

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)

2005年2月

東京大学

本資料の全部または一部を複写・複製・転載する場合は、下記にお問い合わせ下さい。

〒319-1184 茨城県那珂郡東海村村松 4 番地 49
核燃料サイクル開発機構
技術展開部 技術協力課
電話：029-282-1122（代表）
ファックス：029-282-7980
電子メール：jserv@inc.go.jp

Inquiries about copyright and reproduction should be addressed to:
Technical Cooperation Section,
Technology Management Division,
Japan Nuclear Cycle Development Institute
4-49 Muramatsu, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki 319-1184, Japan

© 核燃料サイクル開発機構
(Japan Nuclear Cycle Development Institute)
2005

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)

大久保誠介*

要 旨

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た。

拘束圧下でのクリープ挙動の評価を試みた(第2章)。これまで、幌延地域で採取された岩石試料を用いたクリープ試験は、ある程度実施されてきたがその数は限られている。本研究では、幌延の原位置試験が実施されると考えられる付近で採取されたボーリングコアを用い、三軸圧縮応力下における強度試験、クリープ試験を実施した。その際、これまでの研究で不明な点が多い、ポアソン比の測定には格別の注意を払った。得られた結果にもとづいて、コンプライアンス可変型モデル定数の取得と、破壊基準について検討した。

幌延硬質頁岩の強度回復特性について検討した(第3章)。著者が以前におこなった実験では、一旦破壊した岩石でも、適切な応力条件下では強度が回復した。本研究では、幌延の原位置試験予定地付近で採取されたボーリングコアを用いた室内試験を実施し、強度回復特性に関する基礎データを取得した。その結果、幌延地区で得られた岩石試料は、従来の結果(例えば田下凝灰岩)とほぼ同程度の強度回復特性を示すことがわかった。強度回復特性は、長期にわたる地下構造物の安定性にとって極めて重要であり、原位置試験を含む本格的な検討を早期に実施する必要があることを指摘した。

人工物の調査や原位置試験による岩盤の長期挙動評価方法について述べた(第4章)。本研究では、ナチュラルアナログ的な手法によって岩盤の長期挙動を推し量るとともに、コンプライアンス可変型構成方程式を利用した検討も実施した。検討事項のうち、特に重要なのは地圧の利用と考える。コンプライアンス可変型構成方程式を用いた検討もおこなったところ、中国北京周辺岩盤の地圧(応力緩和)をある程度説明することができた。今後のさらなる検討が必要であることがいうまでもないが、興味深い結果が得られたと考えている。

本報告書は、東京大学が核燃料サイクル開発機構との委託研究契約により実施した研究の成果に関するものである。

機構担当課室：東海事業所 環境保全・研究開発センター 処分研究部 システム解析グループ

*：東京大学

Investigation on Evaluation Methods for Long-Term Stability of Near-Field Rock Mass
(Document Prepared by Other Organization, Based on the Trust Contract)

Seisuke Okubo*

Abstract

This study was conducted to increase the reliability of evaluation methods for assessing the long-term stability of near-field rock mass.

In chapter 2, triaxial creep results were given. Some creep-testing results of Horonobe mudstone were already published, however, the amount of the data was very limited. In this study, compression and creep tests were carried out under triaxial condition with samples bored at the Horonobe district where in-situ testing is scheduled. Through the experiments, special care was taken to accurately measure Poisson's ratio about which many ambiguous points had been remained. On the basis of the obtained results, parameters in a valuable-compliance-type constitutive equation and failure criterion for Horonobe mudstone were discussed.

In chapter 3, strength recovery of Horonobe mudstone was researched. Formally, the author pointed out that failed rock might be recovered in strength under the appropriate conditions. In this study, laboratory test was conducted to obtain the fundamental data concerning strength recovery of boring core obtained in Horonobe district where in-situ testing is scheduled. The experimental results were similar to the former results of Tage tuff, and it can be said that strength recovery of Horonobe mudstone was in the middle of our former results. This characteristics concerning strength recovery is considered to be very important for long-term stability of underground structures. It is urgent to start the investigation program including an in-situ test to clarify the mechanism of strength recovery.

Evaluation methods by investigation of old underground structures and in-situ test were stated in chapter 4. A concept for evaluation methods of long-term behavior of rock mass, based on natural analog approach, was proposed with the aid of a valuable-compliance-type constitutive equation. It should be noted that investigation of rock stress is very effective for this purpose. For example, rock stress in the suburban of Beijing can be well simulated with the valuable-compliance-type constitutive equation indicating the great potential of the rock stress and the equation.

This work was performed by The University of Tokyo under contract with Japan Nuclear Cycle Development Institute .

JNC Liaison: Repository System Analysis Group, Waste Isolation Research Division,
Waste Management and Fuel Cycle Research Center, Tokai Works.

*: The University of Tokyo

目次

1.	はじめに	1
2.	周圧下での時間依存性挙動	2
2.1	試験片と試験装置	2
2.2	歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験	3
2.2.1	試験方法	3
2.2.2	応力-歪曲線と破壊条件	4
2.2.3	コンプライアンス可変型構成方程式のパラメータ	5
2.2.4	周圧下でのポアソン比の変化	7
2.3	三軸圧縮クリープ試験	8
2.3.1	試験方法	8
2.3.2	試験結果	9
2.4	考察とまとめ	9
3.	強度回復特性	37
3.1	はじめに	37
3.2	試験方法	38
3.3	押し込み試験結果	39
3.4	厚肉円筒から取り出した試験片の強度	40
3.5	試験結果のまとめと今後の試験方法の提案	41
4.	人工物の調査や原位置試験による岩盤の長期挙動評価方法の検討	54
4.1	はじめに	54
4.2	長期クリープ試験	55
4.3	人工物の利用	56
4.4	地圧を用いた長期岩盤挙動の検討と構成方程式の検証	58
4.5	まとめ	64
5.	おわりに	82
	参考文献	84

表 目 次

表 2 - 1	歪速度を交互に切り換える強度試験に用いた試験片と試験条件, および, 得られた物性値	11
表 2 - 2	クリープ試験に用いた試験片と試験条件	12
表 2 - 3	幌延硬質頁岩の粘着力 C と内部摩擦角	13
表 3 - 1	押し込み試験後に厚肉円筒から取り出した試験片(上), 取り出した試験片の一軸圧縮試験後の試験片(下)の概況. 土丹, 田下凝灰岩, 来待砂岩, 三城目安山岩は, 大久保ら(2001)より引用	44
表 4-1	計測地点の岩盤特性, 地圧, ロックボルトの特性	66

目 次

図 2 - 1 (a)	試験に用いた幌延硬質頁岩のコアの写真 HDB-6 , No.8 , 採取深度 : 416.23 ~ 416.63 m	14
図 2 - 1 (b)	試験に用いた幌延硬質頁岩のコアの写真 HDB-6 , No.9 , 採取深度 : 379.42 ~ 380.00 m	15
図 2 - 1 (c)	試験に用いた幌延硬質頁岩のコアの写真 HDB-6 , No.10 , 採取深度 : 379.10 ~ 379.33 m	16
図 2 - 1 (d)	試験に用いた幌延硬質頁岩のコアの写真 HDB-6 , No.12 , 採取深度 : 359.45 ~ 359.94 m	17
図 2 - 1 (e)	試験に用いた幌延硬質頁岩のコアの写真 HDB-6 , No.16 , 採取深度 : 358.40 ~ 358.64 m	18
図 2 - 2 (a)	サーボ試験機の写真と概略 写真	19
図 2 - 2 (b)	サーボ試験機の写真と概略 概略	20
図 2 - 3	周圧発生装置の写真	21
図 2 - 4	可視化ベッセルの概略	22
図 2 - 5 (a)	歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験で得られた応力 - 歪曲線 歪速度 : 3×10^{-6} と $30 \times 10^{-6} / \text{s}$ で交互に切り換え 周圧 0 MPa	23
図 2 - 5 (b)	歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験で得られた応力 - 歪曲線 歪速度 : 3×10^{-6} と $30 \times 10^{-6} / \text{s}$ で交互に切り換え 周圧 4 MPa	24
図 2 - 5 (c)	歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験で得られた応力 - 歪曲線 歪速度 : 3×10^{-6} と $30 \times 10^{-6} / \text{s}$ で交互に切り換え 周圧 10 MPa	25
図 2 - 6 (a)	歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験後の試験片の写真 湿ったコアから採取した試験片	26
図 2 - 6 (b)	歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験後の試験片の写真 乾燥したコアから採取した試験片	27
図 2 - 7	最小主応力と強度破壊点での最大主応力の関係 直線 : (2 - 1) 式による近似直線	28
図 2 - 8	正規化に際して用いた記号の説明	29

図 2 - 9	歪速度を交互に切り換える試験の模式図	30
図 2 - 10	n と周圧の関係 実線 : (2 - 7) 式による計算結果 破線 : (2 - 5), (2 - 6) 式による計算結果	31
図 2 - 11	m / n を変化させたときの (2 - 2) 式による 応力 - 歪曲線の計算結果	32
図 2 - 12	軸歪と平均横歪の関係 (周圧 4 MPa)	33
図 2 - 13	1 / * と の関係 実線 : (2 - 8) 式で $\sigma_0 = 0.2$ としたときの計算結果 破線 : 強度破壊点であり, 試験結果の平均	34
図 2 - 14	クリープ歪曲線	35
図 2 - 15	クリープ歪速度曲線 直線 : (2 - 9), (2 - 10), (2 - 11) 式による計算結果	36
図 3 - 1	坑道周辺の模式図	45
図 3 - 2	坑道の安定性の経時変化	46
図 3 - 3	押し込み試験の手順	47
図 3 - 4	押し込み試験における応力 - 歪曲線 . 押し込み最大荷重 : 幌延硬質頁岩は 59.4 kN, その他 (大久保ら, 2001 より引用) は 79.2 kN	48
図 3 - 5	押し込み試験後に取り出した試験片の体積 (平均値). 土丹, 田下凝灰岩, 来待砂岩, 三城目安山岩は, 大久保ら (2001) より引用	49
図 3 - 6	押し込み試験後に厚肉円筒から取り出した試験片 (湿潤状態). 押し込み最大荷重 : 幌延硬質頁岩は 59.4 kN, その他 (大久保ら, 2001 より引用) は 79.2 kN	50
図 3 - 7	応力 - 歪曲線 . 押し込み試験後に厚肉円筒から取り出した試験片の一軸圧縮試験による . 幌延硬質頁岩と土丹は自然含水状態で, 他は湿潤状態 . 押し込み最大荷重 : 幌延硬質頁岩は 59.4 kN, その他 (大久保ら, 2001 より引用) は 79.2 kN	51
図 3 - 8	一軸圧縮強度 . 横軸は, 押し込み最大荷重 . 押し込み試験後に厚肉円筒から取り出した試験片の一軸圧縮試験による . 押し込み最大荷重 : 幌延硬質頁岩は 59.4 kN, その他 (大久保ら, 2001 より引用) は 79.2 kN	52
図 3 - 9	押し込み試験後の一軸圧縮強度 . 横軸は, 押し込み最大荷重を加えた時の軸歪 . 湿潤状態 .	53

図 4 - 1	短期から長期にわたる岩盤の長期挙動と構成方程式の検証方法の概念図	67
図 4 - 2	長期クリープ試験装置	68
図 4 - 3	クリープ歪の経時変化 田下凝灰岩の湿潤状態 クリープ応力レベルは 30 % (9.1 MPa)	69
図 4 - 4	深沢鉦山計測断面(ロックボルト支保区間).鋼アーチ支保区間も同寸法	70
図 4 - 5	内空変位からもとめた主ひずみ, 縮みを正として表示 (深沢鉦山)	71
図 4 - 6	内空変位と岩盤内変位からもとめた主ひずみの比較(深沢鉦山鋼アーチ支保区間). 内空変位は縮みを正, 岩盤内変位は伸びを正として表示	72
図 4 - 7	松峰鉦山計測断面. 岩盤内変位計は 6 点式で, 計測断面に 5 本打設	73
図 4 - 8	内空変位と岩盤内変位からもとめた最大主ひずみ (松峰鉦山) ...	74
図 4 - 9	内空変位と岩盤内変位からもとめた最小主ひずみ (松峰鉦山) ...	75
図 4 - 10	内空変位と岩盤内変位からもとめた最大主ひずみの方向 (松峰鉦山). 最大主ひずみの方向は, 水平方向から反時計回りに測った角度で表示	76
図 4 - 11	松峰鉦山試験坑道の変形の概念図	77
図 4 - 12	北京郊外貫入岩体の地圧の経時変化. 約 1 億 5000 万年経過後が現在	78
図 4 - 13	中国北京での地圧計測結果と計算結果との比較 .SH はボーリング軸と垂直な面内の最大圧縮応力であり, Sh は最小圧縮主応力	79
図 4 - 14	主応力線図上に描いた 4 鉦山における地圧の測定例	80
図 4 - 15	研究のながれ	81

1. はじめに

本研究では、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て、拘束圧下でのクリープ挙動評価、一度破壊した岩石の強度回復特性、さらには人工物の調査や原位置試験による岩盤の長期挙動評価方法の検討をおこなった。

第2章では、拘束圧下でのクリープ挙動の評価を試みた。良く知られているように、地下深所の岩石は拘束圧を受けており、拘束圧下でのクリープ特性（時間依存性挙動）の解明は、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には欠かせないものである。これまで、幌延地域で採取された岩石試料を用いたクリープ試験は、ある程度実施されてきたがその数は限られている。本研究では、幌延の原位置試験が実施されると考えられる付近で採取されたボーリングコアを用い、三軸圧縮応力下における強度試験、クリープ試験を実施した。その際、これまでの研究で不明な点が多い、ポアソン比の測定には格別の注意を払い測定方法の開発から着手した。得られた結果にもとづいて、コンプライアンス可変型モデル定数の取得と、破壊基準について検討した。

第3章では、ニアフィールド岩盤の長期安定性を、従来の考えとはやや違った切り口から、幌延硬質頁岩の強度回復特性について検討した結果を述べた。著者が以前におこなった実験では、一旦破壊した岩石でも、適切な応力条件下では強度が回復した。本研究では、幌延の原位置試験予定地付近で採取されたボーリングコアを用いた室内試験を実施し、強度回復特性に関する基礎データを取得した。その結果、幌延地区で得られた岩石試料は、従来の結果（例えば田下凝灰岩）とほぼ同程度の強度回復特性を示すことがわかった。強度回復特性は、長期にわたる地下構造物の安定性にとって極めて重要であり、原位置試験を含む本格的な検討を早期に実施する必要があることを指摘した。

第4章では、実験室での検討が難しい長時間の現象の解明を最終目的として、人工物の調査や原位置試験による岩盤の長期挙動評価方法について述べた。本研究では、ナチュラルアナログ的な手法によって岩盤の長期挙動を推し量るとともに、コンプライアンス可変型構成方程式を利用した検討も実施した。検討事項のうち、特に重要なのは地圧の利用と考える。コンプライアンス可変型構成方程式を用いた検討もおこなったところ、中国北京周辺岩盤の地圧（応力緩和）をある程度説明することができた。今後のさらなる検討が必要であることがいうまでもないが、興味深い結果が得られたと考えている。

最後に、全体のまとめを第5章に記した。

2. 周圧下での時間依存性挙動

2.1 試験片と試験装置

試料岩石として北海道天塩郡幌延町産の泥岩を用いた。2004年9月7日に本研究室に到着した直径約80mmのコア(HDB-6)の写真の一部を図2-1に示す。コアは全部で10本あり(No.8~No.17)、採取した深度は358.40~416.63mである。このうち、No.8~No.12の5本のコアは乾燥しており、No.13~No.17の5本は表面が湿っていた。いずれのコアでも、多数のクラックが観察された。

試験片は次のような手順で作成した。

コアを長さ約200mmにカットした後、木箱に入れ、セメントモルタルで固める。

ボーリングの後、カッタで切断する。

平面研削盤にて研磨を行う。

乾燥を防ぐためラップで覆った後、真空パックで包み、水中で保存する。

試験片の寸法は直径25mm、高さ50mmとし、端面の平行度は1/100mm以内に仕上げた。試験片を採取したコアの乾燥状態を表2-1と表2-2に示した。試験片は、整形、保管、試験の間は常に湿った状態であったが、得られた試験結果にコアの乾燥状態による違いが見られたため区別しておいた。

载荷には容量500kNのサーボ試験機を用いた。写真と概略を図2-2に示す。荷重の測定には、容量200kNのロードセル(NTS社製、LRX-20T)を用いた。その出力は直流増幅器(ユニパルス社製、AM30)を経て、A/D変換器(デitel製、DPC-113-16A)に送られる。変位の測定は、シリンダ上部に設置された差動変圧器式変位計で行った。その出力も増幅器を経て、A/D変換器に送られる。A/D変換器は16bitの分解能で、1チャンネルあたりの変換時間は48 μ sである。フィードバック信号はD/A変換器(CONTEC製、DA16-2D(98))を経て、サーボ弁に送られる。D/A変換器も16bitの分解能で、変換時間は6 μ sである。A/D変換器、D/A変換器はパソコン(NEC製、PC-9801VX)に組み込んである。

周圧は、図2-3に示す最大圧力35MPaの周圧発生装置より加えた。周圧の測定には圧力変換器を用い、その出力は直流増幅器を経て、A/D変換器に送られる。フィードバック信号はD/A変換器を経て、電磁比例圧力制御弁に送られる。周圧ベッセルとして、図2-4に示した可視化ベッセルを用いた(大久保ら、2002)。

試験中の試験片の写真撮影には、画素数266万のデジタルカメラ(Nikon製、D1)を用いた。写真撮影システムは図2-2のように载荷システムに付け加える形で組み込んであ

る。差動変圧器の出力が増幅器、分解能 16bit の A/D 変換器を経て、パソコンに送られる。さらに、試験片の軸方向の変位が一定量増加することに写真の撮影ができるように、パソコンに設置したリレー出力ボードからカメラへ出力信号が送られる。

試験片の準備、および、ベッセルの組立ては以下の通りに行った。

試験片の上下に同径の鋼製プラテンを密着させ、試験片とプラテンを透明な熱収縮性チューブで覆う。

チューブを熱で収縮させ（一軸応力下での試験では、上下端部だけ収縮させ）、チューブと鋼製プラテンの間に接着剤を流し込む。

水をしみこませた脱脂綿で試験片全体を包み、2 時間ほど接着剤の硬化を待つ。

脱脂綿をはずした試験片をベッセルの下の金属板にのせ、ピンで位置決めをする。

アクリル製円筒を下の金属板にのせた後、油を注ぎ込む（ただし、一軸応力下での試験では油は用いない）。

押し棒を付けた金属板をアクリル製円筒にのせた後、6 本のボルトを締める。

組み立てたベッセルを試験機にのせ、変位の零点を調節する。

ベッセル内の空気抜きのため、一旦 0.5 MPa 程度まで加圧後、油を抜く。この操作で、気泡は油とともに逆流してベッセルから排出される。

周圧を設定値まで増加させ安定した後、軸方向に载荷をおこなう。

なお、排水状態で試験を行うため、上下の鋼製プラテンには直径 3 mm、深さ 11 mm の穴を 5 個設けた。

2.2 歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験

2.2.1 試験方法

試験条件を以下に示す。

環境 : 常温下、排水状態

周圧 : 0, 4, 10 MPa

歪速度 : 3×10^{-6} と 30×10^{-6} / s で交互に切り換え

切換間隔 : 一軸応力下では歪が 4×10^{-4} 増加すること

周圧下では歪が 8×10^{-4} 増加すること

1 本の試験片で、上記の切換間隔ごとに、2 種類の载荷速度を交互に切り換えた。試験に用いた試験片は表 2 - 1 にまとめて示した。

2.2.2 応力 - 歪曲線と破壊条件

試験で得られた応力 - 歪曲線を図 2 - 5 に示した。なお図では、応力、歪とも周圧を加えた後の値を差し引いた差応力と差歪を用いた。

図 2 - 5 (a) には周圧 0 MPa での結果を示した。いずれの試験片でも、一昨年度（大久保，2003）や昨年度（大久保，2004）の結果と同様に、載荷開始直後の応力が比較的小さい段階から、歪速度の切り換えによる影響が観察された。過去の研究により、多くの岩石では強度破壊点以前でピーク強度の約 50 % までは、歪速度を切り換えても応力 - 歪曲線がほぼ直線的であることがわかっている（羽柴ら，2005）。低い応力レベルから応力 - 歪曲線の載荷速度依存性が見られるのは、幌延硬質頁岩の特徴の一つといえる。試験には、水を用いて整形した試験片をほぼそのままの状態で行った。しかし、試験結果にはコアの乾燥状態の違いによる影響が顕著に現れた。まず、湿っていたコアから採取した試験片 12 - 2 と 12 - 15 の強度は、それぞれ約 6 MPa と約 3 MPa であり、一昨年度や昨年度の結果と近い値であった。また図 2 - 6 (a) に示すように、試験後の試験片には比較的明瞭なせん断面が観察された。一方、乾燥したコアから採取した試験片 9 - 7，9 - 8，10 - 3 の強度は 22 ~ 23 MPa と大きく、試験片ごとのばらつきが小さかった。図 2 - 6 (b) に示すように、試験後の試験片は多くの小片に分かれた。このように幌延硬質頁岩では、乾燥状態により破壊モードや強度が大きく変化することがわかった。しかし、残留強度はいずれの試験片でも 0.5 ~ 4 MPa 程度と、ピーク強度ほどの顕著な差は見られなかった。

図 2 - 5 (b) は周圧 4 MPa の結果である。昨年度の結果と同様に、載荷開始直後から歪速度の変化による応力の増加・減少が見られ、徐々にその影響が大きくなっている。強度破壊点以降では数 MPa 程度の応力低下を伴いながら変形が進み、残留強度の存在も確認された。コアの乾燥状態の違いによる影響はほとんど見られず、ピーク強度、残留強度ともに試験片ごとのばらつきは小さかった。ピーク強度は昨年度の試験結果よりも大きかったが、残留強度は昨年度と同程度であった。

図 2 - 5 (c) に示した周圧 10 MPa の試験結果は、一昨年度とほぼ同じであった。いずれの結果も、載荷開始直後から歪速度の切り換えの影響が見られ、徐々に応力の増加・減少の程度が大きくなっていく。ピーク強度、残留強度ともに試験片ごとのばらつきは小さく、それぞれ、40 MPa 程度と 30 MPa 程度であった。しかし、強度破壊点での歪に関しては試験片ごとに若干のばらつきが生じた。周圧 4 MPa と同様に、コアの乾燥状態の違いによる影響はほとんど見られなかった。

図 2 - 7 には最小主応力（周圧）と強度破壊点での最大主応力の関係を示した。図には、

過去 3 年間の結果を示した。ただし、図 2 - 5 (a) のようにコアの乾燥状態が試験結果に影響を与えることがわかったので、今年度の結果に関してはそれらを区別した。なお、一昨年度と昨年度の試験片はいずれも湿ったコアから採取したものである。図 2 - 5 でも示したように、周圧下では乾燥状態の影響がほとんど見られなかったが、一軸応力下では乾燥したコアから採取した試験片の強度が大きかった。そこで今年度の結果については、湿ったコアから採取した試験片についてのみ、一昨年度や昨年度と比較を行った。湿ったコアから採取した試験片の結果はいずれの年度でも、最小主応力と最大主応力との間にほぼ直線関係が見られ、次式で表される図中の直線で近似が可能と考えられる。

$$\sigma_1 = \sigma_3 \tan^2\left(\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4}\right) + 2C \tan\left(\frac{\phi}{2} + \frac{\pi}{4}\right) \quad (2-1)$$

ただし、 C (MPa) は粘着力、 (ϕ) は内部摩擦角である。図中の直線と (2 - 1) 式を用いて求めた C と (ϕ) の値を表 2 - 3 に示し、過去の研究結果と比較した。 C 、 (ϕ) ともに各年度で若干の違いはあるが、年度ごとの差は小さい。特に、 (ϕ) の値は 3 年間の結果が 38.5 ~ 40.5 と狭い範囲内に収まっており、信頼性の高い結果と考えられる。

2. 2. 3 コンプライアンス可変型構成方程式のパラメータ

大久保ら (1987) が提案したコンプライアンス可変型構成方程式は次式で表され、種々の荷重条件下で、岩石の時間依存性挙動をうまく再現することができる。

$$\frac{d\lambda^*}{dt^*} = (\lambda^*)^m \cdot (\Delta \sigma^*)^n \quad (2-2)$$

正規化に用いる記号を図 2 - 8 に示したが、 λ^* は初期値 λ_0 で正規化したコンプライアンス ($= \lambda / \lambda_0$)、 $\Delta \sigma^*$ は強度 σ_f で正規化した差応力 ($= (\sigma - \sigma_0) / \sigma_f$) である。 t^* は正規化した時間で次式で表される。

$$t^* = \frac{\left\{ m / (n + 1) \right\}^{m / (n - m + 1)}}{t_0} t \quad (2-3)$$

t_0 は定歪速度試験を行ったとき、図 2 - 8 で差歪が ϵ_f に達するまでの所要時間で載荷速

度に反比例する。nは時間依存性の程度を決めるパラメータである。(2-2)式によると強度 σ_1 は載荷速度の1/(n+1)乗に比例するが、これは多くの岩石で得られている試験結果と矛盾しない(大久保ら, 1987)。mは強度破壊点以降の延性の程度を表すパラメータである。

これらのパラメータは、歪速度を交互に切り換える試験の結果から容易に求めることができる。まず、強度の載荷速度依存性を調べるため、図2-9の模式図のように、得られた応力-歪曲線のうち歪速度 $C_1 = 3 \times 10^{-6} / \text{s}$ と $C_2 = 30 \times 10^{-6} / \text{s}$ で描かれた部分をそれぞれ滑らかにつないだ。このようにして結んだ2本の曲線を、近似的にそれぞれの歪速度で得られた応力-歪曲線とみなしてデータ整理を行った。なお過去の研究により、このデータ整理方法により求められたnと通常の設定歪速度試験で求められたnが、多くの岩石でほぼ一致することがわかっている(羽柴ら, 2005)。2本の応力-歪曲線から推定したピーク強度と次式を用いて求めた(2-2)式中のnの値を、各試験片ごとに表2-1に示した。

$$\frac{\Delta\sigma_2}{\Delta\sigma_1} = \left(\frac{30 \times 10^{-6}}{3 \times 10^{-6}} \right)^{\frac{1}{n+1}} \quad (2-4)$$

ただし、推定した強度 σ_1 は歪速度 $3 \times 10^{-6} / \text{s}$ に、 σ_2 は $30 \times 10^{-6} / \text{s}$ に対応する。図2-10には各試験片で得られたnと周圧の関係を示した。nについても、強度と同様にコアの乾燥状態による影響が少し見られた。いずれの周圧下でも、今年度の乾燥したコアから採取した試験片でのnは、湿ったコアのnよりも若干大きかった。多くの岩石で湿潤状態よりも気乾状態のnの方が大きいという結果が得られているが(大久保ら, 1997)、これは幌延硬質頁岩にもあてはまるといえる。そこで強度と同様に、今年度と一昨年度、昨年度との比較には、湿ったコアによる試験結果のみを用いた。図2-10には、湿ったコアから採取した試験片でのnの上限と下限をそれぞれ破線で示した。幌延硬質頁岩のnは試験片ごとに大きくばらつくが、いずれの周圧下でも、試験結果は次式で表される図中の2本の破線の間にほぼ入っている。

$$\text{下限： } n = 2\sigma_p + 27 \quad (2-5)$$

$$\text{上限： } n = 2\sigma_p + 53 \quad (2-6)$$

ただし， p は周圧である．そこで，幌延硬質頁岩の n の周圧依存性を表す式の一つの候補として図中の実線で表される次式を提案する．

$$n = 2 p + 40 \quad (2 - 7)$$

岩石の n と周圧との関係を表す種々の実験式が提案されているが（大久保ら，1993），(2 - 7) 式との比較は今後の課題と考えている．

(2 - 2) 式中のパラメータ m は，強度破壊点以降の応力 - 歪曲線の傾きから求めることができるが（大久保ら，1997），試験結果と計算結果がほぼ一致するまで，計算機を使用した繰返し計算を行う方が容易である．そこで，図 2 - 5 で示した応力 - 歪曲線を用いて各試験片の m を求めた． m の値を 5 刻みで変化させながら計算機による繰返し計算を行い，応力 - 歪曲線の計算結果と試験結果との差が最も小さくなったときの値を採用した．なお，図 2 - 11 には m/n を変化させたときの応力 - 歪曲線の変化を示した．各試験片で得られた m の値を表 2 - 1 にまとめて示したが，乾燥したコアの一軸応力下での m は 50 ~ 60，それ以外の条件下では 30 ~ 40 であることがわかった．多くの岩石で， m は周圧によらず一定であるという研究結果が報告されているが（大久保ら，2001），幌延硬質頁岩でも湿ったコアから採取した試験片についてはこの傾向があてはまるといえる．

2. 2. 4 周圧下でのポアソン比の変化

試験中に撮影した試験片の写真を用いて，画像処理により横歪を測定した．処理のアルゴリズムは以下の通りである．なお，撮影した写真はカラーであるが，今回は簡単に測定を行うために白黒画像に変換を行った．

試験片の左右側面付近において，横方向に関して，対象とする画素の両隣の画素間の輝度値の差を計算する．

で輝度値の差の絶対値が最大となる画素，つまり，横方向に関して輝度値の変化が最も激しい画素を試験片の端とする．

で定めた試験片の左端から右端までの長さを測定する（単位は画素）．

～ の処理を試験片の下端から上端までの約 500 箇所を繰り返す．

初期の試験片からの変化を歪として算出する．

図 2 - 12 には，周圧 4 MPa での，上記の方法で求めた試験片の下端から上端までの横歪の平均値（平均横歪）と差動変圧器式変位計で求めた軸歪との関係を示す．応力 - 歪曲線

は図 2-5 (b) である。まず、平均横歪は軸歪の増加とともに緩やかにほぼ直線的に増加して行く。その後、軸歪約 0.02 でグラフが屈曲し傾きが急になる。グラフが屈曲する点は応力 - 歪曲線の強度破壊点とほぼ一致している。図 2-13 には試験結果から求めた(2-2) 式中の λ^* の逆数とポアソン比 ν との関係を示す。ただし、 λ^* は 50 %接線ヤング率をその時点での割線ヤング率で除して計算した。として平均横歪を軸歪で除した値を用いた。試験は図の右から左へと進んで行く。破線は強度破壊点の位置を示しているが、3 本の試験結果の平均である。図より、ポアソン比と正規化したコンプライアンスの逆数との間にはほぼ直線関係があることがわかる。

大久保ら (1993) はポアソン比の変化を次式のように仮定した。

$$\nu = 0.5 - \frac{0.5 - \nu_0}{\lambda^*} \quad (2-8)$$

ただし、 ν_0 はポアソン比の初期値である。図 2-13 には(2-8) 式で $\nu_0 = 0.2$ としたときの計算結果を実線で示した。図より、試験結果には若干のばらつきがあるものの、周圧下でのポアソン比の変化を(2-8) 式でうまく近似できることがわかる。

2.3 三軸圧縮クリープ試験

2.3.1 試験方法

試験条件を以下に示す。

環境 : 常温下, 排水状態

周圧 : 0, 4, 10 MPa

クリープ応力: 周圧 0 MPa では 13.7 MPa, 周圧 4 MPa では 17.6 MPa, 周圧 10 MPa では 24.5 MPa

試験では、まず、応力速度約 0.06 MPa/s であらかじめ定めたクリープ応力まで载荷した。クリープ応力に達した時点で応力を一定にし、クリープ試験を行った。約 3 時間継続後、一旦除荷した。その後、同じ試験片を用いて定歪速度 $30 \times 10^{-6} / s$ で強度試験を行った。つまり、1 本の試験片でクリープ特性を調べた後、強度を求めた。試験に用いた試験片を表 2-2 にまとめて示した。

2.3.2 試験結果

表 2 - 2 には、クリープ試験後に同じ試験片で行った強度試験結果を示した。いずれの結果も、表 2 - 1 に示した、同じ乾燥状態のコアから採取した試験片の強度とほぼ同じであった。つまり、今回行った試験では強度試験結果に与えるクリープの影響はそれほど大きくなく、クリープ試験後に強度試験を行うことで、ばらつきが大きい岩石のクリープ応力レベルを正確に知ることができると考えられる。

図 2 - 14 には試験で得られたクリープ歪曲線を示した。いずれの周圧下でも、クリープ開始から約 50 s 経過後までは、グラフは若干下に凸の曲線を描いている。これは一昨年度や昨年度の多段階クリープ試験結果でも見られた傾向であるが、載荷開始からクリープ応力に達するまでに数分かかっている点や、水分の影響などが考えられる。一方、その後はほぼ直線的に歪が増加しているが、これは、他の多くの岩石の試験結果とほぼ同じ傾向である(福井ら, 1989)。図 2 - 15 にはクリープ歪速度曲線を示したが、クリープ開始から約 50 s 経過後までは、グラフは若干下に凸の曲線を描いており、その後、ほぼ直線的になっている。クリープ開始から約 100 s 経過後以降での、グラフがほぼ直線となる部分を次式で表される図中の直線で近似した。

$$\text{周圧 0 MPa} : \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{0.00008}{t^{0.9}} \quad (2-9)$$

$$\text{周圧 4 MPa} : \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{0.0002}{t} \quad (2-10)$$

$$\text{周圧 10 MPa} : \frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{0.0006}{t} \quad (2-11)$$

クリープ歪速度は、一軸応力下では経過時間の 0.9 乗に、周圧下では経過時間の 1 乗に反比例する結果となったが、両者の差は小さいため今後も検討が必要と考えている。

2.4 考察とまとめ

以下では、本年度も含めた過去 3 年間の試験結果をもとにして、幌延硬質頁岩の力学的特性をまとめた。

まず、強度特性については、

一軸応力下での破壊モードや強度は水分の影響を強く受ける。

排水状態での三軸圧縮試験では試験結果に与える水分の影響は小さい

湿ったコアでは、粘着力 C は 0.6 MPa 程度、内部摩擦角 ϕ は約 40° である。

次に、時間依存性とコンプライアンス可変型構成方程式のパラメータについては、

強度破壊点以前のかかなり低い応力レベルから、応力 - 歪曲線の載荷速度依存性が顕著である。

n は湿潤状態よりも気乾状態の方が大きい。

湿ったコアでの一軸圧縮応力下での n は 27 ~ 53 で、その平均は約 40 である。

周圧 p_p での n は、 $n = 2 p_p + 40$ で推定が可能である。

湿ったコアでの m は周圧によらず一定で、30 程度である。

横方向への変形特性については、

周圧下でのポアソン比 ν は、 $\nu = 0.5 - 0.3 / \sigma$ で近似が可能である。

クリープ特性については、

クリープ開始からある程度の時間が経過した後のクリープ歪の増加傾向は、他の多くの岩石と似ている。

一軸応力下での減速クリープでの歪速度は経過時間の 0.9 乗に反比例する。

周圧下での減速クリープでの歪速度は経過時間に反比例する。

以上の知見により、幌延硬質頁岩は軟質な堆積岩として平均的な粘弾性的性質を持っていると考えられる。上記の知見で他の多くの岩石と異なっているのは n だけである。低応力レベルでのクリープ試験結果と比較しながら検討を進める必要があると考えている。その他の事項についてもデータの蓄積が今後も重要であるが、その中でも特に検討が必要なのは、 ν 、 m 、 ϕ 、 C と考えている。幌延硬質頁岩では、乾燥状態により変形・破壊特性に大きな違いが見られたため、試験片中の水分の管理を慎重にする必要があると思われる。また、三軸応力下での変形・破壊に対する水分の影響に関する研究は少ないため、今後も検討が必要と考えている。

表 2 - 1 歪速度を交互に切り換える強度試験に用いた試験片と試験条件，
および，得られた物性値

試験片番号	コア番号	コアの乾燥状態	周圧 (MPa)	¹ (MPa)	² (MPa)	n	m
12-2	12	湿潤	0	5.9	6.2	41	30
12-15	12	湿潤	0	2.9	3.0	52	40
9-8	9	乾燥	0	22.0	23.0	49	50
9-7	9	乾燥	0	21.6	22.4	62	55
10-3	10	乾燥	0	22.3	23.1	64	60
9-3	9	乾燥	4	27.7	29.2	44	30
10-4	10	乾燥	4	25.8	26.8	57	35
16-3	16	湿潤	4	31.0	32.7	43	30
10-8	10	乾燥	10	38.8	40.3	60	40
8-13	8	乾燥	10	38.4	39.7	70	35
16-8	16	湿潤	10	40.5	42.3	51	30

表 2 - 2 クリープ試験に用いた試験片と試験条件

試験片番号	コア番号	コアの乾燥状態	周圧 (MPa)	クリープ応力 (MPa)	強度 (MPa)	クリープ応力レベル (%)
9-12	9	乾燥	0	13.7	19.5	70
10-7	10	乾燥	0	13.7	18.2	76
10-10	10	乾燥	4	17.6	29.3	60
16-4	16	湿潤	4	17.6	31.7	56
8-4	8	乾燥	10	24.5	39.1	63
10-6	10	乾燥	10	24.5	38.4	64

表 2 - 3 幌延硬質頁岩の粘着力 C と内部摩擦角

試験年度	周圧 (MPa)	試験数	C (MPa)	(°)
2002	0, 5, 10	15	0.86	38.5
2003	0, 2, 4	12	0.39	39.0
2004	0, 4, 10	4 (湿潤のコアのみ)	0.56	40.5
平均			0.60	39.3



(a) HDB-6, No.8, 採取深度: 416.23~416.63 m

図 2 - 1 試験に用いた幌延硬質頁岩のコアの写真



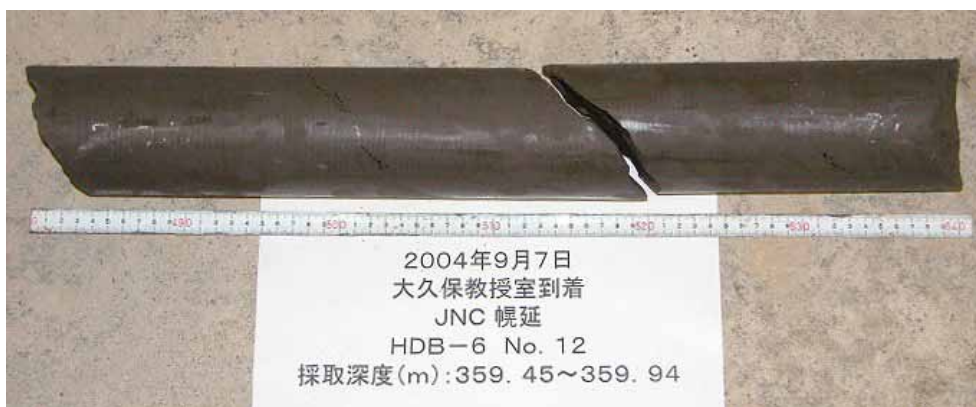
(b) HDB-6, No.9, 採取深度: 379.42 ~ 380.00 m

図 2 - 1 試験に用いた幌延硬質頁岩のコアの写真



(c) HDB-6, No.10, 採取深度: 379.10 ~ 379.33 m

図 2 - 1 試験に用いた幌延硬質頁岩のコアの写真



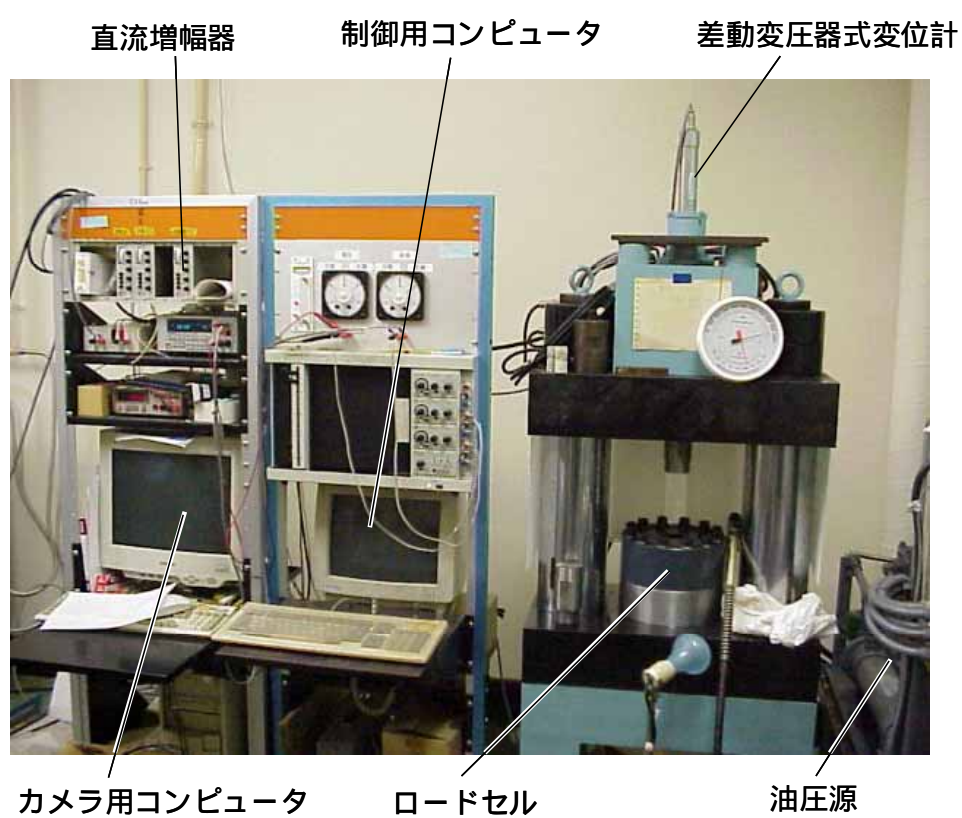
(d) HDB-6 , No.12 , 採取深度 : 359.45 ~ 359.94 m

図 2 - 1 試験に用いた幌延硬質頁岩のコアの写真



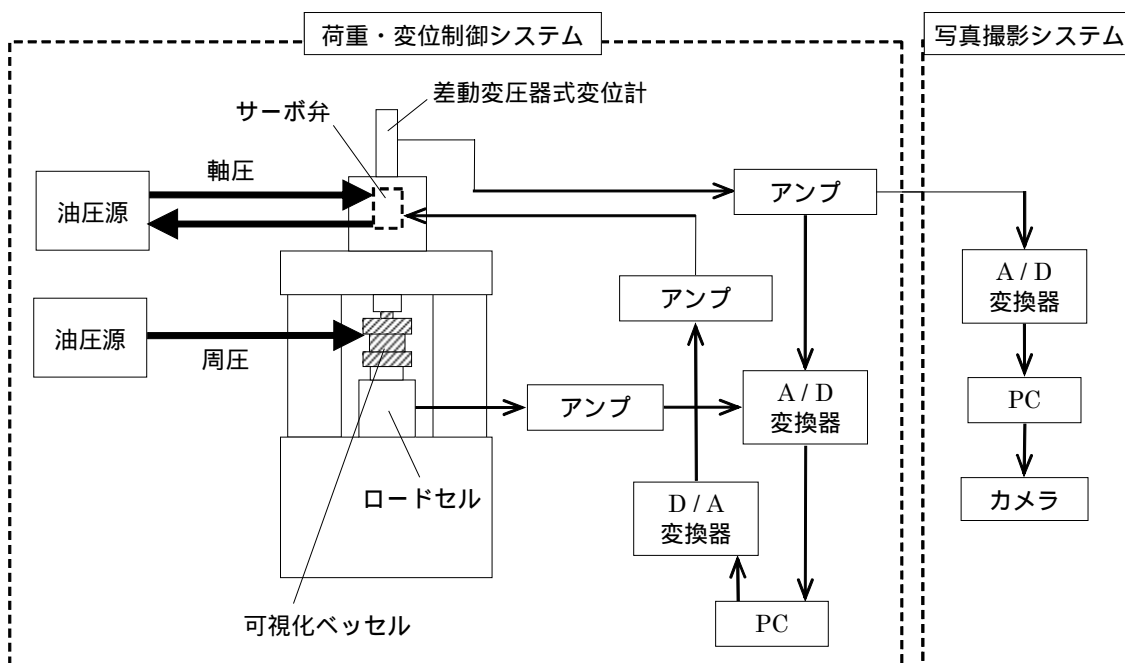
(e) HDB-6, No. 16, 採取深度: 358.40 ~ 358.64 m

図 2 - 1 試験に用いた幌延硬質頁岩のコアの写真



(a) 写真

図 2 - 2 サーボ試験機の写真と概略



(b) 概略

図 2 - 2 サーボ試験機の写真と概略

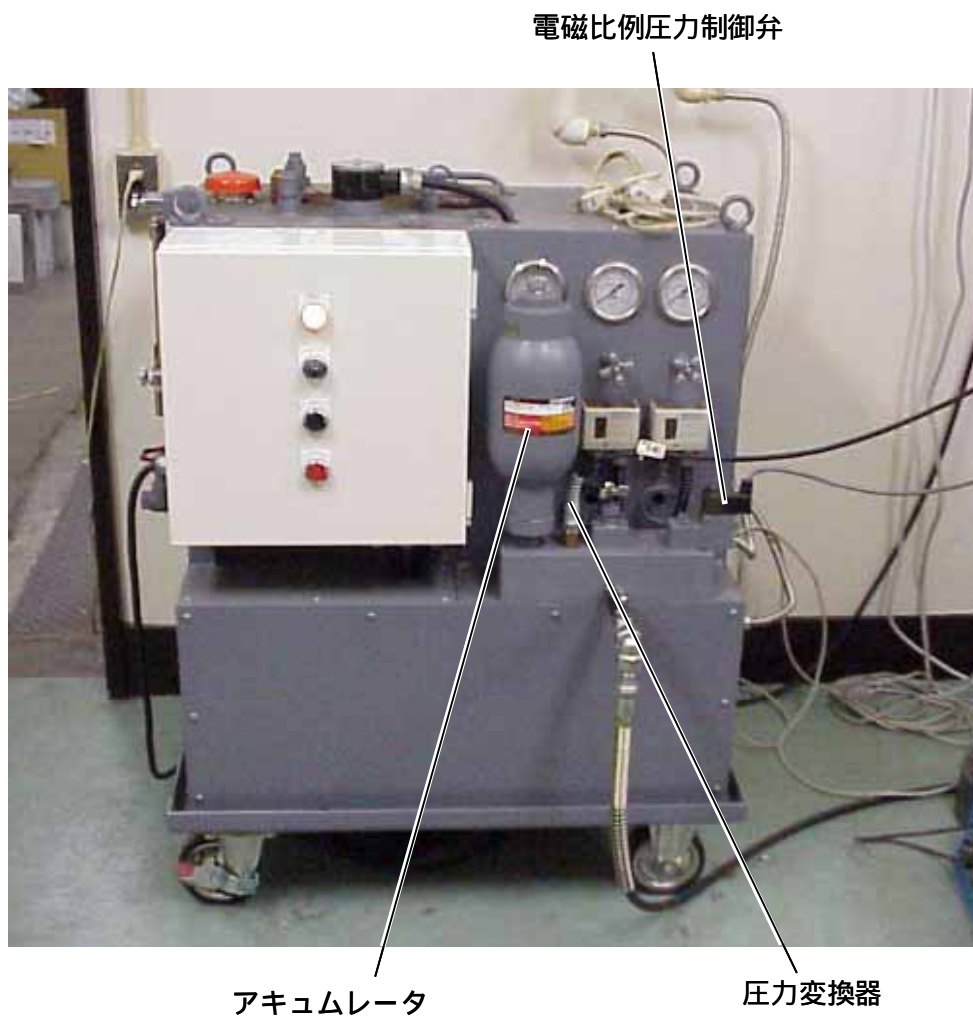


図 2 - 3 周圧発生装置の写真

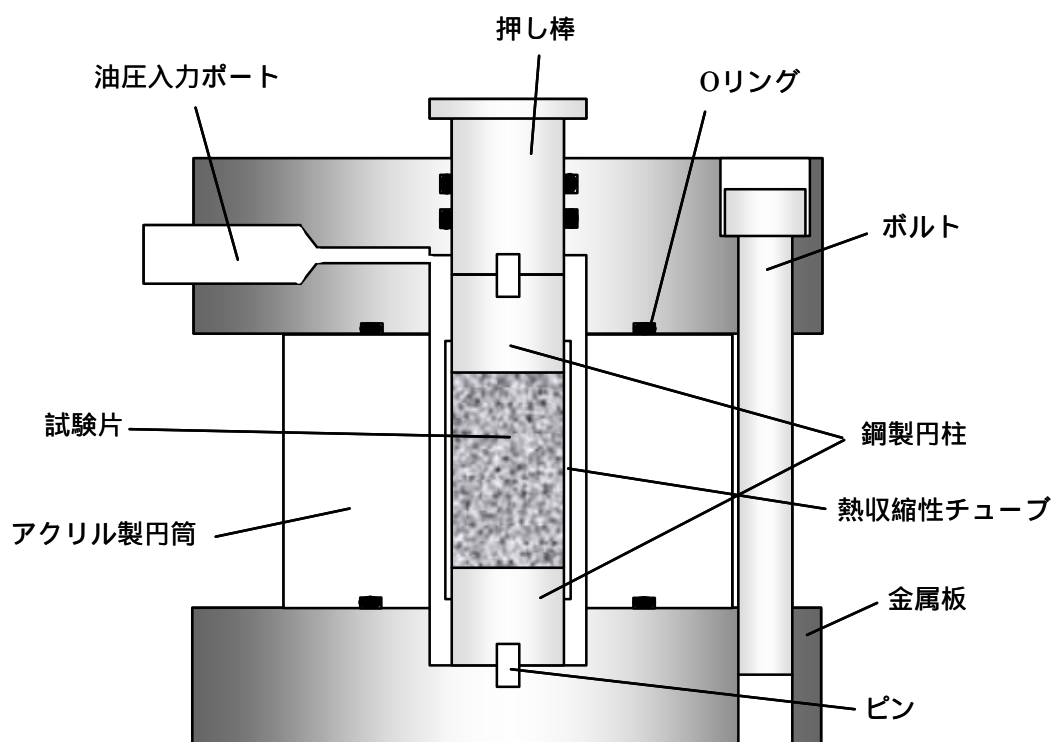
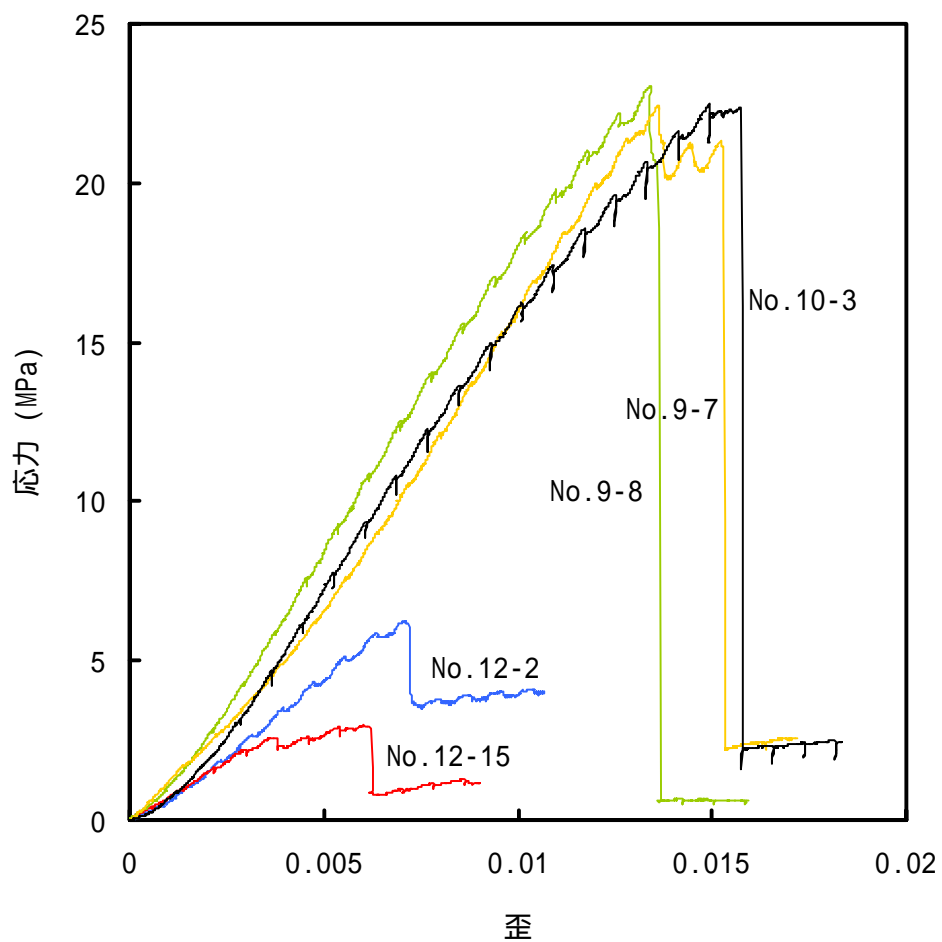
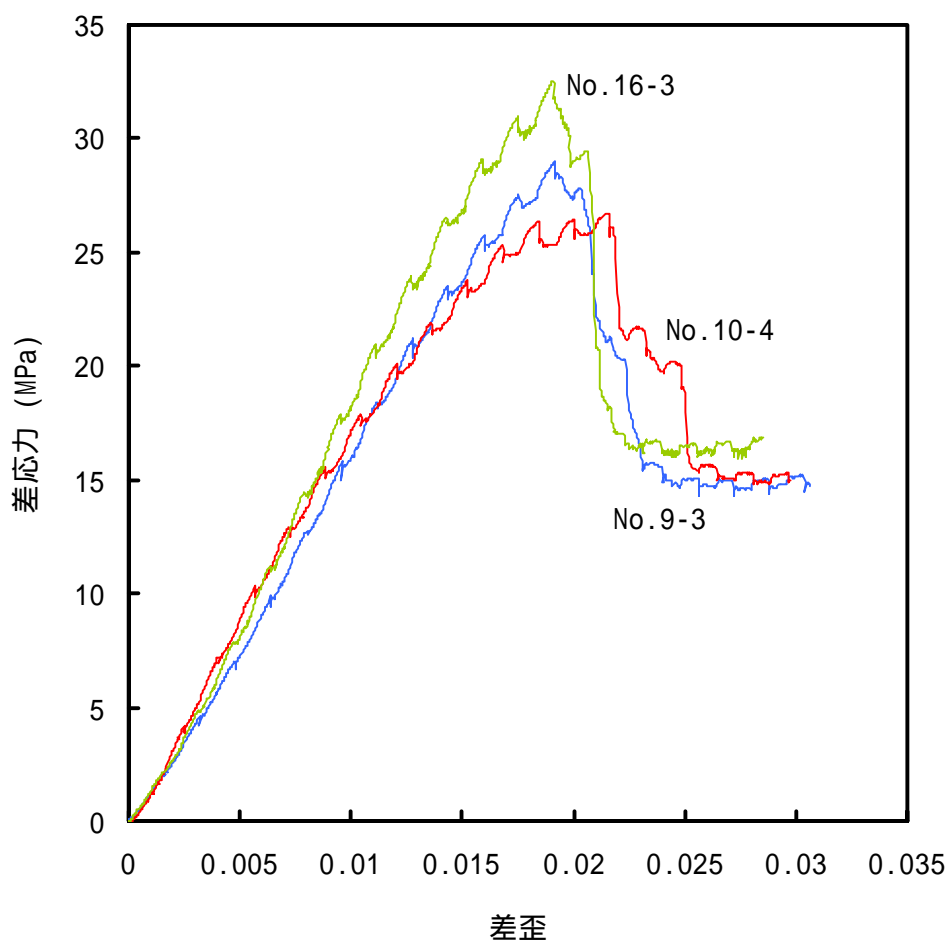


図 2 - 4 可視化ベッセルの概略



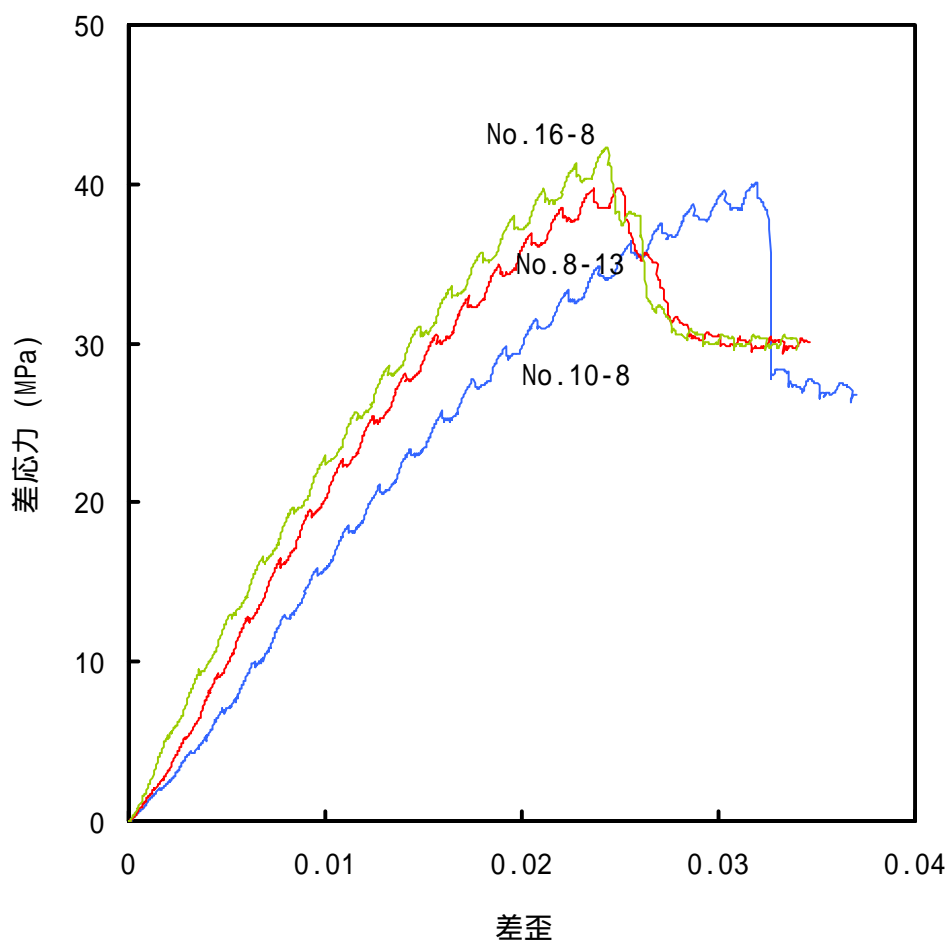
(a) 周圧 0 MPa

図 2 - 5 歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験で得られた応力 - 歪曲線
歪速度 : 3×10^{-6} と $30 \times 10^{-6} / \text{s}$ で交互に切り換え



(b) 周圧 4 MPa

図 2 - 5 歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験で得られた応力 - 歪曲線
歪速度 : 3×10^{-6} と $30 \times 10^{-6} / \text{s}$ で交互に切り換え



(c) 周圧 10 MPa

図 2 - 5 歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験で得られた応力 - 歪曲線
歪速度 : 3×10^{-6} と $30 \times 10^{-6} / \text{s}$ で交互に切り換え



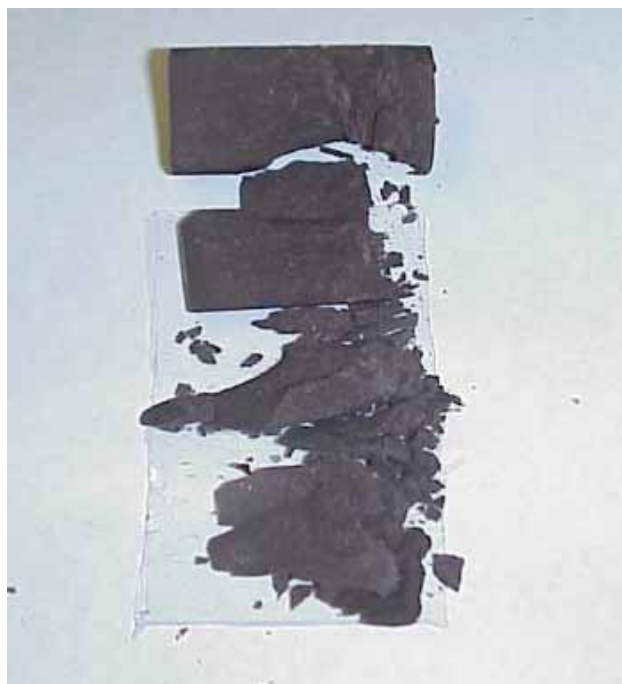
試験片番号 12 - 2



試験片番号 12 - 15

(a) 湿ったコアから採取した試験片

図 2 - 6 歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験後の試験片の写真



試験片番号 9 - 8



試験片番号 10 - 3

(b) 乾燥したコアから採取した試験片

図 2 - 6 歪速度を交互に切り換える三軸圧縮試験後の試験片の写真

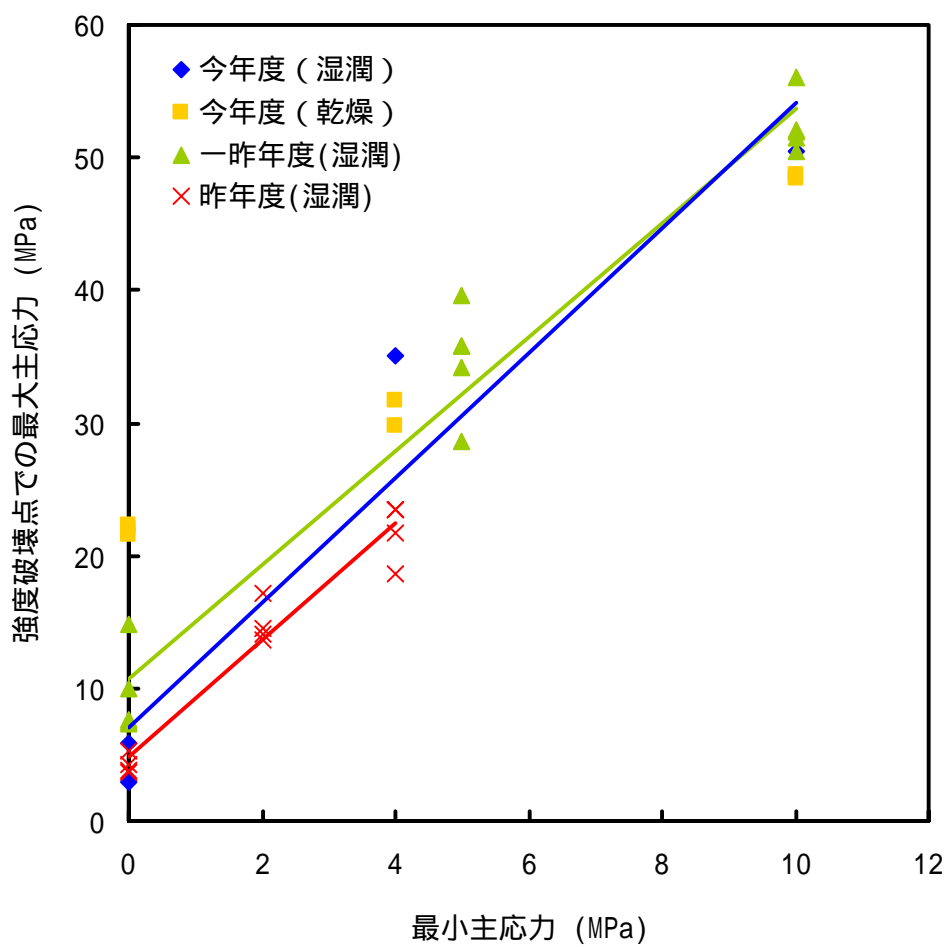


図 2 - 7 最小主応力と強度破壊点での最大主応力の関係
直線 : (2 - 1) 式による近似直線

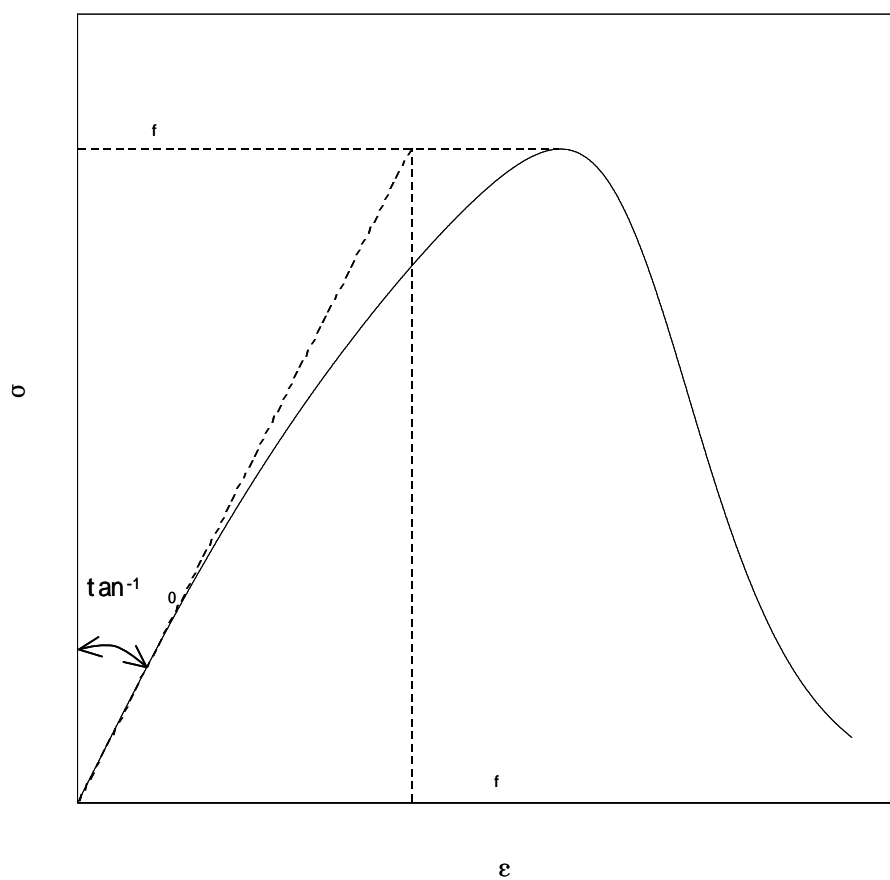


図 2 - 8 正規化に際して用いた記号の説明

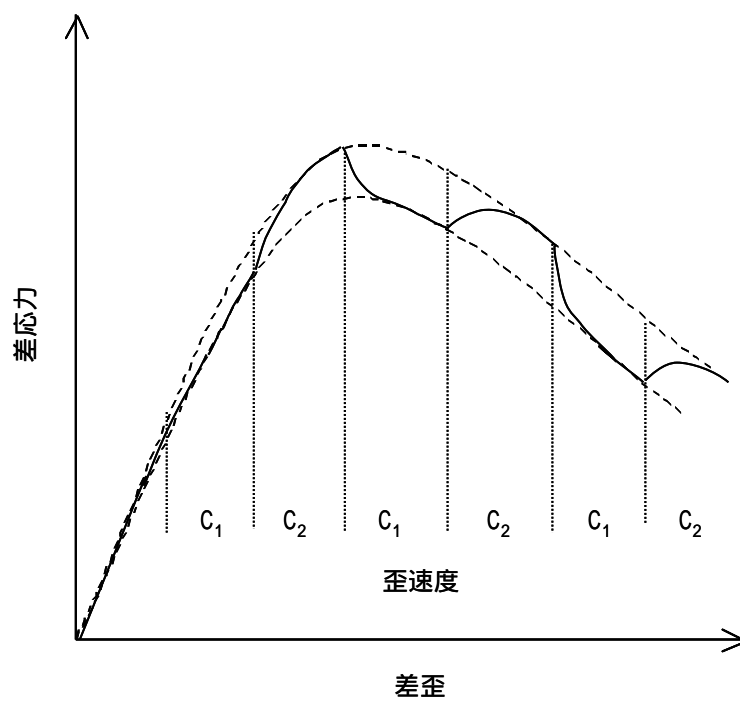


図 2 - 9 歪速度を交互に切り換える試験の模式図

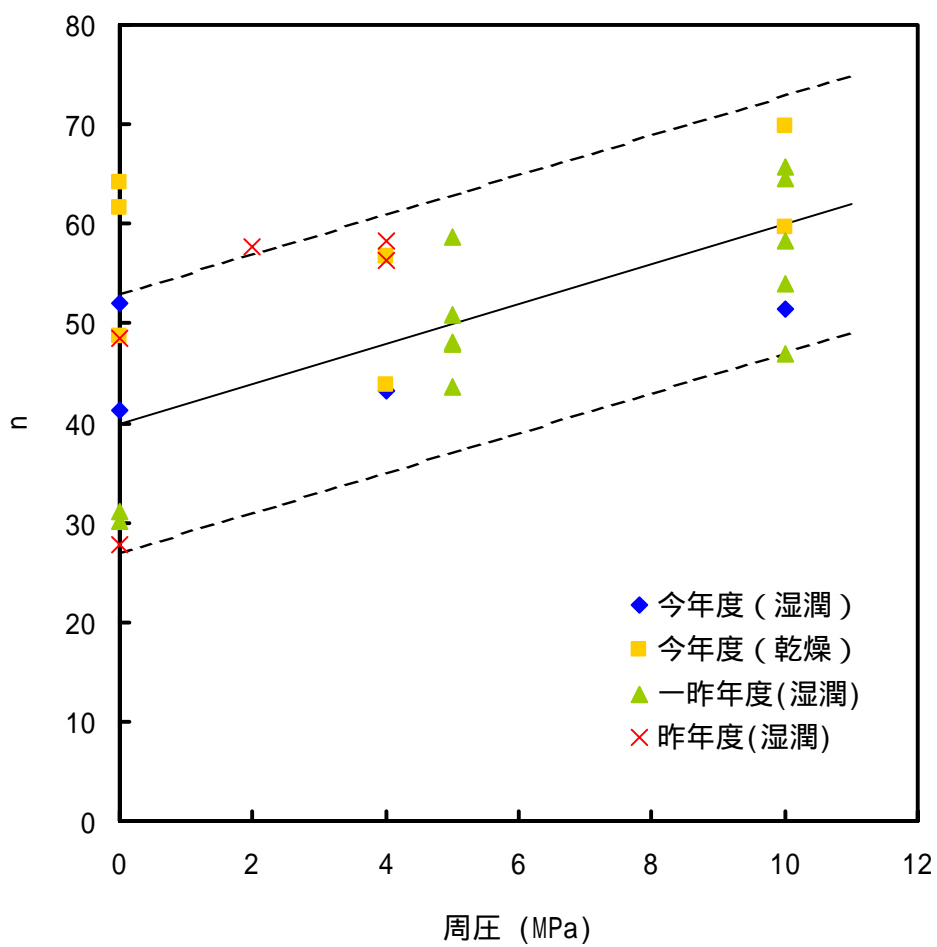


図 2 - 10 n と周圧の関係

実線 : (2 - 7) 式による計算結果

破線 : (2 - 5), (2 - 6) 式による計算結果

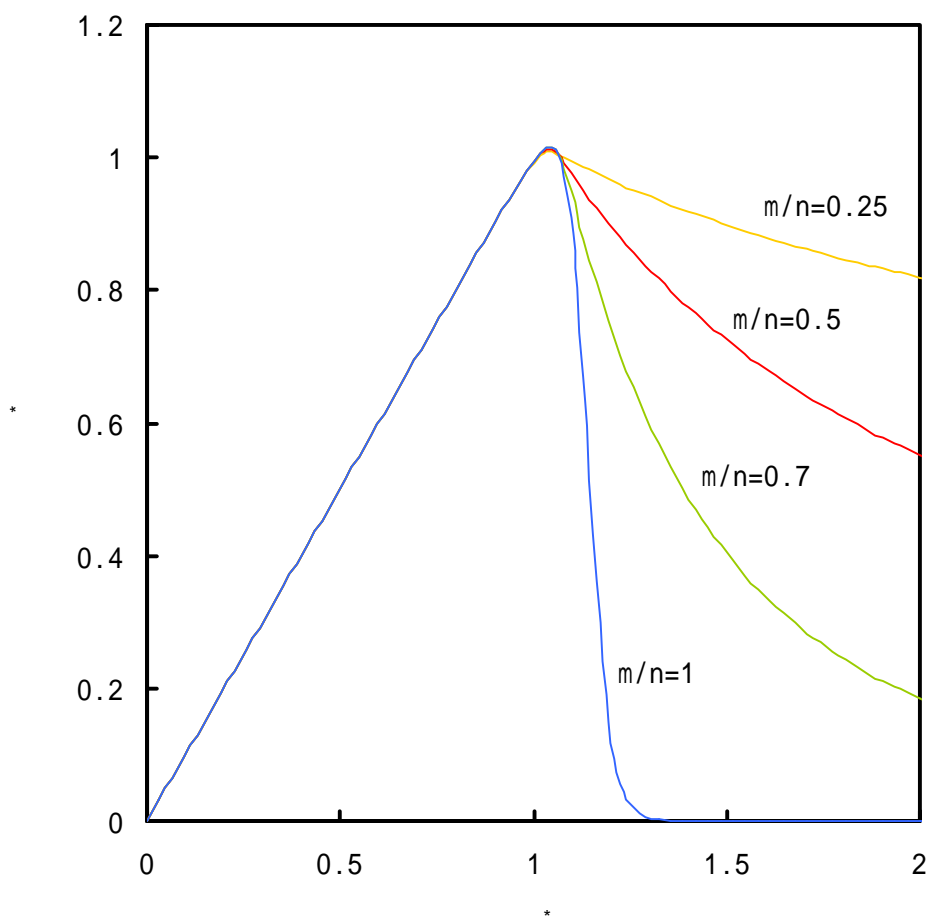


図 2 - 11 m/n を変化させたときの (2 - 2) 式による応力 - 歪曲線の計算結果

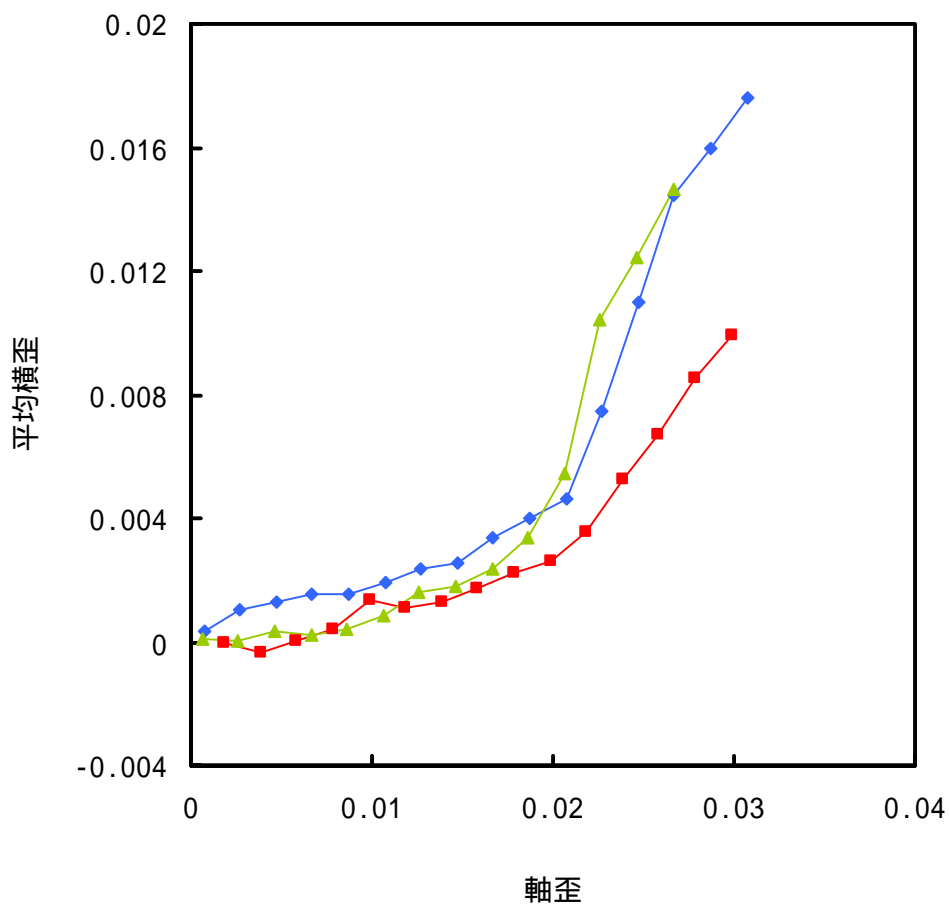


図 2 - 12 軸歪と平均横歪の関係 (周圧 4 MPa)

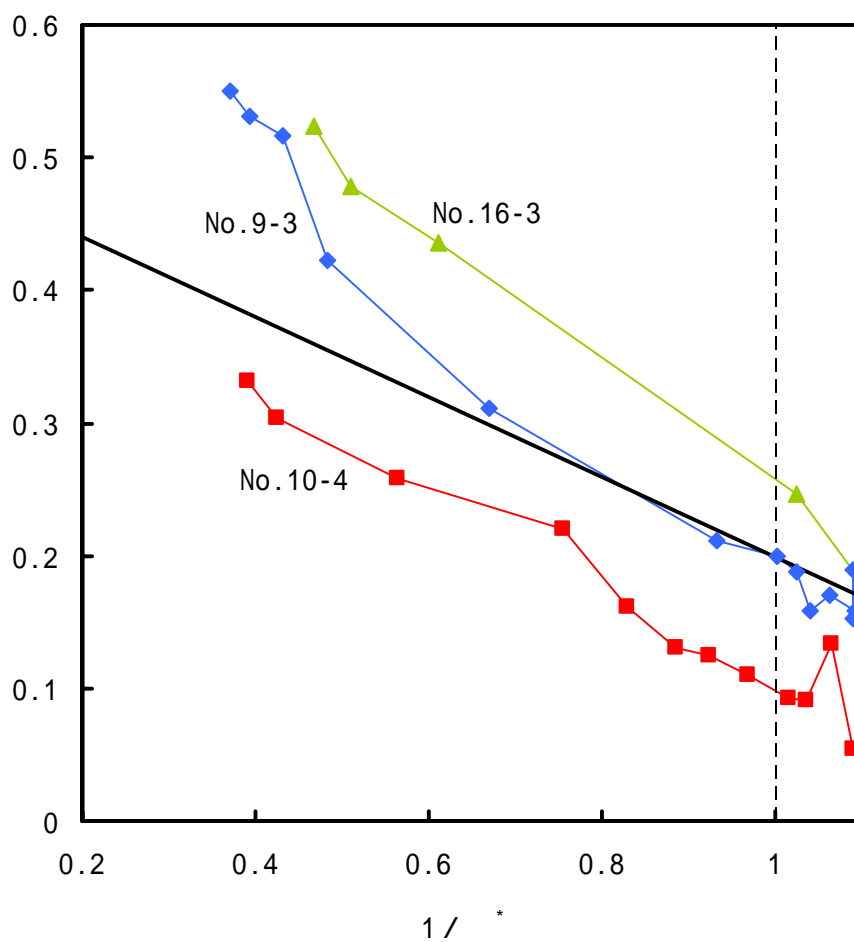


図 2 - 13 1/σ* と の関係

実線 : (2 - 8) 式で $\sigma_0 = 0.2$ としたときの計算結果

破線 : 強度破壊点であり , 試験結果の平均

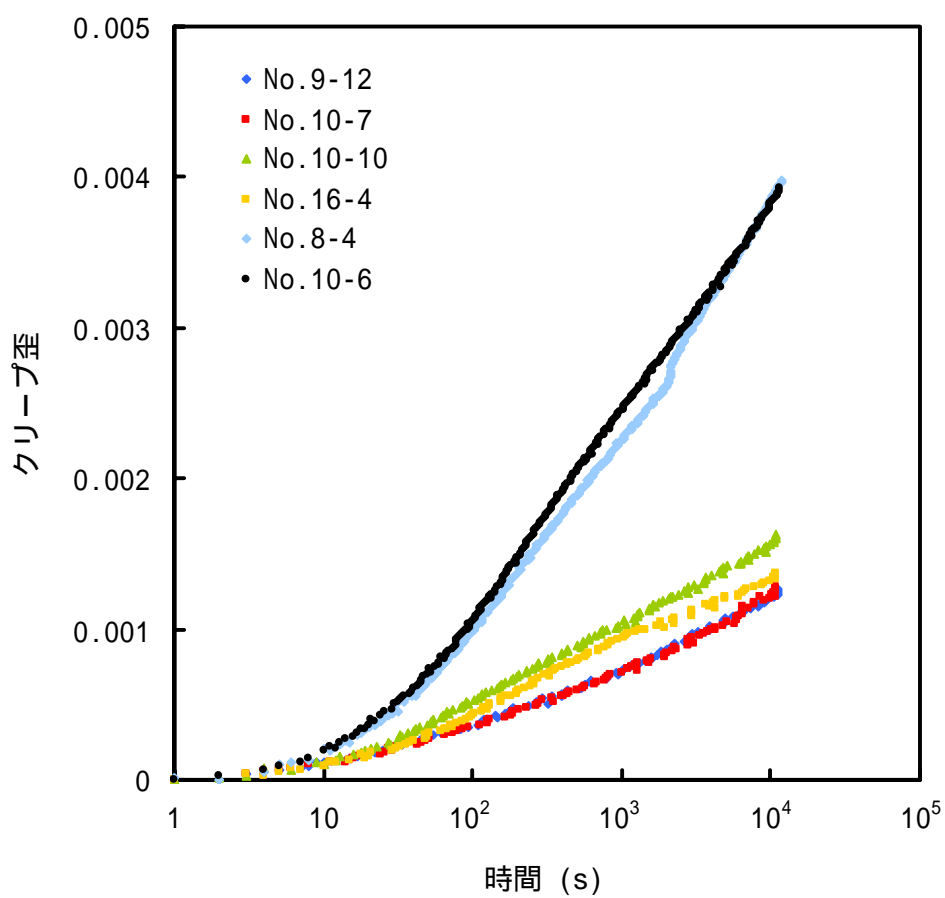


図 2 - 14 クリープ歪曲線

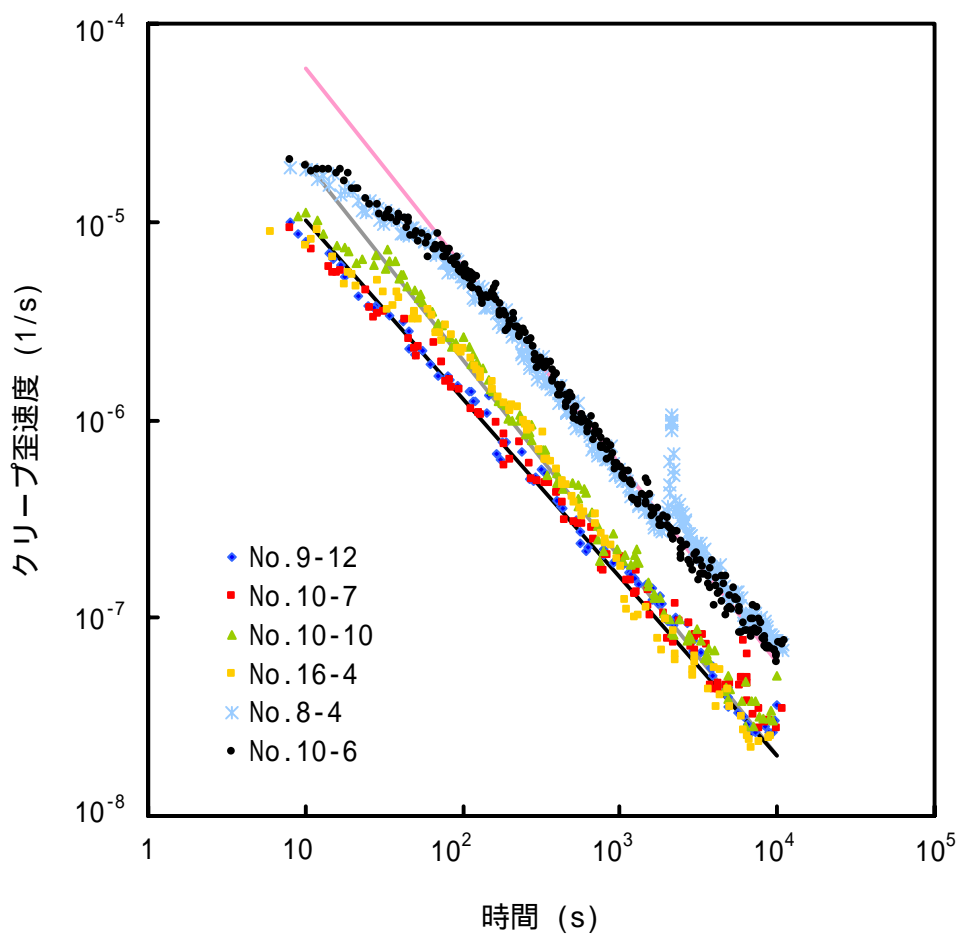


図 2 - 15 クリープ歪速度曲線

直線 : (2 - 9), (2 - 10), (2 - 11) 式による計算結果

3. 強度回復特性

3.1 はじめに

トンネルや坑道などの地下構造物を設けたとき、その周辺の岩盤は何らかの損傷を受ける。この損傷を受けた部分を以下では緩み領域と称する。これまでの認識では、わずかずつではあるが、時間の経過にともなってこの緩み領域は次第に拡大してゆき、その結果、坑道の安定性は低下するし、周辺の地下水の流動も活発になると考えられてきた。十分に注意して設計された地下構造物では、時間経過にともなう緩み領域の拡大や安定性の低下は、多くの場合、充分小さなものであろう。しかしながら、周辺の岩盤が次第に劣化していくと考える限り、設けた地下構造物をかなりの期間にわたって監視する必要があるので、経費の面で問題が生ずるし、何年か後にどのような状態になるかを問われたとき、正確に回答することは困難である。

実際にトンネルや鉱山の坑道をはじめとする地下構造物では、時間の経過にともなって次第に安定性が低下する場合もあるが、充分な強度・剛性を持つ支保が施された場合には、緩み領域は時間の経過にともなって回復し、領域が減少してゆく場合も考えられる。すなわち、図3-1に示すように、一旦緩んだ坑道周辺の岩盤に、内からは支保の反力が加わり、外からは地圧が加わって、緩み領域の強度回復が進行する可能性が考えられる。このように掘削直後に広がった緩み領域に、適切な支保が施された場合には、時間の経過にともない縮小していく。図3-2に示すように、その結果として、坑道の安定性も増していく可能性がある。

緩み領域の強度回復に関連する研究は少ないが、Dieterich (1972a, 1972b) は、せん断試験において、滑り面と垂直に荷重をかけておくと、時間経過にともなって、滑りはじめのせん断抵抗（摩擦抵抗）が上昇していくと報告している。また、Smith & Evans (1984) は、高温・高圧下で、結晶中にできた微小亀裂が回復 (healing) していくと報告している。

大久保ら(2001)は、強度回復に関する研究の第一歩として、岩石試験片（土丹、田下凝灰岩、来待砂岩、三城目安山岩）を一度圧縮破壊させた後に、厚肉円筒中で再度圧縮し、その後、厚肉円筒から取り出した試験片の一軸圧縮強度及び圧裂引張強度、破断面の状況等について調べた。その結果、土丹、田下凝灰岩、来待砂岩では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、軸歪、側圧と関係があることがわかった。特に土丹は、押し込み最大荷重が大きいと試料岩石の強度を越えていた。一方で三城目安山岩については、押し込み最大荷重を 100 kN 以上にしても、強度が回復してゆく傾向はほとん

どみられず、強度回復の程度は、岩石ごとにかなり異なる結果であることを示した。

本章では、幌延の HDB-6 孔 400 m 付近（稚内層硬質頁岩）で採取されたボーリングコアを用い、大久保ら(2001)と同様の試験を行い、幌延硬質頁岩が、土丹、田下凝灰岩、来待砂岩、三城目安山岩と比較し、どの程度、強度回復特性があるのかを調べた結果について述べる。

3.2 試験方法

載荷装置として 200 kN 万能試験機を使用した。まず、図 3-3 のように試験片を外径 50 mm、内径 27 mm の鋼製厚肉円筒に入れ、直径 25 mm の押し棒によって押し込む。試験開始時の試験片側面と厚肉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、やがてピーク強度に達する。ピーク強度を過ぎてからもなお押し棒を押し込むと、試験片は横に膨らんでいき、やがて試験片側面が厚肉円筒内壁と接触し、荷重が増加し始める。その後も、所定の押し込み最大荷重に達するまで押し棒を押し込み続ける。押し込み最大荷重に達したら試験機を止めて、試験片を取り出す。この試験では、厚肉円筒と押し棒との間に十分な隙間（初期値 1 mm）があるので、試験片に含まれていた水がこの隙間を通して排出されるため、排水条件下での試験とみなすことができる。

大久保ら(2001)は、押し込み最大荷重を 19.6, 39.2, 58.8, 79.2 kN の 4 条件で実施した。これらの荷重を試験片の初期断面積で割ると、約 40, 80, 120, 160 MPa となる。他方、深さ 1,000 m の地中でも土被りから計算される初期応力は 25 MPa である。これより加えた押し込み最大荷重はかなり大きめであることがわかるが、強度回復の有無をできるだけ短時間で調べるためにこのように設定したとしている。

本研究では、大久保ら(2001)と結果と比較しつつ、押し込み最大荷重の小さい場合も調べるために、押し込み最大荷重は、9.8, 19.6, 39.2, 58.8 kN の 4 条件とした。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, 160 MPa となる。原則として同一条件で 2 回以上の試験をおこなった。

押し込み試験の後に、厚肉円筒から取り出した試験片を用いて、一軸圧縮試験（約 4 分で破壊にいたるようには荷重を調整）を行った。

3.3 押し込み試験結果

図3-4(a)に押し込み最大荷重 58.8 kN のときの応力 - 歪曲線を示す。軸歪は 25 % 近くまで達するが、簡明さを重んじて、軸歪は初期長さを基準とし、応力は初期断面積を基準として計算した。すなわち、微小歪の時と同じ計算方法で軸歪と応力をもとめた。したがって、みかけの軸歪、みかけの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、応力とする。

図3-5(a)に、押し込み試験後に厚肉円筒から取り出した試験片の体積を、試験前の試験片体積で割った値を示した。また、図3-6と表3-2には、それぞれ押し込み試験後の試験片の写真と、試験片の概況を示す。

比較のために、大久保ら(2001)での土丹、田下凝灰岩、来待砂岩、三城目安山岩を用いた結果を、図3-4、図3-5および図3-6の(b)～(e)と表3-2に示す。

図3-4(a)の幌延硬質頁岩の結果をみると、ごく初期の間、軸圧は上昇し、20 MPa 強の一軸圧縮強度に達した後、軸圧は低下し、軸歪が 4～5 % 付近で軸圧は最低値 6 MPa をとる。その後は軸歪が増加するにしたがって、軸圧は下に凸の傾向で増加している。

大久保ら(2001)では押し込み試験中の側圧を測定した。測定方法としては、歪ゲージで、厚肉円筒外壁の周方向歪を測定し、次式を用いて厚肉円筒内壁に加わる側圧(内圧)を計算した(日本機械学会, 1994)。

$$p_i = E(r_o^2 - r_i^2) / 2r_i^2 \times (h/h_t) \quad (3-1)$$

ここで、 p_i は側圧、 ϵ は周方向歪、 E は厚肉円筒のヤング率、 r_o は厚肉円筒外径、 r_i は厚肉円筒内径、 h は厚肉円筒高さ、 h_t は試験片高さである。図3-4(b)～(e)に示した側圧の測定結果をみると、軸歪の小さい間は零であるが、軸圧が極小値をとった後から側圧が増加する傾向がみられる。これから、試験片は横に膨らんでいき、軸圧が極小値をとった時点で、試験片側面が厚肉円筒内壁と接触しはじめることがわかる。今回は側圧を測定していないが、この傾向があてはまるものと考えられ、幌延硬質頁岩では、軸歪が 4～5 % 付近で試験片側面が厚肉円筒内壁と接触しはじめたことがわかる。

また、図3-4の押し込み試験結果を比べると、幌延硬質頁岩は田下凝灰岩の湿潤状態と最も近いことがわかる。

図3-5(a)をみると、押し込み最大荷重が大きくなるに従い、試験後の体積はほぼ線形に減少していることがわかる。また、全ての押し込み最大荷重において、押し込み試験後

の体積が、初期試験片体積より小さいことがわかる。これから考えて、幌延硬質頁岩においては、含まれていた水が排出されることもあって、体積の収縮が速やかに進行したと考えられる。これは、図 3-5(b)に示した土丹と似た傾向であるが、水の排水は土丹より小さい。

図 3-6(a)と表 3-2 より、押し込み試験後に取り出した試験片の特徴は、側面は光沢があり滑らかで、細かいひび割れが多い。上面の周縁は、面取りをしたような状況である。上面及び下面にもひび割れが見られる場合がある。図 3-6(b)～(e)と比べると、土丹に比較的似ているように見える。しかしながら、幌延硬質頁岩自体は黒色で、亀裂は白っぽいため、亀裂がはっきり観察しやすい点は土丹と異なる。

3.4 厚肉円筒から取り出した試験片の強度

厚肉円筒から取り出した試験片を用いて、一軸圧縮試験をおこなった。試験後の試験片を観察すると、両端にコーンができており、それらを起点とする縦割れが多数でき、上側のコーンが大きい場合が多かった。また、コーンそのものにも亀裂がみられる場合もあった。図 3-7 に応力 - 歪曲線を、図 3-8 に一軸圧縮強度と押し込み最大荷重の関係を示す。

図 3-7(a)は、幌延硬質頁岩の応力 - 歪曲線である。軸歪 1%以下では軸歪の増加による応力の増加は小さい。これは押し込み試験後の試験片端面の平行度が崩れているためである。軸歪 1%以降はほぼ直線的に応力と軸歪は増加し、一軸圧縮強度に達している。応力 - 歪曲線は、ばらつきが大きかったが、押し込み最大荷重が大きいほど、やや脆性的となった。大久保ら(2001)の結果と比較すると、(d)で示した湿潤状態の来待砂岩の応力 - 歪曲線に近いことがわかる。

図 3-8(a)に示した一軸圧縮強度をみると、押し込み最大荷重と原点を通る直線でほぼ近似できる。この場合も来待砂岩の湿潤状態の結果に最も近いが、田下凝灰岩や三城目安山岩とさほど大きな差はみられない。

図 3-9 の横軸は、湿潤状態の押し込み試験において、押し込み最大荷重を加えた時の軸歪である。また、縦軸は、押し込み試験後の一軸圧縮強度である。大久保ら(2001)の湿潤状態での結果も合わせて表示したが、だいたいどの岩石も一つの下に凸の曲線上にのっている。これから即断するのは難しいが、軸歪を測定することで一軸圧縮強度を知ることができる可能性があるといえよう。ただし、図の左端に位置する三城目安山岩だけは、軸歪が増加するとかえって一軸圧縮強度が低下する傾向もみられた。この場合には、軸歪が 19.6 kN から 39.2 kN に増すと、試料岩石の組織が壊れていく影響の方が、回復より大き

いのであろう。

3.5 試験結果のまとめと今後の試験方法の提案

本章では、幌延の原位置試験深度付近で採取されたボーリングコアを用い、大久保ら(2001)と同様の試験を行い、幌延硬質頁岩が、土丹、田下凝灰岩、来待砂岩、三城目安山岩と比較し、どの程度、強度回復特性があるのかを調べた結果について述べた。具体的には押し込み試験を行った後、厚肉円筒から取り出した試験片について一軸圧縮試験を行い、強度回復が確認できるかを調べた。その結果、幌延硬質頁岩は、田下凝灰岩、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、軸歪と関係があることを示した。

図 3-1 を参照すればわかるように、坑道壁面の岩石は、周方向の応力で破壊した後、適切な支保が施されると半径方向の応力を受けて強度が回復していく。今回の試験では、押し込み試験および押し込み試験後の強度試験を通じて、荷重方向が一致しており、さらに試験機と接する面も同じなので、試験片端部に円錐形の強度の高い部分が残る傾向があり、今後試験方法の改良が必要であろう。今回おこなった試験の問題点として、実際に想定されるより大きな押し込み荷重で短時間の試験しかおこなわなかったことである。強度回復の途上では力学的作用の他に化学的作用が生じている可能性が高い。化学作用には、荷重により加速されるものと、反応速度が荷重に左右されにくいものがあるが、今回の実験では後者に関する検討はなされていない。その結果、本研究で示した強度回復の機構は、実際の場合と異なる可能性を否定できない。したがって、本研究で提案した試験は、建設予定地の粗調査の段階で強度回復の高低を推し量ることはできるかもしれないが、試験時間を長くし、より実際の地圧などの状況に則した試験をする必要がある。

地層処分所（坑道）のように、坑道内部にベントナイトなどを埋め込む場合には、埋め戻し材から反力を坑道壁面は受けることになる。埋め戻し材は長期間安定であるので、強度回復も長期間にわたって継続的に進行するとおもわれるので、処分坑道の長期安定性には格段の効果を発揮する可能性が高い。

緩み領域の大きさは、掘削する坑道の大きさ、掘削方法、地山強度比などによって変化するが、おおむね数十 cm 程度である。そのため、数十 cm 程度の試料を用い、強度回復に関する試験を行うことによって、現実にもっとも近い結果を得ることができると考えられる。具体的な方法としては種々考えることができるが、以下では簡単にその一例を示す。

強度回復に関する今後の試験方法の提案

a) 実物大室内試験

試料の採取：立坑掘削時に，切羽あるいは坑壁からゆるみ領域と想定される，50 cm 立方の試料をカッタなどで切り出す．切り出し試料がゆるみ領域ではない場合には，荷重を作用させ破壊させる．

実験方法：

- 1) 切り出したブロック試料の透水係数，弾性波速度，変形係数を測定する（事前測定）．元の物性値との比較を行うため，ゆるみ領域でない試料の測定も行う．
- 2) 実際に作用すると想定される応力状態（図 3 - 1 のような状況を想定するが，支保加重の類推が難しい場合には，初期地圧相当）となるよう試験機で加圧し，長期に保持する．
- 3) 定期的な間隔（あるいは，対数的な間隔）で加圧を中止し，ブロック試料の透水係数，弾性波速度，変形係数を測定する．事前測定と比較検討し，物性値が回復するかを調べる．調べた後は，2) に戻り，加圧を保持させる．なお，同一の試料を使用することを前提とするため，強度試験など状況が変化する試験は実施せず，非破壊試験などを中心に行う．

試験機：500 m の被り圧に相当する地圧は 12.5 MPa である．偏差応力を作用させない場合には，試料のコーティングを行い，圧力容器で静水圧環境下にする装置が考えられる．偏差応力を作用させる場合には，載荷フレームに試料を入れ，フラットジャッキで加圧する装置が考えられる．

b) 原位置試験

基本的に通常の施工を行い，図 3 - 1 のような状況下で支保背面の岩盤物性値に改善がみられるかを調べる試験を行うのが理想的である．

杉原(2004)は，東濃鉱山で掘削前後の弾性波速度，透水係数，ポアホール TV による亀裂観察，孔内載荷試験結果などを比較することによって，発破および機械掘削での掘削影響領域の評価を行った．高レベル放射性廃棄物の地層処分における支保設計，ニアフィールド岩盤の長期安定性を考えた場合，同様の試験を行うことが予想される．強度回復に関しても，基本的に施工後，同じ試験を定期的な間隔（あるいは，対数的な間隔）で行えば，評価が可能である．この試験により，掘削影響領域の物性に改善がみられれば，強度回復の示すことを証明でき，将来的な管理体制の軽減など重要な示唆を生むものと考えられる．掘削影響領域の物性に改善がみらなくとも，長期的な掘削影響領域の特性変化の把握につながると思われる．ここで提案する原位置試験は，強度回復が生じるかを調べるためだ

けでなく、長期的な掘削影響領域の特性変化を調べることになるため、掘削影響領域の安定性評価において重要な試験であると考えられ、是非とも実施したい試験である。

地質学でいう続成作用の中には、a) 粒子の再配置、b) 粒子の塑性変形、c) 細粒の粘土などが流動して隙間を埋める圧密作用（地質学では compaction）、d) 炭酸塩鉱物などで膠結される膠結作用、e) 再結晶作用、f) 交代作用、g) 差別的溶解作用、h) 圧力溶解作用（応力腐食）、i) 自生作用などが含まれる（たとえば水谷ら、1999；勘米良ら、1991）。a)～c) は本研究でも生じていた可能性が高いと考える。一方、d) 以下は、かなり長期間にわたる場合には大きな意味を持つと考えられ、地層処分所のように長期間使用される設備では支配的な役割を果たす可能性すらある。このようなミクロの視点からの検討や物理化学的な検討も今後の課題として挙げられる。

実験を行った範囲では図 3-9 に示したように、破碎後の岩石の一軸圧縮強度は、軸歪に依存し、岩種の影響はさほど現れないことがわかった。そのため、結晶質岩など破碎前の一軸圧縮強度が比較的高い岩石では、相対的に強度回復が小さく、堆積岩などのように破碎前の一軸圧縮強度が比較的小さい岩石では、相対的に強度回復が大きくなるため、強度回復の対象となる岩盤としては堆積岩が中心となるであろう。

表 3 - 1 押し込み試験後に厚肉円筒から取り出した試験片（上），取り出した試験片の一軸圧縮試験後の試験片（下）の概況．土丹，田下凝灰岩，来待砂岩，三城目安山岩は，大久保ら（2001）より引用

幌延泥岩	土丹	田下凝灰岩	来待砂岩	三城目安山岩
押し込み試験後の試験片				
<p>側面は光沢があり滑らかで，細かいひび割れが多い．上面の周縁は，面取りをしたような状況である．上面及び下面にもヒビ割れが見られる場合がある．</p>	<p>側面，端面とも，試験前より色の濃さを増し，滑らかでひび割れは無い．下面の周縁は，面取りをしたような状況であり，これは他の岩石でも同様である</p>	<p>側面，端面の凹凸は軽微．側面には短いひび割れが，下面には幅の狭いひび割れが見られる</p>	<p>側面，端面の凹凸は軽微．側面には顕著なひび割れが，下面には幅の狭いひび割れが見られる</p>	<p>側面には多くの縦割れがみられ，脆く剥離し易い．下面にも顕著なひび割れが見られ，下面中心部が少し盛り上がっている</p>
一軸圧縮試験後の試験片				
<p>コーンが両端に出来ており，それらを起点とする縦割れが多数できる．上側のコーンが大きい場合が多い．また，コーンそのものにも割れがみられる場合がある．</p>	<p>小さなコーンが両端に出来ており，それを起点とする縦割れが出来ている</p>	<p>コーンが両端に出来る．側面には数本の縦割れが出来る</p>	<p>コーンが両端に出来るが，片方は小さくなっている場合あり．それを囲むように側面には数本の縦割れが出来る</p>	<p>せん断面が出来ており，せん断面には擦過痕あり．側面は，はがれ易い</p>

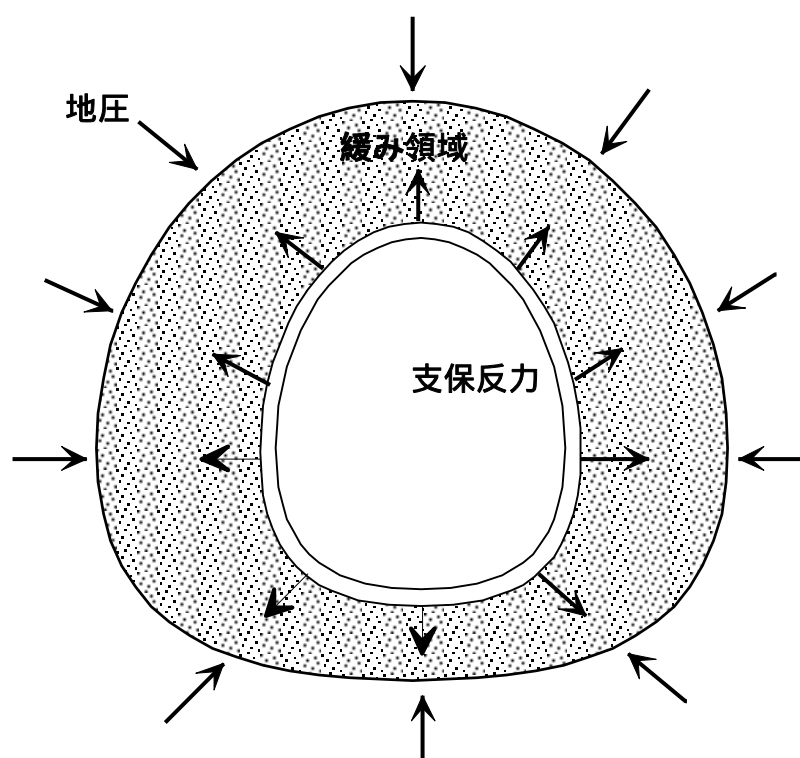


図 3 - 1 坑道周辺の模式図

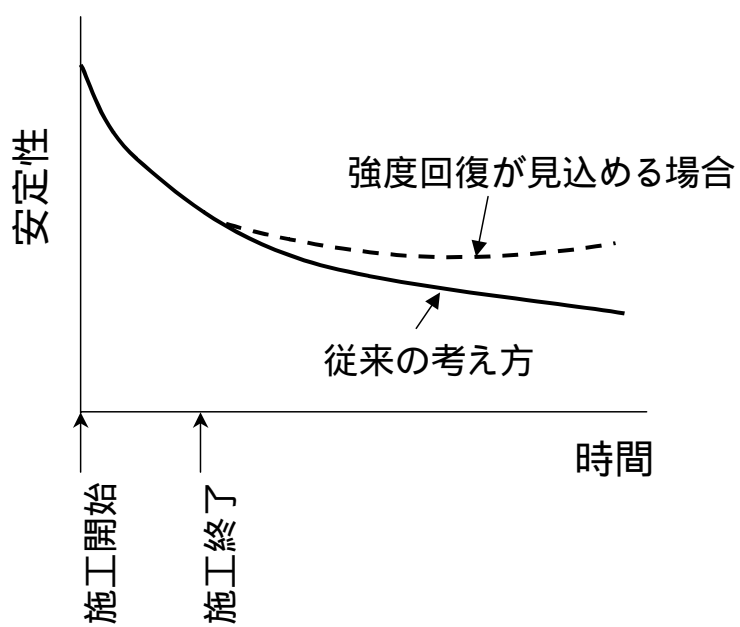


図 3 - 2 坑道の安定性の経時変化

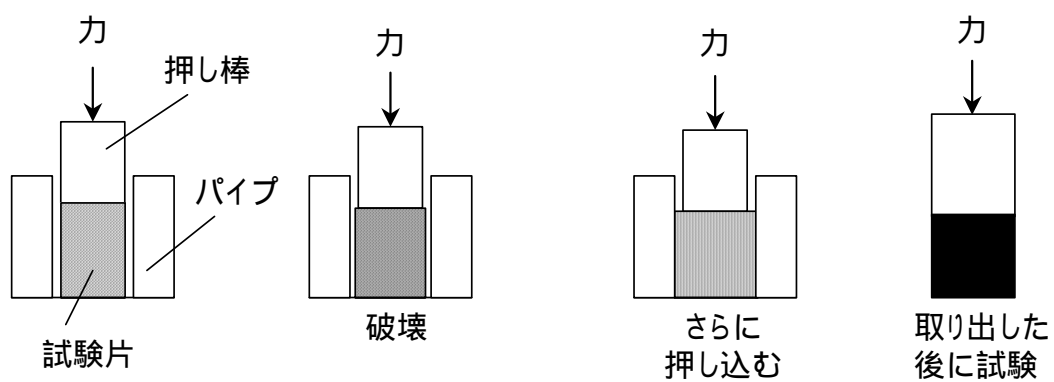
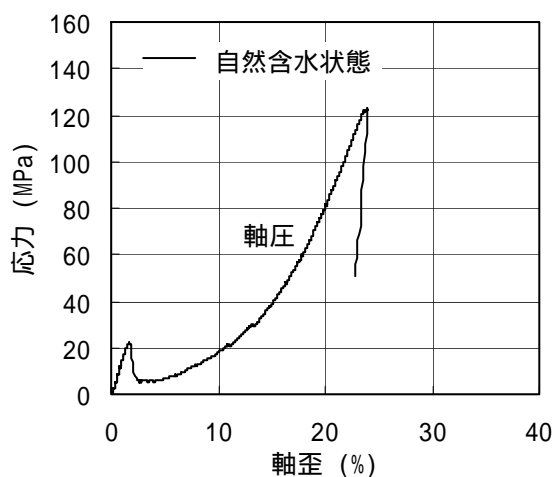
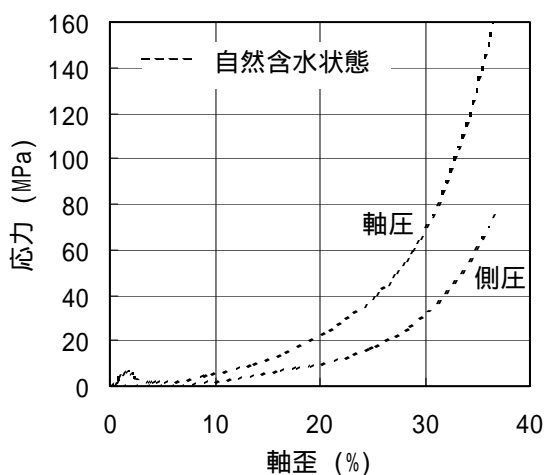


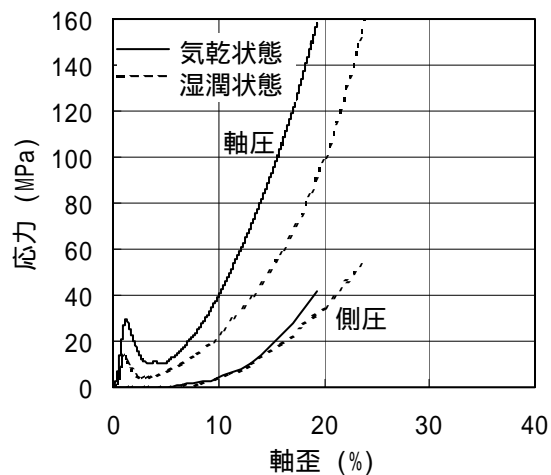
図 3 - 3 押し込み試験の手順



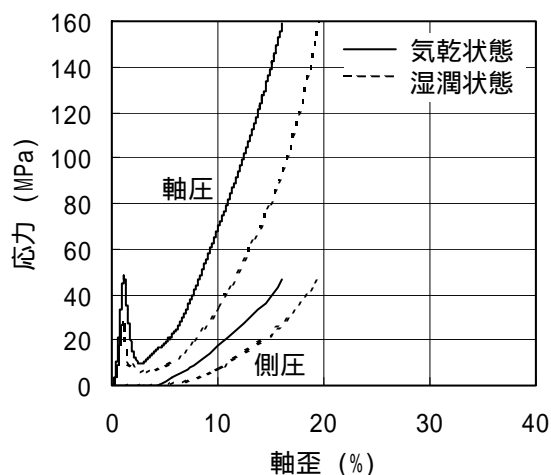
(a) 幌延硬質頁岩



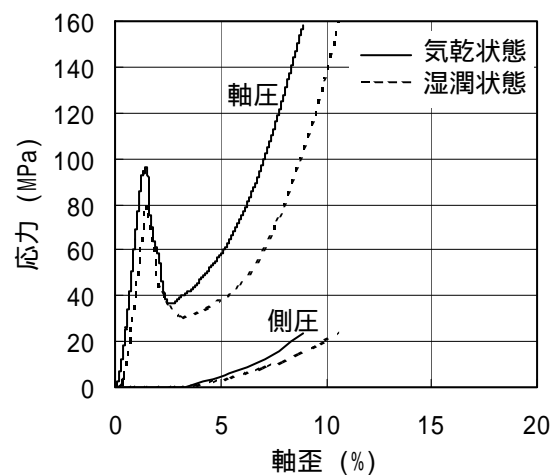
(b) 土丹



(c) 田下凝灰岩



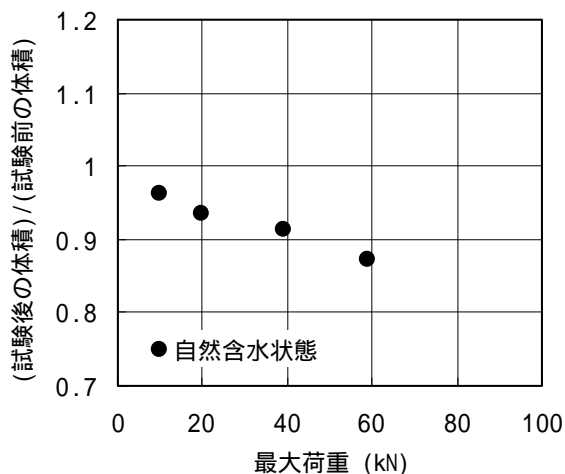
(d) 来待砂岩



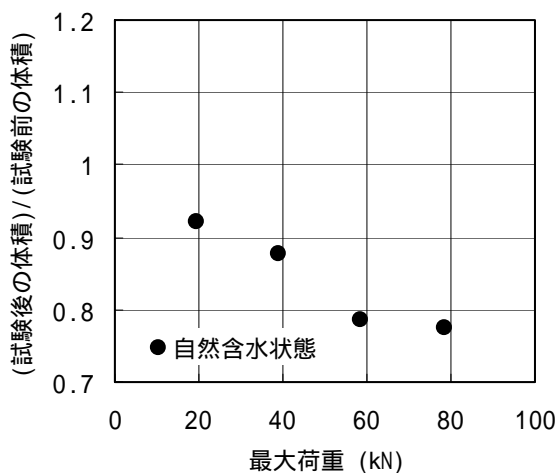
(e) 三城目安山岩

図 3 - 4 押し込み試験における応力 - 歪曲線 .

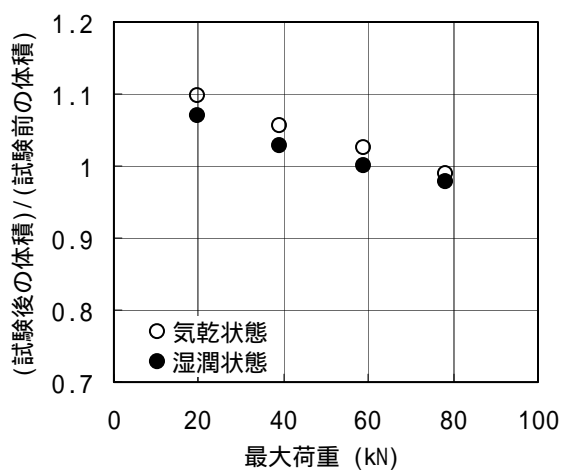
押し込み最大荷重：幌延硬質頁岩は 59.4 kN，その他（大久保ら，2001 より引用）は 79.2 kN



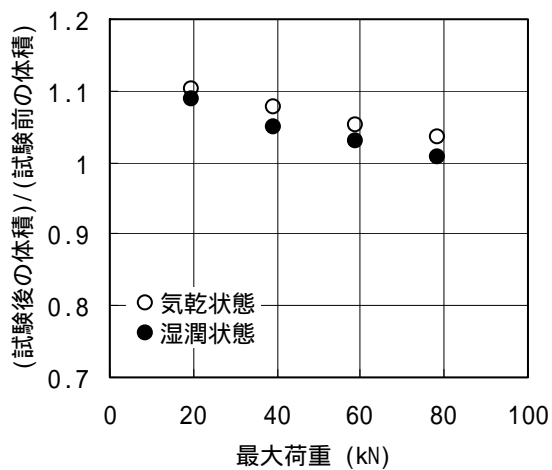
(a) 幌延硬質頁岩



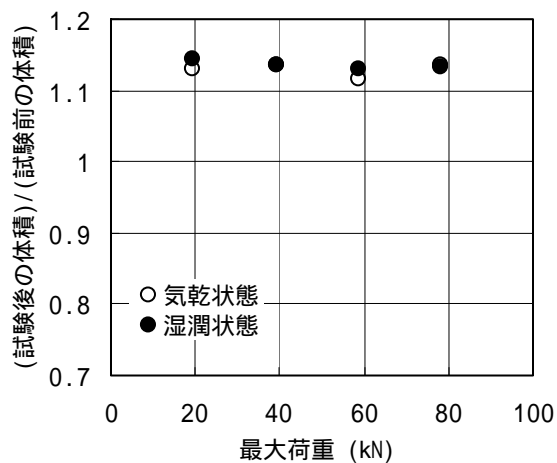
(b) 土丹



(c) 田下凝灰岩



(d) 来待砂岩



(e) 三城目安山岩

図 3 - 5 押し込み試験後に取り出した試験片の体積 (平均値)。

土丹, 田下凝灰岩, 来待砂岩, 三城目安山岩は, 大久保ら(2001)より引用

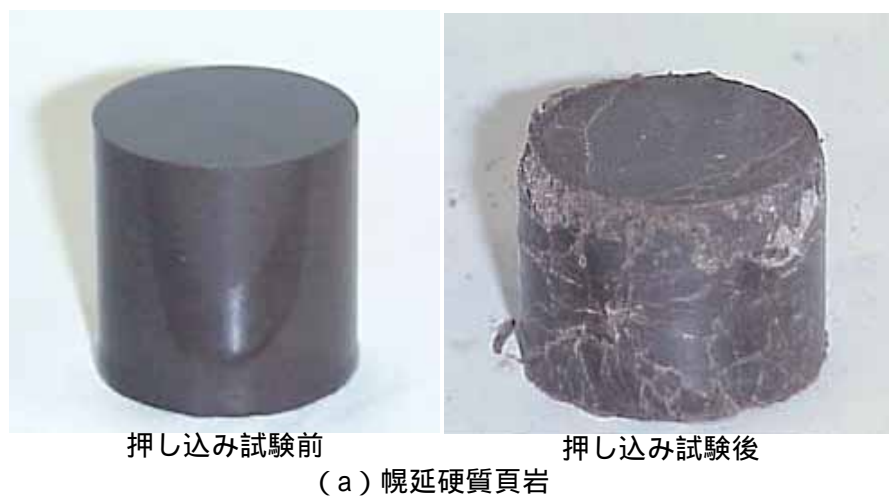


図3-6 押し込み試験後に厚肉円筒から取り出した試験片(湿潤状態).

押し込み最大荷重：幌延硬質頁岩は 59.4 kN，その他(大久保ら，2001 より引用)は 79.2 kN

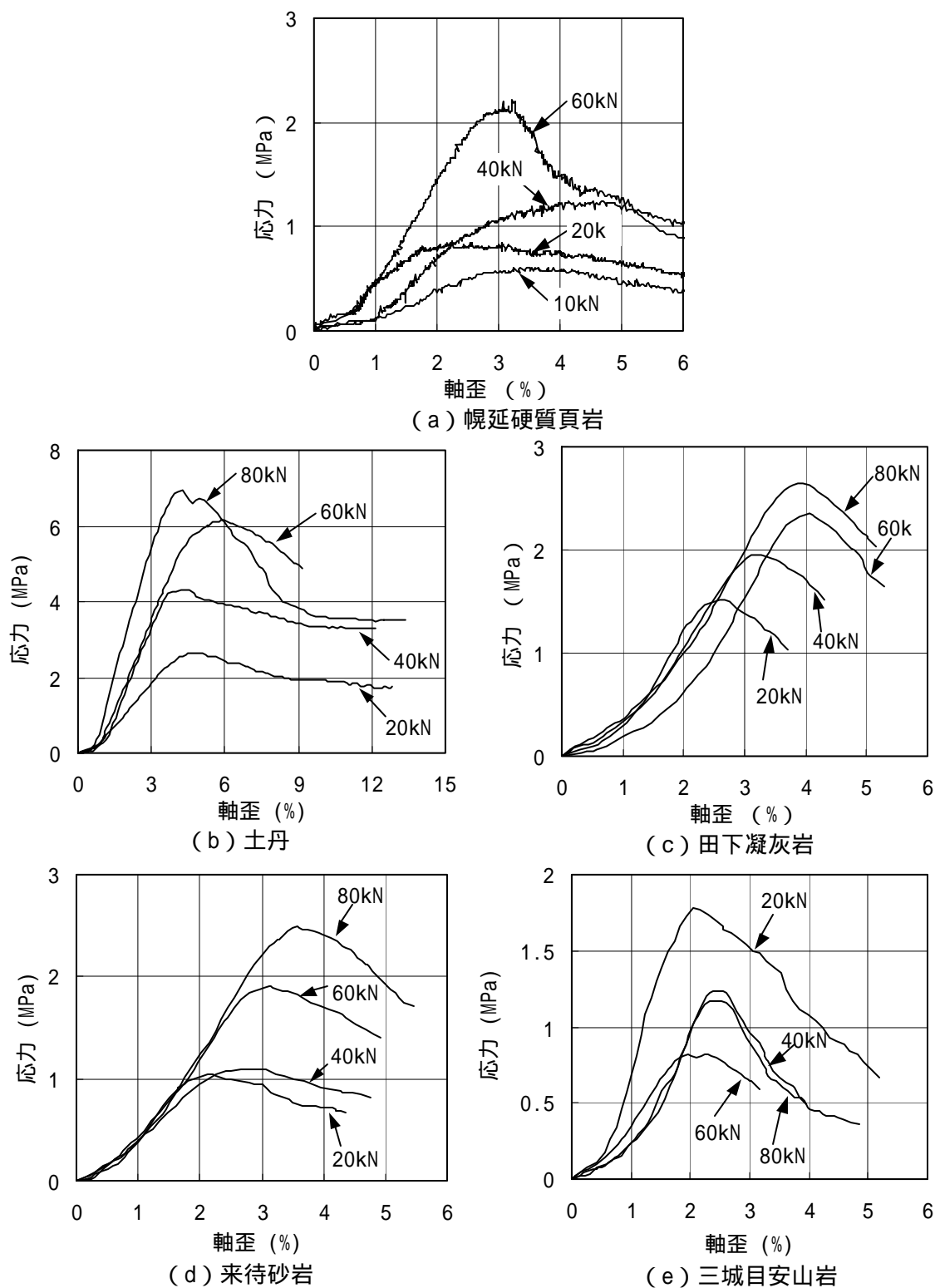


図 3-7 応力 - 歪曲線 . 押し込み試験後に厚肉円筒から取り出した試験片の一軸圧縮試験による . 幌延硬質頁岩と土丹は自然含水状態で , 他は湿潤状態 .

押し込み最大荷重 : 幌延硬質頁岩は 59.4 kN , その他 (大久保ら , 2001 より引用) は 79.2 kN

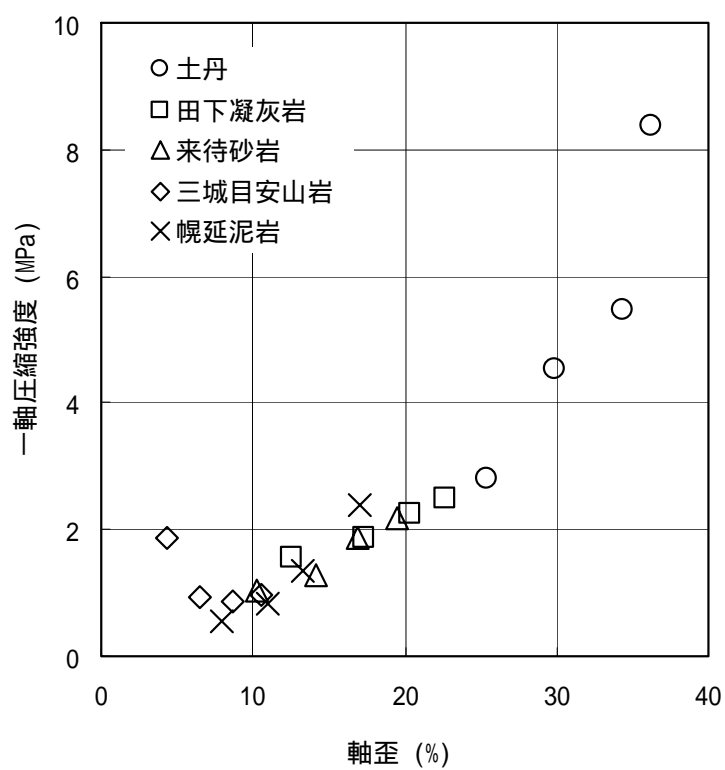


図3-9 押し込み試験後の一軸圧縮強度。
 横軸は、押し込み最大荷重を加えた時の軸歪。湿潤状態。

4. 人工物の調査や原位置試験による岩盤の長期挙動評価方法の検討

4.1 はじめに

廃棄物や危険物等の地層処分においては、従来よりはるかに長い年月にわたる安定性を検討する必要がある。近年、計算速度が飛躍的に増して、数千年から数万年におよぶ地下構造物の安定性を、計算機シミュレーションによって検討することが可能になってきている。しかしながら、計算プログラムに組み込む構成方程式の検証は必ずしも充分とは言えない。図4-1に短期から長期にわたる岩盤の長期挙動と構成方程式の検証方法の概念図を示す。短期間の検証は能動的に行えて信頼性が高いが、長期間になると方法が限られ信頼性は低くならざるを得ないことを概念的に描いたものである。

検討は大きく三段階(手段)に分けられる。一つは従来どおりの実験室実験であり、この手法により1秒程度より10年程度までの時間領域をまかなえる。ただし、1年以上の実験は決して簡単ではなく、かなりの経験と周到な準備が必要なので、実際にデータが必要な時期からさかのぼって、かなり以前に準備を開始する必要があると考える。また、他の実験室実験に対しても言えることであるが、実際の岩盤とはやや異なる特性を示す可能性があること、寸法効果を考慮した補正が必要なが注意点として挙げられる。

次の時間領域は、人工物の調査である程度カバーできるのではないかと考えられる。古い人工物の調査にあたっては、初期状態や途中の境界条件など不明な点が多くあると指摘されており、乗り越えなければならぬ点はいくつかあると思われる。得られる情報の確度は、実験室実験に比べて下がるものの、数千年までの時間領域の情報が人工物の調査より得られるはずである。調査対象となる人工物として、トンネル、地下発電所、鉱山坑道、鉱山掘跡、ピラミッドをはじめとする古い墓、地下住居、地下寺院や教会などが挙げられる。この内、わが国における適当な対象の数や保存状況を考えると、トンネルをまず対象とした調査からはじめるのが適当かと考えられる。また、地下発電所についてもわが国は有数の歴史を有しており、調査する価値が高いと考えられる。いずれにしても、人工物の調査には、所有者の許可などがいるので、ある程度の困難が予想される。また、現在の状況はわかるにしても、建設時からの詳しい歴史が判明し難い欠点がある。いくつかの調査例をもとに包括的な知見を把握することが重要で、わずかな例から結論を急いで導くことは避けるべきだと考える。

数千年を超える岩盤挙動を検討するには、自然物を調査する他にないと考えている。今回はその内の一つである地圧現象をいかに利用するかについて考えてみた。地圧の有利な点

は、既にかかなりの測定例があること、今後も即定例が増えることが見込めること、さらなる技術的な発展が見込めること、希望する地点でのデータを追加できる可能性があること、等があげられる。まだまだ概念の提案程度のものであるが、この方面の研究が有望であることはある程度示すつもりである。今後、これら時間領域の異なる三段階の検討結果を有機的に結び付けて、長期岩盤挙動を考えていく予定である。

本研究では、これまで最も困難とされてきた千年以上の部分にまで注目し、天然類似現象（ナチュラル・アナログ）を利用した岩盤の長期挙動評価方法や、長期にわたる挙動に対する構成方程式の検証方法について検討した。まず最初に、比較的短期の挙動を対象として実験室でおこなったクリープ試験結果について簡単に述べる。ついで、中期の挙動を対象にして岩盤内構造物（鉱山坑道）における計測結果について述べる。さらに、長期にわたる岩盤の挙動を検討するときにはならない天然類似現象について基本的な考え方をまとめてみた。そこでは、原位置試験で測定された地圧に、天然類似現象の考え方を持ち込んで、構成方程式による簡単な試算と今後の研究の進め方について述べた。

4.2 長期クリープ試験

筆者はこれまでに多くのクリープ試験をおこなってきた。ただし、1年を越えるデータについては、2例しかおこなっていない。この2例はともにJNCからの受託研究によるものであり、既に報告書（JNC TJ7400 2004-002）として詳細を報告しているので、ごく簡単に概要を述べておく。

実験条件は、以下の通りである。

岩石：田下凝灰岩

環境：常温下、湿潤状態

実験装置：図4-2参照

試験片：直径25 mm×高さ50 mmの円柱形

クリープ応力：2.8 MPa [一軸圧縮強度(9.1 MPa)の30 %]

実験1(前回)：平成5年開始。3年間で測定器故障のため終了。

実験2(今回)：平成9年5月23日10時27分開始。現在も継続中。

図4-3に、クリープ歪曲線を示すが、重要な点は、クリープ歪が時間の0.1乗に比例することである。その結果、図のように、横軸を対数としたときには、やや下に凸の曲線となる。良く知られているように、クリープの初期段階では、クリープ歪は時間の対数に比

例するといわれている。これに比べて若干クリープ歪の増加傾向が顕著といえる。

1年を越えるデータは持ち合わせていないが、最長1ヶ月程度のクリープ試験は他岩石でもおこなってきた。例えば、三城目安山岩でも、クリープ歪が時間の0.1乗に比例して増加する傾向が認められた。極めて簡単な実験式といえるが、多くの岩石に対して成り立つ可能性があり、今後、このことを念頭において検討を進める必要があると考える。

4.3 人工物の利用

人工物の利用として、前述のように、トンネルや坑道がまず挙げられる。測定時期がやや古い2つの例(大久保ら,2004)をあげて考えてみることにする。

例1 中程度重圧帯での整理結果

20年ほどまえに、同和鉱業(株)花岡鉱業所深沢鉱山部の探鉱坑道(地表下400m)のロックボルト支保区間と鋼アーチ支保区間の2箇所計測がおこなわれた。参考までに、岩盤物性や地圧を表4-1に示す。岩盤物性はかなりばらついてしたが、表に示したのは単純平均値である。図4-4に示す試験坑道は幅4.5m、高さ3.3mのアーチ型坑道であった。ロックボルト支保区間では長さ3m、直径(山径)25.4mmのSNツイストボルトを1断面当たり9本、坑道軸方向に1mピッチで打設した。鋼アーチ支保区間では、鉱山用I型鋼SMI-115の三部材をM形継手で緊定したものを坑道軸方向に1mピッチで施し、枠間には木製矢板を掛けた。

1981年9月28日から1984年7月4日まで測定をおこなった結果を図4-5に示す。図に示した主歪は、坑道断面を仮想的に弾性板とみなし、計測結果から得られたいくつかの方向の変位(歪)から通常の弾性論に基づいて主歪を計算したものである(大久保,2004)。これからわかるように、坑道変形はかなり大きく歪はパーセントオーダーとなる。ロックボルト支保区間では、ロックボルトにより坑道周辺の岩盤が一体化するので、最大主歪と最小主歪との差が比較的小さいことがわかる。これに対して、鋼アーチ支保区間では、矢板と岩盤との間にかなりの初期隙間があったので、最初は岩盤はほぼ自由に変形を続けた。その結果、最大主歪と最小主歪との差が大きくなった。なお最大主歪の方向は、水平線(図4-4のスプリングライン)から反時計回りに測って、ロックボルト支保区間で約100°、鋼アーチ支保区間で約140°であり、この角度は測定期間中大きく変化しなかった。この点は、次に述べる高度重圧帯でも同じであった。

興味深いことに、図4-5のように横軸に時間の対数をとると、前節で示した実験室実験結果と同様に、直線かあるいはわずかに下に凸の曲線に沿って主歪は増加していく。し

かしながら，主歪の増加速度は急速に低減していくので，坑道は安定期に入りつつあると解釈してよい。

図 4-6 には，鋼アーチ支保区間における内空変位と岩盤内変位からもとめた主歪を比較して示す（大久保，2004）。なお，内空変位は縮み（圧縮）を正，岩盤内変位は伸び（引張）を正として表示した。正負のとり方は以下の図も同様とした。この図からわかるように，岩盤内変位も時間の経過にもなまって徐々に増加していく。この場合にも，実験室実験結果と同様に，わずかに下に凸となることに注目したい。大きさをみると，最大主歪は内空変位よりもとめた最大主歪より小さい。他方，最小主歪は内空変位よりもとめた最小主歪より大きいので，最大と最小主歪の平均値は，岩盤内変位からもとめた場合と内空変位からもとめた場合とでほぼ一致する。

例 2 高度重圧帯での整理結果

前例に引き続いておこなわれた計測結果を紹介しておく。同和鉱業（株）花岡鉱業所松峰鉱山は前章の深沢鉱山からわずかの距離にあるが，鉱床および周辺岩盤は熱水変成作用を受けて粘土化しており，より変形の大きいことが知られている。松峰鉱山では坑道の維持にかなりの苦勞をしてきたことが知られており，長期間にわたって使用する坑道は，厚みのある円形の鉄筋コンクリート覆工となっていた。この松峰鉱山の試験坑道（地表下約 300 m）で測定をおこなった結果を整理して紹介する。支保は鉱山用 I 型鋼 SMI-115 の 2 部材からなる鋼アーチ支保であり，枠間は 0.6 m であった。計測断面は図 4-7 に示すように，深沢の場合と同様に 3 点の計測点を設けて内空変位を測定した。また，全長 6 m の 6 点式岩盤内変位計を打設した。内空変位計測断面と岩盤内変位計測断面との距離は 3 m であった。

図 4-8 に内空変位から計算した最大主歪を示すが，これからわかるように 10 日後には 4%にも達する。また，この場合にも横軸に時間の対数をとって整理したところ，最大主歪は，わずかに下に凸の曲線に沿って増加することがわかる。

同図には，岩盤内変位から計算した最大主歪についても示す。岩盤内変位は，坑道壁面と深さ 0.5 m，1 m，2 m，3 m，4 m および 6 m の固定点との間の変位を測定した。図 4-8 には各深さごとに整理した結果を示すが，これからわかるように坑道壁面に近いところほど，最大主歪が大きいことがわかる。また，増加傾向は内空変位と同様といえる。内空変位からもとめた最大主歪は，深さ 1 m での結果よりは小さく，深さ 2 m での結果とほぼ同じとなった。これが意味するところや一般的に言えることかどうかは，現在のところ不明であり，今後も計測データを積み上げて検討する必要がある。

図4-9には内空変位と岩盤内変位から計算した最小主歪を合わせて示す。最小主歪も時間の経過にともなって徐々に増加していくことがわかる。ここで注目すべきは、深さ0.5mでの岩盤内変位から計算した値だけが符号を異にしている（縮んでいる）ことである。これは、深さ0.5mまでの領域は圧縮破壊をしており、圧縮応力が最大の方向に縮んでいる可能性を示している。

図4-10には、最大主歪とx軸（水平）とのなす角度を示したが、これからわかるように計測期間中の変化は比較的少なかった。現場での観測結果では、図4-11に示す様に左側が比較的軟弱で、右側が強固であった。その結果、左側壁は下部から斜め上向きに押し出してくる傾向がみられたので、内空変位から計算した最大主歪の方向は、水平から30～40°となった。また、左肩部分は軟弱で緩み領域が奥まで広がり岩盤内変位がおおきくなったので、岩盤内変位から計算した最大主歪は左肩から斜め下に向かう方向になったと推定する。

以上で述べたように、原位置での計測結果においても、内空変位を経過時間の対数を横軸にとって整理してみると、わずかに下に凸となる。かなりのばらつきがみられるので、フィッティングは試みなかったが、実験室実験と同様に時間の0.1乗程度といえる。このように、7年にわたる実験室実験結果と3年にわたる計測結果が、定性的に一致することは興味深いことであり、事前には予測しなかったことである。長期クリープ試験と原位置における長期計測を、可能な限り早期に開始することが望ましいと考えている。

4.4 地圧を用いた長期岩盤挙動の検討と構成方程式の検証

現在測定される地圧は、応力緩和試験、定歪速度試験、クリープ試験等の天然類似現象の結果であるとの考えから研究を進める。

天然類似現象の利用は数十年前から議論されてきたが、「極めて例外的な事例ではないか」という質問に正面から答えられる天然類似現象は少ない。そこで、まず「岩盤の長期強度と破壊基準」に関する研究を実施した（大久保ら、1999）。この研究を通じて、地圧の測定結果の秘める可能性について下記を指摘した。

長年にわたる地殻・岩盤中のクリープ、応力緩和等の結果として現在の地圧があらわれている。いわば、天然のクリープ試験、応力緩和試験等の結果として生じているとみなせる。

地圧はどこでも発生しているものであり、既に多数の測定例があるし、今後も追加可能であるので、「極めて例外的な事例ではないか」との批判に耐えうる。

この研究を主として実施した時点では、申請者の提案した構成方程式は開発途上であったが、最近になってやっと1次クリープから3次クリープまでをある程度ではあるが表現できるようになり、低い応力レベルでの長期間にわたる現象に対応できるようになった。そこで、この構成方程式が長期岩盤挙動に適用できるかどうかを検証するとともに、一連の計算機シミュレーションを通じて、長期岩盤挙動について考えてみることにした。

見通しを良くするために、地圧を用いた、構成方程式の検証の案を、応力緩和に近い場合、定歪速度に近い場合、クリープに近い場合とにわけて記すことにする。ここでは、地圧を例に取り上げて説明するが、実験室実験、人工物の荷重条件、他の自然界の荷重条件についても、基本的にはこの3者に大別して構わないと考えている。

応力緩和に近い場合

10年ほど以前に、中国国家地震局の協力を得て、北京郊外にて地圧の測定をおこなった(新ら, 1996a; 新ら, 1996b)。測定地点は中生代後期の貫入岩体(花崗岩, 面積 38 km²)上である。貫入時に、この岩体は周囲から押されて破壊応力/降伏応力に近い応力が加わった可能性がある(100 MPa程度)。この地点は安定しており、貫入岩体は歪一定の条件下で、長期間にわたって応力緩和が生じたと思われる。その結果、現在では 5~20 MPaの水平地圧になったと推定する。このような知見をもとに、次の手順で検討を進めた。

- a. 既発表のデータの精査, 現地調査を通じて、可能な限りのデータを収集をする
- b. 貫入直後の地圧の推定, 岩石の力学特性の推定
- c. 構成方程式の定数の設定, 境界条件の設定
- d. 計算機シミュレーション: 応力緩和として中生代後期から現在までの地圧の変化を計算する
- e. 計算結果の吟味と必要な修正(満足な結果が得られるまで繰り返す)

ごく簡単な試算をおこなった結果を図 4-12 に示す。使用したのは申請者が提案した 1 次元のコンプライアンス可変型構成方程式(大久保, 1992)である。

$$d \sigma / dt = a \sigma^m \epsilon^n \quad (4-1)$$

σ : コンプライアンス

t : 時間

a : 定数

ϵ : 応力

m : 応力 - 歪曲線の形を決める (m が大きいと脆性的破壊)

n : 粘性の非線形性を示す (n=1 ならニュートン流体)

岩盤強度 120 MPa, 貫入岩体の初期応力 100 MPa, その他の定数は実験室実験で求めた花崗岩としては標準的な値とした.

$$n = 40$$

$$m = 30$$

結果をみると最初の 1 年間で 60 MPa まで応力が低下するが, その後の変化は緩慢で, 1 億 5000 万年後には 10 MPa 程度となり, 現在の地圧測定値と矛盾しない. 以上は, 簡単のため一軸圧縮応力下での計算例である.

さらに一歩進んで三軸圧縮応力下における計算もおこない, 深度につれて応力緩和がどのように変化するかも検討してみた. この場合には, 3 次元に拡張したコンプライアンス可変型構成方程式を使用した (大久保ら, 1998).

$$d \sigma^* / dt = (\sigma^*)^m (\dot{\sigma}^*)^n \quad (4-2)$$

* : 無次元化コンプライアンス

* : 破壊限接近度 (無次元化応力)

σ_0 : 初期ポアソン比

: ポアソン比は, 次式に従って増加する

$$= 0.5 - (0.5 - \sigma_0) / \sigma^* \quad (4-3)$$

n_0 : 一軸圧縮応力下 (周圧 0) での n の値

n : 周圧下では次式に従って増加する

$$n = (\sigma_c / \sigma_c) \times n_0 \quad (4-4)$$

σ_c : 周圧下でのピーク強度 (差圧分)

破壊限接近度を計算する際に必要な破壊条件式は, Janach の提案した式を用いた (大久保ら, 1998).

$$\sigma_1 = (\sigma_c)^2 \{1 + \sigma_3 / \sigma_t\} \quad (4-5)$$

- σ_1 : 最大主応力
- σ_3 : 最小主応力
- σ_c : 一軸圧縮強度
- σ_t : 一軸引張強度

この Janach の提案した式を用いたときの破壊限接近度は下記のようなになる .

$1 + \sigma_3 / \sigma_t < 0$ では ,

$$\sigma^* = - (\sigma_3 / \sigma_t)$$

$1 + \sigma_3 / \sigma_t > 0$ では , 下記 2 式の大きな値の方 .

$$\sigma^* = - (\sigma_3 / \sigma_t)$$

$$\sigma^* = (\sigma_1 - \sigma_3) / \{ \sigma_c (1 + \sigma_3 / \sigma_t)^{0.5} - \sigma_3 \}$$

計算にあたっては , n と m は 1 次元の場合と同様に次のように仮定した .

$$n_0 = 40$$

$$m = 30$$

一軸圧縮強度と一軸引張強度は次のように仮定した .

$$\sigma_c = 120 \text{ MPa}$$

$$\sigma_t = 6 \text{ MPa}$$

最大主応力の初期値は不明であるが次のように仮定した .

$$\sigma_1 (\text{初期値}) = 100 \text{ MPa}$$

最小主応力は , 上載荷重とほぼ等しいと考えて下記のように仮定したが , 今後慎重に検討する必要がある .

$$\sigma_3 = 0.0275 \times (\text{被り}) [\text{m}] \text{ MPa}$$

最後にポアソン比の初期値は次のようにした .

$$\nu_0 = 0.2$$

図4-13に示す計算結果では、深度にともない、横方向の地圧（現在）が増加するとの結果が得られた。深度が増すにつれて σ_3 が増加するとしたので、計算結果は当然の結果といえるであろう。なお、岩体の貫入から現在までの経過時間は、2億9500万年とした。

同図には計測結果（新孝一ら，1996b）であるSHとShも掲載した。SHはボーリング軸と垂直な面内の最大圧縮応力であり、Shは最小圧縮主応力である。計測結果にはかなりのばらつきがあるが、計算結果（ σ_1 と σ_3 ）に挟まれる領域にほぼ存在しており、総合的に判断してまずまずの結果といえる。

これらの結果は、極めて単純な試算によるものであるが、提案した研究を通じて信頼性を高めていける可能性が高いことを示したと考えている。

定歪速度に近い場合

30年ほど以前に、地質調査所の協力を得て、伊豆半島において地圧の測定をおこなった。測定地点の岩盤はほとんど風化していない花崗岩であり、深さ10m位の浅所であるにもかかわらず、水平方向の地圧は10MPa程度であった。この地点は太平洋プレートが押し寄せてくるため、大きな地圧となっているものと考えられる。その後も、他の研究者によって多くの測定がなされたが、定性的な傾向は変わっていない。検討手順は、応力緩和に近い場合とほとんど変わらないが、計算機シミュレーションにおける境界条件の設定には工夫を要している。プレートの移動速度はほぼ一定であったとしても、断層の滑り（地震）にともなう急激な変動も考慮する必要があるので、時間をかけて慎重に検討する必要がある。ただし、GPSの発達により、広域の変位データが容易に入手できるようになったので、有力な手段と考えられる。応力緩和と比較した時、やや難易度が高く、今すぐには計算機シミュレーションをすることはできなかったが、その原因でありかつまた今後の課題は次の点と思う。

境界条件の設定

断層のモデル化

クリープに近い場合

クリープとは一定応力下におかれた物質の時間依存性挙動といえる。地下においては、鉛直方向の地圧はほぼ一定で、その大きさは上載荷重 gz にほぼ近いと考えてよいだろう。また、安定性の良い岩盤条件では、横方向からも一定の応力が加わり続けている場合がある。このような場合には、3主応力ともに一定であり、やや広義のクリープ現象といっ

かまわないだろう。この場合にも時間経過にともなう変位が測定できれば、通常のクリープ試験と同様の扱いが可能であるが、変位の測定はかなり困難である。ただし、現在の地圧条件は、かなりの期間を経て到達した、安定な状態であり、工学的には長期強度とみなしてよい可能性がある。このような発想に基づく検討については、大久保ら（1999）で、ある程度披露した。

図4-14に4つの鉱山における測定例を示す。これからわかるように、地下における安定な地圧は、 $\sigma_1 = 3 \sigma_3$ より下部にくることが多かった。この条件より下の領域の応力しか加わらないように、岩盤内構造物を設計できれば、恐らく安全といえよう。このあたりも、検討の後、計算機シミュレーションにより検討していく必要があると考えている。

応力緩和、定歪速度、クリープとわけて説明してきたが、実際には峻別できるものではなく、中間的なものがあると考えている。この他にも自然を相手にした研究のため種々の困難が考えられるが、出来る限りの検討をする予定である。

研究すべきことを列挙すると次のようになる。ただし、現在の趨勢や今後の計算機の発展を考えて、構成方程式と計算機シミュレーションに重点をおいて、長期岩盤挙動を検討していくことを前提とした。

各種データの収集

地圧データの収集

地圧データの収集地点の応力履歴の推定と計算機シミュレーションの境界条件の設定

岩石・岩盤の物性に関わるデータの収集と構成方程式の定数の設定

小試験片を用いた実験法の開発と必要な実験室実験の実施

構成方程式の整備

過去に行われたクリープ実験、応力緩和試験の収集

超長期シミュレーションに耐えられるように構成方程式を整備

計算機シミュレーションと構成方程式の検証

計算プログラムの整備と計算機シミュレーションの実施

計算結果の吟味と、必要な構成方程式の改良（良い結果がでるまで可能な限り繰り返す）

図4-15に、望ましい研究の一案を示す。

まず、地圧をはじめとする各種データの収集をおこなう。その際、データ収集地点の地質概況の把握に努めて、計算機シミュレーションを実施する際の境界条件の設定が速やかにおこなえるように留意する。また、構成方程式の定数を決めるのに必要な岩石の物性に

についても可能な限り、既発表のデータを収集する。ただし、応力緩和やクリープの時間依存性挙動に関わる特性については、既に発表されている可能性が小さいので、独自に測定する必要があると考える。その際、原位置から持ち帰れる岩石試料の量はわずかであることが多いし、また、測定地点と少し離れただけで岩石の物性が異なることが多い。そこで、原位置から持ち帰ったわずかな岩石試料から、時間依存性挙動が推定できるように、小試験片を用いた試験方法を開発する必要があると考える。具体的には、海外から宅急便でこぶし大の岩石片をいくつか送付する。この岩石片から直径 10 mm × 高さ 20 mm 程度の試験片を作成する。作成できる試験片は 5 個以内と考えられる。このところ進めた可視化ベッセルを用いて、周圧下での実験をおこない、一軸圧縮応力下のみならず、周圧下でのデータも採取することが望ましい。この際、試験中に歪速度を変えて時間依存性（載荷速度依存性）をみるのみならず、さらに同一試験片を用いた試験中に周圧をも変えることを試みる。これは試験としては高度の技術を要すると考えているが、あえてこの困難に立ち向かう必要があると考えている。

各種データの収集と平行して、構成方程式の整備と計算プログラムの整備をおこなう。構成方程式については、最近開発した、1 次クリープから 3 次クリープまで表現できるコンプライアンス可変型構成方程式が一つの候補としてあげられるが、必ずしもこれにこだわらず、可能性のあるものは順次取り上げて検討する。他の候補として、フォークトモデル、マックスウエルモデル、バーガースモデル等が挙げられる。採用する構成方程式が決まったら、クリープ実験や応力緩和実験の計算機シミュレーションを実施して、その計算結果と実験結果とを比較検討し、計算プログラムの妥当性を検討する必要がある。

次に、収集したデータの内、応力緩和に近いとみなされたものについて詳しく検討する必要がある。応力緩和に近い場合には、計算機シミュレーションにおいて境界条件を変位固定とすればよく、その点からすれば、難易度はもっとも低いといえるからである。計算機シミュレーションは、計算結果をみながら構成方程式の定数を見直すほか、構成方程式自体の修正を必要に応じて実施する必要がある。

4.5 まとめ

本研究では、長期岩盤挙動の把握と構成方程式の検証を目指した検討をおこなった。短期間でしかも対象とする問題は極めて難しいので、可能性の指摘、有効な評価方法の提案が主体となり、明瞭な結論を得るには至らなかった。

人工バリアの定置・閉鎖までの数 10 年を対象としたコンプライアンス可変型モデルの

検証および幌延原位置試験計画への反映を目的とした場合には、実験室実験と人工物の調査による岩盤の長期挙動評価の検証事例を収集することが有効と考える。閉鎖後も視野にいられた長期の岩盤挙動の把握には、天然類似現象を利用する必要がある、その際には原位置試験結果の収集や検討が必要となる。今後の岩盤内構造物の長期安定性において欠かせない、コンプライアンス可変型モデルを検証する際の課題や手法についても同様のことがいえる。

検討事項のうち、特に重要なのは地圧の利用と考える。地圧は、過去のさまざまな岩盤挙動の結果や応力履歴の結果として生じているものである。例えば長期間安定とおもわれる地域は、安定な応力状態にあると考えられる。そこで、長期間安定とおもわれる地域の地圧を収集し安定な応力状態を探る。ついで、これまでに発表されたいくつかの破壊基準を用いて、それぞれの破壊基準において、安定な応力状態はどのように位置付けられるかを吟味することは今後実施すべきことと考える。この他にも、地圧の利用できる可能性について言及しておいた。

コンプライアンス可変型構成方程式を用いた検討もおこなった。長期挙動を論ずるときの問題点の一つに、構成方程式中のパラメータをいかにして求めるかがある。さらに、パラメータのうち、粘性的な性質の応力依存性を決める n の値は長期挙動を議論するときには最も重要である。興味深いことに、実験室実験でもとめた $n=40$ を用いて、中国北京周辺岩盤の地圧（応力緩和）をある程度説明することができた。今後のさらなる検討が必要であることがいうまでもないが、興味深い結果なので、今一度申し述べておく。

表 4 - 1 計測地点の岩盤特性，地圧，ロックボルトの特性

		深沢鉦山	松峰鉦山
岩盤物性	一軸圧縮強度(MPa)	14	7.0
	一軸引張強度(MPa)	1.0	1.1
	ヤング率(GPa)	5	5
	ポアソン比	0.2	0.2
	比重	2.5	2.5
地圧	垂直方向(MPa)	10	7.6
	水平方向(MPa)	10	7.6
ロックボルト	バネ定数 (kN/cm)	220	-
	降伏点(kN)	200	-

地圧：測定値

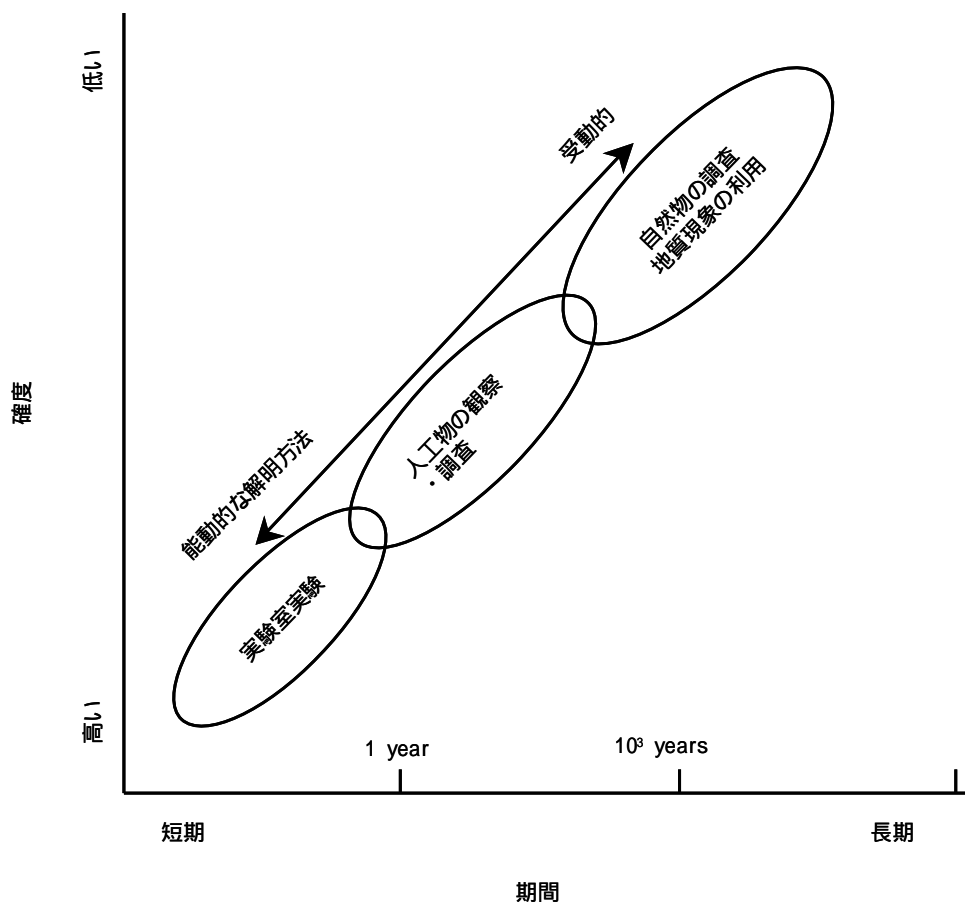


図 4 - 1 短期から長期にわたる岩盤の長期挙動と構成方程式の検証方法の概念図

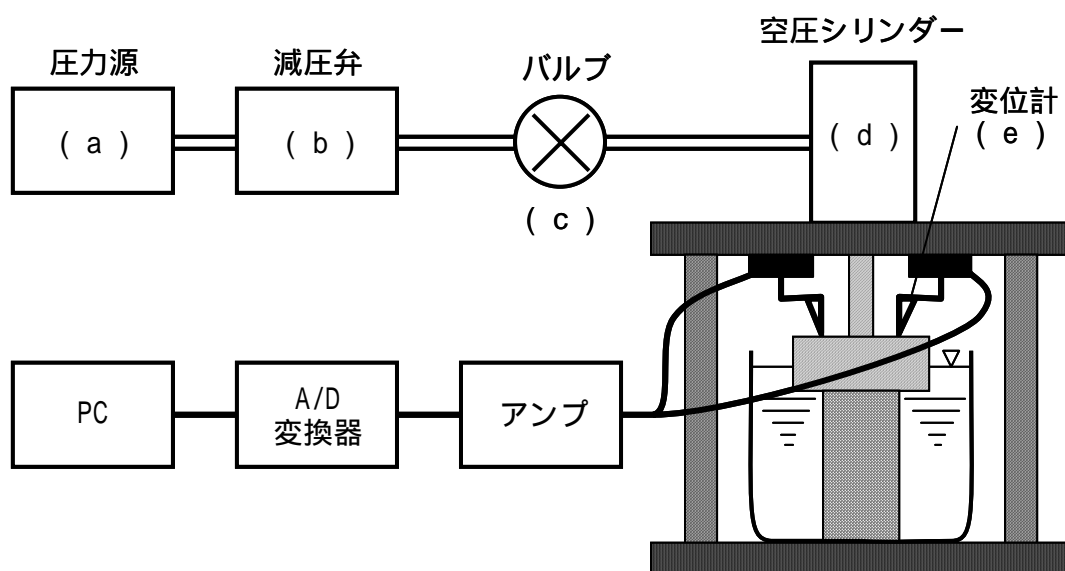


図 4 - 2 長期クリープ試験装置

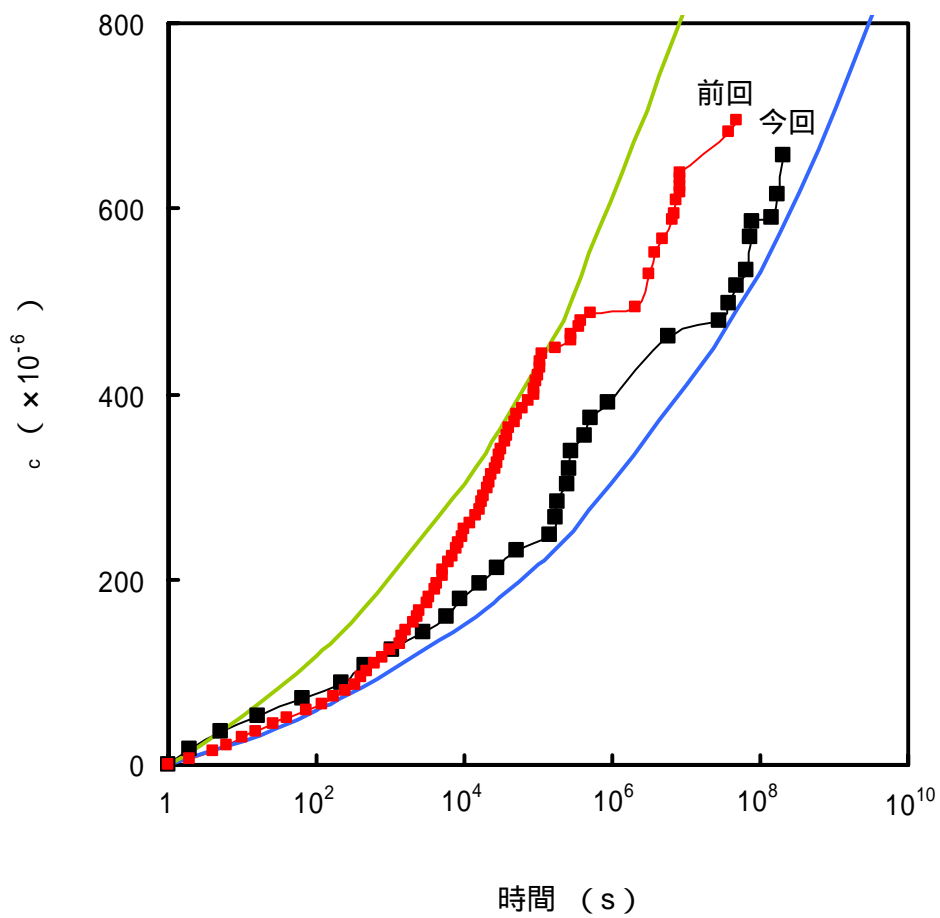


図 4 - 3 クリープ歪の経時変化
田下凝灰岩の湿潤状態
クリープ応力レベルは 30 % (9.1 MPa)

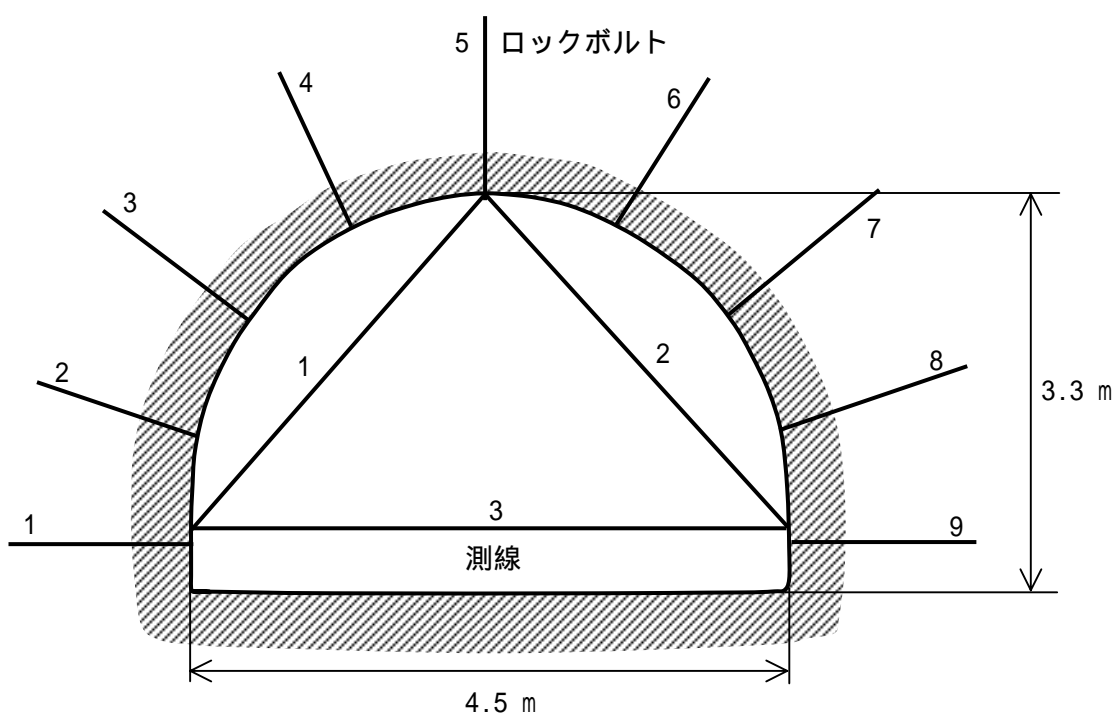


図 4 - 4 深沢鉦山計測断面 (ロックボルト支保区間). 鋼アーチ支保区間も同寸法

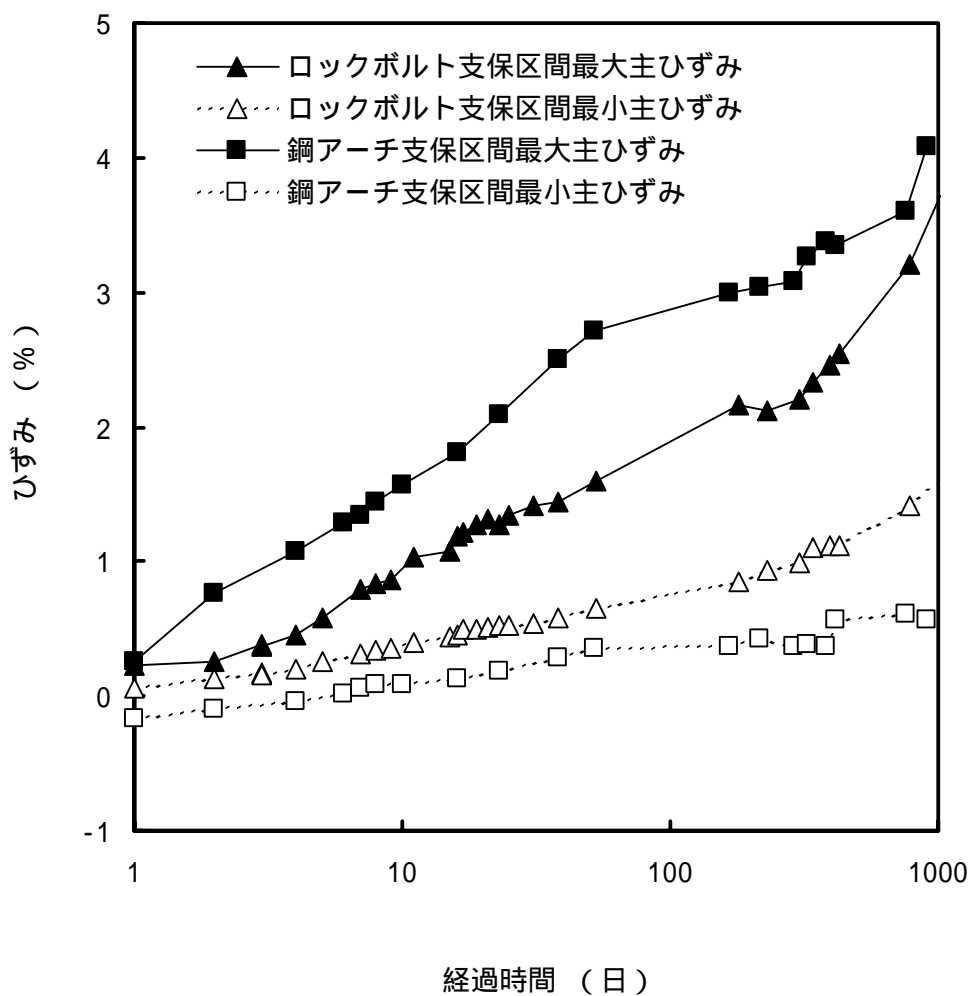


図 4 - 5 内空変位から求めた主ひずみ，縮みを正として表示（深沢鉱山）

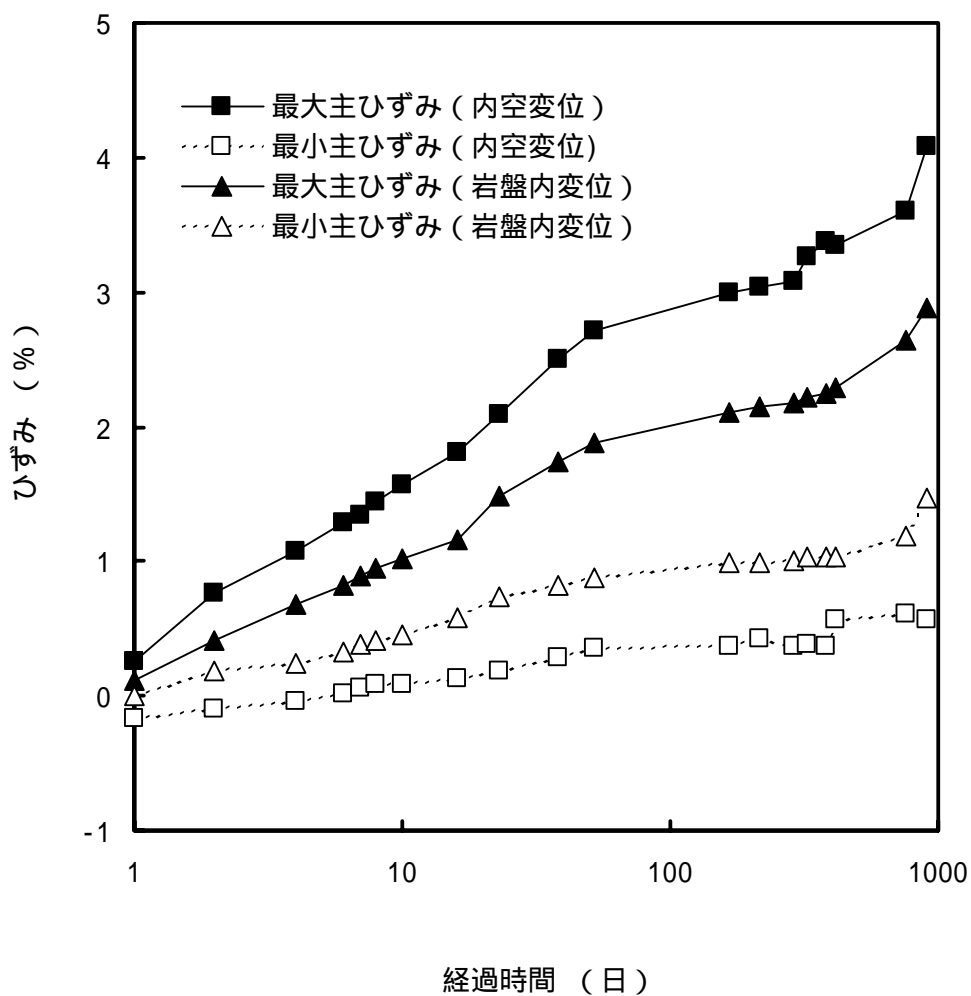


図 4 - 6 内空変位と岩盤内変位から求めた主ひずみの比較
(深沢鉱山鋼アーチ支保区間).

内空変位は縮みを正，岩盤内変位は伸びを正として表示

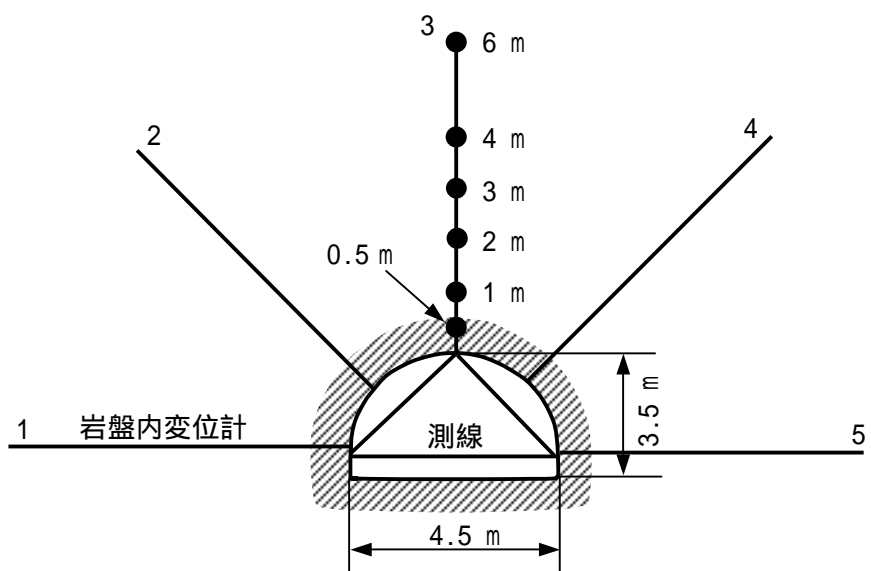


図 4 - 7 松峰鉱山計測断面．岩盤内変位計は 6 点式で，計測断面に 5 本打設

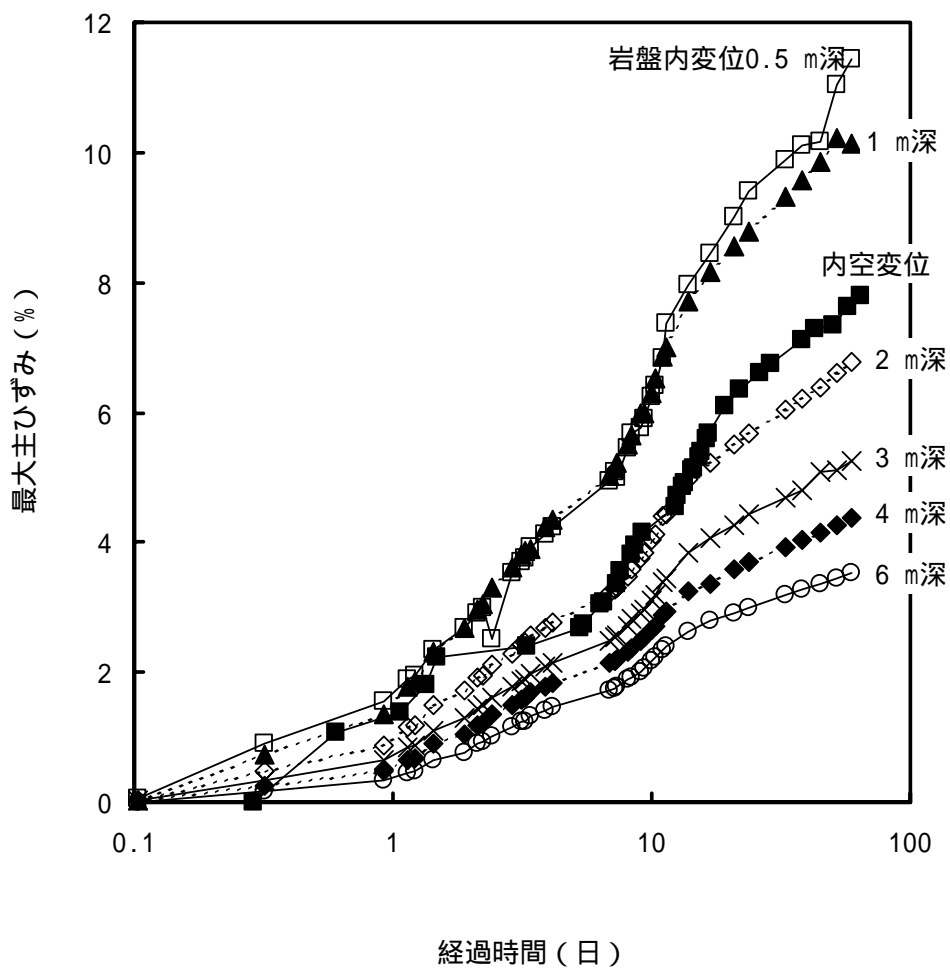


図 4 - 8 内空変位と岩盤内変位から求めた最大主ひずみ (松峰鉱山)

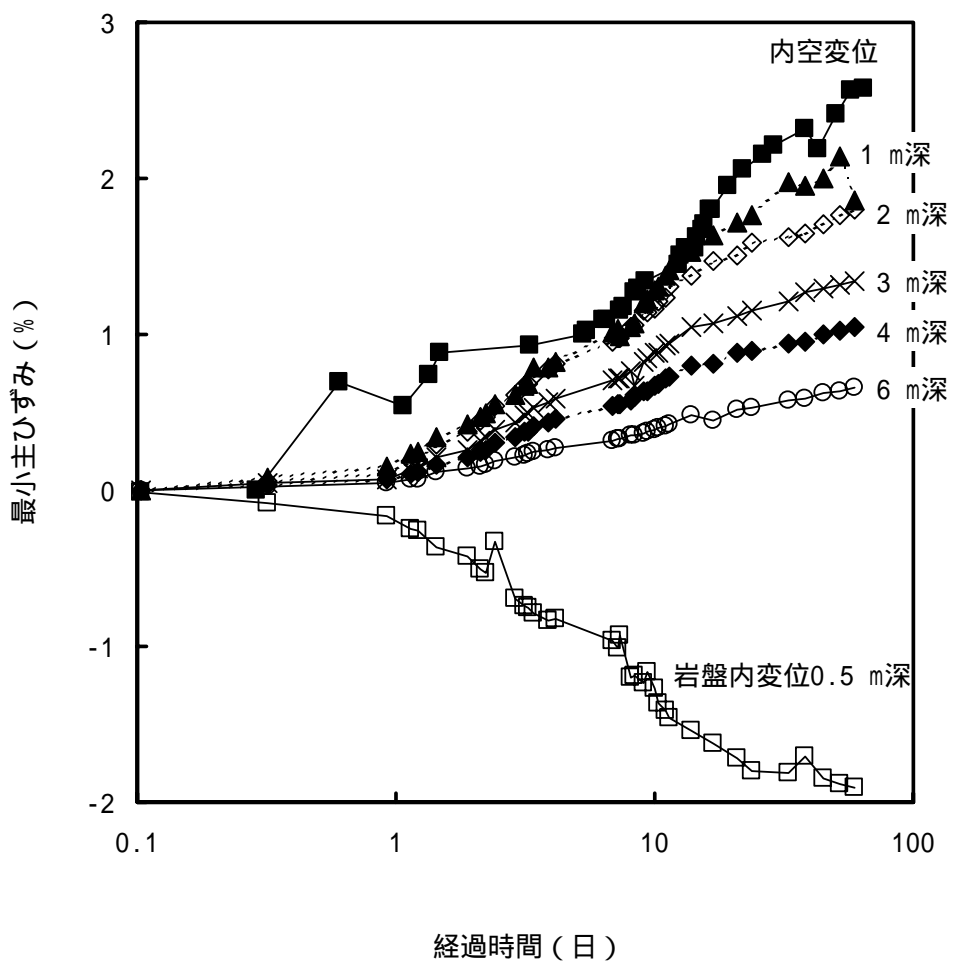


図 4 - 9 内空変位と岩盤内変位から求めた最小主ひずみ (松峰鉦山)

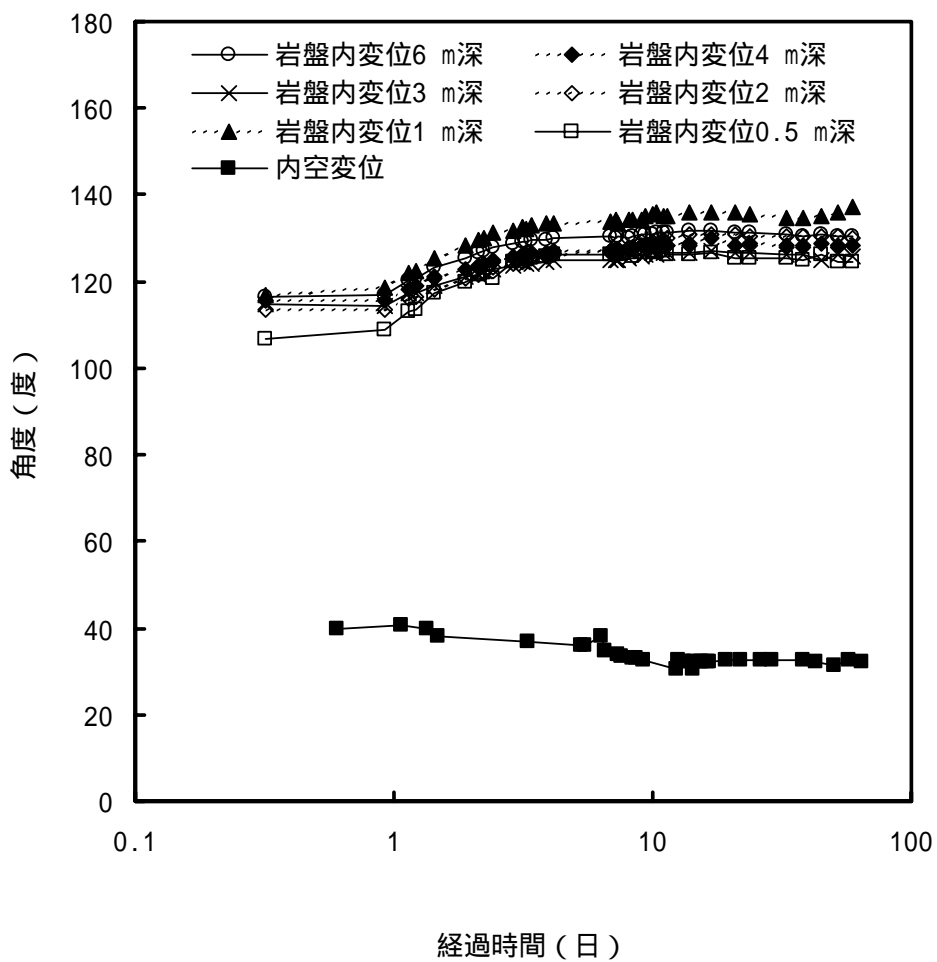


図 4 - 10 内空変位と岩盤内変位から求めた最大主ひずみの方向 (松峰鉦山).
 最大主ひずみの方向は、水平方向から反時計回りに測った角度で表示

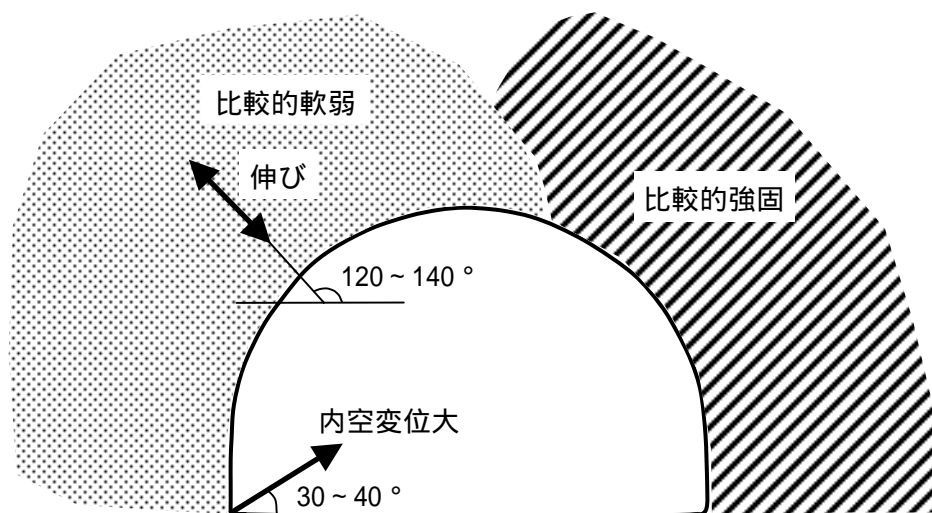


図 4 - 11 松峰鉱山試験坑道の変形概念図

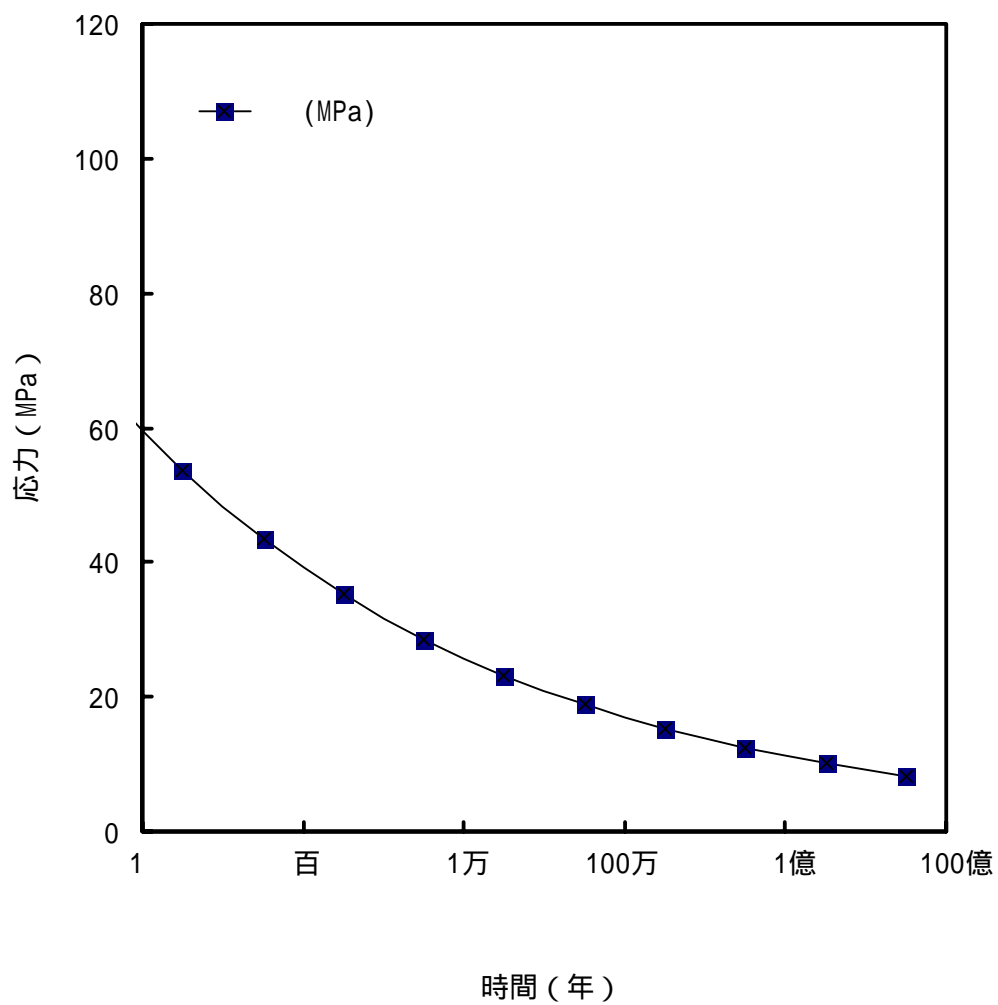


図 4 - 12 北京郊外貫入岩体の地圧の経時変化 . 約 1 億 5000 万年経過後が現在 .

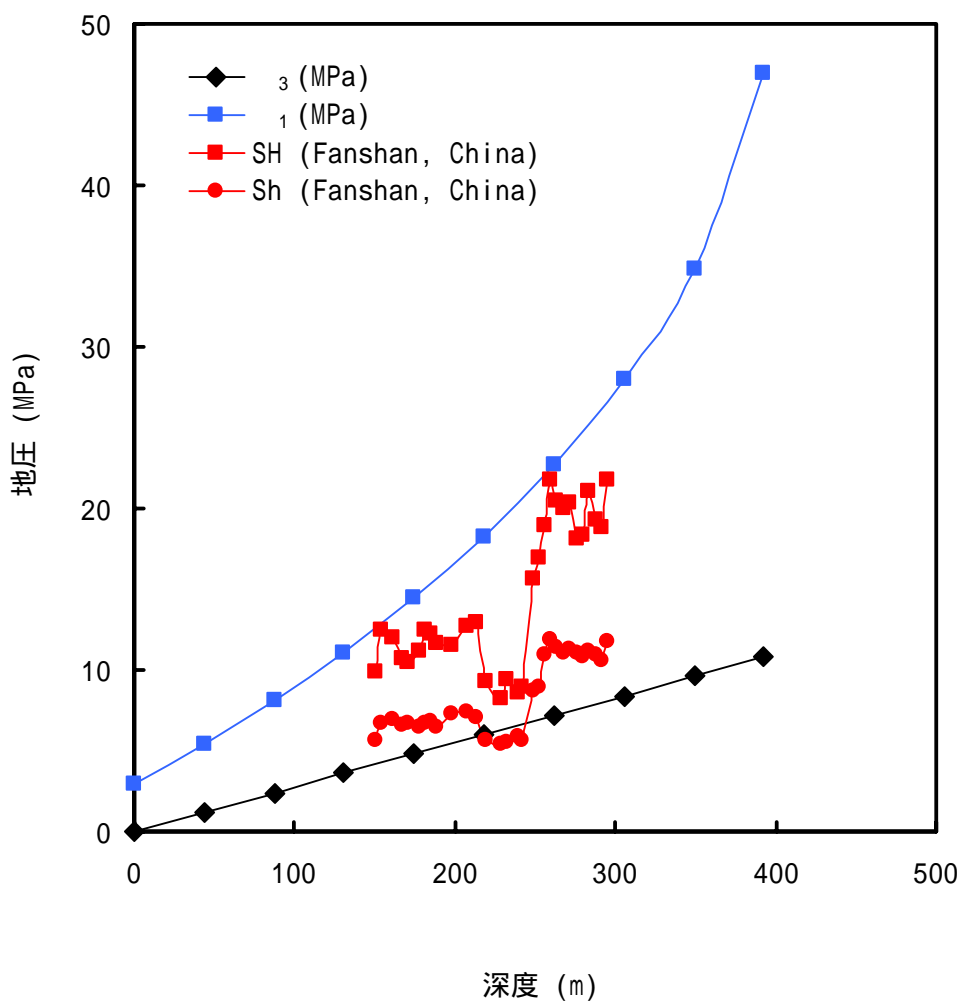


図 4 - 13 中国北京での地圧計測結果と計算結果との比較 .

SH はボーリング軸と垂直な面内の最大圧縮応力であり , Sh は最小圧縮主応力

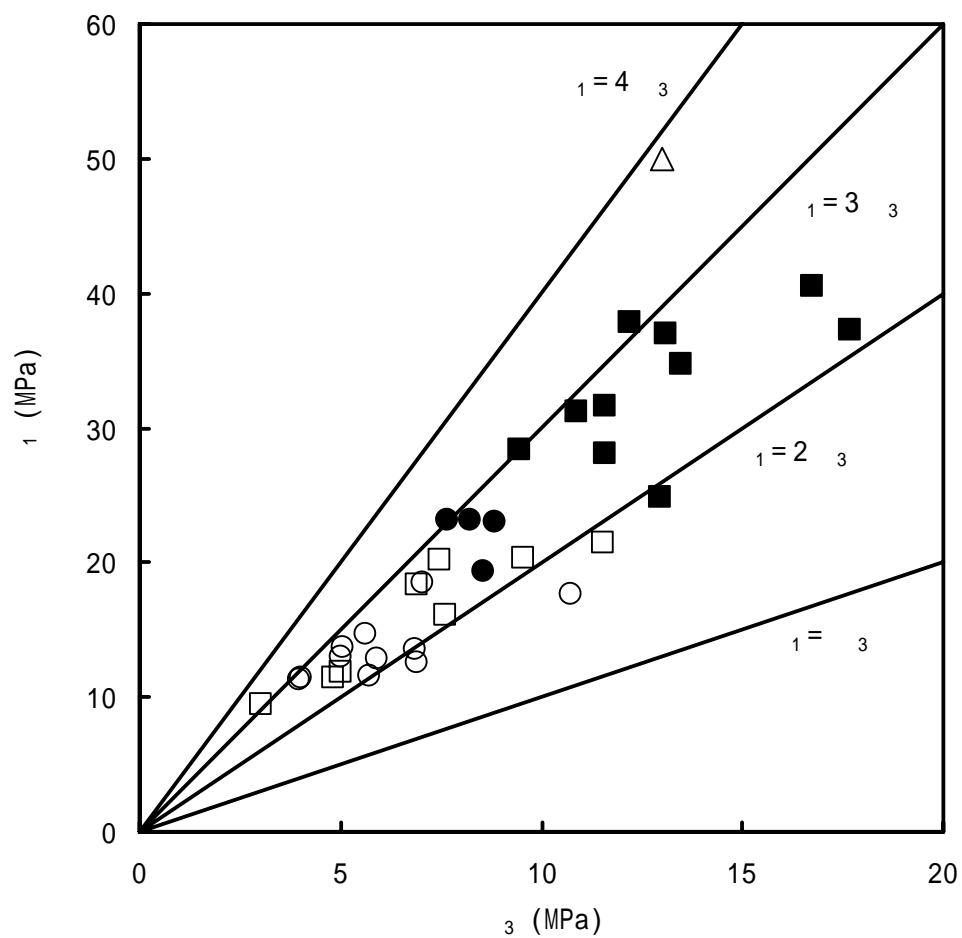


図 4 - 14 主応力線図上に描いた 4 鉱山における地圧の測定例

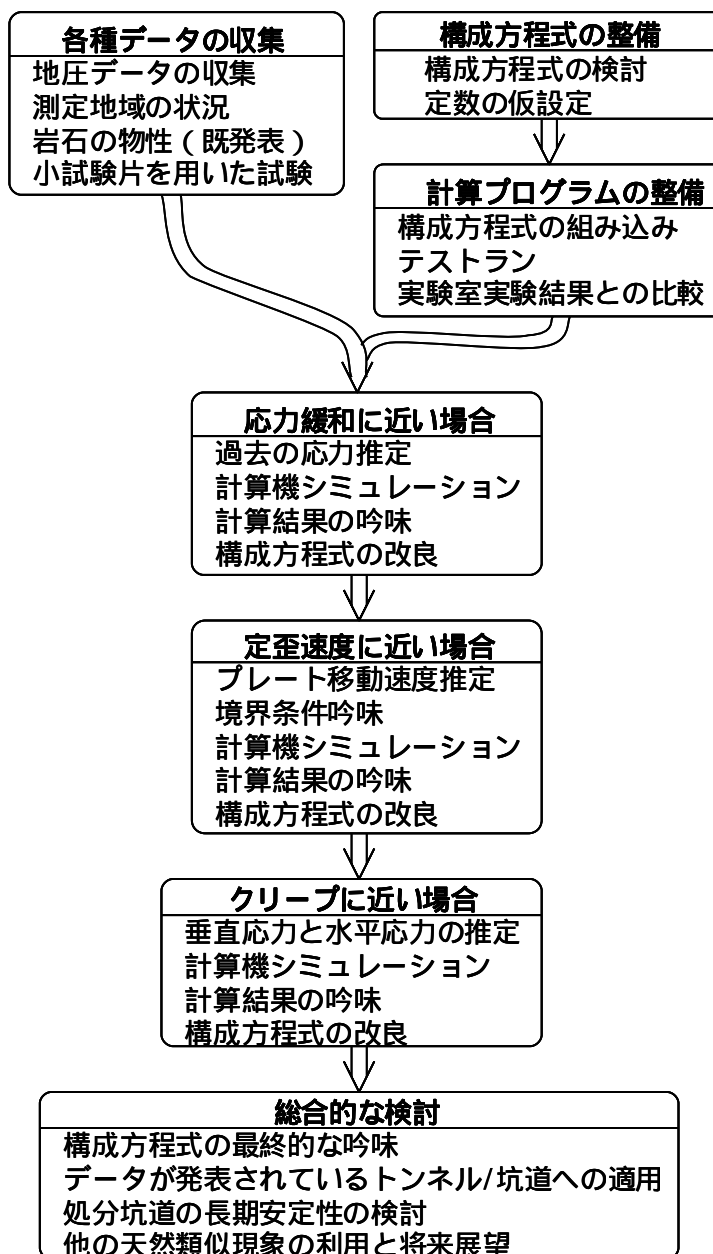


図 4 - 15 研究のながれ

5. おわりに

幌延硬質頁岩の力学的特性に関して、一軸応力下での破壊モードや強度は水分の影響を強く受けるが、排水状態での三軸圧縮試験では試験結果に与える水分の影響は小さいこと、また、湿ったコアでは、粘着力 C は0.6 MPa程度、内部摩擦角 ϕ は約 40° であることがわかった。時間依存性とコンプライアンス可変型構成方程式について検討したところ、強度破壊点以前のかなり低い応力レベルから、応力 - 歪曲線の載荷速度依存性が顕著であること、パラメータ n は湿潤状態よりも気乾状態の方が大きいこと、湿ったコアでの一軸圧縮応力下での n は27~53で、その平均は約40であること、周圧 p_c での n は、 $n = 2 p_c + 40$ で推定が可能であること、湿ったコアでの m は周圧によらず一定で、30程度であることがわかった。また、クリープ特性については、クリープ開始からある程度の時間が経過した後のクリープ歪の増加傾向は、他の多くの岩石と似ていること、一軸応力下での減速クリープでの歪速度は経過時間の0.9乗に反比例すること、周圧下での減速クリープでの歪速度は経過時間に反比例することがわかった。

ポアソン比の設定については、これまでは、ポアソン比の精緻な取得が困難で、一般的には一定とする場合もあったが、堆積岩系の坑道周辺岩盤のクリープをシミュレーションするとき、かなり影響を及ぼすことが確認できている。処分事業において岩盤クリープを評価する際には、処分地岩盤におけるポアソン比の基礎データ取得・評価が重要で、本研究では、その試験方法を示すことができたと考えている。また、ここで示した幌延稚内層頁岩では、本研究における結果を考慮して次式の適用がより好ましい。

$$= 0.5 - 0.3 / *$$

幌延硬質頁岩は軟質な堆積岩として平均的な粘弾性的性質を持っていると考えられる。種々のデータの蓄積が今後も重要であるが、乾燥状態により変形・破壊特性に大きな違いが見られたため、試験片中の水分の管理を慎重にする必要があると思われる。また、三軸応力下での変形・破壊に対する水分の影響に関する研究は少ないため、今後のさらなる検討が必要と考えている。

ニアフィールド岩盤の長期安定性評価を目的として、従来の考えとはやや違った切り口から、幌延硬質頁岩の強度回復特性について検討した結果を述べた。著者が以前におこなった実験では、一旦破壊した岩石でも、比較的大きな三軸応力下では強度が回復した。本研究では、幌延の原位置試験予定地付近で採取されたボーリングコアを用いた室内試験を

実施し、強度回復特性に関する基礎データを取得した。具体的には押し込み試験を行った後、厚肉円筒から取り出した試験片について一軸圧縮試験を行い、強度回復が確認できるかを調べた。その結果、幌延（稚内層）硬質頁岩は、田下凝灰岩、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、軸歪と関係があることを示した。強度回復特性は、長期にわたる地下構造物の安定性にとって極めて重要であり、原位置試験を含む本格的な検討を早期に実施する必要があることを指摘した。

実験室での検討が難しい長時間の現象の解明を最終目的として、人工物の調査や原位置試験による岩盤の長期挙動評価方法について述べた。本研究では、ナチュラルアナログ的な手法によって岩盤の長期挙動を推し量るとともに、コンプライアンス可変型構成方程式を利用した検討も実施した。検討事項のうち、特に重要なのは地圧の利用であることが判明した。地圧は、過去のさまざまな岩盤挙動や応力履歴の結果として生じているものである。例えば長期間安定とおもわれる地域は、安定な応力状態にあると考えられる。そこで、長期間安定とおもわれる地域の地圧を収集し安定な応力状態を探った。これまでに発表されたいくつかの破壊基準において、安定な応力状態はどのように位置付けられるかを吟味することは今後実施すべきことと考える。この他にも、地圧の利用できる可能性について言及しておいた。

コンプライアンス可変型構成方程式を用いた検討もおこなった。長期挙動を論ずるときの問題点の一つに、構成方程式中のパラメータをいかにして求めるかがある。さらに、パラメータのうち、粘性的な性質の応力依存性を決める n の値は長期挙動を議論するときには最も重要である。興味深いことに、実験室実験でもとめた $n=40$ を用いて、中国北京周辺岩盤の地圧（応力緩和）をある程度説明することができた。今後のさらなる検討が必要であることがいうまでもないが、興味深い結果が得られたと考えている。

参考文献

- Dieterich, J. H. :“ Time-Dependent Friction in Rocks ”, Journal of Geophysical Research , Vol.77 , No.20 , p.3690-3697, (1972a)
- Dieterich, J. H. :“ Time-Dependent Friction as a Possible Mechanism for Aftershocks ”, Journal of Geophysical Research , Vol.77 , No.20 , p.3771-3781, (1972b)
- 福井勝則, 大久保誠介, 西松裕一 :“ 一軸圧縮荷重下での岩石のクリープ特性 ”, 資源と素材, Vol.105 , No.7 , p.521-526, (1989)
- 羽柴公博, 大久保誠介, 福井勝則 : 資源と素材, Vol.120, 掲載予定, (2005)
- 勘米良亀齡, 水谷伸治郎, 鎮西清高 : 地球表層の物質と環境, p.35-49, 岩波(東京), (1991)
- 水谷伸治郎, 斎藤靖二, 勘米良亀齡 : 日本の堆積岩, 第2章, 岩波(東京), (1999)
- 日本機械学会 : 機械工学便覧材料力学, p.71, 丸善(東京), (1994)
- 大久保誠介, 何昌栄, 西松裕一 :“ 一軸圧縮応力下における時間依存性挙動 ”, 日本鉱業会誌, Vol.103 , p.177-181, (1987)
- 大久保誠介 :“ コンプライアンス可変型構成方程式の解析的検討 ”, 資源と素材, Vol.108 , No.8 , p.601-606, (1992)
- 大久保誠介, 金豊年 :“ 非線形粘弾性モデルによる円形坑道周辺岩盤挙動のシミュレーション ”, 資源と素材, Vol.109 , No.3 , p.209-214, (1993)
- 大久保誠介, 福井勝則 :“ コンプライアンス可変型構成方程式の定数について ”, 資源と素材, Vol.113 , No.7 , 561-564, (1997)
- 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 ”, 資源と素材, Vol.114 , No.2 , p.79-85, (1998)
- 大久保誠介, 福井勝則, 新孝一 :“ 岩盤の破壊条件と長期挙動に関する一考察 ”, 資源と素材, 115 , No.4 , p.213-218, (1999)
- 大久保誠介, 福井勝則 :“ 岩石のコンプライアンス可変型構成方程式とそのパラメータの取得法 ”, 資源と素材, Vol.117 , No.1 , p.13-20, (2001)
- 大久保誠介, 福井勝則, 杉田隆博 :“ 緩み領域の強度回復に関する基礎研究 ”, 資源と素材, Vol.117 , No.8 , p.631-638, (2001)
- 大久保誠介, 福井勝則, 羽柴公博 :“ 岩石の三軸圧縮試験用可視化ベッセルの開発と試用 ”, 資源と素材, Vol.118 , No.3/4 , p.165-170, (2002)
- 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)

- 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）
- 大久保誠介，福井勝則，西松裕一：“トンネル変形の巨視的指標の提案”，トンネルと地下，Vol.35，No.3，p.223-227，（2004）
- 新孝一，張伯崇，李方全，金川忠，大久保誠介：“ブレイクダウン圧力に及ぼす加圧速度の影響”，資源と素材，Vol.112，No.9，p.595-600，（1996a）
- 新孝一，李方全，大久保誠介：“水圧破碎による中国房山地点の岩盤応力測定 資源と素材”，Vol.112，No.13，p.921-928，（1996b）
- Smith, D. L. and Evans, B.：“Diffusional Crack Healing in Quartz”，Journal of Geophysical Research，Vol.89，No. B6，p.4125-4135，（1984）
- 杉原弘造：“軟岩中の坑道掘削が周辺岩盤におよぼす影響に関する研究”，東京大学博士論文，（2004）