JAEA-Technology 2014-019



瑞浪超深地層研究所における工学技術に関する検討 (平成24年度) (委託研究)

Study on Engineering Technologies in the Mizunami Underground Research Laboratory (FY 2012) (Contract Research)

> 深谷 正明 納多 勝 畑 浩二 竹田 宣典 秋好 賢治 石関 嘉一 金田 勉 佐藤 伸 柴田 千穂子 上田 正 戸田 亜希子 小林 伸司 新美 勝之 沖原 光信 辻 正邦 山田 俊子 佐藤 稔紀 見掛 信一郎 堀内 泰治 橋詰 茂

Masaaki FUKAYA, Masaru NODA, Koji HATA, Yoshinori TAKEDA Kenji AKIYOSHI, Yoshikazu ISHIZEKI, Tsutomu KANATA, Shin SATO Chihoko SHIBATA, Tadashi UEDA, Akiko TODA, Shinji KOBAYASHI Katsuyuki NIIMI, Mitsunobu OKIHARA, Masakuni TSUJI, Toshiko YAMADA Toshinori SATO, Shinichiro MIKAKE, Yasuharu HORIUCHI and Shigeru HASHIZUME

> 地層処分研究開発部門 東濃地科学研究ユニット

Tono Geoscientific Research Unit Geological Isolation Research and Development Directorate

August 2014

Japan Atomic Energy Agency

日本原子力研究開発機構

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

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

This report is issued irregularly by Japan Atomic Energy Agency. Inquiries about availability and/or copyright of this report should be addressed to Intellectual Resources Section, Intellectual Resources Department, Japan Atomic Energy Agency. 2-4 Shirakata Shirane, Tokai-mura, Naka-gun, Ibaraki-ken 319-1195 Japan

Tel +81-29-282-6387, Fax +81-29-282-5920, E-mail:ird-support@jaea.go.jp

© Japan Atomic Energy Agency, 2014

瑞浪超深地層研究所における工学技術に関する検討(平成 24 年度) (委託研究)

日本原子力研究開発機構 地層処分研究開発部門 東濃地科学研究ユニット*

深谷 正明^{*1}、納多 勝^{*1}、畑 浩二^{*1}、竹田 宣典^{*1}、秋好 賢治^{*1}、石関 嘉一^{*1}、金田 勉^{*1}、
 佐藤 伸^{*1}、柴田 千穂子^{*1}、上田 正^{*1}、戸田 亜希子^{*1}、

小林 伸司*2、新美 勝之*2、沖原 光信*2、辻 正邦*2、山田 俊子*2、

佐藤 稔紀、見掛 信一郎、堀内 泰治*1、橋詰 茂*2

(2014年4月1日受理)

超深地層研究所計画における工学技術に関する研究は、大きくわけて、①「大深度地質環境下 における工学技術に関する研究」と、②「処分技術開発の基盤となる工学技術に関する研究」の 2項目からなる。当面は、主に①の「大深度地質環境下における工学技術に関する研究」を進め ることとしている。「大深度地質環境下における工学技術に関する研究」は、「研究坑道の設計・ 施工計画技術の開発」、「研究坑道の建設技術の開発」、「研究坑道の施工対策技術の開発」、「安全 性を確保する技術の開発」の4項目に分類して進めている。現在は、「第2段階:研究坑道の掘削 を伴う研究段階」の調査研究として、研究坑道掘削工事で取得される計測データや施工データを 用いた評価に基づく設計の妥当性についての検討などを進めている。

本研究では、平成24年度の工学技術に関する研究として、瑞浪超深地層研究所研究坑道掘削(深度500mまでの範囲)を対象とした以下に示す個別の技術開発課題に対する検討を行った。

研究坑道の設計・施工計画技術の開発では、花崗岩部において掘削時に得られた計測データを 用いて、現段階(深度 500m)までにおける設計の妥当性を評価した。また、地震計の計測結果 を分析し、地上からの調査研究段階で実施した耐震設計の妥当性を検討した。

研究坑道の建設技術の開発では、現段階までのサイクルタイムを整理して、事前に実施した施 工計画との違いを分析した。また、施工管理のための計測方法について改善案を提示した。

研究坑道の施工対策技術の開発では、大深部の坑道掘削において必要となるポストグラウチン グ手法について既往の情報を収集・整理するとともに、瑞浪超深地層研究所内において施工試験 を行うための基礎的検討を実施した。

研究坑道の安全を確保する技術では、トンネルなどの健全性の評価の実績のある「デジタルビ デオカメラによる撮影と画像処理技術」を主立坑で試み、実際の施工管理・維持管理への適用性 を確認し、現在の仕様を立坑内で展開した場合の問題点の抽出を行った。

本報告書は、大林組、清水建設が日本原子力研究開発機構との委託研究により実施した研究成果に関するものである。

東濃地科学センター(駐在):〒509-6132 岐阜県瑞浪市明世町山野内 1-64

※ バックエンド研究開発部門 東濃地科学センター(2014年4月1日改組)

※1 技術開発協力員

- ※2 技術開発協力員(現:前田建設工業株式会社)
- *1 株式会社大林組
- *2 清水建設株式会社

Study on Engineering Technologies in the Mizunami Underground Research Laboratory (FY 2012) (Contract Research)

Masaaki FUKAYA^{*1}, Masaru NODA^{*1}, Koji HATA^{*1}, Yoshinori TAKEDA^{*1}, Kenji AKIYOSHI^{*1}, Yoshikazu ISHIZEKI^{*1}, Tsutomu KANATA^{*1}, Shin SATO^{*1}, Chihoko SHIBATA^{*1}, Tadashi UEDA^{*1}, Akiko TODA^{*1}, Shinji KOBAYASHI^{*2}, Katsuyuki NIIMI^{*2}, Mitsunobu OKIHARA^{*2}, Masakuni TSUJI^{*2}, Toshiko YAMADA^{*2}, Toshinori SATO, Shinichiro MIKAKE, Yasuharu HORIUCHI^{**1} and Shigeru HASHIZUME^{**2}

> Tono Geoscientific Research Unit Geological Isolation Research and Development Directorate^{**} Japan Atomic Energy Agency Akiyo-cho, Mizunami-shi, Gifu-ken

> > (Received April 1, 2014)

The researches on engineering technology in the Mizunami Underground Research Laboratory (MIU) plan consist of (1) research on engineering technology deep underground, and (2) research on engineering technology as a basis of geological disposal. The former research is mainly aimed in this study, which is categorized in (a) development of design and construction planning technologies, (b) development of construction technologies, (c) development of countermeasure technologies, and (d) development of technologies for security. In this study, the researches on engineering technology are being conducted in these four categories by using data measured during construction as a part of the second phase of the MIU plan.

As for "Development of design and construction planning technologies" the validation of design was checked based on data measured during the excavation in granite up to GL-500m. Observation records of seismometers at surface, and at 100m, 300m and 500m depth were analyzed to verify the earthquake-resistant design of the shafts in Phase I.

As for "Development of construction technologies" the construction cycle time for MIU ventilation shaft has been analyzed and compared with construction plan. Improved measurement method for construction control was proposed.

As for "Development of countermeasure technologies" existing post-grouting methods for crystalline rock were reviewed and study on experiment plan in MIU was carried out.

As for "Development of safety technologies" photographical technology has been applied to the main shaft.

Keywords: Engineering Technology, Crystalline Rock, Design, Construction, Countermeasure, Grouting

The following performed the work under contract with Japan Atomic Energy Agency.

X Tono Geoscience Center, Sector of Decommissioning and Radioactive Waste Management from April 1st, 2014.

- *1 Obayashi Corporation
- *2 Shimizu Corporation

[※]1 Collaborating Engineer

^{*2} Collaborating Engineer (Present affiliation MAEDA CORPORATION)

目 次

1. 研究の目的	1
2. 研究の概要	2
2.1 件名	2
2.2 実施期間	2
2.3 実施項目	
2.3.1 研究坑道の設計・施工計画技術の開発	
2.3.2 研究坑道の建設技術の開発	
2.3.3 研究坑道の施工対策技術の開発	
2.3.4 研究坑道の安全を確保する技術の開発	
 研究坑道の設計・施工計画技術の開発 	6
3.1 施工・計測データに基づく設計の妥当性の評価(主立坑)	6
3.1.1 計測データの整理	7
3.1.2 岩盤、覆工の変位挙動の把握	
3.1.3 総括的な計測データの分析	
3.1.4 力学モデルへの提言	
3.2 施工・計測データに基づく設計の妥当性の評価(換気立坑)	
3.2.1 計測データの整理	
3.2.2 設計の予測値との比較	
3.2.3 まとめ	
3.3 地震観測結果の分析および耐震設計の妥当性検討	
3.3.1 地震観測記録の分析	
3.3.2 耐震設計の妥当性検討	
3.3.3 地上構造物および周辺の常時微動の計測と解析	
3.3.4 まとめ	
4. 研究坑道の建設技術の開発	
4.1 立坑掘削工法の適用性に関する検討(主立坑)	
4.1.1 建設技術の妥当性、立坑掘削工法の適用性に関する検討	
4.1.2 替えキブルの適用性検討	
4.1.3 ショートステップ工法の妥当性についての定性的検討	
4.2 立坑掘削工法の適用性に関する検討(換気立坑)	
4.2.1 設計サイクルタイム	
4.2.2 実作業サイクルタイム	
4.2.3 設計サイクルタイムとの比較および、深度別サイクルタイムの検証	
4.2.4 設計サイクルタイムと実作業のサイクルタイムの差異の原因	
4.2.5 設計サイクルタイムの算出方法の検証	

4.2.6 ポンプ座施工を実施したサイクルの施工数量とサイクルタイム	337
4.2.7 サイクルタイム分析のまとめ	341
4.2.8 換気立坑掘削工法の妥当性検討	343
4.3 品質管理・保証の観点からの取得情報の品質管理技術の検討(主立坑)	345
4.3.1 設計の妥当性評価におけるデータ利用の課題	346
4.3.2 情報管理技術の検討	347
4.4 品質管理・保証の観点から見た取得情報の品質管理技術の検討(換気立坑)	351
4.4.1 立坑一般部を対象とした解析的検討	351
4.4.2 今後の計測管理手法の提案	380
 研究坑道の施工対策技術の開発 	383
5.1 深部地質環境を対象とした湧水抑制対策技術の検討	383
5.1.1 目的および概要	383
5.1.2 結晶質岩を対象としたポストグラウチング手法についての既往の情報の収集・整理	384
5.1.3 瑞浪超深地層研究所内において施工試験を行うための基礎的検討	403
6. 研究坑道の安全を確保する技術の開発	410
6.1 坑道の長期維持・補修に関する調査計画の検討	410
6.1.1 外観変状検出技術の適用性評価のための原位置調査	410
7. 研究のまとめ	433
7.1 研究坑道の設計・施工計画技術の開発	433
7.1.1 主立坑	433
7.1.2 換気立坑	433
7.2 研究坑道の建設技術の開発	435
7.2.1 主立坑	435
7.2.2 換気立坑	435
7.3 研究坑道の施工対策技術の開発	437
7.3.1 深部地質環境を対象とした湧水抑制対策技術の検討	437
7.4 研究坑道の安全を確保する技術の開発	438
7.4.1 坑道の長期維持・補修に関する調査計画の検討	438
参考文献	439
付録	443

CONTENTS

1. OBJECTIVES OF STUDY
2. OUTLINE OF STUDY ······
2.1 Title
2.2 Term
2.3 Subjects ·····
2.3.1 Development of design and construction planning technologies for research tunnel
2.3.2 Development of construction technologies for research tunnel
2.3.3 Development of countermeasure technologies during construction for research tunnel
2.3.4 Development of safety technologies for research tunnel
3. DEVELOPMENT OF DESIGN AND CONSTRUCTION PLANNING TECHNOLOGIES FOR
RESEARCH TUNNEL ···································
3.1 Validity of design based on construction and measurement data (Main shaft)
3.1.1 Measurement data provided in granite layer
3.1.2 Understanding of bedrock and support behaviour
3.1.3 Overall analysis of measurement data
3.1.4 Proposal of a dynamics model
3.2 Validity of design based on construction and measurement data (Ventilation shaft) 178
3.2.1 Analysis of measured data ······178
3.2.2 Comparison of measured data with design
3.2.3 Conclusions ······231
3.3 Validation of seismic design 232
$3.3.1$ Analysis of measured data during earthquake $\cdots 232$
3.3.2 Validation of seismic design ·····258
3.3.3 Microtremor measurement of above ground structure
3.3.4 Conclusions ······265
4. DEVELOPMENT OF CONSTRUCTION TECHNOLOGIES FOR RESEACH TUNNEL $\cdots 266$
4.1 Study on applicability of shaft excavation method (Main shaft)
4.1.1 Planned cycle time 266
4.1.2 Actual cycle time ······294
4.1.3 Comparison of actual cycle time with planned cycle time
4.2 Study on applicability of shaft excavation method (Ventilation shaft)
4.2.1 Planned cycle time 307
4.2.2 Actual cycle time ····································
4.2.3 Comparison of actual cycle time with planned cycle time
4.2.4 Cause of difference of plan and actual cycle time
4.2.5 Validation of calculation method of planned cycle time
4.2.6 Cycle time and construction results of pump yard section
4.2.7 Conclusions

4.2.8 Validation of shaft excavation method	
4.3 Study on quality control of measured data (Main shaft)	$\cdots 345$
4.3.1 Problem of the data use in the validity evaluation of the design	
4.3.2 The validity of the information management technology	
4.4 Study on quality control of measured data (Ventilation shaft)	$\cdots 351$
$4.4.1$ Analytical study of deformation behavior during excavation of typical section \cdots	$\cdots 351$
4.4.2 Proposal of improvement of data evaluation	
5. DEVELOPMENT OF COUNTERMEASURE TECHNOLOGIES DURING CONSTR	UCTION
5.1 Studies for grouting method at deep underground	
5.1.1 Objective and overview ·····	
5.1.2 Review of existing post-grouting methods for crystalline rock	
5.1.3 Basic study on experiment plan in MIU	
6. DEVELOPMENT OF SAFETY TECHNOLOGIES ······	
6.1 Studies for grouting method at deep underground	
6.1.1 Objective and overview	
7. SUMMARY ·····	
7.1 Development of design and construction planning technologies for research tunnel	
7.1.1 Main shaft ······	
7.1.2 Ventilation shaft	
7.2 Development of construction technologies for research tunnel	
7.2.1 Main shaft ······	
7.2.2 Ventilation shaft	
7.3 Development of countermeasure technologies during construction	
7.3.1 Studies for grouting method at deep underground	
7.4 Development of safety technologies for research tunnel	
7.4.1 Investigation for the detection technology of defect on wall surface	438
REFERENCES	
APPENDICES	

1. 研究の目的

超深地層研究所計画における工学技術に関する研究は、大きくわけて、①「大深度地質環境下にお ける工学技術に関する研究」と、②「処分技術開発の基盤となる工学技術に関する研究」の2項目か らなる。当面は、主に①の「大深度地質環境下における工学技術に関する研究」を進めることとして いる。

「大深度地質環境下における工学技術に関する研究」は、「研究坑道の設計・施工計画技術の開発」、 「研究坑道の建設技術の開発」、「研究坑道の施工対策技術の開発」、「安全性を確保する技術の開発」 の4項目に分類して進めている。現在は、「第2段階:研究坑道の掘削を伴う研究段階」の調査研究と して、研究坑道掘削工事で取得される計測データや施工データを用いた評価に基づく設計の妥当性を 確認することを目的として、各種の検討・解析などを進めている

本研究では、平成24年度の工学技術に関する研究として、瑞浪超深地層研究所立坑掘削領域(深度 500mまでの範囲)を対象とした、上記4項目の個別の技術開発課題に対する具体的な検討などを進 めた。なお、検討においては、研究坑道掘削工事の進捗状況、今後の研究計画や全体スケジュールと の整合に留意し進めていくこととしている。

2. 研究の概要

超深地層研究所における工学技術に関する研究は、①「大深度地質環境下における工学技術に関す る研究」と②「処分技術開発の基盤となる工学技術に関する研究」の2項目に大きく分類される。本 件ではこのうち①の「大深度地質環境下における設計・施工技術に関する研究」を主に、今までに実 施した内容の総括や再検討も含めて実施している。「大深度地質環境下における工学技術に関する研 究」は、「研究坑道の設計・施工計画技術の開発」、「研究坑道の建設技術の開発」、「研究坑道の 施工対策技術の開発」、「安全性を確保する技術の開発」の4項目に分類して進められている。現在 は、「第2段階:研究坑道の掘削を伴う研究段階」の調査研究として、研究坑道掘削工事で取得され る計測データや施工データを用いた評価に基づく設計の妥当性についての検討などが進められている。

また、深地層の研究施設計画として進められている超深地層研究所計画 1)(結晶質岩:岐阜県瑞浪 市)と幌延深地層研究計画 2)(堆積岩:北海道幌延町)においては、深地層の科学的研究のための中 期計画として、「これまでの研究開発で明らかとなった深地層環境の深度(瑞浪:地下 500m 程度、幌 延:地下 350m 程度)まで坑道を掘削しながら調査研究を実施し、得られる地質環境データに基づき、 調査技術やモデル化手法の妥当性評価及び深地層における工学技術の適用性確認を行う。これにより、 平成 26 年度(2014 年度)までに、地質環境の調査手法、地下施設建設に伴う影響範囲のモニタリン グ方法等の地上からの精密調査の段階に必要となる技術基盤を整備し、実施主体や安全規制機関に提 供する。」とされており、そこに「深地層における工学技術の適用性確認」が計画として明記されてい ることから、これを踏まえた研究目的とすることが重要である。また、初期の設計で想定したデータ に基づく建設である場合に加えて、想定外の断層のような地質、想定外の湧水量や地下水水質に遭遇 した場合、データ取得と評価により設計が見直され、当初設計、修正設計およびそれらに基づく安全 性、信頼性に対する妥当性を確認して、知識ベースに反映していくことが求められている。施工中に 取得されたデータに対して、設計に使用した初期データやパイロットボーリングで取得したデータを 評価し、想定した建設工法、支保工が妥当であったかを、予測・評価手法の観点から整理しておくこ とは知識ベースの重要な項目となり、パイロットボーリングの有効性の判断基準ともなる。断層のよ うな想定外の脆弱な地質に遭遇した場合でも、当初設計の範囲でカバーできているものについては、 経済性の観点からは、適切な余裕の範囲であったか、合理化の余地があったかなどの検討も重要であ る。

平成24年度に実施した研究の概要は以下のとおりである。

2.1 件名

- 瑞浪超深地層研究所における工学技術に関する検討(平成24年度)-瑞浪超深地層研究所主立 坑を対象とした検討-
- ② 瑞浪超深地層研究所における工学技術に関する検討(平成24年度)-瑞浪超深地層研究所換気 立坑を対象とした検討-

2.2 実施期間

平成 24 年 10 月 1 日~平成 25 年 1 月 31 日

2.3 実施項目

平成 22 年度に実施した工学技術に関する研究 ³⁾では、**表** 2.3-1 に示した今後の研究課題の設定に基づき、「研究坑道の設計・施工計画技術の開発」、「研究坑道の建設技術の開発」、「研究坑道の施工対策技術の開発」、「安全性を確保する技術の開発」に関する個々の研究開発を行った。平成 24 年度は、平成 22 年度の結果を考慮しつつ、以下の項目に対する研究を実施した。

- 研究坑道の設計・施工計画技術の開発
- 研究坑道の建設技術の開発
- 研究坑道の施工対策技術の開発
- 研究坑道の安全を確保する技術の開発

2.3.1 研究坑道の設計・施工計画技術の開発

(1) 施工・計測データにもとづく設計の妥当性の評価

平成24年度までに研究坑道を掘削した範囲で、施工中に実施している各種計測結果と、地上からの 調査研究段階で実施した設計(実施設計、調整設計)で設定した岩盤モデルや数値解析結果との比較 を行い、設計の妥当性を検証する。また、地表および深度100m、深度300m(換気立坑および主立坑)、 深度500m地点に設置した地震計等の計測結果を分析し、地上からの調査研究段階で実施した耐震設 計手法の妥当性と地質構造の違いが地下構造物の地震動特性に及ぼす影響について検討する。

- 施工時計測データの整理
 花崗岩部で得られた計測データの整理
- ・ 設計・施工計画の妥当性の検討 覆エコンクリート応力等の計測結果の設計での予測との比較
- 地震観測の結果に基づく岩盤及び覆エコンクリートの地震時挙動の把握および耐震設計の妥当 性検討

2.3.2 研究坑道の建設技術の開発

(1) 立坑掘削工法の適用性に関する検討

研究坑道掘削工事で適用しているショートステップ工法を対象に、有効性の確認として従来から実施しているサイクルタイムの分析結果に基づき総括的な評価を行う。

(2) 品質管理・保証の観点から見た取得情報の品質管理技術の検討

(1)の結果に基づき、現在実施している施工管理のための計測(A、B、C 計測)について以下の観 点から検討を行う。

- データ評価の際に適用した方法についての課題抽出
- ・ 抽出した課題に対する解決のための具体的方策
- データ評価方法に対する改良や高度化に関する提言

2.3.3 研究坑道の施工対策技術の開発

(1) 深部地質環境を対象とした湧水抑制対策技術の検討

換気立坑等の掘削工事では、湧水処理の低減と安全な施工の観点から、坑道周辺の湧水抑制対策(グ ラウチング)を行いつつ坑道掘削を進めている。しかし、大深度地下における坑道掘削工事では、高 水圧と低透水性岩盤といった既往の実績がほとんどない条件下でのグラウチングを必要とする場合が 想定されることから、それに必要な技術の抽出と施工技術等の開発を行う。 平成24年度は、結晶質岩を対象としたポストグラウチング手法について既往の情報を収集・整理する とともに、瑞浪超深地層研究所内において施工試験を行うための基礎的検討を実施する。

2.3.4 研究坑道の安全を確保する技術の開発

(1) 坑道の長期維持・補修に関する調査計画の検討

これまでの検討において、脆弱な岩盤や健全な結晶質岩中の空洞安定性を長期的に確保するための 手法として選定した立坑覆工を対象としてデジタルビデオカメラによる撮影と画像処理技術を用いて、 コンクリート構造物のひび割れ等の外観変状を検出する技術の適用性を評価するための原位置調査を 実施し、その適用性を評価する。

分類	大分類	中分類
		研究坑道レイアウト
		支保設計
	施設・功道設計	排水設計
		通気設計
	リスクマネジメント	
		工事全体工程計画
		サイクルタイム検討
 ①研究坑道の設計・施工 		工法選定
計画技術の有効性の	施工計画	設備計画
確認		立坑建設プロセス検討
		施工管理手法
		掘削設備
		運搬設備
		換気・排水設備
	施工設備計画	<u>排水</u> 奶理設備
		その他設備
		機械設備費用の老之方
	掘削工法	堀削技術の給封
		支保技術の検討
		- 天体技術の検討 - 万本技術の検討
		補助工法の検討
②研究坑道の建設技術		福切工伝の検討
の有効性の確認	品質管理・保証	取得情報の品質管理技術
		施工出来形の品質管理技術
		設計・施工計画の妥当性検討
	設計変更柔軟性	新工法・合理化・高度化技術の適用性給封
		※二仏 日空に 向及に及れの過加に使け 岩般力学モデルの不均質場の調査・評価技術
	空洞の安定性に関わる突発的	空洞安定性の評価技術
	事象	空洞安定性の対策技術
		* 理地質構造モデルの不均質場の調査・評価技術
③研究坑道の施工対策		承担握得得起了了,这些中的复数。 动用的调查。 而且这些。 通水影響評価技術
技術の有効性の確認	地下水に関わる突発的事象	通水 対策技術
		ガラウト後の品質管理のための調査・証価技術
		アノノー 後の面質を座のための調査 前 画及所 晋倍 其進わどの動向調本
	保閉室中の動向へ任会的安凶	米売本半などの動向調査
		エムFJ1/1/1/なこッジの門門旦 通気・摘気計画
		一 送入 浜入町画 一 党時の占給管理システム
① 安全性を確保するは	安全管理	北党時の情報伝達システム
(シタエロで) (min) の12 術の右効性の確認		25回522月14日建くハンム
11107月301王の14世記	常時の安全管理	1日1年1月1月1日2月1日 維持答理
		小 ビント 日生 安全 答理システムの 評価
		外土日埕ノハノムの町Щ

表 2.3-1 超深地層研究所計画第2段階の工学技術に関する個別研究テーマー覧

3. 研究坑道の設計・施工計画技術の開発

3.1 施工・計測データに基づく設計の妥当性の評価(主立坑)

瑞浪超深地層研究所の研究坑道掘削工事においては、立坑の坑口下部工、立坑一般部、立坑と水平 坑道の連接部および予備ステージ、300m アクセス坑道において計測を実施している。計測の目的は、 トンネルや施工の安全性の確保(建設の安全性)を行うことであり、空洞安定性や支保設計の妥当性 を検証することである。また、これらの検証結果をもとに、問題点の把握やより深い深度における施 工への反映を行うことであり、岩盤分類や支保設計の妥当性、情報の追加による不確実性の低減から 設計、対策工の高度化への活用が目的となる。

深部地質環境調査の観点では、計測結果の整理・分析は、深部地質環境の予測結果の確認情報に活 用される。例えば、超深地層研究所計画の第1段階(地上からの調査予測研究段階)で予測した地下 深部の状態を確認する情報、地質・地質構造調査においては、主要な断層の出現位置や性状、地下水 流動解析による坑道への湧水量などの取得を行ううえで有効となる。

主立坑においては、第1段階の設計時に想定していなかった断層が出現した。このため、パイロットボーリング調査を実施し、この結果と、主立坑掘削時に取得している地質観察や各種計測結果を分析し、新たな岩盤分類を行った。ここでは、本年度の工学技術研究の対象となる深度460m~500mの間に取得した新たなデータの評価を行う。また、過年度のデータを用いて花崗岩部(深度180m~500m)までの評価を行う。なお、表 3.1-1に計測データの種類および取得方法一覧を示す。

データ 種別	取得データ	取得方法
	風化	地質技術者による壁面観察
	変質	地質技術者による壁面観察
A計測	通水 通水	地質技術者による壁面観察
	割れ目	地質技術者による壁面観察
	岩石強度(一軸圧縮強さ)	シュミットハンマー打撃
B計測	地中変位計測	計測機設置による連続データ
	ロックボルト軸力計	計測機設置による連続データ
	吹付けコンクリート応力計測	計測機設置による連続データ
	覆エコンクリート応力計測	計測機設置による連続データ
	鋼製支保工応力計測	計測機設置による連続データ
C計測	レーザー内空変位計測	計測機設置によるデータ取得

表 3.1-1 計測データの種類および取得方法一覧

3.1.1 計測データの整理

(1) 計測データの整理(立坑一般部、深度 460~500m)

(i) 整理の目的(立坑一般部、深度 460~500m)

施工時に取得している A 計測(地質観察主体)を本年度対象である深度 460~500m までの範囲で 整理を行い、取得した花崗岩掘削部で得られた計測データの分析を実施する。

(ii) 岩盤の特性(立坑一般部、深度 460~500m)

A計測の整理として岩盤の特性(風化・変質、湧水、割れ目、岩石強度)に関して掘削範囲深度 460 ~500m における結果を整理した。

a) 風化・変質

表 3.1-2の JACIC (一般財団法人日本建設情報総合センター)の風化区分および変質区分 4に基づいた分類結果を図 3.1-1 に示す。全体的に風化はみられない一方で、断層活動の影響による断層破砕帯が認められ、中〜強の変質が見られる。

記号	風化の程度
α	非常に新鮮である。造岩鉱物の変質はまったくない。
ß	新鮮である。有色鉱物の周辺に赤褐色化がある。長石の変質はない。
γ	弱風化している。有色鉱物の酸化汚染がある。長石の部分的な変質(白色化) がある。
δ	風化している。有色鉱物が黄金色あるいは周辺が褐色粘土化している。長石 の大部分が変質している。
ε	強風化している。石英および一部の長石を除き、ほとんど変質し原岩組織は 失われている。

表	3. 1–2	JACICの風化、	変質区分表 4)

(上:風化区分表、下:変質区分表)

記号	変質 区分	変質状況
1	非変質	肉眼的に変質鉱物の存在が認められないもの。
2	弱変質	原岩石組織を完全に残し、変質程度(脱色)が低いもの。あるいは 非変質部の割合が高いもの。(肉眼で 50%以上)
3	中変質	肉眼で変質が進んでいると判定できるが、原岩石組織を明らかに残 し、原岩判定が容易なもの。または非変質部を残すものおよび網状 変質部。
4	強変質	構成鉱物、岩片等が変質鉱物で完全置換され、原岩組織をまったく ~ほとんど残さないもの。



図 3.1-1 風化、変質の状況(主立坑、深度 460~500m)

b) 湧水

主立坑における湧水状況を図 3.1-2 に示す。深度 460~500m 全域において「滲水」~「流水」に 分類されている。



図 3.1-2 湧水の状況(主立坑、深度460~500m)



図 3.1-3 割れ目本数の分布(主立坑、深度460~500m)

JAEA-Technology 2014-019



(主立坑、深度 467.1~469.7m、深度 484.6~487.1m、深度 496.5~497.4m

c) 岩石強度

坑壁観察時に、方向(NE、SE、SW、NW)毎に3回、シュミットハンマー試験が実施されている。 これらの試験結果(一軸圧縮強さ)の各地点での平均値(3回の測定結果の平均値)を図3.1-5に示 す。図から、深度460~470m付近においてはNEおよびSW方向の強度が高いのが確認できる。以 深深度500m付近まではNE方向の一軸圧縮強さが強い傾向は見られるが、その差は少なく、全体に 低い強度が得られている。表3.1-3は方向別の平均値を示したものであるが、上記の状況が反映され、 NEで最も高い平均強度が得られているが、全体的には20~30MPa程度となっている。

表 3.1-3 シュミットハンマー試験結果による方向別一軸圧縮強さ(主立坑、深度 460~500m)

方角	NE	SE	SW	NW
ー軸圧縮強さ(MPa)	27.3	21.7	24.2	26.9



図 3.1-5 シュミットハンマー試験結果による方向別一軸圧縮強さ(主立坑、深度 460~500m)

d) 岩盤分類の結果

変質・風化、湧水、割れ目、岩盤強度の整理結果から岩盤分類を行った。岩盤分類の手法は①電研 式岩盤分類⁵、②RMR法⁶、③新JH⁷⁾の3手法により行った。なお、初期設計は①の電研式岩盤分類 を用いて行われている。表 3.1-4に、電研式、RMR、新JH式の3種類の岩盤分類の手法およびその 手法による分類結果図の図番一覧整理表を示した。

岩盤分類名称	岩盤分類	評点の内訳
電研式岩盤分類	図 3.1-6	⊠ 3.1-9
RMR 岩盤分類	図 3.1-7	図 3.1-13
新 JH 式岩盤分類	図 3.1-8	図 3.1-14

表 3.1-4 岩盤分類結果の図番一覧

(7) 電研式岩盤分類

図 3.1-6 は電研式岩盤分類の結果を示したもので、対象深度の 460~500m のほぼ全域が変質を受けた軟質な岩盤であるため、D、CL および CM 級に分類されている。分類は表 3.1-5 および表 3.1-6 を用いて岩石強度、風化変質、割れ目の状況を区分し、さらに対象が亀裂性岩盤であるために割れ目 に関する評価項目を加えた。さらに評価には、シュミットハンマー試験結果を参考とした岩盤強度、 割れ目の間隔および状態を考慮して総合的な判定を実施した。以下に評価項目の一覧とその内容を示

し、各項目の評点を表 3.1-7~表 3.1-9に示す。

- ▶ 岩盤強度:岩質、ハンマー打撃の剥離性、ハンマー打撃時の打音
- ▶ 風化変質:風化および変質の状況
- ▶ 割れ目の状態:開口度、介在物、風化度
- ▶ 岩石の強さ:シュミットハンマー強度:JGS3811-2004⁸を参考に分類(図 3.1-10)
- ▶ 不連続面の間隔: JGS3811-2004 を参考に分類(図 3.1-11)
- ▶割れ目の性状:透水性を意識して分類(図 3.1-12)

電研式岩盤分類は、基本的には「風化・変質の程度」「岩塊の硬さ」「節理の性状」という 3 つの主要な要素で岩盤の性状を判定するものであり、風化・変質の程度を軸としてそこに岩塊の硬さと節理や亀裂ななどの不連続面の性状を加味したものである。対象となる花崗岩の岩盤状況は「変質を受けている岩盤が亀裂などの不連続面によって岩盤物性が異なっている」と判断できるため、電研式岩盤分類による区分は本立坑内での指標としては適合性が高いと考えられる。

(1) RMR

RMR の岩盤分類等級を表 3.1-10 に示す。RMR 値は「一軸圧縮強さ」、「RQD」、「不連続面の間隔」、 「不連続面の状態」、「地下水の状態」のそれぞれ評点があり、それらを加算することによって得られ る数値である。また、不連続面の方向に関する修正として、不連続面が構造物に与える影響を考慮し て「不連続面の走向・傾斜」で数値を調整する。なお、岩盤の特性のみの評価として、この修正を考 慮しない場合の結果についても図 3.1-7 に示している。表 3.1-11 に示す評価区分表を用いて対象岩 盤を分類した結果、評点は全般的に 20~60 点に分布し、等級評価としては「普通~不良」な岩盤に分 類される。このように評点が低い要因として、「インタクトロックの強度」(最高点 15 点)、「RQD」(最 高点 20 点)、「不連続面の状態」(最高点 30 点)の項目で満点の半分に満たないことがあげられる。特 に、配点の高い「不連続面の状態」が、断層活動による変質劣化のため 10~15 点であるのが大きく影 響している。方位別でみると SE 方向は、評点が 20~30 となっており「不良」または「特に不良」な 岩盤に分類されている。また、全ての深度で NE 方向を除き 20~50 前後の評点を示している。RMR の岩盤分類は評価項目ごとに岩盤の力学挙動に与える影響による重み付けと配点がなされている。そ の重み付けと配点は岩種によらず一定である。RMR は海外の硬岩を対象として考えられた分類であり、 今回の対象となる花崗岩(変質の程度が高い)を対象とする場合では、岩種による違いが明確ではな い本分類による表現は難易であると考えられる。

(ウ)新 JH

対象岩盤は花崗岩であり、断層活動による破砕を受けたため大部分に変質が生じている岩盤である。 よって、新 JH の岩石グループ分類(表 3.1-12)のうち「岩石グループ2(中硬質岩軟質岩・塊状)」 の配点を用いて分類を行った。評価点の一覧を表 3.1-13に示す。また採用した評価分類表のうち、「岩 石グループ2」の分類表を表 3.1-14にそれぞれ示す。

評点は 5~90 点と広く分布しており、RMR 法と同様にかなりばらつきがある。次に分類の各評価項 目に着目すると、これも RMR と同様に一軸圧縮強さ、風化変質、割目間隔、割目の状態でいずれも 最高評点の 1/2~1/3 の値を示している。各方向の評点を平均すると 40 前後となり、対象岩盤は全体 的に点数が低いことがわかる。

新 JH の方式は岩石の状態別にグループに分け、そこから圧縮強度、風化変質、割れ目の間隔、割 れ目の性状それぞれの点数を合算しているものである。よって、当初に設定した岩石の状態により評 点は変化し、新鮮部・変質部での評価方法が異なる。よって、本立坑では花崗岩の断層による変質部 と非変質部を評価するときにはそれぞれを分けて評価を行う必要があり、対象部全域の評価を行うと いう点で劣ると考えられる。

(I) 岩盤分類のまとめ

今回の整理をもとにした各岩盤分類の適合性の評価を行った。評価は表 3.1-15 にまとめた。検討 を行った 3 分類法に関しては、判定の手法については初生的岩盤性質が劣化する過程により判定する 手法であり、いずれも適合性が高いと判断される。分類の結果をみても全体的な傾向は 3 分類法とも 相似した傾向を示していると読みとれる。ただし、前述した項目に示すが、岩盤状況などを考慮する と 3 分類法のうち「電研式岩盤分類」は他の 2 手法と比較して当該地の岩盤状況を判定しやすくまた 迅速性・客観性の観点からも優位であると判断される。



図 3.1-6 電研式岩盤分類結果(深度平均、主立坑、深度 460~500m)



(左:不連続面の方向に関する修正を考慮せず、右:修正を考慮)
 図 3.1-7 RMR 岩盤分類結果(主立坑、深度 460~500m)



図 3.1-8 新 JH 岩盤分類結果(主立坑、深度 460~500m) (岩盤グループ 2 判定)

表	3.	1–5	電研式岩盤等級区分基準 ⁵	j)
---	----	-----	--------------------------	----

名称	特。 徵
А	きわめて新鮮なもので造岩鉱物および粒子は風化、変質を受けていない。節理はよく密着し、それ らの面に沿って風化の跡はみられないもの。 ハンマーによって打診すれば滲んだ音を出す
В	岩質堅碑で開口した(たとえ 1mm でも)亀裂あるいは節理はなく、よく密着している。ただし造岩 鉱物および粒子は部分的に多少風化、変質がみられる。 ハンマーによって打診すれば澄んだ音を出す。
СН	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが岩質は比較的堅硬である。一般に褐鉄鋼などに汚染され、節理あるいは亀裂の間の粘着力はわずかに減少しており、ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある。 ハンマーによって打診すれば少し濁った音を出す。
СМ	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており、岩質も多少軟らかくなっている。節理あるいは亀裂の間の粘着力は多少減少しておりハンマーの普通程度の打撃によって、割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面には粘土質物質の層が残留することがある。 ハンマーによって打診すれば多少濁った音を出す。
CL	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており岩質も軟らかくなっている。節理あるいは 亀裂間の粘着カは減少しており、ハンマーの軽打によって割れ目に沿って岩塊が剥脱し、剥脱面に は粘土質物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば濁った音を出す。
D	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて著しく軟質化しており岩質も著しく軟らかい。節理あるい は亀裂の間の粘着力はほとんどなく、ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけでくずれ落ち る。剥脱面には粘土質物質が残留する。 ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す。

		201101				
評価項目	A	В	CH	CM	CL	D
岩石谷庄	極めて新鮮	堅硬	比較的堅硬	多少軟らか い	軟らかい	著しく軟ら かい
	-	_	強打で割目 に沿って岩 塊剥脱	打撃で割目 に沿って岩 塊剥脱	軽打で割目 に沿って岩 塊剥脱	僅打で割目 に沿って岩 塊剥脱
	澄んだ音	音を出す	少し濁った	こ音を出す	濁った音を 出す	著しく濁っ た音を出す
風化変質	風化変質無 多少風化変 し 質		風化あり	風化で多少 軟質化	風化で軟質 化	風化で著し く軟質化
	密	着	_	—	_	—
割目の状態	—		粘土の薄層	粘土の層	米占	<u>±</u>
	風化は無い	多少風化変 質	粘着力僅か に減少	粘着力多少 減少	粘着力減少	粘着力ほと んど無し

表 3.1-6 電研式岩盤分類の評価区分

表 3.1-7 評点区分(岩石の強さ:一軸圧縮強さ)

区分	А	В	С	D	E	F
ー軸圧縮強さ	100 以上	100~50	50~25	25~10	10~5	5以下
(MPa)						

表	3. 1–8	評点区分	(不連続面の間隔
衣	J. 1-0	计从位力	(小连杭山の)间所

区分	А	В	С	D	Ш	F
不連続面の間隔(cm)	200 以上	200~60	60~20	20~6	6~2	2 以下

表 3.1-9 評点区分(割れ目の性状)

区分	1	2	3
割れ目の	密着	開口(高透水性)	不明瞭
性状	相対する亀裂面が、挟在物の	相対する亀裂面が、かみ合わないまの	亀裂面の間に挟在物あるい は 京植物があり、 恋美と判定
	市 無 に 民 际 な く 記 自 9 る し の の し	201000	できないもの



図 3.1-9 電研式岩盤分類の内訳(主立坑、深度 460~500m)) (岩石強度(岩質、剥離性、ハンマー打撃音)、風化変質、割れ目状態)



図 3.1-10 岩石の強さ(シュミットハンマー試験)に関する結果(主立坑、深度 460~500m)



図 3.1-11 不連続面の間隔に関する結果(主立坑、深度 460~500m)



図 3.1-12 割れ目の性状に関する結果(主立坑、深度460~500m)

評価点	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
地山分類等級	Ι	Π	Ш	IV	V
分類評価	特に良好	良好	普通	不良	特に不良

表 3.1-10 RMR 値から求められる地山分類⁶⁾

表 3.1-11 RMRの評価区分表⁶⁾

A.:	分類/	パラ>	くータとその	浮点					
1	インクト	ンタ トロ	ポイント ロード強	>10MPa	4~10MPa	2~4MPa	1~2MPa	ー軸圧縮強さが望まし い	
	ック	7の	度指数						
	強度	き	一軸圧縮	>250MPa	100 ~	50 ~	25~50MPa	5 ~ 1~5 1	
			強さ		250MPa	100MPa		25 MPa MPa MPa 以下	
	評価	5点	·	15	12	7	4	2 1 0	
2	RQ	D		90~100%	75~90%	50~75%	25~50%	<25%	
	評価	町点		20	17	13	8	3	
3	不過	 載続 面	うの問隔	>2m	0.6~2m	200 ~ 600mm	60~200mm	<60mm	
	評点	ž		20	15	10	8	5	
4	不過	車続 面	īの状態	非常に粗い肌。	少し粗い肌。間	少し粗い肌。間	滑り面の肌。	軟らかい。	
				連続していな	隙幅<1mm。少	隙幅<1mm。強	又は断層粘土	断層粘土>5mm 又は間	
				い。密着してい	し風化した肌	風化肌面。	<5mm、又は間	隙幅>5mm	
				る。新鮮な。	面。		隙幅 1 ~		
							5mm。		
	評点	ž		30	25	20	10	0	
5	地	トン	/ネル 10m	なし	<10L/min	10~25 25~125		>125L/min 以上	
	下	当り)湧水量			L/min	L/min		
	水	節珰 初期	【水圧力/主]応力	0	0.0~0.1	0.1~0.2	0.2~0.5	>0.5	
	ĺ	一般	狄 沉	完全に乾燥	湿っぽい	濡れている	滴水	流水	
	評点	ž		15	10	7	4	0	
B.7	不連約	売面の)方向に対する	る修正					
節	里のえ	走向・	傾斜	特に望ましい	望ましい	中程度	望ましくない	特に望ましくない	
評	価	<u> :</u>	ンネル	0	-2	-5	-10	-12	
点		基	楚	0	-2	-7	-15	-25	
		0	の面	0	-5	-25	-50	-60	
C.ĉ	合計調	評価点	いから求められ	れる地山分類					
評	ž			100~81	80~61	60~41	40~21	20以下	
岩	盤等約	级		Ι	I	_Ⅲ	IV	V	
=23	₽			特に良好	良好	普通	不良	特に不良	
E.‡	也山分	う類の)意義						
岩	盤等網	级		Ι	П	Ш	IV	V	
平1	匀自工	立時間	3	15m 幅で 10 年	8m 幅で 6 ヶ 月	5m 幅で 1 週 間	2.5m 幅 で 10時間	1m幅で 30分	
岩	盤の料	粘着力]	>400kPa	300 ~ 400kPa	200 ~ 300kPa	100 ~ 200kPa	<100kPa	
岩	盤の	为 部脣	■擦角	>45°	35°~45°	25°~35°	15°~25°	<15°	



図 3.1-13 RMRの内訳(主立坑、深度460~500m)

		強度区分		
		硬質岩	中硬質岩	軟質岩
風化区分	塊状	グループ1:硬質岩・塊状 花崗岩、中古生層砂岩石英 斑岩、花崗閃緑岩	グループ2:中硬質岩軟 火山礫凝灰岩、流紋岩、	質岩・塊状凝灰岩、 安山岩、玄武岩、砂岩
	層状	_	グループ 3:中硬質 岩・層状中古生層頁 岩、粘板岩	グループ4:軟質岩・層状 緑色片岩、黒色片岩、第三紀層 泥岩

表 3.1-12 新JHにおける岩石グループの区分⁷⁾

評価区分		1	2	3	4	5	6
岩石	圧縮強度	40	32	24	16	8	0
グループ 1	風化変質	18	12	6	0	_	—
	割れ目の間隔	16	12	8	4	0	—
	割れ目の状態	26	19	13	6	0	—
岩石	圧縮強度	31	25	19	13	6	0
グループ 2	風化変質	22	15	7	0	_	—
	割れ目の間隔	20	15	10	5	0	—
	割れ目の状態	27	20	13	7	0	—
岩石	圧縮強度	32	26	19	13	6	0
グループ 3	風化変質	26	17	9	0	_	—
	割れ目の間隔	14	10	7	3	0	—
	割れ目の状態	28	21	14	7	0	—
岩石	圧縮強度	37	30	22	15	7	0
グループ 4	風化変質	15	10	5	0	_	—
	割れ目の間隔	21	15	10	5	0	_
	割れ目の状態	27	20	14	7	0	_

表 3.1-13 新 JH における岩石グループに応じた評価点⁷⁾

表 3.1-14 採用した新 JH の評価区分表(岩石グループ2の場合)⁷ (中硬質岩軟質岩・塊状グループ:凝灰岩、火山礫凝灰岩、流紋岩、安山岩、玄武岩、砂岩)

観	察項目					評価	i区分				
	一軸圧縮強度	100以上	100)~50	5	0~25	25~	10	10	~3	3以下
	ポイントロード	4以上	4	~2		2~1	1~0	.4	0.4	以下	
A. 圧縮強度 (N/mm ²)	ハンマーの打撃 による強度の目 安。	岩片を地面に置き ハンマーで強打し ても割れにくい。	岩片を坩 ハンマー れば割れ	也面に置き -で強打す いる。	岩片を ハンマ- て割る る。	手に持って ーでたたい ことができ	岩片どおし き合わせて とができる	をたた 「割るこ	両手で岩 的にでも ができる	けを部 割ること 。	分 力を込めれば、小さ と な岩片を指先で潰 すことができる。
	評価区分	1		2		3	4			5	6
	配点	31		25		19	13			6	0
	風化の目安	概ね新鮮		割目沿い	の風化	変質	岩芯まで風	し化変質		土砂状	犬風化,未固結土砂
B. 風化変質	熱水変質などの 目安	変質は見られない		変質によ む	変質により割目に粘土 む		変質により岩芯まで強 下		芯まで強度低 著しい፺ 土砂状		変質により全体が 5,粘土化
	評価区分	1			2			3			4
	配点	22		15			7				0
	割目の間隔	d≧1m		1m>d≧50cm		50cm>	d≧20cm 20ci		m>d≧5	cm	5cm>d
○ 割日間隙	RQD	80以上		80~50		60~30		40~10			20以下
0. 刮日间阀	評価区分	1		2		3		4			5
	配点	20		15		10		5			0
	割目の開口度	割目は密着している	割目 る。 (幅<	割目の一部が開口し ている。 (幅<1mm)		割目の多くが開口して いる。 (幅<1mm)		割目が開口している。 (幅1mm~5mm)		いる。 :	割目が開口し5mm以 上の幅がある。
D. 割目状態	割目の挟在物	なし	なしなし			なし		薄い粘 (5mmじ	土を挟む (下)	ļ	厚い粘土を挟む (5mm以上)
	割目の粗度 鏡肌	粗い	割目	が平滑		一部に鏡別	l	よく磨か	いれた鏡肌	l	
	評価区分	1		2			3		4		5
	配点	27		20		13		7			0

F. 湧水量	状態	なし,滲水10/分以下	滴水程度1~202/分	集中湧水20~1000/分	全面湧水1000/分
	評価区分	1	2	3	4
G. 劣化	水による劣化	なし	緩みを生ず	軟弱化	流出
	評価区分	1	2	3	4

湧水劣化の調整点							
		湧水量の区分					
		1	2	3	4		
水による劣化の区分	1	0	0	-5	-10		
	2	0	-5	-7	-10		
	3	-5	-7	-10	-15		
	4	-7	-10	-15	-20		



図 3.1-14 新JHの内訳(主立坑、深度 460~500m 塊状・砂岩、凝灰岩の区分を適用)

分類方法		適合性	岩盤の特徴及び 分類すべき指標	
名称	称 評価結果 講評			
電研式	Ø	風化の度合いに応じた分類方法であるため、 適合性が高い。	適合性としては 3 分類法	
RMR	0	本来は海外の硬岩向きであるため留意が必要 となる。		
新 JH	0	対象岩盤を塊状岩盤と層状岩盤のいずれと見 なすかにより評点が異なるため、留意が必要 となる。	である。	

表 3.1-15 岩盤分類の適合性のまとめ

(2) 計測データの整理(立坑一般部、深度 180~500m)

(i) 検討の目的(主立坑一般部、深度 180~500m)

過年度整理を含めて、主立坑深度180~500mまでのA計測についてまとめる。

(ii) 深度 180~500m の岩盤の概要

立坑掘削時(主立坑一般部深度 180~500m)における切羽観察結果、および各種計測データより、岩盤の特性(風化・変質、湧水、割れ目、岩石強度)は以下のようにまとめられる。

a) 風化・変質

主立坑深度180~500mの花崗岩部は、図 3.1-15に示すように、全体的に風化はみられない一方で、 変質は3~4(中変質~強変質)が確認される。この変質は断層活動の影響によるものと推測される。


b) 湧水

主立坑における湧水状況を図 3.1-16 に示す。主立坑では、掘削完了全区間で湧水が確認されている。 深度 340m までは「流水」「滴水」「滲水」の 3 区分が確認されているが、深度方向に同一区分の湧水 状況が続く。深度 340m~500m までは区分は「流水」「滴水」「滲水」は同様であるが、深度方向のば らつきが大きく、大部分が「滲水」に分類され「滴水」「流水」箇所が点在する結果となっている。



c) 割れ目

主立坑における割れ目の本数の分布を図 3.1-17 に示す。全深度でみると、下記のように割れ目本数 は 30~100 本の間に分布し、深くなるにつれ増加する傾向が認められる。また、割れ目の角度の大部 分は 60 度以上の高角度割れ目を呈している。

深度 180~250m・・・30 本程度 深度 250~300m・・・50 本程度 深度 300~360m・・・40 本程度 深度 360~400m・・・60 本程度 深度 400~450m・・・50 本程度 深度 450~480m・・・65 本程度 深度 480~495m・・・70 本程度 深度 495~500m・・・80~100 本程度

図 3.1-18 に深度 180~500m の割れ目の展開図を示す。



図 3.1-17 割れ目本数の分布(主立坑一般部深度 180~500m)





d) 岩石強度

坑壁観察時に、各方向(NE、SE、SW、NW)1地点に3回、シュミットハンマー試験が実施されている。これらの試験結果(一軸圧縮強さ)の各地点での平均値(3回の測定結果の平均値)を深度方向に並べたものを図3.1-19に示す。

深度方向の特徴

深度 180~320m: 一軸圧縮強さは高いがばらつきも大きい。

- 深度 320~400m: 一軸圧縮強さは小さくなるがそのばらつきは少なくなる。
- 深度 400~500m:一部高い一軸圧縮強さが確認されるが、上部と比較してばらつきが少なくなって いる。

方向別の特徴

ばらつきの大きい深度 180~320m を除いて全体に NE および SE 方向の強度が高いのが確認できる。 また、深度 420m 以深では SW 方向も一軸圧縮強さが高くなる傾向がみられる。しかし同深度では SW 方向についてはほぼ 0 に近い一軸圧縮強さも多く測定されている。表 3.1-16 は方向別の平均値を示し たものだが、上記の状況が反映され、NE で最も高い強度となり、次いで SE となっている。SW はば らつきが大きく全体として平均的な強度となっている。

表 3.1-16 シュミットハンマー試験結果による方向別一軸圧縮強さ (主立坑一般部深度 180~500m)

方角	NE	SE	SW	NW	
ー軸圧縮強さ(MPa)	32.1	25.3	25.9	21.7	



図 3.1-19 主立坑における換算一軸圧縮強さ(主立坑一般部深度 180~500m)

(iii) 深度 180~500m の岩盤分類の結果

表 3.1-17 に、電研式、RMR、新 JH 式の 3 種類の岩盤分類の手法およびその手法による分類結果 図の図番一覧整理表を示した。

名称	岩盤分類
電研式岩盤分類	図 3.1-20
RMR 岩盤分類	図 3.1-24
新 JH 式岩盤分類	⊠ 3.1-25

表 3.1-17 岩盤分類結果の図番一覧

a) 電研式岩盤分類

図 3.1-20 は電研式岩盤分類の結果を示したもので、対象深度の 180~500m のほぼ全域が変質を受けた軟質な岩盤であるため、CL 級を中心に D、CM 級に分類されている。評価には、シュミットハンマー試験結果を参考とした岩盤強度(図 3.1-21 参照)、割れ目の間隔(図 3.1-22 参照)および状態(図 3.1-23 参照)を考慮して総合的な判定を実施した。

b) RMR

RMR の岩盤分類等級を図 3.1-24 に示す。

評価区分表を用いて対象岩盤を分類した結果、評点は全般的に 20~60 点に分布し、方角により評点 の違いが確認される。等級評価としては「普通~不良」な岩盤に分類される。このように評点が低い 要因として、「インタクトロックの強度」(最高点 15 点)、「RQD」(最高点 20 点)、「不連続面の状態」 (最高点 30 点)の項目で満点の半分に満たないことがあげられる。特に、配点の高い「不連続面の状 態」が、変質による劣化のため 10~15 点であるのが大きく影響している。また、380~400m 間では 全ての項目で評点が 20~30 となっており「不良」または「特に不良」な岩盤に分類されている。

c) 新 JH

対象岩盤は風化した花崗岩であるため、新JHの岩石グループ分類のうち、表 3.1-14 に示した「岩石グループ2(中硬質岩軟質岩・塊状)」の配点を用いて分類を行った。評価点の一覧を図 3.1-25 に示す。

評点は 5~70 点と広く分布しており、RMR 法と同様にかなりばらつきがある。次に分類の各評価項 目に着目すると、これも RMR と同様に一軸圧縮強さ、風化変質、割目間隔、割目の状態でいずれも 最高評点の 1/2~1/3 の値を示している。各方向の評点を平均すると 40 前後となり、対象岩盤は全体 的に点数が低いことがわかる。

d) 岩盤分類のまとめ

主立坑における岩盤分類を過年度同様に3方法によって実施した。それぞれの結果については異なる要素を用いて区分しているため各深度における評価は異なっている。しかし、大局的には弱部の深度が一致することが確認されている。これは、評価に資する要素は異なっているが、いずれも定性的

な評価手法であり、初生的岩盤性質が劣化する過程により判定する手法という点で一致しており、こ のことが新鮮な花崗岩が断層や湧水によって劣化が進んでいる立坑内地質状況と合致するためと考え られる。

一般的に岩盤分類は、設計・施工への直接的な指標であり、分類結果は支保工の設計や物性値への 変換を行って工学的な性質を判断するのに有効となる。通常は設計・施工に直接使用できるように対 象構造物によって使い分けを行う。実務における岩盤分類の具備条件は「岩盤分類とその適用、平成 元年、株式会社土木工学社」によりあげられており、この中で、主立坑で実施した 3 分類を比較した ものを表 3.1-18 に示し、それぞれの優劣をまとめる。

実務用の岩盤分類の旦備条件		开式岩盤分類		RMR 値	新 JH 法		
天杨用仍石盛刀束の吴哺木件	判定	備考	判定	備考	判 定	備考	
指標は客観的な評価でできるものであるこ と	0	_	0	0 -		_	
指標は凡庸的な調査法、試験法の成果から 得られるものであること	0	_	O -		0	-	
指標は評価の対象と関連がある因子である こと	0	_	Δ	指標が海外 の硬岩向け	Δ	岩盤のパタ ーン分けが 必要	
分類の等級区分は設計や施工の標準的なパ ターンの区分と対応していること	Δ	なし	0	トンネルの 設計・施工 パターンと 対応	0	トンネルの 設計・施工 パターンと 対応	
請負工事において、企業者、請負者いずれ もが納得できるもので、契約、あるいは契 約の変更の根拠にできること	0	_	Δ	海外の分類 方法	0	-	
ある特定の目的、時点に適用するものであっても、同系列の岩盤分類との対照ができること		_	Δ	海外の岩盤 を使用して いる	Δ	岩盤を層状 or 塊状の扱 いで異なる	

表 3.1-18 実務用の岩盤分類の具備条件と岩盤分類の特徴

電研式岩盤分類は、近年地下発電所を主体とする地下空洞へ適用されている岩盤分類の手法であり、 定性的な判定で新鮮岩盤から風化岩盤にいたる過程を 6 段階で区分するものである。この分類は主に ダムの基礎岩盤の性状を評価する目的で使用されてきたものを地下空洞に転化して使用しているため、 地下空洞への設計施工に用いる掘削工法・支保工等への関連付けについては実施されていない。よっ て、今後分類に用いる要素の追加や削除を行って直接的に設計施工に反映されるような見直しが必要 である。

RMR 値は、海外で研究の進んだ岩盤分類法であり、できる限り客観的に有効度の高い岩盤分類の方 法を提唱したものである。設計・施工への反映についても地下空洞に類似したトンネルの支保設計と の関連付けが行われている。この分類については研究対象である岩盤が海外の硬岩向けであることや、 海外の設計思想や岩盤の性状、地質年代などの要素を使用している。よってこれを日本国内で適用す るには、岩盤の性状の問題や設計思想などから問題が起こる可能性がある。

新 JH 法についてはトンネルを対象として使用されてきた分類である。そのため、岩盤分類が直接 トンネルの支保設計に関連付けられている。この分類法は岩盤を硬質岩(塊状岩盤)・軟質岩(層状岩 盤)に区分することから始まる。よって、最初の設定である岩盤の区分が異なると岩盤分類で異なる 結果が得られる。主立坑の対象である花崗岩であれば、本来は硬質岩に区分される岩種である。しか し、花崗岩が断層活動により変質を受けている主立坑の岩盤状況の場合、層状岩盤および塊状岩盤が 同一深度で分布することも多く。よってこれを反映した区分を行うことは困難となる。



図 3.1-20 電研式岩盤分類結果



図 3.1-21 岩石の強さ(シュミットハンマー試験)結果



図 3.1-22 不連続面の間隔に関する分類結果



図 3.1-23 割れ目の性状に関する分類結果







図 3.1-25 新 JH 岩盤分類結果(岩盤グループ2 判定(主立坑))

(3) 第1段階(地表からの調査予測研究段階)との整合・相関性

(i) 計測結果とパイロットボーリングの相関性について

主立坑深度 180~500m までに計測された各岩盤データとパイロットボーリング孔(06MI02:図 3.1-26参照)のデータを「風化・変質」「湧水」「割れ目」「岩石強度」「岩盤分類」についての関連性・ 相関性について検討を行い、パイロットボーリング調査結果が立坑内の工学的性状の反映状況を確認 した。



図 3.1-26 パイロットボーリング孔の配置

a) 風化・変質

風化については、パイロットボーリングによるコア観察・立坑壁面地質観察のどちらにおいても確認されていない。変質については、パイロットボーリングによるコア観察・立坑壁面地質観察どちらも断層活動の影響を受けて全体に強~中程度の変質を受けていることで全体的には一致した結果となっている。

表 3.1-19 にパイロットボーリングによるコア観察で確認された変質帯を示し、表 3.1-20 に立坑壁 面観察によって確認された「変質」箇所についての抜粋を示す。また、図 3.1-27 に主立坑の壁面観察 で確認された変質帯位置を示したものと、パイロットボーリングによるコア観察で確認された鉱物(ク ロライト・イライト)の変質程度の対比図を示す。

これらの結果よりパイロットボーリングで確認された地質状況と立坑での壁面地質観察結果はほぼ 一致している。しかし、主立坑は全体に変質が進んでいるため、変質帯の中の非変質部がボーリング によってどのように確認されるのかは不明である。ただし、変質部の挟在鉱物や粘土の状況、カタク レーサイト変形ゾーンについては、ボーリングで確認されている。

よって、変質については大局的には地上からの調査で立坑内の状況を確認できると判断する。

風化については、今回はパイロットボーリングによるコア観察・立坑壁面地質観察でも「未風化」 として確認されており、実際に風化の進んだ岩盤がパイロットボーリング調査および立坑壁面観察で 確認されるのかが不明である。そのためここでは判断は行えない。

変質帯	深度(mabh)	変 質 帯の 見かけの 幅(m)	特徴		
1	22.60~54.25	31.65	粘土化が認められる。		
2	70.39~255.00	184.61	90mabh 以浅で粘土化が認められる。		
3	274.40~281.20	6.80	粘土化が認められる。		
4	291.00~300.60	9.60	カタクレーサイト		
5	326.00~336.00	10.00	カタクレーサイト		

表 3.1-19 パイロットボーリングによる変質帯

表 3.1-20	立坑壁面観察によるハ	゚イロットホ゛ーリンク゛	*調査コアの変質帯該当部の記載	(1/2)
----------	------------	--------------	-----------------	-------

変質帯	深度(PB)	深度(立坑)	特徴							
1	22.60~54.25	240m 付近	粘土化が認められる。							
岩種はれ も硬質であ ら S 側まう	岩種は花崗岩と貫入岩である。花崗岩は全体に強い変質を受け、長石は概ね白濁し有色鉱物は溶脱しており、最も硬質であった SW 側においても長石は白色を帯び淡緑色から緑色の鉱物が認められた。花崗岩分布域のうち E から S 側までとW側の割れ目面に幅数 mm のクロライトを挟在している。									
2-1	70.39~255.00	280m 付近	90mabh 以浅で粘土化が認められる。							
岩種 に 認 概 た の ら 周 し て い る り に て い る 割 他 の ら 周 部 位 の ら 周 部 に の ら の る の ら の ら の る の ら の ら ろ ろ の の ら の ろ の ら の ろ の ら の ろ の ら の ろ の ら の ろ の ら の ろ の ら の ろ の ら の ろ の ら の ろ の ら の ろ ろ の ら の ろ ろ の ら の ろ ろ ろ の ろ の	岩種は花崗岩と貫入岩である。貫入岩は NW 側の割れ目 35 と割れ目 36 の間および割れ目 35 の上半 W 側に 認められる。花崗岩の石英の粒径は φ2~5mm 程度である。花崗岩は全体に強い変質を受け、NE 側以外の長石は 概ね白濁し有色鉱物は溶脱している。最も硬質な NE 側の花崗岩は割れ目の周辺の長石は白濁しているが、インタ クトな部位では、カリ長石はややピンク色を帯びる程度、黒雲母は少数程度が残存しているものの概ねクロライト 化している。貫入岩は灰色~暗緑灰色を呈し粒径を肉眼では確認できない程度の細粒である。NW 側の貫入岩には 割れ目 35-36 間の変質が少ないものと、割れ目 35 の上半 W 側に位置して強変質するものがある。閃緑岩様岩は 暗緑色を帯び石茸以外の鉱物は不明瞭となっている									
2-2	70.39~255.00	360m 付近	90mabh 以浅で粘土化が認められる。							
認められる 概ねら濁し クトな部位 化している 割れ目35 暗緑色を帯	器した間名と買べるとめる。 買べるは NW 間の割れ 13 35 と割れ 13 35 の間 35 0 51 11 35 0 51 4 W 間に 認められる。花崗岩の石英の粒径は φ2~5mm 程度である。花崗岩は全体に強い変質を受け、NE 側以外の長石は 概ね白濁し有色鉱物は溶脱している。最も硬質な NE 側の花崗岩は割れ目の周辺の長石は白濁しているが、インタ クトな部位では、カリ長石はややピンク色を帯びる程度、黒雲母は少数程度が残存しているものの概ねクロライト 化している。 貫入岩は灰色~暗緑灰色を呈し粒径を肉眼では確認できない程度の細粒である。 NW 側の貫入岩には 割れ目 35-36 間の変質が少ないものと、割れ目 35 の上半 W 側に位置して強変質するものがある。 閃緑岩様岩は 暗緑色を帯び石英以外の鉱物は不明瞭となっている									
3	274.40~281.20	495m 付近	カタクレーサイト							
③274.40~281.20495m 付近カタクレーサイト岩種は花崗岩である。花崗岩の石英の粒径は概ね ϕ 2~7mm 程度である。 花崗岩は、NE 側の断層の割れ目 66 と 67 の間と割れ目 12 の周辺の一部は、変質の程度が強く花崗岩は砂礫 状となり、有色鉱物はほとんど溶脱しており淡緑色を呈する。また、SW 側の断層と NE 側の断層の間の、割れ目 50 付近から割れ目 55 までと、割れ目 12 から割れ目 17 の間と、割れ目 20 付近から割れ目 32 付近までは、 中~強変質により半数程度からほとんどの有色鉱物はクロライトに置き換わり、花崗岩は全体に淡緑色~暗緑色を 呈している。また、SW 側の断層より SW 側の割れ目 30 から割れ目 50 までと、SW 側の断層と NE 側の断層の 間の、割れ目 55 付近から割れ目 60 付近までと割れ目 17 から割れ目 50 まで、SW 側の断層から NE 側では割 れ目 1 付近から割れ目 60 付近までと割れ目 17 から割れ目 20 まで、NE 側の断層から NE 側では割 れ目 1 付近から割れ目 12 までの間は弱~中程度の変質により黒雲母などの有色鉱物の一部はクロライトに置き換 わっているが概ね残存しており、花崗岩は橙色~淡桃色を呈する。 割れ目の介在物としては、クロライトとカルサイト、白色と淡緑色の粘土、赤褐色の鉱物が認められる。主に NW 走向の割れ目にはクロライトを NE 走向の割れ目にはカルサイトを介在している。 NE 側の断層の間には幅 40mm 程度までのカタクレーサイトが認められた。カタクレーサイト の走向・傾斜は NW 走向高角度である。										

表 3.1-20 立坑壁面観察によるパイロットボーリング調査コアの変質帯該当部の記載(2/2)

4	291.00~300.60	470m 付近	カタクレーサイト							
岩種は花	岩種は花崗岩である。花崗岩の石英の粒径は概ね ø 2~7mm 程度である。									
花崗岩は	花崗岩は、N側の割れ目 67 付近と NNE 側の割れ目 2 と割れ目 3 の間、SE 側の割れ目 23 付近では変質の程									
度が強く、	度が強く、有色鉱物はほとんど溶脱し白色~淡緑色を呈する。この区間では石英以外の鉱物は軟質になり、割れ目									
が不明瞭と	が不明瞭となっていることが多い。また、NW 側の割れ目 65 付近から N 側の割れ目 2 までと、NE 側の割れ目 3									
付近からE	E側、さらに SE 側の割れ :	24 付近までの間の花	崗岩は、中〜強程度の変質を受け、ほとんどの有色鉱物							
はクロラ1	、トに置き換わり、花崗岩は	は全体に淡緑色~暗緑	色を呈する。SE 側の割れ目 24 付近から S 側、さらに							
NW 側の書	割れ目 65 付近までは、中種	呈度の変質により有色	鉱物の一部はクロライトに置き換わっているが、黒雲母							
は概ね残存	すしている。カリ長石は概れ	a淡桃色~橙色を呈す	ි.							
主な不適	톝続構造は 68 条で、割れ目	の主要な走向傾斜は	NW 走向高角度および NNE~NE 走向高角度である。他							
l に、SW 俱	lでは NW 走向低角度西傾	斜の割れ目が、SE 側	では NW 走向中角度北傾斜の割れ目が認められた。							
割れ目の	D介在物としては、クロラィ	、トとカルサイト、淡緒	緑色の粘土が認められる。 他に、 SE 側と NW 側では NW							
走向の高角	走向の高角度割れ目に赤褐色の鉱物が認められた。									
カタクレ	カタクレーサイトが NW 側に認められた。幅は 10~30mm 程度で、走向・傾斜は NW 走向高角度北傾斜であ									
る。										
5	326.00~336.00	未実施								
-										



図 3.1-27 主立坑壁面観察による変質の程度とパイロットボーリングによる鉱物変質の対比 (①~⑤は表 3.1-19 を参照)

パイロットボーリングコア観察結果および立坑壁面観察結果でも立坑深度 450m 以深は断層活動に よる変質帯が「カタクレーサイト」となっている。主立坑では上部には未固結の断層変質帯(断層ガ ウジ・断層角礫)が分布していることが確認されているが、深度 450m以深ではカタクレーサイトと して確認されている。カタクレーサイトおよびマイロナイトは岩石の再溶融により形成された断層岩 であり、固結性を保持し場合によっては母岩よりも強度が高くなることもある。A 計測データのまと めに示すように深度 450m の上下では岩盤分類や強度が低から高に変化する深度であり、これらのカ タクレーサイト化した変質部が影響しているものと考えられる。

b) 湧水

パイロットボーリング調査では湧水に関する調査は行っておらず、比較を行うことはできない。 このため、ここでは立坑壁面観察で得られた湧水の情報と割れ目の情報を対比し、それらの相 関について検討する。一般的に岩盤内の湧水は、割れ目状況と密接な関係がある。湧水は、割れ目の 数、形状(幅・長さ)、充填物により、湧水量や湧水状況が変化するためである。ここでは、立坑内で 確認された湧水が割れ目の状態と相関があるかを確認し、その後次項 c)割れ目において、パイロット ボーリング調査で確認された割れ目状況が立坑内湧水を反映しているかを確認する。図 3.1-28 に立坑 内で確認された湧水と立坑内で確認された割れ目の状態(本数・開口の度合・充填物)の対比図を示 す。最上部深度 260m 付近までは割れ目の本数に係らず湧水が増加している。

これは最上部では断層ガウジ状の岩盤が分布しており、これらが割れ目として認識されていないためと考えられる。以深については、割れ目の本数と開口の度合いと相関性が高いと判断される。特に割れ目本数が 60 本を超えると湧水が増加する傾向が認められる。



図 3.1-28 湧水と割れ目の対比図(主立坑内)

c) 割れ目

割れ目に関しては、立坑壁面観察では、対象スパンの全方位での割れ目を計上し、観察を行っている。対してパイロットボーリング調査では、孔内を使用した BHTV によるコア 1m 当たりの割れ目本数(n個)として計上している。図 3.1-29 および図 3.1-30 に主立坑壁面観察による割れ目の本数 とパイロットボーリング調査による割れ目情報の対比図を示す。両者は前述したように計上方法が異なり、直接個数を比較することは難しいが、割れ目の多少についての傾向についての対比の相関性は 議論が行えると考えられる。対比図をみると、多少の傾向についても相関性はないものと判断される。 これらの原因として、以下の2点が想定される。

①割れ目の角度について

図 3.1-30 に示すように主立坑内の割れ目は高角度のものが主体であり、水平方向への連続性が少ない。そのためコア観察で確認された割れ目はコア軸に平行な角度で出現すると考えられる。よって、 それらの個数は立坑の壁面の状態を表すことは難しいことが理由としてあげられる。 ②割れ目の集中について

表 3.1-21 に立坑壁面観察による主立坑の 50m毎の割れ目のシュミットネット解析を行ったものを 示す。これによると、立坑内の割れ目は高角度のものが主体であり、深度により走向に一定傾向が認 められ、割れ目が集中を持って分布していると判断される。このように、集中状況(特に高角度)で 割れ目が確認されている場合、ボーリング位置が数m異なる場合でも壁面で観察される割れ目がパイ ロットボーリング調査では反映されないことがあり、これが理由としてあげられる。



割れ目本数



(主立坑内壁面観察による深度方法割れ目個数) (パイ

(パイロットボーリングによる深度方法の割れ目情報)

(主立坑深度 200m=パイロットボーリング孔口 0m)

図 3.1-30 割れ目本数対比図(角度別)







表 3.1-21 主立坑壁面観察によるシュミットネット解析 (2/2)

d) 岩石強度

主立坑壁面で実施したシュミットハンマーによる換算一軸圧縮強さとパイロットボーリング孔で採取したコアによる室内試験による一軸圧縮強さの対比を行う(図 3.1-31 参照)。

強度には深度方向の大小が一致する傾向は認められるが、パイロットボーリング孔で採取したコア による強度は全体を通して高く測定される。これは室内試験に用いる一軸圧縮試験に供する供試体は コアの中で亀裂がなく自立するコア試料を用いて行うため、壁面実施のシュミットハンマーのように 亀裂や割れ目等の不連続面の影響を受けていないためであると判定される。

傾向がほぼ一致しているため、実際には、室内試験で得られた一軸圧縮強さを割れ目密度率などで 除すなどの、一定の低減率を求めて一軸圧縮強さを低減したものを代表値とすることが可能であると 判断される。



図 3.1-31 一軸圧縮強さ対比図

e) 岩盤分類

事前設計とパイロットボーリング調査および立坑壁面観察による岩盤分類を図 3.1-32 に示す。なお、 事前設計、パイロットボーリング調査ともに「電研式岩盤分類」を用いており、壁面観察結果につい てもこの岩盤分類を使用した。 また、壁面観察結果は観察する範囲が広いため、岩級区分の表示が CH~D級というように複数の等級が表示されている。よって、大部分の深度での岩盤状況が不良な箇 所は D級である。ここでは区分を明確にするため、最も良好とされる岩級区分で表示している。

(ア) 事前設計の評価

事前設計については、壁面観察、パイロットボーリングともに岩級区分が大きく異なる。このこと は、事前設計では、主立坑の施工位置から離れた箇所での調査ボーリングデータを使用しており、事 前設計段階では確認されていない高角度な断層破砕帯が主立坑付近には存在したためと考えられる。

(イ) パイロットボーリングの評価

パイロットボーリングは主立坑内、深度 200m より実施したボーリングである。壁面観察結果の岩 盤分類は確認された岩級区分のうち最も良好な区分を示している。 これによると、パイロットボーリ ングと壁面観察結果における岩盤分類は大局的には一致する傾向があると判定される。

(ウ) 岩盤分類についての相関性評価

事前設計による岩盤分類については、主立坑の地質状況を捉えておらず、相関性は非常に低いと判 断される。パイロットボーリングデータによる岩盤分類は、壁面観察のうち最も良好な岩級区分を用 いれば相関性は高くなる。しかし、図 3.1-32には立坑内観察で最も良好な岩級区分を表しており、実 際には立坑内全面での岩級区分はD級である。よって、大部分の深度における岩級区分はD級であり立 坑内の地質条件を良好に捉えているものとは判定できない。これは、電研式の岩盤分類の主体となる 要素が「割れ目の状態」「固結度」によるものであるため、前述したように、割れ目の状態を捉えてい なかったために良好部の岩盤分類を反映した結果となっていることがあげられる。次項では、事前設 計で設定した岩級区分に対して、実際に立坑を掘削した施工結果を踏まえ、パイロットボーリングの データでこれらの不都合や問題点が回避可能であるかの検討を行う。



図 3.1-32 岩級区分の比較

(ii) 第1段階(地表からの調査予測研究段階)への提案

a) 事前設計について

研究坑道掘削前の事前設計として、地質条件の設定は以下の段階を踏んで行われている。

- 今回の設計対象となる深さ約1000mの主立坑、換気立坑、主立坑と換気立坑を結ぶ深度100m 毎の水平坑道(予備ステージ)と立坑と連接部の領域に出現する地質の層序・状況を既往の試錐 調査報告書によるモデル化して整理する。
- ② 整理された地質層序・状況を踏まえ、工学的判断に基づく岩盤分類の検討を行う。岩盤分類は 「電研式岩盤分類」を使用した。
- ③ ①、②で検討された地質層序・状況、岩盤分類により、地質特性ごとに体系化・分類して、各々についての物性値を設定し、岩盤分類に合わせた支保設計を行う。このとき、主立坑に使用されたボーリングデータは MIU-2 孔を主体とした地質データであり、最下部に月吉断層の破砕帯を設定しているものの、大部分では B 級~CH 級の健岩の分布を予想している。そのため、施工時には CH 級の岩盤を対象とするの支保工設定から CL 級または D 級を対象とする支保工設定に変更が行われている。よって、施工する工種の増加およびそれに伴う施工時間の増加が発生している。また、岩級の深度方向の変化には相対的な相関性も認められない。

b) パイロットボーリング調査について

パイロットボーリング(06MI02 孔)は主立坑内深度 180mから鉛直下方に掘削しているボーリ ングである。事前設計同様に「電研式岩盤分類」を用いて岩級区分を行っている。パイロットボ ーリング調査による岩級区分と実際の立坑内の地質状況ではパイロットボーリング調査の結果を 用いた場合、立坑内地質状況のうち同一深度での最も良好となる岩級と相関性が高い。ただし実 際の立坑内の地質は同一深度内で、この良好となる岩級より 2 ランク程度低い岩級も確認されて いる。これらを含めるとパイロットボーリング調査で判明した地質状況と立坑内地質状況では、 相対的な相関性は高いが絶対的相関性は低いと判断される。

これらの原因として、立坑内の地質の工学的性状を決定する各判断要素に異方性があるためと 判断した。特に割れ目の状況については立坑内の割れ目状態とパイロットボーリング調査によっ て確認された割れ目状態にはかい離があること、割れ目の方向性を示したシュミットネット解析 による一方向への集中する割れ目分布・高角度(コア軸平行方向の割れ目)が確認されている。 強度についても、立坑内の方角での差異が確認されている。よってこれらを原因として絶対的な 相関性が低くなっていると判断した。

c) 第1段階(地表からの調査予測研究段階)への提案

事前設計については、施工箇所との離隔のある位置での設計であったため、地質状況・工学的 性状への反映が困難であったと判断した。パイロットボーリング調査については、地質構造や劣 化の方向性が立坑の掘削方向に対して高角度であり、そのため立坑内の地質状況・工学的性状が 水平方向へ連続性が低く、パイロットボーリングの調査方向と卓越する割れ目の方向の関係から、 パイロットボーリングの情報では立坑内での割れ目の状態を適切に表現できず、岩級区分が良い 方向に判定されたものと判断した。そのため、高角度で岩盤の状態に変化を生じる可能性のある 地域の地質状況の把握を行う場合、対象となる構造物の位置での調査を行うこと、および水平方 向の地質状況を把握する物理探査等の調査を併用し、地質状況・工学的状況を補足する必要があ ると考えられる。

3.1.2 岩盤、覆工の変位挙動の把握

(1) B 計測・C 計測データの整理(立坑一般部、深度 460~500m)

(i) 測定位置(立坑一般部、深度 460~500m)

深度 460~500m区間の岩盤、覆工の変位挙動としては表 3.1-22 に示す B 計測と表 3.1-23 に示す C 計測が実施されている(赤枠が今回検討の対象)。各計測の調査項目および調査箇所を図 3.1-33 および図 3.1-34 に示す。

計測深度(m)	-200	-200	-200	-250	-300	-300	-300	-350	-400	-400	-450	-500	-500
坑道種別	連接	予備 ス1	予備 ス2	一般	連接	予備 ス	アク セス	一般	連接	予備 ス	一般	連接	予備 ス
地中変位 計測	0	0	0*	0	0	0	-	0	0	0	0	0	0
ロックボルト 軸力計測	0	0	0*	-	0	0	0	-	0	0	0	0	0
吹付けコンク リート応力計 測	0	0	0	-	0	0	0	-	0	0	0	0	0
覆エコンクリ ート応力 計測	0	-	-	0	0	-	-	0	0	-	0	0	-
鋼製支保工応 力計測	0	0	0	0	0	0	_	0	0	0	0	0	-

表 3.1-22 B計測の調査項目と調査箇所(全測定箇所一覧)

計測深度(m)		-225	-250	-275	-325	-350	-375	-425	-450	-470
レーザー	1 測線	0	-	0	-	0	0	0	-	0
内空変位測定	2 測線	-	0	-	0	0	-	-	0	-

表 3.1-23 C計測の調査項目と調査箇所(全測定箇所一覧)



図 3.1-34 C計測・計測工/位置図(深度 470m)

(ii) 計測結果と挙動の把握(立坑一般部、深度 460~500m)

a) B 計測データ(立坑深度 500m:連接部)

深度 500mの連接部計測結果は、以下のようにまとめられる。

• 地中変位計測:

地中変位の計測結果を方向別及び時系列(設置より1カ月毎:計4か月)を整理した例図を図 3.1-35 および図 3.1-36 に示す。また、計測器(E1~E4)の時系列データに整理した例を図 3.1-37~図 3.1-40 に示す。これらより、いずれの計測地点でも測点1で伸張側(最大 2mm)に最も大きな変形 を示している。また、全体的にも伸張側(トンネル内空側への押出し)に大きく、圧縮側(地山側へ の押込み)へは少ない変形となっている。

覆エコンクリート応力計測:

図 3.1-41~図 3.1-43 より、覆工コンクリート(高強度)には全周にわたり設置後2週間程度は引 張応力(最大-0.5 N/mm²)が発生するが、その後圧縮応力(最大 0.5 N/mm²)の発生を生じているこ とが確認された。また、測点全体ではほぼ同様な応力発生が生じているが、測点別でみると、測点2、 3 で高く、測点1、4 で低くなっている。これは、水平方向の初期地圧差(最大主応力は N45°W 方向) と地山性状の不均一性(CL 級風化花崗岩内に断層を含む D 級強風化花崗岩が N30°W 方向に分布)に 起因するものと考えられる。

• 鋼製支保工応力計測:

·鋼製支保工に作用する力の計測結果を縁応力、軸力、曲げモーメント、せん断力で時系列に整理し た例を図 3.1-44 ~図 3.1-51 に示す。図 3.1-44 より、鋼製支保工の縁応力は、2011 年 2 月までば らつきが大きいものの、それ以降はばらつきも少なく安定している。全体に圧縮側の応力が働いてい ると判断できるが、一部引張側の応力が働いている。現在(2011/10/19)では全ての測定で圧縮側の 応力を測定している。2011/10/19 現在、最小は測点 2、4 の地山側で約-10 (N/mm²)、最大で測点 2 の内空側で約-25 (N/mm²) となっている。図 3.1-46 より、鋼製支保工の軸力は、設置後予備ステー ジ掘削がありデータにばらつきが多く、信頼性に乏しい。以降測点 4 で顕著に見られるが 2011/10/5 ~10/9 までデータがばらつくが、これの原因は不明である。2012/1/23 以降は測定値が安定し、すべ ての測定地点で軸力の上昇・下降の傾向が同じとなっている。現在では全ての測定で引張側(最大測 点 1:150 (N/mm²) 程度)となっている。この値は、管理レベルⅢ (705kN)の約 20%の軸力であ り、問題はないと判断される。図 3.1-48 より、鋼製支保工の曲げモーメント設置当初より安定して測 定されている。全体に地山側に凸のモーメントが発生している。(最大-1kN・m 程度)は、管理レベ ルに比べて大幅に小さい。図 3.1-50より、鋼製支保工のせん断力は、測点毎にせん断センスが異なる が、これは水平方向の初期地圧差(最大主応力は N45°W 方向)と地山性状の不均一性(CL 級風化花 崗岩内に断層を含む D 級強風化花崗岩が N30°W 方向に分布)に拠るものと考えられる。いずれも、 管理基準値レベルI以内に収まっており問題はないと判断される。上記のことから、鋼製支保工に発 生している断面力ではいずれも問題となるような特異値は確認されていないが、全体としては、軸力・ 応力分布の符号から判断すると、地山方向へ応力が作用している状況であると判断される。

ロックボルト軸力計計測:

図 3.1-52~図 3.1-56より、ロックボルト軸力計はいずれも圧縮方向の軸力を測定している。 全体をみると、最大値は測点で異なるが、最大は測点4(約70(N/mm²))、最小は測点1(約5(N/mm²)) である。この数値の違いは、施工個所である風化花崗岩の変質による強度の違いによるものと考えら れる。

• 吹付コンクリート応力計測:

図 3.1-57~図 3.1-58 より、吹付コンクリート応力の応力は測点 2 で最大であり、圧縮方向約 4 (N/mm²)、次に測点 4 で約 3 (N/mm²)、測点 1 で約 2 (N/mm²)、測点 3 のみ引張方向約-2 (N/mm²) となっている。これは、他の計測結果同様に、吹付コンクリートの応力は風化花崗岩の変質による強度の違いによるものと考えられる。

b) C 計測データ (立坑深度 470m)

深度 470mで実施されている C 計測結果は以下のようにまとめられる。

• レーザー内空変位(深度 470m):

レーザー内空変位を深度(深度 470m)で時系列に整理した例を図 3.1-59~図 3.1-60 に示す。こ れらの整理結果から、計器の移動等を行った初期段階を除くと安定した結果が得られており、管理値 レベルはいずれも超えていない。全体に 2012/9 以前は安定した結果であるものの地山側・内空側への 変位幅が大きい。しかし、直近 2012/9 以降はほぼ地山側、内空側の変位が両側ともに 1mm 以内を変 動しており、測定ノイズ等に起因するものと判断され、現在ではほとんど変位はないものと判断され る。


2011/9/27~2011/10/27~2011/11/27

※図中の地中変位計測は深度 6m を不動点とした値(内空側への変位を正とする)を示す。







(7/27~10/19)







(7/27~10/19)



図 3.1-41 覆エコンクリート応力分布図(主立坑連接部、深度 500m) (2012/2/6~2012/3/6~2012/4/6)



図 3.1-42 覆エコンクリート応力分布図(主立坑連接部、深度 500m) (2012/3/1~2012/8/1~2012/9/1) ※+:圧縮、-:引張を示す。



図 3.1-43 覆エコンクリート応力計測 (主立坑連接部、深度 500m) (2012/2/8~2012/11/02)



 $(2012/7/31 \sim 2012/8/31 \sim 2012/9/30)$



図 3.1-45 鋼製支保工応力計測(主立坑連接部、深度 500m) (2012/7/31~2012/8/31~2012/9/30)



図 3.1-46 鋼製支保工応力分布図、軸力(主立坑連接部、深度 500m) (2012/7/31~2012/8/31~2012/9/30)



図 3.1-47 鋼製支保工応力分布図、軸力(主立坑連接部、深度 500m) (2012/7/31~2012/8/31~2012/9/30) ※+:引張 -: 圧縮を示す。



図 3.1-48 鋼製支保工応力分布図、曲げモーメント(主立坑連接部、深度 500m)







図 3.1-50 鋼製支保工応力分布図、せん断力(主立坑連接部、深度 500m)



図 3.1-51 鋼製支保工応力分布図、せん断力(主立坑連接部、深度 500m) (2012/7/31~2012/8/31~2012/9/30)



(2012/7/31~2012/8/31~2012/9/30)



図 3.1-53 M1 ロックボルト軸力計計測(主立坑連接部、深度 500m) (2011/7/27~2012/10/19)



図 3.1-54 M2 ロックボルト軸力計計測(主立坑連接部、深度 500m) (2011/7/27~2012/10/19)



図 3.1-55 M3 ロックボルト軸力計計測(主立坑連接部、深度 500m) (2011/7/27~2012/10/19)



図 3.1-56 M4 ロックボルト軸力計計測(主立坑連接部、深度 500m) (2011/7/27~2012/10/19)



図 3.1-57 吹付コンクリート応力計測(主立坑連接部、深度 500m) (2011/7/27~2012/10/19)



(2011/7/27~2012/10/19)



図 3.1-59 レーザー内空変位測定(主立坑深度 470m)



図 3.1-60 レーザー内空変位測定(主立坑深度 470m)

(2) B・C 計測データの信頼性

計測データをもとに各種評価を実施する際に考慮すべき計測データの信頼性について測定深度ごと に評価する。なお、信頼性評価一覧表は、平成23年10月現在でまとめたものである。全体として、 約50%のデータがこの時点で依然信頼性を維持している。これら機器は、長期の挙動把握ではなく、 短期的な施工管理を主目的に設置されたものであるため、長期健全性に重きを置いた設計・計画とな っていない。長期挙動を追跡するために計測を行うのであれば、当初よりそのような目的で開発され た機器やケーブルを使用し、設置の方法も損傷や水による影響を受けないような計画とすることが望 ましい。

(i) 深度 200m 連接部

深度 200m 連節部各測定機器の信頼性を評価したものを表 3.1-24 に示す。また、絶縁抵抗の測定 結果をもとに、測定開始から 2012年8月までに計測データの信頼性が低いと判断された計測機器(表 中「×」がつけられたもの)の計測値の経時変化を図 3.1-61~図 3.1-65 に示す。ロックボルト軸 力 M1 については、設置後比較的早い時期に損傷して切羽離れ 5D に時点ではすでに信頼性を喪失し ている。機器を交換した後 1 年以内に再度測定不能となったが、両方とも原因は不明である。それ 以外の E3、E4、M3 および M4 の絶縁低下等によるデータの変動については、各図を参照願いたい。

(ii) 深度 250m 一般部

深度 250m 一般部各測定機器の信頼性を評価したものを表 3.1-25 に示す。表に示すように、本深 度における測定は、施工に伴う不可抗力によって、通信ケーブルの切断により 2009 年 8 月 12 日よ り測定不能となっている。これらの計測値の経時変化を図 3.1-66~図 3.1-71 に示す。断線により 長期計測は実施不可能となったが、当初の目的である施工管理については、切羽の離れ 5D 到達まで の信頼性は確保されていることから、十分に機能を果たしている。

(iii) 深度 300m 連接部

深度 300m 連節部各測定機器の信頼性を評価したものを表 3.1-26 に示す。また、深度 200m と 同様に、絶縁抵抗の測定結果をもとに、測定開始から現時点までに計測データの信頼性が低いと判 断された計測機器(表中「×」がつけられたもの)の計測値の経時変化を図 3.1-72~図 3.1-75 に 示す。深度 200m と同様、ロックボルト軸力 M2 については、設置後比較的早い時期に損傷して切 羽離れ 5D に時点ではすでに信頼性を喪失している。地中変位計 E1 および E2 については、設置後 約 1 年で絶縁抵抗が大きく低下し、ケーブル・機器の損傷が予想される。その他の機器では信頼性 が維持されている。

(iv) 深度 350m 一般部

深度 350m 一般部各測定機器の信頼性を評価したものを表 3.1-27 に示す。一般部は連接部とは計 測システムが異なるため、絶縁抵抗の測定は実施できないが、測定値の変動状況をもとに、測定開 始から現時点までに計測データの信頼性が低いと判断された計測機器(表中「×」がつけられたもの) の計測値の経時変化を図 3.1-76~図 3.1-79 に示す。地中変位計の 80%が損傷による絶縁不良とな っているが、計測データから、それぞれの発生時期が異なっている事が判明していることから、同 一原因での損傷ではなく、原因の追及が難しい。

(v) 深度 400m 連接部

深度 400m 連節部各測定機器の信頼性を評価したものを表 3.1-28 に示す。また、深度 300m と 同様に、絶縁抵抗の測定結果をもとに、測定開始から現時点までに計測データの信頼性が低いと判 断された計測機器(表中「×」がつけられたもの)の計測値の経時変化を図 3.1-80~図 3.1-87 に 示す。S4 は当初より損傷が確認されており、原因は掘削再開時のイベント(発破等)ではないかと 考えている。また E1、E2、および M2 についても初期から絶縁抵抗低下傾向が観測されており、切 羽離れ 5D 時点での値の信頼性にも疑問が呈せられている。M4 については、長期的に徐々に絶縁抵 抗が低下している傾向があり、2010 年 5 月以降のデータの信頼性は低いと考えるべきである。

(vi) 深度 450m 一般部

深度 450m 一般部各測定機器の信頼性を評価したものを表 3.1-29 に示す。深度 350m と同様に、 一般部は連節部とは計測システムが異なるため、絶縁抵抗の測定は実施できないが、測定値の変動 状況をもとに、測定開始から現時点までに計測データの信頼性が低いと判断された計測機器(表中 「×」がつけられたもの)の計測値の経時変化を図 3.1-88~図 3.1-89 に示す。E1 および E4 で絶 縁抵抗の低下により、初期よりデータの信頼性が乏しい結果となった。E4 については、設置後値に 大きな変動が観測され、その後 2 点で測定はできなくなっている。その他の 2 点では測定値が安定 した事から、この初期の変動原因と測定を不可能とした原因は異なる事が予想され、そのため初期 の変動原因をノイズ等外的なかく乱要因と推定した。

(vii) 計測データの信頼性(総括)

前記各深度における計測データの信頼性について総括したものを表 3.1-30に示す。

(viii) 停電・ノイズの原因と対策

本研究坑道は下記のような条件下にあるため、停電や電気的ノイズによる計測困難、あるいは計 測データの信頼性低下をもたらすリスクが高い。

- 湿度が高い。
- 工事用電源であるため、電圧の変動が激しい。
- 狭隘な空間に高圧電源ケーブル等が各所に配置されているため、電気的ノイズは発生する。
- 電磁ノイズの発生可能性のある各種機器が水平坑道に配置されている。

そのため、より信頼性の高い計測データを継続して取得するために、表 3.1-31 に示すような対策 を取っている。今後、同種の環境下での長期計測を計画する場合には、これらのような対策を当初 より計画に組み入れることが望ましい。







図 3.1-61 深度 200m 地中変位(相対変位) E3 計測エラー



図 3.1-62 深度 200m 地中変位(相対変位) E4 計測エラー



図 3.1-63 深度 200m ロックボルト軸力計 M1 計測エラー





図 3.1-65 深度 200m ロックボルト軸力計 M4 計測エラー



表 3.1-25 深度 250m 計測エラー一覧



図 3.1-66 深度 250m 地中変位(相対変位) E1 計測エラー



図 3.1-67 深度 250m 地中変位(相対変位) E2 計測エラー







図 3.1-70 深度 250m 覆エコンクリート応力 計測エラー



図 3.1-71 深度 250m 鋼製支保工(縁応力)計測エラー

計測的	F面 GL-300)m 連接部												
			完成時	設置時測定値	設置時絶縁抵抗		絶紛	*抵抗		切羽の離れ	現在	()		計測トラブル
Ch	名 判	計器名称	不平衡	2008/5/16	2008/5/16	2008/6	2009/7	2010/3	2011/4	5D時点での信 新性*1	の信	参照図	目目的	内容
200	300-T-1		-45	-60	100MΩDJ F		86 MQ	52 MΩ	13 MΩ	0	0			
201	300-T-2	吹付コンクリート 応力計	-13	-12	100MQLLE		83 MΩ	40 MΩ	21 MΩ	Ö	0			
202	300-S1-I			-267	100MΩELE		88 MΩ	56 MΩ	16 MΩ	0	0			
203	300-S1-o		-	170	100MQ以上		88 MΩ	56 MΩ	16 MΩ	0	0			
204	300-S1-a		-	-860	100MΩLLE		85 MΩ	50 MΩ	13 MΩ	0	0			
205	300-S2-I	鋼製支保上 応力計	-	364	100MQ以上		86 MΩ	60 MΩ	21 MΩ	Ö	0			
206	300-S2-o		-	-31	100MΩ以上		83 MΩ	63 MΩ	16 MΩ	0	0			
207	300-S2-g		-	110	100MΩ以上		80 MΩ	58 MΩ	21 MΩ	0	0			
208	300-E1-1		-1102	-1096	100MΩ以上		75 MΩ	38 MΩ	8 MΩ	0				絶縁抵抗低下
209	300-E1-2		-1073	-1061	100MΩ以上		75 MΩ	40 MΩ	6 MΩ	0			1・2009/5頃に、計測器及び測定ケーフル等に損傷を受けた可能	絶縁抵抗低下
210	300-E1-3		-1100	-1091	100MΩ以上		76 MΩ	38 MΩ	8 MΩ	0			性有り、測点4はての彼、急変。ての他の測点も、やや小女正な	絶縁抵抗低下
211	300-E1-4		-1122	-1112	100MΩ以上		75 MΩ	12 MΩ	8 MΩ	0	×	- B102-R1-3	1変動を主9。各別県共に、耙稼が低下し、別走値の信頼性も低	絶縁不良
212	300-E1-5	and the star of the star	-1144	-1113	100MΩ以上		75 MΩ	30 MΩ	7 MΩ	0				絶縁抵抗低下
213	300-E2-1	地中贸位計	-1192	-1190	100MΩ以上		66 MΩ	21 MΩ	4 MΩ	0	×			絶縁不良
214	300-E2-2		-1100	-1071	100 ΜΩ以上		66 MΩ	22 MΩ	11 MΩ	0	0]	- 2000/611時 測売1 4/1日測器及び測定た。ゴル第の提復に上	
215	300-E2-3		-1177	-1144	100MΩ以上		60 MΩ	20 MΩ	10 MΩ	0	0	- B102-R2-3	1-2009/0以降、別点1,4(3)1 別語及び別走) = フル寺の損傷によ 山線結長(広下) アロマ	
216	300-E2-4		-1098	-1083	100 ΜΩ以上		60 MΩ	20 MΩ	11 MΩ	0	0]	Sterakonia: FC CC S.	
217	300-E2-5		-908	-882	100MΩ以上		66 MΩ	12 MΩ	2 MΩ	0	×			絶縁不良
218	300-M1-1		-	297	100 ΜΩ以上		75 MΩ	22 MΩ	10 MΩ	0	0			
219	300-M1-2		-	-23	100MΩ以上		74 MΩ	22 MΩ	10 MΩ	0	0			
220	300-M1-3	D., (2+1) = = = = = = = = = = = = = = = = = = =	-	-122	100MΩ以上	未設置	75 MΩ	23 MΩ	2 MΩ	0	0			
221	300-M2-1	1977/07/PT ¥87351	-	206	100MΩ以上		- MΩ	- MΩ	- MΩ	×	×		測点1,2は初期の段階で測定ケーブルが損傷し、断線。それに伴	断線
222	300-M2-2		-	274	100MΩ以上		- MΩ	- MΩ	- MΩ	×	×	- B202-R2-3	い測点3もケーブルの損傷で、絶縁が低下している。測定値は得ら	国行兼皇
223	300-M2-3		-	-611	100MΩ以上		0 ΜΩ	0 ΜΩ	0 ΜΩ	×	×		れているものの信頼性は低い。	絶縁不良
224	300-T-3	ゆけいかに たわせ	41	24	100 ΜΩ以上		77 MΩ	36 MΩ	12 MΩ	0	0			
225	300-T-4	WI114222 1 2022381	39	31	100MΩ以上		70 MΩ	39 MΩ	12 MΩ	0	0			
226	300-S3-I		-	-475	100MΩ以上		77 MΩ	60 MΩ	9 MΩ	0	0			
227	300-S3-o		-	0	100MΩ以上		80 MΩ	61 MΩ	12 MΩ	0	0			
228	300-S3-q	綱制支保工 広力計	-	713	<u>100MΩ以上</u>		80 MΩ	60 MΩ	12 MΩ	0	0			
229	300-S4-I	\$MBC	-	-467	100MQ以上		80 MΩ	60 MΩ	10 MΩ	0	0		・測点4は2009/9以降、測定値が急変、測定不可。同地点での	
230	300-S4-o		•	-791	100MQ以上		81 MΩ	60 MΩ	11 MΩ	0	0	- B502-R4-3	他のひずみゲージの絶縁抵抗が低下していることを考えると、計	
231	300-S4-q		-	-755	100 MΩ以上		81 MΩ	60 MΩ	0 ΜΩ	×	×		測ケーフルが損傷した可能性が高い。	断線
232	300-E3-1		-1047	-1014	100 MQ以上		77 MΩ	20 MΩ	10 MΩ	0	0			
233	300-E3-2		-931	-824	100MQ以上		75 MΩ	20 MΩ	10 MΩ	0	0			
234	300-E3-3		-1212	-1165	100MΩ以上		74 MΩ	22 MΩ	10 MΩ	0	0			
235	300-E3-4		-1227	-11/8	100MQULE		75 MΩ	23 MΩ	10 MΩ	0	0			
236	300-E3-5	地中変位計	-1222	-1193	100MΩ以上		73 MΩ	23 MΩ	10 MΩ	0				
237	300-E4-1		-1109	-1084			75 MΩ	25 MΩ	8 MΩ	<u> </u>	0			
238	300-E4-2		-917	-882			76 MΩ	26 MΩ	7 ΜΩ	- <u> </u>	- 2			
239	300-E4-3		-1123	-10/8			77 MΩ	25 MΩ	7 MΩ					
240	300-E4-4		-541	-09/	100M010		72 MO	20 MΩ	7 MΩ		- 2-			
241	300-E4-5		-1042	-1001	100M1210E		73 MΩ	23 MΩ 10 MΩ	7 MΩ					
242	300-M3-1			429	100M010		65 MO	19 MΩ	10 MΩ					
243	300-W3-2		· · ·	430			65 MO	20 MI	10 MΩ					
244	300-M4-1	ロックボルト 軸力計		-243	100M000		64 MO	18 MC	0 MO	8				
245	300-M4-1			-0	100101213		62 MO	10 MQ	9 MΩ					
246	300-M4-2			-400	100M011		60 MO	10 MΩ	9 MΩ					
247	300 TT 1		20	-10	100M120		00 W12	17 IVIΩ	9 MΩ		H			
250	300-TT-2		-20	-3			00 MO	30 MC	8 MO					
251	300-TT-3	覆エコンクリート 応力計	-22	-15	100M120		90 MQ	22 MO						
252	300-TT-4		2	8	100M001		90 MO	33 MO	11 MΩ		t õ			
200	300-11-4		5	0	TUUIVILLE		00 m12	1 33 1/122	11 19122				I	
1	涞 -1	収束判定時でのデータの信頼	1±							0	:問題なし	(信頼住高い)		
											:測定値に . 64.64	多少の問題はあるが	、データの評価はできる。	
L											: 祀祢小	式:町線はとじ、測	走小院	

表 3.1-26 深度 300m 計測エラー一覧



図 3.1-72 深度 300m 地中変位(相対変位) E1 計測エラー





図 3.1-74 深度 300m ロックボルト軸力計 M2 計測エラー



図 3.1-75 深度 300m 鋼製支保工(せん断力) 計測エラー

計測問	计测断面 GL-350m 一般部														
Ch	名 判	計器名称	完成時 不平衡	設置時測定値	設置時絶縁抵抗		絶縁	抵抗		切羽の離れ 5D 時点での信頼性	現在の 信頼性	参照図	記事	計測トラブル 内容	
				2008/6/30	2008/6/30	2008/6	2009/7	2010/3	2011/4	1	-				
310	350-11		-54	124	100MQ以上		不可	不可	不可	0	0				
311	350-12	覆エコンクリート	-51	289	100MQ以上		11月	个可	小可	0	0				
312	350-13	JAC/JET	31	153	100MQ以上		不可	不可	不可	0	0				
313	350-14		-44	27	<u>100MΩ以上</u>		<u> 小 叩</u>	小可	<u> 小 可</u>	0	0				
314	350-51-1		-	200	100MQ以上		小미	小미	小미	0	0				
315	350-51-0		•	-909	100 MQ以上		小可	个可	小可	0	0	B D500 14 050		44.63 - 44	
316	350-S1-Q		-	-35	100 MQ以上	土小原	1	注-1		×	×	⊠-B502-14-350	測定ケーフル寺の損傷により絶縁か低下したと考えられる。	把 称个民	
317	350-52-1		•	564	100MQ以上	- IX II	11			0	0				
318	350-52-0		-	555	100 MQ以上		小可	小미	小미	0	0				
319	350-S2-Q	鋼製支保工	•	-1125	<u>100MΩ以上</u>		<u> </u>	<u> </u>	<u> </u>	0	0				
320	350-53-1	NO/JET	-	-1889	100 MQ以上		小可	个可	小미	0	0				
321	350-53-0		•	-466	100MQ以上		一个可	小可	小可	0	0	500 L4 050			
322	350-53-Q		-	681	<u>100MΩ以上</u>		个归	个归	个可	0		⊠-B502-14-350	絶縁低下に伴う変動の可能性大	肥採批抗体ト	
323	350-54-1			•	-403	100 MQ以上		小可	小可	小可	0	0			
324	350-54-0		-	-284	100MΩ以上		<u> </u>	<u> 11 円</u>	<u> </u>	0	0				
325	350-54-Q		-	-90	100MΩ以上		<u> </u>	가미	가미	0	0				
326	350-E1-1		-1144	-1131	100MΩ以上		<u> 11日</u> 	가미	가미	0	0				
327	350-E1-2		-1028	-1025	100MΩ以上		<u> </u>	가미	<u> </u>	0	0				
328	350-E1-3		-1027	-1025	100MQ以上		<u> 小 切 </u>	가미	가미	0	0				
329	350-E1-4		-1203	1200	100MQULE		가미	가미	가미	0					
330	350-E1-5		-1153	-1140	<u>100MΩ以上</u>		가미	가미	가미	0	0			6467 - 	
331	350-E2-1		-1204	-1210			- 카미 - 국 피	- 카미 - 조코	- 가미 - 조코	0			・2009/9の時点から絶縁抵抗が低下し、その結果、測定値が変動していると考える。測定値の信頼性も低下していると考えられる。	- 紀称小長 	
332	350-E2-2		1000	-1541			- 카믹	가미	가미	0		⊠-B102-I2-350		把称个民	
333	350-E2-3		-1220	-1131			- শিশ - বিবা	্ৰ কিন্তু	- শিশ্	0					
334	350-E2-4		-1310	1056			~ 피	र स	不可	0			 2009/12の時点で、テータ急変(絶縁低下)で測定不可となる。 	税禄不自	
335	350-E2-5	地中変位計	-1151	4007			- সম্ব কিন্তু	- স্ব	- স্ব	0	÷			総線工由	
330	350-23-1		-1176	1207			조피	조피	- নাল্য - কেল					编绿不良	
338	350 53 3		-1180	-1203			रता	조司	রন		×	ISI-B102-I3-350	・2010/6の時点で何らかの原因で計測器あるいは測定ケーブル	编編不良	
330	350-E3-3		-1047	-1204			지미	不可	不可		×	2.0.02-10-000	が損傷を受け、絶縁抵抗が低下と考えられる変動を示している。	编辑不良	
340	350-E3-4		-1181	-1254			不可	不可	不可		×			——祝歌下取 编録不良	
341	350-E4-1		-1272	-1304	100M0UL		자미	자미	不可	ő	×				
342	350-E4-1		-1233	-1274			不可	不可	不可	0	×		・2009/7の時点で測定値が急変している。このような急激な変動	编级不良	
343	350-E4-3		-1170	-1196			자미	不可	ন্য	0	×	⊠-B102-I4-350	を考えると、計測器あるいは測定ケーブルが損傷を受け、絶縁抵		
344	350-E4-4		-1048	-1085			不可	不可		õ	×		抗が低下と考えられる。 ・その後の計測ニータの伝播性は低い。	絶緩不良	
345	350-E4-5		-1261	-1307	100MΩLL F		不可	不可	不可	ŏ	×		- C 071g07a1 M17 一 2007音測[注(は)記(い。	絶縁不良	
±=1														and the second second	
/T = 1	1									0	:問題な	し(信頼性高い)			
GL-250	m,GL-350m,G	L-450mの各国	江坑一般	部は、連接部と	計測のシステムが	異なり、					:測定值	値に多少の問題はある	が、データの評価はできる。		
計測器調	受重付近でテー	タをテジタル姿	2換してい	るため絶縁抵	抗の測定が行え	an.				×	:絶縁イ	○艮・町線などで、測定	三个前的		

表 3.1-27 深度 350m 計測エラー一覧



図 3.1-76 深度 350m 地中変位(相対変位) E2 計測エラー



図 3.1-77 深度 350m 地中変位(相対変位) E3 計測エラー



図 3.1-78 深度 350m 地中変位(相対変位) E4 計測エラー



図 3.1-79 深度 350m 鋼製支保工(せん断力)計測エラー

Ch	名 制	科研究称	完成時	完成時	設置時測定値	設置時絶縁抵抗	絶縁抵抗				切りの離れ 5回時点での	現在の	d9.82	記事	計測トラ
Gn	石刊	1149-0140	不平衡	2009/9/9	2009/9/9	19/9 2008/6 2009/7 2010/3 2011/4 信報时生1 信報时生	No.	80₩	ne						
350	400-T-1		3	-22	100MΩ以上			44 MΩ	18 MΩ	0	0				
351	400-T-2	吹付コンクリート	-3	-10	100MQ以上			40 MΩ	33 MΩ	0	0				
52	400-T-3	応力計	10	35	100MΩ以上			41 MΩ	12 MΩ	Ö	Ó				
53	400-T-4		-19	-8	100MΩ以上			40 MΩ	18 MΩ	Ö	Õ				
54	400-S1-I			333	100MQ以上			33 MΩ	24 MΩ	0	Ó				
55	400-S1-O		-	-1137	100MΩLL F			32 MΩ	24 MΩ	0	Ō				
56	400-S1-Q			443				33 MQ	24 MQ	0	0				
57	400-S2-I		-	128	100MQ以上			42 MΩ	33 MΩ	ŏ	ŏ				
58	400-S2-O		-	361	100MQUL F			40 MΩ	33 MQ	0	Õ				
59	400-S2-Q	綱製支保工	-	-249	100MQ以上			40 MΩ	33 MΩ	Ő	Ő				
60	400-S3-I	応力計		456	100MΩLL F			20 MΩ	14 MΩ	0	0				
61	400-S3-O		-	284	100MOULE			22 MQ	14 MQ	0	Ō				
2	400-S3-Q			721				21 MQ	14 MQ	ŏ	ŏ				
33	400-54-1			747	100MOULE			6 MO	- MO	×	×	IN-B502-R1-400	立位握削車開時の登破等によい測定ケーブルが一部断線	US	
34	400-54-0			-279				22 MO	17 MO	0	0		1. そわに住ってケーブルの絶縁が低下い計測不能になっ		
5	400-54-0			-1409				3 MO	17 MO	×	×	N.8502-84-400	たものと考えらわる	14417	
6	400-E1-1		-1404	-1415				3 MO	0 MO	A	×	E. DOOL 144400			
7	400-E1-2		-1183	-1177				2 MO	3 MO		×				
8	400-E1-3		-1357	-1373	100MODJ F			0 MO	0 MC	~	×	II-B102-R1-400	計測器及び測定ケーブルの損傷により縁が低下したと考え	¥65.8-7	
à	400-E1-4		-1227	-1235	100MAOL'L E			0 MO	0.MO	~		E BIOL III 400	られる。	40.68	
70	400-E1-5		-1103	-1234	100101210			0.MO	0 MO						
71	400-E2-1		-1201	-1204	100MAOULE		未設置	10 MO	0 MO						
5	400-22-1		1201	1021	100101225			8 MO	0 MO						
2	400-E2-2		-1205	-1276	100102001			11 MO	0 MO	<u>_</u>		10-B102-B2-400	計測器及び測定ケーブルの損傷により絶縁が低下したと		
4	400-22-3		1241	1264	100101220			7 MO	0 MO	 		D102-112-400	考えられる。		
	400-22-4		1161	1167	1001/1220			0.140	0 MO		·····				
0	400-E2-5	地中変位計	-1101	-1107	1001/11210			3 1/112	19 MO						
0	400-E3-1		-1127	-1100				33 M12	10 ML2						
0	400-E3-2		1240	-1452				45 MO	19 MO						
0	400-E3-3		-1340	-1435				45 M11	17 MO						
9	400-E3-4		-1130	-1142				20 M12	17 MG2						
24	400-E3-5		1202	-1200	1001/12/0/			33 M112	10 M12						
51	400-E4-1		-1293	-1283				30 MΩ	10 MΩ		- 8 -				
2	400-E4-2		-1050	-1129				44 M12	17 ML2						
3	400-E4-3		-1210	-1271	TOUMALLE			23 MΩ	16 MΩ						
54	400-E4-4		-1105	-1138	TOUMOLLE			33 MΩ	17 MΩ	0	0				
5	400-E4-5		-1096	-1110	100MQUE			41 MΩ	16 MΩ	0	0		And the set has all blocks by Minks and a block with		
56	400-M1-1			549	100MΩULE			42 MΩ	0 MΩ	0	×		・2010//の時点で、計測器および測定ケーフルが損傷を受		
57	400-M1-2		· · · · · ·	352	TOUMOULE			42 MΩ	0 MΩ	0	×	⊠-B202-R1-400	(けた可能性かめる。その他の測点も同様の余件下にめる)	把相	
bd	400-M1-3		-	13	TOUMOULE			40 MΩ		0			こから、ての彼のデータの信頼性は低い。		
59	400-M2-1			1693	TOOMOULE			0 MΩ	Ο ΜΩ	<u>Δ</u>	×	- D000 D0 100	・測点1,2は2009/11の時点で、計測器および測定ケーブ	把构	
10	400-M2-2			936	TOOMOULE			0 MΩ	0 ΜΩ	Δ	×	⊠ - B202-R2-400	ルの損傷を受けた可能性がある。測点1も同様の条件下に	6	
91	400-M2-3	ロックホールト	-	17	100MΩ以上			0 ΜΩ	υΜΩ		×		めることから、その彼のテージの信頼性は低い。		
92	400-M3-1	豊田力計	· · · · ·	947	100MΩ以上			23 MΩ	Ο ΜΩ	L	×		・一・ 測点1は2010/11の時点で、急変。計測器および測定	池湖	
3	400-M3-2			-11	TOOMOLLE			23 MΩ	11 MΩ	0	0	⊠ - B202-R3-401	ケーフルの損傷を受けた可能性がある。その後の測定値		
34	400-M3-3		-	547	100MQ以上			22 MΩ	10 MΩ	0	0		の信頼性は低い。	_	
15	400-M4-1		-	164	100MQ以上			8 MΩ	0 MΩ	0			 急変ではないが、それまでの変化に較べて変動が大きい 		
6	400-M4-2			777	100MQ以上			11 MΩ	0 ΜΩ	0		⊠-B202-R4-400	ことから、計測器および測定ケーブルの絶縁低下が進行し	他被	
7	400-M4-3		-	-105	100MΩ以上			10 MΩ	0 ΜΩ	0			ていると考えられる。		
0	400-L-1		17	18	100MΩ以上			46 MΩ	30 MΩ	0	0				
1	400-L-2	覆エコンクリート	-56	-56	100MΩ以上			90 MΩ	30 MΩ	0	0				
2	400-L-3	応力計	-1	3	100MΩ以上			74 MΩ	31 MΩ	0	0				
	400.1.4		-4	23	100M0011E			56 MO	106 MO						

表 3.1-28 深度 400m 計測エラー一覧

r



図 3.1-80 深度 400m 地中変位(相対変位) E1 計測エラー



図 3.1-81 深度 400m 地中変位(相対変位) E2 計測エラー



図 3.1-82 深度400m ロックボルト軸力計 M1 計測エラー



図 3.1-83 深度 400m ロックボルト軸力計 M2 計測エラー



図 3.1-84 深度400m ロックボルト軸力計 M3 計測エラー



図 3.1-85 深度 400m ロックボルト軸力計 M4 計測エラー



図 3.1-86 深度 400m 鋼製支保工(縁応力) 計測エラー



図 3.1-87 深度 400m 鋼製支保工(せん断力)計測エラー



計測的	计测断面 GL-450m 一般部																					
			r=cta+	設置時測定	設置時絶縁抵		公品公司	urtiz		切羽の離れ	眼左の			94300L=→10								
Ch	名 判	計器名称	不平衡	値	抗		4079	GENT/L		5D時点での	信頼性	参照図	記事	内容								
	150 74			2010/2/8	2010/2/8	2008/6	2009/7	2010/3	2011/4	1言来到"土*1												
440	450-11		6	9	TOOMOLE			-	-	0	0											
441	450-12	濱上コンクリート 応	-12	-10	100MQUE			-	-	0	0											
442	450-13	, Dat	-20	-18	100MQLLE			-	-		0											
445	450-14		-15	-13	100MOLLE			-	-		0											
444	450-51-1			-117					-													
445	450-51-0		-	1001				_	_	0	0											
440	450-51-0	-		1/15				_	_		0											
448	450-52-0			-249	100M0112			_	_		~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~											
449	450-52-0	綱制支保工		-745				_	_	0	0											
450	450-53-1	広力計	-	-777	100MOULE			-	-	0	ő											
451	450-53-0	20050	-	543				_	-	0	0											
452	450-S3-Q		-	-514				-	_	0	0											
453	450-S4-I		-	-67				-	-	Ő	õ											
454	450-S4-O		-	635				-	_	0	0											
455	450-S4-Q		-	-668	100MQ以上		<u>L</u>	-		0	Ő											
456	450-E1-1		-1208	-1178	100MQ以上	*	設置	Æ	-1	×	×											
457	450-E1-2	1	-1256	-1263	100MQ以上			-	-	×	×		・測定開始10日後の2010/3/8頃に、測定値が急変。そ									
458	450-E1-3	1	-1227	-1274	100MQ以上			-	-	×	×	B102-I1-450	の後の各測点の変動を見ると、計測器または測定ケーア	絶縁不良								
459	450-E1-4	1	-1226	-1267	100MQ以上			-	-	×	×		ル寺の損傷で、絶縁か低下したと考えられる。									
460	450-E1-5	1	-1261	-1269	100MΩ以上			-	-	×	×		・これ以降の測定1個の1言顆1生は低い。									
461	450-E2-1]	-1142	-1017	100MΩ以上			-	-	0	0											
462	450-E2-2		-1137	-1184	100MΩ以上			-	-	0	0											
463	450-E2-3		-908	-935	100MΩ以上			-	_	0	0											
464	450-E2-4		-1143	-1136	100MΩ以上			-	-	0	0											
465	450-E2-5	地由恋位計	-1049	-1024	100MΩ以上			-	-	0	0											
466	450-E3-1	*G+ 2000	-1167	-1093	100MΩ以上			-	-	0	0											
467	450-E3-2		-1126	-1259	100MQ以上			-	-	0	0											
468	450-E3-3		-1257	-1448	100MQ以上			-	-	0	0											
469	450-E3-4		-1287	-1393	100MQ以上			-	-	0	0											
470	450-E3-5		-1087	-1044	100MQ以上			-	-	0	0											
4/1	450-E4-1		-1302	-1306	100MQ以上			-	-	×	*		電気的なノイズの影響を受け(亦丸部分)テータが大きく	滟稼 个民								
472	450-E4-2		-1004	-1000	100MQ以上			-	-	×	×		はらついている。その後、測点1~3は絶縁が低下によ	(2010/6/11								
4/3	450-E4-3		-1114	-1118	100MQUE			-	-	×	×	⊠ - B102-I4-450	り測定个胞になった。	\sim)								
4/4	450-E4-4		-1270	-1201	100MILLE			-	-	0	0											
4/5	400-E4-5		-1158	-1201	TUUMINILL			-	-	U	0											
注-1										0	·問題な	(信頼性高い)										
GL-250		GL-450mの名一	般部は	連接部と計	測のシステムが星	星なり				Ă	:測定値(こ名少の問題はあるが	データの評価はできる									
シームの時間にしての時間になっての時間です。「KRBAの、ExtRAD-Clargeのパパルのようなのか、「「「「「「「「」」」」、「「」」、「「」」、「「」」、「」」、「」」、「」																						
01/0100		/ / - 5CI									- Among 11	A HINNE STADALT	in the second									
×-1	収束判定時の)データの信頼性																				
※ ノイ	ズ対策は計測	器の近くでデジタ	ル変換し	ているので	特にしていない							- 1 VIX平地に呼びアージの1週期12 シイズ対戦は計測設のパケデジタル変換しているので特(こしていない。										

※ ノイズ対策は計測器の近くでデジタル変換しているので特にしていない。



図 3.1-88 深度 450m 地中変位(相対変位) E1 計測エラー



図 3.1-89 深度 450m 地中変位(相対変位) E1 計測エラー

表 3.1-30 計測データの信頼性についての総括一覧表

	主立坑計測	深度	200m	250m	300m	350m	400m	450m	500m
鋼製	前(1)100 測点 1 源点 2 測点 3 測点 3 測点 4	- 内地内地内地内地内地内地口。	現存	2000.00	現存	現存	現存 2009.11以降NG 2010.12以降NG	現存	現存
文保工応支	軸力	測点1 測点2 測点3 測点4	現存	2009.08以降NG	現存	現存	現存 2009.11 以降NG	現存	現存
」 計 測	曲げ モー メント	測点1 測点2 測点3 測点4	現存		現存	現存	現存 2009.11 以降NG	現存	現存
	せん断 力	測点1 測点2 測点3 測点4	現存		現存	<u>2010.01 以降NG</u> 現存	現存 2009.11 以降NG	現存	現存
ロック	測線 M1	測点1 測点2 測点3	2007.05以降NG	\backslash /	現存	\setminus /	2010.12以降NG 2010.06以降NG 2010.12以降NG	\setminus /	
クボル	測線 M2	<u>測点1</u> 測点2 測占3	現存 2011.11以降NG 2011.07以降NG		2009.07以降NG		2010.03以降NG		現存
、ト軸力	測線 M3	測点1 測点2 測点3	2009.11 以降NG		現存		<u>2010.12以降NG</u> 現存		
訂測	測線 M4	<u>測点1</u> 測点2 測占3	2011.05以降NG 2010.10以降NG			/	2010.08以降NG	/	
: ជ	吹付け コンクリート 5力計測	測点1 測点2 測点3 測点4	現存	$\mathbf{\mathbf{X}}$	現存	$\mathbf{\times}$	現存	$\mathbf{\times}$	現存
: 成	覆工 エンクリート 5力計測	測点1 測点2 測点3 測点4	現存	2009.08以降NG	現存	現存	現存	現存 現存	
	測 線 E	測点1 測点2 測点3			現存	現存		2010.03以降NG	
	1	<u>測点4</u> 測点5	現存		2010.12以降NG 現存		2009.12以降NG		
버 무	測 線 E 2	測点2 測点3 測点4			2010.07以降NG 現存	2009.12以降NG			現存
3 伯言 洮	ɛ 拉 測 十 線 E 3	<u>測点5</u> <u>測点1</u> <u>測点3</u> <u>測点4</u> 測点5	2010.07以降NG	2009.08以降NG	_2010.07以降NG	2010.07以降NG		現存	
	測 線 E	<u>測点1</u> 測点2 測点3 測占4	現存 201012 ^{11路NG}		現存	2009.09以降NG	2012.01以降NG	2010.06以降NG	
	4	<u>測点5</u> 測線C1	現存	2008.08 以隆NG		2009.11 以降NG			
内的	E変位計測 	測線C2	除外	2009.01 以降NG	現存	2009.08以降NG	現存	2010.08以降NG	現存
	D	飞例】	 計器設置後、切 計器設置後、切 	138が十分進行後に「 138が十分進行前に「	計器異常発生」 計器異常発生」		計器設置後	<u>象、現時点</u> まで「計器	異常無し」

現象	計測装置	対策						
信奉	データロガー	無停電電源装置						
	ノートパソコン	内部バッテリー						
		絶縁トランス						
	データロガー スイッチボックス	アースの接地						
電磁的ノイズ		電源ケーブルと通信ケーブルの分離						
		アナログ信号のデジタル信号への変換 (立て坑本体部でネットワークモジュール使用)						
	通信ゲージル	電源ケーブルと通信ケーブルの分離						
現場電源の電圧変動	データロガー	安定化電源装置						
~+ 高	データロガー	広告学、カマウトアの海田壮生						
桁路	スイッチボックス	収約ホツクへ内に床運辞装開						
雷	データロガー							
断線	計測ケーブル	二重シースケーブル使用						

表 3.1-31 信頼性の高い計測データの継続取得対策について

(3) B計測データの整理(立坑一般部、深度 180~500m)

主立坑花崗岩部の計測データである B 計測を用いて、前項でまとめた測定データの信頼性を加味し、 現在までの経時的な変化をまとめ、岩盤の変位挙動について考えられる項目をまとめた。

(i) 測定位置(立坑一般部、深度 180~500m)

深度 180~500m 区間の主立坑における岩盤・覆工の変位挙動は表 3.1-32 に示す測定を各深度で行っている。また、この計測位置を図 3.1-90 に示す。

計測深度(m)	-200	-250	-300	-350	-400	-450	-500
坑道種別	連接	一般	連接	一般	連接	一般	連接
地中変位計測	0	0	0	0	0	0	0
ロックボルト軸力計測	0	-	0	-	0	0	0
吹付けコンクリート応力計測	0	-	0	-	0	0	0
覆エコンクリート応力計測	0	0	0	0	0	0	0
鋼製支保工応力計測	0	0	0	0	0	0	0

表 3.1-32 B計測の調査項目と調査箇所(主立坑深度180~500m)


図 3.1-90 B計測位置(一例)

(ii) 計測結果と挙動の把握(立坑一般部、深度 180~500m)

各深度における計測の特徴から考えられる立坑内の岩盤挙動を以下にまとめる。

a) 深度 200m (坑道種別:連接部)

深度 200m の計測データ図を図 3.1-97~図 3.1-110 に示す。

(7) 測定値の特徴

(下線は岩盤の挙動を示唆しているものと判断される計測結果を示す。)

- 地中変位計測:
 - E1:季節変動的な挙動を示す。
 - E2:外的な要因が不明であるが、測点2(深度3m)が延び方向に変位する。それに伴って測点3(深 度2m)が縮み方向に変位する。

E3: 2010/7/13 でデータが不連続。計測エラーの可能性がある。

- E4: 測定不能。
- ・覆エコンクリート応力計測:
 測点 1~4:計測データに動きが認められていない。
- 鋼製支保工応力計測:
 測点1:軸力が引張方向に発生し、この付近の内側に突の変形を受けているものと推察される。
 測点2~測点4:-
- ロックボルト軸力計計測:

M1: 測定不能。

M2: 測点 1 (深度 2m) が 2010 年 2 月頃より、軸力が低下している。塑性域が拡がっている可能 性もある。

M3: 測定不能。

M4: 地中変位計の動き(延び方向)に合わせて、引張方向の軸力が発生している。現在は測定不能。

吹付コンクリート応力計測:
 測点 1~4:季節変動的な挙動を示す。

(イ) 想定される岩盤挙動

深度 200mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラムを図 3.1-91 に示す。

応力の発生状態を示す挙動として、鋼製支保工応力計測の測点1 で確認される軸力は引張方向に発 生していることがあげられる。しかし、これに対応した方位の地中変位計測(E1)に特徴的な計測結 果は認められない。また立坑壁面観察(岩盤状況)(割れ目走向卓越方向)からもこの軸力の発生方向 には弱層部や断層などの地質的要因は認められない。なお、軸力の発生方向には貫入岩が認められる。 貫入岩の走向方向を考慮するとその影響は小さいと判断されるが、立坑壁面背後になんらかの影響を 与えている可能性も否定できない。また、一般的には水圧の影響も要因として考えられるが、ここで は掘削等の影響による水位低下が大きいため、直接的な影響については不明である。



図 3.1-91 深度 200mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラム

b) 深度 250m (坑道種別:一般部)

深度 250m の計測データ図を図 3.1-111~図 3.1-119 に示す。

(7) 測定値の特徴

(下線は岩盤の挙動を示唆しているものと判断される計測結果を示す。)

- 地中変位計測:
 - 09/8/12 以降計測不能。
 - E1:壁面付近が伸び方向に変位していることから、断面が拡がる方向に動いていることが推察される。
 - E2:変位量は小さく、殆ど動いていない。若干ではあるが断面が収縮する方向の挙動である。
 - E3:壁面付近が伸び方向に変位していることから、断面が拡がる方向に動いていることが推察される。

E4:変位量は小さく、殆ど動いていない。若干ではあるが断面が拡がる方向の挙動である。

● 覆エコンクリート応力計測:

09/8/12 以降計測不能。

測点1~4:地中変位計の変位量に比例して、応力が発生している。いずれも圧縮側である。

• 鋼製支保工応力計測:

09/8/12 以降計測不能。

測点 1~4:地中変位計の変位量と支保工発生軸力に相関が見られる。曲げモーメントは小さく、 突出した荷重は受けていないと判断される。

(イ) 想定される岩盤挙動

深度 250mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラムを図 3.1-92 に示す。

計測データの相関性が高く、測定値は岩盤の現象を大局的にあらわしているものと判断される。また、地中変位計のデータからは、広域的な測地学データとの応力方向が一致している。立坑内のみで確認すると、岩級区分が低く、割れ目の方位の卓越する方位である、北北西・南南西方向に働く応力が大きく測定されるなど立坑内の状況を反映した結果が得られている。その結果立坑内では、岩級区分の方位的な差異により、十分なアーチアクションが得られず潰れている状況が推察される。 なお、一般的には水圧の影響も要因として考えられるが、ここでは掘削等の影響による水位低下が大きく、直接的な影響については不明である。



図 3.1-92 深度 250mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラム

c) 深度 300m (坑道種別:連接部)

深度 300m の計測データ図を図 3.1-120~図 3.1-133 に示す。

- (7) 測定値の特徴
- 地中変位計測:
 - E1~E4 全てで、完全な収束傾向を示さないまま、2010 年 7 月頃から変位量が大きくなっている。 E1、E2 については設置後1年で絶縁抵抗が低下し、信頼性は低いと判断される。
 - E1: 測点4は計測エラーと思われる。他の4点は5mm以内の変位となっている。現在は測定不能。
 - E2: E1 とほぼ同時期に縮み方向に向きが逆転し、その後計測エラーとなり、現在は測定不能。
 - E3: 測点3が収縮方向に変位進行。坑壁から2~3mの間が塑性領域の境界である可能性がある。全体に収束が見られず、測点4の変位量が大きくなっている。
 - E4: 測点1のみ、傾向が異なる。坑壁から3~6mの間に塑性領域の境界である可能性がある。最近の変位は季節変動によるものかについては、今後の観察が必要である。
- 覆エコンクリート応力計測:
 測点3に引張応力が発生している。地中変位計の挙動と合わせて考えると、この付近の押し出しが 生じているものと思われる。
- 鋼製支保工応力計測:
 測点 1~4:掘削再開に伴って軸力が増加している。縁応力と軸力の挙動は、 ロックボルト軸力や 吹付コンクリート応力と一致する。

ロックボルト軸力計計測:

M1:季節変動的な挙動に見えるが、地中変位計の挙動と一致しない。

M2: 測定不能。

M3:季節変動的な挙動に見えるが、地中変位計の挙動と一致しない。

- M4:季節変動的な挙動に見えるが、地中変位計の挙動と一致しない。深度 2mは不動点として評価 できる。
- ・ 吹付コンクリート応力計測:
 測点1~4:掘削の再開に伴って応力が増加しているが問題なし。季節変動的な挙動を示し、ロックボルトの軸力と挙動は一致する。

(イ) 想定される岩盤挙動

深度 300mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラムを図 3.1-93 に示す。

地中変位計は全般的に伸び方向を示す。これは空洞内空が縮小する挙動を示していると判断される。 合わせて、覆エコンクリート応力の測定結果である測点3に引張応力が発生していることもこの地中 変形の変位挙動と一致した結果となっている。これらの測定値に対して、ロックボルト軸力、吹付コ ンクリート応力、鋼製支保工応力はこの挙動と不一致で全ての側線で引張り挙動をなしている。よっ て、この深度の岩盤の挙動に関しては方向性や岩盤健全性に左右されることは少なく、立坑内の空洞 側に全体として変位を生じているものと判断できる。



図 3.1-93 深度 300mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラム

d) 深度 350m (坑道種別:一般部)

深度 350m の計測データ図を図 3.1-134~図 3.1-142 に示す。

- (7) 測定値の特徴
- 地中変位計測:
 - E1: 測点1は断線の可能性有り。
 - E2:評価不能
 - E3:評価不能
 - E4:評価不能
- 覆エコンクリート応力計測:
 測点3、4のデータが取れていない。
- 鋼製支保工応力計測:
 測点1のせん断力測定データ以外は特に問題なし。せん断力については測定エラーと思われる。
 - (イ) 想定される岩盤挙動

深度 350mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラムを図 3.1-94 に示す。

本深度の計測データについては、ほとんどの計測項目にエラーが生じているため、評価が難しい。 ただし、地質状況は深度 250mとほぼ同様(南北方向に弱層)であるため、エラーが生じていない場 合には深度 250mの計測値に近い測定値になるものと推測される。



図 3.1-94 深度 350mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラム

e) 深度 400m (坑道種別:連接部)

深度 400m の計測データ図を図 3.1-143~図 3.1-156 に示す。

(7) 測定値の特徴

(下線は岩盤の挙動を示唆しているものと判断される計測結果を示す。)

- 地中変位計測:
 - E1:測定値のバラツキが大きく絶縁不良の可能性が高い。2010/12以降、計測を中止している。 E2:測定値のバラツキが大きく絶縁不良の可能性が高い。2010/06以降、計測を中止している。 E3:測点1、2が収縮方向に変位している。
 - E4: 挙動に関して問題はない。
- 覆エコンクリート応力計測:
 測点 1~4:覆エコンクリート応力も早期に収束している。計測値、挙動ともに特に問題はない。
- 鋼製支保工応力計測:
 測点1~3:他の計測項目に比べて、収束が遅れている。季節変動的な挙動に入ったかどうかについては、今後の観察が必要である。
 - 測点 4: 掘削再開後の早い段階で、断線等の異常があったものと思われる。データの信頼性が低いの で評価しない。
- ロックボルト軸力計計測:
 - M1:2010/12 で計測を中止しているが、6 月頃よりデータに異常があったものと思われる挙動を見 せている。
 - M2: 測定不能。
 - M3: 測点 2、3については、季節変動的な挙動であると判断される。 測点1は計測不能につき、評価せず。
 - M4:2010/08頃に相次いで測定不能となる。それ以前については、掘削再開とともに圧縮力が作用 している。
- 吹付コンクリート応力計測:
 測点 1~4:掘削再開後にそれぞれ応力が発生しているが、すぐに収束している。
 - (イ) 想定される岩盤挙動

深度 400mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラムを図 3.1-95 に示す。

地中変位計測結果から、E3、E4方向で伸びの方向を示しており、空洞断面の縮小挙動を呈している と判断される。発生応力についてはロックボルト軸力で応力の発生が確認されているが、その他につ いては経時的に安定しており応力の発生は初期段階のみであったと判断される。ロックボルト軸力に ついては、基準となる 5D 以上の領域での測定であり、ゆるみ等を判断する信頼性は低い。地質状況は、 上部と比較して変質を受けている範囲が広くなっている。割れ目状況も割れ目も卓越走向にばらつき を生じるなどの変化を生じている。なお、この地質状況を反映した岩盤挙動は認められない。



図 3.1-95 深度 400mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラム

f) 深度 450m (坑道種別:一般部)

深度 450m の計測データ図を図 3.1-157~図 3.1-165 に示す。

(7) 測定値の特徴

(下線は岩盤の挙動を示唆しているものと判断される計測結果を示す。)

- 地中変位計測:
 - E1: 測定不能。

E2:掘削再開後も顕著な動きが見られない。

E3:掘削再開後も顕著な動きが見られない。

E4: 測点 1~3 は測定不能。測点 4、5 は掘削再開後も顕著な動きが見られない。

覆工コンクリート応力計測:

掘削再開に合わせて応力が上昇しているが、切羽との離れも近いので特に問題なしと考える。今後 の収束状況については、今後の継続的な観察が必要である。

• 鋼製支保工応力計測:

測点 1~4:季節変動的な挙動となっている。荷重(外力)は覆エコンクリートが負担していること が伺える。

(イ) 想定される岩盤挙動

深度 450mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラムを図 3.1-96 に示す。

地中変位計測については、測定開始が 2010.2.18 と直近であるが、全体的に異常な変動は確認され ておらず、変動は収束しているものと判断される。覆エコンクリート応力は発生しているが、鋼製支 保工応力は季節変動にとどまっており、地山の自立性が高まり、自立保持機能が認められる。地質状 況も、深度 440m付近から CL 級を主体とした浅部と比較すると良いものに変化しており、上記した岩 盤挙動はこれを反映した結果となっていると考えられる。なお、一般的には水圧の影響も要因として 考えられるが、ここでは掘削等の影響による水位低下が大きく、直接的な影響については不明である。



図 3.1-96 深度 450mの地質状況、割れ目のローズダイヤグラム

g) 深度 500m (坑道種別:連接部)

(7) 測定値の特徴

地中変位計測:

いずれの計測地点でも測点1で伸張側(最大2mm)に最も大きな変形を示している。また、全体的 にも伸張側(トンネル内空側への押出し)に大きく、圧縮側(地山側への押込み)へは少ない変形と なっている。

● 覆エコンクリート応力計測:

覆工コンクリート(高強度)には全周にわたり設置後2週間程度は引張応力(最大-0.5 N/mm²)が 発生するが、その後圧縮応力(最大 0.5 N/mm²)の発生を生じていることが確認された。また、測点 全体ではほぼ同様な応力発生が生じているが、測点別でみると、測点2、3で高く、測点1、4で低く なっている。これは、水平方向の初期地圧差(最大主応力はN45°W方向)と地山性状の不均一性(CL 級風化花崗岩内に断層を含むD級強風化花崗岩がN30°W方向に分布)に起因するものと考えられる。

• 鋼製支保工応力計測:

鋼製支保工の縁応力は、2011年2月までばらつきが大きいものの、それ以降はばらつきも少なく安 定している。全体に圧縮側の応力が働いていると判断できるが、一部引張側の応力が働いている。現 在(2011/10/19)では全ての測定で圧縮側の応力を測定している。2011/10/19 現在、最小は測点 2、4 の地山側で約-10 (N/mm²)、最大で測点 2 の内空側で約-25 (N/mm²)となっている。鋼製支保工の 軸力は、設置後予備ステージ掘削がありデータにばらつきが多く、信頼性に乏しい。以降測点 4 で顕 著に見られるが 2011/10/5~10/9 までデータがばらつくが、これの原因は不明である。2012/1/23 以降 は測定値が安定し、すべての測定地点で軸力の上昇・下降の傾向が同じとなっている。現在では全て の測定で引張側(最大測点1:150 (N/mm²)程度)となっている。この値は、管理レベルⅢ(705kN) の約20%の軸力であり、問題はないと判断される。鋼製支保工の曲げモーメント設置当初より安定し て測定されている。全体に地山側に凸のモーメントが発生している。(最大-1kN・m 程度)は、管理 レベルに比べて大幅に小さい。鋼製支保工のせん断力は、測点毎にせん断センスが異なるが、これは 水平方向の初期地圧差(最大主応力は N45°W 方向)と地山性状の不均一性(CL 級風化花崗岩内に断 層を含む D 級強風化花崗岩が N30°W 方向に分布) に拠るものと考えられる。いずれも、管理基準値 レベルI以内に収まっており問題はないと判断される。上記のことから、鋼製支保工に発生している 断面力ではいずれも問題となるような特異値は確認されていないが、全体としては、軸力・応力分布 の符号から判断すると、地山方向へ応力が作用している状況であると判断される。

ロックボルト軸力計計測:

ロックボルト軸力計はいずれも圧縮方向の軸力を測定している。全体をみると、最大値は測点で異なるが、最大は測点4(約70(N/mm²))、最小は測点1(約5(N/mm²))である。この数値の違いは、 施工個所である風化花崗岩の変質による強度の違いによるものと考えられる。

• 吹付コンクリート応力計測:

吹付コンクリート応力の応力は測点 2 で最大であり、圧縮方向約 4 (N/mm²)、次に測点 4 で約 3 (N/mm²)、測点 1 で約 2 (N/mm²)、測点 3 のみ引張方向約-2 (N/mm²) となっている。これは、他の計測結果同様に、覆工コンクリートの応力は風化花崗岩の変質による強度の違いによるものと考えられる。

(イ) 想定される岩盤挙動

掘削開始からの時間が短く、他深度と同様に挙動を確認することは困難である。現在までのデータ で、確認されている事項を以下にまとめる。地中変位計測については、全体的に伸張側(トンネル内 空側への押出し)に大きく、圧縮側(地山側への押込み)へは少ない変形となっている。覆エコンク リート応力は測点全体ではほぼ同様な応力発生が生じているが、測点別でみると、測点2、3で高く、 測点1、4 で低くなっている。これは、水平方向の初期地圧差(最大主応力はN45°W方向)と地山性 状の不均一性(CL級風化花崗岩内に断層を含むD級強風化花崗岩がN30°W方向に分布)に起因する ものと考えられる。鋼製支保工応力は、鋼製支保工に発生している断面力ではいずれも問題となるよ うな特異値は確認されていないが、全体としては、軸力・応力分布の符号から判断すると、地山方向 へ応力が作用している状況であると判断される。ロックボルト軸力計計測はいずれも圧縮方向の軸力 を測定しており、全体をみると最大は測点4(約70(N/mm²))、最小は測点1(約5(N/mm²))であ る。この数値の違いは、施工個所である風化花崗岩の変質による強度の違いによるものと考えられる。 吹付コンクリート応力計は測点2で最大であり、圧縮方向約4(N/mm²)、次に測点4で約3(N/mm²)、 測点1で約2(N/mm²)、測点3のみ引張方向約-2(N/mm²)となっている。これは、他の計測結果同 様に、覆エコンクリートの応力は風化花崗岩の変質による強度の違いによるものと考えられる。

- (iii) 測定データー覧
 - (7) 深度 200m 計測データ図





- 117 -



図 3.1-99 深度 200m 地中変位(相対変位)経時変化図 E3



図 3.1-100 深度 200m 地中変位(相対変位)経時変化図 E4



図 3.1-101 深度 200m 二次覆エコンクリート応力経日変化図



図 3.1-102 深度 200m 鋼製支保工(縁応力)経日変化図



図 3.1-103 深度 200m 鋼製支保工(軸力)経日変化図



図 3.1-104 深度 200m 鋼製支保工(曲げモーメント)経日変化図



図 3.1-105 深度 200m 鋼製支保工(せん断力)経日変化図



図 3.1-106 深度 200m ロックボルト軸力計 経時変化図 M1



図 3.1-107 深度 200m ロックボルト軸力計 経時変化図 M2



図 3.1-108 深度 200m ロックボルト軸力計 経時変化図 M3



図 3.1-109 深度 200m ロックボルト軸力計 経時変化図 M4



図 3.1-110 深度 200m 吹付コンクリート応力経日変化図



(イ) 深度 250m 計測データ図

図 3.1-111 深度 250m 地中変位(相対変位)経時変化図 E1



図 3.1-112 深度 250m 地中変位(相対変位)経時変化図



図 3.1-113 深度 250m 地中変位(相対変位)経時変化図 E3





図 3.1-115 深度 250m 鋼製支保工(縁応力)経日変化図



- 126 -



図 3.1-117 深度 250m 鋼製支保工(曲げモーメント)経日変化図





(ウ) 深度 300m 計測データ図



図 3.1-120 深度 300m 地中変位(相対変位)経時変化図 E1



図 3.1-121 深度 300m 地中変位(相対変位)経時変化図 E2





図 3.1-123 深度 300m 地中変位(相対変位)経時変化図 E4





図 3.1-125 深度 300m 鋼製支保工(軸力)経日変化図





図 3.1-127 深度 300m 鋼製支保工(せん断力)経日変化図





図 3.1-129 深度 300m ロックボルト軸力計 経時変化図 M2





図 3.1-131 深度 300m ロックボルト軸力計 経時変化図 M4



- 134 -



図 3.1-133 深度 300m 覆エコンクリート応力経日変化図

(エ) 深度 350m 計測データ図



図 3.1-134 深度 350m 地中変位(相対変位)経時変化図 E1










図 3.1-139 深度 350m 鋼製支保工(軸力)経日変化図





図 3.1-141 深度 350m 鋼製支保工(せん断力)経日変化図



図 3.1-142 深度 350m 覆エコンクリート応力経日変化図

(オ) 深度 400m 計測データ図



図 3.1-143 深度 400m 地中変位(相対変位) 経時変化図 E1



図 3.1-144 深度 400m 地中変位(相対変位)経時変化図 E2







図 3.1-147 深度 400m 鋼製支保工(縁応力)経日変化図





図 3.1-149 深度 400m 鋼製支保工(曲げモーメント)経日変化図





図 3.1-151 深度400m ロックボルト軸力計 経時変化図 M1





図 3.1-153 深度400m ロックボルト軸力計 経時変化図 M3





図 3.1-155 深度 400m 吹付コンクリート応力経日変化図



(カ) 深度 450m 計測データ図



図 3.1-157 深度 450m 地中変位(相対変位) 経時変化図 E1



図 3.1-158 深度 450m 地中変位(相対変位)経時変化図 E2



図 3.1-159 深度 450m 地中変位(相対変位)経時変化図 E3



図 3.1-160 深度 450m 地中変位(相対変位)経時変化図 E4



図 3.1-161 深度 450m 鋼製支保工(縁応力)経日変化図



図 3.1-162 深度 450m 鋼製支保工(軸力)経日変化図



図 3.1-163 深度 450m 鋼製支保工(曲げモーメント)経日変化図



図 3.1-164 深度 450m 鋼製支保工(せん断力)経日変化図



図 3.1-165 深度 450m 覆エコンクリート応力経日変化図

3.1.3 総括的な計測データの分析

(1) 支保パターン

主立坑の掘削で花崗岩分布域である深度180m~500m区間で実施した7箇所の計測とその該当深度 において、実際に採用した支保パターン、支保工と覆工の仕様を表 3.1-33 に示す。なお、深度 500 mの連接部は接続する横坑断面が他深度と比べて大きく、地圧も大きいことから、高耐力ロックボル トを使用している。

計測深度(m)	-200	-250	-300	-350	-400	-450	-500
坑道種別	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部
支保パターン	D-I	D	D-I	D	D-I	D	D-I
鋼製 支保工	SS400 (H-150)	SS400 (H-125)	SS400 (H-150)	SS400 (H-125)	SS400 (H-150)	SS400 (H-125)	SS400 (H-150)
ロック ボルト	普通耐力 176.5kN	-	普通耐力 176.5kN	-	普通耐力 176.5kN	-	高耐力 290.0kN
吹付け コンクリート	高強度 (36N/mm ²)	_	高強度 (36N/mm ²)	_	高強度 (36N/mm ²)	_	高強度 (36N/mm ²)
覆工 コンクリート	高強度 (40N/mm ²)						

表 3.1-33 実際の支保パターン

(2) 最終計測値

表 3.1-33 に示した 7 計測において、計測データが信頼性を有する最終時点の計測値を表 3.1-34 お よび表 3.1-35 およびに示す。全 397 台の計器のうち、切羽が十分進行する以前に異常を生じたもの が 30 台 (8%) あるが、残りの 367 台 (92%) は設置後数年経過した現時点でも異常は認められてい ない、または切羽が十分進行した後に異常を生じたものである。

	計測深度(m)		244 July	-200	-200 -250		-350	-400	-450	-500	
	坑	道種別		単世	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部
		御子 4	内空側		94 [2以下]	-178 [2以下]	-46 [2以下]	-217 [3以下]	-153 [2以下]	-97 [2以下]	-52 [2以下]
		<i>2</i> 077K I	地山側		12 [2以下]	-235 [3以下]	77 [2以下]	-148 [2以下]	-146 [2以下]	-81 [2以下]	-29 [2以下]
		創造り	内空側		-53 [2以下]	-86 [2以下]	-148 [2以下]	-214 [3以下]	-197 [3以下]	-78 [2以下]	-76 [2以下]
	總廠力	<i>1</i> 0 m Z	地山側	NI/2	-4 [2以下]	-78 [2以下]	5 [2以下]	-235 [3以下]	-41 [2以下]	-129 [2以下]	-3 [2以下]
		割占つ	内空側		-55 [2以下]	-110 [2以下]	-58 [2以下]	-226 [3以下]	-149 [2以下]	-232 [3以下]	-11 [2以下]
		通用の	地山側		-29 [2以下]	-174 [2以下]	38 [2以下]	-203 [3以下]	-25 [2以下]	-214 [3以下]	-15 [2以下]
6		测点人	内空側		-102 [2以下]	-192 [3以下]	-100 [2以下]	-143 [2以下]	-120 [2以下]	-225 [3以下]	-49 [2以下]
製		观示牛	地山側		-22 [2以下]	-129 [2以下]	71 [2以下]	-108 [2以下]	-150 [2以下]	-227 [3以下]	-2 [2以下]
支		測	点 1		209 [1以下]	-819 [3より上]	61 [1以下]	-723 [3より上]	-593 [2以下]	-267 [1以下]	-161 [1以下]
保工	** **	測	点 2	LAL	-113 [1以下]	-325 [1以下]	-283 [1以下]	-890 [3より上]	-470 [2以下]	-310 [1以下]	-155 [1以下]
应		測	ā 3	KIN	-166 [1以下]	-565 [3以下]	-38 [1以下]	-852 [3より上]	-345 [1以下]	-668 [3以下]	-52 [1以下]
カ		測	点4		-246 [1以下]	-636 [3以下]	-58 [1以下]	-497 [2以下]	-744 [2以下]	-679 [3以下]	-102 [1以下]
測		測	点 1		0.9 [1以下]	0.6 [1以下]	-1.3 [1以下]	-0.8 [1以下]	-0.1 [1以下]	0 [1以下]	-0.2 [1以下]
疋		測	ā 2	libl i m	-0.5 [1以下]	-0.1 [1以下]	-1.7 [1以下]	0.2 [1以下]	-1.7 [1以下]	0 [1以下]	-0.8 [1以下]
		測	<u></u> 13	KIN * M	-0.3 [1以下]	0.7 [1以下]	-1.1 [1以下]	-0.3 [1以下]	-1.4 [1以下]	0 [1以下]	0.0 [1以下]
		測	点4		-0.9 [1以下]	-0.7 [1以下]	-1.9 [1以下]	-0.4 [1以下]	-1.0 [1以下]	0 [1以下]	-0.5 [1以下]
		測	<u></u> 뉴 1		46 [1以下]	0 [1以下]	-5 [1以下]	-87 [3以下]	4 [1以下]	-4 [1以下]	-3 [1以下]
	せん	測点2		μN	26 [1以下]	1 [1以下]	-15 [1以下]	3 [1以下]	22 [1以下]	6 [1以下]	-17 [1以下]
	断力	測:	á 3	KIN	4 [1以下]	-6 [1以下]	22 [1以下]	0 [1以下]	13 [1以下]	-8 [1以下]	15 [1以下]
		測	ā 4		35 [1以下]	-6 [1以下]	21 [1以下]	-1 [1以下]	77 [2以下]	22 [1以下]	-7 [1以下]
		測	氯1		NA	\ /	20 [1以下]	\ /	-18 [1以下]	N /	4 [1以下]
	測線	測	ā2		NA		35 [1以下]	\ /	-68 [1以下]	\ /	25 [1以下]
	M1	測	<u>۾</u> 3		NA		76 [1以下]		-84 [1以下]		46 [1以下]
		測	ā 4		\geq		\geq		\geq		47 [1以下]
		測	<u> </u>		143 [3以下]		114 [2以下]		-11 [1以下]		16 [1以下]
5	測線	測	点 2		52 [1以下]		130 [2以下]		20 [1以下]		33 [1以下]
ボ	M2	測	ā3		-69 [1以下]		209 [3より上]		157 [3以下]	$ \setminus / $	19 [1以下]
ル		測	点4	μN	>	V	>		>		44 [1以下]
		測	点 1		94 [2以下]	\wedge	80 [1以下]		71 [1以下]	\wedge	10 [1以下]
判断	測線	測	ā 2		48 [1以下]		86 [1以下]		64 [1以下]		22 [1以下]
测	МЗ	測	ā3		23 [1以下]		95 [2以下]		-22 [1以下]		53 [1以下]
定		測	点4		\geq		>		>		33 [1以下]
		測	<u>ត្ត1</u>		-14 [1以下]		189 [3より上]		9 [1以下]		1 [1以下]
	測線	測	ā2		107 [2以下]		-35 [1以下]		-59 [1以下]		16 [1以下]
	M4 测点3		<u></u> 13	.3	105 [2以下]	/ \	55 [1以下]	/ \	\ -77 [1以下]		33 [1以下]
		測	<u>ត</u> 4		>	/	\geq	/ \	>	V N	46 [1以下]

表 3.1-34 最終計測値 (その1)

【凡例】

□ 測定終了時、測定値に異常なし

計器設置後、切羽が十分進行*後に「計器異常発生」、測定値は異常発生前の最終値
 計器設置後、切羽が十分進行する前に「計器異常発生」、測定値は異常発生前の最終値

**+分進行とは切羽が40m以上進行した時(40m > 5D=7.3m ×5=36.5m) []は管理レベル1、2、3との大小関係を示す。

	計測	梁度(m)	224 144	-200	-250	-300	-350	-400	-450	-500
	坑	首種別	単位	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部
_		測点1		3.3 [1以下]	\setminus	2.6 [1以下]	\land	8.4 [1以下]	\setminus	2.0 [1以下]
吹作	オコンク	測点2		4.1 [1以下]		1.9 [1以下]		4.1 [1以下]		4.3 [1以下]
L. L. L.	ノート	測点3	N/mm~	11.7 [1以下]		2.6 [1以下]		8.8 [1以下]		-2.2 [1以下]
10	,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,,	測点4		4.5 [1以下]		1.7 [1以下]		5.2 [1以下]		3.0 [1以下]
		測点1		1.1 [1以下]	17.0 [1以下]	1.8 [1以下]	10.3 [1以下]	6.9 [1以下]	4.9 [1以下]	0.6 [1以下]
		測点2		2.2 [1以下]	7.3 [1以下]	2.0 [1以下]	10.7 [1以下]	5.1 [1以下]	8.7 [1以下]	1.0 [1以下]
E L	ノート	測点3	N/mm ⁺	2.6 [1以下]	11.2 [1以下]	1.1 [1以下]	11.7 [1以下]	4.3 [1以下]	11.5 [1以下]	1.0 [1以下]
10	/3//3/L	測点4		3.5 [1以下]	10.5 [1以下]	3.6 [1以下]	8.1 [1以下]	4.9 [1以下]	12.5 [1以下]	0.8 [1以下]
		測点1		0.80 [3以下]	0.01 [1以下]	2.44 [3以下]	0.09 [1以下]	0.11 [1以下]	0.02 [1以下]	0.08 [1以下]
		測点2		0.07 [3以下]	0.03 [1以下]	5.94 [3より上]	0.27 [1以下]	0.30 [1以下]	-0.06 [1以下]	0.11 [1以下]
	測線	測点3		0.81 [1以下]	0.09 [1以下]	3.57 [3より上]	0.37 [1以下]	0.05 [1以下]	0.04 [1以下]	0.04 [1以下]
	E1	測点4		0.40 [3以下]	<u>-1.95 [3より上]</u>	2.44 [3以下]	0.11 [1以下]	0.09 [1以下]	-0.03 [1以下]	0.00 [1以下]
		測点5		0.60 [1以下]	-1.57 [3より上]	2.49 [2以下]	0.44 [3以下]	0.08 [1以下]	0.02 [1以下]	0.08 [1以下]
		測点6		>	\geq	\geq	\geq	>	>	0.07 [1以下]
		測点1		1.04 [3以下]	0.07 [1以下]	3.02 [3より上]	-0.64 [3以下]	0.64 [3以下]	0.50 [3以下]	0.04 [1以下]
		測点2		1.19 [3以下]	-0.09 [1以下]	1.02 [3以下]	1.04 [3以下]	0.78 [1以下]	0.98 [2以下]	0.18 [1以下]
	測線	測点3	-	-1.33 [3以下]	0.02 [1以下]	4.64 [3より上]	-0.05 [3以下]	1.08 [1以下]	0.87 [2以下]	0.00 [1以下]
地	E2	測点4	-	0.14 [3以下]	0.06 [1以下]	2.26 [3以下]	0.91 [3以下]	1.31 [3以下]	0.59 [1以下]	0.02 [1以下]
ф		測点5	-	1.38 [1以下]	0.06 [1以下]	2.90 [2以下]	<u>-1.34 [3以下]</u>	1.20 [3以下]	0.50 [1以下]	0.11 [1以下]
変		測点6		\geq	\geq			\geq	\geq	0.14 [1以下]
1177 VBI		測点1	-	0.81 [3以下]	-0.05 [1以下]	2.66 [3以下]	-0.14 [1以下]	0.10 [1以下]	0.07 [1以下]	0.01 [1以下]
定	-	測点2	-	0.94 [111]	-0.11 [1以下]	1.46 [3以下]	-0.38 [11]		0.01 [1以下]	-0.07 [1][] F]
	測線	測点3	-		-1.82 [3&0E]	0.81 [31215]	-0.25 [11]	0.45 [1以下]	-0.02 [10]	0.01 [1以下]
	L3	測泉4	-		-1.26 [310 F]	4.47 [320E]	-0.13 [1UN]	1.25 [31/ F]	0.00 [111]	0.00 [10]
		測点の	-			2.35 [312 F]	-0.39 [312 F]		0.05 [112 F]	0.06 [114]
		2011月10	-	-061 [2NT]		112 [2]VT1	-220 [2E0E]		002 [1]NT1	-0.02 [11/1]
		別点つ	-	-0.42 [1]	-0.46 [1]NT	1.13 [JUT]	-519 [2E0E]	0.31 [111]	0.02 [10]	0.03 [11,15]
	394.649	測点2	1	-162 [2115]	-0.20 [1WF]	0.00 [31/7]	-294 [2F0F]	0.20 [10]		0.10 [111]
	周線	测占4	1	-312 [3LNF]	-0.23 [1NT]	0.90 [31/5]	-266 [3+0+]	0.72 [11/5]	0.06 [1NT]	0.04 [110]
		御占ち	1	054 [3NT]	-012 [1NT]	0.85 [11]	-213 [3±0±]	0.05 [3NT]	038 [31/5]	-0.01 [1]
		测点6					2.10 1.00011			0.05 [11]
		測線H1		-17 [1以下]	-58 [11]	-183 [2NT]	00 [1]	-14 [1UF]	-28 [1UF]	00 [11]
内	空変位	測線H2	mm	-1.3 [1以下]	-02 [1]	-4.8 [1以下]	-40 [1以下]	-1.5 [1以下]	-02 [1以下]	0.5 [1以下]

表 3.1-35 最終計測値 (その2)

【凡例】 🗌 測定終了時、測定値に異常なし

□ 計器設置後、切羽が十分進行*後に「計器異常発生」、測定値は異常発生前の最終値 ■ 計器設置後、切羽が十分進行する前に「計器異常発生」、測定値は異常発生前の最終値

*+分進行とは切羽が40m以上進行した時(40m > 5D=7.3m ×5=36.5m) []は管理レベル1、2、3との大小関係を示す。

(3) 計測管理値

各計測項目に関する管理レベルを表 3.1-36に示す。

計	測深度(m)	-200、	-300	-400	-250、	-350、	-450	-500			
j	坑道種別		連接部			一般部			連接部		
2	友保パターン		D-I			D			D-I		
1	管理レベル	Ι	I	II	Ι	\mathbb{I}	\blacksquare	Ι	I	${\rm I\!I}$	
4 53	縁応力 (N/mm ²)	-	188	235	-	188	235	-	188	235	
劉製	軸力 (kN)	465.9	745.4	931.8	352.5	564	705	465.9	745.4	931.8	
文 保 T	曲げモーメント (kN・m)	25.4	40.6	50.8	15.8	25.2	31.5	25.4	40.6	50.8	
	せん断力 (kN)	61.9	99	123.8	47.3	75.7	94.6	61.9	99	123.8	
0 y	ククボルト軸力 (kN)	88.3	141.2	176.5	×	×	×	145	232	290	
吹作	オコンクリート応力 (N/mm ²)	18	28.8	36	×	×	×	18	28.8	36	
覆工コンクリート応力 (N/mm ²)		20	32	40	20	32	40	20	32	40	
地中変位 (mm/m)		1.5	2.4	3.0	0.75	1.2	1.5	1.5	2.4	3.0	
内空変位 (mm)		14.7	23.5	29.4	5.5	8.8	11.0	17.55	28.08	35.1	

表 3.1-36 計測管理レベル

(4) 計測値の評価

各計測項目の最終計測値と管理レベルの関係を表 3.1-37~表 3.1-39に示す。

表 3.1-37より、鋼製支保工とロックボルトについて、管理レベルⅢを越える計測点は6点であり、 管理レベルⅡ以下の計測点が大部分を占めている。

また、表 3.1-39より、吹付コンクリート、覆工コンクリート、地中変位、内空変位について、管理 レベルⅢを越える計測点は11点であり、管理レベルⅡ以下の計測点が半数近くを占めている。

表 3.1-37 管理レベルに応じた各計測値の評価(その1)

	計測:	深度(m)		-200	-250	-300	-350	-400	-450	-500
	坑	道種別		連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部
		測占1	内空側		I以下		Ⅲ以下	ПИТ		
		<i>201</i>	地山側		Ⅲ以下		I以下	1.000	Ⅱ以下	
		測点2	内空側					Ⅲ以下		
	縁応力		地山側	Ⅱ以下		I以下	山以ト → 断線			Ⅱ以下
		測点3	内空間		Ⅱ以下		Ⅲ以下			
450			内空側					Ⅱ以下 -> 新線	Ⅲ以下	
製		測点4	地山側				IUT	Ⅱ以下 → 断線		
支		測,	点1		Ⅲより上				INT	
保工	動力	測,	点2		I 以下		皿より上	11271.	I DATE	
応	+0/3	測,	<u>а</u> З		Ⅲ以下			I 以下	Ⅲ以下	
力		測	点4				I以下	Ⅱ以下 → 断線		
定		測								
	曲げ	》 3110	₩2 53	I 以下	T 以下	I以下	I 以下	I 以下	I 以下	I 以下
		测;	点4		1.001					
		測,	点1				Ⅲ以下 -> 断線	Ⅰ以下 → 断線	Ⅰ以下 → 断線	
	せん	測,	点2		Ⅰ以下 → 断線			INT		
	断力	測,	<u></u>		I以下		I 以下	1 201	I 以下	
		測	点4					IUT		
	391.64	測	<u>泉1</u> 占つ	曜后公中	Λ /	INT	\land /	「以下」、断練	\ /	
	測線 M1)(II) (III)	₩∠ 53	的研究		ILKI			\ /	
		测;	点4			\sim				
		測,	点1							
ש ה	測線	測	点2	「 N 下 -> 断線						
<i>π</i>	M2	測,	<u>а</u> З	T BATT 7 EPTINA		Ⅲより上 → 断線		Ⅲ以下 -> 断線	\setminus	
ルト		測	ā4 ▶ 4		X		X		X	I 以下
軸	391 6 4 9	測	<u>泉1</u> 占2	□以下 → 断線		I 以下				
力	M3	1007	₩2 53	Ⅰ以下 -> 断線		□□以下				
測定		测;	点4							
		測,	点1	Ⅰ以下 -> 断線		皿より上				
	測線	測	点2	Ⅱ以下 -> 断線		TNP		Ⅰ以下 → 断線		
	M4	測,	点3 		$\langle \rangle$		/ \		/ \	
		测;	点4	\sim	V \		V		V N	
				【凡例】	赤剑休大之	「管理」バル	Ⅲを招ラス			



赤斜体太子 管理レベル皿を超える。 管理レベルⅢ以下 管理レベルⅡ以下 断線または測定値異常

	計測	 深度(m)	-200	-250	-300	-350	-400	-450	-500
	坑	首種別	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部
吹作 」 応	tコンク リート カ測定	測点1 測点2 測点3 測点4	T U		「以下		I 以下		I 以下
覆コ	ニコンク リート カ測定	测点1 测点2 测点3 测点4	T U I U T	」 以下	「以下	」 J 以下	」 以下	」 J 以下	」 以下
	測線	測点1 測点2 測点3	三 以下 1 以下	I 以下	II以下 IIより上	I以下	Ⅰ以下 -> 異常値	Ⅰ以下 -> 異常値	
	E1	測点4 測点5 測点6		TLL OL	III以下 -> 異常値 II以下				
	測線	測点1 測点2 測点3		I以下	ゴより上 -> 異常値 ゴ以下 ゴより上	Ⅲ以下 -> 異常値	Ⅲ以下 -> 断線 Ⅰ以下 -> 異常値	T U U U U T U T	
地中変	E2	測点4 測点5 測点6			□□以下 □□以下 -> 異常値		<u> </u>	I 以下	
位測定	測線	測点1 測点2 測点3	Ⅲ以下 → 異常値 Ⅰ以下 → 異常値	」以下 加より上	Ⅲ以下	Ⅰ以下 -> 異常値	I以下→異常値 Ⅲ以下→異常値 I以下→異常値	I 以下	IUN
	E3	測点4 測点5 測点6		三以下	<u>加より上</u> 国以下	<u> </u>	Ⅲ以下 -> 異常値		
	測線	測点1 測点2 測点3	Ⅲ以下 Ⅰ以下 Ⅱ以下	I 以下	王以下	皿より上	Ⅰ以下 -> 異常値	I 以下 -> 異常値	
	E4	測点4 測点5 測点6	<u> <i> </i></u>		TNL			I以下 I以下	
内	空変位	〕 測線H1 測線H2	I 以下	I 以下	I 以下 I 以下	I 以下 -> 断線 I 以下	I 以下	I 以下	I 以下

表 3.1-38 管理レベルに応じた各計測値の評価 (その2)

【凡例】



赤斜体太字 管理レベルⅢを超える。 管理レベルⅢ以下 管理レベルⅡ以下 断線または測定値異常

(5) 計測結果の評価

各計測項目の最終計測値と管理レベルの関係より、支保工の健全度に関する評価結果を表 3.1-39 に、地山の安定性に関する評価結果と全体の総評を表 3.1-40に示す。

1	†測深度 (m)	-200	-250	-300	-350	-400	-450	-500				
ţ	亢道種別	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部				
3	ミ保パターン	D-I	D	D-I	D	D-I	D	D-I				
	鋼製 支保工	全て管理い [・] ルⅡ 以下であり健全。	管理IA [・] ルⅢを超 過しているもの (<u>測点1軸力のみ)</u> あり。 →ご覆エコンク リートとの一体 構造のため	全て管理い [・] ルⅡ 以下であり健全。	管理レ、ル田を超 過しているもの (<u>測点1~2軸力)</u> あり。 →ご覆エコンク リートとの一体 構造のため	管理レ、ルIを超 過しているもの (<u>測点2内空側縁</u> <u>応力のみ)</u> あり。 →:・吹付コンク リートとの一体 支保構造のため	管理レベル I を超 過しているもの (<u>測点3~4軸力)</u> <u>が</u> あるが概ね健 全。	全て管理レベルI 以下であり健全。				
支保工の健全度	ロック 木* ルト	管理い [*] ル I を超 過しているもの (測線M2の測点1 のみ)あり健全性 に一部問題あり。 → ホ [*] 小の耐力が 不足 → ホ [*] 小の増量が 必要	×	管理レベルⅢを超 過しているもの (測線M2の測点3) 測線M4の測点1) あり健全性に一 部問題あり。 →ボルトの耐力が 不足 →ボルトの増量が 必要	×	管理い、ルIを超 過しているもの (測線M2の測点 3)あり健全性に 一部問題あり。 →ボルトの耐力が 不足 →ボルトの増量が 必要	×	全て管理レベルI 以下であり健全。				
	吹付 コンクリート	全て管理レベルI 以下であり健全。	×	全て管理レベルI 以下であり健全。	×	全て管理レベルI 以下であり健全。	×	全て管理レベルI 以下であり健全。				
	覆工 コンクリート	全て管理レベルェ以下であり健全。										

表 3.	1-39	計測結果の評	『価(その	1)
------	------	--------	-------	----

表 3.1-40 計測結果の評価 (その 2)

計測 (』深度 m)	-200	-250	-300	-350	-400	-450	-500
坑道	植植	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部
支保	い ターン	D-I	D	D-I	D	D-I	D	D-I
担任	地中変位	測線E1、E2、E4の 数面がやや大きい。 一断層や破砕帯の影 響か?	測線E1とE3の深度 2m以内の数値が大 きい。 →断層や破砕帯の 影響を受けたか? →この不良地山深 部への補強注入工 が必要だったか?	全測線で数値が非常 に大きい。特にE1と E2。 一断層や破砕帯およ び両側に延びる水平 坑道の影響か? 一ての不良地山深部 への補強注入工や連 接部の更なる補強工 が必要だったか?	測線E2とE4で数値 が非常に大きい。 一断層や破砕帯の影響か? →この不良地山深部 への補強注入工が必 要だったか?	測線E2、E3、E4で 数値が大きい。 →断層や破砕帯およ び片側にびる水平 坑道の影響か? →この不良地山深部 への補強注入工や連 接部の更なる補強工 が必要だったか?	測線E2の数値がやや 大きい。 一断層や破砕帯の影 響か?	全測線で数値に大差 は無く非常に小さい (レベルI以下)。
の安定性	内空変位	測線H1・H2ともに 2mm 以下(管理レベル I 以下)と小さい。 →等方的に小さな変 形挙動が見られ収束 している。	測線H1か6mm(管理 レベルI以下)で測線 H200.2mm(管理レ ベルI以下)に比べて 極端に大きい。 →偏圧的な変形 モード(収縮量 EW方向が大きく NS方向が小さい) を示すが収束して いる。	測線H1が18mm(管理 い^ルI以下)で測線 H2O5mm(管理い^ル I以下)に比べて3倍 以上大さい。 →偏圧的な変形モー ド(収縮量はEW方 向が大きくNS方向が 小さい)を示すが収 束している。	測線H1・H2ともに 4mm以下(管理レベル 【以下)と小さい。	測線H1・H2ともに 2㎜以下(管理レベル I 以下)と小さい。	測線H1・H2ともに 3mi以下(管理レベル 【以下)と小さい。	測線H1・H2ともに 1mm以下(管理いル 以下)と小さい。 →等方的に小さな変 形挙動が見られ収束 している。
**	â F Y	 ・ 覆工応力は4N/ma² ・ 偏圧的な変形 ・ 信圧的な変形 ・ には地中変位 ・ 何生のな変形 ・ には地中変位 ・ 優工応力は最大 ・ 優工応力は最大 ・ 一下は地中変位 ・ 優工応力は最大 ・ 一下は地中変位 ・ 一下は ・ 一下は ・ 一下は ・ 一下は ・ 一下は ・ 一下は ・ 一下 ・ 「 ・ 「 ・ 一下 ・ 一下 ・ 一下 ・ 「 ・ 「 ・ 一下 ・ 「 ・ 「 ・ 一下 ・ 一 ・ 一 ・ 一 ・ 一 ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・ ・		・偏圧的な変形モードは10%が小軸力 (M2)と地中変位に20 の挙動と整合。 ・覆工応力は4N/mm ² 以下で、立坑構造体 として安定性を確保。 ・地中変位が増加順 向にあるので計測値 の監視と坑壁点検が 望まれる。	・覆工応力は最大 12N/mm ² で、立坑構 造体として概ね安定 性を確保。 ・覆工応力は収束傾 向にあるが坑壁点検 が望まれる。	・等方的な変形モードはB計測の挙動と も整合。 一般で応力は最大 9N/mm ² で、立坑構造 体として安定性を確保。 ・1ッパ 小軸力が微増 傾向にあるので計測 値の監視と坑壁点検 が望まれる。	・覆工応力は最大 12N/mm ² で、立坑構 造体として概約な定 性を確保。 ・覆工応力が増加傾 向にあるので計測値 の監視と坑壁点検が 望まれる。	 ・覆工応力は1N/mm ²以下で、立坑構造体 として安定性を確保。 (∵立坑が計測深度 から進行していない ので、計測値は全て 小さい)

(6) 当初設計の妥当性評価

表 3.1-41 に示す信頼性を有する各支保部材 (覆工を含む)の発生応力の最終計測値から、表 3.1-42 に示す各支保部材に作用する外圧を理論式(同表の備考欄を参照)から換算する。それらを合算した 外圧に掘削解放率 R (NATM 連接部 R=60%、在来工法一般部 R=80%)を差引きして減じたものを「実際に作用した地圧」とする。一方、各計測深度における土被り圧を「当初想定した地圧」を表 3.1-43 に示す。

	計測深度			200m	250m	300m	350m	400m	450m	500m	
	坑道種別			連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	
吹付コン	レクリート応力	σ _{c1}	N/mm ²	5.9	\geq	2.2	\geq	6.6	\succ	3.1	引張を除いた平均
覆エコン	ックリート応力	σ _{c2}	N/mm ²	2.3	11.5	2.1	10.2	5.3	9.4	0.8	引張を除いた平均
	測線1最大		kN		Λ /	76	\wedge	-18	\setminus /	47	
ロックギルト	測線2最大		kN	143		209			$ \setminus /$	44	
ロックホルド	測線3最大		kN	94		95		71		53	引張および不良測定箇所
甲田ノリ	測線4最大		kN	107		189		9		46	を除いた平均
	平均	Pb		114.49	$V \land$	142.33	$V \land$	40.01	$/ \land$	47.55	
鋼製	支保工応力	σ,	N/mm ²	44	148	56	187	123	160	30	

表 3.1-41 各支保部材の最終計測値

	計測深度			200m	250m	300m	350m	400m	450m	500m	供去
	坑道種別			連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	佣考
掘削	半径	ri	mm	4,900	3,650	4,900	3,650	4,900	3,650	4,900	
一掘社	隹長さ	L	mm	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	
吹付	応力	σ_{c1}	N/mm ²	5.9	\sim	2.2	\sim	6.6	\searrow	3.1	平均值
コンクリート	厚さ	t _{c1}	mm	150	\searrow	150	\searrow	150	\frown	150	
覆工	応力	σ_{c2}	N/mm²	2.3	11.5	2.1	10.2	5.3	9.4	0.8	平均值
コンクリート	厚さ	t _{c2}	mm	400	400	400	400	400	400	400	
	軸力	Pb	N	114,490	\setminus \angle	142,330	\setminus \angle	40,010	\setminus \angle	47,550	測線最大値平均
ロックホ゛ルト	横断方向間隔	Sc	mm	1,300		1,300		1,300	\times	1,300	
	縦断方向間隔	S	mm	1,105	\lor	1,105	\lor	1,105	\land	1,105	
	断面積	As	mm ²	3.965E+03	3.000E+03	3.965E+03	3.000E+03	3.965E+03	3.000E+03	3.965E+03	H-125(一般部)、H-150(連接部)
鋼製支保工	応力	σs	N/mm^2	44	148	56	187	123	160	30	平均值
	設置間隔	S₅	mm	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	1,300	
	吹付コンクリート	P_{sc1}	N/mm²	0.18	>	0.07	>	0.20	\times	0.09	$P_{sc1} = 1/2 \cdot \sigma_{c} \{ 1 - (r_{i} - t_{c1})^{2} / r_{i}^{2} \}$
华华十四子	覆エコンクリート	P_{sc2}	N/mm²	0.19	1.19	0.17	1.06	0.43	0.98	0.07	$P_{sc2} = 1/2 \cdot \sigma_{c} \{ 1 - (r_{i} - t_{c1} - t_{c2})^{2} / (r_{i} - t_{c1})^{2} \}$
授昇文保上 	ロックホ゛ルト	P_{sb}	N/mm²	0.08	\times	0.10	\times	0.03	\times	0.03	$P_{sb} = P_b \swarrow (S_c \cdot S_l)$
767	鋼製支保工	Pss	N/mm ²	0.03	0.09	0.04	0.12	0.08	0.10	0.02	$P_{ss} = (A_s \cdot \sigma_s) / (S_s \cdot r_i)$
	合計	Ps	N/mm²	0.47	1.28	0.37	1.17	0.73	1.08	0.21	$P_{s}=P_{sc1}+P_{sc2}+P_{sb}+P_{ss}$
掘削角	解放率	R		0.60	0.80	0.60	0.80	0.60	0.80	0.60	(支保への地圧作用率)
実作月	用地圧	Р	N/mm ²	1.18	6.42	0.93	5.87	1.83	5.38	0.54	$1N/mm^2 = 1MN/m^2$

表 3.1-42 実際に作用した地圧

表 3.1-43 当初想定した地圧

	計測深度		200m	250m	300m	350m	400m	450m	500m	/# ▼	
坑道種別			連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	一般部	連接部	调考	
	土被り		m	200	250	300	350	400	450	500	
四回	堆積岩	H ₁	m	180	180	180	180	180	180	180	掘削解放率(R):
眉序	花崗岩	H ₂	m	20	70	120	170	220	270	320	R=60%(NATM、連接部)
半片件建金星	堆積岩	Y 1	MN/m ²	0.0195	0.0195	0.0195	0.0195	0.0195	0.0195	0.0195	R=80%(在来工法、一般部)
平凹仲俱里里	花崗岩	Υ 2	MN/m ²	0.0260	0.0260	0.0260	0.0260	0.0260	0.0260	0.0260	
当初想定地圧 Pe		Pe	MN/m ²	4.03	5.33	6.63	7.93	9.23	10.53	11.83	$P_e = \Sigma (\gamma_n \cdot H_n) \cdot (1-R)$

図 3.1-166 に、実際に作用した地圧と当初想定した地圧の比較結果を示す。深度 250mのみ実際に 作用した地圧が当初想定地圧を約 20%超過している。計測地点以深の立坑掘削が行われていない深度 500mを除く残り5 深度では、実際に作用した地圧が当初想定地圧の 14~74%である。



図 3.1-166 実作用地圧と当初想定地圧

次に、実際に作用した地圧に対して各支保部材の分担率を図 3.1-167 および図 3.1-168 に示す。 図 3.1-167 より、連接部では覆エコンクリートの分担率が大きく、吹付コンクリート、ロックボル ト、鋼製支保工の順に分担率が小さい。計測地点以深の立坑掘進に伴い支保部材に地圧が作用するの で、設計強度と部材厚さの大きな覆エコンクリートの方が吹付コンクリートよりも地圧の分担率が大 きいのは妥当であると言える。

次に、図 3.1-168 より、一般部では覆エコンクリートが地圧の殆どを分担していることが判る。こ の理由は、以下のとおりである。立坑掘進に伴い同時に施工される鋼製支保工と覆エコンクリートに 発生するひずみは殆ど同じと考えられる。覆エコンクリートの弾性係数が鋼製支保工の 1 オーダーほ ど小さいのに対して、覆エコンクリートの断面積が鋼製支保工の 2 オーダーほど大きい。最終的に、 両者の積である「軸方向剛性(E・A)」は覆エコンクリートが鋼製支保工より 1 オーダーほど大きく なる。









図 3.1-168 実作用地圧の内訳(一般部)

3.1.4 力学モデルへの提言

(1) 検討概要

主立坑は断層等の影響を受け、図 3.1-169 に示すように偏土圧を受け、扁平な変形が生じている。 その影響により鋼製支保工には曲げモーメント及びせん断力が発生し、覆工コンクリート応力も計測 位置によって発生している応力に相違が生じている。



図 3.1-169 主立坑の変形状態

これまでの工学研究において、パイロットボーリング調査結果から推定した岩盤定数を基に、掘削 解析による岩盤、覆工および鋼製支保工の挙動の再現解析を実施し、さらに、長期挙動への適応性検 討としてコンプライアンス可変型モデル(大久保モデル)によるクリープ解析や水-応力連成解析に よる水圧の影響について模擬してきた。検討結果は概ね解析による再現性は得られているものの、完 全に現象を解析によって説明しきれていない。また、挙動解析で再現するための分析もこれまで完全 には行われていない。そこで、前節までの分析を基に主立坑の挙動を再現するためにはどのような現 象を考慮し、モデル化する必要があるのか提言を行った。この際、発生している現象と要因を整理し、 それを再現するための解析手法あるいはモデル化方法を列挙し、モデル化方針を作成した。検討フロ ーを図 3.1-170に示す。



図 3.1-170 力学モデルへの反映フロー

始めに、地中変位、鋼製支保工及び覆工コンクリートに生じている現象を THM で要因分けを行った。これによって、現象をより明確にすることができ、モデル化するために考慮する必要のある事象(熱影響であれば体積膨張、粘性変化等)を抽出しやすくする。

概念モデルの挙動の再現については、現象から推定される挙動概念を整理し、単純な線材モデルに 荷重を載荷して断面力の発生方法による挙動の理解を行った。これによって、どの位置にどのような 荷重が加わると、計測データから得られた応答を再現できるのか力学的に説明することが可能となっ た。

概念モデルによる再現によって、立坑構造物に発生している応力に起因している現象が明確になっ

たことから力学モデルに反映すべき事象の抽出を行った。

以上の検討をもとに、適切な力学モデルを構築するために必要なモデル化の提言を行った。具体的 には、支保工や覆工の設置のタイミングや順序、覆工コンクリートと岩盤との界面のモデル化方法、 断層や境界条件のモデル化方法などを記述することになった。

(2) 概念モデルによる挙動の再現

(i) 概要

本検討では、覆工コンクリート及び鋼製支保工に発生している変形や応力がどのような外力によっ て生じているのか理解を行うため、単純な骨組みモデル(線材要素)を用いて検討を行った。背面の 地質状況と骨組みモデルの検討結果より、作用している外力の種類と作用方向を整理する。以上の検 討結果を基に、瑞浪超深地層研究所の主立坑に適した力学モデルの提言を行った。

(ii) 解析モデル

作用している外力やそれによって生じる応力や変形を単純に表現できるように線材要素を用いた骨 組みモデルを適用する(図 3.1-171 参照)。



図 3.1-171 解析モデル

(iii) 材料物性值

覆工の応力を算出する際に用いる材料物性値は覆工と鋼製支保工が一体として作用している複合断 面と仮定する。コンクリートの物性値は硬化後を対象とすることから、コンクリート標準示方書を基 に設定した。

表 3.1-44 に概念モデルに用いた材料物性値を示す。

	規格	断面積 (m ²)	断面 2 次 モーメント (m ⁴)	弹性係数 (kN/m ²)
鋼製支保工	H125×125	3.00E-03	8.39E-06	2.00E+8
覆エコンクリート	σ ck=40N/mm ²	0.520	6.93E-03	3.10E+7
断面剛性		0.520	6.93E-03	3.22E+7

表 3.1-44 概念モデルに用いた材料物性値

(iv) 変形に対する検討

(a) 概要

断層内にある主立坑は図 3.1-172 に示すように扁平な変形をしている。ここに示す変形を基に設定 した線材モデルに地中変位を載荷し、その時の応力分布を算出する。具体的には鋼製支保工の断面定 数を与えた線材モデルに表 3.1-45 に示す変位量を強制変位として与える。解析から得られた応力と深 度 250m における支保工応力の計測値と解析結果を比較し、変位の影響について考察を行った。



図 3.1-172 深度 250m 部における地中変位

方向	変位量
E1	8.5mm
E2	0.3mm
E3	5.5mm
E4	1.0mm

表 3.1-45 解析モデルに与える変位量

(b) 検討結果

検討結果として、軸力に対して計測値と解析結果の比較を図 3.1-173 に、曲げモーメントに対して 計測値と解析結果を比較したものを図 3.1-174 に及びせん断力に対して計測値と解析結果を比較した ものを図 3.1-175 に示す。

ここで、計測された軸力に対しては、解析結果が 1/20 になっている。これは、背面土圧による影響 が含まれていないことによる。曲げモーメントに対しては計測値よりも解析結果の方が大きい結果と なった。以上から、主立坑に作用している外力は土圧等が卓越しているものと考えられ、岩盤の変形 に応じて支保工が変形したものではないと推測できる。



図 3.1-173 軸力に対する計測値と解析結果の比較





(v) 土圧による影響

(a) 概要

前節で強制変位の影響について検討を行ったが、覆工や支保工に生じている応力は強制変位による ものではなく、土圧等による外力によって生じたものとして考えるのが良い。そこで、解析モデルに 土圧による作用力を載荷し、覆工コンクリートにどのくらいの応力が発生するのか検討を行った。荷 重図及び境界条件を図 3.1-176に示す。



図 3.1-176 荷重図及び境界条件

載荷する荷重は設計時に従い、静止土圧に掘削解放応力の負担分、すなわち 20%の荷重を解析モデル軸直角方向に載荷する。この時、断面定数は覆エコンクリートと鋼製支保工は一体として挙動しているものと仮定し、剛性断面として計算を行う。鋼製支保工に発生している応力の照査は剛性断面で発生している変形と同一の変形になるような荷重を載荷して計算を行った。解析に用いる土圧については式(3.1-1)により算出した。この時、岩盤の密度は設計値を基に ρ=2.6g/cm³ とした。

$$\sigma = \rho \cdot g \cdot h \tag{3.1-1}$$

以上から、各解析ケースに対する深度の土圧を表 3.1-46に示す。

解析ケース	土圧
深度 250m	1.275MPa
深度 350m	1.785MPa
深度 450m	2.295MPa

表 3.1-46 解析ケースと載荷荷重

(b) 深度 250m ケース解析結果

a) 覆エコンクリート応力の計測値と解析覆エコンクリート応力

結果の比較を図 3.1-177 に示す。ここで、静止土圧の掘削解放応力分の土圧を解析モデルに載荷し、 計算から得られた軸力から、圧縮応力を計算すると、10MPa 強となり、計算値の中間的な値を示した。 深度 250m では背面土圧の影響が支配的であり、計測位置の近いによる応力差は背面の岩盤の状態が 影響を与えているものと考えられる。



図 3.1-177 覆エコンクリート応力の比較

b) 鋼製支保工応力

鋼製支保工応力の比較として、図 3.1-178 に軸力の比較、図 3.1-179 に曲げモーメントの比較及び 図 3.1-180 にせん断応力の比較を示す。鋼製支保工(H125)の断面定数を解析モデルに与え、覆工コ ンクリートの応力検討で得られた変形量と等価になる荷重を載荷し、鋼製支保工の応力を算出した。 解析の結果、軸力については、少し、小さめの値を示すが、概ね計測値の収束した付近に落ち着くこ とが分かった。以上から覆工が打設されてから一体となって挙動しているものと考えられる。



図 3.1-179 鋼製支保工の曲げモーメントの比較



(c) 深度 350m ケース解析結果

a) 覆エコンクリート応力

覆エコンクリートの応力比較を図 3.1-181 に示す。静止土圧の掘削解放応力分の土圧を解析モデル に載荷し、計算から得られた軸力から圧縮応力を計算すると、14MPa 強となり、若干、計測値よりも 大きな値となった。深度 250m と同様に深度 350m でも土圧によって、覆エコンクリートに応力が生 じているものと考えられる。



図 3.1-181 覆エコンクリート応力の比較

b) 鋼製支保工応力

鋼製支保工の比較結果として図 3.1-182 に軸力の比較、図 3.1-183 に曲げモーメントの比較及び図 3.1-184 にせん断力の比較を示す。深度 250m ケースと同様に鋼製支保工(H125)の断面定数を解析 モデルに与え、覆工コンクリートの応力検討で得られた変形量と等価になる荷重を載荷し、鋼製支保 工の応力を算出した。軸力に関しては若干小さめの値を示すが、概ね計測値の収束した値の付近に落 ち着く。以上から覆工が打設されてから一体となって挙動しているものと考えられる。





図 3.1-183 鋼製支保工の曲げモーメントの比較



(d) 深度 450m ケース解析結果

a) 覆エコンクリート応力

覆エコンクリートの応力比較を図 3.1-185 に示す。静止土圧の掘削解放応力分の土圧を解析モデル に載荷し、計算から得られた軸力から、圧縮応力を計算すると、18MPa 強となり、若干計測値よりも 大きい値となった。当該深度では深度 250m 及び深度 350m とは異なり、若干、背面の岩盤が良質で あることから、覆工に作用している土圧も小さいことが影響していると考えられる。



図 3.1-185 覆エコンクリート応力の比較

b) 鋼製支保工応力

鋼製支保工応力の比較として図 3.1-186 に軸力の比較、図 3.1-187 に曲げモーメントの比較、図 3.1-188 にせん断力の比較を示す。これまでのケースと同様に鋼製支保工(H125)の断面定数を解析 モデルに与え、覆工コンクリートの応力検討で得られた変形量と等価になる荷重を載荷し、鋼製支保 工の応力を算出した。軸力については、計測値のほぼ中央付近の計算結果が得られ、せん断と曲げモ ーメントは解析結果の方が若干大きい。覆工コンクリートの応力は大きめの結果になったが、鋼製支 保工については概ね一致する結果が得られた。





図 3.1-187 鋼製支保工の曲げモーメントの比較


(3) 背面の地質状況

計測位置における背面の地質状況として、図 3.1-189 に深度 250m の地質状況、図 3.1-190 に深度 350m の地質状況及び図 3.1-191 に深度 450m の地質状況をそれぞれ示す。ここで、円周方向に地質 が一応ではなく、異なる岩級区分が分布しているのが分かる。それぞれの深度において北西方向と南 東方向に断層と思われる貫入岩が存在し、その周辺は D 級の岩盤が存在する。一方、その 90 度回転 した部分は CL 級から CM 級の岩盤が存在する。覆エコンクリート及び支保工に大きめの応力が発生 する部分は断層方向とほぼ一致し、背面土から受ける土圧がこの部分が大きいため、発生応力も大き いものと推測できる。また、断層方向は風化した岩盤であるため、背面のバネも小さくこの方向に変 形しやすくなっていることが分かる。よって、背面の影響としては断層方向に土圧が高く、かつ、バ ネ値が小さいため変形しやすい状況となっていることから、力学モデルとしては円周方向の岩級区分



図 3.1-189 深度 250m 付近の地質状況



図 3.1-190 深度 350m 付近の地質状況



図 3.1-191 深度 450m 背面の地質状況

(4) 結論

簡易な骨組みモデルを用いて、強制変位あるいは土圧を作用させて、覆エコンクリートあるいは鋼 製支保工に発生している応力の主たる要因について分析を行った。以下に検討結果を要約する。

- ・ 地中変位で得られている変形量を解析モデルに加えた結果、計測値よりも大きな曲げモーメント が得られ、覆エコンクリートが必ずしも地中変位と同様な挙動をしているとは限らないことが示 唆された。
- ・ 静止土圧に掘削解放応力による立坑の負担分を解析モデルに載荷した結果、覆エコンクリートに 発生応力を概ね再現することができた。
- ・ 覆工コンクリートと鋼製支保工は一体となって挙動しているものと考えられるため、鋼製支保工 に覆工コンクリートの変形量と等価になる荷重を載荷したところ、軸力は若干小さく評価される ものの、概ね計測値と同等の応力を得た。
- 上記の結果から、主立坑の覆工等に生じている応力は土圧による影響が支配的であると考えられ、 覆工と鋼製支保工は一体で挙動している。
- ・ 作用する土圧は背面の岩盤の状態に左右され、岩盤区分に応じて載荷する土圧や背面のバネを変 化させるのが良いと考えられ、それによって、扁平な荷重状態を再現できるものと考えられる。

3.2 施工・計測データに基づく設計の妥当性の評価(換気立坑)

換気立坑(深度 200~500m)で施工中に実施している各種計測結果と、地上からの調査研究段 階で実施した設計(実施設計、調整設計)において設定した岩盤モデルや数値解析結果との比較 を行い、設計の妥当性を検証する。

具体的には、以下の検討を実施した。

施工時計測データの整理

- ・ 岩盤の特性:風化・変質、湧水、割れ目、岩石強度
- · 岩盤分類:電研式岩盤分類、RMR、新JH

・ 岩盤、覆工の変位挙動:地中変位計測、覆工コンクリート応力、レーザー内空変位 設計

- 施工計画の妥当性の検討
- ・ 岩盤分類に関する設計との比較(計測結果に関する設計との比較は4.3 で実施する)

3.2.1 計測データの整理

(1) 岩盤の特性

風化・変質、湧水、割れ目および岩盤強度に関して、換気立坑の花崗岩部掘削時(深度 460~500m)に観察された結果を、他の区間(深度 200~460m)とあわせて整理する。

(i)風化・変質

JACIC の風化・変質区分表(表 3.1-2 参照)に基づいて風化、変質が区分されている。その分類結果を図 3.2-1 に示す。図より、他の区間(深度 200~460m)と同等以上に、深度 460~500m の全区間において風化、変質のない新鮮な花崗岩であることがわかる。

(ii) 湧水

換気立坑において壁面観察時に確認された湧水状況を図 3.2-2 に示す。図より、一部区間においては滴水(1L/分以下)が見られるが、他のほとんどの区間における湧水量は滲水程度であることがわかる。

次に、主に立坑底から実施した探り削孔(測定区間長:10.8m)において測定された湧水圧と 下式により算定された換算 Lu 値を図 3.2-3 に示す。なお、図中の深度は測定区間の平均深度を 示す。また、凡例における丸数字は、図 3.2-4 に示す、探り削孔の位置を表している(一般部で は1断面につき3箇所、連接部では4箇所、横坑においても3または4箇所実施している)。

換算 Lu = Q/P×0.98/L ここに、Q: 湧水量 (L/分)、P: 湧水圧 (MPa)、L: 区間長 (m) 同図より、湧水圧の最大値は概ね以下の値となっていることがわかる。

湧水圧の最大値 (MPa) = (深度-100m) × 0.85/100

また、換算 Lu 値に関しては、深度 417.8m~428.6m 区間において 1.9Lu、深度 441.9~453.4m 区間において 1.5Lu と 1Lu を上回ったため、プレグラウチングを実施し掘削時の湧水を抑制して いる。なお、深度 426.0m~428.4m 間についてはプレグラウチングを実施しているが、削孔跡等 から最大 1L/分の湧水が発生している(図 3.2-5 の赤枠部分参照)。



図 3.2-1 風化・変質の状況(換気立坑) *変質に関して: 坑壁全周のうち、全体的には非変質(1)であるが、 部分的に弱変質(2)が見られる場合は 1.25 と表示



図 3.2-2 湧水状況(壁面観察時)

*坑壁全周のうち、滲水(2)、滴水(3)、流水(4)が混在する場合は、その平均値を表示



図 3.2-3 探り削孔の結果 (上:湧水圧、下:換算ルジオン値)



図 3.2-4 探り削孔の孔配置



図 3.2-5 地質記載シート (シート番号 220: 深度 426.0~428.6m)

(iii) 割れ目

坑壁観察時に、高さ約 1.3m のスキャンラインを横切る長さ 1m 程度以上の割れ目や、低角度 でスキャンラインを横切らなくても長さが 2m 以上でスキャンラインに近い割れ目が抽出されて いる。これらの全割れ目本数の深度分布を図 3.2-6 に示す。また、割れ目のうち傾斜角別本数の 深度分布と割れ目本数に対する開口割れ目本数の割合を図 3.2-7 に、開口割れ目の平均開口率と 傾斜角度別の平均開口率の深度分布を図 3.2-8 に示す。これらの図より、以下のことがわかる。

- ・ 深度 420~460m 区間においては、深度 300~420m 区間に比べて開口割れ目の本数が増加しており、このことが湧水量の増加に結び付いた可能性がある。
- ・ 一方、深度 460~500m では開口割れ目の本数は減少している。
- ・ また、深度 420~460m 区間においては、傾斜角にかかわらず割れ目が開口しているが、 深度 420m 以浅では傾斜角<30 の低角割れ目以外の割れ目はほとんど開口していない。
- ・ 一方、深度 460~500m には開口割れ目はほとんど存在しない。

次に、深度 400~460m 区間、深度 200~400m 区間の割れ目のスケッチを繋げた結果を図 3.2-9、 図 3.2-10 に示す(深度 460~500m 区間は未実施)。また、深度 200~500m 区間の割れ目のス テレオ投影図を図 3.2-11~図 3.2-16 に示す。これらの図より、200m レベルでは NNW 方向が 卓越していたが、深度の増加に伴い NE 方向が卓越していることがわかる。

参考として、200mの連絡坑道、300m連接部坑底、400m連接部坑底での割れ目スケッチ図を、 図 3.2-17、図 3.2-18、図 3.2-19に示す(500m連接部は未実施)。

割れ目本数



図 3.2-6 全割れ目本数の深度分布(換気立坑)



図 3.2-7 開口割れ目の深度分布

(左:開口割れ目の傾斜角別の深度分布、右:割れ目に対する開口割れ目の割合の傾斜角別の深度分布)







図 3.2-9 割れ目の状況(換気立坑、深度 400~460m)



図 3.2-10 割れ目の状況(換気立坑、深度 200~400m)



GL-200.2~-226.0m

GL-226.0~249.4m

図 3.2-11 割れ目のステレオ投影図(深度 200~250m)



GL-249.4~-275.5m

GL-275.5~300.2m

図 3.2-12 割れ目のステレオ投影図(深度 250~300m)



GL-300.2~-326.0m

GL-326.0~349.4m

図 3.2-13 割れ目のステレオ投影図(深度 300~350m)



GL-349.4~-375.5m

GL-375.5~400.2m

図 3.2-14 割れ目のステレオ投影図(深度 350~400m)



GL-400.2~-426.0m

GL-426.0~449.4m

図 3.2-15 割れ目のステレオ投影図(深度 400~450m)



GL-449.4~-475.1m

GL-475.1~500.2m

図 3.2-16 割れ目のステレオ投影図(深度 450~500m)





図 3.2-18 深度 300m 連接部底盤観察スケッチ



図 3.2-19 深度 400m 連接部底盤観察スケッチ

(iv)岩石強度

坑壁観察時に、各方角(SW、NW、NE、SE)の1地点において3回、シュミットハンマー試験が実施されている。これらの試験結果(一軸圧縮強さ)の各地点における平均値(3回の計測結果の平均値)を図3.2-20に示す。また、方向別の平均値を表3.2-1に示す(ただし、これらの図表中には発破影響による緩み部のデータは除外している)。これらの図表から、シュミットハンマー試験結果は、100~200MPaを中心にばらついているが、特に、深度380~440mにおけるばらつきが大きい。また、深度440m以深では、ばらつきの程度が次第に小さくなる。

次に、換気立坑の掘削ズリより供試体を成形して実施した一軸圧縮試験結果(深度 10m ピッチ でサンプリングして実施)を表 3.2-2 に示す。また、これらの試験結果をシュミットハンマー試 験結果と比較して図 3.2-21 に示す。さらに、掘削ズリより供試体を成形した試験については、 一軸圧縮強さに加えて、岩石の変形係数、弾性波速度、引張強度(圧裂引張試験による)を実施 した。これらの結果を図 3.2-22 に、岩石の有効間隙率と吸水率の関係を図 3.2-23 に示す。

図 3.2-21 より、掘削ズリによる一軸圧縮強さは、深度方向に大きくは変化しておらず、むし ろ深度 400m 以深で減少していることがわかる。このため、深度 400m 以深においては、掘削ズ リによる一軸圧縮強さは、シュミットハンマー試験結果の平均的な値よりやや低めになっている ことがわかる。更に、深度 460m 以深では、シュミットハンマー試験値が増加しているのにもか かわらず、掘削ズリによる一軸圧縮強さ、引張強度、弾性波速度が減少している。なお、この要 因については、(3)で掘削時の火薬使用量の観点から検討する。

次に、MIZ-1 号孔のボーリングコアを用いた一軸圧縮試験結果を図 3.2-24 に示す。同図にお いても、深度 200~500m 付近においては岩石コアの一軸圧縮強さは 100~200MPa の間にあり、 今回の掘削ズリによる一軸圧縮強さと概ね一致していることがわかる。

一般的に、シュミットハンマー試験に最も適する岩盤強度は、一軸圧縮強さが 1~100MPa の 範囲であると言われており⁹、かなり硬質の岩盤に対しては適用性に限界があり、図 3.2-25 に示 すように、岩石が非常に硬質で一軸圧縮強さが 100MPa 以上ではハンマー反発度と一軸圧縮強さ の相関は悪くなる。このため、換気立坑における計測結果においても、深度 200m、深度 370m、 深度 430m 付近においては 400MPa を超える値が計測されており、明らかに異常値となっている。

最後に、図 3.2-23 より岩石の有効間隙率は 1.0~1.2%程度、吸水率は 0.4~0.5%程度であることがわかる。

方角	SW 方向	NW 方向	NE 方向	SE 方向				
深度 200~300m	123.4	105.4	105.7	110.1				
深度 300~400m	129.6	142.0	126.6	165.5				
深度 400~500m	161.3	166.6	160.1	189.7				

表 3.2-1 方向別のシュミットハンマー試験結果(一軸圧縮強さ:MPa)

ー軸圧縮強さ (MPa)



図 3.2-20 換気立坑における換算一軸圧縮強さ(シュミットハンマー試験) (図中には発破損傷を受けている箇所のデータは除外している)

表:	3. 2-2	掘削ズリを用いた力学試験結果

			W	3	有効	吸水率	湿潤	一軸	破壊	変形		引張	Vn	Ve	
涩度	-	見	掛比重(g/ci	m")	間隙率	2010	密度	圧縮	ひずみ	係数	静	強度	۷p	¥5	動
175/2	武科	白伏	油油	萨福				強度			ポアソン				ポアソン
	留亏	41-46 日 373	1921円	中山林							比				比
(m)		认態	认態	状態	(%)	(%)	(g/cm ³)	(MPa)	(%)	(GPa)		(MPa)	(km/s)	(km/s)	1
	B210-1	2.63	2.63	2.62	0.95	0.36	2.62	156	0.29	57.90	0.25	5.47	4.40	2.74	0.18
-210	B210-2	2.62	2.62	2.61	1.14	0.43	2.63	172	0.37	53.50	0.24	8.64	3.92	2.53	0.14
	B210-3	2.62	2.63	2.62	1.02	0.39	2.62	141	0.34	53.70	0.20	6.34	4.20	2.69	0.15
	B220-1	2.62	2.63	2.62	0.95	0.36	2.62	147	0.28	56.70	0.25	9.23	4.55	2.63	0.25
-220	B220-1 B220-2	2.62	2.60	2.61	0.00	0.38	2.62	128	0.20	45.70	0.20	5.49	3.13	1.96	0.18
	D220 2 D220-2	9.61	9.69	2.01	1.00	0.00	9.02	104	0.25	61.20	0.20	4 00	4 5 4	9.64	0.10
	B220-3	2.61	2.02	2.01	1.09	0.42	2.62	194	0.35	51.00	0.25	4.00	4.04	2.04	0.25
200	B230*1	2.62	2.62	2.61	1.13	0.43	2.62	108	0.35	51.60	0.20	4.21	4.11	2.22	0.29
-230	B230-2	2.63	2.63	2.62	1.01	0.38	2.62	134	0.34	46.40	0.28	4.51	3.75	1.89	0.33
	B230-3	2.62	2.62	2.61	1.04	0.40	2.62	159	0.36	53.30	0.29	4.87	3.92	2.16	0.28
	B240-1	2.63	2.63	2.62	0.94	0.36	2.62	200	0.33	65.20	0.26	7.81	5.05	2.97	0.24
-240	B240-2	2.62	2.62	2.61	0.95	0.36	2.63	192	0.33	63.20	0.27	8.16	5.00	2.87	0.25
	B240-3	2.62	2.63	2.62	1.02	0.39	2.63	183	0.33	57.80	0.27	3.95	4.61	2.73	0.23
	B250-1	2.62	2.63	2.62	0.80	0.31	2.63	206	0.35	61.90	0.28	8.10	5.29	2.92	0.28
-250	B250-2	2.62	2.63	2.62	0.91	0.35	2.62	182	0.31	61.00	0.25	8.13	5.33	2.95	0.28
	B250-3	2.62	2.63	2.61	1.01	0.38	2.63	199	0.20	62.10	0.27	7.08	5.28	2.93	0.28
	B260-1	2.61	2.62	2.61	1.20	0.46	2.62	177	0.34	59.40	0.24	5.66	4.25	2.56	0.22
-260	B260-2	2.62	2.63	2.61	1.17	0.44	2.62	184	0.46	52.60	0.21	6.51	4.01	2.46	0.20
	B260-3	2.62	2.62	2.61	1.16	0.44	2.63	172	0.33	59.90	0.22	6.29	4 11	2.53	0.19
	B200 0	2.62	2.62	2.61	1.10	0.45	2.60	178	0.00	55.90	0.22	5.89	3.86	2.00	0.17
-270	B270-2	2.02	2.00	2.01	1.10	0.49	9.69	167	0.00	54.20	0.22	7.64	4.10	2.11	0.22
210	B270-2 D070-0	2.62	2.02	2.01	1.20	0.40	2.62	107	0.20	04.30	0.27	0.71	4.19	2.40	0.25
	B270*3	2.63	2.63	2.62	1.13	0.43	2.63	184	0.32	60.40	0.27	8.71	4.92	2.80	0.26
000	B280-1	2.62	2.63	2.62	1.05	0.40	2.62	177	0.36	55.50	0.27	8.60	4.65	2.79	0.22
-280	B280-2	2.62	2.63	2.62	1.00	0.38	2.62	164	0.34	51.60	0.20	9.10	3.61	2.16	0.22
	B280-3	2.62	2.62	2.61	1.00	0.38	2.62	183	-0.15	57.30	0.21	7.25	3.98	2.33	0.24
	B290-1	2.62	2.62	2.61	0.99	0.38	2.62	201	0.36	62.10	0.26	8.16	5.25	2.80	0.30
-290	B290-2	2.62	2.63	2.62	1.01	0.39	2.62	193	0.32	62.80	0.27	7.03	5.23	2.85	0.29
	B290-3	2.62	2.63	2.62	0.99	0.38	2.62	197	0.33	62.50	0.27	6.88	5.29	2.79	0.31
	B300-1	2.62	2.62	2.61	1.20	0.46	2.61	169	0.31	55.40	0.28	8.19	5.08	2.91	0.25
-300	B300-2	2.62	2.63	2.61	1.14	0.43	2.62	161	0.31	56.90	0.29	7.44	4.87	2.68	0.28
	B300-3	2.61	2.61	2.60	1.25	0.48	2.63	179	0.25	57.00	0.29	8.37	5.07	2.74	0.29
	B310-1	2.62	2.62	2.61	1.10	0.42	2.63	172	0.29	58.50	0.29	7.40	5.44	2.97	0.29
-310	B310-2	2.62	2.62	2.61	1.09	0.42	2.63	176	0.31	58.10	0.27	8 14	5.38	2.99	0.28
	B310-3	2.61	2.61	2.60	1.00	0.45	2.60	153	0.96	58.30	0.27	0.20	5.41	2.00	0.28
	B310-3 B220-1	2.01	2.01	2.00	1.17	0.43	2.02	180	0.20	58.50	0.27	9.35	4.80	2.30	0.28
-290	D320 1 D320-9	2.00	2.00	2.02	1.12	0.40	2.00	100	0.00	CO 10	0.27	7.10	4.00	2.10 0 E0	0.20
-320	B320-2	2.65	2.00	2.02	1.14	0.45	2.00	164	0.35	60.10	0.26	7.10	4.00	2.00	0.26
	B320-3	2.62	2.62	2.61	1.26	0.48	2.63	179	0.33	60.20	0.26	8.22	4.20	2.52	0.22
	B330-1	2.62	2.63	2.61	1.09	0.42	2.63	176	0.31	63.60	0.25	7.87	5.11	2.88	0.27
-330	B330-2	2.62	2.63	2.62	1.16	0.44	2.63	190	0.33	66.20	0.28	8.54	5.06	2.95	0.24
	B330-3	2.62	2.63	2.62	1.15	0.44	2.63	186	0.26	64.90	0.26	7.45	5.00	2.94	0.24
	B340-1	2.62	2.63	2.62	1.00	0.38	2.62	178	0.32	59.30	0.30	6.89	4.52	2.76	0.20
-340	B340-2	2.62	2.63	2.62	1.06	0.40	2.63	177	0.34	58.40	0.30	6.77	4.54	2.83	0.18
	B340-3	2.62	2.63	2.62	1.03	0.39	2.63	163	0.30	57.30	0.28	6.94	4.44	2.76	0.19
	B350-1	2.62	2.63	2.62	1.10	0.42	2.62	163	0.28	59.90	0.34	8.76	4.95	2.91	0.24
-350	B350-2	2.62	2.63	2.62	1.06	0.40	2.62	167	0.31	57.90	0.31	8.84	4.87	2.98	0.20
	B350-3	2.62	2.62	2.61	1.16	0.44	2.62	159	0.29	57.40	0.33	9.04	5.00	3.01	0.22
	B360-1	2.62	2.63	2.62	1.02	0.39	2.63	184	0.32	62.70	0.31	7.11	4.73	2.88	0.21
-360	B360-2	2.62	2.63	2.62	1.09	0.41	2.63	185	0.32	62.40	0.27	9.65	4 65	2.85	0.20
000	B260-2	2.02	2.00	2.02	1.00	0.29	2.00	175	0.02	65.00	0.21	8.42	4.00	2.00	0.20
	B300 3	2.02	2.00	2.02	1.00	0.30	2.00	100	0.23	CO 20	0.20	0.40	4.07	0.75	0.21
970	B370-1	2.62	2.02	2.01	1.05	0.40	2.65	100	0.32	00.20	0.33	9.90	4.11	2.70	0.25
*370	B370-2	2.62	2.63	2.62	0.98	0.37	2.62	194	0.28	61.60	0.30	5.95	4.87	2.72	0.27
	B370-3	2.63	2.63	2.62	0.91	0.34	2.62	132	0.21	63.50	0.31	9.52	4.92	2.77	0.27
	B380-1	2.62	2.62	2.61	0.96	0.37	2.62	128	0.34	43.90	0.36	5.70	3.75	2.11	0.27
-380	B380-2	2.62	2.62	2.61	1.23	0.47	2.62	126	0.33	46.40	0.25	5.89	3.57	1.95	0.29
	B380-3	2.61	2.62	2.61	1.24	0.47	2.62	128	0.25	54.10	0.27	7.93	4.25	2.21	0.32
	B390-1	2.62	2.63	2.62	1.07	0.41	2.63	154	0.29	54.60	0.30	6.49	4.47	2.53	0.27
-390	B390-2	2.62	2.63	2.62	1.04	0.40	2.63	165	0.32	53.60	0.28	7.04	4.48	2.51	0.27
	B390-3	2.63	2.63	2.62	1.05	0.40	2.63	139	0.27	54.90	0.28	7.49	4.43	2.52	0.26
	B400-1	2.62	2.62	2.61	1.15	0.44	2.62	166	0.30	57.70	0.36	6.77	4.19	2.60	0.19
-400	B400-2	2.63	2.63	2.62	0.86	0.33	2.64	157	0.32	54.10	0.31	5.51	4.30	2.65	0.19
	B400-3	2.62	2.63	2.62	1.00	0.38	2.63	146	0.27	57.00	0.29	5.57	4.18	2.56	0.20
	B410-1	2.63	2.63	2.62	1.27	0.48	2.61	148	0.33	51.10	0.26	6.01	4.28	2.75	0.15
-410	B410-2	2.62	2.62	2.61	1.37	0.52	2.61	132	0.26	48.40	0.23	5.46	4.49	2.84	0.17
	B410-3	2.61	2.61	2.60	1.78	0.68	2.61	127	0.29	42.80	0.22	5.00	4.14	2.68	0.14
	B420-1	2.50	2.51	2.50	1.22	0.49	2.60	147	0.30	54.80	0.27	6.53	4.74	2.82	0.23
-420	B420-2	2.61	2.62	2.60	1 49	0.57	2.61	127	0.35	40.80	0.22	8 21	4.08	2.55	0.18
120	B420-2	2.01	9.02	2.00	1.40	0.57	9.01	161	0.35	51 70	0.22	6.60	1.00	2.00	0.10
	B420-1	9.61	9.02	9.00	1.90	0.00	9.01	144	0.07	45.70	0.21	7.91	4.14	9.51	0.21
-420	B400°1 B400-0	4.01 9.09	2.01	2.00	1.20	0.48	2.02	144	0.07	40.70	0.40	7.71	4.14	2.01	0.21
400	B400-2	2.02	2.00	2.02	1.07	0.41	0.02	140	0.20	50.20	0.20	1.11 E 00	4.14	4.49 9.01	0.22
	D430*3	2.62	2.63	2.62	1.09	0.42	2.63	164	0.32	00.10	0.29	0.98	4.48	2.01	0.24
	B440-1	2.62	2.63	2.62	1.00	0.38	2.62	192	0.34	60.10	0.32	6.86	4.20	2.39	0.26
-440	B440-2	2.62	2.62	2.62	0.99	0.38	2.62	127	0.34	44.00	0.34	8.29	3.74	2.05	0.28
	B440-3	2.61	2.62	2.61	1.07	0.41	2.62	179	0.30	58.70	0.32	6.34	4.10	2.44	0.23
	B450-1	2.63	2.63	2.62	1.05	0.40	2.63	156	0.31	53.80	0.25	4.74	4.50	2.76	0.20
-450	B450-2	2.63	2.63	2.62	1.05	0.40	2.63	160	0.30	55.00	0.28	5.92	4.36	2.58	0.23
	B450-3	2.63	2.64	2.63	1.15	0.44	2.63	166	0.32	56.40	0.28	6.01	4.48	2.82	0.17
	B460-1	2.62	2.63	2.62	1.24	0.47	2.64	146	0.31	54.70	0.28	7.28	4.17	2.62	0.17
-460	B460-2	2.63	2.63	2.62	1.10	0.42	2.64	160	0.32	55.50	0.30	6.70	4.40	2.71	0.19
	B460-3	2.62	2.62	2.61	1.17	0.45	2.65	156	0.29	53.40	0.28	7,98	4.26	2,66	0.18
	B470-1	2.61	2.62	2.61	1.20	0.46	2.61	135	0.31	48.90	0.29	4.64	3.43	2.18	0.16
-470	B470-9	2.01	9.04	9.01	1.20	0.49	9.01	199	0.99	46.20	0.21	6.29	3.40	9.10	0.17
410	B470-2	9.01	9.04	9.01	1.10	0.42	9.01	120	0.20	41.00	0.01	6.00	2.40	2.10	0.10
	D470°3	2.62	2.62	2.01	1.05	0.41	2.01	123	0.10	41.80	0.28	0.22	0.49	4.18	0.18
	D480-1	2.62	2.62	2.61	1.37	0.52	2.63	118	0.36	42.40	0.28	ə.68	2.92	1.90	0.13
-480	B480-2	2.62	2.62	2.61	1.21	0.46	2.64	116	0.35	40.50	0.24	5.16	3.11	2.00	0.15
	B480-3	2.62	2.63	2.62	1.39	0.53	2.64	108	0.16	40.20	0.27	3.90	3.05	1.99	0.13
	B490-1	2.62	2.62	2.61	1.33	0.51	2.66	123	0.35	45.70	0.29	3.75	3.02	1.96	0.14
-490	B490-2	2.63	2.63	2.62	1.16	0.44	2.65	136	0.37	44.40	0.28	3.36	3.34	2.14	0.15
	B490-3	2.63	2.64	2.63	1.23	0.47	2.66	112	0.30	44.70	0.29	3.72	2.95	1.95	0.11
	B500-1	2.59	2.60	2.59	1.58	0.61	2.63	120	0.29	50.50	0.23	4.16	3.08	2.00	0.14
-500	B500-2	2.59	2.60	2.58	1.22	0.47	2.61	94	0.32	31.30	0.24	3.09	2.79	1.79	0.15
	B500-3	2.61	2.61	2.61	0.75	0.29	2.64	129	0.37	43.30	0.28	4.98	3.31	2.15	0.14

ー軸圧縮強さ(MPa)



図 3.2-21 シュミットハンマー試験と岩石コアの一軸圧縮試験の比較



図 3.2-22 掘削ズリを用いた力学試験(一軸圧縮強さ、引張強度、変形係数、弾性波速度)



図 3.2-23 掘削ズリを用いた間隙率・吸水率計測試験結果



図 3.2-24 ボーリングコアの一軸圧縮強さ分布(研究所用地内)



図 3.2-25 岩石の一軸圧縮強さとハンマー反発度との概略の関係 ⁹⁾

(2) 岩盤分類

換気立坑においても、主立坑と同様に国内で適用されている代表的な岩盤分類法である電中研 式、RMR、新JHを適用している。以下に、各岩盤分類法の適用結果の概要を述べる。

また、各岩盤分類の分類結果および坑壁全面の平均値に関する評点の内訳を以下の要領で示す。

- · 電中研式岩盤分類 : 図 3.2-26~図 3.2-30
- RMR : 図 3.2-31~図 3.2-32
- ・新JH :図 3.2-33~図 3.2-34

(i) 電研式岩盤分類

図 3.2-26 より、電研式岩盤分類については、基本的には CH 級を中心に、CM~B 級の間に分 布する良好な岩盤であることがわかる。特に、深度 460m 以深は、B 級主体の堅硬な岩盤である。

(ii) RMR

図 3.2-31 に RMR による岩盤分類結果を示す。RMR は支保設計に使用していないため、岩盤の特性のみを評価するのであれば、不連続面の方向に関する修正を考慮する必要はない。この場合、深度 280m 以浅は評点が概ね 70~90 点に分布しているが、高角度の割れ目本数が増加してくる深度 280m 以深では評点が 60~80 点に低下し、深度 460m 以深の堅硬な岩盤では評点は 70~90 点に増加している。このように、換気立坑において出現している硬質岩盤の岩盤状態を適切に表現できていると言える。

(iii) 新 JH

硬質な花崗岩であるため、新 JH の岩石グループのうち岩石グループ 1 (硬質岩・塊状) の配 点を用いて分類を行っている。新 JH の岩盤グループの区分を図 3.2-33 に、評価点を図 3.2-34 に、採用した評価区分表(岩盤グループ1)を表 3.2-4 にそれぞれ示す。

評点が60~100点間に分布しており、全体的に高い値となっている。

これらより、換気立坑のように基本的に岩石強度が高く、ほぼ不連続面の特性(不連続面の間 隔と状態)により岩盤が分類されるような良好な硬質岩盤に対しては、新 JH による分類は、差 別化するという観点からは適していないことがわかる。

3種類の岩盤分類結果を総合すると、各岩盤分類の適合性は表 3.2-3のようにまとめられる。

	換気立坑						
岩盤の特徴および 分類すべき指標	風化変生 岩石強」 分類す・	質の少ない良好な岩盤であり、岩石強度が高く、支保設計上は、 度と不連続面の特性(不連続面の間隔と状態)に着目して岩盤を べきであると考えられる。					
電研式※	0	岩石強度と不連続面の間隔により分類する方法に変更した結 果、ある程度換気立坑に出現している良好な花崗岩を差別化可 能である。					
RMR	Ø	換気立坑に出現している良好な花崗岩を差別化しやすい。					
新 JH		換気立坑に出現している良好な花崗岩を差別化しにくい。					

表 3.2-3 岩盤分類の適合性のまとめ

表 3.2-4 採用した新 JH の評価区分表(岩石グループ1の場合)⁷⁾

(硬質岩・塊状:花崗岩、中古生層砂岩石英斑岩、花崗閃緑岩)

観察	溪項目	評価区分										
	一軸圧縮強度	100以上	100以上 100~		100~50 50		25~10		10~3		3以下	
	ポイントロード	4以上	4	~2		2~1	1~0	.4	0.4.	以下		
A. 圧縮強度 (N/mm ²)	ハンマーの打撃 による強度の目 安。	岩片を地面に置き ハンマーで強打し ても割れにくい 。	岩片を¤ ハンマー れば割れ	き片を地面に置き ハンマーで強打す ぃば割れる。		岩片を手に持って ハンマーでたたい て割ることができ る。		岩片どおしをたた き合わせて割るこ とができる 。		¦片を部 割るこ。 。	3分 カを込めれば、小さ と な岩片を指先で潰 すことができる。	
	評価区分	1		2		3	4			5	6	
	配点	40		32		24	16			8	0	
	風化の目安	概ね新鮮		割れ目沿	いの風	化変質	岩芯まで風	化変質		土砂制	犬風化,未固結土砂	
B. 風化変質	熱水変質などの 目安	変質は見られない。		変質により割れ日 挟む。		目に粘土を	変質により岩芯まで 下。		で強度低 著しい変 土砂状,料		♪変質により全体が 式,粘土化。	
	評価区分	1		2			3				4	
	配点	18		1							0	
	割れ目の間隔	d≧1m		1m>d≧5	0cm	50cm>	d≧20cm	20c	m>d≧5	cm	5cm>d	
こ 割わ日間隔	RQD	80以上		80~50		60-	~30		40~10		20以下	
0. 副46日间网	評価区分	1		2		3			4		5	
	配点	16		12		8		4			0	
	割れ目の開口度割れ目は		てい している。 (幅<1mm)		割れ目の一部が開口 書 っている。		割れ目の多くが開口し ている。 (幅 < 1mm) (幅1r		割れ目が開口してい る。 (幅1mm~5mm)		割れ目が開口し5mm 以上の幅がある。	
D. 割れ目状態	割れ目の挟在物	なし	なし		なし		薄い粘 (5mm以		専い粘土を挟む。 5mm以下)		厚い粘土を挟む。 (5mm以上)	
	割れ目の粗度 鏡肌	粗い	割れ	,目が平滑		一部に鏡別	1	よく磨かれた鏡肌		l		
	評価区分	1		2			3	4			5	
	配点	26		19		1	13		6		0	

도 涌水를	状態	なし,滲水12/分以下	滴水程度1~200/分	集中湧水20~1002/分	全面湧水1002/分以上
「一场小里	評価区分	1	2	3	4
C #H	水による劣化	なし	緩みを生ず	軟弱化	流出
G. 劣化	評価区分	1	2	3	4

	湧水劣化の調整点									
			湧水量	の区分						
		1	2	3	4					
水に	1	0	0	-5	-10					
よる少	2	0	-5	-7	-10					
予化の	3	-5	-7	-10	-15					
区分	4	-7	-10	-15	-20					

D CL СМ CH В А 200 ò 6 220 240 260 Ĩ 280 300 深度GL-(m) 320 340 360 380 6 400 Ò 420 Ō 440 İ 460 480 500

電研式岩盤分類

図 3.2-26 電研式岩盤分類結果

電研式岩盤分類



図 3.2-27 電研式岩盤分類の内訳(換気立坑)

(岩石強度(岩質、剥離性、ハンマー打撃音)、風化変質、割れ目状態)



図 3.2-28 岩石の強さ(シュミットハンマー試験)に関する分類結果(電研式)



図 3.2-29 不連続面の間隔に関する分類結果(電研式)



図 3.2-30 割れ目の性状に関する分類結果(電研式)



(左:不連続面の方向に関する修正を考慮、右:修正を考慮せず)



図 3.2-32 RMRの内訳(換気立坑)










(3) 火薬使用量

前述のように、深度 460m 以深では坑壁観察から B 級の岩盤と判断されており、シュミットハ ンマー試験値が増加しているのにもかかわらず、掘削ズリによる一軸圧縮強さ、引張強度、弾性 波速度が減少している。その理由を明らかにするため、掘削状況について以前と変化があったか どうか現場に聞き取り調査したところ、深度 460m 以深では岩盤が非常に硬質になったため火薬 使用量を増加する必要があり、掘削ズリが以前より小さくなったという回答があった。このこと から、掘削ズリが発破により損傷したため、掘削ズリを用いた物理試験の結果が影響を受けた可 能性が考えられる。図 3.2-35 に掘削時の火薬使用量(立坑一般部)を示す。



立坑一般部掘削時のm³あたり火薬使用量



(4) 岩盤、覆工の変位挙動

(i)計測方法

深度 460~500m 区間の岩盤、覆工の計測としては、表 3.2-5 に示す B 計測と、表 3.2-6、図 3.2-36 に示す C 計測が実施されている。

-		
	立坑計測位置	深度 500m
	連接部	
B計測	地中変位計測	0
	ロックボルト軸力計測	0
	吹付けコンクリート応力計測	0
	覆エコンクリート応力計測	_
	鋼製支保工応力計測	_

表 3.2-5 B計測の調査項目と調査箇所

	表	3.2–6	C計測の調査項目と調査箇所
--	---	-------	---------------

立坑計測位	深度 475m	
レーザー内空	1 側線	0
変位計測	2 側線	—



図 3.2-36 C計測方向(レーザー内空変位計)

(ii) 計測結果

現時点で収束していると考えられる、深度 500m 掘削段階までの花崗岩掘削時に得られた地中 変位計と吹付け・覆エコンクリート応力の計測結果を以下の要領で示す。これらの計測のうち、 特に深度 450m の B 計測においては覆エコンクリートの応力測定用に有効応力計を 24 個(=8 方向×3 断面)設置している(図 3.2-37 参照)。

■地中変位計測結果

- ・連接部 深度 200m:図 3.2-38
- ・一般部 深度 250m:図 3.2-39
- ・連接部 深度 300m:図 3.2-40
- ・一般部 深度 350m:図 3.2-41
- ・連接部 深度 400m:図 3.2-42
- ・一般部 深度 450m:図 3.2-43

■ (連接部) 吹付け・(一般部) 覆エコンクリート応力測定結果

- ・連接部 深度 200m:図 3.2-44
- ・一般部 深度 250m:図 3.2-45
- ・連接部 深度 300m: 図 3.2-46
- ・一般部 深度 350m: 図 3.2-47
- ・連接部 深度 400m:図 3.2-48
- ・一般部 深度 450m (上段) ①: 図 3.2-49
- ・一般部 深度 450m (上段) ②: 図 3.2-50
- ・一般部 深度 450m (中段) ①: 図 3.2-51
- ・一般部 深度 450m (中段) ②: 図 3.2-52
- ・一般部 深度 450m (下段) ①: 図 3.2-53
- ・一般部 深度 450m (下段) ②:図 3.2-54

上記の図より以下のことがわかる。

地中変位計の挙動をみると、連接部、一般部ともに立坑の掘進に伴う変位の有意な増分は認め られないことから、地山の変形挙動は収束状態にあるといえる。多くの測点では掘削による内空 側への変位を示しているが、図 3.2-39、図 3.2-41 に示すように、壁面近傍の測点において地山 方向に押し戻す挙動を示す計器が認められる。これらは覆エコンクリートの水和熱によって、割 れ目の発達状況に応じて、発破により損傷を受けた岩盤が地山側に押し戻された可能性が考えら れる。

地中変位計の固定点について着目すると、連接部の地中変位計では、深度 200m においては固定点が設置深度 6.0m と十分に深いため、地山の深部方向に向かって変位が収束していく挙動を良くとらえている。一方で、深度 300m の地中変位計の固定点は設置深度 4.0m であるが、設置深度方向の変位分布は固定点においても変位が発生していることを示唆しており、絶対値の取扱いについては注意が必要である。一般部の地中変位計についても、固定点が設置深度 3.0m であ

り、設置深度方向の変位分布から固定点も変位している可能性が高く、絶対値の取扱いについて は注意が必要である。

吹付けコンクリート応力(連接部)、覆工コンクリート応力(一般部)ともに同じ深度の計器間 でも計測値にばらつきが大きい。特に、深度450mでは計測点が多く詳細な計測データが得られ ており、立坑の周方向だけでなく深度方向に近接した計器間でもばらつきが大きいことがわかる。 また、図3.2-49、図3.2-51および図3.2-53が示すように、設置直後には圧縮応力が認められ るが、その後は圧縮応力が低下して引張応力へと転ずるものもあり、これは覆工コンクリートの 水和熱による可能性がある。しかしながら、その後の立坑掘進による応力の有意な増分は認めら れないことから、覆工コンクリートの応力は概ね収束状態にあると言える。



図 3.2-37 B計測配置図(深度 450m)



図 3.2-38 地中変位計測結果(換気立坑連接部) 深度 200m)



図 3.2-39 地中変位計測結果 (換気立坑一般部 深度 250m)



図 3.2-40 地中変位計測結果 (換気立坑連接部 深度 300m)



図 3.2-41 地中変位計測結果 (換気立坑一般部 深度 350m)









図 3.2-45 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 250m)



図 3.2-47 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 350m)



図 3.2-48 吹付けコンクリート応力計測結果 (換気立坑連接部 深度 400m)



図 3.2-49 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 450m (上段)①)



図 3.2-50 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 450m (上段) ②)



図 3.2-51 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 450m(中段)①)



図 3.2-52 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 450m(中段)2)



図 3.2-53 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 450m(下段)①)



図 3.2-54 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 450m(下段)2)

3.2.2 設計の予測値との比較

(1) 岩盤分類

施工時に坑壁で観察された岩盤分類結果を図 3.2-55 に示す。設計段階においては深度 460~500m 区間の花崗岩部の岩盤分類は B~CM 級と予測されていたが、坑壁観察の結果も B 級であり、ほぼ事前予測通りであったと言える。また、立坑一般部の支保・覆工仕様は、B~CM 級は同 一であるため(表 3.2-7 参照)、支保・覆工仕様は事前設計通りとなっている。





表 3.2-7 立坑一般部の支保工・覆工仕様(花崗岩部)

巴细豆八	士伊丁	覆工コ	矢板掛率	
石极区力		厚(cm)	f'ck (N/mm ²)	(%)
В				
CH	_		9.4	_
CM		40	24	
CL	U -195			20
D	11-120		40	50

(2) 岩石強度

掘削ズリより整形した供試体を用いた岩石試験結果の平均値(深度 400~500m)を、事前設計 での予測値、深度 200~300m、300~400m 区間の試験結果と比較して表 3.2-8 に示す。同表よ り、Vp 以外については概ね一致しており、深度 200~500m 区間に関する事前設計での予測値は 概ね妥当であったと言える。但し、Vp に関しては事前設計の値に比べて低めである。参考として 換気立坑のパイロットボーリングで得られた岩石コア試験結果を表 3.2-9 に、他のサイトにおけ る岩石試験結果 ¹⁰を図 3.2-56 に示す。換気立坑で出現している花崗岩の Vp は、図 3.2-56 に比 べると一軸圧縮強さのわりに、やや低めであることがわかる。

表 3.2-8 事前設計との比較(岩石の一軸圧縮強さ)

	本	掘削ズリを用いた岩石試験			
	爭則政司	深度 200~300m	深度 300~400m	深度 400~500m	
湿潤密度(g/cm³)	2.65	2.62	2.63	2.63	
一軸圧縮強さ(MPa)	173.3	175.11	166.93	140.70	
破壊ひずみ(%)	0.33	0.31	0.30	0.31	
変形係数(GPa)	53.1	57.2	58.4	49.1	
P 波速度 Vp(km)	5.5	4.5	4.7	3.9	

表 3.2-9 パイロットボーリングの岩石コアによる試験結果(深度 196.03m~196.6m)

試料番号	①-1	1)-2	①-3	平均值
湿潤密度(g/cm ³)	2.62	2.63	2.62	2.62
一軸圧縮強さ(MPa)	188.0	184.0	196.0	189.3
破壊ひずみ(%)	0.40	0.37	0.40	0.39
変形係数(GPa)	46.9	48.2	48.5	47.9
P 波速度 Vp(km)	4.74	4.74	4.83	4.77



図 3.2-56 各種岩石の一軸圧縮強さと P 波速度の関係¹⁰⁾

(3) 岩盤の変形係数

RMR を用いて岩盤物性 (弾性係数、一軸圧縮強さ)を推定する式のうち岩石の弾性係数に RMR 値に基づく低減係数 RF を掛け合わせて岩盤の弾性係数を推定する方法が土岐花崗岩に関しては 妥当であると考えており¹¹⁾、以下の Nicholson ら¹²⁾により提案されている式を用いて岩盤の弾性 係数を推定した。

$$E_m/E_i = 0.000028RMR^2 + 0.009e^{RMR/2282}$$
(数式 3.2-1)

事前設計で予測した岩盤物性を表 3.2-10 に示す。また、上式で算定した結果を、表 3.2-11 と 図 3.2-57 に示す。これらの図表より、RMR を用いて推定した岩盤の弾性係数は事前設計で予測 した値(CH 級で 30.1GPa)よりやや低めであることわかる。Nicholsonの式は主に浅部の地下 掘削工事やダム基礎岩盤の平板載荷試験結果である Bieniawski¹³⁾や Serafin and Pereira¹⁴のデ ータに基づいて算定されているため、瑞浪超深地層研究所のような初期地圧の高い大深度地下に おける岩盤物性を対象とはしていない。大深度地下においては、初期地圧が高く、岩盤の割れ目 が閉じた状態になるため、割れ目の存在により岩盤の弾性係数が大きく低下しない可能性が考え られ、Nicholsonの式ほどは RMR の値に鋭敏に反応しないことが予想される。そこで、今後、 原位置試験等を実施して大深度における岩盤の弾性係数を算出し、新たな低減係数を設定すると ともに、設計の妥当性を検証する必要があると言える。

岩盤 等級	弾性 係数 (GPa)	ポアソン 比	一軸 圧縮強度 (MPa)	C (MPa)	¢ (度)	限界 ひずみ (%)	限界 せん断 ひずみ (%)
В	35.6	0.35	116.4	18.9	53.9	0.33	0.44
CH	30.1	0.35	89.7	14.6	53.9	0.30	0.40
CM	24.5	0.35	63.1	10.3	53.9	0.26	0.35

表 3.2-10 事前設計で想定した岩盤物性(花崗岩)

表 3.2-11 RMR から推定した岩盤の弾性係数

深度 (m)	区間 (m)	岩石の 弾性係数 Ei(GPa)	RMR	低減係数 R _F	岩盤の 弾性係数 Em(GPa)
210	205~215	55.03	77	0.43	23.57
220	215~225	54.57	75	0.40	22.02
230	225~235	50.43	76	0.41	20.70
240	235~245	62.07	77	0.43	26.96
250	245~255	61.67	77	0.42	26.03
260	255~265	57.30	79	0.45	25.97
270	265~275	56.87	78	0.44	25.04
280	275~285	54.80	70	0.33	17.88
290	285~295	62.47	68	0.31	19.43
300	295~305	56.43	65	0.27	15.44
310	305~315	58.30	68	0.31	18.00
320	315~325	59.60	69	0.31	18.67
330	325~335	64.90	69	0.32	20.69
340	335~345	58.33	70	0.34	19.56
350	345~355	58.40	71	0.34	20.07
360	355~365	63.37	73	0.38	23.84
370	365~375	61.77	73	0.37	22.58
380	375~385	48.13	70	0.34	16.19
390	385~395	54.37	72	0.35	19.21
400	395~400	56.27	74	0.39	21.93
410	$405 \sim 415$	47.43	73	0.36	17.26
420	$415 \sim 425$	49.10	74	0.39	18.97
430	$425 \sim 435$	50.47	73	0.37	18.90
440	$435 \sim 445$	54.27	74	0.38	20.75
450	$445 \sim 455$	55.07	76	0.41	22.34
460	$455 \sim 465$	54.53	78	0.45	24.69
470	$465 \sim 475$	45.67	82	0.51	23.22
480	$475 \sim 485$	41.03	81	0.50	20.48
490	$485 \sim 495$	44.93	81	0.50	22.64
500	$495 \sim 505$	41.70	82	0.51	21.20



図 3.2-57 RMR から推定した岩盤の弾性係数分布

3.2.3 まとめ

研究坑道掘削工事において、地上からのボーリングデータに基づいて実施した事前設計と換気 立坑の花崗岩掘削時(深度 400~500m)に得られた計測データを比較することにより設計の妥当 性を検討した。その結果、以下のことが判明した。

- ・ 換気立坑掘削時に坑壁に出現した岩盤は、400m以浅と同様に風化変質の少ない良好な岩盤 (概ね B~CH 級と判定)であり、事前設計において想定した通りの岩盤等級(電研式岩盤 分類で B~CM 級)と岩石強度であった。但し、掘削ズリよりコア採取して測定した岩石コ アの弾性波速度は事前設計に比べるとやや低めの値であった。
- なお、深度 460m 以深では坑壁観察から B 級の岩盤と判断されており、シュミットハンマー試験値が増加しているのにもかかわらず、掘削ズリによる一軸圧縮強さ、引張強度、弾性波速度が減少した。この理由として、岩盤が非常に硬質になったため火薬使用量を増加する必要があり、掘削ズリが損傷した可能性が考えられる。したがって、岩盤ズリによる物理試験の結果の取扱いについては注意が必要である。
- 割れ目に関しては、深度 350m 以深においては高角度割れ目(NE 方向)が発達しており、 400m 以深においても同様な傾向であった。また、深度 300~400m 区間と異なり、深度 420 ~460m 区間には開口割れ目が存在しており、この開口割れ目が湧水の原因になったものと 推定される。一方、深度 460~500m では開口割れ目の本数は減少している。さらに、深度 420~460m 区間においては、傾斜角にかかわらず割れ目が開口しているが、深度 420m 以 浅では傾斜角<30 の低角割れ目以外の割れ目はほとんど開口していない。一方、深度 460 ~500m には開口割れ目はほとんど存在していない。
- ・ 岩盤分類の適用性に関しては、従来通り電研式岩盤分類の評価項目を瑞浪サイト用に岩石 強度と割れ目の間隔に変更することで、換気立坑で出現している土岐花崗岩をある程度適 切に分類可能となった。RMR 法については、良好な硬質岩盤を岩石強度や割れ目の状態に 応じて差別化するという点で優れていた。一方、新 JH は良好な硬質岩盤を差別化するという 領点からは適していないことが判明した。
- ・ 掘削時の岩盤や覆工コンクリートの変位挙動に関しては、深度 450m において覆工コンク リート応力を 24 カ所(=8 方向×3 段)で測定した結果、下段において掘削に伴う増分応 力が計測された。4.4 において詳細な検討を実施する。

3.3 地震観測結果の分析および耐震設計の妥当性検討

立坑内と地表での地震観測記録を分析して地下の地震動の伝播特性を把握するとともに、先に 実施した耐震設計の妥当性を検討する。

3.3.1 地震観測記録の分析

換気立坑の地表面と深度 100m、300m、500m の連接部において、地震計が設置されて地震時 の加速度が観測されている。本検討では、これらの地震計で観測された記録を用いて、地下深部 の地震動の伝播特性を評価する。

(1) 地震観測の概要

換気立坑における地震観測装置について、地震計の設置状況を図 3.3-1~図 3.3-4 と表 3.3-1 に示す。

なお、地震計は、GL-100m と GL-300m 、GL-500m には3 セット設置されているが、横坑と の位置関係を考慮して横坑の影響が最も少ないと考えられる地震計(100-2、300-3、500-3)の記 録を、検討に用いることとした。



図 3.3-1 換気立坑における地震計設置位置

設置位置	地震計	動ひずみ計	備考
地表面	1 箇所	_	換気立坑櫓基礎
GL-100m	3箇所(3成分)	2箇所(2成分)	換気立坑連接部
GL-300m	3箇所(3成分)	2箇所(3成分)	換気立坑連接部
GL-500m	3箇所(3成分)	_	換気立坑連接部

表 3.3-1 地震観測装置設置状況



図 3.3-2 地表面における加速度計の設置状況(1個のみ設置)



図 3.3-3 加速度計と動ひずみ計の設置状況



図 3.3-4 加速度計配置 (GL-100m、GL-300m、GL-500m)

(2) 地震の観測記録

2008年以降に観測した地震の一覧を、表 3.3-2に示す。

本検討では、これらの地震のうち、瑞浪市での震度が3で、観測加速度が最大の2011年12月 14日の岐阜県美濃東部の地震と、深度500mの地震計を設置してから初めて記録が得られた2012 年5月5日の愛知県西部の地震を対象とする。両地震の観測記録を、図3.3-5~図3.3-27に示 す。

N	戏开口哇	電池	瑞浪市	j	最大加速度	[Gal]、方向	ī]
INO.	完生口时	辰你	の震度	地表	GL-100m	GL-300m	GL-500m
1	$\begin{array}{c} 2008.11.24 \\ 06.15 \end{array}$	岐阜県美濃東部 深さ 11km、M3.9	1	12.0 EW	7.1 EW	_	_
2	2009.5.25 20:26	静岡県西部 深さ 26km、M4.7	2	5.6 EW	3.1 EW	1.8 NS	_
3	$2009.7.14 \\ 03.57$	岐阜県美濃東部 深さ 50km、M3.4	2	6.5 EW	3.1 EW	2.0 EW	_
4	$\begin{array}{c} 2009.7.27 \\ 09.44 \end{array}$	愛知県西部 深さ 40km、M6.5	2	8.2 NS	3.0 NS	1.9 EW	_
5	$2009.8.11 \\ 05:07$	駿河湾 深さ 23km、M6.5	3	30.8 EW	14.7 NS	6.7 EW	_
6	$2011.3.11 \\ 14.46$	三陸沖 深さ 24km、M9.0	3	9.6 NS	8.3 NS	5.5 EW	_
7	$2011.3.11 \\ 15:15$	茨城県沖 深さ 43km、M7.6	2	2.5 EW	2.0 NS	1.7 UD	_
8	$2011.3.12 \\ 03.59$	長野県北部 深さ 8km、M6.7	1	4.8 NS	2.3 NS	1.1 NS	_
9	$2011.3.15 \\ 22:31$	静岡県東部 深さ 14km、M6.4	2	9.1 EW	4.3 NS	2.1 NS	_
10	$2011.4.11 \\ 17.16$	福島県浜通り 深さ 6km、M7.0	2	1.3 NS	1.0 NS	0.58 NS	_
11	$2011.8.1 \\ 23.58$	駿河湾 深さ 23km、M6.2	2	_	5.6 EW	2.2 EW	_
12	2011.12.14 13:01	岐阜県美濃東部 深さ 50km、M5.1	3	68.7 UD	40.3 EW	29.8 EW	—
13	$\frac{2012.5.5}{18:56}$	愛知県西部 深さ 45km、M4.3	3	12.0 EW	4.9 EW	4.4 NS	2.3 EW

表 3.3-2 観測した地震の一覧



図 3.3-5 2011年岐阜県美濃東部:地上部の加速度波形、変位波形、加速度応答スペクトル





図 3.3-7 2011 年岐阜県美濃東部:GL-100m 地点の変位波形



図 3.3-8 2011 年岐阜県美濃東部:GL-100m 地点の加速度応答スペクトル



図 3.3-9 2011 年岐阜県美濃東部:GL-300m 地点の加速度波形



図 3.3-10 2011 年岐阜県美濃東部:GL-300m 地点の変位波形



図 3.3-11 2011 年岐阜県美濃東部:GL-300m 地点の加速度応答スペクトル



図 3.3-12 2011 年岐阜県美濃東部:GL-300m 地点の加速度波形



図 3.3-14 2011 年岐阜県美濃東部:GL-300m 地点の加速度応答スペクトル



図 3.3-15 2012 年愛知県西部:地上部の加速度波形、変位波形、加速度応答スペクトル







図 3.3-18 2012 年愛知県西部:GL-100m 地点の加速度応答スペクトル



図 3.3-19 2012 年愛知県西部:GL-300m 地点の加速度波形



図 3.3-20 2012 年愛知県西部:GL-300m 地点の変位波形



図 3.3-21 2012 年愛知県西部:GL-300m 地点の加速度応答スペクトル



図 3.3-22 2012 年愛知県西部:GL-300m 地点の加速度波形



(3) 加速度計 300-3A

図 3.3-24 2012 年愛知県西部:GL-300m 地点の加速度応答スペクトル



図 3.3-25 2012 年愛知県西部:GL-500m 地点の加速度波形



図 3.3-26 2012 年愛知県西部:GL-500m 地点の変位波形


図 3.3-27 2012 年愛知県西部:GL-500m 地点の加速度応答スペクトル

(3) 地震観測記録の分析

地震観測記録を分析し、地下の地震動の伝播特性について検討する。

分析の手順は、観測された加速度の時刻歴データのうち、検討対象とする E-W 方向と N-S 方 向の成分について、S 波に相当する時刻の記録を抽出する。そして、それぞれの記録のフーリエ スペクトルから応答スペクトル比を算出して、地震動の伝播特性を把握する。すなわち、深度の 異なる観測記録の応答スペクトル比から、その間の地盤の増幅特性を把握することができる。そ れを、後に示すシミュレーションのモデルから評価した伝達関数と比較することで、そのモデル の妥当性を確認することができる。応答スペクトル比は、岐阜県美濃東部の地震では深度 300m の観測記録を、愛知県西部の地震では深度 500m と深度 300m の観測記録を基準として、それよ り上側にある観測記録との間で評価することとした。

岐阜県美濃東部の地震のS波に相当する記録を図 3.3-28、図 3.3-29に示す。また、観測記録 から算出したフーリエスペクトルを図 3.3-30に、深度 300m のフーリエスペクトルを基準にし たスペクトル比を図 3.3-31 に示す。観測記録の時刻歴波形において、主要動の最初の立ち上が りの部分を見ると、深度 300m から地表面に向かって地震波が伝播する様子が確認できる。また、 振幅も上の観測点ほど大きくなっており、徐々に増幅している状況が確認できる。フーリエスペ クトルは、方向によって差があり、地表面で比較すると E-W 方向では 4Hz、9Hz、11.5Hz にピ ークがあるのに対して、N-S 方向では 4Hz と 9.5~10.5Hz にピークが見られる。スペクトル比に ついても、方向による違いが認められ、地表面では E-W 方向は 2Hz 付近に、N-S 方向は 5Hz 付 近にピークが見られる。

同様に、愛知県西部の地震のS波に相当する記録を図 3.3-32、図 3.3-33 に示す。また、観測 記録から算出したフーリエスペクトルを図 3.3-34 に、深度 500m のフーリエスペクトルを基準 にしたスペクトル比を図 3.3-35 に、深度 300m のフーリエスペクトルを基準にしたスペクトル 比を図 3.3-36 に示す。フーリエスペクトルは、深度 500m と 300m、100m では方向の違いによ る差は少ないが、地表面では 5Hz 付近のピークで2 倍程度の差が見られる。スペクトル比につい ても、地表面では E-W 方向に 5Hz 付近に大きなピークが見られる。

二つの地震観測記録に基づく分析から、地表面を除く深い位置での波動伝播特性は、N-S 方向 と E-W 方向ではほぼ一致しており、方向によらないことが確認できた。一方、地表面では、E-W 方向と N-S 方向で、異なる波動伝播特性を示す結果が得られた。この原因の一つとして、地表面 に設置した地震計の設置状況が考えられる。地表面の地震計は、地上構造物の基礎の上に設置さ れていることから、地表面の地震観測記録はこの構造物の固有振動の影響を受けている可能性が 考えられる。



(1) E-W 方向図 3.3-28 地震観測記録(岐阜県美濃東部、S 波部分を抽出)



(2) N-S 方向 図 3.3-29 地震観測記録(岐阜県美濃東部、S 波部分を抽出)















3.3.2 耐震設計の妥当性検討

事前検討で実施した耐震設計の妥当性を検証するために、設計時に設定した地盤物性値等の条件を用いた解析モデルで地震動の一次元重複反射解析を実施し、地震観測記録の分析結果と比較 する。

(1) 検討条件

検討は、地震計が設置されている深度 500m までの地盤を対象とする。地盤物性値と層構成は、 設計時に設定したものを用いる。地盤物性値と層構成を、表 3.3-3 と図 3.3-37 に示す。

地層に	ノベル		単位体積	弾性派	支速度	法古中教				
[m]		岩種	重量	[km/s]						
上端	下端		[kN/m ³]	V_P	Vs	[%0]				
0.0	63.2	砂岩・泥岩	18.6	2.4	1.0					
63.2	79.2	礫岩	21.6	2.8	1.1					
79.2	124.2	砂岩・泥岩	18.6	2.4	1.0	1.0				
124.2	175.2	礫岩	21.6	2.8	1.1					
175.2	_	花崗岩	25.5	4.6	2.3					

表 3.3-3 地盤物性値





(2) 検討方法

解析には、1次元成層地盤の重複反射応答解析プログラム(SHAKE)を用いる。地盤を地表か ら深度 500m までモデル化し、深度 300m を基準にして、深度 100m と地表面に対する伝達関数 を算出する。その結果を、前節で示した岐阜県美濃東部の地震観測記録から評価したスペクトル 比と比較して検討する。解析で得られた伝達関数と、観測記録から評価したスペクトル比に良い 対応が見られれば、解析で設定した地盤定数や地質構造等の条件が、妥当なものであると確認す る事ができる。

(3) 解析結果

解析で得られた伝達関数を、岐阜県美濃東部の地震観測記録から評価したスペクトル比と比較 して、図 3.3-38 に示す。解析で得られた伝達関数は、ピークの大きさは観測記録から評価した スペクトル比より大きいものの、ピークが現れる周波数は、概ね一致している。すなわち、解析 モデルの波動伝播特性は、実際の地盤とほぼ対応しており、解析で設定した条件は、妥当なもの であったと考えられる。そのため、事前に実施した耐震設計において設定した条件は、ほぼ妥当 なものであったと考えられる。



図 3.3-38 観測記録のスペクトル比と解析結果の伝達関数の比較(深度 300m 基準)

3.3.3 地上構造物および周辺の常時微動の計測と解析

前節で示したとおり、地震観測記録に基づく分析から、特に地表面で E-W 方向と N-S 方向で、 波動伝播特性が異なることが確認された。この原因の一つとして、地表面に設置した地震計の設 置状況の影響が考えられる。地表面の地震計は、地上構造物の基礎の上に設置されていることか ら、地震観測記録はこの構造物の振動の影響を受けている可能性が考えられる。

したがって、地上構造物(櫓)および周辺の常時微動の計測と解析を実施し、地上構造物(櫓) の振動が地震観測記録に与える影響把握を行うとともに、地震計を移設・新設するために適当な 設置箇所の提案を行う。

ここに、常時微動とは地下深部の脈動・風力・波力などの自然振動、交通振動・モーター・人間活動などの人工振動によって常に誘起される微小振動のことをいう。地盤の常時微動を測定することにより、地盤の振動特性(卓越周期や増幅特性)の推定や地盤種別の判定などに利用できる。また、構造物上の常時微動を測定することにより、構造物の固有周期や減衰特性などを推定することが可能であり、構造物の耐震設計や耐震補強に利用できる。

図 3.3-39 は、常時微動を計測した位置を示している。全5地点において計測を実施した。計測器の仕様を表 3.3-4 に示す。また、常時微動計測位置の設置状況を表 3.3-5 に示す。



図 3.3-39 地上構造物(櫓)および周辺の常時微動計測位置

表 3.3-4 常時微動計測器の仕様

【微動/強震観測キット JU210】

	·	
センサ部	型式	JA-40GA04(日本航空電子工業製)
	測定成分	上下 × 1、 水平 × 2
	最大計測レンジ	$\pm 39.2 \text{m/s}^2$ (± 4 G)
	電圧感度	0.2039V/(m/s ²) $\pm 3\%$ (2.000V/G $\pm 3\%$)
	零点不平衡	$\pm 0.098 \text{m/s}^2$ ($\pm 10 \text{mG}$)
	直線性	$\pm 0.05\%$ FS
	自己ノイズ	6.9×10-6(m/s ²)/ \sqrt{Hz} (0.7×10 ⁻⁶ G/ \sqrt{Hz})
	$(@1 \sim 30 \text{Hz})$	
	周波数特性	$DC \sim 200 Hz (-3 dB)$
	感度温度特性	400ppm/℃以下
	零点温度係数	$\pm 981 \mu (\text{m/s}^2) / \degree \text{C} (\pm 100 \mu \text{G} / \degree \text{C})$
プリアンプ部	適用チャンネル	内蔵センサ 3ch
	利得	5倍
	その他機能	加速度計 U/D 成分の 1G キャンセル機能付き
バッテリー部	種類	リチウムイオン二次電池
	連続利用時間	約10時間
計測部	(別売)	(下記 計測部利用可能データロガー 参照)
防水	×性能	IP43 相当
外部ニ	コネクタ	LAN(10BASE-T)、 GPS アンテナ、 外部センサ、 外部電源、
		充電
外部セ	ンサ入力	3ch までの電圧入力 (下記 計測部利用可能データロガー
		参照)
外部電源	原入力電圧	$DC9V \sim 15V$
消費電流 (DC1 2	2 V 入力において)	420mA (Typical)
動作	乍温度	$0^{\circ}\mathrm{C} \sim +40^{\circ}\mathrm{C}$
三点	氢支持	高さ調整脚範囲:25~55mm
寸法	 重量 	172×245×160mm(突起部除く)、
		4500g以下(計測部、付属品含まず)
筐存	本材質	アルミニウム



表 3.3-5 常時微動計測位置の設置状況

(4) 常時微動計測結果の分析と影響評価

各計測位置におけるフーリエスペクトルを表 3.3-6 に示す。計測結果を整理するに当たり、微動波形を 20 秒区間ごとに区切った複数区間のスペクトルの平均を用いた。



表 3.3-6 各計測位置のフーリエスペクトル

表中に示した各フーリエスペクトル図は、NS 方向(青)および EW 方向(赤)の結果を示している。また、各図の矢印は、「①: 櫓上」の卓越周波数の位置を示しており、その卓越周波数は、 2.2Hz、4.9Hz、8.0Hz である。

構造物の振動特性の影響を受けていると思われる計測位置②③④の EW 方向のスペクトルに着 目すると、卓越周波数付近にピークがみられる。ただし、計測位置④では特徴的な傾向は見られ なかった。

次に、櫓の影響がない「⑤: コンクリートプラント西側外」のスペクトルを基準としたスペクトル比を次に示す。図 3.3-40 は NS 方向、図 3.3-41 は EW 方向を示している。図 3.3-41 の EW 方向に着目すると、5.0Hz あたりと 8.0Hz あたりにピークがあることがわかる。これは表 3.3-6 に示した「①: 櫓上」の卓越周波数と概ね一致している。

よって、前節で示した地震観測記録の分析結果は、櫓または建屋の地震動の影響を受けている 可能性が高いため、現在櫓下に設置している地震計は、移設することが望ましいと考えられる。



図 3.3-41 スペクトル比(EW方向)

3.3.4 まとめ

2011年11月14日の岐阜県美濃東部の地震と、2012年5月5日の愛知県西部の地震を対象に、 換気立坑で計測された地震観測記録を用いて地盤の振動特性を評価し、事前に実施した耐震設計 の妥当性を検討した。

まず、地震観測記録をフーリエ解析等により分析し、地盤の振動性状を把握した。地表面を除 く深い位置での観測記録を用いた分析では、N-S方向と E-W 方向では、波動伝播特性はほぼ一致 しており、方向によらないことが確認できた。一方、地表面では、E-W 方向と N-S 方向で異なる 波動伝播特性を示す結果が得られた。この原因の一つとして、地表面に設置した地震計の設置状 況が考えられた。地表面の地震計は、地上構造物の基礎の上に設置されていることから、地表面 の地震観測記録はこの構造物の固有振動の影響を受けている可能性が考えられた。

次に、事前に実施した耐震設計の条件に基づいて波動伝播解析を実施して、地震観測記録を用 いた分析と比較して、事前に実施した耐震設計の妥当性を検討した。解析で得られた伝達関数と 観測記録から評価したスペクトル比を比較したところ、ピークの現れる周波数は概ね一致してお り、両者の波動伝播特性は概ね対応することを確認した。このことから、事前に実施した耐震設 計において設定した条件は、ほぼ妥当なものであったと考えられる。

地表部の地震計の設置状況について、地震計は地上構造物(櫓)の基礎に設置されていること から、観測記録は構造物の振動特性の影響を受けている可能性が考えられた。そこで、櫓の常時 微動を測定して櫓の固有振動数を把握した。その結果、地表部の地震計は櫓の固有振動の影響を 受けている可能性が高いことを確認した。今後も地震観測を継続して有意な観測記録を得るため には、地表面の地震計を櫓の影響の少ない場所に移設することが望ましいと考えられる。

4. 研究坑道の建設技術の開発

4.1 立坑掘削工法の適用性に関する検討(主立坑)

4.1.1 建設技術の妥当性、立坑掘削工法の適用性に関する検討

研究坑道掘削工事で適用しているショートステップ工法を対象に、有効性の確認として従来から実施しているサイクルタイムの分析結果に基づいた総括的な評価を行う。

(1) これまでの検討

瑞浪超深地層研究所研究坑道における掘削工法の有効性に関して、ショートステップ工法のサ イクルタイムの観点からの評価は継続的に実施されている。前年度(平成 22 年度)では、主立坑 の立坑一般部掘削の深度 400mから 460mの間に取得されたサイクルタイムと既往のデータを調 査し、整理・分析している。また、それ以前に取得しているサイクルタイム(平成 21 年度以前) も併せて整理・分析し、施工実態の把握と当初設計との差異を確認した。取扱うデータの種類と しては、データ取得当初より継続して地質、施工設備、施工数量、施工方法の施工実績データ(施 工条件バックデータ)と現場で取得され整理されたサイクルタイムおよびそれらに関する聞き取 りデータである。(表 4.1-1 参照)

デー	−タの種類	データの概要
施工基本データ	掘削、覆エほか施工諸元に 関わるデータ	施工深度、コンクリート打設量(余掘り量)、火薬消費量 (地山性状)、作業内容、作業員配置のデータ
作業能率に 関するデータ	施エサイクルに関わるデータ	概略作業サイクル、詳細作業サイクル、ヒアリング調査に よる作業性データ
施工背景データ	施工性に及ぼす要因に関わ るデータ	地山分類(地山状況)、湧水量、その他の阻害要因 (地質状況は、電研式地山分類を主立坑、換気立坑の 設計と実施について整理)
各作業の施工性	施工性、作業サイクルへの 影響を観察できるデータ	地質と関連する施工上の要素である穿孔数と火薬使用 量そして余掘り
テーダ	特殊な施工に関わるデータ	主要作業や新工法の定性的な施工性
機械設備の 稼動、管理データ	機械の使用性などの情報に 関わるデータ	稼動状況、故障・修理・運用データ

表 4.1-1 施工性の確認のために取得するデータ

調査検討範囲を図 4.1-1に示す。なお、主立坑における各年度の施工区間は以下の通りである。

平成 18 年度: 深度 51.5m~172.4m (2005 年 2 月から 10 月の間に施工)

平成 19 年度:深度 188.4m~230.0m

平成 20 年度: 深度 230.0m~300.0m

平成 21 年度: 深度 300.0m~400.0m

平成 22 年度:深度 400.0m~460.0m

(本年度) 平成 24 年度: 深度 460.0m~500.0m



図 4.1-1 サイクルタイム調査検討範囲

(2) 本年度の実施事項

瑞浪超深地層研究所研究坑道における掘削工法の有効性を、ショートステップ工法のサイクル タイムの観点から総括的に評価するために以下の事項に着目して調査・分析を実施する。研究坑 道掘削工事で適用しているショートステップ工法の妥当性を安全性と施工性の双方の観点から実 証する必要がある。施工性の観点からは、有効性の確認として従来から実施しているサイクルタ イムの分析結果に基づき評価する必要がある。中間深度である 500mまでのデータが、地質の相 違、深度依存などの観点で比較可能となり、総括的な評価を行う時期と考える。具体的には以下 の目的を設定する。

- 研究坑道掘削工事で適用しているショートステップ工法を対象に、有効性の確認として従来 から実施しているサイクルタイムの分析結果に基づき総括的な評価を行う。
- 従来から取得の対象となっているデータ項目(削岩・ズリ出し、壁面観察、裏面排水、型枠、 コンクリート打設、吹き付けコンクリートなど)、深度区間、岩種に着目した整理・分析を実施する。また、深度 500mまでを中間深度とした総括的な評価も実施する。
- ・ 深度 500mまでの実績と机上検討より、本立坑では未適用である替えキブルの適用性につい て評価を行う。
- ・ ショートステップ(2ステップ方式)の妥当性についての定性的検討を行う。

(3) 立坑掘削作業のサイクルタイムの分析(深度別)

(i)設計サイクルタイム

設計段階に想定された掘削作業サイクルタイムを表 4.1-2、表 4.1-3 に示す。このサイクルタ イム集計表は立坑掘削の各作業項目での作業時間を示したものであるが、実施工における作業項 目(実施工で把握可能)とかい離がある。よって、評価に資するため設計サイクルタイムを再配 分した。

	設計サイクルタイム	`				再配分しス	を設計サイクルタイ	4
		1.3m	2.6m	I 1				2.6m
		(分)	(分)					(分)
	 削岩準備 	35	70			\longrightarrow	1) 削岩準備	
<u>ज्य</u> ा २।	② 穿孔	75	150				2)後片付け	70
牙扎	③ 削岩機移動(各孔間)	63	126			制岩	3) 穿孔	276
発破	 ④ 装薬·結線 	43	86				4) 装薬・発破・換気等	166
	⑤ 待避·発破·換気	40	80-				小計	512
	小計	256	512		切当して		5) 飛石撤去	
	⑥ ズリ出し準備	30	60-		까머기고	>	6) ずり出し準備	60
711441	⑦ 揚げズリ	271	542-			\longrightarrow	7) ずり出し、コソク	542
хэшо	⑧ 浮石落し・当て取り・測量	33	66-			- ズリ出し - >	8) 測量	66
	小計	334	668				9) 後片付け	
	 ⑨ 壁面観察 		180			7	10) 盤整形	30
ᄢᄎ	小計		180				小計	698
	⑩ 裏面排水工		13		\times	Ţ	11) 壁面清掃	
	⑪ ウォーターリング、湧水処理		7	\sim	調査	\checkmark	12) 観察準備	
刑法服务刑	 2 盤均し 		30	\sim		壁面観察	13) 観察	
生性加生	 セントル脱型・移動・組立 		70		研究	A A	14) 後形付け	180
	⑭ 計測工		12				小計	180
	小計		132		/	Ń	15) 設置準備	7
	15 コンクリート打設準備	-	30		安理丁	東西排水	16) 設置	13
コンクリート	16 コンクリート打設		94	\sim		表面排小	17) 後片付け	
打設	 後片付け 		30				小計	20
	小計		154		/	$\int_{-\infty}^{\infty}$	18) セントルセット(脱型含む)	70
支保工		-	90			型枠	19) 打設準備	42
	小計		90		覆エ	~ ~ ~	20) 打設	94
	18 パイプ・ケーブル類の延伸	0	0			コンクリートエン	21) 後片付け	30
その他	19 損失	30	30				小計	236
	小計	30	30		/	支保工		90
	サイクルタイム合計		1766				小計	90
						スの(出	▶ 損失	30
						その他	小計	30
				I		サイク	ルタイム合計	1766

表 4.1-2 主立坑サイクルタイム(①堆積岩 CL)

表 4.1-3 主立坑サイクルタイム (②花崗岩 CM)

設計サイクルタイム

再配分した設計サイクルタイム

		1.3m	2.6m					2.6m
	① 割出業准	(分)	(分)				1) 北山山 淮 /井	(分)
		40	80					
穿孔		98	196				2) 仮月111	000
•	③ 則右機移動(谷九间) ④ 共英 (共協)	83	166			ENAL ->		362
発破	④ 装架 結線	55	110			×	(4) 装楽・ 光 倣・授凤寺	190
	5) 付近・完破・授ス	40	80-					632
		316	632		掘削工		5) 飛石撤去	
	⑥ズリ出し準備	30	60-			\longrightarrow	6) ずり出し準備	60
ズリ出し	⑦ 揚げズリ	288	576-			\rightarrow	7) ずり出し、コソク	576
	⑧ 浮石落し・当て取り・測量	25	50-			── ズリ出し →	8) 測量	50
	小計	343	686				9) 後片付け	
研空	 9 壁面観察 		180			7	10) 盤整形	30
WI JU	小計		180				小計	716
	① 裏面排水工		29		\times	$\langle \rangle$	11) 壁面清掃	
	① ウォーターリング、湧水処理		7	\searrow	調査	\rightarrow	12) 観察準備	
开门中东中兴开门	 2 盤均し 		30	\sim		壁面観察	13) 観察	
空件航空	13 セントル脱型・移動・組立		70		研究	7	14) 後形付け	180
	① 計測工		12				小計	180
	小計		148				15) 設置準備	7
	15 コンクリート打設準備		30		70/12		16) 設置	29
コンクリート	16 コンクリート打設		94		XXX	表曲排小	17)後片付け	
打設	 後片付け 		30 -				小計	36
	小計		154				18) セントルセット(脱型含む)	70
	18 パイプ・ケーブル類の延伸	0	0			型校	19) 打設準備	42
その他	19 損失	30	30		覆工	~~>	20) 打設	94
		30	30			コンクリートエ	21)後片付け	30
	サイクルタイム合計		1830					236
			. 500				指失	30
						その他	小計	30
						サイク	リルタイム合計	1830

(ii) 実作業サイクルタイム (深度 460m~500m主立坑)

今年度範囲である深度 460m~500mの工事区間にて取得した主立坑のサイクルタイム(計 15 サイクル)の集計を表 4.1-4 に、サイクルタイムの割合を図 4.1-2 に、主立坑における実作業サ イクルタイムについて深度別にグラフ化を行ったものを図 4.1-3 に示す。

これらの考察を以下に示す。

- ▶ 1 サイクルに要する時間は 2200 分(36 時間) ~20000 分(333 時間) 程度であるが、平均 は 5000 分(83 時間)程度であり、図 4.1-3 に示した設計サイクルタイム(1830 分)より大幅 に増加している。しかし、これは最下部でシリカレジン注入などによる地山補強が実施され たこと、および最下部(215 サイクル)は連接部であり、1 サイクルが 5mを超える施工スパ ンであったためと考えられる。よって、施工スパンの長い 215 サイクルを除外すると、実際 には 2000 分~6000 分(平均 3842 分)というサイクルタイムが多く、前回検討結果(深度 400~460m)のサイクルタイムの平均は 3098 分と比較して増加している。
- ▶ この増加に対しては、工種別にみると「覆工(型枠・コンクリート工)」の増加が主原因であると判断され、深度460~500mはそれらのサイクルの時間を要したと判定される。
- 図 4.1-2より、サイクルタイムにおける割合は、ズリ出し時間が 35%と最も多く、覆工 (型枠・コンクリート工)が 25%、削岩が 16%、その他の損失は地山補強のための補助工法 や保守点検・設備補修等の要因を含むため 15%となっている。

図 4.1-4 に特殊作業が発生する連接部を除外した、サイクルタイムにおける割合を示す。ズリ 出し時間が 35%と最も多く、覆工(型枠・コンクリート工)が 24%、削岩が 15%、その他の損失 は地山補強のための補助工法や保守点検・設備補修等の要因を含むため 17%となっている。連接 部込のサイクルタイムと比較すると、その割合の順は変化がなく、比率もほとんど変化は認めら れない。

- ▶ 過年度のサイクルタイムと比較すると、比率は過年度と変わらない傾向ではあるが、全体の サイクルタイムが増加している。
- ▶ 施工スパンの長い連接部 No.215 スパンを除外し、平成 22 年度(深度 400~460m)と比較 を行うと、削岩平均 409 分⇒579 分、ズリ出し平均 1225 分⇒1316 分、壁面観察平均 194 分 ⇒186 分、支保工平均 134 分⇒139 分、覆工平均 526 分⇒913 分、その他平均 609 分⇒633 分と変化している。

設計と実作業のサイクルタイムの比較を表 4.1-5 に示す。最下部 No.215 および連接部影響を 受けている No.214 のスパンを除外し、スパン長 2.6mに換算して比較を行ったものである。なお、 連接部に用いられる吹付コンクリート、RB は一般部である No.204 スパン(深度 467.1m~469.7 m)でも実施しており、計上されている。補助工法はシリカレジン注入であり、連接部直上の No.213 スパン(深度 489.6~492.2m)でも実施している。 削岩・壁面観察についてはほぼ設計 値通りの値となっている。 それ以外の工種に関しては、200%~2000%増加している。

スパン	深度	削岩	ズリ出し	壁面観察	支保工	覆エ	その他	掘削合計(分)
201	462.1	1,530	1,440	210	225	1,285	1,200	5,890
202	464.6	375	1,365	180	135	630	285	2,970
203	467.1	525	1,745	150	165	645	0	3,230
204	469.7	950	1,785	120	120	1,680	390	5,045
205	472.1	230	1,005	180	135	870	0	2,420
206	474.6	540	870	165	90	495	540	2,700
207	477.1	1,065	1,170	150	120	645	810	3,960
208	479.6	345	900	150	105	540	165	2,205
209	482.1	285	1,175	150	120	585	240	2,555
210	484.6	465	1,230	150	135	180	480	2,640
211	487.1	625	1,605	170	105	900	155	3,560
212	489.6	400	1,535	430	75	575	2,755	5,770
213	492.2	330	1,245	190	255	895	495	3,410
214	494.4	440	1,360	210	165	2,860	1,350	6,385
215	500.2	3,590	7,055	1,700	135	6,010	1,995	20,485
म	均	780	1,699	287	139	1,253	724	4,882
総	計	11,695	25,485	4,305	2,085	18,795	10,860	73,225

表 4.1-4 深度 460~500m区間におけるサイクルタイム集計表(主立坑)



図 4.1-2 サイクルタイムの割合(深度 460m~500m主立坑)

JAEA-Technology 2014-019



図 4.1-3 実作業サイクルタイム(主立坑、深度 460~500m区間)



図 4.1-4 サイクルタイムの割合(深度 460m~500m主立坑 連接部サイクル No.215 除く)

		作業項目	実作業平均 2.6m (分)	各作業 との比率 (%)	設計 2.6m (分)	実作業/設計 2.6m (%)	増分 (実作業−設計) (分)	増? () の比 率 %)
		1) ジャンボ搬入セット・削孔 ビジャンボ搬出	382						
	当市	2) 装薬	165		632				
	HIM .	3) 発破養生·退避·発破待	63						
掘削工		小計	610	17%	632	97%	-22	Ŷ	-1%
	ズリ出し	1) ズリ出し	1,258		576	218%			
		2) コソク・坑底整地	102		140	73%			
		小計	1,360	37%	716	190%	644	企	35%
	壁面観察	1) 壁面清掃(観察用)							
調査		2) 壁面観察	171		180				
研究		3) 計測機器設置	20						
		小計	191	5%	180	106%	11	Ŷ	1%
支圧工	東西排水	 支保工・裏面排水・金網 	142		36				
又休工	表面所介	小計	142	4%	36	394%	106	⇒	6%
		1) 埋め込み金物	2		-	-			
		2) セントル脱型・セット	243		70	347%			
要す	型枠	3) コンクリート打設(準備・片付含む)	496		136	365%			
復工	コンクリートエ	4) 吹付コンクリート(準備・片付含む)	37		30	122%			
		5) RB(準備・片付含む)	12		_	-			
		小計	789	21%	236	334%	553	企	30%
		 1) 配管·風管延長 	137						
		 p継ポンプ座 	62						
	7.0/1	3) 設備故障修理	68		30				
その他		4) 補助工法	33						
		5) その他口カフォード移動・水替え その他)	298						
		小計	598	16%	30	1993%	568	Ŷ	31%
		サイクルタイム合計	3,690	100%	1.830	202%	1.860		100%

表 4.1-5 設計と実作業のサイクルタイムの比較(深度 460m~500m主立坑	連接部除く)
---	--------

(iii) 主立坑一般部全長のサイクルタイム(深度 51.5m~500m主立坑)

主立坑掘削開始からこれまで取得したサイクルタイム(深度 51.5m~500m、計 215 サイクル) の工種別割合を図 4.1-5 に示す。また、主立坑における実作業サイクルタイムについて深度別一 覧を表 4.1-6、またグラフ化を行ったものを図 4.1-6、図 4.1-7(連接部除外)に示す。これら に基づいた考察は以下の通りである。



図 4.1-5 サイクルタイムの割合(深度 51.5m~500m、計 215 サイクル)

- ▶ 1 サイクルに要する時間は 1665 分(27 時間) ~20780 分(346 時間) 程度、平均すると 3870 分(64 時間) 程度であり、表 4.1-3 に示した設計サイクルタイム(1,830 分)よりも 2040 分(34 時間) 程度増加し、増加の割合は 44%程度となっている。
- 図 4.1-5のグラフより、サイクルタイムにおける割合は、ズリ出しが 32%と最も多く、覆 工(型枠・コンクリート工) 24%、支保工 6%、壁面観察 4%、その他が 21%となってい る。
- 図 4.1-6のグラフより、連接部における大幅な作業時間の増加を確認できる。ほぼすべての作業項目において突出した数値となっている。
- ▶ 深度 200m~300mまでは概ね 3000 分程度であり、上部に比べやや多いサイクルタイムとなっている。
- ▶ 深度 300m~400mでは、サイクルタイムの減少が見られる。これは深度の影響よりも習熟による作業効率の向上と思われる。
- ▶ 深度 400~500mにおいてはサイクルタイムがやや増加している。地質状況の変化(岩盤強度)の漸増や深度の影響が考えられる。

スパン	深度	削岩	ズリ出し	・支保工	壁面観察	覆工	その他	補助工法	総計
1	-51.5	2,040	1,928	755	110	920	235	0	5,988
2	-54.1	919	1,122	465	158	1,482	488	0	4,634
3	-56.7	550	1,513	928	210	1,115	820	0	5,136
4	-59.3	474	1,065	325	195	865	640	0	3,564
5	-61.9	435	1,275	295	180	850	180	0	3,215
6	-64.5	690	1,110	200	205	742	170	0	3,117
7	-67.1	470	1,035	220	205	1,190	3,936	0	7,056
8	-69.7	900	1,730	260	150	960	80	0	4,080
9	-72.1	415	1,495	210	125	620	390	0	3,255
10	-74.6	800	1,035	215	220	870	305	0	3,445
11	-77.0	310	470	210	200	710	725	0	2,625
12	-79.6	325	1,110	980	150	680	1,780	0	5,025
13	-82.2	580	952	480	125	795	170	0	3,102
14	-84.6	348	1,140	230	100	740	220	0	2,778
15	-87.0	455	960	245	95	550	80	0	2,385
16	-89.4	260	910	210	140	690	60	0	2,270
17	-91.8	390	690	250	200	650	80	0	2,260
18	-94.4	310	1,005	430	95	1,775	290	0	3,905
19	-96.6	811	1,925	745	755	9,710	2,315	0	16,261
20	-100.2	500	890	490	450	890	1,550	0	4,770
21	-102.6	330	935	215	125	605	700	0	2,910
22	-105.2	354	1,120	195	110	670	0	0	2,449
23	-107.8	365	940	190	140	615	0	0	2,250
24	-110.4	400	855	320	115	570	530	0	2,790
25	-113.0	320	885	280	105	640	40	0	2,270
26	-115.6	275	860	240	130	580	30	0	2,115
27	-118.2	390	945	205	70	755	40	0	2,405
28	-120.8	650	965	210	160	620	170	0	2,775
29	-123.4	745	925	250	200	765	2,315	0	5,200
30	-126.0	345	750	200	1/0	800	190	0	2,455
31	-128.6	430	910	210	125	645	30	0	2,350
32	-131.2	810	1,215	240	395	1,130	2,080	0	5,870
33	-133.8	615	965	585	150	1,315	985	0	4,615
34	-136.2	455	1,340	195	180	690	240	0	3,100
35	-138.8	675	1,540	220	190	660	520	0	3,805
30	-141.4	665	1,660	240	55	830	080	0	4,130
37	-144.0	420	1,300	070	145	000	210	0	3,400
30	-140.0	560	900	270	130	610	1 105	570	2,030
39	-149.Z	500	1,200	200	120	000 540	1,100	1 220	3,990
40	154 4	500	1,040	120	130	540	1,940	1,220	4,000
41	-134.4	555	1,743	175	120	600	2 585	1 / 25	5 280
42	-150.6	620	1 165	240	160	570	1 / 00	1 380	4 245
43	-162.2	285	1,105	1 / 15	115	715	2 450	1 310	6.040
44	-164.8	520	1 365	435	120	075	2,400	1 505	5.645
46	-167.4	230	760	180	220	2 140	4 235	2 570	7 765
47	-170.0	660	1 620	210	225	615	3 005	1 380	6.335
48	-172.4	1 200	1,310	210	150	635	2 840	1 095	6 345
92	-180.0	670	1 200	330	150	2 670	1,965	360	6.985
93	-182.4	300	1 455	300	135	630	555	405	3 375
94	-184.8	570	1,500	300	290	495	495	405	3,650
95	-187.2	225	840	240	105	435	525	345	2.370
96	-189.6	240	1.260	210	120	420	540	360	2,790
97	-192.0	510	1.200	240	180	465	375	375	2.970
98	-194.4	705	1,275	660	405	1,095	585	405	4,725
99	-196.6	840	3,495	1,230	645	13,280	1,290	735	20,780

表 4.1-6 深度 51.5m~500m区間におけるサイクルタイム集計表(主立坑)(1/3)

71821	270 (FFF	풍미무는	71141	去伊工	除来而知家	悪工	この生	おおかていた	<u>≪</u> &⊇⊥
100	200.0	260	1 1 25	240	当当日日 道元 53 3 5 0 5	1度	029 029	1世纪/二/云 260	2 5 2 5
100	202.6	780	1,123	105	105	510	000	540	3,525
107	202.0	615	1,110	105	120	480	1 200	450	4 050
102	203.2	300	900	120	215	400	0/0	505	3 045
103	210.4	600	1 410	120	135	615	1 230	585	1 230
104	-213.0	315	1,410	120	90	495	2 505	480	4,230
105	215.6	660	1,020	120	165	495	1 110	600	3 720
100	218.2	315	1,125	150	150	400	1 3 3 5	645	3,120
107	-210.2	555	1 215	210	150	435	405	405	2 970
100	-220.0	345	1 140	150	150	540	405	405	2,510
110	-220.4	480	1,140	210	120	480	780	540	3 345
111	-228.6	270	1,270	120	90	615	750	405	3 405
112	-220.0	660	1 455	225	330	1 500	8 250	330	12 420
113	-233.8	255	1,400	120	240	930	540	495	3 360
114	-236.2	390	1 290	135	180	480	870	600	3 345
115	-238.8	510	1 4 1 0	135	180	400	900	315	3 555
116	-200.0	225	1,110	150	210	390	660	330	2 655
117	-244.0	615	1 365	180	150	465	600	450	3 375
118	-246.6	300	1 140	120	180	420	615	360	2 775
119	-249.2	330	960	825	225	495	525	420	3,360
120	-251.8	540	1 170	120	195	465	1 305	450	3 795
121	-254.4	300	960	120	195	465	525	435	2,565
122	-257.0	285	930	165	165	450	1 665	390	3 660
123	-259.6	285	1 320	225	150	420	525	390	2 925
124	-262.2	615	1,020	135	165	435	2 460	360	5 085
125	-264.8	255	1 155	105	135	450	735	465	2 835
126	-267.4	600	1,395	150	285	1.005	2.970	465	6,405
127	-270.0	330	1,140	150	195	525	885	420	3,225
128	-272.4	345	1,485	180	165	480	525	435	3,180
129	-274.8	645	1,305	180	165	495	1,170	330	3,960
130	-277.2	255	1,215	120	135	450	600	315	2,775
131	-279.6	750	1,635	165	150	420	555	330	3,675
132	-282.0	420	1,230	180	150	450	405	315	2,835
133	-284.4	690	1,515	405	150	405	1,230	315	4,395
134	-286.8	360	1,095	180	150	480	930	285	3,195
135	-289.2	630	1,320	120	135	480	690	360	3,375
136	-291.8	330	1,410	165	180	480	450	300	3,015
137	-294.4	405	1,200	150	195	1,740	405	345	4,095
138	-296.6	990	3,285	720	675	8,670	840	240	15,180
139	-300.0	540	1,245	225	210	600	1,065	360	3,885
140	-302.6	525	1,200	195	165	465	690	240	3,240
141	-305.2	720	1,305	165	180	480	390	255	3,240
142	-307.8	580	1,380	195	75	480	255	165	2,965
143	-310.4	390	1,065	165	135	435	240	165	2,430
144	-313.0	675	1,395	150	150	465	690	135	3,525
145	-315.6	675	1,380	150	120	450	240	150	3,015
146	-318.2	405	1,085	120	165	315	30	0	2,120
147	-320.8	585	1,230	135	180	405	45	0	2,580
148	-323.4	360	945	120	135	465	150	0	2,175
149	-326.0	600	1,215	120	135	390	135	0	2,595
150	-328.6	165	990	120	165	525	150	0	2,115

表 4.1-6 深度 51.5m~500m区間におけるサイクルタイム集計表(主立坑)(2/3)

151 3312 240 1200 120 320 450 1,470 0 3,800 152 3336 240 1,200 120 155 430 155 0 1,275 0 1,275 120 150 420 155 0 2,375 156 3414 255 1,990 135 105 420 135 0 2,355 157 3466 285 1,110 150 135 0 2,355 0 2,355 158 3492 440 128 135 0 2,400 135 0 2,200 135 0 2,200 135 0 2,200 10 0 2,120 10 0 2,120 155 1406 2,100 0 2,120 155 1406 2,100 0 2,120 155 1406 2,100 0 2,120 155 1406 10,5 150 120 0 0	スパン	深度	削岩	ズリ出し	支保工	壁面観察	覆工	その他	補助工法	総計
152 333.8 240 1,005 120 150 360 75 0 0 2415 153 338.8 570 1,275 120 150 420 435 0 2,970 155 341.4 655 980 135 105 420 265 0 2,325 156 344.0 285 1,005 135 99 420 135 0 2,250 159 351.8 685 1,425 135 99 440 2,200 161 .357.0 0 7,35 105 0 2,200 162 .362.0 443 1,220 135 455 760 0 2,200 162 .367.0 3.01 1,220 135 455 106 0 2,130 163 .367.0 3.02 1,220 100 155 3450 0 2,130 164 .377.0 1,220 1,020 155 105 3450 0 2,330 10 0 2,336 <t< td=""><td>151</td><td>-331.2</td><td>240</td><td>1,200</td><td>120</td><td>320</td><td>450</td><td>1,470</td><td>0</td><td>3,800</td></t<>	151	-331.2	240	1,200	120	320	450	1,470	0	3,800
153 336.2 420 1200 120 105 420 150 0.2 2415 154 338 570 120 150 420 155 0.2 2385 156 3444 285 1.005 135 105 420 285 0.2 2355 157 3466 285 1.100 135 99 420 135 0.2 2855 158 3492 450 1.225 900 120 135 435 135 0.2 2.2855 160 3544 225 900 120 135 435 135 0.2 2.100 0 2.180 161 3545 2.00 1.75 135 99 405 2.10 0.2 2.220 10.0 2.190 10.0 2.190 10.0 2.190 10.0 2.190 10.0 2.190 10.0 2.190 1.15 145 10.0 2.340 10.0 1.935 3450 1.235 1.50 1.0 2.345 1.15 1.15 <td< td=""><td>152</td><td>-333.8</td><td>240</td><td>1,005</td><td>120</td><td>150</td><td>360</td><td>75</td><td>0</td><td>1,950</td></td<>	152	-333.8	240	1,005	120	150	360	75	0	1,950
154 338 8 570 1.275 120 150 4420 435 0 2.385 156 -344.0 285 1.996 135 105 420 285 0 2.385 158 -346.6 285 1.906 135 99 420 135 0 2.185 159 .351.8 585 1.425 135 99 440 2.200 161 .357.0 0 0 7.55 1.050 1.216 0 2.210 162 .356.7 2.40 1.060 105 135 405 7.10 0 2.250 164 .367.0 .375 1.200 135 .455 0 2.130 0 0 2.130 166 .367.0 .375 1.200 1.085 120 .360 0.0 2.320 167 .377.6 2.40 9.96 196 155 120 .390 0 2.320	153	-336.2	420	1,200	120	105	420	150	0	2,415
155 3414 555 990 135 105 435 165 0 2,385 157 3466 285 1,100 150 135 375 105 0 2,385 158 3492 450 1,200 135 99 420 135 0 2,285 169 3544 225 960 120 135 435 135 0 2,210 161 357.0 0 775 150 135 450 770 0 2,220 162 359.5 240 1,000 135 75 495 105 0 2,130 163 364.5 300 1,200 180 345 760 570 135 445 0 2,340 168 374.5 1,905 150 120 360 10.50 1,935 165 360 0 1,935 170 375 240 1,905 150 150 155 150 105 425 0 2,340	154	-338.8	570	1,275	120	150	420	435	0	2,970
156 344.0 285 1.05 420 285 0 2.325 157 3466 285 1.110 150 135 0.2 2.260 159 351.8 585 1.425 135 0.9 420 135 0.2 2.260 161 357.0 0 7.35 150 135 450 750 0.2 2.100 162 387.0 2.40 1.050 150 135 445 750 0.2 2.100 0.2 1.500 1.53 4450 750 0.2 2.100 0.2 1.500 0.2 2.130 1.55 3.450 0.2 2.130 1.55 3.450 0.2 2.130 1.155 3.450 0.2 2.130 1.155 3.450 0.2 2.130 1.155 3.450 0.2 2.130 1.155 3.450 0.2 2.130 1.155 3.450 0.2 1.135 1.150 1.155 1.150 1.155	155	-341.4	555	990	135	105	435	165	0	2,385
150 -346.6 -285 -1110 150 135 375 105 0 2260 158 -3492 450 1.425 135 90 440 135 0 2260 160 -354.4 225 960 120 135 435 135 0 2.010 161 -357.0 0 7735 150 135 4405 10 0 2.190 162 -355.5 2.40 1.050 135 90 405 105 0 2.130 164 -346.4 300 1.020 135 75 495 105 0 2.370 166 -369.6 2.55 1.065 135 195 345 0 2.370 168 -377.0 240 1.095 135 195 420 300 0 2.340 171 -387.6 270 915 195 1405 345 135 0	156	-344.0	285	1,095	135	105	420	285	0	2,325
158 3442 450 1,120 135 90 420 135 0 2280 169 354.4 225 990 120 135 436 135 0 2.280 161 357.0 0 735 150 135 4450 750 0 2.220 162 362.0 435 127.7 135 90 405 210 0 2.550 164 364.5 300 1,020 135 75 496 105 0 2.340 166 367.0 375 1,200 108 345 100 2.340 167 377.0 240 1,005 150 120 300 10 2.345 168 374.5 195 105 345 60 0 1.290 171 382.0 270 990 150 1435 135 0 2.100 173 387.0 285 <t< td=""><td>157</td><td>-346.6</td><td>285</td><td>1,110</td><td>150</td><td>135</td><td>375</td><td>105</td><td>0</td><td>2,160</td></t<>	157	-346.6	285	1,110	150	135	375	105	0	2,160
139 -30.6 385 1,425 135 435 135 0 2,293 160 .357.0 0 735 150 135 435 135 0 2,210 161 .357.0 0 735 150 135 405 750 0 2,190 162 .3695 240 1,050 135 1405 0 2,130 164 .364.5 .300 1,020 180 345 780 0 2,130 166 .366.0 .240 .900 195 165 390 450 0 2,330 167 .372.0 .240 .900 195 120 300 0 1,355 168 .377.0 .240 .1025 150 135 435 0 0 1,385 171 .387.0 .285 .975 150 1405 135 .300 0 2240 0 0 .21415	158	-349.2	450	1,020	135	90	420	135	0	2,250
	159	-351.8	585	1,425	135	90	405	255	0	2,895
	100	-304.4	223	900	120	130	430	130	0	2,010
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	162	-357.0	240	1 050	150	130	405	210	0	2,220
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	163	362.0	435	1,030	130	133	405	210	0	2,190
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	164	-364.5	300	1,275	135	75	405	105	0	2,000
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	165	-367.0	375	1,020	180	345	780	570	135	3 450
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	166	-369.6	255	1 065	165	105	435	345	0	2 370
	167	-372.0	240	900	195	165	390	450	0	2,340
	168	-374.5	195	1.005	150	120	360	105	0	1,935
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	169	-377.0	240	1,095	135	195	420	300	0	2,385
	170	-379.5	270	915	195	105	345	60	0	1,890
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	171	-382.0	270	960	150	150	435	135	0	2,100
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	172	-384.5	240	1,125	150	105	495	225	0	2,340
	173	-387.0	285	870	150	180	390	105	0	1,980
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	174	-389.4	255	975	150	120	495	120	0	2,115
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	175	-391.8	300	885	150	150	465	90	0	2,040
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	176	-394.4	255	1,125	150	135	3,060	615	270	5,340
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	177	-396.6	675	2,415	585	855	9,030	2,250	150	15,810
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	178	-400.0	330	1,155	285	225	1,095	1,290	0	4,380
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	179	-402.6	555	1,605	135	135	690	990	0	4,110
181 $40/8$ 220 1,140 180 1,20 430 1,050 630 3,165 182 410.4 495 1,350 150 135 375 630 345 3,135 183 413.0 375 1,020 165 90 435 795 285 2,880 184 415.6 255 1,245 150 120 435 975 150 3,060 185 418.2 300 1,230 135 120 330 225 0 2,340 186 420.8 300 1,230 135 105 450 315 0 3,000 188 426.0 525 1,470 135 105 450 315 0 2,400 190 431.2 406 1,320 465 255 1,155 1,590 120 5,100 191 433.8 645 1,260 150 120 450 2,605 0 4,755 192 436.2 540 1,140 <t< td=""><td>180</td><td>-405.2</td><td>360</td><td>1,095</td><td>135</td><td>165</td><td>435</td><td>705</td><td>630</td><td>2,895</td></t<>	180	-405.2	360	1,095	135	165	435	705	630	2,895
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	181	-407.8	225	1,140	180	120	450	1,050	630	3,165
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	182	-410.4	495	1,350	100	135	3/5	630	345	3,135
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	103	-415.0	255	1,020	100	120	433	075	200	2,000
$ \begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	104	410.0	200	1,240	150	105	400	975	150	3,100
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	186	410.2	300	1,133	135	103	330	225	0	2 340
18 426.0 525 1,470 135 105 450 315 0 3,000 189 -428.6 375 975 120 75 435 120 0 2,100 190 -431.2 405 1,320 465 255 1,155 1,590 120 5,190 191 -433.8 645 1,260 150 165 735 75 0 3,030 192 -436.2 540 1,140 165 135 480 135 0 2,595 193 -438.8 330 1,200 150 120 450 2,505 0 4,755 194 -441.4 765 1,395 150 120 450 165 0 3,040 195 -444.6 0 840 165 105 450 120 495 345 0 2,295 199 -445.4 615 1,215 135	187	-423.4	240	1,230	135	135	465	210	0	2,040
188 428.6 375 175 120 75 435 120 0 2,100 190 431.2 405 1,320 465 255 1,155 1,590 120 5,190 191 433.8 645 1,260 150 165 735 75 0 3,030 192 436.2 540 1,140 165 135 480 135 0 2,595 193 438.8 330 1,200 150 120 450 2,505 0 4,755 194 441.4 765 1,395 150 120 450 105 0 3,045 195 444.0 330 1,290 165 75 540 345 0 2,745 196 446.6 0 840 165 105 450 105 0 3,990 198 451.8 420 1,095 150 135 430 45 0 2,2970 201 457.0 240 1,170 150 <td< td=""><td>188</td><td>-426.0</td><td>525</td><td>1 470</td><td>135</td><td>105</td><td>450</td><td>315</td><td>0</td><td>3 000</td></td<>	188	-426.0	525	1 470	135	105	450	315	0	3 000
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	189	-428.6	375	975	120	75	435	120	0	2,100
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	190	-431.2	405	1,320	465	255	1,155	1,590	120	5,190
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	191	-433.8	645	1,260	150	165	735	75	0	3,030
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	192	-436.2	540	1,140	165	135	480	135	0	2,595
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	193	-438.8	330	1,200	150	120	450	2,505	0	4,755
195-444.03301,2901657554034502,745196-446.6084016510545010501,665197-449.27801,60573519548019503,990198-451.84201,0951501354504502,295199-454.46151,21513513539028502,775200-457.02401,17015012049534502,520201-459.61,5301,4402102251,2851,20005,890202-462.13751,36518013563028502,970203-464.65251,745150165645003,230204-467.19501,7851201201,68039005,045205-469.72301,005180135870002,205206-472.15408701659049554002,700207-474.61,0651,17015012064581003,960208-477.134590015010554016502,205209-479.62851,17515012058524002,555210-482.1<	194	-441.4	765	1,395	150	120	450	165	0	3,045
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	195	-444.0	330	1,290	165	75	540	345	0	2,745
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	196	-446.6	0	840	165	105	450	105	0	1,665
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	197	-449.2	780	1,605	735	195	480	195	0	3,990
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	198	-451.8	420	1,095	150	135	450	45	0	2,295
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	199	-454.4	615	1,215	135	135	390	285	0	2,115
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	200	407.0	1 520	1,170	100	120	495	1 200	0	2,520
$\begin{array}{c ccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	201	409.0	1,000	1,440	210	125	1,200 620	1,200	0	2,090
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	202	464.6	525	1,305	150	165	645	203	0	3 230
205 -469.7 230 1,005 120 120 120 1005 000 000 2,420 206 -472.1 540 870 165 90 495 540 0 2,420 206 -472.1 540 870 165 90 495 540 0 2,700 207 -474.6 1,065 1,170 150 120 645 810 0 3,960 208 -477.1 345 900 150 105 540 165 0 2,205 209 -479.6 285 1,175 150 120 585 240 0 2,555 210 -482.1 465 1,230 150 135 180 480 0 2,640 211 -484.6 625 1,605 170 105 900 155 0 3,560 212 -487.1 400 1,535 430 75 575	203	-467 1	950	1 785	120	100	1 680	300	0	5 045
200 472.1 540 870 165 90 495 540 0 2,700 207 474.6 1,065 1,170 150 120 645 810 0 3,960 208 477.1 345 900 150 105 540 165 0 2,205 209 479.6 285 1,175 150 120 585 240 0 2,555 210 482.1 465 1,230 150 135 180 480 0 2,640 211 484.6 625 1,605 170 105 900 155 0 3,560 212 487.1 400 1,535 430 75 575 2,755 0 5,770 213 489.6 330 1,245 190 255 895 495 435 3,410 214 -492.2 440 1,360 210 165 2,860 1,350	205	-469.7	230	1,005	180	135	870	0	0	2 420
$\begin{array}{c c c c c c c c c c c c c c c c c c c $	206	-472.1	540	870	165	90	495	540	0	2,700
208 -477.1 345 900 150 105 540 165 0 2,205 209 -479.6 285 1,175 150 120 585 240 0 2,555 210 -482.1 465 1,230 150 135 180 480 0 2,640 211 -484.6 625 1,605 170 105 900 155 0 3,560 212 -487.1 400 1,535 430 75 575 2,755 0 5,770 213 -489.6 330 1,245 190 255 895 495 435 3,410 214 -492.2 440 1,360 210 165 2,860 1,350 435 6,385 215 -494.4 3,590 7,055 1,700 135 6,010 1,995 230 20,485 21 -494.4 3,590 7,055 1,700 135 <td< td=""><td>207</td><td>-474.6</td><td>1.065</td><td>1,170</td><td>150</td><td>120</td><td>645</td><td>810</td><td>0</td><td>3.960</td></td<>	207	-474.6	1.065	1,170	150	120	645	810	0	3.960
$\begin{array}{ c c c c c c c c c c c c c c c c c c c$	208	-477.1	345	900	150	105	540	165	0	2,205
210 -482.1 465 1,230 150 135 180 480 0 2,640 211 -484.6 625 1,605 170 105 900 155 0 3,560 212 -487.1 400 1,535 430 75 575 2,755 0 5,770 213 -489.6 330 1,245 190 255 895 495 435 3,410 214 -492.2 440 1,360 210 165 2,860 1,350 435 6,385 215 -494.4 3,590 7,055 1,700 135 6,010 1,995 230 20,485 ¥ 492 1,252 249 172 913 792 224 3,870	209	-479.6	285	1,175	150	120	585	240	0	2,555
211 -484.6 625 1,605 170 105 900 155 0 3,560 212 -487.1 400 1,535 430 75 575 2,755 0 5,770 213 -489.6 330 1,245 190 255 895 495 435 3,410 214 -492.2 440 1,360 210 165 2,860 1,350 435 6,385 215 -494.4 3,590 7,055 1,700 135 6,010 1,995 230 20,485 平 均 492 1,252 249 172 913 792 224 3,870	210	-482.1	465	1,230	150	135	180	480	0	2,640
212 -487.1 400 1,535 430 75 575 2,755 0 5,770 213 -489.6 330 1,245 190 255 895 495 435 3,410 214 -492.2 440 1,360 210 165 2,860 1,350 435 6,385 215 -494.4 3,590 7,055 1,700 135 6,010 1,995 230 20,485 平 均 492 1,252 249 172 913 792 224 3,870	211	-484.6	625	1,605	170	105	900	155	0	3,560
213 -489.6 330 1,245 190 255 895 495 435 3,410 214 -492.2 440 1,360 210 165 2,860 1,350 435 6,385 215 -494.4 3,590 7,055 1,700 135 6,010 1,995 230 20,485 平 均 492 1,252 249 172 913 792 224 3,870 45	212	-487.1	400	1,535	430	75	575	2,755	0	5,770
214 -492.2 440 1,360 210 165 2,860 1,350 435 6,385 215 -494.4 3,590 7,055 1,700 135 6,010 1,995 230 20,485 平均 492 1,252 249 172 913 792 224 3,870 生 91 04 720 09 673 405 00<	213	-489.6	330	1,245	190	255	895	495	435	3,410
215 -494.4 3,590 7,055 1,700 135 6,010 1,995 230 20,485 平均 492 1,252 249 172 913 792 224 3,870 牛当 94.706 245.200 407.00 502.200 502.200 50	214	-492.2	440	1,360	210	165	2,860	1,350	435	6,385
₩ 13 492 1,252 249 172 913 792 224 3,870 ## 04.706 045.200 00.770 00.502 452.000 00.502	215	-494.4	3,590	7,055	1,700	135	6,010	1,995	230	20,485
	平均		492	1,252	249	172	913	792	224	3,870

表 4.1-6 深度 51.5m~500m区間におけるサイクルタイム集計表(主立坑)(3/3)



図 4.1-6 実作業サイクルタイム(主立坑、深度 51.5m~500m区間)



図 4.1-7 実作業サイクルタイム(主立坑、深度 51.5m~500m区間 連接部除外)

(iv) 設計サイクルタイムと実作業サイクルタイムの比較(深度 51.5m~500m主立坑)

過年度のサイクルタイムと今回のサイクルタイムの比較を行う。比較結果を図 4.1-8 に示す。 比較の結果、サイクルタイムの合計に関しては、深度 200~300m区間では実作業サイクルタイ ムが設計サイクルタイムより 2 倍以上(206%)の増加が見られ、深度 300~400m区間では 1.5 倍(144%)の増加、深度 400~460m区間では 1.7 倍(169%)の増加、今回深度 460~500m区 間では 2 倍以上(212%)と上昇している。工種によっては、減少か概ね計画通りの工種、2~4 倍程度のサイクルタイムを要した工種に分かれるが、全体サイクルタイムに最も影響を与えてい るものは、計画時に想定されていなかった故障修理・維持管理や補助工法を含む「その他の損失」 である。2 倍程度のサイクルタイムを計上した工種では、実作業におけるサイクルタイムの 35% を占めるズリ出し作業に設計値との大きな差異が見られ(661 分増加)、全増分の 30%を占めて いる。また、型枠・コンクリート工(1210 分の増加)も全増分の 30%を占めている。これらの 工種の設計に比較した増分は、深度 200~400m区間における分析と比べても、大きな変化はない。

それとは逆に、削岩、壁面観察は概ね計画通りの時間になってきている。ただし、削岩はサイクル毎に異なる発破数(1回または2回)の両データが含まれている。その他の損失(434分の増加)に関しては、深度200~300m区間で見られた設備故障修理、補助工法、スカフォード移動・水替えなどの計1154分の増加と比較すると大幅に減少しているもののサイクルタイムの設計値と実作業の差の少ない、深度300m~400m区間の607分の増加と比較すると2倍ほどの増加となっている。



主立坑 深度300m~400m区間











(4) サイクルタイムの分析(工種別)

工種別のサイクルタイムについて分析を行う。

(i) 削岩

図 4.1-9 に削岩のサイクルタイムを深度方向にまとめたものを示す。全 215 サイクルのうち大部分が設計値である 632 分以下であり、設計値を越えているサイクルは 30 サイクル程度である。 実績の平均は 492 分程度で、設計値の 77%程度となっている。深度方向では深部に従いやや少ないサイクルタイムとなっているが、全体的な傾向としては単位深さあたりのサイクルタイム(図 4.1-10)で示されるように、深度による大幅なサイクルタイムの変化は見られない。なお、やや減少する傾向は、岩種の安定と作業の習熟によるものと考えられる。図 4.1-11 に示すサイクル タイムの頻度分布を見ると 300~400 分が最も多く、1000 分を超えるサイクルは 4 回のみであり、いずれも連接部などの特殊部である。



図 4.1-9 サイクルタイム (削岩)


図 4.1-10 サイクルタイム (単位深さあたり分/m)・削岩



図 4.1-11 所要時間ヒストグラム・削岩

(ii) ズリ出し

図 4.1-12 にズリ出しのサイクルタイムを深度方向にまとめたものを示す。深度 200m以深では ほぼ全てのサイクルで設計値(716分)以上となっており、全ての実作業サイクルタイムの平均 は 1252 分となっている。当初は深度が深くなるとズリ出し時間が増加する傾向にあると予想さ れたが、大幅な増加傾向は見られなかった。図 4.1-13 に深度と単位深さ当りのズリ出し時間の 関係(連接部込み、除外)を示す。ここからも深度の増大に伴うズリ出し時間の大幅な増加傾向 は見られなかった。頻度分布(図 4.1-14)では、1000~1300分に集中しており、設計のサイク ルタイムより 1.5 倍程度の時間を要していることが分かる。



図 4.1-12 サイクルタイム (ズリ出し)



図 4.1-13 サイクルタイム (単位深さあたり分/m)・ズリ出し



図 4.1-14 所要時間ヒストグラム・ズリ出し

(iii) 壁面観察

図 4.1-15 に壁面観察のサイクルタイムを深度方向にまとめたものを示す。壁面観察に要した サイクルタイムは設計値(180分)に対して 249分(設計値の 138%)とやや増加しているもの の安定したサイクルで実施されている。この工種は深部に従いサイクルタイムの微減が見られる。 また図 4.1-16 に示す単位深さあたりのサイクルタイムを見ても、深度方向への差異も少なく安 定したサイクルタイムとなっている。観察事項のうち割れ目数などは深度によって測定量が変化 するが、サイクルタイムの測定結果には現れていない。

よって壁面観察のサイクルタイムは、作業の習熟度により大きく改善された事例と考えられる。 深度分布をみると、観察する範囲は全サイクルにわたって同じであるため、計測する割れ目数の 違いがあるものの、サイクルタイムには、大きなばらつきは見られない。図 4.1-17 での頻度分 布でも設計値である 180 分を中心に 40 分程度の増減内に収まっている。



図 4.1-15 サイクルタイム (壁面観察)



図 4.1-16 サイクルタイム (単位深さあたり分/m)・壁面観察



図 4.1-17 所要時間ヒストグラム・壁面観察

(iv) 支保工(裏面排水を含む)

図 4.1-18 に支保工(裏面排水を含む)のサイクルタイムを深度方向にまとめたものを示す。 ほぼ全サイクルで設計値(36分、ウォーターリングの設置作業を除くと 30分)以上となり、5 倍程度の時間を要している。

図 4.1-19 に単位深さあたりのサイクルタイムを示すが、補強ロックボルトの打設や、B 計測 の準備作業を含めているためその作業を行ったサイクルについては作業時間が通常より長くなる が、その他のサイクルについては、100~200分程度と安定したサイクルタイムで施工されている と判断される。図 4.1-20 に示す頻度分布でも 140分を中心に 60分程度の増減に全 215 サイク ルのうち 185 サイクルが収まっている。この作業に関しては設計サイクルタイムの設定を見直す 工種と考えられる。



図 4.1-18 サイクルタイム (支保工 裏面排水を含む)



図 4.1-20 所要時間ヒストグラム・(支保工 裏面排水を含む)

(v) 覆工(型枠・コンクリートエ)

図 4.1-21 に覆工(型枠・コンクリート工)のサイクルタイムを深度方向にまとめたものを示 す。全サイクルが設計値(236分)以上となっており、その平均値は913分である(設計値の386%)。 図 4.1-23 の頻度分布では、吹き付けコンクリートやポンプ座の施工・入れ替えを行ったサイ クルにおいては、1000分以上の時間を要しているが、その他のサイクルは概ね300~500分の範 囲にあり、設計値を大幅に上回っているものの、安定した施工サイクルを示している。また、図 4.1-22 の単位深さあたりのサイクルタイムでも示されているように、深度方向に若干であるが施 工時間の減少傾向が見られ、安定する傾向が認められる。これらは作業の習熟によるものと考え られる。なお、各予備ステージ間に33m間隔で中間ポンプ座が設置されるため、箱抜き型枠の設 置作業が発生する。深度133m、深度167m、深度233m、深度267m、深度333m、深度367 m、深度433m、深度467mの各深度でサイクルタイムの増加が認められ、この作業は当初設計 サイクルタイムには含まれていないため、全体的なサイクルタイムの増加要因となっている。令 後のサイクルタイム設定時には考慮する必要がある項目である。



図 4.1-21 サイクルタイム (覆工 型枠・コンクリートエ)



図 4.1-22 サイクルタイム (単位深さあたり分/m)・(覆工 型枠・コンクリートエ)



図 4.1-23 所要時間ヒストグラム・(覆工 型枠・コンクリートエ)

(vi) その他

図 4.1-24 にその他工種のサイクルタイムを深度方向にまとめたものを示す。その他の損失時間の内訳は、設備点検、配管等の延長、機械設備の保守、修理、点検等多くの作業を含み、図 4.1-25 の単位深さあたりのサイクルタイムのばらつき、図 4.1-26 に示す頻度分布でのばらつきにも現れている。なお、それらの作業の発生しない箇所では 0~400 分、発生する箇所では概ね 600 分以上、多いところでは 2000 分以上と、時間も多く割かれている。設計値は 60 分であるため平均値と差異が大きくなっている。また、設計にはない先受工、地山補強工は現状ではここに分類されており、平均で 592 分を要している。なお、その他損失に計上した時間は、作業工程上のクリティカルとなる時間のみであり、削岩やズリ出し等と平行で作業したものは除いている。



図 4.1-24 サイクルタイム (その他)



図 4.1-25 サイクルタイム(単位深さあたり分/m)・(その他)



図 4.1-26 所要時間ヒストグラム・(その他)

4.1.2 替えキブルの適用性検討

主立坑の一般部の掘削作業において、ズリ出し作業の工程短縮を図る目的で「替えキブル方式」 が計画された経緯がある。替えキブル施工要領を図4.1-27 に示す。ズリ出し作業において、従 来のようにキブル1基での運転の場合、当該立坑のような超大深度立坑(深度1000mクラス)に おいてはキブル昇降時間のロスタイム(積込み待ち)が増加することによりズリ出し時間が大幅 に増大し、全体サイクルタイムに大きく影響することが予想された。「替えキブル方式」とは、キ ブルを1基追加して2基使用とし、1基が昇降中にスカフォードに仮置きしたキブルを坑底切羽 に降ろして積込みを行い、キブル昇降待ちのロスタイムを解消しようとしたものである。実際に は、キブルの移動やフックの付け替えなどに別途時間と手間を要し、配置作業員の増加も予想さ れたため、ズリ出しサイクルタイムの増加傾向を確認したうえで「替えキブル方式」の採用を判 断することとしていた。

実績としては、ズリ出しサイクルタイムは当初設定よりも大幅に大きくなったが、立坑深度増 加に対応したサイクルタイムの増大は想定したものほどではなかった。このような実績を踏まえ、 施工関係者のヒアリング結果も加味して「替えキブル方式」の適用性を考察する。



図 4.1-27 替えキブル施工要領

(1) ズリ出しサイクルタイムの当初算定値

現状ズリ出しサイクルタイムの設計値は716分である。ここでは、このサイクルタイムの算出 方法について示す。立坑の標準的なサイクルタイムの算定基準はなく、当初設定のサイクルタイ ムは旧道路公団の「立坑積算要領(案)平成9年5月(内径5m、深度200m級)」を参考とし、 瑞浪超深地層研究所の立坑規模や施工法を勘案して新たに組み立てたものとされている。

(i) 旧道路公団の「立坑積算要領(案)平成9年5月(内径5m、深度200m級)」による瑞浪超 深地層研究所での当初サイクルタイムの設定について

ズリ出しサイクルタイムは通常キブル1基あたりのズリ積込み時間とズリ揚げ(キブル昇降) 時間の合計にキブル搬出回数を乗じ、準備・こそく・測量時間などを加えたもので、これらを単 位分で算定すると概ね以下のようになる。

(a) 前提条件:

内径 6m、深度 200m 級、D 地山、3m³キブルと 0.4m³シャフトマッカ使用

- (b) 算定用タイム:
 - i) 積込み時間はキブル1基(3m³)7分
 - ii) ズリ出し時間は平均深度での7分+0.5分に搬出回数を乗じたもの(積込み率は90%)
 - iii) 積込み時間ほか(15分)
 - iv) 搬出回数(17回×2)
 - v) 固定時間(準備、当たり取り、測量)
- (c) 算定
- ズリ出しサイクルタイム

積み込み時間 × キブル昇降回数+固定時間=ズリ出しサイクルタイム

 $((7+0.5) \times 2) \times (46.6 \times 2.6 \times 1.6 / (6.0 \times 0.9)) + 140 = 650$

内容

((積み込み時間7分+予備時間0.5分)× 往復(2回))×(立坑円面積46.6m²)(発破1回あたりの掘削深度2.6m)(ほぐし率1.6)/(積み込みバケット6m³) (積み込み率0.9)

(ii) 瑞浪超深地層研究所の規模を考慮した算出方法

(i)に示した算出方法を瑞浪超深地層研究所の主立坑に適用した場合、深度にかかわらず以下の 一定の時間となり、超大深度立坑の実績にはそぐわない。よって、立坑の規模や地質状況、深度 方向へのサイクルタイムの増加を見込みキブル1基の場合および2基の場合での再算定を行った。

●キブル1基の場合・・・当初①

- 100m(キブル上げ 5.6+積込み 15.4)×17回×2+準備他 140=854分
- 200m(キブル上げ 6.2+積込み 15.4)×17回×2+準備他 140=875分
- 300m(キブル上げ 6.9+積込み 15.4)×17回×2+準備他 140=898分
- 400m(キブル上げ 7.6+積込み 15.4)×17 回×2+準備他 140=922 分
- 500m(キブル上げ 8.2+積込み 15.4)×17 回×2+準備他 140=942分
- 1000m(キブル上げ 11.7+積込み 15.4)×17 回×2+準備他 140=1061分

この場合深度が100m増加するのに対しサイクルタイムは20~24分増大することになる。

●キブル2基-替えキブルの場合・・・当初②

ズリ揚げ(キブル昇降)時間中もズリ積込みも可能と考え、ズリ揚げ時間より大きくなるズリ 積込み時間にキブル交換時間(1.5分)を加えた時間のみ(16.9分)を計上している。よってズ リ出し時間は一定でキブル交換・積込み 16.9×17 回×2 (ステップ)+準備他 140=714 分となる。 当初は替えキブルを前提として、このサイクルタイムがベースとなって採用されている。図

4.1-28 に深度 500m での当初設計でのキブル運転プログラムとズリ揚げ時間の検討例を示す。

1.6 500m深度時



図 4.1-28 キブル運転プログラムとズリ揚げ時間(深度 500mの例)

1028

m

1サイクル

(2) 主立坑での実績と分析

ズリ出しのサイクルタイムの実績はおおむね 1200 分程度で、深度の増加に対しても大きな増 大は認められない。詳しく見ると、200~300mでやや増加したものが 300m~400mで減少し、 400m~500mで再び増加に転じている。もっとも深度の増加によるサイクルタイムの増大は計算 上キブル昇降時間の増加に対応し、20~24分/100m程度で、サイクルタイム全体に比べ相対的に 小さく別の増加要因に隠れてしまっていると思われる。サイクルタイム増大要因としては、ズリ 集積作業、巻き上げ最大速度、排水作業、中間ホポンプ座の掘削、地質状況等の要因が想定される。 ここでは、それらの要因に対して、ヒアリング結果から実際のサイクルタイムの増加要因につい て分析を行う。

(i) ズリ集積作業

これが大きな増加要因と思われる。ズリ揚げ中もこの作業は続行されキブル待ちのロスタイム が表面化しない。この原因としてはシャフトマッカの積込み能力がズリ揚げ能力に対し不十分で、 ズリの集積や積込みに予想以上の時間を要しているためと思われる。ヒアリング(付録・2)では、 深度 500m付近でのキブル待ち(ロスタイム)は約3分程度との報告であり、1回あたりのズリ 出しサイクルタイムのほとんどはズリ集積と積込みに要しており、この時点での替えキブルの適 用による有効性は期待できない。

(ii) 巻上げ最大速度の変更

当初は深度別に 80m/分(深度~200m)、150m/分(深度 200m~深度 300m)、200m/分(深 度 300m~深度 460m)、300m/分(深度 460m~深度 500m)で運転を行う予定であった。ヒア リングによると、切羽のズリ処理作業に時間を要し速度を上げる必要はなく、最高速の持続時間 が短いことが聞き取れ、実際の作業では、切羽作業状況に合わせて速度を上げている状況である。 よって、これがズリ出しサイクルを増加させている理由ではないと考えられる。

(iii) キブル積込み率の減少

ヒアリングでは80%の積込み率は当初より継続しており、実際の積込みズリは4.8m³程度である。設計では積み込み率は100%となっており、搬出回数は25%程度の増加となる。この理由は、 巻上げ中のズリの落下リスクを考慮したことと、地上での放出時にズリの飛散を抑えることであ る。このことはズリ出しサイクルタイムの相当な増加要因と考えられる。

(iv) 排水作業

通常、切羽の排水は4インチ(11KW)ポンプで上部のポンプ座に揚水される。ヒアリングで は湧水量は比較的少なく、作業交代時に実施していることが確認されており、この作業はサイク ルタイムの増加には大きく影響していないと考えられる。ただし潜在的にはサイクルタイム増加 要因であると考えられる。

(v) 中間ポンプ座の掘削

掘削にあたり、33mピッチのポンプ座掘り込み掘削作業が実施されている。これは、ズリ出し のサイクルタイム中に含まれており、サイクルタイムの増加要因と考えられる。

(vi) 地質(発破ズリの粒径)

ヒアリング等により、立坑内の岩質は風化花崗岩が大部分を占めており、粒径は比較的小さく、 穿孔・発破作業を含め、ズリ出し作業には比較的好ましい状況であったと判断される。よって、 これらが、サイクルタイムの増加要因と波考えにくい。なお、新鮮な硬質岩の場合には、むしろ 穿孔数の増加が必要になり削孔サイクルの増加に大きな影響があると思われる。

(3) 当初設定と実績の比較及び「替えキブル方式」の有効性

実績を考慮したズリ集積時間を加えたサイクルタイム算定を行う。施工実態(実績とヒアリン グ結果)に沿って、当初設定サイクルタイムの前提と異なる事項について修正を行い、新しいズ リ出しサイクルタイム算定モデルを設定した。

- ・深度 500m 付近での施工実態に合わせ、ズリ出しサイクルタイム全体を 1200 分とした。
- ・新しくズリ集積時間を導入した。(当初は積込み時間のみ)
- ・キブル積込み率を80%とした。(当初は100%)
- ・深度 500m 付近の深度でのキブル待ちによるロス時間を3分に設定した。 (ヒアリングにより3分のキブル到着待ちが発生)
- ・ 替えキブル実施時のキブル付替え時間(想定)を3分に増加させた。

以上より、準備他固定時間を 140 分とすると、ズリ出し実質時間は 1060 分。これを搬出回数 で割ると1回(1.3m×2)あたりのズリ出し時間は 25 分(1060 分/42 回)となる。この内訳はズ リ集積・積込み 17 分+キブル揚げ(昇降)8分(うちズリ集積のみ5分+キブル待ち3分)であ る。

以下では、算定モデルとして、キブル1基の場合、キブル2基の場合、ズリ処理能力を実績の 2倍としたモデルについて試算を行った。

(i) 算定モデル① キブル1基の場合の1回あたりのサイクルタイム(図 4.1-29)

T=22分(深度100m)~29分(深度1000m)

内訳:ズリ集積・積込み時間(T1=17分)+ズリ揚げ時間(T2(深度に依存)=5分

(深度 200m)~12 分(深度 1000m)

ズリ揚げ時間にはズリ集積時間 5 分を含む。ズリ集積時間がズリ揚げ時間より大きい場合は キブル待ち時間は発生しない。



図 4.1-29 キブル1基の場合(実績を考慮したモデル)

(ii) 算定モデル② キブル2基、替えキブルの場合の1回あたりのサイクルタイム(図 4.1-30)
 T=25分(深度によらず一定)

内訳:ズリ集積・積込み時間(17分)+ずり集積時間(5分)+キブル付替え時間(3分)



図 4.1-30 替えキブル(キブル2基)の場合(実績を考慮したモデル化)

上記 1 回あたりサイクルタイムにキブル揚げ回数 42 回を乗じ 140 分加えた全体のズリ出しサ イクルタイム比較をまとめて表 4.1-7 および図 4.1-32 に示す。これらのことより次のようなこ とが予想される。

- 実績に基づいたサイクルタイム算定モデルから、替えキブルの効果は深度 500m 付近から現 れ、深度 700mで約 70 分、深度 1000m で 155 分の短縮となると予想される。
- この場合、フックの掛け替えや上下作業の問題、安全設備の追加さらに作業員2名の増員(ズ リ出し時)の経費増加要因があり、実作業の上でどの程度の深度が替えキブル実施の分岐点 になるかは総合的な判断となる。
- ズリ出しのサイクルタイムが当初設定よりかなり増加している理由の主なものは、ズリ積込み及びズリ集積能力が、当初の想定よりかなり低いことが大きな要因と思われる。
- シャフトマッカの改善やそのほかの積込み方式などで能力を上げることが望ましい。なお、 ズリ処理能力(ズリ積込み及びズリ集積)を改善した場合には、以下の試算より替えキブル が有効となる深度が大幅に小さくなる。たとえばズリ処理能力(ズリ積込み及びズリ集積)
 を2倍とした場合には深度200mで替えキブルの方が、サイクルタイムが短くなる結果が得られた。実際にはマンパワーの増加や安全設備強化の必要性などを考慮すると、替えキブル の効果がそれに見合う時点での実施が効果的となる。ズリ揚げ能力とズリ処理能力のバラン スが重要である。

(iii) ズリ処理能力を実績の2倍としたモデル(図 4.1-31)

図 4.1-31 はズリ処理能力を実績の2倍としたモデルで、前ページの算定モデル②の掻き寄せ・ 積込み時間を1/2の8.5分、掻寄せ時間を1/2の2.5分と仮定した。この場合の予測サイクルタイ ムは表4.1-7のC欄の数値となり、深度200mを超えた時点で替えキブルのサイクルタイムがキ ブル1基の場合より短い。



図 4.1-31 ズリ処理能力を実績の2倍としたモデル

(iv) 替えキブルの効果について

ズリ搬出にあたり、替えキブルの適用性について検討を行った。表 4.1-7 および図 4.1-32 の A に設計サイクルタイムによる替えキブルの効果、B に実績およびヒアリングによる設計サイク ルタイムを修正したサイクルタイムによる替えキブルの効果、C に B の修正したサイクルタイム にズリ処理能力を2倍とした場合の替えキブルの効果を示した。当初の設計サイクルタイムでは、 深度にかかわらず替えキブルの効果は見られると予測されていたと考えられる。しかし、実績お よびヒアリングでは替えキブルの効果は深度 600m 以深で有効と予測される。またズリ処理能力 を2倍とした場合には深度 200m 以深でその効果が有効になると予測される。

		A		В		С
深度 (GL−)	設計サイ	クルタイム	修正予測モデル (実績とヒア ¹	ー のサイクルタイム リングによる)	修正予測モデル(2 (ズリ処理能力	2) のサイクルタイム 12倍のモデル)
	キブル1基	キブル2基 (替えキブル)	キブル1基	キブル2基 (替えキブル)	キブル1基	キブル2基 (替えキブル)
200m	875分	714分	1114分	1190分	757分	728分
300m	898分	714分	1144分	1190分	787分	728分
400m	922分	714分	1173分	1190分	816分	728分
500m	942分	714分	1198分	1190分	841分	728分
600m	966分	714分	1228分	1190分	871分	728分
700m	990分	714分	1257分	1190分	900分	728分
800m	1010分	714分	1282分	1190分	925分	728分
900m	1034分	714分	1311分	1190分	955分	728分
1000m	1061分	714分	1345分	1190分	988分	728分

表 4.1-7 ズリ出しサイクルタイム比較(設計・修正予測モデル及びズリ処理能力改善モデル)



図 4.1-32 実績を考慮したズリ出しサイクルタイムの比較

(4) 海外事例との対比及び今後の方向性

「セドルン立坑-ゴッタードベーストンネル」を参考にして、ゴッタードベーストンネルのセド ルン立坑の方式と比較し、以下のポイントについて今後の方向性を考察する。なお、巻末の付録-1に海外事例の紹介として資料を示したので参照されたい。

(i) 独立2系列巻上げ設備と替えキブル方式の組み合わせ

ズリ出しサイクルタイムはセドルン立坑で約6時間/317m³、主立坑は20時間/195m³程度 でセドルン立坑の能力は主立坑の5倍程度となっている。これはズリ揚げが2倍以上の能力(2 系列巻上げ設備+替えキブル)を持ち、約3倍の積込み機(グラブ方式)を持っているためである。 ただし、主立坑の内径6.5mではこの方式は困難であり、セドルン立坑の内径8mクラスが必要と 思われる。また施工速度を上げるための大きな設備投資が必要となり、後工程の重要性など、総 合的な判断が求められる。

(ii) 積込み機の選定

瑞浪超深地層研究所ではシャフトマッカ(スカフォード装着の油圧バケット方式)が選定され ている。これは国内の立坑掘削の標準的な設備となっているが、30年程度以前はグラブ方式が標 準であった。油圧バケット方式の技術的な進歩があったためと思われるが、海外の事例では現在 もグラブが有効に使用されていると思われ、立坑の設計条件(深度や断面、目的など)によって は、以下の3方式について今後検討の価値があると思われる。

- ・シャフトマッカ (スカフォード底面に設置)
- ・グラブ (スカフォード底面に設置)
- ・バックホー(底盤に配置)

4.1.3 ショートステップ工法の妥当性についての定性的検討

立坑掘削工法には、表 4.1-8 に示すような、様々な工法がある。瑞浪超深地層研究所の立坑掘 削では基本施工法として、標準的なショートステップ工法を採用している。しかし、地山の変化 への適応性と覆工(コンクリート)作業の時間短縮を目的として、2 ステップ方式(2 ステップ掘 削・覆工1回打設)という新しい方式を採用した。この方式の定量的な評価は困難であるが、国 内での従来のショートステップ方式や海外の事例と比較し、また施工関係者のヒアリング結果を もとに定性的に評価を試みる。

(1) 瑞浪超深地層研究所での実績と分析

(i) ショートステップ方式(2ステップ-2回掘削1回覆工打設)の評価

現場担当者のヒアリングでは「良好」と判断され、以下の点で施工の効率化に有効であるとの 評価が得られている。

- 覆工の打設は少々長くても問題はなく、準備他固定時間の短縮に寄与している。
- 1 発破進行長は現有設備と全体後方のもとでは最大 1.8m程度まで可能であるが、1.3m進行は 地山状況を考慮すると妥当であろう。
- 不良地山対応としては吹付け設備を保有しているため、1.8m×2回発破の3.6m覆工でも可能 である。

(ii) ショートステップ方式での1発破掘進長の限界

今回の施工実績、ヒアリングから、硬質・新鮮な花崗岩でも 3m程度の進行確保は可能と思われる。ただし、穿孔数の増加や火薬消費量の大幅な増加、さらに覆工型枠と削岩機ブームの干渉が問題であり、さらに大きな断面の立坑や覆工タイミングを遅らせるなどの条件が必要となる。

このことはセドルン立坑のセミロングステップ工法に近づく方向性であり、ショートステップ (2 ステップ)の有効性は評価されており、NATM 設備を装備している場合には 1.5m×2 または 1.8m×2 のケースも考えられる。NATM 設備は、瑞浪超深地層研究所では連接部の施工および水 平坑道の施工のため、装備しており、一般的な立坑施工においても適用可能である。

(iii) 日本国内での法的な制約を考慮

施工にあたっては、日本国内での法的な制約について考慮する必要がある。安全衛生法では支 保工の施工間隔は1.5m以下とされており、鋼製支保工は1.5mとする必要がある。ただし、無支 保や吹付けコンクリート支保は例外であり、不良地山対策としてはNATMの施工設備が必要にな ると思われる。

(2) 海外事例を踏まえた基本施工法の方向性(付録-1参照)

セミロングステップ工法の国内での有効性については、上下同時併行作業(切羽掘削と上部の 覆工作業)の安全上の問題、地山が変化した場合の効率低下(切羽進行が低下した場合、覆工作 業は手待ちとなる)が懸念される。また同時施工のための設備面のコストも課題となる。

比較的大きな断面で、十分な設備(コスト増要因)のもとで、安定した地山条件のもとでのみ 検討の余地が生まれると思われる。

	NATM 工法 全断面		ックボルトと吹付コンクリート 「支保護工可。 」を行っていく。	0		0	0	- トとロックボルトによる支保 機械設備・地質状 こサイクルが速い。 -	- トの剥落が非常に危険である。梅外では g7mx63 ソメー吹付で対処)。支保部材のいが、国内での実 5水平坑 NATM より過剰設計にママシンの費用に対 5発生時、支保部材の修復困難。に問題が生じる。	~2.5m こされていない。 ほとんど施工され	程度の実績のみ。 ほとんど施工され
り下がりの基本エ法の比較	セミロングステップ工法		程度の掘削の間の支保をロックボルト、金一次覆工をロッ 素化し、その後覆エコンクリートを打で施工し、掘削	0	0	0	×	、地山状況が良ければ魔エコンクリー(吹付コンクリー 化、掘削作業がスムーズに行えることをとるため施工 、ショートステップ工法に比べ効率が われる。	簡素な支保であり、地質状況が悪い場処付コンクリーできない。或いは NATM 工法との併(金網、ファイできない。或いは NATM 工法との併(金網、ファイ、参手防止のため、なる。変状等の、	施工されていない。 大深度では施工	施工されていない。 深度 50~60m
表 4.1-8 立坑掘	ロングステップ工法		→40m の掘削の間は鋼製支保工で支保し、 10~20m の後養工をまとめて施工。 設する。	0	0	0		ンクリート打設が計画的に実施できる。コン一般的に、 リートに打ち継ぎ目がなく、円滑に仕上が「トの集約 等により。 良いと言。	製リング支保工を地山条件に合わせて設置。基本的に「 製リング支保工によるトラブルが多く、安全合は適用 が良くない。	在ほとんど施工されていない。	在ほとんど施工されていない。 ほとんど
	ショートステップ工法		1.5~3mの週前進行(機械・発破)のたびに覆工 <mark>2(</mark> コンクリートを施工する。 そ	0	0	0	0	コ羽を掘削後順次巻き立てていくため安全で 地山状況によって左右されない工法である。 る	1サイクル毎の切欠状のコンクリート打ち継 獅 ぎ目が多い。発破によるコンクリートへの影響獅 の懸念。1サイクル毎のコンクリート供給手 性 問。	1 サイクル:1.0~2.5m 月進:30~50m	現在最も一般的 現
	Т 洗	漑	特	立坑径 Ф6.5m 以上	立坑延長 H=300m	硬岩適応	湧 水 軟弱地山	围 一 一	短所	進行	実績

4.2 立坑掘削工法の適用性に関する検討(換気立坑)

本章では、GL-200~-300m(平成 20 年 3 月から施工)、GL-300~-400m(平成 21 年 1 月から 施工)、GL-400~-460m(平成 21 年 9 月から施工)、GL-460~-500m(平成 23 年 1 月から施工) における実作業サイクルタイムの集計・分析結果に基づき、研究坑道掘削工事で適用しているシ ョートステップ工法の有効性の確認および、総括的な評価を行う。

具体的には、実作業サイクルタイムを集計し、設計上のサイクルタイムと比較分析を行い、実施工時間と設計想定時間に差異が見られる場合には、その原因について施工的な観点から考察を行う。そして、深度別の実作業サイクルタイムを比較し、深度や岩質の違いがサイクルタイムに 与える影響についても検証する。

また、約30m毎に設置しているポンプ座の施工データに基づき、ポンプ座施工のサイクルタイムについても、設計上のサイクルタイムと比較検証することとする。

換気立坑の掘削工法の適用性に関する検討フローを図 4.2-1 に示す。

なお、GL-200~-500m 区間において、設計時の岩盤種別は、B 級、CH 級、CM 級、E 級、B 級が混在しているとされていたが、実際に立坑を掘削した結果、岩盤種別は、GL-200~-460m 区間は CH 級、GL-460~-500m 区間は B 級であることが判明している(図 4.2-2 参照)。そこで、 サイクルタイムの比較分析は、設計における CH 級、B 級を対象として実施した。



図 4.2-1 換気立坑の掘削工法の適用性に関する検討フロー



図 4.2-2 岩盤分類の比較

4.2.1 設計サイクルタイム

表 4.2-1 に花崗岩 CH 級、B 級の設計上のサイクルタイムを示す。1 サイクル分(2.6m)の設計サイクルタイムは CH 級 1,819 分(30.3 時間)、B 級 1,857 分(31.0 時間)であり、右表に示すように日常管理記録に記載されている作業項目に合うように再配分した。なお、右表には、参考として花崗岩 CM 級のサイクルタイムも表示した。岩盤等級の違い(岩盤の硬さの違い)により作業時間が異なるのは、削岩作業(穿孔)とズリ出し作業(ズリ出し、コソク)であり、CM 級-CH 級-B 級の順で、岩盤が硬くなるにつれ作業時間が長くなっている。

表 4.2-1 設計サイクルタイム(花崗岩 CH 級、B 級)

					1190/1				
	設計1 作	ナイクルタイムの 業分類・手順					CH級 (分)	B級 (分)	参考 CM級 2.6m
	1 2	削岩準備 穿孔				 1) 削岩準備 2) 後片付け 	80	80	80
穿孔	3	削岩機移動(各孔間)			削岩	3) 穿孔	222	236	196
発破	4	装薬·結線				4) 装薬・発破・換気等	190	190	190
	5	待避・発破・換気				小計	492	506	466
				堀割王		5) 飛石撤去			
	6	ズリ出し準備		加刑工		6) ズリ出し準備	60	60	60
ブロ出	1	揚げズリ				7) ズリ出し、コソク	662	686	638
	8	浮石落し・当て取り・測量			ズリ出し	8) 測量	50	50	50
						9)後片付け			
ᄪᅓ	9	壁面観察				10) 盤整形	30	30	30
WI 5C			\neg			小計	802	826	778
	10	裏面排水工				11)壁面清掃			
	1	ウォーターリング、湧水処理		調査		12) 観察準備			
开门十九月台日	12	盤均し		•	壁面観察	13) 観察	180	180	180
空作版3	± (3)	セントル脱型・移動・組立		研究		14)後片付け			
	14	計測工				小計	180	180	180
				+/0 -	南西排水	15) 設置準備	7	7	7
	(15)	コンクリート打設準備				16) 設置	28	28	28
コンクリー	-ト 🚯	コンクリート打設		又休工	表面排小	17)後片付け			
打設	1	後片付け				小計	35	35	35
						18) セントルセット(脱型含む)	70	70	70
	18	パイプ・ケーブル類の延伸			型枠	19) 打設準備	41	41	41
その他	1 (19	損失		覆エ	•	20) 打設	109	109	109
					コンクリートエ	21)後片付け	30	30	30
						小計	250	250	250
					その他	その他損失	60	60	60
						小計	60	60	60
					2.6m当たりの	サイクルタイムの合計	1819	1857	1769

再配分した設計サイクルタイム

4.2.2 実作業サイクルタイム

表 4.2-2 に GL-200~-300m、表 4.2-3 に GL-300~-400m、表 4.2-4 に GL-400~-460m、表 4.2-5 に GL-460~-500m の工事区間にて取得した換気立坑のサイクルタイムの集計を、表 4.2-6 に GL-200~-500m の全体のサイクルタイムの集計を示す。また、図 4.2-3 に実作業サイクルタイムと深度の関係を示す。これらの図表より以下のことがわかる。

- ・1 サイクルに要する時間は、連接部やポンプ座の施工および、配管延長等を実施したサイク ルを除いて、平均3,500分程度であり、表 4.2-1に示した設計サイクルタイムより大幅に増 加している。
- ・ 表 4.2-6 の GL-200~-500m のサイクルタイムのまとめを見ると、作業項目に関しては、ズリ出し時間が実作業時間全体の44%(1,579分)と約半分を占めており、次に削岩が20%(724分)、型枠・コンクリート工が15%(551分)、その他損失が12%(434分)となっている。
- ・ 深度が深くなるとズリ出しやコンクリートの搬出入の距離が長くなるためにサイクルタイム は増加すると予測されたが、GL-200~-300mに比べてGL-300~-400mでは、全体の平均で 2 割程度短縮した。しかしながら、GL-400m以深ではサイクルタイムは増加し、GL-200~ -300mとほぼ同等の時間を有している。
- ・ 岩盤等級別で比較すると、CH 級である GL-200~-460m に比べ、B 級である GL-460~-500m では、削岩とズリ出し作業におけるサイクルタイムが大幅に増加している。
- ・ 連接部の施工やポンプ座の施工および、配管延長等を実施したサイクルは、他のサイクルに 比ベサイクルタイムが大幅に増加しているが、他のサイクルより施工数量が多く、削岩およ び、ズリ出し時間が大幅に増加し、設備点検等によりその他損失時間が大幅に増加している ためである。

	#1				サイ	クルタイム((分)		
	クル	深度GL-(m)	削岩	ズリ出し	壁面観察	裏面排水	型枠・コン クリートエ	その他 損失	合計
	1	200.2 ~ 203.7	3930	3820	590	100	1090	4100	13630
	2	203.7 ~ 206.0	930	1850	310	100	780	690	4660
	3	206.0 ~ 209.0	1330	2310	230	100	670	320	4960
	4	209.0 ~ 211.4	700	1660	310	120	690	590	4070
	5	211.4 ~ 214.5	1160	1980	250	110	740	240	4480
	6	214.5 ~ 216.3	370	1130	250	110	750	260	2870
	7	216.3 ~ 218.7	770	1390	250	120	710	960	4200
	8	218.7 ~ 221.3	730	1930	250	230	780	290	4210
	9	221.3 ~ 224.7	840	2200	270	80	690	300	4380
	10	224.7 ~ 227.9	800	1940	340	90	690	270	4130
	11	227.9 ~ 229.4	420	940	290	70	660	270	2650
	12	229.4 ~ 232.1	760	2040	330	210	670	710	4720
	13	232.1 ~ 234.5	1940	2390	280	0	1590	500	6700
	14	234.5 ~ 237.8	770	2090	230	100	770	240	4200
	15	237.8 ~ 240.3	710	2010	270	90	750	400	4230
	16	240.3 ~ 243.4	900	1650	330	150	490	450	3970
4	17	243.4 ~ 244.8	420	950	300	70	530	40	2310
-	18	244.8 ~ 247.9	640	2090	290	90	740	650	4500
F	19	247.9 ~ 250.7	850	1690	210	80	590	980	4400
2	20	250.7 ~ 253.5	760	2100	230	180	540	620	4430
4	21	253.5 ~ 256.5	760	2060	240	180	620	250	4110
×	22	256.5 ~ 257.9	470	910	310	150	630	420	2890
	23	257.9 ~ 260.8	700	1820	250	100	540	180	3590
	24	260.8 ~ 263.2	730	1590	180	70	530	460	3560
	25	263.2 ~ 266.2	840	1910	220	140	570	570	4250
	26	266.2 ~ 268.9	1220	2460	230	0	1840	2260	8010
	27	268.9 ~ 271.5	740	1770	220	100	790	310	3930
	28	271.5 ~ 274.7	690	1890	240	80	460	230	3590
	29	274.7 ~ 276.1	420	1150	200	80	700	330	2880
	30	276.1 ~ 279.1	800	1720	260	80	630	410	3900
	31	279.1 ~ 282.1	680	1760	270	80	490	170	3450
	32	282.1 ~ 285.1	690	1710	230	90	470	100	3290
	33	285.1 ~ 286.6	430	920	220	90	490	570	2720
	34	286.6 ~ 289.5	930	1690	290	90	540	490	4030
	35	289.5 ~ 293.2	830	1780	260	80	580	100	3630
	36	293.2 ~ 294.9	440	1030	310	130	570	170	2650
	37a	294.9 ~ 298.6	900	2360	280	90	520	1920	6070
	37b	298.6 ~ 300.2	470	560	330	0	0	0	1360
		平均值1)	726	1688	262	111	632	395	3814
	合	計に対する割合	19%	44%	7%	3%	17%	10%	100%

表 4.2-2 GL-200~-300m 区間におけるサイクルタイム集計表

注1) 平均値は、連接部施工、ポンプ座施工等を実施したサイクル(1,13,26,37a,37b)を除いて算出した値である。

	#1					サイク	クルタイム((分)		
	クル	深度GL-	·(m)	削岩	ズリ出し	壁面観察	裏面排水	型枠・コン クリートエ	その他 損失	合計
	1	300.2 ~	303.9	660	2520	480	130	970	4070	8830
	2	303.9 ~	305.7	470	1120	240	0	590	500	2920
	3	305.7 ~	309.3	660	1960	230	70	480	490	3890
	4	309.3 ~	311.8	680	1670	230	70	610	120	3380
	5	311.8 ~	314.7	690	1640	290	80	510	470	3680
	6	314.7 ~	317.9	690	1660	250	60	450	210	3320
	7	317.9 ~	319.4	350	970	220	50	430	720	2740
	8	319.4 ~	322.5	710	1550	210	60	540	0	3070
	9	322.5 ~	324.1	380	880	220	80	450	240	2250
	10	324.1 ~	327.3	670	1810	210	60	510	0	3260
	11	327.3 ~	330.3	690	1170	190	60	500	390	3000
	12	330.3 ~	331.6	300	990	170	140	540	350	2490
	13	331.6 ~	334.5	1440	2060	220	0	1100	360	5180
	14	334.5 ~	337.4	710	1580	210	60	710	220	3490
	15	337.4 ~	340.1	750	1420	220	60	490	410	3350
	16	340.1 ~	343.0	760	1650	230	60	510	40	3250
	17	343.0 ~	346.1	770	1550	210	60	480	320	3390
岩	18	346.1 ~	347.7	400	1090	210	60	470	190	2420
盤	19	347.7 ~	350.5	840	1600	270	80	590	240	3620
等級	20	350.5 ~	353.8	720	2060	240	60	790	2270	6140
CH	21	353.8 ~	355.5	370	810	210	60	520	30	2000
級	22	355.5 ~	358.5	680	1510	210	70	380	170	3020
	23	358.5 ~	361.2	710	1130	210	50	440	660	3200
	24	361.2 ~	363.9	750	1660	200	70	560	230	3470
	25	363.9 ~	365.5	300	960	200	100	510	200	2270
	26	365.5 ~	369.0	1350	2280	220	0	1170	780	5800
	27	369.0 ~	372.4	690	1850	220	40	650	650	4100
	28	372.4 ~	373.8	500	940	210	40	440	0	2130
	29	373.8 ~	377.3	630	1520	220	60	430	510	3370
	30	377.3 ~	378.8	360	910	250	40	450	310	2320
	31	378.8 ~	381.8	610	1740	220	50	500	160	3280
	32	381.8 ~	384.5	610	1710	240	40	540	250	3390
	33	384.5 ~	387.3	630	1660	250	60	540	580	3720
	34	387.3 ~	390.7	620	1690	240	50	470	160	3230
	35	390.7 ~	392.2	340	980	200	50	470	460	2500
	36	392.2 ~	394.9	580	1540	230	160	510	370	3390
	37	394.9 ~	397.7	720	2140	220	80	580	2040	5780
	38	397.7 ~	399.1	1450	2020	190	0	0	90	3750
	39	399.1 ~	400.7	1320	2730	290	200	0	1340	5880
		平均值1)		591	1404	222	64	509	302	3092
	合	計に対する語	割合	19%	45%	7%	2%	16%	10%	100%

表 4.2-3 GL-300~-400m 区間におけるサイクルタイム集計表

注1) 平均値は、連接部施工、ポンプ座施工等を実施したサイクル(1,13,20,26,37,38,39)を除いて算出した 値である。

					サイ	クルタイム([分]		
	サイ クル	深度GL-(m)	削岩	ズリ出し	壁面観察	裏面排水	型枠・コン クリートエ	その他 損失	合計
	1	400.7 ~ 403.4	810	2000	290	210	880	3990	8180
	2	403.4 ~ 406.0	810	1885	225	60	540	480	4000
	3	406.0 ~ 408.7	885	1465	210	60	435	360	3415
	4	408.7 ~ 411.6	750	1585	315	60	615	330	3655
	5	411.6 ~ 414.8	780	1930	240	60	435	1080	4525
	6	414.8 ~ 416.3	345	1015	210	60	490	0	2120
	7	416.3 ~ 419.6	645	1705	225	60	540	1845	5020
	8	419.6 ~ 422.6	835	1775	225	120	645	655	4255
	9	422.6 ~ 423.9	375	760	225	60	540	60	2020
岩	10	423.9 ~ 426.6	810	1810	225	60	540	510	3955
盤	11	426.6 ~ 429.4	875	1889	225	60	480	30	3559
寺級 CH 級	12	429.4 ~ 432.3	720	1420	225	120	480	90	3055
	13	432.3 ~ 435.0	660	1855	270	0	870	1770	5425
	14	435.0 ~ 437.7	750	1615	255	60	495	330	3505
	15	437.7 ~ 440.6	735	1495	255	80	525	120	3210
	16	440.6 ~ 443.4	795	2125	255	60	540	1320	5095
	17	443.4 ~ 445.0	330	895	240	60	540	75	2140
	18	445.0 ~ 447.7	1095	1705	195	60	600	412	4067
	19	447.7 ~ 451.2	765	2055	225	60	570	400	4075
	20	451.2 ~ 452.7	390	925	285	60	565	2580	4805
	21	452.7 ~ 456.0	900	1845	225	60	540	210	3780
	22	456.0 ~ 459.0	720	1740	285	60	555	105	3465
	23	459.0 ~ 460.3	555	595	270	60	660	30	2170
		平均值 ¹⁾	708	1535	240	67	539	525	3614
	合	計に対する割合	20%	42%	7%	2%	15%	15%	100%

表 4.2-4 GL-400~-460m 区間におけるサイクルタイム集計表

注1) 平均値は、連接部施工、ポンプ座施工等を実施したサイクル(1,13)を除いて算出した値である。

					サイ	クルタイム((分)		
	サイクル	深度GL-(m)	削岩	ズリ出し	壁面観察	裏面排水	型枠・コン クリートエ	その他 損失	合計
	1	460.3 ~ 463.3	1420	2310	345	90	750	8325	8180
	2	463.3 ~ 465.4	840	1470	225	90	540	3435	4000
	3	465.4 ~ 469.4	2280	3330	280	0	600	9120	3415
	4	469.4 ~ 470.6	390	950	300	60	550	3205	3655
	5	470.6 ~ 473.9	1370	2180	210	60	490	4370	4525
-	6	473.9 ~ 476.4	860	1600	240	55	645	3500	2120
盤	7	476.4 ~ 478.7	770	1710	255	60	460	4005	5020
一 等 級 B	8	478.7 ~ 480.5	760	1520	280	60	480	3370	4255
	9	480.5 ~ 484.4	1220	2065	270	60	460	4465	2020
	10	484.4 ~ 486.4	730	1650	195	60	500	3585	3955
叔又	11	486.4 ~ 488.5	790	1470	260	60	550	3160	3559
	12	488.5 ~ 491.9	1100	2220	240	60	560	6170	3055
	13	491.9 ~ 494.0	750	1740	250	80	550	3760	5425
	14	494.0 ~ 495.9	780	1670	250	90	570	3360	3505
	15	495.9 ~ 499.7	3865	6860	320	60	0	13075	3210
	16	499.7 ~ 500.2	1070	1520	250	60	0	3350	2170
		平均值 ¹⁾	871	1689	247	64	525	514	3910
	合	計に対する割合	22%	43%	6%	2%	13%	13%	100%

表 4.2-5 GL-460~-500m 区間におけるサイクルタイム集計表

注1) 平均値は、連接部施工、ポンプ座施工等を実施したサイクル(1,3,14,15,16)を除いて算出した値である。

			サイ	クルタイム((分)		
深度GL-(m)	削岩	ズリ出し	壁面観察	裏面排水	型枠・コン クリートエ	その他 損失	合計
GL-200~-300m	726	1688	262	111	632	395	3814
GL-300~-400m	591	1404	222	64	509	302	3092
GL-400~-460m	708	1535	240	67	539	525	3614
GL-460~-500m	871	1689	247	64	525	514	3910
平均值 ¹⁾	724	1579	243	77	551	434	3608
合計に対する割合	20%	44%	7%	2%	15%	12%	100%

表 4.2-6 GL-200~-500m 区間におけるサイクルタイムのまとめ

注1) 平均値は、連接部施工、ポンプ座施工等を実施したサイクルを除いて算出した値である。

サイクルタイム(分)



図 4.2-3 GL-200~-500m 区間の実作業サイクルタイム深度分布

4.2.3 設計サイクルタイムとの比較および、深度別サイクルタイムの検証

(1) 全体のサイクルタイムの検証

表 4.2-7 に設計サイクルタイム(花崗岩 CH 級)とGL-200~-460m 区間の実作業サイクルタ イムの平均値の比較を、表 4.2-8 に設計サイクルタイム(花崗岩 B 級)とGL-460~-500m 区間 の実作業サイクルタイムの平均値の比較を示す。なお、平均値の算出においては、連接部の施工 やポンプ座の施工および、配管延長等を実施した区間のサイクルタイムは除いている。

設計値と実測値の比較の結果、実測サイクルタイム合計は、CH 級の GL-200~-460m 区間では 3,506 分、B 級の GL-460~-500m 区間では 3,910 分となり、それぞれ設計値の 200%程度に増加 した。

工種別では、実測サイクルタイムの45%程度を占めるズリ出し作業に設計値と大きな差異が見 られ、全増分の40%以上を占めている。また、その他損失についても、それぞれ全増分の20% 以上を占めており、設計値と大きな差異が見られる。

深度別に見ると、岩盤等級が同一である GL-200~-460m 区間においては、GL-200~-300m 区間が他の区間に比べて浅いにも係わらず最も時間を要しており、GL-300~-400m 区間では、2 割 程度短縮し、GL-400~-460m 区間で再度増加した。

平成 21 年度のサイクルタイムの検討においては、施工が進行するに従い、深度の影響により実 作業サイクルタイムが増加することが想定されたが、作業の熟練度が向上したこと等により作業 時間が短縮し、結果的に 300~400m 程度の深さではサイクルタイムに影響を及ぼさないと考察 した。しかしながら、GL-400m 以深では増加しており、GL-400m 以深から、深度による影響が 現れていると考えられる。

また、岩盤等級が B 級へと移行する GL-460~-500m 区間では、最も長いサイクルタイムとなっている。削岩時間の設計値からの増分が 18%と大きくなっていることから、深度による影響とともに、岩盤の硬さの影響も実作業サイクルタイムの延伸につながっていると考えられる。

しかしながら、何れの深度にしても設計サイクルタイムの 1.7~2.1 倍程度と大きく乖離している。

図 4.2-4 に実作業サイクルタイムの設計値からの増分の比率を示す。全体の増分を見ると、ズ リ出し作業が増分のうち44%と多く、深度別に見てもズリ出し作業が最も多い40%以上となって いる。その他の工種についてもほぼ同等の増分比率となっており、設計サイクルタイムと大きく 乖離しているものの、安定した施工サイクルであると言える。

図 4.2-5 に換気立坑の施工(掘進)実績を示す。一般部(連接部やポンプ座および、湧水抑制のためのグラウトを実施した期間を除いた範囲)の平均月進速度は、GL-200~-300mでは18.3m/月、GL-300~-400mでは19.3m、GL-400~-460mでは17.0m/月、GL-460~-500mでは13.6m/月となっており、GL-300m以深になると掘進速度が低下しており、特に、岩盤等級が B 級に移行した GL-460m 以深の低下量が大きい。すなわち、この図からも深度および、岩盤の硬度による作業時間への影響が現れていると判断することができると考えられる。

			Ö	日級		GL-5	200~-46	Dm			GL-20(0~-300m				GL-30	0~-400m				- E	40(400~-460r
									t	╞			-	t	╞	8		╞		╞			001 100
			設計	各作業	実作業	各作業	実作業	設計値	増分実	作業各	作業 実	作業設	計値 1	影	実作業 各	作業 夏	作業設	计值 埠	会	τiκ	実作業 各	実作業 各作業 実	実作業 各作業 <u>実作業</u> 設
				е ,	半 芯	е ⁷	設計	せ で0 ■ ①	e [∓] ∦	전 전 -	e *	没計 ▼ か	رت 1907	е [‡]	书 芯	e 4 8	没計した	63	6 #		む む 	西 の 子 の が 服	F均 の 設計 が + ※ 1 + ※ 1 + +
			(決)	(%)	(谷)	(%)	(%)	((行)) (%)	治)	(%)) (%)	。 [余	(%)	, (決)	(%)	;) (%)) t @	尔	- -	(%)	(%) (%) (%)
		1) 削岩準備	08 08		142		177%	F	F	164		0.5%	F	F	122	F	15.3%	┢	╞	130			174%
-		2)後片付け	8		74-					5	•	200					200			2			
	削岩	3) 穿孔	222		311		140%			318		143%			279		126%			335			151%
		4) 装薬·発破·換気等	190		223	,	117%			244		128%			190		%001			234			123%
掍		小計	492	27%	675	19%	137%	183	11%	726	19%	148%	234	12%	591	19%	120%	66	8%	708	N	. %0	0% 144%
177		5) 飛石撤去	1		156		1			172					136					160		-	1
Ē		6) ズリ出し準備	60	8	72	•	121%		<u> </u>	96	<u> </u>	160%		<u> </u>	61		102%		<u> </u>	60		Ľ	100%
н		7) ズリ出し、コンク	662	1	1215		184%			1310		198%			1122		170%		-	214		Ù	183%
	ズリ出し	8) 測量	50	3	16	•	31%			10		20%			11		21%			26			52%
		 9)後片付け 	1		57		-			74		-			47	<u> </u>	-			50			
		10) 盤整形	30		26		87%			26		87%		<u> </u>	27		%06			25	<u>د</u>		83%
		小計	802	44%	1542	44%	192%	740	44%	688	44%	211%	886	44%	1404	45%	175%	302	47% 1	535	43%	•	191%
Ę		11) 壁面清掃	1		13		1			14					11					15			
調査		12) 観察準備			20	1			<u> </u>	24				1	15					21	1	1	
•	壁面観察	13) 観察	180		188		127%			198		138%			179		117%			186	-	-	25%
₿		14) 後片付け			20					26					17					18			
Ŕ		小計	180	10%	241	7%	134%	61	4%	262	7%	146%	82	4%	222	7%	123%	42	3%	240	7%	<u> </u>	33%
		15) 設置準備	7		15		219%			25	.,	357%			11		157%			10	-	<u> </u>	43%
₩.	東西井子	16) 設置	28		52		185%			65		232%			43		154%			47			68%
ŧн	3X HI 3F 17	17)後片付け	1		14		I			21					10					10			
		小計	35	2%	81	2%	231%	46	3%	111	3%	317%	76	4%	64	2%	183%	29	2%	67	2%	-	91%
		18) セントルセット(脱型含む)	70		153		219%			190		271%			143		204%			127		_	81%
薎	型챢	19) 打設準備	41	1	65		158%			79		193%			50		122%			65	-	_	59%
	- 「 イン「	20) 打設	109		227		208%			234		215%			216		198%			231			212%
н	U-FH	21) 後片付け	30	1	115	8	383%			129	7	130%		1	100	1	333%			116	<u> </u>	8	387%
		小計	250	14%	560	16%	224%	310	18%	632	17% 2	253%	382	19%	509	17%	204%	259	20%	539	15%	~ ~	216%
	2.0.th	その他損失	60		407		679%			395	9	s59%			302		503%			525			875%
	11.00	가류	60	3%	407	12%	679%	347	21%	395	10% (359%	335	17%	302	10%	503%	242	19%	525	15%	\sim	75%
	+,	サイクルタイム 合計	1819	100%	3506	100%	193%	1687	100%	3814	00%	210% 1	1995	%00	3091	100%	1 %0/1	272 1	00% 3	614 1	%00	19	9%

設計サイクルタイムと GI--200~--460m 区間の実作業サイクルタイムの比較(花崗岩 CH 級) 表 4.2-7

表 4.2-8 設計サイクルタイムと GL-460~-500m 区間の実作業サイクルタイムの比較 (花崗岩 B 級)

			B	級		GL-	460~-50	0m	
			設計	各作業の	実作業 平均	各作業の	<u>実作業</u> 設計	設計値からの	増分の
			(分)	比率 (%)	(分)	比率 (%)	(%)	增分 (分)	比率 (%)
		1) 削岩準備 2) 後片付け	80		150		188%		
	削岩	3) 穿孔	236		403		171%		
l		4) 装薬·発破·換気等	190		318		167%		
掘		小計	506	27%	871	22%	172%	365	18%
出		5) 飛石撤去			190				
ניה		6) ズリ出し準備	60		74		123%		
II		7) ズリ出し、コソク	686		1272		185%		
	ズリ出し	8) 測量	50		60		120%		
		9)後片付け			72				
		10) 盤整形	30		21		70%		
		小計	826	45%	1689	43%	205%	863	42%
調		11) 壁面清掃			19				
査		12) 観察準備			23				
·	壁面観察	13) 観察	180		185		127%		
研		14)後片付け			20				
究		小計	180	10%	247	6%	137%	67	3%
_		15) 設置準備			16		229%		
又保	車面排水	16) 設置	28		33		118%		
[™]	表面拼示	17)後片付け			15				
		小計	35	2%	64	2%	183%	29	1%
		18) セントルセット(脱型含む)	70		122		174%		
覆	型枠	19) 打設準備	41		51		124%		
	・ コンク	20) 打設	109		226		207%		
ᄂᄑ	リートエ	21)後片付け	30		126		420%		
		小計	250	14%	525	13%	210%	275	13%
	その他	その他損失	60		514		857%		
		小計	60	3%	514	13%	857%	454	22%
	サイ	イクルタイム合計	1857	100%	3910	100%	211%	2053	100%

JAEA-Technology 2014-019



図 4.2-4 実作業サイクルタイムの設計値からの増分の比率



図 4.2-5 換気立坑の施工実績 (GL-200~-500m)

(2) 工種別のサイクルタイムの検証

以下に、工種別(削岩、ズリ出し、壁面観察、裏面排水、型枠・コンクリート工、その他損失) の深度とサイクルタイムの関係および、サイクルタイムの頻度分布等からサイクルタイムの検証 を行う。なお、図中の実作業サイクルタイムの平均値は、連接部の施工やポンプ座の施工および、 配管延長等を実施したサイクルを除いて算出している。

(i) 削岩

図 4.2-6 に削岩時間の深度分布および、頻度分布を示す。

削岩作業の平均は 724 分となり、設計値の 145%程度となっている。1 サイクルの掘進長は 2.6m としており、1 サイクルにつき 2 発破(1 発破当たりの掘進長 1.3m×2)を目安としている。前 サイクルの掘進状況により、発破回数を変更し、2 回の発破において 2.6m を大幅に上回った場合 は、直後のサイクルの発破回数を 1 回にする等、掘進長の調整を行っている。設計値以下のサイ クルは、発破回数が 1 回のサイクルである。発破回数が 2 回のサイクルの平均は 749 分となる。 これは、設計値の 150%程度に相当する。

深度方向の平均の実作業時間の推移を見ると、GL-200~-300m 区間 (726 分) に比べて GL-300 ~-400m 区間 (591 分) で 2 割程度 (135 分) 短縮している。この程度の深度では、深度方向に よるサイクルタイムへの影響は無いように見えるが、GL-400~-460m 区間では、708 分と逆に 2 割程度 (117 分) 増加している。これは、作業熟度が向上したことにより、GL-300m 以深では作 業時間が短縮したものの、GL-400m 以深では深さの影響が顕著に出たために作業時間が増加した ものと考えられ、GL-400m 程度からサイクルタイムへの影響が出始める深さであると考えられる。 また、GL-460~-500m 区間 (871 分) においては、GL-400~-460m 区間 (708 分) より更に 2 割以上 (163 分) 増加しており、岩盤等級が GL-460m 付近より CH 級から B 級になり、岩盤の 硬さも影響していると考えられる。
作業時間の頻度分布を見ると、発破1回のサイクルおよび、連接部施工、ポンプ座施工のサイクルを除くと、GL-460m以浅では多くのサイクルが500~1,000分であったが、GL-460~500mでは1,000~1,500分のサイクルも増加しており、500~1,000分のサイクル数と同程度となっている。



図 4.2-6 削岩時間の深度分布および、頻度分布

(ii) ズリ出し

図 4.2-7 にズリ出し時間の深度分布および、頻度分布を示す。

ズリ出し作業の平均は1,579分となり、設計サイクルタイムの全作業の合計値(CH級:1,819分、B級:1,857分)の85%相当まで達している。さらに、設計値付近の値を示しているサイクルは、発破が1回のサイクルであり、これらのサイクル除いた場合の平均値は1,751分となり、ズリ出し作業だけで設計サイクルタイムの合計値と同等となり、ズリ出し作業の設計値に対しては、2倍以上のサイクルタイムとなっている。

深度方向の平均の実作業時間の推移を見ると、GL-200~-300m区間(1,688分)に比べてGL-300 ~-400m区間(1,404分)で1.7割程度(284分)短縮している。この程度の深度では、深度方 向によるサイクルタイムへの影響は無いように見えるが、GL-400~-460m区間では、1,535分と 増加している。これは、作業熟度が向上したことにより、GL-300m以深では作業時間が短縮した ものの、深度が深くなるに従い、ズリ上げ・キブル降下距離が長くなった影響により作業時間が 増加したと考えられる。更に、GL-460~-500m区間(1,689分)においては、GL-400~-460m 区間(1,535分)より1割以上(154分)増加しており、キブルの揚降距離が増加する等の影響 が現れているもとのと考えられる。また、GL-460m以深は岩盤等級がB級となっており、土量 変化率が1.70とCH級の1.65より大きくなっている。すなわち、ズリ出し量が増加しているこ とを示しており(設計においても余堀を含めた掘削破砕ズリ数量は、CH 級は 54.7m³、B 級は 56.4m³と多くなっている)、岩種の違いもサイクルタイムに影響を与えていると考えられる。

作業時間の頻度分布を見ると、発破1回のサイクルおよび、連接部施工、ポンプ座施工のサイクルを除くと、GL-300~-460m では多くのサイクルが 1,000~2,000 分であったが、GL-460~-500m になると 2,000~3,000 分のサイクルの割合も増えている。

図 4.2-8 にズリキブル搬出数量の深度分布を示す。GL-300~-400m 区間と GL-400~-460m 区間では、平均ズリキブル搬出数量は、52 缶と同じである。すなわち、施工数量が同じにも係わらず GL-400m 以深の方が多くの作業時間を要しているのは、深さによる影響(キブルの揚降距離の増加)によるものと言える。GL-460~500m では 53 缶と GL-460m 以浅より 1 缶増加しており、岩種の違いによるものと考えられる。

また、連接部の施工やポンプ座については、施工量やズリ出し量が多くなるため作業時間も長 くなっている。



図 4.2-7 ズリ出し時間の深度分布および、頻度分布



図 4.2-8 ズリキブル搬出量の深度分布

(iii) 壁面観察

図 4.2-9 に壁面観察時間の深度分布および、頻度分布を示す。

壁面観察時間は、ほぼ全てのサイクルが設計値(180分)以上となっており、その平均は243 分で、設計値の135%相当である。観察作業のみでほぼ設計値に達している。

深度方向との相関は特に見られず、また、岩種の違いによる影響も特に見られない。 頻度分布からも 200~300 分程度の作業時間であることが分かる。



図 4.2-9 壁面観察時間の深度分布および、頻度分布

(iv) 裹面排水

図 4.2-10 に裏面排水時間の深度分布および、頻度分布を示す。

裏面排水作業を実施していないサイクルを除き、すべてのサイクルで設計値(35分)以上となり、平均(77分)は設計値の2倍以上の時間を要している。

深度別では、GL-200~-300m 区間に比べて GL-300m 以深では半分程度まで短縮されている。 これは、作業熟度の向上によるものと考えられ、GL-400m 以深では作業時間のばらつきが小さく なっている。また、ズリ出し作業のような資機材の搬出入作業は少ないため、深さによる影響は ほとんど見られず、GL-400m 以深でもほぼ同等の作業時間となっている。



図 4.2-10 裏面排水時間の深度分布および、頻度分布

(v) 型枠・コンクリートエ

図 4.2-11 に型枠・コンクリート工の深度分布および、頻度分布を示す。

型枠・コンクリート工を実施していないサイクルを除き、すべてのサイクルで設計値(250分) 以上となっており、その平均値は551分である(設計値の220%)。

深度方向の平均の実作業時間の推移を見ると、GL-200~-300m 区間(632分)に比べてGL-300 ~-400m 区間(509分)で2割程度(123分)短縮しているが、GL-400~-460m では539分、 およびGL-460~-500m では525分と増加している。GL-200~-400m 程度では、深度方向による サイクルタイムへの影響は無く施工の進行に伴う時間短縮が見られたが、GL-400m 以深ではキブ ルの揚降距離が長くなった影響が徐々に現れており、作業時間の増加に繋がったものと考えられ る。

頻度分布を見ると、GL-200~-300m 区間では 400~800 分にばらついていたが、GL-300m 以 深からは 400~600 分とばらつきが小さくなる傾向を示しており、作業が慣れ、作業熟度が向上 したことによって作業時間が安定していることが分かる。

なお、ポンプ座施工を実施したサイクルについては、作業量が多いため 1,000 分以上の時間を 要しているものの、一般部と同様に GL-300m 以深では、作業時間が短縮傾向にある。



図 4.2-11 型枠・コンクリートエ時間の深度分布および、頻度分布

(vi) その他損失

図 4.2-12 にその他損失時間の深度分布および、頻度分布を示す。

その他損失に該当する作業を実施していないサイクルを除いてほとんどが設計値(60分)以上 となっており、その平均は434分(設計値の723%)である。また、セントルの搬入等の作業が 発生した場合は、4,000分以上の大幅な時間を要している。

なお、その他損失に計上した時間は、作業工程上のクリティカルとなる時間のみであり、削岩 やズリ出し等と平行で作業したものは除いている。

作業の進行に従い、掘削装置等の機器のメンテナンスの頻度が増え、更に深度が深くなったこ とで関係資機材の搬出入の時間が増加し、作業時間に増加傾向が見られたと考えられる。特に GL-400m 以深では 1,000 分以上要しているサイクルの頻度が多くなる傾向を示している。



図 4.2-12 その他損失時間の深度分布および、頻度分布

4.2.4 設計サイクルタイムと実作業のサイクルタイムの差異の原因

設計サイクルタイムと実作業サイクルタイムを比較した結果、全ての工種において実作業サイクルタイムが長くなった。そこで各工種において、設計サイクルタイムと実作業サイクルタイム に大きな差異が生じた原因について検討を行う。

(1) 削岩の設計値と実作業時間の差異の原因について

削岩作業のうち、設計値と実績値でもっとも差異が大きくなっているのは、削岩準備・後片付けであり、GL-200~-460mのCH級の範囲では設計値の177%(表 4.2-7参照)、GL-460~-500mのB級の範囲では設計値の188%(表 4.2-8参照)となっている。

図 4.2-13 に削孔数、単位体積当りの装薬量、割れ目本数の深度分布を示す。CH 級の範囲の GL-200~-460mの実際の穿孔数は平均 168 孔であり設計値(136 孔)の1.2 倍程度、単位体積当 りの装薬量は平均 2.11kg/m³であり設計値(1.05kg/m³)のほぼ 2 倍となっている。B 級の範囲の GL-460~-500mの実際の穿孔数は平均 212 孔であり設計値(144 孔)の1.5 倍程度、単位体積当 りの装薬量は平均 2.90kg/m³であり設計値(1.15kg/m³)の 2.5 倍程度となっている。

穿孔長に関しても設計上は 1.6m であるが、実際には 1.8m に延長している。これらが、穿孔・装 填の作業量が増加し、実作業時間が設計時間に比べて大幅に長くなった原因として考えられる。 なお、穿孔数、装薬量および、穿孔長が設計に比べて増えている理由としては、以下が挙げられ る。

① 穿孔角度の問題

換気立坑は、直径が φ 4.5m と小さいため、覆工コンクリートとセントルによりシャフトジャンボの取り回しが大幅に制限され、心抜き発破の穿孔角度が高角度になっている(通常の V カット心抜きの穿孔角度は約 60 度程度であり、当初計画においては主立坑の穿孔角度は 60 度であったが、換気立坑では 70 度に設定されている(図 4.2-14 参照)。

図 4.2-15 には V カット心抜きの設計概念を示した。換気立坑内での穿孔では、穿孔先端 部から直角に引いた線端部が切羽面よりも上方になっていないため(図 4.2-15(a)参照)、 一般的には 1,130mm 程度しか進行長が得られないことになる(図 4.2-15 (b)参照)。すな わち、発破による施工効率が低下すると考えられる。

以上より、一発破長ピッチ(1.3m)を確保するために、穿孔数、装薬量および、穿孔長を 増やす必要があった。

② ズリの積込みの問題

換気立坑のシャフトマッカーのバケット容量は 0.2m³と小さいため、ズリを小割りしてズ リキブルに積込む必要がある。このため、装薬量を増やして、発破ズリの岩塊を小さくして バケットの積込み効率の向上を図っている。

なお、割れ目本数は、GL-460m までは増加傾向にあるが、岩盤等級が CH 級から B 級へ変化 する GL-460m 以深は半分程度に減少している。また、装薬量については、岩盤等級が CH 級か ら B 級へ変化する GL-460m 以深は大幅に増加しており、岩盤の硬さが発破の施工数および、作 業時間に影響しているものと考えられる。

JAEA-Technology 2014-019



図 4.2-13 削孔数・単位体積当りの装薬量・割れ目本数の深度分布



図 4.2-14 当初計画における穿孔角度(左:主立坑、右:換気立坑)



図 4.2-15 Vカット心抜き設計概念

(2) ズリ出しの設計値と実作業時間の差異の原因について

ズリ出し作業のうち、設計値と実績値でもっとも差異が大きくなっているのは、ズリ出し、コ ソクであり、GL-200~-460mのCH級の範囲では設計値の184%(表 4.2-7 参照)、GL-460~ -500mのB級の範囲では設計値の185%(表 4.2-8 参照)となっている。

図 4.2-16 にズリキブル搬出数量、搬出土量、土量変化率の深度分布を示す。図には、各々の1 サイクル当り(施工量 2.6m 当り)の設計値と平均値を記載した。

ここで、実作業における各サイクルの搬出土量および、土量変化率は以下の方法にて算出した。

搬出土量 =ズリキブル搬出数量×1.6m³

土量変化率L =搬出土量÷(コンクリート打設量+内空断面積[15.9m²]×掘進長)

ズリキブルへの積込み容量は、設計では 2.0m³であったが、実作業においてはズリの転落を防止する安全上の観点から 80%程度の 1.6m³に制限している。このため、ズリキブルの搬出数量が 20%程度増加すると予想されたが、実作業平均は GL-460~-500m の B 級の範囲では 53 缶であり、 設計値(58 缶)と同等であった。搬出土量については、全体的に実績値は設計値より少なくなっ ている。また、土量変化率を見ると、実作業の平均値 1.33 は、設計値より 20%程度低減している。 これは、発破の施工量を穿孔数、穿孔長ともに設計値より増量しており、大きな発破エネルギー が得られ、岩盤の破砕率が向上したためと考えられる。これが、ズリキブルへの積込み容量を 80% 程度に低減したにもかかわらず、ズリキブル搬出数量を設計と同等に抑えられた要因と考えられ る。

以上より、設計想定時間と実際の作業時間に大きな差異を生じた原因は、ズリ出し量の増加お よび、ズリキブルへの積込み容量の制限によるものではないと考えられる。

ここで、設計時に計画していた作業と実作業の違いとしては、以下の項目が挙げられる。

① ズリキブル容量の制限

ズリキブル容量は最大で 2.0m³ であるが、実作業での積込み量は、ズリの転落を防止する 安全上の観点から 80%程度の 1.6m³に制限している。

② コソク作業の重機化

坑壁のコソク作業に関しては、安全上の理由から十分に実施することとの指示を受けて実 施している。なお、コソクは、岩塊落下の危険性より当初計画(ピックハンマーによる人力 作業)とは異なり、ミニバックホウにブレーカーを装着して実施している。このため、コソ ク作業の他にブレーカーのアタッチメント、ミニバックホウの揚降作業および、ブレーカー の装着作業に時間を要している。

- ③ ウインチ最大巻上速度の制限
 設計上のウインチの最大巻上速度は、300m/分であるが、200m/分に制限している。
- ④ 飛石撤去作業の追加 ズリ出し作業前にコンクリート覆工上に堆積した飛石の撤去作業を実施しており、この作 業に平均で150分以上要している。これは、飛石の落下を防止する安全上の観点から必要な 作業である。
- ⑤ 外周部付近のズリ出し

打設済みの覆工コンクリートの下部付近のズリ出しがシャフトマッカーでは困難であり、 バックホウにてズリ積みを行っている。このため、バックホウを立坑底に積み降ろす必要が 生じており、そのための揚降作業に時間を要している。

⑥ キブル方式

設計では、スカフォード上にてキブルを積替える替キブル方式としていたが、実作業では、 キブルのかけ替えに伴う危険性を考慮して替キブル方式は採用していない。ただし、替えキ ブルを使用した場合との違いは深度がより深くなった場合であり、GL-200~-400mにおいて はサイクルタイムへの影響は小さいものと言える。ただし、GL-400m以深では、深度による 影響が徐々に現れている。

以上の 6 つが設計時に予定していた作業と実作業との違いであるが、このうち、②~⑤が設計 のズリ出しサイクルタイムと実作業のサイクルタイムに大きな差異が生じた主な原因であると考 えられる。



図 4.2-16 ズリキブル搬出数量・搬出土量・土量変化率の深度分布

(3) 壁面観察の設計値と実作業時間の差異の原因について

壁面観察は、設計値(180分)より全体的に長くなった。これは、設計上は壁面観察時間として 180分を考慮しているのに対して、実際の作業では、壁面清掃や観察準備、後片付けといった 観察自体の他に 50分以上要しているためである。なお、観察のみの平均時間は 187分程度であ り、設計値と同等である。よって、壁面観察のサイクルタイムの算出には、今後のサイクルタイ ムの設計において、60分程度の壁面清掃や準備、後片付けを見込む必要があると考えられる。

(4) 裏面排水工の設計値と実作業時間の差異の原因について

岩盤等級 CH 級、B 級については、鉄製のプレートをアンカーボルトで岩盤に固定して排水マットを設置しているが、地山が固いためアンカーボルトの打設に設計以上の時間が掛っているものと考えられる。

(5) 型枠・コンクリートエの設計値と実作業時間の差異の原因について

図 4.2-17 にコンクリート打設量を示す。図には、設計打設量(16.0m³)および、余堀り量を 考慮した支払い線(25.0m³)を記載した。図 4.2-17 より、若干支払い線より多く打設した箇所 があるが、ほとんどの箇所で設計以上、支払い線以下の量で打設できている(ポンプ座施工等を 含むサイクルを除くサイクルの打設量の平均は 23.3m³)。このことから、余掘り量は設計通り (0.2m)であると言える。

図 4.2-17 に示すように、コンクリート打設量は、ほぼ設計以上支払い線以下の量であり、型枠・ コンクリート工の実作業時間が設計時間より大幅に長くなった原因としては、以下に挙げるよう な設計時との施工方法の差異によるものと考えられる。

① ウインチ最大巻上速度

設計上のウインチの最大巻上速度は、300m/分であるが、実作業では、安全に配慮して最 大巻上速度は、200m/分に制限している。

② 後片付け 後片付けについては、セントルの下型枠(鉄板)の撤去に設計以上の時間を要している。

(6) その他損失の設計値と実作業時間の差異の原因について

設計上で損失として考慮されていた作業内容は、機械設備の点検によるロスタイムおよび、各種仮設パイプケーブル(給排水、送排気、電気)の延伸作業であり、これらの作業は、1 サイクル当りのその他損失時間の 60 分以内で行うとされている。一方、図 4.2-12 を見ると、2 サイクルに1回程度の割合で平均 140 分程度以上を要する給排気管の延長を含む設備の点検・更新作業などが行われ、更に、探り削孔等(3 サイクルに1回程度実施)の湧水抑制対策のための作業等が追加されている。これは、GL-200m 以深から追加した作業であり、地質条件を事前に把握しプレグラウチング実施の要否を判定する上で必須な作業である。



図 4.2-17 コンクリート打設量の深度分布

4.2.5 設計サイクルタイムの算出方法の検証

前項で設計サイクルタイムと実作業サイクルタイムが長くなった原因の検討を行ったが、施工 方法や数量が設計時と異なっていることが原因の一つであることが得られた。そこで、実際の施 工方法や実施工数量を反映してサイクルタイムを算出することにより、サイクルタイムの算出方 法の妥当性を検証することとする。

具体的な方法としては、実際の施工方法・施工数量から、設計サイクルタイムと同じ算出方法 で補正サイクルタイムを算出し、実作業時間と比較する。実際の施工方法・施工数量から求めた 補正サイクルタイムが実作業時間と近い値を示した場合は、サイクルタイムの算出方法は妥当で あることが示せることとなる。

サイクルタイムの算出方法の検証を行う工種は、作業時間の多い、削岩作業の穿孔作業、装薬・ 発破・換気等、ズリ出し作業のズリ搬出時間および、型枠・コンクリート工のコンクリート運搬 打設時間の3工種とする。なお、平成22年度の検討において、岩盤等級CH級の補正設計サイ クルタイムを検証し、算出方法の妥当性を示すことができたため、ここではGL-460~-500mの 岩盤等級B級の範囲の施工実績をもとに設計サイクルタイムの算出方法について検証することと する。

(1) 削岩のサイクルタイムの算出方法の妥当性検討

(i) 設計値の算出方法について

削岩の穿孔と装薬・発破・換気等サイクルタイムの設計値の算出根拠・算出方法は以下に示す 通りである。

(a) 穿孔時間

穿孔時間は次の式より算出している。

- 穿孔 (分) =D×G÷F
 - ここに、D(m):穿孔長=1.6(m) ※JH 立坑の数値を適用
 - G(本/台):削岩機1台当たり穿孔数
 - F(m/分):ノミ下がり速度=0.9m/分

削岩機1台当たり穿孔数は次の式より算出している。

- $G = A1 \times C \div E$
 - A1 (m²):設計掘削断面(余掘含まず)=22.1 (m²)
 - C (孔/m²): m² 当り穿孔数=【B級】 3.2 (孔/m²)
 - ※JH 立坑に対し、断面縮小を考慮し補正
 - E(台): 削岩機使用台数=2(台)
- G=22.1×3.2÷2≒36 (本/台)
- よって、設定値は下記のとおりとなる。
- 穿孔時間=1.6×36÷0.9≒64(分/1.3m)

また、穿孔する孔と孔の削岩機移動時間を 1.5 分/孔と設定しているので、各孔間の削岩機移動 時間は、次のとおりとなる。

1.5×36=54 分/1.3m

穿孔時間と削岩機移動時間を合わせて、1 サイクル(1.3m×2=2.6m)の穿孔サイクルタイムを 次のとおり設定している。

64+54=118 分/1.3m →236 分/2.6m

(b) 装薬・発破・換気等の時間

JH 立坑の値、装薬・結線(110 分/2.6m)と退避・発破・換気(80 分/2.6m)を適用して、合計 190 分/2.6m と設定している。

(ii) 設計値の検証

削岩作業においては、前述のとおり、穿孔角度等の施工性の観点から穿孔長を1.6mから1.8m に延長し、穿孔数を増量している。すなわち、穿孔作業および、装薬・発破・換気等の作業時間 に直接影響を与えると考えられる。そこで、これらの実績値を用いて、以下に示すように補正設 計サイクルタイムを算出して、サイクルタイムの算出方法の妥当性を検証することとする。

(a) 補正穿孔時間

【B級設計值:236分、実作業平均:403分】

穿孔長は 1.6→1.8m、穿孔数は 144→212 孔/2.6m/2 台(=53 孔/1.3m/1 台)となるため、補正 削岩時間は以下の式より求められる。

補正削岩時間(分) = 穿孔長×削岩機1台当たり穿孔数÷ノミ下がり速度=1.8×53÷0.9≒106(分/1.3m)

また、各孔間の補正削岩機移動時間は、以下の式より求められる。

補正削岩機移動時間(分)=1.5×53(孔)≒80(分/1.3m)

以上より、補正削岩時間 106 分/1.3m と補正削岩機移動時間 80 分/1.3m を合わせて、1 サイク ルの補正穿孔時間は 372 分/2.6m (=[106+80]×2) となる。

よって、補正穿孔時間は、実測値とほぼ同等の値であり、穿孔時間の設計サイクルタイムの算 出方法は妥当であると言える。

(b) 補正装薬・発破・換気等の時間

【B級設計值:190分、実作業平均318分】

削孔数は設計値 144 孔から実績値 212 孔に増量しており、穿孔長も設計値 1.6m から実績値 1.8m に延長している。よって、補正装薬・結線時間は、次の式により求められる。

補正装薬・結線時間=110分(2.6m分の設計値)× $\frac{212孔}{144孔}$ × $\frac{1.8m}{1.6m}$ =183分/2.6m

退避・発破・換気(設計値80分)は、数量に影響が無いと考えられる。

以上より、補正装薬・結線時間と退避・発破・換気等の時間を合わせて、1 サイクルの補正装 薬・発破・換気等の作業時間は263(分/2.6m)(=183+80)となる。

よって、補正装薬・発破・換気等の時間は、実測値とほぼ同等の値であり、設計サイクルタイ ムの算出方法は妥当であると言える。

(2) ズリ出しのサイクルタイムの算出方法の妥当性検討

(i) 設計値の算出方法について

ズリ出し作業のうち、設計値と最も大きく異なるのはズリ出し・コソク作業である。ズリ出し・ コソク作業に相当する設計サイクルタイムの作業は、揚げズリ作業であり、揚げズリ作業のサイ クルタイムは以下の方法で算出している。

ズリのキブルへの積込時間は、10.3分/缶に、空キブルの切羽への吊降ろし1.5分を加え、11.8 分/缶と設定しており、搬出回数が29缶(/1.3m)となるため、設計揚げズリ時間は以下のとおり となる。

11.8 分×29 缶×2=686 分

なお、搬出回数については、以下の通り求められている。

 $K=A2 \times B \times L \div Vk = 25.5 \times 1.3 \times 1.7 \div 2 \Rightarrow 29 (ff)$

- ここに、A2(m²):支払掘削断面(余掘含む)
 - = $\pi \times ($ 立坑仕上り径 4.5m +覆エコンクリート厚 0.4m×2+余掘り厚 0.2m×2)²/4 =25.5 (m²)
 - ※余掘り厚は、換気立坑では JH 立坑標準値の 10cm での施工は非常に厳しい と判断し、平成 14 年度国交省積算基準②小断面 NATM における発破掘削で の 1.3m 掘進長に該当する値とした。
 - B(m):1発破掘削進行=1.3(m)
 - L: 岩石の変化率=1.7 (JH 立坑の値)
 - Vk (m³): ズリキブル容量=2 (m³) (公称容量)

(ii) 設計値の検証

揚げズリ作業(ズリ出し・コソク作業)については、設計では替キブル方式としていたが、実 作業では安全に配慮して替キブル方式から、坑底で掘削土砂を積込み、直接地上までウインチで 引き上げる大深度山岳立坑における標準的なズリ出し方式に変更している。すなわち、キブル 1 缶当りのズリ出し時間は、【ズリのキブルへの積込時間+ズリ搬出時間】となる。

よって、ズリ積込時間の設計値算出において、ズリキブルの平均速度は、100m に 1.5 分程度 と推測している点から、実施工数量を用いてサイクルタイムを検証することとする。

(a) 補正ズリ搬出時間

ズリキブルの平均速度は、100m に 1.5 分程度であることから、GL-480m (GL-460~-500m の 平均)まで往復した場合の時間は、以下のとおりとなる。

1.5 分× (480m/100m) ×2=14.4 分

ズリのキブルへの積込時間は、10.3分/缶であるので、補正ズリ搬出時間は、以下のとおりである。なお、GL-460~-500mのズリキブルの搬出数量は53缶(/2.6m)である。

補正ズリ搬出時間=(10.3分/缶+14.4分/缶)×53缶=1,310分

(b) コソク作業時間

上記のズリ搬出に加えて、設計に含まれていないコソク作業を実施している。コソク作業は、 重機により実施しており、重機の揚降に計 120 分(30 分×4回)程度、コソク作業に 120 分(60 分×2回)程度、合計で240分程度の作業時間を要している。

以上(a)~(b)より、補正ズリ搬出時間とコソク作業時間を合わせた、1 サイクルの補正揚げズリ 時間は、以下のとおりとなる。

1,310 + 240 = 1,550 分 (2.6m 当り)

よって、補正揚げズリ時間は、実測値(GL-460~-500mのズリ出し、コソクおよび飛石撤去作業の実作業タイムの合計は 1,462 分)とほぼ同等であり、設計サイクルタイムの算出方法の考え 方は妥当であると言える。

(3) コンクリート打設のサイクルタイムの算出方法の妥当性検討

型枠・コンクリート工のうち、最も時間を要したのはコンクリート打設であり、GL-460~-500m の B 級の範囲では設計値の 207%(表 4.2-8 参照)となっており、2 倍以上と大きく乖離してい る。そこで、コンクリート打設作業のサイクルタイムの算出方法について検証することとする。

(i) 設計値の算出方法について

型枠・コンクリート工のコンクリート打設のサイクルタイムの設計値の算出根拠/算出方法は 以下に示すとおりである。

コンクリート打設時間=M×P=6.4×17≒109 分/2.6m

ここに、M: コンクリート搬入時間=6.4 (分/缶)

※コンクリートのコンクリートキブル 1 缶当たりの搬入時間は、

GL-172.9m (GL-45.5~GL-300m の中心) までの揚降作業に対して、や ぐら設備の能力より算出している。

P:コンクリートキブル搬入回数=N÷Vck=25÷1.5≒17回

N:覆工コンクリート数量=25m³(余掘り含む支払い線の打設量)

VCK:コンクリートキブル容量=1.5m³

(ii) 設計値の検証

前述のとおり、安全優先の観点から、ウインチの最大速度を設計 300m/ 分に対して 200m/分と している。そこで、これらの数量を基に、以下に示すように、補正コンクリート打設時間を算出 して、サイクルタイムの算出方法の妥当性を検証する。

超深地層研究所研究坑道実施設計の設計説明書¹⁵⁾の掘削ズリ揚げ/コンクリート運搬サイクル タイムにおいては、コンクリートキブルの運搬スケジュールが100m毎に算出されており、算出 時間の算出パラメータを以下に示すように変更して試算した。

- ・ ウインチの最大速度を 300m/min (5m/sec) ⇒200m/min (3.33m/sec) に変更
- ・ 運搬距離を 500m⇒480m に変更(GL-460~-500m の平均)

表 4.2-9 に運搬サイクルタイムの試算結果を示す。表を見ると、コンクリートキブルの運搬(巻上・巻下)時間は 584.54sec、坑口でのキブルの切り替え時間は、200sec となり、1 サイクルの サイクルタイムは、13.08分(=(584.54 + 200)/60)となる。次に、コンクリートキブルの搬 出回数は、17回であることから、補正コンクリート打設時間は、次の式で算出される。 補正コンクリート打設時間=M'×P=13.08×17=222分

上記の値は、GL-460~-500mの実作業における平均コンクリート打設時間(226分)のとほぼ 同等であり、設計サイクルタイムの算出方法は妥当であると言える。

なお、設計サイクルタイムと実作業および、補正値に大きな差異が見られたのは、設定サイク ルタイムのコンクリートキブルの搬入距離の設定が浅い(GL-172.9m)ことが原因と考えられる。 すなわち、精度良いサイクルタイムの算出のためには比較的細かい深度に振り分けて算出するこ とが望ましいと考える。



表 4.2-9 コンクリートキブルの運搬サイクルタイムの試算結果

4.2.6 ポンプ座施工を実施したサイクルの施工数量とサイクルタイム

本検討の設計サイクルタイムと実作業サイクルタイムの比較は、ポンプ座施工等の実施(約30m 毎に設置)により施工数量が多くなったサイクルのサイクルタイムは除いている。そこで、ポン プ座施工を実施したサイクルと一般部のサイクルの施工量、サイクルタイムを比較することで、 将来の処分場建設工事の設計・積算の参考となるデータの取得を図ることとする。

ポンプ座施工を実施したサイクルは、下記の6サイクルである。

GL-200~-300m 区間では、

・ 13 サイクル目 : GL-232.1~-234.5m

・ 26 サイクル目 : GL-266.2~-268.9m

GL-300~-400m 区間では、

- ・ 13 サイクル目 : GL-331.6~-334.5m
- ・ 26 サイクル目 : GL-365.5~-369.0m
 CL 400- 460- 5間つけ

GL-400~-460m 区間では、

・ 13 サイクル目 : GL-432.3~-435.0m

GL-460~-500m 区間では、

・ 3サイクル目 :GL-465.4~-469.4m

なお、GL-460~-500m 区間のポンプ座施工については、その他損失(安全設備整備等)により サイクルタイムに他のポンプ座と大きく差異があったため、比較対象外とした。

(1) ポンプ座施エサイクルの施工数量

ポンプ座施工を含むサイクルの施工数量および、比較として一般部の施工数量と設計時の積算 数量を、岩盤等級 CH 級の GL-200~-460m について表 4.2-10 に示す。

表より、ポンプ座施工を含むサイクルの施工数量は一般部に比べて 130~170%程度増量となっている。また、設計値に比べて搬出土量を除き、120~270%程度増量となっている。

表 4.2-10 ポンプ座施工を含むサイクルの施工数量【CH級】

ポンプ座施工を含むサイクルの施工数量						
区間	GL-2007	~-300m	GL-300	~-400m	GL-400~-460m	
岩盤等級			CH級			
サイクル	13	26	13	26	13	平均①
	GL-232.1	GL-266.2	GL-331.6	GL-365.5	GL-432.3	
深度GL(m)	~	~	~	~	~	
	-234.5m	-268.9m	-334.5m	-369.0m	-435.0m	
削孔数(孔)	309	262	266	276	278	278
装薬量(kg)	200.0	194.6	174.8	187.6	184.0	188
ズリキブル搬出数量(缶)	72	70	69	74	67	70
搬出土量(m ³) ¹⁾	115.2	112.0	110.4	118.4	107.2	112.6
コンクリート打設量(m ³)	36.5	31.0	35.5	32.0	32.0	33.4

一般部の施工数量					0 - 14 ()	<u></u>
区間	GL-200~-300m	GL-300~-400m	GL-400~-460m		①の増分 ①-2	(1)との比 (1) く 2)
岩盤等級		CH級		푸티오		
削孔数(孔)	175	157	172	168	110	165%
装薬量(kg)	138.4	124.9	137.3	133.5	54.7	141%
ズリキブル搬出数量(缶)	59	52	52	54	16	130%
搬出土量(m ³) ¹⁾	93.6	83.8	83.4	86.9	25.7	130%
コンクリート打設量(m ³)	23.9	22.8	23.4	23.4	10.0	143%

設計時積算数量	≣(/2.6m)	 ①の増分 	 しとの比 	
	【CH級】設計値③		1/3	
削孔数(孔)	136	142	205%	
装薬量(kg)	69.6	118.6	270%	
ズリキブル搬出数量(缶) ³⁾	56	14	126%	
搬出土量(m ³) ²⁾	109.4	3.2	103%	
コンクリート打設量(m ³) (支払い線)	25.0	8.4	134%	

注1)搬出土量=ズリキブル搬出数量(缶)×1.6(m³/缶) 注2)搬出土量=余堀含めた立坑断面積(m²)×2.6(m)×1.65

注3)搬出数量=搬出土量÷2.0(ズリキブル設計容量)

(2) ポンプ座施エサイクルの実作業サイクルタイム

ポンプ座施工を含むサイクルの実作業サイクルタイムおよび、比較として一般部の実作業サイ クルタイムと設計サイクルタイムを、岩盤等級 CH 級の GL-200~-460m について表 4.2-11 に示 す。サイクルタイムのうち、その他損失時間については、施工機器の整備等の発生によりサイク ル毎に大きな差異があることから、サイクルタイムの合計は、その他損失時間以外のサイクルタ イムの合計とその他損失時間を加えたサイクルタイムの合計値を示している。

表より、ポンプ座施工を含むサイクルは一般部の実作業サイクルタイムに比べて、大幅に増加 している。

作業別では、特に削岩、ズリ出し、型枠・コンクリート工が大きく増加している。一方、壁面 観察は一般部とほぼ同時間である。すなわち、ポンプ座施工による施工数量の増加が作業時間の 大幅な増加の主要因である。

ポンプ座施工を含むサイクルの実作業サイクルタイム(分)						
区間	GL-2004	~-300m	GL-300/	∼-400m	GL-400~-460m	
岩盤等級			СН	級		
サイクル	13	26	13	26	13	平均①
深度GL(m)	GL-232.1 ~	GL-266.2 ~	GL-331.6 ~	GL-365.5 ~	GL-432.3 ~	
	-234.5m	-268.9m	-334.5m	-369.0m	-435.0m	
削岩	1940	1220	1440	1350	1390	1468
ズリ出し	2390	2460	2060	2280	2345	2307
壁面観察	280	230	220	220	270	244
裏面排水	0	0	0	0	0	0
型枠・コンクリートエ	1590	1840	1100	1170	1240	1388
計	6200	5750	4820	5020	5245	5407
その他損失	500	2260	360	780	2150	1210
合計	6700	8010	5180	5800	7395	6617

表 4.2-11 ポンプ座施工を含むサイクルの実作業サイクルタイム【CH 級】

一般部の実作業サイクルタイム(分)					0.000	<u></u>
区間	GL-200~-300m	GL-300~-400m	GL-400~-460m	T the	①の増分 ①-2	 ①との比 ① く②
岩盤等級		CH級		푸며신		
削岩	726	591	708	675	793	217%
ズリ出し	1688	1404	1535	1542	765	150%
壁面観察	262	222	240	241	3	101%
裏面排水	111	64	67	81		
型枠・コンクリートエ	632	509	539	560	828	248%
計	3419	2790	3089	3099	2308	174%
7 - H 18 4	005	000				
その他預矢	395	302	525	407	803	297%
合計	3814	3092	3614	3506	3111	189%

設計サ	設計サイクルタイム(分)		 しとの比
	【CH級】設計值③	1-3	1/3
削岩	492	976	298%
ズリ出し	802	1505	288%
壁面観察	180	64	136%
裏面排水	35		
型枠・コンクリートエ	250	1138	555%
計	1759	3648	307%
その他損失	60	1150	2017%
合計	1819	4798	364%

(3) ポンプ座施エサイクルの設計サイクルタイム

表 4.2-12 に、ポンプ座の設計サイクルタイムの算出結果を示す。ポンプ座施工サイクルタイムのうち、掘削支保・覆工については、ポンプ座の設計掘削量と一般部の掘削体積の比と一般部の 2.6m を施工する際のサイクルタイムから求めており、他に考慮したコンクリート型枠組立撤 去、その他設備工を加えても、400 分程度のみの作業時間増としている。

						施エエ	程	
深度GL-	地山 区分	ポンプ座 設計掘削量	一般部 設計掘削量	ー般部 サイクルタイム	① 掘削支保・ 覆工	② 箱抜型枠 組立撤去	③ 設備工	計
m	—	m ³	m ³	min	min	min	min	min
_	—	а	b	с	d=c∙(a/b)	е	f	d+e+f
200~300	СН	5.13	57.5	1819	162	60	180	402
300~400	СН	5.13	57.5	1819	162	60	180	402
400~460	СН	5.13	57.5	1819	162	60	180	402
		1カ所当り	1サイクル	1サイクル	設計地山掘 削量に比例	業者ヒアリン グ(一般部の 脱枠移動組 立時間とほぼ 同じ)	ホイストレー ル・水槽・ポン プ等の設置・ 盛替	Ι

表 4.2-12 ポンプ座施工の設計サイクルタイム

ここで、表 4.2-10より、ポンプ座の実際の掘削量は、下記のとおり算出される。

ポンプ座の掘削搬出土量: 25.7m³(一般部の平均掘削土量からの増分) 土量変化率: 1.65 (CH 級)

ポンプ座の実際の掘削量: 25.7÷1.65=15.6m³

上記より、想定したポンプ座の設計掘削量のほぼ3倍となっている。

そこで、上記の実作業データを用いて、ポンプ座の設計サイクルタイムと同様の方法で実作業 サイクルタイム (GL-200~-460m の平均実作業サイクルタイム 3,506 分) からポンプ座の補正サ イクルタイムを求めると、次のとおり算出される。

ポンプ座の補正サイクルタイム=3,506×(15.6/57.5)+60+180=1,191分

表 4.2-11より、ポンプ座のサイクルタイムの増分は、CH 級では 2,308分(その他損失を除いた合計に対して)であり、上記で求めた値と大きく乖離しており、掘削土量の比からポンプ座のサイクルタイムを算定する方法に適してないと考えられる。

表 4.2-10 を見ると、ポンプ座施工を含むサイクルの施工量は、一般部に比べて、1.3~1.7 倍 の施工量の増加となっている。すなわち、一般部の実施工サイクルタイムに 1.3~1.7 倍程度の時 間は要することとなり、各工種の施工量の増加を考慮してサイクルタイムの割増をする方法が適 していると考えられる。

4.2.7 サイクルタイム分析のまとめ

(1) 設計サイクルタイムと実作業サイクルタイムの差異について

CH 級および B 級の岩盤におけるサイクルタイムに関して、設計値と GL-200~-500m の範囲の実積値を比較した結果、実績値が設計値より大幅に長くなっており、以下がその主な原因であると考えられた。

- 施工上の制約に起因
 - ・換気立坑が小口径(直径 4.5m)であるため、シャフトジャンボの穿孔角度が小さく、発破 効率が低減する。このため、穿孔数と装薬量を増やし、穿孔長を設計値の 1.6m から 1.8m に伸ばして対応しているため、削岩時間が増加している。
 - ・覆エコンクリート下部の外周部付近のズリ出し作業に関しては、シャフトマッカーでは作業出来ないため、別途バックホウを積み降ろして使用しているため、バックホウの搬出入に伴う時間が増加している。
- ② 安全性の確保に起因
 - ・覆エコンクリート上に飛散した飛び石撤去作業の追加、ウインチ巻上げ速度の自主規制(設計では、300m/分であったが、シャフトジャンボの揚降時:175m/分、ズリキブル揚降時: 200m/分に低減)により、ズリ出し時間とコンクリート打設時間が増加している。
 - ・ズリ出し時のコソクをバックホウに装着したブレーカーにて実施しており、バックホウ等の場降作業および、ブレーカーの装着作業によりズリ出し作業時間が増加している。
 - ・湧水抑制の観点から探り削孔(パイロットボーリング)を実施している。
- 設備の修理・点検作業
 - ・掘削設備に関しては、施工が進むに従い、シャフトマッカー等の設備の修理や点検作業が 多くなっている。
 - ・排水設備に関しては、スケールの発生等に起因したポンプ等の故障が発生しており、設計 段階で想定していた以上の時間を要している。

上記の3点が設計サイクルタイムより実作業サイクルタイムがより大幅に長くなった要因であり、設計値の2倍程度の作業時間が必要であると考えられる。

(2) 深度および、岩質の違いによるサイクルタイムへの影響について

深度および、岩質の違いがサイクルタイムへ与える影響について検証することを目的として、 GL-200~-500mの実作業サイクルタイムと深度別に4分割(GL-200~-300m、-300~-400m、 -400~-460m、-460~-500m)して実作業サイクルタイムを比較した結果、GL-200~-300m区間 に比べて、GL-300~-400m区間の平均実作業サイクルタイムが2割程度短縮した。しかしながら、 GL-400~-460m区間では、GL-200~-300m区間とほぼ同程度の実作業サイクルタイムを要した。 また、GL-400~-460m区間においてはGL-200~-300m区間のサイクルタイムを上回った。 その要因としては、以下が考えられる。

① GL-300~-400m で GL-200~-300m に比べて短縮した要因
 ・高角度割れ目の増加によって、穿孔数やズリ出し量等の施工数量が若干減少した(岩質の)

違いによる)。

- ・作業の熟練度が向上して、段取りや準備・片付けの時間が短縮した(ただし、これらの時 間が作業に占める割合は小さい)。
- ・時間記録時の個人差による。
- ② GL-400m 以深で GL-300~-400m に比べて増加した要因
 - ・GL-400m 程度から、深さによる影響が作業時間に現れ始めたと考えられる。
 - ・GL-460m 程度から岩盤等級が CH 級から B 級になり硬岩になったことにより、穿孔数の増加による削岩時間の増加、土量変化率の増加(設計値 1.65 から 1.70 に増加)による掘削ズリの増加による影響が作業時間に現れていると考えられる。

以上より、GL-400m以深より深度によるサイクルタイムへの影響が現れ始めており、GL-460m 以深から岩盤等級が B 級となり実作業サイクルタイムが大きく増加したことで、岩種の違いもサ イクルタイムに影響を与えることが確認された。

(3) 設計サイクルタイムの算出方法の妥当性について

実作業サイクルタイムのうち、多くの時間を要する工種(削岩作業のうちの穿孔作業、ズリ出 し作業のうちのズリ揚げ作業、型枠・コンクリート打設工のうちのコンクリート打設)について、 実際の施工方法と施工量を基に、設計サイクルタイムの算出方法の検証を実施した。

検証の結果、実際の施工方法と施工量から算出した補正サイクルタイムは、実作業サイクルタ イムと概ね近い値が得られた。すなわち、適切な施工量および、施工方法を考慮することによっ て、設計時に用いられたサイクルタイムの算出方法の妥当性を示すことができたと考えられる。

(4) ポンプ座施工を含むサイクルのサイクルタイムと施工数量について

ポンプ座施工を含むサイクルのサイクルタイムと施工数量を検証した結果、サイクルタイムに ついては、一般部の実作業サイクルタイムの200%程度の作業時間が必要である。

施工量については、一般部の施工数量については、CH級岩盤の場合は、削岩の穿孔数では165%、 装薬量では141%、ズリ出しの搬出量では130%増加する結果となった。

また、ポンプ座の設計サイクルタイムは、ポンプ座の掘削量と立坑一般部の掘削量との比で全体のサイクルタイムより算出していたが、実際のポンプ座の施工サイクルタイムとは大きく乖離しており、適切な算出方法でないと考えられる。

ポンプ座は、一般部と比べて掘削量は少ないが、その形状から施工手間を考慮すると、一般部 と同等の施工時間を考慮すべきであると考える。

4.2.8 換気立坑掘削工法の妥当性検討

現在、立坑一般部は、主立坑、換気立坑ともにショートステップ工法(1発破長1.3m)により 施工を行っている。そこで、本節では、当初設計に複数検討された施工方法について整理し、こ れまでの施工実績からショートステップ工法の妥当性について検討することとする。

(1) 立坑の施工方法の選定の経緯

立坑一般部の掘削方法については、超深地層研究所研究坑道実施設計¹⁵⁾および超大深度における研究坑道の施工に関する検討¹⁶⁾において検討されており、掘削方法の選定が行われている。

(i) 立坑の施工方法

立坑の施工方法として一般的な工法として以下の工法が挙げられた。

全断面発破堀下がり工法

交互方式、同時方式、併行方式、ロックボルト吹付工法

② 全断面発破堀上がり工法

クライマー工法、ステージカットブラスティング工法、足場組堀上がり工法

③ 機械掘削工法

レイズボーラー工法、TBM 工法、シールド堀上り工法

④ 導坑先進拡大掘削工法

(ii) 全断面発破堀下がり工法の種類

全断面発破堀下がり工法として主に以下の種類がある。

① 交互方式 (ロングステップ方式)

地質に応じて、20~30mを1回のブロックとして掘削と覆工を交互に行う工法。 ② 交互方式(ショートステップ方式)

穿孔、発破、ズリ出しの直後に掘削した部分の覆工を行う工法であり、地山の自立状況 により1ステップ長は1.2~3.0m 程度に定められる。更に、1.2~1.8m の掘削と覆工を逐 一実施する「毎発破(Step-bye-step 工法)」と、1.2~1.5m の掘削を2 サイクル実施し、 覆工を2.4~3.0m のスパンで打設する「隔発破(2-Step)工法」が多く用いられる。

③ 同時方式(併行法)

良質な岩盤の場合には、ある深さまで掘削後、スカフォードを足場として上部で復興作 業、下部で掘削を進める、掘削と覆工を同時・並行作業する工法。

④ ロックボルト吹付工法

穿孔、発破、ズリ出しの掘削作業をショートステップ工法と同様に実施した後、コンク リート覆工の代わりに吹付コンクリートとロックボルトで支保する工法。

上記のうち、③同時方式(併行法)は、設備が大規模となること、上下作業となることから安

全性に注意が必要であり、施工例の少ないことから選定対象外となっている。また、④ロックボルト吹付工法は、対象地山の多くが花崗岩であり割れ目も比較的少ないことが想定されていたため、ロックボルトによる支保の必要性が低いことから選定の対象外となっている。

(iii) ショートステップ工法の利点

次に①ロングステップ工法と②ショートステップ工法について比較し、以下に示すようなショ ートステップ工法のメリットからショートステップ工法が選定されている。

【ショートステップ工法のメリット】

- ・ 特殊な場合を除いて支保工が不要である。
- ・ 掘削直後に上部から逐次覆工を行うので、地山崩壊に対して安全性が高い。
- ・ 高所作業が少ない。
- ・ 湧水処理が比較的容易である。
- ・ 作業の簡素化が図れ、経済的である。

以上に示すように様々な地盤条件に適応可能との観点から、瑞浪超深地層研究所の立坑の施工 方法としてショートステップ工法が選定されている。更に、ショートステップ工法のうち、対象 とする地山は比較的状態が良いこと、工程に有利な工法として、一般部は「隔発破(2-Step)工 法」が採用されている。

なお、ショートステップ工法は、1963年に開発され、従来のロングステップ工法に取って替わ り安全性が向上した工法であり、国内の 500m 以上の大深度立坑の掘削工法として標準的工法と なっている¹⁷⁾。

(2) 大深度立坑掘削に対するショートステップ工法の適用性について

超大深度における研究坑道の施工に関する検討¹⁶において、ショートステップ工法は、工程(月進)、安全性(壁面露出面高さは、3m以内が望ましい)、品質(覆工脱型養生・発破影響時間)、 作業効率性(ズリ出し作業占有率)、研究可能性(壁面観察等)の観点から総合的な評価が行われ、 1発破掘削長 1.3m×2発破の2.6m 打設スパンの「隔発破(2-Step)工法」により2交替制で連続作業する手順が選定され現在の施工方法として適用されている。

換気立坑の施工実績は、GL-170m 以浅は軟質な堆積岩(CM~D級)、が存在しており、坑壁 にすばやく覆エコンクリート打設することが出来るショートステップ工法は、安全性、施工性に 優れており適切な工法であったと言える。GL-170m 以深は花崗岩(B~CH級)であり、坑壁が 比較的安定しているものの、大深度になるに従い高地下水圧による突発的湧水や硬岩地山特有の 山はね等が発生する可能性が懸念されるため、掘削後速やかに覆エコンクリートを巻き立てるこ とが可能なショートステップ工法は、空洞安定性、安全性において優れている工法であり、また、 換気立坑においては、GL-300m 程度以深は、一般部の施工については、サイクルタイムが 3,500 ~3,900 分程度に収束しており、安定した施工サイクルを示せていることからも、大深度立坑掘 削に適した掘削工法であると考えられる。

4.3 品質管理・保証の観点からの取得情報の品質管理技術の検討(主立坑)

地上からの調査の妥当性検討の目的は、図 4.3-1 に示すように、施工中に取得されたデータに 基づいて、設計に使用した初期データやパイロットボーリングで取得したデータの妥当性や有効 性を評価し、想定した建設工法、支保工が妥当であったかを整理することである。検討結果は、 図 4.3-2 に示すように、地層科学研究全体の知識ベース¹⁸⁾の要素の一つとして取り込まれること から、その情報の信頼性が重要となる。そのため品質管理・保証の観点から取得情報の品質管理 技術の検討を行った。





図 4.3-2 知識管理システムの主要な要素と構造

4.3.1 設計の妥当性評価におけるデータ利用の課題

取得情報の品質管理技術を検討するため、「3.1 施工・計測データにもとづく設計の妥当性の評価(主立坑)」を対象にデータ利用の課題を調査した。設計の妥当性評価の手順は、図4.3-3 に示すように、壁面観察から取得されたデータ、岩盤・覆工計測から取得されたデータ、事前設計データおよびパイロットボーリングデータを比較・検討することにより取得データの信頼性評価を行い、信頼性が確認されたデータを用いて設計の妥当性を評価している。また、図4.3-3の様々な局面において、専門家により、データの選択・組み合わせ、解釈、判断が行われている。



図 4.3-3 設計の妥当性評価のフロー

データ利用の課題を調査するために、花崗岩部で得られた取得データ整理(図 4.3-3の壁面観察に対応)と岩盤、覆工の変位挙動の把握(図 4.3-3の岩盤・覆工計測に対応)に分け、それぞれの作業におけるデータの品質・保証に関わる記述を抽出し、その記述の対象と課題を一覧表の形にまとめた(表 4.3-1)。表 4.3-1 から、岩盤・覆工の変位挙動の把握におけるデータエラーを除き、課題の多くは、指針、パラメータ、評価手法、調査方法、計画等に関するものとなった。

検討作業	記述	対象	課題
	岩盤分類には、電研式、RMR、新JH式の3種類の岩盤 分類の手法が存在するが、立坑掘削において使用する岩 盤分類は、構造物の特性及び設計・施行の効率性、簡便 性を考慮して「電研式岩盤分類」を用いることが適して いる。	岩盤分類	複数の指針の適用性
花崗岩部で 得られた取 得データ整	パイロットボーリングでは湧水に関する調査は行ってい ないことから、割れ目本数と湧水の増加との相関性によ り割れ目本数を湧水評価のパラメータとして利用してい る。	パラメー タ	共通のパラメータが ない場合の代替的パ ラメータの利用
理	シュミットロックハンマーの値に比べ、一軸圧縮強さが 大きくなることについて、不連続面の影響を指摘し、そ れを考慮した評価手法が有効としている。	評価手法	割れ目を考慮したー 軸圧縮強さによる評 価手法
	鉛直ボーリングの場合、高角度の破砕隊やキレツは、立 抗全体の「割れ目状況」を反映しない。よって、地表か ら実施する電気探査など地質構造を捉える追加調査によ る補足が必要である。	調査手法	電気探査や VPS 探 査等による地質構造 を捉える調査の必要 性
	測定エラーは、主にケーブル・機器の損傷、絶縁抵抗の 低下、停電・電気的ノイズ、掘削影響が原因としている。	データエ ラー	データエラーのチェ ックと原因の特定
岩盤、覆工の 変位挙動の 把握	 計測値の信頼性を3つに区分 ・測定終了後、測定値に異常なし ・計器設置後、切羽が十分進行後に「計器異常発生」、測定値は異常発生前の最終値 ・計器設置後、切羽が十分進行する前に「計器異常発生」、測定値は異常発生前の最終値 	信頼性の 等級区分	信頼性の等級区分
	より信頼性の高い計測データを継続して取得するために は、当初よりその目的で開発された機器やケーブルを使 用し、設置の方法も損傷や水による影響を受けないよう な計画とすることが望ましい。	調査手法	長期計測を計画する 場合の当初計画の策 定

表 4.3-1 設計の妥当性評価におけるデータ利用の課題

4.3.2 情報管理技術の検討

(1) 地層処分事業における品質管理

地層処分事業を対象に文献調査を行い、前項において示された課題に有用と思われる品質管理 技術の抽出を行った。国外の地層処分においては、一般に安全評価・セーフティーケースを含む 段階的なプロジェクト全体を包括する定型化された品質保証の仕組みが構築されている^{19),20)}。た だし、プロジェクト全体に含まれる個々の活動に関しては、それぞれ品質要件が異なるめ個別の 要件に見合うように工夫された品質管理手法が構築されている。そのような個別の品質管理手法 から有効と思われる要素技術および知見を以下に示した。

(i) データベースによるデータ管理

SKBのエスポ岩盤研究所の技術報告書²¹⁾において、調査データの管理は長期的な視野に立ち、 以下に重点を置くべきであるとしている。

- 追跡性
- アクセスのし易さ
- ・ データセキュリティ
- ・ 効率性(統合的なシステムとユーザーフレンドリーなアプリケーション)

また、そのようなデータ管理に供されるデータベースは、調査計画が詳細になるに従って、適切に進化し、改善されるべきであるとしている²¹⁾。

(ii) 文書化·文書管理

SKBのサイト調査では、調査計画書等の管理文書及び手順書やマニュアル類は体系的に管理されている。計画書の調査手順の説明には、参照すべき手順書の名称とid 番号が明記され、調査で取得されたデータは、前述したように専用のデータベースに付帯情報とともに保存されるとしている²²⁾。

(iii) 品質保証の基本概念

(独)産業技術総合研究所による「概要調査の調査・評価項目に関する技術資料-長期変動と 地質環境の科学的知見と調査の進めかた-」²³⁾では、地層処分事業における品質保証の基本概念 について以下のように説明している(以下抜粋)。

- 完全性:地層処分事業に関連して実施される全ての調査・試験・設計・開発・審査の内容、
 得られた試料・データ、それらの実施体制は、完全性が確保されなければならない。
- 追跡性:地層処分事業に関連して実施される全ての調査・試験・設計・開発・審査の内容、
 得られた試料・データは、追跡性が確保されなければならない。
- 再現性:地層処分事業に関連して実施される全ての調査・試験・審査の結果は、再現可能
 でなければならない。
- 説明可能性:地層処分事業に関連して実施される全ての調査・試験・開発・審査および取得されたデータとその解釈は、論理的に説明可能でなければならない。

(iv) 専門家による判断

問題の解決のために専門家の解釈や判断が求められる場合、専門家グループによる討論により 結論を導き出す手法は、品質管理の手法として有効な手段であり、国外の放射性廃棄物処分事業 において定型的な判断手法として、フィンランドの POSIVA¹⁹や米国の NRC²⁴で実践されている。

(2) 取得情報の品質管理技術への適用

設計の妥当性評価におけるデータ利用の課題と国内外の品質管理手法に関する知見に基づき、 取得情報の品質管理技術の検討を行った。データ利用の課題に対して、当該設計の妥当性評価に おける対応や提案を勘案しながら品質管理の観点からの対応策を示し、有効と考えられる国内外 に品質管理手法を表 4.3-2 にとりまとめた。以下に品質管理技術として、データベース、文書化 (系統的文書体系を含む)、専門家判断の適用についての考え方を示す。

課題	対応策	品質管理技術
異なる岩盤分類の適用性	当該調査への適用性の観点から、それぞれの分類法の	専門家判断
	特徴、適用の範囲等を検討・評価し文書化する。	文書化
パラメータの選択	利用可能なパラメータとその適用条件、適用範囲を明	専門家判断
	確にして文書化する。	文書化
評価手法の設定	当該調査への適用性の観点から、利用可能な評価手法	専門家判断
	とその適用条件、適用範囲を明確にして文書化する。	文書化
調査手法の選択	利用可能な調査手法とその適用条件、適用範囲を明確	専門家判断
	にして文書化する。	文書化
計測エラーの回避と	長期的なシステムの信頼性と外的環境(掘削影響、電	系統的文書体系
エラーデータの信頼度	気的ノイズ等)を考慮した当初計画	専門家判断
	エラーデータの信頼度の評価。	
データ管理	データが一元的に管理されアクセスが容易なこと。	データベース

表 4.3-2 データ利用の課題と対応策および関連する品質管理技術

(i) 取得データの保存・管理(データベース)

施工・計測データにもとづく設計の妥当性の評価では、任意のデータを選択、組み合わせおよ び解釈が行われる。任意のデータを選択的に取得する状況では、SKBのようにデータが一元的に 管理され、id 番号や検索キーで容易に参照できる環境の整備が望ましいと考える。そのような、 一元的なデータの管理は、品質保証の基本概念である、「完全性」「追跡性」「再現性」「説明可能 性」に沿う管理手法と考える。図 4.3-4 にデータ管理の例を提示する。情報は種類ごと、例えば、 管理文書、設計施工記録(施工記録等)、計測データ(壁面観察、岩盤・覆工計測データ等)、報 告書等に分類することが考えられる。管理するデータは付帯情報により検索できることが望まし いと考える。



(ii) 文書化

文書化では、上位文書(プロジェクト計画書等)が求める要件(例えば、長期的にトンネル変 状の履歴をモニターする等)が下位文書(調査計画書等)において、具体的な方策として示され、 その関連資料への参照が明確になっている文書体系が望ましいと考える。

(iii) 専門家の判断

施工・計測データを用いた建設・操業あるいは安全確保技術の検討では、様々な分野の専門家 の知見が必要とされる、特に調査と施工の間での情報・知識の共有は不可欠であるといえる。海 外事例で述べたように、専門家グループによる討論により結論を導き出す手法は、品質管理の手法として有効な手段と考えられ、JVで実施されている「計測会議」は、専門家グループの情報共有の場として適切であると考える。定期的な専門家グループの会合(例えば、計測会議)において、前述したような調査手法や判断指標及び根拠資料を専門家がレビューし文書化することが望ましいと考える(図 4.3-5 参照)。



図 4.3-5 関係者による品質管理活動

4.4 品質管理・保証の観点から見た取得情報の品質管理技術の検討(換気立坑)

現在実施している施工管理のための計測(A、B、C計測)のうち、深度250m、深度350mおよび深度450mの立坑一般部において地中変位計および覆工コンクリート応力計でのB計測管理 を実施している。本節では以下の観点から検討を実施する。

- ・立坑一般部の掘削に伴う力学挙動の解明
- ・立坑一般部における計測管理計画の検証

4.4.1 立坑一般部を対象とした解析的検討

平成 16 年度の工学技術研究においては、①立坑掘削時の変形挙動に関する予備解析を実施、② 掘削時に得られる計測結果を基にした同定(逆)解析手法の検討、および③同定解析の精度をよ り有効にするための計測計画の検討を実施した。また、平成 17 年度においては、①堆積岩部掘削 時に得られた計測結果を利用した逆解析を実施することにより、同定(逆)解析手法の検証と立 坑掘削時の変形挙動について検討した。一方で、②花崗岩部における逆解析手法の適用性検討や ③不連続面による不安定化、脆性破壊現象についての検討を実施している。さらに、平成 22 年度 においては、①換気立坑の深度 450m 付近(花崗岩部)の掘削ステップを再現する FEM 逐次掘 削解析を実施し、②花崗岩部(GL-450m)の掘削時に設置した地中変位計および覆工内の有効応 力計から得られた計測結果と比較することにより、ショートステップ工法の力学挙動について検 討した。また、③立坑の空洞安定性を覆エコンクリートの強度により最終的な担保としている覆 エコンクリートの健全性を確認するとともに、計測計画の妥当性について検証を行った。

本年度は、①換気立坑の深度 250m、深度 350m および深度 450m における花崗岩部の地質分 布を考慮した FEM 弾性掘削解析を実施し、②掘削時に設置した地中変位計および覆工内の有効 応力計から得られた計測結果と比較することにより、地質の不均質性が力学挙動に与える影響を 検討する。また、③計測計画の妥当性について検証をおこなう。

これまでの流れと本年度の検討目的を図 4.4-1 に示す。

(1) 解析目的

立坑一般部での掘削時の力学挙動を解明するために、2008 年 8 月から 2010 年 2 月に瑞浪超深 地層研究所の換気立坑において実施された深度 250m、深度 350m および深度 450m の掘削施工 を FEM 弾性掘削解析により再現する。

換気立坑はショートステップ工法により掘削しており、平成22年度の工学技術に関する検討で はショートステップ工法の掘削工程を考慮した検討を実施し、覆エコンクリート打設から次掘削 発破までの間に発現するコンクリート強度や、掘削にともなって周辺岩盤部より与えられるひず み量との関係を掘削ステップごとに考慮した解析により、掘削時の支保として覆エコンクリート の剛性や健全性を確認した。しかし、岩盤部を均質とした解析であったため、計測位置の違いに よる掘削時の地中変位量の差や覆エコンクリートに発生する応力のばらつきについての再現は行 っていない。これらについては、地質の不均質性が力学的挙動に与える影響を確認する必要があ る。

そこで、本解析では立坑一般部の各深度で得られた地質観察結果を解析モデルに反映し、掘削 施工を平面 2 次元 FEM 弾性掘削解析により再現することにより力学挙動を確認する。また、掘 削時に得られた B 計測結果と解析結果とを比較し、岩盤の不均質性が力学的挙動に与える影響を 検討する。最後に計測計画の検証を行い、今後の計測管理計画の概念を提案する。



(2) 解析方法

(i) 解析対象および諸元

瑞浪超深地層研究所における2本の立坑(主立坑、換気立坑)のうち、換気立坑を解析対象と する。立坑の諸元は表4.4-1のとおりである。

諸元	主立坑	換気立坑
深度(m)	1,025	1,010
内径(m)	6.5	4.5
掘削径(m)	7.3	5.3
覆工厚さ(cm)	400	400

表 4.4-1 立坑諸元

(ii) 解析方法

汎用土木構造解析コード 2D-σ Ver.4.0 (開発元 地層科学研究所)を用いた平面 2 次元掘削解析 とする。

(iii) 使用する要素タイプ

解析に使用する要素の種類を表 4.4-2に示す。

	部材	要素の種類
岩盤部	健岩部	
(B~C _M 級)	発破損傷領域	2次元平面ひずみ要素
覆工	コンクリート	

表 4.4-2 解析に使用した要素の種類

(iv) 解析モデル

解析モデルは、深度 250m、深度 350m および深度 450m の一般部計測機器設置深度ごとに地 質観察結果を反映して作成し、それぞれ 3 ステップの段階施工解析を実施する。各深度における 地質観察結果を図 4.4-2 に示す。解析モデル領域は立坑の中心から半径 40m の範囲とする。地 質分布を反映させた解析メッシュ図を図 4.4-3 に示す。



図 4.4-2 一般部計測機器設置深度の地質観察結果


図 4.4-3 解析メッシュ図

解析モデルの覆エコンクリートの厚さおよび岩盤の発破損傷領域について、表 4.4-3 に示すように設定した。発破による掘削範囲は設計通りと仮定して、覆エコンクリート厚さを 40cm とした。発破損傷領域については、東濃鉱山における杉原らの研究 ²⁵⁾によれば、弾性波速度が健岩部の 50~60%に低下した損傷範囲が 1.0m 程度であったということから、壁面の発破損傷領域の範囲を 1.0m と設定した。

· .		
	覆エコンクリート厚	岩盤の発破損傷領域
	(m)	(m)
	0.4	立坑側壁 1.0

表 4.4-3 覆エコンクリート厚および岩盤の発破損傷領域

覆エコンクリート厚さおよび発破損傷領域等を考慮した掘削時の解析モデルの詳細を図 4.4-4 に示す。



GL-450m

図 4.4-4 解析モデル詳細図

(v) 材料特性

岩盤部における物性値を表 4.4-4 に示す。岩盤部の健岩部及び発破損傷領域は等方弾性体モデルとする。また、発破損傷領域の弾性係数は健岩部の 25%に低減した値を設定する。

巴般举如	* 才來].	弹性係数	ポアソン	単位体積重量
石盈守껝	171 177	(kN/m^2)	比	(kN/m^3)
D	健岩部	3.56×10^{7}	0.35	26.0
Б	発破損傷領域	8.90×10^{6}	0.35	26.0
C	健岩部	3.01×10^{7}	0.35	26.0
CH	発破損傷領域	7.53×10^{6}	0.35	26.0
Car	健岩部	2.45×10^{7}	0.35	26.0
CM	発破損傷領域	6.13×10^{6}	0.35	26.0

表 4.4-4 岩盤部の物性値

覆エコンクリートは早強ポルトランドセメントを使用する。弾性係数は、コンクリート打設完 了からの材齢を考慮して変化するものとし、時間硬化性を考慮した弾性係数は、土木学会²⁶⁾に従 い(数式 4.4-1)にて算出する。なお、材令 28 日以上の経過日数に対して弾性係数は変化しない こととした。

$$E_e(t) = \Phi(t) \times 4700 \times \sqrt{f'_c(t)}$$
 (数式 4.4-1)

E_e(t): 材齢 t 日における有効弾性係数(N/mm²)

Φ(t):弾性係数の補正係数

材齢 5 日以降 Φ=1.00

材齢3~5日までは線形補間してよい。

f_c(t): 材齢 t 日の圧縮強度(N/mm²)

$$f'_{c} = \left\{\frac{t}{(a+bt)}\right\} d(i) f'_{ck}$$

i:設計基準強度の基準材齢(日)、i=28 f_{ck}:コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

a,b,d(i):コンクリート標準示方書より、以下の値を使用

a=2.9 b=0.97 d(i)=1.07 (早強ポルトランドセメント)): 材齢+日の引張強度 (N/mm²)

f_{tk}(t): 材齢 t 日の引張強度(N/mm²)

 $f_{tk}(t) = c\sqrt{f'_{c}(t)}$ c: コンクリートの乾燥の程度によって異なるが、0.44を標準とする。 コンクリート標準示方書では、若材令時の温度上昇下におけるクリープの影響が大きいことを 考慮して、弾性係数の補正係数を、材令3日までφ(t)=0.73として、弾性係数を算出している。 各材齢での有効弾性係数と強度の特性を**表** 4.4-5 と図 4.4-5 に示す。

材齢	圧縮強度	引張強度	有効弾性係数
(日)	$f_c (kN/m^2)$	f_{tk} (kN/m ²)	$E_e (kN/m^2)$
0.5	3.8×10^{3}	0.86×10^{3}	3.3×10^{6}
1	6.6×10^{3}	1.13×10^{3}	8.8×10^{6}
2	10.6×10^{3}	1.43×10^{3}	11.2×10^{6}
3	13.3×10^{3}	1.60×10^{3}	12.5×10^{6}
4	15.2×10^{3}	1.71×10^{3}	15.8×10^{6}
5	16.6×10^{3}	1.79×10^{3}	19.1×10^{6}
6	17.7×10^{3}	1.85×10^{3}	19.8×10^{6}
7	18.6×10^{3}	1.90×10^{3}	20.2×10^{6}
8	19.3×10^{3}	1.93×10^{3}	20.6×10^{6}
9	19.9×10^{3}	1.96×10^{3}	21.0×10^{6}
10	20.4×10^{3}	1.99×10^{3}	21.2×10^{6}
11	20.8×10^{3}	2.01×10^{3}	21.4×10^{6}
12	21.2×10^{3}	2.03×10^{3}	21.6×10^{6}
13	21.5×10^{3}	2.04×10^{3}	21.8×10^{6}
14	21.8×10^{3}	2.06×10^{3}	22.0×10^{6}
15	22.1×10^{3}	2.07×10^{3}	22.1×10^{6}
16	22.3×10^{3}	2.08×10^{3}	22.2×10 ⁶
17	22.5×10^{3}	2.09×10^{3}	22.3×10^{6}
18	22.7×10^{3}	2.10×10^{3}	22.4×10^{6}
19	22.9×10^{3}	2.10×10^3	22.5×10^{6}
20	23.0×10^{3}	2.11×10^{3}	22.6×10^{6}
21	23.2×10^{3}	2.12×10^{3}	22.6×10^{6}
22	23.3×10^{3}	2.12×10^{3}	22.7×10^{6}
23	23.4×10^{3}	2.13×10^{3}	22.8×10^{6}
24	23.5×10^{3}	2.13×10^{3}	22.8×10^{6}
25	23.6×10^{3}	2.14×10^{3}	22.9×10^{6}
26	23.7×10^{3}	2.14×10^{3}	22.9×10^{6}
27	23.8×10^{3}	2.15×10^{3}	22.9×10^{6}
28	23.9×10^{3}	2.15×10^{3}	23.0×10^{6}

表 4.4-5 覆エコンクリートの弾性係数



図 4.4-5 覆エコンクリートの弾性係数および強度特性

解析で用いる覆エコンクリートの物性値については、本解析は平面2次元掘削解析のため深度 方向の逐次掘削段階を考慮しないことから、サイクルタイムを考慮して覆エコンクリートの材齢 を2日とし、弾性部材として物性値を設定する。覆エコンクリートの物性値を**表4.4-6**に示す。

表	4.4–6	覆エコンクリ-	-トの物性値
---	-------	---------	--------

材料	有効弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン比	単位体積重量 (kN/m ³)
覆エコンクリート(材齢2日)	11.2×10^{6}	0.167	24.5

(vi) 拘束条件

拘束条件は平面 2 次元解析領域の外周を固定条件として与える。解析モデルの拘束条件を図 4.4-6 に示す。



図 4.4-6 拘束条件

(vii) 荷重条件

初期地圧を求める自重解析で与える載荷荷重は、以下の算定式で算出する。

鉛直荷重(σ_v)=単位体積重量(y)×深度(Z) (数式 4.4-2)
最大水平地圧(σ_{h1})=1.0x(σ_v)
最小水平地圧(σ_{h2})=1.0x(σ_v)

したがって、各深度の初期地圧(σν)は、

深度 250m : 26.0(kN/m³)×250.0(m)=6,500.0(kN/m²)

深度 350m : 26.0(kN/m³)×350.0(m)=9,100.0(kN/m²)

深度 450m : 26.0(kN/m³)×450.0(m)=11,700.0(kN/m²)

となる。

(viii)解析ステップ

解析ステップのフローを図 4.4-7 に示す。掘削時の応力解放率については、平成 22 年度の工 学技術に関する検討結果から、掘削後覆エコンクリート打設までの応力解放率を 73%として、残 りの 27%を覆エコンクリート打設後に応力解放する設定とした。

また、深度 250m の解析モデルを例として、各ステップの解析モデルを図 4.4-8 に示す。



図 4.4-7 解析ステップフロー



図 4.4-8 解析ステップ(深度 250m モデル)

(ix) 解析モデルにおける B 計測位置

各深度モデルにおける地質分布とB計測位置の関係を図4.4-9に示す。



図 4.4-9 解析モデルの地質分布とB計測位置

(3) 解析結果

瑞浪超深地層研究所の換気立坑において実施された深度 250m、深度 350m および深度 450m の掘削施工を FEM 掘削解析により再現した。ここでは、解析対象領域として設定した各深度における力学挙動について、以下のことを確認した。

- ・解析領域の変形および応力度分布の状況
- ・ 岩盤壁面近傍の変形挙動
- ・覆エコンクリートの応力状態

FEM 解析の結果は、内空変位については地中変位計を軸として立坑中心方向に正(+)値、応力 については引張側を正(+)値、圧縮側を負(マイナス)値としている。応力コンター図の単位 系は(kN/m²)である。応力についての実測値との比較では、解析値の符号を反転させて圧縮側 を正(+)値としている。

(i) 変形および応力度の分布

B計測点として深度 250m、深度 350m および深度 450m に覆エコンクリート応力計と地中変 位計が設置されており、立坑掘進に伴う変化が観測されている。掘削解析の解析ステップのうち、 覆エコンクリート打設後を再現する解析ステップ 3 の結果について、各深度モデルの変形、応力 状態をそれぞれ以下に示す。

- 図 4.4-10: 深度 250m 変形/X 方向応力/Y 方向応力/主応力(解析ステップ 3)
- 図 4.4-11: 深度 350m 変形/X 方向応力/Y 方向応力/主応力(解析ステップ 3)
- 図 4.4-12: 深度 450m 変形/X 方向応力/Y 方向応力/主応力(解析ステップ 3)

立坑掘削部周辺の岩盤変形状況は、深度が大きくなるにしたがって初期応力が増大するため、 内空へ向かう変形が大きくなることが確認できる。各深度モデルにおける変形はほぼ円形を保持 したまま内空方向に向かって挙動していることから、今回モデル化した地質の不均質性による変 形への影響は全体の挙動から見ると微小であることがわかる。

立坑周辺の応力状態については、立坑の周方向応力が卓越してリング状の応力場を形成し、掘 削面周辺では応力が解放されている。各深度のモデルにおいて地質の不均質性の影響が現れてお り、B級岩盤が分布する領域では周辺の CH級岩盤部と比較してやや大きな応力分布を示しており、 CM級岩盤が分布する領域ではやや小さな応力分布となっている。

覆エコンクリートの応力分布をみると、岩盤部と同様に立坑の周方向への応力が卓越している。 しかし、掘削直後の応力解放率を73%と設定しており、覆エコンクリート打設前に初期応力の大 部分が解放されていることから、岩盤部と比較すると覆工に生じる応力は小さな値となっている。







(ii) 岩盤壁面近傍の変形挙動

各深度モデルにおける地中変位計の計測点位置に対応する変位量結果一覧を表 4.4-7~表 4.4-12に示す。解析結果は掘削直後を再現する解析ステップ2と、覆エコンクリート打設後を再 現する解析ステップ3について示しており、変位量は地中変位計を軸として立坑中心方向を正(+) 値としている。

立坑近傍の岩盤変形状況は、掘削壁面において内空へ向かう変位量が最大となり、地中変位計 軸方向に壁面から岩盤深部へ向かうと変位量は小さくなる結果となった。また、地中変位計の基 準点となる壁面深度 3m の位置においても内空へ向かう変位が発生する結果となっており、解析 ステップ 3 における変位量は深度 250m モデルで 0.42~0.49mm、深度 450m モデルでは 0.82~ 0.87mm となった。

地質分布と計器位置の関係から(図 4.4-9 参照)、今回モデル化した地質の不均質性が立坑近 傍の変形挙動に与える影響についてみると、深度 250m モデルでは B 級岩盤分布域に配置された E-2 の変位量は他の計器と比較して小さな値となっており、E-1 および E-4 は CM 級岩盤分布の影 響により大きな変位量を示す結果となった。深度 350m モデルにおいても B 級岩盤の分布域に設 置されている E-1 は他の計器と比較して変位量が小さくなっており、CM 級岩盤分布域の E-2 お よび E-4 は大きな変位量を示す結果となった。深度 450m モデルでは E-4 が CM 級岩盤分布の影 響により他の計器と比較して大きい変位量を示す結果となり、地質の不均質性による変形への影 響が確認できる。

壁面深度		変位量	(mm)	
(m)	E-1	E-2	E-3	E-4
0.00	1.02	0.92	1.00	1.03
0.50	0.76	0.70	0.74	0.77
1.00	0.56	0.51	0.54	0.57
2.00	0.44	0.40	0.42	0.45
3.00	0.36	0.32	0.34	0.37

表 4.4-7 地中変位量(深度 250m、解析ステップ 2)

壁面深度		変位量	(mm)	
(m)	E-1	E-2	E-3	E-4
0.00	1.35	1.22	1.33	1.36
0.50	1.00	0.92	0.98	1.02
1.00	0.73	0.67	0.71	0.75
2.00	0.57	0.52	0.56	0.59
3.00	0.47	0.42	0.45	0.49

表 4.4-8 地中変位量(深度 250m、解析ステップ 3)

壁面深度		変位量	変位 量(mm)		
(m)	E-1	E-2	E-3	E-4	
0.00	1.27	1.53	1.43	1.54	
0.50	0.95	1.11	1.06	1.10	
1.00	0.71	0.77	0.78	0.78	
2.00	0.56	0.58	0.61	0.60	
3.00	0.46	0.46	0.50	0.49	

表 4.4-9 地中変位量 (深度 350m、解析ステップ 2)

表	4.4–10	地中変位量	(深度 350m、)	解析ステッ	プ3)
_					/

壁面深度	変位量(mm)			
(m)	E-1	E-2	E-3	E-4
0.00	1.67	2.02	1.89	2.02
0.50	1.26	1.46	1.41	1.46
1.00	0.94	1.02	1.03	1.03
2.00	0.74	0.77	0.81	0.79
3.00	0.61	0.61	0.66	0.65

表 4.4-11 地中変位量 (深度 450m、解析ステップ 2)

壁面深度	変位 量(mm)				
(m)	E-1	E-2	E-3	E-4	
0.00	1.82	1.81	1.82	1.96	
0.50	1.35	1.34	1.36	1.49	
1.00	0.99	0.98	0.99	1.07	
2.00	0.77	0.76	0.77	0.82	
3.00	0.63	0.62	0.63	0.66	

表 4.4-12 地中変位量(深度 450m、解析ステップ 3)

壁面深度	変位 量(mm)			
(m)	E-1	E-2	E-3	E-4
0.00	2.40	2.39	2.41	2.59
0.50	1.79	1.77	1.79	1.97
1.00	1.30	1.29	1.30	1.41
2.00	1.02	1.00	1.02	1.08
3.00	0.83	0.82	0.84	0.87

(iii) 覆エコンクリートの応力状態

各深度モデルにおける覆エコンクリート応力計計測点位置での結果一覧を表 4.4-13~表 4.4-15 に示す。応力値の解析結果は、引張側を正(+)値、圧縮側を負(マイナス)値としてい る。

解析により得られた覆エコンクリートの応力値は全ての計器で圧縮応力となった。

また、地質分布と計器位置の関係から(図 4.4-9 参照)、今回モデル化した地質の不均質性が 覆エコンクリートに発生する応力に与える影響についてみると、深度 250m モデルの結果では、 B 級岩盤が分布している 25-CC-1 における応力値が同じ深度に配置された他の計測点と比較して 小さな値を示しており、掘削により発生する岩盤壁面のはらみだす挙動が小さいことが分かる。 深度 350m モデルにおいても、B 級岩盤が近傍に分布する 35-CC-1 および 35-CC-4 における応力 値が小さな値となった。一方、35-CC-2 および 35-CC-3 については CM 級岩盤の分布の影響によ り、掘削により発生する応力を覆エコンクリートが多く受け持つ結果となっていることが分かる。 深度 450m モデルでは、CM 級岩盤の分布の影響を受ける 45-CC-16~18、45-CC-19~21 および 45-CC-22~24 における覆エコンクリート応力が他の計器と比較して大きくなる結果となった。

表 4.4-13 覆エコンクリート応力値(深度 250m)

25-CC-1	25-CC-2	25-CC-3	25-CC-4
-1.48	-1.52	-1.56	-1.56
			(N/mm ²)

祝 4.4 14 復上コンフリード心力値(床皮 500m	表	4. 4–14	覆エコンク	リート応力値	(深度 350m)
------------------------------	---	---------	-------	--------	-----------

35-CC-1	35-CC-2	35-CC-3	35-CC-4
-2.12	-2.18	-2.17	-2.13
			(N/mm ²)

		-		2				
	45-CC	45-CC	45-CC	45-CC	45-CC	45-CC	45-CC	45-CC
	-1~3	-4~6	-7~9	-10~12	-13~15	-16~18	-19~21	-22~24
	-2.80	-2.79	-2.79	-2.79	-2.80	-2.89	-2.84	-2.83
ľ								

表 4.4-15 覆エコンクリート応力値(深度 450m)

 (N/mm^2)

(4) 解析結果と計測値の比較

解析結果とB計測値を比較する。B計測値は地中変位計と覆エコンクリート応力計で得られた 計測値を対象とする。

(i) 地中変位計

地中変位量について解析値と計測値の比較を行うため、各深度モデルの解析値について地中変位 計の現場設置固定点となる壁面深度 3m を基準とした計測点位置での相対変位量を求めた。ここ で、地中変位計の設置は掘削後の応力解放が発生した後に行われることから、解析結果の評価は 解析ステップ3と解析ステップ2の相対変位量の差分(STEP3-2)について実施する。また、立 坑掘削の進捗による相対変位量の経時変化を評価するため、立坑掘削前の状態からの変化を表す 解析ステップ3(STEP3)の相対変位量についても併せて示す。解析値の相対変位量についてま とめたものを表 4.4-16~表 4.4-18に示し、地中変位について解析値と計測値を比較した結果を 表 4.4-19~表 4.4-21に示す。

実際の立坑掘削施工はショートステップ工法で実施されているが、解析は平面 2 次元掘削解析 によるものであり、解析値と計測値を単純に比較することはできない。しかし、計測器設置深度 平面内における相対的な変化を評価することは可能である。解析値と計測値との比較において、 計測値が計測器設置レベルより下部の掘削の影響を受けにくい場合は解析値 STEP3・2 に近くな り、計測器設置レベルより下部の掘削影響が大きい場合は計測値が解析値 STEP3 に近くなると 考えられる。

解析値と計測値とを比較した表 4.4-19~表 4.4-21 をみると、B 級岩盤分布域またはその近傍 に設置されている 25-E-1、25-E-2 および 35-E-1 では解析値 STEP3-2 と計測値が良い一致を示 していることが分かる。一方で、CM 級岩盤分布域またはその近傍に設置されている 35-E-2、35-E-4 および 45-E-4 の計測値は解析値 STEP3 と同様の挙動を示すとは言い難い。

				相対変位	<u>;</u> 量(mm)			
壁面深度	壁面解析ステップ 3 と解析ステップ 2深度の差分(STEP3-2)					折ステップ	³ 3(STEP	93)
(m)	E-1	E-2	E-3	E-4	E-1	E-2	E-3	E-4
0.00	0.22	0.20	0.22	0.21	0.88	0.80	0.88	0.87
0.50	0.13	0.12	0.13	0.13	0.53	0.50	0.53	0.53
1.00	0.06	0.06	0.06	0.06	0.26	0.25	0.26	0.26
2.00	0.02	0.02	0.03	0.02	0.10	0.10	0.11	0.10
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

表 4.4-16 相対変位量 (深度 250m)

表 4.4-17 相対変位量 (深度 350m)

	相対変位量(mm)								
壁面 深度	解析ス	、テップ 3 る の差分(S	と解析ステ TEP3-2)	-ップ 2	解析ステップ 3(STEP3)				
(m)	E-1	E-2	E-3	E-4	E-1	E-2	E-3	E-4	
0.00	0.25	0.34	0.30	0.32	1.06	1.41	1.23	1.37	
0.50	0.16	0.20	0.19	0.20	0.65	0.85	0.75	0.81	
1.00	0.08	0.10	0.09	0.09	0.33	0.41	0.37	0.38	
2.00	0.03	0.04	0.04	0.03	0.13	0.16	0.15	0.14	
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	

表 4.4-18 相対変位量(深度 450m)

	相対変位量(mm)								
壁面 深度	解析ス	、テップ 3 d の差分(S	と解析ステ TEP3-2)	-ップ 2	解析ステップ 3(STEP3)				
(m)	E-1	E-2	E-3	E-4	E-1	E-2	E-3	E-4	
0.00	0.38	0.38	0.38	0.42	1.57	1.57	1.57	1.72	
0.50	0.24	0.23	0.22	0.27	0.96	0.95	0.95	1.10	
1.00	0.11	0.11	0.10	0.13	0.47	0.47	0.46	0.54	
2.00	0.05	0.04	0.04	0.05	0.19	0.18	0.18	0.21	
3.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	







(ii) 覆エコンクリート応力計

覆エコンクリート応力計について解析値と計測値を比較した結果を表 4.4-22~表 4.4-24に示 す。ここで、深度 450m では応力計は上段・中段・下段の三段に設置されているため、平面位置 に対応する解析値との比較を示している。

解析値については全ての計器で圧縮応力となり、平面2次元解析による結果であるため覆エコ ンクリートに作用する応力は計測値よりも圧縮側に大きい値を示すが、45-C-12のみは計測値が 解析値を上回る結果となっている。計測値を含めた全体の傾向からみると、地質分布をモデル化 したことによる解析値の計測点間での応力値の差は微小である。

解析値と計測値を比較すると、計測値については深度 250m および深度 350m については覆工 コンクリートに作用する応力は非常に小さい値を示しており、解析値との乖離が大きなものとな っている。深度 450m の計測値はばらつきが大きく、今回考慮した大まかな地質分布のモデル化 による解析ではこれらの変化を再現することは困難であることが分かる。また、深度 450m の計 測値は上段・中段・下段の非常に近傍の計器間でも圧縮から引張に転じるなど立坑深度方向で挙 動に大きなばらつきが生じており、これらを再現するためには平面方向だけでなく深度方向の物 性の変化についても詳細な評価が必要であることが分かる。









(5) 掘削挙動と変位計測管理

(i) B 計測実測値との比較

計測管理を行っている深度 250m、深度 350m および深度 450m を対象に、地質の不均質性を 考慮した平面 2 次元 FEM 弾性掘削解析を実施し、解析結果と B 計測値(地中変位計、覆工コン クリート応力計)を比較した。

解析で求められた地中変位挙動と計測された変形状態を比較すると、解析モデルに地質の不均 質性を考慮したことによって解析値は計測値の大まかな傾向を捉えることができた。しかし、解 析値の相対変位量は岩盤深部で最小となり掘削壁面において最大値を示すのに対して、計測値で は壁面深度 0~1m 付近で地中変位計の軸方向に対する相対変位量の変化勾配が正負逆転する計 器が多くあり、これらの複雑な挙動の再現には至っていない。立坑掘削はショートステップ工法 による発破を実施しているため、地山岩盤の異方性に依存した壁面近傍における緩み領域の発生 が考えられるが、解析では岩盤を等方弾性体として取り扱っており、掘削壁面近傍における解析 と計測の挙動の差異は、実際の岩盤内に著しい異方性があることを示唆している。

覆エコンクリート内部の応力値について解析値と計測値を比較すると、解析値では立坑周方向 に圧縮応力が発生するが、計測値では引張応力を示す計器が多くあるため、これらの挙動につい ては地中変位の挙動と併せて立坑の三次元的な変形挙動および応力状態について評価する必要が ある。特に、深度 450m に設置されている上段、中段および下段の計測点は近接しているにもか かわらず、計測値には大きなばらつきが認められる。計測値が示すこれらの複雑な応力場を説明 するためには、地中変位の挙動と併せて、亀裂の卓越方向等を考慮した岩盤の異方性について詳 細な評価を行うことに加え、有効応力計設置の現場での位置調整や弱材令時での計器誤差につい ても確認する必要がある。

(ii) 計測管理について

計測管理について、平成16年度の工学技術研究において実施された深度250mレベルでのFEM 逐次掘削解析より、平成20年度の工学技術研究27)においても地中変位計測に関する方針が提案 されており、地中変位計の固定深度は4mとして論じられている。しかし、実際の実施計測管理 における固定深度は3mとなっており、解析によって算定される管理値を用いると現場計測でと らえるべき挙動範囲は厳しい値(0.03mm以内)となる。本節の解析においても、固定深度3m 位置では変位が発生する結果が得られている。

一方で、覆エコンクリートの応力度については、近接した計測点間で引張から圧縮へ転じるような挙動が見られるため、計測値の詳細なデータ分析とともに、地中変位計による岩盤挙動と併せた評価が必要である。立坑壁面の三次元的な挙動を把握するために、光ファイバー計測ネット 網を埋込み、ひずみ分布をマトリックス構造測量的に得るといった実験的試みの適用も視野に入れて検討を行う必要があるといえる。

4.4.2 今後の計測管理手法の提案

本節では、品質管理・保証の観点からみた取得情報の品質管理技術の検討として、現場で観察 された地質情報を基に FEM 掘削解析を実施し、一般部計測深度 250m、深度 350m および深度 450m で取得された B 計測のデータとの比較を行った。その結果から考えらえる問題点と、昨年 度までの検討結果も踏まえた今後の計測管理手法について述べる。

- ・地中変位計の固定点を壁面深度 3m としているが、解析値と比較して計測値は設置深度 2m から 3m にかけて変位量に著しい変化が認められるものがあり、固定点でも変位が発生している可能性が高い。
- ・地中変位計の深度方向に対して相対変位量の変化勾配が正負逆転する計測値があるが、解析で は変化勾配の逆転は発生しない。
- ・覆エコンクリートにおいて引張応力が計測されているが、解析では立坑の周方向に圧縮応力が 卓越する。

上記の問題に加えて、昨年度までの検討結果を踏まえ、

- ・地中変位計の設置長さを延長し、固定点位置を壁面深度 6m とする。設置位置は1スパン中に 上段・中段・下段部の直交4方向または直交8方向に設置する。
- ・覆エコンクリートの有効応力計は、1スパン中に上段・中段・下段部の全周8ヶ所に設置する。
- ・温度計を全周1ヶ所に設置する。
- ・壁面観察の結果によっては、B計測の増設設置検討を行う。
- ・掘削サイクルとして、現ショートステップ工法以外を採用する場合は、品質管理上の養生時間 と掘削進行長を確認しておく必要がある。

今後の計測管理手法(その1)として図 4.4-13を示す。

また、掘削前に切羽前方に向かって三次元変位計を設置し、掘削時における壁面近傍の不連続 面の変位挙動などを計測することによって、岩盤の異方性が岩盤挙動に与える影響、応力解放率 の検討および発破による緩み域の推定などを行う手法も考えらえる。この手法については計測管 理手法(その2)として図 4.4-14 を示す。

本節で行った FEM 掘削解析では岩盤を等方弾性体として取り扱い、発破損傷領域を一定とし て解析している。一方で、地中変位計と覆エコンクリートの応力計は非常に複雑な挙動を示して おり、これらの挙動は発破損傷領域の不連続性あるいは異方性の影響を受けていることが計測結 果から示唆されている。

立坑近傍における力学的挙動を解明するためには、地質観察情報より強度定数に関係する岩盤 変質度合いや割れ目情報を考慮したモデルを基に、地中変位と覆エコンクリート応力の挙動を再 現する逆解析を実施することによって、発破影響領域の推定および岩盤の不連続性あるいは異方 性の影響を検討することも必要と考えられる。



図 4.4-13 施工管理手法の例 (その1)



5. 研究坑道の施工対策技術の開発

5.1 深部地質環境を対象とした湧水抑制対策技術の検討

5.1.1 目的および概要

換気立坑等の掘削工事では、湧水処理の低減と安全な施工の観点から、坑道周辺の湧水抑制対 策(グラウチング)を行いつつ坑道掘削を進めている。しかし、大深度地下における坑道掘削工 事では、高水圧と低透水性岩盤といった既往の実績がほとんどない条件下でのグラウチングを必 要とする場合が想定されることから、それに必要な技術の抽出と施工技術等の開発を行う必要が ある。

昨年度の検討では、換気立坑の深度 400m 以深で実施したプレグラウチングの実績の整理・分析を行い、深度 500m 以深におけるプレグラウチング計画案を作成した。本年度は、結晶質岩を対象としたポストグラウチング手法(図 5.1-1 参照)²⁸⁾について国内外の既往の情報を収集・整理するとともに、瑞浪超深地層研究所内において施工試験を行うための基礎的検討を実施する。



図 5.1-1 グラウチングの種類

既往情報の収集・整理にあたっては、日本原子力研究開発機構(2008)、(2010)、(2012)^{29),28),30)} 等において詳細な文献調査が実施され、グラウトデータベースが作成されていることから、それ らを参照する。また、以下の海外文献については、地層処分に関するポストグラウチングの研究 や最新のグラウチング理論の研究、大深度における施工試験や実績が紹介されており、瑞浪超深 地層研究所内における施工試験の考え方および課題の抽出にあたり重要な事例と位置付けられる ことから、上記の既往調査に含まれていないものについては詳細な調査を行うものとする(つま り、本稿における調査は既往調査と重複するものではない)。

- スウェーデン核燃料・廃棄物管理会社(SKB)の KBS-3H コンセプトに基づくポストグ ラウチングおよび施工試験
- シャルマーシュ工科大学(CTH)におけるグラウチング研究
- POSIVAの原位置試験

5.1.2 結晶質岩を対象としたポストグラウチング手法についての既往の情報の収集・整理

(1) 調査対象とした文献

既存のポストグラウチング手法の情報を収集・整理にあたり、調査対象とした文献の概要を表 5.1-1に示す。また、41件の全文献リストを国内文献と海外文献に分けて、表 5.1-2と表 5.1-3 に示す。なお、主な国内文献および一部海外文献については、前述のグラウトデータベースの中 からポストグラウチング手法に関わる 30件を抽出した。

国名	分類	文献名
	施工実績	高速道路・水路・新幹線などのトンネルに適用された25件(表 5.1-2 参照)
	研究開発	動的注入工法の開発に関して3件(表 5.1-2参照)
日本		久慈ら:瑞浪超深地層研究所・換気立坑における堆積岩部を対象としたポストグラウチ
	封驗施丁	ング試験施工とその評価、JAEA-Research 2008-095 (2009)
	叫吸加上	延藤ら:瑞浪超深地層研究所深度 300m における耐久性に優れた溶液型グラウトの試験
		施工、岩盤力学に関するシンポジウム講演集、(2011)
		Fransson and Gustafson:ポストグラウチング:湧水量予測と設計-解析手法の提案、
	注入理論	SveBeFo Rapport 75、Sweden、(2006)(英文タイトルは表 5.1-2参照)
	山八叶王明	Axelsson:硬岩におけるフレッシュグラウトの流出防止、Doctor thesis、Chalmers
		University of Technology、Sweden、(2009)(英文タイトルは表 5.1-2 参照)
		Fransson and Funehag : ニュートン流体による微小亀裂の止水 : 原位置試験によるグ
	研究開発	ラウトモデルの予測、Tunnelling and Underground Space Technology、(2006)(英文
		タイトルは表 5.1-2 参照)
		Autio ら:2007 年 KBS-3H デザインの詳細、SKB R-08-44、(2008) (英文タイトルは表 5.1-2
フウェ		参照)
ハリエ		Eriksson ら:KBS-3H ポストグラウチング Äspö 硬岩研究所-220m におけるメガパッ
		カー施工試験、SKB R-08-42、(2008)(英文タイトル表 5.1-2 参照)
		Funehag : TASS トンネルのグラウチング・2008 年までの部分報告・、SKB R-08-123、
	拔丁封脸	(2008)(スウェーデン語タイトルは表 5.1-2 参照)
	旭上动欧	Funehag: TASS トンネルのグラウチング・グラウチングの設計と施工とその結果・、SKB
		R-10-39、(2011) (スウェーデン語タイトルは表 5.1-2 参照)
		Funehag: TASS トンネルにおけるポストグラウチング、SKB R-11-09、(2013, in
		printing)(スウェーデン語タイトルは表 5.1-2 参照)
	步士中建	Funehag ら:硬岩トンネルにおけるポストグラウチングの最先端、4th International
	旭上夫禎	Conference of Grouting and Deep Mixing、(2012)(英文タイトル表 5.1-2参照)
フィン		Sievänen: R20 プログラム-ONKALO における岩盤グラウチング設計・技術・施工技術
ランド		の開発、POSIVA working Report 2008-45、(2009)(英文タイトル表 5.1-2参照)
ノルウ	拔工宝建	Anders: Romeriksporten から学んだこと、Tunnels and Tunnelling international
エー	旭上夫禎	(2005) (英文タイトル表 5.1-2 参照)

表 5.1-1 調査対象とした文献の概要

(青太字の文献がグラウトデータベースの中から抽出した文献である。)

表 5.1-2 調査対象とした全文献リストその1 (国内文献、30件)

国名	分類	タイトル	著者	出典	発行 年
		糸静構造線の湧水地帯にトンネルを掘る -中央自動車道長野線 岡谷トンネル	代田武夫、田牧厚、西谷直人	トンネルと地下、Vol.17、 No.1、pp-19-28	1986
		100m に及ぶ断層破砕帯の突破-福塩線八 田原トンネル	速水昭正、南光穂、白木博昭、 笠原正規	トンネルと地下、Vol.16、 No.11、pp.47-53	1985
		膨張性蛇紋岩を掘る竏註	│斉藤重一、竹内兼蔵、大島曠 │一、杉本吉一、安田勉	トンネルと地下、Vol.12、 No.7、pp.40-50	1981
		地上 360m からの薬液注入工事 -上越新 幹線中山トンネル高山工区	大貫富夫、北川修三	トンネルと地下、Vol.13、 No.2、pp.25-31	1982
		水役事故とその復旧工事・上越新幹線中 山トンネル四方木工区	大貫富夫、小林素一、北川修 三	トンネルと地下、Vol.11、 No.1、pp.41-50	1980
		海水面下を掘削する-真鶴トンネルの止水工法	井戸川妙、定塚正行	トンネルと地下、Vol.5、 No.10、pp.24-28	1974
		□鳴りと大湧水に挑む、思那山№和中律 □川方	長反成樹、玉川淯、政谷—二 男、原田史也	トンネルと地下、Vol.2、 No.12、pp.43-57	1971
		熊本と宮崎を結ぶ加久藤トンネル	毛利嘉之、蒲生文夫	トンネルと地下、Vol.2、 No.2、pp.30-35	1971
		東京礫層での地中拙則のリスク管理と変 形予測の一考察	□ 高橋浩一、大河内保彦、龍両 □ 文夫、金澤博	トンネルと地下、Vol.36、 No.6、pp.43-51	2005
		25kgt/cm2の高水圧と毎分14.5m3の 大湧水を克服-万之瀬川導水路2号トンネ ル	瀬筒純雄・田中 健・大俣敏 文・肥後満朗	トンネルと地下、Vol.36、 No.6、pp.29-36	1988
		滞水砂層における既設導水路トンネルの 改良・都水道局羽村線導水路	峯尾正臣・阿達誠一・井上 修	トンネルと地下、Vol.19、 No.12、pp.37-46	1988
		完全止水を目指す導水路二次覆工-仁淀 川系導水トンネル築造工事	│ 糸川健児・工藤恭久・横井義 │ 一・太田実	トンネルと地下、Vol.28、 No.6、pp.47-56	1997
	施工 実績	青函トンネルの施工(7) 海底出水と復 旧工事	鈴木和也	トンネルと地下、Vol.6、 No.12、pp.20-24	1975
	70150	上半覆工の変状対策一国道 46 号線仙岩 トンネル	片寄敏、田崎艮雄、久合田幸 男	トンネルと地下、Vol.7、 No.6、pp.14-19	1976
		山岳トンネル相互の父差上事一北越北線 赤倉トンネルと上越新幹線六日町トンネ ル	井上俊隆、熊谷至幸、松村宏	トンネルと地下、Vol.8、 No.8、pp.7-14	1977
日本		東北新幹線・大崎トンネルの薬液注入	石田利夫	トンネルと地下、Vol.7、 No.2、pp.3-19	1976
		阿寺断層を抜く 中呂発電所放水路トン ネル	彦坂六男、吉田和夫	トンネルと地下、Vol.9、 No.7、pp.45-51	1978
		日足トンネルの土砂流出対策	内田義一、藤田政寿	トンネルと地下、Vol.7、 No.9、pp.8-14	1976
		水とたたかう六甲トンネル	高山明	トンネルと地下、Vol.1、 No.3、pp.13-21	1970
		大山火山砕屑岩にトンネルを掘る 米子 自動車道三平山トンネル	都田稔	トンネルと地ト、Vol.23、 No.1、pp.15-19	1992
		山岳トンネルの圧気工法	今村一郎、堀田博	トンネルと地下、111号 Vol.10、No.11、pp.11-17	1979
		20kgf/cm2 の水圧に挑む	原田種雄	トンネルと地下、188号、 Vol.17、No.4、pp.57-63	1986
		湧水と闘う立坑工事 瑞泊 初渡地屋 三次 ディンドス 三次 ト 建乳	串山純孝、小林素一	トンイルと地下、58万、 Vol.6、No.6、pp.15-25	1975
		の現状と課題(その5)・ポストグラウチング計 験施工の注入次数による注入量評価-	月掛信一郎、佐藤稔紀、池田 幸喜	ゴボナ云第 02 回中代子州 講演会、No.: CS5-069、 pp.297-298	2007
		石灰岩区間における高濁度突発湧水の克 服-第二東名高速道路 浜松トンネル	後豫正登、井口哲也、真邊削 典、川越佳人	トンネルと地下、Vol.37、 No.4、pp.17-27	2006
		低透水性岩盤における動的注入工法の適 用	山本拓治、日比谷啓介、伊達 健介、白井俊輔、大場康信	土木字会第 56 回牛次字術 講演会、No.VI-321、 pp.642-643	2001
	研究 開発	低透水性岩盤における動的注入工法の適 用結果	伊達健介、山本拓治、粂川政則、大場康信、青木謙治	第 11 回岩の力学国内シン ポジウム 2002、G01	2002
		低透水性岩盤における動的注入工法の基礎的検討	脇田伸吾、伊達健介、山本拓 治、黒川義民、水戸義忠、青 木謙治	第32回岩盤力学に関する シンポジウム講演論文集、 pp.197-202	2003
	試験	瑞浪超深地層研究所・換気立坑における 堆積岩部を対象としたポストグラウチン グ試験施工とその評価、	久慈雅栄、松井裕哉、原雅人、 南出賢司、見掛信一郎、竹内 真司、佐藤稔紀、池田幸喜	JAEA-Research、 2008-095	2009
	施工	瑞浪超深地層研究所深度 300m における 耐久性に優れた溶液型グラウトの試験施 工	延藤遵、辻 正邦、草野隆司、 見掛信一郎、神谷 晃、石井 洋司	第40回岩盤力学に関する シンポジウム講演論文集、 pp.179-184	2011

(青太字の文献がグラウトデータベースから抽出した文献である)

国名	分類	タイトル	著者	出典	発行年
	注入	Efterinjektering: Inläckageprognos och design – förslag till analys. (ポストグ ラウチング: 湧水量予測と設計・解析手法 の提案)	Åsa Fransson, Gunnar Gustafson	SveBeFo Rapport 75	2006
	坦禰	Prevention of Erosion of Fresh Grout in Hard Rock(フレッシュグラウトの流出 防止)	Magnus Axelsson	Chalmers University of Technology	2009
	研究	Sealing narrow fractures with a Newtonian fluid: Model prediction for grouting verified by field study. (ニュー トン流体による微小亀裂の止水:原位置 試験によるグラウトモデルの予測)	Johan Funehag、Åsa Fransson	Tunnelling and Underground Space Technology, Vol.21, Issue5, 492-498	2006
	開発	KBS-3H Design Description 2007 (2007 年 KBS-3H デザインの詳細)	Jorma Autio, Pekka Anttila, Lennart Börgesson, Magnus Eriksson, Jarno Berghäll	SKB R-08-44	2008
スウェ ーデン	施工	KBS-3H post-grouting. Mega-Packer test at -220 m level at Äspö HRL (KBS - 3H ポストグラウチング エスポ硬岩 研究所におけるメガパッカー施工試験	Magnus Eriksson, Linda Lindsröm	SKB R-08-42	2008
		Injekteringen av TASS-tunneln Delresultat t om september 2008 (TASSトンネルのグラウチング・2008 年までの部分報告・)	Johan Funehag	SKB R-08-123	2008
	試験	Injekteringen av TASS-tunneln Design, genomförande och resultat från förinjekteringen (TASS トンネルのグラ ウチング・グラウチングの設計と施工と その結果-)	Johan Funehag	SKB R-10-39	2010
		Efterinjektering av TASS-tuneln (TASS トンネルにおけるポストグラウ チング)	Johan Funehag	SKB R-11-09	2013 (printing)
	施工 実績	New Frontier in Post-Grouting of Tunnels in Hard Rock (硬岩トンネルで のポストグラウチングにおける最先端)	Johan Funehag, T. Janson, N. Granberg	4th International Conference of Grouting and Deep Mixing	2012
フィン ランド	研究 開発	R20 Programme: Development of Rock Grouting Design, Techniques and Procedures for ONKALO (R20 プログ ラム:ONKALO における岩盤グラウチン グ設計・技術・施工技術の開発)	Ursula Sievänen	POSIVA working Report 2008-45	2009
ノルウェー	施工 実績	Lessons to be learned from Romeriksporten (Romeriksporten から 学んだこと)	Anders Beitners	Tunnels & Tunnnelling International、pp.36-38	2005

表 5.1-3 調査対象とした文献リストその2(海外文献、11件)

(青太字の文献がグラウトデータベースから抽出した文献である)

(2) 文献調査に当たっての着目点

調査にあたっての着目点は、グラウト設計、グラウト施工、グラウト評価の観点から、表 5.1-4 に示すように分類した。

分類	項目
グラウト設計	設計手法
	グラウト材料(材料の種類、配合)
	注入圧力
	孔配置(孔間隔、孔長、カバーロック)
	注入完了基準
グラウト施工	グラウト注入装置
	グラウト注入結果
グラウト評価	評価手法
	課題

表 5.1-4 文献調査にあたっての着目点一覧

(3) 文献調査事例

(i) SKBのKBS-3Hコンセプトに基づくポストグラウチング

スウェーデンでは、地層処分概念として KBS-3 コンセプトが採用されている³¹⁾(図 5.1-2 参 照)。KBS-3 には、キャニスタを縦置きに定置する KBS-3V と横置きに定置する KBS-3H がある が、このうち KBS-3H では、従来にない新しいポストグラウチング方法が検討されている。

処分坑道横置き方式に基づく KBS・3H のコンセプトでは、処分坑道に廃棄体を定置する計画の ため、ポストグラウチング孔が将来の水みちになることや、高圧注入ができず十分な改良効果が 得られないことの懸念がある。このため、SKB はグラウト注入孔が不要なメガパッカーを開発し、 Äspö 硬岩研究所にてポストグラウチング施工試験を実施している。



(a) 地層処分施設の KBS-3H コンセプトにおけるポストグラウチング

1) KBS-3H コンセプトに基づく許容湧水量

KBS・3H コンセプトに基づく処分坑道の区間ごとの許容湧水量 ³¹⁾を図 5.1-3 に示す。スーパー コンテナの設置箇所(①)は0.1L/分以下、ディスタンスブロックの充填箇所(②)は0.1~1.0L/ 分、プラグにより遮断する湧水区間(③)は1~10L/分であり、いずれも厳しい許容湧水量基準 を定めている。

	Inflow (I/min) into a drift sec- tion of about 10 m assuming inflow from one fracture	Transmissivity (m²/s) assuming one inflow- ing fracture ²	Hydraulic aperture, e, microns	Design action	Reduction in drift utilisation degree
1) Inflow < 0.1	T< 2.65E-9	e < 15	Supercontainer sections (one unit is about 10 m).	No effect (a super- container can be located into the section).
2) 0.1 ≤ Inflow < 1	2.65E-9 ≤ T< 2.65E-8	15 ≤ e < 32	Filling blocks, estimated length about 10 m.	A bentonite block of 10 m shall be located into the section. One unit reduces the utilisation degree by 4%.
3) 1 ≤ Inflow < 10	2.65E-8 ≤T<2.65E-7 ³	32 ≤ e < 69	The drift is divided to compartments and the inflow zone is isolated by using compart- ment plugs. The length of plugged zone is 20–30 m.	A compartment plug unit of 30 m ⁴ in total shall be located into the section. One compartment plug unit reduces the utilisation degree by 11%.



図 5.1-3 KBS-3Hコンセプトの処分坑道における許容湧水量

KBS・3H コンセプトにおける許容湧水量については、SKB、POSIVAの共同研究である、DFN モデルによる地下水解析に関する研究報告書 ³²⁾のなかに、SKB と POSIVAの議論により設定さ れたという記載はあるものの、明確な設定根拠は述べられていない。一方で、KBS・3H に関して は SKB で各種室内試験(図 5.1-4、図 5.1-5、図 5.1-6)が実施されており ³³⁾、これらの試験 結果を参考に設定したものと推察される。



図 5.1-4 パイピング現象理解のための試験



図 5.1-5 ディスタンスブロックによる止水効果確認試験(1/10 スケール)



図 5.1-6 ディスタンスブロックによる止水効果確認試験(ラージスケール)

2) KBS-3H コンセプトのグラウト注入手順

地層処分施設の KBS・3H コンセプトでは、湧水対策として i) ~iii) に示すプレグラウチング からポストグラウチングまで一連の注入手順が検討されている(図 5.1-7~図 5.1-9 参照) ³¹⁾。 使用材料は、LHHP セメント(低発熱性高性能セメント:低 pH セメントの一種)または溶液型 グラウト材である。

i) 調査孔・パイロット孔を使用した先行プレグラウチング

調査孔(単数、複数)またはパイロット孔を利用し、プレグラウチングを実施する。対象とす

るグラウト区間は 1~2L/分以上の湧水区間であり、50μm 以上の亀裂の充填を目標とする。限定 した区間注入のためダブルパッカーを使用する。



図 5.1-7 先行プレグラウチング(KBS-3Hコンセプトの注入手順i)

ii) 掘削中のプレグラウチング

内径 1.85m の横坑の掘削を一時中断し、横坑断面内にグラウト孔を削孔した後にプレグラウチングを実施する。注入対象とする亀裂は i) で充填できていない亀裂とする。



図 5.1-8 掘削中のプレグラウチング(KBS-3Hコンセプトの注入手順 ii)

iii) メガパッカーによるポストグラウチング横坑掘削後にメガパッカーを設置してポストグラウチングを実施する。



図 5.1-9 メガパッカーによるプレグラウチング(KBS-3Hコンセプトの注入手順iii)
(b) Äspö 硬岩研究所-220m におけるメガパッカーの施工試験

SKB は KBS-3H コンセプトのポストグラウチング手法によりメガパッカー(図 5.1-10)を開発し、図 5.1-11 に示す Äspö 硬岩研究所の 95m 坑道(深度 220m)において、silica sol(スウェーデンにおける溶液型グラウト材料の総称、以下溶液型グラウト材料とする)を用いたポストグラウチングの施工試験を実施している³⁴⁾。着目点に基づいて整理した試験結果を表 5.1-5 に示す。



図 5.1-10 メガパッカーの概要



図 5.1-11 メガパッカー施工試験の実施場所(Äspö 硬岩研究所)

分類	項目	内容				
グラウト	設計手法	 ・1) ポストグラウチング孔が将来の水みちになることを回避 				
設計		2) 高圧注入ができず、十分な改良効果に対する懸念				
		⇒メガパッカーによる削孔を伴わない注入工法の適用				
		• 亀裂開口幅に応じたグラウト材を選定				
		・ KBS-3H コンセプトから許容湧水量を 0.1L/分(100mL/分)				
		 ・改良すべき亀裂開口幅 50µm に対して 5m を改良する設計 				
	グラウト材料	 溶液型グラウト材料 				
	注入圧力	・ 湧水圧(0.14~2.1MPa)+有効注入圧 1MPa				
	孔配置	(処分坑道に直接設置し、亀裂にダイレクトに注入)				
	注入完了基準	 溶液型グラウトの浸透理論 35)により 15 分~25 分 				
		(50µm の亀裂開口幅に 5m 浸透する時間から算定)				
グラウト	グラウト注入	・メガパッカー				
施上	装置	 Atlas Copco 社製 Unigrout (注入設備)、2 液を貯蔵できるタンク 				
	グラウト注入	•5箇所で注入を実施し、全て許容湧水量(100mL/分)以下となった。				
	枯朱	Position Inflow before grouting [ml/min] Inflow after grouting [ml/min] Grouting effect [%]				
		1 2,400 4 99.8 2 145 7 95.2				
		3 490 15 96.9				
		4 1,760 3 99.8 5 190 25 86.8				
		ガニムしのナナは林ゴンジルした				
		 ・ クラウトの未充填固所が発生した。 「「「「」」」」 「「」」」」 「」」」 「」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」 「」」」 「」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」」 「」」 「」 「」」 「」」				
グラウト	評価手法	・施工箇所の施工後の湧水量で評価				
評価	課題	 湧水が多い場合、メガパッカーと坑道壁面の隙間でグラウト希釈が 				
		発生し、未充填が懸念される。また、隙間をグラウトで充填する時				
		間がかかるため、ゲルタイムが短いと未充填が懸念される。				
		→(今後の対策)湧水除去用の排出口の設置。注入前の隙間内の				
		加圧による地下水流入の低減。適切なゲルタイムの設定など				
		 メガパッカーの移動時に捩れが発生するので移動方法の対策が必 				
		要。				
		・脈動のない精度良い流量計の必要性				

表 5.1-5 メガパッカー施工試験の概要

- (ii) シャルマーシュエ科大学(以下、CTHとする)におけるグラウチング研究
- (a) グラウチングの設計手法と最近の研究
- 1) 従来の研究(グラウト浸透理論に基づくプレグラウチング設計)

スウェーデンではCTHのFranssonらが主導となり岩盤地質評価に基づくプレグラウチングの 一連の設計手法が研究されてきた³⁶。図 5.1-12 に示すように、プレボーリングの調査結果をも とに、亀裂開口幅と施工後の湧水量を予測し、施工後の湧水量を満たすグラウト設計(亀裂幅に 応じた材料選定、G&Sモデル³⁷によるグラウト浸透距離に基づく孔配置設計、注入時間の設定) を実施する手法である。



図 5.1-12 プレグラウチングの設計フロー

2) 最近の研究(グラウト材の流出防止理論、ポストグラウチングの注入理論)

最近の CTH の研究では、プレグラウチングおよびポストグラウチング後の不十分な注入結果 (目標湧水量を満たさない区間があることや、注入後もグラウト孔からの湧水が現象しないこと) の要因について、フレッシュなグラウト材の流出が注目されている。Axelsson³⁸⁾の理論によると、 亀裂開口幅および動水勾配から亀裂中の地下水の流れの状態が決まることから、地下水の粘性力 (亀裂開口幅と動水勾配により定まる)に抵抗する「降伏強度の高いグラウト材」を適用するこ とでグラウト材の流出が防止できる(図 5.1-13 参照)。



図 5.1-13 CTH で実施されたグラウト材の流出試験

この流出防止理論の研究結果から、動水勾配と亀裂開口幅に応じたグラウト材の流出リスクを 評価している。さらに、深度と動水勾配の関係(正の比例関係)から、図 5.1-14 に示すような 深度と亀裂開口幅に応じた流出リスクを評価している。ここで、緑色の範囲(亀裂幅が小さい場 合や深度が低い場合)に該当すれば、流出リスクが低いため流出対策の必要はないが、赤色部で はリスクが高く、特別にグラウト材の流出を考慮したグラウト設計をする必要がある。黄色部に 該当すれば、降伏値が高いセメントグラウト材を用いるか、溶液型グラウトの場合は十分な強度 が発現するよう、注入時間を長くする対策が望ましい。高深度で実施するグラウチングほど、流 出対策の必要性が高い。

溶液型グラウトの強度発現については、ニュートン流体のため初期降伏値は 0Pa であるが、 Axelsson は室内実験結果からゲルタイムに応じたせん断強度の発現(ゲルタイムの 80%で既に 50Pa)を示している。このことから、十分なせん断強度が発現して地下水の粘性力に抵抗できる 注入時間を設定するよう設計提案している(図 5.1-15 参照)。

なお、スウェーデンにおけるゲルタイムは、ビーカー法(サンプルをビーカーに 3dL 程度採取 し、90度に傾けてこぼれなくなる時間³⁹⁾で決定するため、日本で定義するゲルタイム(グラウト 材を撹拌し、1mm以下の気泡がグラウト材に留まる状態⁴⁰⁾または塑性粘度が 20mPa・s に達した 時間²⁸⁾と異なる。このことから、同材料であってもスウェーデンのゲルタイムの方が長い可能性 があり、ゲルタイムによる強度発現を考慮する場合は注意が必要である。



図 5.1-14 亀裂開口幅(横軸)と深度(縦軸)に応じたグラウト材の流出リスク判定図



図 5.1-15 溶液型グラウトのゲルタイムの時間割合に対するせん断強度発現の推定

Fransson and Gustafson⁴¹⁾は、既往の知見からポストグラウチングによる止水は概して困難で あると述べ、ジャッキング(注入圧による亀裂の開口)防止のために高圧注入ができないことと、 低圧注入でのセメントグラウトの浸透性が低いことなどから、低粘性のポリウレタングラウト等 が併用されてきたと述べている。

そして、ポストグラウチング時における動水勾配がプレグラウチング時のそれより高いことを 理論式で示し、動水勾配がかかる中でのポストグラチングのグラウト浸透理論(粘性が低いニュ ートン流体の場合)を展開している。このグラウト浸透理論によると、グラウトの浸透範囲は図 5.1-16に示すようにトンネル壁面にグラウトが流れ出す形となり、通常のグラウチングより浸透 距離が低減され F の範囲に浸透する。このため、「グラウト材の流出を考慮した浸透距離」を確保 することがグラウト設計に必要としている。



Tunnel

図 5.1-16 動水勾配がある中で、ニュートン流体が注入されたときの浸透範囲のイメージ

以上の結果から、CTH ではプレグラウチングから今後のポストグラウチングの設計につながる 一連の研究開発を実施しており、グラウト材の流出と動水勾配の把握が今後の設計に必要な技術 としていることが判明した。 (b) CTH によるポストグラウトチングの施工試験および施工実績

1) Äspö 硬岩研究所の TASS トンネルにおけるプレからポストグラウチングの一連の施工試験 SKB の大深度におけるグラウト技術高度化開発に、止水性が高いトンネル構築プロジェクト (Fintätningsprojektet) があり、Äspö 硬岩研究所の深度 450m に処分坑道と同等の湧水量基準 (1L/分/60m)を設けた TASS トンネルが構築された(図 5.1-17 参照)。TASS トンネルではプ レグラウチングからポストグラウチングの一連のグラウト施工試験が実施され、CTH の Funehag がグラウチングの調査・設計・施工・評価を指揮担当し、3 件の SKB レポートを執筆した ^{42),43),44)}。 ここでは、TASS トンネルにおけるグラウト施工試験の概要をプレグラウチングとポストグラウ チングに分けて表 5.1-6 および表 5.1-7 にまとめた。



図 5.1-17 Äspö 硬岩研究所における TASS トンネルの位置

分	項目	内容			
類		プレグラウチング	ポストグラウチング		
グ	設計	・図 5.1-12 に準拠し、施工後の許容	・プレグラウチングで改良できなかった亀裂		
ラ	手法	湧水量(1L/分/60m)を満たす設計	を改良する設計⇒10µm 以上の亀裂を改良		
ウ		⇒10µm 以上の亀裂開口幅を改良	・高動水勾配によるグラウト材の流出を考慮		
<u></u> Р	グラ	・130µm 以上 : 低 pH セメント(水	・溶液型グラウト材料 (Meyco MP320)、ゲル		
設	ウト	粉体比 1.4 または 0.8 の配合)	タイムは注入圧に応じて 10~72 分		
計	材料	・0-130µm : 溶液型グラウト材料			
		(Meyco MP320)、ゲルタイムは			
		63分(低圧用)、39分(高圧用)			
	注入	・セメント : 湧水圧 3.5MPa+有効注	・最大注入圧: 6.5MPa		
	圧力	入圧 7MPa			
		・溶液型グラウト:湧水圧+有効注入			
		圧 3MPa(低圧)、5MPa(高圧)			
	孔 配	・中央内挿法、卓越した亀裂群に交差	・プレグラウチングで捕捉できない亀裂群に		
	置	する角度に孔配置	交差する角度に孔配置(下半分の7ファン施		
			工後、上半分の7ファンを施工)		
		5.00 + - 00,9	\$28, sektion 39		
		55 58			
		¹ ⁶ ¹³			
			ファン S2B(下部方向)の孔配置		
		ファン4の孔配置	・下半分から順に、実線の2ファンを施工後に		
			内挿の点線のファンを施工(下図参照)		
		・ファン 1~3 は坑道外側に、ファン	T where a write girl DOST AST OST ALT DIT ALT		
		4~6は坑道内側に平行に配置			
		Skårm 1 Skårm 3			
		Salam4 Skilm 5			
		NGDSKALA	star sector star sector star star コーン・ 副署(単に 云 図)		
		n 5 10 15 20 25 30 35 40 45 50 55 60 コーン、町罕(東西図)	ノアン記憶(断面凶)		
		ノアノ能但(平山凶)	・ 孔長・9~14m 孔間隔・9~9 8m		
		 ・ 孔長・20m 孔間隔・2m 	・カバーロック・かし(ただし、注入下に上ス		
		・カバーロック・かし	般膨れ評価から 深さ15m にパッカー設置)		
	注入	 ・ 孔間距離の 3/4 (孔間のオーバーラ、 			
	二 八 完 了	型グラウトけ浸透理論に其づいてゲルタイ人の配合を設定し グラウト材の流出を			
	基進	エノノラーは収込社開に至ういてクク			
			うしょうこ		

表 5.1-6 TASS トンネルにおけるグラウト施工試験の概要(グラウト設計)

分	項目	内容				
類		プレグラウチング	ポストグラウチング			
グ	注入装置	・高圧耐用の注入設備				
ラ	グラウト	・許容湧水量を満たす十分な止水効	・施工完了後は設定した目標湧水量			
ウ	注入結果	果を確認	(0.6L/分)を一時達成したが、その後			
			増加			
施工		区間毎の湧水量および許容湧水量				
1		区 間孔配置 (ファン)湧水 量区間あた り許容湧 水量				
		10 外側 \sim (77)/1~ 34 3) 0.3L/ 0.4L/分	1.8 1.8 1.4 1.4 0.8 0.6 0.4			
		34 ~ 内側 0.8L/ 50 (ファン 4) 分 0.3L/分 m	0.2 2008-12-18 2009-02-16 2009-04-17 2009-08-16 2009-08-15 2009-10-14 2009-12-13 2010-02-11 Deturn ・ Sektion 33,84-50 m (MS0033G01) - ・ Krav sektion 33,84-50 m (MS0033G01) ポストグラウチング区間の湧水量の			
		$egin{array}{cccccccccccccccccccccccccccccccccccc$	経時変化 ・現状の湧水の大部分は 0.5L/分以上の湧 水が発生している 1 孔に起因する。			
		・ただし坑道内側に孔配置した区間 (ファン 4)で基準を満たさず。				
グラウ	評価手法	 ・内挿の注入孔の透水量係数・湧水量 ・施工後のトンネル内の湧水量注入 孔からの湧水量で評価 	・施工後のトンネル内の湧水量 ・注入孔からの湧水量			
ト評価	課題	 ・大深度において低 pH セメントと 溶液グラウトを併用し、非常に高い 止水性を確保 ・ただし、グラウト孔を坑道内に配置 した一区間で基準を満たさず。 ・施工結果を受けてポストグラウチ ング試験を実施 	 ・予測以上に高い動水勾配の影響により グラウト材が流出した可能性が高い。 ・動水勾配の効果を理解するためには、高 深度でのグラウト設計手法の蓄積とと もに、グラウト材料、施工方法、岩盤地 質評価を分析する必要がある。 ・高深度におけるポストグラウチング技 術の開発が今後の研究課題 			

表 5.1-7 TASS トンネルにおけるグラウチング施工試験の概要(グラウト施工および評価)

2) 通信トンネルにおけるポストグラウチング施工実績

Funehagらはスウェーデンの Göteborg (イエテボリ)市で1970年代に建設された通信トンネルにおいてセメントグラウトと溶液型グラウトを併用したポストグラウチング施工を実施した⁴⁵⁾。施工実績の概要を**表** 5.1-8 に示す。

表 5.1-8 通信トンネルにおける施工実績の概要(グラウト施工および評価)

分類	項目	内容		
グラウト	設計手法	・亀裂開口幅と施工後の許容湧水量(1L/分/100m)に応じた設計⇒		
設計		30µm 以上の亀裂を改良する設計		
	グラウト	・セメントグラウト(INJ30):注入孔の湧水量が多い場合に亀裂幅開口		
	材料	幅を算定し、150µm 以上の場合に採用		
		・溶液型グラウト:ゲルタイム 30 分		
	注入圧力	・湧水圧 0.3MPa+有効注入圧 2MPa		
	孔配置	 ・建設時のプレグラウチングで補足できなかった亀裂群に交差するよう 配置 		
		Fan 1 Fan 2 Fan 3 Fan 4 Fan 5 Fan 6 Fan 7 Fan 8 Fan 1 Fan 2 Fan 3 Fan 4 Fan 5 Fan 6		
		 ・ 孔長:12.5m、孔間隔:4.1m ・ カバーロック:たし 		
	注入完了 基準	 ・セメントグラウト:注入孔の湧水量に応じて10mの浸透距離となる時間で注入終了(湧水量が10L/分の場合、30分) ・溶液型グラウト:20分で注入終了(20分はゲルタイムの2/3であり、必要な浸透距離(2.6m:オーバーラップ50%)からゲルタイム(30分)が設定された。 		
グラウト	注入装置	・高圧耐用の注入設備		
施工	グラウト	・ポストグラウチング区間の許容湧水量は満たしたが、グラウト注入後		
	注入結果	もリークを続ける孔が数孔あった。		
グラウト	評価手法	・施工後のトンネルの湧水量で評価		
評価	課題	・低深度のためグラウト材の流出を算定していなかったが、改良できな		
		かった孔は動水勾配が予想以上に高い可能性がある。		
		・ポストグラウチングが進むにつれ、残りの注入孔における動水勾配が		
		上昇した懸念がある。		

(iii) POSIVA の原位置試験

POSIVA は ONKALO 地下岩盤特性調査施設の深度約 180m のアクセス坑道の地質不良部において、微小な岩盤亀裂を充填対象とし、溶液型グラウト材料を用いたポストグラウチングの原位 置試験を実施している(図 5.1-18 参照)⁴⁶。主な試験目的は、ONKALO における溶液型グラウトの適用と、ポストグラウチングの試験施工であった。表 5.1-9 にその概要を示す。



図 5.1-18 ONKALO 地下岩盤特性調査施設の計画図および原位置試験の実施場所

表 5.1-9 ONKAL0 における原位置試験の概要

分類	項目	内容					
グラ	設計手法	·CTHの溶液型グラウトの浸透理論により、15µmの亀裂を改良する設計					
ワト設計	グラウト 材料	・溶液型グラウト:ゲルタイムは45分(1回目)、57分(2回目)、120分(3 回目)					
	注入圧力	 ・ 湧水圧 1.6MPa+有効注入圧 0.9MPa(1回目)、+1.5MPa(2回目)、+4.6 ~4.7MPa(3回目) 					
	孔配置	・壁面に鉛直方向に4孔、下向きに5°					
		Image: state of the stat					
	注入完了 基準	 ・30μmの亀裂で目標浸透距離1.5m(1回目、2回目)、1.6m(3回目)が確保できる時間(1・2回目:23分、3回目44分)で注入終了 					
グラ ウト	注入装置	・高圧耐用の注入設備 ・孔内湧水をグラウトに置換する装置の使用(3回目の配合で使用)					
施工	グラウト 注入結果	 ・1回目と2回目はほとんど注入できず、3回目は注入できたが、注入2週間後に未硬化のグラウトが逆流 ・施工後の注入孔からの湧水量により、改良効果が得られず 					
グラ	評価手法	・施工後の注入孔やチェック孔の湧水量で評価					
ウト 評価	課題	 ・改良効果が確認できない(2週間後に未硬化のグラウトが逆流) ・流量が少ないため精度の高い流量計(0.01L/分が計測可能)が必要 ・材料の正確な計量が必要 ・保管状態が良い硬化促進剤を使用する必要あり 					
		・注入時間短縮の観点から 孔内湧水をグラウトに置換する装置は有効					

(4) 調査結果の整理

国内外のポストグラウチングに関する文献調査の結果を、既述の「文献調査に当たっての着目点」 に従い、グラウト設計、グラウト施工、グラウト評価の大分類および、各細目により整理した結果を **表** 5.1-10 に示す。

項目		国内文献	海外文献	
基本	x事項	 ・目的・目標は場所によって異なる。 ・主な目的はトンネル施工後の湧水量低 減(水没や突発的大出水など、施工前の 湧水量が大きい) ・切羽崩壊等に対応した補強強注入にも 用いられる。 	 ・目的・目標は場所によって異なる。 ・主な目的はトンネル施工後の湧水量低減(一般に 湧水量基準が厳しいため、国内と比較して施工前 の湧水量が少ない)。 ・岩盤強度が高いためグラウト材自体の強度に期待 していない(検討されていない)。 	
グラウト	設計手法	・地質・湧水量によって異なる。 ・ 岩質により 材料・注入方法・規定注入量 を 設計	 ・地質・湧水量によって異なる。 ・CTH を中心に、岩盤亀裂に応じた設計を実施 ・ポストグラウチング時のグラウト浸透距離が研究 されており⁴¹⁾、グラウト材の流出を考慮した設計 が検討されている³⁸⁾。 	
設計	材料	 ・ OPC および LW (水ガラス+セメント) を使った実績が多数 ・ 溶液型グラウトによる試験施工 ⁵³⁾(ゲル タイム 120 分、180 分) 	 OPC に加えて、浸透性確保のために低粘性のポリウレタングラウトの併用 ⁴¹⁾や最近の研究では微小 亀裂の改良のために溶液型グラウトの^{42)~46)}併用 が主流である。 	
	注入圧力	・主に最大 0.01~2MPa (1MPa 以下の湧 水圧が主流のため)	 ・ 湧水圧+1~2MPa が主流 ・ Äspö 硬岩研究所や ONKALO の高深度で高圧注入の実績はあるが、ジャッキングの懸念⁴¹⁾からプレグラウチングほど大きい有効注入圧を設定しない。 	
	孔配置	 注入率・注入範囲に基づく孔配置・間隔の設計 孔間隔:1.5~3m カバーロック:3~7m [鉄道:中山トンネル⁴⁷)、道路:真鶴トンネル⁴⁸、鉄道: 六甲トンネル⁴⁹、水路:南予用水吉田道水路トンネル⁵⁰、立坑:瑞浪超深地層研究所⁵¹⁾] 	 ・プレグラウチングで捕捉できない岩盤亀裂に交差 する配置 [TASS トンネル⁴⁴⁾、通信トンネル⁴⁵⁾] ・グラウト浸透距離に基づく孔間隔の設計 ・孔間隔 1.5~4m ・孔長 7~15m ・カバーロックはなし 	
	注入完了 基準	・注入規定圧や注入規定量の到達による。	 ・(設計の浸透距離に到達する)規定注入時間の到 達による。 	
グラウト	注入装置	 ・一般的なグラウト注入装置 ・効率的なグラウチングを行うため、動的 注入などが検討されている ⁵²⁰。 	 ・高深度では高圧耐用のグラウト注入装置 ・SKBはメガパッカーの開発と試験施工³⁴⁾を実施 ・溶液型グラウトは通常のグラウト装置を用いるが、ゲルタイムが長い材料を使用する場合は孔内の湧水をグラウト材に置換する装置を使用⁴⁶⁾ 	
施工	注入結果	 ・大量湧水の止水や補強注入には十分な 効果を挙げている。 ・限定された施工範囲では注入効果が確 認できている。[瑞浪超深地層研究所 ⁵¹⁾、 溶液型グラウトの試験施工 ⁵³⁾] 	 ・止水効果は概ね良好であるが、浸透性の高い溶液型グラウトを用いても改良できない孔やポストグラウチング後に湧水量が増加する場合がある。 [TASS トンネル⁴⁴⁾やその他] ・メガパッカーによる施工試験³⁴⁾では十分な改良効果が得られた。 ・大量湧水区間では大部分が改良できていない。 [Romeriksporten トンネル、ノルウェー⁵⁴] 	
	評価手法	・施工後の湧水量やルジオン値を指標	・施工後の湧水量や透水量係数を指標	
グラウト評価	課題	 ・高深度(高圧)下や微小亀裂における改良実績が少ない。 ・限定された施工範囲では効果が確認できているが、立坑全体では評価できていない⁵¹⁾。 ・連続的なポストグラウチングが必要⁵¹⁾ 	 ・ノルウェーでは 10MPa などの超高圧注入が検討 されている ⁵⁴⁾。 ・国内とは逆に、限定された範囲で止水できない場 合がある(改良できない孔や注入後の湧水増加)。 ・ポストグラウチングは一般に亀裂中の動水勾配が 高く、高い動水勾配の影響によるグラウト材の流 出が懸念されている ³⁸⁾。 ・高深度では動水勾配の影響が大きいことから、動 水勾配の把握とグラウト材の流出を考慮した設計 が必要である ⁴⁴⁾。 ・低深度でも注入手順により動水勾配が高くなる懸 念がある ⁴⁵⁾。 	

表 5.1-10 文献調査の整理結果

5.1.3 瑞浪超深地層研究所内において施工試験を行うための基礎的検討

(1) 施工試験を行うための調査結果の整理

瑞浪超深地層研究所内において施工試験を行うための基礎的検討として、既述の着目点に従い プレグラウチングも含めたグラウト注入理論を再整理し、参考となる2事例をメインにポストグ ラウチング試験の施工実績を整理した。

(i) グラウト注入理論

プレグラウチングにおける既往のグラウト注入理論を国内外の調査結果をもとに抽出して整理 し、また表 5.1-10 からポストグラウチングにおける注入理論に関わる項目をプレグラウチング との相違点に着目して抽出して整理した。整理結果を表 5.1-11 に示す。

項目			国内文献	海外文献	
岩盤地質評価	亜		・水理試験による透水係数・ルジオン	・水理試験により透水量係数・亀裂開口	
			値を評価	幅を評価	
許容湧水量			(海外に比べて高い)	・極めて低い(1L/分/60m~100m : スウ	
				ェーデンの処分坑道、0.1L/分/箇所:	
				SKB 横置き処分坑道)	
プレグラ	グラウト	、材料	• OPC	• OPC	
ウト設計			・LW(水ガラス+セメント)	・ 超微粒子 OPC	
				・溶液型グラウト	
	配 (OPC	・低濃度配合からの切替え配合が主流	・高濃度配合(0.8~2.0)が主流	
	合		【加圧 脱水に 期待して 亀裂中に 硬化	【亀裂甲に密実な硬化体を形成】	
			(出版の) (中のの) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1) (1		
	俗	液型ク - ト	(宕盛亀裂の注入美績が少ない)	 ・ 浸逸距離によるか、ケルタイム 30~60 ハ印度 	
	7	ワト			
	[注入上] []] 江田市		・低圧住人(高水圧トでの情報不足)	 ・ 最大 10MPa 程度までの ・ 最大 10MPa 程度までの ・ 最大 10MPa 程度までの 	
	浸透距离	隹	・1.5~3倍の改良範囲	・ 扎間距離の 3/4 倍(50%のオーバーフ	
	ガニムリ	++ 0		ツノ)	
	クフリト	~例の	・セメント硬化体の強度に期付	「流田に抵抗する降伏値を持つクフリト」	
	流出		「クノリト北の北连のか必安	材を迭た (OPU:ノレツンユクノリト の際伴信 溶液刑ガラウト・ゲルタイ	
				の陣状値、俗徴空クラワト・クルタイムに広じて発現する際代値から注入時	
				日を設定)	
	1.配置		 ・注入率・注入範囲に基づく。 	 ・ /ul>	
	1000			・一般に 2~4mの孔間隔	
	注入停止	上基準	・規定注入量の到達	・改良すべき亀裂幅が 浸透距離に到達す	
			・低流量時にダメ押し注入後	る時間に到達	
				・低流量に低下時	
ポストグ	グラウト	、材料	・OPC(低濃度配合)	• OPC	
ラウト設			・LW(水ガラス+セメント)	・ポリウレタングラウト	
in the second s			・溶液型グラウトの(瑞浪 300m 試験	・溶液型グラウト(スウェーデンでは研	
(プレグ			施工 53)	究開発の主流)	
ラウト設 配 溶液型グ		液型グ	・ゲルタイム 120 分、180 分(瑞浪	・ゲルタイム 10 分~120 分(目標浸透距	
計との相	合 ラ	ウト	300m 試験施上 53)	離にはらつきあり)	
違点)	注入圧		・最大 0.01~2MPa	・ 湧水圧+1~2MPa が主流(プレグラウ	
				チングより低圧注入)	
				· Aspo 硬石研究所や UNKALO Cは+	
				$0.0^{-4.1 \text{MIFa}}$ ・メガパッカーけ+1Mna	
	浸透距劑	催	 ・15~3倍の改良範囲 	<u>・ / / / / / / / / / / / / / / / / / / /</u>	
	1又2246円	ш		の設計が検討されている。	
	孔配置		・注入率・注入範囲に基づく。	・一般にプレグラウチングより孔間隔・	
	,			一 れ長ともに短い。	
I	1		1		

表 5.1-11 既往のグラウト注入理論

(ii) ポストグラウチング試験の施工実績

ポストグラウチング試験の主な施工実績として、瑞浪超深地層研究所の深度 300m で実施され た溶液型グラウトの試験施工 ⁵³⁾と TASS トンネルで実施された施工試験 ⁴⁴⁾をメインに、ポストグ ラウチング試験の目的、内容、結果、課題を整理した。整理した結果を表 5.1-12 に示す。

表 5.1-12 ポストグラウチング試験(施工実績)の概要

目的	・トンネル施工後の大量湧水に対する低	・トンネル施工後に許容基準を満たさない湧水量の低減			
	減				
内容	・一般的な配合・グラウト注入装置	・TASS トンネルでは最小亀裂開口幅・グラウト材料・浸透距			
	・動的注入装置の導入を検討	離に基づく一貫した設計で、プレグラウチングからポストグ			
		ラウチングまで一連の流れで調査・設計・施工・評価を実施			
		・厳しい許容湧水量基準と、高圧注入ができないことから、通			
		常セメントに加えて 低粘性のグラウトを併用			
		・最近の研究では低粘性のポストグラウト材として溶液型グ			
		ラウトを選択する設計			
		・高深度では高耐圧の注入設備を使用			
		・横置き処分坑道では水みちを避けるために特殊なメガパッ			
		カーを使用			
		・溶液型グラウトのゲルタイムが長い場合は、 湧水の置換装置			
		を使用			
結果	・湧水量やルジオン値を指標とし、限定	・湧水量や透水量係数を指標とし、止水効果は概ね良好			
	された範囲では効果が確認	・ただし、溶液型グラウトでも改良できない注入孔や注入区間			
		が発生			
課題	・低透水場では注入圧力の向上が必要	・グラウト注入孔に未充填が発生する懸念があり、高い動水勾			
	[瑞浪 300m 試験施工]	配の影響によるグラウト材の流出が懸念 されている			
	・(精度が高いリターン式電磁流量・圧	・高深度では動水勾配の影響が大きいことから、動水勾配の把			
	力測定装置を用い、)グラウトタンクの	握と グラウト流出を考慮した設計 が必要である。CTH にて			
	液温が上昇したため、熱によるゲルタ	材料流出を考慮した設計が検討されている			
	イム短縮の防止のために保冷材で対応	・なお、注入孔を坑道外側に配置した区間ではポストグラウチ			
	[瑞浪 300m 試験施工]	ングの必要がなかった。[TASS トンネル]			
	・実施工に向けて冷却方法の改良が必要	・溶液型グラウトのポストグラウチング後に湧水増加が懸念			
	[瑞浪 300m 試験施工]	される[TASS トンネル]			
		・一方、メガパッカー工法は良好な試験結果[Äspö-220m]			
		・低流量のため精度の高い流量計が必要			
	・ポストグラウチングは技術的課題が多く	、残るため、微小亀裂を効率良く改良して湧水を抑制するには、			
	TASS トンネルで実施されたように、地	質評価に基づいたプレグラウトを行い (プレグラウチングから			
	溶液型グラウトの併用を検討)、 十分なプレグラウチングを実施した後に必要に応じてポストグラウ				
	│ ングを実施 するのが望ましいと考えら≵	いる。			
	・瑞浪 300m の試験施工の結果から、日本の溶液型グラウトは、グラウト材料(成分)や注入方法(ク				
	ルタイムの割合による注入時間ではなく	、低流量到達時のダメ押し注入)が 海外より保守的な施工の			
	可能性がある。				

(2) 瑞浪超深地層研究所内における施工試験

(i) 瑞浪超深地層研究所内における施工試験の考え方および課題

瑞浪超深地層研究所における今後の研究坑道掘削工事では、掘削深度の増加に伴う高湧水圧に よる湧水量の増加に加え、地下水質の塩水化が懸念されている。このため、排水処理の観点から 湧水量を極力抑制する必要があり、深部におけるグラウチング技術の高度化が必要となる。

これまでは従来技術として、セメント材料(普通セメント、超微粒子セメント)を適用してき たが、高深度ではより微小な亀裂からの湧水を抑制する必要があり、従来のセメント材料だけ、 またプレグラウチング工法だけでは止水性が確保できない懸念がある。

これらのことから、瑞浪超深地層研究所内ではセメントグラウトの使用に加え、より微小な亀 裂まで改良できる溶液型グラウト(深度 300m での試験実績あり)を併用することが、今後の湧 水対策として有効であると考えられる。

文献調査および整理結果によると、セメントグラウトの注入理論の観点からは、日本は浸透性 に優れる低濃度配合を低圧に注入して岩盤亀裂中の加圧脱水に期待しており、広範囲な浸透は注 入効率が悪く、グラウト孔の孔埋め作業も必要である。一方、北欧諸国では良好な岩盤のため高 濃度配合を高圧で注入し、加圧脱水に期待することなく密実な硬化体を形成できる。従来、高濃 度配合と低濃度配合のどちらの配合を用いるべきかについては議論が分かれるところであるが 55、 低濃度配合・低圧注入が選択されてきた日本でも、高深度で岩盤強度の高い箇所では、効率性の 点から高濃度配合・高圧注入が望ましいと考えられる。また、高濃度配合を用いることで、海外 における浸透理論(G&Sモデル)に基づくグラウト設計の適用性の向上が期待できるため、施工 試験の観点からも望ましいと考えられる。一方、溶液グラウトは我が国における適用実績が少な く、スウェーデンの CTH が提唱する溶液型グラウトの「浸透理論」350の適用事例もないことに留 意して試験計画を立てる必要がある。

ポストグラウチング試験や施工実績の観点からは、ポストグラウチングの設計や評価手法が難 しく、所定の改良効果が確認できない場合があるなど、技術的課題が多く見られた。深度の増加 に伴い動水勾配が増加することから、高深度ではフレッシュなグラウト材の流出が懸念されるが、 ポストグラウチングはプレグラウチングより(注入孔に交差する亀裂中を流れる湧水の)動水勾 配が高いことから、さらに流出が懸念されるという問題がある。これに対し、CTH では動水勾配 下でのグラウト浸透距離の算定とともに、亀裂開港幅とグラウト材の降伏値・せん断力に着目し てグラウト材流出を防止する設計が検討されている。また、高深度において微小な亀裂を改良で きる止水性の高いグラウト材料として溶液型グラウトが選定されている。

以上を踏まえると、瑞浪超深地層研究所内で施工試験を計画にあたっては、「湧水量が多い箇所 にのみ独立してポストグラウチングを調査・設計・実施する湧水対策」を行うのではなく、まず は「地質調査・評価に基づくプレグラウチングを行い、掘削およびプレグラウチングの評価後に ポストグラウチングの設計・施工と続く一連の流れに沿った施工試験」の検討が重要であると考 える。

よって、深部におけるグラウチング技術の高度化に向け、「高止水研究坑道の構築試験案(案)」 を提案する。試験案の作成にあたっては、Äspö 硬岩研究所の TASS トンネルをベースとし、掘削 を伴うセメントグラウトと溶液型グラウトを併用した施工試験を行い、そのグラウチング手法の 適用性を検証するものとする。

以上、施工試験の考え方の概要を図 5.1-19 に示す。



図 5.1-19 瑞浪超深地層研究所内における施工試験の考え方

(ii) 高止水研究坑道の構築試験(案)【CTH の TASS トンネルをベース】

CTH のグラウチング手法にならい、プレボーリングによる岩盤の地質評価からプレグラウチン グ、そして掘削後の坑道における湧水発生状況に応じてポストグラウチングを実施するという一 連の流れで TASS トンネルと同等に高止水な研究坑道を構築する計画とする。試験計画案の概要 を表 5.1-13、試験フロー案を図 5.1-20 に、試験計画図を図 5.1-21 と図 5.1-22 に示す。

表 5.1-13 高止水研究坑道の構築試験計画(案)の概要

項目	内容
目的	①できる限り湧水を抑制した、高止水な研究坑道の構築
	②高深度における高濃度配合・高圧注入の適用性を確認
	③高深度における溶液型グラウトの適用性を確認
試験場所	以下の要件を満足する場所
	 深度 500m の現坑道から延伸する研究坑道
	 他の試験に影響を与えないこと
	 ある程度の湧水の発生が予測されること
	 グラウト注入後に坑道を掘削可能であり、さらに坑道掘削後も湧水状況の確
	認や水質分析のための採水が可能であること
	 高圧注入により局所的な破壊等が生じない岩盤強度を有すること
岩盤地質	パイロット孔の水理試験により、透水量係数・亀裂開口幅を評価
評価	
許容湧水	地質評価の結果にもよるが、TASS トンネルと同水準の「1L/分/60m」を目標とす
量	る。
グラウト	地質評価による改良すべき亀裂開口幅から選定する、
材	●プレグラウチング:1次孔:超微粒子 OPC(130µm 以上の亀裂)の高濃度配合
	2 次孔:溶液型グラウト* (130µm 以下の亀裂)
	◆ポストグラウチング:(超微粒子 OPC と)溶液型グラウト*
	(※日本の溶液型グラウトを使用する)
注入上	●プレグラウチング : 湧水圧+7MPa
	◆ホストクフワチンク: 湧水圧+3MPa
汪 人 元 「	・設計で定めた浸透距離に到達する時間
_ 基华	
北配直	●フレクフリナンク :図 5.1-21 参照(TASS トンネルでの湧水区間が丸道内側 町帯の反開しいる短日よく、トルウへ回に応送剤側はたび中側に町帯ナス)
	配直の区面という知見から、より女笙側に巩迫外側わよい内側に配直する。)
	◆ホストクラリナンク:図 0.1-22 のように、フレクラリナンクで捕捉でさない単 刻しな美士を免疫に配置
	家と父左りる月及に配直 県士10MD。の注入に副正司能な初京正がら点しは罢の使用
住八衣直	取入 IUMIFa の住人に耐圧可能な距向圧クノワト表直の使用。 振動落の広営で発生した通水具な指摘します。
	価的後の処理で光生した傍水里を相保とする。
	【淮借工】
	● 招高圧パッカー(12MPa 耐用)・高圧注入ポンプ・高圧耐用の流量計
	 溶液型グラウトの施工時はリターン方式の精度の高い電磁流量・圧力測定装
	置とともに、 グラウトタンクの温度が上昇しない冷却システム
	 注入孔内の湧水を溶液型グラウトと置換する装置
	【技術評価】
	 高濃度配合・高圧注入、浸透理論に基づくプレグラウト設計で目標を満たす
	止水が可能か。
	 溶液型グラウトの浸透理論に基づく設計で目標を満たす止水が可能か。
	 カバーロックの必要性は無いか。
	 施工後の区間湧水量に変化がないか。



*複数回ポストグラウチングを繰返しても目標湧水量が達成できない場合は終了とする。

図 5.1-20 高止水研究坑道の構築試験計画の試験フロー(案)





- 注入孔長:20m
- 次ファンとの水平方向のオーバーラップ:5m
- 注入ファンの数:6
- 掘削延長:約100m(6ファン)

図 5.1-21 高止水研究坑道の構築試験計画におけるプレグラウチング注入孔とファン配置(案)



図 5.1-22 プレグラウト孔に対するポストグラウト孔の配置例

6. 研究坑道の安全を確保する技術の開発

6.1 坑道の長期維持・補修に関する調査計画の検討

6.1.1 外観変状検出技術の適用性評価のための原位置調査

(1) 目的

本調査は、立坑の覆工面の変状を把握して、ひび割れ、はく落、漏水、遊離石灰、変形等を確 実に抽出して、維持管理の基礎資料を作ることを目的とする。わが国における大深度立坑は炭鉱 に多く存在し、その技術の多くが炭鉱において開発、改良されてきた経緯があるが、国内炭鉱が 一部を除いてすべて閉山となり、主要な立坑がすべて埋め戻しされている現在、維持管理自体が 存在しないものとなっている。また、炭鉱、鉱山における立坑は、その立坑を使用する目的(入 排気、人荷昇降など)が数十年以上の長期間に及ぶことはまれであり、そういった使用目的から も長期にわたり系統だった維持管理を行い、その記録を残すという意識が希薄だったと想像され る。立坑壁面は、多くがコンクリートの巻き立てであり、その点においては道路や鉄道、水道の 水平トンネルと変わらない。これらのトンネルでは維持管理上の損傷として、「ひび割れ」「はく 落」「漏水」「遊離石灰」「変形」等が認識され、定期点検によりこれを発見、経年での記録に留め るとともに進展が予想され、長期的な立坑への障害となる場合や、第三者を含む利用者被害に及 ぶ可能性があるときには「補修」「補強」が計画、実施されている。立坑が水平坑と大きく異なる 点は、ひとつひとつの覆エスパンに近接することができるか否かである。水平坑は、天井部まで 手は届かなくともその直下には容易に立ち入ることができ、停止して観察することが可能である。 そして必要なら架台を組み近接して観察し、ハンマー等による打撃により打音検査することが可 能である。そしてこのような点検はもしこの水平坑が稼働中であっても、多くの場合は利用を少 し調整・制限したりすることで実施可能である。一方、立坑は完成してしまうと足場を組むかゴ ンドラを吊り下げるかしなければ壁面に近接することができない特徴を持つ。施工中であればス カフォードがあり、これを上下させることにより、希望する高さの覆工に近接することが可能で あるが、その間、施工は停止せざるを得ない。このような事情から継続的に立坑の覆工面を観察、 変状を把握する技術の確立は本立坑の維持管理を行っていく上で重要であるといえる。

本調査では、水平坑の点検において近年適用事例が増えている「画像解析」に着目し、既存施 設を活用して立坑壁面の連続画像を得る技術の取得を目指す。そしてその得られた画像から水平 坑と同様の維持管理項目の抽出が可能であるか確認する。さらに画像取得に係る技術課題の抽出 とともに、今後開発が必要な技術について考察を行う。

(2) 既往事例調査

(i) トンネル覆エモニタリングシステム

デジタルビデオカメラを用いて、直径 6mの立坑の覆工コンクリートの劣化調査を行った事例 がある。このシステムは、デジタルビデオカメラによる撮影と画像処理技術を用いて、コンクリ ート構造物のひび割れ等の外観変状を検出し、展開図あるいは変状展開図を作成するものである。 これにより、維持管理に伴う点検・調査における外観変状の検出ならびに変状の分布を把握する ことが可能となった。

現在の外観変状の点検は目視観察が主流であり、多大な作業負荷及び個人差、曖昧さ等により、 信頼性が低下する結果となっている。しかし、このシステムを適用することで、信頼性の低下は 改善され、現地点検作業の安全性が向上し、作業時間の短縮が図られた。さらに、正確に記録さ れた信頼性の高い画像データによって良好な再現性を確保することが可能となった。

このシステムは、平成 14 年 12 月 24 日に国土交通省 九州地方整備局 九州技術事務所におい て、新技術情報システム「NETIS」の技術活用パイロット事業に活用する新技術として登録(登 録番号:QS-020025)され、現在道路トンネル、鉄道トンネル等の外観変状の点検・調査を各地 で施工している。なお、図 6.1-1 にデジタルビデオ(既存システム)による計測技術概要図を示 す。



測定状況

図 6.1-1 デジタルビデオ(既存システム)による計測技術概要図

(ii) 大深度立坑の連続画像

大深度の立坑において壁面の連続画像を取得した事例として、群馬県高山村が実施した上越新 幹線旧作業立坑の事例がある。この立坑は、上越新幹線「中山トンネル」を施工するための作業 立坑として設置され、トンネル完成後は地上で発生した渇水に対する補償として、下部の新幹線 トンネルの湧水を地上に送水するための施設として現在も利用されているものである(図 6.1-2 参照)。本立坑は新幹線トンネル施工時には「四方木立坑」と呼ばれていたもので、昭和 47 年に 建設が始まったとされていることから、覆エコンクリートには築 40 年以上のものが含まれており、 継続的な使用のための維持管理計画立案のために壁面撮影が行われたものである。本立坑と大き く異なる点は、立坑掘削施設は既に撤去されており、維持管理用エレベーター(ゴンドラ)が設 置されていることである(図 6.1-3 参照)。



図 6.1-2 既往事例(群馬県高山村)の立坑施設



図 6.1-3 立坑内昇降設備図 (ゴンドラ設備)

画像撮影は、ゴンドラの屋根部にカメラを設置し、ゴンドラから電源供給して撮影を行うことで実施した(図 6.1-4 参照)。



図 6.1-4 (写真)既往事例における画像取得の方法

この画像取得を報告した論文によると⁵⁶⁾、健全度評価は立坑懸架物が中心で、覆エコンクリート面のひび割れ検出は実施していないものの、使用したデジタルカメラの有効画素数 34 万画素を用いて、検出精度は 0.3mm 以上であることが報告されている(図 6.1-5 参照)。このときのゴンドラ昇降速度は 5km/hr である。



図 6.1-5 (写真)既往事例における画像と判定の状況

(3) 調査手法

(i) 本調査における技術的課題

先の既往事例によって達成された技術および本調査において適用するために解決しなければな らない課題を表 6.1-1 に示す。本立坑は掘削途上であり、掘削施設が配置されており、これを改 造したりすることは後の立坑掘削作業に支障となるため不可である。すなわち、既往事例との相 違点は、掘削中の大深度立坑へ画像撮影技術を適用するための課題であるということができる。

本調査ではこれら課題を解決し、将来は全周画像の取得と活用を目指すためのステップとして、 まず全周の 1/4 程度の画角を得ることを目標として画像撮影を行うこととした。

ス 0.1 1 成任学校の確立政府と不嗣臣での休愿			
調查段階	技術的内容		
既往調査で確立された 技術	 高速道路トンネルの不停止点検システム(画像撮影・解析技術)の大深度立坑での実用化。 掘削完了した後の維持昇降設備(エレベーター)を利用した撮影技術の 		
	確立。		
本調査への課題	 やぐら、スカフォード、キブル等の施設制約下での撮影技術の確立。 トンネル掘削作業に支障しない作業方法、スケジュールの確立。 長期にわたる定期点検に活用するための、撮影位置特定(損傷位置特定) 技術の確立。 		

表 6.1-1 既往事例の確立技術と本調査での課題

(ii) 施設制約に対する理解

施設制約に対する理解として、表 6.1-2に示す項目を考慮した。また、立坑主要施設における 施設制約および理解を表 6.1-3に示す。

表 6.1-2 施設制約に対する理解

	制約条件		具体化
1	現有施設活用を基本	\triangleright	撮影は簡易架台程度の施設の追加で実施する。
2	今回調査を経て、将来は全	\triangleright	今回撮影は 1/4 画角であるが、全周撮影を可能とする
	周画像の取得		撮影方法であること。

表	6.1–3	立坑主要施設におけ	る施設制約および	理解

	制約条件		具体化
開削櫓	ライダー受けまでの空頭制限	\triangleright	ずりキブル、コンクリートキブルへの架台取り
			付けであれば問題なし。
エレベーター	エレベーターの立坑断面内位	\succ	エレベーターは壁面に寄せて配置のため、画像
	置		取得範囲に限度がある。
キブル	ロープ撚りによる回転	\triangleright	回転した場合、損傷の位置特定が困難になる
		\succ	キブルは人荷兼用ではないため、ずりキブル、
			コンクリートキブルを使用するのであれば撮
			影時は無人化する必要がある。(撮影員が搭乗
			できないため)
スカフォード	通過孔による寸法制限		通過孔より外寸が大きいのであればスカフォ
	スカフォード通過時の速度変		ード下の撮影は不可能。
	化	\triangleright	スカフォード通過時の速度変化が画像取得に
			影響ないことを確認する。

これらの制約条件および具体化方針を受けて、表 6.1-4 に示す実施方針とした。なお、撮影可 能範囲と機材使用区分を図 6.1-6 に、ずりキブルへのカメラ搭載状況を図 6.1-7 に示す。

	制約条件	具体化		
開削櫓	ライダー受けまでの空頭制限	カメラは二重落下防止の上、ずりキブルに架台		
エレベーター	エレベーターの立坑断面内位	設置して照明とともに取り付け。		
	置	ロープ撚りの影響による回転を回避するため、		
キブル	ロープ撚りによる回転	撮影範囲は、ライダー懸架区間とする。		
スカフォード	通過孔による寸法制限	▶ ずりキブルは人荷兼用でないので、バッテリー		
	スカフォード通過時の速度変	駆動による照明、カメラを立坑地上部から撮影		
	化	下端まで無人で昇降させ、この間撮影状態を持		
		続する。		

表 6.1-4 本調査における画像取得方針



図 6.1-6 立坑内における撮影可能範囲と機材使用区分



(iii)使用する画像取得システム

覆工面の外観変状を把握する手法として、前出した近接目視点検に変わる「コンクリート構造物の損傷・劣化検出システム」による点検手法を適用する。

(iv)撮影範囲および機材配置

撮影範囲および機材配置を図 6.1-8 に、機材取付け状況を図 6.1-9 に示す。撮影機材の配置に あたっては、現有掘削施設に小規模改造(数時間で設置撤去完了をイメージ)を加える程度で撮 影を実現することによりキブル、地上軌条等施設の占有時間を最小化することを目指した。その 結果、機材配置はずりキブルに単管小架台を仮設し、これに撮影機材を設置することとした。



図 6.1-8 撮影範囲(画角)構成

JAEA-Technology 2014-019



図 6.1-9 単管架台と撮影機材取り付け状況

(v) 撮影位置特定(損傷位置特定)技術

継続して点検と維持管理を行うためには、ひび割れ等の損傷の経時変化を捉えることが重要で あり、そのためには特定の損傷位置が立坑内のどこに位置するかを知る技術が必要である。具体 的に要求される技術とは以下である。

- 再撮影時に前回損傷確認位置を再現する方法
- 撮影位置の深度、方向を特定する方法

これらの実現にはさまざまな方法があると考えられるが、キブルにカメラ搭載する今回方法を 基本に演繹するのであれば、キブルが回転しないことが基本になる。そのために具体化した方法 は**表 6.1-5** である。

また、本立坑ではキブルロープと立坑中心がオフセットしているので、地上部にてカメラ等設置した後に画角調整を行うことで、ピント、照度の向上を図った(図 6.1-10 参照)。

課題	具体的解決
再撮影時に前回損傷確認位	ロープ撚りによる回転のない、ライダー懸架区間に限定して撮影。
置を再現する方法	画角範囲に深度、方向目安を写し込み、各カメラ画像合成時に深度、
撮影位置の深度、方向を特	方位の特定。
定する方法	

表 6.1-5 撮影位置特定の方法



図 6.1-10 (写真) 地上部での画角調整状況

(vi)撮影機材等

画像撮影に使用した主な機材は既存の適用事例をもとに、表 6.1-6 および図 6.1-11 に示す機器とした。

品名			仕 様
撮影	デ ジ タルビ デ オカメラ ち	台	画素数 : 3 CCD 34万画素(有効画素) 寸法:93x112x193mm 重量:900g
	照明器 51	台	消費電力:1KW、0.5KW 寸法:290x213x195mm 定格電圧:100V 重量:2.3kg 照度については、現地において変状等の撮影に最適な照度 を照明数の加減で選択した。
	デジ外録画装置 21	台	記録方式:DV-CAM 寸法:221x44x250mm 記録時間:3時間(max) 重量:5.8kg
撮影車両	単管製架台		25kg 撮影速度:時速5km程度
使用電源	バッテリー		自動車用12Vバッテリー

表 6.1-6 機器仕様一覧



図 6.1-11 (写真)撮影機材 (カメラ、照明)

(vii) 調査フロー

調査手順としては、現地の事前調査を行った後、詳細計画を立案し、以下の図 6.1-12 に示す フローに従って処理を進める。



(viii) 調査の主な作業

(a) 機材取り付け

①単管製撮影架台上に専用架台を設置し、その架台にカメラ及び照明器を取り付ける。②撮影架台に録画装置、バッテリー等の機材を設置し、各機器間の配線を行う。

- (b) 視野角調整
 - ①当日撮影最初のトンネル入り口付近にて撮影範囲(視野角)及び焦点(ピント)の調整をカメラ1台毎について行う。

②照明器の方向を撮影断面に応じて調節する。

③カメラ、録画装置、照明器の動作確認を行う。

(c) 撮影

①撮影架台を撮影対象外まで移動する。

②撮影許可の連絡が入り次第、撮影を開始する。

- (d) 画像編集及び画像合成
 - ①ビデオカメラに記録された画像(動画)を静止画像に変換し、図 6.1-13 に示すように、立 坑円周方向に据え付けた各カメラの画像を立坑延長方向に合成する。また、カメラ毎の合成 も行い指定された立坑覆工面のスパン毎もしくは距離程毎の展開合成写真を作成する。



(4) 調査実施結果

(i) 調査データ

調査実施データは表 6.1-7の通りである。

撮影日	2012年11月17日(土)	
天候等	雨/曇り	建屋内 13.5℃、湿度 99%
撮影時刻	13:30~14:30	複数回昇降
キブルスピード	80m/min	標準部降下上昇速度

表 6.1-7 調査実施データ(現地)

(ii) 調査結果

画像読み取りの検証として、既存の変状展開図に相当する部分の画像を切り出し、対比した。 結果例を図 6.1-14 に示す。また、画像読み取りにより、10m ごとの覆工面状況および設備の 観察結果を表 6.1-8 に示す。なお、10m ごとの展開合成写真は巻末の付録-3 に示した。



図 6.1-14 調査実施例

撮影深度	覆工面状況	設備状況
展開合成写真 (1) 0~10m	【打設長】 坑口部は3.m、 深度4.m以深は1.0m 【覆工面】良好 【漏水】 深度4.m以深 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度4.m:線導水(幅0.2m)	【昇降設備】 深度1.0mに昇降設備 腐食度軽微 【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (2) 10~20m	【打設長】1.0m 【覆工面】良好 深度13m、幅0.5~1.0mmのひび割れ 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (3) 20~30m	【打設長】 深度20~27mは1.0m 深度27m以深は3.0m 【覆工面】良好 深度30.8m、37.6mに幅0.3~0.5mmのひび割れ 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (4) 30~40m	【打設長】1.0m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度33m:線導水(幅0.60m)	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (5) 40~50m	【打設長】 深度40~45mは1.0m 深度45.0m以深は2.5m 【覆工面】良好 深度45.1m、幅0.6mの欠け 深度49.6m、幅0.3~0.5mmのひび割れ 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (6) 50~60m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し

表 6.1-8 デジタル画像調査結果(1/7)

撮影深度	覆工面状況	設備状況
展開合成写真 (7) 60~70m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 深度62m 幅0.3~05mmのひび割れ 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度70m:線導水(幅1.0m)	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (8) 70~80m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 部分的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.15~0.25m 深度70.m:線導水(幅1.0m)	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (9) 80~90m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 深度84m 幅0.3~0.5mmのひび割れ 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.2~0.35m 深度87.0m:線導水(0.6m幅)	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (10) 90~100m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 深度93m 幅0.5~1.0mmのひび割れ 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【昇降設備】 深度92.5mに昇降設備 腐植度軽微
展開合成写真 (11) 100~110m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (12) 110~120m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し

表 6.1-8 デジタル画像調査結果(2/7)

撮影深度	覆工面状況	設備状況
展開合成写真 (13) 120~130m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 深度124m 幅0.3~0.5mmのひび割れ 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (14) 130~140m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (15) 140~150m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 遊漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度143.5m:線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (16) 150~160m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度156.5m: 部分的に線導水(幅0.4m) 深度159m:線導水(幅0.2m) 部分的に線導水(幅0.4m)	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (17) 160~170m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.15~0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (18) 170~180m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.15m	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (19) 180~190m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 部分的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.15~0.35m 深度185.5m:線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し 【電気設備】 深度188.5m、電線・蛍光灯

表	6.	1-8	デジタル画像調査結果	2 (3/7)
---	----	-----	------------	---------

撮影深度	覆工面状況	設備状況
展開合成写真 (20) 190~200m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 部分的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度193.4m:線導水(幅0.2m) 深度196.0m:線導水(幅0.2m) 深度198.5m:線導水(幅0.2m) 排水パイプ(¢0.1m)接続	【ガイドケーブル】腐食無し 【昇降設備】 深度190.5mに昇降設備 腐食度軽微
展開合成写真 (21) 200~210m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 局所的 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 排水パイプ(¢0.1m)接続	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (22) 210~220m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 排水パイプ(φ0.1m)接続	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (23) 220~230m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 深度222~224m 幅1.0mm以上のひび割れ 【漏水】 局所的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.15~0.35m 深度227.8m:線導水(幅0.2m) 排水パイプ(¢0.1m)接続	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (24) 230~240m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 局所的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し
展開合成写真 (25) 240~250m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し

表 6.1-8 デジタル画像調査結果(4/7)
撮影深度	覆工面状況	設備状況				
展開合成写真 (26) 250~260m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 局所的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.15~0.35m 深度255m:線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し				
展開合成写真 (27) 260~270m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】漏水無し 【施工目地】目地幅0.15m	【ガイドケーブル】腐食無し				
展開合成写真 (28) 270~280m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】漏水無し 【施工目地】目地幅0.15m	【ガイドケーブル】腐食無し				
展開合成写真 (29) 280~290m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 局所的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度284m:線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し 【昇降設備】 深度92.5mに昇降設備 腐食度軽微 【照明設備】 深度289m、電線・蛍光灯 腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (30) 290~300m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度291.5m : 線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (31) 300~310m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 局所的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (32) 310~320m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				

表 6.1-8 デジタル画像調査結果(5/7)

撮影深度	覆工面状況	設備状況				
展開合成写真 (33) 320~330m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度324.5m:線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (34) 330~340m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 局所的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m) 【電気設備】 深度336.5m 電線・蛍光灯				
展開合成写真 (35) 340~350m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 局所的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (36) 350~360m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.15~0.35m 深度359m:線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (37) 360~370m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.15~0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (38) 370~380m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.15~0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (39) 380~390m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 局所的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度380.5m:線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し 【昇降設備】 深度386mに昇降設備 腐食度軽微 【送水管】 サニーホース(¢0.15m) 【電気設備】 深度384m 電線・蛍光灯				

表 6.1-8 デジタル画像調査結果(6/7)

撮影深度	覆工面状況	設備状況				
展開合成写真 (40) 390~400m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度391.5m:線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (41) 400~410m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (42) 410~420m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (43) 420~430m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 局所的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度422m:線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (44) 430~440m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 局所的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し 【電気設備】 深度435m、電線・分電盤 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (45) 440~450m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m	【ガイドケーブル】腐食無し 【送水管】 サニーホース(¢0.15m)				
展開合成写真 (46) 450~460m	【打設長】2.5m 【覆工面】良好 深度454m 幅1.6mmの水平ひび割れ 【漏水】 全体的に 漏水(滲み出し)、遊離石灰 【施工目地】目地幅0.35m 深度459.5m:線導水(幅0.2m)	【ガイドケーブル】腐食無し 【昇降設備】 深度460mに昇降設備 腐食度軽微				

表 6.1-8 デジタル画像調査結果(7/7)

(a) 損傷部分の抽出

本立坑は円形断面であること、良好な施工環境が整っていることなどから水平坑に比べて全域 でひび割れは非常に少ない。観察されたひび割れのうち、顕著なものを以下**表 6.1-9**に示す。

今回の画像解析より検出したひび割れが、どの程度の精度であるか検証する目的で、事前に目 視によるひび割れ調査の結果と対比した。目視によるひび割れ調査において、撮影深度 222m~ 224m および 450m~460m のひび割れ幅は 1.0mm 程度および 1.6mm 程度であった。撮影深度 の同位置における写真(23) および写真(46)を観察するとひび割れが確認できる。よって、今 回の実験から、現行のシステムを用いても、1.0mm 程度以上のひび割れが検出可能であることを 実証した。



表 6.1-9 画像観察による顕著な損傷(ひび割れ)

(b) ひび割れ密度

ひび割れ密度は、トンネル覆エコンクリートの健全性を定量的に推し量る基本的な指標である。 単位面積あたりの有意な幅のひび割れ延長を計測し、これを集計して表する。ひび割れ密度の大 小がどのような影響を及ぼすかは、そのトンネルの断面形状、地質性状、使用環境などにより異 なるため、ひび割れ密度と維持管理計画について統一的な指標はないが、道路トンネル、鉄道ト ンネルなど比較的断面形状が各トンネルで似ており、使用環境や第三者影響も類似しているもの については、管理すべき指標が提示されている場合がある。また、ひび割れ密度は、トンネルの 健全性低下の目安としても用いられる。すなわち、ひび割れ密度が定期点検のたびに数値上昇す る場合には、何らかの要因によりトンネル覆エコンクリートの健全性が低下していることを推測 させるものとなる。本トンネルの展開合成写真スパンごとのひび割れ密度は図 6.1-15 の通りで ある。



図 6.1-15 本立坑覆エコンクリートのひび割れ密度

(iii)まとめと今後の課題

今回実施の画像撮影とその解析により、一般的なトンネルの点検方法が適用できない本立坑に おける覆エコンクリートの定期点検手法が開発された。本手法の有意な点は以下である。

- 通常の立坑掘削設備を使用して壁面撮影を行うのは初の試みであったが、所要時間、画角精度、 画像品質ともに良好な成果が得られた。これにより施工中の立坑施設を使用し、半日程度の作 業休止を利用して壁面点検を行うことが可能となった。
- ② 作業中の立坑内環境(高湿度、地上との温度差)においても良好な画像が得られることが明らかとなった。また、撮影移動速度として、キブルの標準的な中速度(80m/分)で精度良い画像が得られることが判った。
- ③ 画像データおよびその CAD 図面化により、情報の保存と前回点検時との対比が可能となった。

一方、課題としては以下が整理された。

- 立坑では、湧水・漏水が壁面を伝わっていくので、水平坑に比べて壁面のひび割れが画像から 読み取りにくいことが判明した。
- ② キブル活用しての画像取得であるため、画像から壁面の相対的位置を割り出すためにはキブル 回転しない範囲での適用に限られ、スカフォード下の点検には現段階では限度があることが判 明した。
- ③ 今回の撮影はズリキブルを使用して行った。本格的に運用する際は、専用のキブルを製造し、 ビデオおよび撮影機材等の設置を円滑に行う必要がある。

現行のシステムでは、画像処理およびひび割れの検出をマンパワーによって行われている。実 運用の際は、画像処理およびひび割れの検出を自動的に行えるシステムの開発が重要であると考 える。

7. 研究のまとめ

7.1 研究坑道の設計・施工計画技術の開発

7.1.1 主立坑

(1) 施工・計測データに基づく設計の妥当性の評価

主立坑においては第1段階で想定していなかった断層の出現により、変質部が立坑内部に確認 されている。そのため、施工にあたっては事前設計による施工方法を採用することが不可能とな っており、パイロットボーリング調査結果を基本として施工時に取得している地質観察や各種計 測結果の分析に基づいた新たな岩石分類の実施により、施工方法を検討する手法が用いられてい る。なお、掘削工事は平成23年度に深度500mに達しているが、断層は500m以深も続くこと が予想される。よって、上述した施工計画・施工方法を今後も継続する必要がある。

そのため、現状の計測結果を分析し、今後の立坑の掘削に対する設計施工技術に資する検討を 行うことが求められている。また、掘削が中間深度である 500mに達したため、第2 段階である 本取得データを第1段階(地上からの調査)に還元することも求められている。それらを踏まえ、 本年度の検討では以下の点に着目したデータ分析を行い、主立坑の支保工に関する力学的安定性 について評価を行った。

◆ 計測データの整理(3.1.1項)

- ✓ 花崗岩部で取得した計測結果(A、B、C 計測)の確からしさを精査し、有用なデータを 用いて総合的に取りまとめた。
- ✓ パイロットボーリング調査との立坑内地質状況の相関性・整合性について取りまとめた。
- ◆ 岩盤、覆工の変位挙動の把握(3.1.2項)
- ✓ 上記に整理したデータを基に覆工・支保工に発生している変位挙動を分析し、発生応力の 原因等を検討した。
- ✓ 計測データの整理で実施した地質状況と変位挙動についての関係を確認した。
- ◆ 力学モデルへの提言(3.1.3 項)
- ✓ 主立坑に作用している荷重の分析結果を基に、設計に用いる解析モデルの簡易的なモデル 化を設定し、解析手法等についての提言を行った。

7.1.2 換気立坑

(1) 施工・計測データに基づく設計の妥当性の評価

換気立坑(深度 200~500m)で施工中に実施している各種計測結果と、地上からの調査研究段 階で実施した設計(実施設計、調整設計)において設定した岩盤モデルや数値解析結果との比較 を行い、設計の妥当性を検証した。その結果、以下のことが判明した。

- ・換気立坑掘削時に坑壁に出現した岩盤は、400m以浅と同様に風化変質の少ない良好な岩盤(概ね B~CH級と判定)であり、事前設計において想定した通りの岩盤等級(電研式岩盤分類で B~CM級)と岩石強度であった。但し、掘削ズリよりコア採取して測定した岩石コアの弾性 波速度は事前設計に比べるとやや低めの値であった。
- ・ なお、深度 460m 以深では坑壁観察から B 級の岩盤と判断されており、シュミットハンマー試験値が増加しているのにもかかわらず、掘削ズリによる一軸圧縮強さ、引張強度、弾性波速度

が減少した。この理由として、岩盤が非常に硬質になったため火薬使用量を増加する必要があ り、掘削ズリが損傷した可能性が考えられる。したがって、岩盤ズリによる物理試験の結果の 取扱いについては注意が必要である。

- ・割れ目に関しては、深度350m以深においては高角度割れ目(NE方向)が発達しており、400m 以深においても同様な傾向であった。また、深度300~400m区間と異なり、深度420~460m 区間には開口割れ目が存在しており、この開口割れ目が湧水の原因になったものと推定される。 一方、深度460~500mでは開口割れ目の本数は減少している。さらに、深度420~460m区 間においては、傾斜角にかかわらず割れ目が開口しているが、深度420m以浅では傾斜角<30 の低角割れ目以外の割れ目はほとんど開口していない。一方、深度460~500mには開口割れ 目はほとんど存在していない。
- ・ 岩盤分類の適用性に関しては、従来通り電研式岩盤分類の評価項目を瑞浪サイト用に岩石強度 と割れ目の間隔に変更することで、換気立坑で出現している土岐花崗岩をある程度適切に分類 可能となった。RMR 法については、良好な硬質岩盤を岩石強度や割れ目の状態に応じて差別 化するという点で優れていた。一方、新JH は良好な硬質岩盤を差別化するという観点からは 適していないことが判明した。
- ・ 掘削時の岩盤や覆工コンクリートの変位挙動に関しては、深度 450m において覆工コンクリート応力を 24 カ所(=8 方向×3 段)で測定した結果、下段において掘削に伴う増分応力が計測 された。

(2) 地震観測結果の分析および耐震設計の妥当性検討

2011年11月14日の岐阜県美濃東部の地震と、2012年5月5日の愛知県西部の地震を対象に、 換気立坑で計測された地震観測記録を用いて地盤の振動特性を評価し、事前に実施した耐震設計 の妥当性を検討した。

まず、地震観測記録をフーリエ解析等により分析し、地盤の振動性状を把握した。地表面を除 く深い位置での観測記録を用いた分析では、N-S方向と E-W 方向では、波動伝播特性はほぼ一致 しており、方向によらないことが確認できた。一方、地表面では、E-W 方向と N-S 方向で異なる 波動伝播特性を示す結果が得られた。この原因の一つとして、地表面に設置した地震計の設置状 況が考えられた。地表面の地震計は、地上構造物の基礎の上に設置されていることから、地表面 の地震観測記録はこの構造物の固有振動の影響を受けている可能性が考えられた。

次に、事前に実施した耐震設計の条件に基づいて波動伝播解析を実施して、地震観測記録を用 いた分析と比較して、事前に実施した耐震設計の妥当性を検討した。解析で得られた伝達関数と 観測記録から評価したスペクトル比を比較したところ、ピークの現れる周波数は概ね一致してお り、両者の波動伝播特性は概ね対応することを確認した。このことから、事前に実施した耐震設 計において設定した条件は、ほぼ妥当なものであったと考えられる。

地表部の地震計の設置状況について、地震計は地上構造物(櫓)の基礎に設置されていること から、観測記録は構造物の振動特性の影響を受けている可能性が考えられた。そこで、櫓の常時 微動を測定して櫓の固有振動数を把握した。その結果、地表部の地震計は櫓の固有振動の影響を 受けている可能性が高いことを確認した。今後も地震観測を継続して有意な観測記録を得るため には、地表面の地震計を櫓の影響の少ない場所に移設することが望ましいと考えられる。

7.2 研究坑道の建設技術の開発

7.2.1 主立坑

(1) 立坑掘削工法の適応性に関する検討

本検討では、主に施工性の観点から「有効性の確認」として従来から実施しているサイクルタ イムの分析を過年度に引き続き行った。特に本年度は、中間深度程度である 500m までのデータ の取りまとめを行ったため、地質の相違、深度依存などの観点から比較を行い、総括的な評価を 実施した。また、中間深度に達したため、現在実施している工法(ショートステップ工法)を見 直し、新たな施工方法の適用の提案を行った。(4.1 節)

(2) 品質管理・保証の観点から見た取得情報の品質管理技術の検討

瑞浪超深地層研究所地下施設の建設における品質保証の対象は、施工中や操業中に得られる地 質環境や工学的な情報、データの品質、建設や操業などの構築物に対する出来形や作業に対する 品質、建設や操業に必要とされる施設、設備の品質などが上げられ、「品質管理・保証の観点から 見た取得情報の品質管理技術の検討」は重要と考えられる。しかしながら、取得情報(主立坑で 実施されている計測データ)については現在のところ、一貫した様式で整理が行われていない。 そのため、データの追跡性において問題があると思われる。本年度の検討ではそれらを具体的に 実施する場合の情報共有システムを用いた管理手法の整備方法を提案した。(4.3 節)

7.2.2 換気立坑

(1) 立坑掘削工法の適応性に関する検討

(a) サイクルタイム分析のまとめ

GL-200~-500mの掘削時の実作業サイクルタイムを集計し、設計サイクルタイムとの比較や深 度別、岩種別で整理した。

また、設計サイクルタイムの算出方法を整理し、実際の施工方法・施工数量を基に設計サイク ルタイムの算出方法の妥当性検討を行った。

さらに、ポンプ座を施工したサイクルについてもサイクルタイム・施工数量について整理し、 一般部と同様にポンプ座のサイクルタイムの算出方法について妥当性検討を行った。

以上の検討により以下のことが得られた。

- ・ 全体の実作業タイムの1サイクルの平均サイクルタイムは3,608分であり(ポンプ座を施工したサイクルや連接部のサイクルタイムは除いた平均値)、設計サイクルタイム(CH級:1,819分、B級:1,857分)の約2倍となっている。これは、設計時と比較して施工数量が増加したこと、施工方法を変更したことが主な要因であると考えられる。
- ・GL-200~-400mでは、サイクルタイムは若干ではあるが短縮する傾向が見られたが、GL-400m 以深で増加した。これは、GL-400m 程度から深さによるサイクルタイムへの影響が現れてい ると考えられる。
- ・また、GL-460m 以深は岩盤種別が CH 級から B 級に変わっており岩種による影響も現れていると考えられる。
- ・ 設計時のサイクルタイムの算出方法を検証した結果、実際の施工量を用いて求めた設計サイク ルタイムは施工サイクルタイムと整合性が得られた。すなわち、適切な施工量および、施工方

法を考慮することによって設計サイクルタイムの算出方法の妥当性を示すことができたと考 えられる。

一方で、ポンプ座施工のサイクルタイムの算出方法は、妥当性が得られなかった。ポンプ座は、
 一般部と比べて掘削量等の施工量は少ないものの、その形状や手間を考慮し、ポンプ座を含む
 サイクルのサイクルタイムは、一般部より約80%多い施工時間を考慮すべきと考える。

(b) 換気立坑掘削工法の妥当性検討のまとめ

換気立坑の施工方法であるショートステップ工法の当初設計時の選定の経緯について整理し、 現在の施工状況に照らし合わせてショートステップ工法の有効性を確認した。

ショートステップ工法は、空洞安定性、安全性、施工性に優れた工法であり、また、一般部の 施工サイクルタイムは現在 3,500~3,900 分程度に収束しており、安定した施工サイクルが得られ ていることからも、大深度立坑掘削に適した掘削工法であると考えられる。

(c) 換気立坑の施工に関する今後の課題と展望

換気立坑の仕上がり内径は 4.5m と主立坑(内径 6.5m)と比較すると小口径である。換気立坑 を深度 500m まで掘削した結果、これまでの施工実績から以下のような課題が挙げられる。

- ・ 立坑底における作業スペースが不足しており、シャフトジャンボの穿孔角度による発破効率性の低下、シャフトマッカーによる坑底端部ズリの搬出し難さによる作業効率の低下
- ・機器の搬出入の不便性(スカフォードの ø 1.8m のベルマウスを通過した搬出入)

上記の課題は、サイクルタイムへ影響を与えている点と考えられる。作業性を考慮すると、立 坑の内径は5.0m以上あることが望ましいが、掘削径を大きくすることは、ズリ搬出量も増大し、 1 サイクルの施工に最も時間を要しているズリ搬出時間の延伸につながる可能性もあるため、サ イクルタイムとの整合性を考慮して最適径を選定することが望まれる。

(2) 品質管理・保証の観点から見た取得情報の品質管理技術の検討

地質観察結果に基づく地質分布を考慮したモデルを用いて平面2次元 FEM 掘削解析を実施し、 立坑一般部の力学挙動を確認した。また、B 計測のデータとの比較を行い、その力学挙動と合わ せて計測管理手法の検証を行った。

地中変位については、地質分布を考慮した解析モデルを用いることにより岩盤等級ごとの挙動 傾向は概ね捉えることができたが、発破損傷領域を一定とし、かつ、岩盤を等方弾性体として取 り扱う解析では壁面近傍における計測値の挙動再現には至らなかった。

覆エコンクリート内部に発生する応力については、計測では引張応力の発生が確認されている が、解析では立坑周方向に圧縮応力が卓越することを改めて確認した。

今後の施工管理のための B 計測方法を提案した。まず、地中変位計の設置長さを 3m から延長 し、固定点位置を壁面深度 6m にすることが望ましい。設置本数は直交 4 方向または直交 8 方向 とする。また、覆エコンクリートの有効応力計は 1 スパン中に上段、中段および下段部の三段と して全周 8 ヶ所に地中変位計と対応させて設置することにより、立坑壁面近傍の三次元的な挙動 を捉え、岩盤の異方性や発破損傷領域の評価を行う。さらに、有効応力計の温度影響誤差を把握 するために、温度計を全周 1 ヶ所に設置する。

7.3 研究坑道の施工対策技術の開発

7.3.1 深部地質環境を対象とした湧水抑制対策技術の検討

結晶質岩を対象としたポストグラウチング手法について、既存情報の収集・整理にあたり国内 外の41件の文献を調査し、グラウト設計、グラウト施工、グラウト評価の項目に着目して整理し た。また、SKBのKBS-3Hに基づくポストグラウチングおよび施工試験、CTHにおけるグラウ ト研究、POSIVAの原位置試験については(地層処分に関するポストグラウチングの研究や最新 のグラウチング理論の研究に加え、大深度における施工試験や実績が紹介されていたため、)重点 を置いて詳細な調査結果を示した。

調査の結果、国内外のポストグラウチングを比較して以下が判明した。

- ・ 基本事項:国内外ともに湧水量の低減が目的であるが、国内は施工前の湧水量が多いのに対し、 海外は許容湧水量が厳しいため少ない。
- ・ 設計手法:海外では、CTH を中心に岩盤亀裂に応じた設計、グラウト材の流出を考慮した設 計検討がなされている。
- ・ グラウト材料:ともに OPC に加えて、日本では LW、海外ではポリウレタンや溶液型グラウト材が併用されている。
- ・ 注入圧力:日本は最大 2MPa と小さいが、海外は湧水圧プラス 1~2MPa が主流である(ただし、これでもプレグラウチングに比べると小さい)。
- ・ 孔配置:日本は注入率・注入範囲に基づき設計。海外はグラウト浸透距離に基づく孔間隔を設計。また、プレグラウチングで補足できない岩盤亀裂に交差するよう配置。
- ・ 注入完了基準:日本では規定圧・規定量の到達に対し、海外では浸透距離に達する時間でも設 定される。
- ・ 注入装置:日本は一般的な注入装置を用い、動的注入も検討。海外は高圧耐用のグラウト注入 装置が用いられている。また、メガパッカーの開発・試験施工も実施されている。
- ・ 注入結果:日本は限定された連続的な施工範囲で効果を確認。海外ではメガパッカーは良好な 止水結果であったが、改良に失敗する孔や区間が稀に発生している。
- ・ 評価手法:施工後の湧水量による評価が中心である。
- ・課題:日本は高深度での改良実績が少ない。また、限定された施工範囲でのみ効果が確認できる場合はあるが、連続的なポストグラウチングの実績がない。海外では、高深度で影響が大きい動水勾配によりグラウト材の流出が懸念されている。

次に、瑞浪超深地層研究所内において施工試験を行うための基礎的検討として、国内外の調査 結果をもとに文献調査の着目点に従い、プレグラウチングおよびポストグラウチング双方の既往 のグラウト注入理論を整理するとともに、ポストグラウチング試験の施工実績を再整理した。主 なポストグラウチング試験の施工実績として、瑞浪超深地層研究所の深度 300m で実施された溶 液型グラウトの試験施工と Äspö 硬岩研究所の TASS トンネルで実施された施工試験を中心に目 的、内容、結果、課題を整理した。その結果、ポストグラウチングは技術的課題が多く残るため、 微小亀裂を効率良く改良して湧水を抑制するには、TASS トンネルのような地質評価に基づいた プレグラウチングを行い、プレグラウチングから溶液型グラウトの使用も検討し、十分なプレグ ラウチングを実施したうえでポストグラウチングと併用するのが望ましいとした。 以上の文献調査結果、注入理論、実績(試験施工)の整理結果および、瑞浪超深地層研究所内 で今後必要と考えられる基本的な湧水対策の考え方(浅部より湧水量の抑制が必要なため、微小 な亀裂まで改良が必要あり)から、TASSトンネルをベースとし、掘削を伴うセメントグラウト と溶液型グラウトを併用した施工試験を行い、そのグラウチング手法の適用性を検証する、「高止 水研究坑道の構築試験案(案)」を提案した。

最後に、高止水研究坑道の構築試験案(案)の概要を示した。深度 500m で他の試験に影響が ない場所を選定し、TASS トンネルと同等の許容湧水量基準「1L/分/60m」を目標とし、セメント グラウトは高濃度配合・高圧注入、溶液型グラウトは CTH の浸透距離に基づく設計を行い、約 100m の高止水な研究坑道を構築する計画である。本試験によりこのグラウチング手法の適用性 を検証するものである。

7.4 研究坑道の安全を確保する技術の開発

7.4.1 坑道の長期維持・補修に関する調査計画の検討

研究坑道掘削工事にあたり、施工時の安全管理および施工後の長期的な安定確保を目標とした 坑道の長期維持・補修に関する技術を確認・評価する手法の提案・開発が求められている。

本年度は、トンネルなどの健全性の評価の実績のある「デジタルビデオカメラによる撮影と画 像処理技術」を主立坑で試み、実際の施工管理・維持管理への適用性を確認し、現在の仕様を立 坑内で展開した場合の問題点の抽出を行った。(6章)

参考文献

- 國丸貴紀,見掛信一郎,西尾和久,鶴田忠彦,松岡稔幸,石橋正祐紀,窪島光志,竹内竜史,水野崇,佐藤稔紀,真田祐幸,丹野剛男,引間亮一,湯口貴史,笹尾英嗣,尾方伸久,濱克宏,小出馨,池田幸喜,山本勝,島田顕臣,松井裕哉,伊藤洋昭,杉原弘造:超深地層研究所計画 年度計画書(2012年度), JAEA-Review 2012-028 (2012).
- 2) 中山雅, 澤田純之: 幌延深地層研究計画 平成 24 年度調査研究計画, JAEA-Review 2012-023 (2012).
- 3) 井尻裕二,納多勝,延藤遵,松井裕哉,見掛信一郎,橋詰茂:瑞浪超深地層研究所における 工学技術関する検討(平成21年度、平成22年度),JAEA-Technology 2013-047 (2014).
- 4) 日本建設情報総合センター:ボーリング柱状図作成要領(案) 解説書(1999).
- 5) 土質工学会:岩の工学的性質と設計・施工への応用, pp.335-352 (1974).
- 6) Bieniawski, Z. T. : Engineering rock mass classifications, New York, Wiley (1989).
- 7) 赤木渉, 佐野理, 進士正人, 西琢郎, 中川浩二:山岳トンネル施工支援のための切羽評価法 の適用性に関する研究, 土木学会論文集, No.686/VI-52, pp.121-134 (2001).
- 8) 地盤工学会:新規制定地盤工学会基準・同解説 岩盤の工学的分類方法, JGS3811-2004 (2004).
- 9) 地盤工学会編:岩の調査と試験,第33章シュミットハンマー試験, pp.299-305 (1989).
- 10) 田中莊一:物理量と一軸圧縮強さ,岩盤分類基準化検討準備ワーキンググループ編,岩盤分 類基準化検討報告書,地盤工学会, pp.45-59 (2002).
- 11) 延藤遵,松井裕哉,見掛信一郎,草野隆司,黒田英高:土岐花崗岩を対象とした RMR 法の適 用性と岩盤物性の推定方法に関する検討,岩の力学国内シンポジウム講演論文集(2008).
- 12) Nicholson, G. A. and Bieniawski, Z. T. : A nonlinear deformation modulus based on rock mass classification. Int. J. Mining Science and Geological Engineering Abstract, 8, pp.181-202 (1990).
- 13) Bieniawski, T. : Determining rock mass deformability-Experience from histories, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, Vol.15, pp.237-247 (1978).
- 14) Serafim L., Pereira P. : Considerations of the geomechanics classification of Bieniawski. Proceedings of the International Symposium Eng. Geology and Underground Construction. LNEC, Lisbon, pp.1.II-33-II-42 (1983).
- 15) 核燃料サイクル開発機構:超深地層研究所研究坑道実施設計 (2002).
- 16) 核燃料サイクル開発機構:超大深度における研究坑道の施工に関する検討, JNC TJ7400 2002-001 (2002).
- 17) 坂巻昌工,佐藤稔紀,見掛信一郎,今津雅紀:「国内における立坑・斜坑のデータベース化と 瑞浪超深地層研究所の立坑内径」,土木学会第58回年次学術講演会(2003).
- 18) 梅木博之,大澤英昭,内藤守正,中野勝士,牧野仁史:地層処分技術に関する知識管理シス テムの基本概念, JAEA-Research 2006-078 (2006).
- 19) Posiva Oy : Safety Case Plan 2008, POSIVA report 2008-05 (2008).
- 20) SKB : Long-term safety for KBS-3repositories at Forsmark and Laxemar a first evaluation, Main Report of the SR-CAN project, SKB TR-06-09 (2006).
- 21) SKB : Äspö Hard Rock Laboratory Annual Report 1997, SKB TR-98-19 (1998).
- 22) SKB : Geoscientific programme for investigation and evaluation of sites for the deep repository, SKB TR-00-20 (2000).
- 23) 産業技術総合研究所地質調査総合センター:概要調査の調査・評価項目に関する技術資料-長期変動と地質環境の科学的知見と調査の進め方-,地質調査総合センター研究資料集, no. 459 (2007).
- 24) NRC : Branch Technical Position on the Use of Expert Elicitation in the High-Level Radioactive Waste Program NUREG-1563 (1996).
- 25) 杉原弘造, 亀村勝美, 二宮康郎: 堆積軟岩での発破による掘削影響の現場計測に基づく検討, 土木学会論文集, No.589, Ⅲ-42, pp.239-251 (1998).

- 26) 土木学会:コンクリート標準示方書,設計編:標準, p.341 (2007).
- 27) 井尻裕二,納多勝,笹倉剛,延藤遵,松井裕哉,見掛信一郎,橋詰茂:瑞浪超深地層研究所 における工学技術に関する検討(平成 20 年度)(委託研究), JAEA-Technology 2012-018 (2012).
- 28) 日本原子力研究開発機構:平成 21 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 (2010).
- 29)日本原子力研究開発機構: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,地下坑道施工技術高度化開発報告書(2008).
- 30) 日本原子力研究開発機構:平成23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(2012).
- 31) Autio J., Anttila P., Börgesson L., Eriksson M., Berghäll J : KBS-3H Design Description 2007, SKB R-08-44 (2007).
- 32) Lanyon G. W., Marschall P. : Discrete fracture network modelling of a KBS–3H repository at Olkiluoto, SKB R-08-26 (2008).
- 33) Börgesson L., Sandén T., Fälth B., Åkesson M., Lindgren E. : Studies of buffers behaviour in KBS-3H concept Work during 2002-2004, SKB R-05-50 (2005).
- 34) Eriksson M., Lindström L. : KBS-3H post-grouting, Mega-packer test at-220 m level at Äspö HRL, SKB R-08-42 (2008).
- 35) Funehag J. : Grouting of Fractured Rock with Silica Sol. Grouting Design Based on Penetration Length. Doctor thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden (2007).
- 36) Fransson Å. : Grouting design based on characterization of the fractured rock Presentation and demonstration of a methodology, SKB R-08-127 (2008).
- 37) Gustafson G. and Stille H. : Prediction of groutability from grout properties and hydro geological data, Tunnelling and Underground Space Technology 11(3), pp.325-332 (1996).
- 38) Axelsson M. : Prevention of Erosion of Fresh Grout in Hard Rock. Doctor thesis, Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden (2009).
- 39) Funehag J. and Gustafson G. : Grouting with silica sol in the Törnskog Tunnel -Grouting design for silica sol in full production, Departement of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology, Göteborg, Sweden (2005).
- 40) 福岡奈緒美,新貝文昭,三浦律彦,延藤遵,山田勉,内藤守正:地層処分を対象としたグラウト材料の開発, JAEA-Data/Code 2010-005 (2010).
- 41) Fransson Å. and Gustafson G. : Efterinjektering: Inläckageprognos och design förslag till analys, SveBeFo Rapport 75, Stockholm, Sweden (2006).
- 42) Funehag J. : Injekteringen av TASS-tunneln Delresultat t o m september 2008, SKB R-08-123 (2008).
- 43) Funehag J. : Injekteringen av TASS-tunneln Design, genomförande och resultat från förinjekteringen, SKB R-10-39, (2011).
- 44) Funehag J. : Efterinjektering av TASS-tunneln, SKB R-11-09, (2014).
- 45) Funehag J., Janson T., Grangberg N. : New Frontier in Post-Grouting of Tunnels in Hard Rock, 4th International Conference of Grouting and Deep Mixing, New Orleans, USA (2012).
- 46) Sievänen U. : R20 Programme: Development of Rock Grouting Design, Techniques and Procedures for ONKALO, POSIVA working Report 2008-45 (2009).
- 47) 大貫富夫,北川修三:地上 360m からの薬液注入工事 -上越新幹線中山トンネル高山工区,トンネルと地下, Vol.13, No.2, pp.25-31 (1982).
- 48) 井戸川妙, 定塚正行:海水面下を掘削する-真鶴トンネルの止水工法, トンネルと地下, Vol.5, No.10, pp.24-28 (1974).
- 49) 高山明:水とたたかう六甲トンネル、トンネルと地下、第1巻3号、pp.13-21 (1974).

- 50) 原田種雄: 20kgf/cm²の水圧に挑む 南予用水吉田導水路トンネル,トンネルと地下,188号, Vol.17, No.4, pp.57-63 (1986).
- 51) 原雅人, 久慈雅栄, 南出賢司, 見掛信一郎, 佐藤稔紀, 池田幸喜: 瑞浪超深地層研究所にお ける研究と建設の現状と課題(その4) 瑞浪超深地層研究所における湧水抑制対策としてのプ レグラウチング施工, 土木学会第62回年次学術講演会, pp.295-296 (2007).
- 52) 高田徹, 寺戸康隆, 平治, 大橋昭: 高濃度グラウトの微小亀裂への動的注入試験, 岩盤力学 に関するシンポジウム講演論文集, 第28回, pp.348-352 (1997).
- 53) 延藤遵, 辻正邦, 草野隆司, 見掛信一郎, 神谷晃, 石井洋司:瑞浪超深地層研究所深度 300m における耐久性に優れた溶液型グラウトの試験施工, 岩盤力学に関するシンポジウム講演集, pp.179-184 (2011).
- 54) Anders B. : Lessons to be learned from Romeriksporten, Tunnels and Tunnelling Internatinal, pp.36-38 (2005).
- 55) Deere D. and Lombardi G. : Grout Slurries Thick or Thin?, Issues in Dam Grouting, ASCE, pp.156-164 (1985).
- 56) 直塚一博,野村貢:大深度立坑におけるデジタルビデオカメラを用いた新しい覆工健全度調査,土木学会トンネル工学報告集第20巻, pp.367-372 (2010).

This is a blank page.

付録-1:海外事例の紹介(セドルン立坑-ゴッタードベーストンネル)

参考文献:「Sedrun access and ventilation shaft for the new Saint Gotthard railway base tunnel, M. Rehbock-Sander, R. Meier, in "AITES - ITA 2000 - World Tunnel Congress - Tunnels under Pressure", Vol. 24, pp. 615 - 620, Year 2000」

施工概要・背景

セドルン立坑はスイスの世界最長の鉄道トンネルであるゴッタードベーストンネルの中間立坑 で、南アフリカやヨーロッパの鉱山、土木の最新技術を適用して急速施工を行った事例である。 この立坑はゴッタードベーストンネル(全長 57km)の中間アクセス基地として計画された。立 坑の主要な用途は、本坑(水平坑)掘削作業用、換気、完成後のアクセスなどである。セドルン 立坑基地は坑外設備と水平アクセストンネル、800mの深さの立坑からなっている。立坑底からは 北に 2km 南に 4km のトンネル(各 2 本)を掘削する。立坑の規模は深さ 800m、仕上り内径 ¢ 7.9mである。地下の立坑発進部までのアクセス坑道は 1996 年 4 月 15 日に掘削開始、1998 年秋 に完成し、主立坑は 2000 年 2 月 22 日掘削完了した。主立坑の一般部は 13 か月で掘削完了して いる。



図1 ゴッタードベーストンネルの位置

図2 セドルン立坑の模式図

立坑規模の決定(立坑掘削完了後の本坑施工のための設備)

立坑から発進する4本の水平トンネルの最大施工速度の確保を前提とし、確率的な考えから設 定された立坑の必要機能は以下のようである。

・ずり出し能力 6000ton/日

・1日50台の台車を昇降させる

・そのほかの運搬、作業員入出坑、保守管理に5時間/日を配分

立坑径を最も小さく出来る設備として、大型ケージ1台と人用安全ケージの組み合わせによる 基本計画とした。そして、これを満たす立坑規模、設備などの緒元は以下のように決定された。

- ・立坑深度 800m
- ・立坑径 φ 7.9m
- ・主巻上げ設備

2 段デッキケージ 11m³ ずり鋼車を積める(2台) 寸法 2600mm×5840mm
有効荷重 50.8t ケーペ式巻揚げ機 4200KW
最大速度 16m/sec 人搭乗の場合 12m/sec
・人ケージ 18 人乗り

立坑施工法の特徴(全断面掘り下がり工法)

①セミロングステップ方式を採用

切羽作業と覆工を併行施工 一次支保は NATM、20m 遅れで二次覆工を併行施工

②全長にわたり止水グラウト(カバーグラウト)を実施

大幅に湧水を抑制(1.8m³/min→0.03m³/min) ③高いずり処理能力

積込み機:1.3m³グラブ

キブル: 6m³独立2系列(キブル3基以上使用)

高速運転(660m/min)

④連続施工体制(3交代、7日/週の作業体制)

⑤国際水準の技術、作業員の投入

南アフリカの立坑義実と立坑施工専業者を投入



図3 (写真)サボテングラブ (cactus grab)



図4 セミロングステップ工法とショートステップ工法の比較

		瑞浪主立坑	セドルン I 立坑 (ゴッタードベースT)	安房トンネル換気立坑			
		(研究用)	(鉄道トンネルアクセス、換気)	(道路トンネル換気立坑)			
	内径	φ 6.5m	φ 7.9m	φ 8.1m(化粧巻前)			
立坑規模	深さ	500m(計画1,000m)	800m	460m			
	地質	風化花崗岩	良好な花崗岩	堆積岩(砂岩、チャート、頁岩など)			
	基本工法	ショートステップ(2ステップ) 掘削ステップ1.3mx2=2.6m	セミロングステップ 掘削ステップ3.0m	ショートステップ 掘削ステップ1.5m(標準部)			
施工方法	一次支保	鋼製リング+矢板	NATM	標準部は無支保(他は鋼製リング)			
	覆工	L=2.6m コンクリートキブル(2.5m3)2台使用	L=6.0m(切羽より20m遅れで切羽作業 と併行施工) φ 150mm配管による投入	L=1.5m(t=300) コンクリートキブル(2.0m3)2台使用			
	補助工法	ウレタン系注入(崩壊対策) 止水注入	カバーグラウト(全長)超微粒子セメント 注入 @36m(48m穿孔-ジャンボ)	先行の水抜きボーリング実施 φ 150mmストレーナ管を全長に設置 最終湧水量220L/分			
	穿孔	2Bシャフトジャンボ(油圧190kg級)	6Bシャフトジャンボ(空圧)	4Bシャフトジャンボ(油圧)			
	発破	非電気雷管	非電気雷管	電気雷管			
立情設備	ずり積込み	シャフトマッカー0.4m3	グラブ1.3m3(CAKTUS GRAB)	電動ショベル0.35m3			
<u> </u>	キブル	6m3 高速(300m/min)	6m3-2系列、最少3基使い、高速運転 (660m/min)	4m3キブル			
	スカフォード	3段	5段				
	施工体制	2971	3シフト4パーティー7日作業/週	2シフト			
施工実績	進行	1.0m/日(実働)	2.5m/日(実働)、1.8m/日(暦日)	1.65m/日(実働)、1.25m/日(暦日) Cパターン標準部での実績			
	サイクル タイム	穿孔:8hr/2.6m	穿孔:3.5hr/3m				
			装薬発破:0.5hr				
		ずり出し:20hr/2.6m	ずり出し:6hr/3m				
		支保工:2hr/2.6m	支保工:5hr/3m NATM				
			坑底清掃:2.5hr				
		覆工:10hr/2.6m	覆工:22hr				
			全393日				
	作業日数		掘削281日+グラウト49日+				
			ポンプ座24日+公的休暇39日				

表1 セドルン立坑、安房トンネル換気立坑との比較

カバーグラウト(立坑湧水抑制注入・・・円錐状の先行止水グラウト)

当初、湧水は 30L/sec (1.8t/min) が見込まれ、このため 90mピッチにポンプ座が計画された。 しかしながら、湧水抑制がトータルの工程短縮とコスト縮減になるとの判断から、立坑全長にわ たりカバーグラウトを実施した。36mごとに止水グラウトを実施。L=48mのボアホールを 10度 の角度で穿孔(シャフトジャンボを使用)直径 17mのシール範囲を形成、120バールの圧力を加 える。この結果、780m深度で湧水は 0.5L/sec 以下に抑制(30L/min)でき、排水ポンプを 10 台 から 2 台に減らすことができた。13 ヶ月の工事期間のうち 20 回のカバードリルステージの施 工に 49 作業日要した。一般的には以下のような施工となる。注入材はレオセム 650 が主体。(日 本の超微粒子セメントの粒径は Rheocem800~900 に近い)

- Rheocem 650 Blaine value of $> 625 \text{ m}^2/\text{kg}$, dmax 95% 18 μ m
- Rheocem 800 Blaine value of $> 800 \text{ m}^2/\text{kg}$, dmax 95% 12 μ m
- Rheocem 900 Blaine value of $> 900 \text{ m}^2/\text{kg}$, dmax 95% 8 μ m

添加剤として Rheobuild2000PF を 1.5~2.0%(重量)を使用
 注入圧力は水圧+60~80bar まで注入
 それ以下の場合も1孔あたり 2000kg まで注入する。



図5 グラウト孔配置

セドルンの事例の国内立坑施工への適用性について

本格稼働時にはこのクラスの立坑規模(内径 8m)は必要と思われる。立坑の全長にわたりカ バーグラウト(超微粒子セメントグラウト)を実施して、湧水抑制を図っている。結果として大 幅な工期短縮が可能となり、工事費縮減に大きなメリットがあったとしている。排水による周辺 環境の観点からも今後検討すべき項目である。ただし、立坑周辺地山への化学的な影響について は吟味の必要がある。セミロングステップは安全上、地質の安定性、立坑規模の観点から適用の 条件は限られる。この規模の立坑(内径 8m、深度 800m)に対しては、高能力のズリ出しシステ ム(大型グラブと2連独立の高速巻上げ設備)は非常に示唆的である。しかしながら、設備が段 違いに大きく、計画する立坑の条件によって経済性の観点からの吟味が必要である。

付録-2:立坑掘削工法の適応性に関する検討」のための施工関係者 ヒアリング結果

[目的]

- ・替えキブル方式の評価 当初想定サイクルタイムと実績の比較及び関係者の見解を参考に分析・評価を行う。
- ・ショートステップ(2ステップ掘削)方式の評価
 他の方式との対比及び関係者の見解をもとに分析・評価を行う。

[ヒアリング概要]

日時:平成24年12月10日および平成25年1月24日 場所:瑞浪超深地層研究所A工区現場事務所 ヒアリング対象:瑞浪超深地層研究所A工区JV関係者、立坑掘削協力会社関係者

[ヒアリング結果]

が必要。

- ① 替えキブル方式の評価
- Q:500m付近の状況を踏まえ、この時点で換えキブルが有効か?可否とその理由など。
- A:キブル待ち時間はほとんどない(3分程度)。キブル交換には以下のような問題があり、深度 500m時点では効果はないと考える。 交換に時間がかかる、上下作業の安全性の問題、フック(重量)架け替え、2名程度の増員
- Q:実績で、なぜずり出し時間が増加傾向にならないか?
- A: ずり集積作業に時間を要しており、ズリ揚げ(キブル昇降)時間は無駄にはなっていなかった。キブルは坑底切羽の作業盤上を移動できないため、ズリ集積作業はどうしても必要となる。(積み込みを効率的に実施するため) ズリ積込み能力が大きい場合は、集積時間も少なくなる。 排水(ポンプ設置、盛替えなど)はあまり大きなファクターではなかった。ズリ出しが長時
- 間要するため、交代時間中に実施した。また、湧水量は過大でなかったため。
- Q:キブル待ち時間はどの程度か?
- A:深度 500m 付近で 2~3 分のキブル待ちがある。
- Q:換えキブルが有効になるのはどの程度の深度からと思うか?
- A:深度 700~800m 付近と思う。上記の手間や時間、安全性、作業員の増員などあり、総合的 に考えると深度 500mよりまだ少し深くならないと効果が出ない。 サイクル短縮だけを考えた場合は 500m付近から可能性がある。 ズリ積み能力を増強できれば、もっと早く有効になる可能性があるかもしれない。 積込み機械はシャフトマッカが最善ではないと思う。グラブやバックホー(坑底配置)。
- Q:キブル巻揚げ速度はどこで切り替えたか? (MAX300m/min)
- A:深度 51m~200m付近 巻上げ速度 MAX80m/分
 - 深度 200m~300m付近 巻上げ速度 MAX150m/分
 - 深度 300m~460m付近 巻上げ速度 MAX200m/分

深度 460m~500m付近 巻上げ速度 MAX300m/分

最高速の持続時間が短いこと、切羽の作業に時間を要し速度を上げる必要がなかった。よっ て切羽作業状況に合わせて速度を上げている。

- Q:キブル積み込み率(80%?)はどの程度か?変動はないか?
- A:当初より一貫して積込み率は約80%、4.8m³相当であった。 理由は巻上げ時の落石防止と地上での放出時の飛散防止である。
- Q:シャフトマッカの能力はどうか?
- A: 十分とは言えない。反対側のズリを積み込む場合の動きが効率的ではない。 平面的に自由に動けない。常に回転運動となる。 もう少し断面が広ければ、バックホー(0.4m³級)のほうが能力があると思う。
- Q:積み込み能力が増大すれば、替えキブルの有効性評価が変わるか?
- A: 当然もっと浅い時点で有効となると思う。
- Q:地質的な問題はないか?もっと硬くなった場合の問題は?
- A:風化花崗岩が続き、ズリは比較的小さく積込みには有利であったと思う。 硬質で新鮮な花崗岩の場合はで岩塊が大きくなれば、積込み能力は低下する。ただし、それ 補うため発破での工夫(穿孔ピッチを狭くし、火薬量を増やす)が必要となる。
- Q:そのほか替えキブルの要否に関わる作業上の問題は?
- A:先ほどの話のとおりである。 特に、空キブルのスカフォードからの吊り降ろし、フック外し及びフック取り付けに手間が かかり、ほかの作業も止まる。(上下作業)
- Q:その他
- A:サイクルタイムには中間のポンプ座(33mピッチ)の掘削も含んでいる。 排水は4インチ(11kw)のポンプを2インチホースで排水。揚程は40m程度でこれが、目 いっぱいである。
- 参考(ヒアリング時に以下の事例を説明した)
 - ・スイスの立坑工事(内径 8m、深さ 800m)では2系列のキブル巻揚げシステムで、3基以上のキブル(各 6m³)を使いまわしている。積み込みは1.3m³のグラブ(カクタスグラブ)を使用。巻揚げ速度はMAX600m/minと超高速の巻上げ設備である。

② ショートステップ(2ステップ掘削)方式の評価

Q:実施パターンの確認

堆積岩は1.3mの1ステップ、花崗岩はすべて1.3m×2の2.6m型枠か?

- A:一発破進行長はかなり長さに変動があり、1.3mより長めになっている。
- Q:現在の2発破1打設のショートステップ方式の問題点は?
- A:特に悪くない。もう少し長くできる。たとえば、1.5m×2ステップとか1.8m×2ステップは 可能。
 - 山(岩質)の変化に対しては、地山が悪くなっても、吹付設備があるため掘進長は維持でき
 - る。あまり悪くなれば穿孔ができなくなる(孔荒れなど)可能性はある。
 - この方式自体は良好である。
 - 標準的な進行は条件が良い場合、25m/月(昼夜2交代4週6休-23~24日/月)程度。

- Q:1.8mの発破は可能か?ノミの差し角(型枠は邪魔にならないか?)や発破効果?
- A:可能であるが、この程度が限界。(設備と差し角-型枠に当たる) 3mでも可能であるが、ジャンボが大きくなりこの断面では難しいと思う。 発破は現状で火薬量が2.0~2.5kg/m³消費しており、進行長を長くすればさらに多くなる。 穿孔は1.0~1.5時間(底盤清掃は別)
- Q:2.6m型枠と1.8m型枠の作業性は?
- A:作業性は特に変わらない。よって一回の打設長は長いほうが準備作業など少なくなり効率的 である。
- Q:穿孔前の盤清掃の問題点は?
- A:特にない。1.5時間程度かかっている。全面的なエアブローでの岩盤清掃は行っていない。 穿孔位置の周囲の清掃は行っており、前回発破の孔尻の確認はできている。
- Q:他の方式は? 1.5m×2または1.8m×2など。
- A:現在の設備のもとでは 1.8m×2 発破の 3.6m覆工は可能である。 断面が大きく、設備もそれに合わせれば、3.0m×2 発破の 6.0m覆工も可能。支保は吹付コ ンクリート (NATM)となる。

付録-3:展開合成写真(主立坑)

一凡例一

ひび割れ (0.3mm以上0.5mm未満)	 施工目地	 ワイ	ヤー	電	線	
ひび割れ (0.5mm以上1.0mm未満)	線導水工(鋼材)	管	材	照	明	
ひび割れ (1.0mm以上)	 漏水(遊離石灰)	金	具			




























































































This is a blank page.

表 1. SI 基本単位					
甘大昌	SI 基本単位				
盔半里	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	Α			
熱力学温度	ケルビン	Κ			
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
和辛量	SI 基本単位
和立里	名称 記号
面 積平方メ	ートル m ²
体 積 立法メ	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	ラム毎立方メートル kg/m ³
面積密度キログラ	ラム毎平方メートル kg/m ²
比 体 積 立方メー	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 ⁸
質量濃度キログラ	ラム毎立法メートル kg/m ³
輝 度 カンデ	ラ毎平方メートル cd/m ²
屈折率()(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) $\not\models \ddagger$	上げれろ

(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

			SI租工甲位	
組立量	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 隹	ラジアン ^(b)	rad	1 ^(b)	m/m
立 体 隹	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	Ν		m kg s ⁻²
压力,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	С		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	$m^{-2} kg^{-1} s^3 A^2$
磁床	ウエーバ	Wb	Vs	$m^2 kg s^2 A^1$
磁束密度	テスラ	Т	Wb/m ²	$kg s^{-2} A^{-1}$
インダクタンス	ヘンリー	Н	Wb/A	$m^2 kg s^2 A^2$
セルシウス温度	セルシウス度 ^(e)	°C		K
光束	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

酸素活性(カタール) kat [s¹ 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 ュヒーレントではない。
 (b)ラジアンとステラジアンは数字の1に対する単位の特別な名称で、量についての情報をつたえるために使われる。 実際には、使用する時には記号rad及びsrが用いられるが、習慣として組立単位としての記号である数字の1は明 示されない。
 (a)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。
 (a)へルツは周頻現象についてのみ、ペラ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。
 (a)やレ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。やレシウス度とケルビンの
 (b)からさは同一である。したがって、温度差や理慮問摘を決す数値はどもらの単位で表しても同じである。
 (b)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

	S	I 組立単位	
組立量	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
カのモーメント	ニュートンメートル	N m	m ² kg s ⁻²
表 面 張 九	リ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 sA
表 面 電 荷	「クーロン毎平方メートル	C/m ²	m ⁻² sA
電東密度,電気変位	クーロン毎平方メートル	C/m ²	m ⁻² sA
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	ペンリー毎メートル	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 sA
吸収線量率	ダレイ毎秒	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	接頭語	記号	乗数	接頭語	記号		
10^{24}	ヨ タ	Y	10 ⁻¹	デシ	d		
10^{21}	ゼタ	Z	10 ⁻²	センチ	с		
10^{18}	エクサ	E	10^{-3}	ミリ	m		
10^{15}	ペタ	Р	10 ⁻⁶	マイクロ	μ		
10^{12}	テラ	Т	10 ⁻⁹	ナノ	n		
10^{9}	ギガ	G	10^{-12}	ピ コ	р		
10^{6}	メガ	M	10^{-15}	フェムト	f		
10^3	+ 1	k	10 ⁻¹⁸	アト	а		
10^{2}	ヘクト	h	10^{-21}	ゼプト	z		
10^{1}	デカ	da	10^{-24}	ヨクト	v		

表6.SIに属さないが、SIと併用される単位					
名称	記号	SI 単位による値			
分	min	1 min=60s			
時	h	1h =60 min=3600 s			
日	d	1 d=24 h=86 400 s			
度	۰	1°=(п/180) rad			
分	,	1'=(1/60)°=(п/10800) rad			
秒	"	1"=(1/60)'=(п/648000) rad			
ヘクタール	ha	1ha=1hm ² =10 ⁴ m ²			
リットル	L, 1	1L=11=1dm ³ =10 ³ cm ³ =10 ⁻³ m ³			
トン	t	$1 \pm 10^3 \text{ kg}$			

表7. SIに属さないが、SIと併用される単位で、SI単位で

衣される剱値が美験的に待られるもの					
名称 記				記号	SI 単位で表される数値
電	子 オ	ベル	ŀ	eV	1eV=1.602 176 53(14)×10 ⁻¹⁹ J
ダ	ル	ŀ	\sim	Da	1Da=1.660 538 86(28)×10 ⁻²⁷ kg
統-	一原子	質量単	单位	u	1u=1 Da
天	文	単	位	ua	1ua=1.495 978 706 91(6)×10 ¹¹ m

表8. SIに属さないが、SIと併用されるその他の単位

名称	記号	SI 単位で表される数値
バール	bar	1 bar=0.1MPa=100kPa=10 ⁵ Pa
水銀柱ミリメートル	mmHg	1mmHg=133.322Pa
オングストローム	Å	1 Å=0.1nm=100pm=10 ⁻¹⁰ m
海 里	М	1 M=1852m
バーン	b	$1 \text{ b}=100 \text{ fm}^2=(10^{\cdot 12} \text{ cm})2=10^{\cdot 28} \text{m}^2$
ノット	kn	1 kn=(1852/3600)m/s
ネーパ	Np	の単位しの教徒的な関係は
ベル	В	対数量の定義に依存。
デジベル	dB -	

表9. 固有の名称をもつCGS組立単位

名称	記号	SI 単位で表される数値		
エルグ	erg	1 erg=10 ⁻⁷ J		
ダイン	dyn	1 dyn=10 ⁻⁵ N		
ポアズ	Р	1 P=1 dyn s cm ⁻² =0.1Pa s		
ストークス	St	$1 \text{ St} = 1 \text{ cm}^2 \text{ s}^{\cdot 1} = 10^{\cdot 4} \text{ m}^2 \text{ s}^{\cdot 1}$		
スチルブ	sb	$1 \text{ sb} = 1 \text{ cd cm}^{\cdot 2} = 10^4 \text{ cd m}^{\cdot 2}$		
フォト	ph	1 ph=1cd sr cm ⁻² 10 ⁴ lx		
ガ ル	Gal	1 Gal =1cm s ⁻² =10 ⁻² ms ⁻²		
マクスウェル	Mx	$1 \text{ Mx} = 1 \text{ G cm}^2 = 10^{-8} \text{Wb}$		
ガウス	G	$1 \text{ G} = 1 \text{Mx cm}^{-2} = 10^{-4} \text{T}$		
エルステッド ^(c)	Oe	1 Oe ≙ (10 ³ /4π)A m ⁻¹		
(c) 3元系のCGS単位系とSIでは直接比較できないため、等号「 ≦ 」				

は対応関係を示すものである。

			表	10.	SIに 尾	禹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	
+	ユ	IJ		-	Ci	1 Ci=3.7×10 ¹⁰ Bq
$\scriptstyle u$	ン	ŀ	ゲ	\sim	R	$1 \text{ R} = 2.58 \times 10^{-4} \text{C/kg}$
ラ				ド	rad	1 rad=1cGy=10 ⁻² Gy
$\scriptstyle u$				ム	rem	1 rem=1 cSv=10 ⁻² Sv
ガ		ン			γ	1 γ =1 nT=10-9T
フ	T.	기	/	Ξ		1フェルミ=1 fm=10-15m
メー	ートル	系力	ラッ	, ŀ		1メートル系カラット = 200 mg = 2×10-4kg
ŀ				N	Torr	1 Torr = (101 325/760) Pa
標	準	大	気	圧	atm	1 atm = 101 325 Pa
力		IJ	J	-	cal	1cal=4.1858J(「15℃」カロリー), 4.1868J (「IT」カロリー) 4.184J(「熱化学」カロリー)
3	カ	E	1	~/		$1 = 1 = 10^{-6}$ m