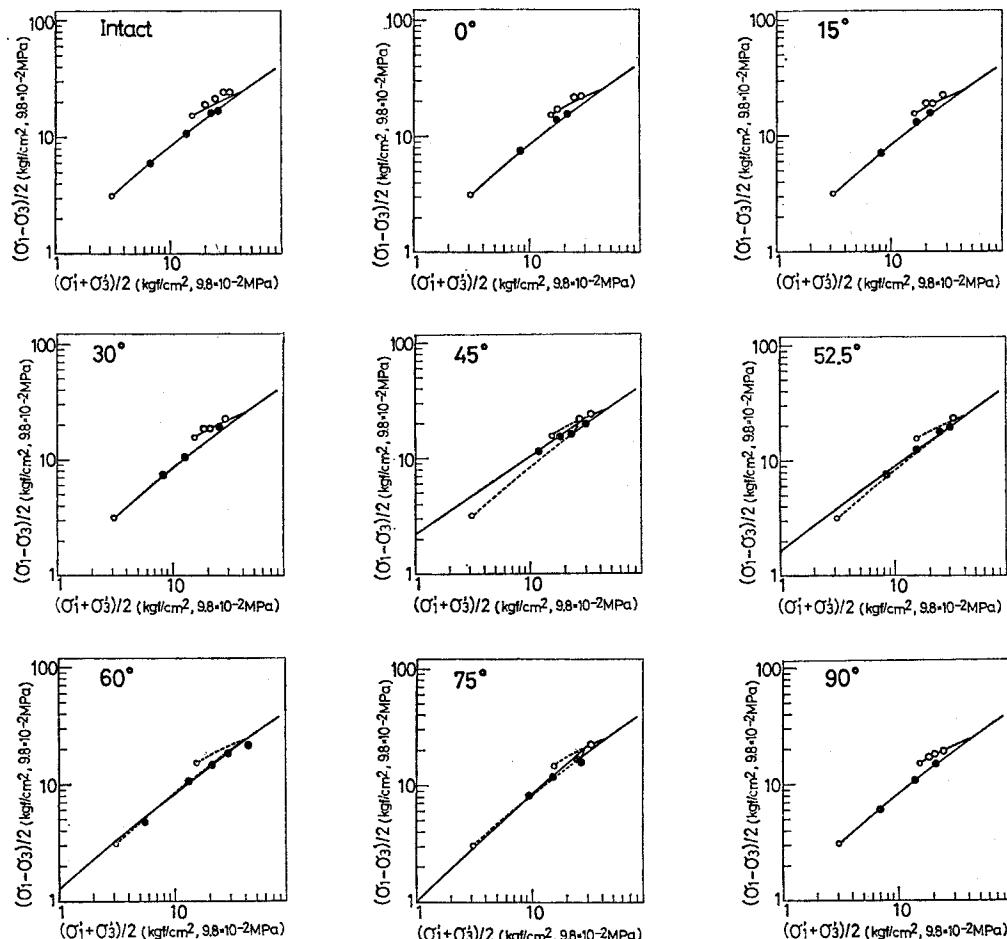


図-19 実験結果と理論値との比較

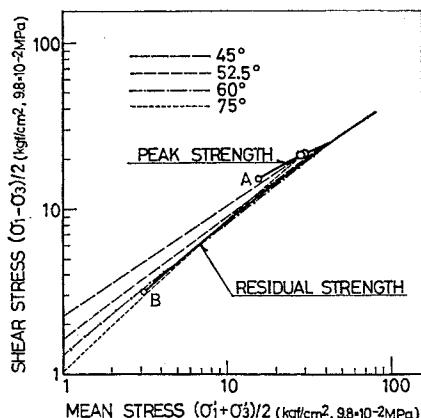


図-20 最大強度、残留強度の両対数表示

$$\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \sim \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \right) \text{ 関係}$$

(7) 破壊時の体積変化と応力の関係

足立・小川¹⁰は、軟岩（大谷石）の最大ならびに残留

強度に対する破壊規準は、単に応力間の関係のみでは不十分で応力と体積ひずみの間に成立する関係も同時に規定する必要があることを明らかにしている。

すでに論じたように、切断面が存在していても、その面に無関係に新たな破断面を生じたものについては、その力学特性は Intact rock となんら変わりのないことが明らかである。

足立・小川による大谷石の破壊時の応力と体積ひずみに対する破壊規準は最大強度、残留強度とも遷移応力を境にして与えられていたが、泥岩を試料とした本実験は異なる結果を示している。図-21 は Intact rock ならびに新しく破断面を生じたものについての体積ひずみ $v(\%)$ と平均有効応力 σ_m' (kgf/cm^2 , $9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$) 間の関係を、最大強度時を白印、残留強度時を黒印で示したものである。なお図中の一点鎖線は等方圧密曲線である。本研究では、CD-20, 60° を除いては、遷移応力以下での実験であったが、最大強度時の関係は遷移応力以下では圧密曲線によって表わされる。一方、残留強度に

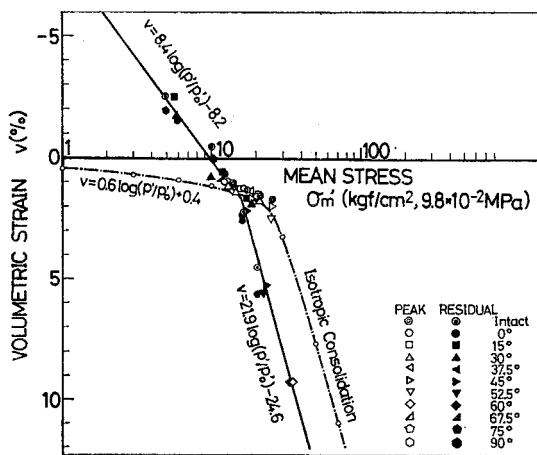


図-21 新たに破断面を生じる場合の切断面を有する供試体の最大ならびに残留強度時の平均有効応力と体積ひずみ関係

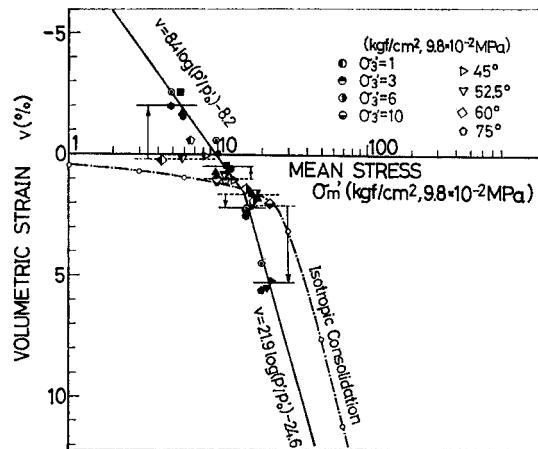


図-22 既存の切断面に沿うすべり破壊を生じる場合の残留強度時の平均有効応力と体積ひずみ関係

関しては、遷移応力を境にしてではなく、圧密曲線の上下で異なる勾配をもった2本の直線関係となる。

上述した大谷石との相違は、構造骨格、セメントーションなどにおける差異に起因するものと考えられるが、この点に関しては今後詳細に検討する必要がある。なお、図中には、それぞれの関係を直線としたときの破壊規準を示した。

次に、不連続面に沿ってすべり破壊を生じたものについての体積ひずみ～応力関係を検討してみる。図-22には、すべり破壊時の残留状態における体積ひずみ～応力関係と、比較のために図-21の残留強度時の同関係を示した。

図より、膨張側、圧縮側ともに不連続面に沿ってすべっている場合は、体積変化の割合が少ないことが明らか

である。せん断変形が不連続面に沿った非常に局部的な変形であるため、せん断のごく初期からせん断中の体積変化がその部分にしか発生しなかったからであろう。

また等拘束圧の結果に関して体積ひずみを比較すると、 σ_m' ならびに切断面の角度に関係なく、体積ひずみはほぼ等しい量であることがわかる。CD-1に関しては、75°の値がやや他のものより膨張傾向があるが、これは3.(2)でも論じたように、切断面が供試体の上下端を切るために、せん断の初期にすべり変形が制約され、局部的なせん断破壊を生じたからであろう。特に低拘束圧ではその影響が大きく、そのために正のダイレタンシー効果を示したものと考えられる。

したがって、各拘束圧ごとにそれぞれ新たに破壊したもの、切断面に沿ってすべり破壊を生じたものについての体積ひずみの平均値を求める、その差がすなわち破壊形態の相違による体積変化量の差となる。図-22には、実線で新たに破壊したものの平均値を、点線で切断面に沿ってすべり破壊を生じたものの平均値をあわせて示している。切断面に沿ってすべっている状態も、新たな破断面を生じてそれに沿ってすべっている状態も、最終的にはその変形状態は、有効応力も体積も変化しないいわゆる残留応力状態であると考えられる。よって図中の矢印で表わされる量が、各拘束圧において、破断面が生じることによって発生するダイレタンシー量を考えることができる。

以上、切断面を人工的に与えた供試体の室内三軸試験の結果をもとに、不連続面を有する軟岩の破壊規準を求めた。破壊規準を確定するには、強度定数 α_P , β_P , α_R , β_R を実験より決定する必要がある。これらの強度定数は、対象とする軟岩固有の材料定数であるから、結果的には本実験のように切断面を有する供試体を用いなくても、通常の岩石試験で決定することができる。このように、比較的簡単に得られる室内岩石試験によって、岩盤の強度を推定することが可能となる。結局不連続面を有する軟岩の破壊規準としては、直接的に不連続面上の応力を問題とする場合は式(4), (5)を、一般的な応力状態を論ずるときは式(11)～(13)を、さらにそれらの補足規準として、それぞれ式(7), (8)および式(7)', (8)'を用いるのが、実際の軟岩盤の解析に適用するうえで、最も有効であると考えられる。

4. 結論

層理、節理などの地質分離面が、軟岩よりなる岩盤に与える影響を解明する1つの方法として、種々の角度の切断面を人工的に与えた供試体を用いて三軸試験を行った。その結果得られた知見をまとめると以下のようにな

式中 σ_n' の値は、式 (vi) で求められる。よって、 σ_3' が与えられれば、式 (9) より σ_P' が計算され、さらに式 (vi) によって σ_n' が求まり、2 交点 B, C の垂直応力成分 σ_{R_1}' , σ_{R_2}' は、式 (10) を数値解析することによって決定できる。

Appendix 2

式中の σ_P' に関しては、先に示した式 (vi) を与えられた σ_n' について数値解析すれば求まる。これを

$$\sigma_P' = f_1(\sigma_n') \text{ とおく} \dots \dots \dots \quad (x)$$

またそのときの σ_3' の値は、式 (x) によって求められた σ_P' を式 (9) に代入することにより与えられる。これを

$$\sigma_3' = f_2(\sigma_P') \text{ とおく} \dots \dots \dots \quad (xi)$$

式 (x), (xi) より、 $\sigma_3' = f_2\{f_1(\sigma_n')\} = f(\sigma_n')$ となり、 σ_3' は σ_n' より求められる。

さらに、 σ_{R_1}' , σ_{R_2}' に関しては、式 (10) に σ_n' ならびに上記より求まる σ_3' の値を代入すれば、数値解析により決定できる。

参考文献

- 足立紀尚・林 正之：軟岩の力学特性に及ぼす不連続面の影響、土木学会論文報告集、No. 305, pp. 97~110, 1981.
- Hobbs, D.W. : A Study of the Behavior of Broken Rock under Triaxial Compression and its Application to Mine Roadways, Int. J. Rock Mech. Minning Sci., Vol. 3, pp. 11~14, 1966.
- Murrell, S.A.F. : The Effect of Triaxial Stress Systems on the Strength of Rocks at Atmospheric Temperatures, Geophys. J., Vol. 10, No. 3, pp. 231~281, 1966.
- 赤井浩一・足立紀尚・西 好一：堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の弾・塑性挙動、土木学会論文報告集、No. 271, pp. 83~95, 1978.
- 堀 正幸：三軸試験結果に及ぼす面積およびメンブレン補正について、土木学会関西支部年次学術講演会講演概要、p. III-15, 1978.
- 足立紀尚・小川豊和：堆積軟岩の力学特性と破壊規準、土木学会論文報告集、No. 295, pp. 51~63, 1980.
- Okusa, S. : Strength and Earth Pressure of Rock with Weak Planes, Soils and Foundations, Vol. VIII, No. 1, pp. 49~79, 1968.
- Müller, L. and F. Pacher : Modellversuche zur Klärung der Bruchgefahr, Rock Mechanics and Engineering Geology, Suppl. 2, pp. 7~24, 1965.
- Einstein, H.H., R.H. Nelson, R.W. Bruhn and R.C. Hirschfeld : Model Studies of Jointed-Rock Behavior, Proc. 11th Symp. on Rock Mech. (AIME), pp. 83~109, 1970.
- Ladanyi, B. and G. Archambault : Simulation of Shear Behavior of a Jointed Rock Mass, Proc. 11th Symp. on Rock Mech. (AIME), pp. 105~125, 1970.
- Einstein, H.H. and R.C. Hirschfeld : Model Studies on Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE, SM 3, pp. 229~248, 1973.
- Bray, J.W. : A Study of Jointed and Fractured Rock, Parts I and II, Rock Mechanics and Engineering Geology, 5, No. 2, 3, 4, pp. 117~136, pp. 197~216, 1967.
- John, K.W. : Three Dimensional Stability Analysis of Slopes in Jointed Rock, Proc. Johannesburg Symp. on Rock Mech. South Africa.

(1981.3.19・受付)