京都大学大学院工学研究科 都市社会工学専攻修士論文 平成 24 年 3 月



Master Thesis Department of Urban Management Graduate School of Engineering Kyoto University February 2012

不連続性岩盤における追加調査による 地盤リスク変動に関する研究

2012年3月2日

京都大学大学院 工学研究科

都市社会工学専攻 土木施工システム分野

大川 淳之介

要 旨

地下構造物建設プロジェクトにおいては,調査・設計段階において地質調査が実施され, 建設コストが積算される.しかしながら,地盤調査における予算や期間,または技術的限 界から,地盤状況を完全に把握することは不可能である.そのため,施工時に予見できな い地盤条件に起因して,構造物の性能が満たされず,支保パターンの変更や何らかの対策 工が必要となる可能性がある.これらの想定外の事象に対して,追加調査により推定され る建設コストの不確実性を適切に評価することは,プロジェクトマネジメントの観点から 非常に重要であると考えられる.

本研究においては、不連続性岩盤内における立坑掘削事業を例にあげ、建設コストを支 保・掘削コストと湧水対策コストに大きく分け、追加調査により、それら二つのコストの 不確実性がどのように変動するかを評価する.

建設コストの不確実性を評価するにあたり,支保・掘削コストの算出には地質調査から 得られた弾性波速度分布を,また湧水対策コストの算出には不連続面の情報をもとにデー タセットを構築する.そして,それぞれモンテカルロシミュレーションにより,立坑位置 における物性値を推定し,建設コストの不確実性に対する支配的要因について定量的に示 す.また,湧水対策コストの算出にあたっては,不連続面という極めてランダム性の強い 物性を評価するため,実際に原位置で観測された全水頭,および立坑内湧水量を用いて, 地下水流動解析により得られた物性値分布と比較することで,解析モデルの精度について も事後評価の観点から評価を行う.

以上の手順により、これら事後評価の観点から得られた結果、知見を用いて、追加調査 の意義について検討することを本研究の主目的とする.

i

_		

次

章 序 論	a 1 -
研究の背景	1 -
研究の目的	4 -
既往の研究	6 -
本論文の構	成 8 -
	 章 序 諸 研究の背景 研究の目的 既往の研究 本論文の構

2.1	地下構造物建設プロジェクトの流れ	9 -
2.2	地盤リスク	10 -
2.2.1	地盤リスクと金融リスクの特性の違い	10 -
2.2.2	金融工学分野におけるリスク評価の概念	11 -
2.3	地質調査の追加と地盤リスクの変動	13 -
2.3.1	建設コストの分類	13 -
2.3.2	追加調査による地盤リスクの変動	16 -

3.1 岩盤等級分類......-17-3.1.1 地盤統計学手法-17 - 17 -3.1.2 3.2 3.2.1 DFN モデル- 21 -決定論的亀裂のモデル化-22 -3.2.2 3.2.3 3.2.4

第 4	章 事例検証1	30 -
4.1	対象プロジェクトの概要	30 -
4.2	地質調査の概要	31 -
4.3	建設コスト算出のフロー	34 -
4.4	支保・掘削コストの算出	34 -
4.4	4.1 通常クリギングによる地質推定	34 -
4.4	4.2 岩盤等級の推定と支保・掘削コストの算出	36 -

4.5	5	湧水対策コストの算出	37 -
4	4.5.1	解析領域	· 37 -
4	4.5.2	データセットの作成	· 38 -
4	4.5.3	DFN モデルの作成	- 43 -
4	4.5.4	地下水流動解析	- 50 -
4	4.5.5	全水頭分布からみたモデルの精度	- 51 -
4	4.5.6	確率論的亀裂の湧水量分布に与える不確実性	· 60 -
4	4.5.7	湧水量分布からみたモデルの精度	· 62 -
4	4.5.8	湧水対策コストの算出	· 66 -
4.6	5	考察	70 -
4	4.6.1	建設コストの不確実性に影響を与える要因	· 71 -
4	4.6.2	追加調査による建設コストの変動	· 71 -
第:	5 章	: 事例検証2(ボーリング情報のみ)´	74 -
5.1		湧水対策コストの算出	74 -
5	5.1.1	DFN モデルの作成	• 74 -
5	5.1.2	地下水流動解析	- 76 -
5	5.1.3	全水頭分布からみたモデルの精度	· 78 -
5	5.1.4	湧水量分布からみたモデルの精度	80 -
5	5.1.5	湧水対策コストの不確実性	82 -
5.2	2	考察	83 -
第(5 章	: 結論および今後の課題	86 -
6.1		研究のまとめ	86 -
6.2	2	今後の課題	87 -

参考文	:献	-89-
謝	辞	-92-

第1章 序 論

1.1 研究の背景

日本国内における土木事業建設投資額は、国や地方公共団体等の財政悪化のため、図 1-1¹⁾に示すように、1990年代をピークにその後減少の一途を辿っている.このような状況 の中、少子・高齢化の時代に突入することで、国・地方公共団体の税収の減少が予想され るため、東日本大震災により破壊された土木構造物等の復興等による需要を除けば、建設 投資額が大幅に増加するような事態は期待しにくい状態にある.更には、高度経済成長期 に整備が行われた膨大な量の社会資本が更新を必要とする時期を迎えている.そのため、 社会資本の維持を図りつつ、あるいは新規の社会資本の整備を行うためには、建設プロジ ェクト全体としてのコストの最適化を目指すことが重要な課題である.

本研究では、社会資本の中でも特にトンネルや地下空洞等に代表される地下構造物の建 設プロジェクトに着目する.地下構造物建設プロジェクトでは、計画段階、および調査・ 設計段階を経ることにより、構造物の施工が着手される前に建設コストの積算が実施され る.その際、事前調査・設計段階において、主に地表面からの物理探査やボーリング調査 などの地質調査が実施され、地下の地質状況を把握する試みが行われている.このような 事前地質調査は、対象とするプロジェクトの性質や規模、地盤の状況などから、プロジェ クトオーナーの判断によりその種類および規模が決定されることが一般的である.例えば、 都市部の軟弱地盤浅層部においてトンネルを建設する場合や、限られた地下領域内に大規



図 1-1 日本国内の土木事業建設投資額の推移



図 1-2 海外建設プロジェクトにおける地盤リスク発現地域 (JICA ホームページ「事後段階の評価」: <u>http://www.jica.go.jp/activities/evaluation/after.html</u>)

模空洞を建設する場合においては,安全性や施工性の観点から比較的多数の事前調査が実施されることが多い.一方,山岳部における土被りの大きい硬質地盤にトンネルを建設する場合は,地質調査そのものが困難となる場合が多く,特にボーリング調査に関しては数本程度しか実施されないことが通例となっている.このようにプロジェクトによって事前地質調査の質・量に関する差異が現実に顕在化している中,建設プロジェクト全体としてコストの最適化を目指すためには,地質調査を合理的に実施する必要が高まっているものと推察される.

ここで、どのような地下構造物の建設においても、事前調査に割り当てられる予算や期 間の制約、および地質調査の技術的な限界により、施工以前の設計段階において、地下の 複雑な地質状況を全て明らかにすることは不可能であることを認識する必要がある.その ため、建設プロジェクトリスクマネジメントの分野の研究においては、この地質条件の不 確実性を「予見できない地盤条件(Unforeseeable Geological Condition)」として、建設プ ロジェクトに支障をきたす主要なリスク要因の1つとして定義している²⁾.なお、本研究 においては、「不十分な事前地質調査に起因する地盤の不確実性」を地盤リスク(Geo-Risk) と定義する.図 1-2 は JICA (国際協力機構)が実施した円借款による建設プロジェクト案 件に関する事後評価結果を分析し地盤リスクの発現件数に関してまとめたものである.こ こで、本 JICA 事後評価結果のまとめについては、岩盤サイトにおける地盤リスクのみな



(JICA ホームページ「事後段階の評価」: http://www.jica.go.jp/activities/evaluation/after.html)

らず,軟弱地盤における地盤リスクも含むことに留意されたい.図 1-2からも確認できる ように,東・東南アジアを中心に世界の数多くの地域で地盤リスクが確認されている.ま た,それら世界の各地域において地質調査量が不足していると考えられる案件も存在して いる.その結果,日本では考えられないようなリスクが顕在化しているとも推察される. 図 1-3 は図 1-2 に示される地域で問題となった地盤リスクの要因を示している.多種多様 な地盤リスクがあげられており,この結果は建設プロジェクト実施の際に行われる地質調 査の重要性を再確認させるものであるといえるだろう.

具体的に、このような地盤条件の不確実性に起因するリスクが発現した場合、つまりは 施工時の地質状況が調査・設計段階において想定されていたものと大きな乖離が存在する 場合は、まず構造物の安全性や耐久性が満たされないことが想定される.それに伴い、人 的、あるいは物的被害が生じる可能性がある.しかしながら、これらの被害の多くは局所 的であり、また必ずしも発生するものではなく、施工中の現場計測に基づいて事前強度設 計を随時見直す情報化施工によって、ある程度防止することが可能であると考えられる. それに対し、上記のリスクが発現した際には、ほぼ間違いなく設計変更や追加調査に伴う 工期遅延、および事前の積算金額からのコストオーバーランが生じるものと考えられる. 実際の施工時における地質状況が、調査によって予見できないものであったため、度重な る設計変更を余儀なくされ、建設コストや工期が大きく変動した例が多数報告されている.

このように、地盤条件の不確実性に起因する様々なリスクは地盤リスクと称され、大津・ 尾ノ井³⁾が指摘しているように、建設プロジェクトの発注者および請負者の間で締結され る建設契約においては一種の不可抗力として認識されてきた.そのため、一般的に地盤リ



図 1-4 建設コストの内訳

スクに起因する建設コストの変動分に関しては、数量精算方式に基づきプロジェクトの発 注者において負担されることで,請負者のリスク分担は回避されてきたものと考えられる. これは、主に発注者として建設プロジェクトに参画してきた国・地方公共団体が潤沢な投 資財源を有していたために可能であったと考えられる.しかしながら、バブル経済崩壊以 降は、経済の停滞に伴う税収の減少により、この前提が崩れつつある.また、新たな社会 基盤構造物の調達方式として、民間資本導入方式 PFI (Private Finance Initiative) や官民協 力方式 PPP (Public Private Partnership)の導入、つまりは民間資本を活用した建設プロジ ェクトが近年進められている.そのため、建設コストの妥当性に加え、その設計の根拠と なる地質調査の妥当性についても、今後監視の目が厳しくなることが想定される.このよ うな情勢の下、事前地質調査により、どの程度地盤リスクに起因する工期の遅延およびコ ストオーバーランを抑制することができるかを、出資者などに明示する必要性が高まるこ とが考えられる.

このような背景から,建設プロジェクトにおいて事前に行われる地質調査が,地下構造 物建設プロジェクトに内在する地盤リスクに起因する建設コスト変動に与える影響を定量 的に評価することは,非常に重大な課題であるといえる.そして,それらは地下構造物を 建設する際,建設プロジェクトのコスト全体の最適化や合理的な調査方法の提案に繋がる ものと推察される.

1.2 研究の目的

地下構造物の建設コストは、図 1-4 に示すように大きく分けて健岩部(連続体部)にお ける支保・掘削コストと、不良地山が出現した際の亀裂・断層破砕部(不連続体部)につ いての対策コストに分離して考えることができる⁴⁾.次章で詳しく説明するが、これは連

トンネル名	山陽新幹線 福岡トンネル ⁵⁾	中山トンネル (四方木立坑) ⁶⁾	加久藤 トンネル ⁷⁾	木ノ下 トンネル ⁸⁾	東京電力 水殿川導水路 トンネル ⁹⁾
トンネル規模	延長 8,500m 内径 10m	延長 370m 内径 6m	延長 6,231m 内径 4.9m	延長 981m 内径 12m	延長 3,035m 内径 12m
地質	砂岩, 花崗閃緑岩	凝灰角礫岩	堆積岩	粘板岩	花崗岩
掘削方式	NATM	NATM	NATM	NATM	TBM
最大湧水量	20 m ³ /min	9.6 m ³ /min	40 m ³ /min	0.4 m ³ /min	9.0 m ³ /min
排水方式	水抜きボーリング (総延長 424m)	不明	横坑からの 水抜きボーリング	ディープウェル工法	ポンプによる 排水
止水方式	不明	セメントミルク,LW, アマイド注入	セメントミルク, LW	不明	RBS レンジ, OH 等注入
中断期間	約2ヶ月	約3ヶ月	約5ヶ月	不明	不明
備考	土砂流出: 400 m ³		天端崩落 土砂流出: 800 m ³		岩盤崩落 TBM 停止

表 1-1 突発湧水事例

続体部では地盤特性を地質調査から得られる地質情報により内挿補間的に推定することが 可能であるのに対し、不連続体部では外挿でしか地盤特性を推定できないことにもとづい た分類である.一般的には、設計段階において、健岩部における掘削・建設を積算し、事 前段階における建設コストの推定が行われる.もちろん健岩部における建設コスト変動も 生じるが、予見できない不良地山が出現した際のコスト変動はそれに比べ非常に大きく、 建設コスト変動に非常に大きな影響を及ぼすものであると考えられる.表 1-1 にはその事 例として、破砕帯等の不良地山の出現や突発湧水の発生等により、多大なコストオーバー ラン、及び工期遅延を余儀なくされた事例を示している⁵⁾⁻⁹⁾.また、昨今トンネル掘削方 式が NATM (New Austrian Tunneling Method)から、急速施工が可能である TBM (Tunnel Boring Machine)方式に一部取って変わられてきたことに伴い、突発湧水の発生が、掘削 工事を遂行する上で重大な支障となる事例が増大している.これは、TBM では切羽が掘削 機により密閉されているために、切羽からの水抜きボーリングや薬液注入などの湧水対策 工の施工が困難になることに起因する.このような観点から、建設コストや工期に大きく 影響を与える対策コストの変動も、定量的に把握する必要があるものと推察される. 以上を踏まえ、本研究では健岩部における支保・掘削コストと亀裂・断層破砕部におけ る対策コストを合わせたものを建設コストと称し、実際に立坑掘削工事を事例として取り 上げ建設コストを算出し、地質調査の進展による情報の蓄積が建設コストの変動にどのよ うな影響を及ぼすかについて定量的に評価することを目的とする.また、対策コストにつ いては立坑内湧水量、および全水頭という観測可能な物性値を用いて、湧水リスク評価の 精度についても検討を加えたうえで、追加調査による建設コスト全体の変動についても議 論を加える.また、各地質調査項目それぞれが対策コスト、および建設コスト全体の変動 にどのような影響を及ぼしているかについても個別に検討を加える.

1.3 既往の研究

本節では,地盤リスクに起因するコスト変動に着目した既往の研究について概説を行う. そして,一連の研究の体系的な目標概念,およびその中における本研究の位置付けについ て述べる.

1) 地盤条件の不確実性に起因する建設コスト変動の負担ルールについて

大本・小林¹⁰は,我が国の公共工事請負約款¹¹と国際的な標準約款である FIDIC (Federation Internationale Des Ingenieurs Conseils)約款¹²における工事変動時の分担ルール について,内在するリスク要因を外生的リスクと内生的リスクに分類して比較検討を行っ た.その際,地盤の不確実性については直接的に言及していないものの,各分担ルールの 差異を示すことで両契約方式の特性,利害,適用範囲などについて分析している.

大津ら³⁾は地盤条件の変動によるコストオーバーランを地盤リスクと称し,地盤リスク が顕在化した場合の発注者・請負者間のリスク分担ルールについて,代表的な契約方式に 基づいた解釈を示した.

2) 地盤条件の不確実性が建設コスト変動に与える影響について

Einstein¹³はトンネル施工における地盤条件の不確実性に着目し、それによって建設コストが変動することの重要性を指摘している.その中で、建設コストを平均値だけでなくその変動幅をもって評価することが必要であると述べ、地質調査によって地盤の特性を明らかにすることの価値を説いている.

大津・尾ノ井^{14),15)}は、地下構造物建設プロジェクトの調査・設計段階において、建設コ ストを推定するために、地盤統計学手法の1つであるクリギング手法により地盤状況を確 率分布として表現した.そして、建設コストの確率分布をリスクカーブとして表現し、地 下工事における地質調査の価値に関する定量的な考察を行った.さらに、確率分布として 示された建設コスト変動がプロジェクトの事業性評価指標に与える影響について定量的に 評価し、地盤リスクによる影響を金利変動などのリスク要因によるものと比較した.

3) 事後評価の観点からの建設コスト変動について

大津ら¹⁶⁾は、地盤統計学手法を用いた建設コスト変動評価を、実際の建設工事における 事後評価に適用し、推定される建設コストの変動分布と実際の建設コストの関連について 検討を加えた.更に、建設プロジェクトに関する事後評価結果に基づいて新たな地盤リス ク対応の可能性について提案した.

これらの結果を受けて、大津・坂井¹⁷⁾は山岳トンネルの建設プロジェクトに事後評価を 適用し、実際のコストに対する推定コストのはずれ量を、乖離率という指標を用いて定量 的に評価した.そして、事前調査の進展に伴う乖離率の変動を調べることで、地盤リスク に起因する建設コスト変動解析手法の妥当性について検討を加えた.

4) 事後評価の観点からの対策コスト(湧水対策コスト)の変動について

大津・堀田¹⁸⁾は,設計段階で全てを予見することのできない岩盤の不連続性に起因する 地盤リスク要因としての突発湧水に伴う対策コスト変動リスク評価を実施した.そして, 地質調査に関する情報量の増加が地盤リスクに起因する対策コスト変動リスクに及ぼす効 果について事後評価の観点から検討を行った.

大津・有薗¹⁹⁾は,事後評価の観点から全水頭,および立坑内湧水量の観測値と,地質調 査に基づき作成されたモデルにより算出された物性値分布の比較を行った.そして,情報 の蓄積に伴うモデルの適応性について,観測値との乖離リスクを定義することによって検 討を行った.

上記の既往の研究は、いずれも建設プロジェクトにおけるプロジェクトマネジメントの 一翼を担うものであると考えることができる. 図 1-5²⁰⁾に示すように、建設プロジェクト



図 1-5 建設プロジェクトにおけるキャッシュフローの不確実性

の各段階においては,費用,および便益にそれぞれ不確実性が内包されている.その中で, 上述の研究は調査・設計段階,および施工段階に焦点を当て,地盤条件の不確実性に起因 する建設コストの不確実性の変動を定量的に提示し,プロジェクトの実施や投融資に関す る意思決定指標を提示することを一つの目的としている.

本研究では、上記の1)-4)の研究を受け、建設コストを健岩部および亀裂・断層破砕部 に分け、支保・掘削コストおよび対策コスト変動を定量的に評価し、事前調査段階におけ る地質調査の価値を建設コストの変動という観点から検討を行う.

1.4 本論文の構成

本論文の構成は、全6章からなる.

まず,**第1章**において,序論として研究の背景,目的,および既往の研究との関連について述べた.

第2章においては、地下構造物建設プロジェクトのフローについて説明し、地下構造物 建設プロジェクトにおける地盤リスクを定義する.また、建設コストの不確実性に影響を 与える主因についての概念を述べる.

第3章では、不連続性岩盤における建設コスト算出法を、健岩部と亀裂・断層破砕部分け、それぞれ地盤統計学手法、不連続亀裂ネットワークモデルの説明について説明する.

第4章では,実際の立坑掘削事業を取り上げ,調査に伴う情報の蓄積を表現するために, 原位置調査結果に基づくモデルの作成を行い,第3章で説明した手法を援用し,建設コストの算出,追加調査による建設コストの不確実性の変動について述べる.

第5章では,建設コストの不確実性の変動のうち,湧水対策コストの不確実性の変動に 焦点を当て,より詳細な地質調査情報に基づくモデルを構築し,第4章とは違う別の視点 から,追加調査による湧水対策コストの不確実性の変動について述べる.また,それらを 踏まえて地下構造物建設プロジェクト全体からみた追加調査の意義について述べる.

第6章では、本研究のまとめとして、得られた知見、および今後の課題について示す.

第2章 地下構造物建設プロジェクトにおけるリスク

本章では、地下構造物建設プロジェクトの全体的な流れを示し、その中で本研究が着目 する点を踏まえ、地盤リスクについて説明を行う.そして、建設コスト変動の概念につい て解説を加え、本研究の位置づけを明確化する.

2.1 地下構造物建設プロジェクトの流れ

図 2-1 に示すように、一般的な地下構造物建設プロジェクトは、計画、調査・設計、施 工、維持・管理というフローに沿って実施される.全段階を通したプロジェクトマネジメ ントを行うには、各段階におけるさまざまなリスク要因を分析し、費用や便益に関する不 確実性を認識する必要がある.

例えば、施工時においては突発的な亀裂・断層破砕帯や風化変質帯など、予見できない 地盤条件(Unforeseeable Geological Condition)の発現に伴うコストオーバーランや工期遅 延が想定される.また、維持・管理段階においては、構造物の劣化過程の不確実性に起因 する維持・管理費用の変動などが予想される.また、海外における建設プロジェクトであ れば金利変動リスクや治安に関するリスクなどが、民間企業における事業においては資金



図 2-1 建設プロジェクトのフローチャート

調達リスクなどが存在する.このように建設プロジェクトに対する不確定要因は枚挙に暇 がない.

本研究においては, **図 2-1** に示した地下構造物建設プロジェクトの各段階の中で, 調査・ 設計段階に着目する.一般的に, 調査段階において全ての地質構造を明らかにすることは 不可能である.そのため,地下構造物建設事業は破砕帯等の出現, あるいは突発湧水の発 生といった,いわゆる不良地山の出現によるコストオーバーランや工期遅延が発生する危 険性を常に有していると言える.

また、プロジェクトの調査・設計段階においては、プロジェクトの事業採算性を見積も るために、または契約上の問題のために、建設コストを積算することが必要となる.そこ で、調査・設計段階という初期段階における建設コストの増大は、事業の存続性に危機的 な影響を与える懸念があると推察される.したがって、地質状況の不確実性が建設コスト に与える影響を定量的に評価し、それを踏まえた上で建設コストを推定することが、プロ ジェクト遂行の説明責任を果たす上で非常に重要である.

2.2 地盤リスク

2.2.1 地盤リスクと金融リスクの特性の違い

本研究では、「不十分な事前地質調査に起因する地盤の不確実性」を地盤リスクと定義 し、地盤リスクによる建設コストの不確実性の変動に着目している.前述のとおり、地質 調査を実施するに当たり予算や期間、または技術の制約により、必ずしも十分な事前地質 調査が行われるとは言いがたく、ほとんどのプロジェクトが地盤リスクを内在しているも のと推察される.

ここで、リスクという概念が頻繁に用いられる金融工学分野の例を挙げ、地盤リスクの 特性を整理する.金融工学分野におけるリスク^{21),22)}とは、図 2-2の模式図に示す株価や為



図 2-2 金融デリバティブの価格推移(模式図)

替などの金融デリバティブのように,時間軸上で複雑に変化し,その挙動予測が極めて困 難な値が有する可能性を対象としたものである.

それに対し、地盤リスクとは複雑な幾何的、または物理的変化に基づく幾何特性、物理 特性に関する可能性を対象としたものであり、大規模な地殻変動などが生じない限り、時 間的な変化を伴うものではない.つまり、理論的には対象領域全体に満遍なく精緻に地質 調査を実施することで、地盤リスクに対処することが可能である.しかしながら、予算や 期間の制約、および技術的な限界のため、調査・設計段階においてはどうしても地盤リス クが残存する.

一般的に,金融リスクは時間軸上に残存し続けるため,確率統計学を用いたアプローチ により対応される.現在,この理論体系は金融工学という枠を超え,幅広い学問領域に応 用されつつある.調査・設計段階に残存する地盤リスクについても,金融工学分野の知見 を援用し,確率論的なアプローチを取ることで,建設コスト変動の定量的評価を実施する ことは,地下構造物建設プロジェクトのリスクマネジメントを行う上での重要な検討項目 であると考えられる.

2.2.2 金融工学分野におけるリスク評価の概念

従来,工学分野では、「リスク」とは次式で示す期待値として定義されることが一般的 であった²³⁾.

$$R = P \times C \tag{2.10}$$

ここで, Rはリスクを, Pは発生確率を, Cは帰結を表す. それに対し, 金融工学分野では, リスクを式(2.10)における期待値からのはずれ量や極値指標として定義されることが一般的である. その計量化の指標としては, 前者では標準偏差, 後者では VaR (Value at Risk)²¹⁾などが用いられる.

たとえば, 図 2-3 (a)に示すように, 異なる 2 つの金融商品 X₁,および X₂の予想価格の分



図 2-3 金融工学分野におけるリスク



図 2-4 リスクカーブの概念図

布が,それぞれ N(μ_1,σ_1),および N(μ_2,σ_2)で表現される正規分布に従うと仮定する.こ こで,標準偏差をリスクと定義すると,金融商品 X₁,および X₂はそれぞれ図 2-3 (b)に示す ような点としてリスクー期待値平面に表現される.金融工学分野では,期待値はリターン と称されるため,図 2-3 の例では,X₁はローリスク・ローリターンな商品,一方 X₂はハ イリスク・ハイリターンな商品であると解釈される.つまり,金融工学分野におけるリス クという指標を導入することで,ある事象が期待値からどれだけばらつきを有するもので あるか,定量的に評価することが可能となる.

ここで調査・設計段階において推定される建設コストは、地質条件などが不確実である ことから本質的には確率量と考えることができる.金融工学分野においては確率量として 表現されるコスト分布は、しばしばリスクカーブを用いて表現される.リスクカーブの概 念図を図 2-4 に示す.一般的にリスクカーブは、縦軸に超過確率を、横軸にコストを設定 する.なお、図中の VaR(x%)²¹⁾は、期待値からのはずれ量の代表値であり、リスクカーブ での超過確率 x に対応するコストを表す.また、金融工学では、意思決定者の不利になる 側の値、および有利になる側の値をそれぞれダウンサイドリスク、およびアップサイドリ スクと呼ぶ.したがって、図 2-4 においては、VaR(5%)がダウンサイドリスク、VaR(95%) がアップサイドリスクに相当する.リスクカーブはコストとその発生確率の関係を定量的、 かつ視覚的に理解しやすいという特徴を持ち、推定コストのばらつきを定量的に表現する ことができる.本研究では、特に VaR(5%)と VaR(50%)の差を意思決定者に対する不利な 地質調査の不確実性、つまり地盤リスクとして定義している.

地盤リスクに起因する建設コスト変動は、調査・設計段階、すなわち施工前の段階での 事前評価に起因して発生するものである.次節では、事前調査段階において推定された建 設コストの不確実性が追加調査によりどのような変動をするかについて述べる.





図 2-5 追加調査による支保・掘削コスト分布の変動

図 2-6 追加調査による対策コスト分布の変動

2.3 地質調査の追加と地盤リスクの変動

2.3.1 建設コストの分類

既に1.2 でも触れたが,不連続性岩盤における地下構造物の建設コストは,健岩部(連 続体部)における支保・掘削コストと,不良地山が出現した際の亀裂・断層破砕部(不連 続体部)についての対策コストに分離して考えることができる¹⁶⁾.この理由を図 2-5 およ び図 2-6 に追加調査と各コスト分布の変動の関係として示す.まず,連続体部では実際の 施工段階において出現する値の範囲が,コストを推定する段階で得られている観測量の範



ある物性値の境界



図 2-7 健岩部 (連続体部)における物性値の推定方法の概念図

図 2-8 支保パターンの分類の一例

囲内である場合には、内挿を基本とした地盤統計学手法により支保・掘削コストを推定す ることが可能である.そのため、概念的なコスト分布における不確実性は、図 2-5 に示す ように減少していくものと考えられる.しかし、不連続性岩盤においては、実際の施工段 階における不連続体部の発見により、この観測量の範囲を超える値が出現する危険性があ り、これにより対策コストが発生すると考えられる.この対策コスト分布を示したのが図 2-6 である.同図に示すように、対策コストについては追加調査により必ずしもコストの 不確実性が低減するとは限らないと考えられる.また、追加調査による VaR(5%)および VaR(50%)の変動も各コスト分布それぞれで異なるものと考えられる.以下、その要因に関 して詳しく述べる.

A) 健岩部(連続体部)における支保・掘削コストに関わる不確実性

支保・掘削コストは、一般的に事前調査において地盤統計学手法(クリギング手法等) により算出される弾性波速度分布などに基づき支保パターンが選定され、コストが算定さ れる. 図 2-7 は健岩部におけるある物性値の推定方法の概念を示している.ここで、支保 パターンは同図に示すように、クリギング手法等の内挿補間法により推定されるので、追 加調査を行うことにより推定された物性値の不確実性は、一般的には減少するものと考え られる.よって、健岩部においては一般的には追加調査により地盤リスクは減少するもの



支保・掘削コストC



図 2-9 支保・掘削コストにおけるリスクカーブの概念図

図 2-10 亀裂・断層破砕部(不連続体部)における物性値の推定方法の概念図

と考えられる.また,図 2-8 に示すように,支保パターンは安価な支保等級(C_{min})から 高価な支保等級(C_{max})に分類される.通常トンネル掘削工事における支保・掘削コスト はこの支保等級に対する支保単価と区間長の積の和によって算出されるものであるから, 図 2-9 に示すように最大コスト変動幅(C_{max}-C_{min})は有限値をとり,想定可能な値を取り うる.

B) 亀裂・断層破砕部における対策コストに関わる不確実性

亀裂・断層破砕部における対策コストを算出するにあたり,対象構造物位置における不 連続面(以下,亀裂と称す)を推定する必要がある.この際に,亀裂群は不連続であるが ゆえに,健岩部(連続体)と同様に内挿補間法により対象位置の亀裂群を推定することは できない.それゆえ,図2-10のように追加調査を行った場合でも,追加調査により発見 される亀裂群により,構造・幾何学的変更の可能性が考えられ,必ずしも推定値の不確実 性,つまり地盤リスクが減少するとはいえない.また,多種多様な亀裂ネットワークの構 築の可能性により,表1-1に示すような被害が予想される場合もあり,健岩部における地 盤リスクよりも大きくなる可能性が高いと推察される.



図 2-11 地質情報の蓄積と地盤リスク推移の概念図(文献 24 を加筆修正)

2.3.2 追加調査による地盤リスクの変動

前項を踏まえて、本項では追加調査による地盤リスクの変動に関して述べる. 図 2-11²⁴ に調査の進展に伴う、地質情報と地盤リスクの推移に関する概念図を示す.一般的に岩盤 を等価連続体としてモデル化した場合には、図 2-11に示すように、プロジェクトの進展 と共に地質情報が蓄積され、それに従い地盤リスクは減少する.つまり、調査、設計、そ して施工と段階が進むことで地質状況が徐々に明らかになり、施工が完了した時点で建設 コストが確定し、地盤リスクはゼロへと向かう.ただし、前述の関係は、岩盤を連続体と してモデル化する場合について当てはまるものであるが、岩盤特有の断層・破砕帯に代表 される不連続面情報を含む場合については異なる傾向となりうる.

ここで、不連続体としてモデル化した場合の地盤リスクの変動に着目すると、事前調査 段階で得られた地質情報で構築されたモデルにおいては、不十分な断層評価の下では、岩 盤特性のばらつきを考慮したとしても、その地盤リスクは小さい値になると考えられる. さらに、追加調査により断層の存在が確認され、その地質情報を反映したモデルでは、初 期モデルと異なる確率分布になるとともに、地盤リスクも増加すると解釈される.そして、 断層の物性評価に関する追加的な調査結果を反映した施工段階における解析モデルでは、 より詳細な物性が得られているため、確率分布でのばらつき幅が減少するとともに、地盤 リスクも減少すると解釈される.よって、不連続体部における地質調査の役割としては、 断層の発見により最悪のシナリオに相当する極値を推定するとともに、追加調査により最 悪のシナリオに相当する極値が発生する危険性を減少させることであると考えられる.

このような観点から、本研究ではこの不連続体部分の初期モデルにおける楽観的リスク 評価を、解析モデルの精度という指標を用いて表現し、追加調査によるモデルの精度の変 動と地盤リスクの関係についても定量的に評価し、考察を行う.

第3章 地盤リスク評価手法

本章では不連続性岩盤における建設コスト算出法の提案を行う.本研究においては,対 象とする不連続性岩盤は連続体部(以下健岩部と称す)と不連続体部(以下亀裂・断層破 砕部と称す)とに分離されるものと仮定している.それを踏まえ,本研究では,建設コス トは健岩部における支保・掘削コストと亀裂・断層破砕部における湧水対策コストに分離 し,それぞれ以下の手法を用いて評価を行う.

3.1 健岩部における地盤リスク評価手法

支保・掘削費の算出にあたり,まず,対象構造物が位置する地点における物性値を推定 する.次に,推定された物性値をもとに,健岩部の岩盤等級分類を行い,支保パターンを 決定する.そして,各支保パターンの累積区間長と各支保単価との積を求めることで,支 保・掘削コストを算出する.また,岩盤等級分類を行う際に用いる物性値は弾性波速度と し,弾性波速度分布の推定には地盤統計学手法を用いるものとする.

3.1.1 岩盤等級分類

事前調査で得られた物性値をもとに岩盤等級分類を行い,各等級に応じた支保パターン を決定する.この際,電力中央研究所の岩盤等級分類等²⁵⁾²⁶⁾を参考にして作成した**表 3-1** を用いて,支保パターンの決定を行う.

3.1.2 地盤統計学手法

地盤の物性値などを推定する手法については、従来から非常に多くの研究がなされてきている²⁷⁾. それらの研究を踏まえ、本研究では地盤統計学手法である通常型クリギングにより対象構造物位置における物性値の期待値および分散を推定し、ガウシアンシミュレー

岩盤等級	堆積岩部 弾性波速度 (km/s)	花崗岩部 弾性波速度 _(km/s)
B級以上	4.2-	3.6-
CH級	3.4-4.2	3.0-3.6
CM級	2.6-3.4	1.5-3.0
CL-D級	-2.6	-1.5

表 3-1 岩盤等級分類基準

ションにより対象位置における地盤の物性値を複数算出し,確率論的な地盤推定を行う. 以下にそれぞれの手法の詳細を示す.

■ 通常型クリギング

クリギング手法とは、対象物性値の観測情報を用いて、確率変数としての物性値の空間 分布を内挿補間法に基づいて算出する手法である.推定対象の空間場を連続空間における 定常確率場としてモデル化し、観測点から測定された情報をもとに任意の位置における確 率場の値を推定する.

数あるクリギング手法の中でも、最も一般的なものが通常型クリギング手法である.これは、推定対象領域を2次固有定常確率場と仮定し、ある推定点における値をその近傍の 観測点から得られた値と、重み係数を用いて推定するものである.2次固有定常確率場では、次式に示すようにベクトルhで結ばれる領域内の任意の2点xとx+hにおいて、物性 値の増分の期待値(ドリフト)が0となり、物性値の増分の分散がベクトルhのみの関数 となる.

$$\mathbf{E}\left[Z(\mathbf{x}+\mathbf{h})-Z(\mathbf{x})\right]=0$$
(3.1)

$$\operatorname{Var}\left[Z(\mathbf{x}+\mathbf{h}) - Z(\mathbf{x})\right] = 2\gamma(\mathbf{h})$$
(3.2)

ここで、 $Z(\mathbf{x})$ は位置 \mathbf{x} における物性値を、 $Z(\mathbf{x}+\mathbf{h})$ は位置 \mathbf{x} から距離 hだけ離れた地点における物性値を、および $2\gamma(\mathbf{h})$ はバリオグラムと呼ばれる分散に基づいて算出される値を表す.

この2次定常確率場において,推定点 \mathbf{x}_0 における値 $Z^*(\mathbf{x}_0)$ をその近傍に存在するn個の 観測点 \mathbf{x}_α における物性値 $Z(\mathbf{x}_\alpha)$ と重み係数 ω_α を用いた線形結合によって推定する.

$$Z^*(\mathbf{x}_0) = \sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha Z(\mathbf{x}_\alpha)$$
(3.3)

$$\sum_{\alpha=1}^{n} \omega_{\alpha} = 1 \tag{3.4}$$

また,推定値と真値との差である推定誤差の平均は,以下に示すように0となる.この 場合を,推定量が「不偏」であるという.

$$\mathbf{E}\left[Z^{*}(\mathbf{x}_{0}) - Z(\mathbf{x}_{0})\right] = \mathbf{E}\left[\sum_{\alpha=1}^{n} \omega_{\alpha} Z(\mathbf{x}_{\alpha}) - Z(\mathbf{x}_{0}) \sum_{\alpha=1}^{n} \omega_{\alpha} \mathbf{E}\left[Z(\mathbf{x}_{\alpha}) - Z(\mathbf{x}_{0})\right] = 0 \quad (3.5)$$

このとき,推定誤差の分散 $\sigma_{\rm OK}^2$ は次式で表される.

$$\sigma_{\rm OK}^{2} = \operatorname{Var}\left[Z^{*}(\mathbf{x}_{0}) - Z(\mathbf{x}_{0})\right] = \operatorname{E}\left[\left\{Z^{*}(\mathbf{x}_{0}) - Z(\mathbf{x}_{0})\right\}^{2}\right]$$
(3.6)

クリギング手法は、この推定誤差分散 σ_{OK}^{2} を最小化することにより、推定値を決定する手法である.

ここで、式(3.2)における γ (h)をセミバリオグラムと呼び、物性値と距離および方向が持つ空間的相関を示した値を表す.2点 \mathbf{x}_{α} , \mathbf{x}_{β} 間のセミバリオグラムを γ (\mathbf{x}_{α} - \mathbf{x}_{β})とすると、式(3.2)より以下の関係が成り立つ.

$$\gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) = \frac{\operatorname{Var}\left[Z(\mathbf{x}_{\alpha}) - Z(\mathbf{x}_{\beta})\right]}{2} = \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{0}) - \gamma(\mathbf{x}_{\beta} - \mathbf{x}_{0}) - \operatorname{Cov}\left[Z(\mathbf{x}_{\alpha}), Z(\mathbf{x}_{\beta})\right]$$
(3.7)

したがって,式(3.6)の推定誤差分散 $\sigma_{
m OK}^{2}$ は以下で表される.

$$\sigma_{OK}^{2} = E\left[\left\{Z^{*}(\mathbf{x}_{0}) - Z(\mathbf{x}_{0})\right\}^{2}\right] = \sum_{\alpha=1}^{n} \sum_{\beta=1}^{n} \omega_{\alpha} \omega_{\beta} E\left[\left\{Z(\mathbf{x}_{\alpha}) - Z(\mathbf{x}_{0})\right\}\left\{Z(\mathbf{x}_{\beta}) - Z(\mathbf{x}_{0})\right\}\right\}\right]$$

$$= \sum_{\alpha=1}^{n} \sum_{\beta=1}^{n} \omega_{\alpha} \omega_{\beta} Cov\left[Z(\mathbf{x}_{\alpha}), Z(\mathbf{x}_{\beta})\right] = -\sum_{\alpha=1}^{n} \sum_{\beta=1}^{n} \omega_{\alpha} \omega_{\beta} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) + 2\sum_{\alpha=1}^{n} \omega_{\alpha} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{0})$$
(3.8)

ラグランジュの未定乗数法によって σ_{OK}^2 の最小化を行うことで、最適な重み係数を設定 する、 μ をラグランジュの未定乗数とすると、 σ_{OK}^2 が最小となる条件は以下で表される.

$$\frac{\partial \phi}{\partial \omega_{\alpha}} = 0 \quad \forall \sim \quad \frac{\partial \phi}{\partial \mu} = 0 \tag{3.9}$$

$$\phi(\omega_{\alpha},\mu) = \sigma_{\rm OK}^{2} - 2\mu \left(\sum_{\alpha=1}^{n} \omega_{\alpha} - 1\right)$$
(3.10)

以上より,次式に示す通常型クリギングシステムが導出される.

$$\begin{cases} \sum_{\beta=1}^{n} \omega_{\beta} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) + \mu = \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{0}) \\ \sum_{\beta=1}^{n} \omega_{\beta} = 1 \end{cases}, \quad \alpha = 1, \cdots, n \tag{3.11}$$



図 3-1 通常型クリギングにおける推定物性値

このようにして、ラグランジュの未定乗数 μ および重み係数 ω が算出され、推定値 $Z^*(\mathbf{x}_0)$ が求められる.また、通常型クリギングの推定誤差分散 σ_{OK}^2 は次式で与えられる.

$$\sigma_{\rm OK}^{2} = \sum_{\alpha=1}^{n} \omega_{\alpha} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{0}) + \mu$$
(3.12)

通常型クリギング手法において算出される推定結果は、図 3-1 に示すように上記の推定 値 $Z^*(\mathbf{x}_0)$ を最尤値すなわち期待値とした,推定誤差分散 σ_{OK}^2 を有する正規分布に従う確率 変数として表現される.

■ ガウシアンシミュレーション

ガウシアンシミュレーションは通常型クリギング手法を援用して、シミュレーション解 析を行う手法のひとつである.通常型クリギング手法において求まる最尤推定量を平均、 推定誤差分散を分散とする正規分布を作成し、その正規分布に従うモンテカルロシミュレ ーションを実施する.

通常型クリギングと異なり,ある推定点における推定値を正規乱数によって決定するため,確率論的な物性値を議論することが可能となる.これは,推定対象領域の情報量が非常に少ない場合においても地盤の推定を行うことができるという点で,有効な手法であると考えられる.

3.2 亀裂・断層破砕部における地盤リスク評価手法

本節では、不連続性岩盤に対する湧水対策費を算出するための不連続亀裂ネットワーク モデル(Discrete Fracture Network Model、以下 DFN モデルと称す)に関する説明を行う. なお、本論文においては、亀裂、節理、および断層など、岩盤の不連続構造を総じて亀裂 と称していることに留意されたい.

3.2.1 DFN モデル

DFN モデルにおいては, 岩盤中の地下水流れは亀裂部のみで表現され, 健岩部には地下 水が流れないという仮定の下, モデル化を実施する.

本研究においては、DFN モデルの構築に当たり、亀裂を決定論的亀裂、および確率論的 亀裂に分類してモデル化する. 図 3-2²⁸⁾に示されるように、一般に亀裂の割れ目トレース 長と単位面積当たりの累積割れ目頻度にはべき乗関数で表される関係が読み取れる. その 傾向は、規模の小さい亀裂ほど顕著である. しかしながら、割れ目トレース長が 1km を超 えるような大規模亀裂については、べき乗関数から逸れる傾向が確認できる. つまり、大 規模亀裂については確率論を用いてモデル化するのみでは、対象サイトの亀裂特性を捉 えきれない可能性が考えられる. 更には、湧水被害を起こす可能性の高い亀裂は、一般的 に考えると大規模亀裂であると推察され、また、大規模亀裂は地下水の流れに大きな影響 を与えるものと考えられる. 本研究においては、露頭調査等で確認された大規模な亀裂は 決定論的に扱い、調査においてリニアメントは確認されていないが、存在すると考えられ



図 3-2 リニアメントから得られた亀裂のトレース長分布

裂および確率論的亀裂のモデル化について説明を行う.

3.2.2 決定論的亀裂のモデル化

原位置調査結果に基づく,各亀裂の走向,傾斜,地表面でのトレース長,および透水量 係数等のデータから決定論的に亀裂をモデル化する.なお,決定論的亀裂の走向について は,航空写真やランドサット画像から得られるリニアメントより決定することができるが, 傾斜は直接的に得ることができない.そこで,反射法等の結果から,決定論的亀裂の傾斜 を決定する.また,本研究では亀裂の形状を平面としてモデル化するため,実際の亀裂の 曲面性については,平面を組み合わせることにより亀裂の屈曲構造を表現する.

3.2.3 確率論的亀裂のモデル化

亀裂の形状,位置,方向(走向・傾斜),大きさ,および頻度等の幾何特性と,破砕幅, および透水量係数等の物理特性を亀裂特性パラメータとして確率論的に亀裂を発生させ, 確率論的亀裂をモデル化する.上記の亀裂特性パラメータは原位置調査結果から算出され た統計量に基づき設定する.以下,各亀裂特性パラメータについて説明を加える.

■ 亀裂の形状

実際の亀裂の構造は多種多様であるが、均質な弾性媒体中に発生するせん断割れ目は円 盤形状を呈することが知られている²⁹⁾.そのため、亀裂をモデル化する際は、亀裂の形状 を円盤もしくは多角形として取り扱うことが多く、本研究では亀裂の単位法線ベクトル、 半径、および中心位置のみで亀裂の形状を表現できる円盤モデルを採択する.但し、実際 の事例検証においては簡易的に円盤と等価な面積を持つ正六角形に変換して確率論的亀裂 をモデル化する.また、決定論的亀裂と同様に、確率論的亀裂でも亀裂の形状は平面であ ると仮定してモデル化していることに留意されたい.

■ 亀裂の位置分布

一般的に、大規模亀裂の周辺には小規模な分岐・派生亀裂が密集して亀裂の疎密構造を 形成することが知られており、この現象を考慮した亀裂の空間分布モデルも存在する.し かしながら、本研究では決定論的亀裂としてモデル化した大規模な亀裂を中心として確率 論的亀裂をモデル化するため、分岐・派生亀裂による破砕帯などの疎密構造は取り扱わな い.既往の亀裂性岩盤のモデル化研究においては、亀裂の中心位置分布はランダムである と仮定し、ポアソン過程に基づく Baecher モデル³⁰⁾を用いることが多い.本研究において も、既往の研究と同様に Baecher モデルを採択する.また、参考として代表的な亀裂の中 心位置分布を図 3-3 に示す.



(a)Enhanced Baecher(b)Nearest Neighbor(c)Levy-Lee図 3-3 亀裂の中心位置分布モデル

■ 亀裂の方向分布

一般的に、巨視的なスケールで見ると岩盤内の亀裂方向はある傾向を持つことが多く、
 地下深度が大きくなるほどその規則性が高くなることが知られている³¹⁾.本研究では、シュミットネット(下半球投影図)を用いて、原位置調査結果から得られた亀裂の方向分布
 (走向・傾斜)の傾向を分析する.得られた亀裂の方向分布に対して、重心法を用いてクラスター分析を行い、クラスター毎に亀裂方向のパラメータを算出する.

亀裂の方向分布を与える式として代表的なものは,主に Fisher 分布と Bingham 分布が挙 げられる. Fisher 分布は,卓越方向中心周り,つまり亀裂が最も集中している方向周りの 等方的な分布であり,円状の分布をモデル化することに適している. Fisher 分布の確率密 度関数は以下の式により与えられる.

$$f(\theta',\phi') = \frac{\kappa \sin \phi'}{2\pi (e^{\kappa} - 1)} e^{\kappa \cos \phi'}, \ 0 \le \theta' \le 2\pi$$
(3.13)

$$\kappa \cong \frac{N_F - 1}{N_F - |\mathbf{R}|} \tag{3.14}$$

ここで、 (θ', ϕ') は亀裂の平均方向 (θ_m, ϕ_m) からの変位[rad]を、 κ は分散係数[-]を、 N_F は亀裂の数を、|R| は各亀裂の単位法線ベクトルのベクトル和の大きさ(長さ)を表す.

一方, Bingham 分布は非等方的な分布であり, 楕円状や帯状の分布をモデル化すること に適している. Bingham 分布の確率密度関数は以下の式により与えられる.



図 3-4 亀裂の方向分布の概念図

$$f(\theta',\phi') = C^{-1}\sin\phi'\exp[(\kappa_1\cos^2\theta' + \kappa_2\sin^2\theta')\sin^2\phi'], \ 0 \le \phi' \le \pi, \ 0 \le \theta' \le 2\pi$$
(3.15)

$$C = \int_0^{2\pi} \int_0^{\pi} \sin\phi' \exp[\kappa_1 \cos^2\theta' + \kappa_2 \sin^2\theta'] \sin^2\phi'] d\phi' d\theta'$$
(3.16)

ここで、(θ', ϕ')は亀裂の平均方向(θ_m, ϕ_m)からの変位[rad]を、 κ_1 および κ_2 は Bingham 分布の分散係数[-]を、Cは正規化定数を表す.

なお, 図 3-4 に Fisher 分布,および Bingham 分布の平均方向からの変位³²⁾を模式的に表 しているので参照されたい.

■ 亀裂の半径分布

亀裂の半径(大きさ)は、航空写真やボーリング等で観察される亀裂のトレース長から 推定されることが多い.トレース長の分布としては、従来、対数正規分布等が用いられて きたが、大野・小島²⁸⁾は大小さまざまなスケールで割れ目トレース長を測定し、その累積 頻度分布が以下のべき乗分布で表されることを示した.

$$f(L) = \frac{b-1}{L_{\min}} \left(\frac{L_{\min}}{L}\right)^{b} = (b-1) \cdot L_{\min}^{b-1} \cdot L^{-b}, \ L \ge L_{\min}$$
(3.17)

ここで、*L*は亀裂のトレース長[m]を、*L*_{min}は亀裂の最小トレース長[m]を、および b はべき 乗指数[-]を表す. 本研究では, 亀裂半径と割れ目トレース長は等価であるという仮定を設け, 亀裂半径 r[m] を式(3.5)におけるトレース長 L[m]の変わりに用いる. その場合の確率密度関数および亀裂 半径の期待値< r>[m]は次式により表される.

$$f(r) = \frac{b-1}{r_{\min}} \left(\frac{r_{\min}}{r}\right)^{b} = (b-1) \cdot r_{\min}^{b-1} \cdot r^{-b}, \ r \ge r_{\min}$$
(3.18)

$$< r > = \int_{r_{\min}}^{\infty} r \cdot f(r) dr = \frac{b-1}{b-2} r_{\min}$$
 (3.19)

ここで、べき乗分布においては、最小亀裂半径 *r*_{min} とべき乗指数 *b* を設定する必要がある.まず最小亀裂半径に関しては、岩盤のフラクタル性を考慮すると、透水性に寄与する最小の大きさの亀裂まで考慮する必要がある.しかしながら、最小亀裂半径を小さくするに従い、亀裂頻度は増加するため、あまりに微細な亀裂を考慮することは非常に非効率的であるといえる.したがって、岩盤中の地下水流れを把握したい対象領域の大きさとの兼ね合いで最小亀裂半径を決定する必要がある.

一方,べき乗指数については,対象領域において観測された割れ目トレース長によって 決定することが多い.大野・小島によると日本国内における亀裂のトレース長と累積頻度 分布は次式により表される(図 3-2 参照).

$$N = 2.5 \times 10^5 \times L^{-2.1} \tag{3.20}$$

ここで,Nは面積1km²当たりの累積亀裂頻度[本]を,Lは亀裂トレース長[m]を表す.ここで,式(3.5)を積分することで,亀裂トレース長の累積頻度分布は以下のように表される.

$$N = \int_{L}^{\infty} f(L) dL = L_{\min}^{(b-1)} \cdot L^{-(b-1)}$$
(3.21)

式(3.8)と式(3.9)比較することにより、べき乗指数 b=3.1 が得られる.

また小田・木村³³⁾の研究により、最小トレース長さ L_{\min} が最小亀裂半径 r_{\min} と等しいと 仮定できる場合は、亀裂トレース長分布 $\Phi(L)$ 、および累積亀裂頻度Nは次式で表される.

$$\Phi(L) = (b-2) \cdot L_{\min}^{(b-2)} \cdot L^{-(b-1)}, \ L \ge L_{\min}$$
(3.22)

$$N = \int_{L}^{\infty} \Phi(L) dL = (b-2) \cdot L_{\min}^{(b-2)} \cdot L^{-(b-2)}$$
(3.23)

ここで同様に式(3.8)と式(3.11)を比較することにより、べき乗指数 b=4.1 が得られる.

このように、べき乗指数は、観測された亀裂トレース長分布や、仮定する亀裂トレース 長の確率密度関数により変化するものである.既往の研究³⁴⁾によると、我が国における岩 盤でのトレース長から推定されるべき乗指数 b は 3.2 から 4.8 程度の範囲に分布すると考 えられている.

■ 亀裂の頻度分布

事前調査段階で取得可能な亀裂頻度としては、ボーリング孔から得られる線情報としての1次元亀裂頻度 ρ_{10} [本/m],およびリニアメント図等で観察される2次元亀裂頻度 ρ_{20} [本/m²]が挙げられる.ここで、3次元的に亀裂をモデル化するためには、3次元亀裂頻度 ρ_{30} [本/m³](単位体積当たりの亀裂頻度)、または ρ_{32} [m²/m³](単位体積当たりの亀裂面積)が必要となる.しかしながら、3次元亀裂頻度は直接的に調査から観測することは不可能であり、1次元亀裂頻度または2次元頻度から推定する必要がある.以下、3次元亀裂頻度の推定手法について述べる.

亀裂の形状を円状で仮定するならば、3次元亀裂頻度 ρ_{30} は次式により推定できる.

$$\rho_{30} = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{\rho_{10}}{\langle r \rangle^2} \tag{3.24}$$

また, 亀裂の半径分布の確率密度関数を f(r)とすると, 以下の式が成り立つ.

$$\frac{\rho_{32}}{\rho_{30}} = \int_{r}^{\infty} \pi r^{2} f(r) dr \qquad (3.25)$$

ここで, 亀裂の半径分布の確率密度関数 *f*(*r*)を式(3.6)で仮定したべき乗分布であるとすると, 式(3.13)は以下のように展開される.

$$\frac{\rho_{32}}{\rho_{30}} = (b-1)\pi r_{\min}^{b-1} \left[\frac{r^{3-b}}{3-b} \right]_{r_{\min}}^{\infty}$$

$$= \frac{b-1}{b-3} \cdot \pi r_{\min}^{2}, (b>3)$$
(3.26)

ここで、式(3.12)および式(3.14)より以下の関係が導ける.

$$\rho_{32} = \frac{4\pi (b-2)^2}{(b-1)(b-3)} \cdot \rho_{10}, (b>3)$$
(3.27)

式(3.15)から明らかなように、亀裂半径分布をべき乗分布と仮定し、そのべき乗指数bが3よりも大きいという条件の下では、亀裂の3次元亀裂頻度 ρ_{32} [m²/m³]は、1次元亀裂頻度 ρ_{10} [本/m]に正比例する.我が国におけるべき乗指数bはおおむね3より大きいと考えられる³⁴⁾ので、3次元亀裂頻度を1次元亀裂頻度から理論的に推定することが可能であると推察される.

■ 亀裂の破砕幅

一般的に, 亀裂の破砕幅は亀裂の大きさと強い相関が認められると考えられる.本研究 では, 亀裂の破砕幅を以下に示す大野・小島の経験式³⁵⁾を用いて決定する. 同式は, さま ざまなスケールにおける亀裂のトレース長と破砕幅の関係を調査し, 調査結果に基づき経 験的に算出された式である. また, 図 3-5 に次式を図として示す.

$$\log L = 2.7 + 0.7 \times \log W \tag{3.28}$$

ここで,*L*は亀裂トレース長[m],*W*は亀裂の破砕幅[m]である.なお,確率論的亀裂を実際にモデル化する際は,亀裂トレース長と亀裂半径が等価であるという仮定の下で破砕幅を決定している.

■ 亀裂の透水量係数

単一亀裂の透水量係数は,既往の室内試験結果によると 10⁻¹⁰~10⁻⁵[m²/sec]の範囲に分布 することが知られている^{36),37)}. さらに,観測された亀裂の透水量係数は対数正規分布と非 常に類似した分布となることが知られている. そこで確率論的亀裂の透水量係数は,ボー



図 3-5 大野・小島の経験式



図 3-6 DFN モデルの一例

リング孔における水理試験から得られた結果に基づく対数正規分布に従うという仮定の基 に決定する.

以上に述べた決定論的亀裂,および確率論的亀裂を図 3-6の様に組み合わせることで DFN モデルを構築する. つまり,決定論的にモデル化を行った大規模亀裂に対して,確率 論的に発生させた中・小規模の亀裂を重ね合わせることで,本研究で用いる DFN モデルは 構築される.

3.2.4 地下水流動解析

作成した DFN モデルを用いて、地下水流動解析を実施する.その手法は、各亀裂を三角 形要素に離散化し、与えられた境界条件のもとで、有限要素法を用いて亀裂内の定常地下 水流れの支配方程式を解くことで行う.地下水流動解析には、亀裂ネットワークの発生お よび水理流動シミュレーションコードである FracMan³⁰⁾を用いる.このソフトウェアは与 えられた亀裂特性パラメータに基づいて亀裂を発生し、構築された亀裂ネットワーク中の 水理を正しく解析できるようにコード化されていることが確認されている.

なお, DFN モデルは先述のとおり, 亀裂部の地下水流れのみを考慮している. 亀裂部の 地下水流れの模式図を図 3-7 に示す. DFN モデルでは図 3-7 に示すように, 亀裂が交差・ 連結することで, すなわち亀裂ネットワークが形成されることで, 地下水流れが生じる. 一方, 他の亀裂と連結せず, 亀裂ネットワークを形成しない亀裂については, 地下水流れ



図 3-7 DFN モデルによる地下水流れ(模式図)

は生じない.なお,図 3-7は、立坑に流入する地下水流れの模式図であることに留意されたい.

次章から,岐阜県瑞浪市における超深地層研究所建設工事を例に挙げての事例検証に移る.

第4章 事例検証1

本章では,実際の事例として,図 4-1 に示す岐阜県瑞浪市における瑞浪超深地層研究所計画^{38),39)}の立坑掘削工事を挙げ,前章で説明を加えた DFN モデルを作成する.

まず、プロジェクトの概要を述べ、地質調査の進展に伴う情報の蓄積を表現するための データセットの構築を行う.

4.1 対象プロジェクトの概要

瑞浪超深地層研究所計画は、日本原子力研究開発機構によって、高レベル放射性廃棄物の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進められている.工事 予定としては、図 4-1 に示すように総延長 1000m におよぶ 2 本の立坑(主立坑,および換 気立坑)の掘削と、水平坑道の掘削が予定されている.平成 23 年 1 月の段階では、深度約 500m までの主立坑,および換気立坑の掘削と深度 100m, 200m および 300m ステージの水



(a)G.L.-1000mまでの掘削予定図

(b)立坑内壁の様子

図 4-1 立坑掘削工事図



(a)深度300mステージの水平坑道内

(b)水平坑道内の花崗岩壁面

図 4-2 深度 300m ステージの水平坑道内と壁面

平坑道の掘削が完了した.本研究においては主立坑および換気立坑の深度 400m までを解 析対象領域として設定する.

研究所のある岐阜県瑞浪市の東濃地域には,基礎岩類として中生代後期白亜紀の土岐花 崗岩が広く分布している.図4-2には深度300mステージの水平坑道内の花崗岩壁面を示 しているが,一般に花崗岩からなる岩盤内には多くの節理,亀裂,および断層が発達して おり,亀裂ネットワークの状況により透水性が大きく変動することが知られている.

4.2 地質調査の概要

瑞浪市東濃地域では,超深地層研究所の建設に際し,継続的に原位置での調査が行われ ている.実際にボーリング調査および反射法弾性波探査が実施された位置を図 4-3に示す. 図 4-3に示すように,当該地域は高レベル放射性廃棄物の地層処分研究開発の基盤となる ため,実に詳細な地質調査が行われている.そのため,一般的な地下構造物の建設プロジ ェクトで行われる地質調査以上に地質情報が蓄積されていることに留意されたい.本節で は,調査の進展に伴う情報量の蓄積に着目し,調査の進展を表現するためのデータセット を作成する.

図 4-4 には本研究で建設コストの算出を行うにあたり,地質調査内容の概要とその流れ を示している.本研究においては建設コストを算出するにあたり,建設コストを健岩部に おける支保・掘削コストと亀裂・断層破砕部における湧水対策コストに分けて算出する. なお,本来であれば亀裂・断層破砕部における対策コストとしては補助対策コストも想定 する必要があるが,本研究対象サイトにおいては,主立坑にほぼ平行に交差する断層の影 響で補助対策コストが初期段階から計上されており,不確実性はないと考えられる.その ため,追加調査による建設コストの不確実性の変動に着目している本研究では,この補助 対策コストを建設コストの構成要素から除外する.



(c) 正馬様用地

図 4-3 ボーリング孔と反射法弾性波探査測線の位置図

まず,健岩部における支保・掘削コストの算出には,図4-4中のボーリング孔 MIZ-1 で 行われた速度検層で得られた弾性波速度の値のみを用いてモデル化を行っている.一方, 亀裂・断層破砕部における湧水対策コストの算出には,事前調査段階に行われた文献・露 頭調査から施工段階に行われた先行 (pilot) ボーリング調査までの調査により得られた亀 裂情報をもとにモデル化を行っている.次項で支保・掘削コスト,湧水対策コストそれぞ れの解析領域を設定し,解析を行う.


(a) 全体位置図(広域)

(b) 瑞浪研究所用地(狭域)

図 4-4 地質調査内容の概要とその流れ(事前調査段階~施工段階まで)



図 4-5 建設コスト算出のフロー(詳細図)

4.3 建設コスト算出のフロー

図 4-5 に建設コストを算出するためのフローを示す. 次節より前節の地質調査概要に基づき,支保・掘削コストおよび湧水対策コストのそれぞれを算出する.

4.4 支保・掘削コストの算出

4.4.1 通常クリギングによる地質推定

通常型クリギングにより、主立坑位置における弾性波速度分布を推定するにあたり、 MIZ-1 号孔において実施された弾性波速度検層の結果を利用する. 図 4-4 (b)に示すように、 MIZ-1 号孔は研究所用地内に打設されたボーリング孔であり、主立坑近傍に位置している. 通常型クリギングを行うにあたり、空間的相関関係を示すセミバリオグラム関数を近似か ら求める必要がある.本研究では、近似するセミバリオグラムとして地盤工学分野で多用 される指数型モデルを採用した.また、モデルの簡単化を考慮し、関数形のパラメータの 決定法として最小二乗法による近似を適用し、水平方向と鉛直方向の2次元異方性は考慮 せずセミバリオグラムを作成する.また、解析領域として、主立坑、及び MIZ-1 号孔を包 含する 250m×1000m の平面を対象領域とし、格子サイズは 10m×10m とする.



図 4-6 通常クリギング結果のコンター図(期待値)



図 4-7 主立坑と MIZ-1 孔位置における弾性波速度比較

以上のような条件のもと通常型クリギングを行った結果を図 4-6 に示す.また,図 4-7 に主立坑位置における弾性波速度の期待値と MIZ-1 号孔で実施された速度検層結果を併せ て示す.同図に示すように,主立坑位置におけるクリギング結果は,MIZ-1 孔位置におけ る弾性波速度分布にうまく包含されているといえる.また,表 4-1 には,主立坑位置にお ける掘削深度と弾性波速度の期待値および標準偏差の詳しい関係を示している.立坑の掘 削深度が深くなるに伴い,弾性波速度の期待値は高くなり,力学的な安定度は高まってい

掘削深度(m)	弾性波速度 期待値〔 km/s 〕	弾性波速度 標準偏差〔 km/s 〕
0	3.052	0.490
100	3.605	0.492
200	4.365	0.489
300	4.818	0.496
400	5.012	0.530

表 4-1 掘削深度と弾性波速度の期待値・標準偏差の関係

表 4-2 地山区分および弾性波速度と支保単価の関係

岩盤等級	支保単価 (円/m)
B級以上	702,000
CH級	728,000
CM級	832,000
CL-D級	1,248,000

ると考えられる.なお,換気立坑における弾性波速度分布に関しても,同様の方法で算出 を行っている.

4.4.2 岩盤等級の推定と支保・掘削コストの算出

前項で得られた弾性波速度分布をもとに,主立坑位置における岩盤等級分類を実施する. 岩盤等級分類を行う上で必要となる物性値と閾値との関係については,**表 3-1**の値を用い る.また,支保パターンごとの掘削,及び支保工に要する 1m あたりの概算費用について **表 4-2**に示す.概算費用に関しては,超深地層研究所で高レベル放射性廃棄物処理トンネ ル建設を行う際に,必要であると推定される支保単価をもとに算出した³⁹⁾.

前項で通常型クリギングにより得られた最尤推定量を期待値,推定誤差分散を分散とする正規分布を作成し,ガウシアンシミュレーションを実施する.本研究では,リアライゼーションを 100回とした.ガウシアンシミュレーションにより得られた結果をもとに作成した支保・掘削コスト(主立坑+換気立坑)に関するリスクカーブを図 4-8 に示す.同図に示すように,支保・掘削コストは 600(百万円)前後の値を示しており,金額の大きさ自体は大きいといえる.一方でコストの不確実度(ここでは VaR(5%)-VaR(50%)の値を指標として考える)については,約 10.4(百万円)という小さな値をとっている.これは,







2.3.1 において前述したように,最大コスト幅に起因するものであり,特に CL-D 級に値す るような弾性波速度が推定されなかったのも大きな要因である.

4.5 湧水対策コストの算出

4.5.1 解析領域

DFN モデルの構築に当たり,モデル化を行う領域を設定する必要がある.解析領域としては図 4-9 に示すように地表面の標高 193.33m,中心座標を(-27.0m, -106.5m, -306.67m) とする 1000m×1000m×1000mの空間を設定する.本研究では,主として立坑を解析対象

表 4-3 境界面の標高

境界面/データセット	[E.L.m]
地表面	193.33
堆積岩部~ 花崗岩上部割れ目帯	33.41
花崗岩上部割れ目帯〜 花崗岩下部低密度割れ目帯	-313.44
底面	-806.67

として取り扱うため,主立坑を地表面座標(-27.0m,-106.5m)の位置,つまりは解析領域 表面の中心位置に,換気立坑を地表面座標(-52.59m,-137.27m)の位置にモデル化を行う. また,両立坑の長さについては,解析条件により随時設定を行う.なお,主立坑の直径は 6.5m,換気立坑の直径は4.5mであり,それぞれ等価な面積を持つ正六角柱として立坑の モデル化を行う.

また、東濃地域では、既往のボーリング調査などからその地質条件の概略調査が実施さ れている.同図に示されるように、地層構造としては上部から堆積物(瀬戸層群)、堆積 岩(瑞浪層群)および、花崗岩(土岐花崗岩)の3つに区分され⁴⁰⁾、また花崗岩部では深 部に行くほど亀裂頻度が小さくなる傾向が確認されている.そこで、本研究では図 4-9 に 示すように上部から堆積岩部、花崗岩上部割れ目帯、および花崗岩下部低密度割れ目帯と 3層に分類し確率論的亀裂のモデル化を行うことで、鉛直方向の亀裂の疎密構造を表現す る.一般的には、亀裂は鉛直方向だけでなく水平方向にも疎密構造を形成すると考えられ るが、瑞浪超深地層研究所の調査によると、水平方向の亀裂の疎密構造はほとんど確認さ れていないため、本研究では水平方向での亀裂の疎密構造は取り扱わないものとする.ま た、それぞれの層の境界面は地表面と水平であると仮定し、境界面の標高を表 4-3に示す.

4.5.2 データセットの作成

瑞浪市東濃地域では,超深地層研究所の建設に際し,継続的に原位置での調査が行われ ている.本項では,調査の進展に伴う情報量の蓄積に着目し,調査の進展を表現するため のデータセットを作成する.表 4-4 に地質調査項目とデータの取得地点の関係を示し,図 4-10 に追加調査とデータセット(DS)の関係を示す.

対象サイトにおいては,表 4-4および図 4-10のように段階的に調査が実施されており, その段階ごとに不連続性岩盤における亀裂情報がデータセットとして蓄積されている. ここで, DS-M1から DS-M4 は実際に地質調査により地質情報が蓄積されていく過程をモ デル化したデータセットであり,一方, DS-B1~B2および DS-R はそれぞれボーリング調

	調査項目	データ取得地点
1	既存情報の収集	ボーリング孔(DH-4,9,11,12,MIU-1)
0	露頭調査+反射法弾性波探査	
3	既存ボーリング調査+浅層ボーリング調査	ボーリング孔(DH-2)
4	深層ボーリング調査	ボーリング孔(DH-15,MIZ-1)
5	孔間水理試験+ 孔間トモグラフィ探査	DH-2とMIZ-1の孔間
6	立坑壁面観察(堆積岩部)+先行ボーリング調査(深度500mまで)	ボーリング孔(06MI02,06MI03)

表 4-4 地質調査項目とデータ取得地点の関係



図 4-10 追加調査とデータセット(DS)の関係図

査等の点情報によって構築されるデータセット,あるいは反射法弾性波探査によって構築 されるデータセットを示している.これは点情報・面情報のそれぞれが,湧水対策コスト の不確実性の変動にどのように寄与しているのかを定量的に評価するために作成したデー タセットである.なお,同表の⑥に示す 06MI02 孔および 06ME03 孔は,それぞれ掘削途 中の主立坑,および換気立坑の深度 200m における切羽から深度 500m まで掘削した先行

(pilot) ボーリング孔であり、それら最終的な地質調査によって構築される DS-M4 が本研 究における最も信頼性の高いモデルであるとここでは仮定する.以下、各データセットに 関する概要を述べるとともに、**表 4-5** にデータセットとその調査の内容をまとめる.

■ データセット0(DS-0)の概要

データセット0は、文献調査段階であることを考慮し、決定論的亀裂は基本的にモデル 化を行わない.ただし例外として、月吉断層については、別途詳細な調査が実施されてい るためにデータセット0の段階から決定論的亀裂としてモデル化を行う.モデル化を行う 決定論的亀裂は月吉断層の1本で、その透水量係数は推定されている.

一方,確率論的亀裂については,亀裂の方向,亀裂の透水性については対象領域周辺での既往のボーリング孔から得られる統計量をもとにパラメータを決定する.データとして用いたボーリング孔は,DH-4,DH-9,DH-11,DH-12,MIU-1の5孔である.なお,亀裂

の頻度はリニアメントおよび反射法で得られた断層から得られたデータを用いるため,デ ータセットRと同等と仮定し,文献調査段階でのデータセットとして作成する.

■ データセットR(DS-R)の概要

データセット R では, 露頭調査で確認された 5 本の亀裂について決定論的亀裂にモデル 化を行った. その内 2 本の亀裂に対しては反射法による探査も実施されている. なお, 透 水量係数が推定されている決定論的亀裂は月吉断層の 1 本のみである.

一方,確率論的亀裂については,亀裂の方向,亀裂の透水性についてはデータセット0 で用いられるものと同等とし,亀裂の頻度は,リニアメントおよび反射法で得られた断層 から推定し,面情報を示すデータセットとして作成する.

■ データセット B1 (DS-B1) の概要

データセット B1 では,ボーリング孔 DH-2 の調査により観測された 3 本の亀裂をデータ セット0の決定論的亀裂に合わせた総数4本の亀裂を決定論的亀裂としてモデル化を行う. なお、月吉断層を含む4本の亀裂については透水量係数が推定されている.

確率論的亀裂については,ボーリング孔 DH-2 から得られた情報に基づき統計量を更新 し,透水量係数,1次元亀裂頻度,および花崗岩上部割れ目帯の亀裂方向を表すパラメー タの修正を行った.

■ データセット M1 (DS-M1)の概要

データセット M1 では,露頭調査・反射法弾性波探査およびボーリング孔 DH-2 の調査 という複数の調査により観測された 8本の亀裂を合わせた総数 9本の亀裂を決定論的亀裂 としてモデル化を行う.なお,月吉断層を含む 6本の亀裂については透水量係数が推定さ れている.

一方,確率論的亀裂については,データセット B1 のパラメータと同等のパラメータを 用いる.

■ データセット B2 (DS-B2) の概要

データセット B2 では,新規深層ボーリング孔 DH-15, MIZ-1 における調査に基づき, データセット B1 でモデル化した決定論的亀裂の位置,方向,および透水性の修正を行っ た.また,データセット B1 から新たに観測された 3 本の亀裂を合わせた総数 7 本の亀裂 を決定論的亀裂としてモデル化した.なお,月吉断層を含む 7 本の亀裂については透水量 係数が推定されている. 確率論的亀裂については、ボーリング孔 DH-15,および MIZ-1 から得られた情報に基づ き統計量を更新し、透水量係数、1 次元亀裂頻度、および堆積岩部・花崗岩上部割れ目帯・ 花崗岩下部低密度割れ目帯それぞれの亀裂方向を表すパラメータの修正を行った.

■ データセット M2 (DS-M2) の概要

データセット M2 では、データセット M1 までに行われた調査と新規深層ボーリング孔 DH-15, MIZ-1 による調査という複数の調査により観測された総数 12 本の亀裂を決定論的 亀裂としてモデル化した.また、データセット M1 でモデル化された決定論的亀裂の透水 性の修正も行った.なお、月吉断層を含む 9 本の亀裂については透水量係数が推定されて いる.

確率論的亀裂については、ボーリング孔 DH-15,および MIZ-1 から得られた情報に基づ き統計量を更新し、透水量係数、1 次元亀裂頻度、および堆積岩部・花崗岩上部割れ目帯・ 花崗岩下部低密度割れ目帯それぞれの亀裂方向を表すパラメータの修正を行った.

■ データセット M3 (DS-M3) の概要

データセット M3 では、新たに実施された孔間水理試験、および孔間トモグラフィ探査 結果に基づき、データセット M2 までに得られた決定論的亀裂の見直しを実施した.それ により、総数 25 本の亀裂を決定論的亀裂としてモデル化した.なお、月吉断層を含む 13 本の亀裂については、透水量係数が推定されている.

確率論的亀裂については、データセット M2 で得られている統計量と同じ情報を用いて モデル化を行った.

■ データセット M4 (DS-M4) の概要

データセット M4 は、実際の立坑掘削が開始されてからの情報に基づきデータセットを 作成する.データセット M4 では、主立坑、および換気立坑それぞれの深度 200m の切羽 から深度 500m まで実施された先行ボーリング 06MI02、および 06MI03(以下、パイロッ トボーリングと称す)における調査に基づき決定論的亀裂のモデル化を行った.データセ ット M3 でモデル化した決定論的亀裂に加えて新たに観測された 5 本の亀裂を加えた総数 30 本の亀裂を決定論亀裂としてモデル化した.なお、月吉断層を含む 14 本の亀裂につい ては、透水量係数が推定されている.

確率論的亀裂については、パイロットボーリング調査に基づく情報から、統計量を更新 し、透水量係数の修正を行った.なお、パイロットボーリングから得られた透水性に関す る情報は、パイロットボーリング掘削直後の速報値を用いている.また、パイロットボー リングにより観測された亀裂の方向に関する情報のみに従い、花崗岩上部割れ目帯の亀裂 方向を表すパラメータの変更を行った.

	調査項目	決定論的亀裂	確率論的亀裂	ボーリング孔
DS-0	・既存情報の収集	・月吉断層 ・透水性は,既往研究に基づき推定	・亀裂の方向は対象領域外のボー リングデータから推定 ・頻度分布は,DS-Rと同等	• DH-4 • DH-9 • DH-11 • DH-12 • MIU-1
DS-R	・露頭調査 ・反射法弾性波探査	・露頭調査で得られた断層 ・方向は対象領域外のボーリングデータ から推定し,透水性は確率論的に推 定	・亀裂の方向はDS-0と同等 ・頻度分布は、リニアパントおよび反 射法で得られた断層から推定	・DS-0と同等
DS-B1	・既存ボーリング調査 ・浅層ボーリング調査	・DH-2孔におけるデータおよび水理試 験結果に基づき, リニアメントの位置, 方 向, 透水性を修正	・DH-2孔および堆積岩中のボーリン グデータに基づき,方向,および 透水性を修正	• DS-0 + DH-2
DS-M1	• DS-R+DS-B1	• DS-R+DS-B1	・DS-B1と同等	・DS-B1と同等
DS-B2	・深層ボーリング調査	・DH-15, MIZ-1孔におけるデータお よび水理試験結果に基づき, リニアメント の位置, 方向, 透水性を修正	・DH-15,MIZ-1孔におけるデータに 基づき,方向,および透水性を 修正	• DS-B1 +DH-15 +MIZ-1
DS-M2	•DS-M1+DS-B2	•DS-M1+DS-B2	・DS-B2と同等	・DS-B2と同等
DS-M3	・孔間水理試験 ・孔間トモグラフィ試験	・孔間水理試験およびトモグラフィ調査 により,立坑部,DH-2,DH-15周辺 の断層の位置,方向,透水性を修正	・DS-B2と同等	・DS-B2と同等
DS-M4	・立坑掘削 (堆積岩部) ・先行ボーリング調査 (掘削深度500m)	・立坑切羽からの先行ボーリングであ る06MI02,06MI03孔におけるデータ および水理試験結果に基づきリニアメント の位置,方向,透水性を修正	・06MI02, 06MI03孔におけるデー タに基づき, 方向, および透水性 を決定	• DS-B2 + 06MI02 + 06MI03

表 4-5 データセットと調査内容

データセット M4 において, 確率論的亀裂の特性の1つである花崗岩上部割れ目帯の亀 裂の方向に関するパラメータを,パイロットボーリングからの情報に重きをおき決定して いる.これは,情報の蓄積を放棄しているのではなく,情報をより正確にするためのもの である.データセット0から M3 にかけては,超深地層研究所周辺の広い範囲(図 4-3(a) の枠線内に相当,以下,対象広域と称す)においての情報を蓄積していた.一方,データ セット M4 では,パイロットボーリングにより,対象とする立坑という構造物上の,つま り立坑の近傍(図 4-3(b)の枠線内に相当,以下,対象狭域と称す)の情報が得られた.本 研究では解析領域を1km四方の立方体という比較的狭い領域を対象としているため,対象 広域の情報と対象狭域の情報では,特性が異なる可能性がある.そのため,対象狭域で得 られた情報が対象広域で得られた情報がより正確性が担保されるという仮定の下,データ セット M4 の花崗岩上部割れ目帯の方向特性を表すパラメータの変更を行った.

4.5.3 DFN モデルの作成

本節では, 4.5.2 で作成したデータセットに基づき, 3.2.1 で説明を行った DFN モデルの 作成を行う.

■ 決定論的亀裂

各データセットに基づいて決定論的亀裂のモデル化を行う.図 4-11 に各データセット における決定論的亀裂を示す.なお,亀裂の屈曲構造については,平面を組み合わせるこ とで表現していることに留意されたい.また,推定されている決定論的亀裂の透水量係数 を表 4-6 に示す.なお,決定論的亀裂においても透水量係数が全て推定されているわけで はない.透水量係数の推定されていない決定論亀裂については,各データセットにおいて 確率論的亀裂の透水量係数で与えた,対数正規分布の期待値と標準偏差の和を与えてモデ ル化を行う.これは,未知の比較的大きな亀裂に対しては現場では透水量係数の値を安全 側にとる可能性が高いことを考慮したものである.

■ 確率論的亀裂

確率論的亀裂のモデル化に際し,採用したモデルを以下に示す.

1) 確率論的亀裂の形状

3.2.3 で述べたように確率論的亀裂の形状は全てのデータセットにおいて円盤を仮定する. 但し,実際は計算の簡略化のため円盤と等価の面積を持つ正六角形としてモデル化を行う.







図 4-11 決定論的亀裂の概要

表 4-6 決定論的亀裂の透水量係数推定値

調査段階	断層名	透水量係数[m²/s]		
データセット0	月吉断層	5.62×10 ⁻⁵		
データセットR	月吉断層	$5.62 imes 10^{-5}$		
	月吉断層	$5.62 imes 10^{-5}$		
ご、 クセット D1	IF_SB1_001	3.29×10^{-4}		
T T Y E Y F DI	IF_SB1_002	$3.29 imes 10^{-4}$		
	IF_SB1_003	$3.29 imes 10^{-4}$		
	月吉断層	$5.62 imes 10^{-5}$		
	IF_SB1_001	$3.29 imes 10^{-4}$		
デーク+セートM1	IF_SB1_002	$3.29 imes 10^{-4}$		
	IF_SB1_003	$3.29 imes 10^{-4}$		
	IF_SB1_004	$5.56 imes 10^{-8}$		
	IF_SB1_005	3.40×10 ⁻⁵		
	月吉断層	$5.62 imes 10^{-5}$		
	IF_SB1_09	$3.29 imes 10^{-4}$		
	IF_SB2a_07	4.39×10 ⁻⁵		
データセットB2	IF_SB2a_08	4.61×10 ⁻⁵		
	IF_SB2a_11	$5.85 imes 10^{-4}$		
	IF_SB2a_12	9.86×10 ⁻⁵		
	IF_SB2a_13	$5.18 imes 10^{-8}$		
	月吉断層	$5.62 imes 10^{-5}$		
データセット ${ m M2}$	IF_SB1_09	$3.29 imes 10^{-4}$		
	IF_SB2a_05	5.56×10 ⁻⁸		
	IF_SB2a_07	4.39×10 ⁻⁵		
	IF_SB2a_08	$4.61 imes 10^{-5}$		
	IF_SB2a_10	$2.48 imes 10^{-5}$		
	IF_SB2a_11	$5.85 imes 10^{-4}$		
	IF_SB2a_12	9.86×10 ⁻⁵		
	IF_SB2a_13	5.18×10 ⁻⁸		
	月吉断層	5.62×10 ⁻⁵		
	IF_SB3_02_2	5.56×10 ⁻⁸		
	IF_SB3_07	4.06×10 ⁻⁵		
	IF_SB3_08	6.46×10 ⁻⁶		
	IF_SB3_09	1.23×10-5		
	IF_SB3_09_1	3.65×10 ⁻⁶		
データセットM3	IF_SB3_11	5.85×10 ⁻⁴		
	IF_SB3_13	1.00×10 ⁻⁸		
	IF_SB3_13_2	1.26×10-5		
	IF_SB3_13_2_1	1.60×10 ⁻⁵		
	IF_SB3_13_3	1.66×10^{-7}		
	IF_SB3_15_2	9.86×10 ⁻⁵		
	IF_SB3_16	5.86×10 ⁻⁶		
	IF_SB3_0 データセッ	2_2を除く ト4の 亀裂		
データセットM4	06MI02-01	1.17×10^{-6}		
	06MI02-02	4.48×10 ⁻⁸		

2) 確率論的亀裂の位置分布

3.2.3 で述べたように, 確率論的亀裂の位置分布は全てのデータセットにおいてポアソン 過程に基づく Baecher モデルを採用する.

3) 確率論的亀裂の方向分布

瑞浪市東濃地域の基盤岩種の中で広く分布している花崗岩は,既往の観察結果によると 互いに直交する3組の水平・鉛直方向の亀裂群が卓越することが知られている^{41),42)}.原位 置調査から得られる亀裂の空間分布の傾向をシュミットネットにより分析した結果,亀裂 群が3組の卓越する方向を有しているという傾向が確認された.したがって,図4-12に 示すように,原位置調査から得られた亀裂群を重心法によるクラスター分析により3組に 分類し,亀裂の方向性を表すパラメータを算出した.なお,各亀裂群の方向性は,必ずし も等方的な分布でないため,各亀裂群の方向分布は3.2.3で述べた Bingham 分布を採用す る.表4-7に各データセットの Bingham 分布のパラメータを示す.

4) 確率論的亀裂の半径分布

3.2.3 で述べたように,確率論的亀裂の半径分布は,全てのデータセットにおいてべき乗 分布を採用する.最小亀裂半径 *r*_{min}は 60m と設定した.また,べき乗指数は,一般的には 観測されたリニアメントから得られるトレース長分布から決定される.本研究では,既往 の研究³⁴⁾に基づき,東濃地域のリニアメントから観測されたトレース長分布より推定され たべき乗指数 *b*=4.3 を採用する.

5) 確率論的亀裂の頻度分布

3.2.3 で述べたように, 亀裂の 1 次元頻度分布 ρ_{10} [本/m]と 3 次元頻度分布 ρ_{32} [m²/m³]には 半径分布をべき乗分布と仮定し, そのべき乗指数が 3 より大きい場合には比例関係がある. 既に述べたように,全てのデータセットにおいてべき乗指数 b=4.3 を仮定しているため, 理論的にも 3 次元亀裂頻度は 1 次元亀裂頻度と比例関係があるといえる.そこで, 表 4-8 に示す原位置調査のボアホール TV から得られる 1 次元亀裂頻度 ρ_{10} の各層における 比から, 3 次元亀裂頻度 ρ_{32} を導出する.

なお,超深地層研究所建設区域の堆積岩部において,リニアメントから得た観測結果, および既往の研究におけるトレース長分布と合致するようにキャリブレーションを行った 結果として,堆積岩部では3次元亀裂頻度 ρ_{32} が0.02[m²/m³]と推定されている.また,亀 裂の方向分布により,堆積岩部,花崗岩上部割れ目帯,および花崗岩下部低密度割れ目帯 をそれぞれ3つのクラスターに分類しているが,各層において各クラスターに存在する亀 裂数の比により,それぞれのクラスターの3次元亀裂頻度を分配する.各層,各クラスタ ーの3次元亀裂頻度を**表 4-9**に示す.





図 4-12 確率論的亀裂のクラスター分類

地質構造	クラスター	DS	0,R	B1,M1	B2,M2,M3	M4	
	亀裂数 47	47		776			
		走向(゜)	95.20		196.59		
	1	傾斜(゜)	5.85		87.47		
		分散係数κ1	-8.88		-7.16		
堆積岩部		分散係数κ2 -6.12			-6.40		
		亀裂数	22		497		
		走向(゜)	342.52		92.97		
	2	傾斜(゜)	10.48	1 DS-0 と同等	13.84	DS-B2 と同等	
		分散係数κ1	-10.67		-6.50		
		分散係数κ2	-3.84		-1.90		
		亀裂数	776		137		
		走向(゜)	168.50		179.64		
	3	傾斜(゜)	88.74		7.082		
		分散係数κ1	-6.63		-12.39		
		分散係数κ2	-6.34		-4.09		
		亀裂数	2537	4015	4187	1837	
花崗岩上部 割れ目帯	1	走向(゜)	139.34	30.91	41.20	343.34	
		傾斜(゜)	14.82	63.24	65.77	10.03	
		分散係数κ1	-2.63	-3.88	-5.24	-2.99	
		分散係数κ2	-1.36	-2.15	-2.95	-1.48	
	2	亀裂数	488	622	1286	481	
		走向(゜)	22.03	159.07	314.75	249.04	
		傾斜(゜)	21.43	28.55	24.68	23.96	
		分散係数κ1	-11.97	-7.59	-19.53	-25.15	
		分散係数κ2	-8.67	-6.93	-3.70	-6.47	
	3		2894	303	1238	373	
		走向(゜)	324.62	224.95	182.57	190.55	
		傾斜(゜)	86.06	33.29	32.03	82.67	
		分散係数κ1	-11.37	-12.26	-7.38	-10.74	
		分散係数κ2	-7.86	-5.86	-2.88	-5.93	
			8546		8245		
		走向()	27.82		8.15		
	1	傾斜(゜)	74.36		70.65		
		分散係数κ1	-4.53		-4.80		
		分散係数κ2	-1.85		-3.65		
			1215		2745		
花崗岩下部 低密度 割れ目帯		走向()	235.43	DSO	170.84	רפאס	
	2	傾斜()	31.90	203-0	45.63	DS-B2 と同等	
		分散係数κ1	-6.33		-5.28		
		分散係数κ2	-5.79		-4.56		
			393		1305		
		走向(゜)	83.03		251.66		
	3	傾斜(゜)	18.57		1.47		
		分散係数κ1	-24.78		-7.45		
		分散係数κ2	-7.51		-3.97		

表 4-7 Bingham 分布のパラメータ

データセット	0,R	B1,M1	B2,M2,M3,M4
堆積岩部[本/m]	2.40	2.40	2.54
花崗岩上部割れ目帯[本/m]	5.25	4.81	4.03
花崗岩下部低密度割れ目帯[本/m]	3.07	3.07	2.55

表 4-8 1次元亀裂頻度

表 4-9 3次元亀裂頻度

データセット		0,R	B1,M1	B2,M2,M3	M4
	クラスター1	0.001112		0.007050	
堆積岩部	クラスター2	0.000521	DS0,1 と	0.001943	DS3,4 と
$[m^2/m^3]$	クラスター3	0.018367	同等	0.011007	同等
	合計	0.020000		0.020000	
** ** ** ** ** ** **	クラスター1	0.018752	0.032578	0.019798	0.021662
化岡石上部	クラスター2	0.003607	0.005047	0.005854	0.005672
前16日'市' [m ² /m ³]	クラスター3	0.021391	0.002459	0.006081	0.004398
	合計	0.04375	0.040083	0.031732	0.031732
花崗岩下部	クラスター1	0.021532		0.004483	
低密度	クラスター2	0.003061	DS0,1 と	0.013465	DS3,4 と
割れ目帯	クラスター3	0.000990	同等	0.002131	同等
$[m^2/m^3]$	合計	0.025583		0.020079	

6) 確率論的亀裂の破砕幅

確率論的亀裂の破砕幅は, **3.2.3** で述べたように全てのデータセットにおいて大野・小島の経験式を用いて決定する. なお,式(3.28)における割れ目トレース長 *L*[m]が亀裂半径 *r*[m]と等価であるという仮定のもと,破砕幅を決定していることに留意されたい.

7) 確率論的亀裂の透水量係数

確率論的亀裂の透水量係数は, **3.2.3** で述べたように対数正規分布を採用する. データセットの進展に伴う透水量係数の分布の変化を図 **4-13** に示す.

なお,透水量係数の推定されていない決定論的亀裂については,各データセットにおい て確率論的亀裂の透水量係数で与えた,対数正規分布の期待値と標準偏差の和を与えて決 定論的亀裂の透水量係数を決定する.



注) 対数平均, 対数標準偏差の単位はいずれも[log(m²/sec)]



4.5.4 地下水流動解析

4.5.2 において作成したデータセットに基づき 3.2.1 において述べた手法において構築さ れた DFN モデルに対して地下水流動解析を行った. その際, 坑内に発生する湧水量や, 全 水頭観測点における全水頭を統計的に取り扱うために Monte Carlo Simulation により複数 回解析を実施する必要がある.本研究では,各データセットでの DFN モデル作成個数,お よび地下水流動解析の回数(以下,リアライゼーションと称す)を100回と設定し,FracMan による地下水流動解析を実施する.

次節から、事例検証として超深地層研究所における立坑掘削事業における地下水流動解 析を実施し、その結果について検討を加える.





4.5.5 全水頭分布からみたモデルの精度

本項は,前項において地下水流動解析が実施され,それにより得られた各センサー位置 における全水頭分布と全水頭の実測値を比較することにより,事後評価的にモデルの精度 について検討を行う.これにより湧水リスクがどの程度信頼できるものであるかの確認を 行う.

全水頭は、図 4-14 に示されるような主立坑,および換気立坑の非常に近傍のボーリン グ孔で観測されている. MSB-3 孔は,地表面座標(-15.12m, -61.85m)に,05ME-06 孔は 地表面座標(-41.17m, -94.57m)にそれぞれ位置している.また,同図にそれぞれのボー リング孔における各センサーの設置深度を示す.MSB-3 孔,05ME-06 孔はそれぞれ堆積岩 中,および花崗岩中の岩盤内の全水頭を1時間間隔で継続的に観測している.

ここで、時系列での全水頭の観測値を図 4-15 に示す.まず MSB-3 孔では、深部のセン サーにおいては、深度 150m 程度までの立坑掘削において、明らかな全水頭の低下が認め られるが、浅層部のセンサーにおける全水頭は掘削深度に依存せずほぼ一定である.一方、 05ME-06 孔では、MSB-3 孔に比べ、より急激な全水頭の低下が確認できる.この傾向は、 深度 240m 以深に設置された#7 センサー以降でより顕著である.



(b) 05ME06孔の全水頭観測値(時系列)

図 4-15 全水頭の観測値(時系列)

このように、立坑の切羽面がセンサーの標高に接近した際、急激な全水頭の変化を起こ すことが知られている.このような立坑の掘削深度による全水頭の変化を表現するために、 相対距離 Z を定義する.相対距離とは、立坑の切羽面とセンサーの標高差であり、以下の 式で定義される.



図 4-16 全水頭の観測値(相対距離)

$$Z = Z_s - Z_F \tag{4.1}$$

ここで、 Z_S はセンサー設置標高[E.L.m]、 Z_F は立坑切羽面の標高[E.L.m]を表す.

相対距離 Z を定義することによって表現される,立坑の掘削深度と全水頭の関係を図 4-16 に示す.なお,図 4-15 から分かるように,主立坑と換気立坑で立坑の掘削深度が異 なるため,それぞれの立坑について相対距離を定義し図化していることに留意されたい.

図 4-16 から, MSB-3 孔, および 05ME-06 孔ともに相対距離が 0 の近傍で, 全水頭の急激 な低下が起こることが確認できる. 全水頭が相対距離 0 の近傍で低下する現象は, 立坑掘 削の進展に伴い, 切羽面とセンサーとの標高差が縮まり, 亀裂が連結することにより, 新 たな地下水の流れが発生するためと考えられる. 以下, 各センサーの相対距離と全水頭観 測値の関係と, 地下水流動解析により得られた全水頭分布を比較することで, DFN モデル により岩盤内の水理特性をどの程度表現できているのか検討を行う.



 X座標[m]
 主立抗掘削深度[m]

 (a) ポーリング孔の位置
 (b) DH-15孔全水頭変化(主立抗深度)

図 4-18 DH-15 孔の位置と全水頭変化観測値

■ 解析条件

全水頭分布を算出するための解析条件としては,図 4-17 に示すように主立坑を地表面の中心とする 1000m×1000m×1000mの領域を想定し,立坑面を圧力水頭 0 境界,側面を 全水頭固定境界,底面を不透水境界とする.

なお,主立坑の掘削深度は図 4-18 から分かるように一定速度で掘削されているわけで はない.しかし,本解析においては,簡便のため主立坑,換気立坑ともに掘削深度 X[m] は一定であると仮定し,両立坑の掘削深度 X[m]を 100m から 300m まで随時 25m ずつ増加 させ,立坑の切羽が各々のセンサーを通過後は大きな全水頭変化がないことから,300m から 450m までは随時 50m 増加させ,計 12 段階において解析を実施する.硬質な岩盤内

表 4-10	立坑掘削深度と全水頭固定境界	艮
--------	----------------	---

立坑掘削深度: X[m]	100	125	150	175	200	225	250	275	300	350	400	450
全水頭固定境界: H[m]	160	150	148	148	139	135	135	135	127	127	126	125



図 4-19 立坑掘削深度とセンサー位置との相対距離

では、地下水流れは瞬時に定常状態になると考えられるので、立坑の掘削深度を上記のように仮定することに問題はないものと考えられる.

また,側面の全水頭固定境界 H[m]は,原位置調査結果に基づき,立坑掘削の進展に伴い 全水頭固定境界 H[m]を随時低下させる.図 4-3 に示すような解析領域の境界付近に位置 しているボーリング孔 DH-15 では,図 4-18 に示すように,いずれの深度に設置されたセ ンサーにおいても一様に全水頭の低下が確認されている.そこで,図 4-18 に示すボーリ ング孔 DH-15 における全水頭の変化から,立坑の掘削深度 X[m]と全水頭固定境界 H[m]に 表 4-10 のような関係を持たせる.概念は図 4-19 に示すとおりである.

ここで、掘削深度に依存して側面の全水頭固定境界条件を変化させることは、解析領域 の設定が狭いためであり、解析領域を広く設定する必要があるのではないかという疑問が 生じると考えられる.しかしながら、以下の理由により表 4-10 のように側面の境界条件 を設定するものとする.

 A) ボーリング孔 DH-15 での全水頭の低下は,実際に掘削を始めてから判明した.つまり, 事前調査段階においては,解析領域が狭いということを事前に予想することは困難で あると推察される.







図 4-21 全水頭分布の表記方法

- B) 本解析では,事後評価的観点から DFN モデルでどの程度岩盤内の地下水流を表現でき るか確認することが目的である.
- C) 亀裂の連結性を重要視しており、そのため最小亀裂半径 r_{min}=60[m]と設定している. つまり、比較的小規模な亀裂のモデル化を実施しているため、解析領域を広くすると 計算時間が膨大となり、実務への応用が困難となる.

上記の理由において、全水頭固定境界を掘削深度に依存させて変化させている.

上記の解析条件において、全水頭分布を算出するための解析を実施する. なお、Monte Carlo Simulation のリアライゼーションは、いずれのデータセットにおいても、それぞれ設定した立坑深度に対して 100 回と設定した.



図 4-22 MSB-3 孔#7 センサーにおける全水頭分布(立坑深度 400m 掘削時)

■ 全水頭の解析値と観測値の比較

ここでは、地下水流動解析によって得られたセンサーにおける全水頭分布と実測値とを 比較することで、全水頭分布という解析領域内の一点の値から DFN モデルの精度に関して 議論する.

図 4-20 にデータセット 0 における立坑の掘削に依存する全水頭の観測値と,解析値に よって得られる全水頭分布を示す.なお,対象としたセンサーは,MSB-3 孔の#7 センサー と 05ME06 孔の#1 センサーである.本研究では,全水頭分布を把握するために,図 4-21 のように VaR(5%),中央値, VaR(95%)に相当する全水頭を代表値として用いている.

同図に示すように、どちらのセンサーにおいても、得られた全水頭分布において、相対 距離の0近傍で全水頭が大きく変化して.いることが確認できる.ここで、湧水対策コスト の算出には主立坑、換気立坑の両立坑の掘削深度400m時点を対象としているので、掘削 深度400m時点での各センサーの全水頭分布の解析値が実測値をどの程度包含可能かを確 認することで、全水頭分布という観点からDFNモデルの精度について検討を行う.なお、 全水頭の実測値についてはMSB-3 孔#7 センサーでは79[m]、05ME06 孔#1 センサーでは 50[m]をそれぞれ用いる.

図 4-22 には、掘削深度 400m 時点での(a)データセット 0 および(b)データセット M4 と いう、最も地質情報が反映されていないモデルと最も地質情報が反映されているモデルを 示している. 同図に示すように、データセット 0 の段階では実測値に対して全水頭のばら つきが大きいが、後述するように最終段階のデータセット M4 段階では実測値のまわりに 解析値のモードが卓越し、ばらつきについても小さくなっている. ここで、DFN モデルの 精度を定量的に議論するために、最も信頼性の高いデータセット M4 段階での全水頭分布 が、実測値±30[m]の範囲内に 100 ケース中約 80 ケース包含されるということを基準とし て、他のデータセットについても全水頭分布が実測値±30[m]の範囲にどの程度おさまるか について検討する. なお、二つのセンサーにおける各データセットの全水頭を図 4-23、



図 4-23 各データセットの MSB-3 孔#7 センサーにおける全水頭分布



図 4-24 各データセットの 05ME06 孔#1 センサーにおける全水頭分布



図 4-25 全水頭分布からみた DFN モデルの精度の変動

図 4-24 に示す. そして,これら二つの図をモデルの精度という観点でまとめた図が図 4-25 である. 図 4-25 では,各データセットにおける全水頭分布が実測値±30[m]の範囲にどの 程度おさまるかをケース数という指標を用いて評価する.

同図より,全体的な傾向として地質情報が蓄積され,モデルの精度が向上していること が読み取られる.これは情報の蓄積により各データセットにおける DFN モデルがより実際 の地盤状況を反映していることに他ならない.ただし,データセット0から R,あるいは データセット M2 から M3 のようにデータセットが更新されているにも関わらず,モデル の精度が一時的に低下している場合がある.この理由として,データセット0から R では 反射法弾性波探査,データセット M2 から M3 では孔間トモグラフィー探査等により面情 報が追加されたことで,透水量係数が未知の決定論的亀裂がモデル化されたことがあげら れる.ただし,同図に示すように精度の低下は一時的なものであり,ボーリング調査の追 加により未知の透水量係数の情報が更新されると精度が改善することが示されている.

4.5.6 確率論的亀裂の湧水量分布に与える不確実性

本項では, 湧水量分布を算出するにあたり, 前節で設定した確率論的亀裂のパラメータ の設定により, 算出される湧水量分布にどのような影響を及ぼす可能性があるかについて 議論する. なお, その際に使用するデータセットはデータセット0とし, 幾何学的不確実 性および水理学的不確実性についてそれぞれ検討する. 幾何学的不確実性については, 確 率論的亀裂の水理学的パラメータである透水量係数の値を固定し, 亀裂の幾何学的パラメ ータであるを空間分布のパラメータを確率値として扱い, 湧水量分布に与える影響を確認 する. 一方で水理学的不確実性については, 確率論的亀裂の幾何学的パラメータの値を固 定し, 水理学的パラメータを確率値として扱うことで湧水量分布への影響を確認する. ま



図 4-26 湧水量分布算出のための解析条件

た,解析における境界条件は図 4-26 に示すとおりで,立坑掘削深度は 400m に固定し,側面は掘削深度 400m 時の DH-15 孔で観測された全水頭 126[m]という値を用いる.

■ 幾何学的不確実性に関する検討モデル

ここでは,幾何学的配置のみ確率値として扱う.具体的には,表 4-9の空間配置を決めるパラメータのみ確率値として扱い,図 4-13の透水量係数は固定値(全亀裂に対して透水量係数の期待値を与える)として扱う.

■ 水理学的不確実性に関する検討モデル

ここでは,透水量係数のみ確率値として扱う.具体的には図 4-13 の透水量係数のパラ メータのみ確率値として扱い,表 4-9 の空間配置を決めるパラメータを固定値として扱う. この際の確率論的亀裂の空間配置の特徴は,主立坑への交差本数が8本,換気立坑への交 差本数が6本,亀裂連結本数が578本となっており,これら3つの指標についていえば, 本ケースの亀裂の空間的配置はごく標準的ケースに含まれている.

■ 幾何学的不確実性と水理学的不確実性の比較検討

上記の二つを反映したモデルをそれぞれ作成し、それぞれのモデルに対して Monte Carlo Simulation により 100 回の地下水流動解析を行う.



図 4-27 確率論的亀裂の不確実性が湧水量分布に与える影響

図 4-27 には地下水流動解析を行った結果をそれぞれ表している. 図の見方は図 4-21 を 参照されたい.また,ここでは立坑内で実際に観測された湧水量を 0.1~1.0[m³/min]と定め ているが,この値の根拠については次項で詳しく述べる.

図 4-27 の(a)と(b)を比較した場合,主立坑,換気立坑,総流量(主立坑+換気立坑)の すべてについて,(b)の透水量係数の不確実性のみを考慮した場合の方が湧水量分布のばら つきが大きいということがいえる.その理由として,透水量係数のばらつきを示す標準偏 差の値の大きさが大きいことがあげられる.特にデータセット0においては,他のデータ セットと比較しても標準偏差が1.60[log(m²/sec)]と大きいため,湧水量分布のばらつきに大 きく寄与していると推察される.また,(b)については主立坑および換気立坑ともにケース によっては実際に観測された湧水量を超える可能性があり,確率論的亀裂のみのネットワ ークによる湧水量も決して過小評価してはならないことを示唆している.

次項では、上述した確率論的亀裂の不確実性を考慮したうえで、湧水量分布からみたモ デルの精度に関して議論を行う.

4.5.7 湧水量分布からみたモデルの精度

■ 湧水量の観測値

本研究サイトでは、立坑からの湧水量を、揚水量と給水量の差分により算出を行っている. 立坑からの湧水量観測値の推移を図 4-28 に示す. なお、DFN モデルにおいては、亀 裂と立坑の交差位置は亀裂のモデル化を確率論的に行っているため、基本的にその位置は 不確定である. そのため、立坑内湧水量は、掘削の完了した立坑面全体から発生する湧水 量を観測しており、個々の亀裂からの湧水量ではないことに留意されたい. 図 4-28 から 分かるように、立坑の掘削が全く行われていない時期にも湧水量の大きな変動が観測され



図 4-28 立坑内湧水量の観測値

ている.これはボーリング孔の掘削など,立坑掘削に付随する調査等の影響を受けたため 発生したものであると考えられる.

立坑内湧水量は、上述のように立坑掘削、およびそれ以外の要因によって変動するが、 図 4-28 より、掘削深度 200m から 400m において、立坑内の総湧水量は(主立坑と換気立 坑からの湧水量の合計)はおおよそ 0.1~1.0[m³/min]の範囲に分布していることが読み取ら れる. 立坑内湧水量は、計算式により算出されている面情報であり、センサーによって観 測している全水頭ほど、正確な情報ではないと考えられる. そのため、立坑内の総湧水量 の観測値を 0.1~1.0[m³/min]の範囲内に分布する値とし、地下水流動解析により得られる湧 水量分布と観測された湧水量の比較を行う.

■ 解析条件

立坑内の湧水量を算出するために図 4-26 と同一の解析条件を用いる.

■ 湧水量の解析値と観測値の比較

図 4-29に立坑掘削深度400m時点における立坑内の総湧水量の観測値(網掛け部分)と, 解析によって得られた総湧水量分布の比較を示す. 図の見方については図 4-21 を参照さ れたい. また,表 4-11には確率論的亀裂および決定論的亀裂のモデル化の概要を一部抜 粋している. なお,決定論的亀裂本数に月吉断層は含まれていない.



図 4-29 立坑内の総湧水量

DS	0	R	0	B 1	B2
確率論的亀裂 透水量係数[log(m ² /sec)]	μ:-5.95 σ:1.60	μ:-5.95 σ:1.60	μ:-5.95 σ:1.60	μ:5.92 σ:1.57	μ:-5.87 σ:1.56
確率論的亀裂 亀裂密度(m ² /m ³)/中段	0.044	0.044	0.044	0.040	0.032
決定論的亀裂本数(本)	0	4(0)	0	3(3)	6(6)
決定論的亀裂 交差本数(本)	(主)0 (換)0	(主)0 (換)0	(主)0 (換)0	(主)1 (換)2	(主)3 (換)3
DS	0	M1	M2	M3	M4
確率論的亀裂 透水量係数[log(m ² /sec)]	μ:-5.95 σ:1.60	μ:5.92 σ:1.57	μ:-5.87 σ:1.56	μ:-5.87 σ:1.56	μ:-6.68 σ:1.25
確率論的亀裂 亀裂密度(m ² /m ³)/中段	0.044	0.040	0.032	0.032	0.032
決定論的亀裂本数(本)	0	8(5)	11(8)	24(11)	29(13)
決定論的亀裂 交差本数(本)	(主)0 (換)0	(主)2 (換)2	(主)4 (換)3	(主)1 (換)1	(主)6 (換)5

表 4-11 確率論的亀裂・決定論的亀裂のモデル化の概要

※決定論的亀裂本数の()内は透水量係数が既知の亀裂本数を示す

図 4-29 において,まず地質情報があまり蓄積されていないデータセット0あるいはデ ータセットRについては,中央値が湧水量の実測値の範囲内を捉えているように確認でき る.一方,これら初期段階のデータセットにおいてはその他のデータセットと比較すると 湧水量分布のばらつきが大きい.これはこれらの二つのデータセットにおいて立坑に直接 交差する決定論的亀裂が発見されなかったこと,確率論的亀裂の透水量係数のばらつきが 大きかったことに起因する.



図 4-30 立坑に露出する決定論的亀裂が存在する場合の水みち

点情報のみによって構成されるデータセット B1, B2 に着目すると,データセット 0 か らボーリング調査により地質情報が蓄積されているにも関わらず,湧水量の中央値が実測 値を捉えきれていない.これはボーリング調査により主立坑および換気立坑に直接交差す るような決定論的亀裂がモデル化され,両立坑への湧水量が増加したことに起因すると考 えられる.また,データセット 0 と比較すると確率論的亀裂の透水量係数の標準偏差が同 程度であるにも関わらず,湧水量分布のばらつきは小さくなっている.これは前項で確認 された透水量係数の不確実性が湧水量分布の不確実性に対して支配的であるという見解と は反する.その原因であるが,ボーリング調査によって発見される決定論的亀裂について はすべて透水量係数が決定されているために,これらの決定論的亀裂が立坑に対して露出 するような場合には,図 4-30 のように決定論的亀裂による立坑への水みちが形成され, 地下水流れが固定化されている可能性が高い.

次に混合情報によって作成されたデータセットについてであるが,データセット M1, M2 はそれぞれデータセット B1, B2 にも含まれている透水量係数が既知の決定論的亀裂に 強く影響を受けて,データセット B1, B2 と同種の結果が得られた.そして,データセッ ト M3 においては湧水量の中央値は減少し,透水量係数のばらつきは変化していないにも 関わらず,湧水量分布のばらつきが大きくなっている.これはデータセット M2 から M3 にかけてボーリング孔間のトモグラフィ試験が実施されたことで,透水量係数が未知の亀 裂が多数モデル化されたこと,あるいは立坑に直接露出すると思われていた決定論的亀裂 の交差本数が見直されて減少したことがあげられる.そのため,図 4-30 のような支配的 な水みちの流れが固定化されずに,結果として湧水量のばらつきが大きくなっているとい える.さらに,最終的なデータセット M4 においては,湧水量の中央値がおおよそ実測値 の範囲内を捉え,さらにそのばらつきも減少しているということから,十分なモデルの精 度が得られているといえる.この理由として,対象構造物直下における先行(pilot)ボー リングにより確率論的亀裂の透水量係数が見直されたこと,そして立坑に直接露出する決 定論的亀裂が増加し,立坑への支配的水みちが形成されたことがあげられる.

以上を踏まえて,面情報あるいは点情報を与える地質調査が湧水量分布の精度に与える 影響について述べる.

面情報の追加による DFN モデルの精度の変動については,地質調査の初期段階に行われ る広範囲の露頭調査,弾性波探査により数本の決定論的亀裂がモデル化されたものの,そ れらは両立坑に対して直接露出せず,湧水量分布の中央値が実際に観測された湧水量を包 含している.ただし,反射法弾性波探査などの面情報では亀裂の透水量係数を推定するこ とはできず,湧水量分布の不確実性の幅は大きいままである.

点情報の追加による DFN モデルの精度の変動については、ボーリング調査における確率 論的亀裂情報の更新,なかでも水理試験等が実施されることによる透水量係数の更新によ り,湧水量分布の不確実性の幅が小さくなると考えられる.ただし、ボーリングで調査に より発見された決定論的亀裂が直接立坑に露出するという可能性が見出されることで,湧 水量分布は実際に観測された湧水量から大きくはずれる可能性が考えられる.また、最終 的に得られたデータセット M4 も点情報の追加によって得られたデータセットであると考 えると、立坑直下で得られた決定論的亀裂情報および確率論的亀裂情報という実際の地盤 状況を反映することで DFN モデルの精度は高まるものと推察される.

4.5.8 湧水対策コストの算出

本項では, 湧水対策コストの算出方法について述べる. 湧水対策コストの算出方法は, 図 4-31¹⁸⁾に示すように要約される. なお, 同図は立坑に交差する亀裂を対象とした模式図 であることに留意されたい.

まず,所定の決定論的亀裂および確率論的亀裂によって構成される DFN モデルを n ケース作成し,地下水流動解析を実施する.そして,主立坑,換気立坑それぞれに発生する湧水量を亀裂1本ごとに算出する.その後,各亀裂の湧水量に対して,後述する湧水対策シナリオを適用することで,各亀裂の湧水対策コストを算出し,その和によって,湧水対策コストを算定する.この作業を n ケース実施し,湧水対策コストの分布を求める.

本研究では,既往の研究⁴⁰⁾を参考に,**表 4-12**に示す各亀裂からの湧水量の閾値,およびそれに対応した湧水対策コストからなる湧水対策シナリオを適用する.

このようにして得られた湧水対策コストの分布を、本研究ではリスクカーブを用いて表現し、リスク評価指標としては VaR を採用することでリスク評価を実施する. なお、本研究においては、VaR(5%)、中央値、および VaR(95%)に相当する湧水対策コストを湧水対策コスト分布の代表値として採用し、VaR(5%)-VaR(50%)を指標として、湧水対策コストの不確実度(地盤リスク)を求める.



図 4-31 Monte Carlo Simulation による湧水対策コストの算出手順

対策シナリオ	湧水量 [m ³ /min]	対策費用 [百万円]	対策案
シナリオ1: 被害無し	~ 0.5	0	設計範囲内のため,対策工は不要
シナリオ 2: 小被害	$0.5 \sim 2.0$	1	湧水量は排水設備容量内.先進探り穿孔によ る先進調査実施
シナリオ 3 : 中被害	2.0 ~ 5.0	10	通常の排水設備容量を超える湧水量.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 ~	100	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,復旧工事の実施

表 4-12 湧水シナリオの設定



(a) 湧水対策コストのリスクカーブ

(b) 湧水対策コストの不確実度の変動

面情報の追加による湧水対策コストの不確実度の変動 図 4-32

■ 面情報の追加による湧水対策コストの不確実度の変動

図 4-32 (a)には面情報の追加による湧水対策コストのリスクカーブの推移を、また図 4-32 (b)にはそのリスクカーブから得られた湧水対策コストの不確実度の変動を示してい る.確率論的亀裂および決定論的亀裂のモデル化の概要については表 4-11 を参照された い.

図 4-32 (a)に示すように、面情報を追加してもリスクカーブの形状に特に大きな変化は なく、もちろん図 4-32 (b)にも大きな変動はみられない.これは、データセット0からデ ータセットRにおいて4本の決定論的亀裂が新たにモデル化されたが,直接立坑に交差せ ず,それら4本の決定論的亀裂が直接的に立坑への湧水量分布に影響することがなかった ため、このような結果が得られたと考えられる.また、データセット0、Rともに初期の データセットにも関わらず、湧水対策コストの不確実度、つまり地盤リスクが小さい点に ついては,4.5.5,4.5.7 でも述べたように初期モデルの精度が低いことに起因すると考えら れる.


図 4-33 点情報の追加による湧水対策コストの不確実度の変動

■ 点情報の追加による湧水対策コストの不確実度の変動

図 4-33 (a)には点情報の追加による湧水対策コストのリスクカーブの推移を,また図 4-33 (b)にはリスクカーブから得られた湧水対策コストの不確実度の変動を示している.確率論的亀裂および決定論的亀裂のモデル化の概要については表 4-11 を参照されたい.

点情報の追加としては、データセット B1 では一本の浅層ボーリング調査結果が追加さ れ、データセット B2 では二本の深層ボーリング調査結果が追加されている.そのため地 質情報が蓄積され、図 4-25 で示されるように全水頭分布からみたモデルの精度は高まっ ており、浅層ボーリングおよび深層ボーリングにより、ある程度 DFN モデルのモデル化が 適切に行われたと考えられる.その一方、図 4-27 に示されるように湧水量分布からみた モデルの精度は決して高いとはいえない.この主な原因として前項でも同様のことを述べ たが、ボーリング調査により主立坑および換気立坑に直接交差するような決定論的亀裂が モデル化されたことがあげられる.これら二つのモデルの精度の指標を鑑みた場合、デー タセット B1、B2 がとりうる不確実度の値は、高い信頼性をもって妥当と判断することは 難しいと考えられる.そのため、データセット B1、B2 段階においては、地盤リスクの低 減という観点でみた場合、地質調査の有用性を主張することは難しいといえるだろう.

■ 混合情報の追加による湧水対策コスト不確実度の変動

図 4-34 (a)には混合情報の追加による湧水対策コストのリスクカーブの推移を,また図 4-34(b)にはそのリスクカーブから得られた湧水対策コストの不確実度の変動を示している.確率論的亀裂および決定論的亀裂のモデル化の概要については表 4-11 を参照されたい.

図 4-34 (b)に着目してみると、図から読み取れるように全体の傾向として、不確実度は 初期段階において小さかったのが、追加調査を重ねることで増減を繰り返し、最終的には 対象構造物直下の地質情報を反映したデータセット M4 でほぼ0となっている. 細かくみ



図 4-34 混合情報の追加による湧水対策コストの不確実度の変動

てみると、データセット0からデータセット M1 で不確実度が増加している.データセッ ト M1 はデータセット R とデータセット B1 を組み合わせたデータセットであるが、デー タセット R で発見された決定論的亀裂は直接的に湧水量に影響を与えていないので、この 不確実度の増加はデータセット B1 に起因するものである. また, データセット M2 では 不確実度が減少しており、これはデータセット B2 で得られた結果とは若干違う傾向を示 している.この理由として、面情報としての反射法弾性波探査と点情報としてのボーリン グ調査という複数の地質調査から解釈された決定論的亀裂がモデル化されたことがあげら れる.しかし,その後データセット M3 で再び不確実度は増加に転じている.これはデー タセット M2 から M3 にかけてボーリング孔間のトモグラフィ試験が実施されたことで、 透水量係数が未知の亀裂が多数モデル化されたことがあげられる.この場合、本来なら不 確実度を低減するために行われる地質調査が、逆に不確実度を高める結果となった。さら にデータセット M4 では不確実度がほぼ 0 を示しているが、この原因がデータセット M3 で行われた決定論的亀裂の見直しによるものかは定かではない、次章ではこの点を明確に するために、施工段階の先行(pilot)ボーリング調査で得られた地質情報のみで構築され る DFN モデルで精度がどの程度得られるか,あるいはどの程度の不確実度が推定されるか 検討を行う.

4.6 考察

本節では、4.4、4.5 において算出された支保・掘削コストのリスクカーブ,および湧水 対策コストのリスクカーブから建設コスト全体のリスクカーブを考え、そこから建設コス トの不確実性に影響を与えるのはどのような要因であるかを検討するとともに、本事例に おいて追加調査が建設コストの不確実性の変動にどのような影響を与えるかについて考察 を行う.

4.6.1 建設コストの不確実性に影響を与える要因

図 4-35 には、4.4、4.5 において算出された支保・掘削コストのリスクカーブ、および湧 水対策コストのリスクカーブの重ね合わせた建設コストのリスクカーブとその建設コスト の不確実度を、それぞれ面情報、点情報、混合情報のごとに分けて示している. 同図(a)~ (f)からも明らかなように、建設コストのコストの金額の大きさ自体は支保・掘削コストの 金額の大きさに依存していることがわかる.

一方で,不確実度に着目すると,同図(b),(d),(f)に示されたグラフの各データセットの 値は,前節の図 4-32(b),図 4-33(b),図 4-34(b)の各データセットの値とほぼ変わらず, 支保・掘削コストの不確実度である約 10.4(百万円)だけ大きいだけである.つまり,建 設コストの不確実性により大きな影響を与えるのは,湧水対策コストの不確実性であると いえる.そのため,追加調査にともなう建設コストの不確実度の変動も,湧水対策コスト の不確実度の変動と連動しているといえる.

ただし、初期段階あるいは最終段階では湧水対策コストの不確実度が小さいため、それ らの段階においては支保・掘削コストの不確実度が建設コストの不確実度全体に及ぼす割 合の大きさも軽視すべきではないと考えられる.また、本研究においては、健岩部におけ る支保・掘削コストの算出には、図 4-4 に示す深層ボーリング孔での速度検層結果のみを 用いているため、支保・掘削コストの不確実度の幅が小さすぎるという疑問が残るかもし れない.しかし、この点に関しては、2.3.1 ですでに述べたように、支保・掘削コストには 最大コスト変動幅が存在するので、仮に健岩部においても追加調査がなされ、望ましくな い支保パターンが想定されても、湧水対策コストの不確実度の最大幅と比較すると小さな ものであるといえるだろう.

4.6.2 追加調査による建設コストの変動

前項でも述べたように、不連続性岩盤においては、建設コストの不確実性は湧水対策コ ストの不確実性に大きく依存している.それゆえ、事後評価の観点からは、事前地質調査 の初期の段階(広域の地質情報から構築されるデータセット0,R等)では、解析モデル の精度の低さから地盤リスクを過小に評価してしまう可能性がある.その後対象領域を絞 り込んだ追加調査により発見された、立坑に直接露出する決定論的亀裂の影響で地盤リス クが増加する(Risk Finding).そして、さらに対象領域を絞り込んだ追加調査により、地 盤リスクは増減を繰り返し、最終的に周辺水理場の情報が蓄積された状態で、対象構造物 直下の情報を反映したモデル(データセットM4)においてモデルは十分な精度を満たし、



図 4-35 追加調査による建設コストのリスクカーブと不確実度の変動

地盤リスクは減少するということがいえる.

ここで、最終的なデータセット M4 にかけて、対象広域から狭域にかけて地質調査の領 域を絞り込み、周辺水理場の情報を蓄積しているが、これらの情報がモデルの精度を高め、 地盤リスクを最終的に減少させる要因になったかは検討の余地がある.また、本章で作成 したデータセットにはいずれも既存ボーリング調査というモデル領域外の調査結果もモデ ルに反映されているが、果たしてここまで広域の地質情報を反映させる必要があったかは 疑問である.このような観点から,次章では,建設コストの不確実性に支配的な影響を与 える湧水対策コストの不確実性にのみ着眼して,どの段階で行われた地質調査が実際にモ デルの精度を高め,地盤リスクの低減に寄与したのかを定量的に評価する.

第5章 事例検証2(ボーリング情報のみ)

本章では、前章で提起された「どの段階で行われた地質調査が実際にモデルの精度を高 め、地盤リスクの低減に寄与したのか」という課題に対して、具体的には浅層ボーリング として行われた DH-2 孔、深層ボーリングとして行われた DH-15 孔、MIZ-1 孔、さらに対 象構造物直下で行われた 2 本の先行 (pilot) ボーリング孔のみの情報でデータセットを作 成し、湧水対策コストを算出する.ただし、これらの情報のみで亀裂情報を表現できない 箇所については既存ボーリング調査から得られた情報 (データセット 0 で用いたパラメー タ等)を参考にしてデータセットを構築する.

5.1 湧水対策コストの算出

5.1.1 DFN モデルの作成

ここでは、上述した4パターンのボーリング調査結果のみを基本的に反映したモデルの 作成を行う.

■ 決定論的亀裂

4.5.3 と同様に,各データセットに基づいて決定論的亀裂のモデル化を行う.図 5-1 に各 データセットにおける決定論的亀裂を示す.なお,亀裂の屈曲構造については,平面を組 み合わせることで表現していることに留意されたい.また,推定されている決定論的亀裂 の透水量係数を表 5-1 に示す.なお,透水量係数の推定されていない決定論亀裂について は,各データセットにおいて確率論的亀裂の透水量係数で与えた,対数正規分布の期待値 と標準偏差の和を与えてモデル化を行う.

■ 確率論的亀裂

確率論的亀裂のモデル化に際し採用したモデルを以下に示す.なお,ここでは4.5.3との変更点のみ以下に示す.

3) 確率論的亀裂の方向分布

図 5-2 に示すように,原位置調査から得られた亀裂群を重心法によるクラスター分析に より3組に分類し, 亀裂の方向性を表すパラメータを算出した. なお,各亀裂群の方向性 は,必ずしも等方的な分布でないため,各亀裂群の方向分布は 3.2.3 で述べた Bingham 分 布を採用する. 表 5-2 に各データセットの Bingham 分布のパラメータを示す.





図 5-1 決定論的亀裂の概要

調査段階	断層名	透水量係数[m²/s]	
データセットDH2	月吉断層	5.62×10 ⁻⁵	
	IF_SB1_001	$3.29 imes 10^{-4}$	
	IF_SB1_002	$3.29 imes 10^{-4}$	
	IF_SB1_003	3.29×10 ⁻⁴	
データセットDH15	月吉断層	5.62×10 ⁻⁵	
	IF_SB2a_07	$4.39 imes 10^{-5}$	
	IF_SB2a_08	$4.61 imes 10^{-5}$	
	IF_SB2a_11	$5.85 imes 10^{-4}$	
データセットMIZ1	月吉断層	5.62×10 ⁻⁵	
	IF_SB1_09	$3.29 imes 10^{-4}$	
	IF_SB2a_12	9.86×10 ⁻⁵	
	IF_SB2a_13	5.18×10 ⁻⁸	
データセットpilot	月吉断層	5.62×10 ⁻⁵	
	06MI02-01	1.17×10 ⁻⁶	
	06MI02-02	4.48×10 ⁻⁸	

表 5-1 決定論的亀裂の透水量係数推定値



図 5-2 確率論的亀裂のクラスター分類

5) 確率論的亀裂の頻度分布

亀裂の方向分布により,堆積岩部,花崗岩上部割れ目帯,および花崗岩下部低密度割れ 目帯をそれぞれ3つのクラスターに分類しているが,各層において各クラスターに存在す る亀裂数の比により,それぞれのクラスターの3次元亀裂頻度を分配する.各層,各クラ スターの3次元亀裂頻度を表 5-3に示す.

7) 確率論的亀裂の透水量係数

確率論的亀裂の透水量係数は, **3.2.3** で述べたように対数正規分布を採用する. 各データ セットにおける透水量係数の分布のパラメータを**表 5-4** に示す.

なお,透水量係数の推定されていない決定論的亀裂については,各データセットにおい て確率論的亀裂の透水量係数で与えた,対数正規分布の期待値と標準偏差の和を与えて決 定論的亀裂の透水量係数を決定する.

5.1.2 地下水流動解析

4.5.4 と同様に、地下水流動解析のリアライゼーションを100回と設定する.

地質構造	クラスター	DS	DH2	DH15	MIZ1	Pilot
堆積岩部	1	 亀裂数 走向(°) 傾斜(°) 分散係数κ1 分散係数κ2 亀裂数 走向(°) 傾斜(°) 分散係数κ1 	DS-0 と同等	DS-0 と同等	DS-0 と同等	DS-0 と同等
	3	1 1<				
		亀裂数	1077	369	250	1837
		走向(゜)	49.08	61.81	25.23	343.34
	1	傾斜()	42.65	85.70	71.14	10.03
		分散係数κ1	-21.89	-10.22	-8.31	-2.99
		分散係数κ2	-13.04	-7.26	-6.34	-1.48
		亀裂数	157	246	114	481
井井井 上如		走向(゜)	296.21	222.14	169.61	249.04
北岡石上部 割れ日帯	2	傾斜(゜)	57.27	15.71	20.38	23.96
		分散係数κ1	-10.88	-8.25	-6.49	-25.15
		分散係数κ2	-2.68	-1.88	-2.68	-6.47
	3	亀 裂数	59	378	60	373
		走向(゜)	169.82	330.68	256.84	190.55
		傾斜()	35.59	24.08	25.03	82.67
		分散係数κ1	-14.35	-22.52	-20.27	-10.74
		分散係数κ2	-7.62	-9.68	-6.04	-5.93
	1	亀裂数		197	852	
		走向(゜)		249.40	334.90	
		傾斜(゜)		5.15	6284	DS-0 と同等
		分散係数κ1		-6.00	-3.04	
		分散係数κ2		-5.25	-1.24	
		亀裂数		279	416	
龙崗史下邨		走向(゜)	- DS-0 - と同等 -	141.61	267.88	
低密度	2	傾斜(゜)		71.77	8.55	
割れ目帯		分散係数κ1		-8.34	-21.99	
		分散係数κ2		-3.68	- 6.66	
		亀裂数		642 2	238	
		走向(゜)		348.61	212.49	
		傾斜(゜)		21.35	11.37	
		分散係数κ1	1	-5.15	-22.56	
		分散係数κ2		-3.16	-6.34	

表 5-2 Bingham 分布のパラメータ

データセット		DH2	DH15	MIZ1	pilot	
堆積岩部 [m²/m³]	クラスター1 クラスター2 クラスター3 合計	DS0と 同等	DS0と 同等	DS0と 同等	DS0と 同等	
花崗岩上部 割れ目帯 [m²/m³]	クラスター1	0.025683	0.008343	0.007356	0.021662	
	クラスター2	0.003743	0.005563	0.003354	0.005672	
	クラスター3	0.001407	0.008546	0.001766	0.004398	
	合計	0.030833	0.022452	0.012476	0.031732	
花崗岩下部	クラスター1		0.003271	0.013907		
低密度	クラスター2	DS0と	0.004563	0.006791	DS0と	
割れ目帯	クラスター3	同等	0.010450	0.003885	同等	
$[m^2/m^3]$	合計		0.018284	0.024583		

表 5-3 3次元亀裂頻度

表 5-4 確率論的亀裂の透水量係数の分布パラメータ

データセット	DH2	DH15	MIZ1	pilot
対数平均[log(m²/sec)]	-5.50	-5.18	-5.79	-7.12
対数標準偏差[log(m²/sec)]	1.02	0.85	1.58	0.74

5.1.3 全水頭分布からみたモデルの精度

本項においては、4.5.5 と同様に、掘削深度 400m 時点での各センサーの全水頭分布の解 析値が実測値をどの程度包含可能かを確認することで、全水頭分布という観点から DFN モ デルの精度について検討を行う. なお、全水頭の実測値については MSB-3 孔#7 センサー においては 79[m]、05ME06 孔#1 センサーにおいては 50[m]をそれぞれ用いる.

ここで、4.5.5 と同様に、DFN モデルの精度を定量的に議論するために、最も信頼性の 高いデータセット M4 段階での全水頭分布が、実測値±30[m]の範囲内に 100 ケース中約 80 ケース包含されるということを基準として、他のデータセットについても全水頭分布が 実測値±30[m]の範囲にどの程度おさまるかについて検討する.なお、二つのセンサーにお ける各データセットの全水頭を図 5-3、図 5-4 に示す.そして、これら二つの図をモデルの 精度という観点からまとめた図が図 5-5 である.

図 5-5 には,各ボーリング調査から得られた地質情報を反映した DFN モデルによる全 水頭分布の解析結果と,比較検討のために前章で得られたデータセット B1,B2 の解析結 果を示している.まず,各データセットにおけるモデルの精度と二つのセンサー配置との 関係について述べる.同図に示すように,データセット DH2 および DH15 においては ME06#1 センサーでのモデルの精度が MSB3#7 センサーでの精度より高く,逆にデータセ ット MIZ1 においては MSB3#7 センサーでのモデルの精度が ME06#1 センサーでの精度よ り高いという結果を示している.これは,図 4-3(b)と図 4-14 より,それぞれのセンサー の位置とボーリング孔の位置の関係を反映した結果で,センサー位置とボーリング孔の位



図 5-3 各データセットの MSB-3 孔#7 センサーにおける全水頭分布



図 5-4 各データセットの 05ME06 孔#1 センサーにおける全水頭分布



図 5-5 全水頭分布からみた DFN モデルの精度の変動

置がより接近している方が良好な精度が得られていると推察される.

次に、二つのセンサーにおける精度を総合的に考慮したうえで、各データセットにおけ るモデルの精度について検討を行う.まず、図 5-5 から明らかなように、データセット pilot において非常に高いモデルの精度が得られている.これは、4.6.2 で述べた、対象広域から 狭域に地質調査の領域を絞り込み、周辺水理場の情報を蓄積したことがモデルの精度を高 めた可能性が高いということに反する結果である.つまり、本研究サイトにおいては、全 水頭分布からみたモデルの精度については、対象構造物直下の地質情報のみで対象領域の 地盤状況を十分に捉えることが可能であったことを示す.また、その他のデータセットに おいてはデータセット0の情報を反映する、つまり広域の地質情報を反映することによる 顕著な精度の増減はみられなかった.これにより、広域からの地質情報の蓄積によるモデ ル精度向上の有意性は見い出せないといえるだろう.ただし、データセット DH2 ではモデ ルの上・下段、DH15 および MIZ1 の上段においては、データセット 0 と同様の空間分布パ ラメータを用いている.そのため、亀裂の空間分布についてはある程度広域の地質情報の 影響を受けている可能性があるので、モデルの精度に関しては次項の湧水量分布からみた 場合も十分に考慮する必要があるといえる.

5.1.4 湧水量分布からみたモデルの精度

本項においては,4.5.7 と同様に図 5-6 に立坑掘削深度 400m 時点における立坑内の総湧 水量の観測値(網掛け部分)と,解析によって得られた総湧水量分布の比較を示す.なお, 表 5-5 に確率論的亀裂と決定論的亀裂のモデル化の概要を示すので参照されたい.



図 5-6 湧水量分布からみた DFN モデルの精度の変動

DS	0	DH-2	B1	
確率論的亀裂 透水量係数[log(m ² /sec)]	μ:-5.95 σ:1.60	μ:-5.50 σ:1.02	μ:-5.92 σ:1.57	
確率論的亀裂 亀裂密度(m ² /m ³)/中段	0.044	0.031	0.040	
決定論的亀裂本数(本)	0	3(3)	3(3)	
決定論的亀裂 交差本数(本)	(主)0 (換)0	(主)1 (換)2	(主)1 (換)2	
DS	DH-15	MIZ-1	B2	pilot
確率論的亀裂 透水量係数[log(m ² /sec)]	μ:-5.18 σ:0.85	μ:-5.79 σ:1.58	μ:-5.87 σ:1.56	μ:-7.12 σ:0.74
確率論的亀裂 亀裂密度(m²/m³)/中段	0.022	0.012	0.032	0.032
決定論的亀裂本数(本)	3(3)	3(3)	6(6)	6(2)
決定論的亀裂 交差本数(本)	(主)2 (換)2	(主)1 (換)1	(主)3 (換)3	(主)6 (換)5

表 5-5 確率論的亀裂・決定論的亀裂のモデル化の概要(一部抜粋)

※決定論的亀裂本数の()内は透水量係数が既知の亀裂本数を示す

まず,対象構造物直下の地質情報を反映したデータセット pilot については,同図に示す ように,実際に観測された湧水量の値におおよそ収まっており,湧水量分布からみたモデ ルの精度も十分に高いといえるだろう.この理由として,モデル化された立坑に直接交差 する決定論的亀裂が実際の地盤内の地下水流れを十分に表現できていたこと,また確率論 的亀裂の透水量係数の値が適切に評価されていたことがあげられる.



図 5-7 湧水対策コストのリスクカーブ

一方,その他のデータセット DH2, DH15, MIZ1 については,どのデータセットもデータ セット0の情報を反映,つまり広域の地質情報を反映する(データセット B1, B2 参照) ことにより湧水量の中央値および VaR(5%)が増加し,精度が低下している.これは,表 5-5 に示すように,水理学的不確実性が高い広域の情報を反映することで,湧水量の不確実性 に支配的な影響を及ぼす透水量係数の標準偏差が大きくなるためであると考えられる.ま た,同図のデータセット DH15 と MIZ1 を比較してもわかるように,幾何学的なパラメー タである亀裂密度の値よりも,透水量係数の標準偏差の大きさが湧水量分布の不確実性の 大きさにも繋がっており、4.5.6 の内容を支持する結果を示している.

5.1.5 湧水対策コストの不確実性

本節においては,4.5.8 と同様に湧水対策コストの算出結果を示す.図 5-7 には湧水対策 コストのリスクカーブの推移を,また図 5-8 にはそのリスクカーブから得られた湧水対策 コストの不確実度の変動を示している.確率論的亀裂および決定論的亀裂のモデル化の概 要については表 5-5 を参照されたい.

図 5-8 から, 湧水対策コストの不確実度は, 広域の地質情報を反映したデータセット B1, B2 よりも, 単独のボーリング調査から作成されたデータセット DH2, DH15, MIZ1 の方が小さいといえる. これは, データセット DH2 と B1 との比較なら, 透水量係数の標 準偏差の大きさの違いが湧水対策コストの不確実度の大きさの違いにそのまま反映されて いると考えられ, データセット DH15, MIZ1 と B2 との比較なら, 透水量係数の標準偏差 の大きさの違い, あるいは立坑への決定論的亀裂の露出本数の違いが湧水対策コストの不 確実度の大きさの違いに反映されていると考えらえる. そして, それらの要因により, 不



図 5-8 湧水対策コストの不確実度の変動

確実度は広域の情報の追加により増加を示す結果となった.この結果と 5.1.3, 5.1.4 の結 果をあわせると、広域からの地質情報の蓄積によるモデル精度向上、湧水対策コストの不 確実度低減の有意性は見い出せないといえる.

また、対象構造物直下の情報を反映したデータセット pilot については、同図に示すよう に、湧水対策コストの不確実度がほぼ0を示している.よって、前項のモデルの精度で得 られた結果を考慮に入れると、本研究対象サイトにおいては、対象構造物直下の極めて狭 域から得られる地質情報のみで、地盤リスクの低減が図れるということを示している.こ の結果は、前章末で述べた「対象広域から狭域に地質調査の領域を絞り込み、周辺水理場 の情報を蓄積したことがモデルの精度を高め、地盤リスクを最終的に減少させる要因にな ったか」という問いに対して、必ずしもそうではないということを示す結果となった.つ まり、本研究対象サイトにおいては、前章で示したデータセット M3 から M4 にかけてモ デルの精度が向上し、地盤リスクが低減したが、この要因が施工段階で得られた先行ボー リング調査結果の影響を受けたことによるものであるという可能性が示唆される.

5.2 考察

前節において,例えばデータセット DH2 からデータセット B1 で広域の地質情報を反映 したにも関わらず,湧水対策コストの不確実度(地盤リスク)が増加した,あるいは,対 象構造物直下という極めて近傍において得られた地質情報のみで作成されたデータセット pilot において,モデルの精度が高く湧水対策コストが低く評価された.これらの結果は,

段階	主な調査手法	調査目的と利用
初期段階 (予備調査)	① 既存資料調査 ② 地形図および 空中写真判断図 ③ 地表踏査	① 地質的に有利な地点, 問題箇所の把握 ②構造物建設における候補地, 工種, 工法 の選定, 環境影響評価
中期段階 (実施計画のための調査)	① 物理探査 ②ボーリング調査 ③ 試掘坑調査およびトレンチ調査	①調査箇所の地質特性, 岩盤性状の把握 ②構造物建設における候補地やルート, 工 種, 工法の選定, 環境影響評価および工期, 工事費の検討
後期段階 (実施設計のための調査)	①ボーリング調査 ②試掘坑調査 ③原位置岩盤試験 ④地下水調査	①工学的判断に基づく地質特性, 岩盤性状 の定量的評価 ②地質構造図, 岩盤分類図, 透水性分布図 等の地質モデル, および 岩盤分類基準, 設 計定数のとりまとめ →詳細設計, 施工計画への反映
施工段階	 1) 掘削面および切羽観察 ② 岩盤計測 ③ 地下水および 湧水計測 ④ 物理探査(孔間トモグラフィ等) 	 ①掘削面,切羽からの地質構造,岩種,岩 盤性状の把握 ②施工中の岩盤,地山,地下水等の挙動の 把握,評価 ③設計,施工のための地質モデル,予測・管 理値との照査 →情報化施工や施工管理,設計変更,およ び次施工への反映

表 5-6 一般的な地下構造物建設における地質調査の流れ

広域の亀裂情報から狭域の亀裂情報を蓄積したことによるモデル精度の向上,地盤リスクの低減を必ずしも支持する結果ではない.

ここで、本研究対象サイトでは **4.1** でも述べたように、一般的な地下構造物建設プロジェクトで行われる地質調査と比較した際に、多数のボーリング調査が行われているなど、 通常よりも詳細で段階的な地質調査が実施されている.このように、地質情報が十分に蓄 積されている例は非常に稀であり、一般的には地質調査のために与えられた予算制約や調 査期間が限られたものであると仮定すると、湧水対策コストの不確実性を低減するために 追加調査を行うことは不経済であるといえるかもしれない.

また,建設コスト全体というより大きな視点から追加調査の意義を考えてみても,表 5-6 に示すように地質調査の初期・中期段階においては,構造物建設までの候補地やルート, 工種,工法の選定を行うために,物理探査やボーリング調査等の地質調査が実施されてい るという現状がある.この理由としては,4.4.2で示したように,湧水対策コストと比較す ると,不確実性は小さい代わりにコストそのものの大きさが大きいことがあげられる.そ のため、事前調査初期段階で建設コスト全体を推定するという意味では、支保・掘削コストの大きさを適切に評価することは非常に重要であり、この段階では地質調査が主として 支保・掘削コストの推定のために行われると言っても過言ではない.このような現状から も、実際の事前地質調査の初期・中期段階において湧水対策コストの推定に対する優先度 が高くなるとは決して言えない.しかし、昨今の地下構造物建設プロジェクトにおける湧 水事故等を考慮すると、事前地質調査の初期・中期段階における支保・掘削コストの推定 に満足することなく、継続して追加調査を行い、湧水対策コストの推定、つまり不連続面 の情報を取得し続ける必要があると推察される.

以上のような点を鑑みて, 湧水対策コスト推定のあり方としては, 支保・掘削コストの 推定に付随的に行うものであることを考慮しつつも, 追加調査を行うことによる VaR(5%) のような極値の発見, つまり, 想定外の事象を推定することであると考えられる. この際, 初期の地質調査により作成された解析モデルにおいては, モデルの精度が不十分である可 能性が高いため, 追加調査によりモデルの精度を向上させることが望ましい. これを踏ま え, 事業者の立場においては, 最悪の事象が発生した場合, どの程度の追加コストを準備 しておくべきかというオプションを与えるという意味で, 追加調査を行う意義に繋がると 推察される.

第6章 結論および今後の課題

本章では,前章までに述べた建設コストの不確実性に支配的な影響を与える要因,追加 調査による DFN モデルの精度の変動と地盤リスクの関係,およびそれらの結果を踏まえた 事前地質調のあり方に関するまとめを行う.最後に今後の検討課題について言及し,今後 の研究に繋げるものとする.

6.1 研究のまとめ

本研究においては、不連続性岩盤における建設プロジェクトに重大な影響を及ぼすと考 えられる建設コストの不確実性の支配的要因に関して分析を行った.その際、建設コスト を健岩部における支保・掘削コストと亀裂・断層破砕部における湧水対策コストとに分離 し、支保・掘削コストは弾性波速度分布を、湧水対策コストは不連続面の情報をもとにデ ータセットを作成した.そして、それぞれコスト次元で不確実性を表現し、比較を行った.

また,追加調査による湧水対策コストの不確実性の変動に対しては,事後評価の観点から全水頭,および立坑内湧水量の観測値と,地質情報に基づいた各データセットにおける DFN モデルを用いた地下水流動解析により得られる物性値分布の比較を行うことで,湧水 対策コストの不確実性の変動と DFN モデルの精度の変動との関係性を示した.

さらに, 湧水対策コストの不確実性に焦点を当て, 追加調査により地盤リスクがどのよ うに変動するかを詳細に調べるために, 地質情報の蓄積によってデータセットを構築する のではなく, 単独のボーリング調査結果でデータセット構築し, モデルの精度と湧水対策 コストの不確実性の変動評価を行った. そして, 最後に一般的な地下構造物建設における 地質調査の流れを考慮して, 支保・掘削コスト, 湧水対策コストの両面から追加調査に対 する意義について検討した.

本研究において得られた知見として以下の3点があげられる.

支保掘削コストの不確実性、および湧水対策コストの不確実性をそれぞれコスト次元 で表現することにより、湧水対策コストの不確実性が建設コストの不確実性に対する 支配的要因であることが定量的に示された.そのため、追加調査にともなう建設コス トの不確実度の変動も、湧水対策コストの不確実度の変動と連動していることが示さ れた.ただし、初期段階あるいは施工段階では湧水対策コストの不確実度が小さいた め、それらの段階においては支保・掘削コストの不確実度が建設コストの不確実度全 体に及ぼす割合の大きさも軽視すべきではないと考えられる.

- 事後評価の観点から全水頭,および立坑内湧水量の観測値と,地質情報に基づいた各 データセットにおける DFN モデルを用いた地下水流動解析により得られる物性値分 布の比較を行うことで,湧水対策コストの不確実性の変動と DFN モデルの精度の変動 との関係性を示した.その結果,事前地質調査の初期段階では,解析モデルの精度の 低さ,つまり地質情報の不足から地盤状況を十分に反映していないために,地盤リス クを過小に評価してしまう可能性があることが示された.さらに,対象領域を絞り込 んだ追加調査により発見された,立坑に直接露出する決定論的亀裂の影響等で地盤リ スクが増加(Risk Finding)し,さらなる追加調査により地盤リスクは増減を繰り返し, 最終的に対象構造物直下の情報を反映したモデルにおいてモデルは十分な精度を満た し,地盤リスクは減少するということが示された.
- 単独のボーリング調査結果でデータセット構築し、モデルの精度と湧水対策コストの 不確実性の関係から追加調査に対する意義について検討した.その結果、広域の亀裂 情報から狭域の亀裂情報に絞り込みをかけて地質情報を蓄積することが、必ずしも実際の地盤状況を反映するとは限らないことが示された.このような観点から、湧水対 策コスト推定に対する意義としては、追加調査を行うことによる極値の発見、つまり、 想定外の事象を推定することであることが定量的に示された.これは、事業者の立場 においては、限られた地質調査の予算や期間のなかで、最悪の事象が発生した場合ど の程度の追加コストを準備しておくべきかというオプションを与えるという意味で、 追加調査を行う意義に繋がると推察される.

6.2 今後の課題

本節では、本研究において実施した手法等に関する課題を取り上げ、検討および改良の 余地を示し、本研究の更なる発展を願う.

■ 大規模亀裂の影響による中・小規模亀裂の分布傾向

本研究では、大規模亀裂は決定論的に、中・小規模の亀裂を確率論的にモデル化するこ とで亀裂ネットワークを表現している.ここで、確率論的亀裂は原位置のボーリング試験 から亀裂の幾何学的特性や水理学特性を示すパラメータを推定し、そのパラメータを用い て Beacher モデルによりランダムに亀裂を発生させている.しかし、一般的に中・小規模 の亀裂は大規模な亀裂の傾向を受けて、疎密構造を形成すると考えられ、本来であれば疎 密構造を考慮することが望ましいと考えられる.これらの影響を踏まえて考えることで、 より精度の高いリスク評価が行えるものと考えられる.

■ 亀裂特性の影響範囲

本研究においては、データセット0のように、対象領域に対して極めて広域の亀裂情報 を反映したデータセットを作成しているが、前章でも述べたように、広域の亀裂情報から 狭域の亀裂情報に絞り込みをかけて地質情報を蓄積することが、必ずしも地盤リスクの低 減には繋がらないことが示されている.このような観点から、ある地点における亀裂情報 がどの程度の距離まで影響を及ぼすかについて知ることは、事前地質調査段階でより適切 なボーリング位置を選定する上で、重要であると推察される.

■ 立坑掘削延長を仮定した場合の湧水対策コストの推定

本研究においては,主立坑・換気立坑の掘削深度を400mに固定して,湧水対策コスト の算出を行っている.そのため,例えば対象広域で観測された比較的高角度の大規模亀裂 は,両立坑に対して交差することなくモデル化されている.しかし,本研究サイトでは本 来1000mまでの立坑掘削が予定されており,対象領域の広域で高角度な大規模亀裂が観測 された場合,立坑に交差する可能性が高まることになる.その結果,立坑内に流入する湧 水量分布も変動する可能性があり,対象広域で観測された地質情報の価値を十分に反映し たリスク評価が行えるものと推察される.

参考文献

- 国土交通省総合政策局情報管理部情報安全・調査課建設統計室:平成22年度建設投資 見通し,2010.
- Zhi, H.: Risk Management for Overseas Construction Projects, International Journal of Projects Management, Vol.13, No.14, pp.231-237, 1995.
- 大津宏康,尾ノ井芳樹,大本俊彦,大西有三,西山哲,黄瀬周作:PFI建設プロジェクトでの地下リスク評価及び分担に関する研究,土木学会論文集,No.721/VI-57, pp.193-205, 2002.
- 4) 大津宏康, 見掛信一郎, 井尻祐二, 坂井一雄: トンネル掘削コスト変動リスク評価手法 に関する研究, 建設マネジメント研究論文集, Vol.13, pp.101-114, 2006.
- 5) 大島洋志: 毎分 23t の異常湧水に挑む,トンネルと地下, pp.12-21, 1973.
- 6) 平沢市郎,飯田茂,森喬,山本松生,串山純考,小林素一:立坑の多量湧水と対策湧水 と戦う立坑工事,トンネルと地下,pp.46-57,1974.
- 7)田代邦弘,江藤誠一,折田増実,藤田肇司:大量湧水に挑む,トンネルと地下, pp.15-22, 1992.
- 8) 寺田幸太郎,川北眞嗣,小林伸次,築地功:不良地山・高圧大量湧水との戦い(大量湧水編),トンネルと地下,pp15-25,2004.
- 9) 江川顕一郎,谷中保男,志村厚:多量湧水を伴う軟弱層を TBM で突破,トンネルと地下,pp27-35,1991.
- 10) 大本俊彦,小林潔司,若公俊敏:建設請負契約におけるリスク分担,土木学会論文集, No.693/VI-53, pp.205-218, 2001.
- 11) 中央建設業審議会:公共工事標準請負契約約款, 2003.
- 12) FIDIC : Condition of Contracts for Construction for Building and Engineering Works Designed by the Employer, First Edition, 1999.
- 13) Einstein, H. H. : Risk and Risk analysis in Rock Engineering, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.11, No.2, pp.141-155, 1996.
- 14) 大津宏康, 尾ノ井芳樹, 境亮介:地盤統計学に基づく地下工事における地質調査の価値評価に関する一提案, 建設マネジメント論文集, 土木学会建設マネジメント委員会, Vol.12, pp.9-18, 2005.
- 15) Onoi, Y. and Ohtsu, H. : A Case Study on Investment Evaluation of a Private Sector Project with Geotechnical Risks, Proc. Of 1st International Conference on Construction Engineering and Management, CD-ROM, 2005.

- 16) 大津宏康,大西有三,浜田信彦,境亮祐:地盤統計学手法を用いた建設コスト推定方法の事後評価への適用,土木学会論文集 F, Vol.63, No.1, pp.35-52, 2007.
- 17) 大津宏康,坂井一雄,長谷川信介:屈折法弾性波探査を用いた山岳トンネルにおける 地山区分推定手法に関する研究,材料, Vol.56, No.9, pp.820-827, 2007.
- 18) 大津宏康,堀田洋平,三枝博光,井尻祐二,尾上博則:不連続性岩盤における突発湧 水リスク評価手法の事後評価への適用,土木学会論文集 F, Vol.64, No.4, pp.353-368, 2008.
- 19) 大津宏康,有薗大樹,三枝博光:不連続性岩盤における突発湧水を対象とした地質調査の価値に関する一考察,土木学会論文集 F4(建設マネジメント)特集号, pp77-90, 2010.
- 20) 大津宏康, 尾ノ井芳樹, 大西有三, 足立純: PFI プロジェクトの地盤に起因する建設 コスト変動評価に関する研究, 土木学会論文集, No.777/VI-65, pp.175-186, 2004.
- 21) 山下智志:市場リスクの計量化と VaR, 朝倉書店, 2000.
- 22) 野口悠紀夫:金融工学はこんなに面白い,文春新書,2000.
- 23) Benjamin, J. R. and Cornel, A. A. : Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, Mcgraw-Hill, pp.578-580, 1970.
- 24) 地盤工学会(編):計測結果の解釈と計測管理,地盤工学会,1999.
- 25) 日本応用地質学会:日本の岩盤分類,応用地質特別号,1992.
- 26) 土木学会:トンネル標準示方書(シールド工法編)・同解説, p31, 1996.
- 27) Wackernagel,H.(原著),地球統計学研究委員会(訳編):地球統計学,森北出版,2003.
- 28) 大野博之,小島圭二:岩盤割れ目のフラクタル(その2) -フラクタル特性と分布の ばらつき-,応用地質 Vol.34, No.2, pp.58-72, 1993.
- 29) Scholz, C. H.: The Mechanics of Earthquakes and Faulting, Cambridge University Pres, 1990.
- 30) Baecher, G. B., Lanney, N. A. and Einstein, H. H. : Statistical Description of Rock Properties and Sampling, Proc. Of the 18th U.S. Symposium on Rock Mechanics, 5C1-8m, 1977.
- 31) 木村敏雄: 断層, とくに断層破砕帯の見方, 考え方, 応用地質, 第22巻第1号, pp.4-16, 1981.
- 32) Dershowitz, W. S., Lee, G., Geier, J., Foxford, T., Lapointe, P. and Thomas, A. : FracMan
 –Interactive Discrete Feature Data Analysis, Geometric Modeling, and Exploration Simulation-,
 User Documentation, Ver.2.6, Gloder Associates Inc., 1998.
- 33) 小田国寛,木村健司: 亀裂の寸法分布について-フラクタル性を仮定して-,第8回 岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.55-60, 1990.
- 34)本島貴之,鈴木俊一:理論式に基づく亀裂半径分布推定手法の検討,土木学会論文集C, Vol.65 No.4, pp.353-368, 2008.

- 35) 大野博之,小島圭二:フラクタルを考慮した岩盤割れ目寸法評価と透水性,第7回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp.175-162, 1989.
- 36) 渡辺邦夫, 星野吉昇:岩盤中に発達する単一開口割れ目の透水係数の算定, 埼玉大学 工学部地盤水理実験施設年報, Vol.6, pp.60-70, 1980.
- 37) 多田浩幸,木下直人,若林成樹:岩盤割れ目の透水係数と応力の関係を用いた空洞周 辺岩盤の透水特性変化の予測手法,第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集,

pp139-144, 1994.

- 38) 三枝博光,瀬野康弘,中間茂雄,鶴田忠彦,岩月輝希,天野健治,竹内竜史,松岡稔 幸,尾上博則,水野崇,大山卓也,濱克宏,佐藤稔紀,久慈雅栄,黒田英高,仙波毅, 内田雅大,杉原弘造,逆巻昌工:超深地層研究所計画における地表からの調査予測研究 段階(第1段階)研究成果報告書,JAEA-Research 2007-043, 2007.
- 39) 核燃料サイクル機構:超深地層研究所 地層科学研究基本計画, JNCTN74102001-018, 2002.
- 40) 糸魚川淳二:瑞浪地域の地質,瑞浪市化石博物館専報, No.1, pp.1-50, 1980.
- 41)羽出山吉裕,大津宏康,大矢敏雄,岡本淳:クラックテンソル理論による地下空洞掘 削時の原位置岩盤の透水性評価に関する一考察,第25回岩盤力学シンポジウム講演論 文集,pp.176-189,1993.
- 42) 井尻祐二,澤田淳,赤堀邦晃: 我が国における亀裂特性について, JNCTN840099-091, 1999.

謝辞

本論文を締めくくるにあたり、本研究にご協力頂いた方々やお世話になった方々への感 謝の意を表したいと思います.

京都大学大学院工学研究科教授・大津宏康先生には、学部の四回生の時から三年もの間 ご指導頂きまして誠に感謝いたします.大津先生がよく仰られていた「1日は48時間ある」 というお言葉は、研究室に配属された当初の私にとっては非常に過酷な言葉に感じられま した.しかし、あれから三年経った今、「1日が48時間あったら良いのに」と思うように なってきております.自分の事ながら、大津研究室で過ごした三年間で少しはたくましく なれたのかもしれません.研究においては人一倍理解が遅く、大津先生にとって手の掛か る学生だったかもしれませんが、そんな私に対して見放すことなく、時には厳しく、時に は温かくご指導いただきありがとうございました.心よりお礼申し上げます.

京都大学大学院工学研究科准教授・塩谷智基先生には、公私にわたり大変お世話になり ました.ティーチングアシスタントで学部一回生の授業を一緒に担当していた際は、不手 際な私をフォローしてくださってありがとうございました.また、研究生活以外でも気さ くに飲みに誘っていただき、楽しい時間を過ごさせていただきました.心よりお礼申し上 げます.

京都大学大学院工学研究科准教授・西山哲先生には、本論文を構成するにあたり、副査 として本研究の核となる部分について的確なアドバイスをいただきました.心よりお礼申 し上げます.

京都大学大学院工学研究科助教・稲積真哉先生には,研究室の生活面でのサポートをしていただくなど,陰ながら私たちの研究生活を支えていただき本当に感謝しております. 稲積先生のおかげで論文の執筆の際などは,研究に集中することができたと思っております. す.心よりお礼申し上げます.

京都大学大学院工学研究科秘書・伊東宏美さんには,事務手続き等で毎度私の無理な要 求に応えていただきありがとうございました.おかげで大学院生活を最後まで不安を覚え ることなく過ごすことが出来ました.心よりお礼申し上げます.

日本原子力研究開発機構・三枝博光氏,竹内竜史氏には,修士論文を進める上で,数々 の助言や指摘,さらには研究に用いるデータのご提供など多岐にわたりお世話になりまし た.学生である私からの質問等に対しても,とても丁寧に対応してくださりました.心よ りお礼申し上げます. 京都大学大学院工学研究科土木施工システム分野・川合良治君,後藤基芳君とは,三年 間同じ研究室の同期として,楽しい時間を過ごさせていただきました. ゼミ発表の前日や 論文の提出前などは本当に苦しかった記憶がありますが,同期が頑張っている姿を見ると, いつももうひと踏ん張り頑張ろうという気持ちになりました.同期の二人がいたからこそ, 苦しい時も乗り越えられたのだと思います. これからお互い社会人として,それぞれ別の ステージで新たな一歩を踏み出しますが,数年後お互い成長して立派な社会人になって当 時のことを振り返られればと思います. ありがとうございました.

京都大学大学院工学研究科土木施工システム分野・Chaleiwchalard Nipawan さん, Suksawat Taweephong さん, 磯田隆行君, 岩本勲也君, 太田康貴君, 木許翔君, 古賀博久 君, 奥野直紀君, 高田雄大君, 益田浩君, 松塚直也君とは, 楽しい研究室生活を過ごさせ ていただきました. Chaleiwchalard Nipawan さん, Suksawat Taweephong さんの二人は私 にとって尊敬できる先輩であり, いつも私のことを気遣ってくれる先輩でした. また, 修 士一回生の後輩たちは, 私にとって可愛い後輩であり, また絶対に負けたくない後輩でも ありました. 修士一回生の後輩の頑張りがあったからこそ, 私自身も頑張らなくてはいけ ないと思うことができたと思います. 四回生の後輩たちを見ていると, 最初は研究室に配 属された当初の右も左もわからなかった自分を思い出すことがたびたびありましたが, こ の一年で非常にたくましくなったと思います. 研究室を去る身としては非常に心強く感じ ています. 研究室のみなさんには研究のみならず, 飲み会, 研究室旅行など私生活の面で も,様々なイベントを企画していただき,充実した研究生活を過ごさせていただきました. 大学・大学院の六年間をあわせても最も密度の濃く楽しい時間だったと今改めて思います. 学生生活の最後に「大津研」という自分の家族のような仲間ができたことは, 自分の人生 にとってかけがえのない宝だと感じています. ありがとうございました.

最後に,本研究を行う上でお世話になった数えきれないほどの方々,親愛なる友人たち, そしてどんなに辛い時も温かく支え続けてくれた家族,祖父母に対して改めて感謝の意を 表します.これからは,誰かを支えられるような強く,大きな人間になりたいと思います. 心よりありがとうございました.