



HOKKAIDO UNIVERSITY

Title	破壊後の圧密による岩石の透水性変化に関する研究
Author(s)	熊倉, 聡; 石島, 洋二; 藤井, 義明 他
Citation	Journal of MMIJ : journal of the Mining and Materials Processing Institute of Japan, 128(4/5), 163-172 https://doi.org/10.2473/journalofmmij.128.163
Issue Date	2012-03-25
Doc URL	https://hdl.handle.net/2115/52880
Type	journal article
File Information	JMMIJ, 128(4_5), 163-172. pdf





破壊後の圧密による 岩石の透水性変化に関する研究 *

熊倉 聡¹ 石島 洋二²
藤井 義明³ 児玉 淳一⁴

Variation in Permeability by Consolidation of Fractured Rocks

by Satoshi KUMAKURA^{a*}, Yoji ISHIJIMA^b, Yoshiaki FUJII^a and Jun-ichi KODAMA^a

a. Hokkaido University, N13W8, Sapporo, 060-8628, JAPAN

(*Corresponding author, E-mail: sk1067@docon.jp)

b. H-RISE, 5-3, Sakae-machi, Horonobe, 098-3221, JAPAN

EDZ (Excavation Damaged Zone) may appear around underground repositories. Permeability of rock mass in EDZ would be greater than that of surrounding rock mass and sealability of rock mass would be deteriorated. Countermeasures for the sealability deterioration would induce increase in construction and maintenance costs. However, if sealability recovers with time under pressure, the costs would be reduced. The objective of this study is to clarify whether sealability recovery of elastic rocks exists or not. To accomplish the objective, Kimachi sandstone, Toyotomi siliceous mudstone and Inada granite were fractured under triaxial compressive stress state and consolidated in the residual strength state. Hydraulic conductivity increased with failure and decreased by the consolidation to 0.3-0.6 times that just after failure or 0.9-1.5 times that before axial loading for Kimachi sandstone. Similar results were obtained for Toyotomi siliceous mudstone where the ratios were 0.4 and 0.6. Ratios for Inada granite were 0.2 and 16. These results mean that a strong sealability recovery was confirmed for the elastic rocks and a weak sealability recovery for Inada granite.

KEY WORDS: Rock, Failure, Permeability

1. は じ め に

LPG 備蓄岩盤タンクや、我が国でも将来の建設が計画されている放射性廃棄物の地層処分場などの地下空洞周辺には、条件により程度は異なるが、掘削影響域が形成される。掘削影響域はEDZ (Excavation Damaged Zone) と EdZ (Excavation disturbed Zone) に区別される¹⁾。ごく簡単には、EDZ とは掘削による応力集中などによって不可逆的な損傷 (亀裂など) が生じた領域、EdZ とは掘削による応力変化を受けて弾性的に変形している領域のことをいう。EDZ では亀裂の発生により透水性の増加が予想される。透水性の増加は遮蔽性の低下を意味するため望ましくない。そこで、掘削影響域における岩盤の力学物性・水理物性に関する調査が行われ、結晶質岩・岩塩・硬質粘土・塑性粘土の岩種毎に詳しくまとめられている¹⁾。このうち、岩塩や粘土では空洞の遮蔽性を保つために有利な自己修復現象が観察されている²⁾。

Tsang et al.¹⁾には碎屑性岩盤に関する記述はないが、我が国に広く分布する碎屑性岩盤もまた各種の貯蔵空洞建設地の候補となる可能性を有する。また、碎屑岩においても、鉱山において一旦緩んだ岩盤の鋼枠からの反力による固結、スライシング採炭における跡方総バラシで採炭された上層天盤の固結など、学術論文として発表されているわけではないが、自己修復と考えられる現象が古くから観察されている。

碎屑性岩盤中の EDZ における力学物性・水理物性に関する事例研究として、釧路コールマインにおいて最長で 50 年前、最深で地下 300 m に位置する古第三系の砂岩・頁岩・砂質頁岩・硅質岩・粘土中に掘削され、使用後に放棄された坑道の観察と種々の原位置試験 (石島ら^{3,4)}, Fujii et al.⁵⁾) が挙げられる。これらの研究では、ごく一部の流送充填が届かなかった坑道を除いてほとんどの坑道が天盤の沈下や盤膨れ等の大きな塑性変形により完全に閉塞していたこと、閉塞部のレイリー波速度は処女岩盤の約半分であり、閉塞部の透水係数は処女岩盤の約 40 倍であったことが示されている。また、三軸試験によって現地で採取した砂岩を破壊させた際に増加した透水係数が、残留強度状態において、静置した時間とともに破壊前よりも小さい値まで減少し、その後の圧密でさらに減少するという結果も示されている。薛の研究⁶⁾では、有効封圧 7 MPa で三軸圧縮破壊させた白浜砂岩は、7 MPa の有効静水圧下で透水係数が破壊前の 2 倍以上であり、12 MPa 以上の有効静水圧下で破壊前よりも透水係数が小さくなった。Fujii et al.⁵⁾、薛の研究⁶⁾に共通して、試験は 1 回しか行われていない

*2011 年 5 月 6 日受付 2012 年 2 月 3 日受理 資源・素材学会平成 19 年度春季大会にて一部発表。北海道大学名誉教授石島洋二先生は 2011 年 4 月 9 日に東京にて逝去された。この所属は投稿時のものである。

1. 正会員 北海道大学大学院工学部環境循環システム専攻 博士後期課程 (元 (財) 北海道科学技術総合振興センター幌延地圏環境研究所堆積岩特性研究グループ研究員)

2. 正会員 (財) 北海道科学技術総合振興センター幌延地圏環境研究所 所長

3. 正会員 北海道大学大学院工学部環境循環システム部門 教授

4. 正会員 北海道大学大学院工学部環境循環システム部門 准教授

[著者連絡先] FAX: 011-801-1571

E-mail: sk1067@docon.jp

キーワード: 岩石, 破壊, 透水性

ので、結果の再現性や諸条件の影響は不明である。

一方、剛体リング中にセットした砕屑岩を含むいくつかの岩石供試体を圧縮し、破壊した後も押し込みを続け、強度の回復を検討した羽柴らの研究⁷⁾がある。土丹・田下凝灰岩・来待砂岩・河津凝灰岩は比較的大きな強度回復特性を持つこと、三城目安山岩と本小松安山岩の強度回復特性が小さいこと、田下凝灰岩・来待砂岩・河津凝灰岩では一軸圧縮強度の4～6倍程度の押し込み力を加えると元の岩石の数十倍から百倍程度の透水係数が得られること、等が述べられている。

以上から、砕屑岩についても、破壊によって増加した透水係数がその後の圧密によりある程度減少し、その度合いは結晶質岩よりも大きいとはいえそうであるが、まず、制御された条件下でこの現象が一般的に生じるか調査する必要がある、本研究はこれを主な目的とした。羽柴らの方法⁵⁾には、現場で生じる現象と類似点が多いという長所が認められるが諸条件の制御が難しいように思われる。一方、三軸試験の方法はある程度確立されており、諸条件を制御しやすく再現性の高い結果を得やすいと予想される。そこで本研究は、Fujii et al.⁵⁾や薛の研究⁶⁾を発展させ、砕屑岩を含むいくつかの岩石を破壊後に圧密し、透水性が減少するか否か実験的に検討した。

具体的には、砕屑岩の例として島根県産の来待砂岩供試体を三軸試験においてせん断破壊させ、残留強度状態を実現した。次に、所定の圧密応力を一定時間負荷し、その後圧密応力を除荷した。これらの過程で、軸載荷前・破壊の前後・圧密中・圧密応力除荷後などの透水係数を求めた。比較のために強度の小さい砕屑岩の例として北海道豊富町産稚内層珪質泥岩（以下、豊富珪質泥岩）、結晶質岩の例として茨城県産の稲田花崗岩についても各1回づつではあるが試験を行った。

2. 実験方法

2・1 岩石試料

2・1・1 供試体の採取と物性値 来待砂岩および稲田花崗岩については、一辺30 cmの立方体型岩石試料の3組の面に垂直な、互いに直交する3方向のP波速度を共振周波数1 MHzの受振子・発振子を用いて測定した。Fig. 1に示すようにP波速度の最も大きい方向を供試体の軸方向として直径50 mmのボーリングを実施し、高さ100 mmの円柱形に整形した。このボーリング方向は、P波速度の最も速い方向にマイクロクラックあるいは楕円形のポアの長軸が配向し、マイクロクラックあるいは楕円形ポアの長軸方向が透水方向と一致した場合に透水係数がもっとも大きく、透水係数が最も大きい方向への透水挙動が工学的に最も重要であると考え採用した。整形した試料は、デシケータ内で真空ポンプにより3日間脱気後蒸留水を投入、さらに3日間脱気し、その後大気圧下で30日以上水中養生して試験に供した。

豊富珪質泥岩は、採石場の露頭岩盤から掘削直後の転石ブロックを採取し、含水状態で室内に保管したブロックにボーリングを行い、円柱供試体を作製した。採取した岩石ブロックの層理面が不明瞭であったため、ボーリング方向は採取ブロックごとに同一方向とした。整形した試料は、蒸留水に1年以上浸漬した後、試験に供した。

使用した岩石の諸物性値をTable 1にまとめて示す。

2・1・2 供試体の被覆方法 供試体の被覆は以下に行った(Fig. 2)。間隙水を供給するためのラインを有するエンド

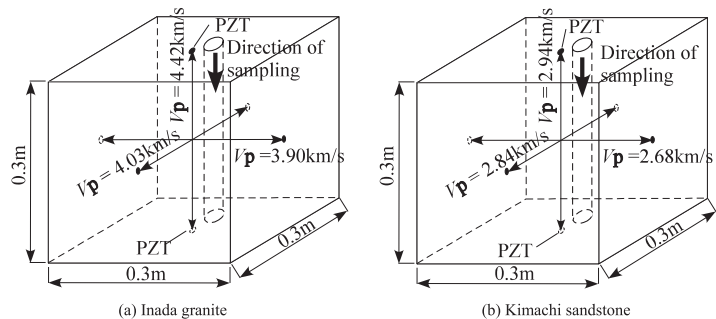


Fig.1 Drilling direction of specimens.

Table 1 Physical and mechanical properties of rock specimens.

Rock		Uniaxial compressive strength (MPa)	Young's modulus (GPa)	Poisson's ratio	P-wave velocity (km/s)	Wet density (kg/m ³)	Dry density (kg/m ³)	Effective porosity (%)
Kimachi sandstone	Wet	27.6	6.7	0.30	3.33	2.31	2.05	24.6
	Dry	57.0	9.8	0.37	3.03			
Toyotomi siliceous mudstone	Wet	6.8	0.8	0.09	1.97	1.79	1.29	49.2
Inada granite	Wet	183.2	72.3	0.41	-	2.70	2.69	0.8
	Dry	221.7	80.5	0.42	4.49			

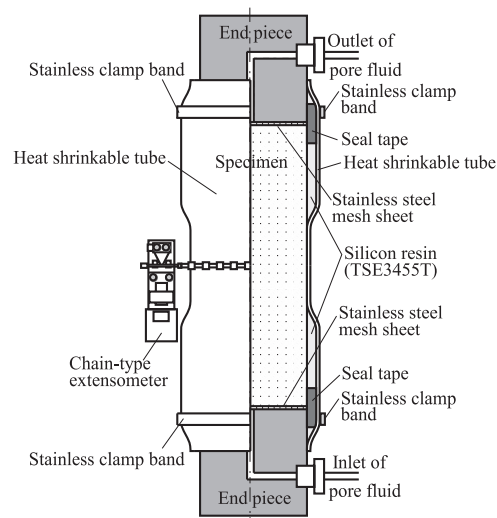


Fig.2 Specimen jacketing.

ピースと供試体の間に、供試体の端面全体に間隙水を供給させるためのステンレスメッシュ(SUS316, #200)を挟んだ。エンドピースと供試体の間から間隙流体が側方流動することを防止するために、シールテープを巻き、その上からさらに自己融着テープを巻き付けた。

被覆材として、岩石自体の剛性が高い来待砂岩と稲田花崗岩は、厚さ0.3 mmのテフロン製熱収縮チューブを使用した。テフロン製熱収縮チューブは、比較的薄いものの剛性がやや高いため、豊富珪質泥岩のように剛性が低い岩石には周方向の変形を抑制する可能性があると思われ⁸⁾。変形の抑制により強度やヤング率などが過大評価される恐れがあるので、豊富珪質泥岩には厚さ1.5 mmの柔軟なシリコン製熱収縮チューブを使用した。

不要な空隙の発生や間隙水の側方流動を防ぐために、熱収縮チューブの内、周変位計(MTS社製, Model 632.92)のチェーンを取り付ける供試体中央部だけを収縮させた後、チューブの上下開口部から未収縮部と供試体側面との間に、シリコン樹脂(東芝シリコン, TSE3455)を流し込んで、供試体表面にまんべんなく

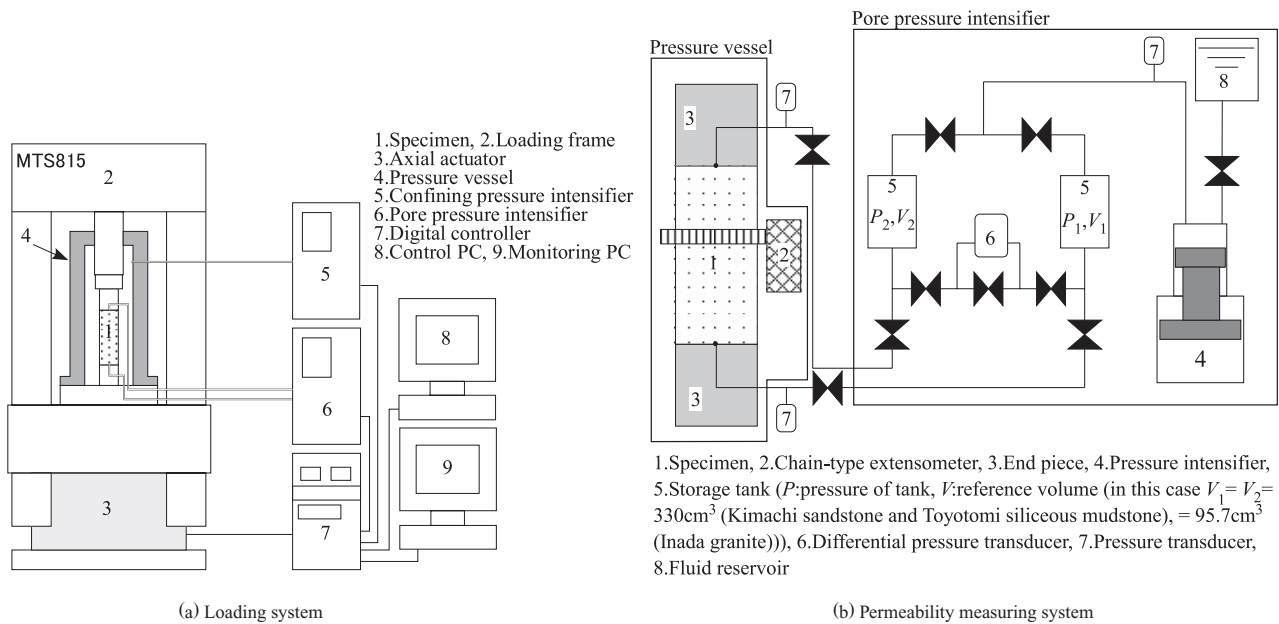


Fig.3 Testing system.

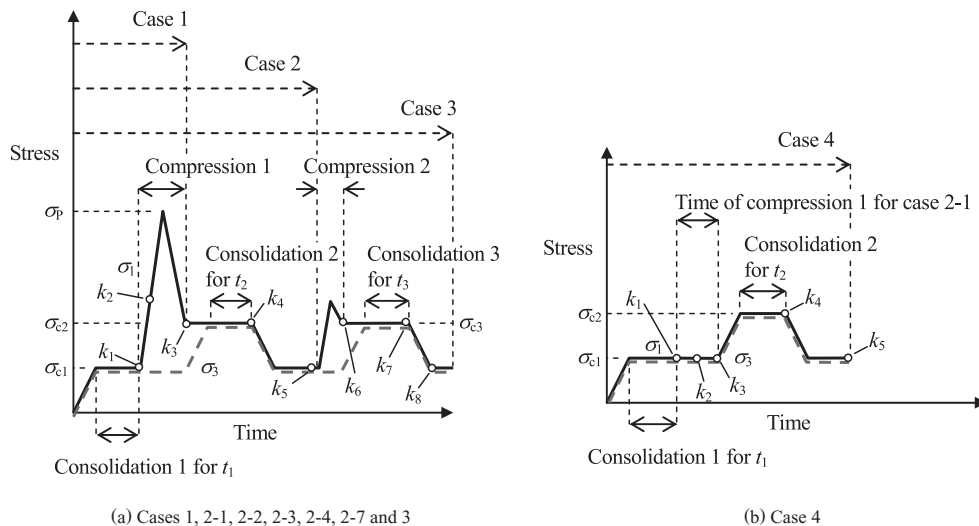


Fig.4 Loading path. σ_1 : axial differential stress, σ_3 : confining pressure, σ_{c1} : consolidation stress 1(initial consolidation), σ_{c2} : consolidation stress 2 (residual stress of compression1= $\sigma_1=\sigma_3$), σ_{c3} : consolidation stress 3 (residual stress of compression2= $\sigma_1=\sigma_3$), σ_p : peak stress, k : permeability tests.

塗り広げ、その後、供試体中央から上下端に向かってチューブを収縮させた。熱収縮チューブはクランプ式バンドでエンドピースの上から締め上げ封圧油の侵入を防止した。

2・2 試験システム

载荷には、材料試験機 (MTS 社製 815, 最大軸荷重 4600 kN, 最大封圧および最大間隙水圧 80 MPa) を用いた (Fig. 3)。軸荷重・封圧および間隙水圧の発生装置は、独立したデジタルサーボシステムで制御されている。供試体の両端はエンドピースを介して間隙水圧のラインに接続され、それぞれ貯留槽に接続されている。軸ひずみは軸アクチュエータ変位 (試験機内蔵差動トランス式変位計の出力) を供試体長で、周ひずみは周変位計の出力を供試体周長で、それぞれ除して算出した。実験中は、軸アクチュエータ変位・周変位・軸荷重・封圧・間隙水圧・間隙水圧の差圧および封圧流体の温度を同時に測定・記録した。

2・3 試験方法

試験では Case 1 ~ Case 4 (Fig. 4) の载荷経路を用い、载荷中に

透水試験を適宜実施した。以下に Case 2 の試験手順を示す。

(1) 軸差応力 0.5 MPa を維持し、封圧を 1MPa まで作用させた状態から間隙水圧 5 MPa と Table 2 に示した封圧を同時に負荷し、24 時間以上静置する (圧密 1)。軸差応力 0.5 MPa としたのはブラテンを接触させてアクチュエータ変位からアクチュエータ制御用の軸ひずみを算出可能とするためである。

(2) 軸载荷は、周ひずみ速度が $-1.9 \times 10^{-6}/s$ で一定となるように制御し、残留強度が確認される、もしくは周変位が周変位計の最大変位量 4 mm に到達するまで行った (軸载荷 1)。本試験では、これら、軸载荷を中止した 2 つの状態を残留強度状態と呼ぶことにする。

(3) Table 2 のように圧密応力を一定時間負荷した (圧密 2)。圧密 2 における载荷応力は、基本的に残留強度相当分としたが、Case 2-3 と Case 2-7 のみ残留強度の 50% とした。また、花崗岩については、残留強度に相当する圧密応力が大きく、定格の範囲内ではあるが载荷時の安全性に不安を感じたため、地下 1100 m

Table 2 Consolidation pressure and loading duration.

Rock	Case	σ_{c1} (MPa)	P_p (MPa)	t_2 (hour)	σ_{c2} (MPa)	σ_{c3} (MPa)
Kimachi sandstone	1	7	5	—	—	—
	2-1	7	5	85	19.2	—
	2-2	7	5	24	21.3	—
	2-3	7	5	85	11.6	—
	2-7	7	5	85	9.7	—
	2-4	10	5	85	32.6	—
	3	7	5	85	19.3	17.3
	4	7	5	85	19.2	—
Toyotomi siliceous mudstone		7	5	85	11.0	—
Inada granite		7	5	85	30.0	—

の土被り圧を想定した 30 MPa とした。

(4) 再び圧密 1 の応力状態に戻した。

Case1 は残留強度状態の亀裂状況を観察するために、(2) の終了後に試験機から供試体を回収したものである。

Case2 は圧密 1 および圧密 2 の载荷が透水性の変化にどのような変化を与えるかを明らかにする試験であり、Case2-1 を基準試験とした（圧密 1 の载荷応力 σ_{c1} : 7 MPa, 間隙水圧 P_p : 5 MPa, 圧密 2 の载荷時間 t_2 : 85 hour）。Case2-2 では圧密 2 の载荷時間を Case2-1 の約 30% とした。Case 2-3 と Case 2-7 では圧密 2 の载荷応力を残留強度の 50% とした。Case2-4 では圧密 1 の応力を 10 MPa と大きくした。

Case 3 では、繰り返し载荷による透水性の変化を検討するために、上記 (2) ~ (4) の手順をもう一度繰り返し、2 回目の (3) の圧密を圧密 3 とした。

Case 4 では、Case2-1 の载荷経路で軸载荷を省略し、その時間中は圧密 1 の応力状態に保った。これは、破壊の有無が透水性に与える影響を検討するための試験である。

透水試験は、トランジェントパルス法により行った (Brace et al.⁹⁾, 高橋ら¹⁰⁾)。透水係数の計測時には、約 0.5 MPa のパルス圧を与え、上下の水圧ラインの差圧を計測した。圧密時・载荷時ともに封圧を一定として透水試験を実施し、圧密時は軸圧も一定に制御した。一方、軸载荷時の試験は、透水性にもっとも影響を与えると考えられる軸方向に長軸を持つマイクロクラックの開口量を一定に保つことを目的として周ひずみを一定に制御したため、透水試験中に軸応力が若干低下する。しかしながら、トランジェントパルスを与えたときにマイクロクラックが拡大し、それを抑えるために急激に軸応力が低下するようなことは無く、むしろ供試体の粘性的な変形による周ひずみの増大を抑えるように軸応力はゆっくりと低下した。したがって、圧密時・载荷時における透水試験中の試験機制御方法の差異が透水係数の測定値に影響を与えた可能性は否定しないが、载荷時の透水試験において周ひずみを一定に制御したためにトランジェントパルスによるマイクロクラックの開口が抑えられ、透水係数が大幅に過小評価されたようなことはなかったと思われる。

なお、試験中の実験室内気温は 24 ~ 26 °C であり、求めた透水係数は 16 °C の値に補正していない。トランジェントパルス法 (近似解) による透水係数は次式によって求めた。

$$P_1 - P_f = \Delta P \cdot \frac{V_2}{V_1 + V_2} \cdot e^{-\alpha t} \quad (1)$$

$$\alpha = \frac{kA}{\rho g \beta L} \cdot \frac{V_1 + V_2}{V_1 V_2} \quad (2)$$

ここで、 P_1 は上流側の圧力 (Pa), V_1 は上流側の貯留槽の容量

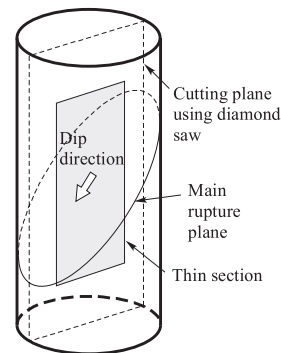


Fig. 5 Position of thin section.

(m^3), V_2 は下流側の貯留槽の容量 (m^3), P_f は圧力の収束値 (Pa), ΔP は圧力パルス (Pa), t は試験開始後の経過時間 (s), k は透水係数 (m/s), A は供試体の断面積 (m^2), L は供試体の長さ (m), ρ は水の密度 (kg/m^3), g は重力加速度 (m/s^2), β は水の圧縮率 (Pa^{-1}) である。

なお本試験における透水係数は、破壊後について破断面を含んだ平均的な値となるので、見掛けの透水係数と呼ぶことにする。求めた見掛けの透水係数には、算出に試験前の供試体寸法を用いたこと、ならびに、トランジェントパルス法による近似解を用いたことによる誤差¹¹⁾を含むものの、本論文で問題としている、破壊後の圧密による透水係数の変化を論じる目的には十分な正確さを有すると考えている。

2・4 岩石薄片の作成方法

実験終了後、供試体を回収し、亀裂周辺の微視的状況を把握するために、供試体にブルーレジンを真空含浸させ研磨薄片を製作して鏡下観察を行った。Fig. 5 に示すように薄片は円柱供試体の端面中心部を通過し、主要な破断面の最大傾斜線と平行になるように切り出し作成した。

3. 試験結果

3・1 来待砂岩

3・1・1 軸载荷過程 (軸载荷 1) Fig. 6 に軸载荷過程 (軸载荷 1) における見掛けの透水係数の変化と応力-ひずみ線図の例を、Table 3 に軸载荷で得られた最大軸差応力と残留軸差応力を示す。応力-ひずみ線図のひずみ量は、供試体を試験機にセットした時の値を 0 とした。圧密 1 によって生じた周方向の縮みが軸方向の強制圧縮により圧密前の値に戻る点の軸応力と残留強度が概ね等しくなっている。この現象はあまり知られていないが既に藤井ら¹²⁾によって、稲田花崗岩について指摘されており、そのメカニズムは弾性体ブロックモデルにより説明されている (藤井ら¹²⁾, Fujii et al.¹³⁾)。また、応力がときどき緩和しているのは、前述のように、载荷時の透水係数測定時に周ひずみと封圧を一定値に制御したためである。

Case 1 ~ Case 3 において、軸载荷により形成された破壊面は、すべて端面を通過せず、側面に到達していた (Fig. 7)。Case 2-3 を除くと、枝分かれするような比較的変位量が少なく連続性に乏しい亀裂を伴う主破断面が一面形成されていた。Case 2-3 では、共役な 2 枚の主破壊面が形成されていた。

軸载荷前の透水係数は、他のものより 2 ~ 7 倍大きい $k_1 = 14.5 \times 10^{-11}$ m/s であった Case 3 を除くと $k_1 = 2.1 \times 10^{-11} \sim 5.5 \times 10^{-11}$ m/s であった (Table 4)。Case 1 ~ 3 において軸圧を増加させると、見掛けの透水係数は、いったん軸圧载荷前の値 (k_1) より、低下した (Figs. 6, 8, 9)。見掛けの透水係数の減少は、体積ひずみが縮

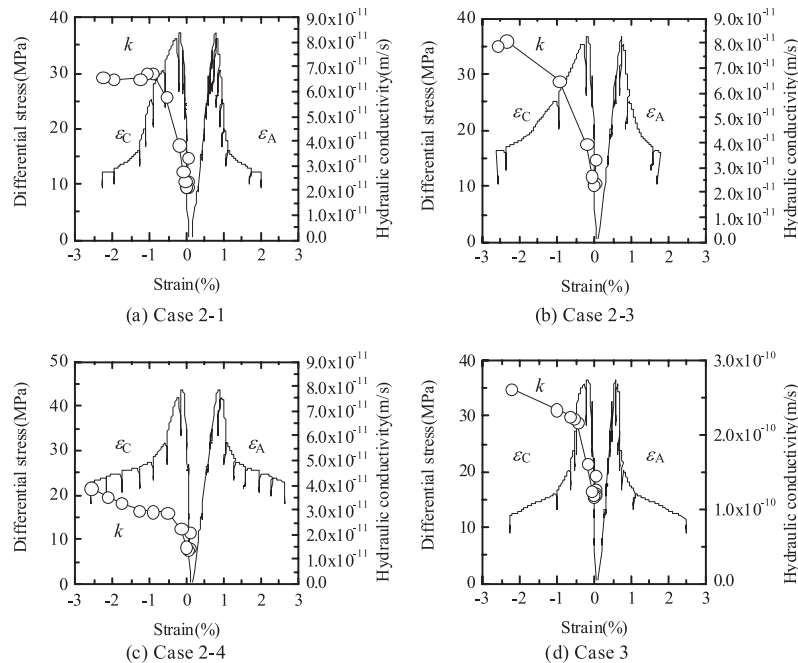


Fig.6 Examples of stress-strain curves and apparent hydraulic conductivity-circumferential strain curves for Kimachi sandstone. ε_A , ε_C , and k denote axial strain, circumferential strain and hydraulic conductivity. Strains were set at zero under atmospheric pressure.

Table 3 Peak differential stress σ_{p1} and residual differential stress σ_{p1} by n -th compression.

Rock	Case	Compression 1		Compression 2	
		σ_{p1} (MPa)	σ_{r1} (MPa)	σ_{p2} (MPa)	σ_{r2} (MPa)
Kimachi sandstone	1	36.2	14.8	—	—
	2-1	37.4	12.2	—	—
	2-2	37.2	14.3	—	—
	2-3	36.8	16.2	—	—
	2-7	34.1	12.3	—	—
	2-4	43.8	22.6*	—	—
	3	36.7	12.3	10.6	10.3
	4	—	—	—	—
Toyotomi siliceous mudstone		8.9	4.0	—	—
Inada granite		200.4	69.7*	—	—

*Axial compression was stopped due to circumferential strain capacity before residual strength state was observed.

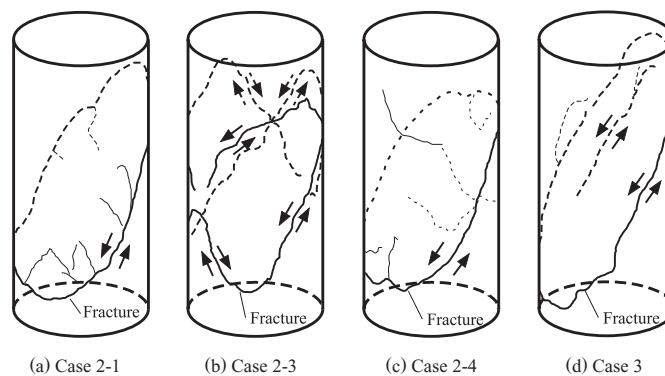


Fig.7 Examples of specimen sketches after the test. Thin/thick lines denote fractures without/with slip. Arrows denote the slip direction.

みから伸びに転じる付近まで続き、その後残留強度状態に向かって増加した (Fig. 8)。稲田花崗岩や来待砂岩で実施された他の研究でも同じような体積ひずみと透水係数の関係が報告されている (木山ら¹⁴⁾、高田ら¹⁵⁾)。見掛けの透水係数が増加に転じる点はほぼ、圧密 1 によって生じた周方向の縮みが軸方向の強制圧縮により圧密前の値に戻る点と一致し、この時の見掛けの透水係数

の最小値 (k_2) は、圧密 1 終了時の見掛けの透水係数 (k_1) の 0.6 ~ 0.8 倍を示した (Table 4)。

残留強度状態付近では、見掛けの透水係数が载荷に伴い増加し続ける場合 (Case 1, Case 2-4 および Case 3) とほぼ一定の値に収束する場合があった (Case 2-1, Case 2-2 および Case 2-3)。また、見掛けの透水係数の最大値 (k_3) は軸載荷前の見掛けの透水係数

Table 4 Apparent hydraulic conductivities (k_1 : end of consolidation 1, k_2 : minimum value in compression 1 or consolidation 1 only for Case4, k_3 : maximum value in compression 1 or consolidation 1 only for Case 4, k_4 : end of consolidation 2, k_5 : after consolidation 2, k_6 : maximum value in compression 2, k_7 : minimum value in consolidation 3 and k_8 : after consolidation).

Rock	Case	k_1 (10^{-11} m/s)	k_2/k_1	k_3/k_1	k_4/k_1	k_5/k_1	k_6/k_1	k_7/k_1	k_8/k_1
Kimachi sandstone	1	5.45	0.68	2.86	—	—	—	—	—
	2-1	3.35	0.64	2.02	0.36	0.72	—	—	—
	2-2	4.73	0.64	1.66	0.31	0.60	—	—	—
	2-3	3.33	0.70	2.43	0.78	1.08	—	—	—
	2-7	4.09	0.77	1.71	0.81	0.97	—	—	—
	2-4	2.07	0.69	1.88	0.34	0.62	—	—	—
	3	14.5	0.81	1.81	0.56	0.83	0.97	0.52	0.74
	4	4.13	0.96	1.00	0.42	0.67	—	—	—
Toyotomi Siliceous mudstone		5.17	0.93	1.29	0.56	0.57	—	—	—
Inada granite		1.41	0.60	73.0	3.87	15.8	—	—	—

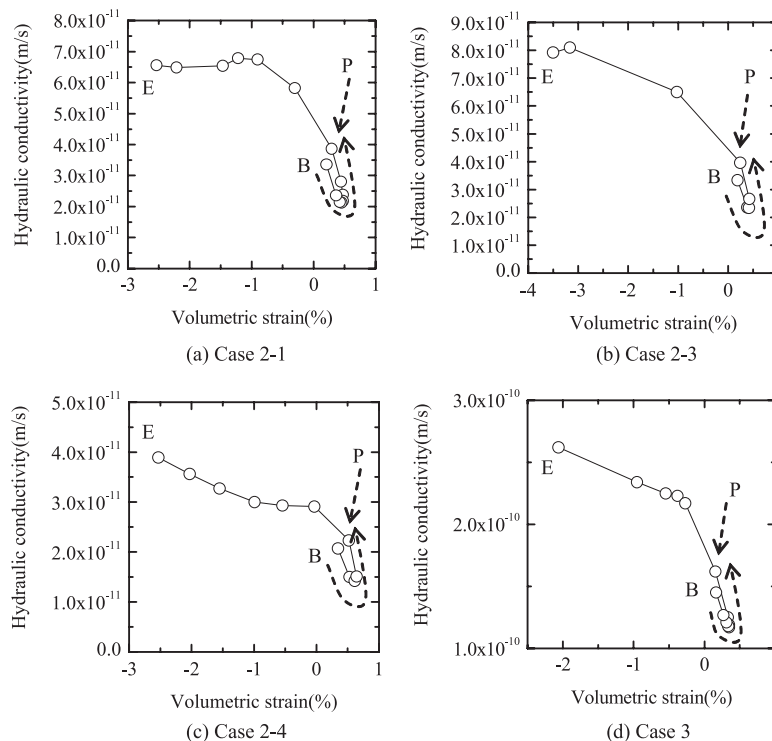


Fig.8 Volumetric strain and apparent hydraulic conductivity in compression 1 for Kimachi sandstone. B, E and P denote beginning and end of compression 1 and peak load point, respectively. The arrows denote the progress of the tests.

(k_1) の 1.7 ～ 2.9 倍であった (Table 4)。

3・1・2 Case 2, Case 3 の圧密 2・除荷過程 (軸載荷あり)

圧密応力の負荷により軸ひずみと周ひずみは収縮を示し、圧密中は緩やかに収縮が継続した (Fig. 9)。圧密応力の除荷に伴い軸ひずみと周ひずみは伸びを示すものの圧密前のひずみまでは回復しなかった (Fig. 9)。これは亀裂の不可逆的な閉塞を示すものと考えられる。

Case2-1 では、軸載荷後の圧密応力の負荷によって見掛けの透水係数 (k_4) は、 k_1 の 0.4 倍に小さくなった (Fig. 9, Table 4)。ごくわずかではあるが圧密中に減少した。再び圧密 1 の応力状態に戻ると見掛けの透水係数 (k_5) は、 k_1 の 0.7 倍と軸載荷前の見掛けの透水係数より小さくなった (Fig. 9, Table 4)。

Case2-2 では、圧密 2 の載荷時間を Case 2-1 の約 30% とした試験である。軸載荷後の圧密応力の負荷によって見掛けの透水係数 (k_4) は、 k_1 の 0.3 倍に小さくなり (Table 4)、再び圧密 1 の応力状態に戻ると見掛けの透水係数 (k_5) は、 k_1 の 0.6 倍と軸載荷前の見掛けの透水係数より小さくなった (Table 4)。

Case2-3, 2-7 では、圧密 2 から圧密 1 の応力状態に戻した状態

の見かけの透水係数が、ピーク強度後に確認した見掛けの透水係数の最大値 (k_3) より小さい (44%, 57%) が、他のケースと比較すると 1.1, 1.0 倍と大きな k_5/k_1 が得られた (Table 4)。これは、圧密 2 の圧密応力が他のケースよりも低かった (残留強度の 50%) ことが主な原因と考えられる。したがって Case2-2 も考慮すれば、破壊により形成された亀裂の不可逆的な閉塞の程度は、本実験の範囲では載荷する時間に関係なく、圧密 2 の応力レベルに依存すると考えられる。

Case2-4 では、軸載荷における有効封圧が 5 MPa (他のケースでは 2 MPa) であった。軸載荷前の透水係数 (k_1) は、封圧が大きい場合なので Case2-1, Case2-2 および Case2-3 の k_1 に対し 0.4 ～ 0.6 倍と小さくなっている。しかし、 k_2/k_1 , k_3/k_1 および k_4/k_1 は Case 2-1, Case 2-2 および Case 2-3 の時とおおむね一致し、この程度の有効封圧の差異では透水性の変化挙動への影響が小さい。

Case3 で残留強度まで再び軸載荷 2 を行っても見掛けの透水係数 (k_6) は、 k_1 とほぼ同様であった (Fig. 9, Table 4)。さらに、圧密 2 と圧密 3 における見掛けの透水係数 (k_4 と k_7) はほぼ等しく、圧密 3 終了後の除荷時の見掛けの透水係数 (k_8) も、圧密 2 終了後の

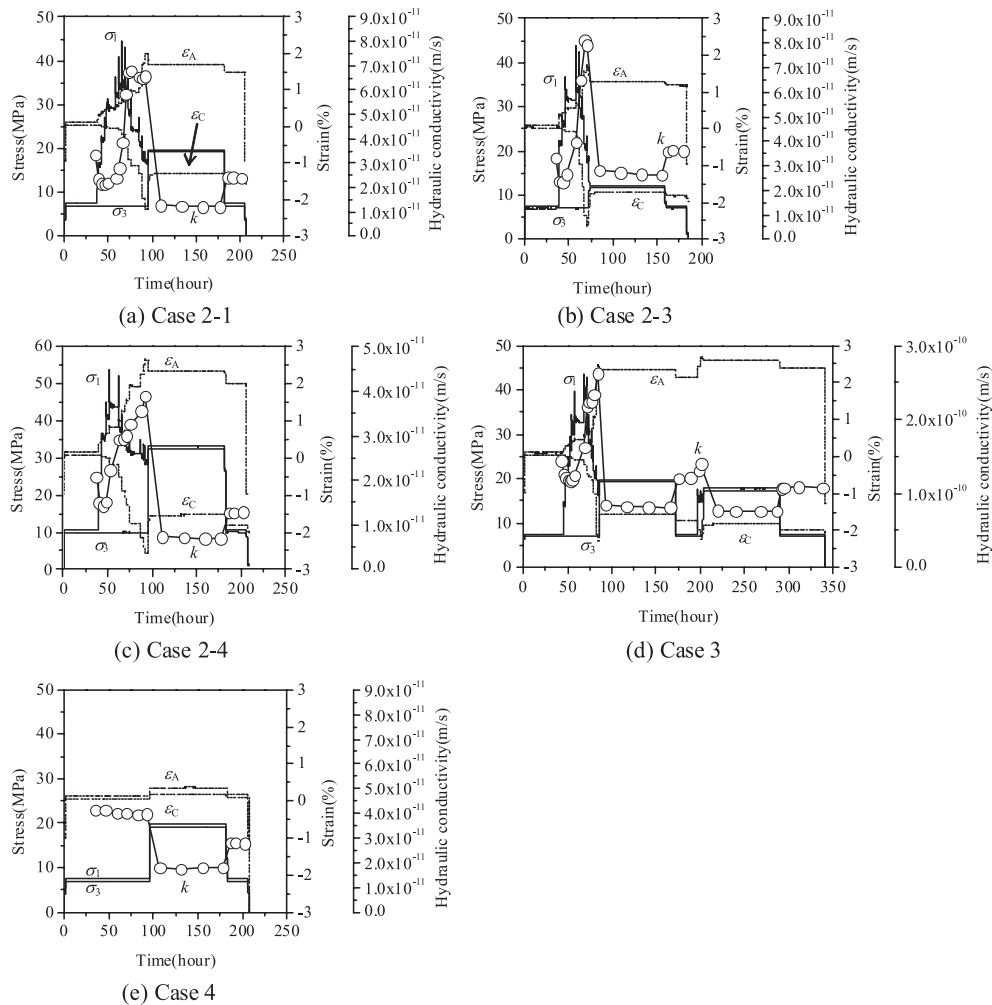


Fig.9 Variation in strains and apparent hydraulic conductivity due to loading of Kimachi sandstone.

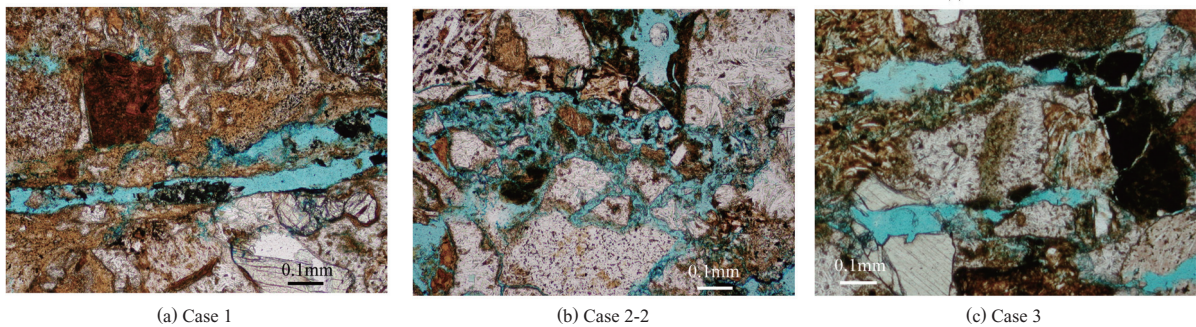


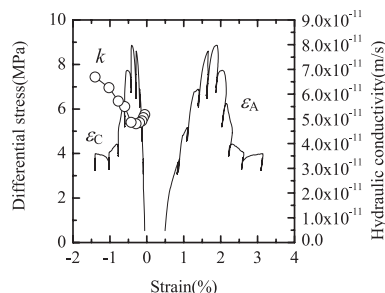
Fig.10 Examples of thin section micrographs of Kimachi sandstone. Rupture plane is aligned parallel to horizontal.

除荷時の k_5 とほぼ同様の値となった (Table 4)。つまり、一度、せん断面を形成するとその後の軸載荷に伴うせん断変位によって見掛けの透水係数の増加は少ないといえる。高田ら¹⁵⁾は来待砂岩について軸ひずみ 10% 程度までの三軸圧縮試験を行い、その過程で実施した透水係数が残留強度状態においてほぼ収束あるいは減少することを示しているが、本研究の結果はこれと矛盾しない。

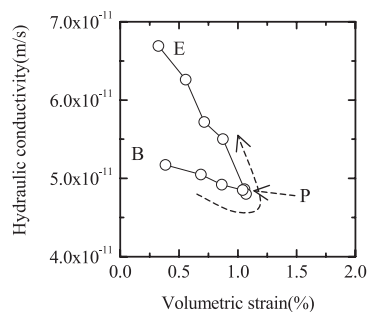
3・1・3 Case 4 の圧密・除荷過程 (軸載荷なし) 圧密 2 により見掛けの透水係数は当初の 0.4 倍まで減少し、圧密 1 の応力状態に戻すと当初の 0.7 倍まで回復した (Table 4)。これらの比は他のケースと同様で、破壊の有無が透水係数に及ぼす影響はみられない。上原ら¹⁶⁾は北海道幌延町で採取した声間層と稚内層の岩石にダイヤモンドカッターを用いて人工亀裂を作成し、静水

圧下で透水係数の測定を行い、声間層の場合は拘束圧 1 MPa 以上で人工亀裂による透水係数の増大は認められなかった。また、薛の研究⁶⁾で、一軸圧縮状態で破壊させた幌延泥岩と健全な幌延泥岩について、いくつかの静水圧下で透水係数を測定したところ、10 MPa 以上の静水圧下で透水係数の値に破壊・健全の差異がみられなくなった。岩種や封圧の大きさ等に差異はあるが、本研究において上原ら¹⁶⁾や薛⁶⁾と同様の結果が得られたものと解釈される。

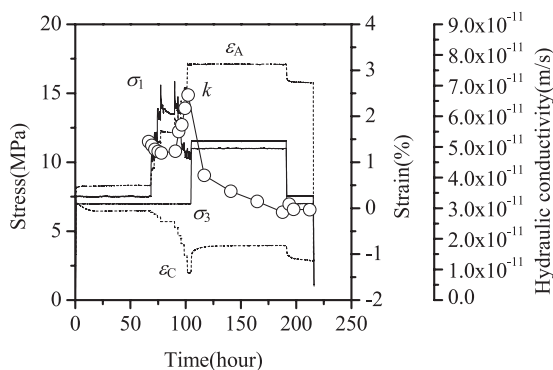
3・1・4 研磨薄片の観察 軸載荷 1 で残留強度を確認後、試験機から試料を回収した Case 1 では破断面は直線的で開口も明瞭である。開口した亀裂内には島状に取り残された岩片や開口亀裂に囲まれた岩片がみられる (Fig. 10a)。Case 2 や 3 では、破



(a) Stress-strain curves and apparent hydraulic conductivity-circumferential strain curve.

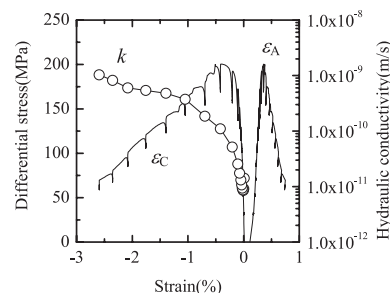


(b) Apparent hydraulic conductivity-volumetric strain curve. B, E and P denote beginning and end of compression 1 and peak load point, respectively. The arrow denote the progress of the test.

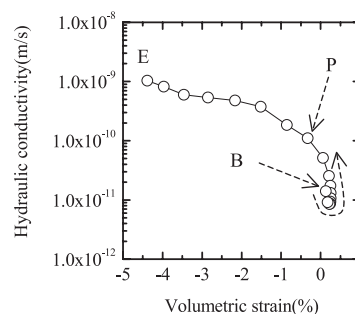


(c) Variation in strains and apparent hydraulic conductivity due to loading.

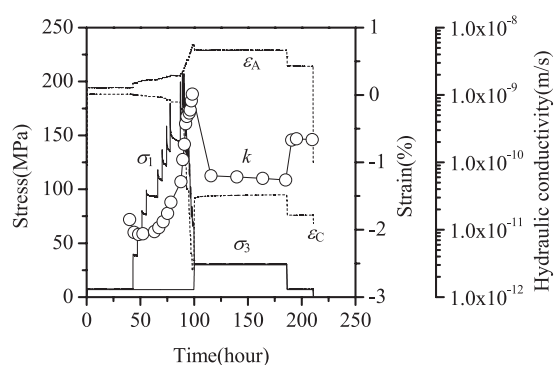
Fig.11 Results for Toyotomi siliceous mudstone.



(a) Stress-strain curves and apparent hydraulic conductivity-circumferential strain curve.



(b) Apparent hydraulic conductivity-volumetric strain curve. B, E and P denote beginning and end of compression 1 and peak load point, respectively. The arrow denote the progress of the test.



(c) Variation in strains and apparent hydraulic conductivity due to loading.

Fig.12 Results for Inada granite.

断面の開口幅が小さい部分があり、亀裂の連続性に乏しい (Fig. 10b, c)。開口幅の減少は、圧密2により生じ、透水係数の低下につながったと考えられる。屈曲して不明瞭な網目状の亀裂もみられる (Fig. 10b) が、これは透水性が低下した部分の周辺に生じた新しい水みちと考えられる。同様な形状は釧路砂岩に対する Fujii et al. の研究⁵⁾でもみられた。

3・2 豊富珪質泥岩

軸圧を載荷すると徐々に透水係数は小さくなり、おおよそ最大荷重点付近でもっとも透水係数が小さくなった (Fig. 11a)。その後破壊が進行するに従って透水係数は徐々に大きくなり、残留強度を確認した時点でもっとも大きくなった (Fig. 11a-c)。

体積ひずみが縮みの区間において透水係数は減少し、ちょうど最大荷重点付近で体積ひずみが伸びに転じると透水係数は増加した (Fig. 11b)。先に述べたように、来待砂岩でも体積ひずみが縮みの区間において透水係数は減少し、体積ひずみが伸びに転じると透水係数は増加したが、体積ひずみの縮みから伸びに転じる地

点は、ピーク強度の約 50% 付近であった。見掛けの透水係数が増加に転じた点は、圧密1によって生じた周方向の縮みが軸方向の強制圧縮により圧密前の値に戻る点と一致していない (Fig. 11c)。

軸載荷後、圧密応力を負荷すると透水係数は圧密の進行によって徐々に減少し、圧密2終了時点の透水係数は当初の 0.56 倍になった。圧密1の応力状態に戻すと透水係数はわずかに増加し 0.57 倍となった (Fig. 11c, Table 4)。

3・3 稲田花崗岩

稲田花崗岩の見掛けの透水係数も他の二岩種と同様に軸載荷とともに減少しダイラタンシー開始とともに増加に転じた (Fig. 12b)。見掛けの透水係数が増加に転じた点は、ほぼ圧密1によって生じた周方向の縮みが軸方向の強制圧縮により圧密前の値に戻る点と一致している (Fig. 12c)。見掛けの透水係数の増加割合は、軸載荷に伴う来待砂岩の 1.7 ~ 2.9 倍、豊富珪質泥岩の 1.3 倍よりもずっと大きく、当初の 73 倍まで増加し続けた (Fig. 12a-c)。見掛けの透水係数は圧密2の載荷で減少し、圧密2中にも経時的な減少を

示した結果、当初の 3.9 倍、最大値の 5% まで減少したが、圧密 1 の応力状態まで除荷すると当初の 16 倍、最大値の 22% まで増加した。

4. 考察

4・1 軸載荷時における透水性の変化

三岩種ともに、体積ひずみが縮みから伸びへ転じる、つまりダイラタンシーが発生するまでは、見掛けの透水係数が減少し、その後増加した。来待砂岩と稲田花崗岩では、見掛けの透水係数が増加に転じた点は、圧密 1 によって生じた周方向の縮みが軸方向の強制圧縮により圧密前の値に戻る点とほぼ一致した。豊富珪質泥岩は圧密 1 中におそらく吸水のため膨張しており、異なった挙動が観察されたものと思われる。いずれにしろ、載荷初期段階における見掛けの透水係数の減少は空隙や載荷軸と平行でないマイクロクラックの閉塞によるもの、その後の増加はマイクロクラックの発生や成長によるものと思われる。

4・2 破壊後の圧密による透水性の変化の原因

川口ら¹⁷⁾は不連続面を有するモルタルのせん断試験を行い、変位固定後に観察された時間に依存した強度回復挙動について、固定時間が 3 時間未満の場合には、クリープ変形などの力学的メカニズムが支配的で、固定時間が 3 時間を超える場合には鉱物-水反応が卓越したと考えた。また、安原ら¹⁸⁾はおそらく割裂して作製したと思われる不連続面を有する瑞浪市で採取された花崗岩供試体を有効圧 10 MPa、温度 20℃と 90℃で 550 時間程度蒸留水の透水試験に供し、観察された透水係数の低下のメカニズムを、不連続面における鉱物の圧力溶解（たとえば、Green¹⁹⁾）に注目して説明した。こういったメカニズムが卓越するならば、透水係数は時間とともに減少すると予想される。本研究で行った 24～85 時間の圧密 2 において豊富珪質泥岩では透水係数の明らかな時間依存的減少がみられた。しかしながら、豊富珪質泥岩の圧密 2 における応力レベルや温度を考慮すれば圧力溶解が卓越したとは考えにくく、岩石の強度が小さいことから、粘塑性変形に起因する時間依存的な破断面の閉口が生じたものと思われる。また、圧密 1 の応力レベルまで戻しても透水係数がほとんど回復しなかったことから、インタクト部においても粘塑性的な空隙閉鎖が生じたものと考えられる。破断面では水-鉱物反応による固着が生じていたのかもしれないがこれに関する検討は将来の課題としたい。

来待砂岩では石英・長石類・火山岩片などの砂粒子が斜ブチロ沸石（クリノブチロライト）により膠結されており、沸石は Fe サポナイト、モンモリロナイト等に変質している²⁰⁾。ひずみの計測結果や研磨薄片の観察結果から、破壊した岩石が再び圧密されると、鉱物粒子の破碎や沸石・粘土鉱物等基質の塑性変形により破断面が閉塞し、透水係数が低下したのと考えられる。荷重を取り除いても亀裂の閉塞は完全には回復せず、透水係数は圧密 2 や 3 中よりもある程度増加する程度に留まった。このときの透水係数が当初より小さかったのは、圧密 2 や 3 によるインタクト部の亀裂や空隙の塑性変形による不可逆的な閉塞が影響したものと考えられる。

稲田花崗岩の透水係数は、破壊に伴い当初の 73 倍となり、他の岩種の 1.3 倍～2.9 倍と比較してずっと大きい。これは、花崗岩が柔らかい基質を含まず硬質な鉱物で構成されているため、破断面の凹凸が大きく、したがって開口量も大きいと思われる。ヤング率が大きく、また、圧密応力が一軸圧縮応力の 0.16 倍と小さいこともあり、圧密による弾性変形量、すなわち、開口幅の減少も小さく、したがって透水係数の低下量が小さかったものと

考えられる。鉱物粒子の強度が大きいために粒子の破碎は進まず、柔らかい基質がないため粘塑性・塑性変形も卓越しなかったと考えられる。圧密中には透水係数の経時的減少がみられた。この原因として、破断面の鉱物粒子接触部における応力集中に起因する若干の粘塑性変形や圧力溶解が挙げられる。最大値に戻るほどではないが除荷により透水係数は 4 倍に大きくなったので、明らかな全面的な固着（強度回復）やインタクト部のマイクロクラックの粘塑性変形や圧力溶解による大幅な不可逆的な閉塞は生じなかったと思われる。

5. まとめと今後の課題

本研究の目的は、岩塩や粘土のように、砕屑岩についても、破壊によって増加した透水係数がその後の圧縮によりある程度減少するか否かを明らかにすることであった。もっぱら実験的に調査を行った結果、破壊させ圧密し（圧密 2）、圧密 1 の状態に戻したときの見掛けの透水係数は、来待砂岩では破壊後の 0.3～0.6、破壊前の 0.9～1.5 倍、豊富珪質泥岩では、破壊後の 0.4、破壊前の 0.6 倍となった。稲田花崗岩では破壊後の 0.2 倍になったものの、破壊前の 16 倍となった。すなわち、破壊によって増加した透水係数がその後の圧縮により減少する現象は、砕屑岩で顕著に、結晶質岩でもある程度確認されたといえ、類似、あるいは、発展させた試験を種々の岩石に種々の条件で実施しデータの蓄積を図れば、将来、各種貯蔵空洞の合理的な設計に資することが期待される。

透水性減少のメカニズムについては、来待砂岩では、鉱物粒子の破碎や沸石・粘土鉱物等基質の塑性変形による破断面の閉塞およびインタクト部の亀裂や空隙の塑性変形による不可逆的な閉塞、豊富珪質泥岩では、粘塑性変形に起因する時間依存的な破断面の閉口およびインタクト部における粘塑性的な空隙閉鎖、稲田花崗岩では、破断面における小さな粘弾塑性変形と若干の圧力溶解であると考察した。岩種毎に透水性減少のメカニズムが異なる原因は、主に構成鉱物の強度・変形特性の違いに起因するが、圧密 2 の圧密応力が、稲田花崗岩だけ残留強度の 0.43 倍で他では 1 倍であったことも一因と考えられる。ただし、上記考察は推定の域を出ておらず、透水性減少メカニズムのさらなる解明のためにも今後の研究が期待される。

謝辞 本稿は筆頭著者が（財）北海道科学技術総合振興センター幌延地圏環境研究所堆積岩特性研究グループに所属していた時に実施した試験を取りまとめたものである。同研究所の関係各位に深く謝意を表する。また、本論文の第二著者、北海道大学名誉教授石島洋二先生は、投稿時に同研究所所長であったが、査読プロセス中の 2011 年 4 月 9 日に病のため逝去された。生前のご厚情に感謝するとともに心からご冥福を祈る。

References

- 1) CF. Tsang, F. Bernier and C. Davies: Int J Rock Mech Min Sci **42** (2005), 109-125.
- 2) Ch. Buehler, D. Heitz, Th. Trick and B. Frieg: Proc. EC CLUSTER Conference and Workshop, (Luxembourg, 2003), pp. 281-286.
- 3) Y. Ishijima, Y. Fujii, Y. Ichihara and J. Kodama: Journal of MMIJ, **124** (2008), 435-444.
- 4) Y. Ishijima, Y. Fujii, Y. Ichihara, T. Kiyama, M. Takada, T. Sugawara and S. Kumakura: Journal of MMIJ, **124** (2008), 445-451.
- 5) Y. Fujii, Y. Ishijima, Y. Ichihara, T. Kiyama, S. Kumakura, M. Takada, T. Sugawara, T. Narita, J. Kodama, M. Sawada and E. Nakata: International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, **48** (2011), 585-596.
- 6) Z. Xue: Sagan no Tosuisei to Bishiteki Kozo ton Kanrensei ni Kansuru Jikkenteki Kenkyu (Dissertation for Graduate School of Engineering, Hokkaido University, 1992).
- 7) K. Hashiba, M. Lei and S. Okubo: Journal of MMIJ, **125** (2009), 481-488.
- 8) T. Kiyama, H. Matsui, J. C. Roegiers, S. Kumakura, N. Kodama and Y. Ishijima: Proc. 35th Rock Mech. Symp. (2006), pp. 297-298.
- 9) W. F. Brace, J. B. Walsh and W. T. Frangos.: J. Geophys. Res., **73** (1968), 2225-2236.
- 10) M. Takahashi & Z. Xue, Chishitsu News, **421** (1989), 46-54.
- 11) M. Takahashi, M. Zhang, W. Lin, S. Nishiyama, X. Li: Journal of MMIJ, **114** (1998), 888-894.

- 12) Y. Fujii, T. Kiyama, J. Kodama and Y. Ishijima: Proc. MMIJ Spring Meeting (1994) , pp.109-110.
- 13) Y. Fujii, Y. Ishijima, and T. Kiyama: Proc. '99 Japan-Korea Joint Symp. on Rock Engineering (1999) , pp. 323-330 .
- 14) T. Kiyama, T. Sato, A. Cho, S. Yanagitani and Y. Ishijima: Proc. MMIJ Fall Meeting (1997) , Vol. A, pp.65-68.
- 15) M. Takada, Y. Fujii and J. Kodama: Journal of MMIJ, **127** (2011) , 151-157 .
- 16) S. Uehara, T. Shimamoto, T. Matsumoto, T. Nisato, K. Okazaki and M. Takahashi: Journal of MMIJ, **127** (2011) , 139-144.
- 17) Y. Kawaguchi, S. Nakajima, H. Yasuhara and K. Kishida: Journal of MMIJ, **127** (2011) , 158-164.
- 18) H. Yasuhara, N. Kinoshita, D. S. Lee, S. Nakajima and K. Kishida: Journal of JSCE, Ser. C., **65** (2009) , pp. 41-52.
- 19) H. W. Green II: J. Geophys. Res., **89** (1984) , 4313-4318.
- 20) K. Matsuki, K. Sakaguchi, H. Iino and K. Okumura: Journal of MMIJ, **114** (1998) , 895-900.