JAEA-Technology 2013-047 (Part I)



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 21 年度、平成 22 年度) (_{委託研究})

Study on Engineering Technologies in the Mizunami Underground Research Laboratory (FY 2009-2010) (Contract Research)

> 井尻 裕二 納多 勝 延藤 遵 松井 裕哉 見掛 信一郎 橋詰 茂

Yuji IJIRI, Masaru NODA, Jun NOBUTO, Hiroya MATSUI Shinichiro MIKAKE 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

March 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 21 年度、平成 22 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

井尻 裕二*1,納多 勝*2,延藤 遵*3,松井 裕哉,見掛 信一郎,橋詰 茂※

(2013年12月4日受理)

超深地層研究所計画における深地層の工学技術の基盤の整備として、「工学技術に関する検討」 では、「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。本研究では、 超深地層研究所計画の第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 施工中に取得された計測データを用いてこれらの4項目について検討した。

具体的には、「研究坑道の設計・施工計画技術の開発」では、花崗岩部の掘削時に得られた計測 データを用いた現段階(460mレベルまで掘削済み)までの設計の妥当性評価、主立坑および換 気立坑の坑底から実施したパイロットボーリングによって得られた情報の有効性評価、深度 500m 以深のパイロットボーリング調査計画、大規模地下開発プロジェクトを対象としたリスク マネジメント手法のプロトタイプを適用した有効性評価、既往事例の分析を通じた瑞浪超深地層 研究所における社会的リスクについて検討した。

「研究坑道の建設技術の開発」では、取得情報の品質管理技術の検討として、現在実施している施工管理のための計測結果を分析して課題を抽出するとともに、立坑覆エコンクリートを対象とした検討を行った。また、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を確認するために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い、主立坑と換気立坑の掘削実績に基づき、深度1000mまでの掘削工程を予測した。

「研究坑道の施工対策技術の開発」では、換気立坑の深度 400m 以深で実施した湧水抑制対策の実績を整理し、深部地質環境におけるグラウト工法の技術的課題を抽出するとともに、深度 500m 以深を対象としたグラウト計画案を提示した。

「安全性を確保する技術の開発」では、安全管理を含めた坑道の長期維持・補修に関する技術 に関し、主立坑の安定性を確保するために、覆エコンクリートの健全性をモニタリングする方法 について検討を行い、調査計画を提示した。

本報告書は、大成建設、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

[※] 技術開発協力員(現:前田建設工業株式会社)

^{*1} 大成建設株式会社 原子力本部 原燃サイクル部

^{*2} 株式会社大林組 原子力本部原子力環境技術部

^{*3} 清水建設株式会社 土木技術本部 地下空間統括部

Study on Engineering Technologies in the Mizunami Underground Research Laboratory (FY 2009-2010) (Contract Research)

Yuji IJIRI *1, Masaru NODA *2, Jun NOBUTO*3, Hiroya MATSUI, Shinichiro MIKAKE and Shigeru HASHIZUME^{**}

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

(Received, December 4, 2013)

As Mizunami Underground Research Laboratory project, research on engineering technology at a deep underground has been carried out in order to establish the technological basis. The research is mainly aimed in four categories: "Development of design and construction planning technology", "Development of construction technology", "Development of construction technology", "Development of technology for security". In the Construction Phase (Phase 2) of the MIU plan, these four categoried researches on engineering technology were examed based on the data obtained during construction. Following are the details of the research activities performed in each category.

Regarding "Development of design and construction planning technology", design validation using the data obtained during the excavation down through granite to GL-460m, evalution of the pilot borehole investigation conducted at the Main and Ventilation shafts and the pilot borehole investigation plan below GL-500m, validity assessment of the risk management method using its prototype focused on the large scale underground development project, and social risk measurement and management of the MIU using case study were performed.

As for "Development of construction technology", as quality control management, evalution of the technique applied for the execution management and examination focused on the liner concrete, also estimation of the short step method adopted for the shaft excavation based on the actual construction cycle time were conducted, and then excavation schedule down to GL-1000m was predicted based on the actual excavation progress.

As for "Development of countermeasure technology", countermeasure method adopted for groundwater inflow around GL-400m in the Ventilation shaft was evaluated and grouting plan below GL-500m was presented.

And for "Development of technology for security", from the point of view of long term maintainance including the safety management of the research draft, strain monitoring method of the liner concrete to ensure the stability of the Main shaft was examined and its investigation plan was presented.

Keywords: Engineering Technology, Crystalline Rock, Design, Supplementary Method, High Differential Pressure, Risk Management

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

* Collaborating Engineer (Present affiliation MAEDA CORPORATION)

- *2 Obayashi Corporation, Nuclear Facilities Division
- *3 Shimizu Corporation, Civil Engineering Technology Division

^{*1} Taisei Corporation, Nuclear Facilities Division

目 次

1.	研究概要	1
	1.1 研究坑道の設計・施工計画技術の開発	3
	1.2 研究坑道の建設技術の開発	3
	1.3 施工対策技術の開発	3
	1.4 安全性を確保する技術の開発	4
2.	研究坑道の設計・施工計画技術の開発	5
	2.1 施工・計測データに基づく設計の妥当性の評価	5
	2.1.1 主立坑における坑道壁面観察結果の整理と岩盤分類	5
	2.1.2 換気立坑における坑道壁面観察結果の整理と岩盤分類	24
	2.1.3 水平坑道における岩盤特性、岩盤分類の整理	53
	2.1.4 設計の予測値との比較	65
	2.1.5 岩盤・覆工の変位挙動の把握	76
	2.2 地震観測結果の分析と耐震設計の妥当性の検討	143
	2.2.1 地震観測結果の分析	143
	2.2.2 耐震設計の妥当性の検証	169
	2.2.3 まとめ	180
	2.3 パイロットボーリング調査の有効性の確認	181
	2.3.1 パイロットボーリング調査結果の概要の整理	181
	2.3.2 地質学的観点からのパイロットボーリング調査の有効性評価	210
	2.3.3 水理学的観点からのパイロットボーリング調査の有効性評価	221
	2.3.4 力学的観点からのパイロットボーリング調査の有効性評価	228
	2.3.5 パイロットボーリング調査から設定した力学物性ケースと実施設計との比較	359
	2.3.6 長期挙動の理解	397
	2.3.7 放射性廃棄物処分の観点からの有効性評価	425
	2.3.8 深度 500m 以深のパイロットボーリング調査計画の検討	428
	2.4 大規模地下空間開発を対象としたリスクマネジメント手法の構築	430
	2.4.1 リスクマネジメント手法のプロトタイプの有効性検討	430
	2.4.2 調査の進展に伴うリスク低減効果の検討	434
	2.4.3 社会的・環境的側面からのリスク評価の検討	462
	2.4.4 操業時のリスクマネジメント検討	485
3.	研究坑道の建設技術の開発	505
	3.1 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	505
	3.1.1 主立坑における品質管理技術	505
	3.1.2 換気立坑における品質管理技術	525
	3.1.3 地層処分場の建設・操業を想定した品質管理・保証	578
	3.2 立坑掘削工法の適用性に関する検討	586

	3.2.1 主立坑のサイクルタイム分析	
	3.2.2 換気立坑におけるサイクルタイム	633
	3.2.3 施工サイクルシミュレーションの試行	
4.	施工対策技術の開発	
	4.1 深部地質環境を対象とした湧水抑制技術の検討	
	4.1.1 瑞浪換気立坑深度 400m 以深におけるグラウチング実績	
	4.1.2 深部地質環境におけるグラウト工法の技術的課題	
	4.1.3 高圧対応のグラウト注入設備	
	4.1.4 グラウト材料	
	4.1.5 深度 500m 以深におけるグラウチング計画案の提示	
5.	研究坑道の安全を確保する技術の開発	711
	5.1 瑞浪超深地層研究所主立坑における坑道マネジメント手法	711
	5.1.1 背景	
	5.1.2 瑞浪超深地層研究所主立坑で適用している管理基準値	
	5.1.3 主立坑における現状	
	5.1.4 瑞浪超深地層研究所主立坑の維持管理体系について	
	5.1.5 要求性能の設定	
	5.1.6 劣化機構と要因、指標、現象の関係	
	5.2 坑道の長期維持・補修に関する調査計画	
	5.2.1 目的	
	5.2.2 変状化要因	
	5.2.3 モニタリング調査対象	
	5.2.4 モニタリング手法の検討	
	5.2.5 モニタリングの方法	
	5.2.6 モニタリング方法の適応範囲および運用性	
	5.2.7 モニタリング方法の総合評価	
	5.2.8 モニタリングシステムの提案	
	5.2.9 瑞浪超深地層研究所立坑における計測	
	5.2.10 実用化に向けての研究課題	
	5.2.11 まとめ	
	5.3 地下坑道マネジメント手法の検討	
	5.3.1 地下坑道マネジメント手法の調査	
	5.3.2 地下坑道マネジメント手法の適用性の検討	808
c	研究のましめ	010
ю.	19月11日1日1日1日11日11日11日11日11日11日11日11日11日11日	
	0.1 町九51년97取司 加上司四12119月光	
	0.1.1 土工儿	
	b.1.2	

6.1.3 リスクマネジメント手法の検討	813
6.2 研究坑道の建設技術の開発	. 814
6.2.1 品質管理・保証の観点から見た取得情報の品質管理技術	814
6.2.2 立坑掘削工法の適用性に関する検討	815
6.3 施工対策技術の開発	. 815
6.4 研究坑道の安全を確保する技術の開発	815
参考文献	817

Contents

1. OUTLINE OF STUDY	1
1.1 Development of design and construction planning technologies for research tunnel	
1.2 Development of construction technology for research tunnel	
1.3 Development of countermeasure technology	
1.4 Development of technology for security	4
2. DEVELOPMENT OF DESIGN AND CONSTRUCTION PLANNING TECHNOLOGIES	FOR
2.1 Validation of design based on measured data during construction	
2.1 Valuation of design based on measured data during construction and rock mass classifications in Main sha	
2.1.1 Analysis of measured data during construction and rock mass classifications in Ventil	ation
shaft	24
2.1.3 Analysis of measured data during construction and rock mass classifications in Gallery	53
2.1.4 Comparison measured data with design conclusions	
2.1.5 Analysis of deformation of rock mass and lining shaft	
2.2 Validation of seismic design	143
2.2.1 Analysis of measured data during earthquake	143
2.2.2 Validation of seismic design	169
2.2.3 Conclusions	180
2.3 Confirmation of effectiveness of pilot boring investigation	181
2.3.1 Arrangement of outline of pilot boring investigation result	181
2.3.2 Efficacy evaluation of pilot boring investigation from geological viewpoint	210
2.3.3 Efficacy evaluation of pilot boring investigation from hydraulics viewpoint	221
2.3.4 Efficacy evaluation of pilot boring investigation from mechanical viewpoint	228
2.3.5 Comparison between mechanics physical properties case set from pilot boring investigat	ion
and design for execution	359
2.3.6 Understanding of long-term behavior	397
2.3.7 Efficacy evaluation from viewpoint of radioactive waste disposal	425
2.3.8 Pilot boring plan below GL-500m	428
2.4 Construct of risk management method for development of large-scale underground space	430
2.4.1 Examination of effectiveness of prototype of fisk management method	430
2.4.2 Effectiveness of decrease of fisk with progress of investigation	434
2.4.5 Examination of the fisk valuation from the operation	402
2.4.4 Examination of fisk management under the operation	405
3. DEVELOPMENT OF CONSTRUCTION TECHNOLOGIES FOR RESEACH DRIFTS	505
3.1 Study on quality control of measured data.	505
3.1.1 Main shaft	505
3.1.2 Ventilation shaft	525
3.1.3 Quality control and guarantee that assumes construction and operation of geological disp	oosal
place	578
3.2 Study on applicability of shaft excavation method	586
3.2.1 Analyses of construction cycle time in Main shaft	586
3.2.2 Analyses of construction cycle time in Ventilation shaft	633
3.2.3 Trial of simulation at construction cycle	666
4 DEVELOPMENT OF COUNTERMEASURE TECHNOLOGY DURING CONSTRUNCTION	N
7, DEVELOPMENT OF COUVERNIEASURE TECHNOLOGI DURING CONSTRUNCTION	671
4.1 Studies for grouting method deep underground	671
4.1.1 Grouting experience at Ventilation shaft below GL-400m	671
4.1.2 Problems of grouting in deep underground	696
4.1.3 Grout facilities	699

5. DEVELOPMENT OF TECHNOLOGY TO MAINTAIN SAFETY	
5.1 Contract management method about Mizunami Underground Research Laboratory	
5.1.1 Background of examination	
5.1.2 Control criterion of measurement at Main shaft of MIU	
5.1.3 State of Main shaft	
5.1.4 Maintain system about Main shaft	
5.1.5 Establishment of requirements	
5.1.6 Relations between damage mechanism and factor, index and phenomena	
5.2 Investigation plan concerning long-term maintenance and repair of tunnel	
5.2.1 Purpose	
5.2.2 Weirdly state making factor	
5.2.3 Monitoring investigation object	
5.2.4 Examination of monitoring methodology	
5.2.5 Monitoring method	
5.2.6 Range of adjustment and operability of monitor method	
5.2.7 Overall judgement of monitor method	
5.2.8 Proposal of monitor system	
5.2.9 Measurement at MIU	797
5.2.10 Problem under the research to be solved for practicable	800
5.2.11 Conclusions	801
5.3 Examination of tunnel management technique	802
5.3.1 Investigation of underground tunnel management technique	802
5.3.2 Study of applicability of underground tunnel management technique	808
6. CONCLUSIONS	812
6.1 Development of design and construction planning technologies for research drift	
6.1.1 Main shaft	
6.1.2 Ventilation shaft	
6.1.3 Examination of risk management method	
6.2 Development of construction technologies for research drift	
6.2.1 Study on quality control of measured data	
6.2.2 Study on applicability of shaft excavation method	815
6.3 Development of countermeasure technology during construction	815
6.4 Development of technology to maintain safety	
REFERENCES	

図リスト

义	2.1 - 1	風化・変質の状況(主立坑 GL-300m~-460m)	6
义	2.1 - 2	湧水の状況(主立坑、GL-300m~-460m)	7
义	2.1 - 3	割れ目の状況(主立坑、GL-300m~-460m)	8
义	2.1-4	割れ目本数の分布(主立坑、GL-300m~-460m)	9
义	2.1-5	主立坑における換算一軸圧縮強さの深度変化	10
义	2.1-6	電研式岩盤分類結果(主立坑、深度·300m~·460m)	17
义	2.1-7	電研式岩盤分類の内訳(主立坑)	18
义	2.1-8	RMR 岩盤分類結果(方位別)	19
义	2.1-9	RMR 評価点の内訳(主立坑)	20
义	2.1 - 10	新 JH 岩盤分類結果	21
义	2.1 - 11	新 JH の評価点内訳(主立坑,グループ2の分類基準を適用した場合)	22
义	2.1 - 12	新 JH の評価点内訳(主立坑,グループ 4 の分類基準を適用した場合)	23
义	2.1 - 13	風化・変質の状況(換気立坑)	24
义	$2.1 ext{-} 14$	湧水状況(壁面観察時)	26
义	2.1 - 15	探り削孔の孔配置	27
义	2.1-16	探り削孔の結果	28
义	$2.1 \cdot 17$	地質記載シート(シート番号 220:深度 426.0~428.6m)	29
义	2.1-18	全割れ目本数の深度分布(換気立坑)	31
义	2.1-19	開口割れ目の深度分布	32
义	2.1 - 20	割れ目の状況(換気立坑,深度 200~400m)	33
义	2.1 - 21	割れ目の状況(換気立坑,深度 400~460m)	34
义	2.1 - 22	割れ目の状況(換気立坑,深度 200~300m,2 分割拡大)	35
义	2.1 - 23	割れ目の状況(換気立坑,深度 300~400m,2 分割拡大)	36
义	2.1-24	200m 水平坑道における割れ目の分布	37
义	2.1 - 25	深度 300m 連接部底盤観察スケッチ	38
义	2.1-26	深度 400m 連接部底盤観察スケッチ(トレース図)	38
义	2.1 - 27	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)	41
义	2.1 - 28	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	42
义	2.1-29	掘削ズリを用いた力学試験(一軸圧縮強さ、引張強さ、変形係数、弾性波速度)
			43
义	2.1-30	掘削ズリを用いた間隙率・吸水率計測試験結果	44
义	2.1 - 31	ボーリングコアの一軸圧縮強さ分布(研究所用地内)	45
义	2.1 - 32	岩石の一軸圧縮強さとハンマー反発度との概略の関係	45
义	2.1 - 33	電研式岩盤分類結果(換気立坑)	48
义	2.1-34	RMR 岩盤分類結果(換気立坑)	49
义	2.1 - 35	RMR 評価点の内訳(換気立坑)	50
义	2.1 - 36	新 JH 岩盤分類結果(換気立坑)	51
义	2.1 - 37	新 JH 評点の内訳(換気立坑)	52

义	2.1 - 38	深度 300m 予備ステージ平面図	53
义	2.1 - 39	深度 300m 予備ステージにおける切羽観察結果	54
义	2.1-40	深度 300m 予備ステージにおける電研式岩盤分類結果	55
义	2.1-41	深度 300m 予備ステージにおける RMR 分布	55
义	2.1-42	深度 300m 予備ステージにおける RMR の内訳	56
义	2.1 - 43	深度 400m 予備ステージ平面図	57
义	2.1-44	深度 400m 予備ステージにおける切羽観察結果	58
义	2.1-45	深度 400m 予備ステージにおける電研式岩盤分類結果	59
义	2.1-46	深度 400m 予備ステージにおける RMR 分布	59
义	2.1-47	深度 400m 予備ステージにおける RMR の内訳	60
义	2.1-48	深度 300m 研究アクセス坑道平面図	61
义	2.1-49	深度 300m 研究アクセス坑道における切羽観察結果	62
义	2.1 - 50	深度 300m 研究アクセス坑道における電研式岩盤分類結果	63
义	$2.1 \cdot 51$	深度 300m 研究アクセス坑道における RMR 分布	63
义	2.1 - 52	深度 300m 研究アクセス坑道における RMR の内訳	64
义	2.1 - 53	設計と壁面観察による岩盤分類の比較(主立坑)	65
义	$2.1 \cdot 54$	RMR 値による変形係数の算定結果	67
义	2.1 - 55	RMR 値から推定した岩盤の弾性係数分布	69
义	2.1 - 56	設計と壁面観察による岩盤分類の比較(換気立坑)	70
义	2.1-57	各種岩石の一軸圧縮強さと P 波速度の関係	71
义	2.1 - 58	RMR 値から推定した岩盤の弾性係数分布	74
义	2.1 - 59	主立坑一般部における計測工図(GL-250m~-450m)	77
义	2.1-60	主立坑一般部における計測工図(GL-275m~-425m)	77
义	2.1-61	主立坑坑連接部における計測工図(GL-300,-400m)	78
义	2.1-62	地中変位計測(主立坑 GL-350m)	80
义	2.1-63	地中変位計測(主立坑、GL-350m、測点 E1)	81
义	2.1-64	地中変位計測(主立坑、GL-350m、測点 E2)	82
义	2.1-65	地中変位計測(主立坑、GL-350m、測点 E3)	84
义	2.1-66	地中変位計測(主立坑、GL-350m、測点 E4)	85
义	2.1-67	覆工コンクリート応力分布図(主立坑 GL-350m)	87
义	2.1-68	覆工コンクリート応力計測(主立坑 GL-350m)	88
义	2.1-69	鋼製支保工応力計測(主立坑、GL-350m、縁応力)	89
义	2.1-70	鋼製支保工応力分布図、軸力(主立坑 GL-350m)	90
义	2.1-71	鋼製支保工応力計測(主立坑、GL-350m、軸力)	91
义	2.1-72	鋼製支保工応力分布図、曲げモーメント(主立坑 GL-350m)	92
义	2.1-73	鋼製支保工応力計測(主立坑、GL-350m、曲げモーメント)	93
义	2.1-74	鋼製支保工応力分布図、せん断力(主立坑 GL-350m)	94
义	2.1-75	鋼製支保工応力計測(主立坑、GL-350m、せん断力)	95
义	2.1-76	レーザー内空変位測定(GL-325m)	96
义	2.1-77	レーザー内空変位測定(GL-350m)	96

义	2.1-78	レーザー内空変位測定(GL-375m)	
义	2.1-79	地中変位計測(連接部 GL-400m)	99
义	2.1-80	地中変位計測(連接部 GL-400m、測点 E1)(9/9~12/2)	100
义	2.1-81	地中変位計測(連接部 GL-400m、測点 E2)(9/9~12/2)	100
义	2.1-82	地中変位計測(連接部 GL-400m、測点 E3)(9/9~12/2)	101
义	2.1-83	地中変位計測(連接部 GL-400m、測点 E4)(9/9~12/2)	101
义	2.1-84	ロックボルト軸力分布図(連接部 GL-400m)	102
义	2.1-85	ロックボルト軸力計測(連接部 GL-400m、測点 M1)(9/9~12/2)	102
义	2.1-86	ロックボルト軸力計測(連接部 GL-400m、測点 M2)(9/9~12/2)	103
义	2.1-87	ロックボルト軸力計測(連接部 GL-400m、測点 M3)(9/9~12/2)	103
义	2.1-88	ロックボルト軸力計測(連接部 GL-400m、測点 M4)(9/9~12/2)	104
义	2.1-89	吹付コンクリート応力分布図(連接部 GL-400m)	105
义	2.1-90	吹付コンクリート応力計測(連接部 GL-400m)(9/9~12/2)	105
义	2.1-91	鋼製支保工応力計測(連接部、GL-400m、縁応力)(9/9~12/2)	106
义	2.1 - 92	鋼製支保工応力分布図、軸力(連接部、GL-400m)	107
义	2.1 - 93	鋼製支保工応力計測(連接部、GL-400m、軸力)(9/9~12/2)	107
义	2.1 - 94	鋼製支保工応力分布図、曲げモーメント(連接部、GL-400m)	108
义	2.1-95	鋼製支保工応力計測(連接部、GL-400m、曲げモーメント)(9/9~12/2).	108
义	2.1-96	鋼製支保工応力分布図、せん断力(連接部、GL-400m)	109
义	2.1-97	鋼製支保工応力計測(連接部、GL-400m、せん断力)(9/9~12/2)	109
义	2.1-98	換気立坑一般部における計測工図(GL-350m)	110
义	2.1-99	換気立坑一般部における計測工図(GL-450m)	111
义	2.1 - 100	換気立坑一般部における計測工図(GL-325m、GL-375m)	111
义	2.1 - 101	換気立坑連接部における計測工図(GL-400m)	112
义	2.1 - 102	深度 250m レベルにおいて観測された変形モード	113
义	$2.1 \cdot 103$	FEM 逐次掘削解析による地中変位予測結果(換気立坑、GL-250m)	114
义	2.1-104	地中変位計測結果(換気立坑連接部 深度 200m)	115
义	2.1 - 105	地中変位計測結果(換気立坑一般部 深度 250m)	115
义	2.1 - 106	地中変位計測結果(換気立坑連接部 深度 300m)	116
义	2.1 - 107	地中変位計測結果(換気立坑一般部 深度 350m)	116
义	2.1 - 108	地中変位計測(換気立坑 GL-350m)	117
义	2.1 - 109	地中ひずみ分布図(換気立坑 GL-350m)	118
义	2.1 - 110	地中変位計の経時変化(35-E1)	119
义	2.1 - 111	地中変位計の経時変化(35-E2)	120
义	2.1 - 112	地中変位計の経時変化(35-E3)	121
叉	2.1-113	地中変位計の経時変化(35-E4)	122
义	2.1-114	地中変位計測結果(換気立坑連接部 深度 400m)	123
义	2.1-115	地中変位計測結果(換気立坑一般部 深度 450m)	123
义	2.1-116	覆工コンクリート応力計測結果(換気立坑連接部 深度 200m)	124
义	2.1 - 117	覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 250m)	124

义	2.1-118	3 覆工コンクリート応力計測結果(換気立坑連接部 深度 300m)	125
义	2.1-119) 覆工コンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 350m)	125
义	2.1-120) 覆工コンクリート応力分布図(換気立坑 GL-350m)	126
义	2.1-121	L GL-350m 覆工コンクリート応力の経時変化(2009/5/25~2009/7/30)	127
义	2.1-122	2 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑連接部 深度 400m)	128
义	2.1-123	3 覆工コンクリート応力計測結果(換気立坑一般部 深度 450m(上段))	128
义	2.1-124	4 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑連接部 深度 450m(中段))	129
义	2.1-125	5 覆工コンクリート応力計測結果(換気立坑連接部 深度 450m(下段))	129
义	2.1-126	3 内空変位経時変化図(換気立坑 深度 325m)	130
义	2.1-127	7 内空変位経時変化図(換気立坑 深度 350m)	130
义	2.1-128	3 内空変位経時変化図(換気立坑 深度 375m)	131
义	2.1-129) 内空変位経時変化図(換気立坑 深度 425m)	131
义	2.1-130) 内空変位経時変化図(換気立坑 深度 450m)	132
义	2.1-131	L 深度 400m 予備ステージの計測配置図	133
义	2.1-132	2 地中変位計測(深度 400m 予備ステージ)	135
义	2.1-133	3 地中変位計測(深度 400m 予備ステージ、測点 E1)(9/20~12/1)	135
义	2.1-134	4 地中変位計測(深度 400m 予備ステージ、測点 E2)(9/20~12/1)	136
义	2.1-135	5 地中変位計測(深度 400m 予備ステージ、測点 E3)(9/20~12/1)	136
义	2.1-136	3 ロックボルト軸力分布図(深度 400m 予備ステージ)	137
义	2.1-137	7 ロックボルト軸力計測(深度 400m 予備ステージ、測点 M1)	137
义	2.1-138	3 吹付コンクリート応力分布図(深度 400m 予備ステージ)	138
义	2.1-139	9 吹付コンクリート応力計測(深度 400m 予備ステージ)	138
义	2.1-140) 鋼製支保工応力計測(深度 400m 予備ステージ、縁応力)(9/9~12/2)	139
义	2.1-141	L 鋼製支保工応力分布図、軸力(深度 400m 予備ステージ)	139
义	2.1-142	2 鋼製支保工応力計測(深度 400m 予備ステージ、軸力)(9/9~12/2)	140
义	2.1-143	3 鋼製支保工応力分布図、曲げモーメント(深度 400m 予備ステージ)	140
义	2.1-144	4 鋼製支保工応力計測(深度 400m 予備ステージ、曲げモーメント)(9/9~12/	(2)
			141
义	2.1-145	5 鋼製支保工応力分布図、せん断力(深度 400m 予備ステージ)	141
义	2.1-146	3 鋼製支保工応力計測(深度 400m 予備ステージ、せん断力)(9/9~12/2)	142
义	$2.2 \cdot 1$	換気立坑における加速度計設置位置	143
义	2.2-2	地表面における加速度計の設置状況	144
义	2.2-3	加速度計と動ひずみ計の設置状況	144
义	2.2-4	加速度計配置図(GL-100m、GL-300m)	144
义	2.2-5	最大加速度分布図	146
义	2.2-6	動的解析結果(事前検討結果)	146
义	2.2-7	2008 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	トル
			149
义	2.2-8	2008年岐阜県美濃東部:GL-100m地点の加速度波形	149
义	2.2-9	2008 年岐阜県美濃東部:GL-100m 地点の変位波形	150

¥	2 2-10	2008 年岐阜県美濃東部・GL-100m 地卢の加速度応答スペクトル	150
R	2.2-10	静岡県西部:地上部の加速度波形、変位波形、加速度応答スペクトル	151
図	2.2 - 12	静岡県西部:GL-100m 地点の加速度波形	151
図	2.2-13	静岡県西部 : GL-100m 地点の変位波形	152
図	2.2 - 14	静岡県西部:GL-100m 地点の加速度応答スペクトル	152
図	2.2 - 15	静岡県西部:GL-300m 地点の加速度波形	153
図	2.2 - 16	静岡県西部:GL-300m 地点の変位波形	153
図	2.2 - 17	静岡県西部:GL-300m 地点の加速度応答スペクトル	154
义	2.2-18	2009 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
			154
図	2.2 - 19	2009 年岐阜県美濃東部:GL-100m 地点の加速度波形	155
汊	2.2 - 20	2009 年岐阜県美濃東部:GL-100m 地点の変位波形	155
义	2.2-21	2009 年岐阜県美濃東部:GL-100m 地点の加速度応答スペクトル	156
义	2.2-22	2009 年岐阜県美濃東部:GL-300m 地点の加速度波形	156
义	2.2-23	2009 年岐阜県美濃東部:GL-300m 地点の変位波形	157
义	2.2-24	2009 年岐阜県美濃東部:GL-300m 地点の加速度応答スペクトル	157
义	2.2 - 25	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	158
义	2.2-26	愛知県西部 : GL-100m 地点の加速度波形	158
义	2.2-27	愛知県西部:GL-100m 地点の変位波形	159
义	2.2-28	愛知県西部:GL-100m 地点の加速度応答スペクトル	159
义	2.2 - 29	愛知県西部 : GL-300m 地点の加速度波形	160
义	2.2-30	愛知県西部:GL-300m 地点の変位波形	160
义	2.2-31	愛知県西部:GL-300m 地点の加速度応答スペクトル	161
义	2.2-32	駿河湾:地上部の加速度波形、変位波形、加速度応答スペクトル	161
义	2.2 - 33	駿河湾: GL-100m 地点の加速度波形	162
义	2.2-34	駿河湾: GL-100m 地点の変位波形	162
义	2.2 - 35	駿河湾: GL-100m 地点の加速度応答スペクトル	163
义	2.2-36	駿河湾: GL-300m 地点の加速度波形	163
义	2.2-37	駿河湾: GL-300m 地点の変位波形	164
义	2.2-38	駿河湾: GL-300m 地点の加速度応答スペクトル	164
义	2.2 - 39	観測加速度のフーリエスペクトル (Parzen ウィンドウ、バンド幅:0.20 H	$\mathbf{z})$
53			166
× ×	2.2-40	観測加速度から評価した伝達関数(GL-300m を基準)	167
凶 図	2.2-41	保度毎の伝達関数の比較	168
× ×	2.2-42	地盛物性値の保度分布	169
区 図	2.2-43	東天心谷川速度の深度分布	172
区	2.2-44	取入相刃変位の保度分布	172
区 図	2.2-45	心合川迷度時刻燈(地衣)	173
区 IIII	2.2-46	応合加速度時刻膛(땫度 100m)	174
凶	2.2-47	東天心谷川速度の 保度分布	176

义	2.2-48	最大相対変位の深度分布	. 176
义	2.2-49	応答加速度時刻歴(地表)	.177
义	2.2-50	応答加速度時刻歷(深度 100m)	. 178
义	2.2 - 51	解析で得られた伝達関数(深度 300m 基準)	. 179
义	2.2-52	深度 100m の伝達関数の比較(深度 300m 基準)	. 179
义	2.3-1 (06MI02 号孔の総合地質柱状図	. 183
义	2.3-2	06MI02 号孔の検層結果	. 189
义	2.3-3	ユーズダイヤグラムとシュミットネット投影図	. 193
义	2.3-4	BHTV 計測解析結果(1)	. 194
义	2.3-5	BHTV 計測解析結果(2)	.195
义	2.3-6	BHTV 計測解析結果(3)	. 196
义	2.3-7	BHTV 計測解析結果(4)	. 197
义	2.3-8	インデュースド・フラクチャー読取方位分布図	. 200
义	2.3-9	インデュースド・フラクチャー 概念図	. 201
义	2.3 - 10	平衡水位と深度の関係	. 203
义	2.3-11	透水量係数の深度分布	. 207
义	2.3-12	06MI02 孔 総合地質柱状図	211
义	2.3-13	上部断層破砕帯の岩芯(27-37 mabh)	. 213
义	2.3-14	土岐花崗岩の岩芯(108-118 mabh)	.213
义	2.3 - 15	下部断層破砕帯の岩芯(189-199 mabh)	. 214
义	2.3 - 16	土岐花崗岩(カタクレーサイト混在部を含む)の岩芯(297-307 mabh)	. 214
义	2.3 - 17	06MI02 孔 総合検層柱状図	.217
义	2.3 - 18	地質構造の概念モデル(パイロットボーリング後の修正版)	. 219
义	2.3 - 19	立坑において実施した水理試験区間	. 221
义	2.3-20	立坑の概念図	. 225
义	2.3 - 21	地中変位計測(主立坑、GL-250m、測点 E1)	. 229
义	2.3 - 22	覆工コンクリート応力計測 (主立坑 GL-250m)	. 229
义	2.3 - 23	鋼製支保工応力計測(主立坑、GL-250m、縁応力)	. 230
义	2.3-24	Mohr – Coulomb の破壊基準	.231
义	2.3 - 25	解析フロー	.232
义	2.3-26	主立坑 GL-250.0m における地中変位計測結果	. 239
义	2.3 - 27	平面ひずみによるモデル化	. 240
义	2.3-28	解析モデル概要	.241
义	2.3-29	解析モデル(全体メッシュ)	.241
义	9 9-90	解析モデル(掘削後坑道内拡大図)	. 242
	2.5-50		•
义	2.3-30 2.3-31	境界条件(赤線:不浸透境界、青線:静水圧固定)	. 243
図 図	2.3-30 2.3-31 2.3-32	境界条件(赤線:不浸透境界、青線:静水圧固定) DH-2 孔で設定された岩盤分類	. 243 . 244
図 図 図	2.3-30 2.3-31 2.3-32 2.3-33	境界条件(赤線:不浸透境界、青線:静水圧固定) DH-2 孔で設定された岩盤分類 GL-250m 地層構成	. 243 . 244 . 245
図 図 図 図	2.3-30 2.3-31 2.3-32 2.3-33 2.3-34	境界条件(赤線:不浸透境界、青線:静水圧固定) DH-2 孔で設定された岩盤分類 GL-250m 地層構成 GL-350m 地層構成	. 243 . 244 . 245 . 245

义	2.3 - 36	No.42 (C _L 級) 応力-ひずみ曲線	246
义	2.3 - 37	No.60 (C _H 級) 応力-ひずみ曲線	247
义	2.3 - 38	No.68 (C _M 級) 応力・ひずみ曲線	247
义	2.3 - 39	No.81 (D 級) 応力・ひずみ曲線	247
义	2.3-40	No.100 (CL級) 応力-ひずみ曲線	248
义	2.3-41	No.133 (CM級) 応力-ひずみ曲線	248
义	2.3-42	No.140 (D 級) 応力・ひずみ曲線	248
义	2.3 - 43	No.157 (CL級) 応力-ひずみ曲線	249
义	2.3 - 44	パイロットボーリングから設定された地層構成	252
义	2.3-45	深度 300m予備ステージ壁面観察展開図	252
义	2.3-46	パイロットボーリング調査結果を基に設定した地質モデル	253
义	2.3-47	支保工寸法の記号	254
义	2.3-48	施工サイクルタイム	256
义	2.3-49	実測位置	257
义	2.3-50	対象深度 GL-250.0m ケース鉛直応力分布(Case 1、Case 2、Case2')	258
义	$2.3 \cdot 51$	対象深度 GL-350.0m ケース鉛直応力分布(Case 4、Case 5)	258
义	2.3-52	対象深度 GL-250.0m ケース鉛直有効応力分布(Case3)	259
义	2.3 - 53	対象深度 GL-350.0m ケース鉛直有効応力分布(Case6)	259
义	2.3 - 54	対象深度 GL-250.0m ケース間隙水圧分布(Case3)	260
义	2.3-55	対象深度 GL-350.0m ケース間隙水圧分布(Case6)	260
义	2.3-56	Case 1 地中変位(坑壁から 0.5m)	262
义	2.3-57	Case 1 地中変位(坑壁から 1.0m)	262
义	2.3-58	Case 1 覆エコンクリート応力	263
义	2.3-59	Case 1 鋼製支保工軸力	263
义	2.3-60	Case 1 鋼製支保工曲げモーメント	264
义	2.3-61	Case 1 鋼製支保工せん断力	264
义	2.3-62	最大主応力分布図(立体)(単位:MPa)	266
义	2.3-63	最大主応力分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)(単位: MPa)	267
义	2.3-64	最小主応力分布図(立体)(単位:MPa)	268
义	2.3-65	最小主応力分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)(単位: MPa)	269
义	2.3-66	局所安全率分布図(立体)	270
义	2.3-67	局所安全率分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)	271
义	2.3-68	Case2 地中変位(坑壁から 0.5m)	273
义	2.3-69	Case2 地中変位(坑壁から 1.0m)	273
义	2.3-70	Case2 覆工コンクリート応力	274
义	2.3-71	Case2 鋼製支保工軸力	274
义	2.3-72	Case2 鋼製支保工曲げモーメント	275
义	2.3-73	Case2 鋼製支保工せん断力	275
义	2.3-74	最大主応力分布図(立体)(単位:MPa)	277
义	2.3-75	最大主応力分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)(単位: MPa)	278

义	2.3-76	最小主応力分布図(立体)(単位:MPa)	279
义	2.3-77	最小主応力分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)	280
义	2.3-78	局所安全率分布図(立体)	281
义	2.3-79	局所安全率分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)	282
义	2.3-80	Case2'地中変位(坑壁から 0.5m)	284
义	2.3-81	Case2'地中変位(坑壁から 1.0m)	284
义	2.3-82	Case2'覆エコンクリート応力	285
义	2.3-83	Case2'鋼製支保工軸力	285
义	2.3-84	Case2'鋼製支保工曲げモーメント	286
义	2.3-85	Case2'鋼製支保工せん断力	286
义	2.3-86	最大主応力分布図(立体)(単位:MPa)	288
义	2.3-87	最大主応力分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)	289
义	2.3-88	最小主応力分布図(立体)(単位:MPa)	290
义	2.3-89	最小主応力分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)	291
义	2.3-90	局所安全率分布(立体)	292
义	2.3-91	局所安全率分布(GL-250.0m 部 XY 断面)	293
义	2.3-92	Case3 地中変位(坑壁から 0.5m)	295
义	2.3 - 93	Case3 地中変位(坑壁から 1.0m)	295
义	2.3 - 94	Case3 覆工コンクリート応力	296
义	2.3 - 95	Case3 鋼製支保工軸力	296
义	2.3-96	Case3 鋼製支保工曲げモーメント	297
义	2.3-97	Case3 鋼製支保工せん断力	297
义	2.3-98	最大主応力分布図(立体)(単位:MPa)	299
义	2.3-99	最大主応力分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)(単位: MPa)	300
义	$2.3 \cdot 100$	最小主応力分布図(立体)(単位:MPa)	301
义	2.3 - 101	最小主応力分布図(GL-250.0 部 XY 断面)(単位:MPa)	302
义	2.3 - 102	間隙髄圧分布図(立体)(単位:MPa)	303
义	2.3 - 103	間隙水圧分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)(単位:MPa)	304
义	2.3 - 104	局所安全率分布図(立体)	305
义	2.3 - 105	局所安全率分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)	306
义	2.3 - 106	Case 4 地中変位(坑壁から 0.5m)	308
义	$2.3 \cdot 107$	Case 4 地中変位(坑壁から 1.0m)	308
义	2.3 - 108	Case 4 覆工コンクリート応力	309
义	2.3 - 109	Case 4 鋼製支保工軸力	309
义	2.3 - 110	Case 4 鋼製支保工曲げモーメント	310
义	$2.3 \cdot 111$	Case 4 鋼製支保工せん断力	310
义	2.3-112	最大主応力分布図(立体)(単位:MPa)	312
义	2.3-113	最大主応力分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)(単位:MPa)	313
义	2.3-114	最小主応力分布図(立体)(単位:MPa)	314
义	2.3 - 115	最小主応力分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)(単位:MPa)	315

义	2.3 - 116	局所安全率分布図(立体)	316
义	2.3 - 117	局所安全率分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)	317
义	2.3-118	Case5 地中変位(坑壁から 0.5m)	319
义	2.3 - 119	Case5 地中変位(坑壁から 1.0m)	319
义	2.3 - 120	Case5 覆工コンクリート応力	320
义	2.3 - 121	Case5 鋼製支保工軸力	320
义	2.3-122	Case5 鋼製支保工曲げモーメント	321
义	2.3 - 123	Case5 鋼製支保工せん断力	321
义	2.3-124	最大主応力分布図(立体)(単位:MPa)	323
义	2.3 - 125	最大主応力分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)(単位: MPa)	324
义	2.3 - 126	最小主応力分布図(立体)(単位:MPa)	325
义	2.3 - 127	最小主応力分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)(単位: MPa)	326
义	2.3-128	局所安全率分布図(立体)	327
义	2.3 - 129	局所安全率分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)	328
义	2.3-130	Case6 地中変位(坑壁から 0.5m)	330
义	2.3-131	Case6 地中変位(坑壁から 1.0m)	330
义	2.3-132	Case6 覆工コンクリート応力	331
义	2.3-133	Case6 鋼製支保工軸力	331
义	2.3-134	Case6 鋼製支保工曲げモーメント	332
义	2.3 - 135	Case6 鋼製支保工せん断力	332
义	2.3-136	最大主応力分布図(立体)(単位:MPa)	334
义	2.3-137	最大主応力分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)(単位: MPa)	335
义	2.3-138	最小主応力分布図(立体)(単位:MPa)	336
义	2.3 - 139	最小主応力分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)(単位: MPa)	337
义	2.3-140	間隙水圧分布図(立体)(単位:MPa)	338
义	2.3-141	間隙水圧分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)(単位: MPa)	339
义	2.3-142	局所安全率分布図(立体)	340
义	2.3-143	局所安全率分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)	341
义	2.3-144	GL-250.0m 対象ケース地中変位(坑壁から 0.5m)(材料定数比較)	343
义	2.3 - 145	GL-350.0m 対象ケース地中変位(坑壁から 0.5m)(材料定数比較)	343
义	2.3-146	GL-250.0m 対象ケース地中変位(坑壁から 1.0m)(材料定数比較)	344
义	2.3 - 147	GL-350.0m 対象ケース地中変位(坑壁から 1.0m)(材料定数比較)	344
义	2.3 - 148	GL-250.0m 対象ケース覆工コンクリート応力(材料定数比較)	345
义	2.3 - 149	GL-350.0m 対象ケース覆工コンクリート応力(材料定数比較)	346
义	2.3 - 150	GL-250.0m 対象ケース鋼製支保工軸力(材料定数比較)	347
义	$2.3 \cdot 151$	GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工軸力(材料定数比較)	347
义	2.3 - 152	GL-250.0m 対象ケース鋼製支保工曲げモーメント(材料定数比較)	348
义	2.3 - 153	GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工曲げモーメント(材料定数比較)	348
义	2.3 - 154	GL-250.0m 対象ケース鋼製支保工せん断力(材料定数比較)	349
义	2.3 - 155	GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工せん断力(材料定数比較)	349

义	2.3 - 156	GL-250.0m 対象ケース地中変位(坑壁から 0.5m)(水圧影響比較)	350
义	2.3 - 157	GL-350.0m 対象ケース地中変位(坑壁から 0.5m)(水圧影響比較)	351
义	2.3 - 158	GL-250.0m 対象ケース地中変位(坑壁から 1.0m)(水圧影響比較)	351
义	2.3 - 159	GL-350.0m 対象ケース地中変位(坑壁から 1.0m)(水圧影響比較)	352
义	2.3 - 160	GL-250.0m 対象ケース覆エコンクリート応力(水圧影響比較)	353
义	2.3 - 161	GL-350.0m 対象ケース覆工コンクリート応力(水圧影響比較)	353
义	2.3 - 162	GL-250.0m 対象ケース鋼製支保工軸力(水圧影響比較)	
义	2.3 - 163	GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工軸力(水圧影響比較)	355
义	2.3 - 164	GL-250.0m 対象ケース鋼製支保工曲げモーメント(水圧影響比較)	355
义	2.3 - 165	GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工曲げモーメント(水圧影響比較)	356
义	2.3 - 166	GL-250.0m 対象ケース鋼製支保工せん断力(水圧影響比較)	356
义	2.3 - 167	GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工せん断力(水圧影響比較)	357
义	2.3 - 168	検討フロー	
义	2.3 - 169	境界条件	361
义	2.3 - 170	DH-2 孔で設定された地層構成	
义	$2.3 \cdot 171$	GL-250.0m 部解析モデル(実施設計ケース)	363
义	2.3 - 172	GL-350.0m 部解析モデル(実施設計ケース)	363
义	$2.3 \cdot 173$	GL-450.0m 部解析モデル(実施設計ケース)	
义	2.3 - 174	弾性波速度 VP と岩盤の力学特性の関係	365
义	2.3 - 175	PS 検層の P 波から算出した岩盤定数(補正前)	
义	2.3 - 176	PS 検層の VP 波から算出した岩盤定数(補正後)	
义	2.3 - 177	GL-250.0m 部解析モデル(パイロットボーリングケース)	370
义	2.3 - 178	GL-350.0m 部解析モデル(パイロットボーリングケース)	370
义	2.3 - 179	GL-450.0m 部解析モデル(パイロットボーリングケース)	371
义	2.3 - 180	実測位置	375
义	2.3-181	対象深度 GL-250.0m ケース鉛直応力分布(Case 1、Case 2)	
义	2.3-182	対象深度 GL-350.0m ケース鉛直応力分布(Case 3、Case 4)	377
义	2.3-183	対象深度 GL-450.0m ケース鉛直応力分布(Case 5、Case 6)	377
义	2.3-184	解析における着目点	
図	2.3 - 185	ケース1地中変位(坑壁から0.5m)	
凶	2.3-186	ケース1地中変位(坑壁から1.0m)	
凶	2.3-187	ケース1覆エコンクリート応力	
凶	2.3-188	ケース2地中変位(坑壁から0.5m)	
図	2.3 - 189	ケース2地中変位(坑壁から1.0m)	
凶	2.3-190	ケース2覆エコンクリート応力	
図	2.3 - 191	ケース2鋼製支保工軸力	383
図	2.3-192	ケース2 鋼製支保工曲げモーメント	
図	2.3-193	ケース2 鋼製支保工せん断力	
図	2.3-194	ケース3地中変位(坑壁から0.5m)	
义	2.3 - 195	ケース3地中変位(坑壁から1.0m)	386

义	2.3 - 196	ケース3覆工コンクリート応力	386
义	$2.3 \cdot 197$	ケース4地中変位(坑壁から0.5m)	387
义	2.3 - 198	ケース4地中変位(坑壁から1.0m)	388
义	2.3 - 199	ケース4覆エコンクリート応力	388
义	2.3-200	ケース 4 鋼製支保工軸力	389
义	2.3-201	ケース4鋼製支保工曲げモーメント	389
义	2.3-202	ケース 4 鋼製支保工せん断力	390
义	2.3-203	地中変位(坑壁から 0.5m)	391
义	2.3-204	地中変位(坑壁から 1.0m)	391
义	2.3 - 205	覆エコンクリート応力	392
义	2.3 - 206	地中変位(坑壁から 0.5m)	393
义	2.3 - 207	地中変位(坑壁から 1.0m)	393
义	2.3 - 208	覆エコンクリート応力	394
义	2.3-209	鋼製支保工軸力	394
义	2.3 - 210	鋼製支保工曲げモーメント	395
义	2.3 - 211	鋼製支保工せん断力	395
义	2.3 - 212	解析解と計測値の比較	397
义	2.3-213	No.26 (D 級)の再現解析結果	401
义	2.3-214	No.81 (D 級)の再現解析結果	401
义	2.3 - 215	No.140 (D級)の再現解析結果	401
义	2.3-216	No.42 (C _L 級)の再現解析結果	402
义	2.3 - 217	No.100 (C _L 級)の再現解析結果	402
义	2.3 - 218	No.157 (C _L 級)の再現解析結果	402
义	2.3 - 219	No.68 (C _M 級)の再現解析結果	403
义	2.3 - 220	No.133 (C _M 級)の再現解析結果	403
义	2.3 - 221	No.60 (C _H 級)の再現解析結果	403
义	2.3 - 222	施工サイクルタイム(再掲載)	405
义	2.3 - 223	ヤング係数分布図	406
义	2.3 - 224	ポアソン比分布図	407
义	2.3 - 225	代表位置におけるヤング係数の経時変化	408
义	2.3 - 226	代表位置におけるポアソン比の経時変化	408
义	2.3 - 227	地中変位(坑壁から 0.5m)	409
义	2.3 - 228	地中変位(坑壁から 1.0m)	410
义	2.3 - 229	覆エコンクリート応力	410
义	2.3 - 230	鋼製支保工軸力	.411
义	2.3 - 231	鋼製支保工曲げモーメント	.411
义	2.3 - 232	鋼製支保工せん断力	412
义	2.3-233	水・応力連成解析の解析領域	414
义	2.3 - 234	解析モデル	415
义	2.3 - 235	最終掘削時の水圧分布	417

义	2.3-236	ケース1地中変位	. 418
义	2.3-237	ケース 2 地中変位	. 418
义	2.3-238	ケース1鋼製支保工軸力	. 419
义	2.3-239	ケース1鋼製支保工曲げモーメント	. 420
义	2.3-240	ケース1鋼製支保工せん断力	. 420
义	2.3-241	ケース1覆エコンクリート応力	. 421
义	2.3-242	ケース 2 鋼製支保工軸力	. 421
义	2.3-243	ケース 2 鋼製支保工曲げモーメント	. 422
义	2.3-244	ケース 2 鋼製支保工せん断力	. 422
义	2.3-245	ケース 2 覆工コンクリート応力	. 423
义	2.3-246	調査坑道の先行掘削と処分坑道からの先行ボーリング	. 427
义	2.3-247	パイロットボーリング調査計画立案イメージ	. 428
义	$2.4 \cdot 1$	プロジェクトリスクの評価に必要なデータの連関図	. 431
义	2.4-2	地下発電所工事における調査内容	. 434
义	2.4 - 3	調査段階ごとに推定された建設コスト	. 435
义	2.4-4	繰り返しアプローチ	. 436
义	2.4-5	フェーズIの調査概念	. 436
义	2.4-6	調査ステップごとに得られた地質構造一覧	. 437
义	2.4-7	繰り返しアプローチによる推定地質構造の変遷	. 439
义	2.4-8	検討のフローチャート	. 440
义	2.4-9	解析領域(1,000m×1,000m×1,000m,立坑深度 500m)	. 441
义	2.4-10	湧水量対数変換値の期待値	. 449
义	2.4-11	換気立坑湧水対策コストリスクカーブ	. 451
义	2.4-12	データセット毎の湧水対策コストの VaR(95%)・VaR(50%)・算術平均値	. 452
义	2.4-13	中断日数リスクカーブ	. 453
义	2.4-14	データセット毎の中断日数の VaR(95%)・VaR(50%)・算術平均値	. 454
义	$2.4 \cdot 15$	スクリーニングに使用する反射法測線,ボーリング孔,トモグラフィ・VSP 断面	
	•••••		. 456
义	2.4-16	データセット毎の湧水対策コストの変化	. 457
义	$2.4 \cdot 17$	調査の進展と湧水量予測のばらつきの関係	. 458
义	2.4-18	湧水量分布の比較	. 459
义	2.4 - 19	瑞浪超深地層研究所における湧水量経時変化	. 460
义	2.4-20	瑞浪超深地層研究所における区間湧水量経時変化	. 460
义	2.4-21	記事数の推移	. 469
义	2.4-22	新聞記事掲載料調査結果	. 473
义	2.4-23	各記事文字数の比較	. 478
义	2.4-24	各記事におけるマイナスイメージ指数	. 478
义	2.4-25	情報のやり取りの推移	. 481
义	2.4-26	円借款プロジェクトの事後評価結果に基づくリスク要因の抽出結果	. 485
义	2.4-27	操業時のリスク	. 499

义	2.4-28	様々なコストと LCC の関係(概念)	500
义	2.4-29	情報化施工管理の概念	501
义	3.1-1	処分事業における品質保証体系の概念	506
义	3.1 - 2	立坑覆エコンクリートの健全性に影響を与える要因の関係	507
义	3.1-3	立坑覆エコンクリートの各段階で想定される影響要因と状態および影響期間	507
义	3.1-4	全体研究計画の作成の流れ	522
义	3.1-5	PDCAの流れ(右図はワイヤロープの品質管理を例示)	523
义	3.1-6	処分事業における品質保証体系の概念(再掲載)	523
义	3.1-7	統合的品質保証体系の概要	524
义	3.1-8	円周方向応力コンター図(GL-250m)	525
义	3.1-9	施工管理手法設定のための計測案	528
义	3.1-10	有効応力計を用いた施工管理手法の例	528
义	3.1-11	Mine-by Experiment (AECL)におけるスポーリング破壊	529
义	3.1-12	初期地圧と岩石の一軸圧縮強度に応じた破壊形態	529
义	3.1-13	エスポ硬岩研究所における Thermal Spalling の発生状況	530
义	3.1-14	APSE の試験実施場所	531
义	3.1-15	APSE の試験坑道	531
义	3.1-16	SKB の Äspö Pillar Stability Experiment における AE センサー配置	532
义	3.1-17	AE カウント数(左側:拘束圧作用、右側:拘束圧無し)	533
义	3.1-18	温度とAE計測結果の関係(坑道底面より3.5m下レベル)	534
义	3.1-19	立坑における AE 計測方法案	534
义	3.1-20	立坑一般部における設計検証の検討フロー	536
义	3.1 - 21	ショートステップ工法の施工手順図	537
义	3.1 - 22	解析モデル図	542
义	3.1-23	覆エコンクリート継ぎ目部	543
义	3.1-24	解析モデル詳細図	543
义	3.1 - 25	覆工コンクリートの弾性係数および強度特性	546
义	3.1-26	拘束条件	547
义	3.1 - 27	解析フロー	548
义	3.1 - 28	解析ステップ	550
义	3.1-29	B 計測配置図(深度 450m)	564
义	3.1-30	地中変位計 計測結果図	565
义	3.1-31	地中変位計測点の経時変化	565
义	3.1 - 32	覆エコンクリート応力度分布(上段)	567
义	3.1-33	覆エコンクリート応力度分布(中段)	567
义	3.1 - 34	覆エコンクリート応力度分布(下段)	568
义	3.1 - 35	覆エコンクリートの Z 方向応力度(修正ケース)の挙動	574
义	3.1-36	掘削進行長と養生日数の関係	575
义	3.1-37	有効応力計を用いた施工管理手法の例	577

义	3.1-38	構造物の要求性能に対する前提条件	580
义	3.1-39	検討フロー	581
义	3.1-40	品質管理システムの構成(案)	583
义	3.1-41	情報共有の概念	584
义	3.1-42	連続モニタリングシステムの事例	585
义	3.2 - 1	サイクルタイム調査検討範囲	587
义	3.2-2	実作業サイクルタイム(主立坑、GL-300~-400m 区間)	591
义	3.2-3	サイクルタイムの割合	593
义	3.2-4	実作業サイクルタイム(主立坑、GL-400~-460m 区間)	593
义	3.2-5	サイクルタイムの割合	598
义	3.2-6	実作業サイクルタイム(主立坑、GL-51.5m~-460m 区間)	599
义	3.2-7	実作業サイクルタイム(主立坑、GL-51.5m~-460m 区間(連接部除外))	600
义	3.2-8	実作業サイクルタイム(アクセス坑道、GL-300m 区間)	603
义	3.2-9	削岩時間の深度分布および頻度分布	606
义	3.2-10	ズリ出し時間の深度分布および頻度分布	606
义	3.2-11	深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係	607
义	3.2-12	壁面観察時間の深度分布および頻度分布	607
义	3.2-13	裏面排水時間の深度分布および頻度分布	608
义	3.2-14	型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布	608
义	3.2-15	その他損失時間の深度分布および頻度分布	609
义	3.2-16	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m区間)	
図	3.2-16	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611
図 図	3.2-16 3.2-17	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較	.611 612
义 义	3.2-16 3.2-17 3.2-18	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611 612 613
図 図 図 図	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611 612 613 614
図 図 図	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611 612 613 614 614
※ ※ ※ ※	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 壁面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611 612 613 614 614 615
X X X X X X X X X X X X X X X X X X X	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 壁面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面排水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611 612 613 614 614 615 615
X X X X X X X X X X X X X X X X X X X	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 壁面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面排水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611 612 613 614 614 615 615 615
N N N N N N N N N N N N N N N N N N N	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23 区間)	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 壁面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面排水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布 (主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611 612 613 614 614 615 615 30m 616
X X X X X X X X X X X X X X X X X X X	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23 区間) 3.2-24	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 壁面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面排水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611 612 613 614 614 615 615 615 616 町)
N N N N N N N N N N N N N N N N N N N	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23 区間) 3.2-24	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間)… 壁面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面排水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) その他損失時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間	.611 612 613 614 614 615 615 60m 616 町) 617
X X X X X X X X X X X X X X X X X X X	 3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23 区間) 3.2-24 3.2-25 	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 壁面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面排水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) その他損失時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611 612 613 614 614 615 615 615 616 町) 617 618
X X X X X X X X X X X X X X X X X X X	 3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23 区間) 3.2-24 3.2-25 3.2-26 	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 壁面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面排水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) さの他損失時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) さの他損失時間の実施項目別の割合(主立坑、GL-400~-460m 区間)	.611 612 613 614 614 615 615 60m 615 60m 616 周) 617 618 619
X X X X X X X X X X X X X X X X X X X	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23 区間) 3.2-24 3.2-25 3.2-26 3.2-27	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較	.611 612 613 614 614 615 615 60m 616 町) 617 618 619 620
K K K K K K K K K K K K K K K K K K K	 3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23 区間) 3.2-24 3.2-25 3.2-26 3.2-27 3.2-28 	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 壁面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面排水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) さの他損失時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) その他損失時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) さつ地損失時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) さつ地損失時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) この地損失時間の深度分布および頻度分布(日-51.5m~460m 区間) 前岩時間の深度分布および頻度分布(GL-51.5m~460m 区間)	.611 612 613 614 614 615 615 615 616 616 617 618 619 620 621
医尿尿尿 医尿尿尿尿 医	 3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23 区間) 3.2-25 3.2-26 3.2-27 3.2-28 3.2-29 	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面排水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間 その他損失時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間 設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(GL-51.5m~460m 区間) 削岩時間の深度分布および頻度分布(GL-51.5m~460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(GL-51.5m~460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(GL-51.5m~460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(GL-51.5m~460m 区間)	.611 612 613 614 614 615 615 60m 615 617 618 619 620 621 622
网络波波波 医 网络波波波 医	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23 区間) 3.2-24 3.2-25 3.2-25 3.2-26 3.2-27 3.2-28 3.2-29 3.2-30	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面緋水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 裏面排水時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) さの他損失時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(GL-51.5m~460m 区間) 削岩時間の深度分布および頻度分布(GL-51.5m~460m 区間) 減計し時間の深度分布および頻度分布(GL-51.5m~460m 区間) ※度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係 壁面観察時間の深度分布および頻度分布	.611 612 613 614 614 615 615 60m 616 町) 617 618 619 620 621 622 623
网络波波波波 医 网络波波波波	3.2-16 3.2-17 3.2-18 3.2-19 3.2-20 3.2-21 3.2-22 3.2-23 区間) 3.2-24 3.2-25 3.2-26 3.2-26 3.2-27 3.2-28 3.2-29 3.2-30 3.2-31	設計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(主立坑、GL-400~-460m 区間) 設計と実作業のサイクルタイムとの比較 削岩時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ズリ出し時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 深度と単位深さ当りのズリ出し時間の関係(主立坑、GL-400~-460m 区間) 壁面観察時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 型本・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) 20他損失時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) ドロートングリート工時間の深度分布および頻度分布(主立坑、GL-400~-460m 区間) この他損失時間の実施項目別の割合(主立坑、GL-400~-460m 区間) 約計と実作業のサイクルタイムの増分の比率(GL-51.5m~460m 区間) 削岩時間の深度分布および頻度分布(GL-51.5m~460m 区間)	.611 612 613 614 614 615 615 60m 615 617 618 619 620 621 622 623 624

义	3.2-33	その他損失時間の深度分布および頻度分布62	26
义	3.2-34	削岩時間の掘削延長方向分布および頻度分布(研究アクセス坑道)	27
义	3.2-35	ズリ出し時間の掘削延長方向分布および頻度分布(研究アクセス坑道) 62	28
义	3.2-36	掘削延長と単位長さ当りのズリ出し時間の関係(アクセス坑道)62	28
汊	3.2-37	壁面観察時間の掘削延長方向分布および頻度分布(研究アクセス坑道) 62	29
义	3.2-38	吹付コンクリート時間の掘削延長方向分布および頻度分布 (研究アクセス坑道))
			29
义	3.2-39	その他損失時間の掘削延長方向分布および頻度分布(研究アクセス坑道)6	30
义	3.2-40	補助工法に要する時間の深度分布および頻度分布(主立坑)	31
义	3.2-41	GL-200~-460m 区間の実作業サイクルタイム	38
义	3.2-42	実作業サイクルタイムの設計値からの増分の比率	41
义	3.2-43	換気立坑の施工実績(GL-200~-460m)	41
义	3.2-44	削岩時間の深度分布および頻度分布64	43
义	3.2-45	ズリ出し時間の深度分布および頻度分布64	44
汊	3.2-46	ズリキブル搬出量の深度分布64	44
义	3.2-47	壁面観察時間の深度分布および頻度分布	45
汊	3.2-48	裏面排水時間の深度分布および頻度分布	46
汊	3.2-49	型枠・コンクリート工時間の深度分布および頻度分布	47
义	3.2-50	その他損失時間の深度分布および頻度分布64	48
义	3.2 - 51	削孔数・単位体積当りの装薬量・割れ目本数の深度分布	50
义	3.2-52	当初計画における穿孔角度(左:主立坑、右:換気立坑)	50
义	3.2-53	V カット心抜き設計概念	51
义	3.2-54	ズリキブル搬出数量・搬出土量・土量変化率の深度分布	55
义	3.2 - 55	裏面排水工の設置方法	56
义	3.2-56	コンクリート打設量の深度分布68	58
义	3.2 - 57	主立坑掘削の工程分析-2003 年度~2005 年度(0m-GL-180m)	66
义	3.2-58	主立坑掘削の工程分析-2006 年度~2007 年度(GL-180m~GL-230m) 66	67
义	3.2-59	主立坑掘削の工程分析-2008 年度~2009 年度(GL-230m~GL-460m) 66	67
义	3.2-60	主立坑掘削の 100m サイクルの工程分析(1) (GL-200m~GL-300m)	38
义	3.2-61	主立坑掘削の100m サイクルの工程分析(2) (GL-300m~GL-400m)	38
义	3.2-62	主立坑掘削の100m サイクルの工程分析(2) (GL-400m~GL-500m)	39
义	3.2-63	主立坑掘削の全体工程の実績と予測(GL0m~GL-1000m)	39
义	4.1-1	探り削孔の孔配置	71
义	4.1-2	BTV 観察結果	72
义	4.1-3	ステレオネット:壁面観察結果(GL-400.2~415.6m)	72
図	4.1-4	セメントミキサー	73
図	4.1-5	注入ボンプ	74
义	4.1-6	電磁流量計	74
义	4.1-7	高圧エアパッカー	74

义	4.1-8	グラウト孔配置(左:断面図、右:配置図)	675
义	4.1-9	換算ルジオン値の測定結果(左:実績図、右:低減図)	677
义	4.1-10	単位セメント量(左:実績図、右:低減図)	677
义	4.1-11	換算ルジオン値の超過確率図	678
义	4.1-12	ルジオン値と注入量の相関図	678
义	4.1-13	探り削孔の孔配置	679
义	4.1-14	BTV 観察結果	680
义	4.1-15	グラウト孔配置	681
义	4.1-16	孔配置図	683
义	4.1-17	瞬時流量 経時変化(No.442-1-001)	683
义	4.1-18	孔配置図	684
义	4.1-19	孔配置図	685
义	4.1-20	孔配置図	686
义	4.1-21	孔配置図	687
义	4.1 - 22	グラウトが注入できた孔	688
义	4.1 - 23	実質注入 0L または注入省略した孔	688
义	4.1-24	換算ルジオン値の測定結果(左:実績図、右:低減図)	689
义	4.1 - 25	水押しルジオン値の測定結果(左:実績図、右:低減図)	689
义	4.1-26	単位セメント量(左:実績図、右:低減図)	690
义	4.1 - 27	換算ルジオン値の超過確率図	690
义	4.1-28	水押しルジオン値の超過確率図	691
义	4.1 - 29	換算ルジオンと水押しルジオンの関係	691
义	4.1-30	ルジオン値と単位セメント量の関係	692
义	4.1-31	グラウト浸透状況	693
义	4.1 - 32	GL-433.8~436.4m における壁面観察	694
义	4.1-33	GL-452.0~453.4m における壁面観察	694
义	4.1 - 34	実施場所	695
义	4.1 - 35	超高圧パッカーの仕様	695
义	4.1-36	地下水圧とグラウト初期強度の釣り合い	697
义	4.1-37	高角度の透水性割れ目とグラウト注入孔との関係	697
义	4.1-38	深度 420.8~428.4m 間で実施したグラウト孔配置(側面図)	698
义	4.1-39	深度 420.8~428.4m 間で実施したグラウト孔配置(断面図)	698
义	4.1-40	立坑で使用したグラウトポンプ	699
义	4.1-41	立坑で使用した電磁流量計(検出・記録部)	699
义	4.1 - 42	立坑で使用した電磁流量計(制御部)	699
义	4.1-43	立坑で使用したパッカー	700
义	4.1-44	高圧パッカー(THP-52)	700
义	4.1-45	高圧グラウトポンプ(RSP-100×2N)	701
义	4.1-46	ベーンせん断試験装置	703
义	4.1-47	湧水圧に抵抗する力の釣り合いモデル	705

义	4.1-48	グラウト改良範囲とグラウト浸透範囲の関係	705
义	4.1-49	必要せん断強度の試算結果(グラウト注入量:500L/本の場合)	706
义	4.1-50	必要せん断強度の試算結果(グラウト注入量:1,000L/本の場合)	706
义	$4.1 \cdot 51$	瞬時流量の経時変化	707
义	4.1 - 52	注入圧の経時変化	707
义	4.1 - 53	注入材の経時変化	708
义	$5.1 \cdot 1$	一般的な管理体制の分類	712
义	5.1-2	管理基準値の調査結果	712
义	5.1^{-3}	研究坑道の計測管理基準値と安全管理体制	712
义	5.1-4	限界ひずみと一軸圧縮強さとの関係	713
义	5.1^{-5}	2007年制定コンクリート標準示方書維持管理編における要求性能	729
义	5.1-6	研究抗道における要求性能(案)	732
义	5.1-7	外因の分類	739
义	5.1-8	内因の分類	741
义	5.2 - 1	CL・D 支保パターン断面図	743
义	5.2-2	CL-1・D-1 支保パターン断面図	743
义	5.2^{-3}	立坑覆工コンクリート平面模式図	745
义	5.2-4	立坑覆工コンクリートモニタリングイメージ図	782
义	5.2 - 5	デジタルビデオ(既存システム)による計測技術概要図	783
义	5.2-6	解析ソフトによるクラック画像処理技術(その1)	789
义	5.2-7	解析ソフトによるクラック画像処理技術(その2)	790
义	5.2-8	解析ソフトによるクラック画像処理技術(その3)	791
义	5.2-9	解析ソフト	792
义	5.2 - 10	展開図と撮影画像の合成	793
义	5.2 - 11	展開図とひび割れデータの合成	794
义	5.2 - 12	展開図とトレースしたひび割れデータの合成	795
义	$5.2 \cdot 13$	変状展開図の撮影画像合成、変状数量の集計、経時変化の管理	796
义	5.2-14	昇降台車カメラ設置位置	797
义	5.2 - 15	立坑内他断面参考図	798
义	5.2 - 16	作業フロー図	799
义	$5.3 \cdot 1$	道路アセットマネジメントのフロー	806
义	5.3-2	アセットマネジメントの目的、効用とLLC最小化の概念	807
义	5.3^{-3}	アセットマネジメントの導入とコスト試算、管理システムの概念	807
义	5.3-4	現状の技術の調査、分析と瑞浪超深地層研究所への適用	808
义	5.3 - 5	研究所建設・運営影響による変状と構造的変状への区分け	808
义	5.3-6	支保工長期劣化の調査の基本的な考え方	809
义	5.3-7	坑道マッピングシステムイメージと坑道レーザースキャナデータイメージ	810

表リスト

表	1-1 7	習深地層研究計画第2段階の工学技術に関する個別研究テーマー覧	2
表	2.1-1	JACIC の風化、変質区分表(上:風化区分表、下:変質区分表)	5
表	2.1 - 2	深度毎の割れ目本数(主立坑)	9
表	2.1 - 3	方向別のシュミットハンマー試験結果	10
表	2.1-4	電研式岩盤等級区分基準	11
表	2.1-5	採用した電研式岩盤分類の評価区分表	11
表	2.1-6	岩石の強さ(一軸圧縮強度)	11
表	2.1-7	不連続面の間隔	11
表	2.1-8	割れ目の性状	11
表	2.1-9	RMR 値から求められる地山分類	12
表	2.1-10	RMR の評価区分表	12
表	2.1-11	新 JH における岩石グループの区分	12
表	2.1-12	新 JH における岩石グループに応じた評価点	13
表	2.1-13	採用した新 JH の評価区分表(岩石グループ 2 の場合)	14
表	2.1-14	採用した新 JH の評価区分表(岩石グループ 4 の場合)	15
表	2.1-15	岩盤分類の適合性のまとめ	17
表	2.1-16	「方向別のシュミットハンマー試験結果(一軸圧縮強さ:MPa)	39
表	2.1 - 17	掘削ズリを用いた力学試験結果	40
表	2.1-18	岩盤分類の適合性のまとめ	46
表	2.1-19	採用した新 JH の評価区分表(岩石グループ 1 の場合)	47
表	2.1-20	RMR 値から算定した岩盤の弾性係数	68
表	2.1-21	事前設計との比較(岩石の一軸圧縮強度)	71
表	2.1-22	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)	71
表	2.1-23	事前設計で想定した岩盤物性(花崗岩)	73
表	2.1-24	RMR 値から推定した岩盤の弾性係数	73
表	2.1 - 25	B 計測の調査項目と調査箇所	76
表	2.1-26	C 計測の調査項目と調査箇所	76
表	2.1 - 27	B計測の調査項目と調査箇所	110
表	2.1-28	C 計測の調査項目と調査箇所	110
表	2.2-1	地震観測装置設置状況	143
表	2.2-2	地震観測記録一覧	145
表	2.2-3	地盤物性值	169
表	2.2-4	1次元重複反射解析の解析モデル	170
表	2.3-1	石英以外の鉱物の粘土化が著しい箇所(目視判断)	185
表	2.3-2	層区分ごとの割れ目の傾斜方向と傾斜分布の特徴	192
表	2.3-3	インデュースド・フラクチャー読取一覧表	199
表	2.3-4	水理試験区間および確認した平衡水位一覧	202

表	2.3-5	詳細解析により求めた平衡水位一覧	202
表	2.3-6	No.1~No.6 標準解析結果一覧	204
表	2.3-7	No.8~No.12標準解析結果一覧	205
表	2.3-8	No.1~No.4 詳細解析結果一覧	205
表	2.3-9	水理定数の代表値	207
表	2.3 - 10	深度区間ごとの湧水流量一覧	208
表	2.3-11	RQD の平均および単位割れ目数,割れ目傾斜角度の構成比率	. 210
表	2.3-12	主な物理探査項目の結果地質分類単元毎の比較	. 215
表	2.3-13	検層結果データのばらつき状況一覧	215
表	2.3-14	検層データより推察される各地質単元の性状の整理	. 216
表	$2.3 \cdot 15$	湧水量算出に使用する入力値	222
表	2.3-16	実測値をもとにして得られた湧水量	. 223
表	$2.3 \cdot 17$	湧水量の比較	224
表	2.3-18	湧水量の比較	227
表	2.3 - 19	考慮する事象	230
表	2.3-20	設計時に用いた材料物性値	243
表	2.3 - 21	D 級岩盤弾性係数(単位: MPa)	. 249
表	2.3-22	CL級岩盤弾性係数(単位:MPa)	. 250
表	2.3 - 23	C _M 級岩盤弾性係数(単位:MPa)	. 250
表	2.3 - 24	C _H 級岩盤弾性係数(単位:MPa)	. 250
表	2.3 - 25	各岩級における弾性係数(単位:MPa)	. 250
表	2.3-26	解析に用いる材料定数	251
表	2.3-27	水・応力連成解析に用いる透水係数	. 253
表	2.3-28	解析に用いる支保工の断面諸量	. 254
表	2.3 - 29	支保工の材料特性値	254
表	2.3-30	覆工コンクリートの材料特性値	254
表	2.3 - 31	解析に用いる要素定義及び材料構成則	255
表	2.3 - 32	解析ケース	257
表	2.3 - 33	考慮する事象	360
表	2.3 - 34	設計時に用いた材料物性値	. 362
表	2.3 - 35	岩盤等級からの力学物性値の推定	368
表	2.3-36	VP 波速度から算出された岩盤定数	. 368
表	2.3 - 37	解析に用いる支保工の断面諸量	. 371
表	2.3 - 38	支保工の材料特性値	. 371
表	2.3 - 39	式(3.2.3-1)の定数 a、b、d の値	372
表	2.3-40	覆エコンクリートの物性値	. 373
表	2.3-41	解析に用いる要素定義及び材料構成則	. 374
表	2.3-42	解析ケース	. 374
表	2.3-43	一軸圧縮試験概要	. 399
表	2.3-44	一軸圧縮試験結果	400

表	2.3-45	構成モデルのパラメータの同定結果	404
表	2.3-46	透水係数の設定	415
表	2.3-47	解析ケースにおける透水係数と側圧係数の設定	416
表	2.3-48	設計段階で未確認の不良岩盤への対応	426
表	2.4-1	各施設で検討すべき対象リスク事象総括表	433
表	2.4-2	割れ目情報	442
表	2.4-3	割れ目特性	444
表	2.4-4	割れ目パラメータ	445
表	2.4-5	BTV 観察データから推定した割れ目方向 Bingham 分布パラメータ	446
表	2.4-6	割れ目ネットワークモデル一覧	447
表	2.4-7	湧水量の分類および対策案	450
表	2.4-8	川辺川ダムの諸元	467
表	2.4-9	1998 年から 2000 年までの記事件数の検索結果	469
表	2.4-10	原子力発電所のトラブル隠しの原因分析に対応した食中毒事件の想定原因	470
表	2.4-11	原子力発電所のトラブル隠しの原因分析に対応した湧水問題の想定原因	476
表	2.4-12	新聞記事検索結果	477
表	2.4-13	プレス文	480
表	2.4-14	公表された記事とプレス文の数の推移	481
表	2.4-15	社会的影響の原因とその特徴	483
表	2.4-16	処分事業の特徴	484
表	2.4-17	プロジェクトの各段階におけるコスト変動リスク	486
表	2.4-18	供用後の鉄道トンネルにおける変状原因	487
表	2.4-19	操業リスクを考える上での問題点	497
表	2.4-20	操業時リスク一覧	499
			-
表	3.1-1	立 い 復 上 コンクリートへの 影響 機構	508
表	3.1-2	立坑復上コンクリートの健全性に係る影響要因と品質保証の対象項目一覧表	509
表	3.1-3	利用可能なアータとアータの偏りに関する設問	510
表	3.1-4	个確美性評価に関する設問	510
表	3.1-5	利用可能なアータとアータの偏りに関する分析(1)	512
表	3.1-6	利用可能なアータとアータの偏りに関する分析(2)	513
表	3.1-7	利用可能なアータとアータの偏りに関する分析(3)	514
表	3.1-8	利用可能なアータとアータの偏りに関する分析(4)	515
表	3.1-9	利用可能なアータとアータの偏りに関する分析(5)	516
表	3.1-10	个確美性評価に関する分析(1)	517
表	3.1-11	へ確実性評価に関する分析(2)	518
表	3.1-12	个確美性評価に関する分析(3)	519
表	3.1-13	个確美性評価に関する分析(4)	520
表	3.1-14		521
表	3.1 - 15	解杕ステップ(換気立坑の FEM 逐次掘削解析)	526

表	3.1 - 16	スポーリング破壊の発生可能性(試算結果)	531
表	3.1-17	掘削履歴	539
表	3.1-18	立坑諸元	541
表	3.1-19	解析に使用した要素の種類	541
表	3.1-20	解析モデル	542
表	3.1-21	健岩部および発破損傷領域の物性値	544
表	3.1-22	覆エコンクリートの弾性係数	545
表	3.1-23	覆エコンクリートの物性値	546
表	3.1-24	解析ステップの施工延長	549
表	3.1 - 25	岩盤-変形/XY 主応力/Z 方向応力(標準ケース:解析ステップ 9)	552
表	3.1-26	岩盤-変形/XY 主応力/Z 方向応力(修正ケース:解析ステップ 9)	553
表	3.1-27	覆工-変形/XY 主応力/Z 方向応力(標準ケース:解析ステップ 9)	554
表	3.1-28	覆工-変形/XY 主応力/Z 方向応力(修正ケース:解析ステップ 9)	555
表	3.1-29	掘削に伴う壁面変位量	556
表	3.1-30	掘削に伴う地中変位	557
表	3.1-31	地中変位量(標準ケース)	558
表	3.1-32	地中変位量(修正ケース)	558
表	3.1-33	解析ケース毎の挙動	559
表	3.1-34	覆エコンクリート応力度の挙動	560
表	3.1-35	覆エコンクリートの応力度(深度 450m スパン)	561
表	3.1-36	覆エコンクリート応力値(上段)(標準ケース)	562
表	3.1-37	覆エコンクリート応力値(中段)(標準ケース)	562
表	3.1-38	覆エコンクリート応力値(下段)(標準ケース)	562
表	3.1-39	覆エコンクリート応力値(上段)(修正ケース)	563
表	3.1-40	覆エコンクリート応力値(中段)(修正ケース)	563
表	3.1-41	覆エコンクリート応力値(下段)(修正ケース)	563
表	3.1-42	B 計測の設置個所と計測項目	564
表	3.1-43	地中変位計測結果(E-1)	566
表	3.1-44	地中変位計測結果(E-2)	566
表	3.1-45	地中変位計測結果(E-3)	566
表	3.1-46	地中変位計測結果(E-4)	566
表	3.1-47	覆工コンクリート計測結果(その 1/上段)	569
表	3.1-48	覆工コンクリート計測結果(その 2/中段)	569
表	3.1-49	覆工コンクリート計測結果(その 3/下段)	569
表	3.1 - 50	地中変位計 解析結果との比較	571
表	$3.1 \cdot 51$	覆エコンクリート応力計 解析結果との比較	572
表	$3.1 \cdot 52$	掘削進行長と養生日数の比	574
表	3.2-1	施工性の確認のために取得するデータ	586
表	3.2-2	主立坑サイクルタイム (①堆積岩 CL)	588
表	3.2-3	主立坑サイクルタイム (②花崗岩 CM)	589

表	3.2-4	GL-300~-400m 区間におけるサイクルタイム集計表(主立坑)	. 590
表	3.2 - 5	GL-400~-460m 区間におけるサイクルタイム集計表(主立坑)	. 592
表	3.2-6	GL-51.5m~-460m 区間におけるサイクルタイム集計表(主立坑)	. 595
表	3.2-7	GL-300m、水平坑道区間におけるサイクルタイム集計表(アクセス坑道)	. 602
表	3.2-8	設計と実作業のサイクルタイムとの比較(主立坑、GL-300~-400m 区間)	. 605
表	3.2-9	設計と実作業のサイクルタイムとの比較(主立坑、GL-400~-460m 区間)	611
表	3.2 - 10	その他損失 実施項目一覧表(主立坑、GL-400~-460m 区間)	. 617
表	3.2-11	設計と実作業のサイクルタイムとの比較(GL-51.5m~460m 区間)	. 619
表	3.2 - 12	設計サイクルタイムと実作業のサイクルタイムとの比較(研究アクセス坑道)	
			. 627
表	3.2-13	その他損失のうち 60 分以上要した作業一覧	. 632
表	3.2-14	設計サイクルタイム(花崗岩 CH 級)	. 633
表	3.2 - 15	GL-200~-300m 区間におけるサイクルタイム集計表	. 635
表	3.2-16	GL-300~-400m 区間におけるサイクルタイム集計表	. 636
表	3.2 - 17	GL-400~-460m 区間におけるサイクルタイム集計表	. 637
表	3.2 - 18	GL-200~-460m 区間におけるサイクルタイムのまとめ	. 637
表	3.2 - 19	設計サイクルタイムと GL-200~-460m 区間の実作業サイクルタイムの比較	
			. 640
表	3.2-20	ポンプ座施工を含むサイクルの施工数量	. 661
表	3.2 - 21	ポンプ座施工を含むサイクルの実作業サイクルタイム	. 662
表	3.2-22	ポンプ座施工の設計サイクルタイム	. 663
丰	1 1-1	探り削りの結果	671
水耒	4.1.1	₩今的化砂相木	673
水志	4.1 2	ガラウト注入結果	676
云志	4.1.0	アフラー 江八相木	679
玉表	4 1-5	₩今的10%和本	681
玉	4.1-6	注19日	683
表表	4 1-7	注入 結果 一	684
表	4 1-8	注入結果一覧	685
表	4.1-9	注入結果一覧	. 686
表	4 1-10	注入結果一覧	687
表	4.1-11	グラウト設備で対応可能となる深度の予想結果(差圧=1MPaの場合)	. 702
表	4.1-12	深度 1.000m でのグラウトに必要となるグラウト設備(差圧=1MPa の場合)	
-			. 702
表	4.1-13	ベーンせん断試験結果(6時間経過時)	. 704
表	4.1-14	必要初期せん断強度に関する試算結果	. 706
表	4.1-15	セメント系グラウトによる改良限界の考察	. 708
表	4.1-16	配合切替基準(深度 442.1m)	. 709
表	4.1-17	新配合切替基準(深度 500m 以深)	. 709

表	4.1-18	チェック孔のグラウト注入孔数	. 710
表	5.1-1	解析に用いて物性値	. 714
表	5.1-2	内空変位(予備ステージ)の管理基準値	. 714
表	5.1^{-3}	天端沈下(予備ステージ)の管理基準値	. 715
表	5.1-4	内空変位(主立坑連接部 NATM 区間)の管理基準値	. 716
表	5.1^{-5}	レーザー内空変位の管理基準値	. 716
表	5.1-6	地中変位(立坑一般部および連接部)の管理基準値	. 718
表	5.1-7	地中変位(予備ステージ)の管理基準値	. 721
表	5.1-8	先行変位(主立坑一般部 GL-200m~GL-295m)の管理基準値	. 722
表	5.1 - 9	覆エコンクリート応力(主立坑)の管理基準値	. 723
表	$5.1 \cdot 10$	鋼製支保工応力(主立坑)の管理基準値	. 724
表	$5.1 \cdot 11$	鋼製支保工応力(予備ステージ)の管理基準値	. 725
表	5.1 - 12	吹付コンクリート応力(主立坑連接部)の管理基準値	. 725
表	5.1-13	吹付コンクリート応力(予備ステージ)の管理基準値	. 726
表	5.1-14	ロックボルト軸力(主立坑連接部)の管理基準値	. 726
表	5.1 - 15	ロックボルト軸力(予備ステージ)の管理基準値	. 727
表	5.1 - 16	コンクリート標準示方書における評価及び判定	. 730
表	5.1 - 17	鉄道標準における要求性能	. 730
表	$5.1 \cdot 18$	トンネルの性能項目と照査指標の例(安全性に関するもの)	. 731
表	5.1 - 19	要求性能の具体的な内容	. 732
表	5.1 - 20	劣化機構と要因、指標、現象の関係	. 734
表	5.1 - 21	環境条件、使用条件から推定される劣化機構	. 735
表	5.1 - 22	外力によるトンネルの変状	. 736
表	5.1 - 23	材料劣化によるトンネルの変状	. 737
表	5.1 - 24	漏水箇所による漏水形態の分類	. 737
表	5.1 - 25	トンネル建設工法と漏水原因の分類	. 738
表	5.1 - 26	注意を要する漏水の変状現象	. 738
表	5.1 - 27	外因の概要	. 740
表	5.1 - 28	内因の概要	. 741
表	5.2 - 1	覆エコンクリートの変状要因	. 744
表	5.2-2	非接触測定のモニタリング方法	. 747
表	5.2^{-3}	埋込みセンサーのモニタリング方法(光センサー)	. 748
表	5.2-4	埋込みセンサーのモニタリング方法(表面設置)	. 749
表	5.2 - 5	モニタリング方法の詳細(1)	. 751
表	5.2-6	モニタリング方法の詳細(2)	. 752
表	5.2-7	モニタリング方法の詳細(3)	. 753
表	5.2-8	モニタリング方法の詳細(4)	. 754
表	5.2-9	モニタリング方法の詳細(5)	. 755
表	5.2 - 10	モニタリング方法の詳細(6)	. 756

表	5.2 - 11	モニタリング方法の詳細(7)757
表	5.2 - 12	モニタリング方法の詳細(8)758
表	$5.2 \cdot 13$	モニタリング方法の詳細(9)759
表	5.2 - 14	モニタリング方法の詳細(10)760
表	5.2 - 15	モニタリング方法の詳細(11)761
表	5.2 - 16	モニタリング方法の詳細(12)762
表	5.2 - 17	モニタリング方法の詳細(13)763
表	5.2 - 18	モニタリング方法の詳細(14)764
表	5.2 - 19	モニタリング方法の詳細(15)
表	5.2-20	モニタリング方法の詳細(16)766
表	5.2 - 21	モニタリング方法の詳細(17)767
表	5.2 - 22	モニタリング方法の詳細(18)768
表	5.2 - 23	モニタリング方法の詳細(19)769
表	5.2 - 24	モニタリング方法の詳細(20)770
表	5.2 - 25	モニタリング方法の詳細(21)
表	5.2 - 26	モニタリング方法の詳細(22)772
表	5.2 - 27	モニタリング方法の詳細(23)
表	5.2-28	モニタリング方法の詳細(24)774
表	5.2 - 29	モニタリング方法の詳細(25)
表	5.2 - 30	モニタリング方法の詳細(26)776
表	5.2 - 31	モニタリング方法の詳細(27)777
表	5.2-32	モニタリング方法の詳細(28)778
表	5.2 - 33	モニタリング方法の詳細(29)779
表	5.2 - 34	モニタリング方法の適応範囲と運用性780
表	5.2 - 35	使用機器仕様一覧
表	$5.3 \cdot 1$	空洞安定性を長期的に確保するための手法の提案
表	5.3-2	効率的な維持管理のための望ましい地下坑道マネジメント
表	5.3 - 3	調査の対象とする計測、モニタリング技術809

写真リスト

写真	5.2 - 1	デジタルビデオカメラ及び照明設置完了状況	784
写真	5.2-2	同上側面方向写真	784
写真	5.2-3	大深度立坑における内径 φ6.0m立坑全周壁面展開(撮影深度 150m~160m)	705
写真	5.2-4	大深度立坑における内径 ø6.0m立坑全周壁面展開(撮影深度 330m~340m)	189
			785
写真	5.2 - 5	画像貼合写真	786
写真	5.2-6	本ソフトによる貼り合せ写真	787
写真	5.2-7	デジタルビデオカメラによる各種撮影画像	788

1. 研究概要

独立行政法人日本原子力研究開発機構東濃地科学センターでは、地層処分技術に関する研究開 発のうち深地層の科学的研究(地層科学研究)の一環として、結晶質岩(花崗岩)を対象とした 超深地層研究所計画を進めている。本計画は、「第1段階;地表からの調査予測研究段階」、「第2 段階;研究坑道の掘削を伴う研究段階」、「第3段階;研究坑道を利用した研究段階」の3段階か らなる。本計画における深地層の工学技術の基盤の整備として、「工学技術に関する検討」では、 「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」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。表1-1 に本研究の研究課題分類を示す。

本報告書は、上記の4項目の課題について、瑞浪超深地層研究所研究坑道掘削工事で取得され るデータや情報に基づき検討・解析した結果を取りまとめたものである。

分類	大分類	中分類
		研究坑道レイアウト
		支保設計
	施設・巩迫設計	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確	施工計画	設備計画
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	排水処理設備
		その他設備
		機械設備費用の考え方
		掘削技術の検討
	掘削工法	支保技術の検討
		覆工技術の検討
		補助工法の検討
②研究坑道の建設技術		その他工法の検討
の有効性の確認		取得情報の品質管理技術
	品質管理・保証	施丁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検討
		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
	地下水に関わる突発的事象	水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		承上型 () · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
技術の有効性の確認		通水 · · · · · · · · · · · · · · · · · · ·
		ガラウト谷の星質管理のための調本・評価技術
		アノノー 後の 面員 目 座の ための 調査 前 画 役 桁 晋 倍 耳 淮 た ど の 動 向 調 本
	秋元本中の町一江云町安囚 に関わる対策技術	※元金平なこ シジョロ 副 本 と の 動 向 調本
①安全性を確保する技		1.4.5.1000はCジジ内明旦 通気・拗気計画
一 (5 久工)」で唯体) 3 12 術の有効性の確認	安全管理	迎へ 送入町四 堂時の占給管理システム
		北党時の情報伝達システム
		25日間20日本日本2017 20
	常時の安全管理	維持管理

衣 - 超床地層研究計画弗 2 段階の上子技術に 男9 る 値別研究ナーマー	2111に関9 回回別研究ナーマー見
--	--------------------

平成21年度、平成22年度の工学技術に関する研究で実施した研究概要を以下個別に示す。
1.1 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

研究坑道掘削工事において、中間深度程度である深度 450m 付近までの掘削時に取得した計測 データをもとに「第1段階」で実施した設計の予測値と計測データを対比し、相違の有無を確認 した。相違がある場合にはその原因を究明することにより設計の妥当性を検証した。具体的には、 花崗岩部で得られた各種計測データの整理とその分析結果に基づき岩盤、覆工の変位挙動を把握 するとともに、設計時とのデータとの対比による妥当性の検証を実施した。また、地表および深 度 100m、深度 300m 地点に設置した地震計等の計測結果を分析し、第1段階で実施した耐震設 計手法の妥当性についても検討した。

さらに、パイロットボーリングにより得られる情報の有効性を確認し、深度 500m 以深のパイ ロットボーリング計画の検討を実施した。

(2) 大規模地下開発プロジェクトを対象としたリスクマネジメント手法の適用性の検討

研究坑道掘削工事を事例として、平成 20 年度までに開発した大規模地下開発プロジェクトを 対象としたリスクマネジメント手法のプロトタイプを適用し、その有効性を評価した。また、地 下研究施設を対象とした操業時のリスク要因を抽出し、その評価方法とリスク低減策についても 検討した。

1.2 研究坑道の建設技術の開発

(1) 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

「施工・計測データにもとづく設計の妥当性の評価」の検討結果に基づき、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った。

- ・データの取得、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
- ・大深度地質環境下における設計、施工への適用性、深さ方向に依存する事項、問題点の抽出、 適用性評価に必要となるデータ項目などの抽出
- ・将来の地層処分場の建設、操業段階の品質保証の方策に資するノウハウの蓄積
- (2) 立坑掘削工法の適用性に関する検討

ショートステップ工法の施工性の観点からの妥当性を評価するために、従来から実施している サイクルタイムを地質の相違や深度依存などの観点から分析評価を実施した。

1.3 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

深部地質環境下では、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ことが想定されるため、それに必要な技術の抽出と施工技術等の開発を 行うために、深度 400m 以深で実施したグラウチング工事についてのとりまとめと、これまでに 実施した研究坑道掘削に伴う湧水抑制対策の実績および国内の深部地下構造物におけるグラウチ ング工事実績などを参照しつつ、深度 500m 以深の研究坑道掘削工事で必要となるグラウチング 計画案の提示と課題を抽出した。

1.4 安全性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

空洞安定性を長期的に確保するために適切な手法として、長期的な支保工の劣化状況の調査手法(計測、モニタリング、力学的変状、化学的変質など)に関して、既設の地下構造物の建設事 例や研究坑道掘削工事において適用されている技術を対象として、それらの有効性評価、適用性 の考え方、今後の技術開発の方向性などを、安全性を確保する技術の中核として検討した。

以降、各項目の成果について詳述する。

2. 研究坑道の設計・施工計画技術の開発

2.1 施工・計測データに基づく設計の妥当性の評価

2.1.1 主立坑における坑道壁面観察結果の整理と岩盤分類

(1) 風化·変質

JACIC ((財)日本建設情報総合センター)の風化、変質区分表¹⁾(表 2.1-1 参照)に基づいて 風化、変質を区分した。なお、ここでの風化とは、岩石が地表にさらされてルーズな含水物質に 変化する過程に着目したものであり、変質とは、鉱物の分解・生成・化学成分の変化や組織の変 化に着目したものである。主立坑に適用した分類結果を図 2.1-1 に示す。全体に風化はみられな いが断層の影響により中~強の変質が見られる。

表 2.1-1 JACIC の風化、変質区分表¹⁾(上:風化区分表、下:変質区分表)

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。
β	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。

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 2.1-1 風化·変質の状況(主立坑 GL-300m~-460m)

(2) 湧水

主立坑における湧水状況を図 2.1-2 に示す。図より 300~340mにおいては滲水(濡れている 状態)が見られ、また 340m~400m では大部分が湿っぽい状態、または乾燥した程度であるこ とが分かる。さらに、400m~460m では全域において「滲水」に分類されている。全体的には深 度が進むにつれて湧水が顕著に増減しないことが示されている。



例

なし

滲水

滴水 流水

湿っぽい

凡

1

2

3

4

5

湧 水

(3) 割れ目

主立坑における壁面観察結果の割れ目トレース図を図 2.1-3 に、割れ目の本数の深度変化を図 2.1-4 に示し、主立坑側の深度方向における岩盤中の割れ目本数を表 2.1-2 に示す。観察された 割れ目のほとんどは、60 度以上の高角度割れ目であり、NNW~SE 方向への変質が見られるこ とより、縦方向亀裂の割れ目が NNW~SE 方向へ主立坑を貫通しているものと推定される。



図 2.1-3 割れ目の状況 (主立坑、GL-300m~-460m)





深度(GLm)	割れ目本数(本)
$300 \sim 360$	$30 \sim 50$
$360 \sim 400$	$50{\sim}70$
$400 \sim 430$	$40 \sim 60$
$430 \sim 460$	$50{\sim}70$

表 2.1-2 深度毎の割れ目本数(主立坑)

(4) 岩石強度

壁面観察時に、各方向(NE、SE、SW、SE)の1地点あたり3回、シュミットハンマー試験 を実施している。シュミットハンマー反発値と一軸圧縮強さの関係について、JGS 3811-2004²⁾ を参考にして推定された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 2.1-5 に示す。また方向別の平均値を表 2.1-3 に示す。

図 2.1-5 から、特に深度方向における大きな変化や方向による変化は確認できなかった。また、 表 2.1-3 の通り、壁面の割れ目頻度分布との対比から連続的に変質部が認められた NNW~SE 方向の領域におけるシュミットハンマー試験結果は、相対的に小さな推定一軸圧縮強さを与えて おり、本試験結果は主立坑の地質状況を反映していると考えられる。

我 Z. I=	5 パーラックン	エミッドハン	~ 二 訊 殿 和 木	
方角	NE	SE	SW	NW
推定一軸圧縮強さ(MPa)	34.9	26.6	13.2	17.3

表 2.1-3 方向別のシュミットハンマー試験結果

ただし、シュミットハンマーによる試験結果はばらつきが大きいため、この方法による推定値 についてはあくまでも参考結果として利用するのが適切であると考えられる。



図 2.1-5 主立坑における換算一軸圧縮強さの深度変化 *NE, SE, SW, NW はそれぞれ立坑壁面での測定場所の方位を表す

(5) 岩盤分類

坑道壁面観察では、平成 20 年度までの研究 3 と同様、国内で適用されている代表的な岩盤分類 法として電中研式、RMR 法、新 JH 分類を適用している。各々の分類法に関する評価基準を表 2.1-4~表 2.1-14 に示す。

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澄んだ音を出す。
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 着力は減少しており、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。

表 2.1-4 電研式岩盤等級区分基準 4)

評価項目	A B		СН	CM	CL	D
山了改在	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
石石强度(岩質)	-	-	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
ハンマー打革	澄んだ青	音を出す	少し濁っ†	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	風化変質無し	多少風化変質	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		—	—		_
割日の世能	-	_	粘土の薄層	粘土の層	粘土	
割日の状態	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 2.1-5 採用した電研式岩盤分類の評価区分表

表 2.1-6 岩石の強さ(一軸圧縮強度)

一軸圧縮強度 (MPa)	100以上	$100 \sim 50$	$50 \sim 25$	$25 \sim 10$	$10 \sim 5$	5以下
区分	А	В	С	D	Е	F

表 2.1-7 不連続面の間隔

不連続面の間隔(cm)	200 以上	$200 \sim 60$	$60 \sim 20$	$20 \sim 6$	$6 \sim 2$	2 以下
区分	А	В	С	D	Ε	F

表 2.1-8 割れ目の性状

	密着	開口(高透水性)	不明瞭
割れ目の	相対する亀裂面が、挟在物の有無	相対する亀裂面が、かみ合わない	亀裂面の間に挟在物あるいは充
性状	に関係なく密着するもの	もの	填物があり、密着と判定できない
			もの
区分	1	2	3

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

表	2.1–9	RMR 値から求められる地山分類 ⁵⁾

A.5	了親ノ	ヽフメ	ータとその記	半点						
1	イン	ンタ	ポイント	> 10 MPa	$4\sim 10 \text{MPa}$	$2\sim 4$ MPa	1∼2MPa	一軸圧約	縮強度が	望ましい
	ク	トロ	ロード強							
	ック	クの	度指数							
	強	度	一軸圧縮	> 250 MPa	$100{\sim}250 \text{MPa}$	50~100MPa	$25\sim 50 \mathrm{MPa}$	$5 \sim 25$	$1 \sim 5$	1MPa
			強度					MPa	MPa	以下
		評	価点	15	12	7	4	2	1	0
2		F	RQD	$90 \sim 100\%$	$75 \sim 90\%$	$50{\sim}75\%$	$25 \sim 50\%$		<25%	
		評	価点	20	17	13	8		3	
3	7	「連続	面の問隔	> 2m	$0.6{\sim}2m$	$200{\sim}600$ mm	$60{\sim}200$ mm		<60mr	n
		mult	评点	20	15	10	8		5	
4	イ	「連続	面の状態	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:	\pm >5mm	又は間隙
			い。密着してい	し風化した肌	風化肌面。	<5mm、又は間	幅>5m	m		
				る。新鮮な。	面。		隙幅 1~5mm。			
		mult	平点	30	25	20	10	0		
5	地	トン	ネル10m当	なし	<10L/min	$10 \sim 25$	$25 \sim 125$	>15	25L/min	以上
	下	1	り湧水量			L/min	L/min			
	水	節理	里水圧力/主	0	$0.0 \sim 0.1$	$0.1 \sim 0.2$	$0.2 \sim 0.5$		>0.5	
		1	纫期応力							
		-	一般状況	完全に乾燥	湿っぽい	濡れている	滴水		流水	
		mult	评点	15	10	7	4	0		
B.7	下連約	売面の	方向に対する	5修正						
節理	里の走	自つ・	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	くない
評値	町点	トン	/ネル	0	-2	-5	-10		-12	
		基礎	* E	0	-2	-7	-15		-25	
		のり) 面	0	-5	-25	-50		-60	
C. 2	计标	平価点	から求められ	1る地山分類						
		評	点	$100 \sim 81$	$80 \sim 61$	$60 \sim 41$	$40 \sim 21$		20 以下	
		岩盤	等級	Ι	Ш	Ш	IV		V	
		記	事	特に良好	良好	普通	不良		特に不良	Ę
Εţ	也山久	}類の	意義							
岩燈	昱等剎	及		Ι	Π	Ш	IV		V	
平均	匀自ゴ	乙時間		15m 幅で 10 年	8m 幅で6ヶ月	5m 幅で1週間	2.5m幅で 10時	1m 幅で	ご 30 分	
							間			
岩燈	釜の粘	占着力	1	>400kPa	300~400kPa	200~300kPa	100~200kPa		$< 100 \mathrm{kI}$	Pa
岩劑	釜の戸	可部摩	擦角	$>\!45^{\circ}$	$35^\circ~{\sim}45^\circ$	$25^\circ~{\sim}35^\circ$	$15^\circ~{\sim}25^\circ$		${<}15^{\circ}$	

表 2.1-10 RMRの評価区分表⁵⁾

表 2.1-11 新 JH における岩石グループの区分⁶⁾

		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:中硬質岩軟質岩・ 凝灰岩、火山礫凝灰岩、流紋岩	塊状 4、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				

						•	
临上	平価区分	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	$\overline{21}$	15	10	5	0	_
	割れ目の状態	$\overline{27}$	20	14	7	0	_

表 2.1-12 新 川 における岩石グループに応じた評価点 6)

表 2.1-13 採用した新 JH の評価区分表(岩石グループ2の場合)⁶⁾

(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		評価区分									
	一軸圧縮強度	100以上	1	100~50		50~25	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	告告を地面に置き 岩片を シマーで強打し ハンマ も割れにくい れば割		置き パン 打す て割 る	ちを手に持って マーでたたい りることができ	岩片どおしをたた き合わせて割るこ とができる		たた 両手で岩片をき 別るこ 的にでも割るこ ができる		分 カを込めれば、小さ c 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	亂化変質	岩芯まで風	1化変質		土砂状	代風化,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		変質により割目 む		目に粘土を挟	変質により岩芯まで 下		岩芯まで強度低 著しい 土砂り		変質により全体が <、粘土化
	評価区分 1					2		3			4
	配点	22		1		15	7		7		0
	割目の間隔	d≧1m		1m>d≧50		50cm>	d≧20cm	20c	m>d≧5	cm	5cm>d
C. 割日間隔	RQD	80以上		80~50		60 <i>-</i>	~30		40~10		20以下
	評価区分	1		2			3		4		5
	配点	20		15		1	10		5		0
	割目の開口度	割目は密着している (割目の一部が開口し ている (幅<1mm)		し 割目の多く 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)		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		薄い粘土を挟む (5mm以下)			厚い粘土を挟む (5mm以上)
	割目の粗度 鏡肌	粗い	割	割目が平滑		一部に鏡刖	l	よく磨かれた鏡		l	
	評価区分	1			2		3	4			5
	配点	27		20		1	13		7		0

	状能	なし. 滲水10/分以下	滴水程度1~200/分	集中運水20~1000/分	全面運水1000/分
F. 湧水量		1	2	3	4
	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			

表 2.1-14 採用した新 JH の評価区分表(岩石グループ4の場合)⁶⁾ (層状・軟質岩:緑色片岩、黒色片岩、第三紀層泥岩)

観察項目		評価区分										
	一軸圧縮強度	100以上	1	100~50		50~25		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 岩片 ハンマーで強打し ハン ても割れにくい れば		¦片を地面に置き ンマーで強打す 」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		たた 両手で岩片を音 削るこ 的にでも割るこ ができる		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	37		30)		22	15			7	0
	風化の目安	概ね新鮮		-10	割目沿い	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		変質により割目1 む		こ粘土を挟	変質により岩芯まで 下		吉芯まで強度低 著しい፺ 砂状.粘		変質により全体が土 粘土化	
	評価区分	i区分 1				2	2		3			4
	配点	15				10			5			0
	割目の間隔	d≧1m		1m>d≧50)cm	50cm>d≧20cm		20c	m>d≧5	cm	5cm>d
C 割日間隔	RQD	80以上		80~50			60~30			40 ~ 10		20以下
	評価区分	1		2			3		4			5
	配点	21		15			10		5			0
	割目の開口度	割目は密着している		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		薄い粘土を挟む (5mm以下)			厚い粘土を挟む (5mm以上)
	割目の粗度 鏡肌	粗い	割	割目が平滑			一部に鏡肌		よく磨かれた鏡肌		l	
	評価区分	1			2			3	4			5
	配点	27			20		14		7			0

	状能	なし. 滲水10/分以下	滴水程度1~200/分	集中運水20~1000/分	全面運水1000/分
F. 湧水量		1	2	3	4
	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			

主立坑側を対象とした3種類の岩盤分類結果の概要を以下に述べる。

(i) 電研式岩盤分類⁴⁾

図 2.1-6 より、主立坑壁面に現れている岩盤は、変質を受けて軟質化しているため深度 300~460m の範囲では D、CL~CM 級と評価されている。

図 2.1-7 の評価結果の内訳をみると、割れ目の状態、風化変質、ハンマー強度といった項目が CL、CM といった区分と対応しており、主立坑部の岩盤の地質的な特徴を反映していると考えら れる。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 2.1-6~表 2.1-8 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:風化変質
- ・ 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(JGS 3811-2004 を参考に表 2.1-6 の分類を作成)
- ・ 不連続面の間隔: JGS 3811-2004 を参考に表 2.1-7 の分類を作成
- ・ 割れ目の性状:透水性を意識したもの(表 2.1-8の分類を作成)

(ii) RMR⁵⁾

RMRの評価を図 2.1-8 に示すが、評点は全般的に 20~60 点とばらつきがあり、表 2.1-9 に よれば、「普通~不良」な岩盤に分類される。図 2.1-9 に示す通り、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)に関する評点が満点の半分 に満たないことがあげられる。特に不連続面の状態が変質による劣化のため低くなっていること が、総合評点の低さに影響を与えている。380~420m間では全ての方向で評点が 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。また全ての深度で NE 方向を除き 20~30 前後の評点を示している。

主立坑のような地質が複雑で個々の岩盤を評価するのが難しい状況であっても、RMR 法を用いることで、おおまかであれば岩盤性状の傾向を把握することができることが示された。

(iii) 新 JH⁶⁾

風化した花崗岩であるため、新 JH の岩石グループのうち岩石グループ 2(中硬質岩軟質岩・ 塊状)および岩石グループ 4(軟質岩・層状)の配点を用いて分類を行っている。結果を図 2.1-10、 図 2.1-11、図 2.1-12 に示す。また採用した評価分類表のうち、岩石グループ 2(硬岩系)の分 類表を表 2.1-13 に、岩石グループ 4(軟岩系)の分類表を表 2.1-14 にそれぞれ示す。

評点が 5~70 点に分布しており、RMR 法と同様かそれ以上にばらつきがある。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、割目の状態いず れも最高評点の半分以下~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、主 立坑は全体的に点数が低いことがわかる。

以上を総合した、主立坑における各岩盤分類の適合性の評価結果を表 2.1-15 に示す。

八粄七汁	十立時における海合州		岩盤の特徴及び
万預刀伍		主立死にわける適日性	分類すべき指標
季瓜士巴般八粄		風化の度合いに応じた分類方法であ	変質を受けた軟質な岩盤で
电切入石盈万短	0	るため、適合性が高い。	あり、支保設計上は岩盤強
DMD	~	本来は硬岩向きであるため、適合性が	度(変質の度合いと相関が
RMK	\square	低い。	高い)に着目して分類すべ
☆C 111	~	対象岩盤を塊状岩盤と層状岩盤のい	きでると考えられる。
利可		ずれとみなすかにより評点が異なる。	

表 2.1-15 岩盤分類の適合性のまとめ



図 2.1-6 電研式岩盤分類結果(主立坑、深度-300m~-460m)



図 2.1-7 電研式岩盤分類の内訳(主立坑) (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 2.1-9 RMR 評価点の内訳(主立坑)



図 2.1-10 新 JH 岩盤分類結果

(左: 方位別にグループ2の分類基準で判定(主立坑)、右: 方位別にグループ4の分類基準で判定(主立坑))



図 2.1-11 新 JH の評価点内訳(主立坑,グループ2の分類基準を適用した場合)



図 2.1-12 新 JH の評価点内訳(主立坑,グループ4の分類基準を適用した場合)

2.1.2 換気立坑における坑道壁面観察結果の整理と岩盤分類

(1) 風化・変質

換気立坑側の岩盤を対象とした JACIC の風化・変質区分表(表 2.1-1 参照)に基づく分類結 果を図 2.1-13 に示す。同図より、一部に弱変質が認められながらも、ほぼ全区間(GL-200~-460m 間)においてほとんど風化、変質のない新鮮な花崗岩であることがわかる。



図 2.1-13 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 (2) 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 2.1-14 に示す。同図より、以下の区間では一部において滴水(1L/分以下)が見られているが、他の区間における湧水量は滲水程度であることがわかる。

- ・深度 378.2m~380.8m:2本の高角度割れ目(最大開口幅 1mm、開口率 10%、レンズ状割 れ目)において滴水(0.1 L/分以下)が発生
- ・深度 391.3m~393.9m:幅10cm(結晶の大きさ1cm程度)のペグマタイト付近の低角度割れ目において0.5~0.6 L/分の滴水が発生。また、SW、NE、SE方向の削孔跡から7~8 L/分、5~6 L/分、0.2 L/分の滴水あり
- ・深度 402.6m~407.8m: 滴水~滲水
- ・深度 410.4m~415.6m: 滴水~滲水
- ・深度 426.0m~431.2m:滴水
- ・深度 433.8m~436.4m:滴水
- ・深度 436.4m~441.6m: 滴水~滲水

次に、立坑底から実施した探り削孔(測定区間長:10.8m、孔配置は図 2.1-15 参照)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 2.1-16 に示す(図中の深度は測定 区間の平均深度を示す)。

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、5 章に述べる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~深度 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 2.1-17 参照)。







図 2.1-15 探り削孔の孔配置



図 2.1-16 探り削孔の結果 (上:湧水圧、下:換算ルジオン値)



2.1-11 地質記載シート(シート番号 220:深度 426.0~428.6m)

X

(3) 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 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。 これらの割れ目本数の分布を図 2.1-18 に示し、割れ目のうち開口割れ目の本数と平均割れ目率 の深度分布を図 2.1-19 に示す。また、割れ目のスケッチ結果を繋げた結果を図 2.1-20~図 2.1-23 に示す。これらの図より、以下のことがわかる。

- ・概ね深度 280m 以深において、高角度割れ目が増加する傾向が続いており、さらに深度 360m 以深から傾斜角 30 度以下の低角度割れ目に代わって 30~60 度の中角度割れ目が増加している。
- ・深度 400m までの割れ目のうち、開口している割れ目本数は極めて少なく、特に 230m 以深に おいては、300m、350m 付近を除くと開口割れ目はほとんど存在しておらず、湧水状況と整合 的である。
- ・一方、深度 400m 以深においては、深度 300~400m 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 2.1-24~図 2.1-26に示す。これらの図からも、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。





図 2.1-18 全割れ目本数の深度分布(換気立坑)



図 2.1-19 開口割れ目の深度分布

(左:開口割れ目本数 右:開口割れ目の平均開口率)



JAEA-Technology 2013-047





図 2.1-22 割れ目の状況(換気立坑,深度 200~300m, 2 分割拡大)





図 2.1-24 200m 水平坑道における割れ目の分布



図 2.1-25 深度 300m 連接部底盤観察スケッチ




(4) 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2.1-27に示す。また、方向別の平均値を表2.1-16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を中心に大きくばらついているが、深度が深くなるにしたがって一軸圧縮強さはやや増加する傾向にあることがわかる。

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 2.1-17 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 2.1-28 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、引張強さ(圧裂引張試験による)を実施 した。これらの結果を図 2.1-29 に、岩石の有効間隙率と吸水率の関係を図 2.1-30 に示す。

図 2.1-28 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。

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 2.1-31 に示す。同図においても、深度 200~400m 付近においては岩石コアの一軸圧縮強さは 150~200MPa 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、かなり硬質の岩盤に対しては適用性に限界があり、図 2.1-32 に示 すように、岩石が非常に硬質で一軸圧縮強度が 100MPa 以上ではハンマー反発度と一軸圧縮強度 の相関は悪くなる 7。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。 上記より、深度 400m 以深においてシュミットハンマー試験結果が増大傾向にあり、岩石コアの 一軸圧縮強さより高めとなっているのは、シュミットハンマー試験の誤差による可能性が高く、 現時点では岩石強度が深度方向に増大しているとは言えない。

最後に、図 2.1-30 より岩石の有効間隙率は 1~1.2%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 200m~300m	123.4	105.4	105.7	110.1
深度 300m~400m	130.0	142.0	126.6	166.5
深度 400m~460m	161.2	171.0	156.1	203.8

表 2.1-16 方向別のシュミットハンマー試験結果(一軸圧縮強さ:MPa)

表 2.1-17 掘削ズリを用いた力学試験結果

灾庄	글-수 사실	見掛	比重(g/	cm ³)	有効	ᇞᅶᇴ	湿潤	一軸	破壊	変形	静	引張	Vn	Va	動
沐皮	武科 番号	自然	湿潤	乾燥	間隙率	吸小平	密度	上 袖 強 度	ひずみ	係数	ポアソン	強度	νp	vs	ポアソン
(m)	ш 7	状態	状態	状態	(%)	(%)	(a/cm3)	(MPa)	(%)	(GPa)	比	(MPa)	(km/s)	(km/s)	比
-310	B310-1	2.62	2.62	2.61	1.10	0.42	2.63	172	0.29	58.5	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	58.1	0.27	8.14	5.38	2.99	0.28
-310	B310-3	2.61	2.61	2.60	1.17	0.45	2.62	153	0.26	58.3	0.27	9.39	5.41	2.98	0.28
-320	B320-1	2.63	2.63	2.62	1.12	0.43	2.63	180	0.33	58.5	0.27	8.45	4.80	2.73	0.26
-320	B320-2	2.63	2.63	2.62	1.14	0.43	2.63	184	0.33	60.1	0.26	7.10	4.55	2.58	0.26
-320	B320-3	2.62	2.62	2.61	1.26	0.48	2.63	179	0.33	60.2	0.26	8.22	4.20	2.52	0.22
-330	B330-1	2.62	2.63	2.61	1.09	0.42	2.63	176	0.31	63.6	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	66.2	0.28	8.54	5.06	2.95	0.24
-330	B330-3	2.62	2.63	2.62	1.15	0.44	2.63	186	0.26	64.9	0.26	7.45	5.00	2.94	0.24
-340	B340-1	2.62	2.63	2.62	1.00	0.38	2.62	178	0.32	59.3	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	58.4	0.30	6.77	4.54	2.83	0.18
-340	B340-3	2.62	2.63	2.62	1.03	0.39	2.63	163	0.30	57.3	0.28	6.94	4.44	2.76	0.19
-350	B350-1	2.62	2.63	2.62	1.10	0.42	2.62	163	0.28	59.9	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	57.9	0.31	8.84	4.87	2.98	0.20
-350	B350-3	2.62	2.62	2.61	1.16	0.44	2.62	159	0.29	57.4	0.33	9.04	5.00	3.01	0.22
-360	B360-1	2.62	2.63	2.62	1.02	0.39	2.63	184	0.32	62.7	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	62.4	0.27	9.65	4.65	2.85	0.20
-360	B360-3	2.62	2.63	2.62	1.00	0.38	2.63	175	0.29	65.0	0.28	8.43	4.67	2.82	0.21
-370	B370-1	2.62	2.62	2.61	1.03	0.40	2.63	186	0.32	60.2	0.33	9.90	4.77	2.75	0.25
-370	B370-2	2.62	2.63	2.62	0.98	0.37	2.62	194	0.28	61.6	0.30	5.95	4.87	2.72	0.27
-370	B370-3	2.63	2.63	2.62	0.91	0.34	2.62	132	0.21	63.5	0.31	9.52	4.92	2.77	0.27
-380	B380-1	2.62	2.62	2.61	0.96	0.37	2.62	128	0.34	43.9	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	46.4	0.25	5.89	3.57	1.95	0.29
-380	B380-3	2.61	2.62	2.61	1.24	0.47	2.62	128	0.25	54.1	0.27	7.93	4.25	2.21	0.32
-390	B390-1	2.62	2.63	2.62	1.07	0.41	2.63	154	0.29	54.6	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	53.6	0.28	7.04	4.48	2.51	0.27
-390	B390-3	2.63	2.63	2.62	1.05	0.40	2.63	139	0.27	54.9	0.28	7.49	4.43	2.52	0.26
-400	B400-1	2.62	2.62	2.61	1.15	0.44	2.62	166	0.30	57.7	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	54.1	0.31	5.51	4.30	2.65	0.19
-400	B400-3	2.62	2.63	2.62	1.00	0.38	2.63	146	0.27	57.0	0.29	5.57	4.18	2.56	0.20
-410	B410-1	2.63	2.63	2.62	1.27	0.48	2.61	148	0.33	51.1	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	48.4	0.23	5.46	4.49	2.84	0.17
-410	B410-3	2.61	2.61	2.60	1.78	0.68	2.61	127	0.29	42.8	0.22	5.00	4.14	2.68	0.14
-420	B420-1	2.50	2.51	2.50	1.22	0.49	2.60	147	0.30	54.8	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	40.8	0.22	8.21	4.08	2.55	0.18
-420	B420-3	2.62	2.62	2.60	1.47	0.56	2.61	161	0.37	51.7	0.27	6.60	4.64	2.82	0.21
-430	B430-1	2.61	2.61	2.60	1.26	0.48	2.62	144	0.37	45.7	0.25	7.21	4.14	2.51	0.21
-430	B430-2	2.62	2.63	2.62	1.07	0.41	2.62	140	0.28	50.2	0.20	7.71	4.14	2.49	0.22
-430	B430-3	2.62	2.63	2.62	1.09	0.42	2.63	164	0.32	55.5	0.29	5.98	4.48	2.61	0.24
-440	B440-1	2.62	2.63	2.62	1.00	0.38	2.62	192	0.34	60.1	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	44.0	0.34	8.29	3.74	2.05	0.28
-440	B440-3	2.61	2.62	2.61	1.07	0.41	2.62	179	0.30	58.7	0.32	6.34	4.10	2.44	0.23
-450	B450-1	2.63	2.63	2.62	1.05	0.40	2.63	156	0.31	53.8	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	55.0	0.28	5.92	4.36	2.58	0.23
-450	B450-3	2.63	2.64	2.63	1.15	0.44	2.63	166	0.32	56.4	0.28	6.01	4.48	2.82	0.17
-460	B460-1	2.62	2.63	2.62	1.24	0.47	2.64	146	0.31	54.7	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	55.5	0.30	6.70	4.40	2.71	0.19
-460	B460-3	2.62	2.62	2.61	1.17	0.45	2.65	156	0.29	53.4	0.28	7.98	4.26	2.66	0.18



図 2.1-27 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)

深度GL-(m)



図 2.1-28 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

深度GL-(m)



図 2.1-29 掘削ズリを用いた力学試験(一軸圧縮強さ、引張強さ、変形係数、弾性波速度)



図 2.1-30 掘削ズリを用いた間隙率・吸水率計測試験結果



図 2.1-31 ボーリングコアの一軸圧縮強さ分布(研究所用地内)



図 2.1-32 岩石の一軸圧縮強さとハンマー反発度との概略の関係

(5) 岩盤分類

換気立坑においても、主立坑側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 法、新 JH 分類を適用している。以下に、各岩盤分類法の適用結果の概要を述べる。

(i) 電研式岩盤分類

図 2.1-33 より、電研式岩盤分類については、部分的に B 級と CM 級と判断される箇所もある が、基本的には CH 級の良好な岩盤であることがわかる。

(ii) RMR

図 2.1-34、図 2.1-35 に RMR による岩盤分類の結果を示す。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、さらに割れ目本数が増加している深度 400m 以深では 60~70 点に低下している。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

換気立坑側の岩盤は、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。採用した評価区分表(岩盤グループ 1)を 表 2.1-19に示す。

新 JH による岩盤分類の結果を図 2.1-36、図 2.1-37 に示す。図より、評点が 60~90 点間に 分布しており、全体的に高い値となっていることがわかる。

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 2.1-18のようにまとめられる。

公粞士注		協会立位における適合姓	岩盤の特徴及び
万短刀伝		換入立九にわける適可性	分類すべき指標
		岩石強度と不連続面の間隔により分類する方	風化変質の少ない良好な岩盤であり、
電研式岩盤分類	0	法に変更した結果、ある程度換気立坑に出現し	岩石強度が高く、支保設計上は、岩石
		ている良好な花崗岩を差別化可能である。	強度と不連続面の特性 (不連続面の間
DMD	6	換気立坑に出現している良好な花崗岩を差別	隔と状態) に着目して岩盤を分類すべ
кшк	0	化しやすい。	きであると考えられる。
新 JH	~	換気立坑に出現している良好な花崗岩を差別	
	\bigtriangleup	化しにくい。	

表 2.1-18 岩盤分類の適合性のまとめ

表 2.1-19 採用した新 JH の評価区分表(岩石グループ1の場合)⁶⁾ (硬質岩・塊状:花崗岩、中古生層砂岩石英斑岩、花崗閃緑岩)

観察項目						評価	i区分				
	一軸圧縮強度	100以上	100	100~50		50~25 25~		10 10~3		~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	岩片を地 ハンマー れば割オ	片を地面に置き ンマーで強打す ば割れる		手に持って ーでたたい ことができ	岩片どおしをたた き合わせて割るこ とができる		両手で岩片をき 的にでも割るこ ができる		3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	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		土砂牡	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		変質により割れ目 挟む		目に粘土を	変質により岩芯まで下		なまで強度低 著しし 土砂:		変質により全体が 式,粘土化
	評価区分	1						3			4
	配点	18		1				6			0
	割れ目の間隔	d≧1m		1m>d≧50		50cm>d≧20cm		20c	m>d≧5	cm	5cm>d
こ 割れ日間隔	RQD	80以上		80~50		60 -	~30	·30 40~10			20以下
	評価区分	1		2		3		4			5
	配点	16		12			8		4		0
	割れ目の開口度	割れ目は密着してし る	、 割れ して (幅 <	 割れ目の一部が開 している (幅<1mm)		割れ目の多くが開口し ている (幅<1mm)		,割れ目が開口してい る (幅1mm~5mm)		てい	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	土を挟む (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		よく磨カ	いれた鏡朋	l	
	評価区分	1		2			3		4		5
	配点	26		19		13		6			0

F. 湧水量	状態	なし,滲水10/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
	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		
5 化の	3	-5	-7	-10	-15		
区分	4	-7	-10	-15	-20		
	水による劣化の区分	水による劣化の区分	源水劣 水 1 水による劣 2 0 3 -5 5 4 -7 7	ා う 1 <th1< th=""> <th1< th=""> <th1< th=""> <th1< th=""></th1<></th1<></th1<></th1<>			



- 48 -

RMR (修正を考慮せず)

RMR(修正を考慮)

× × Ē د د ム と 深度GL-(m) 深度GL-(m) B ■ NE ■ NE □SE □SE ∆ SW ightarrow SW × ※ ×NW $\times NW$ пþ Ó × x × ₽ ×

図 2.1-34 RMR 岩盤分類結果(換気立坑) (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)



RMR 評価点

図 2.1-35 RMR 評価点の内訳(換気立坑)

新JH 換気立坑(角度別分布)





- 51 -





図 2.1-37 新 JH 評点の内訳(換気立坑)

2.1.3 水平坑道における岩盤特性、岩盤分類の整理

(1) 水平坑道の検討断面

(i) 深度 300m予備ステージ

深度 300m予備ステージの平面図を図 2.1-38 に示す。

岩盤の特性として風化・変質、湧水、割れ目の項目に関して掘削時における観察結果を図 2.1-39 に整理する。ただし、風化は認められなかったので、ここでは省略する。

花崗岩部において、予備ステージの岩盤条件は、主立坑側が変質しており変質境界を挟んで換 気立坑側に向かうほど良好な岩盤になっている。また、湧水についても主立坑中心から 10m 程度 までの区間は湧水量が多い。予備ステージにおける電研式岩盤分類の分布を図 2.1-40 に、RMR の分布とその内訳を図 2.1-41 と図 2.1-42 にそれぞれ示す。



図 2.1-38 深度 300m 予備ステージ平面図

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 2.1-39 深度 300m 予備ステージにおける切羽観察結果



図 2.1-40 深度 300m 予備ステージにおける電研式岩盤分類結果



図 2.1-41 深度 300m 予備ステージにおける RMR 分布



(ii) 深度 400m予備ステージ

深度 400m予備ステージの平面図を図 2.1-43 に示す。

岩盤の特性として風化・変質、湧水、割れ目の項目に関して掘削時における観察結果を図 2.1-44 に整理する。ただし、風化は認められなかったので、ここでは省略する。

花崗岩部において、予備ステージの岩盤条件は、主立坑側が変質しており変質境界を挟んで換 気立坑側に向かうほど良好な岩盤になっている。また、湧水についても主立坑中心から 10m 程度 までの区間は湧水量が多い。予備ステージにおける電研式岩盤分類の分布を図 2.1-45 に、RMR の分布とその内訳を図 2.1-46 と図 2.1-47 にそれぞれ示す。



図 2.1-43 深度 400m 予備ステージ平面図

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 2.1-44 深度 400m 予備ステージにおける切羽観察結果



図 2.1-45 深度 400m 予備ステージにおける電研式岩盤分類結果



図 2.1-46 深度 400m 予備ステージにおける RMR 分布



図 2.1-47 深度 400m 予備ステージにおける RMR の内訳

(iii) 深度 300m研究アクセス抗道

深度 300m研究アクセス坑道の平面図を図 2.1-48 に示す。

岩盤の特性として風化・変質、湧水、割れ目の項目に関して掘削時における観察結果を図 2.1-49 に整理する。ただし、風化は認められなかったので、ここでは省略する。

深度 300m 研究アクセス坑道の岩盤は、主立坑周辺は断層の影響によって変質しているが、主 立坑断層から離れるにしたがって良好な岩盤になっている。また、湧水については主立坑中心か ら 20m 程度までの区間は湧水量が多く、20m~50m 付近で湧水量が減少した後、再び湧水量が 多い区間が増えている。GL-300m 研究アクセス坑道における電研式岩盤分類の分布を図 2.1-50 に、RMR の分布とその内訳を図 2.1-51 と図 2.1-52 にそれぞれ示す。



図 2.1-48 深度 300m 研究アクセス坑道平面図

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。







(湧水区分 1:なし、2湿っぽい、3:滲水、4:滴水、5:流水) 図 2.1-49 深度 300m 研究アクセス坑道における切羽観察結果



図 2.1-50 深度 300m 研究アクセス坑道における電研式岩盤分類結果



図 2.1-51 深度 300m 研究アクセス坑道における RMR 分布



図 2.1-52 深度 300m 研究アクセス坑道における RMR の内訳

2.1.4 設計の予測値との比較

(1) 主立坑

(i) 岩盤分類

設計段階(事前設計、調整設計)で予測した分類結果と施工時に坑壁で観察された岩盤分類結 果を比較して図 2.1-53 に示す。事前設計は、建設前に実施した近傍のボーリング孔(DH-2 号孔: 深度 500m)や正馬様用地で実施した深度約 1,000m のボーリング孔のデータ等を用いて地質モ デルを設定している。また、事前設計以降に取得されたボーリングデータを加味して、地質モデ ルを一部修正して、調整設計を実施している。

同図より、設計段階においては深度 300~400m の花崗岩部の岩盤分類は CH~CM 級と予測さ れていたが、坑壁観察の結果は 300~323m においては予測と差異があり CM 級(CH~D 級)、323 ~460m においては CL 級(CM~D 級)、であった。これは、主立坑側の岩盤は断層および変質部 が出現しているためである。



図 2.1-53 設計と壁面観察による岩盤分類の比較(主立坑)

(ii) 岩盤物性値の比較

(a) 岩盤の変形係数

岩盤分類のうち RMR 値より岩盤物性(弾性係数、一軸圧縮強度)を推定する式が各種提案されているが、平成 20 年度までの検討³⁾では、海外で提案された算定式のうち、直接的に岩盤の弾 性係数を推定する式の適用性は換気立坑では低いことがわかっている。これは、これらの算定式 が海外の平板載荷試験結果に基づいて導出されているため、対象とした岩石の弾性係数が土岐花 崗岩に比べてかなり高いためであると考えられる(図 2.1-54 参照)。しかし、主立坑は換気立坑 と異なり、変質が激しいことより、主立坑に関しては、従来と同じ公式による推定法で岩盤の弾 性係数を推定する。

・海外の岩盤データ用いた推定式

Bieniawski⁸⁾ : $E_m = 2 \times RMR - 100 \quad (RMR \ge 50)$

Serafim&Pereira⁹⁾ : $E_m = 10^{\frac{RMR-10}{40}}$

- ・海外と国内の岩盤データを用いた推定式
 Aydan-Ulusay-川本¹⁰: E_m = 0.0097RMR^{3.54}
- ・国内の岩盤データを用いた推定式

岡部ら¹¹⁾:
$$E_m = E_0 \sqrt{\exp\left(\frac{RMR-100}{9}\right)}$$
 (E₀: 岩石の弾性係数)

なお、岡部らの式¹¹⁾における岩石の弾性係数には、事前設計で想定した原石の弾性係数(= 53.1GPa)を用いる。

上記のうち、Bieniawski の式⁸は RMR が 50 以上の場合にしか適用されないことより、これ を除く 3 式による算定結果を表 2.1-20 および図 2.1-55 に示す。

図 2.1-55より、海外の岩盤を対象とした Serafim&Pereira の式⁹、及び海外と国内の岩盤を 対象として提案された Aydan の式¹⁰は、RMR 値が 30 前後のため RMR 値が換気立坑に比べ半 分以下の値を示し、弾性係数は換気立坑の値の 1/10 以下に算定される。

現状では、岩盤の変形係数を直接的に測定したデータがないので、妥当性を検証することは出 来ない。今後、逆解析等の間接的な推定方法に加えて、原位置試験による直接的な測定を実施し、 岩盤の変形係数に関するデータを蓄積し、最終的に推定式を確立する必要がある。

なお、SKB のサイト調査¹²⁾においては、岩盤の変形係数の経験的予測方法として、 Serafim&Pereira の式による推定も実施されている。



淡南	区問		岩	盤の弾性係数推定値		
保度 (m)	区间 (m)	RMR	Serafim の式(GPa)	Aydan の式(GPa)	岡部の式 (GPa)	
205	$200 \sim 210$	26.00	2.51	0.99	0.87	
215	$210 \sim 220$	33.00	3.76	2.30	1.28	
225	$220 \sim 230$	36.00	4.47	3.13	1.52	
235	$230 \sim 240$	26.00	2.51	0.99	0.87	
245	$240 \sim 250$	30.00	3.16	1.64	1.09	
255	$250 \sim 260$	32.00	3.55	2.07	1.21	
265	$260 \sim 270$	30.00	3.16	1.64	1.09	
275	$270 \sim 280$	27.00	2.66	1.13	0.92	
285	$280 \sim 290$	28.00	2.82	1.29	0.97	
295	$290 \sim 300$	26.00	2.51	0.99	0.87	
305	$300 \sim 310$	32.97	3.75	2.30	1.28	
315	$310 \sim 320$	26.59	2.60	1.07	0.90	
325	$320 \sim 330$	22.72	2.08	0.61	0.73	
335	$330 \sim 340$	22.43	2.05	0.59	0.71	
345	$340 \sim 350$	22.63	2.07	0.61	0.72	
355	$350 \sim 360$	23.09	2.12	0.65	0.74	
365	$360 \sim 370$	22.28	2.03	0.57	0.71	
375	$370 \sim 380$	14.34	1.28	0.12	0.46	
385	$380 \sim 390$	12.47	1.15	0.07	0.41	
395	$390 \sim 400$	11.39	1.08	0.05	0.39	
405	$400 \sim 410$	7.69	0.88	0.01	0.31	
415	$410 \sim 420$	11.41	1.08	0.05	0.39	
425	$420 \sim 430$	15.91	1.40	0.17	0.50	
435	$430 \sim 440$	16.32	1.44	0.19	0.51	
445	$440 \sim 450$	15.69	1.39	0.17	0.49	
455	$450 \sim 460$	19.38	1.72	0.35	0.60	

表 2.1-20 RMR 値から算定した岩盤の弾性係数



図 2.1-55 RMR 値から推定した岩盤の弾性係数分布

(2) 換気立坑

(i) 岩盤分類

設計段階(事前設計、調整設計)で予測した分類結果と施工時に坑壁で観察された岩盤分類結果を比較して図 2.1-56 に示す。同図より、設計段階においては深度 460m 以浅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 CH 級であり、ほぼ事前予測通りとなっている。



図 2.1-56 設計と壁面観察による岩盤分類の比較(換気立坑)

(ii) 岩盤物性値

(a) 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 400~460m)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 2.1-21 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 200~460m 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 2.1-22 に、他のサイト における岩石試験結果 ¹³⁾を図 2.1-57 に示す。図 2.1-57 に比べると換気立坑で出現している花 崗岩の Vp は一軸圧縮強さの割にやや低めではあるが、様々な岩種を対象とした分布範囲内であ ることがわかる。

	車 前 款 卦	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 400~460m	
湿潤密度(g/cm ³)	2.65	2.62	2.62	2.62	
一軸圧縮強さ(MPa)	173.3	174.6	166.0	151.8	
破壊ひずみ(%)	0.33	0.31	0.30	0.32	
変形係数(GPa)	53.1	57.2	58.2	51.8	
P波速度 Vp(km/s)	5.5	4.5	4.7	4.3	

表 2.1-21 事前設計との比較(岩石の一軸圧縮強度)

表 2.1-22 パイロットボ-	-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/s)	4.74	4.74	4.83	4.77



(b) 岩盤の変形係数

RMR 値を用いて岩盤物性(弾性係数、一軸圧縮強度)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 R_F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¹⁴⁾、以下の Nicholson ら¹⁵⁾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。

$$E_m / E_i = 0.000028RMR^2 + 0.009e^{RMR/22.82}$$
(数式 2. 1-1)

事前設計で予測した岩盤物性を表 2.1-23 に示す。また、上式で算定した結果を、表 2.1-24 と図 2.1-58 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¹⁵⁾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 Bieniawski¹⁶⁾や Serafim and Pereira⁹⁾ 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 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	ー軸 圧縮強さ (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 2.1-23 事前設計で想定した岩盤物性(花崗岩)

表 2.1−24 KMK 値から推定した右盤の弾性(#	系数
-----------------------------	----

深度 (m)	区間 (m)	岩石の 弾性係数 Ei(GPa)	RMR	低減係数 RF	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	$225 \sim 235$	50.43	76	0.41	20.70
240	$235 \sim 245$	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	$265 \sim 275$	56.87	78	0.44	25.04
280	$275 \sim 285$	54.80	70	0.33	17.88
290	$285 \sim 295$	62.47	68	0.31	19.43
300	$295 \sim 305$	56.43	65	0.27	15.44
310	$305 \sim 315$	58.30	68	0.31	18.00
320	$315 \sim 325$	59.60	69	0.31	18.67
330	$325 \sim 335$	64.90	69	0.32	20.69
340	$335 \sim 345$	58.33	70	0.34	19.56
350	$345 \sim 355$	58.40	71	0.34	20.07
360	$355 \sim 365$	63.37	73	0.38	23.84
370	$365 \sim 375$	61.77	73	0.37	22.58
380	$375 \sim 385$	48.13	70	0.34	16.19
390	$385 \sim 395$	54.37	72	0.35	19.21
400	$395 \sim 400$	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	0.44	23.99



図 2.1-58 RMR 値から推定した岩盤の弾性係数分布

以上、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 300m~460m)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。その結果を以下に示す。

- 換気立坑掘削時に坑壁に出現した岩盤は、変質の少ない良好な岩盤(概ね 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、掘削ズリをコア整形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。
- ・ 割れ目に関しては、深度 280m 以深においては高角度割れ目(NE 方向)が発達しており、 特に深度 360m 以深からは傾斜角 30 度以下の低角度割れ目に替わって 30 度から 60 度の中 角度割れ目が増加していた。この傾向は 400m 以深においても同様であった。また、開口割
れ目に関しては、深度 400m 以浅においては深度 300m、350m 付近を除くと開口割れ目がほ とんど存在していなかったのに対して、深度 400m 以深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。

・ 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。

2.1.5 岩盤・覆工の変位挙動の把握

(1) 主立坑

(i) 計測方法

GL-180~460m 区間の岩盤、覆工の変位挙動としては表 2.1-25 に示す B 計測と表 2.1-26 に示す C 計測が実施されている。

各計測の調査項目および調査箇所を図 2.1-59、図 2.1-60 および図 2.1-61 に示す。

計測深度(m)	-200	-200	-200	-250	-300	-300	-300	-350	-400	-400	-450
坑道種別	連接部	予備 ステージ 1	予備 ステージ 2	一般部	連接部	予備 ステージ	アクセス	一般部	連接部	予備 ステージ	一般部
地中変位計測	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	Ι	0	0	0
吹付けコンクリー ト応力計測	0	0	0	Ι	0	0	0	I	0	0	0
覆エコンクリート 応力計測	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

表 2.1-25 B計測の調査項目と調査箇所

表 2.1-26 C計測の調査項目と調査箇所

計測深度(m)	-225	-250	-275	-325	-350	-375	-425	-450	
1	1 測線	0	-	0	-	0	0	0	-
レーリー内生変位則定	2 測線	-	0	-	0	0	-	-	0



図 2.1-59 主立坑一般部における計測工図 (GL-250m~-450m)



	項目	記号	単位	数量	備考
C計測	壁面観察調査	\sim	\sim		各掘削毎1回
	レーザー内空変位測定	L	測線	1	変位計&反射板

図 2.1-60 主立坑一般部における計測工図 (GL-275m~-425m)



図 2.1-61 主立坑坑連接部における計測工図 (GL-300, -400m)

(ii) 計測結果と挙動の把握

(a) 主立坑一般部

GL-350mの計測結果により下記のようなことが推測される。

・地中変位計測:

地中変位の計測結果を方向別及び時系列に整理した例を図 2.1-62~図 2.1-66 に示す。これらより、E2、E4の動きが顕著であり E2 で最大約 9.5mm 地山側、E4 で約 17mm 内空側に変位していることがわかる。これは花崗岩の変形挙動の方向性が変質度合い及び高角度割れ目と相関していると考えられる。また E1、E3 については、変位量は最大でも E1 で 5.1mm、E3 で 1.8mm 程度となっている。

・ 覆エコンクリート応力計測:

図 2.1-67、図 2.1-68 より、覆工コンクリート応力が最大なのは測点 3 の 12.5N/mm²、次に 測点 2 で 11.3N/mm²、測点 1 では 10.1N/mm²、測点 4 では 8.5N/mm² となっている。覆工コン クリートの応力が測点によって異なるのは花崗岩の変質による地盤反力の違いによるものと考え られる。

・鋼製支保工応力計測:

鋼製支保工に働く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 2.1-69~図 2.1-75 に示す。図 2.1-70より、鋼製支保工の軸力はすべての測点では圧縮が発生しており、圧縮の GL-400m掘削時における最大値は測点 2 における 800kN である。この値は、管理レベル I (178.4kN:解析結果)の約 448%、また管理レベル II (745.4kN:解析結果)の約 107%の軸力である。曲げモーメントは、管理レベルに比べて大幅に小さいものとなっている。せん断力の内、測点 1 の挙動は信頼性が低いと思われ、残りの有効と考えられる測点の中では測点 3 に最大値で 6.0kN のせん断力が発生している。この値は、管理レベル II (99kN)の 6%程度のせん断力である。上記のことから、鋼製支保工に発生している断面力のうち有意なものは軸力のみであり、軸力の符号から判断すると、すべての測点において地山方向へ応力が作用している状況である。

レーザー内空変位(GL-325、350、375m):

レーザー内空変位を深度(GL-325、350、375m)別に時系列で整理した例を図 2.1-76、図 2.1-77、図 2.1-78 に示す。これらの整理結果からは、測定機器の計測結果にノイズが多くデー タにばらつきが多いこともあり、明確なことは言えない。

全体としては、花崗岩の変質度合い及び高角度割れ目によって岩盤の状態、挙動が変化しており、主立坑は図 2.1-3 に示すように変質及び高角度割れ目により、比較的やわらかい花崗岩で構成されており変質及び高角度割れ目の位置に応力や強度などの値が依存し、GL-350m 付近などでは測点1、3 方向で高角度割れ目が NNW から SE 方向にあり、また、測点2、4 方向には強変 質箇所が存在し、岩盤強度が低い状態を示している。



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





図 2.1-63 地中変位計測(主立坑、GL-350m、測点 E1)(1/2) (6/30~7/30、6/30~8/29)



図 2.1-63 地中変位計測(主立坑、GL-350m、測点 E1)(2/2) (6/30~11/30)



(6/30~7/30)





図 2.1-64 地中変位計測(主立坑、GL-350m、測点 E2)(2/2) (上図:6/30~8/29、下図:6/30~11/30)





図 2.1-65 地中変位計測(主立坑、GL-350m、測点 E3)(1/2) (上図:6/30~7/30、下図:6/30~8/29)



(6/30~11/30)



(6/30~7/30)





図 2.1-66 地中変位計測(主立坑、GL-350m、測点 E4)(2/2) (上図:6/30~8/29、下図:6/30~11/30)









図 **エラー! 指定したスタイルは使われていません。**-69 鋼製支保工応力計測(主立坑 GL-350m、 縁応力)



図 2.1-70 鋼製支保工応力分布図、軸力(主立坑 GL-350m) ※+:引張 -: 圧縮を示す



図 **エラー! 指定したスタイルは使われていません。**-71 鋼製支保工応力計測(主立坑 GL-350m、 軸力)



図 2.1-72 鋼製支保工応力分布図、曲げモーメント(主立坑 GL-350m)
※ +:内空側に凸 -:地山側に凸を示す



曲げモーメント)





図 **エラー! 指定したスタイルは使われていません。**-75 鋼製支保工応力計測(主立坑、GL-350m、 せん断力)







図 2.1-77 レーザー内空変位測定 (GL-350m)



図 2.1-78 レーザー内空変位測定 (GL-375m)

(b) 深度 400m 連接部

深度 400m 連接部の計測結果により下記のようなことが推測される。

・地中変位計測:

地中変位の計測結果を方向別及び時系列に整理した例を図 2.1-79~図 2.1-83 に示す。これら より、E2、E3の動きが顕著であり E2 で最大 6.5mm 程度、E3 で 5.0mm 程度、地山側に変位し ていることがわかる。また、予備ステージの掘削開始直後に大きな変位が生じていることがわか る。したがって、深度 400m 連接部における地中変位発生の原因として、花崗岩の中でも特に強 変質箇所の分布による影響と、予備ステージ掘削に伴う連接部周辺の応力状態の変化が考えられ る。E1、E4 については、変位量は最大でも E1 で 1.2mm 程度、E4 で 2.8mm 程度となっている。

・ロックボルト軸力計測:

図 2.1-84~図 2.1-88より、ロックボルトの軸力は測線 M2の測点3で管理レベルII(177.6kN) を超える180kN以上の軸力が発生している。次に測線 M3の測点2が管理レベルI(88.8kN)を 超過しているが、他の測線、測点は管理レベルI以下となっている。これらの傾向は地中変位計 の挙動とも一致しており、強変質箇所が分布する方向に予備ステージを掘削した影響と考えられ、 ロックボルトの耐力不足も懸念される。

・吹付けコンクリート応力計測:

図 2.1-89、図 2.1-90より、吹付コンクリート応力は立坑の掘削再開とともに応力が増加し始め、測点1で最大 7.5N/mm²程度を計測している。いずれの測点も管理レベルI以下となっているが、立坑切羽の進行による応力の増加も想定されることから、今後も継続的な監視が必要と考えられる。

·鋼製支保工応力計測:

鋼製支保工に働く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 2.1-91~図 2.1-97 に示す。図 2.1-92 より、鋼製支保工の軸力はすべての測点では圧縮が発生しており、立坑掘削再開前の最大値は測点 4 における約 500kN となっている。この値は、管理レベルII(745.4kN:解析結果)の約 67%に相当する値となっている。曲げモーメントは、管理レベルI に比べて大幅に小さい。測点 3、4 で地山側に凸のモーメントが発生しているが、内空側に突出したモーメントの発生は認められていない。せん断力は測点 4 で覆エコンクリート打設直後に一時的に管理レベルII(99kN)を超えるせん断力が発生しているが、立坑掘削再開後に管理レベルII以下に戻っている。



図 2.1-79 地中変位計測(連接部 GL-400m) ※図中の地中変位は深度 6m を不動点とした値(内空側への変位を正とする)を示す



図 2.1-80 地中変位計測(連接部 GL-400m、測点 E1)(9/9~12/2)



図 2.1-81 地中変位計測(連接部 GL-400m、測点 E2)(9/9~12/2)



図 2.1-82 地中変位計測(連接部 GL-400m、測点 E3)(9/9~12/2)



図 2.1-83 地中変位計測(連接部 GL-400m、測点 E4) (9/9~12/2)





図 2.1-85 ロックボルト軸力計測(連接部 GL-400m、測点 M1)(9/9~12/2)



図 2.1-86 ロックボルト軸力計測(連接部 GL-400m、測点 M2)(9/9~12/2)



図 2.1-87 ロックボルト軸力計測(連接部 GL-400m、測点 M3) (9/9~12/2)



図 2.1-88 ロックボルト軸力計測(連接部 GL-400m、測点 M4) (9/9~12/2)





図 2.1-90 吹付コンクリート応力計測(連接部 GL-400m)(9/9~12/2)



図 2.1-91 鋼製支保工応力計測(連接部、GL-400m、縁応力)(9/9~12/2)





図 2.1-93 鋼製支保工応力計測 (連接部、GL-400m、軸力) (9/9~12/2)





図 2.1-95 鋼製支保工応力計測(連接部、GL-400m、曲げモーメント)(9/9~12/2)





図 2.1-97 鋼製支保工応力計測(連接部、GL-400m、せん断力)(9/9~12/2)

- (2) 換気立坑
- (i) 計測方法

GL-300~-460m 区間の岩盤、覆工の変位挙動計測としては、表 2.1-27 に示す B 計測と、表 2.1-28 に示す C 計測が実施されている。これらの計測のうち、特に GL-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 2.1-99 参照)。立坑における調査項目および調査箇所を図 2.1-98~図 2.1-101 に示す。

	立坑計測位置	GL-350m	GL-350m GL-400m		GL-450m			
立坑種別		一般 連接		予備	一般			
	地中変位計測	0	0	0	0			
B 計 測	ロックボルト軸力計測	_	0	0	_			
	吹付けコンクリート応力計測	—	0	0				
	覆工コンクリート応力計測	0	0	0	0			
	鋼製支保工応力計測	_						

表 2.1-27 B計測の調査項目と調査箇所

表 2.1-28 C計測の調査項目と調査箇所	f
------------------------	---

立坑計測位	置	GL-325m	GL-350m	GL-375m	GL-425m	GL-450m
レーザー内空	1 側線	0		0	0	
変位計測	2 側線		0			0



図 2.1-98 換気立坑一般部における計測工図 (GL-350m)


図 2.1-99 換気立坑一般部における計測工図 (GL-450m)



北

四回の空変位測定(レーザー変位計)内空変位測定(反射板)

					(CM,CH級)
	項目	· 記号 単位		数量	備考
	切羽観察調査				
A計測	内空変位計測	С	測線	_	
	天端沈下計測	S	• JJ		
	地中変位計測		測線		1側線当り 4箇所
B計測	ロッフボルト軸力計測	0	, л		1側線当り3箇所
	吹付コンクリート応力計測	Δ	箇所	—	接線応力
	覆工コンクリート応力計測	▲	"	. —))
	鋼製支保工応力計測	I	"		3成分/箇所
C計測	壁面観察調査		式	1	各掘削毎1回
	レーザー内空変位計測	L	測線	1	変位計&反射板





図 2.1-101 換気立坑連接部における計測工図 (GL-400m)

(ii) 計測結果

深度 460m 掘削段階までに、花崗岩掘削時に得られた地中変位計と覆エコンクリート応力を以下の要領で示す。

■地中変位計測結果

- ・連接部 深度 200m: 図 2.1-104
- ・一般部 深度 250m:図 2.1-105
- ・連接部 深度 300m: 図 2.1-106
- ・一般部 深度 350m: 図 2.1-107~図 2.1-113
- ・連接部 深度 400m: 図 2.1-114
- ・一般部 深度 450m: 図 2.1-115

■覆エコンクリート応力

- ・連接部 深度 200m: 図 2.1-116
- ・一般部 深度 250m:図 2.1-117
- ・連接部 深度 300m: 図 2.1-118
- ・一般部 深度 350m: 図 2.1-119~図 2.1-121
- ・連接部 深度 400m: 図 2.1-122

- ・一般部 深度 450m (上段): 図 2.1-123
- ・一般部 深度 450m (中段): 図 2.1-124
- ・一般部 深度 450m (下段): 図 2.1-125
- ■レーザー内空変位計測結果
- ・一般部 深度 325m: 図 2.1-126
- ・一般部 深度 350m: 図 2.1-127
- ・一般部 深度 375m:図 2.1-128
- 一般部 深度 425m : 図 2.1-129
- ・一般部 深度 450m:図 2.1-130

上記の図より以下のことがわかる。

 ・ 深度 350m の地中変位計測結果(図 2.1-107~図 2.1-112)より、岩盤の地中変位は、 35-E1 以外は内空側に変位している。深度 250m 地点においては主立坑側が内空側に変 位している以外は、ほとんど内空側への変形が発生していなかった傾向(図 2.1-102 参照)とは、やや異なる変形挙動を示している。これらの内空側への変形が、掘削に伴 う応力解放に起因しているのか、発破の衝撃に起因するものかは不明である。



図 2.1-102 深度 250m レベルにおいて観測された変形モード

- ・図 2.1-107~図 2.1-112 より、地中変位は発破損傷領域と想定される地中深度 0.5m、 1.0m において内空側に変位し、立坑壁面においては、変位量は小さく頭打ちになって いることがわかる。この傾向は、平成 16 年度の工学技術研究で実施した深度 250m レ ベルの予測結果 ¹⁷⁾(換気立坑、花崗岩部、図 2.1-103 参照)と変位傾向が一致してお り、ショートステップ工法における立坑掘削の特徴である可能性が高い。今後も継続し て地中変位を計測する必要があると言える。
- 図 2.1-118 および、図 2.1-119より、覆エコンクリートの打設直後である H21 年 5 月
 27 日にコンクリートの水和熱による圧縮応力の発生が見られる。その後、コンクリート温度の低下に伴い圧縮応力が低下している現象が見られる。一方、掘削に伴い覆エコンクリートの圧縮応力については、有意な値が発生していないと言える。
- ・ 図 2.1-126~図 2.1-130 より、レーザー内空変位計測結果は、大きくばらついており正

```
確な計測ができていないと言える。
```



図 2.1-103 FEM 逐次掘削解析による地中変位予測結果(換気立坑、GL-250m) *瑞浪超深地層研究所における工学技術研究(平成 16 年度)の検討結果より作成



図 2.1-104 地中変位計測結果 (換気立坑連接部 深度 200m)



図 2.1-105 地中変位計測結果 (換気立坑一般部 深度 250m)



図 2.1-106 地中変位計測結果 (換気立坑連接部 深度 300m)



図 2.1-107 地中変位計測結果 (換気立坑一般部 深度 350m)



図 2.1-108 地中変位計測(換気立坑 GL-350m) *図中の地中変位は深度 3m を不動点とした値(内空側への変位を正とする)を示す



^{*}図中のひずみは、引張ひずみを正とする



図 2.1-110 地中変位計の経時変化 (35-E1)

JAEA-Technology 2013-047



図 2.1-111 地中変位計の経時変化(35-E2)



図 2.1-112 地中変位計の経時変化 (35-E3)



図 2.1-113 地中変位計の経時変化 (35-E4)



図 2.1-114 地中変位計測結果 (換気立坑連接部 深度 400m)







図 2.1-117 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 2.1-118 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑連接部 深度 300m)



図 2.1-119 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 2.1-120 覆エコンクリート応力分布図(換気立坑 GL-350m)



*GL-349.4m~352.0m間の覆エコンクリートの打設日:5月26日



図 2.1-122 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑連接部 深度 400m)



図 2.1-123 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))



図 2.1-124 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑連接部 深度 450m (中段))



図 2.1-125 覆エコンクリート応力計測結果(換気立坑連接部 深度 450m (下段))



図 2.1-126 内空変位経時変化図 (換気立坑 深度 325m)



図 2.1-127 内空変位経時変化図(換気立坑 深度 350m)



図 2.1-128 内空変位経時変化図(換気立坑 深度 375m)



図 2.1-129 内空変位経時変化図(換気立坑 深度 425m) (立坑掘削時のデータとして 2010 年 2 月の値を示す)



図 2.1-130 内空変位経時変化図(換気立坑 深度 450m) (立坑掘削時のデータが無いため、2010 年 3 月のデータで代用する)

(3) 水平坑道

(i) 計測方法

予備ステージの岩盤、吹付コンクリート、ロックボルト、鋼製支保工などの変位挙動や応力挙動を把握するために B 計測が実施されている。図 2.1-131 に深度 400m 予備ステージにおける計測配置図を示す。





項目				53	号	単位	数	量	備考			
A	切	7	3	暂	ł	察			式	1		各掘削毎実施
計	内:	空	変	位	≣t	測	С	1	測線	1		
測	天 :	媏	沈	下	Ξł	測	9	S	н	1		
	地	中	変	位	ŧ	測		I	測線	(-1	3	3m4点式
計	ロックボルト 軸力測定					Ē	0		н	1		1.5m 3点式
	吹付con応力計測					測	Δ	7	箇所	Z	1	接線応力
1,92,1	鋼製支保工応力計測					計測		I	И	Z	1	3成分/箇所

図 2.1-131 深度 400m 予備ステージの計測配置図

(ii) 計測結果と挙動の把握

深度 400m予備ステージの計測結果により下記のようなことが推測される。

・地中変位:

地中変位の計測結果を方向別及び時系列に整理した例を図 2.1-132~図 2.1-135 に示す。これ らより、地中変位計により計測された変位量は小さく、最大でも測線 1(天端部分)であり、そ の値も 1mm 以下となっている。

・ロックボルト軸力計測:

図 2.1-136、図 2.1-137 より、ロックボルトの軸力は予備ステージの掘削に伴って増加している。予備ステージ掘削終了によって収束傾向を示しているが、現時点での確認は得られていない。 ただし、発生している軸力は管理レベル I (51kN)以下であり、予備ステージの断面は安定していると考えられる。

・吹付けコンクリート応力計測:

図 2.1-138、図 2.1-139 より、吹付コンクリート応力は測点 2 で最大であり、管理レベル II (20N/mm²)を超える 24N/mm²を記録している。地中変位計やロックボルト軸力が主立坑掘削に よる影響が小さいと思われる一方で、吹付コンクリート応力は主立坑掘削再開後に増加している のが特徴的である。また、後述の鋼製支保工に発生する軸力も、主立坑掘削再開後に左アーチ部 の増加が見られ、これらの挙動は一致している。主立坑断層の影響により、強度的に低い部分が 存在していたものと考えられる。

鋼製支保工応力計測:

鋼製支保工に作用する縁応力、軸力、曲げモーメント、せん断力を時系列に整理した図を図 2.1-140~図 2.1-146 に示す。図 2.1-141 より、鋼製支保工の軸力はすべての測点では圧縮が発 生しており、予備ステージ掘削終了は収束していたものが主立坑掘削再開後に再び増加する傾向 が見られる。一方、軸力以外の曲げモーメント、せん断力はいずれも小さな値となっており、こ れらのことから、鋼製支保工に発生している断面力のうち有意なものは軸力のみであり、軸力の 符号から判断すると、すべての測点において地山方向へ応力が作用している状況と考えられる。



図 2.1-132 地中変位計測(深度 400m 予備ステージ) ※図中の地中変位は深度 6m を不動点とした値(内空側への変位を正とする)を示す



図 2.1-133 地中変位計測(深度 400m 予備ステージ、測点 E1)(9/20~12/1)



図 2.1-134 地中変位計測(深度 400m 予備ステージ、測点 E2)(9/20~12/1)



図 2.1-135 地中変位計測(深度 400m 予備ステージ、測点 E3)(9/20~12/1)



図 2.1-136 ロックボルト軸力分布図(深度 400m 予備ステージ)



図 2.1-137 ロックボルト軸力計測(深度 400m 予備ステージ、測点 M1)



図 2.1-138 吹付コンクリート応力分布図(深度 400m 予備ステージ)



図 2.1-139 吹付コンクリート応力計測(深度 400m 予備ステージ)







図 2.1-141 鋼製支保工応力分布図、軸力(深度 400m 予備ステージ)









図 2.1-144 鋼製支保工応力計測(深度 400m 予備ステージ、曲げモーメント)(9/9~12/2)



図 2.1-145 鋼製支保工応力分布図、せん断力(深度 400m 予備ステージ)

 $+: \ \blacklozenge \ \bigcirc \ \blacklozenge \ \ -: \ \blacklozenge \ \ \bigtriangledown \ \blacklozenge \ \ \blacklozenge$



図 2.1-146 鋼製支保工応力計測(深度 400m 予備ステージ、せん断力)(9/9~12/2)

2.2 地震観測結果の分析と耐震設計の妥当性の検討

2.2.1 地震観測結果の分析

換気立坑の地表面(1 点)と深度 100m (3 点)、深度 300m (3 点)の連接部において、地震 計(加速時計)が設置されて地震時の加速度が計測されている。本検討では、観測された地震動 を用いて、地盤の振動特性を評価する。

(1) 地震観測の概要

換気立坑における地震観測について、加速度計の設置状況を図 2.2-1~図 2.2-4 と表 2.2-1 に示す。



図 2.2-1 換気立坑における加速度計設置位置

表 2.2-1 地震観測装置設置物	犬況
-------------------	----

設置箇所	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	



(1)設置位置 (2)設置状況 図 2.2-2 地表面における加速度計の設置状況



(1) 加速度計の設置状況



(2) 動ひずみ計の設置状況

図 2.2-3 加速度計と動ひずみ計の設置状況



・動ひずみ計 :3成分×2ヶ

図 2.2-4 加速度計配置図 (GL-100m、GL-300m)

(2) 計測結果

表 2.2-2 に、2008 年度から 2009 年度まで計測された 5 つの地震の観測記録を示す。表には、 比較として発破振動(GL-334.5~-333.6m)の計測データも示している。また、図 2.2-5 に各地 震の最大加速度の分布を示す。

計測された地震は何れも規模が小さく、最も規模が大きいもので 2009 年 8 月の駿河湾地震の 震度 3 (M:6.5) であった。しかしながら、規模が小さいながらも、最大加速度は GL-300m か ら GL-100m、地表と増加傾向を示しているのは各地震で共通である。これは、事前検討で実施 した動的解析結果(図 2.2-6 参照。レベル 2 相当の地震動に対して、立坑は自由地盤と一体とな って振動し、堆積岩の部分および地表で応答加速度は増幅する)においても同様の傾向を示して おり、耐震設計の妥当性を示す要素の一つであると言える。発破振動については、発破位置から 距離に比例して減衰していることが分かる。

Data	発生日時	震源	瑞浪市 の 震度	最大加速度(gal) [計測成分]		
INO.				地表部	GL-100m	GL-300m
1	2008年11月24日 06:15	岐阜県美濃東部 深さ 11km M : 3.9	1	12.0 [E-W]	7.1 [E-W]	
2	2009年5月25日 20:26	静岡県西部 深さ 26km M:4.7	2	5.6 [E-W]	3.1 [E-W]	1.8 [N-S]
3	2009年7月14日 03:57	岐阜県美濃東部 深さ 50km M : 3.4	2	6.5 [E-W]	3.1 [E-W]	2.0 [E-W]
4	2009年7月27日 09:44	愛知県西部 深さ 40km M : 4.0	2	8.2 [N-S]	3.0 [N-S]	1.9 [E-W]
5	2009年8月11日 05:07	駿河湾 深さ 23km M : 6.5	3	30.8 [E-W]	14.7 [N-S]	6.7 [E-W]
6	【 3 2009 年 (GL-334.5/	^{発破データ】} 4月10日 08:59 ~-333.6m 付近掘削		11.2 [U-D]	19.5 [U-D]	

表 2.2-2 地震観測記録一覧







図 2.2-6 動的解析結果 (事前検討結果)
次に、計測された地震記録を以下の要領で示す。なお、スペクトル分析は、Wilson θ 法により 減衰常数 0.05 で行った。加速度波形、加速度応答スペクトルともに、各深度の同じ方向では、最 大加速度の値や加速度応答スペクトル分布は、ほぼ同等の値・傾向を示している。これは、地震 時には換気立坑が周辺岩盤と一体となって振動していることを示していると言える。

· No.1:岐阜県美濃東部地震(2008年11月24日発生) ▶ 地上部の加速度波形・変位波形・加速度応答スペクトル : 図 2.2-7 ▶ GL-100m 地点の加速度波形 : 🗵 2.2-8 : 🗵 2.2-9 ➤ GL-100m 地点の変位波形 ▶ GL-100m 地点の加速度応答スペクトル : 🗵 2.2-10 No.2:静岡県西部地震(2009年5月25日発生) ▶ 地上部の加速度波形・変位波形・加速度応答スペクトル :図 2.2-11 GL-100m 地点の加速度波形 : 🗵 2.2-12 \triangleright : 🗵 2.2-13 GL-100m 地点の変位波形 \triangleright GL-100m 地点の加速度応答スペクトル : 🗵 2.2-14 \triangleright : 🗵 2.2-15 \geq GL-300m 地点の加速度波形 ➢ GL-300m 地点の変位波形 : 🗵 2.2-16 ▶ GL-300m 地点の加速度応答スペクトル : 図 2.2-17 No.3:岐阜県美濃東部地震(2009年7月14日発生) ▶ 地上部の加速度波形・変位波形・加速度応答スペクトル : 🗵 2.2-18 GL-100m 地点の加速度波形 : 🗵 2.2-19 \geq \geq GL-100m 地点の変位波形 : 🗵 2.2-20 ➢ GL-100m 地点の加速度応答スペクトル : 🗵 2.2-21 ➤ GL-300m 地点の加速度波形 : 🗵 2.2-22 ➤ GL-300m 地点の変位波形 : 🗵 2.2-23 ▶ GL-300m 地点の加速度応答スペクトル : 🗵 2.2-24 · No.4:愛知県西部地震(2009年7月27日発生) ▶ 地上部の加速度波形・変位波形・加速度応答スペクトル : 🗵 2.2-25 ➢ GL-100m 地点の加速度波形 : 🗵 2.2-26 ➤ GL-100m 地点の変位波形 : 🗵 2.2-27 GL-100m 地点の加速度応答スペクトル : 🗵 2. 2-28 \geq ➤ GL-300m 地点の加速度波形 : 🗵 2.2-29 ➤ GL-300m 地点の変位波形 : 🗵 2.2-30 ➤ GL-300m 地点の加速度応答スペクトル : 🗵 2.2-31 · No.5: 駿河湾地震(2009年8月11日発生) ▶ 地上部の加速度波形・変位波形・加速度応答スペクトル : 🗵 2.2-32 GL-100m 地点の加速度波形 : 🗵 2.2-33 \geq : 🗵 2.2-34 ➤ GL-100m 地点の変位波形 : 🗵 2.2-35 ▶ GL-100m 地点の加速度応答スペクトル : 🗵 2.2-36 ➤ GL-300m 地点の加速度波形

≻	GL-300m 地点の変位波形	: 🗵 2.2–37
\triangleright	GL-300m 地点の加速度応答スペクトル	: 🗷 2.2-38



図 2.2-7 2008 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 (2008 年 11 月 24 日 06:15 発生、マグニチュード 3.9)



図 2.2-8 2008 年岐阜県美濃東部:GL-100m 地点の加速度波形



図 2.2-10 2008 年岐阜県美濃東部:GL-100m 地点の加速度応答スペクトル



図 2.2-11 静岡県西部:地上部の加速度波形、変位波形、加速度応答スペクトル (2009 年 5 月 25 日 20:26 発生、マグニチュード 4.7)



図 2.2-12 静岡県西部:GL-100m 地点の加速度波形



図 2.2-14 静岡県西部:GL-100m 地点の加速度応答スペクトル



図 2.2-16 静岡県西部:GL-300m 地点の変位波形







図 2.2-18 2009 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 (2009 年 7 月 14 日 03:57 発生、マグニチュード 3.4)





0.004

0.002

0.004

0.002

0.000

-0.004

0

5

(m

変位(-0.002

図 2.2-20 2009年岐阜県美濃東部:GL-100m地点の変位波形

0.004

0.002

5

10

時間(sec)

15







図 2.2-22 2009 年岐阜県美濃東部:GL-300m 地点の加速度波形







図 2.2-24 2009 年岐阜県美濃東部:GL-300m 地点の加速度応答スペクトル



図 2.2-25 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 (2009 年 7 月 27 日 09:44 発生、マグニチュード 4.0)



図 2.2-26 愛知県西部:GL-100m 地点の加速度波形



図 2.2-28 愛知県西部:GL-100m 地点の加速度応答スペクトル



図 2.2-30 愛知県西部:GL-300m 地点の変位波形







図 2.2-32 駿河湾:地上部の加速度波形、変位波形、加速度応答スペクトル (2009 年 8 月 11 日 05:07 発生、マグニチュード 6.5)



図 2.2-34 駿河湾: GL-100m 地点の変位波形



図 2.2-36 駿河湾: GL-300m 地点の加速度波形







図 2.2-38 駿河湾: GL-300m 地点の加速度応答スペクトル

(3) 地震観測記録の分析

ここでは、2008年度以降に観測された地震のうち、地震の規模が最も大きかった 2009年8月 11日の駿河湾の地震観測記録を分析し、地盤の振動特性を検討する。

はじめに観測された加速度のフーリエスペクトルを算出し、地震動に含まれる周波数成分の特性を把握した。算出した加速度フーリエスペクトルを、方向毎に深度で比較して図 2.2-39 に示す。どの方向についても、深度が浅くなるにしたがって、フーリエ振幅が大きくなり、増幅していることが分かる。特に、周波数の低い領域の成分が、増幅していることが確認できる。E-W方向では、深度 300m では 2.1Hz にピークが見られるが、深度 100m では 1.7Hz が最も卓越している。地表では同じく 1.7Hz も卓越するが、2Hz~6Hz の間で全体的に大きくなっており、特に 2.8Hz と 5.1Hz、5.5Hz にピークが現れている。N-S 方向では、深度 100m と地表で 4.3Hz にピークが見られる。U-D 方向では、深度 300m では 0.9Hz が卓越するが、深度 100m と地表では 2.8Hz にピークが現れている。

次に、深度 300m の観測記録を基準として、深度 100m と地表の観測記録から伝達関数(応答 倍率の周波数特性)を評価した。得られた伝達関数を、方向毎に深度で比較して図 2.2-40 に、 深度毎に方向で比較して図 2.2-41 に示す。深度 100m の水平 E-W 方向と N-S 方向の伝達関数 は、ピークの大きさと振動数が良く一致している。一方地表部では、E-W 方向は 2.5Hz~3.8Hz と 4.4~5.8Hz の 2 つの領域で応答倍率が高くなっているが、N-S 方向は 3.5Hz から 5Hz の比較 的狭い範囲で応答倍率が高くなっており、振動特性に相違が見られる。

地表部の E-W 方向と N-S 方向で、振動特性に大きな差が認められるが、その原因の一つとし て地震計の設置状況の影響が考えられる。地表部の計測器は、地上構造物(櫓)の基礎の上面に 設置されている。地震観測記録には、この構造物の振動の影響を受けている可能性がある。



図 2.2-39 観測加速度のフーリエスペクトル (Parzen ウィンドウ、バンド幅: 0.20 Hz)



図 2.2-40 観測加速度から評価した伝達関数 (GL-300m を基準)





2.2.2 耐震設計の妥当性の検証

観測された地震動を用いて、事前検討で実施した耐震設計の妥当性を検証する。

(1) 設計時の地震時検討の妥当性検証

設計時に実施した地震時検討の妥当性を検証する目的で、設計時に設定した地盤物性値を用いて、実際に観測された加速度に基づいてシミュレーション解析を実施する。具体的には、深度 300mの地震計で観測された地震動を入力として地震応答解析を実施し、観測記録が得られている地表面と深度100mでの解析結果と観測記録を比較し検討する。

(i) 検討条件

検討は、地震計が設置されている深度 300m 程度までの地盤を対象とする。地盤物性値は、設計時に設定したものを用いる。なお、地層構成は実際の換気立坑の掘削工事の際の切羽観察で評価した岩種に従って設定する。地盤物性値と層構成を、表 2.2-3 と図 2.2-42 に示す。

	地層 レ~	ベル [m]	岩種	単位体積重量	弹性波速度 [km/s]		減衰定数
Γ	上端	下端		[kN/m ³]	V_P	Vs	(%)
	0	67	砂岩・泥岩	18.6	2.4	1.0	
	67	76	礫岩	21.6	2.8	1.1	
	76	136	砂岩・泥岩	18.6	2.4	1.0	1.0
	136	168	礫岩	21.6	2.8	1.1	
	168	_	花崗岩	25.5	4.6	2.3	

表 2.2-3 地盤物性値



図 2.2-42 地盤物性値の深度分布

(ii) 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 305m までモデル化し、深度 300m の位置に観測記録を E+F 波(E:入射波、F:反射波) として入力する。入力地震動は、E-W 方向と N-S 方向の水平の 2 方向とし、解析で得られた応 答加速度をそれぞれの方向の観測記録と比較して検討する。解析モデルを表 2.2-4 に示す。

山谷	地層番号	層厚	層下端深度	単位体積重量	せん断波速度	減衰定数	
右裡		[m]	[m]	[kN/m ³]	[m/s]		
-	1	9	9	18.6	1000	0.01	
	2	9	18	18.6	1000	0.01	
	3	9	27	18.6	1000	0.01	
砂岩・泥岩	4	10	37	18.6	1000	0.01	
	5	10	47	18.6	1000	0.01	
	6	10	57	18.6	1000	0.01	
	7	10	67	18.6	1000	0.01	
磁出	8	4.5	71.5	21.6	1100	0.01	
「採石	9	4.5	76	21.6	1100	0.01	
	10	8	84	18.6	1000	0.01	
	11	8	92	18.6	1000	0.01	
	12	8	100	18.6	1000	0.01	
砂岩・泥岩	13	9	109	18.6	1000	0.01	
	14	9	118	18.6	1000	0.01	
	15	9	127	18.6	1000	0.01	
	16	9	136	18.6	1000	0.01	
	17	8	144	21.6	1100	0.01	
磁學	18	8	152	21.6	1100	0.01	
採石	19	8	160	21.6	1100	0.01	
	20	8	168	21.6	1100	0.01	
	21	9	177	25.5	2300	0.01	
	22	9	186	25.5	2300	0.01	
	23	9	195	25.5	2300	0.01	
	24	9	204	25.5	2300	0.01	
	25	10	214	25.5	2300	0.01	
	26	10	224	25.5	2300	0.01	
	27	10	234	25.5	2300	0.01	
花崗岩	28	10	244	25.5	2300	0.01	
	29	10	254	25.5	2300	0.01	
	30	10	264	25.5	2300	0.01	
	31	9	273	25.5	2300	0.01	
	32	9	282	25.5	2300	0.01	
	33	9	291	25.5	2300	0.01	
	34	9	300	25.5	2300	0.01	
	35	5	305	25.5	2300	0.01	

表 2.2-4 1次元重複反射解析の解析モデル

(iii) 解析結果

解析により得られた最大応答加速度と最大相対変位の深度方向の分布を、図 2.2-43 と図 2.2-44 に示す。図より、花崗岩部と堆積岩部の層境の GL-168m 以浅で、相対変位が大きく出て いることが認められる。相対変位に比べて応答加速度の増幅が少ないのは、長周期成分が卓越す るためだと考えられる。

地表と深度 100m での応答加速度の時刻歴を、観測記録と比較して図 2.2-45 と図 2.2-46 に 示す。応答加速度の最大値は、E-W 方向加振時の地表部を除いては、解析結果の方が観測記録よ りも大きくなっている。観測記録では、時刻 40 秒を過ぎると加速度の振幅は徐々に減衰して小 さくなっているが、解析結果ではどのケースも 40 秒以後も振動が残り、なかなか減衰していな い。この原因として、次のようなことが考えられる。

- 解析での地盤物性値の設定において、GL-168mの層境で地盤の物性(剛性、単位体積重量) が大きく異なるために、堆積岩側を伝播している地震波が層境で反射してしまい、堆積岩側から花崗岩側に地震動のエネルギーが伝わりにくい状況になっている。
- 解析での堆積岩の内部減衰の設定が、実際よりも小さい。



図 2.2-44 最大相対変位の深度分布



図 2.2-45 応答加速度時刻歴(地表)



図 2.2-46 応答加速度時刻歴 (深度 100m)

(2) 検討条件の変更

事前の設計時に設定した検討条件を用いたシミュレーション解析では、解析で得られた応答値 と実際の観測値に差が生じた。そこで、検討条件を見直して、解析結果が観測値に対応するよう に検討する。

(i) 検討条件

前述の通り、事前の設計時に設定した検討条件を用いたシミュレーション解析では、観測値に 比べて応答加速度が大きく、振動がなかなか収まらないという傾向が見られた。そこで、検討条 件のうち、地表面から GL-168m までの表層の堆積岩部(砂岩・泥岩、礫岩)の減衰定数を 1% から 3%に増加させ、振動性状の変化を検討する。

(ii) 解析結果

解析により得られた最大応答加速度と最大相対変位の深度方向の分布を、図 2.2-47 と図 2.2-48 に示す。堆積岩部の減衰を大きくしたことにより、最大加速度も最大相対変位も、花崗岩 部も含めて全体的に小さくなっている。

地表と深度 100m での応答加速度の時刻歴を、観測記録と比較して図 2.2-49 と図 2.2-50 に 示す。応答加速度の振幅は全体的に小さくなって観測記録に近くなっている。また時刻 40 秒以 後の振動も小さくなっており、減衰が効いていることが確認できる。

減衰率の違いを定量的に把握するために、伝達関数を比較した。解析において、深度 300m の 入力地震動を基準として、深度 100m と地表の応答加速度から評価した伝達関数を、図 2.2-51 に示す。応答倍率が高い共振点付近では、減衰を大きくしたことによって、応答倍率がほぼ半分 程度に減少している。

解析で評価した深度 100m での伝達関数と、観測記録から評価した伝達関数を比較して、図 2.2-52 に示す。共振点付近の応答倍率は解析の方が大きいが、その他の部分では同程度か解析の 方が小さい。特に 1Hz 付近の共振点での倍率が大きく異なっている。その他の共振点を比較する と、周波数にずれはあるが概ね対応が取れるものと考えられる。共振点周波数のずれは、地盤の 固有周期の違いに起因しており、解析で与えた条件のうち単位体積重量とせん断波速度が影響を 与えているものと考えられる。







図 2.2-49 応答加速度時刻歴(地表)



図 2.2-50 応答加速度時刻歴 (深度 100m)







図 2.2-52 深度 100m の伝達関数の比較(深度 300m 基準)

2.2.3 まとめ

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。その際、地 表で N-S 方向と E-W 方向の振動性状が大きく異なることを確認した。深度 100m の観測記録で は、この様な傾向は見られないことから、この振動性状の相違は地表の地震計の設置状況に原因 があると考えられる。

次に、地震観測記録を用いて地盤振動のシミュレーション解析を実施し、事前に実施した耐震 検討の妥当性を検討した。解析結果と観測記録を比較した結果、地盤の内部減衰は事前の設計で 想定した減衰定数の値よりも大きい可能性があることが示唆された。また、解析で得られた共振 振動数は、観測記録から評価した共振振動数と若干ずれていることから、地層構成や単位体積重 量、せん断波速度等の設定についても、見直しの余地があるものと考えられる。

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ある。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、現状の加速度計に加えて岩盤に地震計を直接設置(ボーリン グ孔底等)することが望ましいと考えられるため、設置計画を立案する。

2.3 パイロットボーリング調査の有効性の確認

2.3.1 パイロットボーリング調査結果の概要の整理

(1) 調査概要

研究坑道の掘削工事に伴って、2005 年 10 月に排水中のフッ素およびホウ素の濃度が放流河川 において環境基準値を超えたことにより排水を一時停止することとなり、同時に行った湧水予測 解析より排水処理設備の処理量を上回ることが予測された。これを契機に、以深の研究坑道の掘 削に伴い遭遇する地質環境の特性を把握することにより、その後の以下の作業に資する情報を取 得することを目的に、パイロットボーリング孔を主立坑坑底(深度 180m)および換気立坑坑底 (深度 191m)より1本ずつ、深度 520m まで掘削した。

- ・ 排水処理設備の設計
- ・ グラウト施工計画
- ・ 施設設計の見直し

主な実施項目は以下の通りである。

- ・ パイロットボーリング孔掘削および掘削水の分析
- 岩芯の採取・記載
- ・ 水理試験(パルス/スラグ試験、揚水試験、地下水採水)
- ボアホールテレビュアー計測
- · 物理検層

(2) 結果概要

以下、主立坑にて実施したパイロットボーリング調査(以下 06MI02 号孔、掘削長 348m、PQ ワーヤーライン三重管掘削)の結果について、項目別に概要を記す。

(i) 地質

図 2.3-1 に、06MI02 号孔の総合地質柱状図を示した。総合地質柱状図は、岩芯地質記載内容 を集約したもので、岩相、変質および変質帯区分、割れ目充填鉱物、岩盤状況(割れ目密度・岩 盤等級・RQD)を示した。同図ならびに同図の元となる地質観察シートに基づき、以下に結果概 要を記す。

06MI02 号孔に出現する地質は、土岐花崗岩および貫入岩である。貫入岩は 20.20mabh 以深で 断続的に見られ、掘進区間 348m のうち、40.9m が貫入岩である。岩石は掘進区間全体において 変質しており、特に 12.8mabh 付近から 90.6mabh 付近までと 146.8mabh 付近から 190.6mabh 付近までにおいては、石英を除く鉱物のほとんどが粘土化し、岩級区分は D~CL 級となってい る。また 306.00mabh 付近以深ではクロライト(緑泥石)に富むカタクレーサイト(脆性破砕さ れた岩石)が認められている。 This is a blank page.
Ov	ervie	ew of	f the O	6MI02 (On-site Core Desc	ription				Oriç Coordinat	ginal : 4 April 2007 es x: -69,007.38,
		Geo Pre	ological dictions	Ge	eological Observations	Fracture	(BHTV)	Rock Quality*		Weathering a	nd Alteration §
Drilling Depth (mabh)	mbGL	Lithostratigraphic Descriptions	Lithostratigraphic Columns	Lithostratigraphic Columns	Lithostratigraphic Descriptions	All angle Low-angle Density (N m ⁻¹) Density (N m ⁻¹) Cumulative Cumulative Number (N) Number (N) 0 5 10 15 20 0 400 8000 6 15	Orientation	RQD ⁺ (%) ROCK Mass Classification ⁺ Moving average	Weathering extremely	Formation of Sericite strongly weakly	Formation of Chlorite
0	185.0-		Fault zone (SH180	+ +	None core						
- 50	200 -200.2 200.2 202.6 205.0 206.5 227.1-	-	+ + + + + Low-angle Fracture + Zone +		Dyke Rock type / texture: under examination Dyke Rock type / texture: under examination Dyke Rock type / texture: under examination Dyke Rock type / texture: under examination		Fault zone (12.76 - 90.60mabh)				
- 100	250_ 251.6/ 257.2/ 270.6-	-	+ + + + + + + + + + +		Dyke Rock type / texture: under examination		90.60 -146.80mabh				
	300_	-	Fault Zone* (IF_SB0_01) + + + + + +	+ + + + + + + + + + + +	eating Coarse to medium-grained biotite granite		- 2533 -				
- 150	326.8- 330.2- 339.4- 349.8 350 - 355.0-	Toki Granit	+ + + Fault zone (IF _E SB0_02		Dyke Rock type / texture: under examination Dyke Rock type / texture: under examination		n=151 Fault zone (146.80 - 221.46mabh)		· (No weathering)		
- 200	400_ 401.5		Upper Highly • Fractured • Domain •		<u>د</u>		n=116				-
- 250	450_		+ + + + + + + + + + + +	* * * * * * * * *			221.46 -348.00mabh				
- 300	500_		+ + + + + R.owersparsely Inactured domain / Fault zone 4/F / S83 492	+ + + + + + + + + + + + + + + + +	348.00mab		n=323				
The pr could * Ro † RC ‡ Ro	he predicted three structural domains in the Toki Granite, Upper Highly Fractured Domain (UHFD), Lower Sparsely Fractured Domain (LSFD) and Low-angle Fracture Zone (LAFZ), could not been identified distinctively by the existing definition (<i>ie</i> degree of fracture frequency of low-angle fractures) owing to strong alteration. * Rock Quality:n (core recovery over 90% in 1m drilling) * RQD: Rock Quality Designation; defined by the percentage of the sum of lengths of cores over 10cm in the whole core length in 1m drilling * Rock Mass Classification: Degree of physical disintegration by weathering/alteration in 6 classes; roughly, A (very fresh), B (slightly weathered/altered), CH (weathered/altered except quartz), CM (moderately weathered/altered),										

JAEA-Technology 2013-047

CL (hignly weathered/altered), D (extremely weathered/altered) [§] Weathering and Alteration: Degree of weathering and alteration; classification simplified from on-site core description manual (JNC, 2002)

図 2.3-1 06MI02 号孔の総合地質柱状図



(ii) 岩相

06MI02 号孔で確認される岩相について、以下の4区分に記載されている。

- A)等粒状黒雲母花崗岩(中粒~粗粒)
- B)等粒状黒雲母花崗岩(細粒~中粒)
- C) 斑状黒雲母花崗岩(中~粗粒)の土岐花崗岩
- D) 貫入岩

全体のうち、等粒状および斑状黒雲母花崗岩 (A~C) で、全体の約 88% (等粒状花崗岩約 81%、 斑状花崗岩約 7%)を占める。また主要岩相 (A、B、C) 間の岩相境界は、漸移的である。

(iii) 変質および変質帯

06MI02 号孔は、概ね全区間にわたり変質を受けている。

255.00mabh 付近までは変質の影響により、クロライトが多く認められ、255.00~ 291.00mabh ではクロライト、イライトについて変質の程度が減少傾向にある。291.00~ 300.60mabh、326.00~336.00mabh 間においては、クロライト、イライト変質が大きくなる。 また、石英以外の鉱物が粘土化している箇所が多数認められる(表 2.3-1 参照)。

岩相分類	深度(mabh)
	$43.70 \sim 47.13$
細~中粒黒雲母花崗岩	$50.11 {\sim} 52.81$
	$88.60 \sim 90.00$
中, 若禁田朝夕林郎正	$146.80 \sim 147.80$
中~祖私羔荟母化崗右	$150.00 \sim 154.80$
	$166.15 \sim 167.90$
细. 古松用電风井島山	$168.20 \sim 169.30$
神谷中枢羔荟母化崗石	$175.20 \sim 177.00$
	$180.00 \sim 184.45$
	$237.00 \sim 238.25$
	$277.60 \sim 279.80$
中~粗粒黒雲母花崗岩	$323.50 \sim 324.00$
	329.20~330.00
	331.00~332.30

表 2.3-1 石英以外の鉱物の粘土化が著しい箇所(目視判断)

(iv) 岩盤等級

岩盤等級は、06MI02 号孔全体では CM 級が一般的である。また変質帯に対応して CL~D 級が出現し、変質の程度が弱い 100~120mabh、260~270mabh、340mabh 以深においては CH 級と判断される岩盤が認められる。

岩盤等級と RQD にはおおむね良い対応が見られる。つまり主立坑における岩盤強度は変質 強度と割れ目の密度により支配されると判断される。

(3) 地質構造の評価

(i) 土岐花崗岩中に発達する不連続面

土岐花崗岩中に存在するカタクレーサイトについてまとめると以下の通りとなる。

- ① 土岐花崗岩中にはカタクレーサイトが 306mabh 付近以深で認められる。
- ② 306mabh 以浅では強変質により、構造はほとんど確認できない状態となっている。
- ③ カタクレーサイトと花崗岩は高角度の傾斜で接し、境界面の形状はやや不定形である。
- ④ カタクレーサイトには濃緑色の鉱物の濃集が認められる。

(ii) 土岐花崗岩中の断層および断層帯

土岐花崗岩中の断層および断層帯についてまとめると以下の通りとなる。

- ① スリッケンラインの水平からの落ち(レイク)は、20度以下のものが多い。
- ② 深度が深くなる毎に 20 度以下のレイクのスリッケンラインが増加する傾向がある。
- ③ 200mabh 以深ではスリッケンラインはほぼ同じレイクとなっている。

地質構造について、割れ目の走向や傾斜をもとに考察すると、スリッケンラインのレイクの変 化から、深度により断層のずれの方向が変化していることが推定される。

(4) 検層結果とその評価

図 2.3-2 に 06MI02 号孔の検層結果を示す。以下に、柱状図・岩級区分および RQD との対比 を示す。

検層結果と岩芯観察との対比は以下のようにまとめられる。

- ① 6.0~90mabh までは花崗岩が主体で貫入岩が断続的に見られる岩相である。花崗岩の粘土化が顕著で、岩級区分は D~CL 級が主体である。この区間の比抵抗、密度、ガンマ線強度、ガンマ線スペクトル値、P 波速度は他区間と比較して低い値を示し、高い中性子孔隙率を示している。ガンマ線強度が低い原因として、大きい自然ガンマ線強度をもつカリウムを含む長石や雲母が少ないことが挙げられ、花崗岩の粘土化や貫入岩の影響が出ていると想定される。
- ② 90~145mabh 付近までの岩相は花崗岩である。鉱物の変質は認められるが岩級区分は CM 級主体で所々CH 級が認められる。この区間の比抵抗、密度、ガンマ線強度、ガンマ線スペクトル値、P 波速度は高い値を示し、中性子孔隙率は最も小さい値を示す。このうち密度は最も高い値を安定して示しており、岩芯観察結果同様に硬質な岩盤であることを示していると判断される。

54.8~159.3mabh、169.8~175.2mabh で自然ガンマ線の値が下がっており、貫入岩の影響で あると判断される。また、比抵抗、密度、ガンマ線強度、ガンマ線スペクトル値、P 波速度は 145 ~200mabh 付近で低い値となっており、これは花崗岩の粘土化の影響を受けているためと判断 される。

145~187mabh において中性子検層結果が 10~30%で変化しており、187mabh 付近に岩盤境 界がある可能性があるが、岩芯観察からは 187mabh で明確な境界や他区間との違いを認めるこ とは出来ない。 200mabh~320mabh 付近まで、岩盤は概ね硬質で、岩級区分は CM 級が主体で、割れ目が少 ないところでは CH 級を確認する。この区間では比抵抗、密度、ガンマ線強度、ガンマ線スペク トル値、P 波速度は高い値を示し、中性子孔隙率は小さい値を示す。岩芯観察では 277.60~ 279.80mabh で粘土化している箇所を観察したが、この区間ではガンマ線スペクトル値が低い値 となっている。

239~245mabh において、ガンマ線スペクトル検層により明瞭なピークが認められるが、岩芯 観察からは明確な境界や他区間との違いを認めることは出来ない。

320mabh 以深では比抵抗、密度、ガンマ線強度、ガンマ線スペクトル値、P 波速度が低い値を示す。この結果はカタクレーサイトの影響と想定される。

This is a blank page.



JAEA-Technology 2013-047

図 2.3-2 06MI02 号孔の検層結果

* Data loss : -199.1~-202.6m and -298.5~305.7m

(5) ボアホールテレビュアー計測

(i) 目的と経緯

孔壁観察は、ボーリング孔内の不連続面の深度・方位・傾斜などの分布特性の壁面情報を連続 かつ詳細に取得・解析することを目的として実施した。

当初、上記目的の調査は、ボアホールテレビ観察(以後、BTV 観察と称する)により実施する 計画であったが、06MI02 孔は、断層などの影響により、泥水掘削で実施しなくてはならない程 度の脆弱な孔壁状態であり、孔内水の濁りが除去不可能であった。また、BTV 観察に耐えうる程 度の孔壁洗浄をかけると、孔壁崩壊を誘発してしまう危険性があったため、協議の結果、BTV 観 察の代替としてボアホールテレビュアー計測(以後、BHTV 計測と称する)を実施した。

(ii) 割れ目解析結果

BHTV 計測によって読み取った割れ目のデータを基に作成した、ローズダイアグラム、シュミットネット投影図、頻度分布図、アロープロット図を図 2.3-3~図 2.3-7 に示した。解析はサインカーブで捕らえるもののみについて行い、全部で割れ目は 1,962 本(ランク 1:308 本、ランク 2:322 本、ランク 3:1,332 本)認められた。

ローズダイアグラム(図 2.3-3)から、当該 BHTV 観察区間の全深度において、東-西方向、 特に東北東〜東方向に傾斜している割れ目が優勢であることがわかった。

シュミットネット投影図(図 2.3-4~図 2.3-7)より、西北西及び北東~北北東方向に傾斜している割れ目が、55~75°付近の狭い範囲に特に集中していることが示唆される。それに対して、 東北東方向に傾斜している割れ目は35~75°付近に満遍なく広がっている。

また、図 2.3-4~図 2.3-7から傾斜角度が 30°未満の低傾斜の割れ目がほとんど認められない。 これは今回使用した BHTV 計測ツールの深度方向の解像度は 5~10mm(一般にボアホールテレ ビは深度方向の解像度は 0.5mm)のため、ある程度開口して明瞭な低傾斜の割れ目は検出可能で あるが、それ以外の低傾斜の割れ目についてはほとんど検出できない。そのため、今回の BHTV 計測区間において、30°未満の低傾斜の割れ目も存在する可能性があると考えられる。

割れ目頻度分布(図 2.3-4~図 2.3-7)は、検出数の傾向は殆ど同じであるが、BHTV 測定の 検出数と比較して全般に岩芯による観察の結果の方が多い。しかし、一部区間では、BHTV 測定 による検出数の方が多いが、この区間は RQD が低い区間と対応している。

結果よりBHTV計測区間を次に示すA~Fの6つの層区間に分類した。さらに、BHTV検層の割れ目頻度に違いからC層、F層の各層をさらにC1~C2、F1~F2に分類した。

区間A	:	深度 $5.0 \sim 90.0$ mabh
区間 B	:	深度 90.0 ~ 145.0 mabh
区間 C1	:	深度 145.0 ~ 180.0 mabh
区間 C2	:	深度 180.0 \sim 210.0 mabh
区間 D	:	深度 210.0 ~ 240.0 mabh
区間 E	:	深度 240.0 ~ 280.0 mabh
区間F1	:	深度 280.0 ~ 322.0 mabh
区間F2	:	深度 322.0 ~ 345.0 mabh

図 2.3-3から、今回観察区間の割れ目の傾斜方位と傾斜分布の特徴について表 2.3-2 にまとめた。検出数の平均をみると、B~D層とF層(特にF2層)の割れ目検出数が多いこととわかる。

また、同表の集中点に注目すると、A~C 層は比較的中傾斜に割れ目が集中しているが、F層 はやや高傾斜の割れ目が集中していることが分かる。

されに各層の方位分布については、B層、C2~E層とF2層が東-西系方向に傾斜しているのに 対して、A層は北方向に、C1層とF1層は北東方向に割れ目が傾斜していること優勢であること が分かる。

1-1	罗 府 (m	莎 府 (m)		出数	集由占	植刻公布	語刻士がの特徴		
)	<i>体</i> 腹(n	n)	実数	10m平均	未中点	199.77 73 111	网络外刀企切付取		
全体	5.0 ~	345.0	1, 962	58	84 / 60	22 ~ 87	東-西方向、特に東北東~東方向のフラクチャーが卓越		
A	5.0 ~	90.0	275	32	354 / 60	27 ~ 84	北、南のフラクチャーが卓越		
в	90.0 ~	1 4 5. 0	363	66	84 / 60	27 ~ 87	東北東、西と南傾斜のフラクチャーが卓越		
C1	145.0 ~	180 . 0	258	74	36 / 60	42 ~ 78	北東〜北と南西〜南傾斜と南傾斜のフラクチャーが卓越		
C ₂	180.0 ~	210. 0	185	62	84 / 60	37 ~ 87	東傾斜のフラクチャーが卓越		
D	210. 0 ~	240. 0	195	65	90 / 48	22 ~ 87	東と西傾斜のフラクチャーが卓越		
E	240. 0 ~	280. 0	189	47	87 / 66	26 ~ 85	東、西と北東傾斜のフラクチャーが卓越		
F ₁	280. 0 ~	322.0	291	69	35 / 72	28 ~ 86	北東、南西、東と西傾斜のフラクチャーが卓越		
F ₂	322. 0 ~	345.0	206	90	280 / 72	38 ~ 82	東と西傾斜のフラクチャーが卓越		
	注) フラクチャー集中点の数字は、それぞれ方位角と傾斜角を表わす。								

表 2.3-2 層区分ごとの割れ目の傾斜方向と傾斜分布の特徴



図 2.3-3 ローズダイヤグラムとシュミットネット投影図















(5>01: 5>02: 5>03:)



(iii) インデュースド・フラクチャー解析結果

計測結果より判読した縦亀裂の分布方位の結果を表 2.3-3 及び図 2.3-8 に示した。方位角は、 北から東周りに図った角度を示す s。

図 2.3-8 の分布図から、北西と南東方向に縦亀裂が多く分布している。判読された縦亀裂は、 掘削によって発生した「キズ」も含まれていると考えられるが、それらの中で分布方位が 180° 対称である縦亀裂(図 2.3-8 中の●印)が見られる。これらの縦亀裂は、ボーリング孔のような 深い鉛直の円孔がある場合に、削孔時の何らかの圧力が坑内に発生したことによって発生したイ ンデュースド・フラクチャーの可能性が高いと考えられる。

図 2.3-9 はインデュースド・フラクチャーの概念を示したもので、円孔軸に垂直な成分のうち、 最大・最小水平圧縮応力が働いている場合、孔内壁面上で引張応力が最大となる点は図中に示す M 点となる。この M 点上で岩盤の引張り強度以上の応力値になれば、その箇所に鉛直の縦亀裂 (インデュースド・フラクチャー)が発生する。

以上の概念が成立するような条件が満足されたと仮定して、縦亀裂の分布方位についてあては めると、本孔の最大水平圧縮応力(SHMax)の方向は北西-南東と考えられる。

No.	深度(m)	分布方	立(°)
1	103.70	144	
2	113.50	175	
3	114.40	170	343
4	115.10	179	283
5	117.60	115	296
6	117.60	160	
7	121.50	115	257
8	122.20	115	266
9	122.90	86	324
10	123.40	129	299
11	124.30	266	
12	126.00	129	293
13	126.00	193	317
14	128.10	115	
15	130.30		321
16	131.60	86	254
17	132.00	56	308
18	133.00		291
19	195.10	130	332
20	215.4 / 215.2	100	290
21	245.50	132	14
22	246.10	120	291
23	247.40	164	349
24	248.80	158	354
25	249.30	161	329
26	251.10		318
27	253.60		346
28	254.50	142	326
29	258.50	130	300
30	258.50	196	336
31	259.09	144	
32	262.20	47	233
33	297.30	133	
34	300.40	152	
35	303.00	143	289
36	305.00	73	319
37	306.90	124	302
38	307.30	115	292
39	308.00	103	325
40	312.00	166	
41	313.00	163	325
42	314.00	132	
43	315.00	132	
44	340.00	158	
45	342.00	142	310
46	343.00	105	349

表 2.3-3 インデュースド・フラクチャー読取一覧表



図 2.3-8 インデュースド・フラクチャー読取方位分布図



図 2.3-9 インデュースド・フラクチャー概念図

(6) 水理試験結果

水理試験は、主立坑における深度 500m 付近までの湧水箇所、湧水量、および湧水の水質を可 能な限り詳細に予測し、グラウト計画、排水計画に情報を供することを目的として実施した。以 下に結果を示す。

(i) 間隙水圧

水理試験の実施区間および試験にて確認した間隙水圧の一覧(平衡水位換算)を表 2.3-4 に示 す。また、詳細解析により求めた間隙水圧の一覧(平衡水位換算)を表 2.3-5 に示す。他の試験 区間と深度が一部重複し、独立した試験区間ではない No.8、No.10 については参考値として併記 した。

実測値に関しては、全試験区間で間隙水圧の収束に時間がかかり、2~3日の試験期間内に安定 水圧は確認できなかった。本来の間隙水圧は表 2.3-4 に示した値よりも大きいと想定されるが、 水理試験時の間隙水圧と本来の間隙水圧に著しい差異はないと考えられる。

なお表 2.3-4の収束速度は、試験や換気立坑工区の伝播など人為的要因を受けない水圧収束過 程の中で、期間中最も遅い部分から抽出したものである。

一方、No.2、No.3 および No.4 について詳細解析により求めた平衡水位は、表 2.3-5 に示した 実測の平衡水位よりも全て高い値であった。これは、試験期間中には間隙水圧が十分に回復して いないことと整合する結果である。

区間	試験区間深度	区間長	平衡水位	収束速度	備老			
区间	(mabh)	(m)	(GL+m)	(m/h)	通う			
No.1	$6.00 \sim 19.60$	13.60	19.50	0.13				
No.2	$19.60 \sim 29.70$	10.10	21.69	1.22	PC 故障,長期観測不可			
No.3	$17.46 \sim 90.30$	72.84	46.47	0.45				
No.4	$90.30 \sim 125.70$	35.40	60.65	0.10				
No.5	$125.70 \sim 141.86$	16.16	105.72	0.15	区間水は泥水			
No.6	$142.79 \sim 211.80$	69.01	93.76	0.22	区間水は泥水			
No.8	$211.80 \sim 348.00$	136.20	117.29	0.13	重複区間につき参考値			
No.9	$244.79 \sim 263.09$	18.30	87.49	0.25				
No.10	$244.79 \sim 348.00$	103.21	118.26	0.04	重複区間につき参考値			
No.11	$299.29 \sim 320.09$	20.80	110.24	0.14				
No.12	$321.02 \sim 348.00$	26.98	115.69	0.10				

表 2.3-4 水理試験区間および確認した平衡水位一覧

表 2.3-5 詳細解析により求めた平衡水位一覧

区間	試験区間深度 (mabh)	区間長 (m)	平衡水位 (GL+ m)	備考
No.1	$6.00 \sim 19.60$	13.60	—	解析上、実測値を設定した
No.2	$19.60 \sim 29.70$	10.10	25.82	Sequence03 解析結果
No.3	$17.46 \sim 90.30$	72.84	54.87	case06 解析結果
No.4	$90.30 \sim 125.70$	35.40	73.22	case03 解析結果

図 2.3-10 に表 2.3-4 および表 2.3-5 の値をもとに平衡水位と深度の関係を図示した。試験深度は区間の下端深度とした。ダブルパッカー編成上部区間の No.5、No.9、No.11 を除き区間の下端深度と孔底深度は同じである。

当試験孔(06MI02 号孔)の間隙水圧は、終日排水による坑道周辺の地下水位状況、隣接する 換気立坑工区の水理状況、および当該工区のボーリング掘削深度、水理試験実施時期などの様々 な要因が影響すると考えられる。

図より、平衡水位は、概ね掘削深度に比例して上昇する傾向が認められるが、263mabh 以深 から深度に対する平衡水位の割合が大きく減少している。この要因として、No.3 以降出現しなか った、同時期に実施された換気立坑における水理試験の影響による、換気立坑からの圧力伝播が 263mabh 以深から再び現れたことから、211.8~263.1mabh 間に水理場を分ける難透水層の存在 の可能性が考えられる。

No.5 では周辺他区間と比べ、試験深度に対する平衡水位がかなり高い。泥水比重を考慮したとしても周辺の他の試験区間より明らかに際立つ値である。当区間の透水性は低く、掘削中にも顕著な湧水・逸水はなかった。局所的な難透水層に挟まれた区間である可能性がある。





(ii) 水理定数

(a) 水理定数の代表値の選定

全試験区間の標準解析(Hvorslev 法、Cooper 法、Agarwal 法、Jacob&Lohman 法)により 求めた水理定数を表 2.3-6 および表 2.3-7 に示す。また、詳細解析により求めた No.1~No.4 の 水理定数を表 2.3-8 に示す。

区明	封驗涩由	封股	細た式	透水量係数	透水係数	貯留係数	比貯留係数
区间	武 厥休度	武动火	丹牛小 工、	(m ² /sec)	(m/sec)	(-)	(1/m)
1	C 00 - 10 C0	л	Hvorslev	解析困難	-	-	-
1	6.00~19.60	L1	Cooper	6.73E-10	4.95E-11	8.92E-06	6.56E-07
		SW	Hvorslev	(1.60E-07)	(1.58E-08)	-	-
	$10.60 \sim 20.70$	51	Cooper	1.09E-07	1.07E-08	$8.90 \text{E}{-}05$	8.81E-06
2	19.00 - 29.70	SWS	Agarwal	2.89E-08	2.86E-09	3.99E-03	3.95E-04
		HWR	Agarwal	(2.60E-08)	(2.57E-09)	(1.26E-02)	(1.25E-03)
		CW	Hvorslev	解析困難	-	-	-
3	$17.46 \sim 90.30$	SW	Cooper	解析困難	-	-	-
		SWS	Agarwal	3.15E-09	4.32E-11	2.58E-03	3.54 E-05
		HWS	Agarwal	1.04E-09	2.94E-11	7.69E-04	$2.17 \text{E}{-}05$
	$90.30 \sim 125.70$	SW	Hvorslev	解析困難	-	-	-
			Cooper	1.43E-09	4.04E-11	8.90E-03	2.51E-04
4		SWS	Agarwal	2.56E-09	7.23E-11	1.02E-03	$2.88 \text{E}{-}05$
4		PW1 -	Hvorslev	解析困難	-	-	-
			Cooper	(1.67E-09)	(4.71E-11)	(1.22E-03)	(3.44E-05)
		DWo	Hvorslev	解析困難	-	-	-
		F WZ	Cooper	(3.65E-09)	(1.03E-10)	(1.22E-04)	(3.44E-06)
		DW1	Hvorslev	解析困難	-	-	-
-	195 70 - 141 96	P W I	Cooper	1.43E-10	8.83E-12	7.05E-06	4.36E-07
Э	120.70, ~141.00	DWO	Hvorslev	解析困難	-	-	-
		PW2	Cooper	6.35E-11	3.93E-12	3.51E-05	2.17E-06
		CW	Hvorslev	5.83E-08	8.44E-10	-	-
		DVV	Cooper	(4.13E-08)	(5.98E-10)	(8.90E-07)	(1.29E-08)
G	$142.79 \sim 211.80$	SWS	Agarwal	解析困難	-	-	-
0		DW	Hvorslev	解析困難	-	-	-
		PW	Cooper	(8.44E-10)	(1.22E-11)	(3.63E-04)	(5.26E-06)

表 2.3-6 No.1~No.6 標準解析結果一覧

(()内は参考値)

表中および以降の本文に記載した試験の名称は以下の通りである。

PI (Pulse Injection): 注入法

SW (Slug Withdrawal): スラグ試験

SWS (Pressure Recovery after Slug Withdrawal (shut-in)) : スラグ試験

HWR (Pressure Recovery after Constant Head Withdrawal):低圧湧水試験

HWS (Pressure Recovery after Constant Head Withdrawal (shut-in)):低圧湧水試験

PW (Pulse Withdrawal): パルス試験

PW1 (Pulse Withdrawal): パルス試験 1回目 (回復法)

PW2 (Pulse Withdrawal): パルス試験 2回目 (回復法)

No	試驗深度	試驗	解析式	透水量係数	透水係数	貯留係数	比貯留係数
INU	的版体及	IP-Nig大	7777720	(m^2/sec)	(m/sec)	(-)	(1/m)
		PW1	Hvorslev	解析困難	-	-	-
			Cooper	1.49E-07	1.10E-09	7.04E-07	5.17E-09
8	$211.80 \sim 348.00$	HW	Jacob &Lohman	1.38E-06	1.01E-08	3.73E-07	2.74E-09
		HWS	Agarwal	1.20E-06	8.82E-09	1.87E-06	1.37E-08
		DW9	Hvorslev	解析困難	-	-	-
		F WZ	Cooper	1.27E-07	9.33E-10	7.04E-07	5.17E-09
		DW1	Hvorslev	解析困難	-	-	-
		PWI	Cooper	(3.33E-10)	(1.82E-11)	(9.24E-05)	(5.05E-06)
		CIT	Hvorslev	解析困難	-	-	-
9	$244.79 \sim 263.09$	SW	Cooper	解析困難	-	-	-
		SWS	Agarwal	3.24E-10	1.77E-11	1.72E-04	9.40E-06
		PW2	Hvorslev	解析困難	-	-	-
			Cooper	(2.53E-10)	(1.38E-11)	(1.85E-04)	(1.01E-05)
	$244.79 \sim 348.00$	PW1 HW	Hvorslev	(1.78E-07)	(1.73E-09)	-	-
			Cooper	1.83E-07	1.77E-09	5.45E-09	5.28E-11
10			Jacob &Lohman	1.11E-06	1.08E-08	4.48E-06	4.34E-08
		HWS	Agarwal	1.39E-06	1.34E-08	7.03E-07	6.82E-09
		DIMO	Hvorslev	解析困難	-	-	-
		F WZ	Cooper	1.08E-07	1.05E-09	$5.45 \text{E}{-}07$	5.28E-09
		HW	Jacob &Lohman	$5.57 ext{E-07}$	2.68E-08	3.43E-12	1.65E-13
11	$299.29 \sim 320.09$	HWS	Agarwal	1.09E-06	$5.25 \text{E}{-}08$	1.97E-23	9.46E-25
		DW	Hvorslev	2.39E-07	1.15E-08	-	-
		L AA	Cooper	解析困難	-	-	-
		DW1	Hvorslev	(2.36E-07)	(8.75E-09)	-	-
		L AA T	Cooper	解析困難	-	-	-
12	321.02~348.00	HW	Jacob &Lohman	1.14E-06	4.22E-08	1.27E-66	4.69E-68
		HWS	Agarwal	1.05 E-06	3.90 E-08	1.92 E-61	7.12E-63

表 2.3-7 No.8~No.12 標準解析結果一覧

(()内は参考値)

	對腰区間涩再	ŧ	3岩	ス		
区間	武 秋 成 広 向 (加 A 方 C (mahh)	透水係数	比貯留係数	透水係数	比貯留係数	ケース番号
	(IIIabii)	(m/s)	(1/m)	(m/s)	(1/m)	
No.1	$6.00 \sim 19.60$	2.10E-11	2.08E-07	1.61E-10	2.47E-07	case05
No.2	$19.60 \sim 29.70$	9.00E-08	-	$2.45 \text{E}{}^{-}09$	-	Sequence03
No.3	$17.46 \sim 90.30$	2.30E-11	6.27 E-05	4.33E-12	1.11E-03	case06
No.4	$90.30 \sim 125.70$	5.70E-11	2.83E-09	5.96E-11	1.03E-04	case03

表 2.3-8 No.1~No.4 詳細解析結果一覧

各試験区間の水理定数の代表値は、表 2.3-6、表 2.3-7 および表 2.3-8 の内から、水理定数を 算出する際に、Cooper 曲線一致不良、Hvorslev、Agarwal 直線近似不明瞭あるいは解析式適用 外などのため、参考値あるいは解析困難とした結果を除く結果および詳細解析結果から選定した。 詳細解析を行った試験区間では、その結果を選定した。

1試験区間で1つの結果である場合は、その結果を代表値とした。

複数の試験方法を実施した区間では、試錐孔の極近傍の透水性を評価するパルス試験 (PW)

より、より遠方・広範囲に水圧インパクトを与える低圧湧水試験(HWR/HWS)の結果を原則として優先し、次にスラグ試験(SW/SWS)の結果を優先した。

また、SW/SWS のように複数個の解析結果を得た場合は、SW 過程よりも SWS 過程を優先した。SW の水位回復量は立ち上げロッド長の 7~8m までと制限があり、今回のように間隙水圧の大きい場での試験では、水位回復率は設定水頭差に対して 10~30%と非常に小さいため、Cooper のような曲線一致法ではマッチングの精度が落ちるためである。以下に区間ごとに選定結果を述べる。

- No.1 詳細解析により求めた結果とした。
- No.2 詳細解析により求めた結果とした。
- No.3 詳細解析により求めた結果とした。
- No.4 詳細解析により求めた結果とした。
- No.5 PW1 より安定した間隙水圧状況下で行った PW2 の結果を採用した。
- No.6 SW の Hvorslev の結果とした。水位回復率は設定水頭差の約 10%だが、貯留性が小 さく、Hvorslev の t-Log s 曲線はほぼ直線性を示すとものと判断した。
- No.8 HW/HWS の結果から選定した。HW 過程で目詰まりの影響で流量減少の傾向が途中 で変化してしまった。傾向の変わる前のデータを用いて、時間に対応する流量を正当 に評価する HW の結果を採用した。2回の PW 結果は HW/HWS よりほぼ1オーダー 小さい結果となったが、孔近傍に存在する透水性の低いゾーンを評価しているものと 考えられる。
- No.9 データの比較的良好な SWS の Agarwal の結果とした。
- No.10 一時的に流量減少傾向が変化したこと、および全体の流量減少割合が大きい割に HW 時間がやや短かったことから、時間に対応する流量を正当に評価する HW の結果を採 用する。2回の PW 結果は No.8 と同じような傾向を示した。No.8 と試験区間深度の 約 75%が重複し、かつ重複しない区間の透水性が低いためと考えられる。孔近傍の値 と考えられるため除外した。
- No.11 HWの流量変化は比較的小さく良好なデータのHWSの結果を採用した。
- No.12 HW の流量のばらつきが大きく、流量の変化もほとんどないことから、良好なデータの HWS の結果を採用した。

以上のように選定した水理定数の代表値の一覧を表 2.3-9 に示し、これらを深度ごとに図示したものが図 2.3-11 の透水量係数の深度分布図である。なお、同図では、区間長の違いが大きいので透水量係数としてまとめた。

区間	深度	試験方法	透水量係数 (m ² /sec)	透水係数 (m/sec)	貯留係数 (-)	比貯留係数 (1/m)	解析法
No.1	6.00~19.60	PI	2.86E-10	2.10E-11	2.83E-06	2.08E-07	詳細解析
No.2	$19.60 \sim$ 29.70	SW/SWS- HW/HWR	9.09E-07	9.00E-08	-	-	詳細解析
No.3	$17.46 \sim$ 90.30	SW/SWS	1.68E-09	2.30E-11	4.57E-03	6.27E-05	詳細解析
No.4	90.30 \sim 125.70	HI-SWS01- SW/SWS02-PW01 -PW02	2.02E-09	5.70E-11	1.00E-07	2.83E-09	詳細解析
No.5	$125.70 \sim$ 141.86	PW2	6.35E-11	3.93E-12	3.51E-05	2.17E-06	Cooper
No.6	$142.79 \sim$ 211.80	SW	5.83E-08	8.44E-10	-	-	Hvorslev
No.8	$211.80 \sim$ 348.00	HW	1.38E-06	1.01E-08	3.73E-07	2.74E-09	Jacob& Lohman
No.9	$244.79 \sim 263.09$	SWS	3.24E-10	1.77E-11	1.72E-04	9.40E-06	Agarwal
No.10	$244.79 \sim$ 348.00	HW	1.11E-06	1.08E-08	4.48E-06	4.34E-08	Jacob& Lohman
No.11	$299.29 \sim$ 320.09	HWS	1.09E-06	5.25E-08	1.97E-23	9.46E-25	Agarwal
No.12	$321.02 \sim$ 348.00	HWS	1.05E-06	3.90E-08	1.92E-61	7.12E-63	Agarwal

表 2.3-9 水理定数の代表値



※赤線は詳細解析により求めた透水量係数を表す。

図 2.3-11 透水量係数の深度分布

(b) 深度と湧水流量

湧水流量は、低圧湧水試験(HW)で湧水量を把握している区間では、その平均流量とした。 低圧湧水試験(HW)を実施していない区間は、スラグ試験のデータ(SW 過程の Shut-In 前の 水位回復量)から算定した。実施試験がパルス試験(PW)だけの区間は、透水係数から算定し た。算定には下記に示す Hvorslevの定常式¹⁸⁾を用いた。

$$Q = \frac{2\pi L \cdot k \cdot \Delta H}{\ln(L/rw)}$$

Q: 湧水流量	(m^{3}/s)
L:区間長	(m)
k:透水係数	(m/s)
ΔH:変化水位差	(m) /PW の圧力水頭差
rw:孔半径	(m)

未計測の 211.8~244.8mabh、263.1~299.3mabh 間については、No.8、No.10 の結果から、 重複区間の結果を除して算定した。

No.8 (211.80~348.00mabh)の HW は、平均湧水量はやや小さめとなったため、下位区間の 湧水量の和と合わず 211.8~244.8mabh 間の湧水量は算定できない。しかし、流量変化の傾向か らほぼ同等の湧水量であるとし、この区間での湧水量はほとんどないと推測した。

以上の検討のもとに表 2.3-10 に深度区間ごとの湧水流量一覧を示す。本孔の湧水流量は、ほぼ 263mabh 以深からに支配され、これ以浅ではほとんど湧水は発生していない。未計測の 263 ~299mabh 間には、やや大きな湧水ゾーンが存在した。

		区間長	亚衢水位	湧7	 水 量		
区間	深度(mabh)	区间及 (m)	一页示证 (GL+m)	(L/min)	(L/min•m)	選定方法	
No.1	$6.00 \sim 19.60$	13.60	19.50	4.8E-05	$3.5 \text{E} \cdot 06$	透水係数より算定	
No.2	$19.60 \sim 29.70$	10.10	21.69	0.10	9.9E-03	SW 水位回復量より	
No.3	$17.46 \sim 90.30$	72.84	46.47	0.05	6.9E-04	SW 水位回復量より (孔径 φ 150mm)	
No.4	$90.30 \sim 125.70$	35.40	60.65	0.05	1.4E-03	SW 水位回復量より	
No.5	$125.70 \sim 141.86$	16.16	105.72	1.8E-04	1.1E-05	透水係数より算定	
No.6	$142.79 \sim 211.80$	69.01	93.76	0.14	2.0E-03	SW 水位回復量より	
未計測	$211.80 \sim 244.79$	32.99	-	ほぼ 0	-	No.8,10 から推定	
No.9	$244.79 {\sim} 263.09$	18.30	87.49	0.01	5.5 E-04	SW 水位回復量より	
未計測	263.09~299.29	36.20	-	4.75	1.3E-01	No.10 湧水量から No.9,11,12 を減	
No.11	$299.29 \sim 320.09$	20.80	110.24	1.58	7.6E-02	HW 平均值	
No.12	$321.02 \sim 348.00$	26.98	115.69	0.57	2.1E-02	HW 平均值	

表 2.3-10 深度区間ごとの湧水流量一覧

(7) パイロットボーリング調査の主な結果

パイロットボーリング調査によって、今後の施設計画の立案に必要な条件(湧水量、水質および岩盤等級)や、研究坑道掘削に資する前方(深度方向)の地質環境に関する有効な情報が取得 されていることが確認された。具体的には以下の通りである。

- ・ グラウト対象箇所の抽出
- 予測湧水量の算定
- ・ 既存設備を用いてグラウトが実施可能であることの判定(地下水圧測定による)
- ・ 支保工(壁面補修等)の仕様および水平坑道レイアウトの検討のために必要な地質・岩盤状 況の把握
- ・ 施設計画の策定のための詳細ボーリング調査の必要性

2.3.2 地質学的観点からのパイロットボーリング調査の有効性評価

ここでは、主にパイロットボーリング調査結果を用いた地質区分や岩盤分類に主眼を置き、地 質学的な観点からのパイロットボーリング調査の有効性評価について考察する。このため、地質 と割れ目データならびに物理検層の結果を対比し、地質の特徴を再整理する。

(1) 地質と割れ目データ(RQD/BHTV)の整合性

図 2.3-12 には、06MI02 号孔の総合地質柱状図を示す(再掲)。この柱状図ならびに前述に基づき、パイロットボーリング区間を以下4 区間に分類した。

- · 上部断層破砕帯(貫入岩体)
- · 土岐花崗岩
- · 下部断層破砕帯(貫入岩体)

192.8-270.6 mbGL (12.8- 90.6 mabh)

- 270.6-326.8 mbGL (90.6-146.8 mabh)
- 326.8-401.5 mbGL (146.8-231.5 mabh) 401.5-528.0 mbGL (231.5-348.0 mabh)
- ・ 土岐花崗岩(カタクレーサイト混在部を含む)

これら4区分された各地層単元について、パイロットボーリング調査にて求められた割れ目情報の特徴を評価した。表 2.3-11 には、各地層区分における RQD の平均および単位割れ目数、割れ目傾斜角度の構成比率、さらにこれらより想定される地質・岩盤性状の特徴を示した。

Ţ	∃	上部断層破砕帯(貫入岩体) 192.8-270.6mbGL (12.8-90.6mabh)	土岐花崗岩 270.6-326 8mbGL (90.6-1 46.8mabh)	下部断層破砕帯(貫入岩体) 326.8-401.5mbGL (146.8-231.5mabh)	土岐花崗岩 (カタクレーサイト混在部含 む) 401.5-528.0 mbGL (231.5-348.0mabh)
RG)D(%)	14.1 56.7 5.2		36.6	
単位割れ目数(本/m)		3.5	6.3	3.0	5.7
割れ目	0-20(°)	18.9	17.9	26.4	15.0
傾斜角度 構成比率	21-70(°)	70.9	67.3	69.2	70.7
(%)	71-90(°)	10.2	14.7	4.4	14.3
データから考察される地 質・岩盤性状		RQDがかなり低い	RQDが比較的高い	RQDがかなり低い	RQDがやや高い

表 2.3-11 RQD の平均および単位割れ目数,割れ目傾斜角度の構成比率

図 2.3-13~図 2.3-16は、それぞれの区分における代表的な岩芯を示したものである。

貫入岩体は土岐花崗岩に比べて RQD、単位割れ目数とも低い値であり、これは貫入岩体が掘 削に際し注意を要する岩盤であることを示している。具体的には、これら区間の岩盤は熱水変質 が起因と思われる粘質化や粒状化の著しい状態で存在しているため、掘削により粘質の岩盤が大 気に触れて乾燥することで、新たな亀裂の発生を引き起こし、切羽崩落に至るなどの懸念が存在 している。

Ov	Original : 4 April 2007 Coordinates x: -69,007.38,												
		Ge Pre	ological dictions	Ge	eological Observations		Fracture(B	HTV)	Rock	Quality*		Weathering a	nd Alteration §
Drilling Depth (mabh)	mbGL	.ithostratigraphic Descriptions	Lithostratigraphic Columns	Lithostratigraphic Columns	Lithostratigraphic Descriptions	All angle Lu Density (N m ⁻¹) Den Cumulative Cu Number (N) Ni 0 5 10 15 200 5 0 400 8000	ow-angle Isity (N m ⁻¹) umulative umber (N) 10 15 20 6 12	Orientation	RQD ⁺ (%) 0 50 100	Rock Mass Classification [‡] Moving average	Weathering extremely highly	Formation of Sericite strongly moderately weakly	Formation of Chlorite
0	185.0-		Feuti zone		None core				••••••••••••••••••••••••••••••••••••••				
- 50	192.8- 200- 200.2 202.6 205.0 206.5 227.1-		+ + + + Low-angle + Zone +		Dyke Rock type / texture: under examination Dyke Rock type / texture: under examination Dyke Rock type / texture: under examination Dyke Rock type / texture: under examination			Fault zone (12.76 - 90.60mabh)					
- 100	250_ 251.6/ 257.2/ 270.6-		+ + + + + + + + + + +		Dyke Rock type / texture: under examination			90.60 -146.80mabh					
	300_		Fault Zone (IF_SB0_01		Coarse to medium-grained biotite granite			- 25.00					
- 150	326.8- 330.2- 339.4- 349.8 350- 355.0-	Toki Granite	+ Faultzone (IF_SB0_02		Dyke Rock type / texture: under examination Dyke Rock type / texture: under examination			n=151 Fault zone (146.80 - 221.46mabh)			- (No weathering)		
- 200	400_ 401.5	,	Upper Highly Fractured Domain + +	* / * / * * / * / * * · · · * * · · · *				n=116					
- 250	450_		+ + + + + + + + + + + +	+ + + + + + + + + +				221.46 -348.00mabh					
- 300	500_		+ + + + + + + + + + Hackured domain Fault zone UP_S83_02	+ + + + + + + + + + + + + + + + +	348.00mab			n=323					
The pr could * Ro † RC # Ro	not been not been ock Quali QD:Rock ck Mass	three str n identifie ty:n (cor Quality Classifie	uctural dom ed distinctiv re recovery Designation cation:Degr	nains in the T rely by the ex over 90% in t; defined by ee of physic	Toki Granite, Upper Highly Fractur xisting definition (<i>ie</i> degree of frac 1m drilling) y the percentage of the sum of len- cal disintegration by weathering/alt	d Domain (UHFD), Lower ure frequency of low-angle ths of cores over 10cm in rration in 6 classes; rough	Sparsely Fra e fractures) ov the whole con ly, A (very free	ctured Domain (LSFD) and L wing to strong alteration. re length in 1m drilling sh), B (slightly weathered/alte	ow-angle Fractu red), Сн (weath	ered/altered exc	, ept quartz), CN	I (moderately we	athered/altered),

JAEA-Technology 2013-047

CL (highly weathered/altered), D (extremely weathered/altered) [§] Weathering and Alteration: Degree of weathering and alteration; classification simplified from on-site core description manual (JNC, 2002)

図 2.3-12 06MI02 孔 総合地質柱状図





図 2.3-13 上部断層破砕帯の岩芯(27-37 mabh)



図 2.3-14 土岐花崗岩の岩芯(108-118 mabh)



図 2.3-15 下部断層破砕帯の岩芯(189-199 mabh)



図 2.3-16 土岐花崗岩 (カタクレーサイト混在部を含む)の岩芯(297-307 mabh)

(2) 地質と物理検層の整合性

総合検層柱状図 19)を図 2.3-17 に示す。岩盤情報に基づいて区分された「上部断層破砕帯(貫入岩体)、土岐花崗岩、下部断層破砕帯(貫入岩体)、土岐花崗岩(カタクレーサイト混在部を含む)について、計測項目および計測値の範囲を表 2.3-12 に示した、また、これらの値についてそのばらつき状況を表 2.3-13 に示した。表 2.3-14 は、これら項目検層データより推察される各地質単元の性状についてまとめた。

検層項目	上部断層破砕帯 (貫入岩体) 192.8-270.6mbGL	土岐花崗岩 270.6-326.8mbGL	下部断層破砕帯 (貫入岩体) 326.8−401.5mbGL	土岐花崗岩 (カタクレーサイト 混在部含む) 401.5- mbGL
電位 (mV)	50-80	10-40	20-60	10-120
比抵抗 (Ωm,Sn配置)	~300	300-1000	50-300	50-1000
密度 (g/cm3)	1.8-2.3	2.5-2.7	1.6-2.7	1.5-2.7
弾性波速度(m/s, 音波検層:P波)	2.5-5.8	3.5-5.8	2.5-5.7	2.9-5.7
孔径 (mm, キャリパー)	190–250	90-150	90-190	90-450
ガンマ線 (API)	80-260	160-260	90–290	150-270

表 2.3-12 主な物理探査項目の結果地質分類単元毎の比較

	表	2. 3–13	検層結果データのばらつき状況	兄一覧
--	---	---------	----------------	-----

検層項目	上部断層破砕帯 (貫入岩体) 192.8-270.6mbGL	土岐花崗岩 270.6−326.8mbGL	下部断層破砕帯 (貫入岩体) 326.8−401.5mbGL	土岐花崗岩 (カタクレーサイト 混在部含む) 401.5- mbGL
電位 (mV)	В	А	В	С
比抵抗 (Ωm,Sn配置)	А	С	В	С
密度 (g/cm3)	С	A	В	А
弾性波速度 (m/s,音波検層、P波)	С	В	A	В
孔径 (mm, キャリパー)	В	A	С	А
 ガンマ線(API)	С	A	В	В

A (ばらつき殆ど無し) <B<C (ばらつき多)

岩盤の分類	検層データから推察される 地質・岩盤性状
上部断層破砕帯(貫入岩体)	粘土質で変質(粘土化)が大きい。
192.8-270.6mbGL	性状が均質ではない。
土岐花崗岩	硬質である。
270.6−326.8mbGL	性状が比較的均質である。
下部断層破砕帯(貫入岩体)	比較的硬質で変質(粘土化)は小さい。
326.8-401.5mbGL	性状が比較的均質である。
土岐花崗岩 (カタクレーサイト混在部含む) 401.5- mbGL	硬質である。 性状が均質ではない。

表 2.3-14 検層データより推察される各地質単元の性状の整理

0	vervie	w of	the 06	MI02 G	Geoph	nysical Logging	g											
		Geo Pre	ological dictions	Ge	ologica	l Observations	Fracture	e(BHTV)							Geophysi	cal logging		
Drilling Depth (mabh)	mbGL	Lithostratigraphic Descriptions	Lithostratigraphic Columns	Lithostratigraphic Columns		Lithostratigraphic Descriptions	All angle Density (N m ⁻¹) Cumulative Number (N) 0 5 10 15 20 0 400 800	Low-angle Density (N m ⁻¹) Cumulative Number (N) 0 5 10 15 2 0 6 1	Spontaneous Potential (mV)	Resistivity SN(ohm-m) LN(ohm-m)	Micro resistivity 1 inch (ohm-m) 2 inch (ohm-m) 25 50 75	Density (g/cm3)	P Velocity Sonic(km/sec) SPS(km/sec)	S Velocity Sonic(km/sec) SPS(km/sec)	X-Y Caliper X-axis (mm)	X-Y Caliper Y-axis (mm)	Natural Gamma (API) o 160 320	Neutron Porosity (%)
0	185.0-		Feull zepe	+ + +		None core			5	>	}	2		2	4			5
	200- 200.2 202.6 205.0 206.5		<u>+ +</u>		Dyke	Rock type / texture: under examination Rock type / texture: under examination	-					Whent	And Mark	mythm	trans	t.y	A Marine	m m
- 50	227.1-		Low-angle + Fracture + Zone + + +		Dyke	Rock type / texture: under examination	-					Machrind	A-MMM	S Mary			and the second	Mar and Mr.
	251.6/ 257.2/ 270.6-		.* + .+ + . .+ +		Dyke	Rock type / texture: under examination	-		5			- Andrew	When When	No. No.	- And	the second se		4 months
- 100) 300_		Fault zone (IF_5B0_01) + +	+ + + + + + +	i Granite	Coarse to medium-grained biotite granite							AND ALL AND	and physics			Million States	
- 15) 326.8- 330.2- 339.4-	ti Granite	+ + + + +	+ + ///////////////////////////////////	YOL Dyke	Rock type / texture:				25	North Control of Contr	America	MAN	MM		J.	Minn	WW
	349.8 350 355.0-	Tok	Fault zone (IF_SB0_03)		Dyke	Rock type / texture: under examination				<u> </u>		Whowhar	MARRING	May	- Annual		- Martin	M.M.
- 20()		Upper Highly Fractured - Domain			Fa				~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~~	AN AN AN	- The second	WA WANN	Mar 2		and a	Winner M	An Internet
	400_		* * * * *	+ + + + +		•			1		man -		ANA N	Arres -	Mur	a de	water	www
- 250) 450_		* * * * * * *	+ + + + + + + +					search -	hand			March 1					
- 300)		+ + + + +	+ + + + + + + +				•	St.	pro-	Mund		MMM	CLAPMAN C			American	terr
	500_		Lower sparsely fractured domain Fault zone (JF_SB3_02)	· · · ·					Murra		ALL	- MM	and the second	MW Wyon			Monune Jun Jung	Mat
				- +		348.00mabh			2	NX	<u>₹</u>							

JAEA-Technology 2013-047

図 2.3-17 06MI02 孔 総合検層柱状図



(3) 06MI03 孔との比較

パイロットボーリング調査は、主立坑(06MI02 孔)での調査とともに、換気立坑においても 06MI03 孔を掘削して行われた¹⁹⁾により、06MI02 孔と 06MI03 孔の結果について、以下のよう な相違点が明らかにされている。06MI02 孔では強く変質した脆弱な岩盤が確認された一方、 06MI03 孔では硬質な岩盤が存在することが示された。

 ・ 岩盤等級としては、06MI02 孔では多くの区間が CL~D 級に分類されるのに対し、06MI03 孔では B~CH の区間が主体となっている。

図 2.3-18 には、パイロットボーリングの結果をもとに修正された、主立坑および換気立坑の 周囲の地質構造の概念モデルを示す。具体的には、周囲の断層の位置・深度や立坑および換気立 坑との遭遇の可能性について再考がなされた。



図 2.3-18 地質構造の概念モデル(パイロットボーリング後の修正版)

(4) 有効性の評価についての考察

地質的な観点より、パイロットボーリング調査の実施による有効性について、以下にまとめた。

- ・ 岩芯の記載データ(RQD、割れ目の密度や方向性、岩芯写真、変質)をもとに、全体区間の おおよその岩相の把握および区分化が可能である。
- ・ 検層の実施結果によって、上記区分における岩盤の硬軟や粘質化の程度、岩盤物性のばらつ きの把握が可能となる。
- ・ 各地層区分の掘削に際し、注意すべき項目および必要な補助工法(支保や注入等)の計画の 作成に有効となる。

(5) 今後の課題

今後、パイロットボーリング調査によって得られた地質情報をよりいっそう有効に活用するた めの方策について以下に示す。

- ・ 調査結果の取得→設計者への提示の迅速(リアルタイム)化
- ・ 調査結果の各種設計へのフィードバックシステムの構築

2.3.3 水理学的観点からのパイロットボーリング調査の有効性評価

(1) 検討の手順

水理試験的観点からのパイロットボーリング調査の有効性の検討は、以下の手順で実施する。

1) パイロットボーリング水理試験における湧水量を実測データに基づいて計算する

- 2) 1) で求めた計算値と水理試験の実測値を基にして得られた値を比較する
- 3) 基本設計時における立坑の湧水量を計算する
- 4) パイロットボーリング水理試験で得られたデータに基づいて立坑の湧水量を計算する
- 5)3)、4)と実測値を比較してパイロットボーリング水理試験の有効性を評価する

(2) パイロットボーリング調査における水理試験の概要

パイロットボーリングにおいて実施した水理試験区間(No.1~No.12)を図 2.3-19 に示す。 試験は全 12 区間で行われた。なお、予定していた水理試験の区間は約 30m ごとの予定であった が、掘削中の湧水状況、孔壁の状況や工程面との調整から、試験区間長は掘削状況に応じ適宜対 応した結果、図 2.3-19 に示すようになった。



- (3) パイロットボーリング水理試験に基づく湧水量の比較
- (i) 計算方法

今回、湧水量は、定常流対称浸透流モデルの理論式である Hvorslev の定常式に基づいて算出 した。計算に用いた理論式は以下のようなものである。

$$Q = \frac{2\pi L \cdot k \cdot \Delta H}{\ln(L/rw)}$$

 Q:湧水流量
 (m³/s)

 L:区間長
 (m)

 k:透水係数
 (m/s)

 ΔH:変化水位差
 (m)

 rw:孔半径
 (m)

(ii) 入力値の設定

(i)での式のパラメータに代入する入力データは、以下のように設定した。

- ・ 区間長は水理試験の試験区間の長さを用いた
- ・ 透水係数はパイロットボーリングの水理試験で得られた代表値の値を採用した
- ・ 変化水位差はパイロットボーリングの水理試験で得られた最大水位変化量を採用した
- ・ 孔半径はパイロットボーリングの水理試験で使用された値を用いた

以上の設定根拠により、No.1~No.12の各測定区間におけるパラメータを表 2.3-15 にまとめた。

ボーリング番号	区間長	透水係数	変化水位差	孔半径
単位	m	m/s	m	m
No.1	13.6	2.10e-11	2.422	0.0615
No.2	10.1	9.00e-8	13.358	0.072
No.3	72.84	2.30e-11	40.788	0.08
No.4	35.4	5.70e-11	59.058	0.0615
No.5	16.16	3.93e-12	40.882	0.0615
No.6	69.01	8.44e-10	63.854	0.0615
No.7	_			_
No.8	136.2	1.01e-8	93.885	0.0615
No.9	18.3	1.77e-11	72.089	0.0615
No.10	103.21	1.08e-8	52.007	0.0615
No.11	20.8	5.25e-8	98.943	0.0615
No.12	26.98	3.90e-8	105.996	0.0615

表 2.3-15 湧水量算出に使用する入力値
(iii) 実測をもとにして得られた湧水量

実測によって明らかになった湧水量を表 2.3-16 に示す。実際は、No.2~No.4、No.6、No.9 は、スラグ試験(SW)のデータ(Shut-In 前の水位回復量)から算定したものである。また、No.11 と No.12 は、低圧湧水試験(HW)で湧水量を把握しているので平均値を湧水流量とした。No.1 と No.5 は、湧水量が計測できなかったので、計測された透水係数から Hvorslev の定常式を使って算定した。No.8 の湧水量は 0 であると推測された。No.10 は、資料に提示されていた湧水量に、No.9、No.11、No.12 の湧水量を加えて求めた。

測定点の番号	湧水量
単位	L/min
No.1	$4.800 ext{E}{-}05$
No.2	1.000E-01
No.3	$5.000 ext{E}$ -02
No.4	5.000 E-02
No.5	1.800E-04
No.6	1.400 E-01
No.7	-
No.8	0.000
No.9	1.000E-02
No.10	6.910E+00
No.11	1.580E+00
No.12	5.700E-01

表 2.3-16 実測値をもとにして得られた湧水量

(iv) 計算値と実測値の比較

表 2.3-15の入力値から計算した値と表 2.3-16の設計時の予測値を比較したものを表 2.3-17 に示す。本表より、No.1、No.5、No.6、No.10、No.11は同じオーダーになったが、No.2、No.4、 No.12の場合は計算値のオーダーが大きく、No.3、No.9は実測値の方がオーダーは大きかった。 なお、No.8は実測値がゼロであった。

本表において、No.1 と No.5 は、実測値と計算値は同じ式から算定した値なので、入力値の考 え方が実測値と計算値の算出で大きく異なっていなければオーダーは同じになるはずのものであ る。したがって、計算値の算出においての入力値の考え方は妥当であると思われる。なお、本来 は同じ値になるはずであるが、使用した入力値の選定が微妙に異なるために値が少し異なったと 解釈できる。

No.2~No.4、No.6、No.9の実測値は、どれも SW 水位回復量より算出したものであるが、計算値とオーダーが同じだったり、異なったりする。これは、計算値を求めるときに使用したデータが SW 水位回復量より算出したときに使用したデータと異なる可能性が考えられる。

No.11 と No.12 において、計算値が実測値よりも大きいのは、計算値に使用した変化水位差の

値が最大水位変化量を使用していることから、Hvorslevの定常式の分子が大きくなったことが原因と推測される。

なお、No.8の実測値がゼロに対して、計算値は 6.301 となった。湧水量はゼロと推定している が、透水係数、最大水位変化量が存在するので、湧水量を算出したためである。

測定点の番号	実測値	計算值
単位	L/n	nin
No.1	4.800 E-05	4.830E-05
No.2	1.000E-01	9.260E-01
No.3	$5.000 \text{E}{-}02$	3.781E-03
No.4	$5.000 \text{E}{-}02$	7.069E-03
No.5	1.800E-04	1.749E-04
No.6	1.400E-01	1.989E-01
No.7	_	_
No.8	0.0	6.301E+00
No.9	1.000E-02	1.539E-03
No.10	6.910E+00	2.933E+00
No.11	1.580E+00	6.901E+00
No.12	5.700E-01	6.883E+00

表 2.3-17 湧水量の比較

(4) 立坑の湧水量の比較

(i) 基本設計時の湧水量の計算

超深地層研究所研究坑道掘削工事の基本設計において、立坑における坑底からの帯水層の厚さ H、坑底から立坑内の地下水面までの高さho、影響半径R、立坑半径roを図2.3-20のように考 え、湧水量が以下の式²⁰⁾で算出されている。

$$Q = \frac{\pi \cdot k \cdot \left(H^2 - h_0^2\right)}{\ln\left(\frac{R}{r_0}\right)}$$

- Q : 湧水量 (m³/s)
- k :透水係数 (m/s)
- H: 坑底からの帯水層の厚さ(m)
- ho:立坑の底から立坑内の地下水面までの高さ(m)
- R :影響半径 (m)
- ro : 立坑半径 (m)



図 2.3-20 立坑の概念図

計算式のパラメータに入力する値は以下のように決定されている。

透水係数

岩盤の透水係数は、割れ目帯で 1.0×10⁻⁵~1.0×10⁻⁶ (m/s)、割れ目の少ない区間で 1.0×10⁻⁸~1.0×10⁻¹¹ (m/s) であり、これらを均質な岩盤と考えた場合の平均的な透水係数として

 6.3×10^{-8} (m/s) とすることで、この地域の地下水挙動をよく説明できた事例がある ²¹⁾。ただし、この場合の掘削による影響半径は、Seichardt が提案した式 ²⁰⁾によると、782 (m) となる。敷地規模、周辺地下水環境への影響を考慮すると、影響半径は数 100~数 10 (m) 以下となるはずであり、そのための透水係数は、 1.0×10^{-8} (m/s) となる。したがって、入力値は 1.0×10^{-8} (m/s) とした。

影響半径 R

透水係数が 1.0×10⁻⁸ (m/s) の場合、Seichardt が提案した式で影響半径を算出すると、 300 (m) となった。したがって、入力値は 300 (m) とする。

<u>立坑半径</u> r₀

超深地層研究所地下施設で予定していた立坑直径は、6.5(m)であるので、立坑半径は 3.25(m)である。

立坑の底からの帯水層の厚さ H

坑底からの帯水層の厚さは、坑底から地表面までの距離とする。これより、530(m)と する。

不透水層から坑底までの高さ ho

不透水層から坑底までの高さは、0(m)とする。

以上の入力値を計算式に代入すると湧水量は、6.66×10¹(L/min)となる。

(ii) パイロットボーリング水理試験で得られたデータに基づく湧水量の計算

パイロットボーリングで得られた透水係数をもとにして、立坑の湧水量を計算する。地表から 深度 180 (m)の間の透水係数は、1.0 ×10⁻⁸ (m/s)とする。深度 180 (m)から深度 400 (m) までの透水係数は、図 2.3-19 より、No.1、No.3~No.6、No.8 の測定区間の透水係数を採用す ることとする。以上の透水係数を平均して求めたものを、立坑を掘削した領域の透水係数とする。

これより、透水係数は、8.40 ×10⁻⁹ (m/s) となる。この値を a)の基本設計時の湧水量の計算 式の透水係数に代入すると、湧水量は、6.00 ×10¹ (L/min) となる。

(iii) 湧水量の比較

実測値で得られた湧水量は、6.60×10(L/min)である。基本設計時に予測した湧水量、パイ ロットボーリングで得られた透水係数をもとにして計算して得られた湧水量、及び実測値で得ら れた湧水量を比較すると表 2.3-18のようになる。本表より、設計時予測値もパイロットボーリ ングで得られた透水係数から計算した値も実測値に近い。設計時予測値の方が実測値に近いのは、 計算値を求めるときに平均するために採用した透水係数のうち、半分の区間が設計時予測値の計 算に使用した 1.0×10⁻⁸ (m/s) であった影響であると考えられる。

	実測値	計算値	設計時予測値
単位		L/min	
湧水量	6.60E+01	6.00E+01	6.66E+01

表 2.3-18 湧水量の比較

2.3.4 力学的観点からのパイロットボーリング調査の有効性評価

(1) 概要

本章ではパイロットボーリング調査の有効性を力学的な観点から評価するため、設計時に用い た材料物性値とパイロットボーリングのコアから得られた材料物性値の両者を用いて有限要素法 解析を実施する。各々の解析結果と施工時に実測された地中変位及び鋼製支保工応力を比較して パイロットボーリングの有効性について検証を行う。さらに、大深度であり、水圧の影響を大き く受けるものと考えられることから水-応力連成解析を実施して有効応力の変化が岩盤の変形に どの程度影響を及ぼすのか検討を行う。本検討の着目点を以下に示す。

【着目点】

- 設計時の材料物性値による解析結果とパイロットボーリングから得られた材料物性値 による解析結果と実測値との比較。
- ② 水-応力連成解析を実施することによる有効応力変化の影響。

(2) 解析条件

(i) 条件設定の基本方針

本解析で対象とする施設は瑞浪超深地層研究所主立坑とする。主立坑における B 計測(地中 変位計測、覆工コンクリート応力計測、鋼製支保工応力計測)を行っている深度は GL-250.0m と GL-350.0m の 2 箇所であることから本解析では両者を着目深度とする。解析は着目深度 (GL-250.0m、GL-350.0m)から 4D 程度上部からモデル化し、着目深度まで掘削を行う。そ の後、着目深度から施工時に計測された応力が概ね落ち着く深度まで掘削解析を行い、その間 に発生する着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力、鋼製支保工応力を算出し計測 結果と比較する。この時、着目点から解析における最終掘削深度(着目深度から切羽までの距 離)は 39m (6D)とする。これは図 2.3-21~図 2.3-23 に示すように地中変位、覆工コンク リート応力及び鋼製支保工応力が着目深度から切羽までの距離が 40m 付近まで掘削されれば 収束することによる。よって、ショートステップ工法における1サイクル当たりの掘削深度は 1.3m であることから 1.3m×30=39.0m まで解析を行う。



図 2.3-21 地中変位計測(主立坑、GL-250m、測点 E1)



図 2.3-22 覆エコンクリート応力計測(主立坑 GL-250m)



図 2.3-23 鋼製支保工応力計測(主立坑、GL-250m、縁応力)

(ii) 解析コード

汎用非線形有限要素法プログラム ABAQUS²²⁾を用いる。

(iii) 考慮する事象

本章で考慮する事象を表 2.3-19示す。

事象	説明	
岩盤掘削	等価節点外力として掘削面へ載荷する。	
掘削開放率	掘削開放応力を80%と仮定して、支保工へは20%の負荷を載荷する。	
岩盤の弾塑性挙動	降伏判定は Mohr – Coulomb 則を適用し、岩盤の弾塑性挙動を模擬	
	する。	
	岩盤を土骨格の固相と間隙水の液相からなる2相の多孔質体とし、有	
小小小正风半期	効応力に基づいた岩盤の力学特性を評価する。	

表 2.3-19 考慮する事象

岩盤に用いる材料構成則は弾塑性モデルとし、降伏判定は Morh – Coulomb の破壊基準に従う ものとする。Morh – Coulomb の破壊基準は飽和土や砂の三軸状態のモールの応力円を描いた場 合、破壊包絡線は直線となる場合が多いことに着目し、式(2.3-1)式に示すクーロンの破壊基準 とモールの応力円の2つの基準をあわせて定義したものである。

$$\tau = c + \sigma tan\phi \qquad (2.3-1)$$

ここに、 τ はせん断応力度、c は粘着力、 σ は垂直応力及び φ は内部摩擦角を示す。



図 2.3-24 Mohr - Coulombの破壊基準

図 2.3-24 を基にモール・クーロンの破壊基準の主応力表示を行う。破壊基準の式(2.3-1)上 にある点(σ、τ)は三軸圧縮試験で計測された主応力σ1およびσ3を用いると、式(2.3-2)、 式(2.3-3)と表すことができる。

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin \phi \tag{2.3-2}$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos \phi \tag{2.3-3}$$

ここに、σ₁は最大主応力、σ₃は最小主応力を示す。式(2.3-2)と式(2.3-3)を式(2.3-1) に代入すると式(2.3-4)あるいは式(2.3-5)を得る。

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \mathbf{c} \cdot \cos\phi + \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin\phi \qquad (2.3-4)$$

$$\sigma_1 - \sigma_3 = 2c \cdot \cos\phi + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi \qquad (2.3-5)$$

(iv) 解析フロー

図 2.3-25 に弾塑性掘削解析と有効応力解析の解析フローをそれぞれ示す。



図 2.3-25 解析フロー

(v) 有効応力解析について

飽和多孔質体の運動を扱う場の方程式は Biot^{23),24),25),26)}によって提案され、その後、この式 は圧密解析や液状化解析などの数値解析で利用されている。

等方線形多孔質弾性材料の構成式と支配方程式²⁷⁾

Biot は、多孔質弾性材料の微小変形は外力による応力変化と間隙内部の水圧変化との足し合わせによるものと仮定した。また、間隙水の出入りについてもその微小変化は外的応力によるものと間隙水圧変化による線形の足し合わせであると仮定した。この時、等方性材料については、間隙水圧はせん断ひずみを発生せず、間隙変化に起因する伸びひずみは全て等方とした。

従って、多孔質弾性材料の構成方程式は、ひずみテンソルを ε_{ij} 、応力テンソルを σ_{ij} 、間隙水 圧をp、多孔質弾性材料内の流体体積変化(多孔質材料の単位体積と流体の体積の比)を ζ と すると(2.3-6)式及び(2.3-7)式で表現できる。

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E}\sigma_{ij} - \frac{\nu}{E}\sigma_{kk}\delta_{ij} + \frac{1}{3H}p\delta_{ij}$$
(2.3-6)
$$\zeta = \frac{1}{H_1}\frac{\sigma_{kk}}{3} + \frac{1}{R}p$$
(2.3-7)

ここで、vは排水条件におけるポアソン比、Eは排水条件におけるヤング係数、H、 H_1 、 Rは新たに定義された弾性係数、 δ_{ij} は Kronecker のデルタである。(2.3-6) 式の右辺第1項 はせん断ひずみの項、第2項が垂直ひずみの項、第3項が間隙水圧によるひずみの項である。 ただし、(2.3-6)、(2.3-7) 式はある基準状態からの偏差を示す。また、ひずみテンソルは膨張 を正、応力テンソルは引張を正、間隙水圧は増加を正とする。

新たに定義された弾性係数のうち、一つは除くことができる。ひずみと応力の可逆性からひ ずみ増分に基づく仕事増分の式は(2.3-8)式になる。

$$dW = \sigma_{ij} d\varepsilon_{ij} + p d\zeta = \varepsilon_{ij} d\sigma_{ij} + \zeta dp \qquad (2.3-8)$$

(2.3.4·3) 式を完全微分方程式より Euler Conditions となる (2.3·9) 式と (2.3·6)、(2.3·7) 式を組み合わせると (2.3·10) 式を導くことができる ²⁸⁾。

$$\frac{\partial \varepsilon_{ij}}{\partial p} = \frac{\partial \zeta}{\partial \sigma_{ij}}$$
(2.3-9)
$$H = H_1$$
(2.3-10)

次に、多孔質弾性材料の弾性係数H、Rを、物理的な表現を用いて表すため、Skempton の B 値と Boit – Willis 係数(α)²⁹⁾を導入する。ここで Skempton の B 値は多孔質媒体が非 排水条件下で垂直応力を載荷された場合に変化する間隙水圧を比で表した物性値を表す。また、 有効応力係数 α (Biot – Willis 係数)は土粒子の体積弾性率 Ks と間隙も含めた土の体積弾性 率 K との比を表す。一般に、固結の進んでいない堆積物や地盤においては、K≪Ks とするこ とができ、 $\alpha = 1$ となる。よって、Skempton の B 値と Boit – Willis 係数(α)を用いるとそ れぞれ(2.3-11)式、(2.3-12)式になる。

$$B = \frac{\delta p}{\delta(\sigma_{kk}/3)}\Big|_{\zeta=0}$$
(2.3-11)
$$\alpha = \frac{K}{H}$$
(2.3-12)

ここで、Kは排水条件における体積弾性率で算出式を(2.3-13)式に示す。

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$
 (2.3-13)

SkemptonのB値は多孔質媒体が非排水条件下で垂直応力を載荷された場合に変化する間隙 水圧を比で表した物性値である。(2.3-7)式を非排水条件($\zeta = 0$)とすると(2.3-14)式になる。

$$p = -\frac{R}{H}\frac{\sigma_{kk}}{3} = -\frac{R\alpha}{K}\frac{\sigma_{kk}}{3} = -B\frac{\sigma_{kk}}{3}$$
(2.3-14)

従って、 R は (2.3-15) 式と表される。

$$R = \frac{KB}{\alpha} \tag{2.3-15}$$

(2.3-15) 式より (2.3-7) 式は

$$\zeta = \frac{\alpha}{K} \frac{\sigma_{kk}}{3} + \frac{\alpha}{KB} p \qquad (2.3-16)$$

また、(2.3-6) 式に関しても(2.3-12) 式を用いると(2.3-17) 式となる。

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E}\sigma_{ij} - \frac{\nu}{E}\sigma_{kk}\delta_{ij} + \frac{\alpha}{3K}p\delta_{ij} \qquad (2.3-17)$$

次に、パラメータαについて説明する。(2.3-17)式から平均垂直応力、間隙水圧及び体積ひ ずみの関係を求めると(2.3-18)式になる。

$$\varepsilon_{kk} = \frac{1}{K} \frac{\sigma_{kk}}{3} + \frac{\alpha}{K} p \qquad (2.3-18)$$

この時、平均垂直応力と同じ大きさで逆符号の間隙水圧を与えると、体積ひずみは(2.3-19) 式になる。

$$\varepsilon_{kk} \bigg|_{p = -\frac{\sigma_{kk}}{3}} = \left(\frac{1}{K} - \frac{\alpha}{K}\right) \frac{\sigma_{kk}}{3}$$
(2.3-19)

この条件は多孔質弾性材料を構成する固体粒子部の変形のみ³⁰⁾を示し、平均垂直応力と体積 ひずみとの関係は固体粒子部分の体積弾性率*K*_sは(2.3-20)式となる。

$$\frac{1}{K_s} = \frac{1}{K} - \frac{\alpha}{K}$$
(2.3-20)

αの式に変形すると(2.3-21)式になる。

$$\alpha = 1 - \frac{K}{K_s} \tag{2.3-21}$$

一般に、地盤工学等では固結の進んでいない堆積物や地盤においては、K<Ks とすることができ、 $\alpha = 1$ として用いている。

これまでに示した式を用いて有効応力の算出式を導く。(2.3-18) 式を変形すると体積ひずみは(2.3-22) 式となる。

$$\varepsilon_{kk} = \frac{1}{K} \left(\frac{\sigma_{kk}}{3} + \alpha p \right)$$
(2.3-22)

体積ひずみと体積弾性率の関係 ($\sigma_{kk}/3 = K \varepsilon_{kk}$)を基に (2.3-22) 式を (2.3-23) 式とおく。

$$\frac{\sigma_{kk}}{3} = \frac{\sigma_{kk}}{3} + \alpha p \tag{2.3-23}$$

(2.3-22) 式に (2.3-23) 式を代入すると (2.3-24) 式になる。

$$\varepsilon_{kk} = \frac{1}{K} \frac{\sigma_{kk}}{3} \tag{2.3-24}$$

ここで、(2.3-24)式は線形等方弾性論における平均垂直応力と体積ひずみの関係と同一の形 となる。同様に、(2.3-17)式に対して(2.3-25)式を用いる。

$$\sigma_{ij}' = \sigma_{ij} + \alpha p \delta_{ij} \tag{2.3-25}$$

(2.3-25) 式を(2.3-17) 式に代入すると(2.3-24) 式と同様に線形弾性論における応力と ひずみの式になる。

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1+\nu}{E} \sigma_{ij}' - \frac{\nu}{E} \sigma_{kk}' \delta_{ij}$$
(2.3-26)

以上から、(2.3-23) 式及び(2.3-25) 式に示されるような有効応力を導入することにより、 多孔質弾性材料の力学挙動は、単純な弾性材料の挙動と同様に扱える。

なお、(2.3-22) 式から体積ひずみが0と仮定すると(2.3-27) 式が成り立つ。

$$\frac{-\left(\sigma_{kk}/3\right)}{p} = \alpha \tag{2.3-27}$$

ここで、平均垂直応力と間隙水圧との比率で載荷すれば良いことが分かる。従って、有効応 力係数は、対象となる材料の体積ひずみが発生しないための間隙水圧に対する平均垂直応力の 比を表している。

静的な力の釣合いから支配方程式を導く。力の釣り合い式及びモーメントの釣り合い式は、 F_i を体積力ベクトルとして (2.3-28) 式になる。ただし、ここでは応力の対象性から $\sigma_{ij} = \sigma_{ji}$ とすることができる。

$$\frac{\partial \sigma_{ji}}{\partial x_j} + F_i = 0 \tag{2.3-28}$$

(2.3-28) 式に(2.3-17) 式を代入してひずみテンソルと変位ベクトル(*u_i*) との関係を整
 理すると(2.3-29) 式になる。

$$G\nabla^2 u_i + \frac{G}{1 - 2\nu} \frac{\partial^2 u_k}{\partial x_i \partial x_k} = \alpha \frac{\partial p}{\partial x_i} - F_i$$
(2.3-29)

ここに、Gはせん断弾性係数であり(2.3-30)式となる。

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$
(2.3-30)

間隙水は Darcy 流れをすることから(2.3-31)式となる。

$$q_i = -\frac{k}{\mu} \frac{\partial p}{\partial x_i} \tag{2.3-31}$$

ここに、*q*_iは間隙水のフラックスベクトル、*k*は透水係数、*µ*は粘性係数を示す。

ここで、間隙水の連続式は、単位時間あたりの単位体積の多孔質媒体内における湧き出し流 量を*Q*とすると(2.3-32)式になる。

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial q_i}{\partial x_i} = Q \tag{2.3-32}$$

左辺の第1項は時間当たりの流体体積変化、第2項が変位当たりの間隙水のフラックス変化 を示す。(2.3-16)式、(2.3-31)式を(2.3-32)式に代入することにより(2.3-33)式を得る。

$$\frac{\alpha}{KB}\left(\frac{B}{3}\frac{\partial\sigma_{kk}}{\partial t} + \frac{\partial p}{\partial t}\right) = \frac{k}{\mu}\nabla^2 p + Q$$
(2.3-33)

ここで、(2.3-29) 式は間隙水圧の変位増分項が、(2.3-33) 式には応力の時間増分項が含ま れている。これらの部分に準静的多孔質弾性論が Hooke の弾性挙動と Darcy 流れの連成理論 が成り立っているという特徴が表れている。

② ABAQUS における有効応力解析

Biot における有効応力の定義は(2.3-25)式であり、ABAQUS では(2.3-34)式で表している。

$$\overline{\sigma}_{ij} = \sigma_{ij} + sp\delta_{ij} \tag{2.3-34}$$

ここに、sは飽和度を示す。

ABAQUS では飽和度に依存する定式化となっており有効応力係数 α = 飽和度sとして有効応力を定義している。これは、完全飽和の場合を考えると垂直応力変化と間隙水圧変化が等価であると仮定すると、圧縮が負であれば α =1 となり飽和時の有効応力係数 α = 飽和度sは成り立つことが分かる。

また、B 値も有効応力係数と同様に完全飽和の場合、有効応力係数αと同様に(2.3-11)式 より B=1 となる。

以上から ABAQUS の有効応力解析で最低限必要な定数はヤング係数 E、ポアソン比 v 及び 透水係数 k の 3 つであることが分かる。

(この他に固相の体積弾性率 Kg、液相の体積弾性率 Kw、固相あるいは液相の線膨張係数 α_g、 α_w、毛管圧曲線、相対浸透率曲線、ゲルの吸着、含水体積膨張ひずみ ε^{ms} が考慮可能である。)

(vi) 解析モデル

立坑の解析において変形等が等方である場合は軸対称モデルを用いてモデル化される。ただし、異方性の変形や地圧場、地層や断層の影響が否めない場合は3次元でモデル化しなければならない。瑞浪超深地層研究所の主立坑における GL-250m での地中変位は、風化花崗岩の変質度合い及び高角度割れ目の影響を受け、図2.3-26 に示すように円弧がつぶれる変形となっている。



図 2.3-26 主立坑 GL-250.0m における地中変位計測結果

そこで、図 2.3-27 に示す方向に平面ひずみ要素としてモデル化することも考えられるが以下のような問題が考えられる。



- ・ 平面ひずみでモデル化すると深い溝の断面をモデル化していることになることから面
 外方向へはひずみが生じないことになる。
- ・ 立坑は円形断面であることからアーチアクションが生じる。しかしながら、平面ひずみではこれを考慮することができない。よって、支保工応力等による評価が困難である。
 (平面ひずみでは支保工に加わる軸力、曲げモーメントが考慮できない)
- ・ 力学的な釣り合いを考慮して、変形と支保工に加わる応力等を同時に表現するためには 3次元で1/4モデルを作成して解析を行う必要がある。

本解析によるパイロットボーリングの有効性評価について、評価項目としては GL-250m、 GL-350m の変位と支保工に生じる応力に着目する。立坑は図 2.3-27の Y-Y 断面を抽出すれ ば 2 次元的な変形で表現できると考えられるが、支保工に生じる応力は平面ひずみでは考慮で きない。

そこで、本解析は3次元モデルを用いるものとするが、変形に対称性が伺えることから全体 をモデル化するのではなく図 2.3-28 に示す 1/4 (0~ $\pi/2$) モデルとする。

解析モデルは岩盤及び覆工コンクリートを3次元ソリッド要素、鋼製支保工はビーム要素と し表現する。モデル化領域は境界条件の影響が掘削解析を行うことによって変化する応力ある いは水圧に影響を与えない範囲までモデル化することから、側方へは100m程度、下方は解析 における最終掘削深度から50mまでモデル化する。よってモデル化領域は側方へは100m、深 度方向は着目深度まで4D、着目深度から39m及び掘削下端から50mまでモデル化すること から115mとなる。

解析に用いる 3 次元モデルを図 2.3-29、図 2.3-30 に示す。有限要素モデルは岩盤、覆エコ ンクリートは 8 節点立方体のソリッド要素、鋼製支保工をビーム要素でモデル化する。この時、 要素数が 108,816、節点数が 106,769 となる。



図 2.3-29 解析モデル(全体メッシュ)



(vii) 境界条件

力学解析における境界条件は図 2.3-31 に示す座標系で XZ 平面は Z 軸方向、X 軸方向自由、 Y 軸方向固定とする。YZ 平面は Z 軸方向、Y 軸方法自由、X 軸方向固定とする。背面円形部 境界は Z 軸のみ自由とし X 軸方向、Y 軸方向は固定とする。上部境界は当該深度における地圧 によって圧力固定とする。水理境界は図 2.3-31 に示す赤線部を不浸透境界とし、青線部は静 水圧固定とする。



図 2.3-31 境界条件(赤線:不浸透境界、青線:静水圧固定)

(viii) 材料物性值

解析に用いる物性値はサイクル機構瑞浪超深地層研究所研究坑道実施設計³¹⁾の地層モデルの設定及び立坑・水平坑道の有限要素解析で用いた材料物性値とパイロットボーリングから得られた材料物性値を用いる。

(a) 設計時の材料物性

設計時に用いた材料物性値は DH-2 孔を基に設定されている。DH-2 孔で設定された深度方向の岩盤分類を図 2.3-32 に示す。対象深度における岩盤分類は CM あるいは CH 級の岩盤分類となっている。この時設定された材料物性値を表 2.3-20 に示す。

山 shú shí	ポアソンド	単位体積重量	粘着力 C	内部摩擦角φ	
石盛寺赦	(MPa)	$\pi//2\mu$	(kN/m3)	(MPa)	(°)
В	35640	0.35	26	18.934	53.9
СН	30080	0.35	26	14.603	53.9
CM	24530	0.35	26	10.271	53.9

表 2.3-20 設計時に用いた材料物性値

JAEA-Technology 2013-047





各ケースの解析モデルにおける地層構成図を図 2.3-33~図 2.3-34 に示す。



図 2.3-34 GL-350m 地層構成

(b) パイロットボーリング結果を基に設定した材料物性値

パイロットボーリング調査の岩石試験より得られた情報を基に力学解析で必要になる材料 物性値を設定する。力学解析で弾塑性解析を行う場合、用いる構成則にもよるが一般的には 弾性係数 E (あるいは変形係数)、ポアソン比v、粘着力 c 及び内部摩擦角 φ が必要になる。 しかしながら、それらを得るための三軸圧縮試験は行っていない。そこで何らかの方法で材 料物性値を推定しなければならない。よって、本検討では一軸圧縮試験で得られた応力・ひず み曲線を参考にしながら既往の文献等をもとに解析に必要な材料物性値を設定する。

1) 弾性係数(割線弾性係数)の算出

ー軸圧縮試験から得られた応力・ひずみ曲線から割線弾性係数を算出する。具体的には応力・ ひずみ曲線の最小二乗によって得られる直線の傾きを割線弾性係数とした。図 2.3-35~図 2.3-43 に一軸圧縮試験より得られた応力・ひずみ曲線とその近似曲線を示す。





図 2.3-35 No.6 (D級) 応力-ひずみ曲線

図 2.3-36 No.42 (CL級) 応力-ひずみ曲線





図 2.3-37 No.60 (C_H級) 応力-ひずみ曲線



図 2.3-38 No.68 (C_M級) 応力-ひずみ曲線

図 2.3-39 No.81 (D級) 応力-ひずみ曲線





図 2.3-40 No.100 (CL級) 応力-ひずみ曲線



図 2.3-41 No.133 (CM級) 応力-ひずみ曲線

図 2.3-42 No.140 (D級) 応力-ひずみ曲線



図 2.3-43 No.157 (CL級) 応力-ひずみ曲線

ここで、割線弾性係数を算出する場合は、通常、ひずみはゲージ出力のまま算出する。しかし、吉中らの文献³²⁾の対象岩盤における弾性係数の値を参照すると、D 級あるいは CL 級では 1/100 とした方が整合性を図れることができることから、ひずみは%として割線弾性係数を算出した。

岩盤等級ごとの弾性係数は近似曲線の傾きの平均値を採用する。採用値を表 2.3-21~表 2.3-24に示す。この時、D 級岩盤及び CL級岩盤の着色部はその他の岩盤とは傾向が異なって いたり、ゆるい砂の弾性係数(10MPa 程度)と同程度の値となっていたりしていることから、 平均値を算出する際の母集団から棄却した。岩盤等級ごとに用いる弾性係数を表 2.3-25 にま とめる。

コア箱 No	近似曲線の傾き	傾きの平均値	採用値
	5.705		
No.26	10.877	8.240	
	8.139		
	264.160		
No.81	288.260	276.210	270.0
	183.240		
	8.285		
No.140	11.396	9.920	
	10.078		

表 2.3-21 D 級岩盤弾性係数(単位: MPa)

コア箱 No	近似曲線の傾き	傾きの平均値	採用値
	6.730		
No.42	7.175	12.303	
	23.003		
	218.630		
No.100 226.770 265.493 351.080	226.770	265.493	300.0
	332.840		
No.157	368.800	367.720	
	401.520		

表 2.3-22 CL 級岩盤弾性係数(単位: MPa)

表 2.3-23 C_M 級岩盤弾性係数(単位:MPa)

コア箱 No	近似曲線の傾き	傾きの平均値	採用値
	419.190		
No.68	452.190	462.277	
	515.450		480.0
	364.020		480.0
No.133	607.070	516.803	
	579.320		

表 2.3-24 C_H級岩盤弾性係数(単位:MPa)

コア箱 No	近似曲線の傾き	傾きの平均値	採用値
	658.040		
No.60	723.200	692.897	690.0
	697.450		

表 2.3-25 各岩級における弾性係数(単位:MPa)

D 級岩盤	CL級岩盤	CM級岩盤	CH級岩盤
270.0	300.0	480.0	690.0

i) 弾性係数以外の材料定数の設定

弾性係数のほかに弾塑性解析を行うために必要な材料定数はポアソン比、粘着力及び内部 摩擦角がある。前述のとおり、これらは三軸圧縮試験によって得られる定数でありが、本調 査では行っていない。そこで何らかの方法によってこれらの定数を推定する必要があること から、本検討では既往の文献等を参照し、各々の定数を以下の方法によって設定する。

ポアソン比:ν

設計時に用いた値を使用する。

粘着力:c

参考文献または式(2.3-35)から算出された値のうち、最も小さい値を採用する。

$$q_u = \frac{2c\cos\phi}{1-\sin\phi} \tag{2.3-35}$$

ここに、qu は一軸圧縮強度、c は粘着力及び φ は内部摩擦角を示す。

- 内部摩擦角: φ
 設計値または参考文献からの推定値のうち最低値を用いる。
 単位体積重量: γ
 - 解析に用いる単位体積重量γはパイロットボーリング調査では算出していないことか ら実施設計時の値を用いる。

材料定数を設定する際の参考文献は研究坑道実施設計³¹⁾あるいは吉中ら³²⁾を用いるものと する。表 2.3-26に設定した解析に用いる材料定数を示す。

		F			
	弾性係数	ポアソンド	粘着力	内部摩擦角	単位体積重量
	E		С	ϕ	γ
	(MPa)	v	(MPa)	(°)	(kN/m ³)
D 級	270	0.35^{st_1}	$1.00^{st_{2}}$	$21.5^{st_{1}}$	26
C _L 級	300	0.35^{st_1}	$1.00^{st_{3}}$	23.5^{st_1}	26
См 級	480	0.35^{st_1}	$2.00^{st_{3}}$	30.0^{*3}	26
Сн級	690	0.35^{st_1}	4.00^{3}	40.0^{*3}	26

表 2.3-26 解析に用いる材料定数

表中の※は以下のとおり。

※1:瑞浪超深地層研究所研究坑道実施設計における採用値

※2:式(3.2.4-30)から算出した値

※3:吉中らの文献の最低値

ii) 地質モデル

主立坑におけるパイロットボーリング調査は立坑中心部から鉛直下向きに GL-180.0m から GL-528.0m までの断層付近を掘削した。その際、再評価された電研式の岩盤分類で設定された地層構成を図 2.3-44 に示す。ここで、図 2.3-32 に示した実施設計時に使用した地層構成は一部 CM 級の岩を挟むものの B 級~CH 級主体の地層構成になっていたが、再評価した岩盤等級は CM 級~CL 級の岩質が主体となっており、実施設計時の岩盤等級よりも明らかに軟質な区分になっているのが分かる。

主立坑の地質環境は強い変質を伴う花崗岩が主体となっているが、換気立坑あるいは実施 設計で用いた主立坑から南側へ約 120m離れた DH-2 孔では比較的良質な岩であることが確 認されている。現況に近い地質モデルを作成するため、変質を受ける地層の範囲を設定する 必要がある。そこで、図 2.3-45 に示す深度 300m 予備ステージの壁面観察結果を見ると、主 立坑から 15.0m 付近は断層に付随した変質部が分布している。よって、解析モデル中心から 15.0m まではパイロットボーリング調査を基に設定した地層構成とし、その他は実施設計と 同一の地層構成とした。さらに、断層を表現するため YZ 面の要素列一列も変質部とした。以 上を基に設定した地質モデルを図 2.3-46 に示す。



図 2.3-44 パイロットボーリングから設定された地層構成





a) 対象深度 GL-250.0m モデル
 b) 対象深度 GL-350.0m モデル
 図 2.3-46 パイロットボーリング調査結果を基に設定した地質モデル

iii) 透水係数の設定

水−応力連成解析に用いる透水係数はパイロットボーリング調査を参考にして、**表** 2.3-27 に示す値を用いた。

	透水係数(m/sec)
変質部	1.000E-09
健全部	1.000E-07

表 2.3-27 水-応力連成解析に用いる透水係数

- 2) 支保工及び覆エコンクリート
- i) 支保工

解析で用いる支保工は主立坑一般部標準断面図を参考にして H-125×125 とし、用いた断面諸 量を表 2.3-28 に示す。ヤング係数、ポアソン比及び単位体積重量を表 2.3-29 に示す。

	寸法*					断面積	断面2次モーメント		断面係数
名称		(n	nm)			(cm^2)	(cr	$n^4)$	(cm ³)
	А	В	t_1	t_2	r	A_0	Ix	I_y	Z
$\text{H-}125\!\times\!125$	125	125	6.5	9	8	30.00	839	293	134

表 2.3-28 解析に用いる支保工の断面諸量

※表中の記号は図 2.3-47 参照のこと。



図 2.3-47 支保工寸法の記号

表 2.3-29 支保工の材料特性値³³⁾

部位	諸元	単位	値
支保工	ヤング係数:Es	kN/mm ²	200.0
	ポアソン比 : v	-	0.3
	単位体積重量:γs	kN/m ³	77.0

ii) 覆エコンクリート

覆エコンクリートの材料定数等は実施設計及び施工図より設計強度 σ ck=24.0N/mm² の値を 用いる。解析に用いる材料特性値を表 2.3-30 に示す。

_			
部位	諸元	単位	値
	設計基準強度	N/mm ²	24.0
覆工	ヤング係数:Ec	kN/mm ²	25.0
コンクリート	ポアソン比:ν	—	0.2
	単位体積重量:γc	kN/m ³	23.0

表 2.3-30 覆エコンクリートの材料特性値

(ix) 初期地圧及び間隙水圧

初期地圧の設定は、パイロットボーリング調査では地圧計測を行っていないことから実施設計 に準ずるものとする。算出式を式(2.3-36)に示す。

$$\sigma_{\rm v} = \gamma \cdot z \tag{2.3-36}$$

ここに、 σ_v は鉛直応力(kN/m^2)、 γ は土の単位体積重量(kN/m^3)、z は深度(m)を示す。 また、水-応力連成解析に用いる有効応力場における初期地圧は式(2.3-37)による。

$$\sigma'_{\rm v} = \gamma_{\rm sat} \cdot z - \gamma_{\rm w} \cdot z \qquad (2.3-37)$$

ここに、 σ'_v は有効応力における鉛直応力 (kN/m²)、 γ_{sat} は飽和時の岩盤の単位体積重量 (kN/m³) 及び γ_w は水の単位体積重量 ($\gamma_w = 10.0$ kN/m³)を示す。なお、初期地圧を設定する際の側圧係数 は、実施設計と同様に 2 ($\sigma_z : \sigma_x : \sigma_y = 1 : 2 : 2$)を基本とする。

連成解析時に設定する静水圧場については式(2.3-38)によって設定する。

$$\mathbf{p} = \boldsymbol{\rho} \cdot \mathbf{g} \cdot \mathbf{z} \tag{2.3-38}$$

ここに、pは水圧、 ρ は水の密度(ρ =1.0E+03 kg/m³)、gは重力加速度を示す。

(x) 適用する材料構成則

本解析で用いる材料構成則を表 2.3-31 に示す。

部位	要素定義	材料構成則
覆工コンクリート	8 面体ソリッド要素	線形弾性
支保工	ビーム要素	線形弾性
岩盤	8 面体ソリッド要素	弹塑性(Morh – Coulomb)

表 2.3-31 解析に用いる要素定義及び材料構成則

岩盤に用いる材料構成則は弾塑性モデルとし、降伏判定は Morh – Coulomb の破壊基準に従う ものとする。

(xi) 掘削解放応力

解析に用いる掘削解放応力は、実施設計時の値を踏襲して 80%とし、残り 20%の解放応力を 支保工へ負荷した。

(xii) 水-応力連成解析に用いる1ステップあたりのサイクルタイム

水・応力連成解析では掘削による水圧の変化を考慮することから、掘削1ステップあたりにかかる時間が必要になる。そこで、GL-230.0mからGL-400.0mまでの施工サイクルタイムから1ステップあたりに要する平均時間を算出しそれを用いるものとする。図2.3-48に該当区間の施工

サイクルタイムを示す。この区間の1ステップあたりの平均時間は60時間となる。よって、水-応力連成解析に用いる1ステップあたりに要する施工時間は60時間として解析を行うものとす る。



図 2.3-48 施工サイクルタイム

(3) 解析ケース

本検討で設定する解析ケースは深度、材料定数及び水圧変化が及ぼす有効応力変化に着目する。 深度は応力計測を実施している GL-250.0m と GL-350.0m の両者を対象とする。材料定数につい ては実施設計で用いた材料定数とパイロットボーリング調査から設定した材料定数を用いて両者 の相違を比較する。さらに、水-応力連成解析を実施して掘削によって生じる水圧変化が有効応力 の変化にどの程度寄与するのか検討する。

解析ケースを表 2.3-32 に示す。なお、側圧の影響度を検討するため Case2 を対象とし、側圧

を X 方向 1.5、 Y 方向 2.0 としたケースについても検討を行った。

ケース	対象深度	内容
Case 1		実施設計における材料定数を適用
Case 2	GL-250.0m	パイロットボーリング調査から得られた材料定数を適用
Case 2'		上記ケースの側圧係数を変更
		(X方向 1.5、Y方向 2.0)
Case 3		パイロットボーリング調査から得られた材料定数を適用
		し、水・応力連成解析を実施
Case 4		実施設計における材料定数を適用
Case 5	GL-350.0m	パイロットボーリング調査から得られた材料定数を適用
Case 6		パイロットボーリング調査から得られた材料定数を適用
		し、水・応力連成解析を実施

表 2.3-32 解析ケース

(4) 評価方法

各々のケース(実施設計時、パイロットボーリング、水・応力連成解析)における図 2.3-30 に示す位置での地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力(軸力、曲げモーメント、 せん断力)が、着目深度から 39mまで掘削することによる変化を実測値と比較する。実測値の 計測位置を図 2.3-49に示す。



地中変位に関しては、坑壁から 0.5m、1.0m、2.0m、3.0m及び 6.0mの計測データがあるが、 ここでは変状が顕著な 0.5m と 1.0m のデータに着目する。ただし、比較する解析解はメッシ ュ形状の関係から坑壁から 0.4m と 0.8m 位置における水平変位とする。

- (5) 解析結果
- (i) 初期状態の設定
- (a) 初期地圧

初期状態を設定するために地圧解析を行った。対象深度 GL-250.0m ケース及び対象深度 GL-350.0m ケースの解析結果を図 2.3-50、図 2.3-51 にそれぞれ示す。ここで、鉛直応力分 布は深度に岩盤の単位体積重量 (γ=26.0kN/m³) を乗じた値となっているのが分かる。



図 2.3-50 対象深度 GL-250.0m ケース鉛直応力分布 (Case 1、Case 2、Case2)



図 2.3-51 対象深度 GL-350.0m ケース鉛直応力分布 (Case 4、Case 5)
次に有効応力場(Case3、Case6)の地圧解析結果を図 2.3-52、図 2.3-53に示す。ここでも、 式(2.3-37)のとおりの初期地圧の状況になっていることが分かる。



図 2.3-52 対象深度 GL-250.0m ケース鉛直有効応力分布 (Case3)



図 2.3-53 対象深度 GL-350.0m ケース鉛直有効応力分布(Case6)

(b) 初期水圧

図 2.3-54、図 2.3-55 に対象深度 GL-250.0m ケース (Case3) と GL-350.0m ケース (Case6) の間隙水圧分布を示す。ここでも、式 (2.3-38) で計算される値と同値になるのが分かる。



図 2.3-54 対象深度 GL-250.0m ケース間隙水圧分布 (Case3)



図 2.3-55 対象深度 GL-350.0m ケース間隙水圧分布 (Case6)

(ii) Case 1 解析結果

解析結果として、着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力 (軸力、曲げモーメント、せん断力)の経時変化を図 2.3-56~図 2.3-61 に示す。ここで、 横軸には着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には計測値あるいは解析解を示している。 また、解析解はA点とB点で差が生じなかったことからA点のみの値を示す。なお、解析解 の経時変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したものである。

解析結果を以下に要約する。

地中変位

坑壁から 0.5m、坑壁から 1.0m の両者ともグラフの傾向としては一致しているものの、 解析解の変形量の方が小さくなっていることが分かる。変形量としては解析解と E4 位置 における変形が概ね一致する。解析では側圧の異方性、奥行き方向への地層分布、亀裂、 脆弱部等を考慮していないことから扁平な変形とはならず均一な変形となることから、実 測された扁平な偏位を模擬できていない。

② 覆エコンクリート応力

地中変位と同じく、グラフの傾向としては実測値と解析解は概ね一致しているのが分かる。ただし、初期からの応力増分(⊿σc=6MPa弱)は実測値よりも若干小さくなる。これは実際の岩盤よりも硬い岩盤定数を用いているのが原因である。また、地中変位と同じく側圧の異方性、奥行き方向への地層分布、亀裂、脆弱部等を考慮していないことから解析解は変形、発生応力も均一となり測点の違いによる応力の相違は表現できていない。

③ 鋼製支保工応力

変形が扁平ではなく、均一に変形することからアーチアクションによる軸力のみが鋼製 支保工に負荷され、曲げモーメント及びせん断力は発生しない。軸力は地中変位及び覆工 コンクリートと同様に実測値と解析解は類似の傾向が伺える。ただし、岩盤の定数が実際 よりも硬めの設定となっていることから解析解は実測値よりも小さめの値を示す(実測値 で最低値の測点1と比較しても100kN弱小さい)。曲げモーメント及びせん断力を再現す るためには側圧の異方性等を含めた初期地圧の設定方法、奥行き方向への地層分布、亀裂 あるいは脆弱部などのモデル化方法を加味した適切な地質モデルの作成方法について検討 が必要である。





















図 2.3-61 Case 1 鋼製支保工せん断力

次に最大主応力分布図、最小主応力分布図及び局所安全率分布図を図 2.3-62~図 2.3-67 に示す。

最大・最小主応力分布から最大値、最小値が発生しているのは掘削底面であることが分かる。 坑壁部に着目すると掘削から 2.6m 掘削が進んだステップが最大あるいは最小となる。応力分布 から掘削底面のせん断(軸差応力)が最大となり、この部分の局所安全率が最小となる。ただし、 Case1 では塑性化する個所は存在しない。これは実施設計時に設定した岩盤の強度が硬質な岩盤 を想定していることに起因する。着目深度(GL-250.0m)における応力あるいは局所安全率が変 化している個所はさほど広く分布しない。これも、実施設計時に用いた材料定数が硬質な岩盤を 用いている影響であるといえる。











JAEA-Technology 2013-047



(iii) Case2 解析結果

解析結果として、着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力 (軸力、曲げモーメント、せん断力)の経時変化を図 2.3-68~図 2.3-73 に示す。ここで、 横軸には着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には計測値あるいは解析解を示している。 なお、解析解の経時変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したものである。

解析結果を以下に要約する。

地中変位

坑壁から 0.5m、坑壁から 1.0m の両者ともグラフの傾向としては一致している。また、 平均的な変形量としては概ね一致しているのが分かる。ただし、扁平な変形までは模擬で きていない。解析では側圧の異方性、奥行き方向への地層分布、亀裂、脆弱部等を考慮し ていないことから扁平な変形とはならず均一な変形となることから、実測された扁平な偏 位を模擬できていない。

② 覆エコンクリート応力

地中変位と同じく、グラフの傾向として解析解は実測値として概ね一致しているのが分 かる。ただし、解析解の応力の経時変化の傾向としては、実測値の測点2と同様な動きを 示すものの、その他の測点に見られる時間経過に伴う応力値の増加までは見られなかった。 応力増加に与える影響としては岩盤のクリープや掘削解放による水圧場の変化(有効応力 変化)の影響が考えられる。また、地中変位と同じく側圧の異方性、奥行き方向への地層 分布、亀裂、脆弱部等を考慮していないことから、解析解は変形、発生応力も均一となり 測点の違いによる応力の相違は表現できていない。

③ 鋼製支保工応力

変形が扁平ではなく、均一に変形することからアーチアクションによる軸力のみが鋼製 支保工に負荷され、曲げモーメント及びせん断力は発生しない。軸力は地中変位及び覆工 コンクリートと同様に実測値と解析解は類似の傾向が伺える。よって、解析解は実測値の 最大値を包絡するような傾向を示し、良好な再現性を示す。曲げモーメント及びせん断力 を再現するためには側圧の異方性等を含めた初期地圧の設定方法、奥行き方向への地層分 布、亀裂あるいは脆弱部などのモデル化方法を加味した適切な地質モデルの作成方法につ いて検討が必要である。









図 2.3-71 Case2 鋼製支保工軸力







図 2.3-73 Case2 鋼製支保工せん断力

次に最大主応力分布図、最小主応力分布図及び局所安全率分布図を図 2.3-74~図 2.3-79 に示す。

最大・最小主応力分布図を見ると Case1 と同様に掘削底面部で最大・最小値が発生しているの が分かる。立体図あるいは対象断面(GL-250.0m)における XY 断面をみても異方性を示すよう な応力分布はさほど見受けられず、健全部と変質部の境界付近に若干生じている程度である。

局所安全率分布が最小となるのはせん断(軸差応力)が最大となる掘削部底面であるが、ここでは割愛している。ただし、Case1とは異なり坑壁近傍で 0.99 程度の若干の塑性化領域が生じる。 塑性化領域が最大となるのは着目深度(GL-250.0m)から 2.6m 掘削が進んだところ(2 ステッ プ)であり、その後回復する。









図 2.3-77 最小主応力分布図(GL-250.0m 部 XY 断面)





(iv) Case2'解析結果

解析結果として、着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力 (軸力、曲げモーメント、せん断力)の経時変化を図 2.3-80~図 2.3-85 に示す。ここで、 横軸には着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には計測値あるいは解析解を示している。 なお、解析解の経時変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したものである。

解析結果を以下に要約する。

① 地中変位

坑壁から 0.5m、坑壁から 1.0m の両解析結果とも、断層を想定している YZ 面における 解析解 B 点の値と、実測値における断層方向 E2 点の値の経時変化の傾向と、90 度回転し た解析解 A 点と実測値 E1 点の経時変化の傾向は良好な傾向を示す。変位量については解 析解の方が大きい値となっている。ただし、本解析では X 方向 1.5、Y 方向 2.0 の異方性 の側圧係数を与えているが、側圧係数の感度解析を行うことにより概ね実測値と一致させ ることは可能と考えられる。

② 覆エコンクリート応力

覆エコンクリート応力についても地中変位と同様の傾向を見ることができる。ただし、 掘削が進むことによる応力増加は模擬できていない。

③ 鋼製支保工応力

鋼製支保工についても軸力、曲げモーメント及びせん断力において実測値と解析解が概 ね良好な傾向を示しているのが分かる。軸力及び曲げモーメントについては解析解の方が 大きな値となっているが、せん断力については概ね一致している。ただし、せん断力につ いては測点4の傾向と一致するのみであった。鋼製支保工の応力についても側圧係数の感 度解析を行うことにより実測値を模擬することができるものと考えられる。







図 2.3-81 Case2'地中変位(坑壁から1.0m)











図 2.3-85 Case2'鋼製支保工せん断力

次に最大主応力分布図、最小主応力分布図及び局所安全率分布図を図 2.3-86~図 2.3-91 に示す。

最大・最小値が発生しているのはこれまでのケースと同様に掘削底部である。また、XZ 面 側と YZ 面側の最大・最小主応力の分布を見ると、YZ 面側の方が最大せん断応力(軸差応力) は大きいのが分かる。よって、局所安全率が小さくなるのは掘削底部の次に YZ 面の掘削底部 近傍の坑壁となる。

検討対象深度(GL-250.0m)の応力分布あるいは局所安全率分布は掘削が進むにつれて最 大せん断力(軸差応力)が小さくなり等方的な応力状態になる。これにより局所安全率も大き くなる。

JAEA-Technology 2013-047





図 2.3-87 最大主応力分布図(GL-250.0m部 XY断面)

JAEA-Technology 2013-047





図 2.3-89 最小主応力分布図(GL-250.0m部 XY 断面)





(v) Case 3 解析結果

解析結果として、着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力 (軸力、曲げモーメント、せん断力)の経時変化を図 2.3-92~図 2.3-97 に示す。ここで、 横軸には着目深度(GL-250.0m)からの経過時間を表し、縦軸には計測値あるいは解析解を 示している。また、2 軸に経過時間と掘削深度の関係を表している。なお、解析解の経時変 化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したものである。

解析結果を以下に要約する。

地中変位

Case2 と同様に坑壁から 0.5m、坑壁から 1.0m の両者の解析結果とも実測値の平均値程 度の値を示し、概ね傾向は一致する。解析では側圧係数の異方性、透水係数の異方性、奥 行き方向への地層分布、亀裂、脆弱部等を考慮していないことから扁平な変形とはならず 均一な変形となることから、実測された扁平な偏位を模擬できていない。

② 覆エコンクリート応力

地中変位と同じく、Case2と同様の傾向を示すものの、若干掘削が進むにつれて応力が 若干減少する。これは水圧の影響と考えられるが、実測値とは異なる傾向である。また、 地中変位と同じく側圧係数の異方性、透水係数の異方性、奥行き方向への地層分布、亀裂、 脆弱部等を考慮していないことから、解析解は変形、発生応力も均一となり測点の違いに よる応力の相違は表現できていない。

③ 鋼製支保工応力

Case2 と同様の傾向を示す。よって、変形が扁平ではなく、均一に変形することからア ーチアクションによる軸力のみが鋼製支保工に負荷され、曲げモーメント及びせん断力は 発生しない。軸力は地中変位及び覆工コンクリートと同様に実測値と解析解は類似の傾向 が伺え、概ね解析解は実測値の平均値程度となる。曲げモーメント及びせん断力を再現す るためには側圧及び透水性の異方性、奥行き方向への地層分布、亀裂あるいは脆弱部等を 考慮する必要がある。


図 2.3-93 Case3 地中変位(坑壁から 1.0m)



図 2.3-95 Case3 鋼製支保工軸力







図 2.3-97 Case3 鋼製支保工せん断力

次に最大主応力分布図、最小主応力分布図、間隙水圧分布図及び局所安全率分布図を図 2.3-98 ~図 2.3-105 に示す。

応力分布を見ると掘削底面は掘削後から時間が経過するごとに応力が低下してくる。坑壁周辺 については水圧の影響を受けて圧縮応力が増大してくる。

間隙水圧分布を見ると、掘削後2時間と60時間を比べると間隙水圧が0MPaの範囲が広くなっているのが分かる。ただし、透水係数が小さいことから1800時間経過した切羽の位置が対象 深度(GL-250.0m)から39mまで到達した時点でも間隙水圧が0MPaの区間は1m程度である。

坑壁付近の局所安全率は掘削直後が最も小さくなり、その後水圧が作用して圧縮応力が増大することから局所安全率は増加する傾向にある。ただし、本ケースでは坑壁付近は1.0を下回らず、 掘削底面以外は塑性化しない。

















(vi) Case 4 解析結果

解析結果として、着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力 (軸力、曲げモーメント、せん断力)の時刻歴を図 2.3-106~図 2.3-111 に示す。ここで、 横軸には着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には計測値あるいは解析解を示している。 解析解はA点とB点で差が生じなかったことからA点のみの値を示す。なお、解析解の経時 変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したものである。

解析結果を以下に要約する。

地中変位

解析解は Case1 と同様の傾向を示す。ただし、坑壁から 0.5m の実測値は測点 E1 と E4 で切羽からの距離が 35m になった付近でノイズを拾っている。基本的には概ね変形を包含 しているものと考えられる。

② 覆エコンクリート応力

基本的には Case1 と同様の結果である。覆工コンクリート応力の経時変化の傾向として は実測値と解析解は類似するものの、解析解の方が小さい値(6MPa強)となっている。 これは、実施設計で用いた値が硬質の岩を想定していたことが原因と考えられる。また、 実測値は対象深度(GL-350.0m)から切羽までの距離 4.4m 付近での急激な応力増加がみ られることから解析時に用いた掘削解放応力(80%)についても現状と異なる可能性も考 えられる。

③ 鋼製支保工応力

Case1 と同様にアーチアクションが卓越することから軸力のみが発生し、曲げモーメン ト及びせん断力は発生しない。軸力も実測値と解析解が類似の傾向を示すものの、発生応 力は小さめの値となる。これはこれまでの Case1 などと同様に、設計で用いた岩盤の定数 が実際の岩盤よりも硬めの値であることに起因するものと考えられる。













図 2.3-109 Case 4 鋼製支保工軸力









次に最大主応力分布図、最小主応力分布図及び局所安全率分布図を図 2.3-112~図 2.3-117 に 示す。

Case1の解析結果と応力の値は異なるものの基本的には同様の結果となる。

最大主応力及び最小主応力の最小値が生じるのは掘削底面部となり、反対に、最大値となるの は掘削によって圧縮力が生じる坑壁周辺となる。側圧係数に異方性や水平方向に地層を分布させ ていないことから水平方向への応力の分布は生じない。

実施設計では硬質な岩を想定していることから Case1 と同様に塑性化は生じない。よって、局 所安全率はすべて 1.0 以上となる。また、局所安全率も応力と同様に水平方向には分布しない。









図 2.3-115 最小主応力分布図(GL-350.0m 部 XY 断面)(単位: MPa)





(vii) Case 5 解析結果

解析結果として、着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力 (軸力、曲げモーメント、せん断力)の時刻歴を図 2.3-118~図 2.3-123 に示す。ここで、 横軸には着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には計測値あるいは解析解を示している。 なお、解析解の経時変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したものである。

解析結果を以下に要約する。

① 地中変位

解析解は Case2 と同様の傾向を示す。ただし、実測値は小さく、また、純粋な掘削のみの変形以外の影響も含んでいる可能性も高いことから実測値と解析解の比較は注意を要する。

② 覆エコンクリート応力

解析解は基本的には Case2 の結果と同様である。ただし、本ケースでは解析解が実測値 よりも 7MPa 程度上回る結果となる。また、解析結果は A 点と B 点で相違が現れないこ とから側圧係数や地層モデルの考え方等を含め、さらなる検討が必要であると考えられる。 ③ 鋼製支保工応力

Case2 と同様の傾向を示す。ただし、ここでは解析解が実測値を 100kN 程度上回る結果となるが経時変化の傾向は概ね一致する。曲げモーメントも若干生じるものの、実測値よりは小さな値でありせん断力も小さい。よって、Case2 同様、側圧の異方性等を含めた初期地圧の設定方法、奥行き方向への地層分布、亀裂あるいは脆弱部などのモデル化方法を加味した適切な地質モデルの作成方法について検討が必要である。







切羽からの距離(m)

図 2.3-119 Case5 地中変位(坑壁から 1.0m)











図 2.3-123 Case5 鋼製支保工せん断力

次に最大主応力分布図、最小主応力分布図及び局所安全率分布図を図 2.3-124~図 2.3-129 に示す。

基本的には Case2 の解析結果と同様に地層構成に対応した結果となる。

最大主応力及び最小主応力の最小値が生じるのは掘削底面部となり、反対に、最大値となるの は掘削によって圧縮力が生じる坑壁周辺となる。地質モデルは変質部と健全部で分けてモデル化 していることからその境界付近では応力は卓越するものの、異方性の側圧を与えていないことか ら広い分布は示さない。

局所安全率についても Case2 と同様の分布を示し、最低値も両者で同値であり坑壁周辺で 0.99 である。検討対象深度(GL-350.0m)における坑壁近傍の局所安全率分布は 2.6m 掘削が進んだ 時点が最小となり、その後増加する。



図 2.3-124 最大主応力分布図(立体)(単位:MPa)











(viii) Case 6 解析結果

解析結果として、着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力 (軸力、曲げモーメント、せん断力)の経時変化を図 2.3-130~図 2.3-135 に示す。ここで、 横軸には着目深度(GL-350.0m)からの経過時間を表し、縦軸には計測値あるいは解析解を 示している。また、2 軸に経過時間と掘削深度の関係を表している。なお、解析解の経時変 化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したものである。

解析結果を以下に要約する。

地中変位

基本的に Case3 と同様の結果になる。実測値と比べると解析解の方が大きな値となって いるが、Case5 と同様に実測値については精査が必要である。解析解の A 点と B 点で相違 が生じなかった原因としては、側圧係数および透水特性の異方性を考慮しなかったことが 原因と考えられる。

② 覆エコンクリート応力

解析解は基本的に Case3 と類似の傾向を示す。ただし、対象深度(GL-350.0m) 掘削後 400 時間経過後から負荷されていた応力が減少する。これは、掘削によって坑壁が大気圧 となり、水理場が定常になるまで坑壁から岩盤中へ大気圧場が広がることにより水圧が低 下して有効応力が減少したものと考えられる。

③ 鋼製支保工応力

Case3 と同様な傾向を示す。鋼製支保工の軸力に関しては概ね実測値と解析解が一致している。ただし、曲げモーメント及びせん断力については解析解が実測値に比べ小さく、軸力に関してはA点とB点での相違が見られない結果となった。よって、Case3 同様、側圧の異方性等を含めた初期地圧の設定方法、岩盤の亀裂方向と亀裂法線方向との透水係数の異方性の考慮、奥行き方向への地層分布、亀裂あるいは脆弱部などのモデル化方法を加味した適切な地質モデルの作成方法について検討が必要である。







図 2.3-131 Case6 地中変位(坑壁から 1.0m)


図 2.3-133 Case6 鋼製支保工軸力









次に最大主応力分布図、最小主応力分布図、間隙水圧分布図及び局所安全率分布図を図 2.3-136 ~図 2.3-143 に示す。

基本的には Case3 の解析結果と同様である。

応力分布を見ると掘削底面は掘削後から時間が経過するごとに応力が低下してくる。坑壁周辺 については水圧の影響を受けて圧縮応力が増大してくる。

間隙水圧分布を見ると、掘削後2時間と60時間を比べると間隙水圧が0MPaの範囲が広くなっているのが分かる。ただし、透水係数が小さいことから1800時間経過した切羽の位置が対象 深度(GL-350.0m)から39mまで到達した時点でも間隙水圧が0MPaの区間は1m程度である。

坑壁付近の局所安全率は掘削直後(0.994)が最も小さくなり、その後水圧が作用して圧縮応 力が増大することから局所安全率は若干ではあるが増加する。最も塑性化するのは掘削面底面で あり、その影響を受けて掘削底面付近の坑壁が塑性化する。











JAEA-Technology 2013-047









(6) 解析結果の比較

ここでは、実施設計に基づくケースとパイロットボーリング調査に基づくケースとの比較、間 隙水圧の影響について比較を行う。なお、間隙水圧の影響比較では Case2 及び Case5 は水-応力 連成解析を実施していないことから解析自体に時間軸はないものの、1 ステップあたり掘削に 60 時間かかるものと仮定して結果を整理した。加えて、解析解に相違がないことから A 点と B 点の うち A 点のみの解析結果を示している。

(i) 実施設計に基づくケースとパイロットボーリング調査に基づくケースとの比較

(a) 地中変位の比較

地中変位の比較として坑壁から 0.5m の結果を図 2.3-144、図 2.3-145 に、1.0m の結果を図 2.3-146、図 2.3-147 に示す。ここに、GL-250.0m 対象ケース、GL-350.0m 対象ケースとも実施設計時(Case1)の方がかなり小さい値となっているのが分かる。それに対し、GL-250.0m ケースではパイロットボーリング調査結果を基にしたケース(Case2)は実測値の平均的な値を模擬している。次に、側圧係数の異方性を考慮した Case2'は実測値の E1 点と解析解 A 点、実測値 E2 点と解析解 B 点との挙動が類似の傾向を示す。側圧係数が X 方向と Y 方向で同一の Case2 ケースに比べ、実測値に近づくことが分かる。よって、側圧係数の設定方法あるいは計測が重要であることが示唆される。

掘削解析における地中変形量は支保工や覆工コンクリートのモデル化にも左右されるものの、 初期地圧の設定方法、岩盤特性の設定方法に最も依存する。本検討はパイロットボーリング調査 を基に設定した材料定数を用いていることから、実測された変形量及び変形量の経時変化を精度 よく模擬することができた。ただし、さらなる再現性の向上を図るためには初期地圧の設定に資 する情報(地圧測定など)を得るための試験を行う必要がある。



図 2.3-144 GL-250.0m 対象ケース地中変位(坑壁から0.5m)(材料定数比較)



図 2.3-145 GL-350.0m 対象ケース地中変位(坑壁から0.5m)(材料定数比較)



図 2.3-146 GL-250.0m 対象ケース地中変位(坑壁から1.0m)(材料定数比較)



図 2.3-147 GL-350.0m 対象ケース地中変位(坑壁から1.0m)(材料定数比較)

(b) 覆エコンクリート応力

覆エコンクリート応力の比較として GL-250.0m 対象ケースを図 2.3-148 に、GL-350.0m 対象 ケースを図 2.3-149 に示す。地中変位と同様に実施設計ケース(Case1)は実測値よりも解析解 の方が小さい値となり、パイロットボーリング調査を基にしたケース(Case2、Case2')の方が 実測値の再現性が向上した。側圧係数の異方性を考慮した Case2'の傾向は概ね実測値を模擬して いるものの、実測値測点1と解析解B点が概ね一致し、実測値測点4と解析解A点が概ね一致 する結果となっている。解析モデルと側圧係数を与える方向がさらなる精度向上のためには重要 であり、そのためにもパイロットボーリング調査時に地圧計測が重要であると考えられる。



図 2.3-148 GL-250.0m 対象ケース覆エコンクリート応力(材料定数比較)





(c) 鋼製支保工応力

鋼製支保工に生じる応力として図 2.3-150、図 2.3-151 に軸力、図 2.3-152、図 2.3-153 に曲 げモーメント、図 2.3-154、図 2.3-155 にせん断力を示す。

軸力については、地中変位及び覆工コンクリート応力と同様に実施設計に基づくケース(Case1)の解析結果の方が解析解の方が小さく、パイロットボーリング調査に基づくケース(Case2、Case2)は概ね実測値を再現できている。側圧係数の異方性を考慮した Case2'については概ね傾向が再現できているものと考えられる。

曲げモーメント及びせん断力については、側圧係数の異方性を考慮した Case2'以外は非常に小さい値となっている。これは変質部のモデル化の影響と考えられ、掘削影響が変質部の奥行(15.0m)までで十分に収束していることから断層をモデル化しているにも関わらずその影響が及ばなかったものと考えられる。よって、掘削による変形は一応に円中心部へ向かい、支保工及び覆エコンクリートには軸力のみ作用する結果となったものと考えられる。変形を見ても Case2、Case5の地中変形は A 点と B 点で相違が見られない。ただし、側圧係数の異方性を与えることによりある程度の再現性が得られる。本検討では、X 方向 1.5、Y 方向 2.0 の側圧係数を与えているが、この数値を若干変更することにより解析解の精度向上が図れるものと考えれれる。

逆に、地圧に関する情報があれば解析の精度が向上するものと考えられる。



図 2.3-150 GL-250.0m 対象ケース鋼製支保工軸力(材料定数比較)



図 2.3-151 GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工軸力(材料定数比較)



図 2.3-152 GL-250.0m 対象ケース鋼製支保工曲げモーメント(材料定数比較)



図 2.3-153 GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工曲げモーメント(材料定数比較)



図 2.3-154 GL-250.0m 対象ケース鋼製支保エせん断力(材料定数比較)



図 2.3-155 GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工せん断力(材料定数比較)

(ii) 間隙水圧の影響比較

(a) 地中変位

地中変位と比較した結果として、図 2.3-156、図 2.3-157 に坑壁から 0.5m、図 2.3-158、図 2.3-159 に坑壁から 1.0m のグラフを示す。ここに、水-応力連成解析結果(Case3、Case6)の 方が間隙水圧を考慮していないケース(Case2、Case5)よりも小さい結果となった。これは用 いている定数が有効応力時のもの(C'粘着力、φ'摩擦角)ではなく、同一のものを用いている影響と考えられる。これまでに示した解析コンター図 Case2 と Case3 あるいは Case5 と Case6 を 比較すると、前者に比べ後者の方が軸差応力は小さくなっているのが分かる。軸差応力が小さく なると、破壊基準が同一であれば破壊線までの接近度が広がることから、弾性挙動を続けること になる。局所安全率を比べても水-応力連成解析の方が最小値は大きい結果となっている。

今回実施した水-応力連成解析では側圧係数及び透水係数の異方性を考慮していない。これらを 考慮し、有効応力時の強度を見直して再度、解析を行う必要があると考えられる。



図 2.3-156 GL-250.0m 対象ケース地中変位(坑壁から0.5m)(水圧影響比較)



図 2.3-157 GL-350.0m 対象ケース地中変位(坑壁から0.5m)(水圧影響比較)





図 2.3-159 GL-350.0m 対象ケース地中変位(坑壁から1.0m)(水圧影響比較)

(b) 覆エコンクリート応力

覆エコンクリートの比較結果として図 2.3-160、図 2.3-161 に示す。ここでも、地中変位と同じく、水-応力連成解析の方が小さい結果となっている。地中変位が連成解析の方が小さいことからその変位の影響を受ける覆エコンクリートの応力は小さくなる。

実測値では測点1の結果は切羽の進行が進んでも応力増加が収束せず増え続けているが、水-応力連成解析結果の方は、連成していない解析結果同様に応力増加が収束している。水圧変化の 影響を受けるのであれば、連成していない結果とは異なる解析結果になることが予想されるが、 本検討ではその影響が見られなかった。ただし、実測値を見ると測点2の経時変化の傾向は概ね 解析解と類似しているのが分かる。よって、透水係数の異方性を考慮することにより測点1で見 られるような応力増加の傾向が再現できる可能性は否定できない。



図 2.3-161 GL-350.0m 対象ケース覆エコンクリート応力(水圧影響比較)

(c) 鋼製支保工応力

鋼製支保工応力の比較結果として図 2.3-162、図 2.3-163 に軸力、図 2.3-164、図 2.3-165 に曲げモーメント及び図 2.3-166、図 2.3-167 にせん断力を示す。

軸力についてはこれまでに示した地中変位及び覆工コンクリート応力の比較結果と同様の傾向 を示す。

曲げモーメント及びせん断力については解析解が実測値に比べ小さいことから間隙水圧の影響 を考慮しても傾向は変わらない。ただし、側圧及び透水係数の異方性を考慮することによりどの 程度影響が生じるのか検討を行う必要があると考えられる。



図 2.3-162 GL-250.0m 対象ケース鋼製支保工軸力(水圧影響比較)



図 2.3-163 GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工軸力(水圧影響比較)



図 2.3-164 GL-250.0m 対象ケース鋼製支保工曲げモーメント(水圧影響比較)



図 2.3-165 GL-350.0m 対象ケース鋼製支保工曲げモーメント(水圧影響比較)



図 2.3-166 GL-250.0m 対象ケース鋼製支保エせん断力(水圧影響比較)



図 2.3-167 GL-350.0m 対象ケース鋼製支保エせん断力(水圧影響比較)

(7) 結論

パイロットボーリング調査の有効性について力学解析の観点から検討を行うため有限要素法解 析による掘削解析を実施した。以下に結果を要約する。

- 実施設計ケースは物性値が良質な岩を想定していることから掘削解析を行っても塑性化 する領域がなく地中変形量も小さくなる。よって、変形量が小さいことから覆エコンク リート応力及び鋼製支保工の応力も小さくなり、実測値の値よりも小さくなった。
- 着目深度掘削時に受ける荷重を差し引き、着目深度以降の変化を実測値と比較した結果、 パイロットボーリング調査を基にしたケースは実測値を概ね再現できたことから力学的 観点からパイロットボーリング調査の有効性が確認できた。
- パイロットボーリング調査に基づくケースについては、地層モデルに変質部と断層を想定したモデルを作成したものの、変形モードの異方性等は再現できなかった。これは、
 掘削の影響が変質部を仮定した半径 15.0mの間で相殺されたことによる影響であると考えられる。よって、さらなる地質モデルの高度化が必要であると考えられる。
- 変形モードの異方性を考慮するため初期地圧に用いる側圧係数の値として異方性(X負方向1.5、Y方向2.0)を考慮したところ、経時変化の傾向が実測値に類似した。ただし、 解析解と実測値に若干の差異があることから、側圧係数の値についてはさらなる検討が 必要であると考えられる。
- 今回実施した水-応力連成解析に用いた岩盤の強度は全応力解析と同値であったことから有効応力解析結果の方が全応力解析結果に比べ解析解は小さくなった。有効応力解析

の方の塑性化領域が狭い結果となったことから、再度、有効応力解析時の強度の設定に ついて見直す必要があると考えられる。

- 水-応力連成解析の結果、透水係数が小さいこともあり、水圧の変化は有効応力変化にさ ほど寄与しなかった。ただし、透水係数の異方性を与えることにより再現性の向上が図 れるものと考えられる。
- 力学解析から概ね立坑の建設時の力学場を推定できるが、さらなる精度向上には岩盤の 応力計測等を実施して岩盤の力学状態の把握が必要である。

(8) 今後の課題

力学解析から考えられる今後の課題について以下に要約する。

- 本検討で行ったパイロットボーリングコアからの弾性係数の決定方法は、岩盤等級ごとの応力ひずみ曲線から割線剛性を算出して、それらの平均値から弾性係数を決定する方法である。一般的に行っている E50(接線弾性係数)の値とは若干異なることから E50を用いて再検討を行うことも考えられる。また、変形係数、割線弾性係数及び接線弾性係数をそれぞれ算出し、それらの影響検討も考えられる。
- 粘着力や内部摩擦角の算定方法や値は、いくつか提案されていることから再度レビュー を行い、決定方法のさらなる高度化を検討することが考えられる。また、有効応力時の 強度の推定方法についても検討する必要がある。
- ・ 地質学観点からの情報も加味して初期応力場も含めた地質モデルの作成方法について検 討が必要である。
- ・ 側圧係数、岩盤の強度及び掘削解放応力等の感度解析を実施して、地質学的な観点も含めた総合的かつ工学的な側圧係数、岩盤強度及び掘削解放応力等の推定方法の検討も考えられる。
- 透水性については健全部と変質部の2種類しか考慮していないが、亀裂の方向を加味して異方性の透水性を考慮して水-応力連成解析を実施する必要があると考えられる。
- 上記の検討結果から現況を概ね再現可能な地質モデルを用いて再設計による支保工の見 直しや施工ステップの見直し等によるコスト縮減の可能性検討、長期力学挙動検討など が考えられる。

2.3.5 パイロットボーリング調査から設定した力学物性ケースと実施設計との比較

(1) 背景

平成 21 年度の工学研究ではパイロットボーリングコアからサンプリングした試料を基に一軸 圧縮試験を実施し、得られた強度及び応力ひずみ曲線から吉中ら 320の文献を参照し岩盤の物性値 を設定した。算出された岩盤の力学物性値を用いて有限要素法による掘削解析を実施して実測さ れた地中変位、覆工コンクリート応力、支保工応力について解析値を比較した。比較の結果、概 ね実測値を再現することができた。しかしながら、一軸圧縮試験を基に物性値を設定する際に地 山の亀裂や風化などの影響を壁面観察等の結果を考慮した評価とはなっておらず、不確実性を多 く含んだ設定となっていた。そこで、平成 22 年度は P 波速度から設定した力学物性値を用いて パイロットボーリング調査の有効性を解析的に検証するため、実測値を利用しながら実施設計と の比較を実施する。

着目点

- ・P波速度から設定した物性値の妥当性の検証
- ・実施設計の妥当性の検証

(2) 解析条件

(i) 条件設定の基本方針

本検討でも 2.3.4 で実施した検討を基本として解析を行う。解析モデルは 2.3.4 同様に着目深度 (GL-250.0m、GL-350.0m、GL-450.0m)から 4D 程度上部からモデル化し、着目深度まで掘削 を行う。その後、着目深度から施工時に計測された応力が概ね落ち着く深度まで掘削解析を行い、 その間に発生する着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力、鋼製支保工応力を算出し 計測結果と比較する。この時、着目点から解析における最終掘削深度(着目深度から切羽までの 距離)は 39m とする。よって、ショートステップ工法における 1 サイクル当たりの掘削深度は 1.3m であることから 1.3m×30=39.0m まで解析を行う

(ii) 使用する解析コード

汎用非線形有限要素法プログラム ABAQUS を用いるものとする。

(iii) 考慮する事象

本章で考慮する事象を表 2.3-33 示す。

表 2.3-33 考慮する事象

事象	説明			
岩盤掘削	等価節点外力として掘削面へ載荷する。			
掘削開放率	掘削開放応力を 80%と仮定して、支保工へは 20%の負荷を載荷す			
	る。			
岩盤の弾塑性挙動	降伏判定は Mohr – Coulomb 則を適用し、岩盤の弾塑性挙動を模擬			
	する。			
覆エコンクリートの	覆エコンクリートは若材令時から応力を背負うことから若材令時			
若材令時の弾性係数	の影響を考慮する。			

(iv) 検討フロー

本検討における検討フローを図 2.3-168 に示す。本検討では新たに設定した岩盤の物性値を用 いて掘削解析を行い、実施設計時の覆工コンクリート及び鋼製支保工応力と実測値とを比較する ことにより設計の妥当性評価を行う。



(v) 解析モデル

本検討で用いる解析モデルは 2.3.4 と同様のモデルを用いる。なお、本検討では GL-450.0m も 対象とすることからその部分のモデル化も行う。

(vi) 境界条件

境界条件を図 2.3-169 に示す。力学における境界条件は図 2.3-169 に示す座標系で XZ 平面は Z 軸方向、X 軸方向自由、Y 軸方向固定とする。YZ 平面は Z 軸方向、Y 軸方法自由、X 軸方向固 定とする。背面円形部境界は Z 軸のみ自由とし X 軸方向、Y 軸方向は固定とする。上部境界は当 該深度における地圧によって圧力固定とする。



図 2.3-169 境界条件

(vii) 材料物性值

解析に用いる物性値は瑞浪超深地層研究所研究坑道実施設計³¹⁾の地層モデルの設定及び立 坑・横構の有限要素解析で用いた材料物性値とパイロットボーリングから得られた材料物性値を 用いる。支保工及び覆工コンクリートについては実際に用いられている材料に則した値を用いる。

(a) 実施設計時の岩盤物性値

設計時に用いた材料物性値は DH-2 ボーリング孔を基に設定されている。DH-2 孔で設定され た深度方向の岩盤分類を図 2.3-170 に示す。対象深度における岩盤分類は CM あるいは CH 級の 岩盤分類となっている。この時設定された材料物性値を表 2.3-34 に示す。

岩盤等級	弹性係数	ポアソンド	単位体積重量	粘着力	内部摩擦角
	\mathbf{E}		γ	С	ϕ
	(MPa)	μ	(kN/m ³)	(MPa)	(°)
В	35640	0.35	26	18.934	53.9
C_{H}	30080	0.35	26	14.603	53.9
См	24530	0.35	26	10.271	53.9

表 2.3-34 設計時に用いた材料物性値



図 2.3-170 DH-2 孔で設定された地層構成

各ケースの解析モデルにおける地層構成図を図 2.3-171~図 2.3-173 に示す。



図 2.3-171 GL-250.0m 部解析モデル(実施設計ケース)



図 2.3-172 GL-350.0m部解析モデル(実施設計ケース)



図 2.3-173 GL-450.0m 部解析モデル(実施設計ケース)

(b) パイロットボーリングの P 波速度から設定された岩盤物性値

PS 検層から得られた P 波速度を用いて菊地による弾性波速度から力学物性値を換算する手法 を用いて岩盤物性を推定する。菊地³⁴⁾による弾性波速度からの力学物性値の換算方法とは、弾性 波速度と岩盤の力学特性には図 2.3-174 に示す関係があり、それらは式(2.3-39)~式(2.3-42) に示す関係で表される。

ポアソン比については PS 検層から得られた VP 波と VS 波を用いて式 (2.3-43) により算出した。

変形係数:
$$\log(y) = 0.504x + 2.945$$
 (2.3-39)
静弾性係数: $\log(y) = 0.441x + 3.474$ (2.3-40)
圧縮強度: $\log(y) = 1.088 \cdot \log(x) + 2.166$ (2.3-41)
粘着力: $\log(y) = 0.9144 \cdot \log(\sigma_c) - 0.6106$ (2.3-42)
ポアソン比: $v = \frac{(V_P/V_S)^2 - 2}{2((V_P/V_S)^2 - 1)}$ (2.3-43)



PS 検層における P 波を用いて前述した方法により土質定数を算出した結果を図 2.3-175 に示 す。該当区間の PS 検層から得られている P 波速度は相当速い値が得られており、昨年度実施し た一軸圧縮試験時に得られた速度よりも 2 倍近く速い結果となっている。そこで、表 2.3-35 に 示す吉中らによる岩級区分ごとにとまめられた値³²⁾を参照し、弾性波速度を一律 1/2 にして算出 した。算出した結果を図 2.3-176 に示す。ここで、主立坑で主体となっている D 級、CL 級及び CM 級の岩盤定数と概ね一致することが分かる。よって、本検討では PS 検層から得られた P 波 速度を一律 1/2 を乗じた値から岩盤定数を算出するものとする。表 2.3-36 にパイロットボーリ ングで設定された岩盤等級ごとに整理した岩盤等級を示す。ここでは、PS 検層から得られたす べての P 波速度を 1/2 を乗じ、それから式(2.3-39) ~式(2.3-43) を用いて算出された値を、 岩盤等級ごとに平均値を算出して、さらに平均値から標準偏差を引いた値を示した。なお、算出 された P 波速度は吉中らが示した値の範囲外であるものは母集団から棄却した。

P 波速度からは内部摩擦角が求まらないことから、パイロットボーリングケースについては吉 中らが示した岩級区分における値の最低値を用いた。




			Li MA O	LLI MT O		7 + + + + + =	-> FAI 1- 7	31 2 44 2
岩盤の	の岩盤の	岩盤の	石盛の	一石盤の	ロックテスト	北内戴何詞	山駛による	1 さ 抜 さ
変形係数	静弹性係数	粘着力、	摩擦角	速度	ハンマー	変形係数	接線弾性	せん断強度
(kgi/cm ⁻)	(kgi/cm ⁻)	(kgi/cm ⁻)	(°)	(km/sec)	反発度	(kgf/cm ²)	1株 叙 (kgf/cm²)	(kgf/cm ²)
50 000D/ H	80 000001	1001 F	55~65	9.7D/F	2601 F	50.00001 F	100,000	
00,000	00,0002	40201.	0000	J. 1121	30%L	JU, 00012.1.	以上	90121 F
50,000~	80,000~	40 - 90	40 - 55	070	00 07	60,000~	150,000~	ZURL
20,000	40,000	40~20	40~55	3. 1∼3	36~27	15,000	60,000	
20.000~	40.000~	00 10	00.45			20.000~	60.000~	
5,000	15,000	20~10	30~45	3~1.5	27~15	3,000	10,000	20~10
					. '	,		10~5
5,000以下	15,000以下	10以下	$15 \sim 38$	1.5以下	15以下	6,000以下	15,000以下	
	10,00024					-, ,		5以下
	岩盤の 変形係数 (kgf/cm ²) 50,000以上 50,000~ 20,000~ 5,000 5,000以下	岩盤の 変形係数 (kgf/cm ²) 50,000以上 50,000~ 20,000~ 5,000~ 5,000以下 15,000以下	岩盤の 変形係数 (kgf/cm ²) お着力 (kgf/cm ²) 50,000以上 50,000~ 20,000~ 5,000~ 5,000以下 15,000以下 15,000以下 15,000以下	岩盤の 変形係数 (kgf/cm ²)	岩盤の 変形係数 (kgf/cm ²) 岩盤の 粘着力 (kgf/cm ²) 約	岩盤の 変形係数 (kgf/cm²)岩盤の 指着力 (kgf/cm²)岩盤の (kgf/cm²)岩盤の (kgf/cm²)岩盤の 内 席 席岩盤の ア ア 原ロック ア アスト (kgf/cm²)50,000以上80,000 40,0004055~653.7以上36以上50,000~ 20,00080,000~ 40,00040~2040~553.7~336~2720,000~ 5,00040,000~ 15,00020~1030~453~1.527~155,000以下15,000以下10以下15~381.5以下15以下	岩盤の 変形係数 (kgf/cm³)岩盤の 粘着力 (kgf/cm³)岩盤の 粘着力 (kgf/cm³)岩盤の 内 所 (kgf/cm³)岩盤の 内 内 所 (kgf/cm³)日 ック 方スト (kgf/cm³)孔内載荷語 変形係数 (kgf/cm³)50,000以上80,000公 40,00040以上55~653.7以上36以上50,000以上50,000~ 20,00080,000~ 40,00040~2040~553.7~336~27 $60,000~$ 15,00020,000~ 5,00040,000~ 15,00020~1030~453~1.527~15 $20,000~$ 3,0005,000以下15,000以下10以下15~381.5以下15以下6,000以下	岩盤の 変形係数 (kgf/cm²)岩盤の (kgf/cm²)岩盤の (kgf/cm²)岩盤の (kgf/cm²)岩盤の (kgf/cm²)岩盤の (kgf/cm²)日 (kgf/cm²)日 (kgf/cm²)1000 (kgf/cm²)日 (kgf/cm²)1000 (kgf/cm²)日 (kgf/cm²)10 (kgf/cm²)10

表 2.3-35 岩盤等級からの力学物性値の推定

表 2.3-36 VP 波速度から算出された岩盤定数

深度	岩盤等級	変形係数 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	粘着力 (MPa)	ポアソン比
220~229	D	425	5.629	0.976	0.255
230~239 240~249 250~259	CL	557	6.996	1.19	0.305
260~269 270~279	СМ	841	9.822	1.626	0.231
280~289 290~299	СН	1967	19.29	3.009	0.237
300~309 310~319	СМ	1871	18.538	2.902	0.231
320~329 330~339 340~349 350~359	CL	977	11.096	1.82	0.297
360~369	D	380	5.162	0.903	0.285
370~379 380~389	CL	679	8.197	1.376	0.286
390~399 400~409	СМ	976	11.024	1.806	0.234
410~419	CL	833	9.668	1.6	0.272
420~429 430~439	СМ	1695	17.055	2.686	0.22
440~449	СН	1786	17.852	2.803	0.219
450~459	CL	1831	18.213	2.855	0.273
460~469 470~479 480~489 490~499	СМ	1414	14.762	2.354	0.245
500~509 510~519	CL	923	10.497	1.725	0.281
520~529	CH	2379	22.476	3.46	0.242

(c) パイロットボーリングを基に設定された地層モデル

解析に用いる地層モデルは、2.3.4 と同様に解析モデル中心から 15.0m まではパイロットボー リング調査を基に設定した地層構成とし、その他は実施設計と同一の地層構成とした。さらに、 断層を表現するため YZ 面の要素列一列も変質部とした。以上を基に設定した地質モデルを図 2.3-177~図 2.3-179 に示す。



図 2.3-177 GL-250.0m 部解析モデル(パイロットボーリングケース)



図 2.3-178 GL-350.0m 部解析モデル (パイロットボーリングケース)



図 2.3-179 GL-450.0m 部解析モデル(パイロットボーリングケース)

(d) 鋼製支保工及び覆エコンクリート

1) 鋼製支保工

解析で用いる支保工も2.3.4と同様に主立坑一般部標準断面図を参考にしてH-125×125とし、 用いた断面諸量を表 2.3-37に示す。ヤング係数、ポアソン比及び単位体積重量を表 2.3-38に示 す。

	寸法*					断面積	断面2次刊	断面係数	
名称	名称 (mm)					(cm^2)	(cn	(cm ³)	
_	А	В	\mathbf{t}_1	\mathbf{t}_2	r	A_0	I_x	I_y	Ζ
$\text{H-125}{\times}125$	A B t1 t2 5 125 125 6.5		9	8	30.00	839	293	134	

表 2.3-37 解析に用いる支保工の断面諸量

※表中の記号は図 2.3-47 参照のこと。

部位	諸元	単位	値
	ヤング係数:Es	kN/mm ²	200.0
支保工	ポアソン比:ν	—	0.3
	単位体積重量:γs	kN/m ³	77.0

表 2.3-38 支保工の材料特性値

2) 覆エコンクリート

覆エコンクリートは高強度コンクリートと普通コンクリートの2種類用いている。ここでは、 コンクリート標準示方書設計編³³⁾を基に、式(2.3-44)、式(2.3-45)に従い若材令時の弾性係数 を考慮する。

$$f_{c}'(t) = \frac{t}{a+bt} d(i) f_{ck}'$$
(2.3-44)

$$E_{e}(t) = \phi(t) \times 4.7 \times 10^{3} \sqrt{f_{c}'(t)}$$
(2.3-45)

ここに、

 $f_{c}'(t)$: 材齢 t 日におけるコンクリート圧縮強度 (N/mm²) $f_{ck}': コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)$ t: 材齢(日)i: 設計基準強度の基準材齢(日)、i=28 または 91

a、b:セメントの種類によってばらつくが表 2.3-39 を標準とする。高炉セメント B 種を用い る場合は中庸熱ポルトランドセメントと同等の値を用いてもよい。フライアッシュセメント B 種 及び低熱ポルトランドセメントについては定数を与えられるほどデータが蓄積されていないので、 過去の実績を参考にして定めるとよいとされている。

c: コンクリートの乾燥の程度等によって異なるが、0.44を標準とする。

d: 材齢 28 日に対する材齢 91 日の強度の増加率であり、d(28) は表 2.3-39 を標準とする。 また、セメントの種類によらず、d(91) =1 とする。

セメントの種類	a	b	d (28)
普通ポルトランドセメント	4.5	0.95	1.11
中庸熱ポルトランドセメント	6.2	0.93	1.15
早強ポルトランドセメント	2.9	0.97	1.07

表 2.3-39 式 (3.2.3-1)の定数 a、b、dの値

 $E_{e}(t)$: 材齢 t 日における有効ヤング係数 (N/mm²)

 $\phi(t)$:温度上昇時におけるクリープの影響が大きいことによるヤング係数の補正係数

材齢3日までφ=0.73 材齢5日以降φ=1.0 材齢3日から5日までは直線補間してもよい。

 $f_{c}'(t)$:式 (3.2.3-1) による材齢 t 日の圧縮強度 (N/mm²)

なお、若材齢時のtはショートステップ工法であることから、覆工コンクリートの打設完了か ら次ステップ発破まで12時間後、ズリ出し完了までは20時間後であることから、概ね1日(t=1) として求める。覆工コンクリートの物性値を表 2.3-40に示す。

部位	諸元	単位	値
	設計基準強度	N/mm ²	24.0 (6.6) **
普通 コンクリート	ヤング係数:Ec	kN/mm²	25.0 (8.814) **
	ポアソン比: v	—	0.2
	単位体積重量:γ _c	kN/m ³	23.0
	設計基準強度	N/mm ²	40.0 (11.1) **
高強度 コンクリート	ヤング係数:Ec	kN/mm²	31.0 (11.431) **
	ポアソン比: v	—	0.2
	単位体積重量:γ c	kN/m ³	23.0

表 2.3-40 覆エコンクリートの物性値

※()値は若材齢時

(viii) 初期地圧の設定

初期地圧の設定はパイロットボーリングでは地圧計測を行っていないことから実施設計に準ずるものとする。算出式を式(2.3-46)に示す。

$$\sigma_{\nu} = \gamma \cdot z \tag{2.3-46}$$

ここに、 σ_v は鉛直応力 (kN/m²)、 γ は土の単位体積重量 (kN/m³)、z は深度 (m) を示す。 なお、初期地圧を設定する際の側圧係数は実施設計を基に 2 (σ_z : σ_x : σ_y = 1:2:2) を基本 とする。

(ix) 適用する材料構成則

本解析で用いる材料構成則を表 2.3-41 に示す。

部位	要素定義	材料構成則
覆工コンクリート	8 面体ソリッド要素	線形弾性
支保工	ビーム要素	線形弾性
岩盤	8 面体ソリッド要素	弾塑性(Morh – Coulomb)

表 2.3-41 解析に用いる要素定義及び材料構成則

岩盤に用いる材料構成則は弾塑性モデルとし、降伏判定は Morh – Coulomb 掘削解放応力とした。解析に用いる掘削解放応力は、前述のとおり、実施設計時の値を踏襲して 80%とし、支保工へは残りの 20%を負荷した。

(3) 解析ケース

本検討はパイロットボーリングを基に設定した解析モデル及び岩盤物性が妥当であることを確認するとともに、実施設計の妥当性の評価を行うことを目的とする。そこで、B計測を行っている位置で得られた実測値を基に、パイロットボーリングから設定したモデルの妥当性を確認する。 さらに、実施設計時のモデルによる再現解析と、パイロットボーリングケースの応力値を比較することにより設計の妥当性評価を実施する。本検討で用いる解析ケースを表2.3-42に示す。

ケース名	対象深度	適用するモデル及び材料定数
ケース1	GL-250.0m	実施設計
ケース2	GL-250.0m	パイロットボーリング
ケース3	GL-350.0m	実施設計
ケース4	GL-350.0m	パイロットボーリング
ケース5	GL-450.0m	実施設計
ケース6	Gl-450.0m	パイロットボーリング

表 2.3-42 解析ケース

(4) 評価方法

各々のケースにおけるに示す位置での地中変位、覆エコンクリート応力及び鋼製支保工応力(軸 カ、曲げモーメント、せん断力)が、着目深度から 39mまで掘削することによる変化を実測値と 比較する。実測値の計測位置を図 2.3-180 に示す。



地中変位に関しては、坑壁から 0.5m、1.0m、2.0m、3.0m及び 6.0mの計測データがあるが、ここでは変状が顕著な 0.5m と 1.0m のデータに着目する。ただし、比較する解析解はメッシュ形状の関係を踏まえて、坑壁から 0.4m と 0.8m 位置における水平変位とする。

(5) 解析結果

(i) 初期状態の設定

初期状態を設定するため地圧解析を行った。対象深度 GL-250.0m ケース及び対象深度 GL-350.0m ケース GL-450.0m ケースの解析結果を図 2.3-181~図 2.3-183 にそれぞれ示す。こ こで、鉛直応力分布は深度に岩盤の単位体積重量(γ=26.0kN/m³)を乗じた値となっているの が分かる。



図 2.3-181 対象深度 GL-250.0m ケース鉛直応力分布 (Case 1、Case 2)



図 2.3-182 対象深度 GL-350.0m ケース鉛直応力分布 (Case 3、Case 4)



図 2.3-183 対象深度 GL-450.0m ケース鉛直応力分布 (Case 5、Case 6)

(ii) 着目点と比較対象

実測値は断層方向と断層直角方向で相違が生じている。本検討では解析による再現性に着目す ることから図 2.3-184 に示す断層方向の着目点 A と断層直角方向の着目点 B の解析解と実測値 を比較する。比較項目は B 計測で計測されている坑壁から 0.5m 及び 1.0m における地中変位、 覆エコンクリート応力、鋼製支保工応力(軸力、曲げモーメント、せん断)を対象とする。ただ し、鋼製支保工については実施設計では考慮していないことから実施設計ケースについては比較 を行わない。



図 2.3-184 解析における着目点

(iii) ケース1解析結果(GL-250.0m、実施設計時の物性値ケース)

解析結果として、着目深度における地中変位及び覆工コンクリート応力の経時変化を図 2.3-185~図 2.3-187 に示す。ここで、横軸には着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には 計測値あるいは解析解を示している。また、解析解はA点とB点で差が生じなかったことからA 点のみの値を示す。なお、解析解の経時変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したも のである。

解析結果を以下に要約する。

(a) 地中変位

比較的に硬質な岩盤を想定していたことから地中変位は小さく、最も変位の小さい E4 と同程度(1.0mm 前後)の変形量となる。また、側圧係数の異方性や断層部を考慮したモデル化を行っていないことから A 部と B 部で差が生じなかった。

(b) 覆エコンクリート応力

地中変位と同様に覆エコンクリート応力についても実測値を下回る結果となった。これは硬質 な岩を対象としていたことから岩盤定数や降伏強度が比較的に高い数値で、かつ、掘削によって 非線形性が生じず、結果として変形量が小さいことから、覆エコンクリートに発生する応力が小 さくなったものと考えられる。









図 2.3-187 ケース1覆エコンクリート応力

(iv) ケース 2 解析結果(GL-250.0m、パイロットボーリングから得た物性値ケース)

解析結果として、着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力(軸力、曲げモーメント、せん断力)の経時変化を図 2.3-188~図 2.3-193 に示す。ここで、横軸には着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には計測値あるいは解析解を示している。なお、解析解の経時変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したものである。

解析結果を以下に要約する。

(a) 地中変位

両着目点とも非常によく実測値を再現できている。A 点に対しては測点 E1 の値を、B 点に対しては、その 90 度反時計回りに回転した E2 の測点の計測値が対応している。測点 E1 は断層方向、測点 E2 は断層直角方向であることから解析モデルとも一致する方向となり、今回設定した物性値及び解析モデルの妥当性が確認された。

(b) 覆エコンクリート応力

掘削開始初期の段階では解析解の方が大きな応力が発生するものの、切羽が着目深度から約 40m 程度まで進行するとほぼ実測値と一致した。発生している応力も測点1に対して解析解がA 点の値が、測点2に対しては解析解Bが対応し、解析モデルの断層方向と原位置における断層方 向と一致する。初期の段階で実測値に対して解析解の方が大きくなったが、設計値として考える のであれば、掘削が進行するにつれて解析解と同等の値となることを考えると妥当な結果である と考えられる。

(c) 鋼製支保工応力

軸力に対しては地中変位や覆エコンクリート同様に実測値が得られた方向及び発生している値 の大きさについても良好な再現性が得られている。曲げモーメントについても測点1、測点3が 得られている方向に解析解Aが、測点2、測点4の方向に解析解Bが対応している。解析解B については完全に実測値を再現してはいないが、曲げモーメントの方向については再現している。 せん断力については、実測値の測点1は特異な値を示していることから解析では再現できない。 ただし、その他については良好な再現性が得られている。



図 2.3-188 ケース2地中変位(坑壁から0.5m)







図 2.3-191 ケース2鋼製支保工軸力



図 2.3-192 ケース2鋼製支保工曲げモーメント



図 2.3-193 ケース2鋼製支保工せん断力

(v) ケース3解析結果(GL-350.0m、実施設計時の物性値ケース)

解析結果として、着目深度における地中変位及び覆工コンクリート応力の経時変化を図 2.3-194~図 2.3-196 に示す。ここで、横軸には着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には 計測値あるいは解析解を示している。また、解析解はA点とB点で差が生じなかったことからA 点のみの値を示す。なお、解析解の経時変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したも のである。

解析結果を以下に要約する。

(a) 地中変位

実測値で得られている GL-300.0m における地中変位は非常に小さいことから硬質な岩を想定 している実施設計でも概ね実測値を再現している。なお、実測値の切羽が着目点深度 GL-350.0m から 35.0m (GL-385.0m)進んだところの大きなゆれはノイズを計測しているものと考えられる。

(b) 覆エコンクリート応力

計測されている地中変位は小さかったものの、覆工コンクリートにはある程度の応力が発生している。よって、比較的に硬質な岩盤を模擬している解析では解析値が実測値に比べて低めの値となっている。また、解析は異方の側圧を考慮していないことから解析解AとBで相違は生じなかった。



図 2.3-194 ケース3地中変位(坑壁から0.5m)



図 2.3-195 ケース3地中変位(坑壁から1.0m)



(vi) ケース4解析結果(GL-350.0m、パイロットボーリングから得た物性値ケース)

解析結果として、着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力(軸 力、曲げモーメント、せん断力)の経時変化を図 2.3-197~図 2.3-202 に示す。ここで、横軸に は着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には計測値あるいは解析解を示している。なお、解 析解の経時変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したものである。

解析結果を以下に要約する。

(a) 地中変位

計測された地中変位は非常に小さい値であり、硬質な岩盤を仮定した実施設計ケースで十分に 再現性が得られている。岩盤定数の小さいパイロットボーリングから得られた物性値ケースの方 が変位は大きくなる。特に解析解A部については変位が9mm程度となる。再現性が低下した理 由としては用いている岩盤物性が電研式の岩盤分類でランク分けされている中で最低値を解析に 用いる物性値として採用したことが理由と考えられる。

(b) 覆エコンクリート

地中変位と同様に発生している実測値よりも解析解の方が大きくなる。これも、地中変位と同 様に用いている岩盤物性値が深度に対応した値を用いていないことが要因と考えられる。

(c) 鋼製支保工

軸力については解析解が実測値を再現できている。ただし、実測値において応力が生じている 方向については断層方向と特に関係した動きとはなっていないことから、解析解の方向とは整合 性はない。

曲げモーメントについては実測値と解析解の大きさが異なるものの、傾向としては一致している。

せん断力については実測値ではほとんど発生しておらず、解析解についても小さい値となって おり概ね実測値を再現している。



図 2.3-197 ケース4地中変位(坑壁から0.5m)



図 2.3-198 ケース4地中変位(坑壁から1.0m)







図 2.3-201 ケース4鋼製支保工曲げモーメント



図 2.3-202 ケース4 鋼製支保工せん断力

(vii) ケース5解析結果(GL-450.0m、実施設計時の物性値ケース)

解析結果として、着目深度における地中変位及び覆工コンクリート応力の経時変化を図 2.3-203~図 2.3-205 に示す。ここで、横軸には着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には 計測値あるいは解析解を示している。また、解析解はA点とB点で差が生じなかったことからA 点のみの値を示す。なお、解析解の経時変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したも のである。

解析結果を以下に要約する。

(a) 地中変位

実測値は切羽が 10.0m 進んだ時点で計測不能となっていることからそれ以降は比較できない。 (b) 覆エコンクリート応力

覆エコンクリートについては解析解が実測値を再現できている。だたし、実測値は測点3と4 の値が大きくなっており必ずしも断層方向(測点1、測点3)が大きいとは限らない値となって いる。



図 2.3-203 地中変位(坑壁から0.5m)



図 2.3-204 地中変位(坑壁から1.0m)



図 2.3-205 覆エコンクリート応力

(viii) ケース 6 解析結果(GL-450.0m、パイロットボーリングから得た物性値ケース)

解析結果として、着目深度における地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工応力(軸 力、曲げモーメント、せん断力)の経時変化を図 2.3-206~図 2.3-211 に示す。ここで、横軸に は着目深度から切羽までの距離を表し、縦軸には計測値あるいは解析解を示している。なお、解 析解の経時変化は着目深度の次ステップ以降の相対変化を表したものである。

解析結果を以下に要約する。

(a) 地中変位

実施設計よりも岩盤定数が小さいため変位は実測値よりも大きな値となる。ただし、実測値自体は切羽が10m進行した移行では計測不能となっていることから再現性については不明である。

(b) 覆エコンクリート応力

覆エコンクリート応力についても実施設計よりも軟質な岩盤を想定していることから応力は実 測値よりも大きな値を示す。

(c) 鋼製支保工応力

軸力については覆エコンクリートと同様に実測値よりも解析解の方が大きくなる。これも、該 当区間の地層構成のうち、岩盤定数が最低値となる値を用いているのが原因と考えられる。

曲げモーメントについても実測値よりも解析解の方が上回る値となっている。

せん断力については実測値自体を吟味する必要はあるものの、大きさとしては実測値と解析解 が同等であると考えられる。



図 2.3-206 地中変位(坑壁から 0.5m)









図 2.3-210 鋼製支保工曲げモーメント



図 2.3-211 鋼製支保工せん断力

(6) まとめ

検討結果を以下に要約する。

- ・ GL-250.0m ケースではパイロットボーリングで得られた P 波速度から算定された土質定数を用いると実測値に対して良好な結果を得ることができた。
- ・ 側圧係数を X 方向(断層直角方向)に 1.8 倍、Y 方向(断層方向)に 1.4 倍すると概ね 実測値を再現できた。よって、今後の施設設計では、パイロットボーリングにより岩盤 定数を推定することのみならず、地圧測定も行う必要があると考えられる。
- ・ GL-350.0m、GL-450.0mにおいても区間最低値の岩盤定数を用いるのではなく当該深度 における岩盤定数を用いると再現性が向上するものと考えられる。
- 事前設計ケースは実測値よりも解析解が下回る結果になった。また、側圧係数あるいは 解析モデルに異方性を与えていないことから、計測位置における変位や応力の相違、あ るいは鋼製支保工の曲げモーメントの発現等まで表現できなかった。
- ・ 事前設計の再現解析から得たものとして、主立坑位置における岩盤定数、偏圧の度合い 及び断層のモデル化を行う必要があることが分かった。
- ・ 上記を得る方法としてパイロットボーリングを実施して岩盤定数の諸数値を得ることは 有効であると考えられる。

2.3.6 長期挙動の理解

(1) 背景

2.3.4の検討で、パイロットボーリング調査を基に設定した力学物性ケースは概ね計測値を再現 することができた。しかしながら、図 2.3-212に示すとおり、解析解は早い段階で応力増加が収 束するものの、計測値は増加している。

そこで、長期挙動の理解を深めるため、水圧変化の影響と岩盤クリープの影響について検討を 行うものとする。

水圧変化の影響としては、2.3.4 で有効応力解析を実施している。ただし、ここでの検討は等方 の透水特性を与えているのみで、岩盤の割れ目等に起因する透水特性の異方性は考慮していない。 そこで、異方性の透水特性を考慮したうえで、さらに長期挙動に与える影響について検討を行う。

水圧影響とは異なる視点から考えられる長期挙動に影響を及ぼす事象の一つとして岩盤のクリ ープがある。岩盤のクリープを模擬するものとしては各種構成則が提案されているが、ここでは 岩盤の長期挙動の研究事例³⁵⁾で紹介されている大久保モデルを用いるものとする。大久保モデル を岩盤のモデルに適用し、掘削解析を実施してクリープ影響による長期の挙動評価を行う。



図 2.3-212 解析解と計測値の比較

(2) 大久保モデルによるクリープ解析

(i) 大久保モデルの構成式^{36),37),38)}

岩石は強い非線形性を持つ材料であり、線形近似のできる場合は極端に限定される。そこで、 岩石の非線形粘弾性挙動を模擬するため大久保らは、一軸圧縮応力下で開発されたモデルに、若 干の仮定を加えて三軸応力下まで拡張されたモデルを開発した。本材料構成則は応力を受ける岩 盤の各要素のコンプライアンス(=ひずみ/応力)が、時間の経過とともに次第に増加してゆくと 仮定したモデルである。これにより岩石の非線形粘弾性挙動及び強度破壊点以降の挙動を数値解 析的に表現可能となり、岩盤のクリープ挙動を考慮できる。

コンプライアンス λ の増加速度は、その時の差応力 $\Delta \sigma (= \sigma_1 - \sigma_3)$ のn 乗に比例し、コンプライアンスの増加速度は λ のm乗に比例して加速度的に大きくなると考え、基礎方程式を式(2.3-47)、

式 (2.3-48) 及び式 (2.3-49) のように仮定する。

$$\frac{d\lambda^*}{dt} = a \cdot (\Delta\sigma^*)^n \cdot (\lambda^*)^m = a \cdot (\Delta\sigma^*)^n \cdot (\lambda/\lambda_0)^m$$
(2.3-47)

$$a = \frac{\left\{\frac{m}{n_0 + 1}\right\}^{\frac{m}{n_0 - m + 1}}}{t_0}$$
(2.3-48)

$$\Delta \varepsilon^* = \lambda^* \cdot \Delta \sigma^* = \lambda^* \cdot (\Delta \sigma / \Delta \sigma_0) = \lambda^* \cdot \{ (\sigma_1 - \sigma_3) / \Delta \sigma_0 \}$$
(2. 3-49)

ここに、 $\lambda^* (= \lambda / \lambda_0)$ 、 $\Delta \sigma^* (= \Delta \sigma / \Delta \sigma_0)$ 、 $\Delta \varepsilon^* (= \Delta \varepsilon / \Delta \varepsilon_0)$ はそれぞれ規格化したコンプライアンス、

差応力、差ひずみで、 λ_0 は初期コンプライアンス、 $\Delta \sigma_0$ は破壊差応力、また、 $\Delta \varepsilon_0 = \lambda_0 \cdot \Delta \sigma_0$ である。 t₀は、定ひずみ速度試験でひずみが $\Delta \varepsilon_0$ となるまでの所要時間を表す。

破壊条件は、Janach の式 ³⁹⁾を用いて、 σ_c を一軸圧縮強度、 σ_l を一軸引張強度及び σ_3 を周圧 とすれば式 (2.3-50)のように書ける。

$$\Delta \sigma_{0} = \sigma_{c} \left(1 + \frac{\sigma_{3}}{\sigma_{t}} \right)^{0.5} - \sigma_{3}$$
(2. 3-50)

n は周圧の増加に伴い破壊強度 $\Delta \sigma_0$ が増加すると、式(2.3-51)に従って増加する。

$$n = \left(\frac{\Delta\sigma_0}{\sigma_c}\right) \cdot n_0 \tag{2.3-51}$$

n0は一軸応力下のnの値である。

破壊の進行に伴うポアソン比νの増加を式(2.3-52)で仮定する。

$$\nu = 0.5 - \frac{(0.5 - \nu_0)}{\lambda^*}$$
(2.3-52)

voは弾性領域で求めたポアソン比である。

上述の構成式は3次クリープを表現する式であるが、ひずみ速度が低下していく1次クリープ が表すことが可能な式(2.3-53)を大久保らが提案している⁴⁰。

$$\frac{d\lambda^*}{dt} = a_1 (\sigma^*)^{n_1} (\lambda^* - 1)^{-m_1} + a_3 (\sigma^*)^{n_3} (\lambda^*)^{m_3}$$
(2. 3-53)

ただし本検討ではクリープを考慮しない掘削解析において、十分に実測値の再現性が得られて いることを前節で確認していることから一次クリープは無視し、長期のクリープ(三次クリープ) のみ考慮するものとした。 以上から、コンプライアンス可変型モデルは、クリープ計算を開始する時点での最大せん断応 力と破壊基準との接近度によってクリープによる応力緩和等に変化が生じることになる。これは、 対象箇所の掘削による主応力変化がクリープに影響を与えるだけでなく、対象深度前後の掘削も クリープ変形に影響を及ぼすことを意味しており、実現象に近いモデル化・解析を行う上では 3 次元モデルの使用が望ましいと考えられる。

(ii) 大久保モデルのパラメータの設定

前節で示した構成式の中で、未知のパラメータとなるのがn、mである。ここで、nは応力に依存するパラメータであり、値が大きくなるほど非線形性が強くなる。mは破壊が急激に進展するか否かを表すパラメータである。さらに、大久保ら41)は式(2.3-56)で算出されるピーク強度を決める定数であるパラメータaについても感度解析によって設定している。よって、本検討で設定する必要がある未知のパラメータはn、m及びaの3つとなる.この3つのパラメータの設定方法は一軸圧縮試験を数値解析により模擬してパラメータを同定する41)。

対象とする一軸圧縮試験は、主立坑深度 GL-180m 時点に切羽底面から GL-520m まで先行掘 削したパイロットボーリングによって取得された岩石コアを用いて行った試験とした。一軸圧縮 試験は深度方向に設定された岩級区分の代表位置におけるコアを選定して行われており、9箇所 サンプリングし試験を行った。岩芯コアの採取位置はコア観察時に電中研式岩盤分類法に基づき 実施された岩盤等級をもとに CH級で1 深度、CM級で2 深度、CL級で2 深度、D級で3 深度の 合計 9 深度で採取した。一軸圧縮試験の概要を表 2.3-43 に、試験結果を表 2.3-44 に示す。引 張強度については、一軸圧縮強さの 1/10 として算出した。なお、本検討では 3 次元掘削解析を 実施することからコンプライアンス可変型モデルのパラメータは、モデル化対象区間内に表れる 表 2.3-44 の岩級区分ごとに設定した。

コア寸法	φ30mm、細長比1:2程度
試験方法	JIS M 0302
載荷方法	単調載荷
最大荷重	150t
フレーム剛性	$7.0 imes10^9\mathrm{N/m}$
破壊までに要する時間	10min

表 2.3-43 一軸圧縮試験概要

コア箱	岩盤等級	採取コア 深度 (m)	単位体積 重量 (g/cm3)	弾性波速原 Vp	度(km/sec) Vs	ー軸圧縮 強さ (MPa)	弾性係数 (GPa) 接線Et・50	動ポア	ソン比	動ポアソン 比平均値	弾性係数平 均値 (GPa)	ー軸圧縮強 さ平均値 (MPa)	引張強度 (MPa)
		51.78	2.31	1.71	0.56	4.96	0.55	0.44	0.440		r		
26	D	51.83	2.34	1.99	0.52	2.37	1.02	0.463	0.463	0.457	0.977	3.573	0.357
		51.88	2.36	2.18	0.54	3.39	1.36	0.467	0.467				
		82.44	2.48	2.39	1.13	2.4	0.64	0.356	0.356				
42	CL	82.603	2.5	2.57	1.31	4.2	0.68	0.324	0.324	0.314	1.163	2.57	0.257
		83.845	2.48	2.52	1.43	1.11	2.17	0.263	0.263				
		119.745	2.63	4.39	3.07	110.01	67.19	0.021	0.200				
60	СН	119.85	2.63	4.63	3.08	116.9	72.79	0.103	0.200	0.200	70.367	118.97	11.897
		119.815	2.63	4.66	3.1	130	71.12	0.103	0.200				
		134.26	2.63	4.95	3.03	73.85	41.68	0.2	0.200				
68	СМ	134.425	2.62	4.5	2.96	69.82	46.9	0.119	0.200	0.200	46.63	67.16	6.716
		135.18	2.61	4.75	2.97	57.81	51.31	0.179	0.200				
	D	161.12	2.58	3.95	2.67	30.92	27.83	0.079	0.200	0.241			
81		161.16	2.54	4.09	2.5	28.57	26.97	0.202	0.202		24.303	25.82	2.582
		161.2	2.5	3.4	1.75	17.97	18.11	0.32	0.320				
		198.37	2.55	2.46	1.77	46.54	24.78	-0.037	0.200				
100	CL	198.5	2.58	3.63	2.07	64.47	26.22	0.259	0.259	0.258	33.837	47.267	4.727
		198.19	2.55	3.78	1.96	30.79	50.51	0.316	0.316				
		264.915	2.59	4.49	2.7	86.93	54.08	0.217	0.217				
133	СМ	264.875	2.6	4.46	2.75	98.17	62.12	0.193	0.200	0.219	58.503	83.823	8.382
		264.675	2.59	4.26	2.49	66.37	59.31	0.241	0.241				
		278.12	2.13	1.69	0.5	5.33	0.78	0.452	0.452				
140	D	278.17	2.27	1.87	0.68	6.38	0.94	0.424	0.424	0.435	0.89	5.507	0.551
		278.23	2.28	1.94	0.68	4.81	0.95	0.43	0.430				
		312.74	2.62	4.77	2.38	77.01	34.31	0.334	0.334		r		
157	CL	312.78	2.62	5.03	2.54	81.91	36.26	0.329	0.329	0.322	37.48	80.85	8.085
		312.82	2.61	4.48	2.38	83.63	41.87	0.303	0.303				

表 2.3-44 一軸圧縮試験結果

(iii) 大久保モデルのパラメータの同定方法

モデルパラメータを同定するため、単純な1要素のモデルを作成しパイロットボーリングコア の一軸圧縮試験を対象とした再現解析を実施した。この解析では、単純な1要素の単位モデル (1mm×1mm)とし、2次元平面ひずみ要素を適用した。解析コードは汎用非線形有限要素法プ ログラムABAQUSを用い、ユーザー構成則にコンプライアンス可変型モデルを組み込んだ。モデ ルパラメータの同定はn、m、aを変化させながら一軸圧縮試験結果の平均的な値を示すか、ある いは安全側の値となるようにパラメータスタディを行った。

検討結果として一軸圧縮試験時の応力ひずみ関係の再現解析結果を図 2.3-213~図 2.3-221に 示す。岩盤等級別に差はあるが、一軸圧縮試験時に得られた応力ひずみ曲線を概ね模擬できてい ることが分かる。

ー軸圧縮試験の再現解析から同定した各岩盤等級におけるコンプライアンス可変型モデルのパ ラメータ同定結果を表 2.3-45 に示す。ここで、D 級に関しては、一つのパラメータ値ではすべ ての一軸圧縮試験を再現できなかったため、各々の一軸圧縮試験を対象に決定されたパラメータ の平均値を採用した。同定したパラメータの妥当性を検証するため、大久保らの研究 41)を対象と し、土岐花崗岩や各種岩盤に対して求められたパラメータとの比較を行った。ここで大久保らが 示した n や m は、n が 30~60 程度、m は 20~40 程度の値で、表 2.3-45 の値よりも大きい。 これは既往の試験結果が比較的硬質な岩石に対して評価された値であることが原因と考えられる。 つまり、硬質な岩盤であれば、一軸圧縮試験はピーク強度まで線形弾性的な挙動を示し再現解析 によるパラメータの同定精度も良いが、今回の一軸圧縮試験のように非線形性が強い場合、同定 精度は相対的に低下することとなる。





0.060

図 2.3-214 No.81 (D級)の再現解析結果

0.080

ひずみ (%)

5.0

0.0

0.020

0.040

_ 解析解

0.100

解析解(平均値)

0.120

0.140






























岩盤等級	n	m	a
D	10.3	0.7	4.67E-03
CL	5.0	1.0	5.00E-03
CM	10.0	1.0	3.00E-03
CH	10.0	1.0	2.00E-03

表 2.3-45 構成モデルのパラメータの同定結果

(iv) 大久保モデルによるクリープ解析

本検討では比較的に実測値にノイズの少ない GL-250.0m を対象とする。用いる解析モデルは パイロットボーリングから設定された前節におけるケース2とする。なお、物性値及び解析方法 についてもケース2を踏襲した。解析の手順としては、ケース2と同様に初めに掘削解析を実施 する。ただし、1 ステップごとにクリープ解析を行う。ここで、1 ステップあたりに必要とする 時間の設定が必要となる。そこで、昨年度の水-応力連成解析を参照し、GL-230.0m から GL-400.0m までの施工サイクルタイムから 1 ステップあたりに要する平均時間を算出しそれを 用いるものとする。図 2.3-222 (再掲)に該当区間の施工サイクルタイムを示す。この区間の 1 ステップあたりの平均時間は 60 時間となる。よって、水-応力連成解析に用いる1ステップあた りに要する施工時間は 60 時間として解析を行うものとする。さらに切羽から 39m まで掘削解析 を行ったあと1年間のクリープ解析を実施した。



図 2.3-222 施エサイクルタイム (再掲載)

解析結果として GL-250.0m 付近の CL 級の地層のヤング係数分布とポアソン比の分布をそれ ぞれ図 2.3-223、図 2.3-224 に示す。また、図 2.3-223、図 2.3-224 に示す A 点 B 点における ヤング係数の経時変化及びポアソン比の経時変化をそれぞれ図 2.3-225、図 2.3-226 に示す。こ こで、主立坑近傍では時間経過とともにヤング係数及びポアソン比が前者は低下、後者は増加し ているのが分かる。対象箇所以浅の掘削に伴い対象断面位置の最大せん断応力が若干増加するこ とから、対象断面におけるヤング係数あるいはポアソン比の変化は掘削到達前から生じており、 対象断面掘削時にはすでにヤング係数は 557MPa から 555MPa に、ポアソン比は 0.305 から 0.306 に変化している。その後、対象位置(GL-250.0m)以降の掘削による最大せん断応力の増 大の影響でヤング係数及びポアソン比はさらに変化する。特に側方の初期応力は X 方向が 1.8 倍 になっているため、A 部付近の変化が大きくなった。

JAEA-Technology 2013-047







次に経時変化をみると、B部に比べてA部の方の変化が大きいのが分かる。経時変化の傾向は、 初期に大きく変化するものの、それ以降は一定の勾配でヤング係数及びポアソン比が変化し続け る。値が収束する傾向はなくクリープ変形は継続することが推測される。なおA部では一年後に ヤング係数は100MPa程度初期から低下し447MPaになり、ポアソン比は0.344まで増加する。



図 2.3-225 代表位置におけるヤング係数の経時変化



図 2.3-226 代表位置におけるポアソン比の経時変化

ケース2と同様に地中変位、覆工コンクリート応力及び鋼製支保工発生断面力(軸力、曲げモ ーメント、せん断)を実測値と比較する。比較結果を図2.3-227~図2.3-232に示す。 地中変位については断層方向である実測値E1及びE3の変形を解析解で断層方向である着目

点 A の値が対応し、断層直角方向である実測値 E2、E3 の変形を解析解で断層直角方向である着 目点 B の値が非常によく対応しているのが分かる。ただし、解析解は実測値を概ね再現できてい ることが分かるが、大きな地中変位の発生は時間経過より掘削時の応力変化によるものが支配的 である。しかし、実測値の経時変化は、対象断面深度から 30m 程度掘削が進行した状況、すなわ ち掘削に伴う直接的な応力解放の顕著な影響がなくなったと考えられる深度を超えた状態で時間 とともに若干の変形の進行を示している。

覆エコンクリートに対しては、点3と解析解A、測点2と解析解Bを比較すると再現性は良好 である。ただし、解析解Aに関しては、地中変位とは異なる方向となっている。本検討で考慮し ている掘削解放応力は80%と事前設計時から変更していない。よって、覆エコンクリートに負荷 される応力は若干小さめの評価になっているものと考えられる。よって、掘削解放応力を見直す ことによってある程度再現性を向上させることは可能であると考えられる。

鋼製支保工の軸力に関しては、基本的には覆工コンクリートと同様の傾向がうかがえる。ただ し、曲げモーメント及びせん断力については非常に良い再現が得られている。特に100日以降の 再現性が高かった。

以上から、掘削深度が 39m より深くなった状態は解析していないことから実測値と単純に比較 できないものの、上記のような時間経過に伴う変形の進行も今回のモデル化及び解析で表現でき ており、短期・長期的な地下構造物の安定性評価に対して有効なツールの一つとなることが示唆 される。



図 2.3-227 地中変位(坑壁から 0.5m)















図 2.3-231 鋼製支保工曲げモーメント



図 2.3-232 鋼製支保工せん断力

(v) まとめ

パイロットボーリング調査で取得した岩石コアを用いた一軸圧縮試験結果を基にコンプライア ンス可変型構成方程式のパラメータを設定し、3次元の掘削解析を実施して実測値との比較を行 った。

その結果、パラメータの同定については、比較的に軟質な岩盤を対象としたが、同定されたパ ラメータは一軸圧縮試験を再現でき既往の文献と比較しても妥当な設定であると解釈できた。

続いて、同定したパラメータを用いて掘削解析及びクリープ解析を実施した結果、解析結果は 概ね実測値を再現できた。良好な実測値の再現性を得られたのは断層のモデル化、側圧係数の異 方性の考慮及び対象深度前後の掘削の影響を考慮したことが要因と考えられる。ただし、本検討 で比較を行った実測値は、掘削開始から1年までの比較的に短期間であったことから、クリープ の影響よりも掘削の影響の方が大きかったものと考えられる。

(vi) 解析的観点からパイロットボーリングで取得すべき事項

上述のクリープ解析による検討結果も踏まえて、今後実施するパイロットボーリングで実施す べき事項を以下に再整理する。

- パイロットボーリングコアから RMR の再評価を行った結果、ある程度推測できること は分かった。ただし、不連続面の方向の評価、圧縮強度の推定方法等に改善点があるものと考えられる。
- ・ RMR 値から推定した弾性係数は高めに出る傾向にある。よって、今後パイロットボーリ

ングを行う場合に、弾性係数を試験から算出して RMR 値との相関を図り、既往の式との相違を考察することも考えられる。

- P 波速度からの岩盤定数の算定については、岩芯コアからの推定は高めに出る傾向にある。これは岩盤全体の評価をできていないことが原因と考えられる。
- PS 検層からの岩盤定数の算定については、解析解と実測値との比較からも有効であることが分かった。ただし、瑞浪で得られている P 波は既往の文献に比べ高い値となる傾向があることから、力学試験を行い弾性波速度と力学定数との関係をまとめる必要があると考えられる。
- 実施設計では硬質な岩盤を想定し、側圧の異方性も考慮していないことから、再現性は 良くなかったが、パイロットボーリングから推定された岩盤定数を用いた解析結果は実 測値を概ね良好に再現できることが分かった。
- 今後の設計では、パイロットボーリングコアから得られた岩盤定数と、パイロットボーリング調査から設定した解析モデルを用いる必要があると考えられる。
- 今回の検討で側圧係数の影響が重要であることが分かったことから、今後は地圧測定を 行い、側圧係数を十分に把握する必要がある。
- また、力学検討で必要となる力学定数は以下のとおり。
 - 初期地圧(主応力と方向など)
 - 本検討では、地圧の異方性の影響が顕著に表れた。側圧係数としてX方向(断層 直角方向)に1.8、Y方向(断層方向)に1.4程度の値を適用すると概ね実測値の 再現は可能であったが、主立坑における実測値がなく検証できていない。また、 500m以深も同様となっているのか不明瞭である。
 - 力学定数(弾性係数あるいは変形係数、粘着力、内部摩擦角、(ポアソン比))
 - ・ 掘削解析に必要となる上記の諸数値の設定方法について本検討では行ってきたが、 最も設計に必要となる諸数値であることから一軸圧縮試験、三軸圧縮試験、孔内 水平載荷試験等を行い取得する必要がある。
 - その他
 - 本検討ではP波速度を用いて岩盤の力学定数を設定した。ポアソン比の設定及び
 P波速度と力学定数の関係の整理または亀裂係数の把握のためにも PS 検層や岩石コアの弾性波速度を取得する必要がある。
 - 南北方向、東西方向の地層分布図があれば解析モデルの高度化に有用なデータと なると考えられる。

(3) 有効応力解析による長期挙動理解

軟質な岩盤中に掘削した立坑に設置した支保工は、覆工背面の裏面排水を施している場合でも、 空洞生成に伴い生じる水圧変化やそれに応じた岩盤の変形挙動により、複雑な荷重変化を受け、 それが支保機能劣化の一つの要因となりえる可能性がある。さらにそのような場の水理的な変化 は、地質構造に起因する異方性を呈することが推定される。そこで、本検討では、岩盤を土骨格 の固相と間隙水の液相からなる2相の多孔質体とし、有効応力に基づいた岩盤の力学特性を評価 する掘削解析を実施し、有効応力の変化が岩盤の変形や覆工、支保工に及ぼす影響に関して検討 を行った。また、本立坑は断層部に位置することから、透水性の異方性を考慮した水-応力連成解 析を実施し、その影響も検討した。なお、対象とする深度はB計測が実施されているGL-250mを 対象とした3次元の水-応力連成掘削解析を実施して、実測値と解析解の比較を行った。

(i) 解析モデル

解析モデルは昨年度の水-応力連成解析同様、水圧の変化を考慮することからある程度までモデル化する。具体的には、側方へは100m程度、下方は解析における最終掘削深度から50mまで モデル化した。最終的なモデル化領域は、側方へは100m、着目深度から39m掘削解析を行いかつ掘削下端から50mまでモデル化することから115mとなった。水-応力連成解析における解析 領域を図 2.3-233 に示す。解析モデルの解析領域は掘削解析におけるケース2と同様とし領域の み伸ばすものとする。解析モデルを図 2.3-234 に示す。ここで、要素数が97、216、節点数が 94、149となった。

材料物性値や適用する要素特性はケース2のパイロットボーリングより設定した物性ケースと 同様とした。



図 2.3-233 水-応力連成解析の解析領域



図 2.3-234 解析モデル

(ii) 透水係数の設定

透水係数はパイロットボーリング調査に基づき設定した。設定した透水係数を表 2.3-46 に示 す。ここで、変質部については花崗岩が粘土化していることから透水係数が低く、健全部につい ては亀裂の部分が水みちとなることから変質部よりも高い透水係数とした。

表 2.3-46 透水係数の設定

	透水係数(m/sec)
変質部	1.0E-09
健全部	1.0E-07

(iii) 有効応力解析

本検討における水-応力連成解析はBiotの多孔質弾性論による。ここで、全応力のつり合い方 程式を式(2.3-54)に示す。

$$\sigma_{ij} = \overline{\sigma}_{ij} + sp\delta_{ij} \tag{2.3-54}$$

ここで、 σ_{ii} は全応力、 $\overline{\sigma}_{ii}$ は有効応力、sは飽和度、pは平均間隙圧及び δ_{ii} はKroneckerのデル

タである。有効応力は全応力から間隙水圧を引いたものと定義でき、間隙水圧は飽和度によって 重みづけされている。

本解析で用いた解析コードは、汎用非線形有限要素法解析コードABAQUSを用いており、Biot

の多孔質弾性論におけるSkempton B値及びBiot – Willis係数aは直接入力せず、それらを固相と 液相の圧縮性を定義する体積弾性率から式(2.3-55)及び式(2.3-56)で計算した。

$$B = \frac{\left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s}\right)}{\left(\frac{1}{K} - \frac{1}{K_s}\right) + \left(\frac{n}{K_f} - \frac{n}{K_s}\right)}$$

$$(2.3-55)$$

$$\alpha = 1 - \frac{K}{K_s}$$

$$(2.3-56)$$

Kは全ての相を考慮した体積弾性率、K_sは固相の体積弾性率、K_fは液相の体積弾性率、nは間 隙率を示す。固相の体積弾性率 K_sは、Charcoal granite では 41GPa、 Westerly granite では 42 GPa と報告^{42)、43)}されていることから、本検討では 40GPa と仮定した。

(iv) 解析ケース

側圧係数と透水性の異方性が及ぼす影響を確認するため、両者に異方性を与えた場合と等方性 の場合の解析ケースを以下のように設定した。

・変質領域の透水性が異方性を持つ場合

・変質領域の透水性が等方の場合

各解析ケースに用いた透水係数と側圧係数は文献¹⁾を参考に仮定し、その一覧を表 2.3-47に示す。

	透水係数	側圧係数
透水性の異方 性を考慮した ケース: ケース1	健全部:1.0E-7 m/s 変質部:1.0E-7 m/s(断層方向) 1.0E-9 m/s(断層直角方向)	$\sigma_{z}: \sigma_{x}: \sigma_{y} = 1.0: 1.8: 1.4$
等方の透水性 を考慮したケ ース: ケース2	健全部:1.0E-7 m/s 変質部:1.0E-9 m/s	$\sigma_{z}: \sigma_{x}: \sigma_{y} = 1.0: 1.8: 1.4$

表 2.3-47 解析ケースにおける透水係数と側圧係数の設定

(v) 解析結果

本解析では、掘削による水圧の時間変化が計算されるため、掘削1ステップあたりにかかる時間を設定する必要がある。そこで、GL-230.0mからGL-400.0mまでの施工サイクルタイムから1 ステップあたりに要する平均時間を算出しそれを用いることとした。

この区間の1ステップあたりの平均施工時間は60時間であったため、1ステップあたり60時間として解析を行った。

(a) 水圧分布

最終掘削時の間隙水圧分布を図 2.3-235 に示す。透水係数が小さいことから 30 ステップ程度 (1800 時間)経過し切羽の位置が対象深度(GL-250.0m)から 39mまで到達した時点でも間隙 水圧が 0MPa の区間は立坑壁面から 1m 程度である。異方性を考慮した場合は断層方向に水圧が 低下しているのが分かる。



(b) 解析結果と計測値の比較

着目深度において得られた解析および実測の地中変位の経時変化を図 2.3-236~図 2.3-237 に、鋼製支保工応力(軸力、曲げモーメント、せん断)及び覆工コンクリートの応力を図 2.3-238 ~図 2.3-241 にケース 1 の解析結果を、図 2.3-242~図 2.3-245 ケース 2 の解析結果をそれぞ れ示す。ここで、横軸は着目深度(GL-250.0m)からの掘削の進行に伴う経過時間を、左縦軸は 変位または軸力を、右縦軸は掘削深度を表す。なお、解析解の経時変化は着目深度の次ステップ 以降の相対変化を表したものである。

1) 地中変位比較(坑壁から 0.5m 部)

深度200m地点で実施した初期地圧の測定値をもとに側圧係数の異方性を考慮し、透水性には 異方性を与えない条件による解析の結果と計測値の比較を図 2.3-237に示す。この解析結果では 断層方向と断層直交方向の変位に2倍程度の差が表れ、扁平な変形を表現できている。

透水性と側圧係数とも異方性を与えた条件による解析結果と計測値を図 2.3-236 に示す。断層 直角方向(計測値で E2 と E4、解析値で図 2.3-236 の B 点の傾向が一致しており、透水異方性 を考慮すると実測値の再現性がよいことがわかる。なお、異方性を与えた解析結果では、わずか ではあるが掘削後に一旦増大した変位がその後元に戻る傾向に向かっており、水-応力連成現象を 考慮した変化が現れている。しかし、その変化量は小さい。







図 2.3-237 ケース2地中変位

2) 支保工軸力比較

透水性と側圧係数ともに異方性を与えない条件による解析の結果と計測値の比較を図 2.3-242 ~図 2.3-245 に示す。この解析では、変形が扁平ではなく、均一に変形することからアーチアク ションによる軸力のみが鋼製支保工に負荷され、曲げモーメント及びせん断力は発生しない。軸 力は地中変位及び覆工コンクリートと同様に実測値と数値解析結果は類似の傾向がうかがえ、絶 対値は実測値の平均値程度となった。なお、グラフ中の管理レベル I、II、IIIはそれぞれ、事前 解析による値、許容値の 80%、100%を示している。

側圧に関しては同様に異方性を考慮し、透水性には異方性を与えない条件による解析の結果と 計測値の比較を図 2.3-238~図 2.3-241 に示す。透水性に異方性を与えたほうが、扁平な変形モ ードと軸力のレベルともに、より再現性がよいことがわかる。変位と同様図 2.3-236 の B 点にお いて掘削後に一旦軸力が増加しその後低下する結果となっているが、絶対値そのものは支保工の 力学的安定性に影響を与えるレベルではない。

なお、本検討では、立坑切羽面が対象深度から 40m 程度の離れた時点までの解析にとどまって いるので、それ以降に水-応力連成現象の影響評価は実施できていない。しかし、計測値と解析値 は概ね管理レベルを下回っていることと覆エコンクリートの応力は管理レベルと比較し十分小さ いことから、今回の解析結果から長期的に見てもこの現象が支保工の力学的安定性に影響を及ぼ す可能性は低いと考えられる。



図 2.3-238 ケース1鋼製支保工軸力







図 2.3-240 ケース1鋼製支保工せん断力





図 2.3-242 ケース2鋼製支保工軸力







図 2.3-244 ケース2鋼製支保工せん断力



図 2.3-245 ケース2覆エコンクリート応力

(vi) まとめ

水-応力連成現象が支保工の力学的安定性に及ぼす影響を把握するため、瑞浪超深地層研究所の 主立坑部を対象とした水-応力連成掘削解析を実施した。

本解析結果からは、主立坑とその近傍に分布する脆弱な岩盤部が水・応力連成現象を示すと仮定 した場合でも、支保工の力学的安定性に与える影響は小さいと考えられる。また、立坑掘削に伴 う周辺岩盤の水理的変化は、岩盤の透水性が小さく、岩盤中の有効応力変化にさほど寄与しなか った。しかし、透水異方性を考慮した水-応力連成解析により、顕著ではなかったものの実際の岩 盤挙動の再現性向上が図れることがわかった。このため、瑞浪超深地層研究所主立坑に出現して いる断層とその変質領域では、水-応力連成現象が岩盤の変形メカニズムの一つである可能性が示 唆された。

断層およびそれに付随する変質領域は、深度 500m 付近まで主立坑およびその周辺部に現れる ことが想定されており、深度方向の水圧の増大に伴い本現象による影響が顕在化する可能性はあ るため、今後とも B 計測等の原位置計測結果を注視し、必要に応じ本研究と同様の解析評価を行 っていくことが重要と考える。

(4) 長期挙動の観点からパイロットボーリングで考慮すべき事項

本検討から長期挙動の観点からパイロットボーリングで考慮すべき事項を以下に列挙する。

- 長期挙動の理解として有効応力解析とクリープ解析を実施したが、掘削解析と顕著な相違は見られなかった。
- 有効応力解析については、解析モデルのスケールは水理解析よりも小さいものの、水理 解析で考慮しているように透水性の異方性をモデル化する必要が分かった。
- クリープ解析については、3次クリープを対象とした構成則を用いたことから掘削解析 と大きな相違は生じなかった。
- ・ 掘削により軸差応力が増加することからクリープ解析時に対象位置の前後の掘削影響を 考慮した方がより再現性が増すことがわかった。
- 今回の検討では長期挙動として顕著な結果は表れなかったが、手法としての妥当性は確認できたものと考えられ、水圧の影響やクリープの影響を受けたことによる変状が生じた場合は今回の手法が適用できると考えられる。

2.3.7 放射性廃棄物処分の観点からの有効性評価

(1) 地下研究施設におけるパイロットボーリング

瑞浪超深地層研究所では、設計に使用する地質環境データに関して、地質構造が類似している 正馬様用地で実施した深度約 1,000m のボーリング孔のデータに基づいて設計を実施している (研究所用地決定に関わる経緯から設計時には研究所用地内において深度 1,000m まで到達する ボーリング孔はなく、研究所用地周辺に深度約 500m の DH-2 ボーリング孔があった。)。研究坑 道掘削工事を合理的に進めていくためには、「立坑掘削地点」における現在の掘削深度以深のデー タに基づいた、より信頼性の高い予測が必要不可欠であると判断し、深度 500m に到達するパイ ロットボーリングを両立坑坑底からそれぞれ1本掘削し、研究坑道の掘削に先がけて調査を実施 した。本調査では、地質・地質構造、水理、地球化学、岩盤力学、工学技術の各分野で調査項目 を絞り込み、2006 年 7 月 2 日より主立坑で、同 20 日より換気立坑で掘削を開始した。

瑞浪超深地層研究所では、主立坑と換気立坑で地質性状が大きく異なる。地表からの調査で両 立坑間の断層の存在が不確定ではあるが示唆されていた。このように変質の領域が主立坑沿いに 大きく広がっているということについては予め把握はできておらず、断層面に沿ってある程度風 化・変質している可能性が想定されていた。未掘削領域へパイロットボーリング調査を実施する ことにより、主立坑掘削位置全体において花崗岩の中の断層に沿った変質が何枚も組み合わさっ たものであるという構造が明確になった。

このようなパイロットボーリングにより地質環境に関する不確実性が低減していく事例は貴重 であり、地上からの調査研究で明確になったレベルの再確認、パイロットボーリングによって不 確実性が低減した程度、また地上からの調査研究での不足分への要求を整理することにより、他 の場所、今後の概要調査、精密調査での調査に反映される。予測と確認/評価についてフィード バックすべき知見をまとめておく必要がある。坑内でのボーリング調査について、それぞれの意 義や位置づけ、時期・深さ・場所の適切性について明確にしておくことが重要である。変質部の 保坑計画に対応するためには主立坑のボーリング調査では力学測定が有効であるが、現状では施 工に伴う計測(ロックボルト、覆工)によっている。

(2) 一般的なトンネル掘削工事におけるパイロットボーリング

大断面トンネル工事においては、TBM (トンネルボーリングマシン)を用いた先進導坑掘削の、 本坑拡幅工事への合理性が認められており、第二東名、名神のトンネル現場で広く活用されてい る。TBM 工法は掘削予定区間の情報を工事に有効に活用する必要があることからパイロットボ ーリングを併用することが多い。先行ボーリングの事例としては、排水計画の策定と掘削時の突 発湧水に対する水抜き対策として先行地質調査を兼ねて 60m程度おきに先行ボーリングを実施 することが多い。掘削サイクルの中で効率よく施工できるようボーリングマシンとして油圧削岩 機を TBM 後方台車に設置している。掘削ドリル先端にセンサーを設けることにより、地山強度 も確認することが可能としている。

(3) 地層処分事業実施に向けたパイロットボーリング

実施主体が処分場候補地で立坑を掘削する際、ジャストポイントでのボーリング調査は地質環境の不確実性を低減できる。ボーリング調査の目的には、サイト特性調査と設計・工事計画策定のための2つがあり、前者では最適な配置での複数のボーリング調査が必要であり、後者ではジャストポイントでのボーリング調査が有効と考えられる。

また、地下深部における地層処分場の設計・施工を検討する際に、好ましくない岩盤に対して、 操業安全性(建設・操業・閉鎖の作業安全性)、経済性(工期・工費)、環境影響などの長期安全 性の観点からもその対応を事前に検討しておくことは重要である。

サイトの状況や坑道種別に応じて判断が必要となるが、対応方針としては、不良岩盤(断層破 砕帯)に対しては回避か対策工の実施か、不均質岩盤(高割れ目部)に対しては改良か回避か、 といった選択が考えられる。

処分坑道の場合の不良岩盤(断層破砕帯等)への対応方法としては、設計段階で確認された不 良岩盤への対応方法としては、回避してパネルを配置できるが、設計段階で未確認の不良岩盤へ の対応方法としては**表 2.3-48**のように突破、回避の2案が考えられる。

対応方針	建設システム	定置システム	閉鎖システム
突破	【差設システム】 突破を可能とする差設システムを選定 【補助工法の実施】 切羽安定対策、湧水対策	通過時の滴水対策	(必要に応じて) 止水プラグ設置
回避	[レイアウト変更] 断層手前で処分坑道終了(行止まりトンネルの発生) [建設システム] 建設時の前方探査を建設システムに盛り込む	1方向の物流経路 ⇒定置システム変更	ボーリング孔の シーリング

表 2.3-48 設計段階で未確認の不良岩盤への対応

未確認の断層破砕帯の回避方法としては、処分パネル建設時に前方探査により断層を把握し、 経済性と工程を踏まえ処分坑道レイアウト案に基づき柔軟な対応をする。前方探査として、図 2.3-246 に示すように調査坑道の先行掘削と処分坑道からの先行ボーリングがあり、その有効性 は認められつつあるものの、その有効性の確認は必要である。



図 2.3-246 調査坑道の先行掘削と処分坑道からの先行ボーリング

2.3.8 深度 500m 以深のパイロットボーリング調査計画の検討

(1) 概要

図 2.3-247 に、深度 500m以深のパイロットボーリングの調査計画立案についての考え方を示 す。主立坑においては GL-180m~-525mを対象に、パイロットボーリング調査が実施されてお り、この調査の実施結果に基づいて、深度 500m以深のパイロットボーリング調査計画を策定す ることが効率的であるため、計画にあたっての考え方と手順を検討することとした。



図 2.3-247 パイロットボーリング調査計画立案イメージ

①岩盤力学の観点

背景としては、空洞の安定性、支保の合理化、および地山補強対策(グラウチングやレジン注入)の必要性などの評価に際して、以下の情報の把握を目的とした調査が必要なことによる。

- 地質構造評価(地質境界、貫入岩、断層破砕帯、熱水変質帯等)
- ・ 岩盤分類(岩盤の硬軟)
- ・ 割れ目評価 (密度、方向性)
- 初期地圧
- ・ その他(例:主立坑の 500m までの区間においては、高角度の断層およびこれに伴う破砕・ 熱水変質帯が存在。)

以上の背景より、500m までの調査の内容を整理し、500m 以深における断層破砕帯の性状変 化を高精度に把握するための手法(手順)について検討を行うことが求められる。

②地下水評価の観点

背景としては、坑道湧水(止水)対策(グラウチング)、排水処理プラント設置、処理プラントの対象物質特定のために、以下の情報を把握するための調査計画が必要である。

· 水頭(間隙水圧)分布

- 地下水湧水量
- · 地下水化学特性

こうした水理学的観点から、500m までの調査の実施内容を整理し、地質構造等も勘案した 調査方法(手順)についての検討が求められる。

③ボーリング掘削の観点

背景として、主立坑における深度 500m までのパイロットボーリングは、強く変質した岩盤中 での掘削となったため、泥水掘削とケーシング保孔を併用しつつ、孔内調査の実施の繰り返しに よって所定深度へ到達しており、今後の 500m 以深も、同様な状況が予測される。

作業の方針を以下に示す。

- ・ 深度 500m までの掘削時における問題点を抽出、整理する。
- ・ 想定されている深度 500m レベルでの掘削に際しての制約条件等を整理する。
- ・ 上記の問題点や制約条件を解決するための新技術の採用の余地について検討する。

以上の観点に基づいて、深度 500m以深のパイロットボーリング調査計画の策定について、以下のような手順とすることを検討した。

- 深度 500mまでのパイロットボーリング調査についてレビューし、その妥当性や問題点を 抽出する。具体的には、実施された調査項目について、実施の有無や取捨選択の可能性に ついて議論する。
- ・ 現状の知見より、主立坑の 500m以深において地質学、岩盤力学的に懸念されている項目 を整理する。
- ・ 上記作業を考慮した上で、深度 500m以深のパイロットボーリング調査として適正な実施 計画(ふさわしい項目)を提示する。
- ・ 作成された計画における問題点やコスト、およびその対応について考察する。

(2) 検討結果についての考察と課題

実際の施工計画を確認し、パイロットボーリングの結果の反映具合を評価し、その状況から課 題を抽出・提示する。

2.4 大規模地下空間開発を対象としたリスクマネジメント手法の構築

2.4.1 リスクマネジメント手法のプロトタイプの有効性検討

(1) 処分における位置付け

高レベル放射性廃棄物地層処分場は、数キロメートル四方に及ぶ広大な領域内の地下 300m 以 深に長距離の坑道を掘削することによって構築される。建設にはこれまでの岩盤構造物にない長 期間の歳月を費やすことから、長期的な視野に立った施設の安全性と性能の確保、それに経済的 見通しに立脚した建設コストの縮減方策の確立は非常に重要である。

しかし、このような長大かつ遮蔽性という重要な性能を求められる岩盤構造物の建設の経験は なく、岩盤の不均質性に起因した設計・施工の不確実性(リスク)は非常に大きく、結果的に建 設コストの不確実性(コスト変動リスク)も非常に大きいものとなる。

また、地下数百メートルの大深度の長大な施設では、突発湧水などの災害が発生した場合、安 全性の観点からはもちろん、建設や運用・維持管理コストの増大、工期の遅延などの被害も甚大 となる。さらに社会的に注目されるプロジェクトであるため、災害の発生や大幅なコスト、工期 の増大が社会的信頼性に及ぼす影響は非常に大きく、リスクを念頭に置いた事前・事後の対策の 確立が重要な課題となる。

こうしたことから、瑞浪超深地層研究所研究坑道掘削を通じて様々な観点からのリスクを評価 し(リスクアセスメント)、更にそれをマネジメントする手法について検討し、処分場建設プロジ ェクトへ技術基盤の提供を行うことが非常に重要となる。

(2) プロトタイプの概要

瑞浪超深地層研究所研究坑道掘削工事を事例として、2002 年度~2008 年度までに開発した大 規模地下開発プロジェクトを対象としたリスクマネジメント手法のプロトタイプを適用し、その 有効性を評価する。具体的には、図 2.4-1 に示すプロジェクトリスクとその評価に必要となるデ ータの連関図 ⁴⁴において

- 第1段階の地上での調査により取得されたデータと第2段階の地下での調査により取得 されたデータを区別し、
- 第2段階で取得されたデータを基に第1段階でのリスク評価が定量的に更新されるリスク要因(例えば、突発湧水)を抽出し、
- 実際にどのようにリスクが更新されたかについて検討を行う。

また、これまでは、地下施設建設時のリスクマネジメント手法について検討してきたが、地下 研究施設を対象とした操業時のリスク要因を抽出し(**表 2.4-1**)、その評価方法について検討を行 うとともに、リスク低減策についても検討を行うこととする。

JAEA-Technology 2013-047



図 2.4-1 プロジェクトリスクの評価に必要なデータの連関図

- 431 \sim 432 -

表 2.4-1 各施設で検討すべき対象リスク事象総括表

				<u>建設</u> 段階	<u>供用</u> 段階	発生確率0	D定量的評	THL \
		Ŧ		リスク	リスク	価の	可否	「「「」「」「」「」」「」」「」」「」」「」」「」」「」」」「」」」「」」」「」」」「」」」」
分類	項目	音	リスク事象	〇:考慮す	べき	定量的	定量的	◆:検討
		万		△:場合に。	より考慮	評価	評価	◇:場合に
				×:考慮不	要	<u>可能</u>	<u>不可能</u>	より検討
事故・災	自然	01	地震(津波)	0	0	*		•
害リスク	災害	02	豪雨·台風(風水害)	0	0	*		•
		03	雪害·凍害	Δ	Δ	*		N/A
		04	落雷	0	0	*		•
		05	火山噴火	Δ	Δ		☆	N/A
	事故・	06	火災·爆発	0	0	*		•
	火災等	07	機械的·電気的事故	0	0	*		•
		08	危険物漏洩事故	×	0	*		
		09	労働災害(人的災害)	0	0	*		•
		10	盗難	0	0		☆	•
		11	運送中の事故	Δ	0		☆	•
		12	航空機墜落	×	Δ		☆	
		13	情報管理トラブル	0	0		☆	•
建設工事	地山	14	地熱		×		☆	N/A
リスク		15	山はね	0	×	*		•
		16	地山変状	0	×	*		•
		17	突発湧水	0	×	*		•
		18	有毒・可燃性ガス噴出		×	*		N/A
	管理	19	設計・施工計画の不備	0	Δ		☆	•
		20	調達遅延	0	0		☆	•
		21	品質·強度不足	0	Δ	*		•
		22	発破·落下物設備損傷	0	×	*		•
		23	機械・設備トラブル	0	0	*		•
	環境	24	周辺環境の異変	0	0		☆	•
政治・経	政治・	25	計画変更	0	0		☆	•
済・社会	経済	26	予算削減	0	0		☆	•
リスク	社会	27	住民不安	0	0		☆	•
		28	合意形成	0	0		☆	•
		29	法令遵守	0	0		☆	•
		30	テロ	0	0		\$	•



:発生確率定量的評価が「可能」な「施設建設段階」の検討対象リスク事象 :発生確率定量的評価が「不可能」な「施設建設段階」の検討対象リスク事象

(3) プロトタイプの有効性検討項目

2008 年度までに開発した大規模地下開発プロジェクトを対象としたリスクマネジメント手法 のプロトタイプの有効性検討にあたっては、湧水に着目した次の2項目を実施する。

- 調査の進展に伴うリスク低減効果の検討
- (コスト以外の)社会的・環境的側面からのリスク評価の検討

2.4.2 調査の進展に伴うリスク低減効果の検討

(1) 既往の検討事例

海外で実施された揚水式発電所建設工事の中の放水路トンネル掘削工事(外径8m、内径6.4m、 全長 1,430m)および地下空洞建設工事を対象として、建設コスト変動リスクを算定した事例に ついて述べる。

図 2.4-2 に事前調査ボーリング孔配置図および調査段階の分類を示した。また、各調査段階に おける情報に基づきばらつきを考慮して建設コストの期待値とリスクを計算した結果を図 2.4-3 に示す。

この図において、各調査実施段階において、楽観シナリオ、最尤シナリオおよび悲観シナリオ での期待値は、いずれのシナリオにおいても F/S 段階および D/S1 段階より探査トンネルを掘削 した D/S2 段階の方が増加し、その後の段階では、わずかに減少する傾向となっているが、各シ ナリオでの期待値の差異は、総額と比較して微小である。

次に、各シナリオでのリスクRは、地質調査の量が増加するにつれて楽観シナリオでは増加し、 悲観シナリオでは減少する傾向を示す。これに対して、最尤シナリオでのリスクRは、D/S2段 階で最小値となり、その後微増する傾向を示す。

このようにボーリングの数が増え、情報量が増すとコスト変動リスクが減少していることが示 されている。しかし、このようなプロジェクトの開始前にどこまで調査をすれば十分なのかを決 めることは難しい。事例においても DS₃以降の調査は、リスク評価結果にほとんど影響していな いことが示されている。しかしながら、DS₃の段階で調査は十分だとして、それ以降の調査を打 ち切るとの判断は困難である。



調査実施段階	調査内容
F/S	ボーリング番号①~④
D/S ₁	ボーリング番号⑤~⑧
D/S2	探査トンネル(番号⑨~⑩)
D/S3	ボーリング番号①
D/S4	ボーリング番号団~⑭
D/D	ボールング番号15

図 2.4-2 地下発電所工事における調査内容



(2) 本研究での検討方法

原子力機構では、2004 年度~2006 年度に、地質環境特性調査結果を研究坑道の設計・建設へ 反映させることを目的として、断層などの不連続構造の分布密度などを考慮した確率論的 DFN モデルを用いた地下水流動解析による立坑掘削時の突発湧水のリスク評価手法を構築するととも に、後述する繰り返しアプローチに基づき、地表からの調査予測研究(第1段階)における調査 ステップ 1~4 に相当するデータセットに対して地下水流動解析を実施し、調査の進展に伴う情 報量と突発湧水リスクの関係についての検討を実施している⁴⁵⁾⁴⁶⁾⁴⁷⁾。これらの検討により、調査 の進展に伴う情報量の増加に伴って、突発湧水リスクが低減することが確認されることが明らか となっている。

そこで、本研究では、これらの結果を再整理し直し、プロトタイプの有効性について検討を行 う。

(3) 調査の概要

原子力機構では、地層処分研究開発の基盤となる深地層の科学的研究の一環として、超深地層 研究所計画を進めている。超深地層研究所計画では、深部地質環境の調査・解析・評価技術の基 盤を整備することを主たる研究目標としている。この研究目標を達成するために、超深地層研究 所計画においては、数 km 四方の空間スケール(サイトスケール)を対象として、調査の進展に 伴う情報量の増加に応じて、地質環境特性に関わる理解度や調査の達成度を順次評価しつつ次の 調査または段階へ移行するかどうかを判断することが重要との考え方に基づき繰り返しアプロー チを実施している⁴⁸⁾。繰り返しアプローチは、図 2.4-4に示すように各調査段階において安全評 価あるいは施設の設計・建設にとって重要と考えられる地質環境情報を抽出・設定して、実際に 調査・解析・評価の一連のプロセスを繰り返し実施することにより、重要な地質環境情報の設定 の方法や留意点に関する知見を蓄積・体系化する取り組みを行うものである。

地上からの調査段階フェーズ I における繰り返しアプローチの各調査ステップと調査試験項目の関係を図 2.4-5 に示し、それらによって得られた地質構造の時間的変遷を図 2.4-6 および図 2.4-7 に示す。

JAEA-Technology 2013-047





図 2.4-5 フェーズ I の調査概念⁴⁸⁾



図 2.4-6 調査ステップごとに得られた地質構造一覧⁴⁸⁾ (1/2)



図 2.4-6 調査ステップごとに得られた地質構造一覧 48) (2/2)


(4) 湧水リスクの評価方法

(i) 評価手法プロトタイプ

湧水リスクのプロトタイプは、図 2.4-8 に示すように、調査・試験により得られた情報に基づ いて湧水に寄与する割れ目のうち、決定論的に取り扱うことのできる比較的大規模な割れ目に対 しては、その位置、走向・傾斜、幅、透水性などを設定し、解析モデルの中で決定論的にモデル 化する。また、統計的に取り扱うことしかできない比較的規模の小さい割れ目に対しては、割れ 目の方向分布、大きさ(半径)分布、密度分布、空間分布、透水量係数分布などを設定し、解析 モデルの中でモンテカルロシミュレーションにより確率論的に発生させてモデル化する。このよ うにしてできた決定論的割れ目と確率論的割れ目を重ね合わせた割れ目ネットワークモデルのリ アライゼーションごとに地下水流動解析を実施して、坑道(立坑)内への湧水量を算定し、全て のリアライゼーションの結果から湧水量の確率分布を算定する。一方、どの程度の湧水量によっ てどの程度の対策費を要するかという湧水シナリオを設定し、湧水量の確率分布とから湧水リス ク(=確率×コスト)を算定する。

本島ほか(2005, 2006, 2007) ⁴⁵⁾⁴⁶⁾⁴⁷⁾では、調査段階にしたがって大規模な割れ目のみが存在 するデータセット0から、パイロットボーリングによる詳細な調査結果を反映したデータセット 5までの6種類のデータセットを基に湧水リスクを算定し、情報量が増加した際の湧水リスクと 情報量の関係について検討している。



(ii) 解析領域および解析条件

解析領域は、図 2.4-9 に示すように主立坑を中心とした 1,000m×1,000m×1,000m とし、パ イロットボーリングの深度が 500m であるため、主立坑、換気立坑ともに立坑深度は 500m とす る。

各ケースの割れ目発生回数(リアライゼーション回数)は50回とする。

境界条件は、側方境界は水頭固定、底部境界は不透水、坑道壁面は圧力水頭固定境界とし、上 部境界には境界条件を設定しない。



図 2.4-9 解析領域(1,000m×1,000m×1,000m、立坑深度500m)⁴⁷⁾

(iii) 割れ目情報

決定論的にモデル化する割れ目と確率論的にモデル化する割れ目の情報を表 2.4-2 に示す。ボ ーリング孔のみで観測された決定論的割れ目は、その位置での走向・傾斜、割れ目幅の情報をも とにモデル化し、割れ目の大きさは確率的にモデル化する。露頭、反射法などで観測されている 割れ目は、大きさも決定的にモデル化する。決定論的にモデル化する割れ目は、調査の進展に伴 い情報が更新され、その本数が増加していく傾向がある。

データ	泊加桂却	割れ目のモデル化			
セット	迫加作報	決定論的割れ目	確率論的割れ目		
0	データセット1の確率論的割れ	データセット 1 から月吉断層以外	データセット1と同じ		
	目+月吉断層	の割れ目を除いた			
1	露頭調査	露頭で観測された 5 本の割れ目+	文献調査段階を想定し、DH-4、9、		
	ボーリング調査	反射法弾性波探査で確認された	11、12、 MIU-1 の 5 本に基づい		
	(DH-4, 9, 11, 12, MIU-1)	33ヶ所の不連続部	てパラメータを設定		
	地上からの反射法のデータ	月吉断層のみ透水量係数既知			
2	ボーリング調査	データセット 1 の割れ目に加え	DH-2 号孔および堆積岩層まで		
	(DH-2 孔、MSB-3 孔)	て、DH-2 孔、MSB-3 孔にて観測	のボーリングデータを用いてパ		
		された4本の割れ目を合わせた42	ラメータを修正		
		本の割れ目			
		追加された4本の割れ目は透水量			
		係数既知			
3	ボーリング調査	2 本の大深度試錐孔(DH-15、	DH-15、MIZ-1 孔のデータに基		
	(DH-15、MIZ-1 孔)	MIZ-1 孔) での BTV 観測、コア観	づいて割れ目の方向性、頻度を修		
		察にて新たに観測された 14 本の	正		
		割れ目を追加			
		うち9本の割れ目は透水量係数既			
		知			
4	反射法弾性波探查 WCD	新たに実施された反射法弾性波探	テータセット3と同じ		
	VSP して ガニマ ・ 把木	金、VSP、トモクフノイー探査に			
	トモクラフィー採査				
		MIZ-1 方孔の孔间水理試験で側定			
		されに2本の割れ日の透水重係数			
-		を史材	パイロットギールンガイロベの		
Э	土工机、換入工机切初からのハ	ハイロットホーリンクれ内で観測	ハイロットホーリンク北内での		
		された自私に目を迫加	→ノ 既奈、小ノ 小一/2 1 V 既祭の		
			旧和に本ついて割40日の万円、娘		
			戊で又利		

表 2.4-2 割れ目情報

(iv) 割れ目のモデル化

決定論的にモデル化する大規模な割れ目について、モデル化の考え方は以下のとおりである。

- 各データセットに対応する段階で観測された決定論的割れ目は、その観測された位置を 割れ目の中心としてモデル化する。
- 割れ目の走向傾斜については、露頭調査やボーリング調査などで走向傾斜が判明している場合はその情報を使用する。走向傾斜が取得されていない場合は、一様分布(ランダム)とする。
- 割れ目の透水量係数も同様に、測定されている場合にはその値をそのまま使用する。測 定されていない場合は確率論的割れ目の透水量係数分布に従って透水量係数を設定する。
- 割れ目の大きさは、露頭やボーリング調査、弾性波などでは一意に調査できないため、 割れ目の破砕幅と割れ目の大きさの関係を示す経験式により割れ目の大きさを設定する。 割れ目の破砕幅の情報が無い場合には、確率論的割れ目の場合と同様に、べき数 3.1、最 小半径 50m のべき乗分布に従うものとしてモデル化する。

決定論的にモデル化する割れ目以外の割れ目については確率論的にモデル化する。確率論的に モデル化する割れ目について、モデル化の考え方は以下のとおりである。

- 表 2.4-3、表 2.4-4 および表 2.4-5 に示す割れ目の空間分布(位置、方向、形状、半径、 頻度)および割れ目の透水量係数分布にしたがって確率論的に割れ目ネットワークを構築する。
- 確率論的に発生させた割れ目のうち、既に調査が実施済みのボーリング孔や反射法の測線と交差する大規模な割れ目はスクリーニングにて取り除いた。取り除く割れ目は、反射法の精度などから勘案して割れ目幅 50cm 以上の割れ目を取り除いた。これは、大野・小島の関係式 500よりトレース長約 500m の割れ目に相当する。

作成された割れ目ネットワークモデルのリアライゼーションの例を表 2.4-6に示す。

表 2.4-3 割れ目特性

特性	分布				
空間分布	Baecher 分布				
方向分布	3群				
	Bingham 分布				
	$f(\theta',\phi') = C^{-1}\sin\phi' \exp\left[\left(\kappa_1\cos^2\theta' + \kappa_2\sin^2\theta'\right)\sin^2\phi'\right],$				
	$0 \le \phi' \le \pi, \ 0 \le \theta' \le 2\pi$				
	<i>θ</i> ':割れ目の卓越方向からの偏向角				
	φ' :割れ目の卓越方向からの方位角				
	κ_i : Bingham 分布パラメータ				
	Cは正規化定数であり、下式で表される。				
	$C = \int_0^{2\pi} \int_0^{\pi} \sin \phi' \exp\left[\left(\kappa_1 \cos^2 \theta' + \kappa_2 \sin^2 \theta'\right) \sin^2 \phi'\right] d\phi' d\theta'$				
形状	六角形				
半径分布	負のべき乗分布				
	$f(r) = \frac{b-1}{r_{\min}} \left(\frac{r_{\min}}{r}\right)^b$, $r \ge r_{\min}$				
	r :割れ目半径 (m)				
	r _{min} : 最小半径(50m)				
	<i>b</i> : べき乗指数 3.1				
頻度分布	トレース長と頻度の関係および原位置調査結果を用いキャリブレー ションにより決定				
	1 次元割れ目頻度 $ ho_1$ から 3 次元割れ目密度 $ ho_3$ には、次式に				
	より算出				
	$\rho_3 = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{\rho_1}{\left\langle r^2 \right\rangle}$				
透水量係数分布	調査結果に基づく対数正規分布				
割れ目の破砕幅	大野・小島の関係式				
	$\log L = 2.7 + 0.70 \times \log W$				
	L: トレース長、 $W:$ 破砕幅				

パラメータ		データセット					
		0	1	2	3	4	5
1 次元	堆積岩部	2.40	2.40	2.40	2.54	2.54	2.54
頻度分布	上部割れ目帯	5.25	5.25	4.81	4.03	4.03	3.72
(本/m)	下部低密度 割れ目帯	3.07	3.07	3.07	2.55	2.55	2.55
透水量係数	対数平均	-5.95	-5.95	-5.85	-5.91	-5.84	-6.61
分布	対数標準偏差	1.60	1.60	1.56	1.60	1.61	1.32

表 2.4-4 割れ目パラメータ

			データ セット1	データ セット 2	データ セット3	データ セット 4	データ セット5
	ク	走向(度)	168.50	196.59	168.50		
	ラス	傾斜(度)	88.74	87.47	88.74		
	タ 1	分散係数 κ1	-6.63	-7.16	-6.63		
	Ú	分散係数 κ2	-6.34	-6.40	-6.34		
	ク	走向(度)	95.12	92.97	95.12		
堆積	ラス	傾斜(度)	5.85	13.84	5.85		
岩	タ 	分散係数 κ1	-8.88	-6.50	-8.88		
니디	2	分散係数 κ2	-6.12	-1.90	-6.12		
	ク	走向(度)	342.52	179.64	342.52		
	ラス	傾斜(度)	10.48	7.082	10.48		
	タ 	分散係数 κ1	-10.67	-12.39	-10.67		
	ġ	分散係数 κ2	-3.84	-4.09	-3.84		
	ク	走向(度)	139.34	41.20	30.91		359.8
	ラス	傾斜(度)	14.81	65.77	63.24		4.8
	ター	分散係数 κ1	-2.63	-5.24	-3.88		-8.6
	Ú	分散係数 κ2	-1.36	-2.95	-2.15		-4.9
上	ク	走向(度)	22.03	314.75	159.07		341.9
部割	ラスター	傾斜(度)	21.43	24.68	28.55		82.2
れ日		分散係数 κ1	-11.97	-19.53	-7.59		-8.5
帯	2	分散係数 κ2	-8.67	-3.70	-6.93		-5.5
	ク	走向(度)	324.62	182.57	224.95		55.9
	ラス	傾斜(度)	86.06	32.03	33.29		72.0
	ター	分散係数 κ1	-11.37	-7.38	-12.26		-24.9
	ġ	分散係数 κ2	-7.86	-2.88	-5.86		-7.4
	ク	走向(度)	27.82	8.15	27.82		
	ラス	傾斜(度)	74.36	70.65	74.36		
	ター	分散係数 κ1	-4.53	-4.80	-4.53		
下	1	分散係数 κ2	-1.85	-3.65	-1.85		
部低	ク	走向(度)	235.43	170.84	235.43		
密度	フス	傾斜(度)	31.9	45.63	31.9		
图	ター	分散係数 κ1	-6.33	-5.28	-6.33		
れ 目	2	分散係数 κ2	-5.79	-4.56	-5.79		
帯	ク	走向(度)	33.03	251.66	33.03		
	ラス	傾斜(度)	18.57	1.47	18.57		
	ター	分散係数 κ1	-24.78	-7.45	-24.78		
	3	分散係数 κ2	-7.51	-3.97	-7.51		

表 2.4-5 BTV 観察データから推定した割れ目方向 Bingham 分布パラメータ



表 2.4-6 割れ目ネットワークモデル一覧⁴⁷⁾(1/2)



表 2.4-6 割れ目ネットワークモデル一覧 47) (2/2)

(5) 湧水リスクの評価結果

(i) 湧水量の期待値・標準偏差

データセット毎の主立坑および換気立坑内への湧水量の対数期待値、対数標準偏差を図 2.4-10 にまとめた。湧水量の期待値は、主立坑、換気立坑ともにデータセット1で最小、データセット 3で最大となり、データセット5ではデータセット3、4よりやや減少する結果となった。湧水量 の標準偏差はデータセット5がもっとも小さくなった。これは、データセット5の場合に割れ目 透水量係数の期待値および標準偏差がもっとも小さくなるためと考えられる。また、透水量係数、 交差本数、交差深度の順に影響が大きいことがわかっている。



図 2.4-10 湧水量対数変換値の期待値⁴⁷⁾

(ii) 湧水対策コスト算出結果

(a) 湧水対策シナリオ

湧水対策のリスク指標の算定のための突発湧水による被害対策シナリオは、表 2.4-7 に示すように湧水量の閾値によって対策費用および中断日数を設定した。なお、突発湧水量に対する閾値は、立坑掘削時の排水設備として、排水能力 2.5m³/min を有する φ 150mm、揚程 140m の設備を 2 系列導入すると仮定して設定している。

湧水対策シナリオ毎の湧水割れ目発生本数 Pi と追加対策コスト Ci を用いて、期待値 μ および 標準偏差 σ をリスク指標として設定する。

$$\mu = \sum_{i} P_{i} \cdot C_{i}$$
$$\sigma^{2} = \sum_{i} P_{i} \cdot C_{i}^{2} - \mu^{2}$$

対 策 シナリオ	湧水量 (m ³ /min)	対策費用	中断日数	対策案
シナリオ 1 被害無し	~ 0.5	0 百万円	0 日	・設計範囲内のため特別な対策工は不要
シナリオ 2 小被害	$0.5 \sim 2.0$	1 百万円	5 日	・湧水量は排水設備容量内、先進探り穿孔 による先進探査を実施
シナリオ 3 中被害	$2.0 \sim 5.0$	10 百万円	30 日	・通常の排水設備の容量を超える湧水量 ・非常排水設備および調査ボーリングと止 水注入工実施
シナリオ 4 大被害	$5.0\sim$	100 百万円	90 日	・非常排水設備を超える湧水量。調査ボーリング、大規模止水工、復旧工事を実施

表 2.4-7 湧水量の分類および対策案

(b) 湧水対策コスト

主立坑および換気立坑に対して湧水対策コストを算定し、作成したリスクカーブを図 2.4-11 に、湧水対策コストの VaR(95%)、VaR(50%)、算術平均値を図 2.4-12 に示す。

- いずれのケースも対策コストが低い場合の超過確率が 10%以上であり、対策コストが 10 億円以上になると、超過確率が 10%以下になる。
- 主立坑、換気立坑ともにデータセット3、4のように調査が進展して平均値やVaR(95%) が大きくなる傾向が見られる。
- 主立坑、換気立坑ともにデータセット 5 で最小となっており、パイロットボーリングに よる立坑直下の詳細な調査によって想定される湧水量は小さくなったことがわかる。



図 2.4-11 換気立坑湧水対策コストリスクカーブ 47)



(a) 主立坑



(b) 換気立坑

図 2.4-12 データセット毎の湧水対策コストの VaR (95%)・VaR (50%)・算術平均値 47)

(c) 中断日数

主立坑および換気立坑に対して中断日数を算定し、作成したリスクカーブを図 2.4-13 に、湧 水対策コストの VaR(95%)、VaR(50%)、算術平均値を図 2.4-14 に示す。

- 情報量の少ないデータセット0、1の段階からデータセット4までは、情報量の増加に伴い認識される不連続構造の数が増加して湧水量が増加したため、中断日数が増加する傾向にある。
- 湧水対策コストと同様、データセット 5 でのパイロットボーリングの結果、立坑位置で

1 0.9 0.8 0.7 超過確率[-] 0.6 0.5 0.4 0.3 0.2 0.1 0 0 20 40 60 80 100 120 140 160 180 200 中断日数[日] ータセット0 🛶 データセット1 💶 データセット2 📥 データセット3 デ データセット4 -*- データセット5

の割れ目の透水性は事前の予想よりも低いことが確認され、中断日数は短くなる結果となった。

(a) 主立坑



(b) 換気立坑 図 2.4-13 中断日数リスクカーブ⁴⁷⁾



(a) 主立坑



(b) 換気立坑
 図 2.4-14 データセット毎の中断日数の VaR(95%)・VaR(50%)・算術平均値⁴⁷⁾

(6) 情報量と湧水対策コストの関係

不確実性の大きい岩盤や地盤を対象としたコスト評価を行うと、調査が増えるとコストが増えるという事例も報告されており⁵³⁾、単純に情報が増加するとリスクが減少するという結論とはならない。

決定論的にモデル化する割れ目に関しては、情報量の増加によって新たな割れ目の数が増加す るため、湧水対策コストも増加する。しかし、情報量の増加により既知の割れ目の透水量係数が 低い値に更新される場合には、湧水対策コストは減少する。また、物理探査やボーリング孔など の情報量の増加に伴い(図 2.4-15 参照)、物理探査の測線上やボーリング孔沿いの割れ目のスク リーニングを実施することにより湧水対策コストは減少する。特に、立坑周辺部での文献調査や 浅層ボーリングによって水理地質構造の情報が蓄積され、ある程度大規模な割れ目の構造が把握 された上で、立坑建設位置でのパイロットボーリングによる調査は、割れ目情報の取得、スクリ ーニングという両方の観点からリスク低減効果は非常に大きい。

確率論的にモデル化する割れ目に関しては、各データセットの確率論的割れ目の部分のみを使 用し、地下水流動解析による立坑内への湧水量および湧水対策コストの算出を行った結果、図 2.4-16に示すように主立坑、換気立坑ともに、データセット0の場合にリスクが大きく、データ セット5の場合にリスクが小さいという結果となった。これは、情報量の増加に伴い、湧水量に 及ぼす影響の大きな規模の大きい割れ目の位置および透水量係数のばらつきが減少しているため で、情報量の増加に伴って湧水量もしくは湧水対策コストの変動量(標準偏差もしくは VaR)が 減少している。また、図 2.4-12に示した決定論的割れ目も含んだ全体の結果と比較すると、確 率論的割れ目に起因した湧水対策コストは、データセット2以降で減少しているにもかかわらず、 全体では増加しており、決定論的割れ目に起因したリスクが支配的であることがわかる。

以上より、図 2.4-17 に示すように調査の進展に伴い、情報不足に起因した不確実性は、新た に見つかった湧水量への影響が大きい比較的規模の大きい決定論的割れ目が追加された時点で一 時的に増加することがあるものの、以降の調査でそれらの割れ目の透水量係数が同定されれば、 次第に減少していく傾向にある。一方、湧水量の予測は、統計的に得られた割れ目情報に基づい た確率論的モデルによっているため、割れ目の不均質性に起因した湧水量予測値のばらつきは低 減されずに残るものの、その期待値は真値に漸近すると考えられる。



図 2.4-15 スクリーニングに使用する反射法測線,ボーリング孔,トモグラフィ・VSP 断面 47)



(a) 主立坑



(b) 換気立坑 図 2.4-16 データセット毎の湧水対策コストの変化

データセット0と1は確率論的割れ目の特性が同じ値であるため、ここではデータセット0、2、 3、5の4つのデータセットに対して計算した。なお、データセット4は解析時間の制約から計算 を行っていない。



図 2.4-17 調査の進展と湧水量予測のばらつきの関係

(7) 有効性の検討

(i) 湧水量実測値との対比

ここでは、まず、湧水リスクの評価に用いた割れ目ネットワークモデルによる湧水量予測解析 結果と実測値との対比を試みる。

瑞浪超深地層研究所の主立坑および換気立坑がともに深度 400m まで掘削された時点までの各 立坑および両立坑の総湧水量の経時変化を図 2.4-19 に、前日からの湧水量の増分(減分は 0 と した)の経時変化を図 2.4-20 に示す。また、図 2.4-18 には、この前日からの湧水量増分をヒス トグラムにしたグラフを、データセット 5 で得られた立坑と交差する決定論的割れ目および半径 50m 以上の確率論的割れ目からの湧水量分布の統計量(対数平均値-2.06、対数標準偏差 1.3m³/min)から算定した確率密度分布とともに示す。この結果より、以下の知見が得られる。

- 実測値では、Log 湧水量が 0.3m³/day 以下(湧水量が 2.0m³/day 以下)の部分が非常に 大きく解析結果を整合的でないのは、解析では、大きな割れ目からの湧水量のみ算定し ているため、小さな割れ目からの湧水量を無視しているためと考えられる。
- 換気立坑の湧水量分布実測値は漸減するものの、主立坑の湧水量分布実測値は、Log 湧水量が約1.4m³/day(湧水量約25m³/day)にピークを持つ対数正規分布形状を示し、解析から得られた大きな割れ目からの湧水量分布に近い形状を示している。

以上より、割れ目ネットワークモデルによる湧水量予測解析手法は、リスクを評価する上では、 適切な結果を反映していると考えられる。







(ii) まとめ

以上の研究成果より、プロトタイプの有効性に関して以下のことが言える。

- プロトタイプの手法により原位置データに基づいて湧水リスクを算定できている。
- 情報量の増加に伴い湧水リスクのばらつきは小さくなる傾向がある。
- 湧水リスクは、確率論的割れ目よりも決定論的割れ目が支配的である。
- 地上調査段階に相当するデータセット1~3までのうち、データセット2~3の立坑への 湧水量に直接影響を及ぼす割れ目の透水量係数を取得できる近接ボーリングのリスク低 減効果は大きい。
- ただし、新たな決定論的割れ目が追加されることで、その割れ目の透水量係数が測定されるまで一時的にリスク(湧水量の予測幅=ばらつき)が増大することがある。
- さらに、切羽前方を対象としたパイロットボーリングのリスク低減効果は非常に大きい。

一般的に、処分場のように数キロメートル四方の処分坑道へのトータルの湧水量であれば、領 域内の複数本のボーリング調査から得られた統計量によってある程度の正確さを持って予測でき ると考えられる。しかしながら、今回のように、湧水量を支配すると考えられる数百メートル以 上の規模の割れ目と比較して、直径わずか数メートルの非常に局所的な立坑への湧水量の予測を 行う場合には、局所的な情報、すなわち、パイロットボーリングなどの情報が必要になる。した がって、割れ目系岩盤における湧水リスクの予測手法に関しては、対象とするスケールによって も必要となる調査方法が異なると考えられる。

リスクマネジメントは、今現在持っている最適な技術(本研究では割れ目ネットワークモデル) をもってして、コストの観点から切羽前方へのパイロットボーリングを採用するか否かを決める ための意志決定ツールであり、信頼区間(VaR)をどの程度見るかによって結果は異なってくる。 例えば、湧水対策コスト VaR95%で見ればパイロットボーリングが必要でも、VaR80%では必要 ない結果となり得る。したがって、どの程度のリスクを取るのか、そのリスクの要因は何なのか

(本研究では、比較的規模の大きい割れ目や断層)、それを見つける(リスクを低減する)ために はどのような調査が最適なのか(本研究ではパイロットボーリング)、その調査のコストはいくら なのか、その調査のリスクはどの程度なのか(本研究では、パイロットボーリングでも把握が困 難な粘土を挟んだ湧水帯や高傾斜の割れ目など)を順次明らかにしていく必要がある。

以上より、湧水リスクの予測手法の妥当性・有効性に関しては、今後もデータの蓄積、評価手 法の高度化など継続的な研究が必要と考えられる。

2.4.3 社会的・環境的側面からのリスク評価の検討

立坑掘削時の湧水については、第1段階で想定していた量的な問題だけでなく、それを発端と した環境問題、さらには合意形成等の問題が発生した。

こうしたリスクは図2.4-1に示したように、これまでの研究でリスクマネジメントの対象とし て挙げていたものの、具体的な検討はなされていなかった。ここでは、湧水に関する問題がどう して起きたのか、そしてその発生はどうしていれば防ぐことができたのか、あるいは起きたとし て影響をどうすれば軽減できたのか、さらには一連の対応はどう評価されるのか、を検討する。

まず図2.4-1に示す連関図において、今回の湧水問題に関連して生じたリスクを社会の「合意 形成」と「法令順守」と位置づけ、逆にたどっていくと、

損失 C : イベントツリー解析

発生確率 P : 環境影響評価

↓事例統計分析

データ :環境モニタリングデータ

:地元、メディア対応記録

```
\downarrow
```

データ取得方法 :騒音振動などの公害

:地元、メディア対応

などの項目が関連事項として示されている。ここでは一連の検討の基礎となるデータとして地元、 メディア対応記録を想定し、以下を実施する。

- 事例調査:代表的な社会問題に対する原因分析事例を調査し、原因調査の方法及びその 内容を明らかにする。
- 湧水問題の検討:その方法を参考に瑞浪超深地層研究所における湧水問題の原因、その 内容等について検討する。

そして以上の結果に基づいて、社会に関連するリスクの既往の分析結果と対比し、コスト以外 のリスクに対して今後対応すべき項目について検討する。

(1) 既往のリスク事例の検討

社会的リスクの典型として、

- 雪印乳業の食中毒事件
- 国交省の川辺川ダム
- 東京電力のトラブル隠し

を取り上げ、何が問題であったかを検討する。各事例については、例えば「失敗知識データベー ス-失敗事例より」などの多くの資料等で取り上げられており、ここで記述する内容はそのデータ ベースなどを整理したものである。また事業主体の違いによる社会的リスクの受け止められ方に ついて検討する。

(i) 雪印乳業の乳製品による集団食中毒事件

(a) 概要

雪印乳業(株)大阪工場製造の「低脂肪乳」等を原因とする食中毒事件は、2000年6月27日 に最初の届出がなされて以降、報告された有症者数は14,780名に達した。原因は低脂肪乳の原 料となる脱脂粉乳を製造していた北海道の大樹工場において発生した停電にある。

大樹工場では、停電により製造ラインが止まったものの、それへの対応ができないままに菌が 増殖し、乳材料に毒素が発生した。しかも本来廃棄処分すべきこの乳材料が、製造に回され毒素 残存脱脂粉乳となった。そして大阪工場でこの 毒素残存脱脂粉乳から乳製品を製造、出荷したた め食中毒が発生した。さらに食中毒発生後、社告の掲載、記者発表、製品の自主回収などが遅れ、 食中毒の被害が関西一円に拡大し、近年、例を見ない大規模食中毒事件となった。

経緯は以下の通りである。

- 2000 年 6 月 27 日に食中毒の最初の届出がなされ大阪市は、6 月 28 日に製造自粛、回収、 事実の公表を指導し、6 月 29 日に本事件の発生を公表、6 月 30 日に回収を命令した。
- 7月2日、大阪府立公衆衛生研究所が「低脂肪乳」から黄色ブドウ球菌のエンテロトキシンA型を検出し、大阪市はこれを病因物質とする食中毒と断定し、大阪工場を営業禁止とした。雪印乳業は7月11日、全国21工場の市乳生産を停止した。
- 7月25日、厚生省が10工場の操業再開を認め、雪印乳業は10工場の操業を27日から 順次再開した。
- 8月2日、厚生相が直営20工場に安全宣言したものの、雪印乳製品の販売停止は全国に 広がった。
- 8月18日に捜査の過程で、「低脂肪乳」等の原料に使用されたと思われる大樹工場製造の脱脂粉乳(4月10日製造)からエンテロトキシンA型が検出され、北海道は8月19日から同工場の調査を行い、8月23日に当該脱脂粉乳の製造に関連した停電の発生、生菌数に係る基準に違反する脱脂粉乳の使用、4月1日及び4月10日製造の脱脂粉乳の保存サンプルからエンテロトキシンA型の検出等の調査結果について公表した。さらに、大樹工場に対して食品衛生法第4条違反として同法第23条に基づき乳製品製造の営業禁止を命じるとともに、4月1日及び10日製造の脱脂粉乳について回収を命じた。

この食中毒事件で雪印乳業は社会からの信頼をなくし、主力の牛乳事業が落ち込み、3月期連結最終赤字が529億円となった。また大阪工場等2工場の閉鎖に追い込まれた。しかしその後、

追い討ちをかけるように、2002年にはハム・ソーセージなどの肉製品の製造・販売を行っていた 子会社雪印食品による雪印牛肉偽装事件(BSE対策として、国が疑いのある肉を買い上げる制度 を悪用)が発覚し、雪印企業グループ全体が存続の危機に立たされた。結局、事業全体の再編成 を余儀無くされる結果となり、バター、チーズなどの製造以外の事業は分社化された。

(b) 原因

このような一連の事件の直接的原因は、大樹工場の停電にある。停電により製造ラインが止まったが、その対応ができないままに回収乳の加温状態が長引き、黄色ブドウ球菌が増殖、エンテロトキシンA型毒素が発生した。そしてこの毒素に汚染された乳材料から乳製品が製造され、食中毒が起こった。

菌が増殖、毒素が発生した乳材料は本来廃棄処分すべきであったが、製造に回された。それは、

- 現場の衛生管理の知識が徹底していなかった
- 現場の危機管理意識の欠如

など組織上の問題による。

停電などで製造工程が止まった際の菌の増殖防止や、工場の再稼動手順や製品検査、廃棄基準 等を決めたマニュアルは作成されていなかった。このため製造された脱脂粉乳の細菌数が同社の 安全基準を上回り、本来廃棄処分すべきにもかかわらず「加熱殺菌すれば安全」と判断し、細菌 数が規格を上回った製品を原料に再利用し、新たに脱脂粉乳を製造、大阪工場に出荷した。

工場長をはじめ従業員は、エンテロトキシンに関して熟知していなかったばかりか、「細菌から 発生する毒素は加熱しても毒性を失わない」という基礎知識が欠落していた。すなわち食品衛生 に対する基本的な認識が薄らいでいた。結果として社内基準が遵守されず、基準マニュアルは作 っただけで、形骸化していた。

また、この組織的原因は食中毒の被害拡大をも招いている。すなわち食中毒が発生した後に製品の自主回収、社告の掲載、記者発表などが遅れ、食中毒の被害が拡大したが、これに関する最初のミスは、被害の兆候を「通常の苦情、問い合わせ」と判断したことにある。すなわち集団食 中毒に発展するという意識は全くなかった。

しかもその後もブランドが傷付くことを恐れ、的確な対応を取らなかった経営トップの危機管 理の甘さ、責任体制、リーダーシップの欠如、情報伝達の不手際が拡大原因として挙げられてい る。

(c) 教訓

1) マニュアルの形骸化

マニュアルは作るだけでは意味がない。それに従って行動する訓練がなされていなければ、マ ニュアルは守られないし、想定外の事態に対応できる訳もない。実際この事例では、基準値外の ものを出荷したり、停電というマニュアルの想定外の事態が発生した時、何の対応も取れなかっ たりしている。

どんなに優れたマニュアルであっても時間の経過につれて、組織、職場内で基本的認識が薄らいでゆく。本事故では、工場長や従業員が食品衛生に対する基本的な認識が欠如していた。

JCO の臨界事故例でも、職場での原子核反応という基本的な認識が欠如あるいは薄らいでいた。

基本的事項について、定期的に組織、職場内をリフレッシュし認識を高めておく必要がある。

2) もの言える組織

問題が生じた場合、担当部門では、責任逃れから事実が隠ぺいされる。当然担当部門内だけで 対応策を練るが、部門内だけでは対応に限度があり結局思い切った対応ができず、問題が大きく なる。ものが言えない組織では、経営に打撃を与える悪い情報は経営トップには伝わらない。結 果として適切な対応が取れなくなる。情報断絶を防ぐ企業組織作りが重要であり、現場責任者が 悪い情報を素直に経営トップに上げることが出来る、安全、品質などに関するすべての情報を共 有共用する組織システムが構築される必要がある。

3) 危機管理の重要性

経営トップは常に危機管理意識をもち、問題や事故が発生した場合は、事実を隠ぺいせず、的 確な情報公開、迅速な原因究明と早急な商品回収など対処を決断しなければならない。これは経 営トップにしかできないことである。

(d) 考察

「乳業業界は衛生管理のトップランナー」雪印乳業の集団食中毒事件が起きるまで、業界はこう自負していたとされている。1998年1月、厚生省の定める HACCP の基準「総合衛生管理製造過程」の承認を最初に取得したのが、雪印乳業など乳業大手であった。

HACCP 取得のため、乳業各社は一斉に全製造工程の作業手順をマニュアル化した。最終的に 作成した書類は一工場当たり厚さ7、8cmのA4サイズのファイル二冊分に及んだ。緻密なマニ ュアルが「最も腐りやすい原料(牛乳)を使う企業が、最も衛生的」との神話を生んだ。食品業 界ではHACCPやISOなどを取得するためのマニュアルを作ればよいという風潮が広がっていた。

しかし、マニュアルはあくまでマニュアルに過ぎない。これを使いこなして作業工程の管理に 活かさなければ意味がない。一方で、マニュアル過信では想定外の事態に対応できない。食品業 界では価格競争に勝つために正社員に代わりパート、アルバイトの数を増やしたり、下請けに作 業を丸投げしたりするケースが増えている。メーカーは経験の少ないアルバイトや下請けでも一 定の品質を保てるように、作業のマニュアル化を進めているが、きちんと活かされているとは言 い難い。

マニュアルを持つことが企業に対する信頼を保証するものではない。マニュアルが守られてい るのか、想定外のことに対応できるようになっているのかなどを常にチェックする仕組みが必要 である。マニュアルだけでは企業の安全管理はできないことに留意する必要がある。 (ii) 川辺川ダム

社会的合意形成がうまくいかないために、大規模な建設プロジェクトが成立しない事例がある。 その典型が国によるダム事業であろう。ここでは東の八ツ場、西の川辺川と言われた川辺川ダム について、その概要を示し問題点を探る。

(a) 概要

旧建設省が1966年7月に発表した川辺川ダム計画は、計画決定システムがうまく機能しなかったため、国と周辺住民らとの合意が形成されず、国土交通省は漁業権の収用採決申請という強権を発動することになった。ところが2003年5月16日利水控訴審で建設反対派が逆転勝訴したことを受けて、農林水産省は利水関連工事を凍結、現在においてもダム本体の着工まで至っていない。

川辺川ダム建設計画は、治水・利水・流量調節・発電を目的とする多目的ダム建設を計画する 公共事業である。発表から 30 年後の 1996 年、水没する五木村・相楽村と補償交渉が妥結したが、 治水や灌漑目的に異議や疑問が続出し、ダムの必要性を根本的に見直す声が高まった。そこで県 民参加のもと国土交通省・異論を主張する団体等・学者・住民が集い、川辺川ダム事業を巡る論 点についてオープンかつ公正に論議する場として、住民討論集会が熊本県の主催で 2004 年まで に9 度開催されている。

しかし、調査内容や変化予測の精度や環境への影響評価についての価値観が真っ向から対立す るなど、議論は平行線をたどった。土地改良法による川辺川ダムから農業用水を引く国営利水事 業についての同意の集め方に疑問をもった農家が、農林水産省を相手取って起こした川辺川利水 訴訟は、2003年5月16日福岡高裁が原告農家勝訴という判決を下した。農業用用排水事業及び 区画整理事業に関わる計画変更について、土地改良法に規定された受益農家の3分の2以上の同 意という計画変更の用件を満たさない旨の事実認定がなされた。

ちなみに現時点での国交省九州地方整備局川辺川ダム砂防事務所のホームページには、「何故こ んなに問題になるのか?」と題して以下が掲載されている。

「近年社会資本の整備水準の向上と、環境への意識の高まりなどの国民ニーズの多様化を背景 に、公共事業については、工事の発注に関する批判から大規模プロジェクトの必要性を問う議論 に至るまで、国民の厳しい視線が注がれてきました。特に川辺川ダム事業では、水没関係者が多 く、それらの方々のご理解を得るために多くの時間を要しました。このような中で、今日におけ る事業の意義、事業の内容について様々な意見が出ているものと考えています。ダムに反対され ている方々のご意見は多岐にわたっており、治水対策としてのダムが不要であるという治水計画 やダム計画に対する意見、クマタカ等の貴重な動物が生息している、ダム建設により水質が悪化 する等の環境に関する意見、地元の農民は農業用水は不要と反対している、発電は目的ではない、 という利水計画に関する意見等があります。」(註:この HP の冒頭には"本ホームページは現在 見直し中です。当面の間、一部の記載内容が、現在の考え方と異なる可能性がありますのでご注 意下さい。"とある)

(b) 原因

住民との合意形成がいつまでたっても成されないのは、「住民討論会において、価値観の異なる 住民側と行政側とが話し合うことができる貴重な場であるにもかかわらず、両者が技術的で価値 判断の含まれない議題についての議論に終始していた。」ことが原因であると指摘されている。

(c) 考察

川辺川ダム(表 2.4-8 参照)は当初 1976 年の完成を目標としていたが、その後の事業変更で 1981 年、1993 年、2000 年そして 2008 年の完成目標へと 4 度も完成予定を延期させていった。 だが 2008 年に至っても本体工事には着手できていない。その原因は強固な反対運動が長年続い ているためである。九州地方におけるダム反対運動といえば 1958 年から 13 年にわたって続いた 大分県・熊本県の松原ダム(筑後川)・下筌ダム(津江川)反対運動である「蜂の巣城紛争」が有 名であるが、川辺川ダムのそれは蜂の巣城運動を遥かに超える 40 年近くもの反対運動が続いて いる。このため一向に着手できないダム事業の代名詞として「東の八ッ場、西の川辺川」と言わ れている。

政策論議では、多くの発言者は価値判断を含む議論を避けて、互いの事実認識に関する議論を 行おうとする傾向がある。受益者である周辺住民の意見を十分に聞く場を設け、徹底的に議論を 戦わせて合意点を探ることが重要であるにもかかわらず、事業を早く実行しようとして、合意を 得る作業を蔑ろにすると住民の反発から、事業の中断あるいは再検討という事態に陥る危険性が あり、むしろ多くの時間と費用がかかることになる。

位置	左岸 熊本県球磨郡相良村 大字四浦字藤田 右岸 熊本県球磨郡相良村 大字四浦字堂迫	ダムの形式	アーチ式コンクリートダム	
河川名	球磨川水系川辺川	堤高	107.5m ダム天端標高 EL.282.5m 基礎岩盤標高 EL.175m	
集水面積	$470 \mathrm{km}^2$	堤頂長	約 300m	
湛水面積	3. 91km ²	非越流部標高	EL. 282. 5m	
総貯水容量	133,000 千 m^3	常時満水位	EL. 280. 0m	
有効貯水容量	106, 000 千 m ³	第1期制限水位 第2期制限水位	EL.252.2m(6月11日から9月 15日まで) EL.264.5m(9月16日から10 月15日まで)	
洪水調節容量	第1期 84,000 千 m ³ 第2期 53,000 千 m ³	計画高水流量	3,520m³/s	
堆砂容量	27,000 千 m ³	洪水調節	計画高水流量 3,520m ³ /s のう ち 3,320m ³ /s を調節する。	
利水容量	22,000 千 m ³	計画最大放流量	800m ³ /s	

表 2.4-8 川辺川ダムの諸元

(iii) 原子力発電所トラブル隠し

ここまでは社会的に批判を受け事業に支障を来した事例について、その概要を示してきた。しかし事例は民と官の事業におけるある意味で一般的なものであり、地下研究施設や処分施設にかかわる事業とは異なる。地下研究施設や処分施設の社会的リスクを考えるに当たっては、原子力 関連施設であるという特徴を考慮しなければならない。

ここでは、原子力のトラブル隠し事件の原因を分析した豊田・堀井(2003)の研究 50)と 2000 年 起きた雪印乳業の食中毒事件とを比較した研究 51)に基づき、原子力施設であることによる社会的 リスクの特長について検討する。

(a) 概要

この研究は、原子力のトラブル隠し事件に対応して想定した原因が食中毒事件の内容分析結果 でも見出されると想定した上で、新聞記事を用いた内容分析を行ったものである。その結果、食 中毒事件では「社会・マスコミの問題」が取り上げられなかったことが判った。

その原因としては、「不祥事の主体や性質」の相違と、「不祥事が招いた結果」の相違が考えら れた。この分析結果は、不祥事のような社会問題の解決を一般化するためには、公益事業を行う 公共企業と私企業などの不祥事の主体と性質、またその不祥事のもたらす結果などを区分して分 析する仕組みの考案が必要であることを示唆する。

このように最近企業不祥事が頻発することに伴い、企業制度を新たに構築することが必要であ るという議論が増加しつつある。その結果、企業やその構成員のみならず、官公庁、教育機関、 病院、NPO やその構成員にも倫理の遵守が強く求められてきている。そのため、現代はまさに 組織倫理の時代であり、すべての組織が倫理の構築や定着に取り組まなければならなくなってき ていると言われる。

一方、企業の不祥事などの倫理問題は、広い意味での社会問題の枠組みの中で議論する動きも ある。こうした研究では、科学技術の進歩・高度化による新たな問題の出現、相互依存関係の増 大、価値観の多様化などに伴い、社会問題は複雑化し、その結果、社会的な信頼を失墜させる事 件も多発しているととらえている。このような現状を踏まえて、複雑な社会問題の構造を明らか にして全体像を把握すること、また、その解決のための知の構造化を行うことは、ともに問題解 決のために重要であると指摘している⁵⁰。

(b) 分析方法

この論文は、不祥事の発生、知覚、事件原因の追求、そして各ステークホルダー側の対応や反応、さらに問題の解決策を見つけ出し、問題を改善する仕組みを提示するのに役に立つ見取り図を提案することを最終目的とし、私企業における不祥事事件の問題原因の把握と抽出を行っている。このため、原子力発電所のトラブル隠しを分析し、トラブル隠しに影響する10項目を提示した豊田・堀井50の抽出項目と、雪印乳業の食中毒事件の問題原因とを比較し、不祥事ごとに見られる問題原因の共通原因と相違原因を見出し、不祥事事件などの一般的な社会問題の解決に寄与することに主な焦点を合わせる。

豊田・堀井 ⁵⁰⁾では、問題の構造を明らかにする手法として構造モデル化手法を用いているが、 ここでは内容分析法を用いている。内容分析法は、メディアのメッセージのコンテンツ(内容) に焦点を合わせるもので、新聞記事の内容分析から不祥事事件の原因把握とその対応を調べるも のである。

分析対象として選択した雪印乳業の食中毒事件の内容分析するために、食中毒事件前後の日経 記事の変動を考察している。表 2.4-9 は、新聞記事の検索結果を示したものである。これから分 かるように、食中毒事件が発生する以前の 2-3 年間と事件が発生した 2000 年 6 月末以降とを 比較すると、食中毒事件が発生した 6 月末以降の 7 月からの報道記事が急に増加していること が分かる。新聞というマスコミは、直接一般市民や社会へ影響を与えると考えることができるの で、食中毒事件が事件の当事者である雪印乳業に与える影響は甚大だと考えられる。

区分	朝夕刊・地経	月当たり	朝刊のみ	夕刊	地経
1998 年	60	5	51	4	5
1999 年	41	3.4	34	4	3
2000 年 1-6 月	43	7.2	40	2	1
7月	204	204	68	34	102
8月	117	117	44	19	54
9月	46	46	12	9	25
10 月	20	20	4	6	10
11 月	11	11	5	2	4
12 月	$\overline{24}$	$\overline{24}$	12	2	10

表 2.4-9 1998 年から 2000 年までの記事件数の検索結果 50)

地経:地域経済面の略



図 2.4-21 記事数の推移⁵⁰⁾

図 2.4-21 に示す月当たりの記事数の変化を見ると、典型的な減衰曲線を示している。実は同様のことは、稀な災害や特異な事件などの報道時には見られており、例えば阪神大震災の折の新聞報道も月毎にほとんど一定の割合で減衰し、およそ一年で震災以前の状況に戻っている。これは社会の関心度がこのような経時変化で薄れて行くことを示している。実際、デパートやスーパーの防災コーナーもせいぜい半年ぐらいしか注目されない。

(c) 結果

分析内容の詳細については省略するが、公益企業における原子力発電所のトラブル隠しの原因 分析と、私企業における食中毒危険の原因分析を比較したのが表 2.4-10 である。

区分	原子力トラブル隠し	食中毒事件
	(豊田・堀井の原因)	(仮説:筆者らの想定原因)
国・行政の問題	国と電力のあり方	国と食品企業のあり方
国•11政(7)间超	規制のあり方	食品規制のあり方
	反原発運動	食品汚染追放運動
	絶対安全を求める意識	食品安全を求める消費者団体の意
		識
社会・マスコミの問題	マスコミの影響	マスコミの影響(企業の外面的な成
		長ばかりを捉える問題)
	社会意識(電気は安くて自由に	社会意識の問題(安い牛乳を求める
	使える)	意識)
	閉鎖性	情報伝達しにくい組織構造・風土
車光本の眼睛	情報公開不足	食品安全に関する情報公開の不足
· #未有 / / 问	コーポレートガバナンス(企業	管理体制問題・倫理問題
	統治)の不備	
	経済性重視	利潤追求や経済的効率性の重視
不祥事	トラブル隠し	食中毒事件

表 2.4-10 原子力発電所のトラブル隠しの原因分析に対応した食中毒事件の想定原因

内容分析の結果、原子力のトラブル隠し事件の分析において抽出された原因に対応して想定し た原因が、食中毒事件の原因に関する内容分析結果でも見出されると考えられたが、実際には「社 会・マスコミの問題」が取り上げられていなかったことが判明した。

なぜ「社会・マスコミの問題」は取り上げられなかったのか? その原因として第一に「不祥事 の主体性や性質」の問題が考えられる。原子力発電所のトラブル隠しの主体は、公益企業である 「東京電力」である。しかし、食中毒事件の場合は、一般私企業であり、社会全体との関わりが 少ない。すなわち、公益事業の場合、国家や社会全体に影響する可能性が高いため、常に監視の 対象になっている。しかし、一般的な私企業の場合、そのビジネスや商品に直接関わる消費者以 外には、事件が発生するまでは、それほど関心の対象にならなかったことが考えられる。

半世紀前の 1955 年森永砒素ミルク中毒事件が牛乳による食品汚染問題の始発となっているが、 その間食品公害問題が社会的な論点として必ずしも明確になっていなかった。このような背景の 上で、雪印乳業の食中毒事件の場合、事件が起きるまで、一般消費者の意識や社会意識、マスコ ミの関心などが事件の原因として影響していなかったと考えられる。

原因の第二として「不祥事が招いた結果」のインパクトの違いが考えられる。原子力発電所の トラブル隠しの場合は、不祥事は「隠し」であり、人の命に実際に影響を及ぼす具体的な事件や 事故に結びつかなかったが、食中毒事件は、具体的な事件として大きな人々の命に影響を与えて しまった。そのため、社会やマスコミは、その事件の及ぼす影響により大きな関心があったと考 えられる。

(iv) 事業主体の違いによる社会的影響の検討事例

企業による社会的不祥事について、野村 ⁵²⁾ は、日本の大企業の有罪判決事例を産業別に分類 している。その結果によると、2002 年時点で 15 産業の 1056 社に対して、違法行為を行ってい る企業は 50 社 (4.7%) に及んでいる。業種別には建設業が 13 社 (11.1%) で多くなっている。 割合だけで見ると建設業の 11.1%より大きい石油・石炭製品 (12.5%) と通信 (42.9%) がある が、これらは母数が一桁と小さいため必ずしも不祥事が多いとは言えない。

一方、有罪判決の内容によると差別、独禁法違反、製造物賠償責任、その他とした分類の中で は、独禁法違反が17件と目立って多い、しかも建設業がほぼ半数の9件となっている。このよ うに建設業は社会的不祥事を起こしやすい体質を持っているということが出来よう。その原因の 一つとして、建設業の行う事業の多くが公的事業であること、即ち発注者である官との関係を無 視することが出来ない。

このような不祥事に対する社会からの厳しい批判に対し、企業内部だけの問題として捉えるの ではなく、企業の外部つまり社会に対しての行動の必要性が増してきた。これまでの研究から、 どのような常日頃の企業活動や不祥事が生じたときの行動が社会的に注目されるのかがある程度 明らかになってきた。そこで企業の経営者は、企業活動に影響を及ぼす社会的問題を常に念頭に 置いた上で、それが危機的状況になる前に適切な対応を取ることを明確に示すようになってきて いる。これがコンプライアンスであり、企業の社会的責任 (CSR、Corporate Social Responsibility) である。

一方、日経コンストラクション 2009. 8.14 号では、特集として「なぜ建設業界はたたかれる」 を掲載し、そこで報道分析会社デスクワンが過去 10 年間に全国紙 5 紙に掲載されて記事を分析 した結果を示している。

これは主要企業1,000社を対象に新聞記事掲載量を計測し、それを広告と考えた場合に掲載料 はいくらになるかを算出したもので、記事はプラス、マイナス、ニュートラルに分類されている (図 2.4-22参照)。不祥事や事件は当然マイナスである。

自動車業界と建設業界を比較すると、リコール隠しなど大きな不祥事を起こした自動車業界全体のマイナス記事は160億円、これに対し建設業界は、談合、違法献金などの不祥事で75億円となっている。一見建設業界だけが悪者にされているようには見えない。しかし記事の全容を見てみると違いは歴然である。自動車業界はプラスの記事が圧倒的に多いのである。

自動車業界のプラス記事は70.5%(マイナスは11.6%に対し)であるのに対し、建設業界のプラス記事は36.1%(マイナスは43.3%に対し)でしかない。記事の総量で8倍の自動車業界では プラス記事が圧倒的に多いのに対し、建設業界では通常の記事が少ない上に、不祥事が生じたと きにマイナス記事が圧倒的な量で掲載されている。これでは一般社会においていい印象が残るわ けがない。結果として「三菱の不祥事は、"三菱が悪い"でしかないが、ある建設会社の不祥事は、

"業界の悪"」ということになる。少なくとも不祥事を起こしやすい体質と思われている。

更にこの件について考えてみると、三菱自動車の不祥事は、三菱の車を持っている人やこれか ら購入しようとしている人にとっては重大問題だが、それ以外の人々にとっては直接的な関係の ないことであり、関心外である。これに対し建設業の不祥事は、税金の使途に関するものであり、 すべての人々に関係しているといえる。こうしたことからも建設業界の不祥事、事故に対する社 会の目は厳しいものにならざるを得ないと思われる。







[過去 10 年間の広告換算値]



(2) 瑞浪超深地層研究所における湧水の社会的リスク

瑞浪超深地層研究所研究坑道掘削工事の一時停止について、その概要を原子力機構がホームペ ージに掲載したプレス発表文によって示す(一部省略)。

1 概要

瑞浪超深地層研究所では研究坑道掘削工事に付随して発生する湧水の狭間川(瑞浪超深地層 研究所の坑内排水を排水する普通河川)への放流に関連して、平成14年7月以降、夏季と冬季 における狭間川の水質及び底質(河川堆積物)中の水素イオン濃度(pH)やカドミウム等の重 金属濃度等の環境基準項目を自主的に外部機関に委託し測定してきている。

平成 17 年度分の測定として平成 17 年 7 月 25 日採取した試料についての最終報告書案を 10 月 24 日に事前入手し、確認したところ、フッ素については排水基準を下回るものの、環境基準 を越える値があった。また、ホウ素についても環境基準を超える値があった。

10 月 25 日より確認のため、東濃地科学センターにおいて分析した結果は、フッ素について は排水基準の約2分の1の値であった為、濃度の推移をみて、関係機関との協議を行いながら 環境基準を下回る対策を早急にとることとし、その準備を開始することとした。

対策の一部として事業者の責任で自ら排水の停止を検討していたところ、10 月 27 日岐阜県 より工事の一時停止の申し入れの要請があり、環境保全の観点から工事及び排水を停止(11 時 56 分)した。

2 フッ素濃度等が環境基準を超えた原因

この地域にはもともと自然状態で高い濃度のフッ素、ホウ素があり、掘削工事に伴いその地 下水を汲み上げ排水したことによるものと考えられる。

3 今後の対応

環境基準を上回ることから、フッ素及びホウ素の環境基準を下回る対策を以下のとおりとする。

- フッ素等の吸着剤(無機系重金属吸着剤)を自動添加する装置を10月28日に設置し、 関係機関の指導監督のもとに排水を再開する。
- フッ素の連続モニタリング機器を排水処理プラント出口に10月28日に設置し、測定を 開始する。

経緯にあるように7月25日の採取の試料について、10月24日まで分析結果を把握出来なかったことから、当該作業に関わるマニュアルを作成するとともに、従業員に対する教育を直ちに徹底する。これまでに取得した分析データについてはホームページ等により公開していく。

ここでは、このような事態がどのようにして生じ、社会はそれをどう受け止めていたのか、そ して、今後このような事態を招かないためにはどうすればいいのか、などについて検討する。

(i) 湧水問題発生以前の危機管理状況

湧水問題が発生する前の環境問題等への対応状況はどうなっていたのかを見る。

東濃地科学センターでは、センターおよび瑞浪超深地層研究所における事業推進にあたって、 環境問題等に対する組織内のコンプライアンスに関する諸規定と関係する公官庁、地域社会との 協定などを整備していた。地域社会との協定には、以下がある。

- 瑞浪超深地層研究所に係る岐阜県及び瑞浪市との環境保全協定
- 瑞浪市有地「土地賃貸借契約に係る協定」
- 東濃地科学センターにおける地層科学研究に係る協定

(ii) 湧水問題の原因

2.4.2 の事例分析の中で示したトラブルの原因分析を参考に、湧水問題を整理してみると表 2.4-11 のようになる。

このように原子力発電所におけるトラブル隠しで分析された原因と比較すると、国・行政の問題、社会・マスコミの問題では共通していると考えられる。一方、事業者の問題としては、情報 公開不足がまず挙げられるが、その他の組織上の問題については今回の調査の範囲では具体的に 踏み込んでいないため不明であり、さらに検討する必要がある。

(iii) 社会的リスクとしての湧水問題

 湧水問題に対する社会の関心(注目)度を調べるため、中日新聞岐阜地方版朝刊の記事検索を 実施した。2001年から2008年までの期間で超深地層研究所を話題とした記事を検索したところ、
 表 2.4-12に示す22件が抽出された。22件の内、15件が排水問題の発生した2005年10月から 2006年2月の5ヶ月間に集中しており、この問題に対する社会の関心の高さが判る。
区分	原子力トラブル隠し	湧水問題
	(豊田・畑井の原因)	
国・行政の問題	国と電力のあり方	国と原子力のあり方
国、打政の问题	規制のあり方	規制のあり方
	反原発運動	反原発運動
	絶対安全を求める意識	絶対安全を求める意識
社会・マスコミの問題	マスコミの影響	マスコミの影響
	社会意識(電気は安くて自由に	社会意識(核のごみはいらない、迷
	使える)	惑という意識)
	閉鎖性	閉鎖性?
	情報公開不足	情報公開不足
事業者の問題	コーポレートガバナンス(企業	コーポレートガバナンス(企業統
	統治)の不備	治)の不備?
	経済性重視	予算制約
不祥事	トラブル隠し	湧水問題

表 2.4-11 原子力発電所のトラブル隠しの原因分析に対応した湧水問題の想定原因

図 2.4-23 は、表に示した記事の文字数を比較したものである。2005/12/07 と 2006/07/02 の 記事を除くと 300~500 文字の間で推移している。この文字数は記事としての制約条件が関係し ているとも考えられる。反対にこの文字数に終始していることは特別な事件としては取り扱われ ていないとも考えられる。

2005/12/07 の記事は県議会報告であり、全文字数 559 の内 71 文字が超深地層研究所の排水問題に関する記事に割り当てられている。一方、2006/07/02 の記事は、立坑掘削現場見学会への参加記事であり、ほかの記事とは性格を異にしている。記事の内容はどちらかといえば、好意的であり、他の記事との比較対照から除外すべきと考えられる。

こうすると文字数からは、排水問題が特に重要な社会的問題を提起するような記事として位置 づけられていたとは考えられない。もちろん、記事そのものは短期間の間に繰り返し掲載されて おり、社会的関心度は高かったと思われる。

次に記事の内容について考察する。各々の記事中に現れるマイナスイメージの単語の頻度により記事としての好感度(マイナスイメージ)を計る。表 2.4-12は「フッ素」と「環境基準」、「ヒ素」をマイナスイメージ単語として抽出した結果である。これらの単語の出現頻度を記事の文字数で除し、パーセント表示した。その結果を図 2.4-24 に示す。排水問題が記事にされ始めて直ぐ、その数値は 2.0 台になり、一部を除いてそのレベルを維持し続けている。そして 2006/01/16 以降記事の掲載回数が減少するとともに 2.0 以下となっている。図の中で特異と考えられる記事の内容を以下に示す。

· 2005/11/01

この記事は「情報公開 『協定締結を』 超深研に知事、異例の要請」と題され、排水問題に 関し知事が原子力機構の理事長に対し、遺憾の意を示したうえで危機管理などに関する新たな協 定の締結を要請したことを全 501 文字にわたって記している。

マイナスイメージとして抽出した「フッ素」と「環境基準」の数は少ないが、「情報公開」、「要請」、「遺憾の意」、「危機管理」、「批判」などの単語が頻繁に現れ、これらの単語もマイナスイメ ージを示すものとして算入すると、B項は2→14となり、B/Aは2.79となる。2.5を上回る記事 は 2005/12/07 と 2005/12/19 があるが、これらは文字数が 71、270 と少なく、この 2005/11/01 の記事が質量ともに最大のものとなる。

	記事タイトル	日時		文字数A	フッ素	環境基準	ヒ素	В	B/A*100
1	市有地賃貸契約 市議会で審議を 超深 地層研の移転で市長答弁 瑞浪市議会一 般質問	2001. 09. 11	朝刊	291	0	1		1	0.34
2	狭間川からフッ素 基準の10倍 掘削 工事を停止 瑞浪	2005. 10. 28	朝刊	464	3	2	0	5	1.08
3	理事長に説明求める 超深研のフッ素 報告遅れで県が方針	2005. 10. 29	朝刊	557	6	2		8	1.44
4	情報公開 『協定締結を』 超深研に知 事、異例の要請	2005. 11. 01	朝刊	501	1	1		2	0.40
5	排水の水質 基準内に 超深研 県、 きょう試験放流再開	2005. 11. 08	朝刊	354	5	2		7	1.98
6	フッ素取り除き 試験排水を開始 瑞浪 の超深研	2005. 11. 09	朝刊	338	5	2		7	2.07
7	超深研の排出水 環境基準に適合	2005.11.10	朝刊	279	1	3		4	1.43
8	フッ素排水問題で 市長に公開質問状 超深研水質で市民	2005. 11. 11	朝刊	321	5	3		8	2.49
9	環境保全協定を締結 超深研問題 県、 瑞浪市と機構	2005. 11. 15	朝刊	420	1	1		2	0.48
10	きょうから排水再開 瑞浪超深研 厳し い環境基準で管理	2005. 11. 17	朝刊	372	3	4		7	1.88
11	公開質問状に瑞浪市が回答 超深研フッ 素問題	2005. 11. 22	朝刊	339	3	3		6	1.77
12	超深研近くの水田 基準超えのフッ素	2005.12.02	朝刊	261	3	2		5	1.92
13	危機管理問題 焦点に 県議会 きょう から一般質問	2005. 12. 07	朝刊	71	1	1		2	2.82
14	県の独自検査ではフッ素は基準以下 超 深研近くの水田	2005. 12. 29	朝刊	270	3	4		7	2.59
15	瑞浪の超深研 残土処分場 計画地 5 00メートル東へ変更	2006.01.16	朝刊	510	1	1		2	0.39
16	フッ素濃度増を想定 瑞浪の超深研で防 災訓練	2006. 02. 25	朝刊	405	5	1		6	1.48
17	両立て坑 連結着手 瑞浪・超深研 本 年度の計画発表	2006.04.22	朝刊	335	1	1		2	0.60
18	NEWS探偵団 瑞浪超深地層研 立て 坑掘削現場見学会 地下100メートル に観測計器	2006.07.02	朝刊	972	2	1		3	0.31
19	環境測定項目に 空間放射線追加 瑞浪 超深地層研	2006.07.22	朝刊	268	1	1		2	0.75
20	瑞浪超深地層研の排出水は基準適合 県 が周辺水質調査	2006.11.09	朝刊	299	2	3		5	1.67
21	廃棄物処理に質問 瑞浪超深地層研 安 全確認委員会	2007. 10. 12	朝刊	337	1	1		2	0. 59
22	掘削土からヒ素 環境基準の2倍 瑞浪 超深地層研	2008.03.06	朝刊	329	0	4	4	8	2.43

表 2.4-12 新聞記事検索結果



図 2.4-23 各記事文字数の比較



• 2005/11/15

この記事は「環境保全協定を締結 超深研問題 県、瑞浪市と機構」と題され、新たな協定の 締結を記している。ここでも「環境保全」、「ウラン」、「超深研問題」、「情報公開」、「危機管理」、 「謝罪」などをマイナスイメージの単語として評価すると、B項は2→9、B/Aは2.14となる。 したがってこの記事の前後の記事と同等のマイナスイメージのものと評価できる。

· 2008/03/06

この記事は排水問題とは直接関連はない。マイナスイメージの単語は「環境基準」と「ヒ素」 であり、新たな問題として捉えられる。この記事では、淡々とヒ素が検出されたこと、そのヒ素 が自然由来のもので、環境への影響はなく産廃として処理することが述べられ、事態として完結 したものとなっている。

排水問題が県や市との協定問題にまで発展したのは、問題発生時の通報に遅れがあったためで、 この記事のように規定された内容で情報が公開されれば影響を拡大することなく、収束すること ができることが分かる。 以上のことをまとめると、排水問題に関する記事はその発生直後に現れ、短期間内にほぼ同じ 量と質(マイナスイメージ)で繰り返し報道された。しかし、それも県との協議を経てフッ素の 除去対策が講じられ、環境基準に適合した検査結果が報じられるまでであり、それ以降は記事の 掲載数、その内容も急激に収斂した。

すなわち、超深地層研究所はその性格上、社会的に注目されているものの、常時は具体的な関 心を集めてはいない。ただ、そうした平穏な状態を乱す事象(排水問題)が生じると、一挙に批 判にさらされる状況となる。そして、その状況はトラブル事象に対し、適切な対応が取られるこ とによって収拾される。

トラブルの発生は好ましくないが、リスクとしては避け得ないものである。しかし、仮にその トラブルが生じた場合でも、早期の適切な対応で復旧することが可能であり、この点からも危機 管理体制の構築と実効性のある運用が大事である。

以上を総合して排水問題を考えると、事態は短期間で収束し、残った影響も見られないことか ら、危機管理システムは機能したと評価される。

(3) 社会的リスクへの対応

では、今の状態で今後とも何も問題はないのか、という点について検討するために、ここで示 した社会の反応だけでなく、原子力機構と社会との情報のやり取りについて考察する。

次に原子力機構からの情報発信と社会の受け止め方について検討する。先の瑞浪超深地層研究 所に関する新聞記事を社会の関心度を示すものとして捉え、一方で原子力機構からの社会への情 報発信をプレス発表で評価する。表 2.4-13 は、先の中日新聞の記事の掲載時期に対応する原子 力機構からのプレス発表文である。これと新聞記事の件数の推移を示したものが表 2.4-14 であ る。これだけでは判りにくいので、件数の経時変化図としてみると図 2.4-25 のようになる。

原子力機構は 2003 年 9 月位から定期的に情報を発信し始め、それは 2004 年 6 月まで続く。 しかしこの間の新聞記事はまったくなく、原子力機構の情報発信の成果が社会の関心度という点 では現れていないことが判る。

この後、原子力機構からの情報発信も止まり、双方の情報のやり取りはまったくない状態とな る。安定した状態とも取れるが、双方のやり取りが全くない状況というのは、ある意味危うい状 況であるとも言える。何かあった場合、極端な反応を示す可能性があるからである。

社会の関心は、事態の収拾とともにまた薄れ始め、2006年11月からまた何の関心も示さない 状態となっている。再度安定期に入ったというか、次のトラブルを待つモードに入ったといえよう。

表	2 4-13	プレス文
1X	2.4 10	~~~~~

	日付	東濃地科学センター関係プレス文 表題
1	2007.9.10	瑞浪超深地層研究所坑道深度 200m 水平坑道の貫通について(お知らせ)
2	2007.8.28	瑞浪超深地層研究所研究坑道掘削工事における掘削土の溶出試験結果について(お知らせ)
3	2006.7.21	「瑞浪超深地層研究所に係る環境保全協定」に関する基準書の改訂について(お知らせ)
4	2005.12.1	瑞浪超深地層研究所周辺の農用地及び農作物の検査結果について(お知らせ)
5	2005.11.1	瑞浪超深地層研究所からの排水の再開について(お知らせ)
6	2005.11.1	瑞浪超深地層研究所に係る岐阜県及び瑞浪市との環境保全協定の締結について(談話)
7	2005.11.1	瑞浪超深地層研究所に係る岐阜県及び瑞浪市との環境保全協定の締結について(お知らせ)
8	2005.11.1	試験放流中における水質足的結果報告について(お知らせ)
9	2005.10.2	瑞浪超深地層研究所・研究坑道掘削工事の一時停止について
10	2005.10.1	瑞浪超深地層研究所掘削土に関わる第三者の専門家による公開測定について(お知らせ)
11	2005.4.22	広域調査等に関する岐阜県へのご説明について(お知らせ)
12	2004.6.4	「瑞浪市・サイクル機構・原研合同技術移転説明会」の開催について
13	2004.5.14	瑞浪超深地層研究所 主立坑工区における発煙について(お知らせ)
14	2004.5.13	瑞浪超深地層研究所 主立坑工区における発煙について
15	2004.4.27	「紀伊半島下に沈み込むプレートからもたらされた深部流体と非火山地帯の温泉の成因」について
16	2004.4.27	「地磁気・地電流の観測による活火山の下に存在するマグマ・高温流体の検出」について
17	2004.3.31	東濃鉱山における地層科学研究の終了について(お知らせ)
18	2003.11.1	広域地下水流動研究における試錐調査(DH-14 号孔)の再開について(お知らせ)
19	2003.11.4	試錐現場(DH-14 号孔)における請負作業員の負傷について
20	2003.9.19	土木学会における研究成果発表について
21	2003.9.19	ICEM'03における研究成果発表について
22	2003.9.19	広域地下水流動研究における深層ボーリングの掘削開始について
23	2003.5.23	地球惑星科学関連学会 2003 年合同大会における研究成果発表について
24	2002.9.26	東濃地科学センターの ISO14001 認証取得について
25	2002.1.10	表層水理調査に係る契約について

	新聞記事	プレス文
2001/9/1	1	
2002/1/1		1
2002/9/1		1
2003/5/1		1
2003/9/1		3
2003/11/1		2
2004/3/1		1
2004/4/1		2
2004/5/1		2
2004/6/1		1
2005/4/1		1
2005/10/1	2	2
2005/11/1	8	4
2005/12/1	3	1
2006/1/1	1	
2006/2/1	1	
2006/4/1	1	
2006/7/1	2	1
2006/11/1	1	
2007/8/1		1
2007/9/1		1
2007/10/1	1	
2008/3/1	1	

表 2.4-14 公表された記事とプレス文の数の推移



図 2.4-25 情報のやり取りの推移

瑞浪超深地層研究所のような、基本的にマイナスイメージとして社会に受け取られている事業 の推進に当たっては、通常の企業などの情報発信以上の対応が必要であり、この図に示されるよ うな情報のやり取りが停滞しているような状況は好ましくないと考えられる。いいことも悪いこ とも含めて適宜情報を発信し、良く受取られても、悪く受取られてもその反応を次の情報発信に 生かすことが肝要と考えられる。

(4) まとめ

以上の事例調査および湧水問題への対応内容検討の結果を総括すると表 2.4-15 のようになる。

原因トラブル	食中毒	ダム建設中断	原発トラブル	地下研湧水
国・行政の問題	食品行政	ダム行政	原子力行政	原子力行政
社会マスコミの		反ダム運動	反原発運動	反原発運動
問題				
事業者の問題	・マニュアル	・合意形成	• 閉鎖性	• 情報公開
	・組織内意思疎通		• 情報公開	• 危機意識
	・危機意識			
	・ブランド意識			
不祥事の	生命の危険	行政の不備	トラブル隠し	対応の遅れ
インパクト	インパクト大	インパクト大	インパクト小	インパクト小
	→事業中断	→事業中断	→事業継続	→事業継続
事業者	民間	H	公益企業	公益法人
社会との関わり	食品提供	治水	電力供給	廃棄物処分
必要性の認識	具体的に認識	認識	具体的に認識	認識なし

表 2.4-15 社会的影響の原因とその特徴

雪印の食中毒については、雪印が業界のリーダーの誇りを持って整備した食品安全に関するマ ニュアルが、会社組織内の意思疎通の不備や関係者の危機意識の欠如により本来の機能を果たせ なかったことに問題があった。すなわち「マニュアルの整備は大事だが、絶対ではない」のであ る。この不祥事は生命の危険に繋がるものであり、社会に対するインパクトは非常に大きく、結 果的に事業継続ができなくなった。

川辺川ダムについては、本来徹底的に行うべき合意形成を中途半端にしたまま、なし崩し的に 事業をスタートさせたことに問題があった。この場合、「合意形成は形式的に終わらせることなく、 労力と時間を惜しむことなく行なう」べきであった。この不祥事は国の行政の不備で多大の税金 が使われており、社会に対するインパクトは大きく、事業は中断となった。

以上の2例に対し、東電のトラブル隠しは組織の閉鎖性と情報公開の不十分が生んだ結果であ り、インパクトも人命にも税金にも関係ないものであった。結果として一時的な損失はあったも のの事業に及ぼす影響は小さく、事業継続には何ら問題はなかった。電力が一般社会にとってな くてはならないものとの認識がインパクトを和らげていると考えられる。

では、瑞浪超深地層研究所における湧水問題はどう考えられるのであろうか。反原発の雰囲気 の中で危機管理も情報公開もマニュアルを整備した上で実施していた。しかし、不祥事が生じた ときの対応が後手に回ってしまい、事を多少大きくしてしまったと考えられる。不祥事そのもの のインパクトが小さいため事業継続に問題は生じなかったが、社会との関わりについて見ると廃 棄物処分に対する必要性の認識がまだ浸透していないため、不祥事の種類によってはインパクト が一挙に拡大する恐れがある。

処分に関わる事業においてトラブルが生じた時、社会がどう受け止めるかに影響する因子を見てみると、表 2.4-16のようになる。

公益事業	\Leftrightarrow	民間事業	広く国民に損害が及ぶ
根本的反対あり	\Leftrightarrow	特になし	全面的な合意は困難
建設事業	\Leftrightarrow	製造業その他	業界に対する不信感

表 2.4-16 処分事業の特徴

事業者が公益法人である場合、不祥事は広く国民に損害を与える。しかも反原発の意識は一部 に根強く、合意形成は非常に難しい。また事業そのものが常日頃何かと批判される建設事業であ り、社会の見る目には厳しいものがある。このように全ての条件が厳しいものになっており、処 分に関わる事業(地下研究施設、処分施設)では他の事業以上の、より厳格な生きた危機管理が 不可欠と思われる。

具体的には、湧水問題を受けて新たな協定が締結され、水質検査の報告が定期的になされてい るが、今後同様の問題が生じることを防ぐためのシステムが確実に機能しているかの検証、監査 の実態が窺えない。現況を把握する必要がある。リスクマネジメントで重要なことは、システム (マニュアル)があるではなく、システムが稼働して(マニュアルが生きて)いるかである。す なわち Plan→Do→Check→Action のマネジメントサイクルが回っていなければならない。シス テムを作り、問題が生じないとシステムが機能しているかのように錯覚してしまう。そのような 状態に陥らないようにしなければならない。

もうひとつ重要なことは、情報発信である。上述したように厳しい条件下にある事業をできる だけ円滑に推進するためには、社会へ向けた絶え間ない情報発信を行うことが重要である。たと えそれに対する反応がなくとも、また反対があろうとも継続することが重要である。そして万が ートラブルが生じたときには、伝達・発表する情報は、受け取る側のニーズにあっているか?を第 ーに;

1) 判明した事実は、ありのままにすべてを伝えよ。

社会は「何が起こったか」という事実に関する情報を求めており、そのニーズに応えるため には判明した事実をありのままにすべて伝える姿勢が重要である。

- 2) 情報の内容・表現方法は、受け手の目線で吟味せよ。 いざという場合に、どのような情報を、どのような表現で伝えるかについては、事前に関係 機関とも協議の上、情報様式を定めるとともに、その中で使用する用語等についても相互理 解を深めておくことが必要である。
- 3) 拙速も重要な価値を持つ。 事故トラブル発生直後の情報伝達(特にその発生を知らせる第一報)は、受け取る側から見ると何より迅速性が重要である。詳細不明・未確認という部分がある場合にも、その旨を付け加えた上で、"拙速"でもよいので素早い情報伝達を行うことが必要である。

2.4.4 操業時のリスクマネジメント検討

(1) 建設プロジェクトにおけるリスク

建設プロジェクトには、本質的に建設コストに影響を与える様々なリスク要因が含まれている。 図 2.4-26 は、国際協力銀行 JBIC が 2000 年~2005 年までに実施した円借款事業 377 件の事後 評価結果に基づいて、工期遅延に関わるリスク要因を抽出した結果を示したものである。

このように工事遅延だけについても実に様々なリスク要因があり、海外建設プロジェクトが一 筋縄では行かないことが良くわかる。しかし、国の内外を問わず社会基盤整備を取り巻く環境は 厳しさを増しており、建設コストの予測精度あるいは妥当性に関する議論は、これまで以上に重 要となる。実際のプロジェクトでは建設時の工期遅延だけでなく、施設の供用後の操業時にも様々 なコスト変動リスクがあり、事前のリスクアセスメントは非常に重要である。



図 2.4-26 円借款プロジェクトの事後評価結果に基づくリスク要因の抽出結果

また、前節で示したようなコスト以外のリスク項目もプロジェクトの円滑な推進に当たっては 大きな影響を持っており、操業時のリスク評価においても考慮する必要がある。

表 2.4-17は、プロジェクトの事業段階毎のコスト変動リスクの要因を示したものである。

一般的な建設プロジェクトは企画からスタートし、調査、設計を経て施工に至る。企画段階で は建設対象の構造物の機能、サイト条件、構造条件、事業内容などが検討され、事業費の見積り が行われる。そして、その費用をどのようにして調達するのか、融資を受けた場合どう返済する のかなどの財務計画が立てられる。

この段階では建設事業でのコスト変動、供用後の収益の変動などのファイナンスリスクが存在 し、それらに対するリスクアセスメントにより、事業の実行の可否が決定される。同時にリスク に対する措置が講じられる。

次の建設段階では、事業計画に沿って調査が行われ、調査結果に基づいて様々な条件が設定され設計が行わる。そして、設計された緒元に従って施工が行われる。そこでは調査設計において 所要の成果が得られない、あるいは誤った結果を出すなどのリスクがあり。この場合、作業のや り直しによるコスト増は勿論であるが、誤りに気付かないままに施工へと移行し、施工段階でミ スが判明した場合などには賠償責任が生じることになる。また施工においては、施工ミスや事故、 災害などが生じた場合、コストや工期が増大するだけでなく、社会的信用を損なうリスクも考え られる。

建設完了後の施設供用段階では、施設の維持管理と施設内で行われる操業(瑞浪超深地層研究 所の場合は研究事業、地層処分の施設の場合は地層処分事業)において様々なリスクが想定され る。まず、維持管理においては、施設の性能・機能が時間とともに劣化することに伴う維持管理コ ストの変動リスク、災害や事故によるコスト増などのリスクが考えられ、建設時と同じく重大な 事故が生じた場合には、社会的信用リスクも考える必要がある。研究段階では、研究に要する費 用、時間がトラブルにより増加するリスク、研究がうまく行かず所要の成果が得られないなどの リスクが考えられる。

操業においては、操業そのものがうまく行かないことによる操業コストの変動リスクのほか、 災害や事故に伴うコスト変動リスク、社会的信用リスクが事業の継続に重大な影響を及ぼすため、 徹底したリスクマネジメントを行う必要がある。

事業段階		コストの変動要因	リスク
企画	企画	コスト増・収益減	ファイナンスリスク
	調査	再調査・再試験	神歌ココト 亦 新 川 コ カ
建設	設計	再設計・補強設計	建設コペト変動リペク 工車遅延川マカ
	施工	補修・再施工 災害・事故	社会的信用リスク
	維持管理	維持コスト増 災害・事故	維持管理コスト変動リスク 社会的信用リスク
供用	研究 操業	研究コスト増・失敗 災害・事故	研究コスト変動リスク 操業コスト変動リスク 社会的信用リスク

表 2.4-17 プロジェクトの各段階におけるコスト変動リスク

特に、瑞浪超深地層研究所や高レベル放射性廃棄物処分場のような岩盤構造物では、

[建設時]

- 同一の条件のもとで建設された構造物がないため、力学的安定性や地下水挙動などを経験によって評価することが難しい。
- 大深度かつ大規模な建設サイトを対象とした3次元地質調査手法が確立されていず、+ 分な地質情報が事前に得られない。
- 力学特性のみならず、水理学的特性の把握と評価が重要であるが、その手法は確立されているとは言えない。

[操業時]

- 建設プロジェクトそのものが研究開発の社会的アピールであり、失敗が許されない。
- 超長期の操業期間中の様々な特性の経時変化、その影響が不明。

などの理由により、建設コスト変動リスクも操業中のコスト変動リスクやその他のリスクは、 通常の山岳工法トンネルと比べると格段に大きい。 さて、このように建設プロジェクトには様々なリスクが存在するが、それらのリスクへの対策 の検討は簡単なものではない。表 2.4-18 は、鉄道トンネルの供用中のトンネル構造の変状(= 力学上および機能上、列車を安全確実に運行させるための機能が阻害されている状態、あるいは 放置すればその可能性がある状態)原因を示したものである ⁵⁴⁾。JR は、供用後数十年を経るト ンネルの今後の急速な増大時期を迎える一方で、高い安全性を求められており、効率的、合理的 予防保全の施策は不可欠である。

		自然的要因	人為的要因		
外因	外力	地形 : 偏圧, 斜面クリープ, 地すべり 地質 : 塑性圧, 緩み圧, 地耐力不足 地下水:水圧, 凍上圧 地震, 地殻変動	近接施工 列車振動・空気圧変動		
1	環境	経年;地山風化,中性化,材料 劣化 冬期の低温;凍害 塩害,有害水	煙害,火災		
	内因	コンクリート打設時の気温,湿 度	覆工材料の不良 所定の品質が確保されない施工 外因を考慮しない設計		

表 2.4-18 供用後の鉄道トンネルにおける変状原因

JR は、しかし、このような状況にあってもこれまでの長年にわたり培われた経験を持ち、何 よりも数多くの現場を持っており、さまざまな取組みを試行しながら精度や合理性を高めていく ことが可能である。一方、深地層研究施設や処分施設では、すべてが現在進行中であり、経験も 現場も限られている。特に全く経験のない操業時のリスク評価は難しい。

(2) 操業中の事故の分析

ここでは地下研究施設や処分施設の操業時リスクを検討するに当たって参考とするため、様々 な施設における操業中の事故の分析結果を概括する。

事例として取り上げたのは、以下の通りである。

- 1) 韓国ソウル聖水大橋の崩落事故
- 2) 国分川分水路トンネル水没事故
- 3) JR 西日本新幹線トンネルにおけるコンクリート剥落
- 4) 大清水トンネル火災
- 5) 東名日本坂トンネルの火災
- 6) 北陸トンネルでの列車火災
- 7) JCO ウラン加工工場での臨界事故

(i) 韓国ソウル聖水大橋の崩落事故

(a) 概要

1994.10.21(金)韓国ソウル聖水大橋の中央部分(長さ48m)が供用中に突然崩落し、橋を通行中であったバス、乗用車が約20m下の漢江川に落下し、死者32名、負傷者17名の大惨事となった。

事故後の調査で、施工時の溶接個所やボルト接合部の施工管理、検査方法に問題があること、 その他に数多くの手抜き工事があったことが明らかとなった。

(b) 原因

以下のような原因が指摘されている。(失敗知識データベース-失敗事例より)

- 1) 中央の吊り桁を鋼製トラスから吊っていた I 型断面の吊り部材の溶接不良が主原因と考え られる。
- すみ肉溶接の表面と添接板に目視検査で分かる手抜き施工があり、聖水大橋の施工時の施 工管理と検査方法が著しく杜撰であったと思われる。
- 3) 路面凍結を防止するために散布されていた塩化カルシウムが、溶接不良や応力腐食による 鋼材表面のひびわれに浸透して、鋼材の腐食を促進した可能性がある。
- 4) 吊り鋼材の断面形状に、応力集中を緩和するためのテーパー(緩和曲面)が不足していたので、鋼材表面に予想外の部分的ひび割れが発生していた可能性がある。
- 5) 設計に内容に誤りはないが、未熟な施工水準を十分に想定していなかった可能性がある。
- 6) 聖水大橋の供用中における維持補修に関する技術基準がなかった。
- 7) 聖水大橋の供用中、財源(予算)制約のため、定期点検ができなかった。
- 8) 交通荷重の変化(増加)に関する実態調査と検査基準がなかった。
- 9) 橋梁の保守および溶接に関する技術(検査)基準がなかった。
- 10) 施工業者を的確に選定する入札契約制度がなかった。
- 11) ソウル市内の基幹道路のような重要な社会基盤施設でも、どんどん早く安く建設してしま え、という慌ただしい社会的風潮があった。

(c) 考察

上記の原因の内、1)~4)は施工と施工管理の問題であるが、5)は設計と施工の関係を指摘 したものであり、先の情報化施工の概念と合わせてみるとその重要性が判る。また、6)と7)は 供用後のリスクを考える場合に特に重要と思われる。

6)のように、設計施工における情報が維持管理に反映されたものになっていない場合、維持 管理が名目だけのものになってしまい、具体的な危険性として評価するものとして機能しないこ とになる。

7) はどのような構造物、プロジェクトにも在り得る状況である。しかしこれはいい訳にはならない。JR 西日本福知山線での事故のように、安全より経営を優先した結果生じたことについてはどのような申し開きも出来ず、組織は社会的に糾弾されることになる。

韓国では橋梁の崩落事故は、1970年代以降8回起きていた。このうちソウル市の漢江に架かる橋梁の崩落は3回起きている。この聖水大橋の事故の前、1992年7月には、新幸州大橋の建設中、橋脚10基と橋桁部分約800mが崩落した事故があったばかりであった。

この崩落事故は、建設現場の作業員が退場した後に発生したため死者は無かった。施工中の橋梁は、崩落直前まで異常はなく、出来上がっていた橋桁上に仮置きしていた数十億ウオン分の各種の資機材が使用不能となる損失と、1987年に、約170億ウオンの工事費で着工し、1992年12月の竣工を目前としていたが、この崩落事故で、2年3ヵ月の工期遅延を余儀なくされた。

崩落は主橋脚間の仮橋脚の崩壊が直接の引き金とされ、800mの全区間がプレストレストコン クリート連続箱桁構造で一体の連結状態になっていたため全区間が一挙に崩落してしまった。し かし、根本的な原因としては無理な設計と設計者、施工者、監理者の能力不足が挙げられており、 プレストレストコンクリート斜張橋という新しい技術に対する認識の甘さがあったことが指摘さ れている。

1988年のソウル・オリンピックの大成功を契機に経済発展途上にあった韓国において、1990 年初頭までに連鎖的に起こった新幸州大橋を始めとする崩壊事故は、政権交代時期における社会 全般、政府機構等の規律弛緩と関連した深刻な問題であり、その後の対処・対策によっては、今 後更なる大惨事につながる可能性があるため、政府当局の後続的な不正や、各種の建設工事の手 抜きや不正を改善するための大手術が必要として指摘された。しかし、約2年後の聖水大橋の崩 壊落下事故あるいは営業中のデパートの床崩壊落下事故等その後も事故は続き、根本的な改革が 進んでいなかったことが判る。

そして 2004 年 10 月 20 日の朝鮮日報には「21 日で聖水(ソンス)大橋の崩壊から 10 年になる が、建築・施設物の安全管理は依然、十分なものではないことが分かった。」とする記事が掲載さ れている。維持管理が如何に難しいものであるかが判る。

(ii) 国分川分水路トンネル水没事故

(a) 概要

1991年9月19日、台風18号の影響で、国分川が氾濫し、隣接のトンネル工事内へ流入した。 トンネルには仮締切が設置してあったが、濁流の水圧のため、仮締切は決壊し、トンネル内で作 業していた作業員7名が水死した。その経緯は以下の通りである。

- 午後4時30分頃、台風18号の影響で、国分川が氾濫し、濁流が仮設道路を越えて仮締 切前面にあった掘削地に流入しはじめる。
- 午後4時52分頃、S建設の工事担当者が、T県国分川建設課長に「仮設道路を越えて水が入ってきた。水の勢いが強くて簡単にとめられない」という内容の電話連絡をした。
- 午後4時55分頃、県の建設課長がT建設現場代理人に「上流の水門工事現場のほうで 廻りにある土手(仮設道路)が崩れて水門工事現場に水が流れ込んできている。S建設 の方が土嚢を積んでせき止めている。」などと電話で伝える。
- トンネル施工中のT建設の現場代理人は同社の従業員にトンネル内から作業員をあげる よう指示した。
- 午後5時頃、県の建設課長がT建設の現場代理人に「今後はS建設と直接連絡を取り合ってほしい。まだ大丈夫ですから、切羽の吹き付けをしてください。」という電話連絡をする。この建設課長の電話を受けて、T建設の現場代理人は、先ほどの「トンネル内から作業員を上げるよう」という指示を撤回して、「切羽の吹き付け作業をするよう」という指示に変更した。
- 午後5時18分頃、濁流の水圧で仮締切が決壊して、トンネルが水没。トンネル内で作業 していたT建設の従業員など7名が水死した。

(b) 原因

以下のような原因が指摘されている。(失敗知識データベース-失敗事例より)

- 直接の原因は、危険が迫っているにも拘わらず、作業中止を決定せず(企業者=県)、むしろ、作業実施(切羽の吹き付け)を指示したことにある。また、請負業者の責任者(= T建設現場代理人)が一旦は作業中止を指示しながらも、企業者からの指示には逆らえないとして、作業継続指示をしたことも原因の一つである。
- 2) このような状況に至った副次的な原因として、仮締切が設計者(コンサルタント)の意 図通りに出来なかったことが挙げられる。すなわち、コンサルタントの担当者が現場の状況を知らずに設計していため、施工会社S建設が施工できるように設計変更した。しかし、この際にボルトの強度が、元の設計より弱いものとなっていたのである。

(c) 考察

原因に掲げてあるように、この事故の原因は工事責任者が危険の判断を誤ったことにある。そ して請負業者の責任者(=T建設現場代理人)としては、危険を知りつつ、県の課長の大丈夫で すからという言葉を信じてしまったことに問題があり、本当に危険と感じて安全を考えたのなら、 県の指示に抗しても、作業を中止すべきであったといえる。 危険性の判断は、今それが起こっている現場の判断が優先すべきであり、現場の状況をその時 点で把握できていない者は、たとえその業務の責任者であっても最終決定をしてはいけないとい うことを示している。

(iii) JR 西日本新幹線トンネルにおけるコンクリート剥落

(a) 概要

JR 山陽新幹線小倉-博多間の福岡トンネル内のコンクリートが剥落。トンネルを走行中の新 幹線ひかりに直撃し、車両屋根およびパンタグラフの一部が破損した。この事故を受け、山陽新 幹線の全トンネルの点検を実施したJR西日本から安全宣言が出ていたにも関わらず、約3か月 後、同区間の北九州トンネルでコンクリート塊が線路脇に落下しているのが見つかった。

1999年6月27日、JR山陽新幹線小倉-博多間の福岡トンネルを走行中の新幹線ひかりにコ ンクリート塊が落下、直撃し、車両屋根およびパンタグラフの一部が損傷した。幸いにも人的被 害はなかったが、この区間は停電により運休や遅れが続出。運転再開までに約4時間を要した。 同年10月9日、同区間の北九州トンネルで、コンクリート塊が下り線の線路脇に落下している のが見つかった。JR 西日本は新大阪-博多間の運転を見合わせ、3連休初日の行楽客など約6 万2千人に影響が出た。

(b) 原因

福岡トンネルの事故の原因は、コールドジョイント(CJ)と呼ばれるコンクリートの不連続面 にある。施工・養生・供養期間を通して、CJ内部にひび割れが発生・進展し、剥落につながっ たと見られている。北九州トンネルは、施工プロセスで設けられた突起状のコンクリート打ち込 みロが、トンネル完成後に除去されずに残され、側壁部分が沈下するなどの何らかの理由で、突 起部と側壁本体との間にひび割れが発生、長期間に渡る漏水・温度変化・列車振動などによりひ び割れが進展し、最終的には自重で落下したと見られる。

(c) 考察

コンクリートの性質の理解と技術的対応、コンクリート施工と維持管理に関する方法論の整理 と現場教育、経営者における安全管理の意識の向上、設計段階におけるメンテナンスコストの考 慮が必要と考えられる。

(iv) 大清水トンネル火災

(a) 概要

トンネルの貫通に伴い、トンネル内で全断面掘削に使用した鋼製ジャンボドリル台(21ブーム) の解体作業を行っていたところ、ジャンボ上段デッキで行っていたガス溶断の火花がジャンボ台 中段デッキに付着していた油等のしみた可燃物に着火して火災となり、猛煙が風下の斜坑方へと 流れた。そのため、風下の斜坑方に逃げた坑内作業員 46 人のうち 14 人が逃げ遅れ煙にまかれて 死亡した。

また、火災発生後に空気呼吸器(8リッター)を着装して斜坑から坑内に向かった2人が途中 で携行空気を消費してしまい死亡した。なお、風上に逃げた作業員8人は全員助かった。

(b) 原因

- 1) 直接の原因は、ジャンボ台上段デッキで解体作業中のガス溶断火花がジャンボ台中段デ ッキに堆積していた油の染みたおが屑等に着火したことにある。
- 2) しかし被害が大きくなったのは、火災の発見が遅れ、しかも消火器の消火剤が噴射され なかったために初期消火に失敗し、避難が遅れたためである。
- 3) 貫通に伴う終点の方からの強風にあおられて矢板等が燃え、一挙に煙と有毒ガスが坑内 に充満した。このため火災発生地点だけでなく、通報が遅れた風下の別の作業をしていた 作業員にも死者が出た。

(c) 考察

火災の発生したトンネルは、6工区に分かれた全長 22,235mのトンネルのうちの始点側から2 番目の工区長 5,350mのトンネルで、始点側工区境には 518mの斜坑を備えていた。なお、火災 発生場所は終点側の工区境から 70mの地点であり、終点側(風上)本坑口までは 14,950m、始 点方(風下)本坑口は 7,285mの位置にあり既に貫通していた。

当日、トンネル内では夜勤者 54 人が作業していたが斜坑に比較的近い場所で作業していた 29 人は全員避難している。トンネル奥の工区境付近ではジャンボ台の解体作業(11人)が、その始 点側 250m付近では巻立てコンクリートの段取り作業(14人)が行われていた。解体作業の11 人の内、風上に避難した 8 人が助かり、風下に逃げた 3 人が死亡している。コンクリート段取り 作業の14 人は全員風下に逃げたが、その内 3 人が助かり、11 人が死亡している。死亡した 14 人は火災発生場所の風下方 1,000mの範囲に倒れていた。

トンネルではその作業環境を維持するための換気が重要であり、様々な状況を考慮した上で、 換気設備が設けられる。一方で換気は、火災などが発生した場合には、それを助長、拡大させる ことにも繋がり、設備計画に当たっては災害時も考慮しなければならない。更にこの事例のよう な長大なトンネルでは、トンネル掘削時と貫通後とでは、換気条件は大きく異なることに留意す る必要がある。即ち貫通前までは、強制換気が必要になるが、貫通後は両坑口間の気圧差、温度 差によって、自然の流れが生じ複雑な流れが生じる。

このような空気の流れは制御できるものではなく、火災などの状況を考慮した場合、風門を設 けるなど換気状況を制御できるような設備を設けておく必要がある。

(v) 東名日本坂トンネルの火災

(a) 概要

1979年7月11日午後6時40分頃、東名高速日本坂トンネル(全長2,045m)内の下り線で、 焼津市側出口から入った約400mの地点で大型トラックに大型トラックが追突し、さらに後続の 乗用車がその後の大型トラックに追突されて挟まる形となり、トラック4台、乗用車1台が玉突 き事故を起こした。そして乗用車からと思われる火は、連なった5台に燃え広がり、黒煙がトン ネル内に立ちこめた。

事故地点のすぐ後ろにいた車の運転者は、自分の車両を後退させ、少なくとも 70m ぐらいの間 隔をとったと言われるが、その後の火勢によって類焼し、後続する車両群に引火、全焼した。

この追突事故、車両火災により死者7名、負傷者2名消失車両173台の被害、トンネル本体の 損壊および防災設備のほとんどが焼損という被害が生じたほか、流通の大動脈が一時的に機能麻 痺し、交通網にも大きな混乱が生じた。

(b) 原因

- 火災の直接の原因は、大型トラックの間にサンドイッチされる格好で押しつぶされた乗 用車のガソリンタンクに裂け目が生じて電気配線のショートにより引火したことにある。 しかし、そもそもの追突の発端は、先頭の大型トラックが前方の渋滞に気づくのが遅れ、 急ブレーキをかけたものの、このトラックは前方のライトバン、大型トラックに接触した ことにある。
- 2) 追突の発端となった渋滞の理由は、トンネルの焼津口の出口の近くで、大型トラック二 台が接触した小さな事故である。この2台はまもなく走り去ったが、この事故で出口付近 が渋滞した。そしてこの渋滞の数100m後尾で、大型トラックが急ブレーキをかけた。そ こへ後続の大型トラックが追突、という状況になった。また、これより前にも、このトン ネルの手前静岡側で交通事故が起きていた。

(c) 考察

この車両火災事故は、事故車が規定の車間距離を守っていれば、また後続の車両が「進入禁止・ 火災」のトンネル情報板の指示を守っていれば、事故は起こらなかったであろうし、被害がはる かに少なくて済んだであろう。しかし、実際には事故発生後、トンネル入り口付近の警報により 進入禁止を呼び掛けたが、その表示以後にも80台程度が進入している。高速道路での緊急措置 が文字通り分秒を争うきわどいものであるということを物語っている。

また、引火爆発を起こす危険物を積んだ車の割合が極めて高い東名の物流の現実から考えると、 トンネル内の消火設備を増強することで火災事故のすべてを防ぐことには限界がある。実際、こ の事故はA級の防災設備を備えたトンネル内で起きている。防火設備(危険性軽減のハード面) に併せ、人的な注意の喚起など(危険性軽減のソフト面)にも着目することが重要であろう。

このトンネル火災では、高熱によりトンネルの覆エコンクリートに爆裂が生じ、構造部材とし てその機能を果たせなくなったため、火災の後始末の後、トンネルの補強工事を余儀なくされた。 この補強工事は限られた作業スペースと大動脈の機能麻痺を出来るだけ短期間に回復する必要性 から、非常に困難な工事となった。

同様のことは 2008 年 8 月 3 日に首都高速で発生したタンクローリーの横転、火災事故でも見 られた。火災の影響を受けた周辺構造物の架代えなどにおよそ 2 ヵ 月半を要し、その施工コスト のみならず、この間の営業損も莫大なものになった。

こうした事故では、直接の火災だけでなく、その火災が引き起こす様々な問題についてもリス クアセスメントを行い、的確な対策を講じておくことが必要となる。ちなみに日本坂トンネルの 教訓から、トンネル覆工の火災に対する耐久性について検討が行われ、耐火性の優れた覆工コン クリート、覆工版などが用いられるようなってきた。

(vi) 北陸トンネルでの列車火災

(a) 概要

1972年11月6日、大阪発青森行き下り急行「きたぐに」が全長13,870mの北陸トンネルを 走行中、15両編成の客車の11両目の食堂車から出火した。車両が燃えやすい材料だったことや、 火災時の列車緊急停止が運転マニュアルで決められていたなど長大トンネル内における火災対策 の不備のため、乗務員1名を含む30名が死亡し、714名が負傷した。

経緯は以下の通りである。

- 1時 10 分頃に車掌が乗客から出火を知らされ、直ちに非常停止の手配を取り、1時 13 分頃、敦賀口から 5.3km のトンネル内で停止した。
- 乗務員 2 名が消火器によって消火に努めたが火勢は衰えず、消火は困難と判断した。火 災を起こしている車両を切り離して脱出することとし、1 時 24 分頃、11 両目の食堂車と 12 両目客車との間を 60m 切り離した。
- 1時29分頃、トンネル両端駅である今庄、敦賀両駅に救援を依頼するとともに、さらに 9両目と10両目を切り離そうとしたが、1時52分頃火災のため、「きたぐに」の停車している下り線の架線が停電し、運転は不可能になった。
- 長大トンネル内の乗客の避難誘導は困難を極めた。一部の乗客は、火災のためトンネル内に停車していた上り急行「立山3号」に乗り移り、今庄方面に脱出した。一部の乗客は徒歩でトンネル内を避難。また一部の乗客はいったん車外に誘導させられたものの、 煙がひどいため客車内に戻り待機させられた。
- 2時43分に第1次、6時43分に第2次の救援列車が敦賀駅から現場に送り込まれたが、 煙がひどくて近寄れず、トンネル内を避難する乗客を乗せて引き返した。全員の救助が 終わったのは14時であった。
- トンネル内に充満した煙のため、乗客 29 名と職員1名が死亡し、714名が負傷した。犠 牲者は焼死ではなく、一酸化炭素中毒死であった。

(b) 原因

- 直接の出火原因は不明
- 車両に燃えやすい材料を使ったため、火が早くまわった
- 長大トンネル内でも火災時の列車緊急停止が運転マニュアルで決められていた
- 長大トンネルの火災対策には不備があった。

事故当時、北陸トンネルの火災対策はまったくなされていないのも同然であった。換気・排煙 設備はまったくなく、列車通過などによる自然換気のみに頼っていた。トンネル内での無線は使 用できず、約 300m おきにある鉄道電話のみが外との連絡手段であった。また、架線停電時すぐ に使用できる動力車も確保されていなかった。

(c) 考察

この事故では、出火させない、出火したとしても延焼させないような対策が第一義であるが、 それらが機能しなかった場合の施設としての防災マニュアルの問題が大きい。

一般に防災システムを有効に機能させるためにマニュアルが作られ、このマニュアルにしたが って行動するように訓練が行われる。しかしこの事故の場合、事故・異常時にマニュアルに盲従 すると危険な場合があることが示されている。事故・異常事態に遭遇した人には、状況に応じた 適切な対処が期待される。しかし、パニックに陥っている人に冷静に考えて行動しろというのは 酷であり、マニュアルで想定した条件とは違うと感じたとしても、日ごろ訓練されているマニュ アルを逸脱した行動を取るのは不可能といえる。

っまり事故・異常やその後の復帰までを、ありとあらゆる状況を想定した条件で検討されたマ ニュアルの作成が重要となる。この事故の場合、もしも乗務員が機転をきかせ、非常停車せずに トンネル出口まで運行させていれば、これほどの被害にはならなかったと推定される。しかし逆 にそうしていたなら、運転マニュアル無視であるので、被害者が出なかったらともかく、一人で も出てしまうと刑事責任上は不利となる。犠牲者の差はあきらかであると考えられるかもしれな いが、それが事故が現実のものとなった後の議論であるからであり、マニュアル無視で対応した 場合、「トンネル内で出火時に直ちに停車し、消火作業をしていれば大事に至らなかったはずだ。」 という議論になることは想像に難くない。

もう一つ防災を考える上で重要なことは、新しい施設に対する防災システムが既存の類似のシ ステムをベースにしたものである場合、危険であるということである。この事例の場合はトンネ ルの長さが大きく変化している点に着目しての検討が必要であった。

処分施設は当然のことながら過去に類似のものがない施設であり、しかも非常に高い安全性を 要求されている。これまで防災対策の改善は、実際に災害が起こって初めて実施されるというパ ターンを繰り返してきたが、処分施設ではこれは出来ない。事前のアセスメントが非常に重要と なる。

さらに付け加えなければならないのは、この事故の前、地元の消防関係者から防災対策改善の 勧告が再三なされていたが、国鉄(現在のJR)は「検討する」と回答しながら、何ひとつ実施 せず、惨事に至ったということである。このことはJR 西日本の脱線事故の原因究明の中で問題 となっていることと重なってくる。

(vii) JCO ウラン加工工場での臨界事故

(a) 概要

1999年9月30日茨城県の原子力関連設備が集まった地域にあるウラン燃料加工工場で、臨界 事故が起こった。作業員3名が重度の被曝をし、内2名が死亡した。周辺住民なども多数被曝し た。臨界状態は政府現地対策本部の判断で、発災社JCOから決死隊を募り、ジャケットの水切 りを行って、発災から20時間後にようやく終息した。

この工場では通常ウラン 235 濃度 3~5%の低濃縮ウラン燃料を製造しているが、年に何回か 高速増殖実験炉「常陽」で使用するウラン 235 濃度 18.8%の高濃縮ウランの製造を委託されてい た。作業は低濃度ウラン燃料用のラインの設備を転用して行っていた。加工はバッチ作業で行わ れ、事故は最終工程である生成した燃料を再度硝酸溶液とし、製造した何バッチ分かを混合して 均一ウラン濃度の製品に仕上げる均質化工程で起こった。

いくつかのバッチ分の硝酸ウラニル溶液を均質化させるため容器に投入した時に、突如臨界状態となり、大量の中性子線が放射された。このため作業者3名が多量の被曝を受け、そのうち2名が後日亡くなった。臨界状態はなかなか収束せず、半径350m以内の住民は強制的に避難させられ、半径10km以内では屋内待避が行われた。

(b) 原因

事故発生原因は、マニュアルの遵守違反である。この工場では、国に提出し認められたマニュ

アルを改ざんした上、さらに発災前日に更に変えて作業した。結果的に臨界状態を発生させやす い形状と構造の容器に大量のウラン 235 が入り、小型原子炉が臨時に設置されたと同じ状態にな り、中性子線の大量放出となった。本来使うべき容器(溶解塔)は作業がしにくいからとして使 用されずに、国の許可を得ないまま他の容器を使い、発災当日、また別の容器に、やはり無許可 で変えていた。

(c) 考察

この事故の場合、事故防止対策は安全確保の基本に戻って、決められた手順と設備を愚直に守 ることにつきる。作業方法の安易な変更は危険をもたらすという認識が欠如していたと推察され る。

事前に最悪の事態を想定して対策を考え、起こった後は速やかな情報伝達の徹底という最低限 の安全管理、危機管理は原子力関連に拘わらずに重要である。

この事故の場合、農作物や魚介類が放射能汚染されているのではないかとして、茨城県産の食物に対しての買控え現象(風評被害)が起こったことを付記しておく。

(viii) まとめ

以上の事例についてその問題点をまとめると表 2.4-19のようになる。

操業内容	対応する事例	問題点	研究・処分施設で求められるもの	
	聖水大橋	施工管理の不備	(a)施工時あるいは供用中における	
協設の		維持管理の不備	トンネル構造の安全性を強かす事象	
₩ 送 低 い い い い い い い い い い い い い	国公田公水敗	情報伝達の不備	に対する的確で表目い判断	
和177日 七王	国力川力小昭	意思決定の誤り		
	コンクリート剥落	技術の過信、盲従	(0) 設計、肥工投附を通信しない。	
	大清水トンネル火災	設備の不備		
		情報伝達の不備		
	日本振らンネルル災	情報伝達の不備	(c)マニュアルを過信しない	
研究 処分	ロ本坂下ンイル八火	被害推定の甘さ(爆裂)	(d)的確な情報伝達	
		マニュアルの盲従	(e) 適切な設備の設置と運用	
	北陸下ノイルバ火	設備の不備		
	臨界事故	マニュアルの無視		

表 2.4-19 操業リスクを考える上での問題点

以下に研究・処分施設の操業において求められるリスク対応について解説する。

(a) 安全性を脅かす事象に対する的確で素早い判断

施工時あるいは供用中におけるトンネル構造の安全性を脅かす事象に対する的確で素早い判断 は、一般の山岳工法トンネルと同様以上に求められる。このため施工時の様々な情報の収集とそ の活用のための評価を行う必要がある。

これまでのトンネルなどでは、施工時情報が短期間のうちに失われている。このため供用時に 予期せぬ事象が生じてもその原因推定に多くの時間と労力を必要とする事になる。

(b) 設計、施工技術を過信しない

トラブル事例から、「構築された構造物が必ずしも安全ではない」というリスク意識を持ち続け ることが重要であることが分かる。その時々での最新の技術、あるいは示方書類であってもそこ には未解決の問題が含まれており、それを包含するように考慮しているだけである。

しかし、それらがどのように影響して何が起こるのかは不明であり、正しく設計したから、指 針に則って施工したからと言ってその結果を過信し、安全対策を怠ってはいけない。処分施設の 場合、コンクリートや岩盤の長期挙動の影響は大きく、慎重な対応が必要である。

(c) マニュアルを過信しない

マニュアルはその時々の最新情報を盛込み、作成される。しかし、すべての起こり得る状況を 網羅してはいない。地下研究施設における研究作業においても、処分施設における処分作業につ いても、現場ではマニュアルでカバーできない事象が生じる可能性がある。あるいはマニュアル に記載されていても当事者がそれを熟知していない、誤って理解しているなども考えられる。 危険な作業を行う場合には、二重、三重にマニュアルをチェックする必要がある。また、危険 な事象が発生した場合には、一人での判断ではなく、出来る限り複数の判断を仰ぐ必要がある。 この場合、情報の伝達は重要である。

(d) 的確な情報伝達

緊急事態が発生した時、内部から何が起こっているかを外部に知らせる、外部から何をしよう としているのかを知らせるなど、情報の的確なやり取りは重要である。しかし地下構造物では、 情報の伝達手段が限られており、非常時にも使えるような設備は重要である。

(e) 適切な設備の設置と運用

大きな事故や災害が起こると、必ずと言って良いほど防災設備の不備が指摘される。過剰と思 えるような設備であっても運用が適切にされていないこともある。また、設備も時間の経過、使 用条件の変化などに対応して、更新されていく必要がある。

(3) 操業時のリスクとマネジメント

瑞浪超深地層研究所や将来の処分施設では、表2.2-1 に示したような様々なリスク事象が想定 されている。その内、建設完了後の施設における操業時に関わるリスクは、それぞれの施設の目 標とする事業に関するものと施設の機能の維持管理のためのものとに大きく分けて考えられる。 前者は、処分場では作業ミスや搬送機器の故障などによる廃棄体の転倒や落下が、研究施設では 調査・試験の失敗などであり、後者は両施設共通の地下施設の維持管理における、火災発生、換 気不良などである。



図 2.4-27 操業時のリスク

これらを、リスクを引き起こす要因(ハザード)とリスク事項でまとめると表 2.4-20のようになる。

対象		ハザード	リスク
超深地層 研究所	研究	 ・地質の不確実性 ・研究手法の精度 ・調査試験手法に内在するばらつき ・人為的ミス 	・研究成果が得られない ・信用の喪失
共通	構造 設備 人	 ・事故、災害 ・変状 ・劣化 ・人為的ミス 	 ・復旧コスト ・操業停止によるコスト 増 ・信用の喪失
処分場	処分	・バリア性能の低下・人為的ミス・事故・災害	・対策コスト ・信用の喪失

表 2.4-20 操業時リスク一覧

このような超深地層研究施設や処分施設の供用後の操業時において懸念される維持管理に関わるコスト増や、事故・災害による社会的信用喪失などのリスクについてどう対処すべきなのか?ここではその基本的な考え方を示す。

一般に構造物の施工や維持管理にお金を掛ければ掛けるほど、何らかの被害や損失が生じる可

能性(リスク)は小さくなる。例えば施工途中の補助工法や補強工法として複数の計画案毎にそれに要するコストと実施することによって変化するリスクを算定すると、例えば、図 2.4-28のような関係が得られる。



図 2.4-28 様々なコストとLCCの関係(概念)

図 2.4-28 において、計画第1案は最小限の維持管理しか行わず、その代わりに大きなリスク を覚悟しようとするものである。これに対し第5案は、莫大な(過剰な)維持管理を行い、リス クをできる限り排除しようとするものである。コスト最小化の意味では、このどちらの案も好ま しいものではなく、第3案が最も合理的な維持管理案として選定されることになる。また、回避 すべきリスクレベルが設定できる場合には、そのリスクレベル以下の案が選定されることになる。

同様のことは研究施設における調査研究についても言える。図 2.4-28 中の調査費を供用後の 調査研究費、あるいは操業にかかる安全・保全費と置き換えて考えてみる。十分な予算と工期、 人員が確保できればトラブルもなく、期待通りの成果が得られる可能性は高い(リスクは小さい) が、そうでない場合には、不十分な成果に終わるというリスクを覚悟する必要がある。この場合、 リスクアセスメントを行い、限られた資源(人、物、金、時間)の効果的な配分を検討する必要 がある。

(i) 建設時情報の活用

操業時においても、施設を構成する構造物の力学的な安定性が損なわれるリスクがある。建設 後数十年を経た鉄道や道路トンネルでは、長年続く微小な地山変形がついには路盤隆起として顕 著になり改修工事を余儀なくされた例や、大きな社会問題となったトンネル覆エコンクリートの 崩落など経年劣化を原因とする変状や事故が多数みられる。

瑞浪超深地層研究所や処分施設ではこうした事故や大規模な改修工事などにより操業が中断す ることは、事業に対する社会的な信用を大きく損ねる可能性があり、避けなければならない。す なわち、建設時の様々なリスクと同様の検討が必要となる。そしてこの施設供用後のリスク事象 を検討するに当たっては、建設時の情報収集とその分析が重要となる。

山岳工法トンネルの標準工法では、図 2.4-29 に示すような情報化施工により施工が進められている。

まず、調査・試験により建設サイトの様々な条件が明らかにされ、設計条件が提示される。こ れに基づいて設計や解析が行われトンネルの断面形状や支保の規模が決定される。また、工事中 の安全管理のための管理基準値が設定される。

施工段階では、地山や地下水の挙動が入念に計測・観察され、工事の安全が確認されるととも に水封機能の評価が行われる。また、再調査や追加試験の必要性、設計・解析の妥当性などのチ ェックが行われる。必要な対策工の決定もこの中で行われる。

そして設定された管理手法や管理基準に問題があると判断された場合には、基準の再設定や管 理手法の見直しも行われる。

すなわち、調査、設計、施工は計測および観察を媒体として有機的に結合されており、現場の 状況を直ちに設計、施工に反映することが可能となる。ただしこのためには、各々の項目につい て次に述べる事が満足されている必要がある。

調査: 設計に用いる解析法の持つ精度に充分対応し得る信頼性を持っていること。

設 計: 施工法や地山の力学的特性、水理学的特性を評価できる解析であること。

施 工: 解析や計測の結果と対比できる程度の精度を有していること。

計測・観察: 地山や支保の状況、挙動を充分な精度で把握できること。また、設計へのフィ ードバックを有効なものとするための即時性を有していること。



図 2.4-29 情報化施工管理の概念

ここで留意しなければならないのは、こうした手法では各項目が有機的に影響し合っているため、各々の項目の精度が全体の精度に影響を及ぼすことである。すなわちこうした項目のどこかに不備があった場合、建設時のリスクが生じることになる。

また操業中の施設においては、図のサイクルの施工が時間の経過に伴う外力の増加、岩盤や構造物の劣化に置き換わった状態になったと考えることが出来る。そこでも同様に施設や構造物の 性能変化を観察・計測(モニタリング)し、的確に把握した上で必要な対策を講じる必要がある。

この場合、操業中には実施できない対策については、建設時に実施しておく必要があり、操業 時のリスクアセスメントを十分に行い、施設にとって致命的となるリスク事象の特定とその回避 策の検討を行わなければならない。

(ii) 目標安全率

操業時のリスクマネジメントを行うためには、どのような原因でどのような事態に至るかを網 羅するリスクアセスメントを行うとともに、様々なリスク対策案の中から実施すべき対策を選択 する意思決定の際に、一つの判断基準となる許容されるリスクの大きさを設定する必要がある。

これまでに炭鉱において蓄積されてきた技術のうち、通気、防災、避難の3項目の知見を基礎 として操業の安全性の観点から検討を加える。

[目標安全率]

目標とする安全率については、石炭鉱山の事例分析から「絶対に人命を守るという観点からは、 炭鉱の4倍の安全水準が必要」としている。しかしこれは山岳工法トンネル、鉱山など地下での 作業に対しての議論であり、処分施設あるいは研究施設のように建設作業の終了後に操業や研究 を継続的に行う場合の安全性については別の観点からの検討が必要であろう。

[機械化施工]

山岳工法トンネルの施工時の災害については、シールド工法やTBM工法などの機械化施工は 切羽における人的原因による災害の可能性を大幅に低減することが可能である。それはこうした 工法が施工の困難さを克服するために長い時間と数多くの犠牲を払って開発されてきたことを考 えれば当然の事といえる。

しかし、こうした効果は、あくまでこれまでのトンネル工事の延長上にあるとして考えられる 建設工事についてのみ期待できるものであるということに留意する必要がある。すなわち処分施 設のように地下深部の広大な領域を建設対象サイトとするような、これまで経験してきたような 施工条件とは異なる条件下で、新たな機械を開発した上で施工に臨むような場合には、その機械 の適応性、施工安全性については別途十分な検証を行う必要がある。機械化施工の場合、設定し た条件が変化した場合の施工上のリスク=コスト増、工期増が機械化施工でない場合よりも格段 と大きくなる可能性があることに留意する必要がある。

[操業安全性の目標]

リスクは、発生する確率と生じた場合の損害の大きさにより評価されるものである。例えば、 航空機事故は発生確率は非常に小さいものの、事故が生じた場合の損害は人の死という重大なも のであり、発生確率の大小だけで判断できるものではない。

航空機事故のようなリスクに対して人は便益(人の活動にとってプラスになると判断されるもの)、この場合移動時間が短縮される、快適であるなどとリスクを比較しプラスと判断されれば人は航空機を利用する。それはあくまで意志決定者の判断である。したがってプラスとは見ず、絶対に航空機を利用しないという人もいる。

これに対して処分場で想定されるリスクは、個々人が便益として感じられるものが現時点では 明確になっていない。したがって航空機より安全といったところで「嫌なものは嫌」ということ になる。すなわち処分事業に対しても社会一般の個々人がステークホルダーであることを理解し ていただき、社会的合意を得ることが肝要である。その上で目標とするリスクの大きさを設定す る必要がある。

(4) まとめ

処分事業は建設から操業まで、あるいはハードからソフトまで様々な要素によって構成されて いる。そしてそれらのほとんどは既存の事業における構成要素の延長上として考えられている。 例えば処分施設の建設では、鉄道や道路の山岳工法トンネルあるいは鉱山において用いられてい る調査・設計技術、掘削技術、施工管理技術 などを援用することで対応している。操業について も、既存の製造工場や鉱山の施設をベースにそのシステムが検討されている。

ここで留意しなければならないのは、既存の技術、施設と共通の技術もあるが、すべてがそれ でカバーできるかどうかである。処分施設は、建設から操業、閉鎖に至るまでの工期やそれに要 する要員を見ても、また、地下数百mに数キロ平方にわたって建設されるトンネル群を見てもこ れまでにない規模であり、しかもこれまでに経験の無いものである。したがって、これまでのト ンネル工事では経験したことの無いような事態が生じたり、誰も考えてみなかった人為的ミスで 事故が生じたりすることは十分考えられる。これは、これまでの建設工事や操業の中で新しい取 り組みがなされた際に、何回となく経験してきたことである。既存の技術や知見は十分活用する のは当然であるが、それに頼り過ぎることには大きな落とし穴がある。既存の業界や技術分野の 常識は他では常識として通じないことがあることに注意しなければならない。

このようなことから、ここで検討してきたリスクマネジメント手法は、様々な観点、立場の関係者が処分施設の建設、操業について検討する際の有用な情報を提供するものであり、リスクという指標により様々な分野の異なる立場の人々に対し共通の土俵を提供するものである。

今回の検討では、その基本的概念を示しただけであり、今後具体的なリスクアセスメントを進 めていく必要がある。その過程の中でさらなる課題が抽出され、現在建設がおこなわれている地 下研究施設における調査研究に反映されるべき項目も出てくると思われる。 This is a blank page.

表 1. SI 基本単位				
甘大昌	SI 基本ì	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	А		
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						
知辛量	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 每メ	ートル	m ⁻¹				
密度,質量密度キロ	グラム毎立方メートル	kg/m ³				
面積密度キロ	グラム毎平方メートル	kg/m ²				
比 体 積立方	メートル毎キログラム	m ³ /kg				
電流密度アン	ペア毎平方メートル	A/m^2				
磁界の強さアン	ペア毎メートル	A/m				
量濃度(a),濃度モル	毎立方メートル	mol/m ³				
質量濃度+口	グ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 ^(b) (数	字の) 1	1				
<u>比透磁率(b)</u> (数	字の) 1	1				
(a) 量濃度 (amount concentration) は臨床化学の分野では物質濃度						
(substance concentration) とも上げれる						

(substance concentration)ともよばれる。
 (b)これらは無次元量あるいは次元1をもつ量であるが、そのことを表す単位記号である数字の1は通常は表記しない。

表3. 固有の名称と記号で表されるSI組立単位

			SI 租立单位	
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
亚	5.37 v (b)	red	1 (b)	m/m
	() / / / / / / (b)	(c)	1 1 (b)	2/ 2
		sr II-	1	m m -1
同 仮 多		пг		S .
カ	ニュートン	N		m kg s ⁻²
E 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	$m^2 kg s^{\cdot 3} A^{\cdot 2}$
コンダクタンス	ジーメンス	s	A/V	$m^{2} kg^{1} s^{3} A^{2}$
磁東	ウエーバ	Wb	Vs	$m^2 kg s^2 A^1$
磁束密度	テスラ	Т	Wb/m ²	$\text{kg s}^{2} \text{A}^{1}$
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)	Βα		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	2 ((g)	Su	Ulta	2 o ⁻²
性線量当量, 個人線量当量		50	o/kg	m s
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。
 (d)へルツは周崩現象についてのみ、ペシレルは抜焼性核種の統計的過程についてのみ使用される。
 (a)セルシウス度はケルビンの特別な名称で、セルシウス温度度を表すために使用される。
 (d)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。
 (d)かけ性核種の放射能(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	[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 束 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	シファラド毎メートル	F/m	$m^{-3} kg^{-1} s^4 A^2$
透 磁 率	ミヘンリー毎メートル	H/m	m kg s ⁻² A ⁻²
モルエネルギー	ジュール毎モル	J/mol	$m^2 kg s^2 mol^1$
モルエントロピー, モル熱容量	ジュール毎モル毎ケルビン	J/(mol K)	$m^2 kg s^{-2} K^{-1} mol^{-1}$
照射線量(X線及びγ線)	クーロン毎キログラム	C/kg	kg ⁻¹ 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
酸素活性濃度	カタール毎立方メートル	kat/m ³	m ⁻³ e ⁻¹ mol

表 5. SI 接頭語								
乗数	接頭語	接頭語 記号		接頭語	記号			
10^{24}	э 9	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	٥	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	$1t=10^{3}$ kg			

表7. SIに属さないが、SIと併用される単位で、SI単位で

衣される奴値が実験的に待られるもの					
名称		記号	SI 単位で表される数値		
電	子 >	ボル	ŀ	eV	1eV=1.602 176 53(14)×10 ⁻¹⁹ J
ダ	N	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	-	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・	- 4	Å	1 Å=0.1nm=100pm=10 ⁻¹⁰ m
海		里	М	1 M=1852m
バ	-	ン	b	1 b=100fm ² =(10 ⁻¹² cm)2=10 ⁻²⁸ m ²
1	ツ	ŀ	kn	1 kn=(1852/3600)m/s
ネ	-	パ	Np	CI単位しの粉ば的な間接け
ベ		N	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	$1 \text{ St} = 1 \text{ cm}^2 \text{ s}^{-1} = 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ s}^{-1}$			
スチルブ	$^{\mathrm{sb}}$	$1 \text{ sb} = 1 \text{ cd } \text{ cm}^{\cdot 2} = 10^4 \text{ cd } \text{m}^{\cdot 2}$			
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 属	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
キ	ユ	IJ	ĺ	Ci	1 Ci=3.7×10 ¹⁰ Bq
$\scriptstyle u$	ン	トゲ	\sim	R	$1 \text{ R} = 2.58 \times 10^{-4} \text{C/kg}$
ラ			K	rad	1 rad=1cGy=10 ⁻² Gy
$\scriptstyle u$			ム	rem	1 rem=1 cSv=10 ⁻² Sv
ガ	:	\sim	7	γ	1 γ =1 nT=10-9T
フ	II.	N	"		1フェルミ=1 fm=10-15m
メー	ートルネ	系カラ:	ット		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	進	大気	圧	atm	1 atm = 101 325 Pa
力	П	IJ	ļ	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	17	~		$1 = 1 = 10^{-6} m$

この印刷物は再生紙を使用しています