

## 堆積軟岩の力学特性と破壊規準

MECHANICAL PROPERTIES AND FAILURE CRITERION OF  
SOFT SEDIMENTARY ROCK

足立 紀尚\*・小川 豊和\*\*

By Toshihisa ADACHI and Toyokazu OGAWA

## 1. 序 論

軟岩を基礎岩盤とする橋梁<sup>1)</sup>や軟岩中のトンネル掘削<sup>2)</sup>など土木構造物の建設が計画あるいは実施に移されることが増え、軟岩に関する研究が活発になっている。

筆者ら<sup>3)~6)</sup>は理想的堆積軟岩材料として大谷石を用いた実験により軟岩の力学特性の解明に努め、その弾-塑性挙動、ダイレイタンス特性、また時間依存性について論じたが、さらに硬岩はもとより土質材料と定性的にはまったく同様の力学挙動を示すことを確かめた。軟岩の力学特性を明らかにして、設計に必要な変形係数や強度定数を求めるという当初の研究目的は硬岩から軟弱粘土に至る、いわゆる地盤材料の力学挙動がいかなるものかを浮き彫りにするとともに、それを統一的に表現できる構成式を確立するためのものへと次第に拡張して、現在も研究を継続している。

とかくこの種の研究では岩石質材料と土質材料はむろんのこと、同じ土質材料でも砂と粘土をまったく別物と考えるのが通常である。しかしながら、構成式を誘導するときなどに粘土や砂また岩石をダイレイタンス特性と時間依存性を有する非弾性材料と考えるのが大勢であることから、現象論的に概観して地盤材料の力学特性は定性的になんら異なるところがないと理解してよい<sup>7)</sup>。

本研究は粘土も砂も岩石も地盤材料として一つにまとめてそれらの力学挙動を考えることができるのと立場で行ったものである。これまでと同様大谷石を用い、拘束圧を 0~200 kg/cm<sup>2</sup> の範囲内で変えた三軸圧縮試験を行ったが、軟岩さらには地盤材料の構成式を一般化させるための基礎資料を提供する意味でまず初めに実験結果を詳細に論ずる。ついで最大ならびに残留強度双方に対す

る破壊規準を提案する。これは強度が拘束圧(直応力)と非線形関係にあるため Mohr-Coulomb 型(粘着力  $c'$ 、内部摩擦角  $\phi'$  による)の破壊規準では表現困難な岩石材料に対して Hobbs<sup>8)</sup>、Murrell<sup>9)</sup> が提唱しているものに、応力と体積ひずみの関係を新たに付加することによって地盤材料の統一的な破壊規準として拡張、改善したものである。最後に以上の成果を用いることにより、土質材料と岩石質材料の差をいかに考えればよいのか、また地質分離面の有無により区別される岩盤と岩石の力学特性の差異の起因するところ、また定量的な関係づけの可能性について論及し、今後の研究の方向づけを行う。

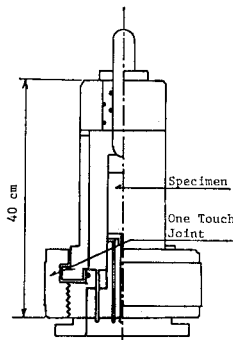
## 2. 実験装置、試料ならびに実験方法

実験装置についてはその大部分をすでに報告しているから説明を省くが、図-1 に示す側圧容量 200 kg/cm<sup>2</sup> の三軸室を紹介する。機構は土質試験用三軸室と変わらないが、高压用の三軸室を密閉するのに通常使用するボルトによる固定方法を改め、ワンタッチ方式を採用して準備の手間を軽減することができた。また供試体端面の摩擦を軽減するため、供試体からの吸排水は底面ペDESTAL の側面にリング状に設置したポーラスストーンによりビュレットに導き計測するとともに間隙水圧はペDESTAL 中央部で測定を行った。

供試体の形状、寸法は直径 5 cm、高さ 10 cm の円柱形で、その三軸室内での

表-1 物理諸量

間隙比	$e$	0.72
間隙率	$n$	42%
乾燥密度	$\gamma_d$	1.44 g/cm <sup>3</sup>
湿潤密度	$\gamma_l$	1.86 g/cm <sup>3</sup>
含水比	$w$	29.2%
粒子比重	$G_s$	2.48

図-1 高压用三軸室(側圧容量 300 kg/cm<sup>2</sup>)

\* 正会員 Ph.D. 京都大学助教授 防災研究所

\*\* M.S. The Univ. of Western Ontario, Canada

セットの方法はすでに報告したとおりである<sup>5),10)</sup>。

用いた資料はこれまでの研究<sup>3)~6)</sup>と同様に、多孔質凝灰岩の通称大谷石で、軟岩ならびに地盤材料の力学特性を把握するのに適したものとして選んだ。表-1に物理諸量を与えているが、その後の精密な測定の結果粒子比重が2.48と判明したから、間隙率などは以前の論文で報告した値と異なっている。

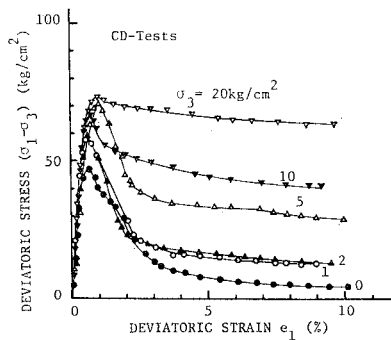
実験は所定の側圧で等方圧密した後、側圧 $\sigma_3$ を一定に保ち、排水ならびに非排水条件で軸方向応力 $\sigma_1$ をひずみ制御によって載荷してせん断を行った。用いた軸ひずみ速度は $\dot{\epsilon}_1=0.025\%/min$ である。なお、実験はすべて $3\text{ kg/cm}^2$ のinitial back pressureを適用した。

### 3. 軟岩の力学的挙動

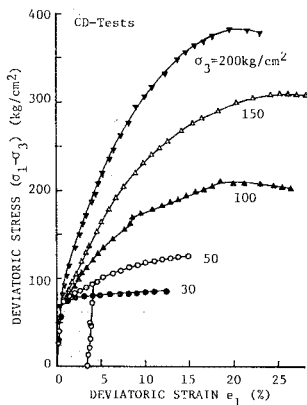
#### (1) 圧密排水試験 (CD) における応力-ひずみ関係

圧密排水試験は $0\sim 200\text{ kg/cm}^2$ の側圧で行い体積変化は供試体からの吸排水量をピュレットで計測した。

図-2ならびに図-3は試験から求めた応力-ひずみ関係を与えている。すなわち、図-2は軸差応力 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ と偏差ひずみ $e_1 (e_1 = \epsilon_1 - v/3, \text{ここに}\epsilon_1\text{は軸ひずみ,}$



(a)  $\sigma_3 = 0\sim 20\text{ kg/cm}^2$



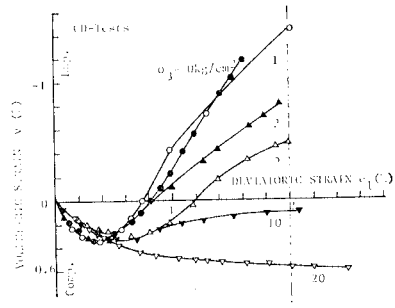
(b)  $\sigma_3 = 30\sim 200\text{ kg/cm}^2$

図-2 軸差応力-偏差ひずみ関係 (排水試験)

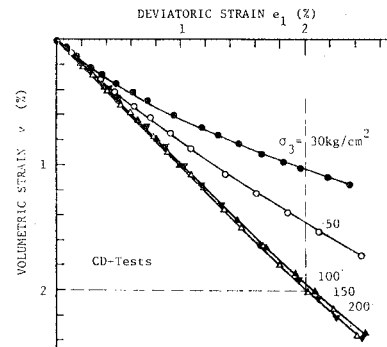
$v$ は体積ひずみ)の関係を、図-3はせん断過程の体積ひずみ $v$ の変化の様子を偏差ひずみ $e_1$ との関係としてそれぞれ示している。なお、図-3(a),(b)はせん断初期の変化を明示するために拡大したものである。

これらの図から以下の事項が結論づけられる。

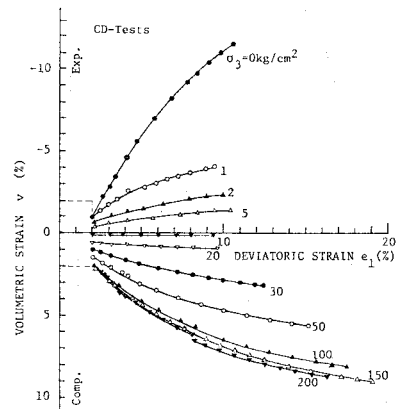
(1) ある拘束圧 $(\sigma_3' = 20\text{ kg/cm}^2)$ より低い圧力下では過圧密状態にある土質材料と同様の挙動を示す。すなわち、せん断に従い応力は増加して最大強度 (peak strength) に達するが、それ以降は減少に移り最終的には残留応力状態 (残留強度, residual strength) に至る



(a) 低拘束圧に対する初期段階の拡大図



(b) 高拘束圧に対する初期段階の拡大図



(c) ひずみが大なる時の関係

図-3 体積ひずみ-偏差ひずみ関係 (排水試験)

という、典型的なひずみ硬化-軟化型 (strain hardening-softening) の応力-ひずみ関係である。この間における体積変化は図-3 (a), (c) のように初期段階では圧縮を示し、最大強度に至る前に膨張に転ずる。体積膨張の度合は拘束圧の大小に影響され、拘束圧が低いほど著しい。しかし、せん断が進むとともに膨張度合は次第に減じて、残留応力状態では体積変化は生じなくなる (ただし  $\sigma_3' = 0 \text{ kg/cm}^2$  など低拘束圧のものでは残留状態とした点でも体積膨張が生じており、より大きなせん断ひずみまでの試験の継続が必要であった)。

(2) さて、その拘束圧以上においては、軽く過圧密されたか、あるいは正規圧密状態にある土質材料と同様の力学的挙動を示す。図-2 (b) のように、せん断とともに応力は単調に増加して最大強度点に達するが、その状態は残留応力状態でもある。この場合、図-3 (b), (c) のように体積は圧縮する一方であって、最終的に到達する最大=残留強度状態はせん断変形は継続するが、体積変化は生じないという状態である。ここで留意しておくいま一つの事項は、 $\sigma_3' = 100 \text{ kg/cm}^2$  以上の体積ひずみと偏差ひずみ  $e_1$  の関係が拘束圧の大小によって影響されないで唯一的な関係を示していることである。これは正規圧密土にみられる特性であって、高拘束圧下では軟岩が正規圧密土と類似の挙動を示す証でもある。

(3) 最大強度ならびに残留強度ともに拘束圧の増加によって大きな値をとる。表-2 は各拘束圧に対する最大強度と残留強度、またそのときのひずみの状態をまとめたものである。

(4) 本論文において残留応力状態 (残留強度) とは有効応力も体積もそれ以上変化しないで単にせん断変形のみが継続する状態であると定義づける。すなわち、土質材料に対する Cambridge 学派の弾-塑性体理論でいう critical state<sup>11)</sup> (限界状態) に対応するものである。

(5) 等方性材料と考え得るから、せん断弾性係数  $G$  は応力-ひずみ関係図-2 の初期の直線部の勾配  $G = (\sigma_1 - \sigma_3) / 3 e_1$  として決定できる。また、この種の三軸試験 (軸対称で  $\sigma_3$  を一定に保ち  $\sigma_1$  を増加させる) では軸応力  $\sigma_1'$  の 1/3 だけ平均有効応力  $\sigma_m'$  が増加することになる。したがって、軸差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  と体積ひずみ  $v$  の関係を求め、その初期の直線部の勾配  $K = (\sigma_1 - \sigma_3) / 3 v$  として体積弾性係数  $K$  も決定される。通常用いるヤング率  $E$  とポアソン比  $\nu$  は  $G, K$  から次の関係によって計算できる。

$$E = \frac{9KG}{(3K+G)}, \nu = \frac{(3K-2G)}{2(3K+G)} \dots\dots\dots(1)$$

表-2 には、このように求めた弾性係数  $G, K, E, \nu$  もまとめて示してある。ところで、ポアソン比  $\nu$  は偏差ひずみ  $e_1$  と体積ひずみ  $v$  によって次式のように表わすことができる。

$$\frac{2(1+\nu)}{3(1-2\nu)} = \frac{e_1}{v} \dots\dots\dots(2)$$

$v-e_1$  関係 図-3 (a), (b) の初期の比例部分では、ほぼ  $e_1/v = 1$  であるから、式 (2) に代入することで  $\nu = 1/8 = 0.125$  となって表-2 に与えたポアソン比  $\nu$  の平均値に近いことがわかる。式 (2) によるポアソン比の決定は望ましい方法である。

(2) 圧密非排水試験 (CU) における応力-ひずみ関係と間隙水圧の挙動

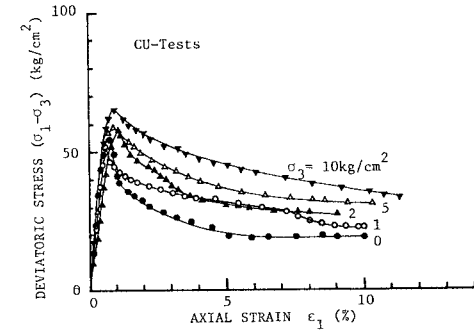
圧密非排水試験を  $0 \sim 200 \text{ kg/cm}^2$  の側圧で行った。なお、せん断中の間隙水圧は供試体底面中央部で半導体型小型圧力変換器により計測した。

図-4, 5 はその結果である。すなわち、図-4 は低拘束圧 ( $\sigma_3 = 0 \sim 10 \text{ kg/cm}^2$ ) の軸差応力  $(\sigma_1 - \sigma_3) \sim$  軸ひずみ  $\epsilon_1$  関係を (a) に、(b) には間隙水圧  $u$  と軸ひずみ

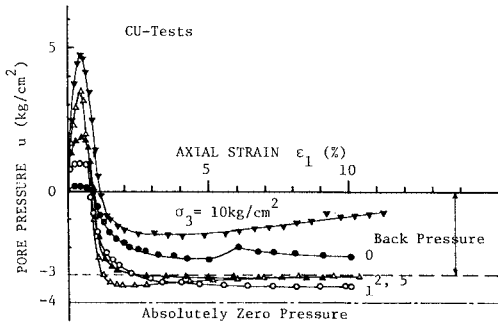
表-2 強度ならびに弾性定数 (排水試験結果)

試験条件	最大強度			残留強度			弾性係数			
	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$e_1$ (%)	$v$ (%)	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$e_1$ (%)	$v$ (%)	$G$	$K$ (10 <sup>8</sup> kg/cm <sup>2</sup> )	$E$	$\nu$
CD-0	47.0	0.64	0.17	4.2	10.10	-11.49	4.06	3.12	8.50	0.05
0.2	53.4	0.32	0.30	6.8	10.85	-8.73	7.25	3.23	12.44	(0.00)
0.5	60.0	0.85	0.13	6.3	12.27	-7.52	5.06	3.57	10.31	0.02
1	57.9	0.63	0.15	12.6	9.00	-4.08	4.50	3.70	9.61	0.07
2	58.7	0.57	0.22	12.5	9.46	-2.33	4.78	4.00	10.26	0.07
3	56.5	0.67	0.08	21.8	10.53	-3.10	6.70	4.35	13.28	(0.00)
5	70.3	0.94	0.19	28.7	9.97	-1.40	3.47	4.55	8.30	0.20
10	67.0	0.73	0.31	41.3	9.23	0.11	4.50	5.26	10.50	0.17
20	73.3	0.98	0.48	63.7	9.63	0.85	5.05	5.88	11.78	0.17
30	87.4	12.39	4.03	87.4	12.39	3.15	5.92	7.58	14.15	0.19
50	127.4	15.21	6.92	127.4	15.21	5.60	7.25	7.58	16.49	0.14
100	211.5	18.37	11.48	211.5	18.37	9.03	6.67	6.17	14.71	0.10
150	310.6	24.97	14.13	310.6	24.97	9.48	5.85	6.41	13.46	0.15
200	383.6	19.25	15.72	383.6	19.25	9.05	6.54	9.26	15.88	0.21

( ) 内は  $G, K$  から求めると負の値となるので 0.00 としてある。



(a) 軸差応力-軸ひずみ関係



(b) 間隙水圧-軸ひずみ関係

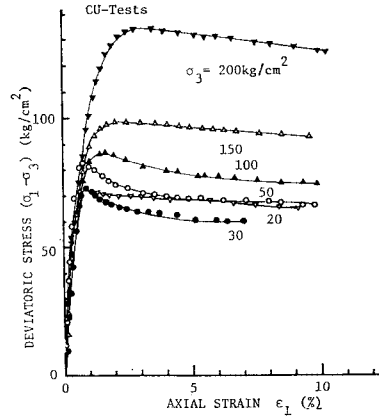
図-4 低拘束圧 ( $\sigma_3=0\sim 10\text{ kg/cm}^2$ ) における関係 (非排水試験)

$\epsilon_1$  の関係を示し、図-5 (a), (b) は高拘束圧 ( $\sigma_3=20\sim 200\text{ kg/cm}^2$ ) に対するそれぞれの関係である。

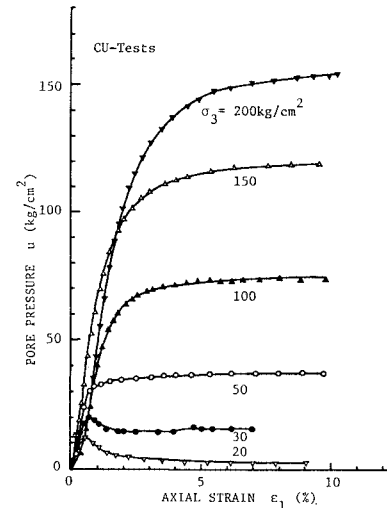
これらの図から以下の知見が得られる。

(1) 図-2 (a) の排水試験結果と比較すると図-4 (a) に示す応力-ひずみ関係では軟化過程がゆるやかに生ずることがわかる。また  $100\text{ kg/cm}^2$  という高い拘束圧下でもひずみ硬化-軟化型の応力-ひずみ関係となっている。このような挙動はその間の間隙水圧の変化に基づくものである。すなわち、低拘束圧 ( $\sigma_3=0\sim 10\text{ kg/cm}^2$ ) では軟化過程で図-4 (b) のように間隙水圧が初期値より低くなる結果、有効拘束圧  $\sigma_3'$  が増加するために軟化の割合が排水試験 ( $\sigma_3'=\text{一定}$ ) に比べてゆるやかとなるのである。次に、高拘束圧下でもひずみ軟化がみられるのは図-5 (b) のように間隙水圧が増加することで有効拘束圧  $\sigma_3'$  が減じ、その値が先行履歴応力以下となると結局は過圧密状態にあると同等の挙動を示すことによる。これらのことを明示するために残留応力状態の有効応力表示による拘束圧  $\sigma_3'$  を表-3 に与えた。表から  $\sigma_3=10\text{ kg/cm}^2$  以下では有効拘束圧は増加しているが、 $\sigma_3=20\text{ kg/cm}^2$  以上では極端に減少していることがわかる。

(2)  $\sigma_3=150\text{ kg/cm}^2$  以上においては図-5 (a) ならびに表-3 と図-2 (b) を勘案することで正規圧密状態にある土質材料と同様の挙動を示すと考え得る。



(a) 軸差応力-軸ひずみ関係



(b) 間隙水圧-軸ひずみ関係

図-5 高拘束圧 ( $\sigma_3=20\sim 200\text{ kg/cm}^2$ ) における関係 (非排水試験)

表-3 非排水試験による残留応力状態における有効拘束圧  $\sigma_3'$

$\sigma_3$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	0	1	2	5	10	20	30	50	100	150	200
$\sigma_3'$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	2	4.5	5	8	11	16	12	13	25	30	45

(3) 最大強度、残留強度ともに 1, 2 の例外を除くと拘束圧の増加とともに大きな値をとる。各拘束圧に対する強度とそのときのひずみの状態などを表-4 に与えた。

(4) 残留応力状態では間隙水圧の変化もみられなくなる。すなわち、有効応力が一定のもので単にせん断変形が増大する状態であり、先に述べた critical state に一致する。

(5) 非排水条件とは体積変化が生じない  $v=0$  という状態である。この場合、軸ひずみ  $\epsilon_1$  は偏差ひずみ  $\epsilon_1$  と等しいから、せん断弾性係数  $G$  は応力-ひずみ関係

表—4 強度と弾性定数 (非排水試験結果)

試験条件	最大強度			残留強度			弾性係数			
	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$e_1$ (%)	$u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$(\sigma_1 - \sigma_3)$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$e_1$ (%)	$u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$G$	$K$ 10 <sup>3</sup> (kg/cm <sup>2</sup> )	$E$	$\nu$
CU-0	54.6	0.76	0.1	19.1	9.63	-2.3	3.27	—	9.81	—
0.2	48.9	0.80	-0.1	21.4	10.03	-2.0	2.35	—	7.05	—
0.5	44.7	0.60	1.5	22.8	8.45	-3.5	2.65	—	7.95	—
1	53.0	0.63	0.9	23.1	10.03	-3.4	2.83	—	8.49	—
2	57.7	1.05	-1.7	27.0	8.99	-3.1	2.38	—	7.14	—
3	57.3	0.68	1.5	34.0	9.57	-3.4	3.09	—	9.27	—
5	58.7	0.90	-1.0	31.0	10.39	-3.1	3.27	—	9.81	—
10	65.2	0.98	1.5	33.7	11.27	-0.7	3.33	—	9.99	—
20	73.9	0.88	9.8	52.4	11.37	2.6	5.21	—	15.63	—
30	72.8	0.88	19.0	60.0	6.99	16.0	4.27	—	12.81	—
50	82.8	0.75	31.0	66.3	9.75	37.5	5.95	—	17.85	—
100	86.4	1.46	55.0	74.5	9.84	74.0	4.90	—	14.70	—
150	98.3	2.44	103.0	92.5	9.55	119.0	5.85	—	17.55	—
200	134.7	3.08	127.5	125.8	10.26	154.5	5.29	—	15.87	—

図—4 (a) と図—5 (a) の初期直線部の勾配  $G = (\sigma_1 - \sigma_3) / 3 \epsilon_1$  として決定される。しかし、体積弾性係数は  $\nu = 0$  のため不定となる。表—4 には弾性係数  $G$  と  $E$  を与えている。

軟岩などの非排水せん断試験を低い拘束圧のもとで行うとき、その非排水状態なるものを再検討する必要があることが本研究を通して判明した。

まず第1はせん断初期の体積圧縮過程における問題である。その段階では体積は圧縮しようとするから非排水条件によって間隙水圧が発生することになる。ところが供試体内で側圧以上の間隙水圧が発生したとすると、供試体とゴム膜との間の間隙水圧は側圧以上になれないから、供試体内の間隙水は側圧とつり合うまでそこに向かって流出する。これは供試体からビュレットへの排水系にあるバルブは閉じているものの閉塞系内で排水試験をしていることを意味している。この事実は図—4 (b) で側圧 0, 1, 2 kg/cm<sup>2</sup> の場合に間隙水圧が側圧の値で頭打ちになっていることで明らかである。

第2の点はせん断が進むと体積は膨張しようとするから、非排水条件では間隙水圧は減少することになる。図—4 (b) でみられるように、拘束圧と適用したバックプレッシャーの値によっては間隙水圧が大気圧以下となるが、このような場合には間隙水中に溶解していた空気が気泡となり、体積の膨張が生じてもおかしくないことになる。すなわち、バルブは閉じているものの、系内で体積膨張が生じている可能性は大であって非排水条件を満足する状態とはいえない。

この2点をいかに調べるか、あるいはどのように防止したらよいのであろうか。第2の問題に対して、体積変化の有無を調べるには側圧載荷用の三軸室内の側液の体積変化を計測するなどの方法によればよいし、それを防止するにはダイレイタンシーによる間隙水圧の減少量にみあうバックプレッシャーを適用して実験することで解

決できる。バックプレッシャーを変化させると軟岩の力学挙動にどのような影響を及ぼすかは別に報告する<sup>12)</sup>。

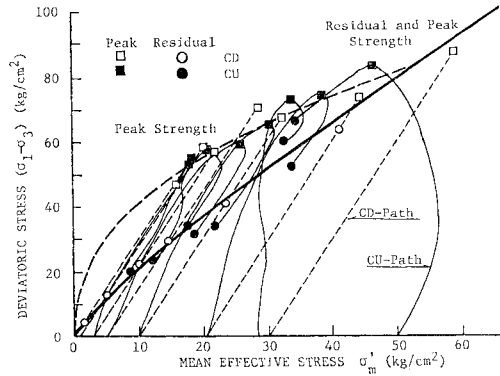
ところが、第1の問題に関しては直接調べる手段も、それを防止する方法も現在のところみあたらない。したがって、本論文における推論のように非排水試験によって間接的に行う以外にないといえよう。

### (3) 有効応力径路ならびに体積変化径路

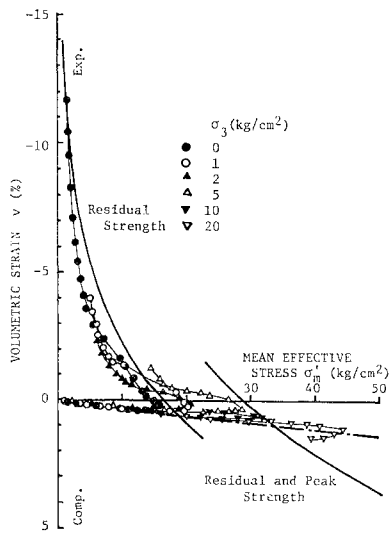
排水ならびに非排水せん断過程において、有効応力と体積ひずみがどのように変化するかを表わすために、有効応力径路ならびに平均有効応力  $\sigma_m'$  と体積ひずみの関係を拘束圧の高低に分けて図—6 と 図—7 に示した。これらの図が語る所をまとめると次のようになる。

(1) 図—6 (a) に示される低拘束圧のもとでは、所定の側圧による等方圧密状態からせん断によって応力は増大し、角印 (□ CD, ■ CU) で表わされる最大強度点に至るが、それ以降はひずみ軟化によって減少に移り、最終的には丸印 (○ CD, ● CU) で表わす残留応力状態に到達する。一方、図—6 (b) は排水試験時の体積変化の様子を示している。図中の一点鎖線は等方圧密による圧密曲線を表わしている。せん断は等方圧密曲線上の所定の側圧点から開始され、初めはほぼ等方圧密曲線に沿って体積圧縮が生じ、最大強度点に至る。なお、最大強度点の体積ひずみ状態は等方圧密曲線近傍にあるとみなせる。最大強度点に達した後、応力の減少とともに体積膨張 ( $\sigma_3' = 20$  kg/cm<sup>2</sup> の場合は圧縮) は急となり、最終的には太い実線で表わす残留強度線に漸進する。なお、図—6 (a) に与えられた実線の残留強度線や点線の最大強度線は後節の 図—11, 12 において決定される関係を用いて図上に求めたものである。

(2) ところで、拘束圧が大きいときには、図—7 (a) にみられるように応力は単調に増加して、角印で表わす最大強度と残留強度が等しい状態線上に達する。また、



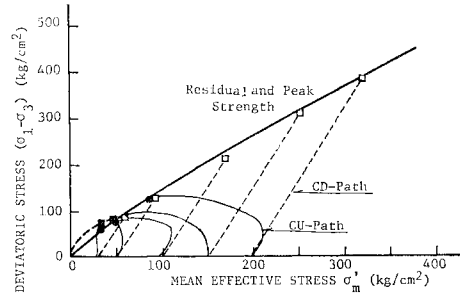
(a)



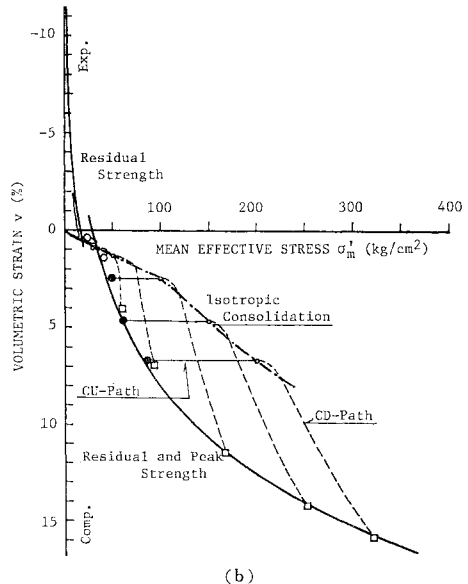
(b)

図-6 低拘束圧における、(a) 有効応力経路、(b) 平均応力-体積ひずみ関係

側圧が 150 kg/cm<sup>2</sup> 以上の非排水せん断時の有効応力経路は正規圧密土の示すと類似の応力経路となる。図-7 (b) はこの過程の体積変化と平均有効応力  $\sigma_m'$  の関係を示しているが、図中の一点鎖線は等方圧密による圧密曲線を与えており、 $\sigma_m' = 100$  kg/cm<sup>2</sup> 近傍に粘性土の先行圧密圧力に相当する応力状態の存在が明らかである。先行圧密圧力の物理的な意味は等方応力  $\sigma_m'$  による体積変化が先行圧密圧力以下であれば弾性的変化と考えるとよいが、それ以上の圧力に対しては塑性的体積変化が卓越するようになるという遷移応力点を与えるというものである。軟岩の場合もこの圧力を先行圧密圧力と仮称することにする。せん断は等方圧密曲線上の所定の側圧に対応する点から出発するが、排水試験では応力の増加とともに体積が圧縮して、点線で示す経路に沿って変化し、最終的には最大=残留強度線上に達する。一方、非排水試験においては体積の圧縮傾向によって間隙水圧が増加



(a)



(b)

図-7 高拘束圧における、(a) 有効応力経路、(b) 平均応力-体積ひずみ関係

しその結果平均有効応力  $\sigma_m'$  が減少するため、 $\sigma_m'$ -軸に平行な経路となり、最終的にはやはり先に述べた最大=残留強度線上に到達することがわかる。

(3) 拘束圧が低い場合に最大強度と残留強度は異なるがある拘束圧以上になるとそれらが等しくなる。図-6 (a) に示される最大強度線と残留強度線の交わる応力状態 ( $\sigma_m' = 50$  kg/cm<sup>2</sup>) を本論文では先行履歴応力とよぶことにする。この応力状態以下で、応力-ひずみ関係はひずみ硬化-軟化型となるが、拘束圧がこの応力以上であるとひずみ硬化型となって最大強度と残留強度は等しい値をとることになる。

(4) 図-6, 7 にみられるように、最大強度ならびに残留強度状態は単に応力だけの関係ではなく、応力と体積ひずみの間にも唯一的な関係の成立することが明らかである。換言すると軟岩の破壊規準は応力だけの関係のみでは不十分で、制約条件として応力とひずみの関係も同時に与える必要があるということである。また、残留強度線に関しては以下の点に留意しなければならない

い。すなわち、その応力間の関係は全拘束圧に対して一つの曲線で表わされるが、応力と体積ひずみの関係は体積の圧縮のみで破壊に至る場合と、膨張を伴って破壊する場合とで2つの異なる関係で表わされるということである。この理由は拘束圧が低いとき、破壊はある1つの限定された破断面に沿ってのすべりとして生ずるが、拘束圧が高いと、供試体全体が一樣にせん断されて破壊に至るわけで、この2つの破壊機構の差に基づくと考えられる。

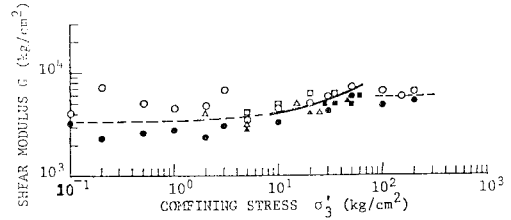
(5) 最大強度ならびに残留強度と平均有効応力  $\sigma_m'$  との関係において図-6, 7 にみられるように線形関係は成立しない。したがって、Mohr-Coulomb の破壊規準によってその関係を表わすことができない。また部分的に直線関係が成立するとして、近似的に Mohr-Coulomb 規準を用いて、その強度定数  $c'$  (粘着力) と  $\phi'$  (内部摩擦角) を決め、それを用いた解析結果は危険側の値を与えることになる。さらに応力と体積ひずみに対する規準も非線形関係であるから、これら2つの破壊基準をうまく表現できる関係式を求めることが望まれる。この点については次節で改めて論じ、破壊規準を確定することにする。

(4) 弾性係数の拘束圧依存性ならびに強度との相関

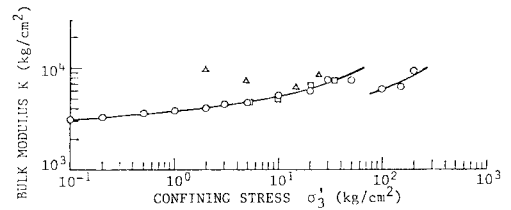
弾性係数の決定方法はすでに述べ、結果は表-2, 4 にまとめて示した。本節では弾性係数  $G, K, E$  が拘束圧によってどのように変化するかをまず調べてみよう。図-8 は、弾性係数と側圧の関係を示すが、ここに用いた側圧は、せん断初期の弾性係数を対象にするという理由で、 $\sigma_3'$  は側圧  $\sigma_3$  を用いている。図-8 から次のことがいえる。

(1) せん断弾性係数  $G$  は側圧が低いとき、排水条件の違いによる影響を受け、値もばらつきが大きい。側圧が  $5 \text{ kg/cm}^2$  以上になるとばらつきも減じ、 $G$  は側圧に比例して大きな値を示すようになる。しかし、側圧が  $100 \text{ kg/cm}^2$  以上になると  $G$  は側圧に関係なく一定値をとる。  $100 \text{ kg/cm}^2$  を境にして  $G$  が変化するのは先行圧密圧力以上か以下かに対応して変形挙動に変化が生ずるためと考えられる。

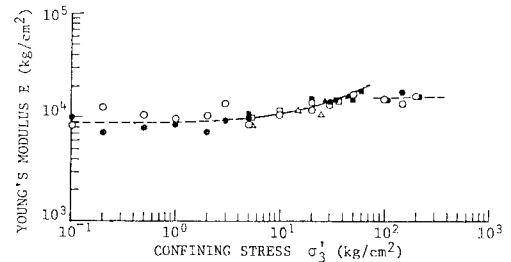
(2) 体積弾性係数  $K$  は側圧の増加とともに大きな値を示す。また、 $G$  と同様に側圧が  $100 \text{ kg/cm}^2$  以上か以下かで明らかな不連続性を示す。これも先の  $G$  に関する議論のようにせん断の初期状態が過圧密域にあったか、正規圧密域にあったかによる差である。すなわち、軟岩が圧密により正規圧密状態になることはセメンテーションなど内部構造の破壊を意味し、圧縮性がこれによって再び増加 ( $K$  の減少) することを表わしていると考えられる。



(a) せん断弾性係数  $G$



(b) 体積弾性係数  $K$



(c) ヤング率  $E$

図-8 弾性係数の側圧依存性

(3) ヤング率  $E$  の側圧依存性はせん断弾性係数  $G$  とまったく同様の傾向を示している。

簡単で容易に行える試験の結果を用いて他の力学定数を推定することはよく行われる。たとえば一軸圧縮強度を知ればヤング率が推定できないかということである。この点に関してはこれまで多くの試験結果が蓄積されており、高い相関のあることが知られている<sup>13), 14)</sup>。

ここでは一軸圧縮強度でなく、三軸圧縮強度ではあるが、弾性係数といったどのような関係があるのかを調べてみた。図-9 は各弾性係数と最大強度の関係を求めた図であり、その結果は次のようになる。

(1) 各弾性係数ともにせん断初期状態が先行圧密圧力以下であるときには強度に比例して増大する。しかし、先行圧密圧力以上では強度が増加するにもかかわらず弾性係数が一定値をとるのは図-8 におけるのと同様の理由による。

(2) 図-9 (a), (b) に与えられる最大強度と  $G$  ならびに  $K$  の両対数上の直線関係の勾配は1でないから、非線形関係となる。しかしヤング率  $E$  と強度はその直線関係の勾配が1となるから次の比例関係が成立する。

$$E = (150 \sim 250) \times (\sigma_1 - \sigma_3) \approx 200 \times (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (3)$$

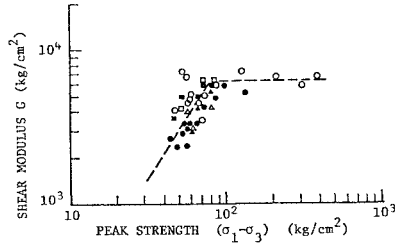
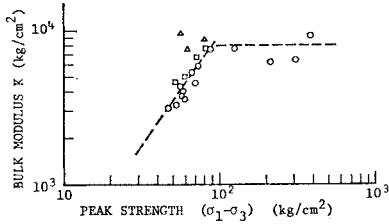
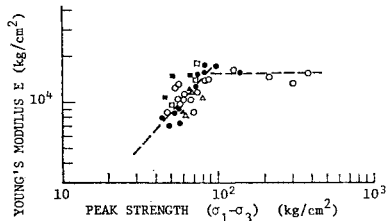
(a) せん断弾性係数  $G$ (b) 体積弾性係数  $K$ (c) ヤング率  $E$ 

図-9 弾性係数と最大強度の関係

ここに、 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$  は最大強度。

### (5) 強度の有効応力表示

以前の研究<sup>5),6)</sup>において飽和軟岩の力学挙動は有効応力により記述できることを示したから、本論文も有効応力の立場で話を進めてきた。ここでは全応力によるか、有効応力によるかで、強度と拘束圧の関係がどのように異なるかを示し、有効応力表示による優位性と水で飽和した軟岩の望ましい試験方法を論じてみる。

図-10 (a), (b) に強度と側圧の関係を全応力によるものと有効応力によるものをそれぞれ与えている。図から次のことがわかる。

(1) 図中の白印で表わす排水試験結果は全応力と有効応力が常に等しいから、表示による差はないが、黒印の非排水試験結果には明らかに差が生ずる。有効応力表示によれば図-10 (b) のように試験条件の差にかかわらず、強度と拘束圧の間には唯一的な関係が成立するが、全応力を用いると図-10 (a) のように試験条件の差が生じ、強度と側圧を唯一的な関係で表わすことができなくなる。

(2) 同一の低い拘束圧のもとで非排水せん断を行う

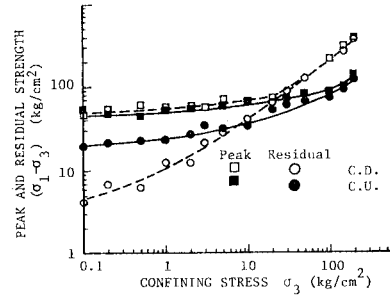
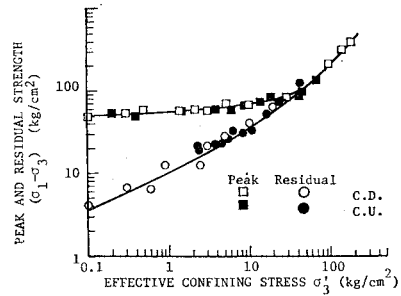
(a) 全応力表示,  $\sigma_3$ (b) 有効応力表示,  $\sigma_3'$ 

図-10 最大強度ならびに残留強度の側圧依存性

場合、間隙水圧の減少に基づき有効側圧  $\sigma_3'$  は側圧  $\sigma_3$  より大きくなるから、特に残留強度は排水試験結果より大きな値をとる事実を図-10 (a) は示している。ところが、側圧が高くなると間隙水圧はせん断中に上昇して、有効側圧  $\sigma_3'$  は  $\sigma_3$  より低くなるため、まったく逆の結果となっている。したがって、低拘束圧下では特に残留強度は非排水条件と考え得る短期強度が、排水条件の満たされる長期強度より大きくなることを意味している。

(3) 以上を総括すると、水で飽和した軟岩の三軸試験は排水試験 (CD) によるのが望ましいが、非排水試験 (CU) によらざるを得ないときには必ず間隙水圧の計測を行う必要があるといえる。

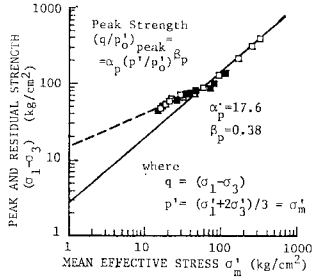
## 4. 軟岩の破壊規準とその他の考察

### (1) 軟岩の破壊規準

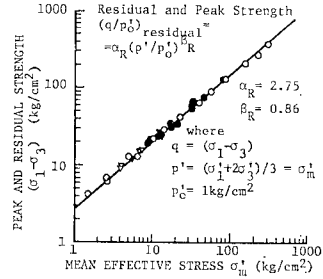
前節において、軟岩に適した破壊規準はないのかということ論じた。また、軟岩の破壊規準は単に応力のみ関数では不十分であって、破壊時の応力と体積ひずみの関係を同時に与える必要があることも明らかにした。

本節では、前者すなわち応力のみ関係式は Hobbs らが岩石材料に対して提唱している破壊規準を、後者の応力と体積ひずみの関係には土質材料でよく知られた平均有効応力と体積ひずみの間に成立する関係を適用することでそれぞれを表現できることを示し、破壊規準を提

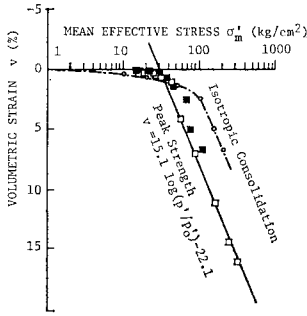




(a) 応力関係

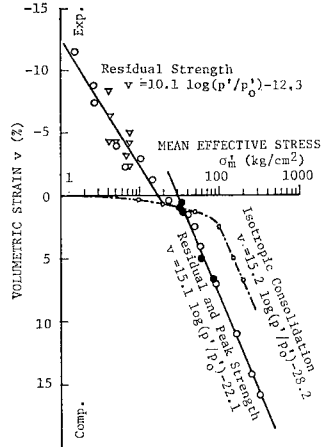


(a) 応力関係



(b) 平均有効応力-体積ひずみ関係

図-11 最大強度（先行履歴応力以上では残留強度と等しい）



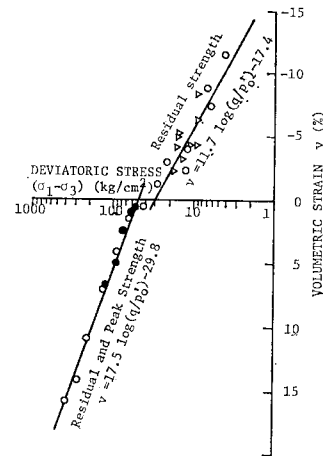
(b) 平均有効応力-体積ひずみ関係

案することにする。

図-11 は最大強度に対する破壊規準を決定するための図であり、一方残留強度に関しては 図-12 を準備した。

まず、図-11 (a) は図-6 (a) と図-7 (a) に示す最大強度と拘束圧の関係を両対数紙上に求めなおしたものである。最大強度状態は拘束圧が先行履歴応力以上であれば、図-12 (a) に示す残留強度線に等しくなり、その応力以下においては点線で示すような直線で規定される。さて、最大強度状態の平均有効応力  $\sigma'_m$  と体積ひずみ  $v$  の関係は図-11 (b) に示されるように、拘束圧が低いと圧密曲線で近似され、拘束圧が高い場合には実線で表わす直線関係が成立する。

図-12 (a) は残留強度と拘束圧の関係であるが広範囲にわたって線形関係が成立することがわかる。図-12 (b) は残留強度時の平均有効応力  $\sigma'_m$  と体積ひずみの関係であって、低拘束圧（破壊時に体積膨張を呈す）に対するものと、高拘束圧（破壊時に体積圧縮を呈す）におけるものとは、2本の異なる直線関係で表わされる。なお、先行圧密圧力以上の拘束圧においては強度状態線が等方圧密線と平行になることは粘土の critical state line（本論文における最大=残留強度線）が圧密曲線と  $e$ - $\log p$  面上で平行になるという事実と一致しており興味深い。以上の結果に基づいて次のような軟岩の破壊規準を提案する。



(c) 残留強度-体積ひずみ関係

図-12 残留強度（先行履歴応力以上では最大強度と等しい）

(1) 最大強度に対する規準

$$\left. \begin{aligned} (q/p_0')_{\text{peak}} &= \alpha_p (p'/p_0')^{\beta_p} \\ v_{\text{peak}} &= C_S \log_{10}(p'/p_0') \end{aligned} \right\} p' \leq \text{先行履歴応力} \quad \dots \dots \dots (4)$$

$$\left. \begin{aligned} (q/p_0')_{\text{peak}} &= (q/p_0')_{\text{residual}} \\ v_{\text{peak}} &= C_C \log_{10}(p'/p_0') - v_{0p} \end{aligned} \right\} p' > \text{先行履歴} \\ & \hspace{10em} \text{応力} \quad \dots \dots \dots (5)$$

(2) 残留強度に対する規準

$$\left. \begin{aligned} (q/p_0')_{\text{residual}} &= \alpha_R (p'/p_0')^{\beta_R} \\ v_{\text{residual}} &= C_R \log_{10}(p'/p_0') - v_{0R} \end{aligned} \right\} p' \leq \text{先行履歴応力} \dots\dots (6)$$

$$\left. \begin{aligned} (q/p_0')_{\text{residual}} &= \alpha_R (p'/p_0')^{\beta_R} \\ v_{\text{residual}} &= C_C \log_{10}(p'/p_0') - N_0P \end{aligned} \right\} p' > \text{先行履歴応力} \dots\dots (7)$$

以上の式中において、

$p' = (\sigma_1' + 2\sigma_3')/3 = \sigma_m'$ ,  $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ ,  $p_0' = \text{単位応力} = 1 \text{ kg/cm}^2$ ,  $C_S$ : 先行圧密圧力までの等方圧密曲線の図-11 (b) における勾配,  $C_R$ : 図-12 (b) の残留強度状態線 ( $p' \leq$  先行履歴応力) の勾配,  $C_C$ : 図-11 (b) あるいは 図-12 (b) の最大=残留強度状態線 ( $p' >$  先行履歴応力) の勾配である。

(3) 本軟岩に対する式中の各定数は以下のような値となる。

最大強度に対して、

$$\alpha_P = 17.6, \beta_P = 0.38, C_S = 0.5(\%), \\ C_C = 15.1(\%), v_{0P} = 22.1(\%)$$

残留強度に対して、

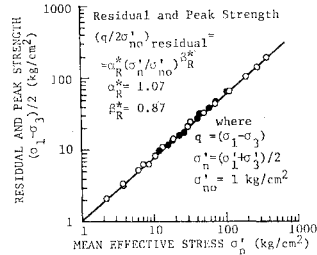
$$\alpha_R = 2.75, \beta_R = 0.86, C_R = 10.1(\%), \\ v_{0R} = 12.3(\%)$$

ところで、強度定数  $\alpha$  は  $p' = p_0' = 1 \text{ kg/cm}^2$  のときの強度  $q$  に相当するから粘着力  $c'$  に準ずる性格をもっている。一方の強度定数  $\beta$  は拘束圧によって変化する内部摩擦角と関係づけられる量で、もしも  $\beta = 1$  であればそれは  $q$  と  $p'$  の線形関係の成立することを意味し、この場合には Mohr-Coulomb の規準と一致する。したがって、 $\beta$  の値が 1 に近いほど Mohr-Coulomb を破壊規準に用いたときの近似度は高くなる。

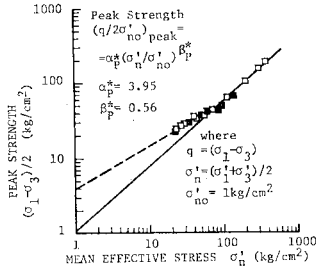
一般に岩石材料の最大強度線は 図-6 (a) の点線のような曲線となるため、Mohr-Coulomb 規準を用いる場合には強度定数  $c'$ ,  $\phi'$  を決定することが困難となる。しかし、式 (4) の破壊規準を用いればこの問題は解消される。

なお、式 (4) の破壊規準を用いると  $p' = 0$  の場合には強度が  $q = 0$  ということになる。すなわち、材料の引張り強度を 0 と仮定することに相当しているが、実際の岩盤に適用する場合は不連続面の存在で引張り強度を見込む必要がないから、実用上妥当な考え方であると思われる。

図-12 (c) は平均有効応力  $\sigma_m'$  の代わりに残留強度を直接使い、それが体積ひずみ  $v$  とどのような関係にあるかを示している。当然のことながら、図に示すようにそれらの間には線形関係が成立して、 $\sigma_m' - v$  関係と同様、2本の異なる不連続な直線で表わされることが明らかである。



(a) 最大強度



(b) 残留強度

図-13 平均応力  $\sigma_n'$  を用いた破壊規準

地盤材料の破壊規準は応力の第 1 不変量である平均応力  $\sigma_m'$  を用いるよりは最大応力  $\sigma_1'$  と最小応力  $\sigma_3'$  の平均値  $\sigma_n' = (\sigma_1' + \sigma_3')/2$  を用いて  $q$  との関係で表わす方が一般的な三次元の主応力場で議論する場合には適応性のよいことが知られている<sup>15)</sup>。図-13 は 図-11 (a) と 図-12 (a) を  $\sigma_n'$  と  $q$  の関係として求め直したものである。図より明らかなように  $q$  と  $\sigma_n'$  の間にも式 (4)、式 (6) と同様、次の関係が成立する。

最大強度に対して ( $\sigma_n' \leq$  先行履歴応力),

$$(q/2\sigma_{n0}')_{\text{peak}} = \alpha_P^* (\sigma_n'/\sigma_{n0}')^{\beta_P^*} \dots\dots (8)$$

残留強度と最大強度 ( $\sigma_n' >$  先行履歴応力),

$$(q/2\sigma_{n0}')_{\text{residual}} = \alpha_R^* (\sigma_n'/\sigma_{n0}')^{\beta_R^*} \dots\dots (9)$$

ここに、 $\sigma_{n0}' = \text{単位応力} = 1 \text{ kg/cm}^2$  でありまた強度定数  $\alpha, \beta$  は次のように決定される。

$$\alpha_P^* = 3.95, \beta_P^* = 0.56, \alpha_R^* = 1.07, \beta_R^* = 0.87$$

(2) 地盤材料の破壊規準に関する一考察

以上論じたように大谷石の力学挙動は、吉中と山辺<sup>16)</sup> が神戸層の軟岩や London Clay についてまとめた他の軟岩の力学挙動、三浦<sup>17)</sup> による広範囲な拘束圧下の砂の力学挙動、また、Rummel と Fairhurst<sup>18)</sup> による Tennessee Marble、さらに Edmond と Peterson<sup>19)</sup> による石灰岩、Carrara Marble と Gosford Sandstone など硬岩の実験結果を概観すると、当初述べたように土質材料はもとより硬岩の力学挙動と定性的には変わるところはないことが理解できる。すなわち、地盤材料はすべてひずみ硬化-軟化(場合によってはひずみ硬化のみ)を示す弾-塑性体で、ダイレイタンシー特性をもつ材料である

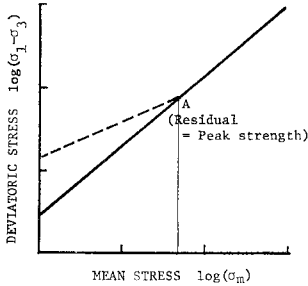


図-14 地盤材料の破壊規準

といえる。では地盤材料相互の差はいったい何であるのか、ここでは破壊規準のみを取り上げて論じ1つの考え方を示してみる。

図-14は破壊規準の模式図である。本研究に用いた大谷石では、力学挙動を区分する先行履歴応力(図中のA点)が $\sigma_m' = 50 \text{ kg/cm}^2$ で10の1乗のオーダーであった。粘土では通常10の0乗のオーダーであろうし、新鮮な花崗岩などの硬岩では10の2乗, 3乗のオーダーとなる。したがって、対象にする材料の先行履歴応力がわかると、考慮すべき拘束圧内でその材料がいかにかふるまうかを定性的に推定することは容易になる。この観点に立脚すると次になすべき仕事は種々の地盤材料に対して先行履歴応力と強度定数 $\alpha, \beta$ を求めることである。

(3) 岩石の強度と岩盤の強度

実際に対象となるのは地質分離面などの不連続面を含む岩盤であって、不連続面を含まない岩石であることはまれである。ところで、岩石がその先行履歴応力以下の拘束圧のもとでせん断を受け破壊して最終的に到達する残留強度状態は一つの破断面が生じそれに沿ってすべっている状態である。換言すると、不連続面によって材料の力学挙動が完全に支配されている状態を再現しているときであると考えることができる。さらに、この場合供試体中に生ずる破断面の方向は最大主応力の作用方向に対して最もすべりやすい方向にあるから、この状態での強度は不連続面を有する岩盤の強度としてもその最小値に相当するものであろう。すなわち、岩盤強度の下限値

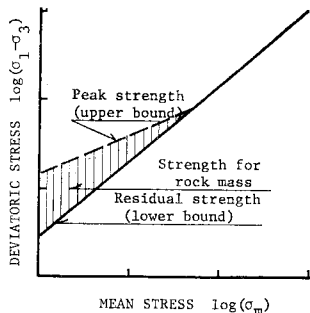


図-15 岩石の強度と岩盤強度

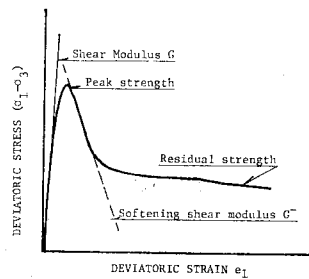
は岩石供試体の三軸試験で求めた残留強度と一致するはずである。このことを模式的に示したのが図-15である。図は岩盤強度の上限値は岩石(不連続面を含まない)の強度に、その下限値が岩石の残留強度に相当して、岩盤の強度が少なくともその範囲内にあることを表わしている。

この点に関しては資料の集積、また既存の不連続面を有する供試体を用いた実験などによって、定量的な問題の把握は必要であるが、岩石の三軸試験を行うならば、残留強度まで求めておくことが望ましいことを示したのものである。とかく、硬岩からなる岩盤を扱う場合に岩石の室内試験結果が軽んじられるきらいがあるが、以上の点を勘案することでその価値を再確認すべきであると強調しておきたい。

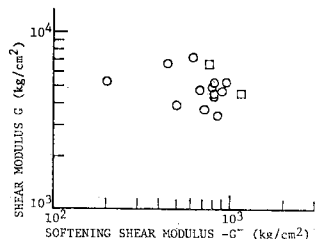
(4) ひずみ硬化-軟化に対する制約条件

先行履歴応力より低い拘束圧のもとでの力学挙動を記述する構成式はひずみ硬化-軟化型の応力-ひずみ関係と体積膨張を表現できるものでなければならない。この問題については、過圧密粘土に対する構成式を含め二、三研究<sup>19,20)</sup>を行ったが、ここでは別の面から検討してみた。

図-16(a)はひずみ硬化-軟化型の応力-ひずみ関係の模式図である。図に示すように軟化過程の直線部分の勾配を軟化時のせん断係数 $G^-$ (この過程は弾性変形ではないが、せん断弾性係数 $G$ に対比させて定義した)を導入し、それとせん断弾性係数 $G$ の関係を調べてみた。結果が図-16(b)である。図から特定の関係は求まら



(a) ひずみ硬化-軟化型応力-ひずみ関係の模式図



(b) ひずみ軟化せん断係数 $G^-$ とせん断弾性係数 $G$ との相関

図-16 ひずみ硬化-軟化について

ないが、平均値として  $G$  の 1/5 程度の値をとるようである。

Prevost と Hoëg<sup>21)</sup> はひずみ硬化-軟化型の応力-ひずみ関係を次のような塑性ひずみの関数として与えた。

$$q = A \frac{B(\bar{\epsilon}^P)^2 + \bar{\epsilon}^P}{1 + (\bar{\epsilon}^P)^2} \dots\dots\dots(10)$$

ここでは、この関係式の是非についての議論は省くが、この種の関係式を用いる場合には最大強度状態と残留強度状態を規定することになる式の中定数  $A, B$  を式 (4)、と式 (6)、により、平均有効応力  $\sigma_m'$  の関数として与えるべきであることを述べておく。

## 5. 結 論

大谷石を理想的軟岩材料として用いた本研究を通して、種々の知見を得たが、そのおもなものを列挙すると次のようである。

(1) 先行履歴応力が存在し、拘束圧がその応力より低いか高いかで異なる力学挙動を示す。すなわち、低い場合には応力-ひずみ関係はひずみ硬化-軟化型となり、そのせん断過程に体積膨張を生ずるが、高い場合にはひずみ硬化型となって体積の圧縮を示す。

(2) 最終的に到達する応力状態を残留強度とするが、この状態は有効応力も体積もそれ以上変化せず、単にせん断変形のみが継続するという、いわゆる土質材料に対しての critical state に相当する状態であると定義づける。

(3) 拘束圧がある応力以上となると最大強度と残留強度が等しくなる。また、最大強度線と残留強度線が最初に交わった応力を (1) に述べた先行履歴応力と本論文では仮称するが、実験に用いた大谷石に対して先行履歴応力は  $\sigma_m' = 50 \text{ kg/cm}^2$  である。

(4) 最大強度、残留強度ともに拘束圧と非線形の関係にある。また、強度と体積ひずみの間にも唯一的な非線形関係が成立する。これらのことから、軟岩の破壊規準は単に応力間の関係式のみで与えるのは不十分であって、強度と体積ひずみの関係式も同時に規定することが必要である。

(5) その破壊規準は式 (4)~(7) に与えたが、次のような 2 つの関係式である。

$$\begin{cases} (q/p_0') = \alpha (p'/p_0')^\beta \\ v = C \log_{10}(p'/p_0') - v_0 \end{cases}$$

(6) 水で飽和した軟岩の強度特性は有効応力によって唯一的に表現できる。また、軟岩の強度特性からみて、望ましい三軸試験方法は排水試験であり、圧密非排

水試験となる場合には間隙水圧の計測が必要である。

(7) 先行履歴応力以下の拘束圧のもとでは、岩石試料の最大強度は地質分離面(節理等)を含む岩盤の強度の上限値を、残留強度はその下限値を与えるものと考えられる。したがって、岩石試験であっても、残留強度を正しく把握すれば、岩盤の取り得る強度の範囲だけではなくとも明らかにできるから三軸試験はひずみ制御によって残留強度まで求める種類のものが望ましい。

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る。日頃、ご指導、ご援助をいただいている柴田 徹京都大学教授に厚くお礼を申し上げる。

## 参 考 文 献

- 1) 高橋幸蔵・杉田 楽：本州・四国連絡橋海底地盤(明石海峡)の調査について、土と基礎、Vol. 20, No. 9, pp. 21~26, 1972.
- 2) Fujita, M. : Seikan Undersea Tunnel, Preprints of Int. Tunnel Symposium '78, Tokyo, pp. A-10-1~A-10-7, 1978.
- 3) Akai, K., T. Adachi and K. Nishi : Mechanical Properties of Soft Rocks, Proc. 9th ICSMFE, Vol. 1, Tokyo, pp. 7~10, 1977.
- 4) Akai, K., T. Adachi and K. Fujimoto : Constitutive Equations for Geomechanical Materials Based on Elasto-Viscoplasticity, Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, Tokyo, pp. 1~10, 1977.
- 5) 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.
- 6) 赤井浩一・足立紀尚・西 好一：堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の時間依存特性と構成式, 土木学会論文報告集, No. 282, pp. 75~87, 1979.
- 7) たとえば, Constitutive Equations of Soils, edited by S. Murayama, and A.N. Schofield, Proc. Specialty Session 9, 9th ICSMFE, Tokyo 1977.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 赤井浩一・足立紀尚・田伏宜夫：空気圧制御方式による三軸試験装置とその適用(その 1), 土と基礎, No. 205, pp. 39~45, 1975.
- 11) Schofield, A.N. and C.P. Wroth : Critical State Soil Mechanics, McGraw-Hill, London, 1968.
- 12) 足立紀尚・小川豊和：飽和軟岩の非排水試験結果の解釈とバックプレッシャーの効果(仮題), 土木学会論文報告集に投稿予定。
- 13) たとえば, Deere, D.U. : Rock Mechanics in Engineering Practice, ed. by Stagg and Zienkiwicz, John Wiley and Sons. pp. 4~12, 1968.
- 14) 吉中龍之進・山辺 正：泥岩の強度, 変形特性, 土木学会年次学術講演会講演集, III, pp. 356~357, 1977.
- 15) Bishop, A.W. : Strength of Soils as Engineering Materials, 6th Rankine Lecture, Geotechnique, Vol. 16, pp. 89~130, 1966.

\* ここに用いる  $q$  は応力の第 2 不変量,  $\bar{\epsilon}^P$  は塑性偏差ひずみの第 2 不変量を表わしている。

- 16) 吉中龍之進・山辺 正：軟岩の強度条件式と応力-ひずみ関係に与える供試体寸法効果，第12回岩盤力学に関するシンポジウム講演概要，土木学会，pp. 31~35, 1979.
- 17) 三浦哲彦：高圧下の砂の応力~ひずみ関係に関する一考察，土木学会論文報告集，No. 286，pp. 127~130, 1979.
- 18) Rummel, F. and C. Fairhurst : Determination of the Post-Failure Behavior of Brittle Rock using a Servo-Controlled Testing Machine, Rock Mechanics, Vol. 2, pp. 189~204, 1970.
- 19) Edmond, J.M. and M.S. Paterson : Volume Changes during the Deformation of Rocks at High Pressures, Int. J. Rock Mech, Min. Sci., Vol. 9, pp. 161~182, 1972.
- 20) 足立紀尚・西 好一：過圧密粘土の構成式，京都大学防災研究所年報，第19号 B-2, pp. 1~13, 1976.
- 21) Prévost, J.H. and K. Høeg : Soil Mechanics and Plasticity Analysis of Strain Softening, Geotechnique, Vol. 25, No. 2, pp. 279~297, 1975.

(1979.2.14・受付)

---