

岩盤のせん断強度調査報告 (ボーリングコアとの相関)

土木学会岩盤力学委員会*

1. はしがき

(1) 岩盤の現地強度, 変形の試験値の調査の目的

岩盤の強度や変形性についてのより正確な知識を求めた努力が実をむすび出したのはあまり古いことではない。すなわち、黒部第四ダムの建設にあたって、岩盤力学的に詳細な研究を実施したのをいとぐちとし、内外において、主として、大きなダム工事の信頼度をあげるための重要なキーポイントとして、現地試験がここ数年で普及し出した。

ところが、この種の現地試験、特にせん断強度試験は、時間と費用のかかる試験工事を要することが多いので、日本国内でみてもまだ 20~30 ヲ地点で実施されたにすぎない。

しかも、岩盤の実態は、岩種、節理、風化度、水の影響、試験の方法などにより、千差万別な印象をわれわれに与えているし、事実そのとおりである。

このような事情であるが、岩盤力学委員会では、日本国内での現地強度試験データを集積し、広く、土木学会員にその知識を普及し、かつ、問題点を明らかにし今後の発展をはかるため、とりあえず次のように調査の方針を限定して調査した。

(2) データ調査の方針

① データは、現地せん断強度 C 、現地の弾性係数 E 、同一地点でのボーリングコアの一軸強度 q_u の相互関係が測られたものに限定した。したがって、現地せん断試験あるいは現地変形試験を単独に実施した場合のデータは割愛した。

② 弾性波テストの結果、コアの採取率、コアの弾性係数などのデータも同時に採られた場合があるが、 C 、 E_R 、 q_u など同一地点で実施された場合は、かなり数が限られているので割愛した。

* 第三分科会

主な担当者/林 正夫 (主査, 電研), 川本眺万 (名大), 飯田隆一 (土研), 八木則男 (京大), 北原義浩 (電研), 吉中龍之進 (埼玉大), 小林茂敏 (土研)

③ 従来、かなりの数の報告がなされている E と弾性波速度 v の関係については取り上げなかった。

④ 岩盤の力学的特性は硬岩においては、主としてひびわれ、節理の密度や方向、あるいは連続性に支配される傾向がつよく、軟岩においては主として岩石そのものの強さに支配される傾向がつよいものと経験的に理解されているが、ここでは軟岩と堅岩をあらかじめ区別しないで統一的に調査することにした。ここに用いる記号は次のとおりである。

C : 現地岩盤のせん断試験でのみかけのせん断強度

φ : 現地岩盤のせん断試験でのみかけの内部摩擦角

E : 現地岩盤の変形試験でのみかけの弾性係数 (静的)

q_u : ボーリングコアの一軸圧縮強度

(3) 調査に協力していただいた諸機関

土木学会岩盤力学委員会からの依頼に対し、表-1 に記載した各機関のご協力をいただいた。

表-1 調査箇所および調査機関

岩 種	地 点, 機 関
花 崗 岩	黒部第四ダム (関西電力), 奈川渡ダム (東京電力), 矢作ダム (建設省), 下津井 (国鉄), 児島地点 (建設省), 玉川ダム (愛媛県)
安山岩, 石英粗面岩	下笠ダム (建設省), 新成羽ダム (中国電力), 境川ダム地点 (関西電力), 小竹 (建設省)
砂 岩	水殿ダム (東京電力), 笹ヶ峰ダム (農林省), 垂水 (建設省), 塩屋 (建設省), 鶴田ダム (建設省)
粘板岩, 片 岩	一ッ瀬ダム (九州電力), 早明浦ダム (水資源公団), 天ヶ瀬ダム (建設省), 大滝ダム (建設省), 四十四田ダム (建設省)
チャート, 頁岩	稲枝ダム (東京電力), 笹ヶ峰ダム (農林省), 高根第一ダム (中部電力), 右手川ダム (建設省)
泥岩, 凝灰岩, ローム	一ッ瀬ダム (九州電力), 神戸地点 (建設省), 横浜地点 (建設省), 釜房橋 (建設省)

2. 現地試験方法の現況

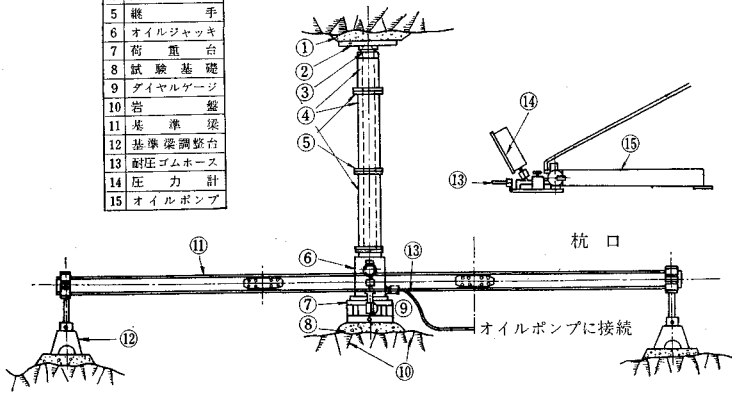
(1) 変形試験

今回の調査結果では、特殊な例 (現地三軸試験, せん断試験のブロックをそのまま変形試験に用いる場合, 寸法効果を求めるなどの研究目的を持つ試験など) を除くと、現行の実用試験方法には、以下に述べるような共通

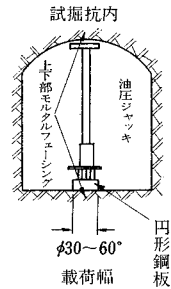
図-1 試験用具の配置例

(1) 試験用具の配置例

No	名称
1	支柱部
2	支柱板
3	球面盤
4	支柱
5	継手
6	オイルジャッキ
7	荷重台
8	試験基礎
9	ダイヤルゲージ
10	岩盤
11	基準梁
12	基礎調整台
13	耐圧ゴムホース
14	圧力計
15	オイルポンプ



(2) 荷重のかけ方



点が見られるようになった(図-1 参照)。

- ① 載荷板の寸法……直径 30~60 cm の円形
- ② 載荷面での最大応力……60~80 kg/cm²
- ③ 載荷行程……繰返し載荷と定荷重長時間載荷の組合せ

この試験法は次のような考えに基づいている。

- ④ 狭隘な試掘横坑内での作業を強いられることが多いこと、岩盤に含まれているジョイントを少なくとも数本は含ませたい。
- ⑤ 設計応力に見合った係数を求めねばならない。
- ⑥ 現実を受ける荷重の履歴を考慮した載荷パターンを考える。

従来のようにダムを対象とした問題ばかりでなく、高速道路の開発に伴う路盤や斜面の安定を対象とした場合、長大橋の基礎、原子力発電所や地下発電所などへの応用がひろがりつつある。

そこで、少なくとも今後行なわれると考えられる変形

試験については、できるだけ考え方を統一して実施し、全国的に資料の検討が容易なように配慮をしたい。

- ⑦ 試験箇所についての一般的注意事項：載荷面近傍 0.5~1 m の岩盤の仕上げは手掘りによって入念に仕上げ、発破による損傷をさける。

- ⑧ 試験箇所の地質の所見：1) 試験箇所全体の概要が分る地形図(横坑位置等を記入)、2) 試験を行なった横坑の地質展開図

- ⑨ 荷重：載荷の標準としては、図-2 のように繰返し荷重および持続荷重があげられる。その結果、図-3 のような応力-変位曲線がえられる。

得られた応力-変位曲線から、次の係数を求めておくようにしたい(詳細は土木学会編：土木技術者のための岩盤力学参照)。

- ① 接線弾性係数： E σ_{max} までの繰返しループの σ - δ 曲線の載荷時の直線と見なされる部分から求める(一次、二次とも)。そして係数を求めた応力範囲を明示する。

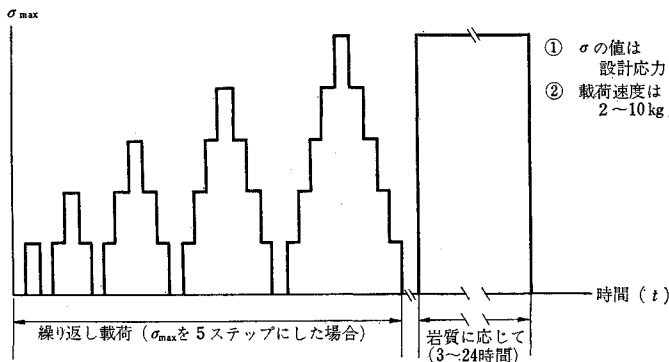
- ② 割線弾性係数： E σ_{max} までの繰返しループの載荷時の σ - δ 曲線について求める(一次、二次とも)。

- ③ 変形係数： D 各ステップ荷重を包絡する曲線の直線と見なされる部分から求める(一次、二次とも)。この場合も、係数を求めた応力範囲を明示する。

- ④ クリープ率： C 得られた変位、時間曲線に基づいて

$$C_f = \frac{\delta_c}{\delta_e} \text{ で現わし,}$$

図-2 載荷パターン



最大荷重での繰返しを2~3回行なった後⇒持続載荷⇒必要あれば再び繰返し載荷

図-3 応力-変位曲線の例

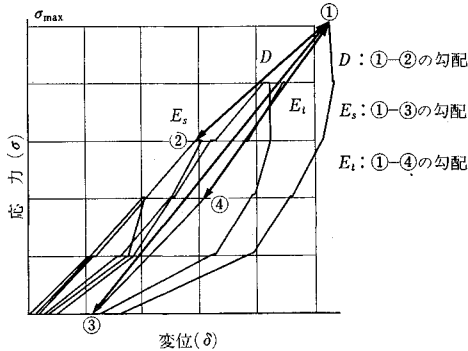
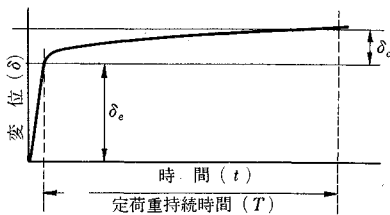


図-4 クリプ変位

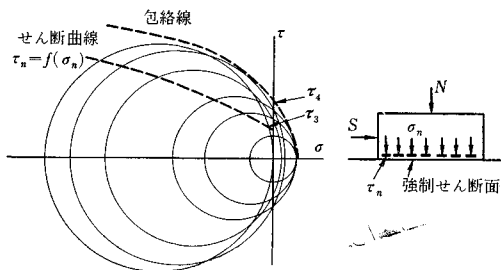


載荷時間 T とそのときの応力 σ を明示する。

(2) せん断試験

岩盤のせん断強度は節理などの割れ目の状態に大きく影響され、その圧縮強度に対するよりも一層強い異方性を呈する。またジョイント面の状態、ジョイント内の中間物質の力学特性、応力状態とジョイントや層などの方向などが測定するせん断抵抗に影響をおよぼすことは明らかである。一般に、岩盤のせん断強度を求める目的で、図-5 に示すような形式の現地岩盤試験あるいはブロックせん断試験が行なわれている。岩盤が等方等質の連続体であるときには、その破断面にあってせん断応力は一様に分布しないことや、せん断荷重側の端部で応力集中を生ずることにより、破壊はせん断によって起こるよりも引張りによって起こる部分が存在しがちである。したがって、破壊荷重は全破断面（仮想せん断面）にせん断応力が一様に分布したときよりもかなり小さくなると考えられる。それゆえ、破壊荷重は破断の際の平均せ

図-5 破壊包絡線とせん断曲線

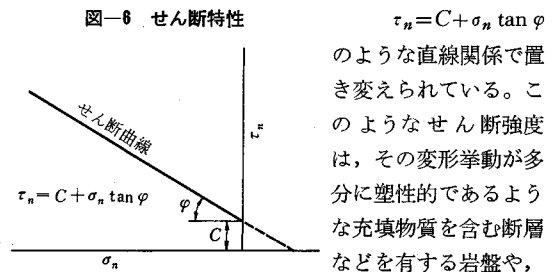


ん断応力に比例せず、せん断試験体の大きさや載荷方法に影響される。

これに対して、断層や卓越した割れ目などのある特定の面にあって起こるすべり破壊やひび割れを有する岩盤の破壊の機構は主としてせん断によるものと考えられ、せん断強度が岩盤の耐荷力として実質的な意義をもってくる。しかし、この場合でも、強制せん断面を与えるようなせん断試験による破壊荷重から岩盤の真のせん断強度が得られるとは限らない。このようなせん断試験において、強制(仮想)せん断面上での破壊時の平均垂直応力 σ_n と平均せん断応力 τ_n の関係は、ごく理想的な土質材料から類推すると 図-5 のせん断曲線としてプロットされ、一般に、三軸圧縮試験によって得られる破壊包絡線とは一致しない。図-5 から、せん断強度として純粋せん断荷重のときの破断に至るまでの最大せん断応力 τ_3 と、垂直応力が存在しないでせん断応力のみが作用するような面で破断が起こるときのせん断応力 τ_4 (τ 軸が包絡線を切る点の値) が求められる。実際に、現地における岩盤のせん断強度として τ_3/τ_4 を求めることは試験上かなり困難である。

上記のせん断曲線は、いわゆる土質力学におけるクーロンの摩擦法則に基づいて、せん断強度が定義される場合のせん断試験結果と同じのものであって、一般に幾分凸形の曲線が得られている。しかし、実際には 図-6 に示すように

図-6 せん断特性



せん断抵抗が摩擦抵抗によって生ずるようなすべり面をもつ岩盤、あるいは細かくひび割れた岩盤などにおいてよく用いられる。この場合、 C は τ_3 に相当するが、さきにも述べたように、せん断面が強制されているから、普通に行なわれている現場せん断試験のやり方によっては、 C および ϕ の値はかなり変化する。したがって、せん断曲線の勾配を材料の特性値としての内部摩擦係数として表わすことは十分ではなく、これより C と ϕ を分離することにも問題がある。そして、三軸試験から求められる破壊包絡線と、特定の荷重条件のもとでのせん断試験から得られたせん断曲線とを混同して用いないよう研究する必要があるが、この点の詳細な吟味は今後の課題である。

以上のような関係で、次に述べる現場せん断試験によ

る結果から、その試験規模におけるせん断力に対する抵抗、すなわち耐荷力をうることができるが、必ずしも岩盤の真の C や ϕ の値が求められるとは限らない。この意味で、現場せん断試験は設計上に必要な岩盤の巨視的なせん断抵抗を知るために行なわれるものといえる。したがって、その結果から、破壊時の平均垂直応力と平均せん断応力との間で、たとえばクーロン式を仮定して、 C および ϕ が求められても、それらはその岩盤に対する見かけ上の値にすぎず、工学上実用的な特性値として取り扱われるべき値である。

岩盤の強度試験として現在行なわれている直接的なせん断試験方法としては、①ブロックせん断試験、②岩盤せん断試験、③断層せん断試験が、間接的方法としては、④岩盤三軸圧縮試験がある。本来、①は岩盤とコンクリートの付着面でのせん断強度を、②は岩盤そのもののせん断強度を、③は断層や破砕帯のせん断強度を求めために行なわれているが、①での試験結果によると、破断面が岩盤内で生じていることが多いことや試験体の作製が容易なことより、②の代りに用いられることが多い。いずれの場合も、現地岩盤の特性を十分に反映させるように、きれつ、節理、シームなどを十分な数だけ含み大きさの試験体（実際には、想定せん断面が $1.5 \sim 0.36 \text{ m}^2$ 程度の大きさが多い）を選び、また、節理、割れ目などの卓越方向を考慮して、その方向に直角、平行、斜方向などに想定せん断面を考へて、せん断荷重を作用させている。試験体の作製にあたっては、その部分の岩盤をゆるめないうに手掘りにより整形し、さらに載荷面をモルタルあるいは鉄筋コンクリートなどで仕上げをすることにより、荷重装置の適正な据え付けを行なっている。

載荷方法としては、分力方式と合力方式が用いられている。後者は荷重装置が比較的簡単で、費用も少なくすむが、垂直荷重とせん断荷重の大きさのコントロールの点からは前者の方式がよい。いずれの場合も、想定せん断面に曲げによる引張りを生じないように、合力の作用線が中央 $1/3$ （底面中心にとっているものもある）に入るように載荷条件を考へている。代表的なせん断試験の状態を示すと、図-7 (1) (2) のようである。

せん断試験では、一般に想定せん断面での垂直およびせん断応力が等分布し、クーロンの破壊条件に従うものとし、試験による最大荷重を破壊荷重と定義して破壊強度が求められている。この場合、最大荷重をうるまでに、図-8, 9 のように静的載荷、繰返し載荷、持続載荷等に対する試験体のひずみ、垂直変位、せん断変位、回転などの測定が行なわれ、岩盤の変形係数、繰返し荷重に対する特性、クリーブ特性などの変形挙動が観測されている。載荷ならびに測定要領の実例を示すと 図-9

(1) のようである。

せん断荷重速度は $0.2 \sim 0.6 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ 程度が多く、岩の種類や節理の状態などによっては、 $0.07 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ あるいは $2.5 \sim 5 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ など緩速、急速に載荷されている。

また、黒部ダムサイトでのブロックならびに岩盤せん

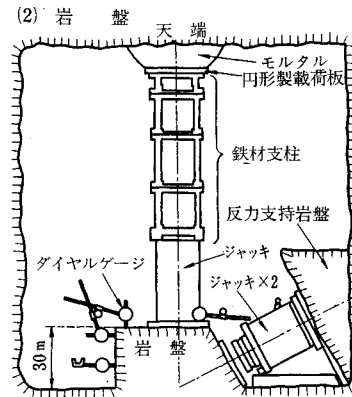
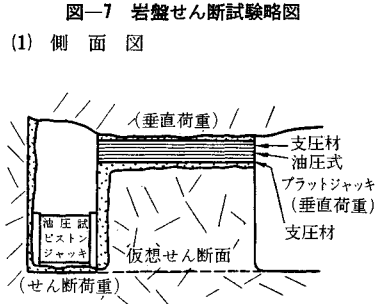
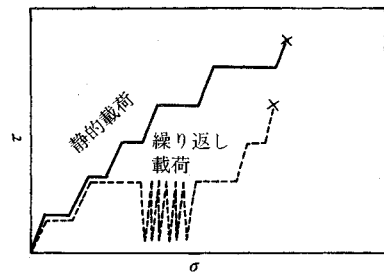


図-8 せん断変形

(1) 静的載荷と繰返し載荷



(2) 持続荷重によるクリーブとクリーブ破壊

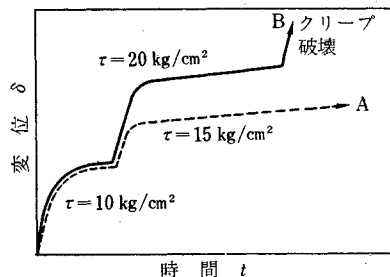


図-9 (1) せん断荷重の昇降の例

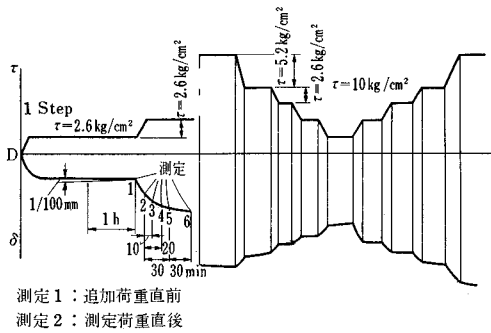
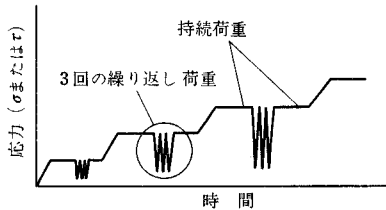
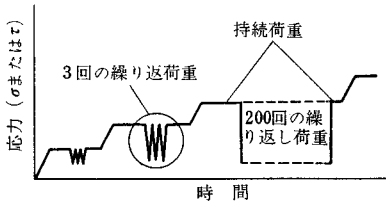


図-9 (2) 繰返し荷重形式の例

(i) 静的載荷



(ii) 繰返し載荷



断試験の静的載荷および繰返し載荷法は別途の岩盤三軸圧縮試験に準じ、1ステップのせん断応力増分は $\Delta\tau = 2 \text{ kg/cm}^2$ で、その載荷速度は $0.07 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ であり、1ステップに費やす時間(変形がほとんど止まるまで)はブロックせん断で3~8時間、岩盤せん断で2~10時間であった。また垂直応力は岩盤せん断では一定とし、ブロックせん断では $n = \tau/\sigma = 0.7 \sim 4.0$ の間のブロックごとに決定し、 n を一定としている。

一面せん断試験の欠陥は前述したように、想定せん断面の応力分布が一様でないこと、試験体隅角部に引張応力集中を生ずること、ならびにそれに原因して堅硬な岩盤ほど破壊面が想定せん断面からはずれ、正しいせん断破壊を生じないことなどである。卓越した節理方向に平行にせん断する場合や、ひびわれの発達した岩盤、断層や破砕帯に沿うせん断試験では、想定せん断面にそって破壊面を生ずる場合が多いが、このときでも応力分布は一様でなく、破壊は逐次的に起こっているものがほとんどである。したがって、せん断試験を行なうときには次の点に留意する必要がある。

① その地点のせん断力に対する耐荷力(抵抗)を知るとい意味で、垂直応力を設計応力の範囲にできるだけ限定して実験を行ない、せん断に対する最大荷重を求めるようにする。

② 見かけのせん断強度は異方性を示すから、想定せん断面とジョイントの方向に十分に注意して試験を行なわなければならない。

③ 破壊荷重の測定だけでなく、それまでの各荷重段階、特に破壊ちかくでの試験体の変形特性、たとえば垂直変位の変化の反転(供試体の浮き上がり)、ひずみ分布、局部的なすべりなどを十分に観測しておくことよ。

④ 破壊面の形状や状態から、局部的なすべりや引張りによる破壊、節理の開口などの割合を観察し、破壊に及ぼす節理や割れ目の影響について検討しておく、データ整理のときに参考になる。

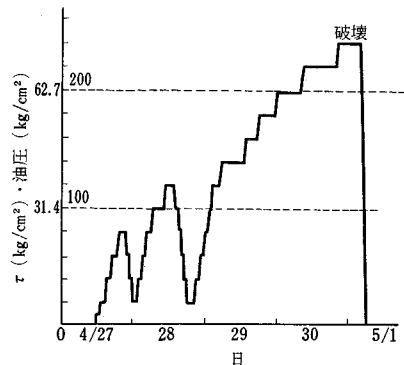
⑤ 一つのダムサイトで行なわれている岩盤強度試験はある特定の状態の岩盤に対して経費の面からせいぜい数個程度であるから、それらの試験データからせん断破壊強度を正しく決定することはかなり困難である。1個あるいは2個の試験データから、内部摩擦係数を決定して、せん断強度を求める方法がとられていることもあるが、原則として、ある状態の岩盤に対して3個以上の試験結果を用いるのが望ましい。

⑥ C, ϕ を分離するのに十分なだけの資料が得られないときは、その試験状態に対するせん断抵抗(耐荷力)として、結果を整理しておく方が好ましい。

⑦ 試験結果として得られたせん断耐荷力を、他の規模の荷重状態に適用する場合には、荷重幅に対するジョイントや層の規模や荷重の大きさを十分に考慮しなければならない。

⑧ クリープ破壊が予想される場合には、図-10に示すような緩速載荷法が好ましい。この場合、各ステップでの持続荷重時間は供試体岩盤のせん断荷重方向への変位量が時間当たり $1/100 \text{ mm}$ 以下になるまでとされ、ステップ間の荷重速度は $1 \text{ kg/cm}^2/\text{min}$ ($\tau = 0.25 \text{ kg/cm}^2$ に対応)で載荷されている。

図-10 緩速載荷の例



(3) 支持力試験

岩盤の支持力試験は、岩盤の表面に剛性載荷板を置き、これに圧縮荷重を加えて岩盤の支持力を求める試験である。

支持力試験が従来から実施されてきた分野は、岩盤の支持力が問題になった場合、したがって、従来はダム関係よりはむしろ健岩以外の軟岩、風化岩、破砕性岩を取り扱った橋梁基礎(本四連絡橋、関門架橋、その他数例)とか、建築構造物基礎、あるいは軟岩中に設けられた坑道の床盤を対象とした例などに多くみられる。しかし、今後ダム関係においても「不良岩盤」を取り扱うケースが増すことが予想されるので、支持力試験が活用されることが考えられる。

試験は、横坑、立坑、トレンチ内などにおいて、反力を天盤あるいは側壁にとり、直径 30~60 cm 程度の円形剛性載荷板を使用して実施される。載荷方式は変形試験方法の場合と同様に考えてよいが、最後に岩盤の破壊ないし降伏に至らせる点が異なる。

破壊あるいは降伏荷重の判定は、前者は載荷重がピークとなるかあるいは岩盤の変形が著しく、通常のオイルジャッキでは岩盤の変形に追従できなくなるような状態であり、後者についてはその判定基準が統一されていないが、一般には岩盤のクリープ変形量が著しくなる点、あるいは荷重-変形曲線の両対数表示における折点荷重で判定している。以上によって支持力試験で求められる値は次のようである。

- ① 破壊荷重強度(ただし、使用した載荷板寸法に対応する値)
- ② 降伏荷重強度(ただし、使用した載荷板寸法に対応する値)
- ③ 変形係数(ただし、使用した載荷板寸法に対応する値)

載荷板下の岩盤の破壊機構はきわめて複雑である。そのため、試験で求められた強度の解釈については、まだ統一した見解はないが、たとえば破壊がぜい性的に生じた場合は Griffith の破壊論を、また塑性的に破壊を生じた場合は Mohr-Coulomb の破壊論に基づく Terzaghi 流の解釈をする場合もある。

いずれにしても、試験で生じた岩盤の破壊状況の詳細な観察、および岩盤のきれつ状況(間隔、面の性状など)の記録が必要である。また、現地岩盤の破壊強度とコアの強度特性の関連を追求する意味から、コアの一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、せん断試験(室内)などが並行して実施される場合が多い。

(4) コア試験

岩盤の現地試験に関連して実施するコア試験の目的は、岩盤の構成素材である岩片の工学的特性を求めることであるが、そのほかにコアの試験を通して岩盤の概略の工学的特性を推定しようとする目的が含まれている。

しかし、後者については岩盤特有の基本的性質である複雑に入り組んだ不連続面(ジョイント、クラック、その他)の発達、異方的性質などのため岩片の性質と岩盤の性質の間の関係について十分明らかにされていない。この意味もあって、岩盤試験におけるコア試験の認識のされ方がまちまちであろうと考えられる。

しかし、この問題は岩盤力学において当面する重要な研究課題ともなっている。第一に問題となるのは、試験個数の取り方がある。第二に使用する供試体の寸法、形状も含めて、統一された基準が確立されていない。最近、日本鉱業会岩石強度測定法特別委員会がこれらの問題に関する検討を始め、圧縮(一軸)試験、引張り強さ試験、せん断強さ試験の各方法、および岩石試料採取および記載方法について測定実施基準案を発表した。岩盤力学の分野において各種のコア試験方法が統一し実施されることが望まれる。

次に現在、岩盤力学の分野で行なわれているコア試験の種類とそれに伴う若干の問題について検討してみたい。

一般的なコア試験の種類は表-2に示すとおりである。

表-2 コア試験の種類

1.	物理的・化学的性質の試験	①◎単位体積重量試験 ②含水量試験(吸水) ③比重試験(吸水) ④空げき率試験(吸水) ⑤透水係数試験(吸水) ⑥凍結・融解試験(吸水) ⑦◎超音波伝播速度試験
2.	力学的性質の試験	①圧縮試験 ◎一軸 三軸 ②引張り試験 一軸 圧裂 曲げ ③せん断試験 直接(1面, 2面)
3.	その他	①反発, および引張硬度試験 ②衝撃強さ試験

注: ◎印は、最も多く実施されている試験。

これらの試験方法の中で最も利用されているのは、単位体積重量試験、超音波速度試験および一軸圧縮強度試験である。超音波速度の測定の必要性は、現地の岩盤で行なう弾性波試験の速度値との比較によって岩盤の性状を知ることおよびこの方法が非破壊試験であるので、圧縮強度試験に用いる供試体をそのまま事前に使用できる利点があるからであろう。

試験方法については物理探鉱技術協会の岩石試料の速度測定要綱が利用できる。

一軸圧縮試験は方法的には最も簡単である上、供試体にボーリングコアを多少整形するだけで利用できる有利さがある。また圧縮強さ、一軸圧縮変形係数については、他の力学的性質との間の相関性に関する資料も豊富である。したがって、コアの力学性に対する代表的なインデックスと考えられる。また、それだけに試験方法の取り扱いについて慎重でなければならないが、特に重要な点は先に述べた形状寸法と個数の選定である。これについては、現状において日本鉱業会の案に基本的にそって試験することが望ましいであろう。すなわち供試体の寸法形状は、円形の場合高さは直径の2倍程度であって直径は22~60mm、正四角柱の場合は寸法比は円柱と同様であって、かつ正方形断面の一辺の長さが25~50mmと規定している。供試体の個数は10個以上が望ましいとしている。

これは一般の岩塊に対する測定値の変動係数は、実験の結果から20%以下になることがまずないものと判断して、 t 分布を使って、測定値平均が期待される真の平均値の15%以内のばらつきの範囲におさまる確率を95%の信頼度でおさえて求めたものである。しかしながら現実には、コアの採集率自体が大幅に変動することを忘れてはならず、一軸試験に対応するボーリングコアの採集率を併記しておくことが大切であろう。

3. 総合的考察

(1) 岩盤のみかけのせん断強度と弾性係数 E との関係

① 全岩種の場合をまとめた図-11によれば、 C - E の関係の全体的な幅を概観しうる。

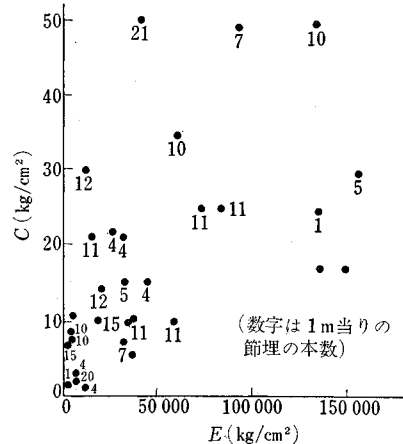
② 図-12については、 E が大きくなるにつれ C が大きくなっているのは、砂岩、チャート、頁岩、泥岩などであるが傾向にはかなりの幅がある。この傾向は、花崗岩、安山岩、石英粗面岩では明確には認めがたかった。

全般については、特に相関は強いとはいえない。

③ 図-11, 12から、節理の本数が多いと C は減るものもあるが、データが少ないので断定しにくい。花崗岩のあるグループでは4, 12, 15本/mと本数が多くなるにつれて C も E 減少の傾向が認められる。また、泥岩の場合の神戸の例では、節理の本数が増すにつれて C が減る傾向が認められる。

節理の本数と C の関連については、今後とも各地点で綿密な試験が積み重ねられることが望ましい。

図-11 岩盤のみかけのせん断強度 C -岩盤の弾性係数 E



(2) 岩盤のみかけのせん断強度とコアの一軸強度との関係

① コアの q_u から岩盤のせん断強度 C , φ を推定できれば、大規模な岩盤の現地試験を省略しうることもなり、技術者の関心が深いところである。図-13で、比較のプロットが多い花崗岩のグループ、安山岩、石英粗面岩のグループ、泥岩のグループについてみると、若干の特例を除けば、 q_u が大きくなると C が大きくなる傾向が認められる。しかしながら、これらのうち、花崗岩のグループおよび泥岩のグループについてはあまり明確でない。図-14には総合的關係を示す。

q_u 自体が、測定はできてはばらつきが多いものの平均値であること、コアがとれないところの強さが岩盤の C , φ にひびき大きいと考える。

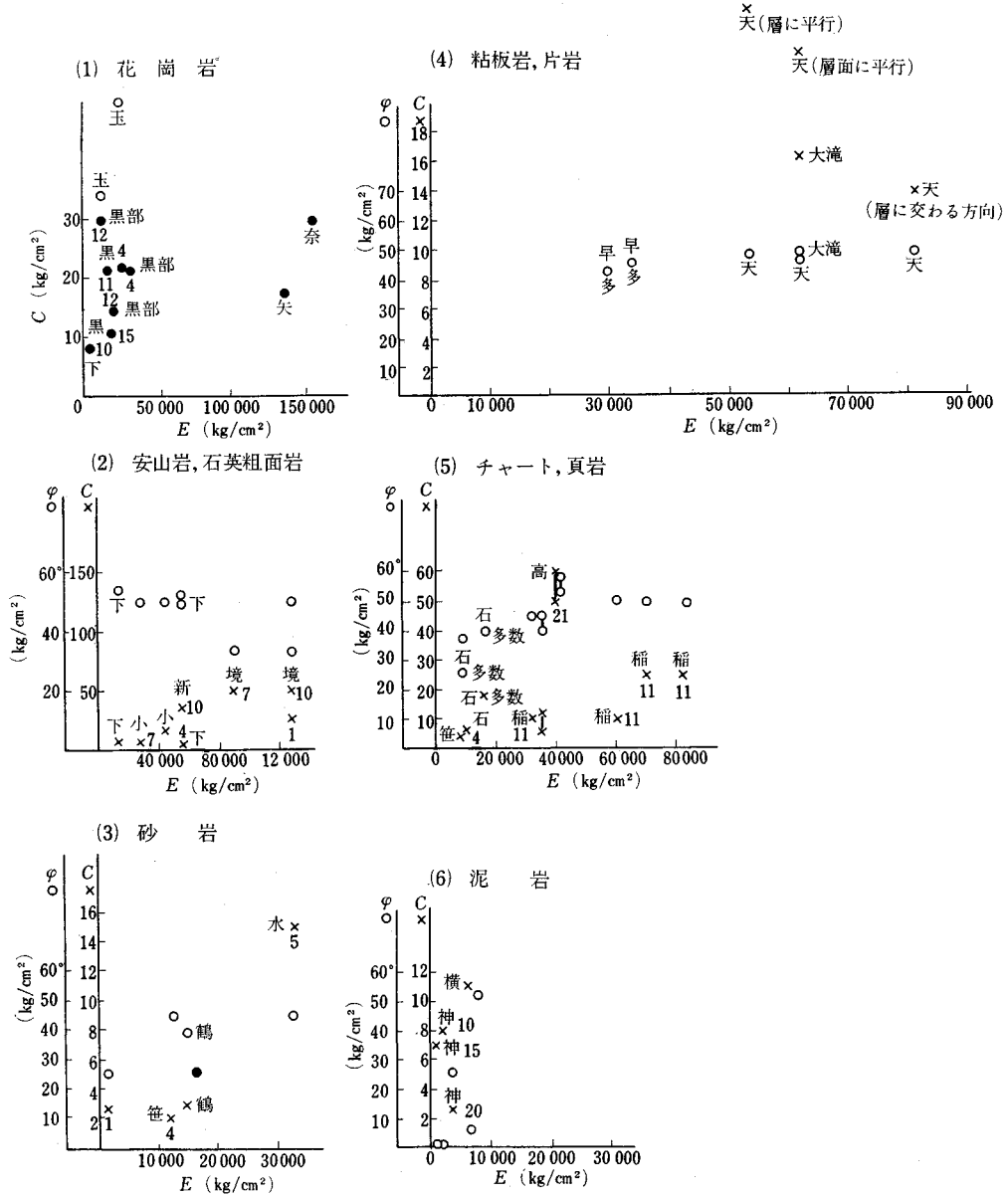
φ - q_u の關係はごく少数例だが、図-15に示したようにある幅で φ は一見定数にちかひようにも見えるが、試験法2.(2)で述べたように φ の決定に難点が多く今後の問題である。

② 同じ程度の q_u であっても、節理が多いと C が減ることが予想されるので、実態を調べてみる。異地点のデータ間の比較は無理なようだが、同一地点で比較すると図-13で花崗岩グループの黒四での q_u 300~600 kg/cm²間に分布するデータの場合、9~15本/mの間で C は30~12 kg/cm²に変化している。また、泥岩のグループの神戸の場合については、 q_u が40~30 kg/cm²のデータで、節理本数10~15本/mに応じ、 C は8~3 kg/cm²と大幅に変化している。

(3) 岩盤の弾性係数とコアの一軸強度の関係

① 図-16に総括し、図-17に岩種別に關係を示した。

図-12 岩盤のみかけのせん断強度 C , ϕ と岩盤の弾性係数の関係
(数字は節理の本数/m)



E と q_u がほぼ比例関係にあるかどうかを調べてみると、データが多い花崗岩の場合にはおおむね強い相関がある。安山岩、石英粗面岩のグループ、泥岩のグループも巨視的には同様な関係がある。

全般的にみると、かなり相関が強いと考えてもよからう。 q_u が 300 kg 程度以下の風化岩では q_u と E の比例的相関が強いようで、それ以上の q_u になると 1 次式よりは 2 次式的な関係に近づくようにも思われるが、さらに今後のデータの蓄積にまつべきことが多い。

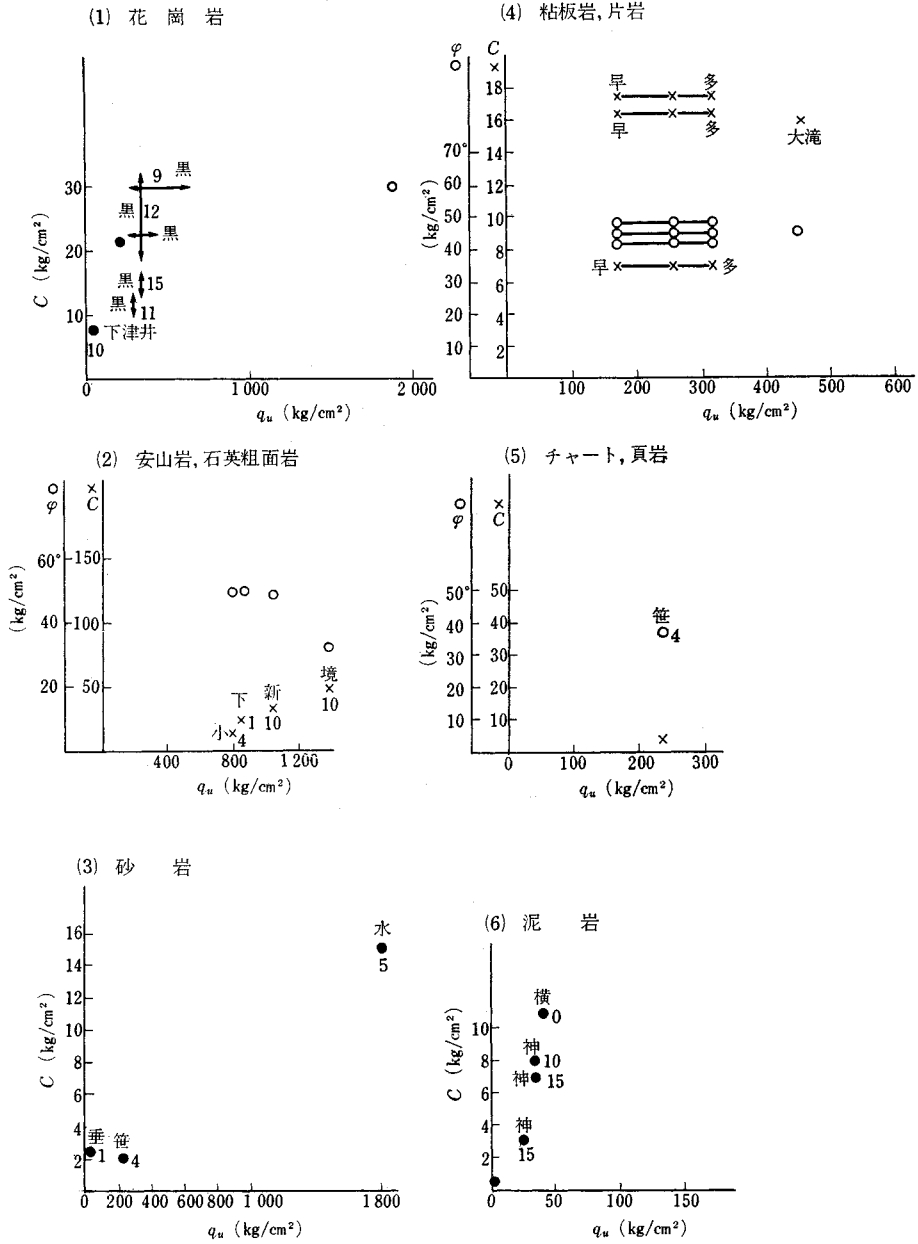
② 同じ程度の q_u であっても、節理の多寡によって E に差が認められるかどうかを調べてみると、同一岩

種のグループでも異地点のデータ間の比較はむずかしいようである。そこで同じ地点でくらべてみると、花崗岩の場合 E は節理の本数にかなり密接に関連しているように思われる。安山岩、石英粗面岩のグループについても、境川の場合は、特例を除いてみると、節理が増すと E が低下する傾向がみられる。

4. 試験にあたっての問題点と今後の調査方針

岩盤力学は、国土の大規模開発につれて、ダム、橋梁、地下発電所、トンネルのみならず、最近では原子力

図-13 岩盤のみかけのせん断 C とコアの一軸強度 q_u の関係
(数字は節理の本数/m)



発電所でも重要になりつつある。最近は有限要素法などによる精細な解析方法も発展しつつあるが、一方では岩盤に対する物性的な知識が相伴っていないのが実情である。

岩盤の試験方法には、大きくわけてボーリングコアなどを用いる室内試験と、現地岩盤試験とがあるが、前者は岩を構成する岩片の有する物理性質を得るものであるのに対して、後者はきれつをも含んだ岩盤としての性質が得られるという点で大きな違いがある。岩盤の中に

は、一般に多くの節理や断層が含まれ、これらが堅岩の場合には岩盤の強度や変形性を大きく支配すると一般に考えられており、構造物の基礎としての岩盤の性質を得るには、現地岩盤試験の方が適していると思われる。しかし、第三紀でのような軟岩の場合には、コア試験の結果が現地試験の結果とかなりよく一致するということが知られている。今回、現地諸機関のご協力を得て、従来の試験データを集積し、現地試験と室内試験の値の関係を明らかにすることを念頭において、1.3 で述べたよう

図-14 $C-q_u$

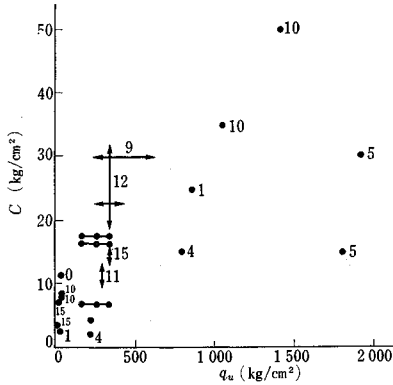


図-15 $\phi-q_u$

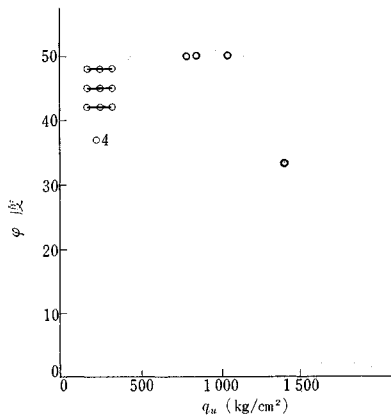
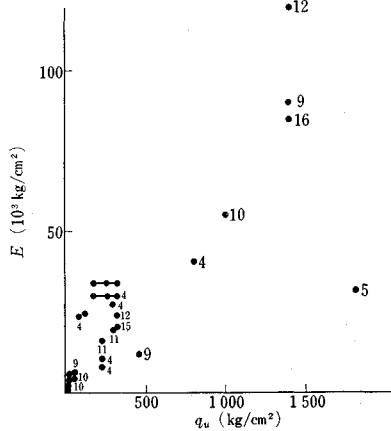


図-16 $E-q_u$



な方針で整理・検討をしたものである。

7回にわたる委員会での討議・検討の結果、問題点となったこと、および今後の調査方針というべきものをあげれば次のようなものである。

① 今回のような調査整理を行なうためには、コア試

験は現地せん断試験、変形試験の実施地点のごく近傍で得た試料によって得られたものでなければ意味がないが、かならずしもこれら諸試験が平行して行なわれているとはかぎらないので、整理の対象とならなかったデータも多かったことは残念である。

② データを比較する場合、理想としては同じ試験方法でなければならないが、実際には試験地点ごとに載荷方法、供試体の大きさ、結果の判定基準等にかかなりの差があり、それらが測定値に影響を与えているかもしれない。しかし、整理にあたっては、それらの点まで配慮することはできなかった。試験方法の基準化については、早急に考えてゆかなければならない問題であろう。

③ 整理結果をみると、データに堅岩の場合が多かったことにもよるが、やはりコア試験の結果と現地岩盤強度試験の結果には相関性は弱く、節理の多少や状態が岩盤の強度を支配しているようである。したがって、今後は堅岩の強度に対しては、さらに詳細にデータの整理・検討を行なう必要があるのではないかと考えられる。今後、岩盤の現地試験を実施される場合には、節理の方向、密度、状態等については試験計画、結果の整理に十分な配慮をされなければならないことを強調したい。

④ しかし、今回の整理では軟岩についてはデータも少なく、十分な検討を行ない得なかったし、岩盤の変形性とコアの強度などについても、さらにデータを積み上げてみる必要があると考えられる。今回のような方針に基づく整理は今後も続け、コア試験と現地岩盤試験との相関性を明らかにしたい。

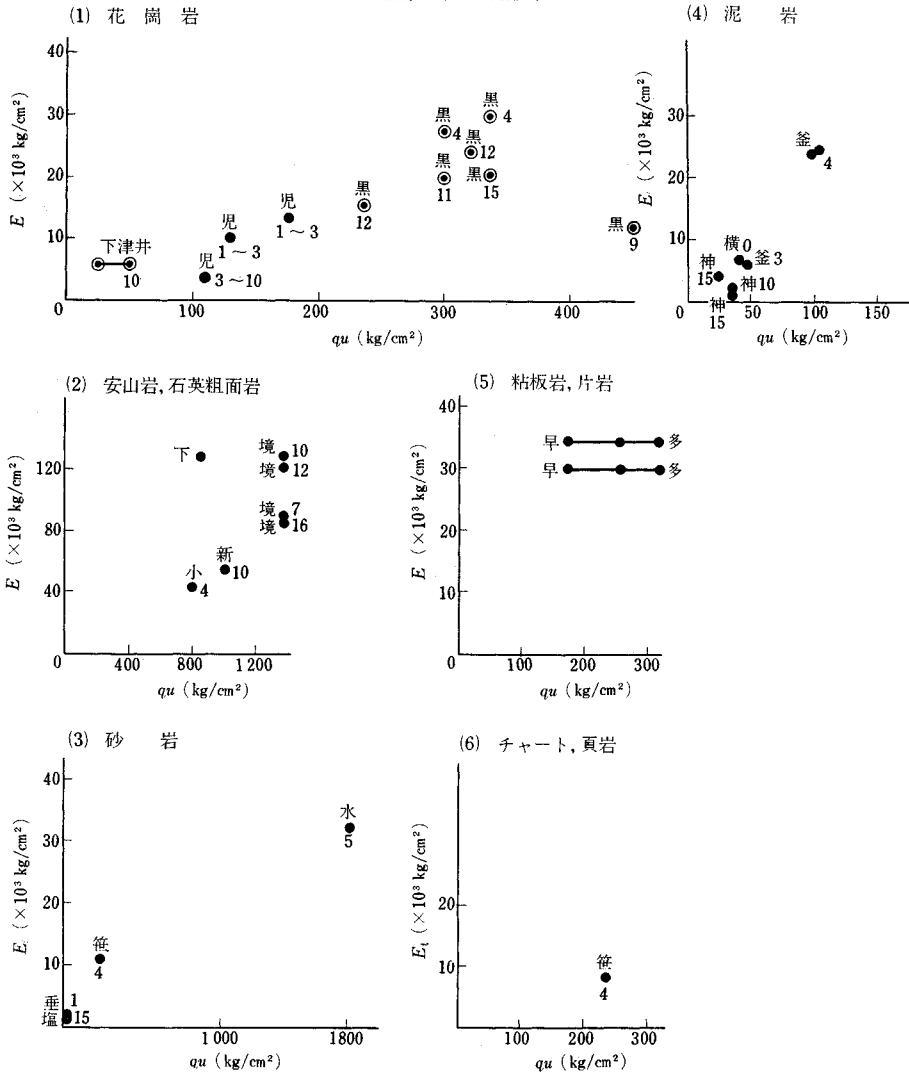
⑤ コア試験については、堅岩の場合にはむしろボーリング途中に欠除した部分についての考慮も大切と考えられ、コア試験を実施されるときは、一軸強度だけでなくコアの採集率等をパラメーターとした考察を行なってみるのも意義があると考えられる。また、コア試験は一軸試験よりも三軸試験の方が岩の物理的性質をより適確に把握できるという利点があるので、軟岩のような場合で岩盤試験とコア試験との相関が密接な場合には、三軸試験を実施する。

⑥ 現地せん断試験の C, ϕ を求めるにあたっては、経費と時間の関係から、土質試験とちがって、ごく少ないデータから類推している場合が多いので、 C と ϕ を分離して論ずることはむずかしいのが実情であり、 C を大きく評価すれば ϕ を小さくする傾向となり、逆の場合もあり得る。今後は試験方法とデータ処理の基準となる考え方を検討する必要がある。

⑦ ここには、昭和 43 年度末までのデータを取り上げた。

今後3年ごとにさらに追補し考察を繰返すことによって、岩盤力学の基本知識の集積につとめるようにした

図-17 岩盤弾性の係数 E とコアの一軸強度 q_u の関係
(数字は節理の本数/m)



い。

岩盤の試験方法としては、ここに取り上げたもの以外にも多くの方法が実施されている（たとえば、軟岩の N 値による支持力の解釈とか、シュミットハンマーの使用、弾性波の測定および比抵抗の測定など）。

今後の岩盤力学の発展のためには現地で岩盤試験を実

施されたときには、同時に併用された試験値も含めてぜひ当委員会にも資料を提供していただくと同時に、今回の整理、考察に対してもご批判、ご指導をいただくことをお願いしたい。末尾ながら調査にご協力下さいました諸機関に感謝致します。

(昭和 44 年 10 月・発表)

人工軽量骨材コンクリート設計施工指針 (案)

内 容：1章 総則／2章 軽量骨材／3章 軽量骨材コンクリートの品質／4章 軽量骨材の取扱い／5章 配合／6章 練りませおよび運搬／7章 コンクリート打ちおよび養生／8章 試験／9章 設計に関する一般事項
付 録：1 骨材中に含まれる粘土塊量の試験方法／2 軽量粗骨材の浮粒率試験方法／3 構造用軽量細骨材の比重および吸水量試験方法 (案)／4 構造用軽量粗骨材の比重および吸水量試験方法 (案)

体 裁：B判 53 ページ

価 定：300 円

会員特価：250 円 (〒 50)

申 込 先：土木学会 (東京都新宿区四谷一丁目)