JAEA-Research
2019-013
DOI:10.11484/jaea-research-2019-013

JAEA-Research

幌延深地層研究計画における地下施設での調査研究段階（第３段階：必須の課題 2015 － 2019 年度）研究成果報告書

Synthesis Report on the R&D for
the Horonobe Underground Research Laboratory Project
Carried Out during Fiscal Years 2015-2019

中山 雅　雑賀 敦　木村 駿　望月 陽人
青柳 和平　大野 宏和　宮川 和也　武田 匡樹
早野 明　松岡 稔幸　櫻井 彰孝　宮良 信勝
石井 英一　杉田 裕　笹本 広　棚井 憲治
佐藤 稔紀　大澤 英昭　北山 彩水　谷口 直樹

Masashi NAKAYAMA, Atsushi SAIGA, Shun KIMURA, Akihito MOCHIZUKI
Kazuhei AOYAGI, Hirokazu OHNO, Kazuya MIYAKAWA, Masaki TAKEDA
Akira HAYANO, Toshiyuki MATSUOKA, Akitaka SAKURAI, Nobukatsu MIYARA
Eiichi ISHII, Yutaka SUGITA, Hiroshi SASAMOTO, Kenji TANAI
Toshinori SATO, Hideaki OSAWA, Ayami KITAYAMA and Naoki TANIGUCHI

核燃料・バックエンド研究開発部門
幌延深地層研究センター
深地層研究部

Horonobe Underground Research Department
Horonobe Underground Research Center
Sector of Nuclear Fuel, Decommissioning and Waste Management Technology Development

March 2020
Japan Atomic Energy Agency
日本原子力研究開発機構

本レポートは国立研究開発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（https://www.jaea.go.jp）
より発信されています。

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構 研究連携成果展開部 研究成果管理課
〒319-1195 茨城県那珂郡東海村大字白方 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
Institutional Repository Section,
Intellectual Resources Management and R&D Collaboration Department,
Japan Atomic Energy Agency.
2-4 Shirakata, 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, 2020

JAEA-Research 2019-013

幌延深地層研究計画における地下施設での調査研究段階（第 3 段階：必須の課題 2015－2019 年度）研究成果報告書

日本原子力研究開発機構
核燃料・バックエンド研究開発部門　幌延深地層研究センター　深地層研究部

中山　雅、雑賀　敦、木村　駿、望月　陽人、青柳　和平、大野　宏和、
宮川　和也、武田　匡樹、早野　明、松岡　稔幸[+1]、櫻井　彰孝[※1]、宮良　信勝[※1]、
石井　英一、杉田　裕、笹本　広、棚井　憲治[+2]、佐藤　稔紀、大澤　英昭、
北山　彩水[+2]、谷口　直樹[+2]

（2019 年 12 月 13 日受理）

幌延深地層研究計画は、国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（原子力機構）が堆積岩を対象に北海道幌延町で実施している地層処分技術に関する研究開発の計画である。

幌延深地層研究計画は、「地上からの調査研究段階（第1段階）」、「坑道掘削（地下施設建設）時の調査研究段階（第2段階）」、「地下施設での調査研究段階（第3段階）」の3つの調査研究段階に分けて進めている。原子力機構の第3期中長期計画では、本計画について、「実際の地質環境における人工バリアの適用性確認、処分概念オプションの実証、地殻変動に対する堆積岩の緩衝能力の検証に重点的に取り組む。また、平成31年度末までに研究終了までの工程やその後の埋戻しについて決定する。」としている。

本稿では、第3期中長期計画期間のうち、平成27年度から令和1年度までの地下施設での調査研究段階（第3段階）における調査研究のうち、原子力機構改革の中で必須の課題として抽出した①実際の地質環境における人工バリアの適用性確認、②処分概念オプションの実証、③地殻変動に対する堆積岩の緩衝能力の検証、の3つの研究開発課題について実施した調査研究の成果を取りまとめた。

幌延深地層研究センター：〒098-3224　北海道天塩郡幌延町字北進 432 番地 2
+1 東濃地科学センター 地層科学研究部（2019 年 11 月まで在籍）
+2 核燃料サイクル工学研究所 環境技術開発センター 基盤技術研究開発部
※1 技術開発協力員

JAEA-Research 2019-013

Synthesis Report on the R&D for the Horonobe Underground Research Laboratory Project Carried Out during Fiscal Years 2015-2019

Masashi NAKAYAMA, Atsushi SAIGA, Shun KIMURA, Akihito MOCHIZUKI, Kazuhei AOYAGI, Hirokazu OHNO, Kazuya MIYAKAWA, Masaki TAKEDA, Akira HAYANO, Toshiyuki MATSUOKA[+1], Akitaka SAKURAI[※1], Nobukatsu MIYARA[※1], Eiichi ISHII, Yutaka SUGITA, Hiroshi SASAMOTO, Kenji TANAI[+2], Toshinori SATO, Hideaki OSAWA, Ayami KITAYAMA[+2] and Naoki TANIGUCHI[+2]

Horonobe Underground Research Department,
Horonobe Underground Research Center,
Sector of Nuclear Fuel, Decommissioning and Waste Management Technology Development
Japan Atomic Energy Agency
Horonobe-cho, Teshio-gun, Hokkaido

(Received December 13, 2019)

The Horonobe Underground Research Laboratory (URL) Project is being pursued by the Japan Atomic Energy Agency (JAEA) to enhance the reliability of relevant disposal technologies for geological disposal of High-level Radioactive Waste through investigations of the deep geological environment within the host sedimentary rock at Horonobe Town in Hokkaido, north Japan.

The investigations will be conducted in three phases, namely “Phase 1: Surface-based investigations”, “Phase 2: Construction phase” (investigations during construction of the underground facilities) and “Phase 3: Operation phase” (research in the underground facilities).

According to the research plan described in the 3rd Mid- and Long- term Plan of JAEA, “Near-field performance study”, “Demonstration of repository design option”, and “Verification of crustal-movement buffering capacity of sedimentary rocks” are important issues of the Horonobe URL Project, and schedule of future research and backfill plans of the project will be decided by the end of 2019 Fiscal Year.

The present report summarizes the research and development activities of these 3 important issues carried out during 3rd Medium to Long-term Research Phase.

Keywords: Horonobe URL Project, High-level Radioactive Waste, Geological Disposal Technology, Geoscientific Research

---

+1 Geoscientific Research Department, Tono Geoscience Center (Until November 2019)
+2 Department of Geological Disposal Research, Nuclear Bachend Technology Center, Nuclear Fuel Cycle Engineering Laboratories
※1 Collaborating Engineer

目　次

1　はじめに 1

2　幌延深地層研究計画の目標 2

3　幌延深地層研究計画の必須の課題 4
3.1　必須の課題の設定の考え方 4
3.2　幌延深地層研究センターで抽出した必須の課題 7
3.3　施設計画（坑道展開） 8

4　実施内容および成果 9
4.1　実際の地質環境における人工バリアの適用性確認 9
4.1.1　人工バリア性能確認試験 9
4.1.2　オーバーパック腐食に関わる原位置試験 72
4.1.3　物質移行試験 105
4.2　処分概念オプションの実証 124
4.2.1　処分孔の湧水対策・支保技術 124
4.2.2　人工バリアの定置・品質確認などの方法論に関する実証試験 151
4.3　地殻変動に対する堆積岩の緩衝能力の検証 168
4.3.1　断層の変形様式を支配する強度・応力状態の指標化 168
4.3.2　断層の透水性の潜在的な上限と指標との関係性の整理とモデル（経験則）の構築 175
4.3.3　原位置試験によるモデルの検証 182

5　まとめと今後の課題 188

6　おわりに 191

付録　必須の課題への対応に必要な技術開発・データ取得の実施内容および成果 193

Contents

1. Introduction ……1

2. Purpose of the Horonobe Underground Research Laboratory Project ……2

3. Important issues of the Horonobe Underground Research Laboratory Project ……4
3.1 Setting process of important issues ……4
3.2 Contents of important issues ……7
3.3 Layout of the investigation galleries ……8

4. Outcome of the R&D on important issues ……9
4.1 Near-field performance study of the engineered barrier system ……9
4.1.1 Full scale engineered barrier system experiment ……9
4.1.2 Overpack corrosion experiment ……72
4.1.3 Tracer migration experiment ……105
4.2 Demonstration of repository design option ……124
4.2.1 Measures against spring water and support tecnology of disposal pit ……124
4.2.2 Demonstration of the emplacement technologies and quality assurance methods of the engineered barrier system ……151
4.3 Verification of crustal-movement buffering capacity of sedimentary rocks ……168
4.3.1 Indexing of rock-strength-stress conditions governing the mode of fault deformation ……168
4.3.2 Analysis of the relationship between the highest potential transmissivity of faults and index, and development of an empirical model ……175
4.3.3 Verification of the empirical model by in situ tests ……182

5. Conclusion and future subjects ……188

6. Conclusion remarks ……191

Appendix ……193

図リスト

図 2-1　幌延深地層研究計画の全体イメージ 3
図 3.1-1　処分事業の進展段階と研究成果の要点と反映先 5
図 3.1-2　わが国の深地層の研究施設計画において解決すべき課題の確認 5
図 3.1-3　「地層処分事業の技術開発計画」の課題と必須の課題との対比 6
図 3.2-1　実際の地質環境における人工バリアの適用性試験 7
図 3.3-1　幌延深地層研究計画の必須の課題と坑道展開図 8
図 4.1.1-1　人工バリア性能確認試験の概念図 9
図 4.1.1.1-1　緩衝材設計フロー 12
図 4.1.1.1-2　ブロック定置方式による緩衝材単独の仕様範囲 13
図 4.1.1.1-3　オーバーパック設計フロー 14
図 4.1.1.2-1　埋め戻し材の設計フロー 17
図 4.1.1.2-2　含水比と乾燥密度の関係 20
図 4.1.1.2-3　含水比と透水係数の関係 20
図 4.1.1.2-4　乾燥密度と膨潤圧の関係 20
図 4.1.1.2-5　有効粘土密度と膨潤圧の関係 21
図 4.1.1.2-6　有効粘土密度と膨潤圧の関係 21
図 4.1.1.2-7　温度応力解析結果 22
図 4.1.1.2-8　事前解析結果と温度実測値の比較 23
図 4.1.1.2-9　プラグ概要図 23
図 4.1.1.2-10　掘削解析ステップ 23
図 4.1.1.2-11　掘削解析結果（プラグ切り欠き部） 24
図 4.1.1.3-1　人工バリア性能確認試験概念図 27
図 4.1.1.3-2　緩衝材ブロック断面 27
図 4.1.1.3-3　緩衝材ブロック製作過程 27
図 4.1.1.3-4　模擬オーバーパックの製作工程 30
図 4.1.1.3-5　緩衝材ブロックの厚さの測定箇所 32
図 4.1.1.3-6　緩衝材ブロックの定置作業 33
図 4.1.1.3-7　緩衝材ブロックの加工状況 33
図 4.1.1.3-8　マクロ組織試験結果 33
図 4.1.1.3-9　顕微鏡観察検査結果 34
図 4.1.1.3-10　模擬オーバーパックの定置作業 34
図 4.1.1.4-1　転圧締固めによる施工範囲 39
図 4.1.1.4-2　転圧締固めによる埋戻し材の施工 39
図 4.1.1.4-3　埋め戻し材ブロックの製作過程 40

図 4.1.1.4-4　埋め戻し材ブロックの設置 40
図 4.1.1.4-5　プラグコンクリートの施工状況 41
図 4.1.1.4-6　各手法による乾燥密度の測定結果 43
図 4.1.1.4-7　事前解析結果と温度実測値の比較 45
図 4.1.1.5-1　人工バリア性能確認試験において考慮する複合現象 46
図 4.1.1.5-2　加熱・注水データ 48
図 4.1.1.5-3　温度計測データ（熱電対） 48
図 4.1.1.5-4　水分計測データ（サイクロメータ） 50
図 4.1.1.5-5　水分計測データ（湿度計） 50
図 4.1.1.5-6　比抵抗トモグラフィによる飽和度換算結果 51
図 4.1.1.5-7　水分計測データ（FDR-V：緩衝材） 51
図 4.1.1.5-8　水分計測データ（FDR-V：埋め戻し材転圧部） 51
図 4.1.1.5-9　全応力計測値（土圧計） 52
図 4.1.1.5-10　間隙圧計測値（間隙水圧計） 53
図 4.1.1.5-11　変位計測値（変位計） 53
図 4.1.1.5-12　pH 計測値（光学式 pH 計） 54
図 4.1.1.5-13　計算モデル（単位：mm） 55
図 4.1.1.5-14　解析により求めた緩衝材中の吸収線量 56
図 4.1.1.5-15　解析モデル（THC） 58
図 4.1.1.5-16　THC 連成解析結果 59
図 4.1.1.5-17　解析モデルと解析条件（THM） 60
図 4.1.1.5-18　THM 連成解析結果と計測値の比較 61
図 4.1.1.5-19　THM 解析モデルと境界条件 62
図 4.1.1.5-20　THM 連成解析結果と緩衝材中の計測値との比較 63
図 4.1.1.5-21　THM 連成解析結果と変位計測結果との比較 63
図 4.1.1.5-22　THM 連成解析結果と埋め戻し材中の FDR-V との比較 64
図 4.1.1.5-23　THM 連成解析結果と比抵抗トモグラフィとの比較（1200 日経過時点） 64
図 4.1.1.5-24　解析モデルと出力位置 65
図 4.1.1.5-25　解析結果 65
図 4.1.2.1-1　オーバーパック腐食試験の模式図（左）と模擬オーバーパックの外観（右） 73
図 4.1.2.1-2　試験期間中の注水圧と流量 74
図 4.1.2.1-3　緩衝材除去後の模擬オーバーパック外観 74
図 4.1.2.1-4　腐食生成物分析用試料採取位置と試料外観 75
図 4.1.2.1-5　光学式 pH 計のセンサー部の構造（左）と pH 計の外観（右） 79
図 4.1.2.1-6　腐食センサーの模式図（左）と外観（右） 80
図 4.1.2.1-7　緩衝材中の温度計測結果 80
図 4.1.2.1-8　pH の測定結果 81

図 4.1.2.1-9　白金電極電位（E_{Pt} vs. SHE）の測定結果 82
図 4.1.2.1-10　白金電極電位の可逆水素電極（E_{Pt} vs. RHE）に対する電位への換算結果 82
図 4.1.2.1-11　自然電位の測定結果 83
図 4.1.2.1-12　交流インピーダンスの測定結果例 83
図 4.1.2.1-13　Rs と Rp の経時変化 84
図 4.1.2.2-1　模擬オーバーパックに付与した溶接部の開先形状および断面マクロ組織 85
図 4.1.2.2-2　接触式形状計測装置による計測イメージ 86
図 4.1.2.2-3　試験装置の構成、および緩衝材ブロックへのセンサー配置 86
図 4.1.2.2-4　試験坑道 5 に掘削した試験孔の内側の様子 87
図 4.1.2.2-5　試験装置の組み立て状況 87
図 4.1.2.2-6　試験孔からの試験装置の取り出し状況 88
図 4.1.2.2-7　緩衝材周方向の密度分布 88
図 4.1.2.2-8　酸洗前後の表面展開図（左：天側、右：底側、中央●はセンサー跡） 89
図 4.1.2.2-9　模擬オーバーパック　40 区画の平均/最大腐食深さ、最大/平均比 89
図 4.1.2.2-10　回収後の三電極式センサーの腐食生成物分析 90
図 4.1.2.2-11　三電極式センサーの腐食深さの実測値 91
図 4.1.2.2-12　三電極センサーにおける R_p^{-1}（1 mHz）の経時変化 93
図 4.1.2.2-13　三電極センサーの外観写真 93
図 4.1.2.2-14　三電極式腐食センサー腐食速度計測値の経時変化とイベント 94
図 4.1.2.2-15　R 型三電極センサーの計測結果から算出した腐食深さ 95
図 4.1.2.2-16　亜鉛照合電極の外観写真 96
図 4.1.2.2-17　模擬オーバーパック電位（亜鉛照合電極基準）の経時変化 96
図 4.1.2.2-18　ACM センサーの外観 97
図 4.1.2.2-19　ACM センサーによる腐食速度の計測値 97
図 4.1.2.2-20　シース型熱電対の外観写真 98
図 4.1.2.2-21　モールド型熱電対の外観写真 99
図 4.1.2.2-22　試験体温度測定結果 99
図 4.1.2.2-23　土圧計の外観 100
図 4.1.2.2-24　含水率センサー寸法 101
図 4.1.2.2-25　緩衝材内の含水率と土圧計の応答との関連 102
図 4.1.2.2-26　試験孔内の pH と Eh の経時変化 102
図 4.1.3-1　泥岩中における割れ目を介した物質移行経路の概念図 105
図 4.1.3.1-1　拡散試験装置の概念図（D-05 孔の例） 107
図 4.1.3.1-2　D-05 孔の原位置拡散試験の試験体系(a)、オーバーコア試料の分析状況(b)、および 1 次元直交座標系と 1 次元円筒座標系での解析結果の比較(c) 108
図 4.1.3.1-3　原位置および室内拡散試験で得られた各トレーサーの実効拡散係数（青色バー）と収着分配係数（緑色バー）の比較 109

図 4.1.3.1-4　バックグラウンド濃度の影響評価（Cs と Sr の例）：(a)解析法、(b)トレーサー減衰曲線、(c)岩石中濃度プロファイル 110
図 4.1.3.2-1　定流量通水試験における破過データおよび内部プロファイルデータ 113
図 4.1.3.2-2　解析モデル概念図：(a)均質系、(b)不均質系 114
図 4.1.3.2-3　定流量通水試験結果の解析例 114
図 4.1.3.2-4　1 次元移流分散モデルによる解析例 115
図 4.1.3.2-5　試験スケールと分散長との関連性 116
図 4.1.3.2-6　試験条件と脱ガスとの関連性 116
図 4.1.3.2-7　試験条件とトレーサー回収率との関連性 116
図 4.1.3.2-8　トレーサーの移行に寄与する割れ目の分布状況 117
図 4.1.3.2-9　トレーサー移行経路の概念 118
図 4.1.3.2-10　割れ目帯を対象としたトレーサー試験結果 118
図 4.1.3.2-11　モデル概念図と支配方程式 118
図 4.1.3.2-12　Cs の解析結果　(a)定常入力条件、(b)割れ目表面における Cs 濃度 119
図 4.1.3.2-13　ダイポール試験時の注水孔と揚水孔の間隙水圧 120
図 4.1.3.2-14　揚水孔で観測されたウラニンの濃度比 120
図 4.2.1.1-1　大量湧水の発生位置 126
図 4.2.1.1-2　湧水発生に至るプロセス（推定） 126
図 4.2.1.1-3　湧水発生の原因となった断層の位置（図中の円盤）とグラウト注入量分布（図中の球）、3D レーザースキャナで取得した壁面形状の比較 127
図 4.2.1.1-4　試験坑道 2～4 の最終的なレイアウトと確認された断層・せん断割れ目の分布 127
図 4.2.1.1-5　メルトインクルージョンの顕微鏡写真 128
図 4.2.1.1-6　各ボーリング孔におけるメルトインクルージョンの分析結果に基づく粘土質せん断帯（大量湧水発生の原因となった断層）の分布予測（赤色点線部） 128
図 4.2.1.1-7　換気立坑の深度 250 m 以深におけるグラウト施工レイアウト 130
図 4.2.1.1-8　グラウト浸透解析モデルとグラウト注入領域との比較 130
図 4.2.1.1-9　等価多孔質媒体モデルによるグラウト施工の解析結果（透水係数の分布） 131
図 4.2.1.1-10　海水条件で適用できる溶液型グラウトの配合 132
図 4.2.1.1-11　粒径分布の経時変化 133
図 4.2.1.1-12　一軸圧縮強度と養生時間の関係 134
図 4.2.1.1-13　養生水中のシリカイオン溶出量の経時変化 134
図 4.2.1.2-1　立坑壁面岩盤の崩落した深さに応じた支保選定フロー 136
図 4.2.1.2-2　覆工コンクリートの打設長決定のためのフロー 137
図 4.2.1.2-3　構築した可視化システムによる坑道周辺の断層分布の更新状況 137
図 4.2.1.2-4　東立坑深度 310 m～346 m で採用した支保パターンの断面図 138
図 4.2.1.2-5　東立坑深度 310 m～346 m における弾性波速度の分布 139
図 4.2.1.2-6　深度 250 m 調査坑道における弾性波トモグラフィ調査結果 140

図 4.2.1.2-7　弾性波トモグラフィ調査実施断面付近の鋼製支保工応力、温度計測結果...141
図 4.2.1.2-8　今回検討した二重支保の考え...142
図 4.2.1.2-9　覆工コンクリートに作用する最大圧縮応力の深度分布...143
図 4.2.1.2-10　地中変位計設置状況写真...144
図 4.2.1.2-11　光ファイバー式変位計および電気式変位計の設置レイアウト...144
図 4.2.1.2-12　地中変位計による計測結果...146
図 4.2.1.2-13　計測器ごとの計測不良割合の経時変化...147
図 4.2.2.1-1　処分孔竪置き・ブロック方式を対象とした緩衝材定置技術の整備状況...152
図 4.2.2.1-2　処分孔竪置き方式を対象とした緩衝材除去技術の整備状況...152
図 4.2.2.1-3　PEM の組立技術の整備状況...152
図 4.2.2.1-4　PEM の搬送・定置技術、隙間充填技術の整備状況...153
図 4.2.2.1-5　PEM の定置工程のイメージ...153
図 4.2.2.1-6　PEM の回収工程のイメージ...154
図 4.2.2.1-7　試験坑道 2 の整備状況...155
図 4.2.2.1-8　地上でのペレット充填の予備試験の様子...155
図 4.2.2.1-9　試験坑道 2 におけるペレット充填試験の様子...156
図 4.2.2.1-10　地上での模擬土槽に対する吹付け予備試験の様子...156
図 4.2.2.1-11　西立坑地上建屋における充填材料（ベントナイト混合土）の製造...157
図 4.2.2.1-12　試験坑道 2 における伸縮アーム装置による吹付け試験の様子...157
図 4.2.2.1-13　吹付け面からのサンプリング位置と乾燥密度分布の一例...157
図 4.2.2.1-14　充填試験前（左）と充填試験後（右）...158
図 4.2.2.1-15　地上でのペレット充填試験後の乾燥密度の分布例...158
図 4.2.2.1-16　吹付け部の密度分布...159
図 4.2.2.1-17　吹付け部のベントナイト混合率の変化...159
図 4.2.2.1-18　試験坑道 2 の充填部に対する除去技術の選択...160
図 4.2.2.1-19　オーガー方式の隙間充填材の除去装置...160
図 4.2.2.1-20　オーガー方式の除去装置による掘削方向の模式図...161
図 4.2.2.1-21　切削物捕集装置と捕集タンク内の様子...161
図 4.2.2.1-22　模擬 PEM 近傍までのオーガー方式による切削可否の確認...162
図 4.2.2.1-23　試験坑道 2 に設置したウォータージェット方式の除去装置...162
図 4.2.2.1-24　トルネードノズル（左）と配管洗浄ノズル（右：2 往復目）による充填材の除去...163
図 4.2.2.1-25　上部開放部の模擬 PEM 近傍の充填材に対するトルネードノズルの効果...163
図 4.2.2.1-26　エアベアリング方式の PEM の定置・回収装置（実機）...164
図 4.2.2.1-27　要素試験実施状況...164
図 4.2.2.1-28　試験坑道 2 に設置した定置・回収試験装置と遠隔操作卓...165
図 4.2.2.1-29　試験坑道 2 における模擬 PEM の回収試験の様子...165
図 4.3.1-1　モール円とダクティリティインデックス...171

図 4.3.1-2　モール円から見た DI とダメージゾーン亀裂の破壊モードとの関係 171
図 4.3.1-3　コアに認められる断層近傍の割れ目のタイプと DI の関係 172
図 4.3.1-4　人工亀裂端部に形成される割れ目のタイプの DI の関係 172
図 4.3.2-1　検討した 6 つの地域 177
図 4.3.2-2　フローアノマリーとして検出された断層帯亀裂の透水量係数と DI の関係 ...177
図 4.3.2-3　フローアノマリーとして検出された断層帯亀裂の標準化した log T と亀裂の方向性の関係(a)と個々の断層帯内に認められる透水性の不均質性(b) 178
図 4.3.2-4　瑞浪の花崗岩中の断層帯亀裂の最大透水量係数（各断層帯内で最も透水性の高い亀裂の透水量係数）と DI の関係 178
図 4.3.2-5　地山強度比、深度、最小主応力および DI の比較 179
図 4.3.2-6　引張性の割れ目を伴う/伴わない断層中の水みちの透水性 179
図 4.3.2-7　DI とせん断性の割れ目が取りうる透水性の上限値との関係 180
図 4.3.2-8　地下施設周辺の DI の分布と亀裂の透水性 180
図 4.3.3-1　水圧擾乱試験に用いたボーリング孔の位置(a)と水圧上昇によって誘発される断層のせん断変形(b) 184
図 4.3.3-2　スライド式パッカーと室内実験の概要 184
図 4.3.3-3　水圧擾乱試験を行った断層の孔壁画像(a)とコア写真(b)～(d) 185
図 4.3.3-4　流体電気伝導度検層により断層部に検出されるフローアノマリー（孔内水の入れ替え後 1.2～6.0 時間の孔内水電気伝導度の推移） 185
図 4.3.3-5　水圧擾乱試験中の水圧、パッカー圧および注入流量 186
図 4.3.3-6　せん断破壊前後における断層帯亀裂の透水性の比較 186

表リスト

表 4.1.1.1-1　幌延の地質環境条件を一例とした設計手法適用上の留意点 11
表 4.1.1.2-1　力学プラグ用コンクリートの要求性能と関連する配合要因 18
表 4.1.1.2-2　試験項目一覧 18
表 4.1.1.2-3　プラグ部形状に関する数値解析手順 19
表 4.1.1.2-4　力学プラグ用コンクリートの代表配合と使用材料 22
表 4.1.1.3-1　緩衝材ブロックにおける品質管理項目 28
表 4.1.1.3-2　緩衝材ブロック製造時の品質管理シートの例 29
表 4.1.1.3-3　模擬オーバーパックの製造工程と検査項目 30
表 4.1.1.3-4　扇形ブロックの成型時データ（抜粋） 32
表 4.1.1.3-5　円柱形ブロックの成型時データ 32
表 4.1.1.4-1　埋め戻し材ブロックにおける品質管理項目 41
表 4.1.1.4-2　力学プラグ用コンクリートの品質管理項目 42
表 4.1.1.4-3　埋め戻し材ブロックの材料投入量、成型圧力、圧縮速度、圧縮保持時間 44
表 4.1.1.4-4　埋め戻し材ブロックの寸法測定結果 44
表 4.1.1.4-5　フレッシュ性状の確認結果 44
表 4.1.1.5-1　人工バリア性能確認試験　設置センサー一覧 47
表 4.1.1.5-2　本検討で対象とした計測機器で使用されている材料の耐放射線性の検討結果 57
表 4.1.1.5-3　解析に用いた緩衝材の物性値 60
表 4.1.2.1-1　EDX、XRD、ラマン分光測定の結果一例 76
表 4.1.2.1-2　模擬オーバーパックの平均腐食深さ、最大腐食深さ、最大腐食深さ/平均腐食深さ比 77
表 4.1.2.1-3　計測項目と使用したセンサー 79
表 4.1.2.1-4　計測項目と緩衝材中の設置段数、設置方向 79
表 4.1.2.2-1　計測項目と緩衝材中の設置段数 92
表 4.1.2.2-2　土圧計の仕様 100
表 4.1.2.2-3　含水率センサー（WD-3-WET-5EG）仕様 101
表 4.1.3.1-1　原位置拡散試験条件一覧 107
表 4.1.3.2-1　試験条件とトレーサー濃度立ち上がりまでの時間 120

This is a blank page.

1 はじめに

国立研究開発法人日本原子力研究開発機構（以下、原子力機構）幌延深地層研究センターでは、原子力発電に伴って発生する高レベル放射性廃棄物を安全に地層処分するための基盤的な研究開発として、平成 13 年 3 月より、北海道の幌延町において幌延深地層研究計画[1)]（堆積岩を対象とした深地層の研究施設計画）を進めている。幌延深地層研究計画は、実際の地層処分事業とは明確に区別することを前提に、堆積岩を対象とした深地層の科学的な研究（地層科学研究）および地層処分技術の信頼性向上や安全評価手法の高度化に向けた研究開発（地層処分研究開発）を行うものである。また、本計画では、「地上からの調査研究段階（第 1 段階）」、「坑道掘削（地下施設建設）時の調査研究段階（第 2 段階）」、「地下施設での調査研究段階（第 3 段階）」の 3 つの調査研究段階に分けて進めることとしている。

原子力機構では、文部科学省日本原子力研究開発機構改革本部が決定した「日本原子力研究開発機構の改革の基本的方向」（平成 25 年 8 月 8 日）[2)]を受けて、改革計画を策定し公表した（以下、改革計画）[3)]。その中の事業の見直しの一環として、瑞浪と幌延の 2 つの深地層の研究施設については、研究開発成果の取りまとめ[4)]を平成 26 年 9 月に行うとともに、併せて深地層の研究施設で行うべき必須の課題を抽出した[5)]。原子力機構が定めた第 3 期中長期計画（平成 27 年 4 月 1 日～平成 34 年 3 月 31 日）においては、「幌延深地層研究計画については、実際の地質環境における人工バリアの適用性確認、処分概念オプションの実証および地殻変動に対する堆積岩の緩衝能力の検証に重点的に取り組む、また、平成 31 年度末までに研究終了までの工程やその後の埋め戻しについて決定する。」としている。なお、これまでの研究の成果や国内外の状況を踏まえて検討した結果、さらなる研究が必要となったことから、令和 1 年 8 月 2 日に計画内容の変更を北海道および幌延町に申し入れを行っている。

本報告書では、第 3 期中長期計画期間中の平成 27 年度から令和 1 年度までに実施した、3 つの必須の研究開発課題に関する調査研究の成果を取りまとめた。

参考文献

1) 核燃料サイクル開発機構：深地層研究所（仮称）計画 地表から行う調査研究（第 1 段階）計画，サイクル機構技術資料，JNC TN1410 2001-001，2001，32p.
2) 文部科学省日本原子力研究開発機構改革本部：「日本原子力研究開発機構の改革の基本的方向」日本原子力研究開発機構の改革の基本的方向－安全を最優先とした組織への変革を目指して－（平成 25 年 8 月 8 日），2013，28p.
3) 日本原子力研究開発機構：日本原子力研究開発機構の改革計画　自己改革－「新生」へのみち－（平成 25 年 9 月 26 日），2013，69p.
4) 日本原子力研究開発機構：CoolRep H26，https://kms1.jaea.go.jp/CoolRep/coolreph26-honbun/h26-kernel-honbun-1.html，2015.
5) 日本原子力研究開発機構：日本原子力研究開発機構の改革計画に基づく「地層処分技術に関する研究開発」報告書－今後の研究課題について－（平成 26 年 9 月 30 日），2014，24p.

2 幌延深地層研究計画の目標

幌延深地層研究計画では、北海道幌延町に分布する堆積岩を対象として、以下の 3 つの全体目標を設定し、全体計画で示された深地層の科学的研究と地層処分研究開発に関する調査研究を実施している[1)]。

①深部地質環境の調査・解析・評価技術の基盤の整備

②深地層における工学的技術の基盤の整備

③実際の地質環境での地層処分技術の適用性確認

深地層の科学的研究については、全体計画において設定された「地質環境特性の研究」を「地質環境調査技術開発」と「地質環境モニタリング技術の開発」の 2 項目に分け、「地質環境の長期安定性に関する研究」および「深地層における工学的技術の基礎の開発」とあわせて 4 項目の研究開発課題を設定している。一方、地層処分研究開発のうち、処分技術の信頼性向上に関しては、「人工バリア等の長期複合挙動の研究」、「人工バリア等の工学的技術の検証」および「設計手法の適用性確認」の 3 項目の研究開発課題を、安全評価手法の高度化に関しては、「安全評価モデルの高度化」および「安全評価手法の適用性確認」の 2 項目の研究開発課題をそれぞれ設定している。これらの研究開発課題については、地下施設の建設前から地下施設の完成後までの 20 年程度をかけて、3 つの段階において調査研究を実施することにより取り組むこととしている[2)] (図 2-1)。

各段階における目標は以下のとおりである[3),4),5)]。

第 1 段階：地上からの調査研究段階

・坑道の掘削（地下施設の建設）に伴う一連の深部地質環境の調査・解析・評価技術の整備

・地下施設の詳細設計および施工計画の策定

第 2 段階：坑道掘削（地下施設建設）時の調査研究段階

・地上からの調査研究における地質環境モデルの構築および坑道掘削前の深部地質環境の状態の把握

・深地層における工学的技術の基盤の整備

・地層処分技術に関する工学技術の有効性の確認

・安全評価手法の適用性の確認

第 3 段階

・地質環境調査技術、坑道を対象とした工学的技術、地下施設とその周辺影響領域を包含する地質環境特性の長期変遷評価技術の開発

・処分場の設計・施工や操業・閉鎖に関わる処分技術開発

・安全評価手法などに関わる技術開発

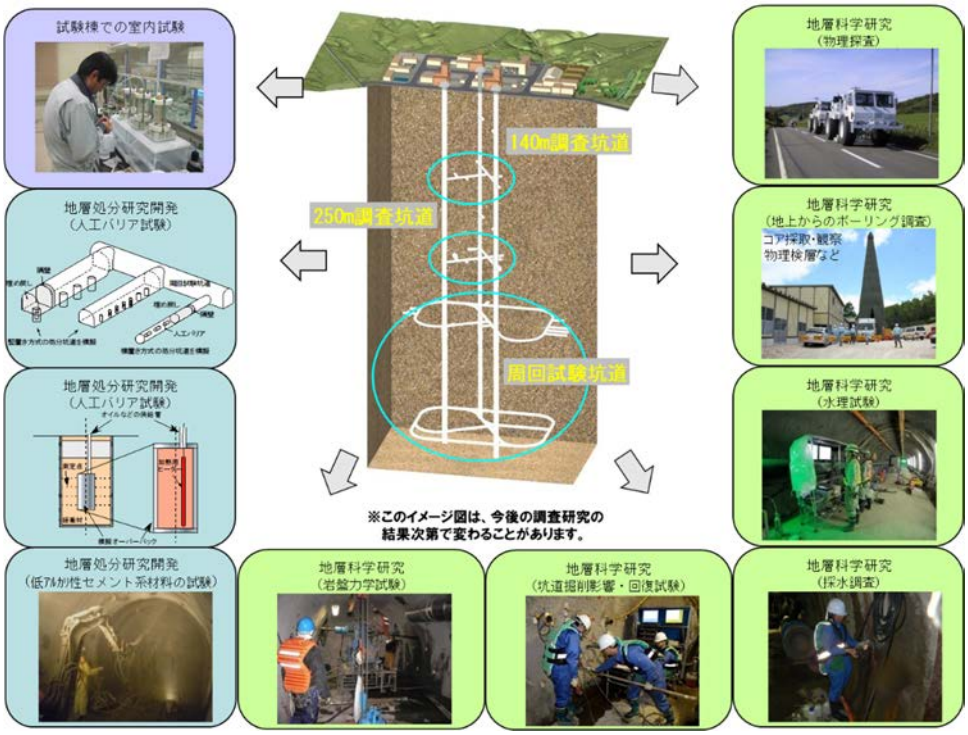


図 2-1　幌延深地層研究計画の全体イメージ

参考文献

1) 核燃料サイクル開発機構研究開発課題評価委員会：平成 16 年度研究開発課題評価（中間評価）報告書 評価課題「幌延深地層研究計画」，JNC TN1440 2005-002，2005，250p.

2) 核燃料サイクル開発機構：深地層研究所（仮称）計画 地表から行う調査研究（第 1 段階）計画，JNC TN1410 2001-001，2001，32p.

3) 太田久仁雄，阿部寛信，山口雄大，國丸貴紀，石井英一，操上広志，戸村豪治，柴野一則，濱克宏，松井裕哉，新里忠史，高橋一晴，丹生屋純夫，大原英史，浅森浩一，森岡宏之，舟木泰智，茂田直孝，福島龍朗：幌延深地層研究計画における地上からの調査研究段階（第 1 段階）研究成果報告書－分冊「深地層の科学的研究」，JAEA-Research 2007-044，2007，434p.

4) 佐藤稔紀，笹本広，石井英一，松岡稔幸，早野明，宮川和也，藤田朝雄，棚井憲治，中山雅，武田匡樹，横田秀晴，青柳和平，大野宏和，茂田直孝，花室孝広，伊藤洋昭：幌延深地層研究計画における坑道掘削（地下施設建設）時の調査研究段階（第 2 段階：深度 350m まで）研究成果報告書， JAEA-Research 2016-025，2017，313p.

5) 藤田朝雄，谷口直樹，松井裕哉，棚井憲治，西村繭果，小林保之，平本正行，前川恵輔，澤田淳，牧野仁史，笹本広，吉川英樹，柴田雅博，若杉圭一郎，濱克宏，操上広志，國丸貴紀，石井英一，竹内竜史，中野勝志，太田久仁雄，瀬尾俊弘，宮原要，内藤守正，油井三和：幌延深地層研究計画における地上からの調査研究段階（第 1 段階）研究成果報告書－分冊「地層処分研究開発」，JAEA-Research 2007-045，2007，140p.

3 幌延深地層研究計画の必須の課題

3.1 必須の課題の設定の考え方

平成 25 年 9 月に策定した改革計画[1)]において、深地層の研究施設計画については、原子力発電環境整備機構（以下、NUMO）が行う「精密調査前半」に資することを目的とした成果の取りまとめ、および残された必須の課題を明確にした今後の計画の策定を、平成 26 年 9 月末までに行うこととした。これに基づき、瑞浪超深地層研究所（結晶質岩）および幌延深地層研究センター（堆積岩）の 2 つの深地層の研究施設において今後実施すべき必須の課題を検討した。これまで、瑞浪超深地層研究所では深度 500 m まで、幌延深地層研究センターでは深度 350 m までの立坑掘削と調査研究用の水平坑道を展開しながら、地質環境を調査・評価する技術や深地層における工学技術の開発を着実に進めてきた。

長期にわたる地層処分事業の過程で科学技術の進歩や事業の進展状況等によって変化する研究ニーズに継続的に取り組んでいく必要があり、計画の策定にあたっては、深地層の研究施設がこうした長期の取り組みに対応する重要なインフラであることを念頭に置くことが必要である。

深地層の研究施設計画に係る必須の課題の抽出は、以下の方法により進めた。

－今後の課題の網羅的抽出と必要性の確認

・当初の研究開発計画に対する第 2 期中期計画期間までの達成度を明らかにした上で、処分事業進展段階（図 3.1-1）に沿った必須の課題の抽出

・第 2 期中期計画期間までに「精密調査前半」までに適用する技術・手法の整備をほぼ終了したため、今後は「精密調査後半」以降に適用する技術・手法の研究開発に重点化－選定条件に基づく課題の必要性の確認

・わが国は変動帯に位置するため安定大陸と比較して火山活動や地震活動などが活発であり、地質構造が複雑であること、降水量が多く地下水が豊富であることなどに留意

・設定した選定条件（諸外国での研究開発動向、国際的な課題、わが国固有の地質環境に係る課題、成果の汎用性、処分事業への貢献度等）（図 3.1-2）を踏まえた、課題の必要性の確認

－国における最新の議論の考慮

・総合資源エネルギー調査会 電力・ガス事業分科会 原子力小委員会「放射性廃棄物ワーキンググループ」および「地層処分技術ワーキンググループ」における議論等を考慮

－地層処分基盤研究開発に関する全体計画（平成 25 年度～平成 29 年度）[2)]に示された課題等との比較による確認

・NUMO による課題（「地層処分事業の技術開発計画」[3)]）と比較（図 3.1-3）し、それら課題の整合性を確認

・関係研究開発機関および NUMO からなる「地層処分基盤研究開発調整会議 運営会議・統合 WG」において紹介された「精密調査後半」以降に必要となる NUMO の技術開発ニーズに対して、必須の課題の十分性を確認

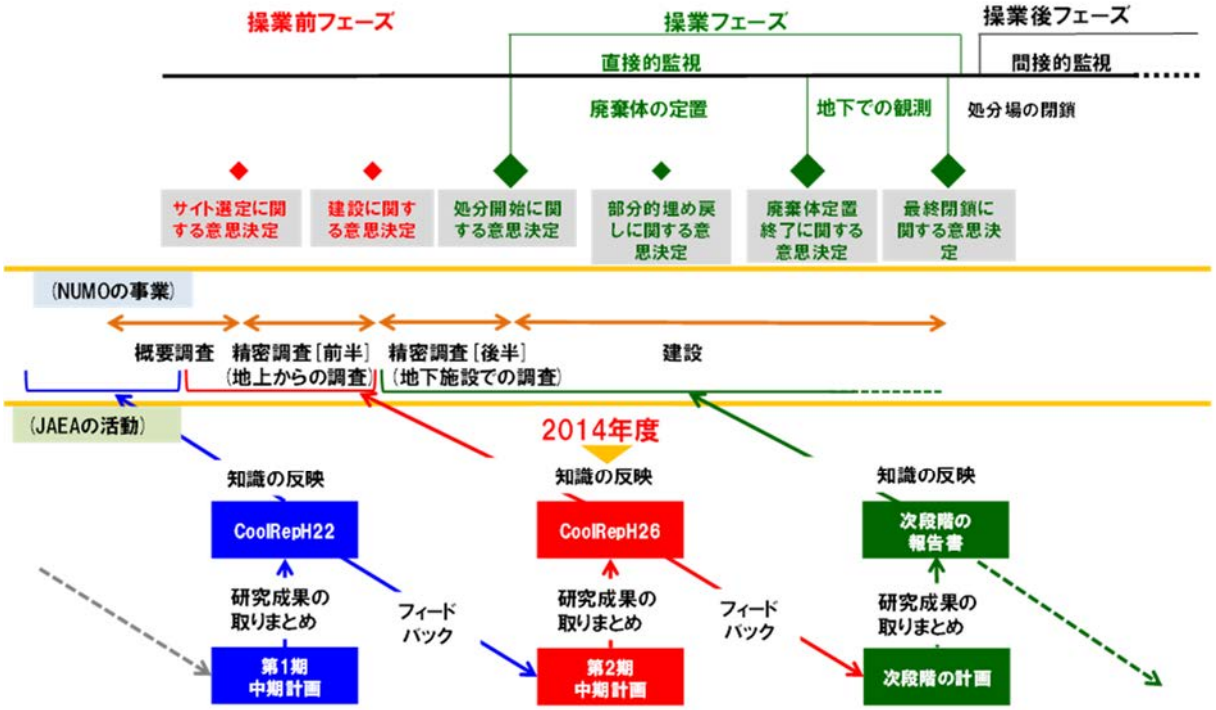


図 3.1-1　処分事業の進展段階と研究成果の要点と反映先

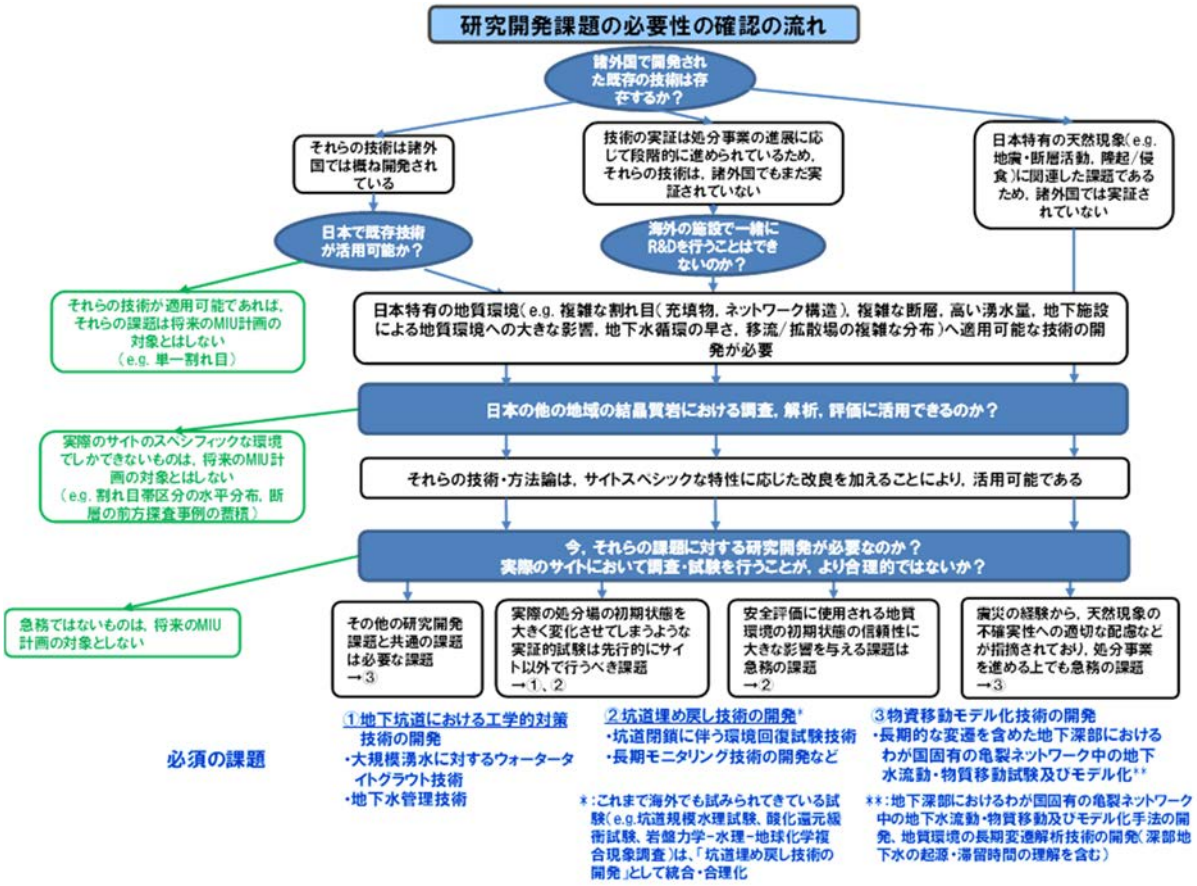


図 3.1-2　わが国の深地層の研究施設計画において解決すべき課題の確認
（瑞浪超深地層研究所の例）

図 3.1-3　「地層処分事業の技術開発計画」の課題と必須の課題との対比

3.2　幌延深地層研究センターで抽出した必須の課題

上記 3.1 に示した考え方を踏まえて抽出した必須の課題を以下に示す[4]。

－実際の地質環境における人工バリアの適用性確認（人工バリア性能確認試験、オーバーパック腐食試験、物質移行試験）

・平成 26 年度から深度 350 m 調査坑道で実施している人工バリア性能確認試験、オーバーパック腐食試験、物質移行試験を通して、実際の地質環境において、人工バリアや周辺岩盤中での熱－水－応力－化学連成挙動や物質移行現象などを計測・評価する技術の適用性を確認し、「精密調査後半」に必要となる実証試験の技術基盤を確立する（図 3.2-1）。

－処分概念オプションの実証（処分孔等の湧水対策・支保技術などの実証試験、人工バリアの定置・品質確認などの方法論に関する実証試験、高温度（100 ℃以上）などの限界的条件下での人工バリア性能確認試験）

・人工バリア設置環境の深度依存性を考慮し、種々の処分概念オプションの工学的実現性を実証し、多様な地質環境条件に対して柔軟な処分場設計を行うことを支援する技術オプションを提供する。

－地殻変動に対する堆積岩の緩衝能力の検証（水圧擾乱試験などによる緩衝能力の検証・定量化、地殻変動による人工バリアへの影響・回復挙動試験）

・地震・断層活動等の地殻変動に対する力学的・水理学的な緩衝能力を定量的に検証し、堆積岩地域における立地選定や処分場の設計を、より科学的・合理的に行える技術と知見を整備する。

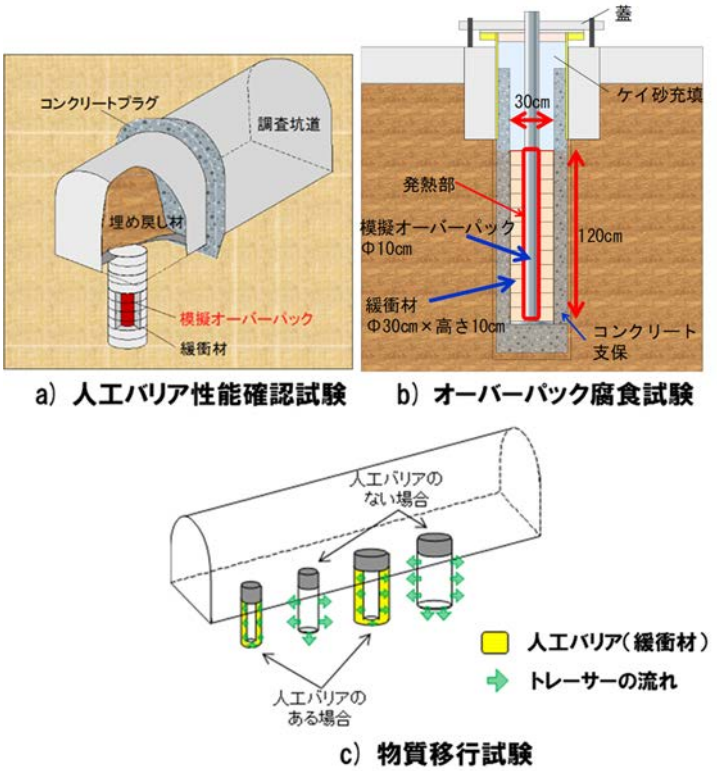


図 3.2-1　実際の地質環境における人工バリアの適用性試験

3.3 施設計画（坑道展開）

幌延深地層研究計画における地下施設については、3 本の立坑と深度 140 m、250 m および 350 m に調査坑道を展開している。必須の課題のうち、実際の地質環境における人工バリアの適用性確認、および、処分概念オプションの実証と地殻変動に対する堆積岩の緩衝能力の検証の一部については、深度 350 m 調査坑道において実施する。なお、日本原子力研究開発機構の改革計画に基づく「地層処分技術に関する研究開発」報告書－今後の研究課題について－[4]に示したとおり、必須の課題の一部については深度 500 m 調査坑道において実施することを想定していたが、深度 500 m 調査坑道の掘削については、深度 350 m 調査坑道において実施する必須の課題の成果を踏まえて、その取扱いを決定することとしている（図 3.3-1）。

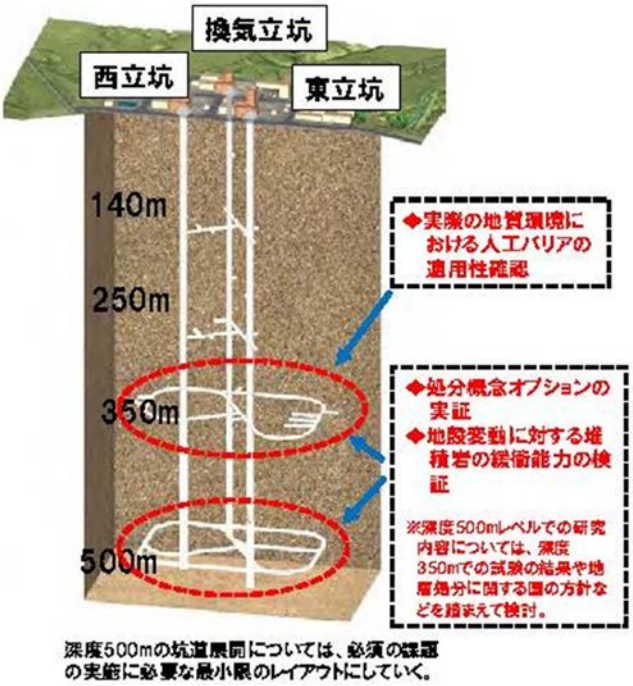


図 3.3-1 幌延深地層研究計画の必須の課題と坑道展開図

参考文献

1) 日本原子力研究開発機構：日本原子力研究開発機構の改革計画　自己改革－「新生」へのみち－（平成 25 年 9 月 26 日），2013，69p.
2) 地層処分基盤研究開発調整会議：地層処分基盤研究開発に関する全体計画（平成 25 年度～平成 29 年度），2013.
3) 原子力発電環境整備機構：地層処分事業の技術開発計画－概要調査段階および精密調査段階に向けた技術開発－2013 年 6 月，2013.
4) 日本原子力研究開発機構：日本原子力研究開発機構の改革計画に基づく「地層処分技術に関する研究開発」報告書－今後の研究課題について－（平成 26 年 9 月 30 日），2014，24p.

4 実施内容および成果

4.1 実際の地質環境における人工バリアの適用性確認

4.1.1 人工バリア性能確認試験

人工バリア定置後は、ガラス固化体の発熱や放射線量が比較的高く、緩衝材は地下水の浸潤により不飽和から飽和へと進展するとともに膨潤圧が発生する。また、ニアフィールドを構成する材料間での相互作用として、緩衝材と地下水の反応、緩衝材間隙水によるオーバーパックの腐食と腐食生成物の形成および腐食生成物と緩衝材間隙水の反応、支保工と緩衝材および岩盤の反応などが考えられる。また、廃棄体からの放射線の影響として、地下水の放射線分解による酸化性化学種の生成などもある。このようなニアフィールドの過渡期状態変遷の評価は、安全評価における核種移行の初期状態の設定の妥当性やオーバーパックの寿命評価に必要となるニアフィールド環境条件の設定上重要となる。したがって、人工バリア定置後の緩衝材が浸潤し飽和に至るまで、また、廃棄体が発熱している状態から減熱していく過渡的な期間を対象として、熱、水、応力、化学の相互作用を評価するために必要なデータを取得し、熱－水－応力－化学連成解析コードの開発を行ってきている。

深度 350 m 調査坑道の試験坑道 4 における人工バリア性能確認試験は、幌延を事例として処分孔竪置き方式を対象に①人工バリアや閉鎖技術の設計手法の適用性の確認、②第 2 次取りまとめ報告書で示した処分概念が実際の地下で構築できることの実証、③熱、水、応力、化学連成挙動に係る検証データによる連成評価手法の適用性の確認を目的としている。試験は、試験坑道 4 の底盤に処分孔掘削技術の実証試験を通じて掘削した試験孔を使用し、ガラス固化体の発熱やオーバーパックの重量を模擬した実規模条件で給水ポンプにより幌延地下水を供給しながら平成 27 年 1 月より試験を開始した（図 4.1.1-1）。

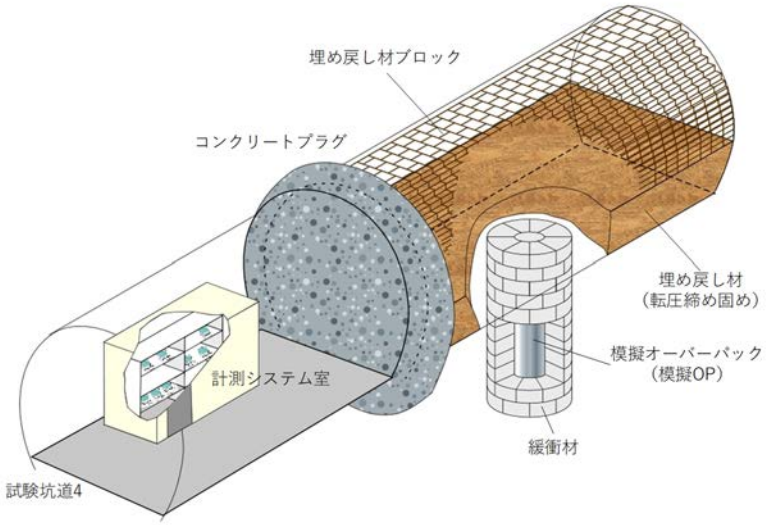


図 4.1.1-1 人工バリア性能確認試験の概念図

4.1.1.1　人工バリアに関する設計手法の適用性確認

(1) これまでの研究成果

第 2 次取りまとめ[1]における人工バリアの設計は、緩衝材の仕様を仮設定し、それに基づいてオーバーパックの設計を行い、最初に仮設定した緩衝材仕様が設計要件を満足していることを確認して、人工バリアの長期健全性の評価を行っている。ここでは個々の要件に基づいた設計の考え方については明確にされているものの、個別の設計手順は明示されていない。また、第 2 次取りまとめにおける緩衝材仕様の仮設定に関しては、その設定方法自体が明確ではなく、また緩衝材の設計はオーバーパックや埋め戻し材設計とも相互に関連するものの、それらの整理が明確ではなかった。一方、諸外国では、人工バリアの設計要件や設計の考え方についての整理はされているものの、具体的な設計フローは明示されていない[2]。

平成 17 年取りまとめ[3]では、再度、処分場設計とオーバーパックや緩衝材および埋め戻し材などの各仕様を設定する際の相互関係を整理しつつ、第 2 次取りまとめの考え方をベースに、オーバーパックおよび緩衝材の個別設計フローを構築し、幌延の地質環境条件を 1 つの事例として試設計を行った[3),4)]。

(2) 実施内容

平成 17 年取りまとめでは、処分場全体の設計フローを念頭に、緩衝材およびオーバーパックに関する個別設計フローを構築し、幌延の深度 450 m における地質環境条件を 1 つの事例として、表 4.1.1.1-1 に示す幌延の地質環境の特徴と設計上の留意点を整理し、緩衝材とオーバーパックの試設計を行い、その適用性の確認を行った[3),4)]。

ここでは、平成 17 年取りまとめで実施した緩衝材およびオーバーパックに関する個別設計フロー検討の概要を示すとともに、当時の検討条件である深度 450 m における地質環境条件と人工バリア性能確認試験の実施場所である深度 350 m との地質環境条件の違いを再確認し、実際に人工バリア性能確認試験での緩衝材やオーバーパック等の設計を通して、平成 17 年取りまとめでの設計例の妥当性を再検証した。

表 4.1.1.1-1　幌延の地質環境条件を一例とした設計手法適用上の留意点
（松井ほか，2005）[4)]

項目	幌延の特徴	設計手法適用上の留意点
地質構造	・検討対象深度 450 m（437～474 m） ・対象岩盤の広がり：鉛直方向は 40 m 程度の厚さ。水平方向は地下施設スケールで地質構造に沿って連続的に広がっているものと推定 ・硬質頁岩および珪藻質泥岩から硬質頁岩へ遷移的に変化する岩盤部（稚内層）が存在 ・断層の存在（直接確認はされていない）	・検討対象外
岩盤力学（強度と応力）	・岩盤等級：CM-H 級（軟岩～中硬岩） ・水平面最大主応力：東西方向 ・異方的な応力状態（鉛直 1.0、水平最小主応力 0.9、水平最大主応力 1.3 程度） ・多孔質であるため一定応力下での継続的な岩盤の変形（クリープ）や掘削直後の水－応力連成現象が無視できない可能性あり ・強度特性、変形特性および一部の物理特性に異方性をもつ	・処分孔への支保工の設置の要否 ・空洞安定性評価 ⇒支保工材料の検討（低アルカリ性コンクリート支保工の適用性） ・力学的観点による坑道離間距離、廃棄体ピッチの評価 ・耐震安定性の評価 ・岩盤の長期力学変形挙動の評価（緩衝材、オーバーパック設計へ反映） ・水－応力連成現象の評価（設計された支保工や空洞周辺岩盤の安定性の確認） ・異方性を考慮した物性値の設定
熱特性	・地温勾配：4.7 ℃／100 m ・検討対象深度における温度：約 28 ℃ ・岩盤の熱物性：熱伝導率 1.33 W/m/K、比熱 1.56 kJ/kg/K ・異方性をもつ	・熱的視点による坑道離間距離および廃棄体ピッチの評価（人工バリア仕様の確認）
水理特性	・原位置透水試験結果から、10^{-11}～10^{-5} m/s の範囲であるが、室内試験結果なども踏まえ、保守的に 2×10^{-9} m/s と設定 ・地下施設中心位置における動水勾配の値は、0.01 程度であり、第 2 次取りまとめで示された最も頻度の高い値とほぼ一致 ・ほぼ静水圧分布 ・地下水流動は、深くなるにつれて南若しくは南西方向への流れが卓越（推定） ・大きな被圧帯は確認されていない	・緩衝材の設計（拡散場の保持の有無）
地下水化学特性	・塩化物イオン濃度が 0.1～0.4 M と比較的高い海水系地下水 ・pH は約 6～7 のほぼ中性 ・トータルの炭素が約 0.1 M 以下と推定 ・炭酸塩濃度は、0.1 mol/L 以下	・緩衝材、埋め戻し材および止水プラグの性能に与える影響を考慮した設計 ・オーバーパック材料の耐食性に与える影響（設計）
その他	・メタンガスの存在	・ガス湧出量の評価（事故の発生・拡大の防止、換気・避難に関わる避難経路の確保ができるような地下施設の設計（規模、数、配置）へ反映）

1）緩衝材の設計手法の概要

緩衝材の設計は、オーバーパックの外荷重に対する耐圧設計や緩衝材の膨出評価上必要となる埋め戻し材設計と相互に関連することから、図 4.1.1.1-1 に示すようにこれらの相互関係を考慮した個別設計フローを構築した。概略的な設計手順は次のようなものである。

- 緩衝材の設計要件のうちオーバーパック設計などの仕様情報を必要とせず緩衝材単独で設計可能な要件として、「低透水性」、「コロイドろ過性」、「自己シール性」、「製作・施工性」の 4 項目について、これらの要件を満足する範囲から緩衝材の仮仕様を設定する。
- 緩衝材の仮仕様をもとにオーバーパックや埋め戻し材の設計を実施する。
- オーバーパックおよび埋め戻し材の仕様をもとに、緩衝材の設計要件のうち「廃棄体支持性」、「応力緩衝性」および「自己シール性」の観点から緩衝材仮仕様の成立性を確認する。ここでこれらの要件を満足しなければ仮仕様を再検討する。

平成 17 年取りまとめでは、緩衝材の仮仕様の設定のための低透水性に関する検討については、ペクレ数による評価式から下限密度を 1.2 Mg/m^3 と設定した。また、コロイドろ過性に関しては、降水系地下水条件における緩衝材中の金コロイドの透過試験結果を参考に下限密度を 0.8 Mg/m^3 と設定した。自己シール性に関しては、フィンランドの POSIVA 社における判断基準をもとに幌延地下水条件で 0.1 MPa の膨潤応力を発現可能な下限密度として 1.22 Mg/m^3 を設定した。製作・施工性に関しては、原位置締固め方式とブロック方式に関する既存の調査研究事例をもとに、現場締固めについては有効粘土密度 1.56 Mg/m^3、ブロック方式については 2.04 Mg/m^3 を上限密度に設定した。これらの検討から緩衝材の仕様範囲を図 4.1.1.1-2 に示すように整理し、ベントナイト（70 %）+ケイ砂（30 %）、乾燥密度 1.6 Mg/m^3 を仮仕様として選定した。

オーバーパックおよび埋め戻し材の設計結果を踏まえた緩衝材仮仕様の確認では、廃棄体支持性として、オーバーパックの支持に必要となる緩衝材の一軸圧縮強度、応力緩衝性に関しては、イオン強度、地圧、静水圧および岩盤の力学特性を考慮した有効粘土密度と緩衝材厚さの検討、自己シール性に関しては、緩衝材やオーバーパックの定置上必要となるクリアランスなどの隙間の充填可能性についてそれぞれ検討を行った結果、仮仕様で十分にこれらの性能を満足できることを確認している。

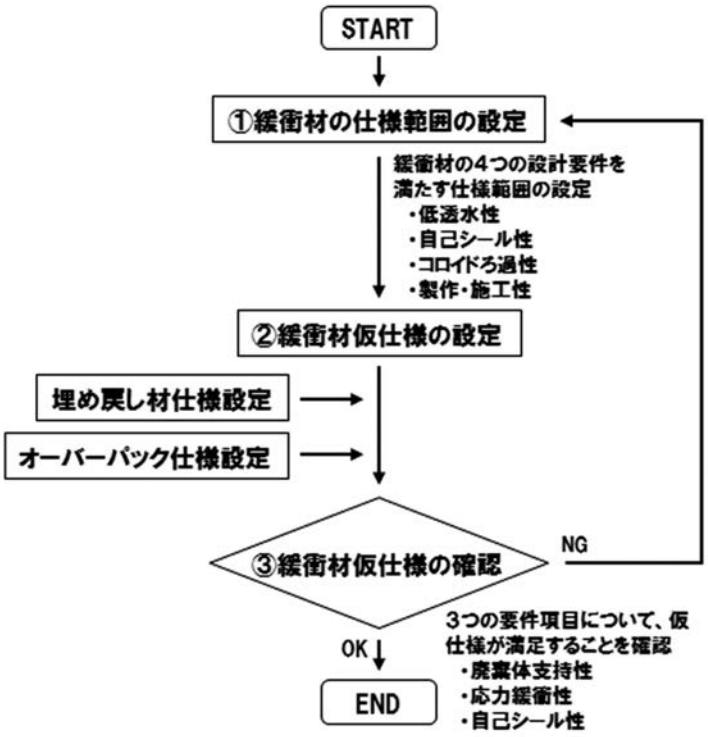


図 4.1.1.1-1　緩衝材設計フロー

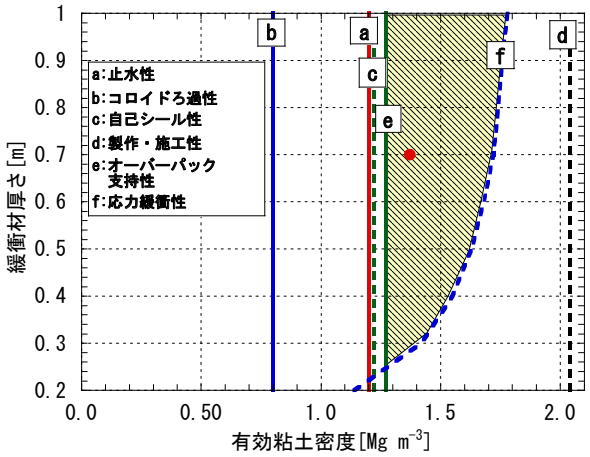


図 4.1.1.1-2　ブロック定置方式による緩衝材単独の仕様範囲
赤点は仮仕様（ベントナイト 70% + ケイ砂 30%、乾燥密度 1.6 Mg/m^3）の値を示す。

2) オーバーパックの設計手法の概要

オーバーパック材料選定においては主として「耐食性」、「耐圧性」、「耐放射線性」、「閉じ込め性」および「製作性」を、基本形状の設定においては、「耐食性」、「製作性」および「遠隔定置性」を考慮する必要がある。また、肉厚を設定する上では、「耐食性」、「耐圧性」および「放射線遮蔽性」が重要である[1)]。図 4.1.1.1-3 に炭素鋼、チタンおよび銅の各候補材料に対して、地質環境条件からの情報を考慮した設計フローを示す[3),4)]。なお、本設計フローでは、フィードバックのルートは省略されている。

オーバーパック設計検討で必要となる前提条件としては、①地下水組成、②想定深度、③地下水静水圧、④緩衝材仮仕様、⑤埋め戻し材仕様、⑥坑道仕様、⑦処分孔仕様、⑧ガラス固化体仕様である。

耐食性の検討については、幌延の地下水条件（塩化物イオン濃度、炭酸塩濃度、pH など）においては、炭素鋼、銅、チタンいずれの材料も使用可能であることから、平成 17 年取りまとめでは炭素鋼を対象に試設計を実施した。

炭素鋼オーバーパックの厚さの設定では、腐食代、強度代および放射線遮蔽厚さの足し合わせにより設定する。腐食代については、酸素（15 mm）と水の還元（20 mm）による腐食量から 35 mm と評価され、ここでは保守的に腐食代を 40 mm と設定した。

耐圧性については、地下水静水圧、緩衝材の圧密反力に関する検討からオーバーパックに作用する外圧が約 6 MPa となるため、これをもとに告示 501 号に基づき板厚の検討を行い、蓋部 80 mm、円筒部 30 mm と算出された。

放射線遮蔽厚さについては、ガラス固化体および緩衝材の仕様が第 2 次取りまとめと同様であることから、第 2 次取りまとめでの評価結果をもとに 150 mm とした。これらの検討結果から、オーバーパック厚さ（放射線遮蔽厚さ+腐食代）は、190 mm と評価した。

3) 人工バリア設計手法の適用性確認

平成 17 年取りまとめでは、幌延の深度 450 m における地質環境条件を事例として人工バリアの試設計を行い、設計手法の適用性を確認していることから、当該設計フローを用いて深度 350 m での人工バリア性能確認試験における人工バリアの試設計を行った。具体的には、平成 17 年取り

まとめでの検討に用いた地質環境条件と今回の条件との違いに焦点を当て、設計の見直しを行った。

緩衝材の設計については、透水性や膨潤特性等に影響を与える因子として、pH や塩化物イオン濃度の影響などが考えられる。pH については、深度 450 m の条件と同等であり、大きな違いはない。一方、塩化物イオン濃度については、深度 450 m 条件では約 7800 mg/L を用いていたが、深度 350 m のデータでは 4000 mg/L 前後の値となっているため、低透水性や自己シール性等の観点からの仕様範囲設定上は安全側の設定となっている。

オーバーパックの板厚については、耐圧厚さよりも放射線遮蔽厚さが上回ることから板圧 190 mm は妥当である。また、炭素鋼オーバーパックの不動態化条件については、深度 350 m における炭酸塩濃度は 0.1 mol/L 以下、pH も中性付近となっているため、不動態化せず全面腐食する領域にある。

以上のことから平成 17 年取りまとめでの試設計で示された結果は、深度 350 m での人工バリア性能確認試験における緩衝材やオーバーパックの仕様として十分適用可能であることから、平成 17 年度取りまとめで示した設計は、サイト環境条件に応じて柔軟に適用できることを確認した。

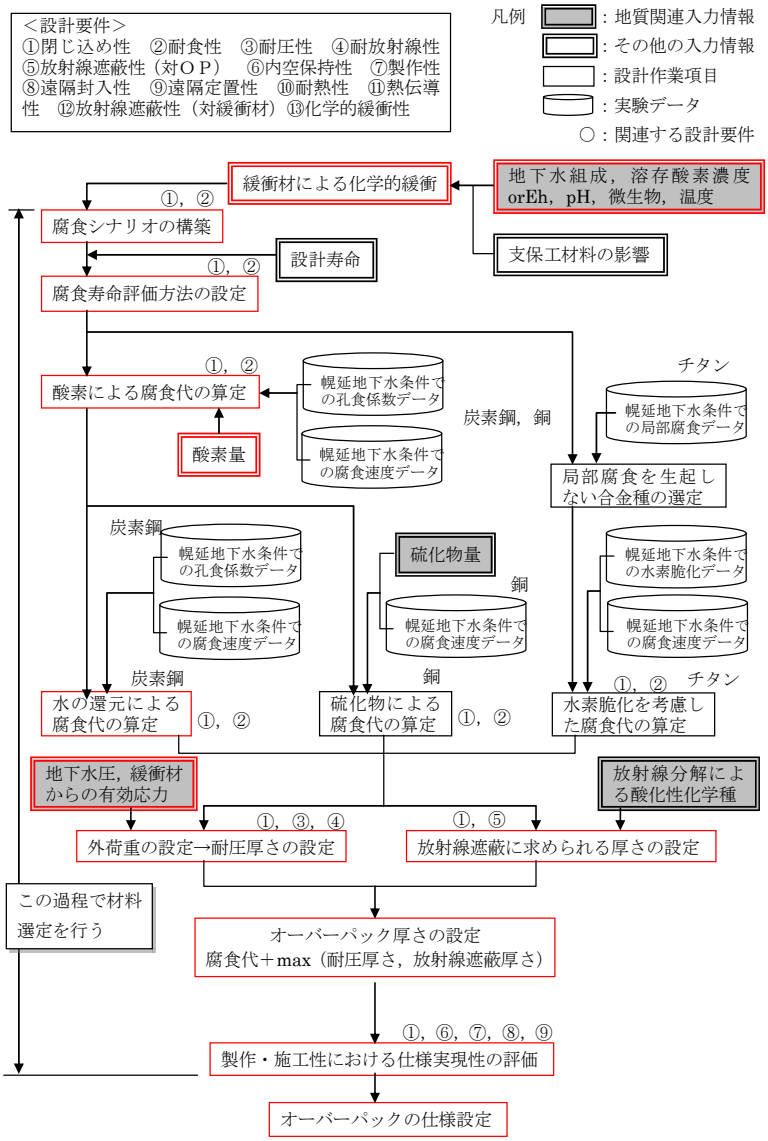


図 4.1.1.1-3　オーバーパック設計フロー

(3) 成果

平成 17 年取りまとめでの検討により設計フローに基づく深度 350 m を対象に設計の見直しを行った結果、緩衝材仕様の設定においては、サイト環境条件に応じて要件を満足する幅を設定することで柔軟な設計が可能であることを確認した。オーバーパックについては、実際の地質環境条件の下でも腐食や耐圧性を確保するための厚さは大きく変わらず、結果としてオーバーパックの厚さの大部分を占める放射線遮蔽厚さに関するデータの拡充がオーバーパックの大きさの減少に寄与することが明確になった。また、深度 450 m と深度 350 m とでは、設計上留意すべき地質環境条件（炭酸塩濃度や塩化物イオン濃度、pH など）に着目した見直しを行った結果、平成 17 年取りまとめで示された設計で包含されることを確認した。

(4) まとめ

第 2 次取りまとめにおける設計の考え方をベースとして構築した個別設計フローを用いた試設計により、実際の地質環境への適用性が確認できた。また、緩衝材、オーバーパックおよび埋め戻し材に関わる設計との相互関係や実際の地質環境に適用する際の留意点の定量的検討が具体的に行えるようになり、より合理的な設計が可能となるプロセスが構築できた。

4.1.1.2　閉鎖技術に関する設計手法の適用性確認

(1) これまでの研究成果

第 2 次取りまとめ [1)]では、埋め戻し材の設計要件を整理するとともに、埋め戻し材の主材として考えられる掘削ズリを想定し、礫や砂およびベントナイトの混合物を対象として、透水特性、締固め特性、膨潤特性および強度特性データを取得し、緩衝材の膨出抑制評価などを行い、埋め戻し材の仕様例として骨材 85 wt%、乾燥密度 1.8 Mg/m^3（有効粘土密度 0.6 Mg/m^3）を示したが具体的な設計フローは明示されていない。

松井ら [4)]は、埋め戻し材および止水プラグを対象に設計フローの検討を行うとともに、3 号ケイ砂とベントナイトを混合した試料を対象に幌延地下水条件での透水特性や膨潤特性データを取得し、埋め戻し材および止水プラグの仕様例を示した。具体的に埋め戻し材に関しては、幌延地下水条件において第 2 次取りまとめでの仕様例（有効粘土密度 0.6 Mg/m^3）と同程度の低透水性および自己シール性を担保でき、緩衝材の膨出抑制を考慮した仕様例として、骨材 60 %、乾燥密度 1.8 Mg/m^3 を示した。

止水プラグに関しては、諸外国の仕様例やカナダ原子力公社 AECL との共同研究として実施したトンネルシーリング性能試験での成果や室内試験による特性データなどをもとに、止水プラグを粘土ブロックと吹付け層で構成し、ケイ砂混合率 30 wt%、ブロックの乾燥密度を 1.9 Mg/m^3、吹付け層を 1.3 Mg/m^3 といった仕様例を示した。

(2) 実施内容

1)　埋め戻し材に関する設計検討

幌延における人工バリア性能確認試験では、坑道の埋め戻しに深度 350 m の稚内層の掘削ズリを使用し、坑道上半部は圧縮成型ブロックを、坑道下半部は現場締固めによる施工を前提に設計検討を実施した。埋め戻し材の設計要件については、「低透水性」、「自己シール性」、「製作・施工性」、「力学的安定性」とし、松井ら [4)]が検討した設計フローを具体化し、図 4.1.1.2-1 に示すフローを作成した。

設計要件である低透水性については、深度 350 m における岩盤の透水係数が 10^{-8} m/s～10^{-6} m/s の範囲にあることから、施工時のばらつきを考慮して、埋め戻し材の目標透水係数を 10^{-9} m/s 以下とした。また、自己シール性については、埋め戻し材の隙間充填性や坑道内キーブロックの崩落抑制を考慮した Autio ら [5)]の検討結果を基に 0.1 MPa 以上の膨潤圧が発現可能であることを目標とした。

これまでの埋め戻し材に関する透水特性や膨潤特性などの室内試験は、主に礫やケイ砂を混合した材料を対象としていたが、当該試験では稚内層の掘削ズリを混合するため、新たに透水特性、締固め特性および膨潤特性などのデータ取得のための室内試験を行った。

掘削ズリは、最大粒径を 20 mm 以下に粒度調整（砕石 2005 相当（JIS A 5005））するとともに、細粒径範囲（5 mm 以下分）に関してはそのまま試験に使用した。混合材料の試験に際しては、地盤工学会の定める基準にもとづき、供試体に混入する骨材の許容最大粒径を試料寸法の 1/5 以下とするため、供試体の直径を 100 mm、高さ 50 mm とした。

図 4.1.1.2-1 の設計フローに基づき室内試験結果から配合を設定し、転圧締固め試験やブロックの試作により製作・施工性を確認し、埋め戻し材の仕様を決定した。

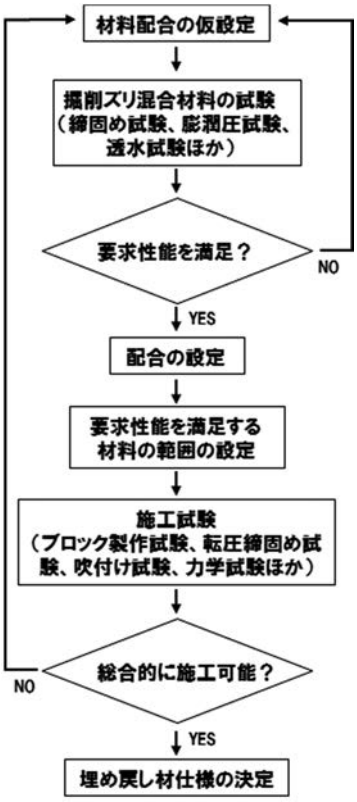


図 4.1.1.2-1　埋め戻し材の設計フロー

2)　力学プラグに関する設計検討

人工バリア性能確認試験における力学プラグについては、3.5 MPa 相当の水圧とベントナイト系材料の膨潤圧 0.5 MPa を加えた最大 4.0 MPa の圧力に耐える構造的安定性に加え、収縮等による水みちの形成、材料の分離および人工バリアへの化学的影響の抑制等を考慮し設計を行った。なお、配合検討にあたっては、人工バリアへの化学的影響の考慮、ならびに自己充填性の確保（ランク 1 相当）の観点から、低アルカリ性セメントを用いた低収縮性の高強度・高流動コンクリートの採用を前提に表 4.1.1.2-1 に示すように要求性能と配合要因を整理し、スランプフロー、凝結時間、ブリーディング、圧縮強度、膨張量などの試験（表 4.1.1.2-2）によりコンクリートの配合検討を行い、代表的な配合を選定した[6]。

また、温度応力によってプラグに貫通ひび割れが生じると力学的安定性を損なうとともに、それらのひび割れが水みちとなってプラグ背面からの漏水が生じることから、代表配合を対象に温度応力解析（解析ソフト：ASTEA MACS® Ver.6.6.2）を実施し、「2012 年制定コンクリート標準示方書（設計編）」のひび割れ指数によってひび割れ発生状況を予測確認した。温度応力解析における境界条件は、プラグ下部は完全拘束とし、プラグ上部の吹付け面との境界はテンションカット要素としてモデル化して解析を行った[7]。

さらに、プラグの切り欠き部を坑道掘削時に拡幅することによる掘削影響領域の分断および埋め戻し材の膨潤圧と注水圧（3.5 MPa）を考慮したプラグ部の形状に関する解析的検討を行った。なお、人工バリア性能確認試験の実施場所付近の岩盤が珪質泥岩で比較的に軟質な岩盤であることから、安全な掘削施工を考慮し、坑道掘削時に併せてプラグ切り欠き部の掘削を行う計画とした。そのため表 4.1.1.2-3 のように実際の施工計画に基づいて解析ステップを設定し、試験開始後の応力状態の検討を行った[8]。解析は、ABAQUS を用い、せん断強度 C、内部摩擦角 φ、静弾性係数 E などの岩盤物性値は、幌延深地層研究計画における地下施設の支保設計[9]の結果を用いた。

表 4.1.1.2-1　力学プラグ用コンクリートの要求性能と関連する配合要因

設計特性	配合上の対応	具体的な検討要因
高流動・充填性	高流動コンクリート、自己充填コンクリート	水粉体比、単位粗骨材容積（細骨材率）
ブリーディング抑制	低水結合材比、分離低減剤、高性能 AE 減水剤の使用	水粉体比、単位水量、混和剤、単位結合材量
低発熱性	低発熱性セメントおよび混合材の併用、単位結合材量の低減	低熱ポルトランド、石灰石微粉末、混合材（FA, SF 等）
低収縮性	低収縮性のセメント、膨張性の混和材および不活性微粉末の併用	低熱ポルトランド、膨張材、石灰石微粉末
低透水性	低水結合材比、均質性確保	水結合材比
低アルカリ性	岩盤や人工バリアに長期間化学的影響を与えることが少ない	低アルカリ性セメント

表 4.1.1.2-2　試験項目一覧

試験項目	試験規格	試験時期、試験内容、供試体など
スランプ	JIS A 1101	練上り直後（5 分後）、他適宜
スランプフロー	JIS A 1150	練上り直後（5 分後）、他適宜
空気量	JIS A 1128	練上り直後（5 分後）、他適宜、単位容積質量の計測も実施
O 漏斗流下時間	JSCE-F512	練上り直後（5 分後）、他適宜
コンクリート温度	JIS A 1156	練上り直後（5 分後）、他適宜
ブリーディング	JIS A 1123	練上り直後（5 分後）、他適宜
加圧ブリーディング	JSCE-F 502	練上がり後、フレッシュコンクリートに一定の圧力を加え、脱水量を経時計測
凝結試験	JIS A 1147	練上り直後（5 分後）にウェットスクリーニングして供試体を採取、貫入抵抗法
断熱温度上昇試験	－	空気循環式、練上り直後～材齢 14 日程度まで 供試体寸法：円柱 35 L：φ400×400 mm、1 体／配合
拘束膨張率	JIS A 6202	A 法（拘束枠を埋込み、膨張ひずみだけを対象）で実施 約 2 週間の 20℃水中養生期間で膨張率を計測
圧縮強度（若材齢）	JIS A 1108	材齢：1 日、3 日 供試体寸法：円柱 φ100×200 mm、6 本／配合
圧縮強度 （通常材齢）	JIS A 1108	材齢：7 日、28 日、56 日、91 日 供試体寸法：円柱 φ100×200 mm、12 本／配合
静弾性係数	JIS A 1149	材齢：7 日、28 日、91 日、コンプレッソメータ使用、圧縮強度試験時に測定
ポアソン比	－	材齢：7 日、28 日、91 日、コンプレッソメータ他使用、圧縮強度試験時に測定、縦ひずみと横ひずみの比から算定
割裂引張強度	JIS A 1113	材齢：3 日、7 日、28 日、56 日、91 日 供試体寸法：円柱 φ100×190 mm、15 本／配合
自己収縮ひずみ	JCI 高流動コンクリート委員会	高流動コンクリートの自己収縮ひずみ測定方法 埋込み型ひずみ計使用で凝結の始発時間からのひずみを自動計測 供試体寸法：角柱 100×100×400 mm、2～3 本／配合、（環境温度 20℃）
長さ変化率 （乾燥収縮ひずみ）	JIS A 1129	試験材齢：7 日水中養生後 乾燥材齢 1、3、7、14、21、28、56、91、182 日に測定 供試体寸法：角柱 100×100×400 mm、2～3 本／配合、（環境温度 20℃）
熱膨張係数	－	試験材齢：28 日、91 日 コンクリート角柱供試体に段階的に温度変化を与え、長さ変化を埋め込み型ひずみ計で計測
比熱	－	試験材齢 28 日、91 日　（熱伝導率と熱拡散率から算定）
熱伝導率	－	試験材齢：28 日、91 日、　供試体寸法 φ200×400 mm　1 体 円柱供試体の中心にヒーターで加熱し、平衡状態から温度勾配により算定
熱拡散率	－	試験材齢：28 日、91 日、　供試体寸法 φ200×400 mm　1 体 円柱供試体を 65℃に温水加熱し、10℃冷水中での経時温度変化で算定
透水係数	Input 法	浸透深さから評価、材齢 28 日、91 日 供試体寸法 φ15×30 cm から中央部を 10 cm 厚さで切り出したもの

表 4.1.1.2-3　プラグ部形状に関する数値解析手順
（丹生屋ほか，2015）[8)]

解析の流れ	状況	状況詳細
ステップ 1	自重	・地山自重のみの解析ステップ
ステップ 2	掘削	・試験坑道掘削ステップ
ステップ 3	構造構築	・坑道コンクリート構築、プラグを所定位置に設置 ・プラグ上部のみ不連続とする。
ステップ 4	載荷	・側方から 4 MPa の載荷（水圧 3.5 MPa＋膨潤圧 0.5 MPa）

(3) 成果

1) 埋め戻し材に関する設計検討

埋め戻し材の設計フローに基づき、掘削ズリとベントナイトの仮配合を掘削ズリ 60 wt%、ベントナイト 40 wt%として締固め特性および透水特性に関する試験を行った。締固めエネルギーを 1Ec、2Ec、4Ec の 3 条件で含水比と乾燥密度（図 4.1.1.2-2）、透水係数（図 4.1.1.2-3）の関係を求めた結果、1Ec で 10^{-9} m/s 以下の透水係数、乾燥密度 1.2 Mg/m^3 程度は確保可能であることがわかった[10),11)]。また、幌延地下水条件での膨潤圧試験を行い、乾燥密度 1.2 Mg/m^3 以上を確保することで 0.1 MPa 以上の膨潤圧が得られることを確認（図 4.1.1.2-4）した[12)]。

なお、これまでケイ砂混合材料を対象とした室内試験から有効粘土密度と膨潤圧、あるいは固有透過度との関係を整理してきたが、式 4.1.1.2-1 に示す有効粘土密度を求める際の混合材料の「土粒子密度」の取り方によって図 4.1.1.2-5 に示すように、これまでの成果と乖離する結果となることがわかった。この要因としては、これまでの室内試験で用いてきたケイ砂とは異なり、稚内層の間隙率は 50 %程度有し、粒径 2 mm≦20 mm が掘削ズリ全体の 80 wt%以上を占めることから、掘削ズリの土粒子密度（2.481 Mg/m^3）を用いることで比較値にズレが生じたものと考えられる。掘削ズリ内部の微細空隙を考慮した見かけの密度（1.369 Mg/m^3）を用いて評価した場合、これまでの成果と整合する結果（図 4.1.1.2-6）となることから、混合材料の特徴を踏まえ土粒子密度の取り方を考慮することで、これまでの評価方法が適用可能であることがわかった。

$$\rho_e = \rho_d(100 - R_s)/(100 - \rho_d \cdot R_s/\rho_s) \qquad \text{（式 4.1.1.2-1）}$$

ここで、ρ_eは有効粘土密度（Mg/m^3）、R_Sは混合材の混合率（wt%）、ρ_dは乾燥密度（Mg/m^3）、ρ_Sは混合材料の土粒子密度（Mg/m^3）である。

これらの試験データをもとに幌延の地下水条件での設計検討を行った結果、掘削ズリ 60 wt%＋ベントナイト 40 wt%、乾燥密度 1.2 Mg/m^3 以上とした。

上記仕様をもとに、ハンドガイドローラーを用いた転圧締固め試験[13)]、ならびに埋め戻し材ブロックの試作を行い製作・施工性を確認した[14),15)]。転圧締固め試験については、目標含水比を 30 %（1Ec の最適含水比程度）、目標巻き出し厚さ 130 mm として、前後進コンパクタ（作業重量約 400 kg、振動数 70 Hz、起振力 45 kN）を用いて転圧締固めを行い、砂置換法による密度測定およびレベル測量を行った。転圧回数と乾燥密度の関係では、転圧回数 12 回でほぼ密度の上昇は収束する結果であり、その時点での砂置換法による密度の測定結果は 1.201 Mg/m^3 であった。また、施工後のサンプリング試料による測定では、平均的な乾燥密度は 1.28 Mg/m^3、平均含水比は約 27 %、一軸圧縮強度は約 137 kN/m^2 であった。

ブロック製作試験については、ブロックの製作・加工性を考慮するとともに、坑道とブロック間の隙間を考慮し、飽和膨潤後の坑道の埋め戻し部全体の平均乾燥密度が 1.2 Mg/m^3 以上となるよう、目標乾燥密度を 1.4 Mg/m^3 とした[16),17)]。

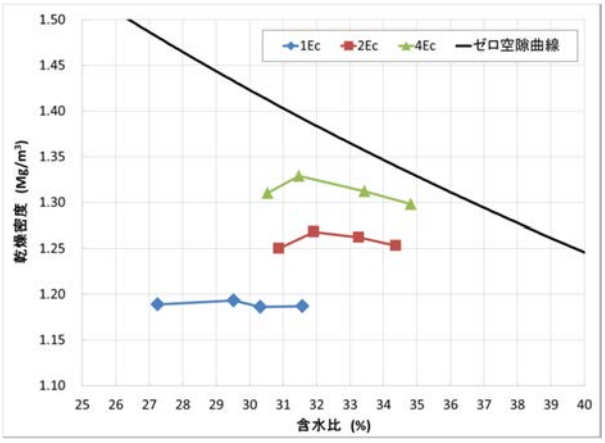


図 4.1.1.2-2　含水比と乾燥密度の関係

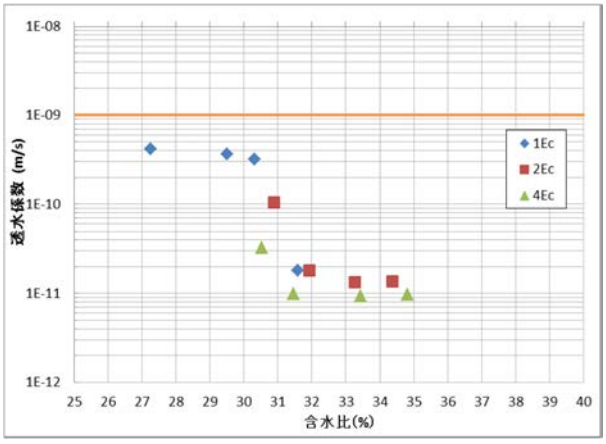


図 4.1.1.2-3　含水比と透水係数の関係

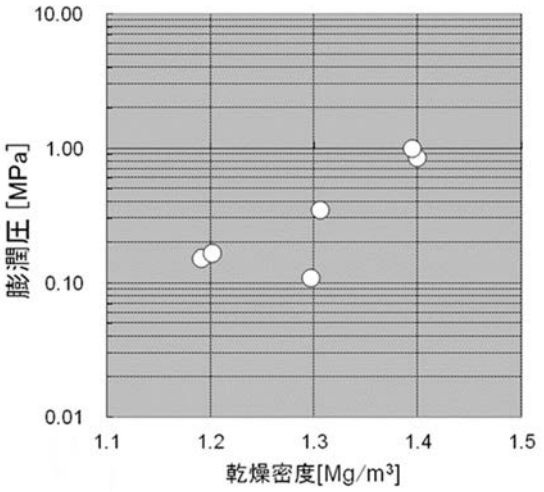


図 4.1.1.2-4　乾燥密度と膨潤圧の関係

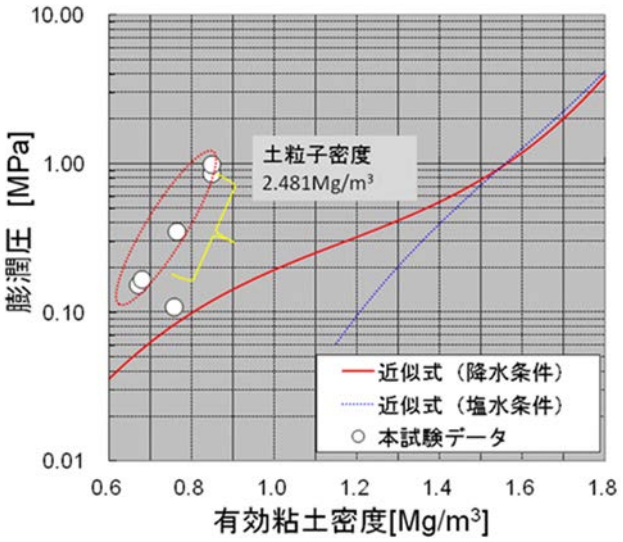


図 4.1.1.2-5　有効粘土密度と膨潤圧の関係

（土粒子密度で計算した場合）

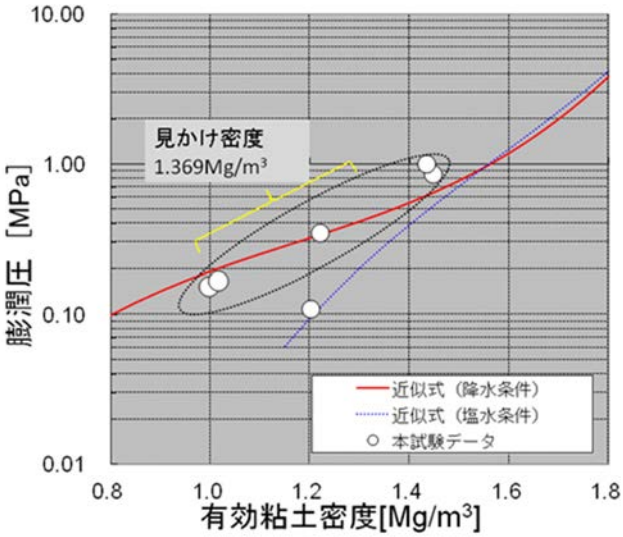


図 4.1.1.2-6　有効粘土密度と膨潤圧の関係

（見かけの密度で計算した場合）

2) 力学プラグに関する設計検討

力学プラグ用コンクリートの配合検討では、基本配合の検討、最適水結合材比の選定および膨張材混入量の選定を行い、代表的な配合を抽出（表 4.1.1.2-4）し[18]、コンクリート硬化時の温度応力に起因するひび割れを考慮した温度応力解析を行った。温度応力解析の結果、「2012 年制定コンクリート標準示方書（設計編）」の「ひび割れを防止する場合」に相当するひび割れ指数 1.85 以上を全ての箇所にて満足していることを確認（図 4.1.1.2-7）し、実施工においては打ち込み温度を管理することでひび割れ防止を実施することとした[7]。なお、図 4.1.1.2-8 に示す事前解析結果と温度実測値の比較結果から分かるように、全般的な温度挙動の傾向がほぼ一致していることから、事前の予測精度が良好であり、コンクリートのひび割れに対する健全性が保たれていることが示唆された。

一方、プラグ部形状検討に関しては、図 4.1.1.2-9 に力学プラグの概要、図 4.1.1.2-10 に切り欠き部を 2 m まで掘削した時刻における掘削解析のステップ図をそれぞれ示す。解析ステップは掘削の進行と同様に 1 m ごととした。また、覆工の若材齢時の剛性を考慮するため、覆工設置直後は打設後 1 日目のコンクリートの剛性を与え、2 ステップ後に所定の剛性が発現するものとした。解析結果として相当塑性ひずみ分布と局所安全率分布を図 4.1.1.2-11 に併せて示す。ここで、図中の A 点付近では相当塑性ひずみが発生しておらず、プラグ切り欠き部で塑性域を分断する結果になった[8]。以上の結果から、プラグ切り欠き部の施工は坑道掘削段階において順次拡幅掘削を行い、支保工設置、吹付けコンクリート施工を行うことにより、プラグの要求性能を満足し、かつ、安全な掘削施工ができると判断された。なお、解析では 2 ステップ遅れで 24 時間強度を持つ覆工が配置されることとしているが、実施工では 1 ステップごとに支保工、吹付けを施工することとした。

表 4.1.1.2-4　力学プラグ用コンクリートの代表配合と使用材料

W/B (%)	s/a (%)	単位量 (kg/m³)							
		W	HFSC424			Ex	S	G	SP
			LPC	SF	FA				
32.5	47.9	165	195	98	195	20	760	837	B×1.575 %

使用材料	記号	製品名	密度 (g/cm³)
セメント	LPC	T 社製　低熱ポルトランドセメント	3.22
フライアッシュ	FA	H 社製　フライアッシュ II 種	2.32
シリカフューム	SF	E 社製　エルケムマイクロシリカ	2.22
膨張材	Ex	T 社製　ハイパーエクスパン LR	3.05
細骨材	S	幌延町浜里産　砂	2.65
粗骨材	G	旧上磯町袴朗産　石灰砕石	2.70
高性能 AE 減水剤	SP	B 社製　ポリカルボン酸エーテル系	—

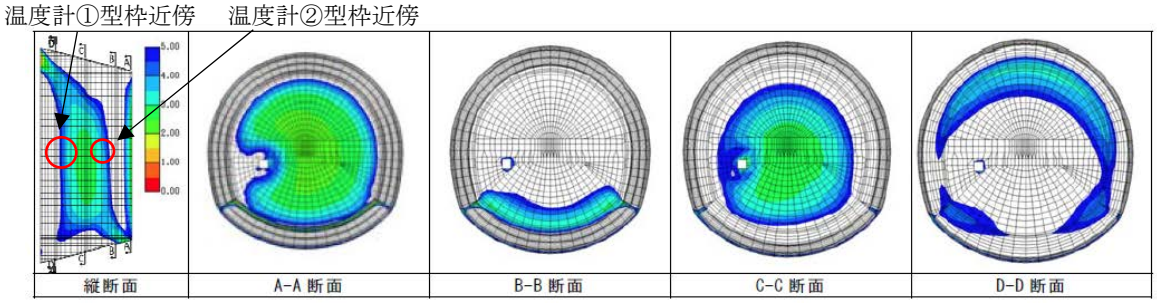


図 4.1.1.2-7　温度応力解析結果
（ひび割れ指数分布図）

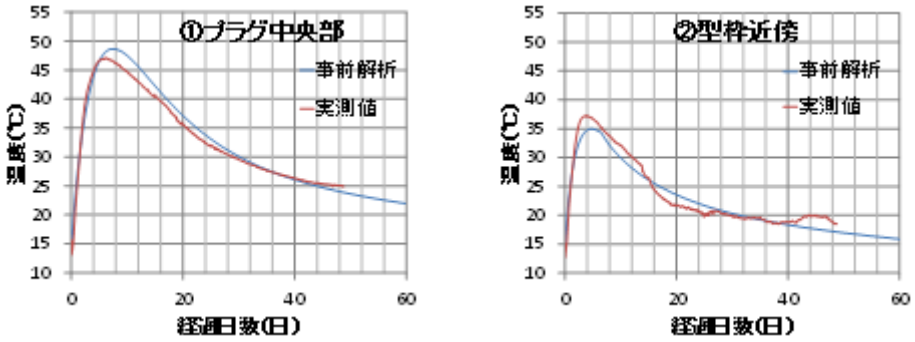


図 4.1.1.2-8　事前解析結果と温度実測値の比較

（温度計位置は図 4.1.1.2-7 参照）

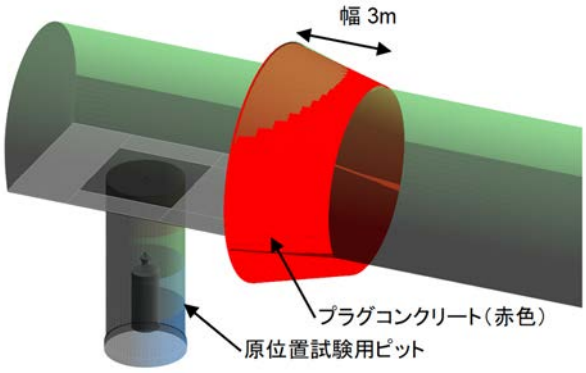
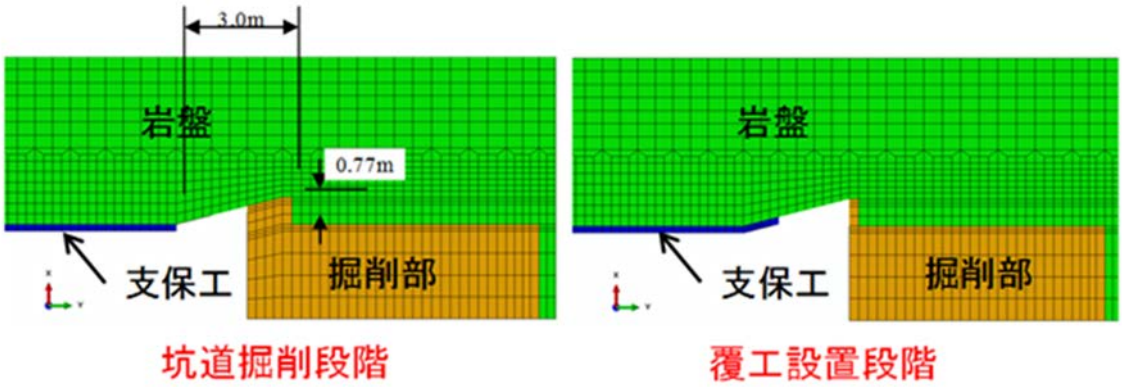


図 4.1.1.2-9　プラグ概要図



ステップ	事　象	概　　要
Step 1	自重解析	岩盤に所定の地圧を与える。
Step 2～25	掘削解析	掘削長 1 m ごとに試験坑道の掘削を行う。 掘削部に対して 2 ステップ遅れて覆工を設置する。

図 4.1.1.2-10　掘削解析ステップ

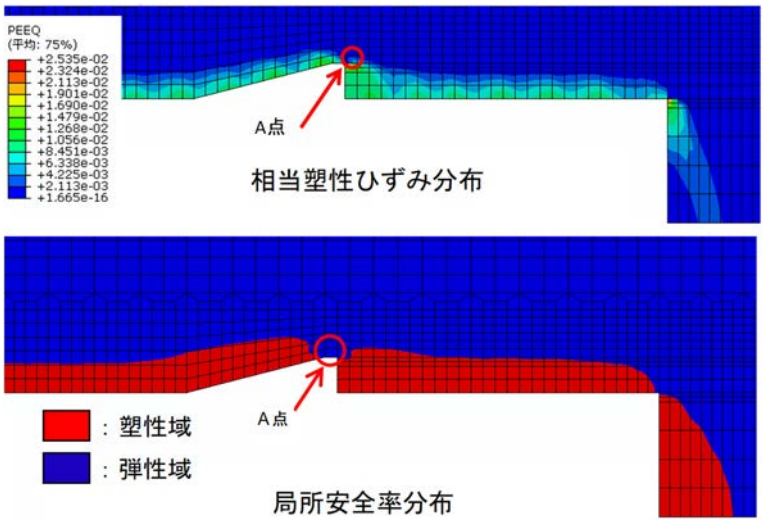


図 4.1.1.2-11　掘削解析結果（プラグ切り欠き部）

(4) まとめ

1) 埋め戻し材に関する設計検討

埋め戻し材の具体的な設計フローを構築し、幌延の地質環境条件を一例とした試設計を行うことにより、設計フローの適用性を確認した。また、掘削ズリを用いる場合、混合材料の特徴を踏まえて有効粘土密度を算出することで、これまでのとおり有効粘土密度と膨潤圧との関係などを評価可能であることを確認した。

2) 力学プラグに関する設計検討

プラグ形状の解析検討の結果、プラグ切り欠き部の施工は坑道掘削段階において順次拡幅掘削を行い、支保工設置、吹付けコンクリート施工を行うことにより、プラグの要求性能を満足し、かつ、安全な掘削施工ができると判断された。また、温度応力解析の結果、ひび割れ指数 1.85 以上を全ての箇所にて満足していることを確認し、実施工においては打ち込み温度を管理することでひび割れ防止を実施することとした。

4.1.1.3　人工バリアの製作・施工および品質管理手法の適用性確認

(1) これまでの研究成果

緩衝材の製作・施工方法については、ブロック、締固め、ペレット充填など幾つかの方法が示されており、国内外においてそれらの施工実証試験が行われている[19),20)]。また、品質管理については、管理項目などの整理や品質管理手法の適用試験などが行われており、品質管理項目と計測方法の整理として、測定時間や精度、計測範囲などの整備も実施されてきた[21)]。

オーバーパックについては、TIG（Tungsten Inter Gas）溶接やMAG（Metal Active Gas）溶接などの溶接手法の整理や実規模大の模擬オーバーパックを対象とした溶接試験を通して、オーバーパックの製作実現性の検討が行われた[20)]。また、オーバーパックの施工品質については、溶接部位の検査技術として、非破壊検査手法の構築を目的とした検討が行われ、超音波探傷技術の組み合わせや検出限界寸法などの知見が整理されている[21)]。

緩衝材やオーバーパックに関する製作・施工、ならびに品質管理に関わるこれらの知見については、技術メニューとして整備されている[21)]。

(2) 実施内容

人工バリア性能確認試験は、幌延の地質環境を事例に、処分孔竪置き方式を対象とした試験であり、実規模大の緩衝材および模擬オーバーパックの製作・施工といった工学的実現性の確認、ならびに品質管理手法の適用事例の提示を目的として実施した[15),22)]。図 4.1.1.3-1 に試験の概念図を示す。

1) 緩衝材

人工バリア性能試験の緩衝材の仕様については、幌延の地下環境条件を対象とした4.1.1.1での試設計結果より、混合土（ベントナイト:ケイ砂＝70:30 wt%）、乾燥密度1.6 Mg/m^3（飽和膨潤後）とした。ベントナイトにはクニゲルV1（クニミネ工業（株））を使用し、ケイ砂については3号と5号を1:1で混合したものを使用した。製作する緩衝材ブロックは、図 4.1.1.3-2 に示すように1段あたり8分割（扇形ブロック8個）もしくは9分割（扇形ブロック8個と円柱形ブロック1個）とした。

緩衝材ブロックの製作は、混合土を金型に投入し圧縮成型機械により静的に圧縮成型を行った。緩衝材ブロック製作時の乾燥密度は、膨潤後に1.6 Mg/m^{3}が達成されるように、1.8 Mg/m^{3}を設定した。製作工程の概略を以下に示す。

(i) ベントナイトとケイ砂の混合土の製作（成型前）

クニゲルV1とケイ砂をそれぞれ計量し、アイリッヒミキサにより混合した。混合水は水道水を使用し、混合土の含水比が10.5 %となるように調整した。このとき、材料の混合状態を目視で確認し、ムラの無いように混合時間を調節した。製作した混合土は、含水比が変化しないように、内袋付の大型土のう袋に保管した。

(ii) 緩衝材ブロックの製作（成型時）

乾燥密度 1.8 Mg/m^3 を達成するために必要となる金型への混合土の設計投入量は扇形ブロックで299 kg、円柱形ブロックで368 kgとなるが、金型への材料の付着などによる損失を考慮し、実投入量を扇形ブロックで+13 kgの312 kg、円柱形ブロックで+9 kgの377 kgとし、製作上の目標乾燥密度を1.853 Mg/m^{3}とした。なお、扇形ブロックについては、製作の進捗に伴い作業性が向上したことから実投入量を+7 kgの306 kgへ見直した。

緩衝材ブロックは 2000 t プレスを用い、成型厚さを設計値である 350 mm を確保するために、加圧力を 300 t 以上と設定した。実際にブロックごとに制御を行った結果、加圧力の実績は 510 t～800 t となった（図 4.1.1.3-3）。

(iii) 緩衝材ブロックの梱包・保管（成型後）

圧縮成型を終えた緩衝材ブロックについては、金型内から抜きだし、寸法と質量測定を行った。その後、ブロックの外観を目視により確認した。これらの確認が終了したブロックは、含水比の変化を防ぐために 1 個ずつラップで養生し、4 個ずつ木箱に収納した（図 4.1.1.3-3）。

緩衝材ブロックの品質管理に関しては、第 2 次取りまとめ [1]において、混合土製作時の含水比やベントナイト混合率、成型後の外観や寸法、質量測定が品質管理項目の例として挙げられている。緩衝材ブロックの製作に際してはブロックごとのばらつきを少なくし、設計仕様を満たすために、表 4.1.1.3-1 に示すように成型前、成型時、成型後の各々の段階における管理項目に対して管理基準値を設定した。成型前においては、混合土の含水比とベントナイト混合率を管理項目として、それぞれが仕様を満たしていることを含水比測定とメチレンブルー吸着量を測定することにより確認した。成型時においては、材料投入量、成型圧力、圧縮保持時間を管理項目とした。材料投入量は、成型後の緩衝材ブロックの乾燥密度の誤差範囲を 1.8 Mg/m^3±0.1 Mg/m^3 とすると、質量にして扇形ブロックで 299 kg±16 kg、円柱形ブロックで 368 kg±20 kg となり、この値を管理基準値として設定した。成型後においては、ブロックの寸法および質量を管理項目として、製作したブロックが仕様を満たしていることを確認した。また、ブロックの外観を目視で確認することにより、ひび割れや欠けがないか確認した。これらの品質管理を効率的に実施するために、ブロックごとに表 4.1.1.3-2 に示すようなデータシートを作成した。

緩衝材ブロックの試験孔内への設置については、処分孔竪置き方式の緩衝材ブロックの定置に対して、原子力環境整備促進・資金管理センター（以下、原環センター）が真空把持装置を用いた緩衝材の搬送定置技術を開発しており、すでに地上での試験により適用性が確認されている。そこで、地下での真空把持方法の適用性の確認を目的に緩衝材ブロック 1 個用の簡易的な真空把持装置を用いて緩衝材ブロックの定置を実施した。なお、計測センサーの設置のために溝加工された緩衝材については、真空把持方法が利用できないことから、機械式の把持装置による定置も併用して行った。

2) オーバーパック

模擬オーバーパックは、幌延の地下環境条件を対象とした 4.1.1.1 での検討結果より、炭素鋼オーバーパックの仕様例を決定した。一方、本試験における模擬オーバーパックとしての要件は、①実際の（ガラス固化体を封入した）オーバーパックと重量および大きさが同等であること、②ガラス固化体からの発熱を模擬できるよう表面温度が制御できること、③表面の腐食状態（面積、深さなど）が評価できること、および④緩衝材の膨潤圧（最大 0.5 MPa 程度）と試験箇所である深度 350 m での静水圧に耐えうる力学的構造を持つこと、などが挙げられる。したがって、本試験における上記要件や地下坑道内の揚重設備などの仕様を考慮して、模擬オーバーパックは、肉厚を 50 mm の筒状とし、内部に錘をいれることにより実際のオーバーパックの重量（約 5.7 t）を再現した。また、温度を再現するためにオーバーパックの空洞部分に熱媒体のオイルを充填し、ヒーターにより加熱する構造とした [15]。

炭素鋼材料としては、日本工業規格の圧力容器用炭素鋼鍛造品（JIS G 3202）に基づき SFVC1 を使用することとした。製造工程および検査項目等については、JIS G 0306 や JIS Z 2241 などに準拠し、表 4.1.1.3-3 に示すとおり実施した。製造時の状況を図 4.1.1.3-4 に示す。なお、

模擬オーバーパックの要件にある表面の腐食状態評価のために、表面仕上げを＃600 とし、その外観の出来を目視により確認した（図 4.1.1.3-4 (d)）。

加熱用のヒーターは、発熱部をガラス固化体の同等の長さである 1350 mm に設定し、発熱量を最大 13 kW とした。発熱部は 2 つに分割して作製し、熱対流によりオーバーパック内部の温度を均一にすることを指向した。

模擬オーバーパックは、緩衝材ブロックを7段目まで設置した後に緩衝材中心に定置した。

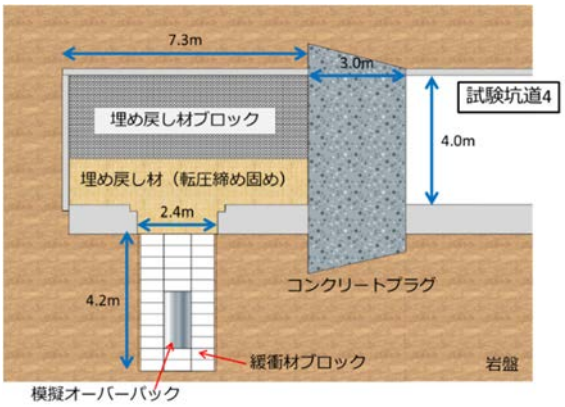


図 4.1.1.3-1　人工バリア性能確認試験概念図

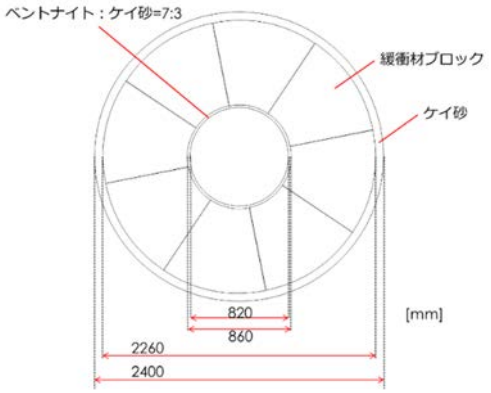


図 4.1.1.3-2　緩衝材ブロック断面

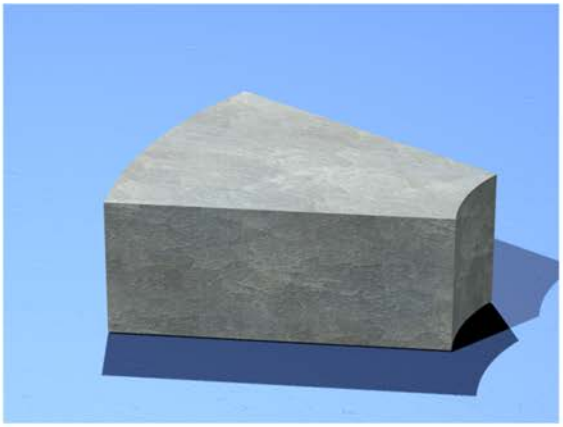
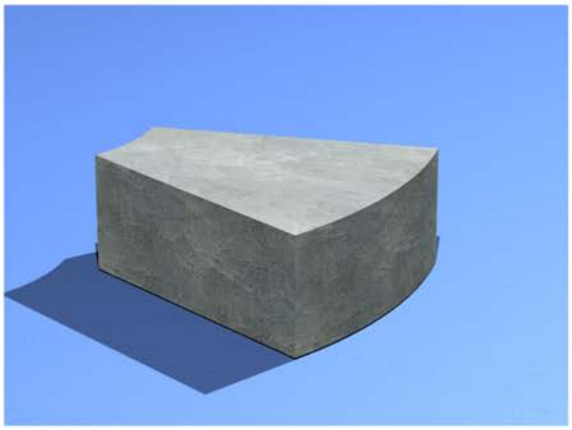
(a) 圧縮過程　　(b) ラップ養生

図 4.1.1.3-3　緩衝材ブロック製作過程

表 4.1.1.3-1　緩衝材ブロックにおける品質管理項目

成型前				
項目	確認方法	設定値	管理基準値	頻度
含水比	JIS A 1203 に基づいて混合土の含水比を測定する。	10.5 %	10.5 %	-
メチレンブルー吸着量	JBAS-107-91 に基づいて混合土のメチレンブルー吸着量を測定する。	ベントナイト混合率：70 wt%	ベントナイト混合率：70 wt%	-
成型時				
項目	確認方法	設定値	管理基準値	頻度
材料投入量	圧縮成型機の金型への材料投入量をクレーンスケールにて測定する。	扇形 1/8：299 kg/個 円柱形：368 kg/個	扇形 1/8:299 kg±16 kg 円柱形：368 kg±20 kg	ブロック 1 個毎
成型圧力	圧縮成型機の加圧力を目視確認する。	加圧力：300 t 以上 成型圧力：10 MPa 以上	緩衝材ブロックの出来形厚さの 350 mm を確保できるよう加圧力、成型圧力を確保する。	ブロック 1 個毎
圧縮保持時間	圧縮保持時間をストップウォッチ等にて測定する。	20 分以上	同上	ブロック 1 個毎
成型後				
項目	確認方法	設定値	管理基準値	頻度
ブロック寸法	金型から脱型したブロックの寸法を測定する。	厚さ 350 mm	設定値±5 mm	ブロック 1 個毎
ブロック質量	金型から脱型したブロックの質量をクレーンスケールで測定する。	扇形 1/8：299 kg/個 円柱形：368 kg/個	材料投入量の管理基準値と同じ	ブロック 1 個毎
ブロック外観	脱型したブロックの外観を目視によりひび割れや欠けがないか確認を行う。		表面が密実で明らかなひび割れや端部の欠けがない。	1 回/月

表 4.1.1.3-2　緩衝材ブロック製造時の品質管理シートの例

ID No.		ID No.007(新7-3)							
ブロック製作No.		70-CO10.5-1/8-350-1.85-007				目標乾燥密度		1.853	Mg/m^3
成形完了日時		2013年　11月　11日　16時　10分							
成形完成時温度湿度		温度		14.9	℃	湿度		51	%RH
材料仕様		Batch No.		2013.10.29 4～6パッチのハンパ		含水比		10.50%	
製作方法		スペーサによる圧縮高さ制御方式（打ち継ぎ無し）							
成形データ		材料投入量kg				成形目標ブロック高さmm		圧縮中の乾燥密度Mg/m^3	
		312.0				345		1.91	
成形パラメータ	加圧力(t)	790							
	計算値(MPa)	18.1							
	加圧時間	3分							
	保持時間	20分							
金型寸法	測定部位	ピストン				シリンダー			
		①	②	③	平均	①	②	③	平均
	測定値mm	697.50	698.00	698.00	697.83	700.00	700.00	700.00	700.00
脱型直後ブロック寸法	高さ(mm)	測定部位	①	②	③	④		平均値mm	
		測定値	351	351	351	350		350.8	
	厚さ(mm)	測定部位	①	②	③	④	⑤	平均値mm	
		測定値	702	702	702	702	702	702.0	
質量		311.50					kg		
密度 Mg/m^3	測定タイミング	圧縮中				脱型直後			
	湿潤密度	2.11				2.06			
	乾燥密度	1.91				1.866			
外観	☐ ひび割れ ☐ 欠損 ☐ 金型付着 ☐ その他								
									
備考		4～6パッチのハンパ：309kg 8-9：3kg							

(a) 炭素鋼鋳塊

(b) 熱処理工程

(c) 中空鍛造工程

(d) 仕上がり状況

図 4.1.1.3-4　模擬オーバーパックの製作工程

表 4.1.1.3-3　模擬オーバーパックの製造工程と検査項目

工程名	試験検査および確認事項	規格・基準等
素材	化学成分・寸法・外観	JIS G 3202 SFVC1
鍛造	鍛錬成形比・鍛造加熱および終止温度・鍛造後冷却方法・外観・寸法	3S 相当以上
焼きならし	加熱温度・保持時間・冷却方法	N:875 ℃±25 ℃
試験片採取	位置・数量	
納入加工	外観・寸法	図面
最終検査	機械試験・超音波探傷検査・外観・寸法検査	JIS G 3202 SFVC1 JIS G 0587　1 種 図面および製造要領確認
出荷	防錆	

(3) 成果

1) 緩衝材

緩衝材ブロックの品質管理は、表 4.1.1.3-1に示した品質管理項目に基づいて実施した。実施した品質管理について、成型後の工程を例に示す。図 4.1.1.3-5に示すように扇形、円柱形のブロックにともに厚さを4か所測定した。また、測定値を抜粋して表 4.1.1.3-4および表 4.1.1.3-5に示す。この測定結果より、製作した緩衝材の厚さは、管理基準値である350 mm±5 mmの範囲にあることを確認した。さらに、製作した緩衝材ブロックの全てについて、脱型後に測定した寸法および質量より湿潤密度を求め、緩衝材ブロックの平均含水比10.5 %より乾燥密度を算

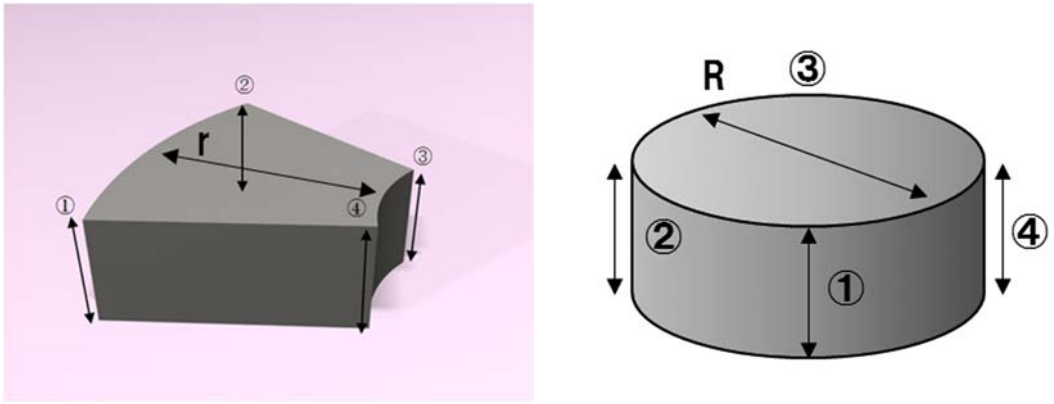
出した平均値は、1.839 Mg/m^{3}となり管理基準値の1.8 Mg/m^3±0.1 Mg/m^{3}を満たしていることを確認した。以上のように製作時の品質管理を行うことで出来上がった緩衝材ブロックの管理基準値を満たしていることを確認した。

緩衝材ブロックを試験孔内へと設置するために用いた真空把持装置は、真空パッド（直径500 mm）およびポンプから構成される。設置作業は、真空パッドをクレーンにて移動させながら実施した。緩衝材ブロックの設置状況を図 4.1.1.3-6に示す。真空把持装置の管理値として、真空パッドの圧力を-0.08 MPa～-0.1 MPa（把持能力1500 kg以上）とした。この値は、原環センターが開発した搬送定置装置[23]における管理値と同様である。また、人工バリア性能確認試験で用いる緩衝材の一部には、試験中のデータ計測を目的として熱電対や土圧計、光学式pH計など各種センサーを設置した。これらのセンサーおよび計測ケーブルの設置のために、該当する緩衝材ブロックにはサンドブラストによる溝加工を施した（図 4.1.1.3-7）。これら溝加工を施したブロックの設置には、真空把持装置の代わりに機械式把持装置を用いた。機械式把持装置は、クレーンでつり上げることによって緩衝材ブロックを左右から挟み込む機構である。装置は、扇形ブロック用（最大使用荷重400 kg）と円柱形ブロック用（最大使用荷重800 kg）の2種類を使用した。いずれの場合においても、設計通りの位置へ緩衝材が定置できることを確認した。

2) オーバーパック

模擬オーバーパックの製造に関しては、製造品の品質管理として、化学的不均質や鋳造・鍛造および熱処理の状態・金属結晶粒の大きさや介在物の有無などを把握するため、製造した模擬オーバーパックから試料を採取し、マクロ組織試験（JIS G 0553）および顕微鏡組織検査を行った。マクロ組織試験では、図 4.1.1.3-8より円筒形内側において周方向に連続した黒い部分（例えば、矢印部）が若干見られるが、製造品内の割れや空隙（多孔）などの物理的な不均質は認められなかった。顕微鏡組織検査については、図 4.1.1.3-9より周方向および軸方向どちらも結晶はほぼ粒径状を呈しており、鍛流線は見られない。また、各結晶の分布割合（黒と白い結晶）に差異が見られないことから、胴体の軸方向および周方向のどちらの方向に対しても均質であり、製造過程では素材全体に熱処理が施されたと判断できる。結晶についてもどちらの試料もフェライト（白い結晶）とパーライト（黒い結晶）で構成されている。これより、溶鋼成分値における炭素含有率が0.8 wt%よりも少ない素材を900 ℃以上で加熱後、冷却されたことが分かる。結晶形状は、ほぼ等粒状を呈しており、急冷した場合にのみ生成される鉱物も見られないことから、比較的ゆっくりと冷却されたものと考えられる。なお、急冷した場合には、結晶の細粒化、別途鉱物の晶出、結晶に亀裂等の欠陥などが見られる場合が多い。

また、製作した本体および上下の蓋は材料試験を実施し、降伏点：205 N/mm^{2}以上、引張強さ：410 N/mm^2～560 N/mm^2、伸び：21 %以上、絞り：38 %以上の基準値を満たしていることを確認した。模擬オーバーパックの総重量は約5.7 tであり、試験坑道4のクレーンの揚重制限により、模擬オーバーパックの組み立て後に試験孔内に定置することができないため、本体と下部の蓋を組み立てた状態で試験孔に定置し、残りの部材は孔内で組み立てた。設置状況を図4.1.1.3-10に示す。



(a) 扇型ブロック　　(b) 円柱形ブロック

図 4.1.1.3-5 緩衝材ブロックの厚さの測定箇所

表 4.1.1.3-4 扇形ブロックの成型時データ（抜粋）

ID	ベントナイト投入量（kg）	成型力 (t)	成型圧力 (MPa)	圧縮保持時間 (min)	ブロック厚さ（mm）					質量 (kg)
					①	②	③	④	r	
1/8-001	312	800	18.4	20	351	351	351	350	702.2	311.5
1/8-021	312	850	19.5	20	351	351	350	350	702.0	311.5
1/8-041	306	710	16.3	20	351	351	351	351	701.6	305.5
1/8-061	306	700	16.1	20	351	351	350	301	702.0	305.0
1/8-081	306	600	13.8	20	350	350	351	351	701.4	306.0
1/8-101	306	580	13.3	20	350	350	350	350	701.4	305.0
1/8-121	306	500	12.6	20	350	350	350	350	701.4	305.5
基準値	299+13 or 7	≧300	≧10	≧20	350±5				700	299±16

表 4.1.1.3-5 円柱形ブロックの成型時データ

ID	ベントナイト投入量（kg）	成型力 (t)	成型圧力 (MPa)	圧縮保持時間 (min)	ブロック厚さ（mm）					質量 (kg)
					①	②	③	④	R	
S-001	377	800	14.9	20	351	351	351	351	822	376.0
S-002	377	800	14.9	20	351	351	351	351	822	376.5
S-003	377	700	13.1	20	351	351	351	351	821	376.0
S-004	377	800	14.9	20	351	351	351	351	822	376.0
S-005	377	720	13.4	20	351	351	350	350	821	376.5
S-006	377	700	13.1	20	351	351	350	350	821	377.0
S-007	377	710	13.2	20	351	351	350	350	821	376.5
基準値	368+9	≧300	≧10	≧20	350±5				820	368±20

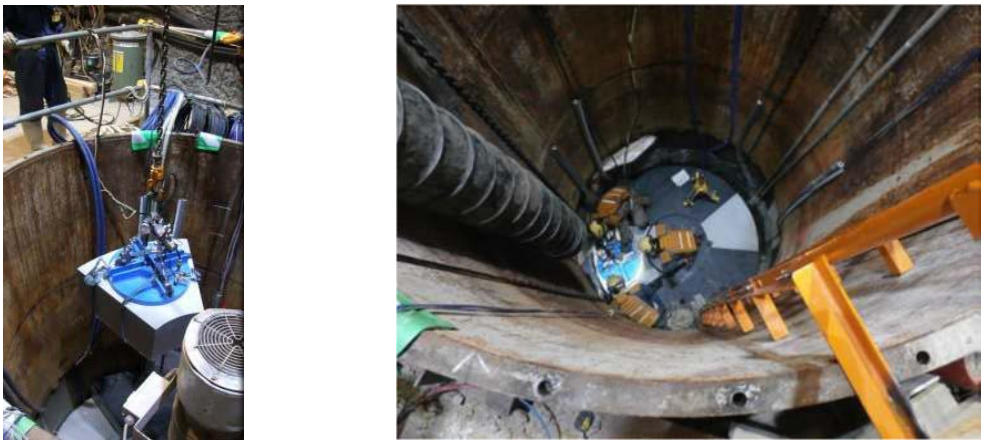


図 4.1.1.3-6　緩衝材ブロックの定置作業

(a) サンドブラストによる溝の構築　　(b) 仕上がり状況

図 4.1.1.3-7　緩衝材ブロックの加工状況

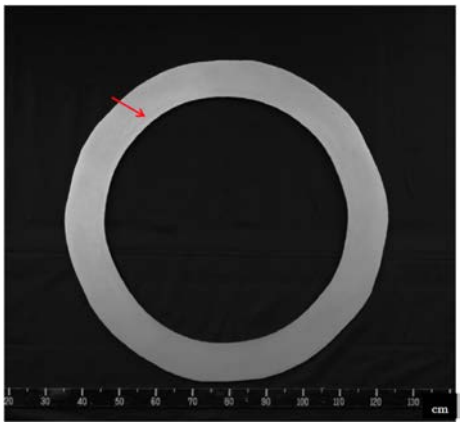
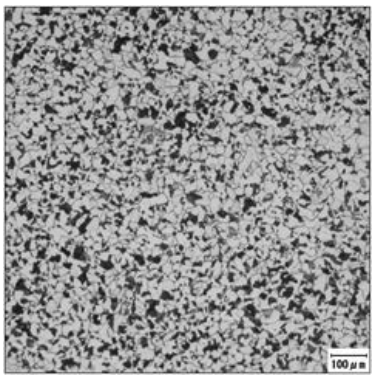
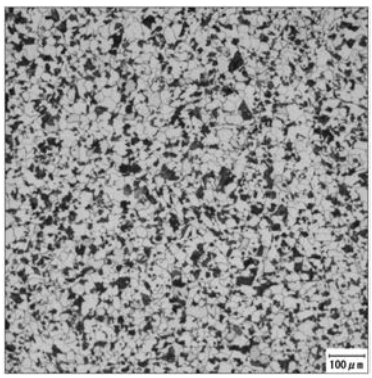


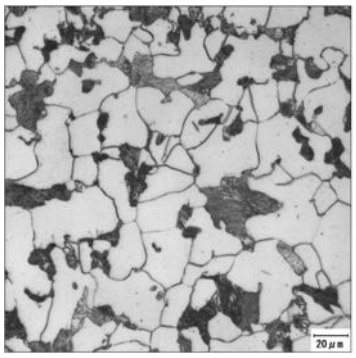
図 4.1.1.3-8　マクロ組織試験結果



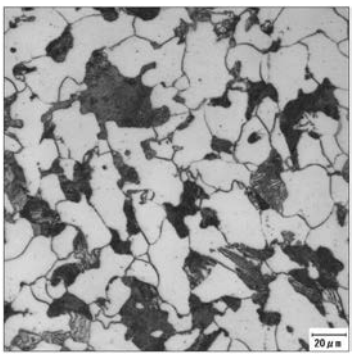
(a) M1（胴体軸方向）　（×100）



(c) M2（胴体周方向）　（×100）



(b) M1（胴体軸方向）　（×500）



(d) M2（胴体周方向）　（×500）

図 4.1.1.3-9　顕微鏡観察検査結果

(a) 模擬オーバーパック（本体および下部蓋）

(b) 試験孔への降下

(c) 本体内部への錘の設置

(d) 定置完了状況

図 4.1.1.3-10　模擬オーバーパックの定置作業

(4) まとめ

1) 緩衝材

緩衝材ブロックの成型前、成型時、成型後のそれぞれの段階において材料投入量や成型圧力などの品質管理項目を設定し、品質管理を行うことで、成型品ごとのばらつきが少なく、設計仕様を満たす緩衝材ブロックが製作可能なことを示し、表 4.1.1.3-1に提示した品質管理項目が適切であったことを確認した。

緩衝材ブロックは分割して製作し、試験孔内への設置には試験坑道のクレーンにより実施した。その際に、計測センサーの設置のために溝加工が施されていないブロックについては真空把持装置を用いて設置を行い、原位置においても真空把持装置が適用可能であることを確認した。

実際の処分場においては、緩衝材の定置は遠隔操作により実施されると想定されており、緩衝材ブロック1段分(8個もしくは9個)をまとめて定置する装置が開発されている。今後は、実際の処分場で使用される装置の適用性の確認が必要になると考えられる。

2)オーバーパック

オーバーパックの製造・品質管理においては、マクロ組織試験および顕微鏡組織検査を実施することにより、製作した炭素鋼オーバーパックの品質が十分に確保されていることを確認した。また、製作した本体および上下の蓋は材料試験を実施し、管理基準値を満たしていることを確認した。

実際の処分場においては、オーバーパックはガラス固化体を封入した状態で定置される。従って、ガラス固化体を封入した状態で定置可能な装置の開発およびその適用性の確認など、遠隔操業技術の実現可能性に関する検討が必要になると考えられる。

4.1.1.4　閉鎖技術に関する製作・施工および品質管理手法の適用性確認

(1) これまでの研究成果

第2次取りまとめ[1)]では埋め戻し材、プラグ、グラウトが閉鎖要素として示されている。この第2次取りまとめの中では、坑道の埋め戻しの施工方法として、ブロック工法、巻きだし・締固め工法、吹き付け工法、横締固め工法および流動体工法が示されており、実際の坑道の埋め戻しに際してはこれらの工法を組み合わせることが考えられる。また、品質管理については、類似の建設工事で適用されている現状技術により十分に行うことができることが示されている。国内外において、これらの埋め戻し工法についてその適用性の検討や実証試験が行われている[10),24)]。例えば、スウェーデンSKB社では地下施設を用いて、実物スケールの坑道をブロックとペレットで埋め戻し、埋め戻し材の持つ緩衝材の膨出抑制機能に関するデータを取得するための試験が実施されている[25)]。

プラグに関しては、緩衝材や埋め戻し材の膨出対策としてのコンクリートプラグと水みちとなる割れ目の止水対策としての粘土プラグが示されている。諸外国においては国際共同研究において、地下施設を用いた実規模大のコンクリートプラグの試験が実施されており[26)]、カナダ原子力公社AECLとの共同研究として実施したトンネルシーリング性能試験では、コンクリートプラグに加えて粘土プラグの閉鎖性能の検証が実施されている[27),28)]。

(2) 実施内容

人工バリア性能確認試験における埋め戻し材およびプラグの製作・施工を通して、その工学的な実現性を確認した[15),22)]。また、設計要件を達成するために必要な品質管理手法を提示し、その適用性を確認した[22)]。

1) 埋め戻し材

埋め戻し材には、4.1.1.2 での検討結果を踏まえて稚内層の掘削ズリにベントナイトを混合した材料を用いることとした。掘削ズリは、幌延 URL の西立坑の深度 330 m～340 m を掘削した際に発生したものであり、粒径を 20 mm 以下に調整した。この粒度調整をした掘削ズリにベントナイトをベントナイト混合率が 40 wt%となるように混合した。ベントナイトにはクニゲル V1（クニミネ工業（株））を使用した。

転圧締固めにおいては、締固め特性の事前検討[29)]により、最適含水比が 33.4 %、最大乾燥密度 1.292 Mg/m^3 が得られており、目標乾燥密度を 1.2 Mg/m^3 と設定した。埋め戻し材（転圧締固め）の製作・施工の工程の概略を以下に示す。

(i) 埋め戻し材（転圧締固め）用の混合土の製作

粒度調整した掘削ズリとクニゲル V1 を計量し、ポットミキサーにて混合した。事前の試験において、転圧後に材料の乾燥が観察されたこと、一般的に最適含水比よりも浸潤側の含水比で透水係数が最小になることを考慮し、乾燥密度 1.2 Mg/m^3 以上を達成するための含水比を 33 %～39 %と設定し、中間値の 36 %を基準として加水を行った。製作した混合土は、含水比が変化しないように内袋付の大型土のう袋に詰めて保管した。

(ii) 転圧締固めによる埋め戻し材の施工

転圧締固めは、坑道下半部および試験孔内の緩衝材上部から試験坑道の底盤までの範囲（図 4.1.1.4-1）とし、試験孔内の緩衝材上部から試験坑道 4 の底盤までを 15 層、試験坑道底盤からスプリングラインまでを 22 層の、計 37 層を転圧により施工した。転圧締固め時の作業手順は、まず、混合土を計量し、設定した量を巻きだした。この時の巻きだし厚

さは 100 mm とした。巻きだした混合土はハンドガイドローラーと電動ランマーにより転圧した。転圧の際は、ハンドガイドローラーの使用を基本とし、電動ランマーは試験孔部分（1～15 層目）および坑道の端の部分などのハンドガイドローラーの使用が難しい部分に使用した（図 4.1.1.4-2）。転圧を終えた後に、レベル測量により仕上がり厚さが設定値である 65 mm であることを確認した。

転圧締固めの品質管理に関しては、第 2 次取りまとめにおいて、混合土のベントナイト混合率、密度、含水比などが埋め戻し材としての特性を左右する重要な品質管理項目として示されている。転圧時の品質管理項目としては、一般に適用されている道路土工要綱の管理項目の一部を適用できるとしており、巻きだし厚さや転圧の出来形を例として示している。転圧による施工の際には、レベル測量による仕上がり厚さに加えて、転圧施工した埋め戻し材の乾燥密度を品質管理項目とした。転圧された埋め戻し材の密度の確認は、一般に砂置換法（JIS A 1214）にて確認される。この方法では試料を採取し乾燥（18～24 時間）することが必要となるため、現場で連続的に施工する際には不向きである。そこで、現場で埋め戻し材の乾燥密度を確認する方法として砂置換法に加えて RI（Radio Isotope）法、熱伝導率法（QTM）およびレベル測量を実施して、それぞれの手法の適用性を確認した。

埋め戻し材ブロックについては、事前の検討により製作性、加工性、作業性等を考慮し、寸法：300 mm×300 mm×100 mm、含水比 30 %、乾燥密度 1.4 Mg/m^3 を仕様とした [10]。埋め戻し材ブロックの製作工程の概略を次に示す。

(i) 埋め戻し材ブロック用の混合土の製作（成型前）

粒度調整した掘削ズリとクニゲル V1 を計量し、ポットミキサーにて混合した。含水比の調整のための混合時の加水量は、材料の乾燥を考慮して混合土の含水比の設定値である 30 %＋2 %の 32 %を基準とした。製作した混合土は、含水比が変化しないように内袋付の大型土のう袋に詰めて保管した。

(ii) 埋め戻し材ブロックの製作（成型時）

混合土を電子秤にて計量し金型内へ投入し敷均した。埋め戻し材ブロックの仕様を満たすために必要な埋め戻し材の投入量は、サンプルブロック製作の実績より、含水比 30 %、飽和度 90 %の乾燥密度 1.389 Mg/m^3 を基に算出した 16.25 kg を設定した。敷均した材料の上に付着防止用のシートを設置したのち、圧縮成型を実施した。圧縮成型時の成型圧力を 7.1 MPa、圧縮速度を 30 mm/s として、40 秒間圧縮することで製作した（図 4.1.1.4-3）。

(iii) 埋め戻し材ブロックの梱包・保管（成型後）

圧縮成型を終えた埋め戻し材ブロックについては、金型内から抜きだし、寸法と質量測定を行った。その後、ブロックの外観を目視により確認した。これらの確認が終了したブロックは、乾燥を防ぐためにラップで養生し、輸送および保管等のパレットに積載した。

埋め戻し材ブロックの品質管理に関しても転圧締固めと同様に、第 2 次取りまとめにおいて、混合土のベントナイト混合率、密度、含水比などが埋め戻し材としての特性を左右する重要な品質管理項目として示されている。また、製作時においては材料の投入量や成型時の諸条件、設置時においては設置位置や隙間などが管理項目として示されている。そこで、製作に際してはブロックごとのばらつきを少なくし、設計仕様を満たすために、表 4.1.1.4-1 に示すように成型前、成型時、成型後の各々の段階における品質管理項目に対して管理基準値を設定した。成型前においては、混合土の含水比とベントナイト混合率を管理項目として、それぞれが仕様を満たしていることを含水比測定とメチレンブルー吸着量の測定により確認した。成型時においては、材料投入量、成型圧力、圧縮速度、圧縮保持時間を管理項目とした。材料投入量については、設計上の投入量の 16.38 kg に 1 %の誤差を許容した 16.38 kg±0.16 kg を管理基準値と

した。成型後においては、ブロックの寸法および質量を管理項目として、製作したブロックが仕様を満たしていることを確認した。また、ブロックの外観を目視で確認することにより、ひび割れや欠けがないか確認した。

坑道と埋め戻し材ブロックの形状・寸法から、埋め戻し材ブロックの設置は 25 段、24 断面となった。また、ブロックの隙間が坑道の縦断方向へ連続しないように千鳥配置に設置し、坑道の壁面付近においては切断加工したブロックを設置した。埋め戻し材ブロックと坑道壁面の吹付けコンクリートとの間に残った隙間については、埋め戻し材ブロックの膨潤圧を測定するために坑道壁面に設置した土圧計への擾乱を防ぐために別材料による充填は行わなかった。埋め戻し材ブロックの設置状況を図 4.1.1.4-4 に示す。埋め戻し材ブロックの設置時には、無作為に抽出したブロックについて寸法、重量の確認を実施した。また、設置後には、ブロック設置の延長、設置幅、積み上げ高さおよび坑道壁面とブロックとの隙間長さといった出来形の確認を行った。

2) 力学プラグ

人工バリア性能試験におけるプラグは、試験区間が短く、区間内に湧水量の多い割れ目が存在しないことから、止水プラグは設置せずに力学プラグとしてコンクリートプラグのみを設置し、埋め戻し材の坑道への膨出を抑制することとした。しかしながら、本試験では試験孔および埋め戻し材部へ注水を行うことから、プラグ躯体および周辺岩盤との境界部からの漏水を防ぐ止水性は必要となる。プラグ躯体に関しては事前の解析の結果から、コンクリートの打ち込み温度が 20 ℃または 25 ℃の場合には、躯体を貫通するひび割れが発生しないことを確認している [7]ことから、コンクリートの打設の際に打ち込み温度を適切に管理することとした。また、周辺岩盤および坑道吹付け面との間に生じる微細空間を充填するためのコンタクトグラウト工を実施し、一体性を確保することとした。

本試験のコンクリートプラグには、岩盤や人工バリアに与える長期的な化学的影響が少ないことが求められる。そこで、原子力機構が開発した低アルカリ性セメント（Highly Flyash contained Silicafume Cement、以下 HFSC）を用いた高流動コンクリートを使用した。HFSC の配合は施工実績のある [29]HFSC424（普通セメント：シリカフューム：フライアッシュ=40:20:40 wt%）とし、低発熱性を考慮して低熱ポルトランドセメント（LPC）を使用した。プラグ用コンクリートはコンクリートプラントで製造後にミキサー車で東立坑櫓に搬入し、コンクリートキブルに移した後、深度 350 m に設置したコンクリートポンプおよび 350 m 調査坑道に設置した配管を通じて、試験坑道 4 の型枠まで圧送した。コンクリートの出荷はミキサー車 28 台分であった。コンクリート打設中の状況を図 4.1.1.4-5 に示す。コンクリートの打設中にはプラグ内部に設置したカメラやコンクリートセンサーにより型枠内の充填状況を確認しながら作業を実施した。また、プラグ内部に設置した熱電対によりコンクリートの打ち込み温度の確認も行った。低アルカリ性セメントを用いたコンクリートについては、これまでも幌延 URL にて吹付けコンクリートおよび覆工コンクリートとしての施工実績があり、通常のコンクリートと同様の方法にて、十分な品質管理が可能であることを確認している。そこで、コンクリートの出荷時には、コンクリートの品質管理として、フレッシュ性状としてスランプフロー、空気量、コンクリート温度の確認を実施した（表 4.1.1.4-2）。これらの品質管理は、ミキサー車 28 台分のうち、9 台分について実施した。また、フレッシュ性状確認の際にミキサー車 1 台目、13 台目、25 台目においてテストピースを採取し、硬化後性状（一軸圧縮強度）の確認を実施した。

コンタクトグラウト工は、コンクリートプラグ施工後約半年が経過しコンクリートの収縮が収まったと考えられる時点で実施した。グラウトの材料には、周辺環境への影響を低減するために低アルカリ性の材料を使用した。グラウト材料の注入の際には比重測定を実施し、注入されたグラウト材料の比重が基準値を満たしていることを確認した。

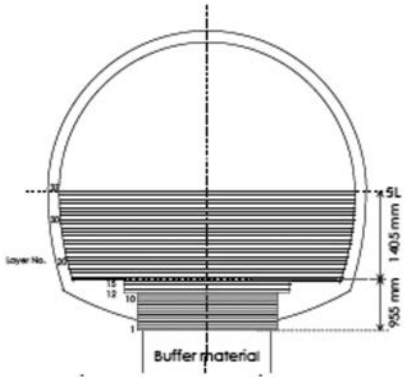
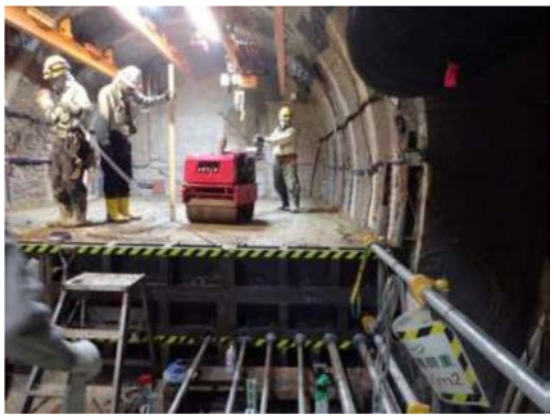


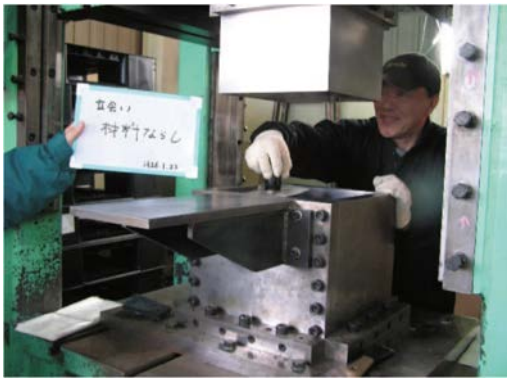
図 4.1.1.4-1　転圧締固めによる施工範囲

(a) ランマーによる締固め



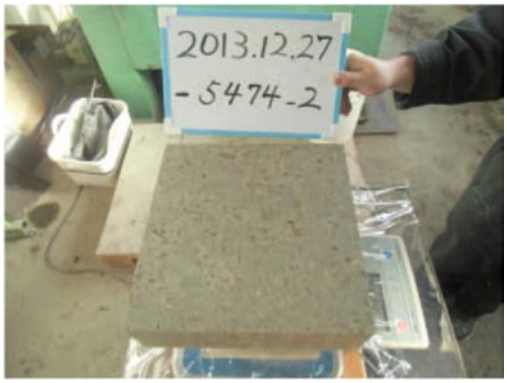
(b) ハンドガイドローラーによる締固め

図 4.1.1.4-2　転圧締固めによる埋戻し材の施工



(a) 埋め戻し材の投入

(b) 圧縮成型



(c) 外観の確認

図 4.1.1.4-3　埋め戻し材ブロックの製作過程

(a) 設置状況

(b) 設置完了状況

図 4.1.1.4-4　埋め戻し材ブロックの設置

(a) 型枠内部

(b) コンクリートの流し込み

(c) 型枠解体

(d) 打設完了

図 4.1.1.4-5　プラグコンクリートの施工状況

表 4.1.1.4-1　埋め戻し材ブロックにおける品質管理項目

成型前				
項目	確認方法	設定値	管理基準値	頻度
含水比	JIS A 1203 に基づいて混合土の含水比を測定する。	30 %	30 %	-
メチレンブルー吸着量	JBAS-107-91 に基づいて混合土のメチレンブルー吸着量を測定する。	ベントナイト混合率：40 %	ベントナイト混合率：40 %	-
成型時				
項目	確認方法	設定値	管理基準値	頻度
材料投入量	圧縮成型機の金型への材料投入量を電子秤にて測定する。	16.38 kg	16.38 kg±0.16 kg（設定投入量±1 %）	ブロック 1 個毎
成型圧力	圧縮成型機のゲージ圧力を目視確認する。	7.1 MPa	設定値	ブロック 1 個毎
圧縮速度	プレス機の設定を目視確認する。	30 mm/s	設定値	ブロック 1 個毎
圧縮保持時間	圧縮保持時間をストップウォッチ等にて測定する。	40 秒	設定値±2 秒	ブロック 1 個毎
成型後				
項目	確認方法	設定値	管理基準値	頻度
ブロック寸法	金型から脱型したブロックの寸法をノギスにて測定する。	300 mm×300 mm ×100 mm	設定値±2 mm	2 個/日
ブロック質量	金型から脱型したブロックの質量を電子秤にて測定する。	16.38 kg	16.38 kg±0.16 kg（設定投入量±1 %）	2 個/日
ブロック外観	脱型したブロックの外観を目視によりひび割れや欠けがないか確認を行う。	-	表面が密実で明らかなひび割れや端部の欠けがないこと。 付着防止用シートの巻き込みがみられないこと。	1 回/月

表 4.1.1.4-2　力学プラグ用コンクリートの品質管理項目

フレッシュ性状			
項目	確認方法	管理基準値	頻度
スランプフロー	JIS A 1150	650 mm±50 mm	ミキサー車 28 台のうち 9 台
空気量	JIS A 1128	4.5 %±1.5 %	ミキサー車 28 台のうち 9 台
コンクリート温度	温度計	≦20 ℃	ミキサー車 28 台のうち 9 台
硬化後性状			
項目	確認方法	管理基準値	頻度
一軸圧縮強度	JIS A 1108	50 N/mm²(材齢 91 日)	ミキサー車 1 台目、13 台目、25 台目テストピースを採取

(3) 成果

1) 埋め戻し材

転圧締固めによる埋め戻し材の乾燥密度を砂置換法、RI 法、QTM およびレベル測量により確認した。図 4.1.1.4-6 に各手法による乾燥密度の測定結果を示す [10]。砂置換法においては、測定したすべての層において、目標とした乾燥密度（1.2 Mg/m³ 以上）を満たす結果が得られた。RI 法においては、砂置換法の結果と比較すると得られた乾燥密度が高い値を示し、値のばらつきも大きかったが、おおむね整合する値が得られている。QTM においては、砂置換法、RI 法と比較して値のばらつきが大きい傾向が見られたが、乾燥密度の値は 1.2 Mg/m³～1.3 Mg/m³ の値を示し、他の方法とおおむね整合する値が得られた。レベル測量においては、乾燥密度が 1.2 Mg/m³ よりも低い値を示す部分も見られるが、この原因は、埋め戻し材の含水比を作成時の目標含水比の最大値である 39 %に設定したためであり、実際の埋め戻し材の含水比が 39 % よりも低い場合には乾燥密度が低く算出されることとなる。また、乾燥密度が 1.4 Mg/m³ 以上となった部分については、仕上がり厚さが設計値の 65 mm よりも小さくなったことが原因と考えられる。これよりレベル測量を適用するにあたっては、実際に投入した埋め戻し材の含水比や投入量を管理し、反映することが必要となる。

乾燥密度計測における現場での作業時間は、レベル測量＜砂置換法、RI 法＜QTM であった。また、RI 法、QTM およびレベル測量は非破壊で測定が可能であるが、QTM とレベル測量では含水比の厳密な管理が必要となる。以上のことを考慮すると、RI 法が本試験に最も適していると考えられた。いずれの方法においても、乾燥密度測定を実施した層において、転圧締固めの設計乾燥密度 1.2 Mg/m³ 以上を満たしており、転圧締固め工法により埋め戻し材が適切に施工されたことを確認した。

埋め戻し材ブロックの製作における品質管理では、表 4.1.1.4-1 に示す品質管理項目に基づいた品質管理を実施した。表 4.1.1.4-3 に材料投入量、成型圧力、圧縮速度、圧縮保持時間の測定結果を抜粋して示す。材料投入量は、16.25 kg であり、表 4.1.1.4-1 に示す管理基準値である 16.38 kg±0.16 kg の範囲内に収まっている。また、成型圧力、圧縮速度、圧縮保持時間についても、一定の値で製作を行ったことが確認できた。製作した埋め戻し材ブロックについては、寸法および質量の測定を行った。実際に測定を行ったのは 639 個のブロックである。寸法の測定は、幅と奥行方向で 2 か所、高さ方向で 4 か所実施した。表 4.1.1.4-4 に測定結果を示す。寸法の平均は、幅方向：300.8 mm、奥行方向：300.8 mm、高さ方向：100 mm、質量の平均が 16.230 kg であり、ブロックの寸法および質量が十分な管理の下で製作されたことが確認できた。これらの結果より、埋め戻し材ブロックの成型時に材料投入量、成型圧力、圧縮速度、圧縮保持時間について管理することで、設計通りのブロックが製作できることを確認した。埋め戻し材ブロック設置後の品質管理として、出来形の確認を行った。確認項目は、ブロック設置の延長、設置幅、積み上げ高さおよび坑道壁面とブロックの隙間長さである。出来形確認の結

果、設計値と測定値の誤差は最大でも 1 %程度であり、埋め戻し材ブロックが適切に設置されたことを確認した。

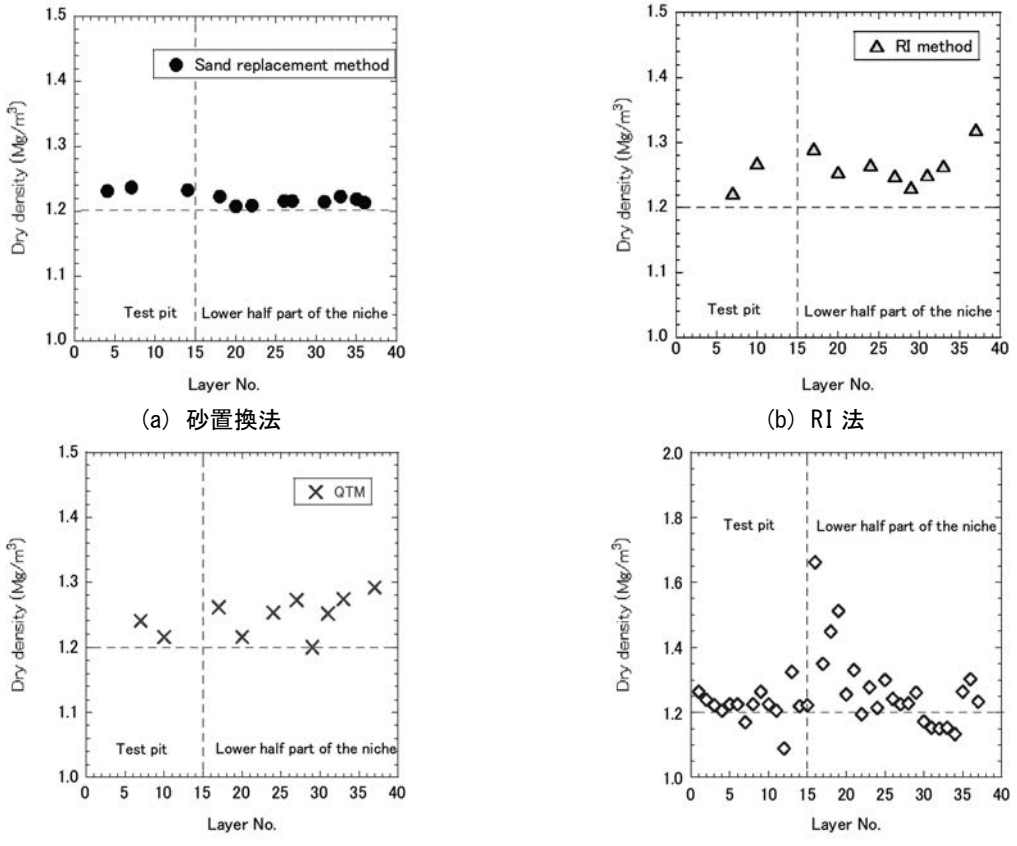
2) 力学プラグ

表 4.1.1.4-5 にフレッシュ性状の確認結果を示す。結果より、すべての管理項目に対して基準内となっており、十分に品質管理されたコンクリートであることを確認した。さらに、採取したテストピースを用いた硬化後性状（強度試験）は、材齢 7 日、28 日および 91 日で実施し、いずれの場合にも目標値である 50 N/mm^2 以上（材齢 91 日以内）であることを確認した。

プラグ躯体を貫通するひび割れを防ぐために、コンクリートの打ち込み温度の管理を行った。コンクリートの打設は 11 月に行われ、当日の日平均気温が 4 ℃以下と予想されたためコンクリート標準仕方書［施工編］に従い、寒中コンクリートとして打ち込み温度が 5 ℃～20 ℃となるように骨材や練り混ぜ水の加温を行うなどの管理を行った。打ち込み温度は、型枠内に設置した熱電対により確認を行った。型枠内の熱電対による打ち込み温度は、12.7 ℃～16.2 ℃であった。

また、打設後の躯体温度の計測を継続し事前解析の結果と比較した[7]。比較結果を図 4.1.1.4-7 に示す。事前解析と実測値は整合しており、事前解析の精度が良好であり、力学プラグ用コンクリートの健全性が保たれていることを確認した。

本試験における低アルカリ性コンクリートを用いたプラグコンクリートに対しても通常の手順（事前の配合検討、実機による試験練りおよび打設時の抽出検査）で品質が確保されることを確認した。



(a) 砂置換法　(b) RI 法

(c) QTM　(d) レベル測量

図 4.1.1.4-6　各手法による乾燥密度の測定結果

表 4.1.1.4-3　埋め戻し材ブロックの材料投入量、成型圧力、圧縮速度、圧縮保持時間

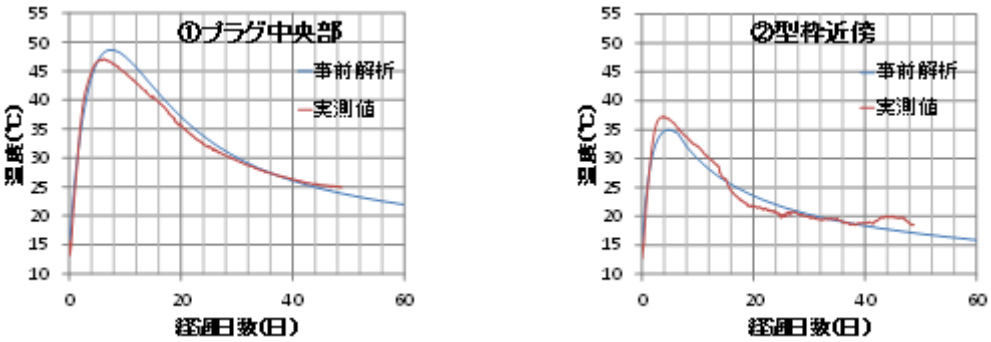
ID	材料用入量		成型圧力	圧縮速度	圧縮保持時間（s）
	測定値（kg）	管理基準値との差（kg）	(MPa)	(mm/s)	
0001-1	16.25	-0.13	7.1	30	40
0100-1	16.25	-0.13	7.1	30	40
1000-2	16.25	-0.13	7.1	30	40
2000-1	16.25	-0.13	7.1	30	40
5000-1	16.25	-0.13	7.1	30	40
8000-2	16.25	-0.13	7.1	30	40
8700-2	16.25	-0.13	7.1	30	40

表 4.1.1.4-4　埋め戻し材ブロックの寸法測定結果

ID	幅（mm）			奥行（mm）			高さ（mm）					質量
	1	2	平均	1	2	平均	1	2	3	4	平均	(kg)
0001-1	301.11	300.91	301.0	301.09	301.4	301.1	101.10	100.80	100.69	133.39	100.7	16.230
1279-2	300.99	301.03	301.0	300.99	300.99	301.0	100.77	100.70	100.60	100.62	100.7	16.230
2716-1	300.80	300.83	300.8	300.79	300.72	300.8	99.70	99.68	99.80	99.60	99.7	16.230
4320-1	300.77	300.78	300.8	300.75	300.76	300.8	99.86	99.78	99.76	99.79	99.8	16.235
6071-2	300.69	300.70	300.7	300.71	300.70	300.7	100.20	100.10	100.00	100.08	100.1	16.240
7400-1	300.81	300.80	300.8	300.82	300.79	300.8	99.80	99.83	99.80	99.82	99.8	16.235
8338-2	300.82	300.78	300.8	300.92	300.79	300.9	100.13	99.91	99.69	99.61	99.8	16.235
8700-2	300.98	300.96	301.0	300.89	300.95	300.9	100.07	100.06	99.70	100.11	100.0	16.230
639 ブロックの平均			300.8			300.8					100.0	16.230

表 4.1.1.4-5　フレッシュ性状の確認結果

ミキサー車番号	スランプフロー (mm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (℃)	塩分含有量 (kg/m^3)
1	630×640	5.0	14.0	0.015
5	635×620	4.9	11.9	-
8	675×675	4.1	11.8	-
11	655×670	5.0	10.5	-
13	685×685	5.6	9.8	0.013
16	620×600	5.5	10.5	-
22	625×625	5.1	13.4	-
25	600×600	5.1	14.0	0.009
28	625×620	5.5	13.5	-
管理基準値	650±50	4.5±1.5	≦20	≦0.3



(a) プラグ中央部　　(b) 型枠近傍

図 4.1.1.4-7　事前解析結果と温度実測値の比較

(4) まとめ

1) 埋め戻し材

転圧締固めによる埋め戻し材の乾燥密度を砂置換法、RI 法、QTM およびレベル測量により確認した。その結果、いずれの方法においても、乾燥密度測定を実施した層において、転圧締固めの設計乾燥密度 1.2 Mg/m^3 以上を満たしていることを確認した。また、現場での作業時間などを考慮すると、転圧締固めによる埋め戻し材の施工中の乾燥密度の管理手法として、RI 法が比較的簡便かつ適用性の高い方法であるとの結論を得た。

また、埋め戻し材ブロックにおいては、ブロックの成型前、成型時、成型後の各段階において、混合土の含水比や材料投入量、成型圧力など表 4.1.1.4-1 において示した品質管理項目を設定し、品質管理を行うことで、設計仕様を満たすブロックが製作できることを示し、提示した品質管理項目が適切であったことを確認した。

本試験においては、埋め戻しの範囲が狭く作業スペースが限られていることから、人力による施工を実施したが、実際の処分場においては、長大な坑道の埋め戻しが必要となることから、専用の締固めの装置の開発や埋め戻し材ブロックの大型化が想定される。今後は、これらの施工性および適用性の確認が必要になると考えられる。

2) 力学プラグ

力学プラグ用コンクリートの出荷時のスランプフロー、空気量およびコンクリート温度について品質管理を実施し、一定の品質のコンクリートが製作できていることを確認した。また、コンクリートの打ち込みの際には、プラグのひび割れ防止のための寒中コンクリートとして温度管理を実施した。打設後のプラグの躯体温度は事前解析の結果とおおむね一致していることを確認し、ひび割れ防止のためのコンクリートの品質管理が適切に行われたことを確認した。以上のことより、力学プラグ用コンクリートの施工における品質管理手法が適切であったことを確認した。実際の処分場におけるコンクリートの打設時には、施工時の気温や湿度、また打設量や打設の頻度などによって品質管理の頻度などを設定する必要があると考えられる。

4.1.1.5　熱、水、応力、化学連成現象の評価手法とモニタリング手法の適用性確認

人工バリア性能確認試験の目的の1つとして、人工バリア定置後の過渡期の状態における熱－水－応力－化学（THMC）連成現象の評価手法を検証するため、図 4.1.1.5-1に示すような複合現象を考慮し、①緩衝材中の熱伝導挙動の把握、②不飽和から飽和への過渡現象の把握、③緩衝材・埋め戻し材の力学挙動の把握、④間隙水中の化学特性の把握、⑤オーバーパック周辺における化学的影響の把握、⑥オーバーパックの腐食メカニズムの把握に必要となる検証データを取得するとともに、解析コードの整備を行う。また、これら処分環境におけるデータを取得するためのモニタリング手法の適用性確認を行う。

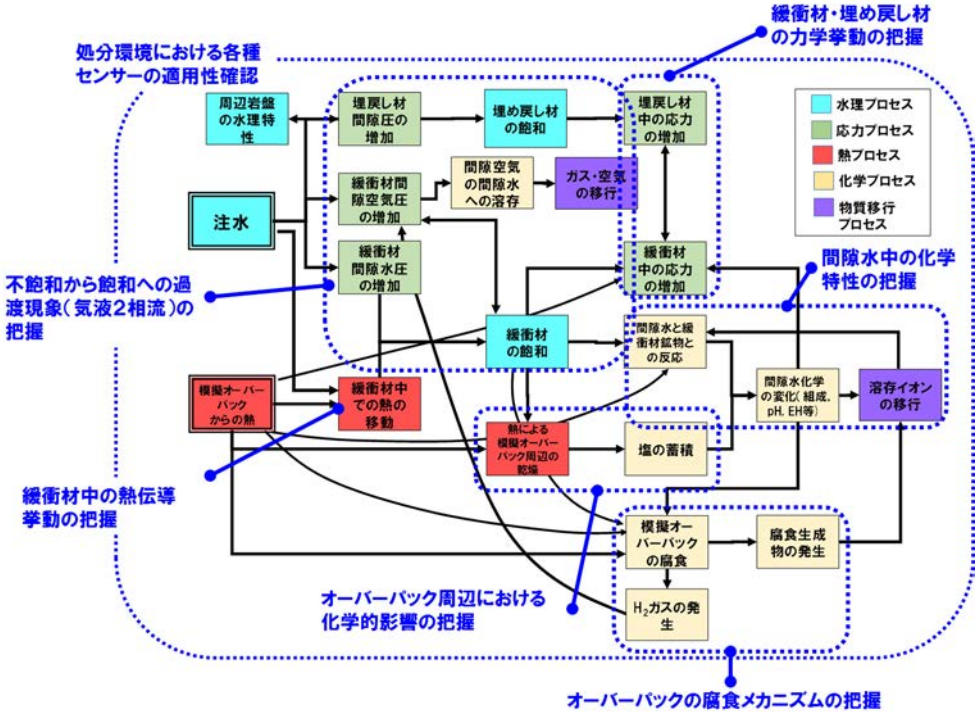


図 4.1.1.5-1　人工バリア性能確認試験において考慮する複合現象

(1) これまでの研究成果

人工バリア定置後の過渡期においては、廃棄体の放熱、地下水の浸潤とそれに伴う緩衝材の膨潤応力の発生、間隙水の化学的特性、オーバーパックの腐食など複数の現象が相互に影響し合った複雑の系となることが予想される。このようなTHMC連成現象を予測するためには、解析ツールの整備が必須であり、各国で検証データ取得のための連成試験や解析ツールの整備が行われてきた[19),30),31)]。原子力機構では、これまでに人工バリア定置後のニアフィールド領域の過渡期状態変遷を評価するためのツールとして、THMC連成解析コードCOUPLYS[32)]と、既存のTHM連成解析コードTHAMES[33)]の整備が行われてきた。両コードは釜石原位置試験場における粘土充填・熱負荷試験や工学規模の人工バリア試験設備を用いた連成試験等により適用性が検証されてきたとともに[34),35),36),37),38),39),40),41),42)]、連成モデルの開発・確証を目的とした国際共同研究プロジェクトDECOVALEXにより他解析コードとの比較検証が行われてきた[43),44)]。

これまでの検証の結果、連成試験においてはセンサーの種類や耐久性、その設置方法に課題を残し、解析コードにおいても温度や一部の浸潤挙動はある程度再現できたものの、応力・変形挙動や化学の連成に関しては課題を残す結果となっていることから、それらの整備が必要である。

(2) 実施内容

人工バリア性能確認試験では、ニアフィールド領域の過渡期状態変遷を評価するために、廃棄体からの放熱を模擬した加熱、周辺岩盤から人工バリアへの地下水浸潤を模擬した注水を行うことにより、図 4.1.1.5-1に示す様な人工バリア中で生じる連成挙動に関わるデータを各種センサーにより取得している。ここでは、人工バリア性能確認試験でこれまでに取得したデータをもとに、人工バリア中の連成挙動を評価するとともに、設置したセンサーの稼働状況について確認した。実際の処分環境において設置するモニタリング機器は、人工バリア性能確認試験で想定している温度、湿度、圧力、水質だけではなく、放射線の影響を受けることが想定されることから、モニタリング機器の放射線影響について解析検討を行った。また、THMC連成解析ツールであるCOUPLYSの整備とCOUPLYSを構成するTHM連成解析ツールであるTHAMESの改良とその妥当性について検証した。その上で、改良したTHAMESを用いて人工バリア性能確認試験で取得したデータを対象に実施したTHM連成解析結果を例示し、その適用性を検証した。さらに、水蒸気の発生、気相の圧力増加に伴う液相への溶解といった相変換を考慮可能なCode-Bright[45),46),47)]による解析を実施し、気相がTHM連成現象に及ぼす影響について確認した。

(3) 成果

1) 計測結果とモニタリング手法の適用性確認

人工バリア性能確認試験では、THMC連成挙動を評価するために13種類のセンサーを設置し、データを計測している（表 4.1.1.5-1）[48),49),50)]。各センサーの選定に際しては国内外の事例を参考にした[37),51),52),53),54)]。緩衝材膨出センサー、光学式pH計、腐食センサーについては既存の市販品等に適用可能なものがなかったため、原位置における適用性確認も含めて新規に開発したものを使用した[55),56),57),58),59)]。緩衝材中には何もない状態がもっとも理想に近い環境であり、センサー本体やセンサーのケーブルは水みちとなる可能性がある。本試験ではSKBによるレビューを参考にセンサーの配置や数量を決定し、センサーを配置しない領域を緩衝材内の約半分に設けた。それにより、飽和過程のモニタリングの実施と同時に、解体調査時に乱されていない部分の分析を実施することで、飽和過程におけるセンサー設置の影響を評価することとした。

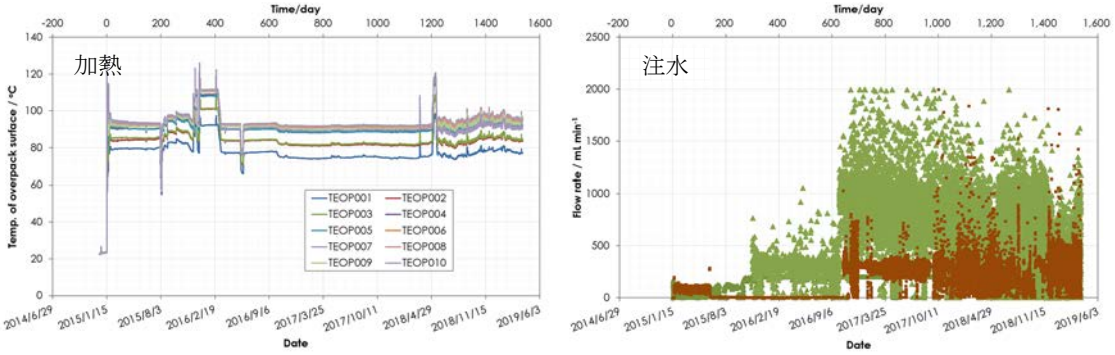
以下に、計測の概要と計測結果の一例を示す。

表 4.1.1.5-1　人工バリア性能確認試験　設置センサー一覧

計測種別		数量			合計
		試験孔部	埋め戻し部	プラグ部	
振動弦	土圧	13	31	10	84
	間隙水圧	16			
	変位	6			
	ひずみ			8	
温度（熱電対）		22			22
湿度		6			6
サイクロメータ		9			9
水分量（FDR-V）	標準計測		15		15
	温度補償計測	12			12
	温度	6			6
光学式 pH 計		9			9
自然電位（白金電極）		9			9
炭素鋼腐食センサー		12			12
比抵抗トモグラフィ		262			262
緩衝材膨出センサー		2			2

①加熱・注水データ

図 4.1.1.5-2 に加熱・注水データを示す。ヒーターの温度はメンテナンス時を除きオーバーパック表面温度が 100 ℃未満になるように設定した。TEOP001 はオーバーパック表面ではなく、表面から 20 mm の位置の緩衝材中にセンサーを設置しているため、他と比べて低い温度が計測されている。注水は緩衝材底部のケイ砂部と埋め戻し材外周部から行っており、試験状況に合わせて注水量を徐々に上げている。注水には原位置地下水を用い、地下水が外部環境と接することがないよう、ボーリング孔から配管を通して直接試験エリアに供給している。そのため、ボーリング孔内に溜まったガス等の影響により、注水している水に気泡が混じりデータが振れている。現在は、給水用ボーリング孔の水圧が低下しており、十分な流量が確保できないことが懸念されることから、注水量を現状維持としている。今後、給水用ボーリング孔を新たに掘削し、流量を確保する予定である。

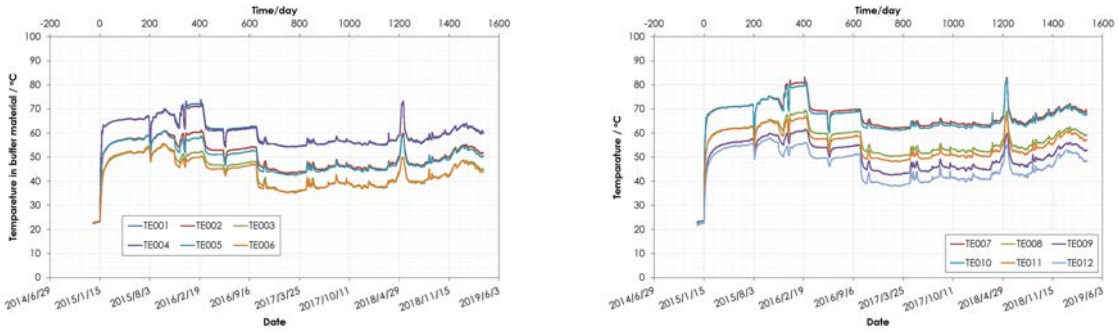


(a) オーバーパック表面温度　　(b) 注水量

図 4.1.1.5-2　加熱・注水データ

②熱挙動

図 4.1.1.5-3 に熱電対の計測結果を示す。緩衝材中の温度は外周部ほど温度が低くなっており、オーバーパックの表面温度や注水量の変化に伴って変化していることが分かる。同様の傾向が、他断面に設置した熱電対や振動弦式センサーに内蔵されているサーミスタでも確認されており、温度計測手法に問題は確認されなかった。3 段目のオーバーパック表面から同距離に設置したセンサーはほぼ同様の値を示しているのに対し、5 段目に設置したセンサーは、同距離に設置したにも関わらず外周部で開きが見られる。これは、同段目のオーバーパック表面温度に違いが見られないことから、緩衝材中の水分分布の不均質性を示している可能性がある。



(a) 温度：熱電対（緩衝材 3 段目）　　(b) 温度：熱電対（緩衝材 5 段目）

図 4.1.1.5-3　温度計測データ（熱電対）

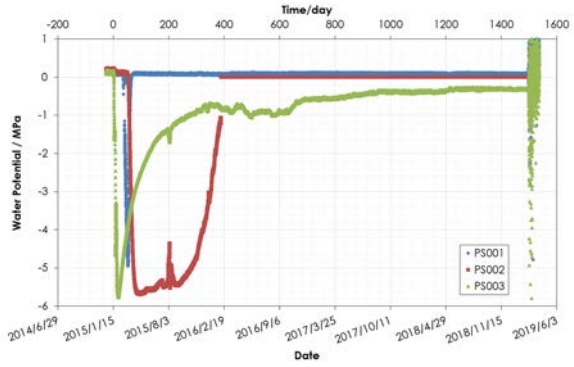
③水理挙動

緩衝材・埋め戻し材中の水分量は、長期耐用性に課題が残されていたため[34]、サイクロメータ、湿度計、FDR-V、比抵抗トモグラフィによる複数のセンサーで計測を実施している。図 4.1.1.5-4 にサイクロメータの計測結果を示す。緩衝材の外周部から徐々に水が浸潤していく様子が計測されており、緩衝材の外周部はほぼ飽和しているものと思われる。また、緩衝材の内側や中央部に設置したセンサーが計測開始初期で反応しているのは、ヒーターの加熱に伴い緩衝材内側から移動した水分が計測されたものと考えられる。サイクロメータの正常動作の目安として冷却電圧を確認した結果、全 9 本の内、2 本のセンサーで異常値が確認された。原因としては、冷却経路の断線や、センサー受感部の汚れ等が疑われる。また、約 1500 日付近からは複数のセンサーで同時期に振れが大きくなる様子が見られる。複数のセンサーで同時期に振れが大きくなっていることから、データを集約する部分やケーブルを集約している部分の不具合が推定されるが原因は不明である。

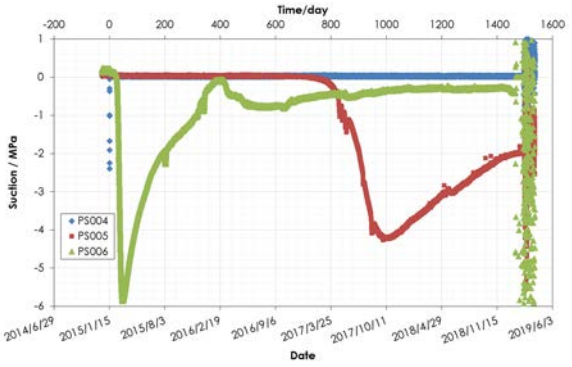
図 4.1.1.5-5 に示す湿度計は計測初期においてほとんどのセンサーが計測不可となっており、センサー設置時の不具合が想定される。

図 4.1.1.5-6 に比抵抗トモグラフィ計測による水分量の換算結果を示す。緩衝材外周部は地下水の浸潤に伴い飽和度が上昇しているのに対し、オーバーパック付近ではヒーターの加熱により飽和度が下がっていることが分かる。2015 年 1 月 16 日の計測結果では、オーバーパック近傍から緩衝材中央部かけて飽和度が高い部分が見られる。これは、計測初期で反応した緩衝材内側や中央部に設置したサイクロメータと同様に、ヒーターの加熱に伴い緩衝材内側の水分が外側へ移動する現象を捉えている可能性がある。緩衝材外周部の円状の飽和度の低い部分は、センサーやケーブル位置とは一致しておらず、解析による虚像や密度や浸潤状態の不均質性を示している可能性があるが、特定には至っていないため今後も継続して検討していく。緩衝材中の比抵抗は水分だけでなく、塩分濃度によっても変化するが、本試験で注水している水の塩分濃度では比抵抗にそれほど影響を及ぼさないことが確認されている。しかし、ヒーターの加熱により塩濃縮が想定される場合は、塩分濃度に応じた校正式を適用する必要があると考えられ、塩水の浸潤および発熱による乾燥の複合現象を踏まえた人工バリア内の塩分濃度分布評価に基づくデータ校正が必要になると考えられる。このような評価は、THMC 連成解析における研究テーマとして今後も検討を進めていく予定である。

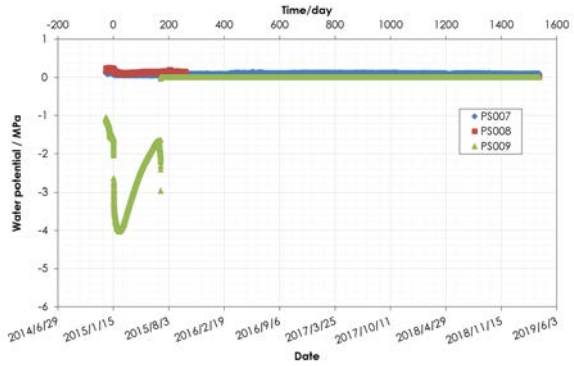
図 4.1.1.5-7 に緩衝材中に設置した FDR-V 計測のデータを、図 4.1.1.5-8 に埋め戻し材転圧部に設置した FDR-V の計測データを体積含水率に換算した結果を示す。緩衝材中の計測データは計測開始直後こそ緩衝材中の初期体積含水率程度の値を示しているものの、その後は異常値を示す結果となった。本センサーは先端部センサー面と計測対象の設置面の密着状況の影響を大きく受けるため、緩衝材中の水分量や温度変化等によってセンサー面の密着状況が変化し、異常値が計測された可能性がある。本試験における緩衝材のように計測中に変形を有する材料中に設置する場合には、設置面の密着状況が変化しないように設置方法を検討する必要がある。埋め戻し材転圧部の計測データについては徐々に地下水が浸潤していく傾向が確認された。データのばらつきは、埋め戻し材の水分量の不均質性（混合時のばらつき）、埋め戻し材の密度の不均質性（転圧時のばらつき）、センサー面の密着状況の違い、センサー設置直後の急激な変化（ケーブルへの負荷による影響）に対する補正によるものと考えられる。



(a) 緩衝材 3 段目

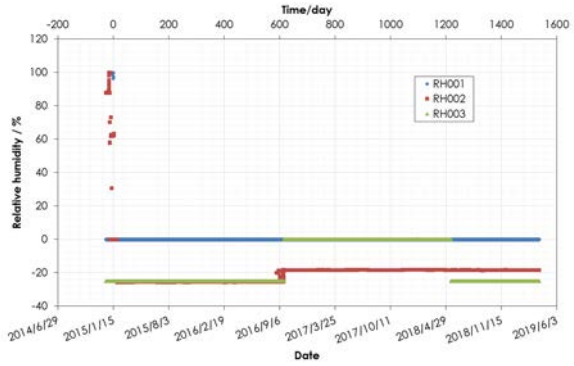


(b) 緩衝材 5 段目

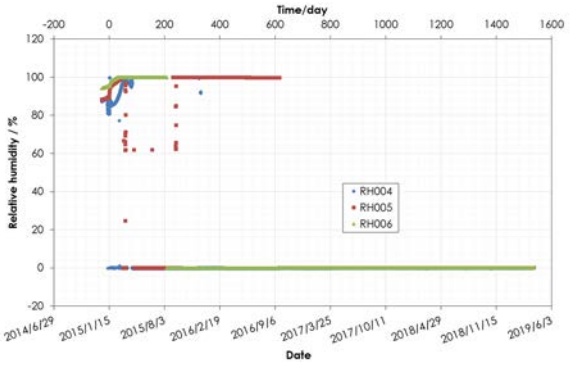


(c) 緩衝材 6 段目

図 4.1.1.5-4　水分計測データ（サイクロメータ）



(a) 緩衝材 3 段目



(b) 緩衝材 5 段目

図 4.1.1.5-5　水分計測データ（湿度計）

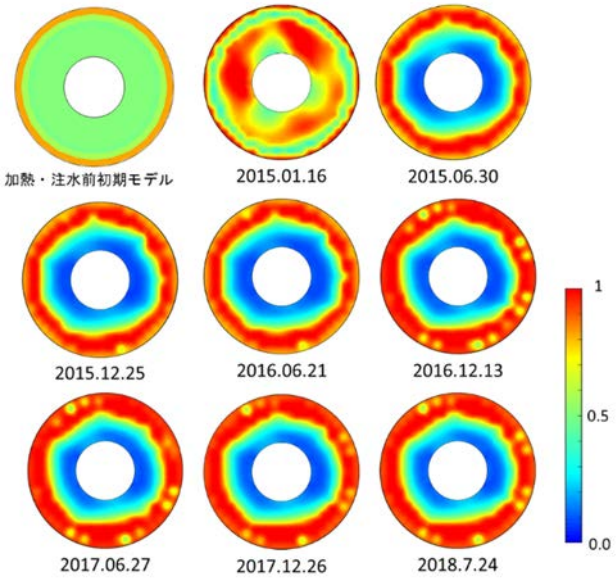
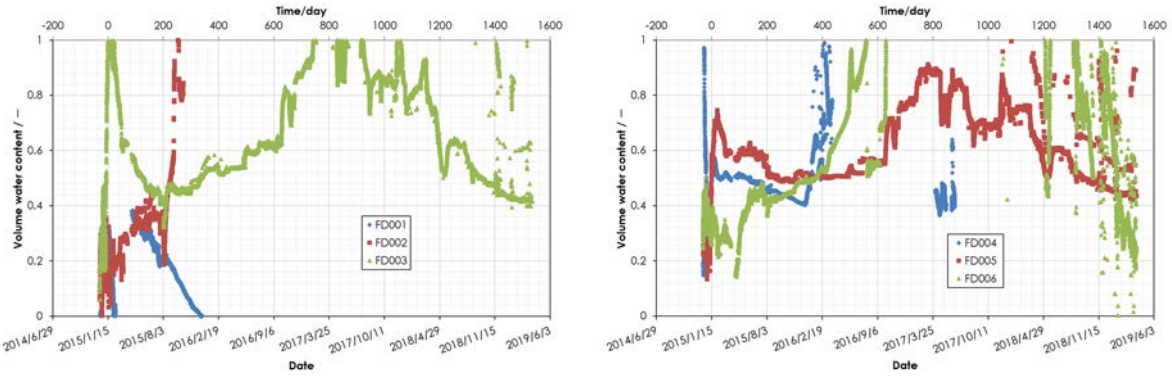


図 4.1.1.5-6　比抵抗トモグラフィによる飽和度換算結果



(a) 緩衝材 3 段目　　(b) 緩衝材 5 段目

図 4.1.1.5-7　水分計測データ（FDR-V：緩衝材）

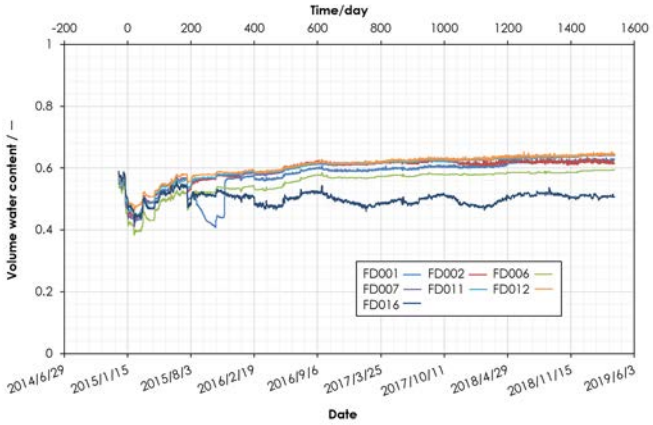
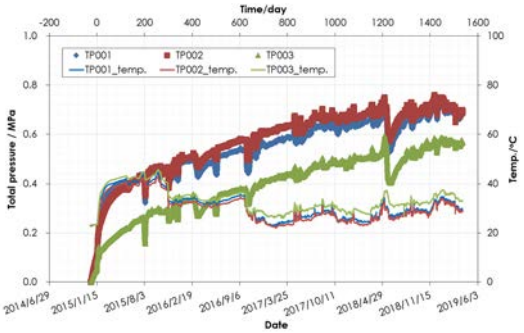


図 4.1.1.5-8　水分計測データ（FDR-V：埋め戻し材転圧部）

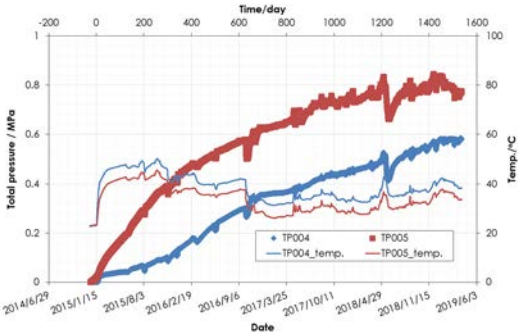
④力学挙動

図 4.1.1.5-9に緩衝材に設置した土圧計、図 4.1.1.5-10に間隙水圧計のデータを示す。緩衝材の外側に設置した土圧計の計測値は徐々に増加傾向を示しており、水の浸潤とともに膨潤応力が増加しているものと考えられる。一方、内側の計測値は、初期に熱膨張と思われる応力増加が確認された以降は、同距離付近の間隙水圧計で計測している間隙圧の増加と同程度の応力増加であり、緩衝材は膨潤していないものと考えられる。しかし、土圧計は緩衝材中で固定しておらず、緩衝材の膨潤変形に伴いセンサーの位置も初期に設置した位置から動いていることが想定されるため、実際の応力値とは異なる可能性がある。

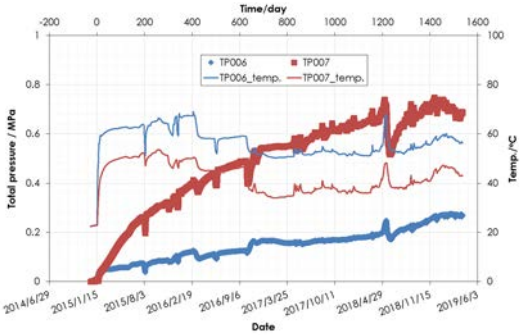
図 4.1.1.5-11に変位計のデータを示す。オーバーパック底部に設置した変位計は緩衝材の膨潤変形に伴う変位が計測されていると思われるが、緩衝材の複数の断面を貫通するように設置した変位計は200日付近でデータ異常が見られる。これは、油圧ポンプで膨らませたアンカーにより緩衝材内に変位計を固定していたが、緩衝材の膨潤変形などにより固定したアンカーがすべり、計測用のワイヤが緩んだ状態になったためであると考えられ、設置方法や設置位置に課題が残る。



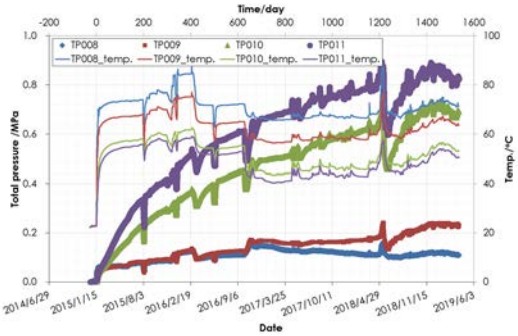
(a) 緩衝材 0 段目



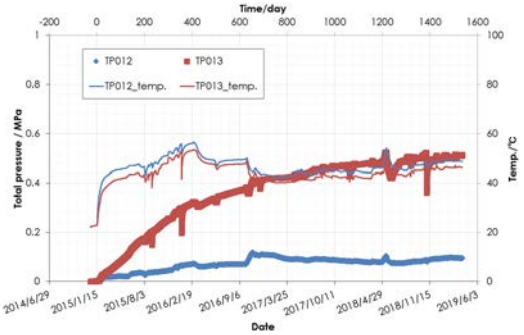
(b) 緩衝材 1 段目



(c) 緩衝材 3 段目

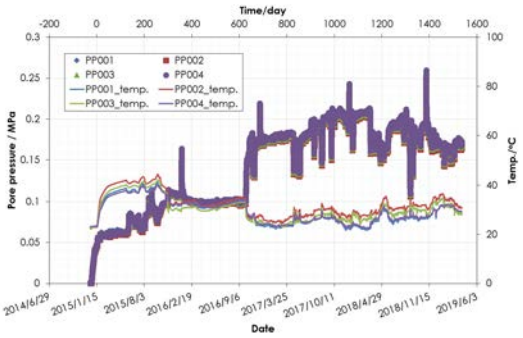


(d) 緩衝材 5 段目

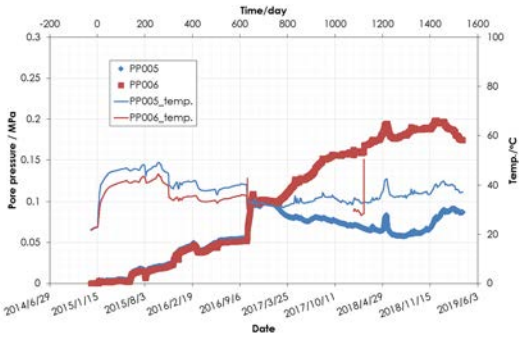


(e) 緩衝材 9 段目

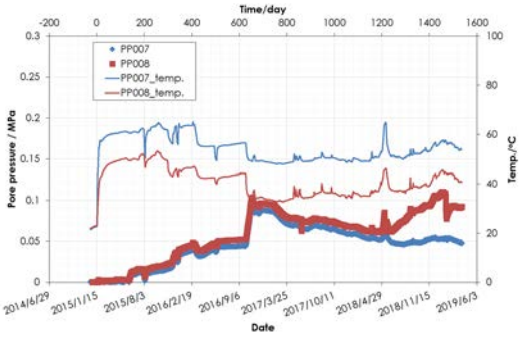
図 4.1.1.5-9　全応力計測値（土圧計）



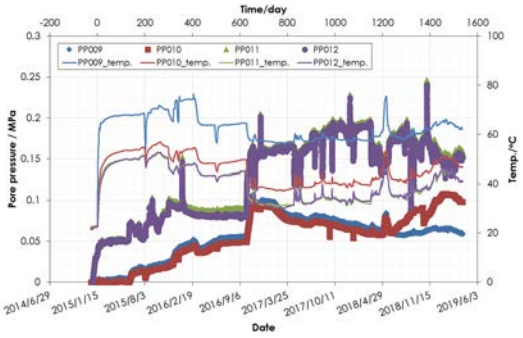
(a) 緩衝材 0 段目



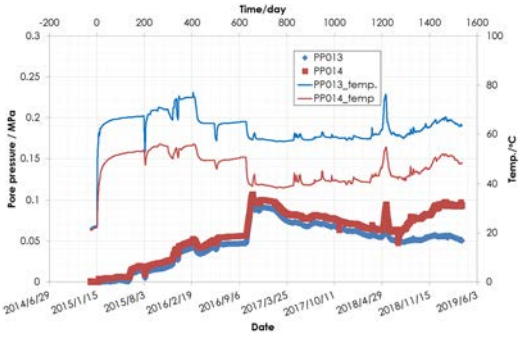
(b) 緩衝材 1 段目



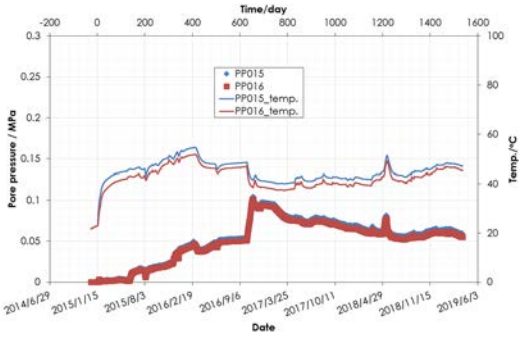
(c) 緩衝材 3 段目



(d) 緩衝材 5 段目



(e) 緩衝材 6 段目



(f) 緩衝材 9 段目

図 4.1.1.5-10　間隙圧計測値（間隙水圧計）

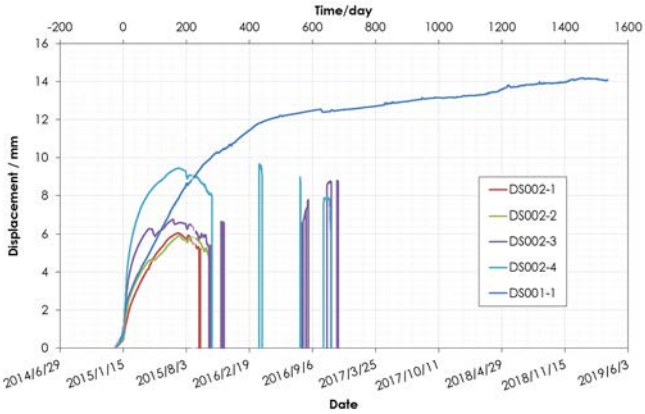
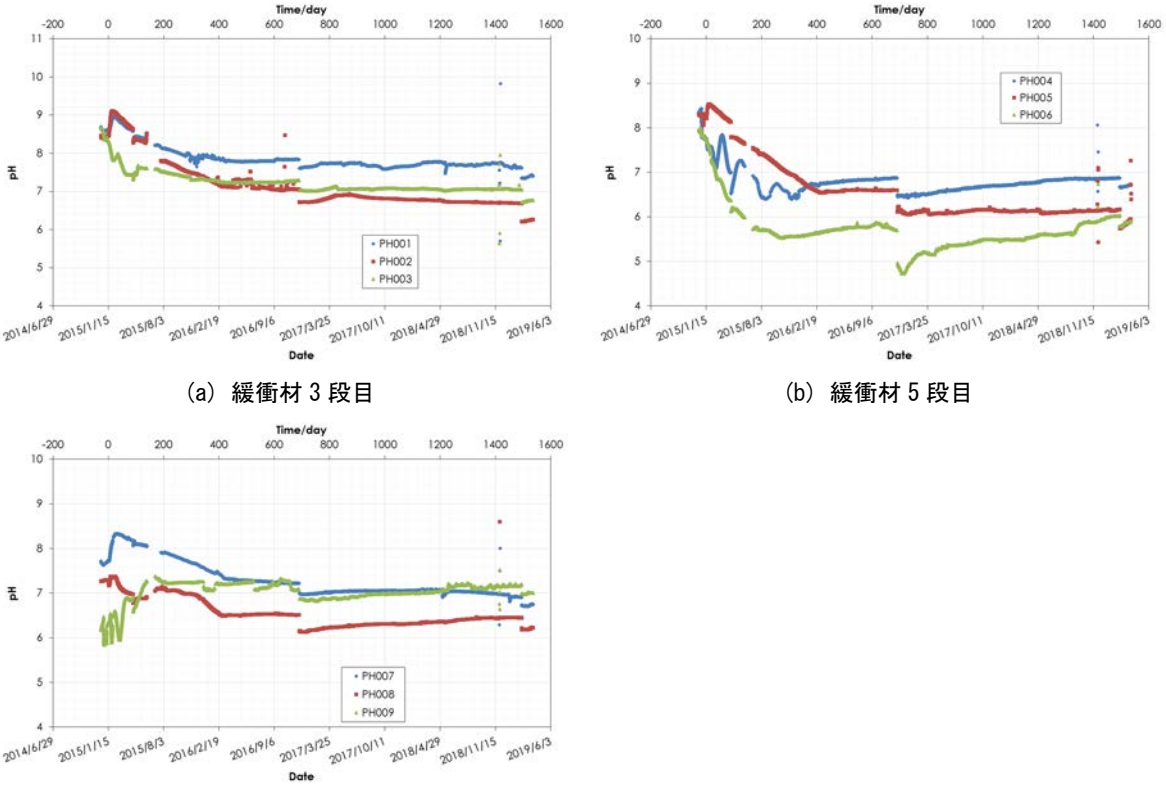


図 4.1.1.5-11　変位計測値（変位計）

⑤化学挙動

図 4.1.1.5-12 に光学式 pH 計の計測データを示す。光学式 pH 計は、pH を直接測定しているのではなく、pH 指示薬を含んだセンサー（pH 感受性薄膜）の色の変化から、比色法に基づき間接的に pH を求めている。具体的には、センサーに光を照射して、その反射光の極大吸収波長の強度から吸光度を算出し、これを予め取得した検量線を用いて pH に変換している。吸光度の算出にはリファレンスの吸光特性が必要となるが、本試験ではリファレンスを測定毎に取得することはできないため、センサー設置前の吸光特性が変化しないものとして pH を算出している。そこで、センサーの吸光特性の初期値からの変化を確認することにより光学式 pH 計の計測データの精度を判断した。その結果、計測開始から徐々に吸光特性が変化しており、時間経過とともにデータの精度が落ちていることが確認された。発色剤やその充填方法にさらなる改良が必要であると考えられる。

腐食センサーについては、緩衝材内側まで水が浸潤していないため、検証のためのデータが取得できておらず、今後、加熱試験終了後の減熱過程時のデータを取得し評価する予定である。



(a) 緩衝材 3 段目　　(b) 緩衝材 5 段目

(c) 緩衝材 6 段目

図 4.1.1.5-12　pH 計測値（光学式 pH 計）

2) モニタリング機器の放射線影響に関する検討[60)]

高レベル放射性廃棄物の地層処分におけるモニタリングには、施工上の品質を確認するためのモニタリング、人工バリアの状態把握や処分施設周辺部における地質環境条件に関するモニタリング、建設・操業・閉鎖の各作業を安全かつ確実に進めるための作業安全のモニタリング、処分場敷地周辺部の環境に関するモニタリングなどの種々のモニタリングが挙げられる。これらのモニタリングのうち、人工バリアが設計で想定した状態を逸脱することなく性能が発揮されている

ことを確認し評価するための人工バリアの状態把握に関わるモニタリングに関しては、国際共同研究としてその考え方や具体的な方法等について検討が進められている[61),62),63),64),65)]。

このようなモニタリング機器が置かれる環境条件には、温度、湿度、圧力、放射線や水質などがあり、地質環境や埋設深度、埋設する廃棄物の種類によって変動するため、モニタリング機器の検討を行う際には、環境条件を考慮した整理が必要である。そこで、人工バリアの状態を把握する際、緩衝材やオーバーパック表面、あるいはその周囲に設置されるモニタリング機器がオーバーパックから放出される放射線に曝されることから、ここではこれらモニタリング機器の放射線による影響について検討を行った。

具体的には、ガラス固化体の貯蔵期間（30年、50年）および緩衝材の飽和度（40 %、70 %、100 %）の変化を考慮し、オーバーパック表面および緩衝材中の放射線量の解析を行うとともに、主なモニタリング機器に使用されている材質などの耐放射線性に関する文献調査などからその影響について検討を行った。

放射線量の解析に必要となるガラス固化体等のバリア材等の組成については、NUMOの技術報告書[66)]およびTRU廃棄物処分技術検討書の根拠資料集分冊2[67)]を基に設定した。また、ガラス固化体の線源強度や線源スペクトルのデータは、若杉らの技術報告書[68)]をもとに設定した。オーバーパックや緩衝材の形状や寸法については、第2次取りまとめ分冊2[1)]に基づき、オーバーパック中のガラス固化体は、ガラスのみをモデル化し、保守的にキャニスタはモデルに含めず、図 4.1.1.5-13 に示す計算モデルを作成した。

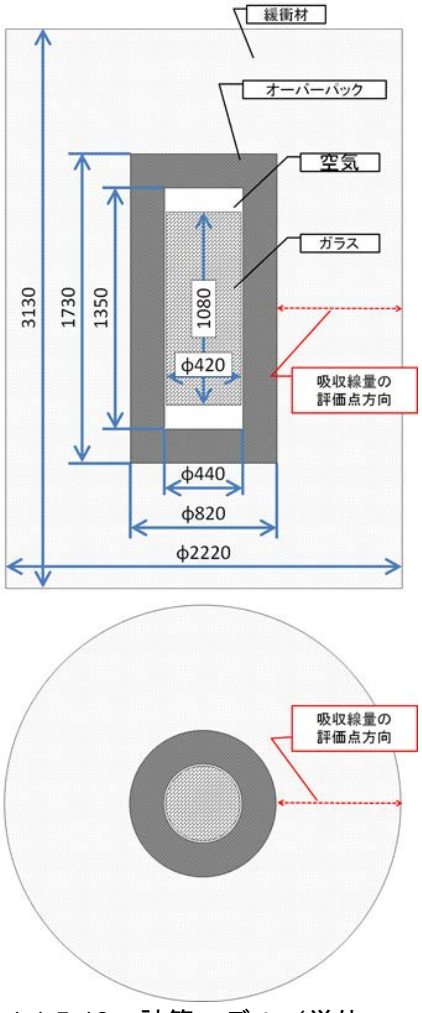


図 4.1.1.5-13　計算モデル（単位：mm）

解析コードは、吸収線量率を算出するため、MCNP5 を用いた。MCNP は、米国ロスアラモス国立研究所で開発されている汎用の中性子・光子・電子輸送モンテカルロコードであり、世界中でユーザー数が多く、様々な分野で用いられており、遮蔽計算のための機能も豊富で、現在の最新版が MCNP5 となる。

解析により求めたオーバーパック表面からの距離に対する緩衝材中の吸収線量を図 4.1.1.5-14 に示す。吸収線量は、キャニスタの貯蔵期間 30 年に比して貯蔵期間 50 年の方が約 50 %減衰する結果となっている。図 4.1.1.5-14 より吸収線量が最も高い結果となるのは、貯蔵期間 30 年で緩衝材飽和度が 40 %のケースで、オーバーパック表面から 5 cm の位置で 52.3 Gy/year となり、65 cm の位置で 0.0766 Gy/year となる。オーバーパック表面では、本結果を外挿すると 100 Gy/year 程度となる。これらの線量をもとにモニタリング機器への放射線の影響について、モニタリング機器で使用されている材料や電子部品などに関する情報を収集し、文献[69),70),71)]などからそれら材料の耐放射線性と解析結果との比較により、放射線によるモニタリング機器への影響を定性的に検討した。本検討において対象とした計測機器で使用されている材料とそれら材料の耐放射線性の調査結果を表 4.1.1.5-2 に示す。ここで無機材料については、放射線影響は無視できることから除外した。有機材料については、アイソトープ便覧[69)]や高分子材料の耐放射線特性とデータ集[71)]に基づき推定した。半導体等の電子部品については、CCD カメラの試験結果[70)]を参考に全て 1 kGy とした。これら材料の耐放射線性の調査の結果、最も低い値で 1 kGy となり、吸収線量に関する解析結果で最も高い数値である 52.3 Gy/year との比較の結果、一般的なモニタリング機器の使用寿命に影響を及ぼす線量ではないことが推定された。なお、電子部品を内蔵するモニタリング機器の耐放射線性に対しては、今回の検討では CCD カメラにおける耐放射線性を参考にしたが、信頼できるデータ取得の可否について検証するため、照射条件下での機器の作動試験を行い、計測データの妥当性について評価することが必要と考えられる。

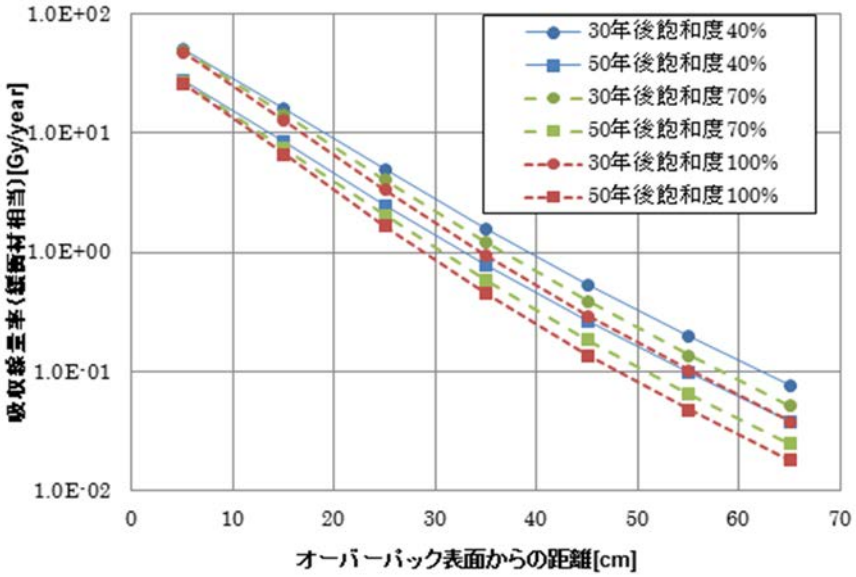


図 4.1.1.5-14　解析により求めた緩衝材中の吸収線量

表 4.1.1.5-2　本検討で対象とした計測機器で使用されている材料の耐放射線性の検討結果

計測機器	部位	材質	耐放射線性
土圧計	Cell 本体	SUS316	－
	Cell 内部	油充填	6 MGy
	トランスデューサ	金属製ハウジング、内部は不明	1 kGy
	ケーブル被覆	PVC	0.1 MGy
間隙水圧計	Filter、Filter Housing	金属製	－
	O リング	NBR	10 kGy
	Bulkhead Seal	エポキシ系と推定	1 MGy
	Waterproof Epoxy	エポキシ樹脂（充填）	1 MGy
	水圧計内部計器類	サーミスタ、ダイヤフラム、コイル、振動ワイヤ等を収納	1 kGy
	ケーブル被覆	PVC	0.1 MGy
変位計	アンカー	強化プラスティック	0.1 MGy
		銅	－
		ナイロン	10 kGy
	計測ロッド	金属	－
	変位計（トランスデューサ他）	不明	1 kGy
	ケーブル被覆	PVC と推定	0.1 MGy
湿度計	本体ケーシング	SUS303	－
	内部集積回路	基盤、IC チップ	1 kGy
	フィルタ	テフロン	2 kGy
	ケーブル被覆	ポリウレタン	0.1 MGy
サイクロメータ	本体ケーシング	SUS316	－
	本体内部	エポキシ樹脂充填	1 MGy
	本体内部シール材（O リング）	ニトリルゴム	10 kGy
	内部回路	不明	1 kGy
pH 計	光ファイバー	石英と想定	－
	本体・ボディ・外形	トーロン（ポリアミドイミド）	0.1 MGy
	指示薬染料	親水性ポリマー（ブロモクレゾールグリーン）	不明
	ケーブル被覆	PVC ファイバジャケット、PEEK ポリマースリーブと推定	0.1 MGy
水分計	本体	不明	1 kGy
	シールド	SUS	－
	ケーブル被覆	PVC と推定	0.1 MGy
温度計（熱電対）	本体	SUS、酸化マグネシウム充填材および熱電対素線（銅、銅ニッケル合金）	－
	補償導線	PVC、テフロンと推定	0.1 MGy
白金電極	センサー部	白金、金属ケース、セラミックスと推定	－
	ケーブル被覆	テフロン	2 kGy
炭素鋼腐食センサー	センサー部	炭素鋼、金属ケース、セラミックスと推定	－
	ケーブル被覆	テフロン	2 kGy

3) THM/THMC連成解析コード（THAMES/COUPLYS）の整備

COUPLYSは、THM連成解析コードTHAMES、物質移行解析コードDtransu[72]、地球化学解析コードPHREEQE[73]の3つの解析コードの連成を管理するプログラムである。本検討では、THMC連成解析ツールであるCOUPLYSのコードの不具合の改善や数値演算の高速化、計算中の必要メモリの改善を行い[55),56)]、幌延深地層研究計画における調査研究結果に基づいた地質環境条件を設定し、THC連成解析を実施した。解析モデルを図 4.1.1.5-15に、1000年後までの温度、水分飽和

度、間隙水pH、イオン交換サイトにおけるNaZ濃度および硫酸塩濃度の解析結果を図 4.1.1.5-16に示す。温度分布は、廃棄体の発熱に伴い緩衝材内の温度は上昇し、約20年後に最高温度に達した後は低下に転じ、1000年後には初期の地温程度となっている。水分飽和度は、地下水の浸潤に伴い緩衝材は約5年、埋め戻し材は約17年で飽和に至る結果となっている。間隙水のpHは、コンクリート支保を中心に高いpHを示し、1000年後には埋め戻し材全体で約10、オーバーパック周辺の緩衝材で7～8程度となっている。スメクタイトのイオン交換サイトにおけるNaZ濃度は、コンクリート支保から溶脱したカルシウムの影響で、コンクリート支保周辺の埋め戻し材で減少している。オーバーパックとの境界近傍における緩衝材中では、初期から約5年後にかけて二次鉱物の硫酸塩が析出している。これは、不飽和環境下での温度勾配に伴う間隙水の濃縮と、温度の上昇に伴う溶解度の低下によるものと考えられる。しかし、析出した硫酸塩は、緩衝材が飽和した後は溶解傾向となり100年後には減少している。以上のことから、本手法によってガラス固化体の放熱と人工バリア内への地下水浸潤に伴うニアフィールドの化学的な環境変化を定量的に評価できることを確認した[57]。なお、処分事業を想定し、処分場閉鎖直後からの地下水位変遷の影響を検討した事例においては、坑道掘削に伴う地下水位の低下が緩衝材の再冠水時間、緩衝材間隙水組成および鉱物の溶解沈殿挙動に対して感度を持つことが確認されている[58]。COUPLYSの適用性については、実測データとの比較検証や、オーバーパック腐食試験の再現解析により確認する予定である。

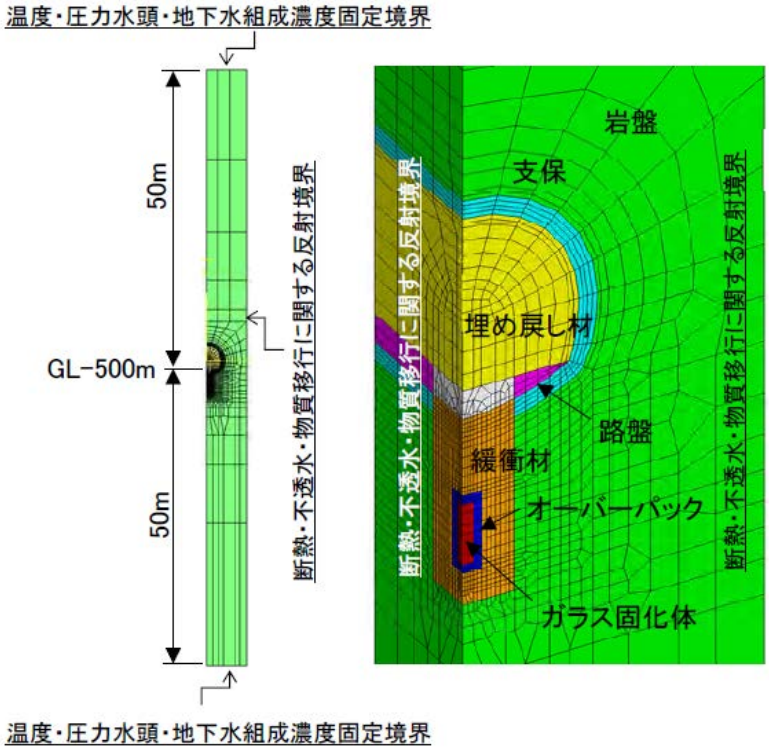


図 4.1.1.5-15　解析モデル（THC）

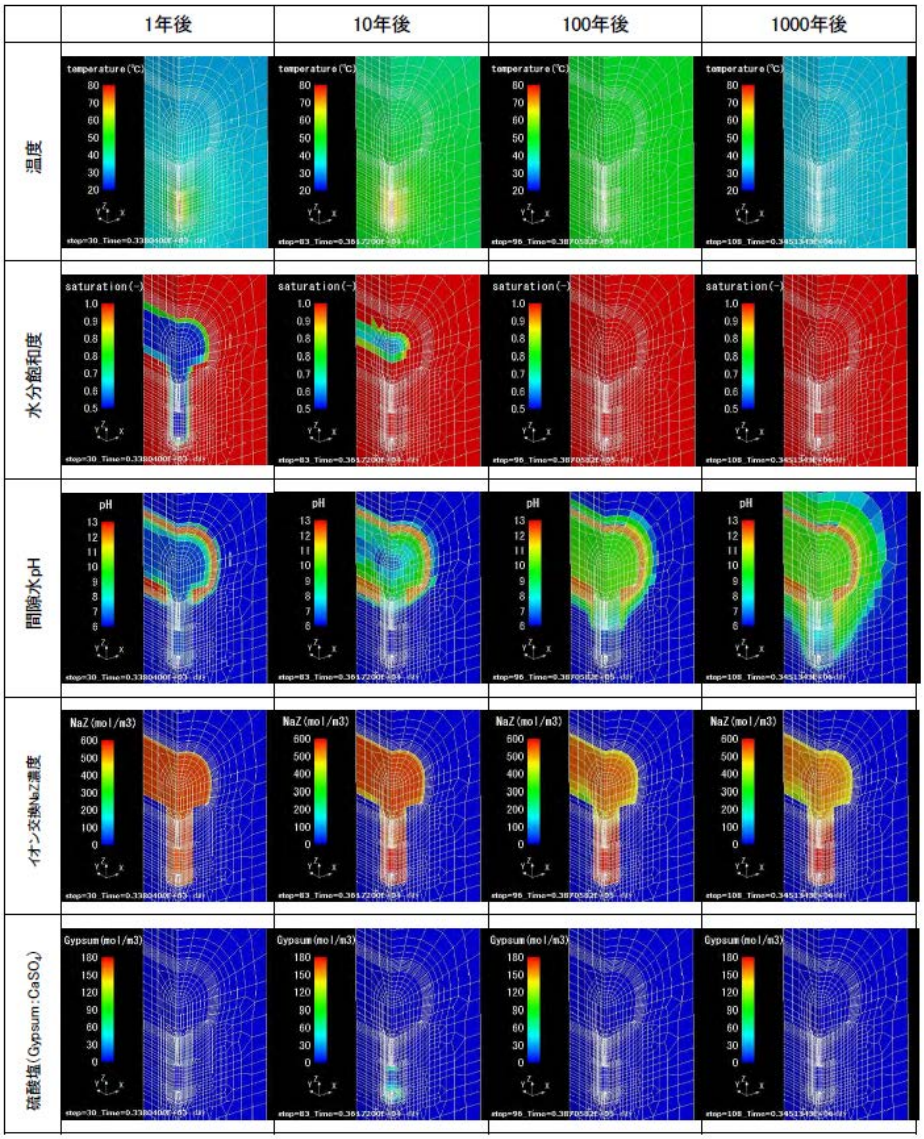
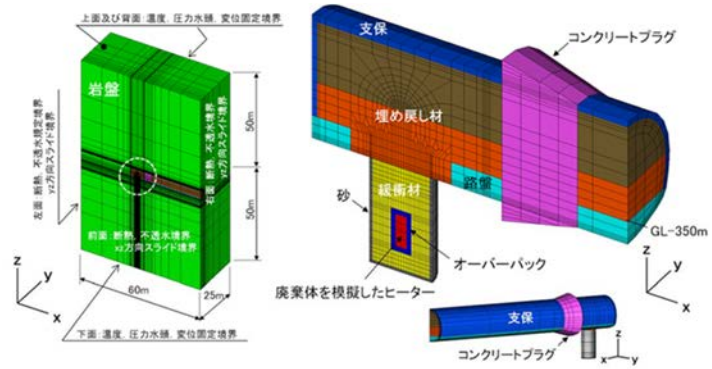


図 4.1.1.5-16　THC 連成解析結果

COUPLYSを構成するTHAMESについては、緩衝材の膨潤に伴う密度低下による剛性の低下を考慮できるよう力学モデルを拡張し、緩衝材の膨潤挙動の評価の再現性が向上することが確認されている[57]。さらに、緩衝材の熱特性、水理特性および力学特性の密度依存性について、既往のデータを整理し、水分飽和度依存性を含めた関係式を整備するとともに、応力変形によって生じる緩衝材の密度変化に伴うこれらの特性への影響を考慮できるようにモデルが高度化された[58]。改良されたコードの適用性を確認するため、人工バリア性能確認試験を対象とした再現解析を行った[59]。解析条件と解析モデルを図 4.1.1.5-17、解析に使用した物性値の一例を表 4.1.1.5-3、解析結果を図 4.1.1.5-18に示す。ケース1は緩衝材物性値の密度依存性を考慮し、ケース2は解析結果に及ぼす緩衝材物性値の密度依存性の影響を把握するために、密度依存性を考慮しない条件として乾燥密度を1.6 Mg/m^{3}で固定して解析を実施した。ケース3は変位量の解析結果が実測値と乖離が見られることから、計測値と一致させるような弾性係数を設定した条件である。密度依存性考慮の有無で解析結果は異なり、緩衝材の膨潤変形による密度変化が、緩衝材中の温度や浸潤挙動および応力変形挙動に対して影響を及ぼすことが明らかとなった。埋め戻し材中の浸潤傾向については、初期の部分で大きな開きが見られる。この計測値の初期の低下については、原因がわ

かっておらず、計測値の妥当性も含めて今後検討が必要である。また、緩衝材の膨潤変形挙動は、ケース3のように緩衝材の弾性係数を小さくすることで再現性が向上することがわかった（図4.1.1.5-18(d)）。緩衝材の弾性係数は温度が高いほど小さくなるとの報告例があるが、ケース1と2で用いた弾性係数は室温環境下で取得した弾性係数であるため、温度依存性を考慮したパラメータの取得が必要である。

今後は、力学特性に与える熱的影響や地下水水質の影響等を考慮できるよう、力学モデルを高度化していくことが必要である。

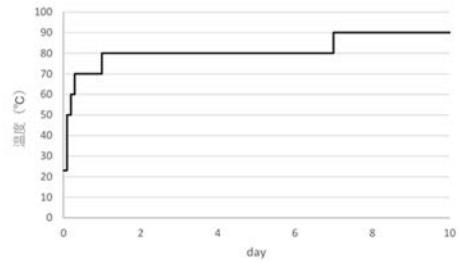


人工バリア性能確認試験の解析モデル

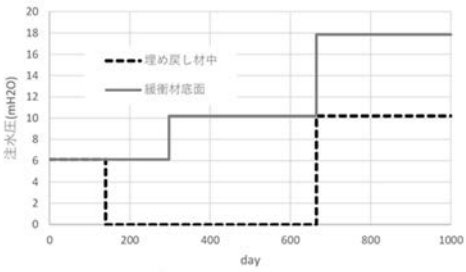
	緩衝材物性値の密度依存性	緩衝材の弾性係数の設定
ケース1	考慮する	式①
ケース2	考慮しない	式①の乾燥密度1.6Mg/m³で固定
ケース3	考慮する	式①の2/3の値

$$E_{50} = -6.00 \times 10^{-5} exp^{6.64\rho_d}(S_r - 100) + 7.58\rho_d - 6.84 \quad ①$$

E_{50}：弾性係数　S_r：水分飽和度　ρ_d：乾燥密度



オーバーパック表面温度条件
（10日後以降は90℃一定）



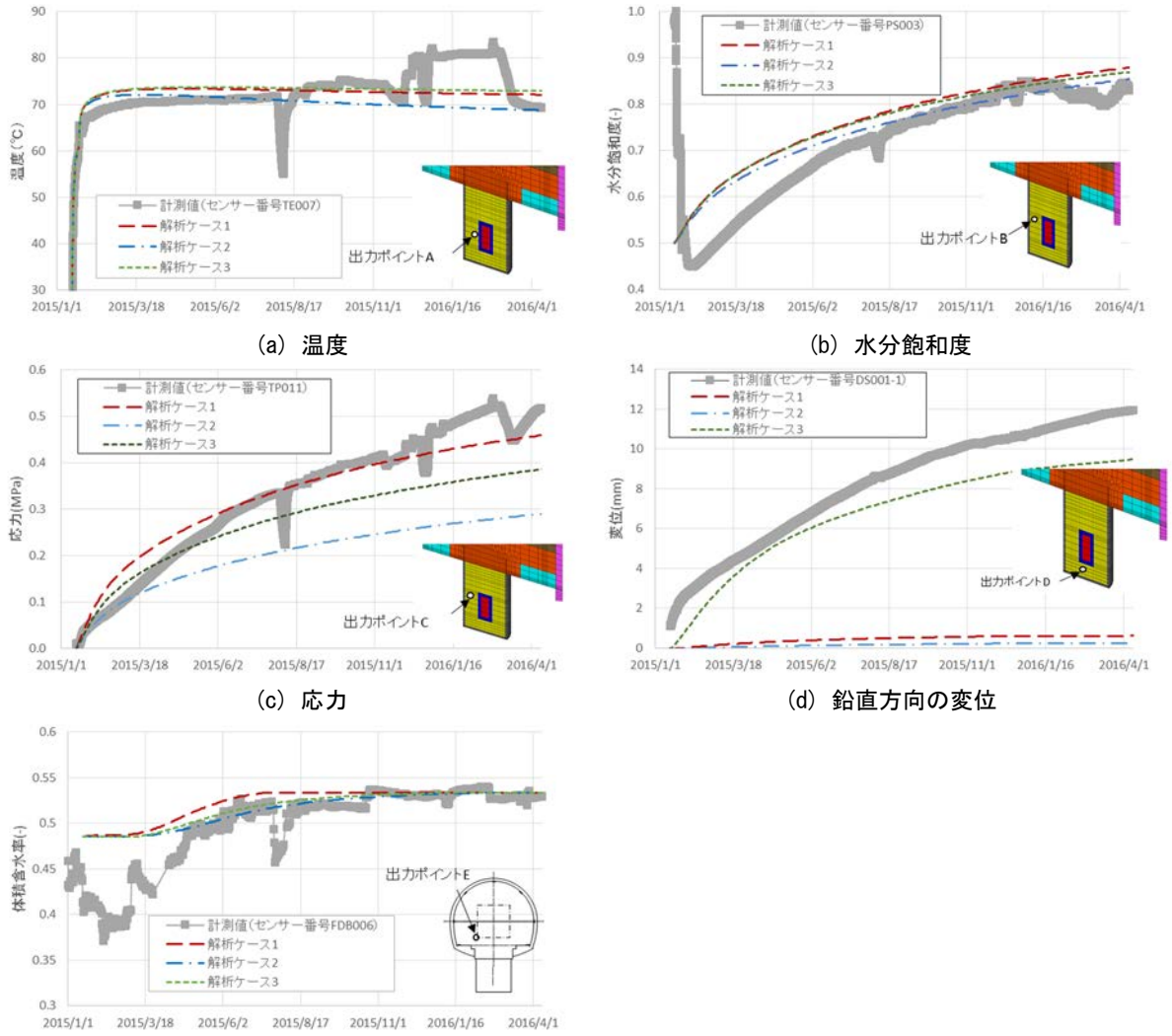
緩衝材および埋戻し材への加圧注水条件

図 4.1.1.5-17　解析モデルと解析条件（THM）

表 4.1.1.5-3　解析に用いた緩衝材の物性値

	単位	緩衝材
真密度	kg/m³	2680
乾燥密度	kg/m³	1600
空隙率	-	0.403
弾性係数	Pa	$E_{50} = -6.00 \times 10^{-5} e^{6.64\rho_d}(S_r - 100) + 7.58\rho_d - 6.84$
ポアソン比	-	0.3
線膨張係数	-	1.00×10^{-6}
初期飽和度	-	0.5
熱伝導率	W/mK	$\lambda = p_1 + p_2\omega + p_3\omega^2 + p_4\rho_d$
比熱	kJ/kgK	$c = \frac{p_5 + p_6\omega}{100 + \omega}$
固有透過度	m²	$\kappa = \exp(-42.10 + 1.14\rho_b - 2.12\rho_b^2)$
水分特性曲線	-	$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta} = [1 + \lvert\alpha\Psi\rvert^n]^{-m}, \quad m = 1 - \frac{1}{n}$
比透水係数	-	$k_r = S_r^3$
温度勾配水分移動係数	m²/sK	1.00×10^{-11}
飽和膨潤力	MPa	$\sigma = 0.0042\exp^{3.1357\rho_d}$

e：間隙率、Sr：飽和度、ρ_d：乾燥密度、ω：含水比、ρ_b：有効粘土密度



(a) 温度　(b) 水分飽和度

(c) 応力　(d) 鉛直方向の変位

(e) 体積含水率

図 4.1.1.5-18　THM 連成解析結果と計測値の比較

4) THM連成解析[74)]

人工バリア性能確認試験でのTHM連成現象をより詳細に把握するため、一部パラメータを見直し、ケイ砂部と埋め戻し材外周部の温度と水圧の実測値を外側境界として解析を実施した（図 4.1.1.5-19）。

一例として、図 4.1.1.5-20に緩衝材中の温度と飽和度と土圧と埋め戻し材中の飽和度について、計測値と解析結果の比較を示す。温度境界条件には模擬オーバーパックの表面と緩衝材外周部に設置したケイ砂部の温度計の計測値を用い、水理境界条件にはケイ砂部に設置した間隙水圧計と埋め戻し材外周部の注水圧の計測値を用いた。

図 4.1.1.5-20(a)の計測値は緩衝材5段目に設置した温度計（緩衝材内側からTE010、TE011、TE012）のデータである。緩衝材中の温度はヒーターの温度や注水量の変化に伴って変化しており、解析結果については温度上昇の初期段階で若干のずれが見られるものの、計測値と比較的良く一致していることが分かる。図 4.1.1.5-20(b)の計測値は5段目に設置した水分計（PS006）から得られたデータを飽和度に換算した値と模擬オーバーパックの表面温度である。飽和度の計測値

は約800日でおよそ0.9を示し、外周部に設置したセンサー付近では緩衝材がほぼ飽和していることが示唆された。解析結果については、約400日付近で解析結果とPS006の計測値が大きく離れていることが分かる。これは、模擬オーバーパックの表面温度を変化させたことによる水分移動の影響や、注水量や温度を変化させたことによりセンサー付近に水が一時的に集中した影響などが推測される。図 4.1.1.5-20(c)の計測値は5段目に設置した土圧計（TP011）のデータである。土圧計の計測値は徐々に増加傾向を示し、水の浸潤とともに膨潤応力が増加していることが分かる。解析結果についても同様の傾向を示している。一方、図 4.1.1.5-21の変位計測結果との比較では、計測値と解析結果で大きく離れていることが分かる。これは、「3) THM/THMC連成解析コード（THAMES/COUPLYS）の整備」でも記述したとおり、弾性係数の温度依存性を考慮していないことが要因として挙げることができる。図 4.1.1.5-22は埋め戻し材中に設置したFDR-V（FD006）と解析結果を比較したものである。計測の初期に大きな低下が見られるものの、その後500日付近までは良好な一致が見られる。約500日以降の計測値の上昇は、緩衝材や埋め戻し材の膨潤により、センサー付近の密度が変化したことなどが要因として考えられるが、解析結果では再現できていない。これは、緩衝材や埋め戻し材の膨潤による密度変化やそれに伴う水分移動を正確に再現できていないことが要因として挙げることができる。図 4.1.1.5-23は、1200日後の比抵抗トモグラフィ測定による飽和度換算結果と解析結果を比較したコンター図である。計測結果にばらつきはあるものの、両者とも緩衝材の外周部では地下水の浸潤により飽和度が上昇し、内周部ではヒーターの加熱により飽和度が低下する傾向が確認された。

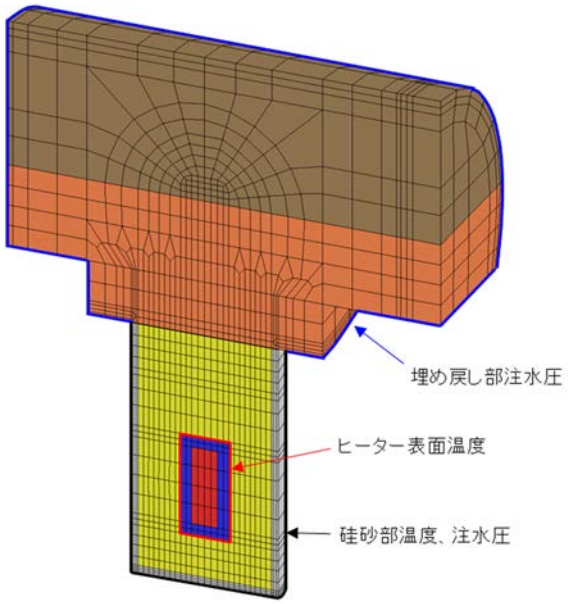
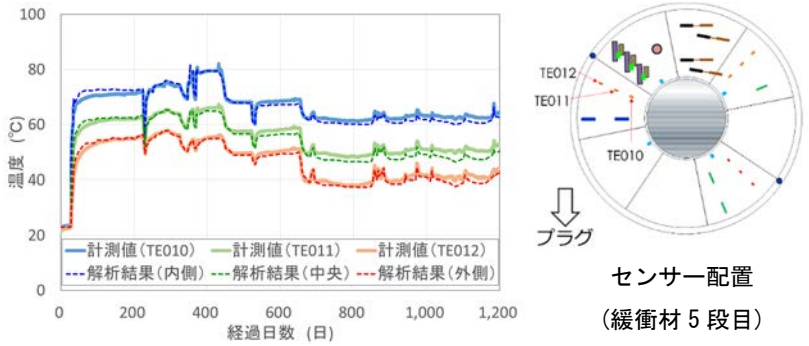
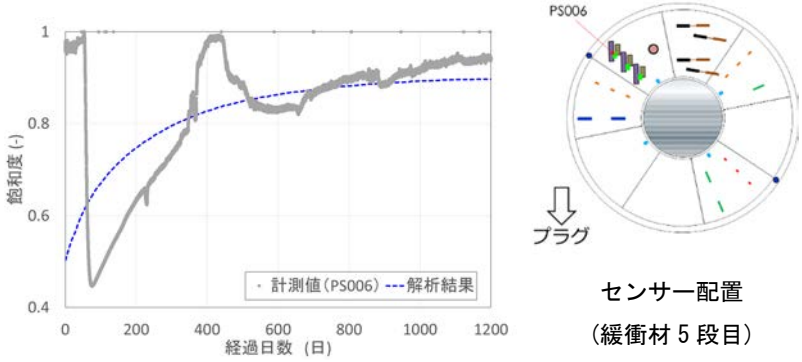


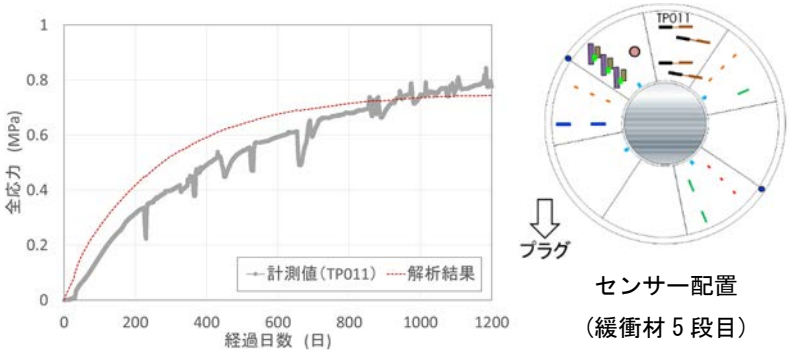
図 4.1.1.5-19　THM 解析モデルと境界条件



（a）緩衝材中の温度



（b）緩衝材中の飽和度



（c）緩衝材中の全応力

図 4.1.1.5-20　THM 連成解析結果と緩衝材中の計測値との比較

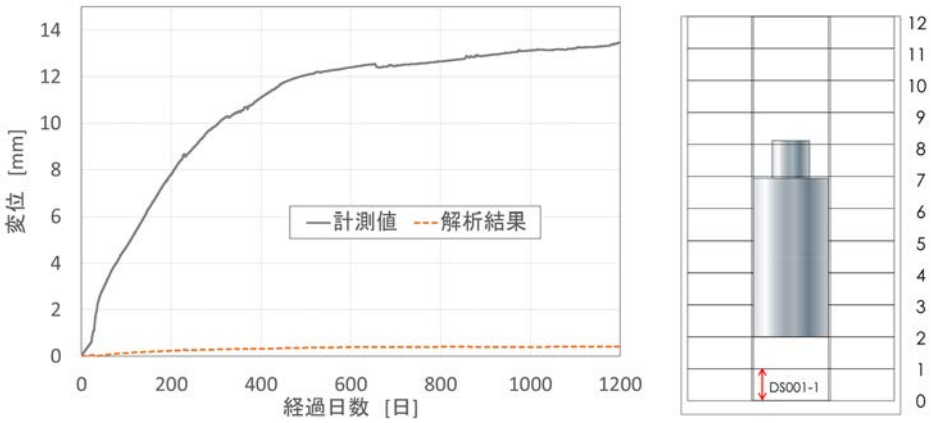


図 4.1.1.5-21　THM 連成解析結果と変位計測結果との比較

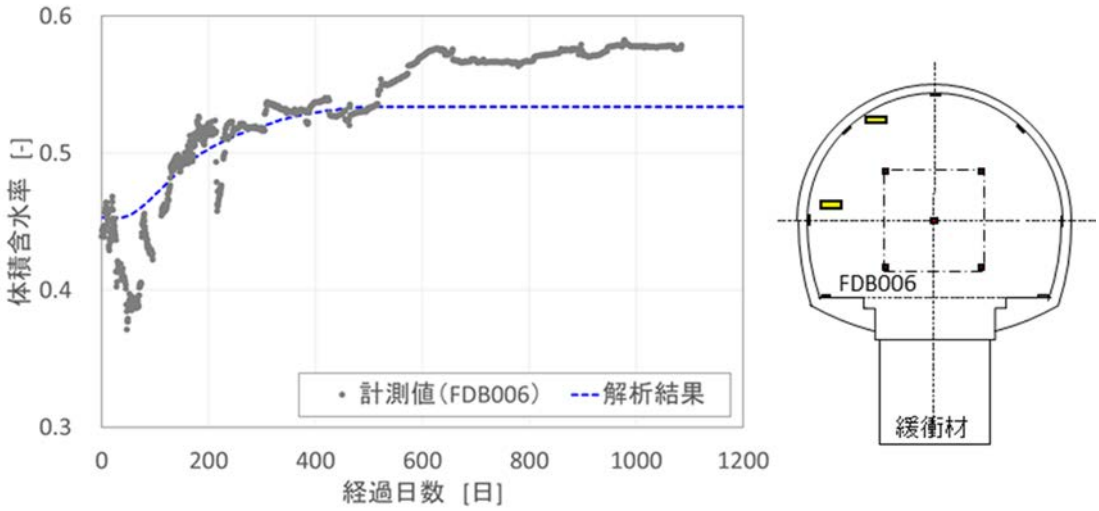


図 4.1.1.5-22　THM 連成解析結果と埋め戻し材中の FDR-V との比較

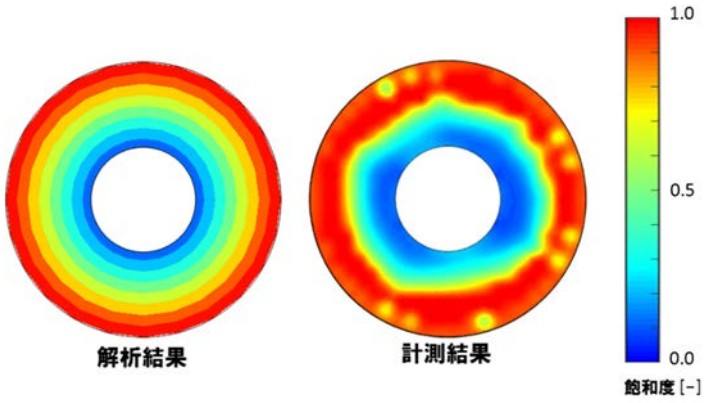


図 4.1.1.5-23　THM 連成解析結果と比抵抗トモグラフィとの比較（1200 日経過時点）

5) 気相の影響を考慮したTHM連成解析[75)]

4)で実施したTHAMESによるTHM連成解析では温度勾配による水分の移動は考慮しているものの、水蒸気発生による間隙空気圧の上昇やそれに伴う水分の移動や応力の変化といった現象は考慮しておらず、人工バリア設置時に内包された空気はTHM連成現象に影響を与えないものとして解析を実施している。不飽和緩衝材中の気相の動きを正確に検証した例は少なく、ここでは、気相が人工バリアへ及ぼす影響を整理するため、気液二相流THM連成解析を実施した。解析コードには水蒸気の発生、気相の圧力増加に伴う液相への溶解といった相変換を考慮可能なCODE_BRIGHTを用いた。なお、本モデルでは、施工時の隙間や間隙圧による気相の緩衝材中への破過は考慮していない。比較のために気相を考慮したケースと気相を考慮しないケースについて解析を実施した。図 4.1.1.5-24に解析モデルと出力位置、図 4.1.1.5-25に温度、飽和度、平均有効応力の解析結果を示す。温度の解析結果から本モデルにおいては、気相による温度分布への大きな影響は確認されなかった。飽和度については、気相を考慮したケースではヒーター周辺の内側の飽和度が水蒸気の発生により低下するのに対し、気相を考慮しないケースでは飽和度の低下は確認されなかった。平均有効応力は、気相を考慮したケースではヒーター周辺で発生した水蒸気による間隙空気圧の上昇に伴う体積変化により、引張応力が発生していることが分かる。これらのことから、気相考慮の有無によって、飽和度と平均有効応力に大きな違いが見られることがわかった。気相を考慮した解析においては、その境界条件やパラメータ設定によって傾向が大

きく変化するため、その設定においては適切な評価が重要である。今回設定したモデルは解析結果の一例であり、その妥当性については要素試験等の実測値との比較検証が重要である。

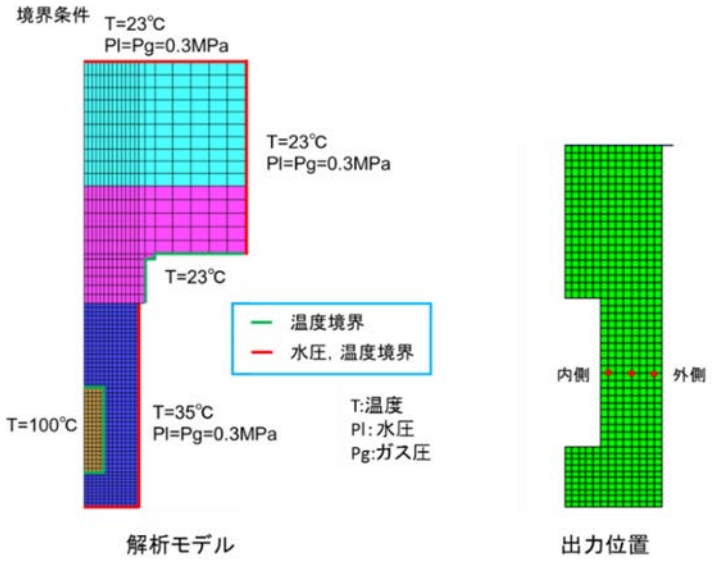
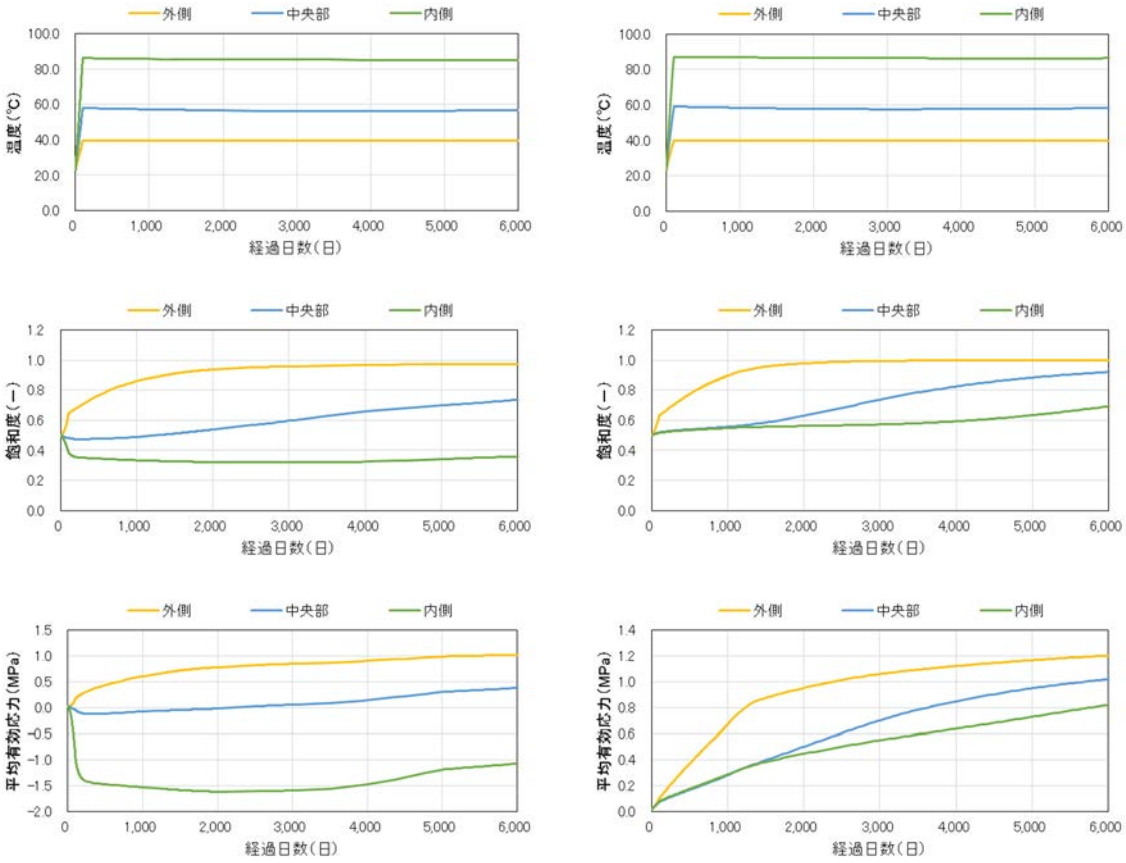


図 4.1.1.5-24　解析モデルと出力位置



(a) 気相考慮　　(b) 気相考慮なし

図 4.1.1.5-25　解析結果

(4) まとめ

1) 計測結果とモニタリング手法の適用性確認

全体的に熱電対、土圧計、間隙水圧計の稼働状況は良好であるが、水分計や変位計、光学式pH計についてはセンサーの耐久性や設置方法などに課題が残ることがわかった。測定不可となった要因やその対策については、試験終了後にセンサーを取り出して詳細を調査する必要がある。また、現状で問題ないと判断したセンサーにおいても、その精度までは確認できておらず同様の調査が必要である。解体調査時には、センサー自体の調査だけでなく、ケーブル等が本試験にどのように影響を及ぼしたのかも確認する必要がある。その他、浸潤時・減熱時のデータ取得が課題である。

2) モニタリング機器の放射線影響に関する検討

モニタリング機器の放射線影響については、ガラス固化体の貯蔵期間および緩衝材の飽和度の変化を考慮した解析により緩衝材中の吸収線量を求めるとともに、モニタリング機器で使用されている材料の耐放射線性に関する文献調査の結果をもとに、解析により求めた吸収線量との比較からその影響を定性的に検討した。その結果、一般的なモニタリング機器の使用寿命に影響を及ぼす線量ではないことが推定された。なお、電子部品を内蔵する機器については、信頼できるデータ取得の可否について検証するため、照射条件下での作動試験を行い、計測データの妥当性について評価することが必要である。

3) THM/THMC連成解析コード（THAMES/COUPLYS）の整備

COUPLYSの改良により、コードの不具合の改善や計算能力の向上が確認された。今後、実測データとの比較検証によりその妥当性を確認する必要がある。

THAMESの改良により、より現実に沿った連成現象を再現することが可能となった。さらなる再現性の向上のためには、力学特性の温度依存性を明らかにする必要があり、今後も継続した解析コードの高度化が必要である。将来的には改良したTHM連成モデルをCOUPLYSに反映し、力学と化学および物質移行との間の相互作用のモデル開発を進めることによってTHMCモデルの高度化を図ることが可能である。

4) THM連成解析

THM連成解析の結果、温度分布は計測値とほぼ一致しており、加熱・注水過程における解析コードの適用性が確認された。一方、飽和度分布や応力は計測値と同様の傾向が確認されているものの、一部再現できていないところや計測値との開きがあるところが見られ、再現性向上のためには、室内試験によるパラメータの取得とモデルの改良が必要であることがわかった。現在は、緩衝材中への浸潤状況が外周部周辺に留まっており、ニアフィールド領域の過渡期状態変遷を十分に評価できたとは言い難い。最終的ゴールとしている過渡期におけるTHMC連成現象の評価手法の適用性を確認するためには、注入量の増加、減熱過程でのデータ取得、解体調査によるサンプリングなどによる調査も必要である。

5) 気相の影響を考慮したTHM連成解析

気液二相流THM連成解析を実施した結果、温度上昇にともない水蒸気が発生することでヒーター近傍の飽和度の低下を引き起こすとともに、間隙圧の増加により平均有効応力へも影響を及ぼす可能性があることがわかった。今後は実測値に基づく検証を行い、モデルの改良を実施する必要がある。

参考文献

1) 核燃料サイクル開発機構 : わが国における高レベル放射性廃棄物地層処の技術的信頼性－地層処分研究開発第 2 次取りまとめ－　分冊 2　地層処分の工学技術, JNC TN1400 99-022, 1999，703p.
2) SKB : Design, production and initial state of the buffer, SKB TR-10-15, 2010.
3) 核燃料サイクル開発機構 : 高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に関する知識基盤の構築－平成 17 年取りまとめ－　分冊 2　工学技術の開発，JNC TN1400 2005-015，2005，309p.
4) 松井裕哉，棚井憲治，川上進，佐藤稔紀，西村繭果，青柳茂男，藤田朝雄，谷口直樹，菊池広人，松本一浩，油井三和 : 設計技術（地下施設設計、人工バリア設計、閉鎖設計）の実際の地質環境条件への適用性評価，JNC TN5400 2005-004，2005，205p.
5) Autio, J., Riekkora, R. and Salo, J-P. : Alternative Backfilling Concepts for a Spent Fuel Repository at Olkiluoto, Backfill Requirements in KBS type Reporistory - A POSIVA/SKB Workshop, SKB IPR-02-05, 2002, pp.39-48.
6) 中山雅，三浦律彦，石田知子，竹田宣典，丹生屋純夫，城まゆみ : 幌延 URL における人工バリアの性能確認試験　(9)低アルカリ性セメントのプラグコンクリートへの適用，日本原子力学会　2014 年秋の大会予稿集，2014.
7) 本島貴之，臼井達哉，坂本淳，丹生屋純夫，石田知子，三浦律彦，中山雅，大野宏和 : 幌延 URL における人工バリア性能確認試験　－高流動・低アルカリプラグコンクリートの配合検討および温度応力解析・躯体温度測定結果－，土木学会　平成 27 年度全国大会　第 70 回年次学術講演会，2015.
8) 丹生屋純夫，佐藤伸，中山雅，白瀬光泰，名合牧人 : 幌延 URL における人工バリアの性能確認試験　(10)プラグ部形状に関する解析的検討, 日本原子力学会　2015 年秋の大会, 2015.
9) 森岡宏之，山崎雅直，松井裕哉，尾留川剛，山口雄大 : 幌延深地層研究計画における地下施設の支保設計（実施設計），JAEA-Research 2008-009，2008，263p.
10) 中山雅，大野宏和，棚井憲治，杉田裕，藤田朝雄 : 幌延深地層研究計画における人工バリア性能確認試験－坑道の埋め戻し材に関する検討－, JAEA-Research 2016-002, 2016, 280p.
11) 澤田純之，中山雅，棚井憲治，森川義人，城まゆみ : 幌延 URL における人工バリアの性能確認試験　(2)堆積岩の掘削ズリを用いた坑道の埋め戻し材の締固め特性と透水性に関する検討，日本原子力学会　2013 年春の年会予稿集，2013.
12) 菊池広人，棚井憲治，澤田純之，前川恵輔 : 幌延 URL における人工バリアの性能確認試験 (3)堆積岩の掘削ズリを用いた坑道の埋め戻し材の膨潤圧特性に関する検討，日本原子力学会　2013 年春の年会予稿集，2013.
13) 澤田純之，中山雅，棚井憲治，松崎達二，本島貴之，城まゆみ : 幌延 URL における人工バリアの性能確認試験　(5)堆積岩の掘削ズリを用いた埋め戻し材の転圧締固め特性，日本原子力学会　2013 年秋の大会予稿集，2013.
14) 白瀬光泰，丹生屋純夫，澤田純之，中山雅，棚井憲治，松崎達二 : 幌延 URL における人工バリアの性能確認試験　(4)堆積岩の掘削ズリを用いた埋め戻し材ブロックの検討，日本原子力学会　2013 年秋の大会予稿集，2013.
15) 中山雅，松崎達二，丹生屋純夫 : 幌延深地層研究計画における人工バリア性能確認試験－大口径掘削機の開発，模擬オーバーパック，緩衝材および埋め戻し材の製作－，JAEA-Research 2016-010，2016，57p.

16) 中山雅，澤田純之，棚井憲治，杉田裕，松崎達二，城まゆみ：幌延 URL における人工バリアの性能確認試験　(6)堆積岩の掘削ズリを用いた埋め戻し材による坑道埋め戻しの基本的考え方，日本原子力学会　2013 年秋の大会予稿集，2013.
17) 白瀬光泰，丹生屋純夫，矢吹義生，中山雅，大野宏和：幌延 URL における人工バリア性能確認試験　－堆積岩の掘削ズリを用いた埋め戻し材による坑道埋め戻しの検討及び施工－，土木学会　平成 27 年度全国大会　第 70 回年次学術講演会，2015.
18) 中山雅，丹生屋純夫，三浦律彦，竹田宣典：幌延深地層研究計画における人工バリア性能確認試験－プラグコンクリートの配合検討－，JAEA-Research 2017-016，2017，62p.
19) Empresa Nacional de Residuos Radiactivos, SA (ENRESA)：FEBEX project: full-scale engineered barriers experiment for a deep geological repository for high level radioactive waste in crystalline host rock. Final report. Enresa Report 1/2000, Enresa, Madrid, Spain.Enresa, 2000, 354p.
20) 原子力環境整備促進・資金管理センター：平成 23 年度地層処分技術調査等事業　処分システム工学要素技術高度化開発　報告書，2012.
21) 原子力環境整備促進・資金管理センター：平成 28 年度地層処分技術調査等事業　処分システム工学確証技術開発　報告書，2017.
22)中山雅，大野宏和：幌延深地層研究計画における人工バリア性能確認試験－350m 調査坑道における人工バリアの設置および坑道の埋め戻し－，JAEA-Research 2019-007，2019，132p.
23) 中司昇，佐藤治夫，棚井憲治，中山雅，澤田純之，朝野英一，斎藤雅彦，吉野修，塚原成樹，菱岡宗介，小林正人：地層処分実規模設備整備事業における工学技術に関する研究－平成 24 年度成果報告－（共同研究），JAEA-Research 2013-034，2014，70p.
24) Müller, H.R., Garitte, B., Vogt, T., Kohler, S., Sakaki, T., Ewber, H., Spillmann, T., Hertrich, M., Becker, J.K., Giroud, N., Cloet, V. and Diomidis, N.：Implementation of the full-scale emplacement (FE) experiment at the Mont Terri rock laboratory, 2017.
25) Torbjörn Sandén, Lennart Börgesson, Ulf Nilsson, Ann Dueck：Full scale Buffer Swelling Test at dry backfill conditions in Äspö HRL, SKB Technical Report TR-16-07, 2017.
26) Johanna Hansen, Slimane Doudou, Marjatta Palmu and Matt White：DOPAS Work Package 6 Deliverable D6.4: DOPAS Project Final Summary Report, Posiva Oy, 2016.
27) 杉田裕，川上進，油井三和，牧野仁史，澤田淳，栗原雄二，三原守弘：トンネルシーリング性能試験における試験環境条件および計測項目，核燃料サイクル開発機構，JNC TN8400 2003-010，2003，44p.
28) 戸井田克，笹倉剛，渥美博行，升元一彦，田中俊行，須山泰宏，小林一三：シーリング性能挙動試験に関する評価研究, 核燃料サイクル開発機構, JNC TJ8400 2004-023, 2005, 146p.
29) 中山雅，丹生屋純夫，南出賢司：幌延 URL における低アルカリ性セメント系材料の適用性確認，原子力バックエンド研究，23，1，2016，pp.25-30.
30) Pusch, R and Borgesson, L：Final report of the buffer mass testvolume II, SKB Technical report 85-12, 1985.
31) Neerdael, B., Meynendonckg P. and Voet, M.：The Bacchus backfill experiment at the facility at Mol, Belgrum, Final Report FUR 14155, 1992.

32) 伊藤彰，川上進，油井三和：高レベル放射性廃棄物処分におけるニアフィールドの熱－水－応力－化学連成モデル／解析コードの開発，JNC TN8400 2003-032，2004，46p.
33) Ohnishi, Y., Shibata, H, and Kobayashi, A.：Development of Finite Element Code for the Analysis of Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Behaviors of a Saturated-unsaturated Medium, Proc. of Int. Symp. on Coupled Process Affecting the Performance of a Nuclear Waste Repository, Berkeley, 1985, pp. 263 -268.
34) 千々松 正和，杉田 裕，藤田 朝雄，雨宮 清：釜石原位置試験場における粘土充填・熱負荷試験結果，JNC TN8400 99-024，1999，161p.
35) 千々松正和，杉田裕，藤田朝雄，雨宮清，小林晃，大西有三：原位置試験場における熱－水－応力連成試験結果および解析評価，土木学会論文集 652／III-51，2000，pp.125-139.
36) 千々松正和，谷口航，鈴木英明，西垣誠：熱－水－応力連成モデルを用いた高レベル放射性廃棄物の地層処分におけるニアフィールド評価，土木学会論文集，687/III-56，2001，pp. 9-25.
37) 鈴木英明，伊藤彰，吉田泰，陶山忠宏，川上進，笹本広，油井三和：熱-水-応力連成試験設備(COUPLE)における熱-水-応力-化学連成試験(I)，JNC-TN8400 2003-033，2003，235p.
38) 小田好博，鈴木英明，川上進，油井三和：熱-水-応力連成試験設備(COUPLE)における熱-水-応力-化学連成試験(II)，JNC-TN8400 2004-024，2004，55p.
39) 藤崎淳，鈴木英明，藤田朝雄：熱-水-応力連成試験設備（COUPLE）を用いた室内試験結果に基づく熱-水連成モデルの信頼性確認，JAEA-Research 2008-020，2008，62p.
40) 鈴木英明，藤崎淳，藤田朝雄：緩衝材の地球化学プロセスに着目した熱－水－化学連成挙動に関する工学規模の人工バリア試験と解析評価，原子力バックエンド研究，16，1，2009，pp.43-56.
41) 鈴木英明，中間茂雄，藤田朝雄，今井久，九石正美：熱－水－応力－化学連成解析による緩衝材の地球化学環境の変遷に着目したニアフィールド長期挙動評価の一例，原子力バックエンド研究，19，2，2012，pp.39-50.
42) 操上広志，千々松正和，小林晃，杉田裕，大西有三：グリムゼル試験場における熱-水-応力連成原位置試験の解析，土木学会論文集，757，2004，pp.127-137.
43) Jing, L., Stephansson, O., Tsang, C-F. and Kautsky, F.：DECOVALEX - Mathematical models of couples T-H-M processes for nuclear waste repositories, Executive Summary for Phases I, II and III, 1996.
44) Rutqvist, J., Chijimatsu, M., Jing, L., Millard, A., Nguyen, T.S., Rejeb, A., Sugita, Y. and Tsang, C.F.：Anumerical study of THM effects on the near-field safety of a hypothetical nuclear waste repository - BMT1 of the DECOVALEX Ⅲ project. Part 3: Effects of THM coupling in sparsely fractured rocks, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 42, 2005, pp.745-755.
45）Olivella, S.：CODE_BRIGHT User's guide. Dept. Geotechnical Engineering and Geosciences, Universitat Polittsitat de Catalunya, UPC-BarcelonaTech, Barcelona, Spain, 1994.
46) Olivella, S., Carrera, J., Gens, A. and Alonso, E.E.：Non-isothermal multiphase flow of brine and gas through saline media. Transp. Porous Media 15, 1994, pp.271-293.

47）Olivella, S., Gens, A., Carrera, J. and Alonso, E.E.：Numerical formulation for a simulator (CODE_BRIGHT) for the coupled analysis of saline media. Eng. Comput. 13, 1996, pp.87-112.
48）中山雅，大野宏和，中山真理子，小林正人：幌延深地層研究センターにおける人工バリア性能確認試験　計測データ集（平成 26 年度），JAEA-Data/Code 2015-013，2015，53p.
49）中山雅，大野宏和，中山真理子，小林正人：幌延深地層研究センターにおける人工バリア性能確認試験　計測データ集（平成 27 年度），JAEA-Data/Code 2016-005，2016，55p.
50）中山雅，大野宏和，中山真理子，小林正人：幌延深地層研究センターにおける人工バリア性能確認試験　計測データ集（平成 29 年度），JAEA-Data/Code 2019-003，2019，57p.
51）Sugita, Y., Chijimatsu, M., Fujita, T. and Ishikawa, H.：Coupled Thermo-Hydro-Mechanical experiment at Kamaishi mine, Technical note 12-96-05 Instrumentation in Buffer mass, PNC Technical Report, PNC TN8410 97-072, 1997，38p.
52）Collin, M. and Börgesson, L.：Prototype Repository. Instrumentation of Buffer and Backfill measuring THM processes, SKB International Progress Report IPR-02-03, 2002.
53）Börgesson, L., Gunnarsson, D., Johannesson, L.E. and Sandén, T.：Prototype Repository Installation of buffer, canisters, backfill and instruments in Section 1, SKB International Progress Report IPR-02-03, 2002.
54）Goudarzi, R. and Johannesson, L.E.：Prototype Repository Sensors data report (Period 010917-091201) Report No: 22, SKB International Progress Report IPR-10-05, 2010.
55）日本原子力研究開発機構:平成 25 年度地層処分技術調査等事業 処分システム評価確証技術開発　報告書，2014，548p.
56）日本原子力研究開発機構:平成 26 年度地層処分技術調査等事業 処分システム評価確証技術開発　報告書，2015，509p.
57）日本原子力研究開発機構:平成 27 年度地層処分技術調査等事業 処分システム評価確証技術開発　報告書，2016，694p.
58）日本原子力研究開発機構:平成 28 年度地層処分技術調査等事業 処分システム評価確証技術開発　報告書，2017，780p.
59）日本原子力研究開発機構:平成 29 年度地層処分技術調査等事業 処分システム評価確証技術開発　報告書，2018，876p.
60）中山雅，棚井憲治：モニタリング機器の放射線影響に関する定性的検討，JAEA-Review 2019-032, 2020，32p.
61）MoDeRn：Monitoring Reference Framework Report, MODERN deliveramle (D-1.2), Final, 2013.
62）MoDeRn：The MoDeRn Project Synthesis, MODERN deliverable (D-6.1), 2014.
63）MODERN 2020：Deliverable D2.1: Repository Monitoring Strategies and Screening Methdologies, 2017.
64）MODERN 2020：Deriverable D5.1 Monitoring the Underground：What role for repository monitoring in the governance of geological disposal, 2017.
65）MODERN 2020：Deliverable D3.6 Reliability and qualification of components work package 3, Task 6, 2018.

66) 原子力発電環境整備機構：わが国における安全な地層処分の実現 - 適切なサイトの選定に向けたセーフティケースの構築 - （レビュー版），2018.
67) 電気事業連合会・核燃料サイクル開発機構 : TRU 廃棄物処分技術検討書　根拠資料集　分冊 2_4-9（4.4.8 放射線場の影響），2005.
68) 若杉圭一郎，栗原要，牧野仁史，石黒勝彦，澤村英範，根山敦史，西村和哉 : ガラス固化体からの放射線量に関する検討，JNC TN8400 2003-022，2003，84p.
69) 日本アイソトープ協会編 : 改訂 3 版アイソトープ便覧，丸善，1984.
70) Japan Atomic Energy Research Institute：High Gamma-rays irradiation tests of critical components for ITER (International Thermonuclear Experimental Reactor) in-vessel remote handling system, JAERI-Tech 99-003, 1999, 312p.
71) 日本原子力研究所 : 高分子材料の耐放射線特性とデータ集，JAERI-Data/Code 2003-015，2003，255p.
72) Nishigaki, M., Hishiya, T. and Hashimoto, N.：Density Dependent Groundwater Flow with Mass Transport in Saturated-Unsaturated Porous Media, Proceedings of the First Asian-Pacific Congress on Computational Mechanics, 2001, pp.1375-1380.
73) Parkhurst, D.L., Thorstenson, D.C. and Plummer, L.N.：PHREEQE – A Computer Program for Geochemical Calculations, U.S. Geological Survey Water-Resources Investigations, 1980, pp.80-96.
74) 大野宏和，高山裕介，中山雅 : 幌延 URL における人工バリアの性能確認試験；熱-水-応力連成解析検討，日本原子力学会　2019 年春の大会予稿集，2019.
75) 佐藤伸，大野宏和，棚井憲治，山本修一，深谷正明，志村友行，丹生屋純夫 : 熱・流体・応力連成解析による水蒸気が及ぼす再冠水時のバリア性能への影響，第 13 回環境地盤工学シンポジウム論文集，2019.

4.1.2　オーバーパック腐食に関わる原位置試験

オーバーパックの置かれる深部の地下環境は、本来は酸素濃度の極めて低い環境であるが、処分場の建設によって地上から大気が持ち込まれるため、処分後初期においては、オーバーパック周囲は比較的酸化性の環境となると考えられる。緩衝材に地下水が浸潤し、地下水と緩衝材中鉱物との反応やオーバーパックの腐食等によって地上から持ち込まれた酸素は消費されるため、長期的には地下深部本来の低酸素濃度の環境に戻ると考えられる。オーバーパックの腐食寿命評価の妥当性を確認するためには、緩衝材の飽和度や酸化還元性など、実際の環境条件の変化に対応した条件での腐食挙動に関する実証的なデータを取得し、これまでの評価手法が適用可能かを確認する必要がある。特に、地下深部本来の低酸素濃度の環境に戻るまでの酸化性の環境の期間は、局部腐食や不均一腐食等の短期破損の要因となりうる腐食が起こりうるため、その生起や進展挙動を把握することが重要である。また、環境条件の変化と腐食挙動の変化を連続的に把握することも腐食寿命評価の妥当性や信頼性を向上させるうえで重要であり、実際の地下環境におけるモニタリング手法の適用性を確認する必要がある。

以上のことから、オーバーパックの腐食挙動評価手法と環境条件や腐食挙動のモニタリング手法の適用性を確認するための原位置試験を実施した。原位置試験は環境の要因のみによる不均一な腐食挙動を確認するため、均質な母材から製作した模擬オーバーパックを用いた試験（オーバーパック腐食試験）と材料側の不均一性の影響も考慮して溶接部が存在する模擬オーバーパックを用いた試験（オーバーパック溶接部腐食試験）の 2 種類の試験を行った。

4.1.2.1　オーバーパック腐食試験

(1) 実際の地下環境下におけるオーバーパックの腐食挙動評価手法の適用性の確認

1) これまでの研究成果

処分後初期の酸化性の環境におけるオーバーパックの腐食については従来、主に室内試験データに基づいて腐食量等の評価が行われてきた[1)]。その評価では、孔食、すきま腐食などの局部腐食を含めて不均一な腐食による腐食の局在化が考慮されている。一方、実際の緩衝材が再冠水する過程における環境条件の不均一性や時間的変化を伴う場での不均一腐食挙動等に関しては、室内試験で検討された例はあるが[2)]、ある程度のスケールの試験が必要であり、室内試験では限界があることから、工学的スケールでの検討が必要である。これまで、岩手県釜石鉱山の坑道を利用して炭素鋼製ヒーターの周りにベントナイトを施工して人工バリア挙動等を調査した試験[3)]において試験後の炭素鋼製ヒーターの腐食状況が調査された事例があり[4)]、その調査ではベントナイトの打ち継ぎ目部分に接していた付近でベントナイトの不均一性に起因する炭素鋼の不均一な腐食が観察されており、マクロセル腐食の可能性が指摘されている。

2) 実施内容

①目的

上記のとおり、工学的スケールの試験ではオーバーパック周囲の緩衝材の不均一性が原因と考えられる炭素鋼の不均一な腐食が観察されており、工学的スケールでの試験データの拡充と不均一な腐食挙動に関するより詳細な検討が必要である。緩衝材の再冠水～飽和の過程を工学規模で再現し、オーバーパックの腐食量と緩衝材の不均一性のデータを取得して、既往の腐食量評価手法による推定値をこれと比較することにより妥当性、適用性を確認することを目的とする。

②試験方法

模擬オーバーパックの材質は、既往の検討例[5]に準じて鍛鋼品 SFVC1（C:0.25 %、Si:0.23 %、Mn:0.95 %、P:0.014 %、S:0.004 %）とし、φ100 mm の円柱形に成形加工して中心部にはヒーターを埋め込んだ。緩衝材は現時点で提示されている仕様[5]に準じてベントナイト（70 wt%）とケイ砂（30 wt%）の混合体とし、飽和後の密度が乾燥密度として 1.6 Mg/m^3 となるように圧縮成形した。試験孔には外径 300 mm、高さ 100 mm の緩衝材の成形体を 12 段積み上げることにより施工した。オーバーパック腐食試験の模式図と模擬オーバーパックの外観を図 4.1.2.1-1 に示す。

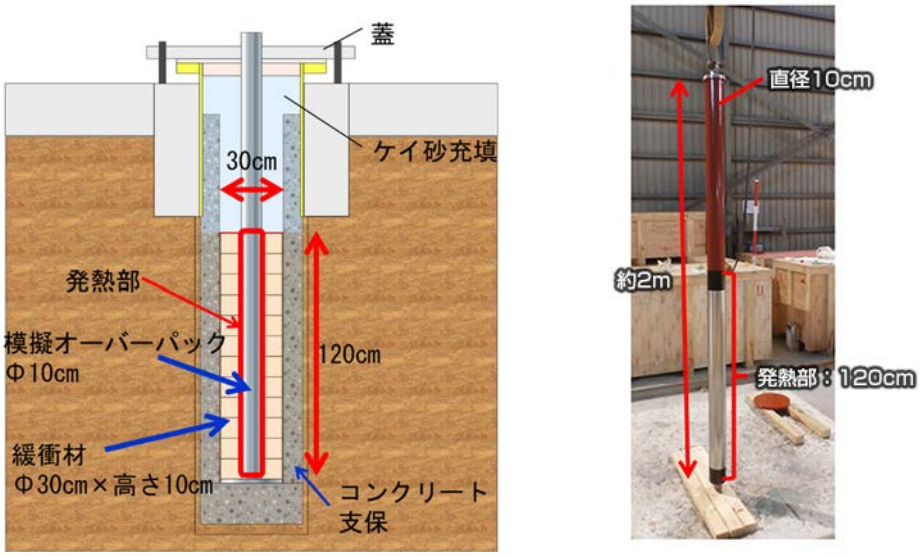


図 4.1.2.1-1　オーバーパック腐食試験の模式図（左）と模擬オーバーパックの外観（右）

③試験期間中の注水状況

試験期間中の注水圧と流量を図 4.1.2.1-2 に示す。注水圧は 350 m の深度における最大の静水圧（約 3.5 MPa）までの加圧可能な構造であるが、試験系の外への水の流出が生じない程度の圧力に調整した。試験期間を通じて注水圧は 1 MPa 程度、流量は 100 mL/min 以下で維持されていたが、約 1200 日後に注水圧は急激に低下し、流量は急激に上昇した。この原因は不明であるが、何らかの水みちの形成や水の浸透が容易な箇所が生じた可能性がある。

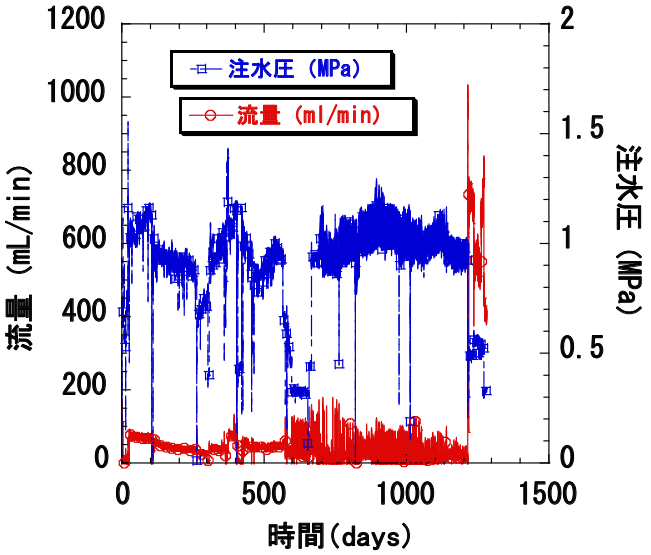


図 4.1.2.1-2　試験期間中の注水圧と流量

④試験結果

(a) 模擬オーバーパック外観

試験終了後、緩衝材を除去した後の模擬オーバーパックの外観を図 4.1.2.1-3 に示す。模擬オーバーパック表面には除去されなかった緩衝材とともに上部に充填されたケイ砂と思われる砂が付着していた。また、概ね全面が黒色の緻密な腐食生成物皮膜に覆われており、一部には皮膜の上に 3 価鉄の腐食生成物と思われる黄～茶色の腐食生成物も見られた。

図 4.1.2.1-3　緩衝材除去後の模擬オーバーパック外観

(b) 模擬オーバーパック腐食生成物分析結果

模擬オーバーパックから採取した試料を EDX、XRD およびラマン分光分析で分析を行った。試料の採取位置の模式図および一部の試料の外観を図 4.1.2.1-4 に示す。

表 4.1.2.1-1 に代表的な試料の測定結果を示す。主な腐食生成物は炭酸鉄（$FeCO_3$）であり、上段部分ではオキシ水酸化鉄（α-FeOOH、γ-FeOOH）、中段・下段の一部で酸化鉄（Fe_3O_4）が検出された。

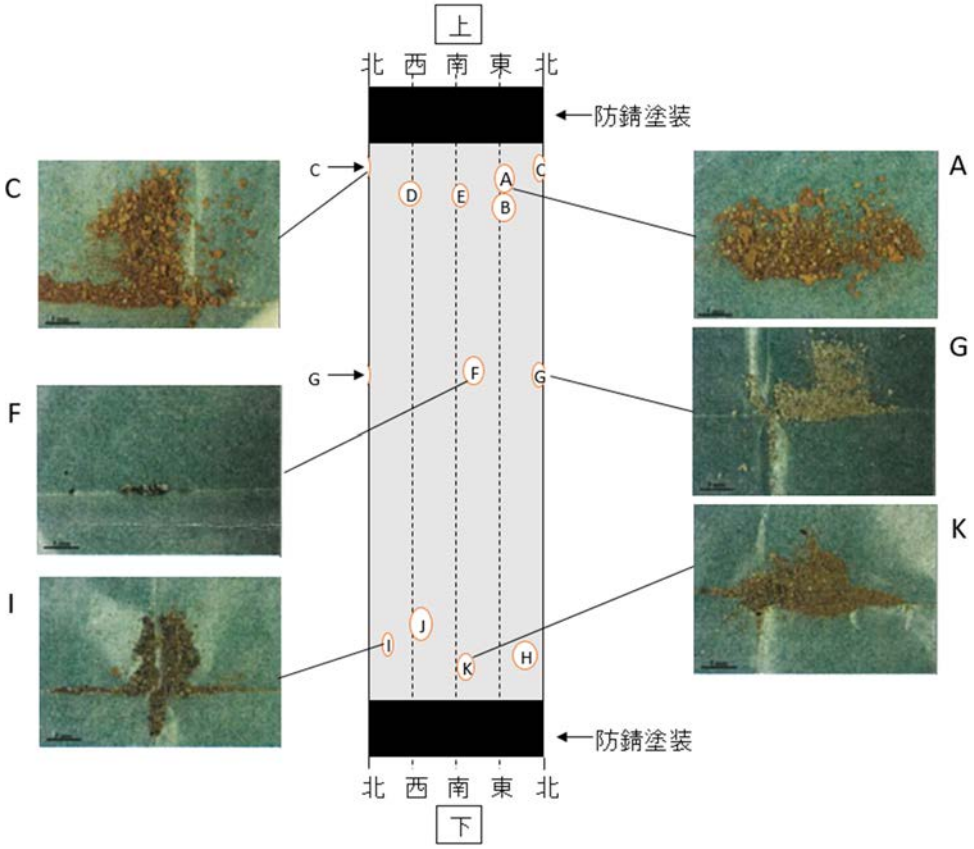


図 4.1.2.1-4　腐食生成物分析用試料採取位置と試料外観

表 4.1.2.1-1　EDX、XRD、ラマン分光測定の結果一例

（上段：模擬オーバーパック下端から 760～1090 mm、中段：450～750 mm、下段：70～440 mm）

	試料符号	EDX		XRD					ラマン				
				CO_3系		$FeCO_3$以外の鉄化合物							
		○	△	▲	×	■	◇	☆	$FeCO_3$	α-FeOOH	γ-FeOOH	Fe_3O_4	α-Fe_2O_3
上段	A	O Al Si Fe	C Na Mg S K Ca			△	△			○	○		
	C	O Al Si Fe	C Na Mg S Cl K Ca Mn			△	△			○			
中段	F	O Al Si Fe	C Na Mg S Cl K Ca	○	△				○			○	
	G	O Al Si Fe	C Na Mg S Cl K Ca	○	△					○			
下段	I	O Si Fe	C Na Mg Al S K Ca Mn	○				△	○			○	
	K	O Al Si Fe	C Na Mg S Cl K Ca Mn	○					○				

○は回折ピーク強度の大きな化合物を示す

△は回折ピーク強度の小さな化合物を示す

XRDで同定された化合物一覧

▲：XCO_3（$FeCO_3$にピーク位置が近いもの）

$FeCO_3$（Siderite）

$Ca_{0.1}Mg_{0.33}Fe_{0.57}(CO_3)$

（Siderite magnesian calcian）

$Mg_3Ca(CO_3)_4$（Huntite）

×：XCO_3（$CaCO_3$にピーク位置が近いもの）

$CaCO_3$（Calcite）

$(Mg_{0.129}Ca_{0.871})(CO_3)$（Calcite, magnesian）

$Ca(Mn, Ca)(CO_3)_2$（Kutnohorite, calcian）

■：α-FeOOH（Goethite）

◇：γ-FeOOH（Lepidocrocite）

☆：Fe_3O_4（Magnetite）

(c) 腐食量測定結果と解析

腐食量は模擬オーバーパックの形状を三次元計測し、基準径との差分から評価した。表 4.1.2.1-2 に模擬オーバーパック表面を 12 分割した各エリアの平均腐食深さ、最大腐食深さ、最大腐食深さ/平均腐食深さ比を示す。平均腐食深さの計算は、負の値（凸部分）は含めずに行った。上段・中段は概ね均一に腐食していたが、下段の腐食は不均一で腐食量も大きかった。模擬オーバーパックは長尺なため、例えば、緩衝材 1 段目が、5 段目、9 段目よりも温度が低く推移していること等、上部と下部で環境条件が必ずしも同一でなかったこと等によって、腐食量に違いが生じた可能性もある。

表 4.1.2.1-2　模擬オーバーパックの平均腐食深さ、最大腐食深さ、最大腐食深さ/平均腐食深さ比
（上段：模擬オーバーパック下端から 760～1090 mm、中段：450～750 mm、下段：70～440 mm）

平均腐食深さ（単位：μm）				
	0～80°	90～170°	180～260°	270～350°
上段	4.1	3.6	4.1	3.8
中段	2.7	2.5	2.4	2.8
下段	7.8	4.5	5.2	12.6
最大腐食深さ（単位：μm）				
	0～80°	90～170°	180～260°	270～350°
上段	12.9	10.4	10.8	12.5
中段	11.3	10.4	14.7	11.1
下段	88.9	31.7	30.0	88.1
孔食係数（最大腐食深さ/平均腐食深さ比）				
	0～80°	90～170°	180～260°	270～350°
上段	3.2	2.9	2.6	3.3
中段	4.2	4.2	6.2	4.0
下段	11.3	7.0	5.7	7.0

(d) 既往のデータ、腐食量評価式での推定値等との比較

酸化環境における腐食の局在化については、天然水環境や模擬地下水中での室内試験データが平均腐食深さと孔食係数の関係として整理されている[1)]。今回得られた平均腐食深さ約 2～13 μm における孔食係数の上限は約 100 以上である。表 4.1.2.1-2 中に示した孔食係数の値はいずれもこの上限よりも十分小さい。したがって、今回観察された模擬オーバーパックの腐食局在化は天然水環境等で観察される範囲内の程度であり、顕著な腐食局在化には至っていないと推察される。また、表 4.1.2.1-2 より、下段の領域で最大腐食深さ、孔食係数ともに比較的大きくなったことから、下段の領域の腐食深さデータに対して、Taniguchi et al.[1)]と同様に極値統計解析により実規模のオーバーパック（表面積 5.51 m^2）一体あたりの最大腐食深さを推定した。模擬オーバーパックの下段部分を 30° 刻みで 12 分割し、各区間（8.81×10^{-3} m^2）での最大腐食深さを求めると、降順に、88.9、88.1、72.0、58.4、49.9、36.9、31.7、30.0、23.6、23.6、16.5、15.2 μm となった。このデータを以下の Gumbel 分布関数により近似し、信頼率 0.99 での推定値を求めると、実規模のオーバーパックの最大腐食深さは 0.255 mm と算出された。

$$F(x)=\exp[-\exp\{-(x-\lambda)/\alpha\}] \qquad \text{（式 4.1.2.1-1）}$$

ここで、F(x)：累積確率、x：腐食深さ、
λ：位置パラメータ、α：尺度パラメータ

一方、酸素による最大腐食深さ P_{max}(mm)を推定する評価式は、平均腐食深さ X_m(mm)を用いて以下のように提示されている[1)]。

$$P_{max}=X_m+7.5X_m^{0.5} \qquad \text{（式 4.1.2.1-2）}$$

この式を用いて、下部での平均腐食深さ 7.53×10^{-3} mm における P_{max} を求めると、2.13 mm となり、模擬オーバーパック下部の腐食データから推定される最大腐食深さよりも十分大きい。したがって、既往の評価式により保守的な評価が可能であることが確認された。ただし、模擬オーバーパック表面には腐食生成物が十分に除去できなかった部分があり、その部分の正しい腐食深さが得られていない。したがって今後、残留した腐食生成物を除去したうえで腐食深さデータの見直しを行い、より適切な評価を行う必要がある。

3) 成果

模擬オーバーパックには不均一な腐食が観察されたものの、腐食局在化の程度は天然水環境等で観察される範囲内であることを確認した。また、酸化性環境における既往のオーバーパックの腐食量評価手法は実際の地下環境における工学的規模での腐食現象に対しても十分保守的であることを確認した。

(2) 原位置におけるモニタリング手法の適用性確認

1) これまでの研究成果

処分後初期の緩衝材の再冠水の過程では、環境条件が時間とともに変化し、それに対応して腐食挙動も変化すると考えられる。このような場での腐食挙動に関するモニタリングについては、室内試験で検討された例はあるが[6]、実際の地下環境において工学的規模での事例はほとんどない。

2) 実施内容

①目的

上記のとおり、緩衝材中の腐食モニタリングについてはほとんど室内試験での検討例のみであることから、環境条件の変化と腐食挙動の変化をモニタリングする手法について、実際の地下環境での適用性を工学的規模で確認することを目的とする。

②各種センサーによる計測結果

本試験では温度、水分量、pH、酸化還元性、腐食に関するモニタリングをそれぞれ実施した。モニタリングに用いたセンサーを表 4.1.2.1-3 に示す。これらのセンサーのうち、温度（K 型シース熱電対)、水分量（サイクロメータ)、酸化還元性（白金電極）については既存の市販品または一般的な計測手法として用いられているものであるが、pH（光学式 pH 計）と腐食（腐食センサー）については既存の市販品等に適用可能なものがなかったため、原位置試験への適用を視野に開発したものである。

pH センサーの構成を図 4.1.2.1-5 に示す。光ファイバーを介して、プローブ先端に充填された発色材に可視光を照射し、反射光を分光器に導いて極大吸収波の吸光度を測定する原理となっている[7]。発色材は合成吸着剤に pH 指示薬を担持させて作製したものであり、緩衝材の間隙水がろ紙、フィルタを介してこれに浸透する。

腐食センサーの構成を図 4.1.2.1-6 に示す。三電極法による交流インピーダンス測定の適用を考慮して、試料極（炭素鋼)、参照電極および対極からなる構造となっている。試料極は自然電位測定も別途行えるよう、2 個配置されている。チタン管は対極としての役割のほか、緩衝材の膨潤圧や施工時の外圧に対する保護機能も担っている。参照電極の材料については、予め幌延 URL の地下水環境において、銀/塩化銀、グラッシーカーボン、白金、純チタン（ASTM Grade2 相当）

を対象としてそれぞれ電位測定を行い、最も安定した値を示したグラッシーカーボンが選定された[8]。

12 段から構成される緩衝材中に表 4.1.2.1-4 に示すように各段にセンサーを配置して計測を行った。設置段数は最下部を 1 段目、最上部を 12 段目として、1、2、5、6、9、10 段目に設置した。設置方向は真北を 0°として時計回りの角度として表した。いずれのセンサーも緩衝材ブロックの上面に配置した。また、緩衝材内側から 20 mm の位置に設置した。ただし、pH センサーについては内側から 50 mm の位置に設置し、6 段目 90°のみ内側から 20 mm および 80 mm に設置した。

表 4.1.2.1-3　計測項目と使用したセンサー

計測項目	センサー	備考
温度	K 型シース熱電対	
水分量	サイクロメータ	Wescor 社製　PST-55
pH	光学式 pH 計	pH 指示薬を Ocean Optics Inc.製のプローブに組み込んだもの
酸化還元性	白金電極	
腐食	腐食センサー	炭素鋼、グラッシーカーボン、チタンの各電極より構成

表 4.1.2.1-4　計測項目と緩衝材中の設置段数、設置方向

計測項目	1 段目	2 段目	5 段目	6 段目	9 段目	10 段目
温度	45° 225°		135° 315°		45° 225°	
水分量	135° 315°		45° 225°		135° 315°	
pH		270°		78.75° 90°　内側*1 90°　外側*2		112.5° 292.5°
酸化還元性		0° 180°		0° 180°		0° 180°
腐食		45° 135° 225° 315°		45° 135° 225° 315°		45° 135° 225° 315°

*1：緩衝材内面から 20mm の位置に設置
*2：緩衝材内側から 80mm の位置に設置

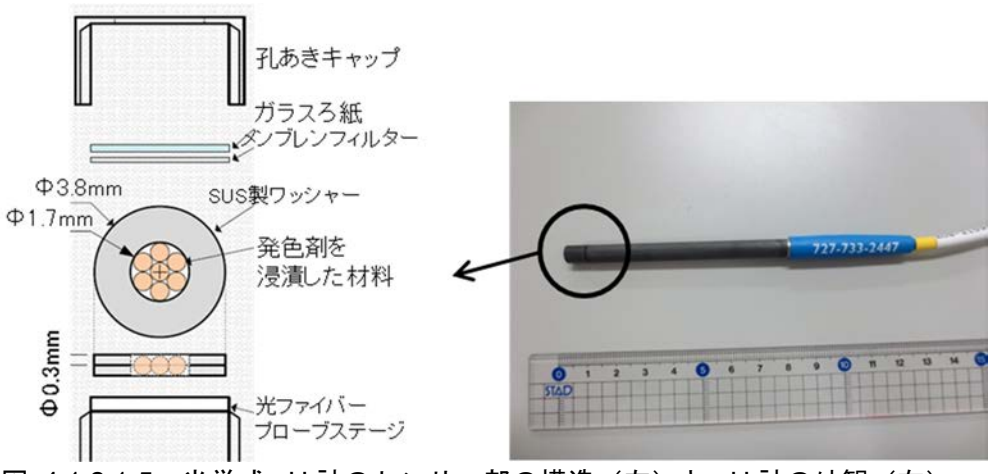


図 4.1.2.1-5　光学式 pH 計のセンサー部の構造（左）と pH 計の外観（右）

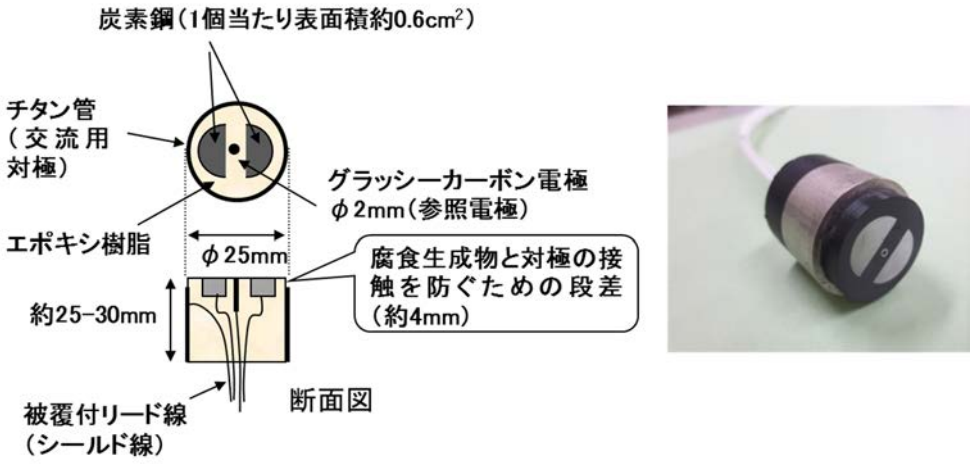


図 4.1.2.1-6　腐食センサーの模式図（左）と外観（右）

以下に各計測の概要と計測結果を示す。

(a) 温度

温度の計測結果を図 4.1.2.1-7 に示す。保守点検等による電源遮断時の温度低下を除いて、概ね安定した値を示し、模擬オーバーパック内に設置されたヒーターの設定温度 95 ℃に対して緩衝材中では 15 ℃～20 ℃程度低い温度が計測された。1 段目の温度が比較的低く、熱がより逃げやすい条件であったと考えられる。また、5 段目と 9 段目の温度が約 1200 日後に低下しており、9 段目のほうがより大きく低下した。この急激な温度変化が生じた時期は注水圧、注水量が大きく変化した時期に一致しており、注水量増加による影響を受けた可能性がある。

試験期間を通じて計測上の問題や異常な計測値は認められず、一般的な K 型シース熱電対によって緩衝材中の温度のモニタリングは可能と考えられる。

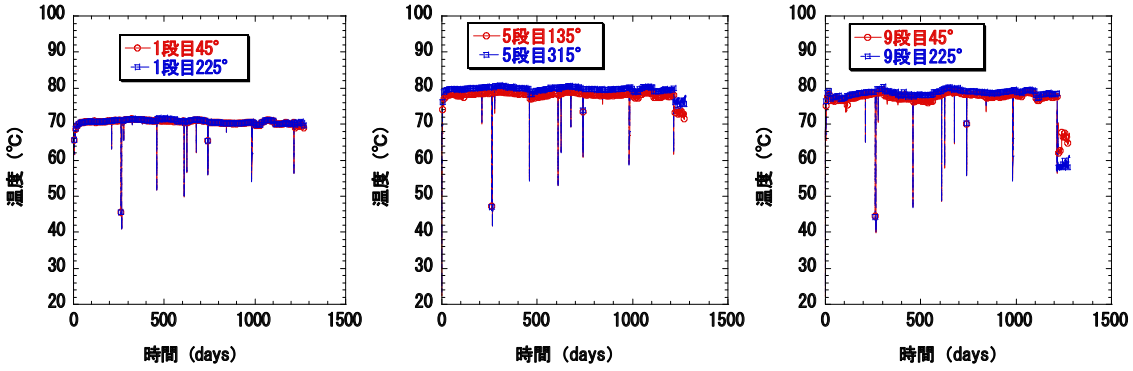


図 4.1.2.1-7　緩衝材中の温度計測結果
（1 段目、5 段目、9 段目）

(b) 水分量

サイクロメータは 6 個のセンサーいずれも初期段階から試験期間終了までほぼサクションがゼロを示しており、何らかの値が計測された場合であっても大きく不規則にばらついたことから浸漬初期の段階から計測が不能な状態であったと推察される。よって水分量の経時変化のモニタリングには他の手法等の検討が必要と考えられる。

(c) pH

pH 測定結果を図 4.1.2.1-8 に示す。2 段目を除いて概ね同様の傾向を示し、開始後数 100 日間は時間とともに上昇し、約 500 日以降は 8.5～9 の範囲でほぼ一定となった。2 段目については試験期間を通じて 6 段目、10 段目よりも低い値を示した。また、開始後数 100 日間は 6 段目、10 段目とは逆に低下の傾向を示し、その後時間とともに上昇して約 1000 日以降は 8 程度となった。本試験において地下水は低アルカリ性セメントを用いたコンクリート製支保中に設置された注水管から注水され、支保と接触した水が緩衝材に浸潤する構造となっていることから、緩衝材に接する地下水の pH は 11 程度の値と推定される。この pH の水が緩衝材に浸潤した場合、間隙水の pH は、室内試験で pH 試験紙を用いて測定した結果[9]に基づくと 8～9 程度と推定され、光学的 pH センサーによる測定値はこれに概ね整合している。ただし、解体、回収の際の破損等により試験後のセンサーの健全性確認は行っておらず、今後は回収した緩衝材の間隙水測定結果との比較等により検証が必要と考えられる。

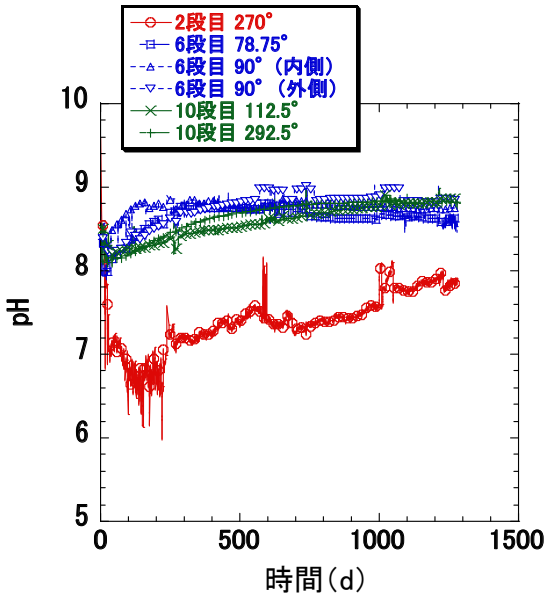


図 4.1.2.1-8　pH の測定結果

(d) 酸化還元性

白金電極電位（E_{Pt} vs. SHE）の測定結果を図 4.1.2.1-9 に示す。すべての測定結果で、時間とともに電位が低下する傾向を示したことから、この値が酸化還元性を反映したものと仮定すると、緩衝材中は還元性環境に変化しつつあると推測される。しかし、(c)pH で述べたように、緩衝材間隙水の pH は上昇しており、pH の変化によっても電位は変動することから、その効果を補正するため計測時点での pH における水素平衡電位を基準とした可逆水素電極（RHE）に対する値として整理した。その結果（図 4.1.2.1-10）においても、同様に電位が低下する傾向を示しており、緩衝材中の環境は徐々に還元性環境に変化していったことが示唆された。

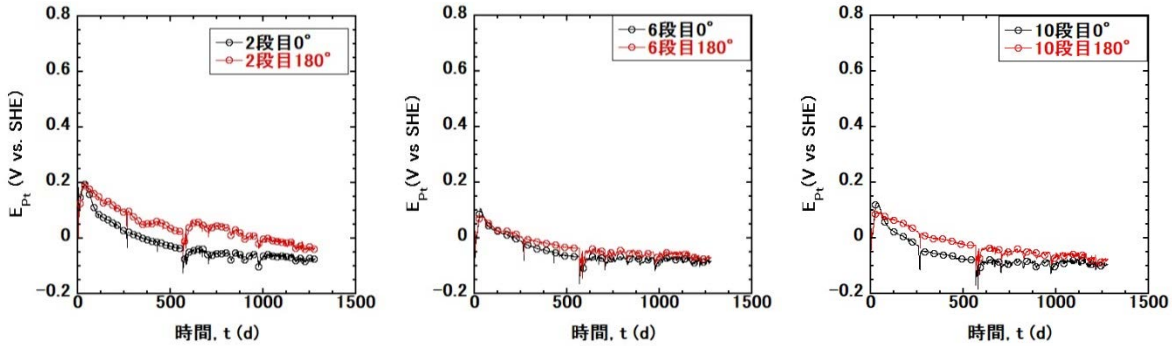


図 4.1.2.1-9　白金電極電位（E_{Pt} vs. SHE）の測定結果

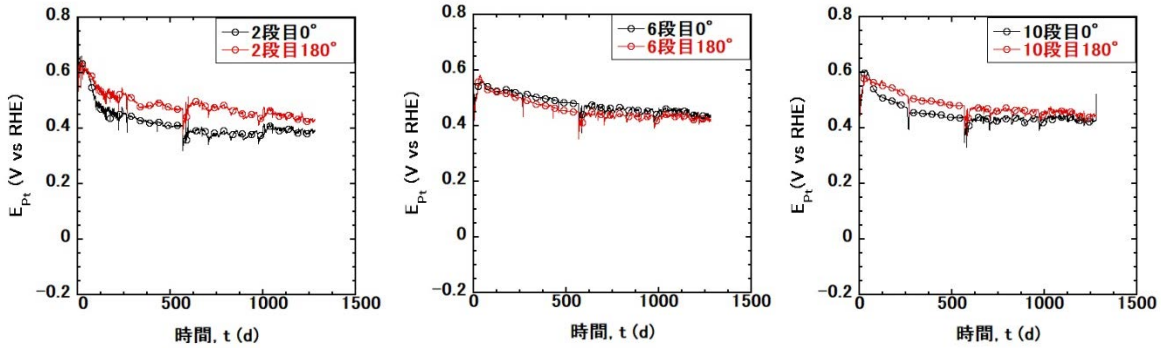


図 4.1.2.1-10　白金電極電位の可逆水素電極（E_{Pt} vs. RHE）に対する電位への換算結果

(e) 腐食（自然電位、腐食速度）

腐食挙動については、炭素鋼の自然電位と交流インピーダンス法による計測を実施した。自然電位は、試験孔から約 1 m 離れた場所にあけられた孔中に設置した Ag/AgCl（飽和 KCl）参照電極との電位差として測定した。交流インピーダンス法は、三電極法によりグラッシーカーボン電極を参照電極、純チタン管を対極として振幅 10 mV、周波数範囲 1 mHz～100 kHz にて 1～2 ヵ月に 1 回程度の頻度で行った。ただし、時間の経過とともに腐食生成物による擬似容量によって 1 mHz でも位相差が小さくなる方向への変化が認められず、フィッティングにより Rp を推定することが困難となったため、400 日以降はさらに小さな周波数まで測定範囲を広げ、0.1 mHz～100 kHz の周波数範囲とした。

自然電位、E_{corr} の測定結果（6 段目）を図 4.1.2.1-11 に示す。約 80 日まではばらついた値を示し、特に約 40 日までは不規則に変化したことから、少なくとも約 40 日間は地下水がほとんど電極近傍に到達していないと考えられる。約 80 日以降はいずれも-0.58～-0.61 V vs. Ag/AgCl 付近の値を示し、約 130 日以降はほぼ同一の値となった。

次に交流インピーダンス測定結果の一例（6 段目）を図 4.1.2.1-12 に示す。交流インピーダンスは自然電位の値がほぼ安定した試験開始後約 80 日以降に測定が可能となった。炭素鋼電極界面について、分極抵抗 Rp と定相要素 CPE(Constant Phase Element)の並列回路に溶液抵抗 Rs が直列に結合した等価回路を仮定すると、全インピーダンス Z は以下の式で表される。

$$Z=Rs + [Rp/\{1+(j\omega RpT)p\}], \quad \omega:\text{角周波数}, j^2=-1 \qquad (式\ 4.1.2.1\text{-}3)$$

この式に基づいて図 4.1.2.1-12 のような実測データにフィッティングを行い、各パラメータを推定した。フィッティングにより得られた Rs と Rp の経時変化を図 4.1.2.1-13 に示す。Rs は 10

～20 Ωcm² の値を示しており、センサーの場所による違いや経時的な変化は小さい。Rp はいずれのセンサーも、概ね時間とともに上昇し、腐食速度が経時的に低下する傾向となっていることを示している。ここで、分極抵抗から腐食電流への換算係数を 20 mV[10]と仮定して腐食電流を求め、腐食速度に換算すると、80 日後の値である約 4～40 kΩcm² は約 6～60 μm/y に相当し、約 300 日以降の Rp の値である約 50～200 kΩcm² は、約 1～5 μm/y に相当する。この腐食速度の経時的な低下の傾向はセンサー近傍の酸素濃度の低下や皮膜形成による腐食抑制によって腐食が徐々に抑制されていることによると考えられる。最も大きな腐食速度である 60 μm/y は室内試験で観察された比較的酸化性の不飽和緩衝材中における炭素鋼の平均腐食速度 [2]と整合する。また、約 300 日以降の数 μm/y 程度の腐食速度は飽和したベントナイト中の長期的な腐食速度[11]とほぼ整合する。なお、前述のとおり 400 日以降は低周波数側を 0.1 mHz まで広げた測定を行ったが、この周波数においても大きな位相差が生じており、フィッティングによる Rp の推定値には不確実性を含んでいるものの、腐食センサーを用いた電位、腐食速度の測定結果は室内試験等のデータと概ね整合しており、妥当なモニタリングが可能と考えられる。

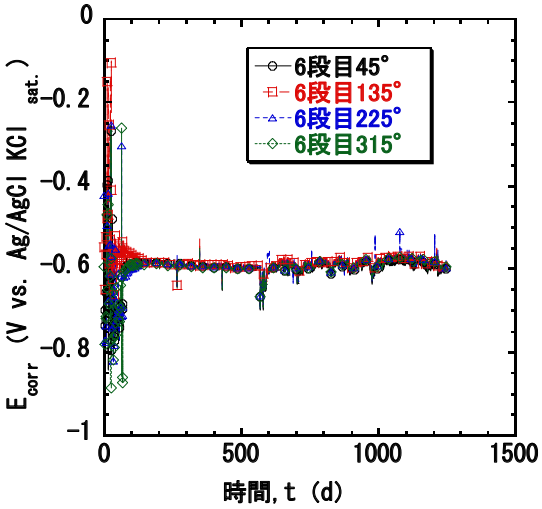


図 4.1.2.1-11　自然電位の測定結果

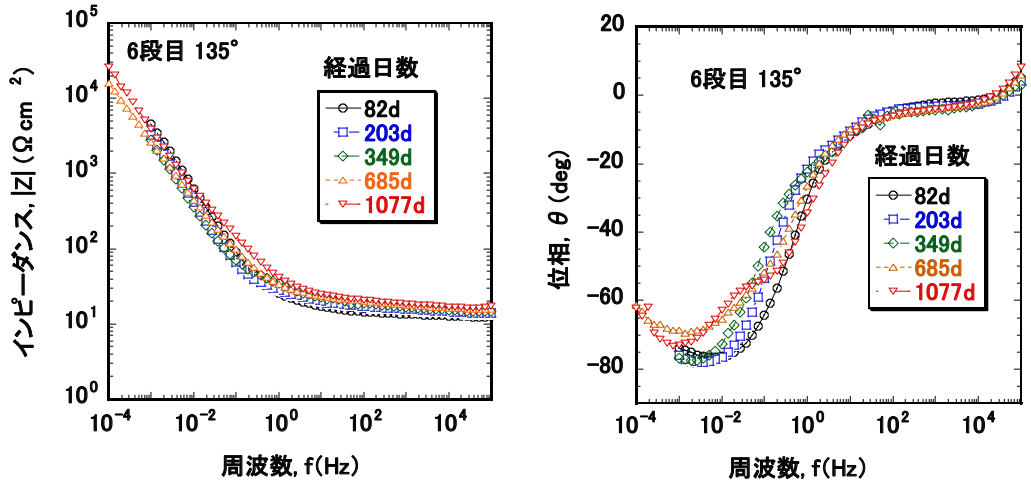


図 4.1.2.1-12　交流インピーダンスの測定結果例

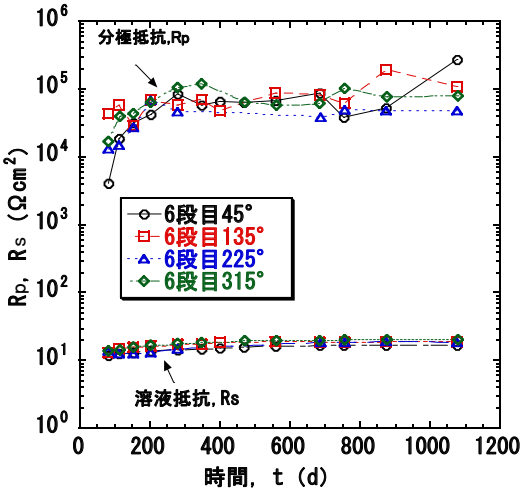


図 4.1.2.1-13　Rs と Rp の経時変化

3) 成果

緩衝材中の温度、水分量、pH、酸化還元性、腐食挙動について各種センサーを用いて計測を行い、適用性を確認した。温度については一般的な K 型シース熱電対の適用が可能であることが確認された。水分量についてはサイクロメータセンサーの適用には課題があることを確認した。pH については光学式センサーにより既往のデータと概ね整合した値が得られているものの、本センサーを用いた計測値の妥当性については今後検証が必要と考えられる。酸化還元性については白金電極の電位により緩衝材中の環境が時間とともに還元性に向かう傾向が確認できた。今後、電極の表面状態等を含めて酸化還元性以外の要因が電位に影響を与える可能性について検証が必要と考えられる。腐食挙動については、独自に開発した腐食センサーを用いて電位および分極抵抗（腐食速度の逆数に比例）のモニタリングデータが得られ、場所により値は異なるが初期には最大数 10 μm/y 以上に達したのち、数 μm/y 程度に低下することが確認された。また、これらの値は室内試験と概ね整合することが確認された。また、本センサーにより少なくとも数年間以上はモニタリングが可能であることが示された。

4.1.2.2　オーバーパック溶接部腐食試験

(1) 実際の地下環境下におけるオーバーパック溶接部の腐食挙動評価

炭素鋼製オーバーパックは閉じ込め性の確保のため平蓋／落し蓋方式の全層溶接技術の検討が進められている。そのため、母材と化学組成や金属組織が異なる溶接部について、母材と同じ腐食寿命評価のための腐食試験を行ってきた[12)]。これらの腐食試験は実験室規模で行われており、試験片の寸法は数 cm 程度、環境も溶液単独、若しくは厚さ数 mm の圧縮ベントナイト中であるため、速やかに溶液で飽和し試験片全体がほぼ均一な状態となる。実際のオーバーパックは長さが 1 m 超、周囲の緩衝材も厚さが 70 cm、ブロック方式では隙間が存在するため、オーバーパック表面へ水が到達するまでの過程が実験室と比較して複雑である。

本試験では、実際の地下環境で炭素鋼溶接部の腐食挙動の評価に対し、これまでに実験室規模で取得した試験データの妥当性を確認するため、腐食に対する影響因子を材料と環境に大別した。材料側の影響因子としては、母材／溶接部での化学組成や金属組織の違い、オーバーパック表面

での腐食環境を実現するための環境側の影響因子としては、緩衝材ブロック間の隙間、実規模試験体による緩衝材浸潤挙動の差および実際の地下水組成を考慮した。

1）これまでの研究成果

炭素鋼オーバーパックの蓋の溶接技術は、厚さ 190 mm のオーバーパックを対象として、TIG（Tungsten Inter Gas）溶接、MAG（Metal Active Gas）溶接および EB（Electron Beam）溶接について、溶接姿勢と適用可能な板厚、溶接条件を取得するとともに、溶接継手部の機械的特性等に係るデータを取得してきた[12)]。閉鎖後長期の閉じ込め性に係る溶接部の腐食挙動については、4.1.2.1 と同様に室内規模での耐食性評価試験が実施され、処分後初期の酸化性雰囲気、酸素枯渇後の低酸素雰囲気での腐食の均一／不均一性、腐食速度等のデータが母材と同じように取得されている[12)]。これらの試験は、試験片の寸法が数 cm～十数 cm 程度、地下水は人工海水（ASTM D1141 相当）や人工淡水（2.5 mM NaCl-2.5 M $NaHCO_3$）で模擬するとともに、チタンカラムを使用しベントナイト共存環境を再現した。これらの試験では、溶接部の最大腐食深さや平均腐食速度は母材単独の結果と同等であったことから、オーバーパックの封入方法である溶接技術により、炭素鋼オーバーパックの寿命評価に影響がないことを確認した[12)]。

2）実施内容

溶接部付き炭素鋼模擬オーバーパックの試験体は ASTM A105 を鍛造素体とし、元材直径 150 mm から鍛造で直径 110～120 mm に加工後、機械加工で直径 100 mm の丸棒とした。鍛造材の化学成分分析値は、C:0.184 %、Si:0.18 %、Mn:0.95 %、P:0.016 %、S:0.006 %、Cr:0.06 %、Ni:0.09 %で、化学成分と機械的特性の評価の結果 SFVC1 相当の材質であった。内部にヒーター設置用の直径 40 mm の穴、外側の長手方向に TIG 溶接により溶接線を 2 本付与した。溶接部の開先形状、断面マクロ組織を図 4.1.2.2-1 に示す。

図 4.1.2.2-1　模擬オーバーパックに付与した溶接部の開先形状および断面マクロ組織

溶接後、試験片の外形を図 4.1.2.2-2 に示すように接触式の形状計測装置で測定した。試験後の形状計測結果より、実際の腐食深さ、腐食が局在化した部分を評価した。

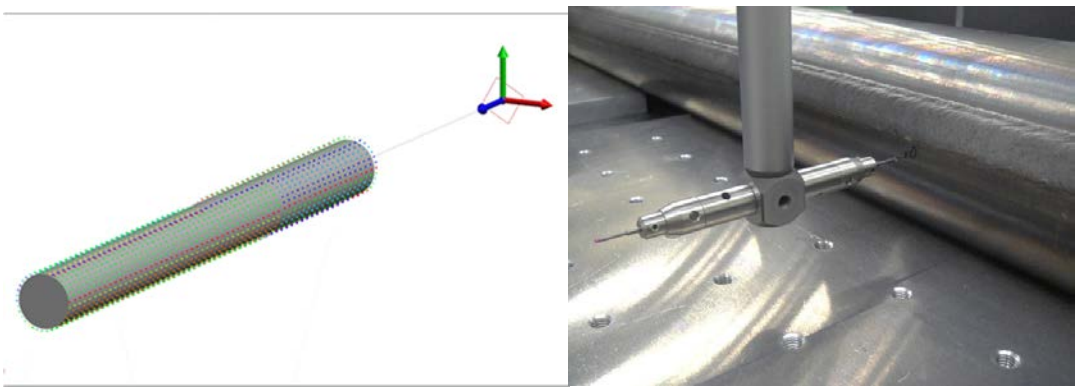


図 4.1.2.2-2　接触式形状計測装置による計測イメージ

環境に接触する部分の長さは 1150 mm（緩衝材ブロック No.2 から No.13 の半分まで）とし、それ以外の部分は絶縁塗料を塗布し、形状計測時の基準部分を保護した。

試験設備は「4.1.2.1 オーバーパック腐食試験」を基に検討した。図 4.1.2.2-3 に試験設備の組み立て概念図、センサー設置位置を示す。緩衝材ブロックは直径 300 mm、厚さ 100 mm の円盤型を 1 段、その上に同形状で内径 110 mm のトーラス型を 12 段積み上げる。内部の 110 mm の空間に模擬オーバーパックが挿入される。模擬緩衝材と模擬オーバーパックは底板上に組み立て、底板は上蓋からターンバックルで吊るされた構造となっている。すべてを組み立てたのち、上蓋を試験孔周囲のモルタル面上に据え付けた。緩衝材と試験孔間の幅 120 mm 程度の隙間にはケイ砂を投入した。このケイ砂層は試験時の透水層の役目を成すとともに、試験終了後の解体時にはケイ砂を除去することで縁切りができ、試験設備を破壊せずに試験孔から取り出すことができるようにした。緩衝材ブロック内には各種センサーを設置した（後述）。また、緩衝材の膨潤による上蓋の浮上りを防止するための H 鋼をインバートにアンカーボルトで固定した。

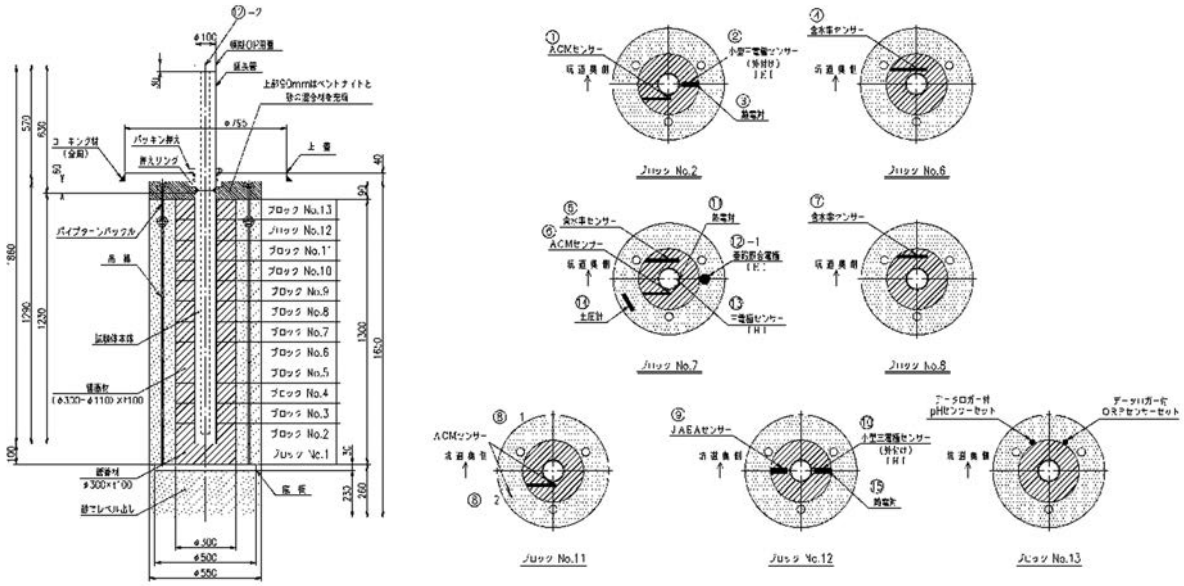


図 4.1.2.2-3　試験装置の構成、および緩衝材ブロックへのセンサー配置

試験に際しては、実際の地下にて岩盤から湧出する地下水をそのまま使用するため裸孔を使用した。試験坑道 5 奥の路盤コンクリートおよび EDZ 部分を除去し、無収縮モルタルを打設した後、直径 550 mm、深さ約 1.5 m の試験孔を掘削した（図 4.1.2.2-4）。孔壁からの湧水量は季節により変動するが、数 L/min であった。

図 4.1.2.2-4　試験坑道 5 に掘削した試験孔の内側の様子

試験は、腐食を確実に発生させるため、模擬オーバーパック表面に地下水が到達した時点からヒーターによる加熱を開始し、その後は表面温度が 80 ℃近傍になるようにヒーターを制御した。なお、試験中の孔壁からの湧水は上蓋から越流させ、常に新鮮な地下水が試験孔内に供給されるようにした。試験装置の組立状況を図 4.1.2.2-5 に示す。

図 4.1.2.2-5　試験装置の組み立て状況

3) 成果

試験開始から 990 日後、装置を解体し、分析を実施した[13]。解体に際しては、ヒーターによる加熱を停止し十分に冷却した後、模擬オーバーパックを緩衝材ごと試験孔から引き出し、速やかに表面をラップで養生し、地上へ搬出した（図 4.1.2.2-6）。地上建屋内で緩衝材ブロックを一段ずつ切断し、模擬オーバーパックを取り出した。試験後の緩衝材ブロックの密度を 2 段目、7 段目、12 段目からシンウォールサンプラーで採取し分析したところ、有効粘土密度が 1.3 Mg/m^3 付近となっており、わずかではあるが中央部の方が外縁部よりも密度が高い傾向が見られた（図 4.1.2.2-7）。

図 4.1.2.2-6　試験孔からの試験装置の取り出し状況

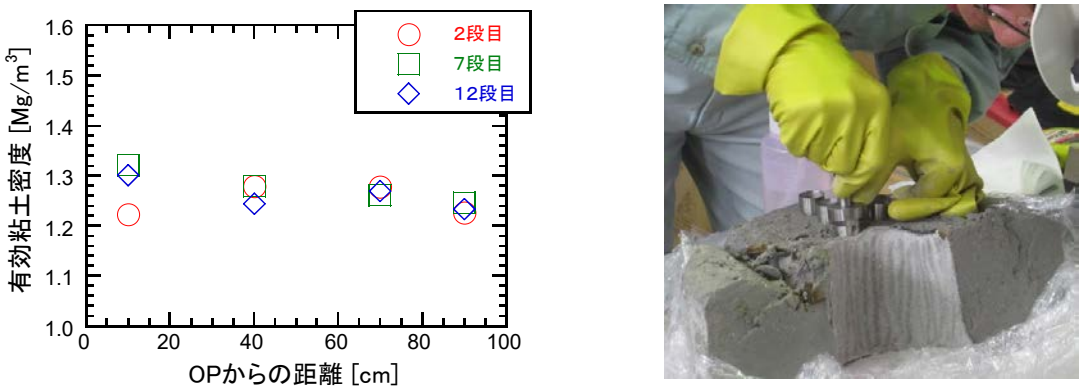


図 4.1.2.2-7　緩衝材周方向の密度分布

緩衝材ブロックを取り外した後、模擬オーバーパック表面の腐食生成物を酸洗で除去し、ラインスキャナーを使用して表面全体の目視観察用の画像を作成した（図 4.1.2.2-8）。試験開始前と同様に接触式の形状計測装置にて表面形状を計測し、試験前後の減肉量の実測値を取得した。模擬オーバーパックの平均腐食深さ、最大腐食深さ分布解析を模式的に図 4.1.2.2-9 に示す。模擬オーバーパックを周方向に 4 分割、軸方向に 10 分割、合計 40 分割として、それぞれの平均腐食深さ（d_{ave}）、最大腐食深さ（d_{max}）および最大腐食深さ/平均腐食深さ比（d_{max}/d_{ave}）を算出した。これらの測定の結果、①下端部で最大腐食深さが大きい、②周方向（角度）によって腐食深さが異なる、③平均腐食深さが浅い所で最大腐食深さ/平均腐食深さ比が大きくなる、などの特徴が認められた。また、平均腐食深さは試験期間の 990 日で 20～50μm 程度で、平均値は 32μm 程度であった。なお、図中の w1 と w2 は試験体長手方向の溶接線を含む領域、m1 と m2 は母材のみの領域であるが、両者に有意な差が認められなかった。このことから、本試験における腐食挙動の差は、模擬オーバーパック側の材料因子の差である母材と溶接部ではなく、周囲の環境側の因子、例えば緩衝材の浸潤・膨潤に伴う、試験体との接触の時期などに依存すると推察される。

(a) 酸洗前　　(b) 酸洗後

図 4.1.2.2-8　酸洗前後の表面展開図（左：天側、右：底側、中央●はセンサー跡）

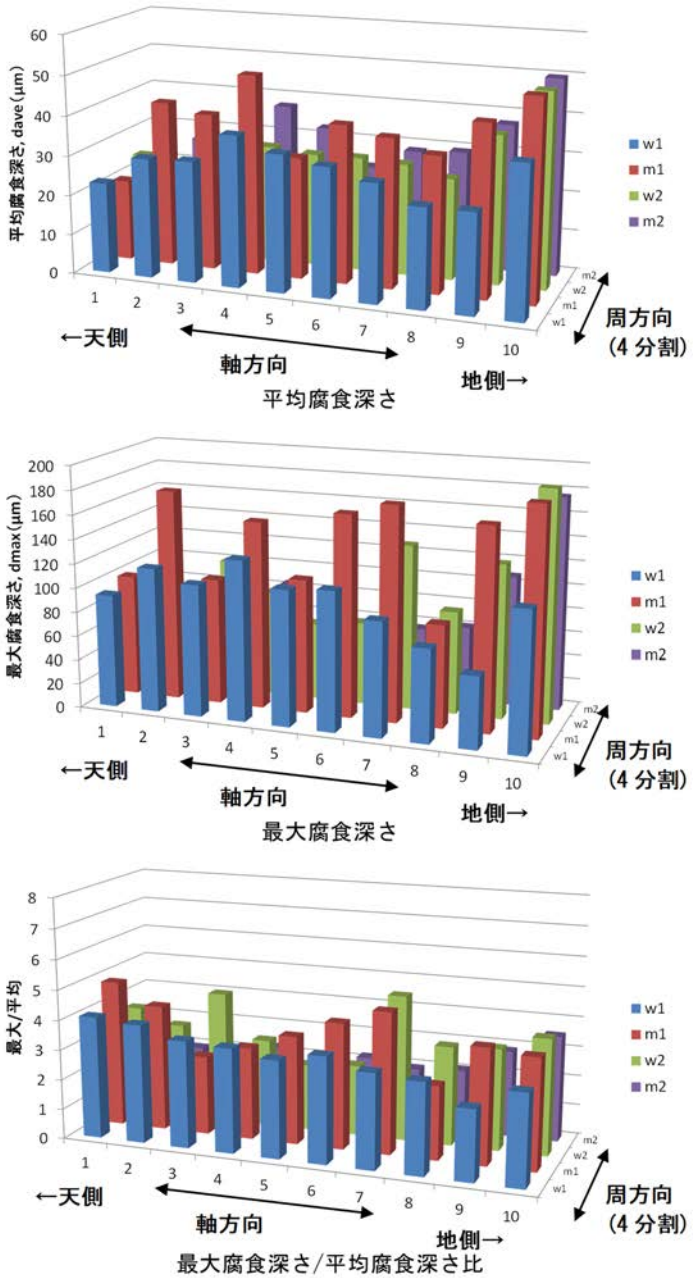
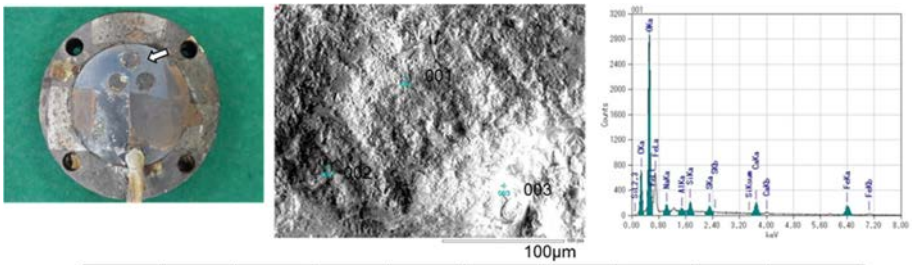


図 4.1.2.2-9　模擬オーバーパック　40 区画の平均/最大腐食深さ、最大/平均比

試験孔中央に設置した模擬オーバーパック上には、原位置での腐食速度を計測するための、三電極センサー（R 型）を設置した。このセンサーの電極上の腐食生成物の分析結果を図 4.1.2.2-10 に示す。



	C	O	Na	Al	Si	S	Ca	Fe	合計(質量%)
1	15.33	41.23	1.05	0.29	1.38	1.22	5.2	34.3	100
2	15.56	31.73	1.73	0.37	1.72	2.21	3.99	42.69	100
3	13.66	32.22	1.79	0.36	1.77	1.91	4.96	43.33	100
4	11.80	43.05	2.65	2.70	7.55	2.47	3.22	26.56	100
5	13.98	41.04	2.02	0.39	1.77	2.86	4.99	32.94	100
6	14.84	39.89	1.56	0.37	1.29	2.21	7.22	32.62	100

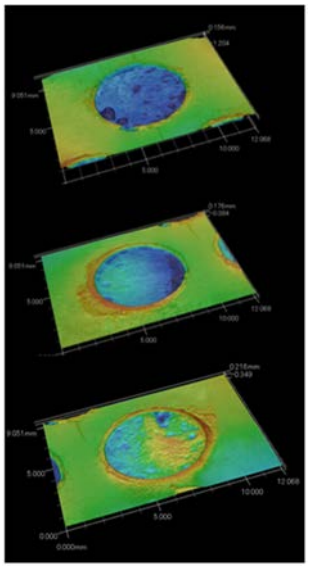
SEM-EDX 分析

図 4.1.2.2-10　回収後の三電極式センサーの腐食生成物分析

本試験では、試験体上の三電極センサー（R 型）以外に、2 段目と 12 段目の緩衝材ブロック内部にも小型の三電極センサーを設置した。これらのセンサーによる腐食速度の経時変化については後述するが、計測結果の妥当性を検証するため、電極自体の腐食深さを計測した。試験体と同様に酸洗により腐食生成物を除去し、3D 計測により取得した深さの平均値を求めた。図 4.1.2.2-11 にセンサー電極ごとの平均腐食深さ、センサーごとの平均腐食深さを示す。

センサー電極自体に着目すると、同一の溶接試験体から採取したにも関わらず、3 つの電極が均等に腐食していないことがわかった。この不均一性が本センサーによる計測結果に影響していると考えられる。センサーの設置部位に着目すると、試験体に埋め込んだ R 型センサーの腐食量が、緩衝材ブロック内部に埋め込まれた小型センサーよりも大きくなった。小型センサーは設置時にブロックとセンサーの間をベントナイト粉末で充填しているため、初期が乾燥ベントナイトに接触した状態であり、緩衝材への地下水の浸潤に伴って腐食が進行したと考えられる。一方、R 型が埋め込まれた試験体は緩衝材との間に約 5 mm の隙間が存在する。緩衝材が膨潤によってセンサー電極に接触するまではこの隙間内部の空気と湿気により腐食が進行し、その後緩衝材が接触したと考えられる。

設置位置	電極位置	平均深さ（μm）
R 型 試験体中央	1	-189
	2	-135
	3	-40
	平均	-121
小型 緩衝材ブロック内部 2 段目	1	-53
	2	-21
	3	-16
	平均	-30
小型 緩衝材ブロック内部 12 段目	1	-90
	2	-87
	3	-2
	平均	-60
平均		-70



R 型センサーの電極形状

図 4.1.2.2-11　三電極式センサーの腐食深さの実測値

このように図 4.1.2.2-9 に示した試験体本体上の腐食深さの不均一性や、三電極センサーの設置位置による腐食深さの差は、試験体（金属）と緩衝材との接触や初期状態が大きく影響する一方で、試験体自体の化学成分や金属組織の差は顕著ではない。この事実はチタンカラムを使用したこれまでの実験室規模の試験[12)]では確認出来なかった現象である。

(2)モニタリング手法の適用性確認

これまでに実験室で実施された腐食試験の試験片や、(1)で述べた地下での腐食試験の試験体に生じた腐食現象を詳細に把握するためには、腐食挙動の途中経過を知る必要がある。そのためには全く同一の試験設備を複数体用意し定期的に解体して確認する必要があるが、地下での試験のように規模が大きな試験を必ずしも複数体実施できるとも限らない。また、試験結果の評価や解釈には、その試験体が暴露された環境や期間についての情報も有効である。そのため、試験体の腐食挙動を把握するための各種のセンサーを設置し、その適用性について確認を行った。

本項では、地下でのオーバーパック溶接部の腐食試験設備に設置した各種センサーの試験期間中の挙動について報告する。

1) これまでの研究成果

溶接部についても 4.1.2.1 の母材と同様に、実際の地下環境において工学的規模での事例はほとんどない。試験坑道 5 でのオーバーパックの溶接部の腐食試験においても、種々のセンサーを設置し、原位置でのモニタリング技術の適用性について調査した。

2) 実施内容

オーバーパック溶接部の腐食試験にて、設置したセンサーの種類と数量を表 4.1.2.2-1 に示す（詳細な設置位置は図 4.1.2.2-3 を参照）。

表 4.1.2.2-1　計測項目と緩衝材中の設置段数

センサー名称	計測対象	個数	設置位置
EIS センサー （原子力機構と同型）	―	1	緩衝材ブロック内部：12 段目
三電極センサー	試験体の腐食速度	1	模擬オーバーパック中央 （緩衝材ブロック 7 段目付近）
小型三電極センサー	腐食速度	2	緩衝材ブロック内部：2 段目、12 段目
亜鉛照合電極	試験体の電位	1	緩衝材ブロック 7 段目付近の珪砂層内
ACM センサー	緩衝材ブロックの濡れ検知 腐食速度	4	緩衝材ブロック内部：2 段目、7 段目、11 段目 11 段目付近のケイ砂界面
熱電対	系の温度	3	三電極センサー近傍
土圧系	緩衝材ブロックの膨潤圧	3	緩衝材ブロック 7 段目付近の孔壁
含水率センサー	緩衝材ブロック中の含水率 緩衝材ブロック中の電気電導度 緩衝材ブロック中の温度	3	緩衝材ブロック内部：6 段目、7 段目、8 段目
pH、ORP	地下水の pH、ORP	各 1	ケイ砂層へのアクセス管内

緩衝材ブロック内部へのセンサーの設置の際は、成型したブロックにスリットを設けセンサーとブロック間の隙間を緩衝材と同じベントナイトにケイ砂を 30 %混合した粉末で充填した。センサーを設置したスリット部分の充填密度は 0.45 Mg/m^3～0.6 Mg/m^3 程度であった。以下に示す、緩衝材ブロック内部に設置したセンサーの指示値は、この設置状態で得られたものである。

3) 成果

①EIS センサー

4.1.2.1 で使用された電気化学インピーダンス法のセンサーと同一のものを製作し、緩衝材ブロック 12 段目に 1 つ設置した。電極材料は模擬オーバーパック溶接部から採取した。計測条件等は全て 4.1.2.1 に準拠した。

本センサーは設置後に動作が安定せず、カーブフィッティングから分極抵抗（Rp）を求めることができなかった。そこで、後述する三電極センサーを使用し、3 つある電極のうち 2 つを使用し、簡易的（2 周波数）に二電極法で電気化学インピーダンス計測を実施した。図 4.1.2.2-12 に分極抵抗の逆数 R_p^{-1} の経時変化を示す。

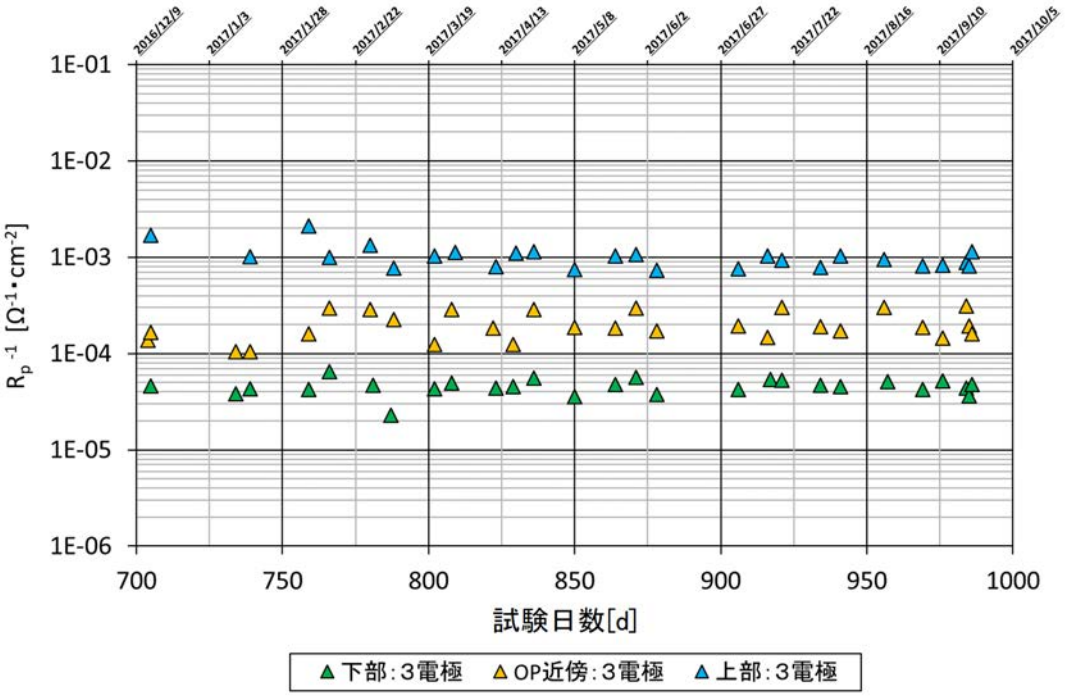


図 4.1.2.2-12　三電極センサーにおける R_p^{-1}（1 mHz）の経時変化

②三電極センサー

試験孔内での溶接部の腐食速度を原位置で測定する方法として、電気化学ノイズ法を採用した。この方法は化学プラント等で近年適用がなされている計測方法である。①に示した電気化学インピーダンス法は外部電源を用い、腐食電位からわずかではあるが±方向に分極を行うため、電極界面の性状が変化する。また、孔内のメタンなどの可燃性ガスの蓄積に対するより安全な計測技術の必要性を見据え、すでに実績のある電気化学インピーダンス法に加えて、新たに電気化学ノイズ法を選択した。

溶接部の腐食速度を計測するため、電極は溶接部付き模擬オーバーパックから採取した溶接金属を使用した。図 4.1.2.2-13 に電極の外観を示す。R 型三電極センサーは模擬オーバーパックの一部をくり抜いて埋め込んだ。小型三電極センサーは緩衝材ブロックに設けたスリットに設置し、隙間をベントナイト＋ケイ砂で充填した。また、センサー近傍には温度計測用の熱電対を合わせて設置した。

(a) R 型　三電極センサー　　(b) 小型　三電極センサー

図 4.1.2.2-13　三電極センサーの外観写真

図 4.1.2.2-14 に電気化学ノイズ法により算出した試験期間中の腐食速度の経時変化をイベントと共に示す。模擬オーバーパックに埋め込んだ R 型センサーが p1、緩衝材ブロックの 2 段目と 12 段目に設置した小型センサーがそれぞれ p2、p3 に対応する。

試験開始後に p2、p3 が反応した。これは緩衝材の湿気や周囲からの地下水の浸潤によりプローブ上の 3 つの電極が導通し、電気化学ノイズ法による腐食計測が可能になったと考えられる。周辺岩盤からの地下水が緩衝材に浸透し含水比が一定になるまでは、緩衝材の間隙空気があるため酸素を酸化剤とした腐食が進行するが、飽和度が一定となった後は水を酸化剤とした腐食となるため、腐食速度が低下したと考えられる。一方、p1 は 150 日目以降に信号を示すようになった。設置当初、p1 の電極と緩衝材ブロックとの間に隙間があるため、3 つの電極間が導通しておらず計測ができない期間である。この期間はプローブ上の 3 つの電極が隙間に残された湿潤空気の環境で個々に腐食していたと考えられる。試験期間の経過に伴って緩衝材が膨潤し、3 つの電極が全て緩衝材に接触し電極間の導通が確保されたために、センサーが応答したと考えられる。

p1 の挙動が緩衝材中に設置した p2、p3 と挙動が異なる理由として、電極が曝される環境の変遷の違いが考えられる。p2 と p3 は初期から緩衝材中の環境であることは変わらないため、炭素鋼製の電極表面の腐食生成物は緩衝材中の環境で生成したものとなる。一方、p1 が曝される環境は、初期は空気、続いて湿潤空気を経て最終的に緩衝材が接触した環境となる。腐食生成物は腐食環境に応じて化学形態が変わるため、湿潤大気環境下で電極表面に生じた錆は緩衝材接触環境下では不安定となり、緩衝材接触時に一時的な腐食速度の上昇をもたらす。その後、緩衝材中で生成する腐食生成物が電極表面を覆ったため、p2 や p3 と同程度まで腐食速度が低下したと考えられる。

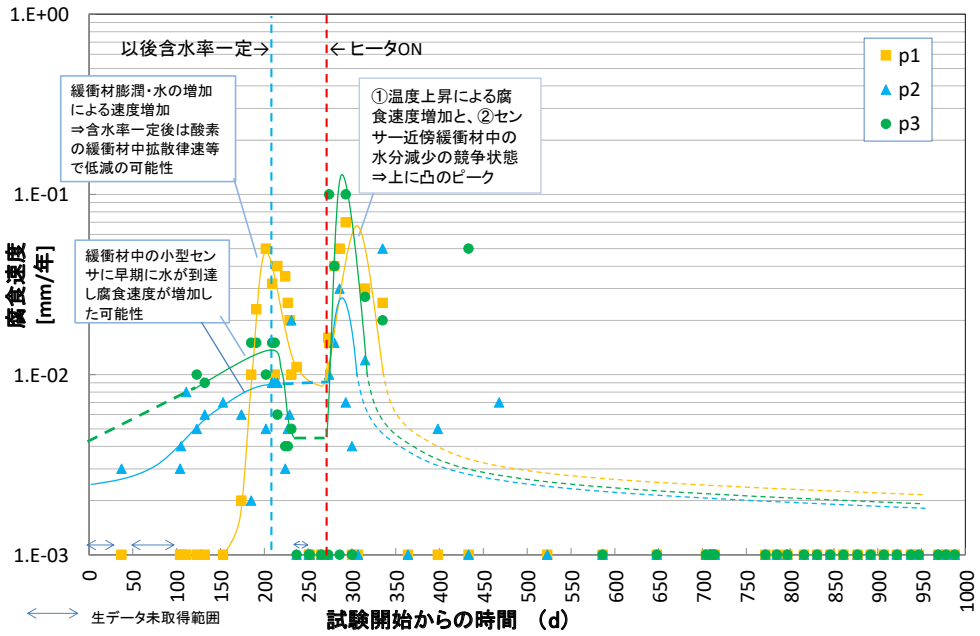


図 4.1.2.2-14　三電極式腐食センサー腐食速度計測値の経時変化とイベント

緩衝材中への地下水の浸潤が進むと一旦腐食速度が低下した。その後ヒーターによる加熱を開始すると一旦腐食速度は上昇するが、その後低下し計測器の電流レンジの検出下限値を下回ったため、その後の腐食速度の算出は困難となった。実験室でのチタンカラムを使用した緩衝材中での浸漬試験では、同様の環境下で数μm/y 程度の腐食速度を得ているため、速度低下の推定値を図中に点線で模式的に示した。

使用した 3 体のセンサーのうち、模擬オーバーパックに設置した R 型の三電極センサーについて、得られた腐食速度から算出した腐食深さを図 4.1.2.2-15 に示す。特定期間中の腐食深さ（微分値）と累計腐食深さ（積分値）の両者を示す。腐食深さの算出は腐食速度と経過日数から台形近似で行った。また 400 日以降は計測が困難となったため、2 μm/y の腐食速度を適用した。その結果、試験期間中の累積腐食深さは 16 μm となった。一方、(1)にて模擬オーバーパック自体の平均腐食深さは 20～50 μm 程度、R 型センサーの電極の平均腐食深さは 40～191 μm とばらつき、平均で 121 μm であった。模擬オーバーパックの腐食深さとは数倍の差であるが、センサー電極自体の腐食深さとは 1 桁程度乖離した結果となった。

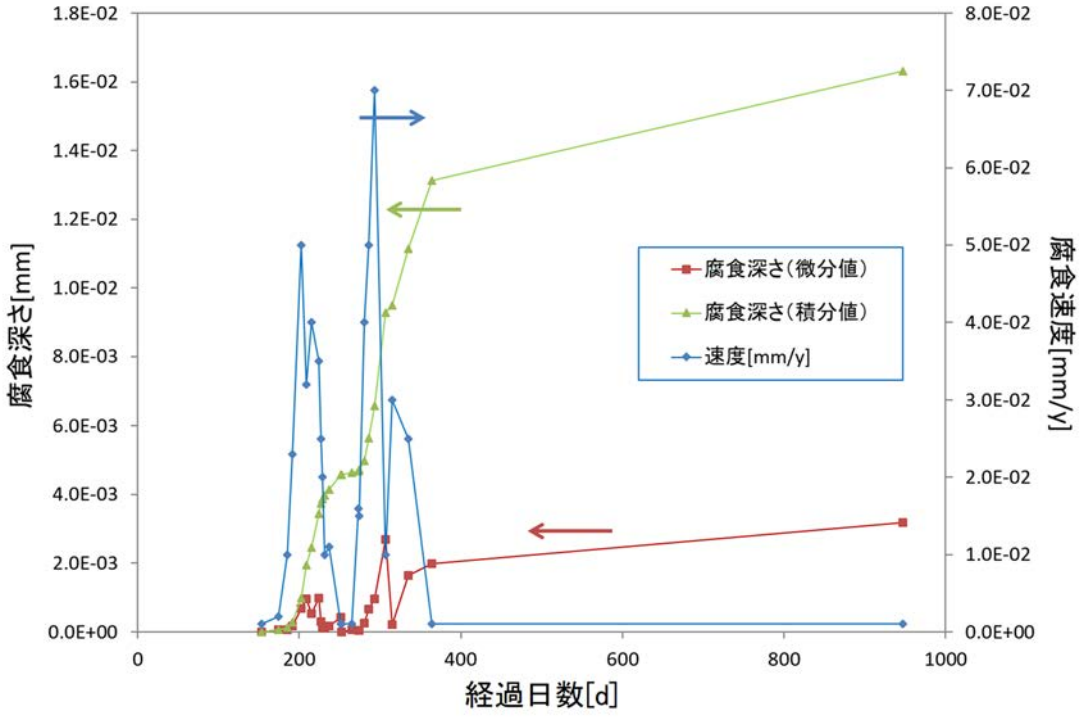


図 4.1.2.2-15　R 型三電極センサーの計測結果から算出した腐食深さ

今回の試験では計測結果から算出した腐食深さと電極自体の減肉量との間に大きな差が生じた。これは、腐食速度を算出するための腐食係数について、緩衝材中の腐食挙動に適用できる値が無いため、計測システムの推奨値を使用したことによると考えられる。緩衝材中での計測点数、データを蓄積し、人工バリアの腐食速度評価に適用可能な係数 B を整備することにより、腐食速度の定量性向上を図ることが可能となると考えられる。

三電極センサーを使用した電気化学ノイズ法による腐食速度の評価では、取得した電位と電流の揺らぎのうち、双方で相関性がある部分のみを抽出して使用する。今回の試験では解析に適用可能な相関性があるデータの割合が低く、試験期間中に連続的に計測を実施したにも関わらず、有効な腐食速度データが図 4.1.2.2-14 に示すプロットの数に留まった。これは図 4.1.2.2-11 に示

したように 3 つの電極ごとに腐食の挙動が異なり、3 つの同一電極が同じ挙動を示すという電気化学ノイズ法の測定原理が崩れたためと考えられる。

③亜鉛照合電極

飽和ベントナイトに接触した模擬オーバーパックの電位測定のため、基準電位を示す電極として照合電極を試験系に設置した。選定にあたり土中鋼管の電位測定時等、土中に埋めて使用する実績の豊富な、保湿性のある粘土系鉱物に包含した亜鉛照合電極を採用した。亜鉛照合電極の外観写真を図 4.1.2.2-16 に示す。

模擬オーバーパックの電位の経時変化を図 4.1.2.2-17 に示す。試験開始後約 270 日までは電位が低下する現象が見られたが、計測器に接続したアース影響を排除し、以後のデータは正しく計測されており、+0.3 V vs. Zn オーダーの比較的高い電位を維持している。

図 4.1.2.2-16　亜鉛照合電極の外観写真

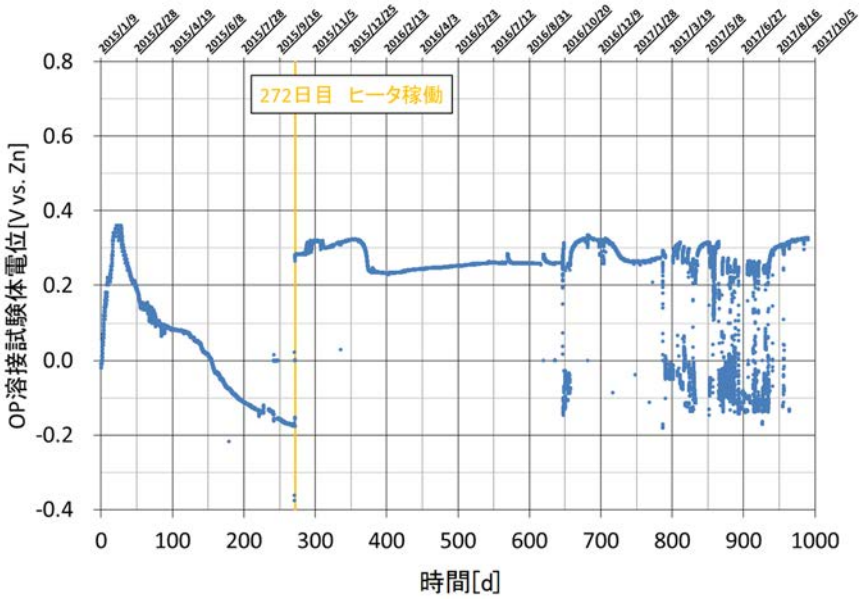


図 4.1.2.2-17　模擬オーバーパック電位（亜鉛照合電極基準）の経時変化

④ACM センサー

ACM（Atmospheric Corrosion Monitor）型腐食センサーは、環境因子により電気化学的に発生する金属の腐食電流を直接計測できるセンサーである。このセンサーは大気中に曝露すると降雨や結露などによって基板となる Fe と絶縁して設置された導電性 Ag ペーストの両金属間に薄い水膜が形成されてガルバニック電流が流れる。この電流は腐食速度と良い相関関係があるので大

気環境の腐食性をモニタリングすることに用いられている。ベントナイト系においても、Fe と Ag 間にガルバニック電流が流れれば、腐食環境が成立していることおよびガルバニック電流の大小が腐食環境の厳しさに対応すると考えられるため、試行的に設置した。図 4.1.2.2-18 に ACM センサーの外観を示す。

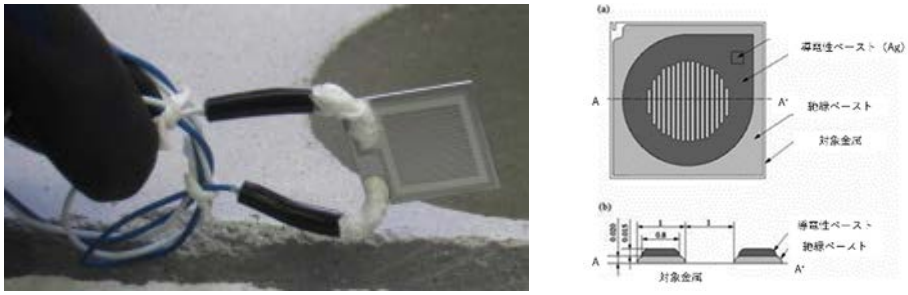


図 4.1.2.2-18　ACM センサーの外観

試験期間中の ACM センサーの出力から算出した腐食速度を図 4.1.2.2-19 に示す。試験開始当初から応答し、平均で 10 μm/y 程度の腐食速度を示したが、140 日程度で正常に計測できなくなった。

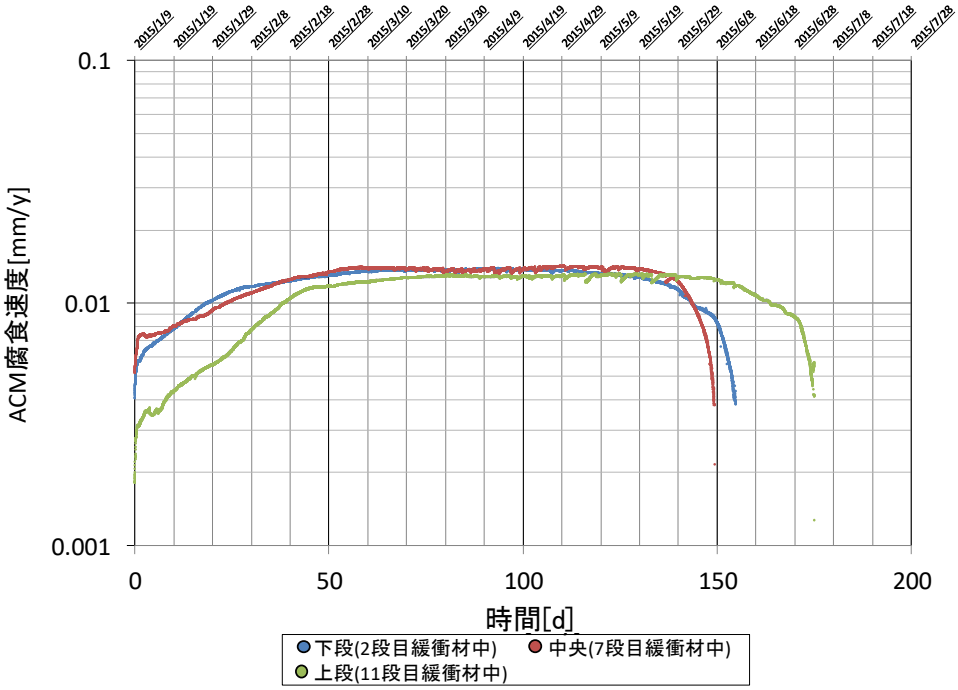


図 4.1.2.2-19　ACM センサーによる腐食速度の計測値

⑤熱電対

三電極センサーの計測点 3 点の近傍に 1 点ずつ測温点を設けた。

小型三電極センサー近傍に設置する場合には、緩衝材と砂（土）への埋め込みとなることから、緩衝材、砂（土）の地下水による膨潤の影響で外力（土圧）を受ける可能性がある。そのため、温度センサー本体にある程度の強度を持たせる必要があるが、緩衝材およびその他貫通部との干渉、または組み立て時のハンドリング性を考慮すると、外径仕様には制約が発生する。また、地下水による腐食の影響も考慮に入れる必要がある。以上より「シース型熱電対」を選定した（図

4.1.2.2-20）。測温のための導体は、シースと呼ばれるステンレス製の金属管に保護されており、耐食性と強度を持った温度センサーである。

シース型熱電対

タイプ：T 型（シングルエレメント）

外形仕様：シース部　3 m×約 φ3.2 mm（最小曲げ半径 16 mm）

ケーブル長　補償導線 2 m（3.1 mm×4.8 mm）　+　リード線 0.8 m

スリーブ部：32 mm×φ8 mm

材質：シース部 SUS316、スリーブ部 SUS304、補償導線 耐熱ビニール

導体：φ0.3×2 本

温度仕様：常用限度　200 ℃、過熱使用温度　250 ℃

スリーブ部耐熱温度 80 ℃MAX

図 4.1.2.2-20　シース型熱電対の外観写真

一方、R 型三電極センサー近傍に設置する場合、緩衝材と模擬オーバーパックの軸方向の隙間が 5 mm 程度であるため、組み立て時の干渉等も考慮すると、温度センサーの外径はできるだけ細くする必要がある。センサーは模擬オーバーパックの軸方向に沿って設置する必要があるが、シース型ではステンレスとオーバーパックが接触しガルバニック腐食が発生するため、センサー表面が非金属のものを選定する必要がある。以上を満たす温度センサーとして、「モールド型熱電対」を選定した（図 4.1.2.2-21）。センサー表面は、FEP（テトラフルオロエチレンとヘキサフルオロプロピレンの共同合体したフッ素樹脂）を使用しており、耐食性、耐薬品性、非粘着性をもった材質であるため、土中に埋設した際の表面の腐食・劣化の影響が少ない。また、センサーの仕上がり外径は約 1.65 mm×2.8 mm であることから、模擬オーバーパックおよび緩衝材は干渉しない。

モールド型熱電対

タイプ：T 型（シングルエレメント）

外形仕様：モールド部　4 m（約 1.65 mm×2.8 mm）

ケーブル長　リード線 0.4 m

材質：先端部　FEP モールド、本体　FEP

導体：φ0.65×2 本

温度仕様：常用限度　200 ℃、過熱使用温度　250 ℃

図 4.1.2.2-21　モールド型熱電対の外観写真

図 4.1.2.2-22 に温度測定結果を示す。p1 はモールド型、p2、p3 はステンレス製シース型である。地下水到達後は、初期の数十日程度を除いて、ほぼ 80 ℃で推移した。また坑道内温度については試験孔 1 付近に換気設備があるためか、季節変動がみられた。

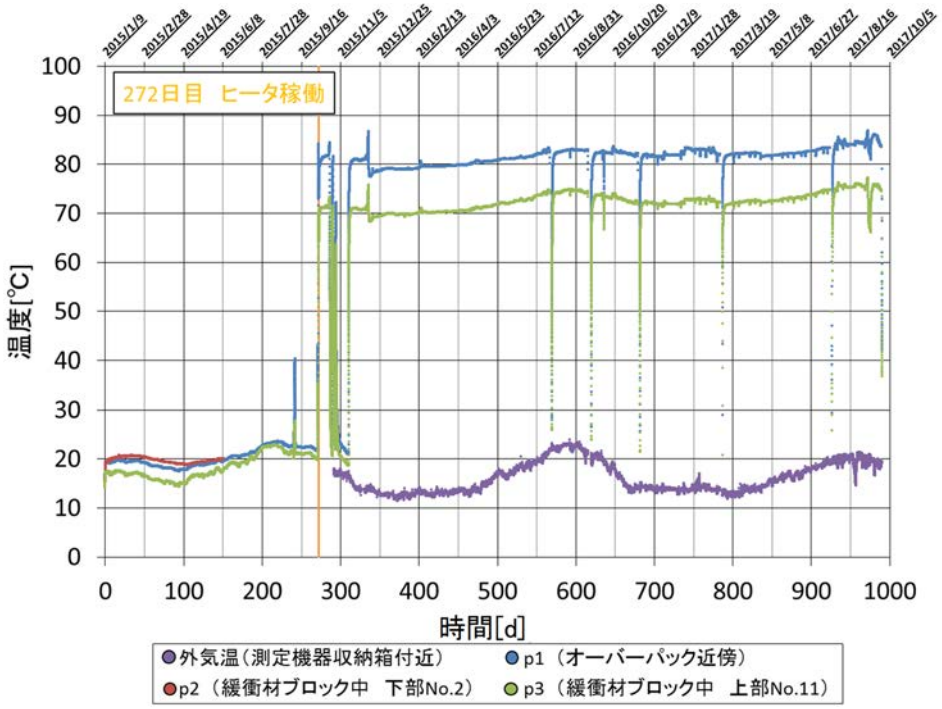


図 4.1.2.2-22　試験体温度測定結果

⑥土圧計および含水率センサー

土圧計は、緩衝材の膨潤圧を計測するため、試験孔の壁面に接する形で砂層内に設置した。表 4.1.2.2-2 に土圧計の仕様、図 4.1.2.2-23 に土圧計の外観を示す。

表 4.1.2.2-2　土圧計の仕様

定格容量	50 kPa
非直線性	±2 %RO 以内
ヒステリシス	±1 %RO 以内
定格出力	0.25 mV/V（500×10^{-6} ひずみ）以上
許容温度範囲	-20～80 ℃
温度補償範囲	-15～70 ℃
零点の温度影響	±0.5 %RO/℃以内
出力の温度影響	±0.1 %/℃以内
許容印加電圧	10 V AC または DC
推奨印加電圧	2～8 V AC または DC
入力抵抗	350 Ω±1 %
出力抵抗	350 Ω±1 %
ケーブル	0.5 mm^2 4 心クロロプレン 1 m 外径 8 mm 先端むきだし
許容過負荷	120 %
質量	約 1 k g

図 4.1.2.2-23　土圧計の外観

また、緩衝材ブロックへの水の浸入挙動および含水率の測定を目的として、含水率センサーを設置した。本研究では緩衝材ブロック中の半径方向の含水率の分布を調べるため、リング型緩衝材の内側から 10 mm（6 段目）、29 mm（7 段目）、49 mm（8 段目）にセンサーを設置した。表 4.1.2.2-3 に含水率センサーの仕様、図 4.1.2.2-24 に寸法を示す。

表 4.1.2.2-3　含水率センサー（WD-3-WET-5EG）仕様

電気特性	体積含水率	検出方法	折り返し平行伝送路方式
		測定範囲	0～100 %
		測定精度	0~50 %時±3 % F.S. 50~100 %時±10 % F.S.
		アナログ出力	0～1 V
	電気伝導度	測定範囲	0～7 mS/cm
		測定精度	±5 % F.S.
		アナログ出力	0～1 V
	温度	測定範囲	-10～50 ℃
		測定精度	±1 ℃
		アナログ出力	0～1.2 V
周囲環境温度		動作温度範囲	-40～50 ℃
		測定温度範囲	0～50 ℃
入力電圧			DC+4.5～+15 V
ケーブル長			5 m35 cm
重量			280 g（ケーブル含む）

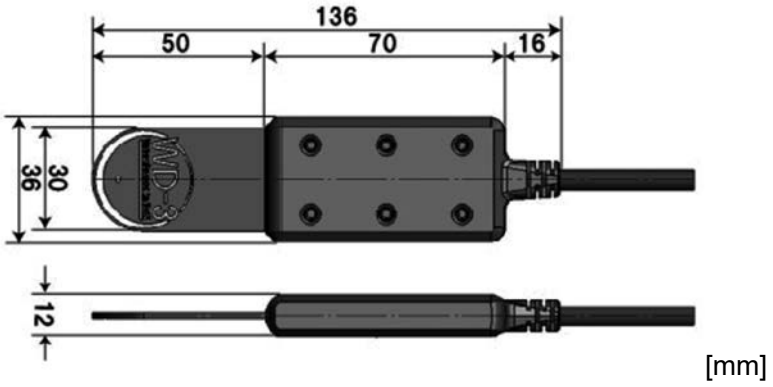


図 4.1.2.2-24　含水率センサー寸法

土圧は緩衝材の膨潤により増大すると考えられるので、土圧と含水率の挙動を比較した結果を図 4.1.2.2-25 に示す。含水率とともに土圧も増加した。図中で土圧や含水率の急激な上下動が見られるが、これは加熱用ヒーターの運転と関連しており、加熱を停止すると値が下がり、再開すると上昇した。

土圧計が計測した圧力は最大でも 5 kPa 程度であり、塩分を含む地下水で計測される膨潤圧と比較して小さい。これはケイ砂層を介した緩衝材の膨潤圧であること、また反力を孔壁で支持しているが孔内で確実な固定が困難であったことが原因と考えられる。

含水率センサーの応答については開始から 350 日付近で安定、また信号が受信できなくなったため、計測を打ち切った。

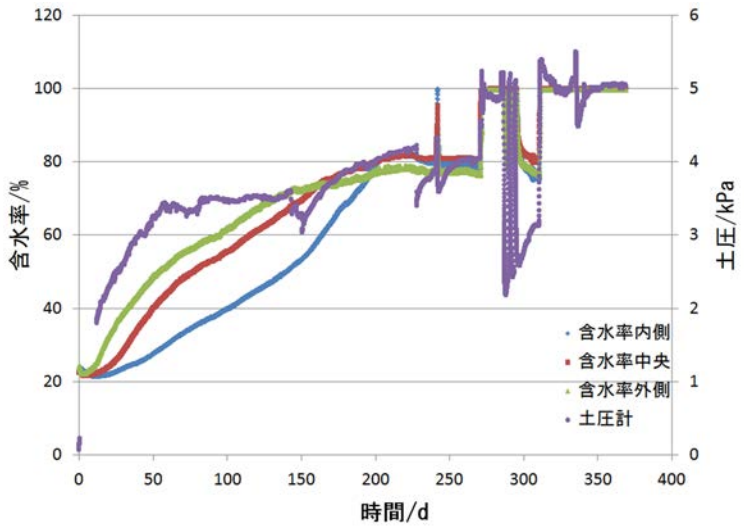
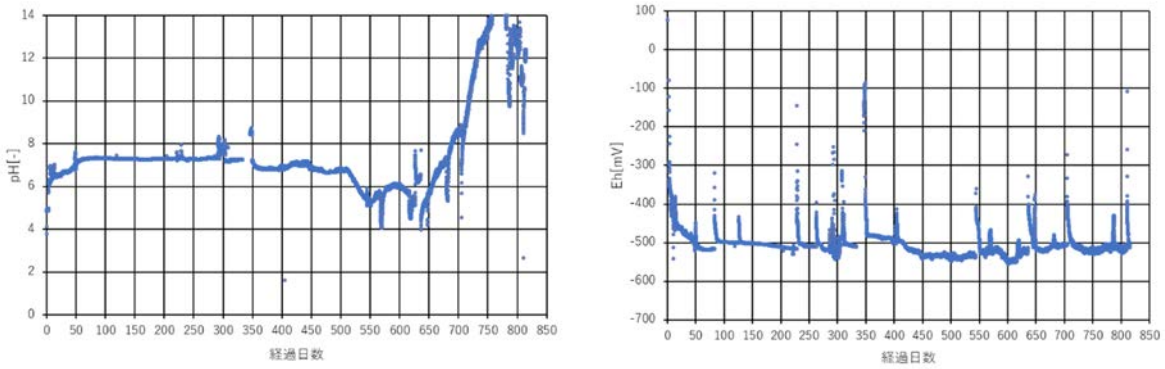


図 4.1.2.2-25　緩衝材内の含水率と土圧計の応答との関連

⑦pH、酸化還元電位（Eh）

4.1.1.1 と異なり、試験孔からの湧水を直接使用するため、途中に地下水モニターを設置できない。そこで、試験装置上蓋から試験孔内ケイ砂層に繋がる SUS 管内部へ投げ込み式の計測装置を挿入して計測を行い、定期的に引き上げたデータを回収した。図 4.1.2.2-26 に pH と Eh の計測結果の経時変化を示す。pH はおよそ 7 付近で推移した。700 日付近からは上昇がみられるが、試験孔内で pH の急な上昇を引き起こす現象は考えにくいため、計器の寿命が来たと考えられる。また Eh は-500 mV 程度であった。Eh の値は付録 1.3.2 の図 1.3-3 の値より低く、計測器表面の析出物の影響の可能性もあり、参考値として扱う。Eh が急上昇している部分は、データ回収のため、SUS 管から引き揚げ外気に暴露された影響によるものである。計測器を引き上げた際、表面に析出物がみられたため、クリーニングを実施した。



(a) pH　　(b) Eh

図 4.1.2.2-26　試験孔内の pH と Eh の経時変化

4) モニタリング技術のまとめ

試験坑道 5 で実施したオーバーパック溶接部の腐食試験で、試験装置に組み込んだ各種計測技術について、本試験を通して得られた知見をまとめる。

① 設置方法

緩衝材ブロック内部にセンサーを設置する場合、ブロックに予めスリットを設けることは有効である。ただしスリット内のセンサーと緩衝材間には隙間が生じるため、適切に埋め戻すことが重要である。本試験ではスリットの体積とセンサーの体積から隙間体積を算出し、実際に詰めた粉末状の緩衝材の重量を除すことで見かけの密度を得た。その結果、センサー周辺の密度は 0.45 Mg/m^3～0.6 Mg/m^3 程度と、緩衝材ブロックの 1.6 Mg/m^3 と比較して低密度である。緩衝材の初期密度は膨潤が進行しても残存するという報告もあることから、センサーの出力そのものは低密度の緩衝材内で取得されたものとして扱う必要がある。この課題については隙間内の密度を正確に把握すること、密度の違いが現象やセンサーの応答に与える影響を別途試験で取得しておき、実際の緩衝材密度における計測値を外挿等で推測できるようにすることが重要と考える。緩衝材内部へのセンサーの設置では、設置箇所のみ吹付け工法を適用するのも有効な対策の 1 つと考えられる。

オーバーパック腐食試験では試験体外寸が 300 mm、試験孔内径が 550 mm である。そのため、有線による計測では配線の処理が大きな課題となった。多くのセンサーをブロック内に配置すると、水みちとなる、または蓋部の気密性確保が容易ではなくなるといった課題もある。

② 寿命

4.1.2.1 ではインピーダンス計測用のセンサーを 12 体設置しているが、本試験では 1 体のみのセンサーもあり、センサーが故障した場合の代替が利かない。長期の試験では、センサーが故障しても確実に成果が得られるように工夫が必要である。ケイ砂層へアクセスできる SUS 管はセンサーを定期的に引き上げることが可能で、センサー表面の析出物を定期的に除去することが出来た。埋め殺し方式と比べて系の擾乱の要因ともなりうるが、センサーの寿命という観点からは有効な対策であると考えられる。

4.1.2.3 まとめ

深部地下環境での工学的規模の腐食試験によって酸化性環境における既往のオーバーパックの腐食評価手法の保守性、妥当性が確認された。また、溶接部の腐食の不均一性については、母材との有意な違いは認められなかった。今後は緩衝材の再冠水～飽和の過渡的な過程における腐食メカニズムについてさらに理解を進める必要がある。

また、過渡的な過程における環境条件や腐食挙動について各種センサーを用いてモニタリングを行い、緩衝材中や地下水中での適用性を検討した。温度、水分、土圧、pH、酸化還元性、腐食挙動に着目して市販品または独自に開発したセンサーによりモニタリングを行い、各センサーに対して計測の可否、計測値の妥当性、耐久性等を確認するとともに、緩衝材中に設置するうえでの留意点、課題等を抽出した。

なお、この成果は、資源エネルギー庁からの受託事業「平成 29 年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業処分システム工学確証技術開発」の成果を一部含んでいる。

参考文献

1) Taniguchi, N., Suzuki, H., Kawasaki, M., Naito, M., Kobayashi, M., Takahashi, R. and Asano, H.：Propagation behavior of general and localized corrosion of carbon steel in simulated groundwater under aerobic conditions, Corrosion Science and Technology, 46, 2, 2011, pp.117-123.
2) 谷口直樹，川﨑学，川上進，鈴木治雄：弱アルカリ性およびアルカリ性環境における炭素鋼オーバーパックの局部腐食挙動，JNC TN8400 2003-016，2003，89p.
3) 千々松正和，杉田裕，藤田朝雄，雨宮清：釜石原位置試験場における粘土充填・熱負荷試験結果，JNC TN8400 99-024，1999，161p.
4) 炭山守男：土壌埋設鋼材の長期腐食挙動に関する研究（XI），JNC TJ 8400 99-042，1999.
5) 核燃料サイクル開発機構：わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第 2 次取りまとめ - 分冊 2 地層処分の工学技術，JNC TN1400 99-022，1999，703p.
6) 谷口直樹，川﨑学，杉田裕，柴田雅博，本田明：ベントナイトの再冠水過程における炭素鋼の腐食モニタリング，第 61 回材料と環境討論会講演集，B-209，2014.
7) 日本原子力研究開発機構：平成 24 年度地層処分技術調査等事業 処分システム化学影響評価高度化開発 6 ヵ年研究成果の取りまとめ，2013，239p.
8) 日本原子力研究開発機構：平成 25 年度地層処分技術調査等事業 処分システム評価確証技術開発 報告書，2014，548p.
9) 核燃料サイクル開発機構：高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に関する知識基盤の構築，平成 17 年取りまとめ，分冊 2 工学技術，JNC TN1400 2005-015，2005，309p.
10) 西方篤，高橋岳彦，侯保栄，水流徹：乾湿繰り返し環境における炭素鋼の腐食速度のモニタリングとその腐食機構，材料と環境，43，4，1994，pp.188-193.
11) 谷口直樹，川﨑学，内藤守正：低酸素濃度下での模擬地下水の飽和した圧縮ベントナイト中における炭素鋼の腐食挙動，材料と環境，59，11，2010，pp.418-429.
12) 原子力環境整備促進・資金管理センター：処分システム工学要素技術高度化開発，平成 19 年度～平成 24 年度の取りまとめ報告書，2013，222p.
13) 原子力環境整備促進・資金管理センター：平成 29 年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業 処分システム工学確証技術開発報告書（第 1 分冊），2018，470p.

4.1.3　物質移行試験

一般的に、泥岩は低透水性であり、泥岩中の核種移行は間隙中の拡散が支配的であることから、高レベル放射性廃棄物の地層処分の候補母岩の 1 つとして考えられている[1),2)]。そのため、泥岩中のマトリクス部における収着・拡散挙動を評価するための試験が諸外国で精力的に行われてきている[例えば3),4),5),6)]。一方で、泥岩に構造性の割れ目が発達する場合はそれらの割れ目が移行経路となることがあり、特に断層帯中の割れ目や坑道に沿って発達する掘削影響領域（EDZ）内に形成される割れ目が主要な移行経路になりうることが知られている[7),8),9),10),11)]（図 4.1.3-1）。したがって、泥岩を対象に地層処分の安全評価を行う際に必要となる物質移行モデルを構築する上では、岩盤基質部における拡散・収着メカニズムを理解するとともに、メカニズムに影響を及ぼす地下水の化学的特性や微生物等の影響因子を把握し、割れ目における物質移行メカニズム（複数の割れ目を介した移流・分散や割れ目表面への収着、割れ目表面から岩盤基質部への拡散等）を評価するための手法を整備することは重要な課題である。これに加え、泥岩中の割れ目を対象とした原位置トレーサー試験については、国内外含め適用事例がほとんどないこと[12)]や、日本国内では、放射性トレーサーを用いた原位置試験の実施が困難な状況を踏まえると、安定同位体を用いた、原位置トレーサー試験技術を整備することも重要な課題である。また、幌延地域の地下深部を流れる地下水中には、被圧状態で CH_4 や CO_2 が豊富に溶存しており、これら溶存ガスが坑道またはボーリング掘削により圧力解放されることで脱ガスすることが知られている[13)]ことから、間隙水圧を変化させて行うトレーサー試験（ダイポール試験やプッシュプル試験等）では、これら脱ガスの影響も考慮した試験技術を整備する必要がある。これらの背景を踏まえ、「幌延の泥岩を事例とした割れ目、岩盤基質部双方における物質移行特性評価手法の整備」を目的として、幌延 URL の深度 350 m 調査坑道にて、岩盤基質部および割れ目を対象とした原位置トレーサー試験を実施した。

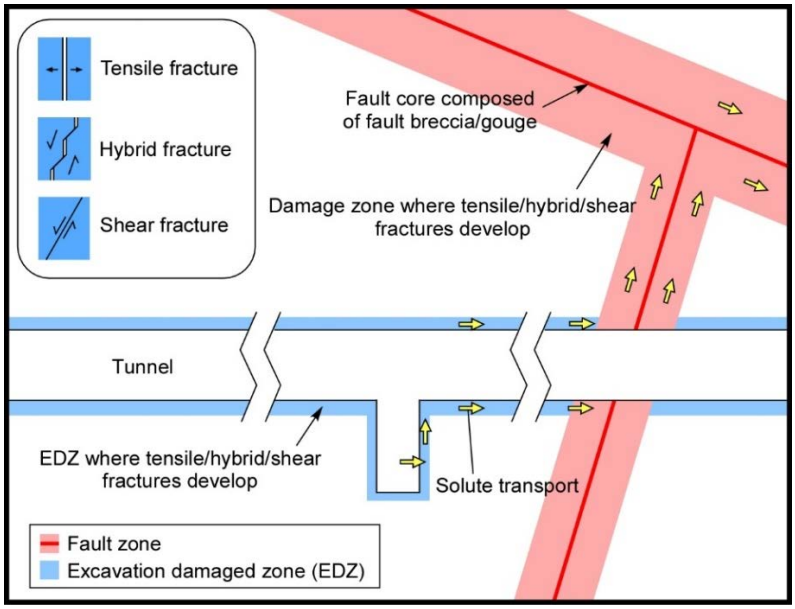


図 4.1.3-1　泥岩中における割れ目を介した物質移行経路の概念図
（武田ほか、2018）[14)]

4.1.3.1　岩盤基質部における物質移行挙動の解明

(1) これまでの研究成果

これまでに、幌延 URL で取得した泥岩のコアサンプルを対象とした室内試験により、多様な核種の拡散、収着特性の評価を行ってきている[例えば15),16)]。その中で、これまでの研究から、ベントナイト系試料をベースに開発が進められてきた粘土鉱物（イライト、スメクタイト）を主体としたモデル化手法[15),16),17)]の適用により、室内試験スケールにおける泥岩中の収着・拡散挙動（陽イオン加速、陰イオン排除効果や、収着分配係数の濃度依存性等）を評価することが可能となっており、これまでに、多様なイオン種の実効拡散係数および収着分配係数が取得されてきている。一方で、原位置において信頼性の高いデータを取得することは重要な視点であり、海外においても、放射性トレーサーを利用した原位置試験が広く行われているとともに、原位置試験の装置改良や分析精度向上に向けた取り組みが継続的に進められている。わが国においては、放射性トレーサーを利用できない状況も考慮し、岩石中の含有量や溶解度を考慮した上で、安定同位体を利用した際に、いかに信頼性の高いデータを取得し、これまでに構築した核種移行モデルやそれらを用いて評価されたパラメータを確証していくかが重要な課題である。以上を踏まえ、以下の個別目標を設定した。

・原位置試験結果に基づく、既存モデルおよび収着・拡散パラメータの適用性の確認
・安定同位体トレーサーの原位置試験への適用性の確認

(2) 実施内容

液性条件や、対象構造等を変化させ、多様な試験条件（表 4.1.3.1-1）における拡散・収着特性を評価するために原位置拡散試験を実施した。掘削長やボーリング孔の向きなどの違いはあるものの、基本的には図 4.1.3.1-1 に示すように、坑道底盤からボーリング孔を掘削し、シングルパッカーで区画された試験区間にトレーサー溶液を 9～11 ヵ月程度循環させ、試験区間内におけるトレーサー濃度の変化を観測した[18)]。また、拡散試験終了後に採取した、試験区間周囲の岩石試料中におけるトレーサーの濃度プロファイルを取得した。取得された試験区間におけるトレーサー濃度減衰曲線と、岩石試料中のトレーサー濃度プロファイルを同時フィッティングすることで、稚内層に対する各トレーサーの実効拡散係数および収着分配係数を算出し、既往の成果で取得されたこれらパラメータとの比較検証を通じ、原位置スケールにおける岩盤基質部への収着・拡散モデルの適用性の評価を行った。ここで、岩石中における収着・拡散については、粒子間隙の幾何学因子に加え、粘土鉱物間の狭隘間隙中の静電気的相互作用を考慮した電気二重層拡散モデルとイライトおよびスメクタイトとのイオン交換反応を複合的に考慮した CA モデル（Component Additivity モデル[19)]）を考慮した、粘土鉱物を主体とするモデル化アプローチ[15)]を適用した。また、安定同位体トレーサーを使用する場合、地下水中および岩石中に含まれるバックグラウンド濃度や地下水水質に応じた溶解度等を考慮して、適切なトレーサーを選択する必要があるが、ここでは、岩石中に含まれるトレーサーのバックグラウンド濃度が収着・拡散パラメータに与える影響の検討を行った。後述する成果には、表 4.1.3.1-1 に示す原位置拡散試験のうち、原位置拡散試験後の試験区間周辺岩盤のコアリングが良好であった D-05 孔の結果に基づいた検討結果について報告する。

表 4.1.3.1-1　原位置拡散試験条件一覧

孔名	掘削長（m）	孔径（mm）	方向	液性条件	トレーサー	その他
D-02	3.00	76	鉛直	原位置地下水相当	蛍光染料：ウラニン、ローダミンWT、ナフチオン酸ナトリウム 中性：HDO 陽イオン：Cs、Sr、Co、Ni、Eu、Ce 陰イオン：I、Mo	緩衝材（ベントナイト）有
D-03	3.00	150	鉛直	原位置地下水相当		
D-05	2.80	76	鉛直	原位置地下水相当		
D-06	3.00	76	鉛直	NaCl濃度約4%（それ以外は原位置地下水相当）	蛍光染料：ウラニン 中性：HDO 陽イオン：Cs、Co、Ni、Eu 陰イオン：I、Mo	
D-07	3.10	76	鉛直	原位置地下水相当		
D-09	3.10	76	鉛直	NaCl濃度約10%（それ以外は原位置地下水相当）		
D-10	4.45	76	斜向（下向き35°）	原位置地下水相当	蛍光染料：ウラニン 中性：HDO 陽イオン：Cs、Co、Ni、Eu 陰イオン：I、Mo	試験区間に割れ目を含む
D-11	5.05	76	斜向（下向き35°）	原位置地下水相当		
D-13	4.26	76	鉛直	NaCl濃度約8%（それ以外は原位置地下水相当）		

※掘削長は水平坑道底盤からの長さを示し、孔底から上部約25cm区間を試験区間として設定
※循環水は所定の液性条件となるように作成した模擬地下水

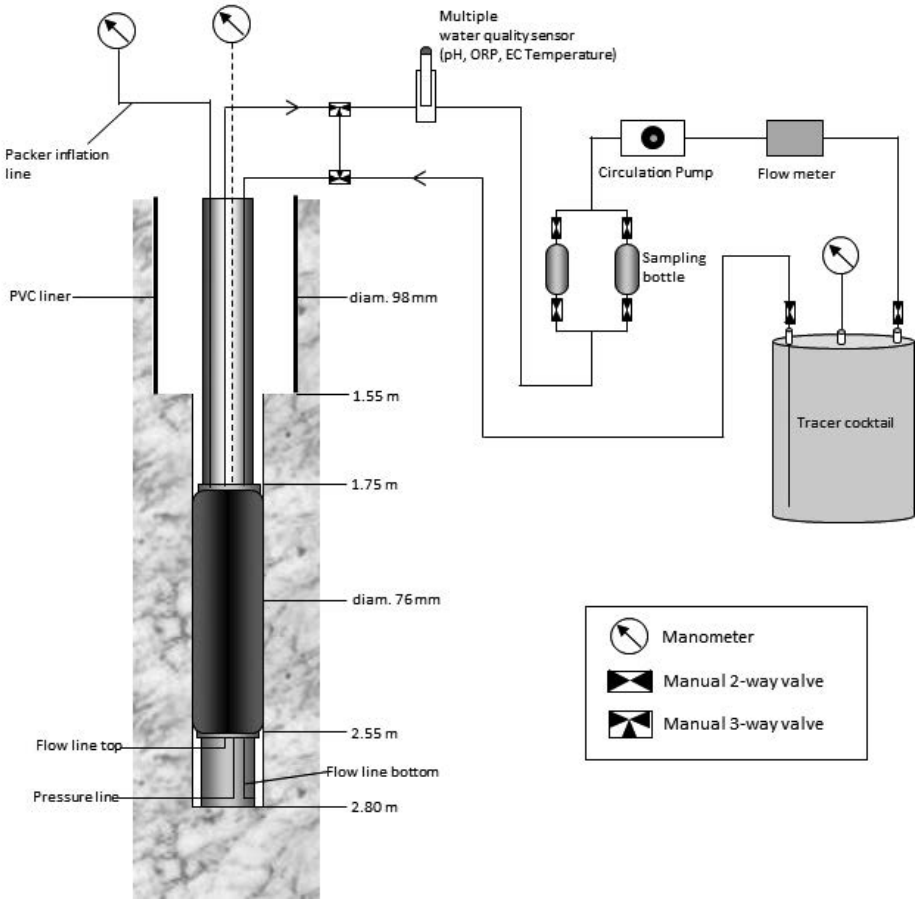


図 4.1.3.1-1　拡散試験装置の概念図（D-05 孔の例）

(3) 成果

D-05 孔を対象とした原位置拡散試験は約 11 ヵ月実施し、試験区間における各トレーサーの濃度減衰データを取得するとともに、原位置拡散試験後に試験区間周辺岩盤のコアリング（φ150 mm）を行い、採取したコアの内部に拡散・収着したトレーサーの濃度プロファイルを取得した。これら取得した濃度減衰データと濃度プロファイルに基づき、1 次元直交座標系で境界条件が変動する体系での拡散方程式の厳密解を同時フィッティングすることにより、実効拡散係数（D_e）および収着分配係数（K_d）を導出した。さらに、実際の原位置試験の体系は円筒系であることから、1 次元円筒座標系での拡散方程式（図 4.1.3.1-2(c-1)）の解析を GoldSim コード[20]によって実施し、解析体系の違いが実効拡散係数や収着分配係数に及ぼす影響の評価を行った（図 4.1.3.1-2）。なお、比較においては、他のトレーサーと比較して良好な濃度減衰データおよび濃度プロファイルデータが取得された Cs と Sr を例に検討を行った。その結果、1 次元直交座標系と 1 次元円筒座標系の解析体系の影響はわずかであり（図 4.1.3.1-2(c-2)および(c-3)）、1 次元直交座標系の解析でも実測値を整合的に解釈可能であることを確認した。

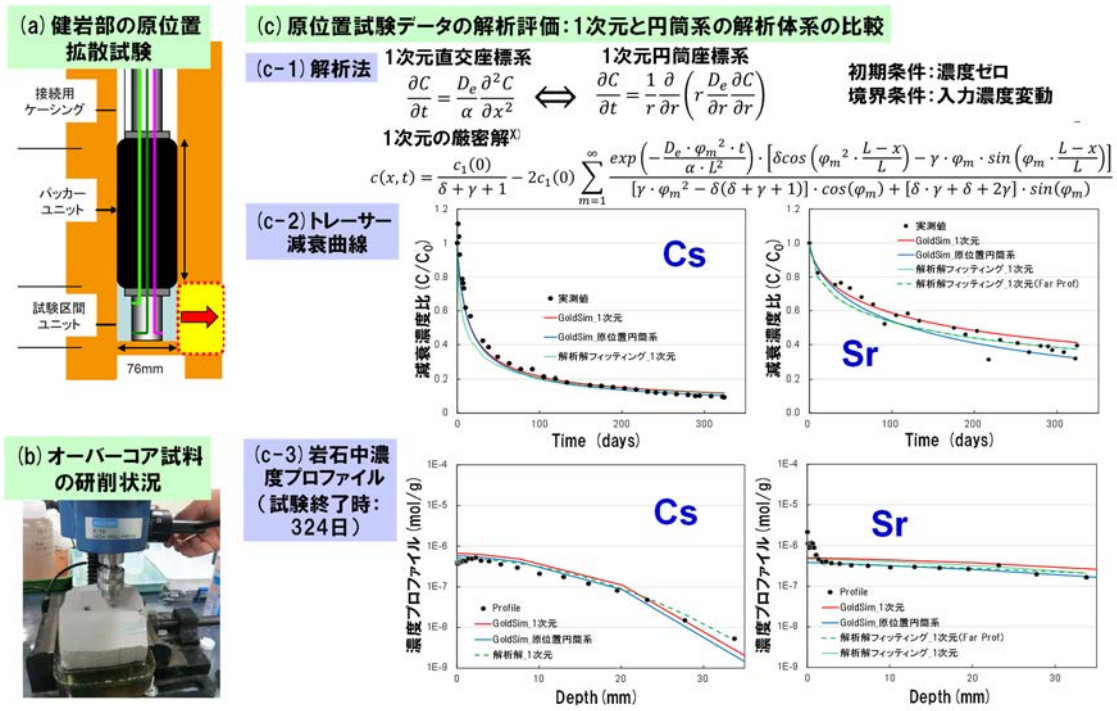


図 4.1.3.1-2　D-05 孔の原位置拡散試験の試験体系(a)、オーバーコア試料の分析状況(b)、および 1 次元直交座標系と 1 次元円筒座標系での解析結果の比較(c)
（原子力機構、2018[18]を一部加工）

上記の原位置トレーサー試験の解析によって得られた幌延泥岩マトリクス中の多様な元素の実効拡散係数および収着分配係数データについて、既存の報告事例 [15),16),21)]との比較を図 4.1.3.1-3 に示す。これらの 3 つのデータセットを比較するうえでは、間隙率や模擬地下水のイオン強度の若干の差異に加え、原位置と室内試験での地下水の pH の差異に特に留意する必要がある。まず、陰イオン種（I、Mo、Se）は電荷に応じた陰イオン排除の効果が整合的に確認できる。また、陽イオンである Cs については、拡散係数の陽イオン加速の効果に加え、分配係数の値についても、3 つの試験で概ね整合する結果が得られた。ここで、Cs と I の実効拡散係数を原位置と室内試験と

で比較すると、いずれも原位置の方が若干低くなっており、原位置での岩圧による影響である可能性が示唆される。一方で、Ni/Co や Am/Eu については、その関係性は複雑であり、拡散係数の変動については条件による支配的な化学種の電荷の差異、分配係数の変動については原位置と室内試験における pH の差異に起因する化学種および収着特性の変化による影響と考えられるため、これら現象の収着・拡散特性への影響を検証することが今後必要である。本検討から、既存の室内試験結果と原位置試験結果との比較検証を通じ、比較的地下水中での溶存化学形態が単純な HDO、I、Mo、Cs、Sr については、実効拡散係数および収着分配係数が概ね一致していることから、原位置試験においても収着・拡散特性を評価する上で有効なデータを取得できたことを確認するとともに、既存の粘土鉱物を主体としたモデルが原位置スケールにおける収着・拡散挙動を評価する上で、適用可能であることが確認できた。

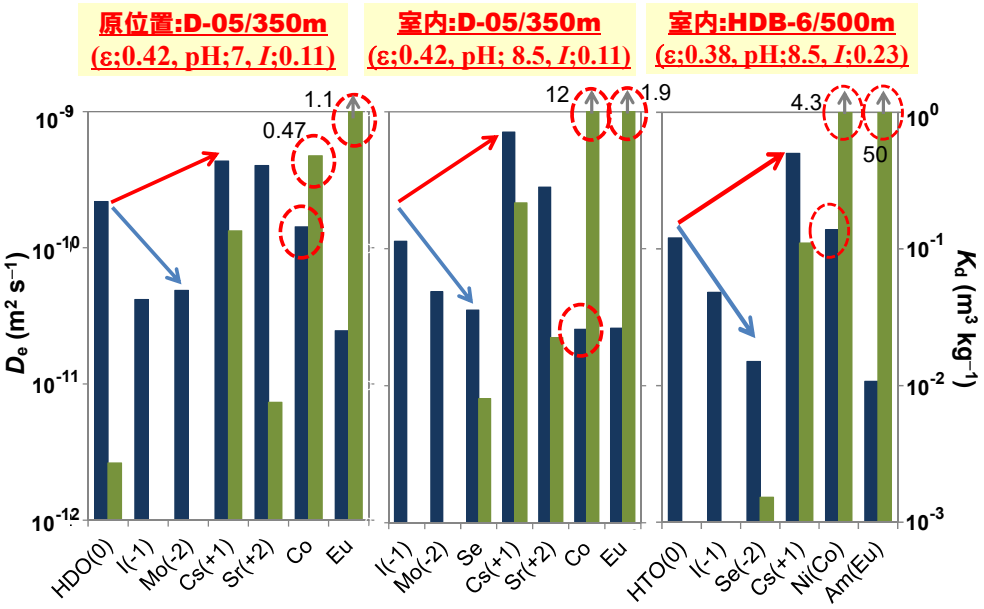


図 4.1.3.1-3　原位置および室内拡散試験で得られた各トレーサーの実効拡散係数（青色バー）と収着分配係数（緑色バー）の比較
（上部の条件比較における ε は間隙率、I はイオン強度 [18]）

原位置試験において放射性トレーサーを利用せず、安定同位体を用いたトレーサー試験の妥当性を示すうえで、もともと地下水や岩石中にバックグラウンドとして含まれる対象元素濃度とその物質移行評価への影響を考慮する必要がある。特に、今回対象としたトレーサー元素の選定において、Sr、I、Co は比較的バックグラウンド濃度が高く、試験において添加されたトレーサー濃度とバックグラウンド濃度との差異が十分とは言えない条件となっている。この点を確認するため、図 4.1.3.1-4(a)に示すように円筒系の解析体系において、バックグラウンド濃度が初期に存在する条件での解析を GoldSim コードによって実施した。図 4.1.3.1-4(b)および(c)に Cs と Sr の結果を例示するが、添加トレーサー濃度とバックグランド濃度と差異が最も小さく、バックグランド濃度の影響が最大となる Sr の場合においても、その影響はそれほど大きくないことから、安定同位体を使用することで、図 4.1.3.1-3 で示す拡散・収着パラメータを評価する上で有効なデータを取得することが可能である。

上述のように、安定同位体を利用した原位置拡散試験により、泥岩中の岩盤基質部における拡散・収着特性を評価する上で有効なデータ取得が可能であることが示された。また、取得された

データに基づき、電気的相互作用と粘土鉱物を主体とした収着・拡散モデルの適用による解析評価を行った結果、溶存化学形態が比較的単純だと考えられるトレーサー（HDO、I、Cs 等）については既存の評価結果と概ね整合することから、モデル化／解析手法の原位置スケールへの適用が可能であることが示された。しかし、Ni、Co、Eu といった一部のトレーサーについては、液性条件に伴う溶存形態の複雑さや、それに伴う収着特性の変化などが試験データに影響を与えている可能性があるため、これらの関係性の評価を進めるとともに、必要に応じ試験手法の改善を図る必要がある。また、掘削影響領域や微生物等を多様な地質環境条件やその不均質性に起因した収着／拡散モデルの高度化を図る上で、このような観点に着目した評価を今後行う必要がある。さらに、長期的な観点における物質移行特性の評価についても、今後検討していく必要がある。

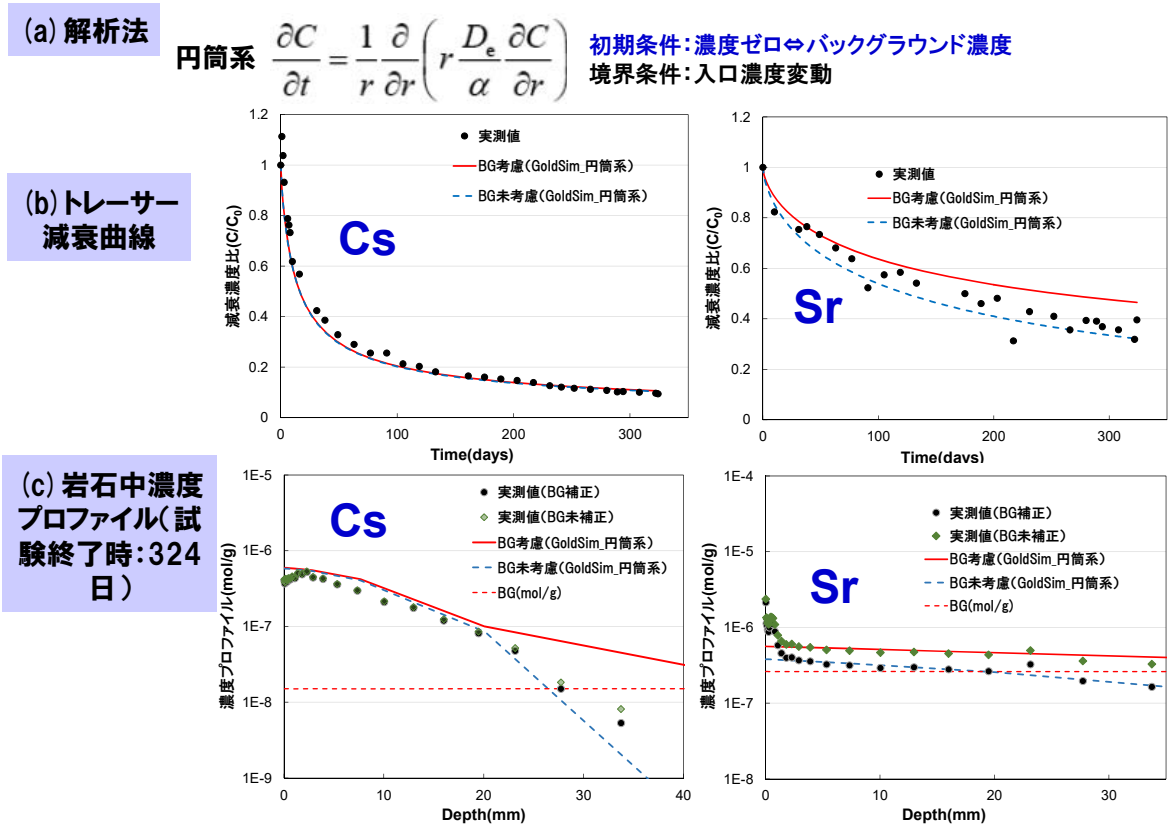


図 4.1.3.1-4　バックグラウンド濃度の影響評価（Cs と Sr の例）: (a)解析法、(b)トレーサー減衰曲線、(c)岩石中濃度プロファイル
（原子力機構、2018）[18)]

(4)まとめ

稚内層の岩盤基質部を対象とした原位置拡散試験を通じ、以下の知見を得ることができた。

・室内試験スケールにおいて適用された粘土鉱物表面の静電的相互作用や粘土成分（イライト、スメクタイト）を主体とした収着・拡散モデルを原位置試験結果に適用することで、陽イオン加速および陰イオン排斥効果の傾向性や、複数のトレーサー（Cs、Sr、HDO、I 等）における実効拡散係数および収着分配係数を概ね評価することが可能である。

・原位置および室内試験結果を相互に比較検証するアプローチは物質移行パラメータ（D_e や K_d）や評価モデルの設定手法の高度化に有効である。

・地下水中のバックグラウンド濃度や溶解度を考慮しつつ、適切なトレーサーを選定することで安定同位体（Cs、Sr 等）を用いても有効なデータ取得が可能である。
・溶存形態が複雑なトレーサー（Ni、Co、Eu 等）については、液性条件等の収着特性への関係性の検討が必要であるとともに、多様なトレーサーの収着・拡散特性に関するデータ拡充を図るために、安定同位体を活用した原位置トレーサー試験手法の高度化が必要である。
・物質移行モデルの高度化を図るためには、堆積構造に起因した拡散異方性等やコロイド・微生物・有機物が物質移行挙動に及ぼす影響を評価しつつ、これらを適切に表現可能なモデル化／解析手法の検討が必要である。
・長期的な母岩の遅延性能を評価する上では、セメント－岩石相互作用などによる二次鉱物の生成等が核種移行に与える影響を評価することが重要である。

4.1.3.2　割れ目における物質移行挙動の解明

(1) これまでの研究成果

これまでの研究から、稚内層浅部に分布する断層やその周辺に分布する割れ目はマトリクス部に対し、有意に高い透水性を有していることが分かっている。また、地上からのボーリング調査において断層岩を中心に概ね 10 m 程度の範囲に分布する割れ目において、電気伝導度検層における有意なフローアノマリー（電気伝導度の有意な変曲点）が検出されていること [8]から、これら断層周辺に分布する割れ目は主要な水みちとして機能すると考えられる。このような主要な水みちとなりうる構造の物質移行特性を評価するために、SAB-2 孔のボーリングコア試料を用い、定流量通水試験を行うことで、割れ目の鉱物、間隙、収着・拡散等の一連の特性を評価した [17]。その結果、割れ目内の移行経路の不均質性をモデルで表現することにより、割れ目内の収着・拡散挙動をより適切に表現できる可能性があることが分かっている。一方で、稚内層の深部領域は断層の水理学的連結性に乏しい領域（透水性が低く、閉鎖的な領域）であることが分かってきている[例えば 8), 22), 23)]。このような領域に分布する断層は主要な水みちとして機能しない可能性があるものの、将来的な断層活動により巨視的な物質移行特性が変化しうる可能性がある。

岩盤中の物質移行特性を評価する上では、原位置の環境下（地下水流動場や地下水水質）で直接測定可能な、原位置トレーサー試験が有効であるが、泥岩中の割れ目を対象とした原位置試験の事例が国内外を通じ、ほとんどないとともに、稚内層中の地下水のように、溶存ガスが豊富に存在する場においては、主に不飽和領域の形成が物質移行パラメータに影響を及ぼすことが想定されることから、上述した室内スケールにおける評価モデルの確証や適用可能性を含め、泥岩中の割れ目の物質移行特性の評価手法を確立することが課題である。また、同時に、わが国に特徴的な割れ目を有する泥岩中での原位置トレーサー試験技術を開発することも、より品質の高いデータに基づき物質移行特性を評価する上では、重要な視点である。以上を踏まえ、以下に示す個別目標を設定した。

・泥岩中の割れ目を対象とした原位置トレーサー試験手法の開発
・室内／原位置試験トレーサー試験に基づく、泥岩中の割れ目の物質移行特性の評価

(2) 実施内容

1) 定流量通水試験

割れ目からマトリクスまでの岩石特性、収着・拡散特性を評価するための室内試験を実施した。室内試験には、地上から掘削した SAB-2 孔のボーリング調査で取得したコアを使用した。割れ目とマトリクス部の鉱物、間隙、収着・拡散等の一連の特性を評価するため、割れ目を含む円柱状

の試料を用いた定流量通水試験から破過データを取得するとともに、定流量通水試験後の割れ目表面分析により、内部プロファイルデータを取得した。これらの情報と定流量通水試験前に行ったX線CT測定による割れ目開口幅を踏まえ、破過データの解析評価を行った。なお、解析には、2次元平行平板モデルを用いて行った。

2) 単一割れ目（稚内層浅部）を対象とした原位置トレーサー試験

深度350 m調査坑道にて、単一の割れ目を対象に注水・揚水孔の組み合わせや試験条件（ダイポール比：注水流量を揚水流量で除した値）を変化させ、合計20ケースのダイポール試験を実施した。なお、トレーサーには蛍光染料であるウラニンを使用した。ダイポール試験で取得したウラニンの破過曲線から平行平板モデルを基本とした逆解析を行い、分散長の評価を行った。また、溶存ガスが豊富に存在する地下水環境下における原位置トレーサー試験手法を開発するために、脱ガスの発生の有無、ダイポール比およびトレーサー回収率との関連性について評価を行った。

3) 断層（稚内層浅部）を対象とした原位置トレーサー試験

深度350 m調査坑道にて、断層およびその周囲に分布する複数の割れ目を対象とした原位置トレーサー試験を行った。トレーサー試験手法として、単一割れ目を対象とした原位置トレーサー試験と同様に、ダイポール試験を採用し、トレーサーには蛍光染料であるウラニンの他に、多様な安定同位体元素（HDO、I、Mo、Cs、Sr、Co、Eu）を使用した。トレーサーの投入はパルス入力および定常入力の条件で行い、トレーサーの拡散・収着特性に応じた破過曲線を取得した。また、ダイポール試験後に、十数本のボーリング掘削を行い、割れ目を含むコア試料を採取し、目視観察による割れ目の走向・傾斜や位置情報から割れ目の空間分布を取得するとともに、割れ目表面を複数箇所、研削・濃度分析を行うことにより、トレーサー濃度分布を取得した[18]。得られたトレーサー濃度分布と割れ目の空間分布から、トレーサーの移行経路に関する概念図を構築するとともに、この概念図に基づき、モデル化・解析を行い、収着特性を含む断層帯中における物質移行挙動の評価を行った。

4) 断層（稚内層深部）を対象とした原位置トレーサー試験

東立坑底盤（深度380 m）から、2本のボーリング孔を鉛直下向きに掘削し、両孔で確認された断層を対象に、4.3.3で後述する水圧擾乱試験前後で、ダイポール試験を実施した。ダイポール試験では蛍光染料であるウラニンの他に、安定同位体元素（I、HDO、Cs）を使用した。トレーサーの投入は定常入力の条件で行い、主に揚水孔へのトレーサーの到達を示すトレーサー濃度の立ち上がりを確認するためのデータ取得を行った。水圧擾乱試験前後で取得されたトレーサーの濃度変化のデータと、試験時における間隙水圧データから、対象とした断層の水理学的連結性や物質移行特性の変化に関する定性的な評価を行った。

(3) 成果

1) 定流量通水試験

定流量通水試験における破過データおよび内部プロファイルデータを図 4.1.3.2-1 に示す。始めに、均質な割れ目を仮定した平行平板モデル（図 4.1.3.2-2(a)）により、定流量通水試験時の破過データおよび内部プロファイルデータの解析を試みたが、このモデルでは実測値を適切に説明することができなかった[24]。図 4.1.3.2-1(c)に示した割れ目表面の観察結果から、せん断割れ目の凹凸に沿った選択的な流れが生じていた可能性が示唆されたため、割れ目内の不均質な流れを表現するために図 4.1.3.2-2(b)に示すように、モデル形状を流れの向きに対して 8 分割することで流れる領域を選択できるようにモデル化を図り、①全面を流れるモデル、②1/2 を流れるモデル、

③1/4 を流れるモデル、④1/8 を流れるモデルを作成し、選択的な流れの影響を考慮した解析を行った。その結果、破過曲線において流路を 1/8 と設定したケースの解析結果が実測値と近い傾向を示したことから、このケースの内部プロファイルの計算結果を実測値と比較した。その結果、Cs の内部プロファイルは図 4.1.3.2-3 中の b 層（stag. b）および c 層（stag. c）の解析結果が実測値と近い傾向を示すことがわかった。これらのモデル計算結果と実測データの総合的な比較から、流れの不均質性を考慮したモデルによって割れ目内の収着・拡散特性を考慮した移行挙動を整合的にとらえることができる可能性が示された。

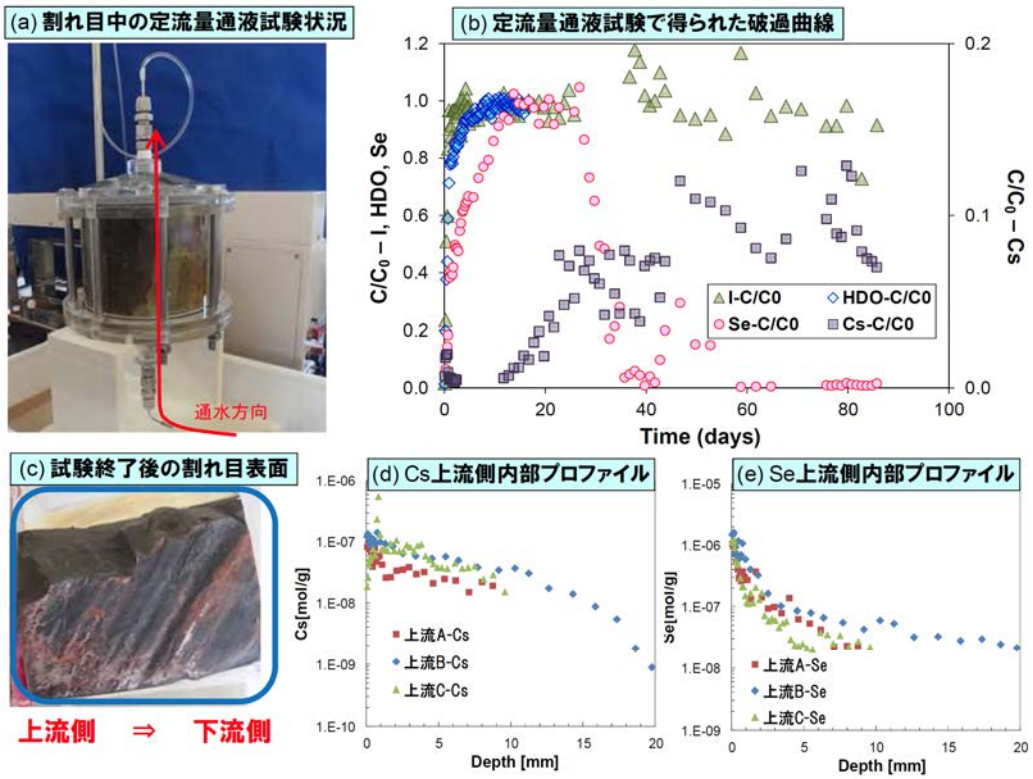


図 4.1.3.2-1　定流量通水試験における破過データおよび内部プロファイルデータ（原子力機構、2016）[24)]

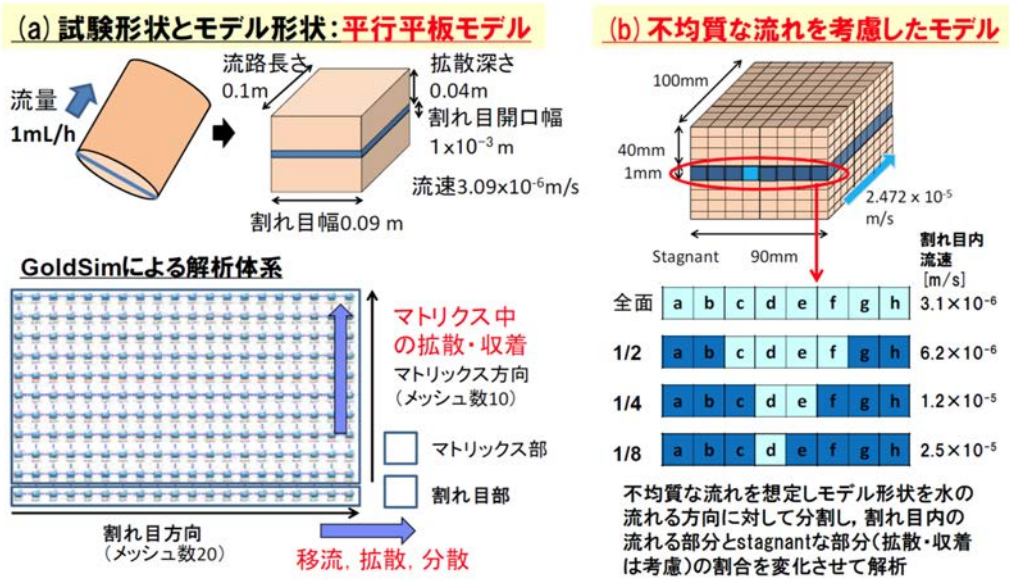


図 4.1.3.2-2　解析モデル概念図：(a)均質系、(b)不均質系
（原子力機構、2016）[24)]

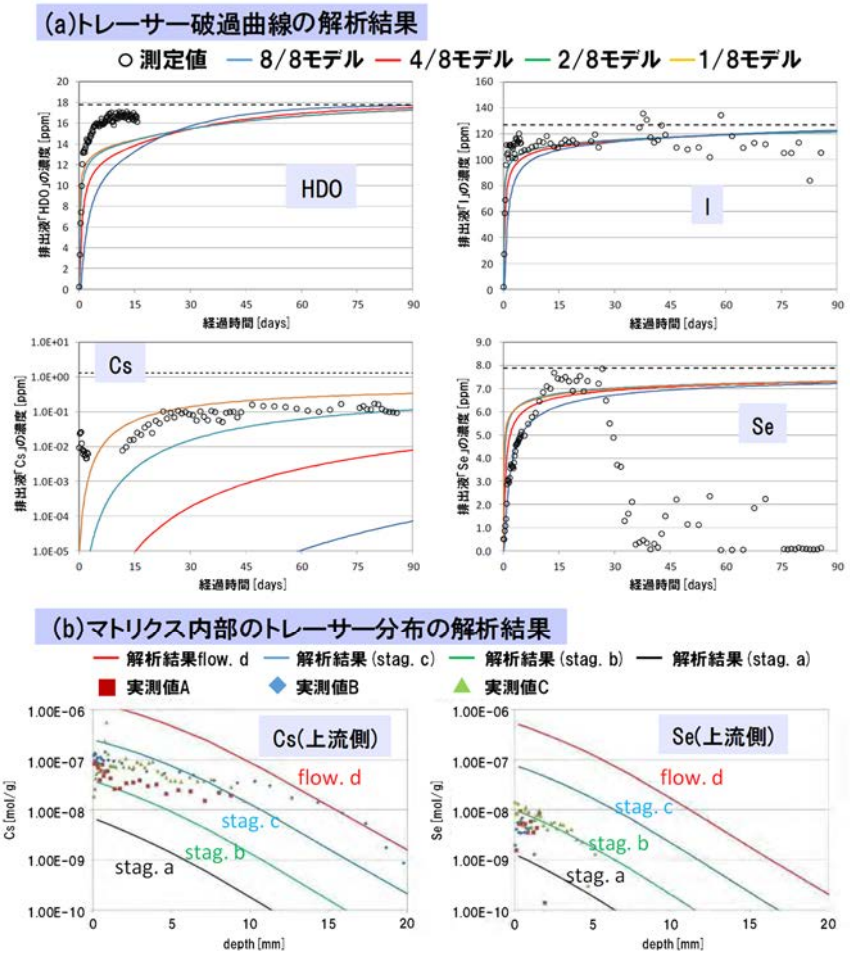


図 4.1.3.2-3　定流量通水試験結果の解析例
（原子力機構、2016[24)]を一部加工）

2) 単一割れ目（稚内層浅部）を対象とした原位置トレーサー試験

ダイポール試験では、トレーサーをパルス状に投入した場合に得られる破過曲線において、早期の挙動は主経路の分散の影響が支配的であるのに対し、それ以降のテールの部分はその他の複数経路の移行特性の影響を受けることが知られている[25]。そこで、ダイポール試験で取得された破過曲線のうち、主経路の分散長を評価することを目的に、1 次元移流分散モデルの重ね合わせによる解析を実施した。なお、単一割れ目を対象としたダイポール試験結果を解析・評価する上で、単一割れ目内のトレーサーの移行に関する評価モデルを 2 次元または 3 次元に拡張させるだけの情報が必ずしも十分ではなかった（割れ目内のチャネリング構造や亀裂開口幅分布など）ため、今回は保守的に 1 次元モデルを適用した。図 4.1.3.2-4 に解析結果の一例を示す。Path1 が主経路に相当し、Path2 はその他の複数経路に相当する。全 6 ケースの解析結果から同定された分散長は 0.09～0.17 m、試験スケールに対し 1/7 倍～1/5 倍となり、既存の研究成果[例えば26]における試験スケールと分散長との関連性と概ね整合的であることが確認された[27]（図 4.1.3.2-5）。

また、単一割れ目を対象として実施した全 20 ケースのトレーサー試験（ダイポール試験）と予備試験中の試験条件（注水および揚水の流量比）とトレーサー回収率あるいは脱ガスの発生の有無との関係を評価した結果、注水流量を揚水流量より低く設定した場合に溶存ガスの脱ガスが生じる傾向が確認された一方で、同様の条件ではトレーサー回収率が高くなる傾向が確認された（図 4.1.3.2-6、図 4.1.3.2-7）。地下水が飽和した状態における物質移行特性を評価する上では、トレーサー試験中に間隙水圧が変化し、脱ガスが発生することで、移行経路沿いに不飽和領域が形成されることを避ける必要があるため、このような場合においては、注水流量を揚水流量よりもやや高く設定することで、脱ガスの影響を回避しつつ可能な限り高いトレーサー回収率を達成することが可能となることがわかった[14]。

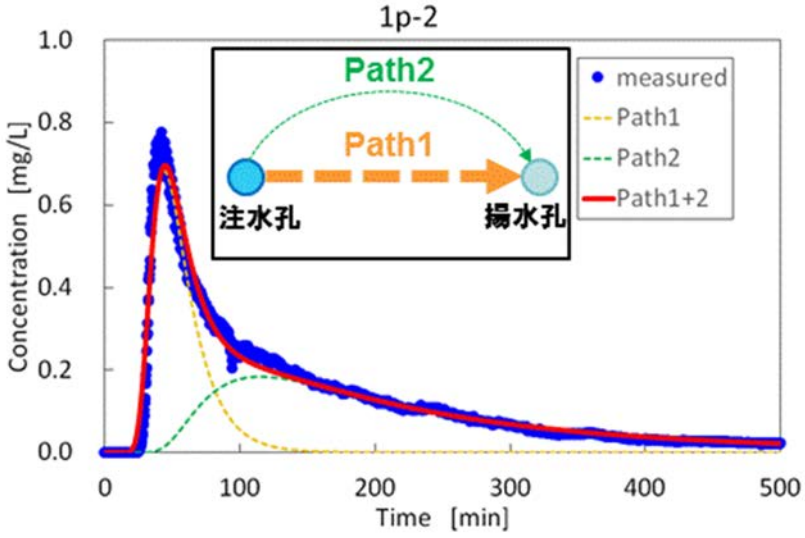


図 4.1.3.2-4　1 次元移流分散モデルによる解析例

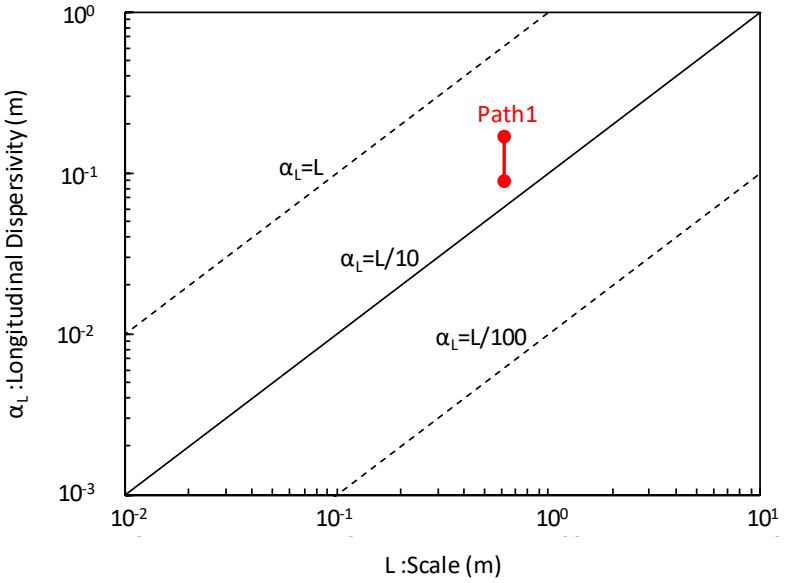


図 4.1.3.2-5　試験スケールと分散長との関連性

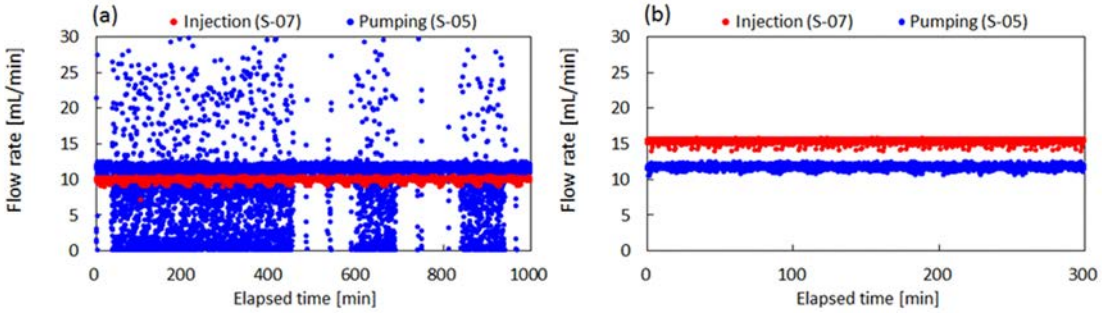
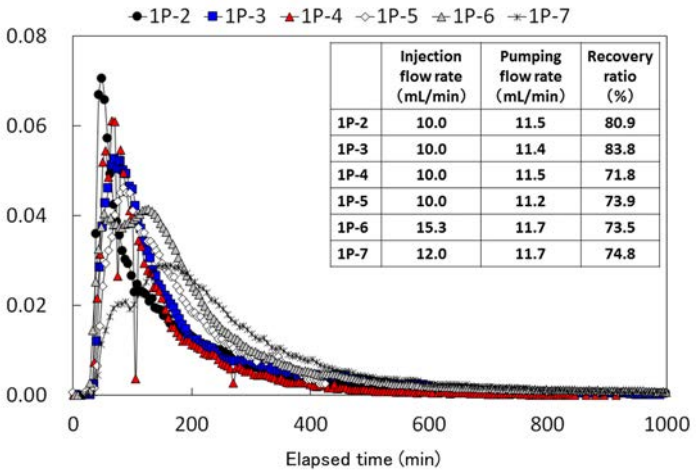


図 4.1.3.2-6　試験条件と脱ガスとの関連性
（武田ほか, 2018[14]を一部加工）



	Injection flow rate (mL/min)	Pumping flow rate (mL/min)	Recovery ratio (%)
1P-2	10.0	11.5	80.9
1P-3	10.0	11.4	83.8
1P-4	10.0	11.5	71.8
1P-5	10.0	11.2	73.9
1P-6	15.3	11.7	73.5
1P-7	12.0	11.7	74.8

図 4.1.3.2-7　試験条件とトレーサー回収率との関連性
（武田ほか, 2018[14]を一部加工）

3) 断層（稚内層浅部）を対象とした原位置トレーサー試験

コア試料の割れ目判読（目視）の結果から、試験孔周辺には複数の割れ目（せん断、引張、ハイブリッド）が分布しているとともに、ボーリング孔と割れ目の空間分布から、注水孔と揚水孔で確認された断層は同一面で連続しておらず、両孔はこれら断層と複数の割れ目を介して連続していると推定された（図 4.1.3.2-8 (a)）[28]。また、割れ目表面の Cs の濃度分析結果から、注水孔と揚水孔を結ぶ直線上に位置するボーリング孔（SW34、SW35）では Cs が検出されず、注水孔や揚水孔の周りに分布する多様な割れ目で Cs が検出されていることから（図 4.1.3.2-8(b)）[29]を一部修正、割れ目の複雑なチャンネル／ネットワーク構造を介してトレーサーが移行したものと推定された（図 4.1.3.2-9）。次に、1)定流量通水試験の解析で適用した評価方法に基づき、割れ目帯を対象としたトレーサー試験の破過曲線の解析を行った。図 4.1.3.2-10 にパルス入力条件および定常入力条件で実施したトレーサー試験から得られた破過曲線を示す。トレーサー試験の結果から、トレーサーの入力条件および収着・拡散特性に応じた破過データが取得されている。現時点では移行経路となる割れ目や連続性などのトレーサーの移行経路に関する情報が限られているため、本解析では、単純な平行平板モデルと均質な流れ場を仮定したモデルによる解析を検討した（図 4.1.3.2-11）。本解析では、割れ目形状を流路面積と置き換え、流路面積を感度パラメータとした感度解析を実施するとともに、Cs については、収着分配係数の濃度依存性を考慮した解析を実施した。その結果、定流量通水試験同様に、選択的な流れを仮定したモデル解析結果のほうが、より実測値の再現性が向上したとともに、Cs については既存の研究で示されている収着分配係数の濃度依存性 [15]を考慮することでさらに実測値に近づく傾向にあることがわかった（図 4.1.3.2-12）。

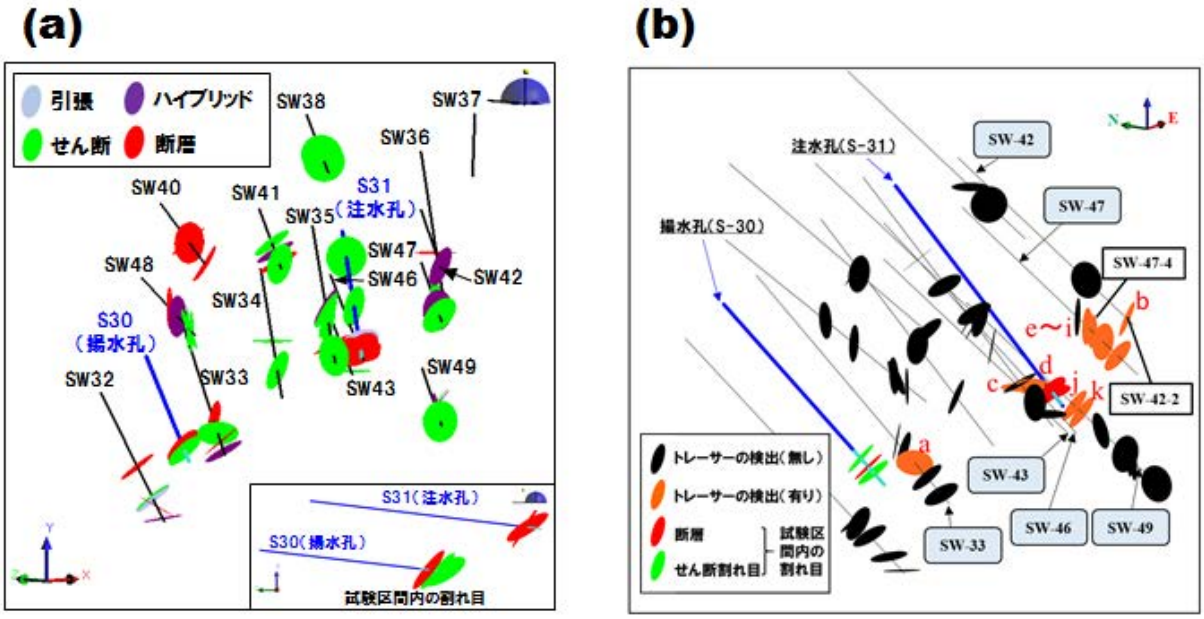


図 4.1.3.2-8　トレーサーの移行に寄与する割れ目の分布状況

(a) 試験孔周辺の割れ目分布 [28]、(b) セシウムが検出された割れ目分布（Takeda et al 2019[29]に追記）

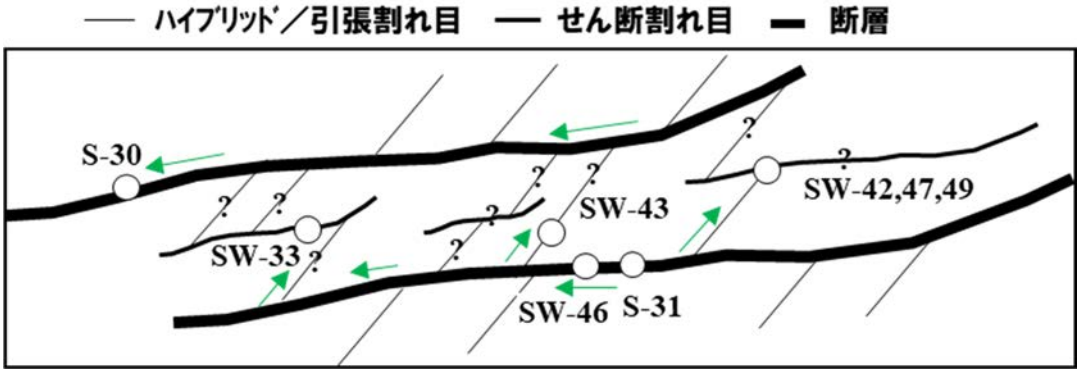


図 4.1.3.2-9　トレーサー移行経路の概念 [29)]
（矢印は推定されるトレーサーの移行経路）

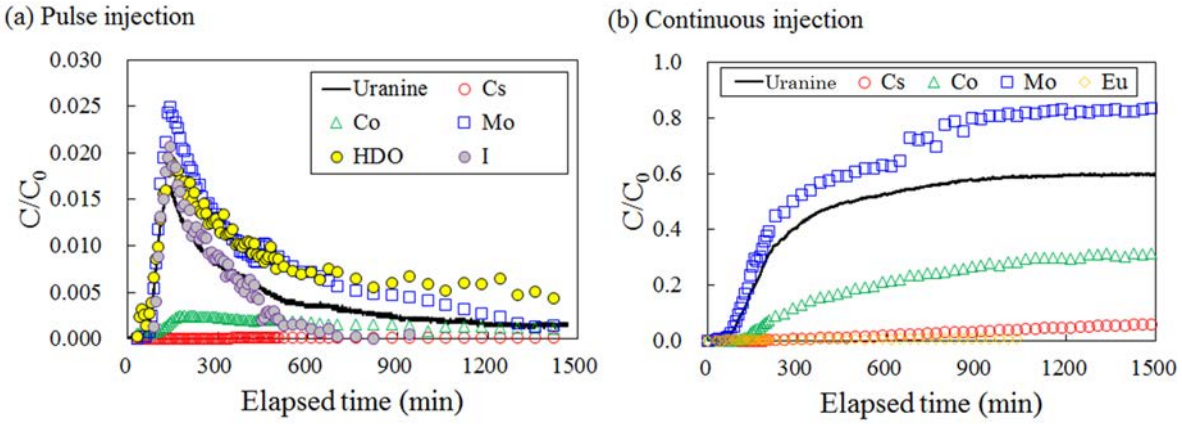


図 4.1.3.2-10　割れ目帯を対象としたトレーサー試験結果
（左：パルス入力条件、右：定常入力条件）[29)]

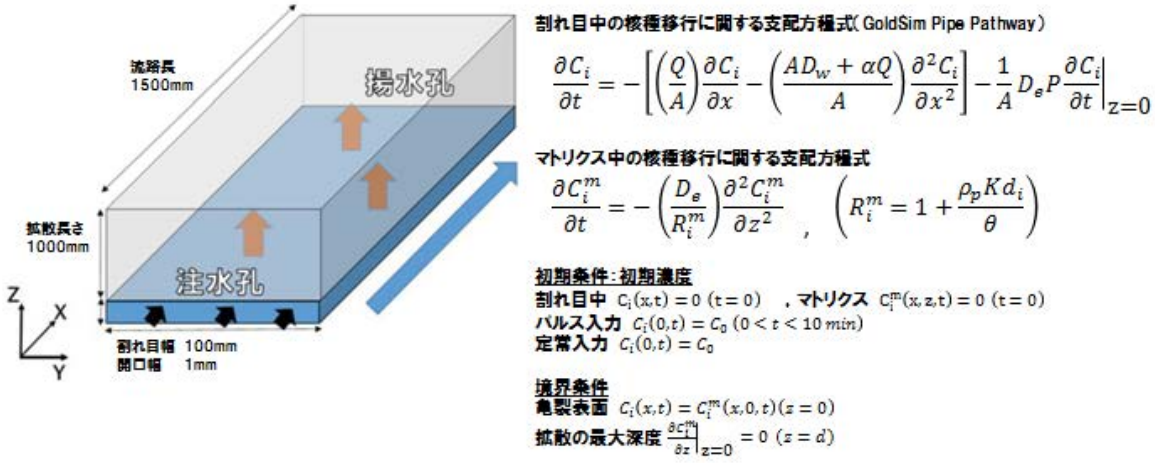


図 4.1.3.2-11　モデル概念図と支配方程式
（原子力機構，2018[18)]に追記）

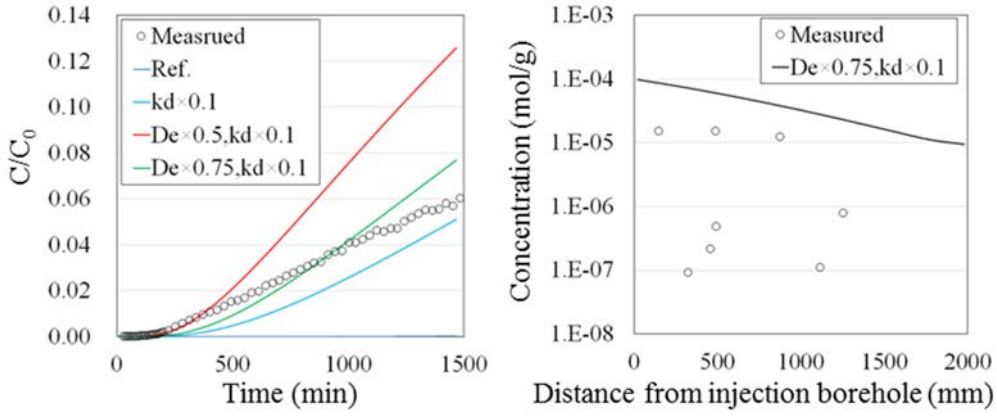


図 4.1.3.2-12　Cs の解析結果　(a)定常入力条件、(b)割れ目表面における Cs 濃度 [29)]

4) 断層（稚内層深部）を対象とした原位置トレーサー試験

ダイポール試験中の注水孔と揚水孔の間隙水圧（図 4.1.3.2-13）を水圧擾乱試験前後で比較すると、ともにダイポール試験時の流量設定は同じ（注水流量：20 mL/min、揚水流量：200 mL/min）であるにもかかわらず、水圧擾乱試験後の間隙水圧差の方が大きくなり、動水勾配が大きい状態にあることが確認できる。図 4.1.3.2-14 に水圧擾乱試験前後で実施したダイポール試験での揚水孔で確認されたウラニンの濃度比の時間変化を示す。試験開始時点でウラニンの濃度比がゼロではなく、開始直後から濃度比が徐々に減少しているのは、検出されたウラニンの濃度が数 ppb と低いことによる計測値のずれや、事前調査で使用したウラニンの残留分の影響を捉えていることが要因して考えられる。これらのことを考慮すると、本試験で注水したウラニン濃度の有意な立ち上がりは、試験開始から約 3 日後であることが分かる。一方で、深度 350 m 調査坑道において単一割れ目および断層（稚内層浅部）を対象に実施したダイポール試験では、孔間距離や間隙水圧差が今回の試験と比べてオーダーで変わらないにもかかわらず、試験開始から数十分程度で濃度の立ち上がりが確認されている（表 4.1.3.2-1）。このことから、本試験で対象とした断層は、水理学的連結性が乏しく、孔間の最短経路（トレーサー濃度の立ち上がりに起因する経路）の一部の区間において健岩部（多孔質媒体中）を介してトレーサーが移行している可能性が推定される。このような場において、不可逆的なせん断破壊を引き起こした水圧擾乱試験の前後でウラニンの濃度比を比較すると、動水勾配が大きくなったにも関わらず、トレーサー濃度の立ち上がりの時間が有意に早まっていないことが確認された。本試験結果から、稚内層深部に分布する断層は水理学的連結性が乏しく、巨視的な物質移行特性が多孔質媒体の特徴を有する可能性が示唆されるとともに、将来的に断層が活動したとしても、堆積岩がもつ緩衝能力により、その巨視的な物質移行特性は多孔質媒体の特徴を保持しうる可能性を示唆している。

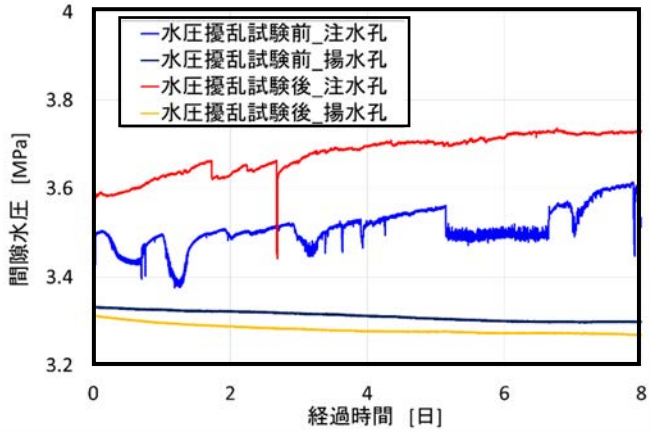


図 4.1.3.2-13　ダイポール試験時の注水孔と揚水孔の間隙水圧[30)]

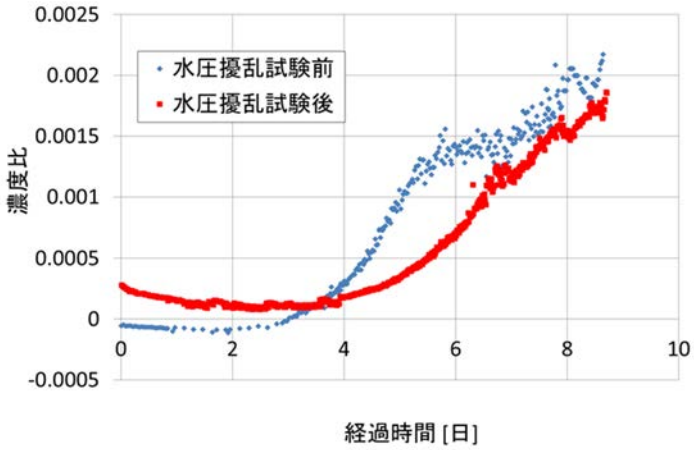


図 4.1.3.2-14　揚水孔で観測されたウラニンの濃度比[30)]

表 4.1.3.2-1　試験条件とトレーサー濃度立ち上がりまでの時間

試験対象構造	孔間距離 (m)	間隙水圧差 (MPa)	トレーサー濃度立ち上がりまでの時間
単一割れ目（稚内層浅部）	0.421～1.179	約 0.01～0.03	約 30～90 分
断層（稚内層浅部）	1.366	約 0.01～0.19	約 40～60 分
断層（稚内層深部）	4.5	約 0.15～0.45	約 3 日

(4) まとめ

- トレーサー試験後に取得した割れ目試料に収着したトレーサー濃度と、割れ目分布との関係を評価することで、実際のトレーサーの移行経路を推定することが可能。
- 既存の室内試験に基づき整備されたモデル化手法に加え、原位置試験結果に基づく移行経路推定結果を組み合せたモデル解析手法により、非収着性および収着性トレーサーの物質移行挙動を評価することが可能。
- 溶存ガスの脱ガスが生じうる地下水環境下で、間隙水圧を変化させて行うトレーサー試験（ダイポール試験やプッシュプル試験等）を行う場合、注水と揚水の流量比が①脱ガスの発生に与える影響、②トレーサー回収率に与える影響の双方を評価することは、適切なトレーサー試験条件（ダイポール比）を決定するために有効であることを確認。

・ 本手法の適用事例を重ねることで溶存ガスを含む地下水環境下での割れ目（EDZ を含む）を対象とした原位置トレーサー試験手法を高度化することが課題。

なお、この成果は、資源エネルギー庁からの受託事業「平成 27 年度、平成 28 年度地層処分技術等事業処分システム評価確証技術開発」、「平成 29 年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業処分システム評価確証技術開発」の成果を一部含んでいる。

参考文献

1) Bock, H., Dehandschutter, B., Martin, C.D., Mazurek, M., Haller, A., Skoczylas, F. and Davy, C. : Self-sealing of Fractures in Argillaceous Formations in the Context of Geological Disposal of Radioactive Waste, Review and Synthesis Report. OECD NEA 6184, ISBN 978-92-64-99095-1, 2010.

2) Mazurek, M. Gautschi, A., Marschall, P., Vigneron, G., Lebon, P. and Delay, J. : Transferability of geoscientific information from various sources (study sites, underground rock laboratories, natural analogues) to support safety cases for radioactive waste repositories in argillaceous formations, Physics and Chemistry of the Earth, 33, 2008, pp.95-105.

3) Bradbury, M.H. and Baeyens, B. : Modelling the sorption of Mn(II), Co(II), Ni(II), Zn(II), Cd(II), Eu(II), Am(III), Sn(IV), Th(IV), Np(V) and U(VI) on montmorillonite: Linear free energy relationships and estimates of surface binding constants for some selected heavy metals and actinides. Geochimica et Cosmochimica Acta, 69, 2005, pp.875-892.

4) Marques Fernandes, M., Ver, N., and Baeyens, B. : Predicting the uptake of Cs, Co, Ni, Eu, Th and U on argillaceous rocks using sorption models for illite. Applied Geochemistry, 59, 2015, pp.189-199.

5) Leroy, P., Revil, A., and Coelho, D. : Diffusion of ionic species in bentonite. Journal of Colloid and Interface Science, 296, 2006, pp.248-255.

6) Appelo, C.A.J., Van Loon, L.R., and Wersin, P. : Multicomponent diffusion of a suite of tracers (HTO, Cl, Br, I, Na, Sr, Cs) in a single sample of Opalinus clay. Geochimica et Cosmochimica Acta, 74, 2010, pp.1201-1219.

7) Mazurek, M., Lanyon, G.W., Vomvoris, S. and Gautschi, A. : Derivation and application of a geologic dataset for flow modelling by discrete fracture networks in low-permeability argillaceous rocks, Journal of Contaminant Hydrology, 35, 1998, pp.1-17.

8) Ishii, E. : Predictions of the highest potential transmissivity of fractures in fault zones from rock rheology: Preliminary results, Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 120, 2015, pp.2220-2241.

9) Bossart, P., Meier, P.M., Moeri, A., Trick, T. and Mayor, J.C. : Geological and hydraulic characterization of the excavation disturbed zone in the Opalinus Clay of the Mont Terri Rock Laboratory, Engineering Geology, 66, 2002, pp.19-38.

10) Bossart, P., Trick, T., Meier, P.M. and Mayor, J.C. : Structural and hydrogeological characterization of the excavation-disturbed zone in the Opalinus Clay (Mont Terri Project, Switzerland), Applied Clay Science, 26, 2004, pp.429-448.

11) 青柳和平，石井英一，中山雅，藤田朝雄：幌延深地層研究センターにおける人工バリア性能確認試験孔周辺の岩盤損傷の検討，日本材料学会第 65 期通常総会・学術講演会論文集，2016，pp.19-20.
12) Carleton, G., Welty, C. and Buxton, H.T.：Design and analysis of tracer tests to determine effective porosity and dispersivity in fractured sedimentary rocks, Newark basin, New Jersey, USGS Water Resources Investigations Report 98-4126A, 1998.
13) Miyakawa, K., Ishii, E., Hirota, A., Komatsu, D., Ikeya, K. and Tsunogai, U.：The role of low-temperature organic matter diagenesis in carbonate precipitation within a marine deposit, Applied Geochemistry, 76, 2017, pp.218-231.
14) 武田匡樹，石井英一，大野宏和，川手訓：ガスが溶存した地下水を含む泥岩中の割れ目を対象とした原位置トレーサー試験条件の設定に関する検討，原子力バックエンド研究，25，1，2018，pp.3-14.
15) Tachi, Y., Yotsuji, K., Seida, Y., and Yui, M.：Diffusion and sorption of Csþ, I2 and HTO in samples of the argillaceous Wakkanai Formation from the Horonobe URL, Japan: Clay-based modeling. Geochimica et Cosmochimica Acta, 75, 2011, pp.6742-6759.
16) Tachi, Y., Suyama, T., Yotsuji, K., Ishii, Y., and Takahashi, H.：Clay-based modeling approach to diffusion and sorption in the argillaceous rock from the Horonobe URL: Application to Ni(II), Am(III), and Se(IV), The Clay Minerals Society Workshop Lectures Series, 21, 19, 2016, pp.241-250.
17) 日本原子力研究開発機構：平成 26 年度地層処分技術等事業　処分システム評価確証技術開発 報告書，2015，509p.
18) 日本原子力研究開発機構：平成 29 年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業　処分システム評価確証技術開発 報告書，2018，876p.
19) NEA：NEA Sorption Project. Phase II: Interpretation and prediction of radionuclide sorption onto substrates relevant for radioactive waste disposal using thermodynamic sorption models. OECD-NEA, Paris, 2005.
20) GoldSim Technology Group LLC：GoldSim Contaminant Transport Module User's Guide, GoldSim Technology Group LLC, 2018.
21) 日本原子力研究開発機構：平成 28 年度地層処分技術等事業　処分システム評価確証技術開発 報告書，2017，780p.
22) Ishii, E.：Far-field stress dependency of the failure mode of damage-zone fractures in fault zones: Results from laboratory tests and field observations of silicelus mudstone, Journal of Geophysical Research, 121, 1, 2016, pp.70-91.
23) Ishii, E.：Assessment of Hydraulic Connectivity of Fractures in Mudstones by Single-Borehole Investigations, Water Resources Research, 54, 5, 2018, pp.3335-3356.
24) 日本原子力研究開発機構：平成 27 年度地層処分技術等事業　処分システム評価確証技術開発 報告書，2016，694p.
25) Welty, C. and Gelhar, L.W.：Evaluation of longitudinal dispersivity from nonuniform flow tracer, Journal of Hydrology, 153, 1994, pp.71-102.
26) Gelhar, L.W., Welty, C. and Rehfeldt, K.R.：A Critical Review of Data on Field-Scale Dispersion in Aquifers, Water Resources Research, 28, 7, 1992, pp.1955-1974.

27) 大野宏和，武田匡樹，石井英一，舘幸男：幌延 URL における物質移行特性評価（２）原位置トレーサー試験に基づく割れ目中の物質移行特性評価，日本原子力学会 2017 年秋の大会予稿集，1H15，2017.
28)武田匡樹，大野宏和，石井英一，舘幸男，根本一昭：幌延 URL における物質移行特性評価：泥岩中の断層帯を対象とした原位置トレーサー試験，日本原子力学会 2018 年秋の大会予稿集，2F24，2018.
29) Takeda, M., Ishii, E., Ohno, H., Tachi, Y., Ito, T. and Nemoto, K.：Evaluating the Mass Transport Characteristics for Fault Zone in Mudstone at the Horonobe Underground Research Laboratory, 17th International Conference on the Chemistry and Migration Behavior of Actinides and Fission Products in the Geosphere, Japan, PB-5-2, 2019.
30) 大野宏和，武田匡樹，石井英一: 幌延 URL における稚内層深部領域を対象とした原位置物質移行試験，第 35 回「バックエンド夏期セミナー」，2019.

4.2 処分概念オプションの実証

4.2.1 処分孔の湧水対策・支保技術

高レベル放射性廃棄物の地層処分において、建設時の安全性を考慮しつつ柔軟な処分場設計を行うことを支援するために、アクセス坑道、処分坑道や処分孔等における湧水抑制対策や、坑道設計技術、情報化施工技術の構築が重要である。これらの技術構築のために、湧水抑制対策・支保技術の実証試験を行うとともに、坑道における岩盤変位や支保工応力等の計測技術の構築と、それらの処分孔への適用可能性を検討することが重要である。

本節では、処分孔の湧水対策・支保技術に資する成果として、幌延 URL の立坑および水平坑道を対象として実施した湧水抑制対策、支保技術、設計技術に関する研究・技術開発成果を取りまとめた。

4.2.1.1 湧水対策

(1) これまでの研究成果

湧水抑制対策技術は、わが国のように岩盤の割れ目や地下水が多い地質環境を考慮すると必要不可欠な技術である。地層処分では、深度300 m以深に数km²の規模で坑道を掘削することが想定されている[1)]。このような大深度では、地圧や間隙水圧が高い環境にあることが想定される。また、地層処分特有の検討課題として、人工バリア性能への影響の考慮も重要となる。さらに、堆積軟岩を想定した場合は、既存亀裂や断層部に狭在物が存在する影響で、従来のセメント系材料の注入が難しいことが想定される。

これまで、国内外のトンネルやダム現場において、グラウト材料、グラウト注入工法、グラウト材の浸透予測、グラウト施工後の岩盤の改良効果の検討といった技術・研究開発が進められてきた。これらの技術は、地層処分場建設においても有用なものであることが分かっている。さらに、原子力機構は、高レベル放射性廃棄物の地層処分の実施にあたって、処分サイトで直面することが想定される、地下深部における湧水抑制対策の際に参考として活用されることを目的としたグラウトガイドライン（平成24年度版）を構築した[2)]。具体的には、処分システムへの長期にわたる影響を低減できる新たな注入材料開発（グラウト材料）、グラウト注入工法/装置、グラウト浸透範囲を数値解析により推定する技術（グラウト浸透予測）、物理探査等の既存技術を用いてグラウト材の浸透範囲を確認する技術（グラウト分布確認）、グラウト施工に伴う岩盤および人工バリアの長期影響を評価する技術（グラウト影響評価）、およびこれらすべての技術を統合したグラウト技術、の計6項目の個別要素技術ごとに技術的情報を体系的に整理したものである[2)]。

(2) 実施内容

前述のとおり、地層処分場の建設に際して活用される技術の体系的な取りまとめとしてグラウトガイドラインが公開されているが、処分場建設時に予想できなかった断層部に遭遇することにより発生する大量湧水への対策については言及されていないのが現状である。また、グラウトの浸透評価手法については、幌延および瑞浪の地下施設において、物理探査や注入孔周辺のコアリング、BTV 検層等の原位置試験や数値解析的な検討がなされている。しかしながら、堆積岩を対象とした研究事例は 1 次元的な検討にとどまっており、精度の高い評価の観点では課題が残っている。

地層処分場建設にあたっては、沿岸からの距離が短い範囲（沿岸海底下や島嶼部）は輸送面でも好ましいとされている[3)]。沿岸部においては、塩水の影響や海陸接合部などの沿岸部固有の環境

を考慮した、地質環境の調査技術・工学技術・安全評価技術の高度化が必要とされている。湧水抑制対策技術については、これまで幌延や瑞浪の地下施設は沿岸域ではなかったことから、海水条件で考慮するべき課題についての研究開発は行われていない。

以上を踏まえ、湧水抑制対策のための技術開発項目として下記の3つの課題を抽出し、成果を取りまとめた。

①突発的な大量湧水への対策の検討

②グラウト材の浸透評価手法の検討

③海水条件下で使用可能なグラウト材料の開発

(3) 成果

①突発的な大量湧水への対策の検討

(a) 目的と実施内容

地下坑道掘削時には、事前調査で検出できなかった想定外の断層に遭遇することにより大量の湧水が発生し、施工の遅延が生じることが懸念される。また、ポストグラウト施工に苦慮することも想定される。このような事象に対応するための技術の構築を目的として、深度350 m調査坑道の掘削中に生じた大量湧水発生を対象として、湧水発生メカニズムと対策工、事前予測手法について取りまとめた。

(b) 成果

深度350 m調査坑道掘削時に事前にセメント注入（プレグラウト）を行った断層部を坑道掘削し、一次吹付けを施工した。本断層が切羽に出現した時点では、湧水量は1 m^3/h以下であった。しかし、掘削の翌日、吹付けコンクリートの一部を突き破る形で断層部から50 m^3/h 程度の湧水が発生した。大量湧水の発生位置は、図 4.2.1.1-1に示す350 m東周回坑道のうち、S1断層と遭遇した地点である。湧水発生部付近の切羽観察の結果、ロックボルトや切羽側面より徐々に断層粘土が洗い出され、そこに形成された新たな水みちがグラウト施工範囲外の地下水を導いてしまった可能性があることがわかった（図 4.2.1.1-2）[4]。

突発湧水発生時に有効なグラウト対策、および断層部を掘削する際に留意すべき点として、以下の項目を挙げることができる[5]。

1) グラウト改良幅を厚くする。具体的には壁面から4.0 m（1D）程度とした。
2) 岩盤に新たな破壊を生じさせない程度の高圧でグラウトを注入し、広範囲にわたってグラウト材を浸透させる。幌延URL施工時は、原則として、注入圧は湧水圧+1.0～2.5 MPaを目安と設定して注入を行ったが、大量湧水が想定される個所では、注入圧を湧水圧+2.0～3.3 MPa程度に設定した高圧注入を行った。
3) 湧水発生原因の断層付近では、湧水を誘発するロックボルトを控除し、ロックボルト施工可能な箇所においては、鋼管膨脹型ロックボルトを使用する。
4) 掘削後は速やかに支保して地山の緩みを押さえる。
5) グラウト施工区間の坑道掘削時に支保工に変状が生じた場合に対策工を迅速に実施できるように、内空変位計測や3Dレーザースキャナにより坑道の変形を高頻度で計測する。

ポストグラウトを実施した結果、湧水量は 7 m^3/h 程度まで約 85 %低減されたことが確認された。なお、ポストグラウト区間については、上記の 3)～5)の対策を施すことにより、坑道掘削が進められた。

また、突発湧水が発生した際のポストグラウト実施時も、三次元地質構造・施工情報可視化システムにより、湧水の原因となる断層情報を更新しつつグラウト施工区間を選定することにより、効果的な止水対策が実施された（図 4.2.1.1-3）[6]。

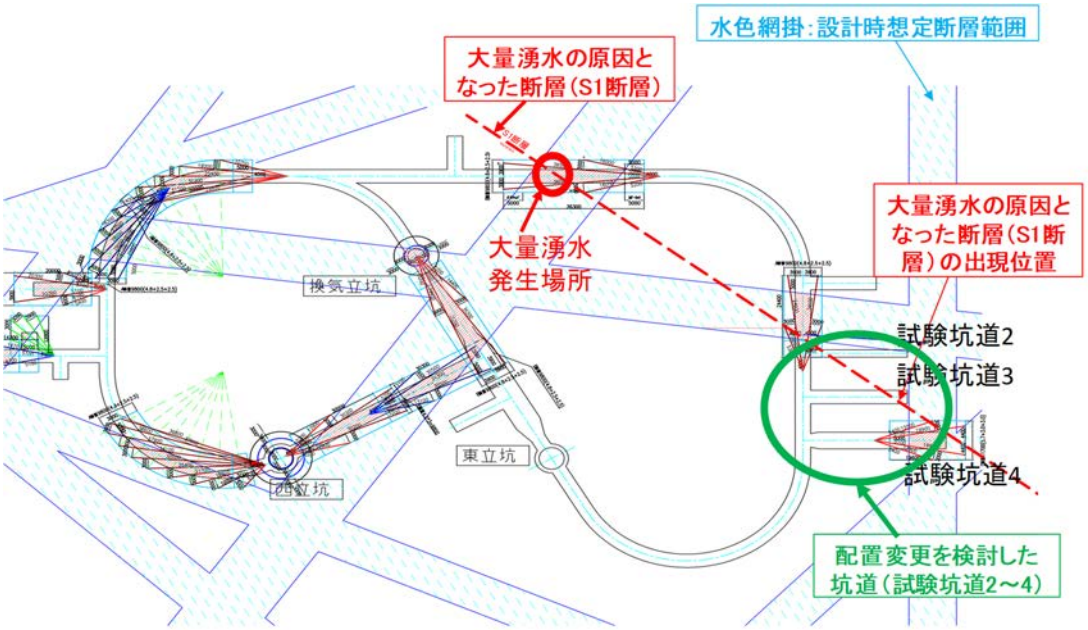


図 4.2.1.1-1　大量湧水の発生位置

本図には、設計時の坑道配置と設計時に想定された断層群（水色網掛部）、大量湧水の原因となった断層（S1 断層）と、設計時の坑道配置の関係も併せて示している。

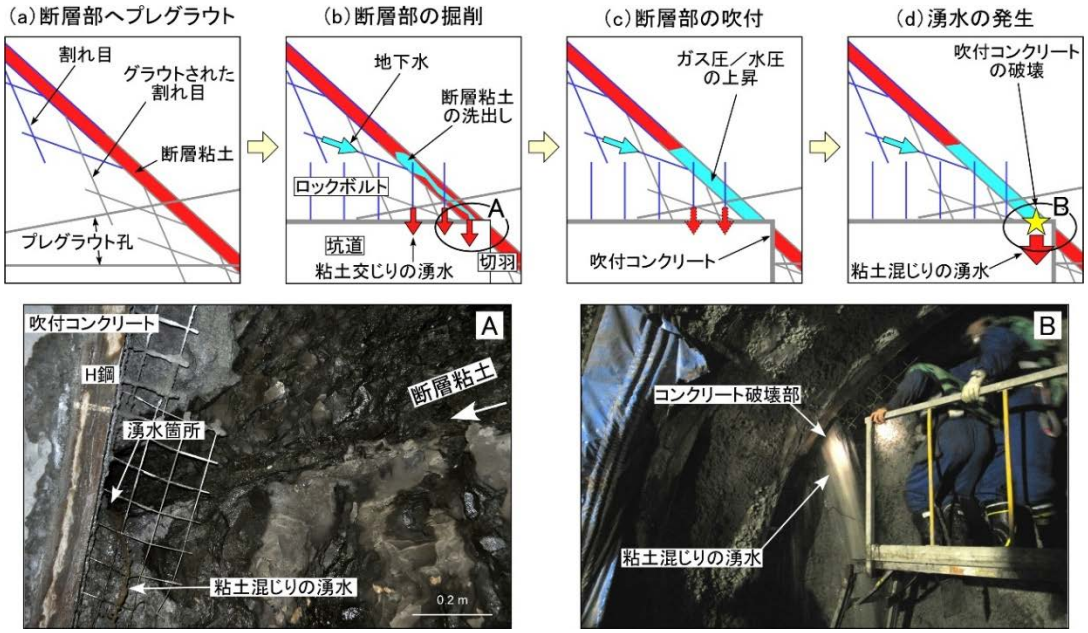


図 4.2.1.1-2　湧水発生に至るプロセス（推定）

上図(a)～(d)は坑道周辺の水平断面を模式的に表現したもの。写真 A は(b)の、写真 B は(d)の時点での孔内状況を示している。

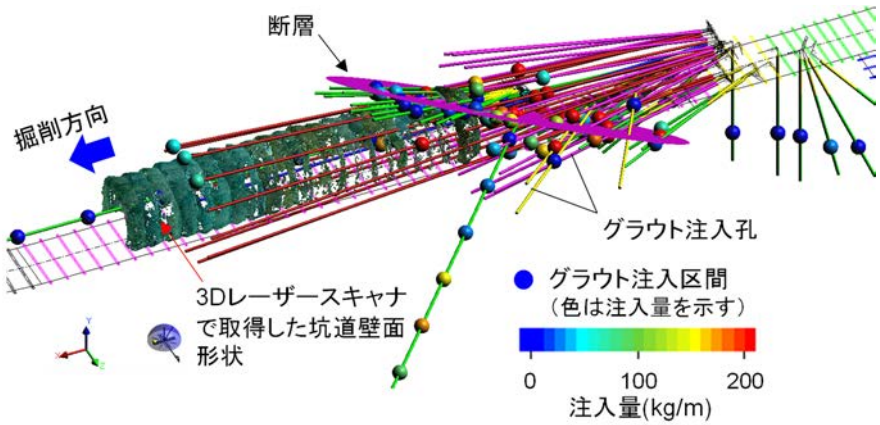


図 4.2.1.1-3　湧水発生の原因となった断層の位置（図中の円盤）とグラウト注入量分布（図中の球）、3D レーザースキャナで取得した壁面形状の比較
(Inagaki et al., 2015[6])を一部加工)

この湧水発生事象を受けて、大量湧水発生の原因となった断層（S1断層）と、未掘削区間の坑道の位置関係を検討した。その結果、図 4.2.1.1-1に示すように、試験坑道2～4の掘削時にS1断層に遭遇することが想定された。そこで、大量湧水発生の原因となった断層を避ける形で、後続の試験坑道2～4の掘削場所を変更した。変更に際しては、既存の壁面観察の結果から、湧水が発生しやすい断層の情報を整理した。また、立坑や既設坑道からの離隔を十分に確保できることも選定条件とした。その結果、最終的に図 4.2.1.1-4に示す配置で試験坑道を掘削した。断層を避ける形で掘削を進めたため、試験坑道2～4の掘削時には、湧水量の増加や支保工の変状といった問題は発生しなかった。

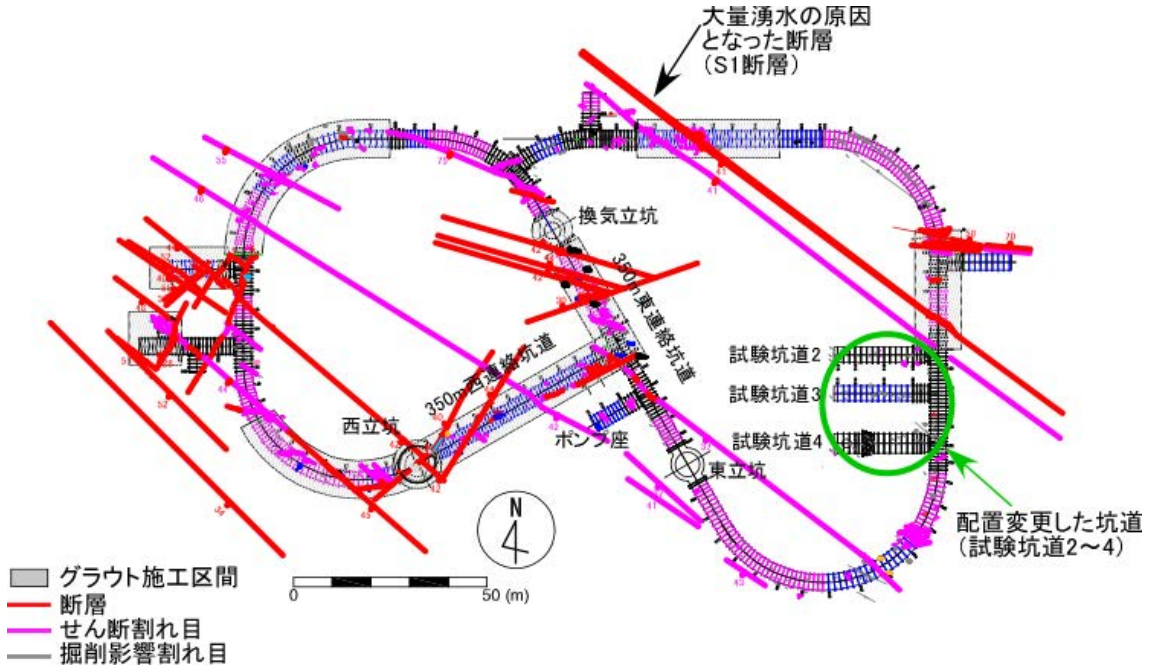


図 4.2.1.1-4　試験坑道 2～4 の最終的なレイアウトと確認された断層・せん断割れ目の分布

大量湧水が発生した粘土質せん断帯に含まれる粘土物質の詳細な顕微鏡観察の結果、マグマが噴火時に急冷してガラスとなった物質（メルトインクルージョン、MI）が多く含まれていることがわかった（図 4.2.1.1-5）[7]。幌延深地層研究センター周辺のボーリングコアに認められる粘土質断層を調べた結果、これと同一の組成を示すMIがほかにも複数箇所で検出され、これらの粘土質断層は幌延深地層研究センター周辺に分布する既知の火山灰層面とほぼ一定の比高を保ちながら周辺の数kmの範囲にわたって分布することがわかった（図 4.2.1.1-6）[7]。このことから、ボーリング調査時に、粘土質断層の分析時にMIに着目することにより、グラウト施工の際に注意すべき地質構造の存在や分布が事前に把握可能になることが期待される[7]。

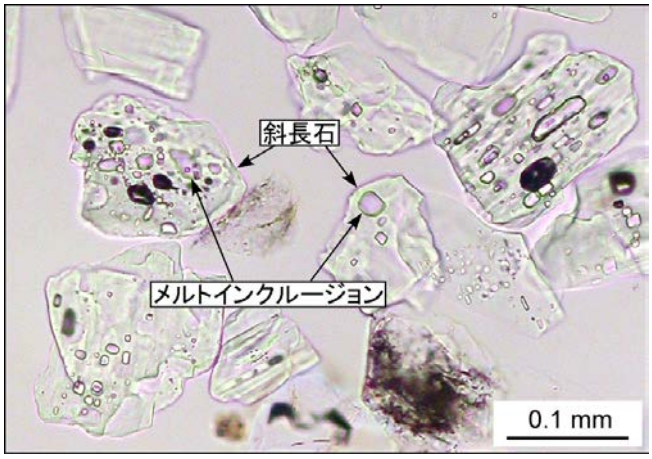


図 4.2.1.1-5　メルトインクルージョンの顕微鏡写真
(Ishii and Furusawa, 2017) [7]

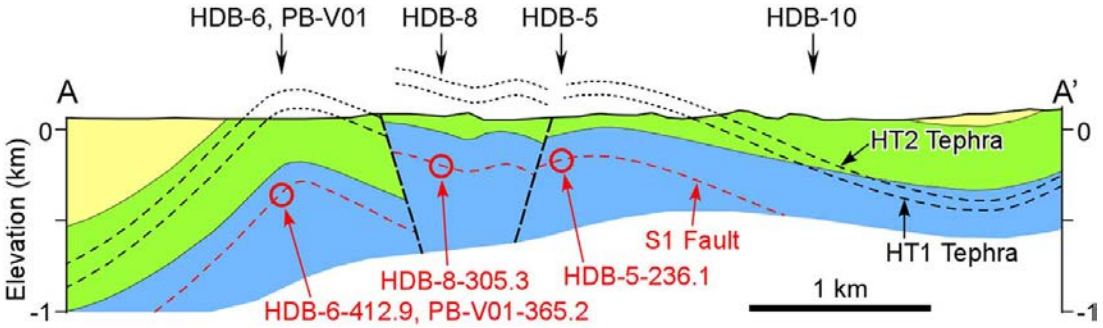


図 4.2.1.1-6　各ボーリング孔におけるメルトインクルージョンの分析結果に基づく粘土質せん断帯（大量湧水発生の原因となった断層）の分布予測（赤色点線部）
(Ishii and Furusawa, 2017) [7]

(c) まとめ

深度350 m調査坑道掘削時の大量湧水発生メカニズムを考察するとともに、突発湧水発生時に有効なポストグラウト対策、および断層部を掘削する際に留意すべき点を提案し、実証した。また、大量湧水の発生の原因となりうる粘土質せん断帯の事前予測手法として、メルトインクルージョンに着目した事前予測手法が有効であることを示した。

グラウトガイドラインには、突発湧水への対策に関する記載はないため、ガイドライン中のグラウト注入工法/装置の章に、大量湧水の発生を防ぐための事前調査手法、大量湧水発生時の対策工という項目を設けて内容を追加して更新していくことが重要である。

また、地層処分場の建設に際しては、大量の湧水箇所を如何に事前に検出し、それに応じて柔軟に最適なレイアウトに更新することが重要課題の1つであると考える。今後、先行ボーリングによる前方探査や広域な物理探査等により、大量湧水発生箇所を事前に精度よく予測する技術の開発を進めることが課題である。

②グラウト浸透評価手法の検討

(a) 目的と実施内容

堆積岩中のグラウト浸透領域を精度よく評価する手法を検討することを目的として、小山ら（2009）[8]が開発した、等価多孔質媒体モデルによるグラウト浸透解析を行った。

解析では、図 4.2.1.1-7に示す換気立坑の深度250 m以深で実施したグラウト施工[9]を対象とした。注入材には、早期硬化型超微粒子注入材（日鐵スーパーファインX3、SFX3）を使用した。平均粒度は4.3 μm、比重は2.99 g/cm^{3}である。配合はC:Wが1:20のセメント量の薄い配合からスタートし、徐々に濃い配合に変更して、最終的には1:0.8の配合とした。

解析では、図 4.2.1.1-7に示す換気立坑におけるグラウト施工のうち、深度250 m～280 mを対象とした。モデルは換気立坑の中心を軸に構成した直径30 mの円筒形である。深度250 m～280 mまでのグラウト注入を再現するために、高さを30 mに設定している。解析要素は8節点6面体要素を使用している。解析モデル全体の要素数は680,000要素である。要素分割の詳細を図 4.2.1.1-8に示す。グラウト注入区間は半径方向の層厚を20 cm、深さ方向28 cmとして要素分割を細かくし、円周方向には80分割とした。モデルは、図 4.2.1.1-8に示すとおり、断層部と割れ目が卓越していない岩盤部に分類した。

換気立坑掘削中に実施した壁面の地質観察により、深度265 m～270 mに厚さ50 cm～100 cm、走向傾斜N45W40Sの断層破砕帯が確認された[10]。断層部および岩盤部の透水係数は、先行ボーリングによる水理試験結果[11]に基づき、断層部は1.14×10^{-4} m/s、岩盤部は3.25×10^{-7} m/sと設定した。実際の換気立坑のグラウト施工時には、図 4.2.1.1-8に示す注入孔（A7孔）において最も多くのグラウト材が注入されたが、その近傍の注入孔ではそれほど多くの量のグラウト材が注入されていないため、A7孔が最もグラウト浸透領域の拡がりに影響を及ぼしていると予測した。したがって、解析ではA7孔の注入のみを再現した。注入解析では、実施工に倣った注入量と注入圧力、注入時間を再現した。また、グラウト材の流動挙動として、実際に注入した超微粒子セメントを用いて室内試験で粘性の経時変化を検討し、解析に反映した。

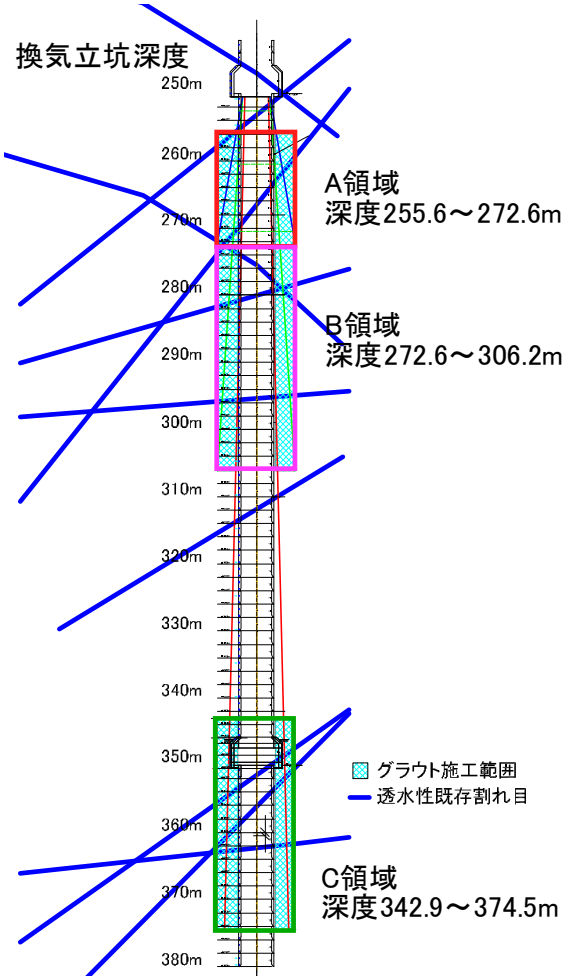


図 4.2.1.1-7　換気立坑の深度 250 m 以深におけるグラウト施工レイアウト

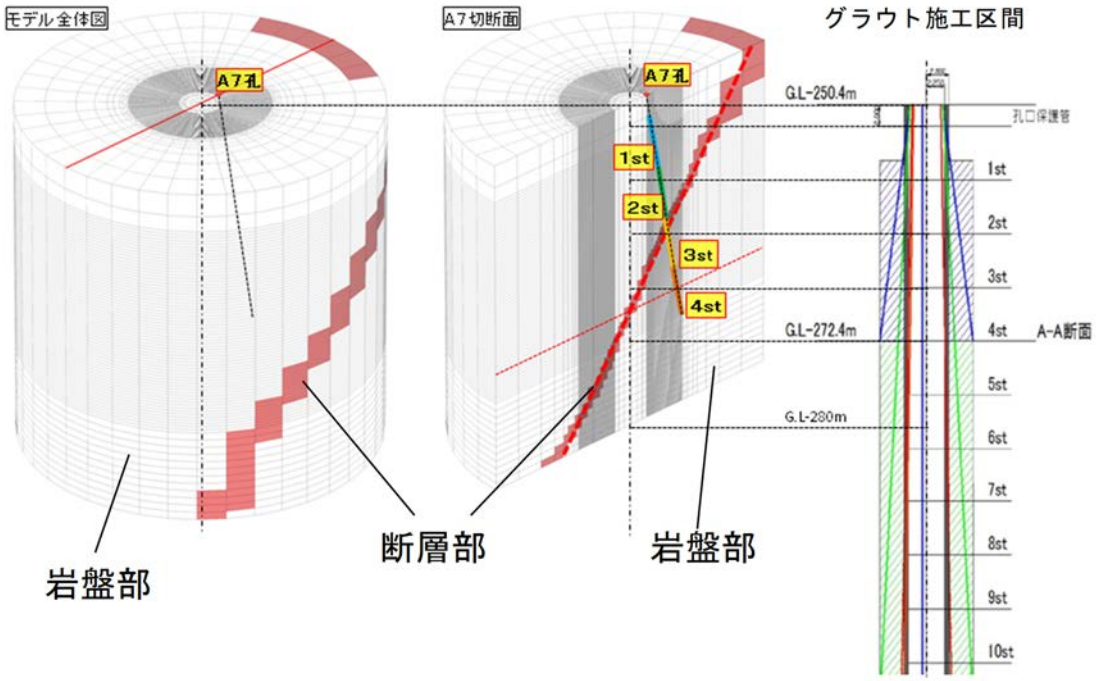


図 4.2.1.1-8　グラウト浸透解析モデルとグラウト注入領域との比較

(b) 成果

数値解析により得られたグラウト注入後の透水係数分布を図 4.2.1.1-9に示す。図より、注入後は、注入孔付近の断層部の透水性は10^{-8}～10^{-9} m/sオーダーとなっており、初期値と比較して4～5オーダー程度増大した（図 4.2.1.1-9）[12]。グラウト施工後のチェック孔において実施したルジオン試験結果より、透水係数は破砕帯部分において10^{-8} m/s以下となっていた。このことから、解析により得られた透水係数は、現場透水試験結果にも整合する結果であることがわかった[12]。また、改良対象断層においては、広範囲にわたって低透水性の領域が分布しており、当初想定していた改良目標である、注入孔から半径1.5 mの範囲を十分に満足する改良が実施されたことが示された[12]。これらの結果から、グラウト浸透評価手法として、等価多孔質媒体モデルによる解析が有効であることがわかった。

次に、解析結果を基にグラウト施工計画へどのように反映するかを考察する。解析の結果、グラウト施工後の断層部の透水係数は健岩部よりも高く評価された。実際の立坑掘削では、グラウト施工区間において掘削時に断層部からの湧水が検出された[10]。このことから、断層部のさらなる透水性の低減化を図るためには、グラウト材の配合や注入量を見直すことが考えられる。解析結果より、グラウト材の浸透範囲は当初目的を達成している。そのため、断層部の遮水をより確実に行うことを考えると、グラウト孔のレイアウトは変更せず、注入量を増やすことで、透水性をより改善していくことが可能になると思われる。

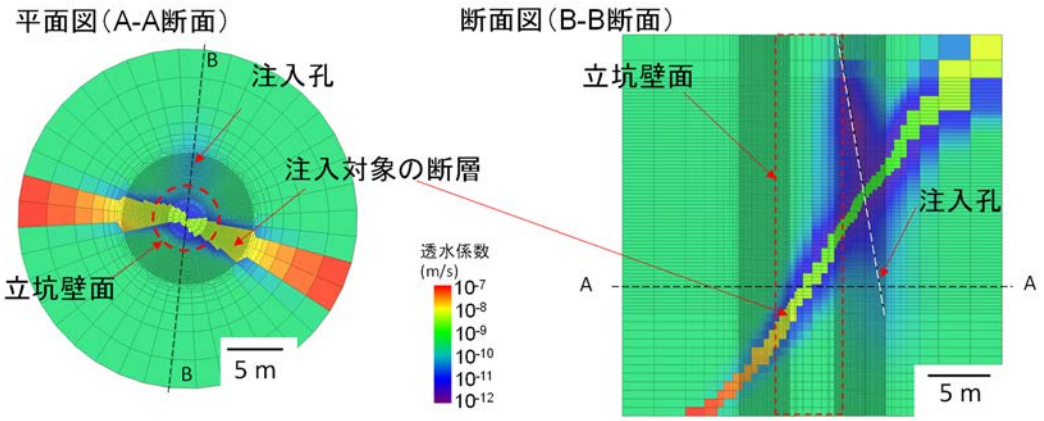


図 4.2.1.1-9　等価多孔質媒体モデルによるグラウト施工の解析結果（透水係数の分布）（中嶋ほか、2017）[12]

(c) まとめ

等価多孔質媒体モデルによるグラウト浸透解析の結果と、現場透水試験の結果は整合的であり、設定したグラウトの改良範囲が妥当であることと、解析の有効性を示すことができた。なお、グラウト浸透領域の評価において、本節では数値解析に基づき評価を行ったが、より信頼性の高い評価のために、下記の点を今後の課題として挙げる。

- グラウト浸透解析で考慮していない地下水圧の影響の検討、すなわち注入時および注入後の水理力学連成挙動を検討する。
- 実際のグラウト浸透領域を可視化できるような探査手法の構築により、実際の浸透領域と比較し、解析による予測の高度化を図る。

これらの検討課題を反映させたうえで、グラウト浸透領域の予測手法として確立し、グラウトガイドラインのうち、グラウト浸透予測の項目を更新していくことが重要である。

③海水条件下で使用可能なグラウト材料の開発

(a) 目的と実施内容

スウェーデンやフィンランドでは、処分坑道や処分孔の湧水抑制対策として、浸透性が高くて耐久性の高い活性シリカコロイドを用いた溶液型グラウトの研究が行われており、沿岸域に位置する地下施設において実証試験および実際の施工が行われている。しかしながら、海水条件下での溶液型グラウト固化のメカニズムは不明で、施工方法も未確立な現状にある。そこで、海水条件下におけるグラウト材の特性データを拡充することを目的として、国内外の最新の文献調査や海外での研究開発事例の調査[13),14)]、室内試験[15),16),17)]を実施した。

溶液型グラウトの配合として、図 4.2.1.1-10に示すとおり、海水適応グラウト、海水硬化促進グラウトの2種類の配合を検討した。海水適応グラウトは、シリカ原液にpH調整剤を加えたものに、硬化促進材を添加して練り混ぜるが、現場での施工性向上の観点から、硬化促進材を添加せずに練り混ぜ水の海水で固化させる、海水硬化促進グラウトの配合も適用し、両者の性質を比較した。

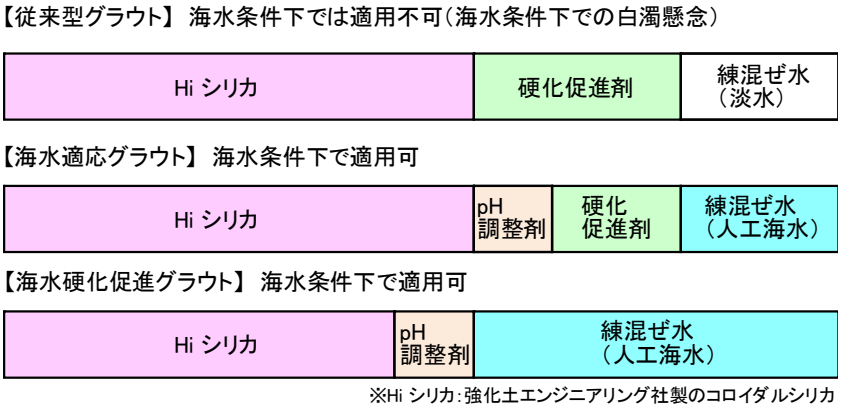
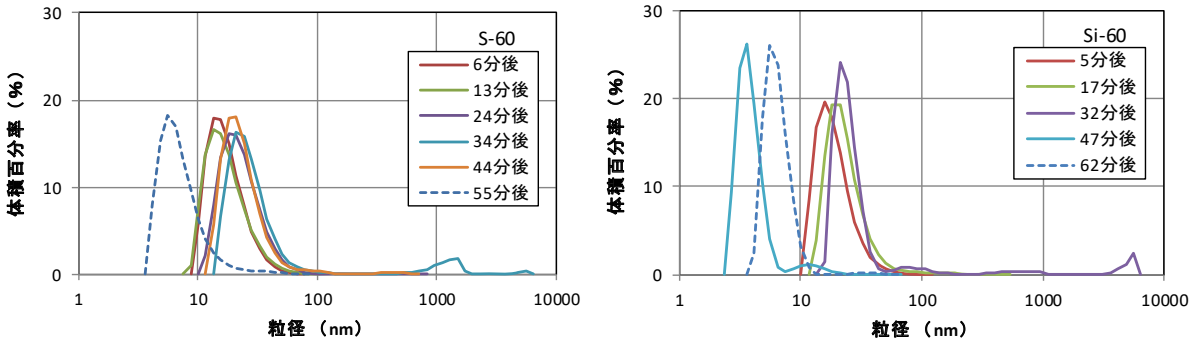


図 4.2.1.1-10　海水条件で適用できる溶液型グラウトの配合
（中島ほか、2018）[17)]

(b) 成果

室内試験による検討の結果、海水適応グラウト、海水硬化促進グラウトの2種類において、施工時に確保すべきゲルタイム（60～120分）を担保できる基本配合を提案した。また、硬化に伴う粒径の変化を検討したところ、ゲルタイムの1/2程度の時間までは粒径は10～50 nmの範囲にあり、海水対応グラウトが、従来の溶液型グラウトと同等の性能を有していることがわかった（図4.2.1.1-11）[17)]。このことから、今回開発した海水条件下で適用可能な溶液型グラウトは、従来型の溶液型グラウトと遜色のない特性を有していることが示唆される。



(a) 海水適応グラウト（シリカ濃度 60 %）　(b) 海水硬化促進グラウト（シリカ濃度 60 %）

図 4.2.1.1-11　粒径分布の経時変化

さらに、長期挙動の現象理解を目的として、グラウト材の強度を一軸圧縮試験で測定するとともに、グラウト材を練混ぜ水（養生水）に浸漬した際のシリカイオンの溶出量の経時変化を分析した。海水適応グラウトは、シリカ濃度を80 %とし、練り混ぜ水に人工海水を使用したもの（S-60）、海水硬化促進グラウトは、シリカ濃度を45 %、60 %としたもの（Si-45、Si-60）の3種類の配合の供試体を作成し、試験に供した。

それぞれの配合の一軸圧縮強度の経時変化を図 4.2.1.1-12に示す。海水硬化促進グラウトの一軸圧縮強度は、海水適応グラウトに比べて低いことが分かる。このことから、グラウト中のシリカ含有率が高いほど一軸圧縮強度が高いことが示唆される。一軸圧縮強度の経時変化については、海水適応型グラウトは250日をピークに強度が低下し始めるが、海水硬化促進グラウトの強度は、養生期間480日を経過しても増加する傾向にある。グラウト材の割れ目中での長期的な安定性を議論するためには、水圧に対する耐久性について議論する必要がある。過去に開口幅が0.1 mmの平行平板モデル中にグラウト材を固化させ、水圧を作用させた試験を実施した結果[18]、安全側の評価で、注入後にゲル化した後、0.5 m以上の浸透距離を確保し、なおかつ30 kPa程度の一軸圧縮強度の発現があれば、グラウト材は流出せずに所定の割れ目中にとどまると予測された。今回の一軸圧縮試験では、3種類ともに30 kPa以上の一軸圧縮強度の発現が見られたことから、止水要件を満たすと推定される。

次に、3種類の配合の溶液型グラウトに関して、養生水中のシリカイオン溶出濃度の経時変化を図 4.2.1.1-13に示す。いずれの配合も、90日程度までは溶出量は100 mg/L程度まで経時的に増加するが、その後収束する傾向にあることが確認された。以上のように、一軸圧縮強度の経時変化から長期的な止水要件を満たすと推定されることや、シリカイオンの溶出挙動が経時的に収束することから、今回採用した3種類の配合は、長期的に安定した挙動を示すことが予測される。

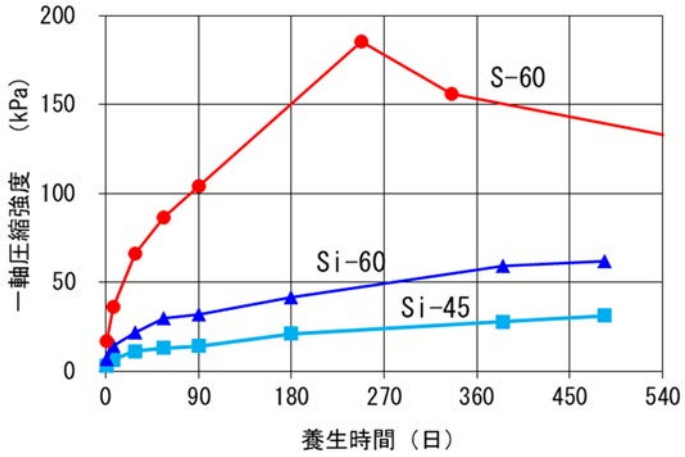


図 4.2.1.1-12　一軸圧縮強度と養生時間の関係

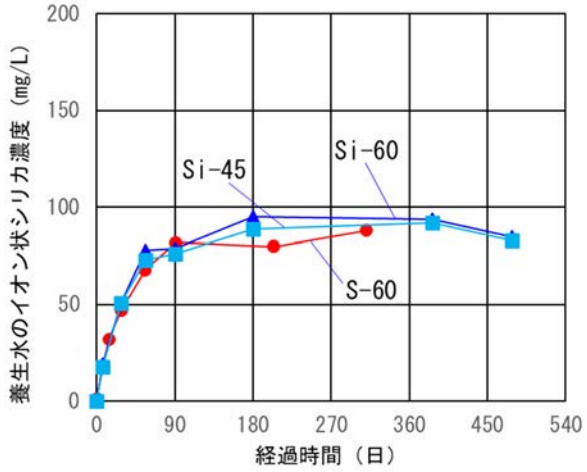


図 4.2.1.1-13　養生水中のシリカイオン溶出量の経時変化

(c) まとめ

海水条件下で処分孔周辺の透水性を低減することが可能となる溶液型グラウト材料の配合を提案し、その適用可能性を室内試験により検討した。さらに、一軸圧縮強度の経時変化から、長期的な止水要件を満たすことや、シリカイオンの溶出量も時間の経過とともに収束することから、長期的に安定した挙動を示すと予測した。本研究により提案した溶液型グラウトの配合は、沿岸域での処分場建設を想定した場合に適用することができる技術であるため、グラウトガイドラインに記載されているグラウト材料の項目に新たに追加できる成果であると考える。

(4) 湧水抑制対策のまとめ

- 突発湧水の発生の原因となりうる粘土質せん断帯の事前予測手法として、メルトインクルージョンに着目した事前予測手法が有効であることを示した。
- 等価多孔質媒体モデルによるグラウト浸透解析の結果と、現場透水試験の結果は整合的であり、設定したグラウトの改良範囲が妥当であることと、解析の有効性を示した。
- 海水条件下で処分孔まわりの低透水領域を改良することが可能となる溶液型グラウト材料の配合として、海水適応グラウト、海水硬化促進グラウトの2種類の配合を提案した。また、室内試験の実施により、一軸圧縮強度の経時変化から長期的な止水要件を満たすと推定される

ことや、シリカイオンの溶出挙動が経時的に収束することから、提案した2種類の配合はいずれも長期的に安定した挙動を示すことが予測された。

なお、この成果は、資源エネルギー庁からの受託事業「平成27年度地層処分技術調査等事業沿岸部処分システム高度化開発」の成果を一部含んでいる。

4.2.1.2　支保技術

(1) これまでの研究成果

国内外の地下空洞開発事例において、支保設計、情報化施工技術、支保および岩盤の計測技術が構築されている。このような事例がある中で、地層処分場で想定されるような、広範囲におよび、なおかつ深度300 m以深という大深度に展開される大規模地下施設においても、既存の技術が適用可能かどうかを確認し、課題がある場合には技術の整備を行う必要がある。

(2) 実施内容

幌延URLの掘削を対象とした情報化施工支援技術の構築、長期岩盤変位モニタリングの実施による技術の整備を目的として、下記の項目の技術・研究開発を実施した。

①情報化施工技術の構築
②低強度・高地圧地山における大深度立坑支保設計手法の開発
③岩盤および支保工の安定性を長期的に計測する技術の構築

(3) 成果

①情報化施工技術の構築

(a) 目的と実施内容

地層処分場では、建設、操業、埋め戻し時の人員や資機材等の搬出入や、換気等、地下環境を維持するために、6本の立坑と1本の斜坑を利用することが想定されている[19]。一般的に、大深度での坑道施工においては、地上からの調査によって対象深度の岩盤や地圧の性状の空間的分布を充分に把握することが困難である。そのため、地層処分場の建設においても、情報化施工技術を積極的に活用することが予想される。

国内外の地下研究所や鉱山において、立坑を対象として、岩盤の変形や透水係数の変化、支保部材の応力変化について研究した事例はいくつかみられる[例えば、20),21),22)]。また、岩盤の崩落と支保工変状について論じた事例もある[23)]。しかしながら、定量的な設計手法や情報化施工のための現場計測手法が確立されるほどの十分な知見は得られていないことが指摘されており[23),24),25)]、これらの技術開発が立坑施工における課題となっている。そこで、立坑掘削を対象とした情報化施工技術を構築し、幌延URLの立坑掘削によりそれを実証することを目的とした。

また、高レベル放射性廃棄物の地層処分では、坑道掘削時の支保工の安定性のみならず、坑道周辺に形成される掘削影響領域の拡がりも同時にモニタリングすることが重要である。したがって、掘削影響領域の広がりも加味した支保工健全性モニタリング手法の開発も目的とした。

(b) 成果

立坑の情報化施工技術の構築に向けて、立坑施工時の変状の発生要因の考察と、その対策工について検討した。変状の原因として、断層付近の岩盤の崩落により覆工コンクリート内部に引張応力が発生することが挙げられた。この考察結果を基に、崩落した深さに応じて支保パターンを変更する手法を構築した（図 4.2.1.2-1）[26)]。たとえば、崩落した深さが80 cm以上となった領域

においては、覆工打設長を1 mに設定するといった変更を適宜行った。さらに、事前に崩落を防ぐために、立坑掘削前のプレグラウト工のパイロットボーリング孔の情報やグラウト施工情報を基に、覆工打設長を決定するフローを構築した（図 4.2.1.2-2）[27]。

情報化施工支援ツールとして、地質観察結果や各種計測結果、グラウト注入量といった施工データ等の情報を三次元的に表示できるシステムを構築した（図 4.2.1.2-3）。グラウト注入量、注入場所、また、掘削前の反射法地震探査結果をシステムに反映させることで、ボーリング調査で得られた断層の走向傾斜の更新と新たな断層の情報の追加を行った。これにより、支保工に変状を来すことなく立坑の掘削を完了させることができた。また、計測結果と断層等の地質構造を対応させることで、掘削後も支保工の安定性を容易に監視することが可能となった[28]。

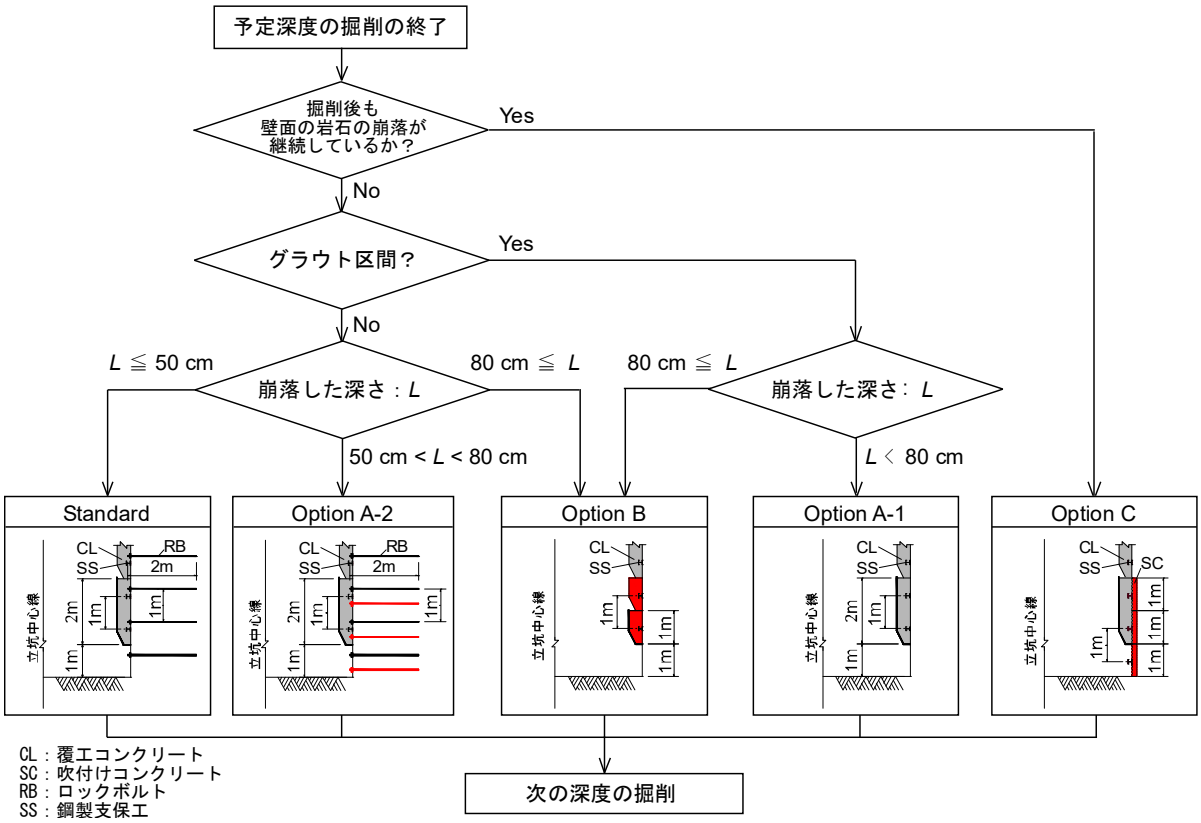


図 4.2.1.2-1　立坑壁面岩盤の崩落した深さに応じた支保選定フロー

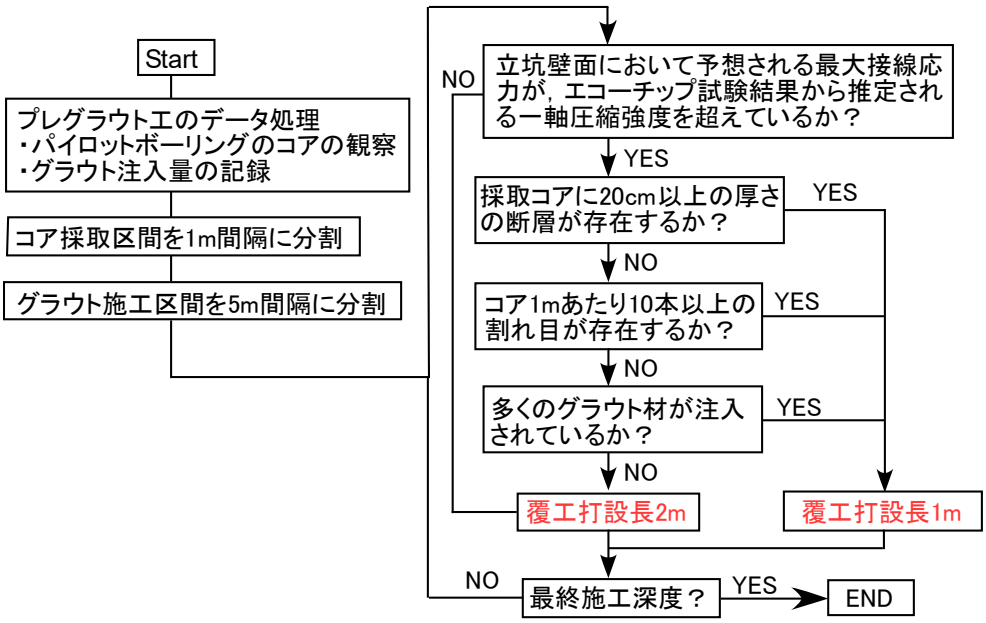


図 4.2.1.2-2　覆工コンクリートの打設長決定のためのフロー

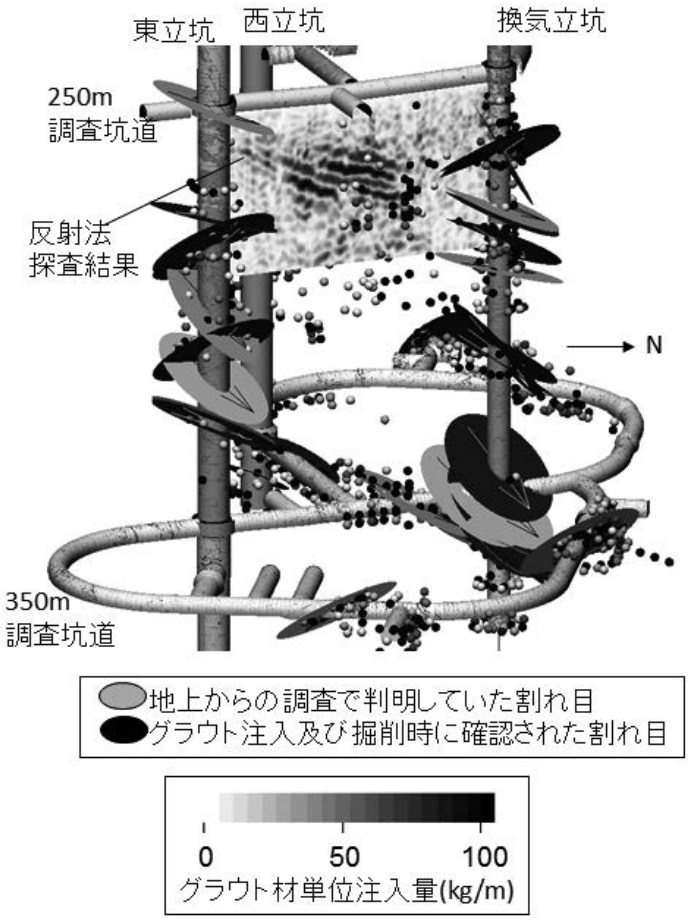
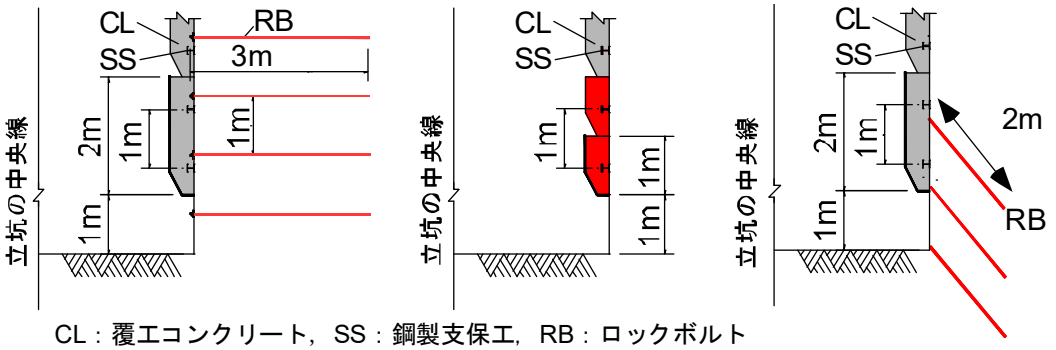


図 4.2.1.2-3　構築した可視化システムによる坑道周辺の断層分布の更新状況

発破掘削により施工した東立坑の掘削時は、壁面の岩盤の崩落による支保工の変状を防ぐために、崩落深度に応じて支保パターンを適宜変更した。東立坑の深度 310 m～346 m では、図 4.2.1.2-4 に示す 3 つの支保パターンを採用した。深度 310 m～318 m（図 4.2.1.2-4（a））は、覆工コンクリートの打設長が 2 m でロックボルトを水平に施工する一般的な支保パターンを採用し、深度 318 m～332 m（図 4.2.1.2-4（b））では、壁面に出現すると予想された断層による岩盤の不安定化の影響を考慮し、1 m の打設長で覆工コンクリートを打設した。また、深度 332 m～346 m（図 4.2.1.2-4（c））では、崩落の増大を防止することを目的として、ロックボルトを斜め下向きに打設した。



CL：覆工コンクリート，SS：鋼製支保工，RB：ロックボルト

(a) 深度 310 m～318 m　(b) 深度 318 m～332 m　(c) 深度 332 m～346 m

図 4.2.1.2-4　東立坑深度 310 m～346 m で採用した支保パターンの断面図

岩盤の安定性を調べるための手段として、覆工コンクリート打設前の地質観察実施時に、岩盤壁面に 1.5 m の長さで鉛直方向に測線を這わせ、弾性波速度を測定した。東立坑の深度 310 m～346 m における測定結果を図 4.2.1.2-5 に示す。なお、掘削の影響を受けていない弾性波速度として、立坑掘削前のボーリング調査で実施した音波検層により得られた結果を黒色の実線で示した。

東立坑掘削時に壁面で測定した弾性波速度の値は、いずれの深度においても掘削の影響を受けていない値よりも低いことから、発破の衝撃や掘削時の応力開放による割れ目の発達の影響を受けていることが分かる。測定結果に着目すると、図 4.2.1.2-4(b)の支保パターンを採用した深度 318 m～332 m では、弾性波速度の値は図 4.2.1.2-4(a)に示す一般的な支保パターンを採用した深度 310 m～318 m と比較して低い値を示した。これは、ロックボルトによる補強がない影響や、出現した断層の影響を反映していると考えられる。一方、斜め下向きのロックボルトを打設した深度 332 m 以深では、岩盤の強度が局所的に小さかった深度 338 m の測定結果を除き、弾性波速度が増大する傾向を示した。斜め下向きにロックボルトを打設することにより掘削前に岩盤が補強されることから、深度 330 m 以浅と比較して岩盤が安定した状態にあると考えられる。

ロックボルトの打設に際しては、ロックボルトが断層を貫くと大量湧水の発生原因となるため、地下水を賦存する断層が出現する深度付近では打設の際に注意を要するが、比較的均質な岩盤で発破掘削を実施する際は、斜め下向きにロックボルトを施工する支保パターンの採用により、壁面の岩盤の安定性を担保した状態で安全に施工できることを示した[29)]。

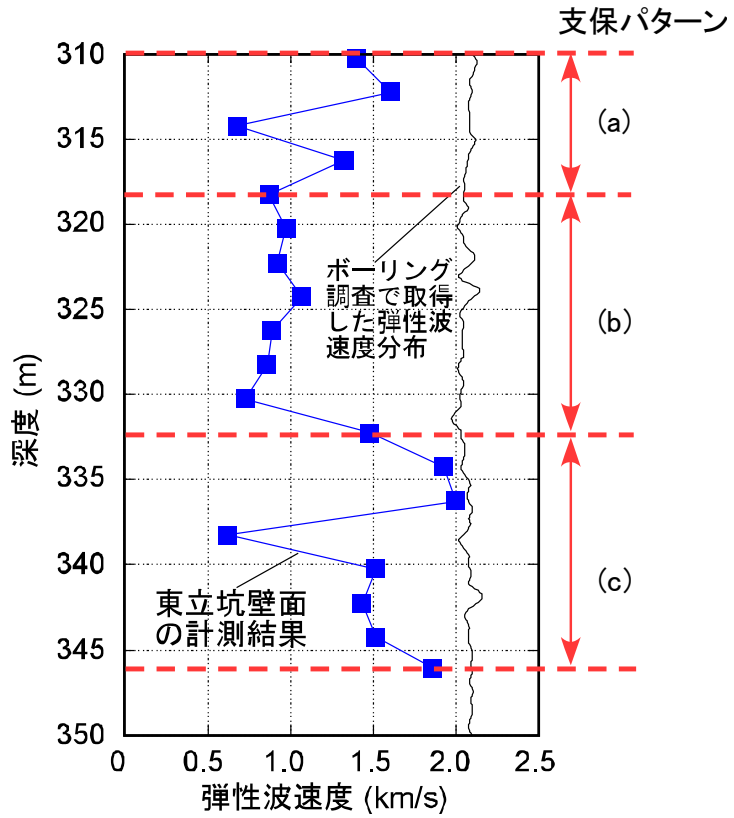


図 4.2.1.2-5　東立坑深度 310 m～346 m における弾性波速度の分布

（支保パターンの(a)～(c)はそれぞれ図 4.2.1.2-4 (a)～(c)に対応している）

情報化施工支援ツールの活用事例として、坑道掘削後も定期的に実施している弾性波トモグラフィ調査結果（図 4.2.1.2-6）と鋼製支保工応力計測結果（図 4.2.1.2-7）を組み合わせた解釈を行うことにより、坑道周辺岩盤および支保の両方の安定性を考慮したモニタリングが実施できることを示した[28)]。

鋼製支保工応力は周期的な変化を示している。図 4.2.1.2-7の鋼製支保工応力計測結果を示すグラフの上に、深度250 m調査坑道の4か所で計測した温度の経時変化を示す。これらを比較したところ、温度が上昇する夏季には応力が増大し、温度が低下する冬季には応力が低下する傾向が見られた。このような季節的な変動は生じているものの、支保工の健全性に影響があると評価される管理基準値には達しておらず、安定性の判断には問題がないことを確認している。

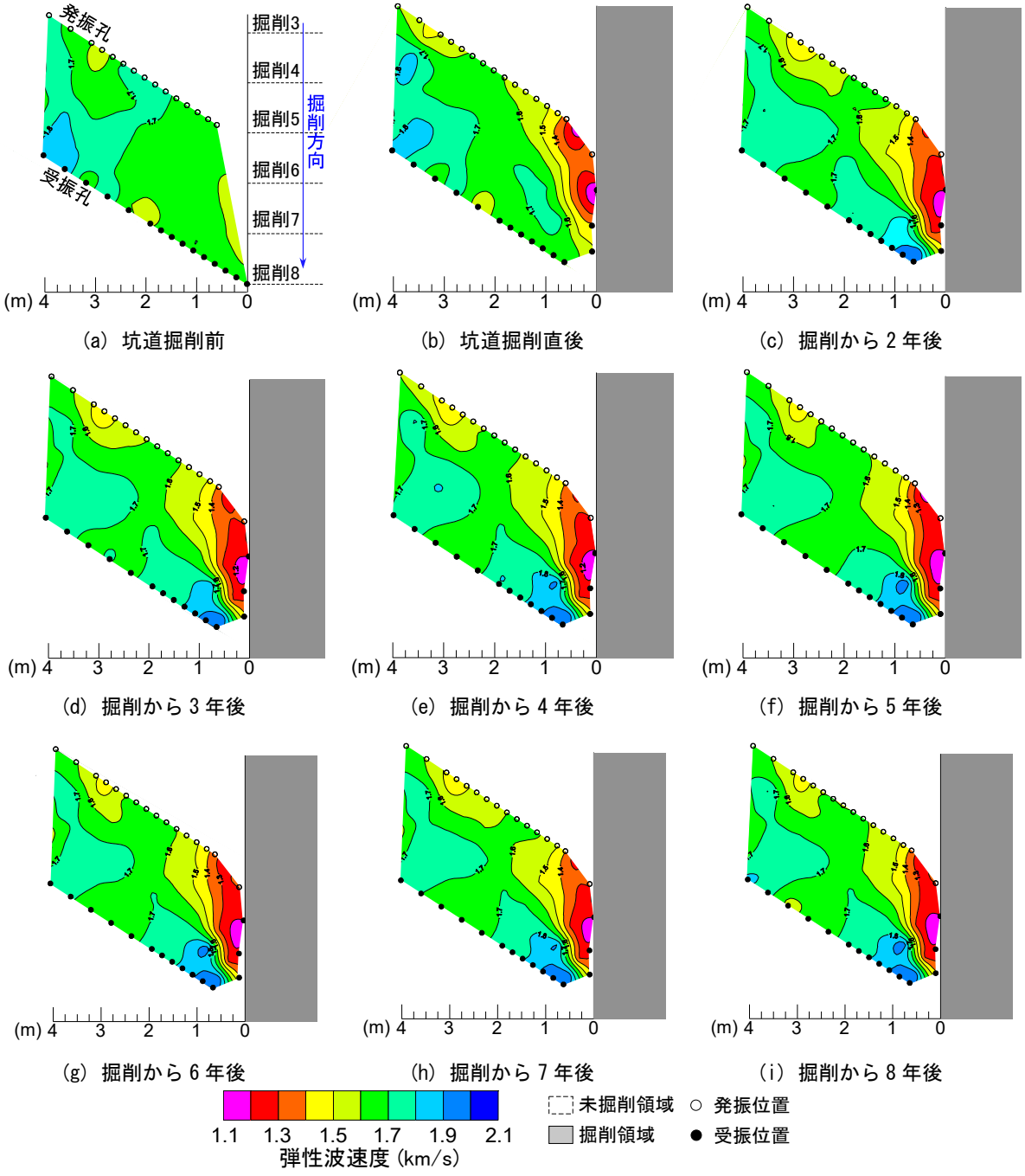


図 4.2.1.2-6　深度 250 m 調査坑道における弾性波トモグラフィ調査結果

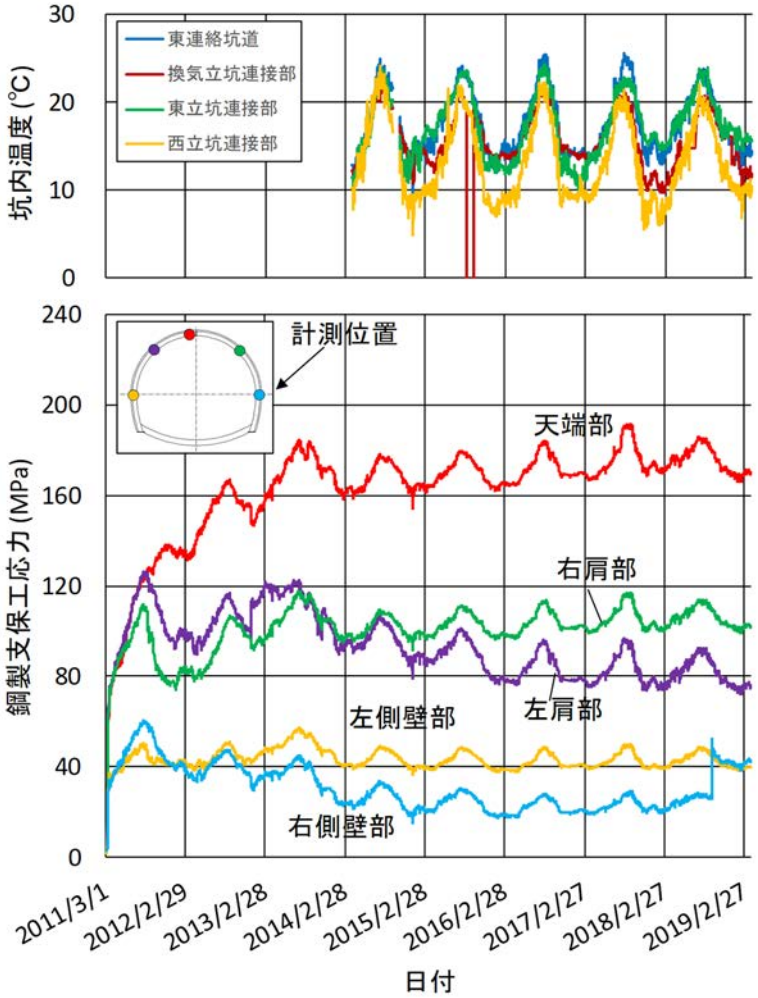


図 4.2.1.2-7　弾性波トモグラフィ調査実施断面付近の鋼製支保工応力、温度計測結果

(c) まとめ

大深度立坑における立坑掘削面の崩落を考慮した情報化施工技術を適用し、立坑の実施工の中でその有効性を実証した。また、比較的均質な岩盤で発破掘削を実施する際には、斜め下向きにロックボルトを施工する支保パターンの採用により、壁面の岩盤の安定性を担保した状態で安全に施工できることを示した。さらに、支保工の安定性をモニタリングする吹付けコンクリート応力や鋼製支保工応力の計測結果と、岩盤の安定性をモニタリングする弾性波トモグラフィ結果を合わせることで、坑道周辺岩盤と支保工の両方の安定性を担保したモニタリングができることを示した。

②低強度・高地圧地山における大深度立坑支保設計手法の開発

(a) 目的と実施内容

幌延URLの深度380 m以深では、深度とともに地圧は増大するが、岩盤強度は増大しないことが予想される。このような地山条件においても、支保工に変状を来すことなく施工できるような支保パターンを提案することを目的として、掘削時に一次支保工である程度地山の変形を許して立坑周辺の応力を解放させ、その後本設の二次支保を施工する二重支保の考え（図 4.2.1.2-8）を適用して、三次元逐次掘削解析により支保工に作用する応力を検討した。さらに、導入した手法

の効果について、深度380 mまでの掘削で断層等の地山条件が悪い領域で採用していた、覆工の打設長を1 mにするという従来の支保パターンとの比較も行った。

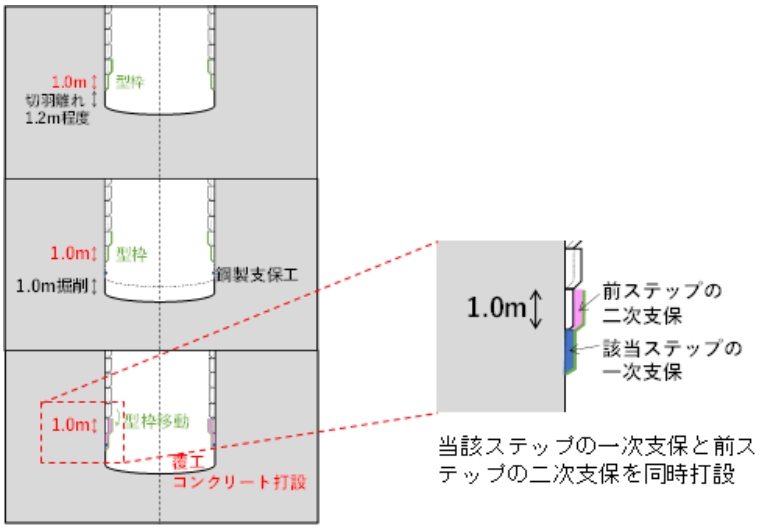
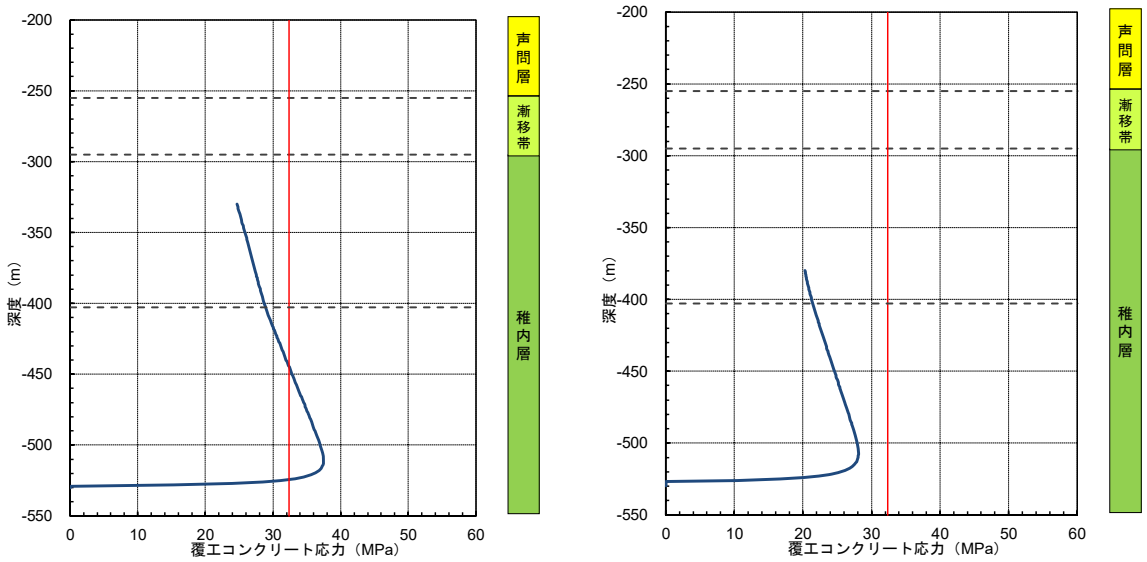


図 4.2.1.2-8　今回検討した二重支保の考え

(b) 成果

三次元逐次掘削解析により、深度380 m以深の立坑掘削時に作用する覆工コンクリートの最大圧縮応力の深度分布を検討した。解析にあたっては、これまで深度380 m以深の掘削で実績のあった、覆工コンクリートの打設長を1 mにした場合と、図 4.2.1.2-8に示す二重支保を適用した場合の2ケースで解析を行った。覆工コンクリートの打設長を1 mにする支保パターンでは、覆工コンクリートの終局限界を越えるほどの大きな応力が生じ、安定性が損なわれることが解析的に示された（図 4.2.1.2-9(a)）。一方、図 4.2.1.2-8に示す二重支保を採用することで、終局限界状態の応力よりも小さい値になることがわかり、深度380 m以深の立坑施工においては二重支保の適用により支保工の安定性が担保されることを示した（図 4.2.1.2-9(b)）[30]。

今回は終局限界状態の応力を支保工の安定性の基準として設定したが、地震動の影響等を考慮し、さらなる施工の安全性を期すためには、二重支保のみではなく、三重、四重へと多重支保へ応用することが有効であると考えられる。また、今回の検討では覆工コンクリートの応力状態を基に支保設計の妥当性について論じたが、適用した支保設計の更なる信頼性の向上のためには、掘削時の岩盤の変形や塑性領域の広がりの許容限界について検討することも重要である。



(a) 覆工打設長1m　　(b) 二重支保

図 4.2.1.2-9　覆工コンクリートに作用する最大圧縮応力の深度分布

(c) まとめ

幌延URLの深度380 m以深のような、低強度・高地圧状態が想定される堆積岩地山においては、掘削時に一次支保工である程度地山の変形を許して立坑周辺の応力を開放させ、その後本設の二次支保をさせる二重支保の考えが有効であることを示した。今後、新たな坑道掘削において、今回検討した二重支保の考えを実証していくことが課題である。

③岩盤および支保工の安定性を長期的に計測する技術の構築

(a) 目的と実施内容

高レベル放射性廃棄物の地層処分場に代表される大規模な地下空洞の掘削後の維持管理段階では、支保工の変状等が生じないように岩盤や支保工の変形を長期的にモニタリングすることが重要である。しかしながら、既存の電気式のセンサーでは、ケーブルの絶縁不良により長期的な計測が困難であるという現状にある[31]。そこで、岩盤の安定性の長期モニタリング手法の開発を目的として、長期耐久性を有する光ファイバーを利用した多段式の岩盤内変位計（FBGセンサー）を開発し、東立坑の深度160 mの岩盤中に設置し、立坑掘削後の長期的な岩盤の変位モニタリングを実施している[32]。なお、計測にあたっては、光ファイバー式変位計の計測値の妥当性を検証するために、一般的に用いられる電気式の変位計も比較対象として隣接した位置に設置した。さらに、立坑の変形挙動の異方性を検討するために、電気式変位計を南北方向、東西方向、北東-南西方向、北西-南東方向に設置した。設置状況写真を図 4.2.1.2-10に、設置レイアウトを図 4.2.1.2-11に示す。なお、本報告書では、電気式変位計と光ファイバー式変位計の計測結果を比較するため、電気式変位計の計測結果については、図 4.2.1.2-11のE2の結果のみを示す。

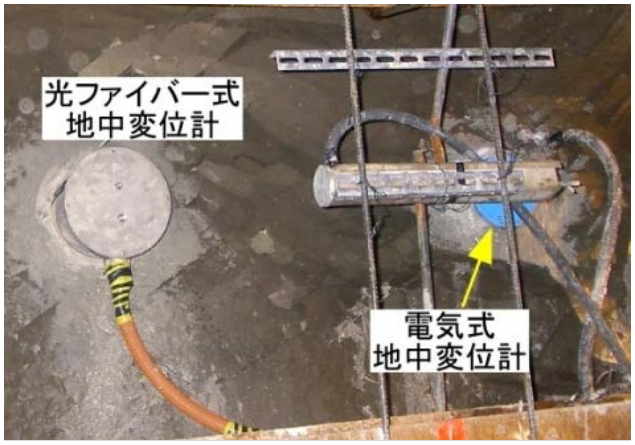


図 4.2.1.2-10　地中変位計設置状況写真

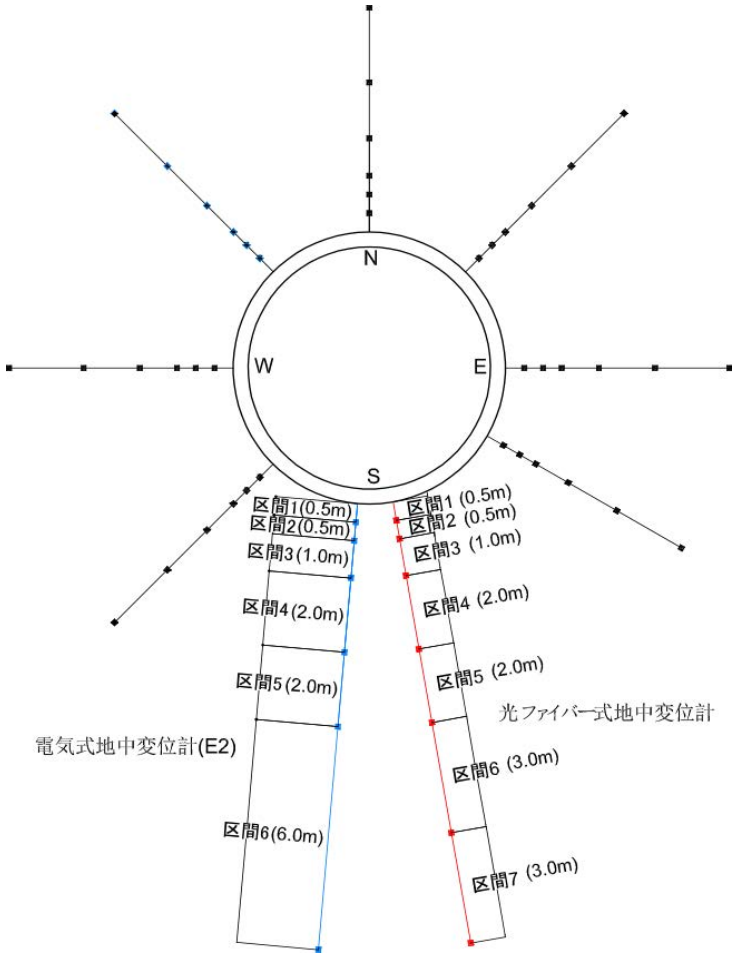


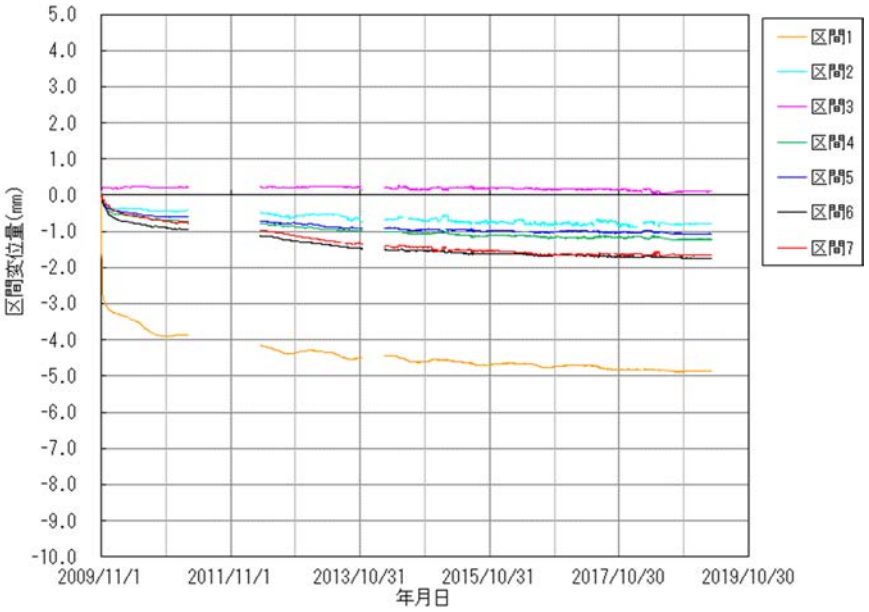
図 4.2.1.2-11　光ファイバー式変位計および電気式変位計の設置レイアウト

(b) 成果

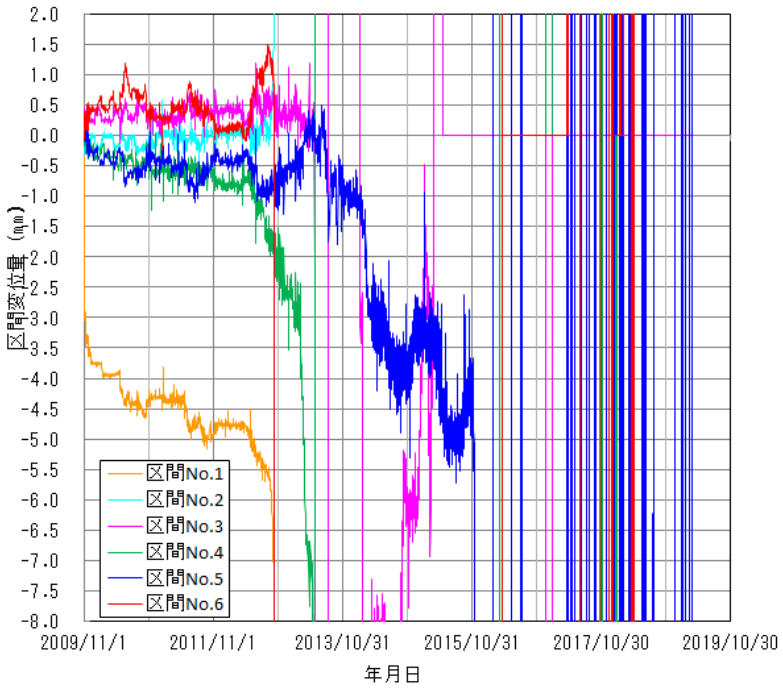
図 4.2.1.2-12(a)に示すとおり、光ファイバー式のセンサーは、設置後約10年経過後も、計測結果に異常はなく、適切な計測が実施されていることが分かる。計測結果を見ると、計測器設置直後は、区間No.3を除く計測点において、壁面周辺の圧縮変位が計測されている。掘削後10年間の変位は、立坑壁面に最も近い区間1において、約5.0 mm圧縮される挙動を示しており、他地点に

比べ変位量が大きいことが分かる。また、2014年以降は、すべての計測点において、変形が収束する現象も計測されている。このことから、立坑掘削時に最も変位量が顕著であり、掘削後は、約5年間かけて徐々に圧縮方向に岩盤が最大で1 mm程度変形し、その後変形が収束していく挙動を示すことがわかった。以上から、立坑掘削時、および掘削後約10年間にわたって壁面周辺岩盤の変形を適切に計測できている点において、光ファイバー式変位計は長期的な岩盤挙動計測において有効な手法である。

上述のとおり、図 4.2.1.2-12(a)に示す光ファイバー式の計測ではすべての計測点において安定した計測データが得られているが、図 4.2.1.2-12(b)に示す電気式変位計による計測では、最短で約3年で計測不良になるものが多かった[33)]。電気式変位計で計測不良が生じる原因としては、経年により地下水がセンサー部に入り込み、絶縁不良を起こすことが1つとして挙げられる。一方、光ファイバー式センサーは電気を使用していないので、絶縁不良が生じることはなく、長期間安定した計測ができる。また、光ファイバー式変位計では、電気式変位計と比較するとノイズが大幅に低減されていることが分かる。このことから、計測値の信頼性も高いといえる。以上のことから、長期的に信頼性の高い計測値を取得するためには光ファイバー式変位計が適しているといえる。しかしながら、計測器の開発費が従来型の電気式計測器と比較して高価であることに留意する必要がある。そのため、実際の地層処分場建設にあたっては、岩盤の変形を重点的にモニタリングする必要のある領域に限定して適用されることが想定される。



(a) 光ファイバー式変位計



(b) 電気式変位計（E2）

図 4.2.1.2-12　地中変位計による計測結果

次に、幌延URLの39断面に設置した計測器（地中変位計、ロックボルト軸力計、覆工・吹付けコンクリート応力計、鋼製支保工応力計）を対象として、計測器の耐久性を検討した。図 4.2.1.2-13に各計測器の計測不良割合の経時変化を示す。岩盤中に設置した計測器のうち、計測不良となっているものは、地中変位計で66％、ロックボルト軸力計で68％であった。一方、吹付けコンクリート応力計、覆工コンクリート応力計、鋼製支保工応力計の計測不良割合は、それぞれ13％、4％、19％であった。これらはコンクリート中に埋設された機器であるため、地下水との接触が生じにくいことから絶縁抵抗の低下が生じにくく、設置から10年程度経過しても正常に計測されるセン

サーが多かったものと推察される。したがって、従来型の電気式の計測器でも耐久性を十分に有しているため、10数年程度の計測であれば高価な光ファイバー式の技術を導入するまでもないと考えられる[34]。

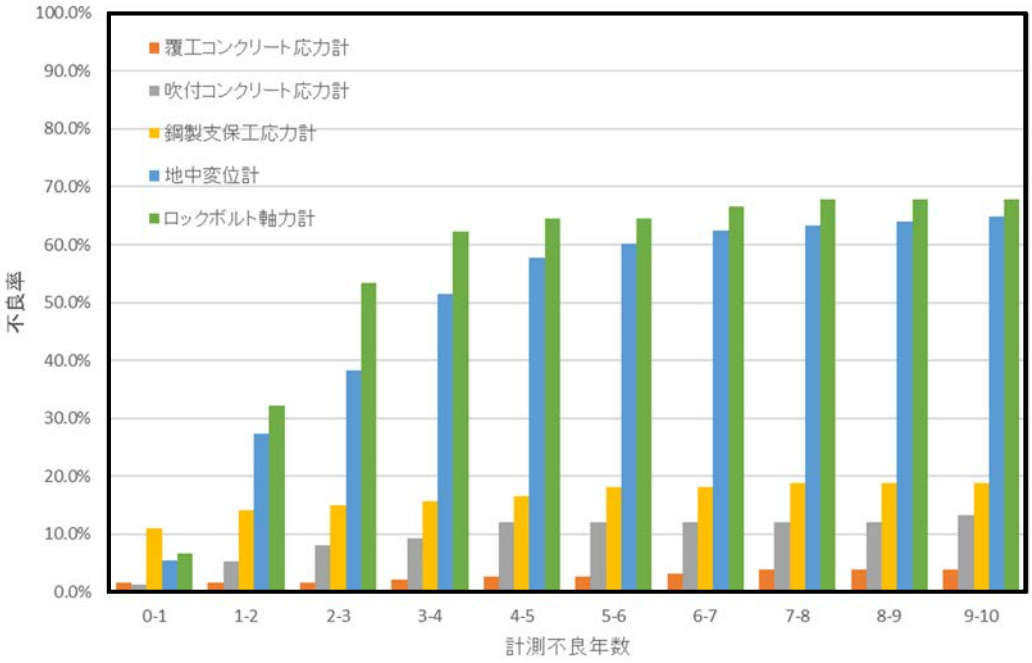


図 4.2.1.2-13　計測器ごとの計測不良割合の経時変化

(c) まとめ

立坑掘削時、および掘削後約10年間にわたって壁面周辺岩盤の変形を適切に計測可能な点において、光ファイバー式変位計は長期的な岩盤挙動計測において有効な手法である。しかしながら、計測器の開発費が従来型の電気式計測器と比較して高価であるため、実際の地層処分場建設にあたっては、岩盤の変形を重点的にモニタリングする必要のある領域に限定して適用されることが想定される。一方、支保工応力の計測に際しては、従来型の電気式の計測器でも耐久性を十分に有しているため、10数年程度の計測であれば高価な光ファイバー式の技術を導入するまでもないことがわかった。

今後、岩盤の変形や支保工の応力の計測を継続し、長期モニタリング技術の信頼性を向上させることが課題である。

(4) 支保技術のまとめ

大深度における立坑崩落への対策を考慮した情報化施工技術を適用し、その有効性を実証するとともに、二重支保やその長期安定性を把握するためのモニタリング技術の有効性を示した。今後は、日々進化する設計、情報化施工、支保技術のレビューならびに新たな坑道掘削時における最新技術の適用と有効性の評価を行うことが課題である。

参考文献

1) 核燃料サイクル開発機構 : わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第 2 次取りまとめ－　分冊 2　地層処分の工学技術，JNC TN1400 99-022，1999，703p.

2) 日本原子力研究開発機構 : 地層処分技術調査等事業　高レベル放射性廃棄物処分関連　地下坑道施工技術高度化開発　グラウト技術のガイドライン（平成 24 年度版），2013.

3)産業技術総合研究所，日本原子力研究開発機構，原子力環境整備促進・資金管理センター，電力中央研究所 : 平成 27 年度地層処分技術調査等事業沿岸部処分システム高度化開発報告書，2016，171p.

4) Ishii, E., Hashimoto, Y. and Inagaki, D. ：Washout of clay-rich gouge in a pre-grouted fault zone and increase in groundwater inflow during tunnel excavation in Neogene siliceous mudstone (Horonobe, Japan), Proceedings of 10th Asian Regional Conference of IAEG, 2015, 4p.

5) 日本原子力研究開発機構建設部，バックエンド研究開発部門幌延深地層研究センター，バックエンド研究開発部門東濃地科学センター : 研究坑道掘削工事成果資料，JAEA-Technology 2015-034，2015，411p.

6) Inagaki, D., Tsusaka, K., Aoyagi, K., Nago, M., Ijiri, Y. and Shigehiro, M.：Effective 3D data visualization in deep shaft construction, Proceedings of ITA-AITES World Tunnel Congress 2015 (WTC 2015)/41th General Assembly, 2015, 10p.

7) Ishii, E. and Furusawa, A.：Detection and correlation of tephra-derived smectite-rich shear zones by analyzing glass melt inclusions in mineral grains, Engineering Geology, 228, 2017, pp.158-166.

8) 小山倫史，高橋健二，田村晴彦，小林翼，龍田圭亮，大西有三 : 粘性の経時変化を考慮したグラウト注入過程の数値シミュレーション, 第 38 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，2009，pp.149-154.

9) 澤田純之，中山雅，石川誠 : 幌延深地層研究計画　地下施設建設におけるプレグラウチングの注入実績データ集－換気立坑のプレグラウチング結果－，JAEA-Data/Code 2013-018，2013，25p.

10) 稲垣大介, 常盤哲也, 村上裕晃 : 幌延深地層研究計画　平成 23 年度地下施設計測データ集，JAEA-Data/Code 2012-029，2013，132p.

11) 藪内聡，國丸貴紀，石井英一，羽出山吉裕，井尻裕二，松岡清幸，井原哲夫，松波伸次朗，牧野章也 : 幌延深地層研究計画 換気立坑先行ボーリング（PB-V01 孔） 調査報告書－ 岩盤の水理特性－，JAEA Data/Code 2008-026，2009，62p.

12) 中嶋仁慶，小山倫史，龍田圭亮，片山辰雄，青柳和平 : 幌延深地層研究センターの換気立坑におけるグラウト注入シミュレーションおよびその効果の検証，第 14 回岩の力学に関する国内シンポジウム講演集，講演番号 127，2017，6p.

13) 辻正邦，沖原光信，中島均，斎藤亮，佐藤稔紀，青柳和平 : 海水条件下での溶液型グラウト特性データの取得（その 2）－海外の地層処分のためのグラウト技術に関する最新動向－，土木学会第 72 回年次学術講演会，2017，pp.275-276.

14) Tsuji, M., Okihara, M., Nakashima, H., Sato, T. and Aoyagi, K.：Latest rock grouting technologies under sea water in Nordic countries and Japan, Proceedings of 6th East Asia Forum on Radwaste management Conference, 2017, 6p.
15) 戸栗智仁，沖原光信，辻正邦，中島均，杉山博一，齋藤亮，佐藤稔紀，青柳和平，桝永幸介：海水条件下での溶液型グラウト特性データの取得, JAEA-Research 2017-013, 2018, 131p.
16) 中島均，斎藤亮，辻正邦，沖原光信，佐藤稔紀，枡永幸介：海水条件下での溶液型グラウト特性データの取得（その 3）－基本物性試験－，土木学会第 72 回年次学術講演会，2017，pp.277-278.
17) 中島均，斎藤亮，辻正邦，沖原光信，佐藤稔紀，青柳和平，枡永幸介：海水条件下での溶液型グラウト特性データの取得（その 4）－海水対応グラウトの基本特性－土木学会第 73 回年次学術講演会，2018.
18) 日本原子力研究開発機構：平成 20 年度地層処分技術調査等委託費高レベル放射性廃棄物処分関連　地下坑道施工技術高度化開発　報告書，2009，284p.
19) 原子力発電環境整備機構：放射性廃棄物の地層処分について　分冊-1　処分場の概要, 2009.
20) 吉岡尚也，杉原弘造，木梨秀雄，畑浩二，丸山誠：堆積岩地山での立坑掘削に伴うひずみの原位置計測とその数値解析，材料，42(474)，1993，pp.324-328.
21) 杉原弘造，吉岡尚也，松井裕哉，佐藤稔紀，山本卓也：堆積軟岩での立坑掘削に伴う岩盤物性変化の現場計測による検討，資源と素材，116，2000，pp.821-830.
22) Balland, C., Morel, J., Armand, G. and Pettit, W.：Ultrasonic velocity survey in Callovo-Oxfordian argillaceous rock during shaft excavation, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 46, 2009, pp.69-79.
23) 櫻井春輔，清水則一，芥川真一，吉田秀則，佐藤稔紀，山地宏志：国内超大深度立坑工事の地山崩壊形態から見た崩壊発生機構に関する考察，土木学会論文集 F, 62(4)，2006，pp.662-673.
24) 山田惇人，山田文孝，野村貢，大西有三：大深度山岳立坑における連接部の設計・計測と地山挙動評価，土木学会論文集，693/VI-53，2001，pp.61-72.
25) 津坂仁和，稲垣大介，羽出山吉裕，小池真史，島田智浩，井尻裕二：ショートステップ工法による立坑掘削に伴う支保部材の力学挙動に関する研究，土木学会論文集 F1，68，2012，pp.7-20.
26) Tsusaka, K., Inagaki, D., Nago, M., Kamemura, K. Matsubara, M. and Shigehiro, M.：Relationship between rock mass properties and damage of a concrete lining during shaft sinking in the Horonobe Underground Research Laboratory Project, Proceedings of World Tunnel Congress 2013, 2013, pp.2014-2021.
27) Tsusaka, K., Inagaki, D., Nago, M., Aoki, T. and Shigehiro, M.：Rock spalling and countermeasures in shaft sinking at the Horonobe Underground Research Laboratory, Proceedings of 6th Int. Symp. On In-Situ Rock Stress, 2013, pp.339-346.
28) 青柳和平，名合牧人：幌延深地層研究センターにおける坑道掘削の情報化施工支援技術の開発，地盤工学会誌，65(8)，2017，pp.12-15.

29) Aoyagi, K., Tokiwa, T., Sato, T., Hayano, A.：Fracture characterization and rock mass behavior induced by blasting and mechanical excavation of shafts in Horonobe Underground Research Laboratory, Proc. 2019 Rock Dynamics Summit in Okinawa, 2019, pp.682-687.
30) 本島貴之，小池真史，萩原健司，青柳和平 : 低強度・高地圧地山における大深度立坑支保設計手法の研究，第 46 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，2019，pp.208-213.
31) 真田祐幸，杉田裕，大丸修二，松井裕哉，柏井善夫 : 光ファイバーを利用した多段式岩盤内変位計の開発，Journal of MMIJ，126，2010，pp.569-576.
32) Sanada, H., Sugita, Y. and Kashiwai, Y.：Development of a multi-interval displacement sensor using Fiber Bragg Grating technology, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 54, 2012, pp.27-36.
33) 花室孝広（編）: 幌延深地層研究計画　平成 28 年度調査研究成果報告, JAEA-Review 2017-025，2018，100p.
34) 青柳和平，櫻井彰孝，宮良信勝，杉田裕，棚井憲治 : 坑道掘削後の岩盤や支保工の長期挙動計測手法の検討 ; 幌延深地層研究センターにおける事例，資源・素材講演集，6，2，2019.

4.2.2　人工バリアの定置・品質確認などの方法論に関する実証試験

地層処分において、人工バリアの性能が発揮されるためには、人工バリア材料を適切に設置することが重要である。わが国における高レベル放射性廃棄物の地層処分では、処分坑道の底盤に掘削した処分孔に定置する処分孔竪置き方式と、処分坑道に直接人工バリアを定置する処分坑道横置き方式の 2 つの定置概念が示されている[1)]。これらの 2 つの定置概念に対する人工バリアの定置方式としては、処分坑道竪置き方式ではガラス固化体を封入したオーバーパックと緩衝材の材料をそれぞれ地下に搬入し試験孔内で人工バリアを構築する方式、処分坑道横置き定置方式では地上施設で人工バリアを組立てた後に地下に搬入、定置する PEM 方式（Prefabricated Engineered barrier system Module）が有望な概念として検討されている[2)]。

操業期間中に廃棄体の回収が必要となった場合、定置された廃棄体を安全に搬出する技術が必要となる。また、平成27年5月の特定放射性廃棄物の最終処分に関する基本方針の改定では「安全な管理が合理的に継続される範囲内で、最終処分施設の閉鎖までの間の廃棄物の搬出の可能性（回収可能性）を確保する」ことが示され[3)]、人工バリアの搬送・定置技術に加え、廃棄体の回収技術についても技術的信頼性を高めていく必要性がある。

このような背景のもと、操業段階における人工バリア搬送・定置から廃棄体の回収までの工学技術について、地層処分技術や可逆性・回収可能性に関する施策に対する国民の信頼感の醸成に資することを目的とした地下環境での実証試験を実施した。

4.2.2.1　処分坑道横置き定置方式のうち、PEM を用いた搬送定置・回収技術の実証

処分場の操業に関わる人工バリアの搬送・定置方式などの工学技術の実現性、人工バリアの回収技術の実証を目的として、実際の地下環境である幌延URLを事例に、人工バリアの定置・品質確認等の方法論に関する実証試験として、原位置での人工バリアの搬送定置・回収試験を実施した。

(1) これまでの研究成果

わが国で有望な定置方式とされている処分孔竪置き方式、処分坑道横置き・PEM 方式の施工技術について、要素技術の検討や実規模スケールの試験を通して、技術の成立性や検討課題の抽出・整理が進められてきた[例えば4),5),6)]。

① 処分孔竪置き方式の工学技術

処分孔内での人工バリアの施工技術のうち、緩衝材の施工技術として原位置締め固め方式や吹付け方式、緩衝材ブロック定置方式などが検討されている。試験坑道 4 での人工バリア性能確認試験での緩衝材ブロックの設置作業や、実規模スケールの緩衝材定置装置を用いた試験 [6)]にて、真空把持機構による緩衝材ブロックの定置技術の適用性が示されている。竪置き方式の処分孔からオーバーパックを回収するための緩衝材の除去技術については、塩水による緩衝材の崩壊効果を利用した緩衝材除去システムの実規模スケールの実証試験が地上施設で実施されている[7)]。処分孔竪置き方式に対する操業技術の整備状況を図 4.2.2.1-1 および図 4.2.2.1-2 に示す。

図 4.2.2.1-1　処分孔竪置き・ブロック方式を対象とした緩衝材定置技術の整備状況[8)]

図 4.2.2.1-2　処分孔竪置き方式を対象とした緩衝材除去技術の整備状況 [7)]

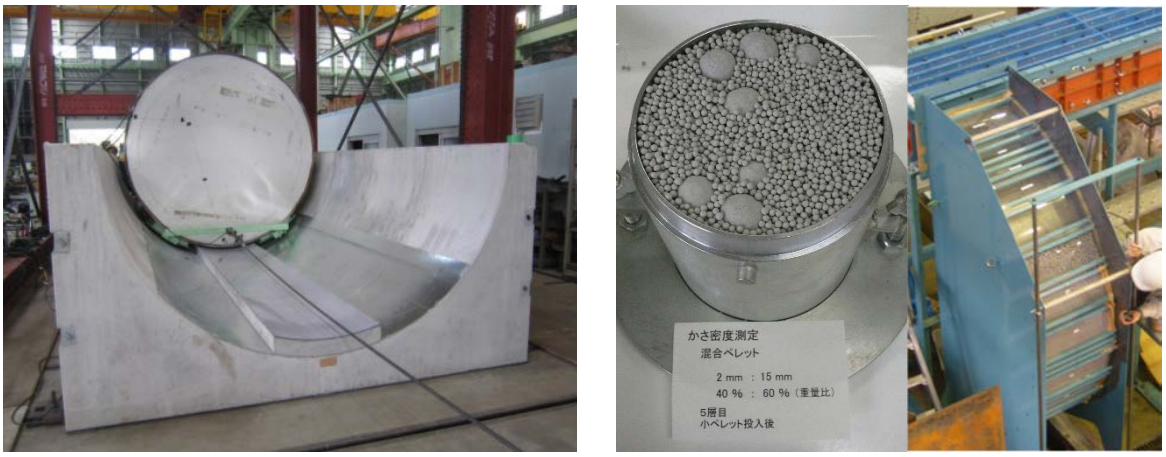
② 処分坑道横置き・PEM 方式の工学技術

地上施設にて鋼殻内に緩衝材とオーバーパックを収納する方法（施工方法）について、様々な検討がなされ[9)]、半割れの鋼殻内にブロックを組み上げる方式 [9)]や緩衝材をリング状の鋼殻内に締め固め方法で施工した後に積み上げる鋼殻リング方式[10)]の 2 方式について、製作・組立技術の検討、実規模スケールでの施工確認試験が実施されている（図 4.2.2.1-3）。また、組み立てた PEM を搬送・定置するエアベアリング技術の要素試験[11)]や、定置作業時に生じる PEM-坑道間の狭隘な隙間に対する真球ペレット充填の要素試験 [9)]が実施されている（図 4.2.2.1-4）。

(a)　ブロック方式の組立試験

(b)　鋼殻リング方式の組立試験

図 4.2.2.1-3　PEM の組立技術の整備状況



(a)　エアベアリング要素試験　　(b)　ペレットによる隙間充填試験

図 4.2.2.1-4　PEM の搬送・定置技術、隙間充填技術の整備状況

③　本研究における課題の設定

処分孔竪置き方式の操業技術は、緩衝材の定置から除去技術まで、実規模スケールでの試験を通じて技術の適用性や信頼性向上のための課題の整理が進められている。一方、処分坑道横置き・PEM方式はPEMの組立て技術は実規模スケールで実証的に整備されているが、PEMの定置技術や定置後の緩衝材の品質確保に係るPEM-坑道間の隙間へ充填材の施工技術は要素技術段階である。またPEMの回収に係る技術は具体化されていない。

このような状況をふまえ、処分坑道横置き・PEM方式を対象とし、地下環境でのPEMの定置から回収までの一連の操業技術の実証を通して、わが国で有望とされている2つの定置概念について人工バリアの定置・品質確認などの方法論を整備することを課題として設定した。

(2) 実施内容

①　試験対象の技術の抽出

処分坑道横置き・PEM方式の操業工程から試験対象とする技術を抽出した。

(i)　PEMの定置技術、および隙間充填技術

PEM を一体ずつ処分坑道内に搬入・定置し、PEM と坑道の間に生じた隙間への充填材の施工を繰り返す工程を前提とし、PEM の搬送定置技術、隙間充填技術を抽出した（図 4.2.2.1-5）。

PEM の搬入　　PEM の定置　　隙間充填材の施工

図 4.2.2.1-5　PEM の定置工程のイメージ

PEM の搬送・定置技術としては、門型クレーン方式[2)]やエアベアリング方式が検討されているが、本試験では地上での要素試験が進められているエアベアリング方式を選択した。

PEM - 坑道間に施工される隙間充填材の役割として、坑道長手方向における有意な水みちの発生の抑制と鋼殻内の緩衝材の膨出による密度低下の防止が期待されている。これらを担保する考え方として、緩衝材相当の粘土密度となるようにベントナイトを充填する方法[9)]と、ベントナイト混合土を充填する方法[12)]が検討されている。本試験では狭隘な隙間への適用性が高いベントナイトペレット、広い空間への充填も可能なベントナイト混合土の 2 種類を充填材料として使用し、

ベントナイトペレットはスクリューフィーダー方式、ベントナイト混合土は吹付け方式をそれぞれ充填技術として選択した。

(ii)　PEM の回収技術

処分坑道横置き・PEM 方式の廃棄体の回収方法としては、PEM ごと回収する場合と、PEM 鋼殻を切開し内部の緩衝材を除去してオーバーパック単体を回収する場合が想定される。後者は(1)で述べた処分孔竪置き方式の塩水除去技術が応用できるため、本試験における回収オペレーションは隙間充填材の除去、坑道外への PEM 搬出を選択した（図 4.2.2.1-6）。

定置状態　　充填材の除去　　坑道外への PEM の搬出

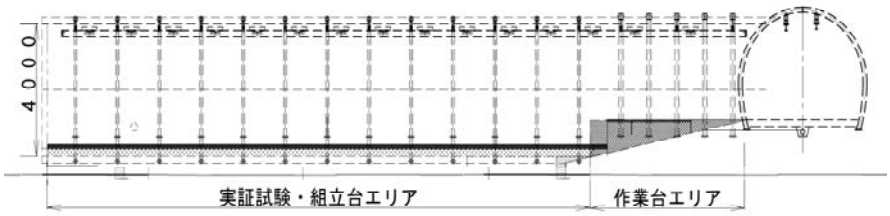
図 4.2.2.1-6　PEM の回収工程のイメージ

回収対象の PEM の周囲からの縁切りと回収装置の動作環境の実現を目的とした隙間充填材の除去技術として、効率の良い除去を目的とした機械的除去技術と PEM の損傷を抑制可能な流体的除去技術が挙げられる[13]。本試験では、機械的除去技術として坑道長手方向の動きで隙間充填材を切削可能で PEM への接触の潜在的なリスクが低減できると考えられるオーガー方式を選択した。流体的除去技術として、既に整備済みの塩水による崩壊効果を利用した除去技術とは原理が異なる真水を高圧で噴射し運動エネルギーで切削するウォータージェット方式を選択した[14]。

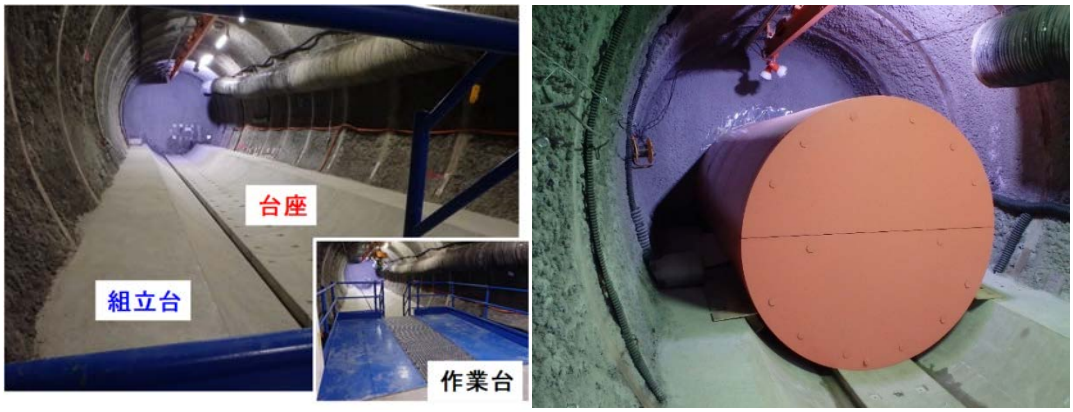
PEM の回収技術（処分坑道外への搬出作業）は、定置作業の逆動線となることから、前述したエアベアリング方式の定置装置を使用する計画とした。

②　試験サイトの整備

地下環境での搬送・定置技術、および回収技術の実証試験は試験坑道 2 で実施した。エアベアリング方式の定置装置の試験、2 つの方式による隙間充填材の施工技術の試験を実施するため、直径 4m の試験坑道下部に直径 2.6 m の円形坑道を再現した組立台をコンクリートの現場打設で施工した。坑道上に幅 70 cm のプレキャストコンクリート製の台座を設置し、試験坑道 2 の妻側に寸法、重量、重心を鋼殻リング方式の PEM と合わせた鋼製の模擬 PEM を設置した（図 4.2.2.1-7）。試験坑道 2 の鋼製支保、組立台コンクリート内部には応力計を設定し、坑道内での各試験が周辺環境へ与える力学的影響を合わせて取得した。



(a)　試験坑道2横断図



(b)　整備後の状況

図 4.2.2.1-7　試験坑道 2 の整備状況

(3)　成果

①　隙間充填技術

(i)　狭隘部への純ベントナイトペレット充填（スクリューフィーダー方式）

模擬PEM下部の坑道との間の狭い隙間（下部狭隘部）の充填部の仕様は、ベントナイトの有効粘土密度1.37 Mg/m^{3}以上とした。そのための充填材料として、ベントナイト粉末（クニゲルV1）を圧縮して2.0 Mg/m^{3}程度の密度にしたものを破砕し粒度分布を調整した純ベントナイトペレットとし、スクリューコンベアを4本備えたスクリューフィーダー方式の隙間充填装置で隙間内に送り込んだ。予め地上で予備試験を実施し、充填材料であるペレット自体の土粒子密度や粒度分布、充填装置のスクリューコンベアの配置、各コンベアの単位時間当たりの送り量、装置の後退速度などを調整し、充填部のかさ密度、密度分布などのデータを取得し、地下での充填条件を設定した（図 4.2.2.1-8）[15]。

図 4.2.2.1-8　地上でのペレット充填の予備試験の様子

地下に搬入できる寸法まで分解した隙間充填装置を試験坑道 2 において組み立て、予め設定した条件で純ベントナイトペレットを充填した。隙間の体積とペレットの重量から密度を計算した結果、左 1.379 Mg/m^3、右 1.402 Mg/m^3 となり、充填材の性状と充填装置の運転で目標とした密度 1.37 Mg/m^3 が達成できることを確認した（図 4.2.2.1-9）[16]。

図 4.2.2.1-9　試験坑道 2 におけるペレット充填試験の様子

(ii)　開放部へのベントナイト混合土の充填（吹付け方式）

模擬PEM上部の坑道との間の広い空間（上部開放部）の充填部の仕様は、ケイ砂：ベントナイト＝50 %：50 %、乾燥密度1.6 Mg/m^{3}以上（有効粘土密度1.15 Mg/m^{3}以上）とした。充填材料は3号と5号ケイ砂を等量混合し、配合比50 %、含水比の設定値を15.8 %としたベントナイト混合土とし、吹付け作業時の反力に対する安全確保のため吹付けノズルを伸縮アーム先端に取り付けたものを使用した。予め地上で予備試験を実施し、充填材料の供給速度や吹付時のノズル姿勢などのデータを取得し、地下での充填条件を設定した（図 4.2.2.1-10）[15]。

図 4.2.2.1-10　地上での模擬土槽に対する吹付け予備試験の様子

試験坑道2での吹付試験に使用するベントナイト混合土は西立坑建屋内に設置した仮設プラントにて、材料と水の計量、混練、団塊の解砕後、内袋付きフレキシブルコンテナに詰め、随時地下に供給した（図 4.2.2.1-11）[16]。

図 4.2.2.1-11　西立坑地上建屋における充填材料（ベントナイト混合土）の製造

試験坑道2内に材料投入ホッパー、ベルトコンベア、吹付け機、伸縮アーム装置から構成される吹付け試験設備を設置し、予め設定した条件でベントナイト混合土を充填した（図 4.2.2.1-12）[16]。吹付け試験の前後で吹付け法面の形状を三次元計測し付着した混合土の体積を求め、ホッパーに投入した総重量から捕集したリバウンド材の重量を差し引いた重量を除して乾燥密度を算出した実績値は1.33 Mg/m^3～1.55 Mg/m^3（標本数7、中央値1.51 Mg/m^3）であった。またリバウンド率は平均33 %となった。吹付け部全体の性状に加え、吹付け面からコアサンプリングを行い、部位ごとの密度分布を取得した。図 4.2.2.1-13に吹付け試験後のコアサンプリングの採取位置と各採取位置の乾燥密度を示す。全体として目標乾燥密度である1.6 Mg/m^{3}を達成した一方で、模擬PEM周囲の隅角部の一部などでは、目標密度を満足しない部分があることが明らかになり、実施工時の留意点となった。

図 4.2.2.1-12　試験坑道２における伸縮アーム装置による吹付け試験の様子

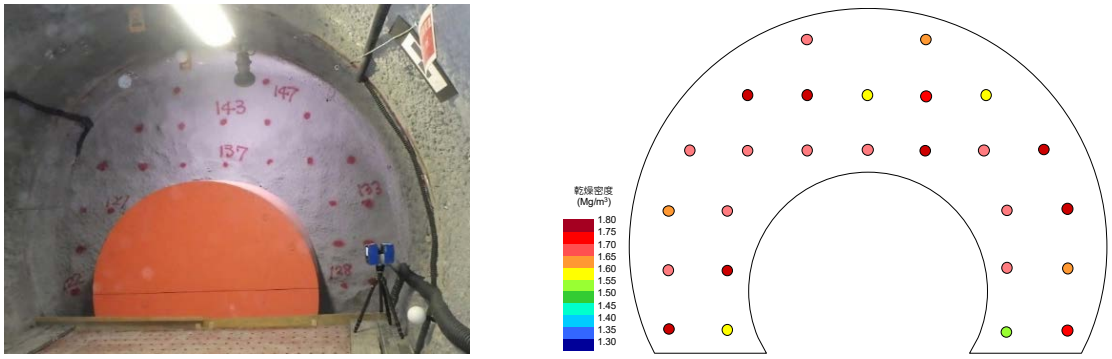


図 4.2.2.1-13　吹付け面からのサンプリング位置と乾燥密度分布の一例

(iii) 充填部の品質

試験坑道2に設置した模擬PEMの周囲に、スクリューフィーダー方式によるベントナイトペレット、吹付け方式によるベントナイト混合土の2方式による充填試験を実施した。充填試験前後の様子を図 4.2.2.1-14に示す。

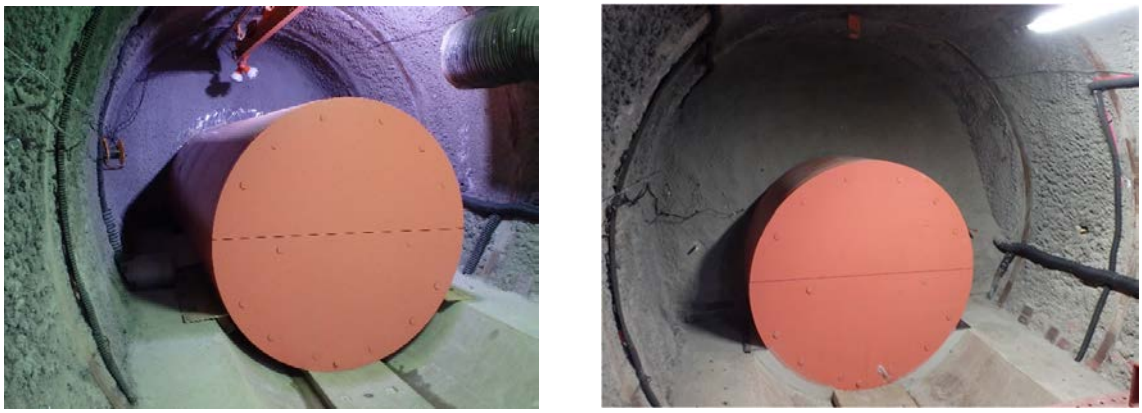


図 4.2.2.1-14 充填試験前（左）と充填試験後（右）

下部狭隘部へのスクリューフィーダー方式によるベントナイトペレットの充填試験では、実際に充填した部位からサンプリングを行うと充填部の品質を損なうため、実際に地下で施工した充填部の密度分布を知ることができない。そのため、地上での予備試験で充填条件を設定しその条件で充填した部分の密度分布を取得しておき、同一条件で施工した地下の充填部も地上と同じ品質となっているという品質管理の考えに基づき試験を実施した。図 4.2.2.1-15に地上での予備試験時に取得した充填部の乾燥密度の分布の一例を示す。

この試験条件における土槽全体の乾燥かさ密度は 1.374 Mg/m^3 であり、目標とした 1.37 Mg/m^3 を上回ったが、部位ごとに多少の密度差が発生している。地下の充填部も同様の密度分布となっていると考えられる。

上部開放部の吹付け方式によるベントナイト混合土の充填試験では、吹付け面から採取したコアを分析し、乾燥密度、ベントナイト混合率などを取得した。図 4.2.2.1-16に吹付け部の乾燥密度の測定結果を示す。乾燥密度1.39～1.83 Mg/m^{3}の範囲でばらつき、平均値は1.661 Mg/m^{3}となり、目標の乾燥密度1.6 Mg/m^{3}を上回った。

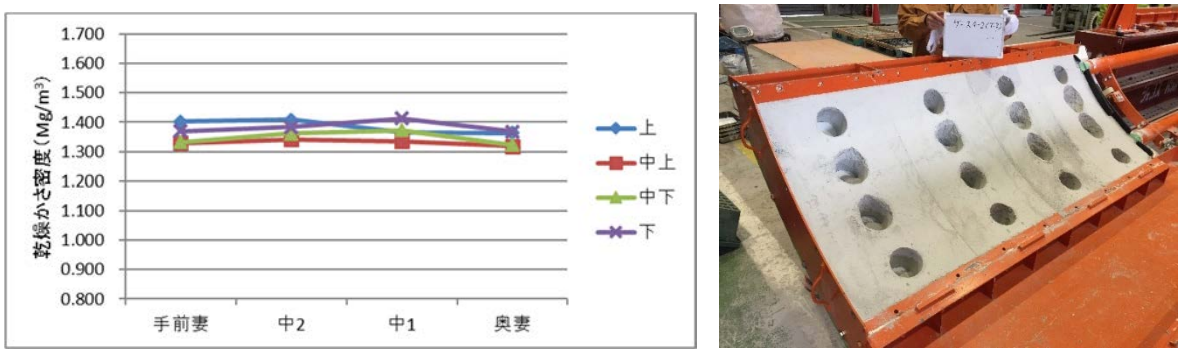
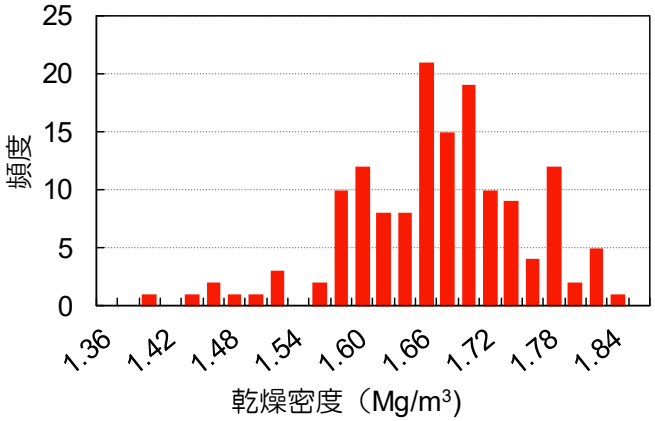


図 4.2.2.1-15 地上でのペレット充填試験後の乾燥密度の分布例 [15)]

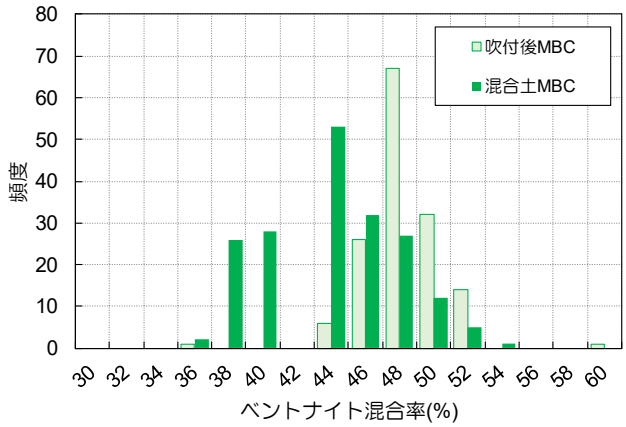


乾燥密度（Mg/m³）	
平均	1.661
標準偏差	0.08
中央値	1.67
範囲	0.43
最大値	1.83
最小値	1.39
標本数	147

図 4.2.2.1-16　吹付け部の密度分布 [16)]

吹付け前（製造直後）と、コアサンプリングした試料からメチレンブルー吸着量試験（JBAS 107-91）で求めた混合率を図 4.2.2.1-17 示す。吹付け後のベントナイト混合率は、平均では約 47.2 %となり、製造後の混合率の平均値 43.0 %に比べて平均で約 4.2 %上昇した。この結果は、リバウンド材に砂分が多く含まれたことが要因のひとつとして考えられる。

以上のように、模擬PEM-坑道間の隙間充填に対し、スクリューフィーダー方式による純ベントナイトペレットの充填、吹付け方式によるベントナイト混合土の充填の2つの方式による地下での充填試験を実施した。全体の平均として目標とした品質を確保したことを確認するとともに、部分的な密度や配合比の差の程度に係る知見を取得した。これまでに検討されてきた隙間充填技術の適用性、および品質管理の在り方について見通しを得た。



	吹付け後	吹付け前	差分
平均	47.17	42.95	4.21
標準偏差	2.60	3.74	-1.14
中央値	46.82	42.20	4.62
範囲	23.12	18.50	4.62
最大値	58.38	53.76	4.62
最小値	35.26	35.26	0.00
標本数	147	186	

図 4.2.2.1-17　吹付け部のベントナイト混合率の変化 [16)]

② 隙間充填材除去技術

回収対象の模擬 PEM の周囲の隙間充填材からの縁切りと回収装置の動作環境の実現を目的とした隙間充填材の除去技術として、本試験では 2 方式の除去技術を選定した。図 4.2.2.1-18 に試験坑道 2 の隙間充填部に適用する除去技術の範囲を示す[17)]。除去試験は、①上部開放部の機械的除去（図中青色の部分）、②下部狭隘部のウォータージェット（流体的除去、図中赤色の部分）、③上部開放部のウォータージェット（流体的除去、図中黄色の部分）の順に実施する計画とし、PEM が定置される坑道断面形状が広い場合は機械的除去と流体的除去、狭い場合は流体的除去単体と除去方式の組み合わせが取得できるようにした。

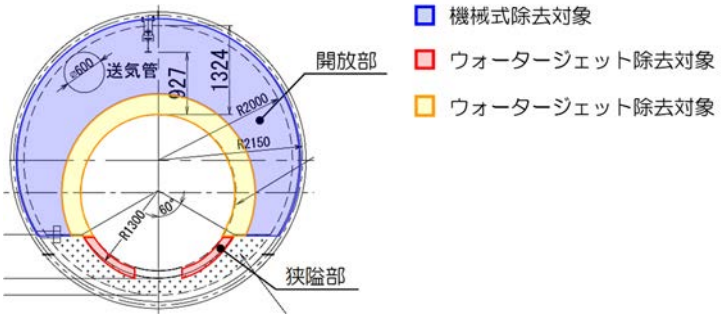


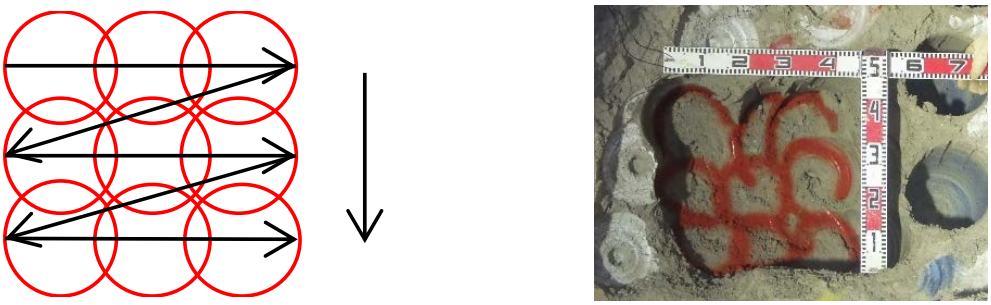
図 4.2.2.1-18　試験坑道 2 の充填部に対する除去技術の選択

(i)　機械的除去技術

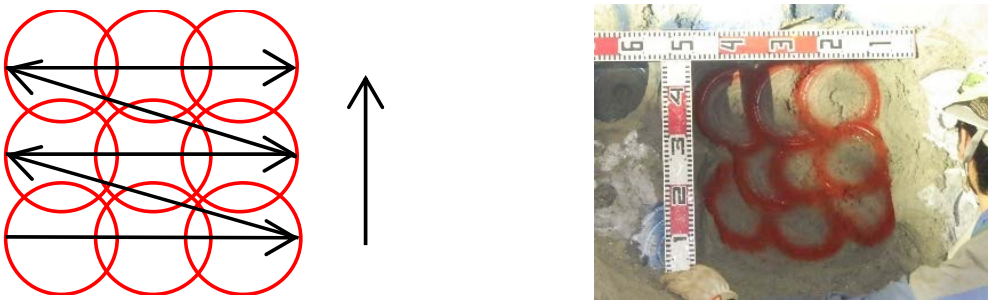
機械的除去技術には、アースオーガにより隙間充填材を切削し、吸引で撤去する方法を選定し、バックホウに取り付け可能なアタッチメント式の除去装置を製作した（図 4.2.2.1-19）。この除去装置は直径 20 cm、深さ約 30 cm の円筒状に充填材を切削する。この装置を使用して切削する間隔、切削方向・順番と除去・捕集効率との関係などを取得するとともに、模擬 PEM から離れた坑道周囲の吹付け方式で施工した隙間充填材の除去を実施した。

図 4.2.2.1-20 に模式的に示すような 3 孔×3 孔の範囲を切削する手順として、左から右へ横方向への 3 孔切削を下方向へ重ねた場合（図中(a)）と、上方向へ重ねた場合（図中(b)）を比較すると、1 孔当たりの掘削量は切削済みの孔とラップする程度に依存するため切削方向に顕著な依存はない。一方、切削方向が上から下の場合は切削物が路盤へこぼれるが、下から上の場合は切削済みの下側の孔が上側の切削物を受け止めるため、吸引による切削物の捕集の観点では有利となる傾向がある。

図 4.2.2.1-19　オーガー方式の隙間充填材の除去装置



(a)　上段（左→右）⇒中段（左→右）⇒下段（左→右）の場合



(b)　下段（左→右）⇒中段（左→右）⇒上段（左→右）の場合

図 4.2.2.1-20　オーガー方式の除去装置による掘削方向の模式図

オーガーで切削した充填材は吸引により連続的に捕集した。図 4.2.2.1-21 に吸引した切削物の捕集タンク内の状況を示す。切削物の吸引効率に対する含水比の影響として、含水比 9.7 %（サラサラ）と 15.37 %（しっとり：吹付け時の条件）の 2 種で比較したところ、吸引能力に関して明瞭な差はないが、含水比が低い方が 1 分当たりの吸引量が多くなる傾向がある。さらに含水比が高くなると、切削物が再団粒化し易くなるため、閉塞に留意する必要がある。

本試験ではオーガー方式の除去装置アタッチメントとして電動バックホウに取り付けて除去試験を実施したため正確な位置決めが困難であった。位置決めが容易なマニュピレーターを使用するなどの工夫により、PEM の鋼殻近傍まで機械的除去（図 4.2.2.1-22）や、切削孔間を適切に管理した除去の効率化が期待できる。

図 4.2.2.1-21　切削物捕集装置と捕集タンク内の様子

図 4.2.2.1-22　模擬 PEM 近傍までのオーガー方式による切削可否の確認

(ii)　流体的除去技術

流体的除去技術には、高圧水（真水）を噴射して充填材を切削し、スラリー化させたものを吸引して撤去する方法を選定した。

ウォータージェットは先端に取り付けたノズルの種類により高圧水の振舞いや効果が変わることから、地上での予備試験でノズルの種類と動きを設定した。また、円筒型の模擬 PEM の周囲の充填材を除去するため、試験装置は模擬 PEM と同心円、坑道奥行方向にノズルを任意に動かすことが出来る装置を使用した[16]。図 4.2.2.1-23 に試験坑道 2 に設置したウォータージェット方式の除去装置を示す。

図 4.2.2.1-23　試験坑道 2 に設置したウォータージェット方式の除去装置

下部狭隘部の純ベントナイトペレットを充填した部分の除去は、隙間と同程度の幅を切削できるトルネードノズルで充填部の解砕とスラリー化のための加水を行った後、切削力は無いが広い範囲の洗浄能力を有する配管洗浄ノズルで狭隘部に残存した充填材を掻き出しながらスラリー化したベントナイトを吸引除去した（図 4.2.2.1-24）。配管洗浄ノズルを使用した後の坑道面の性状は、後述する定置装置が可動可能な走行面の条件を満たすことから、充填材除去の目的である PEM の周囲からの縁切りと回収装置の動作環境の実現が達成可能であることを確認した。

機械的除去後の上部開放部に残された厚さ 30 cm 程度の充填材に対しトルネードノズルによる除去を試行した場合の様子を図 4.2.2.1-25 に示す。ノズルの位置を適切に管理することで、開放

空間の充填材に対する除去にも適用できる見通しを得たが、切削物が周囲に飛散するため、切削物の捕集や清掃に課題が残された。

図 4.2.2.1-24　トルネードノズル（左）と配管洗浄ノズル（右：2 往復目）による充填材の除去

図 4.2.2.1-25　上部開放部の模擬 PEM 近傍の充填材に対するトルネードノズルの効果

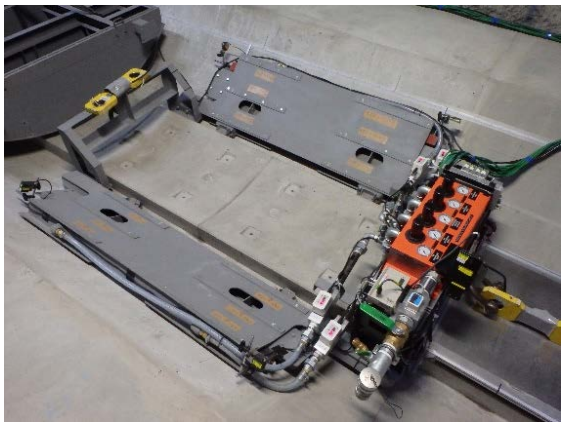
③　　PEM の回収（坑道外への搬出）技術

本試験における回収（坑道外への搬出）は、定置作業の逆動線で実施した。PEM の搬送・定置技術として選定したエアベアリング方式の定置装置の要素試験の成果を踏まえ、エアベアリングを 10 枚備えた PEM をハンドリングする定置部と、坑道内で定置部を推進・牽引する搬送部からなる搬送・定置装置を製作した[14]（図 4.2.2.1-26）。

図 4.2.2.1-26　エアベアリング方式の PEM の定置・回収装置（実機）

一般産業分野においてエアベアリングは平坦、かつ表面粗度が無い条件で使用されているが、地下環境でのPEMの定置に適用するためには、坑道内環境で動作することを示す必要がある。これまでに円形断面形状の坑道への適用を目的とした要素試験が実施され、理想的な走行面性状である鋼製模擬坑道や、表面の気泡や粗度など走行性に与える影響因子が比較的少ないプレキャストコンクリート製の模擬坑道にて定置装置へのエアベアリング方式の適用性が検討されてきた。本試験で計画する回収試験は、実際の地下環境で現場打設されたコンクリート坑道面、さらに隙間充填材を除去した後の環境となることから、実際の回収試験に先立ち、試験坑道2での要素試験[15]、地上での充填材の残存の影響の確認試験[16]を実施した。

装置の走行特性を取得するための地下環境での要素試験の様子を図 4.2.2.1-27に示す。試験坑道2に整備したコンクリート坑道面（組立台）に対して、搬送定置装置実機と同仕様のエアベアリングを4枚装備した小型の要素試験装置（実機では10枚）を使用し、1枚あたりの最大重量が10枚で構成される実証試験装置と等しくなる条件で走行試験を行った。試験の結果、現場打設したコンクリート坑道面においてもエアベアリング方式で重量部が搬送可能であることを確認した。また打設面の性状も加味した走行時における牽引力や空気供給量などのデータを取得し、実機の製作、運転方法等に反映した。



(a)　要素試験装置

(b)　PEM 相当の重量の走行試験

図 4.2.2.1-27　要素試験実施状況

地下に搬入できる寸法まで分解した搬送・定置装置を試験坑道 2 内で組立てた。図 4.2.2.1-28 に試験坑道 2 に設置したエアベアリング方式の定置・回収試験装置と遠隔操作卓を示す。

要素試験装置を使用して取得したデータや地上での実機を使用した予備試験の結果を参考に、エアベアリングに供給する圧縮空気の流量などを調整し、模擬 PEM の回収試験を実施した様子を図 4.2.2.1-29 に示す。回収試験後、模擬 PEM を再び試験坑道 2 の妻側に搬送・定置する試験を実施した。

図 4.2.2.1-28　試験坑道 2 に設置した定置・回収試験装置と遠隔操作卓

(a)　回収前　　(b)　回収後

図 4.2.2.1-29　試験坑道 2 における模擬 PEM の回収試験の様子

(4)　まとめ

実際の地下環境において、処分坑道横置き・PEM方式の操業技術の実証試験を実施し、人工バリアの定置・品質確認などの方法論に関する以下の知見を得た。

1)　処分坑道横置き・PEM方式の操業技術整備

処分坑道横置き・PEM方式の操業技術について地下環境での実規模スケールの実証試験を実施した。これにより、わが国で有望とされている処分孔竪置き方式と処分坑道横置き・PEM方式の2つの定置概念に対して、定置から回収までの一連の操業技術の実現性の見通しを得た。

2)　定置・品質確認などの方法論

地下での実証試験に先立ち、地上にて予備試験を実施し技術の実現性や試験時の装置の運転パラメータなどを取得した。地上試験での実績を地下で再現する形で地下環境での実証試験を実施する手順は、操業技術の技術開発の方法論として有効である。

今後は、搬送・定置、回収技術および閉鎖技術の代替オプションを含めて、高速化や遠隔化の技術ならびに廃棄体の設置方法等の実証が課題である。

なお、この成果は、資源エネルギー庁からの受託事業「平成 28 年度地層処分技術調査等事業 可逆性・回収可能性調査・技術高度化開発」、「平成 29 年度～平成 31 年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業可逆性・回収可能性調査・技術高度化開発」の成果を一部含んでいる。

参考文献

1) 核燃料サイクル開発機構 : わが国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性－地層処分研究開発第 2 次取りまとめ－ 分冊 2　地層処分の工学技術, JNC TN1400 99-022, 1999，703p.
2) 原子力発電環境整備機構：地層処分事業の安全確保（2010 年度版）－確かな技術による安全な地層処分の実現のために－，NUMO-TR-11-01，2011.
3) 経済産業省：特定放射性廃棄物の最終処分に関する基本方針, http://warp.da.ndl.go.jp/info:ndljp/pid/9395049/www.meti.go.jp/press/2015/05/20150522003/20150522003-1.pdf，平成 27 年 5 月 22 日閣議決定，2015.
4) 原子力環境整備促進・資金管理センター : 平成 24 年度地層処分技術調査等事業 高レベル放射性廃棄物関連 : 処分システム工学要素技術高度化開発 遠隔操作技術高度化開発 人工バリア品質評価技術の開発 モニタリング技術の開発 平成 19 年度～平成 24 年度の取りまとめ報告書，2013，222p.
5) 小林正人，齋藤雅彦，岩谷隆文，中山雅，棚井憲治，藤田朝雄，朝野英一：地層処分実規模設備運営等事業における工学技術に関する研究－平成 26 年度成果報告－(共同研究), 2015, JAEA-Research 2015-018，2015，14p.
6) 原子力環境整備促進・資金管理センター : 平成 26 年度原子力発電施設広聴・広報等事業 地層処分実規模設備運営等事業 報告書，2015，41p.
7)原子力環境整備促進・資金管理センター : 平成 26 年度地層処分技術調査等事業 地層処分回収技術高度化開発 報告書，2015，408p.
8) 原子力環境整備促進・資金管理センター : 平成 24 年度原子力発電施設広聴・広報等事業（地層処分実規模設備整備事業）報告書，2013，98p.
9) 原子力環境整備促進・資金管理センター : 平成 19 年度地層処分技術調査等委託費 高レベル放射性廃棄物処分関連 処分システム工学要素技術高度化開発報告書（第 1 分冊）－遠隔操作技術高度化開発－，2008，1789p.
10) 原子力環境整備促進・資金管理センター : 平成 22 年度地層処分技術調査等委託費高レベル放射性廃棄物処分関連 処分システム工学要素技術高度化開発報告書（第 1 分冊）－遠隔操作技術高度化開発－，2011，1177p.
11) 原子力環境整備促進・資金管理センター : 平成 23 年度地層処分技術調査等事業 高レベル放射性廃棄物処分関連 処分システム工学要素技術高度化開発報告書（第 1 分冊）－遠隔操作技術高度化開発－，2012，616p.
12) 原子力発電環境整備機構：NUMO セーフティケースに関する外部専門家ワークショップ, 資料-4 (3)処分場の設計と工学技術，2016.
13) SKB: Techniques for freeing deposited canisters，2009.9，TR-00-15, 2000.

14) 原子力環境整備促進・資金管理センター：平成 28 年度地層処分技術調査等事業 可逆性・回収可能性調査・技術高度化開発　報告書　（第 1 分冊）地下環境での搬送定置・回収技術の高度化開発－実証試験－，2017，375p.
15) 原子力環境整備促進・資金管理センター：平成 29 年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業 可逆性・回収可能性調査・技術高度化開発 報告書（第 2 分冊）地下環境での搬送定置・回収技術の高度化開発－実証試験－，2018，403p.
16) 原子力環境整備促進・資金管理センター：平成 30 年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業 可逆性・回収可能性調査・技術高度化開発 報告書（第 2 分冊）地下環境での搬送定置・回収技術の高度化開発－実証試験－，2019，239p.
17) 原子力環境整備促進・資金管理センター：平成 31 年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業 可逆性・回収可能性調査・技術高度化開発 報告書（第 2 分冊）地下環境での搬送定置・回収技術の高度化開発－実証試験－，2020.

4.3 地殻変動に対する堆積岩の緩衝能力の検証

地層処分における安全／性能評価では、処分場の閉鎖後における母岩の状態を適切に予測することが重要である。岩盤中には大小様々な断層が存在するが、それらのいくつかは処分場に取り込まざるを得ない可能性がある。しかし、それらの断層が将来的に動くかどうかを地下で見極めることは難しい。したがって、断層を処分場に取り込む場合、地震・断層活動によってそれらの断層の透水性が変化する可能性を考慮する必要がある。

断層の透水性は断層の変形様式に大きく依存する。脆性的な変形が起こると断層の透水性は有意に上昇しやすいが、延性的な変形の場合は透水性が上昇しにくい。生じる変形が脆性的か延性的かは、変形時の岩石強度、応力、ひずみ速度、温度などに依存し、特に堆積岩はその低い強度ゆえに、脆性的な変形が生じにくい領域が地下 1 km 以浅に広く存在しうる。そのような領域の断層は現在の透水性も低く、仮に断層が動いたとしても有意に透水性が上昇しないことが想定される。処分場の閉鎖後における母岩の状態設定においては、このような堆積岩の水理・力学的な緩衝能力を適切に考慮し、過度に保守的な母岩の状態設定を合理的に避けることが重要である。

断層の変形様式を支配する岩石の強度・応力状態を計測かつマッピングが可能なパラメータで指標化し、そのパラメータと断層の透水性の潜在的な上限を関係付けることができれば、処分場閉鎖後の断層の透水性について現実的な状態設定が可能となる。本研究では地殻変動に対する緩衝能力が潜在的に高いことから堆積岩に重点を置き、以下のことを実施する。

・断層の変形様式を支配する強度・応力状態の指標化
・断層の透水性の潜在的な上限と指標との関係性の整理とモデル（経験則）の構築
・原位置試験によるモデルの検証

本研究では断層の透水性に焦点を当てているが、地層の透水性は、断層の透水性のみならず、断層の水理学的連結性にも大きく支配される。例えば、泥岩の地層において、たとえ断層の透水性が高くても、その水理学的連結性が乏しければ、地層の巨視的な透水性は健岩部相当の非常に低い透水性となりうる。そのような断層や亀裂の水理的連結性については、別途、その評価方法などについて検討が進められている[1)]。

4.3.1 断層の変形様式を支配する強度・応力状態の指標化

(1) これまでの研究成果

断層の変形様式（脆性的 or 延性的）を支配しうる岩石の強度・応力状態を表す指標が様々な分野でこれまでに提案されている。以下にそれらを列挙する。

- 一軸圧縮強度÷有効鉛直応力（地山強度比）
- BRI=2×一軸圧縮強度÷有効鉛直応力[2),3)]
- 過去最大有効鉛直応力÷現在有効鉛直応力（過圧密比）
- 等方圧密降伏強度÷現在鉛直応力[4),5)]
- 圧縮試験時のピーク強度におけるひずみ（延性度）
- 一軸圧縮強度÷引張強度（脆性度）
- 応力比[6),7)]
- σ_1 方向と断層のなす角度[8),9)]
- 引張・せん断破壊曲線とモール円との距離[10),11)]
- 平均有効応力÷等方圧密降伏強度[12),13)]

地山強度比（competence factor）は一軸圧縮強度を有効鉛直応力で除した値として定義され[14)]、土木分野でよく知られる指標である。鉛直応力は岩石の密度から計算することができるため、静

水圧条件などを仮定することにより、地山強度比の分布を地層の分布に基づいて比較的容易に推定することができる。しかし、同指標は等方的な応力状態（鉛直応力≒水平応力）を仮定しており、そのような場は限定的である。また、地山強度比は、その値が小さくなるほど生じる変形は延性的となることが想定されるが、どの程度小さくなれば断層の変形様式が延性的となるかは定かではなく、直ちに変形様式との定量的、あるいは理論的な関連付けを行うことは困難である。さらに、一軸圧縮強度はサンプルサイズ、岩質、ひずみ速度の影響を受けやすい点が課題である[15),16),17),18)]。したがって、地山強度比は有効鉛直応力と一軸圧縮強度という比較的設定しやすいパラメータを用いている利点がある一方で、実際に変形様式を支配する指標としての適用性については、その精度の低さが否めない（4.3.2 も参照）。Ingram & Urai（1999）[2)]も BRI（Brittleness index）という地山強度比と類似する指標（地山強度比を 2 倍した値に相当）を提案しているが、これも地山強度比と同様な課題を有する。

過圧密比（overconsolidation ratio）は土質力学の分野でよく知られる指標で、過圧密比が 1 であれば延性的な変形が想定される。しかし、深部の堆積岩では続成作用による固化作用も起こるため、例え最大埋没している状態（すなわち過圧密比＝1）でも延性的な変形になるとは限らない。Nygard et al.（2006）[4)]は、この続成作用による固化作用の効果を考慮するために、室内実験で得られる等方圧密降伏強度を現在の鉛直応力で除した値を、改良した過圧密比として提案したが、彼らも指摘しているように、鉛直応力を用いる過圧密比はテクトニックな水平応力が存在しない場を仮定しているため、テクトニックな水平応力が卓越する場にそのまま適用することは適切ではない。

他の指標についても、いくつかの課題がある。例えば、岩石の圧縮試験においてピーク強度に至るまでのひずみ量を延性度（ductility）と定義し、ひずみ量が大きいほど延性的な変形となることが地質学の分野ではよく知られるが、このひずみ量は封圧条件によって大きく変化するため、変形様式との定量的な関連付けが難しい。鉱山の分野では、岩石の圧縮強度を引張強度で除した値が脆性度（brittleness）と定義され、脆性度が高いほど脆性的な破壊が生じることが知られるが、この指標は常温常圧を前提としているため、封圧の高い地下深部の地層に適用することは適切ではない。Renshaw & Schulson（2001）[6)]は応力比（σ_3/σ_1）と標準化したひずみ速度をパラメータとして変形様式との定量的な関係性を明らかにしているが、応力比は深度との関連付けが難しく、その広域的な分布の推定が困難である。Misra et al.（2009）[8)]は、σ_1 方向と断層のなす角度を変形様式と関連付け、角度が 45°以下だと断層端部に延性変形が生じやすいことを指摘したが、個々の断層を個別かつ広域的に評価することは現実的ではない。

上記以外の指標として、断層の変形様式（脆性的 or 延性的）を支配しうる岩石の強度・応力状態を表す指標として、有効と考えられる指標が提案されている。Bourne & Willemse（2001）[10)]は引張・せん断破壊曲線とモール円の中心位置との距離を指標として岩石の破壊様式との関係を定量的に整理し、引張破壊とせん断破壊の閾値を明らかにした。引張破壊は脆性領域、せん断破壊は脆性—延性遷移領域の変形の指標となりうる[19),20)]。モール円の中心位置は深度との経験的な関連付けが可能なパラメータであることも考慮すると[21),22)]、引張・せん断破壊曲線とモール円との距離は、テクトニックな水平応力の卓越する場でも精度の高い変形様式との定量的な関連付けが可能である可能性が高い。Wong et al.（1997）[12)]は平均有効応力｛($\sigma_1+\sigma_2+\sigma_3$)/3｝を等方圧密降伏強度で除した値を指標として提案しており、砂岩を用いた室内実験において同指標と変形様式との関係性をよく捉えている。等方圧密降伏強度を求めるためには、室内実験において多大な時間と労力が必要だが、この指標も上記の引張・せん断破壊曲線とモール円の中心位置との距離と同様に有効な指標である可能性が高い。

(2) 実施内容

上述の既存研究を踏まえ、断層の変形様式（脆性的 or 延性的）を支配する強度・応力状態の指標を机上検討により考案し、その有効性を室内実験などにより検証する。

(3) 成果

断層の変形様式（脆性的 or 延性的）を支配する強度・応力状態の指標を以下の検討に基づいて考案した。上述したように、Bourne & Willemse（2001）[10]が提案した引張・せん断破壊曲線とモール円の中心位置との距離は、脆性領域と脆性—延性遷移領域の境界を推定する際に有効である可能性が高い。彼らは脆性—延性遷移領域と延性領域の境界について触れなかったが、Barton（1976、2013）[23),24)]の Critical State（Tresca の破壊条件や Von Mises の降伏条件と同義）がその境界条件として適用できる可能性がある。Barton の Critical State はモールの破壊曲線が水平になる部分と接する時のモール円の状態で定義され（図 4.3.1-1）、Wong et al.（1997）[12]の提案した指標（平均有効応力を等方圧密降伏強度で除した値）における延性変形の発生条件ともほぼ一致する。したがって本研究では、図 4.3.1-1 に示すような、岩石の引張強度で標準化したモール円の中心位置を断層の変形様式を推定する際の有効な指標として考案し、このモール円の中心位置を Ductility Index（DI : 平均有効応力を引張強度で除した値）として定義した。引張強度は圧裂引張試験により容易に測定できる物性であり、一軸圧縮強度と比べてサンプルサイズやひずみ速度の影響を受けにくい [20]。また、DI は断層部の引張強度ではなく、健岩部の引張強度を用いているが、これは以下のことを考慮しているためである：(a) 強度が高い部分ほど、より脆性的な変形が起こりやすいことから、透水性の潜在的な最大値を知るためには、健岩部の強度を仮定することが保守的な観点で重要である、(b) このような仮定は、断層沿いの主要な水みちがより脆弱化した断層コアの部分ではなく、その周囲の岩盤に発達するダメージゾーン亀裂に確認されることが多いことと整合する、(c) 健岩部の強度は一貫したパラメータ設定が可能である [21]。DI はボーリング調査で得られる力学的データ（岩石の引張強度と地層の有効応力）と地質図に基づいて空間的なマッピングが可能であり、地質構造発達史も考慮すれば、時空間的なマッピングも可能である [21]。Bourne & Willemse（2001）[10]や Ishii et al.（2010）[11]に基づくと、DI＞2B（B＝一軸圧縮強度÷引張強度）の時に延性領域、DI＝2～2B の時に脆性—延性遷移領域、DI＜2 の時に脆性領域の変形が断層沿いに生じることが考えられ、DI が大きいほど、断層のダメージゾーンの変形様式は延性的となる [20),21)]。

上記の DI とダメージゾーンの変形様式の関係性に基づくと、DI が 2 未満の時に引張／ハイブリッド割れ目が断層運動に伴ってダメージゾーンに発達しやすくなる一方で、DI が 2 以上になるとせん断割れ目もダメージゾーンに形成されるようになり、その形成が引張／ハイブリッド割れ目の発達を抑制することが推定される（図 4.3.1-2）[20]。本研究ではこの関係性を検証するために、稚内層中に発達する断層のコア観察や、稚内層の岩石試料を用いた室内実験を行い、断層近傍に発達する割れ目のタイプ（引張割れ目／ハイブリッド割れ目／せん断割れ目）と DI との関係性を整理した。その結果、コア観察により、現在の DI が 2 未満の領域で引張・ハイブリッド割れ目がダメージゾーンに多く発達することが確認できた（図 4.3.1-3）[20]。また、円柱状に整形した岩石試料（直径 3 cm×高さ 6 cm）に人工亀裂を入れた供試体を用いて、様々な DI 条件下で人工亀裂端部に形成される二次亀裂の破壊様式を観察した結果、DI が 2 以上を経験した供試体にのみ、せん断割れ目が形成されることが確認できた（図 4.3.1-4）[20]。これらの結果は上述した DI とダメージゾーンの変形様式の関係性（図 4.3.1-2）と整合するものであり、DI が断層の変形様式を支配しうる強度・力学状態の指標として有効であることが考えられる。

(4) まとめ

断層の変形様式（脆性的 or 延性的）を支配しうる岩石の強度・応力状態を表す指標を考案するために、関連する既存研究のレビューを行うとともに、机上検討やコア観察・室内実験を行った。その結果、引張強度で標準化したモール円の中心位置（DI）が断層のダメージゾーンの変形様式と定量的な対応付けが可能であることが確認でき、DI が断層の変形様式を支配しうる岩石の強度・応力状態を表す指標として有効である見通しを得た。

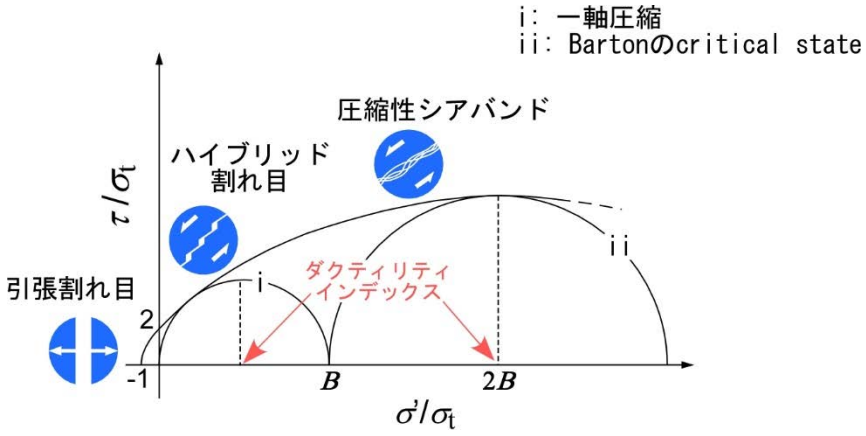
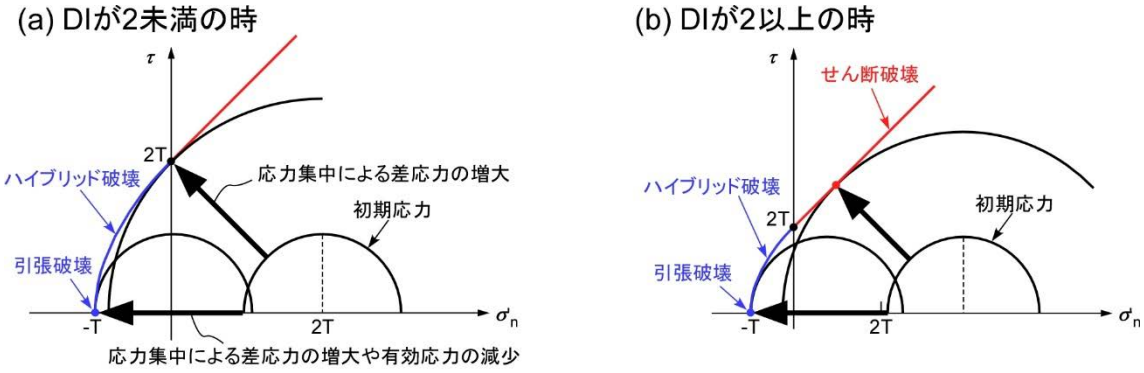


図 4.3.1-1　モール円とダクティリティインデックス[25)]

σ_t＝引張強度、B＝一軸圧縮強度÷引張強度。



断層運動に伴って引張／ハイブリッド割れ目がダメージゾーン亀裂として形成

せん断割れ目の形成が引張／ハイブリッド割れ目の形成を抑制

図 4.3.1-2　モール円から見た DI とダメージゾーン亀裂の破壊モードとの関係 [20)]

（a）DI が 2 未満の時は断層運動に伴うアスペリティでの応力集中により引張もしくはハイブリッド割れ目のみがダメージゾーン亀裂として形成（モール円が引張／ハイブリッド破壊曲線のみと接触）(b) DI が 2 以上の時は、断層運動に伴うアスペリティでの応力集中によりせん断割れ目もダメージゾーン亀裂として形成されるようになり（モール円がせん断破壊曲線にも接触）、これが引張／ハイブリッド割れ目の形成を抑制する。

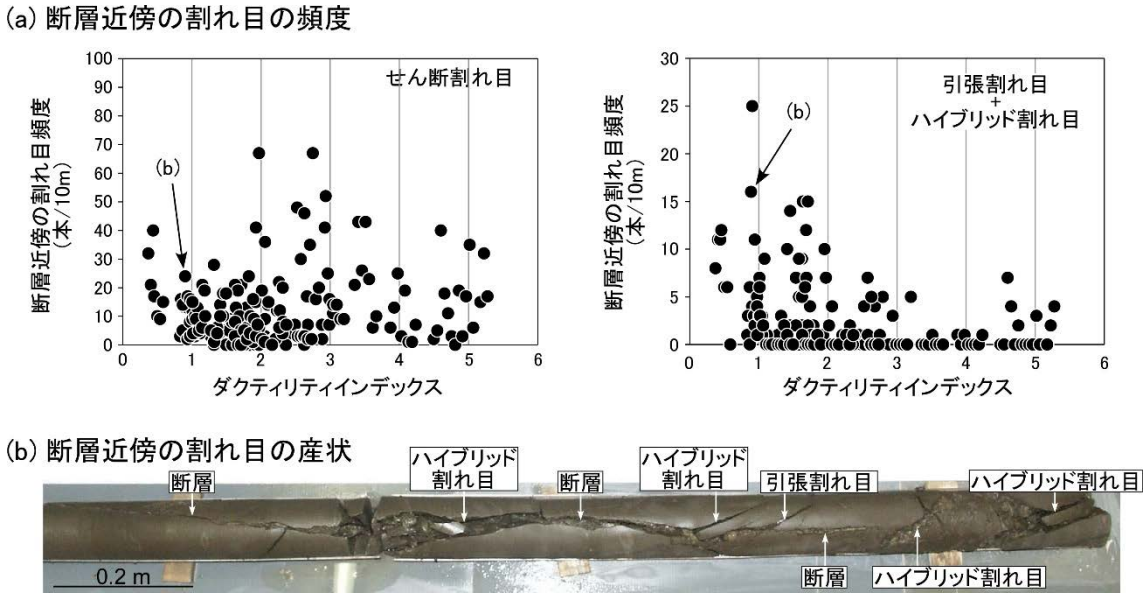


図 4.3.1-3　コアに認められる断層近傍の割れ目のタイプと DI の関係 [20)]

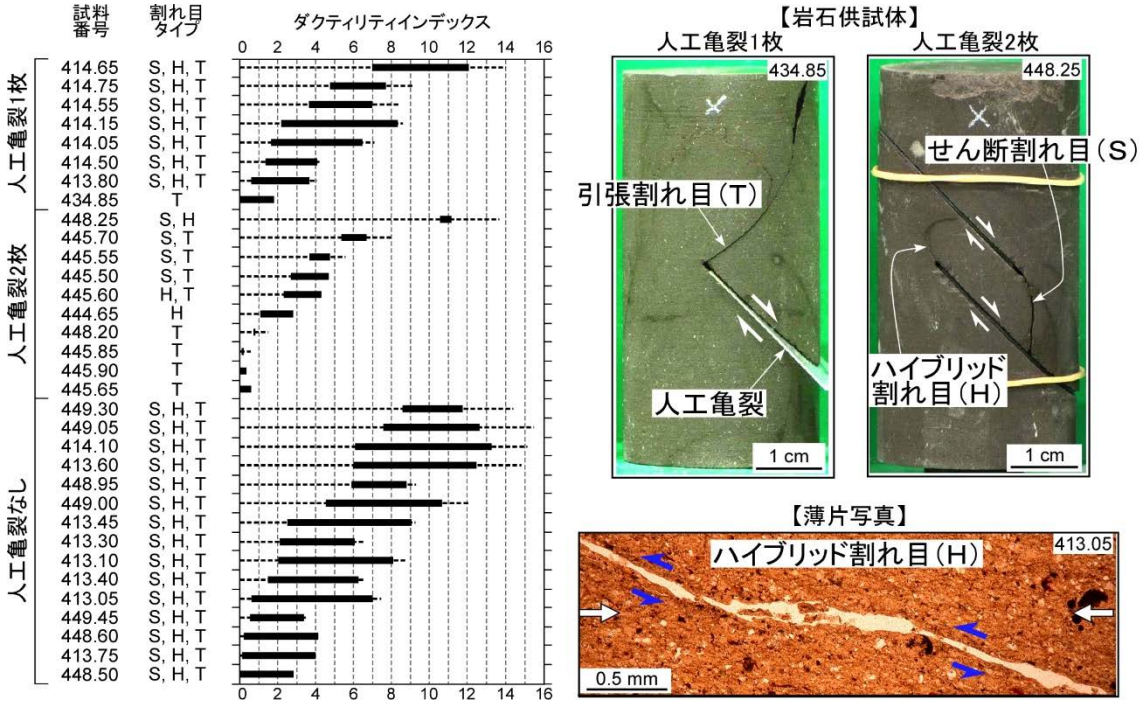


図 4.3.1-4　人工亀裂端部に形成される割れ目のタイプと DI の関係 [20)]

参考文献

1) Ishii, E. : Assessment of hydraulic connectivity of fractures in mudstones by single-borehole investigations, Water Resources Research, 54, 2018, pp.3335-3356.
2) Ingram, G. M. and Urai, J. L. : Top-seal leakage through faults and fractures: the role of mudrock properties, in Muds and Mudstones: Physical and Fluid Flow Properties, edited by Aplin, A. C., Fleet, A. J. and Macquaker, J. H. S., Geological Society London Special Publications, 1999, pp.125-135.
3) Ishii, E., Sanada, H., Funaki, H., Sugita, Y. and Kurikami, H. : The relationships among brittleness, deformation behavior, and transport properties in mudstones: an example from the Horonobe Underground Research Laboratory, Japan, Journal of Geophysical Research, 116, B09206, 2011, doi:10.1029/2011JB008279.
4) Nygård, R., Gutierrez, M., Bratli, R. K. and Høeg, K. : Brittle–ductile transition, shear failure and leakage in shales and mudrocks, Marine and Petroleum Geology, 23, 2006, pp.201-212.
5) Gutierrez, M., Nygård, R., Høeg, K. and Berre, T. : Normalized undrained shear strength of clay shales, Engineering Geology, 99, 2008, pp.31-39.
6) Renshaw, C. E. and Schulson, E. M. : Universal behaviour in compressive failure of brittle materials, Nature, 412, 2001, pp.897-900.
7) Lunn, R. J., Willson, J. P., Shipton, Z. K. and Moir, H. : Simulating brittle fault growth from linkage of preexisting structures, Journal of Geophysical Research, 113, 2008, doi:10.1029/2007JB005388.
8) Misra, S., Mandal, N., Dhar, R. and Chakraborty, C. : Mechanisms of deformation localization at the tips of shear fractures: Findings from analogue experiments and field evidence, Journal of Geophysical Research, 114, 2009, doi:10.1029/2008JB005737.
9) Misra, S. : Deformation localization at the tips of shear fractures: An analytical approach, Tectonophysics, 503, 2011, pp.182-187.
10) Bourne, S. J. and Willemse, E. J. M. : Elastic stress control on the pattern of tensile fracturing around a small fault network at Nash Point, UK, Journal of Structural Geology, 23, 2001, pp.1753-1770.
11) Ishii, E., Funaki, H., Tokiwa, T. and Ota, K. : Relationship between fault growth mechanism and permeability variations with depth of siliceous mudstones in northern Hokkaido, Japan, Journal of Structural Geology, 32, 2010, pp.1792-1805.
12) Wong, T.-F., David, C. and Zhu, W. : The transition from brittle faulting to cataclastic flow in porous sandstones: Mechanical deformation, Journal of Geophysical Research, 102, 1997, pp.3009-3025.
13) Fisher, Q. J., Casey, M., Harris, S. D. and Knipe, R. J. : Fluid-flow properties of faults in sandstone: The importance of temperature history, Geology, 31, 2003, pp.965-968.
14) Muri Wood, A. M. : Tunnels for roads and motorways, Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, 5, 1972, pp.111-126.
15) Hoek, E. and Brown, E. T. : Underground Excavations in Rock, Institute of Mining and Metallurgy, London, 1980.

16) Sano, O., Ito, I. and Terada, M. : Influence of strain rate on dilatancy and strength of Oshima granite under uniaxial compression, Journal of Geophysical Research, 86, 1981, pp.9299-9311.
17) Cai, M. : Practical estimates of tensile strength and Hoek–Brown strength parameter mi of brittle rocks, Rock Mechanics and Rock Engineering, 43, 2010, pp.167-184.
18) Darlington, W. J., Ranjith, P. G. and Choi, S. K. : The effect of specimen size on strength and other properties in laboratory testing of rock and rock-like cementitious brittle materials, Rock Mechanics and Rock Engineering, 44, 2011, pp.513-529.
19) Ishii, E. : Microstructure and origin of faults in siliceous mudstone at the Horonobe Underground Research Laboratory site, Japan, Journal of Structural Geology, 34, 2012, pp.20-29.
20) Ishii, E. : Far-field stress dependency of the failure mode of damage-zone fractures in fault zones: Results from laboratory tests and field observations of siliceous mudstone, Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 121, 2016, pp.70-91.
21) Ishii, E. : Predictions of the highest potential transmissivity of fractures in fault zones from rock rheology: Preliminary results, Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 120, 2015, pp.2220-2241.
22) Ishii, E. : Estimation of the highest potential transmissivity of discrete shear fractures using the ductility index, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 100, 2017, pp.10-22.
23) Barton, N. : The shear strength of rock and rock joints, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 13, 1976, pp.255-279.
24) Barton, N. : Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: Problems and some solutions, Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 5, 2013, pp.249-261.
25) Aoyagi, K. and Ishii, E. : A Method for Estimating the Highest Potential Hydraulic Conductivity in the Excavation Damaged Zone in Mudstone, Rock Mechanics and Rock Engineering, 52, 2019, pp.385-401.

4.3.2　断層の透水性の潜在的な上限と指標との関係性の整理とモデル（経験則）の構築

(1) これまでの研究成果

深度から岩盤の透水性を予測する経験式がいくつか提案されている[1),2),3)]。しかしこれらは主に深度 1 km より深い領域、あるいは結晶質岩を対象とした経験式であり、深度数百 m の堆積岩への適用には適さない。また、岩盤力学分野で提案されている亀裂の透水性を推定する経験式[4),5),6)]を用いて原位置の亀裂の透水性を推定する事例もあるが[7),8),9)]、この推定には初期の亀裂の透水性など、いくつかの固有なパラメータを室内実験等に基づいて仮定する必要がある。したがって、堆積岩でも適用可能な、断層の透水性の潜在的な上限を推定するモデル/経験則を構築する必要がある。

(2) 実施内容

堆積岩でも適用可能な、断層の透水性の潜在的な上限を推定するモデル/経験則を構築するために、3.3.1 で考案した DI と断層の透水性との関係性を検討する。検討では、断層帯の透水性に関して国内外で得られている様々な試験データのコンパイルを行い、DI と断層の透水性の潜在的な上限の関係について、何らかの経験則が構築できるかを検討した。

(3) 成果

国内外の異なる地質環境にある 6 つの地域｛幌延（日本；泥岩）・ウェレンベルグ（スイス；泥岩）・セラフィールド（英国；凝灰岩）・フォルスマルク（スウェーデン；結晶質岩）・オルキルオト（フィンランド；結晶質岩）・スイス北部（結晶質岩）｝（図 4.3.2-1）で得られたボーリングデータをコンパイルした結果、地下の断層帯内に存在する亀裂（断層帯亀裂）のうち、検層によりフローアノマリーとして検出される断層帯亀裂の透水量係数が DI に強く規制されており、それらの透水量係数を 1 つの経験式で統一的に表現できることが明らかとなった（図 4.3.2-2）[10)]。断層帯亀裂の透水量係数は DI に対して最大 4 オーダー程度のばらつきを示すが、断層帯亀裂の透水量係数は亀裂の方向性に依存せず（図 4.3.2-3 (a)）、同一の断層帯内でも 3～5 オーダー程度の透水量係数のばらつきが認められることから（図 4.3.2-3 (b)）、上記の透水量係数のばらつきは断層帯内に普遍的に内在する不可避な水理地質学的不均質性に起因するものと解釈される [10)]。図 3.3.2-2 に示すデータは全てフローアノマリーとして検出された断層帯亀裂のみを扱っていることから、同図に示す DI の経験式は、ある岩盤中に存在する断層帯亀裂の潜在的な最大透水量係数を予測できることを意味する [10)]。さらに、同図に示された断層帯亀裂は過去に多くの断層運動を経験していることを踏まえると、断層帯亀裂の透水量係数は、断層が再活動したとしても図 3.3.2-2 に示す経験式を超えて不可逆的に有意に上昇しないことを意味する [10)]。断層帯亀裂の透水性と DI の関係性については、東濃地域（瑞浪）の花崗岩についても検討が行われている（図 4.3.2-4）[11)]。

DI 以外の指標として、地山強度比、深度、および最小主応力（σ_3）と、断層帯亀裂の最大透水量係数との関係性についても検討を行なった。その結果、これらのパラメータについては、DI と同様に断層の透水性との相関性が個々の地域内ではある程度認められるものの、DI のように全ての地域の断層の透水性を同一の経験式より統一的に説明することは困難であることがわかった（図 4.3.2-5）。地山強度比や深度は DI に比べて値を決定しやすいという利点があるが、一般性の高い透水性の予測という観点から見れば、DI の方が優れた指標といえる。

さらに、DI と断層の変形様式の関係性や DI と透水性の関係性が分かってきたことから、断層の変形様式と透水性の関係性についても検討を行なった。これまでの検討に基づくと、DI が 2 以

上の時、断層運動に伴う二次的な割れ目として引張性の割れ目が断層沿いに発達しにくく、断層中の水みちの透水性は 10^{-8} m²/s 以下である可能性が高いことが推定される[10),12)]。そこで本研究では、このことを検証するために、既存のボーリング孔（HDB-11、PB-V01、SAB-2）のデータを検討した。その結果、引張性の割れ目を伴わない断層帯中の水みちの大部分（96 %）が 10^{-8} m²/s 以下の透水性であることが確認でき（図 4.3.2-6）、上記の推定と整合する断層の変形様式と透水性の関係性を確認することができた[13)]。

以上に述べたことは全て断層帯を対象とした検討結果であるが、本検討では DI による透水性の予測が単一のせん断割れ目にも適用可能かどうかを検証するために、単一のせん断割れ目が発達する声問層においてフローアノマリーとして検出されたせん断割れ目についても同様な検討を行なった。その結果、同経験式が単一のせん断割れ目にも適用可能であり、せん断性の割れ目を対象に幅広く適用可能であることがわかった（図 4.3.2-7）[14)]。

現在得られている情報を基に、幌延 URL 周辺の DI の分布と亀裂の透水性の潜在的な上限を整理すると図 4.3.2-8 のように描かれる。泥岩の場合、初期応力に対して引張強度が比較的小さく、また、続成作用の影響により岩石の強度も一様でないことから、数百 m 程度の深度差でも DI が有意に変化しうることが一般的に想定される。図 4.3.2-8 はこれと整合するものであり、高透水性の亀裂が存在しうる領域（例えば DI が 2 以下の領域）は地下数百 m の領域の中でも一部の領域に限られることが推定される（図 4.3.2-8）。このような亀裂の透水性の潜在的な上限に関する空間的な情報は、安全評価における断層の状態設定のみならず、サイト選定や処分場の設計にも重要と考えられる。

(4) まとめ

堆積岩に適用可能な、断層の透水性の潜在的な上限を推定するモデル/経験則を構築するために、国内外の 6 つの地域におけるボーリング調査でフローアノマリーとして検出される断層帯亀裂の透水性と DI の関係性を検討した。その結果、両者には十分な相関性が認められ、断層帯亀裂の潜在的な透水性の上限は、DI を用いた経験式によりある一定の幅を持って統一的に予測できる可能性が高いことがわかった。このような経験式は、特にサイト固有のデータが多く得られていない段階において、地震・断層活動の可能性を考慮した処分場閉鎖後の断層の透水性を保守的かつ合理的に設定する際の 1 つの根拠となりうる。今後、図 4.3.2-2 に示す DI の経験式について、単一の近似直線によるモデル化の妥当性や、地下水の流れが非常に遅い領域（化石海水領域）との関係、DI モデルの物理的な裏付けなどについて、さらに検討する必要がある。

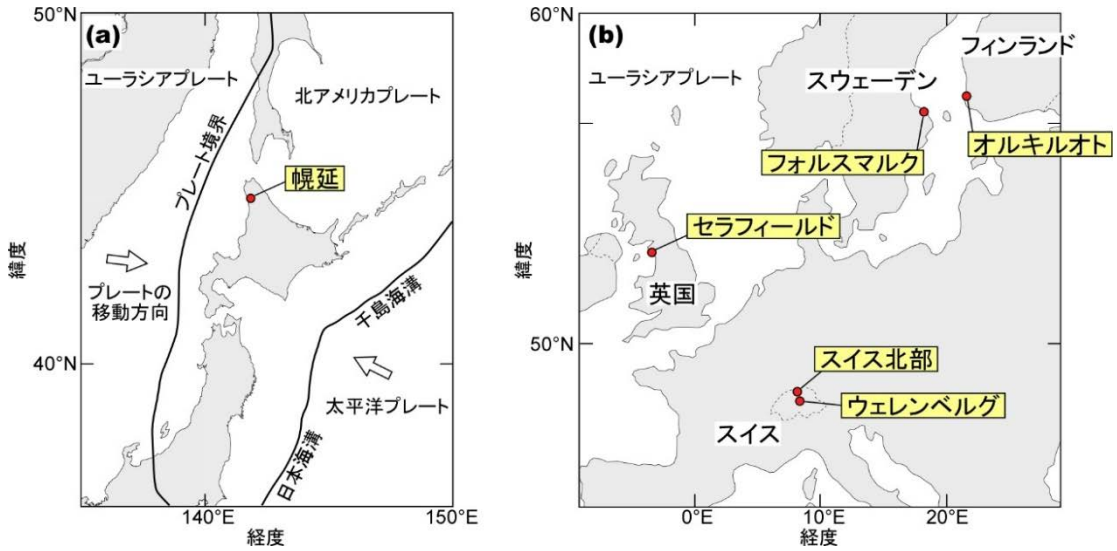


図 4.3.2-1　検討した 6 つの地域 [10)]

検討した 6 つの地域の場所と関連するプレートの名称や運動方向を示す。

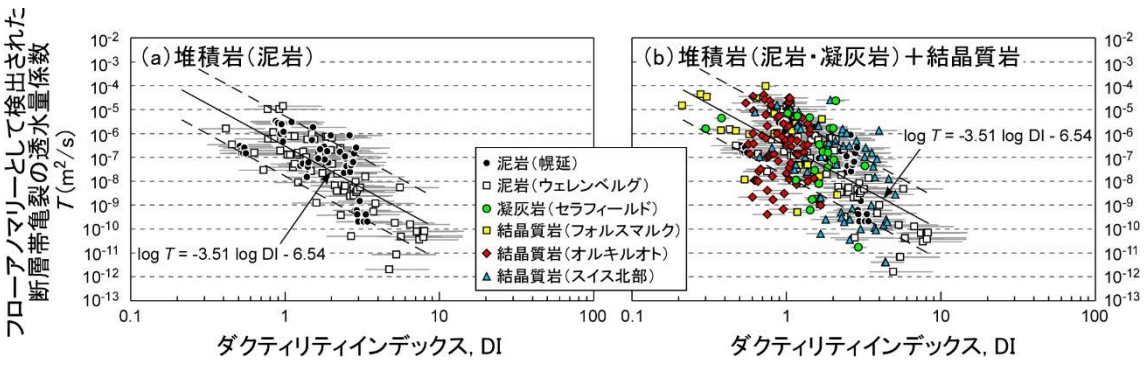


図 4.3.2-2　フローアノマリーとして検出された断層帯亀裂の透水量係数と DI の関係 [10)]

実線は累乗近似曲線で、関係式は図中に示すとおり。破線はその標準誤差を示す（log T で±1.25）。灰色の横実線は誤差範囲を示す。

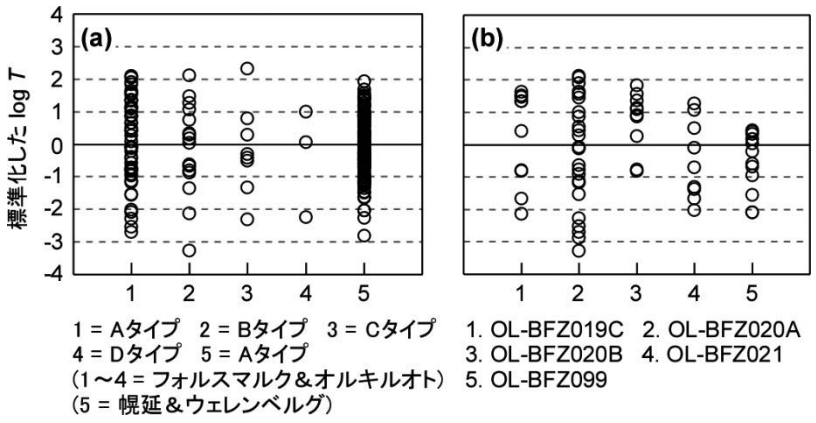


図 4.3.2-3 フローアノマリーとして検出された断層帯亀裂の標準化した log *T* と亀裂の方向性の関係(a)と個々の断層帯内に認められる透水性の不均質性(b)

標準化した log *T* は、log（実測値の透水量係数 － DI の経験式の透水量係数）で定義される。(a)のタイプ A～D は断層帯亀裂の方向性を意味しており、タイプ A は断層帯亀裂と最小主応力方向のなす角が 45°以下で、属する断層帯と最大主応力方向のなす角が 60 °以下、タイプ B は断層帯亀裂と最小主応力方向のなす角が 45 °以上で、属する断層帯と最大主応力方向のなす角が 60 °以下、タイプ C は断層帯亀裂と最小主応力方向のなす角が 45 °以下で、属する断層帯と最大主応力方向のなす角が 60 °以上、タイプ D は断層帯亀裂と最小主応力方向のなす角が 45 °以上で、属する断層帯と最大主応力方向のなす角が 60 °以上の断層帯亀裂を意味する。(b)の 1～5 の OL-BFZ019C などの表記はオルキルオトにおける個々の断層帯の名称を指す。

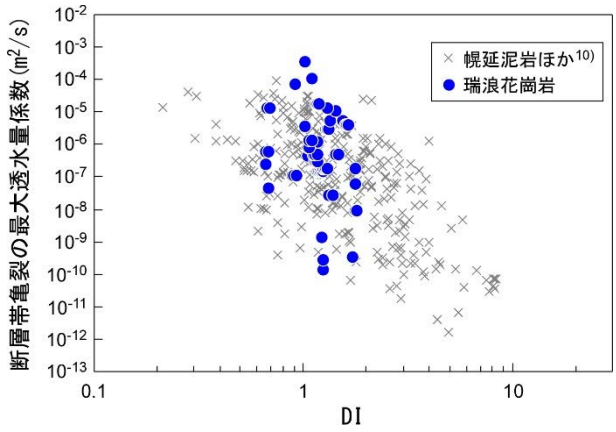


図 4.3.2-4 瑞浪の花崗岩中の断層帯亀裂の最大透水量係数（各断層帯内で最も透水性の高い亀裂の透水量係数）と DI の関係 [11)]

断層帯亀裂の最大透水量係数は、孔内透水試験区間の透水量係数を同区間内に存在する未固結断層岩の数で除した値と仮定しており、大きな推定誤差を伴う可能性がある。

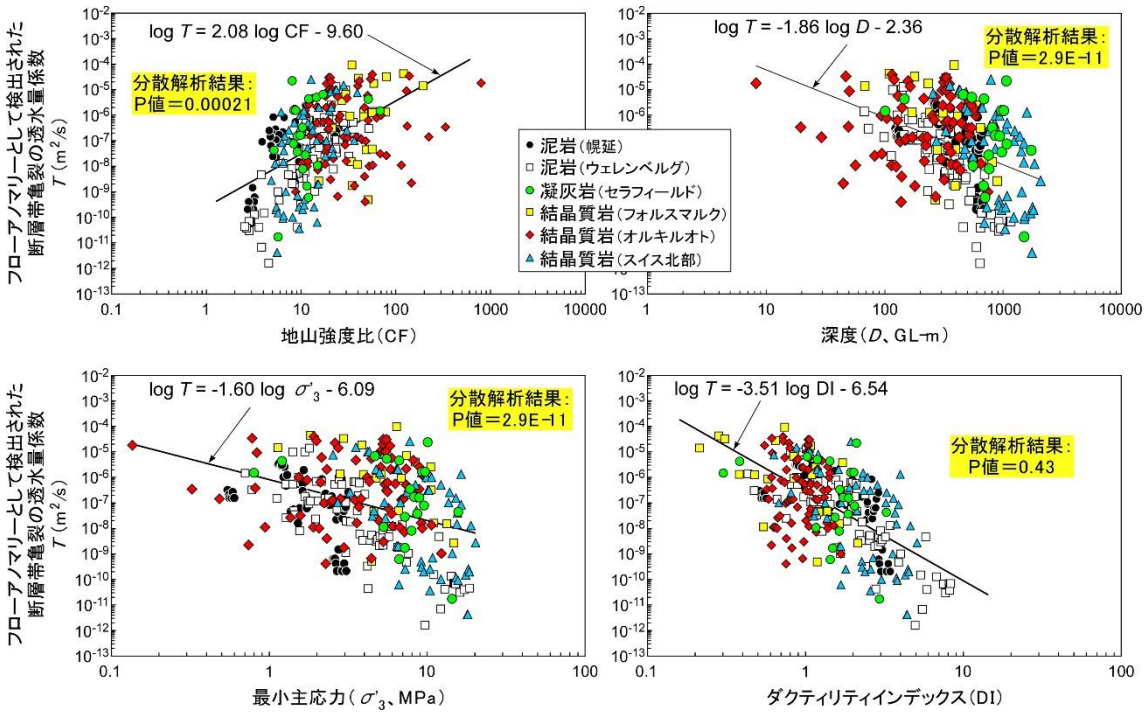


図 4.3.2-5　地山強度比、深度、最小主応力および DI の比較

図中に示すＰ値は図中の関係式の一般性を表しており、0.05 以下だとその関係性に一般性が無いことが示唆される。Ishii (2015)[10]のデータに基づく。

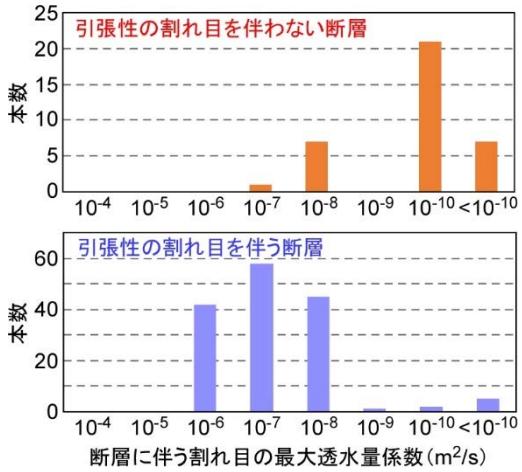


図 4.3.2-6　引張性の割れ目を伴う/伴わない断層中の水みちの透水性 [13]

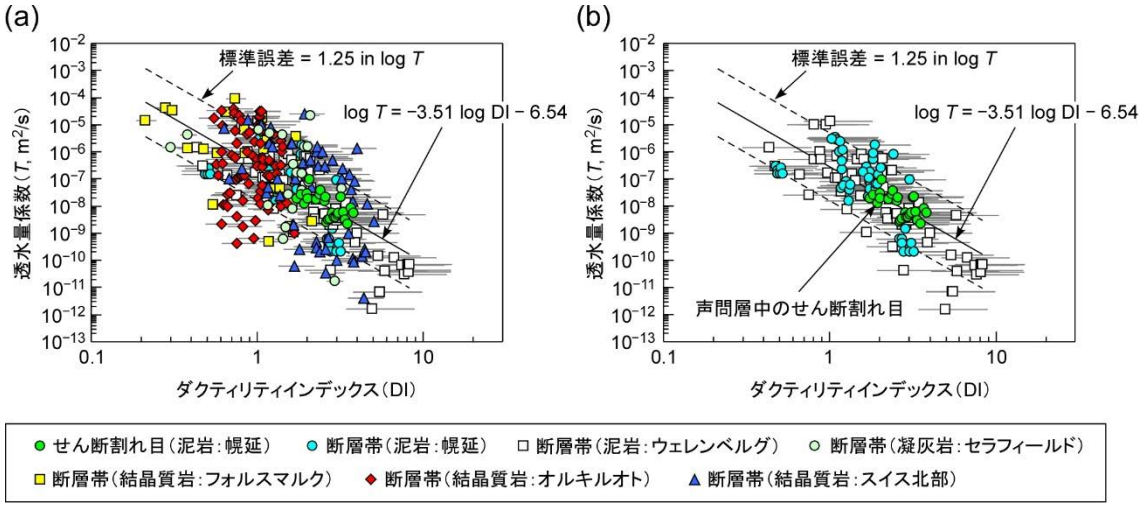


図 4.3.2-7　DI とせん断性の割れ目が取りうる透水性の上限値との関係 [14)]

（a）泥岩、凝灰岩、結晶質岩のデータ、（b）泥岩のデータ

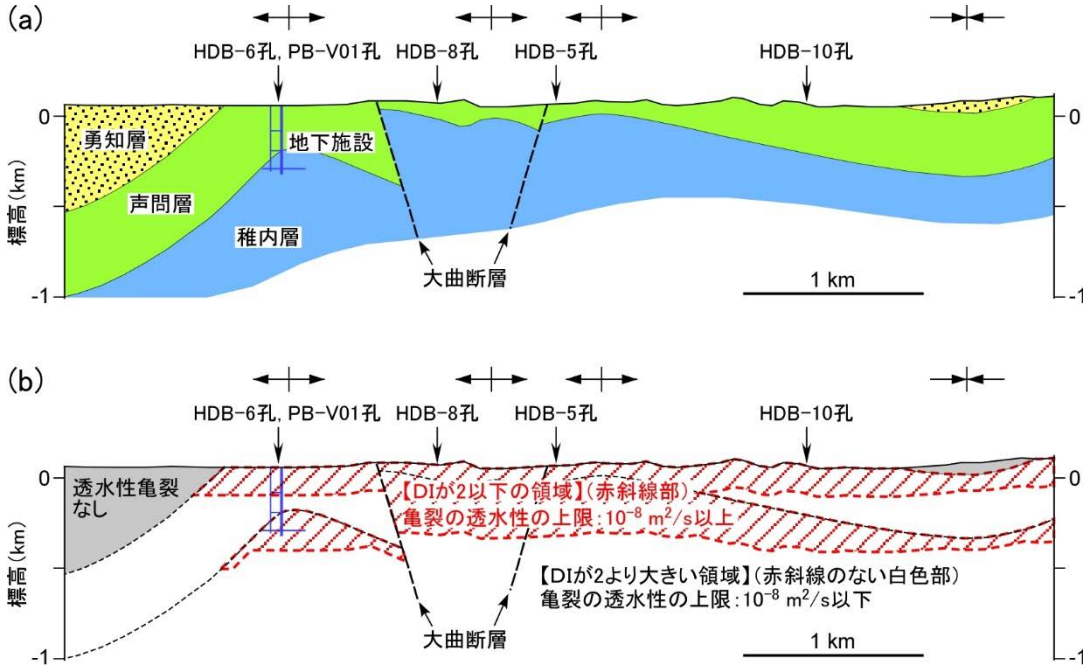


図 4.3.2-8　地下施設周辺の DI の分布と亀裂の透水性

（a）地質断面図、（b）DI と亀裂の透水性。（b）の DI の分布は、Ishii（2015, 2017）[10),14)]に従い、平均応力 σ_m を 0.0178*D*（*D*＝深度 GL-m）、間隙水圧を静水圧、声問層の引張強度を 0.6 MPa、稚内層遷移帯上部（声問層との境界から 50 m までの層準）を 2.2 MPa、稚内層遷移帯下部（声問層との境界から 50～200 m までの層準）を 1.8 MPa、稚内層主部（声問層との境界から 50～200 m までの層準）を 1.5 MPa として DI を計算した。（b）の亀裂の透水性の上限は、図 4.3.2-2 に示す DI の経験式に基づく。DI が 2 より大きい領域は、亀裂の水理的連結性が限定的な領域（低透水領域）にも対応することが、透水試験の詳細解析や、地下水の Cl^-濃度や水の安定同位体比に基づく化石海水の分布領域との比較などから示されている[15)]。

参考文献

1) Ingebritsen, S. E. and Manning, C. E.：Geological implications of a permeability-depth curve for the continental crust, Geology, 27, 1999, pp.1107-1110.
2) Kuang, X. and Jiao, J. J.：An integrated permeability-depth model for Earth's crust, Geophysical Research Letters, 41, 2014, pp.7539-7545.
3) Achtziger-Zupančič, P., Loew, S. and Mariéthoz, G.：A new global database to improve predictions of permeability distribution in crystalline rocks at site scale, Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 122, 2017, pp.3513-3539.
4) Barton, N., Bandis, S. and Bakhtar, K.：Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 22, 1985, pp.121-140.
5) Olsson, R. and Barton, N.：An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 38, 2001, pp.317-329.
6) Raven, K. G. and Gale, J. E.：Water flow in a natural rock fracture as a function of stress and sample size, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 22, 1985, pp.251-261.
7) Wei, Z. Q., Egger, P. and Descoeudres, F.：Permeability predictions for jointed rock masses, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts, 32, 1995, pp.251-261.
8) Follin, S. and Stigsson, M.：A transmissivity model for deformation zones in fractured crystalline rock and its possible correlation to in situ stress at the proposed high-level nuclear waste repository site at Forsmark, Sweden, Hydrogeology Journal, 22, 2014, pp.299-311.
9) Bisdom, K., Bertotti, G. and Nick, H. M.：A geometrically based method for predicting stress-induced fracture aperture and flow in discrete fracture networks, AAPG Bulletin, 100, 2016, pp.1075-1097.
10) Ishii, E.：Predictions of the highest potential transmissivity of fractures in fault zones from rock rheology: Preliminary results, Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 120, 2015, pp.2220-2241.
11) 石井英一，松岡稔幸，三枝博光，竹内竜史：岩石の強度・応力状態に基づく断層帯の透水性予測，日本応用地質学会平成 27 年度研究発表会講演論文集，2015，pp.135-136.
12) Ishii, E.：“Far-field stress dependency of the failure mode of damage-zone fractures in fault zones: Results from laboratory tests and field observations of siliceous mudstone”, Journal of Geophysical Research: Solid Earth, 121, 2016, pp.70-91.
13) Ishii, E.：Preliminary assessment of the highest potential transmissivity of fractures in fault zones by core logging, Engineering Geology, 221, 2017, pp.124-132.
14) Ishii, E.：Estimation of the highest potential transmissivity of discrete shear fractures using the ductility index, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 100, 2017, pp.10-22.
15) Ishii, E.：Assessment of hydraulic connectivity of fractures in mudstones by single-borehole investigations, Water Resources Research, 54, 2018, pp.3335-3356.

4.3.3　原位置試験によるモデルの検証

(1) これまでの研究成果

地下の水圧上昇に伴って地震が誘発されることが、汚染水の注入に伴う地震発生を機に古くから知られる[1),2)]。最近では、断層に高圧注水を行い、断層内にせん断破壊を人工的に生じさせる試験も、地熱分野や石油・天然ガス分野における生産性の向上の一環、あるいは二酸化炭素地中貯留の分野で数多く行われている[3),4),5),6),7)]。地層処分分野で行われた類似の例としては、スイスの Mont Terri 地下研究所やフランスの Tournemire 地下研究所における断層を対象とした高圧注入試験の例が知られる。これらの試験では、一定の水圧をかけると、断層内の既存のせん断割れ目に沿ってわずかながらもせん断すべりが起こり（変位量 : 0.01～0.1 mm 程度）、数オーダー透水性の上昇することが確認されている[8),9)]。また、亀裂のせん断変位と透水性に関する室内実験が数多く行われてきており、せん断変位によって亀裂の透水性が上昇するケースのモデル[10),11)]に従うと、亀裂内にせん断破壊が起こる場合、せん断破壊が起こった時点で既に亀裂の透水性は有意に増加しており、その後は変位が増加しても透水性はあまり上昇しなくなることが指摘されている。これらの先行研究に基づくと、断層に高圧注水を行い、人工的に断層帯亀裂内にせん断破壊を生じさせ、その前後の透水性の変化を計測することによって、4.3.2 で構築した DI の経験則を検証することが可能になると考えられる。すなわち、流体検層によりフローアノマリーとして検出され、図 4.3.2-2 に示す潜在的な最大透水量係数に既に達しているような断層帯亀裂は、例えせん断破壊が新たに亀裂内に生じても、既に亀裂内に十分な水みちのネットワークが形成されているため、亀裂の透水性がそれ以上、有意に上昇しにくいことが想定される[12)]。

(2) 実施内容

孔内流体検層によりフローアノマリーとして検出され、透水量係数が図 4.3.2-2 に示す潜在的な最大透水量係数に既に達している断層帯亀裂を対象に、通常よりも高い注入圧を用いて、水圧を段階的に上昇・下降させる定流量注入試験（水圧擾乱試験）を幌延 URL の東立坑の坑底より掘削したボーリング孔（図 4.3.3-1 (a)）にて行った（同ボーリング孔は物質移行試験のために掘削され、本水圧擾乱試験は物質移行試験の一部として実施された）。水圧擾乱試験では、断層帯亀裂内の水圧を人工的に上昇させることによって断層帯亀裂内にせん断破壊を誘発させ（図 4.3.3-1(b)）、その前後の亀裂の透水性の変化を計測する。亀裂内にせん断破壊が生じたか否かは、試験後のせん断強度の低下と不可逆的なせん断変位の発生により判断し、試験中のせん断変位の観測は、試験区間の上下に設置したパッカー圧の変化を観測することにより行うという、新たな手法を適用した[12)]。使用したパッカーはスライド式と呼ばれる従来のパッカーで、パッカーの下部加締め部がスライドすることによりパッカーチューブが膨らむ（上部加締め部は固定）（図 4.3.3-2(a)）。このようなパッカーを試験区間の両端（上部と下部）に設置した場合、例えば試験区間が短縮すると、上部パッカーの上部加締め部（固定式）がパッカーチューブを孔口側に引っ張る形となり、その結果、パッカー内の容積が一時的に増加し、パッカー圧が低下する（図 4.3.3-2(b)）。この時、下部パッカーは上部加締め部がパッカーチューブの中に入り込む形となるため、パッカー圧の容積が一時的に減少し、パッカー圧が増加する（図 4.3.3-2(c)）。図 4.3.3-2(d, e)は試験区間長の変化とパッカー圧の変化の関係性を室内実験（図 4.3.3-2(b, c)）により求めた結果である。同図に示されるように、上部加締め部の変位量（試験区間の伸縮量に相当）とパッカー圧の変化には一定の関係性が認められ、この関係性を用いることにより、試験中の試験区間長の伸縮をパッカー圧の変化から推定することができる。この時、図 4.3.3-2(e)に示されるように、上部加締め部が下方に変位する時、初期の数百 μm 程度の変位の間はパッカー圧が変化しないことに注意する必要がある。断層のせん断変位量（ボーリング孔に沿った変位成分）は、この試験区間の上下に設置したパッカー圧の変化から推定される試験区間長の伸縮量と断層の傾斜角から求めることができる[12)]。

(3) 成果

東立坑の坑底より掘削したボーリング孔に出現した正断層（図 4.3.3-3）を対象に水圧擾乱試験を実施した。同断層は電気伝導度検層によって検出されるフローアノマリーに対応しており（図 4.3.3-4）、既に主要な水みちとして機能しうる断層である。本断層は幅 20 cm 以下の非常に薄い断層帯（図 4.3.3-3）であることから、本研究ではこの断層帯を一枚の断層帯亀裂として扱った。同断層帯亀裂を対象に水圧を段階的に上昇させる定流量注水試験を複数回、連続して実施した結果、試験区間の水圧が 6.1 MPa に達した際に、徐々に上部パッカー圧のみが低下し始め、その後、急激な水圧低下とともに、上部パッカー圧のみが突然、有意に低下する現象を捉えることができた（図 4.3.3-5）。試験区間圧の急激な低下は急速な亀裂開口（ダイレイタンシー硬化による水圧低下）、上部パッカー圧のゆるやか／急激な低下は試験区間長のゆるやか／急速な短縮（亀裂のゆっくり／急速な正断層すべり）を表しており、これらの現象が二次（定常）クリープから三次クリープへの移行時に起こるせん断破壊現象に類似することも考慮すると、上記の急激な区間圧低下時に粘着力の喪失を伴うせん断破壊が断層帯亀裂内で起こったことが示唆される [12]。さらに、試験終了後に不可逆的なパッカー圧の低下（0.07 MPa）が確認され、亀裂の傾斜角も考慮すると、0.40 mm ～0.47 mm 以上の不可逆的なせん断変位が亀裂沿いに残されたことが考えられる [12]。このせん断破壊の前後において、通常の水圧条件で測定した断層帯亀裂の透水量係数を比較すると、前後で有意な違いは認められず、ともに DI の経験式から推定される潜在的な最大透水量係数の範囲に概ね収まっていることが確認できた（図 4.3.3-6）[13]。これらの結果は、断層が再活動しても、断層帯亀裂の透水量係数が DI の経験式を有意に超えて不可逆的に上昇しないとする DI のモデルを支持するものであり、断層の再活動のリスクを考慮した安全評価における場の状態設定（断層の透水性の設定）に DI の経験式が寄与しうることを示唆する [12]。

(4) まとめ

孔内検層でフローアノマリーとして検出され、透水量係数が図 4.3.2-2 に示す DI の経験式の範囲に既に達しているような断層帯亀裂は、再活動しても透水性がそれ以上を有意に上昇しないことを確認するために、幌延 URL の東立坑坑底より掘削したボーリング孔を用いて断層帯亀裂を対象とした水圧擾乱試験を行った。その結果、亀裂内に新たなせん断破壊が起こっても、その前後で有意な透水性の変化は認められず、断層帯亀裂の透水量係数は図 4.3.2-2 に示す DI の経験式の範囲を超えないことを確認することができた。これは、小規模な断層を処分場内に取り込まざるを得ないような場を対象とした際の安全/性能評価において、将来的な断層の再活動を考慮した断層の透水性を保守的に設定する際に、DI の経験式が 1 つの設定根拠となりうることを示唆する。また、本検討では、スライド式パッカーを使用することで注入中の断層の挙動を間接的に観測するという新たな試験方法を考案し、その一定の実用性を確認することができた。本試験方法は、断層の（再）活動性の評価にも適用できる可能性があり、今後、その潜在的な有用性が期待できる。今後は、データの拡充や DI の活用方法の体系化を行うとともに、地層処分事業における処分場の設計・施工や安全評価とリンクした形での指標活用に向けた具体化も行う必要がある。

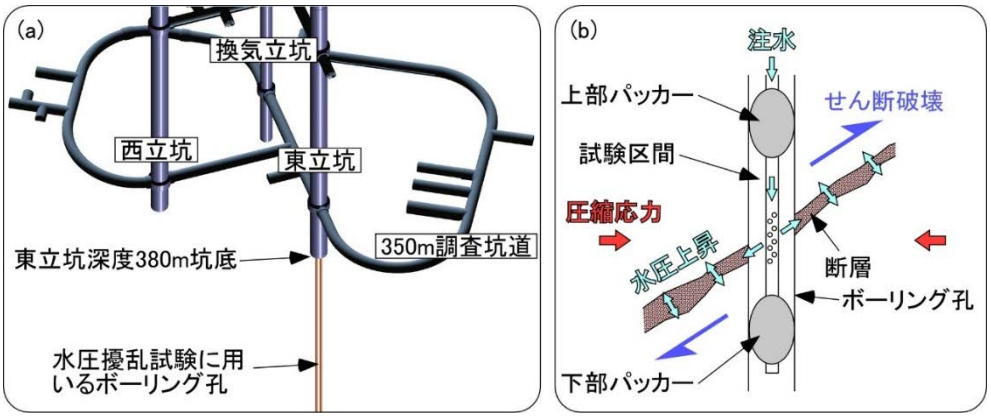


図 4.3.3-1　水圧擾乱試験に用いたボーリング孔の位置(a)と水圧上昇によって誘発される断層のせん断変形(b)

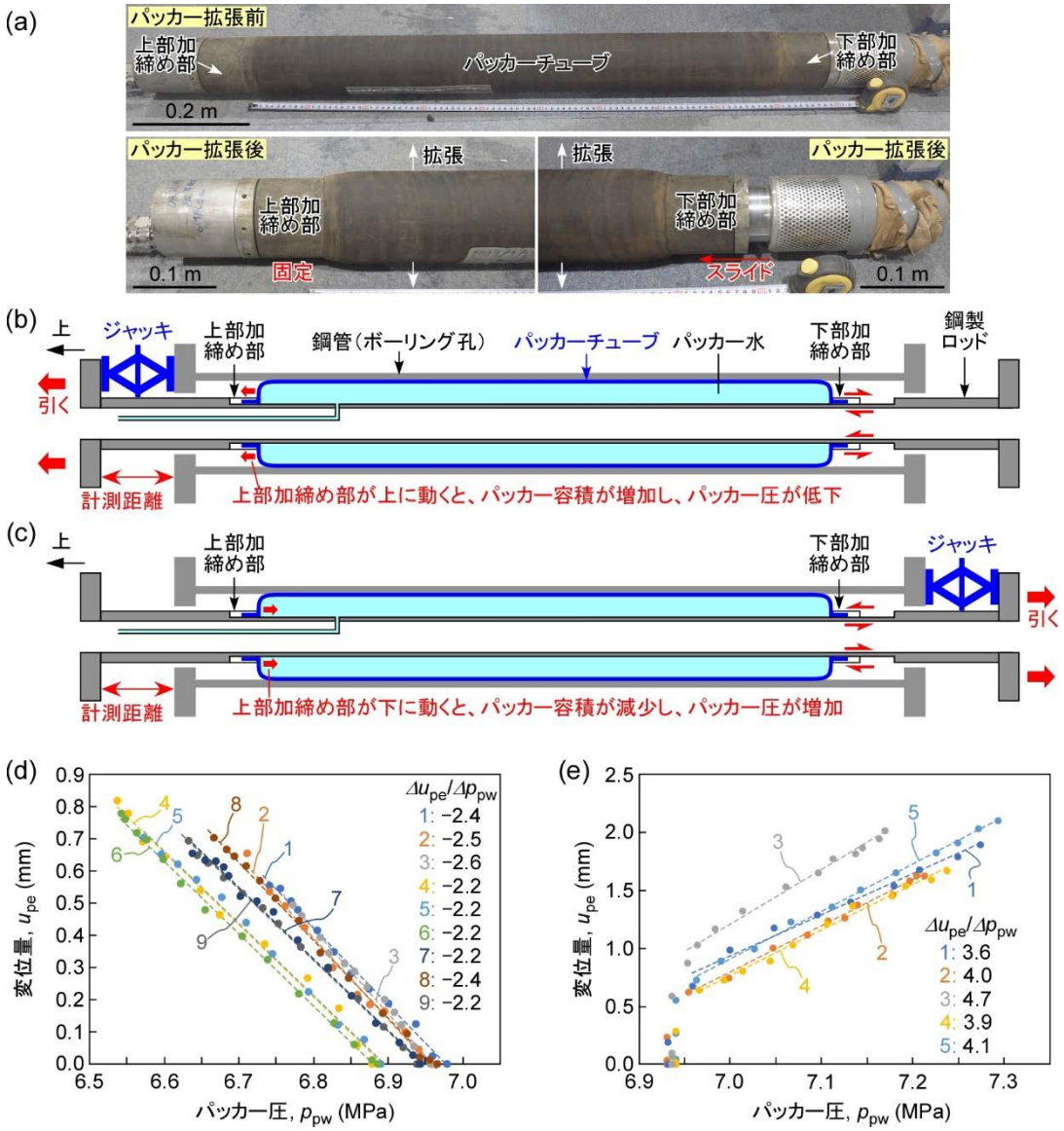


図 4.3.3-2　スライド式パッカーと室内実験の概要

（a）スライド式パッカーの写真、（b）上部加締め部が上に動く時の状況を再現するために行なった室内実験、（c）上部加締め部が下に動く時の状況を再現するために行なった室内実験、（d）上部加締め部が上に動く時のその変位量とパッカー圧の関係、（e）上部加締め部が下に動く時のその変位量とパッカー圧の関係 [12]。

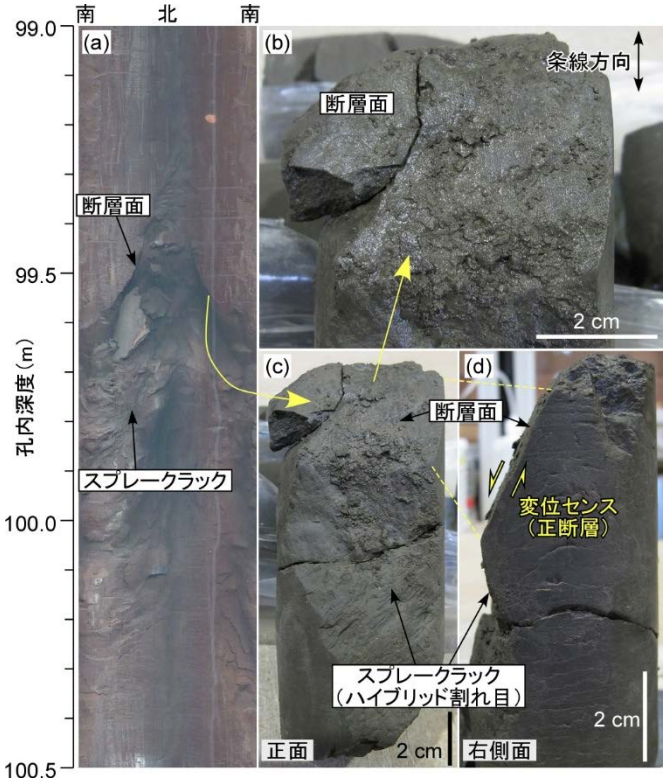


図 4.3.3-3　水圧擾乱試験を行った断層の孔壁画像(a)とコア写真(b)～(d)

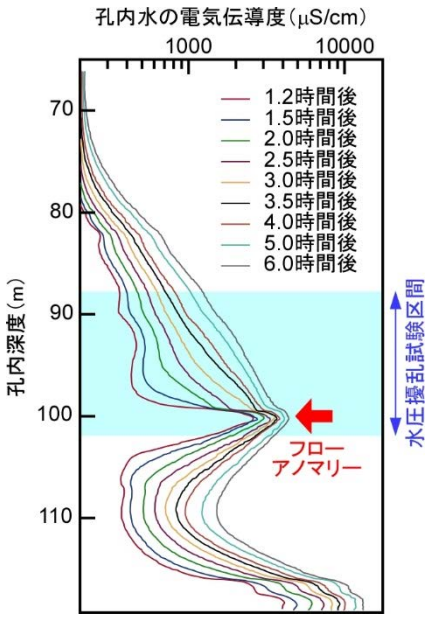


図 4.3.3-4　流体電気伝導度検層により断層部に検出されるフローアノマリー（孔内水の入れ替え後 1.2～6.0 時間の孔内水電気伝導度の推移）

孔底部付近と孔内深度 100.0 m ± 1.0 m にフローアノマリーが検出され、後者は水圧擾乱試験を行った断層部に対応。

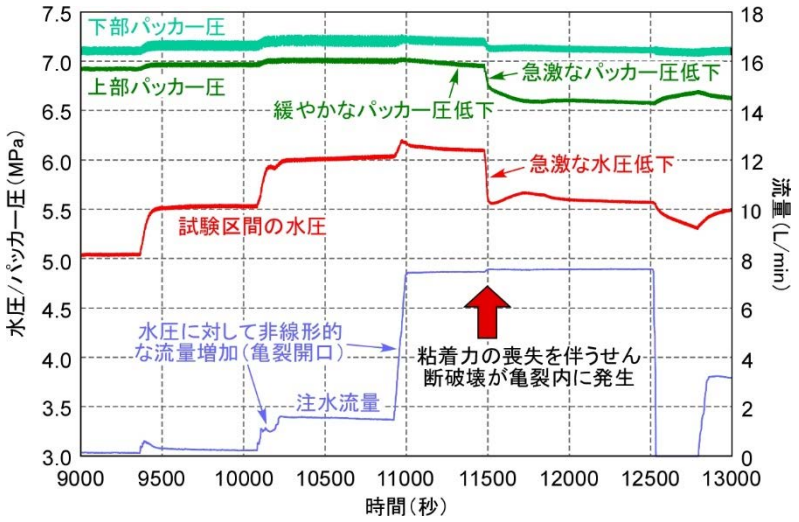


図 4.3.3-5　水圧擾乱試験中の水圧、パッカー圧および注入流量 [12)]

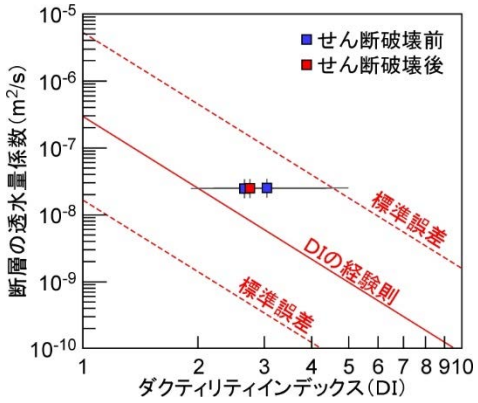


図 4.3.3-6　せん断破壊前後における断層帯亀裂の透水性の比較

断層の DI は透水試験時の初期水圧と周辺の HDB-1,3,6 孔の水圧破砕試験より得られた平均応力 [13)]を用いて算出。せん断破壊前は透水試験を 2 回実施しており、計 3 回の試験は異なる初期水圧条件下で実施。

参考文献

1) Healy, J. H., Rubey, W. W., Griggs, D. T. and Raleigh, C. B. : The Denver Earthquakes, Science, 161, 1966, pp.1301-1310.
2) Ellsworth, W. L. : Injection-induced earthquakes, Science, 341, 2013, doi:10.1126/science. 1225942.
3) Tezuka, K. and Niitsuma, H. : Stress estimated using microseismic clusters and its relationship to the fracture system of the Hijiori hot dry rock reservoir, Engineering Geology, 56, 2000, pp.47-62.
4) Evans, K. F. : Permeability creation and damage due to massive fluid injections into granite at 3.5 km at Soultz: 2. Critical stress and fracture strength, Journal of Geophysical Research, 110, B04204, 2005, doi:10.1029/2004JB003169.
5) Davies, R., Foulger, G., Bindley, A. and Styles, P. : Induced seismicity and hydraulic fracturing for the recovery of hydrocarbons, Marine and Petroleum Geology, 45, 2013, pp.171-185.

6) Zakharova, N. V. and Goldberg, D. S.：In situ stress analysis in the northern Newark Basin：Implications for induced seismicity from CO_2 injection, Journal of Geophysical Research, 119, 2014, pp.2362-2374.
7) Guglielmi, Y., Cappa, F., Avouac, J.-P., Henry, P. and Elsworth, D.：Seismicity triggered by fluid injection–induced aseismic slip, Science, 348, 2015, pp.1224-1226.
8) Guglielmi, Y., Elsworth, D., Cappa, F., Henry, P., Gout, C., Dick, P. and Durand, J.：In situ observations on the coupling between hydraulic diffusivity and displacements during fault reactivation in shales, Journal of Geophysical Research, 120, 2015, pp.7729-7748.
9) Guglielmi, Y., Birkholzer, J., Rutqvist, J., Jeanne, P. and Nussbaum, C.：Can Fault Leakage Occur Before or Without Reactivation? Results from an in Situ Fault Reactivation Experiment at Mont Terri, Energy Procedia, 114, 2017, pp.3167-3174.
10) Olsson, R. and Barton, N.：An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 38, 2001, pp.317-329.
11) Indraratna, B., Thirukumaran, S., Brown, E. T. and Zhu, S.-P.：“Modelling the shear behaviour of rock Joints with asperity damage under constant normal stiffness”, Rock Mechanics and Rock Engineering, 48, 2014, pp.179-195.
12) 石井英一：従来のパッカーシステムを用いた注入試験による断層帯亀裂の潜在的最大透水量係数の検証と水理力学応答の解析，日本地質学会第 126 年学術大会講演要旨，2019.
13) Ishii, E.：Estimation of the highest potential transmissivity of discrete shear fractures using the ductility index, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 100, 2017, pp.10-22.

5 まとめと今後の課題

幌延深地層研究計画は、原子力機構が北海道幌延町で進めている堆積岩を対象とした総合的な研究開発計画であり、結晶質岩を対象として岐阜県瑞浪市で実施中の超深地層研究所計画と並んで、原子力長期計画や原子力政策大綱に示された深地層の研究施設計画の 1 つである。幌延深地層研究計画では、「深地層の科学的研究」と「地層処分研究開発」の 2 つの領域で研究開発を進めており、本報告書は、幌延深地層研究計画の第 3 段階である地下施設での調査研究段階のうち、機構改革を踏まえて設定した必須の課題について、令和 1 年度時点における調査研究の成果を取りまとめたものである。

以下に、4.1 から 4.3 までに記述した、実際の地質環境における人工バリアの適用性確認、処分概念オプションの実証、および、地殻変動に対する堆積岩の緩衝能力の検証のそれぞれの成果をまとめたうえで、今後の課題を示す。

(1) 実際の地質環境における人工バリアの適用性確認

人工バリア性能確認試験については、①人工バリア性能確認試験、②オーバーパック腐食試験、③物質移行試験の課題について取り組んだ。

①人工バリア性能確認試験については、緩衝材とオーバーパックならびに坑道埋め戻し材と力学プラグの実際の設計・製作・施工を通じて、第 2 次取りまとめや平成 17 年取りまとめの設計フローや品質管理手法を適用し、それらの有効性を確認した。また、処分孔竪置き方式の実規模の人工バリアを施工し、加熱・注水試験を行い、不飽和から飽和への過渡的時期における、熱－水－応力－化学連成現象に関するデータを取得した。整備した THM/THMC 連成解析コード（THAMES/COUPLYS）による解析結果と実測値を比較することで、より連成現象を再現することが可能となった。さらに、各種センサーの有効性や課題点を評価することができた。

②オーバーパック腐食試験については、既往のオーバーパックの腐食評価手法の保守性や妥当性を確認するとともに、腐食センサー（炭素鋼の自然電位と交流インピーダンス法による計測）を用いたモニタリングが可能であることを確認した。一方で、環境条件（水分量、pH）のモニタリングについては、代替的計測手法の検討や測定結果の妥当性の検証等が今後必要である。オーバーパック溶接部腐食試験については、溶接部の腐食の不均一性については、母材との有意な違いは認められなかった。また、温度、水分、土圧等に対してモニタリングを行い、各センサーに対して計測の可否、計測値の妥当性、耐久性等を確認し、緩衝材中に設置する上での留意点、課題等を抽出した。

③物質移行試験については、岩盤基質部および割れ目を対象とした物質移行試験を実施した。岩盤基質部を対象とした原位置拡散試験の結果、室内試験に基づいて開発された拡散/収着モデルは原位置に適用可能であること、原位置および室内試験結果を相互に比較検証するアプローチは物質移行パラメータ（D_e や K_d）や評価モデルの高度化に有効であること、バックグラウンド濃度や溶解度を考慮し、適切なトレーサーを選定することで安定同位体を用いても有効なデータ取得が可能であることなどが明らかになった。割れ目を対象とした原位置トレーサー試験の結果、割れ目に収着したトレーサー濃度と割れ目分布との関係を評価することで、実際のトレーサーの移行経路を推定することが可能であること、室内と原位置を組み合せたモデル解析手法により、非収着性および収着性トレーサーの物質移行挙動を評価することが可能であることが明らかになった。また、溶存ガスの脱ガスが生じうる地下水環境下での試験方法を確立した。

(2) 処分概念オプションの実証

湧水対策については、①突発的な大量湧水への対策の検討、②グラウト浸透評価手法の検討、③海水条件下で使用可能なグラウト材料の開発を実施した。①については、深度 350 m 調査坑道掘削時の大量湧水発生メカニズムを考察するとともに、突発湧水発生時に有効なポストグラウト対策、および断層部を掘削する際に留意すべき点を提案し実証した。また、大量湧水の発生の原因となりうる粘土質せん断帯の事前予測手法として、メルトインクルージョンに着目した事前予測手法が有効であることを示した。②については、等価多孔質媒体モデルによるグラウト浸透解析の結果と、現場透水試験の結果は整合的であり、設定したグラウトの改良範囲が妥当であることと、解析の有効性を示すことができた。③については、海水条件下で処分孔周辺の透水性を低減することが可能となる溶液型グラウト材料の配合を提案し、その適用可能性を室内試験により確認した。

支保対策については、幌延における実際の坑道掘削を通じて、①情報化施工技術の構築、②低強度・高地圧地山における大深度立坑支保設計手法の開発、③岩盤および支保工の安定性を長期的に計測する技術の構築を実施した。①については、立坑掘削面の崩落を考慮した情報化施工技術を適用し、立坑の実施工の中でその有効性を実証した。②については、解析による検討を実施し、掘削時に一次支保工である程度地山の変形を許して立坑周辺の応力を開放させ、その後本設の二次支保をさせる二重支保の考えが有効であることを示した。③については、光ファイバー式変位計の長期モニタリング手法としての有効性を示した。

人工バリアの定置・品質確認などの方法論に関する実証試験については、処分坑道横置き定置方式のうち、PEM 方式に対して、狭隘部および開放部の充填試験および充填材の除去試験を行い、充填技術および除去技術の適用性を確認した。また、搬送定置・回収試験を行い、エアベアリングを用いた重量物搬送の適用性を示した。

(3) 地殻変動に対する堆積岩の緩衝能力の検証

地層処分における安全／性能評価において考慮する必要のある断層の透水性について、地震・断層活動や隆起・侵食の影響をふまえたモデルを検討した。断層の変形様式を支配する強度・応力状態の指標化として有効なパラメータを提案し、このパラメータと断層の潜在的な透水性の上限に十分な相関性があることを各国のデータを使用して明らかにした。また、断層運動や隆起・侵食が生じても断層帯亀裂の透水性が経験式の関係を有意に超えて上昇しないことを確認するために、ボーリング孔を用いて断層を対象とした水圧擾乱試験を行った。その結果、このパラメータに基づく経験式の範囲を超えないことを明らかにし、将来的な断層運動や隆起・侵食の可能性を考慮した断層の透水性を保守的に設定する際に、この経験式が 1 つの設定根拠となりうることを示した。

前述の必須の課題の成果、地層処分研究開発・評価委員会と深地層の研究施設計画検討委員会の外部評価および国内外の状況等を踏まえて、令和 2 年度以降に取り組む課題としては、以下をあげることができる。

① 実際の地質環境における人工バリアの適用性確認
- 人工バリア性能確認試験：模擬オーバーパックの減熱時の緩衝材の挙動に関するデータの取得や、施工した人工バリアの解体および緩衝材の飽和度の確認
- 物質移行試験：これまでに確立した手法を用いて、掘削影響領域、有機物、微生物の影響に着目したデータの取得

② 処分概念オプションの実証
- 人工バリアの定置・品質確認などの方法論に関する実証試験：施工方法、プラグの有無、回収方法に応じた埋め戻し材の特性把握、廃棄体の設置方法等の処分技術の実証試験
- 高温度（100 ℃超）などの限界的条件下での人工バリア性能確認試験：緩衝材が 100 ℃超になった状態を想定した解析手法の開発

③ 地殻変動に対する堆積岩の緩衝能力の検証
- 水圧擾乱試験などによる緩衝能力の検証・定量化：より大型の断層に対する地震動の影響等の把握、地下水が動いていない領域を調査・モデル化する技術の実証
- 地殻変動による人工バリアへの影響・回復挙動試験：人工バリアのひび割れに対する自己治癒能力を解析する手法の開発

6 おわりに

令和 1 年 8 月 2 日に北海道および幌延町に申し入れした「令和 2 年度以降の幌延深地層研究計画（案）」では、5 章に示した今後の課題について、北海道および幌延町が主催する確認会議での議論を経て、令和 2 年度以降、第 3 期及び第 4 期中長期目標期間を目途に取り組むこととしている。

また、幌延深地層研究計画の成果は、原子力機構の他の研究拠点での成果と合わせ、わが国の地層処分計画を支える技術基盤として、タイムリーに処分事業や安全規制に反映する。研究開発業務の透明性や客観性を確保するために、研究計画の策定から成果までの情報を積極的に公表し、さらに研究成果については、国内外の学会や学術論文を通じて広く公開していく。

本報告書で示した研究成果は、幌延町ならびに北海道庁、国内外の数多くの研究者や研究機関などのご理解ご協力をいただいたうえで得られたものである。関係者の方々に感謝の意を表するとともに、今後ともより一層のご支援とご指導をお願い申し上げる次第である。

This is a blank page.

付録　必須の課題への対応に必要な技術開発･データ取得の実施内容および成果

目　次

1 地質環境調査技術開発 195
1.1　地質構造に関する調査技術開発 195
1.2　岩盤の水理に関する調査技術開発 203
1.3　地球化学に関する調査技術開発 214
1.4　地質環境の長期安定性に関する研究 236
2 坑道掘削の影響調査に関する調査技術開発 252
3 低アルカリ性セメント系材料の影響評価試験 272

This is a blank page.

1 地質環境調査技術開発

1.1 地質構造に関する調査技術開発

(1) これまでの研究成果

幌延深地層研究センターの地下施設は、新第三紀の稚内層および声問層に設置されている。稚内層は弱い層理面の発達を伴う[1)]塊状かつ均質な珪質泥岩[2)]から構成され、声問層は主に塊状な珪藻質泥岩から構成される。それらの地層には、小規模な断層として、横ずれ優勢の傾向を示す層理面に高角に斜交する小断層（以下、斜交断層）と縦ずれ優勢の傾向を示す層理面にほぼ平行な小断層（以下、層面断層）が褶曲構造を伴って広く分布する[3)]。斜交断層は雁行状に互いに密集して小断層帯を形成する傾向があり、地下水の主要な水みちとして機能している可能性が高い。一方、層面断層は主要な水みちとして機能している可能性が低い[3),4),5)]。また、割れ目の対比率と流体電気伝導度検層の流出入箇所の寄与率に基づき、声問層と稚内層に分布する割れ目の開口性と連続性・連結性を検討した結果、声問層は多孔質媒体として、稚内層は声問層と比べ亀裂性媒体としての性質が強いと解釈されている[5)]。このことから、より詳細なスケールの地質構造モデルの構築においては、水理や物質移動への反映を前提する場合、稚内層の斜交断層の分布に着目することが重要である。地表露頭において観察された層面断層と斜交断層の交差関係は、斜交断層がいつも層面断層をずらしていることから、層面断層の方が先に形成されたと解釈されている[4),6),7),8)]。先に形成された層面断層は、後から形成される斜交断層の進展に影響する可能性が考えられる。一般に層状の堆積岩では、引張破壊の特徴を有する節理が、層理面や先行して存在する系統的節理に対して垂直に形成され、その節理の進展がそれらで止まることが、多くの既往研究によって知られている[9),10)]。稚内層は塊状な堆積岩であり、そこに発達する割れ目は断層ないしせん断性の特徴を有することから、これらの既往研究に示された節理とは形成メカニズムが異なる。そのため、先行して存在する層面断層が、後続する斜交断層に与える影響について検討する必要がある。

(2) 実施内容

地下施設周辺のより詳細なスケールの地質構造モデルとして稚内層の斜交断層を対象とした亀裂ネットワークモデルを構築するために、地上からのボーリング調査のデータだけでなく、坑内におけるボーリング調査の結果や立坑および水平坑道の掘削時に行われた坑道壁面の地質観察（以下、壁面観察）において取得した地質データ基づき、稚内層に分布する層面断層と斜交断層の分布特性を把握し、モデル構築に必要な情報を整理する。

(3) 成果

地下施設周辺に分布する層面断層は、換気立坑および東立坑の先行ボーリング調査（PB-V01孔とSAB-1 孔）により、声問層と稚内層の地層境界から鉛直下向きに約20 m、約50 m、約130 mの位置に分布することが確認され、それらは幅数mm～数cm程度の粘土物質を伴う（図 1.1-1）[11),12),13)]。壁面観察においても、層面断層は同様の位置に分布することが確認された（図 1.1-2）。地下施設内から掘削したボーリング孔も含め層面断層が確認された位置と方位から空間的な連続性を検討した結果、地下施設周辺では、4条の明瞭な粘土物質を介在する層面断層が確認され、少なくとも数十mの連続性を有することが分かった（図 1.1-3、図 1.1-4）。

一方、斜交断層についても地下施設周辺のボーリング孔および壁面観察により複数個所で確認され、それらは断層角礫を介在する。しかし、層面断層のように、それらの分布位置と方位だけから連続性を推定することは難しい。

層面断層と斜交断層の交差関係は、壁面観察において主に3か所で確認された。350m調査坑道の西周回坑道では、層面断層が斜交断層に切られており（図 1.1-1）、この観察事実は地表露頭の観察結果[4),6)]と整合的である。一方、斜交断層が層面断層の近傍で止まっている様子が観察された（図 1.1-1）。このことは、層面断層が後続する斜交断層の発達に影響を与え，斜交断層の大きさを規制している可能性を示唆している[13)]。

断層の透水性と岩石の強度・応力状態との関係を明らかにするために、岩石の強度・応力状態を定量化する指標としてダクティリティインデックス（DI）が提案され、同指標を用いた既存データの解析などが行われている[14),15)]。そこで、DIの持つ地質学的な意味を検討するために、DIと断層近傍に発達する割れ目のタイプ（引張割れ目／ハイブリッド割れ目／せん断割れ目）の関係について検討した。その結果、DIが2未満の時に引張／ハイブリッド割れ目が断層運動に伴って断層近傍に発達しやすくなる一方で、DIが2以上になるとせん断割れ目も断層近傍に形成されるようになり、その形成が引張／ハイブリッド割れ目の発達を抑制することが推定された[16)]。稚内層中には多数の断層が発達しており、稚内層は現在の深度に至るまでの隆起・侵食の過程でDIが徐々に低下していったことが考えられる[16)]。既存のボーリング調査結果に基づくと、現在のDIが2未満の岩盤領域では引張・ハイブリッド割れ目が断層近傍に多く発達していることが確認でき（図 1.1-5）、上記の岩石力学的検討に基づく推定と整合している[16)]。

上述の通り、稚内層は多孔質媒体のみならず亀裂性媒体としての特性を有しており、斜交断層が水みちとしての機能を有していることから、地質構造モデルの構築においては、斜交断層を対象とした亀裂ネットワークモデル（以下、亀裂モデル）が選択肢の1つになる。また、岩石の強度・応力状態を考慮すると、DIは2未満の引張／ハイブリッド割れ目が断層運動に伴って断層近傍に発達しやすくなる稚内層浅部は特に亀裂モデルの構築が重要となる。そこで、稚内層浅部の斜交断層を対象として、亀裂モデルの構築に必要な亀裂特性データの検討を行った。亀裂モデルの構築に必要な割れ目特性データは、亀裂の空間分布がランダムであり、亀裂の形状が一様かつ亀裂同士の切断関係を考慮しない場合、方位分布、三次元密度および半径分布である。これらの割れ目特性データのうち、方位分布と三次元密度は、ボーリング調査の取得データを用いて直接的に求めた。その結果を表 1.1-1に示す。一方、半径分布は直接的に求めることは困難であるため、米国Golder社が開発したFracMan®を使用して、坑道壁面の地質観察により取得した換気立坑壁面上における斜交断層のトレース長分布を再現する半径分布を探し出すシミュレーションを行った[17)]。図 1.1-6に、シミュレーションにおける亀裂モデルを構築する領域と繰り返し構築する亀裂モデルの一例を示す。シミュレーションでは、半径分布の分布形として、べき乗分布と指数分布の2つを検討した。図 1.1-7には、べき乗分布と指数分布のそれぞれを模式的に示す。一般的に分布の分布形には、べき乗分布がよく用いられるが[18)]、上述の通り、層面断層が斜交断層の大きさを規制している可能性があることから[13)]、べき乗分布よりむしろよりサイズの大きい分布が抑制される指数分布についても検討した。シミュレーションの結果、半径分布については、べき乗分布の場合、最小半径1.0 mとべき乗数2.8、指数分布の場合、半径の平均値2.8 mが求められ、換気立坑壁面を対象とした場合は､指数分布を採用する方が再現性の高い亀裂モデルを構築できる。

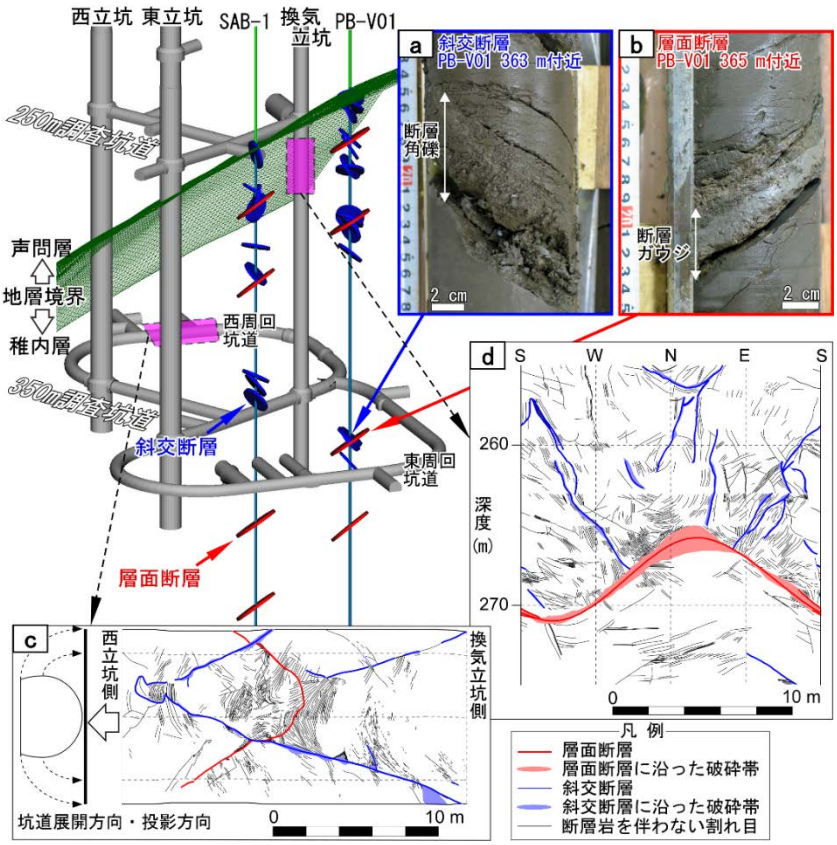


図 1.1-1　幌延深地層研究センターの地下施設のレイアウトと先行ボーリングで確認された断層および断層の交差関係が観察された坑道壁面の展開図（原子力機構, 2017）[19)]

aはPB-V01の深度363 m付近における斜交断層、bは深度365 m付近における層面断層である。cは350 m調査坑道の西周回坑道における坑道壁面の割れ目分布、dは換気立坑の深度255～275 mにおける坑道壁面の割れ目分布を表す。

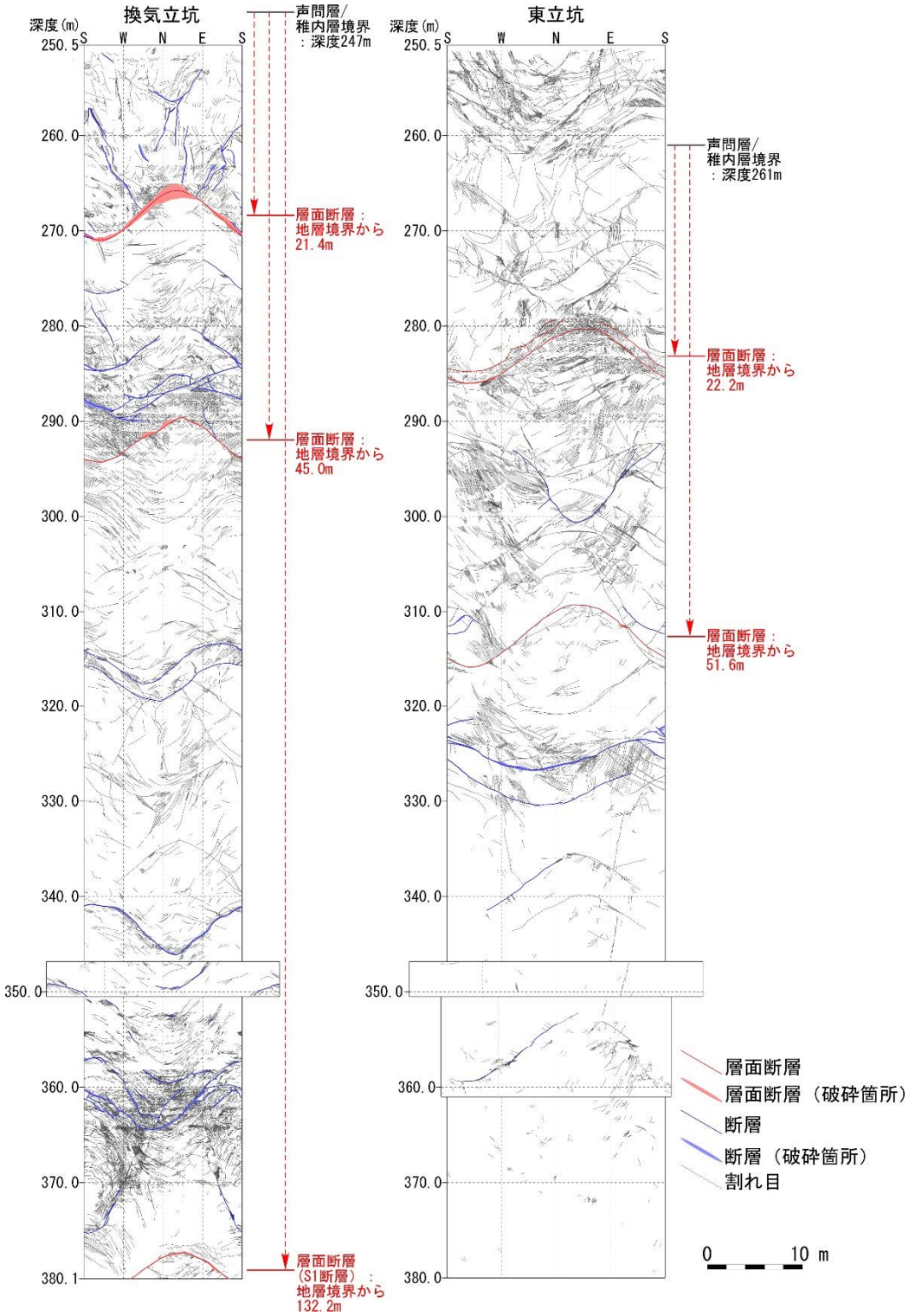


図 1.1-2　深度 250 m 以深における立坑壁面の地質観察結果（花室編，2016）[20)]

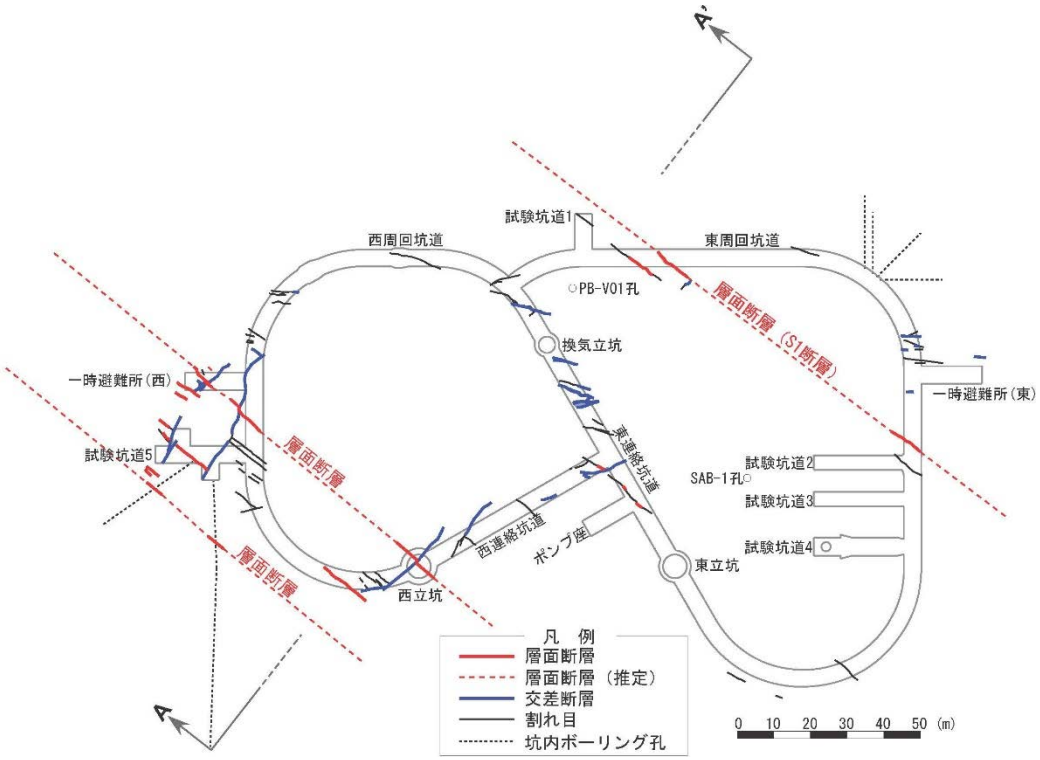


図 1.1-3　深度 350 m の水平断面における割れ目分布図（花室編，2016）[20)]

深度350 m調査坑道の壁面観察の結果に基づき、断層ガウジや断層角礫を伴う割れ目（断層）および複数の観察区間にわたって連続が認められる割れ目を深度350 mの水平断面に投影して作成した。

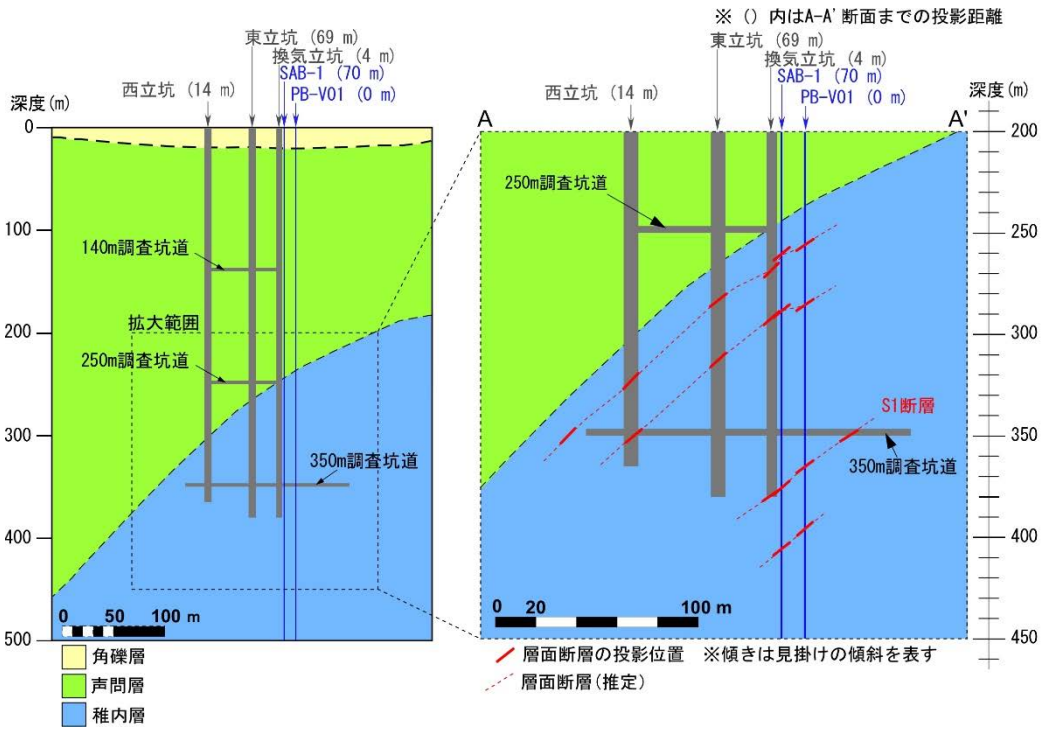


図 1.1-4　地下施設周辺における層面断層の分布（図 1.1-3 の A-A'鉛直断面）（花室編，2016）[20)]

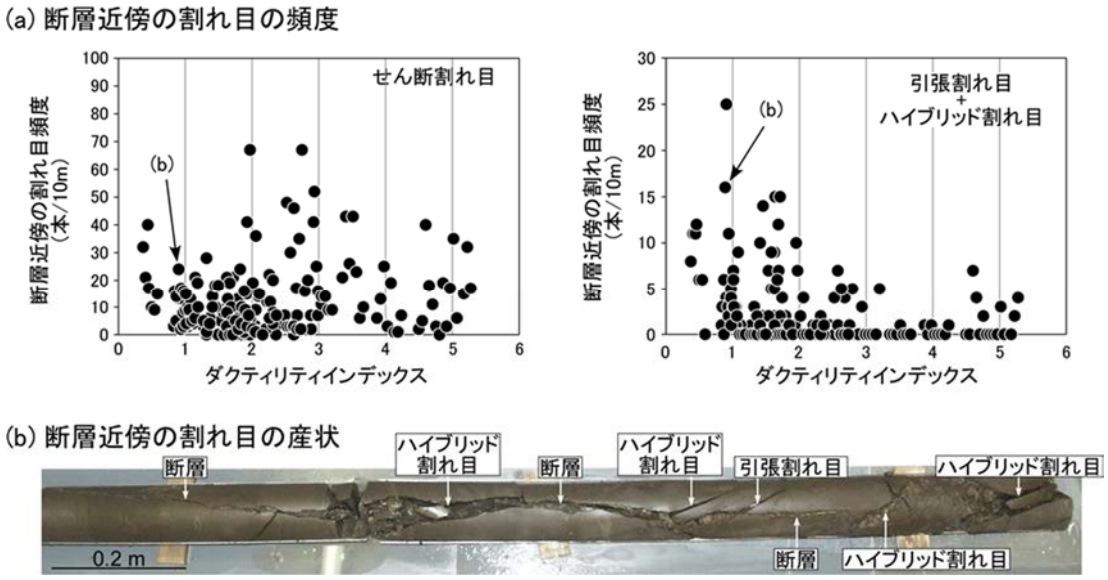


図 1.1-5　コアに認められる断層近傍の割れ目のタイプと DI の関係（Ishii, 2016）[16)]

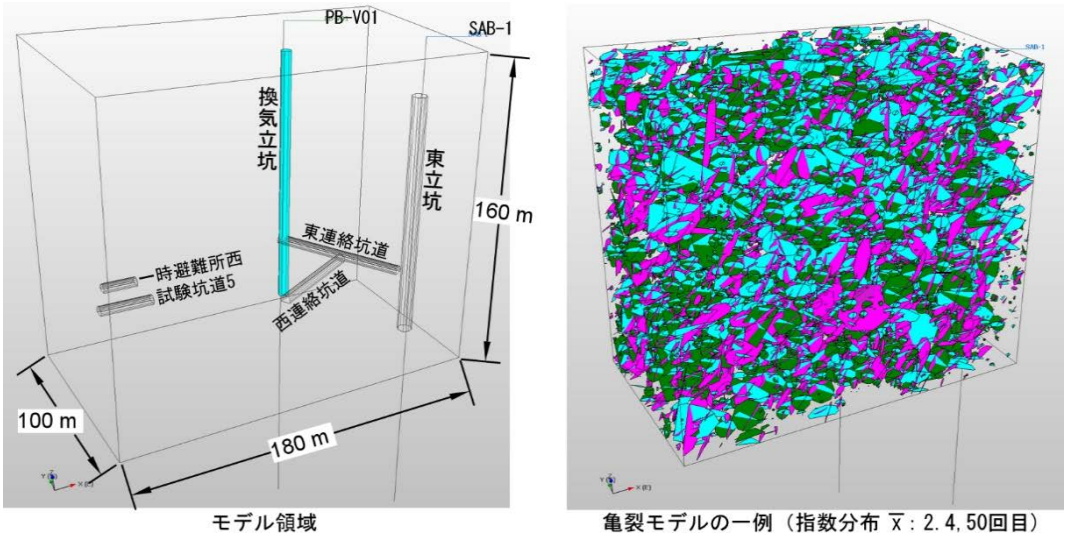


図 1.1-6　モデル領域の設定と亀裂モデルの一例

表 1.1-1　稚内層浅部の斜交断層の亀裂特性データ一覧

		方位分布			頻度・密度				半径分布		
		Fisher分布			1次元頻度 [1/m]		3次元密度 [m²/m³]		べき乗分布		指数分布
		方位角 (0-360)	偏向角 (0-90)	Fisher 定数 (K)					最小半径 [m]	べき乗数 [-]	平均値 [m]
稚内層浅部	セット1	195.8	40.6	23.7	0.0360	合計 0.0863	0.0589	合計 0.1581	1.0	2.8	2.8
	セット2	131.0	36.5	10.5	0.0389		0.0757				
	セット3	353.6	40.0	13.4	0.0115		0.0234				

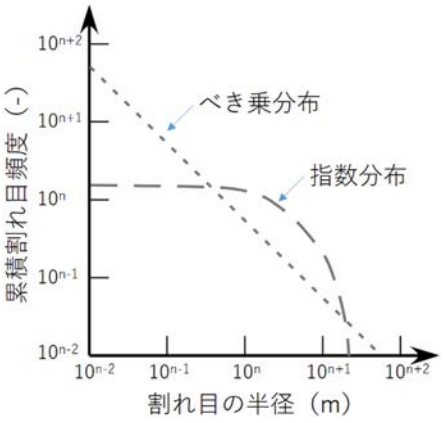


図 1.1-7　割れ目の半径分布の模式図

(4) まとめ

稚内層は、多孔質媒体としての特徴よりむしろ亀裂性媒体としての性質が強く、稚内層に分布する小断層である層面断層および斜交断層のうち、斜交断層が水みちとしての特徴を有する。そのため、地下施設周辺のより詳細なスケールの地質構造モデルの構築では、稚内層の斜交断層を対象とした亀裂ネットワークモデルを構築することを目的として、それに必要な亀裂特性データを求めた。その際、ボーリング調査データや壁面観察により取得されるデータから直接求めることができないため、換気立坑の壁面観察において確認された斜交断層のトレース長分布を再現する半径分布を探し出すシミュレーションを行った。また、層面断層は斜交断層の大きさを規制している可能性があることから、半径分布には、大きいサイズの分布が抑制される指数分布も採用した。

壁面観察データは、地上からのボーリング調査のデータでは推定できない断層の交差部の観察や断層のサイズ分布の推定を行うために必要であり、これらのデータは、より詳細なスケールの地質構造モデルを構築するために必要不可欠である。

参考文献

1) 石井英一，安江健一，田中竹延，津久井朗太，松尾公一，杉山和稔，松尾重明：北海道北部、幌延地域における大曲断層の三次元分布と水理特性，地質学雑誌，112，2006，pp.301-314.
2) Iijima, A. and Tada, R.：Silica diagenesis of Neogene diatomaceous and volcaniclastic sediments in northern Japan, Sedimentology 28, 1981, pp.185-200.
3) 太田久仁雄，阿部寛信，山口雄大，國丸貴紀，石井英一，操上広志，戸村豪治，柴野一則，濱克宏，，松井裕哉，新里忠史，高橋一晴，丹生屋純夫，大原英史，浅森浩一，森岡宏之，舟木泰智，茂田直孝，福島龍朗：幌延深地層研究計画における地上からの調査研究段階（第1 段階）研究成果報告書 分冊「深地層の科学的研究」，JAEA-Research 2007-044，2007，434p.
4) 石井英一，福島龍朗：新第三紀珪質岩における断層の解析事例，応用地質，47，5，2006，pp.280-291.
5) 舟木泰智，石井英一，常盤哲也：新第三紀堆積岩中の割れ目は主要な水みちとなり得るか?，応用地質，50，4，2009，pp.238-247.

6) Ishii, E., Funaki, H., Tokiwa, T. and Ota, K.：Relationship between fault growth mechanism and permeability variations with depth of siliceous mudstones in northern Hokkaido, Japan. J. Struct. Geol. 32, 2010, pp.1792-1805.
7) Ishii, E., Sanada, H., Iwatsuki, T., Sugita, Y. and Kurikami, H.：Mechanical strength of the transition zone at the boundary between opal-A and opal-CT zones in siliceous rocks. Eng. Geol. 122, 2011, pp.215-221.
8) Ishii, E.：Microstructure and origin of faults in siliceous mudstone at the Horonobe Underground Research Laboratory site, Japan. J. Struct. Geol. 34, 2012, pp.20-29.
9) Helgeson, D. E, and Aydin, A.：Characteristics of fracture propagation across layer interfaces in sedimentary rocks. Journal of Structural Geology, 13, 1991, pp.897-911.
10) Gross, M. R.：The origin and spacing of cross fractures: examples from the Monterey Formation, Santa Barbara Coastline, California. Journal of Structural Geology, 15, 1993, pp.737-751.
11) 舟木泰智，常盤哲也，石井英一，羽出山吉裕，松尾重明，津田和康，小泉朗，石川泰己，大條裕一，杉山和稔：幌延深地層研究計画換気立坑先行ボーリング(PB-V01 孔)調査報告書; 地質調査，JAEA-Data/Code 2008-013，2008，65p.
12) 須甲武志，高野仁，内田雅大，関陽児，伊藤一誠，渡部芳夫，宗像雅弘，田中忠夫，天野健二：幌延深地層研究施設周辺の地質環境情報に基づく地下水流動評価手法の検証に関する研究，JNES-RE-2013-9032，2013.
13) Hayano, A. and Ishii, E：Relationship Between Faults Oriented Parallel and Oblique to Bedding in Neogene Massive Siliceous Mudstones at The Horonobe Underground Research Laboratory, Japan, IOP Conference Series; Earth and Environmental Science, 44, 2016, pp.022004_1 - 022004_8.
14) Ishii, E.：Predictions of the highest potential transmissivity of fractures in fault zones from rock rheology: Preliminary results, Journal of Geophysical Research, 120, 2015, pp.2220-2241.
15) 花室孝広（編）：幌延深地層研究計画; 平成 26 年度調査研究成果報告, JAEA-Review 2015-017，2015，95p.
16) Ishii, E.：Far-field stress dependency of the failure mode of damage-zone fractures in fault zones; Results from laboratory tests and field observations of siliceous mudstone, Journal of Geophysical Research; Solid Earth, 121(1), 2016, pp.70-91.
17) 早野明，石井英一：新第三紀塊状珪質泥岩に分布する断層を対象とした亀裂ネットワークモデル，資源・素材春季大会，5(1)，2018，9p.
18) 鈴木俊一，本島貴之，井尻裕二，青木広臣：確率統計理論による亀裂特性データの相互関係の整理と数値解析モデルによる妥当性検証，土木学会論文集 C，65，1，2009，pp.185-195.
19) 日本原子力研究開発機構：8-6 堆積岩に分布する断層を把握する，原子力機構の研究開発成果 2017-18，2017，p83.
20) 花室孝広（編）：幌延深地層研究計画　平成 27 年度調査研究成果報告, JAEA-Review 2016-002，2016，92p.

1.2 岩盤の水理に関する調査技術開発

1.2.1 坑道周辺の水理特性やその変遷に関わる評価

(1) これまでの研究成果

第2段階の調査研究では、坑道の掘削と並行して実施した壁面観察により、湧水を伴う割れ目の分布や性状に関する情報を取得するとともに、坑道への湧水量の経時変化や第1段階における調査ボーリング孔での水圧モニタリングによる坑道掘削に伴う水位変化などを把握した。湧水を伴う割れ目の分布や性状については、声問層および稚内層において、それぞれの特徴を把握するとともに、坑道への湧水量の経時変化や坑道周辺での水位変化については、地下水流動解析の結果と比較することで、モデル化・解析手法の妥当性の確認に資する情報とした[1)]。

坑道掘削に伴う周辺の地質環境への影響の検討や構築した水理地質構造モデルの妥当性の確認を目的として、地下施設の建設に伴う地下水流動の変化を推定するための予測解析を実施し、更新したモデルによる予測解析結果の傾向と実測値が整合することを確認した。また、更新したモデルを基に、断層の透水性などの不確実性を考慮した複数のモデルを構築し、今後の地下施設の建設に伴う湧水量を推定するための解析を実施し、それぞれのモデルで湧水量がほぼ同程度となる結果が得られ、推定結果の差、すなわち不確実性が減少している結果が得られた。このことから、対象領域の地下水流動に影響を及ぼす主要な地質構造とその水理特性を適切に表現でき、推定結果の確度を向上できたと考えられる[1)]。

また、第1段階で構築した水理地質構造モデルを検証するために、それまでに得られたデータ・知見に基づくモデルの更新と解析を実施し、解析で予測した地下水の水圧分布の実測値の再現性についても確認した[1)]。

(2) 実施内容

第2段階までの調査研究で取得したデータや知見に加え、深度350 mまで建設が終了した地下施設で取得したデータ・知見（1.1 地質構造に関する調査技術開発、など）を踏まえて更新した水理地質構造モデルを用いて、地下施設の建設に伴う湧水量を推定するための地下水流動解析を実施した。

解析では、稚内層の浅部と深部のそれぞれで求めた亀裂分布パラメータから確率論的に発生させた亀裂分布を、ボーリング孔および研究坑道で観察された亀裂（断層）をもとにコンディショニング（確率論的に発生した亀裂を観察結果にもとづき調整）したモデル（等価不均質連続体モデル）を用いた。また、稚内層浅部と深部の透水分布については、ダクティリティインデックスと透水性の関係[2),3),4)]をもとに、それぞれ深度350 m、深度500 mでの分布を算出して与えた。

(3) 成果

地下水流動解析には、広域スケールモデルと施設スケールモデルの2つのモデルを作成した。両モデルは、入れ子モデルになっており、広域スケールモデルにより求めた定常水頭分布を施設スケールモデルの境界条件として与えた。それぞれのモデル化領域は、図 1.2-1に示すように、これまでのモデル化解析領域を踏襲して、広域スケールモデルの境界は、東および北側が流域境界、南側が河川境界、西側が海岸線境界とし、施設スケールモデルの境界は、地形解析により抽出した流域境界とした。地下水流動解析のもととなる地質構造モデルは図 1.2-2に示す。なお、稚内層については、その後の研究[2),5),6)]により、断層運動に伴う隆起・侵食による封圧低下によって稚内層の浅部（大曲断層周辺で概ね深度400 m以浅）に高透水性の割れ目が形成・発達することが

指摘されており、これらの知見に基づき、稚内層浅部と稚内層深部の分布を推定した（図 1.2-2 中の浅部、深部）。

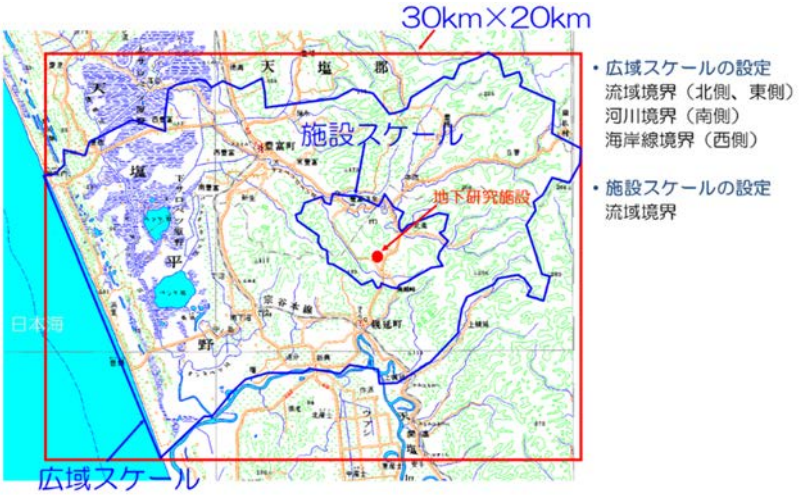


図 1.2-1　モデル化領域

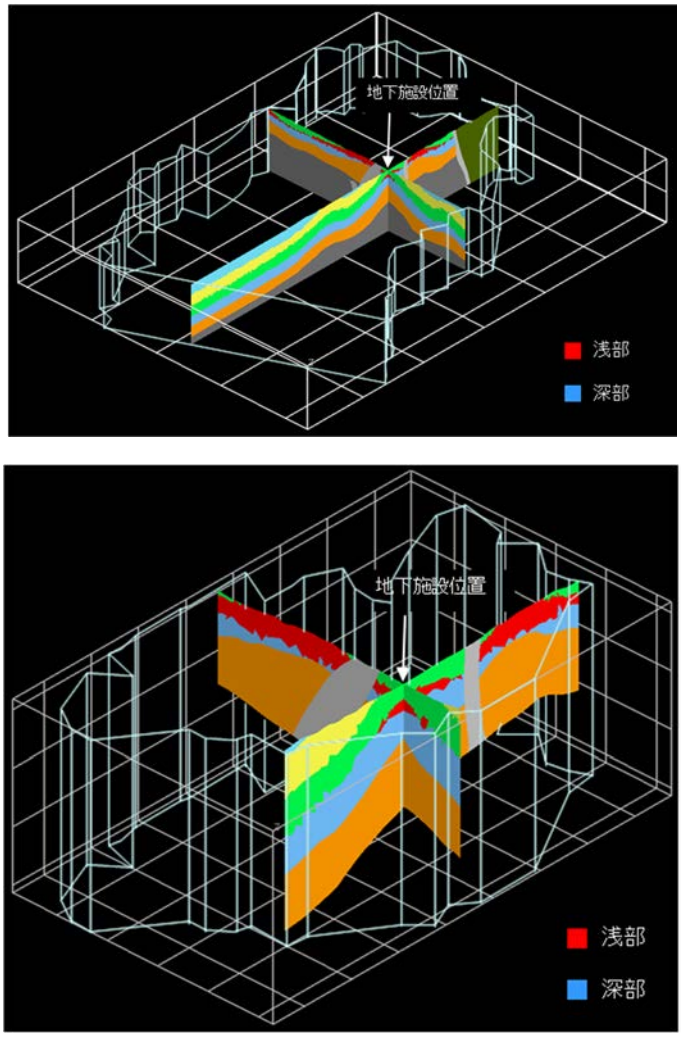


図 1.2-2　地質構造モデル（上：広域スケール、下：施設スケール）

作成した有限要素法解析メッシュを、図 1.2-3（広域スケール）、図 1.2-4（施設スケール）、図 1.2-5（地下施設）に示す。前述のように、モデルは「入れ子」になっており、広域スケールのメッシュには、施設スケールおよび地下施設のメッシュも含まれている。メッシュを構成する要素数、節点数は、次の通りである。

・広域スケールモデル（施設スケール含む）：要素数：1,414,375、節点数：263, 858

・施設スケールモデル（地下施設含む）：要素数：318,469、節点数：63,153

また、地下施設のメッシュと地質境界面との関係から割り当てた地質分布を、図 1.2-6に示す。

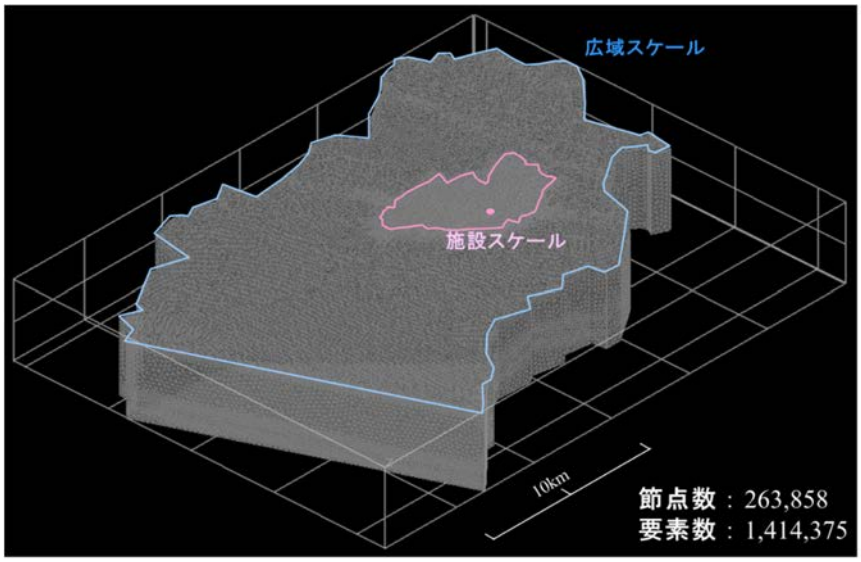


図 1.2-3　解析メッシュ（広域スケール）

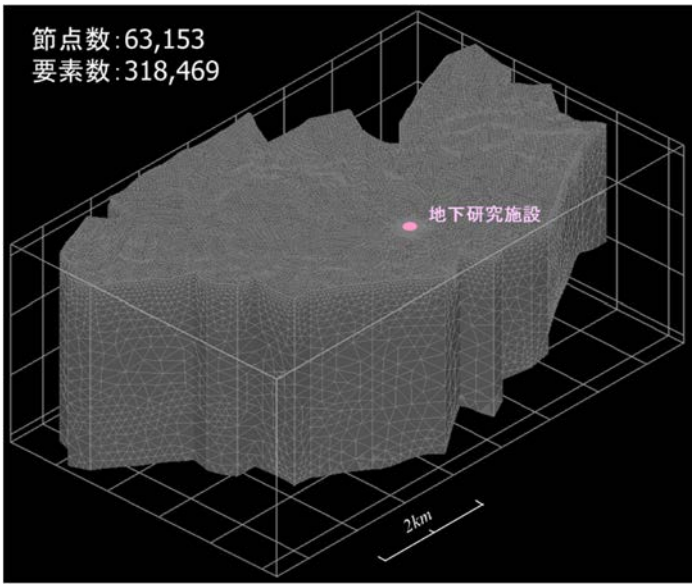


図 1.2-4　解析メッシュ（施設スケール）

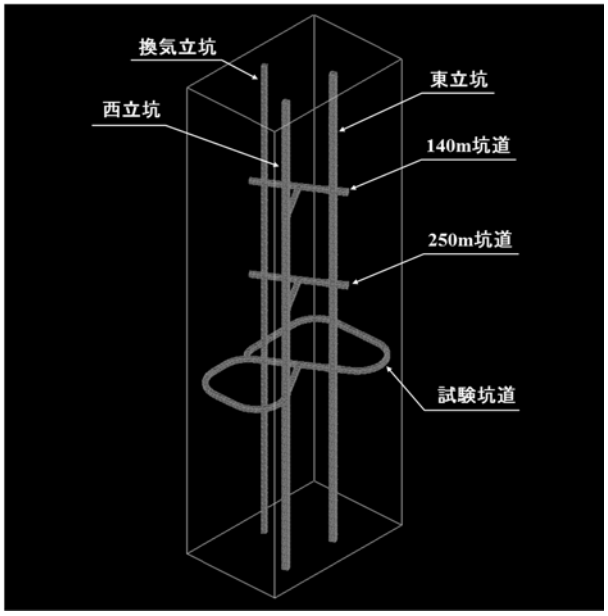


図 1.2-5　解析メッシュ（地下施設）
※立坑のみ仮想として深度550 mまで解析メッシュを作成

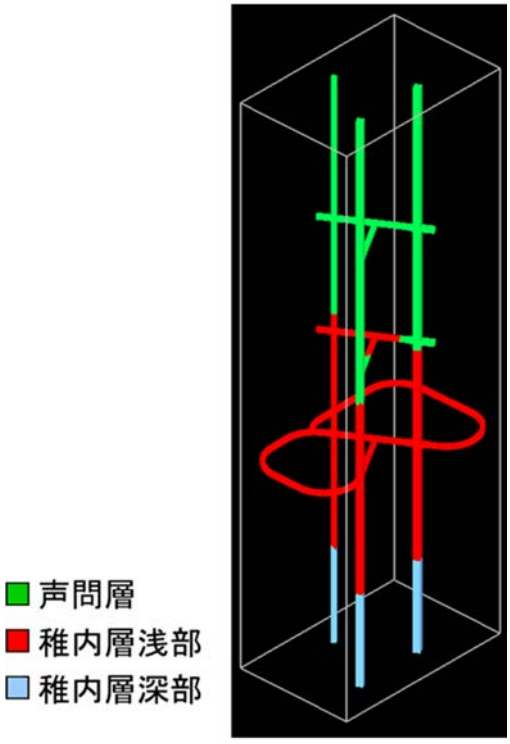


図 1.2-6　地下施設モデルと地質分布
※立坑のみ仮想として深度550 mまで解析メッシュを作成

稚内層浅部と深部における等価不均質連続体モデルを図 1.2-7に示す手順で作成した。この際、ボーリング調査や地下施設で存在が明らかになっている亀裂（表 1.2-1）については、亀裂ネットワークモデルに反映することとし、確率論的に発生した亀裂モデルの一部を観測された箇所に移動させる作業（コンディショニング）を行った。

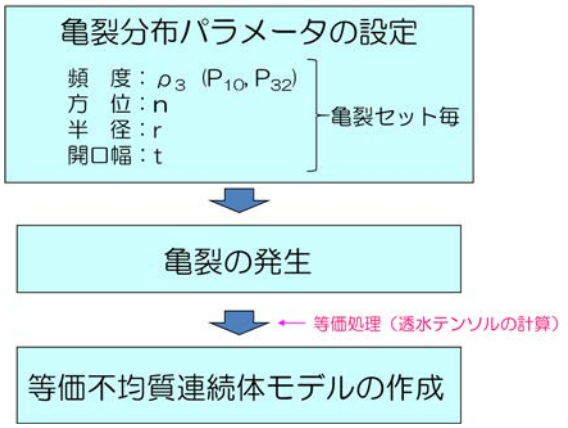


図 1.2-7　等価不均質連続体モデルの作成手順

表 1.2-1　コンディショニングに用いた亀裂データの範囲

ボーリング孔（4 本）	HDB-3，HDB-6，PB-V01，SAB-1
立坑スキャンライン（4 本）	換気立坑_NW，換気立坑_SW 東立坑_NW，東立坑_SW
250m 調査坑スキャンライン（3 本）	350-TR-01，350-TR-02，350-TR-03
350m 水平坑道スキャンライン（8 本）	一時避難所連接部付近 周回坑道（東）北側 S1 断層付近 東連絡坑道 西連絡坑道 周回坑道（西）北西側 周回坑道（西）西側 一時避難所（西） 試験坑道５

等価不均質連続体モデルは、亀裂頻度が大きかったことから、解析上の負荷を考慮して発生する亀裂数を抑えるために、図 1.2-8に示すように亀裂発生および等価処理は3立坑の中心から半径300 m以内にある有限要素メッシュのみを対象とした。

図 1.2-9に、等価処理後の透水係数分布の例（換気立坑を通る東西断面）を示す。

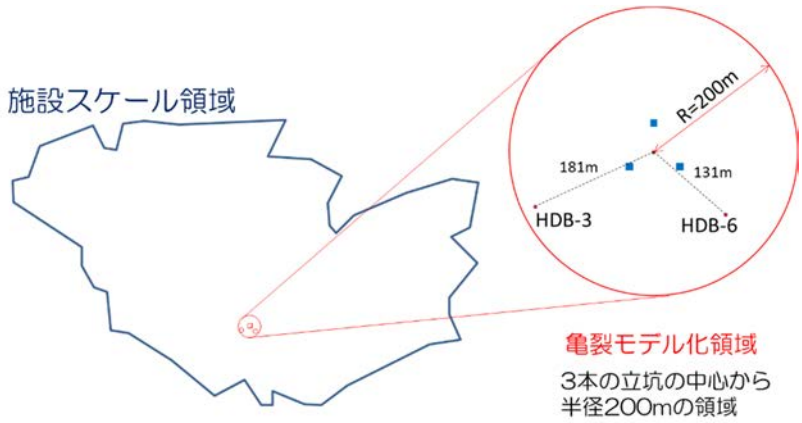


図 1.2-8　等価不均質連続体モデル化エリア

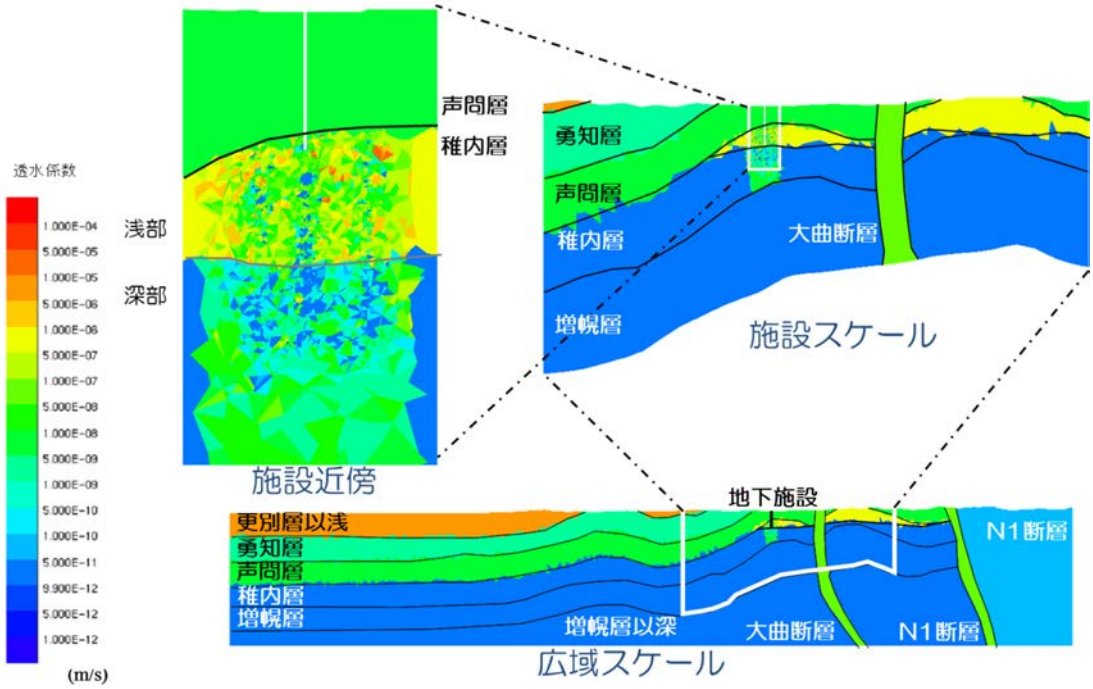


図 1.2-9　等価処理後の透水係数分布の例

作成した等価不均質連続体モデルを用いて、坑道掘削時の湧水量の予測解析を実施した。なお、深度380 m以浅は実績工程とし、深度380 m～深度550 mは仮想の掘削工程である。

深度350 m掘削段階までの等価不均質連続体モデル（10リアライゼーション：real#01～real#10）による湧水量の解析結果のうち、最小湧水量（real#06）、平均湧水量（real#07）、最大湧水量（real#08）の3つのリアライゼーションのモデル（図 1.2-10）について、深度550 m掘削段階までの解析を行った（図 1.2-11）。

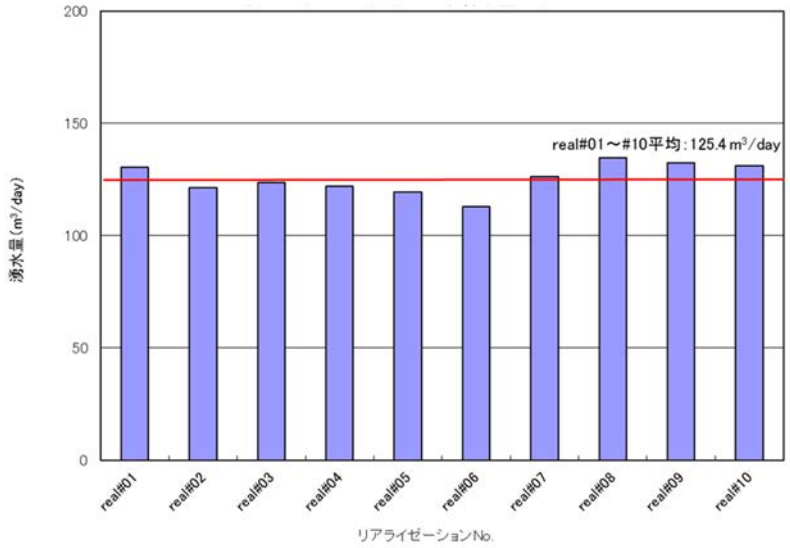


図 1.2-10　深度 350 m 掘削段階までの合計湧水量

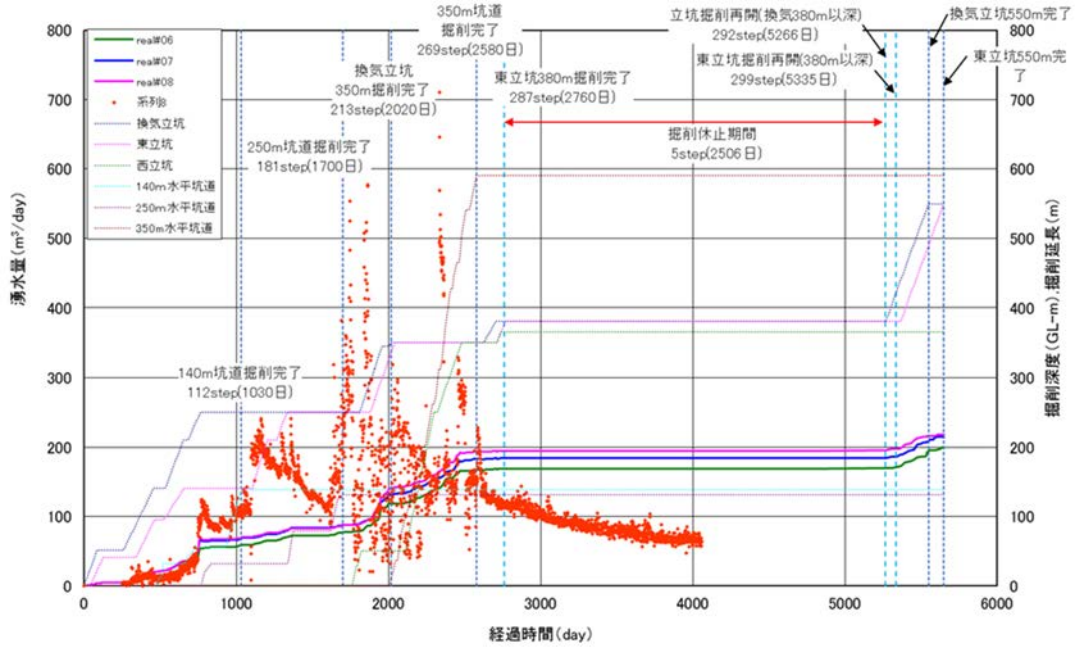


図 1.2-11 深度 550 m 掘削段階までの合計湧水量（real#06、real#07、real#08）

深度350 mまでの湧水量の解析値と実測値を比較すると、急激な湧水量の増加は再現できていないが、同様な傾向を得ることができた。ただし、350 m調査坑道以深の実測値に見られる湧水量の低下傾向は再現することはできなかった。これは、今回の解析では、立坑および調査坑道で実施したグラウチングによる岩盤の透水性の低下を考慮していないことが要因の1つと考えられる。

次に地下施設の建設に伴う湧水による立坑近傍の観測孔の全水頭分布について、解析結果と観測値を比較した。図 1.2-12～図 1.2-17にHDB-6孔の比較結果を示す。観測孔内の全水頭は、掘削時に湧水量が急変した時間において、大きな変化を示している。水圧観測区間における地下施設掘削時の応答（水圧低下量）は、実測値と類似した傾向が見られるものの、一部観測区間では

実測値に比べて過大な水圧低下量が得られた。この結果は，施設周辺の水理地質構造（特に、透水不均質性）のさらなる見直しが必要であることを示唆する。

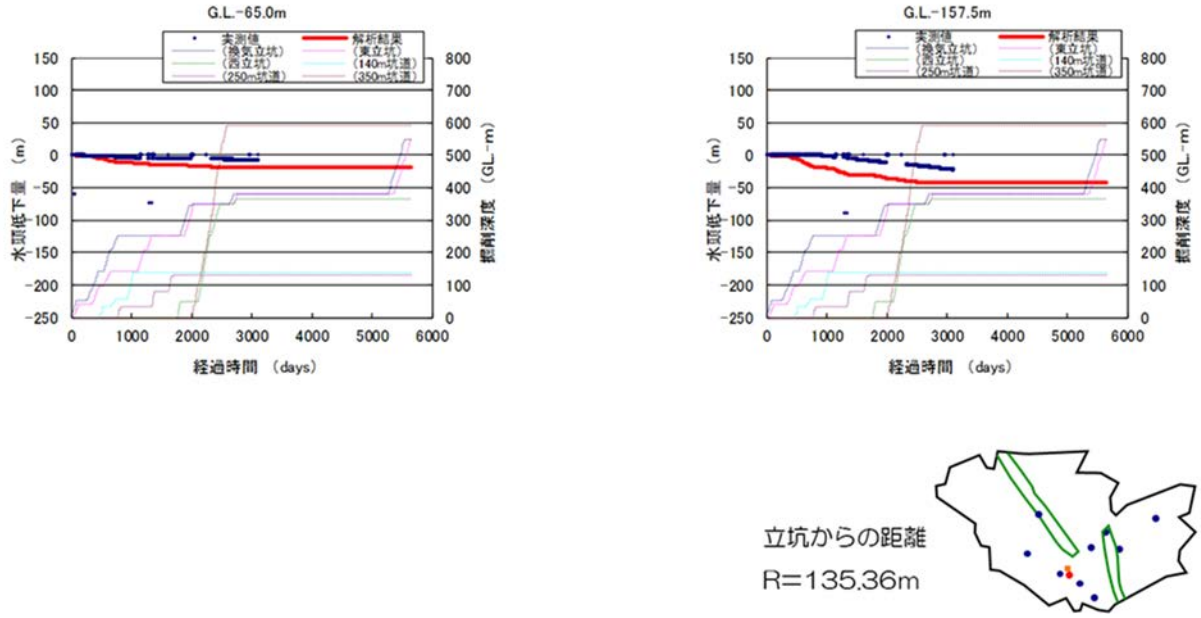


図 1.2-12　HDB-6 孔での水圧応答と実測値との比較（測定深度 GL-65.0 m,GL-157.5 m）

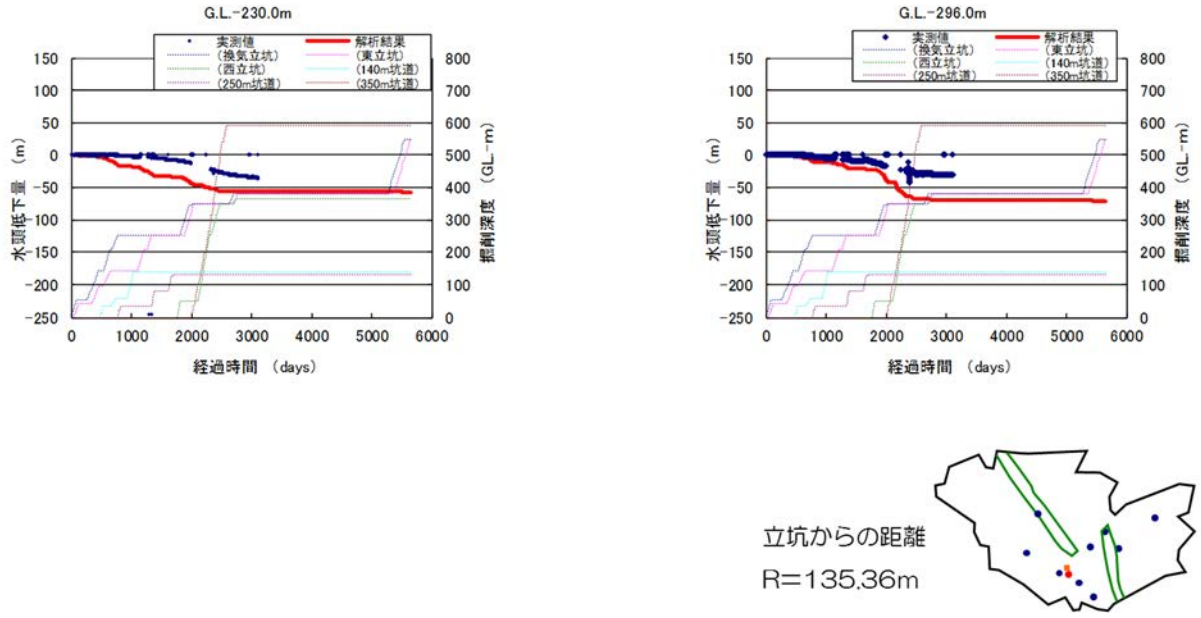


図 1.2-13　HDB-6 孔での水圧応答と実測値との比較（測定深度 GL-230.0 m,GL-296.0 m）

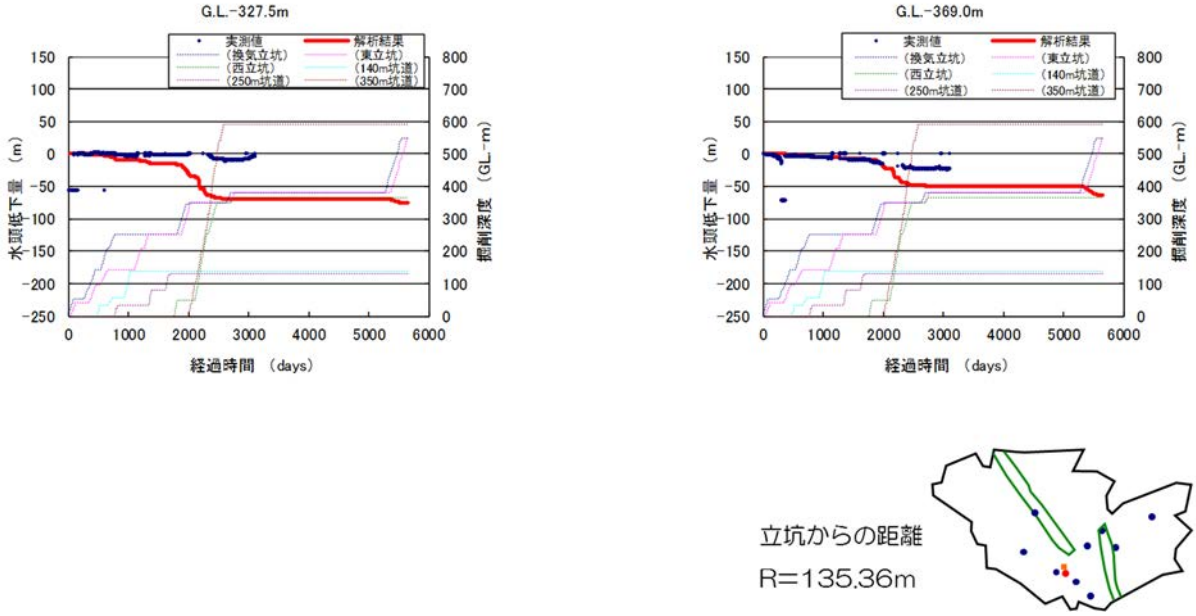


図 1.2-14　HDB-6 孔での水圧応答と実測値との比較（測定深度 GL-327.5 m,GL-369.0 m）

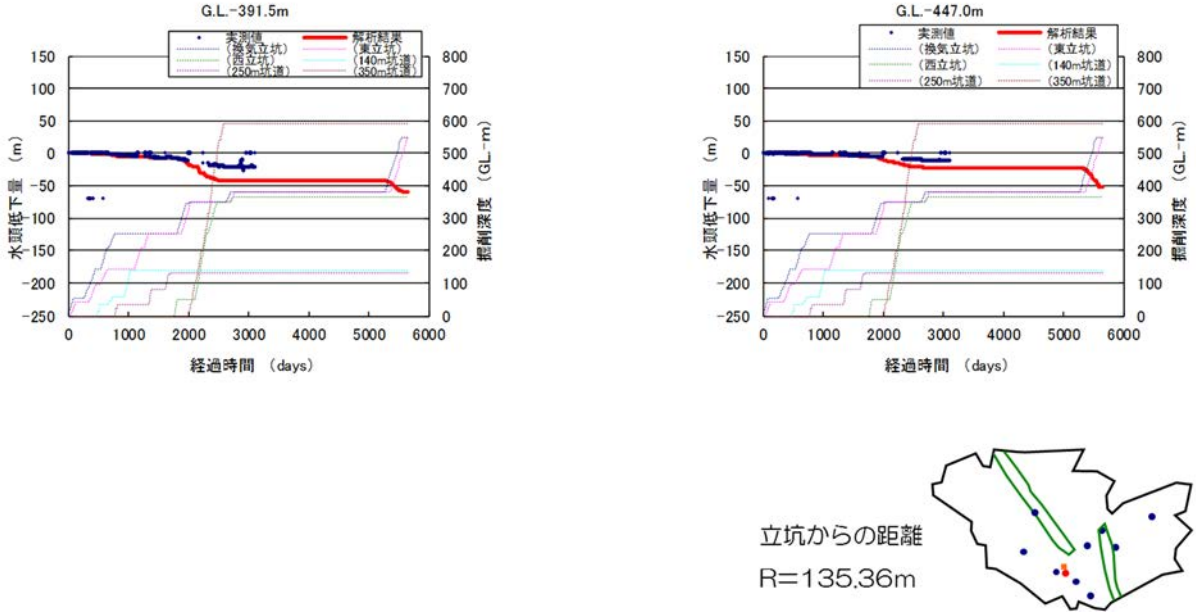


図 1.2-15　HDB-6 孔での水圧応答と実測値との比較（測定深度 GL-391.0 m,GL-447.0 m）

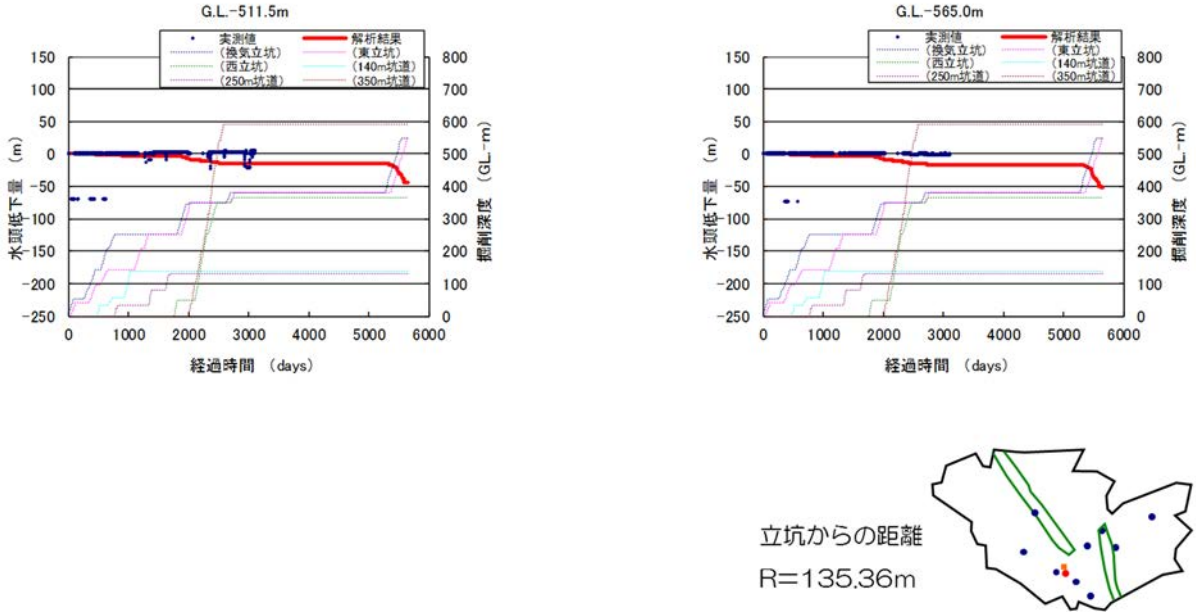


図 1.2-16　HDB-6 孔での水圧応答と実測値との比較（測定深度 GL-511.5 m,GL-565.0 m）

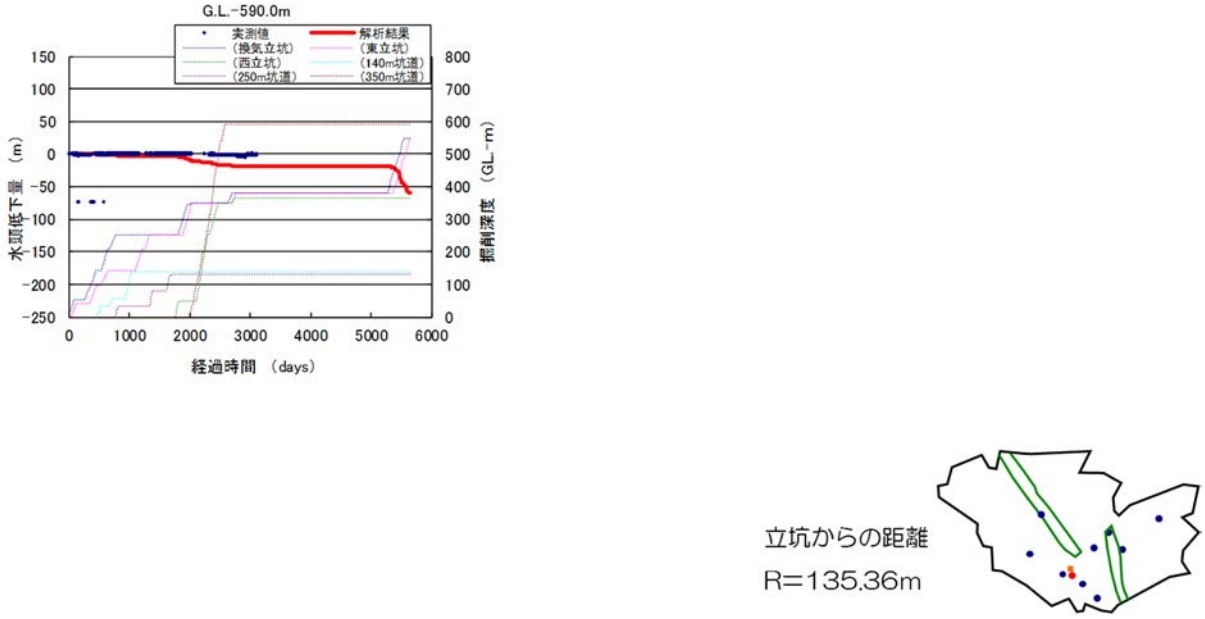


図 1.2-17　HDB-6 孔での水圧応答と実測値との比較（測定深度 GL590.0 m）

(4) まとめ

第2段階までの調査研究で取得したデータや知見に加え、深度350 mまで建設が終了した地下施設で取得したデータ・知見を踏まえて更新した水理地質構造モデルを用いて、地下施設の建設に伴う湧水量を推定するための地下水流動解析を実施した。その結果、深度350 mまでの湧水量の解析値と実測値の比較では同様な傾向を得ることができたものの、急激な湧水量の増加や、350 m坑道以深の湧水量の低下傾向は再現することはできず、グラウチングを考慮することの必要性が示唆された。また、地下施設の建設に伴う全水頭分布の経時変化の解析結果と観測値の比較では、実測値と類似した傾向が見られるものの、一部観測区間では実測値に比べて過大な水圧低下量が得られ、透水不均質性のさらなる見直しの必要性があると考えられた。

参考文献

1) 佐藤稔紀，笹本広，石井英一，松岡稔幸，早野明，宮川和也，藤田朝雄，棚井憲治，中山雅，武田匡樹，横田秀晴，青柳和平，大野宏和，茂田直孝，花室孝広，伊藤洋昭：幌延深地層研究計画における坑道掘削（地下施設建設）時の調査研究段階（第 2 段階：深度 350m まで）研究成果報告書，JAEA-Research 2016-025，2016，313p.

2) Ishii, E.：Predictions of the highest potential transmissivity of fractures in fault zones from rock rheology：Preliminary results, Journal of Geophysical Research, 120, 2015, pp.2220-2241.

3) Ishii, E.：Preliminary assessment of the highest potential transmissivity of fractures in fault zones by core logging, Engineering Geology, 221, 2017, pp.124-132.

4) Ishii, E.：Estimation of the highest potential transmissivity of discrete shear fractures using the ductility index, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences, 100, 2017, pp.10-22.

5) Ishii, E., Funaki, H., Tokiwa, T. and Ota, K.：Relationship between fault growth mechanism and permeability variations with depth of siliceous mudstones in northern Hokkaido, Japan, Journal of Structural Geology, 32, 2010, pp.1792-1805.

6) Ishii, E., Sanada, H., Funaki, H., Sugita, Y. and Kurikami, H.：The relationships among brittleness, deformation behavior, and transport properties in mudstones: An example from the Horonobe Underground Research Laboratory, Japan, Journal of Geophysical Research, 116, 2011, doi:10.1029/2011JB008279.

1.3 地球化学に関する調査技術開発

1.3.1 地下水の地球化学情報の取得に係わる進展

第1段階での調査により、深部地下水の地球化学特性を地上から把握するための調査解析技術が整備され、地下水水質形成に係わる地球化学モデルが構築された[1)]。第2段階では、地下施設掘削段階に得られた情報をもとに第1段階で構築された地球化学モデルの妥当性を確認するとともに、地下施設の建設・操業に係わる地球化学特性の短期変動・回復挙動の理解に必要なモニタリング技術や解析技術の整備・構築を進め、留意点やノウハウを整理した[2)]。

以上を踏まえて第3段階では、地下研究施設を活用した地質環境調査・評価技術の開発の一環として、深度350 mまで建設が終了した地下施設を利用し、地上からのボーリング孔を利用した調査研究では取得することが難しい地質環境特性、特に坑道周辺の地下水の地球化学特性を取得するための調査技術開発を実施した[3)]。坑道周辺の掘削影響領域を中心に、地下水の地球化学特性やその変遷に関わる評価を行うとともに、調査坑道から掘削されたボーリング孔等を用いた詳細調査により、水質、溶存ガス、微生物、コロイドおよび有機物に関わるデータを拡充した[4),5),6)]。以上の調査結果に基づき、第1・2段階において構築された地球化学モデルの確からしさについて検討を進めた。

第3段階における深度350 mまでの調査では、地下水の地球化学特性に係る以下の知見を拡充した。

- 掘削影響領域における水質の経時変化を継続的に観測した。また、微量元素や同位体比などの分析結果から、第1・2段階で構築された地下水水質の形成に関する地球化学モデルの妥当性が支持された。
- 地上からの調査では困難であった信頼性の高い遊離ガスデータの取得が可能となった。また、地下水中の溶存ガスの成因・起源の推定、Heなどを利用した年代測定の信頼性向上のための手法改良、坑道内のメタンガスの空間分布を取得する手法の開発などを行った。
- 坑道掘削にともなう地下水中の微生物存在量・種組成の変遷や、微生物代謝機能に関する知見を取得した。
- 地下水中のコロイドの種類や量、および元素の分配挙動に関する知見を取得した。また、コロイドのサイズや安定性に関する評価手法を検討し、これらに関するデータも取得した。
- 地下水中の溶存有機物（主に腐植物質）の種類・量・サイズなどに関する知見を取得した。

得られたデータは、必須の課題である実際の地質環境における人工バリアの適用性確認において、試験等の初期条件の評価にあたり有用であると考えられる。なお、個別の調査研究成果の詳細については、1.3.2～1.3.6で述べる。

1.3.2　地下水の地球化学特性（水質）に関わる詳細調査

(1) これまでの研究成果

第1段階の調査では、地上から掘削されたボーリング孔を利用して、深部地下水中の化学成分濃度、同位体組成および物理化学パラメータを把握するための調査解析技術を構築した。幌延地域では、浅部に塩分濃度の低い$Na\text{-}HCO_3$型の地下水が、深部に塩分濃度の高いNa-Cl型の地下水が分布し、深度約250 mで塩分濃度が急激に変化することを明らかにした[7]。また、深度500～550 mの地下水について、揚水時の脱ガスの影響も考慮した原位置でのpHおよび酸化還元電位の値としてそれぞれ約6.3、約-100 mVを取得し、酸化還元電位は主にFe^{2+}・SO_4^{2-}とFeS_2およびSO_4^{2-}・$FeCO_3$とFeSの酸化還元反応に支配されることを示した[8]。さらに、地上からの調査で得られたデータに基づき、岩盤の透水性などの水理地質構造も踏まえた地下水水質の形成に関わる地球化学モデルを構築した。幌延地域の地下深部は、低～中透水性で多孔質媒体として扱える声問層、高透水性の地質構造を有する深度約400 m以浅の稚内層（稚内層浅部）、低透水性である深度約400 m以深の稚内層（稚内層深部）の3つに区分でき、稚内層浅部までは天水の涵養により塩分濃度が相対的に低い環境が形成された一方で、稚内層深部は長期的に表層との物質循環に乏しく、鉱物・ガス・微生物などとの相互反応により水質が形成されたと考えられている[9]。

第2段階の調査では、地下施設からボーリング孔を掘削し、嫌気・被圧状態を維持したまま水質観測や採水が可能なモニタリング装置を開発・設置した[10]。この水質モニタリング装置および立坑周辺に設置された集水リングを利用して、深度250 mまでの地下施設建設に伴う地下水水質の経時変化を継続的に観測するとともに、関連するプロセスの解析・評価技術を開発した。掘削影響領域（EdZ）における地下水水質の短期変動について、坑道掘削から数年程度では、水圧低下が認められている領域においても塩分濃度、pHおよび酸化還元電位の顕著な変化は認められず、酸化還元電位も第1段階で提示されたものと同様の酸化還元反応に支配されることを示した[11]。また、掘削損傷領域（EDZ）におけるpH・酸化還元電位の短期変動については、坑道周辺岩盤への酸素注入試験が実施されており、有機物に富む堆積岩が大気の浸透に対する還元緩衝能力を有することを確認した[12]。

(2) 実施内容

深度350 mまでの建設が終了した地下施設を利用して、地下深部での人工バリアの性能や物質移動に密接に関与する地下水の水質（化学成分濃度、pH、酸化還元電位など）の経時変化、およびそれに関連するプロセスの観測・解析・評価技術を改良・高度化した。なお、第3段階で得られたEDZのpH・酸化還元電位に関する調査研究成果については、2章で述べる。

(3) 成果

深度140 m調査坑道に設置された水質モニタリング装置では、地下水からの脱ガスや急激な圧力変化などが水質観測に与える影響が課題とされた。これらの影響を低減するための改良を加えたモニタリング装置を開発し、深度350 m調査坑道に設置するとともに、その適用性を確認した[13]。

水質モニタリング装置および集水リングを利用して、地下水水質を継続的に観測した。その結果、第2段階での調査結果と同様に、地下施設内のボーリング孔から採取した地下水の化学成分濃度および同位体組成には顕著な経時変化が認められないことを確認した[14]。また、深度350 m調査坑道の人工バリア性能確認試験の周辺箇所でも、地下水の水質に顕著な変化が生じていないことが示された[15),16]（図 1.3-1）。一方、浅部に位置する一部の集水リングでは平成26年度か

ら平成29年度にかけて塩分濃度の低下が認められ（図 1.3-2）、多変量解析の結果からもこのことが確認された[15]。瑞浪では地下水位の低下に伴う塩分濃度の低い浅部地下水の引き込みが観測されており、幌延においても同様のメカニズムにより塩分濃度が低下した可能性が考えられるが、詳細については水理学的解析と合わせた評価が必要である。

水質モニタリング装置で観測した地下水のpHは概ね6.5～7.1の範囲に分布し、酸化還元電位は、一部でやや高い値を示すものの概ね-250～-100 mVの範囲にあり、第2段階までの観測値よりもやや低いことを示した（図 1.3-3）。また、第1および第2段階で提示された酸化還元反応に加えてCO_2(aq)とCH_4(aq)の酸化還元反応も支配的であることを示し、熱力学的解釈を踏まえた酸化還元電位の不確かさに関する評価も実施した。これにより、地下水の酸化還元状態に関する評価技術の高度化を図ることができた[17]。

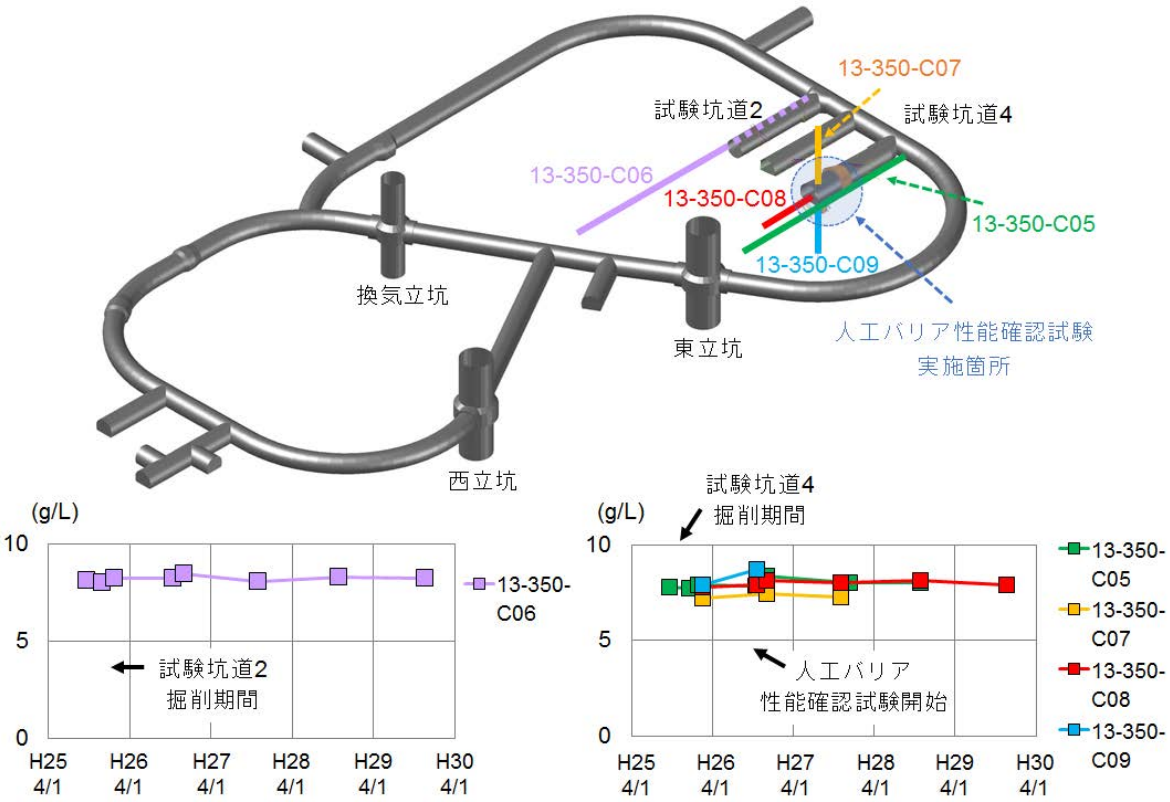


図 1.3-1　人工バリア性能確認試験の試験箇所周辺における地下水の塩分濃度の経時変化

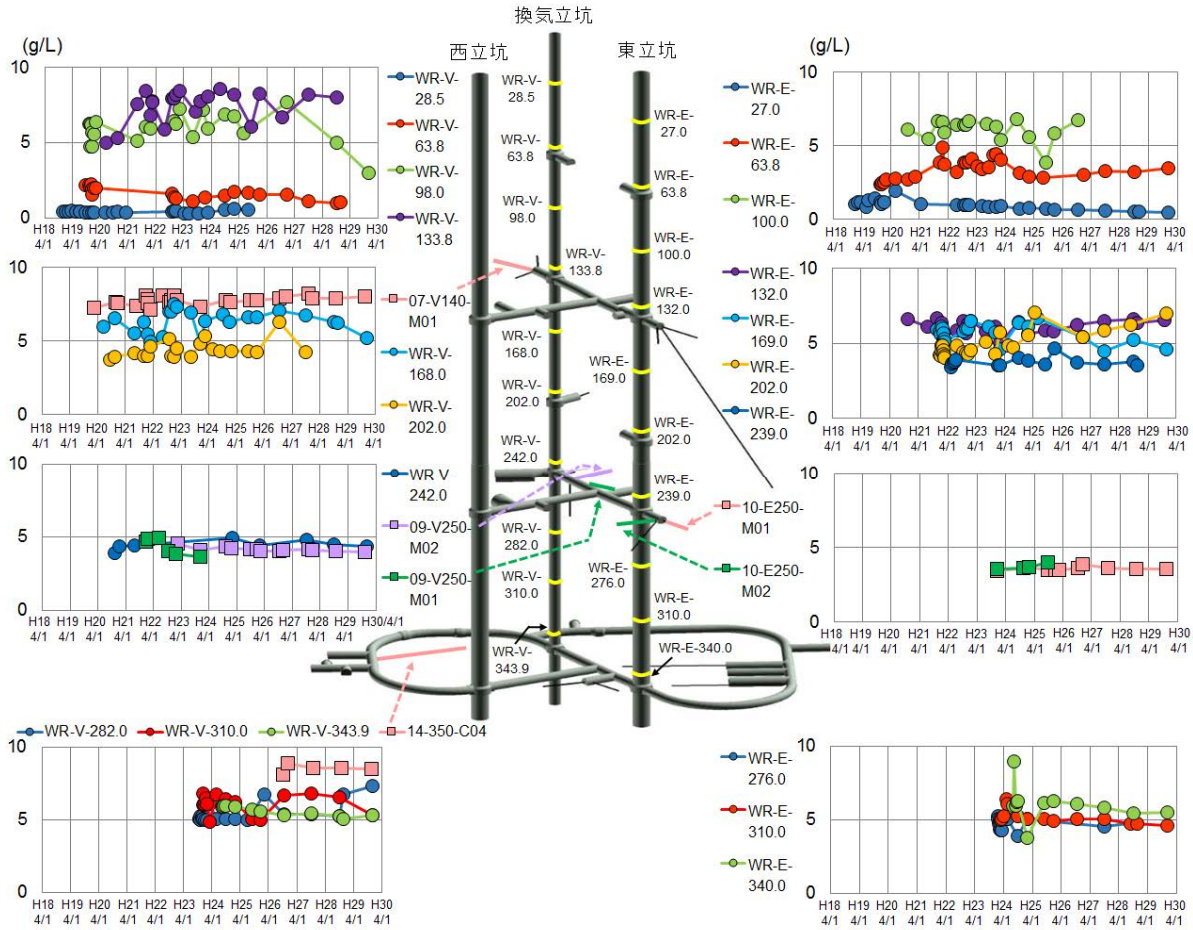


図 1.3-2　坑道内で採取した地下水の塩分濃度の経時変化

「V」および「E」はそれぞれ換気立坑と東立坑、「WR」は集水リングを表す。その後ろの数字は深度を表す。

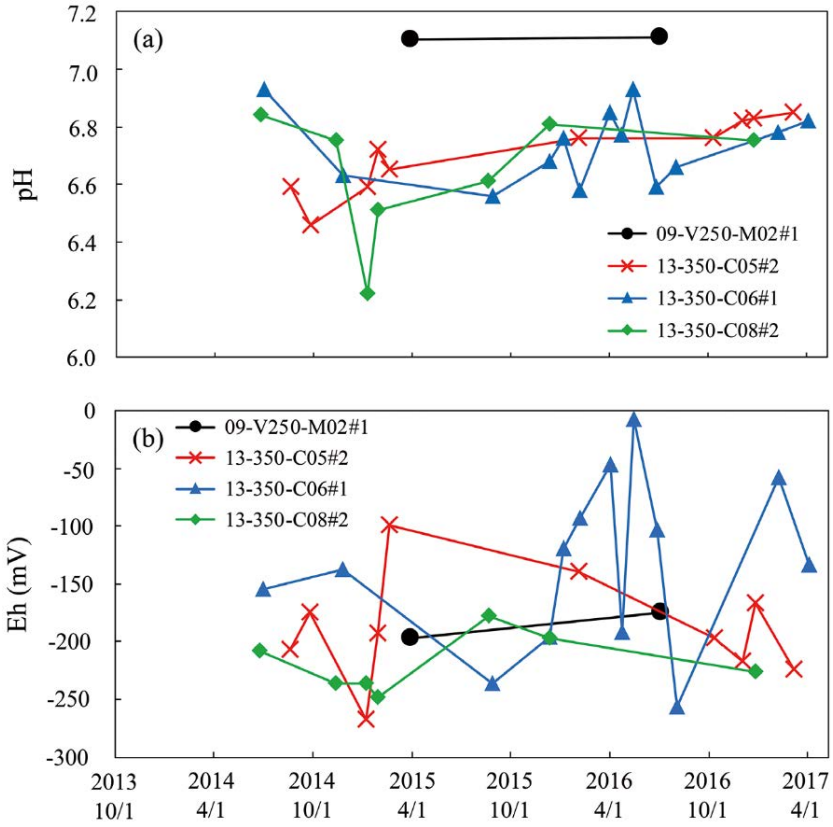


図 1.3-3 水質モニタリング装置を利用して観測した地下水の pH および酸化還元電位の経時変化 (a)pH、(b)酸化還元電位。

また、幌延の地下水中のUおよびThの溶存態濃度は、それぞれ10^{-12} mol/Lオーダー、10^{-13} mol/Lオーダーと非常に低く、両元素の酸化物（UO_2(cr)、ThO_2(cr)）が溶解度制限固相であることが示唆された[18]。幌延の地下深部ではこれら元素が地下水に溶けにくく、その移動を遅延させるような化学的環境にあることが確認された。なお、幌延の堆積岩における希土類元素、UおよびThの分布状態の調査・解析[19]からも、これらの元素が岩石中に保持されやすい化学的環境が長期にわたり維持されていたことが示唆された。以上の結果は、これまでに構築された地球化学モデルと調和的であった。

幌延の地下水の年代測定およびCl^-濃度や酸素・水素同位体比の測定結果に基づき、声問層および稚内層浅部における地下水と天水との混合領域や、稚内層深部における化石海水の分布領域が再評価された[20]。幌延地域における水質の空間分布に係る統計学的解析からも、浅部の地層では化石海水と天水との混合が生じており、断層などの地質構造が地下水の流動・混合に影響を与えることが示唆された[21]。これらの結果も、これまでに構築された地球化学モデルの妥当性を支持するものであった。

(4) まとめ

深度350 mまでの建設が終了した地下施設を利用して、地下深部での人工バリアの性能や物質移動に密接に関与する地下水の水質（化学成分濃度、pH、酸化還元電位など）の経時変化を観測し、それらに関連するプロセスの観測・解析・評価技術を改良・高度化した。これらにより得られたデータを基に、これまでに構築された地球化学モデルの妥当性について検討し、モデルの確からしさを概ね確認できた。

1.3.3　地下水の地球化学特性（ガス）に関わる詳細調査

(1) これまでの研究成果

幌延を含む北海道宗谷地域は、古くから石油・天然ガスが胚胎する地域として知られており、地下には比較的高濃度の溶存ガスが存在することが予想されていた。地下水中の高濃度の溶存ガスは、地下施設の掘削や維持管理に大きな影響を与える。高濃度溶存ガスは、水理試験や水質などの各種データ取得に対しても影響を与える。また、このような高濃度溶存ガスは、地質環境の形成過程を反映していると考えられる。このような地域では、地下水中の溶存ガスについて調査することが必要である。幌延深地層研究計画では、上記のような必要性を踏まえ、主に地質環境調査に関する調査技術開発の一環として、地下水中の溶存ガスデータが取得されてきた。

地上からのボーリング調査では、水理試験などの揚水の際にガスの組成を調査し、地下水中の溶存ガスが主にCH_4とCO_2であることが分かった[22]。メタンガスの起源は、有機物の熱分解や微生物活動によるCO_2の還元反応、あるいは、海水中に含まれる硫酸イオンにより、本地域の地層の堆積時の初期続成作用で生成されたCH_4の酸化反応が現在までゆっくりと続いていた可能性などが示唆された[23]。希ガス（HeとNe）を用いた地下水年代測定技術の適用性の確認として、先行ボーリング調査（PB-V01）により、コア試料に含まれる間隙水中の溶存希ガス濃度を測定した[24]。また、地下施設掘削に伴う脱ガス影響に係る予察解析により、圧力の低下に伴い発生する脱ガスが地下水の湧水量へ与える影響が小さいことや、地下施設周辺の水圧低下が緩慢になることが示唆された[25]。

しかしながら、地上からのボーリング調査において取得されたガス組成に関する多くのデータは遊離ガス組成であり、その多くは大気ガスの混入の影響を受けたものであった。また、それらの遊離ガスの組成は大きなばらつきを示した。CH_4やCO_2の炭素同位体組成に関しても、地上からのボーリング調査で得られたデータは、ばらつきが大きく、再現性の確認または調査技術の信頼性の向上が課題となっていた。測定結果が大きなばらつきを示す要因として、地下水やガスの採取方法に起因する問題とは別に、ボーリング掘削などによる圧力の低下に伴う脱ガスが考えられる。特に、希ガスを用いた地下水年代測定では、地下水中に微量に溶存している希ガスの蓄積量などの濃度を正しく評価する必要があるが、溶存ガスの主成分であるCH_4やCO_2の脱ガスが生じた場合の影響を正しく評価することが困難であった。このため、溶存ガスの脱ガスの影響を補正するための手法の開発が課題であった。

(2) 実施内容

第2段階から第3段階においては、地下施設を利用することで、上記の課題に取り組んだ。具体的には、地下施設を利用して溶存ガス濃度を取得する手法の整備を行った。また、地下施設を利用して精度良く得られた溶存ガスデータを用いて、ガスの成因や起源について、地上からのボーリング調査により得られた結果の検証を踏まえた検討を行った。圧力の低下による溶存ガスの脱ガスの影響を受けた試料について補正手法の整備を行った。地層中での気液2相流が地下水流動に与える影響の解析・評価手法の整備に取り組んだ。さらに、これらの調査を通して得られたガスに関する情報を、データ集として取りまとめた[26]。

(3) 成果

・金属製の耐圧容器に地下水を原位置の圧力を維持したまま採取し、採取した地下水中の溶存ガスを分析室の専用の真空ラインに接続し、分析する手法により得られた結果と、真空引きしたガラスバイアル瓶にボーリング孔から地下水を直接採取し、ヘッドスペース中のガスの

分析から、地下水中の溶存ガス濃度を取得する簡易手法により得られた結果とを比較し、後者の簡易的な手法でおおよそ原位置の溶存ガス濃度や同位体組成と等しいデータが得られることを示した[27]。また、地上からのボーリング調査で得られたCH_4やCO_2の炭素同位体組成の大きなばらつきの原因を考察し、試料の採取方法や保管方法などについて改良を行った[28]。Tamamura et al. (2018)[27]は、溶存ガスの脱ガスによる影響を補正する手法を提案しており、この補正手法を応用することで、地上からのボーリング調査時に見られた遊離ガス組成の大きなばらつきについて考察を行った。地下施設を利用して得られた溶存ガス濃度や採取時の地下水の水圧、温度などのパラメータを用いて計算した遊離ガス組成および溶存ガス濃度の深度分布または圧力依存性の例を図 1.3-4に示す。地下深部あるいは高い圧力の領域では、溶存CH_4濃度が大きく、遊離ガス組成も99 %程度がCH_4で占められることが分かる。一方で、地下浅部あるいは比較的圧力の低い領域では、溶存CH_4濃度が溶存CO_2濃度より低くなり、遊離ガス組成も大きく変化することが分かった（CO_2 ~35%、CH_4 ~65%）（図 1.3-4）。地上からのボーリング調査で見られた大気の混入だけでは説明できないような変化は、このような溶存ガス濃度の違いや脱ガスの程度の違いで説明できることを示した。また、これらの調査を通して得られたガスに関する情報を、データ集として取りまとめた[29]。

・地上からのボーリング調査で得られたガスに関するデータと地下施設を利用して得られたデータとを用いて、主な溶存ガスであるCH_4とCO_2の成因や起源について、本地域の地質環境の変遷と合わせて考察した。CH_4は、微生物活動によるCO_2の還元反応により生成されており、有機物の熱分解反応やCO_2への酸化反応により濃度が規定されている可能性は小さいことが分かった。一方でCO_2は、声問層と稚内層で挙動が異なる可能性が示唆された。声問層では、低温における有機物の熱分解反応や微生物による分解により生成されていることが考えられるが、稚内層では最大埋没時の続成作用の影響により有機物が変質しているため、隆起後の現在の環境では有機物の分解によりCO_2は生成し難いことが示唆された[30]。

・地上からのボーリング調査により得られたデータを用いた地下施設掘削時の地下水と溶存ガスの湧出量に関する予察解析を踏まえて、地下施設の掘削工程を考慮した気液2相流解析を実施した。その結果、CH_4の湧出量が実測値と比較して少ない結果となった（図 1.3-5）。3Dレーザースキャナとレーザーメタンセンサーを組み合わせ、坑道内のCH_4の空間分布を取得する手法を開発した[31]。新たに開発した計測装置のシステム構成と350 m調査坑道における観測結果の例を図 1.3-6に示す。その結果、主要な断層部からCH_4が湧出していることが分かった。気液2相流解析の結果と合わせて考えると、主要な断層部から地下水を伴わずに湧出しているCH_4の存在が推定された。

・希ガスを用いた地下水年代測定法の信頼性向上のため、圧力の低下に伴う脱ガスの影響を受けた試料の補正方法を、異なる2つの観点から開発した。1つ目は、圧力変化による複数の溶存ガスの溶離・溶解挙動を気液平衡の観点から取り扱ったものである。CH_4やCO_2などの主要な溶存ガスに対しては、十分に補正できることを示したが[27]、微量成分である希ガスに対しての適用性の確認は、今後の課題である。2つ目は、希ガス（He、Ne、Ar、Kr、Xe）のみに着目し、気液平衡のみでなくカイネティクスモデルについても考慮した手法である。溶存ガスの全ガス圧が4.6気圧以下の場合は、水上置換法のように1気圧の下で脱ガスさせた溶存ガスの挙動は気液平衡に従うことが分かった。真空引きすることで溶存ガスを強制的に抽出した場合は、カイネティクスモデルに従うことが分かった。このような場合は、特にHeとNeについては、脱ガスの補正が可能であることを示した。一方で高圧（32気圧の場合）では、気液平衡に従わなくなることや、ArやKr、Xeの脱ガス挙動の理解が十分ではないため、このような点をさらに調査することで、本手法の適用性を向上させることが必要である[32]。

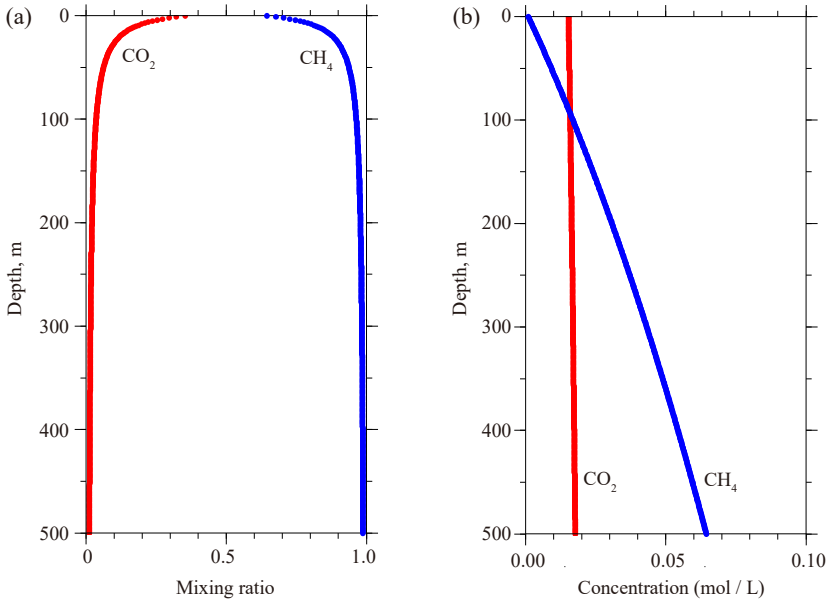


図 1.3-4　遊離ガス組成と溶存ガス濃度の深度分布の計算結果の例
(a)遊離ガス組成、(b)溶存ガス濃度

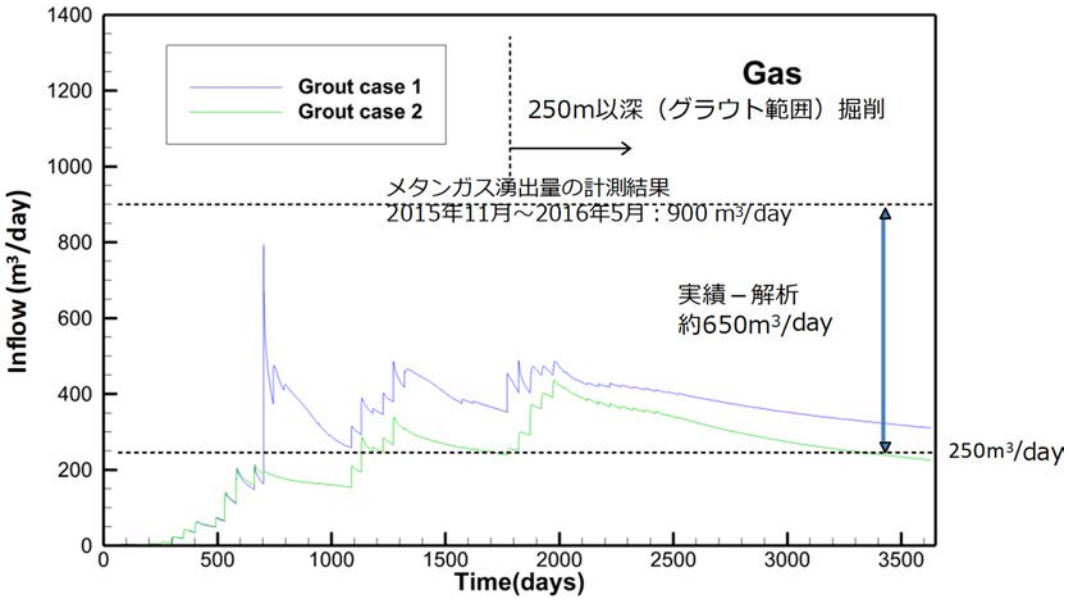


図 1.3-5　地下施設の掘削に伴う CH_4 湧出量の解析結果
横軸の時間は、地下施設の掘削開始を0としている。

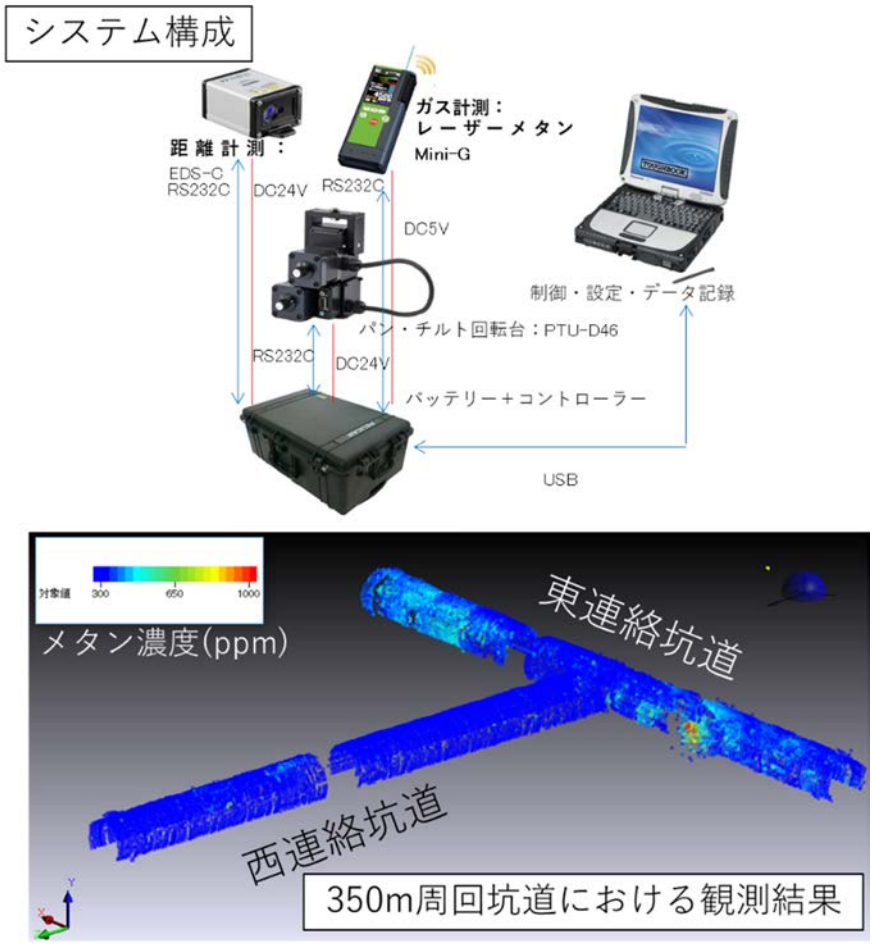


図 1.3-6　新しく開発した計測装置のシステム構成（上）と計測例（下）

(4) まとめ

溶存ガスに関する情報は、地下水の水質と同時に、調査地域の地球化学特性を把握する上で重要な情報の1つであるため、特に地層中に溶存ガスが多く認められる堆積岩地域においては、概要調査段階におけるボーリング調査時に正確なデータを取得する必要がある。幌延深地層研究計画における地上からの調査で得られた溶存ガスに関するデータは量が少なく、大きなばらつきを示しており、その主な要因は、採取方法に起因する脱ガスや汚染、採取後の試料の変質などによるものであった。地下施設を利用した研究開発では、圧力の低下による溶存ガスの脱ガスの影響を受けた試料について補正手法の整備を行うなど、地下施設を利用して溶存ガス濃度を取得する機器や手法の整備を行い、ガスの成因や起源について品質が確保されたデータを得られるようになった。圧力の低下に伴う脱ガスの影響の補正手法の整備については、希ガスを用いた地下水年代測定法と密接に関連するものであり、今後は、より高圧条件における脱ガス時の挙動を詳細に調べることが望ましい。

1.3.4　地下水の地球化学特性（微生物）に関わる詳細調査

(1) これまでの研究成果

第1段階の調査では、地上から掘削されたボーリング孔を利用して、地下深部地下水中の微生物存在量、微生物群集組成を把握するための調査を行った。しかしながら、低透水性岩盤を対象とした場合、地上からの調査は掘削時の汚染の影響が大きく、原位置の微生物特性評価を行う上で試料の品質の点が課題として挙げられていた。

第2段階の調査では、地下施設内でボーリング孔を掘削し、被圧条件下で掘削時の掘削水や掘削ツールによる汚染が十分排除され品質が担保された試料を対象として、微生物存在量や群集組成等の調査技術の開発をおこなった。また、微生物影響を考慮した岩盤の酸化還元緩衝能力に関する評価試験をおこなうとともに、メタン生成等の微生物活性評価手法についても評価技術を開発した。

しかしながら、坑道およびボーリング孔掘削直後は、掘削による周辺環境の水理・地球化学的擾乱が生じるため、坑道掘削影響に伴う微生物現存量や代謝機能の変化に関する調査技術の開発や、それを踏まえた地下深部での物質移動への微生物影響評価技術の開発が課題となっていた。

(2) 実施内容

地下施設から掘削されたボーリング孔を利用して、地下深部での物質移動や地下水の水質に影響を与える可能性のある微生物の存在量、種組成、代謝機能に関わるデータを経時的に取得して基礎情報を拡充するとともに、物質移動に影響を及ぼす可能性のある微生物コロイドおよびバイオフィルムに関する調査技術を開発した。

(3) 成果

- 深度140、250、350 m調査坑道のボーリング孔地下水中の微生物モニタリング結果から、掘削直後は微生物存在量・種組成の変動が著しく、1、2年程度で定常状態になることが確認された（図 1.3-7）。ただし、坑道壁面近傍の領域では、微生物存在量が変動していることから、坑道掘削影響による化学状態の変化に伴い、微生物活性が高まっている可能性が示唆された[33),34),35)]。
- 微生物コロイド調査の一環として、深度140、250、350 mにおける地下水中の天然コロイドの濃度を重量法により計測した結果、コロイド濃度は0.091～1.66 mg/Lの範囲で分布しており、地質学的・地球化学的特性等の地質環境条件によってコロイド濃度が異なる空間分布を示すことが示された。そのうち微生物コロイドの濃度は、0.01～0.05 mg/Lの範囲で検出され、全コロイドに対する微生物コロイドの割合は、0.6～22 %程度であると算出された。したがって、地下水中のコロイドは、そのほとんどが無機コロイドか微生物細胞以外の有機コロイドであると推定された[34)]。
- アクチノイド元素のアナログ元素として希土類元素を用いて、深度140mにおける地下水中のコロイドへの希土類元素の分配係数を限外濾過手法により調査した結果、微生物コロイドへの希土類元素の分配係数は$\log K_d$として2.5-3.0に分布することが示された[36)]。地下水中の微生物コロイドや無機・有機コロイドの濃度が高い場合は、これらのコロイドが核種と収着・錯形成することで、核種の移行が促進される可能性がある。
- 地下の堆積岩環境下で形成されるバイオフィルムに関する調査を、深度140 mの地下水を用いて実施し、原位置の堆積岩のバイオフィルムは、～18.8 kg/m^{3}もの高密度で形成されうることが示された。また、それらの微生物群集組成や代謝に関するデータを取得し、代謝機能

の不明な未知微生物群が優占する微生物群集組成であることが明らかになった。バイオフィルムに濃集している金属元素濃度を分析した結果、元素によって収着特性が異なることが示された。ランタノイドおよびアクチノイドに属するCe, Nd, Eu, Gd, U, Thは地下水中の濃度が極めて低いにもかかわらず、バイオフィルムの濃集度は他元素と比較して高くなるのに対して、Se, Csは地下水中の濃度がこれらと比較して高いにもかかわらず、バイオフィルムへの濃集は比較的低い傾向が示された（図 1.3-8）。これらの収着特性の違いは、バイオフィルム中の微生物の酸化還元等の代謝反応に応じて、微生物が選択的に元素を濃集している可能性を示唆している[33]。

・深度140、250 m調査坑道のボーリング孔地下水を対象として、培養法に依存しない分子生物学的手法であるメタゲノム解析により微生物代謝機能の推定を行った結果、窒素・硫黄・炭素に関わる代謝のほか、水素の生成/消費や鉄の酸化還元反応に寄与する微生物が優占することが示された[37),38]。一方で、幌延における微生物多様性解析結果から、他の環境から検出されていない未知微生物群が数多く存在することが明らかにされ[39]、核種移行影響評価の信頼性を向上させるためには、地下環境におけるこれらの未知微生物群の活性や代謝機能を解明するための評価手法の構築が課題として挙げられた。

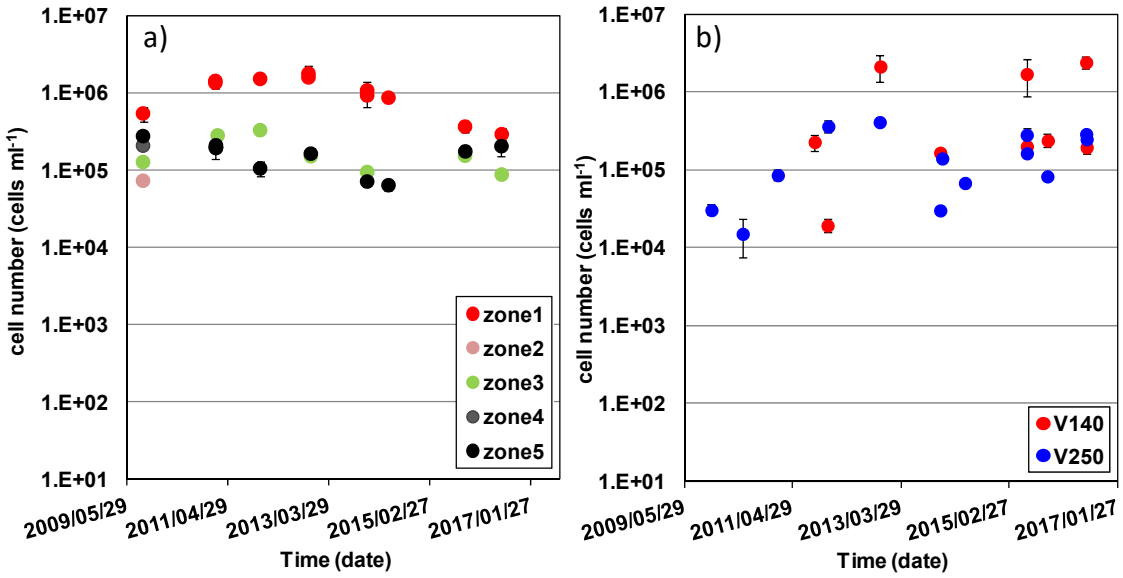


図 1.3-7　地下水中の微生物全菌数の経時変化
a) 08E140C01 孔、b) 07V140M03 および 09V250M02 孔

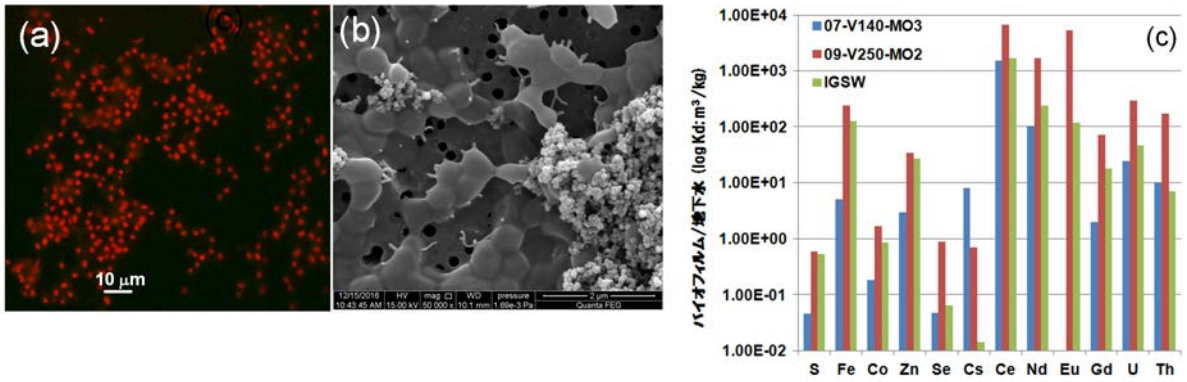


図 1.3-8　天然地下堆積岩環境に形成されたバイオフィルム
(a)天然環境に形成されているバイオフィルムの蛍光顕微鏡像，(b)(a)の SEM 像，(c)原位置環境下で形成されたバイオフィルムへの重金属元素の見かけの分配係数

(4) まとめ

地下深部の微生物に関する情報を取得するため、坑道から掘削したボーリング孔から採取した地下水中の微生物のモニタリングを実施した。その結果、坑道掘削による微生物の活性の変化や、代謝機能の推定情報を拡充するとともに、核種移行影響評価に必要な微生物コロイドおよびバイオフィルムに関する知見を拡充し、これらの評価を行うための調査手法を構築した。

1.3.5　地下水の地球化学特性（コロイド）に関わる詳細調査

(1) これまでの研究成果

幌延地下水中のコロイドの存在形態や移動挙動を理解するための調査を実施した。第1段階では、地上からのボーリング孔を利用して採取した地下水を対象に、元素のコロイドへの分配状態を調査した。地下水中には、低分子サイズの中性のシリカコロイドや見かけの粒子サイズが4 kDa程度の有機コロイドが存在し、Uはシリカコロイドに結合していること、地層処分において重要な元素であるSe、Sr、I、Cs、ThおよびUは有機コロイドに含まれないことが示された[40]。

第2段階では、地下施設からのボーリング孔より採取された地下水に対して濾過法に基づく調査・分析を実施し、地下水中のコロイドが主にケイ酸塩鉱物、リン酸塩鉱物、炭酸塩鉱物、硫酸塩鉱物などから構成されることを示した[41]。しかし、地上からの調査では掘削時の汚染の影響が大きく、コロイドに関して品質の高い情報を取得することは困難であった。また、マイナーアクチノイドのアナログ元素として有効な希土類元素（REE）とコロイドとの相互作用を調べた結果、軽希土類の方が重希土類に比べてコロイドに分配されやすいという特徴が明らかとなった[41]。

(2) 実施内容

深度350 mまでの建設が終了した地下施設を利用して、地下深部での物質移動に影響を与えるコロイドの特性に関する調査・評価を実施した。地層処分において重要な元素を中心に、さまざまな元素のコロイドに対する分配状態について調査するとともに、コロイド自体の特性（種類・量・サイズなど）に関する低擾乱条件下での調査手法（動的光散乱法など）の適用性を検討した。このほか、コロイド粒子間に相互に作用するエネルギーの理論計算に基づく天然コロイドの安定性評価や、幌延地下水中でのベントナイトコロイドの安定性に関する経験論的な評価も実施した。

(3) 成果

幌延の地下水中に含まれる元素のコロイドへの分配状態を、流動場分画-質量分析（Fl-FFF-ICP-MS）法により調査した。その結果、Ca、MnおよびLaは粒径1.5～2 nm程度の有機コロイドに、Al、Fe、Cu、Sr、WおよびUは粒径2.5 nm程度の無機コロイドに分配することが示された[42]。

幌延の地下施設のボーリング孔から採取された地下水にREEを添加し、コロイドへの分配状態を濾過法により調査したところ、REEの90 %以上が200 nmより大きいリン酸塩粒子に、残りは10 kDa（2 nm）程度の有機物様のコロイドに分配することが示された。幌延の地下水ではREEがリン酸イオンと沈殿を形成し、これが溶解度制限固相となっていることが示唆された[43]。

地下水中の天然コロイドについて、動的光散乱法によるサイズおよび粒子数の測定を実施した。その結果、幌延の地下水中のコロイドは粒径100 nm程度、粒子濃度は0.05～1.5 mg/L程度であると見積もられた（図 1.3-9）。コロイドのサイズや量に関する定量的な評価にあたり、動的光散乱法が有効な手法であることが示された。また、透過型電子顕微鏡による観察より、コロイドの形態が球状であることを確認した（図 1.3-10）。コロイドを構成する主な成分がシリカ、カルシウム、マグネシウムなどであることも明らかとなり、第2段階までの調査結果との整合性が確認された[44),45]。

コロイド粒子間の相互作用をDLVO理論（粒子間に働くファンデルワールス引力と電気二重層による反発力を考慮し、粒子の安定性を評価する考え方）に基づいて計算し、幌延の地下水中で

のシリカコロイドの安定性を評価した。粒径が100 nmよりも大きいコロイドは安定であるが、それよりも小さいものの安定性は低く、凝集する可能性が示唆された[45]。

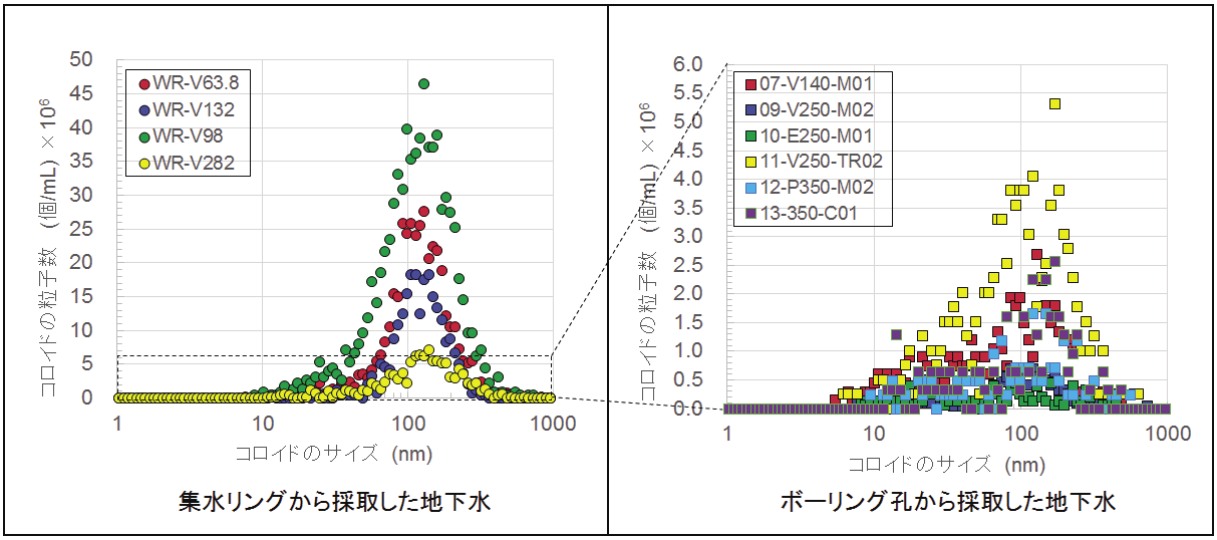


図 1.3-9　集水リングおよびボーリング孔で採取した地下水に含まれるコロイドのサイズ・粒子数の測定結果

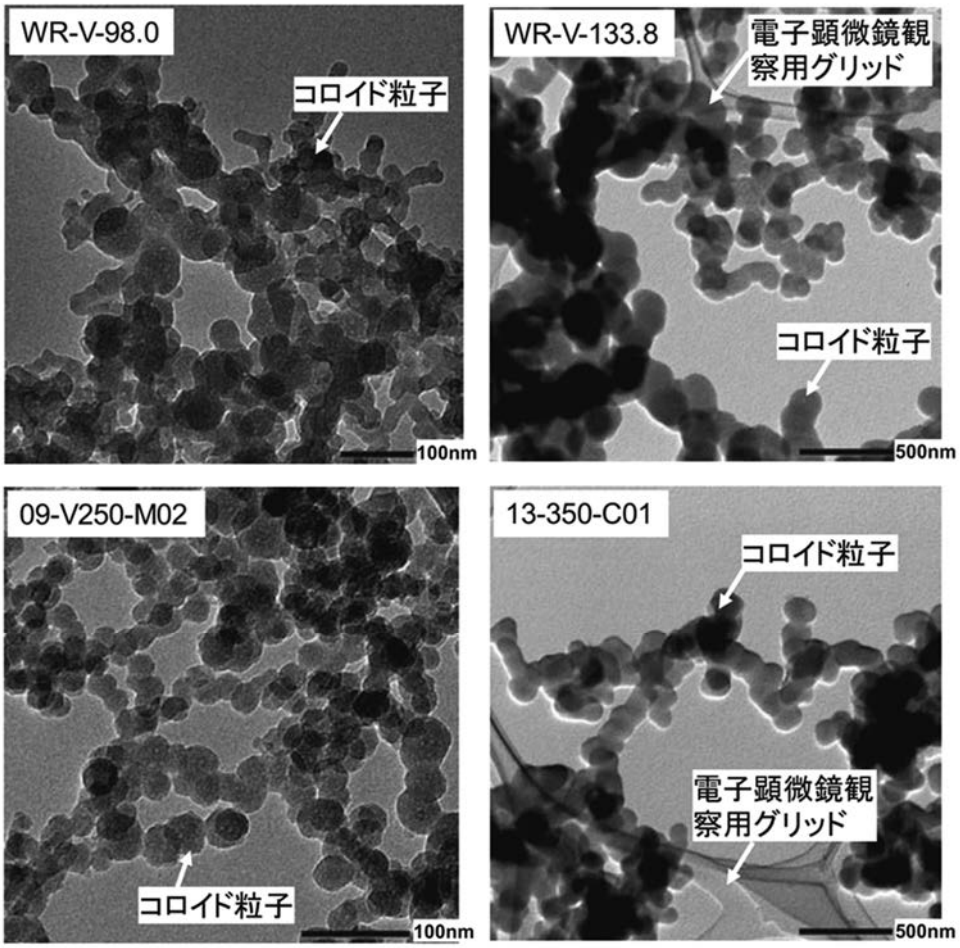


図 1.3-10　透過型電子顕微鏡により観察されたコロイドの様子

人工バリア材の1つである緩衝材中のベントナイトに由来するコロイドについても、その安定性を予察的に検討した。海外産のベントナイトを対象とした、$CaCl_2$および$NaCl$溶液中でのベントナイトコロイドの安定性評価に係る室内試験の結果[46]を、幌延にも適用した。その結果、幌延の地下水中ではベントナイトコロイドの安定性は低く、凝集する可能性が示唆された[44]（図1.3-11）。

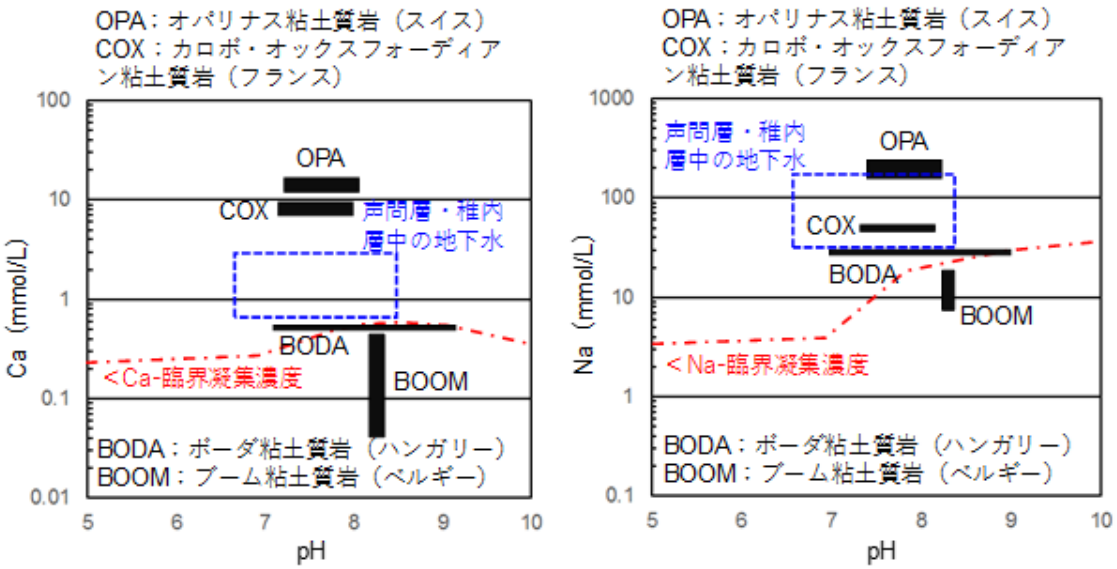


図 1.3-11 ベントナイトコロイドの臨界凝集濃度と地下水中の Ca、Na 濃度および pH との関係
Schäfer et al. (2012) のデータを基に作成

(4) まとめ

地下深部での物質移動に影響を与えるコロイドの特性について、幌延の地下水中のコロイドを対象とした調査・評価を行った。地層処分において重要な元素を中心に、さまざまな元素のコロイドとの分配状態に関する知見を拡充するとともに、コロイドの種類・量・サイズに関する定量的な評価手法や、天然コロイドおよびベントナイトコロイドの安定性に関する定性的な評価手法についても確認できた。

1.3.6　地下水の地球化学特性（有機物）に関わる詳細調査

(1) これまでの研究成果

幌延の地下水中に溶存する有機物については、これまでに、全有機炭素の濃度、腐植物質の分子量や特性、および放射性核種との錯形成能に関する評価が実施されてきた。幌延の堆積岩地下水中に溶存する全有機炭素濃度は数mg/L～数十mg/Lであり、主要化学成分濃度との相関は認められず、瑞浪の花崗岩中地下水の溶存全有機炭素濃度より高いことが示された[47]。幌延地下水中の腐植物質は、浅層と深層で分子量分布が一様でなく[48]、日本国内の他の地下水と同様に低い分子量を有し[49]、脂肪族炭素に富むことも明らかとなった[50]。その構造特性は、水生生物由来有機物を起源とする腐植物質（例えば、琵琶湖の腐植物質）と類似していた[51]。幌延の地下水から分離・精製された腐植物質と放射性核種のアナログ元素であるEuとの錯形成能を評価したところ、表層の腐植物質よりも錯形成能が小さいという結果が得られた[51),52]。

(2) 実施内容

深度350 mまでの建設が終了した地下施設を利用して、地下深部での物質移動に影響を与える地下水中の溶存有機物（主に腐植物質）の特性に関する調査を実施し、評価手法を検討した。有機物の種類・量・分子量などに関する知見を拡充するとともに、深部地下水の溶存有機物に対する特性評価手法の構築を目的として、得られた結果の相互比較を行い、その確からしさを検討した。

(3) 成果

地下水中の有機物の存在形態を明らかにするために、孔径0.45 μmのフィルターで濾過した地下水と濾過しない地下水とで溶存有機物量を測定・比較した。その結果、両者の溶存有機物量に差異はほとんど認められず（図 1.3-12）、地下水中の有機物がほぼすべて溶存態であると推定された[53]。

幌延の地下水中に溶存する有機物の組成を調べたところ、疎水性酸（腐植質）が50～65 %程度、親水性酸および塩基物が合わせて20 %程度であった。この割合は深度によってはほとんど変化しなかったが、腐植質としては深部ほどフルボ酸に富んでおり、深度や塩濃度により微生物影響の度合いが異なることが示唆された[54]。

サイズ排除クロマトグラフィーや流動場分画法を利用して、幌延の地下水中に溶存する腐植物質の分子量や構成成分を地表土壌中のものと比較した。地下水中の腐植物質は相対的に分子量が小さいものが多く、単純な分子構造をもつ有機物の割合が大きいことが示された[55]。このことは、第2段階までに得られた調査結果とも整合的であった。

三次元励起蛍光スペクトル法を用いて、腐植物質の蛍光特性を評価した。幌延の地下水と地表水とで比較したところ、励起波長／蛍光波長のピークが大きく異なり、腐植物質の分子構造が大きく異なる可能性が示唆された。一方、異なる深度（140 m・350 m）で採取された地下水間ではピークの違いは小さく、類似した分子構造であると推測された[56]（図 1.3-13）。

以下の結果は、異なる手法を用いた複数の調査研究においても共通して報告されている。

・幌延地下水中の腐植物質は、地表の水・土壌に含まれる腐植物質と比較して分子構造や分子量割合が大きく異なる
・有機物の組成や腐植物質の分子構造は深度間での差異が小さい

これらの結果は、幌延地下水中の溶存有機物に関する特性としてより確からしいと考えられるとともに、その評価のために実施された複数の調査手法が深部地下水中の有機物の特性評価手法として妥当であることが示唆される。

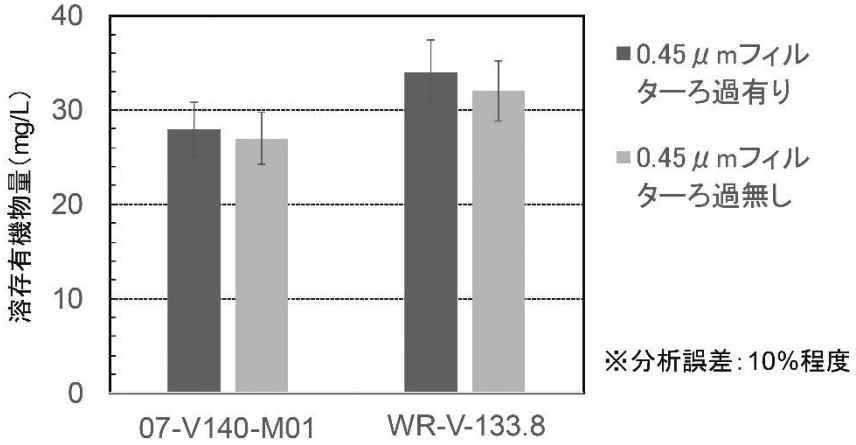


図 1.3-12　0.45 μm フィルターの有無による溶存有機物量の測定結果

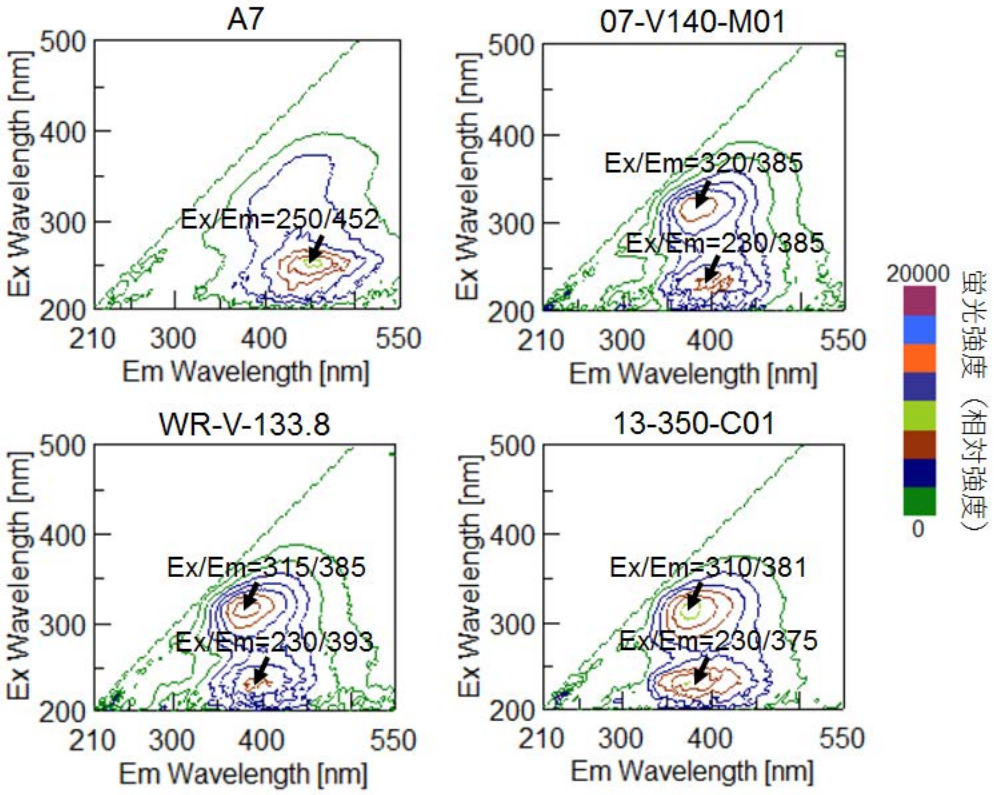


図 1.3-13 幌延の地表水・地下水中腐植物質の蛍光特性の測定結果
A7 は地表の河川水、それ以外は地下施設内から採取された地下水を表す。

(4) まとめ

地下深部での物質移動に影響を与える溶存有機物の特性について、幌延の地下水中の溶存有機物（特に腐植物質）を対象とした調査・評価を行い、有機物の種類・量・分子量などに関する知見を拡充した。また、異なる手法を用いて取得された腐植物質の特性に関する調査結果を相互比較することで、溶存有機物の特性評価のための調査手法の妥当性を検証できた。

参考文献

1) 太田久仁雄，阿部寛信，山口雄大，國丸貴紀，石井英一，操上広志，戸村豪治，柴野一則，濱克宏，松井裕哉，新里忠史，高橋一晴，丹生屋純夫，大原英史，浅森浩一，森岡宏之，舟木泰智，茂田直孝，福島龍朗：幌延深地層研究計画における地上からの調査研究段階（第1段階）研究成果報告書 分冊「深地層の科学的研究」, JAEA-Research 2007-044, 2007, 434p.
2) 濱克宏，水野崇，笹尾英嗣，岩月輝希，三枝博光，佐藤稔紀，藤田朝雄，笹本広，松岡稔幸，横田秀晴，石井英一，津坂仁和，青柳和平，中山雅，大山卓也，梅田浩司，安江健一，浅森浩一，大澤英昭，小出馨，伊藤洋昭，長江衣佐子，夏山諒子，仙波毅，天野健治：第2期中期計画における研究成果取りまとめ報告書－深地層の研究施設計画および地質環境の長期安定性に関する研究－, JAEA-Research 2015-007，2015，269p.
3) 佐藤稔紀，笹本広，石井英一，松岡稔幸，早野明，宮川和也，藤田朝雄，棚井憲治，中山雅，武田匡樹，横田秀晴，青柳和平，大野宏和，茂田直孝，花室孝広，伊藤洋昭：幌延深地層研究計画における坑道掘削（地下施設建設）時の調査研究段階（第2段階：深度350mまで）研究成果報告書，JAEA-Research 2016-025，2017，313p.
4) 花室孝広（編）：幌延深地層研究計画；平成27年度調査研究成果報告，JAEA-Review 2016-022，2016，92p.
5) 花室孝広（編）：幌延深地層研究計画；平成28年度調査研究成果報告，JAEA-Review 2017-025，2018，100p.
6) 花室孝広，雑賀敦（編）：幌延深地層研究計画；平成29年度調査研究成果報告，JAEA-Review 2018-027，2019，125p.
7) Hama, K., Kunimaru, T., Metcalfe, R. and Martin, A. J.：The hydrogeochemistry of argillaceous rock formations at the Horonobe URL site, Japan, Physics and Chemistry of the Earth, 32, 2007, pp.170-180.
8) 岩月輝希，森川佳太，細谷真一，吉川英樹：深部地下水の物理化学パラメータ（pH，酸化還元電位）の測定とその留意点，地下水学会誌，51，2009a，pp.205-214.
9) 岩月輝希，石井英一，新里忠史：北海道幌延地域における深部地球化学環境の長期変遷シナリオの構築，地学雑誌，118，2009b，pp.700-716.
10) 南條功，天野由記，岩月輝希，國丸貴紀，村上裕晃，細谷真一，森川佳太：幌延深地層研究センター東立坑 140m 調査坑道における地下水の地球化学モニタリングに関する研究開発，JAEA-Research 2011-048，2012，162p.
11) 天野由記，南條功，村上裕晃，藪内聡，横田秀晴，佐々木祥人，岩月輝希：北海道幌延地域における深部地下調査－地上からの地球化学調査の妥当性評価と地下施設建設に伴う地球化学特性変化－，地下水学会誌，54，2012，pp.207-228.

12) 濱克宏，水野崇，笹尾英嗣，岩月輝希，三枝博光，佐藤稔紀，藤田朝雄，笹本広，松岡稔幸，横田秀晴，石井英一，津坂仁和，青柳和平，中山雅，大山卓也，梅田浩司，安江健一，浅森浩一，大澤英昭，小出馨，伊藤洋昭，長江衣佐子，夏山諒子，仙波毅，天野健治：第 2 期中期計画における研究成果取りまとめ報告書－深地層の研究施設計画および地質環境の長期安定性に関する研究－，JAEA-Research 2015-007，2015，269p.
13) 女澤徹也，宮川和也，笹本広，曽我弘一：幌延深地層研究センター350m 調査坑道における地下水の地球化学モニタリング装置の改良・開発，JAEA-Technology 2016-003，2016，25p.
14) 宮川和也，女澤徹也，望月陽人，笹本広：幌延深地層研究計画で得られた地下水の水質データ; 2014 年度～2016 年度，JAEA-Data/Code 2017-012，2017，60p.
15) 花室孝広，雑賀敦（編）：幌延深地層研究計画；平成 29 年度調査研究成果報告，JAEA-Review 2018-027，2019，125p.
16)女澤徹也，望月陽人，宮川和也，笹本広：幌延の地下施設における地下水の地球化学モニタリング装置を用いた物理化学パラメータ測定結果, JAEA-Data/Code 2018-001, 2018, 55p.
17) 望月陽人，笹本広，女澤徹也，宮川和也：深部地下水における酸化還元電位の不確かさ評価：北海道・幌延地域を事例として，地下水学会誌，61，2019，pp.3-20.
18) Sasaki, T., Koukami, T., Kobayashi, T., Kirishima, A., Murakami, H., Amano, Y., Mizuno, T., Iwatsuki, T., Sasamoto, H. and Miyakawa, K.：Determination of dissolved natural thorium and uranium in Horonobe and Mizunami Underground Research Laboratory groundwater and its thermodynamic analysis, Journal of Nuclear Science and Technology, 54, 2017, pp.373-381.
19) 村上拓馬，笹本広，水野崇：希土類元素・トリウムおよびウランの堆積岩中における保持状態：北海道幌延地域における調査例，地球化学，50，2016，pp.299-317.
20) Nakata, K., Hasegawa, T., Oyama, T. and Miyakawa, K.：Evaluation of δ2H and δ18O of water in pores extracted by compression method-effects of closed pores and comparison to direct vapor equilibration and laser spectrometry method, Journal of Hydrology, 561, 2018, pp.547-556.
21) Lu, L., Kashiwaya, K. and Koike, K.：Geostatistics-based regional characterization of groundwater chemistry in a sedimentary rock area with faulted setting, Environmental Earth Science, 75, 2016, doi: 10.1007/s12665-016-5619-0.
22) 太田久二雄，阿部寛信，山口雄大，國丸貴紀，石井英一，操上広志，戸村豪治，柴野一則，濱克宏，松井裕哉，新里忠史，高橋一晴，丹生屋純夫，大原英史，浅森浩一，森岡宏之，舟木泰智，茂田直孝，福島龍朗：幌延深地層研究計画における地上からの調査研究段階（第 1 段階）研究成果報告書　分冊「深地層の科学的研究」，JAEA-Research 2007-044，2007，434p.
23) 舟木泰智，石山宏二，早稲田周，加藤進，渡辺邦夫：北海道北部，幌延地域に分布する新第三紀堆積岩中の炭化水素ガスの分子組成と炭素同位体組成, 地学雑誌, 121, 2012, pp.929-945.
24) 中田弘太郎，長谷川琢磨：地下水年代測定評価技術の開発（その 10）―北海道幌延地域における ^{4}He・^{36}Cl 法適用の試み－，電力中央研究所報告 N09027，財団法人電力中央研究所，2010.

25) 山本肇，下茂道人，國丸貴紀，操上広志：幌延深地層研究計画における立坑掘削時の地下水からの脱ガスの予察解析, 第 36 回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, 54, 2007, pp.293-298.
26) 宮川和也，玉村修司，中田弘太朗，長谷川琢磨：幌延深地層研究計画に関わるガス組成データ，JAEA-Data/Code 2016-021，2017，60p.
27) Tamamura, S., Miyakawa, K., Aramaki, N., Igarashi, T. and Kaneko, K.：A proposed method to estimate in situ dissolved gas concentration in gas-saturated groundwater. Groundwater 56, 2018, pp.118-130.
28) Miyakawa, K. and Okumura, F.：Improvements in drill-core headspace gas analysis for samples from microbially active depths. Geofluids, 2018, doi:10.1155/2018/2436814.
29) 宮川和也，玉村修司，中田弘太郎，長谷川琢磨：幌延深地層研究計画に関わるガス組成データ，JAEA-Data/Code 2016-021，2017，60p.
30) Miyakawa, K., Ishii, E., Hirota, A., Komatsu, D., Ikeya, K. and Tsunogai, U.：The role of low-temperature organic matter diagenesis in carbonate precipitation within a marine deposit. Applied Geochemistry 76, 2017, pp.218-231.
31) Nago, M., Motoshima, T., Miyakawa, K., Kanie, S. and Sanoki S.：Three-dimensional visualization of methane concentration distribution in tunnels to increase underground safety. Proceedings of the World Tunnel Congress 2017, 2017, pp.1-10.
32）Nakata, K., Hasegawa, T., Solomon, D. K., Miyakawa, K., Tomioka, Y., Ohta, T., Matsumoto, T., Hama, K., Iwatsuki, T., Ono, M. and Marui A.：Degassing behavior of noble gases from groundwater during groundwater sampling, Applied Geochemistry, 104, 2019, pp.60-70.
33) 日本原子力研究開発機構：平成 27 年度　地層処分技術調査等事業　処分システム評価確証技術開発報告書，2016，694p.
34) 日本原子力研究開発機構：平成 28 年度　地層処分技術調査等事業　処分システム評価確証技術開発報告書，2017，780p.
35) Ise, K., Sasaki, Y., Amano, Y., Iwatsuki, T., Nanjo, I., Asano, T., and Yoshikawa, H.：The succession of bacterial community structure in groundwater from a -250-m gallery in the Horonobe Underground Research Laboratory, Geomicrobiology Journal, 34, 2017, pp.489-499.
36) 日本原子力研究開発機構：平成 29 年度　地層処分技術調査等事業　処分システム評価確証技術開発報告書，2018，876p.
37) Hernsdorf, A., Amano, Y., Miyakawa, K., Ise, K., Suzuki, Y., Anantharaman, K., Probst, A., Burstein, D., Thomas, B. and Banfield, J.：Potential for microbial H2 and metal transformations associated with novel bacteria and archea in deep terrestrial subsurface sediments, The ISME Journal, 2017, pp.1-15.
38）Ino, K., Hernsdorf, A.W., Konno, U., Kouduka, M., Yanagawa, K., Kato, S., Sunamura, M., Hirota, A., Togo, Y.S., Ito, K., Fukuda, A., Iwatsuki, T., Mizuno, T., Komatsu, D.D., Tsunogai, U., Ishimura, T., Amano, Y., Thomas, B.C., Banfield, J.F. and Suzuki, Y.：Ecological and genomic profiling of anaerobic methane-oxidizing archaea in a deep granitic environment, The ISME J., 12, 2018, pp.31-47.

39) Hug, L.A., Baker, B.J., Anantharaman, K., Brown, C.T., Probst, A.J., Castelle, C.J., Butterfield, C.N., Hernsdorf, H.W., Amano, Y., Ise, K., Suzuki, Y., Dudek, N., Relman, D.A., Finstad, K.M., Amundson, R., Thomas, B.C. and Banfield, J.F.：A new view of the tree and life's diversity, Nature Microbiology, 1, 2016, 16048.

40) Kozai, N., Ohnuki, T. and Iwatsuki, T.：Characterization of saline groundwater at Horonobe, Hokkaido, Japan by SEC-UV-ICP-MS: Speciation of uranium and iodine, Water Research, 47, 2013, pp.1570-1584.

41) 天野由記，雨宮浩樹，村上裕晃，岩月輝希，寺島元基，水野崇，桐島陽，久野温，佐々木隆之，窪田卓見，本多照幸：幌延 URL 地下水を用いたコロイドに関する研究, 1；限外濾過手法を用いた地下水中のコロイド特性調査, 日本原子力学会 2013 年秋の大会予稿集, 2013.

42) Saito, T., Hanamoto, T., Mizuno, T., Iwatsuki, T. and Tanaka, S.：Comparative study of granitic and sedimentary groundwater colloids by flow-field flow fractionation coupled with ICP-MS, Journal of Analitical Atomic Spectrometry, 30, 2015, pp.1229-1236.

43) Kirishima, A., Kuno, A., Amamiya, H., Kubota, T., Kimuro, A., Amano, Y., Miyakawa, K., Iwatsuki, T., Mizuno, T., Sasaki, T. and Sato, N.：Interaction of rare earth elements and components of the Horonobe deep groundwater, Chemosphere, 168, 2017, pp.798-806.

44) 花室孝広，雑賀敦（編）：幌延深地層研究計画；平成 29 年度調査研究成果報告，JAEA-Review 2018-027，2019，125p.

45) Sasamoto, H. and Onda, S.：Preliminary results of natural groundwater colloids in sedimentary rocks of the Horonobe Underground Research Laboratory, Hokkaido, Japan, Multiple Roles of Clays in Radioactive Waste Confinement, Geological Society, London, Special Publications, 482, 2018.

46) Schäfer, T., Huber, F., Seher, H., Missana, T., Alonso, U., Kumke, M., Eidner, A., Claret, F. and Enzmann, F.：Nanoparticles and their influence on radionuclide mobility in deep geological formations, Applied Geochemistry, 27, 2012, pp.390-403.

47) 濱克宏，水野崇，笹尾英嗣，岩月輝希，三枝博光，佐藤稔紀，藤田朝雄，笹本広，松岡稔幸，横田秀晴，石井英一，津坂仁和，青柳和平，中山雅，大山卓也，梅田浩司，安江健一，浅森浩一，大澤英昭，小出馨，伊藤洋昭，長江衣佐子，夏山諒子，仙波毅，天野健治：第 2 期中期計画における研究成果取りまとめ報告書－深地層の研究施設計画および地質環境の長期安定性に関する研究－, JAEA-Research 2015-007，2015，269p.

48) Nagao, S., Iwatsuki, T., and Hama, K.：Characterization of groundwater humic substances by high-performance size excludion chromatography with fluorescence detection, International Workshop on Waste Management in Sapporo, 3-4, 2005.

49) Terashima, M., Nagao, S., Iwatsuki, T., Sasaki, Y., Seida, Y. and Yoshikawa, H.：Structural characteristic of deep groundwater humic substances in Horonobe Area, Hokkaido, Japan, Advances in natural organic matters and humic substances 2008-2010, Proceedings Book of the Communications presented to the 15th Meeting of the International Humic Substances Society, Tenerife-Canary Islands, 3, 2010, pp.24-27.

50) 日本原子力研究開発機構：平成 22 年度地層処分技術調査等委託費，高レベル放射性廃棄物処分関連，処分システム化学影響評価高度化開発報告書，2011，290p.

51) 日本原子力研究開発機構：平成 24 年度地層処分技術調査等委託費，高レベル放射性廃棄物処分関連，処分システム化学影響評価高度化開発報告書，2013，256p.
52) Terashima, M., Nagao, S., Iwatsuki, T., Fujitake, N., Seida, T., Iijima, K., Yoshikawa, H. ： Eu(III)-binding ability of dissolved humic substances isolated from deep groundwater in Horonobe area, Hokkaido, Japan, Journal of Nuclear Science and Technology, 49, 2012, pp.804-815.
53) 花室孝広（編）: 幌延深地層研究計画 ; 平成 28 年度調査研究成果報告, JAEA-Review 2017-025，2018，100p.
54) 伊藤由紀，大山隆弘，宮川和也，笹本広：堆積岩地域の深部地下耐水層における溶存有機物の性質，日本腐植物質学会第 32 回講演会予稿集，2017.
55) Kimuro, S., Kirishima, A., Nagao, S., Saito, T., Amano, T., Miyakawa, K., Akiyama, D. and Sato, N ： Characterization and thermodynamic study of humic acid in deep groundwater at Horonobe, Hokkaido, Japan, Journal of Nuclear Science and Technology, 55, 2017, pp.503-515.
56) 花室孝広，雑賀敦（編）: 幌延深地層研究計画 ; 平成 29 年度調査研究成果報告，JAEA-Review 2018-027，2019，125p.

1.4 地質環境の長期安定性に関する研究

1.4.1 過去から現在に至る地質環境の長期変遷プロセス・メカニズムの解明

(1) これまでの研究成果

高レベル放射性廃棄物の地層処分においては、数万年以上の期間をかけて広域的に進行する隆起・沈降あるいは侵食・堆積、気候・海水準変動によって、対象とする地質環境が緩慢ではあるものの絶えず変化しても、地層処分に適した熱・水理・力学・化学的条件を維持し、長期にわたり物質を閉じ込める機能が求められる[1)]。地層処分の長期的な安全性の信頼性を向上させるためには、この地質環境の安全機能が現時点で十分であることだけでなく、数万年以上という長期にわたり維持されることを示すための調査･解析･評価手法や論拠を整備することが重要となる。

平成21年度までの取り組みとして、対象とする地質環境の過去から現在に至る地質学的、水理学的、地球化学的な特性の長期変遷を評価する古水理地質学的手法に基づいて、数万年以上の期間に及ぶ地質環境特性の長期変遷を記述するための調査・解析手順を整備した[2)]。また、この手順に基づき、幌延地域を事例として、段階的に空間スケールを区切りながら調査を進める際の考え方を整理するとともに、調査の種類と組み合わせ、取得するデータの種類および異なる分野間で得られたデータの統合など、地質環境特性の長期変遷に関する一連の調査・解析における合理的なデータの流れを具体化した統合化データフローダイアグラムを構築した[2)]。このダイアグラムにしたがって段階的に調査・解析を実施し、幌延地域で過去に生起した自然現象の発生様式や規則性を把握するとともに、同地域のような沿岸域・堆積岩分布地域において地質環境特性の長期変遷を記述する際に考慮すべき自然現象を抽出し、それら自然現象の特徴とその影響を整理した概念モデルを構築した。さらに、構築した概念モデルに基づいて、自然現象による影響を考慮して地下水流動解析および移流分散解析を実施するための数値解析技術の開発を進めるとともに[3)]、地上からの調査研究段階（第1段階）で得られた地質環境データを参考にしつつ感度解析的な数値解析を実施し、現在の地下水の流動方向にほぼ平行な東西方向約100 kmの鉛直二次元断面における過去約150万年間の地下水の流動特性（全水頭）と地下水中の塩分濃度の長期変遷の概略を推定した[3),4)]。

さらに、地形・地質の長期変遷に関するこれまでの調査・研究結果をもとに、幌延地域周辺の過去13万年間および過去260万年間の気候および地質現象の編年表として整理するとともに[5)]、それらの気候および地質現象である、気候・海水準変動、古地理（海陸分布）、堆積・削剥作用、隆起・沈降などの自然現象による影響を考慮して三次元的な地下水流動と塩分濃度の解析を行うための手法（SMS；Sequential Modeling System）を整備した[6)]。

(2) 実施内容

地層処分は、人工バリアと天然の地層を適切に組み合わせた多重バリアシステムによって、数万年以上にも及ぶ極めて長い時間スケールの安全を確保しようとするものである。このため、地層処分システムの長期的な変化をモデル計算によって予測・評価しつつ、その結果に基づいてシステムの性能や安全性の判断が行われることになる。こうした評価にあたっては、遠い将来までを対象とする長い時間スケールに伴う不確実性に細心の注意を払うことが必要である[7)]。今後、地層処分の技術的信頼性をさらに高めていくうえでも、実際の地質環境を構成する様々な要素について、過去の変動の履歴や現象プロセスなどを把握するための調査技術を整備するとともに、これらの科学的知見を統合しつつ、三次元的に表現できる数値モデルを開発することが極めて有効である。そこで、百万年ないしそれ以上の時間スケールで過去から現在までの地質環境の長期変動を評価する技術を確立するため、これまで個別に進められてきた「地形・地質モデル」、「地

表環境モデル」、「水理モデル」および「地球化学モデル」を統合化した地質環境長期変動モデルの開発を進めた[8]。

(3) 成果

これまでに二次元モデルを用いて進めてきた地形・地質構造の変遷や気候・海水準変動を考慮した地下水流動解析を、三次元モデルを用いて行った（図 1.4-1）。三次元モデルは、既存の地質構造モデル[9),10)]に、その後の調査研究で得られた地表の地質境界、断層および褶曲軸などの位置情報[11)]を反映するとともに、隆起・侵食に伴う断層の発達様式や透水性との関係に関する知見[12),13),14)]をもとに稚内層を浅部と深部の二つに区分し、三次元地質構造モデル（現在）を構築した（図 1.4-2）。また、地形・地質の発達史を取りまとめた編年表[5)]や幌延地域を対象に整理した隆起・沈降史[15)]などの既存文献をもとに、約100万年前（モデル化領域東部の宗谷丘陵が陸化）と約33万年前（宗谷丘陵の西方が陸化）の三次元地質構造モデルを構築した[15)]（図 1.4-3）。

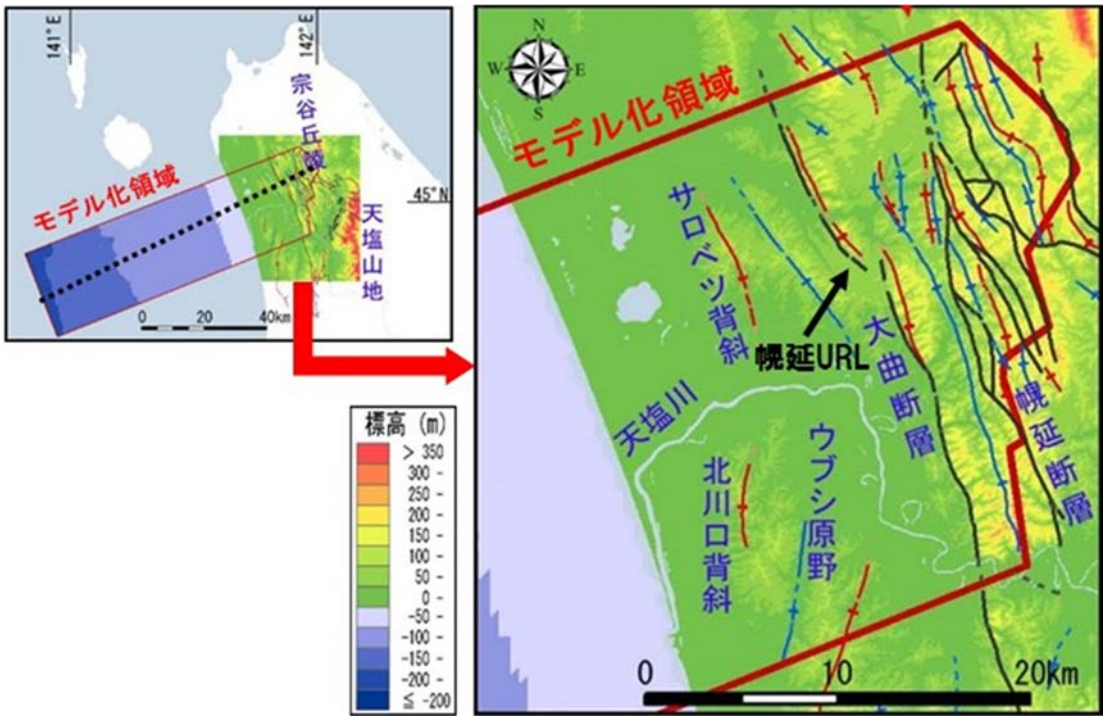


図 1.4-1　モデル化領域

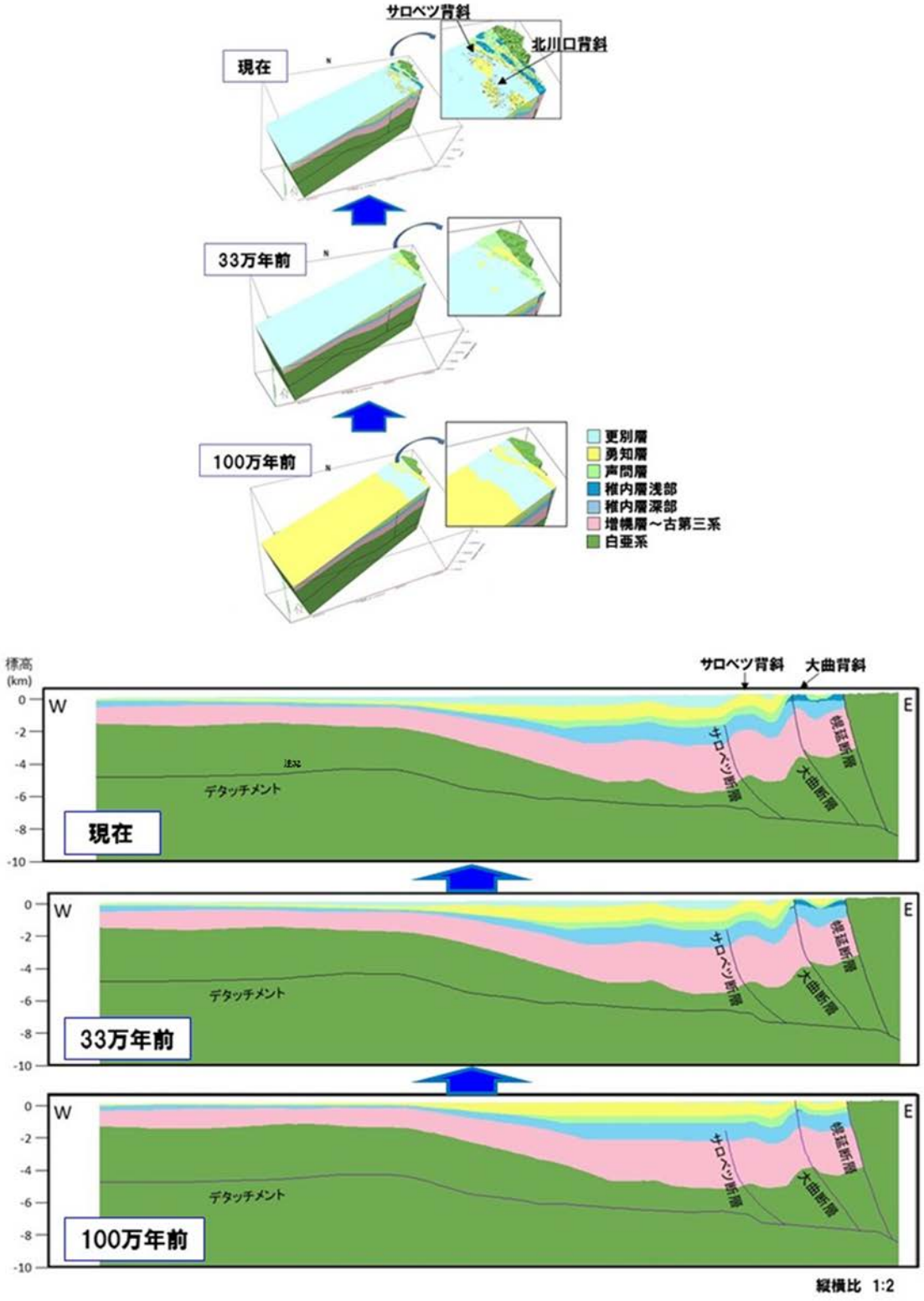


図 1.4-2　構築した各時間スケールの地質構造モデル
モデル断面（下段）の位置は、図 1.4-1の黒色破線

また、地質構造モデルをベースに構築した三次元水理地質構造モデルを用いて地下水流動解析を実施した。地下水流動解析では、地下水の流れに影響を及ぼす可能性がある因子として「地形変化」、「気候変動（涵養量および海水準変動）」、「断層分布」、「断層や地層の透水性」および「氷

期における不連続永久凍土の形成」に着目し、これらが地下水流動に及ぼす長期変動の評価を目的とした感度解析を実施した。解析の結果、幌延地域を事例とした地下水流動の長期変遷の評価における重要因子として、地形変化と気候変動が抽出された[15]。また、氷期における不連続永久凍土の影響は、気候変動の影響と比べて2オーダー程度小さいことを確認した。

また、地質環境の長期的な変化を考慮したモデル化・解析による検討結果を踏まえて、地質構造モデル（地形モデルおよび地質モデル）の構築と地質構造モデルをベースとする水理地質構造モデルを用いた地下水流動解析・評価に至る一連の作業プロセスを作業フローとして整理するとともにそれぞれの作業に内在する不確実性の抽出・整理を行った[16]。表 1.4-1に一例として地質構造モデルを構築するための作業プロセス（作業項目・作業内容）およびそれぞれの作業において内在する不確実性とその発生要因について整理した。

表 1.4-1　作業項目と内在する不確実性（地質構造モデルの例）

作業の流れ	作業内容	不確実性	不確実性の発生要因
①情報の収集・整理	既存文献や調査結果に基づいて、地形（陸上，海底）及び地質の分布・形状、海岸線位置の変動範囲（沿岸地域の場合）及びそれらの変化（地史）に関わる情報や着目すべき地形・地質要素を把握するための地下水流動解析結果などの情報を収集・整理する。	地形・地質の分布・形状とその変化に関する情報の精度や解釈の違い	情報の欠如による理解不足や手法の違い（地形学的、地質学的、地球物理学的など）により異なる結果や解釈が得られる可能性がある。
②FEP解析に基づく考慮すべき事象の抽出	収集・整理した情報に基づいて対象地域におけるFEP解析を実施し、百万年程度の期間で考慮すべき事象を抽出する。	抽出したFEPの適切性	収集した情報の不確実性や情報の欠如による理解不足により、関連するすべての事象が抽出できない（または、除外されたFEPが適切でない）可能性がある。
③編年表／シナリオの作成	百万年程度の期間を対象に抽出した事象を時系列で整理（気候・地形・地質・テクトニクスなどを時系列で並べた編年表を作成）するとともに、分野間で整合の取れた長期変遷シナリオを作成する。	地形・地質事象に関する天然のプロセスの理解	編年表に整理する各事象の発生時期や事象間の関連性（シナリオ）には、収集した情報の不確実性や情報の欠如による理解不足による影響が含まれており、複数のシナリオが想定できる可能性がある。
④モデル化領域の設定	概括的な地形・地質分布に基づいて、評価対象となる領域を通過する地下水流動系を包含しつつ、地下水の分水界となる尾根や河川などを境界とした領域を設定する。	モデル化領域設定の違い	百万年程度の期間では、海水準変動や地殻変動に伴う地形・地質分布の変化によって、地下水の分水界となる尾根や河川などが変化し、評価対象領域を通過する地下水流動系に影響を及ぼす可能性がある。
⑤概念モデルの構築	抽出した事象とシナリオに基づいて、考慮すべき事象とその変遷に関して概念的に記述したモデルを作成する。	地形・地質事象に関する天然のプロセスの理解	各事象に対して収集した情報や編年表・シナリオの不確実性（例えば、事象の時空間分布の解釈の違いなど）により、複数の概念モデルが構築できる可能性がある。
⑥数値モデルの構築	概念モデルで表示した各事象に関して、収集した情報に基づき、百万年程度の期間の数値モデルを作成する。	数値モデルの構築方法	数値的なばらつきや異なる解釈がある情報の取り扱い方や単純化の方法、地形・地質の分布・形状の復元プロセスの違いなどによって、複数の数値モデルが構築できる可能性がある。

地質構造モデルは、地表環境や地下水の水理、地球化学などの地質環境を評価するための基盤のモデルであり、地質構造モデルで記述する地形および地質構造とその変化が地表環境や地質環境に影響を与えることから、地質構造モデルの構築のプロセスと内在する不確実性を明確にしておくことは重要である。表 1.4-1で整理した不確実性のうち、⑤概念モデルの構築と⑥数値モデルの構築に着目すると、⑤概念モデルの構築では、その上流の①～③の作業の不確実性が影響し、そこに含まれる不確実性に起因して、複数の概念モデルが構築できると考えられる。例えば、幌延地域では、サロベツ断層の分布・形状やサロベツ断層と大曲断層の活動開始時期が複数想定できることや、隆起・侵食に伴う高透水性割れ目の形成・発達、氷期における不連続永久凍土の形成などの事象が挙げられ、これらの事象の取り扱い方によって複数の異なる概念モデルが設定できる。⑥数値モデルの構築では、概念の違い（事象の時空間分布の解釈の違い）や情報の数値的

なばらつきの取り扱い方、地形・地質構造の分布・形状の復元プロセスの違い、データ補間の違いなどにより、複数のモデルが構築可能と考えられる。

そこで、古地形復元の概念・プロセスの違い、データ補間の違いを考慮した複数の三次元地質構造モデルを構築するとともに、気候変動（涵養量と海水準の変動）幅も考慮した地下水流動解析を実施した[16]。

古地形復元の概念・プロセスの違いについては、幌延断層周辺の丘陵の発達時期とそれに伴う復元手法の違いであり、100万年前を対象に幌延断層周辺の丘陵・山地の発達時期が異なる2つの地形モデルを構築した。それらの地形モデルの違いは、100万年前当時の幌延断層周辺の丘陵・山地がどれくらいの標高であったかが不確かであることに起因しており、図 1.4-3の地形モデルでは、周辺の堆積岩の堆積環境と時代などから、150万年前当時に海底にあった平らな地形が150万年かけて現在の高さになったと仮定し、その仮定のもと100万年前にはどの程度の高さにあったかを算出して構築した。一方、幌延地域の地質構造は、約230万年前から始まった東西圧縮応力場により形成されていると考えられ、それ以降、東側からの短縮が顕著で、東から順次、地質構造が形成されたと考えられていること[17]などから、幌延断層以東では、100万年前以降には既に平衡状態（隆起速度＝侵食速度）にあった可能性も考えられる。図 1.4-4の地形モデルでは、この仮定のもと、幌延断層以東の100万年前の地形が現在と同じ標高であったとして構築した。

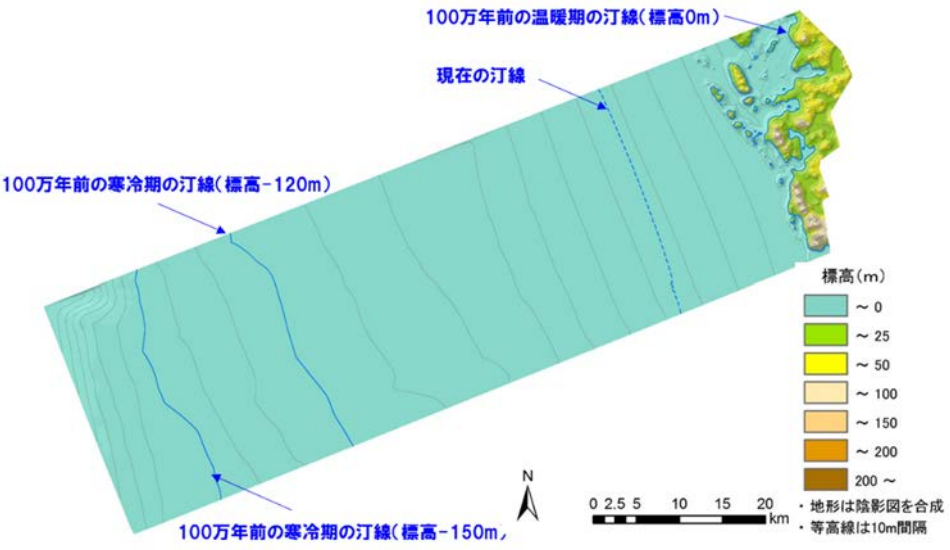
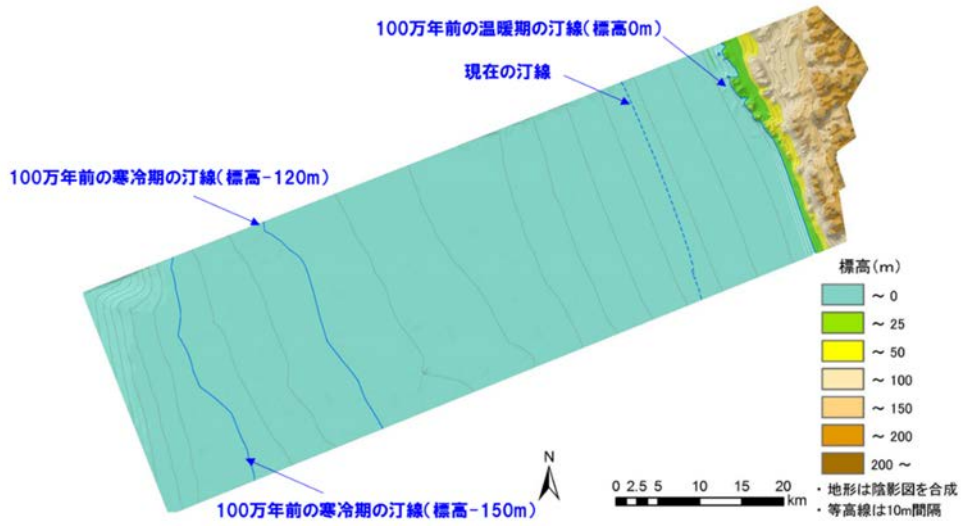
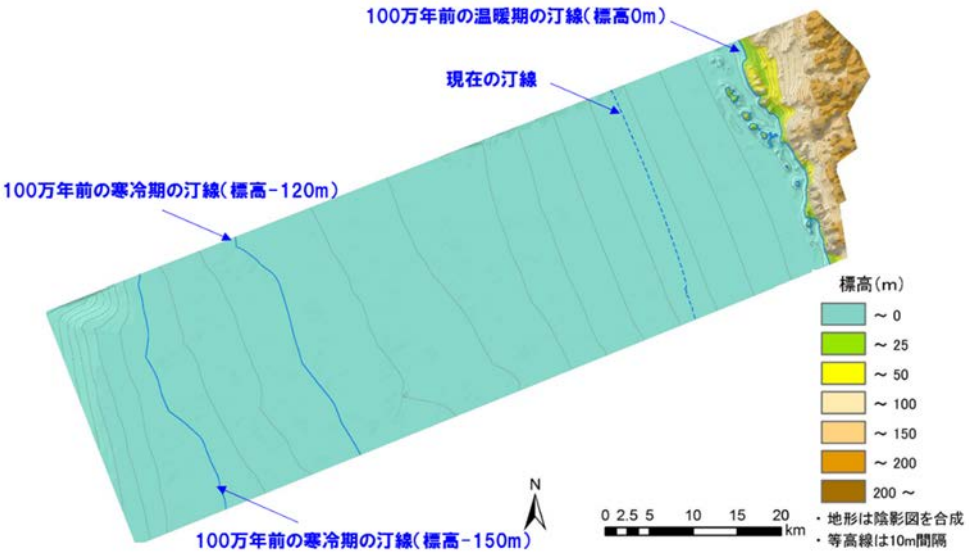


図 1.4-3　100 万年前の復元古地形（その 1）

データ補間の違いについては、幌延断層が活断層であることを示唆する証拠は確認されていないことから、図 1.4-4 の 100 万年前の地形モデルにおいて、幌延断層において断層崖が生じることがないよう傾斜補正を行った。図 1.4-4(a)では大曲断層以西の向斜（サロベツ向斜）から幌延断層の区間（図 1.4-5(a)）を、図 1.4-4(b)では大曲断層から幌延断層の区間（図 1.4-5(b)）を傾斜補正区間とした。構築した地形モデル（図 1.4-3 および図 1.4-4）を比較すると、現在の海岸線（汀線）より西側では、各モデルとも同じ古地形の復元方法・補間方法による地形モデルであることから、100 万年前の寒冷期の海水準（標高-120m または-150m）の汀線位置は、各モデルとも共通して数十 km 程度西方に移動し、陸域が拡大している。一方、現在の汀線位置より東側では、上述した古地形復元の概念・プロセスとデータの補間方法の違いによって構築したモデルの地形標高が異なることから、温暖期の汀線位置（標高 0 m）は異なるものとなる。

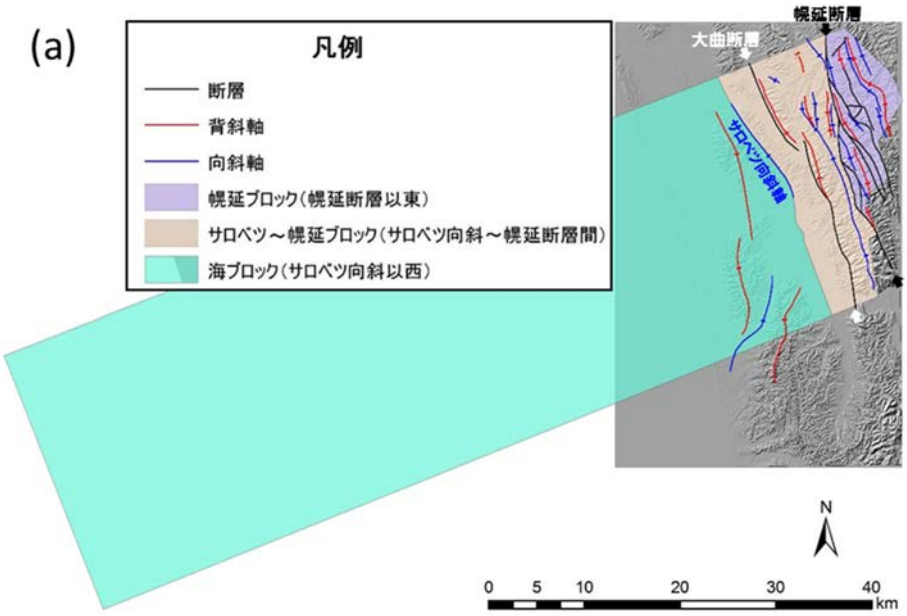


(a)大曲断層以西の向斜（サロベツ向斜）から幌延断層の区間を傾斜補正

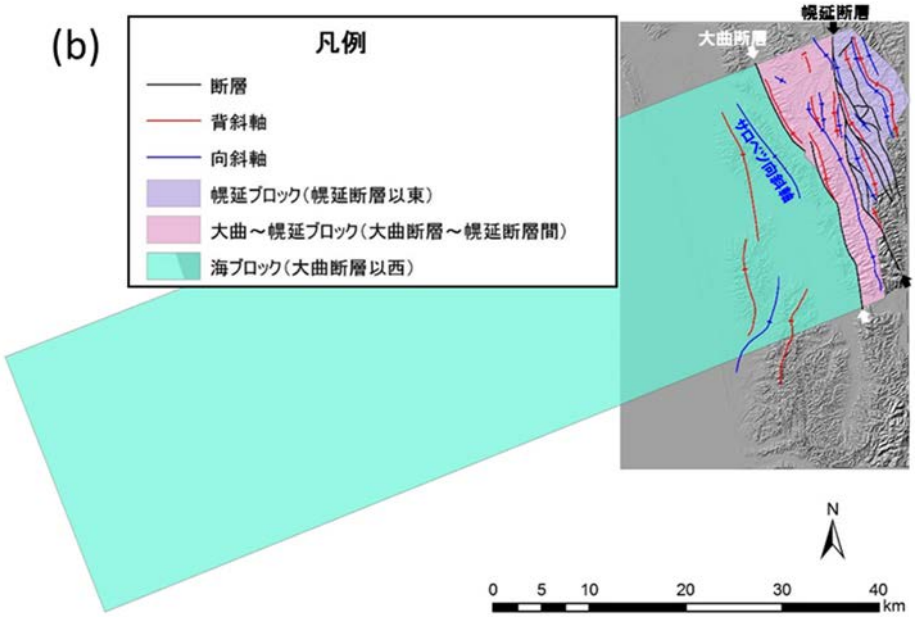


(b)大曲断層から幌延断層の区間を傾斜補正

図 1.4-4　100 万年前の復元古地形（その 2）



(a)サロベツ～幌延ブロック（サロベツ向斜～幌延断層間）において、サロベツ向斜で傾斜補正量 0 m、幌延断層で幌延断層以東の標高と同じになるように傾斜補正



(b)大曲～幌延ブロック（大曲断層から幌延断層間）において、大曲断層で傾斜補正量 0 m、幌延断層で幌延断層以東の標高と同じになるように傾斜補正

図 1.4-5　古地形復元のための地形ブロック区分と傾斜補正区間

構築した地質構造モデルをベースとした三次元水理地質構造モデルを用いた地下水流動の感度解析を実施した。その結果、地形復元の概念・プロセスの違いは、データ補間の違いよりも地下水流動への影響度が大きいことがわかった。また、気候変動の不確実性（涵養量の変動幅および海水準の変動幅）に着目すると、温暖期と比較して寒冷期のほうが地下水流動に対して影響が大きいことを確認した[16)]。

長期的な地下水流動の評価手法の妥当性について検討するため、地下水の水質（塩分濃度）分布に関わる実測値と解析結果との比較を試みた[8)]。

塩分濃度の分布に関わるモデル化・解析は、これまでに構築した約100万年前（モデル化領域東部の宗谷丘陵が陸化）、約33万年前（宗谷丘陵の西方が陸化）および現在の三次元地形・地質モデルをベースに、それらの時代間の地形・地質の変化を補間して約100万年前～現在までの三次元水理地質構造モデルを構築し、100万年スケールの気候・海水準変動（涵養量、海水準の変化）を考慮した数値解析により行った（図 1.4-6）。

数値解析では、解析により推定された地下水の滞留時間とボーリング調査で得られた地下水中の^{36}Cl濃度などに基づく地下水年代を比較して、その整合性を確認した。また、解析で推定された塩分濃度分布と地下水中の塩化物イオン濃度を比較し、その整合性も確認した。これら一連の手順を図式化したものを（図 1.4-7）に示す。

図 1.4-7に示すように、数値解析結果（地下水の滞留時間と塩分濃度分布）と地下水年代および塩化物イオン濃度に整合性が得られない場合、モデルの更新を繰り返し、地下水年代および塩化物イオン濃度と整合する条件を検討し、塩分濃度の長期的な変動性を推定した。これら一連の検討の結果、地下施設周辺では、解析の開始時間（100万年前）の塩分濃度（初期濃度）を10,000 ppmとした場合に、解析結果と実測値が整合する結果を得られた（図 1.4-8）。この初期濃度は現在の海水の1/2の塩分濃度に相当し、既存の解釈（堆積初期から埋没時にシリカ鉱物からの脱水などにより塩分濃度が希釈）[18),19)]と整合する。このことから、地下水の塩分濃度分布の変動性の評価は、地質環境の長期的な変遷を考慮した地下水流動の評価手法の妥当性を傍証するうえで有効であると考えられた[8)]。

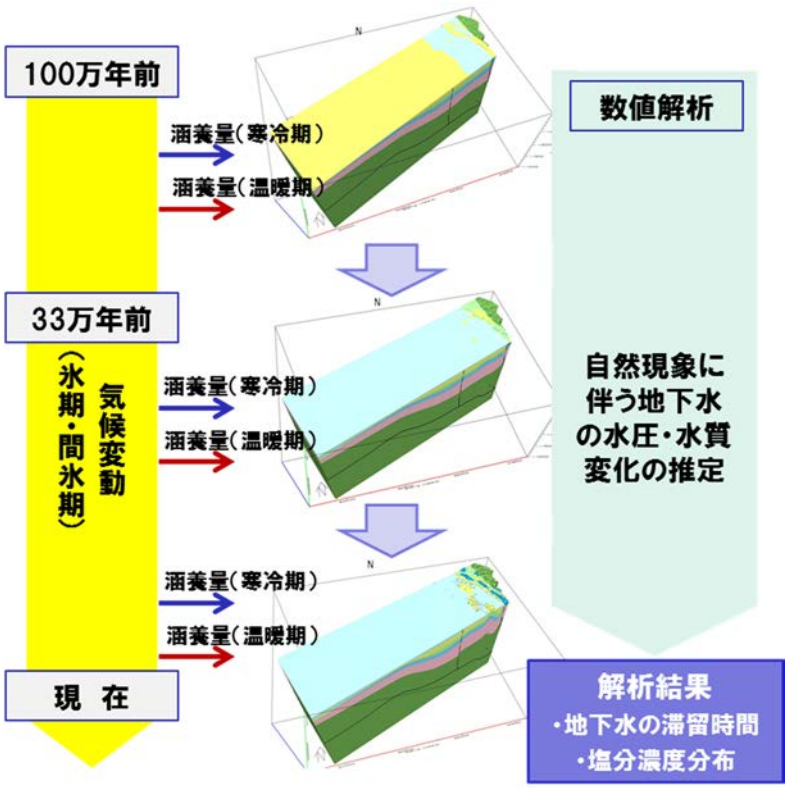


図 1.4-6　長期的な自然現象の変化を連続的に考慮した解析のイメージ

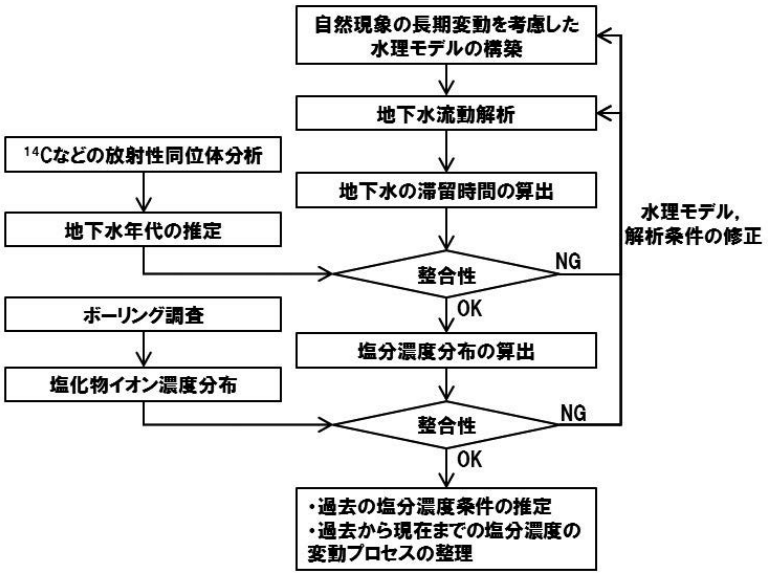


図 1.4-7　塩分濃度の長期的な変動性を推定するためのアプローチ

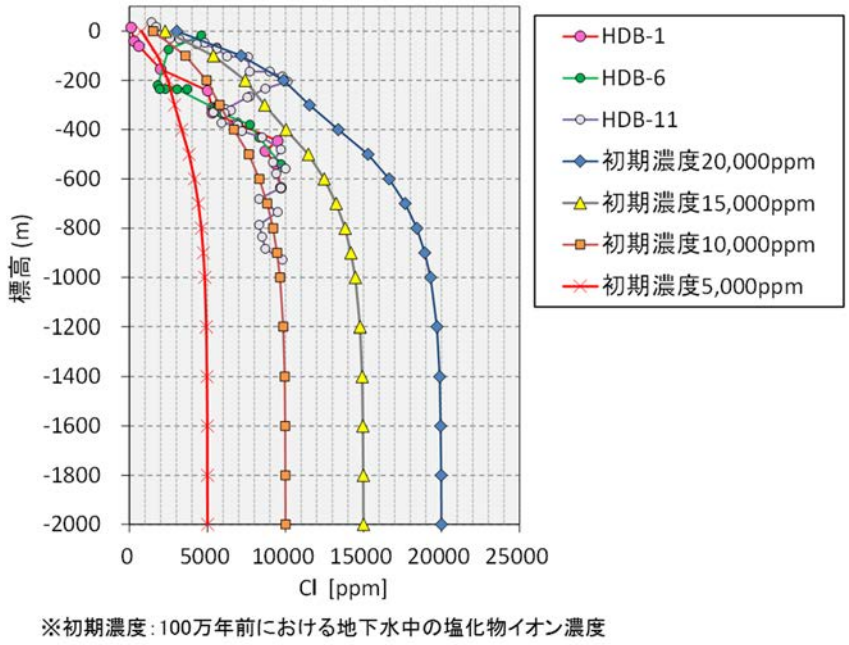


図 1.4-8　数値解析の結果

異なる初期濃度による解析結果とボーリング孔での塩化物イオン濃度の実測値の比較

(4) まとめ

百万年ないしそれ以上の時間スケールで過去から現在までの地質環境の長期変動を評価する技術を確立するため、これまで個別に進められてきた「地形・地質モデル」、「地表環境モデル」、「水理モデル」および「地球化学モデル」を統合化した地質環境長期変動モデルを開発した。このモデルを用いて地下水流動解析を行った結果、地下水の塩分濃度分布の変動性の評価は、地質環境の長期的な変遷を考慮した地下水流動の評価手法の妥当性を傍証するうえで有効であることなどの知見を得た。

1.4.2　天然現象が地質環境に与える影響を評価する手法の整備

(1) これまでの研究成果

幌延地域を事例とした地震観測網の整備と約9年間の観測を通じて、多雪寒冷な環境下に対するピットを用いた地震計設置の有効性などの観測技術を確認した。比較的軟弱な地盤における観測点の性能は、バックグラウンドノイズと地震を識別できる加速度が1 mGal程度であった。解析技術については、観測データが震源決定に有効な範囲を確認した。さらに、Multiplet-clustaring法とDouble-Difference法（DD法）を適用することにより、震源決定精度を高めるための解析条件を確認した。これらの解析法は震源が集中するときに適用性が高いと推定された。地震観測データの解析により、幌延地域周辺の地震の震源分布を求めた。また、地震のメカニズム解を求めた結果、得られた地震のメカニズム解は、多くの地震で東西圧縮の逆断層型が認められ、GPS観測データで得られた広域応力場や想定される地質構造と調和する結果が得られた[20]。

また、断層活動が地形・地質構造に与える影響を把握するために、大曲断層周辺を対象に断層運動に伴う周辺岩盤の変形過程の数値解析を実施し、隆起・沈降および応力場分布を概括的に評価した[6]。

(2) 実施内容

幌延深地層研究所周辺には北北西-南南東～南北走向をもつ断層やそれに伴う褶曲構造が発達している。このような断層・褶曲運動に伴う周辺地質環境への影響について、最新の広域の地質構造モデル（1.4.1参照）を参照し、断層および地層面形状を使用した断層影響の数値解析を行った。

(3) 成果

断層影響の数値解析に使用する三次元地質モデルデータセットの作成範囲は東西-南北それぞれ30 kmとし、大曲断層およびサロベツ断層を含む範囲とした（図 1.4-9）。モデルでは断層（大曲断層，サロベツ断層，デタッチメント）に地表面および地層面（下位より，稚内層，声問層，勇知層，更別層以浅）を考慮し、断層影響を検討した（図 1.4-9下）。

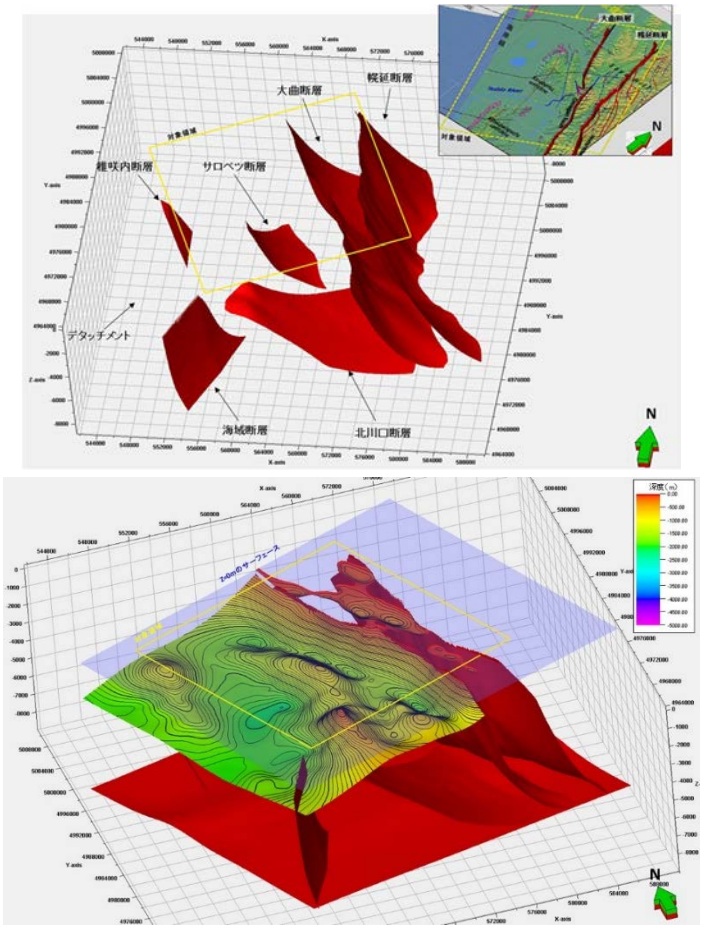


図 1.4-9　数値解析の範囲（上：断層モデル、下：声問層下限面モデル）

図 1.4-10に大曲断層の運動による地表面をレシーバ面とした場合の変位量を求めた結果を示す。大曲断層の変位を断層面に対して直交方向90度（逆断層）および75度、60度（左横ずれ逆断層）の3つの変位方向とした。図中において、左からTotal変位量、X軸（東西）方向変位量、Y軸（南北）変位量、Z軸（上下）変位量を示す。また、上段は逆断層（90度）、中段は75度方向の左横ずれ逆断層、下段は60度の左横ずれ逆断層である。

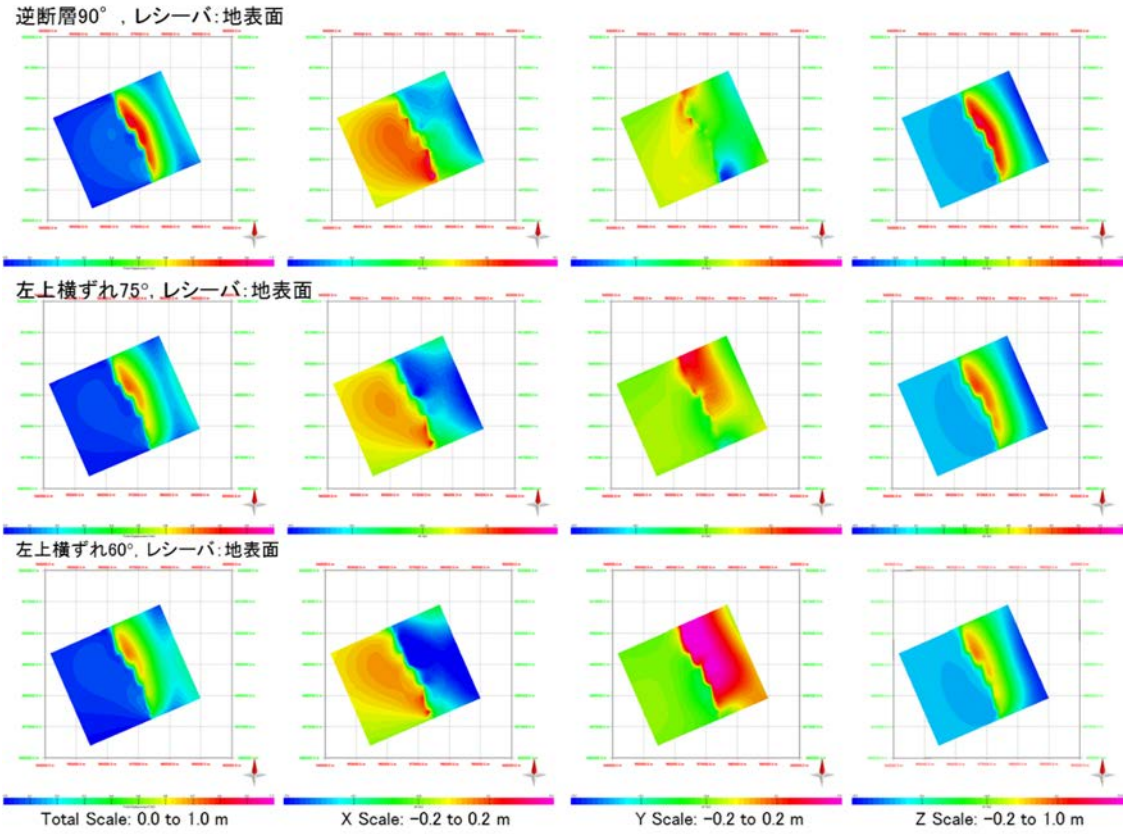


図 1.4-10　大曲断層の活動に伴う地表面の変位量

X軸方向の変位量を見ると、各図の中央部において北北西-南南東方向に走る大曲断層を境に西側は正（東向き）、東側は西向きに変位している。変位量の分布は、逆断層の場合は断層面にほぼ平行に分布するが、75度、60度と左横ずれの程度が大きくなるにつれた変位量のコンターの長軸が断層面に対して斜交するようになる。Y軸方向の変位量を見ると、上段の逆断層のケースでは断層面に直交する方向に変位するため、断層面より西側では少し北寄りに、断層面より東側では少し南寄りに移動するが、75度-60度と左横ずれの成分が増加するにしたがって、断層より東側（上盤側）が北寄りに、西側（下盤側）が南寄りに変位するようになる。Z方向の変位量は、逆断層の時、断層面沿いに上盤側の隆起量が最大となるゾーンが形成されるが、左横ずれ成分が多くなると、隆起量は小さくなるものの、隆起によって形成される背斜状の地質構造は「杉」の字型の並びを示すようになる。一方、下盤側（断層面の西側）のブロックにおいては断層面に沿って緩やかな向斜構造が形成されている。これらは地表で確認される地質構造（図 1.4-11）と大局的に同じ傾向を示している。

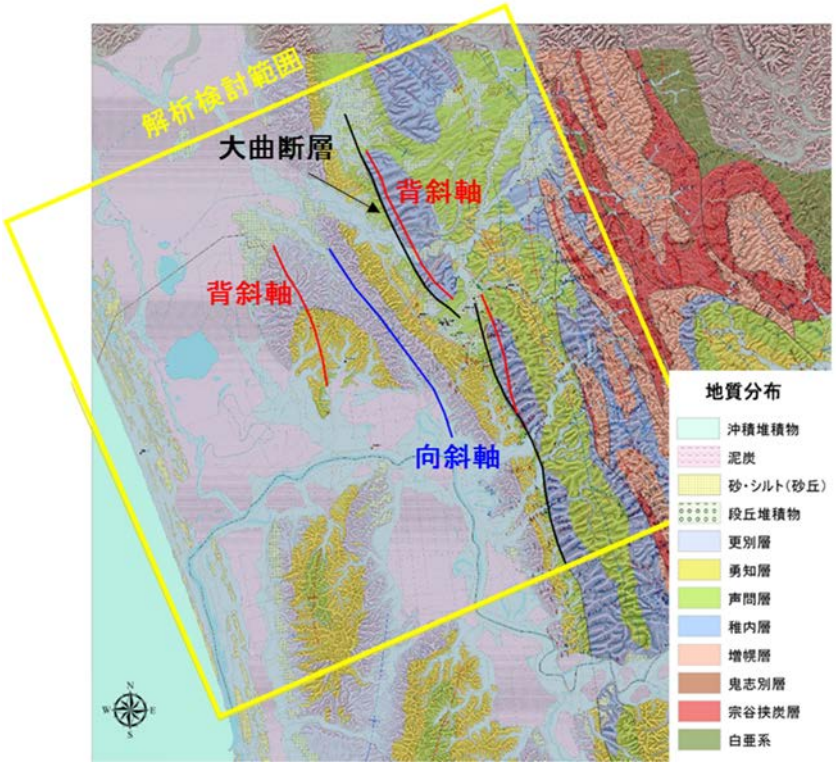


図 1.4-11　地表で確認される地質構造（酒井・松岡, 2015[11] に加筆）

サロベツ断層の活動に伴う地表面および海抜0 m面および各地層境界面における変位量（Z軸方向）を図 1.4-12に示す。断層の変位方向は左より逆断層（90度）、左横ずれ逆断層（75度）、左横ずれ逆断層（60度）である。

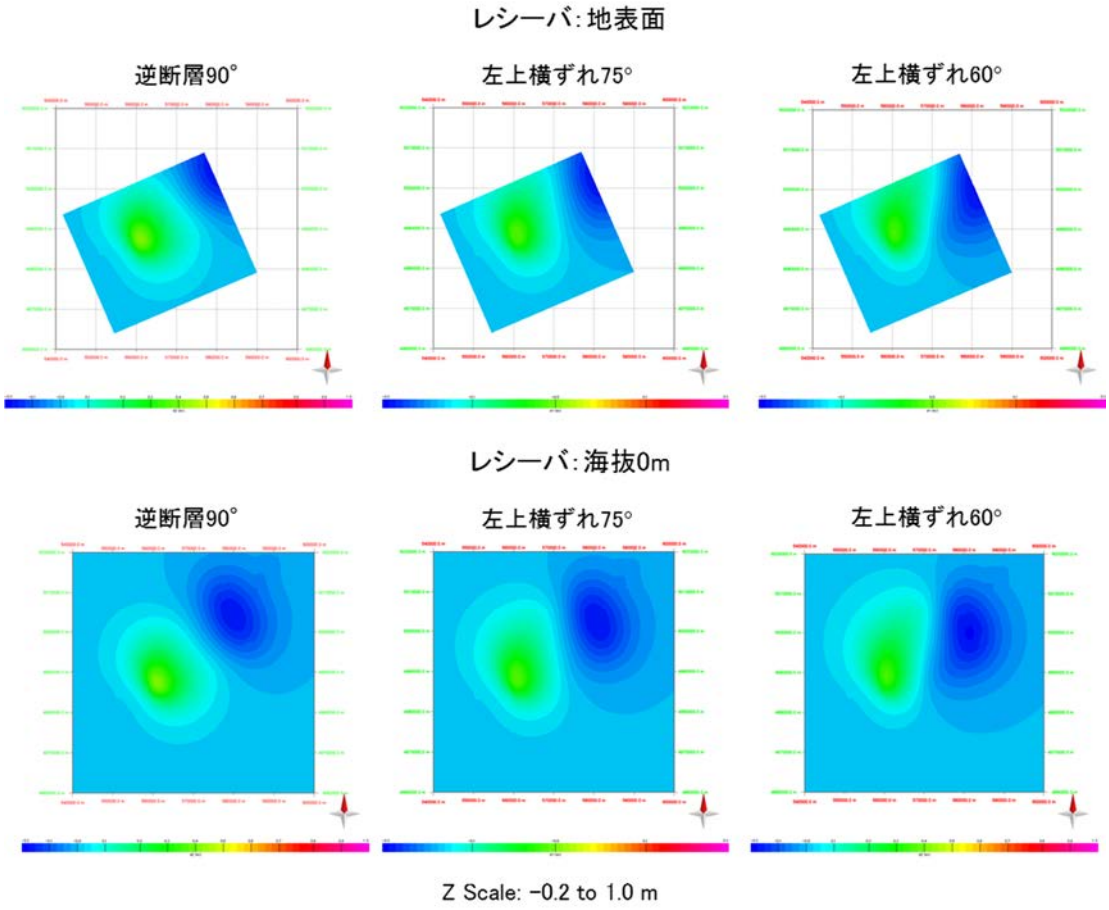


図 1.4-12　サロベツ断層の活動に伴う地表面および海抜 0 m 面の変位量（Z 軸方向）

サロベツ断層の断層面は地表には表れていないが、いずれのケースにおいても断層の変位に伴って断層直上部に局所的な隆起部が形成される結果となった。隆起部は閉じた背斜構造をしており、背斜軸の方向は逆断層のケースでは断層面の走向方向に概ね平行（北北西-南南東）であるが、斜め横ずれ成分が増加するにつれて、南北方向に変化する。地表で確認される地質構造（図 1.4-11）と比較すると、サロベツ断層の直上部付近にはサロベツ背斜が存在する。サロベツ背斜の背斜軸の伸長方向は、北北西－南南東から南北であり、サロベツ背斜の東側には向斜軸が存在しており、解析結果は地表の地質構造と一致する結果が得られた。

これらの検討の結果、現在の地質構造は、60度～75度程度の斜め左横ずれ逆断層に伴って形成され、その応力場としては、東西あるいは東南東－西北西の方向からの圧縮場が関与したと考えられる可能性が推定された。

(4) まとめ

大曲断層およびサロベツ断層を事例とする断層影響を評価するための数値解析を行った。その結果、広域応力場や地震のメカニズム解[20]と同傾向の東西圧縮あるいは東南東－西北西の方向からの圧縮場でこれらの断層周辺の褶曲構造を再現する結果を得ることができた。

なお、この成果は、資源エネルギー庁からの受託事業「平成29年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業地質環境長期安定性評価確証技術開発」の成果を一部含んでいる。

参考文献

1) OECD/NEA：Features, events and processes (FEPs) for geologic disposal of radioactive waste -An international database-, OECD/NEA, 2000.

2) 太田久仁雄，阿部寛信，山口雄大，國丸貴紀，石井英一，操上広志，戸村豪治，柴野一則，濱克宏，松井裕哉，新里忠史，高橋一晴，丹生屋純夫，大原英史，浅森浩一，森岡宏之，舟木泰智，茂田直孝，福島龍朗：幌延深地層研究計画における地上からの調査研究段階（第1段階）研究成果報告書 分冊「深地層の科学的研究」, JAEA-Research 2007-044, 2007, 434p.

3) 今井久，山下亮，塩崎功，浦野和彦，笠博義，丸山能生，新里忠史，前川恵輔：地下水流動に対する地質環境の長期変遷の影響に関する研究, JAEA-Research 2009-001, 2009, 116p.

4) Niizato, T., Yasue, K. I., Kurikami, H., Kawamura, M. and Ohi, T：Synthesizing geoscientific data into a site Model for performance assessment: a study on the long-term evolution of the geological environment in and around the Horonobe URL, Hokkaido, northern Japan", Proceedings of an OECD/NEA third AMIGO workshop, Approaches and challenges for the use of geological information in the safety case for deep disposal of radioactive waste, 2009, pp.222-234.

5) Niizato, T., Amano, K., Ota, K., Kunimaru, T., Lanyon, B. and Alexander, W. R：Development of comprehensive techniques for coastal site characterisation, 3; Conceptualisation of long-term geosphere evolution, Proceedings of 13th International Conference on Environmental Remediation and Radioactive Waste Management (ICEM2010) (CD-ROM), ICEM2010-40052, 2010, pp.97-106.

6) 佐藤稔紀，笹本広，石井英一，松岡稔幸，早野明，宮川和也，藤田朝雄，棚井憲治，中山雅，武田匡樹，横田秀晴，青柳和平，大野宏和，茂田直孝，花室孝広，伊藤洋昭：幌延深地層研究計画における坑道掘削（地下施設建設）時の調査研究段階（第2段階：深度350mまで）研究成果報告書，JAEA-Research 2016-025，2016，313p.

7) 地層処分基盤研究開発調整会議：地層処分基盤研究開発に関する全体計画（平成25 年度～平成29 年度），2013.

8) 日本原子力研究開発機構：平成29年度高レベル放射性廃棄物等の地層処分に関する技術開発事業 地質環境長期安定性評価確証技術開発 報告書，2018，206p.

9) 日本原子力研究開発機構：平成20年度 地層処分技術調査等委託費 地層処分共通技術調査 地質環境総合評価技術高度化開発 報告書，2009，242p.

10) 中山雅，佐野満昭，真田祐幸，杉田裕（編）：幌延深地層研究計画 平成21年度調査研究成果報告，JAEA-Review 2010-039，2010，67p.

11) 酒井利啓，松岡稔幸：幌延地域を対象とした地表踏査および地形データにもとづく地質分布の推定，JAEA-Research 2015-004，2015，109p.

12) Ishii, E., Funaki, H., Tokiwa, T. and Ota, K.：Relationship between fault growth mechanism and permeability variations with depth of siliceous mudstones in northern Hokkaido, Japan, Journal of Structural Geology, 32, 2010, pp.1792-1805.

13) Ishii, E., Sanada, H., Funaki, H., Sugita, Y. and Kurikami, H.：The relationships among brittleness, deformation behavior, and transport properties in mudstones: An example from the Horonobe Underground Research Laboratory, Japan, Journal of Geophysical Research, 116, 2011, doi:10.1029/2011JB008279.
14) Ishii, E.：Predictions of the highest potential transmissivity of fractures in fault zones from rock rheology：Preliminary results, Journal of Geophysical Research, 120, 2015, pp.2220-2241.
15) 日本原子力研究開発機構：平成 27 年度地層処分技術調査等事業 地質環境長期安定性評価確証技術開発 報告書，2016，446p.
16) 日本原子力研究開発機構：平成 28 年度地層処分技術調査等事業 地質環境長期安定性評価確証技術開発 報告書，2017，320p.
17) 新里忠史，舟木泰智，安江健一：幌延地域における後期鮮新世以降の古地理と地質構造発達史，地質学雑誌，113 補遺，2007，pp.119-125.
18) 甲斐邦男、前川恵輔："北海道幌延地域の新第三系珪藻質泥岩中の地下水の酸素・水素同位体比と塩化物イオン濃度"，石油技術協会誌，74，2009，pp.96-106.
19) 岩月輝希，石井英一，新里忠史："北海道幌延地域における深部地球化学環境の長期変遷シナリオの構築"，地学雑誌，118，2009，pp.700-716.
20) 落合彰二，浅森浩一，常盤哲也，野原壯，松岡稔幸：幌延深地層研究計画における地震研究 - 地震観測データおよびそれらの解析結果（2003～2012 年度），JAEA-Research 2014-002，2014，69p.

2 坑道掘削の影響調査に関する調査技術開発

(1) これまでの研究成果

高レベル放射性廃棄物の地層処分場、地下発電所の大規模地下空洞、鉄道や道路トンネルのような地下空間建設時には、坑道掘削による坑道壁面周辺の応力再配分に起因して、坑道周辺の力学的・水理学的・化学的な岩盤物性が変化する領域が発生する。この領域のうち、掘削に伴い、坑道周辺の岩盤に割れ目が発生し、それらが天然の割れ目とともに互いにネットワークを形成することにより、透水性が上昇し、物質移行特性に顕著な影響を与えると予想される領域は、掘削損傷領域（Excavation Damaged Zone, EDZ）と称される。一方、坑道掘削の影響で、坑道周辺岩盤中に物質移行特性や透水性に顕著な影響は発生していないが、水理学的・化学的な変化が生じた領域は掘削影響領域と称される（Excavation disturbed Zone, EdZ）[1)]。高レベル放射性廃棄物の地層処分における処分場建設時に立坑や処分坑道を含む坑道の周辺岩盤にEDZが生じると、岩盤の崩落や著しい変状といった力学的な不安定現象が生じ、地層処分場の建設や操業の安全性に影響を与えると考えられる。また、掘削に伴い透水性が増大した領域は、廃棄体埋設後に核種の主要な移行経路となる可能性がある。このような問題に対応するため、掘削時に生じるEDZの水理・力学・化学的な評価を行い、地層処分の安全評価に資するためのデータとして整備していくことが重要な課題である。

これまでに国内外の地下研究施設やトンネル等の地下空間開発現場において、原位置試験や数値解析的検討により、EDZの水理・力学特性が明らかにされてきた。また、処分環境を模擬した試験も、スイスのモンテリ岩盤研究所やスウェーデンのエスポ地下研究所等で実施されている[2)]。それらの試験では、EDZのシーリング挙動に関する検討や、熱–応力特性に関する研究が行われてきている。このように、EDZの特性や経時変化に関しては、多くの検討が行われている現状にある。これらの先行研究事例を踏まえ、幌延深地層研究センターの地下施設においては、EDZの水理・力学・化学特性変化の調査手法の確立とその結果に基づく評価手法の検討を研究課題とする。また、実際の人工バリア設置環境を模擬している人工バリア性能確認試験において、試験孔掘削から緩衝材の定置、坑道の埋め戻しと、その後の緩衝材への注水過程における処分孔周辺のEDZの空間分布とその経時変化について検討することも研究課題とする。

(2) 実施内容

(1)に記載した研究課題に基づき、幌延深地層研究センターの地下施設において、EDZを把握するための調査技術・評価手法の開発とその適用、EDZの深度依存性の検討、実際の人工バリア設置環境下における掘削影響領域の変化の把握について成果を取りまとめる。なお、取りまとめに際しては、以下の3つに区分して成果を記載した。

(a) 坑道周辺のEDZの水理・力学的な影響評価
(b) 坑道周辺のEDZの化学的な影響評価
(c) 人工バリア性能確認試験孔周辺のEDZの水理力学特性

(3) 成果

(a) 坑道周辺のEDZの水理・力学的な影響評価

①立坑を対象とした調査結果

掘削影響領域の調査の効率化を目的として、1つのボーリング孔において岩盤に割れ目が発生したときに生じる振動（Acoustic Emmision, AE）、間隙水圧、温度の3項目を計測できるマルチ光計測プローブを開発し、東立坑の深度368～372 m付近を対象として3本設置した（図2-1中のS1

～S3孔）。なお、プローブに設置されている計測センサーは、すべて光ファイバー式を採用している。東立坑の350 m以深を掘削している際に計測されたAEの発生位置（震源）の分布を図 2-1に示す。本図より、壁面から約1.5 mの範囲までAE震源が分布していることが示された。また、マルチ光プローブ設置孔付近に掘削したボーリング孔（図 2-2中のE～H孔）で実施した透水試験結果では、掘削後は壁面から約1.2 mの範囲で透水係数が8.8×10^{-9}~2.5×10^{-7} m/sとなっており、掘削前の透水係数（8.1×10^{-12}~7.9×10^{-11} m/s）と比較して、2~4オーダー程度増大することを確認した。また、間隙水圧に関しても、壁面から約1.5 mに設置したセンサーにおいて、掘削に伴う水圧の顕著な低下を確認した。このことから、壁面から約1.5 mの範囲まで掘削影響が及んでいることが示された[3),4),5),6)]。さらに、東立坑の深度350~380 mの掘削を再現した三次元逐次掘削解析を実施したところ、解析により得られたEDZの進展範囲は、AE発生領域に整合する結果であった。

原位置試験結果および数値解析結果を統合し、立坑に生じたEDZの水理・力学特性を分かりやすく示す概念図を構築した[6)]（図 2-2）。

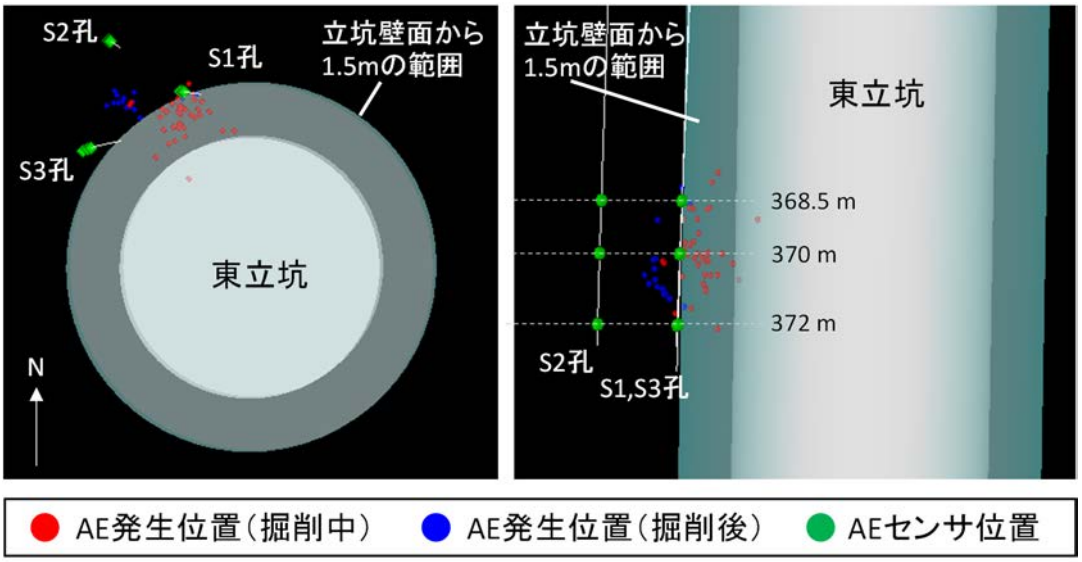


図 2-1　立坑掘削中および掘削後に取得した AE 震源分布

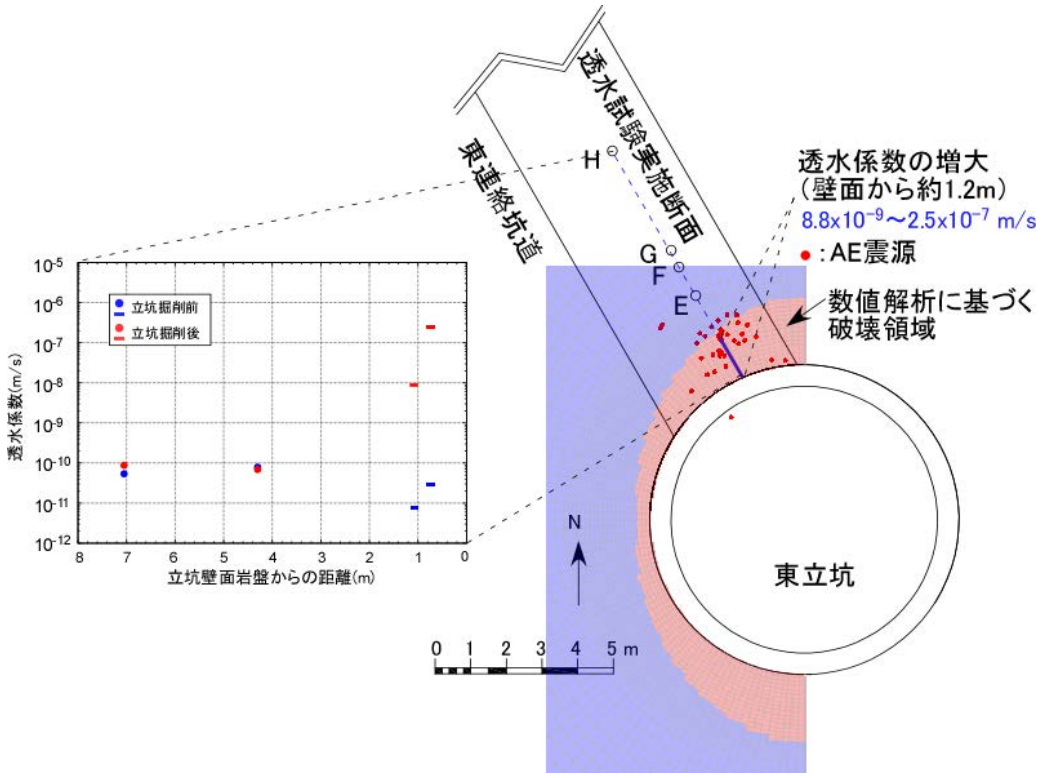


図 2-2　原位置試験および数値解析結果に基づき構築した立坑周辺に形成された EDZ の概念図

発破掘削により施工された東立坑と、機械掘削により施工された換気立坑の深度250~350 mを対象として、地質観察により得られる既存割れ目とEDZ割れ目の記載記録に基づき、それぞれの割れ目の頻度（本数）を分析した（図 2-3）。結果として、EDZ割れ目の総数は、換気立坑では660本、東立坑では1204本であった。すなわち、発破掘削では機械掘削と比較して2.38倍の割れ目が確認されたこととなり[7]、換気立坑と東立坑の掘削径の違いによる立坑壁面の面積の違いを考慮してもなお発破衝撃の影響で損傷が大きかったことが示唆される結果となった。なお、当該深度においては、岩盤内部の状態を確認するための調査（物理探査、透水試験、地中変位計測、コア観察など）は実施していないため、EDZの発達領域について論じることができないが、今後、工法の違いによるEDZの発達領域について詳細な知見を得るためには、上述の調査を実施する必要がある。

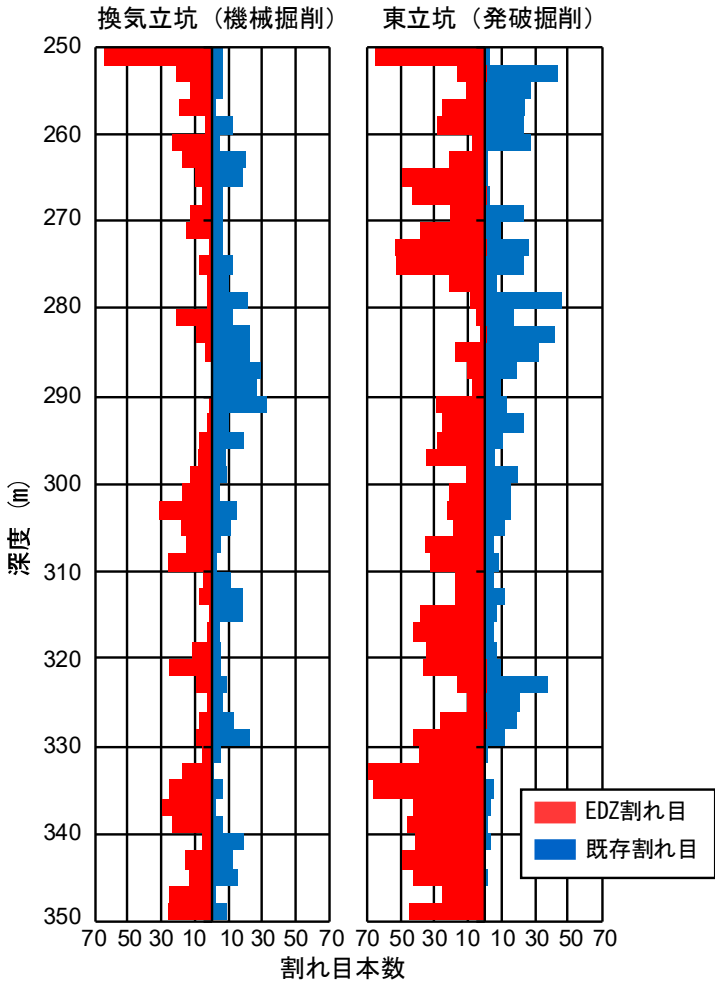


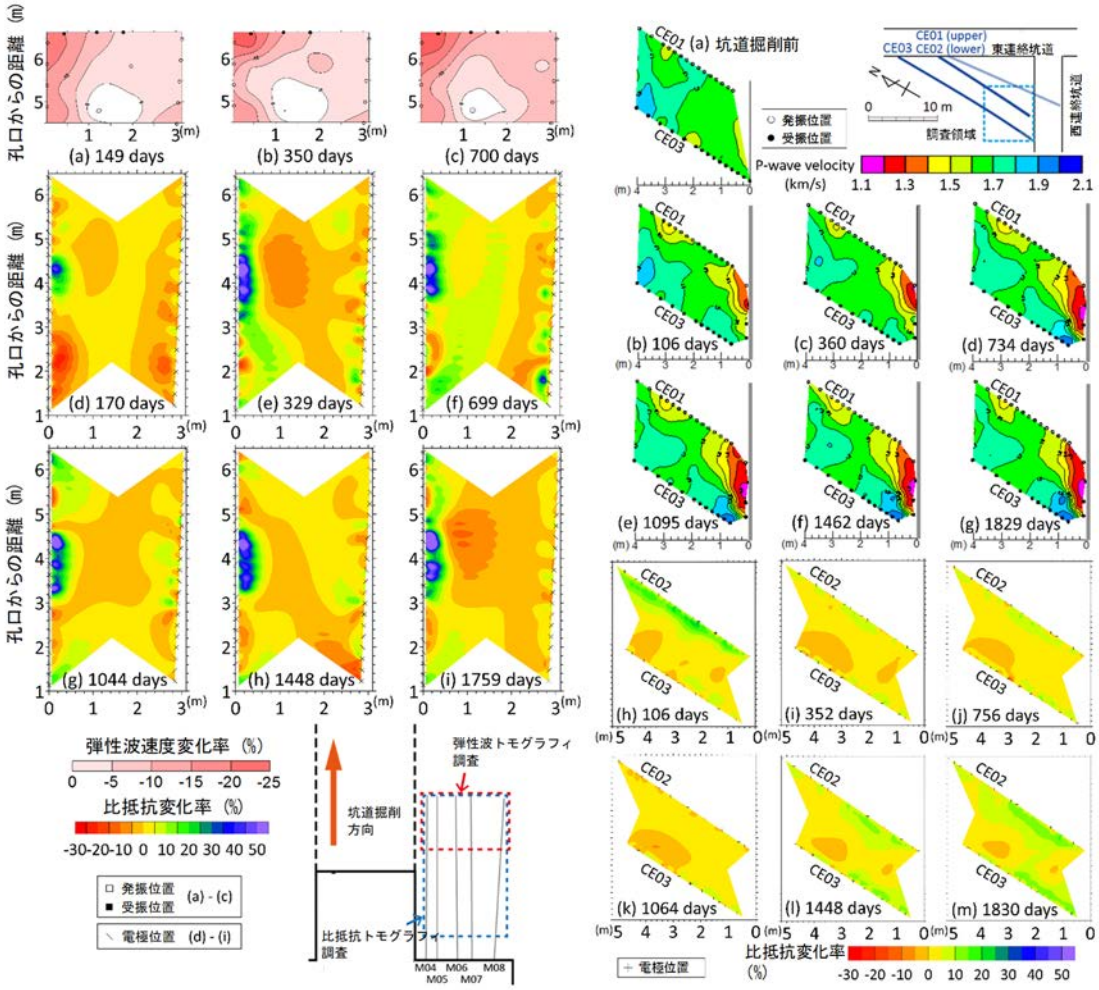
図 2-3　換気立坑および東立坑の深度 250~350m において確認された割れ目本数の深度分布

②水平坑道を対象とした調査

深度140 mおよび250 m調査坑道で弾性波・比抵抗トモグラフィ調査、水分量計測、BTV観察を実施した。その結果、140 mでは不飽和領域の発達によるものと思われる比抵抗値の増大および弾性波速度の低下が、壁面から約1 mにわたって確認された（図 2-4(a)）。比較的塩分濃度の高い地下水が存在する環境下においても適用可能なFDR-V法による水分量計測の結果、坑道掘削後の飽和度は約60 %から80 %で推移していた。このことからも、不飽和領域の発達により弾性波速度の低下や比抵抗値の増大が発生したことの根拠となる結果が得られた。一方、BTV観察結果および調査領域周辺において掘削したボーリング孔から取得したコアの観察結果から、掘削に伴う割れ目の発達範囲は、最大で0.45 mと推定された。これは、弾性波・比抵抗トモグラフィ調査領域には含まれない領域であることから、同調査により得られた弾性波速度の低下や比抵抗値の増大は、掘削後の飽和度の低下を反映したものであると考えられる[8)9)]。

図 2-4 (b)に250 m調査坑道で取得した弾性波トモグラフィ調査結果と比抵抗トモグラフィ調査結果を示す。250 m調査坑道では、弾性波速度の低下領域は壁面から約1.0 mであった。調査領域近傍の壁面観察による割れ目分布の結果を基に、割れ目分布と測線の関係性を三次元的に検討した。その結果、測線の弾性波速度測線が横切る割れ目本数が多いほど、弾性波速度が低下することが定量的に示された[10)]。また、コア観察およびBTV観察の結果から、割れ目の発達範囲は、壁面から最大で1.2 mであった[11)]ことから、割れ目の発達範囲と弾性波速度の低下領域はおおむ

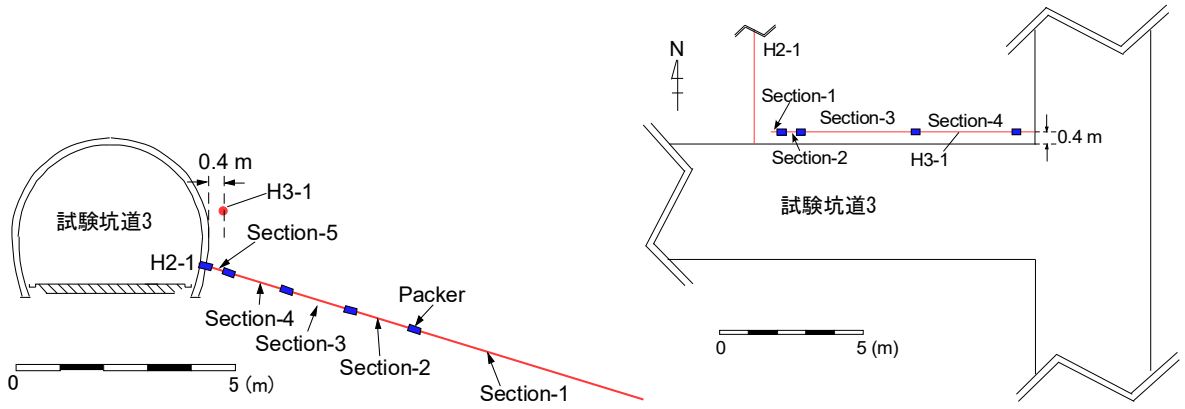
ね整合する結果となった。さらに、図 2-4 (b)に示すように、掘削前後でほぼ比抵抗値に変化はないこと、なおかつ坑道掘削後に壁面周辺で取得した岩石試料の重量測定結果から、飽和度が約93～97 %であったことから、坑道掘削後も経時的にほぼ飽和状態にあることが示された[8),10)]。



(a) 140 m調査坑道　　(b) 250 m調査坑道

図 2-4　140 m および 250 m 調査坑道における弾性波・比抵抗トモグラフィ調査結果の例

350 m調査坑道では、試験坑道3を対象として、透水試験、コア観察、BTV観察を実施し、EDZの発達幅および透水性を推定した。透水試験を実施する孔におけるコア観察結果から、EDZの発達幅は、側壁面で約0.6 m、底盤部で約1.6 mと推定された。透水試験に関しては、図 2-5に示すH2-1孔およびH3-1孔で実施した。また、掘削後の透水係数の経時変化を検討することを目的として、年に1～2回、定期的に試験を実施した。掘削直後（2013年9月）に実施した透水試験の結果、EDZでは透水係数が5.6×10^{-7}～3.5×10^{-6} m/sであったのに対し、割れ目が発達していない部分では3.3×10^{-11}～6.2×10^{-10} m/sであった。すなわち、EDZでは、割れ目が発達していない領域と比較して3～5オーダーの透水係数の増大が確認された。また、EDZ内外において掘削から約4年の間は透水係数に変化が見られないことが示された[12),13),14)]（図 2-6）。



(a) 断面図　　(b) 平面図

図 2-5　透水試験実施区間

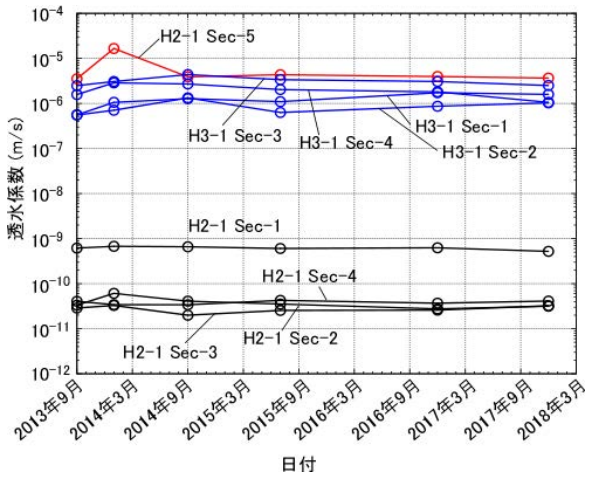


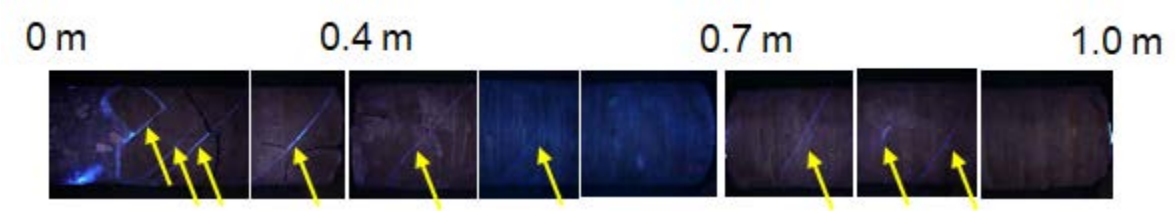
図 2-6　EDZ 内外の透水係数の経時変化

（赤色および青色直線がEDZの透水係数、黒色直線がEDZの外側の透水係数を表している）

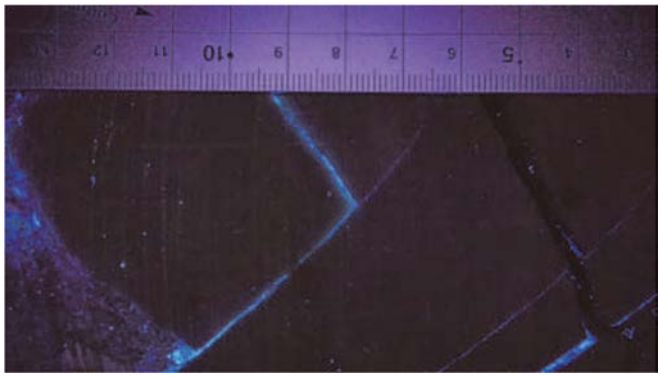
EDZの発生による坑道周辺の透水係数の増大の根拠を定量的に示すことを目的として、割れ目の可視化を試みた。350 m調査坑道の試験坑道3の坑道周辺岩盤中に蛍光剤を混合した樹脂を注入し、掘削により生じた割れ目を固定した後、注入孔を含む領域でオーバーコアリングを行い、割れ目の発達状況を紫外線照射下で観察した。なお、スイスのMont Terri地下研究所や、フランスのBure地下研究所において実施されている類似の研究では、水の100倍以上の粘性を有するエポキシ樹脂を注入した試験を実施しているが、粘性が高いため、樹脂注入時に坑道周辺に形成される割れ目の擾乱を無視できないことが推定される。そこで、水の7倍程度の粘性を有する樹脂を開発し、試験に供した。

図 2-7(a)にオーバーコアリングした試料全体の画像を、図 2-7(b)に孔口から0.1～0.3 m付近の画像を示す。なお、図 2-7は紫外線照射により樹脂を発光させて割れ目を見やすく示したものである。結果として、図 2-7(a)に黄色矢印で示すように、孔口から約1.0 mの区間に9本の割れ目を確認できた。また、孔口から0.3 mまでは複数本の割れ目が交差し、開口幅は最大で1 mm程度であることがわかった。このことから、特に壁面近傍において、割れ目の交差と開口幅の大きな割れ目の発生が透水性の増大に寄与することを定量的に示した。試験において使用した樹脂は、既存研究で用いた樹脂よりも低粘性（水の7倍程度の粘性）であるが、開口幅が1 mm以下のかなり小さな割れ目に対しても、擾乱を与えることなく浸透することがわかった[15]。今後、樹脂を注入

した孔周辺においてもコアリングを行い、より広い範囲での樹脂の浸透領域の検討や、掘削により生じた割れ目の開口幅の詳細な検討、割れ目発生プロセスの検討を進める。



(a) オーバーコアリングした試料の全体画像



(b) 孔口から0.1～0.3 m付近の試料

図 2-7　坑道壁面付近の割れ目の連結・分布状況の可視化結果

（左側の灰色部分は吹付けコンクリート、青い発光部は掘削により生じた割れ目に相当する。）

次に、試験坑道3を対象として、坑道掘削を再現した多孔質弾性論に基づく水理-力学連成解析を実施し、EDZの発達範囲を評価した。結果として、天端において壁面から0.3 m、側壁では壁面から0.9 m、底盤で1.3 mという結果であり、先述した原位置で確認された側壁面の割れ目の発達程度（壁面から最大で約0.6 m、底盤で最大1.6 m）に概ね整合する結果を得た[16]（図 2-8）。また、壁面に形成された引張割れ目の発生要因としては、坑道掘削時の壁面の非排水挙動に伴う有効応力の低下による引張応力の発生が原因であることを解明した（図 2-9）[16),17)]。

EDZの透水係数を予測する手法として、既存研究において、断層の透水性の上限値を予測するために使用されていた、平均有効応力を岩石の引張強度で除したパラメータであるダクティリティインデックス（DI）（別称、Mean Stress Index, MSI）の分布に着目した。連成解析により、坑道掘削後の壁面周辺の有効応力分布を出力し、その結果を基に透水試験を実施した領域付近のMSI値を算出し、透水係数を経験式に基づいて予測した。なお、MSIと透水係数の関係の経験式では、不均質性を考慮して±1.25オーダーの幅を持たせて計算をしていることに留意されたい。図2-10に、解析により予測した透水係数の範囲と、実際の透水試験結果を比較して示す。図より、予測された透水係数の範囲は、実際に計測された値に整合する結果であった。このことから、泥岩を対象とした透水係数の予測手法の一つとして、MSIが適用できることが確認された[16]。

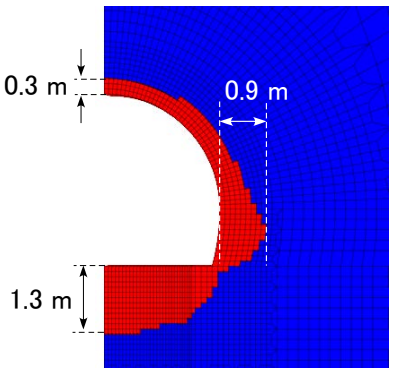


図 2-8　EDZ 分布の評価結果

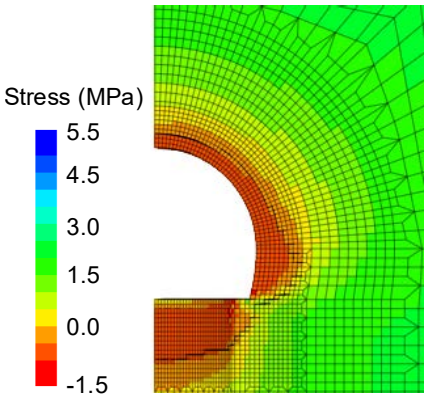


図 2-9　最小有効主応力の分布（圧縮応力が正）

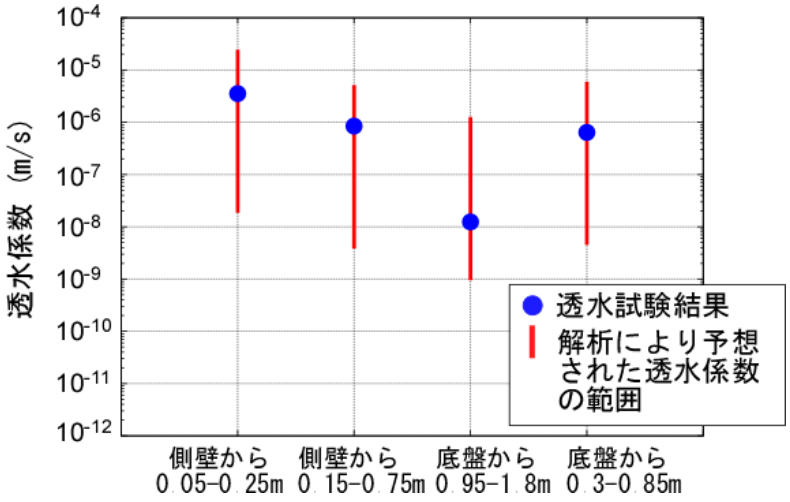


図 2-10　坑道掘削時の DI の分布に基づいて推定した透水係数の範囲（赤色直線）と原位置試験結果（青色プロット）の比較

350 m調査坑道では、試験坑道3以外において、掘削方向の違いによるEDZの発達範囲の比較も実施した。具体的には、最大主応力方向に近い方向に掘削した深度350 mの西連絡坑道と、最小主応力方向に近い方向に掘削した東連絡坑道において、弾性波屈折法探査によりEDZの発達範囲を検討した。結果として、いずれの坑道においても低速度な領域が壁面から約0.5 m程度進展しているという結果であった（図 2-11）。このことから、坑道掘削方向によって、EDZの発達範囲は顕著に変化しないことが示唆された[18]。なお、既存のボーリング調査時に実施した水圧破砕試験結果[19]から、深度350 m地点における応力状態は、最大主応力が東西方向で約7.3 MPa、中間主応力が鉛直応力で約5.6 MPa、最小主応力が南北方向で約5.1 MPaであると予測される。

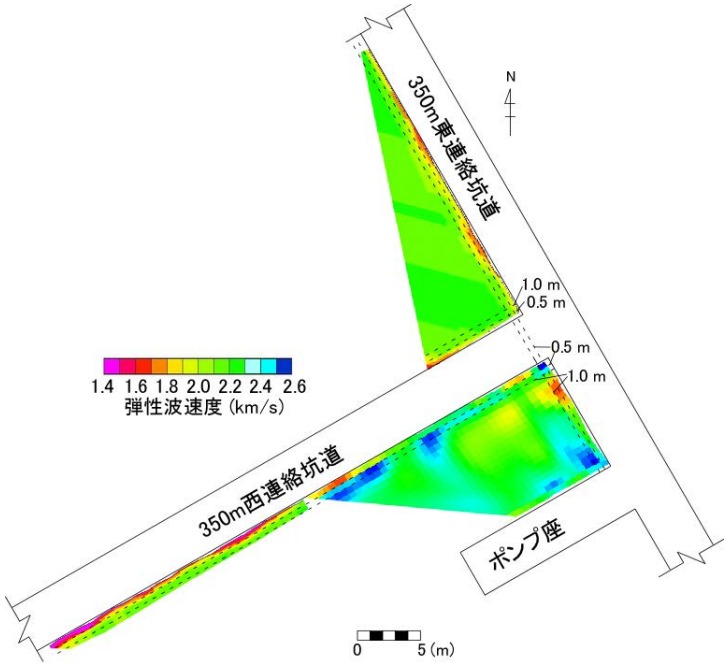


図 2-11　350m 西連絡坑道および東連絡坑道における弾性波屈折法探査結果

EDZの進展範囲と透水係数の深度依存性について検討することを目的として、深度250 mおよび350 m調査坑道の原位置試験結果の比較を行った。EDZの進展幅については、既存研究から、地山強度比（CF）と関連していることが示されており、EDZの透水係数については、上述のとおり、DI（MSI）と関連づけられることが示されている。表 2-1に、各深度で確認されたEDZの進展範囲を坑道径で正規化した値と、EDZと健岩部の透水係数の対数比、地山強度比、DIの値をまとめて示す。比較対象とする試験数は少ないものの、地山強度比が小さい250 m調査坑道では、350 m調査坑道よりもEDZが発達している傾向にある。また、DIが比較的小さい値を示す350 m調査坑道では、250 m調査坑道よりも脆性的な割れ目の発達が予想されることから、EDZの透水係数が増大する傾向にあると考えられる。この傾向は、既存研究と整合するものであった[20]。今後、各国のURLで取得されたデータも含めて、上記の傾向の一般性について検討していく。

表 2-1　地山強度比（CF）、DI、EDZ の進展範囲と EDZ 内部と健岩部の透水係数の比

	CF	DI	$r_{EDZ}/r_{gallery}$	$\log(k_{EDZ}/k_{intact})$
250m西連絡坑道	0.84–2.28	1.30–3.39	1.60	2.65–2.83
350m試験坑道3	2.22–5.09	1.02–2.33	1.15	4.59–5.51

(b)化学的な影響評価

深度350 m調査坑道において、地下水の水圧・水質を連続的にモニタリング可能な観測装置を開発し[21]、坑道の掘削が周辺岩盤中の地下水の水圧・水質に与える影響を調査した。

350 m調査坑道のうち、試験坑道2の坑壁から0.6 mの距離に位置するC06孔および試験坑道4の坑壁から3 mの距離に位置するC05孔を対象として、継続的に水質データを取得した（図 2-12）。その結果、試験坑道の掘削が地下水のpHや酸化還元電位（Eh）に与える影響は小さく、地下水は

還元状態が概ね維持されていることが示された（図 2-13）[22),23)]。また、地下水の溶存成分にも試験坑道掘削に伴う顕著な変化は認められていない[23),24)]。

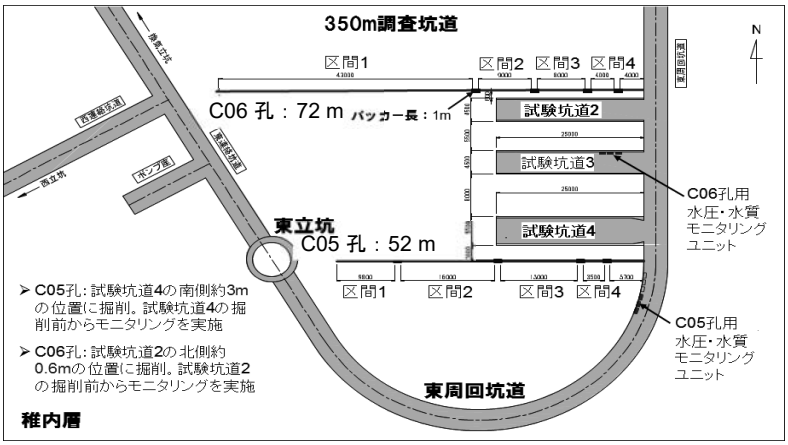


図 2-12　350 m 調査坑道における C05 孔および C06 孔の位置

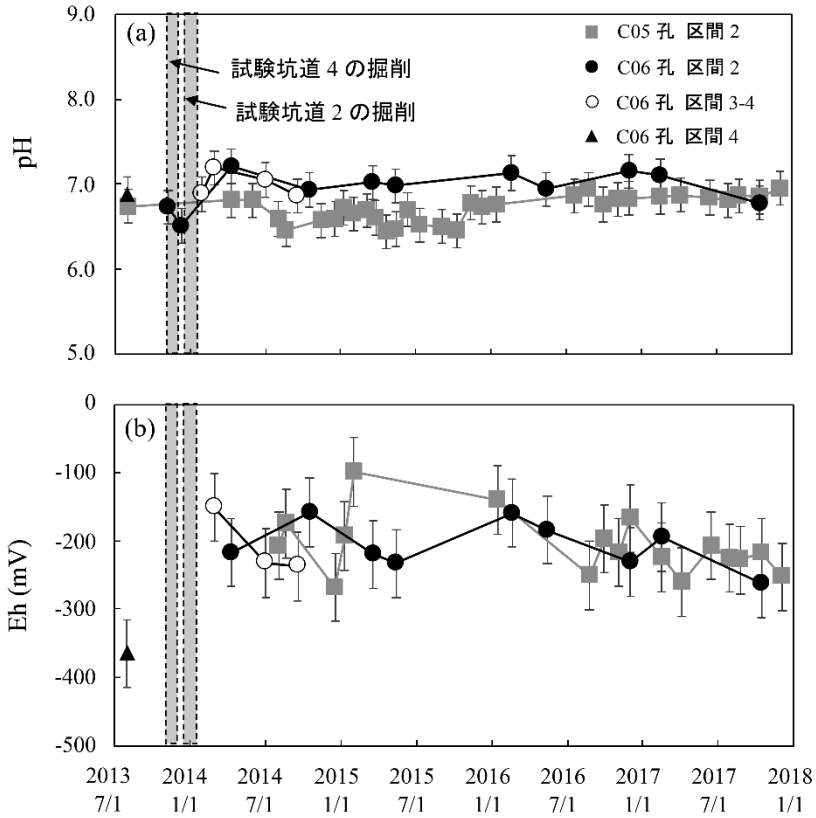


図 2-13　C05 孔・C06 孔における pH および酸化還元電位の経時変化
(a) pH、(b) 酸化還元電位

坑道周辺の岩盤における酸化還元状態を調査するために、深度140、250、350 m調査坑道の健岩部から掘削長約1 mのボーリングコアを採取し、色調や鉱物組成等を分析した。その結果、調査したいずれの岩石コアにおいても、酸化の明瞭な兆候は認められなかった[25)]。また、試験坑道2のEDZ内に位置すると考えられるC06孔の区間3および4において区間内を満たすガスを採取・

分析したところ、CH_4およびCO_2が主成分であり、大気の主成分であるN_2やO_2の割合は非常に低いことが明らかとなった[26]。

以上の結果から、幌延の地下施設のEDZでは諸外国の堆積岩地域で観測されるような明瞭な酸化の兆候（酸化的な酸化還元電位、地下水中の硫酸イオン濃度の上昇、硫酸を含む鉱物の形成など）は認められないことが示された。EDZ内のガスの主成分がCH_4およびCO_2であったことから、水圧低下に伴い地下水から遊離したこれらのガスが割れ目や不飽和領域を満たし、坑道からの大気の侵入・拡散が抑制されている可能性が示唆された（図 2-14）。

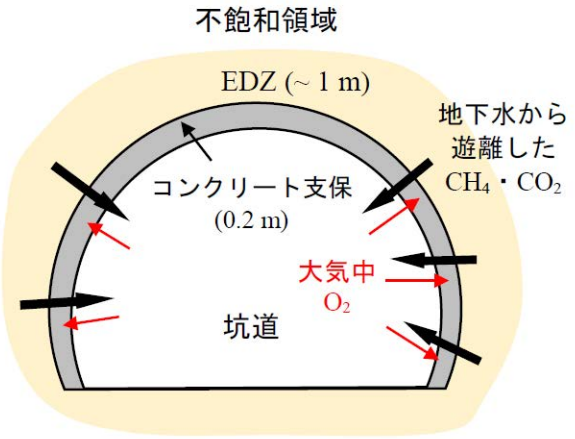


図 2-14　EDZ の化学環境に関する概念モデル

(c)人工バリア性能確認試験孔周辺のEDZの水理力学特性

人工バリア性能確認試験の試験孔（ピット）周辺のEDZの水理・力学特性を調査することを目的として、透水試験、弾性波トモグラフィ調査、ボーリングコア観察、BTV観察を実施した。

①ピット周辺の割れ目の発達状況

透水試験の実施に先立ち、図 2-15に示すボーリング孔H4-2を掘削した。ピット壁面周辺に相当する、孔口から9-12 mの位置で取得した孔壁展開画像を図 2-15 (b)に示す。掘削後のBTV観察結果から、特に孔口から約11 m付近において、東方に緩く傾斜する割れ目が限定的に発達していることがわかった。岩石コアの観察結果では、BTVで確認された、孔口から約1 mまでの試験坑道3の壁面周辺、および孔口から9 m以深である、ピット壁面から約0.9~2 mに相当する領域で確認された割れ目は、羽毛状構造を呈する引張割れ目であることが確認された。過去にピットを掘削した坑道付近に地上から掘削したボーリング孔のコア観察が行われたが、深度350 m付近には、既存割れ目が存在していないことがわかっている[27]。また、ピット掘削前にピットの壁面から約1.3 m付近にボーリング孔を掘削してBTV観察を行ったが、割れ目は観察されなかった。以上から、ピット周辺に顕著に発達していた引張割れ目は、ピット掘削により生じたといえる。

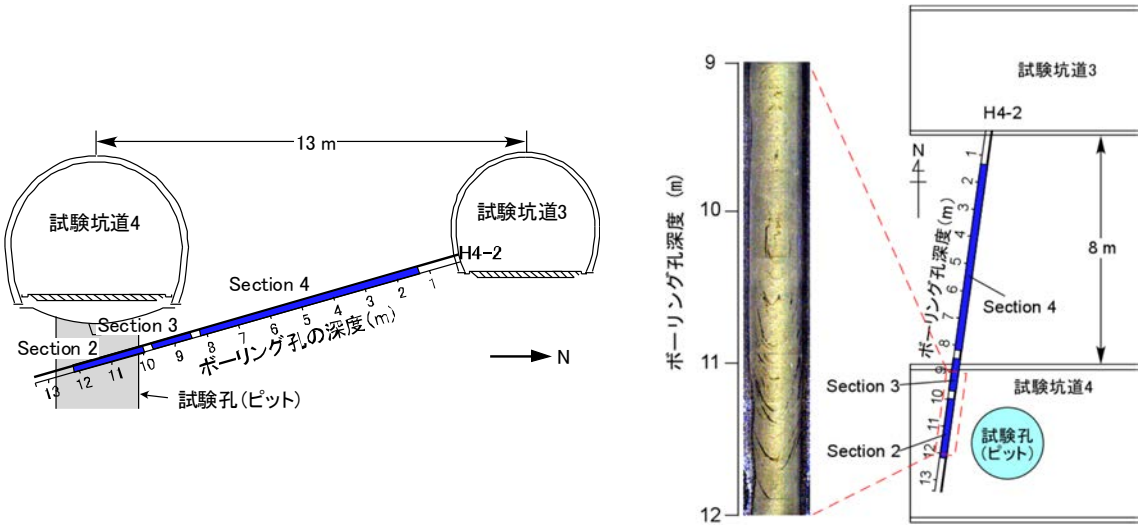
②透水試験および間隙水圧計測

本報告書では、H4-2孔で実施した透水試験のうち、図 2-15に示すようにピット周辺に形成されるEDZを対象としたSection-2と3、および掘削の影響を受けていないと思われるSection-4の結果について論じる。なお、透水試験方法として、定流量透水試験を採用した。

図 2-16に試験結果を示す。ピット掘削後に相当する2014年3月の結果を参照すると、割れ目の無いSection-4については、8.6×10^{-11} m/sであったのに対し、割れ目の発達が顕著であった、ピッ

ト壁面から約1mの範囲に相当するSection-2および3では、透水係数が1.1×10^{-7}～4.3×10^{-6} m/sとなっており、割れ目のない領域と比較して4-5桁増大する結果が得られた。また、緩衝材への注水開始およびヒーターによる加熱開始後も、EDZ内外の透水係数の有意な経時変化は確認されなかった[28),29)]。

次に、Section-2および3で計測した間隙水圧の経時変化を図 2-17に示す。同区間とも、掘削直後はほぼ0 MPaであったが、緩衝材への注水開始後は徐々に増大し、0.18MPa程度まで増大した。これは、EDZ内への水が浸潤し、EDZが再飽和したことを反映したものと考えられる[28)]。



(a) 断面図　　(b) 平面図と割れ目発達状況

図 2-15　透水試験レイアウトとピット周辺の割れ目発達状況

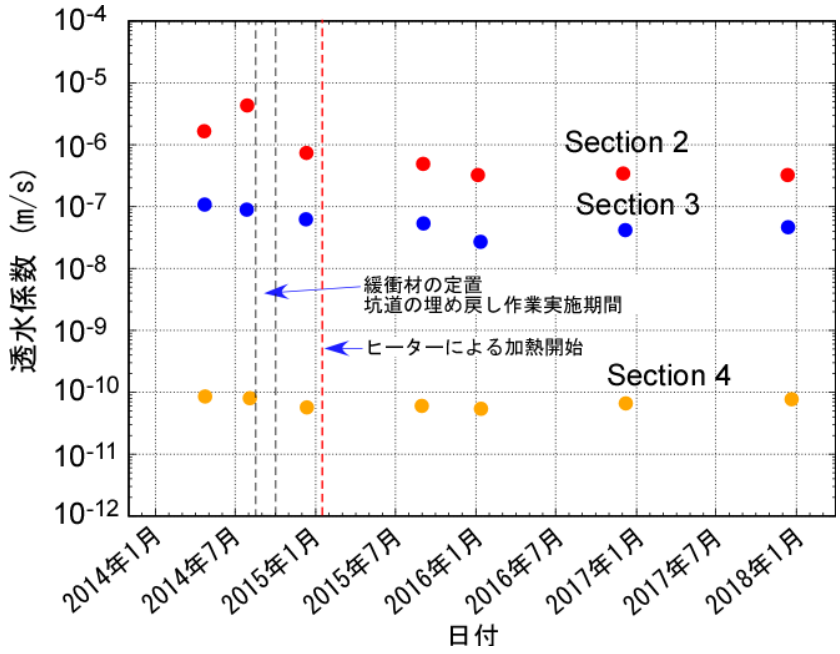


図 2-16　ピット周辺で実施した透水試験結果

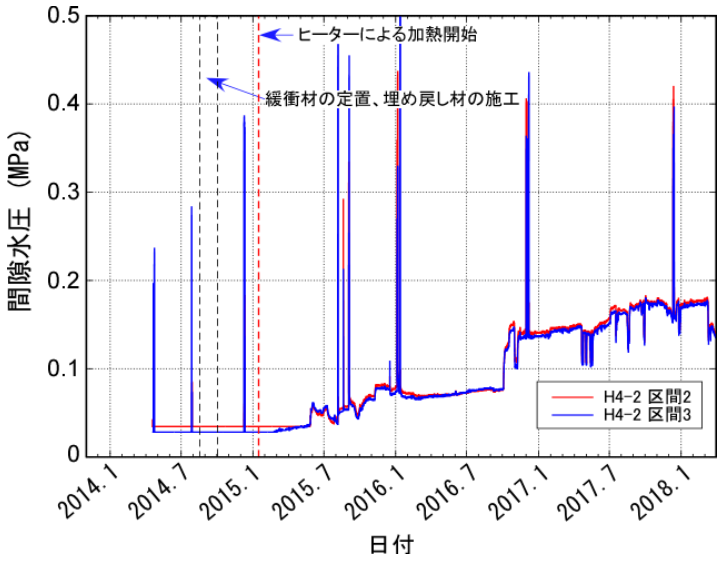


図 2-17　ピット周辺岩盤の間隙水圧の経時変化

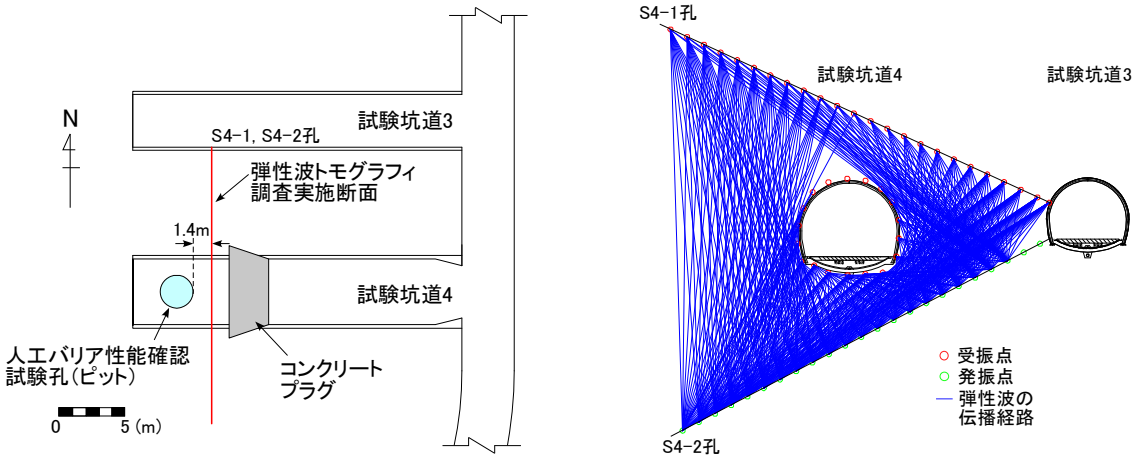
③弾性波トモグラフィ調査

弾性波トモグラフィ調査にあたり、試験坑道4の掘削前に、試験坑道3において上向き23度でS4-1孔を、下向き27度でS4-2孔を掘削した（図 2-18）。孔径は86 mm、孔長は23 mである。本試験では、試験坑道4およびピットを取り囲む形で弾性波の伝播経路を配置した。なお、S4-1孔およびS4-2孔（弾性波トモグラフィ調査実施断面）は、ピットの壁面から約1.4 m離れた地点において掘削した。

図 2-19に弾性波トモグラフィ調査システムを示す。発振源として、非爆薬震源であるOWS（1394OWS）を使用した。この振源の特徴として、多数の円盤状の金属板を一定の間隔で並べ、この円盤の隙間が孔内水で満たされた状態のところへ、バネの力により円盤上部が打撃されることにより、円盤間を満たしている水に瞬間的に高い圧力を発生させることができる。この水圧が孔壁に作用することにより、弾性波を発生させる機構を有している。今回のレイアウトでは、上向き孔（S4-1孔）で孔内を水で満たしながら発振することが困難であったため、下向き孔（S4-2孔）のみでの発振とした。発振間隔は1 mである。孔内および坑道掘削後に壁面に設置した受振器は、幌延深地層研究センターの深度250 m調査坑道でも使用実績のあるハイドロフォン（HTI-96-MIN）とした。S4-1孔に1 m間隔で合計24個のハイドロフォンを設置し、調査実施中は孔内を水で満たした。坑道掘削後は、壁面周辺の速度構造をより詳細に検討するために、調査実施断面掘削時に、18個のハイドロフォンを坑壁に設置した。掘削後に打設される吹付けコンクリートからハイドロフォンを保護するために、設置後はハイドロフォンに発泡ウレタンを施し養生した。これらの受発振配置による弾性波の伝播経路は、図 2-18 (b)に示すとおりである。S4-1孔で発振を行うことができないため、坑道の天端付近に関しては測線密度が低く、速度構造の信頼性が低いことに留意されたい。調査は、試験坑道4掘削前の2013年10月3日、掘削後は2014年3月4日より2018年度末まで、年2回の頻度で実施した。

弾性波トモグラフィ調査結果を図 2-20に示す。図 2-20 (a)に示す試験坑道4の掘削前は、坑道周辺は約1.8~2.0 km/sで概ね均質な速度分布を示している。その後、試験坑道4とピットを掘削し、ピット内のケーシングを引き抜いた後の時点に相当する図 2-20 (b)では、試験坑道4の底盤部およびピット側壁面に相当する領域の弾性波速度が顕著に低下した。ピット内に緩衝材ブロックを設置し、棲面からプラグコンクリートまでの坑道区間に埋め戻し材を施工した後、2015年1月16日より緩衝材および埋め戻し材へ注水が行われた[30]。そのため、図 2-20 (c)～(i)では、坑道に相

当する部分を灰色に塗色し、坑道を埋め戻した時期の結果であることを示した。注水から46日後から319日後にかけて、図 2-20 (b)で弾性波速度の低下が顕著であった領域において、弾性波速度が徐々に回復する傾向が見られた（図 2-20 (c)～(e)）。さらに、注水から503日後以降の調査では、弾性波速度の回復が収束し、速度構造に大きな変化は見られなくなった（図 2-20 (e)～(i)）。



(a) 調査レイアウト（平面図）　　(b) 受発振配置と弾性波伝播経路

図 2-18　弾性波トモグラフィ調査レイアウト

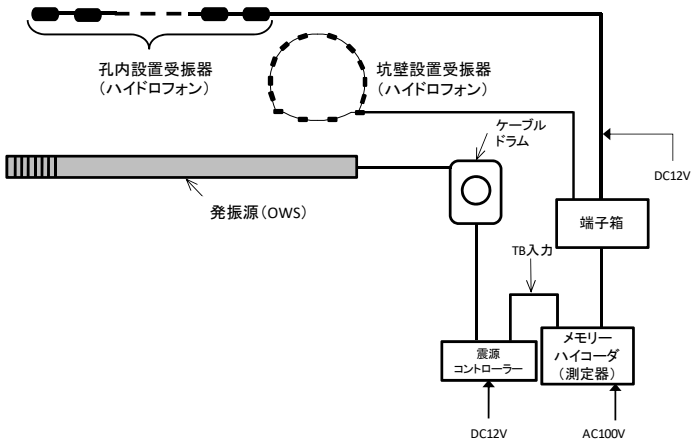


図 2-19　弾性波トモグラフィ調査システムの概略図

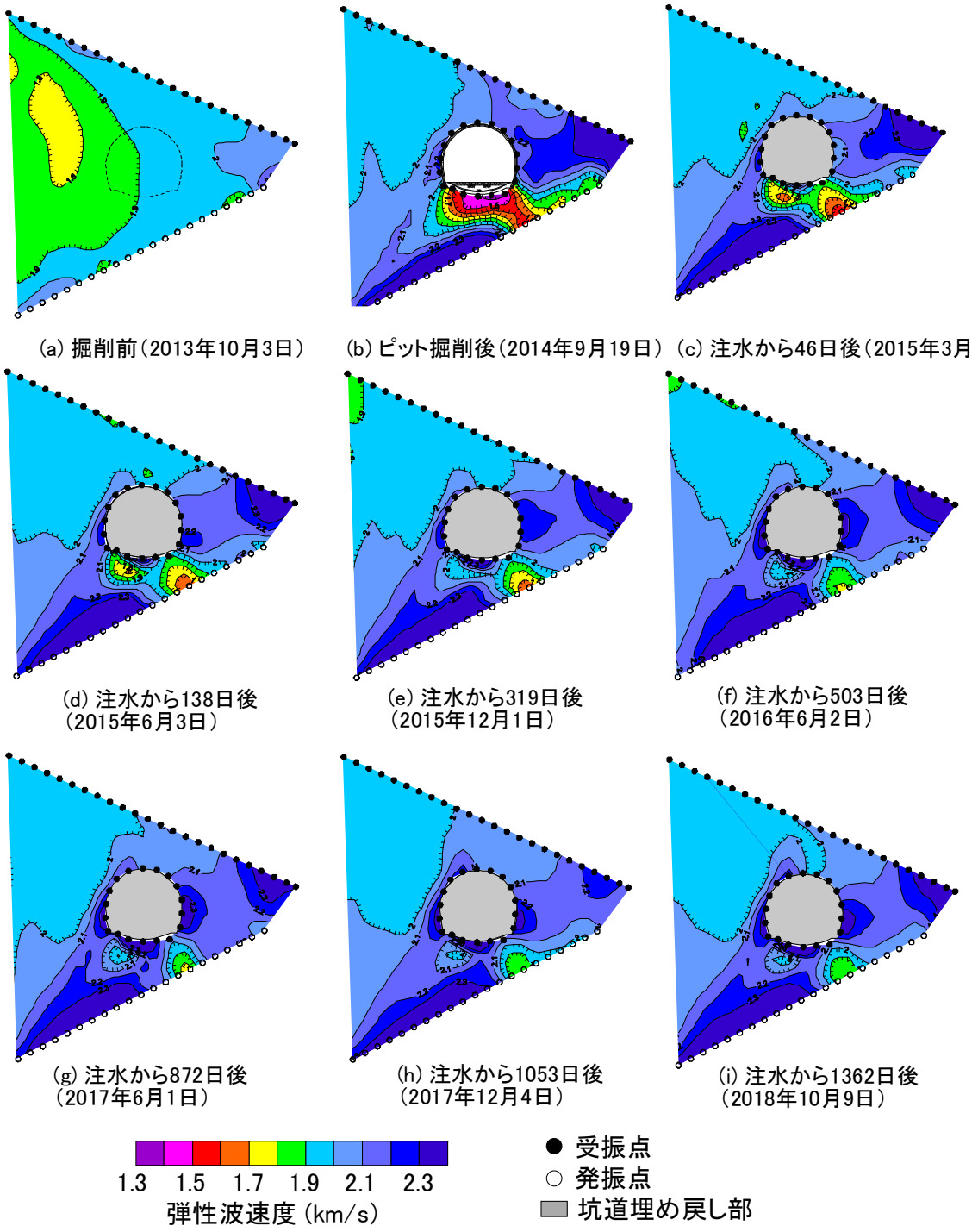


図 2-20　ピット周辺で実施した弾性波トモグラフィ調査結果

ピット周辺、および坑道底盤部の弾性波速度の経時変化を検討するために、緩衝材ブロックへの注水に伴う膨潤圧の経時変化との関係を対比した。比較対象となる弾性波速度は、図 2-21 に示す伝播経路のうち、黄緑色で示す伝播経路で得られたものとした。また、膨潤圧のデータは、図 2-22 に示す 12 段積み重ねた緩衝材ブロックのうち、ピットの中央部付近に相当する 5 段目断面に 4 台設置された振動弦式土圧計（Model 4800）により得られた計測値を対象とした。

緩衝材の膨潤圧と坑道底盤部における弾性波伝播経路で取得された弾性波速度の経時変化を図2-23に示す。なお、図中の弾性波速度のうち、●印のプロットは、図 2-21の黄緑色で示す底盤部の伝播経路で読みとった初動走時から計算される速度の平均値であり、エラーバーの幅は、各測線で得られた速度の標準偏差を示している。緩衝材の膨潤圧は、注水開始とともに漸増している。また、緩衝材のうちピット壁面に近い計測器であるTP011において最大値をとり、緩衝材内側ほど低い値を示す傾向にある。底盤部の伝播経路の弾性波速度に関しては、TP011で計測される膨潤圧が最大で0.6 MPa程度までは平均値が2.2 km/sまで漸増していくが、その後は緩衝材の膨潤圧が増大しても弾性波速度はほとんど変化しないことがわかる。過去の研究では、人工的に割れ目を造成した供試体に拘束圧を載荷すると、初期の段階では割れ目の閉合により弾性波速度は急増するが、ある程度拘束圧が増大すると、速度変化は生じないと報告されている[31]。ピット周辺で見られた弾性波速度変化も、これに整合的であった。図 2-20に示すようなピット周辺岩盤の弾性波速度の経時変化は、膨潤圧の発生に伴う割れ目の閉塞を反映している可能性がある。また、別な要因として、図 2-17に示すように、ピット周辺の間隙水圧の増大も確認されたことから、ピット掘削時に形成された不飽和領域が再飽和された可能性もある。一般に、岩盤中の弾性波速度は、飽和度の増大とともに増大する傾向がみられるため、図 2-20で確認されたピット周辺の速度の増大は、飽和度の増大が原因と考えることもできる。

以上のように、ピットの掘削と、緩衝材・埋め戻し材の施工後の膨潤に伴う岩盤中の割れ目の閉塞、注水に伴うEDZへの水の浸潤の影響を、弾性波トモグラフィ調査によりとらえることができた。

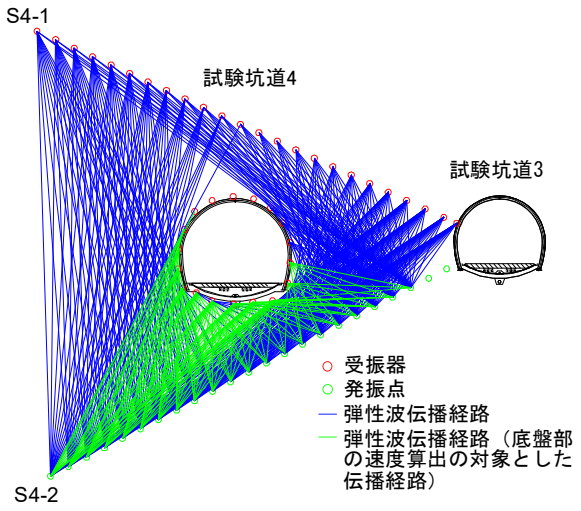
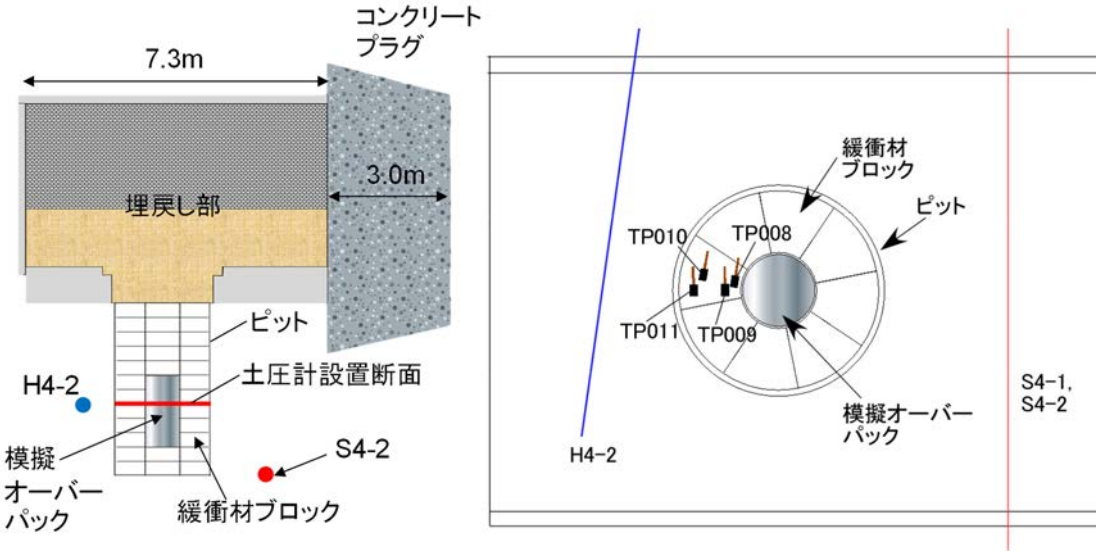


図 2-21 底盤部の弾性波速度の算出の対象とした弾性波の伝播経路



(a) 振動弦式土圧計設置位置（断面図）　(b) 振動弦式土圧計設置位置（土圧計設置断面の平面図）

図 2-22　緩衝材ブロック中の振動弦式土圧計設置位置（TP008～TP011）

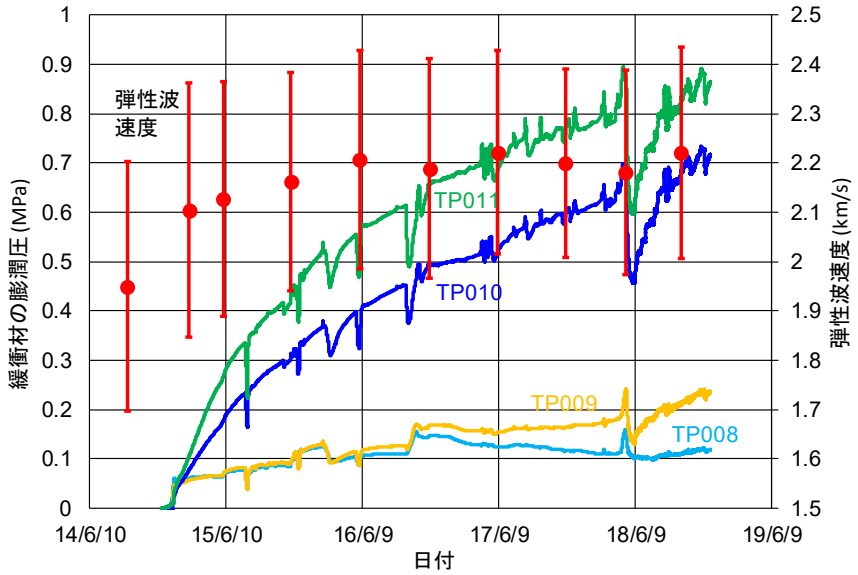


図 2-23　緩衝材の膨潤圧と底盤測線の弾性波速度の経時変化の比較

(4) まとめ

・幌延深地層研究センターで実施した弾性波トモグラフィ調査、AE計測、透水試験、BTV観察、水圧・水質モニタリング等の結果に基づき、掘削損傷領域の水理・力学・化学特性の経時変化を評価した。割れ目発達範囲としては、深度140 mで約0.45 m、深度250 mで最大1.2 m、深度350 mの側壁面で約0.6 m、底盤部で約1.6 mという結果であった。これらの割れ目発達領域において、透水係数が2-5オーダー増大していることが、250 mおよび350 m調査坑道で実施した透水試験により解明された。飽和度に関しては、水分量計測および比抵抗トモグラフィ調査結果から、不飽和領域が発達していると推定されたが、深度250 mでは壁面岩盤は

ほぼ飽和状態であることがわかった。さらに、EDZの化学特性の調査結果から、各深度で酸化の兆候に違いは認められないことがわかった。

・人工バリア性能確認試験孔（ピット）周辺のEDZは、水平坑道と同様に、弾性波トモグラフィや透水試験により評価可能であることがわかった。また、緩衝材の施工と注水の完了後に確認された、底盤部の弾性波速度低下領域の経時的な増大の傾向は、緩衝材膨潤挙動に伴う割れ目の閉塞や、ピット掘削に伴い形成される不飽和領域が冠水にともなって徐々に飽和状態に戻っていく現象をとらえているものと推定される。

・掘削損傷領域の透水係数を評価するための指標として、ダクティリティインデックス（別称、Mean Stress Index, MSI）を使用することの有効性が示された。

今後は、人工バリア性能確認試験の評価において実施される熱・水・応力連成解析結果や、緩衝材の膨潤挙動との比較も行い、試験孔周辺の EDZ の経時変化について検討することが課題である。また、人工バリアと周辺の地質環境の相互作用についても検討していく。

参考文献

1) Tsang, C., Bernier, F. and Davies, C.：Geohydromechanical processes in the Excavation Damaged Zone in crystalline rock, rock salt, and indurated and plastic clays in the context of radioactive waste disposal. Int. J. Rock Mech. Min. Sci, 42, 2005, pp.109-125.

2) Bock, H., Dehandschutter, B., Martin, C. D., Mazurek, M., Haller, A., Skoczylas, F. and Davy, C.： Self-sealing of Fractures in Argillaceous Formations in the Context of Geological Disposal of Radioactive Waste, OECD PUBLICATIONS, 2010.

3) 畑浩二，丹生屋純夫，青柳和平，藤田朝：マルチ光計測プローブを用いた幌延深地層研究センターの立坑掘削損傷評価，第 44 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，2016，pp.319-324.

4) 青柳和平，石井英一，藤田朝雄，本島貴之：幌延深地層研究センターの立坑における掘削損傷領域の進展に関する検討，第 44 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，2016，pp.313-318.

5) 畑浩二，丹生屋純夫，青柳和平：光計測を用いた幌延深地層研究センターの立坑周辺岩盤における長期挙動評価，第 14 回岩の力学国内シンポジウム講演集，2017，6p.

6) 青柳和平，櫻井彰孝，棚井憲治：幌延深地層研究センターの立坑掘削損傷領域の水理・力学的挙動に関する研究，第 46 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，2019，pp.142-147.

7) Tokiwa, T., Aoyagi, K. and Fujita, T.：Excavation damaged zone inferred by geophysical surveys on drift floor of Horonobe URL, Rock Mechanics and Rock Engineering: From the Past to the Future, 2016, pp.901-906.

8) 窪田健二，青柳和平，杉田裕：水平坑道掘削に伴う掘削影響領域の調査―幌延深地層研究施設における検討―，物理探査学会第 138 回学術講演会論文集，2018，pp.51-54.

9) Kubota, K., Aoyagi, K. and Sugita, Y.：Evaluation of the excavation disturbed zone of sedimentary rock in the Horonobe Underground Research Laboratory, Proc. 209 Rock Dynamics Summit in Okinawa, pp.729-733, 2019.

10) 青柳和平, 津坂仁和, 窪田健二, 常盤哲也, 近藤桂二, 稲垣大介 : 幌延深地層研究所の 250m 調査坑道における掘削影響領域の経時変化に関する検討, 土木学会論文集 C（地圏工学）70, 2014，pp.412-423.

11) Aoyagi, K., Tsusaka, K., Nohara, S., Kubota, K., Tokiwa, T., Kondo, K. and Inagaki, D.：Hydrogeomechanical Investigation of an Excavation Damaged Zone in the Horonobe Underground Research Laboratory, Proc. 8th Asian Rock Mechanics Symposium, 2014, pp.2804-2811.

12) 青柳和平，石井英一，石田毅 : 幌延深地層研究センターの 350 m 調査坑道における掘削損傷領域の破壊様式の検討，Journal of MMIJ，133，2017，pp.25-33.

13) 花室孝広（編）: 幌延深地層研究計画　平成 28 年度調査研究成果報告, JAEA-Review 2017-025，2018，100p.

14) 吉野浩光，佐俣洋一，丹生屋純夫，石井英一：幌延深地層研究計画における 350m 調査坑道掘削影響領域を対象とした透水試験（その 1）, JAEA-Data/Code 2018-015, 2019, 153p.

15) 青柳和平，陳友晴，櫻井彰孝，石井英一，石田毅：幌延深地層研究センターにおける掘削損傷領域の可視化手法の検討，JAEA-Research 2017-014，2018，49p.

16) Aoyagi, K., Ishii, E.：A Method for Estimating the Highest Potential Hydraulic Conductivity in the Excavation Damaged Zone in Mudstone, Rock Mech Rock Eng, 52, 2019, pp. 385-401.

17) 青柳和平，石井英一：幌延深地層研究センターの 350m 調査坑道における掘削損傷領域の解析的評価，資源・素材講演集，4，2，2017，7p.

18) Aoyagi, K., Tokiwa, T. and Fujita, T.：A study of efficient excavation limiting the extent of an excavation damaged zone in Horonobe URL, Rock Mechanics and Rock Engineering: From the Past to the Future, 2016, pp.1023-1028.

19) 真田祐幸，丹生屋純夫，松井裕哉，藤井義明：幌延地域に分布する珪質岩に対する幾つかの岩盤応力測定法の適用性と推定された応力状態，Journal of MMIJ, 125，2009，pp. 530-539.

20) 青柳和平，石井英一：幌延深地層研究センターの深度の異なる水平坑道を対象とした掘削損傷領域の水理力学特性の検討，第 14 回岩の力学国内シンポジウム講演集，2017，6p.

21) 女澤徹也，宮川和也，笹本広，曽我弘一：幌延深地層研究センター350m 調査坑道における地下水の地球化学モニタリング装置の改良・開発，JAEA-Technology 2016-003，2016，25p.

22) 女澤徹也，望月陽人，宮川和也，笹本広：幌延の地下施設における地下水の地球化学モニタリング装置を用いた物理化学パラメータ測定結果，JAEA-Data/Code 2018-001，2018，55p.
23) 望月陽人，笹本広，女澤徹也，宮川和也：深部地下水における酸化還元電位の不確かさ評価：北海道・幌延地域を事例として，地下水学会誌，61，2019，pp.3-20.
24) 宮川和也，女澤徹也，望月陽人，笹本広：幌延深地層研究計画で得られた地下水の水質データ; 2014 年度～2016 年度，JAEA-Data/Code 2017-012，2017，60p.
25) 望月陽人，宮川和也，石井英一，笹本広，佐藤稔紀：幌延深地層研究センター調査坑道の掘削損傷領域における岩盤の酸化還元状態，2017 年度日本地球化学会第 64 回年会講演要旨集，2017，p.175.
26) 花室孝広，雑賀敦（編）：幌延深地層研究計画；平成 29 年度調査研究成果報告，JAEA-Review 2018-027，2019.
27) 須高武志，高野仁，内田雅大，関陽児，伊藤一誠，渡部芳夫，宗像雅弘，田中忠夫，天野健二：幌延深地層研究施設周辺の地質環境情報に基づく地下水流動評価手法の検証に関する研究， JNES-RE-2013-9032，2013.
28) Aoyagi, K., Miyara, N., Ishii, E., Nakayama, M. and Kimura, S.：Evolution of the excavation damaged zone around a modelled disposal pit: case study at the Horonobe Underground Research Laboratory, Japan, Proc. 13th SEGJ international symposium, 2018, doi: 10.1190/SEGJ2018-114.1.
29) 青柳和平，石井英一，中山雅，藤田朝雄：幌延深地層研究センターにおける人工バリア性能確認試験孔周辺の岩盤損傷の検討，日本材料学会第 65 期通常総会・学術講演会論文集，2016，pp.19-20.
30) 中山雅，大野宏和，中山真理子，小林正人：幌延深地層研究計画における人工バリア性能確認試験；計測データ集（平成 27 年度），JAEA-Data/Code 2016-005，2016，55p.
31) 谷本親伯，岸田潔：一軸圧縮状態での岩盤不連続面を透過する弾性波伝播特性に関する基礎的研究，土木学会論文集 533/III-32，1995，pp.49-58.

3 低アルカリ性セメント系材料の影響評価試験

(1) これまでの研究成果

高レベル放射性廃棄物の処分施設は、地下 300 m 以深に建設されることから、坑道の空洞安定性確保や周辺岩盤のゆるみ領域の抑制、掘削に伴う湧水量の抑制のため、セメント系材料を用いた吹付けコンクリートやグラウトが検討されている。また、坑道埋め戻し時に設置されるプラグのうち、埋め戻し材に混合されるベントナイト等の膨潤応力に対する反力を確保するための力学プラグについてもコンクリートの使用が想定されている[1)]。一方、セメント系材料として一般に用いられる普通ポルトランドセメント（Ordinary Portland Cement : 以下、OPC）はセメント硬化体の細孔溶液中に含まれる $Ca(OH)_2$、KOH および NaOH などのアルカリ成分により、pH が 13 程度の高アルカリ性を呈する。高レベル放射性廃棄物の処分施設では、このような高アルカリ成分が地下水に溶出した場合、緩衝材を構成するベントナイトや周辺の岩盤を変質させ、人工バリアおよび天然バリアとしての性能に影響を与えることが懸念されている[2)]。このため、国内外においてコンクリートからの浸出水の pH を 10.5～11 程度に抑える低アルカリ性セメントの開発が行われているとともに、高アルカリ性の浸出水が緩衝材や岩盤の性質に与える影響が検討されている[3),4)]。また、セメント系材料は水和生成物の地下水への溶脱などによる劣化に伴い発生した空隙が核種移行経路となる可能性もあることからセメントの長期挙動特性を把握することも重要であるとされている[5)]。

原子力機構では、セメント系材料の低アルカリ性を担保する材料として、OPC の 50 %以上をポゾラン材料であるシリカフューム（以下、SF）およびフライアッシュ（以下、FA）で置換した低アルカリ性セメント（以下、HFSC）を開発し、実際の地下坑道への建設に適用するために最適配合の検討、強度発現性、模擬トンネルに対する吹付け施工性の確認などを実施してきた[6)]。幌延 URL の坑道建設時に、HFSC を吹付けコンクリートとして用いた原位置施工試験を行った。深度 140 m、250 m および 350 m の各調査坑道において試験を行い、HFSC を用いた吹付けコンクリートが現場のバッチャープラントで製造可能であること、坑道支保工として使用可能であることなどが示されており、施工性や空洞安定性も通常のセメント材料と同程度であることが確認されている[7),8)など]。また、立坑の覆工コンクリートとして、東立坑の GL-374 m から GL-380 m の区間で、HFSC を用いたコンクリートの原位置施工試験を実施し、施工性を確認した。

(2) 実施内容

原位置施工試験を実施した吹付けコンクリート（140 m、250 m および 350 m 調査坑道）および覆工コンクリート（東立坑 GL-374-380 m）（図 3-1 および図 3-2）から、コンクリートと岩盤のコアを一定期間毎に採取・分析し、低アルカリ性コンクリート材料が周辺岩盤に与える影響について、140 m 調査坑道に設けた OPC での施工区間から採取したコアの分析結果との比較を実施した。また、各施工位置に採水孔（約 3 m）を設け、地下水を採取して分析を行った。分析においては、コンクリートと岩盤の境界面付近の相互作用の有無に着目した。

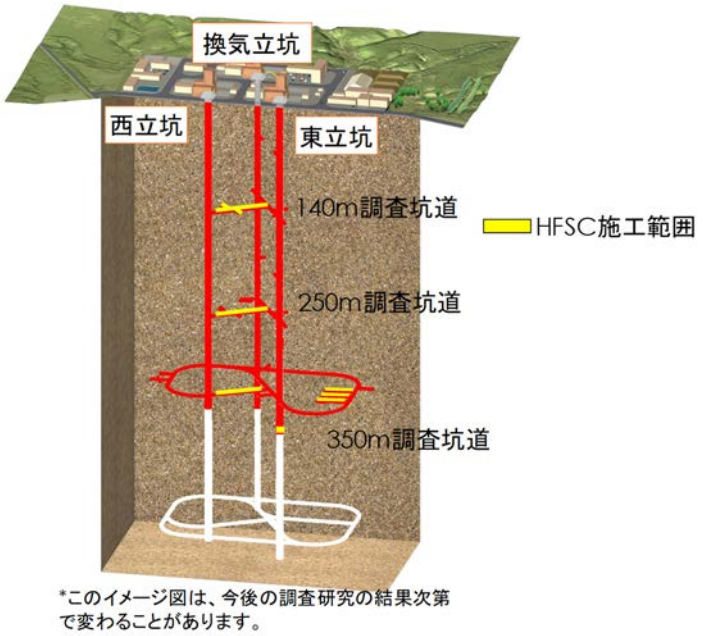
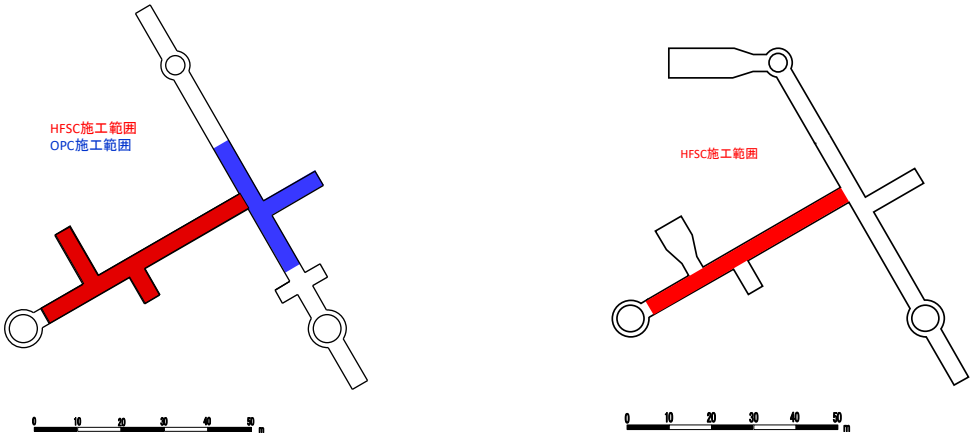
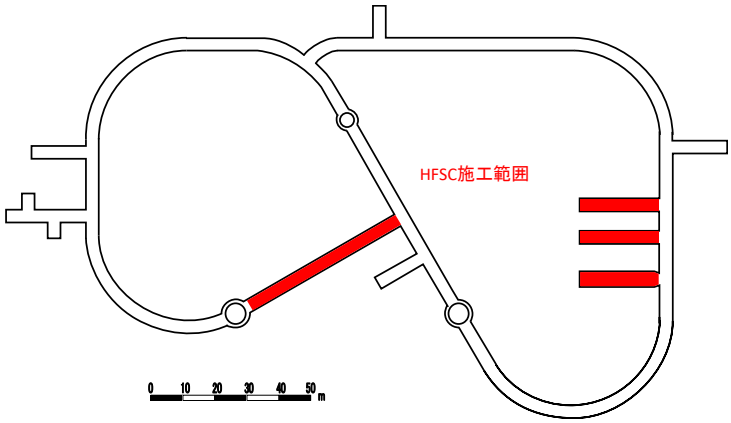


図 3-1　HFSC 施工範囲（全体図）



(a)　140m 調査坑道　　(b)　250m 調査坑道



(c)　350m 調査坑道

図 3-2　HFSC 施工範囲（平面図）

赤色が HFSC の施工範囲、青色が OPC の施工範囲を表す。

(3) 成果

ここでは、施工後の経過年数がもっとも大きい、140 m 調査坑道からの採取コアおよび地下水の結果について一例を示す。

HFSC および OPC の施工区間より採取した地下水の pH の経時変化を図 3-3 に示す。地下水の pH は 7.5～8.5 程度でほぼ一定で、施工後 9 年までの間で HFSC と OPC での違いも認められない。

コンクリートには Ca が多く含まれ、岩石にはほとんど含まれていないことから、コンクリートと岩盤の相互作用の指標となると考えられる。湿式化学分析より得られたコア試料中の Ca 含有率を図 3-4 に示す。コンクリート中の Ca 含有率は 10～30 %程度を示し、時間や界面からの距離に対するはっきりとした傾向は見られなかった。分析時期による値のばらつきが見られるが、試料の採取位置による材料のばらつきを反映していると考えられる。一方、岩石中では境界面近傍でもほとんど観測されておらず、施工後 9 年程度において、コンクリートの影響をほとんど受けていないことが示唆される。

その他の分析結果からも、コンクリートと岩盤の相互作用を示すような結果は得られておらず、原位置に施工したコンクリート材料は施工後 9 年程度では岩盤への影響は小さいことが示唆される。また、他の深度におけるコア試料および地下水の分析結果からも、コンクリートと岩盤の相互作用を示すような結果は得られなかった。この一因としては、坑道掘削により地下水位が低下しており、コンクリートと地下水の反応が進んでいないことなども考えられる。

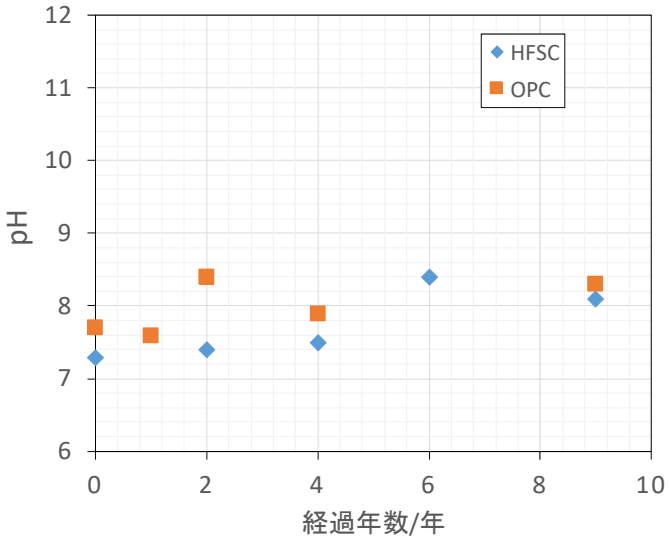
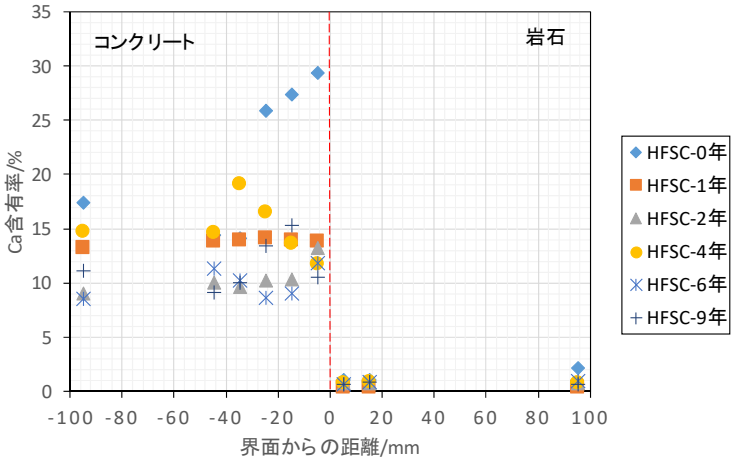
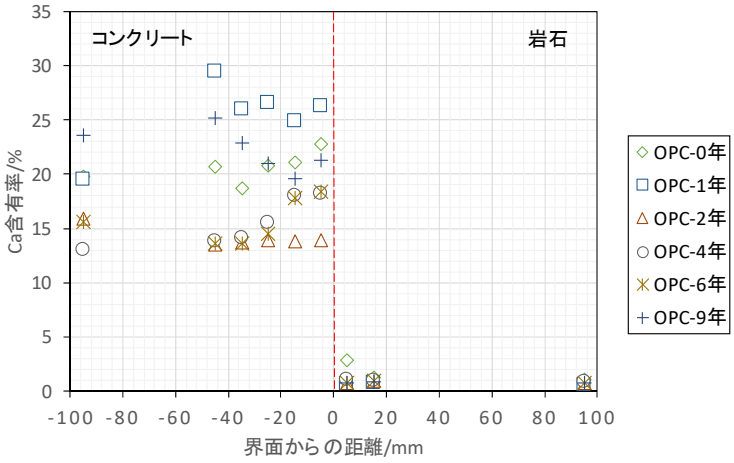


図 3-3　pH の経時変化
HFSC の 2 年次および OPC の 6 年次は採水量が少なく分析出来なかった。



(a)　HFSC



(b)　OPC

図 3-4　コア試料中の Ca 含有率

(4) まとめ

吹付けコンクリート（140 m、250 m および 350 m 調査坑道）および覆工コンクリート（東立坑 GL-374-380 m）からコンクリートと岩盤を含むコア試料、および地下水を採取し分析を実施した結果、コンクリートと岩盤の相互作用を示すような結果は得られなかった。施工後 9 年程度の経過時間では、コンクリートが坑道周辺の岩盤に与える影響は少ないことが示唆される。

参考文献

1) 核燃料サイクル開発機構：高レベル放射性廃棄物の地層処分技術に関する知識基盤の構築 －平成 17 年取りまとめ－ 分冊 2 工学技術の開発，JNC TN1400 2005-015，2005，309p.
2) NUMO: Proceedings of the International Workshop on Bentonite-Cement Interaction in Repository Environments, Nuclear Waste Management Organization of Japan, NUMO-TR-04-05, 2004.
3) Cama J., Ganor J., Ayora C., and Lasaga C.A.：Smectite dissolution kinetics at 80 ºC and pH 8.8, Geohim. Cosmochim. Acta, 64, 15, 2000, pp.2701-2717.
4) 大和田仁, 三原守弘, 黒木泰貴, 有本邦重:アルカリ溶液中での花崗岩の変質挙動, JNC TN8400 2000-027，2000，19p.
5) 土木学会原子力土木委員会地下環境部会:高レベル放射性廃棄物地層処分技術の現状とさらなる信頼性の向上に向けて―土木工学に関わる技術を中心として―，2004.
6) Nakayama, M., Iriya K., Fujishima A., Mihara M., Hatanaka K., Kurihara Y. and Yui M.：Development of Low Alkaline Cement Considering Pozzolanic Reaction for Support System in HLW Repository Construction, Mat. Res. Soc. Symp. Proc. 932, 2006, pp.159-166.
7) Nakayama, M., Sato H., Sugita Y., Ito S., Minamide M., and Kitagawa Y.：Low Alkaline Cement used in the Construction of a Gallery in the Horonobe Underground Research Laboratory, Proceedings of the ASME 13th International Conference on Environmental Remediation and Radioactive Waste Management, ICEM2010, 2010, ICEM2010-40038.
8) 中山雅，丹生屋純夫，南出賢至：幌延 URL における低アルカリ性セメント系材料の適用性確認，原子力バックエンド研究，23，1，2016，pp.25-30.

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
物質量	モル	mol
光度	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 組立単位	
	名称	記号
面積	平方メートル	m^2
体積	立方メートル	m^3
速さ，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	毎メートル	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		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，放射束	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	ジーメンス	S	A/V	m^{-2} kg^{-1} s^3 A^2
磁束	ウエーバ	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)	℃		K
光束	ルーメン	lm	cd sr(c)	cd
照度	ルクス	lx	lm/m^2	m^{-2} cd
放射性核種の放射能(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および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（CI-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
粘度	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}
比エネルギー	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
表面電荷	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^{-3} 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
吸収線量率	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^4 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	名称	記号	乗数	名称	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=60 s
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/10 800) rad
秒	”	1”=(1/60)’=(π/648 000) rad
ヘクタール	ha	1 ha=1 hm^2=$10^4$$m^2$
リットル	L, l	1 L=1 l=1 dm^3=$10^3$$cm^3$=$10^{-3}$$m^3$
トン	t	1 t=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	1 eV=1.602 176 53(14)×10^{-19}J
ダルトン	Da	1 Da=1.660 538 86(28)×10^{-27}kg
統一原子質量単位	u	1 u=1 Da
天文単位	ua	1 ua=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=100 kPa=10^5Pa
水銀柱ミリメートル	mmHg	1 mmHg≈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
バーン	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。
ベル	B	
デシベル	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
エルグ	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}$$m^2$ s^{-1}
スチルブ	sb	1 sb =1cd cm^{-2}=10^4cd m^{-2}
フォト	ph	1 ph=1cd sr cm^{-2} =10^4lx
ガル	Gal	1 Gal =1cm s^{-2}=$10^{-2}$$ms^{-2}$
マクスウエル	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(a)	Oe	1 Oe ≙ (10^3/4π)A m^{-1}

(a) 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=1 cSv=10^{-2}Sv
ガンマ	γ	1 γ=1 nT=10^{-9}T
フェルミ		1 フェルミ=1 fm=10^{-15}m
メートル系カラット		1 メートル系カラット= 0.2 g = 2×10^{-4}kg
トル	Torr	1 Torr = (101 325/760) Pa
標準大気圧	atm	1 atm = 101 325 Pa
カロリー	cal	1 cal=4.1858J（「15℃」カロリー），4.1868J（「IT」カロリー），4.184J（「熱化学」カロリー）
ミクロン	μ	1 μ =1μm=10^{-6}m

（第8版，2006年）