

結晶片岩の構造異方性に関する実験的研究

EXPERIMENTAL RESEARCH ON THE STRUCTURAL ANISOTROPY
OF CRYSTALLINE SCHISTS赤井 浩一*・山本 和夫**・有岡 正樹***
By Koichi Akai, Kazuo Yamamoto and Masaki Arioka

1. 序

工学的な立場で岩石力学または岩盤力学を論ずるとき、ぜい（脆）性材料としての岩石（rock material）を取扱う場合と、基礎としての岩盤（rock mass）を取扱う場合とがある。そしてこれらから得られる結果をもとに、すべりの安定問題、トンネルやダムなどへの応用を取扱う分野へと発展する。

このような岩の力学の諸問題の中で、それが現実として避け得ないという意味で本質的なものに、異方性あるいは不連続性の問題がある。岩盤におけるこの不連続性を取扱ったものに Krsmanović¹⁾や林²⁾の研究があるが、規模の点から制約されて模型実験が主体となっている。また異方性の問題を取扱ったものも比較的多いが、これらの研究はいずれも部分的なものであり、異方性をもつ岩石の力学的挙動を体系的にまとめたものは少ない。

著者はさきに岩のもつ複雑な破壊機構を究明するには、単に岩石や岩盤の強度理論のみならず、それが破壊にいたるまでの変形の様子や破壊の形態など多方面にわたる巨視的ならびに微視的研究が必要であると考え、岩質材料のうち最も均質で異方性の影響が少ないとみなされる和泉砂岩を対象として実験的研究を行ない、ぜい性材料の破壊理論の適用性に関する考察を試みた³⁾。

今回の研究では、前述の観点から岩のもつ節理、層理、片理などの地質学的構造異方性が破壊強度や破壊の形態および変形挙動にどのような影響をおよぼすかについて総合的な研究を行なうため、愛媛県産の緑泥片岩と石墨片岩を用いて一軸・二軸および三軸圧縮試験を行なった。これらの試験において主眼としたものは、荷重方

向から測った片理面の傾斜角の大小による破壊強度の変化と、高い拘束圧下でのこの特性の推移を調べることにある。さらに超音波伝播速度から求めた岩石の動的な弾性挙動と静的な圧縮試験による挙動との関係など、いわゆる岩の変形性質についても若干触れることにする。

2. 理論的考察

(1) Mohr-Coulomb の理論を発展させたもの

Jaeger⁴⁾ は岩質材料の破壊がすべてせん断で起こるものとし、岩石自体と内蔵する弱面とについてそれぞれ Mohr-Coulomb の式を適用し、弱面をもつ材料の破壊規準をつぎのように示した。すなわち1つの弱面をもつ系について

c_0 : 材料の粘着力, ϕ_0 : 材料の内部摩擦角

c_j : 弱面の粘着力, ϕ_j : 弱面の内部摩擦角

が与えられているとき、せん断に対する Mohr-Coulomb の式は材料自体について次式となる。

$$\tau = c_0 + \sigma \tan \phi_0 \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 σ はせん断面上の垂直応力、 τ はせん断抵抗である。いま平均主応力および最大せん断応力をそれぞれ

$$\sigma_m = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}, \tau_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \dots\dots\dots (2)$$

ただし、主応力 $\sigma_1 > \sigma_3$ (圧縮を正とする)

とすると、最大主応力方向と角 β の傾きをなす面上でのせん断応力 τ および垂直応力 σ はそれぞれ次式で表わされる。

$$\left. \begin{aligned} \tau &= \tau_m |\sin 2\beta| \\ \sigma &= \sigma_m - \tau_m \cos 2\beta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3)$$

均質な物質内では $f(\beta) = \tau - \sigma \tan \phi_0$ が最大のとき破壊を生ずるから、 $\partial f(\beta) / \partial \beta = 0$ より

$$\beta = 45^\circ - \frac{\phi_0}{2} \dots\dots\dots (4)$$

となり、式 (1)、(3)、(4) より次式が得られる。

* 正会員 工博 京都大学教授 工学部交通土木工学教室

** 正会員 工修 京都大学助手 同上

*** 正会員 工修 熊谷組大阪支店 土木部設計課

$$\tau_m = \sigma_m \sin \phi_0 + c_0 \cos \phi_0 \dots \dots \dots (5)$$

つぎに弱面での破壊については、弱面が最大主応力方向と角 α だけ傾いているとき、式 (1) および式 (3) において $c_0 \rightarrow c_j$, $\phi_0 \rightarrow \phi_j$, $\beta \rightarrow \alpha$ とおけば、

$$\tau_m \sin(\phi_j + 2\alpha) = \sigma_m \sin \phi_j + c_j \cos \phi_j \dots \dots \dots (6)$$

を得る。したがって弱面をもつ材料の破壊は、式 (5) または式 (6) で求められる τ_m の小さいほうで生ずる。

上記の両式によって示される Jaeger の破壊規準では、材料のせん断強度は弱面の影響を受けることなく一定とされているが、材料の強度も弱面の影響を受けるとしてこの理論をさらに発展させたものがある。それによると材料の粘着力 c_0 は弱面に沿って最小で弱面の粘着力に等しく、これと直角な方向において最大になるとし、弱面から ω の傾き ($\omega = \beta - \alpha$) をなす面内では

$$c_0 = c_1 - c_2 \cos 2(\beta - \alpha) \dots \dots \dots (7)$$

ただし、 c_1 , c_2 は定数

と書かれる。前と同様にして破壊が生ずるのは、

$$\tan 2\beta = \frac{\tau_m + c_2 \sin 2\alpha}{\tau_m \tan \phi_j + c_2 \cos 2\alpha} \dots \dots \dots (8)$$

の場合であり、このときの破壊条件式は

$$\begin{aligned} & \sqrt{(\tau_m + c_2 \sin 2\alpha)^2 + (\tau_m \tan \phi_j + c_2 \cos 2\alpha)^2} \\ & = \sigma_m \tan \phi_j + c_1 \dots \dots \dots (9) \end{aligned}$$

となる。これをさらに整理すると、この規準は $\tau_m \sim \sigma_m$ 座標で双曲線を表わすことが示され、粘板岩についての実験結果をよく説明することができる報告されている。

(2) Griffith およびその修正理論を発展させたもの

Hoek⁵⁾ は材料内に 2 系統のクラックを考え、弱面をもつ層状岩石の破壊規準に Griffith の理論を発展させることを提案した。それによると 2 系統のクラックを

i) 大きなクラックで、成層面に沿った方向に走っているもの

ii) かなり小さいクラックで、粒子境界でランダムな方向に向いているもの

と考え、i) の先端に発生する引張応力がランダムに向いた ii) の粒子境界クラックの先端に起こる最大引張応力よりも大きいかどうかを規準の要素になるとしている。すなわち、もし i) のクラックが Griffith の理論あるいは McClintock と Walsh によるその修正理論における限界クラックの方向に近いとき、おそらくこの i) のクラック先端で破壊が発生するであろう。しかし i) のクラックの方向が $\alpha = 0^\circ$ や $\alpha = 90^\circ$ に近いときは、このクラック端での引張応力は小さく、破壊は ii) のクラック端で生ずる。前者は弱面に沿う破壊を規定し、後者は材料自体における破壊を規定する。

さらに Hoek は実験結果にもとづいて i) のクラック

の挙動を調べたところ、 $\alpha = 30^\circ$ 付近にある供試体の三軸試験結果について Mohr の応力円を描くとき、その破壊包絡線が Griffith の理論によく一致し、

$$\tau^2 = 4\sigma_t(\sigma_t - \sigma) \dots \dots \dots (10)$$

で表わすことができるとした。ここに σ_t は弱面の一軸引張強度である。また ii) のクラックに関しては、i) のクラックの方向が $\alpha = 0^\circ$ および 90° のものについて同様に Mohr の破壊包絡線を調べると、その結果は修正 Griffith 理論によく一致し、

$$\tau = \mu_f \sigma - 2\sigma_t' \dots \dots \dots (11)$$

で表わすことができるとした。ここに μ_f はクラック圧着後の摩擦係数、 σ_t' は材料自体の一軸引張強度である。

Walsh と Brace⁶⁾ は Hoek と同様の考えに立ち、異方性岩石の破壊規準の表式化を試みている。これらの規準は、元来の理論があくまで破壊の始まり (initiation of failure) の点を規定するものであるから、最終的な破壊を規定するものとはならない。しかし破壊の始まりの直後に引続き終局的な破壊が起こるようなときは、この理論は十分に意義をもつものといえよう。

3. 打継目を有するモルタルでの予備実験

(1) 概 説

異方性ぜい性材料の破壊に関する実験的研究には、Donath⁷⁾ による粘板岩に関するものや、Müller⁸⁾ による模型実験などいくつかの研究がある。しかし従来の研究は、円柱供試体による軸対称三軸圧縮試験や一軸および二軸圧縮試験で、主応力空間内の圧縮域における破壊特性を十分に説明しうるものとはいえない。

ところがあらゆる主応力の組合わせに対して異方性材料の強度特性を実験的に究明するには、等方性材料の場合にくらべて数多くの供試体を必要とする。実在する異方性岩石についてこの要求を満たすだけの試料を作成することは、時間的労力的にみて非常に困難をとまうことになる。またそれらの岩石供試体は、たとえその層状性が多分に規則的であっても層間は平面でなく、またその層間の強度特性 (たとえば附着強度や内部摩擦角) は、地質学的造山過程によりかなりの差があるものと思われる。

以上の理由により、この研究では実在する岩石供試体による実験に対する予備実験として、異方性岩石のもつ多くの複雑な因子をきわめて単純化した打継目をもつモルタルブロックにより模型実験を行なった。実験は種々の三軸圧縮応力状態で行ない、供試体数は 1200 個におよんでいる。

(2) 供試体と実験装置

この実験に用いた弱面をもつモルタルブロック供試体の一般図が図-1に示されている。この図のように最大主応力方向からの角度をもってその弱面の方向 α とし、また弱面は主応力の1つに平行となるように選ばれている。実験を行なった供試体は1辺が5.4~5.5 cmの立方体であって、弱面の方向 α は 0° 、 15° 、 30° 、 45° 、 60° 、 75° および 90° の7種類である。これらの供試体の作成はつぎのようにして行なわれた。

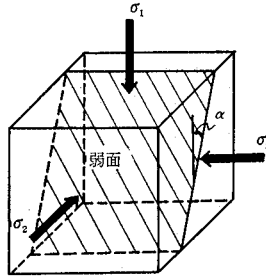


図-1 弱面をもつモルタルブロック

普通ポルトランドセメントと豊浦標準砂を用い、これを重量比1:2で配合し、水セメント比は60%とした。練りませには電動式小型ミキサーを用い、空練り約1.5分ののち所定の水量を加えて約3分の練りませを行なった。これを用いて5.5 cm立方の鋼製型枠に 0° 、 15° 、 30° および 45° の木型を入れてブロックの半分を打込み、24時間空中に放置したのちその木型をはずす。そしてその木型のあとへ全く同様にしてブロックの残り半分を打継ぎ、弱面を作るといった方法をとった。このとき木型には少しの油を塗布し、弱面の強度が適度に低下するようにしている。なお打込みは3層に分け、各層30回の突固めを行なった。打継後24時間を経て脱型し、これを恒温水槽($20 \pm 1^\circ\text{C}$)にて水中養生する。27日後これを取り出し、対面の平行性、隣面の直交性および表面の粗度などを改善し、偏心をできるだけ防ぐために表面をカーボランダム(No. 80, 120)で研磨した。これをさらに恒温室(20°C , 湿度60%)で16~24時間放置乾燥させて実験に供した。なお弱面を入れない等方モルタル供試体の単位体積重量は、6個の平均で実験時 2.105 g/cm^3 、48時間強制乾燥時(110°C) 1.892 g/cm^3 で、含水比は実験時11.4%であった。

実験装置としては大型の三軸圧縮試験機を使用した。この装置は主として岩石、コンクリートまたはモルタルなどの硬質材料の三次元応力下における力学的性質を調べることを目的として製作されたもので、立方体に成形した供試体につき各三軸方向の対面圧縮試験を行なうものである。装置の詳細については前報³⁾にあるので省略するが、最大軸圧は鉛直軸が200 t、水平二軸がそれぞれ100 tである。なお加圧盤寸法は1辺50 mmのものを用いた。

実験の型は次項(3)に述べる5種類であるが、これら

の試験はすべて定荷重試験であり、その載荷速度は4~8 t/min(約 $2 \sim 4 \text{ kg/cm}^2/\text{sec}$)であった。

また破壊はすべて最大荷重点を原則としたが、高圧の三軸試験では塑性流動が生じ、最大荷重点をとらえるのがむずかしいことがあった。この場合は試験機の定荷重装置の能力を越えた急激な側圧の上昇をもって破壊点とした。さらに除荷にあたっては、破壊の時点での破壊状況ができるだけ損われぬように注意を払い、破壊強度、分離状況、破壊角を観察測定し、各供試体を写真撮影した。

(3) 実験結果と考察

a) 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験は大半を水平方向の加圧盤を用いて行なったが、その結果は表-1に総括されている。等方モルタルの一軸圧縮強度は $\sigma_c = 248 \text{ kg/cm}^2$ で、実験個数は34個、変動係数は14.9%であった。この強度は以後各種試験の破壊強度を無次元化する基準として用いた。つぎに弱面を有するモルタル供試体の一軸圧縮強度は、その角度が $\alpha = 15^\circ \sim 45^\circ$ のとき影響が大きく現われ、とくに $\alpha = 30^\circ$ の場合には等方モルタル供試体の強度の39%にまで低下し、 $\alpha = 45^\circ$ 、 15° の順に低下率が大きい。これに対し $\alpha = 0^\circ$ 、 75° などでは等方のものとほとんど一致し、破壊強度に対する弱面の影響はみられない。

表-1 弱面をもつモルタルの一軸圧縮試験結果

角度	圧縮強度 (kg/cm^2)	等方との比	実験個数	標準偏差 (kg/cm^2)	変動係数 (%)
等方	247.9	1.00	34	36.9	14.9
0°	252	1.02	7	53.7	21.0
15°	159	0.64	15	35.3	22.2
30°	98	0.39	20	20.0	20.5
45°	141	0.57	12	24.2	17.2
60°	211	0.85	11	39.5	18.7
75°	248	1.00	6	61.0	24.6
90°	224	0.90	4	29.2	13.1

b) 二軸圧縮試験

水平方向の加圧盤を用い、主応力比をいくつか変えて行なった。載荷方法はまず拘束の最小主応力まで2つの主応力を等しく載荷し、その後この主応力を所定の値に保ち、最大主応力を増加して破壊させる。

試験の結果は図-2(a)~(c)に総括される。これらの図から、まず $\sigma_3 = 0$ -面では $\sigma_1 > \sigma_2$ の σ_2 が小さい域で弱面の影響がみられるが、 $30^\circ \sim 60^\circ$ -供試体を除いてそれ以外の部分ではほぼ等方供試体の実験結果と同一傾向である。また $\sigma_2 = 0$ -面では弱面の影響が最も大きく現われ、 $30^\circ \sim 60^\circ$ 、 $15^\circ \sim 75^\circ$ 、 45° の順で強度の低下が著しい。 $\sigma_1 > \sigma_3$ の域では $30^\circ \sim 60^\circ$ 、 $15^\circ \sim 75^\circ$ -供試体の場

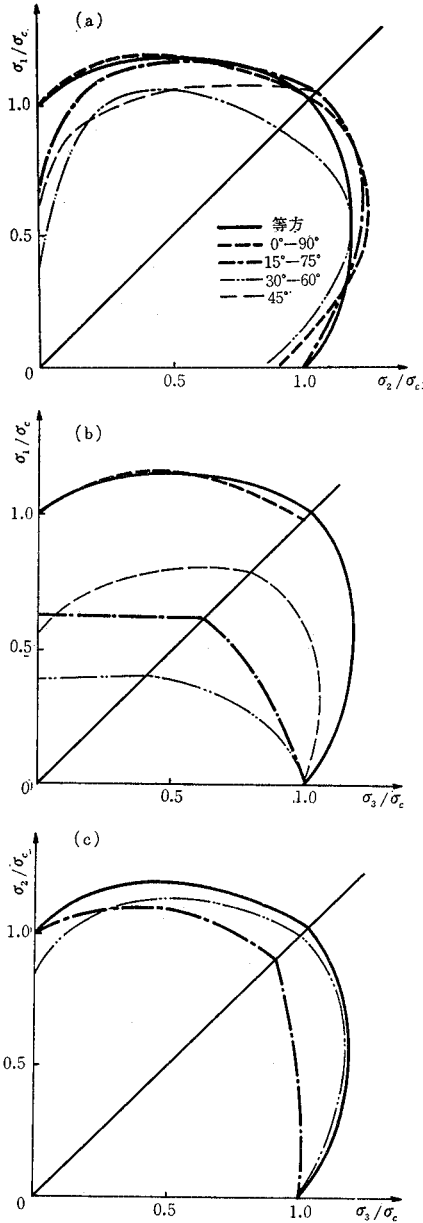


図-2 二軸圧縮試験結果

合中間主応力の影響を受けず、強度値はほぼ一定である。 $\sigma_1=0$ の部分では若干弱面の影響がみられる程度である。

c) 軸対称三軸圧縮試験

弱面の角度と拘束圧が強度におよぼす影響を十分に把握するために、数多くの拘束圧段階についてこの実験を行なった。 $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ および $\sigma_2 > \sigma_1 = \sigma_3$ の場合について拘束圧の段階は、等方モルタルの一軸圧縮強度 $\sigma_c = 248 \text{ kg/cm}^2$ との比で 0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.56, 0.70, 0.83, 1.11 および 1.39 の 9 ケースである。荷重方法

としては所定の拘束圧に達するまで等方荷重し、その後拘束圧を一定に保って最大主応力を増加させた。

この試験の結果は、弱面の角度および拘束圧と強度との関係が図-3 および図-4 に示されている。この種の試験では、変動係数は一軸・二軸圧縮試験の場合にくらべて著しく減少しており、高々 8.5% 程度に過ぎない。図-3 によると、各拘束圧段階とも $\alpha = 15^\circ \sim 45^\circ$ の範囲において弱面の影響による強度低下がみられ、 $\alpha = 30^\circ$ においてとくにその傾向が著しい。すなわち 30° -供試体の場合、等方供試体とくらべて拘束圧のない状態で約 60%、低い拘束圧では 20~30% もの強度低下を示している。このことは強度のみならず、弱面の分離状況からも考察される。しかし単一の弱面をもつモルタル実験では、この弱面による強度低下も拘束圧が増加するとその割合が減少する。たとえば 30° -供試体でも $\sigma_2/\sigma_c = \sigma_3/\sigma_c > 0.4$ となると、強度低下の割合が減少して高々 8% となった。このことは本実験である片岩供試体に対する試

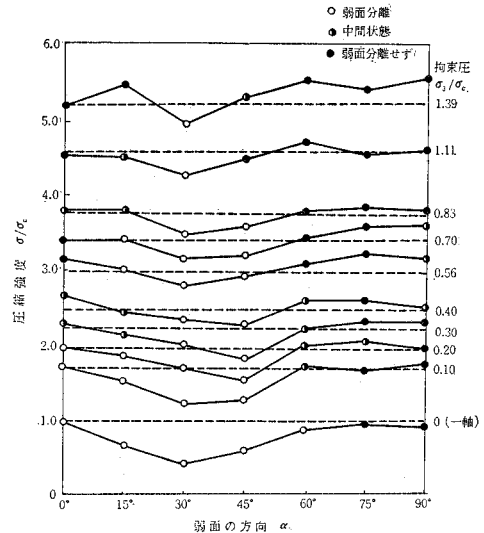


図-3 弱面の角度および拘束圧と強度との関係

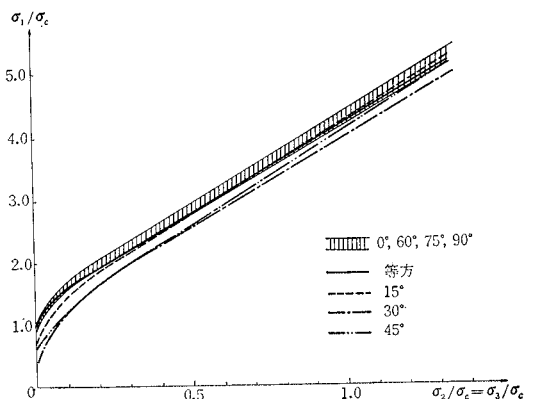


図-4 弱面をもつ供試体の強度と拘束圧との関係

験結果と大いに異なる点であって、一応留意しておく必要がある。

図-4 は強度と拘束圧との関係をまとめたものであって、このような整理法では各供試体とも拘束圧の大きさにより2つの域に分けられる。すなわち拘束圧の低いところ ($\sigma_2/\sigma_c = \sigma_3/\sigma_c < 0.2 \sim 0.3$) での非線形域と拘束圧の高いところでの線形域である。これは両者の領域において破壊の機構が本質的に異なることを示しており、この点については和泉砂岩に関する前報でくわしく触れた。また図-4 からわかるように、強度的にみて $15^\circ, 30^\circ$ および 45° -供試体以外のものはほぼ等方モルタルに近い挙動を示している。

d) 軸対称三軸伸張試験

上述の三軸圧縮試験と対応させるために、 $\sigma_1 = \sigma_3 > \sigma_2$, $\sigma_2 = \sigma_3 > \sigma_1$ の場合について拘束圧をいくつか変えて行なった。載荷方法は所定の最小主応力まで等方載荷、その後2方向の主応力を等しく載荷して破壊させる方法をとった。

その結果は実験個数が少ないので断言はできないが、全般的に三軸圧縮試験結果より若干大きい強度を示している。また弱面の影響は、 σ_2 が最小主応力になるときいくらかその傾向がみられる。この傾向は $30^\circ-60^\circ, 45^\circ$ -供試体の拘束圧の小さい部分においてより明らかとなるが、二軸圧縮試験から予想される $15^\circ-75^\circ$ -供試体の $\sigma_1 = \sigma_3 > \sigma_2$ 域での強度低下はほとんどみられなかった。

e) 平均主応力 σ_{oct} 一定の三軸圧縮試験

破壊強度に対して中間主応力の影響がない場合は、上記 c), d) の実験結果から Π 平面 (直裁面) での破壊線を決定することができるが、中間主応力の影響がある場合には主応力パラメータ λ を種々変えた三軸試験を行なう必要がある*。さらにまた等方等質の材料であれば、その対称性から全 Π 平面の $1/6$ にあたる域についてのみ論ずればよいが、この実験のように異方性材料では、 Π 平面のすべてを網羅して調べる必要がある。実験は $\sigma_{oct} = 200 \text{ kg/cm}^2$, ($\sigma_{oct}/\sigma_c = 0.8$) および 300 kg/cm^2 (1.2) について、 $\lambda = -1$ (軸対称圧縮), $-0.5, 0, 0.5$ および 1 (軸対称伸張) の各ケースを行なった。載荷はまず σ_{oct} が所定の値に達するまで等方載荷を行ない、しかるのちに σ_{oct} を一定に保ちながら各方向の載荷もしくは除荷を与えた。

この試験の結果は、前記 c) および d) の各試験から求めた Rendulic 面での切口曲線とともに、主応力空間での破壊曲面を決定するのに重要なものである⁹⁾。三次元主応力空間内で破壊曲面は一般に静水圧線 (space

* 主応力パラメータ λ は最大・中間・最小主応力をそれぞれ $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ として次式で与えられる。

$$\sigma_3 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} + \lambda \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \quad (-1 \leq \lambda \leq 1)$$

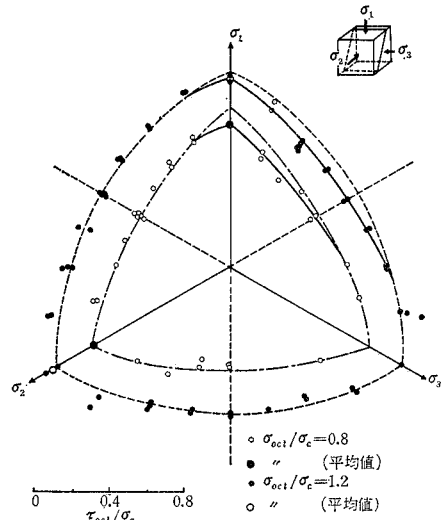


図-5 $30^\circ-60^\circ$ -供試体の Π 平面表示

diagonal) を軸とし、凸曲面をもった柱状または錐状をしていることが知られているが、弱面をもつ供試体について破壊曲線の Π 平面での切口がどのような形をしているかを決定するために実験を行なった。その結果の一例を $30^\circ-60^\circ$ -供試体に対するものとして図-5 に示す。

この図によって代表されるように、 Π 平面上での破壊曲線について弱面の影響が現われるのが $\sigma_1 > \sigma_3 > \sigma_2$ の部分、すなわち弱面に平行な方向の応力 σ_3 が中間主応力となった場合に限られる点の特記すべきである。それ以外の部分ではほとんど等方供試体の場合に一致し、その破壊曲線は外側にふくらんだ形をしている。

弱面を有する供試体でその影響が現われるのは、他の試験と同様 $30^\circ-60^\circ$ および 45° -供試体であって、強度の低下割合は等方のものにくらべて τ_{oct} の値が高々 15% 程度である。そして弱面の影響を受ける部分でも、破壊強度はいくぶん中間主応力の影響を受けるようである。しかしながら、弱面を有する材料において中間主応力に対する考慮は、弱面に対していかなる方向の主応力が中間主応力となるかという点においてさらに重要な問題となるであろう。

4. 片岩試料に対する破壊実験

(1) 概 説

前節では打継ぎによる弱面をもつモルタルブロックに関して実験結果と考察を述べたが、それらから得られた結果はあくまでも模型実験の域をはずし、現実の異方性もしくは不連続性岩石との相関性に問題が残ることはやむを得ない。そこでこのモルタル実験によって得られた

結果にもとづいて、比較的層性の正しいと考えられる愛媛県別子産の緑泥片岩および石墨片岩を用いて、岩石の強度におよぼす異方性の影響が顕著に現われるものについて実験を行なった。すなわち両種の片岩を用いた一軸圧縮試験、石墨片岩による $\alpha=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ$ および 90° の各片理角度についての軸対称三軸圧縮試験、さらに緑泥片岩を用いた $0^\circ-90^\circ, 30^\circ-60^\circ$ -供試体の平均主応力一定三軸圧縮試験の3種類である。

供試体はすべてのケースについて同一の岩塊からとられることが好ましいが、採石現場の都合もあって緑泥片岩は5個の岩塊から、また石墨片岩は7個の岩塊からそれぞれ作成された。いまこれらの岩塊を緑泥片岩の場合A~E、石墨片岩の場合F~Lと名づける。外觀では緑泥片岩A~EのうちBを除いてはほぼ特性が等しいとみられ、石墨片岩ではすべて同一の特性を示すものと考えられる。またどの岩塊も若干の石英脈を含んでおり、片理以外に節理もわずかながら認められる。表-2に各供試体の単位体積重量と石英含有程度、層性などを示した。

表-2 片岩供試体岩塊の特性

岩種	単位体積重量 (g/cm ³)	外 観
緑泥片岩 A	2.97	層性良好で石英脈ほとんどなし、節理少く、水中で濃緑色
B	3.03	層性良好で石英脈ほとんどなし、節理少く、Aより淡緑色
C	3.01	層性良好で少しの供試体を除き石英少く、節理は多い方、水中で濃緑色
D	2.99	層性中程度で石英脈を少し含む、節理多く含むものもある、水中で濃緑色
E	3.02	層性良好で石英脈ほとんどなし、節理少く、水中で濃緑色
石墨片岩 F	2.84	層性中程度で石英脈ほとんどなし、節理少く、黒灰色
G	2.67	層性良好だが石英脈を多く含むものもある、節理若干あり、黒灰色
H	—	節理多くほとんど供試体とれず、黒灰色
I	2.64	層性悪くわん曲している、石英脈比較的少く、節理多いものもある、黒灰色
J	2.67	層性中程度で石英脈多し、節理比較的少く、黒灰色
K	2.64	層性良好だが石英脈比較的多し、節理多く、黒灰色
L	2.70	層性中程度で石英脈多く、節理ほとんどなし、黒灰色

(単位体積重量は気乾状態におけるもの)

(2) 円柱供試体による一軸圧縮試験

a) 供試体と実験方法

一軸圧縮試験は緑泥片岩 A, B および石墨片岩 F を用いて行なった。供試体は1個の岩塊からできるだけ多数の供試体をとるためと、後述の超音波伝播速度測定に共用するためとから円柱供試体とした。直径は A, B が 3.20 cm, F が 2.93 cm で、長さはコアの関係で同一でなく約 4~9 cm であった。コアされた供試体は両端をカッターで切断し、さらに端面の直交性、平行度、粗度などを改善するためにカーボラダム (No. 150) で研磨した。また層の圧縮方向に対する角度は、図-6

方向からの角度 α をもってした。

各供試体グループの層角度と供試体数はつぎのとおりである (かっこ内は個数を示す)。

- a. 緑泥片岩 A : 0_x -弾性軸 X 軸 (4), 15° (3), 30° (3), 45° (3), 75° (2), 90° (4), 0_y -弾性軸 Y 軸 (4)
- b. 緑泥片岩 B : 0° (3), 18° (4), 45° (3), 65° (3), 90° (3)
- c. 石墨片岩 F : 0° (3), 10° (1), 30° (5), 45° (3), 60° (2), 75° (2), 90° (2)

実験は超音波伝播速度測定に用いた供試体を 24 時間以上吸水させたのち、さらに 24 時間空気乾燥させて行なった。試験装置としては島津製リレー式万能試験機を用い、ダイヤルゲージおよび電気抵抗線ひずみ計によるひずみ測定を行なった。後者のひずみ計は片理面に垂直な面中央に表裏1枚ずつ接着し、うち1枚は横ひずみをとるために二軸ゲージを用いた。ダイヤルゲージはこれらと直交する方向に2点セットしている。セットの様子は写真-1 および図-7

7 に示すとおりである。

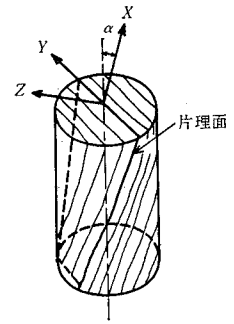


図-6 片岩供試体の弾性軸

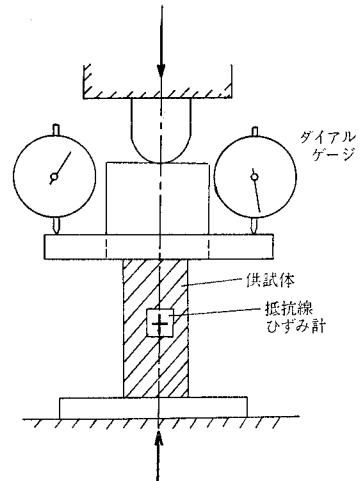


図-7 ダイヤルゲージおよびひずみ計のセット

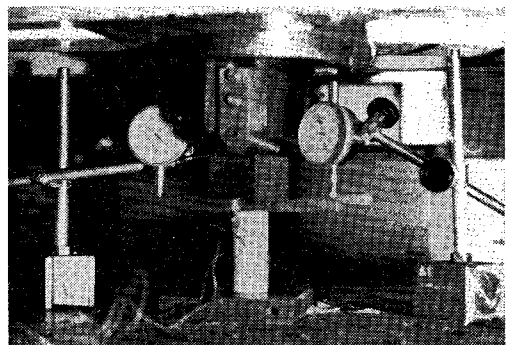


写真-1 一軸圧縮試験における片岩供試体のセット

なお端面摩擦を除くための減摩剤は実験の安全性を考慮してとくに使用しなかったが、供試体の寸法比からみて破壊強度におよぼす影響は微小なことが確かめられた。

b) 実験結果と考察

a) で述べた3種の供試体に対する一軸圧縮試験結果を層の方向 α と破壊強度との関係で図示したのが図-8であり、供試体の破壊の様子の一例が写真-2に示されている。破壊は緑泥片岩の場合大きな破壊音をともない、 0° 、 15° -供試体や緑泥片岩Bなどは破片が飛散した。

図-8によれば、層方向が片岩の一軸圧縮強度に与え

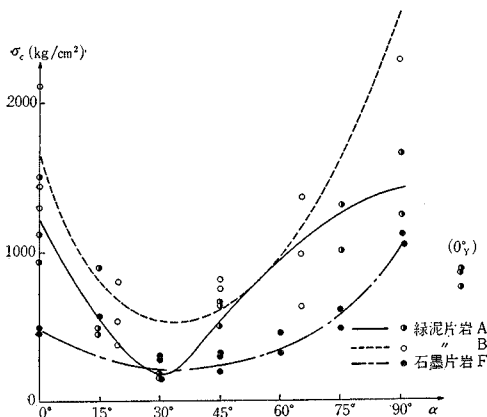


図-8 片岩供試体の一軸圧縮試験における層方向と強度との関係

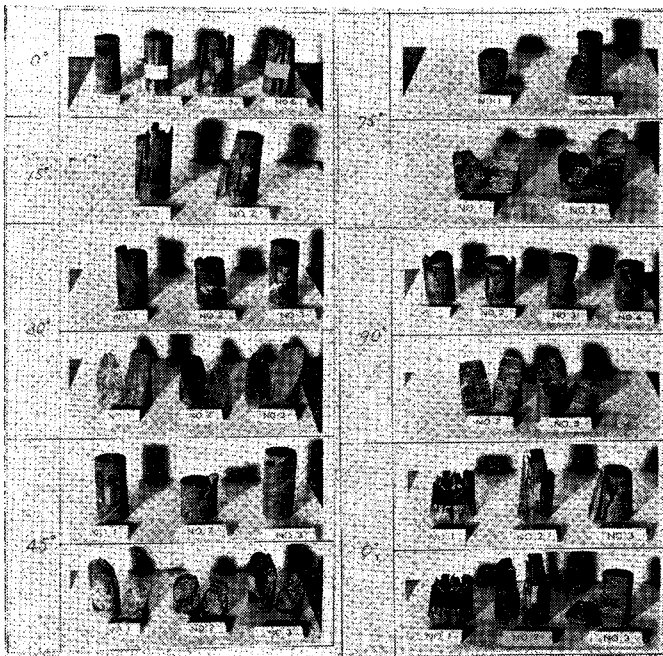


写真-2 緑泥片岩Aの一軸圧縮試験による破壊状況

る影響は $\alpha=30^\circ$ 付近で最も著しく、層の影響がほとんどなく最大強度を示す 90° -供試体に比べて約75~90%もの強度低下を示している。また $\alpha=0^\circ$ や 60° 以上の供試体でもかなりの強度低下がみられるが、その程度は岩質や内部構造によってかなり異なっている。線構造の方向も強度に影響を与え、 $\alpha=0_Y^\circ$ のものは $\alpha=0_X^\circ$ のものにくらべて強度の低下が大きい。また石墨片岩のように線構造が明確でないものは、 0° -供試体は 90° -供試体にくらべて55%もの強度低下を示している。これらのことは、層状岩石では線構造の検討が非常に重要なことを示唆するものである。さらに破壊の形態は大別して層に沿うへき(劈)開(写真-2 0_X 、 0_Y -供試体)、層に沿うせん断(同 30° -供試体)および層に無関係な、層を横切るせん断(同 75° 、 90° -供試体)の3つの型にわけることができるが、層の方向によってはこれらが複合して起こる場合もあり(同 15° 、 45° -供試体)、このように型態の相違も層間の強度、線構造などにより左右される。

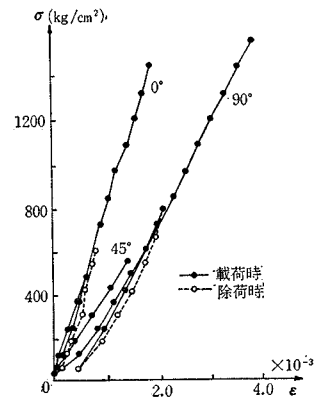


図-9 緑泥片岩Aの応力-ひずみ曲線

図-9は電気抵抗線ひずみ計を用いた緑泥片岩A供試体の応力-ひずみ曲線の代表例を示すが、他の各供試体ともほぼこれと同様な傾向である。すなわち $\alpha=0^\circ\sim 45^\circ$ ではほとんど直線的であるが、 $\alpha>60^\circ$ では下に凸な型となり、 α の大きいものほどひずみ量が大きい。これは層間の閉塞が初期荷重の段階で起こることを示すものである。また荷重の繰返しによる残留ひずみは、 $\alpha=0^\circ$ のものより $\alpha=90^\circ$ のものの方がかなり大きいことから、層間の圧縮閉塞は非弾性であることがわかる。

(3) 立方供試体による軸対称三軸圧縮試験

a) 供試体と実験方法

弱面をもつモルタル供試体について得ら

れた種々の実験結果が実在する層状もしくは異方性岩石に対してどのように適用しうるかを検討するため、石墨片岩を用いた軸対称三軸圧縮試験を行なった。供試体は1辺が4.4~4.5 cmの立方体を用いたが、これらは表-2の石墨片岩G~Lの岩塊からとり出した。

供試体の作成はつぎのようにして行なわれた。まず岩塊を十分に観察して、その片理面および線構造を見分けることが重要であるが、石墨片岩はその構造が葉状薄片粒子の集合体状のものであるので、とくに線構造についてはその判別が困難であった。岩塊をセメントモルタルで固定し、これを片理面に垂直でかつ線構造に平行な面でカッターにより4.4~4.5 cmの厚さに切り、板状のものを作成する。これを所定の角度に切れるように一度セメントモルタル中に固定し、1辺が4.4~4.5 cmの角柱に切り出す。そしてさらにこれを4.4~4.5 cm立方体に仕上げた。このようにして作成された供試体は、カッターの精度などから対面の平行度や隣面の直交性は完全なものではない。モルタルの場合と同様不整を改善するために、カーボランダム(No. 120, 150)を用いて表面を注意深く研磨した。写真-3はこのようにして作成された供試体を示すが、Aがこの実験に用いた石墨片岩、Bは次項(4)の実験に用いた緑泥片岩である。この写真からもわかるように、これらの片岩は多少の石英脈(白く写っている部分)を含んでいる。

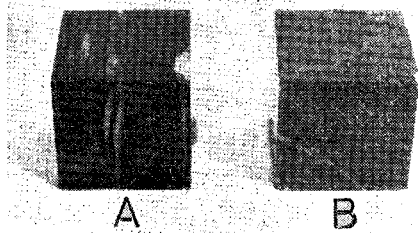


写真-3 石墨片岩と緑泥片岩の立方供試体

この実験での供試体数は約70個であるが、層の方向による種類に関しては、最大強度を発揮すると思われる0°-90°供試体と最小強度が予想される30°供試体を主体として、ほかに

15°, 45°, 60°供試体を作成した。供試体作成の過程からもわかるように、片理面はモルタル実験の場合と同様に1つの主応力に平行である(図-10参照)。

実験の方法はモルタル供試体について3.(2)で述べたのと全く同様なので、ここでは繰返さない。ただし加圧盤寸法は1辺41 mmのものを用いた。

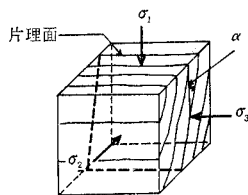


図-10 片岩の立方供試体

また拘束圧段階は20, 40, 100, 150 および 200 kg/cm²としたが、Donathによると地下6000 ftで500 barの側圧が作用するとしているが、今回の実験における最大200 kg/cm²の側圧は地下約800 mの深さに相当すると考えることができる。したがって、この範囲までの側圧で工学的には十分有用であろう。

b) 実験結果と考察

実験結果を平均値、個数、変動係数とともに表示したものが表-3である。この表から得られる拘束圧と強度との関係の一例は図-11に示される。図は30°供試体に対するものであるが、片理の方向すべてについて両者の関係を総括したものが図-12に与えられる。この図によると、拘束圧と強度との関係は30°供試体の拘束圧が低いところで非線形形であるのを除いてほぼ線形であり、その勾配は0°供試体以外は差さない。このような層状岩石では、一軸圧縮試験において一般に0°供試体より90°供試体のほうが強度が大きいことが知られており、これは前述の緑泥片岩および石墨片岩に対する実験においても認められたが(図-8参照)、三軸圧縮応力状態では0°供試体の強度はしだいに90°供試体のものに近づき、さらにそれより大きくなっていく傾向がみられる。この傾向はMurrell¹⁰⁾の石炭に対する実験においても示されている。これは0°供試体においては、無拘束かもしくは低い拘束圧状態で層面を横切るせん断破壊が起こる以前に、鉛直な層に沿った軸方向のへきへき破壊が卓越するためであって、拘束圧の増加とともに開き開破壊が起こりにくくなり、等方材料の強度に近づくためと考えられる。

表-3 石墨片岩に対する三軸圧縮試験結果

角度	$\sigma_2 = \sigma_3$	20 kg/cm ²	40 kg/cm ²	100 kg/cm ²	150 kg/cm ²	200 kg/cm ²
0°	σ_c		887	1476	1952	2420
	n		2	4	2	4
	v		5%	14%	8%	15%
15°	σ_c	544	745	908		1561
	n	1	2	4		4
	v		1%	14%		19%
30°	σ_c	363	558	687	898	947
	n	3	2	4	4	4
	v	18%	8%	14%	14%	14%
45°	σ_c		437	825		987
	n		3	4		4
	v		15%	28%		14%
60°	σ_c		753	1016		1445
	n		3	3		2
	v		18%	30%		3%
90°	σ_c		1293	1551	1616	1975
	n		3	4	1	3
	v		10%	13%		9%

σ_c : 圧縮強度 (kg/cm²)
 n: 実験個数
 v: 変動係数

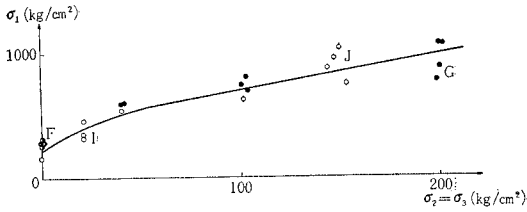


図-11 石墨片岩 30°-供試体の三軸圧縮試験結果

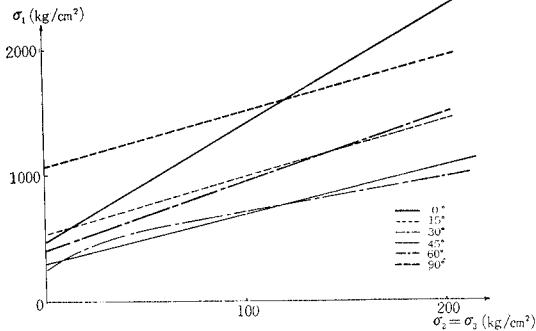


図-12 石墨片岩に対する三軸圧縮試験結果

図-13 は 図-12 より各供試体の平均強度値を読みとり、そのおのおのを同一拘束圧における 90°-供試体の平均強度値で除したものの比を拘束圧に対してプロットしたものである。3. で述べた打継目を有するモルタルの実験では、拘束圧の増加とともに強度低下の割合が急激に減少して等方体の強度に近づくという現象が認められていたが(図-3 参照)、石墨片岩の場合はこのような傾向にはなく、たとえば 30°-供試体では 200 kg/cm² の拘束圧下でさえ、なお 50% 以上の強度低下を示している。

図-14 には片理の方向と強度低下との関係が各拘束圧段階で示されているが、これらは Donath による岩石実験や前述のモルタル実験の結果と比較することができる。図中プロットされた値は平均値と標準偏差であって、折線は 図-12 から読みとった値を結んだものである。この図からも、拘束圧の増加にともなう強度低下の割合の減少がみられないことがわかるが、さらに注目すべきことは、モルタルの場合のように層面がある角度以上になればほとんど等方供試体(岩石の場合は 90°-供試体)の強度に一致してしまうという現象が認められず、層面角度の増加にともなって連続的に強度が増加してゆく傾向にある。これは弱面の密度が大きくて弱面内の相互作用が顕著に現われるためであって、とくに石墨片岩のように線構造のはっきりしない葉状薄片構造をもつものは、一層この傾向が強いと考えられる。

上述のような強度の面に現われているいくつかの特性は、破壊の形態においてもみられる。層面の傾斜角 α の大小による破壊形態の特徴を述べれば、概して α が小さ

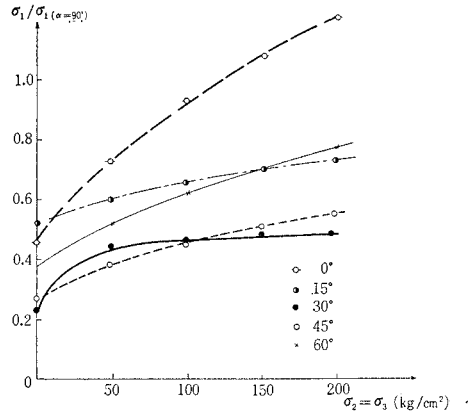


図-13 拘束圧による石墨片岩供試体の強度変化

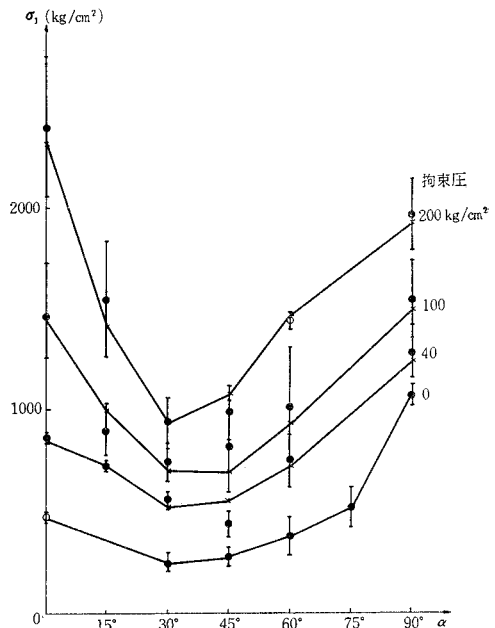
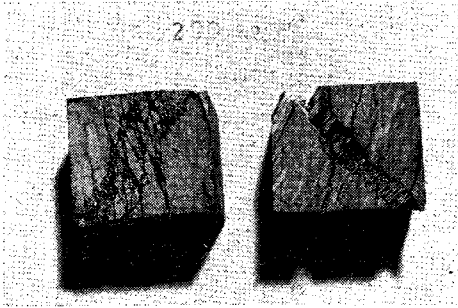


図-14 片理方向と強度との関係

いときには層に沿ったへき開破壊が卓越し、 α が大きくなるほど層に沿うせん断か、あるいはいくつかの層を階段状に横切るせん断に沿って破壊が生じている。しかしとくに注目すべき点は、15°-供試体あるいは 30°-供試体に顕著にみられるせん断域の形成である。写真-4 は拘束圧 200 kg/cm² におけるせん断域を示すが、このようなせん断域の中には層に沿った多数のクラックがみられ、それが端面まで進展しないうちに互に連続して幅広いせん断域となる。そしてその傾きが最大主応力方向となす角は層面角度 α が大きいものほど大きく、30°-供試体では 40° 近くの値を示している。弱面をもつモルタルの模型実験ではこのような傾向が全くみられなかったことから、このせん断域の形成は層がきわめて密で、かつ線構造があまりはっきりしない石墨片岩のような材料に特有



写真—4 せん断域の形成

なものと考えられる。

c) 破壊規準

層状岩石の強度や破壊形態は、層面の方向のみならず層間のせん断特性や内部構造、節理の大小やその方向などの影響によって支配されることは前述したとおりである。したがって今回の片岩試料の実験結果を定量的な破壊規準として示すことは、供試体の個数や実験精度の点で疑問があるが、一応 2.(1) で述べた Jaeger の理論にしたがって検討してみよう。

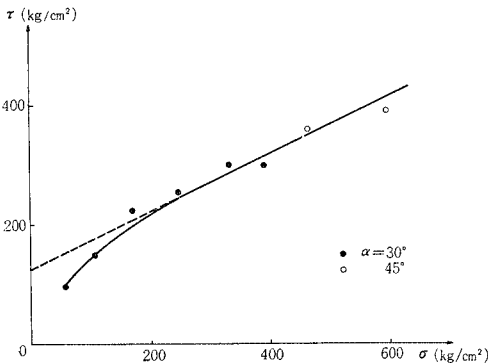
まず 90°-供試体の実験結果を用いて、層を横切る岩質材料のせん断特性として

$$\tau = 275 + \sigma \tan 39^\circ \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(12)$$

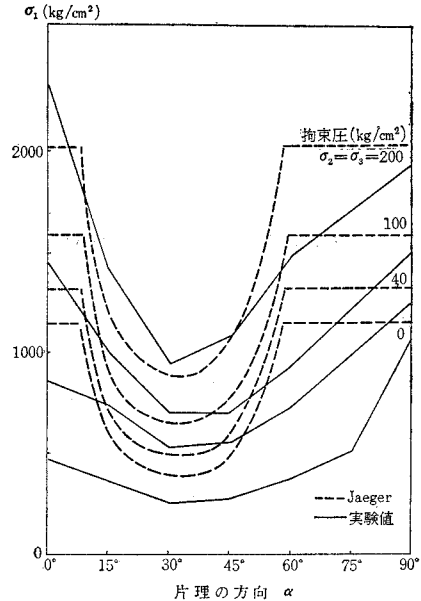
を得る。つぎに 図—15 は 30° および 45°-供試体の層面上のせん断応力—垂直応力関係を示す。破壊は必ずしも層に沿って生じているとは限らないが、層に沿うせん断特性が次式で与えられるとする。

$$\tau = 125 + \sigma \tan 26^\circ \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots(13)$$

この両式を用いて Mohr-Coulomb の破壊規準から拘束圧 0, 40, 100 および 200 kg/cm² における層方向と強度との関係を求めたものが 図—16 に示されている。この図に併記された実験結果と比較してみると、拘束がない場合を除いて $\alpha = 15^\circ \sim 45^\circ$ の範囲で両者は比較的よく一致している。しかし $\alpha > 45^\circ$ では実験値は理論値をかなり下まわることが知られる。これは片岩では層密度



図—15 層面上のせん断応力と垂直応力の関係



図—16 石墨片岩の実験値と Jaeger の理論との比較

がかなり大きいため、層を横切るせん断でも層間の相互作用に基づく進行性破壊によってかなり強度が低下することによるものと推察される。一軸圧縮状態では実験値は全般に理論値より低い値を示すが、これはせん断に軸方向のへき開が加味されるためであり、この現象はモルタルに対する予備実験でも認められていた。

(4) 平均主応力 σ_{oct} 一定の三軸圧縮試験

異方性岩質材料が主応力空間内でどのような破壊曲面を有するかについては、1 個の弱面をもつモルタルブロックを用いた実験により 3.(3) において考察した。それによると弱面が中間主応力に平行な場合で、しかもそれが最大主応力と約 30° の傾きをなすときに弱面の影響が著しく、材料の強度低下がみられることが判明した。このモルタル実験について得られた結果が実在する岩石でどのような形として現われるかを検討するために、緑泥片岩を用いて $\sigma_{oct} = 1500 \text{ kg/cm}^2$ を一定に保つ三軸圧縮試験を行なった。供試体は表—2 の緑泥片岩 C, D, E から採取し、4.4~4.5 cm 立方体に仕上げた。載荷方法その他の詳細はさきのモルタルに対する予備実験の場合と全く同様である。供試体の種類はこの予備実験の結果を参考にして、弱面の影響が最も少ない 0°—90°-供試体と、最も大きく影響が現われる 30°—60°-供試体の 2 種類である。実験は主応力パラメーター λ を -1, 0, 1 と変え、各応力域についてそれぞれ行なわれた。

実験結果は 図—17 (a) に 0°—90°-供試体のものを、(b) に 30°—60°-供試体のものをそれぞれ示すが、両図において破線は最大強度を示す 0°—90°-供試体の $\sigma_2 > \sigma_1 > \sigma_3$

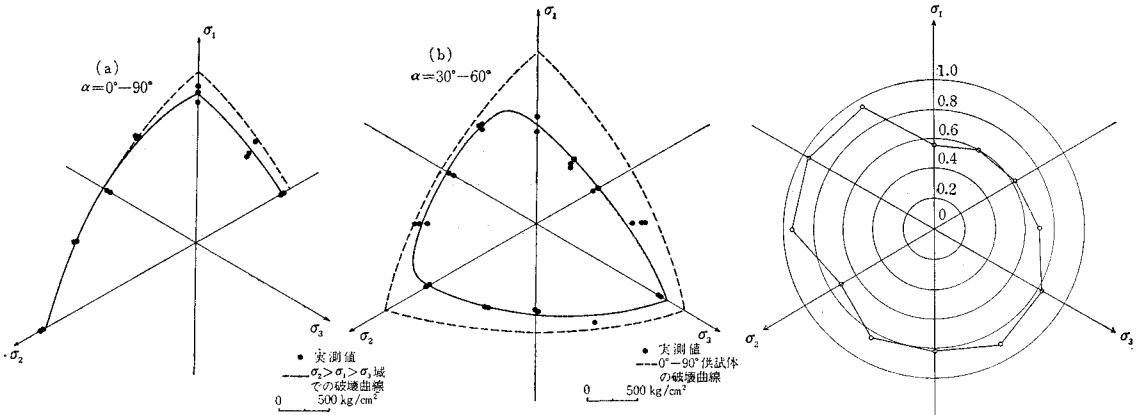


図-17 緑泥片岩供試体の Π 平面表示

域のものを比較のために全域に拡張したものである。写真-5 (a), (b) はそれぞれの供試体の破壊状況の代表例を示したものであって、撮影位置は右上のキースケッチに示されている。

0°-90°-供試体 (写真-5 (a)) では、 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$ 域および $\sigma_2 > \sigma_1 > \sigma_3$ 域でほとんど層の影響がみられず、破壊面も層を横切って生じている。したがって、この部分の曲線が弱面をもつモルタル実験における等方供試体の場合に相当すると考えてもよいであろう。これに対して $\sigma_1 > \sigma_3 > \sigma_2$ 域では層の影響が若干みられ、強度が低下している。このことは破壊の形態からも裏付けられる。

30°-60°-供試体 (写真-5 (b)) では、モルタル実験の場合と同様に σ_2 が最小主応力の域で層の影響による強度低下が著しく、0°-90°-供試体にくらべて τ_{oct} の値で低下量は 45% にも達している。この域で破壊はすべて弱面に沿うすべりのみで起こっており、石墨片岩でみ

図-18 30°-60°-供試体の応力状態による強度変化

られたようなせん断域の形成 (写真-4 参照) は観察されなかった。これは緑泥片岩の線構造がはっきりしており、石墨片岩にくらべて層に沿うせん断抵抗と層を横切るせん断抵抗との差が大きいためであろう。また σ_1 が最小の域でも層の影響がかなりみられる。この現象はモルタル実験ではみられなかったものであるが、さきの石墨片岩の三軸圧縮試験結果からも予想されたことであり、層密度が大きいことによる層間の相互作用が大きい要因と考えられる。この域では層を横切るせん断破壊が起こっているのが写真より観察される。 σ_3 が最小主応力となる域では層による影響が少なく、破断面も σ_3 面にはほとんど現われない。

図-18 は 図-17 の破線から読みとった τ_{oct} の値と、実験から得られた τ_{oct} の値の比を λ の値によって図示したものである。これらから層状岩石の主応力空間にお

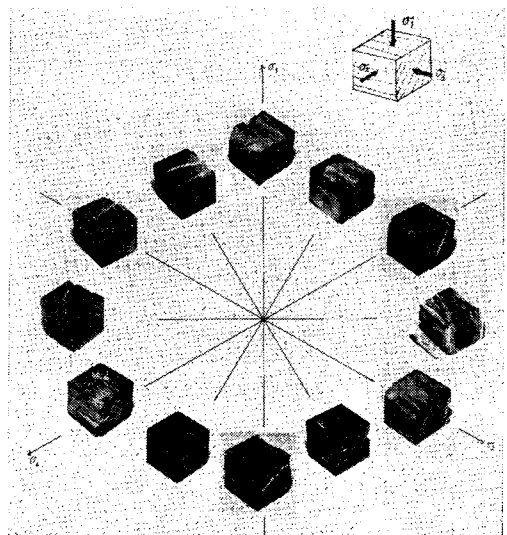
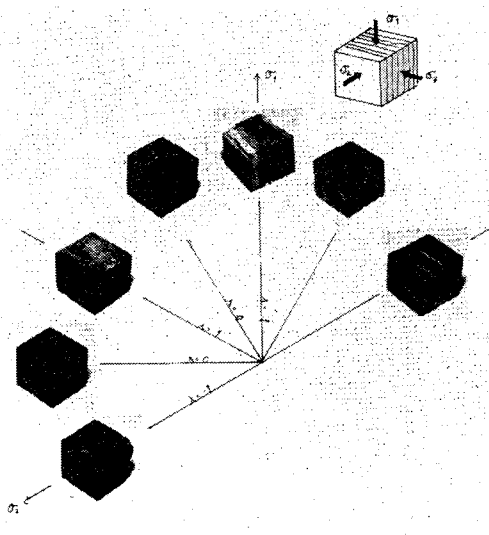


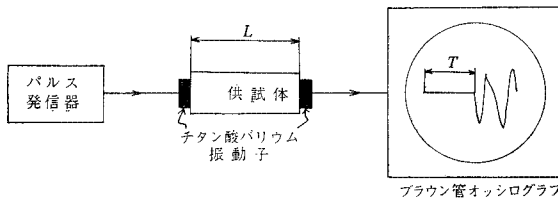
写真-5 $\sigma_{oct} = 1500 \text{ kg/cm}^2$ の試験における破壊の型態

ける破壊曲面は、等方材料に対する等辺六角錐が σ_2 および σ_1 の最小の域で層の影響を受けて扁平となるような、ひずんだ三角錐に近いものが推定される(図一17 (b) 参照)。

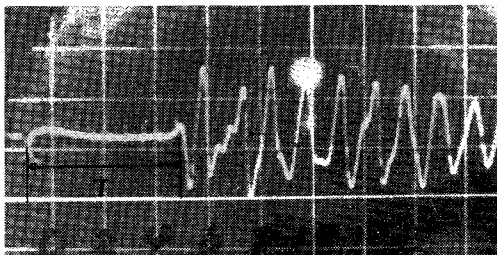
5. 弾性波実験による片岩の変形特性

(1) 実験装置と原理

前節までにおいて片岩の異方性と強度特性との関係を考察してきたが、変形挙動の異方性に関しては未知の点が多い。そこで超音波伝播速度測定装置を用いてこの問題を調べた。この装置は一定周期で繰返すきわめて短時間の超音波パルス(周波数 50 kc/sec)を発生し、この電気的な衝撃をチタン酸バリウム振動子により機械的な衝撃に変換して試料の一端に与える。試料内を透過した弾性波を他端で同じく振動子により受信し、再び電気的な信号に変換する。そしてこれを十分に増幅し、ブラウン管オシロ グラフの縦軸に与える。このさいブラウン管上での読みとりを容易にするために、超音波発生の時期と掃引開始の時期とを任意に調整できるようになっており、また掃引速度は試料の長さ、伝播速度などに適応させるとともに、読みとりも目盛板を使用して比較的容易に伝達時間を求めることができる。図一19はその概略図であり、また写真一6はブラウン管上の波形の一例を示す。



図一19 超音波伝播速度の測定



写真一6 ブラウン管上の超音波波形

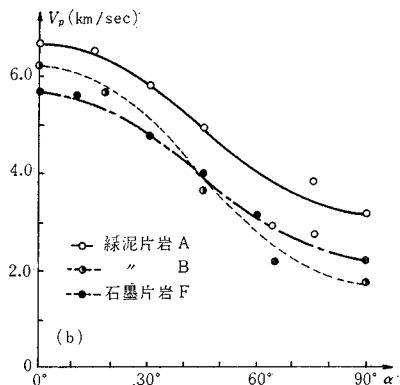
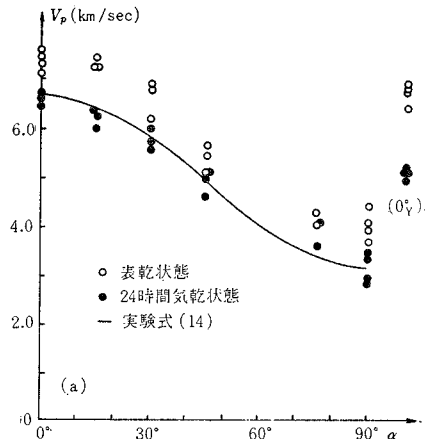
(2) 供試体および実験方法

実験には 4. (2) の一軸圧縮試験で用いた緑泥片岩 A, B および石墨片岩 F を使用した(表一2 参照)。実験は供試体を成形して 48 時間以上湿潤状態に保った後、表

乾状態とさらに 24 時間の空气中乾燥状態の 2 回行なった。測定はおおの 2 回行ない、その平均値をもって測定値とした。重量測定はこの 2 回の中間に行なったが、24 時間気乾後の単位体積重量はそれぞれ緑泥片岩 A : 3.97 g/cm³, 同 B : 3.03 g/cm³, 石墨片岩 F : 2.84 g/cm³ であった。

(3) 実験結果と考察

図一20 (a) に緑泥片岩 A の表乾状態および空气中乾燥 24 時間後の状態における縦波伝播速度 V_p の測定値と層面傾斜角 α の関係を示す。また図一20 (b) は 24 時間気乾後の状態での 3 種の片岩試料の V_p の平均値を α との関係で示したものである。結晶片岩は空げき率が非常に小さく高々 1% であるが、24 時間の空气中乾燥でもかなりの速度低下がみられる。たとえば緑泥片岩 A について図一20 (a), (b) を互いに比較すると、 $\alpha=0^\circ$ で 11%, $\alpha=90^\circ$ で 22% の速度低下を示しているが、 0° -供試体より 90° -供試体において低下の割合が大きいのは、間げき水が鉱物結晶粒子間よりも層間の空げきにより多く存在することを示すものであろう。またこれらの図より縦波伝播速度 V_p は層方向 α の影響を大きく受



図一20 片岩供試体の超音波伝播速度と層方向との関係

けるが、それらの間にはほぼつぎのような関係が存在することがわかる。

$$V_p = A + B \cos 2\alpha \quad \dots\dots\dots (14)$$

これは熊沢らが北海道日高産および愛媛県赤石山産のダン山岩 (dunite) について行なった実験で得た結果¹¹⁾と一致しているが、その実験は側方拘束圧下のものであって、定数 B の値が $0.31 \sim 0.48 \text{ km/sec}$ と今回の片岩に対する実験値 $1.70 \sim 2.25 \text{ km/sec}$ に比べて非常に小さい。式 (14) は速度減衰が単位長さの供試体中を伝播する縦波の通過層数に比例し、かつ1つの層を通過することによる速度減衰が層間の圧縮性によるとして説明することができる。この考え方によれば、式 (14) の A , B はつぎのように表わすことができる。

$$A = \frac{1+\eta}{2} V_{p0}, \quad B = \frac{1-\eta}{2} V_{p90} \quad \dots\dots\dots (15)$$

ここに V_{p0} は 0° -供試体の縦波伝播速度、 η は 0° -供試体に対する 90° -供試体の伝播速度の比で、岩質材料の動的異方性を示す量と考えることができる。図-20(a), (b) 中の曲線は式 (14) による理論値であるが、各供試体とも実験結果とよい一致がみられる。

つぎにさきに図-9で調べた静的な応力-ひずみ関係から求められる弾性係数とこの弾性波実験で得られる動的弾性係数の比較を行なってみよう。図-21は静的応力-ひずみ曲線において全ひずみ量の約20%での割線弾性係数と超音波伝播実験の波速 V_p から、公式

$$V_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} \quad \dots\dots\dots (16)$$

におけるポアソン比を $\nu=0.25$ と仮定して求めた動弾性係数とを層面の傾斜角 α との関係で示したものである。これによると後者は前者よりも一般に低く、 α の小さいところでその差は大きい。しかし $\alpha=90^\circ$ 付近では両者の間にほとんど差異がみられず、石墨片岩では逆に静弾性係数のほうが大きくなっている。しかし全体的には両者とも α の周期関数的な傾向を示している。また 0_V -供試体では 0_X -供試体より動および静弾性係数と

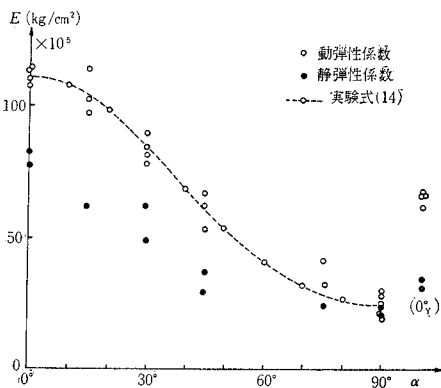


図-21 動的ならびに静的弾性係数と層方向との関係

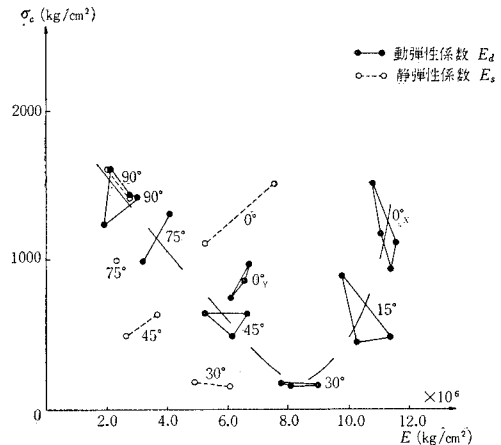


図-22 緑泥片岩Aの弾性係数と一軸圧縮強度との関係

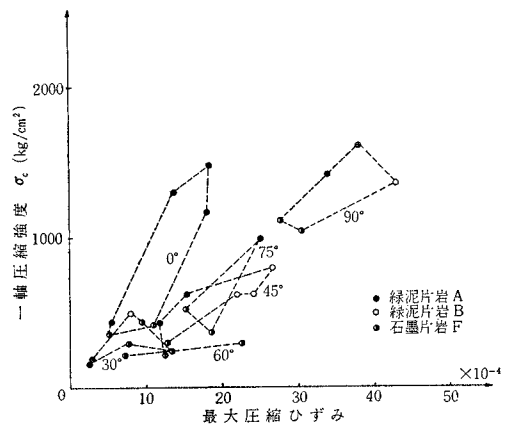


図-23 片岩供試体の最大圧縮ひずみと一軸圧縮強度との関係

も小さく、このことはこれらの層状岩石では層方向だけでなく線構造も変形挙動に大きい影響を与えることを示唆している。

最後にこれら異方性岩石の弾性挙動と強度との関係について簡単に触れよう。図-22は緑泥片岩Aについて動弾性係数 E_d ならびに静弾性係数 E_s と一軸圧縮強度 σ_c の関係を示したものであるが、理解しやすいように同一層方向の測定値は直線で結ばれている。これによると、弾性係数と強度の間にはほぼ二次放物線型の関係がある。すなわち層方向 α が大きくなるにつれて弾性係数は単調に減少するが、それともなって強度は $\alpha=30^\circ$ 付近まで減少し、その後 α の増加とともに再び強度が増す。

軸方向の最大圧縮ひずみと強度との関係を層面角度別に図-23に示した。この図によると、全体的にみて両者の間にはほぼ直線的な関係が存在することが知られるが、その傾斜については各層方向によって多少異なる模様で、とくに 0° -供試体などでは最大ひずみの増加にと

もなう強度増加が著しい。

6. 結 論

この研究では、岩石のもつ地質学的構造異方性が破壊強度や破壊の形態および変形挙動に及ぼす影響をおよぼすかという観点から、四国産結晶片岩について諸種の実験的考察を試みた。得られた結果のおもなものをまとめるとつぎのようになる。

(1) 円柱供試体による一軸圧縮試験から判明したように、片理の方向が強度に与える影響は層と軸圧とのなす角 α が 30° 付近で最も著しく、層の影響がほとんどないと考えられる 90° -供試体の強度の約75~90%もの強度低下を示している。また弱面をもつモルタルの場合とは異なり、 0° -供試体や α が 60° 以上の供試体でもかなりの強度低下がみられる。

(2) 線構造の方向も強度に影響を与え、弾性軸Y軸方向のものはX軸方向のものにくらべて強度の低下が大きい。また石墨片岩のように線構造が顕著でないものでは、 0° -供試体は 90° -供試体にくらべて55%もの強度低下を示している。これらのことは層状岩石では線構造の検討が非常に重要なことを示唆するものである。

(3) 破壊の形態は大別して層に沿うへき開、層に沿うせん断、層に無関係なせん断にわけることができるが、層方向によってはこれらが複合して起こる場合もあり、層間の強度、線構造など岩石の内部構造によって支配される。

(4) 立方供試体による三軸圧縮試験から、拘束圧の増加にともなう強度異方性の減少は、モルタルでの予備実験で期待されたほど著しくはなく、 200 kg/cm^2 の高い拘束圧のもとでさえ、 30° -供試体で50%もの強度低下を示すことが知られた。

(5) 各拘束圧段階における層方向と強度との関係は、Donathによる粘板岩の試験結果など同一の傾向を示しているが、Jaegerの理論を適用した検討では $\alpha=15^\circ\sim 45^\circ$ の範囲でのみ合致がみられた。

(6) $0^\circ\sim 30^\circ$ -供試体では(3)で述べた層に沿う破壊のほかに、進行的なせん断域の形成という特殊な破壊形態をともなう。 $\alpha=45^\circ\sim 90^\circ$ では程度の差こそあれ、層を横切るせん断破壊が卓越している。

(7) 平均主応力一定の三軸圧縮試験から判明したことは、実在する層状岩石の主応力空間内での破壊曲面が

σ_1 および σ_2 が最小主応力となる域で層の影響をもつような、ひずんだ三角錐に近いものとなることである。

(8) 異方性岩石の弾性挙動については、その縦波伝播速度、したがって動弾性係数が層の方向により変化し、その関係は余弦関数で表わされる。

(9) 弾性係数と一軸圧縮強度の間には層面角度を媒介として二次的な関係があり、また破壊ひずみと強度と

の間にはほぼ直線関係が認められる。

この研究を行なうにあたり、岩石試料の入手には京都大学工学部 平松良雄教授、一部実験装置の使用には同丹羽義次教授および防災研究所 村山朗郎教授の配慮をいただいた。ここに深甚な謝意を述べるとともに、実験に協力された交通土木工学科学生 香川和夫君、満山定助技官にも感謝の意を表わす。

参 考 文 献

- 1) Krsmanović, D. & Milić, S.: Model Experiments on Pressure Distribution in Some Cases of a Discontinuum, *Rock Mech. & Eng. Geology*, Suppl. 1, 1964, pp. 72-87.
- 2) 林 正夫: アーチダムとその基盤の応力状態および安定性に関する研究, 電力中央研究所技術研究所報告, 土木63011, 1963, pp. 174-191.
- 3) 赤井浩一・森 寛昭: 組合わせ圧縮応力下における和泉砂岩の破壊機構に関する研究, 土木学会論文集, No. 147, 1967, pp. 11-24.
- 4) Jaeger, J.C.: Shear Failure of Anisotropic Rocks, *Geol. Mag.*, Vol. 97, 1960, pp. 65-72.
- 5) Hoek, E.: Fracture of Anisotropic Rock, *J. South African Inst. Mining & Metallurgy*, Vol. 64, 1964, pp. 501-518.
- 6) Walsh, J.D. & Brace, W.F.: A Fracture Criterion for Brittle Anisotropic Rock, *J. Geophys. Res.*, Vol. 69, 1964, pp. 3449-3456.
- 7) Donath, F.A.: Strength Variation and Deformational Behavior in Anisotropic Rock, "State of Stress in the Earth's Crust," Elsevier, 1964, pp. 281-298.
- 8) Müller, L. & Pacher, F.: Modellversuche zur Klärung der Bruchgefahr geklüfteter Medien, *Rock Mech. & Eng. Geology*, Suppl. 2, 1965, pp. 7-24.
- 9) 赤井浩一・森 寛昭: 岩のようなぜい性材料の破壊機構について, 第2回土質工学研究発表会発表講演集, 1967, pp. 293-298.
- 10) Murrell, S.A.F.: The Strength of Coal under Triaxial Compression, "Mechanical Properties of Non-metallic Brittle Materials", Butterworths, 1958, pp. 123-145.
- 11) 飯田波事: 地球科学における岩石力学の研究, 材料, Vol. 14, No. 141, 1965, pp. 455-463.

(1969.5.8・受付)