

岩石の強度回復特性・
一般化応力緩和挙動に関する研究 (V)

Studies about Strength Recovery and
Generalized Relaxation Behavior of Rock (V)

真田 昌慶 岸 裕和 杉田 裕 林 克彦
武部 篤治 大久保 誠介

Masanori SANADA, Hirokazu KISHI, Yutaka SUGITA, Katsuhiko HAYASHI
Atsuji TAKEBE and Seisuke OKUBO

地層処分研究開発部門
地層処分基盤研究開発ユニット

Geological Isolation Research Unit
Geological Isolation Research and Development Directorate

September 2012

Japan Atomic Energy Agency

日本原子力研究開発機構

JAEA-Research

本レポートは独立行政法人日本原子力研究開発機構が不定期に発行する成果報告書です。
本レポートの入手並びに著作権利用に関するお問い合わせは、下記あてにお問い合わせ下さい。
なお、本レポートの全文は日本原子力研究開発機構ホームページ (<http://www.jaea.go.jp>)
より発信されています。

独立行政法人日本原子力研究開発機構 研究技術情報部 研究技術情報課
〒319-1195 茨城県那珂郡東海村白方白根 2 番地 4
電話 029-282-6387, Fax 029-282-5920, E-mail:ird-support@jaea.go.jp

This report is issued irregularly by Japan Atomic Energy Agency
Inquiries about availability and/or copyright of this report should be addressed to
Intellectual Resources Section, Intellectual Resources Department,
Japan Atomic Energy Agency
2-4 Shirakata Shirane, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken 319-1195 Japan
Tel +81-29-282-6387, Fax +81-29-282-5920, E-mail:ird-support@jaea.go.jp

© Japan Atomic Energy Agency, 2012

岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究 (V)

日本原子力研究開発機構 地層処分研究開発部門 地層処分基盤研究開発ユニット

真田 昌慶^{*}, 岸 裕和^{*1}, 杉田 裕, 林 克彦^{*2}, 武部 篤治^{*2}, 大久保 誠介^{*3}

(2012年7月2日 受理)

坑道掘削により壁面付近では応力が増大し、岩盤強度と初期地圧に応じた岩盤の破壊が生ずる。NATM (New Austrian Tunneling Method) では、吹付けコンクリートやロックボルトが支保効果を発揮することによって破壊を抑制し、本来岩盤が保有している支持能力を最大限に発揮させる。最近になって、支保の背部では時間の経過に伴い破壊した岩盤の強度が回復する場合のあることがわかってきた。この強度回復特性は、空洞の安定性や処分場閉鎖後の長期力学挙動の評価において配慮すべきものと考えられる。

岩盤の粘弾性挙動については、通常、クリープ試験によって検討されることが多いが、実際の岩盤では、支保工や岩盤の不均一性により、クリープと応力緩和が同時に進行している。このような挙動の検討にあたっては、荷重と変位の双方を制御する一般化応力緩和試験が有効である。

また、処分場の閉鎖後、ベントナイトやオーバーパックの膨張により、処分孔や処分坑道近傍の岩盤中に引張応力場が生じる。そのため、岩盤の引張応力下での挙動を把握しておくことが重要となる。

本研究では、「強度回復試験」、「一般化応力緩和試験」「引張強度試験」を、稚内層珪質泥岩を用いて実施した。その結果、強度回復を表す構成方程式で適切な定数の値を用いることにより、押し込み試験での軸応力の変化を表現できることを示した。一般化応力緩和挙動については気乾状態と湿潤状態で試験を行った。粘弾性的な挙動は、気乾状態よりも湿潤状態の方が、また、一般化応力緩和試験を開始するまでの载荷速度が大きいほど顕著であることがわかった。さらに引張特性については圧裂引張試験と一軸引張試験を実施した。圧裂引張強度については層理面に対する载荷方向の影響が大きいことがわかった。これらの結果は、今後の構成方程式や予測モデルの改良に役立つと言える。

核燃料サイクル工学研究所 (駐在) : 〒319-1194 茨城県那珂郡東海村村松 4-33

※ 技術開発協力員 *1 東京電力株式会社 *2 前田建設工業株式会社

*3 東京大学(2012年3月で退官)

Studies about Strength Recovery and Generalized Relaxation Behavior of Rock(V)

Masanori SANADA[※], Hirokazu KISHI^{*1}, Yutaka SUGITA, Katsuhiko HAYASHI^{*2},
Atsuji TAKEBE^{*2} and Seisuke OKUBO^{*3}

Geological Isolation Research Unit
Geological Isolation Research and Development Directorate
Japan Atomic Energy Agency
Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken

(Received July 2, 2012)

Surrounding rock failure occurs due to the increasing stress with tunnel excavation and extent of the failure depends on rock strength and rock stress. The NATM (New Austrian Tunneling Method) assumes that supporting effects by shotcrete and rock bolt prevent rock failure maximizing the potential capability of rock mass. Recently, it was found that failed rock just behind tunnel support recovers its strength. This phenomenon should take into account in evaluation of tunnel stability and long-term mechanical behavior of rock mass after closure of a repository for high-level radioactive waste (HLW).

Visco-elastic behavior of rock is frequently studied by creep testing, but creep occasionally occurs together with relaxation in-situ due to the effect of various supports and rock heterogeneity. Therefore generalized stress relaxation test in which both load and displacement are controlled is proper to study such behavior under the complicated conditions. It is also important to understand rock behavior in tensile stress field which may be developed in the surrounding rock of deposition hole or tunnel by swelling of bentonite or volume expansion of overpack with corrosion after the repository closure.

In this study, strength recovery, generalized stress relaxation and two tensile strength tests were carried out using siliceous mudstone sampled in the Wakkanai-formation. As the results, by using the value of a suitable constant with the constitutive equation showing strength recovery, it was showed that change of the axial stress in a compacting test could be expressed. About the generalized relaxation, it examined by the air dried and the saturated condition. Visco-elastic behavior was more remarkable in saturated condition than the air dried. Moreover, when the loading rate up to the starting point of the generalized relaxation test was large, the influence on visco-elastic behavior was remarkable. About tensile characteristics, a splitting tensile strength test and a uniaxial tensile strength test were carried out. About splitting tensile strength, it turned out that the influence of the loading direction on a bedding plane is great. It is believed that the results are informative for future investigation and improvement of a constitutive equation or a model.

Keywords : Strength Recovery, Generalized Relaxation, Tensile Strength, Siliceous Mudstone

※ Collaborating Engineer, *1 The Tokyo Electric Power Company, Incorporated

*2 Maeda Corporation, *3 The University of Tokyo (March, 2012 retirement)

目次

1. はじめに.....	1
2. 岩石の強度回復特性に関する検討.....	3
2. 1 はじめに.....	3
2. 2 試料岩石と試験方法.....	4
2. 3 押し込み試験と透水試験の結果.....	21
2. 4 押し込み試験と一軸圧縮試験の結果.....	36
2. 5 強度回復特性を表す構成方程式による数値計算.....	52
2. 6 まとめおよび今後の課題.....	76
3. 岩石の一般化応力緩和挙動に関する検討.....	77
3. 1 はじめに.....	77
3. 2 試料岩石と試験方法.....	78
3. 3 試験結果.....	84
3. 4 考察.....	98
3. 5 まとめおよび今後の課題.....	103
4. 引張応力下での力学特性.....	104
4. 1 はじめに.....	104
4. 2 試料岩石と試験方法.....	105
4. 3 圧裂引張試験結果.....	113
4. 4 一軸引張試験結果.....	119
4. 5 まとめおよび今後の課題.....	127
5. おわりに.....	128
参考文献.....	130

CONTENTS

1. Introduction	1
2. Examination on the characteristics of strength recovery	3
2.1 Introduction	3
2.2 Sample rock and testing method	4
2.3 The result of a compaction test and a hydraulic conductivity test	21
2.4 The result of a compaction test and a uniaxial compression test	36
2.5 Numerical computation by the constitutive equation showing the strength recovery	52
2.6 Summary and open issues for further R&D	76
3. Examination on the behavior in general relaxation	77
3.1 Introduction	77
3.2 Sample rock and testing method	78
3.3 Test results	84
3.4 Consideration	98
3.5 Summary and open issues for further R&D	103
4. Mechanical characteristics in tensile stress field	104
4.1 Introduction	104
4.2 Sample rock and testing method	105
4.3 Splitting tensile strength test results	113
4.4 Uniaxial tensile strength test results	119
4.5 Summary and open issues for further R&D	127
5. Concluding remarks	128
References	130

目 次

表 2-1	押し込み試験と透水試験に用いた試験片の諸元	16
表 2-2	押し込み試験と一軸圧縮試験に用いた試験片の諸元	20
表 2-3	押し込み試験後の一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮強度とヤング率	49
表 2-4	コンプライアンス可変型構成方程式の解析解	56
表 2-5	過去に得られた稚内層珪質泥岩の n	68
表 2-6	数値計算に用いた定数	70
表 3-1	一般化応力緩和試験前後における試験片の諸元	79
表 3-2	試験条件と試験結果	83
表 4-1	圧裂引張試験に用いた試験片の諸元と試験結果	106
表 4-2	一軸引張試験に用いた試験片の諸元と試験結果	107
表 4-3	一軸引張試験で用いた接着剤と接着方法	112
表 4-4	圧裂引張強度の比較 (2009 年度と本年度の結果)	116

目 次

図 2-1	稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (1/6)	5
図 2-1	稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (2/6)	6
図 2-1	稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (3/6)	7
図 2-1	稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (4/6)	8
図 2-1	稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (5/6)	9
図 2-1	稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (6/6)	10
図 2-2	“押し込み試験と透水試験”及び“押し込み試験と一軸圧縮試験”の手順	12
図 2-3	金網を貼った鋼製円筒の写真	13
図 2-4	押し込み試験の写真	14
図 2-5	押し込み試験後に実施した透水試験の様子	15
図 2-6	歪ゲージを貼り付けた鋼製円筒	18
図 2-7	押し込み試験後に実施した一軸圧縮試験の写真 (試験片 No.17-33)	19
図 2-8	透水試験に用いた試験片の押し込み試験における軸応力-軸歪曲線	22
図 2-9	押し込み試験終了時の試験片と鋼製円筒の写真 (試験片 No.17-31)	23
図 2-10	押し込み試験後に実施した透水試験の結果 (深度 500 m 付近, 押し込み 最大荷重 9.8 kN(赤と青), 12.7 kN(緑と橙))	25
図 2-11	押し込み試験後に実施した透水試験の結果 (深度 500 m 付近, 押し込み 最大荷重 14.7 kN)	26
図 2-12	押し込み試験後に実施した透水試験の結果 (深度 1,000 m 付近, 押し込み 最大荷重 14.7 kN (赤と青), 19.6 kN (緑と橙))	27
図 2-13	押し込み試験後に実施した透水試験の結果 (深度 1,000 m 付近, 押し込み 最大荷重 24.5 kN)	28
図 2-14	透水試験終了後の試験片の写真 (1/3)	29
図 2-14	透水試験終了後の試験片の写真 (2/3)	30
図 2-14	透水試験終了後の試験片の写真 (3/3)	31
図 2-15	透水係数の経時変化 (1/2) (押し込み最大荷重 9.8 kN (赤系統の色), 12.7 kN (青系統の色), 14.7 kN (緑系統の色))	32
図 2-15	透水係数の経時変化 (2/2) (押し込み最大荷重 14.7 kN (赤系統の色), 19.6kN (青系統の色), 24.5 kN (緑系統の色))	33
図 2-16	押し込み最大荷重での軸歪と押し込み試験終了後の試験片の透水係数	35
図 2-17	一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線 (深度 500 m 付近) (1/3)	37
図 2-17	一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線 (深度 500 m 付近) (2/3)	38
図 2-17	一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線 (深度 500 m 付近) (3/3)	39
図 2-18	一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線 (深度 1,000 m 付近) (1/3)	40
図 2-18	一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線 (深度 1,000 m 付近) (2/3)	41

図 2-18	一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線 (深度 1,000 m 付近) (3/3)	42
図 2-19	押し込み試験での試験片の設置状況	43
図 2-20	押し込み試験終了後の試験片の写真 (1/2)	45
図 2-20	押し込み試験終了後の試験片の写真 (2/2)	46
図 2-21	押し込み試験後に実施した一軸圧縮試験の結果 (1/2)	47
図 2-21	押し込み試験後に実施した一軸圧縮試験の結果 (2/2)	48
図 2-22	一軸圧縮試験終了後の試験片の写真 (1/2)	50
図 2-22	一軸圧縮試験終了後の試験片の写真 (2/2)	51
図 2-23	破壊限接近度の説明図	55
図 2-24	押し込み試験における軸応力と横応力の関係 (深度 500 m 付近) (1/3)	58
図 2-24	押し込み試験における軸応力と横応力の関係 (深度 500 m 付近) (2/3)	59
図 2-24	押し込み試験における軸応力と横応力の関係 (深度 500 m 付近) (3/3)	60
図 2-25	押し込み試験における軸応力と横応力の関係 (深度 1,000 m 付近) (1/3)	61
図 2-25	押し込み試験における軸応力と横応力の関係 (深度 1,000 m 付近) (2/3)	62
図 2-25	押し込み試験における軸応力と横応力の関係 (深度 1,000 m 付近) (3/3)	63
図 2-26	押し込み試験における軸応力と横応力の関係におよぼすポアソン比の 影響 (1/2)	65
図 2-26	押し込み試験における軸応力と横応力の関係におよぼすポアソン比の 影響 (2/2)	66
図 2-27	押し込み試験の計算結果と試験結果 (深度 500 m 付近) (1/2)	71
図 2-27	押し込み試験の計算結果と試験結果 (深度 500 m 付近) (2/2)	72
図 2-28	押し込み試験の計算結果と試験結果 (深度 1,000 m 付近) (1/2)	74
図 2-28	押し込み試験の計算結果と試験結果 (深度 1,000 m 付近) (2/2)	75
図 3-1	一般化応力試験に用いた装置の概略	80
図 3-2	一般化応力緩和試験の概念図	81
図 3-3	一般化応力緩和試験開始までの载荷過程における応力-歪曲線 (本年度と 2009 年度, 湿潤状態)	85
図 3-4	一般化応力緩和試験における歪の経時変化 (本年度と 2009 年度, 深度 500 m 付近, 湿潤状態, $\gamma^*=0$ (クリープ))	87
図 3-5	一般化応力緩和試験における緩和応力の経時変化 (本年度と 2009 年度, 深度 500 m 付近, 湿潤状態, $\gamma^*=-\infty$ (応力緩和))	88
図 3-6	一般化応力緩和試験における歪の経時変化 (本年度と 2009 年度, 深度 1,000 m 付近, 湿潤状態, $\gamma^*=0$ (クリープ))	90
図 3-7	一般化応力緩和試験における緩和応力の経時変化 (本年度と 2009 年度, 深度 1,000 m 付近, 湿潤状態, $\gamma^*=-\infty$ (応力緩和))	91
図 3-8	一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮試験結果 (本年度と 2009 年度, 湿潤状態)	92
図 3-9	一般化応力緩和試験開始までの载荷過程における応力-歪曲線 (本年度, 深度 1,000 m 付近, 歪速度 10^{-4} /s)	94
図 3-10	一般化応力緩和試験における歪の経時変化 (本年度と 2009 年度, 深度 1,000 m 付近, 歪速度 10^{-4} /s, $\gamma^*=0$ (クリープ))	95

図 3-11	一般化応力緩和試験における緩和応力の経時変化（本年度と 2009 年度， 深度 1,000 m 付近，歪速度 10^{-4} /s， $\gamma^* = -\infty$ （応力緩和））	96
図 3-12	一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮強度試験結果（本年度， 深度 1,000 m 付近）	97
図 3-13	稚内層珪質泥岩のクリープ特性を表す力学モデル	100
図 3-14	一般化応力緩和の計算結果と試験結果（試験結果：本年度と 2009 年度， 深度 1,000 m 付近，湿潤状態， $\gamma^* = 0$ （クリープ））（1/2）	101
図 3-14	一般化応力緩和の計算結果と試験結果（試験結果：本年度と 2009 年度， 深度 1,000 m 付近，湿潤状態， $\gamma^* = 0$ （クリープ））（2/2）	102
図 4-1	圧裂引張試験に用いた試験装置の概略	108
図 4-2	圧裂引張試験での载荷方向と層理面との関係	109
図 4-3	一軸引張試験に用いた試験装置の概略	110
図 4-4	一軸引張試験で使用した透明容器の写真	111
図 4-5	圧裂引張試験で得られた荷重－変位曲線（深度 500 m 付近）	114
図 4-6	圧裂引張試験後の試験片の写真（深度 500 m 付近）	115
図 4-7	圧裂引張試験で得られた荷重－変位曲線（深度 1,000 m 付近）	117
図 4-8	圧裂引張試験後の試験片の写真（深度 1,000 m 付近）	118
図 4-9	一軸引張試験で得られた応力－歪曲線（1/2）	121
図 4-9	一軸引張試験で得られた応力－歪曲線（2/2）	122
図 4-10	一軸引張試験後の試験片の写真（1/2）	123
図 4-10	一軸引張試験後の試験片の写真（2/2）	124
図 4-11	一軸引張試験で得られた応力－歪曲線（1/2）	125
図 4-11	一軸引張試験で得られた応力－歪曲線（2/2）	126

1. はじめに

本研究は、ニアフィールド岩盤の長期安定性評価手法についての信頼性向上を目的としている。2005年度、2006年度には岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究¹⁾(以下、前報(I))として、押し込み試験による「強度回復特性」、一般化応力緩和試験による「一般化応力緩和挙動」に関する検討を実施した。2007年度には岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究(II)²⁾(以下、前報(II))として、押し込み試験、弾性波速度測定による「強度回復特性」、一般化応力緩和試験による「一般化応力緩和挙動」、圧裂引張試験による「引張強度特性」に関する検討を実施した(引張強度特性については2006年度実施分を含む)。2008年度には岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究(III)³⁾(以下、前報(III))として、押し込み試験、透水試験の予備検討による「強度回復特性」、一般化応力緩和試験による「一般化応力緩和挙動」、圧裂引張試験、一軸引張試験による「引張強度特性」に関する検討を実施した。2009年度には岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究(IV)⁴⁾(以下、前報(IV))として、押し込み試験、透水試験による「強度回復特性」、一般化応力緩和試験による「一般化応力緩和挙動」、試験片を水没させた状態での圧裂引張試験、一軸引張試験による「引張強度特性」に関する検討を実施した。本報告では引き続き岩石の「強度回復特性」、「一般化応力緩和挙動」、「引張強度特性」について次に示す内容を検討した。

2章では、岩石の「強度回復特性」について検討した。これまで地下構造物の長期挙動について多くの議論がなされてきているが、そのときに見逃してならないのが岩盤の「強度回復特性」である。堆積岩は、元々強度を持たない粒子が集まって、一定期間応力を受け続けた結果、現在の高い強度となっている性質を有している。よって、一旦破壊した岩石片においても、適当な条件下で応力を受け続けるならば、次第に強度が回復していくことが考えられる。実際のトンネルや坑道においても、掘削直後に発破などの影響で破碎された岩盤が、適当な支保工を打設した状態で一定期間放置されると、かなりの強度を持つようになることは多くの現場技術者の間で言い伝えられてきた。しかしながら、強度回復の現象は認知されているとは言い難く、原位置でのデータや実験室での検証結果もほとんど見受けられないのが現状である。

本報告では、前報(IV)⁴⁾と同様に稚内層珪質泥岩を用いて室内試験を実施し、「強度回復特性」についての基礎データを蓄積するとともに、押し込み試験後の試験片の透水係数の変化を変水位透水試験により測定した。さらに、岩石の強度回復特性を表す構成方程式について検討を実施した。

3章では、岩石の「一般化応力緩和挙動」について検討した。岩盤のクリープ試験では、荷重を一定に保って歪の経時変化を観測する。一方、応力緩和試験では、変位を一定に保って応力の経時変化を観測する。岩盤の時間依存性挙動を明らかにしようとする場合、両者は有効な試験である。しかし、実際の地下構造物では、荷重と変位がともに経時変化していると考えるのが自然であり、従来行われてきた試験では、岩盤の挙動を正確に予測するのは困難である。これまでの試験結果より、稚内層珪質泥岩の一般化応力緩和試験では、試験片を

水没させた状態で試験を行うことによりバラつきの少ない良好な試験結果を得られることがわかった。

本報告では、前報(IV)⁴⁾と同様に試験片を水没させた状態で一般化応力緩和試験を行い、試験データを蓄積した。また、気乾状態での試験を併せて行い、湿潤状態の試験結果と比較検討した。

4章では、幌延地下施設において法定深度となる深度 300m 以深に堆積している稚内層珪質泥岩のボーリングコアを用いて、圧裂引張試験と一軸引張試験を行い、引張応力下での力学特性について検討した。高レベル放射性廃棄物処分場における処分孔や処分坑道の周辺岩盤には、地圧（外圧）のほかに、オーバーパックの腐食生成物の蓄積による体積膨張や地下水の飽和過程に伴い発生する緩衝材の膨潤圧（内圧）が作用する。地下深部では一般に外圧が大きいため、内圧が外圧を上回る可能性は小さいが、理論的には内圧が外圧を上回った場合には、坑道の周辺岩盤には引張応力が生ずる。引張応力は、坑道壁面に亀裂を生じさせるとともにこれを広げる方向に作用し、ニアフィールド岩盤の透水性に影響を及ぼす可能性が懸念される。従って、岩盤の引張応力下での強度特性を把握するとともに、これを適切に評価して設計に反映することが重要である。

本報告では、試験片を水没させた状態で圧裂引張試験と一軸引張試験を行った。圧裂引張試験では層理面に対して引張応力が垂直と平行に加わる場合の実験を実施した。一軸引張試験では、前報(IV)⁴⁾に引き続き試験方法の検討を実施するとともに、過去の試験結果との比較検討を実施した。

2. 岩石の強度回復特性に関する検討

2. 1 はじめに

本章では、幌延地下施設において法定深度となる深度 300m 以深に堆積している稚内層珪質泥岩を用いて、強度回復特性に関する室内試験を行った。

2004 年度は、HDB-6 孔の深度 400 m 付近から採取した試料を用いて、鋼製円筒内で押し込み試験を行った後に一軸圧縮試験を実施した。押し込み最大荷重を 9.8, 19.6, 39.2, 58.8 kN の 4 条件（これらの荷重を試験片の初期断面積で割ると、約 20, 40, 80, 120 MPa となる）とし、押し込み試験後の一軸圧縮強度に及ぼす押し込み最大荷重の影響を調べた。その結果、稚内層珪質泥岩は田下凝灰岩や来待砂岩と同程度の強度回復が確認でき、その程度は押し込み試験における最大荷重および軸歪と密接な関係があることがわかった。2005 年度は、HDB-10 孔の深度 500 m 付近から採取した試料を用い、押し込み最大荷重を一定の 39.2 kN とし、最大荷重に達した後、一定時間（10 秒、4 時間、24 時間の 3 通り）応力を加え続け、押し込み試験後の一軸圧縮強度に及ぼす時間の影響を調べた。2006 年度は、HDB-11 孔の深度 700 m 付近から採取した試料を用いて、2005 年度と同じ条件下で試験を行い、データを蓄積した。2007 年度は、HDB-11 孔の深度 500 m 付近と深度 1,000 m 付近から採取した試料を用いて、2005 年度および 2006 年度と同じ条件下での試験を行った。データを蓄積するとともに、採取場所や採取深度の異なる試料の結果を比較検討した。さらに、押し込み試験後の試験片の弾性波速度を測定し、強度回復特性と弾性波速度の変化について検討した。その結果、押し込み試験において荷重の保持時間が長いほど弾性波速度が大きくなる傾向が認められた。すなわち、一軸圧縮強度だけではなく、弾性波速度も強度回復の重要な指標となる可能性があることがわかった。2008 年度は、HDB-11 孔の深度 500 m 付近と 1,000 m 付近の試料を用いて、変位速度を交互に切り換える試験により、押し込み試験後の試験片の載荷速度依存性について調べた。その結果、押し込み試験後の試験片はもとの試験片と同程度の時間依存性を有する可能性があることが推察された。2009 年度は、鋼製円筒内で押し込み試験を行った後に透水試験を実施した。その結果、押し込み最大荷重が大きいほど押し込み試験後の透水係数が小さくなることがわかった。すなわち、稚内層珪質泥岩は、条件が整いさえすれば強度と遮水性のいずれもが回復することが確認された。さらに、岩石の強度回復特性を表す構成方程式について予備的な検討も実施した。

本年度は、まず、2009 年度と同様に押し込み試験を行った後に透水試験を実施してデータを蓄積した。さらに、押し込み試験を行った後に一軸圧縮試験を実施して、2009 年度に検討した構成方程式の定数の値を求め、押し込み試験および強度回復現象の数値計算を行った。

2. 2 試料岩石と試験方法

試料岩石として稚内層珪質泥岩を用いた。試験片は2010年7月20日に本研究室に到着した直径約80 mmのボーリングコア(HDB-11)から作製した。図2-1(a)～(s)に示したように、ボーリングコアは全部で19本(No.1～No.19)あり、深度500 m付近(No.11～No.19)および深度1,000 m付近(No.1～No.10)から採取された。ボーリングコアには軸方向に対して45°程度傾いた層理面が観察された。また、いずれのボーリングコアにも多数のクラックが観察された。試験には、深度500 m付近から採取されたボーリングコアのうちの図2-1(q)に示したNo.17と、深度1,000 m付近から採取されたボーリングコアのうちの図2-1(i)に示したNo.9より作製した試験片を用いた。試験片は直径25 mm、高さ25 mmの円柱形とし、平面研削盤により両端面は平行度±0.01 mm以内に仕上げた。試験片は、軸方向(高さ方向)がボーリングコアの軸方向と一致するように作製したので、層理面は試験片の軸に対して45°程度傾いていることになる。試験片は整形後、水中で保存した。



(a) HDB11, No. 1, 採取深度 1010.75 ~ 1011.0 m



(b) HDB11, No. 2, 採取深度 997.8 ~ 998.0 m



(c) HDB11, No. 3, 採取深度 995.3 ~ 995.55 m

図 2-1 稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (1/6)



(d) HDB11, No. 4, 採取深度 993.0 ~ 993.25 m



(e) HDB11, No. 5, 採取深度 993.3 ~ 993.75 m



(f) HDB11, No. 6, 採取深度 993.8 ~ 994.0 m

図 2-1 稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (2/6)



(g) HDB11, No. 7, 採取深度 989.0 ~ 989.25 m



(h) HDB11, No. 8, 採取深度 988.1 ~ 988.45 m



(i) HDB11, No. 9, 採取深度 988.45 ~ 988.85 m

図 2-1 稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (3/6)



(j) HDB11, No. 10, 採取深度 988.85 ~ 989.0 m



(k) HDB11, No. 11, 採取深度 490.7 ~ 491.0 m



(l) HDB11, No. 12, 採取深度 506.9 ~ 507.0 m

図 2-1 稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (4/6)



(m) HDB11, No. 13, 採取深度 502.6 ~ 502.7 m



(n) HDB11, No. 14, 採取深度 549.6 ~ 550.0 m



(o) HDB11, No. 15, 採取深度 544.4 ~ 544.65 m

図 2-1 稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (5/6)



(p) HDB11, No. 16, 採取深度 516.3 ~ 516.45 m



(q) HDB11, No. 17, 採取深度 514.0 ~ 514.6 m



(r) HDB11, No. 18, 採取深度 513.5 ~ 514.0 m



(s) HDB11, No. 19, 採取深度 513.0 ~ 513.3 m

図 2-1 稚内層珪質泥岩のボーリングコアの写真 (6/6)

本年度はまず、鋼製円筒内で押し込み試験を行った後に透水試験を実施した。次いで、別の試験片を用いて、鋼製円筒内で押し込み試験を行った後に一軸圧縮試験を実施した。以下では、“押し込み試験と透水試験”の手順を説明した後に、“押し込み試験と一軸圧縮試験”の手順を説明する。

“押し込み試験と透水試験”の手順の概略を図 2-2 に示す。試験を行う前に、図 2-3 に示すように高さ 40 mm、外径 50 mm、内径 27 mm の鋼製円筒の下面に金網を取り付けた。これは、透水試験の際に岩片が流れ落ちないようにするためである。図 2-4 (a) の試験片をこの鋼製円筒に入れ、直径 25 mm の押し棒を試験片の上部に置いた。容量 1500 kN のサーボ試験機を用いて、図 2-4 (b) に示すように変位速度一定制御 (0.005 mm/s) で押し棒を押し込んだ。図 2-2 に示すように試験開始時の試験片側面と鋼製円筒内壁の間には十分な隙間があるので、一軸圧縮応力下で試験片は載荷され、やがて一軸圧縮強度に達し、その後は応力が低下していく。押し棒を押し込み続けると試験片は横に膨らんでいき、やがて試験片側面が鋼製円筒内壁と接触し、荷重が増加し始める。その後、所定の押し込み荷重 (押し込み最大荷重) に達したときにすみやかに除荷した (ここまでを押し込み試験と称する)。押し込み試験終了後に、図 2-4 (c) に示すような試験片が入ったままの鋼製円筒の上に、図 2-5 に示すように高さ 100 cm のスタンドパイプを載せ、試験片の上面に水圧を加えて変水位透水試験を行った。なお、鋼製円筒とスタンドパイプの間からの水漏れを防ぐために両者の間にグリースを塗り、ゴムチューブを被せた。透水量は鋼製円筒の下方に設置した電子天秤で測定し、測定値は RS-232C により PC に取り込んだ。“押し込み試験と透水試験” に用いた試験片の諸元と試験条件は表 2-1 のとおりである。

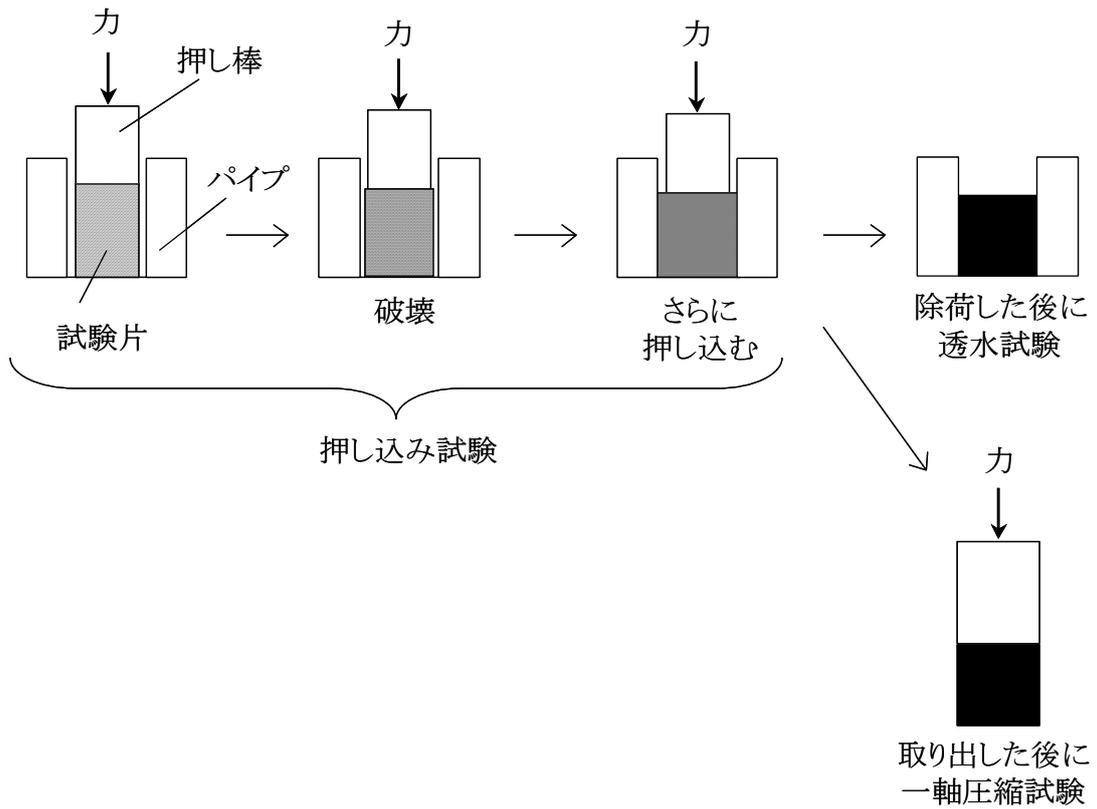
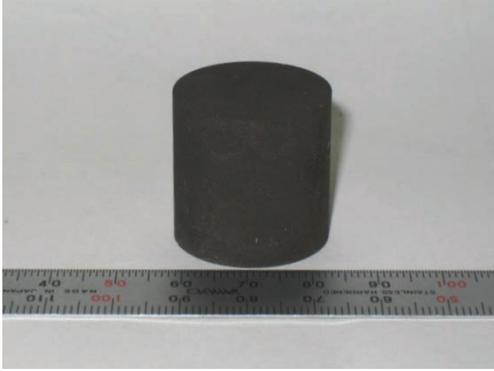


図 2-2 “押し込み試験と透水試験” 及び “押し込み試験と一軸圧縮試験” の手順



図 2-3 金網を貼った鋼製円筒の写真



(a) 試験片



(b) 押し込み試験中の様子



(c) 押し込み試験後の様子

図 2-4 押し込み試験の写真

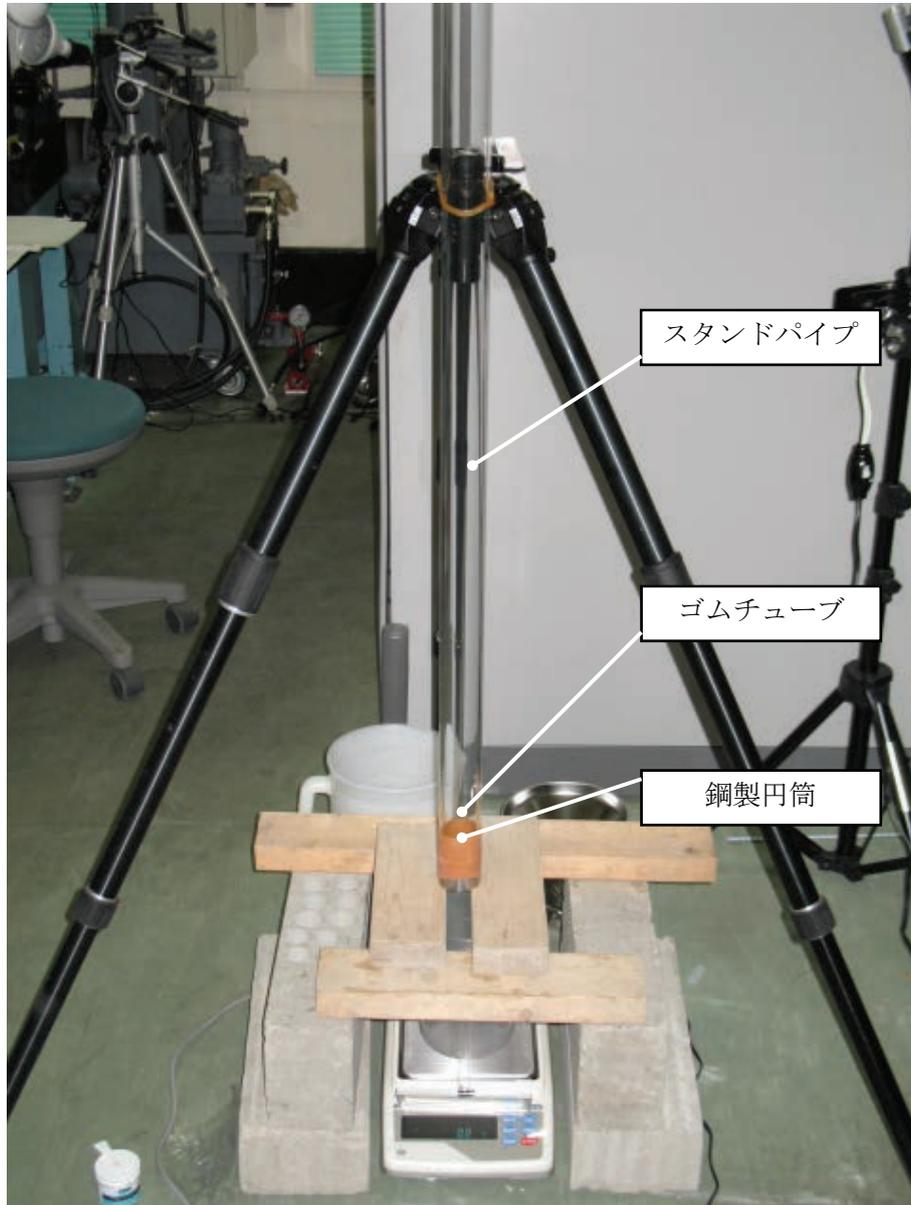


図 2-5 押し込み試験後に実施した透水試験の様子

表 2-1 押し込み試験と透水試験に用いた試験片の諸元

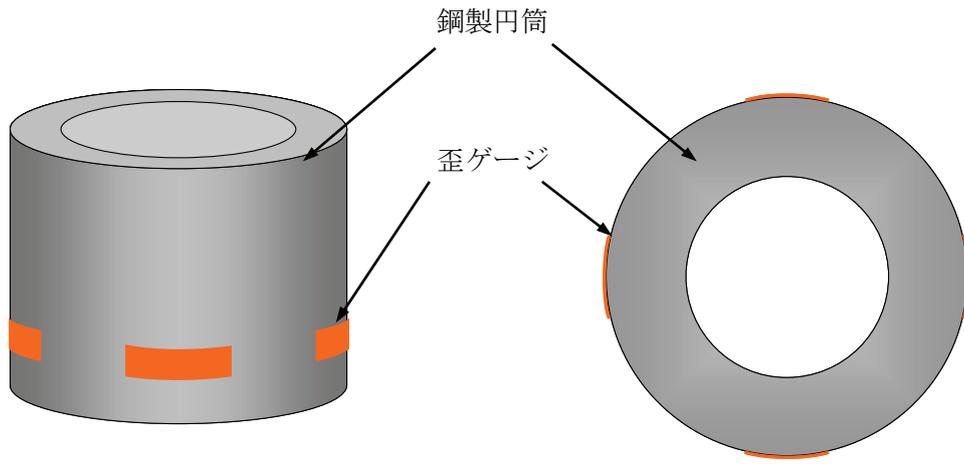
(a) 採取深度 500 m 付近

試験片番号	深度 (m)	直径 (mm)	高さ (mm)	体積 (cm ³)	質量 (g)	密度 (g/cm ³)	押し込み 最大荷重 (kN)
17-27	514.0 - 514.6	25.1	25.0	12.41	23.70	1.91	9.8
17-28		25.1	25.0	12.41	23.77	1.91	
17-29		25.1	25.0	12.42	23.82	1.92	12.7
17-30		25.1	25.0	12.35	23.56	1.91	
17-26		25.1	25.0	12.40	23.86	1.92	14.7
17-31		25.2	25.0	12.43	23.59	1.90	
17-32		25.1	25.0	12.40	23.71	1.91	

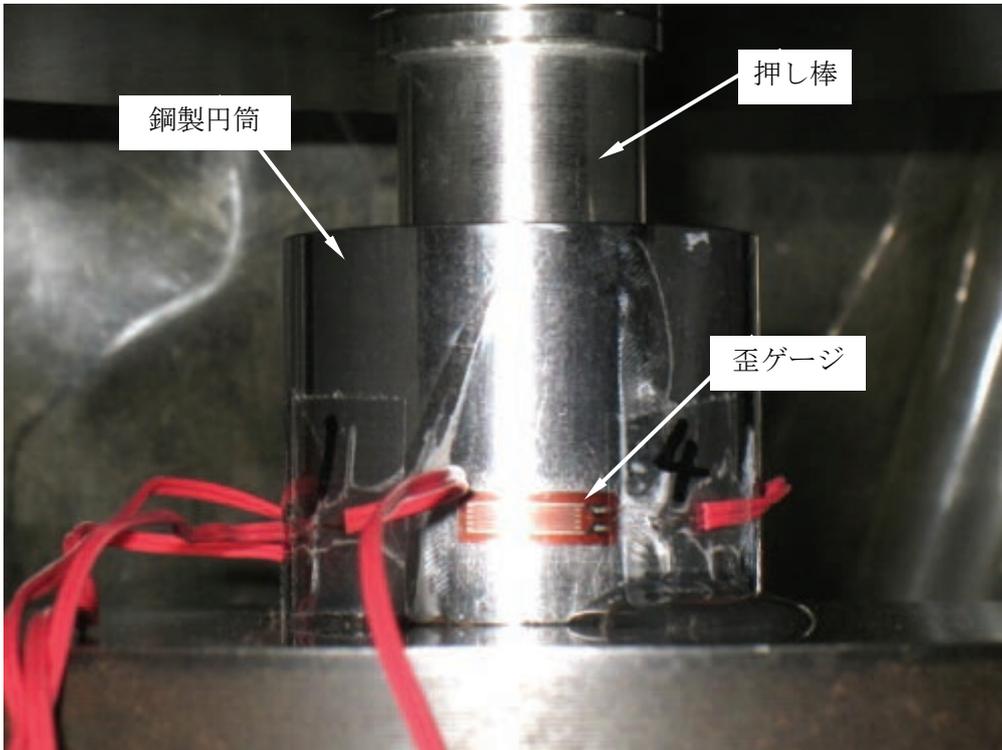
(b) 採取深度 1,000 m 付近

試験片番号	深度 (m)	直径 (mm)	高さ (mm)	体積 (cm ³)	質量 (g)	密度 (g/cm ³)	押し込み 最大荷重 (kN)
9-16	988.45 - 988.85	25.1	25.0	12.34	23.80	1.93	14.7
9-18		25.1	25.0	12.38	23.43	1.89	
9-17		25.1	25.0	12.39	23.52	1.90	19.6
9-19		25.1	25.0	12.39	23.50	1.90	
9-20		25.1	25.0	12.41	23.88	1.92	24.5
9-21		25.1	25.0	12.39	23.50	1.90	

“押し込み試験と一軸圧縮試験”の手順について、**図 2-2** に示す。この場合は押し込み試験終了後に鋼製円筒から試験片を取り出す必要があるため、鋼製円筒に金網は取り付けなかった。本年度は、強度回復特性を表す構成方程式の定数を取得するため、押し込み試験中の試験片半径方向の応力（横応力）を測定することにした。そこで、**図 2-6** に示すように鋼製円筒の下面から高さ 10 mm の位置に歪ゲージを 4 枚貼り付けて、押し込み試験中の鋼製円筒外壁での周歪を測定した。**図 2-2** に示すように、押し込み試験の手順は“押し込み試験と透水試験”を行った場合と同じであり、鋼製円筒内で試験片を破壊させた後も押し棒を押し込み続け、所定の押し込み荷重（押し込み最大荷重）に達したときにすみやかに除荷した。**図 2-7(a)** のように試験片を鋼製円筒から取り出した後に、**図 2-7(b)(c)** に示すように変位速度 0.005 mm/s で一軸圧縮試験を実施した。“押し込み試験と一軸圧縮試験”に用いた試験片の諸元と試験条件は**表 2-2** のとおりである。



(a) 概略図



(b) 試験中の写真

図 2-6 歪ゲージを貼り付けた鋼製円筒



(a) 押し込み試験終了後の試験片の写真



(b) 一軸圧縮試験中の様子



(c) 一軸圧縮試験終了後の様子

図 2-7 押し込み試験後に実施した一軸圧縮試験の写真 (試験片 No. 17-33)

表 2-2 押し込み試験と一軸圧縮試験に用いた試験片の諸元

(a) 採取深度 500 m 付近

試験片番号	深度 (m)	直径 (mm)	高さ (mm)	体積 (cm ³)	質量 (g)	密度 (g/cm ³)	押し込み最大荷重 (kN)
17-33	514.0 - 514.6	25.1	25.0	12.38	23.82	1.92	78.5
17-34		25.1	25.0	12.37	23.66	1.91	
17-35		25.1	25.0	12.37	23.87	1.93	
17-36		25.1	25.0	12.36	23.75	1.92	
17-37		25.1	25.0	12.33	23.75	1.93	

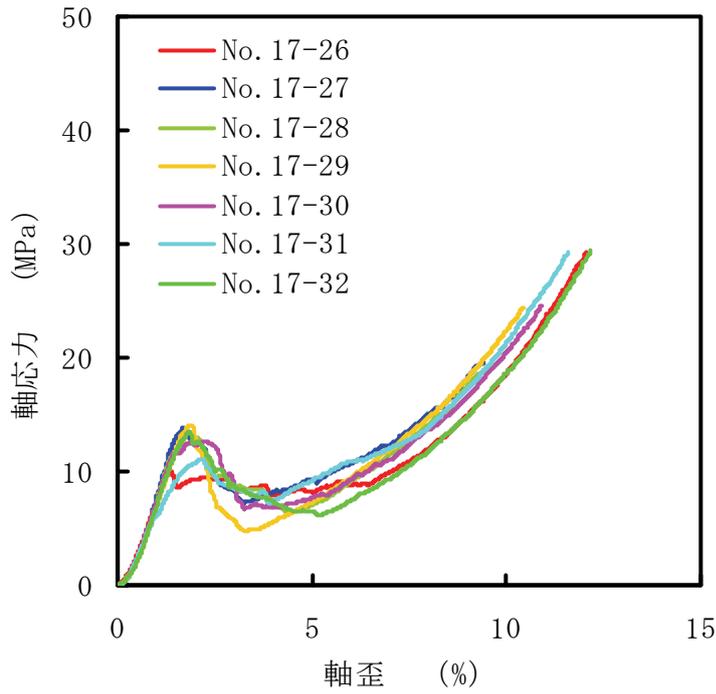
(b) 採取深度 1,000 m 付近

試験片番号	深度 (m)	直径 (mm)	高さ (mm)	体積 (cm ³)	質量 (g)	密度 (g/cm ³)	押し込み最大荷重 (kN)
9-22	988.45 - 988.85	25.1	25.0	12.39	24.21	1.95	78.5
9-23		25.1	25.0	12.39	23.52	1.90	
10-9	988.85 - 989.0	25.1	25.0	12.42	23.96	1.93	
10-10		25.1	25.0	12.39	23.80	1.92	
10-11		25.1	25.0	12.42	24.15	1.94	

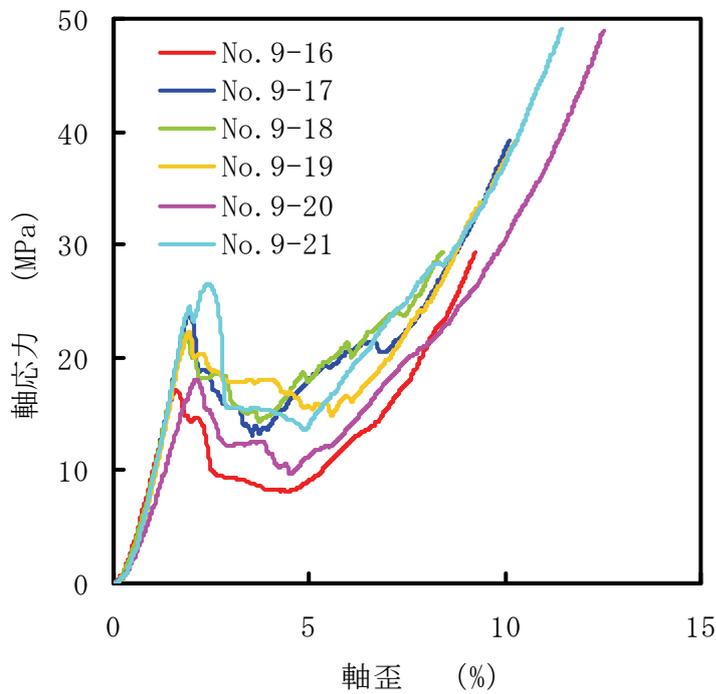
2. 3 押し込み試験と透水試験の結果

図 2-8 には、透水試験に用いた試験片の押し込み試験における軸応力-軸歪曲線を示す。試験片はかなり大変形するが、簡明さを重んじて、軸歪は初期長さを基準とし、軸応力は初期断面積を基準として計算した。すなわち、微小変形の時と同じ計算方法で軸歪と軸応力をもとめた。従って、みかけの軸歪、みかけの軸応力と称するのが正しいが、煩雑さを避けるため以下では単に軸歪、軸応力とする。

図 2-8(a) は深度 500 m 付近の試料から得られた 7 本の試験結果である。試験開始後、ほぼ直線的に応力が増加していき、軸歪が約 2 % で 10~14 MPa の一軸圧縮強度に達した。その後、応力は減少したが、軸歪が約 4 % で最小値をとってからは下に凸の曲線を描きながら増加した。図 2-8(b) は深度 1,000 m 付近の試料から得られた 6 本の試験結果である。深度 500 m 付近の結果と同様に、試験開始後、ほぼ直線的に応力が増加していき、軸歪 2~3 % で 17~26 MPa の一軸圧縮強度に達した。その後、応力は減少したが、軸歪が 4~5 % で最小値をとってからは下に凸の曲線を描きながら増加した。押し込み試験終了後の試験片の様子を図 2-9 に示す。これは押し込み最大荷重が 14.7 kN の場合の結果であるが、試験前にあった試験片と鋼製円筒との隙間がふさがっていることがわかる。



(a) 深度 500 m 付近

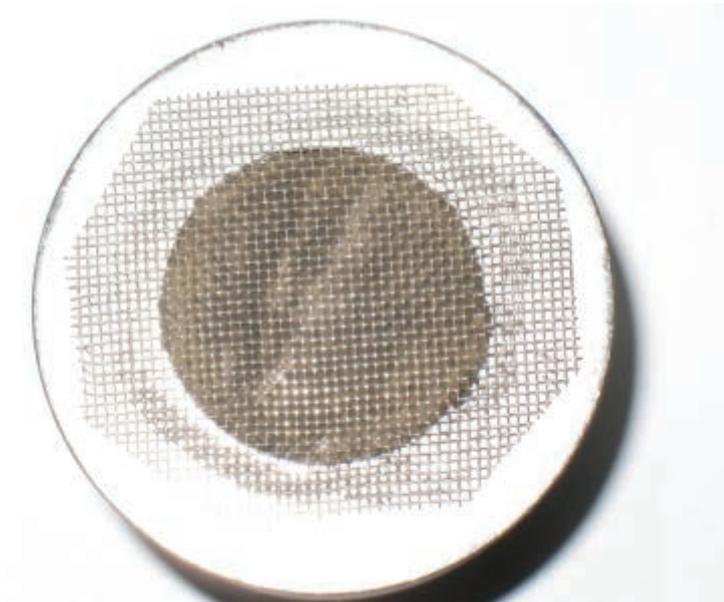


(b) 深度 1,000 m 付近

図 2-8 透水試験に用いた試験片の押し込み試験における軸応力-軸歪曲線



(a) 上方からの写真



(b) 下方からの写真

図 2-9 押し込み試験終了時の試験片と鋼製円筒の写真 (試験片 No. 17-31)

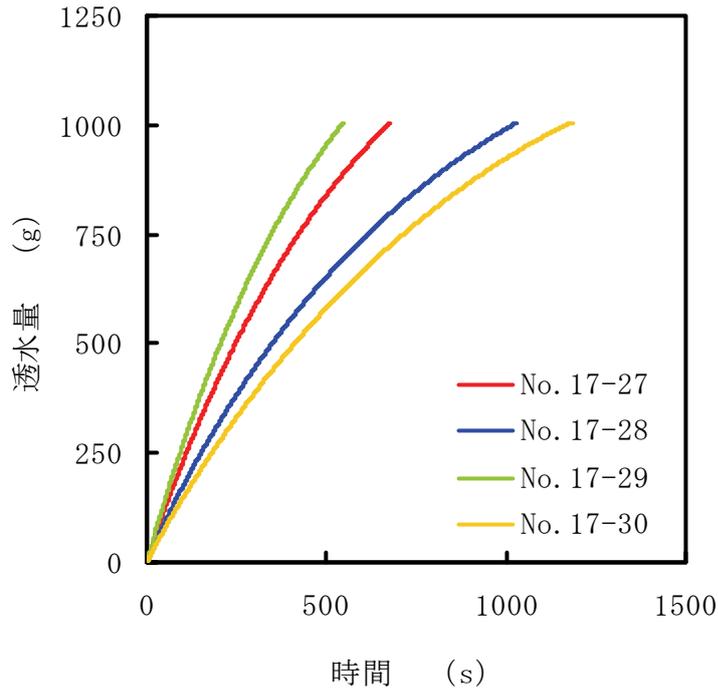
透水試験での透水量の経時変化を図 2-10(a)～図 2-13(a)に示す。透水試験は、試験開始から水頭が 80 cm 低下した時点、もしくは、24 時間経過した時点で打ち切った。いずれの試験片でも試験開始から透水量はほぼ直線的に増加していき、その後、グラフは上に凸になっている。図 2-10(b)～図 2-13(b)には水頭の経時変化を片対数グラフで示す。図 2-10(b)に示したように、比較的短時間で試験が終了した深度 500 m 付近から採取した試料での結果は、対数表示した水頭は時間に対してほぼ直線的に減少した。一方、図 2-11(b)に示したように、試験に時間がかかった場合にはグラフは下に凸になった。深度 1,000 m 付近から採取した試料でもほぼ同様の傾向が見られ、No.9-20 を除いて試験が 2000 秒以内に終了した場合は、対数表示した水頭は時間に対してほぼ直線的に減少した。試験に時間がかかった No.9-20 ではグラフは下に凸になった。

透水試験終了後に鋼製円筒から取り出した試験片の写真を図 2-14 に示す。いずれの試験片でも側面に縦方向の亀裂が多数観察され、押し込み最大荷重が小さいほうが試験片の角の部分に欠けている試験片が多かった。

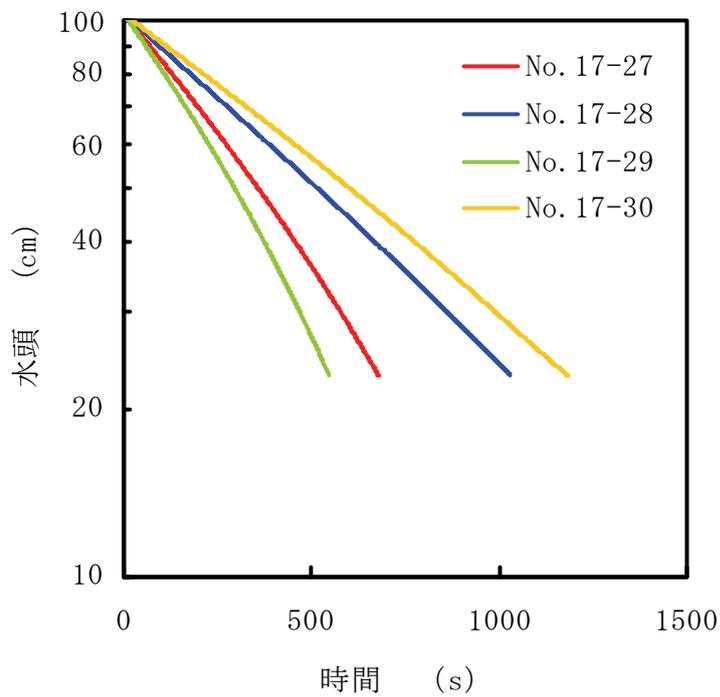
図 2-10(b)～図 2-13(b)のグラフの傾き $d(\ln H)/dt$ を式(2-1)に代入して透水係数 k (cm/s) を計算した。

$$k = -L \frac{A_1}{A_2} \frac{d(\ln H)}{dt} \quad \text{式(2-1)}$$

ここで、 H は水頭 (cm)、 L は試験片長さ (cm)、 A_1 はスタンドパイプ(内径 ϕ 40mm)の断面積 (cm^2)、 A_2 は試験片の断面積 (cm^2) である。このようにして計算した透水係数の経時変化を図 2-15 に示す。深度 500 m 付近から採取した試料で押し込み最大荷重が 9.8 kN と 12.7 kN の場合、透水係数は約 10^{-2} cm/s でほぼ一定であった。一方、押し込み最大荷重が 14.7 kN の場合は、透水係数が試験開始から徐々に減少していった。深度 1,000 m 付近から採取した試料のうち No.9-20 を除いた 5 本の試験片では、試験片ごとにばらつきはあったが透水係数はほぼ一定であった。一方、No.9-20 の透水係数は、試験開始後ほぼ一定であったが、その後、急激に減少した。透水係数が減少する原因の一つとして、小さい岩片によって亀裂が目詰まりすることが考えられる。しかし、試験片ごとに透水係数の変化はやや異なる傾向を示しており、その原因については今後も検討が必要である。

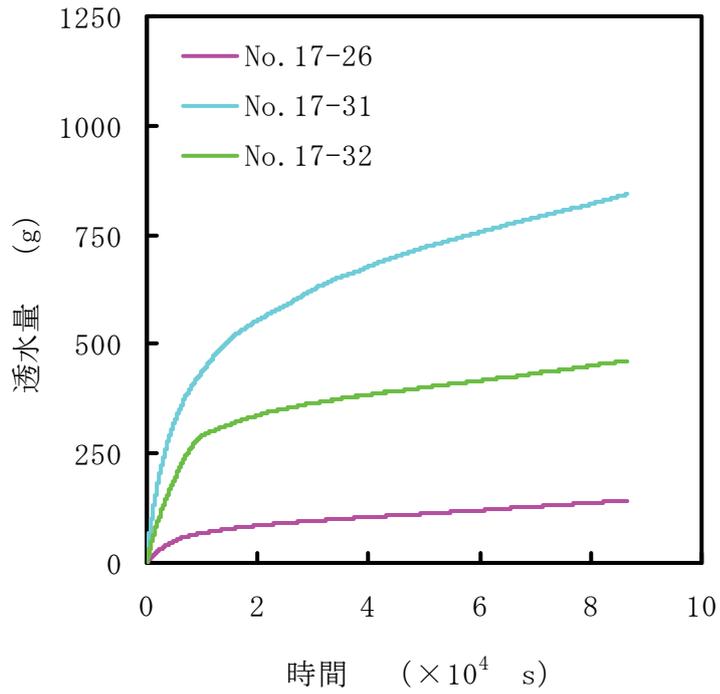


(a) 透水量の経時変化

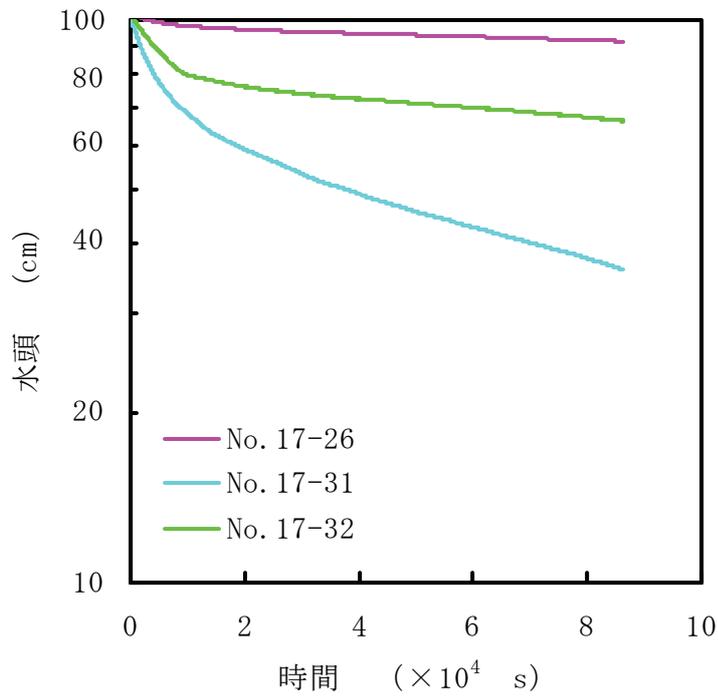


(b) 水頭の経時変化

図 2-10 押し込み試験後に実施した透水試験の結果
 (深度 500 m 付近, 押し込み最大荷重 9.8 kN(赤と青), 12.7 kN(緑と橙))

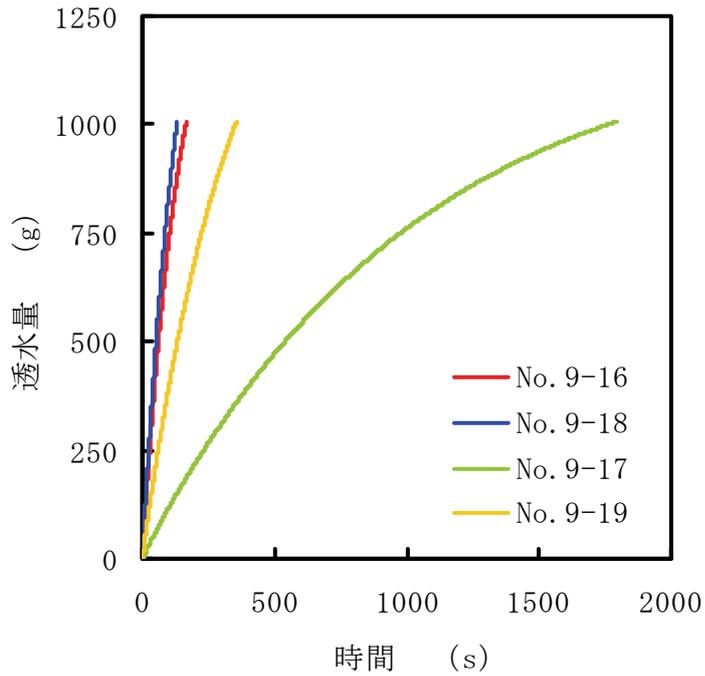


(a) 透水量の経時変化

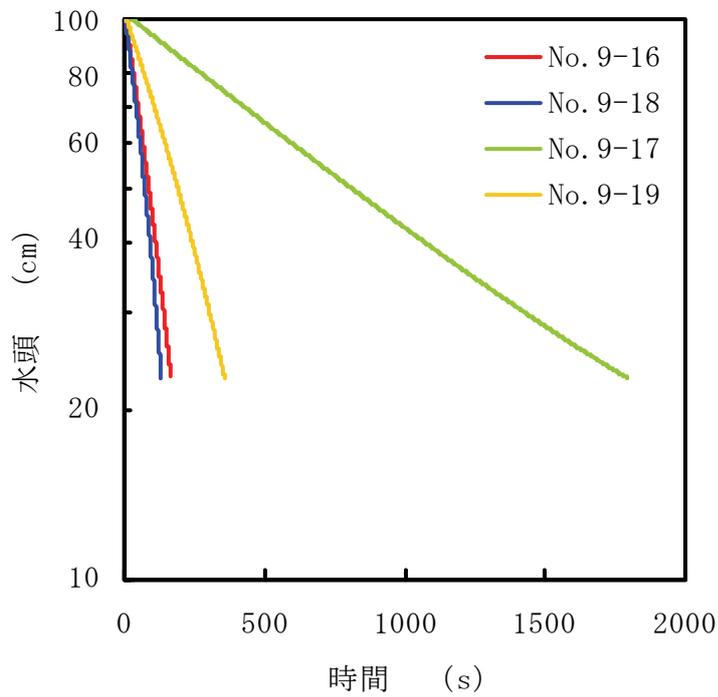


(b) 水頭の経時変化

図 2-11 押し込み試験後に実施した透水試験の結果
(深度 500 m 付近, 押し込み最大荷重 14.7 kN)

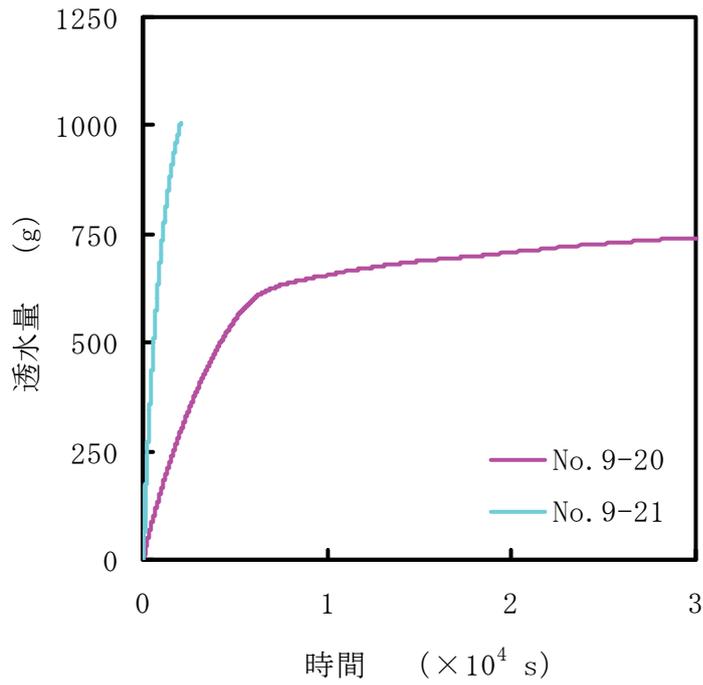


(a) 透水量の経時変化

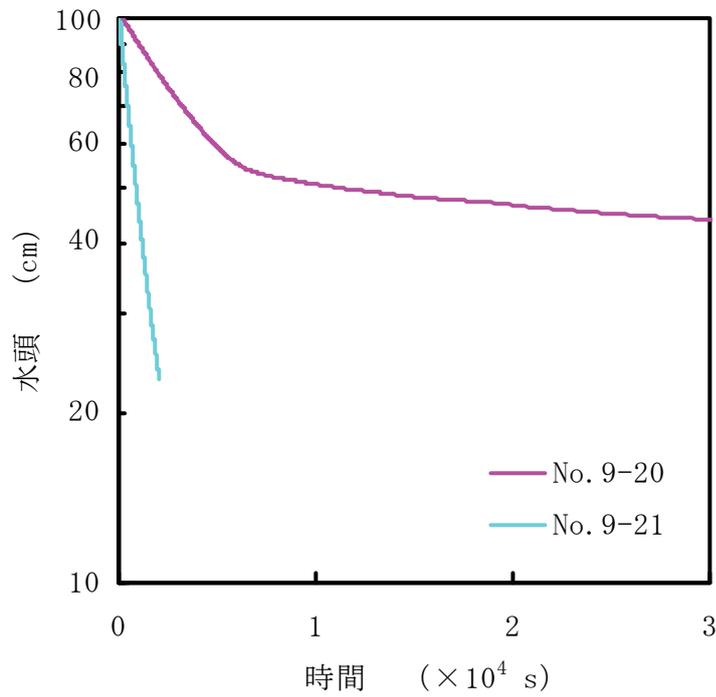


(b) 水頭の経時変化

図 2-12 押し込み試験後に実施した透水試験の結果
 (深度 1,000 m 付近, 押し込み最大荷重 14.7 kN (赤と青), 19.6 kN (緑と橙))



(a) 透水量の経時変化



(b) 水頭の経時変化

図 2-13 押し込み試験後に実施した透水試験の結果
(深度 1,000 m 付近, 押し込み最大荷重 24.5 kN)



No. 17-27
(押し込み最大荷重 9.8 kN)



No. 17-28
(押し込み最大荷重 9.8 kN)



No. 17-29
(押し込み最大荷重 12.7 kN)



No. 17-30
(押し込み最大荷重 12.7 kN)

(a) 深度 500 m 付近

図 2-14 透水試験終了後の試験片の写真 (1/3)



No. 17-26
(押し込み最大荷重 14.7 kN)



No. 17-31
(押し込み最大荷重 14.7 kN)



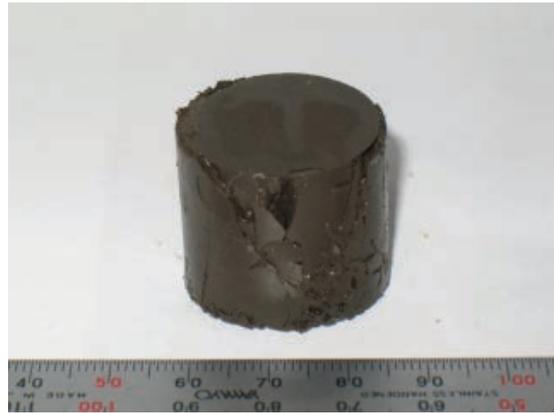
No. 17-32
(押し込み最大荷重 14.7 kN)

(a) 深度 500 m 付近

図 2-14 透水試験終了後の試験片の写真 (2/3)



No. 9-16
(押し込み最大荷重 14.7 kN)



No. 9-18
(押し込み最大荷重 14.7 kN)



No. 9-17
(押し込み最大荷重 19.6 kN)



No. 9-19
(押し込み最大荷重 19.6 kN)



No. 9-20
(押し込み最大荷重 24.5 kN)



No. 9-21
(押し込み最大荷重 24.5 kN)

(b) 深度 1,000 m 付近

図 2-14 透水試験終了後の試験片の写真 (3/3)

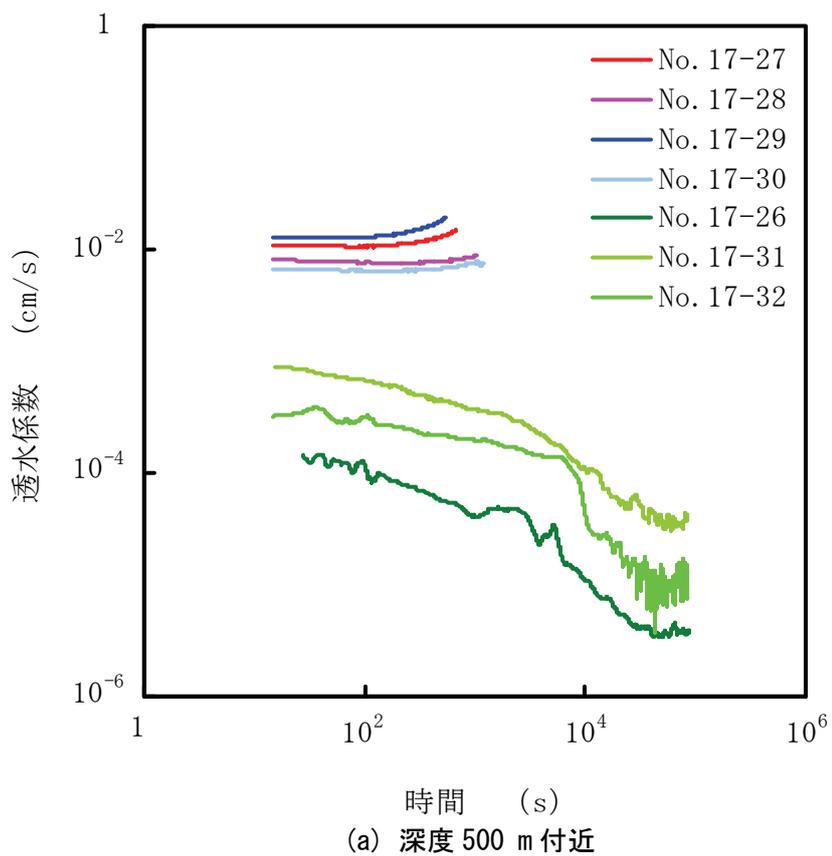


図 2-15 透水係数の経時変化 (1/2)
 (押し込み最大荷重 9.8 kN (赤系統の色), 12.7 kN (青系統の色), 14.7 kN (緑系統の色))

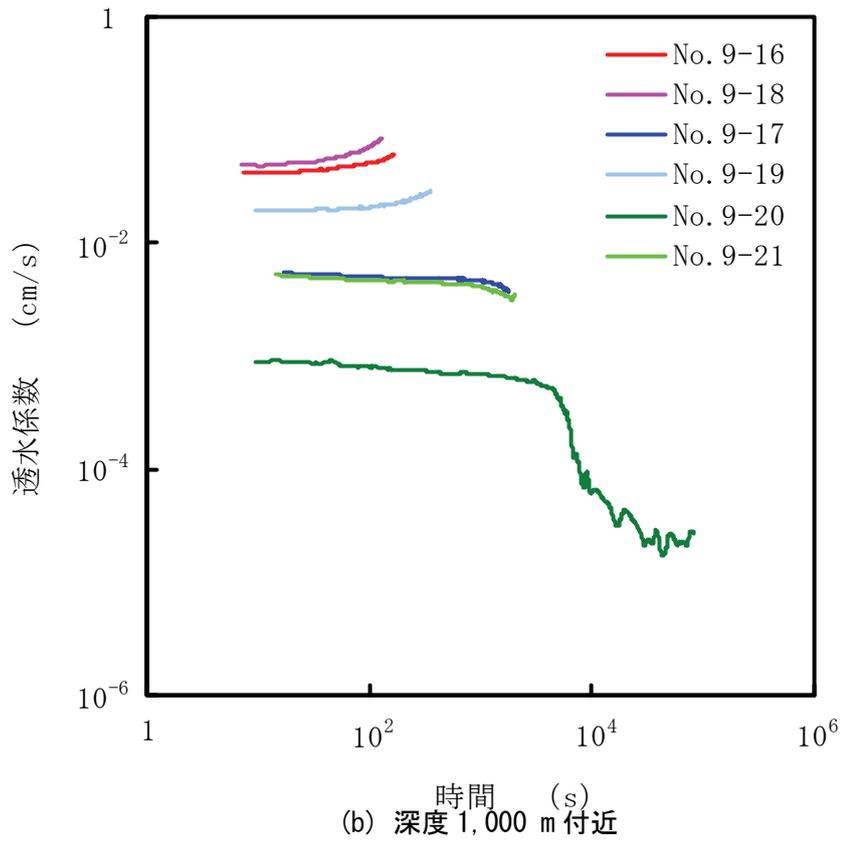


図 2-15 透水係数の経時変化 (2/2)

(押し込み最大荷重 14.7 kN (赤系統の色), 19.6 kN (青系統の色), 24.5 kN (緑系統の色))

図 2-16 に示すように、2009 年度は、押し込み試験において押し込み最大荷重に達するまでに生じた軸歪を横軸に、押し込み試験後の試験片の透水係数を縦軸として試験結果を整理し、雷⁵⁾が行った三城目安山岩、本小松安山岩、田下凝灰岩、来待砂岩、河津凝灰岩の結果と比較した。その結果、いずれの岩石でも、押し込み最大荷重での軸歪の増加に従い、透水係数がほぼ直線的に減少することがわかった。また、試験結果は図中に示した 2 本の破線の間に入った。2009 年度は透水試験の開始直後と終了直前の水頭差から透水係数を求めたが、本年度の結果から、試験中に透水係数の値が変化する場合があることがわかった。そこで図 2-16 には、本年度得られた透水試験の開始直後と終了直前の透水係数の値を示した。本年度の結果は、試験が短時間で終了したときの値は試験開始直後と終了直前であまり変化はなく、破線に挟まれた領域内のやや上方に位置している。試験に時間がかかった場合は、試験開始直後の値は破線に挟まれた領域内の真ん中あたりに位置しており、試験終了直前の値は破線に挟まれた領域内の下方に位置していることがわかる。

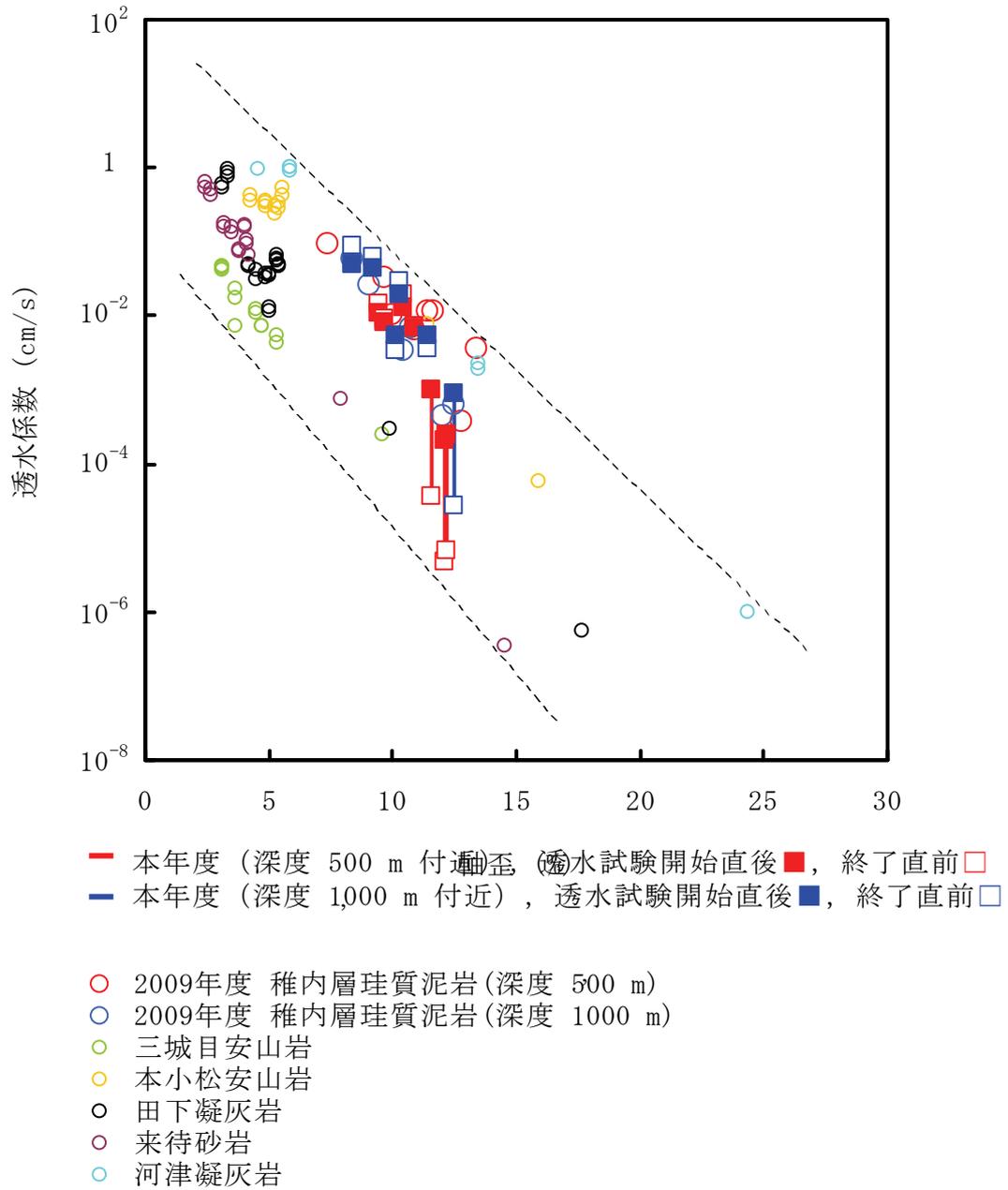


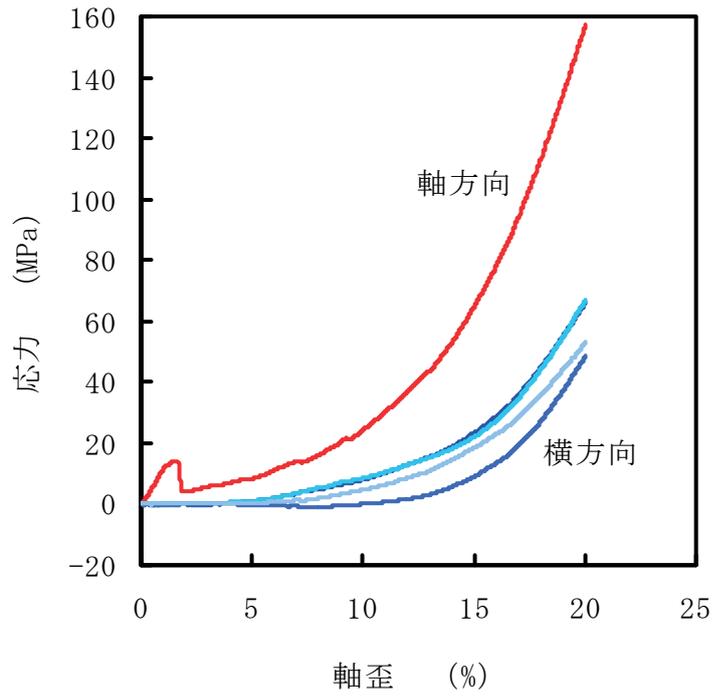
図 2-16 押し込み最大荷重での軸歪と押し込み試験終了後の試験片の透水係数

2. 4 押し込み試験と一軸圧縮試験の結果

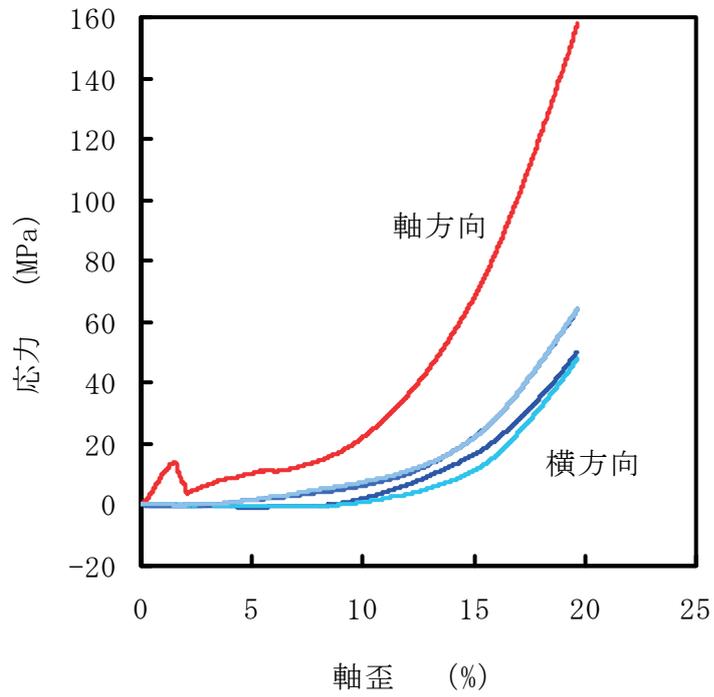
一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力一軸歪曲線を図 2-17 と 図 2-18 に示す。試験片はかなり大変形するが、2. 3 節と同様に簡明さを重んじて、軸歪は初期長さを基準とし、軸応力は初期断面積を基準として計算した。横方向の応力 σ_2 は、厚肉円筒に内圧が加わった際の、外壁における応力と歪の関係を表す弾性論の式を用いて求めた。

$$\sigma_2 = \frac{r_o^2 - r_i^2}{2r_i^2} E\varepsilon_\theta \quad \text{式(2-2)}$$

ここで、 r_o と r_i はそれぞれ円筒の外径と内径、 E は円筒のヤング率、 ε_θ は歪ゲージで測定した円筒外壁での周歪である。軸応力に関しては図 2-8 に示した結果とほぼ同じであり、試験開始後、ほぼ直線的に応力が増加していき一軸圧縮強度に達した後、いったん応力は減少し、最小値をとってからは下に凸の曲線を描きながら増加した。横応力は、軸応力が一軸圧縮強度に達した後に最小値をとったあたりから変化しはじめた。最初に試験を行った No.17-33 と No.17-34 の結果から、4 つの歪ゲージの値から求めた横応力の値はばらつきが大きいことが確認された。その原因を調べるため、それ以降は、図 2-19 に示すように、上方から見た際、2 つの歪ゲージが層理面に垂直な方向 (A と C)、残りの 2 つの歪ゲージが層理面に平行な方向に位置するように試験片を設置してから押し込み試験を行った。その結果、図 2-17(c) ~ (e) と 図 2-18(a) ~ (e) に示したように、2 つの横応力の値は軸応力が最小値をとったあたりから増加したが、他の 2 つの値は増加しはじめるのが遅かったり値が負になったりした。これらの結果と試験片の設置状況を比較したところ、いずれの試験片でも、層理面に対して垂直な方向に位置している歪ゲージ (A と C) から算出した横応力が先に増加しはじめ、平行な方向に位置している歪ゲージ (図中 B と D) から算出した横応力は増加しはじめるのが遅かったり値が負になったりすることがわかった。この結果から、試験片はまず層理面に対して垂直な方向 (試験片中心からみて A と C の方向) の側面が鋼製円筒内壁に接触し、その後、層理面に対して垂直な方向 (試験片中心からみて B と D の方向) の側面が鋼製円筒内壁に接触したと考えられる。

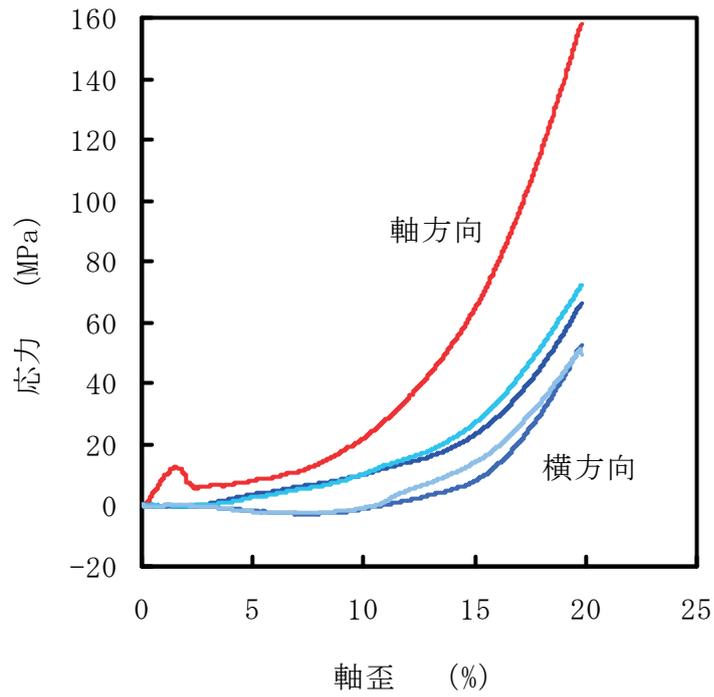


(a) No. 17-33

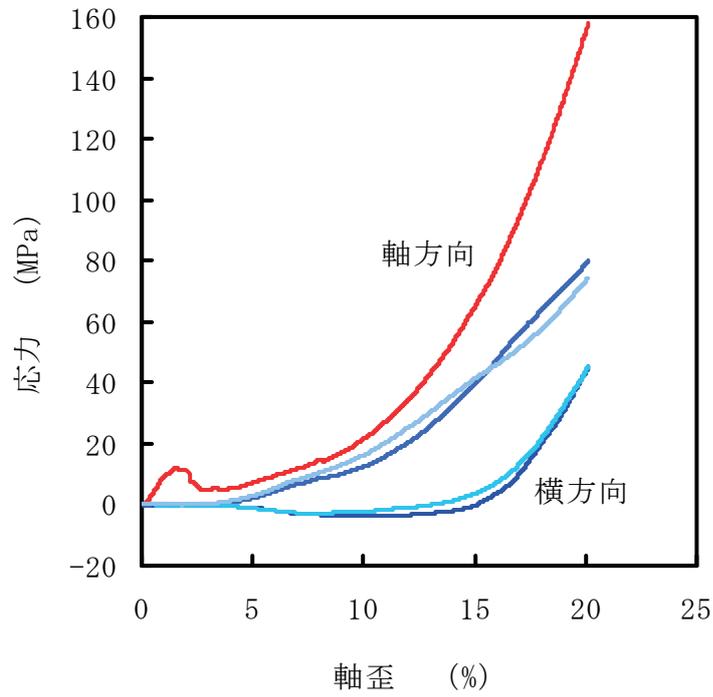


(b) No. 17-34

図 2-17 一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線
(深度 500 m 付近) (1/3)

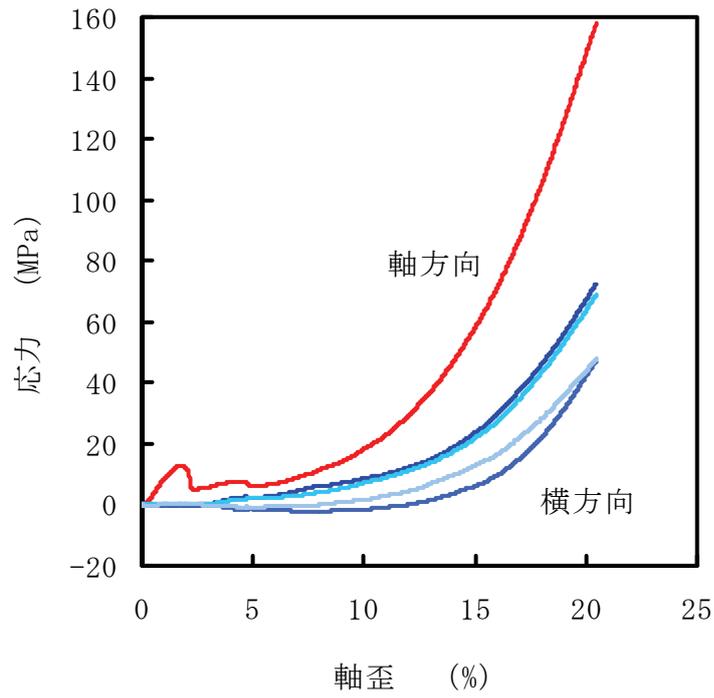


(c) No. 17-35



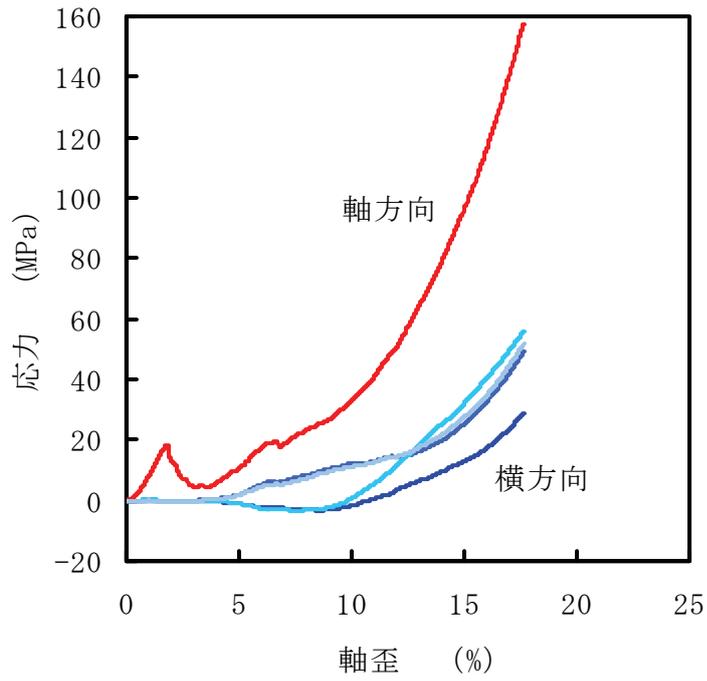
(d) No. 17-36

図 2-17 一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線
(深度 500 m 付近) (2/3)

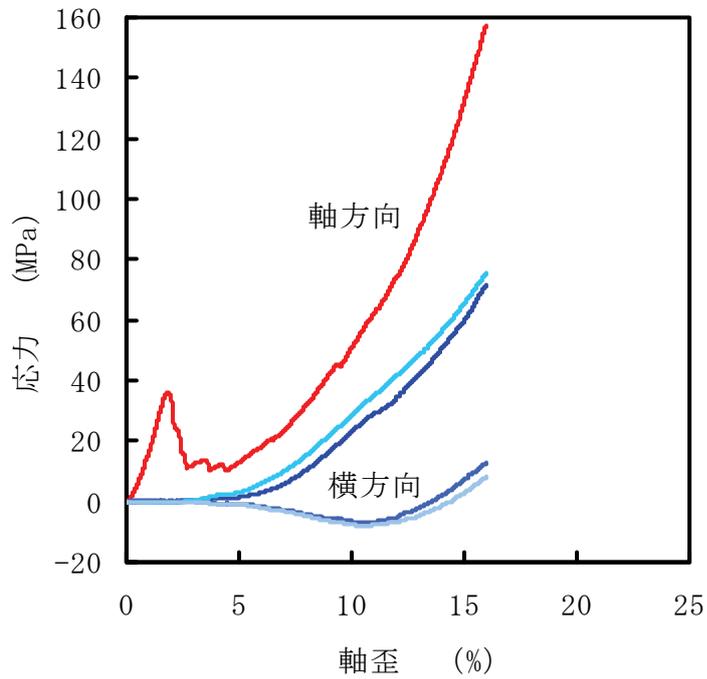


(e) No. 17-37

図 2-17 一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線
(深度 500 m 付近) (3/3)

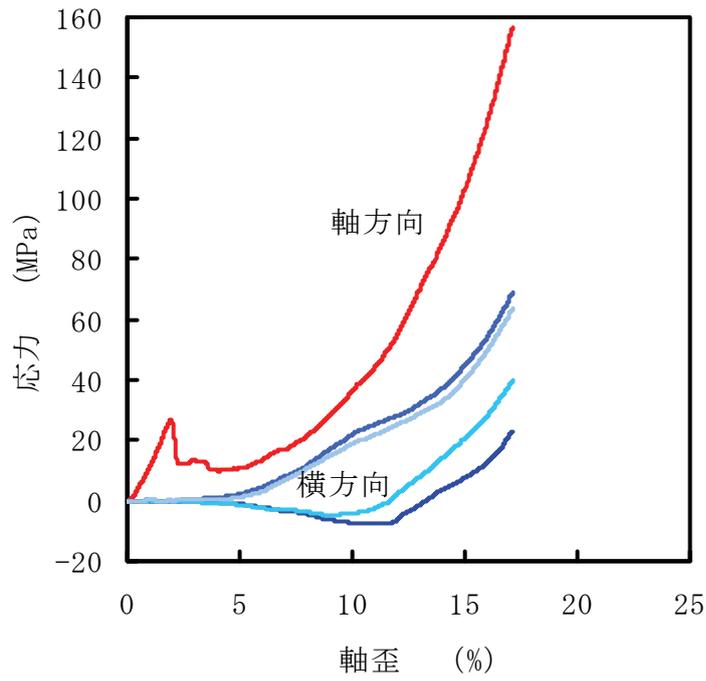


(a) No. 9-22

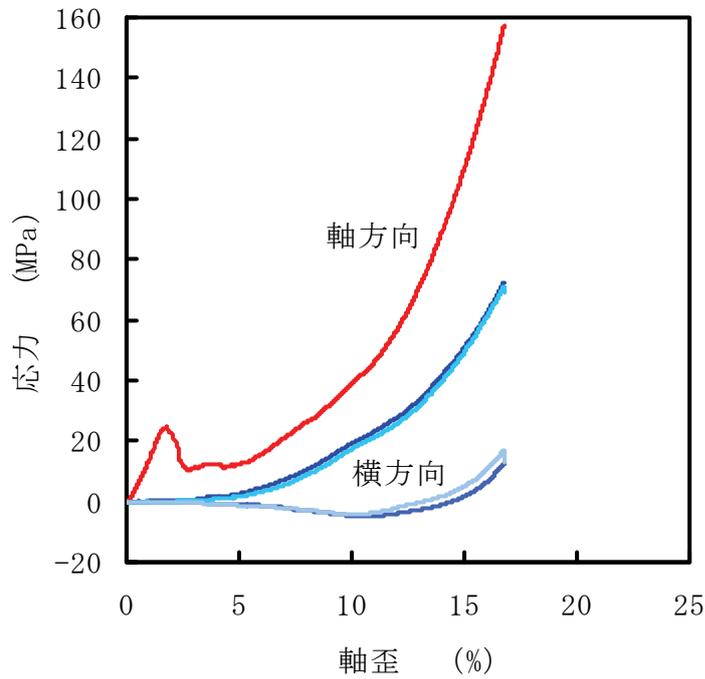


(b) No. 9-23

図 2-18 一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線
(深度 1,000 m 付近) (1/3)

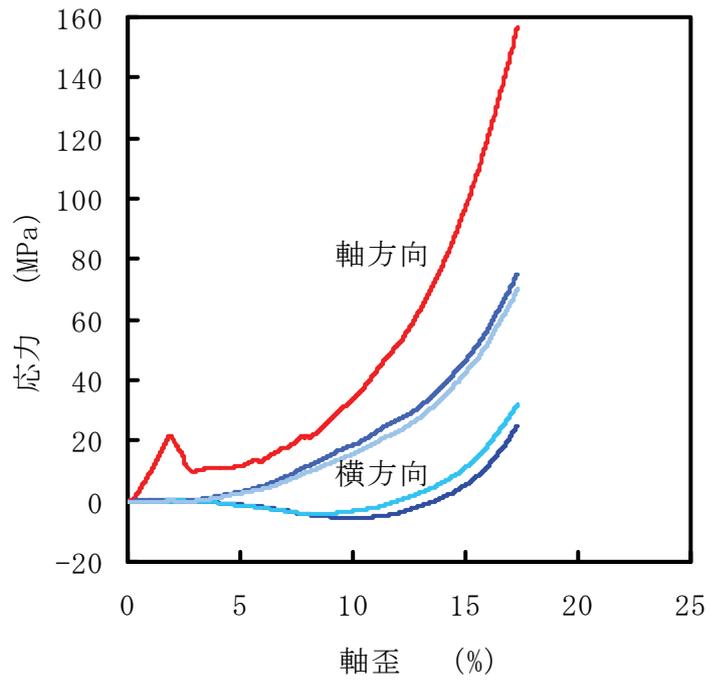


(c) No. 10-9



(d) No. 10-10

図 2-18 一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線
(深度 1,000 m 付近) (2/3)



(e) No. 10-11

図 2-18 一軸圧縮試験に用いた試験片の押し込み試験における応力-軸歪曲線
(深度 1,000 m 付近) (3/3)

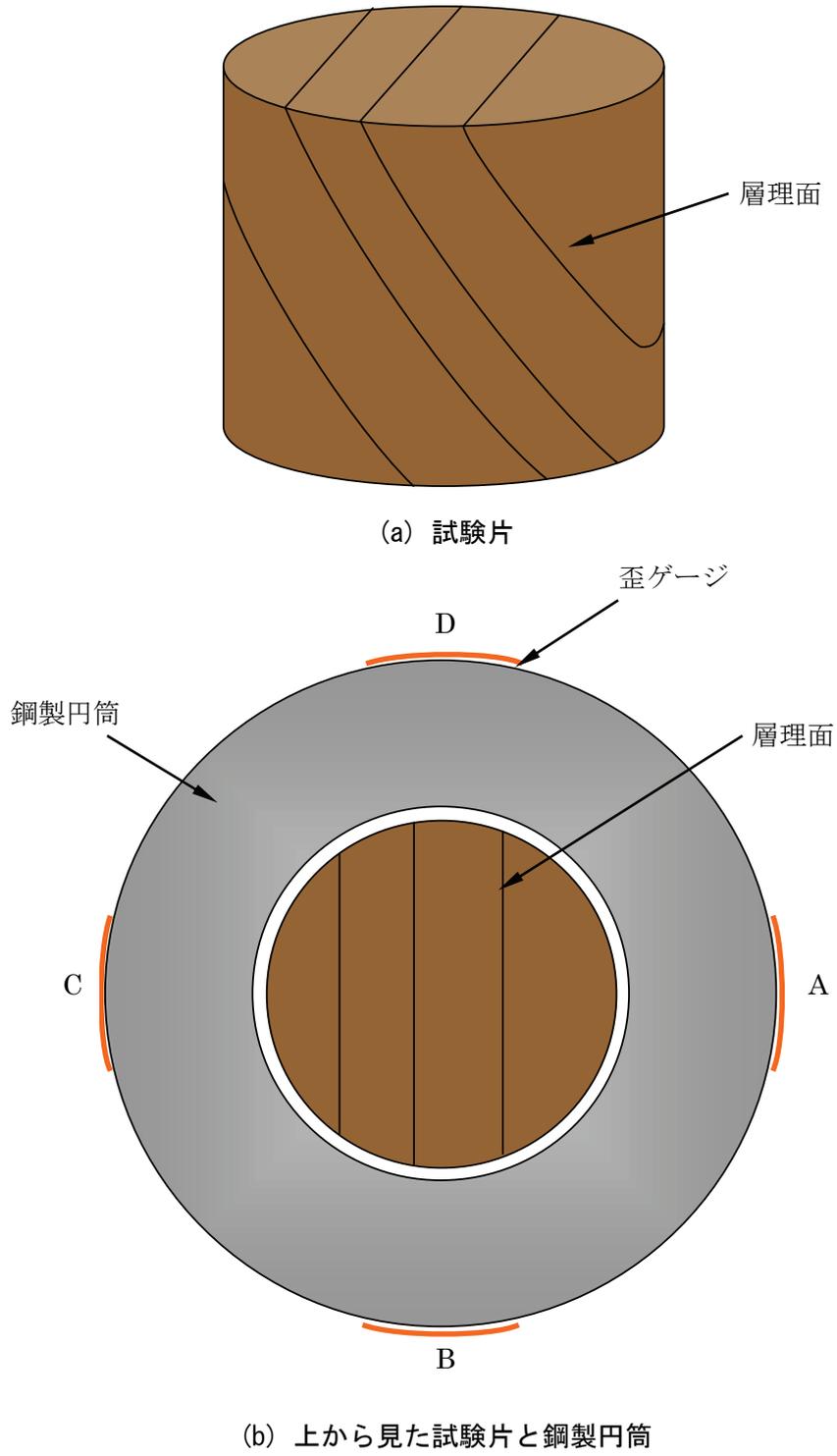


図 2-19 押し込み試験での試験片の設置状況

押し込み試験終了後の試験片の写真を図 2-20 に示す。いずれの試験片でも側面に多数の亀裂が観察された。上面の周縁は面取りをしたような状況であり、上面や下面にも亀裂が見られた。

図 2-21 には、押し込み試験後に実施した一軸圧縮試験で得られた応力-歪曲線を示す。一軸圧縮試験を行う前に、円筒から取り出した試験片の高さと直径を測定し、歪と応力はそれらの値を用いて計算した。いずれの試験片でも、試験開始直後、グラフは若干下に凸であったが、その後直線になった。グラフが上に凸になってからピーク強度に達し、その後は応力が緩やかに減少した。これらの結果から得られた強度とヤング率を表 2-3 にまとめた。一軸圧縮試験終了後の写真を図 2-22 に示すが、試験片の上下面を底面とした円錐状の部分が残り、その周囲が剥がれ落ちる様子が観察された。



No. 17-33



No. 17-34



No. 17-35



No. 17-36



No. 17-37

(a) 深度 500 m 付近

図 2-20 押し込み試験終了後の試験片の写真 (1/2)



No. 9-22



No. 9-23



No. 10-9



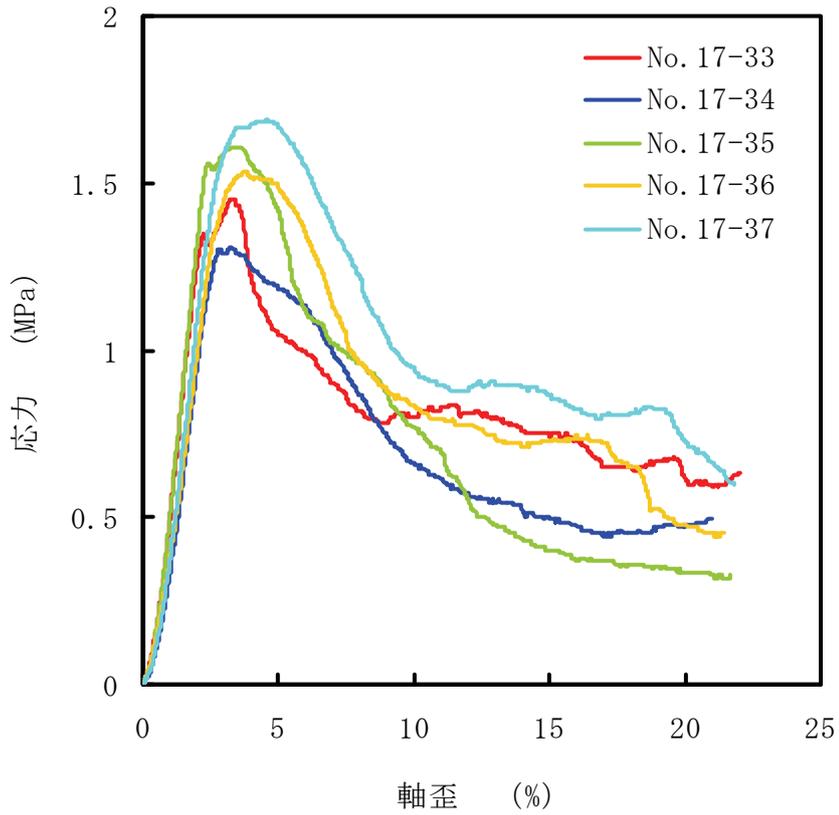
No. 10-10



No. 10-11

(b) 深度 1,000 m 付近

図 2-20 押し込み試験終了後の試験片の写真 (2/2)



(a) 深度 500 m 付近

図 2-21 押し込み試験後に実施した一軸圧縮試験の結果 (1/2)

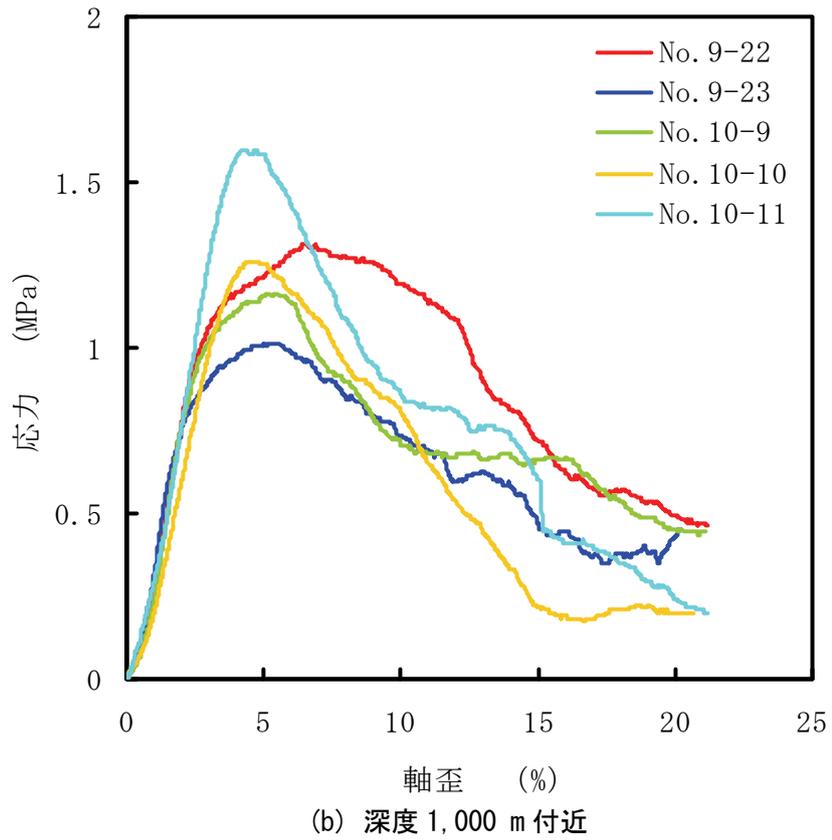


図 2-21 押し込み試験後に実施した一軸圧縮試験の結果 (2/2)

表 2-3 押し込み試験後の一軸圧縮試験で得られた一軸圧縮強度とヤング率

(a) 深度 500 m 付近

試験片番号	一軸圧縮強度 (MPa)	ヤング率 (MPa)
17-33	1.45	80.7
17-34	1.31	65.6
17-35	1.61	81.7
17-36	1.53	64.2
17-37	1.69	72.7

(b) 深度 1,000 m 付近

試験片番号	一軸圧縮強度 (MPa)	ヤング率 (MPa)
9-22	1.31	50.2
9-23	1.01	50.2
10-9	1.16	58.9
10-10	1.26	41.1
10-11	1.59	52.1



No. 17-33



No. 17-34



No. 17-35



No. 17-36



No. 17-37

(a) 深度 500 m 付近

図 2-22 一軸圧縮試験終了後の試験片の写真 (1/2)



No. 9-22



No. 9-23



No. 10-9



No. 10-10



No. 10-11

(b) 深度 1,000 m 付近

図 2-22 一軸圧縮試験終了後の試験片の写真 (2/2)

2. 5 強度回復特性を表す構成方程式による数値計算

2. 5. 1 構成方程式の押し込み試験への適用

大久保ほか⁶⁾は、岩石の時間依存性挙動を表せるコンプライアンス可変型構成方程式を提案した。一次元応力下でのコンプライアンス可変型構成方程式は、次式のように表される。

$$\frac{d\lambda}{dt} = a\lambda^m \sigma^n \quad \text{式(2-3)}$$

σ は応力、 λ はコンプライアンス (=歪 ϵ /応力 σ) である。応力を受け続けると、時間 t の経過とともにコンプライアンスが次第に大きくなり変形が進んでいく。 a は λ の増加速度を決める定数であり、この値が大きいほど λ の増加速度が大きくなる。いったん λ が大きくなりはじめると、その変化速度は λ^m に比例して増加していくので、 m が大きいほど急速に λ は増加していく。 n は λ の増加速度の応力依存性を示す定数である。

三次元応力下では、式(2-3)の σ が破壊限接近度 S_v に置き換えられる⁷⁾。

$$\frac{d\lambda}{dt} = a\lambda^m S_v^n \quad \text{式(2-4)}$$

破壊限接近度とは、応力状態が破壊条件にどの程度まで接近しているかを表す指標である。破壊限接近度は、応力状態が破壊条件と一致しているときに 1 となり、これより応力が増加すると大きくなり、応力が減少すると小さくなる。西松ほか⁸⁾は、どのような破壊条件にも適用できる一般化された破壊限接近度を、次のように定義した。まず図 2-23 に示すように主応力座標系を用いて、破壊条件ないし降伏条件を表す曲面を考える。次に、任意の応力状態を表す点 A と原点 (0,0,0) とを結ぶ直線

$$\frac{x}{\sigma_1} = \frac{y}{\sigma_2} = \frac{z}{\sigma_3} \quad \text{式(2-5)}$$

を考える。この直線が破壊条件を表す曲面と点 B で交わる時、線分 OB と線分 OA の長さの比である

$$S_v = \frac{\sigma_1}{\sigma'_1} = \frac{\sigma_2}{\sigma'_2} = \frac{\sigma_3}{\sigma'_3} \quad \text{式(2-6)}$$

を一般化された破壊限接近度とした。コンプライアンス可変型構成方程式を用いたこれまでの検討では、 S_v が正の値では破壊が進行するが S_v が負の値ではなにともおこらないと

してきた⁹⁾。

一方、羽柴ほか¹⁰⁾は、押し込み試験において S_v が負になる可能性があることを示した。そこで 2009 年度の報告書では、 S_v が負の値をとるとき、強度回復を表現するために次の仮定をおいて予備的な検討を行った。

$$\frac{d\lambda}{dt} = -a\lambda^m Hp^n \quad \text{式(2-7)}$$

$$Hp = -Sv \quad \text{式(2-8)}$$

式(2-7)において a は正の値をとるので、式(2-7)右辺は負の値をとり時間の進行に伴って λ は減少していき、強度の回復を表現することができる。

この構成方程式の押し込み試験への適用について検討する。まず、ヤング率（コンプライアンス）は等方的、ポアソン比は等方的で一定であると仮定する。また、試験片の軸方向の応力と歪を σ_1 と ε_1 、横方向の直交する 2 方向の応力と歪を σ_2 、 σ_3 と ε_2 、 ε_3 とする。押し込み試験で試験片側面が鋼製円筒内壁に接触してからは、軸方向の歪は一定速度 k で増加し、横方向には歪が生じないと考えてよいので、次式が成り立つ。

$$\varepsilon_1 = kt ; \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = 0$$

ポアソン比は一定と仮定したので、 σ_1 、 σ_2 、 σ_3 に関して次式が成り立つ。

$$\sigma_1 = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \frac{\varepsilon_1}{\lambda} = \frac{1-\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \sigma \quad \text{式(2-9)}$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \frac{\varepsilon_1}{\lambda} = \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \sigma \quad \text{式(2-10)}$$

ここで、 $\sigma = \varepsilon_1/\lambda$ とおいた。Coulomb の破壊条件を採用すれば、破壊限接近度 S_v は次式となる¹¹⁾。

$$S_v = \frac{\sigma_1 \sigma_t - \sigma_3 \sigma_c}{\sigma_c \sigma_t} = \frac{\sigma_1 \left\{ \sqrt{1+\mu^2} - \mu \right\} - \sigma_3 \left\{ \sqrt{1+\mu^2} + \mu \right\}}{2c} \quad \text{式(2-11)}$$

ただし、 σ_c は一軸圧縮強度、 σ_t は一軸引張強度、 c は粘着力、 μ は内部摩擦係数である。これから直ちにわかるように、 S_v は $\sigma_1 \sigma_t - \sigma_3 \sigma_c > 0$ では正の値をとり、 $\sigma_1 \sigma_t - \sigma_3 \sigma_c < 0$ では負の値をとる。式(2-8)～(2-11)を用いると次式が得られる。

$$Hp = \frac{v\sigma_c - (1-v)\sigma_t}{(1+v)(1-2v)\sigma_c\sigma_t} \sigma \quad \text{式(2-12)}$$

式(2-7)に式(2-12)を代入すると次式となる。

$$\frac{d\lambda}{dt} = -a \left\{ \frac{v\sigma_c - (1-v)\sigma_t}{(1+v)(1-2v)\sigma_c\sigma_t} \right\}^n \lambda^m \sigma^n = -a' \lambda^m \sigma^n \quad \text{式(2-13)}$$

表 2-4 は式(2-3)で表されるコンプライアンス可変型構成方程式の解析解¹²⁾であるが、表中の a を -a' に置き換えるだけで、押し込み試験での強度回復特性を表す式(2-13)の解析解となる。

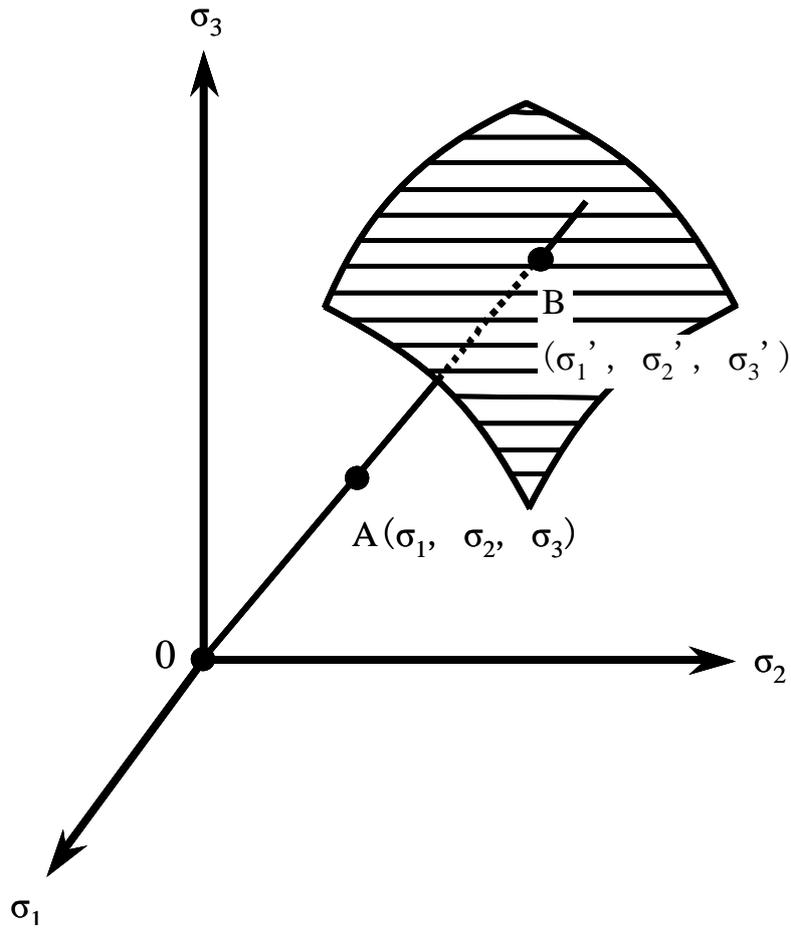


図 2-23 破壊限接近度の説明図

表 2-4 コンプライアンス可変型構成方程式の解析解¹²⁾

Constitutive Equation	$\frac{d\lambda}{dt} = a \lambda^m \sigma^n$	$\lambda = \varepsilon / \sigma$	$a > 0, +\infty > m > -\infty, n \geq 1$
Test (Condition) Initial Condition	Creep ($\sigma = \sigma_1$) $\varepsilon = \varepsilon_1 = \lambda_1 \sigma_1$	Constant Stress Rate ($\dot{\sigma} = C$) $\lambda = \lambda_1, \sigma = 0$	Constant Strain Rate ($\dot{\varepsilon} = C$) $\lambda = \lambda_1, \varepsilon = 0$
Symbol	$\varepsilon^* = \varepsilon / \varepsilon_1$ $t^* = a \lambda_1^{m-1} \sigma_1^n t$ $\beta = 1 - m$	$\varepsilon^* = \varepsilon / (\lambda_1 \sigma)$ $t^* = \frac{a C^n t^{n+1}}{(n+1) \lambda_1^{1-m}}$ $\beta = 1 - m$	$\sigma^* = \sigma / (\varepsilon / \lambda_1)$ $t^* = -\frac{a C^n t^{n+1}}{(n+1) \lambda_1^{n-m+1}}$ $\beta = m - n - 1$
Solution	$\beta \neq 0$ $\varepsilon^* = (1 + \beta t^*)^{\frac{1}{\beta}}$ $\beta = 0$ $\varepsilon^* = \exp(t^*)$	$\frac{d\varepsilon^*}{dt^*} = (1 + \beta t^*)^{\frac{1}{\beta}-1}$ $\frac{d\varepsilon^*}{dt^*} = \exp(t^*)$	$\beta \neq 0$ $\sigma^* = (1 + \beta t^*)^{\frac{1}{\beta}}$ $\beta = 0$ $\sigma^* = \exp(t^*)$
Life t_c Strength σ_c	$m > 1$ $t_c = \frac{1}{m-1} \times \frac{1}{a \lambda_1^{m-1} \sigma_1^n}$	$m > 1$ $\sigma_c = \left(\frac{n+1}{m-1} \right)^{\frac{1}{n+1}} \lambda_1^{\frac{1-m}{n+1}} \times \left(\frac{C}{a} \right)^{\frac{1}{n+1}}$	$m > n+1$ $\sigma_c = \left(\frac{m}{n+1} \right)^{\frac{m}{(n+1)(m-n+1)}} \lambda_1^{\frac{m}{n+1}} \times \left(\frac{C}{a} \right)^{\frac{1}{n+1}}$ $t_c = \frac{1}{m-n-1} \times \frac{1}{a \lambda_1^{m-1} \sigma_1^n}$

※ At $m = n+1, \sigma_c = \exp\left(-\frac{1}{n+1}\right) \cdot \lambda_1^{-1} \cdot \left(\frac{C}{a}\right)^{\frac{1}{n+1}}$

2. 5. 2 構成方程式の定数

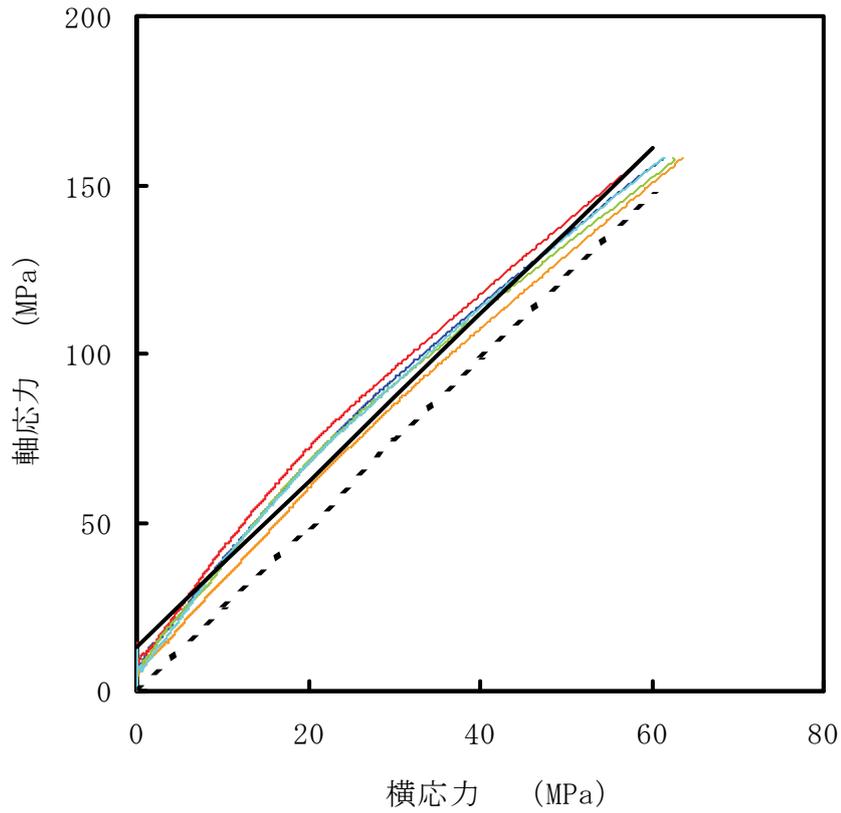
2. 4節で示した押し込み試験結果を用いて、数値計算に用いる式(2-13)の定数の値を設定することにする。式(2-13)からわかるように、事前に設定しておくべき値は σ_c , σ_t , ν , n , m , a , λ_0 (λ の初期値)の7つである。

まず、一軸圧縮強度 σ_c は図2-17と図2-18に示した押し込み試験でのピーク強度の値を用いた。深度500 m付近の試料では、5本の試験片の平均値が13.1 MPa、深度1,000 m付近の試料では25.6 MPaであった。一軸引張強度 σ_t は粘着力 c と内部摩擦係数 μ もしくは内部摩擦角 ϕ を用いて求めることにした。Coulombの破壊条件では、 σ_c と σ_t は c と μ ($=\tan \phi$)を用いて次式により計算される。

$$\sigma_c = 2c\left(\sqrt{1+\mu^2} + \mu\right) = 2c\left(\sqrt{1+\tan^2 \phi} + \tan \phi\right) \quad \text{式(2-14)}$$

$$\sigma_t = 2c\left(\sqrt{1+\mu^2} - \mu\right) = 2c\left(\sqrt{1+\tan^2 \phi} - \tan \phi\right) \quad \text{式(2-15)}$$

過去の研究により、稚内層珪質泥岩の ϕ として25~35°という値が得られている¹³⁾。図2-24と図2-25には、 ϕ を25, 30, 35°として、式(2-11)で $S_v=1$ とした場合の σ_1 と σ_2 の関係を黒の実線で、 $S_v=0$ とした場合を黒の破線で示した。それぞれの図には、図2-17と図2-18に示した軸応力 σ_1 と4つの横応力の平均値 σ_2 との関係も示した。図2-24に示したように、深度500 m付近から採取した試料を用いた押し込み試験では、最初 σ_2 の増加とともに σ_1 はほぼ直線的に増加していき、 σ_2 が20 MPaをこえたあたりからグラフの傾きが小さくなった。 $\phi=25^\circ$ とした場合、試験結果は $S_v<0$ の領域には入らなかった。一方、 $\phi=30^\circ$ とした場合はグラフの途中から、 $\phi=35^\circ$ とした場合はグラフの最初から、試験結果は $S_v<0$ の領域へと入った。この結果より、深度500 m付近から採取した試料に関しては、 $\phi=30^\circ$ として計算した σ_t を用いることにした。図2-25に示したように、深度1,000 m付近から採取した試料でも、最初は σ_2 の増加とともに σ_1 はほぼ直線的に増加していき、 σ_2 が10 MPaをこえたあたりからグラフの傾きが小さくなった。 $\phi=25^\circ$ と $\phi=30^\circ$ の場合は、試験結果は $S_v<0$ の領域には入らなかった。一方、 $\phi=35^\circ$ とした場合はグラフの途中から試験結果は $S_v<0$ の領域へと入った。この結果より、深度1,000 m付近から採取した試料に関しては、 $\phi=35^\circ$ として計算した σ_t を用いることにした。



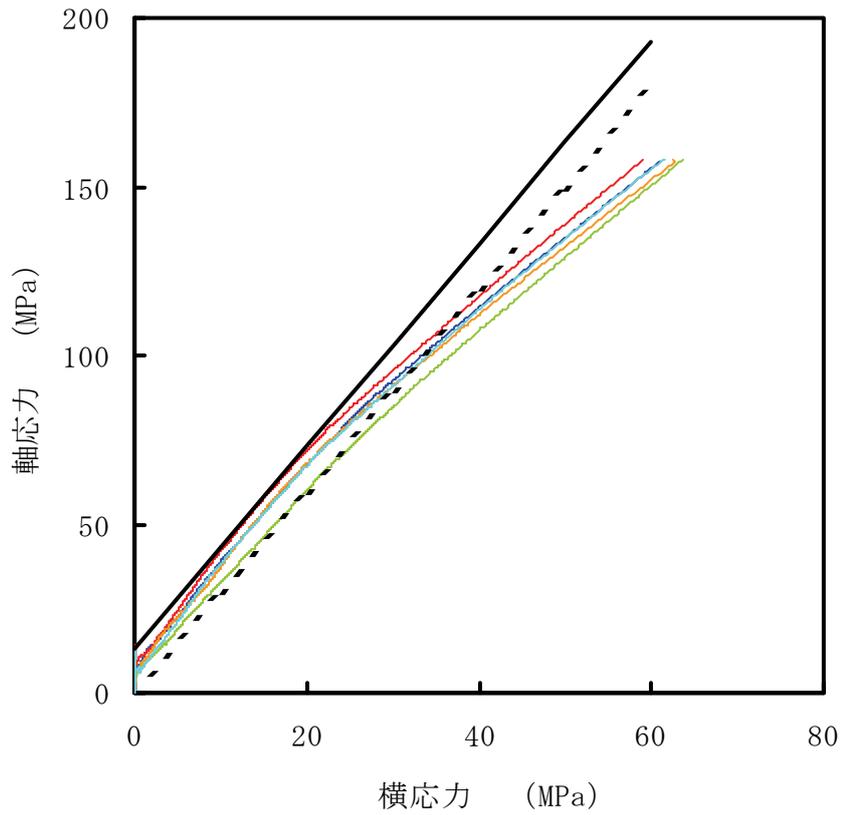
(a) $\mu = \tan 25^\circ$

図 2-24 押し込み試験における軸応力と横応力の関係（深度 500 m 付近）（1/3）

太い実線：式 (2-11) で $S_v=1$ とした場合の計算結果

太い破線：式 (2-11) で $S_v=0$ とした場合の計算結果

細い実線：図 2-17 に示した試験結果



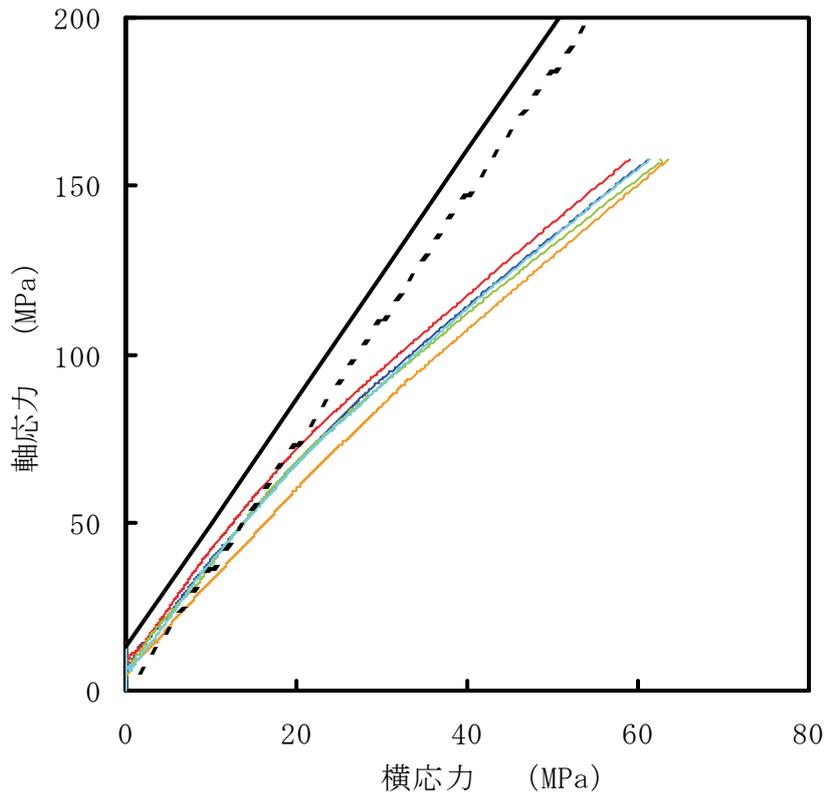
(b) $\mu = \tan 30^\circ$

図 2-24 押し込み試験における軸応力と横応力の関係（深度 500 m 付近）(2/3)

太い実線：式 (2-11) で $S_v=1$ とした場合の計算結果

太い破線：式 (2-11) で $S_v=0$ とした場合の計算結果

細い実線：図 2-17 に示した試験結果



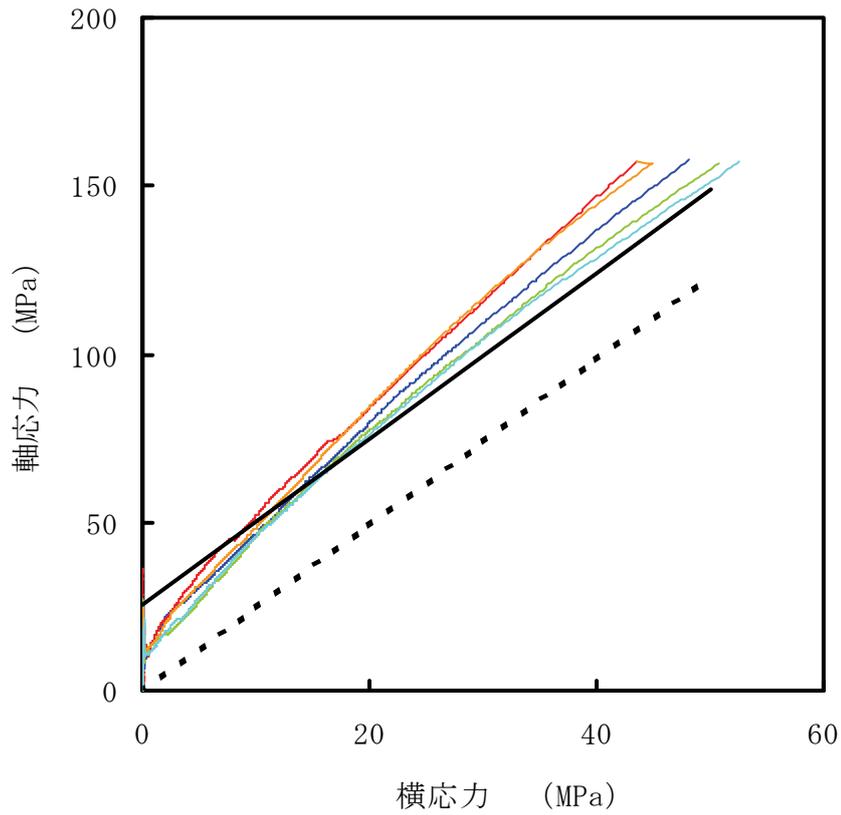
(c) $\mu = \tan 35^\circ$

図 2-24 押し込み試験における軸応力と横応力の関係（深度 500 m 付近）（3/3）

太い実線：式 (2-11) で $S_v=1$ とした場合の計算結果

太い破線：式 (2-11) で $S_v=0$ とした場合の計算結果

細い実線：図 2-17 に示した試験結果



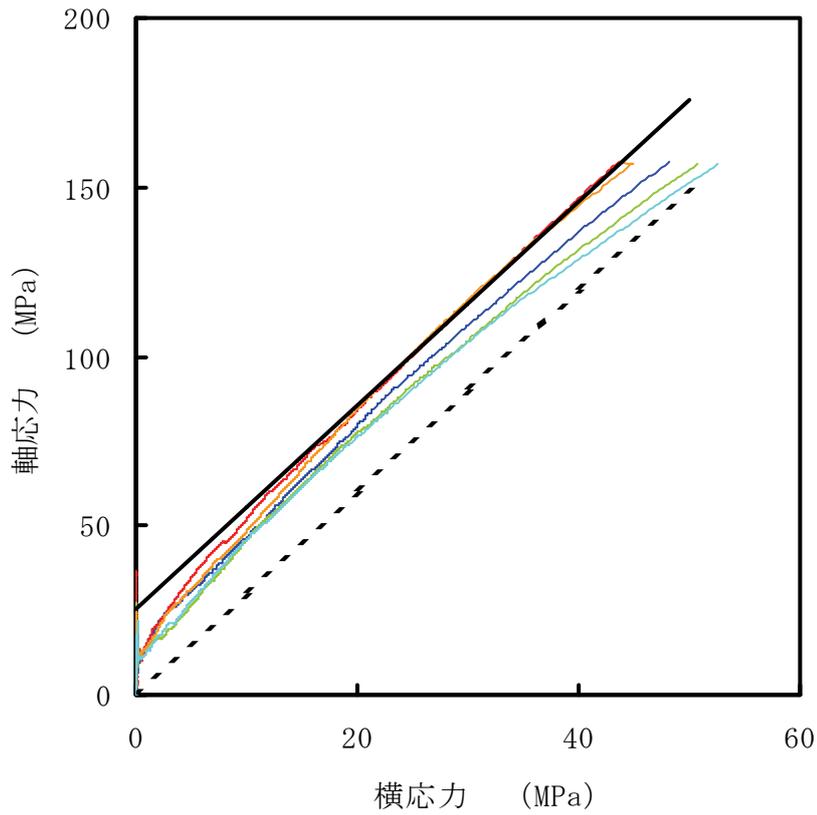
(a) $\mu = \tan 25^\circ$

図 2-25 押し込み試験における軸応力と横応力の関係 (深度 1,000 m 付近) (1/3)

太い実線 : 式 (2-11) で $S_v=1$ とした場合の計算結果

太い破線 : 式 (2-11) で $S_v=0$ とした場合の計算結果

細い実線 : 図 2-18 に示した試験結果



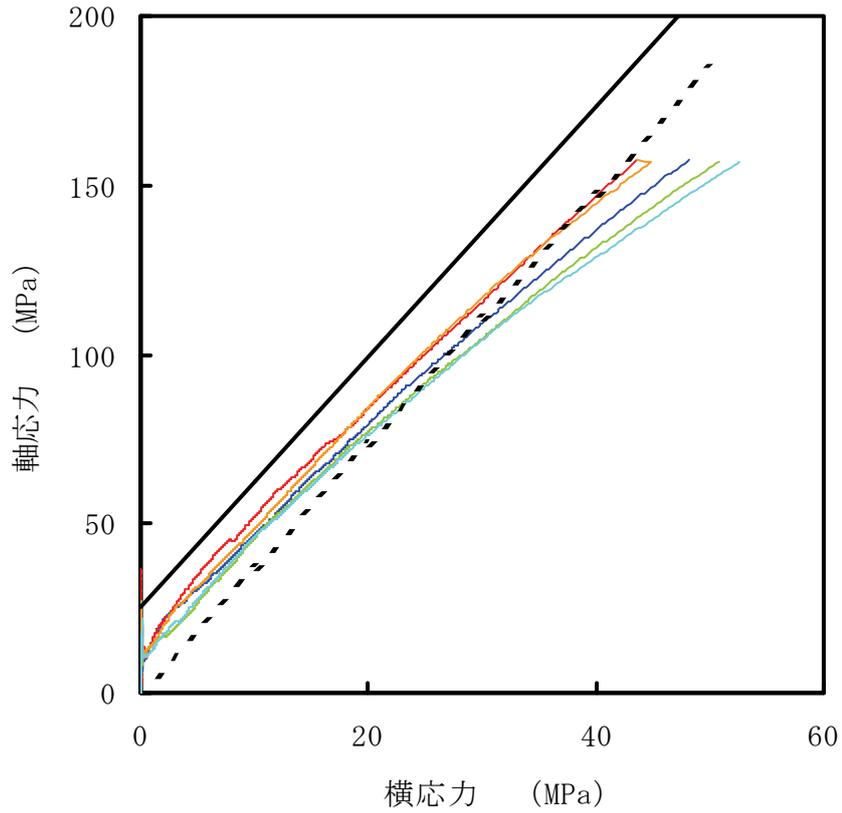
(b) $\mu = \tan 30^\circ$

図 2-25 押し込み試験における軸応力と横応力の関係（深度 1,000 m 付近）(2/3)

太い実線：式 (2-11) で $S_v=1$ とした場合の計算結果

太い破線：式 (2-11) で $S_v=0$ とした場合の計算結果

細い実線：図 2-18 に示した試験結果



(c) $\mu = \tan 35^\circ$

図 2-25 押し込み試験における軸応力と横応力の関係（深度 1,000 m 付近）(3/3)

太い実線：式 (2-11) で $S_v=1$ とした場合の計算結果

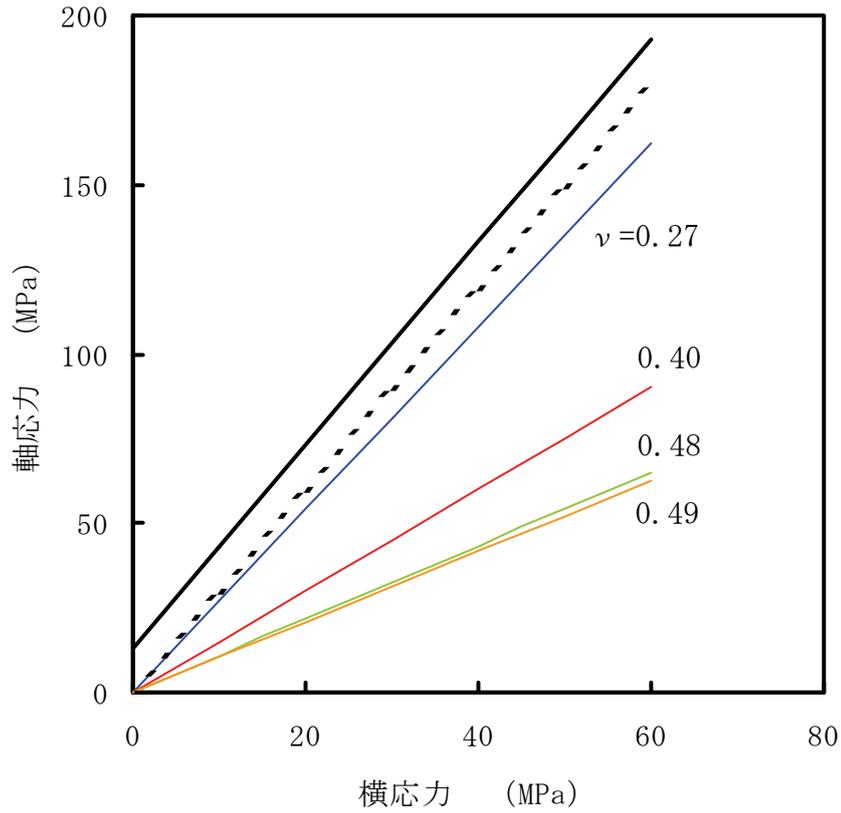
太い破線：式 (2-11) で $S_v=0$ とした場合の計算結果

細い実線：図 2-18 に示した試験結果

次に ν について検討するが、式(2-9)と式(2-10)から、押し込み試験中の σ_1 と σ_2 の関係を表す次式が得られる。

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{1-\nu}{\nu} \quad \text{式(2-16)}$$

図2-24と図2-25に示した試験で得られた σ_1 と σ_2 の関係を直線で近似して ν を求めると、深度500 m付近の試料に関しては0.27、深度1,000 m付近の試料に関しては0.23という値が得られた。しかし、図2-17や図2-18に示したように、横応力は歪ゲージを貼った場所ごとにかなり異なった値を示した。また2.4節では横応力を求める際に二次元弾性論の式を用いたが、試験片の高さは鋼製円筒よりも低いため、鋼製円筒の上部には内圧が加わっていない。そのため、試験片が受けている横応力は歪ゲージから求めた値よりも大きい可能性がある。そこで数値計算を行う際には、 ν を上記の値から0.49まで変化させることにした。図2-26(a)には、 $\nu=0.27, 0.4, 0.48, 0.49$ として式(2-16)により計算した σ_1 と σ_2 の関係を示した。同図には、 ϕ を 30° として式(2-11)で $S_v=1$ とした場合の σ_1 と σ_2 の関係を黒の実線で、 $S_v=0$ とした場合を黒の破線で示した。また図2-26(b)には、 $\nu=0.23, 0.4, 0.48, 0.49$ として式(2-16)により計算した σ_1 と σ_2 の関係を示した。同図には、 ϕ を 35° として式(2-11)で $S_v=1$ とした場合の σ_1 と σ_2 の関係を黒の実線で、 $S_v=0$ とした場合を黒の破線で示した。いずれの図でも、 ν が大きくなるほどグラフは下側に位置することがわかる。



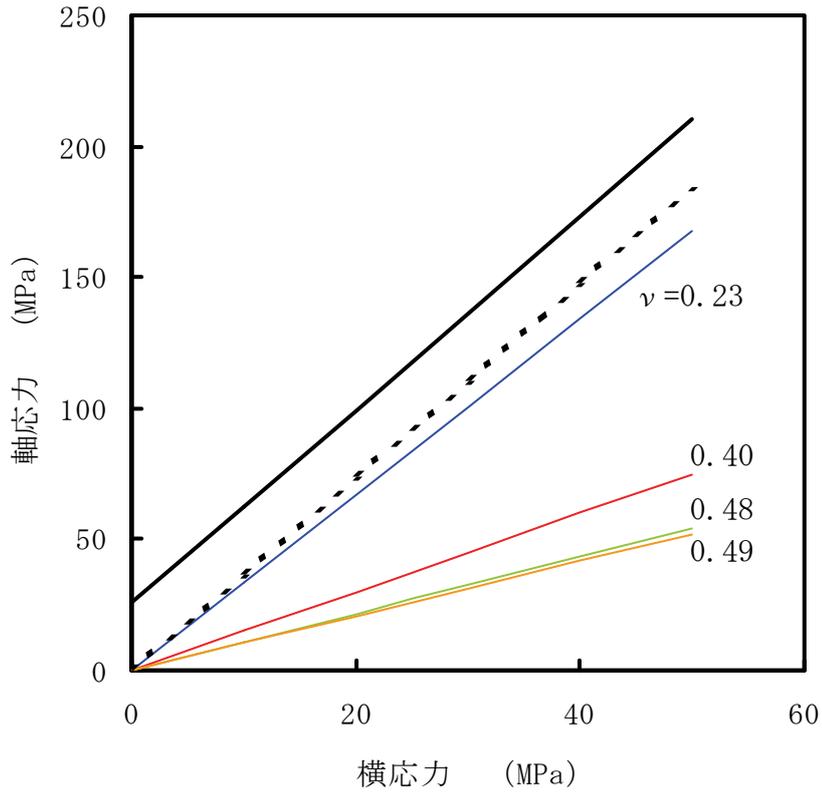
(a) 深度 500 m 付近

図 2-26 押し込み試験における軸応力と横応力の関係におよぼすポアソン比の影響 (1/2)

細い実線：式 (2-16) による計算結果

太い実線：式 (2-11) で $S_v=1$, $\mu = \tan 30^\circ$ とした場合の計算結果

太い破線：式 (2-11) で $S_v=0$, $\mu = \tan 30^\circ$ とした場合の計算結果



(b) 深度 1,000 m 付近

図 2-26 押し込み試験における軸応力と横応力の関係におよぼすポアソン比の影響 (2/2)

細い実線 : 式 (2-16) による計算結果

太い実線 : 式 (2-11) で $S_v=1$, $\mu = \tan 35^\circ$ とした場合の計算結果

太い破線 : 式 (2-11) で $S_v=0$, $\mu = \tan 35^\circ$ とした場合の計算結果

2008年度の結果より、押し込み試験後の試験片はもとの試験片と同程度の時間依存性を有する可能性があることが推察された。そこで n は、表 2-5 に示した過去に得られた稚内層珪質泥岩の値を参考にすることにしたが、採取場所や採取深度によって異なる値が得られているので、30～60 の範囲内で変化させることにした。次に m について検討するが、表 2-4 に示した定歪速度試験の解析解で $\beta \gg 0$ の場合には、次のような関係式が得られる。

$$\sigma_1 \propto t^{\frac{n+1}{m-n-1}} \quad \text{式(2-17)}$$

すなわち、図 2-17 や図 2-18 の横軸を t に換えて t と σ_1 の関係を調べることで m が求まる。 n によらず $m=2n$ とすると、押し込み試験での σ_1 の経時変化をうまく再現できたので、 m は n の 2 倍の値を用いることにした。 λ_0 は破壊した稚内層珪質泥岩のコンプライアンスであり、実際に求めることは難しい。計算によると、 λ_0 の値は押し込み試験の初期にしか影響を与えないことがわかった。そこで今回は、図 2-21 に示した押し込み試験後の一軸圧縮試験で得られた初期コンプライアンス（表 2-3 に示したヤング率の逆数）の約 10 倍の 0.2 (1/MPa) とした。最後に、 a は押し込み試験での軸応力の計算結果が試験結果に合うように、繰り返し計算により決定した。

表 2-5 過去に得られた稚内層珪質泥岩の n

年度 ¹⁴⁾	ボーリング孔	深度	n
2002 ¹⁵⁾	HDB-1	500 m付近	30
2003 ¹⁶⁾	HDB-3	400 m付近	28~48
2004 ₄₎	HDB-6	400 m付近	41~64
2009	HDB-11	500 m付近	62~65
		1000 m付近	39~42

2. 5. 3 数値計算結果

計算結果に最も大きな影響を及ぼしたのが ν の値であったので、まず、 ν を変化させた場合の結果について説明する。表 2-6 には計算で用いた定数の値をまとめた。図 2-27 は ν を 0.27, 0.4, 0.48, 0.49 とした場合の、深度 500 m 付近から採取した試料の押し込み試験の試験結果と計算結果である。図 2-27 (a) には押し込み試験での軸応力の変化を示したが、計算は軸歪が 4 % になった時点で開始した。軸歪が小さいうちは計算結果と試験結果に差異が見られたが、その後、両者はよく一致した。また、計算結果におよぼす ν の影響は小さかった。図 2-27 (b) には、軸歪の増加すなわち押し込み試験の経過にともなうコンプライアンスの変化を示した。コンプライアンスは、軸歪が小さいうちは急激に減少していき、その後緩やかに減少した。図 2-27 (a) で計算結果と試験結果を一致させるため、表 2-6 に示したように ν を大きくした場合は a を小さくする必要があった。その結果、図 2-27 (b) のように、 ν が大きいほど同じ軸歪でのコンプライアンスが大きくなり、グラフは右上へと移動した。なお、試験結果は $\nu=0.48$ と 0.49 の間に入った。

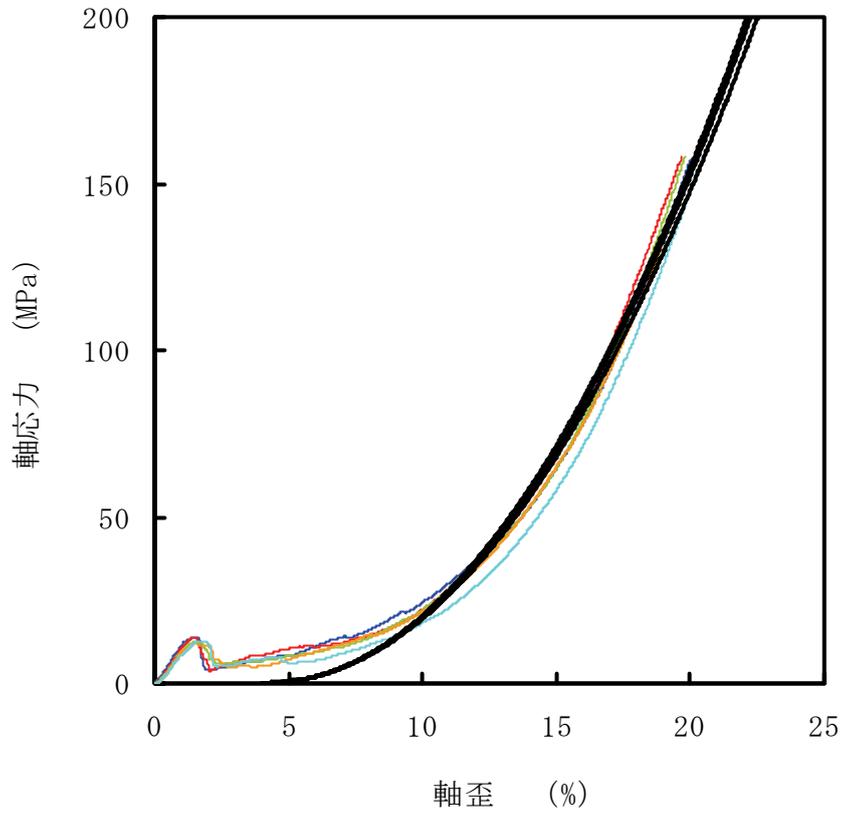
表 2-6 数値計算に用いた定数

(a) 深度 500 m 付近

σ_c (MPa)	13.1			
σ_t (MPa)	4.4			
ν	0.27	0.40	0.48	0.49
a	10^{164}	10^{121}	10^{78}	10^{60}
n	30			
m	60			
λ_0 (1/MPa)	0.2			

(b) 深度 1,000 m 付近

σ_c (MPa)	25.6			
σ_t (MPa)	10.4			
ν	0.23	0.40	0.48	0.49
a	10^{168}	10^{141}	10^{96}	10^{78}
n	30			
m	60			
λ_0 (1/MPa)	0.2			

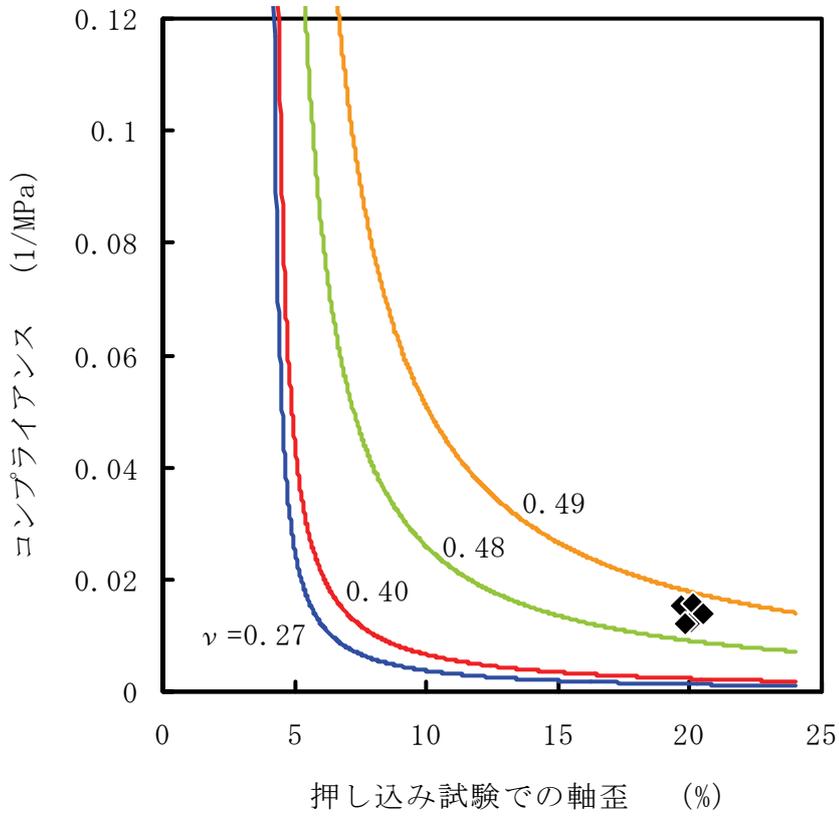


(a) 押し込み試験

図 2-27 押し込み試験の計算結果と試験結果（深度 500 m 付近）(1/2)

太線： ν を 4 通りに変化させた計算結果

細線：試験結果



(b) 押し込み試験後のコンプライアンス

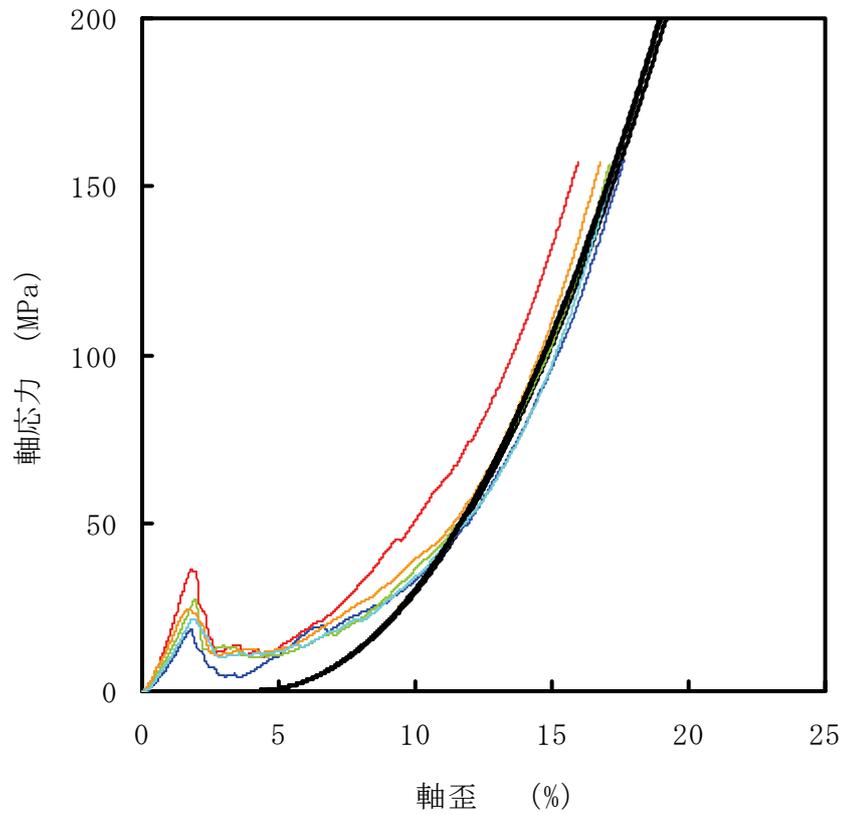
図 2-27 押し込み試験の計算結果と試験結果（深度 500 m 付近）(2/2)

実線：計算結果

◆：試験結果

図 2-28 は、 ν を 0.23, 0.4, 0.48, 0.49 とした場合の、深度 1,000 m 付近から採取した試料の押し込み試験の試験結果と計算結果である。図 2-28 (a) は深度 500 m 付近から採取した試料の結果と似ており、軸歪が小さいうちは計算結果と試験結果に差異が見られたが、その後、両者はよく一致した。図 2-28 (b) の計算結果も深度 500 m 付近から採取した試料の結果と似ており、コンプライアンスは軸歪が小さいうちは急激に減少していき、その後緩やかに減少した。試験結果は $\nu = 0.49$ とした場合の計算結果と比較的近い値であった。

これらの計算の他に、深度 500 m 付近から採取した試料に関しては ϕ を 35° とした計算も行った。 ϕ を変化させるとその値に応じて σ_t と a も変わるが、計算結果は図 2-27 とほとんど変わらなかった。また、深度 500 m 付近と 1,000 m 付近から採取した両方の試料に関して、 n を 30 から 60 まで変化させた計算も行った。 n を変化させるとその値に応じて a も変わるが、計算結果は図 2-27 および図 2-28 とほとんど変わらなかった。すなわち、今回計算を行った値の範囲内では、 ν 以外の定数が計算結果におよぼす影響は小さかった。

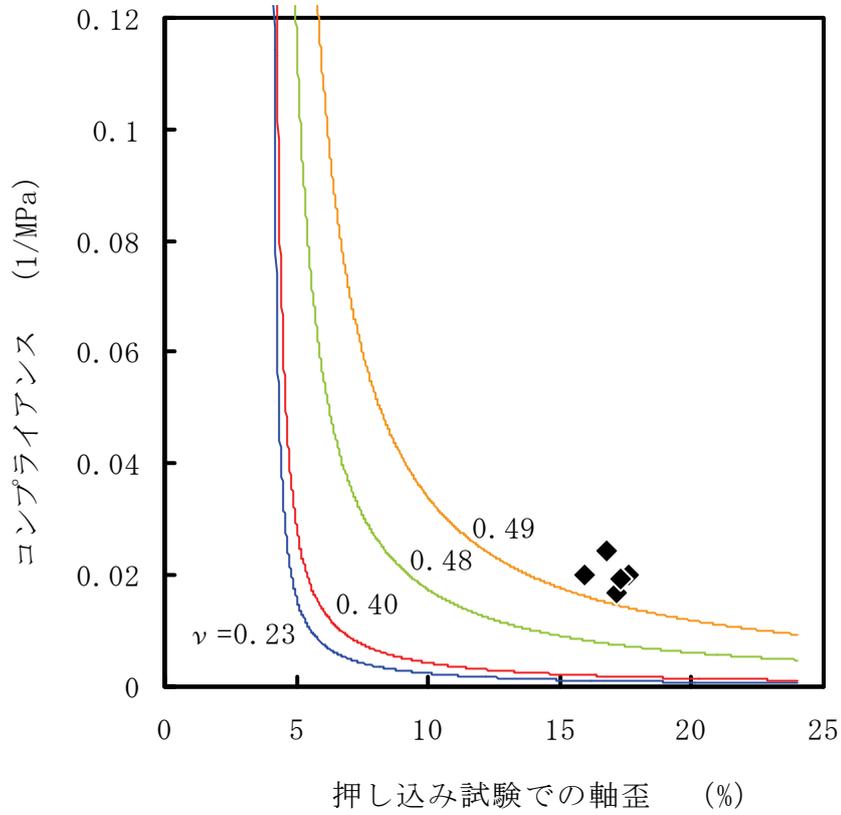


(a) 押し込み試験

図 2-28 押し込み試験の計算結果と試験結果（深度 1,000 m 付近）(1/2)

太線： ν を4通りに変化させた計算結果

細線：試験結果



(b) 押し込み試験後のコンプライアンス

図 2-28 押し込み試験の計算結果と試験結果 (深度 1,000 m 付近) (2/2)

実線 : 計算結果

◆ : 試験結果

2. 6 まとめおよび今後の課題

本章では、まず、2009年度と同様に押し込み試験を行った後に透水試験を実施してデータを蓄積した。2009年度は透水試験の開始直後と終了直前の水頭差から透水係数を求めたが、本年度の結果から、試験中に透水係数の値が変化する場合があることがわかった。そこで、押し込み試験において押し込み最大荷重に達するまでに生じた軸歪を横軸に、透水試験開始直後と終了直前の透水係数を示した。その結果、軸歪の増加にしたがって押し込み試験後の透水係数はほぼ直線的に減少し、試験結果はこれまでに得られている種々の岩石の結果と定性的には一致することがわかった。ただし、試験に時間がかかった場合は試験開始直後に比べて終了直前の透水係数がかなり小さくなる（遮水性が増加する）ことが確認された。試験中に透水係数が減少する原因の一つとして、小さい岩片によってき裂が目詰まりすることが考えられる。しかし、試験中の透水係数の変化は試験片ごとにやや異なっており、その原因については今後もデータを蓄積して検討していく必要がある。

次に、透水試験に用いた試験片とは別の試験片を用いて、押し込み試験を行った後に一軸圧縮試験を実施した。本年度は、鋼製円筒の外壁に歪ゲージを貼って、その測定結果から押し込み試験中に試験片が受ける横応力の大きさを推定した。その結果、横応力は層理面に対する位置によって異なることが確認された。それらの試験結果について、強度回復特性を表す構成方程式である式(2-7)を用いて検討を行った。稚内層珪質泥岩の押し込み試験では異方性の影響を考慮する必要があることがわかったが、ここでは簡単に考えて、ヤング率（コンプライアンス）は等方的、ポアソン比は等方的で一定であると仮定して数値計算を行った。その結果、適切な定数の値を用いれば、押し込み試験での軸応力の変化をうまく再現できることがわかった。今回の計算では、押し込み試験での軸応力について計算結果と試験結果を一致させるようにしたため、 ν を大きくした場合は a を小さくする必要がある。その結果、 ν が大きいほど押し込み試験後のコンプライアンスが大きくなる、すなわち強度回復の程度が小さくなるという結果が得られた。今回のような計算では、深度 500 m 付近から採取した試料に関しては、ポアソン比を 0.48~0.49 とすることで強度回復特性を再現できることがわかった。また、深度 1,000 m 付近から採取した試料に関しては、試験結果はポアソン比を 0.49 とした計算結果と近い値であった。強度回復特性を表す構成方程式については検討が始まったばかりであり、今後もデータを蓄積して検討を続けていく必要がある。

3. 岩石の一般化応力緩和挙動に関する検討

3. 1 はじめに

本章では、幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層珪質泥岩を用いて、一般化応力緩和挙動に関する室内試験を行った。

2005年度は、HDB-10孔の深度500 m付近から採取した試料を用いて一般化応力緩和挙動に関する試験を行い、他の岩石（三城目安山岩と河津凝灰岩）との比較を行った。2006年度はHDB-11孔の深度700 m付近から採取した試料を用いて試験を行い、データを蓄積した。2007年度は、HDB-11孔の深度500 m付近と1,000 m付近の試料を用いて試験を行い、データをさらに蓄積するとともに、採取場所や採取深度の異なる試料の結果と比較検討した。また、一般化応力緩和挙動を表現できる予測モデルについて検討を行った。2008年度は、稚内層珪質泥岩と他の岩石の時間依存性挙動を比較検討した後に、試験中の試験片の様子や試験片の排水条件に着目して、HDB-11孔の深度500 m付近と1,000 m付近の試料を用いて試験を行った。その結果、試験の直前には試験片の表面に水滴はほとんど見られなかったが、試験開始直後に試験片から水が搾り出されたり、試験片表面に水滴が現れたりする様子が観察される場合があった。また、試験中は試験片表面が徐々に乾燥していき、試験片終了時には試験片の表面に水滴はほとんど見られなくなった。これらの結果より、稚内層珪質泥岩の試験では、試験片の含水状態や試験片表面からの水分の蒸発が試験結果に影響を与える可能性があることが予想された。そこで2009年度は、試験中の試験片の乾燥や含水状態の変化を抑えるため、試験片を水没させた状態で一般化応力緩和試験を行った。また、一般化応力緩和を開始するまでの歪速度が一般化応力緩和特性に及ぼす影響についても検討した。その結果、歪速度が大きい方が一般化応力緩和試験開始後の約100 s間の緩和応力や歪の変化が大きいことがわかった。

本年度は、2009年度に引き続き、一般化応力緩和を開始するまでの歪速度が一般化応力緩和特性に及ぼす影響について検討した。また、一般化応力緩和特性に及ぼす水の影響を調べるため、乾燥させた試験片で一般化応力緩和試験を行い、試験片を水没させた状態での試験結果と比較検討した。

3. 2 試料岩石と試験方法

試料岩石として稚内層珪質泥岩を用いた。試験片は2010年7月20日に本研究室に到着した直径約80mmのボーリングコア(HDB-11)から作製した。図2-1(a)～(s)に示したように、ボーリングコアは全部で19本(No.1～No.19)あり、深度500m付近(No.11～No.19)および深度1,000m付近(No.1～No.10)から採取された。いずれのボーリングコアにも多数のクラックが観察された。試験には、深度500m付近から採取されたボーリングコアのうちの図2-1(q)に示したNo.17と、深度1,000m付近から採取されたボーリングコアのうちの図2-1(i)に示したNo.9より作製した試験片を用いた。試験片は直径25mm、高さ25mmの円柱形とし、平面研削盤により両端面は平行度±0.01mm以内に仕上げた。表3-1に試験片の諸元を示す。

試験には容量500kNのサーボ試験機を用いた。荷重はロードセルで、変位は差動変圧器式変位計で測定した。試験の手順は以下の通りである。

1. 図3-1に示すように、試験片を入れた透明容器を試験機に設置し、変位の0点を調整する。
2. 図3-2に示すように、0点からA点まで一定の歪速度で載荷を行う（一般化応力緩和試験開始までの載荷過程）。
3. 図3-2に示すように、A点以降、次式の関係を保つように荷重と変位を制御する（一般化応力緩和試験）。

$$\sigma^* = \gamma^* \varepsilon + C^* \quad \text{式(3-1)}$$

ただし、 σ^* はヤング率Eで正規化した応力、 ε は歪、 γ^* （緩和方向係数）と C^* は定数である。

4. 一般化応力緩和試験の開始から3時間経過した時点で除荷し、試験片を取り出して寸法を測定する。
5. 再度、試験片を入れた透明容器を試験機に設置し、変位の0点を調整する。
6. 一定の歪速度で強度試験を行う（一軸圧縮試験）。

$0 < \gamma^* < 1$ は図3-2のCase Iに対応し、応力と歪の両者とも増加する場合に相当する。 $\gamma^* = 1$ は応力-歪曲線に沿って移動し、 $\gamma^* = 0$ は通常のクリープとなる。 $\gamma^* < 0$ はCase IIに対応し、応力は増加するが歪は減少する場合に相当する。 γ^* が $-\infty$ に近づくに従って通常の応力緩和に近付いていく。 $\gamma^* > 1$ はCase IIIに対応し、応力と歪の両者とも減少する場合に相当する。

表 3-1 一般化応力緩和試験前後における試験片の諸元

試験片番号	深度 (m)	試験前					試験後					試験前後 の質量 変化 (g)
		直径 (mm)	高さ (mm)	体積 (cm ³)	質量 (g)	密度 (g/cm ³)	直径 (mm)	高さ (mm)	体積 (cm ³)	質量 (g)	密度 (g/cm ³)	
17-1	514.0 - 514.6	25.1	50.0	24.66	47.62	1.93	-	-	-	-	-	-
17-2		25.0	50.0	24.64	47.44	1.93	25.1	50.0	24.68	47.45	1.92	0.01
17-3		25.0	50.0	24.62	47.44	1.93	25.1	50.0	24.68	47.52	1.93	0.08
17-6		25.1	50.0	24.70	47.83	1.94	25.1	50.0	24.72	47.88	1.94	0.05
17-7		25.1	50.0	24.72	47.70	1.93	25.1	50.0	24.78	47.79	1.93	0.09
17-8		25.1	50.0	24.68	47.53	1.93	25.1	50.0	24.69	47.52	1.92	-0.01
9-1	988.45 - 988.85	25.1	50.0	24.66	47.56	1.93	25.0	50.0	24.56	47.51	1.93	-0.05
9-2		25.1	50.0	24.82	47.83	1.93	25.1	50.0	24.78	47.79	1.93	-0.04
9-3		25.1	50.0	24.79	47.51	1.92	25.1	50.0	24.76	47.48	1.92	-0.03
9-4		25.1	50.0	24.70	47.07	1.91	25.1	50.0	24.78	47.04	1.90	-0.04
9-5		25.1	50.0	24.81	47.19	1.90	25.1	50.0	24.77	47.17	1.90	-0.01
9-6		25.1	50.0	24.79	47.33	1.91	25.1	50.0	24.79	47.31	1.91	-0.02
9-7		25.0	49.7	24.47	40.61	1.66	25.0	49.7	24.46	40.56	1.66	-0.05
9-8		25.0	49.7	24.47	40.27	1.65	25.0	49.7	24.46	40.30	1.65	0.03
9-9		25.0	49.7	24.47	40.20	1.64	25.0	49.7	24.46	40.12	1.64	-0.08
9-10		25.0	49.8	24.50	40.17	1.64	25.1	49.7	24.51	40.07	1.63	-0.10

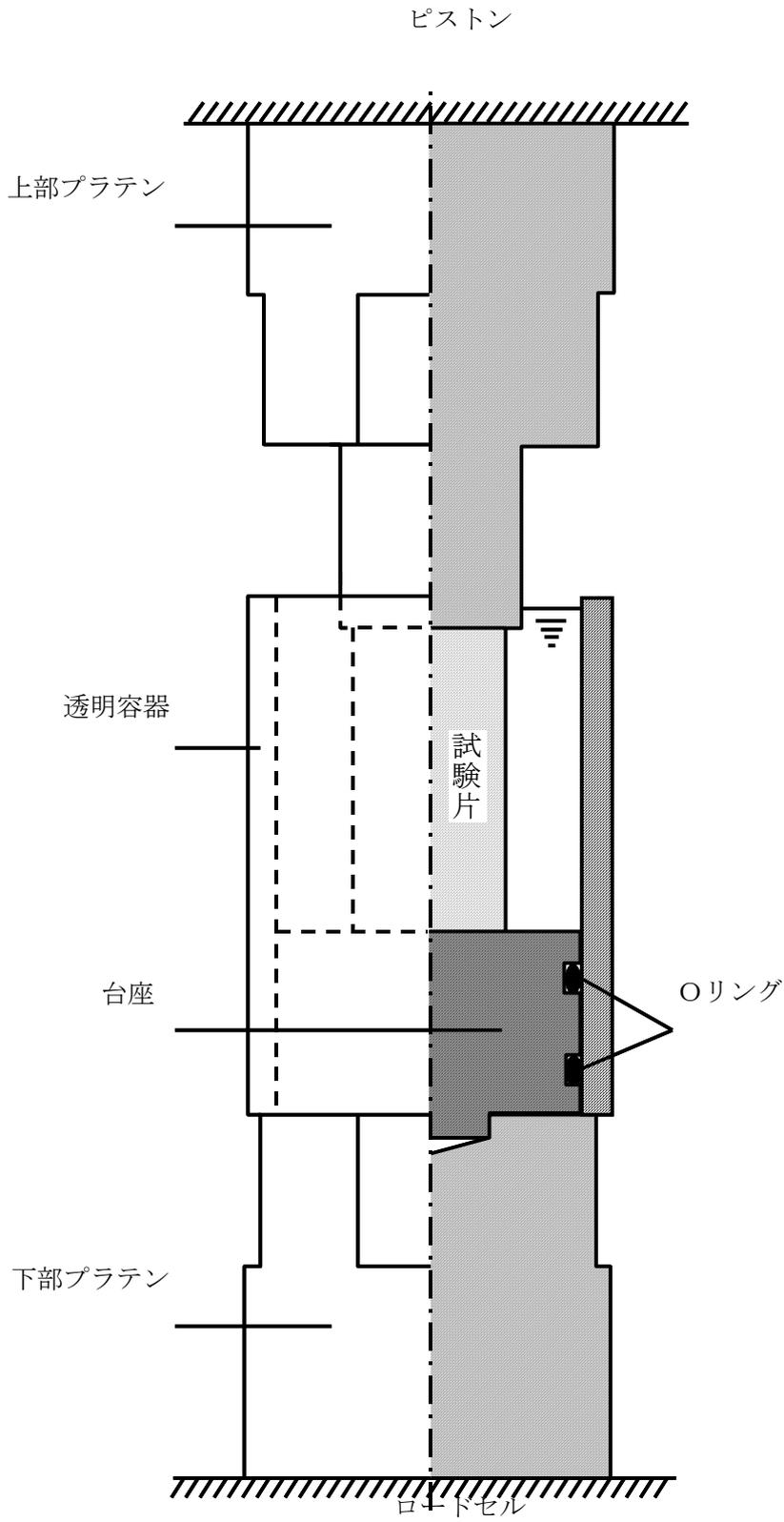


図 3-1 一般化応力試験に用いた装置の概略

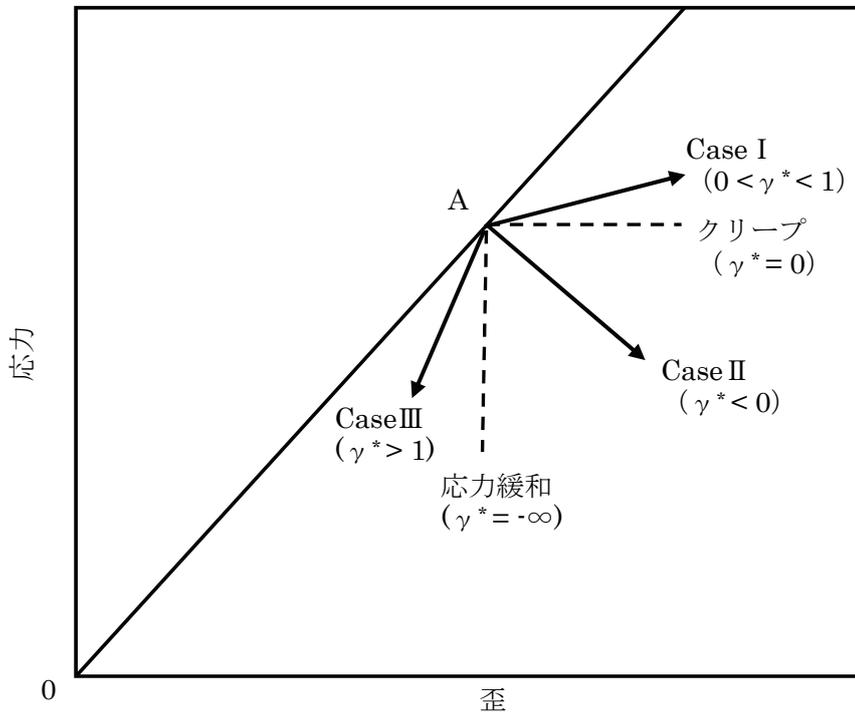


図 3-2 一般化応力緩和試験の概念図

本年度実施した一般化応力緩和試験の試験条件を表 3-2 に示す。まず、一般化応力緩和試験開始までの载荷過程（図 3-2 の 0 点から A 点）における歪速度の影響を調べるため、 $10^{-4}/s$ と $5 \times 10^{-4}/s$ の 2 通りの歪速度で試験を行った。試験は、整形後に水中で保存した試験片を用いて湿潤状態（試験片を水没させた状態）で行った。一般化応力緩和試験を開始する A 点の応力は 5.5 MPa とし、 γ^* は 0（クリープ）と $-\infty$ （応力緩和）の 2 通りとした。一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮試験は、湿潤状態のもと $10^{-4}/s$ の歪速度で実施した。

深度 1,000 m 付近から採取した試料の一般化応力緩和試験においては、同じ条件下では本年度と 2009 年度でほぼ同じ結果が得られた。そこで、表 3-2 に示したように気乾状態での試験も実施した。この場合は、一般化応力緩和試験開始までの歪速度は $10^{-4}/s$ 、一般化応力緩和試験を開始する応力は 5.5 MPa、 γ^* は $-\infty$ （応力緩和）と 0（クリープ）の 2 通りとした。試験には 2 ヶ月以上試験室内に放置して乾燥させた試験片を用い、試験は図 3-1 の透明容器に水を入れずに行った。一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮試験は、気乾状態のもと $10^{-4}/s$ の歪速度で実施した。

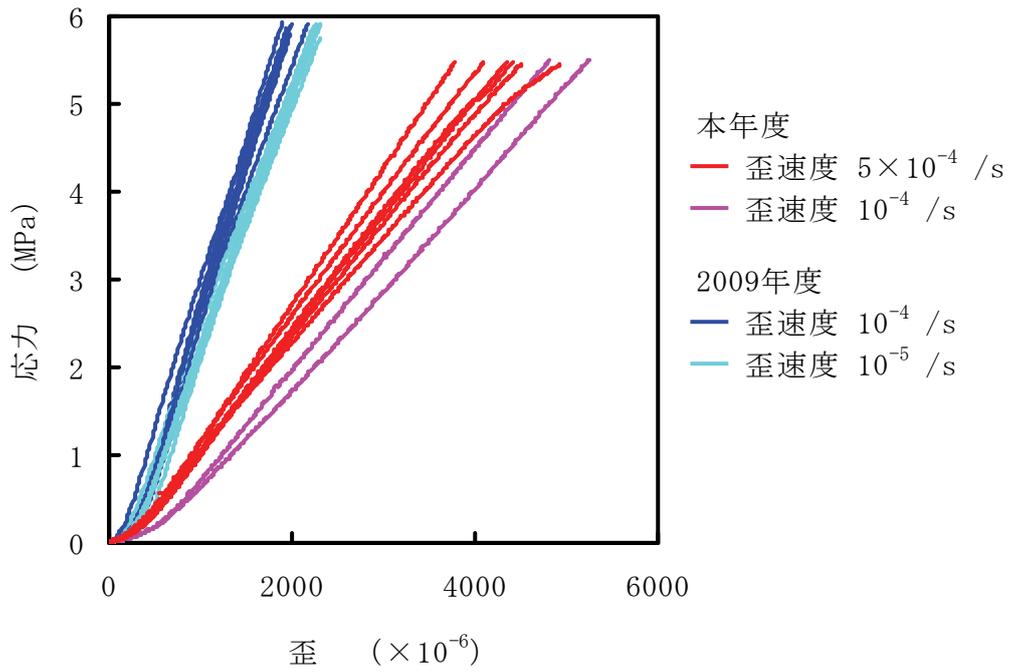
表 3-2 試験条件と試験結果

試験片番号	深度 (m)	試験環境	一般化応力緩和試験 開始までの載荷過程	一般化応力緩和試験		一般化応力緩和試験終了時 の一軸圧縮強度試験		
			歪速度 (/s)	開始時の歪 ($\times 10^{-6}$)	緩和方向係数	一軸圧縮強度 (MPa)		
17-1	514.0 - 514.6	湿潤 (水中)	10^{-4}	5250	0	-		
17-2				4810		6.8		
17-3				4097		7.1		
17-6			5×10^{-4}		4412	-∞	7.1	
17-7					4930		3.1	
17-8					3779		9.4	
9-1			988.45 - 988.85	湿潤 (水中)	10^{-4}	3984	0	14.5
9-2						3279		24.2
9-3	5×10^{-4}				2745	-∞		20.3
9-4					2598			25.8
9-5					2586			24.5
9-6					3021			18.8
9-7	気乾 (大気中)	10^{-4}		2714	0	56.0		
9-8				2135		49.5		
9-9				2472		-∞	40.4	
9-10				2261			46.3	

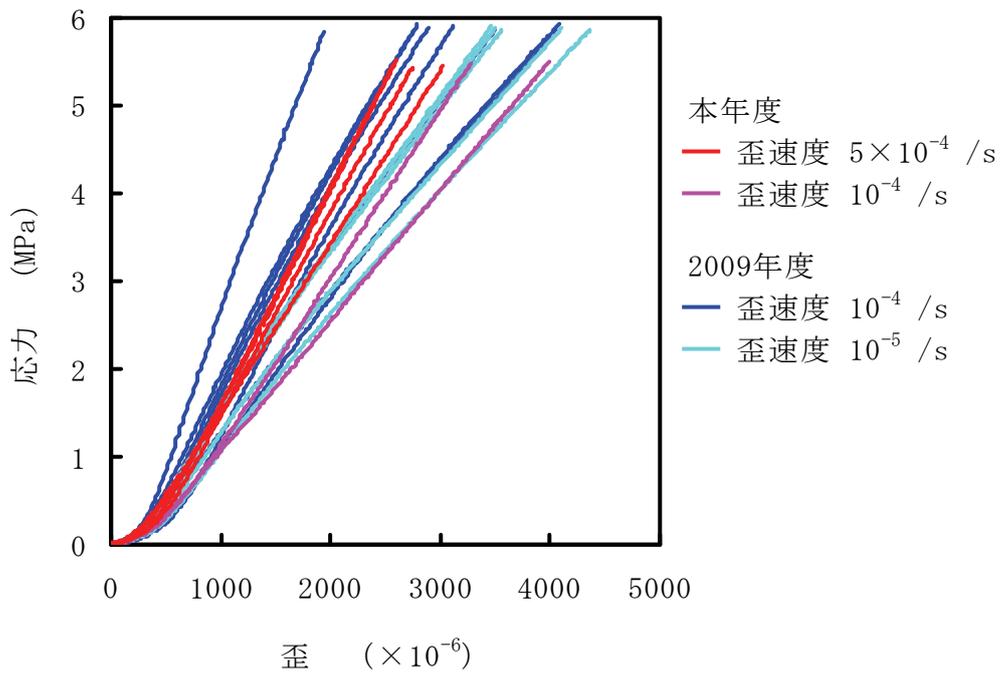
3. 3 試験結果

3. 3. 1 载荷過程の歪速度を変化させた一般化応力緩和試験結果

一般化応力緩和試験開始までの载荷過程における応力-歪曲線のうち、本年度と 2009 年度に湿潤状態で得られた結果を図 3-3 に示す。応力-歪曲線に関して、いずれの試験片でも、载荷開始直後は若干下に凸の曲線で、その後はほぼ直線になっている。深度 500 m 付近から採取した試料に関しては、本年度の結果は 2009 年度よりも傾きがかなり小さく、両者の差異は大きかった。この原因として、HDB-11 孔の深度 500 m 付近は声間層と稚内層の境界に近いため不均質性が高いことが考えられる。ただし、各年度の結果に関しては、歪速度が大きいほど傾きが大きいという共通の傾向が見られた。深度 1,000 m 付近から採取した試料に関しては、本年度の歪速度 10^{-4} /s と 2009 年度の 10^{-5} /s の結果、本年度の歪速度 5×10^{-4} /s と 2009 年度の 10^{-4} /s の結果がそれぞれ似た傾向を示した。深度 500 m 付近から採取した試料に比べると、本年度と 2009 年度の結果の差異は小さかった。



(a) 深度 500 m 付近



(b) 深度 1,000 m 付近

図 3-3 一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における応力-歪曲線
(本年度と 2009 年度, 湿潤状態)

深度 500 m 付近から採取した試料について、湿潤状態のもと緩和方向係数 $\gamma^*=0$ (クリープ) で得られた一般化応力緩和試験結果を図 3-4 に示した。図には本年度と 2009 年度の結果を示し、載荷過程における歪速度の影響を比較できるようにした。なお以下の図では、一般化応力緩和試験開始時の値を 0 として、それ以降の歪や応力の変化を示した。まず、歪速度が 10^{-4} /s という同じ条件での、本年度と 2009 年度の結果を比較してみる。2009 年度に用いた試験片については、2 本とも試験開始から若干下に凸の曲線を描きながら歪が増加し、約 100 s 経過した時点でグラフが屈曲した。その後はほぼ直線的に歪が増加した。一方、本年度用いた試験片の内の 1 本は、試験開始から若干下に凸の曲線を描きながら歪が増加し続けた。もう 1 本は試験開始からほぼ直線的に歪が増加した後にグラフは下に凸になり、その後、破壊に到った。すなわち、同じ条件下でも本年度と 2009 年度の結果には大きな差異が見られた。また、歪速度 5×10^{-4} /s での結果のうちの一つは、試験途中でグラフの傾きが急激に増加したり減少したりした。一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮試験で得られた強度を表 3-2 に示したが、本年度用いた深度 500 m 付近から採取した試料の湿潤状態での強度は、一般化応力緩和試験開始時の応力と近い値であった。そのため、試験中の急激な歪変化の原因として、き裂の進展の可能性が考えられる。

深度 500 m 付近から採取した試料について、湿潤状態のもと緩和方向係数 $\gamma^*=-\infty$ (応力緩和) で得られた一般化応力緩和試験結果を図 3-5 に示した。2009 年度の結果は 4 つ示してあるが、同一条件での再現性がよく、載荷過程での歪速度が同じ場合はグラフがほぼ重なった。一方、本年度行った 2 本の結果は差異が大きく、1 本はほぼ直線的に応力が減少した。もう 1 本は階段状に応力が減少したが、この試験片の一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮強度は 3.1 MPa であり、一般化応力緩和試験開始時の応力よりも小さかった。このことから、階段状に応力が減少した原因として、図 3-4 に示した試験片と同様にき裂の進展が生じた可能性が考えられた。

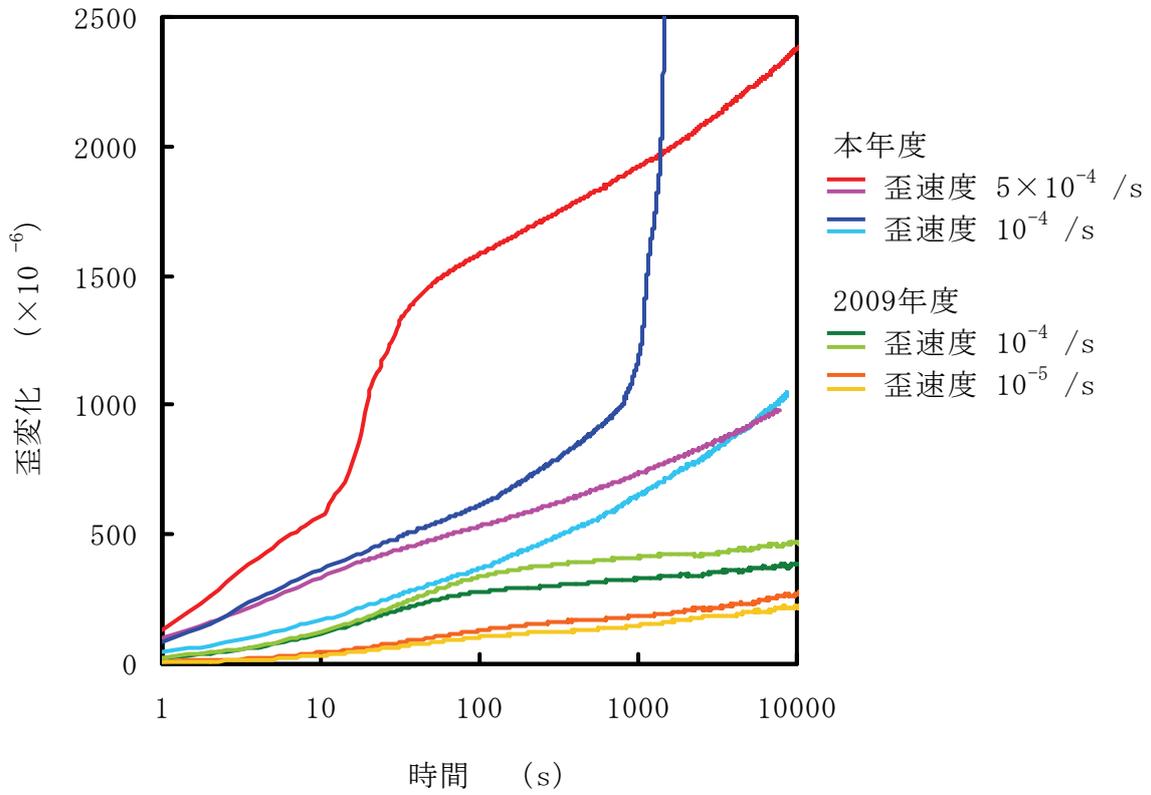


図 3-4 一般化応力緩和試験における歪の経時変化
 (本年度と 2009 年度, 深度 500 m 付近, 湿潤状態, $\gamma^*=0$ (クリープ))

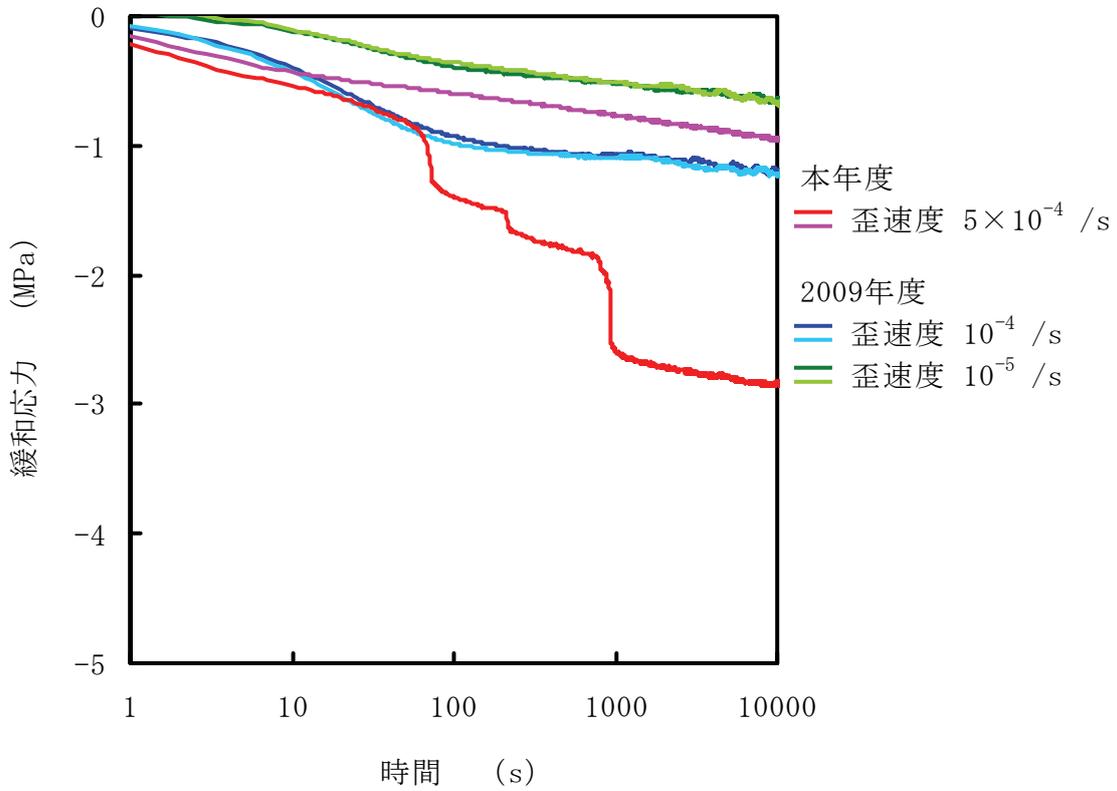


図 3-5 一般化応力緩和試験における緩和応力の経時変化
(本年度と 2009 年度, 深度 500 m 付近, 湿潤状態, $\gamma^* = -\infty$ (応力緩和))

深度 1,000 m 付近から採取した試料について、湿潤状態のもと緩和方向係数 $\gamma^*=0$ (クリープ) で得られた一般化応力緩和試験結果を図 3-6 に示した。図 3-4 に示した深度 500 m 付近から採取した試料での結果と比較すると、本年度と 2009 年度の歪速度 10^{-4} /s での結果の差異は小さかった。本年度と 2009 年度のすべての結果を見てみると、試験開始直後のグラフは下に凸の曲線で、載荷過程での歪速度が小さいほどクリープ歪は小さかった。いずれの試験片でも試験開始から 100 s 程度経過した時点でグラフは屈曲し、その後は 8 本のグラフがほぼ平行になった。

深度 1,000 m 付近から採取した試料について、湿潤状態のもと緩和方向係数 $\gamma^*=-\infty$ (応力緩和) で得られた一般化応力緩和試験結果を図 3-7 に示した。定性的には、図 3-7 のグラフは図 3-6 のグラフを上下反転させたような形になっている。すなわち、試験開始直後のグラフは上に凸の曲線で、載荷過程での歪速度が小さいほど応力の変化は小さかった。いずれの試験片でも試験開始から 100 s 程度経過した時点でグラフは屈曲し、その後は 4 本のグラフがほぼ平行になった。

一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮試験で得られた応力-歪曲線を図 3-8 に示す。深度 500 m 付近から採取した試料に関しては、本年度と 2009 年度で強度・ヤング率ともかなり大きな違いが見られた。一方、深度 1,000 m 付近から採取した試料に関しては、強度は本年度のほうがやや大きかったが、ヤング率は同程度であった。

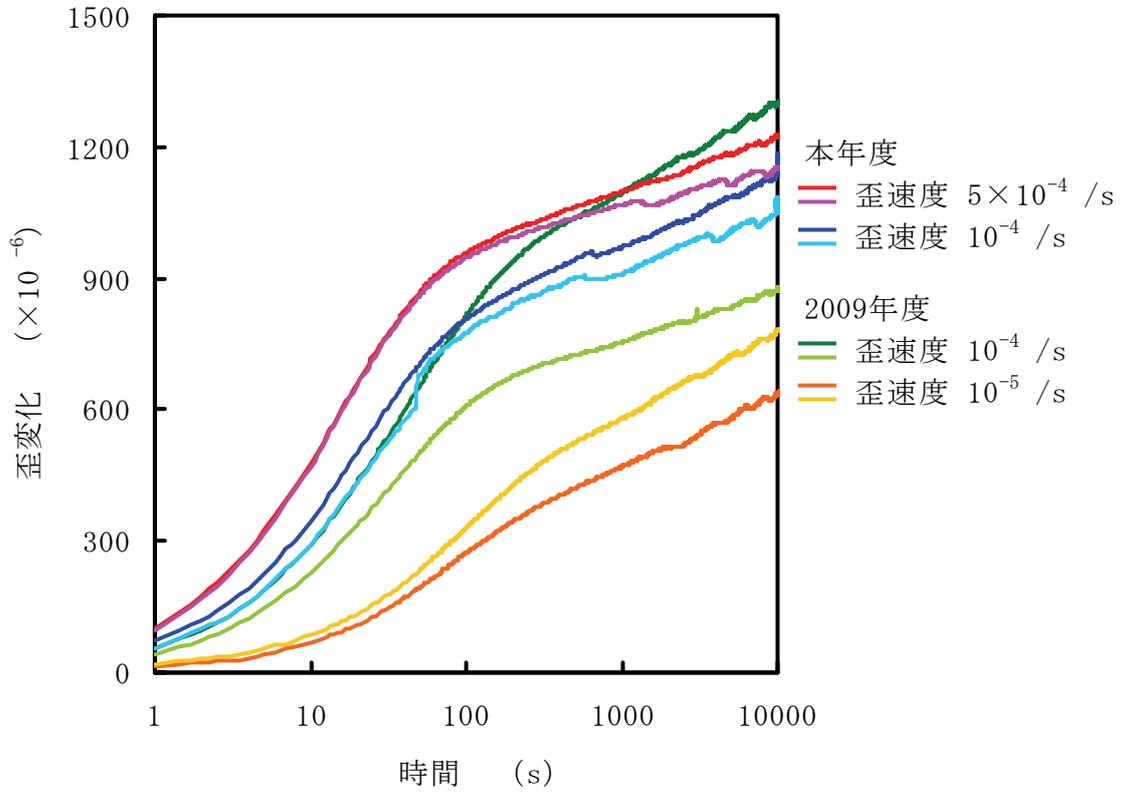


図 3-6 一般化応力緩和試験における歪の経時変化
 (本年度と 2009 年度, 深度 1,000 m 付近, 湿潤状態, $\gamma^*=0$ (クリープ))

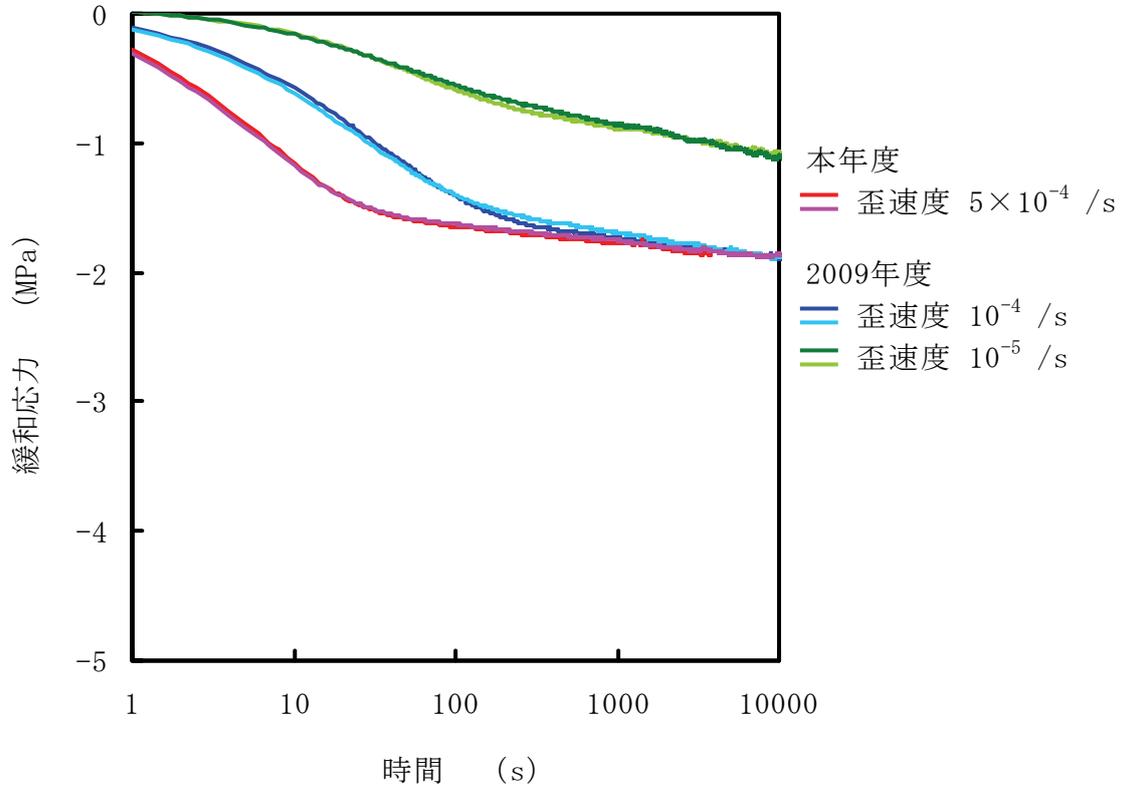
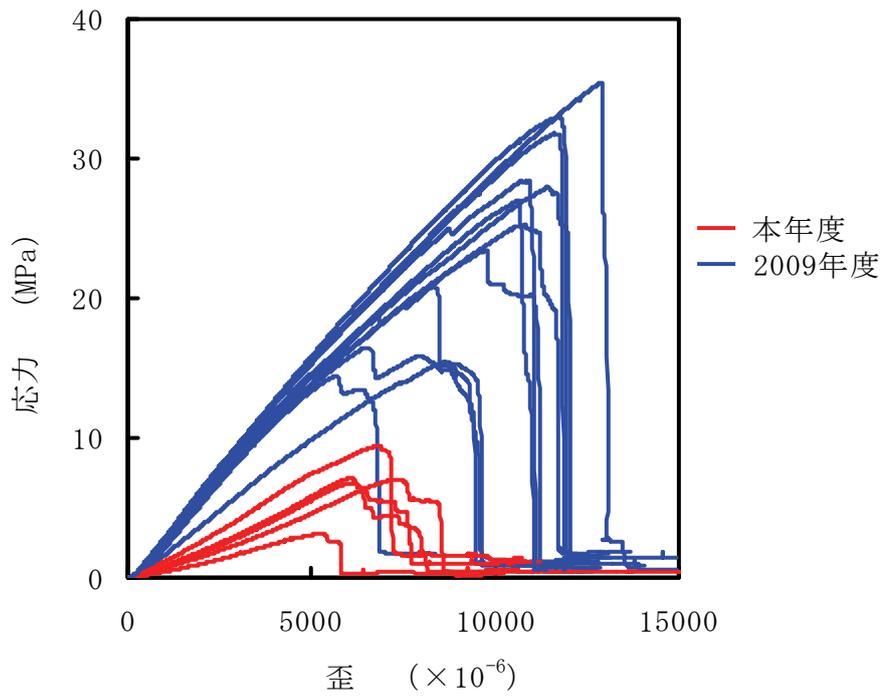
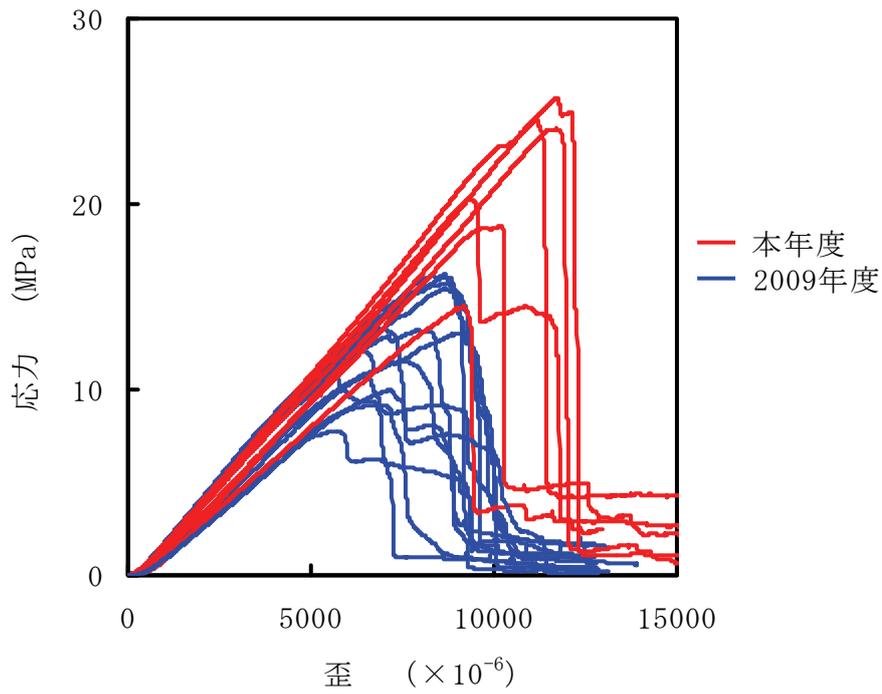


図 3-7 一般化応力緩和試験における緩和応力の経時変化
(本年度と 2009 年度, 深度 1,000 m 付近, 湿潤状態, $\gamma^* = -\infty$ (応力緩和))



(a) 深度 500 m 付近



(b) 深度 1,000 m 付近

図 3-8 一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮試験結果
(本年度と 2009 年度, 湿潤状態)

3. 3. 2 気乾状態と湿潤状態での一般化応力緩和試験結果

図 3-6 に示したように、深度 1,000 m 付近から採取した試料に関しては、載荷過程での歪速度が 10^{-4} /s で $\gamma^*=0$ という同じ条件下では、本年度と 2009 年度の一般化応力緩和試験結果の差異は小さかった。また、応力-歪曲線の形状や一般化応力緩和試験での歪や応力の変化についても、本年度と 2009 年度で似た傾向の結果が得られた。そこで、表 3-2 に示したように気乾状態での試験を実施して、本年度と 2009 年度でほぼ同様の結果が得られた深度 1,000 m 付近から採取した試料に関して、一般化応力緩和特性におよぼす水の影響をより詳細に調べることにした。なお、深度 500 m 付近から採取した試料でも気乾状態で一般化応力緩和試験を行い、深度 1,000 m 付近から採取した試料とほぼ同様の結果が得られたが、前節で述べたように本年度と 2009 年度の比較が難しかったので、ここでは省略した。

一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における応力-歪曲線のうち、本年度に気乾状態と湿潤状態で得られた結果を図 3-9 に示す。いずれの試験片でも、応力-歪曲線は載荷開始直後、若干下に凸の曲線で、その後はほぼ直線になっている。直線部分の傾きは湿潤状態よりも気乾状態のほうが大きかった。

深度 1,000 m 付近から採取した試料について、載荷過程での歪速度が 10^{-4} /s、緩和方向係数 $\gamma^*=0$ (クリープ) で得られた一般化応力緩和試験結果を図 3-10 に示した。図には本年度と 2009 年度の結果を示し、気乾状態と湿潤状態での結果を比較できるようにした。前節でも述べたように、本年度と 2009 年度の湿潤状態での結果は比較的よく一致した。それらの結果に比べると、気乾状態で生じたクリープ歪は小さく、湿潤状態で見られたような試験開始から 100 s 前後でのグラフの屈曲は観察されなかった。気乾状態での試験結果のうちの一つは、試験開始から約 5000 s 経過した時点から歪が減少し始めた。これとほぼ同じ時刻に加湿器が動き始めたので、歪の変化は湿度の変化による影響と考えられた。そこで以降の試験では、試験室内の湿度をなるべく一定に保った状態で試験を行った。

深度 1,000 m 付近から採取した試料について、載荷過程での歪速度が 10^{-4} /s、緩和方向係数 $\gamma^*=-\infty$ (応力緩和) で得られた一般化応力緩和試験結果を図 3-11 に示した。定性的には、図 3-11 のグラフは図 3-10 のグラフを上下反転させたような形になっている。すなわち、気乾状態で生じた応力の変化は小さく、湿潤状態で見られたような試験開始から 100 s 前後での試験途中でのグラフの屈曲は観察されなかった。

一般化応力緩和試験終了後に行った、湿潤状態と気乾状態での一軸圧縮試験で得られた応力-歪曲線を図 3-12 に示す。湿潤状態に比べて、気乾状態では強度とヤング率が大きくなったが、応力-歪曲線の形状は両方で大きな違いは見られなかった。

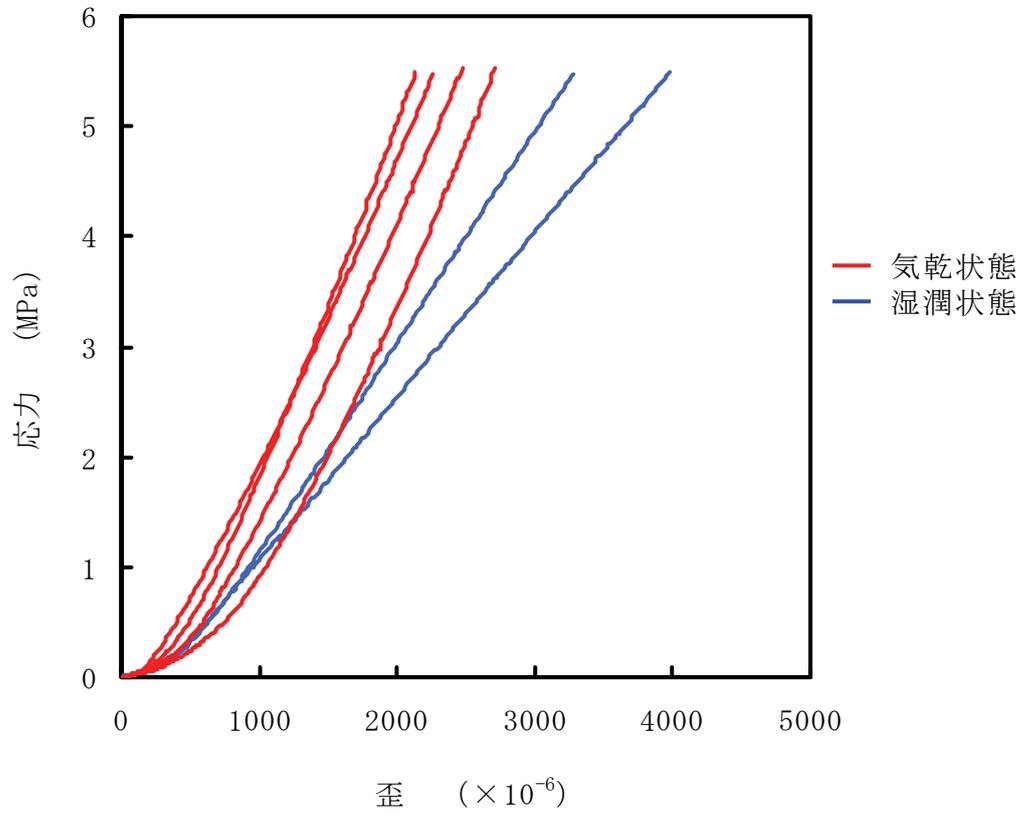


図 3-9 一般化応力緩和試験開始までの載荷過程における応力-歪曲線
 (本年度, 深度 1,000 m 付近, 歪速度 10^{-4} /s)

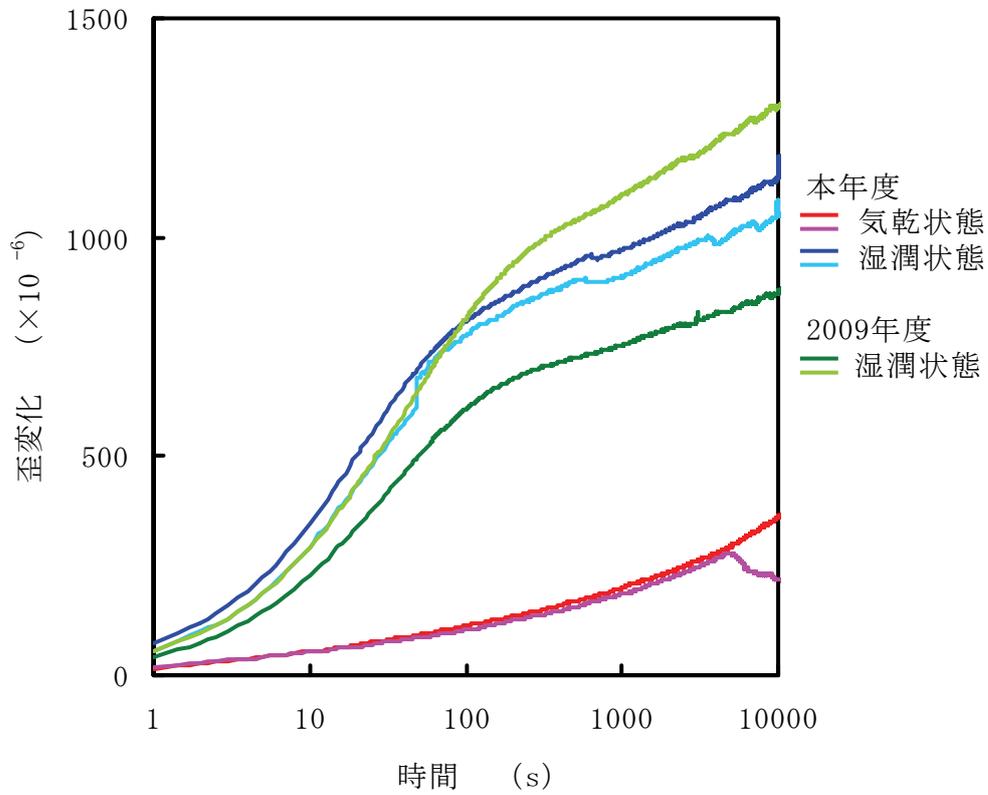


図 3-10 一般化応力緩和試験における歪の経時変化
 (本年度と 2009 年度, 深度 1,000 m 付近, 歪速度 10^{-4} /s, $\gamma^*=0$ (クリープ))

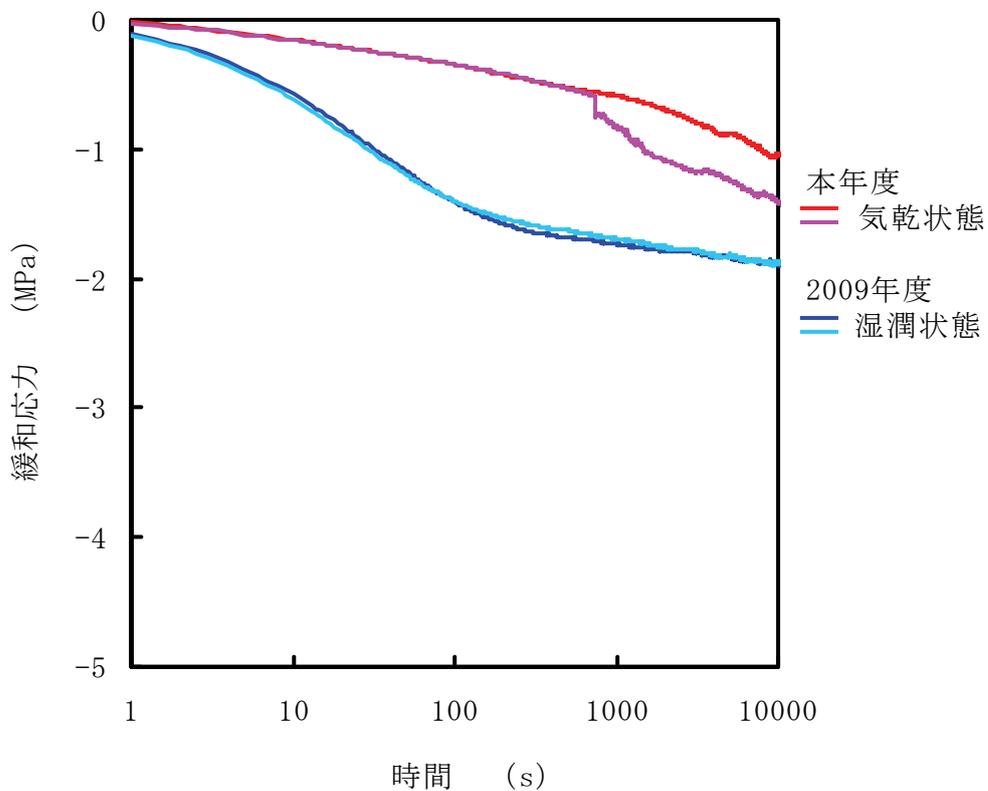


図 3-11 一般化応力緩和試験における緩和応力の経時変化
 (本年度と 2009 年度, 深度 1,000 m 付近, 歪速度 10^{-4} /s, $\gamma^* = -\infty$ (応力緩和))

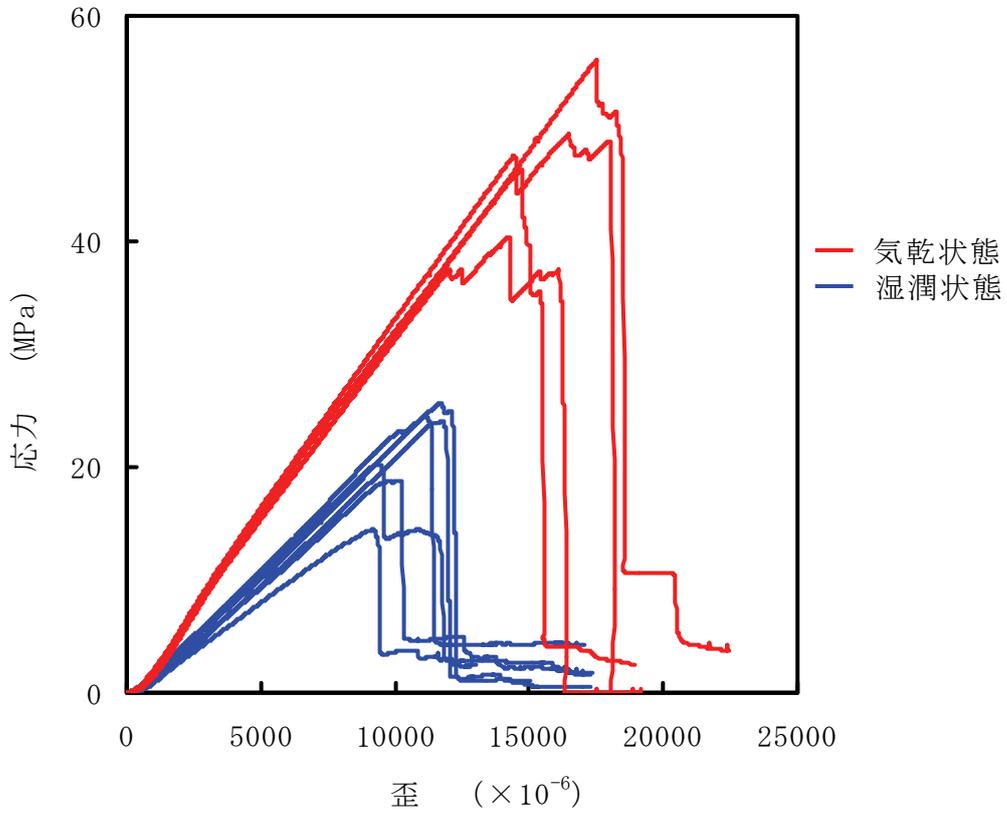


図 3-12 一般化応力緩和試験終了後の一軸圧縮強度試験結果
(本年度, 深度 1,000 m 付近)

3. 4 考察

湿潤状態で行った稚内層珪質泥岩の一般化応力緩和試験では、**図 3-6** や **図 3-7** に示したように、試験開始から 100 s 前後経過した時点でグラフが屈曲する現象が観察された。この現象は 2005 年度から本年度まで多くの試験片で観察されてきた。以下では、その原因と機構について考察する。

本年度の結果より、载荷過程の歪速度が小さいほど屈曲の程度が小さいこと (**図 3-6**, **図 3-7** 参照), 気乾状態での試験では屈曲が生じないこと (**図 3-10**, **図 3-11** 参照) が確認された。また, これまでの研究により, 稚内層珪質泥岩の一軸・三軸圧縮試験において, 载荷中に間隙水が排出されることもわかっている。そこで, 一般化応力緩和試験中に, 「試験開始直後は, 空隙の閉鎖にともなう間隙水の排出と岩石自体の変形が生じる。ある程度の時間が経過すると間隙水の排出がおさまリ, それ以降は岩石自体の変形のみが生じる。」という現象が生じたと考えてみる。

まず Darcy の法則を用いて, 間隙水の排出にどの程度の時間がかかるかを見積もってみる。

$$v = k \cdot i = k \frac{\sigma_h}{r} \quad \text{式 (3-2)}$$

ここで, v は流速 (cm/s), k は透水係数 (cm/s) である。上式のように, 動水勾配 i はクリープ応力を水頭で表した値 σ_h (cm) と試験片の半径 r (cm) から求めることにした。既往の研究¹³⁾により, 稚内層珪質泥岩の透水係数は $10^{-6} \sim 10^{-10}$ cm/s であることがわかっている。**式 (3-2)** で $k=10^{-6}$ cm/s とした場合は, 間隙水の排出に要する時間 r/v は約 30 s となり, $k=10^{-10}$ cm/s とした場合は r/v は約 300,000 s となった。 $k=10^{-7}$ cm/s とすると r/v は約 300 s となるので, 一般化応力緩和試験で試験開始からグラフが屈曲するまでの時間に近い値であった。しかし, 稚内層珪質泥岩の透水係数の値はかなり広範囲に分布しているため, 今後は試験片の透水特性と一般化応力緩和特性の関係について検討していく必要がある。

次に, 稚内層珪質泥岩のクリープ特性を表す力学モデルについて検討する。**図 3-13** のように, 岩石自体の変形をダッシュポット①, 空隙の閉鎖にともなう間隙水の排出をダッシュポット②とストッパー③で表すことにする。まず, ①を非線形ダッシュポット, ②を線形ダッシュポットとして, 応力と歪の関係は次式を仮定してみる。

$$\text{①} \quad : \quad \frac{d\varepsilon_1}{dt} = \frac{\sigma}{\eta_1 t} \quad \text{式 (3-3a)}$$

$$\text{②, ③} \quad : \quad 0 < t < 100 \text{ では, } \frac{d\varepsilon_2}{dt} = \frac{\sigma}{\eta_2}, \quad t > 100 \text{ では, } \frac{d\varepsilon_2}{dt} = 0 \quad \text{式 (3-3b)}$$

図 3-14(a)には, $(\sigma/\eta_1, \sigma/\eta_2) = (65, 0.8), (65, 5.0), (65, 6.5)$ とした計算結果と **図 3-6** と同じ試験結果を示す。100 s 以降については, 計算結果がそれぞれ歪速度 $10^{-5}, 10^{-4}, 5 \times 10^{-4}$ /s での結果をうまく再現している。一方, 試験開始から 100 s 経過するまでは, 特に歪速度 5×10^{-4} /s での試験結果と計算結果の乖離が大きい。そこで次に, ①と②を非線形ダッシュポットとして, 応力と歪の関係は次式を仮定する。

$$\text{①} \quad : \quad \frac{d\varepsilon_1}{dt} = \frac{\sigma}{\eta_1 t} \quad \text{式 (3-4a)}$$

$$\textcircled{2}, \textcircled{3} : 0 < t < 100 \text{ では, } \frac{d\varepsilon_2}{dt} = \frac{\sigma}{\eta_2 t}, \quad t > 100 \text{ では, } \frac{d\varepsilon_2}{dt} = 0 \quad \text{式 (3-4b)}$$

図 3-14(b)には、 $(\sigma/\eta_1, \sigma/\eta_2) = (65, 20), (65, 110), (65, 140)$ とした結果と図 3-6 と同じ試験結果を示す。100 s 以降については、図 3-14(a)と同様に計算により試験結果がうまく再現できた。試験開始から 100 s 経過するまでについても、図 3-14(a)よりは計算結果と試験結果の差異は小さくなった。ただし、歪速度 $10^{-5}/\text{s}$ に関しては試験結果と計算結果の乖離がやや大きくなった。これらの結果より、100 s 以降については対数クリープ則がほぼ成り立つことがわかったが、試験開始から 100 s 経過するまでの現象を解明するためには今後も検討が必要である。

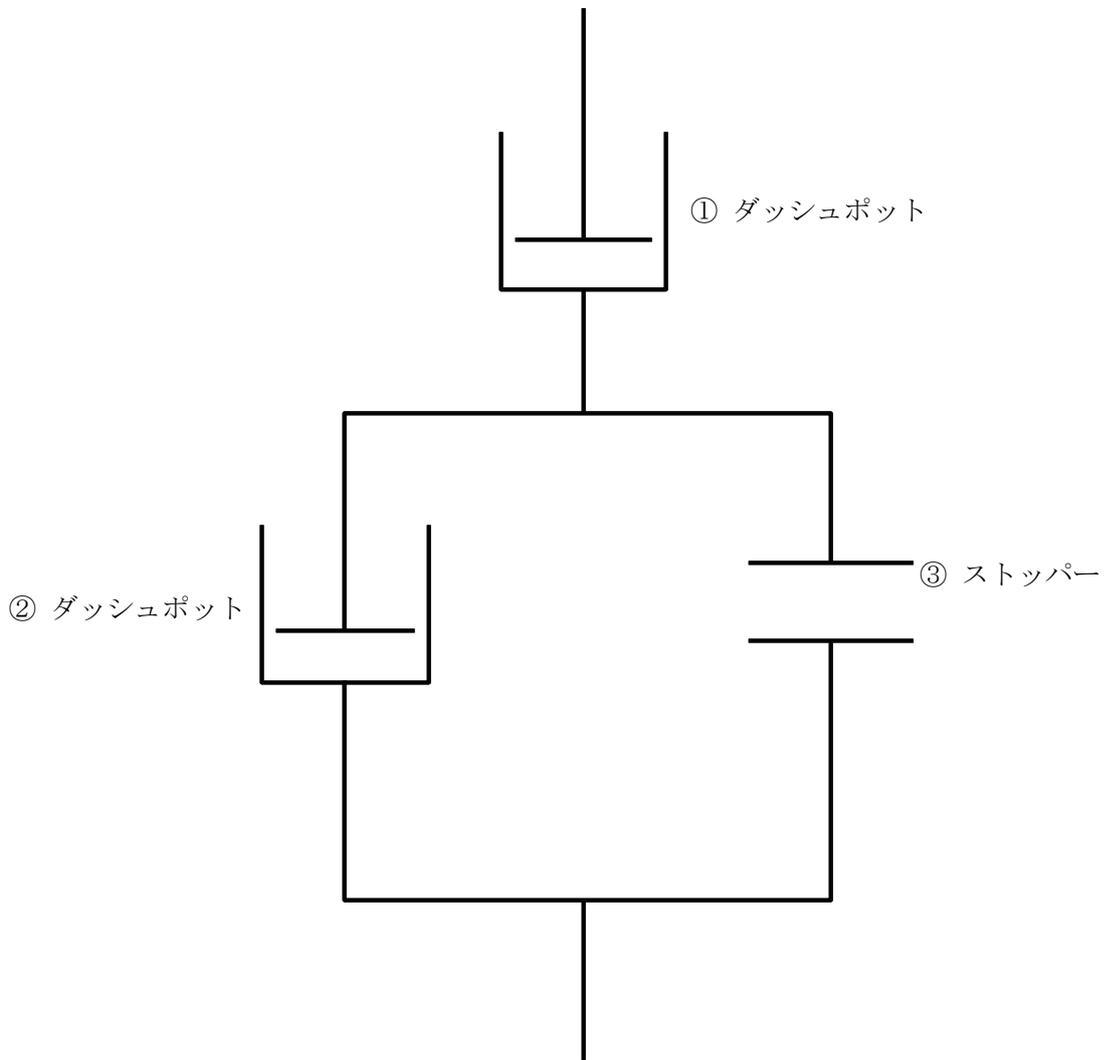
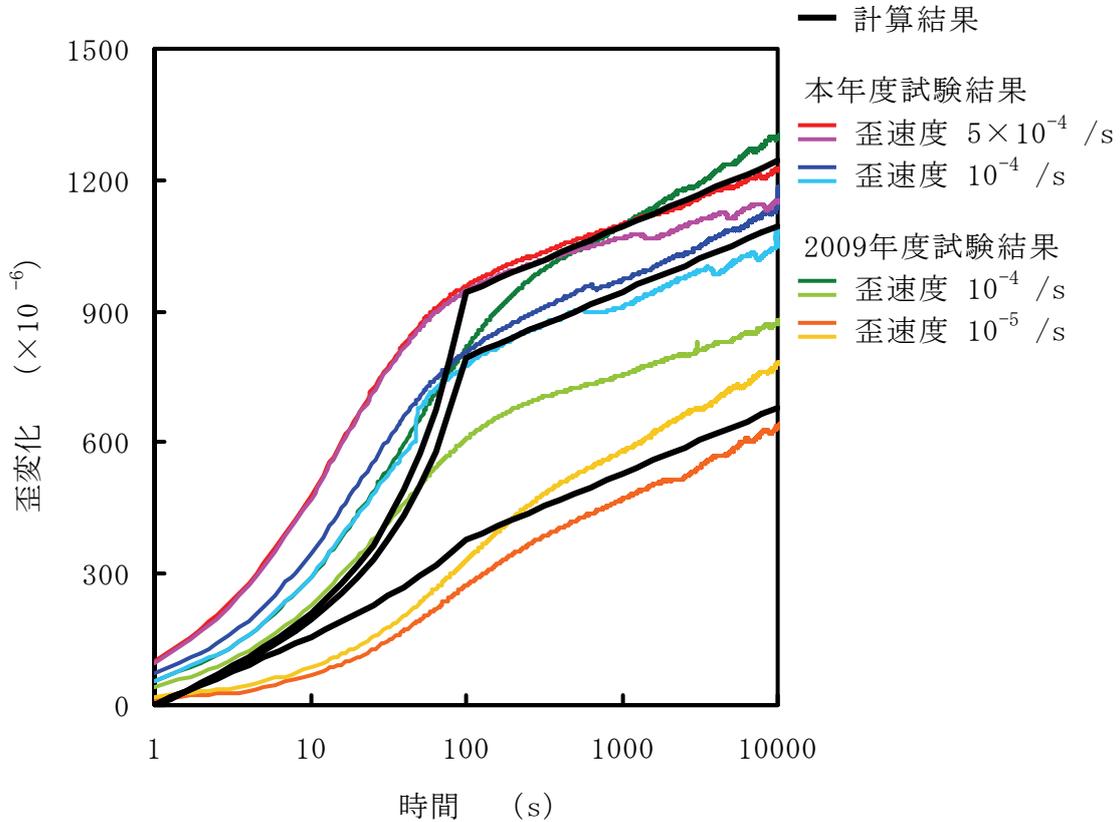


図 3-13 稚内層珪質泥岩のクリープ特性を表す力学モデル



(a) 式(3-3)による計算結果と試験結果

図 3-14 一般化応力緩和の計算結果と試験結果

(試験結果：本年度と 2009 年度，深度 1,000 m 付近，湿潤状態， $\gamma^*=0$ (クリープ)) (1/2)

太線は下から $(\sigma/\eta_1, \sigma/\eta_2) = (65, 0.8), (65, 5.0), (65, 6.5)$ とした結果

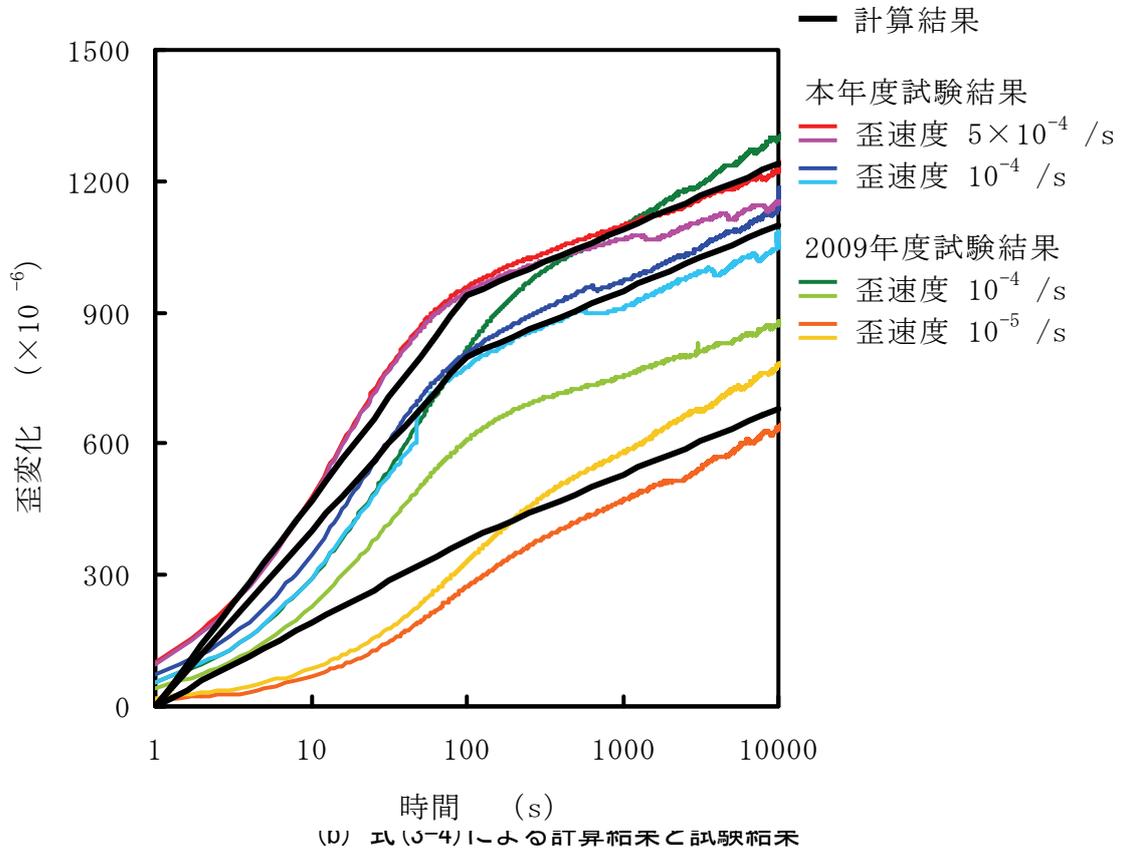


図 3-14 一般化応力緩和の計算結果と試験結果

(試験結果：本年度と 2009 年度，深度 1,000 m 付近，湿潤状態， $\gamma^*=0$ (クリープ)) (2/2)

太線は下から $(\sigma/\eta_1, \sigma/\eta_2) = (65, 20), (65, 110), (65, 140)$ とした結果

3. 5 まとめおよび今後の課題

本章では、2009年度に引き続き、稚内層珪質泥岩を用いて一般化応力緩和特性に関する試験を行った。まず、載荷過程の歪速度が一般化応力緩和特性に及ぼす影響について検討したところ、深度 1,000 m 付近から採取した試料については、本年度と 2009 年度と同じ条件下での一般化応力緩和結果の差異が小さいことがわかった。また、載荷過程での歪速度が小さいほどクリープ歪や緩和応力の変化が小さいことや、試験開始から 100 s 程度経過した時点でグラフが屈曲することが確認された。一方、深度 500 m 付近から採取した試料については、同じ条件下でも本年度と 2009 年度の結果には大きな差異が見られた。そこで、深度 1,000 m 付近から採取した試料を用いて気乾状態の試験を行い、一般化応力緩和特性におよぼす水の影響をより詳細に調べることにした。気乾状態と湿潤状態の結果を比較したところ、気乾状態のほうがクリープ歪や緩和応力の変化は小さいことがわかった。また気乾状態では、湿潤状態で見られたような試験開始から 100 s 前後でのグラフの屈曲は観察されなかった。

稚内層珪質泥岩の一般化応力緩和試験では、試験開始から 100 s 前後経過した時点でグラフが屈曲する現象が観察された。この現象の機構を解明するため、“試験開始直後は、空隙の閉鎖にともなう間隙水の排出と岩石自体の変形が生じる。ある程度の時間が経過すると間隙水の排出がおさまり、それ以降は岩石自体の変形のみが生じる。”という仮説のもとで検証を行った。Darcy の法則を用いて、間隙水の排出にどの程度の時間がかかるかを見積もったところ、これまでに得られている稚内層珪質泥岩の透水係数の範囲内で、試験結果が説明できる可能性があることがわかった。しかし、稚内層珪質泥岩の透水係数の値はかなり広範囲に分布しているため、今後は試験片の透水特性と一般化応力緩和特性の関係について検討していく必要がある。次いで、稚内層珪質泥岩のクリープ特性を表す力学モデルを用いて検討した。その結果、空隙の閉鎖にともなう間隙水の排出と岩石自体の変形を、それぞれ別々のダッシュポットでモデル化することで、試験結果をある程度再現できることがわかった。今回はクリープ特性についてのみ検討したので、今後は一般化応力緩和特性や一般化応力緩和試験開始までの載荷過程についても検討が必要である。

4. 引張応力下での力学特性

4. 1 はじめに

本章では、幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層珪質泥岩の圧裂引張試験と一軸引張試験を行い、引張応力下での力学特性について検討した。

2006年度は、HDB-11孔の深度700m付近から採取した試料を用いて圧裂引張試験を行った。2007年度は、HDB-11孔の深度500m付近と1,000m付近から採取した試料を用いて圧裂引張試験を行い、データを蓄積した。これらの試験結果を整理したところ、強度のばらつきは大きいものの、稚内層珪質泥岩の脆性度（一軸圧縮強度／引張強度）は6～12であり、標準的な岩石の範囲内にあることがわかった。ただし、2007年度に用いた試料の脆性度は2006年度に比べて小さく、その理由は判然としなかった。2008年度は、さらにデータを蓄積するため、2007年度と同様にHDB-11孔の深度500m付近と1,000m付近の試料を用いて圧裂引張試験を行った。引張応力下での時間依存性挙動を調べるために、2種類の変位速度を交互に切り換えながら試験を行ったところ、強度破壊点付近で荷重速度依存性を示すことが確認された。一軸圧縮強度の目盛を圧裂引張強度の目盛の10倍にして、試験結果と試料の採取深度との関係を表示したところ、一軸圧縮強度と圧裂引張強度の分布する範囲が各採取深度で比較的良く一致した。この結果は、かなりばらつきがあるものの、稚内層珪質泥岩の脆性度が10程度であることを示唆している。2008年度は、圧裂引張試験のほかに引張応力下での変形・破壊特性を把握するために一軸引張試験も実施した。一軸引張応力下での完全応力-歪曲線の取得に成功し、わずかではあるが残留強度を示すことが確認された。2008年度までの圧裂引張試験は湿った試験片を用いて大気中で実施した。また、2008年度に実施した一軸引張試験は、試験片に湿った脱脂綿を巻きつけ、さらにその外側をラップで覆った状態で行った。2009年度は、試験中の試験片の含水状態をほぼ一定に保つために、試験片を水没させた状態で圧裂引張試験と一軸引張試験を行った。水中で試験を行うことにより、試験片の含水状態の変化や試験片表面からの水分の蒸発の影響を抑えることができ、2008年度までと比べて、試験片ごとのばらつきの少ない良好な試験結果が得られた。また、大気中よりも水中で試験を行う方が、強度がやや小さくなる傾向が確認された。

本年度は、まず、2009年度と同様に水中で圧裂引張試験を行ってデータを蓄積することにした。これまでの試験により、稚内層珪質泥岩の変形・破壊挙動には層理面がなんらかの影響を与えることが確認されていたが、詳細な検討は行っていなかった。そこで本年度は、層理面に対して垂直に荷重した場合と平行に荷重した場合の試験結果を比較し、圧裂引張強度や荷重速度依存性の程度に及ぼす層理面の影響について調べた。次いで、2009年度と同様に水中で一軸引張試験を行った。岩石試験片の水中での一軸引張試験はこれまでほとんど行われておらず、稚内層珪質泥岩を用いた水中での一軸引張試験は2009年度が初めての試みであった。試験は概ね成功したが、試験方法や接着剤の影響については検討の余地が残されている。そこで本年度は、接着剤や接着方法を変化させてその影響を調べることにした。試験結果については、採取深度による比較、一軸引張強度と圧裂引張強度の比較、2009年度と本年度の比較などを行った。

4. 2 試料岩石と試験方法

試料岩石として稚内層珪質泥岩を用いた。試験片は2010年7月20日に本研究室に到着した直径約80mmのボーリングコア(HDB-11)から作製した。図2-1(a)～(s)に示したように、ボーリングコアは全部で19本(No.1～No.19)あり、深度500m付近(No.11～No.19)および深度1,000m付近(No.1～No.10)から採取された。ボーリングコアには軸方向に対して45°程度傾いた層理面が観察された。また、いずれのボーリングコアにも多数のクラックが観察された。試験には、深度500m付近では図2-1(q)に示したNo.17、深度1,000m付近では図2-1(i)に示したNo.9と図2-2(j)に示したNo.10のボーリングコアより作製した試験片を用いた。圧裂引張試験には直径25mm、高さ12mm程度の円柱形試験片を用いた。一軸引張試験には直径25mm、高さ50mmで、両端面の平行度を±0.01mm以内に仕上げた円柱形試験片を用いた。試験片は、軸方向(高さ方向)がボーリングコアの軸方向と一致するように作製したため、層理面は試験片の軸に対して45°程度傾いていることになる。いずれの試験片とも整形後は水中で保存した。圧裂引張試験と一軸引張試験に用いた試験片の諸元を、それぞれ表4-1と表4-2に示す。圧裂引張試験、一軸引張試験ともに、容量10kNのサーボ試験機を用いた。荷重はロードセルで、変位は差動変圧器式変位計で測定した。

圧裂引張試験は図4-1に示すような透明容器内で実施した。試験では2009年度と同様に、試験開始から変位が0.015mm増加するごとに変位速度を0.0005mm/sと0.005mm/sとで交互に切り換えた。強度や載荷速度依存性の程度に及ぼす層理面の影響を調べるため、図4-2に示すように、層理面に垂直と平行の2種類の方向から載荷を行った。

一軸引張試験は図4-3に示すような透明容器内で実施した。プラテンへの試験片の接着や試験後の試験片の取り外しを容易にするため、図4-4に示すように透明容器の円筒は上下に動かせるような構造にしてある。一軸引張試験の手順は以下のとおりである。

1. 上下のプラテンと透明容器を試験機に設置し、図4-4(b)のように透明容器を下げた状態にする。
2. 上下端面にエポキシ系接着剤を塗った試験片を下部プラテンに置き密着させる。
3. 上部プラテンを下げて試験片に密着させ、変位制御で試験片に100～200Nの圧縮荷重を加える。
4. 透明容器を図4-4(a)のように上げた状態にして水を注ぎ入れ、試験片を水没させる。
5. 上下プラテンの位置を固定したまま、1日程度接着剤が硬化するのを待つ。
6. 歪速度 10^{-6} /sで一軸引張試験を実施する。

接着剤として、市販品であるニチバン製アラルダイトと水中での接着性を高めた特注品であるソテック製D-2を用いた。試験片への接着剤の塗布方法については、表4-3に示すように、端面が濡れた状態で塗布した場合と端面の水分をふき取った状態で塗布した場合の2通りの方法を実施した。

表 4-1 圧裂引張試験に用いた試験片の諸元と試験結果

深度 m	試験片 番号	直径 mm	高さ mm	質量 g	密度 g/cm ³	載荷方向と 層理面の関係	破壊荷重 kN	強度 MPa
514.0 ～ 514.6	17-40	25.1	12.5	11.79	1.90	垂直	0.96	1.95
	17-42	25.0	12.5	11.83	1.92		0.54	1.10
	17-44	25.1	12.5	11.83	1.91		0.70	1.42
	17-46	25.1	12.5	11.85	1.91		0.62	1.25
	17-41	25.1	12.5	11.80	1.90	平行	0.64	1.30
	17-43	25.1	12.3	11.44	1.88		0.33	0.68
	17-45	25.1	12.5	11.86	1.92		0.31	0.62
	17-47	25.1	12.5	11.84	1.92		0.20	0.42
988.45 ～ 988.85	9-25	25.1	12.5	11.70	1.89	垂直	1.57	3.18
	9-27	25.1	12.5	11.73	1.89		2.16	4.38
	9-29	25.1	12.5	11.87	1.91		1.67	3.38
	9-31	25.1	12.5	11.89	1.91		1.46	2.95
	9-26	25.1	12.5	11.81	1.90	平行	1.10	2.21
	9-28	25.1	12.5	11.99	1.94		0.81	1.64
	9-30	25.1	12.6	11.87	1.91		1.04	2.10
	9-32	25.1	12.5	11.91	1.92		0.91	1.84
深度500 m 付近平均	垂直	25.1	12.5	11.83	1.91		0.71	1.43
	平行	25.1	12.5	11.73	1.91		0.37	0.75
深度1000 m 付近平均	垂直	25.1	12.5	11.80	1.90		1.72	3.47
	平行	25.1	12.5	11.90	1.92		0.96	1.95

表 4-2 一軸引張試験に用いた試験片の諸元と試験結果

深度 m	試験片 番号	直径 mm	高さ mm	質量 g	密度 g/cm ³	強度 MPa
514.0 ～ 514.6	17-13	25.1	50.0	47.65	1.93	0.48
	17-14	25.1	50.1	47.65	1.93	-
	17-15	25.1	50.1	47.70	1.93	-
	17-16	25.1	50.1	47.65	1.92	0.61
	17-17	25.1	50.1	47.67	1.93	0.50
988.45 ～ 988.85	9-11	25.1	50.0	47.53	1.92	-
	9-12	25.1	50.1	47.38	1.91	0.32
	9-13	25.1	50.1	48.19	1.94	-
	9-14	25.1	50.1	47.48	1.91	0.25
988.85 ～989.0	10-1	25.1	50.1	47.55	1.91	0.24
深度500 m付近平均		25.1	50.1	47.66	1.93	0.53
深度1000 m付近平均		25.1	50.1	47.63	1.92	0.27

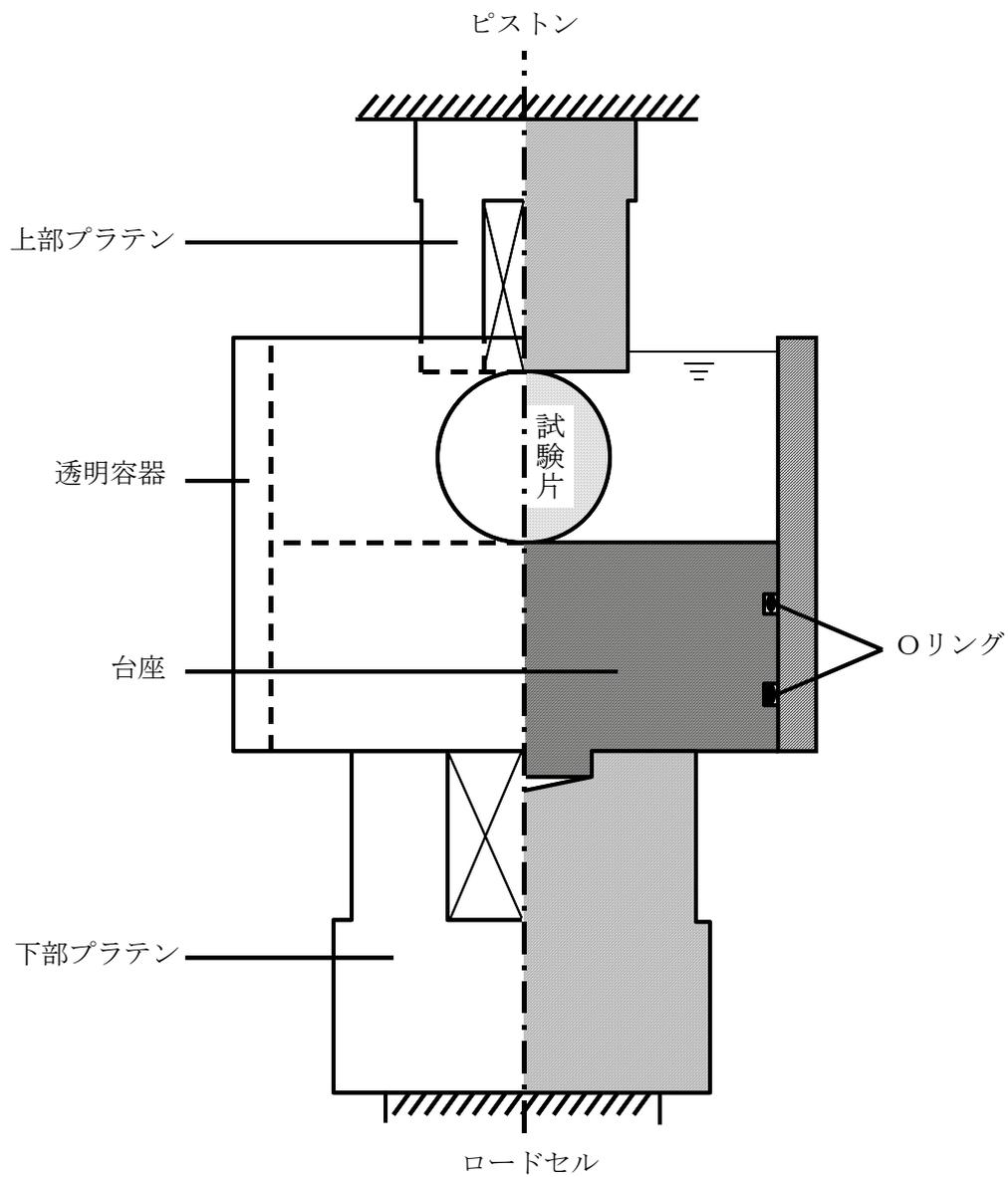
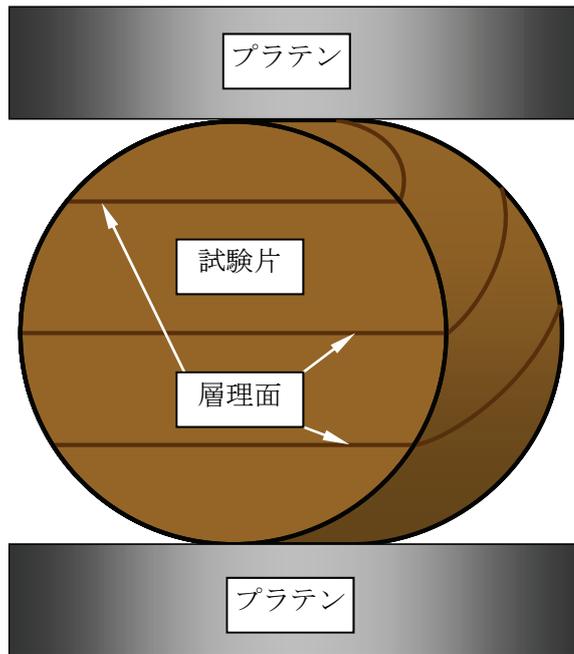
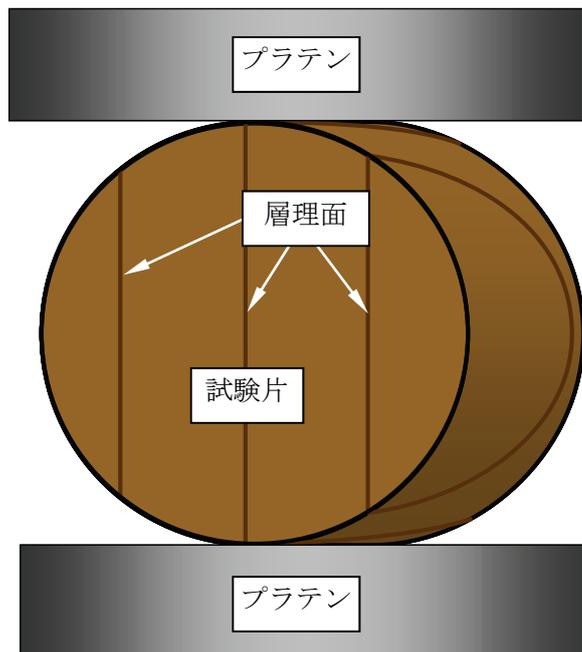


図 4-1 圧裂引張試験に用いた試験装置の概略



(a) 層理面に対して垂直に荷重した場合



(b) 層理面に対して平行に荷重した場合

図 4-2 圧裂引張試験での荷重方向と層理面との関係

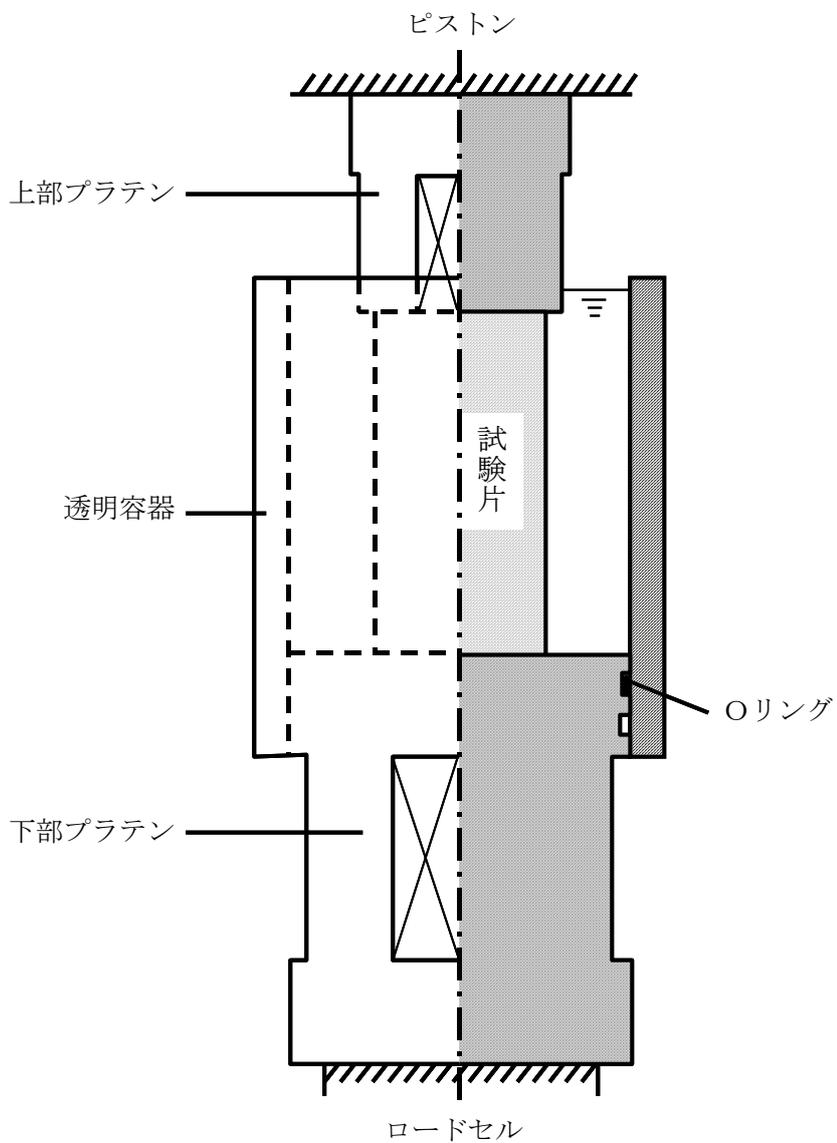


図 4-3 一軸引張試験に用いた試験装置の概略



(a) 透明容器を上げた状態



(b) 透明容器を下げた状態

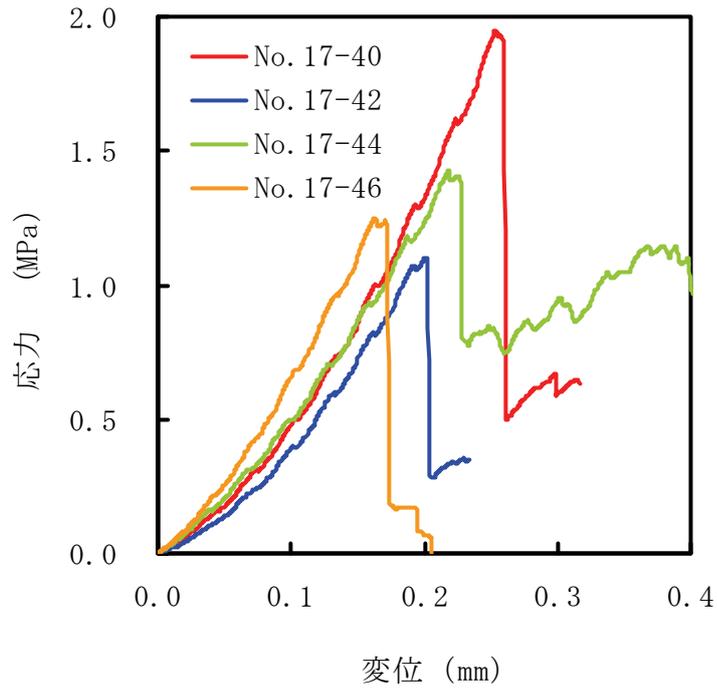
図 4-4 一軸引張試験で使した透明容器の写真

表 4-3 一軸引張試験で用いた接着剤と接着方法

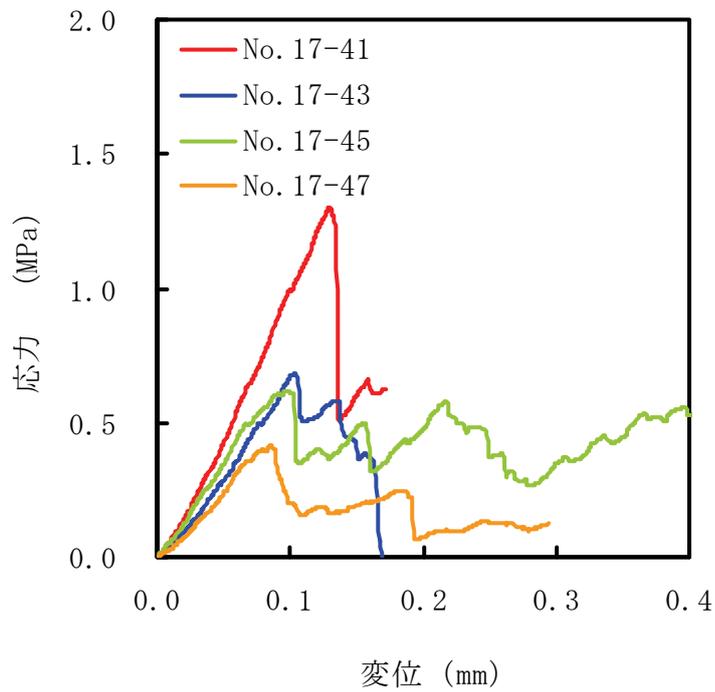
深度 m	試験片 番号	接着剤	接着方法 (端面状態)	試験結果
514.0 ~ 514.6	17-13	D-2	濡れた状態	○
	17-14	アラルダイト	濡れた状態	○
	17-15	D-2	水分拭き取り	× : 上端剥離
	17-16	D-2	水分拭き取り	○
	17-17	アラルダイト	水分拭き取り	○
988.45 ~ 988.85	9-11	D-2	濡れた状態	○
	9-12	アラルダイト	濡れた状態	○
	9-13	D-2	水分拭き取り	× : 下端剥離
	9-14	D-2	水分拭き取り	○
988.85 ~989.0	10-1	アラルダイト	水分拭き取り	○

4. 3 圧裂引張試験結果

深度 500 m 付近から採取した試料の圧裂引張試験で得られた荷重－変位曲線を図 4-5 に示す。層理面に垂直に載荷した場合、いずれの試験片でも、試験開始直後は若干下に凸の曲線を描いたが、その後はほぼ直線的に荷重が増加した。比較的低い荷重から変位速度の切り換えによって荷重が増減する様子が見られ、荷重の増減はピーク強度付近で最大となった。ピーク強度以降は急激に応力が減少したが、No.17-44 はプラテン間に試験片が挟まったままであったので、その後も応力が若干増加した。層理面に平行に載荷した場合は垂直に載荷した場合よりも、試験開始直後の荷重－変位曲線が直線的であった。変位速度の切り換えによる荷重の増減は、ピーク強度以前は小さく、ピーク強度付近でようやく観察された。ピーク強度以降は急激に応力が減少したが、No.17-45 ではプラテン間に試験片が挟まったままであったので、その後も応力の増加・減少が続いた。図 4-6 には試験終了後の試験片の写真を示す。図からわかるように、層理面に平行に載荷した場合は 4 本の試験片とも、試験片のほぼ中心を通るように破断面が生じた。一方、層理面に垂直に載荷した場合には、試験片の中心からずれた位置に破断面が生じた場合 (No.17-44) や 2 つの破断面が交差して生じた場合 (No.17-46) があった。



(a) 層理面に垂直に載荷



(b) 層理面に平行に載荷

図 4-5 圧裂引張試験で得られた荷重－変位曲線（深度 500 m 付近）



No. 17-40 (垂直)



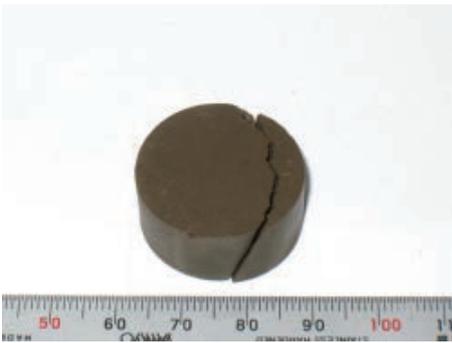
No. 17-41 (平行)



No. 17-42 (垂直)



No. 17-43 (平行)



No. 17-44 (垂直)



No. 17-45 (平行)



No. 17-46 (垂直)



No. 17-47 (平行)

図 4-6 圧裂引張試験後の試験片の写真 (深度 500 m 付近)

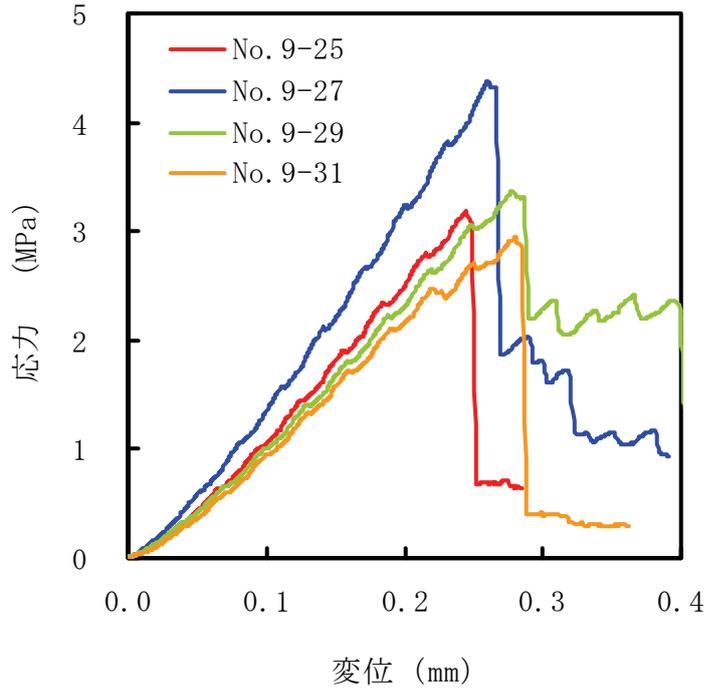
深度 1,000 m 付近から採取した試料の圧裂引張試験で得られた荷重－変位曲線を図 4-7 に示す。試験結果の傾向は深度 500 m 付近から採取した試料と似ており、層理面に平行に載荷した場合の方が垂直に載荷した場合に比べて、試験開始直後の荷重－変位曲線が直線的であり、変位速度の切り換えによる荷重の増減が小さかった。図 4-8 には試験終了後の試験片の写真を示す。層理面に平行に載荷した場合は 4 本の試験片とも、試験片のほぼ中心を通るように破断面が生じた。一方、層理面に垂直に載荷した場合には、試験片の中心からずれた位置に破断面が生じた試験片や複雑な破断面が生じた試験片があった。

表 4-1 には圧裂引張強度も併記している。深度 500 m 付近から採取した試料では、層理面に垂直に載荷した場合の強度は平行に載荷した場合の強度の 1.9 倍であった。深度 1,000 m 付近から採取した試料では、層理面に垂直に載荷した場合の強度は平行に載荷した場合の強度の 1.8 倍であった。水中で試験を行った 2009 年度と本年度の結果を比較すると表 4-4 のようになる。なお 2009 年度は、載荷方向と層理面の関係について特に意識せずに試験を行った。

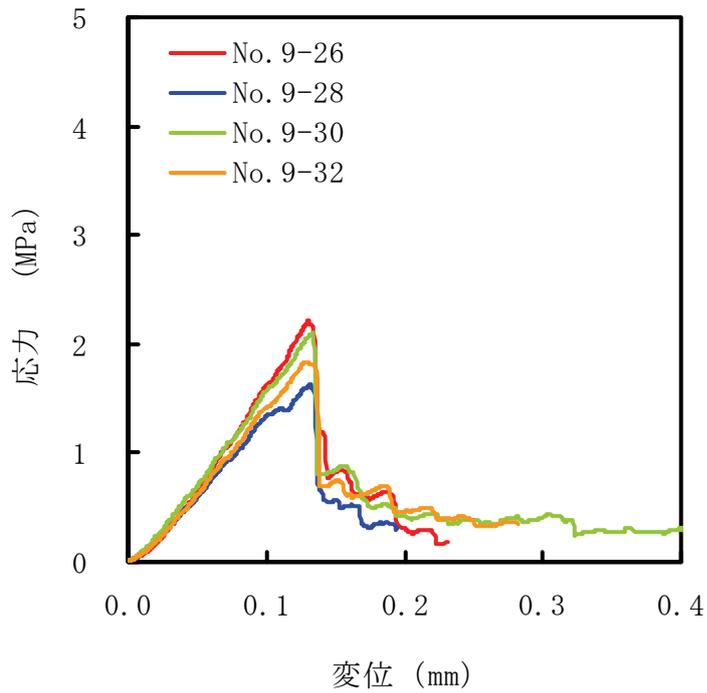
深度 1,000 m 付近の試料に関しては、2009 年度の結果は本年度の垂直と平行の結果の間に入った。一方、深度 500 m 付近の試料に関しては、2009 年度と本年度の結果の差異が大きかった。考えられる原因の一つとして、HDB-11 孔の深度 500 m 付近は声問層と稚内層の境界に近く不均質性が高いことが挙げられる。

表 4-4 圧裂引張強度の比較（2009 年度と本年度の結果）

		深度 500 m 付近	深度 1,000 m 付近
2009 年度		2.97 MPa	2.35 MPa
本年度	垂直	1.43 MPa	3.47 MPa
	平行	0.75 MPa	1.95 MPa



(a) 層理面に垂直に載荷



(b) 層理面に平行に載荷

図 4-7 圧裂引張試験で得られた荷重—変位曲線（深度 1,000 m 付近）



No. 9-26 (平行)



No. 9-27 (垂直)



No. 9-28 (平行)



No. 9-29 (垂直)



No. 9-30 (平行)



No. 9-31 (垂直)



No. 9-32 (平行)

図 4-8 圧裂引張試験後の試験片の写真 (深度 1,000 m 付近)

4. 4 一軸引張試験結果

表 4-3 には、各接着剤、各試験方法で試験が成功したか (○) 失敗したか (×) を示した。試験は概ね成功したが、試験片の端面の水分を拭き取った状態で D-2 を塗布した場合には、2 回試験に失敗した (No.9-13 と No.17-15)。ただし、同じ接着方法でも、4. 2 節の試験手順 3 で述べた接着時に加える圧縮荷重を大きくすると試験は成功した (No.9-14 と No.17-16)。D-2 の製作を依頼した接着剤メーカーの話によると、「アラルダイトには水を吸収する成分が少し入っているので、水が多少あっても硬化する。D-2 は水を吸収する成分が多く含まれているので、水が多量にあっても (水中でも) 硬化する。」とのことであった。また、接着剤の硬化を待つ 1 日の間に、アラルダイトでは圧縮荷重が徐々に増加し、D-2 では圧縮荷重が徐々に減少する様子が観察された。これらの結果より、今回の試験では次のようなことが生じたと推測された。

「まず、稚内層珪質泥岩のように一軸引張強度が比較的小さい岩石では、アラルダイトでも D-2 でも試験は概ね成功した。ただし、アラルダイトは硬化中に水分を吸収して膨張するので、接着時の圧縮荷重が増加した。D-2 も硬化中に水分を吸収するが、水分が少ない場合は収縮するので接着時の圧縮荷重が減少した。その結果、試験片端面の水分を拭き取り、接着時の圧縮荷重を小さくした No.9-13 と No.17-15 では、接着が不十分となり試験に失敗した。」

試験での失敗を減らすためには、接着時の圧縮荷重をなるべく大きくしたほうが良いと考えられるが、大きすぎると引張試験での変形・破壊特性に影響が生じる可能性がある。水中での岩石の一軸引張試験に関しては得られている知見が少ないので、試験方法について今後も検討を続ける必要がある。

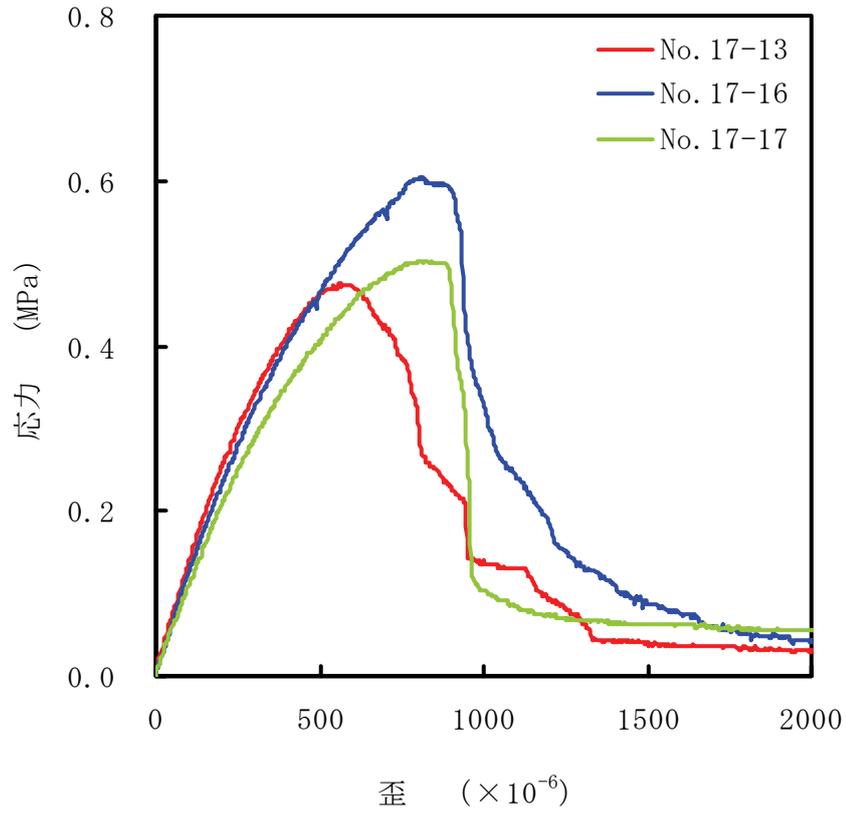
深度 500 m 付近から採取した試料の一軸引張試験で得られた応力-歪曲線を図 4-9 (a) に示す。なお、No.17-14 は試験には成功したが、端面の近くで破断したのでここでは除外した。いずれの試験片でも、試験開始からほぼ直線的に応力が増加していき、その後、応力-歪曲線は上に凸の曲線を描いた。ピーク強度以降は応力が減少したが、応力は完全に 0 にはならず、残留強度は 0.05 MPa 程度であった。図 4-10 (a) には試験終了後の試験片の写真を示す。なお正面からの写真のためわかりづらいが、No.17-17 にも No.17-13 や No.17-16 と似た形状の破断面が生じていた。いずれの試験片でも、破断面は試験片の軸方向すなわち载荷方向に対して傾いており、これは層理面の影響と考えられる。ただし、破断面の形状は複雑であり、破断面表面の凹凸は大きかった。

深度 1,000 m 付近から採取した試料の一軸引張試験で得られた応力-歪曲線を図 4-9 (b) に示す。なお、No.9-11 は試験には成功したが、端面の近くで破断したのでここでは除外した。深度 500 m 付近から採取した試料とほぼ同様に、試験開始からほぼ直線的に応力が増加していき、その後、応力-歪曲線は上に凸の曲線を描いた。ピーク強度以降は応力が減少したが、応力は完全に 0 にはならず、0.1 MPa 程度の残留強度を示す試験片もあった。図 4-10 (b) には試験終了後の試験片の写真を示す。いずれの試験片でも、破断面は試験片の軸方向から傾いており、層理面に沿ってき裂が生じた可能性がある。破断面の表面は、深度 500 m 付近から採取した試料よりも滑らかであった。No.10-1 には傾いた破断面の下方に比較的水平的な破断面も生じた。

表 4-2 に一軸引張強度をまとめて示したが、深度 500 m 付近から採取した試料の強度は深度 1,000 m 付近から採取した試料の約 2 倍であった。表 4-1 に示した圧裂引張強度と比較すると、一軸引張強度は深度 500 m 付近から採取した試料のほうが大きかったが、圧裂引張強度は深度 1,000 m 付近から採取した試料のほうが大きかった。また、深度 1,000 m 付近から採取した試料に関しては、一軸引張強度と圧裂引張強度の差がかなり大きかった。

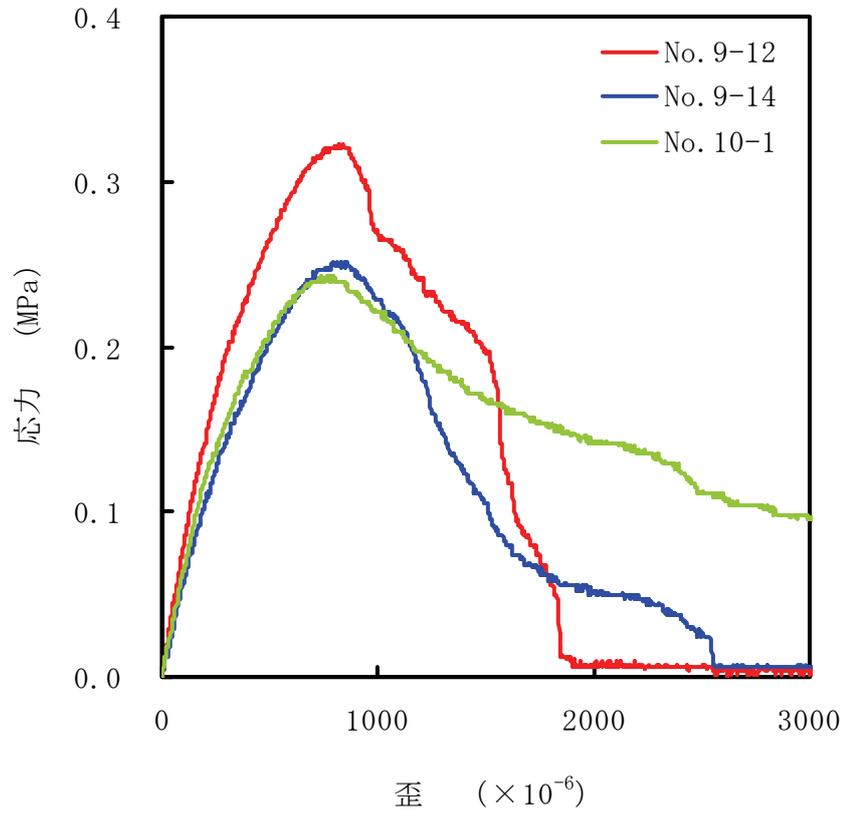
図 4-11 には、2009 年度と本年度に得られた試験結果をまとめて示した。ここでも、端面の近くで破断した試験片の結果はすべて除外した。500 m 付近から採取した試料については、本年度

得られた一軸引張強度は 2009 年度の 1/3 程度であった。なお 4. 3 節で示したように、圧裂引張強度に関しても本年度のほうが 2009 年度よりも小さい値が得られている。1,000 m 付近から採取した試料については、2009 年度は強度が 1 MPa 程度の試験片が 2 本、0.5 MPa 程度の試験片が 3 本とばらつきが大きかった。本年度得られた一軸引張強度は 2009 年度よりも小さく 0.3 MPa 程度であった。一方、4. 3 節で示したように、圧裂引張強度に関しては本年度と 2009 年度の結果は比較的近い値であった。



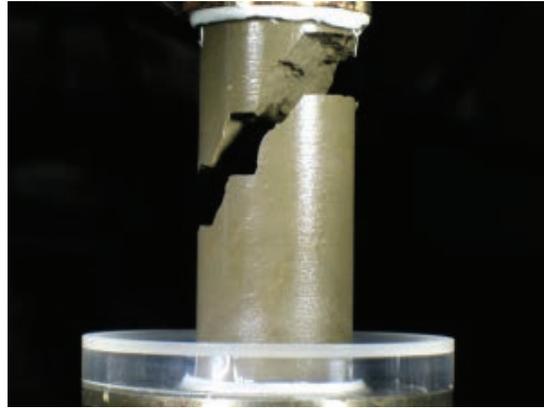
(a) 深度 500 m 付近

図 4-9 一軸引張試験で得られた応力-歪曲線 (1/2)

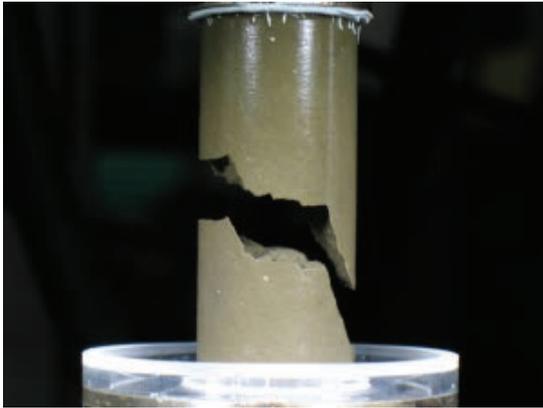


(b) 深度 1,000 m 付近

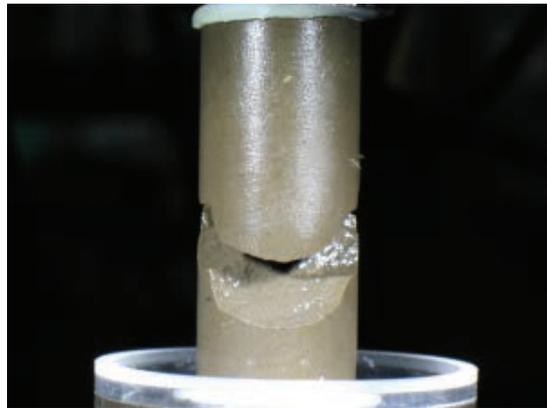
図 4-9 一軸引張試験で得られた応力-歪曲線 (2/2)



No. 17-13



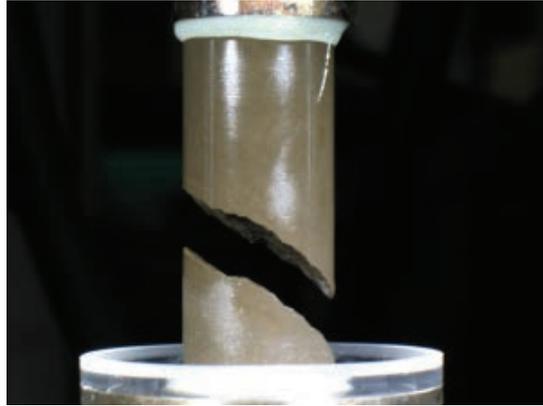
No. 17-16



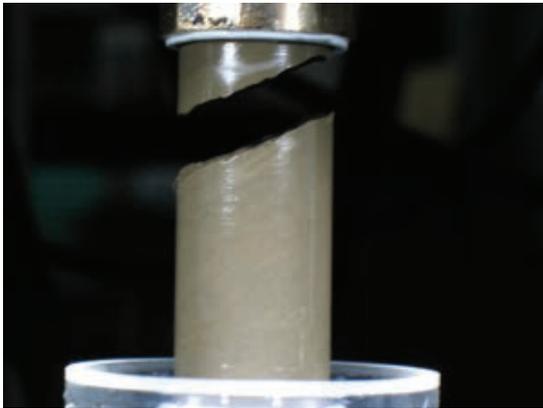
No. 17-17

(a) 深度 500 m 付近

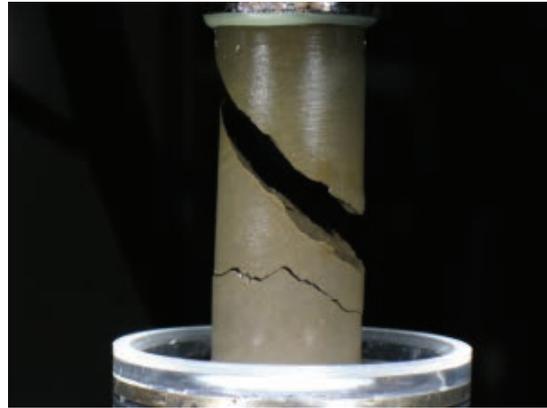
図 4-10 一軸引張試験後の試験片の写真 (1/2)



No. 9-12



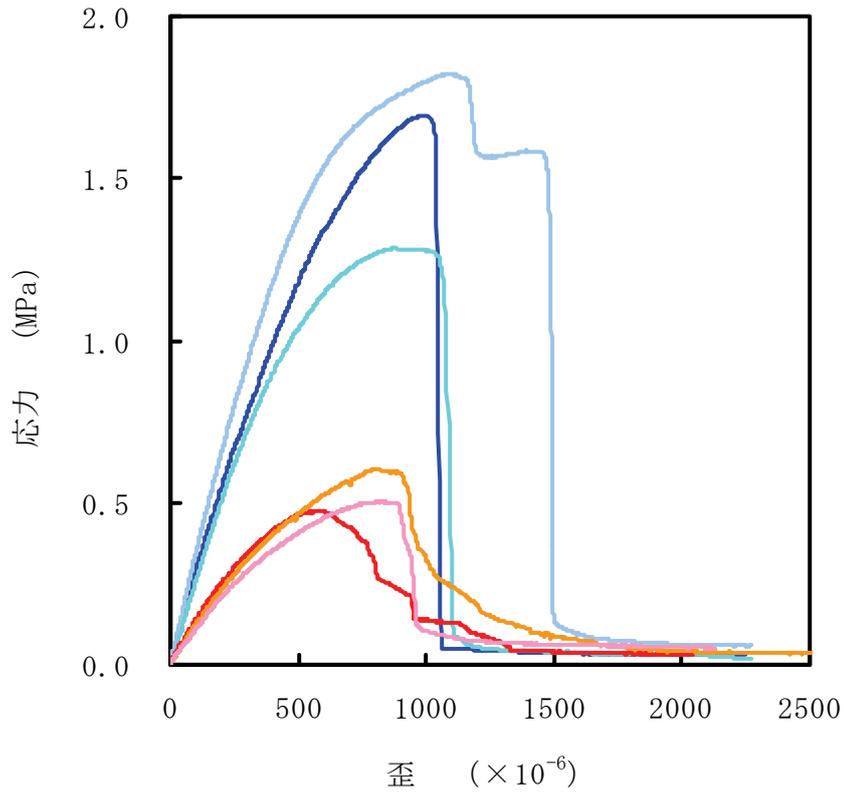
No. 9-14



No. 10-1

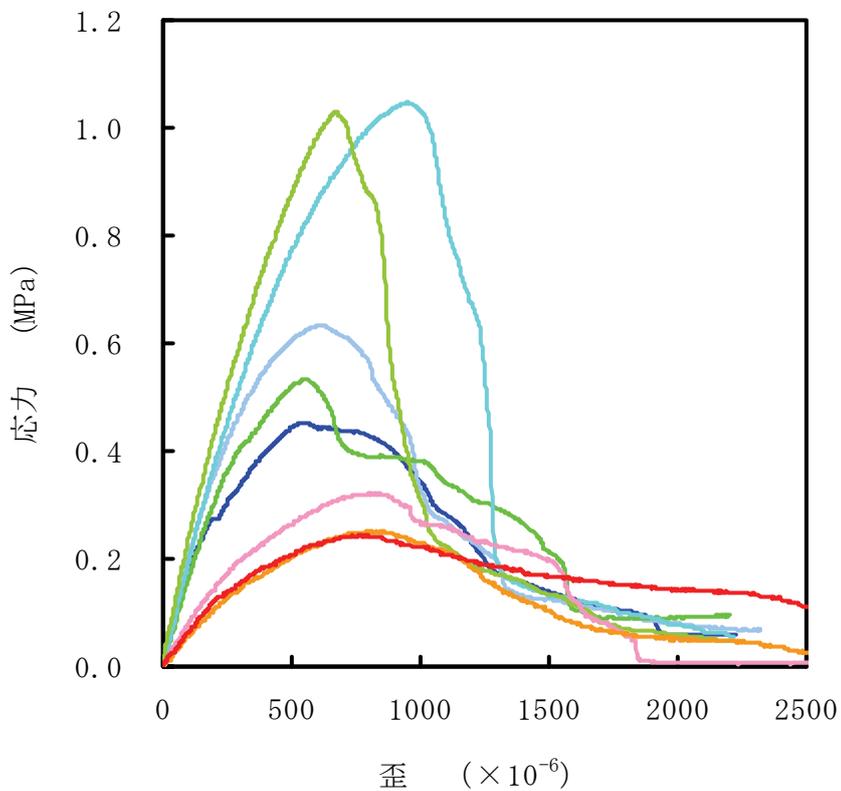
(b) 深度 1,000 m 付近

図 4-10 一軸引張試験後の試験片の写真 (2/2)



(a) 500 m 付近
 2009 年度の結果：青系統
 本年度の結果：赤系統

図 4-11 一軸引張試験で得られた応力-歪曲線 (1/2)



(b) 1,000 m 付近
2009 年度の結果：青～緑系統
本年度の結果：赤系統

図 4-11 一軸引張試験で得られた応力-歪曲線 (2/2)

4. 5 まとめおよび今後の課題

本章では、2009年度に引き続き、稚内層珪質泥岩の圧裂引張試験と一軸引張試験を水中で行った。これまでの圧裂引張試験では、変形・破壊挙動に層理面がなんらかの影響を与えることが確認されていたが、詳細な検討は行っていなかった。そこで本年度は、層理面に対して垂直に載荷した場合と平行に載荷した場合の試験結果を比較し、圧裂引張強度や載荷速度依存性の程度に及ぼす層理面の影響について調べた。その結果、深度 500 m と深度 1,000 m 付近から採取したいずれの試料でも、層理面に垂直に載荷した場合の強度は平行に載荷した場合の強度の 2 倍程度になることがわかった。また、層理面に垂直に載荷した場合の方が平行に載荷した場合に比べて、変位速度の切り換えによる荷重の増減（載荷速度依存性の程度）がやや大きくなる傾向が見られた。2009年度と本年度の結果を比較したところ、深度 1,000 m 付近の試料に関しては、2009年度の結果は本年度の垂直と平行の結果の間に入った。一方、深度 500 m 付近の試料に関しては、2009年度と本年度の結果の差異が大きかった。この原因の一つとして、HDB-11 孔の深度 500 m 付近は声問層と稚内層の境界に近く不均質性が高いことが考えられたが、今後もデータを蓄積しながら検討する必要がある。

岩石試験片の水中での一軸引張試験はこれまでほとんど行われておらず、稚内層珪質泥岩を用いた水中での一軸引張試験は 2009年度が初めての試みであった。そこで本年度は、接着剤や接着方法を変化させてその影響を調べることにした。試験結果については、採取深度による比較、一軸引張強度と圧裂引張強度の比較、2009年度と本年度の比較などを行った。試験は概ね成功したが、接着時の圧縮荷重が小さい場合には試験が失敗することがあった。試験での失敗を減らすためには、接着時の圧縮荷重をなるべく大きくしたほうが良いと考えられるが、大きすぎると引張試験での変形・破壊特性に影響が生じる可能性がある。岩石の水中での一軸引張試験に関しては未だ得られている知見が少ないので、試験方法について今後も検討を続ける必要がある。試験結果に関しては、圧裂引張強度は深度 1,000 m 付近から採取した試料のほうが大きかったにもかかわらず、一軸引張強度は深度 500 m 付近から採取した試料のほうが大きかった。また、深度 1,000 m 付近から採取した試料では一軸引張強度と圧裂引張強度の差がかなり大きかった。本年度と 2009年度の結果を比較したところ、500 m 付近から採取した試料については、圧裂引張強度と一軸引張強度のいずれとも本年度のほうが小さかった。1,000 m 付近から採取した試料については、圧裂引張強度は比較的近い値であったが、一軸引張強度は本年度のほうがかなり小さかった。これらの原因について今後検討する必要があるが、特に、500 m 付近から採取した試料の強度のばらつきが大きかったことと、1,000 m 付近から採取した試料の一軸引張強度がかなり小さかったことに関しては、試験結果の妥当性についても調べる必要がある。

5. おわりに

ニアフィールド岩盤の長期安定性評価手法の信頼性向上を目指した研究を実施し、その結果を第2章から第4章に述べた。検討に使用した岩石は稚内層珪質泥岩である。

2章では、幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層珪質泥岩のボーリングコアを用いて、強度回復特性に関する室内試験を行った。過去の経緯を振り返って見ると、2004年度は、HDB-6孔の深度400m付近から採取した試料を用いて試験を行った。その結果、稚内層珪質泥岩は、田下凝灰岩や来待砂岩と同程度の強度回復が確認でき、その程度は押し込み試験における最大荷重および軸歪と密接な関係があることがわかった。また、2005年度は、HDB-10孔の深度500m付近から採取した試料を用い、押し込み最大荷重を一定の39.2kNとし、最大荷重に達した後、一定時間応力を加え続け、強度回復における時間の影響を調べた。2006年度は、HDB-11孔の深度700m付近から採取した試料を用いて、2005年度と同じ条件下にて試験を行いデータの蓄積につとめた。2007年度は、HDB-11孔の深度500m付近と深度1,000m付近から採取した試料を用いて、2005年度および2006年度と同じ条件下での試験を行った。2008年度は、HDB-11孔の深度500m付近と1,000m付近の試料を用いて、押し込み試験後の試験片の強度回復特性と時間依存性に関する検討を行った。2009年度は、HDB-11孔の深度500m付近と1,000m付近の試料を用いて、押し込み試験後の透水係数の変化を、変水位透水試験により測定した。さらに、岩石の強度回復特性を表す構成方程式について予備的な検討を実施した。2010年度は、稚内層珪質泥岩を用いて押し込み試験を行った後に透水試験を実施してデータを蓄積した。押し込み試験において押し込み最大荷重に達するまでに生じた軸歪と、透水試験開始直後と終了直前の透水係数の関係について調べた。その結果、軸歪の増加にしたがって押し込み試験後の透水係数はほぼ直線的に減少し、試験結果はこれまでに得られている種々の岩石の結果と定性的には一致することがわかった。さらに、岩石の強度回復特性を表す構成方程式について検討を行った。その結果、適切な定数の値を用いれば、押し込み試験での軸応力の変化や強度回復現象をうまく再現できることがわかった。

3章では、幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層珪質泥岩のボーリングコアを用いて、岩石の粘弾性的挙動を調べるのに有用と考えられる一般化応力緩和挙動に関する室内試験を行った。参考までにこれまでの経緯を述べてみると、2005年度は、HDB-10孔の深度500m付近から採取した試料を用いて一般化応力緩和挙動に関する試験を行い、三城目安山岩と河津凝灰岩との比較を行った。また、2006年度はHDB-11孔の深度700m付近から採取した試料を用いて試験を行い、データを蓄積した。ついで、2007年度は、HDB-11孔の深度500m付近と1,000m付近の試料を用いて試験を行い、データをさらに蓄積するとともに、採取場所や採取深度の異なる試料の結果と比較検討した。2008年度は、試験中の試験片の様子や試験片の排水条件に着目して、HDB-11孔の深度500m付近と1,000m付近の試料を用いた一般応力緩和試験を行った。これまでの試験結果より、稚内層珪質泥岩の一般化応力緩和試験では、試験片の含水状態や試験片表面からの水分の蒸発が試験結果に影響を与える可能性があることが予想された。2009年度は、プラテンと透明容器を新たに作製し、HDB-11孔の深度500m付近と1,000m付近の試料を用いて、試験片を水没させた状態で一般化応力緩和試験を行った。水中で試験を行うことにより、試験片ごとのばらつきの少ない良好な試験結果が得られた。また、一般化応力緩和を開始するまでの载荷過程が一般化応力緩和特性に及ぼす影響についても検討した。2010年度は、2009年度に引き続き、稚内層珪質泥岩を用いて一般化応力緩和特性に関する試験を行った。まず、载荷過程の歪速度が一般化応力緩和特性に及ぼす影響について検討したところ、深度1,000m付近から採取した試料については、2010年度と2009年度の同じ条件下での一般化応力緩和結果の

差異が小さいことがわかった。また、荷重過程での歪速度が小さいほどクリープ歪や緩和応力の変化が小さいことや、試験開始から 100 s 程度経過した時点でグラフが屈曲することが確認された。一方、深度 500 m 付近から採取した試料については、同じ条件下でも 2010 年度と 2009 年度の結果には大きな差異が見られた。次に気乾状態で一般化応力緩和試験を行い、2010 年度と 2009 年度でほぼ同様の結果が得られた。深度 1,000 m 付近から採取した試料に関して、一般化応力緩和特性におよぼす水の影響をより詳細に調べることにした。気乾状態と湿潤状態の結果を比較したところ、気乾状態のほうがクリープ歪や緩和応力の変化は小さいことがわかった。また気乾状態では、湿潤状態で見られたような試験開始から 100 s 前後でのグラフの屈曲は観察されなかった。

4 章では、幌延地下施設における原位置試験予定深度付近に堆積している稚内層珪質泥岩のボーリングコアを用いて、圧裂引張試験と一軸引張試験を行い、引張応力下での力学特性について検討した。振り返って見ると、2006 年度は、HDB-11 孔の深度 700 m 付近から採取した試料を用いて圧裂引張試験を行った。2007 年度は、HDB-11 孔の深度 500 m 付近と 1,000 m 付近から採取した試料を用いて圧裂引張試験を行い、データを蓄積した。2008 年度は、HDB-11 孔の深度 500 m 付近と 1,000 m 付近の試料を用いて、圧裂引張試験と一軸引張試験を行った。2009 年度は、プラテンと透明容器を新たに作製し、HDB-11 孔の深度 500 m 付近と 1,000 m 付近の試料を用いて、試験片を水没させた状態で圧裂引張試験と一軸引張試験を行った。2010 年度は、圧裂引張試験で層理面に対して垂直に荷重した場合と平行に荷重した場合の結果を比較し、圧裂引張強度や荷重速度依存性の程度に及ぼす層理面の影響について調べた。その結果、深度 500 m と深度 1,000 m 付近から採取したいずれの試料でも、層理面に垂直に荷重した場合の強度は平行に荷重した場合の強度の 2 倍程度になることがわかった。また、2009 年度と同様に水中での一軸引張試験を行ってデータを蓄積した。

参考文献

- 1) 平本正行, 小林保之, 大久保誠介: “岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究 (委託研究)”, JAEA-Research 2008-002, (2008)
- 2) 大久保誠介, 林克彦, 小林保之, 平本正行: “岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究 (Ⅱ) (委託研究)”, JAEA-Research 2008-106, (2009)
- 3) 林克彦, 岸裕和, 小林保之, 武部篤治, 大久保誠介: “岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究 (Ⅲ)”, JAEA-Research 2009-058, (2010)
- 4) 真田昌慶, 林克彦, 岸裕和, 武部篤治, 大久保誠介: “岩石の強度回復特性・一般化応力緩和挙動に関する研究 (Ⅳ)”, JAEA-Research 2011-028, (2011)
- 5) 雷鳴: “岩石の強度破壊点以降における時間依存性”, 東京大学博士論文, 第5章, (2009)
- 6) 大久保誠介, 何昌榮, 西松裕一: “一軸圧縮応力下における時間依存性挙動—岩石の Post-failure Region での挙動 (第1報)”, 日本鉱業会誌, Vol.103, pp.177-181, (1987)
- 7) 西松裕一: 岩盤力学, 東京大学出版会, 3.5 節, (1999)
- 8) 西松裕一, 大久保誠介, 福井勝則: “破壊限接近度と局所安全率に関する考察と拡張”, 資源・素材学会誌, 110, pp.343-346, (1994)
- 9) 大久保誠介, 福井勝則, 張建東: “岩石の時間依存性を考慮した 3 次元 FEM 解析”, 資源・素材学会誌, 114, pp.79-85, (1998)
- 10) 羽柴公博, 雷鳴, 大久保誠介, 福井勝則: “破碎した岩石の強度回復特性と載荷速度依存性”, 資源・素材学会誌, 125, pp.481-488, (2009)
- 11) Okubo, S., Fukui, K. and Nishimatsu, Y.: “Local safety factor applicable to wide range of failure criteria”, Rock Mech. Rock Engng., Vol.30, pp.223-227, (1997)
- 12) Okubo, S. and Fukui, K.: “An analytical investigation of a variable-compliance-type constitutive equation”, Rock Mech. Rock Engng., Vol.39, pp.233-253, (2006)
- 13) 真田祐幸, 松井裕哉, 小川豊和, 木ノ村幸士, 青木智幸, 山本卓也: “幌延深地層研究計画におけるひずみ軟化挙動と物性の深度依存性を考慮した三次元立坑逐次掘削解析”, JAEA-Research 2009-050, 4.5 節, 5.4 節, (2010)
- 14) 大久保誠介: “軟岩の長期挙動に関する研究(核燃料サイクル開発機構業務委託報告書)”, JNC TJ8400 2002-062 (2003)
- 15) 大久保誠介: “ニアフィールド岩盤の長期安定性評価手法の検討(核燃料サイクル開発機構業務委託報告書)”, JNC TJ8400 2003-081, (2004)
- 16) 大久保誠介: “ニアフィールド岩盤の長期安定性評価手法に関する研究 (核燃料サイクル開発機構 業務委託報告書)”, JNC TJ8400 2004-018, (2005)

国際単位系 (SI)

表1. SI基本単位

基本量	SI基本単位	
	名称	記号
長さ	メートル	m
質量	キログラム	kg
時間	秒	s
電流	アンペア	A
熱力学温度	ケルビン	K
物質	モル	mol
光	カンデラ	cd

表2. 基本単位を用いて表されるSI組立単位の例

組立量	SI基本単位	
	名称	記号
面積	平方メートル	m ²
体積	立方メートル	m ³
速度	メートル毎秒	m/s
加速度	メートル毎秒毎秒	m/s ²
波数	数メートル	m ⁻¹
密度, 質量密度	キログラム毎立方メートル	kg/m ³
面積密度	キログラム毎平方メートル	kg/m ²
比体積	立方メートル毎キログラム	m ³ /kg
電流密度	アンペア毎平方メートル	A/m ²
磁界の強さ	アンペア毎メートル	A/m
量濃度 ^(a) , 濃度	モル毎立方メートル	mol/m ³
質量濃度	キログラム毎立方メートル	kg/m ³
輝度	カンデラ毎平方メートル	cd/m ²
屈折率 ^(b)	(数字の) 1	1
比透磁率 ^(b)	(数字の) 1	1

(a) 量濃度 (amount concentration) は臨床化学の分野では物質濃度 (substance concentration) ともよばれる。
 (b) これらは無次元量あるいは次元1をもつ量であるが、そのことを表す単位記号である数字の1は通常は表記しない。

表3. 固有の名称と記号で表されるSI組立単位

組立量	SI組立単位			
	名称	記号	他のSI単位による表し方	SI基本単位による表し方
平面角	ラジアン ^(b)	rad	1 ^(b)	m/m
立体角	ステラジアン ^(b)	sr ^(c)	1 ^(b)	m ² /m ²
周波数	ヘルツ ^(d)	Hz	1	s ⁻¹
力	ニュートン	N		m kg s ⁻²
圧力, 応力	パスカル	Pa	N/m ²	m ⁻¹ kg s ⁻²
エネルギー, 仕事, 熱量	ジュール	J	N m	m ² kg s ⁻²
仕事率, 工率, 放射	ワット	W	J/s	m ² kg s ⁻³
電荷, 電気量	クーロン	C		s A
電位差 (電圧), 起電力	ボルト	V	W/A	m ² kg s ⁻³ A ⁻¹
静電容量	ファラド	F	C/V	m ⁻² kg ⁻¹ s ⁴ A ²
電気抵抗	オーム	Ω	V/A	m ² kg s ⁻³ A ⁻²
コンダクタンス	ジーメンズ	S	A/V	m ⁻² kg ⁻¹ s ³ A ²
磁束	ウェーバ	Wb	Vs	m ² kg s ⁻² A ⁻¹
磁束密度	テスラ	T	Wb/m ²	kg s ⁻² A ⁻¹
インダクタンス	ヘンリー	H	Wb/A	m ² kg s ⁻² A ⁻²
セルシウス温度	セルシウス度 ^(e)	°C		K
光照射度	ルーメン	lm		cd sr ^(c)
放射線核種の放射能 ^(f)	ベクレル ^(d)	Bq		s ⁻¹
吸収線量, 比エネルギー分与, カーマ	グレイ	Gy	J/kg	m ² s ⁻²
線量当量, 周辺線量当量, 方向性線量当量, 個人線量当量	シーベルト ^(g)	Sv	J/kg	m ² s ⁻²
酸素活性	カタール	kat		s ⁻¹ mol

(a) SI接頭語は固有の名称と記号を持つ組立単位と組み合わせても使用できる。しかし接頭語を付した単位はもはやコヒーレントではない。
 (b) ラジアンとステラジアンは数字の1に対する単位の特別な名称で、量についての情報をつたえるために使われる。実際には、使用する時には記号rad及びsrが用いられるが、習慣として組立単位としての記号である数字の1は明示されない。
 (c) 測光学ではステラジアンという名称と記号srを単位の表し方の中に、そのまま維持している。
 (d) ヘルツは周期現象についてのみ、ベクレルは放射性核種の統計的過程についてのみに使用される。
 (e) セルシウス度はケルビンの特別な名称で、セルシウス温度を表すために使用される。セルシウス度とケルビンの単位の大きさは同一である。したがって、温度差や温度間隔を表す数値はどちらの単位で表しても同じである。
 (f) 放射性核種の放射能 (activity referred to a radionuclide) は、しばしば誤った用語で"radioactivity"と記される。
 (g) 単位シーベルト (PV,2002,70,205) についてはCIPM勧告2 (CF-2002) を参照。

表4. 単位の中に固有の名称と記号を含むSI組立単位の例

組立量	SI組立単位		
	名称	記号	SI基本単位による表し方
粘着力	パスカル秒	Pa s	m ⁻¹ kg s ⁻¹
力のモーメント	ニュートンメートル	N m	m ² kg s ⁻²
表面張力	ニュートン毎メートル	N/m	kg s ⁻²
角速度	ラジアン毎秒	rad/s	m m ⁻¹ s ⁻¹ =s ⁻¹
角加速度	ラジアン毎秒毎秒	rad/s ²	m m ⁻¹ s ⁻² =s ⁻²
熱流密度, 放射照度	ワット毎平方メートル	W/m ²	kg s ⁻³
熱容量, エントロピー	ジュール毎ケルビン	J/K	m ² kg s ⁻² K ⁻¹
比熱容量, 比エントロピー	ジュール毎キログラム毎ケルビン	J/(kg K)	m ² s ⁻² K ⁻¹
比エントロピー	ジュール毎キログラム	J/kg	m ² s ⁻²
熱伝導率	ワット毎メートル毎ケルビン	W/(m K)	m kg s ⁻³ K ⁻¹
体積エネルギー	ジュール毎立方メートル	J/m ³	m ⁻¹ kg s ⁻²
電界の強さ	ボルト毎メートル	V/m	m kg s ⁻³ A ⁻¹
電荷密度	クーロン毎立方メートル	C/m ³	m ⁻³ s A
電表面積	クーロン毎平方メートル	C/m ²	m ⁻² s A
電束密度, 電気変位	クーロン毎平方メートル	C/m ²	m ⁻² s A
誘電率	ファラド毎メートル	F/m	m ⁻² kg ⁻¹ s ⁴ A ²
透磁率	ヘンリー毎メートル	H/m	m kg s ⁻² A ⁻²
モルエネルギー	ジュール毎モル	J/mol	m ² kg s ⁻² mol ⁻¹
モルエントロピー, モル熱容量	ジュール毎モル毎ケルビン	J/(mol K)	m ² kg s ⁻² K ⁻¹ mol ⁻¹
照射線量 (X線及びγ線)	クーロン毎キログラム	C/kg	kg ⁻¹ s A
吸収線量	グレイ毎秒	Gy/s	m ² s ⁻³
放射強度	ワット毎ステラジアン	W/sr	m ³ m ⁻² kg s ⁻³ =m ² kg s ⁻³
放射輝度	ワット毎平方メートル毎ステラジアン	W/(m ² sr)	m ² m ⁻² kg s ⁻³ =kg s ⁻³
酵素活性濃度	カタール毎立方メートル	kat/m ³	m ⁻³ s ⁻¹ mol

表5. SI接頭語

乗数	接頭語	記号	乗数	接頭語	記号
10 ²⁴	ヨタ	Y	10 ¹	デシ	d
10 ²¹	ゼタ	Z	10 ²	センチ	c
10 ¹⁸	エクサ	E	10 ³	ミリ	m
10 ¹⁵	ペタ	P	10 ⁶	マイクロ	μ
10 ¹²	テラ	T	10 ⁹	ナノ	n
10 ⁹	ギガ	G	10 ¹²	ピコ	p
10 ⁶	メガ	M	10 ¹⁵	フェムト	f
10 ³	キロ	k	10 ¹⁸	アト	a
10 ²	ヘクト	h	10 ²¹	ゼプト	z
10 ¹	デカ	da	10 ²⁴	ヨクト	y

表6. SIに属さないが、SIと併用される単位

名称	記号	SI単位による値
分	min	1 min=60s
時	h	1 h=60 min=3600 s
日	d	1 d=24 h=86 400 s
度	°	1°=(π/180) rad
分	'	1'=(1/60)°=(π/10800) rad
秒	"	1"=(1/60)'=(π/648000) rad
ヘクタール	ha	1ha=1hm ² =10 ⁴ m ²
リットル	L, l	1L=11=1dm ³ =10 ³ cm ³ =10 ⁻³ m ³
トン	t	1t=10 ³ kg

表7. SIに属さないが、SIと併用される単位で、SI単位で表される数値が実験的に得られるもの

名称	記号	SI単位で表される数値
電子ボルト	eV	1eV=1.602 176 53(14)×10 ⁻¹⁹ J
ダルトン	Da	1Da=1.660 538 86(28)×10 ⁻²⁷ kg
統一原子質量単位	u	1u=1 Da
天文単位	ua	1ua=1.495 978 706 91(6)×10 ¹¹ m

表8. SIに属さないが、SIと併用されるその他の単位

名称	記号	SI単位で表される数値
バール	bar	1 bar=0.1MPa=100kPa=10 ⁵ Pa
水銀柱ミリメートル	mmHg	1mmHg=133.322Pa
オングストローム	Å	1 Å=0.1nm=100pm=10 ⁻¹⁰ m
海里	M	1 M=1852m
バイン	b	1 b=100fm ² =(10 ⁻¹² cm) ² =10 ⁻²⁸ m ²
ノット	kn	1 kn=(1852/3600)m/s
ネーパ	Np	SI単位との数値的な関係は、 対数量の定義に依存。
ベ	B	
デジベル	dB	

表9. 固有の名称をもつCGS組立単位

名称	記号	SI単位で表される数値
エル	erg	1 erg=10 ⁻⁷ J
ダイン	dyn	1 dyn=10 ⁻⁵ N
ポアズ	P	1 P=1 dyn s cm ⁻² =0.1Pa s
ストークス	St	1 St=1cm ² s ⁻¹ =10 ⁻⁴ m ² s ⁻¹
ストルブ	sb	1 sb=1cd cm ⁻² =10 ⁻⁴ cd m ⁻²
フォト	ph	1 ph=1cd sr cm ⁻² 10 ⁴ lx
ガリ	Gal	1 Gal=1cm s ⁻² =10 ⁻² ms ⁻²
マクスウェル	Mx	1 Mx=1G cm ² =10 ⁸ Wb
ガウス	G	1 G=1Mx cm ⁻² =10 ⁻⁴ T
エルステッド ^(c)	Oe	1 Oe ≡ (10 ³ /4π)A m ⁻¹

(c) 3元系のCGS単位系とSIでは直接比較できないため、等号「≡」は対応関係を示すものである。

表10. SIに属さないその他の単位の例

名称	記号	SI単位で表される数値
キュリー	Ci	1 Ci=3.7×10 ¹⁰ Bq
レントゲン	R	1 R=2.58×10 ⁻⁴ C/kg
ラド	rad	1 rad=1cGy=10 ⁻² Gy
レム	rem	1 rem=1cSv=10 ⁻² Sv
ガンマ	γ	1 γ=1nT=10 ⁻⁹ T
フェルミ	fm	1 fm=10 ⁻¹⁵ m
メートル系カラット		1メートル系カラット=200 mg=2×10 ⁻⁴ kg
トル	Torr	1 Torr=(101 325/760) Pa
標準大気圧	atm	1 atm=101 325 Pa
カロリ	cal	1cal=4.1858J (「15°C」カロリ), 4.1868J (「IT」カロリ), 4.184J (「熱化学」カロリ)
マイクロン	μ	1 μ=1μm=10 ⁻⁶ m

