凍結融解作用による微小亀裂を用いて岩盤の せん断強度を推定する試法

根 岸 正 充*

A New Method for Estimation of Shear Strength of Rock Mass Using Micro-cracks Made by Freezing and Thawing Cycles

Masamitsu NEGISHI

Abstract

As it is widely recognized that there is a large difference in strength between rock mass with fissures and intact test-pieces of rock, the author aimed to establish more useful equations that bind both strengths.

For this purpose, test-pieces with numerous micro cracks made by freezing and thawing cycles were prepared, and the relation between their uniaxial compressive strength and P-wave velocity was investigated.

The result showed that this relation is considerably similar to that of rock mass with fissures and indicates that this is a very useful method in laboratory.

Test-pieces of welded tuff were used for this experiment because of its uniform texture and appropriate hardness. On the basis of the results of laboratory experiments on the test-pieces of intact and cracy rock, an approximate value of shear strength of rock mass can be calculated by the following equation:

$$\tau_{m0} = \tau_{p0} \left(\frac{V_{pm}}{V_{p0}} \right)^n$$

where, in case of soft rock (uniaxial compressive strength $q_{u0}=10\sim100$ kg/cm²), $n=1.3\sim1.7$

medium hard rock ($q_{u0}=100\sim500$), $n=1.6\sim2.8$

hard rock class I ($q_{u0}=500\sim1,000$), $n=2.7\sim4.0$

hard rock class II ($q_{u0}\geq 1,000$), $n=4.0\sim5.5$

τ_{m0} : shear strength of rock mass (cohesion)

τ_{p0} : shear strength of intact test-pieces of rock (cohesion)

V_{pm} : P-wave velocity of rock mass

V_{p0} : P-wave velocity of intact test-pieces of rock.

Furthermore, the relation between shear strength of intact test-pieces of rock and that of rock mass obtained by blok shear tests at 10 localities of Hokkaido, can be approximately expressed by the following equation:

$$\tau_{m-b0} = \tau_{p0} \left(\frac{V_{pm}}{V_{p0}} \right)^N$$

where, in case of soft rock, $N=3.0\sim3.5$

medium hard rock, $N=3.5\sim5.5$

hard rock class I, $N=5.5\sim8.0$

hard rock class II, $N\geq 8.0$

τ_{m-b0} : shear strength of rock mass obtained by in-situ block shear tests (cohesion, kg/cm²)

In planning of general construction the latter value (τ_{m-b0}) has been commonly used. However, the difference of the two values (τ_{m0} and τ_{m-b0}) must be recognized, and their application should be made according to the purpose of safety of dam, tunnel and slope stability of large cutting in rock mass, etc.

* 北海道開発局土木試験所

1. ま え が き

複雑多岐を極める岩盤の割れ目を定量的に評価し、これを岩盤の強度と結びつけることは、厳密には、不可能に近い。換言すれば、岩盤の強度を求める場合、原位置試験よりも適切な方法はない、ということである。

このことを認識しつつも、我々が当面する調査地での原位置強度試験のデータは、現状では、極めて限定されている。原位置強度試験箇所は、平面的、深度的に制限されるし、多大な労力、費用と工期を要する。このため将来においても、この試験が必要かつ充分に実施される可能性は少ない。したがって、より簡潔な方法で、岩盤強度の値を求める式が必要である。

従来多数の岩石試験が実施されているが、これらが岩盤強度の推定に充分役立っているとは言えない。これは次の理由による。

岩石の割れ目の定量的評価が、極めて困難なために、通常の岩石試験はインタクトな供試体 (Intact Test-piece) で実施されている。したがって、通常の岩石試験値は岩

盤として考えられる最高強度値を示すだけで、割れ目の存在する実際の岩盤の強度とは非常に異なっている。

従来の岩石試験値は岩盤分類の指標の一つとして利用されている程度であり、これだけから実用に役立つような岩盤強度を求めることはほとんど不可能に近い。

したがって、岩石と岩盤の強度を関係づける何らかのより実用的な式が求められ、多数実施されている岩石試験値をより広く活用する方法が考えられなければならない。

構造物の基盤として岩盤を調査する場合、その力学的諸性質が対象になり、一般には、セン断強度、弾性係数、限界支持力等が必要とされる。なかでもブロックセン断試験やロックセン断試験は多大な費用と労力を要するとともに場所も限定されるので、岩盤のセン断強度は最も求め難い値である。したがって、室内の岩石試験値と比較的実施し易い原位置試験からセン断強度が推定出来れば非常に好都合である。

筆者は、これらのことを目的として、P波の伝播速度を指標として岩石と岩盤の強度を関係づけ、岩盤の強度、特にセン断強度を推定する式を求めた。これらの考え方とデータの一部あるいは原位置セン断試験との比較検討はすでに報告^{1),2)}したが、今回、その後の試験データも検討し、その論拠と式をより詳細に報告する。

2. 従来の研究の問題点と筆者の方法

2.1 従来の研究の問題点

周知のように、割れ目の入った岩石および岩盤の強度に関する研究は多数実施されている。我々はこれらから、割れ目が強度におよぼす影響について、有益な情報を得ることが出来る。しかしながら、次のようなこともいえる。割れ目の入った岩石の強度に関する従来の多くの研究は ① 供試体に人為的にいろいろな角度の割れ目を1～数本挿入、② 供試体に多数の規則的割れ目を仮定した FEM による計算、などにより強度変化を求めたものである。これらも有用な情報を提供してくれるが、最終目標を岩盤の強度を推定することとし、岩石と岩盤の対比という視点から考えると、次の理由によりあまり実用的な方法ではない。

岩盤に存在する割れ目は、岩盤の強度を規制する重要な因子であるが、その規模、形、夾在物はどれをとっても、本来それほど規則的かつ等方均質なものではない。また、実際の調査では、地表面のごく一部を除けば割れ目の大きさ、ひん度などどころか、地質構造すらかなり調査の進んだ段階でなければ、実用的な精度で知することは困難である。

注) 記号説明

- Q_u : 一軸圧縮強度 (kg/cm²)
- Q_{u0} : 凍結融解 0 サイクル時のインタクトな供試体における一軸圧縮強度 (kg/cm²)
- Q_{un} : 凍結融解 n サイクル時の供試体における一軸圧縮強度
- Q_{um} : 岩盤の一軸圧縮強度: 一軸応力状態を仮定したときの岩盤強度で、供試体の一軸圧縮強度に相当する (kg/cm²)
- V_p : P波伝播速度 (km/sec)
- V_{p0} : 凍結融解 0 サイクル時のインタクトな供試体における P波伝播速度 (km/sec)
- V_{pn} : 凍結融解 n サイクル時の供試体における P波伝播速度 (km/sec)
- V_{pm} : 岩盤の P波伝播速度 (km/sec)
- τ : セン断強度 (kg/cm²)
- τ_p : インタクトな供試体における岩石のセン断強度 (kg/cm²)
- τ_{p0} : インタクトな供試体における岩石の粘着力 (kg/cm²)
- τ_m : 岩盤のセン断強度 (kg/cm²)
- τ_{m0} : 岩盤の粘着力 (kg/cm²)
- τ_{m-b} : ブロックセン断試験における岩盤のセン断強度 (kg/cm²)
- τ_{m-b0} : ブロックセン断試験における岩盤の粘着力 (kg/cm²)
- τ_{m0-c} : 計算により求められた割れ目の存在する岩盤の粘着力 (kg/cm²)
- τ_{n0} : 凍結融解サイクル時の岩石の粘着力 (kg/cm²)
- σ : セン断試験時の垂直応力 (kg/cm²)
- ϕ : 内部摩擦角 (度)

割れ目の諸要素を測定することは、露頭、横坑などの中で簡単に出来るように考えられるが、それには多くの労力を要する。データは露頭では地表面のみであり、縦坑や横坑では深度的、平面的に限定される。ボーリングコアでは割れ目の連続性、大きさ、向きなどがかなり不正確である。岩盤の切り取り面でも、重機の走行などにより、施工時に生じた破碎岩などが表面に堆積しているために、かなり良好な岩盤でないと、割れ目を測定出来ない場合が多い。一般に、割れ目の性状を測定出来ない場合でも、データのとり方に個人差がかなり出て来る。したがって原位置で割れ目の性状を測定し、室内試験結果と結びつけることはかなり困難である。

前記の研究手法の他に、P波伝播速度や弾性係数を用い、岩石と岩盤の強度を関係づける研究も実施されている。クレツ係数³⁾や岩目係数⁴⁾、割れ目指数⁵⁾により評価または計算する方法である。筆者は岩石と岩盤のP波の伝播速度比に着目したこれらの方法は実用的な卓越した方法と考える。しかしながら、岩石と岩盤のP波の伝播速度比と両者の強度の関係はまだ十分に研究されたとはいえず、今後さらに詳細に研究され実用に供されるべきものとする。

2.2 筆者の方法

昭和30年代中頃以後、岩盤調査のための、P波を用いた、いわゆる弾性波探査の普及は著しいものがある。現在では、ダム、トンネル、切土などの大きな土木工事においては、ボーリングとともにほとんどの場所で実施されている。したがって、地山(岩盤)の弾性波伝播速度とボーリングコアの岩石試験値から岩盤の強度を推定するのが最も実用的である。

割れ目のある岩石の供試体の強度を求める場合、その割れ目の入り方、大きさなどが問題である。最終目的を岩盤の強度を求めることと考えれば、「岩盤に存在する節理などの割れ目の大きさは、供試体サイズに対比した場合、微小亀裂程度の大きさに相当する」

と相似性が考えられる。この場合、単純な機械的、人為的な割れ目の挿入では供試体に比較して割れ目の大きさが大きすぎる。換言すれば、一方向の一亀裂により全体が左右されすぎると考えられる。

筆者は、インタクトな岩石供試体に対し、凍結融解のくり返し作業(以下凍結融解作用)により、多数の微小亀裂を生じさせた。微小亀裂の増大にともなう強度の変化を一軸圧縮強度(q_u)とP波伝播速度(V_p)を指標に調べた。この二つの指標の関係が地山(岩盤)の V_p とせん断強度との関係に最も近似するものと考え、これらの関係とインタクトな供試体の岩石試験値から、岩盤の

強度を推定することを考えた。

3. 試験法

水中において、インタクトな岩石供試体を急速にかつ反復して、凍結融解させ微小亀裂を生じさせた。いわゆる、水中における岩石の急速凍結融解試験であり温度条件はASTM C-290⁶⁾に準じて実施した。筆者は供試体を、通常筆者らが岩石試験を実施している大きさ、および形状とした。すなわち、コア採取機が使用出来ない程、固結度の小さい軟岩では、カッターで切り出した一辺5cmの立方体または $5 \times 5 \times 10$ cmの直方体の供試体とした。コア採取機で、不攪乱試料として、採取可能なその他の軟～硬岩では、直径 $\phi \approx 5$ cm、長さ $L \approx 10$ cm、 $L/\phi \approx 2$ (1.8～2.2)の円柱の供試体とした。

同岩質の供試体を確保するために、なるべく一つの大きな岩塊から全部を採取するよう留意した。採取された供試体について、超音波によるP波の伝播速度、比重、間隙率、吸水率などを測定し、均一性を調べた。出来るだけ同岩質の試料を、1カ所について30個前後用意し、適当なサイクルごとに超音波によるP波伝播速度 V_p と一軸圧縮強度 q_u を測定した。すなわち、凍結融解作用に対し抵抗性の強い岩石では、50～100サイクル、弱いものでは、5～20サイクルごとに測定した。各々のサイクルにおける V_p と q_u の値は原則として5個の平均値で求めた。 V_p は周波数50kHz/secの超音波により測定した。

4. 試料

今回用いた試料は全て熔結凝灰岩であり次の理由による。熔結凝灰岩は完品質な岩石ほど硬質でなく、泥岩ほど乾燥吸水による含水比の変化の影響を受け易くなく、粘板岩のように潜在亀裂が多くない。一般に岩盤は不均質なものであるが、熔結凝灰岩は特に垂直的にも水平的にも熔結度が大きく異なる。このことにより、成因的にはほぼ同じ(熔結凝灰岩)で、岩質的には新鮮でありながら、さまざまな強度を有する岩石の試験が可能である。岩石の構造も比較的簡単である。

試料はいずれも、北海道内各地より採取したものである。これらの岩石試験値および岩質などの特徴を表-1に示す。

5. 試験結果と考察

5.1 凍結融解作用と亀裂の増加

凍結融解作用の進行とともに、供試体にはさまざまな微小亀裂が生じる。それは、表面的には肉眼観察により観察可能であり、内面的には V_p の減少によりその増加

表-1 試料の凍結融解試験前の岩石試験値*

試 料	採 取 地	超音波縦波 伝 播 速 度 V_{p0} (飽和状態)	見 か け 比 重 G_{aw} (飽和状態)	一軸圧縮 強 度 q_{w0} (飽和状態)	有 効 間 隙 率	岩 質
白 金 Wt (十勝熔結凝灰岩)	富良野市東郷, 東郷ダムサイト	(km/sec) 3.8	2.44	(kg/m ²) 428	(%) 6.0	肉眼的にみて, 弱い流 理構造。浮石少なく, 微小~5mm 大の石英 含む。中~高熔結, 中 新世~洪積世
東 郷 Wt (")	美瑛町白金, 白金 ダムサイト	2.5	2.36	214	10.5	
フラヌイ Wt (A) (")	美瑛町富美, フラ ヌイダムサイト (A)	1.2	2.24	271	17.7	
フラヌイ Wt (B) (")	" (B)	1.6	2.22	333	16.9	
喜 茂 別 Wt (喜茂別熔結凝灰岩)	喜茂別ダム調査地	0.86	2.00	23.8	27.7	ほぼ均質~極めて弱い流 理構造。低熔結, 洪積世
漁 川 Wtl (1) (支笏熔結凝灰岩)	恵庭市盤尻, 漁川 ダムサイト	1.3	1.59	35	31.6	弱い流理構造を有する。 低熔結, 洪積世
漁 川 Wtl (2) (")	"	0.85	1.56	32	30.3	" "
漁 川 Wtm ₁ (")	"	2.7	2.20	598	14.5	強い流理構造を有する。 高熔結, 洪積世
漁 川 Wtm ₂ (イ) (")	"	3.1	2.22	1,195	7.7	最も強い流理構造を有す る。極高熔結, "
漁 川 Wtm ₂ (ロ) (")	"	3.1	2.22	1,036	9.7	"
漁 川 Wtm ₃ (ハ) (")	"	3.5	2.36	1,283	9.0	"

* インタクトな供試体の試験値

図-1 熔結凝灰岩の流理構造と割れ目の例

を推定出来る。肉眼観察によれば, 微小亀裂の入り方は岩石の構造と岩質により異なる。特に, 強い流理構造を有するものとそうでないものとの差は大きい (図-1)。流理構造の強いものは, 流理面に沿い微小亀裂が生じ, 凍結融解作用の進行とともに拡大してゆき, 最後は流理面に沿って割れる。流理構造の弱いものは, 最初流理面沿いに微小亀裂が生じると同時に縦あるいは斜めにも生じる。均質的な性質の割れ目の入り方の傾向が強くなる。最終的には縦あるいは斜め亀裂の成長により, いくつかの岩片に割れる。

流理構造の強弱により, 全てこのような割れ方になるわけではないが, 全体的にみる上記の傾向が顕著である

といえる。

生じた微小亀裂は岩石の構造に支配され, 全く均一, 任意ではないが, 凍結融解作用により 1 供試体にこのような多数の微小亀裂を生じさせることが出来る。

V_p と q_u の減少は大部分が生じた微小亀裂に起因するものと考えても妥当である。

5.2 凍結融解作用を受けた供試体の q_u と V_p

5.2.1 凍結融解サイクルと V_p の減少率の関係

凍結融解作用開始後, 前述のような適当なサイクルごとに V_p を測定し, 原則として 5 個の平均値により減少率を求めた。 V_p の減少率は次式により算出した。

$$V_p \text{ の減少率} = \left(1 - \frac{V_{pn}}{V_{p0}} \right) \times 100 (\%)$$

V_{p0} : 凍結融解 0 サイクル時の平均 V_p

V_{pn} : 凍結融解 n サイクル時の平均 V_p

各熔結凝灰岩の凍結融解作用にともなう V_p の減少率を図-2, 3 に示す。

一般に, 熔結度 (この場合 q_{w0}) の大きいもの程, 凍結融解作用に対する抵抗性は大きい。たとえば白金 Wt ($q_{w0}=428$) と東郷 Wt ($q_{w0}=214$) は同じ十勝熔結凝灰岩に属するが前者の熔結度は大きく, 後者の熔結度はより小さい。両者の凍結融解作用に対する抵抗性の相違

図-2 凍結融解サイクルとP波伝播速度 (V_p) の減少例

図-3 凍結融解サイクルとP波伝播速度 (V_p) の減少例

は、図-2 より明瞭である。

凍結融解作用に対する岩石の抵抗性に大きな関係有するものとして熔結度の他に、岩石の構造がある。図-2, 3 にみるように、 V_p の減少率は、データのバラツキがあるにせよ、おおむねの傾向が熔結度 (q_{uo}) に対応しているのに対し、漁川 Wtm1 ($q_{uo}=500\sim700$)、および漁川 Wtm2 (ハ) ($q_{uo}=1,250$) は熔結度が大きいにもかかわらず V_p の減少率が大きく、なかでも、漁川 Wtm2 (ハ) は極端に大きい。喜茂別 Wt ($q_{uo}=23.8$) は漁川 Wt1 (1) ($q_{uo}=35$)、Wt1 (2) ($q_{uo}=32$) や Wtm1 より熔結度が小さいにもかかわらず、減少率がこれらよりかなり小さい。岩質をみると、前者の漁川 Wtm1 や漁川 Wtm2 (ハ) は熔結凝灰岩特有の流理構造が強く発達し、

特に Wtm2 (ハ) の場合は全体が黒色をおびたガラスが顕著である。一方、漁川 Wtm2 (イ)、(ロ) も流理構造は顕著であり、同じ層準に属する Wtm2 (ハ) との差がなぜこのように大きく出たか明確でない。流理構造の影響のあらわれ方は微妙であり、岩質 (texture, 構成物と熔結度など) のわずかな相違が、このような結果として出たものと推定される。後者の喜茂別 Wt は微視的には流理構造が発達しているが、肉眼的には、他に比較して、流理構造が顕著でない。

以上のことから、熔結凝灰岩の場合、流理構造の強弱と全体の熔結の度合が凍結融解作用に対する抵抗性の大小に大きな影響を与えていることは確かである。一般的には流理構造が強くなると凍結融解作用に対する抵抗性は小さくなる。

5.2.2 凍結融解サイクルと q_u の減少率の関係^{3),9)}

V_p の場合と同様に、前述のような適当なサイクルごとに q_u を測定し、平均値により減少率を求めた。平均値は基本的には5個の供試体により求めたが、凍結融解サイクルが多くなると供試体が割れ、一軸圧縮試験が不可能なものが生じるので2~3個の平均になったものもある。 q_u の減少率は次式により算出した。

$$q_u \text{ の減少率} = \left(1 - \frac{q_{un}}{q_{uo}}\right) \times 100 (\%)$$

q_{uo} : 凍結融解0サイクル時の平均 q_u

q_{un} : 凍結融解 n サイクル時の平均 q_u

V_p の減少率の場合と同様に、凍結融解作用に伴う q_u の減少率を、各種熔結凝灰岩について図-4, 5 に示す。一般に、熔結度 (q_{uo}) の大きいもの程、凍結融解作用に対する抵抗性が大きいが流理構造の強いものが小さい

図-4 凍結融解サイクルと一軸圧縮強度 (q_u) の減少例

図-5 凍結融解サイクルと一軸圧縮強度 (q_u) の減少例

傾向があるのは V_p の場合と同じである。

5.2.3 q_{un} と V_{pn} の関係

凍結融解サイクルの増加にともない供試体の微小亀裂が増大していったとき、 q_{un} と V_{pn} の関係を求めた。

図-6 凍結融解作用を受けたクラッキーな供試体の q_{un} と V_{pn} の関係図

図-7 凍結融解作用を受けたクラッキーな供試体の q_{un} と V_{pn} の関係図

凍結融解作用各サイクルごとの供試体の q_{un} と V_{pn} の減少率を図-2, 3, 4, 5 から読みとり両者の比を調べた。

たとえば、喜茂別 Wt では、 q_u の減少率は V_p の減少率の 1.4~1.6 倍、東郷 Wt のそれは 1.2~1.4 倍で

表-2 凍結融解作用を受けた熔結凝灰岩の q_u (q_{un}) と V_p (V_{pn}) の関係式

試 料	式*	測定箇数
白金 Wt	$q_{un} = 10.1 \cdot V_{pn}^{3.0}$	29
東郷 Wt	$q_{un} = 40.1 \cdot V_{pn}^{1.9}$	18
フラズイ Wt (A)	$q_{un} = 16.2 \cdot V_{pn}^{2.9}$	10
" (B)	$q_{un} = 92.5 \cdot V_{pn}^{2.5}$	8
喜茂別 Wt	$q_{un} = 32.1 \cdot V_{pn}^{1.8}$	23
漁川 Wtl (1)	$q_{un} = 19.3 \cdot V_{pn}^{3.1}$	20
" Wtl (2)	$q_{un} = 51.2 \cdot V_{pn}^{2.3}$	13
" Wtm1	$q_{un} = 23.0 \cdot V_{pn}^{3.3}$	13
" Wtm2 (イ)	$q_{un} = 12.1 \cdot V_{pn}^{4.1}$	30
" Wtm2 (ロ)	$q_{un} = 18.1 \cdot V_{pn}^{3.5}$	22
" Wtm2 (ハ)	$q_{un} = 23.4 \cdot V_{pn}^{3.2}$	13

* q_{un} : (kg/cm²), V_{pn} : (km/sec)

表-3 各種岩石における q_{u0} と V_{p0} の関係式

岩石名	関係式* $q_{u0}=a \cdot V_{p0}^b$	測定箇數	$\log q_{u0}$ と $\log V_{p0}$ の 相関係数
全岩石	$q_{u0}=12.3 \cdot V_{p0}^{2.67}$	568	0.89
流紋岩	$q_{u0}=27.9 \cdot V_{p0}^{2.28}$	12	0.91
安山岩	$q_{u0}=5.0 \cdot V_{p0}^{3.33}$	160	0.85
玄武岩	$q_{u0}=1.0 \cdot V_{p0}^{4.34}$	27	0.96
花崗岩類	$q_{u0}=3.9 \cdot V_{p0}^{3.30}$	27	0.81
変朽安山岩	$q_{u0}=12.0 \cdot V_{p0}^{2.71}$	24	0.88
泥岩	$q_{u0}=13.5 \cdot V_{p0}^{2.31}$	37	0.87
砂岩	$q_{u0}=13.2 \cdot V_{p0}^{2.66}$	76	0.96
礫岩	$q_{u0}=7.1 \cdot V_{p0}^{3.08}$	31	0.94
頁岩	$q_{u0}=3.6 \cdot V_{p0}^{3.70}$	33	0.80
粘板岩	$q_{u0}=0.5 \cdot V_{p0}^{4.55}$	28	0.84
熔結凝灰岩	$q_{u0}=24.6 \cdot V_{p0}^{2.81}$	33	0.87
火山碎屑岩	$q_{u0}=22.9 \cdot V_{p0}^{1.62}$	52	0.65

* q_{u0} : (kg/cm²), V_{p0} : (km/sec)

あるのに対し、漁川 Wtm₂ (イ)~(ハ) 2.0~3.8 倍、漁川 Wtm₁ 2.8~4.0 倍である。全体的には、1.2~4.5 倍の範囲にあり、一般的には、岩質が硬く流理構造の強いもの程 V_{pn} の減少率に比較して q_{un} の減少率の割合が大きい。

さらに、 q_{un} と V_{pn} の関係を直接求めてみると、 q_{un} は V_{pn} の 1.8~4.1 乗の範囲で比例する (図-6, 7, 表-2, 3)。

5.3 インタクトの岩石供試体とクラッキーな岩石供試体における q_u と V_p の関係の相違

従来、筆者は多数のインタクトな供試体に関して、 q_u と V_p の関係を調べてきた^{10), 11)}。これによれば、各種全岩石の平均 (北海道各地 186 カ所、測定個数 $n=568$) で q_u は V_p の 2.7 乗に比例する (表-4)。熔結凝灰岩 (11 カ所、 $n=33$) だけでは、インタクトな供試体の q_u ($=q_{u0}$) は V_p ($=V_{p0}$) の 2.8 乗に比例している (表-4)。この q_{u0} と V_{p0} の関係と、5.2.3 の項で検討した、凍結融解作用を受け、微小亀裂の発達したクラッキー (cracky) な供試体の q_u ($=q_{un}$) と V_p ($=V_{pn}$) の関係を対比してみると両者の関係は明らかに異なる (図-6, 7, 表-2)。なお、同図の二重マルの点は凍結融解作用開始時の q_u と V_p 、矢印の方向は凍結融解作用に伴う q_u と V_p の減少方向を示す。これによれば、11 例中 7 例は、 $q_{u0}-V_{p0}$ 関係以上に、 $q_{un}-V_{pn}$ の関係の方が、 V_p の減少 (または変化) に対し q_u の減少 (または変化) 比率が大きい。換言すれば、 q_u と V_p の関係を示す一般式 $q_u=a \cdot V_p^b$ の式において、クラッキーの供試体の方がインタクトな供試体より b の値が大きくなる (このと

図-8 インタクトとクラッキーな供試体における q_u と V_p の関係概念図

き a は小さくなる), ということである。

これらの関係の概念図を図-8 に示す。同図は q_u を縦軸に、 V_p を横軸にとり、熔結凝灰岩の q_{u0} と V_{p0} の関係を直線 $X-X'$ 、 q_{un} と V_{pn} の関係を直線 $A-A'$ で示したものである。ある A 点に位置するインタクトな供試体に、凍結融解作用により微小亀裂を生じさせながら、 q_u と V_p の関係を求めてみると、 q_{un} と V_{pn} の関係は、直線 $A-X'$ 上の上ってくるのではなく、直線 $A-A'$ 上の上ってくる。したがって、凍結融解作用により、 V_{p01} が V_{pn1} まで低下したとき、強度は図の B 点の座標から求まる q_{un1} であり、 $q_{u02} > q_{un1}$ である。残りの 5 例は $q_{un}=a' \cdot V_{pn}^{b'}$ の式において、 b' の値がインタクトな供試体の式の $b=2.8$ より小さく出た。このことについて以下のような考察をした。

前述のごとく、各種、全岩石の平均では、 q_{u0} は V_{p0} の 2.7 乗に比例しているが、この関係を岩石名別にみる (表-3) と、一般に岩質の硬いものが多い玄武岩が 4.3 乗、粘板岩が 4.6 乗に比例するのに対し、軟質のものが多く泥岩と砂岩では 2.3 乗、火山碎屑岩で 1.6 乗に比例している。安山岩、頁岩などの他の岩種はこの中間の値をとっている。以上のことから q_{u0} が大きいものが多い岩種ではこの値が大きくなる傾向があることは明確である。

熔結凝灰岩では、 q_{u0} は V_{p0} の 2.8 乗に比例するが、求めたデータは V_{p0} が 1.2 km/sec 以上のものが多い。

図-9 P波伝播速度の小さい熔結凝灰岩における q_{u0} と V_{p0} の関係

V_{p0} が 1 km/sec 以下のところでも、熔結凝灰岩の q_{u0} が V_{p0} の約 2.8 乗に比例しているかどうか検討した。

q_{u0} の小さいデータは少ないが、喜茂別 Wt と漁川 Wt (2) の供試体から $V_{p0}=0.8\sim 1.0$ km/sec 付近の q_{u0} と V_{p0} の関係を求めた (図-9)。これによれば、 q_{u0} は V_{p0} の 1.2 乗に比例している。この値は熔結凝灰岩の平均の 2.8 乗よりかなり小さい。このことは、いろいろの V_{p0} の値を持つ岩石の q_{u0} と V_{p0} の関係を一つの式であらわすことの困難性、あるいは誤差の大きいことを示していると同時に、 V_{p0} が 1 (km/sec) 以下の小さいものでは、この式があまり信頼性がないことを示している。しかしながら、現実には $V_{p0}=0.8\sim 1.0$ km/sec 付近で q_{u0} は V_{p0} の 1.2 乗に比例しているとすれば、喜茂別 Wt や漁川 Wt (2) においても、インタクトな供試体より、クラッキーな供試体の方が V_p の減少に対し q_u の減少比率が大きいことを示している。

このようなことを考慮してもなお東郷 Wt や神居 Wt の例のような例外もある。しかし、以上の結果より、データの多少のバラツキがあるにせよ、次のようなことが言える。

一般に、インタクトな供試体の q_u と V_p の関係はク

ラッキーな供試体の関係と異なり、後者の方が前者より V_p の減少に対する q_u の減少比率が大きい。

6. 岩盤強度推定への適用

6.1 岩盤の準一軸圧縮強度への適用

前述のように、熔結凝灰岩のインタクトな供試体において、 q_u は V_p の約 2.8 乗に比例する。割れ目の存在する岩盤においてもこの関係が成立するものとし、供試体の一軸圧縮強度に相当する、一軸応力状態を仮定した岩盤の強度を岩盤の準一軸圧縮強度と仮に定義すれば次式が成立する。

$$q_{um} = q_{u0} \left(\frac{V_{pm}}{V_{p0}} \right)^{2.8} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ただし、

q_{um} : 岩盤の準一軸圧縮強度

V_{pm} : 岩盤の P 波の伝播速度

しかしながら、割れ目の存在する岩盤の強度は、インタクトな供試体よりもむしろ微小亀裂の入ったクラッキーな供試体の q_u と V_p の関係に近いものと推定される。したがって、このことと 5.3.1 の項の結果より (1) 式で岩盤の強度を求めると実際よりも岩盤の強度はかなり強く出るので妥当でないことが明らかである。

岩盤の準一軸圧縮強度 q_{um} と岩盤の P 波の伝播速度 V_{pm} の関係が q_{un} と V_{pn} の関係にほぼ近いと考えられることより、 q_{u0} 、 V_{p0} および q_{un} 、 V_{pn} がどのような関係にあるか検討を加えた (図-10, 11)。同図において縦軸に q_{un}/q_{u0} の比、横軸に $(V_{pn}/V_{p0})^2$ と $(V_{pn}/V_{p0})^2$ の比をとり、 q_{un}/q_{u0} が V_{pn}/V_{p0} の何次に比例するか調べた。図に示した 11 例のうち 6 例が $q_{un} = q_{u0} (V_{pn}/V_{p0})^n$ の式においておよそ $n=2.8\sim 4.5$ の範囲にある。インタ

図-10 $q_{un}/q_{u0}-(V_{pn}/V_{p0})^2$ 関係

図-11 $q_{un}/q_{u0}-(V_{pn}/V_{p0})^2$ 関係

クトな供試体の場合より n の値が大きくなっている傾向にある。 n の値がインタクトな供試体の平均の 2.8 より小さいものが 5 例あるが、喜茂別 Wt と漁川 Wt (2) は、5.3.1 の項で検討した理由により、 n の値がインタクトな供試体より大きくなっていると言える。しかし、白金 Wt, 東郷 Wt, 神居 Wt の場合は $q_{u0}=200\sim400$ kg/cm², $V_{p0}=1.5\sim2.3$ km/sec と大きな値であり、明確に説明出来ない。おそらく、これらの岩体においては、 q_{u0} と V_{p0} の関係が岩質、構造に起因する理由より、熔結凝灰岩の全平均とはかなり異なったものとなっていると推定される。しかしながら、データのバラツキはあるにせよこれらの結果 (図-10, 11) から次のようなことがいえる。

$q_{un}=q_{u0}(V_{pn}/V_{p0})^n$ の式において、熔結凝灰岩では、全体的にみると、 $n>2.8$ が多く、硬質で流理構造の強いもの程 n の値が大きい傾向にある。

この点をより明確にするために、インタクトな供試体における有効間隙率、比重、 q_{u0} と V_{p0} の各値と n の値の関係を求めたが、有効間隙率や比重は良い相関関係がない。 q_{u0} と V_{p0} が n とやや良い相関関係があり、なかでも q_{u0} のほうがより良い相関関係がある (図-12, 13)。両者の関係式は次式である。

$$q_{u0}=372 \cdot n - 503$$

$$V_{p0}=0.60 \cdot n + 0.62$$

ただし

$$n = \log \left(\frac{q_{un}}{q_{u0}} \right) / \log \left(\frac{V_{pn}}{V_{p0}} \right)$$

なお、漁川の Wtm1 や Wtm2 (ハ) のように n の値が、ある範囲にバラツキものについては、その平均値でこれらの式を求めた。

図-12 熔結凝灰岩の q_{u0} と n の関係 図-13 熔結凝灰岩の V_{p0} と n の関係

以上の結果より、熔結凝灰岩について次式がほぼ成立するといえる。

$$q_{un}=q_{u0} \cdot \left(\frac{V_{pn}}{V_{p0}} \right)^n \dots\dots\dots (2)$$

ただし、

$q_{u0}=10\sim100$ (kg/cm²) 程度の軟岩のとき

$$n=1.3\sim1.7$$

$q_{u0}=100\sim500$ (kg/cm²) 程度の中硬岩のとき

$$n=1.6\sim2.8$$

$q_{u0}=500\sim1,000$ (kg/cm²) 程度の硬岩 I のとき

$$n=2.7\sim4.0$$

$q_{u0}\geq 1,000$ (kg/cm²) 程度の硬岩 II のとき

$$n=4.0\sim5.5$$

q_u と V_p の関係において、「微小亀裂の入った供試体の V_p と q_u の関係は、ほぼ割れ目の存在する岩盤の V_p と q_u の関係にある」すなわち、「 $q_{un}\div q_{um}$, $V_{pn}\div V_{pm}$ 」とすれば、

$$q_{wm} = q_{w0} \cdot \left(\frac{V_{pm}}{V_{p0}} \right)^n \dots\dots\dots (3)$$

ただし、

n の値は (2) 式に同じ

が成立し、熔結凝灰岩の岩盤の準一軸圧縮強度が求められる。

6.2 セン断強度への適用

インタクトな供試体における一軸圧縮強度 (q_{w0}) とセン断強度 (岩石の粘着力, τ_{p0}) の関係は、

$$q_{w0} = (5 \sim 10) \tau_{p0}$$

である^{10), 11)} (図-14)。同図は、筆者が北海道の 158 カ所のさまざまな種類の岩石について試験を実施した結果を示すものである。 τ_{p0} は q_{w0} と圧裂引張強度それぞれ 3 個の平均値から計算式¹²⁾により求めた。全体の 70~80% が前記の式の範囲で示される。そして、データの多少のパラッキはあるが、 q_{w0} と τ_{p0} は、ほぼ一次式の関係と考えて良いことが読みとれる。一般に q_u と τ が一次式の関係にあると考えると、(3) 式は岩盤のセン断強度 (粘着力) についても成立するものと考えて良い。したがって、熔結凝灰岩の岩盤において、

$$\tau_{m0} = \tau_{p0} \cdot \left(\frac{V_{pm}}{V_{p0}} \right)^n \dots\dots\dots (4)$$

ただし、

n の値は (2) 式に同じ

τ_{m0} : 岩盤の粘着力

が成立する。

図-14 インタクトな供試体における q_{w0} と τ_{p0} の関係 (各種全岩石)

6.3 岩盤のセン断強度への適用

前項で求めた (4) 式の有効性を検討するために、北海道内の 10 カ所で実施した、ブロックセン断試験¹³⁾による、原位置セン断強度 (岩盤の粘着力, τ_{m-b0}) とインタクトな供試体による室内セン断強度 (τ_{p0}) の関係の検

討を試みた。

6.3.1 割れ目のほとんど存在しない岩盤のセン断強度と供試体のセン断強度の比較

一般に、軟岩ほどインタクトな供試体試験値と原位置セン断試験値の差は小さいといわれているがたとえば、利別川のピリカダム予定サイトの鮮新世の固結度の小さい砂岩では、ほとんど両者の差はなかった (図-15)。

同砂岩は固結度は小さく、供試体において $q_{w0} = 3 \text{ kg/cm}^2$, $V_{p0} = 0.84 \text{ km/sec}$ であり、地山の V_p は弾性波探査により 0.82 km/sec であり、両者の P 波伝播速度の差はほとんどなかった。縦坑あるいは表土の掘削により露頭面からの観察でも、地層には肉眼的に顕著な割れ目が発達していない。

供試体のセン断強度 τ_{p0} と岩盤のセン断強度 τ_{m-b0} において 0.3 kg/cm^2 、両者の内部摩擦角において 0.2° の相違があったが、通常実施されている両者の試験法の精度を考慮すれば、両者の差はほとんどなかったといえる。このような地層では、室内における不攪乱試料による試験値が、岩盤の強度を推定するのに充分役立つことを示すとともに、この場合も (4) 式が成立することを示している。

図-15 原位置と供試体セン断強度比較例

6.3.2 割れ目の存在する岩盤のセン断強度と供試体のセン断強度の比較

一般にいわれているように、軟~硬岩よりなる割れ目の存在する岩盤では、インタクトな供試体と岩盤の強度は異なる。問題はその異なる度合であるが、北海道内の両者の測定例を表-4に示す^{14), 15), 16)}。

同表の τ_{m-b0} はブロックセン断試験による岩盤の粘着力を示す。

表-4 岩石と岩盤のせん断強度（ブロックせん断試験）の測定例

岩石名	τ_{m-b0} (kg/cm ²)	τ_{p0} (kg/cm ²)	V_{pm} (km/sec)	V_{p0} (km/sec)	N	q_{u0} (kg/cm ²)	せん断強度 (ブロックシャーテスト)	備考
泥岩	4.4	20.7	1.3	2.2	2.9	100	$\tau_{m-b} = 4.4 + \sigma \tan 53^\circ$	利別川, ビリカダムサイト, 新第3紀, 弱固結
砂岩	3.3	3.6	0.82	0.84	—	7.0	$\tau_{m-b} = 3.3 + \sigma \tan 36^\circ$	利別川, ビリカダムサイト, 新第3紀, 固結
礫岩	6.7	29.0	3.1	4.3	4.5	205	$\tau_{m-b} = 6.7 + \sigma \tan 52^\circ$	沙流川, 二風谷ダムサイト, 新第3紀
粘板岩	10.0	47.9	3.5	4.7	5.3	358	$\tau_{m-b} = 10.0 + \sigma \tan 50^\circ$	平取川, 平取ダムサイト, 先第3紀, 日高層群
熔結凝灰岩	2.3	4.9	1.8	2.2	3.8	38	$\tau_{m-b} = 2.3 + \sigma \tan 45^\circ$	漁川, 漁川ダムサイト, 第4紀, 支笏熔結凝灰岩, 弱熔結
石英斑岩	40.6	118	3.2	4.3	3.6	710	$\tau_{m-b} = 40.6 + \sigma \tan 44^\circ$	小樽内川, 定山溪ダムサイト, 新第3紀
"	64.6	129	3.5	4.4	3.0	719	$\tau_{m-b} = 64.6 + \sigma \tan 10^\circ$	小樽内川, 定山溪ダムサイト, 新第3紀
石英安山岩	24.4	53	3.9	4.6	4.7	450	$\tau_{m-b} = 24.4 + \sigma \tan 53^\circ$	小樽内川, 定山溪ダムサイト, 新第3紀
風化変朽安山岩	4.8	62	1.6	3.1	3.8	218	$\tau_{m-b} = 4.8 + \sigma \tan 48^\circ$	糠平川, 糠平大橋アバット, 新第3紀, 風化顕著
変朽安山岩	6.1	126	3.0	4.6	7.0	442	$\tau_{m-b} = 6.1 + \sigma \tan 58^\circ$	糠平川, 糠平大橋アバット, 新第3紀

ただし τ_{m-b} : ブロックせん断試験による破壊時のせん断強度 (kg/cm²)

τ_{m-b0} : 同岩盤の粘着力 (kg/cm²)

σ : 同垂直応力 (kg/cm²)

$$N = \log \frac{\tau_{m-b0}}{\tau_{p0}} / \log \frac{V_{pm}}{V_{p0}}$$

$$N = \log \frac{\tau_{p0}}{\tau_{m-b0}} / \log \frac{V_{pm}}{V_{p0}} \text{ 式}$$

に τ_{m-b0} , τ_{p0} および V_{pm} , V_{p0} を代入し, 各地の岩盤における N の値を求めた。これによれば, 10 例のうち 5 例が 2.9~4.0, 3 例が 4.0~5.5 の範囲にある。一般

図-16 ブロックせん断試験の破壊点における N と q_{u0} の関係

的には, q_{u0} が大きいもの程 N が大きくなる傾向がある (図-16)。

例外として, 定山溪ダムサイトの石英斑岩がある。石英斑岩の二例では, q_{u0} が 710, 719 (kg/cm²) と大きい割には N が 3.0, 3.6 と小さかった。 q_{u0} に比較して, 内部摩擦角が小さく, τ_{m-b0} が 40.6, 64.6 (kg/cm²) と特に大きい岩質であったので, このために計算上, N が小さく出た。逆に, 糠平大橋のアバットの变朽安山岩では $N=7.0$ という極端に大きな値が出た。ブロックせん断試験後のせん断面の観察によれば, コンクリートブロックと岩盤の付着面の分離部分が大半を占め, 岩盤内のせん断部分は全体の 5~7% にすぎなかった。このことが, 堅硬な岩盤にもかかわらず, τ_{m-b0} が 6.0 (kg/cm²) と小さく出, そのために N が大きくなったものと考えられる。この τ_{m-b0} は, この地点より約 20 m 離れた同じ变朽安山岩の風化帯部分で実施したブロックせん断試験の値と, 岩質から推定されるほどの, 強度差はなかった。風化帯の場合, セン断面は全体の 40~70% が岩盤内に生じていた。

これらの結果は, N の値が非常に大きい場合はプロ

ックセン断試験が不完全なものであることやブロックセン断試験による原位置セン断強度が必ずしも岩盤のセン断強度を示さないことを示している。

したがって、以下に岩盤のセン断強度とブロックセン断試験による原位置セン断強度の相違について検討を加える。

表-4 より、 q_{w0} と N の関係式を求めると、パラツキは大きい、ブロックセン断試験において、ほぼ $q_{w0} = 190N - 503$ ($N > 3$, $N = \log(\tau_{p0}/\tau_{m-b0})/\log(V_{pm}/V_{p0})$) である (図-16)。一方、前記の凍結融解作用を受けたクラッキーロックの供試体においては $q_{w0} = 372n - 560$ ($n > 1.5$, $n = \log(q_{wm}/q_{w0})/\log(V_{pn}/V_{p0}) \doteq \log(\tau_{p0}/\tau_{n0})/\log(V_{pn}/V_{p0})$) である。両者を比較すると、同じ q_{w0} に対し、後者の N の値は前者の n の値より 1.5~3.0 大きく、かつ硬岩ほど大きい傾向がある。このことは、後者を真の岩盤強度に近似するものとすれば、ブロックセン断試験により求まる原位置セン断強度 τ_{m-b0} は、一般に、本来の岩盤強度より小さいことを示している。すなわち、図-16 において、ブロックセン断試験により求められた各試験点はほとんど直線 A—A' より右側に来ている (直線 A—A' 上にのった場合両者の値が等しい)。

τ_{m-b0} が直線 A—A' より、計算により、求められる本来の岩盤のセン断強度 (τ_{m0-c}) の何 % になっているか表-5 に示す。石英安山岩および石英斑岩では q_{w0} の値が大きい割には 71% および 91, 106% と大きい。試験が上手に実施されたことと岩質が影響しているものと考えられる。礫岩のように岩質が不均質なものや粘板岩のように潜在亀裂を多数有するものでは 40% 余である。

砂岩 (ビリカダム) では 95% で大きい、岩質が弱固結の軟質のために、ほとんど岩盤中でセン断されたことによる。糖平大橋のアバットの硬質な変朽安山岩では 14% で小さい。

前述の τ_{m0-c} が真の岩盤強度に近似するものとすれば、以上の 10 例において、ブロックセン断試験により求められた原位置セン断強度は真の岩盤のセン断強度の 14~106% の範囲にあるが、ほとんどは 15~95% である。

セン断面の観察より、 τ_{m-b0} はコンクリートのセン断部分、コンクリートと岩盤の付着面のセン断部分および岩盤のセン断部分のセン断力の和を反映したものである。したがって、前記の 15~95% という値がセン断面中の岩盤セン断の面積比率をあらわすものではない。一般に、ブロックセン断試験のセン断面は硬岩になる程岩盤中でセン断面積比率が減少する。糖平大橋の変朽安山岩では上記の値が 14% であるのに対し、岩盤でのセン断部分は全セン断面積の 5~7% である。新第三紀の礫岩で実施したブロックセン断試験と岩盤を整形してコンクリートキャッピングしたロックセン断試験の結果では、セン断強度 (粘着力) が、前者は後者の 15~50% であるという例¹⁷⁾もある。

以上のことから、ブロックセン断試験による原位置セン断強度 (τ_{m-b0}) は次式であらわされる。

$$\tau_{m-b0} = \tau_{p0} \cdot \left(\frac{V_{pm}}{V_{p0}} \right)^{N'} \dots\dots\dots (5)$$

ただし、

$$q_{w0} = 10 \sim 100 \text{ (kg/cm}^2\text{)} \text{ 程度の軟岩のとき}$$

表-5 ブロックセン断試験によるセン断強度と岩盤のセン断強度の比率

岩 石 名	τ_{m-b0} (kg/cm ²)	τ_{m0-c} (kg/cm ²)	$\frac{\tau_{m-b0}}{\tau_{m0-c}} \times 100$ (%)	N	n'	q_{w0} (kg/cm ²)
泥 岩	4.4	8.7	51	2.9	1.7	100
砂 岩	3.3	3.5	95	—*	1.5	7
礫 岩	6.7	15.3	44	4.5	2.0	205
粘 板 岩	10.0	23.6	42	5.3	2.4	358
熔 結 凝 灰 岩	2.3	3.7	62	3.8	1.4	38
石 英 斑 岩	40.6	44.5	91	3.6	3.3	710
石 英 斑 岩	64.6	60.6	106	3.0	3.3	719
石 英 安 山 岩	24.4	34.5	71	4.7	2.6	450
風化変朽安山岩	4.8	16.9	29	3.8	2.0	218
変 朽 安 山 岩	6.0	41.6	14	7.0	2.6	442

ただし τ_{m0-c} : 計算より予想される本来の岩盤の粘着力

$$n' = \log \frac{\tau_{m0-c}}{\tau_{p0}} / \log \frac{V_{pm}}{V_{p0}}$$

* $V_{p0} \doteq V_{pm}$ のため計算せず

$$N=3.0\sim 3.5$$

$q_{u0}=100\sim 500$ (kg/cm²) 程度の中硬岩のとき

$$N=3.5\sim 5.5$$

$q_{u0}=500\sim 1,000$ (kg/cm²) 程度の硬岩Ⅰのとき

$$N=5.5\sim 8.0$$

$q_{u0}\geq 1,000$ (kg/cm²) 程度の硬岩Ⅱのとき

$$N\geq 8$$

なお、原位置試験値 τ_{m-b0} や V_{pm} の決定においては次のような問題点や留意点がある。

τ_{p0} や V_{p0} は測定値のパラツキはあるにせよ、テストピースより求められる値なので、比較的明確に決定出来る。これに対し、岩盤の値 τ_{m-b0} や V_{pm} は、たとえ原位置試験が実施されていたとしても、かなり不明確な点が多い。すなわち、 V_{pm} は一般的には下部ほど漸増するが、通常実施されている屈折法による弾性波探査では、これを何層かの速度層に区分して解析している。したがって、解析断面では、同一速度層はどこでも同じ速度であるという見かけを呈する。このために、ブロックセン断試験が実施された地点の V_{pm} が解析断面に示された速度とは限らない。特に、基底速度層よりも、中間速度層でテストが実施された場合、このことに対する適切な判断が必要である。また軟岩は変質岩においては $V_{p0} < V_{pm}$ となる場合がしばしばあるが、この場合(5)式は適用出来ない。

岩盤のブロックセン断試験は通常4点のセン断試験により τ_{m-b0} と内部摩擦角 ϕ を求めたものであるが、実測データではパラツキの大きいことが多い。 τ_{m-b0} と ϕ を分離するが難しい場合がしばしばあることは経験者の良く知るところである。最小二乗法で τ_{m-b0} や ϕ を求めるのが妥当でない場合もあり、その決定にあたり、個人の主観が入ってくると同時に、個々のデータに対するより適切な判断が必要である。

以上のように、 τ_{m-b0} や V_{pm} 、また τ_{p0} や V_{p0} すら、厳密に決定出来るものではない。また地下水の有無、岩盤の異方性などの影響も無視出来ないものがある。したがって、 N の値もある範囲を有するものであるが、本文中では代表値を示した。

7. ま と め

熔結凝灰岩のインタクトな供試体に、凍結融解作用により微小亀裂を生じさせ、一軸圧縮強度 (q_u) と P 波の伝播速度 (V_p) を指標に、微小亀裂の入った岩石の両者の関係を調べた。これらの関係は、インタクトな供試体における q_u と V_p の関係と明らかに異なり、割れ目の入った岩盤の P 波伝播速度と岩盤の準一軸圧縮強度 (一

軸応力状態を仮定したときの強度) の関係に近いものと推定した。さらに、インタクトな供試体において、一軸圧縮強度とセン断強度の関係がほぼ一次式で示されることを求めた。以上のことより、 $V_{p0} < V_{pm}$ となる一部の軟岩や変質岩よりなる岩盤などは別として、通常の岩盤ではおおよそ次式によりセン断強度 τ_{m0} が求められることを提案した。

$$\tau_{m0} = \tau_{p0} \cdot \left(\frac{V_{pm}}{V_{p0}} \right)^n$$

ただし、

$q_{u0}=10\sim 100$ (kg/cm²) 程度の軟岩のとき

$$n=1.3\sim 1.7$$

$q_{u0}=100\sim 500$ (kg/cm²) 程度の中硬岩のとき

$$n=1.6\sim 2.8$$

$q_{u0}=500\sim 1,000$ (kg/cm²) 程度の硬岩Ⅰのとき

$$n=2.7\sim 4.0$$

$q_{u0}\geq 1,000$ (kg/cm²) 程度の硬岩Ⅱのとき

$$n=4.0\sim 5.5$$

熔結凝灰岩で求めた上式を全岩石に適用するのは多少の無理があるかも知れない。現に、インタクトな供試体においてすら、玄武岩や粘板岩では一軸圧縮強度は P 波伝播速度の 4 乗以上に比例しており、岩種による差も大きい (表-4)。しかしながら、インタクトな供試体で一軸圧縮強度と P 波伝播速度の関係をみると、熔結凝灰岩は全岩種の中ではほぼ平均に近い値を示している (表-4、全岩石 2.67 乗、熔結凝灰岩 2.81 乗に比例)。したがって、上式を全岩石を概括的にみたときの平均的な式とすれば、多少の係数の相違はあっても他の岩種でも適用出来るものと考ええる。

さらに、北海道内 10 カ所で実施した各種岩盤のブロックセン断試験における岩盤のセン断強度 (τ_{m-b0}) とインタクトな供試体のセン断強度 (τ_{p0}) を比較した結果、おおよそ次式で示される。

$$\tau_{m-b0} = \tau_{p0} \cdot \left(\frac{V_{pm}}{V_{p0}} \right)^N$$

ただし、

前記の軟岩のとき $N=3.0\sim 3.5$

中硬岩のとき $N=3.5\sim 5.5$

硬岩Ⅰのとき $N=5.5\sim 8.0$

硬岩Ⅱのとき $N\geq 8$

従来の経験からみると、多くの場合、硬岩になるほど岩盤のセン断強度はブロックセン断試験から求まるセン断強度よりも大きくなる。しかしながらコンクリートダムや橋のアバットなどの構造物の設計値はブロックセン断試験値が用いられていることが多い。

ブロックセン断試験は、硬岩になると、岩盤中のセン断試験よりも付着面でのセン断試験の要素が強くなる。一方、上記の構造物と基盤の強度関係において、硬質な岩盤では、構造物との付着面が最弱線となることが多い。これらの点を考慮に入れると、岩盤中のセン断強度（いわゆる真の岩盤セン断強度）よりも、むしろブロックセン断試験によるセン断強度が用いられるのも当然のことかもしれない。しかし、両方のセン断強度の相違は充分認識され、かつダムやトンネルの安全性、岩盤斜面の安定性などの目的に応じた使い分けがされなければならない。

8. あとがき

熔結凝灰岩を主とした室内試験と原位置セン断試験値から、P波の伝播速度とセン断強度の関係について、前記の式を提案した。筆者は基本的にはこのような式により、いろいろな岩種のおおよその岩盤の強度を推定出来ると考える。しかしながら、岩種による相違、流理構造の著しい岩石の場合の力学的異方性の影響などということも充分検討してみなければならない。

今後さらに他種類の岩石について、このような試験、検討を実施してみたい。

なお、本論文で述べた内容は原位置セン断試験の重要性を決して否定するものではない。原位置セン断試験値の解釈やそれが無いところの推定のひとつの手段としての方法論を述べたものである。

謝 辞

本研究を進めるにあたり、北海道開発局土木試験所、小林雄一地質研究室長には終始御指導をいただいた。

同研究室、内山 進、前田 明、松田啓三技官には実験の遂行にあたり多大な御協力をしていただいた。

北海道大学理学部、勝井義雄教授、北海道開発コンサルタントKK、古田政美氏、日本工営KK、衛藤正敏氏には粗稿を読んでいただいた。もとより、当報文のいたらぬ点は全て筆者の責任である。記して以上の方々に厚く感謝の意を表する。

参 考 文 献

- 1) 根岸正充 (1979): P波伝播速度を用いて岩石試験値から岩盤の強度を推定する方法について, 昭和

54年度日本応用地質学会北海道支部研究発表会講演要旨集第1号, pp. 8~9.

- 2) 根岸正充 (1979): P波による岩盤の割れ目の定量化, 昭和54年日本応用地質学会研究発表会講演要旨集, pp. 60~63.
- 3) 工藤慎一 (1960): ダム基礎岩盤の調査, 土木技術資料, Vol. 2, No. 3, pp. 12~17.
- 4) 池田和彦・小林芳正・桜井 孝 (1972): 岩目の岩石強度に及ぼす影響, 物理探鉱, Vol. 25, No. 5, pp. 11~20.
- 5) 池田和彦 (1979): 割れ目岩盤の性状および強度, 応用地質, Vol. 20, No. 4, pp. 20~32.
- 6) ASTM (1961): C-290-61T, Resistance of Concrete Specimens to Rapid Freezing and Thawing in Water, Tentative Method of Test for.
- 7) 北海道開発局土木試験所地質研究室 (1974): 凍結融解作用に対する岩石の抵抗性に関する研究, 昭和48年度土木試験所年報, p. 41.
- 8) 根岸正充 (1979): 凍結融解作用による軟岩の強度低減率, 第22回北海道開発局技術研究発表会論文集, pp. 51~56.
- 9) 根岸正充 (1979): 熔結凝灰岩の凍結融解作用による強度低減率, 昭和54年度日本応用地質学会北海道支部研究発表会講演要旨集第1号, pp. 6~7.
- 10) 根岸正充 (1973): 岩石の強度に関する基礎的研究, 第16回北海道開発局技術研究発表会論文集, pp. 51~62.
- 11) 根岸正充・星野 寔 (1973): 岩石の強度に関する研究, 第4回岩の力学シンポジウム講演集, pp. 103~108.
- 12) 日本鉱業会 (1968): 岩石強度測定実施基準案, 日本鉱業会誌, Vol. 84, No. 965, pp. 1479~1487.
- 13) 土木学会岩盤力学委員会 (1977): ダムの地質調査, 土木学会出版.
- 14) 北海道開発局漁川ダム建設事業所 (1976 など), 美利加建設事業所 (1978 など), 沙流川ダム調査事業所 (1977, 1978 など), 定山溪ダム建設事業所 (1978): 漁川, 定山溪, 平取, 二風谷, 定山溪各ダム地質調査報告書.
- 15) 永井俊一・杉山博道 (1976): 糠平大橋の地質調査, 第20回北海道開発局技術研究発表会論文集, pp. 51~62.
- 16) 北海道開発局糠平道路改良事業所 (1979): 一般国道273号上士幌町地内湖畔第1号トンネル外一連工事の内, 岩盤ブロックセン断試験報告書.
- 17) 高橋隆孝 (1980): 現位置セン断試験の測定例と測定結果の問題点, 昭和55年日本応用地質学会北海道支部講演要旨集第2号 (通巻), pp. 2~3.

(昭和55年9月20日受理)