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、泥岩を試料に選り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 と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 $\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}$ ～せん断応力 $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ 関係に変換することによって、図—1 の考

図—1 岩石の強度と岩盤の強度

方⁴⁾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 の円柱形であって、図—2 に示すように軸荷重（最大主応力 σ_1 ）作用面と種々の角度 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

表—1 物理諸量

間隙比	e	1.40
間隙率	n	58.3(%)
湿潤密度	γ_t	$1.66 \times 10^3 (\text{kg/m}^3)$
乾燥密度	γ_d	$1.09 \times 10^3 (\text{kg/m}^3)$
粒子比重	G_s	2.65

* 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

体を容器内に水浸させ、24 時間以上サクションをかけて脱気を行い飽和させた。

実験は 1 kgf/cm^2 ($9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$) のバックプレッシャーを適用し、所定の側圧で 24 時間等方圧密した後、ひずみ制御による ($2.8 \times 10^{-2} \text{ \% / min}$, $4.7 \times 10^{-2} \text{ \% / s}$) 排水せん断試験である。

図—2 角度 θ の切断面を与えた供試体

なお、用いた側圧は、 $\sigma_3' = 1, 3, 6, 10, 20 \text{ kgf/cm}^2$, $9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$ である。

応力計算における断面補正は、先の報告¹⁾と同様である。ただし、堀⁵⁾による断面補正法は、切断面に関係なく新しく破断面が生じた供試体については最大強度到達点以降で、また既存の切断面に沿ってすべりを生じたものについては、応力-ひずみ関係において弾性変形からの離脱点を求め、それ以降で適用した。

3. 実験結果と考察

(1) 切断面の角度ならびに拘束圧と破壊形態

Intact ならびに切断面を有する供試体の試験後の破壊形態を図—3 に示している。図中点線は既存の切断面を、実線は実際に生じた破断面を意味している。なお既存の切断面に沿ってすべり破壊を生じた供試体は、点線に平行な実線によって表わしている。また図中の記号 CD-1 は 1 kgf/cm^2 ($9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$) の有効側圧で圧密排水せん断試験を行ったことを意味しており、ほかもこれに準ずる。破断面の最大主応力作用面からのなす角 θ は、表—2 にまとめて示している。

図—3 供試体中に生じた破壊すべり面と既存の切断面

表—2 破断面ならびにすべり面の角度と、面上に作用する最大強度時、残留強度時の応力

	破断面、すべり面の角度	最大強度 (kgf/cm^2 , $9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$)		残留強度 (kgf/cm^2 , $9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$)	
		σ_P'	τ_P	σ_R'	τ_R
《CD-1》	Intact				
	74°	3.95	10.29	1.88	3.07
	0°	8.09	13.91	3.99	5.87
	15°	66°	7.33	14.21	3.35
	30°	74°	3.75	9.61	2.10
	45°	(45°)			11.89
	52.5°	(52.5°)			6.39
	60°	(60°)			3.41
	75°	(75°)			2.12
	90°				3.83
	61°	9.10	14.61		5.11
《CD-3》	Intact				
	63°	11.77	17.21	7.34	8.51
	0°	60°	13.47	18.13	9.96
	15°	61°	11.87	15.99	9.20
	30°	63°	10.23	14.18	7.15
	37.5°	58°	13.59	19.48	10.67
	45°	(45°)			18.01
	52.5°	(52.5°)			12.21
	60°	(60°)			8.32
	75°	(75°)			4.68
	90°	63°	10.17	14.07	7.55
《CD-6》	Intact				
	60°	17.75	20.34	13.90	13.67
	0°	63°	14.95	17.57	12.20
	15°	62°	15.68	18.21	13.22
	30°	62°	15.59	18.04	14.27
	45°	60°	16.41	18.02	14.21
	52.5°	(52.5°)			19.54
	60°	(60°)			13.27
	75°	(75°)			8.27
	90°	62°	14.67	16.30	12.72
《CD-10》	Intact				
	64°	19.26	18.57	16.30	12.63
	45°	63°	19.37	18.40	16.18
	52.5°	65°	18.01	17.17	16.83
	60°	(60°)			19.42
	67.5°	(67.5°)			15.61
	75°	60°	21.19	19.38	17.92
《CD-20》	Intact				
	60°			31.35	19.66

図より明らかなように破壊形態は、既存の切断面に沿ってすべり破壊を生ずる場合と、切断面に無関係に新たな破断面を生ずる場合の2つに分けられる。さらにすべり破壊を生じる切断面の角度の範囲は、拘束圧が高くなるにつれて狭くなっていくのがわかる。すなわち CD-1, CD-3 では、45°, 52.5°, 60°, 75° の角度を有する供試体は切断面に沿ったすべり破壊がみられるのに対して、CD-6 では、52.5°, 60°, 75°, CD-10 に至ると 60° と 67.5° の角度を有する供試体についてのみすべり破壊が生じている。しかし CD-10 において、新たな破断面を生じる場合には、破断面に沿ったせん断変形のみならず全般的な樽型変形も生じているのが観察される。この現象は、CD-10 の最大強度時の応力状態が遷移応力（先の論文^{1), 6)}では先行履歴応力とよんだ）に非常に近いた

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 については 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、ただ構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

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

のと考えられる。

（2） 応力～ひずみ関係

図—4～8 は各側圧に対する応力～ひずみ関係を、(a) に軸差応力～偏差ひずみ関係、(b) に体積ひずみ～偏差ひずみ関係で示した。また、それぞれの最大強度、残留強度の値は表—3 にまとめて与えている。

破壊形態の相違によって、2 種の応力～ひずみ関係に分けることができる。切断面に関係なく新しく破断面が生じた供試体は、Intact rock とほぼ等しい曲線となり、軸差応力～偏差ひずみ関係は“ひずみ硬化～軟化型”、体積変化も低拘束圧下では顕著な正のダイレタンス、拘束圧が高くなるにつれて負のダイレタンス挙動を示す。他方、切断面に沿ったすべり破壊を生じた供試体に

ついては、軸差応力～偏差ひずみ関係は“ひずみ硬化型”となり、かつ顕著なダイレタンス挙動を示さない。これはせん断のごく初期より、変形が切断面の近辺に制限されることによって残留応力状態、すなわち有効応力も体積も変化しない状態に達するためと考えられる。

なお、CD-1, 3, 6 の 75° に対する応力～ひずみ関係は、切断面に沿うすべり破壊にもかかわらずピークをもつが、この理由は 75° の切断面が供試体の端面を切るため、せん断初期に端部のくさび部分による抵抗を受けるため、試験上の問題に起因していると考えられる。

切断面の有無と角度による 応力～ひずみ関係の差異は、拘束圧が高くなるに従って次第に消滅することは明らかである。

表—3 弾性係数

	SHEAR MODULUS G		BULK MODULUS K		E (10^3 kgf/cm^2) ($9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$)	ν
	G (10^3 kgf/cm^2) ($9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$)	G/G_I	K (10^3 kgf/cm^2) ($9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$)	K/K_I		
《CD-1》						
Intact	1.57	1.00	2.73	1.00	3.95	0.26
0°	1.12	0.71	1.85	0.68	2.79	0.25
15°	1.27	0.81	2.16	0.79	3.19	0.25
30°	1.17	0.74	1.71	0.62	2.86	0.22
45°	0.58	0.37	1.45	0.53	1.53	0.32
52.5°	0.54	0.35	1.19	0.43	1.41	0.30
60°	0.52	0.33	0.80	0.29	1.27	0.24
75°	0.73	0.47	1.45	0.53	1.87	0.28
90°	1.07	0.68	1.70	0.62	2.65	0.24
《CD-3》						
Intact	1.50	1.00	2.61	1.00	3.79	0.26
0°	1.97	1.31	2.14	0.82	4.52	0.15
15°	1.12	0.74	2.09	0.80	2.85	0.27
30°	1.86	1.24	2.01	0.77	4.26	0.15
37.5°	1.09	0.72	2.13	0.82	2.79	0.28
45°	0.89	0.59	1.56	0.60	2.24	0.26
52.5°	1.02	0.68	1.46	0.56	2.48	0.22
60°	0.92	0.61	1.17	0.45	2.18	0.19
75°	1.12	0.75	1.92	0.74	2.82	0.26
90°	1.26	0.84	2.04	0.78	2.95	0.23
《CD-6》						
Intact	1.83	1.00	3.14	1.00	4.59	0.26
0°	1.45	0.80	2.38	0.76	3.62	0.25
15°	1.50	0.82	3.11	0.99	3.88	0.29
30°	1.42	0.78	3.11	0.99	3.69	0.30
45°	1.68	0.92	2.62	0.84	4.16	0.24
52.5°	1.69	0.92	2.34	0.75	4.08	0.21
60°	1.29	0.71	2.08	0.66	3.21	0.24
75°	1.52	0.83	2.58	0.82	3.79	0.25
90°	1.48	0.81	3.11	0.99	3.83	0.30
《CD-10》						
Intact	1.76	1.00	2.97	1.00	4.41	0.25
45°	1.83	1.04	2.74	0.92	4.49	0.23
52.5°	1.56	0.88	2.32	0.78	3.82	0.23
60°	1.76	1.00	3.55	1.19	4.53	0.29
67.5°	1.61	0.91	2.28	0.77	3.91	0.21
75°	1.79	1.02	2.72	0.92	4.40	0.23
《CD-20》						
60°	2.30	1.00	3.74	1.00	5.73	0.24

（3） 切断面の弾性係数に与える影響

切断面の有無および角度が、せん断弾性係数 G 、体積弾性係数 K にどのような影響を及ぼすかを調べてみた。図—9, 10 はその結果を示している。なお G, K は、応力～ひずみ関係の初期直線部分より、それぞれ次式を用いて計算した。

$$G = (\sigma_1 - \sigma_3) / 3 e_1 \dots\dots\dots (1)$$

$$K = (\sigma_1 - \sigma_3) / 3 v \dots\dots\dots (2)$$

表—3 にはこの結果求まる G, K の値、および Intact rock の弾性係数 G_I, K_I でそれぞれ規準化した $G/G_I, K/K_I$ の値を与えている。

例外は認められるが、切断面を有する供試体より求まる G, K の値は、Intact rock の値よりも小さく、特に切断面に沿ってすべり破壊を生じた供試体については、その値の低下の度合は大きいといえる。また、その傾向は低拘束圧で顕著であり、拘束圧が高くなるにつれて切断面の弾性係数に与える影響は次第に減少する。

切断面に関係なく新たに破断面を生じた供試体に対する G, K も Intact rock の値より小さいが、これは切断面の存在に起因するものと考えられる。すなわち、元来供試体をセットした状態において、切断面間の接触は点接触であるが、その後圧密を、さらにせん断を行うことによって、点接触は弾性変形、圧潰および引張り亀裂の発生によって接触面積を広める。したがって、せん断初期に供試体全体の弾性変形に加えて、上述した切断面間の局所的な変形も同

図—9 セン断弾性係数 G に及ぼす切断面の影響 図—10 体積弾性係数 K に及ぼす切断面の影響

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断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、切断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断面間の接触面積の拡大）に加え、切断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断面の角度が 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、切断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、切断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、 $\nu \approx 0.25$ 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； $\sigma_m' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3$ ～ 軸差応力； $\sigma_1 - \sigma_3$ 関係、もしくは平均応力； $\sigma_H' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$ ～ 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、既存の切断面に沿ってすべり破壊を生じたものについては切断面上に作用する、また切断面に関係なく破壊した

ものについては、その破断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、切断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 破断面もしくは切断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—12 最大強度、残留強度の両対数表示 ($\sigma' \sim \tau$ 関係)

かる。したがって、 $\sigma' \sim \tau$ 関係で求めた 2 本の曲線は、双方ともべき関数型の破壊条件式で表わすことができ、不連続面を有する軟岩の破壊規準を次式のように定義できる。

(1) 不連続面（切断面）に関係なく新たに破断面が生じる場合

(i) 最大強度

$$\text{遷移応力以下 } (\tau/\sigma_0')_{\text{peak}} = \alpha_P (\sigma'/\sigma_0')^{\beta_P} \dots (4)$$

$$\text{遷移応力以上 } (\tau/\sigma_0')_{\text{peak}} = (\tau/\sigma_0')_{\text{residual}} \dots (4)' = (5)$$

(ii) 残留強度

$$(\tau/\sigma_0')_{\text{residual}} = \alpha_R (\sigma'/\sigma_0')^{\beta_R} \dots (5)$$

(2) 不連続面（切断面）に沿うすべり破壊を生じる場合

$$\begin{aligned} \text{最大} = \text{残留強度 } (\tau/\sigma_0')_{\text{peak, residual}} \\ = \alpha_R (\sigma'/\sigma_0')^{\beta_R} \dots (5) \end{aligned}$$

ただし、 σ_0' は単位応力 $= 1 \text{ kgf/cm}^2$ ($9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$) である。

式 (4), (4)' および (5) で与えられる破壊規準は、切断面および破断面に作用する応力の関係を直接表わしているから、Intact rock のみならず不連続面（切断面）を有する岩石に対する統一的な破壊規準となる。したがって、式中の強度定数 $\alpha_P, \beta_P, \alpha_R, \beta_R$ は、対象とする岩石に対してはその岩石固有の材料定数となる。

なお、本研究で用いた泥岩の強度定数値は 図—12 に与えてあるが、図—11 中実線で表わす曲線は、この $\alpha_P, \beta_P, \alpha_R, \beta_R$ の値を式 (4), (5) に代入して求めた曲線である。図において、遷移応力は、おおよそ $\sigma' = 35 \text{ kgf/cm}^2$ (3.4 MPa) であり、有効拘束圧 σ_3' に換算すると、 $\sigma_3' = 16.7 \text{ kgf/cm}^2$ (1.6 MPa) となる。

(5) 不連続面を有する軟岩の破壊機構

先に述べた不連続面（切断面）を有する軟岩の 2 種類

(b) 拡大図

図—13

の破壊形態について、その相違を破壊機構に基づいて検討を加える。これまでにも不連続面を有する岩石の力学特性を論じたものは多い^{7)~13)}。特に大草⁷⁾は、不連続面の角度と拘束圧が岩石の力学挙動に与える影響を詳しく論じている。しかしその議論は、岩石のせん断強さが Mohr-Coulomb の破壊規準に従うという仮定に基づいている。そこで本研究においては、式 (4) と式 (5) の破壊規準を用いて大草の議論を拡張する方向で破壊機構を考察することとする。

図—13(a) は、ある所定の拘束圧のもとでのせん断過程を Mohr の応力円を用いて表わしたものである。図中の 2 本の曲線は、式 (4), (5) で表わされる破壊規準であり、(1) が最大強度曲線、(2) が残留強度曲線である。また、(b) には (a) の点線で囲まれた部分の拡大図を示した。以下、各応力円におけるせん断変形の状態について考えてみる。

(1) 応力円 I

この状態では、切断面の有無およびその角度にかかわらず、すべての岩石供試体にはすべりが生じない。

(2) 応力円 II

これは、応力円が残留強度曲線と接している状態である。この場合、供試体が最大主応力作用面と $\theta = \theta_{II}$ の角度をなす切断面を有していると、切断面に沿ってすべりが生じる。しかし、 $\theta = \theta_{II}$ 以外の切断面を有するものは、すべり破壊は生じない。

(3) 応力円 III

応力円が残留強度曲線と 2 点で交わるが、最大強度曲線とは接しない応力状態である。この場合、供試体が $\theta = \theta_{m1}, \theta_{m2}$ の切断面を有しておれば、切断面に沿ったすべり破壊が生じる。

(4) 応力円 IV

これは、応力円が最大強度曲線と接している状態である。この応力状態に至ると、すべての供試体は破壊する。新しく破壊面が生じる場合は、そのせん断角は θ_{N0} となり、切断面の角度が $\theta = \theta_{N1}$ もしくは θ_{N2} であると、切断面に沿ったすべり破壊を生ずる。したがって、角度 θ が $\theta_{N1} < \theta < \theta_{N2}$ の範囲にある供試体は、応力円がⅡからⅣに至るまでに、切断面に沿うすべり破壊がすでに生じていることになる。

上述のような破壊機構によって切断面を有する軟岩の破壊を説明できるものとする、次の結論が得られる。

(1) 切断面を有する供試体がある拘束圧のもとでせん断させた場合、切断面に沿ったすべり破壊を生じる角度の範囲は図—14 のように決定され、その範囲は $\theta_1 \leq \theta \leq \theta_2$ である。

図—14 角度 $\theta_0, \theta_1, \theta_2$ を決定する3点 A, B, C

(2) 切断面に関係なく新たに破断面が生じる場合は、 $\theta = \theta_0$ の角度で破断する。

なお、 $\theta_0, \theta_1, \theta_2$ の値は、図—14 中の3点 A (σ_P', τ_P), B (σ_{R1}', τ_{R1}), C (σ_{R2}', τ_{R2}) の値を用いることで、次式により決定できる。

$$\theta_0 = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\tau_P}{\sigma_3' - \sigma_n'} \right) = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\alpha \sigma_P' \beta_P}{\sigma_3' - \sigma_n'} \right) \dots \dots \dots (6)$$

$$\theta_1 = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\tau_{R1}}{\sigma_3' - \sigma_n'} \right) = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\alpha \sigma_{R1}' \beta_R}{\sigma_3' - \sigma_n'} \right) \dots \dots \dots (7)$$

$$\theta_2 = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\tau_{R2}}{\sigma_3' - \sigma_n'} \right) = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\alpha \sigma_{R2}' \beta_R}{\sigma_3' - \sigma_n'} \right) \dots \dots \dots (8)$$

ここで、 $\frac{\sigma_n'}{\sigma_0'} = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2 \sigma_0'} = \alpha \beta_P \left(\frac{\sigma_P'}{\sigma_0'} \right)^{2\beta_P - 1} + \left(\frac{\sigma_P'}{\sigma_0'} \right)$ である。なお、式中の $\sigma_P', \sigma_{R1}', \sigma_{R2}'$ は次式を解析して求められる。

σ_P' に関して、

$$\alpha \beta_P^2 (2\beta_P - 1) \left(\frac{\sigma_P'}{\sigma_0'} \right)^{2\beta_P} - 2 \alpha \beta_P^2 \beta_P \left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_0'} \right) \left(\frac{\sigma_P'}{\sigma_0'} \right)^{2\beta_P - 1} + \left(\frac{\sigma_P'}{\sigma_0'} \right)^2 - 2 \left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_0'} \right) \left(\frac{\sigma_P'}{\sigma_0'} \right) + \left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_0'} \right)^2 = 0 \dots (9)$$

$\sigma_{R1}', \sigma_{R2}'$ に関して、

$$\alpha \beta_R^2 \left(\frac{\sigma_{R1}'}{\sigma_0'} \right)^{2\beta_R} + \left(\frac{\sigma_{R1}'}{\sigma_0'} \right)^2 - 2 \left(\frac{\sigma_n'}{\sigma_0'} \right) \left(\frac{\sigma_{R1}'}{\sigma_0'} \right)$$

図—15 すべり破壊を生ずる切断面の角度と拘束圧の関係

表—4 計算により求められる、新たに破断面を生じたときの破断面の角度 θ_0 、ならびにすべり破壊を生ずる角度の範囲 θ_1, θ_2

σ_3' (kgf/cm^2 $9.8 \times 10^{-2} \text{MPa}$)	θ_0°	θ_1°	θ_2°
0	64.9	40.9	90.0
1	61.0	41.2	85.7
2	59.1	41.6	83.3
3	57.9	42.1	81.4
4	57.0	42.6	79.7
5	56.3	43.2	78.2
6	55.7	43.8	76.9
7	55.2	44.4	75.6
8	54.8	45.0	74.3
9	54.4	45.6	73.1
10	54.1	46.3	71.9
11	53.8	47.0	70.8
12	53.5	47.8	69.6
13	53.2	48.6	68.4
14	53.0	49.5	67.1
15	52.8	50.4	65.8
16	52.6	51.6	64.3
16.7	52.5	52.5	63.2

$$+ 2 \left(\frac{\sigma_n'}{\sigma_0'} \right) \left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_0'} \right) - \left(\frac{\sigma_3'}{\sigma_0'} \right)^2 = 0 \dots \dots \dots (10)$$

なお、 σ_n' ならびに式 (9)、式 (10) の誘導に関しては、Appendix 1 に示した。

式 (6)～式 (10) を用いて、本泥岩に対する $\theta_0, \theta_1, \theta_2$ と拘束圧 σ_3' の関係を求めると、図—15 が得られる。図中、実線は θ_1 と θ_2 を、一点鎖線は θ_0 を表わしている。また 表—4 には、拘束圧 1 kgf/cm^2 ($9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$) の間隔で $\theta_0, \theta_1, \theta_2$ の値を与えている。なお式 (9)、(10) の解析には、ニュートン法を適用した。

図より、拘束圧に依存して既存の切断面に沿うすべり破壊を生ずる切断面の角度の範囲は変化し、高くなるに従ってその範囲が狭くなるのがわかる。先の報告ならびに今回の実験より、遷移応力状態に至ると、供試体の変

形はすべて樽型となり、変形挙動に対する切断面の影響が消滅することは明らかである。よって図中の3本の曲線は、遷移応力に近くなるに従って1本の曲線に漸近するのが理想である。求めた曲線が $\sigma_3' = 16.7 \text{ kgf/cm}^2$ (1.6 MPa) において、 θ_0 , θ_1 と θ_2 との間に約 10° の開きがあるのは、破壊規準を式 (4), (5) のべき関数型で定義したため、遷移応力状態すなわち式 (4) と式 (5) の交点において、最大強度曲線が不連続になるからである。

次に実験値との比較を行う。図-15 には、各供試体について、新しく破断面の生じたものに対しては白丸、既存の切断面に沿ってすべり破断を生じたものに対しては黒丸で結果を示した。特に、 θ_1 , θ_2 曲線の境界付近に着目すると、 θ_2 に関してはほぼ正確に実験結果を評価している。一方、 θ_1 は低拘束圧下、すなわち $\sigma_3' = 1 \text{ kgf/cm}^2$ ($9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$), 3 kgf/cm^2 ($2.7 \times 10^{-1} \text{ MPa}$) に対しては実験結果とよい一致を示すが、拘束圧が高くなる 6 kgf/cm^2 ($5.4 \times 10^{-1} \text{ MPa}$), 10 kgf/cm^2 ($9.8 \times 10^{-1} \text{ MPa}$) の場合には、実験結果よりもやや小さい値を与える傾向にある。これらより判断すれば、真の θ_1 の値、すなわち切断面に沿うすべり破断を生ずる角度の下限値は、 $\sigma_3' = 6 \text{ kgf/cm}^2$ ($5.4 \times 10^{-1} \text{ MPa}$) では、 45° と 52.5° の間にあるはずである。なお、 $\sigma_3' = 10 \text{ kgf/cm}^2$ ($9.8 \times 10^{-1} \text{ MPa}$) においては、 $\theta = 52.5^\circ$ に対する破壊形態が、切断面に沿ったすべり破断のみならず、新たに破断面を生じていたことを考えれば、ほぼ 52.5° が下限値であろう。したがって式 (7) で求まる θ_1 の値は、すべり破断を生じる危険性という見地に立てば、拘束圧が高くなるに従って安全側の値を与えることになっている。しかしながら、本泥岩の場合 $\sigma_3' = 10 \text{ kgf/cm}^2$ ($9.8 \times 10^{-1} \text{ MPa}$) に至ると、破壊形態の違いがせん断強度にそれほど大きな差異を与えておらず、実際の軟岩盤でも不連続面の影響が問題となるのは、特に低拘束圧状態である。すなわち低拘束圧において、 θ_1 は実験結果をよく評価しているから、式 (7), (8) は、破壊規準式 (4), (5) の補足規準として適用することが可能であると考えられる。特に $\sigma_3' = 0 \text{ kgf/cm}^2$ (0 MPa) のときの θ の範囲は、不連続面に沿ったすべり破断に対する最も安全側の範囲を与えることになる。

図-16 は、新たに破断面を生じ破壊した供試体について、その破断面の角度を示した。こちらは明らかに θ_0 の値よりも大きな角度となる傾向がある。

したがって、より正確な θ_1 , θ_2 ならびに θ_0 曲線を得るためには、式 (4), (5) の破壊規準からの再検討が必要となってくる。すなわち、前述の不連続点をいかに補正するか、あるいはまったく新しい破壊規準を導入すべきかは、残された課題といえる。

図-16 新たな破断面を生ずる場合の破断面の角度と拘束圧の関係

(6) 一般応力状態における破壊規準

以上より、不連続面を有する軟岩の破壊規準を、 σ' と τ 間の関係をもとに求めた。しかし、一般に地盤材料の破壊規準は、平均応力 $\left(\frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}\right)$ と軸差応力 $\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}\right)$ の関係式で表わすことが多い。そこで、式 (4), (5) の破壊規準を変換して、 $\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$ と $q/2 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}$ との関係式として求めると、遷移応力以下の応力状態に対する破壊規準は次のように得られる。

(1) 既存の切断面に関係なく新たに角度 θ_0 の破断面が生じる場合

(i) 最大強度

$$\left(\frac{q}{2\sigma_{n0}} \sin 2\theta_0\right)^{1/\beta_P} = \alpha_P \left(\frac{\sigma_n'}{\sigma_{n0}} + \frac{q}{2\sigma_{n0}} \cos 2\theta_0\right) \quad \dots\dots\dots (11)$$

(ii) 残留強度

$$\left(\frac{q}{2\sigma_{n0}} \sin 2\theta_0\right)^{1/\beta_R} = \alpha_R \left(\frac{\sigma_n'}{\sigma_{n0}} + \frac{q}{2\sigma_{n0}} \cos 2\theta_0\right) \quad \dots\dots\dots (12)$$

(2) 角度 θ の切断面に沿ってすべり破断が生じる場合

最大強度 = 残留強度

$$\left(\frac{q}{2\sigma_{n0}} \sin 2\theta\right)^{1/\beta_R} = \alpha_R \left(\frac{\sigma_n'}{\sigma_{n0}} + \frac{q}{2\sigma_{n0}} \cos 2\theta\right) \quad \dots\dots\dots (13)$$

ここに、 σ_{n0} は単位応力 $= 1 \text{ kgf/cm}^2$ ($9.8 \times 10^{-2} \text{ MPa}$) である。また同時に、式 (6) ~ (8) で与えられる拘束圧 σ_3' と角度 θ_0 , θ_1 , θ_2 との関係式を、平均応力: $\sigma_n' = \frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2}$ と θ_0 , θ_1 , θ_2 との関係式に変換すると、次のようになる。

$$\theta_0 = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\alpha_P \sigma_P'^{\beta_P}}{\sigma_3' - \sigma_n'} \right) = \frac{1}{2} \sin^{-1} \left(\frac{\alpha_P \sigma_P'^{\beta_P}}{f(\sigma_n') - \sigma_n'} \right) \quad \dots\dots\dots (6)'$$

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

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

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

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、新たな破断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
 $\left(\frac{\sigma_1' + \sigma_3'}{2} \sim \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \text{ 関係} \right)$

(7) 破壊時の体積変化と応力の関係

足立・小川⁹⁾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 $\sigma_m'(\text{kgf/cm}^2, 9.8 \times 10^{-2}\text{MPa})$ 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、セメンテ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所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、せん断の初期にすべり変形が制約され、局所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イ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と、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イタンシー量と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 $\alpha_P, \beta_P, \alpha_R, \beta_R$ 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、比較的簡単に行え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な

る。

(1) 遷移応力以下においては、切断面を有する供試体の破壊形態は次の2つに大別される。すなわち切断面に無関係に新たな破断面が生じる場合と、既存の切断面に沿ったすべり破壊を生じる場合である。

(2) 切断面に無関係に新たな破断面が生じる場合の力学挙動は、Intact rock のそれと同様な挙動を示す。また切断面に沿ったすべり破壊を生じる場合のせん断強度は、Intact rock の強度より小さくなり、切断面の角度によって変化する。

(3) 切断面に沿ったすべり破壊を生じる角度 θ の範囲は、拘束圧または平均主応力によって変化し、その範囲は式 (7), (8) もしくは式 (7)', (8)' により与えられ、 $\theta_1 \leq \theta \leq \theta_2$ である。

(4) 遷移応力に近づくに従って、すべり破壊を生ずる角度 θ の範囲は狭くなって、破壊形態も構型を示すようになり、既存の切断面の力学挙動に及ぼす影響は次第に消滅する。

(5) せん断初期の応力～ひずみ関係より求めるせん断弾性係数 G 、体積弾性係数 K は双方ともにすべり破壊を生じる場合、それらの値は小さくなり、 60° あたりで最小値をとる。

(6) 切断面を有する軟岩の最大強度、残留強度間に成り立つ関係を、切断面もしくは破断面上に作用する垂直応力 σ' とせん断応力 τ で表わすと、切断面の有無、角度にかかわらず式 (4), 式 (5) で表わされるべき関数型の曲線となる。またその強度定数： α_P , β_P , α_R , β_R は、対象とする軟岩固有の材料定数である。

(7) 不連続面を有する軟岩の破壊規準は、切断面もしくは破断面上の応力を問題とするときは式 (4), (5) により、岩盤の強度という観点より解析する場合は式 (11)～(13) により、さらにそれぞれ式 (7), (8), 式 (7)', (8)' をその補足規準として与えられる。

(8) 切断面に沿うすべり破壊を生じた岩石の体積変化量は、圧縮側、膨張側とも Intact な材料と比べて小さく、同じ拘束圧のものについては、切断面の角度、残留状態での平均主応力に影響されずほぼ一定値をとる。

本研究は京都大学防災研究所地盤災害部門で行ったものであり、日頃ご指導をいただいている 柴田 徹教授に厚くお礼を申し上げる次第である。なお、本研究に対し昭和 54 年度文部省科学研究費（一般研究 C）の交付を受けたことを付記し、謝意を表する。

Appendix 1 式 (9), (10) の導入

遷移応力以下の最大強度に関する破壊規準は次式で与えられた。

$$(\tau/\sigma'_0)_{\text{peak}} = \alpha_P (\sigma'/\sigma'_0)^{\beta_P} \dots\dots\dots (i) = (4)$$

また拘束圧 σ'_3 , 軸圧 σ'_1 のときのモールの応力円は次式で与えられる。

$$\left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2\sigma'_0} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right)^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma'_0} \right)^2 \dots\dots\dots (ii)$$

式 (i), (ii) をそれぞれ σ' で微分し、 $d\tau/d\sigma'$ を求めると、式 (i) より、

$$d\tau/d\sigma' = \alpha_P \beta_P (\sigma'/\sigma'_0)^{\beta_P - 1} \dots\dots\dots (iii)$$

式 (ii) より、

$$d\tau/d\sigma' = - \left(\frac{\sigma'}{\sigma'_0} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2\sigma'_0} \right) / \left(\frac{\tau}{\sigma'_0} \right) \dots\dots\dots (iv)$$

(i), (ii) が、A 点 (σ_P , τ_P) で接するとき、A 点での微分係数は等しいゆえ、式 (iii), (iv) より、

$$\alpha_P \beta_P \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right)^{\beta_P - 1} = - \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2\sigma'_0} \right) / \left(\frac{\tau_P}{\sigma'_0} \right) \dots\dots\dots (v)$$

式 (v) を変形し、 $\left(\frac{\tau_P}{\sigma'_0} \right) = \alpha_P \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right)^{\beta_P}$ を代入すれば、

$$\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2\sigma'_0} - \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right) = \alpha_P^2 \beta_P \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right)^{2\beta_P - 1} + \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right) \dots\dots\dots (vi)$$

また式 (vi) の両辺より $\left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_0} \right)$ を引けば、

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma'_0} \left(= \frac{q}{2\sigma'_0} \right) &= \alpha_P^2 \beta_P \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right)^{2\beta_P - 1} \\ &+ \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right) - \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_0} \right) \dots\dots\dots (vii) \end{aligned}$$

式 (vi), (vii) を式 (ii) に代入し、さらに式 (i) を代入すれば、式 (9) が導入される。よって σ'_3 を与えれば、接点 A の垂直応力成分 σ_P は、次式を数値解析することによって求まる。

$$\begin{aligned} \alpha_P^2 (2\beta_P - 1) \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right)^{2\beta_P} - 2\alpha_P^2 \beta_P \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_0} \right) \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right)^{2\beta_P - 1} \\ + \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right)^2 - 2 \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_0} \right) \left(\frac{\sigma_P}{\sigma'_0} \right) + \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_0} \right)^2 = 0 \end{aligned} \dots\dots\dots \rightarrow \dots (9)$$

また、残留強度に関する破壊規準は次式で与えられた。

$$(\tau/\sigma'_0)_{\text{residual}} = \alpha_R (\sigma'/\sigma'_0)^{\beta_R} \dots\dots\dots (viii) = (5)$$

2 点、B (σ_R , τ_R), C (σ_R , τ_R) は、(ii) と (viii) の交点であるから、式 (viii) を式 (ii) に代入して、

$$\left(\frac{\sigma_R}{\sigma'_0} - \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2\sigma'_0} \right)^2 + \left[\alpha_R \left(\frac{\sigma_R}{\sigma'_0} \right)^{\beta_R} \right]^2 = \left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma'_0} \right)^2 \dots\dots\dots (ix)$$

ここで、 $\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2\sigma'_0} = \frac{\sigma'_n}{\sigma'_0}$, $\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2\sigma'_0} = \frac{\sigma'_n}{\sigma'_0} - \frac{\sigma'_3}{\sigma'_0}$ として式 (ix) を整理すれば、式 (10) が導入される。

$$\begin{aligned} \alpha_R^2 \left(\frac{\sigma_R}{\sigma'_0} \right)^{2\beta_R} + \left(\frac{\sigma_R}{\sigma'_0} \right)^2 - 2 \left(\frac{\sigma'_n}{\sigma'_0} \right) \left(\frac{\sigma_R}{\sigma'_0} \right) \\ + 2 \left(\frac{\sigma'_n}{\sigma'_0} \right) \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_0} \right) - \left(\frac{\sigma'_3}{\sigma'_0} \right)^2 = 0 \dots\dots\dots \rightarrow \dots (10) \end{aligned}$$

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

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

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

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

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

- 1) 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.
- 2) Hobbs, D.W. : A Study of the Behavior of Broken Rock under Triaxial Compression and its Application to Mine Roadways, Int. J. Rock Mech. Mining Sci., Vol. 3, pp. 11～14, 1966.
- 3) 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.
- 4) 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.
- 5) 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.
- 6) 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.
- 7) Okusa, S. : Strength and Earth Pressure of Rock with Weak Planes, Soils and Foundations, Vol. VIII, No. 1, pp. 49～79, 1968.
- 8) Müller, L. and F. Pacher : Modellversuche zur Klärung der Bruchgefahr, Rock Mechanics and Engineering Geology, Suppl. 2, pp. 7～24, 1965.
- 9) 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.
- 10) 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.
- 11) Einstein, H.H. and R.C. Hirschfeld : Model Studies on Mechanics of Jointed Rock, Proc. ASCE, SM 3, pp. 229～248, 1973.
- 12) 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.
- 13) 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)