地盤リスク解析による山岳トンネル 地質調査の価値評価に関する研究

2008年3月3日

京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻 酒井 悠

要旨

地下構造物の建設プロジェクトにおいては、施工前の地質調査によって得られた 地質情報に基づいて建設コストが積算される.しかしながら、進行方向に長大とな る山岳トンネルの場合、予算制約その他の理由により地質調査の数量が限られるた めに、トンネル建設領域すべての地質状況を把握することは不可能である.したが って、実際の施工段階において予見されていない地質状況が発現した場合に、建設 コストが変動するリスク(地盤リスク)が生じることが問題視されてきたが、依然 として定量的な検討が十分にはなされていないのが現状である.

このような観点から本研究では、地盤リスクを考慮した建設コストの変動解析手法を構築すると共に、事後評価の観点から実際の建設コストと推定された建設コストとの整合性について検討を加えることを第1の目的としている。具体的には、地盤統計学手法のひとつであるクリギング手法や亀裂ネットワーク手法を用いて地盤の基質部および不連続面をモデル化し、推定されたコストと実際のコストとの乖離量を建設コスト変動リスクの評価指標として提示する.

さらに、地盤リスク低減に関する地質調査の価値評価について検討する.具体的には、設計変更や工期延長などに起因する追加コストが乖離量の改善量に伴って削減された場合に、その削減量を地質調査の価値と解釈する.そして、地質調査の進展に伴う乖離量の推移を定量的に評価することで、限られた事前地質調査を効率的に実施するための意思決定に関する指標を提示することを最終的な目標とする.

目次

穿	1 章	□ 序論	1
	1.1	研究の背景	1
	1.2	研究の目的	3
	1.3	既往研究との関連	4
	1.4	本論文の構成	6
穿	夏 2 章	■ 地下構造物建設プロジェクトにおける地盤リスク	8
	2.1	地下構造物建設プロジェクトのフローチャート	8
	2.2	地盤リスクとは	9
	2.3	地盤リスクに起因する建設コスト変動の負担ルール	. 11
	2.4	金融工学理論におけるリスク評価の概念	. 14
笋	3 章	탑 山岳トンネルにおける地盤リスク解析手法	. 16
	3.1	山岳トンネルにおける事前地質調査	. 16
	3	.1.1 屈折法弾性波探査	. 16
	3	.1.2 ボーリング調査	. 17
	3.2	事前調査段階における地山分類手法	. 17
	3	.2.1 旧 JH 地山区分法	. 17
	3	.2.2 コア評価点法	. 20
	3.3	地盤統計学手法を用いた地質推定	. 20
	3	.3.1 通常型クリギング手法	. 21
	3	.3.2 外生ドリフトを用いた通常型クリギング手法	. 26
	3	.3.3 インディケータクリギング手法	. 28
	3	.3.4 亀裂ネットワーク手法	. 31
	3	.3.5 亀裂解析によるコア評価点の調整	. 34
	3.4	事後評価による建設コスト変動解析	. 38
穿	3 4 章	■ 山岳トンネル地質調査の価値評価に関する検討	. 40
	4.1	事前評価における地質調査の価値	. 40
	4	.1.1 通常型クリギング手法を用いる場合	. 41
	4	.1.2 インディケータクリギング手法を用いる場合	. 41

4.2 事後評価における地質調査の価値	43
4.2.1 通常型クリギング手法を用いる場合	45
4.2.2 インディケータクリギング手法を用いる場合	46
4.2.3 地質調査の費用対効果に関する考察	46
第5章 事例検証1	48
5.1 対象プロジェクトの概要	48
5.1.1 屈折法弾性波探査結果	48
5.1.2 ボーリング調査結果	49
5.2 外生ドリフト・通常型クリギングによる地質推定	50
5.3 地山区分の推定(旧 JH 地山区分法)	51
5.4 掘削コストおよび乖離率の算定(旧 JH 地山区分法)	53
5.5 V _p -C _p 関係の推定	56
5.6 地山区分の推定(コア評価点法)	61
5.7 掘削コストおよび乖離率の算定 (コア評価点法)	65
5.8 地質調査の価値評価に関する考察	66
第 6 章 事例検証 2	60
8.1 R トンネル建設プロジェクト	
6.1.1 対象プロジェクトにおける事前地質調査	
6.1.2 外生ドリフト・通常型クリギングによる地質推定	
6.1.3 地山区分の推定	
6.1.4 掘削コストおよび乖離率の算定	
6.1.5 地質調査の価値評価に関する考察	
6.2 Tトンネル建設プロジェクト	
6.2.1 対象プロジェクトにおける事前地質調査	
6.2.2 外生ドリフト・通常型クリギングによる地質推定	
6.2.3 地山区分の推定	
6.2.4 掘削コストおよび乖離率の算定	
6.2.5 地質調査の価値評価に関する考察	
6.3 外生ドリフト・インディケータクリギングを用いた地盤リスク解析	
6.3.1 地山区分の推定	
6.3.2 掘削コストのリスクカーブの作成および乖離率の算定	

6.3.3 地質調査の価値評価に関する考察	104
6.4 各事例検証に関する考察	104
第7章 結論と今後の展望	107
7.1 研究のまとめ, 結論	107
7.2 今後の課題	108
7.2.1 弾性波速度およびコア評価点法に内在する不確実性	108
7.2.2 乖離量および追加コストに内在する不確実性	108
7.2.3 その他の調査情報に関する考察	109
参考文献	110
謝辞	113

第1章 序論

1.1 研究の背景

道路・鉄道トンネルやダム、橋梁および地下発電所などの社会基盤構造物の建設プロジ ェクトにおいては、計画段階および調査・設計段階などを経ることにより、構造物の施工 が着手される前に建設コストの積算が行われる。その中で、トンネルや地下空洞などに代 表される地下工事を有する建設プロジェクトにおいては、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事前調査・設計段階に実施され、地下の地質状況を把握す ることが試みられている.これらの事前地質調査は、対象プロジェクトの性質や規模、地 盤状況などからプロジェクトオーナーの判断により、その種類および数量が決定されるこ とが一般的である. たとえば, 都市部の軟弱地盤浅層部にトンネルを建設する場合や, 限 られた地下領域内に大規模空洞を建設する場合においては、安全性や施工性の問題などに より比較的多数の地質調査が実施されることが多い、それに対して、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ことも 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. ここで、どのような地下構造物を建設する場合に関しても、事前調査に割り当てられる 予算や期間の制約、および調査技術の限界により、施工前の設計段階において地下の複雑 な地質条件をすべて明らかにすることは不可能であることを認識しておく必要がある.そ のため、建設プロジェクトマネジメント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(Unforeseeable)」ものとして、建設プロジェクトに支障をきたす主要な リスク要因のひとつであると定義している¹⁾. JBIC(国際協力銀行)の円借款による建設 プロジェクト案件に関する事後評価報告を分析すると,図1-1に示すように,対象案件に 内在していた工事遅延に関するリスク要因として「地盤・地質条件」が挙げられているこ とがわかる²⁾. そもそも地下工事において地盤条件の不確実性が内在する原因としては, 地層分布などの幾何学的要因や地盤強度などの力学的要因が極めて不確定であることが挙 げられる. 山岳トンネル建設プロジェクトのように,数限られた事前地質調査に基づいて 非常に長大な構造物を建設するような場合には、この不確実性が特に顕著に現れるものと 推測される.

具体的にこの地盤条件の不確実性に起因するリスクが発現した場合、すなわち施工時の地質状況が調査・設計段階において予想されていたものと異なっていた場合には、まず安全性や耐久性が満たされないことに起因する人的・物的被害が想定されるであろう。しかしながら、これらの被害の多くは局所的で常に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の随時見直しを行う情報化施工により、ある程度は防止できるものと考えられる。それに対して、上記のリスクが発現した場合にほぼ間違いなく想定され

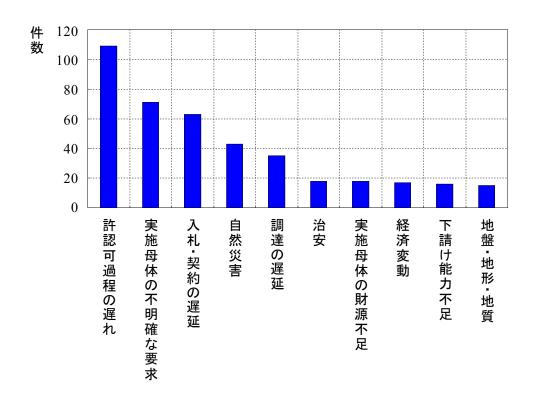


図 1-1. 工事遅延に関するリスク要因(文献 2 を加筆修正)

るのが、設計変更や追加調査などに伴う事前の積算金額からのコストオーバーラン、および工期延長である.実際に、施工時における地質状況が予見できないものであったために、 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さまざまなリスクは「地盤リスク」と称され、大津・尾ノ井ら 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、地盤リスクに起因する建設コスト変動は数量精算方式に基づいてプロジェクトの発注者に負担されることで、請負者のリスク分担は回避されてきたと考えられる。主に発注者として建設プロジェクトに参画してきた公共団体は、バブル崩壊以前までは潤沢な投資財源を有していたため、多少の建設コスト変動を負担することが可能であったことは想像に難くない。したがって、地盤リスクを低減するための事前地質調査に関しては、主に地盤の構造物としての安全性や耐久性を把握するための手段として用いられ、コスト次元における価値評価などの費用対効果に関する議論は殆どなされてこなかったものと考えられる。

しかしながら近年、これらの状況が一変しつつある。すなわち、長引く経済不況により建設投資をはじめとした公共事業費が縮減される傾向にあり、新たな公共事業に対して政府主導による資金投下を推進する余裕が失われてきた。実際に、わが国における建設投資額⁴⁾はバブル期の84兆円をピークに、現在は50兆円程度にまで低下しており、公共事業

としての社会基盤構造物の新規建設数は確実に減少の一途を辿っていることに疑問の余地はない。また最近では、PFI 方式などの民間企業を単一プロジェクトのオーナーとする新たな資金調達方式が導入されてきており、当該建設プロジェクト独自の採算性を確保するためのプロジェクトファイナンスを利用する動きが高まってきている。このような状況下においては、建設コストに対する各種方面からの監視が厳しくなることは確実であり、先述した地盤リスクに起因する建設コスト変動の負担ルールに関する規定にも変化が生じるものと考えられる。特に、一般道路として利用されることの多い山岳トンネルのように、その便益を社会経済的なものとして捉えざるを得ない社会基盤構造物においては、建設コスト変動に関する国民への説明責任を果たすことの重要性が問われ始めてきている。

以上のような情勢の下に、平成 15 年度に国土交通省が開始した建設プロジェクトの事後評価 5)においては、建設・操業段階で発生する各種リスクの分担方式や、リスク対応策に関する適切な評価体系を構築することが重要検討課題として挙げられている。建設プロジェクトにおける事後評価とは、事前に評価されたプロジェクトの進捗計画、達成目標、費用対効果などを施工後または操業完了後に再評価されたものと比較検討し、内在するリスク要因に関する分析を行うものである。現状においては自然災害や金融関連によるリスク分析を行っている事例が多いが、将来的には、地盤リスクに起因する建設コスト変動を対象とした事後評価案件が増えてくるものと予想される。その場合の事後評価とは、調査・設計段階において積算された建設コストが施工後に確定したコストとどの程度整合性を持つかということを軸に、地盤リスク分析に関する議論を展開するものと想定されるであるう。

このような背景により、地下構造物建設プロジェクトに内在する地盤リスクが建設コスト変動に与える影響について、事後評価の観点から分析することは非常に重要な検討課題となるものと考えられる。その中で、地盤リスクの低減を目的に実施される事前地質調査が、その目的に応じた投資効果を有しているかについてコスト次元で評価することは、民間プロジェクトの投融資関係者、さらには国民全体に対する土木エンジニアの説明責任を果たす上でも非常に有益であると推察される。

1.2 研究の目的

以上の観点に基づいて、本研究では山岳トンネル建設プロジェクトにおいて、地盤リスクが建設コスト変動に与える影響を事後評価の見地から定量的に分析し、建設プロジェクトに関する事後評価事例の拡充を図ることを第1の目的とする。そして、山岳トンネルにおける事前地質調査が地盤リスクの低減に関してどのような価値を有しているかについて、事後評価を通じて検討することにより、限られた地質調査を効率的に実施するための意思決定に関する指標を提示することを最終的な目標とする。

本研究では、これまでに大津・尾ノ井ら ⁶⁾をはじめとして、実際の地下構造物建設プロジェクトを対象に提案および検証されてきた、地盤リスクに起因する建設コスト変動リスクの解析手法を用いる. 具体的には、地盤統計学手法により地下の地質状況を確率論的にモデル化し、建設コストの変動分布を確率・統計的に表現するものである. さらに、推定された建設コストと実際の施工後に確定した建設コストとの関係を事後評価として分析することで、同手法の妥当性に関する検討を行うことが可能となる. 次節に、本研究で用いる基礎概念を構築してきた既往研究として、建設コスト変動を地盤リスクという視点から分析した事例を紹介する.

1.3 既往研究との関連

本節においては、地盤リスクに起因する建設コスト変動というキーワードを軸に進められてきた既往の研究について概説し、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を述べる.

1) 地盤条件の不確実性に起因する建設コスト変動分の負担ルールについて

大本・小林ら 70 は、わが国の公共工事請負約款 80 と国際的な標準契約約款である FIDIC (Federation Internationale Des Ingenieurs Conseils) 約款 90 における工事量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、地質条件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・大西²⁾は、地盤条件の変動によるコストオーバーランを地下リスクと称し、地下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.

高橋・大矢¹⁰⁾は、フィルダム工事における一括発注方式と CM (Construction Management) 方式によるリスク分担に関して、過去の工事における建設約款を参考に分析を行った。その中で、地盤条件の適切な評価を行うことは発注者の責任であると指摘すると共に、地盤条件の不確実性に伴うコストオーバーランを工事保険の対象であると述べている.

以上に挙げた契約によるリスク分担や工事保険の場合においては、地盤条件の不確実性 に伴うコスト変動を引き受けるために、その期待値などの定量的な数値指標が必要となる.

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

Einstein¹¹⁾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.

近藤 ¹²⁾は、地質情報には不確実性が含まれること、およびそれが施工に重大な支障をきたすことを、実際のトンネル事例を挙げて説明した。その中で、不確実な地質情報への対応策として悲観的および楽観的な予測による評価方法について言及している。さらに、トンネル工事におけるリスク要因を把握するための地質調査の的中精度を高めるための、帰納的最適化地質調査法を提案している。

林・太田ら¹³⁾は、地下水・土壌汚染地区の汚染量を推定する場合における、調査量と汚染量推定精度との関係について、3次元地盤環境評価システム(EVS)を用いた検討を行った。その結果、調査の進展と共に実測値との差分が減少することを確認し、調査状況によって汚染除去費用や工期に与える影響が異なることを概念的に示した。

小林・石原ら ¹⁴⁾は、土壌汚染量推定のためのボーリング調査を行うには相当の調査費用が必要となることを指摘し、限られた調査による地盤推定の不確実性が土壌汚染浄化費用に与える影響に関するリスク評価を行った。その際、ベイズ・ニューラルネットワーク手法による確率統計解析を行うことで、土壌汚染浄化費用リスクを確率分布として捉えた。

大津・尾ノ井ら ^{15), 16)}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、地盤統計学手法のひと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により評価し、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。

小林・石原らや大津・尾ノ井らの研究は、調査・設計段階における事前評価として建設コスト変動を推定するものである。すなわち、想定される「建設コスト変動」とは、地盤条件の不確実性が存在することにより施工前に推定される建設コストが変化することを意味している。それに対して、工学的な関心の高い推定コストと実際のコストとの乖離を「建設コスト変動」と捉えることにより、事後評価を行った研究を以下に挙げる。

3) 事後評価としての建設コスト変動について

大津・大西ら ¹⁷⁾は、地盤統計学手法を用いた建設コスト変動解析を実際の建設工事の事後評価に適用し、同手法により推定される建設コストの変動分布と実際の建設コストとの関連性について検討を加えた. さらに、建設プロジェクトに関する事後評価結果に基づいた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・坂井ら ¹⁸⁾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外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により、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。

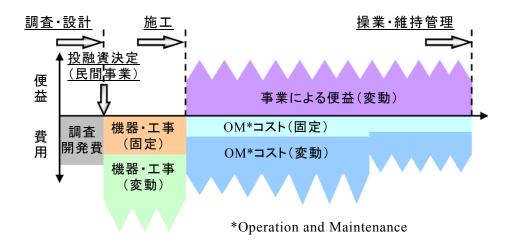


図 1-2. 建設プロジェクトの費用・便益に関する不確実性 19)

本節で取り上げた既往研究を体系的に捉えると、それぞれ建設プロジェクトにおける費用便益分析に基づいた、プロジェクトリスク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 1-2** に示すように、建設プロジェクトの各段階における費用および便益はそれぞれ不確実性を有するものである ¹⁹⁾. その中で、これらの研究は調査・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というリスク要因に起因する建設コスト変動を定量的に示すことにより、プロジェクトの実施や投融資に関する意思決定のための指標を提示することを目的としている.

本研究は、この一連の研究体系における大津・坂井らの研究を受けて、山岳トンネルにおける事後評価としての建設コスト変動解析を実施することにより、事前地質調査の価値評価に関する検討を行うものである。すなわち、建設プロジェクトのリスクマネジメントとして、地盤リスク低減を図るための地質調査が有する価値についてコスト次元で定量的に評価し、地質調査に関するさまざまな意思決定に対して土木エンジニアの説明責任を果たすことを目標とする。

1.4 本論文の構成

本論文の構成は全 7 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, および既往研究との関連を述べた.

続く第2章では、地下構造物建設プロジェクトの一般的な流れを踏まえた上で、建設コスト変動をもたらす地盤リスクの再定義を行い、コスト変動分の負担ルールとリスク対応の関連性について概説する.

第3章では、事前地質調査で得られた情報に基づいて地質推定を行う地盤統計学手法について解説し、山岳トンネル建設プロジェクトにおいて事後評価による建設コスト変動解

析を実施するための手順を述べる.

第4章では、第3章で述べた事後評価手法を用いて、山岳トンネルにおける事前地質調査の価値評価の概念を説明する.

第5章および第6章では、実際の山岳トンネル建設プロジェクトを取り上げることにより、事後評価による建設コスト変動解析手法の妥当性に関する検証を行い、地質調査の価値評価に関する具体的検討を行う.

第7章では、本研究のまとめを行い、得られた知見を述べる。最後に、本研究で明らかにされた問題点を含めた今後の展望を示す。

第2章 地下構造物建設プロジェクトにおける地盤リスク

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領域を踏まえた上で、地盤リスクの定義を明示化する。そして、地盤リスクに起因する建設コスト変動分の負担ルールについて説明を行い、本研究の主軸となる地盤リスク解析が重要視され始めてきた経緯およびリスク評価の概念について述べることで、本研究の流れと目的を明確にする。

2.1 地下構造物建設プロジェクトのフローチャート

図 2-1 に示すように、一般的な地下構造物の建設プロジェクトは、計画、調査・設計、施工、維持・管理というフローチャートに従って展開される。すべての段階を通したプロジェクトマネジメントを行うためには、各段階におけるさまざまなリスク要因を分析し、費用および便益に関する不確実性について認識する必要がある。たと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の発現に伴うコストオーバーランや工期遅延が考えられ、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の変動などが想定される。また、海外事業においては金利変動リスクなどが、民間事業においては資金調達リスクなどが存在し、建設プロジェクトにおける不確定要素については枚挙に暇がない。

本研究では、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・設計段階において建設コストを効率的に推定することを主眼としている。一般的に調査・設計段階においては、地盤状況を把握することを目的に屈折法弾性波探査やボーリング調査などの地質調査が実施され、得られた地質情報に基づいて建設コストが積算される。しかしながら、調査段階に割り当てられる予算や期間の制約などによりこれらの事前地質調査の数量は限られるため、または技術的な限界により、対象地盤の地質状況をすべて把握することは不可能である。そのため、設計段階では予見できない地盤条件が施工段階において発現することにより、コストオーバーランや工期延長の原因となる事例が多数報告されている。

また、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、または契約上の問題から建設コストを積算することが必要となる. したがって、上に述べた地質状況の不確実性が建設コストにどのような影響を与えるかを定量的に評価し、それを踏まえた上で建設コストを推定することが発注者側の責務を果たすためにも非常に重要となる. 本研究では、次節に示すように地下構造物の地盤状況に関するリスク要因を地盤リスクと定義し、地盤リスクの定量化および低減を図ることで、調査・設計段階における建設コストを合理的に推定する.

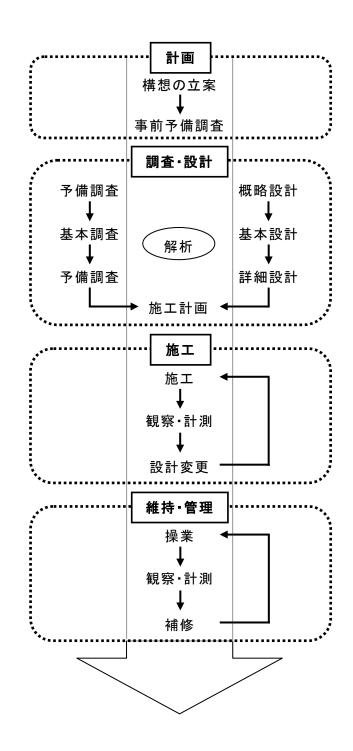


図 2-1. 建設プロジェクトのフローチャート

2.2 地盤リスクとは

本研究では「予算制約などによる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、それにより建設コストが変動するリスクを狭義として捉える. **図** 2-2²⁰⁾に示すように、地盤リスクはプロジェクトの進展と共に地質情報が蓄積されるために 減少していくものと理解される. すなわち、調査、設計、そして施工と段階が進むごとに

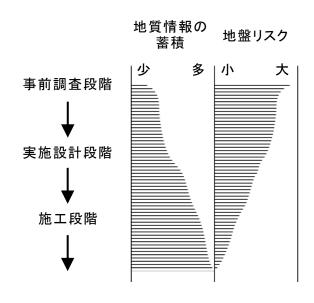


図 2-2. 調査の進展と地盤リスクの概念図(文献 20 を加筆修正)

地質状況が明らかにされ、施工終了時にようやく地盤リスクがなくなり、建設コストが確定する.事前調査・設計段階では地盤リスクを完全になくすることは不可能であるため、施工段階において地盤リスクが顕在化し、コスト変動が生じる可能性があるということである.

ここで、リスクという概念が頻繁に用いられている金融工学分野の例を挙げ、地盤リスクの特性をわかりやすく整理する。金融工学分野におけるリスク^{21),22)}とは、**図 2-3** の模式図に示す株価や為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。それに対して、地盤リスクは対象地盤の複雑な空間的変化に基づくものであり、時間的変化を伴うものではな

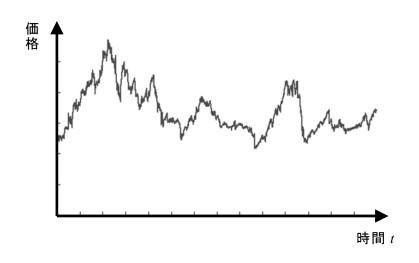


図 2-3. 金融デリバティブの価格推移(模式図)

いため、理論的には地質調査を対象地盤全体に満遍なく実施することで対処可能なものである.しかしながら先述したように、予算や期間の制約、および技術的な限界により、調査・設計段階においてはどうしても地盤リスクが残存してしまうのである.一般的に金融リスクは時間軸上に存在し続けるため、確率統計学を用いたアプローチにより対応されるものであり、その理論体系は一学問分野の枠を超えた幅広い領域において応用されつつある.したがって、調査・設計段階における地盤リスクに対応するために金融工学分野の知見を援用し、確率論的なアプローチによる建設コスト変動の定量的評価を行うことは、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となるであろう.

時間的変化による金融リスクと空間的変化による地盤リスクとの関係は、情報解読という領域における暗号と古代文書との関係 ²³⁾に類似している。暗号の歴史は軍事暗号の作成者とその解読者との進化論的戦いであり、現在においても情報ネットワークにおけるセキュリティ管理者とハッカー集団との戦いとして終焉を迎えることなく続いている。それに対して、一見解読不可能と思える古代文書はそれが書かれた当初は決して隠されたものではなく、現代技術の未成熟さによって解読困難となってしまっているのである。ただし、共に「動かない」古代文書と地盤には決定的な違いが存在する。古代文書の解読という目的のためにはそれを構成する文字や発音体系をすべて解明する必要があるのに対し、地盤の特性をすべて解明せずとも地下構造物の建設という目的を達成することはできるのである。すなわち、建設プロジェクトは地盤の解明を目的としているわけではないため、地盤リスクが存在し、建設コストが変動するのである。このようにして発生した建設コスト変動は、次節に示すように、建設契約として締結されたルールに従ってプロジェクトの発注者と請負者の間で分担される。

2.3 地盤リスクに起因する建設コスト変動の負担ルール 24)

一般的に建設請負契約が成立した時点における、当該プロジェクトを実施することにより発注者が受ける便益 B_O および請負者の利益 B_C は、それぞれ次式で示される.

$$B_O = V - \left(C_P + I_O\right) \tag{2.1}$$

$$B_C = C_P - (C + I_C) \tag{2.2}$$

ここで,上2式に含まれる各変数はそれぞれ以下のように定義される.

・ Vは建設プロジェクトを実施することにより得られる効用を表す. すなわち, Vはプロジェクトの発注者が公共団体である場合,貨幣価値で表された社会経済的便益を,民間資本による単一プロジェクトの場合,収益そのものを表す.

- ・ C_P は、発注者と請負者の間で締結される建設プロジェクトの請負契約金額を表す.
- ・ I_O は、請負契約金額を除く、地盤調査費および土地取得費などの当該プロジェクトの みに必要となる発注者の支出額を表す.
- · Cは、請負者が当該プロジェクトを遂行するために必要となる建設コストを表す.
- · Icは、入札準備費などの当該プロジェクトのみに必要となる請負者の支出額を表す.

上記の中で,請負者が要する建設コスト C は本研究で着目する地盤リスクの影響を受けるため,小林・大本ら $^{25)}$ が指摘しているように請負契約成立段階では不確定要素となると共に,請負契約に基づいて算出されるため,請負契約金額 C_P と連動するものである.そこで,建設プロジェクトが実施されることで地盤リスクにより請負者の負担する建設コストが ΔC だけ増加し,それに伴って請負価格が ΔC_P だけ増加したと仮定すると,式(2.1)の B_O および式(2.2)の B_C はそれぞれ次式のように変化する.

$$B_O = V - (C_P + \Delta C_P) - I_O \tag{2.3}$$

$$B_C = C_P + \Delta C_P - (C + \Delta C) - I_C \tag{2.4}$$

上2式において特に重要な事項は、式(2.3)における発注者の得る便益 B_O は ΔC_P によって一方的に減少するのに対し、式(2.4)における請負者の得る便益 B_C は ΔC と ΔC_P の大小関係によって変動することである. 請負価格の変動額 ΔC_P は建設コストの変動額 ΔC に連動するため、実際は工事単価数量表に基づいて数量精算されるものであるが、発注者と請負者の間における ΔC の負担ルールを一般化すると、以下の関係が成立するものと考えられる.

$$\Delta C_p = \alpha \, \Delta C \tag{2.5}$$

ここで、係数 α は0から1の間を取り得る値であり、建設コストの変動額 ΔC に対する発注者の平均的リスク分配率に相当するものと解釈される.

このリスク分配率に関して、わが国で一般的に用いられている公共工事標準請負契約約款 $^{8)}$ と国際的な標準契約約款である 8 FIDIC $^{9)}$ を例に挙げると、**表 2-1** のように整理される. この中では唯一、 9 FIDIC Silver の 9 FIDIC Sil

このように、契約段階において想定された地盤リスクによるコスト変動は、調査・設計段階において発注者側が追加地質調査を実施することにより、その低減が試みられることが一般的である。その場合、発注者の得る便益 B_0 は以下のように変化する.

表 2-1. 建設契約約款におけるリスク分担方式 8), 9)

契約約款	発注方式	地盤リスク分担		
关利机械	光圧力式	発注者	請負者	
公共工事標準請負契約約款	設計·施工分離	0		
FIDIC Red	設計·施工分離	0		
FIDIC Yellow	設計・施工一括	0		
FIDIC Silver	EPC/ターンキー		0	

$$B_O = V - \left(C_P + \Delta C_P^*\right) - I_O - \Delta I_G \tag{2.6}$$

ここで, ΔC_p^* は追加調査実施後の地盤リスクによる請負価格の変動額を, ΔI_G は追加調査費用を表す.地質調査が地盤リスクの低減に寄与するものと仮定すると, ΔC_p^* は次式の関係を満足するものと解釈される.

$$\Delta C_{p}^{*} \leq \Delta C_{p} \tag{2.7}$$

したがって、式(2.7)における右辺と左辺の差 $\left(\Delta C_P - \Delta C_P^*\right)$ が追加調査費用 ΔI_G の投資効果に相当する。ここで、 $\mathrm{EPC}/$ ターンキー契約においては建設コストの増分 ΔC をすべて請負者が負担するため、 ΔC_P および ΔC_P^* は 0 となり、上記の議論に従うと発注者にとっての追加地質調査の投資効果が消失することになる。ただし、そのような場合においても、調査・設計段階において地質調査を実施し、地盤リスクが低減されることに関する発注者側から請負者側への十分な説明責任が問われるものと推測される。

これまでに述べてきた議論は概念的なものであり,実際には多くの場合において建設コストの変動額 ΔC が明確にされないため,式(2.6)で示した追加調査と地盤リスクとの関係について定量的な理解がなされているわけではない.大津 26 が指摘しているように,発注者側に潤沢な財源が存在し,多数の建設プロジェクトを同時に実施することができる状況においては,ポートフォリオ理論 21 により建設コスト増分を他のプロジェクトの便益で補うことで単一プロジェクトが有するリスクを低減することが可能となっていたものと考えられる.したがって,地盤リスクを低減させるための事前地質調査を実施する動機付けが発注者と請負者の間に発生せず,「調査の価値」に関する議論が生じなかったものと想定される.

しかしながら,一般的に建設プロジェクトの発注者となる国や地方自治体などが財政難 に見舞われ,建設投資の縮減によりプロジェクト数が減少している現在においては,当該 プロジェクトが有するリスクがそのまま大きな影響力を持つ可能性が高まってくる.また、PFI 方式のように民間企業が単一プロジェクトを扱い、プロジェクトファイナンスによる当該事業そのものの採算性が問われるような場合においては、これらの傾向がより大きくなるものと考えられる.このような状況下においては、地盤リスクによって建設コストがどのように変動するか、そして事前地質調査が地盤リスクを低減するためにどのような投資効果を有しているのかについて定量的に議論することが必要不可欠となってくる.特に、山岳トンネル建設プロジェクトのように予算制約などにより地質調査の数量が限られる場合においては、追加調査を実施するか否かという意思決定に関する問題にも深くかかわってくるであろう.このような試みは、プロジェクトの利害関係者だけでなく国民全体に対して、建設プロジェクトを実施することに関する説明責任を果たすものとなると考えられる.

本研究は、近年その注目度が高まりつつある建設コスト変動を「リスク」という概念により評価することを主眼とするものである。そして、数あるリスク要因の中で地盤リスクが建設コスト変動に与える影響を定量的に解析し、事前地質調査によって地盤リスクがどのように低減されるかについてコスト次元で評価することにより、地質調査の価値評価を定量的に検討することを目標とする。その中で、本研究では事前調査の数量が限られることの多い山岳トンネル建設プロジェクトを対象とすることにより、地質調査を実施するか否かの意思決定に関する問題についても検討を加える。次節では、本研究の主軸を担う地盤リスク解析手法を解説する準備段階として、金融工学理論におけるリスク評価概念と地盤リスクとの関連性について述べる。

2.4 金融工学理論におけるリスク評価の概念

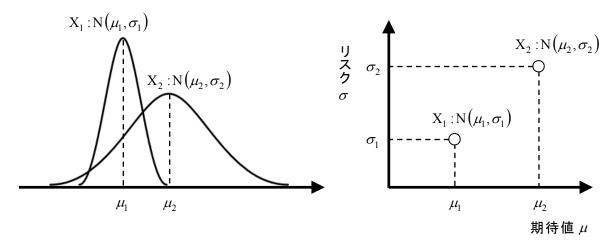
従来,古典的な工学分野においては,「リスク」とは次式で示す期待値として定義されることが一般的であった 27).

$$R = P \times C \tag{2.8}$$

ここで、Rはリスクを、Pは発生確率を、Cは帰結を表す.

それに対して金融工学分野では、リスクは式(2.8)における期待値からの外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 Value at Risk²¹⁾などが用いられる.

たとえば、**図 2-4** a)に示すように、異なる 2 種類の金融商品 X_1 および X_2 の予想価格の分布がそれぞれ $N(\mu_1,\sigma_1)$ および $N(\mu_2,\sigma_2)$ の正規分布に従うと仮定する. この場合における



a) 金融商品の予想価格の確率分布

b) リスク—期待値平面による表示

図 2-4. 金融工学分野におけるリスク 26)

標準偏差をリスクと設定すると、 X_1 および X_2 は**図 2-4** b)に示すようにリスク一期待値平面上での 2 点として表示される。金融工学分野における期待値はリターンと称されるため、**図 2-4** に示す事例では、 X_1 はローリスク・ローリターンな商品、および X_2 はハイリスク・ハイリターンな商品と解釈される。すなわちリスクという指標を用いることで、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を定量的に評価することができる。

本研究は、地盤リスクにより調査・設計段階において推定される建設コストが実際の建設コストに対してどの程度外れるかを評価するものであるため、金融工学分野におけるリスク評価手法を援用する。すなわち、請負契約金額 C_P が期待値、および地盤リスクに起因する変動量 ΔC_P がリスクに準ずるものと解釈される。

次章では、本研究で対象とする山岳トンネル建設プロジェクトに焦点を当てた、上記の確率論的なアプローチによる地盤リスク解析手法の手順について詳述する。そして第4章では、事前地質調査が地盤リスクを低減するための投資効果を有しているかについて、事後評価として得られたリスク評価結果に基づいた検討を行う。さらに、第5章および第6章においては、実際の山岳トンネル建設プロジェクトを対象として地盤リスク解析を行うことにより、同手法の妥当性および実施された地質調査の価値について考察する。

第3章 山岳トンネルにおける地盤リスク解析手法

本章では、山岳トンネル建設プロジェクトにおいて一般的に実施されている調査・設計 手順に沿って、前章で定義した「地盤リスク」を解析する手法を説明する。まず、山岳ト ンネルにおける事前地質調査および地山分類手法を述べ、本研究において地質推定手法と して用いる地盤統計学手法について詳述する。そして、推定されたコストが施工後に確定 したコストとどの程度整合性を持つかという指標に基づいた、事後評価としての建設コス トの変動リスク解析について説明する。

3.1 山岳トンネルにおける事前地質調査

山岳トンネルの建設プロジェクトでは、施工前の事前調査段階において地質調査が実施され、トンネル地山の地質状況を把握することが試みられている。その手法としては、弾性波速度や比抵抗値などの地山の物理特性を地表面から遠隔的に測定する探査手法や、ボーリング孔を利用した調査手法などがある。最も広く用いられており、本研究の対象となる手法は次に示す屈折法弾性波探査およびボーリング調査である。

3.1.1 屈折法弾性波探查

地盤の弾性波伝播速度と地質状況には相関関係があることが知られており、山岳トンネルの建設プロジェクトにおいては、まず地表面からの弾性波探査を行うことで地山の弾性波速度を測定することが多い. 地表で火薬などを用いて人工的に弾性波(地震波)を発生させると、縦波(P波)や横波(S波)が伝播速度の異なる地層の境界面で屈折して再び地表へ戻ってくる現象が発生する. この波動を任意点で受振することにより、地下に存在する弾性波速度境界面の位置およびその伝播速度を測定する手法が屈折法である²⁸⁾.

具体的には、起震点から各受振点までの弾性波初動の到達時間(走時)を読み取ることで走時曲線を作成し、この走時曲線の変化を解析することにより地下の速度構造を推定する。走時曲線の解析方法としては「萩原の方法(はぎとり法)」が土木地質調査に広く利用されているが、最近では多チャンネル測定が可能な測定器を導入したトモグラフィ的解析方法も実用化されている。はぎとり法は地下深部ほど弾性波速度が高くなるという仮定に基づいており、地下の層構造における速度境界面を把握することに適している。それに対してトモグラフィ法は、塊状構造やわずかな速度変化を有する構造を把握することに適しており、立体的測定により速度逆転層を検出することも可能である。

これらの手法を用いることで、対象地山全体の弾性波速度分布を得ることができる.一般的に、弾性波速度と一軸圧縮強度との間には比例関係が存在すると考えられているため²⁹⁾、弾性波探査を行うことによりトンネル建設領域における地質状況を推定することが可

能となる.しかしながら,山岳トンネルの建設位置は土被りが 100m を越えることも多く, そのような地下深部には地表面からの弾性波が届いていない可能性がある.また,弾性波 はより伝播速度の速い地盤を伝わる傾向を示すことから,起震点の直下ではなく 3 次元的 に異なる位置からの走時を受振する可能性も考えられる.したがって,屈折法弾性波探査 によって得られる弾性波速度分布はトンネル地山全体に及ぶ貴重な面情報として有用であ る反面,その速度値には大きな不確実性を内在していることを認識する必要がある.

3.1.2 ボーリング調査

前項の屈折法弾性波探査が地表面から行う物理探査手法であるのに対して,ボーリング調査では鉛直または水平方向に孔を掘ることで,ボーリング打設位置における地質状況を高い精度で把握することができる.地中のボーリング孔においては,屈折法と同様に震源と受振器を用いて弾性波速度を測定する速度検層試験や,比抵抗値を測定する電気検層試験などが実施される.また,ボーリング孔内の土壌や岩石のサンプル (ボーリングコア)を用いた圧縮試験や透水試験などを行うことにより,コアの力学特性や水理特性を把握することができる.コアに存在する亀裂の数や開口幅などを調べることにより,ボーリング打設位置周辺の亀裂状況を推定することもできる.

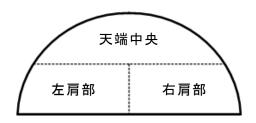
最近では、ボーリングコアの観察および試験結果を切羽評価点法 ³⁰⁾に基づいて区分する手法が用いられることも多い. 切羽評価点法とは、実際のトンネル施工時に切羽面を区分して支保量を算定するために利用される手法であり、**図 3-1** に示すように圧縮強度や割目状態などの地質特性を考慮した点数付けがなされている. この配点方法を適用することにより、ボーリングコアの定量的な地質評価を行うことができる.

以上のように、ボーリング調査を行うことで地表面探査では把握することが難しい多種多様な地山の特性を精度よく調べることができる。しかしながら、山岳トンネルのような長手方向に数キロメートルにも及ぶ線状構造物の場合、予算や工期などのさまざまな制約により、トンネル建設領域全体においてボーリング調査を実施することは不可能である。したがって、山岳トンネル地山においては、ボーリング調査によって得られる情報は広大な対象領域内の「点」または「線」として扱う必要があることを認識しなければならない。

3.2 事前調査段階における地山分類手法

3.2.1 旧 JH 地山区分法

前節で説明した事前地質調査の評価結果に基づいて、トンネル建設予定地の地山分類が行われる.地山分類とは、事前調査結果に閾値を設けて地山の等級区分を行い、各区分に応じた支保パターンを設定する方法のことである.一般的な山岳道路トンネルの場合、弾性波速度と地山区分の関係を表した表 3-1 の旧 JH 地山区分表 31)を屈折法弾性波探査結果



<評価の目安: 劣悪な部分が占める割合>

30%以上→劣悪な部分の状況で評価

10~30%→両者の中間ランク

10%以下→他の良好な部分の状況で評価

圧縮			観察項目 評価区分 上段:評估							🗀 Т	凶分			
縮上		마 때 전 기									下	数		
縮量	一軸圧縮強度	≧100	100	~ 50	50	~25	25 ~	10 10~3		- 3	≦ 3	左肩	中央	右肩
	ポイントロード	≧4	4~	- 2	2	~ 1	1~0.4			≦	0.4			
度 (N/mm ²)	ハンマー打診	置きハンマー 間で強打しても で	置きハ	ハンマー って Tすれば でた		を手に持 ハンマー といて割 ができる	岩片どう たき合え 割ることが る	かせて 部分的にで		にでも	力をこめれば 小岩片を指先 で潰すことが できる			
1 ²)	評価区分	1	2	2		3	4	4			6			
風	風化の目安	概ね新鮮	概ね新鮮		ル目沿 l 化変	}いの :質		芯まで 化変質			少状風化• 固結土砂			
化変質	熱水変質など の目安	変質は見ら ない			ル目に 挟む		変質にまで引	こより: 歯度値		土砂	化·粘土化	_		
	評価区分	1			2			3			4			
割	間隔	≧1m	11	m ∼ 50	cm	50~	20cm	20	~ 5cm		≦5cm			
目間	RQD	≧80	80~50		0	60~	-30	4	40 ~ 10		≦ 20			
隔	評価区分	1	2			3			4		5			
害	割目の開口度	必亏				多くが (1mm				mm 以上の 開口				
割目出	狭在物	なし	なし			な	L		ı 以下(粘土	D 5	mm 以上の 粘土			
状 一 態	粗度·鏡肌	粗い	割目が平		平滑 一部に		二鏡肌	肌 よく磨かれた 鏡肌		t:	-			
	評価区分	1	2			3			4		5			
走向	縦断方向	45° 20° 2 0° 0° トンネル掘進→縦断			4	45°	4:	X	5	5	45° 4 20°			
斜斜	横断方向					3 0°	20°3	4	横断力	方向	4 3 20°			
湧水	状態	なし, 滴水 ≦1 <i>l</i> /min		滴水程度 1~20 <i>l</i> /min		集中湧水 20~100l/min			全面湧水 ≧100l/min					
量	評価区分	1	1		2	2		3		4				
劣化	水による劣化	なし	なし		緩みを生ず		軟弱化			流出				
化	評価区分	1	:		2				3		4			
	評価点=(右肩+左肩+2×天端)/4 合計点													

図 3-1 a). 切羽評価点法における評価項目と評価区分 ³⁰⁾

	岩質	复/評価区分	1	2	3	4	5	6
п	塊	硬質岩	36	29	22	14	7	0
圧縮	状	中硬質•軟質岩	32	26	19	13	6	0
強度	層	中硬質岩	36	29	22	14	7	0
及	状	軟質岩	39	31	24	16	8	0
風	塊	硬質岩	19	12	6	0		
化	状	中硬質•軟質岩	19	13	6	0		
変質	層状	中硬質岩	22	15	7	0		
貝		軟質岩	20	13	7	0		
割	塊	硬質岩	19	14	9	5	0	
目	状	中硬質·軟質岩	24	18	12	6	0	
間隔	層	中硬質岩	9	7	4	2	0	
PP	状	軟質岩	12	9	6	3	0	
割	塊	硬質岩	26	20	13	7	0	
目	状	中硬質·軟質岩	25	19	12	6	0	
状態	層	中硬質岩	33	25	16	8	0	
忍	状	軟質岩	29	22	14	7	0	

		湧水量の評価区分						
		1	2	3	4			
=17	1	0	0	-5	-10			
評価区分	2	0	-5	-7	-10			
区心の	3	-5	-7	-10	-15			
71	4	-7	-10	-15	-20			

図 3-1 b). 切羽評価点法における評価区分と配点 30)

表 3-1. 旧 JH 地山区分表 31)

地山	岩石	ルキリナク	弾性波速度, V_p [km/sec]
等級	グループ	代表岩石名	1.0 2.0 3.0 4.0 5.0
	H 塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス	
В	M 塊状	安山岩,玄武岩,流紋岩,石英安山岩	
	L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩	
	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス	
	且塊扒	中古生層砂岩, チャート	III III
	M 塊状	安山岩,玄武岩,流紋岩,石英安山岩	
C1	M塊状	第三紀層砂岩, 礫岩	
CI	L塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩	
	M 層状	粘板岩,中古生層頁岩	
	L 層状	黒色片岩,緑色片岩	
		第三紀層泥岩	
	H塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス	
		中古生層砂岩, チャート	
	M 塊状	安山岩,玄武岩,流紋岩,石英安山岩	
C2	IVI - 5框 1人	第三紀層砂岩, 礫岩	
C2	L塊状	蛇紋岩,凝灰岩,凝灰角礫岩	
	M 層状	粘板岩,中古生層頁岩	
	1 图 件	黒色片岩,緑色片岩	
	L 層状	第三紀層泥岩	

に適用することで、トンネル建設位置の地山区分を決定することが多い.しかしながら、この地山区分表は**図 2-1** における基本設計として、岩石の種類・形状ごとの弾性波速度と地山区分の一般論的な関係を示したものであり、各トンネル地山特有の地質状況を必ずしも反映しているわけではない.また、**図 3-1** に示すように、トンネル施工時の切羽区分に用いられている切羽評価点法の判定項目には弾性波速度が含まれていない.すなわち、地山区分の判定基準が調査・設計段階と施工段階で異なるという問題が発生することになる.

このような観点から、実際の山岳トンネル建設プロジェクトにおいては、事前調査段階における地表踏査結果やボーリングコアの各種試験結果などから、旧 JH 地山区分表により推定される地山区分を調整した詳細設計が行われてきた. これは技術者の経験的な判断による定性的な地山区分法であるため、定量的な地山評価基準としての条件を満足するものではないと考えられる.

3.2.2 コア評価点法

以上のような問題点に対応するために、近年では切羽評価点法に基づいたボーリングコアの評価点(以下、コア評価点と称する)と、速度検層結果として得られるコアの弾性波速度との関係を用いた地山区分法が導入されてきている³²⁾.一般的に弾性波速度は地山全体で得られており、コア評価点には地山の圧縮強度や風化変質などが考慮されるため弾性波速度と相関を持つと考えられている。したがって、詳細設計としてこのコア評価点法を用いることで、事前調査段階においてもトンネル地山特有の地質状況を反映した地山分類を行うことが可能となるのである。また、コアの点数という評価基準に基づいて地山を区分するため、これまで技術者の判断に委ねられていた地山分類を実際の施工時と同質の定量的な指標を用いて実施することができる。

利点が多いと考えられるコア評価点法であるが、コア評価点を得るためには規定の各種 試験を実施する必要があるため、実際には評価点そのものが得られていないことがあり、 得られていたとしてもボーリングの打設位置で速度検層が実施されていない場合もある. したがって、本研究では、コア評価点法と共に従来の旧 JH 地山区分法を用いた地盤リス ク解析を行う. そして、両者を比較検討することにより、コア評価点法の妥当性およびボーリングを打設してコア評価点と速度検層結果を得ることの価値についても考察を加える.

3.3 地盤統計学手法を用いた地質推定

前節までの手順により、事前調査段階においてトンネル建設位置の地山分類を行うことができる.しかしながら、鍵となる物性値である地山の弾性波速度に関しては、調査ごとに長短を有する. すなわち、屈折法による弾性波探査結果は面情報として地山全体で得られているものの不確実性が大きく、ボーリング孔の速度検層結果は高精度ではあるが「点」

または「線」としての情報に限定されるということである.この問題に対処するために、本研究では地盤統計学手法のひとつであるクリギング手法を用いた地質推定を行う.具体的には、面情報として得られている弾性波探査結果を外生ドリフトとして、ボーリング調査結果を用いたクリギングに組み込む手法を採用する.また、弾性波速度の変動分布を考慮した地盤リスク解析を行うために、インディケータクリギング手法による地質推定も行う.さらに、クリギング手法では把握することが困難な亀裂や断層などを考慮するために、亀裂ネットワーク手法を用いた不連続面のモデル化を行う.以下に各手法について詳述する.

3.3.1 通常型クリギング手法 33)

地盤統計学手法のひとつであるクリギングは、対象物性値の観測情報を用いた内挿補間 法により、確率変数としての物性値の空間分布を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、規則的または不規則的な観測点から測 定された情報を基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最も一般的なものは、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ボーリング調査地点などから得られた正確な観測値と、重み係数を用いた線形結合によって推定する通常型クリギングである. 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.

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

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

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 \mathbf{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)

物性値が領域内においてすべて一定値である場合を考えると、推定値も同じ値をとるべきであることから、重み係数 ω_{α} の総和は1となる.

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

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.

$$E[Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)] = E\left[\sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha Z(\mathbf{x}_\alpha) - Z(\mathbf{x}_0)\sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha\right] = \sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha E[Z(\mathbf{x}_\alpha) - Z(\mathbf{x}_0)] = 0$$
(3.5)

このとき、推定誤差の分散 σ_{OK}^{2} は次式で表される.

$$\sigma_{\text{OK}}^2 = \text{Var}[Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)] = E[\{Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)\}^2]$$
 (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 σ_{OK}^{2} は以下で表される.

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

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

$$\frac{\partial \phi}{\partial \omega_{\alpha}} = 0 \quad \text{find} \quad \frac{\partial \phi}{\partial \mu} = 0 \tag{3.9}$$

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

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

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 $\sigma_{\mathrm{OK}}^{\phantom{\mathrm{OK}}}$ は次式で与えられる.

$$\sigma_{\text{OK}}^{2} = \sum_{\alpha=1}^{n} \omega_{\alpha} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{0}) + \mu$$
 (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、 \mathbf{Z} 3-2 に示すように上記の推定値 $\mathbf{Z}^*(\mathbf{x}_0)$ を最尤値すなわち期待値とした、推定誤差分散 $\sigma_{\mathrm{OK}}^{\phantom{\mathrm{OK}}}$ を有する正規分布に従う確率変数として表現される.

通常型クリギングなどの重み係数に関する制約条件が存在するクリギング手法においては、式(3.2)で示されるバリオグラムをモデル化する必要がある。式(3.2)より、セミバリ

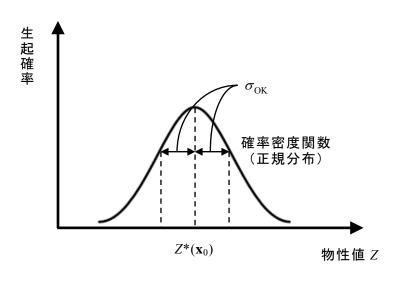


図 3-2. 通常型クリギングにおける推定物性値

オグラム γ (h)は以下で表される.

$$\gamma(\mathbf{h}) = \frac{1}{2} E\left[\left\{ Z(\mathbf{x} + \mathbf{h}) - Z(\mathbf{x}) \right\}^2 \right]$$
(3.13)

すべての観測点における観測値から次式によってセミバリオグラムの平均値が算出され、これを標本バリオグラムと呼ぶ.

$$\gamma * (\mathbf{h}) = \frac{1}{2N(\mathbf{h})} \sum_{i=1}^{N} \left\{ Z(\mathbf{x}_i + \mathbf{h}) - Z(\mathbf{x}_i) \right\}^2$$
(3.14)

ここで、N(h)は観測点間の距離ベクトルが h となる観測点の組数を表す.

このセミバリオグラム $\gamma(\mathbf{h})$ は、対象とする場が一般的な空間的相関関係を持つ場合には増加関数となると考えられ、観測値の分散が無限でない限り距離の増加と共に $\gamma(\mathbf{h})$ が増加する割合は減少する.この場合、それ以上増加しても $\gamma(\mathbf{h})$ の値が変化しない観測点間距離が存在し、そのときの観測点間距離を影響範囲(range)、および $\gamma(\mathbf{h})$ が到達する値を閾値またはシル(sill)と呼ぶ.

また、セミバリオグラムが有限の値 $\gamma(\infty)$ で上から抑えられている場合、次式に示す関係から共分散関数C(h)を求めることができる. 23-3に概念図を示す.

$$C(\mathbf{h}) = \gamma(\infty) - \gamma(\mathbf{h}) \tag{3.15}$$

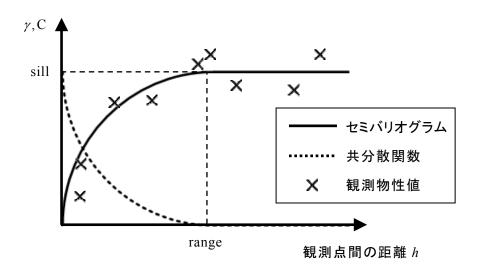


図 3-3. セミバリオグラムと共分散関数との関係

したがって、セミバリオグラム $\gamma(\mathbf{h})$ は共分散関数を用いて以下で表される.

$$\gamma(\mathbf{h}) = C(0) - C(\mathbf{h}) \tag{3.16}$$

ここで、C(0)は原点における共分散関数の値を表す.

式(3.14)で得られたセミバリオグラムを何らかの関数形を用いてモデル化を行うことで、任意の2点間の空間的相関を算出することができる. バリオグラムのモデル化手法としては、ナゲット効果モデルや球型モデルなどさまざまな検討がなされているが、地盤工学においては以下に示す指数型共分散関数を用いたモデル化が多用されている.

$$C(\mathbf{h}) = C(0) \exp\left[-\frac{|\mathbf{h}|}{a}\right]$$
 (3.17)

式(3.16)および(3.17)より、以下に示すセミバリオグラムの指数型モデルが算出される.

$$\gamma(\mathbf{h}) = C(0) \left(1 - \exp\left[-\frac{|\mathbf{h}|}{a} \right] \right)$$
 (3.18)

$$\frac{\mathbf{h}|}{a} = \begin{cases}
\sqrt{\frac{\Delta x_{ij}^2 + \Delta y_{ij}^2 + \Delta z_{ij}^2}{a^2}}, & (異方性を考慮しない場合) \\
\sqrt{\frac{\Delta x_{ij}^2 + \Delta y_{ij}^2}{a_1^2} + \frac{\Delta z_{ij}^2}{a_2^2}}, & (2次元異方性を考慮する場合)
\end{cases} (3.19)$$

ここで、パラメータaは共分散が減少していく速さ、すなわちセミバリオグラムが増加していく速さを規定する。また、式(3.19)で示すように水平方向に関する値の変化度と鉛直方向に関する値の変化度が著しく異なる場合には、2次元の異方性を考慮する必要がある。

本研究の対象となる山岳トンネル地山においては、土被りの影響により水平方向と鉛直方向で応力分布が異なるものと考えられるため、本研究ではセミバリオグラムの変化度に関する 2 次元の異方性を考慮したパラメータを算出する。また、同じ鉛直座標での土被りの違いにより物性値の変化度が異なることが想定されるため、式(3.19)における Δz_{ij} には鉛直座標の差ではなく、土被りの差を適用する.

通常型クリギング手法は、ある空間場に関するひとつのバリオグラム設定を行うことで、簡易的に対象空間における推定値を算出することができる.しかしながら、点情報としての観測値を正確な値として用いるため、山岳トンネル地山のようにボーリング調査などの正確な点情報が少ない場合は対象領域全体における地質推定を行うことが困難となる.

3.3.2 外生ドリフトを用いた通常型クリギング手法 18), 33)

先述したように、地山分類の鍵となる物性値(弾性波速度)を測定する調査が有する長短を相補うための手法が、外生ドリフトを用いた通常型クリギング(以下、外生ドリフト・通常型クリギングと称する)である。すなわち、ある物性値が対象領域内に面情報として得られている場合、その空間分布を外生ドリフト関数として、点情報としての観測値を用いた通常型クリギングシステムに組み込む手法である。以下のように、推定対象となる物性値は異なる2種類の調査方法によって計測されている必要がある。

・ 一方はボーリング孔における検層結果のように、ほぼ正確な物性値を点情報として観測することができているが、観測点が少ない情報.この点情報に基づいた共分散関数 C(h)が算出されており、2 次定常確率場 Z(x)をモデル化することができる.式(3.15)と同じく、共分散関数 C(h)はセミバリオグラムを用いて以下のように算出される.

$$C(\mathbf{h}) = \gamma(\infty) - \gamma(\mathbf{h}) \tag{3.20}$$

・ 他方は屈折法弾性波探査結果として得られる弾性波速度分布のように、やや不確実性が高いものの、対象領域内のあらゆる位置において面的に観測されている情報.この面情報を外生ドリフト関数 $s(\mathbf{x})$ として表現する.

これら2種類の観測値には次のような相関関係を仮定する.

$$E[Z(\mathbf{x})] = a + b \cdot s(\mathbf{x}) \tag{3.21}$$

ここで、a および b は定数である。式(3.21)は、不確実性を有する全体像を記述する $s(\mathbf{x})$ が 2 次固有定常確率場 $Z(\mathbf{x})$ の期待値と線形関係にあることを認めるものである。

推定値の定義に関しては通常型クリギングと同様に「不偏」であり、重み係数の総和が1であるため、式(3.3)~(3.5)から以下の式が展開される.

$$E[Z^*(\mathbf{x}_0)] = \sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha E[Z(\mathbf{x}_\alpha)] = a + b \sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha s(\mathbf{x}_\alpha) = a + b \cdot s(\mathbf{x}_0)$$
(3.22)

ここで、 $s(\mathbf{x}_0)$ は推定点 \mathbf{x}_0 における外生ドリフト関数 $s(\mathbf{x})$ の値を表す。式(3.22)の最後の等号部分が意味するところは、 $s(\mathbf{x})$ を厳密に補間する際に重み係数が式(3.4)と矛盾しないことである。

$$s(\mathbf{x}_0) = \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} s(\mathbf{x}_{\alpha}) \tag{3.23}$$

すなわち、外生ドリフト・通常型クリギングにおいては、式(3.4)と(3.23)の 2 つの制約条件式が存在する. これらの条件下において、推定誤差分散 $\sigma_{OK}^{E^2}$ を最小化する重み係数を設定する. μ_0 , μ_1 をラグランジュの未定乗数とすると、 $\sigma_{OK}^{E^2}$ が最小となる条件は以下で表される.

$$\frac{\partial \phi}{\partial \omega_{\alpha}} = 0 \quad \text{find} \quad \frac{\partial \phi}{\partial \mu_{0}} = 0 \quad \text{find} \quad \frac{\partial \phi}{\partial \mu_{1}} = 0 \tag{3.24}$$

$$\phi(\omega_{\alpha}, \mu_{0}, \mu_{1}) = \sigma_{E}^{2} - \mu_{0} \left(\sum_{\alpha=1}^{n} \omega_{\alpha} - 1 \right) - \mu_{1} \left\{ \sum_{\alpha=1}^{n} \omega_{\alpha} s(\mathbf{x}_{\alpha}) - s(\mathbf{x}_{0}) \right\}$$
(3.25)

以上より、2 点 \mathbf{x}_{α} , \mathbf{x}_{β} 間の共分散関数を $\mathbf{C}(\mathbf{x}_{\alpha}-\mathbf{x}_{\beta})$ とすると、次式に示す外生ドリフト・通常型クリギングシステムが導出される.

$$\begin{cases}
\sum_{\beta=1}^{n} \omega_{\beta} C(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) - \mu_{0} - \mu_{1} s(\mathbf{x}_{\alpha}) = C(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{0}) \\
\sum_{\beta=1}^{n} \omega_{\beta} = 1 \\
\sum_{\beta=1}^{n} \omega_{\beta} s(\mathbf{x}_{\beta}) = s(\mathbf{x}_{0})
\end{cases}$$
(3.26)

このようにして,ラグランジュの未定乗数 μ_0 , μ_1 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,外生ドリフト・通常型クリギングの推定誤差分散 $\sigma_{\mathrm{OK}}^{\mathrm{E}^{-2}}$ は次式で与えられる.

$$\sigma_{E}^{2} = C(0) - \sum_{\alpha=1}^{n} \omega_{\alpha} C(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) + \mu_{0} + \mu_{1} s(\mathbf{x}_{0})$$
(3.27)

外生ドリフト・通常型クリギング手法によって算出される推定結果は、比較的不確実性 の高い面情報を正確な点情報を用いて精度の向上を図ったものであると考えることができ る. しかしながら、複数の調査方法により計測された物性値を用いるため、各手法による 観測値は原理的に同じ性質を有していなければならない.

3.3.3 インディケータクリギング手法 ^{15), 34)}

これまで説明してきた通常型クリギング手法においては、推定値が期待値および誤差分散を有する正規分布に従うという仮定に基づいて算出される.しかしながら、さまざまな不確実性を有する弾性波速度という物性値を用いて地山分類を行う場合、ある推定点における物性値がどの程度ばらつきを持ち、どのような変動分布に従うのかという問題についても議論されるべきである.このような関心に応えるために有用な手法のひとつとして、インディケータクリギングが挙げられる.これは、確率変数としての物性値に関する閾値を設定し、その閾値における非超過確率の空間分布を算出する手法である.基本的な計算過程は通常型クリギングと同じであり、入力情報として物性値がある閾値を超えるか超えないかを表すインディケータ変換値を用いてクリギングを行う.

ある観測点 \mathbf{x}_i において、推定対象となる物性値が $Z(\mathbf{x}_i)$ と表されるとすると、 $Z(\mathbf{x}_i)$ がある 関値 \mathbf{z}_k を超える場合には 0 という数値を返し、超えない場合には 1 という数値を返す以下 のインディケータ変換値が定義される.

$$I(\mathbf{x}_i; z_k) = \begin{cases} 1, & Z(\mathbf{x}_i) \le z_k \\ 0, & Z(\mathbf{x}_i) > z_k \end{cases}$$
(3.28)

 $I(\mathbf{x}_i; z_k)$ の期待値が $Z(\mathbf{x}_i)$ の累積分布関数であるとすると,

$$E[I(\mathbf{x}_i; z_k)] = 1 \cdot P[Z(\mathbf{x}_i) \le z_k] + 0 \cdot P[Z(\mathbf{x}_i) > z_k] = P[Z(\mathbf{x}_i) \le z_k]$$
(3.29)

となるため、位置 xi に依存せず定常となる.

このように、インディケータクリギングはある物性値の閾値に関する非超過確率を推定するものである. 任意の推定点 \mathbf{x}_0 における物性値の、閾値 z_k に関する非超過確率 $I^*(\mathbf{x}_0; z_k)$ は、n 個の観測点 \mathbf{x}_i におけるインディケータ変換値($I(\mathbf{x}_1; z_k)$, $I(\mathbf{x}_2; z_k)$,… $I(\mathbf{x}_n; z_k)$)を用いて以下のように表される.

$$I*(\mathbf{x}_{0};z_{k}) = \sum_{i=1}^{n} \lambda_{i}(z_{k})I(\mathbf{x}_{i};z_{k})$$
(3.30)

ここで、 $\lambda_i(z_k)$ は閾値を z_k に設定した場合の重み係数を表し、通常型クリギングの場合と同様に重み係数の総和は 1 となる.

$$\sum_{i=1}^{n} \lambda_i(z_k) = 1 \tag{3.31}$$

そして、推定値を算出するための最適な重み係数を求めるために、通常型クリギングと 同様にラグランジュの未定乗数法により推定誤差分散を最小化する。その際に必要なイン ディケータセミバリオグラムおよび、そのモデル化に用いる共分散関数は以下で表される。

$$\gamma_{z_k}(\mathbf{h}) = \frac{1}{2} \operatorname{Var} \left[I(\mathbf{x}_i + \mathbf{h}; z_k) - I(\mathbf{x}_i; z_k) \right]$$
(3.32)

$$C_{z_k}(\mathbf{h}) = \gamma_{z_k}(\infty) - \gamma_{z_k}(\mathbf{h})$$
(3.33)

以上より、次式に示すインディケータクリギングシステムが導出される.

$$\begin{cases} \sum_{j=1}^{n} \lambda_{j}(z_{k}) \gamma_{z_{k}}(\mathbf{x}_{i} - \mathbf{x}_{j}) + \mu = \gamma_{z_{k}}(\mathbf{x}_{i} - \mathbf{x}_{0}) \\ \sum_{i=1}^{n} \lambda_{j}(z_{k}) = 1 \end{cases}, \quad i = 1, \dots, n$$

$$(3.34)$$

ここで、 $\gamma_{zk}(\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j)$ は閾値 z_k における、2 点 \mathbf{x}_i 、 \mathbf{x}_j 間のインディケータセミバリオグラムを表す.

また、推定点 \mathbf{x}_0 における非超過確率値の推定誤差分散 σ_{zk}^{2} は、次式で表される.

$$\sigma_{z_k}^2 = \sum_{i=1}^n \lambda_i(z_k) \gamma_{z_k}(\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_0) + \mu$$
 (3.35)

このようにして、ある閾値 z_k に関する推定点 \mathbf{x}_0 における非超過確率の期待値および推定 誤差分散が算出される. インディケータクリギングでは、ある閾値 z_k に関して、推定点 \mathbf{x}_0 における物性値の非超過確率値が上記の期待値と推定誤差分散を有する正規分布に従う確率変数となる. 以上の手順をその他の閾値に関しても繰り返すことで、**図 3-4** に示すよう に各推定点における物性値の非超過確率値の累積分布関数を求めることができる.

通常型クリギングの場合と同様に、不確実性の高い面情報を外生ドリフトとしてインディケータクリギングに組み込むことも可能である。その場合、2 種類の観測値に関するインディケータ変換値に以下の相関関係を与える。

$$E[I(\mathbf{x}; z_k)] = a + b \cdot I\{s(\mathbf{x}); z_k\}$$
(3.36)

したがって、制約条件式は式(3.31)と次式の2つとなる.

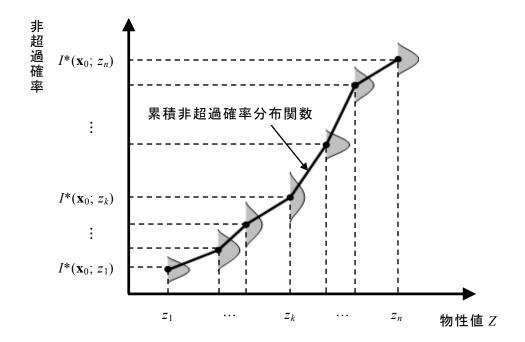


図 3-4. インディケータクリギングにおける推定物性値

$$E[I*(\mathbf{x}_0; z_k)] = a + b \cdot I\{s(\mathbf{x}_0); z_k\}$$
(3.37)

これらの条件下において,ラグランジュの未定乗数法により推定誤差分散 $\sigma_{zk}^{E^2}$ を最小化する重み係数を設定すると,以下に示す外生ドリフト・インディケータクリギングシステムおよび推定誤差分散 $\sigma_{zk}^{E^2}$ を得ることができる.

$$\begin{cases}
\sum_{j=1}^{n} \lambda_{j}(z_{k}) C_{z_{k}}(\mathbf{x}_{i} - \mathbf{x}_{j}) - \mu_{0} - \mu_{1} I\{s(\mathbf{x}_{i}); z_{k}\} = C_{z_{k}}(\mathbf{x}_{i} - \mathbf{x}_{0}) \\
\sum_{j=1}^{n} \lambda_{j}(z_{k}) = 1 , i = 1, \dots, n
\end{cases}$$

$$\sum_{j=1}^{n} \lambda_{j}(z_{k}) I\{s(\mathbf{x}_{j}); z_{k}\} = I\{s(\mathbf{x}_{0}); z_{k}\}$$
(3.38)

$$\sigma_{z_k}^{E^2} = C_{z_k}(0) - \sum_{i=1}^n \lambda_i(z_k) C_{z_k}(\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j) + \mu_0 + \mu_1 I\{s(\mathbf{x}_0); z_k\}$$
(3.39)

インディケータクリギング手法は、物性値の計測限界などにより、ある限界を超える値が不明となっている場合や測定誤差・人為的誤差が生ずる場合においても、入力情報として利用することができるという特徴を持つ.しかしながら、物性値が入力情報として0と1のみの指標に変換されるため、詳細な数値情報が解析結果に反映されないことを認識する必要がある.

3.3.4 亀裂ネットワーク手法

これまで述べてきたクリギング手法においては、対象空間場を連続空間における定常確率場として内挿補間を行う方法が用いられている。すなわち地質推定を行う前提として地盤全体を等価な連続体(基質部)と捉えているため、突発的に露出すると考えられる大規模な亀裂や断層などの不連続面を考慮することは非常に困難である。そこで本研究では、亀裂ネットワーク手法を用いて不連続面をモデル化することにより、地質推定を行う際に亀裂や断層が与える影響を考慮する。亀裂ネットワーク手法とは、亀裂情報をパラメータとして与えた不連続亀裂ネットワーク(DFN)モデル 35)を作成し、地盤内における不連続面の状況を確率論的に推定することで安定解析や湧水解析などを行う手法である。

DFN モデル構築のための入力情報として、亀裂の空間分布(方向、形状、大きさ、頻度など)のパラメータが必要となる.以下に確率論的亀裂ネットワークの作成に必要なモデルおよび、パラメータ導出方法について述べる.

1) 亀裂の方向分布

一般的に、巨視的なスケールで見ると地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。本研究では、亀裂の方向分布を与える式として Fisher 分布 ³⁶⁾を用いる。Fisher 分布とは卓越方向中心周りの等方的な分布に従うモデルであり、以下の確率密度関数で与えられる。

$$f(\phi', \theta') = \frac{\kappa \sin \phi' e^{\kappa \cos \phi'}}{2\pi (e^{\kappa} - 1)}, \quad 0 \le \theta' \le 2\pi$$
(3.40)

$$\kappa \cong \frac{N_F - 1}{N_F - |R|} \tag{3.41}$$

ここで、 (ϕ', θ') は亀裂の平均方向 (ϕ_m, θ_m) からの変位 [rad] (図 3-5 を参照) $^{37)}$ を、 κ は分散係数を、 N_F は亀裂の数を、および|R| は各亀裂の単位方向ベクトルのベクトル和の大きさ(長さ)を表す、すなわち、|R| は以下で表される.

$$|R| = \sqrt{\left(\sum_{i=1}^{N_F} x_1^i\right)^2 + \left(\sum_{i=1}^{N_F} x_2^i\right)^2 + \left(\sum_{i=1}^{N_F} x_3^i\right)^2}$$

$$x_1^i = \sin \phi_i \cos \theta_i, \quad x_2^i = \sin \phi_i \sin \theta_i, \quad x_3^i = \cos \phi_i$$
(3.42)

ここで、 (x_1^i, x_2^i, x_3^i) は各亀裂の単位方向ベクトルの成分を、および右肩のi は亀裂の番号を表す。

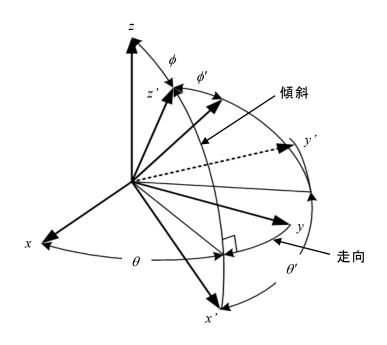


図 3-5. 亀裂の方向分布の概念図 37)

2) 亀裂の形状

実在する亀裂や断層はある程度の曲面性を持つと考えられるが、本研究では亀裂の形状を平面と仮定し、単位法線ベクトル、半径、および中心位置のパラメータのみで形状を表現できる円盤モデルを採用する。ただし、実際には円盤と等価な面積を持つ正六角形に変換して亀裂をモデル化する。

3) 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孔などで観察される亀裂のトレース長(3次元平面亀裂とある断面との交線の長さ)から推定される。亀裂のトレース長の確率密度関数は、大野・小島³⁸⁾によって次式のべき乗分布で与えられることが示されている。

$$f(L) = \frac{b-1}{L_{\min}} \left(\frac{L_{\min}}{L}\right)^b = (b-1) \cdot L_{\min}^{b-1} \cdot L^{-b}, \ L \ge L_{\min}$$
 (3.43)

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 r を式(3.42)におけるトレース長 L の代わりに用いる. その場合、 亀裂半径の期待値< r > [m] は次式で表される.

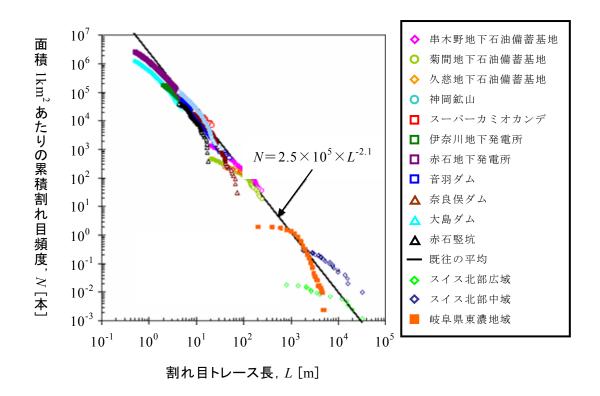


図 3-6. リニアメントから得られた亀裂のトレース長分布 38)

$$\langle r \rangle = \int_{r_{\min}}^{\infty} r \cdot f(r) dr = \frac{b-1}{b-2} L_{\min}$$
 (3.44)

さらに、大野・小島によると、大小さまざまなスケールにおけるリニアメントから亀裂のトレース長を測定した結果に基づいて、**図 3-6** に示すように亀裂のトレース長Lの累積頻度分布が次式で表される.

$$N = 2.5 \times 10^5 \times L^{-2.1} \tag{3.45}$$

ここで、Nは面積 1km^2 あたりの累積亀裂頻度[本]を表す.

式(3.45)を、式(3.43)を積分した亀裂のトレース長の累積頻度分布

$$\int_{L}^{\infty} f(L) dL = L_{\min}^{(b-1)} \cdot L^{-(b-1)}$$
(3.46)

と比較すると、べき乗指数 b=3.1 が得られる.

4) 亀裂の頻度分布

事前地質調査で取得可能な地盤内の亀裂頻度(ある領域中の亀裂の本数)としては、ボーリング孔から線として得られる1次元分布と、リニアメント図で観察される本数から得られる2次元分布がある。また、3次元の亀裂頻度は次式で表される。

$$\rho_3 = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{\rho_1}{\langle r \rangle^2} \tag{3.47}$$

ここで、 ρ_3 は3次元亀裂頻度[本/m $^3<math>]$ を、および ρ_1 は1次元亀裂頻度[本/m]を表す.

3次元亀裂密度 $[m^2/m^3]$ に関しては、岐阜県瑞浪市・瑞浪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、 $0.02[m^2/m^3]$ が設定されている 39 、同堆積岩部における 1 次元亀裂頻度としては 2.54[本/m]が得られており、式(3.47)において 3 次元亀裂頻度と 1 次元亀裂頻度は線形関係にあることから、ボーリング孔で得られた 1 次元亀裂頻度とこれらの結果との比較により 3 次元亀裂密度を設定する.

5) 亀裂の中心位置分布

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いくつか存在 する. ただし、本研究では大規模な亀裂や断層を中心に不連続面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を取り扱わず、亀裂の中心位置分布はポアソン 過程に基づく Baecher モデル ⁴⁰⁾を用いる.

以上のモデルおよびパラメータを用いて、確率論的 DFN モデルを作成する. **図 3-7** に DFN モデルの一例を示す. このように地山に平面亀裂が存在していると、トンネル切羽面 には直線として亀裂が露出することとなる.

3.3.5 亀裂解析によるコア評価点の調整

亀裂ネットワーク手法によってモデル化された不連続面を、クリギング手法によって基質部としてモデル化されたトンネル地山に重ね合わせることで、地山の不連続性を考慮することができる。しかしながら、一般的に大規模な亀裂や断層などの不連続面が存在することにより地山の弾性波速度は低減すると考えられているものの、その相関性が定量的に把握されているわけではない。そこで、本研究ではトンネル切羽面に露出すると推定された亀裂を切羽評価点法で採点し、コア評価点法により亀裂が露出する区間における推定弾性波速度と関連付けられたコア評価点を調整するという手法を用いる。3.2.2 項で述べたよ

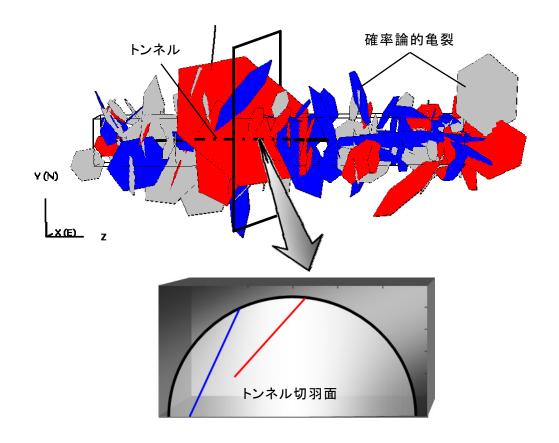


図 3-7. 亀裂ネットワーク手法による DFN モデルの一例

うに、切羽評価点とコア評価点は評価項目および配点に関して同質のものである.しかしながら、長大トンネル地山における「点」または「線」としてのボーリングコアという限られたスケールでは、大規模な亀裂や断層の走向傾斜や湧水状況などを正確に把握することは難しいと考えられる.これらの評価項目を切羽評価点法で調整することにより、トンネル切羽面のスケール、さらには地山全体のスケールにおいて不連続性を考慮した地質推定を行うことが可能となる. 図 3-8 に基質部モデルと不連続面モデルの重ね合わせに関する概念図を示す.

切羽評価点法により点数付けを行う評価項目は、**図 3-1** における亀裂の走向傾斜および 湧水量の2項目とする. 走向傾斜に関しては同図にて評価区分が設定されているものの、 区分に応じた配点は明記されていない. そこで、本研究では別種の切羽評価点法において 考案された以下の配点式を採用する.

$$D_p = -\left\{ \frac{(C_d - 1) \times 100}{42} \right\} \tag{3.48}$$

ここで、 C_d は走向傾斜に関する評価区分を、 D_p は調整点を表す.

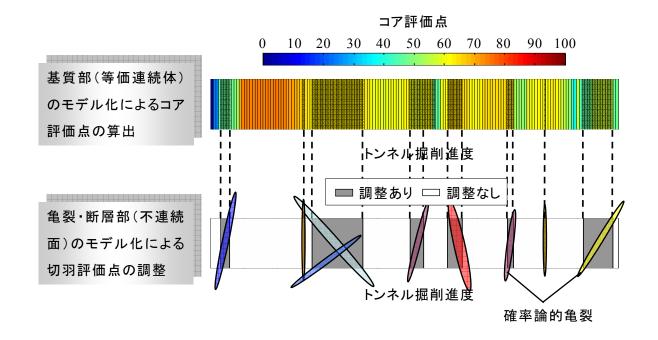


図 3-8. 基質部モデルと不連続面モデルの重ね合わせ

また、本来ならば湧水量に関しては地盤内の浸透流解析を行うことにより、亀裂からの 湧水を定量的に評価する必要があるが、山岳トンネル地山においては湧水解析を目的とし た全水頭調査などが行われている地点は少ない。また、浸透流解析そのものも飽和・不飽 和条件における非常に複雑なものとなり得るため、本研究では大規模な亀裂や断層を中心 にモデル化を行っていることを前提に、調整点は切羽面に露出した亀裂ごとに一律-10 点 とする.

以上の2項目について、切羽面の領域(天端中央、左肩部、および右肩部)ごとに亀裂解析を行い、図3-1に規定されている評価点式に基づいて点数を調整する.以下に切羽面における亀裂の幾何学的解析方法を示す.

3 次元空間における亀裂平面の円周上の 3 点(実際には正六角形の頂点から 3 点)をそれぞれ (x_a, y_a, z_a) , (x_b, y_b, z_b) , (x_c, y_c, z_c) とすると、3 点により構成される亀裂の平面方程式 ax+by+cz+d=0 は以下のように算出される.

$$a = \frac{N_a}{N}, \ b = \frac{N_b}{N}, \ c = \frac{N_c}{N}, \ d = -(ax_a + by_a + cz_a)$$
 (3.49)

$$N_{a} = y_{a}(z_{b} - z_{c}) + y_{b}(z_{c} - z_{a}) + y_{c}(z_{a} - z_{b})$$

$$N_{b} = z_{a}(x_{b} - x_{c}) + z_{b}(x_{c} - x_{a}) + z_{c}(x_{a} - x_{b})$$

$$N_{c} = x_{a}(y_{b} - y_{c}) + x_{b}(y_{c} - y_{a}) + x_{c}(y_{a} - y_{b})$$

$$N = \sqrt{N_{a}^{2} + N_{b}^{2} + N_{c}^{2}}$$
(3.50)

また, 亀裂平面円の中心 (x', y', z') は, 球面方程式 $x^2+y^2+z^2+ex+fy+gz+h=0$ を用いて以下のように算出される.

$$\begin{cases} x' \\ y' \\ z' \end{cases} = \frac{1}{2} \begin{pmatrix} x_a - x_b & y_a - y_b & z_a - z_b \\ x_b - x_c & y_b - y_c & z_b - z_c \\ -a/2 & -b/2 & -c/2 \end{pmatrix}^{-1} \begin{pmatrix} x_a^2 - x_b^2 + y_a^2 - y_b^2 + z_a^2 - z_b^2 \\ x_b^2 - x_c^2 + y_b^2 - y_c^2 + z_b^2 - z_c^2 \\ d \end{pmatrix}$$
(3.51)

ここで、平面 Y=y によるトンネルの横断面(掘削距離 Y=y における切羽面)において 亀裂が露出する場合、その亀裂平面は以下の直線で表される。なお、 $c\neq 0$ とする。

$$z = -\frac{a}{c}x + I, \ I = -\frac{1}{c}(by + d)$$
 (3.52)

このとき、xの値は以下の範囲を取り得る(\mathbf{Z} 3-9を参照).

$$\max \left[\frac{x' + \frac{a}{c}(I - z') - \sqrt{-\frac{1}{c^{2}} \left\{ y^{2} - 2y'y + y' - r^{2} \left(1 - b^{2} \right) \right\}}}{1 + \frac{a^{2}}{c^{2}}}, \frac{\frac{a}{c}I - \sqrt{\frac{D^{2}}{4} \left(1 + \frac{a^{2}}{c^{2}} \right) - I^{2}}}{1 + \frac{a^{2}}{c^{2}}} \right] \\
\leq x \leq \qquad (3.53)$$

$$\min \left[\frac{x' + \frac{a}{c}(I - z') + \sqrt{-\frac{1}{c^{2}} \left\{ y^{2} - 2y'y + y' - r^{2} \left(1 - b^{2} \right) \right\}}}{1 + \frac{a^{2}}{c^{2}}}, \frac{\frac{a}{c}I + \sqrt{\frac{D^{2}}{4} \left(1 + \frac{a^{2}}{c^{2}} \right) - I^{2}}}{1 + \frac{a^{2}}{c^{2}}} \right]$$

ここで、r は亀裂平面の等価半径を、および D はトンネルの等価直径を表す。実際には、**図 3-9** に示すように式(3.53)の範囲の内、 $x \ge 0$ の部分(切羽面 $x^2 + z^2 \le D^2/4$ の上半分)のみを評価対象とする.

以上のようにして、トンネルと亀裂平面が交差する、すなわち切羽面上に亀裂が露出する区間において、推定されたコア評価点を減点法により調整することで不連続性を考慮した地質推定が完了する. なお、当然ながら亀裂ネットワーク手法による評価点調整はコア評価点法を用いて地山分類を行う場合にのみ適用されるものであり、旧 JH 地山区分法を用いる場合は適用されないことに留意されたい.

また、DFN モデルの作成には乱数を使用しているため、トンネル切羽面に露出する亀裂

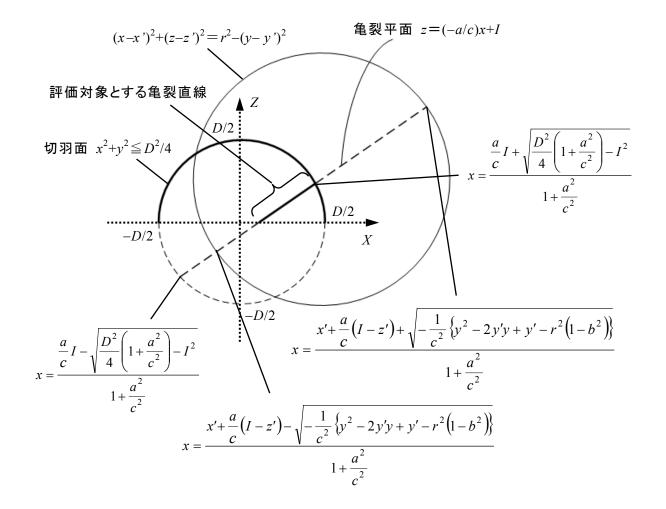


図 3-9. トンネル切羽面に露出する亀裂

状況にも不確実性が生じる. そこで、モンテカルロシミュレーションにより複数回の亀裂解析を行うことで、評価点調整のばらつきを確率・統計的に扱うことが可能となる.

3.4 事後評価による建設コスト変動解析

前節までに提示された地質推定手法を用いることで、確率・統計的解釈に基づいた事前評価としての建設コスト変動解析を行うことができる.具体的には、3.2 節において述べた地山分類方法に従ってトンネル建設位置の地山区分を決定し、各区分に対応した支保量から建設コストを算出することにより、そのばらつきを評価するものである.この事前評価として推定された建設コストを、トンネル施工後に確定した実際の建設コストと比較検討することで、建設コスト変動解析手法の妥当性に関する検討を行うことが可能となる.

本研究では、推定された建設コストと実際の建設コストを比較検討するための定量的指標として、次式に示す乖離量Dを定義する。

$$D = C_A - C_E \tag{3.54}$$

ここで、 C_A は実際の建設コストを、 C_E は推定された建設コストを表す。乖離量 D が正の値であれば実際の建設コスト C_A がコストオーバーランの場合に、負の値であればコストアンダーランの場合に相当する。

このように、推定コストが実際のコストに対して外れている度合いを算出することで、事後評価としての建設コストの変動リスク(以下、乖離リスクと称する)を評価することができる。また、本研究では規模の異なる対象プロジェクトにおける乖離リスクを比較検討するために、式(3.54)の右辺を C_A で割った乖離率[%]を、事後評価としての乖離リスク解析に関する指標として用いる。

次章において,本章で説明した地盤リスクの解析手法を利用することにより,山岳トンネル地質調査の価値評価に関する検討を行う.

第4章 山岳トンネル地質調査の価値評価に関する検討

本章では、前章にて示された地盤リスク解析手法を用いた、山岳トンネルにおける事前 地質調査の価値評価の概念について説明する。まず、既往の研究により明らかにされてき た建設コスト変動リスクの事前評価手法について説明し、施工前段階における地質調査の 価値評価の可能性に関する考察を行う。そして、建設コスト変動解析手法の妥当性を検証 するための事後評価により「調査の価値」について改めて議論することで、費用対効果と いう観点に基づいた地質調査の在り方に関する検討を行う。

4.1 事前評価における地質調査の価値

大津・尾ノ井ら $^{15)}$ は、現在までに建設プロジェクトの調査・設計段階における建設コスト変動リスクの評価手法を提案してきた.これらの研究は事前評価として地質調査の進展に伴う建設コスト変動を解析するものであり、その基本概念は**図 4-1** のように表される. すなわち、事前調査段階 i (i=1,5) において、それぞれ屈折法弾性波探査やボーリング調査などの地質調査が実施されており、各調査段階で得られた観測物性値を入力値として地盤統計学手法を用いることにより建設コスト C_i を推定する.地盤統計学手法により得られる推定物性値は確率分布を有するため,推定される建設コストも確率値として表現される.

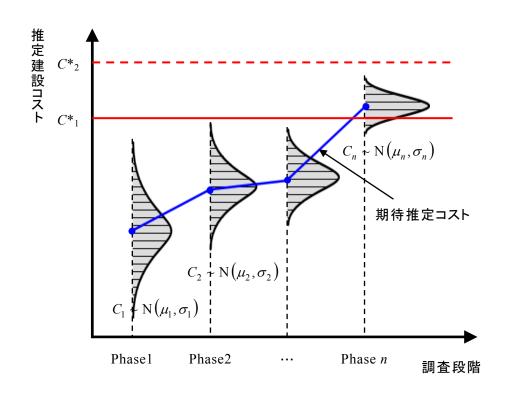


図 4-1. 事前評価としての建設コスト変動解析 15)

このように、事前評価としての建設コスト変動解析とは、推定される建設コストがどのような変動分布を有するのか、また地質調査の進展に伴って変動幅がどのように変化していくのかを分析するものである。 **図 4-1** では便宜上、推定建設コスト C_i が期待値 μ_i と標準偏差 σ_i を有する正規分布に従うものと仮定している。これらの値の推移を建設コスト変動解析により検討することで、事前評価における地質調査の価値についての考察を行う。

4.1.1 通常型クリギング手法を用いる場合

3.3.1 項で示したように、通常型クリギング手法で得られる推定物性値は期待値と標準偏差を有する正規分布に従う. そこで、地質調査の進展に伴う、期待物性値に対応する建設コストの推移を調べることができる. この期待建設コストは、概念的には**図 4-1** に示すように、調査の進展と共に地質推定の精度向上が見込まれるため、実際の建設コストに近づくものと解釈される. しかしながら、施工前の事前評価においては実際の建設コストが明らかにされていないため、推定コストが調査の進展に伴って実際のコストに近づくという前提の下に、地質調査の定性的な価値評価を行うことのみが可能となる.

また、推定される物性値は正規分布に従うため、標準偏差という指標を用いて推定値のばらつきを表すことが可能となり、その幅は調査の進展と共に低減されるものと解釈できる.しかしながら、推定物性値から建設コストを算出するために用いる地山区分法は B、C1、C2 といった離散量に基づいているため、地山区分という離散的なフィルターを通じた正規変量としての入力値は、特定の分布に従わない非対称な値を出力することとなる.すなわち、各地山区分に対応した支保量に基づいて算出される建設コストは非対称のランダム分布となるため、このような値のばらつきを標準偏差という指標を用いて表すことは適切でないと考えられる.したがって、推定コストのばらつきを表現するためには、地山区分あるいはコスト算出の段階における閾値を変動させることで、期待推定コストの離散的なばらつきを与えることが必要である.この複数のシナリオに基づいた離散量としてのばらつきが地質調査の進展に伴って低減する場合、その低減量を追加調査の価値と解釈することができる.

4.1.2 インディケータクリギング手法を用いる場合

3.3.3 項で示したように、インディケータクリギング手法を用いることで、物性値の非超過確率値の累積分布関数が得られ、これらの推定値は物性値の閾値ごとに期待値と標準偏差を有する正規分布に従う. また、推定物性値としての弾性波速度は、高くなるほど地盤がより固結していると解釈され、推定建設コストは小さくなると考えられる. したがって、地山区分法を用いて弾性波速度の期待累積非超過確率分布関数から建設コストを算出すると、推定コストとその超過確率の関係を表したリスクカーブ 19)を作成することができる.

図 4-2 にリスクカーブの概念図を示す.

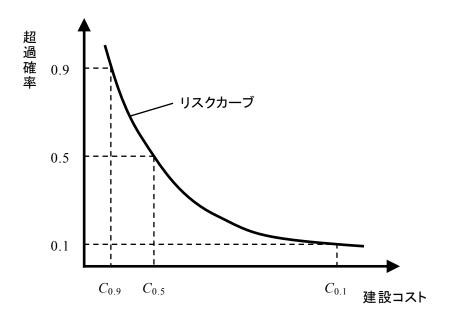


図 4-2. リスクカーブの概念図 19)

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。すなわち、インディケータクリギングとは、通常型クリギングにおける複数のシナリオに基づく期待推定コストのばらつきを、その超過確率に応じて算出するものであると解釈することができる。ただし、リスクカーブを微分することで得られる確率密度関数は特定の分布に従わないため、標準偏差をばらつきの指標として用いることはできない。そこで**図 4-2** に示すように、超過確率 0.5 に対応する建設コスト $C_{0.5}$ (中央値)と共に、超過確率 0.9 および 0.1 に対応する建設コスト $C_{0.9}$ および $C_{0.1}$ を、それぞれ金融工学におけるアップサイドリスクおよびダウンサイドリスクを表す指標として提示する。そして、次式に示すボラティリティ V を定義することにより、推定コストの中央値周りのばらつきを表現することができる 150,190.

$$V = \frac{\max(R_u, R_d)}{C_{0.5}} \tag{4.1}$$

$$R_u = C_{0.5} - C_{0.9}, \ R_d = C_{0.9} - C_{0.1}$$
 (4.2)

このボラティリティの値が地質調査の進展と共に低減することが確認されれば、その減少分を追加地質調査の価値と解釈することができる。その場合、調査段階 i における地質調査の実質的な価値 V_i^i は、次式のようにボラティリティの減少分の関数として表される。

$$V_s^i = f(\Delta V_i) \tag{4.3}$$

$$\Delta V_i = V_{i-1} - V_i \tag{4.4}$$

ここで、 V_i は調査段階iにおける推定建設コストのボラティリティを表す.

実際は式(4.3)の解釈が非常に難しく、ボラティリティの減少量と調査の価値が必ずしも比例するという判断が下されるとは限らない。また、実際の建設コストが判明していないため、推定された建設コストの変動分布が実際の建設コストを内包しているかどうかの分析を行うことも不可能である。すなわち、**図 4-1** における実際の建設コストが $C*_1$ のように推定範囲内にあるのか、もしくは $C*_2$ のように推定範囲外にあるのかについての検討を行うことができないのである。これらの点は通常型クリギングを用いる場合も同様である。

以上のように、いずれの地盤統計学手法を用いた場合においても、事前評価としての地質調査の価値評価をコスト次元で行うことは困難であることが推察される。事前地質調査の意義は、地盤リスクによってコスト変動が生じたり、調査の進展に伴ってそれが改善されたりする「可能性」を議論するための情報を入手することであり、事前評価においてはその妥当性が定量的に検証されるものではないのである。

4.2 事後評価における地質調査の価値

事後評価における建設コスト変動解析が事前評価のそれと異なる点は,施工後に確定する実際の建設コストが判明していることである.このことにより,3.4 節で示したように推定コストと実際のコストとの乖離量を求めることができる.地盤統計学手法により推定された建設コストは確率値として表現されるため,地質調査の進展に伴う事後評価としての建設コスト変動解析,すなわち乖離リスク解析の概念図を2.40 のように示すことができる 1.71. 概念的には,前節の議論と同様に調査の進展に伴って期待乖離量 2.41 は改善されるが,その改善量は調査の進展と共に減少すると考えられるため,最終調査段階においても「限界値」としての期待乖離量が残存するものと推測される.これは,施工前の段階において地下の複雑な地質状況をすべて把握することは不可能であるという第 1.41 章での議論に従うものである.ここで,例によって推定建設コスト 1.42 にが期待値 1.44 と標準偏差 1.44 する正規分布に従うものと仮定しているため,乖離量の分布も同様に正規分布として表現される.事前評価の場合と同様に,乖離量の期待値やばらつきを表す値がどのように推移するかを分析することで,事後評価における地質調査の価値についての考察を行う.

一般的に、山岳トンネル施工時の地山区分に従った掘削コストはどの調査段階においても支保量に応じた等しい値 C*が計上されるため、地質調査の進展に伴って乖離量が改善された場合、その改善量がそのまま追加調査の価値となるわけではない。しかしながら、施工時の地山区分が推定されたものと異なっていた場合には、支保量の調整分以外に設計変更や工期遅延などに伴う追加的なコストが発生することがある。このような追加コストは実施工との乖離が生じない場合には計上されないものと考えられるため、地質調査の進展

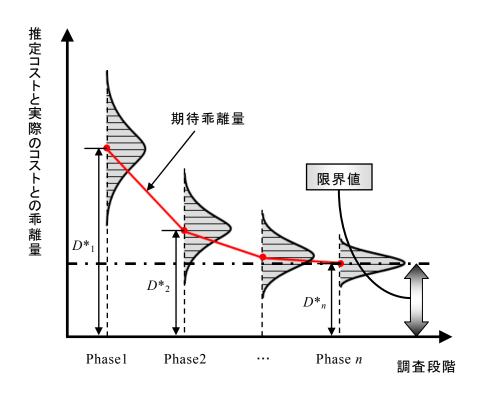


図 4-3. 事後評価としての建設コスト変動解析 17)

に伴う追加コストの削減量を追加調査の実質的な価値と解釈することができる.

また、事後評価においては**図 4-1** の実際の建設コストが推定範囲内の $C*_1$ であるのか、もしくは推定範囲外の $C*_2$ であるのかを確定情報として利用することができるため、推定コストの確率分布が乖離量 0 を含む健全なものであるかどうかを把握することができる。実際の設計段階においては、推定コストの確率分布に従って建設コストの予備費が計上されるものと考えられるため、乖離量の分布が 0 という値を内包している場合に限って、ばらつき幅の減少量に伴う予備費の削減量を追加地質調査の価値と捉えることができる。しかしながら、乖離量の場合と同様に、予備費が変動することによって実際に計上される建設コストが増減するわけではないため、推定コストのばらつき幅が減少することによる地質調査の価値に関しては、定性的な見解のみを述べるに止めるものとする。

ここで、乖離量が存在することで対象構造物の性能が満足されない状況が発生するような建設プロジェクトにおいては、設計時との乖離によって施工時に何らかの対策工が必要となる場合がある。山岳トンネルを対象とする本研究では想定していないが、このような追加的な対策コストの削減量に関しても追加地質調査の価値と解釈することができる。実際の施工時に対策コストが発生する要因としては、亀裂や断層が露出することによる大規模湧水や、局所的な地層変化による山留め壁の不十分な遮水性などが考えられる 17). 41).

以上のようにして、事後評価における地質調査の価値に関する定量的な検討を行うことができる. **図 4-4** にその概念図を示し、以下に地盤統計学手法ごとの具体的な考察を記す.

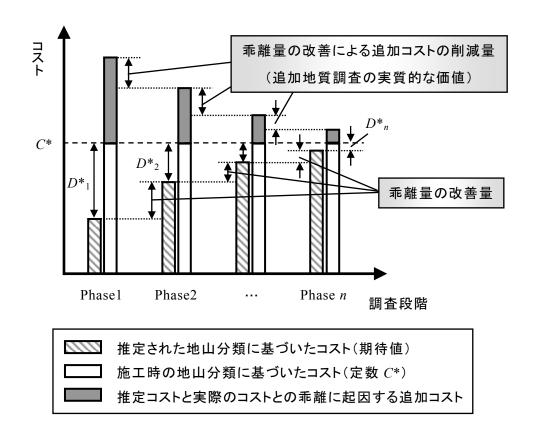


図 4-4. 地質調査の定量的な価値評価の概念図

4.2.1 通常型クリギング手法を用いる場合

地盤統計学手法として通常型クリギング手法を用いる場合は、前節での議論により、設定された閾値のシナリオごとに乖離量の期待値が得られることとなる。したがって、地質調査の進展に伴って期待乖離量が改善されると、設計変更や工期延長などに伴う追加コストが低減すると考えられるため、地質調査の価値が明らかになるものと解釈される。すなわち、調査段階iにおける地質調査の実質的な価値 V_s^i は、次式のように期待乖離量の関数として表される追加コストの削減量として表される。

$$V_s^i = f(D_{i-1}) - f(D_i)$$
 (4.5)

ここで、 D_i は調査段階 i における期待乖離量を表す。2.3 節で示したように、乖離リスクが発現することによる発注者および請負者のリスク分担量は建設請負契約によって異なるため、式(4.5)における関数形は対象プロジェクトごとに変化すると想定されるが、原理的には増加関数となるであろう。ただし、改善される乖離量がコストオーバーランとコストアンダーランのどちらに基づくものかによっても、式(4.5)の関数形は変化するものと考えられる。

また、複数のシナリオに基づく期待乖離量のばらつきの幅が乖離量 0 を含むのかどうかを把握することができる. 乖離量の分布が 0 という値を内包している場合、建設コストの推定結果が健全なものであると評価することができるため、離散量としてのばらつき幅の減少量に伴う予備費の削減量を地質調査の定性的な価値と捉えることができる.

4.2.2 インディケータクリギング手法を用いる場合

前節で示したように、インディケータクリギング手法を用いる場合、推定建設コストの超過確率分布を表すリスクカーブが算出される。そこで、期待値に準ずる値としての中央値 $C_{0.5}$ に対応する乖離量が地質調査の進展に伴って変化する量を分析することにより、通常型クリギング手法の場合と同様の考え方を適用することができる。また、アップサイドリスクおよびダウンサイドリスクを表す $C_{0.9}$ および $C_{0.1}$ の値を用いることにより、推定建設コストを楽観的および悲観的に評価する場合において、その超過確率を考慮した乖離リスク解析を行うことが可能となる。

リスクカーブのばらつき度合いを表すボラティリティという指標に関しては、先述したように乖離量の分布が 0 という値を内包する場合、すなわちリスクカーブが実際の建設コストを含んでいる場合に限り、式(4.3)が成立するものと考えられる. 推定コストのばらつき幅が減少することにより、予備費等の削減が見込まれるため、式(4.3)は増加関数と仮定することができるが、例によってその価値は定性的にのみ捉えられるものとする.

4.2.3 地質調査の費用対効果に関する考察

本節において議論した追加コストの削減量として表される,調査段階iにおける地質調査の実質的な価値 V_s^i と,調査を実施するために必要となる投資額 I_i とを比較検討することにより,各地質調査の費用対効果を分析することが可能となる.また,地質調査により削減された追加コストと調査コスト $\sum I_i$ の合計額 T_i を随時比較することにより,対象プロジェクトにおける最適な調査完了段階についても定量的に評価することができる.**図 4-5** にその概念図を示す.先述したように乖離量には「限界値」が存在するため,調査の進展と共に V_s^i は減少し,調査の価値の合計額 $\sum V_s^i$ はいずれ頭打ちになるものと考えられる.したがって, T_i が最小となる調査段階が存在し,それがコスト次元で定量的に評価された最適な調査完了段階であると見なすことができる.

以上のように、地質調査の価値評価に基づいた費用対効果を定量的に分析することにより、事前地質調査を実施するか否かなどの意思決定に関する動機付けとしての指標を提示することができる。すなわち、土木を専門としないプロジェクト関係者に対しても、地質調査に関する土木エンジニアとしての説明責任を果たすことができるものと推察される。ただし、本章における山岳トンネル地質調査の価値評価に関する検討は観念的な議論に基

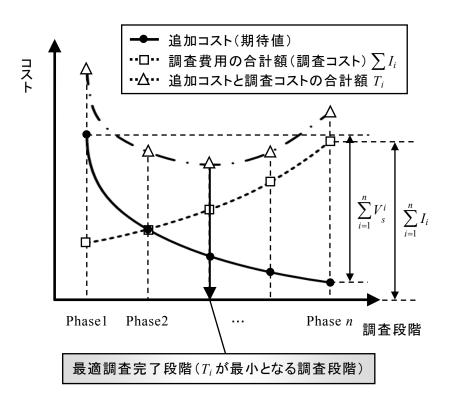


図 4-5. 地質調査の費用対効果の概念図

づくものであるため、地盤リスク解析による数多くの事例検証を通じた各種データベース を構築することにより、これらの議論の一般化を図る必要があると考えられる.

続く第5章および第6章では、第3章で示した地盤リスク解析手法の適用性に関して議論し、本章で述べた山岳トンネル地質調査の価値評価に関する具体的な検討を行うために、 実際の山岳トンネル建設プロジェクトを例に挙げた事例検証を行う.

第5章 事例検証1

本章では、第3章で解説した地盤リスク解析手法の適用性について議論するために、実際の山岳トンネル建設プロジェクトを取り上げた事例検証を行う。そして、前章における地質調査に関する考察を踏まえた上で、対象プロジェクトで実施された事前地質調査の価値評価について検討を加える。

5.1 対象プロジェクトの概要

本章において対象とするのは、兵庫県北部に位置する C トンネルの建設プロジェクトである. C トンネルは全長約 1.56km の 2 車線道路トンネルであり、凝灰岩および凝灰角礫岩を主体とした地山に建設されている. 本トンネルは既に施工が完了しており、実際の地山区分に基づいた掘削コストが確定しているため、調査・設計段階において推定された掘削コストと実際の掘削コストを事後評価の観点から比較検討することができる.

Cトンネル地山では調査・設計段階において、地質状況を把握するために事前地質調査が実施されている.調査内容は、地表踏査、地表面からの屈折法弾性波探査および比抵抗電気探査、そしてボーリング調査である.本研究では、屈折法弾性波探査およびボーリング調査によって得られた調査データに基づいて地盤リスク解析を行う.

5.1.1 屈折法弹性波探查結果

Cトンネルでは地表面で実施された屈折法弾性波探査に関して、はぎとり法とトモグラフィ法を併せて最適化を行う走時解析手法が採用されており、地山全体において以下の異なる条件に基づいた 2 種類の弾性波速度分布が得られている。なお、探査結果として得られている弾性波速度は P 波によるもの (V_n) である。

- 1) 土被りが大きいほど弾性波速度が高くなると仮定する一般的な条件.
- 2) 1)に従わない速度逆転層が存在すると仮定する条件.

本研究では、後述するようにボーリング孔での速度検層結果において速度逆転層が存在しているため、屈折法弾性波探査においても2)の条件に基づいた解析結果を採用する. **図** 5-1 に地山全体における弾性波速度分布を示す. トンネル掘削深度となる地点では、5 割以上の区間において弾性波速度が 4km/sec 以上の値を示しており、そのうち 8 割が 4.5km/sec を超えている. ここで、同図に示す弾性波速度分布は異なる時期に実施された弾性波探査結果を繋ぎ合わせているため、水平座標 800m 付近において速度分布の不連続性が生じていることに留意されたい.

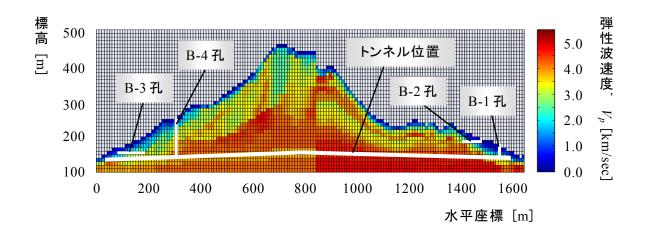


図 5-1. 屈折法弾性波探査により得られた弾性波速度分布(Cトンネル)

5.1.2 ボーリング調査結果

Cトンネル地山で打設されたボーリング孔は**図 5-1** に示すように, 坑口付近に鉛直孔が2本, 水平孔が2本である. B-1 孔においては弾性波速度検層が実施されており, B-2, B-3, およびB-4 孔においては強度試験や透水試験などの結果に基づいたボーリングコアの評価点が算出されている. また, B-4 孔においてはコアに露出する不連続面の走向・傾斜や1次元頻度などの亀裂情報が得られている.

図 5-2 に B-1 孔にて実施された速度検層の結果を,打設地点における屈折法弾性波探査の結果と併せて示す.両結果は概ね一致していると見受けられるが,深度が大きくなるに

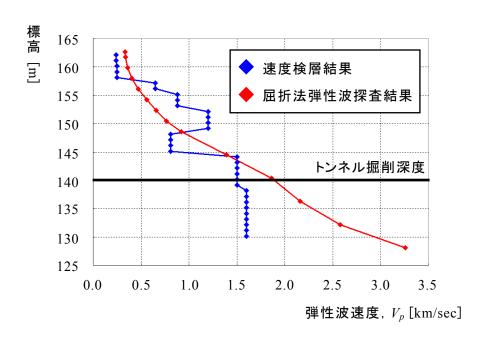


図 5-2. 速度検層結果と屈折法弾性波探査結果の比較(Cトンネル)

つれて弾性波探査結果の方が地山の弾性波速度をより高く見積もっていることがわかる. また、先述したように、速度検層結果において弾性波速度が深部に向かって低下している 区間(標高 $150\sim145$ m)が存在する.

5.2 外生ドリフト・通常型クリギングによる地質推定

以上の2種類の弾性波速度測定結果を用いて、Cトンネル地山の弾性波速度分布を推定する. すなわち、3.3.2 項で示した外生ドリフト・通常型クリギング手法により、面情報としての屈折法弾性波探査結果と点情報としての速度検層結果を統合する. 以下に解析条件を示す.

- 1) 解析対象として, Cトンネル建設位置を包含する 1640m×350m の領域を設定する.
- 2) 格子サイズは 10m×10m とする.
- 3) 水平方向と鉛直方向の異方性を考慮してセミバリオグラムを作成する.

以上の条件を用いて解析を実施する. **図 5-3** に点情報としての速度検層結果から算出されたセミバリオグラム(鉛直方向のみ)およびその指数型モデル関数を, **図 5-4** に外生ドリフト・通常型クリギングにより推定された地山全体の弾性波速度分布を示す.

図 5-4 の推定結果は、図 5-1 の屈折法弾性波探査結果に比べて全体的に弾性波速度を低く見積もっていることがわかる.この理由としては、ボーリング孔における速度検層結果

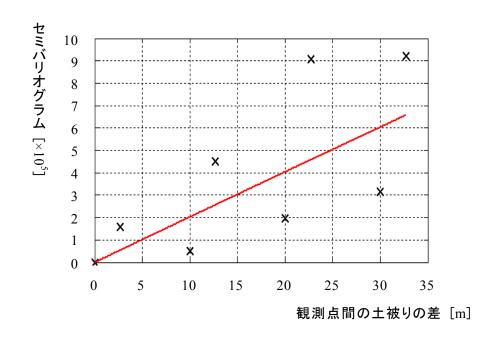


図 5-3. 速度検層結果のセミバリオグラムとその指数型モデル関数(Cトンネル)

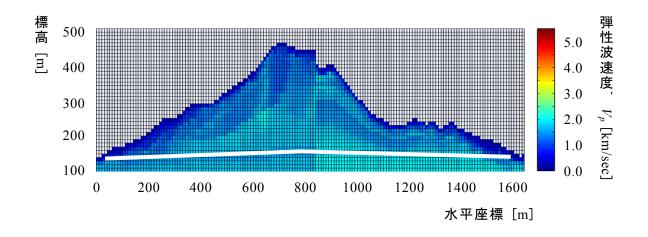


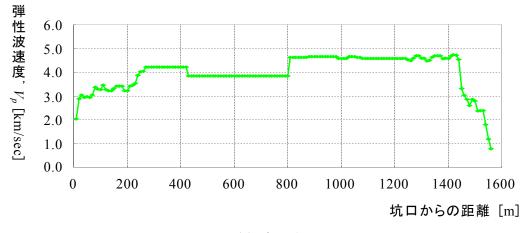
図 5-4. 外生ドリフト・通常型クリギングにより得られた弾性波速度分布(Cトンネル)

が地表面に近い地点でしか得られていないことが挙げられる。すなわち、弾性波速度の低い表層面付近の点情報を地山全体に拡充することにより、**図 5-4** のような弾性波速度分布が推定されたと考えられる。

5.3 地山区分の推定(旧 JH 地山区分法)

前節までに得られた地山の弾性波速度分布を用いて、トンネル建設位置の地山区分を推定する.本研究では、屈折法弾性波探査結果のみが得られている調査段階を Phase1、ボーリング孔における速度検層結果を用いた外生ドリフト・クリギング結果が得られている調査段階を Phase2 とする. 各調査段階における解析結果を比較することにより、地盤リスク解析手法の妥当性および地質調査の価値評価に関する検討を行う. 図 5-5 にトンネル建設位置における調査段階ごとの弾性波速度分布を示す. ここで、Phase2 において外生ドリフト・クリギングにより算出される推定弾性波速度は期待値および推定誤差分散を有する正規分布として表現されるが、4.1.1 項で述べたように弾性波速度の標準偏差がそのまま推定掘削コストのばらつきを表す値となるわけではない. したがって本研究では議論を簡略化するために、図 5-5 (b)に示す推定弾性波速度の期待値のみを用いた解析を行うこととする.

得られた弾性波速度分布から地山区分を推定する手法としては、3.2 節で述べたように旧 JH 地山区分法とコア評価点法がある. しかしながら、C トンネル地山においては速度検層結果が得られている B-1 孔のコア評価点が算出されておらず、コア評価点法で必要となる弾性波速度とコア評価点の相関関係を直接的に利用することが不可能である. したがって、本節ではまず表 3-1 の旧 JH 地山区分表を用いた地山分類を行う. C トンネル地山は凝灰岩および凝灰角礫岩が卓越しているが、表 3-1 は目安としての閾値を示しているため、本研究では重複部分を考慮した楽観的・悲観的の 2 つのシナリオを表 5-1 に設定する.





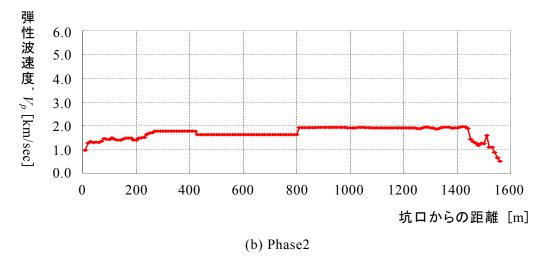


表 5-1. 旧 JH 地山区分法における楽観的および悲観的シナリオ(Cトンネル)

図 5-5. トンネル建設位置における弾性波速度分布(Cトンネル)

地山区分	楽観的シナリオ	悲観的シナリオ
В	$V_p \ge 4.3 \text{ [km/sec]}$	$V_p \ge 4.3 \text{ [km/sec]}$
C1	$V_p = 3.2 \sim 4.3 \text{ [km/sec]}$	$V_p = 3.6 \sim 4.3 \text{ [km/sec]}$
C2	$V_p = 2.6 \sim 3.2 \text{ [km/sec]}$	$V_p = 2.6 \sim 3.6 \text{ [km/sec]}$
D1	$V_p \leq 2.6 \text{ [km/sec]}$	$V_p \leq 2.6 \text{ [km/sec]}$

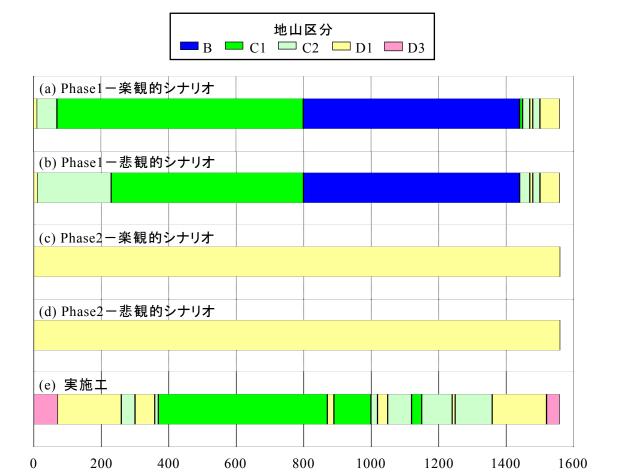


図 5-6. 旧 JH 地山区分法によるトンネル地山区分(Cトンネル)

坑口からの距離 [m]

旧JH地山区分法を用いたトンネル建設位置における地山区分の推定結果を**図5-6**に示す. 弾性波速度分布の場合と同様に, Phase1 と Phase2 では大幅に異なる地山区分が推定される結果となった. また, Cトンネルでは実際の施工時における地山区分が**図5-6**(e)のように確定しているため, それぞれの地山区分から算出される掘削コストを比較することにより, 事後評価としての乖離リスクの解析を行う.

5.4 掘削コストおよび乖離率の算定(旧 JH 地山区分法)

Cトンネルのような2車線道路トンネルにおいては,表 5-2 に示すように地山区分と支保パターンおよび支保単価の関係が設定されている.本研究では,同表に示す支保単価に基づいた掘削コストのみを解析対象とし,不良地山などの出現に伴う対策工や補助工に関するコストは計上しないものとする.

表 5-2. 地山区分と支保パターンおよび支保単価との関係

I	種	地山区分	支保単価 [円/m]
トンネル掘削工		В	270,100
		C1	273,200
		C2	292,900
		D1	306,400
			400,000
		В	89,980
		C1	131,900
	吹付けエ	C2	156,000
		D1	246,470
		D3	380,000
		В	44,070
	ロックボルトエ	C1	74,370
支保工		C2	95,600
		D1	174,240
		D3	200,000
		C2	62,730
	鋼製支保工	D1	103,200
		D3	169,000
	金網工	D1	26,690
	並稍上	D3	30,000
覆 エコンクリート		В	219,900
		C1	205,000
		C2	195,000
		D1	187,900
		D3	180,000
インバート短			235,760
インバート掘削工、本体工		D3	339,000

地山区分	支保単価 [円/m]
В	624,050
C1	684,470
C2	802,230
D1	1,280,660
D3	1,698,000

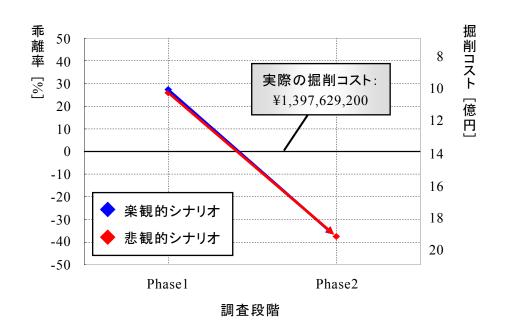


図 5-7. Phase1~2 における推定掘削コストと乖離率の推移(Cトンネル)

また、実際の施工時においては安全性や施工性を考慮して、地質状況の如何にかかわらず重い支保が選択されることがある。特に土被りが 1.5D (D はトンネルの等価直径) 以下となるような坑口付近においては、図 5-6 (e)に示すように旧 JH 地山区分法では設定されていない D3 という最も重い支保が選択されていることがわかる。そこで、本研究ではトンネル建設位置から地表面までの距離が 20m 以下となる部分を除いた区間(坑口から 30~1520m)をコスト変動解析の対象領域とする。

以上の条件に基づいて推定掘削コストを算出し、式(3.54)を用いて実際の掘削コストとの 乖離量を求めることにより、事後評価による乖離リスクの分析を行う. 先述したように、 本研究では式(3.54)の右辺を実際の掘削コストで割った乖離率を乖離リスクの指標として 用いる.

図 5-7 に各調査段階における掘削コストおよび乖離率の算定結果を示す。実施工に基づいた掘削コストは約 14 億円と算出され、Phase1、Phase2 における推定コストとはそれぞれ 30~40%程度の大きな乖離が生じる結果となった。Phase1 においては B および C1 区分が卓越し、Phase2 においては D1 区分が卓越しているため、これらの結果は想定される掘削コストのほぼ最小値および最大値を示しただけに過ぎない。したがって、Phase2 において新たに実施されたボーリング孔の速度検層という地質調査が、掘削コストの乖離率を改善させる価値を有しているとは言えず、Phase1 における屈折法弾性波探査の信頼性についても確保されているとは言い難い。

このような結果となった原因のひとつとしては、クリギングに用いる点情報としての速度検層結果の性質が挙げられる. 先述したように、C トンネル地山で実施された速度検層

では坑口の表層面付近における弾性波速度しか得られていないため、この結果を拡充することにより地山全体において低い弾性波速度が推定されることとなった。そもそもクリギング手法とは、対象領域内の任意の点で得られている情報を内挿補間法により領域全体に拡充する方法である。したがって、トンネル坑口という限定された地点における情報のみを用いていわば「外挿」を行うことは、明らかにクリギングの概念を逸脱するものであると考えられる。

また,旧JH 地山区分法を用いたことにより,C トンネル地山特有の地質状況が十分に 考慮されずに地山分類が行われた可能性も考えられる.3.2.1 項で述べたように, 弾性波速 度と地山区分の直接関係に基づいた旧JH 地山区分法は,基本設計として地山全体における地質状況を大まかに捉えるためのものであり,地山特有の詳細な地質状況を把握することを目的としているわけではない.一般的に,弾性波速度には一軸圧縮強度との比例関係が存在することが知られているが,地質状況を表すその他の項目(風化変質や割目状態など)との関係性が十分に把握されているわけではないのである.

以上の観点より、地山の弾性波速度分布としては Phase1 の屈折法弾性波探査結果を、地山分類手法としては地山特有の地質状況を考慮したコア評価点法を用いることにより、実施工との乖離が改善される可能性が高い。しかしながら、 C トンネル地山では速度検層結果とコア評価点の直接関係が得られていないため、次節において弾性波速度 (V_p) とコア評価点(C_p)の相関関係(以下、 V_p - C_p 関係と称する)を推定するための検討を行う。

5.5 V_p-C_p関係の推定

5.1.2 項で述べたように、C トンネル地山ではボーリングコアの評価点のみが得られている地点が存在する。まず V_p - C_p 関係の候補として挙げられるのは、これらのボーリング孔 $(B-2,\ B-3,\ および\ B-4\ A)$ で算出されたコア評価点と、その打設位置における弾性波速度分布との関係である。前節での議論より、弾性波速度分布としては Phasel における屈折法弾性波探査結果を用いることにする。 $\mathbf Z$ $\mathbf Z$

次に V_p - C_p 関係の候補として挙げられるのは、速度検層結果を用いた関係である。そこで、速度検層の実施地点におけるコア評価点を通常型クリギング手法により推定することを試みる。コア評価点が得られているボーリング孔はいずれも坑口付近であり、3.3.1 項や前節での議論から考えると点情報のみによる内挿補間は難しいが、C トンネル地山では実際の施工中に算出された切羽評価点がトンネルのほぼ全線にわたって得られていることに

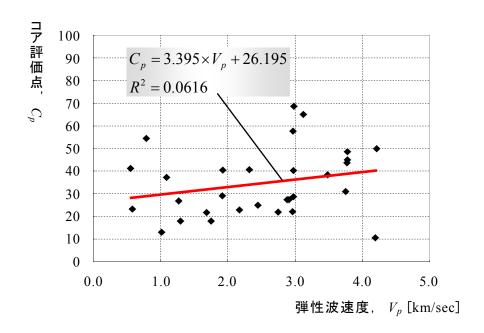


図 5-8. ボーリング孔で得られたコア評価点とその打設地点における 弾性波速度分布との関係(Cトンネル)

着目する. すなわち, コア評価点と切羽評価点が同質のものであると仮定すると, トンネル地山全体を内挿補間するに足る点情報が得られていると考えることができる. そこで, ボーリング孔打設地点で得られているコア評価点と, トンネル全線で得られている切羽評価点を点情報として通常型クリギングを実施することにより, 地山全体のコア評価点分布を推定する. 図 5-9 に点情報としての評価点から算出されたセミバリオグラムおよびその指数型モデル関数を, 図 5-10 に推定されたコア評価点分布を示す.

図 5-11 に速度検層結果とその実施地点におけるコア評価点との関係を示す. 速度検層が 実施されているボーリング孔においてコア評価点が算出されていた場合, このような関係 が得られていたものと推測される.

これまでに推定されてきた V_p - C_p 関係は、いずれも坑口付近に打設されたボーリング孔において得られていたと推測されるものであるため、トンネル中間部などの土被りの大きい地点における地質状況を的確に捉えているとは言い難い。そこで、 V_p - C_p 関係の第 3 の候補として、トンネル地山の中間地点に仮想的に打設されたボーリング孔で得られる関係について検討する。すなわち、解析対象領域の水平方向 820m 地点において、地表面(標高430m)からトンネル建設位置(標高 140m)まで 300m の鉛直ボーリングが打設されたと仮定し、その打設地点における弾性波速度分布とコア評価点分布の関係を利用する。

図 5-12 に仮想ボーリングにおいて得られる V_p - C_p 関係を示す.トンネル地山の中間地点において延長 300m のボーリングが打設され,速度検層結果およびコア評価点が得られていた場合,このような関係が得られていたものと推測される.

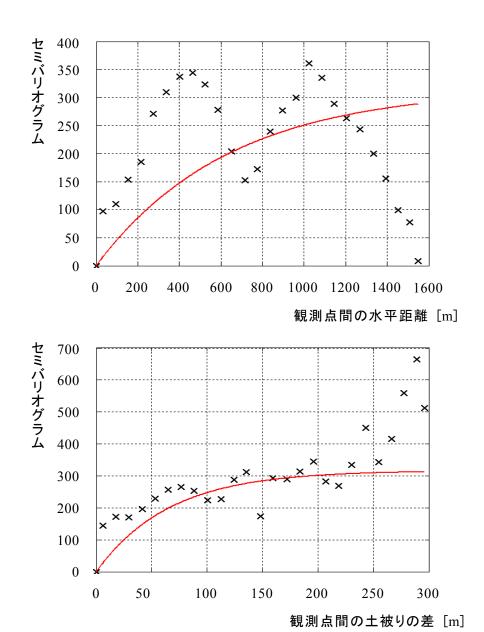


図 5-9. 評価点のセミバリオグラムとその指数型モデル関数(Cトンネル)

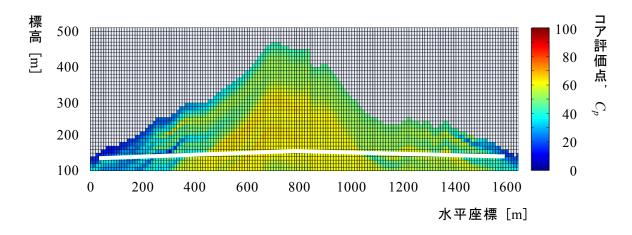


図 5-10. 通常型クリギングにより得られたコア評価点分布(Cトンネル)

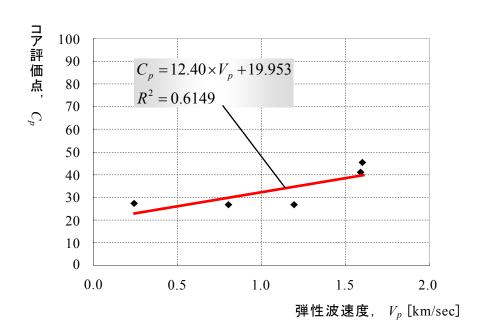


図 5-11. ボーリング孔で得られた速度検層結果とその打設地点における コア評価点分布との関係(Cトンネル)

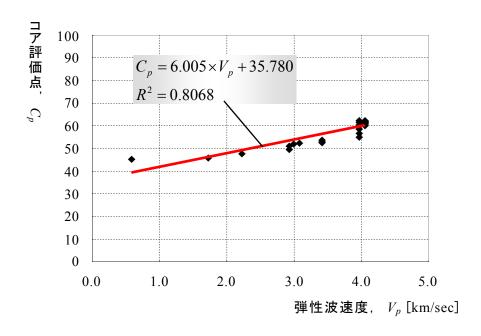


図 5-12. 仮想ボーリングの打設地点における弾性波速度分布とコア評価点分布との関係(Cトンネル)

以上のように、本研究では C トンネル地山において 3 種類の V_p - C_p 関係を推定する. 提示された各 V_p - C_p 関係を以下に整理し、それぞれ Casel \sim 3 としてコア評価点法に適用する.

- ・ Case1: ボーリング孔 B-2, B-3, および B-4 において算出されたコア評価点と,各孔の 打設位置における屈折法弾性波探査結果との関係を用いる.
- ・ Case2:ボーリング孔 B-2, B-3, および B-4 において算出されたコア評価点と施工時に 得られた切羽評価点を用いた通常型クリギングを実施し,ボーリング孔 B-1 での速度 検層結果とその打設位置における推定コア評価点との関係を用いる.
- ・ Case3: トンネル地山の中間地点に鉛直ボーリング 300m が打設されたと仮定し、その 打設位置における屈折法弾性波探査結果と推定コア評価点との関係を用いる.

また、各 V_p - C_p 関係の一次近似式を以下に示す.

Case1:
$$C_p = 3.395 \times V_p + 26.195$$
 (5.1)

Case2:
$$C_p = 12.40 \times V_p + 19.953$$
 (5.2)

Case3:
$$C_p = 6.005 \times V_p + 35.780$$
 (5.3)

これらの V_p - C_p 関係を用いたコア評価点法により、トンネル建設位置の地山区分を推定し、掘削コストの算出および乖離リスクの評価を行う。ここで、**表 5-3** に本研究で設定す

表 5-3. Cトンネル建設プロジェクト解析における調査段階

調査段階	実施された 調査内容	仮想的な 調査内容	弾性波速度分布	地山分類手法
	品长注谱性油切本		屈折法弾性波	旧 JH 地山区分法
Filasei	│ Phase1 │屈折法弾性波探査 │		探査結果	
Phase2	屈折法弾性波探査		外生ドリフト・	旧 JH 地山区分法
Phasez	速度検層		クリギング結果	旧用地田区方法
Phase3	屈折法弾性波探査	速度検層	屈折法弾性波	コア評価点法
(Case1)	コア評価点算出	还	探査結果	コア計価点法
Phase3	屈折法弾性波探査	コア評価点算出	屈折法弾性波	コマ証価占は
(Case2)	速度検層	コノ計画は昇山	探査結果	コア評価点法
Phase3	尼托法器性油棉木	速度検層	屈折法弾性波	コマ証価占法
(Case3)	屈折法弾性波探査	コア評価点算出	探査結果	コア評価点法

る C トンネル建設プロジェクトの各調査段階をまとめる. その中で、 V_p - C_p 関係を得るための仮想的な調査段階をそれぞれ Phase3 とし、Phase1 および Phase2 からの(仮想的な)調査の進展に伴う乖離リスクの変動評価を行う.

5.6 地山区分の推定(コア評価点法)

先述したように、Phase3 においては弾性波速度分布として屈折法弾性波探査結果を用いた地盤リスク解析を行う. **図 5-13** に式(5.1)~(5.3)の各 V_p - C_p 関係によって算出されたトンネル建設位置におけるコア評価点分布を示す.

ここで、3.3.5 項で述べたように、ボーリングコアという限られたスケールでは考慮することが難しい大規模な亀裂や断層をモデル化し、走向傾斜および湧水状況に関する評価点を調整するために、亀裂ネットワーク手法による DFN モデルの作成を行う. ボーリング孔B-4 において得られた亀裂データに基づいて、モデルパラメータを以下のように設定する.

1) 亀裂の方向分布

式(3.40)に示す Fisher 分布を採用し、分散係数 $\kappa = 3.835$ とする.

2) 亀裂の形状

円盤モデルを採用し、円盤と等価な面積を持つ正六角形に変換する.

3) 亀裂の半径分布

式(3.43)に示すべき乗分布を採用し、亀裂半径の最小値および最大値は既往の研究 $^{42)}$ からそれぞれ 50m および 2000m と設定する. また、べき乗指数 b は式(3.43) \sim (3.46)における議論に従って b=3.1 と設定する.

4) 亀裂の頻度分布

亀裂データから算出された 1 次元亀裂頻度は 2.397[本/m]であり、瑞浪超深地層研究所建設区域の堆積岩部における 1 次元亀裂頻度(2.54[本/m])と 3 次元亀裂密度 $(0.02[m^2/m^3])$ との比例関係 39から、3 次元亀裂密度を $0.0189[m^2/m^3]$ と設定する.

5) 亀裂の中心位置分布

ポアソン過程に基づく Baecher モデルを採用する.

以上のモデルパラメータを用いて確率論的 DFN モデルを作成し、3.3.5 項における議論 に従ってトンネル建設位置の推定コア評価点を調整する。また、本研究ではモンテカルロ

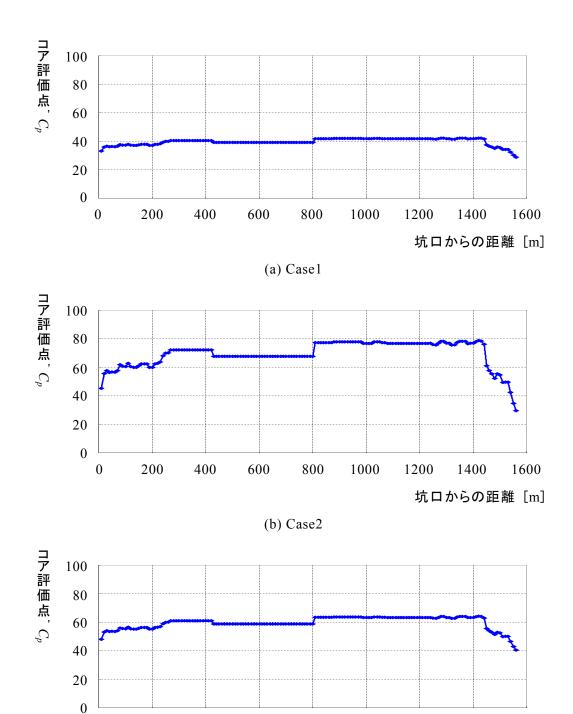


図 5-13. トンネル建設位置におけるコア評価点分布(Cトンネル)

(b) Case3

坑口からの距離 [m]

シミュレーションによる統計的に有意な出力データを得るために,100 リアライゼーションの亀裂解析を実施する.

亀裂解析により調整されたコア評価点分布を用いて、トンネル建設位置の地山区分を推定する。コア評価点と地山区分の関係としては、実際の施工時において切羽評価点から地山区分を決定する際に用いる関係表 (表 5-4) 32)を援用する。ただし、同表には重複部分が存在するため、あるひとつの評価点に関して地山区分は2通りに判定される可能性がある。たとえば、評価点が60点である場合、地山区分としてはC1もしくはC2となる。一般的に、花崗岩などの塊状岩盤においては上位のC1区分が選定され、頁岩などの層状岩盤においては下位のC2区分が選定されることが多い30)が、明確な基準が規定されていないため、不確実性が存在することとなる。そこで、本研究では楽観的・悲観的の2つのシナリオを表 5-5 に設定することで、不確実性を考慮した地山分類を行う。

表 5-4. 切羽評価点と地山区分との関係 32)

切羽評価点	地山区分
80~100	В
65~85	C1
40~75	C2
10~50	D1
0~10	D3

表 5-5. コア評価点法における楽観的および悲観的シナリオ

楽観的シナリオ		
コア評価点	地山区分	
80~100	В	
65~80	C1	
40~65	C2	
10~40	D1	
0~10	D3	

悲観的シナリオ	
コア評価点	地山区分
85~100	В
75~85	C1
50~75	C2
10~50	D1
0~10	D3

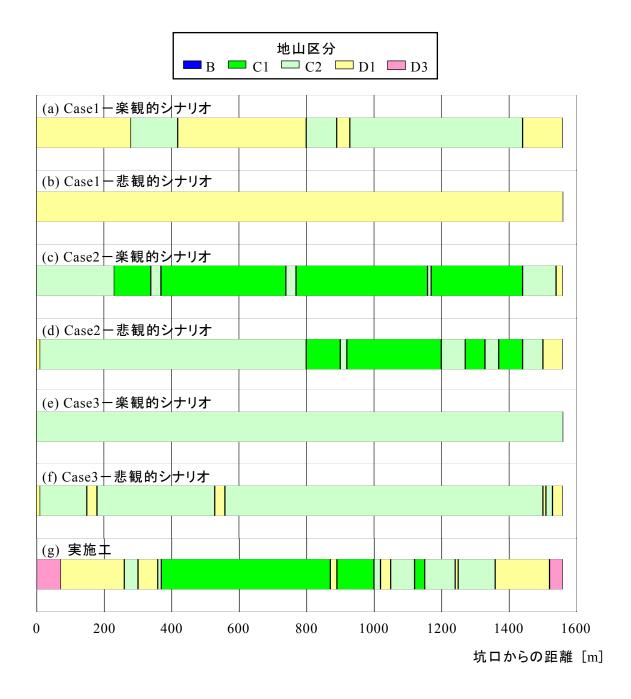


図 5-14. コア評価点法によるトンネル地山区分(Cトンネル)

図 5-14 に各 V_p - C_p 関係によって推定されたトンネル建設位置における地山区分を示す. なお, 同図では 100 リアライゼーションの亀裂調整結果のうち, 次節で述べる掘削コストが全体の中央値となるようなコア評価点分布に基づいた地山区分を示している.

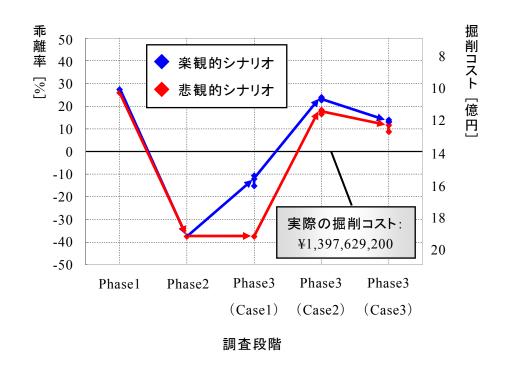


図 5-15. Phase1~3 における推定掘削コストと乖離率の推移(Cトンネル)

5.7 掘削コストおよび乖離率の算定(コア評価点法)

前節で得られた地山区分に基づいて、5.4節の旧 JH 地山区分法の場合と同様に掘削コストを算定し、実際の掘削コストとの乖離率を求める。 **図** 5-15 に Phase3 における各 V_p - C_p 関係を用いて算出された掘削コストおよび乖離率を、Phase1 および Phase2 における算定結果と共に示す。ここで、亀裂調整に関するモンテカルロシミュレーションの結果として、Phase3 の各算定結果にばらつきが生じていることがわかる。なお、亀裂解析結果のばらつきに関しては、100 リアライゼーションのうち、超過確率が10%、50%、および90%となる掘削コストの値に対応した乖離率を代表値として示している。

まず、Case1 に関しては楽観的・悲観的シナリオ共にコストアンダーランを示す結果となった。楽観的シナリオにおける乖離率は-15~-10%程度であり、Phase1 や Phase2 の結果と比較すると多少なりとも乖離リスクが改善されていると言える。しかしながら、悲観的シナリオにおいては Phase2 と同様に 40%程度の大きな乖離が生じており、解析結果のばらつき幅は非常に大きなものとなっていることがわかる。また、ばらつき幅が乖離率 0%を内包していないため、Case1 における推定結果が全体的に健全なものであるとは言い難い。

それに対して、Case2 および Case3 に関しては楽観的・悲観的シナリオ共にコストオーバーランを示す結果となった。Case2 では乖離率が 20%前後であり、Phase1 と比較すると多少なりともコストオーバーランが改善されていることがわかる。ただし、解析結果のばらつき幅は乖離率 0%を内包していないため、必ずしも健全な推定結果であるとは言えな

い. Case3 では 10%程度の乖離率であり、Case2 と同様にコストオーバーランが改善される 結果となった. また、乖離率のばらつき幅は 0%を内包していないものの、3 つの解析条件 の中で最も実際の掘削コストに近い値を推定していることがわかる.

5.8 地質調査の価値評価に関する考察

前節で算出された乖離率に基づいて、地質調査の価値評価に関する考察を行う. **表** 5-3 に示すように、Phase3 においては Case ごとに V_p - C_p 関係を得るための仮想的な追加調査が設定されている。第 4 章で議論したように、これらの V_p - C_p 関係を用いることにより実際の掘削コストとの乖離リスクが改善されるならば、その改善量に応じた追加コストの削減量が追加地質調査の価値となる。なお、5.4 節において Phase2 の外生ドリフト・クリギング結果が信頼性の低いものと判断されたため、改善量の基準としては Phase1 における乖離量の解析結果を用いるものとする。

まず Case1 に関しては、楽観的シナリオにおいては $1.7\sim2.3$ 億円程度の乖離リスクが改善されたと解釈できるが、悲観的シナリオにおいては $1.7\sim2.3$ 億円程度の乖離リスクが改善されたと解釈できるが、悲観的シナリオにおいては $1.7\sim2.3$ 億円程度の乖離リスクが改 ではいたと解釈できるが、悲観的シナリオにおいては $1.7\sim2.3$ 億円程度の乖離リスクが改 ではいるが、これらの結果から仮想的な追加調査として設定された「コア評価点が得られているボーリング孔の打設地点における速度検層の実施」が有する、地盤リスクを低減する価値をコスト次元で認識することは難しいと言える.このような結果となった原因としては、仮想的な $1.7\sim2.3$ 関係を得るためのボーリングの打設位置がいずれも坑口付近であり、トンネル中間部などの土被りの大きい領域における地質状況が適切に考慮されていないことが考えられる.ただし、 $1.7\sim2.3$ 関係には屈折法弾性波探査結果を用いているため、コア評価点が得られているボーリング孔の打設位置における局所的な弾性波速度を正確に捉えているとは限らない. $1.7\sim3.3$ 第一次 $1.7\sim3.3$

次に Case2 に関しては, $0.5\sim1.3$ 億円程度のコストオーバーランが改善されたと解釈することができる.ばらつき幅も Case1 ほど大きくないため,仮想的な追加調査として設定された「速度検層結果が得られているボーリング孔のコア評価点の算出」が有する,地盤リスクを低減する価値がコストオーバーランの改善量に表れていることがわかる.ただしCase1 と同様に,仮想的な V_p - C_p 関係を得るためのボーリングの打設位置が坑口付近であり,速度検層結果は表層面付近のみで得られたものである.したがって,**図 5-11** の V_p - C_p 関係は弾性波速度が 1.6km/sec 程度までの狭い範囲のみで得られているため,この関係を土被りが大きく屈折法弾性波探査結果が 4.0km/sec を超えるような領域に外挿として適用することは,決して信頼性が高いとは言えない.

最後に Case3 に関しては, $1.8\sim2.4$ 億円程度のコストオーバーランが改善されたと解釈することができる.ばらつき幅も Case2 と同程度であるため,仮想的な追加調査として設定された「トンネル地山中間部におけるボーリング孔の打設,速度検層の実施,およびコア評価点の算出」が有する,地盤リスクを低減する価値がコストオーバーランの改善量に表れていることがわかる.仮想的なボーリング孔は土被り $300 \, \mathrm{m}$ の地点まで打設されているため,図 5-12 の V_p - C_p 関係は高い相関性を有して弾性波速度が $4.0 \, \mathrm{km/sec}$ 程度までの広い範囲で得られており,信頼性の高いものであると考えられる.ただし, V_p - C_p 関係における弾性波速度とコア評価点はいずれも面情報としての推定結果であるため,Case3 ではトンネル地山全体が平均的に有すると推定されるおおよその V_p - C_p 関係を用いているということを認識する必要がある.

以上の結果に基づいて、4.2 節で示したように乖離リスクの改善に伴う追加コストの削 減量と各追加調査に要する調査費用とを比較検討することにより、地質調査の実質的な価 値評価および追加調査を実施するか否かの意思決定に関する指標を提示することができる. 上記の3パターンの解析結果によると最も乖離量の改善が見込まれるのは Case3 であると 考えられるが,延長 300m ものボーリング孔を打設するにはかなりの予算や期間を要する ため、同結果が必ずしも追加調査を実施する動機付けになるとは限らない。たとえば、山 岳トンネル建設プロジェクトにおけるボーリング調査に要する費用が 10[万円/m]である と仮定すると, 乖離リスクの改善量がそのまま追加コストの削減量となるような場合には, Case3 における延長 300m のボーリング孔を打設する動機付けが存在する. しかしながら, 追加コストの削減量が改善量の1割程度しか見込めないような状況においては,ボーリン グ打設費用がコスト削減量を上回ることとなる.そのような場合,新たにボーリング孔を 打設するのではなく, Casel や Case2 のように既にボーリング孔が打設されている地点に おいて、新たに調査や試験などを実施することの動機付けが認められる可能性があると考 えられる. 乖離リスクの改善量と追加コストの削減量との関係は対象プロジェクトごとに 異なるため、これらの追加調査が費用対効果の面からみて妥当であるか、また岩質や規模 などの特性がCトンネル地山に類似しているような山岳トンネルを新たに建設する場合に, 同様の調査を実施すべきか否かについては、以上の解析結果を受けた上での各プロジェク トの発注者の判断に左右されるものと考えられる.

また、Case1 および Case2 において坑口付近に実施された各調査は地盤リスクを低減するには信頼性に乏しいという評価がなされたが、これらの結果は地盤リスクを建設コストが変動するリスクと捉えた場合にのみ適用されるものである。一般的に、坑口付近で実施される地質調査は土被りの小さい坑口における地盤の安全性や耐久性を把握することを主目的としているため、トンネル全体の建設コストを推定するための価値のみを求められるわけではないことに留意されたい。

本章では、 V_p - C_p の直接関係が得られていない C トンネルを対象とした地盤リスク解析を実施した。その結果、旧 JH 地山区分法による地山分類を行った場合は乖離リスクが大きくなるのに対し、仮想的な追加調査に基づいて V_p - C_p 関係を推定することでコア評価点法を用いた場合は乖離リスクが改善される可能性を有することがわかった。このことから、C トンネル建設プロジェクトにおける事前地質調査として、ボーリング孔を打設し、速度検層結果およびコア評価点を得ることの妥当性が検証されたと考えることができる。しかしながら、本章で用いた V_p - C_p 関係はあくまで間接的に推定されたものであるため、次章において、事前地質調査結果として V_p - C_p の直接関係が得られている山岳トンネル建設プロジェクトを対象とした地盤リスク解析を実施する。そして C トンネルにおける解析結果と比較検討すると共に、より信頼性の高い地質調査の価値評価に関する考察を行う。

第6章 事例検証2

本章では、前章で仮想的に設定された V_p - C_p 関係が直接的に得られている山岳トンネル建設プロジェクトを取り上げた事例検証を行う. 具体的には、花崗岩系の地山に建設された R トンネルおよび堆積岩系の地山に建設された T トンネルを対象として、地盤リスク解析および地質調査の価値評価に関する検討を行う.

6.1 Rトンネル建設プロジェクト

本章においてまず対象とするのは、奈良県中部に位置する R トンネルの建設プロジェクトである。 R トンネルは全長約 2.45km の 2 車線道路トンネルであり、花崗岩および花崗閃緑岩を主体とした地山に建設されている。 C トンネルと同様に既に施工が完了しているため、実施工区分に基づいた掘削コストを事後評価に利用することができる。本研究で設定する R トンネル建設プロジェクトの各調査段階は表 6-1 のように整理される。

6.1.1 対象プロジェクトにおける事前地質調査

R トンネル地山において実施された事前地質調査は、地表踏査、地表面からの屈折法弾性波探査および比抵抗電気探査、そしてボーリング調査である。C トンネルの場合と同様に、屈折法弾性波探査およびボーリング調査によって得られた調査データに基づいて地盤リスク解析を行う。

表 6-1. Rトンネル建設プロジェクト解析における調査段階

調査段階	調査内容	弾性波速度分布	地山分類手法
Phase1	屈折法弾性波探査	屈折法弾性波探査結果	旧 JH 地山区分法
			コア評価点法
	屈折法弾性波探査	外生ドリフト・通常型クリギングおよび	旧 JH 地山区分法
Phase2	速度検層	外生ドリフト・インディケータクリギング	コア評価点法
	コア評価点算出	結果(点情報:速度検層結果のみ)	コア計画点法
Phase3	屈折法弾性波探査 速度検層 コア評価点算出	外生ドリフト・通常型クリギングおよび	
		外生ドリフト・インディケータクリギング	旧 JH 地山区分法
		結果(点情報:速度検層結果+速度層	コア評価点法
		境界面における探査結果)	

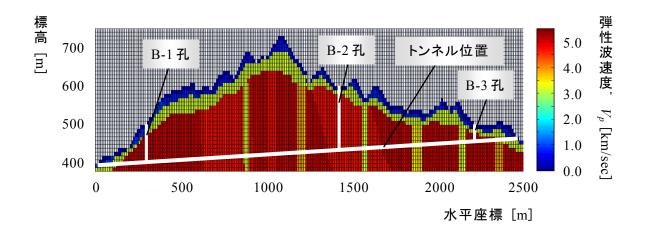


図 6-1. 屈折法弾性波探査により得られた弾性波速度分布(Rトンネル)

Rトンネル地山で実施された屈折法弾性波探査に関しては、はぎとり法によるP波の走時解析が行われており、土被りが大きいほど弾性波速度が高くなるという仮定条件の下に **図 6-1** に示す弾性波速度分布が得られている。トンネル掘削深度となる地点では、8 割以上の区間において弾性波速度が 4.7km/sec 以上の値を示しているが、地山全体においては局所的に周辺地山より弾性波速度が 1km/sec 以上低い領域が鉛直方向に存在する。また、はぎとり法により地山全体の層構造が仮定されているため、屈折法による弾性波探査結果の信頼性が高いと考えられる速度層境界面を、地山全体のスケールにおいて把握することができるものと考えられる。そこで、本章ではトンネル建設位置に最も近い速度層境界面における弾性波探査結果(以下、速度層境界面における探査結果と称する)を精度の高い点情報と見なすことで、地質調査結果の解釈に関する考察を行う。

また,Rトンネル地山では**図 6-1** に示すように,ボーリング調査として坑口付近に2本,地山の中間部に1本の鉛直孔が打設されている.B-1,B-2,およびB-3 孔すべてにおいて弾性波速度検層が実施されており,強度試験や透水試験などの結果に基づいたボーリングコアの評価点が算出されている.**図 6-2** に各孔にて実施された速度検層の結果を,打設地点における屈折法弾性波探査の結果と併せて示す.両結果は概ね一致していると見受けられるが,地表面付近においては速度検層の方が屈折法弾性波探査よりも地山の弾性波速度をより高く見積もっており,トンネル掘削深度付近においてはその逆となっていることがわかる.

6.1.2 外生ドリフト・通常型クリギングによる地質推定

以上の2種類の弾性波速度測定結果を用いて、外生ドリフト・通常型クリギング手法によりRトンネル地山の弾性波速度分布を推定する.以下に解析条件を示す.

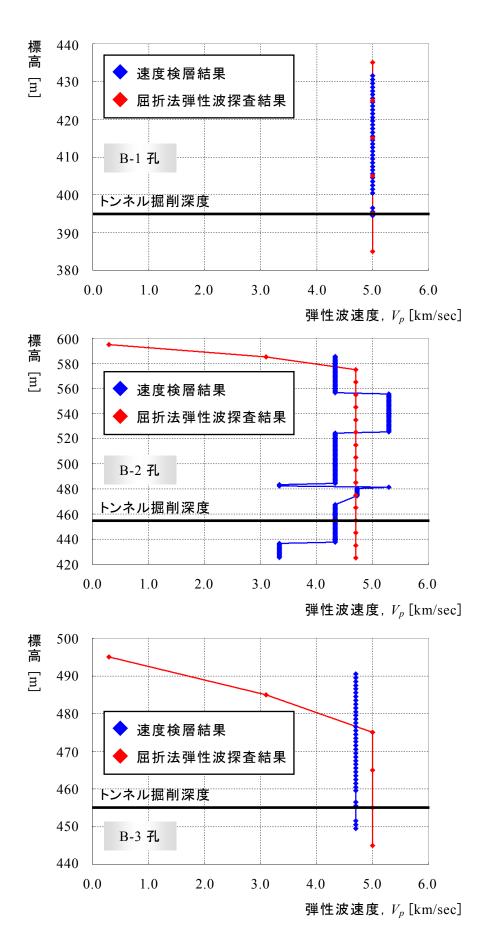


図 6-2. 速度検層結果と屈折法弾性波探査結果の比較(Rトンネル)

- 1) 解析対象として, Rトンネル建設位置を包含する 2490m×340m の領域を設定する.
- 2) 格子サイズは 10m×10m とする.

3

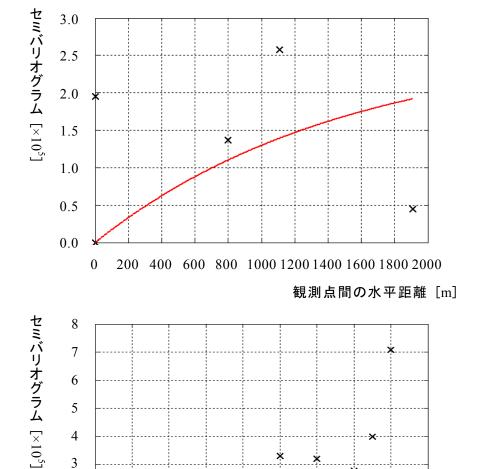
2

1

0

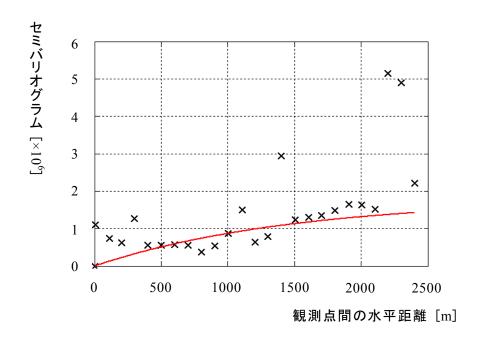
- 3) 水平方向と鉛直方向の異方性を考慮してセミバリオグラムを作成する.
- 4) 点情報として速度検層結果のみを用いる場合と、速度層境界面における探査結果を加 えた場合の2通りの解析を実施する.

図 6-3 にセミバリオグラムおよびその指数型モデル関数を、図 6-4 に外生ドリフト・通 常型クリギングにより推定された地山全体の弾性波速度分布を、それぞれ点情報として速 度検層結果のみを用いた場合と速度層境界面における探査結果を加えた場合に分けて示す.



0 100 120 140 160 180 20 40 60 80 観測点間の土被りの差 [m]

図 6-3 (a). 速度検層結果のセミバリオグラムとその指数型モデル関数(Rトンネル)



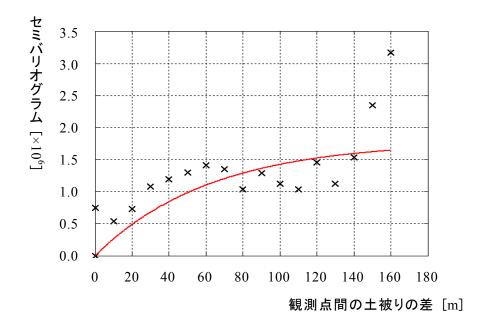
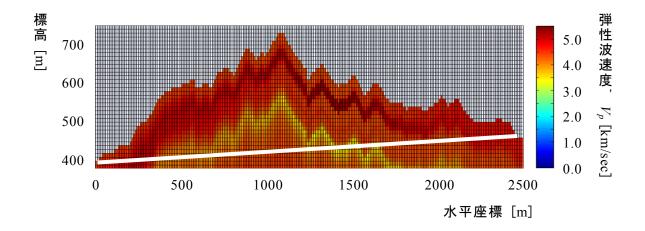
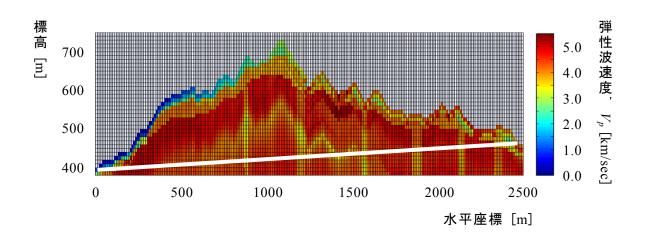


図 6-3 (b). 速度検層結果および速度層境界面における探査結果の セミバリオグラムとその指数型モデル関数(Rトンネル)



(a) 点情報として速度検層結果のみを用いる場合



(b) 点情報として速度検層結果および速度層境界面における探査結果を用いる場合

図 6-4. 外生ドリフト・通常型クリギングにより得られた弾性波速度分布(Rトンネル)

図 6-4 (a)の点情報として速度検層結果のみを用いた推定結果と図 6-1 の屈折法弾性波探 査結果を比較すると、地表面付近では前者の方が後者よりも弾性波速度が高く、トンネル 掘削深度付近ではその逆となっていることがわかる。すなわち、前項で示した速度検層結果の特性をクリギング手法により地山全体に拡充することで、このような結果が得られたものと解釈される。また、図 6-4 (b)の点情報として速度層境界面における探査結果を加えた場合の推定結果は、速度検層結果のみの場合と比べて屈折法弾性波探査結果に近い分布を示していることがわかる。

6.1.3 地山区分の推定

前項までに得られた地山の弾性波速度分布を用いて、トンネル建設位置の地山区分を推定する.ここで、Cトンネルの場合と同様に、屈折法弾性波探査結果のみが得られている調査段階を Phase1、速度検層結果を用いた外生ドリフト・通常型クリギング結果が得られている調査段階を Phase2 とする.また、速度層境界面における探査結果を新たに得られた点情報と仮定し、同結果を速度検層結果に加えて外生ドリフト・通常型クリギングを行った結果が得られている調査段階を Phase3 とする.図 6-5 にトンネル建設位置における調査段階ごとの弾性波速度分布を示す. Phase2 および Phase3 においては期待値と共に推定誤差標準偏差が算出されるが、推定弾性波速度の期待値のみを用いた地盤リスク解析を行う.

R トンネル地山においては事前地質調査により V_p - C_p 関係が得られているため、コア評価点法を用いることが可能である. **図 6-6** に R トンネル地山で得られている V_p - C_p 関係図を示し、以下にその一次近似式を示す. **図 6-7** に式(6.1)から算出されたトンネル建設位置におけるコア評価点分布を示す.

$$C_p = 22.180 \times V_p - 36.508 \tag{6.1}$$

Cトンネルの場合と同様に、コア評価点法を用いた解析においては亀裂ネットワーク手法による評価点調整を行う.しかしながら、Rトンネル地山においてはボーリング調査による亀裂データが得られていないため、本研究では便宜的にCトンネル地山で得られた亀裂データに基づいた亀裂解析を行い、トンネル建設位置における評価点を調整する.なお、モンテカルロシミュレーションにおけるリアライゼーション回数は100回とする.

また、本研究ではボーリングを打設して V_p - C_p の直接関係を得ることの価値について考察するために、旧 JH 地山区分法を用いた解析も同様に行う。R トンネル地山は花崗岩および花崗閃緑岩が卓越しているため、表 3-1 を参考に、旧 JH 地山区分法で用いる弾性波速度と地山区分の直接関係を表 6-2 のように設定する。コア評価点法においては、C トンネルの場合と同様に表 5-5 を用いて地山区分を推定する。

旧 JH 地山区分法およびコア評価点法によるトンネル建設位置における地山区分の推定結果を,実際の施工後に確定した地山区分 $^{43)}$ と共にそれぞれ**図** $^{6-8}$ および**図** $^{6-9}$ に示す. コア評価点法を用いた場合は,次項で述べる掘削コストが全体の中央値となるような亀裂調整結果に基づいた地山区分を示している.弾性波速度分布の結果を反映して,いずれの地山分類手法においても,Phasel の方が Phase2 や Phase3 よりもトンネル建設位置の地山を良質なものであると推定していることがわかる.ここで,本来 Phasel においてはボーリング調査が行われていないため, V_p - C_p 関係によるコア評価点法を用いることは想定されていないが,本研究では屈折法弾性波探査の信頼性に関する検討を行うため,Phase1 に関してもコア評価点法による解析を実施する.

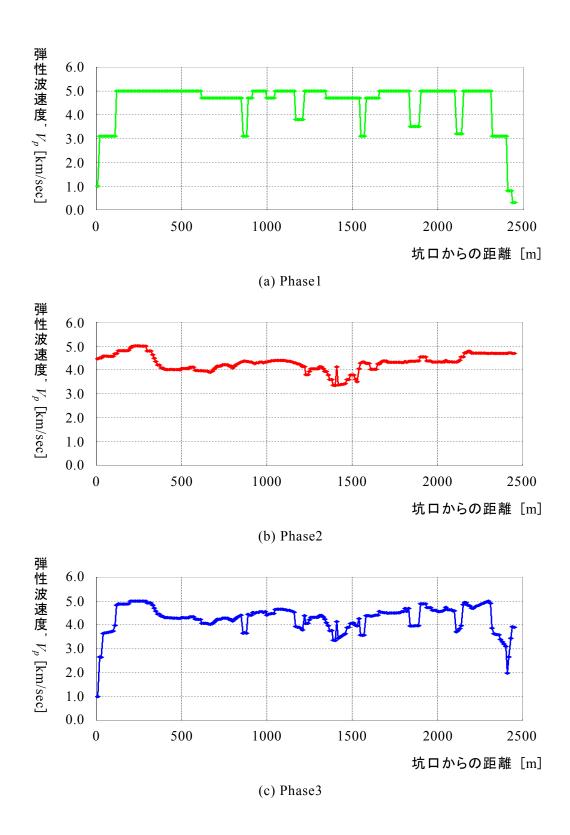


図 6-5. トンネル建設位置における弾性波速度分布(Rトンネル)

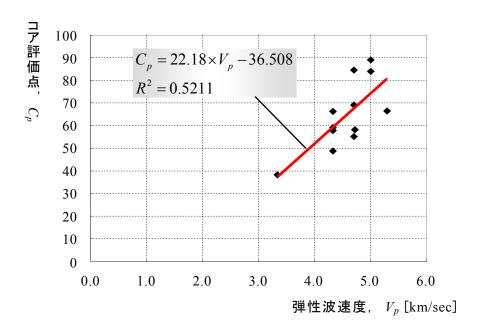
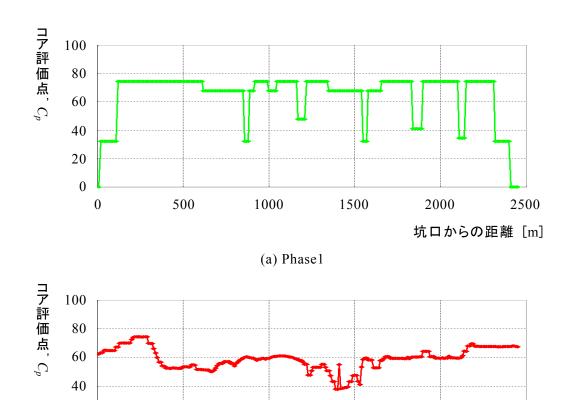
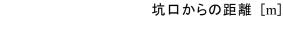


図 6-6. 速度検層結果とコア評価点との関係(Rトンネル)

表 6-2. 旧 JH 地山区分法における楽観的および悲観的シナリオ(Rトンネル)

地山区分	楽観的シナリオ	悲観的シナリオ
В	$V_p \ge 4.3 \text{ [km/sec]}$	$V_p \ge 4.7 \text{ [km/sec]}$
C1	$V_p = 3.3 \sim 4.3 \text{ [km/sec]}$	$V_p = 3.7 \sim 4.7 \text{ [km/sec]}$
C2	$V_p = 2.2 \sim 3.3 \text{ [km/sec]}$	$V_p = 2.2 \sim 3.7 \text{ [km/sec]}$
D1	$V_p \leq 2.2 \text{ [km/sec]}$	$V_p \leq 2.2 \text{ [km/sec]}$





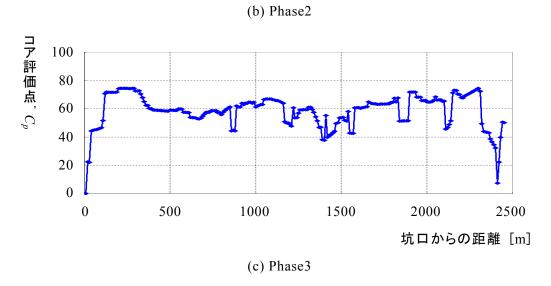


図 6-7. トンネル建設位置におけるコア評価点分布(Rトンネル)

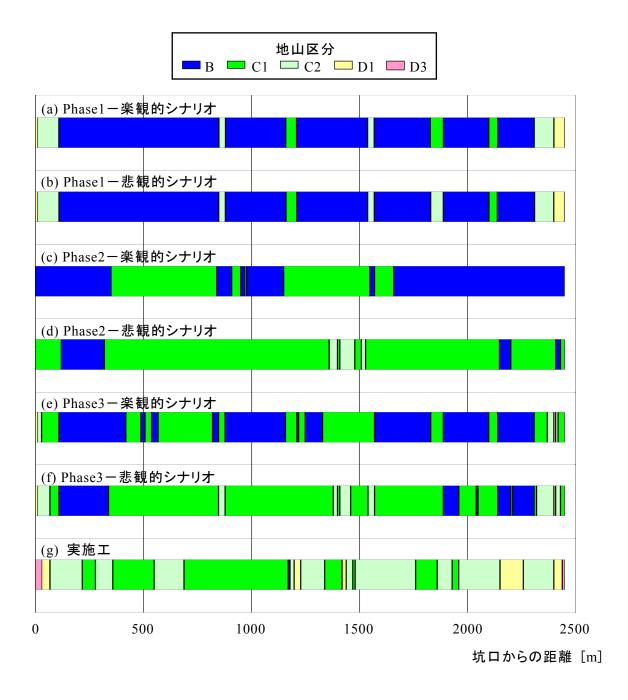


図 6-8. 旧 JH 地山区分法によるトンネル地山区分(Rトンネル)

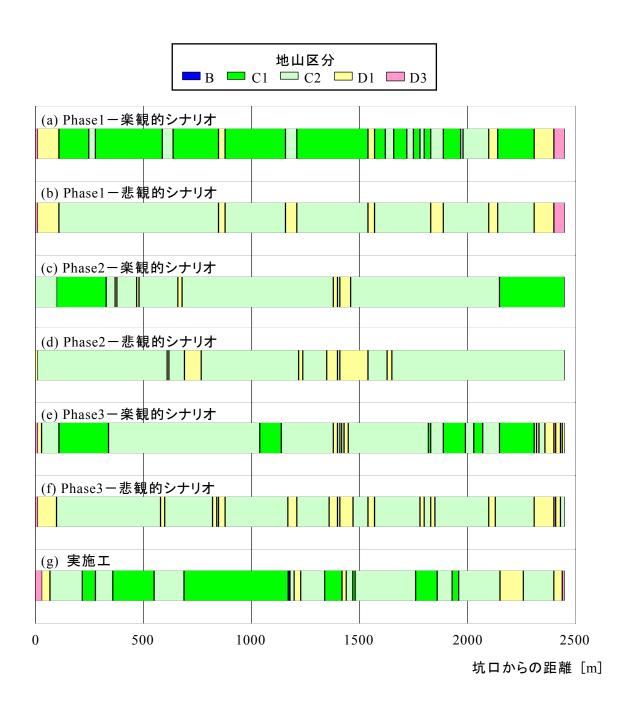


図 6-9. コア評価点法によるトンネル地山区分(Rトンネル)

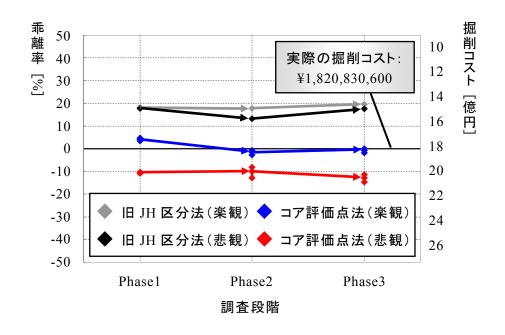


図 6-10. Phase1~3 における推定掘削コストと乖離率の推移(Rトンネル)

6.1.4 掘削コストおよび乖離率の算定

Rトンネルは Cトンネルと同じく 2 車線の道路トンネルであるため,表 5-2 に示す地山区分と支保パターンおよび支保単価の関係を用いて掘削コストを算出する.また,坑口付近においてトンネル建設位置から地表面までの距離が 20m 以下となる部分を除いた区間(坑口から 110~2410m)を解析対象とし,不良地山などの出現に伴う対策工や補助工に関するコストは計上しないものとする.

図 6-10 に各調査段階における掘削コストおよび乖離率の算定結果を示す. 例によって亀裂解析結果のばらつきに関しては, 100 リアライゼーションのうち超過確率が 10%, 50%, および 90%となる掘削コストの値に対応した乖離率を代表値として示している. なお, 実施工に基づいた掘削コストは約 18.2 億円と算出された.

まず旧 JH 地山区分法を用いた場合は、各調査段階のいずれのシナリオにおいても 20% 近い乖離リスクが生じる結果となった。それに対してコア評価点法を用いた場合は、いずれの調査段階においても乖離率がおおよそ 10%以下となり、さらに複数のシナリオ設定によるばらつき幅が乖離率 0 をほぼ内包する健全な推定結果が得られた。またいずれの地山分類手法においても、Phase1 と Phase2 へと調査段階が進展することにより、乖離率が僅かながら改善されていることがわかる。すなわち、外生ドリフト・クリギング手法により屈折法弾性波探査結果と速度検層結果を組み合わせることの妥当性が確認されたと考えることができる。トンネル地山の両坑口付近と中間部で速度検層結果が得られている R トンネルにおいては、外生ドリフト・クリギングを実施することは有効であったと言える。しかしながら、Phase2 から Phase3 へ進展することによる乖離率の改善は殆ど見られなかった。

6.1.5 地質調査の価値評価に関する考察

前節で得られた推定コストおよび実際のコストとの乖離率に基づいて、地質調査の価値評価に関する考察を行う。まず、いずれの調査段階においてもコア評価点法の方が旧 JH 地山区分法より乖離率が 10%以上改善されているため、 V_p - C_p の直接関係を得ることの妥当性が十分に検証されていると考えられる。具体的には、旧 JH 地山区分法による Phase1 からコア評価点法による Phase2 へ調査段階が進展した場合における、ボーリング孔を打設して速度検層結果およびコア評価点を得ることの価値が、 $0.1\sim3.1$ 億円程度の乖離リスクの改善量として表れていると解釈することができる。このことは、旧 JH 地山区分法による Phase2 の解析結果が依然として $13\sim18\%$ 程度の大きな乖離を示していることからも理解される。

Cトンネルの場合と同様に、ボーリング調査に要する費用が 10[万円/m]であるとすると、Rトンネル地山に打設されたボーリング孔は延長合計が 240m であるため、総調査費用は 2400 万円となる. 乖離リスクの改善に伴う追加コストの削減量および工期などとの兼ね合いから、これらの調査が費用対効果の面からみて妥当であったか、また岩質や規模などが Rトンネルに類似する新規プロジェクトにおいて同様の調査を実施すべきか否かについては、以上の解析結果を受けた上での各プロジェクトの発注者の判断に左右される.

また、Phase1 の解析結果に関して、旧 JH 地山区分法に比べてコア評価点法の方が乖離率 0 を内包する健全な推定結果を示していることから、屈折法弾性波探査結果を用いたコスト推定の精度が改善されたことがわかる。すなわち R トンネルにおいては、屈折法弾性波探査結果のみでなくボーリング調査結果と組み合わせた地山分類を行うことによって、屈折法弾性波探査の信頼性についても十分に確保されると考えることができる。

Phase3 においては、実際に追加的な地質調査が実施されたわけではなく、全体的に不確実性の大きい面情報としての探査結果の中で速度層境界面の値を比較的精度が高いと見なす「調査結果の解釈」という観点に着目している。速度層境界面における探査結果を新たな点情報として外生ドリフト・クリギングを行った Phase3 では、Phase2 と比べて乖離リスクの改善が殆ど見られなかったため、この解析結果から正確な点情報としての屈折法弾性波探査結果の価値を見出すことは難しいといえる。

本節で対象とした R トンネルにおいては、コア評価点法を用いた場合はいずれの調査段階においても健全な解析結果が得られた. しかしながら、前節で示した各地山区分を比較すると、実施工においては C1 区分と C2 区分の割合が約 40%程度であるのに対し、推定結果はいずれも C1 もしくは C2 区分が卓越していることがわかる. すなわち、地質推定結果が多少変動することによって B または D1 区分が卓越し、コスト推定結果が大きく変化する可能性がある. したがって、より詳細な検討を行うためには、期待値としての地質推定結果だけでなく、そのばらつきをも考慮した地盤リスク解析を実施することが必要となる.

6.2 Tトンネル建設プロジェクト

次に対象とするのは、和歌山県中部に位置する T トンネルの建設プロジェクトである. T トンネルは全長約 1.7km の 2 車線道路トンネルであり、頁岩および砂岩頁岩互層からなる累層を主体とした地山に建設されている. また、C トンネルおよび R トンネルと同様に、施工完了時に確定した掘削コストを用いて事後評価による地盤リスク解析を行うことができる. 本研究で設定する T トンネル建設プロジェクトの各調査段階は R トンネルと同じく表 6-3 のように整理される.

6.2.1 対象プロジェクトにおける事前地質調査

T トンネル地山において実施された事前地質調査は、地表踏査、地表面からの屈折法弾性波探査、ボーリング調査、およびボーリング孔を用いた高密度弾性波探査である。例によって、屈折法弾性波探査およびボーリング調査によって得られた調査データに基づいて地盤リスク解析を行う。

Tトンネル地山で実施された屈折法弾性波探査に関しては、はぎとり法による P 波の走時解析が行われており、土被りが大きいほど弾性波速度が高くなるという仮定条件の下に \mathbf{Z} 6-11 に示す弾性波速度分布が得られている。トンネル掘削深度となる地点では、5 割以上の区間において弾性波速度が 4.0km/sec 以上の値を示しているが、3.0km/sec 以下となる区間も 2 割程度存在する。また、はぎとり法による層構造が仮定されているため、R トンネルの場合と同様に、トンネル掘削深度に最も近い速度層境界面における探査結果を精度の高い点情報と見なす。

表 6-3. Tトンネル建設プロジェクト解析における調査段階

調査段階	調査内容	弾性波速度分布	地山分類手法
Phase1	屈折法弾性波探査	屈折法弾性波探査結果	旧 JH 地山区分法
			コア評価点法
	屈折法弾性波探査	外生ドリフト・通常型クリギングおよび	旧 JH 地山区分法
Phase2	速度検層	外生ドリフト・インディケータクリギング	コア評価点法
	コア評価点算出	結果(点情報:速度検層結果のみ)	コプ評価点法
Phase3	屈折法弾性波探査 速度検層 コア評価点算出	外生ドリフト・通常型クリギングおよび	
		外生ドリフト・インディケータクリギング	旧 JH 地山区分法
		結果(点情報:速度検層結果+速度層	コア評価点法
	コノ計画は昇山	境界面における探査結果)	

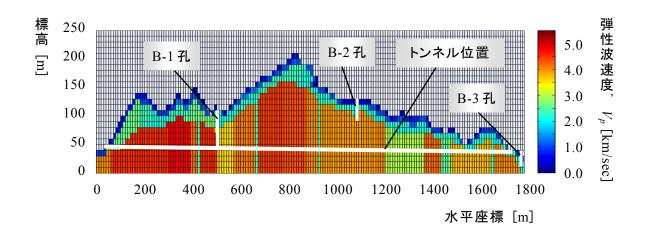


図 6-11. 屈折法弾性波探査により得られた弾性波速度分布(Tトンネル)

また、Tトンネル地山では**図 6-11** に示すように、ボーリング調査として坑口付近に1本、地山の中間部に2本の鉛直孔が打設されている。B-1、B-2、およびB-3 孔すべてにおいて 弾性波速度検層が実施されており、強度試験や透水試験などの結果に基づいたボーリング コアの評価点が算出されている。**図 6-12** に各孔にて実施された速度検層の結果を、打設地点における屈折法弾性波探査の結果と併せて示す。両結果は一致しているとは言い難く、B-1 孔では地表面付近およびトンネル掘削深度付近において、速度検層結果の方が地山の 弾性波速度をより低く見積もっていることがわかる。ここで、B-2 孔および B-3 孔ではトンネル掘削深度付近における速度検層結果が得られていないことに留意されたい。

6.2.2 外生ドリフト・通常型クリギングによる地質推定

以上の2種類の弾性波速度測定結果を用いて、外生ドリフト・通常型クリギング手法により T トンネル地山の弾性波速度分布を推定する.解析条件としては、対象領域が $1780m \times 200m$ となることを除いて R トンネルの場合と同じである. **図 6-13** にセミバリオグラムおよびその指数型モデル関数を、**図 6-14** に外生ドリフト・通常型クリギングにより推定された地山全体の弾性波速度分布を、それぞれ点情報として速度検層結果のみを用いた場合と、速度層境界面における探査結果を加えた場合に分けて示す.

図 6-14 (a)の点情報として速度検層結果のみを用いた推定結果と図 6-11 の屈折法弾性波探査結果を比較すると、全体的に前者の方が後者よりも弾性波速度を低く見積もっていることがわかる。各ボーリング孔の延長および打設位置を考慮すると、唯一地山の中間部においてトンネル掘削深度付近まで打設された B-1 孔での速度検層結果が支配的要因として地山全体に拡充されることで、このような結果が得られたものと解釈される。また、図 6-14 (b)の点情報として速度層境界面における探査結果を加えた場合の推定結果は、速度検層結果のみの場合と比べて屈折法弾性波探査結果に近い分布を示していることがわかる。

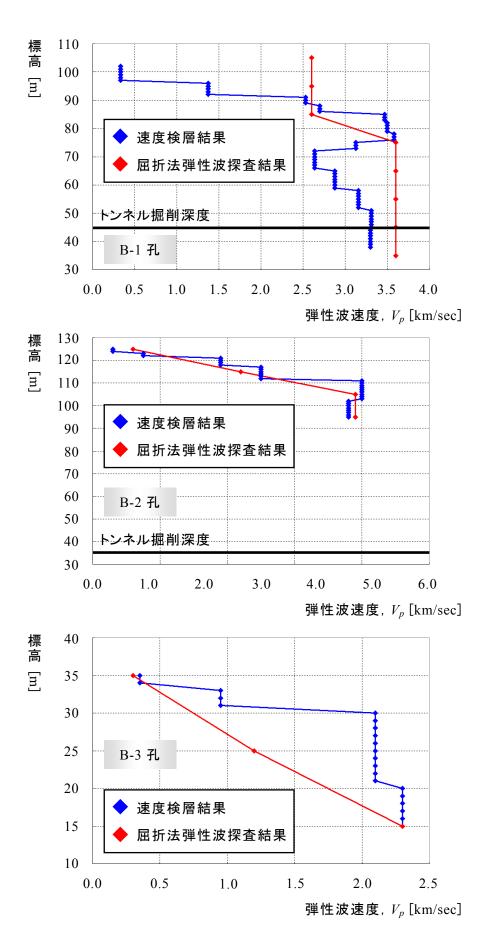
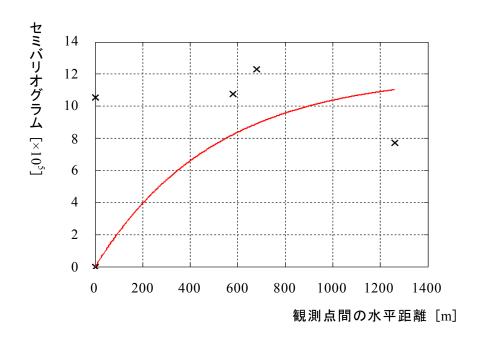


図 6-12. 速度検層結果と屈折法弾性波探査結果の比較(Tトンネル)



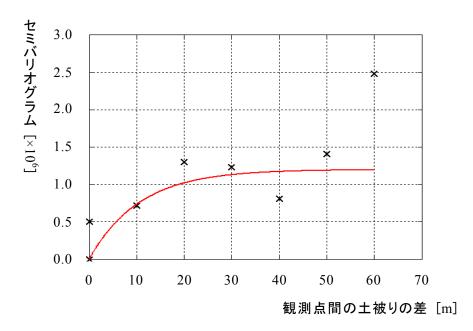
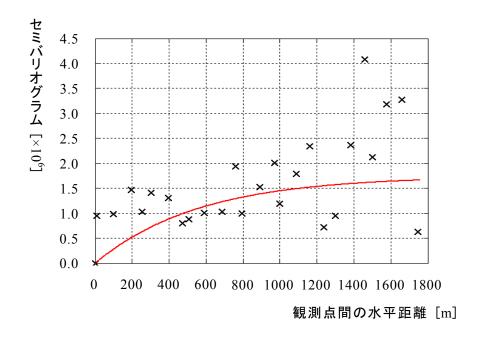


図 6-13 (a). 速度検層結果のセミバリオグラムとその指数型モデル関数(Tトンネル)



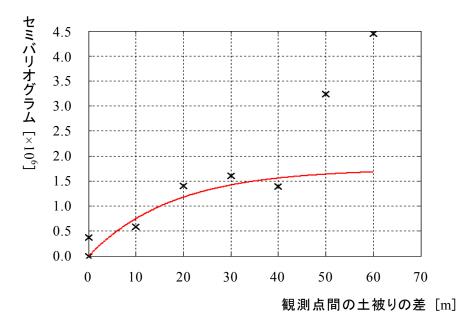
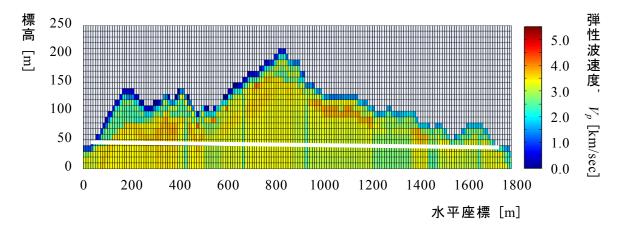
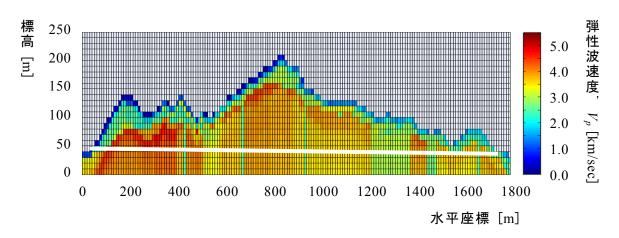


図 6-13 (b). 速度検層結果および速度層境界面における探査結果の セミバリオグラムとその指数型モデル関数(Tトンネル)



(a) 点情報として速度検層結果のみを用いる場合



(b) 点情報として速度検層結果および速度層境界面における探査結果を用いる場合

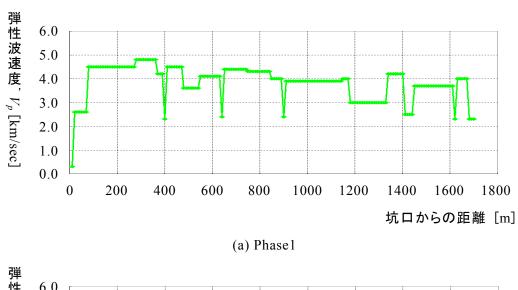
図 6-14. 外生ドリフト・通常型クリギングにより得られた弾性波速度分布(Tトンネル)

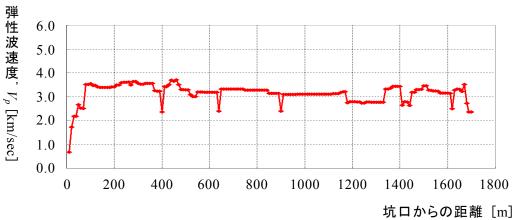
6.2.3 地山区分の推定

前項までに得られた地山の弾性波速度分布を用いて、トンネル建設位置の地山区分を推定する. 例によって、屈折法弾性波探査結果のみが得られている調査段階を Phase1、速度検層結果を用いた外生ドリフト・クリギング結果が得られている調査段階を Phase2 とする. また、R トンネルの場合と同様に、点情報として速度層境界面における探査結果を速度検層結果に加えて外生ドリフト・通常型クリギングを行った結果が得られている調査段階を Phase3 とする. 図 6-15 にトンネル建設位置における調査段階ごとの弾性波速度分布を示す.

T トンネル地山においては事前地質調査により V_p - C_p 関係が得られているため、コア評価点法を用いることが可能である. **図 6-16** に T トンネル地山で得られている V_p - C_p 関係図を示し、以下にその一次近似式を示す.

$$C_p = 8.250 \times V_p - 17.957 \tag{6.2}$$





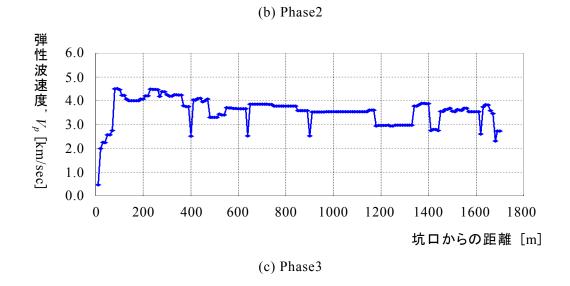


図 6-15. トンネル建設位置における弾性波速度分布(Tトンネル)

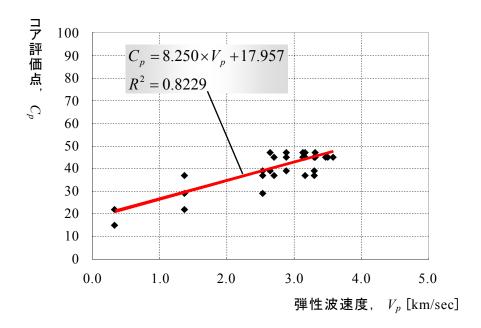


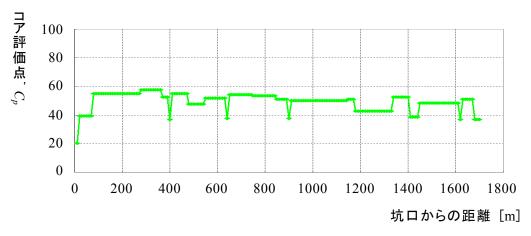
図 6-16. 速度検層結果とコア評価点の関係(Tトンネル)

また、図 6-17 に式(6.2)から算出されたトンネル建設位置におけるコア評価点分布を示す. T トンネル地山では亀裂ネットワーク手法による評価点調整を行うための亀裂データが得られていないため、コア評価点法を用いる場合は C トンネル地山で得られた亀裂データに基づいた亀裂解析を行い、トンネル建設位置における評価点を調整する. なお、モンテカルロシミュレーションにおけるリアライゼーション回数は 100 回とする.

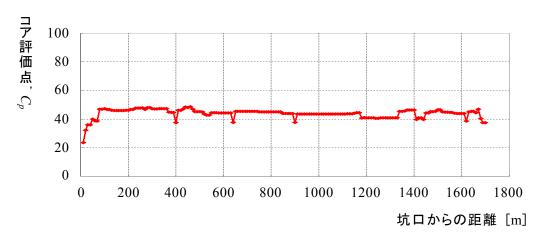
また、Rトンネルの場合と同様に、H JH 地山区分法を用いた解析も同様に行う. T トンネル地山は砂岩および頁岩が卓越しているため、 $\mathbf{表}$ 3-1 を参考に、H JH 地山区分法で用いる弾性波速度と地山区分の直接関係を $\mathbf{表}$ 6-4 のように設定する. コア評価点法においては $\mathbf{表}$ 5-5 を用いて地山区分を推定する.

トンネル建設位置における地山区分の推定結果を,実際の施工後に確定した地山区分⁴⁴⁾ と共に**図 6-18** および**図 6-19** に示す、コア評価点法を用いた場合は、例によって次項で述

地山区分	楽観的シナリオ	悲観的シナリオ
В	$V_p \ge 4.3 \text{ [km/sec]}$	$V_p \ge 5.2 \text{ [km/sec]}$
C1	$V_p = 3.4 \sim 4.3 \text{ [km/sec]}$	$V_p = 4.2 \sim 5.2 \text{ [km/sec]}$
C2	$V_p = 2.8 \sim 3.4 \text{ [km/sec]}$	$V_p = 3.0 \sim 4.2 \text{ [km/sec]}$
D1	$V_p \leq 2.8 \text{ [km/sec]}$	$V_p \leq 3.0 \text{ [km/sec]}$



(a) Phase 1





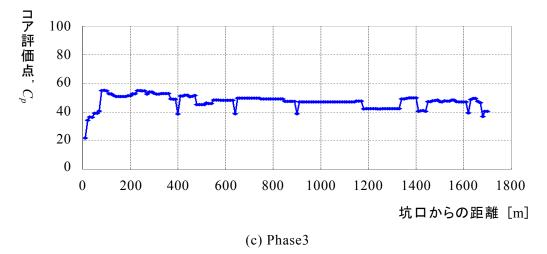


図 6-17. トンネル建設位置におけるコア評価点分布(Tトンネル)

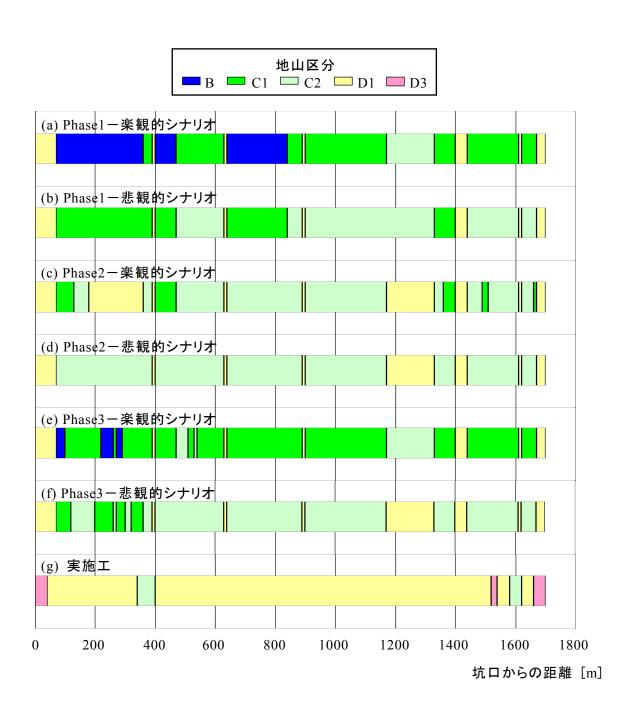


図 6-18. 旧 JH 地山区分法によるトンネル地山区分(Tトンネル)

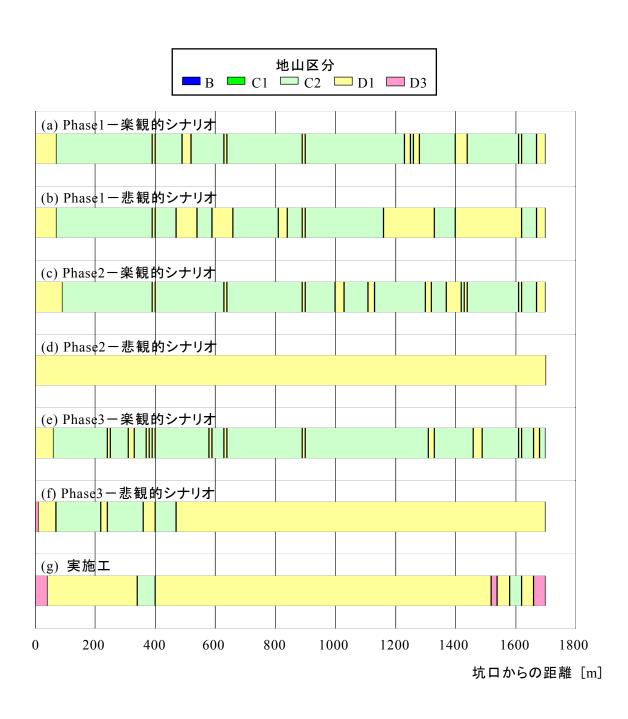


図 6-19. コア評価点法によるトンネル地山区分(Tトンネル)

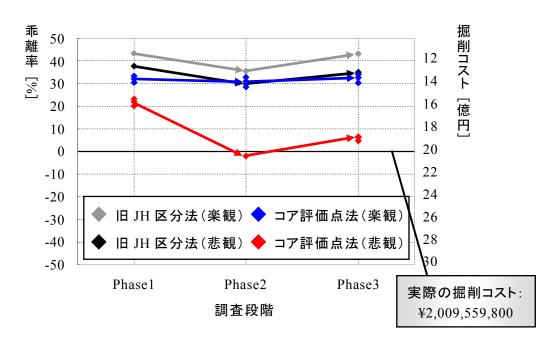


図 6-20. Phase1~3 における推定掘削コストと乖離率の推移(Tトンネル)

べる掘削コストが全体の中央値となるような亀裂調整結果に基づいた地山区分を示している。CトンネルやRトンネルの場合と同様に、いずれの地山分類手法においても、Phase1の方がPhase2やPhase3よりもトンネル建設位置の地山を良質なものであると推定していることがわかる。その一方でCトンネルやRトンネルと異なり、実施工区分はD1やD3区分などが卓越し、全体的に重い支保が適用されていることが伺える。

6.2.4 掘削コストおよび乖離率の算定

Tトンネルも 2 車線の道路トンネルであるため, 表 5-2 に示す地山区分と支保パターンおよび支保単価の関係を用いて掘削コストを算出する. また, 坑口付近においてトンネル建設位置から地表面までの距離が 20m以下となる部分を除いた区間(坑口から 60~1650m)を解析対象とし, 不良地山などの出現に伴う対策工や補助工に関するコストは計上しないものとする.

図 6-20 に各調査段階における掘削コストおよび乖離率の算定結果を示す. 例によって亀裂解析結果のばらつきに関しては, 100 リアライゼーションのうち超過確率が 10%, 50%, および 90%となる掘削コストの値に対応した乖離率を代表値として示している. なお, 実施工に基づいた掘削コストは約 20 億円と算出された.

まず旧 JH 地山区分法を用いた場合は、全体的に $30\sim40\%$ 程度の非常に大きな乖離リスクが生じる結果となった。実際の掘削コストが D1 もしくは D3 区分を中心とした最大値に近い値を示しているのに対して、Phase1 の楽観的シナリオでは B や C1 区分を中心とした最小値に近い値を示しており、推定精度の信頼性は低い。それに対してコア評価点法を用

いた場合は、楽観的シナリオでは各調査段階共に依然として 30%程度の大きな乖離を示している. 悲観的シナリオでは、Phase1 においては 20%程度の乖離リスクが生じているのに対し、Phase2 においては実際の掘削コストとほぼ同じ値を示す結果となり、乖離率が大幅に改善されていることがわかる. 複数のシナリオ設定によるばらつき幅は大きいものの乖離率 0 を内包しているため、外生ドリフト・クリギングを実施することによりある程度健全な推定が行われたと考えることができる. しかしながら、Phase3 においては Phase2 と比べて逆に乖離が僅かに大きくなる結果となった.

6.2.5 地質調査の価値評価に関する考察

前節で得られた乖離率に基づいて、地質調査の価値評価に関する考察を行う。まず R トンネルの場合と同様に、いずれの調査段階においても旧 JH 地山区分法よりコア評価点法の方が乖離率の改善が見られるため、 V_p - C_p の直接関係を得ることの妥当性が検証されていると考えられる。旧 JH 地山区分法による Phase1 からコア評価点法による Phase2 へ調査段階が進展した場合における、ボーリング孔を打設して速度検層結果およびコア評価点を得ることの価値が、 $0.5\sim5.6$ 億円程度の乖離リスクの改善量として表れていると言える。ただし、Phase2 における悲観的シナリオ以外は大きな乖離が存在することを認識する必要がある。例によって、これらの調査の費用対効果の側面からみた妥当性については、乖離リスクの改善に伴う追加コストの削減量と調査費用との兼ね合いからプロジェクトの発注者により判断されるものである。

また、Phase1 の解析結果に関しては、コア評価点法の方が旧 JH 地山区分法に比べて乖離が小さい結果となったが、依然として 20%以上の大きな乖離リスクが存在する. すなわち Tトンネルにおいては、ボーリング調査を用いた地山分類を行うだけでは屈折法弾性波探査の信頼性が十分に確保されないことがわかる. Phase2 の解析結果から判断すると、屈折法弾性波探査結果はあくまで補助的な情報とし、速度検層結果を中心に地質推定を行うことが有効であると考えられる. このことは、Phase3 で速度境界面における探査結果を精度の高い点情報として地質推定を行った場合に、Phase2 と比べて乖離が大きくなることからも理解される.

本節で対象とした T トンネルにおいては、速度検層結果のみを点情報とした外生ドリフト・クリギングを実施し、コア評価点法による地山分類を行った場合にのみ、ある程度健全な解析結果が得られた。ただし、その場合においても複数のシナリオ設定によるばらつき幅が大きいため、R トンネルの場合と同様に地質推定結果が多少変動することによってコスト推定結果が大きく変化する可能性があると考えられる。次節では、このような可能性について考察するために、外生ドリフト・インディケータクリギング手法による地盤リスク解析を行う。

6.3 外生ドリフト・インディケータクリギングを用いた地盤リスク解析

前節までにおいては、RトンネルおよびTトンネルを対象事例として、外生ドリフト・通常型クリギング手法による地質推定結果に基づいた地盤リスク解析、および地質調査の価値評価に関する検討を行ってきた。すなわち、弾性波速度が正規分布に従うものと仮定し、その期待値を用いた議論を展開するものであった。しかしながら、元来不確実性を有する弾性波速度という物性値が、期待値のみならずどの程度のばらつきを有し、どのような変動分布に従うのかという議論は工学的に必要不可欠であると考えられる。そして、その問題は当然ながら、推定建設コストがどのような確率分布に従い、実際の建設コストとの乖離はどのように定量化されるかという論点に帰結する。

本節では以上のような関心に応えるために、クリギング手法の妥当性が検証された R トンネルおよび T トンネルにおいて、まず外生ドリフト・インディケータクリギング手法による地質推定を行い、弾性波速度の非超過確率を算出する. そして、推定結果に対応するリスクカーブを用いて推定掘削コストのばらつきを定量的に評価し、実際のコストとの乖離リスクを分析することにより地質調査の価値評価に関する検討を行う.

6.3.1 地山区分の推定

3.3.3 項で示したように、インディケータクリギングを用いることにより、弾性波速度のある閾値に対する非超過確率が算出される.本研究では、0.0 から 1.0 まで 0.1 刻みの非超過確率に対応する弾性波速度を算定し、それぞれの非超過確率値ごとに地山区分を推定する.前節までにおいて、いずれの事例検証においてもコア評価点法の妥当性が検証されたため、本節ではコア評価点法を用いた地山分類を行う.

これまでと同様に、コア評価点法を用いる場合は複数回の亀裂解析による評価点調整を行う.ここで、インディケータクリギング手法においては弾性波速度と関連付けられたコア評価点の非超過確率分布関数が得られるため、本来ならばモンテカルロ法やラテンハイパーキューブ法などによる確率分布の重ね合わせを行う必要がある.しかしながら、10mごとに算出されるトンネル建設位置のコア評価点分布は非超過確率ごとの離散量であるため、本研究では11種類の非超過確率値をその近傍の非超過確率値の代表値と考える.すなわち、非超過確率0.0 および1.0 に対応するコア評価点分布に生起確率0.05 を、それ以外の非超過確率に対応するコア評価点分布に生起確率0.1 を与えることにより、これらの確率分布と100 リアライゼーションの亀裂調整点分布との離散的な重ね合わせを行うものとする.

図 6-21~図 6-24 に R トンネルおよび T トンネルの各調査段階 (Phase2 および Phase3) において推定されたトンネル建設位置の地山区分を示す. 代表として, 次節に示す掘削コストが超過確率 0.1, 0.5 および 0.9 に対応するような区分を示している.

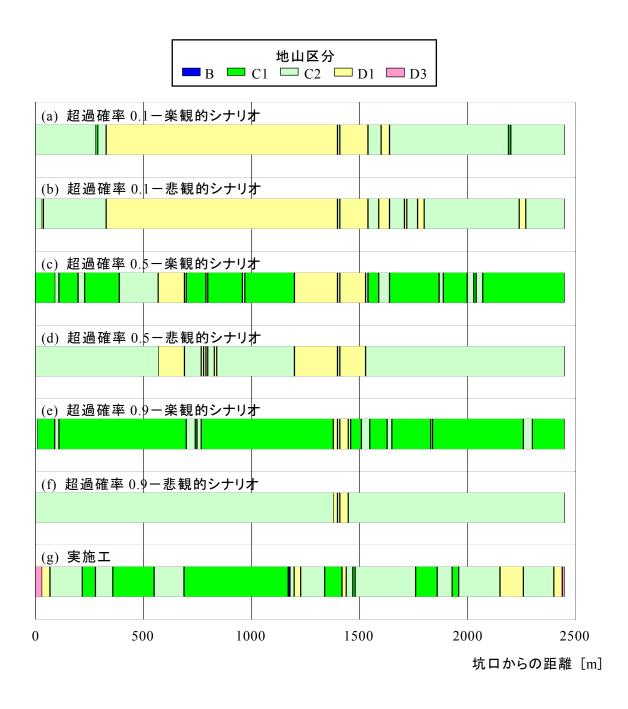


図 6-21. Phase2 におけるトンネル地山区分(Rトンネル)

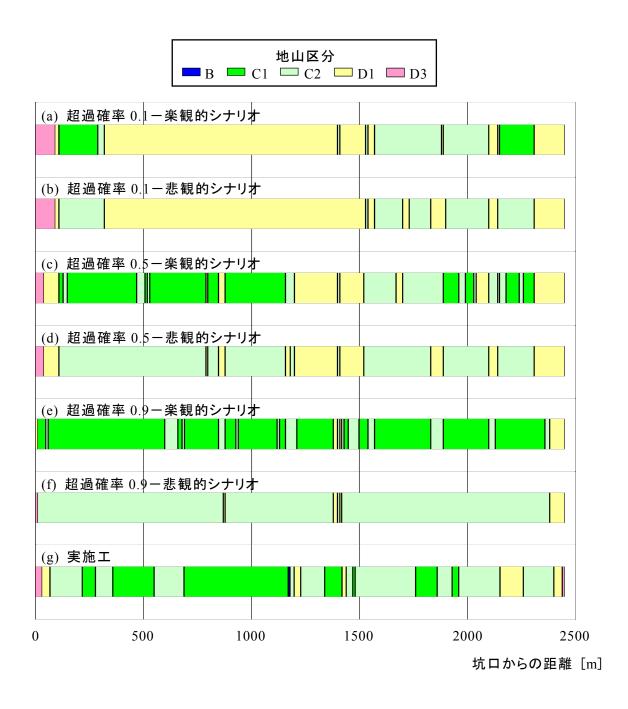


図 6-22. Phase3 におけるトンネル地山区分(Rトンネル)

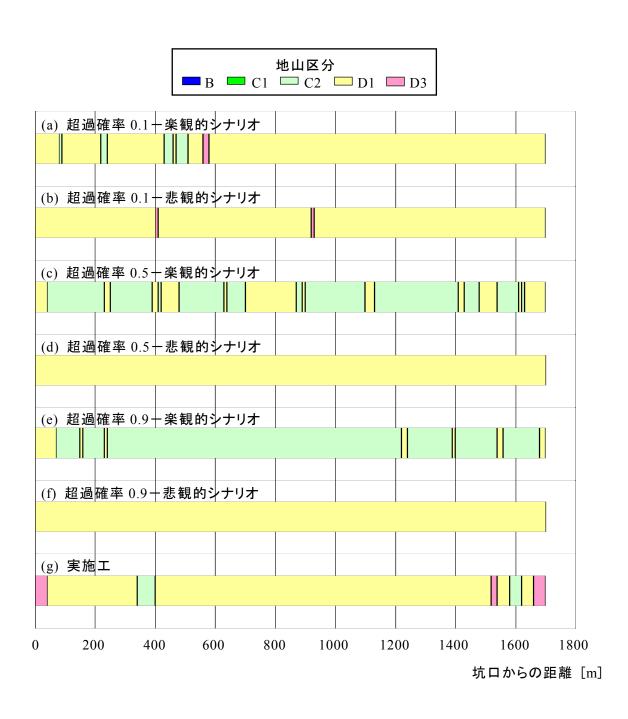


図 6-23. Phase2 におけるトンネル地山区分(Tトンネル)

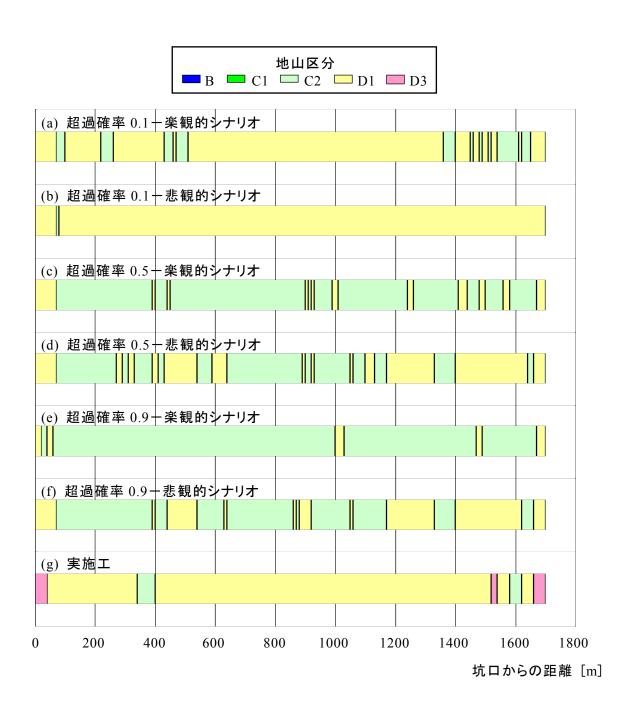


図 6-24. Phase3 におけるトンネル地山区分(Tトンネル)

6.3.2 掘削コストのリスクカーブの作成および乖離率の算定

前節で推定された各非超過確率に対応する地山区分に基づいて掘削コストを算出する. R トンネルおよび T トンネルにおける V_p - C_p 関係を表した一次近似式 (式(6.1)および(6.2)) はいずれも正の傾きを有しているため,弾性波速度が高くなるほどコア評価点の高い地盤であると判断され,掘削コストは小さくなる. したがって,4.1.2 項で述べたように掘削コストとその超過確率との関係を表したリスクカーブを作成することができる. このリスクカーブを用いることにより,推定された掘削コストがどの程度のばらつきを有し,どのような変動分布に従うのかについて評価することができる. \mathbf{Z} 6-25 および \mathbf{Z} 6-26 に各トンネルの各調査段階において算出されたリスクカーブを示す.

これらのリスクカーブに基づいて、実際の掘削コストとの乖離率を算定する.本研究では実際の掘削コストと、推定掘削コストの中央値($C_{0.5}$)との乖離率と共に、アップサイドリスクおよびダウンサイドリスクを表す超過確率 0.9 および 0.1 に対応する掘削コスト ($C_{0.9}$ および $C_{0.1}$) との乖離率を乖離リスクの指標として示す。また、式(4.1) \sim (4.2)で示したボラティリティを、掘削コストのリスクカーブにおけるばらつき度合いを表す値として用いる.

図 6-27 および図 6-28 に各調査段階における乖離率およびボラティリティの算定結果を示す。まず R トンネルに関しては、期待値に準ずる値としての中央値 $C_{0.5}$ に対する乖離率は外生ドリフト・通常型クリギング手法を用いた場合の期待値とは異なり、いずれの調査段階においても乖離率 0 を内包しない結果となった。Phase 2 、Phase 3 共に超過確率 0.5 以上の領域において乖離率 0 を内包しており、弾性波速度の変動をやや楽観的に捉えた場合に実際の掘削コストとの整合性が高くなっていることがわかる。そして、 $C_{0.9}$ および $C_{0.1}$ に対する乖離率を含めて、ほぼすべてのシナリオにおいて調査段階の進展に伴って乖離が僅かに大きくなるものの、リスクカーブのばらつき度合いを表すボラティリティの値は殆ど変動していない。ただし、リスクカーブの形状は $C_{0.1}$ を内包するもののより離れる結果となった。

Tトンネルに関しても、中央値 $C_{0.5}$ に対する乖離率は外生ドリフト・通常型クリギング手法を用いた場合の期待値と同様に、2%程度の小さい乖離率を示した Phase2 の悲観的シナリオ以外はいずれも $20\sim30\%$ の大きい乖離リスクを示している。しかしながら、推定コストの確率分布においてダウンサイドリスクを表す $C_{0.1}$ に着目すると、乖離率はいずれも 5%程度以下という値を示しているため、弾性波速度の変動を悲観的に捉えた場合に実際の掘削コストとの整合性が高くなっていることがわかる。ただし Phase2 から Phase3 に調査段階が進展することで、推定コストの変動分布が実際のコストをほとんど内包しない結果となった。

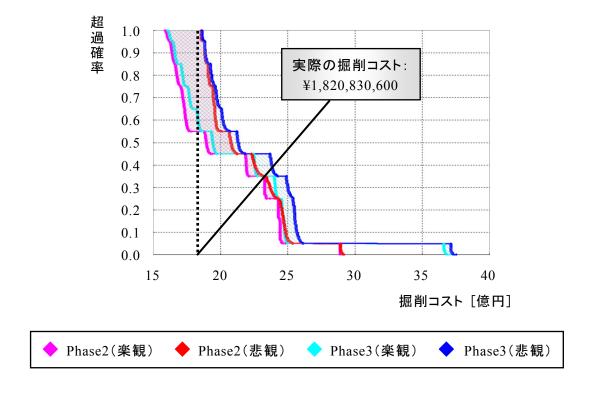


図 6-25. 掘削コストのリスクカーブ(Rトンネル)

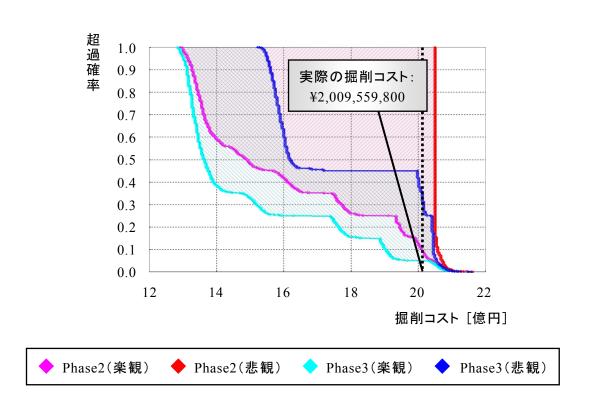


図 6-26. 掘削コストのリスクカーブ(Tトンネル)

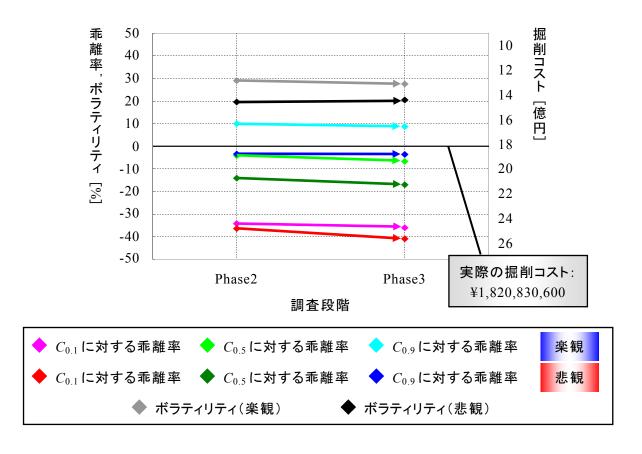


図 6-27. $C_{0.1}$, $C_{0.5}$, および $C_{0.9}$ に対する乖離率とボラティリティの推移(Rトンネル)

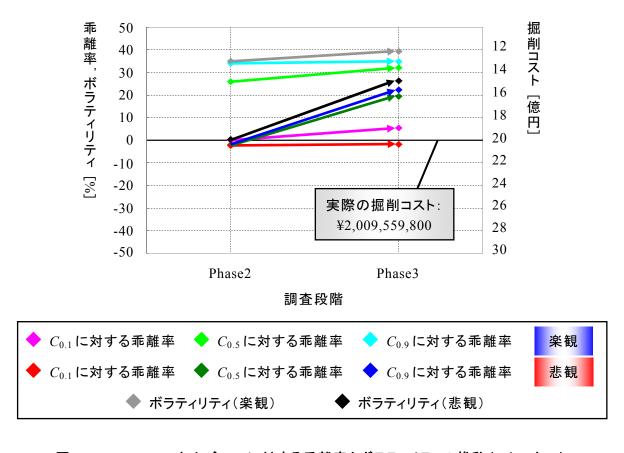


図 6-28. $C_{0.1}$, $C_{0.5}$, および $C_{0.9}$ に対する乖離率とボラティリティの推移 (Tトンネル)

以上のように外生ドリフト・インディケータクリギングを用いることで、弾性波速度が有する不確実性を考慮し、リスクカーブによって超過確率ごとのコスト推定および乖離リスク評価を行うことができる。 結果として、Rトンネルにおいてはリスクカーブが実際のコストを内包する健全な推定結果が得られ、Tトンネルにおいては Phase2 の悲観的シナリオ以外は実際のコストとの乖離がかなり大きくなった。

6.3.3 地質調査の価値評価に関する考察

前項で得られたリスクカーブおよび乖離率を用いて、地質調査の価値評価に関する考察を行う。本項ではリスクカーブのばらつき度合いや乖離率との兼ね合いから、速度層境界面における探査結果の点情報としての価値について、「調査結果の解釈」という観点に基づいて検討する。

まず R トンネルに関しては、 Phase2、Phase3 共にリスクカーブが実際の掘削コストを内包する健全な推定結果と言えるため、速度層境界面における探査結果は点情報として利用するに足る信頼性を有していると言える. しかしながら、Phase3 では全体的に乖離が僅かに大きくなる傾向が見られるため、速度層境界面における探査結果を敢えて点情報として用いる必要性は見受けられない. すなわち、R トンネルにおける屈折法弾性波探査結果は不確実性を有する面情報として認識するに止めておくことが有効であると考えられる.

次にTトンネルに関しては、全体的に調査の進展に伴って乖離リスクが大きくなる傾向を示しており、Phase3においてはリスクカーブが実際の掘削コストを殆ど内包していないため、健全な推定結果であるとは言えない。したがって 6.2.5 項における見解と同様に、Tトンネルにおける屈折法弾性波探査結果は精度の高い点情報としての価値が認められないため、不確実性の大きい面情報として補助的に扱うことが有効であると考えられる。

6.4 各事例検証に関する考察

本研究では、第 5 章の C トンネル、第 6 章の R トンネルおよび T トンネルという 3 種類の山岳トンネル建設プロジェクトを取り上げ、地盤リスク解析を実施することにより地質調査の価値評価に関する検討を行った。各事例に関しては、 V_p - C_p の直接関係が得られていない C トンネル、そして V_p - C_p の直接関係が得られている R トンネルおよび T トンネルという分類が可能となる。以下に事例検証に関するまとめと考察を示す。

まず、旧 JH 地山区分法とコア評価点法という 2 種類の地山分類手法を用いてコスト推定を行い、いずれの事例においてもコア評価点法を用いることにより乖離リスクが低減される傾向が見られた。すなわち本事例を通じて、ボーリングを打設して速度検層結果およびコア評価点を得ることが定量的価値を有するという検証がなされたものと考えられる。

このように地質調査の価値について定量的に評価することで、地質調査に関するさまざまな意思決定に資する指標を提示することが可能となる. 具体的には 4.2.3 項で述べたように、追加調査を実施することによる乖離リスクに起因する追加コストの削減量と調査費用を比較することで、地質調査の費用対効果について検討することができる. さらに、各トンネル建設プロジェクトにおける解析結果から、岩質や規模などの特性が類似するような新規プロジェクトを実施する際に、プロジェクトの発注者が限られた予算の中で追加調査を実施するか否かの意思決定を行うための動機付けを提示することも可能となる.

また、一般的に事前調査の初期段階で実施されることの多い屈折法弾性波探査の信頼性に関する考察を行った.具体的には、探査結果のみを用いた旧 JH 地山区分法ではいずれの事例も Phasel において乖離リスクが大きくなり、コア評価点法を用いることで C トンネルおよび R トンネルの場合は乖離リスクが低減されてある程度健全な推定結果が得られた.それに対して、T トンネルの場合はコア評価点法においても依然として大きな乖離が存在する結果となった.ただし、速度層境界面における探査結果を精度の高い点情報と解釈した場合には、R トンネルと T トンネルの両方において乖離の改善が見られなかった.

各トンネル地山における屈折法弾性波探査結果を比較すると、トンネル掘削深度の多くの地点においていずれも 4.0km/sec 以上の高い弾性波速度が測定されている. しかしながら実施工区分に関しては、Cトンネルでは C1、C2、および D1 区分が、Rトンネルでは C1 および C2 区分が卓越しているのに対し、Tトンネルにおいては D1 および D3 区分が卓越している. すなわち、実施工段階で重い支保が中心的に選定されるような地山においては、屈折法弾性波探査結果の信頼性が十分に確保されないために精度の高い点情報としての価値が認められない可能性が示唆されたと考えられる.

さらに、本事例を通じて、地質推定手法としてのクリギング手法の適用性に関する検討を行うことができた.具体的には、坑口および地山の中間部において点情報としての速度検層結果が得られている R トンネルおよび T トンネルの場合は、通常型クリギングを実施することにより乖離リスクが改善される結果となった.それに対して、坑口付近においてのみ速度検層結果が得られている C トンネルの場合は、通常型クリギングを実施することにより逆に乖離リスクが大きくなる結果となった.すなわち、対象領域内にバランス良く点情報が得られている場合は内挿補間により領域全体の地質状況を推定することが可能となるが、局所的な点情報に基づいて外挿を行うことはクリギング手法の適用範囲を超えたものであると判断できる.ただし、これはあくまでも概念的な見解であり、クリギング手法の適用性について定量的に考察するものではないことに留意されたい.

R トンネルおよび T トンネルに関しては、インディケータクリギング手法による地盤リスク解析を実施した. 通常型クリギング手法では複数のシナリオに基づいて離散的に算出

していた推定コストのばらつきを、リスクカーブにより掘削コストの超過確率ごとに定量的に表現し、実際のコストがどのように内包されるかに関する考察を行った。R トンネルにおいては、掘削コストの変動をやや楽観的に捉えた場合に実際のコストとの整合性が高くなり、逆に T トンネルにおいては悲観的に捉えた場合に健全な推定結果が得られる結果となった。すなわち、インディケータクリギング手法により、対象地山の地質状況を楽観的もしくは悲観的に捉えた場合の乖離リスクを定量的に提示することができるものと考えられる。また、速度層境界面における探査結果を精度の高い点情報と解釈した場合には、通常型クリギングの場合と同様にいずれの事例においても乖離の改善が見られず、屈折法弾性波探査結果の点情報としての有用性が示されない結果となった。

次章では、本研究に関するまとめと得られた知見を述べ、残された問題点に関する改善 案を今後の検討課題として示すことにする.

第7章 結論と今後の展望

本章では、これまでに示してきた地盤リスク解析、地質調査の価値評価、およびそれらの解析結果に関するまとめを行い、結論を述べる.最後に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.

7.1 研究のまとめ, 結論

本研究では、まず事後評価による地盤リスク解析手法を構築し、3 種類の山岳トンネル建設プロジェクトに適用することで検討を加えた. 具体的には、外生ドリフトを用いた通常型クリギング手法およびインディケータクリギング手法により建設コストを確率統計的に推定し、実際の建設コストとの乖離率を算定することでコスト変動解析手法の妥当性に関する考察を行った. また、算定された乖離リスクが調査の進展に伴ってどのように変化するかについて定量的に議論し、地質調査の価値評価に関する検討を行った. 得られた知見として、以下が挙げられる.

- ・ 地山分類手法としてコア評価点法を用いることにより乖離率が改善されたことから、 コア評価点法の妥当性、およびボーリングを打設して速度検層結果とコア評価点を得 ることの定量的価値が検証された.また、乖離リスクの改善に伴う追加コストの削減 量と調査費用を比較検討することにより、地質調査に関する定量的な費用便益分析の 可能性が提示された.
- ・ 屈折法弾性波探査結果を用いて地質推定を行う場合においても、ボーリング調査結果 を組み合わせた地山分類を行うことにより、探査結果の信頼性が確保される可能性が 高いことが確認された. ただし、実施工において重い支保が中心的に選定されるよう な地山の場合は、探査結果の信頼性が十分に確保されず、精度の高い点情報としての 価値が認められない可能性が示唆された.
- ・ 対象領域を内挿するに足る点情報が得られている場合においては、クリギング手法に よる地質推定を行うことの妥当性が検証された. それに対して、局所的な点情報に基 づいて外挿的に地質推定を行う場合は、クリギング手法の適用範囲を逸脱する可能性 が高いことが確認された.

本研究の主軸を担う地盤リスク解析手法は事後評価に基づくものであるため、同手法を 通じて導き出される推定コストの乖離リスクおよび地質調査の価値に関してもプロジェク トの施工完了後に検証されるものである.したがって、このような事後評価事例を拡充し てデータベースを構築することにより、施工前の事前調査段階において山岳トンネル建設 プロジェクトの限られた地質調査を効率的に実施するための,意思決定に資する指標が確立されていくものと考えられる。さらに,建設プロジェクトの種類,内在するリスク要因,事前地質調査の数量および性質などに着目して事後評価事例を積み重ねていくことにより,地下構造物建設プロジェクトにおける統合的なリスクマネジメントを実施することが可能となるであろう。本研究が示してきた山岳トンネルにおける地盤リスク解析手法および地質調査の価値評価に関する検討が,その体系の一翼を担うものとして有益となり得るのであれば,幸いである。

7.2 今後の課題

本論文の最後として、本研究が提案してきた手法に内在するさまざまな課題を取り上げ、 検討および改良の余地として示すことにする.

7.2.1 弾性波速度およびコア評価点法に内在する不確実性

本研究では、コア評価点法に用いる速度検層結果とコア評価点との相関関係について、一次式による線形近似が可能であると仮定したが、 V_p - C_p 関係についてどのような近似が可能かということに関する検証はこれまで殆どなされていない。いずれの近似モデルにおいても不確実性を内在するものであると考えられるため、今後さまざまなモデルおよび不確実性の取り扱いについて検討していく必要がある。また、本研究では屈折法弾性波探査と速度検層という異なる 2 種類の手法によって測定される弾性波速度を、それぞれ同質なものと仮定してコア評価点法を適用したが、測定手法の違いに起因する不確実性に関しても検討する余地はあるだろう。

弾性波速度に内在する不確実性に関しては、Barton⁴⁵⁾が土被りの違いによる応力分布の影響が弾性波速度の測定結果に不確実性をもたらす可能性について言及している。モデル化手法や測定手法に内在する不確実性と共に、本研究でも触れた「調査結果の解釈」に関しても定量的な検討を行っていく必要があると考えられる。

7.2.2 乖離量および追加コストに内在する不確実性

本研究において乖離量を求めるために用いた実際のコストとは、施工後に確定した実際の地山区分と支保単価に基づいて算出されたものである。しかしながら、実施工においては安全性や施工性などが優先されるため、必ずしも測定された切羽評価点に厳密に従った地山区分が設定されるわけではない。したがって、事前調査段階において弾性波速度やコア評価点が正確に推定されていた場合においても、実際のコストとの乖離が生じる可能性がある。そのため、実施工に基づいたコストに関しても不確実性を持たせて乖離リスクを評価することが検討課題として挙げられる。

また,4.2 節において,建設コストの乖離量と設計変更や工期延長などに伴う追加コストが比例関係にあると述べたが,本来設計変更とはある区間における地山区分が想定されていたものと異なっていた場合に生じるものである。すなわち,建設コスト全体の乖離量は小さくても,地山区分の乖離が頻繁に生じることで追加コストが大きくなる可能性がある。今後はある区間ごとの地山区分の割合の乖離量などに関しても考察を加えていく必要があると考えられる。

7.2.3 その他の調査情報に関する考察

本研究では、コア評価点を調整するための亀裂解析に関してはモンテカルロシミュレーションによる調整結果のばらつきを図示するのみであり、用いられた亀裂情報の価値評価に関する検討を行っているわけではない.評価点調整としては確率論的亀裂がトンネルと交差する区間のみを対象としているため、楽観的な評価を行っている可能性がある.ただし、亀裂調整を実施する以前から地山区分が D1 以下であるような地点においては、事前調査結果において亀裂や断層などの影響が既に考慮されている可能性があるため、そのような地点においては不連続面の評価が重複する場合があるだろう.本研究で対象とした掘削コストだけでなく、突発的な大規模亀裂が露出した場合などに発生する対策工や補助工に関するコストに着目すると、亀裂情報のみならず地質情報全体の価値評価に関する新たな知見が得られるものと考えられる.

また近年,事前調査の初期段階において,地表面からの弾性波探査だけでなく比抵抗電気探査が実施される事例が増えてきている.本来,比抵抗電気探査は地山の変質帯などの局所的な地質状況の変化を捉えるために実施されることが多いが,一軸圧縮強度との比例関係が存在すると解釈することにより,対象領域全体の地質状況を把握するために利用される試みがなされてきている.今後,比抵抗値を含めた地質状況を表すさまざまな物性値を比較検討することにより,調査・設計段階において建設コストを合理的に推定するための新たな手法の開発に着手していく必要があるだろう.

参考文献

- 1) Zhi, H.: Risk Management for Overseas Construction Projects, International Journal of Projects Management, Vol.13, No.14, pp.231-237, 1995.
- 2) 大津宏康, 大西有三:開発途上国建設プロジェクトでの請負者リスク管理に関する研究, 土木学会論文集, No.707/VI-55, pp.207-218, 2002.
- 3) 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) 国土交通省総合政策局情報管理部建設調査統計課:平成19年度建設投資見通し,2007.
- 5) 秋澤賢, 伊藤弘之, 三浦良平: 「事後評価カルテ」システムの構築とその運用について, 第 23 回建設マネジメント問題に関する研究発表・討論会講演集, 土木学会建設マネジメント委員会, pp.167-170, 2005.
- 6) 大津宏康,尾ノ井芳樹,大西有三,高橋徹,坪倉辰雄:力学的地盤リスク要因による 建設コスト変動の評価に関する研究,土木学会論文集,No.756/VI-62,pp.117-129,2004.
- 7) 大本俊彦, 小林潔司, 若公崇敏: 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.
- 8) 中央建設業審議会:公共工事標準請負契約約款,2003.
- 9) FIDIC: Condition of Contracts for Construction for Building and Engineering Works Designed by the Employer, First Edition, 1999.
- 10) 高橋博,大矢通弘:フィルダム工事における CM 方式導入のリスク評価,建設マネジメント研究論文集,土木学会建設マネジメント委員会, Vol.9, pp.11-17, 2002.
- 11) Einstein, H. H.: Risk and Risk Analysis in Rock Engineering, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.11, No.2, pp.141-155, 1996.
- 12) 近藤達敏: 地質調査の不確実性とトンネル工事のリスク要因評価(特集「現場の教訓 継承したい貴重な事例-」), 応用地質, Vol.40, No.6, pp.340-345, 2000.
- 13) 林義隆,太田英将,國眼定:3次元空間解析による汚染地盤の調査数量と汚染量の信頼性について,地盤の環境・計測技術に関するシンポジウム発表論文集,地盤工学会関西支部,pp.5-10,2003.
- 14) 小林潔司, 石原克治, 田澤龍三, 徐飛: ベイズ・ニューラルネットワーク法による土 壌汚染浄化費用リスクの評価, 土木学会論文集 (forthcoming).
- 15) 大津宏康, 尾ノ井芳樹, 境亮祐: 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, 建設マネジメント研究論文集, 土木学会建設マネジメント委員会, Vol.12, pp.9-18, 2005.

- 16) 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.
- 17) 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手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.
- 18) 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.
- 19) 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.
- 20) 地盤工学会(編):計測結果の解釈と計測管理,地盤工学会,1999.
- 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) Singh, S. (原著), 青木薫(訳): 暗号解読[上][下], 新潮文庫, 2007.
- 24) 大津宏康, 尾ノ井芳樹, 大西有三, 高橋徹: ODA 建設プロジェクトにおけるリスク分析とその対応に関する一考察, 土木学会論文集, No.714/VI-56, pp.155-162, 2002.
- 25) 小林潔司,大本俊彦,横松宗太,若公崇敏:建設請負契約の構造と社会的効率性,土木学会論文集,No.688/IV-53,pp.89-100,2001.
- 26) 大津宏康,尾ノ井芳樹,大西有三,李圭太:金融工学理論に基づく地盤リスク評価に 関する一考察,土木学会論文集,No.742/VI-60,pp.101-113,2003.
- 27) Benjamin, J. R. and Cornel, A. A.: Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, Mcgraw-Hill, pp.578-580, 1970.
- 28) 佐々宏一, 芦田譲, 菅野強:建設・防災技術者のための物理探査, 森北出版, 1993.
- 29) 地盤工学会(編):地盤工学への物理探査技術の適用と事例,地盤工学会,2001.
- 30) 城間博通, 伊藤哲男, 赤木渉: トンネル支保選定支援システムの構築, EXTEC, No.68, pp.21-25, 2004.
- 31) 日本道路公団:設計要領第3集 トンネル, 1997.
- 32) 木村正樹, 杉田理, 大塚康範: 評価点法を用いた事前調査による地山評価と施工, 第 11 回トンネル工学研究発表会論文・報告集, 土木学会トンネル工学委員会, pp.87-91, 2001.
- 33) 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.
- 34) Hohn, M. E.: Geostatistics and Petroleum Geology, Second edition, Kluwer Academic Publishers, 1999.
- 35) 井尻裕二,澤田淳,坂本和彦,内田雅大,石黒勝彦,梅木博之,大西有三:割れ目ネットワークモデルの水理特性に及ぼす割れ目スケール効果の影響,土木学会論文集,No.694/III-57,pp.179-194,2001.

- 36) Fisher, R. A.: Dispersion on a sphere, Proc. of the Royal Society of London, Series A, 217, pp.295-305, 1953.
- 37) 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, Golder Associates Inc., 1998.
- 38) 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-, Vol.34, No.2, pp.58-72, 1993.
- 39) 大成建設株式会社: 確率論的 DFN による断層の分布特性に着目した地下水流動のモデル化・解析 -核燃料サイクル開発機構契約業務報告書-, 2005.
- 40) 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.
- 41) Ohtsu, H., Sakai, Y., Saegusa, H., Onoe, H., Ijiri, Y. and Motoshima, T.: Risk Evaluation of Water Inrush during Shaft Excavation in Fractured Rock Masses, Proc. of ISRM Symposium 2006: 4th Asian Rock Mechanics Symposium, CD-ROM, 2006.
- 42) 核燃料サイクル機構: 我が国における高レベル放射性廃棄物地層処分の技術的信頼性 -地層処分研究開発第 2 次取りまとめ- 分冊 3 地層処分システムの安全評価, JNC TN1400 99-023, 1999.
- 43) 長谷川信介,大津宏康:トンネル事前調査における地山評価の不確実性評価に関する 検討,建設マネジメント研究論文集,土木学会建設マネジメント委員会, Vol.13, pp.145-152, 2006.
- 44) 土木学会関西支部:「地盤の可視化とその評価法」講習会テキスト, pp.3-52, 2005.
- 45) Barton, N.: Risk and Risk Reduction in TBM Rock Tunnelling, Prof. of the ISRM International Symposium: 3rd Asian Rock Mechanics Symposium, pp.29-38, 2004.

謝辞

最後になりましたが、本論文を締めくくるにあたり、本研究にご協力いただいた方々、 および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.

まず、4回生の時から3年もの間、親身なご指導をしていただいた京都大学大学院工学研究科教授・大津宏康先生に心から感謝いたします。卒業論文にも書きましたが、配属当時決して優秀とは言えなかった私をあたたかく研究室に迎え入れてくださり、大学院への進学を勧めていただいたことが、私の人生における大きな転換期となりました。多忙を極めておられる時でもたびたび学生部屋を訪ねては、真剣な研究の話からたわいもない日常会話まで、学生と親身に接してくださったことが思い出されます。また、東南アジアワークショップをはじめとするさまざまな国際学会に参加させていただき、英会話だけでなく、異なる専門分野や文化的背景を持つ方々との接し方についても勉強をさせていただきました。以前に留学を通じた異文化交流を経験しているものの、研究活動を通じて国際的感覚を持った人間になることの重要性を改めて感じ取ることができたような気がします。この3年間、大津研究室に在籍することができて本当によかったと、心からそう思います。

また、京都大学大学院工学研究科教授・大西有三先生には、4回生の1年間、研究生活の場所を提供していただき、大西研究室の方々と生活を共にさせていただいたことに心から感謝いたします。中間発表や研究室旅行などのさまざまなイベントを催していただき、当時配属されたばかりで不安一杯な私たちをスムーズに研究生活へと導いてくださいました。大津研究室が独立してからもたびたび声をかけてくださり、研究の進捗を尋ねていただいたり宴会へのお誘いをしていただいたりと、研究室の枠を超えてフレンドリーに接してくださいました。心からお礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科准教授・塩谷智基先生,助教・稲積真哉先生,秘書・北村瑞絵さんには,研究面と生活面の両方で大変お世話になりました.特に塩谷智基先生には,着任されて間もない頃から親身に接してくださり,国際的な視点からみた物事の動きや技術者としてのあり方など,時には酒を交えながら非常に興味深いお話を伺うことができました.さまざまな角度から常に問題提起をし,研究者としての高みを目指すその精神はすばらしいお手本であると感じております.また,稲積真哉先生には,研究室の PC やネットワーク関連,各種備品の管理など,研究室という一組織を統括・運営していく上で大切なことを色々と勉強させていただきました.心からお礼申し上げます.

京都大学大学院工学研究科准教授・西山哲先生,助教・上原真一先生,技術専門員・矢野隆夫先生,研究員・小山倫史氏には,大西研究室に在籍させていただいていた4回生の1年間だけでなく,修士課程に進学してからも気軽に声をかけていただき,研究や身近な話題などさまざまなお話をさせていただきました.心から感謝いたします.

応用地質株式会社・長谷川信介氏には、ご多忙の最中においても数多くの資料を提供していただくと共に、度重なる質問にも親切にお答えいただいたことに心から感謝いたします。また、打ち合わせの最中には、研究に関するさまざまな話題について多角的な側面から議論をさせていただきましたことをお礼申し上げます。

大成建設株式会社・井尻裕二氏,本島貴之氏,独立行政法人日本原子力研究開発機構・ 三枝博光氏,尾上博則氏には,ご多忙の最中においても度々の質問にお答えいただき,ま たさまざまな資料をご提供いただいたことに心から感謝いたします.

京都大学大学院工学研究科土木施工システム分野・赤木舞さん、堀田洋平君、Thamrongsak Suwanishwong さん、京都大学大学院経営管理教育部・海老原哲郎さん、梅川祐一郎さん、京都大学工学部地球工学科・有薗大樹君、新村知也君、吉見晋平君には、大津研究室にて共に学生生活を過ごさせていただき、研究の相談や人生に関するさまざまな話題について議論を交わすことができたことに心より感謝いたします。皆さんと過ごした日々は私の人生の中でいつまでも輝き続けることでしょう。特に赤木舞さんには、研究室の同期として3年もの間、共に支え合い、かけがえのない貴重な時間を過ごすことができたことに改めて感謝します。今後、お互い社会人となってからも刺激し合って成長していくことができれば嬉しいと思います。また、堀田洋平君には、論文の校閲をはじめ、さまざまなサポートをしていただくと共に、研究に関する熱い議論を交わすことができたことに感謝します。

NPO 法人道普請人・福林良典氏には、在学されていた時から研究の進捗に関して常に気を配っていただき、学位を授与されてからもたびたび研究室に足を運んで親身に接してくださったことに心から感謝いたします.

また、赤尾悟史君、田中裕君、長野洋平君、宮田愛由未さんをはじめ京都大学工学研究科ジオフロント環境工学講座の学生諸氏、崔瑛さん、Kepha Odhiambo Abongo 君をはじめ京都大学産官学連携センター環境創造工学講座の学生諸氏には、研究室の枠を超えてさまざまな議論を交わすことができたことに感謝いたします。私が突然研究室に押しかけた時も常に親切に応対していただいたことが印象に残っております。

最後に、本研究を遂行するにあたってお世話になった、ここに書ききれないほどの多くの方々と、親愛なる友人たち、そして8年間もの長きにわたる大学生活を常に見守り、援助し、私を社会へと送り出してくれた家族に、改めて感謝の意を表します。本当にありがとうございました。