第２回研究発表会

講　演　集

１９９３年２月１２日

日本応用地質学会

東　北　支　部

日本応用地質学会東北支部　第２回研究発表会

o日　時：平成５年（1993年）２月１２日
　　１０時３０分～１６時４０分

o会　場：仙台市青年文化センター
　　仙台市青葉区旭ヶ丘三丁目27－５
　　TEL 022-276-2110

o会　費：2,000 円　（昼食代含む）

o協　賛：東北地質調査業協会

o発表および討論時間
　・発表：１２分
　・討論：　５分

oプログラム概要
　・開会　(10:30)
　・開会挨拶----北村　信（東北支部支部長）
　・講演　(10:40～12:40)
　　司　会　田野久貴（日本大学工学部）
　　講演者　佐久間秀樹氏（動力炉・核燃料事業団）
　　講演者　桑原啓三氏（(財)国土開発技術センター）
　・昼食　(12:40～13:20)
　・発表講演　　(13:20～16:34)
　　I　①～②(13:20～13:54)座長　橋本修一　（東北電力㈱土木部）
　　II　③～⑤(14:00～14:51)座長　藤島泰隆　（川崎地質㈱）
　　III　⑥～⑧(15:00～15:51)座長　斉藤芳徳　（基礎地盤ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ㈱）
　　IV　⑨～⑩(16:00～16:34)座長　田倉治尚　（日本工営㈱）
　・閉会の挨拶----田野久貴（日本大学工学部）

o懇親会
　・場所：同センター内（レストラン　すばる）
　・時間：17:00 より

oプログラム

10:30　開会

開会あいさつ　……　北村信（東北支部支部長）

－講　　演－

司会　田野久貴（日本大学工学部）

10:40～11:30　講演

佐久間秀樹氏（動力炉・核燃料事業団）

「高レベル放射性廃棄物地層処分研究の現状」

11:30～11:40　質疑

11:40～12:30　講演

桑原啓三氏（(財)国土開発技術センター）

「岩盤斜面の変形と破壊」

12:30～12:40　質疑

12:40～13:20　昼食

－発　表　講　演－

発表講演　I　　座長　橋本修一　（東北電力㈱土木部）

13:20～13:37　岩盤斜面滑落崩壊の簡易判別法について

多田元彦　（岩手大学工学部）

13:37～13:54　長大岩盤斜面の健全度の評価例－数値解析による定量化の試み－

○大竹照光　（川崎地質㈱）

宮田一盛　（　〃　）

加藤勲　（　〃　）

13:54～14:00　休憩

発表講演　II　　座長　藤島泰隆　（川崎地質㈱）

14:00～14:17　三軸圧縮を受けた岩石のカイザー効果に関する基礎実験

○渡辺英彦　（日本大学工学部）

田野久貴　（　〃　）

赤津武男　（　〃　）

14:17～14:34　載荷速度の変化に伴うき裂岩石の力学的挙動について

○古住光正　（岩手大学工学部）

阿部正良　（　〃　）

14:34～14:51　花崗岩の人工風化に関する基礎的研究
田野久貴　（日本大学工学部）
○吉沢大造　（　〃　）
林　直樹　（　〃　）

14:51～15:00　休憩

発表講演　III　　座長　斉藤芳徳　（基礎地盤ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ㈱）

15:00～15:17　宮城県の地質分布のフラクタル次元について
田野久貴　（日本大学工学部）
○前田直也　（　〃　）
林健一郎　（　〃　）

15:17～15:34　亀裂性岩盤（粘板岩）トンネルにおける設計施工時の
地山分類不一致の現状と対策
太田　保　（㈱復権技術ｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ）
小林俊樹　（　〃　）
○金須宏和　（　〃　）

15:34～15:54　熱水変質地帯に施工した地すべり対策工の腐食対策の検討
池田伸夫　（山形県土木部）
○大河原彰　（日本工営㈱）

15:54～16:00　休憩

発表講演　IV　　座長　田倉治尚　（日本工営㈱）

16:00～16:17　低地下水位軟岩地山における透水試験例
－間隙水圧測定・静水圧透水試験・ルジオンテスト－
○谷藤隆三　（㈱ﾀﾞｲﾔｺﾝｻﾙﾀﾝﾄ）
中条達矢　（　〃　）
今野隆彦　（今野技術士事務所）

16:17～16:34　微重力探査による空洞調査について
土屋　尚　（基礎地盤ｺﾝｻﾙﾀﾝﾂ㈱）
梅内勝彦　（　〃　）
川村義文　（　〃　）
○武田茂則　（　〃　）

16:34～16:40　閉会のあいさつ　　田野久貴　（日本大学工学部）

※　○印：発表者

目　　次

1 岩盤斜面滑落崩壊の簡易判別法について…… 1
岩手大学工学部　多田　元彦

2 長大岩盤斜面の健全度の評価例－数値解析による定量化の試み－…… 5
川崎地質㈱　○大竹　照光
〃　宮田　一盛
〃　加藤　勲

3 三軸圧縮を受けた岩石のカイザー効果に関する基礎実験……11
日本大学工学部　○渡辺　英彦
〃　田野　久貴
〃　赤津　武男

4 載荷速度の変化に伴うき裂岩石の力学的挙動について……15
岩手大学工学部　○古住　光正
〃　阿部　正良

5 花崗岩の人工風化に関する基礎的研究……19
日本大学工学部　田野　久貴
〃　○吉沢　大造
〃　林　直樹

6 宮城県の地質分布のフラクタル次元について……23
日本大学工学部　田野　久貴
〃　○前田　直也
〃　林　健一朗

7 亀裂性岩盤（粘板岩）トンネルにおける設計施工時の
地山分類不一致の現状と対策……29
㈱復建技術コンサルタント　太田　保
〃　大林　俊樹
〃　○金須　宏和

8 熱水変質地帯に施工した地すべり対策工の腐食対策の検討……33
山形県土木部　池田　伸夫
日本工営㈱仙台支店　○大河原　彰

9 低地下水位軟岩地山における透水試験例……39
－間隙水圧測定・静水圧透水試験・ルジオンテスト－
㈱ダイヤコンサルント　○谷藤　隆三
〃　中条　達矢
今野技術士事務所　今野　隆彦

10 微重力探査による空洞調査について……45
基礎地盤コンサルタンツ㈱東京技術センター　土屋　尚
〃　東京支社　梅内　勝彦
〃　仙台支社　川村　義文
〃　〃　○武田　茂則

岩盤斜面滑落崩壊の簡易判別法について

1

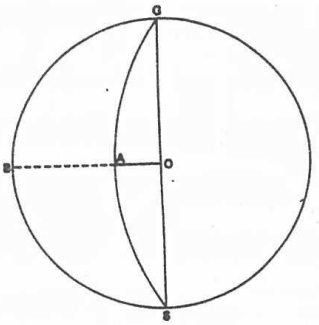
岩手大学工学部　多田元彦

1．はじめに

岩手県のように，西部に奥羽山脈，東部に北上山地を抱えている山勝ちな県は，規模を問わないと毎年のように岩盤滑落崩壊が発生している。これからは，道路開削は山岳道路に限られようから，岩盤滑落崩壊の発生が，多発すであろう。北国の岩手県では，春先の凍結融解期に岩盤滑落する例が多く知られている。この凍結融解期に岩盤滑落が発生することは，地質分離面が氷楔作用で分離されて，その結果発生することが暗示される。ここでは岩盤内に発達している地質分離面が分離すると，岩盤滑落が発生するか，どうかについて，等角投影網（ウルフネット）を使った簡易判別法を紹介する。ただし，トップリングが発生するような開削後時間を経ている岩盤については一部適用できない面もあることをあらかじめお断りしておく。

2．角線

岩盤斜面や地質分離面などの面方向は，等角投影網を使用した投影図では投影円内に大円として表現される。等面積投影網（シュミットネット）において求めた地質分離面の卓越方向が，しばしば多方向にわたる場合があるのでそれぞれの大円がどの地質分離面の大円なのか判別し難いところがある。２つの地質分離面で形成される楔型岩盤斜面のすべり方向を示す交差線の方向は，地質分離面を示す大円と交差線の直線などで，さらに複雑になる。これらを直線に置き換えて表現すれば，単純で直感的に判別できる。



円 GBS＝等角投影網の基円，円弧 GAS＝地質的分離面
直線 AB＝地質的分離面の傾斜角，直線 OA＝角線
直線 GOS＝地質的分離面（円弧 GAS）の頂線

図-1　等角投影網を使っての岩盤斜面の表現方法

図のように，斜面の頂線（ｃｒｅｓｔ）の中心から垂線を，面方向を示す大円の中心に下ろすと，その直線の方向は面の方向を示すことになるし，直線の長さは，角度が大きくなれば短くなるきらいはあるが，面の角度を示すと考えて差し支えない。したがって，等角投影網を使用した投影図では中心から伸びる直線は角度と方角を与えるので，角線と呼んで，大円の代わりに使用することができる。

3．岩盤のすべり摩擦角

北上山地のスレート，チャート，凝灰岩，ホルンヘルスを用いて岩盤のすべり摩擦角を測定したら，

乾燥状態で３４°±２°，湿潤状態で３０°±３°であった。曽田（１９７１）は岩石のすべり摩擦角は３０°として差し支えないだろうと述べているので，岩盤のすべり摩擦角は３０°とする。このすべり摩擦角の表現方法は，３０°を示す円として表現する。

３０°を示す円の半径＝Ｒ・ｃｏｓ３０°／（１＋ｓｉｎ３０°）

４．岩盤斜面の表現

岩盤斜面の傾斜角を　α，地質分離面の傾斜角　β，岩盤のすべり摩擦角　ϕ，交差節理面の傾斜角$90-\beta$，とすると，岩盤斜面は次の６種類に分けられる。

Ａ　流れ盤斜面

(1)　流れ盤Ⅰ型斜面　$\phi > \beta$　安定

(2)　流れ盤Ⅱ型斜面　$\alpha > \beta > \phi$　大規模岩盤滑落

(3)　流れ盤Ⅲ型斜面　$\beta > \alpha$　異常時落石

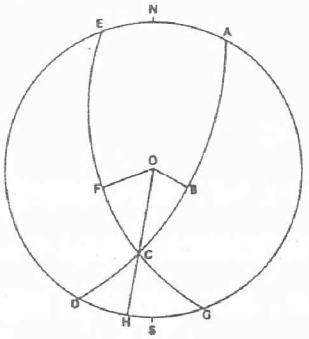
Ｂ　受け盤斜面

(1)　受け盤Ⅰ型斜面　$\phi > 90-\beta$　安定

(2)　受け盤Ⅱ型斜面　$\alpha > 90-\beta > \phi$　小規模岩盤滑落

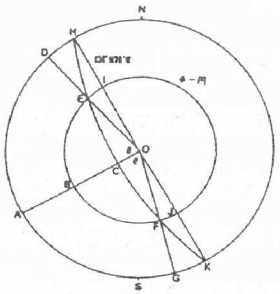
(3)　受け盤Ⅲ型斜面　$90-\beta > \alpha$　異常時落石

異常時とは
- 地震，発破，強風などで水平方向に加速度が働いたとき
- 水楔作用で地質分離面が分離した場合
- 凍結融解期のアィスレンズ



円弧 ABCD＝地質的分離面Ⅰ，円弧 EFCG＝地質的分離面Ⅱ　直線 OB＝地質的分離面Ⅰの角線，直線 OF＝地質的分離面Ⅱの角線，直線 OCH＝２面の岩盤斜面による交差線，直線 CH＝交差線の傾斜角，直線 OC＝交差線の角線

図-2 等角投影網上の楔状岩塊斜面の表現方法



点 O＝基円の中心
直線 ABCO＝岩盤斜面の傾斜方向
直線 HIOJK＝岩盤斜面の頂線

図-3 流れ盤Ⅱ型斜面の範囲を示す投影図

５．楔型岩盤斜面

楔型地質分離面で形成される交差線は，角線と同じで，その直線の長さで交差線の傾斜角を示し，その方向で傾斜角，すなわち滑落の方向を示す。２つの地質分離面で形成される交差線の傾斜角と傾斜方向は次の計算式でも計算できる。

楔型岩盤斜面で形成される交差線の傾斜角ｉは

$$\tan i = \frac{\tan\beta_1 \cdot \tan\beta_2 \cdot \cos\lambda}{\sqrt{\tan^2(90-\lambda)\,(\tan\beta_1 + \cos\lambda \cdot \tan\beta_2)^2 + (\cos\lambda \cdot \tan\beta_2)^2}}$$

その傾斜方向は，地質分離面Ⅰの傾斜方向からγだけ，狭角側へずれた方向になる。

$$\tan\gamma = \tan(90-\lambda)\left(1 + \frac{\tan\beta_1}{\cos\lambda \cdot \tan\beta_2}\right)$$

β_1：地質分離面Ⅰ　　β_2：地質分離面．Ⅱ　　λ：地質分離面の間の挟み角

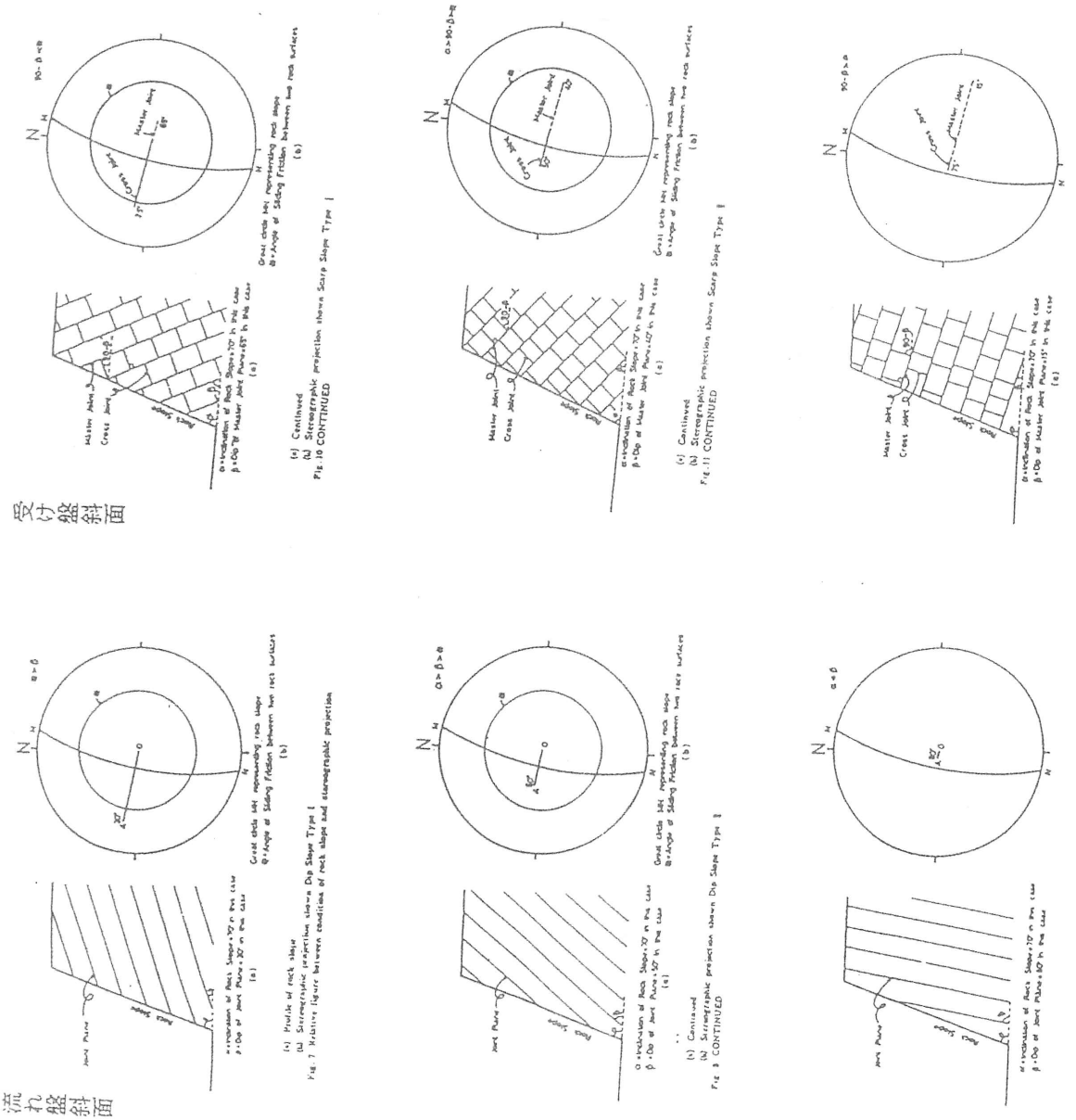
６．岩盤滑落発生させる流れ盤Ⅱ型斜面の範囲

投影図上で流れ盤Ⅱ型斜面が重要な意味をもつので，その範囲が重要になる。図の角ＤＥＯＣＢＡと角ＡＢＣＯＦＧを合わせた角ＤＥＯＦＧが，流れ盤Ⅱ型斜面を示す範囲となる。

流れ盤Ⅱ型斜面の範囲を示す角度θは

$$\cos\theta = \tan\phi / \tan\alpha$$

で表される。



図－４　岩盤斜面の分類

7．おわりに

岩盤斜面の分類を行ってみたが，北上山地で発生した岩盤滑落崩壊はすべて流れ盤Ⅱ斜面に属する岩盤斜面であった。

大規模岩盤滑落崩壊（流れ盤Ⅱ型斜面）	久慈川渓流
	旧国鉄山田線浅岸駅裏山
小規模岩盤滑落崩壊	岩手県営野球場の駐車場
	岩手県紫波町佐比内国道３９６号線沿い（受け盤Ⅱ型斜面）
	花巻市台温泉の光明荘駐車場裏山（楔型岩盤斜面）
	陸前高田市横田町内の林道開削現場（斜面内崩壊）

引用文献

多田元彦（１９９０）岩盤斜面の崩壊危険度のステレオネットを用いた簡易判別法について，応用地質第３１巻第１号，ｐｐ．１９～２８

多田元彦（１９９１）岩盤斜面の滑落崩壊危険度の簡易判別法について，応用地質，第３２巻第２号，ｐｐ．１７～２３

多田元彦（１９９３）楔型岩盤斜面の滑落崩壊のステレオ投影図上での解法と岩手県内で発生した小規模岩盤滑落崩壊について，応用地質，第３３巻に掲載予定

長大岩盤斜面の健全度の評価例　－数値解析による定量化の試み－

2

川崎地質(株)　○大竹 照光
宮田 一盛
加藤　勲

1．まえがき

切取り岩盤斜面は，完成後時間の経過とともに安全率を徐々に低下させるものと考えられるが，安定を維持している限りその安定性（健全度）がどの程度であるかを評価するのは非常に難しい。

このような場合の評価手法としては，構造的要素の調査（本来あるべき切土勾配と現勾配との比較）あるいは変状要素の判定（表層～内部の変状調査や動態観測）による方法[1)]があるものの，いずれも確立された手法となるには至っていない。

そこで，本事例では，有限要素法による数値解析を適用し，局所安全率を求めることによって健全度に対する定量的な評価を試みた。

ここでは，入力値の設定に際しての考え方と解析結果の一部について述べる。

2．斜面の概要

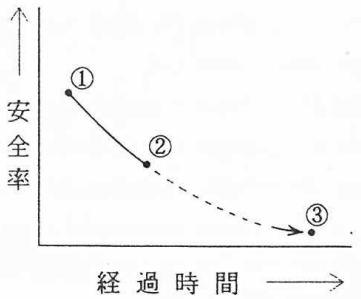
当岩盤斜面は，原石山跡地として昭和40～42年に切取り形成されたもので，延長約200m，直高90～120m，平均勾配約62°の極めて急峻な地形を形成している。しかし，切取り面にはモルタル吹付けがなされていることもあって落石等はみられず現状安定している。

今回，近接する道路の改築計画に関連してその安定性を把握する必要性が生じ，この観点から現在ならびに将来の安定性を評価するに至ったものである。

地山は中生代白亜紀の花崗閃緑岩だけで構成され，大局的な安定性を支配する弱線や地質構造は認められない。

3．基本的な考え方

切取り岩盤斜面の時間経過に伴う劣化の考え方を図－1に示す。



①切取り直後（昭和42年）：新　鮮

②現　　状（平成 3年）：ゆるみ層の形成

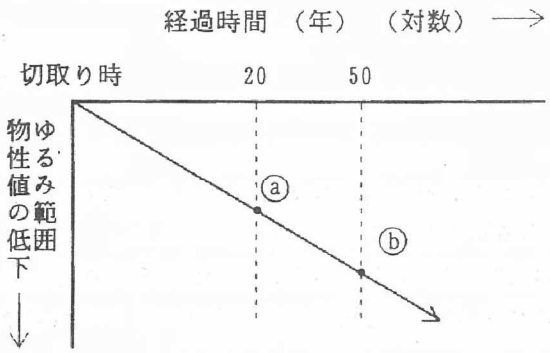
③将　　来（約30年後）：ゆるみ層の劣化～拡大

図－1，岩盤斜面劣化の説明図

斜面は切取り直後（①）に表層まで新鮮であったと判断される。しかし，20余年経過した現在（②）では表層から劣化が進行し何らかの「ゆるみ[2)]層」が形成されているものと考えられる。更に時間が経過した将来（③）においては，ゆるみ層はさらに劣化～拡大するものと予想する。

岩盤のゆるみの進行について，一般に是認される研究事例は見あたらないが，岩石の「風化速度」に関する研究[3)]によると，風化速度は直線的ではなく減衰曲線を描くようである。

ゆるみの進行と風化との関連性に議論の余地を残すものの，ゆるみが風化と同様の減衰曲線に沿って進行することは十分に考え得る。



＊切取り時（原点）には最深新鮮部の物性値を当てはめる

a：対象層の現状の物性値（ゆるみ範囲）

b：求める（将来の）物性値（ゆるみ範囲）

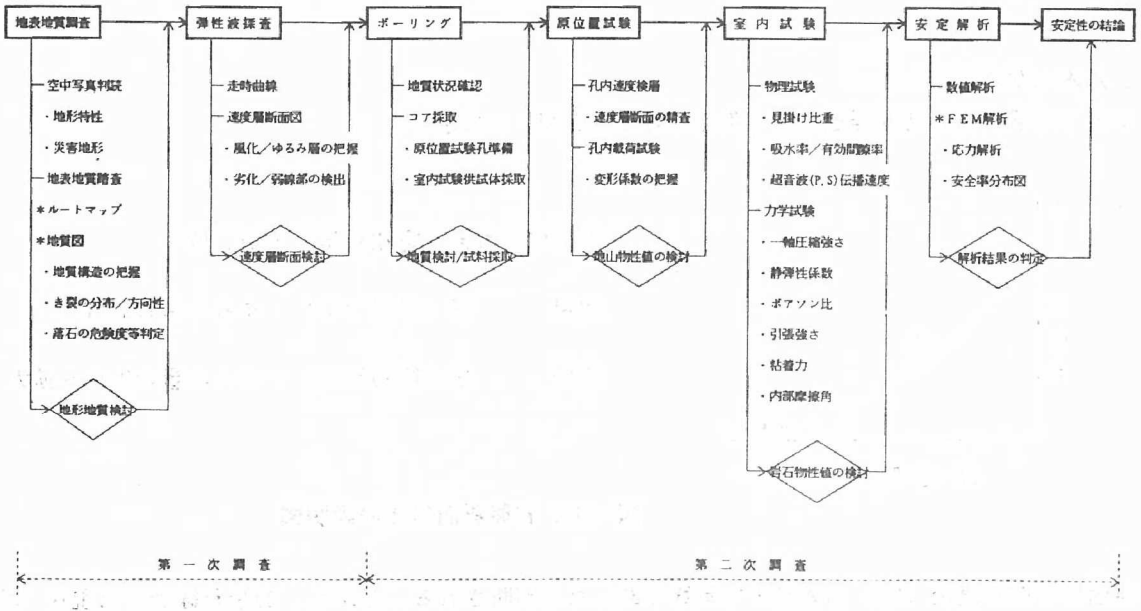
図－２，ゆるみ範囲（物性値）の進行過程

そこで，この曲線として多くの自然現象を説明できる「自然対数曲線」を選定し，これを「ゆるみの進行過程の減衰曲線」として適用することとした。

すなわち，図－２に示すように，調査・試験結果から現状ⓐの物性値が確定できるので，将来ⓑの値はⓐの値を対数曲線で減少させることによって推定可能となる。「切取り時」の値は現状地山最深新鮮部のそれと同一と考えた。

4．調査・解析内容

作業の内容は，入力データを得るための現場調査と室内試験ならびに安定解析とからなる。流れを図－３に示す。



図－３，調査・試験と解析の流れ

弾性波探査の測線は斜面の最大ならびに最小直高部の横断方向に配置した。また，ボーリングはこの測線上で斜面に直角方向のオールコアリングとした。

解析に際しては地山を「完全弾塑性体」仮定し，有限要素法を適用することによって，地山の応力・変位分布状況ならびに局所安全率を算定した。

解析手順を以下に，また，局所安全率の考え方を図－４にそれぞれ示す。

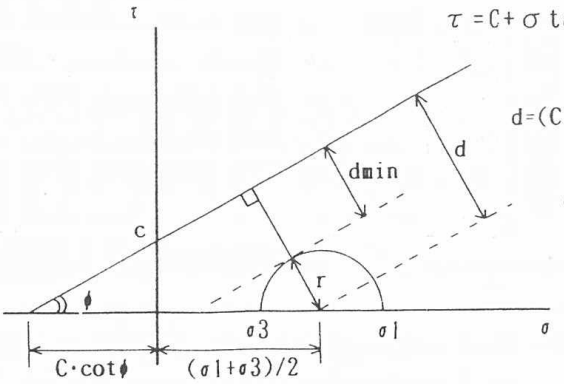
①地山の破壊基準式としては，モール・クーロン式を適用し，各層区分ごとに破壊基準式を確定しておく（破壊式：$\tau = C + \sigma \tan\phi$）．

②次に，自重計算によって地山に発生する主応力（σ_1，σ_3）を算定し，モールの応力円を求める．

③この応力円が，モール・クーロンの破壊線にどの程度接近するかによって安全率を定量化するものである．

④ここでの応力円は「弾性領域」のもので，応力状態が弾性から塑性に移行する時点で材料は破壊すると考えている．

⑤分割した全要素（点）について上記の安全率を算定し，一種の「安全率コンターマップ」を得ることができる．



図－４，局所安全率（破壊接近度）の考え方

５．解析断面と地山物性値

弾性波探査ならびに室内試験結果を比較検討し，各速度層の岩石供試体間で物性値に差のないことが判明した。このことから，速度層断面図は岩片自体の風化～劣化よりも，むしろ「き裂等不連続面の開口～発達頻度」を反映したものと解釈される。

そこで，ここでは解析断面として速度層断面を採用し，物性値の設定に際しては地山深部の新鮮部の室内試験結果を基本に，これをき裂の発達頻度に応じて低下させるという方法（割れ目指数[4]の適用）をとった。

解析断面と地山物性値とをまとめると図－５のようになる。

６．健全度の評価

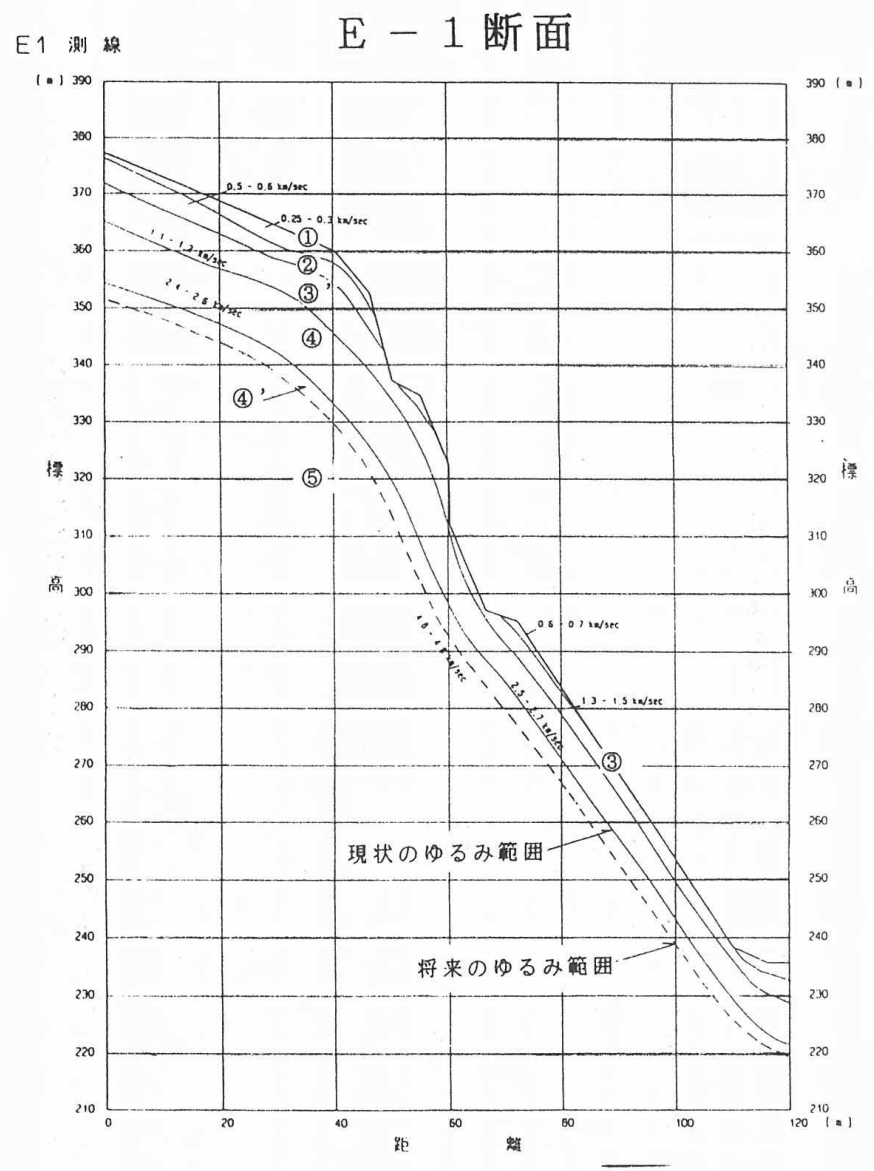
実際の解析は，斜面直高が最大・最小２断面の現状ならびに将来の場合についてそれぞれ常時と地震時（水平震度K_H=0.2）とを解析した（合計８ケース）。

解析結果の例として，最大断面の場合を示すと図－６のようになる。

図から次のように結論を導いた。

（１）現状における常時の場合

安全率の低い箇所は，切取り斜面中央部から下方の第４速度層に，すなわち，表層付近ではなく，むしろ



現状における地山物性値

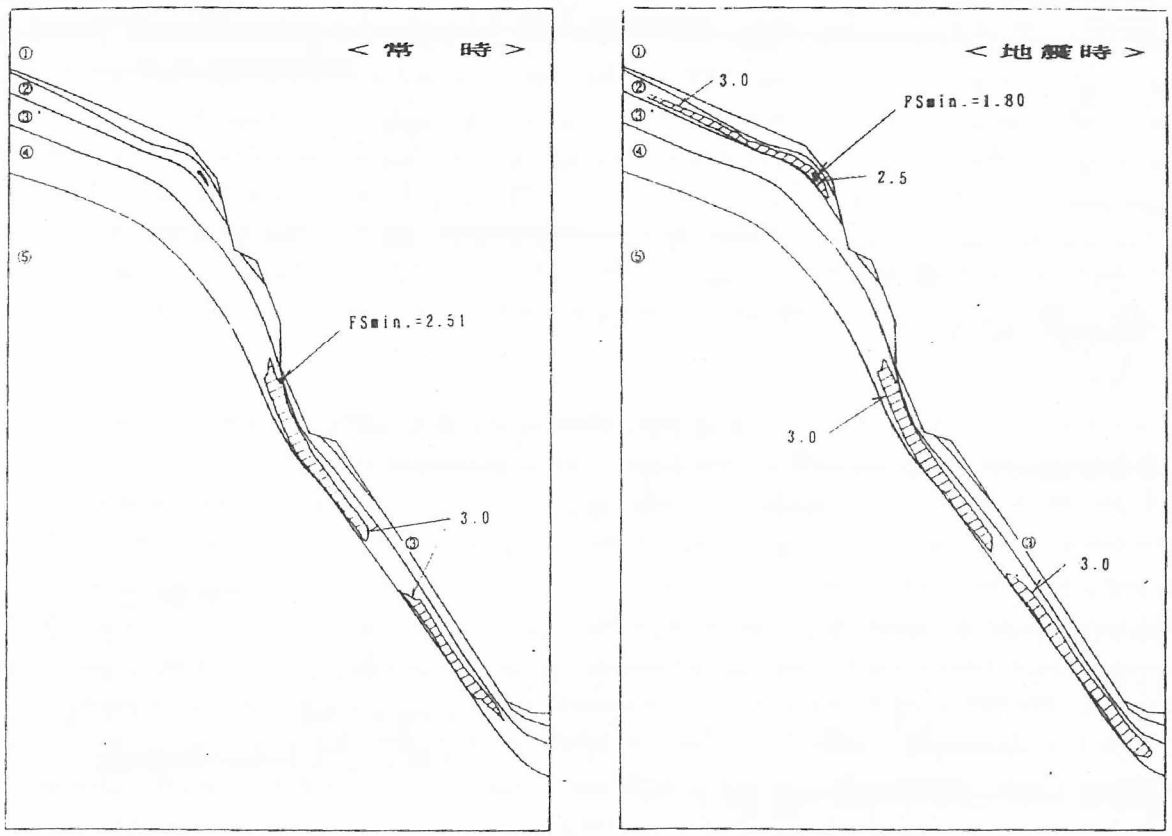
層区分	地山弾波速度 (km/s)	分類	γt (tf/m³)	C (kgf/cm²)	φ (°)	E (kgf/cm²)	ν
①	0.25 ～ 0.35	未固結層	1.7	0.5	25	35	0.45
②	0.5 ～ 0.7		1.9	1	30	210	0.45
③'	1.1 ～ 1.2	岩盤	2.2	5	30	3,000	0.40
③	1.3 ～ 1.5		2.3	10	35	5,500	0.35
④	2.4 ～ 2.7		2.5	20	40	45,000	0.30
⑤	4.6 ～ 4.8		2.65	100	45	50,000	0.24

将来における地山物性値

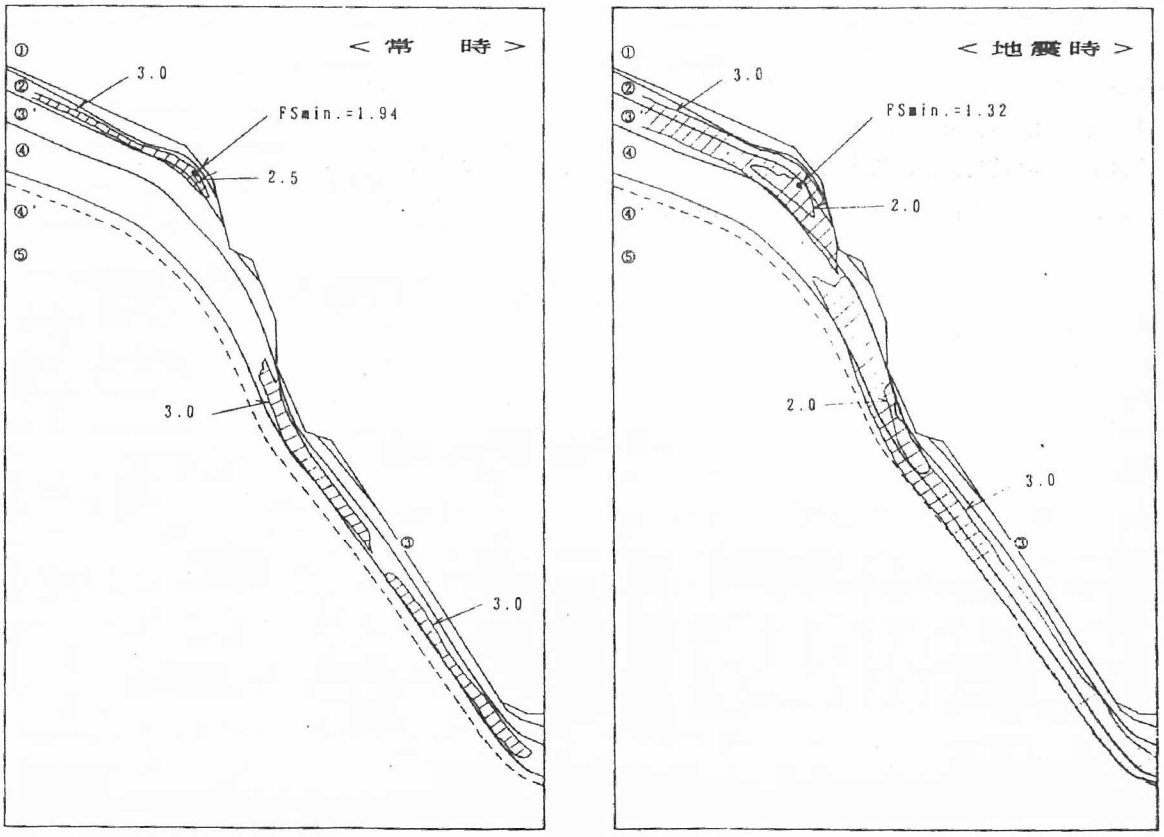
層区分	地山弾波速度 (km/s)	分類	γt (tf/m³)	C (kgf/cm²)	φ (°)	E (kgf/cm²)	ν
①	0.25 ～ 0.35	未固結層	1.7	0.5	25	35	0.45
②	0.5 ～ 0.7		1.9	1.0	30	210	0.45
③'	—	岩盤	2.1	2	30	1,200	0.40
③	—		2.2	5	32	2,800	0.35
④	—		2.4	12	38	43,000	0.30
④'	2.4 ～ 2.7		2.5	20	40	45,000	0.30
⑤	4.6 ～ 4.8		2.65	100	45	50,000	0.24

（注） γt：単位体積重量，C：粘着力，φ：内部摩擦角，E：弾性係数
ν：ポアソン比

図－5，解析断面と地山物性値（最大直高のE－1断面）



（ａ），現状における安全率分布図



（ｂ），将来における安全率分布図

図－６，解析結果（安全率分布図）

「ゆるみ」の程度が小さいと想定される ”深部”に生ずる結果となる。

これは，斜面表層付近では自重が小さいために発生応力も小さく，ある程度の深さにならないと（物性値との兼ね合いで）安全率の低下を助長する程の応力が発生しないことによるものと考えられる。

安定性の目安として最小安全率（FS_{min}）に注目すると，FS_{min}=2.51 であることから，当斜面は現状において安定であるとの結論を導いた。

（2）現状における地震時の場合

常時の場合に加えて切取り斜面天端付近ならびにその上方自然斜面部分にも安全率の低い箇所が分布する。最小安全率は切取り斜面天端付近に確認され，FS_{min}=1.80 なる値を示すことから，現状斜面は地震時においても十分に安定であると考える。

（3）将来における常時の場合

安全率の低い箇所の分布状況は，上記 ”現状の地震時”のそれに極めて類似する。最小安全率は 1.94 となることから，将来（30年後）を想定した場合でも斜面は安定であると判定した。

（4）将来における地震時の場合

安全率の低い箇所は ”常時”の場合よりも拡大する結果となる。しかし，最小安全率が 1.32 にとどまり，将来の地震時を想定した場合でも安定が維持されると判定した。

7．あとがき

従来からその適用事例を散見する「局所安全率」によって岩盤斜面の健全度を評価した。

このような数値解析にはその適用性と入力値の確かさという問題が常につきまとうが，本事例では，①地山が花崗閃緑岩だけからなる，②地質構造上，安定性を支配するような弱線が認められない，③応用地質学的には「き裂性硬岩地山」の扱いとなり解析断面はき裂の発達頻度に対応した区分が可能と考えられる，④入力値は新鮮部の物性値を基本とし，これをき裂の発達頻度に応じて低下させる方法を適用し易いこと等，適用・評価条件が明瞭であることから数値解析の適用を試みたものである。

＜参考文献＞

1）土質工学会編：土砂災害の予知と対策，土質工学会，PP.193～198，1985

2）多賀直大，田山　聡他：長期追跡調査による切土のり面の風化の進行と安定性，土と基礎，Vol.39，No.6，PP.41～47，1991

3）木宮一邦：地質学から見た岩石風化，応用地質，Vol.32，No.3，PP.22～31，1991

4）池田和彦：割れ目岩盤の性状および強度，応用地質，Vol.20，No.4，PP.20～32，1979

三軸圧縮を受けた岩石のカイザー効果に関する基礎実験

3

日本大学工学部　○渡辺　英彦
日本大学工学部　　田野　久貴
日本大学工学部　　赤津　武男

1.はじめに

地下発電所，原子力施設，原油の地下備蓄施設などの大規模な，または重要な地下施設を合理的に設計し安全に施工するために岩盤の初期応力状態を知っておくことは重要と考えられる．

初期地圧の測定には，応力解放法や水圧破砕法などの原位置試験と，原位置より採取したコア試料を用いる室内試験とがある．室内試験の一つにＡＥ法があり，これは岩石の破壊過程で生じる微小き裂の発生成長に対応して発生するＡＥ（Acoustic　Emission）を測定することにより，その特性の一つであるカイザー効果（先行履歴を越えるまではＡＥが発生しないという現象）を利用して推定を行うものである．これまでのカイザー効果に関する基礎的な実験では，先行載荷として一軸圧縮または三方向から一軸ずつ載荷を行い，除荷後，再び一軸圧縮またはコア試料を採取し一軸圧縮試験を行い，その時のＡＥ計測より先行載荷の推定を行っている[1)2)]．しかし，実際の岩盤内における応力状態は３主応力が同時に作用している．そこで，先行載荷として三軸圧縮試験装置により岩石試験片に静水圧および軸差応力の２種類の載荷を行い，その試験片より採取したコア試験片によるカイザー効果について基礎的な実験を行った．

2.実験方法

用いた試料は福島県耶麻郡高郷村産凝灰岩（荻野凝灰岩）であり，その物性を表１に示す．ブロック状の試料より，φ１０×ｈ２０cmの円柱試験片を作製する．この試験片に三軸圧縮試験装置により静水圧，軸差応力を載荷した．除荷後，この円柱試験片よりコア試料を採取し，φ３×ｈ６cm，端面の平行度0.05mm以下となるよう整形を行った．このコア試験片を用いて一軸圧縮試験を行い，同時にＡＥ計測を行った．

ＡＥ計測は図１に示すようにコア試験片の側面中央２カ所に共振周波数140kHzのセンサーをとりつけ，表２に示す設定条件により計測を行った．

表１　岩石の物理試験結果

吸　水　率	13.06 %
含　水　率	8.89 %
有効間隙率	22.85 %
湿潤密度	1.98 g/cm³
自然密度	1.84 g/cm³
乾燥密度	1.75 g/cm³

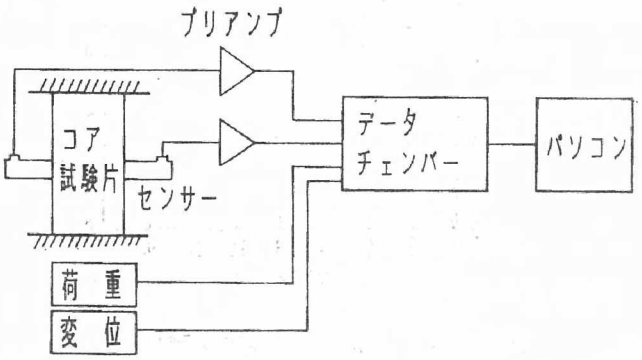


図１　ＡＥ計測概略図

表２　ＡＥ計測条件

センサー共振周波数	140kHz
増幅度　プリアンプ	40dB
メインアンプ	20dB
ディスクリレベル	100mV
ハイパスフィルター	100kHz
ローパスフィルター	500kHz

３．実験結果と考察

３．１ 先行載荷を与えていない場合

先行載荷を与えていない試験片（φ10×h20cm）より採取したコア試験片（φ3×h6cm）の一軸圧縮試験結果を図２に示す．ひずみは載荷盤間の変位により求められる平均ひずみ，ＡＥカウントはオシレーションの累積である．

鉛直方向より採取したコア試験片の結果を図２（ａ）に示す．応力－ひずみ関係はほぼ直線的に増加し，ピーク強度点以後耐荷力が急激に減少している．累積ＡＥカウントはひずみの増加にともない曲線的に増加する傾向にある．水平方向コア試験片の結果を図２（ｂ）に示す．ピーク強度に達する前に局所的な破壊により耐荷力がいったん減少しているが，ほぼ直線的に応力が増加し，ＡＥは曲線的に増加する傾向にある．鉛直，水平方向コア試験片ともほぼ同様の傾向を示しており，ＡＥ発生傾向には異方性の影響はほとんどなく曲線的に増加する傾向にあることがわかる．

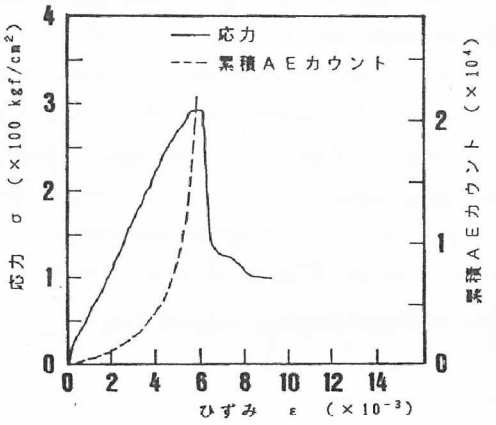


図２（ａ） 鉛直方向コア試験片
（先行載荷を与えていない場合）

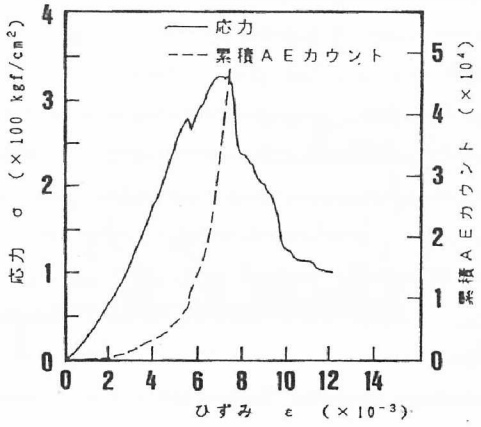


図２（ｂ） 水平方向コア試験片
（先行載荷を与えていない場合）

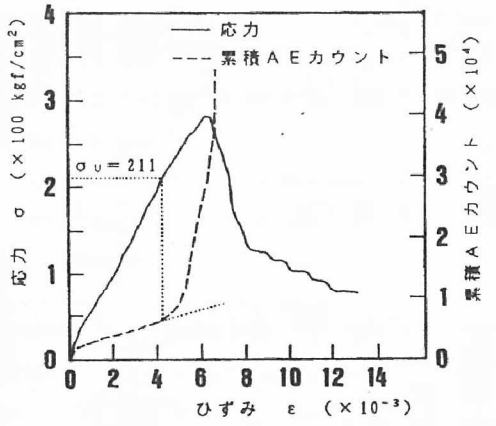


図３（ａ） 鉛直方向コア試験片
（先行応力σ_{PU}＝200kgf/cm²）

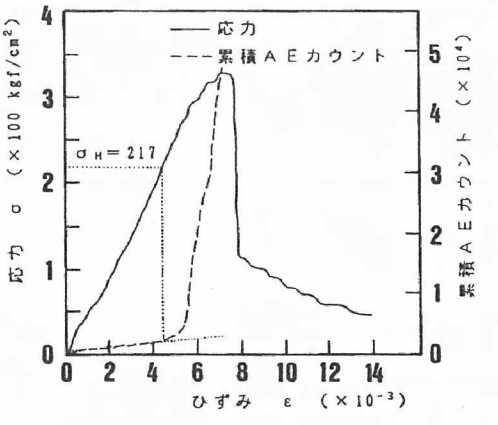


図３（ｂ） 水平方向コア試験片
（先行応力σ_{PH}＝200kgf/cm²）

3.2 先行載荷が静水圧の場合

円柱試験片に周囲から液圧による側圧を加えることにより，先行載荷として静水圧を載荷した．今回は静水圧をσ_0＝200kgf/cm²とした．除荷後，この円柱試験片の鉛直方向，水平方向よりコア試験片を採取し，このコア試験片を用いて一軸圧縮試験を行い，同時にＡＥ計測を行った．

鉛直方向のコア試験片の結果を図３（ａ）に示す．ＡＥは載荷初期から発生しており，ＡＥの発生しはじめる点をカイザー効果として推定することは難しいようである．しかし，図２に示した先行載荷を与えていない場合のＡＥ発生傾向のように曲線的にスムーズに増加しておらず，載荷後直線的に増加し，ある点を越えて急増する傾向にある．この直線からずれはじめる点より先行履歴の推定を行うとσ_U＝211kgf/cm²と推定され，これは先行載荷として与えた静水圧σ_0＝200kgf/cm²に近い値を示している．

水平方向コア試験片の結果を図３（ｂ）に示す．鉛直方向コア試験片と同様の傾向を示しており，直線的な発生傾向からずれはじめる点よりσ_H＝217kgf/cm²と推定され，先行載荷として与えた静水圧σ_0＝200kgf/cm²に近い値となった．

3.3 先行載荷が軸差応力の場合

先行載荷としてφ10×ｈ20cmの円柱試験片に軸差応力を与えるために，静水圧100kgf/cm²を載荷し，その後軸圧200kgf/cm²となるよう軸荷重を載荷した．除荷後，図４に示す３方向（水平軸より第一方向が0°，第二方向が45°，第三方向が90°）より各々φ3×ｈ6cmのコア試験片を採取し，このコア試験片を用いた一軸圧縮時のＡＥ計測より先行応力の推定を行った．

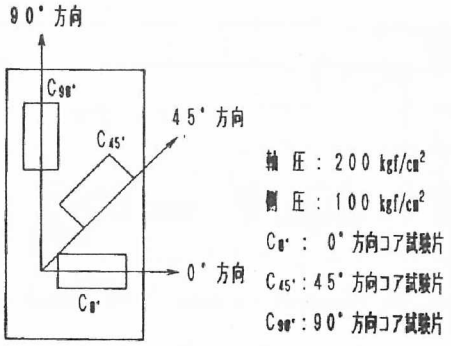


図４　コア試験片採取方向

なお，ここでの一軸圧縮試験では荷重2tfまで２回繰り返し載荷を行い，３回目の載荷で試験片を破壊させた．

0°方向の結果を図５（ａ）に示す．この方向の先行応力は100kgf/cm²である．静水圧を与えた場合と同様に載荷直後ほぼ直線的にＡＥが発生し，その後急増している．この直線からずれはじめる点より先行応力の推定を行うと，$\sigma_{0°}$＝95kgf/cm²となり，先行載荷時の$\sigma_{P0°}$＝100kgf/cm²に近い値を示している．

45°方向の結果を図５（ｂ）に示す．この方向の先行応力は$\sigma_{P45°}$＝150kgf/cm²であり，同様に先行応力の推定を行うと，$\sigma_{45°}$＝178kgf/cm²となり，先行応力よりも大きめに推定された．

90°方向の結果を図５（ｃ）に示す．この方向の先行応力$\sigma_{P90°}$＝200kgf/cm²に対し，$\sigma_{90°}$＝206kgf/cm²と推定された．

平面内の３方向の応力，ここでは0°方向の応力$\sigma_{0°}$，45°方向の応力$\sigma_{45°}$，90°方向の応力$\sigma_{90°}$が求められると，最大主応力，最小主応力とその方向は式(1),(2)により求められる．

$$\begin{matrix}\sigma_1\\ \sigma_2\end{matrix} = \frac{\sigma_{0°}+\sigma_{90°}}{2} \pm \frac{\sqrt{2}}{2}\sqrt{(\sigma_{0°}-\sigma_{45°})^2+(\sigma_{45°}-\sigma_{90°})^2} \quad \cdots\cdots(1)$$

$$\theta = \frac{1}{2}\tan^{-1}\frac{\sigma_{45°}-\sigma_{0°}-\sigma_{90°}}{\sigma_{0°}-\sigma_{90°}} \quad \cdots\cdots(2)$$

式(1),(2)より計算された主応力はσ_1＝212.4，σ_2＝88.6kgf/cm²，その方向はθ＝-13.2°と推定され，図６に示すように斜め方向にずれて推定された．

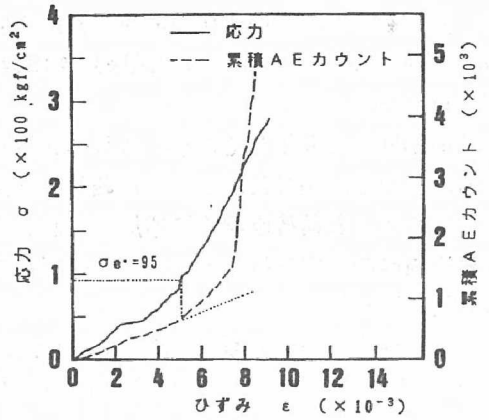


図５（ａ）　０° 方向コア試験片
（先行応力$\sigma_{P0°}$＝100kgf/cm²）

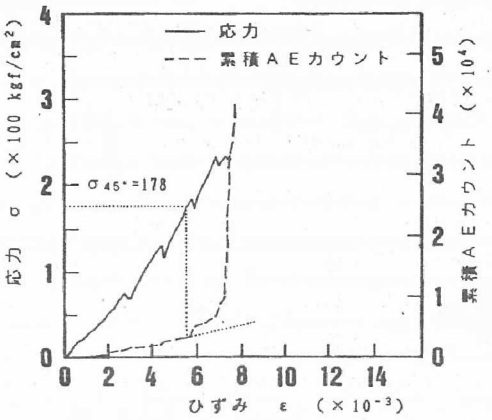


図５（ｂ）　４５° 方向コア試験片
（先行応力$\sigma_{P45°}$＝150kgf/cm²）

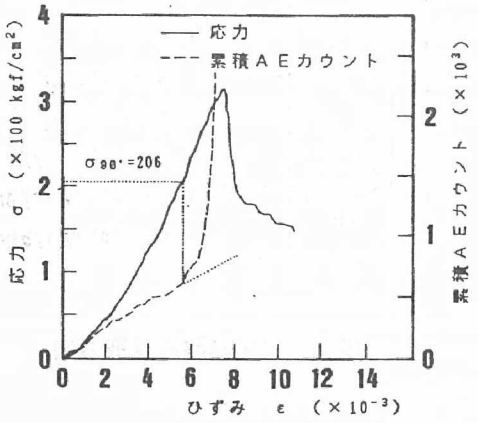


図５（ｃ）　９０° 方向コア試験片
（先行応力$\sigma_{P90°}$＝200kgf/cm²）

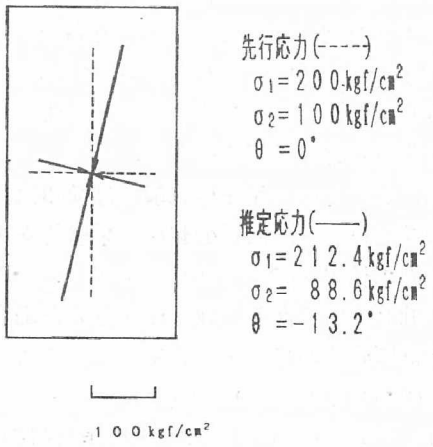


図６　主応力の推定結果

４.まとめ

（１）静水圧を載荷したφ10×h20cmの円柱試験片よりφ3×h6cmのコア試験片を採取し，そのコア試験片の一軸圧縮試験時のＡＥ計測より先行履歴の推定を行った．その結果，ＡＥの急増しはじめる点をカイザー効果の発現点とすることにより先行応力が推定された．

（２）軸差応力を載荷した円柱試験片より採取したコア試験片を用いた実験においても，カイザー効果が認められ，採取した方向の応力が推定された．

（３）これより平面内の主応力とその方向が求められた．

参考文献

１）金川　忠，林　正夫，仲佐博裕：岩石における地圧成分のAcoustic Emissionによる推定の試み，土木学会論文報告集，第258号，pp.63～75，1977

２）村山朔郎，道広一利，斉藤二郎，吉岡尚也：載荷方法が花崗岩のカイザー効果に及ぼす影響，土木学会論文集，第364号／Ⅲ-4，pp.107～112，1985

4

載荷速度の変化に伴うき裂岩石の力学的挙動について

○岩手大学工学部建設環境工学科　古住　光正
岩手大学工学部建設環境工学科　阿部　正良

1．緒　言

近年、地下空間の利用計画は、地下の恒温性、恒湿性、耐震性、隔離性等に注目して、石油地下貯蔵、圧縮空気地下貯蔵、超電導エネルギー地下貯蔵、地下原子力発電所、放射性廃棄物の地層処分、食料、書籍、情報等の貯蔵まで多様なニーズに及んでいる。

しかし、岩盤には種々の原因によって多くの割れ目が存在するため、地下岩盤構造物の長期安定性を考慮するには、き裂を含む岩石の力学的性質を知ることが重要である。

筆者等は、これまでに地下岩盤構造物の長期安定性に関する基礎的研究として、軟岩やき裂を含む岩石の時間依存性について検討してきたが[1]、これらの一連の研究として、き裂を含む岩石の一軸圧縮下の載荷速度の変化に伴う力学的性質について検討したのでこれを報告する。

2．岩石試料

供試岩石は、岩手県大東町産の東北大理石と、茨城県笠間市産の稲田花崗岩である。試験片の寸法は、φ35mm×70mmである。き裂を含む試験片の作製にあたっては、所定の寸法に仕上げた試験片を電気炉内に入れ、昇温速度100 ℃／h で東北大理石は600 ℃、稲田花崗岩は650 ℃まで加熱し、この状態を東北大理石については５時間、稲田花崗岩については10時間保持した後、再び100 ℃／h に制御して冷却した。なお、人工的に熱き裂を発生させる同方法において、岩石毎に加熱条件が異なるのは、それぞれの岩石の熱崩壊温度、熱伝導を考慮したためである。

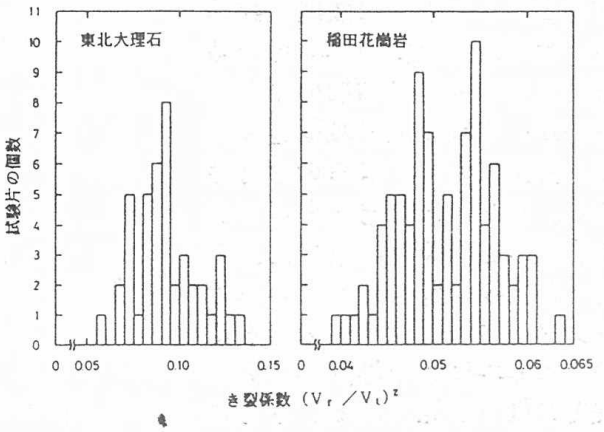
図－１は、人工的に作製したき裂岩石のき裂分布状態を示したものである。なお、図中の裂係数Ｋは次式で定義した。

$$K = (V_f / V_i)^2$$

ここで、V_f ：き裂岩石のＰ波伝播速度

V_i ：インタクト岩石のＰ波伝播速度

図をみると、得られたき裂岩石のき裂分布状態は、東北大理石ではき裂係数が0.095 付近に集中し、稲田花崗岩では0.044 と0.055 付近に二極分布しているのがわかる。これより、実験に供する試験片は、き裂岩石の個体差によるバラツキを少くするため、き裂係数の最も集中している範囲の試験片を選定し、使用することにした。

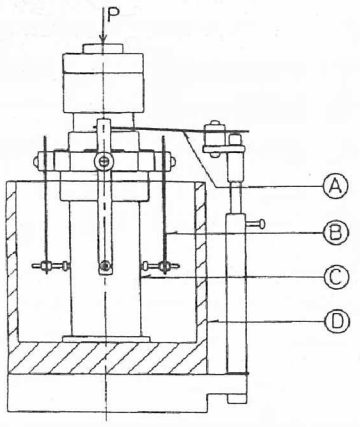


図－１　き裂岩石のヒストグラム

3．実験装置ならびに方法

き裂岩盤の力学的性質を明らかにする上で、き裂に対する地下水の影響は重要である。

そこで、本研究では載荷速度とともに乾燥・湿潤状態の違いによる水分の影響を検討するため、実験では図－２に示す装置内に試験片を置き、湿潤状態においてはこの装置内に蒸留水を満たして試験片に荷重をかけた。載荷速度は材料試験機の荷重レンジとそのレンジに対する自動制御装置の荷重設定速度から決定した。すなわち、最低速度試験の載荷速度を１（1.67 kgf／sec）として、その10倍、100 倍、1000倍の４段階について行った。測定にあたっては、荷重は万能材料試験機からの電気出力として計測し、試験片の縦ひずみならびに横ひずみは、図－２に示すカンチレバー式ひずみ変換器によって計測した。そして、それぞれの荷重と試験片のひずみは、低速試験では直接Ｘ－Ｙレコーダに、高速試験ではデータレコーダに収録し、その後、Ｘ－Ｙレコーダに記録した。



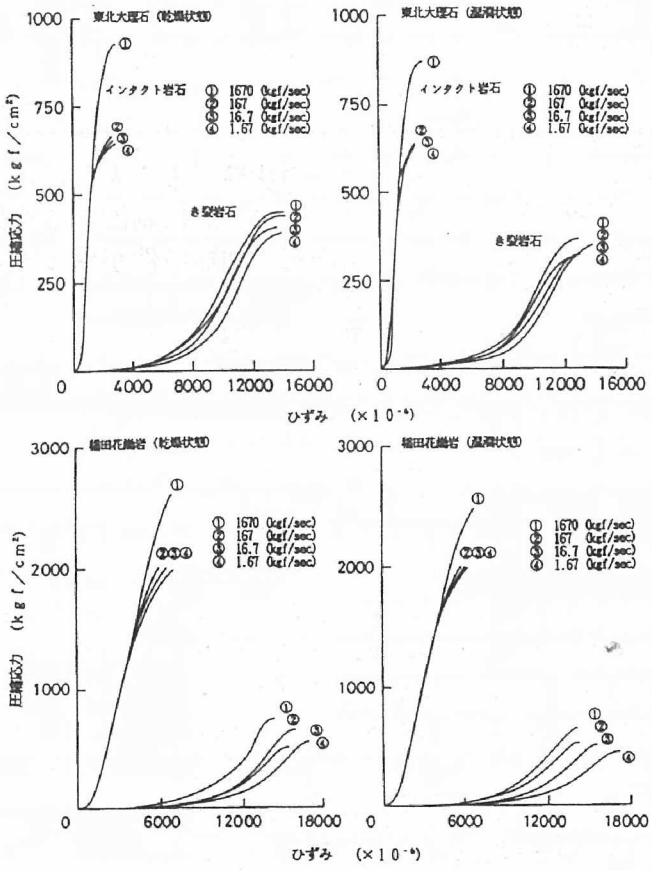
Ⓐ カンチレバー式縦ひずみ変換器
Ⓑ カンチレバー式横ひずみ変換器
Ⓒ 岩石試験片
Ⓓ プラスチィク水槽

図－２　試験装置の主要部

４．実験結果ならびに考察

４．１　応力とひずみの関係

図－３は、乾燥・湿潤状態におけるき裂岩石とインタクト岩石の載荷速度の違いによる応力－ひずみ曲線を示したものである。図をみると、本実験の範囲においては、東北大理石ならびに稲田花崗岩のき裂岩石、インタクト岩石とも、載荷速度の増加につれて強度が増加するという一般的な傾向が認められ、特に最低速度の100 倍の載荷速度までは強度の増加の度合は小さいが、それ以上の載荷速度になると急激に大きくなるのが特徴である。また、き裂岩石とインタクト岩石の載荷速度の違いによる応力－ひずみ挙動を比べてみると、インタクト岩石に比べき裂岩石においては非線型性が増大し、著しい強度の低下が見られる。さらに、き裂岩石では高速試験よりも低速試験においてひずみの増加の度合が顕著になる傾向が認められる。このように載荷速度の増加によって強度が増大するのは、変形速度の増加に対して岩石の変形抵抗が増大するためであり、一方、き裂岩石の非線型性と同岩石の載荷速度の違いによるひずみの増加の度合の違いは、き裂の存在とその閉塞

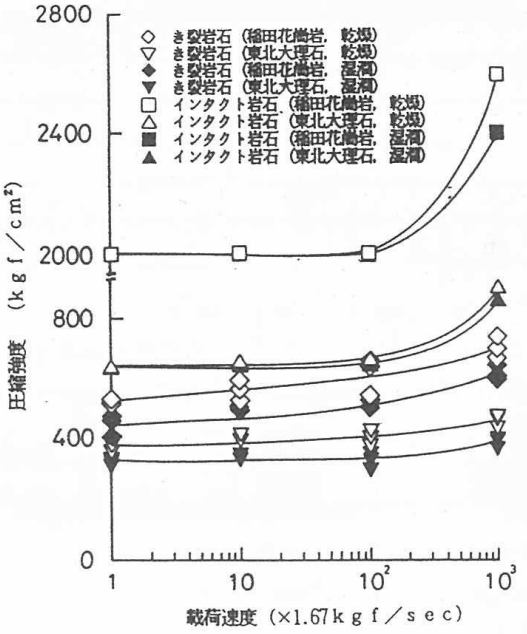


図－３　き裂岩石の応力－ひずみ線図

のメカニズムによるものと考えられる。

4．2　載荷速度と圧縮強度の関係

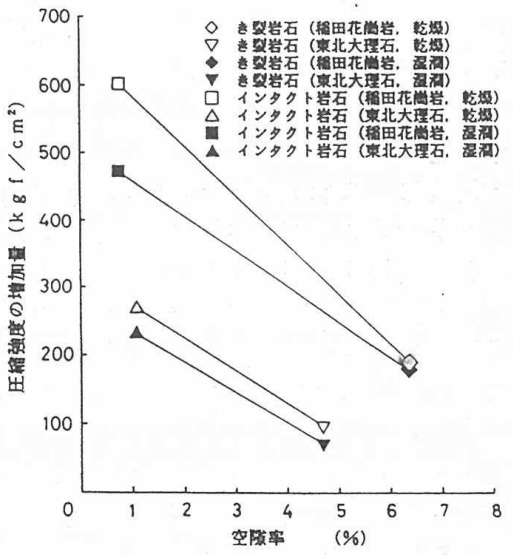
図－4は、載荷速度と圧縮強度との関係を片対数グラフで示したものである。載荷速度の変化に伴う強度の増加の様子が明瞭に観察される。すなわち、両岩種のき裂岩石およびインタクト岩石とも、最低速度からその100 倍の載荷速度に至る範囲の強度の増加は小さいが、それを過ぎる辺りから急激な強度の増加が認められる。これを数値的にみると、乾燥状態におけるき裂岩石の強度比は、最低速状態を１として、東北大理石では1.07、1.09、1.26、稲田花崗岩では1.08、1.09、1.37、また、湿潤状態におけるき裂岩石の強度比は、東北大理石では1.07、1.01、1.23、稲田花崗岩では1.13、1.18、1.41と順次に大きくなり、特に載荷速度が100 倍から1000倍に変化する付近で著しい強度の増加が認められる。次に、き裂岩石の同じ載荷速度における乾燥状態と湿潤状態の強度を比べてみると、乾燥状態に比べ湿潤状態の東北大理石では、最低速試験より順次14%、14%、20%、16%、東北大理石では15%、11%、16%、13%の強度の低下が認められる。しかし、き裂岩石の水分の影響による強度の低下は、１～２割と意外に小さいことが判明した。



図－4　載荷速度と圧縮強度の関係

4．3　空隙率と圧縮強度の増加量の関係

図－5は、東北大理石および稲田花崗岩のき裂岩石とインタクト岩石の空隙率をそれぞれ 4.7%、1.1 %、6.4 %、0.75%として、空隙率と圧縮強度の増加量との関係を示したものである。図をみると、空隙率と載荷速度の増加に伴う圧縮強度の増加量との間には明らかに相関性が認められる。すなわち、載荷速度の増加に伴う圧縮強度の増加量は、き裂岩石ならびにインタクト岩石とも空隙率が大きくなるにつれて減少している。このことは、岩石の変形・破壊挙動が造岩鉱物粒子間の結合状態、粒子周辺の空隙によって影響されることを意味し、特に変形速度の増加による変形抵抗の増加の度合は、主として造岩鉱物粒子の転移の自由度に直接関係する粒子周辺の空隙量に支配されるものと考えられる。



図－5　空隙率と圧縮強度の関係

4．4　載荷速度と力積の関係

小林ら[2) 3)]は、インタクト岩石の載荷速度の変化に伴う力学的性質を岩石の圧縮過程における破壊抵抗によって説明している。この破壊抵抗は、試験片に圧縮荷重を加える試験機載荷部の運動量の変化、すなわち荷重－時間曲線における面積で示され、力積と呼ばれている。そこで、この考え方がき裂岩石の力学的挙動についても適用できるかを次に検討

してみた。

図－6は、き裂岩石の載荷速度と力積との関係を両対数グラフで示したものである。図をみると、試験片が破壊に至るまでの力積は載荷速度の増加につれて低下し、き裂岩石においては載荷速度と力積との間によい直線性が認められる。そこで、東北大理石と稲田花崗岩のき裂岩石に対する載荷速度（P）と力積（I）との関係を求めてみると、以下のような関係式が得られた。

乾燥状態：

東北大理石　$I = 10^{6.102} P^{-0.989}$

稲田花崗岩　$I = 10^{6.382} P^{-0.949}$

湿潤状態：

東北大理石　$I = 10^{5.779} P^{-1.039}$

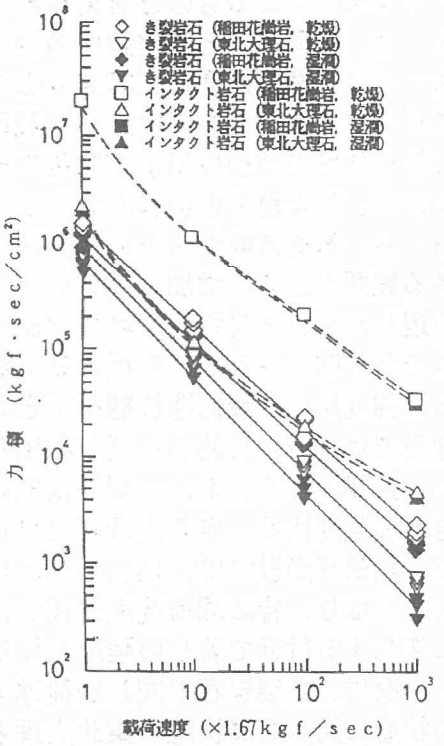
稲田花崗岩　$I = 10^{6.245} P^{-0.952}$

ここに得られた関係式は、小林らの報告したインタクト岩石の一般式（1）とほぼ一致している。

$$I = \alpha P^{-1} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ただし、α：実験で求まる定数

このことは、インタクト岩石と同様に、き裂岩石においても載荷速度に対する力学的挙動は、（1）式に従うことを示すものである。なお、（1）式において、αの値は岩石の破壊抵抗を示す定数であり、それゆえ、これは岩石の破壊抵抗を表わす一つの指標と考えることが出来る。



図－6　載荷速度と力積の関係

4．結　言

本研究は、き裂岩石の時間依存性に関わる力学的性質を調べる目的で、一軸圧縮下の乾燥・湿潤状態における載荷速度の影響について検討した。

得られた結果を要約すると、以下のようである。

（1）載荷速度の変化に伴うき裂岩石の一軸圧縮下の応力－ひずみ挙動は、岩種および乾燥・湿潤状態の違いに関わらず、載荷速度の増加とともに強度も増加するが、本実験の範囲においては、特に載荷速度が167kgf／sec を越えるあたりから急激に強度の増加が見られた。

（2）き裂岩石の載荷速度に対する水分の影響は、乾燥状態に比べ湿潤状態において強度の低下が見られる、本実験の範囲においては、1～2割程度の低下しか見られなかった。

（3）き裂岩石の載荷速度（P）と破壊に至る力積（I）との間には、インタクト岩石と同様に、一般式$I = \alpha P^{-1}$が成立することが明らかとなった。

参考文献

1）杉本文男、古住光正：き裂を含む岩石のクリープ特性、資源・素材学会講演要旨集、(1989)

2）小林良二：高速荷重下における岩石の力学的性質（第1報）、日本鉱業会誌、(1969)

3）小林良二：高速荷重下における岩石の力学的性質（第2報）、日本鉱業会誌、(1970)

花崗岩の人工風化に関する基礎的研究

5

日本大学工学部　田野　久貴
同上　○吉沢　大造
同上　林　直樹

1．研究目的

地表に露出している岩石，あるいは地下に存在する岩石の風化の程度は，建設工事の設計施工に当たって重要な検討事項になる。そこで，本研究ではわが国で広大な面積を占めて分布し，また風化による影響の著しい花崗岩について調べた。本実験では，未風化状態の花崗岩の熱処理による力学的性質の変化を調べ，自然風化状態の花崗岩と比較検討する。これは二つの自然風化過程、すなわち物理的風化と化学的風化のうちの前者を模したものである。

2．実験方法

a）人工劣化花崗岩：福島県田村郡船引町の採石場から採取した新鮮な花崗岩から直径５㎝、高さ１０㎝の円柱供試体を作製し、試料とした。試料は各温度３本ずつ用意した。試料は１１０℃に保持した炉に２４時間いれて絶乾状態にし，その後，目標とする温度で加熱し一軸圧縮試験機で破壊試験を行う。また、絶乾後及び加熱後に寸法、重量と弾性波速度を測定する。一軸圧縮試験の実験条件は、荷重載荷方法としてひずみ制御で行い、ひずみ速度を０．１％／分とする。加熱方法は、２００℃／時で上昇させ，目標温度で４時間保持し、自然冷却する。加熱温度は１１０℃絶乾から１０００℃までとし１００℃から２００℃きざみに測定する。実験の流れは、図－１に示す。

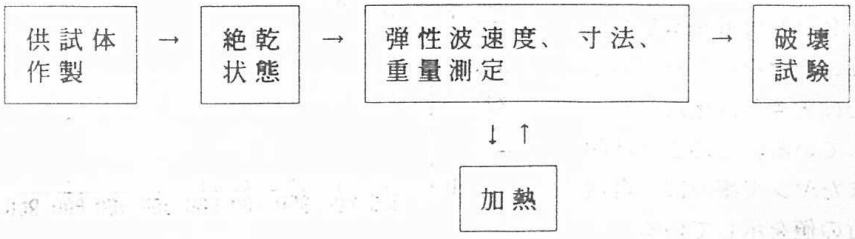
b）自然風化花崗岩：人工劣化花崗岩と同じ場所からやや風化した花崗岩を採取し、人工劣化花崗岩と同型、同寸法の供試体を作製し試料とする。試料は５本用意した。なお、この実験では熱劣化はあたえず、１１０℃絶乾後に寸法、重量及び弾性波速度を測定した後、破壊試験を行った。

c）物理試験方法：各温度に加熱したおよび自然風化岩の５０～１００ｇ程度の試料を３個用意し、自然重量を測定し水中に１２時間浸水後水中重量を測定する。その後表面を乾燥させ表乾重量を測定し、次に１１０℃の炉にに２４時間いれ、絶乾状態にし絶乾重量を測定する。

3．実験結果および考察

表－１に新鮮な花崗岩および自然風化花岩の岩石採取時の物理試験結果を示す。これを見ると吸水率，有効間隙率，含水率が増加し，密度が減少していることより，やや風化が進んでいると思われる。（温度に対する変化は後で示す。）

図－２に各温度ごとの応力－ひずみ曲線を示す。これは、ひずみ０．０１％ごとに対しての供試体３本の各応力の平均を求めグラフ化したものである。これを見ると温度が上昇するにつれピーク強度に達するまで



図－1　実験の流れ

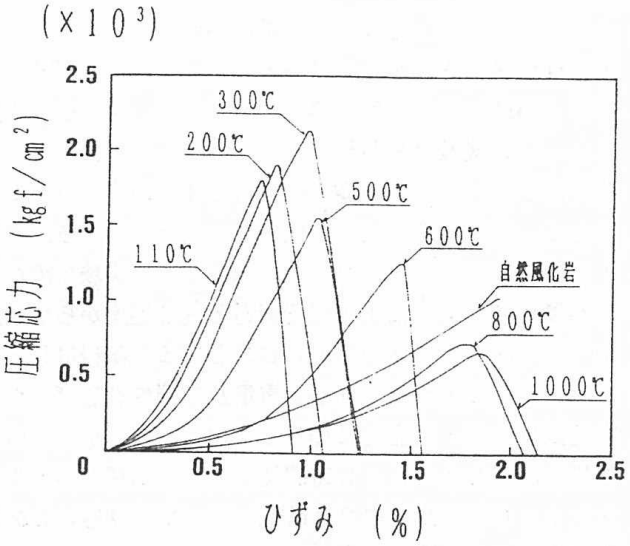
表－１　自然風化花崗岩及び新鮮な花崗岩の物理試験結果

	吸水率（％）	有効間隙率（％）	含水率（％）	密度（g／cm³）		
				湿潤	自然	絶乾
新鮮な花崗岩	０．２６	０．６８	０．２８	２．７３	２．７２	２．７２
自然風化花崗岩	１．３５	３．５１	１．３０	２．６５	２．６３	２．６１

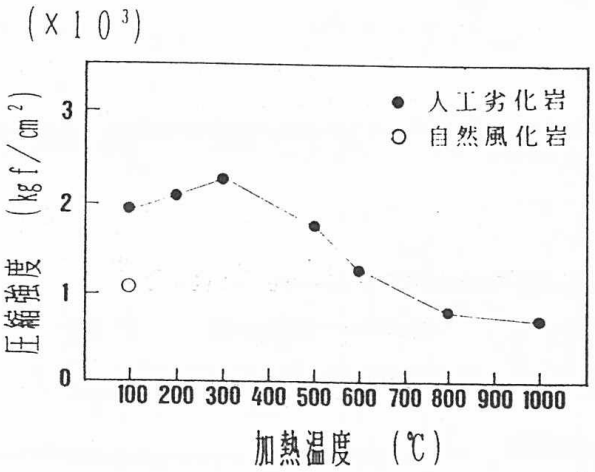
のひずみの値が増加していることが分かる。このことは加熱による岩石内の微少クラックの発生により空隙が増加し（図－８参照）、荷重によりこれらの空隙が閉塞することを示すものと思われる。

図－３に加熱による岩石の圧縮強度の変化を示す。なお、自然風化岩は加熱温度１００℃にプロットした。これを見ると分かるとおり、絶乾１１０℃を基準とすると３００℃まではやや増加する傾向にあり、５００℃を越えると急激に減少し、その後は緩やかに減少している。ここで示す圧縮強度は供試体３本それぞれの圧縮強度を平均したもので、図－２で示すピーク強度の値とは多少異なる。なお、自然風化岩は、６９０℃付近の強度に相当している。次に、弾性波速度の変化については図－４、５に示す通り６００℃までは温度上昇にともなってＰ波、Ｓ波速度はともに低下する傾向がみられた。６００℃を越えると、Ｓ波は測定不能になり、Ｐ波の低下は緩やかになった。同図からは、自然風化岩の値はＰ波、Ｓ波ともに４２０℃付近を示している。図－６はヤング率の変化を示したものであるが、３００℃までは大きな変化はなく、それを越えると低下している。このことは図－２からも分かる。またヤング率では、自然風化岩は９７０℃付近の値を示している。

図－７に吸水率の変化を示す。これを見ると加熱温度が５００℃を越えると吸水率が増加することが分かる。とくに５００℃～６０

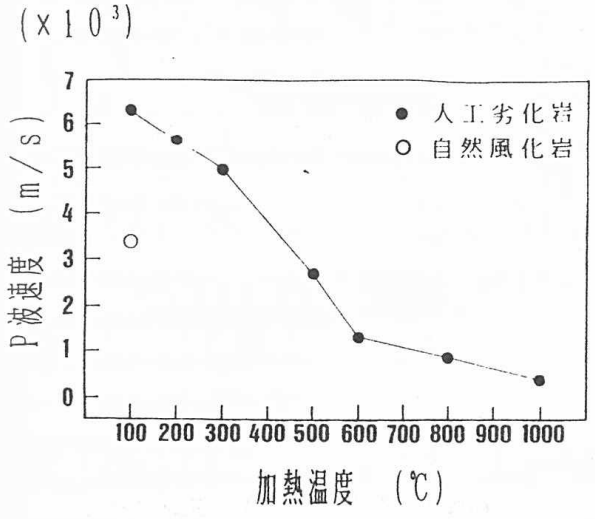


図－２　各温度の応力－ひずみ曲線

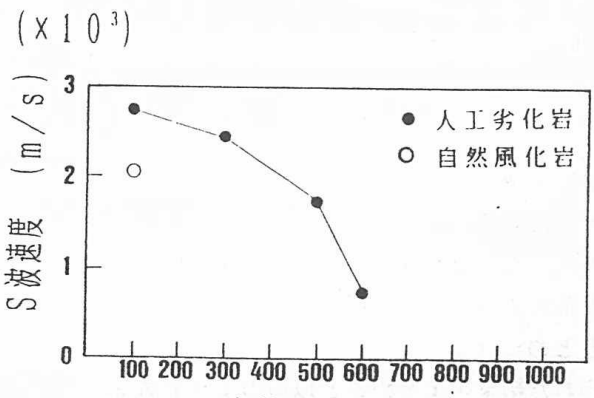


図－３　加熱温度と圧縮強度の変化

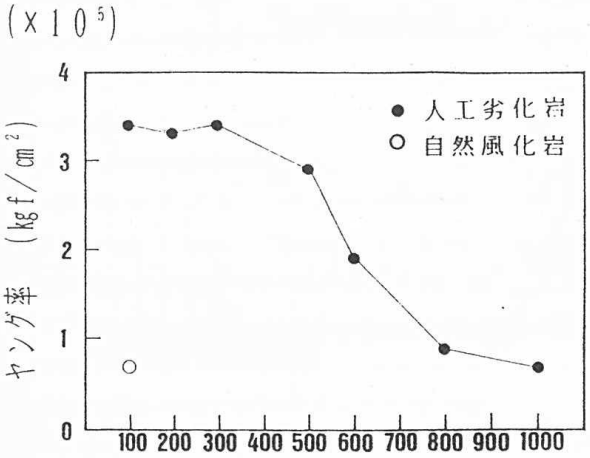
0℃において著しい。その後、増加が緩やかになる。図－８は有効間隙率の変化を示している。これも吸水率と同様に５００℃を境に著しく増加し、その後増加が緩やかになる。図－９には見かけ密度の変化を示している。これによると５００℃までは変化がなく、５００℃を越えると著しく減少し、８００℃を越えると減少が緩やかになる。自然風化岩の値は吸水率、有効間隙率、見かけ密度ともに６７０℃付近の熱負荷を与えたときの値を示している。



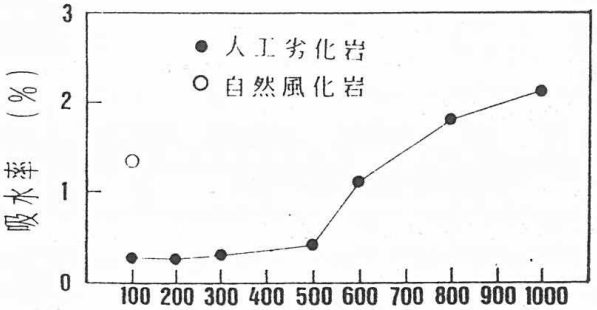
図－４　加熱温度とＰ波速度の変化



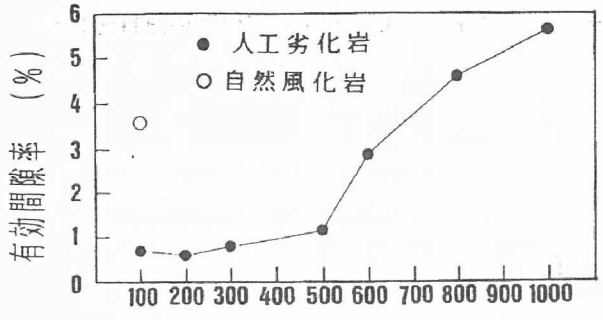
図－５　加熱温度とＳ波速度の変化



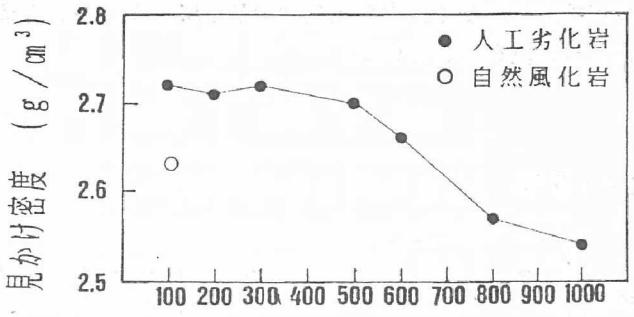
図－６　加熱温度とヤング率の変化



図－７　加熱温度と吸水率の変化



図－8　加熱温度と有効間隙率の変化



図－9　加熱温度と見かけ密度の変化

4．まとめ

得られた結果をまとめると以下のようである。

（1）弾性波速度を除けば、加熱による花崗岩の力学的性質（圧縮強度、接線ヤング率、見かけ密度、吸水率、有効間隙率）の低下は３００℃まではほとんどなく、５００℃～６００℃で著しく低下し、その後低下が緩やかになる傾向がある。

（2）弾性波速度はＰ波、Ｓ波ともに６００℃までは加熱温度の上昇とともに減少する。その後Ｓ波は測定不能になり、Ｐ波は減少が緩やかになる。

（3）今回比較のために用いた自然風化岩は、圧縮強度、吸水率、有効間隙率、見かけ密度は約７００℃の熱負荷を与えた人工劣化岩に相当することが分かった。

（4）上記（3）により、熱負荷がいくつかの花崗岩の物性の低下と対応する。すなわち、熱負荷が自然風化をある程度表現し得るという結果が得られたが、さらに種々の風化程度の花崗岩と比較する必要がある。

今後はいままで以上に熱劣化させ、最終的には現場で採取、供試体製作が困難なマサ状態まで劣化させ、その力学的性質を検討していきたい。

＜参考文献＞

1）山口　梅太郎・宮崎　道雄：熱による岩石の強度の変化あるいは破壊について，日本鉱業会誌，Vol.86, No.986, pp.347～348, 1970.

2）外尾　善次郎・高島　啓行：高温度における岩石の強度に関する研究，日本鉱業会誌，Vol.84, No.964, pp1071～1076, 1979.

3）外尾　善次郎・大村　昭士：岩石の高温度特性，日本鉱業会誌，Vol.85, pp771～776, NO.975, 1980.

宮城県の地質分布のフラクタル次元について

6

日本大学工学部　田野　久貴
同上　○前田　直也
同上　林　健一朗

1．研究目的

本研究は、宮城県の各地質分布の形状にフラクタル幾何学を適用して、地質分布のフラクタル性について検討したものである。また、すでに報告している福島県[1)]との比較検討も行った。

なお、解析対象に東北地方土木地質図（２０万分の１）[2)]を用い、画像解析には画像処理装置（ＬＡ－５５５）を使用した。

2．形状のフラクタル次元D_sとその求め方

フラクタルは、Mandelbrot[3)]により始めて提唱された。　雲や川がフラクタルであることは知られているが、このような特徴的なスケールを持たない図形や構造を総称してフラクタルといい、その概念は自己相似性である。

自己相似性とは、考えている図形や構造のどの部分をとって拡大してみても全体もしくはより大きな部分と同じに形になっている性質である。雲の場合は、部分と全体が全く相似形になっているわけではないが同等の複雑さを持っており、統計的な意味において相似になっている。

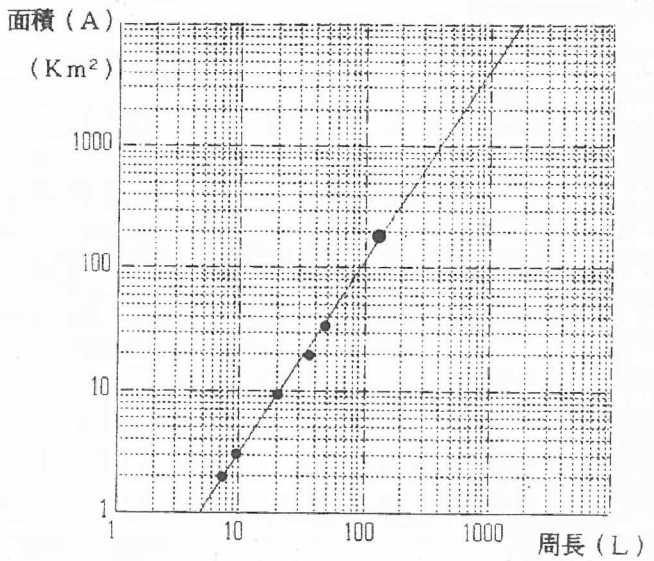
次に、フラクタル次元はフラクタルの自己相似性を定量的に計る指標であり、我々の考える一般的な次元とは異なる独特の次元を持っている。

フラクタル次元の求め方についてはいくつかあるが[4)]、今回の形状のフラクタル次元D_sについては、測度の関係より求める方法を基本とする。

測度の関係より求める方法とは、フラクタルが非整数次元の測度をもつことを利用して次元を求める方法であり、雲の分布形状については、Lovejoy[5)]がこの方法により１．３５の次元を求めている。ここではこれを"形状のフラクタル次元"[1)]と呼ぶこととし、地質分布に適用している。

形状のフラクタルとは、図形集合の周長（Ｌ）と面積（Ａ）に自己相似性をみいだすことである。

ＬとＡの値を常用対数でとり、それを両対数グラフにプロットする。そのときこれらの点がほぼ同一線上にあるときフラクタル的であるという（図－１）。



図－１　Ｆ・Ｋ（１）のlogＡ－logＬの関係

形状のフラクタル次元 D_aは、図形集合がフラクタル的であるとき面積（A）と周長（L）から

$$D_a = 2 / a \qquad (1)$$

より求められる。

ここでaは、AとLを両対数グラフにプロットしたときの傾き（a）であり、

$$a = \log A / \log L \qquad (2)$$

である。

図形集合が互いに相似形であれば、傾き（a）は2．0になり形状のフラクタル次元（D_a）は1．0となる。

また、面積（A）が周長（L）に対して大きければフラクタル次元は大きくなり、小さければフラクタル次元は小さくなる。

3．測定結果と考察

3．1　宮城県と福島県のフラクタル次元と比較

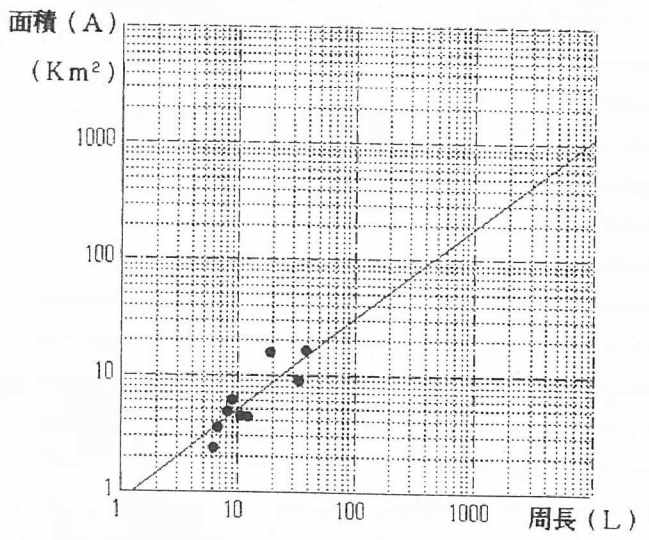
表－1は、宮城県と福島県の地質分布での形状のフラクタル次元（D_a）を、地質時代順にまとめたものであるが、ほとんどの地質分布はフラクタル的であることを示している。フラクタル的であるかどうかは、logA－logLの関係においてそれぞれの相関係数の値が指標となっている。

宮城県の地質分布の形状のフラクタル次元は、福島県と比べて全体的に高い次元を示す傾向にあることが分かる。これは宮城県の地質の分布形状が、複雑であることを示している。原因として考えられることは、北上川，鳴瀬川などの河川が入り組んだり、宮城県の海岸線のような激しい隆起や侵食の影響であると思われる。

宮城県で特にフラクタル次元が高かったのは、Da（新期石英安山岩）であるが（図－2）、これは南の阿武隈山系及び北の北上山系にそれぞれ別個に分布するものをまとめて計算したために、相関係数が0．83と低くなったものと思われる。実際に、南北を別々に計算してみると、南のそれは相関係数0．96，フラクタル次元1．40、北のそれは相関係数0．93，フラクタル次元1．98、という結果が得られた。

このように、各地質分布のフラクタル次元は、それぞれの地質の形成過程や分布地域などの特徴を色濃く反映しており、地質分布の特徴を示す指標となるのではなかろうか。

また、宮城県は分布数の少ない地質が多く、分布数が少ないとフラクタル次元は大きくなる傾向があり、これも一つの要因と考えられる。



図－2　DaのlogA－logLの関係

表－1　宮城県と福島県の地質分布での形状のフラクタル次元（D_s）と相関係数

（a）　全地質の次元（D_s）

地名			宮城県			福島県		
時代		岩石の種類	フラクタル	相関係数	分布数	フラクタル	相関係数	分布数
		全地質	1.60	0.95	252	1.49	0.97	583
		平均	1.69		〃	1.40		〃

（b）　堆積岩類の次元（D_s）

地名			宮城県			福島県		
時代		岩石の種類	フラクタル	相関係数	分布数	フラクタル	相関係数	分布数
		堆積岩類全体	1.62	0.95	207	1.48	0.98	323
		平均	1.63		〃	1.44		〃
第四系	更新統	td *	1.72	0.98	16	1.38	0.97	51
		tyTWIS	1.51	0.98	9	1.57	0.98	46
		DfTfwa (2)	1.72	0.98	7			
			2.52	1.00	2			
	鮮新～更新		1.21	0.96	7			
			1.75	0.95	14			
	第四系堆積岩類全体		1.68	0.95	52	1.50	0.98	97
		平均	1.74		〃	1.48		〃
第三系	鮮新統	THKFFSSTON (2)	1.57	0.92	28	1.46	0.98	45
	中新統	eauKKOn (1)	1.61	0.99	5			
			1.22	0.99	4	1.68	0.99	4
			1.55	0.96	10			
			1.52	1.00	5			
			2.34	1.00	2	1.63	0.98	24
			1.31	0.95	22	1.46	0.96	12
						1.33	1.00	4
		iaioi	1.85	0.96	26	1.51	0.98	90
		DMSi	1.64	0.96	5			2
						1.50	0.98	19
	第三系堆積岩類全体		1.62	0.94	113	1.50	0.98	200
		平均	1.59		〃	1.51		〃
中生界	白亜系	Cr2	2.91	1.00	2			
	ジュラ系	JTl	1.25	0.85	11	1.17	0.97	5
	三畳系	M・P	1.21	1.00	1			
			1.77	0.97	7			
						1.23	0.97	9
	中生界堆積岩類全体		1.44	0.97	31	1.21	0.97	14
		平均	1.86		〃	1.20		〃
古生界	二畳系	P3	1.39	1.00	11	1.35	0.99	12
	古生界堆積岩類全体		〃	〃	〃	〃	〃	〃
		平均	〃	〃	〃	〃	〃	〃

（c）　火成岩類および変成岩類の次元（D_s）

地名			宮城県			福島県		
時代		岩石の種類	フラクタル	相関係数	分布数	フラクタル	相関係数	分布数
		火成岩類全体	1.52	0.96	45	1.46	0.97	235
		平均	1.74		〃	1.47		〃
第四系	更新統	An	1.49	0.99	5	1.42	0.99	10
		Da	2.56	0.83	10	1.62	0.98	7
	第四系火成岩類全体		1.54	0.95	15	1.38	0.99	17
		平均	2.03		〃	1.52		〃
第三系	中新統	PAn5,2	1.18	0.99	4	1.25	0.99	4
		AAnya3,4				1.44	0.99	12
		RRyaa2,4	1.53	0.95	13	1.49	0.99	14
		DBa3	2.15	0.89	3	1.55	0.97	64
						1.52	0.96	34
	第三系火成岩類全体		1.50	0.96	20	1.51	0.97	128
		平均	1.62		〃	1.45		〃
中生界	白亜系	GPr2	1.51	0.97	10	1.69	1.00	2
		GUB				1.26	0.94	41
						1.46	0.98	47
	中生界火成岩類全体		〃	〃	〃	1.45	0.96	90
		平均	〃		〃	1.47		〃
		変成岩類全体				1.55	0.96	25
		Gm				〃	〃	〃

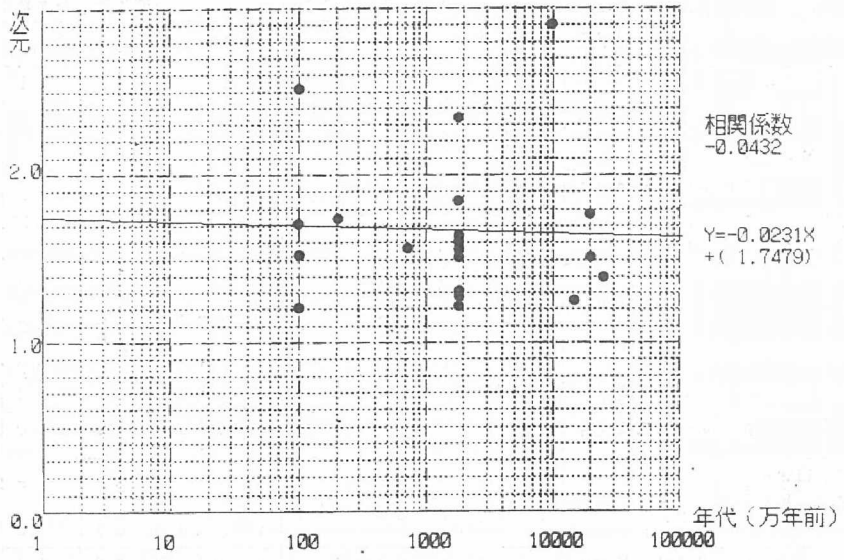
＊　記号については文末の地質凡例参照

3．2　フラクタル次元と地質時代の相関

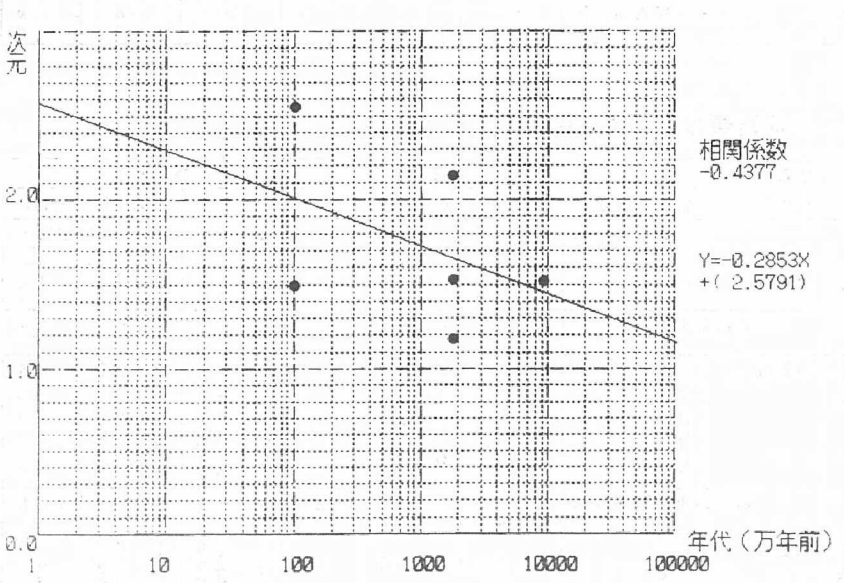
宮城県と福島県の地質時代別のフラクタル次元の相関を図－３および４に示す。

これらによると、前回の福島県の場合と同様、時代が新しくなる程フラクタル次元（D_a）が大きい傾向にあることが分かる。

県別で比較すると、宮城県では堆積岩類より火成岩類の方が片対数グラフの傾きが大きい、逆に福島県では堆積岩類の方が大きい。この傾きは大きいほど、地形の影響を強く受けているものと思われ、宮城県では火成岩類が、福島県では堆積岩類がよりこの影響を受けているように思われる。

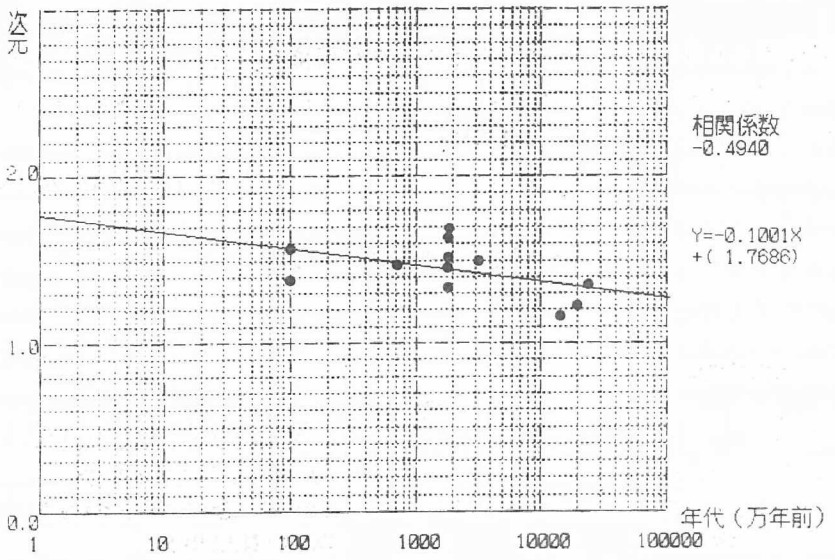


（ａ）　堆積岩類

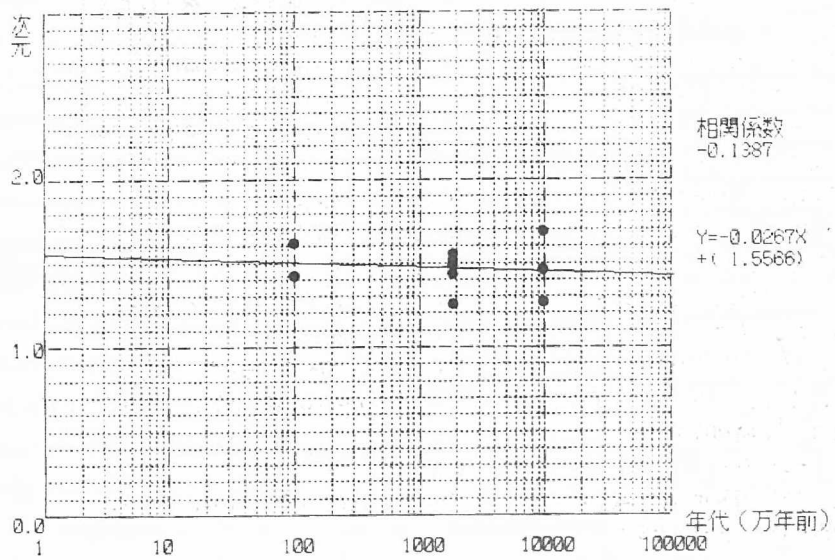


（ｂ）　火成岩類

図－３　宮城県の地質時代とフラクタル次元との相関



（c）　堆積岩類



（d）　火成岩類

図－４　福島県の地質時代とフラクタル次元との相関

〈参考文献〉

1）田野久貴（１９９２）：地質構造のフラクタルについて，日本応用地質学会東北支部第１回講演論文集 pp. 1-6.

2）東北地方土木地質図（１９８８）：東北地方土木地質図編纂委員会.

3）Mandelbrot, B. B.（１９８２）：The fractal geometory of nature, Freeman, Sanfrancisco.

4）高安秀樹（１９８６）：フラクタル，朝倉書店.

5）Lovejoy, S.（１９８２）：Area-perimter relation for rain and cloud areas, Science, Vol. 216, 9, pp. 185-187.

6）三井秀樹（１９９０）：フラクタル科学入門，日本実業出版社.

付録

地質凡例（地質時代順）

堆積岩類		火成岩類	
td	礫，砂，粘土	An	安山岩，玄武岩および火山噴出物
vD	火山岩塊，礫，砂，泥	Da	石英安山岩および火山噴出物
Tf（2）	溶結凝灰岩，火山噴出物	P	石英斑岩，花崗斑岩，石英閃緑岩，閃緑岩（貫入岩類）
WTf	溶結度の高い溶結凝灰岩		
Iw	砂，礫および泥（酸性凝灰岩・亜炭を伴う）	An5	安山岩（５）
		Ry4	流紋岩（一部流紋岩質凝灰岩を伴う）
Sa	砂岩およびシルト岩（酸性凝灰岩を伴う）		
Te	天徳寺相	Da4	石英安山岩（４）（石英安山岩質凝灰岩を伴う）
Ha	礫岩，砂岩，凝灰質シルト岩のほか一部亜炭を伴う（湖性堆積物）		
		Da3	石英安山岩（３）（石英安山岩質凝灰岩を伴う）
Ku	青灰色細粒砂岩		
Fu	黒色泥岩，シルト岩（凝灰質泥岩，砂岩を挟む）	An3	安山岩（３）
		Ba	玄武岩
F・K（2）	砂岩，砂岩・泥岩の互層（一部凝灰岩を伴う）	Ry2	流紋岩および火砕岩
		An2	安山岩（２）
F・K（1）	凝灰岩，火砕岩（砂岩，泥岩を伴う）	Gp	花崗斑岩，花崗閃緑斑岩
Sa，On	硬質泥岩，珪質頁岩（砂岩，酸性凝灰岩を伴う）	Gr2	花崗岩類
		UB	斑糲岩，角閃岩，蛇紋岩，かんらん岩，輝岩，コートラント岩
S・O	砂岩，硬質泥岩を主とし，凝灰岩を伴う		
Tf（1）	凝灰岩（火山砕屑物を主とし，砂岩，泥岩を伴う）	変成岩類	
		Gm	緑色片岩，角閃岩，片麻岩
Oi，Di	緑色凝灰岩，凝灰角礫岩，凝灰質泥岩		
Oa，Mo	火山角礫岩，安山岩質凝灰岩及び火砕岩		
No，Si	礫岩，砂岩，泥岩（炭層を挟む）		
Cr2	白亜系粘板岩		
J2	砂岩，粘板岩		
T2	粘板岩，砂岩（２）		
T1	粘板岩，砂岩（１）		
M・P	粘板岩，砂岩，凝灰岩		
P3	二畳系粘板岩		

7

亀裂性岩盤(粘板岩)トンネルにおける設計施工時の地山分類不一致の現状と対策

(株)復建技術コンサルタント　太田　保
小林　俊樹
○金須　宏和

はじめに

東北地方の北上山地には古生代や中生代の地層が広く分布している。これらの地層の内、堆積岩に由来する粘板岩や砂岩との互層では層理、片理及び節理が顕著に発達した岩盤が主体をなしている。

これらの岩盤は硬岩に属しているが、層理、片理及び節理に沿って細かく割れる性質があり、工学的に言う所の亀裂性岩盤に属している。なお、層理面は選択的に破砕されており特に弱線となっている場合が多い。このような、性質はトンネルの施工において地山分類が設計時と施工時で異なる最大の原因となっている。

これらの性状はトンネル設計時に実施される、弾性波探査ではとらえる事が出来ない為、弾性波速度値を主として採用して実施されているトンネルの地山分類では良好岩盤分類とせざるをえないのが現状である。このようにして決定さたトンネルの設計時地山分類と施工時の地山分類が一致しない事が一般的である。

今回はこの現状と原因について筆者が従事したトンネルの例を挙げて述べる。また、この対策方法について今後研究すべき事項について提案する。

1)　亀裂性岩盤(粘板岩)の特徴及び事例

今回発表する亀裂性岩盤(粘板岩)の特徴を箇条書で示すと下記のようになる。

① 岩片は硬質であるが層理や片理方向に板状の亀裂が密に発達する岩盤。
② 層理面と直交する方向にシャープな面を持つ規則的な節理が密に発達する岩盤。
③ 粘板岩と砂岩の互層では粘板岩が選択的に破砕され、層理面に沿って弱線を形成する岩盤。
④ 断層や褶曲構造を受け、千枚岩状や石墨状の破砕帯を形成する岩盤。
⑤ 亀裂性岩盤ではあるが見掛け上密着しているため弾性波速度値が大きい岩盤。
⑥ 全体的には透水性は小さく施工時の湧水が少ない岩盤。
⑦ 膨潤性の緑泥石や粘土鉱物のスメクタイトを破砕部帯に含む岩盤。

以上の特徴を有する岩盤中にトンネルを計画すると、弾性波速度値が早い事よりこの値を主として用いて土木学会編纂の「トンネル標準示方書(山岳編)・同解説」により判断するとほとんどが地山等級のＡ～Ｂに区分される場合が多い。

このため、今まで経験したトンネルでは調査設計時と施工時の地山分類等級が一致しない場合が多く認められ、場合によっては２ランク程度低いランクとなる場合もある。

これらの事例を一覧表として示し、亀裂性岩盤の特徴と一致する事項や主な原因について述べる。なお、昭和６１年度の示方書改正にあたってはＮＡＴＭ工法が標準工法となっているため、この地山等級で示す。

これらの内、代表的な事例として調査設計及び施工時の観察を実施した２例を詳細例として示す。この２例は在来工法とＮＡＴＭ工法が１例ずつである。

なお、これらのトンネルはいずれも北上山地に計画されており、両者とも南北方向に計画されているもので当地区の道路幹線からみた場合この方向のトンネルがほとんどであるため、今後の対応を考えるとこの２例は代表例といえる。

事　例　一　覧　表

トンネル名	概略延長（m）	対象地質	特徴							変更原因及び変更程度
			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	
A	400	古生代二畳紀粘板岩	◎	◎	○	○	○	○	○	発破による緩みが泥質粘板岩中で50cm程度発生し、これと湧水が影響し支保変状(A→C岩盤)
B	150	古生代石炭紀粘板岩	○	○	○	◎	○	○	◎	全体が千枚岩状となり、発破により緩みが進行し、支保工の強化が必要(B→C岩盤)
C	1000	中生代三畳紀粘板岩・砂岩互層	◎	◎	◎	○	○	○	○	砂岩と粘板岩の互層で比較的厚い砂岩部が巨礫状に緩み支保工強化が必要(B→C岩盤)
D	450	中生代ジュラ紀粘板岩・砂岩	○	○	◎	◎	○	○	◎	トンネルの中央部で断層破砕帯が緩い角度で交差し軟弱化。全体が不良岩盤(B→C～D岩盤)
E	250	中生代三畳紀粘板岩	◎	◎	◎	○	○	○	○	表層の風化帯が厚く深部の良好部まで影響を受け発破により緩みが増大し支保補強(A→C岩盤)
F	450	中生代三畳紀砂岩・粘板岩	◎	◎	◎	○	○	○	○	砂岩を主体とする粘板岩との互層で不良の粘板岩の落盤に伴い砂岩の緩み増大(B→CⅡ岩盤)
G	100	古生代二畳紀粘板岩	○	○	◎	◎	○	○	◎	板状の粘板岩を主体とした砂岩との互層で前者が選択的に破砕され軟質石墨化(B→D岩盤)

凡例　◎：特徴が顕著　○：特徴が少しある

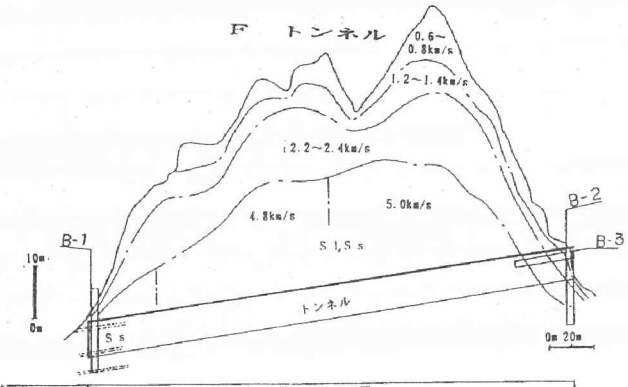
2）　具体的な事例

上記一覧表に示した事例の内、F及びGについてより詳細に述べる。この2例はGトンネルが昭和61年に在来工法で施工し、Fトンネルは平成3年度にＮＡＴＭ工法で実施した例である。

また、Gトンネルでは予期せぬ構造運動による大規模な破砕帯に遭遇し、石墨化した千枚岩状の岩盤となり、応力解放に伴い切羽の自立も難しく地山等級を2ランク下げた例である。

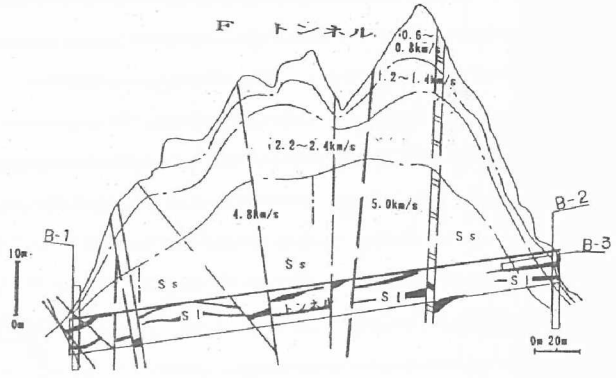
Fトンネルは一見良好な岩盤と見えたが、主体をなす砂岩部が粘板岩の不良部の緩みに伴いブロック状に緩み肌落ちが多発したため、支保工を使用するＣⅡ岩盤まで等級を下げた例でありこのような粘板岩では一般的に認められる現象である。

2）－1　Fトンネル



地　質	粘板岩砂岩互層
地山分類	D　CII　B　CI　B　CII　D
断　層	―
記　事	可塑性の少ない硬質砂岩を主体とする粘板岩との互層（粘板岩は不良） トンネルと平行する小規模な断層が推定される。

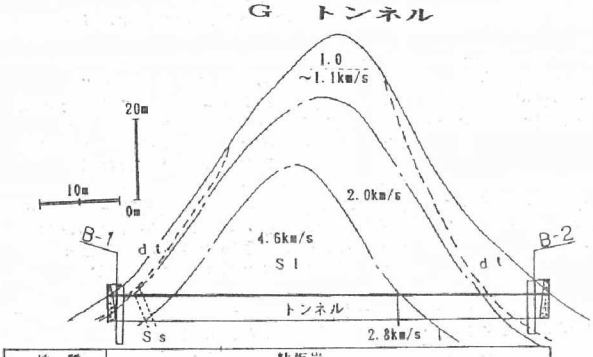
設計時



地　質	粘板岩砂岩互層
地山分類	D　CII　CII　CII　B　CII　D
断　層	
記　事	トンネルの縦断方向と平行して砂岩主体の粘板岩互層が認められる。 起点側から370mに断層（10m）、起点側は不良粘板岩、小断層目立つ。

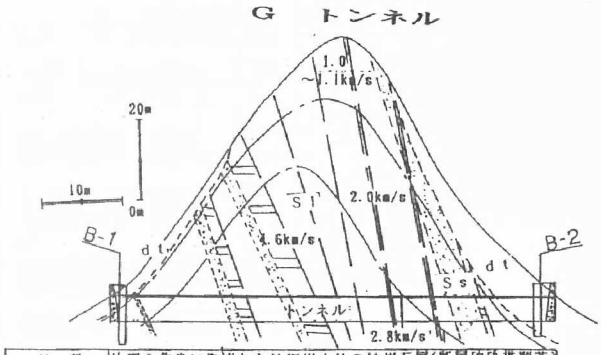
施工時

2）－2　Gトンネル



地　質	粘板岩
地山分類	D　C　B　C　D
断　層	―
記　事	終点側に急傾斜した粘板岩主体の砂岩との互層で良好岩盤が推定。崖錐はルーズ。 粘板岩主体の砂岩との互層（層理方向の板状亀裂発達）

設計時



地　質	片理の非常に発達した粘板岩主体の砂岩互層（断層破砕帯顕著）
地山分類	D　C　D　C　D
断　層	
記　事	湛山や断層の地質構造を強く受け、粘板岩が千枚岩状（緑泥石化、石墨化顕著）亀裂は密着し風化変色はないが発破により細片化、切羽の自立性不良。

施工時

3）　原因及び解決方法

3）－1　原因

① 弾性波速度により主として地山分類を実施するため、分類上良好岩盤と判断される。

② 層理面や片理面が簡単に分離面となるため、発破による緩み範囲が大きく滴水により緩みが助長。

③ 断層や褶曲等の地質構造を受けて千枚岩状になり、層理や片理は密着しているが軟岩状となり応力解放により、剥がれるように崩壊し切羽の自立性が悪い。

④ トンネルの縦断方向の断層は規模の大小に関わらず地山分類を大きく左右する。これらの断層は密着しており、弾性波探査では検出が出来ない。

⑤ 粘板岩と砂岩の互層では粘板岩が破砕され、弱線となり粘土化するのに対して硬質でブロック化しやすい砂岩部では緩みにより落盤しやすい。この弱線については見掛け上密着しているため弾性波探査では検出が不可能である。

⑥ 膨張性緑泥石やスメクタイトを含有した物が多いため、滴水程度の水が供給され、地山の膨張圧が増大して支保工の変状が発生しやすい。

3）－2　解決方法

解　決　方　法　一　覧　表

原　　因	解　決　方　法	具体的な調査の提案
① 弾性波速度と地山分類の不一致	・ トンネル施工中の緩み範囲の実態確認→特殊岩盤としてマニアル作成	① 施工中のトンネル内で簡易弾性波実施 ② ロックボルト施工削岩機のトルク測定 ③ 岩盤変位計の設置 ④ 施工中の観察による地質図作成
② 層理や片理が分離面となり易い	・ 層理、片理、節理面が分離面となり易い事の証明→特殊岩盤としてマニアル作成	① 層理や片理方向での一軸圧縮強度測定 ② 人工的な潜在クラック作成試料での一軸圧縮強度測定(凍結融解や安定性試験による) ③ 露頭状況の詳細観察記録の作成
③ 千枚岩状岩石の形成	・ 地表部での性状確認 ・ 圧縮強度や弾性波速度の低下確認	① 航空写真や広範囲な地表地質踏査の実施 ② ボーリングコア、露岩試料でスレーキング試験の実施 ③ 圧縮試験や室内超音波測定の実施
④ トンネルと平行する断層や褶曲軸	・ トンネルと平行、斜交する地質構造の確認 ・ 地質構造の性状把握	① 航空写真のリニアメントの確認 ② 広範囲な地表地質踏査で地質構造確認 ③ トンネル横断方向の沢でトレンチ ④ 坑口の水平ボーリングをルートと斜交 ⑤ 施工中の観察により地質図作成
⑤ 粘板岩砂岩の互層状況	・ 互層状況の詳細な観察(露頭、ボーリングコア、孔内)	① トンネル周辺の地表地質踏査で現象確認 ② 粘板岩の破砕状況の把握(鏡面の確認) ③ 砂岩の亀裂間隔や亀裂状況の確認 ④ ボーリング孔のボアホール観察
⑥ 膨張性粘土の存在	・ 破砕帯、断層粘土及び粘板岩の原岩の性状確認	① X線による粘土鉱物の同定 ② CECによる粘土鉱物の含有量の推定 ③ 膨張圧試験の実施

4）　結論

① 亀裂性岩盤(粘板岩)で設計施工時の地山分類が不一致となる場合が多く、原因としては主として一覧表に示した6ケースがある。事前にこれらを究明する事が地山分類の一致につながる。

② 地山分類が不一致となる主な原因は施工時の落石、落盤、肌落ち等で施工上支保を必要とするかまたは支保間隔をどうするかが最も多く等級が1ランク程度低下する場合が多い。今後、標準工法のNATM工法が普及するとこの傾向が益々増加するものと推定される。

③ 解決方法としては弾性波探査速度値をもとに決定している現在の地山分類を施工時の地質観察や各種試験結果のデータを蓄積し、特殊地山としてトンネル標準示方書に特記事項として盛り込む必要がある。

「熱水変質地帯に施工した地すべり対策工の腐食対策の検討」

8

山形県土木部砂防課　池田　伸夫
○日本工営㈱仙台支店　大河原　彰

1.はじめに

山形市蔵王温泉地内に位置する鴫の谷地地すべりは、いわゆる火山性地すべりの1つである。地すべり発生の素因は熱水変質帯の分布であり、すべり面付近の土質は酸性となっている。地すべり対策工事として集水井工と鋼管杭工が計画されたが、コンクリートや鋼材は酸に対する抵抗性が小さいため、腐食対策が必要となった。

そこで、変質帯の化学分析や水質分析を行って変質帯の性状を明らかにし、対策工の腐食対策を検討・実施した。

2.地すべりの概要

鴫の谷地地すべりは、標高700～800mの西傾斜の緩斜面に位置し、周辺は約4万年前に東方の高湯爆裂火口（現在の蔵王温泉街）より流下した泥流堆積地形を呈している。地すべり地の北側は爆裂火口跡に源を発する酢川、南側は横倉山に連なる尾根で境され、また東側の地すべり頭部には、鴫の谷地沼（農業用水貯水用の人造湖）が存在する。地すべりブロックは、幅約350m、長さ約600m、厚さ約40mのＡブロックと、幅約170m、長さ約270m、厚さ約30m、のＢブロックの2つに区分される。（図－1参照）

周辺の地質は、下位より新第三系中新統グリーンタフの泥岩・砂岩互層、第四系安山岩熔岩、軽石流堆積物、泥流堆積物（安山岩巨礫混り粘性土）となっている。調査ボーリング結果等から以下のことが判明した。

①軽石流堆積物下面付近から安山岩熔岩中にかけて、厚さ2～10mの変質部（白色粘土状）が帯状に分布している。（図－2参照）

②計器観測結果によれば，変質帯中に地すべりによる変位が認められ、変位量は13～32mm／半年間にも達した。

③地下水調査によれば、地すべり地内の水位は地表面下0～10mの浅い深度にあり、変質帯上位の軽石流堆積物中（半固結状で透水性が良い）の地下水流動が顕著であった。

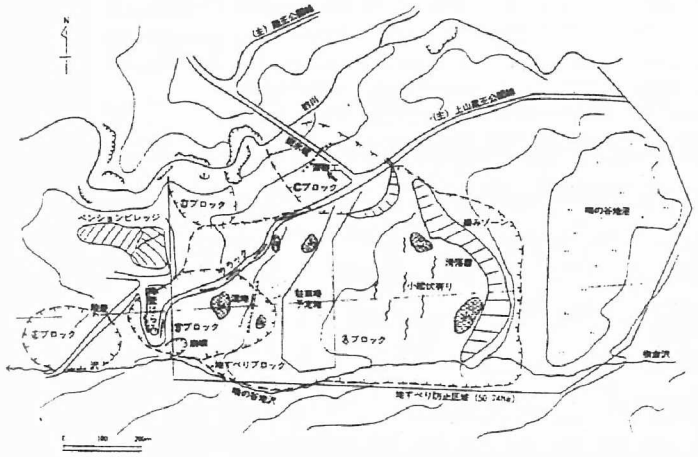
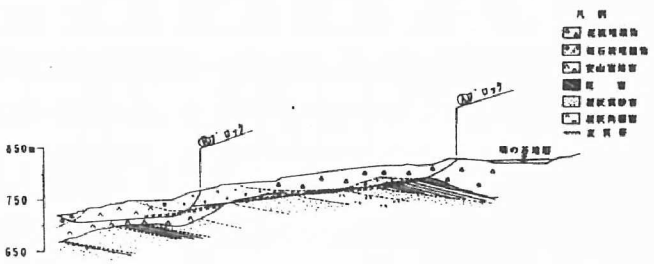


図-1 地すべり模式平面図



図－2 地すべり模式断面図

地すべり対策工については、地すべり地周辺の豊富な地表水・地下水の排除を目的として、A・B両地すべりブロックの頭部に集水井を連結して配置する計画とした。またペンション村に隣接するため重要度の高いBブロックについては、鋼管杭工を併用して計画した。（Aブロックの計画安全率P·Fs=1.10、B ブロックの計画安全率P·Fs=1.15）

3.変質帯の性状

すべり面が形成されている変質帯の性状を明らかにするために、更に電気伝導度・温度検層、水質分析、化学分析、X線回折試験等を実施した。その結果、以下のことが判明した。

①変質帯は母岩（泥岩、砂岩、安山岩等）が熱水変質を受け白色粘土化したもので、カオリナイト（$Al_4\{(OH)_2/Si_4O_{10}\}$）を主体とする粘土鉱物に富む。

②変質帯の土質は硫酸イオン濃度が高く、PH＝2～5の酸性を示す。（表－1参照）

③酢川は温泉排水を集めPh=1～2の強酸性を示すが、鴫の谷地沼や地すべり地内の地表水・地下水はその影響を受けずPH=6～7の中性を示す。

したがって、変質帯の酸性の土質に、地すべり対策工の構造物を設置すれば、両者の接触部での腐食の発生が懸念されることになる。

表－1　化学分析結果一覧表

採取位置 / 地質 / 分析項目	①Bブロック頭部 Mf 泥流堆積物	②Bブロック側部 Pf 軽石流堆積物	③Bブロック側部 An' 変質安山岩	④テニスコート進入道路 An' 変質安山岩	⑤駐車場進入道路 An' 変質安山岩	⑥BV-1深度24.6m Pf 軽石流堆積物	⑦BV-3深度28.6m Pf 軽石流堆積物	分析方法 規格＝ JIS K 0102
水素イオン濃度 (測定時水温℃)	5.1 (24)	2.3 (24)	2.6 (24)	5.7 (21)	3.9 (21)	4.7 (21)	3.1 (21)	規格 12.1
電気伝導率 (25℃μS／cm)	85	2,200	900	——	——	——	——	〃 13
比抵抗	0.012	0.0005	0.0011	——	——	——	——	〃 13
塩素イオン (mg／ℓ)	22	15	27	36	14	42	25	〃 35.1
硫酸イオン (mg／ℓ)	40	200	95	14	6	86	890	〃 41.1
硫化物イオン (mg／ℓ)	0.01 未満	0.01 未満	0.01 未満	0.01 未満	0.01 未満	0.01 未満	0.01 未満	〃 39.1
全酸度 (mg／ℓ)	——	——	——	32	52	30	700	〃 16.1
全アルカリ度 (mg／ℓ)	——	——	——	1 未満	1 未満	1 未満	1 未満	〃 15.1
含水率 (%)	56	44	36	13	19	38	16	環整第95号別紙 (昭和52年)

4.腐食発生の機構

4-1　コンクリートの腐食

コンクリートの腐食は、酸性土に含まれる硫酸成分による酸の作用（一般的には、この他に噴気ガスや酸性水の影響も被るが、今回は該当しない）によって発生する。その化学反応は、以下の通りである。

①水和反応

$$H_2O + 3CaO \cdot SiO_2 \rightarrow 3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O + Ca(OH)_2$$

（セメント水和物）　（水酸化カルシウム）

②硫酸による石膏の析出

$$Ca(OH)_2 + H_2SO_4 \rightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O$$

（石膏）

③硫酸によるシリカゲルの生成

$$3CaO \cdot 2SiO_2 \cdot 3H_2O + H_2SO_4 \rightarrow CaSO_4 \cdot 2H_2O + Si(OH)_4$$

（シリカゲル）

すなわち、コンクリートはまず水和反応（①）により、セメント水和物と、水酸化カルシウムを生成する。次に、この生成物が硫酸と反応して、石膏（②）とシリカゲル（③）となる。石膏は表面に析出し、コンクリートを中性化し腐食させる。また、シリカゲルはセメント水和物のバインダー機能を低下させ、モルタルの劣化、剥離を引き起こす。

コンクリートの腐食（劣化）は上記のように化学反応であり、酸性度、温度、腐食期間等に比例して進行する。九州横断自動車道での暴露試験結果によれば、土中コンクリートの腐食深さはpHと暴露期間に比例して、下式により表される。（図-3参照）

腐食深さ（mm）=0.4(7-pH)･期間（年）

配合種別（図中記号）	B（○）	B（△）	P（□）	H（●）	D（■）
公団の配合種別	B_{4-1}	(B_{4-1})	(P_{4-1})	—	D_{1-1}
設計基準強度（kgf/cm²）	240	240	400	700	—
セメントの種類	普通	耐硫酸塩	普通	普通	普通
セメントの量（kg）	300	340	400	500	240
水セメント比	52.3	46.4	40.0	31.0	79.0

（注）使用した粗骨材の岩質は砂岩，細骨材は海砂（粗砂＋中砂）である。

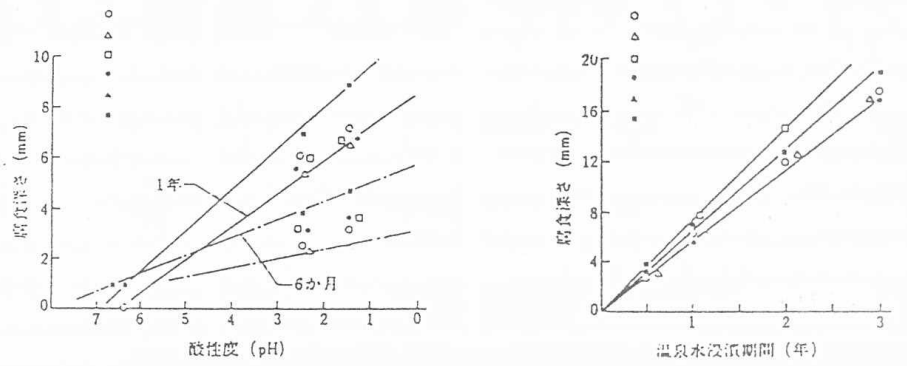


図-3　コンクリートの腐食深さと酸性度、腐食期間の関係[1]

4-2　鋼材の腐食

鋼材（鉄）は、水と酸素に反応して、いわゆる「さび」を形成しながら、腐食が進行する。この反応は、カソード（陰極）とアノード（陽極）が無数に存在し、電極作用によって進行する。カソードでは酸素の還元、水素の発生、アノードでは鉄の溶解が起こり、腐食が進行する。（図-4参照）

・カソード（陰極）

$2H^{+}+2e--\!>2H--\!>H_2$

$O_2+2H_2O+4e--\!>4OH^{-}$

・アノード（陽極）

$Fe--\!>Fe^{2-}+2e$

このように、鋼材では陽極反応により、鉄が溶解し腐食孔が形成され、さらに応力集中によってクラックが発生し、さらに腐食が進行する。したがって、水と酸素が腐食の因子であり、さらに腐食の厚さや速度は、pHや溶解酸素等の影響を受ける。図-5によれば、pH=4～10の範囲では平均腐食深さはほぼ一定だが、pH=4以下の酸性側では水素電極反応が加わり、腐食速度が著しく増す。

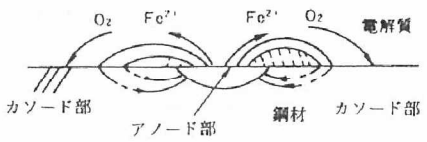


図-4　局部電池による鋼材の腐食[2)]

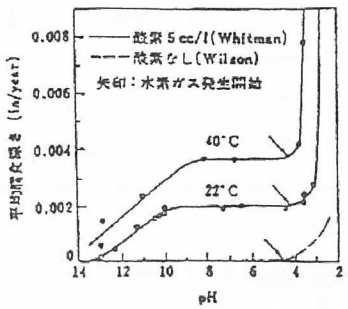


図-5 pHと鋼材の腐食深さの関係[3)]

土中の鋼管杭の腐食速度については、表-2に示すような調査結果がある。

表-2　鋼管杭の腐食速度[2)]

調　査　機　関	最　大　値 （mm／年）	平　均　値 （mm／年）
建設省土木研究所	0.024	0.007
土質工学会	0.0297	0.0106
鋼管杭協会	0.05	0.013

5.腐食対策の検討

5-1　集水井の腐食対策

集水井材料には、鋼製ライナープレート（厚さ2.7～4.5mmの波状鋼板で逆巻工法で施工する）とコンクリートセグメント（厚さ15cmのコンクリート二次製品で、鋼製シールドを用いて自沈工法で施工する）の2種類がある。そこで両者の比較検討の結果、

①腐食に対する抵抗性は、厚いコンクリート製品の方が強い、

②施工時の安全性（軽石流堆積物は半固結状であるため、掘削時に周囲との水頭差が大きくなるとボイリングが発生する）から、シールド工法が望ましい、

③設計強度に対してセグメントの強度の余裕が大きく、腐食しろの余裕がある、

等の点から、コンクリートセグメントを採用した。

コンクリートの腐食対策には、一般に以下のような方法がある。

①耐酸性の強いセメントを用いる。

②酸に可溶性の石灰岩系の骨材を用いない。

③コンクリートを厚くし、それに応じて鉄筋のかぶりを大きくとる。

④コンクリートの壁面を防食材で被覆する。

そこで、今回のセグメント材料には、高炉スラグを混合し長期的な化学抵抗性の大きな高炉セメント（B種）を用いた。また、露出する継手金具には耐酸用ビニールエステル樹脂を塗布した。

5-2　鋼管杭の腐食対策

一方、鋼管杭の腐食対策としては、

①耐酸樹脂塗装、

②有機ライニング（ウレタン樹脂等で被覆する）、

③無機ライニング（セメント硬化体等で被覆する）、

④電気防食、

⑤腐食しろ（基礎杭の場合、水中及び土中にある部分で2mm程度とることが多い）、

等の方法がある。

一般に、地すべり杭の施工法は、大口径削孔後に孔内に鋼管を建て込み、周囲をモルタルやコンクリートで充填するものであり、これは無機ライニングに相当する。そこでこれを補完する腐食対策として、施工性（工場加工が出来る）や経済性、及び実績（蔵王温泉や、同じく硫酸イオンの多い別府温泉での暴露試験結果4)1)によれば、エポキシ樹脂系の塗装が耐酸性に優れている）を考慮して、タールエポキシ樹脂塗装を採用した。（工場で予め鋼管杭に塗装し、継手部には溶接後現地で塗装した）

6.今後の課題

腐食対策を検討するには、本来は現地での材料の暴露試験（腐食環境下に一定期間置く）を行うことが望ましい。その意味で、今回の地すべり対策工事は暴露試験そのものであり、今後も腐食状況の追跡調査を行い、周辺地区での対策工事に反映させることが必要である。

また、地すべり対策工では、この他にアンカー工に於ても防食が重要な技術的課題[5)]になっている。そこで、今回のような事例を元に、腐食環境調査法のマニュアル化を図り、腐食環境のランクに応じた防食法を選定できるようにすることが必要である。土の腐食性の調査項目としては、以下のものが有効である。

①水素イオン濃度ｐＨ

②酸度（酸性物質含有量）

③比抵抗値

④嫌気性バクテリア（酸化還元電位測定法が有効である）

⑤土中の溶解成分

・亜硫酸ガス、硫化水素（火山地帯）

・アンモニア（有機物の腐敗）

・塩素イオン、硫酸イオン（温泉地帯）

⑥その他

・鉱山廃滓、工場廃棄物（酸や重金属を含む）

・鉄道、工場の迷走電流

そこで、腐食環境区分（案）を、表-3に示す。

表-3　腐食環境区分（案）

腐食環境区分	A（大）	B（中）	C（小）	D（無）
pH	0～4	4～5	5～6	6～
比抵抗値（Ωcm）	0～1000	1000～2000	2000～5000	5000～
酸化還元電位（mV）	100～	50～100	0～50	～0
塩素ｲｵﾝ濃度 硫酸ｲｵﾝ濃度（mg/l）	100～	50～100	10～50	0～10
腐食速度（mm/年 上：ｺﾝｸﾘｰﾄ 下：鉄鋼	 1.2～ 0.1～	 0.8～1.2 0.04～0.1	 0.4～0.8 0.01～0.04	 0～0.4 0～0.01

参考文献

1)渡辺　明(1988):各種構造物の耐久性設計事例;ｺﾝｸﾘｰﾄ工学、vol.26, No.11, pp.57-63

2)鋼管杭協会(1990):鋼管杭－その設計と施工－;鋼管杭協会, pp465-497

3)石川島建材工業㈱(1989):RCｾｸﾞﾒﾝﾄ腐食に対する検討;未公表技術資料, 11p

4)大野　茂(1989):山形県蔵王地区における塗装鋼材の暴露試験;防錆管理, vol.1989-1, pp.4-9

5)土質工学会(1990):ｸﾞﾗｳﾝﾄﾞｱﾝｶｰ設計・施工指針;土質工学会, pp66-76

9

低地下水位軟岩地山における透水試験例

－ 間隙水圧測定・静水圧透水試験・ルジオンテスト －

○（株）ダイヤコンサルタント　谷藤隆三
〃　中條達矢
今野技術士事務所　今野隆彦
〔元（株）ダイヤコンサルタント〕

1．はじめに

ダムの止水計画において地山の透水性を把握することが、重要な課題の1つである。ダム基礎の透水性を把握するための原位置透水試験方法としては、従来からルジオンテストが一般的に用いられ、ルジオン値により透水性を評価している。

今回、報告する内容は、ダム軸延長部における低地下水位軟岩地山の例である。このような地山においては、従来から実施されているルジオンテスト法では次のような問題点が上げられる。

①低地下水位でかつ強度的に劣る軟岩地山でのルジオンテスト法では、口元（地表部）圧力水頭から試験を開始することとなるので、限界圧力を越えた状態から試験を行い、地山の透水性を過大に評価している可能性がある。

②ルジオンテストは、試験区間の地下水圧、口元注水圧力、管内抵抗により有効注入圧力を算出し、この有効注入圧力と注水量の関係により地山の透水性を評価する試験である。従来、この地下水圧についてルジオンテスト技術指針・同解説（S59年）では、

「試験区間にボーリング孔周辺の岩盤から作用している地下水圧を用いることが望ましいが、測定が困難なこと、ボーリング実施による地山地下水位への影響の回復に長時間を要すること等を配慮し”試験を行う日”の朝の作業開始前の孔内水位」

としている。すなわち、地下水圧を孔内水位の水頭として用いられているが、低地下水位軟岩地山では、

a）孔内水位がボーリング掘削水の溜まり水の場合。
b）地下水位が宙水を形成している場合。

等が想定され、単純にこの関係を適用出来ない場合がある。

今回、以上のような問題点を検討してみるために、図－1に示す一連の試験を実施し、地山の透水性を評価した例を紹介する。

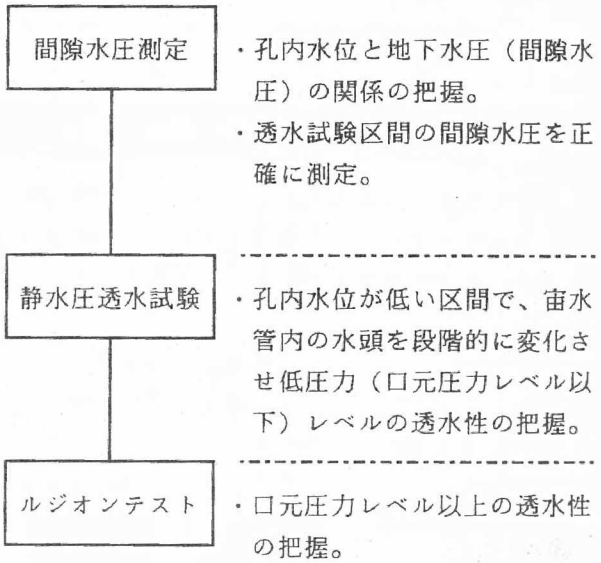
2．試験装置および試験方法

2－1　試験装置

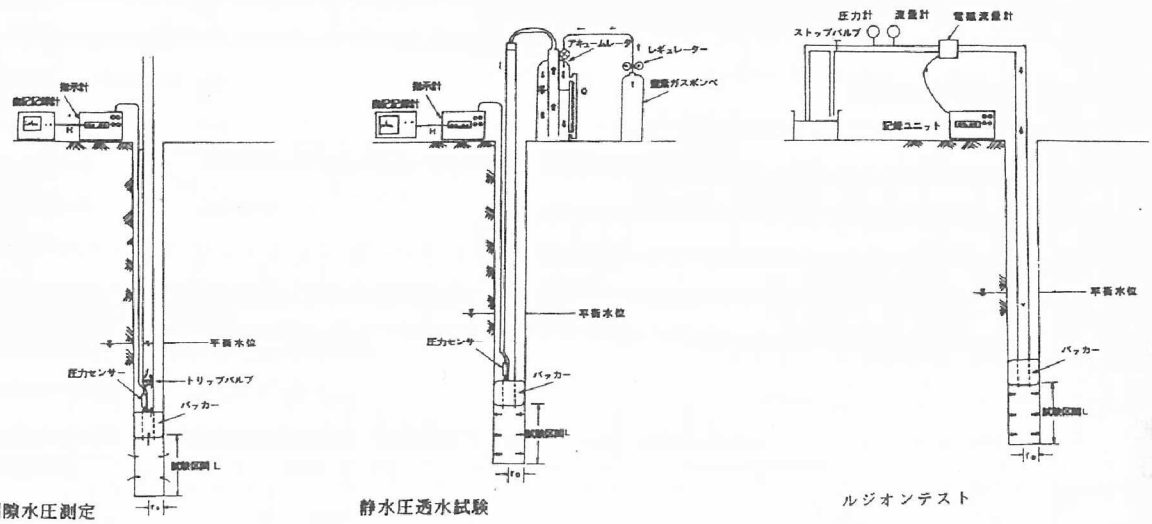
測定装置は、

①間隙水圧測定装置
②静水圧透水試験装置
③ルジオン試験装置

の各装置よりなる。



図－1　試験方法流れ図



図－2　試験装置

試験装置を図－２に示す。

各装置は①～②の段階は連続的に、②～③は地表部の切り換えにより断続的に測定することが可能である。各装置の特徴は次のとおりである。

①間隙水圧測定装置（従来の孔内湧水圧試験に準拠する。）

・試験孔は66mmである。

・パッカー、圧力センサー、トリップバルブ、圧力センサー指示計および自記記録計の各ユニットより構成される。

・なお、パッカーの直上部に取り付けた圧力センサーは、ひずみゲージ方式で、圧力測定範囲は0～15.0kgf/cm²、最小表示は0.01Kgf/cm²である。

・試験区間の間隙水圧測定は、

　○パッカー装着後の試験区間内の孔内水の圧力と周辺地盤の間隙水圧とのバランス。

　○トリップバルブを解放し、注入管内の回復水位（すなわち間隙水位）。

をパッカー上部の圧力センサーで感知すること等で行う。これらは地上部の指示計と自記記録計で経時的に測定される。

・これにより、試験区間の間隙水圧（平衡水位）をより正確に測定することができる。

・また、回復水位データを経時的に得ることにより透水性も把握することができる。

②静水圧透水試験装置

・間隙水圧測定で平衡水位測定後、ロッド内に注水し、平衡水位を基準として、各圧力段階まで水位を上昇させ、定水位法で透水試験を実施する。

・注水系は、注水量により、次の２方法がある。

　①ビーカー、メスシリンダー等の容量法　　：静水頭まで

　②注水タンク内の水をN_2ガスで押し出す方式（ｱｷｭｰﾑﾚｰﾀｰ）：注水量が小さい場合に静水頭以上加圧可能

③ルジオン試験装置

・パッカー、電磁流量計、記録ユニット流量計、圧力計の各ユニットより構成される。

・測定方法は、従来どおり、地表部で圧力、水量を管理する方法である。

2－2　試験方法

ボーリングの掘進を含め、間隙水圧試験、静水圧透水試験、ルジオンテストの各試験方法を流れ図に整理して図－3に示す。

2－3　測定装置の特徴

本測定装置の主な特徴は、次の2項目が上げられる。

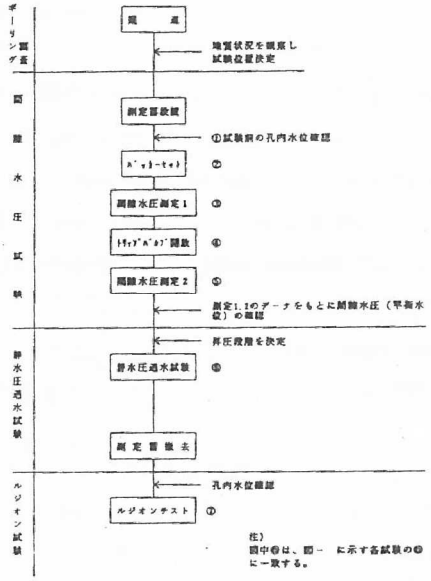
(1)試験区間の間隙水圧を正確に確認してから、静水圧～口元からの水頭圧区間における透水試験が実施でき、データ的にも連続的に収録できる。（図－4）

(2)特に、間隙水圧の測定においては図－5間隙水圧測定模式図に示すように、①～⑤段階の中でトリップバルブの解放前後において、

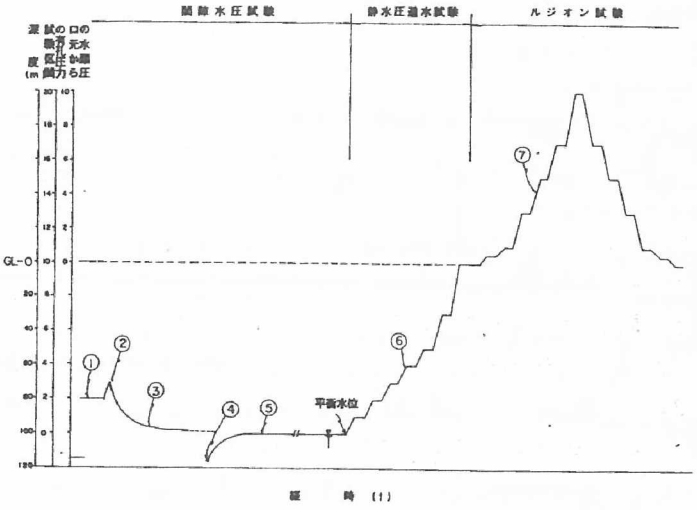
・③段階の試験区間内の孔内水圧が周辺地盤の間隙水圧に釣合うように経時的に変化すること

・④段階の周辺地盤からの地下水が供給され地下水は、ロッド内を上昇し、最終的に地盤の間隙水圧に釣合うまで上昇する。

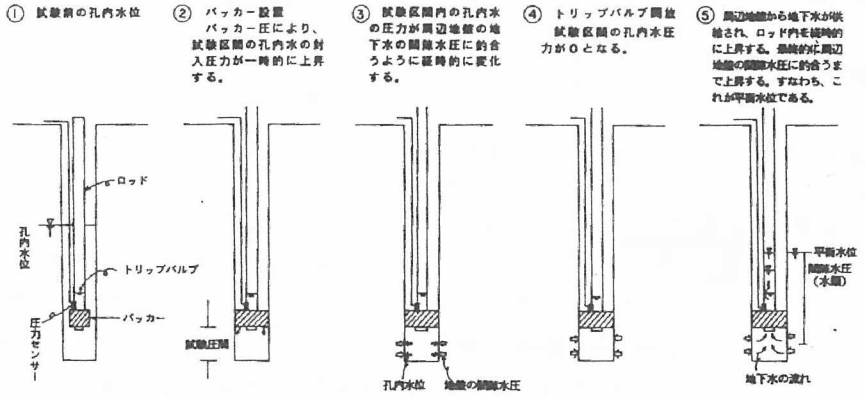
等の2つの水位変化により、間隙水圧をより正確に捉えることができる。



図－3　試験方法流れ図



図－4　試験区間の有効圧力模式図



図－5　間隙水圧測定概要

3．試験例

3－1　Aダム付近の尾根上

ダム軸線延長部で河床より約200m上で実施した例である。

(1)地質概要

新第三紀中新世の石英安山岩類より構成されている。試験を実施した岩相は、A岩相とB岩相に大別される。両岩相の主な特徴を表－1に示す。

両岩相は試験位置付近では、概ね水平に分布している。また、両者は、漸移的であり、岩相境界は明瞭でない場合が多い。

(2)地山の透水性についての問題点

従来から尾根付近の地下水位が低いことが想定されており、通常の口元管理方式のルジオンテストでは試験深度が深くなると限界圧力を越えた状態から試験を開始し、透水性を過大評価することが懸念された。

(3)解析結果

今回の測定例は、いずれも孔内水位、間隙水圧とも圧力センサー位置より下にあり、いわゆる不飽和帯の試験となっている。

A、B岩相について、既往調査および本試験方法によるP－Qカーブを図－6に示す。両図を比較して見ると次のことが分かる。

［A岩相］

本試験法では、静水圧試験段階では限界圧力が確認出来るが、従来の方法では得られていない。

［B岩相］

A岩相同様、本試験では静水圧段階で限界圧力が得られている。

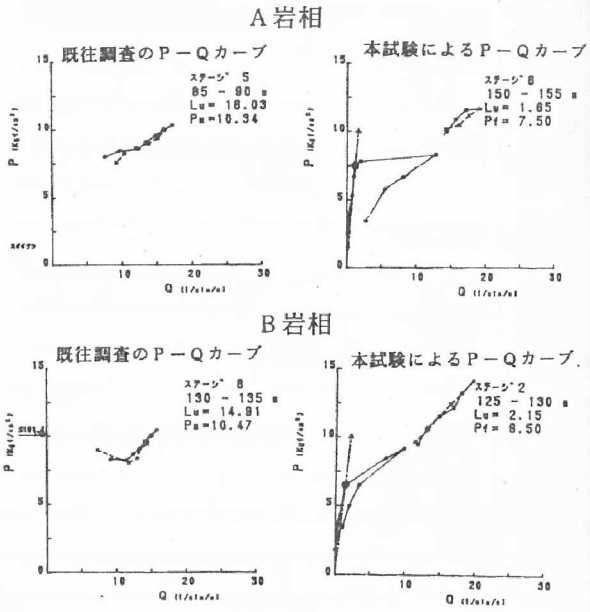
(4)評価

今回実施した試験により得られた換算ルジオン値を従来どおりの方法で算出したルジオン値を表－2に示す。

表－2に示したように、従来実施していたルジオンテストの評価では、当該岩盤は、当初から開口した割れ目が存在し、その割れ目のルジオン値が10ルジオン以上で限界圧が存在しないということであった。今回実施した試験方法では、限界圧（いずれも静水頭より小さい）が存在し、その範囲内では透水性が極めて小さいことが明かとなった。

表－1　岩相区分と特徴

岩相	特　　徴	備　　考
A	きれつは発達せず塊状。 灰白色軟質。石基ｶﾞﾗｽ発泡し白濁石英がφ2～4mm程度の斑晶として分布。	ボーリングでは採取率が　低下することが多い。
B	きれつは高角度のもの2～3mに1本程度発達。 灰色やや硬。石基ｶﾞﾗｽはAより発泡程度弱い。	ボーリングコアは棒状で採取される。



図－6．今回の試験方法と従来のルジオンテストによるP－Qカーブの比較

表－2　今回の試験方法と従来の口元管理方式によるルジオンテストの透水性の評価の違い

岩相	今回の試験方法		従来の口元管理方式によるﾙｼﾞｵﾝﾃｽﾄ	
	換算ルジオン値 (Lu)	限界圧 (Kgf/cm²)	ルジオン値 (Lu)	限界圧 (Kgf/cm²)
A	2．2	6．5	16．0	－
B	1．7	7．5	14．9	－

3－2．　Bダム

Bダムもダム軸延長部で、河床より約150m上の尾根部で実施した例である。

(1)地質概要

Bダムは、新第三紀中新世の火山砕屑岩類より構成され、岩質的には数10mオーダーの数層に区分されるが、全体としては割れ目が乏しい塊状地山である。地質構造は、ほぼ水平～南東側に緩く傾斜した同斜構造をなしている。

(2)地山の透水性についての問題点

既往調査により、地下水位は、宙水的な地下水位とこれより低い水位の２通り捉えられている。この下位の地下水位は、地山の浅部に分布する地層を貫くと孔内水位が低下し、この層より下位で実施した数層（高透水性ゾーンと呼ぶ）のルジオン試験では限界圧が小さく、高ルジオン値を示す高透水性ゾーンを形成していると評価されている。

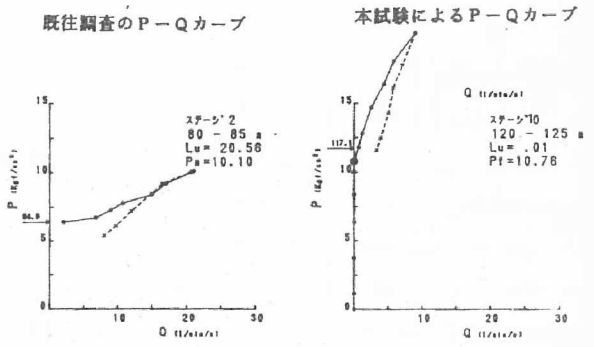
しかし、これらの状況についてもＡダムと同様、低下地下水のため、従来のルジオンテストでは静水圧力差が大きくなり、限界圧力を越えた状態で試験を実施し、透水性を過大評価していることが懸念された。

(3)解析結果

既往調査および本試験方法による高透水水性ゾーンと評価されていた箇所のＰ－Ｑカーブの代表例を図－７に示す。両図を比較すると次の通りである。

・従来のＰ－Ｑカーブでは、限界圧は捉えられておらず（あっても5Kgf/cm²以下）高ルジオン値としている。

・今回のＰ－Ｑカーブでは限界圧が10Kgf/cm²程度でルジオン値も小さい値が得られている。



図－７．代表的Ｐ－Ｑカーブの比較

(4)評価

Ａダムと同様、今回の試験方法により得られたルジオン値と従来のルジオンテストによるルジオン値では、１オーダー異なり透水性の評価として大幅に異なる結果となっている。

また、高透水性ゾーンでの限界圧が、従来より大き目な値となっていることについては、実際には地山が低透水性であるため、従来は溜まり水を含め孔内水位とし、有効圧力を小さ目にとることになり、それが限界圧力を小さ目に評価していた要因の１つと考えられる。

3－3．孔内水位と試験区間の地下水圧（間隙水圧）の関係について

ここでは、Ｂダムで確認された孔内水位と試験区間の地下水圧について、興味あるデータが得られたので紹介する。

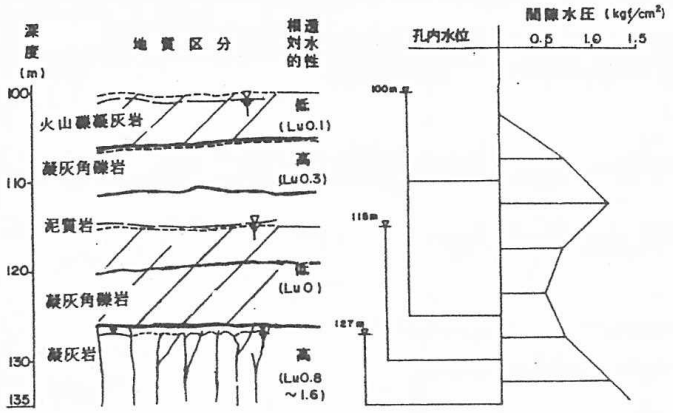
３－２節で述べたように、Ｂダムでは２通りの地下水位が存在するものと考えられていたが、実際には２通り以外にも、段階的に降下する現象が認められた。

この点に関して、地質データ、掘進時の孔内水位変化、間隙水圧および透水試験データやその状況をまとめると図－８に示すようになる。

この図－８に示すことから、「地下水圧（間隙水圧）は、地層の構成、透水性によく対応し、また、孔内水位も、これらによく対応して変化する。」

傾向が明瞭にうかがえる。

従って、間隙水圧を捉えることは、地山の透水性を正確に把握するため必要なことであるが、一方において、地下水の賦存状況を把握する上でも重要なことと判断される。



①Lu値は0.0～1.6程度で、全体としては、難透水性と評価されるが、詳細に見ると、各区間の透水性は、相対的に高い区間と低い区間に区分することが出来る。

②間隙水圧も、0.0～1.2kgf/cm²と全体に小さいが、透水性が低い区間から高い区間の間隙水圧に着目すると、静水圧分布に近い分布を示している。

③さらに、孔内水位の変化は、相対的に透水性が低い区間を貫いた時に発生している。

図－１０．間隙水圧と地質、孔内水位変化および相対的透水性の関係

４．まとめ

本試験例をまとめると以下の通りである。

①低地下水位軟岩地山において、間隙水圧測定を実施することにより、地下水圧を比較的短時間かつ正確に測定し、一連の透水試験を実施した例を紹介した。

②この結果、有効注入圧力が、ほぼ正確にとらえられるようになった。

③間隙水圧測定に引き続き実施する定水位法による静水圧透水試験で、静水頭までの範囲にある限界圧力が把握でき、限界圧内では透水性が小さいことが判明した。

④また、静水圧透水試験とルジオンテストに間隙水圧測定を併用することは、地山の透水性を把握する上でも有用であるが、地下水賦存状況を把握するためにも重要であることが挙げられる。

⑤また、今後の問題として、現段階では、装置等は、従来の孔内湧水圧試験に静水圧透水試験とルジオンテストの装置を便宜的に組み合わせたものでデータ収録上は支障ないが、

・試験員が比較的多数必要となること

・十分、経験を積んだ試験員が必要となること

・時間的にもやや長時間となること

等、問題点があり、今後のデータの蓄積と供に、この装置の改良を進める予定である。

参考文献

１）建設省河川局開発課監修：ルジオンテスト技術指針・同解説,（財）国土開発技術センター,1984年6月.

２）菅原利夫：軟岩の透水性把握に関する問題,土と基礎,Vol35,No4,pp23～29,1987年4月.

３）松本徳久・山口嘉一：地下深部の軟岩地盤に対するルジオンテスト,第7回岩の力学国内シンポジウム講演論文集,岩の力学連合会等,pp223～228,1987年12月.

４）山口嘉一・松本徳久：ダム基礎の透水性とルジオン値,土木学会論文集,第412号/Ⅲ-12,pp51～60,1989年12月.

５）山口嘉一・松本徳久：低地下水位域におけるルジオンテスト,第21回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集,土木学会,pp406～410,1989年2月.

６）寺戸康隆：孔内静水圧試験法（多段階孔内定水位法を）を用いたルジオンテストの適用性について,応用地質Vol33,No5,pp1～18,1992年12月.

微重力探査による空洞調査について

基礎地盤コンサルタンツ株式会社　東京技術センター　土谷　尚
東　京　支　社　梅内　勝彦
仙　台　支　社　川村　義文
○武田　茂典

1．　まえがき

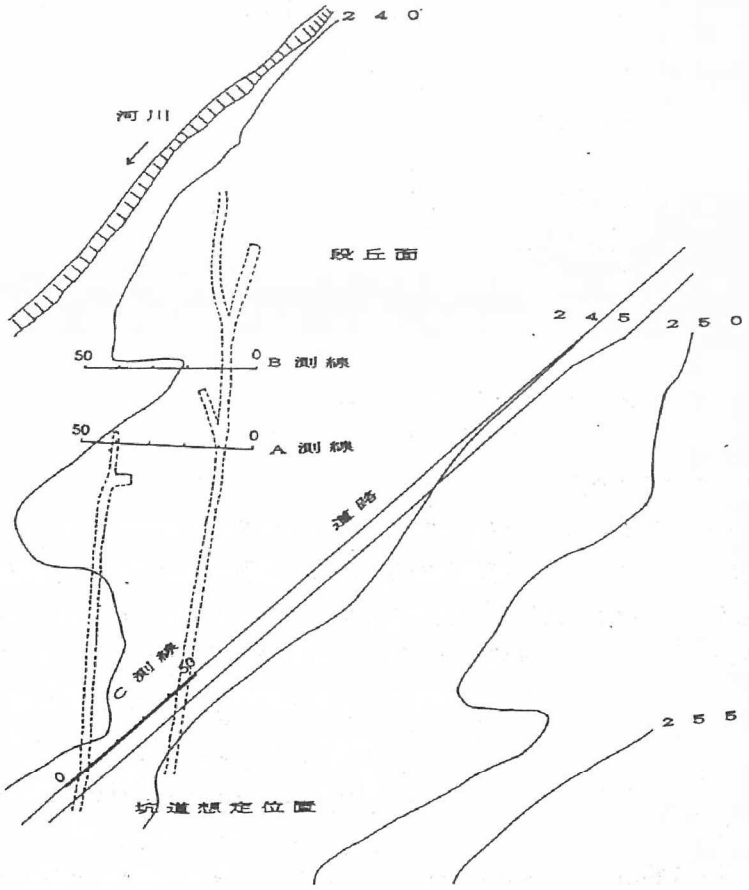
一般に重力の大きさは、980galとして扱われるが、詳細に測定すると場所毎にその値は異なってくる。この重力変化の要因は、地下の密度分布の不均質さによるもので、重力分布から地下の密度分布、地層分布を調査するのが重力探査である。

微重力探査は、従来の重力探査では、極浅層の密度変化によるノイズとして扱われてきた微小な重力変化に着目したものであり、これまで、基礎岩盤の起伏・分布形状、大小規模地下空洞、地盤の弛み状況、岩盤評価等の適用を試みてきた。本稿ではそれらの適用例のうち空洞の調査例について報告する。

2．　調査方法

2－1　測線配置

この調査は、構造物計画地点付近の下位に分布が想定される凝灰岩中の坑道を確認し、構造物への影響を判定する目的で実施したものであり、測線は図－1に示したように坑道横断方向に延長50mの測線を3本設けた。



図－1　測　線　配　置　図

2－2　重力測定

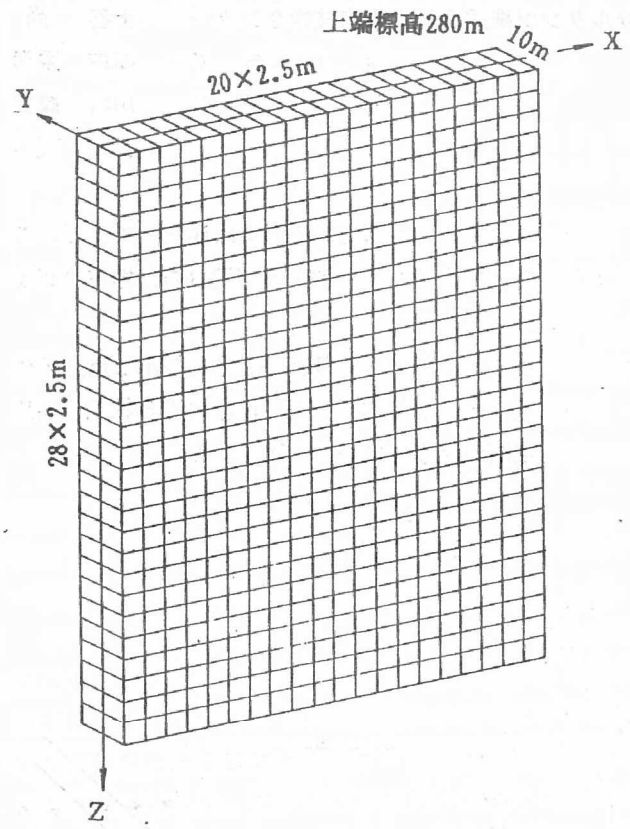
重力測定は、測線沿いに5mピッチで実施した。測定には、Lacoste&Romberg社製可搬型重力計ラコストMODEL－D(D158)を用い、重力計内部の出力電圧を測定する為の電圧計を使用した。このラコストMODEL－D重力計の感度は1μgal程度と高く、計器高の測定値に与える影響が大きいため、測定点での計器高を水準測量を行った。

2－3　解析方法

1)　データの補正

測定データの補正は、通常の重力探査と同様、潮汐、緯度、地形、高度、ドリフト補正を行ったが、これらの補正により調査範囲内の相対的な重力差の分布を求めた。

2）　解　　析



図－2　解　析　モ　デ　ル

重力分布は調査範囲の地下だけでなく、地下深部、調査地周辺の密度分布の影響を含んでいる。従って、調査対象範囲の地下の密度分布を求めるためには、上記の影響を取り除く必要がある。また、調査対象範囲内の密度分布も密度と距離の組み合わせでどのような密度分布にもでき得るため、通常の解析方法では一義的に密度分布を決定できない。

従って、上記の問題点を解決するために、解析対象範囲内の密度設定、実測データの補正（解析対象範囲の密度分布による重力に補正）を行い、解析対象範囲を図－２のようにブロック分けし、拘束条件つきの最小自乗法を使用して逆解析を行っている。この逆解析の結果は、図－２に示した解析モデルの個々のブロックの相対的な密度差が得られるだけであるため、絶対密度を求めるためには、解析モデルの任意の１ブロックの密度を、別の方法で決定する。

３．空洞調査結果

Ａ～Ｃ測線における密度分布図を図－３～図－５に示す。ここでメッシュの大きさは2.5m×2.5mである。

調査地域における一般的な密度分布は、表層から表土～段丘堆積物に相当するものと考えられる1.9g／㎤程度以下の地層が層厚５ｍ程度で分布し、その下位に2.0～2.2g／㎤の風化岩層を挟んで2.2～2.6g／㎤の地層が分布している。構成地質が塊状の凝灰岩類が主となることを反映して、密度の変化は少ない。

坑道の影響によるものと判断される低密度部分はＡ測線、Ｃ測線でそれぞれ２箇所、Ｂ測線で１箇所確認され、深度はいずれもＧＬ－50m前後に位置する。

これらの低密度部分は、２～４個のメッシュに及んでおり、周辺の密度より10～50％低い密度値となっている。

以上４箇所の低い密度部分について、坑道が完全な空洞と仮定した場合、空洞周辺の平均的な密度値からの低下率で空洞の大きさを推定すると図－３～図－５の密度分布図（右側）に示すように、２～３ｍ程度の大きさを持ち、Ａ測線終点側の坑道はこれより小さい規模になっているものと考えられる。

各測線上におけるこれらの平面的な坑道想定位置を示すと図－６のようになり、当初想定された坑道位置とほぼ一致することがわかる。

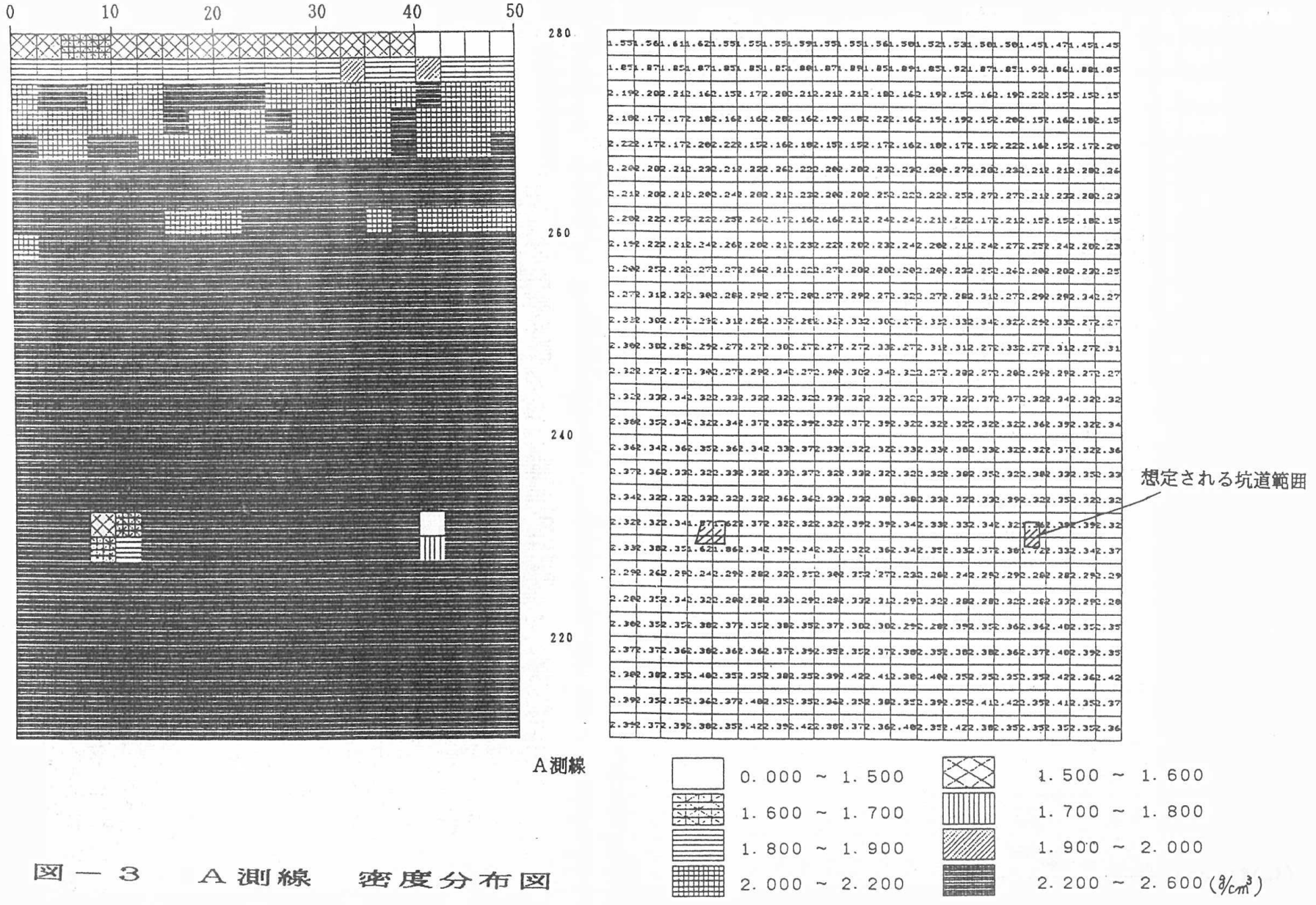
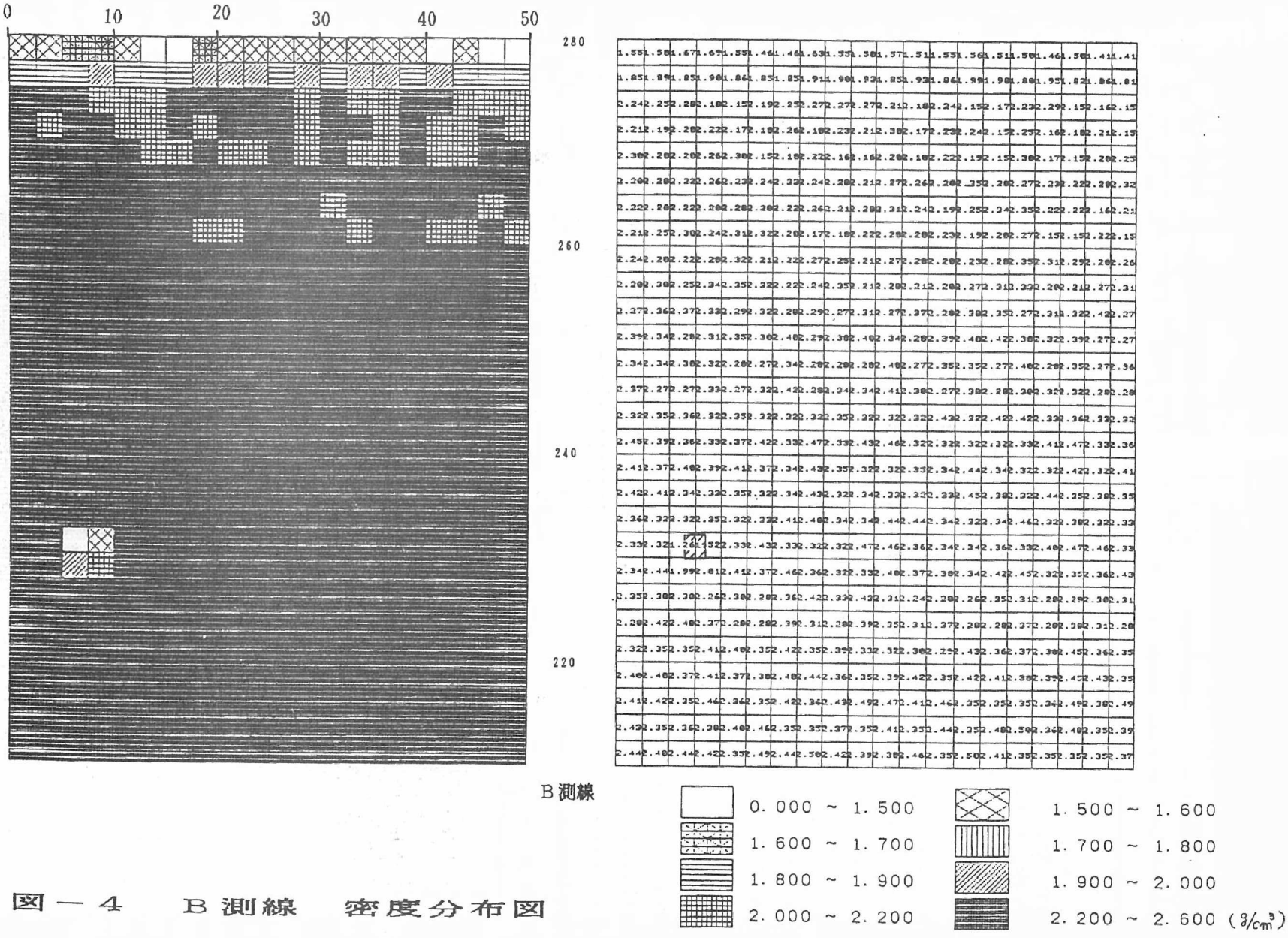
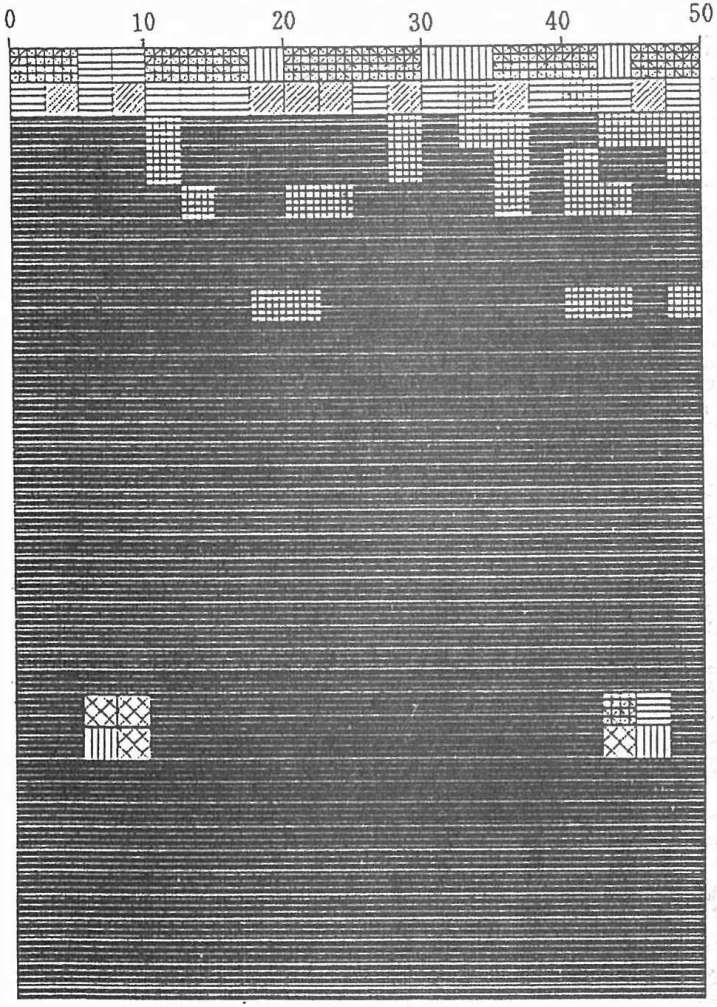
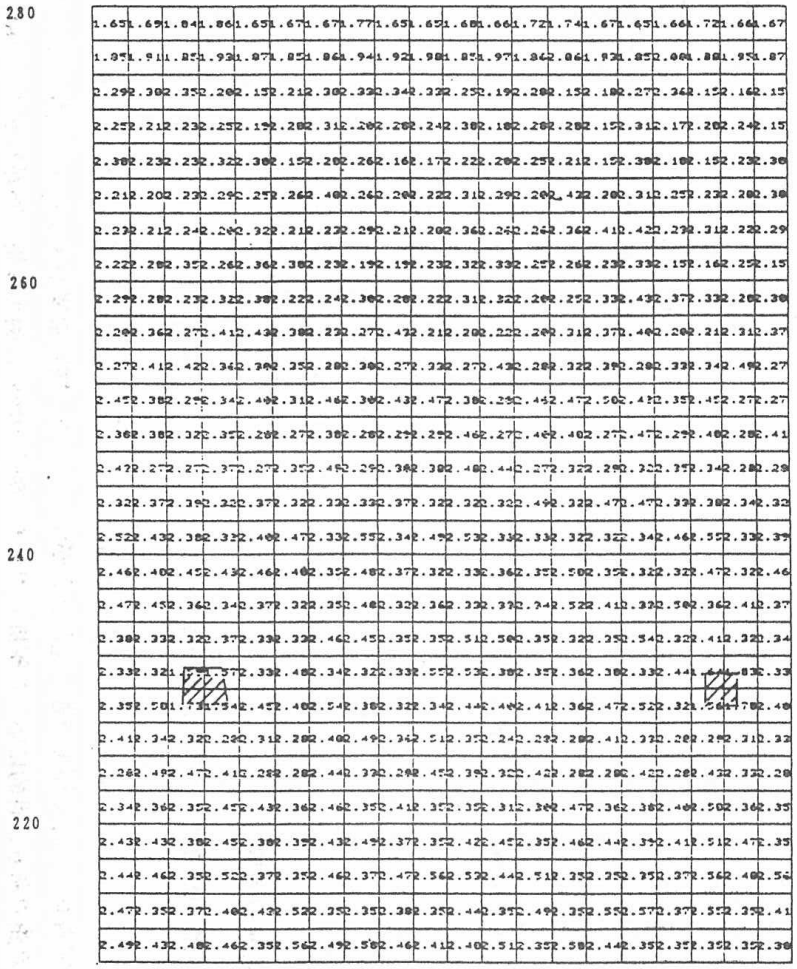

0
10
20
30
40
50
280
260
240
220
想定される坑道範囲
A測線
0.000 ~ 1.500
1.500 ~ 1.600
1.600 ~ 1.700
1.700 ~ 1.800
1.800 ~ 1.900
1.900 ~ 2.000
2.000 ~ 2.200
2.200 ~ 2.600 (g/cm³)

図 — 3　　A 測線　　密度分布図


0
10
20
30
40
50
280
260
240
220
B測線
0.000 ~ 1.500
1.500 ~ 1.600
1.600 ~ 1.700
1.700 ~ 1.800
1.800 ~ 1.900
1.900 ~ 2.000
2.000 ~ 2.200
2.200 ~ 2.600 (g/cm³)

図－4　B測線　密度分布図

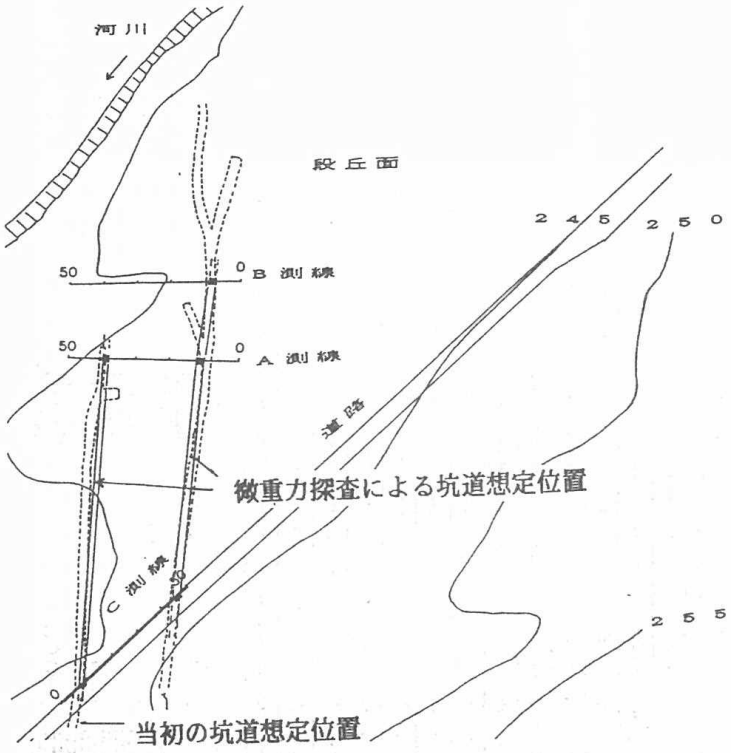




C測線

0.000 ~ 1.500
1.500 ~ 1.600
1.600 ~ 1.700
1.700 ~ 1.800
1.800 ~ 1.900
1.900 ~ 2.000
2.000 ~ 2.200
2.200 ~ 2.600 (g/cm³)

図－5　C測線　密度分布図



図－6　微重力探査による坑道想定位置

4．　ま　と　め

o　今回の微重力探査による空洞調査では、密度が類似した均一岩盤内の空洞調査であり、密度差をうまく利用できたものと考えられる。また、調査地域が段丘面上という比較的平坦面であったため、地形的な影響が少なかったことも坑道位置を明瞭な密度差として捕らえられたものと判断される。

o　また坑道の位置がＧＬ－50ｍと、かなり深い位置であったにも拘らず、坑道の深度とほぼ同じ50ｍの測線長で、坑道位置が特定できたものと判断され、少なくとも測線長と同程度の深度までは十分に解析が可能である。

o　微重力探査は、地盤の密度差を利用した調査法であり、すべての地盤に適応できるわけではないが、原理的に調査対象地域内をムラなく調査でき、見落としがないことや、探査深度やメッシュ分割など種々の条件を変えて検討が可能であり、目的に応じた解析ができる、調査地域内に例えば構造物があるような場合でも、それを避けて調査が可能である、装置が簡単で特別な段取りが不要であること等の利点があり、以下のような調査に利用できるものと考え、今後もこの探査の適用について事例を増やしていきたい。

- 空洞、坑道などの分布調査、緩み域確認調査
- 地盤改良効果判定
- フィルダム、盛土密度調査
- 地質調査（トンネル、地すべり等）
- 基盤深度の確認（沖積層分布、滞水層分布等）
- 軟弱地盤分布調査

第２回日本応用地質学会東北支部研究会
テキスト
平成５年２月12日発行
編集　日本応用地質学会東北支部事務局
仙台市宮城野区萩野町3-21-2
応用地質㈱東北支社内