

京都大学大学院工学研究科
都市社会工学専攻修士論文
平成 25 年 3 月



Master Thesis
Department of Urban Management
Graduate School of Engineering
Kyoto University
March 2013

リスクを考慮した地下構造物建設コスト 推定に関する研究

2013 年 3 月 1 日

京都大学大学院 工学研究科

都市社会工学専攻 土木施工システム分野

太田 康貴

要 旨

地下構造物建設プロジェクトにおいては、調査・設計段階において地質調査が実施され建設コストが推定される。しかし、調査の予算や期間、技術的な制約から、地盤状況をすべて明らかとするのは困難であり、推定される建設コストには不確実性が存在する。プロジェクトの存続性や事業採算性の観点からは、建設コストがどれだけ変動しうるかを評価することは非常に重要であり、コストのばらつきを評価することができる手法の確立は意義が大きいと考えられる。

本研究では、建設コストのばらつきをリスクとして捉え、リスクを考慮した地下構造物建設コスト推定手法の提案を行う。建設コストを決定する支配的要因は、対象サイトにどれだけ不良岩盤が出現するかどうかであるため、不良岩盤の出現を確率として捉え、その影響を推定コストに反映することができる手法を構築する。

本手法では、地盤統計学手法のひとつである外生ドリフトクリギング手法を適用することで地盤状況の推定を行う。その結果、構造物の各区間において推定物性値分布が算出される。そこで、閾値を設定することにより各区間でどのような岩盤がどの程度出現するか定量的に評価を行い、区間ごとに要する建設コストの期待値と標準偏差を算出する。以上の手順を踏まえることで、建設コストの期待値と標準偏差を算出することができ、調査・設計段階においてリスクを定量的に評価することが可能となる。また、本研究で提案した手法を実際の建設プロジェクトに適用し、実施工結果との比較のもと手法の妥当性に関して検証を行う。

更に、建設プロジェクトの調査・設計段階で実施される事前地質調査が、施工開始後の工期遅延や事前段階における積算金額からのコストオーバーランの発生抑制や影響低減にどれだけ寄与するのか検討を加える。

目 次

第 1 章 序 論	- 1 -
1.1 研究の背景	- 1 -
1.2 研究の目的	- 3 -
1.3 既往の研究	- 4 -
1.4 本論文の構成	- 6 -
第 2 章 地下構造物建設プロジェクトにおけるリスク	- 7 -
2.1 地下構造物建設プロジェクトの流れ	- 7 -
2.2 ジオリスク	- 8 -
2.3 リスク評価の概念	- 9 -
2.4 調査・設計段階における建設コスト変動の概念	- 10 -
第 3 章 地下構造物建設コスト推定手法	- 12 -
3.1 地下構造物建設プロジェクトにおける事前地質調査	- 12 -
3.2 地盤推定手法	- 16 -
3.2.1 通常型クリギング手法 ²⁰⁾	- 16 -
3.2.2 外生ドリフトクリギング手法 ¹³⁾²⁰⁾	- 20 -
3.3 事前調査段階における岩盤等級分類手法	- 23 -
3.3.1 地山分類表, 岩盤等級分類表を用いた岩盤等級推定手法	- 23 -
3.3.2 コア評価点法を用いた岩盤等級推定手法	- 23 -
3.4 地下構造物建設コストの推定	- 25 -
3.5 リスクを考慮した地下構造物建設コスト推定手法	- 27 -
3.6 従来手法との比較	- 30 -
第 4 章 事例検証	- 32 -
4.1 R トンネル建設プロジェクト	- 32 -
4.1.1 対象プロジェクトにおける事前地質調査	- 32 -
4.1.2 弾性波速度分布の推定	- 36 -
4.1.3 弾性波速度を用いた地山推定	- 36 -
4.1.4 比抵抗値分布の推定	- 40 -
4.1.5 比抵抗値を用いた地山推定	- 40 -
4.1.6 建設コストの算出	- 42 -
4.2 T トンネル建設プロジェクト	- 48 -
4.2.1 対象プロジェクトにおける事前地質調査	- 48 -
4.2.2 弾性波速度分布の推定	- 50 -

4.2.3	弾性波速度を用いた地山推定	- 51 -
4.2.4	建設コストの算出	- 53 -
4.3	C トンネル建設プロジェクト	- 55 -
4.3.1	対象プロジェクトにおける事前地質調査	- 55 -
4.3.2	弾性波速度分布の推定	- 57 -
4.4	B トンネル建設プロジェクト	- 59 -
4.4.1	対象プロジェクトにおける事前地質調査	- 59 -
4.4.2	弾性波速度分布の推定	- 63 -
4.4.3	弾性波速度を用いた地山推定	- 63 -
4.4.4	比抵抗値分布の推定	- 66 -
4.4.5	比抵抗値を用いた地山推定	- 66 -
4.4.6	建設コストの算出	- 68 -
4.5	立坑掘削工事	- 71 -
4.5.1	弾性波速度分布の推定	- 71 -
4.5.2	弾性波速度を用いた岩盤等級分類	- 74 -
4.5.3	建設コストの算出	- 75 -
4.6	考察	- 77 -
第 5 章 結論		- 81 -
参考文献		-83-
謝 辞		-85-

第 1 章 序 論

1.1 研究の背景

地下構造物建設プロジェクトでは、計画段階、調査・設計段階を経ることにより構造物の施工が着手される前に建設コストの積算が実施される。その際、事前調査・設計段階において、主に地表面からの物理探査やボーリング調査などの地質調査が実施され、地下の地盤状況を把握する試みが行われている。このような事前地質調査は、対象とするプロジェクトの性質や規模、地盤の状況などから、プロジェクトオーナーの判断によりその種類および、規模が決定されることが一般的である。例えば、都市部の軟弱地盤浅層部においてトンネルを建設する場合や、限られた地下領域内に大規模空洞を建設する場合においては、安全性や施工性の観点から比較的多数の事前調査が実施されることが多い。一方、山岳部における土被りの大きい硬質地盤にトンネルを建設する場合は、地質調査そのものが困難となる場合が多く、特にボーリング調査に関しては数本程度しか実施されないことが通例となっている。

ここで、どのような地下構造物の建設においても、事前調査に割り当てられる予算や期間の制約および、地質調査の技術的な限界により、施工以前の設計段階において、地下の複雑な地盤状況を全て明らかにすることは不可能であることを認識する必要がある。そのため、建設プロジェクトリスクマネジメント分野の研究においては、この地盤条件の不確

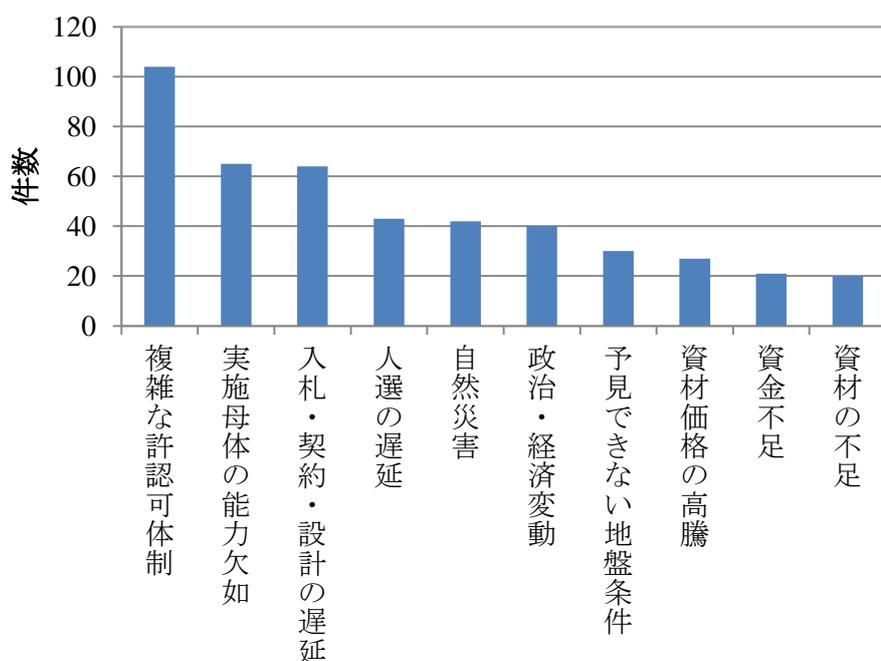


図 1-1 工事遅延に関するリスク要因（上位 10 要因を抜粋）

実性を「予見できない地盤条件（Unforeseeable Geological Condition）」として、建設プロジェクトに支障をきたす主要なリスク要因の1つとして定義している¹⁾。JICA（国際協力機構）が実施した円借款による建設プロジェクト案件（2006年～2010年）に関する事後評価報告結果を分析した結果を図1-1に示す。この結果からも、建設工事遅延に関する主要なリスク要因として、予見できない地盤条件に起因するリスク（以下、ジオリスクと称する）が挙げられることが確認される。地盤状況は工事が行われる前後において基本的には変化しないものであるにもかかわらずこのようにリスク要因として挙げられる理由は、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原因であると考えられる。山岳トンネル建設プロジェクトのように、数限られた事前調査に基づいて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察される。具体的に、このようなジオリスクが発現した場合、つまりは施工時の地盤状況が調査・設計段階において想定されていたものと大きな乖離が存在する場合は、まず構造物の安全性や耐久性が満たされないことが想定される。それに伴い、人的、あるいは物的被害が生じる可能性がある。しかしながら、これらの被害の多くは局所的であり、また必ずしも発生するものではなく、施工中の現場計測に基づいて事前強度設計を随時見直す情報化施工によって、ある程度防止することが可能であると考えられる。それに対し、上記のリスクが発現した際には、ほぼ間違いなく設計変更や追加調査に伴う工期遅延および、事前の積算金額からのコストオーバーランが生じるものと考えられる。これらは事業採算性やプロジェクトの存続性といった観点からは非常に危惧すべき事態である。建設プロジェクトにおいて実施される事前地質調査がこのような事態の回避や影響低減にどれだけ寄与するのかは非常に関心の大きい事柄であると推察される。

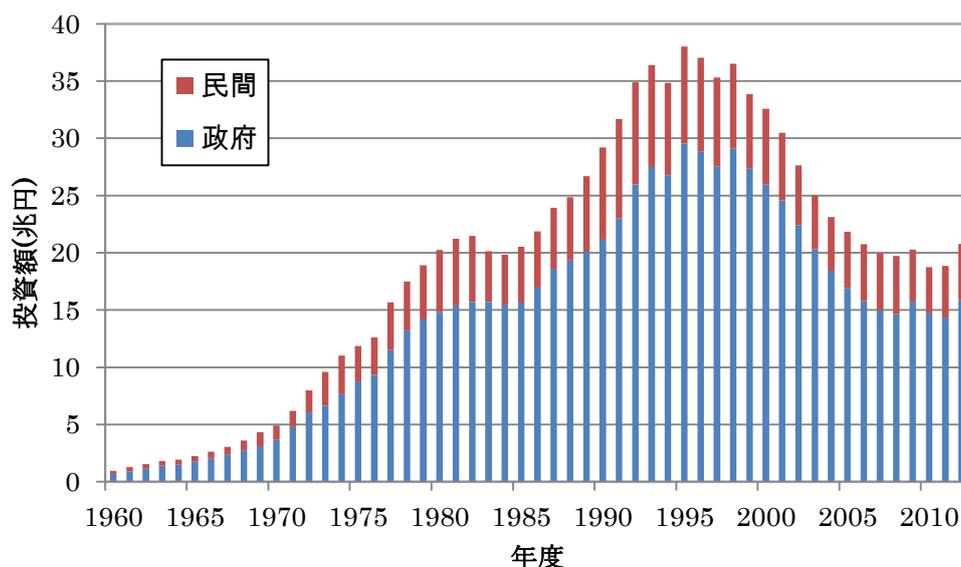


図 1-2 日本国内の土木事業建設投資額の推移

上述したジオリスクに関しては、大津・尾ノ井²⁾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、一般的にそれらのジオリスクに起因する建設コストの変動分に関しては、数量精算方式に基づきプロジェクトの発注者において負担されることで、請負者のリスク分担は回避されてきたものと考えられる。これは主に発注者として建設プロジェクトに参画してきた国・地方公共団体が潤沢な投資財源を有していたために可能であったと考えられるが、近年この前提が崩れつつある。図 1-2³⁾に示すように我が国における土木事業建設投資額は 1990 年台をピークに減少の一途を辿っており、今後も建設投資額が大幅に増加するような事態は期待しにくい。また、新たな社会基盤構造物の調達方式として、民間資本導入方式 PFI (Private Finance Initiative) や官民協力方式 PPP (Public Private Partnership) の導入、つまりは民間資本を活用した建設プロジェクトが近年進められている。したがって、建設コストの妥当性に関してこれまで以上に監視の目が厳しくなることが想定される。

このような背景のもと、ジオリスクに起因して建設コストがどの程度変化し得るかを施工以前に評価しておくことは非常に重要であると推察される。

1.2 研究の目的

地下構造物建設コストは、掘削・建設費用と対策費用に分離して考えることができる⁴⁾。本研究は前者の掘削・建設費用に着目し、それを建設コストと称するものとする。

前節で述べたとおり、施工以前の段階において地下の複雑な地盤状況を全て明らかとすることは不可能である。そのような不確実な情報にもとづいて行われる調査・設計段階における建設コストの推定に関しても当然ながら不確実性を有するものであり、施工以前に実際に要する建設コストを正確に推定することは困難であると考えられる。プロジェクトの存続性や事業採算性の観点からは、正確なコスト推定が難しくとも、推定されたコストがどのような値を取り、どれだけばらつきうるかは非常に重要な情報であり、それを評価する意義は大きいと推察される。

上記内容を踏まえ、地下構造物建設コストのばらつきを推定する手法を構築することを本研究の目的とする。ここで、推定建設コストやそのばらつきを決定する支配的要因について述べる。建設コストを推定するにあたり、構造物建設位置における地盤状況を推定した上で岩盤分類を行い、岩盤分類と支保・掘削費との関係から構造物の各区間で要する建設コストを算出する必要がある。その際、岩盤分類の結果が不良であると決定された場合には、そうでない場合と比べ非常に大きな支保・掘削費を要することは明らかである。そのため、構造物建設位置でどれだけ不良な岩盤が出現するかが建設コストおよび、そのばらつきと大きく関係していると言うことができる。これを踏まえ、不良な岩盤がどれだけ

出現しうるのかを推定すること、また、その出現可能性を推定コストに反映することが可能である手法を構築する。そして、本手法を実際の建設プロジェクトに適用し、実際に要した建設コストとの比較を行うことで手法の妥当性に関して検討を行う。

また、建設プロジェクトで生じ得る工期遅延や事前の積算金額からのコストオーバーランは危惧すべき事態であり、事前地質調査がそれらの影響低減にどれだけ寄与するかは関心の大きい事柄のひとつである。そこで、事後評価の観点から実際のプロジェクトで要した建設コストと推定コストとの乖離に着目し、地質情報の蓄積やコスト推定手法の変更に伴い、両コストの乖離がどのように変化するか検討を加える。

1.3 既往の研究

本節においては、地盤条件の不確実性が建設コストに及ぼす影響に着目した既往の研究や、建設コストの推定手法を提案した既往の研究について概説を行う。そして、一連の研究の体系的な目標概念および、その中における本研究の位置付けに関して述べる。

1) 地盤条件の不確実性に起因する建設コスト変動の負担ルールについて

大本・小林ら⁵⁾は、我が国の公共工事請負約款⁶⁾と国際的な標準約款である FIDIC (Federation Internationale Des Ingenieurs Conseils) 約款⁷⁾における工事変動時の分担ルールについて、内在するリスク要因を外生的リスクと内生的リスクに分類して比較検討を行った。その際、地盤の不確実性については直接的に言及していないものの、各分担ルールの差異を示すことで両契約方式の特性、利害、適用範囲などについて分析している。

大津・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。

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

Einstein⁸⁾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⁹⁾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。

大津・尾ノ井¹⁰⁾¹¹⁾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、建設コストの変動を評価するために、地盤統計学手法の1つであるインディケータクリギング手法を用いて、建設コストの確率分布をリスクカーブとして表現した。そして、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。

これらの研究は、調査・設計段階における事前評価として建設コスト変動に着目し、それ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以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、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) 事後評価の観点からの建設コスト変動について

大津ら¹²⁾は、地盤統計学手法を用いた建設コスト変動評価を、実際の建設工事における事後評価に適用し、推定される建設コストの変動と実際の建設コストの関連について検討を加えた。更に、建設プロジェクトに関する事後評価結果に基づいて新たな地盤リスク対応の可能性について提案した。

これらの結果を受けて、大津・坂井¹³⁾は山岳トンネルの建設プロジェクトに事後評価を適用し、実際のコストに対する推定コストのはずれ量を、乖離率という指標を用いて定量的に評価した。そして、事前調査の進展に伴う乖離率の変動を調べることで、地盤リスクに起因する建設コスト変動を評価する手法の妥当性について検討を加えた。

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 1-3 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。その中で上述の研究は調査・設計段階および、施工段階に焦点を当て地盤条件の不確実性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提示し、プロジェクトの実施や投融資に関する意思決定指標を提示することを目的としている。

2)および、3)で述べた研究は、施工以前の段階において推定建設コストの変動を評価するための手法を提案し、事後評価の観点から手法の妥当性に関して検証を加えたものである。それらの研究と目的を同じとする本研究では、調査・設計段階における推定建設コスト変動の評価法を変更した手法の提案を行う。

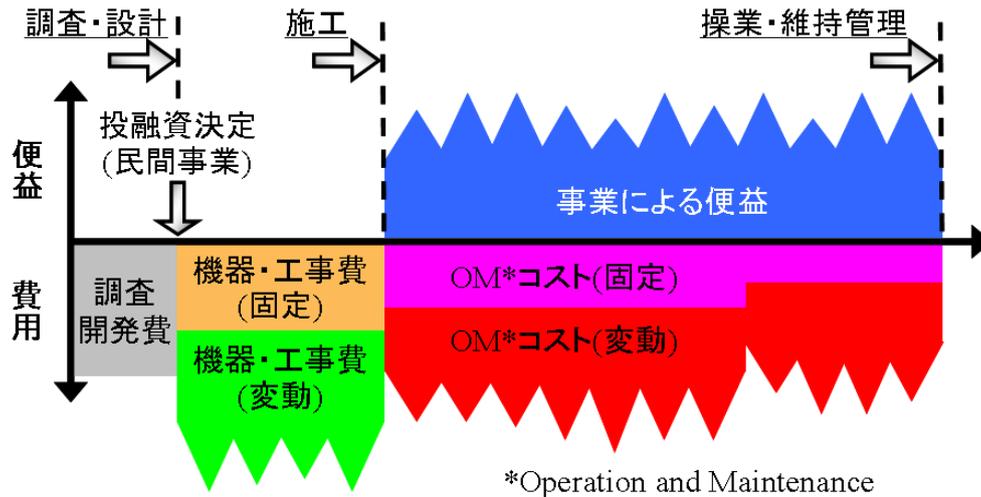


図 1-3 建設プロジェクトの費用・便益に関する不確実性

1.4 本論文の構成

本論文の構成は全5章からなる。第1章において、序論として研究の背景、目的および、本研究と既往の研究との関連について述べた。

第2章では、地下構造物建設プロジェクトの流れ、リスク評価の概念、建設コスト変動の概念について述べる。

第3章では、地下構造物建設プロジェクトの事前地質調査で得られた情報に基づき、地盤状況を推定するための手法について解説した後、本研究で用いるリスクを考慮した地下構造物建設コスト推定手法の提案を行う。

第4章では、実際の建設プロジェクトにリスクを考慮した地下構造物建設コスト推定手法を適用する。そして、実施工の際に要した建設コストと本手法を用いて算出された建設コストとを比較し、手法の妥当性に関して検討を加える。また、事後評価の観点から、地質情報の蓄積や建設コスト推定手法の変更が、推定コストと実コストとの乖離減少に寄与するものであるかどうか検討を加える。

第5章では、本研究の結論に関して述べる。

第 2 章 地下構造物建設プロジェクトにおけるリスク

本章では、地下構造物建設プロジェクトの全体的な流れを示し、その中で本研究が着目する点を踏まえジオリスクについて説明を行う。そして、リスク評価の概念に関して述べた後、施工以前の段階における建設コスト変動の概念に関して解説する。

2.1 地下構造物建設プロジェクトの流れ

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

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

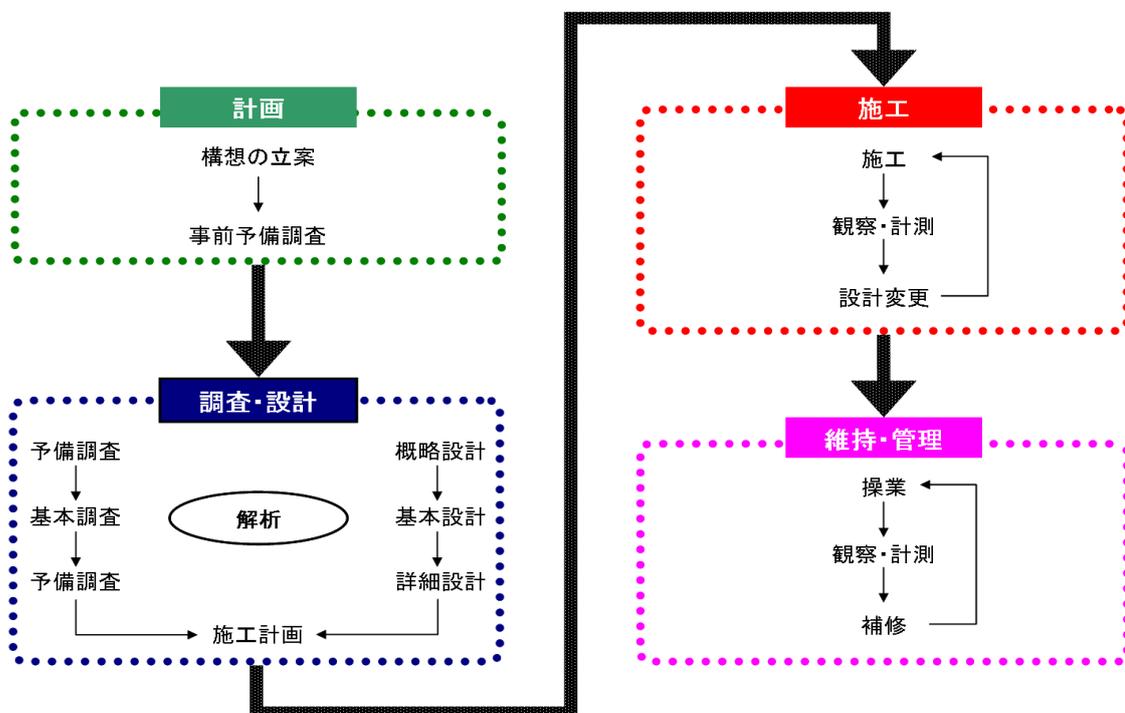


図 2-1 建設プロジェクトのフローチャート

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

本研究では、**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・設計段階に着目する．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、対象地盤の地盤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に、または契約上の問題のため建設コストを積算することが必要となる．この際、事前に推定した地盤状況が実際のものと大きく乖離し多大なコストオーバーランが発生するとプロジェクトの存続性が危ぶまれる可能性が大いに考えられる．したがって、上述の不完全な地質調査のもと、推定される建設コストが有する不確実性を定量的に評価することは、プロジェクトの存続性を考慮する上で非常に重要である．

2.2 ジオリスク

前述のとおり、地質調査を実施するに当たり予算や期間、または技術の制約により、必ずしも十分な事前地質調査が行われるとは言いがたく、ほとんどのプロジェクトがジオリスクを内在しているものと推察される．

ここで、リスクという概念が頻繁に用いられる金融工学分野の例を挙げ、ジオリスクの特性を整理する．金融工学分野におけるリスク¹⁴⁾¹⁵⁾とは**図 2-2**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

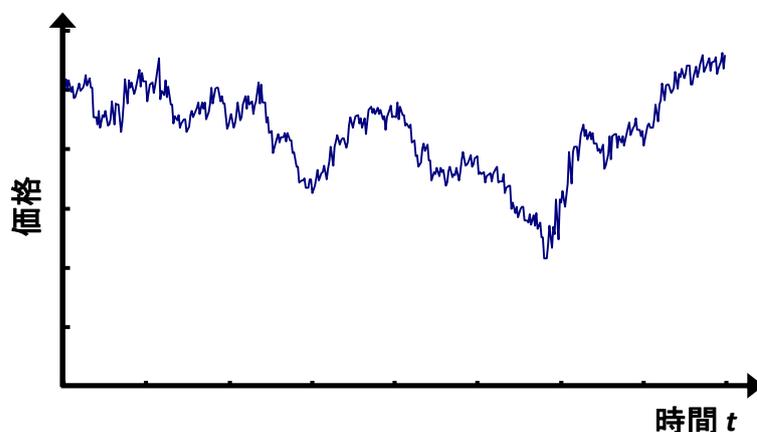


図 2-2 金融デリバティブの価格推移 (模式図)

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

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

2.3 リスク評価の概念

従来、工学分野では、「リスク」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¹⁶⁾。

$$R = P \times C \quad (2.1)$$

ここで、 R はリスクを、 P は発生確率を、 C は帰結を表す。それに対し、金融工学分野では、リスクを式(2.1)における期待値からのはずれ量や極値指標として定義することが一般的である。その計量化の指標としては、前者では標準偏差、後者では VaR (Value at Risk)

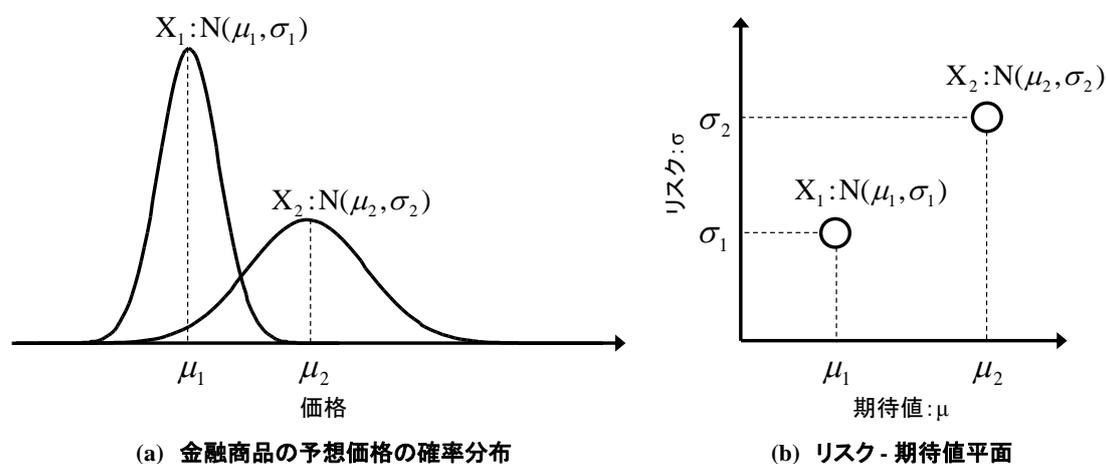


図 2-3 金融工学分野におけるリスク

14)などが用いられる。

たとえば、**図 2-3 (a)**に示すように、異なる2つの金融商品 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、 $N(\mu_2, \sigma_2)$ で表現される正規分布に従うと仮定する。ここで、標準偏差をリスクと定義すると、金融商品 X_1 および、 X_2 はそれぞれ**図 2-3 (b)**に示すような点としてリスク-期待値平面に表現される。金融工学分野では、期待値はリターンと称されるため、**図 2-3** の例では、 X_1 はローリスク・ローリターンな商品、一方 X_2 はハイリスク・ハイリターンな商品であると解釈される。つまり、金融工学分野におけるリスクという指標を導入することで、ある事象が期待値からどれだけばらつきを有するものであるか、定量的に評価することが可能となる。

上述した金融工学分野の知識を援用し、本研究では近年その注目度が高まりつつある推定建設コストのばらつきを「リスク」という概念として捉え、リスクを定量的に評価することを目的とする。

2.4 調査・設計段階における建設コスト変動の概念

図 2-4 に調査・設計段階、つまりは施工前の段階における建設コスト変動の基本概念を示す。ある調査段階 i ($i = 1, n$) において得られる地質情報を基に、建設コスト C_i を算定する。

概念的には、調査の進展に伴い、推定建設コストが実際の建設コスト C^* に近づくものと解釈されるため、**図 2-4** において点 A_1 から点 A_n として示したように、建設コストの期待値は変動するものと考えられる。

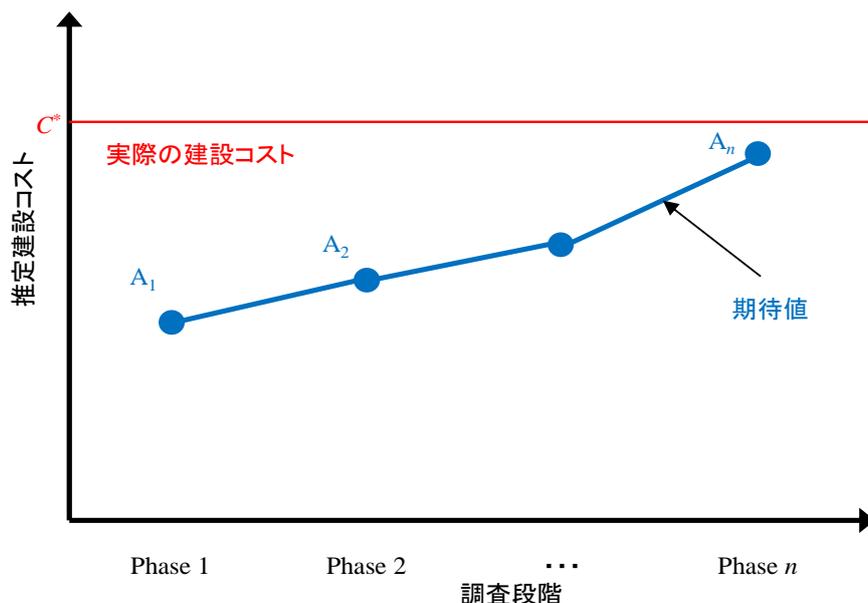


図 2-4 調査・設計段階における建設コスト変動概念

なお、ここで述べた推定建設コストは調査・設計段階において算定されるものである。この推定建設コストが施工終了時点で確定した建設コストとどの程度整合性があるかに関しても関心が高い検討事項のひとつであると考えられる。

次章では、本研究で用いる地下構造物建設コスト推定手法に関して説明する。そして、第4章で、実際の建設プロジェクトを対象に本手法を用いた建設コストの算出を行う。また、手法の妥当性に関して検討を加える。

第3章 地下構造物建設コスト推定手法

本章では、リスクを考慮した地下構造物建設コスト推定手法の提案を行う。それに先立ち、地下構造物建設プロジェクトにおいて実施される事前調査や岩盤等級分類手法、地盤統計学手法等について詳述する。また、本手法と既往の研究で用いられてきた手法とを比較し、両者の特徴に関して言及する。

3.1 地下構造物建設プロジェクトにおける事前地質調査

地下構造物建設プロジェクトにおいては、施工前の調査・設計段階に地盤の性状を把握することを目的とした地質調査が実施される。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挙げられる。

1) 屈折法弾性波探査

地盤の弾性波伝播速度と地盤状況には相関関係があることが知られており、地下構造物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¹⁷⁾。

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。本手法は解析の前提条件として、以下のような仮定を設けている。

- (a) 弾性波速度は深部に向かって増加する。
- (b) ある地層内では速度が一定である。
- (c) 側線の直交方向には速度が変化しない。
- (d) 各層にはある程度の厚さがある。

しかし、実際の地盤ではこのような条件が全て満たされないことも多く、その際には解析結果が誤ったものとなる可能性がある。また、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。

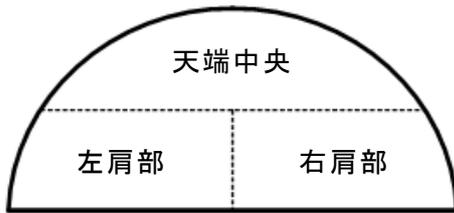
これらの手法を用いることで、対象領域全体の弾性波速度分布を得ることができる。一般的に、弾性波速度と一軸圧縮強度の間には比例関係が存在すると考えられているため¹⁸⁾、弾性波探査を行うことにより地下構造物建設領域における地盤状況を推定することが可能となる。しかしながら、地下構造物建設位置は地表面からの深さが100mを越えることも多く、そのような地下深部には地表面からの弾性波が届いていない可能性がある。また、弾性波はより伝播速度の速い地盤を伝わる傾向を示すことから、起震点の直下ではなく3次元的に異なる位置からの走時を受振する可能性も考えられる。したがって、屈折法弾性波探査によって得られる弾性波速度分布は対象領域全体に及ぶ貴重な面情報として有用である反面、その速度値は不確実性を内在していることを認識する必要がある。

2) ボーリング調査

ボーリング調査は対象とするサイトで任意の地点から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盤状況を把握するための調査である。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。

近年、地下構造物建設プロジェクトのひとつであるトンネル掘削工事においては、ボーリングコアの観察および、試験結果を切羽評価点法¹⁹⁾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サイト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、構造物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、そうした場合においては、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。



＜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

観察項目		評価区分					上段：評価区分			
							左肩	中央	右肩	
圧縮強度 (N/mm^2)	一軸圧縮強度	≥100	100～50	50～25	25～10	10～3	≤3			
	ポイントロード	≥4	4～2	2～1	1～0.4	≤0.4				
	ハンマー打診	岩片を地面に置きハンマーで強打しても割れにくい	岩片を地面に置きハンマーで強打すれば割れる	岩片を手を持ってハンマーでたたいて割ることができる	岩片どうしをたたき合わせて割ることができる	両手で岩片を部分的にでも割ることができる	力をこめれば小岩片を指先で潰すことができる			
	評価区分	1	2	3	4	5	6			
風化変質	風化の目安	概ね新鮮	割れ目沿いの風化変質	岩芯まで風化変質	土砂状風化・未固結土砂					
	熱水変質などの目安	変質は見られない	割れ目に粘土挟む	変質により岩芯まで強度低下	土砂化・粘土化					
	評価区分	1	2	3	4					
割目間隔	間隔	≥1m	1m～50cm	50～20cm	20～5cm	≤5cm				
	RQD	≥80	80～50	60～30	40～10	≤20				
	評価区分	1	2	3	4	5				
割目状態	割目の開口度	密着	一部開口(1mm以下)	多くが開口(1mm以下)	開口(1～5mm)	5mm以上の開口				
	狭在物	なし	なし	なし	5mm以下の粘土	5mm以上の粘土				
	粗度・鏡肌	粗い	割目が平滑	一部に鏡肌	よく磨かれた鏡肌	-				
	評価区分	1	2	3	4	5				
走向傾斜	縦断方向									
	横断方向									
湧水量	状態	なし、滴水 ≤1l/min	滴水程度 1～20l/min	集中湧水 20～100l/min	全面湧水 ≥100l/min					
	評価区分	1	2	3	4					
劣化	水による劣化	なし	緩みを生ず	軟弱化	流出					
	評価区分	1	2	3	4					
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¹⁸⁾

岩質／評価区分		1	2	3	4	5	6	
圧縮強度	塊状	硬質岩	36	29	22	14	7	0
		中硬質・軟質岩	32	26	19	13	6	0
	層状	中硬質岩	36	29	22	14	7	0
		軟質岩	39	31	24	16	8	0
風化変質	塊状	硬質岩	19	12	6	0		
		中硬質・軟質岩	19	13	6	0		
	層状	中硬質岩	22	15	7	0		
		軟質岩	20	13	7	0		
割目間隔	塊状	硬質岩	19	14	9	5	0	
		中硬質・軟質岩	24	18	12	6	0	
	層状	中硬質岩	9	7	4	2	0	
		軟質岩	12	9	6	3	0	
割目状態	塊状	硬質岩	26	20	13	7	0	
		中硬質・軟質岩	25	19	12	6	0	
	層状	中硬質岩	33	25	16	8	0	
		軟質岩	29	22	14	7	0	

		湧水量の評価区分			
		1	2	3	4
評価区分 劣化の	1	0	0	-5	-10
	2	0	-5	-7	-10
	3	-5	-7	-10	-15
	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¹⁸⁾

3) 2次元比抵抗電気探査

2次元比抵抗電気探査は地表に設置した一対の電極を通じて電流を流し、別の一対の電極でその電位差を測定することによって各電極の位置や間隔における見かけ比抵抗値を求め、その値の解析を行うことで地下の比抵抗構造を推定する¹⁷⁾。比抵抗とは地盤の単位体積あたりの電気抵抗を表しており、岩石の種類、間隙率、飽和度、粘土鉱物量などと関係があることがわかっている。事前調査としての使用目的は、断層破碎帯、変質帯、地質境界、地下水状態など比抵抗値のコントラストによって地盤工学的な問題箇所を抽出するために適用されている。

2次元比抵抗電気探査によって得られる比抵抗値分布はトンネル地山全体に及ぶ面情報として有用であるが、以下に挙げる不確実性が存在する。

- (a) 地形形状や地盤構造により解析結果が大きく変化する。
- (b) 探査精度は電極間隔や探査深度の増加に従って低下する。
- (c) 低比抵抗に対する感度が強く地盤を不良なものと判断する傾向がある。
- (d) 比抵抗値が同じであれば異なる地盤であっても同じ地盤であると判断する。

これらを踏まえ、弾性波速度を評価するための各種調査を補完するために実施されるのが一般的である。

3.2 地盤推定手法

前節で述べた事前地質調査より得られた情報に基づき地盤状況の推定を行うにあたり、地盤統計学手法を用いる。以下に各手法について詳述する。

3.2.1 通常型クリギング手法²⁰⁾

地盤統計学手法のひとつであるクリギング手法は、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手法である。2次固有定常確率場では、次式に示すようにベクトル \mathbf{h} で結ばれる領域内の任意の2点 \mathbf{x} と $\mathbf{x}+\mathbf{h}$ 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 \mathbf{h} のみの関数となる。

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

$$\text{Var}[Z(\mathbf{x}+\mathbf{h})-Z(\mathbf{x})]=2\gamma(\mathbf{h}) \quad (3.2)$$

ここで、 $Z(\mathbf{x})$ は位置 \mathbf{x} における物性値、 $Z(\mathbf{x}+\mathbf{h})$ は位置 \mathbf{x} から距離 h だけ離れた地点における物性値、 $2\gamma(\mathbf{h})$ 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。

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

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。

$$\sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha = 1 \quad (3.4)$$

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。

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

このとき、推定誤差の分散 σ_{OK}^2 は次式で表される。

$$\sigma_{\text{OK}}^2 = \text{Var}[Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)] = E\left[\{Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)\}^2\right] \quad (3.6)$$

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 $\gamma(\mathbf{h})$ 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 $\gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta})$ とすると、式(3.2)より以下の関係が成り立つ。

$$\gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) = \frac{\text{Var}[Z(\mathbf{x}_{\alpha}) - Z(\mathbf{x}_{\beta})]}{2} = \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_0) - \gamma(\mathbf{x}_{\beta} - \mathbf{x}_0) - \text{Cov}[Z(\mathbf{x}_{\alpha}), Z(\mathbf{x}_{\beta})] \quad (3.7)$$

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。

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{OK}}^2 &= E\left[\{Z^*(\mathbf{x}_0) - Z(\mathbf{x}_0)\}^2\right] = \sum_{\alpha=1}^n \sum_{\beta=1}^n \omega_{\alpha} \omega_{\beta} E\left[\{Z(\mathbf{x}_{\alpha}) - Z(\mathbf{x}_0)\}\{Z(\mathbf{x}_{\beta}) - Z(\mathbf{x}_0)\}\right] \\ &= \sum_{\alpha=1}^n \sum_{\beta=1}^n \omega_{\alpha} \omega_{\beta} \text{Cov}[Z(\mathbf{x}_{\alpha}), Z(\mathbf{x}_{\beta})] = -\sum_{\alpha=1}^n \sum_{\beta=1}^n \omega_{\alpha} \omega_{\beta} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) + 2 \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_0) \end{aligned} \quad (3.8)$$

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。

$$\frac{\partial \phi}{\partial \omega_{\alpha}} = 0 \quad \text{かつ} \quad \frac{\partial \phi}{\partial \mu} = 0 \quad (3.9)$$

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

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．

$$\begin{cases} \sum_{\beta=1}^n \omega_{\beta} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_{\beta}) + \mu = \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_0) \\ \sum_{\beta=1}^n \omega_{\beta} = 1 \end{cases}, \alpha = 1, \dots, n \quad (3.11)$$

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 σ_{OK}^2 は次式で与えられる．

$$\sigma_{OK}^2 = \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} \gamma(\mathbf{x}_{\alpha} - \mathbf{x}_0) + \mu \quad (3.12)$$

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

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，セミバリオグラム $\gamma(\mathbf{h})$ は以下で表される．

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

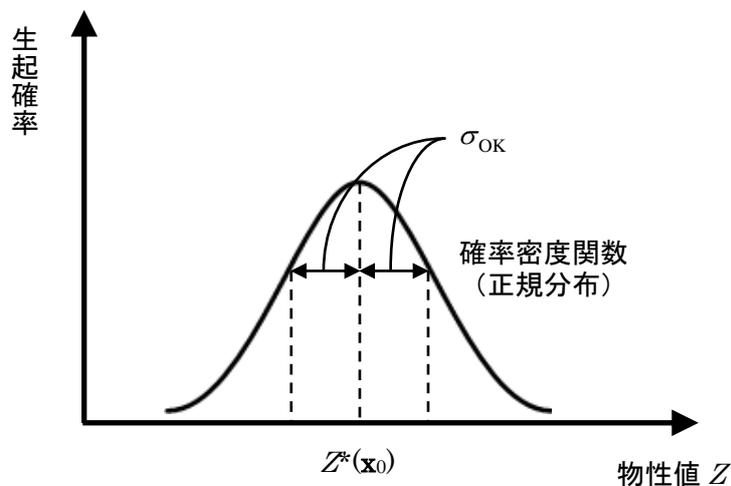


図 3-2 通常型クリギングにおける推定物性値

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。

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

ここで、 $N(\mathbf{h})$ は観測点間の距離ベクトルが \mathbf{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 $C(\mathbf{h})$ を求めることができる。図 3-3 に概念図を示す。

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

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。

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

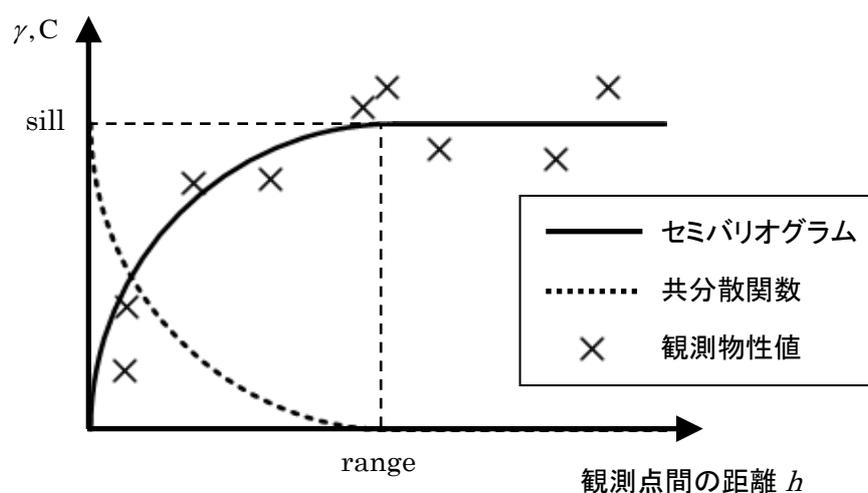


図 3-3 セミバリオグラムと共分散関数の関係

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。

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

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。

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

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

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。

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盤推定を行うことが困難となる。

3.2.2 外生ドリフトクリギング手法¹³⁾²⁰⁾

対象サイトで実施された事前調査より得られた情報に基づき地盤状況の推定を行うにあたり、各調査が有する長短を考慮する必要がある。すなわち、屈折法弾性波探査や比抵抗映像法は対象サイトにおける広範な地盤状況を面情報として推定することができるものの不確実性は大きい、ボーリング孔から得られる情報は精度が高いものの点あるいは線としての情報に限定されるということである。そうした各調査方法の長所を活かし、短所を補うための手法が外生ドリフトクリギング手法である。

本手法では、ある物性値が対象領域内において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手法に組み込む。その際、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 $C(\mathbf{h})$ が算出されており、2次定常確率場 $Z(\mathbf{x})$ 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 $C(\mathbf{h})$ はセミバリオグラムを用いて以下のように算出される。

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

- ・ 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。

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

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。

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

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。

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

すなわち、外生ドリフトクリギング手法においては、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 σ_{OK}^E 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、 σ_{OK}^E が最小となる条件は以下で表される。

$$\frac{\partial \phi}{\partial \omega_\alpha} = 0 \quad \text{かつ} \quad \frac{\partial \phi}{\partial \mu_0} = 0 \quad \text{かつ} \quad \frac{\partial \phi}{\partial \mu_1} = 0 \quad (3.24)$$

$$\phi(\omega_\alpha, \mu_0, \mu_1) = \sigma_E^2 - \mu_0 \left(\sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha - 1 \right) - \mu_1 \left\{ \sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha s(\mathbf{x}_\alpha) - s(\mathbf{x}_0) \right\} \quad (3.25)$$

以上より、2点 \mathbf{x}_α , \mathbf{x}_β 間の共分散関数を $C(\mathbf{x}_\alpha - \mathbf{x}_\beta)$ 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。

$$\begin{cases} \sum_{\beta=1}^n \omega_\beta C(\mathbf{x}_\alpha - \mathbf{x}_\beta) - \mu_0 - \mu_1 s(\mathbf{x}_\alpha) = C(\mathbf{x}_\alpha - \mathbf{x}_0) \\ \sum_{\beta=1}^n \omega_\beta = 1 \\ \sum_{\beta=1}^n \omega_\beta s(\mathbf{x}_\beta) = s(\mathbf{x}_0) \end{cases}, \quad \alpha = 1, \dots, n \quad (3.26)$$

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、外生ドリフトクリギング手法の推定誤差分散 σ_{OK}^E は次式で与えられる。

$$\sigma_E^2 = C(0) - \sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha C(\mathbf{x}_\alpha - \mathbf{x}_\beta) + \mu_0 + \mu_1 s(\mathbf{x}_0) \quad (3.27)$$

外生ドリフト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。

外生ドリフトクリギング手法においては、バリオグラムが点情報としての観測値 $Z(x_a)$ を用いて算出される。また、式(3.26)に示すように、重み係数 ω はバリオグラムによって規定される距離と不確実な面情報 $s(x)$ が判定要素となり決定される。この面情報により、正確な点情報観測値 $Z(x_a)$ はバリオグラムによって規定される影響距離を越えて、推定値に影響を与えることとなる。

3.3 事前調査段階における岩盤等級分類手法

対象サイトで実施された事前地質調査より得られた地質情報に対して、前節で述べた地盤推定手法を適用することにより地盤状況の推定が行われる。得られた結果に対し閾値を設けて岩盤等級分類を行うことで、各等級に応じた支保パターンを決定することが可能となる。

3.3.1 地山分類表、岩盤等級分類表を用いた岩盤等級推定手法

地下構造物建設プロジェクトにおいては、表 3-1 に示される旧 JH 地山分類表²¹⁾や表 3-2 に示される電力中央研究所岩盤等級分類²²⁾といった弾性波速度と岩盤等級との関係を弾性波速度推定結果に適用することで、構造物建設位置の岩盤等級を決定することが多い。これは弾性波速度と一軸圧縮強度との相関が高いことを前提としたものである。しかしながら、表 3-1 に代表されるように、分類表には 2 種類の岩盤等級が想定される重複部分が存在しており、これらを用いた岩盤等級の決定は不確実性を有するものであるといえる。また、両分類表は岩石の種類・形状ごとの弾性波速度と岩盤等級の一般論的な関係を示したものであり、各サイト特有の地盤状況を必ずしも反映しているわけではない。ここで、図 3-1 に着目すると、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の判定項目には弾性波速度が含まれていないことがわかる。すなわち、岩盤等級の判定基準が調査・設計段階と施工段階で異なることに留意されたい。

このような観点から、実際の地下構造物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、岩盤等級分類表により推定される岩盤等級に調整を加えた詳細設計が行われてきた。そのため、本手法は技術者の経験的な判断に基づく定性的な岩盤等級分類表を用いた評価であるという一面を有している。

3.3.2 コア評価点法を用いた岩盤等級推定手法

上に挙げた問題に対応し、各サイト特有の地盤状況を反映した岩盤等級の推定を行うことを目的として、コア評価点を用いた岩盤等級推定手法が近年導入されてきている²³⁾。本手法は、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（電気検層結果）として得られるコアの弾性波速度（比抵抗値）との間に相関があると仮定し、その相関関係を表す推定式を算出する。そして、対象サイトの弾性波速度（比抵抗値）分布から、推定式を用いてコア評価点分布を推定する手法である。コアの点数という評価基準に基づいて岩盤等級を分類するため、実際の施工時と同質の評価基準のもと評価を行うことが可能である。

表 3-1 旧 JH 地山分類表²¹⁾

地山等級	岩石グループ	代表岩石名	弾性波速度, V_p [km/sec]					
			1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	
B	H 塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス					■	■
	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					■	
C1	H 塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス				■	■	
		中生層砂岩, チャート				■	■	
	M 塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩				■	■	
		第三紀層砂岩, 礫岩				■	■	
	L 塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩				■	■	
	M 層状	粘板岩, 中生層頁岩				■	■	
L 層状	黒色片岩, 緑色片岩				■	■	■	
	第三紀層泥岩				■	■		
C2	H 塊状	花崗岩, 花崗閃緑岩, 石英斑岩, ホルンフェルス			■	■		
		中生層砂岩, チャート				■	■	
	M 塊状	安山岩, 玄武岩, 流紋岩, 石英安山岩				■	■	
		第三紀層砂岩, 礫岩				■	■	
	L 塊状	蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩				■	■	
	M 層状	粘板岩, 中生層頁岩				■	■	
L 層状	黒色片岩, 緑色片岩				■	■	■	
	第三紀層泥岩				■	■		

表 3-2 電力中央研究所岩盤等級分類²²⁾

記号	特 徴
A	きわめて新鮮なもので, 造岩鉱物および粒子は風化, 変質を受けていない. 亀裂・節理はほとんどなく, あってもよく密着し, それらの面に従って風化の跡は見られないもの. 岩質はきわめて堅硬でハンマーによって打診すれば, 澄んだ音を出す.
B	岩質堅硬で開口した (たとえ 1 mm でも) 亀裂あるいは節理はなく, よく密着している. ただし造岩鉱物および粒子は部分的に多少風化・変質が見られる. ハンマーによって打診すれば, 澄んだ音を出す.
C _H	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けてはいるが, 岩質は比較的堅硬である. 一般的に褐鉄鉱などに汚染され, 節理あるいは亀裂間の粘着力はわずかに減少しており, ハンマーの強打によって割れ目に沿って岩塊がはく脱し, 剥離面には粘土質の薄層が残留することがある. ハンマーによって打診すれば多少濁った音を出す.
C _M	造岩鉱物および粒子は石英を除けば風化作用を受けて多少軟質化しており, 岩質も多少軟らかくなっている. 節理あるいは亀裂間の粘着力は多少減少しており, ハンマーの普通程度の打撃によって割れ目に沿って岩塊がはく脱し, はく脱面には粘土質物質の薄層が残留することがある. ハンマーによって打診すれば, 多少濁った音を出す.
C _L	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟化しており, 岩質も軟らかくなっている. 節理あるいは亀裂間の粘着力は減少しており, ハンマーの軽打によって割れ目に沿って岩塊がはく脱し, はく脱面には粘土質物質が残留する. ハンマーによって打診すれば, 濁った音を出す.
D	造岩鉱物および粒子は風化作用を受けて軟質化しており, 岩質も著しく軟らかい. 節理あるいは亀裂間の粘着力はほとんどなく, ハンマーによってわずかな打撃を与えるだけで崩れ落ちる. 剥離面には粘土質物質が残留する. ハンマーによって打診すれば著しく濁った音を出す.

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場合もある。得られていた場合においても、ボーリング打設地点において速度検層（電気検層）が実施されていない場合においてはコア評価点法を適用することができない。また、コアを取得することが困難である岩盤が弱い箇所では評価点を算出することができず、岩盤が良好な箇所のみを対象として評価点が算出されているため、算出された評価点が対象サイトにおける地盤の状況を正確に反映しているとは言えないといった課題がある。本研究では、岩盤等級分類表を用いた岩盤等級推定手法および、コア評価点法を用いた岩盤等級推定手法の両者を用いた場合に関して検討を加えることとする。

3.4 地下構造物建設コストの推定

前節までに述べた対象サイトにおいて実施された事前地質調査より得られた情報を基に建設コストの推定が行われる。ここで、地盤状況を推定する際の物性値として弾性波速度を用いた場合に関して検討を加える。1.3 で述べた既往の研究において取り上げられた R トンネル、T トンネルおよび、B トンネル建設プロジェクトを対象に建設コストの推定を行う際の概要は以下にまとめられる。

対象地山において実施された屈折法弾性波探査より、一例として図 3-4 に示すような弾性波速度分布が得られる。得られた結果に関して、トンネル建設位置における弾性波速度値に着目し、3.3 で述べた岩盤等級分類を実施することで各切羽位置で要する支保単価を求めることができる。以上を基に3つの事例に関して建設コストを算出した結果および、実施工の際に確定した地山区分にに基づき算出したコスト（以下、実コストと称する）を図 3-5 に示す。結果より、いずれの事例においても推定された建設コストはコストを小さく

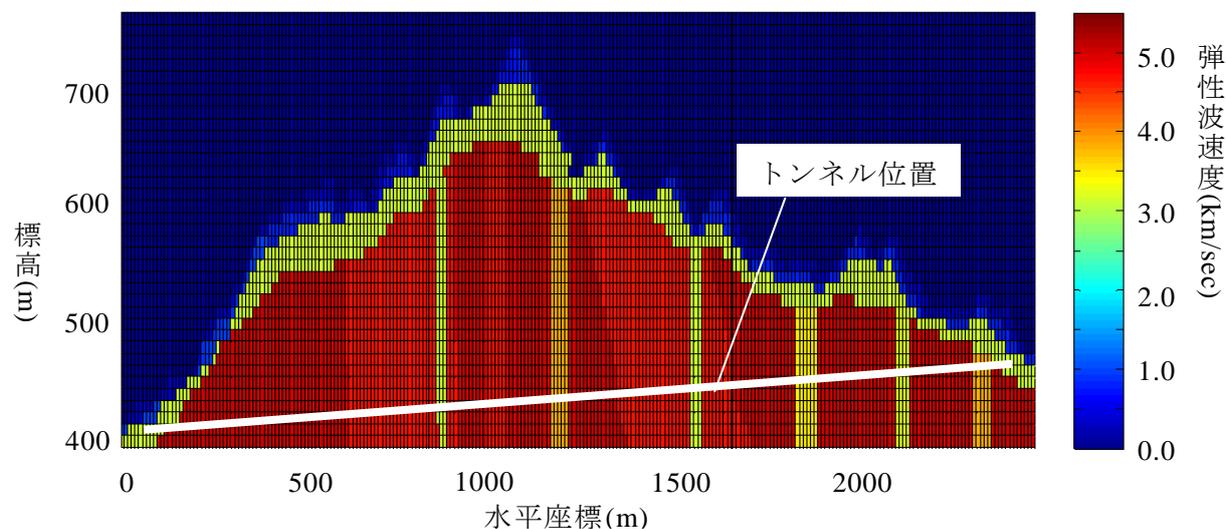


図 3-4 屈折法弾性波探査より得られた弾性波速度分布

見積もっていることが読み取れる。したがって、屈折法弾性波探査より得られた情報のみに基づき建設コストを推定することは困難であることが分かる。

より精度よく建設コストを推定するためには、より精度の良い地盤状況の推定、弾性波速度分布の推定が必要であると考えられる。そこで、地表面探査では把握することが困難である対象サイトの多種多様な特性を精度よく推定することができるボーリング調査は非常に有効な調査であると考えられる。

屈折法弾性波探査より得られた面情報とボーリング調査より得られた点情報をもとに外生ドリフトクリギング手法の適用を行うことで弾性波速度分布の推定を行う。以下、屈折法弾性波探査結果に基づく場合と同様に建設コストの算出を行う。ここでは、外生ドリフトクリギング手法を適用することで地盤状況を推定し、建設コストを算出する手法を従来手法と表記する。また、ボーリング調査が実施された地点で、弾性波速度とコア評価点との関係が得られている場合には、弾性波速度のみならず、コア評価点を用いた建設コストの算出も可能である。図 3-6 に推定された建設コストを実コストと併せて示す。

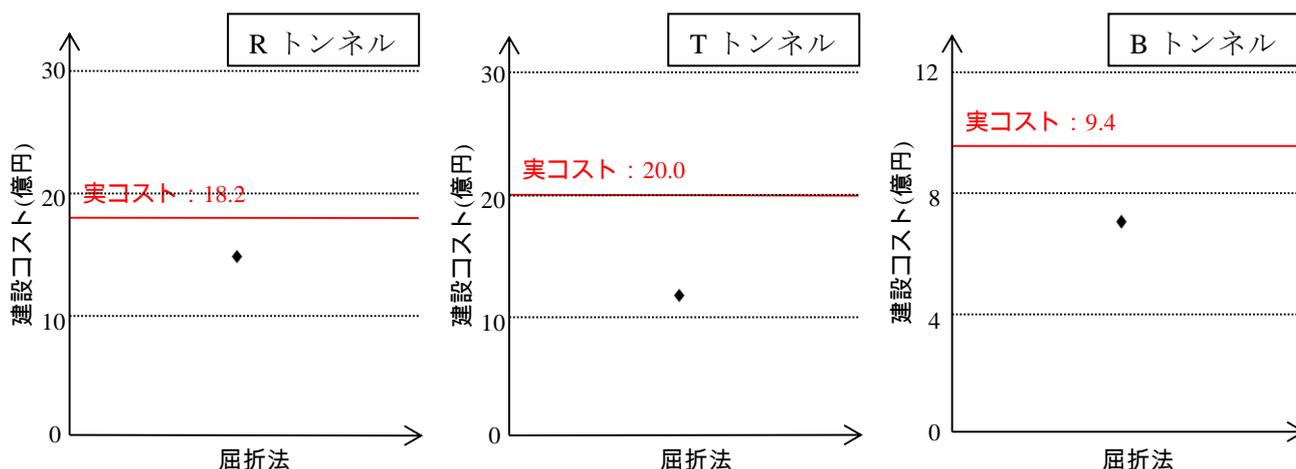


図 3-5 建設コスト推定結果（屈折法弾性波探査）

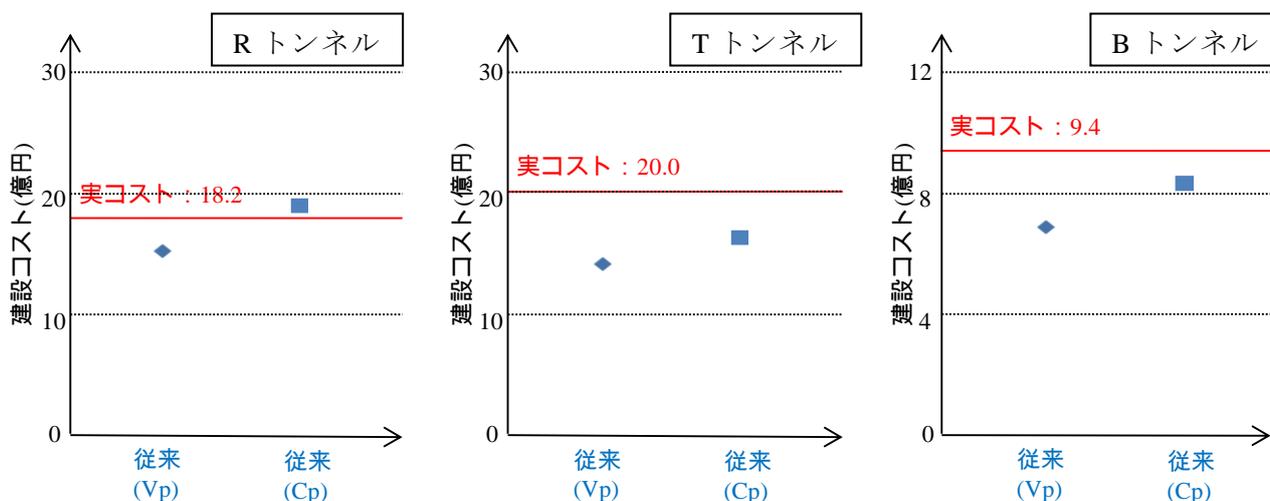


図 3-6 建設コスト推定結果（従来手法）

図 3-6 に示す結果より，従来手法に関して，弾性波速度を用いた場合には屈折法弾性波探査結果のみに基づき算出された建設コストと大きな差を確認することができない．一方，コア評価点を用いた場合には，推定コストと実コストの乖離が減少し，両者の整合性は大きいものと見て取れる．

以上より，従来手法においてコア評価点を用いた場合には精度良く建設コストを推定することが可能であると考えられる．ここで，実コストを算出する際に用いる実施工の際に確定した地山区分が必ずしも対象サイトの地盤状況を正確に反映したものではないことに留意されたい．実施工の際には，安全性や迅速性の観点から，設計段階に決定された支保と異なる異なるものを用いる可能性が考えられる．したがって，実コストはあくまでもひとつの目安として取り扱うことが望ましいと考えられる．

また，1.2 で述べたように，調査・設計段階において地盤状況をすべて明らかとすることは不可能である．そのため，施工以前に得られた不確実な情報に基づいて行われる建設コストの推定に関して，当然ながら不確実性を有するものであると考えられる．

以上を踏まえ，調査・設計段階において推定された建設コストがどれだけばらつき得るかを把握することは非常に重要である．これまでにおいても，建設コストのばらつきは技術者の判断のもと想定されてきたと考えられるが，それを定量的に評価することが可能である手法の構築は意義が大きいと推察される．

3.5 リスクを考慮した地下構造物建設コスト推定手法

前節を踏まえ，本研究では，リスクを考慮した地下構造物コスト推定手法の提案を行う．これは，施工以前の調査・設計段階において推定する建設コストがどれだけ変動しうるかを評価するための手法である．ここでは，推定された建設コストのばらつきをリスクと称する．

既述のとおり，プロジェクトの存続性や事業採算性の観点からは推定されたコストがどの程度変動しうるのかを評価することは非常に重要である．建設コストの変動を評価するための方法は幾つか考えられる．

ひとつは 1.3 に述べた既往の研究において取り扱われていた，岩盤等級分類表もしくはコア評価点法を用いた岩盤等級推定を実施する際に，2 種類の岩盤等級が想定される重複部分を考慮する方法である．重複部分を良好側に判断した場合を楽観的シナリオ，不良側に判断した場合を悲観的シナリオとし，構造物の各区間で要する建設コストのばらつきを評価する．地下構造物の総建設コストは各区間で要する建設コストの和として算出されるため，建設コストの変動幅に関しても評価することが可能となる．

また，地盤統計学手法のひとつであるガウシアンシュミレーションを適用する方法が挙げられる．ガウシアンシュミレーションとは，クリギング手法によって算出された推定値

および、推定誤差分散をそれぞれ平均、分散とする正規分布を発生させ、それに従うモンテカルロシミュレーションを行うことにより推定値を算出する方法である²⁴⁾。ある推定点における推定値を正規乱数によって決定するため、確率論的な議論を行うことが可能となる。これを用いると、地盤推定結果を複数想定することができるため、建設コストを複数算出することが可能となる。したがって、推定される建設コストがどの程度変動するかを評価することができる。しかし、ガウシアンシミュレーションは正規乱数を用いた地盤推定を行うため、推定点の空間的相関性や連続性が十分に反映されない可能性が大きいという課題を有している。

上述した手法に関してもコストのばらつきを評価することは可能であるが、本研究では、コストのばらつきを評価するにあたり、外生ドリフトクリギング手法を適用した結果算出される物性値分布に着目する。3.2.2で述べたとおり、外生ドリフトクリギング手法より算出されるのは、対象物性値の最尤値および、推定誤差分散である。ここで、構造物建設位置における対象物性値の推定結果は図 3-7 のように表される。この結果に対し、3.3で述べた岩盤等級推定手法を適用すると図 3-8 に示すように閾値を設けることが可能となり、それぞれの岩盤等級の出現を確率として捉えることが可能となる。本研究では、これを岩盤等級出現確率と称することとする。岩盤等級出現確率という概念を導入することにより、建設コストの変動に対して支配的な要因であると考えられる D 等級出現確率を含む各岩盤等級出現確率を評価し、それらを考慮した建設コストを算出することが可能となる。次に、本手法における構造物の各区間で要する建設コストおよび、対象構造物全体の建設コストの算出方法に関して解説する。

区間 i における各岩盤等級 (B 等級~D 等級) 出現確率を $p_B \sim p_D$ とする。ここで、各岩盤等級出現確率と等級ごとの建設コストは、表 3-3 のように関係づけられる。表 3-3 に示す分散量に対する関係から、区間 i での建設コスト C_i は確率変数として表現され、その期待値 μ_i および、標準偏差 σ_i は次式のように算定される。

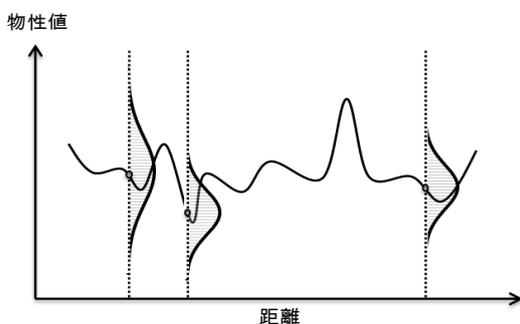


図 3-7 構造物建設位置における対象物性値の推定結果

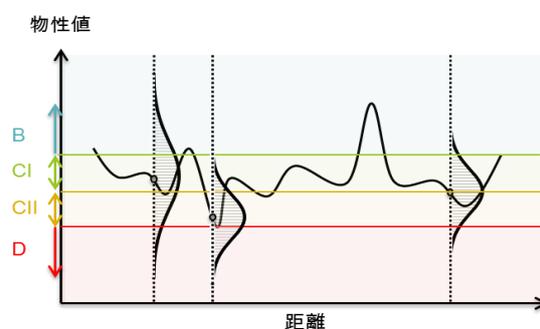


図 3-8 対象物性値の推定結果に対し閾値を設けた結果

表 3-3 各岩盤等級の発生確率とコストの関係

シナリオ分類	発生確率 p	建設コスト C
B ランク	p_B	C_B
C I ランク	$p_{C I}$	$C_{C I}$
C II ランク	$p_{C II}$	$C_{C II}$
D ランク	p_D	C_D
Σ	1.0	

$$\mu_i = \sum_k p_k C_k \quad (3.28)$$

$$\sigma_i = \sqrt{\sum_k p_k \times C_k^2 - \left(\sum_k p_k C_k\right)^2} \quad (3.29)$$

ここで、 p_k は岩盤等級がシナリオ k となる確率、 C_k はシナリオ k に対するコストを表す。次に、地下構造物の総建設コスト C は次式のように算定される。

$$C = \sum_i C_i \times l_i \quad (3.30)$$

ここに、 l_i は区間 i に対する区間長を表す。

式(3.30)における総建設コスト C は、区間 i での建設コスト C_i が確率変数であることから、区間長 l_i を係数とする確率変数の線形結合式となっている。したがって、総建設コスト C も期待値および、標準偏差を有することになる。

以上より算出された各区間で要する建設コストを基に、総建設コスト C の期待値および、標準偏差は次式により算定される。

$$\mu_C = E\left[\sum_i C_i \times l_i\right] = \sum_i l_i \times \mu_i \quad (3.31)$$

$$\sigma_C = \sqrt{\text{VAR}\left[\sum_i C_i \times l_i\right]} = \sqrt{\sum_i (l_i)^2 \times \sigma_i^2 + 2 \sum_i \sum_j l_i \times l_j \times \sigma_i \times \sigma_j} \quad (3.32)$$

以上より、推定された建設コストがどれだけばらつきを有するかを定量的に評価することが可能となる。また、算出された建設コストの期待値および、標準偏差は金融工学分野で用いられるリスクー期待値平面を用いた表記を行う。本研究では、推定される建設コストがどれだけ変動するかをリスクと称しており、それは算出された建設コストの標準偏差と同義であると考えられる。したがって、リスクー期待値平面を用いた表記を行う際には、建設コストの標準偏差をリスクとして示す。

3.6 従来手法との比較

本節では、1.3 に示した既往の研究において用いられていた地下構造物建設コスト推定手法（以下、従来手法と称する）と、前節で解説したリスクを考慮した地下構造物建設コスト推定手法（以下、本手法と称する）との比較を行う。そして、本手法の特徴について述べる。

両手法の相違は図 3-9 に要約される。従来手法においても地盤推定手法として外生ドリフトクリギング手法が用いられてきたが、考慮されていたのは算出された対象物性値の期待値のみであった。したがって、構造物建設位置における岩盤等級は一对一の関係で決定され、推定建設コストの期待値のみ算出が行われていた。それと比較し、本手法の特徴は以下に挙げられる。

(a) 物性値推定に関して

地盤推定手法である外生ドリフトクリギング手法を適用した結果算出された、空間的相関性や連続性を考慮した対象物性値の分布を考慮する。

(b) 岩盤等級分類に関して

各岩盤等級出現確率という概念を導入することで、構造物の各区間において各岩盤等級がどれだけ出現するかを確率として捉えることが出来る。

(c) コスト算出に関して

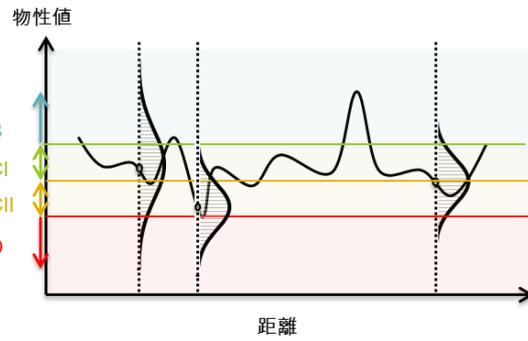
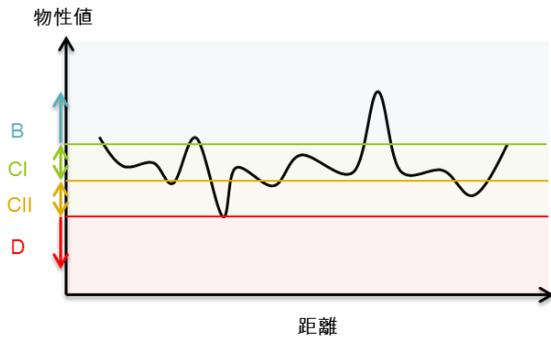
各岩盤等級出現確率を踏まえ、各区間で要する建設コストの期待値および、標準偏差が算出可能である。以上を踏まえ、建設コストの期待値のみならず、その標準偏差に関しても算出することができ、推定された建設コストがどれだけ変動しうるかを評価することが可能である。

次章では、実際の地下構造物建設プロジェクトを取り上げ、従来手法および、本手法を適用する。そして、両手法の適用結果に関して比較検討を行う。

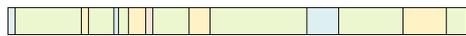
従来手法

本手法

(a) 物性値推定

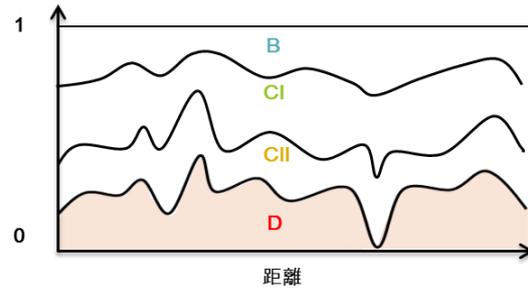


(b) 岩盤等級分類



凡例 B CI CII D

岩盤等級出現確率



(c) コスト算出

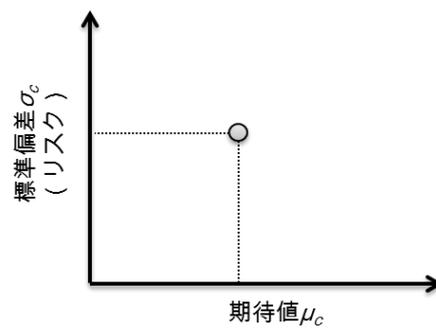
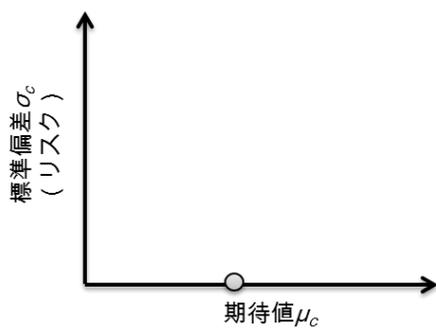


図 3-9 従来手法と本手法の比較

第 4 章 事例検証

本章では、実際の地下構造物建設プロジェクトとして、山岳トンネル建設プロジェクトを 4 事例と立坑掘削工事を取り上げ、従来手法および、本手法を適用し地盤状況の推定、建設コストの算出を行う。そして、両手法より得られた結果を比較し考察を加える。

また、本手法を適用することで算出された推定建設コストと、実施工の際に確定した岩盤等級に基づいて算出された建設コストを比較することで、本手法の妥当性に関して検討を加える。地盤状況を推定する際の物性値として弾性波速度を用いる場合は、屈折法弾性波探査結果より得られた情報に基づく建設コストの算出についても行い、地質情報の蓄積に伴う推定コストと実コストとの乖離の変化に関して事後評価の観点から検討を加える。

4.1 R トンネル建設プロジェクト

R トンネルは全長約 2.5km 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。本トンネルは既に施工が完了しているため、実施工区分に基づいた建設コストが確定しており、調査・設計段階において推定された建設コストと比較を行うことが可能である。

4.1.1 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当初実施された事前地質調査は、地表地質踏査、地表面からの屈折法弾性波探査および、ボーリング調査である。そこで、地表地質踏査の結果、鈹化変質帯の存在が予想されたため、この分布を把握することを目的として追加的に 2 次元比抵抗電気探査が実施された。ここでは、弾性波速度および、比抵抗値を用いて地盤推定を行い建設コストの推定を行う。

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 4-1** 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。**図 4-2** には、2 次元比抵抗電気探査結果を示す。トンネル掘削深度となる地点においては、7 割以上の区間において花崗岩の一般的な比抵抗値である $1000\Omega \cdot m$ 以上の値²⁵⁾を示しているものの、それを大きく下回る低比抵抗区間も存在することが確認できる。また、R トンネル地山では**図 4-1** に示すように、ボーリング調査として坑口付近に 2 本、地山の間中部に 1

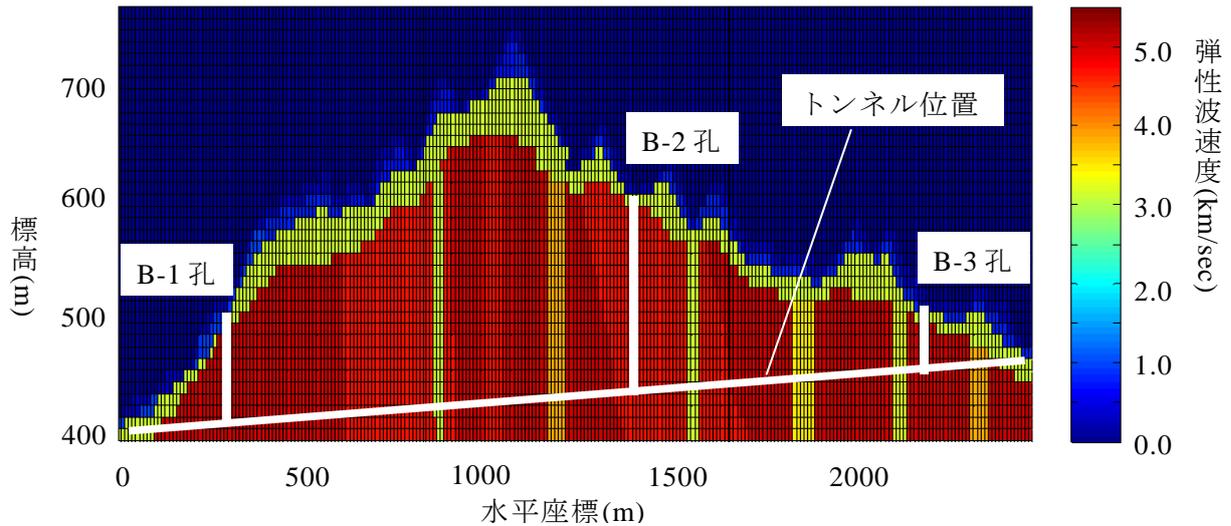


図 4-1 屈折法弾性波探査により得られた弾性波速度分布 (R トンネル)

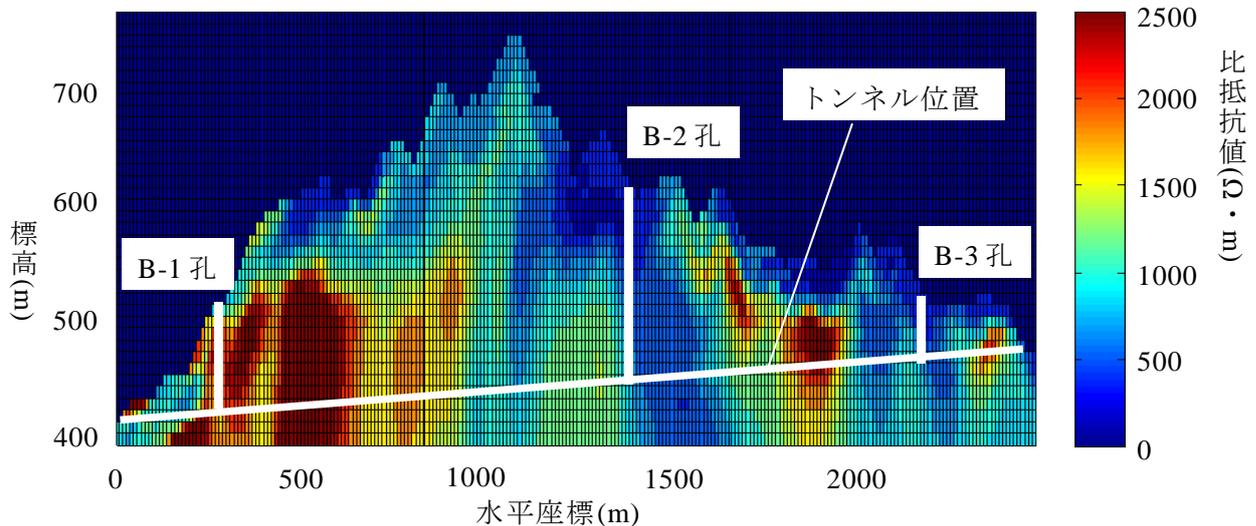


図 4-2 2次元比抵抗電気探査により得られた比抵抗値分布 (R トンネル)

本の鉛直孔が打設されている。B-1、B-2および、B-3孔すべてにおいて速度検層および、電気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 4-3 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。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。図 4-4 には各孔にて実施された電気検層の結果を、打設地点における 2次元比抵抗電気探査の結果と併せて示す。B-2孔の一部区間を除き、2次元比抵抗電気探査結果に比べ電気検層のほうが比抵抗値を大きく見積もっていることが確認される。

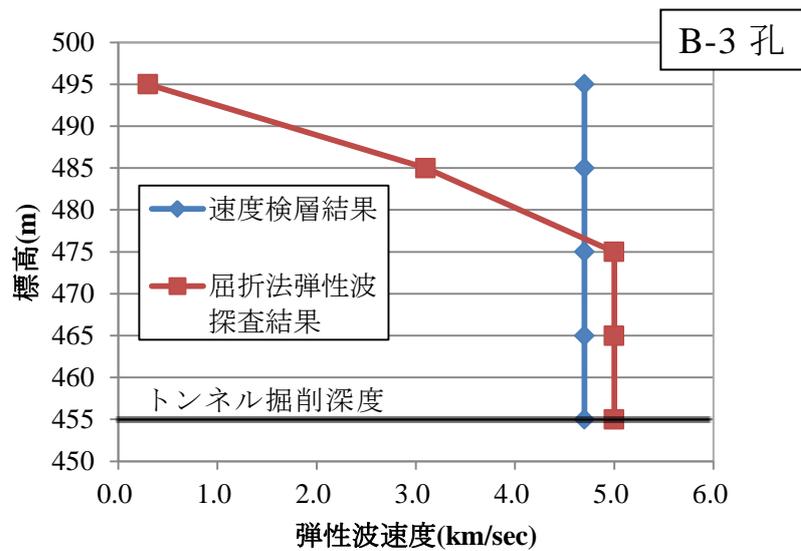
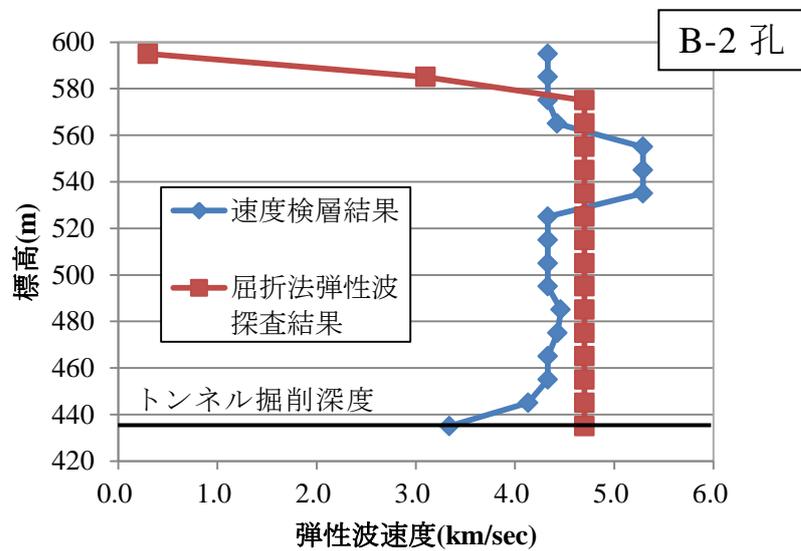
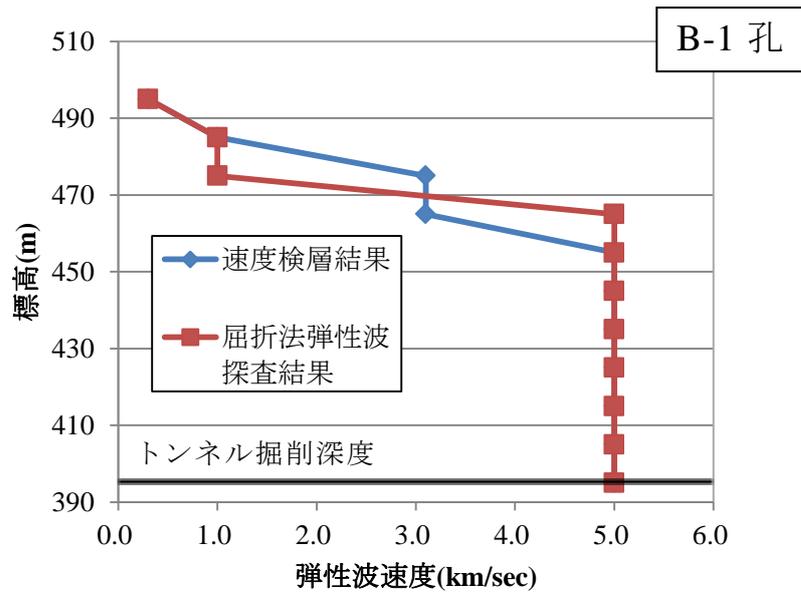


図 4-3 速度検層結果と屈折法弾性波探査結果の比較 (R トンネル)

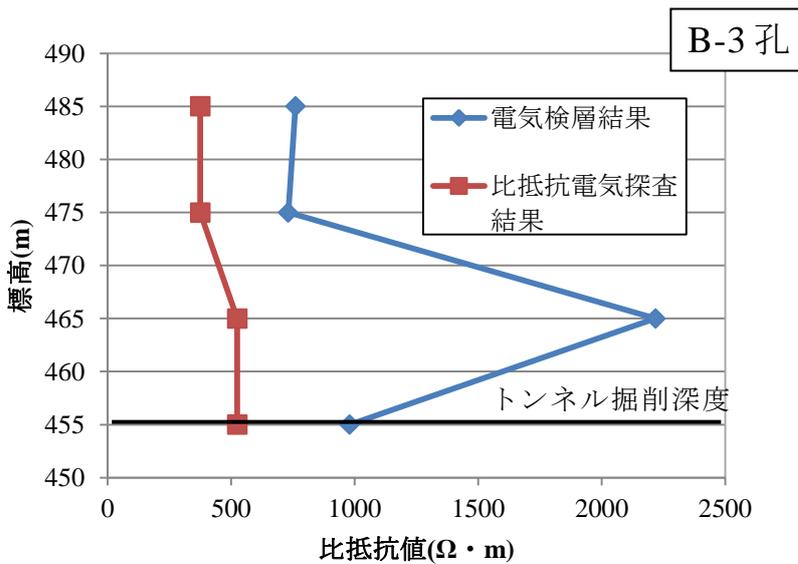
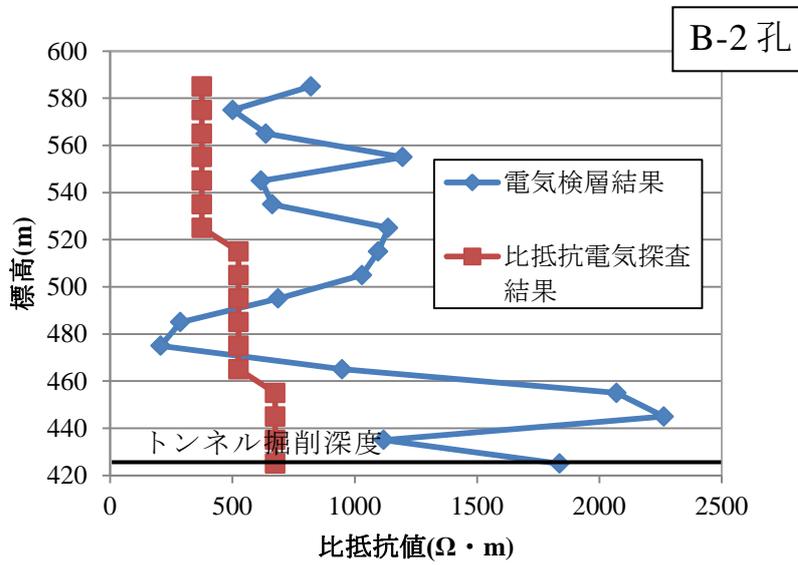
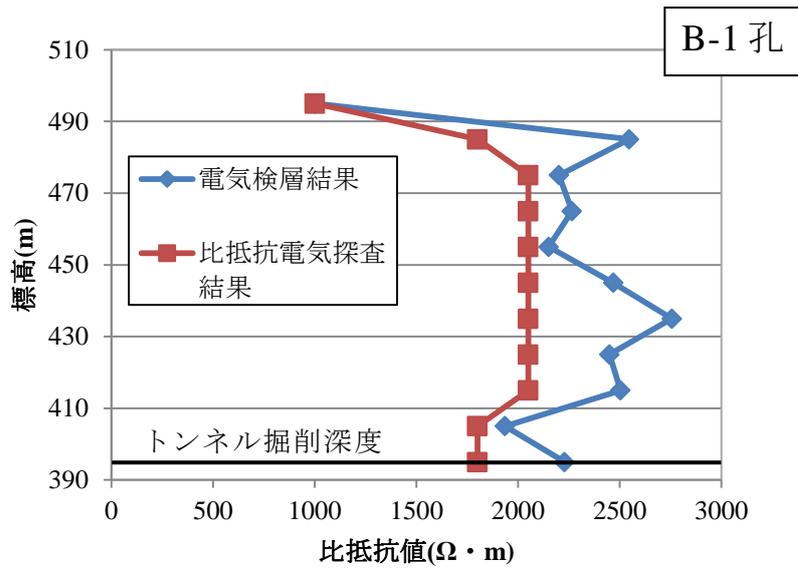


図 4-4 電気検層結果と 2 次元比抵抗電気探査結果の比較 (R トンネル)

4.1.2 弾性波速度分布の推定

前項で述べた2種類の弾性波速度推定結果を用いて、外生ドリフトクリギング手法により弾性波速度分布を推定する。解析を行うにあたり定めた条件は以下のとおりである。

- (a) 解析対象として、Rトンネル建設位置を含む2490m×340mの領域を設定する。
- (b) 格子サイズは10m×10mとする。

図4-5に屈折法弾性波探査および、外生ドリフトクリギング手法より推定されたトンネル建設位置における弾性波速度を示す。外生ドリフトクリギング手法は、多くの地点において屈折法弾性波探査と比べ、弾性波速度を小さく見積もっている。これは、B-2孔の速度検層結果を大きく反映した弾性波速度推定値が得られているためだと考えられる。図4-3のトンネル掘削深度において、速度検層結果は屈折法弾性波探査結果と比較して、速度が1.5km/sec程度遅くなることを示している。3.2.2で示した理由により、外生ドリフトクリギング手法ではこの局所的に弾性波速度が低下する傾向を地山全体に拡張した推定結果が算出されたと推察される。

4.1.3 弾性波速度を用いた地山推定

前項までに得られた結果を用い、トンネル建設位置における地山区分を決定する。屈折法弾性波探査結果より得られた結果に関しては、地山区分をひとつ決定する。外生ドリフトクリギング手法を用いた地盤推定結果に対しては、従来手法と3章で述べた本手法を適

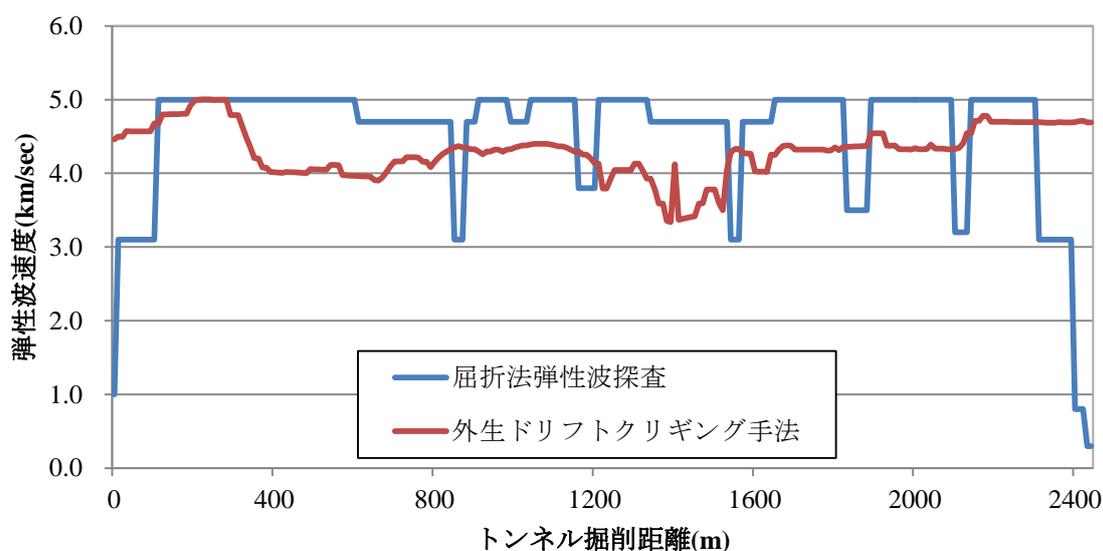


図4-5 トンネル建設位置における弾性波速度推定結果 (Rトンネル)

用する。従来手法を用いた場合に関しては、地山区分をひとつ決定するのに対し、本手法を用いた場合は、各地山区分出現確率を算出する。

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、3.3 で述べたように地山分類表を用いた方法とコア評価点を用いた方法とがある。前者に関しては、表 4-1 に示す旧 JH 地山分類表を適用する。これは 2 種類の地山区分が想定される重複部分をその中間で振り分けることにより重複部分を取り除いたものである。後者に関しては、図 4-6 に示す対象サイトで得られている弾性波速度とコア評価点との関係（以下、 V_p - C_p 関係と称する）および、表 4-2 に示す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を援用したものを適用する²²⁾。本研究では V_p - C_p 関係を表す際に一次近似を用いており、以下にその式を示す。

$$C_p = 22.18 \times V_p - 36.508 \quad (4.1)$$

屈折法弾性波探査に基づく結果に対しては、ボーリング孔で得られた情報を考慮せず、弾性波速度を用いて地山区分を決定する。外生ドリフトクリギング手法を適用することで得られた地盤推定結果に関しては、弾性波速度とコア評価点それぞれを用いて地山区分を決定した結果を図 4-7 に示す。同図には参考として実施の際に決定された地山区分を併せて示す。ここで、実際の施工時において土被りが 3D（D はトンネルの直径）以下となるような坑口付近においては、地山の安定性を考慮して最も重い支保が選択されることに留意されたい。したがって、坑口部分に関しては解析結果を基に支保を決定する必要はないものと推察される。これを踏まえ、該当部分を除いた区間（100～2410m）の結果を示している。

図 4-7(f)の結果より、トンネル建設位置における多くの地点で D 地山が出現する可能性があることが確認される。可能性がそれほど大きくないと評価される箇所が多く、従来手法を用いた場合においてはその可能性を推定することができていなかった。屈折法弾性波探査結果に基づく地山区分も同様である。本手法において、地山区分出現確率という概念を持ち込むことで、トンネル建設位置において D 地山が出現する可能性があるという評価を行うことが可能となった。外生ドリフトクリギング手法は対象物性値の期待値および、標準偏差を算出するものである。従来手法では、最も出現する可能性が大きい値である期待値のみを考慮して地山区分を決定しており、その他多くの可能性を考慮することができていない。建設プロジェクトで実施される事前地質調査から対象サイトの地盤状況をすべて明らかにすることが不可能であることを考慮すると、本手法を用いて多様な可能性を評価する意義は大きいと考えられる。

また、従来手法および、本手法いずれを用いた場合においても、コア評価点に基づく評価の方が地盤を悪いものとして評価している。

表 4-1 旧 JH 地山分類表 (花崗岩)

地山区分	弾性波速度
B	$V_p \geq 4.5$ [km/sec]
C I	$V_p = 3.5 \sim 4.5$ [km/sec]
C II	$V_p = 2.2 \sim 3.5$ [km/sec]
D	$V_p \leq 2.2$ [km/sec]

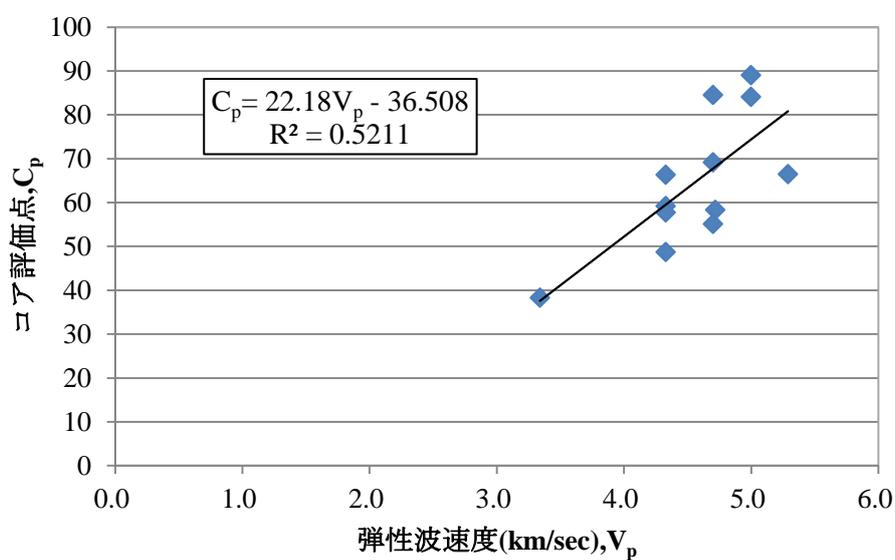


図 4-6 速度検層結果とコア評価点の関係 (R トンネル)

表 4-2 コア評価点を用いた地山分類表

地山区分	コア評価点
B	82.5~100
C I	70~82.5
C II	45~70
D	0~45

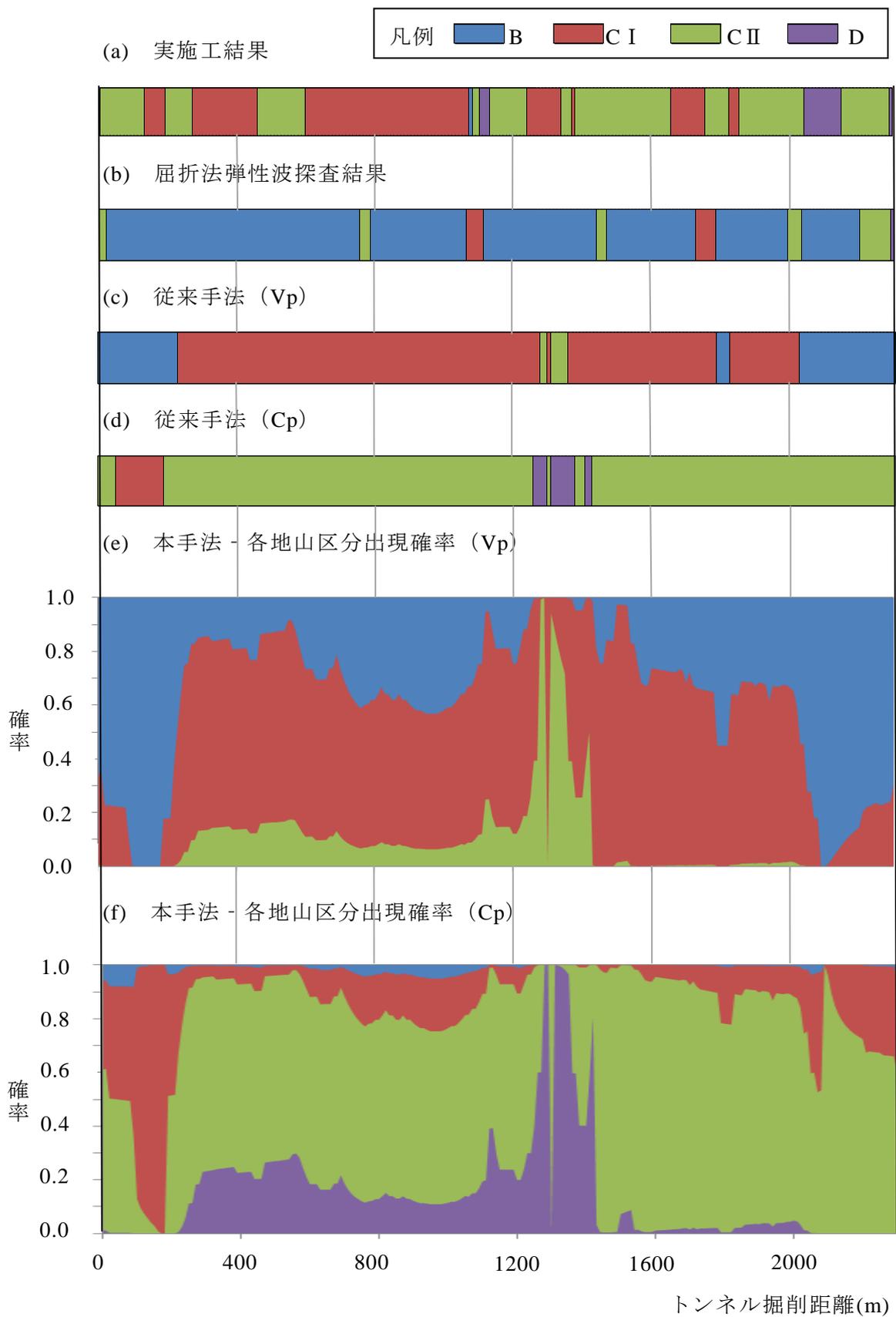


図 4-7 弾性波速度を用いた地山区分結果 (R トンネル)

4.1.4 比抵抗値分布の推定

4.1.1 で述べた 2 種類の比抵抗値推定結果を用いて、外生ドリフトクリギング手法を用いた比抵抗値分布の推定を行う。解析を行う際の条件は、弾性波速度を用いた場合と同様とする。

図 4-8 に 2 次元比抵抗電気探査、外生ドリフトクリギング手法より推定されたトンネル建設位置における比抵抗値を示す。トンネル建設位置においては、一部区間を除き外生ドリフトクリギング手法が 2 次元比抵抗電気探査より比抵抗値を大きく見積もっている。図 4-4 に示すように、対象サイトにおけるいずれのボーリング孔においても、トンネル掘削深度で電気検層結果は 2 次元比抵抗電気探査結果を上回っている。とりわけ、B-2 孔においては電気検層結果が $1000\Omega \cdot m$ 以上大きく評価されており、この影響が大きく反映された結果が得られていると推察される。

4.1.5 比抵抗値を用いた地山推定

前項までに得られた結果を用い、トンネル建設位置における地山区分を決定する。比抵抗値は弾性波速度とは異なり、地盤の力学的な特性に直接関係する物性値であるということがいまだ明らかとされていないため、地山分類表を用いた地山分類は確立されていないことに留意されたい。したがって、ボーリング孔で実施された電気検層結果とコア評価点との関係から算出された両者の相関関係を表す推定式を用い、比抵抗値をコア評価点に変換した上で地山区分を決定する。対象サイトで得られている比抵抗値とコア評価点との関

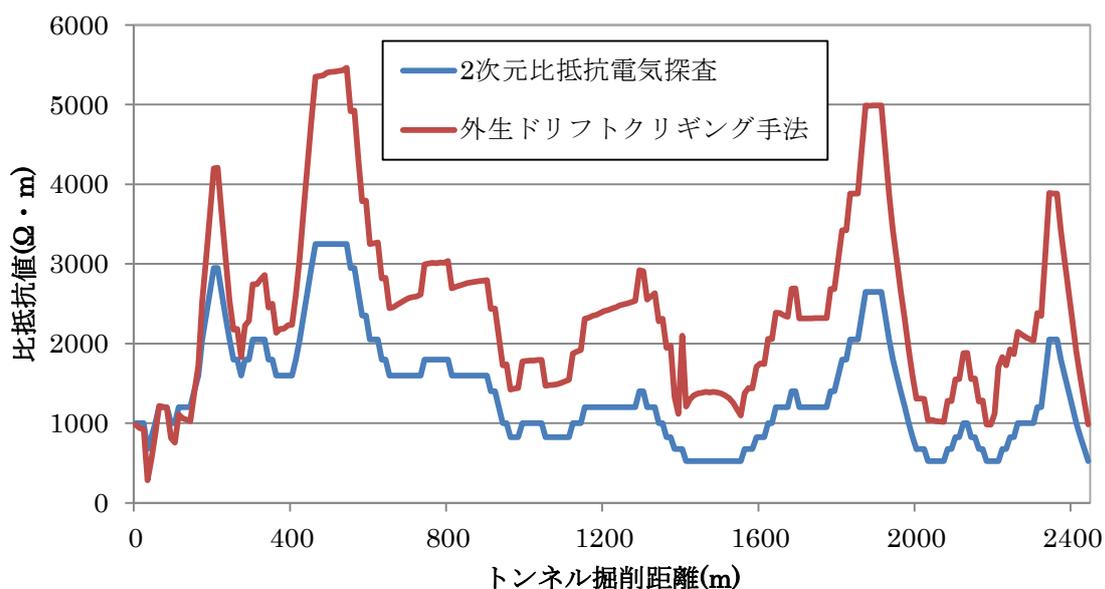


図 4-8 トンネル建設位置における比抵抗値推定結果 (R トンネル)

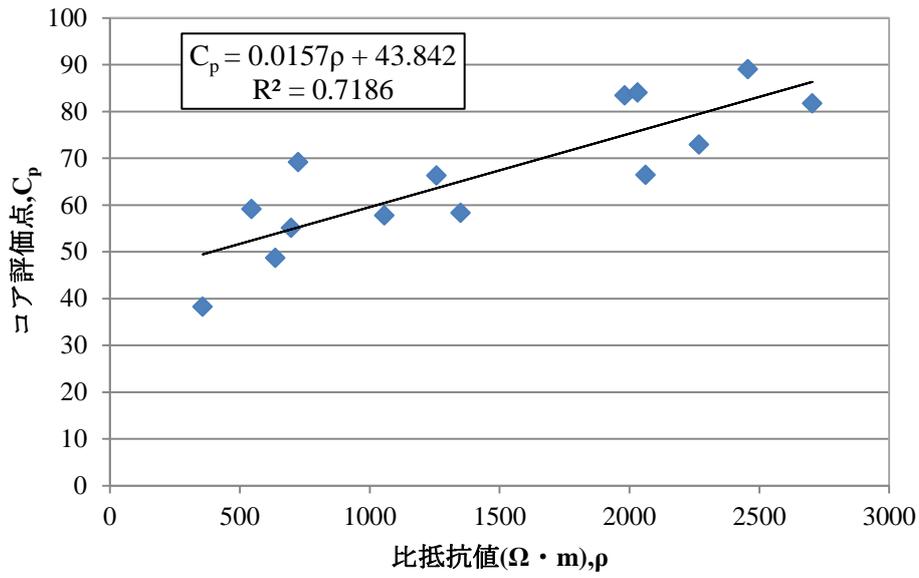


図 4-9 電気検層結果とコア評価点の関係 (R トンネル)

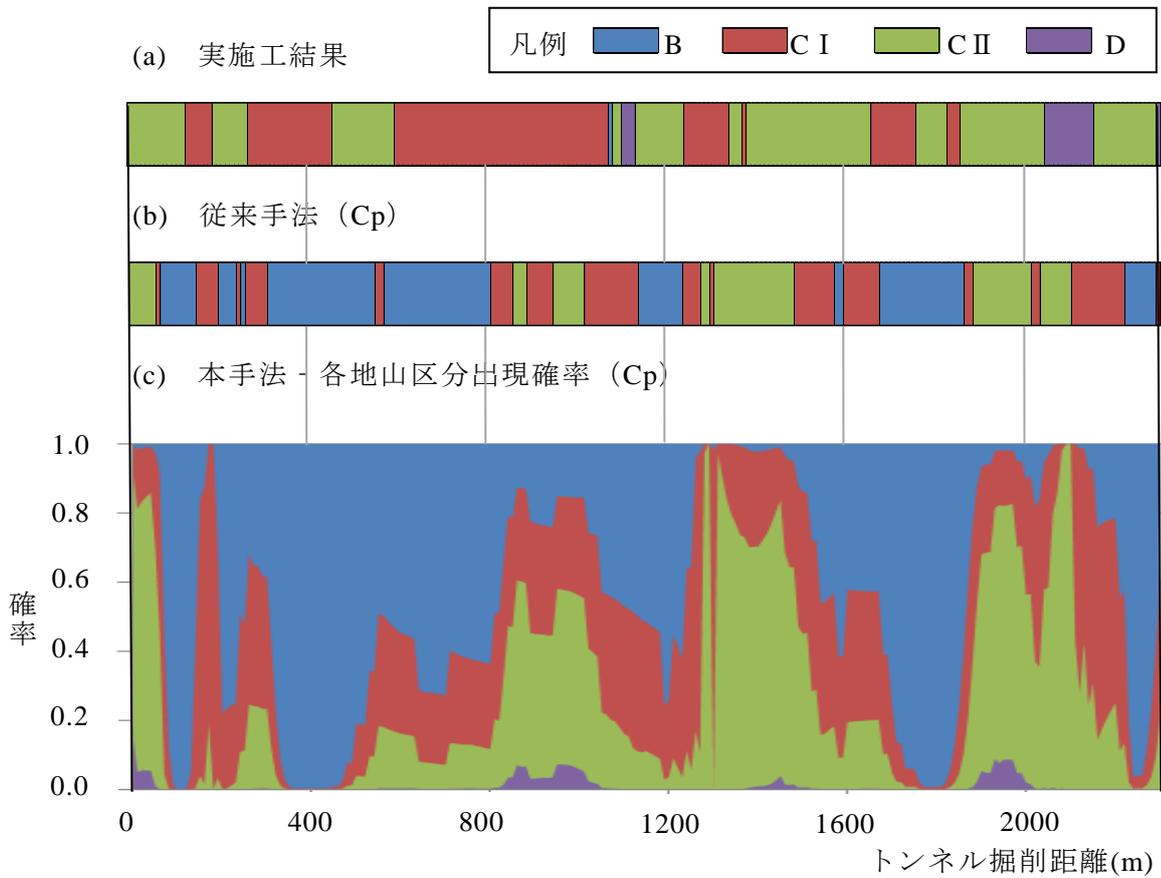


図 4-10 比抵抗値を用いた地山区分結果 (R トンネル)

係（以下、 ρ - C_p 関係と称する）を図 4-9 に示し、一次近似を表す式を以下に示す。また、コア評価点を用いて地山区分を決定する際に用いる関係として表 4-2 を用いる。

$$C_p = 0.0157 \times \rho + 43.842 \quad (4.2)$$

以上を踏まえて算出した地山区分結果を図 4-10 に示す。実施工の際に決定された地山区分を併せて示し、抗口部分は除いた結果を示している。

4.1.6 建設コストの算出

弾性波速度、比抵抗値それぞれを用いた地山推定結果をもとに建設コストの推定を行う。R トンネルのような 2 車線道路トンネルにおいては、表 4-3 に示すように地山区分と支保単価の関係が設定されている。本研究では、同表を用い各切羽位置における建設コストならびに、トンネル総延長の建設コストの算出を行う。

図 4-7、図 4-10 に示す各地山区分出現確率に基づき、各切羽位置での建設コストを推定した結果を図 4-11 に示す。推定建設コストの期待値とともに、標準偏差を加えた場合の結果、標準偏差を引いた場合の結果を併せて示しており、各切羽位置での建設コストのばらつきを把握することが可能である。解析を行うにあたり、格子サイズを 10m×10m と設定しているため、各切羽位置での建設コスト算出結果も 10m 間隔での表記となっている。図 4-11(b)、(c)をそれぞれ図 4-7(f)、4-10(c)と比較すると、建設コストのばらつきが大きい区間は D 地山の出現が推定されている区間と一致する。この結果より、D 地山出現可能性がコストのばらつきの大小に与える影響が大きいことが確認された。

以上の結果を踏まえ、トンネル総延長の推定建設コストの期待値および、標準偏差を算出し、その結果をリスクー期待値平面を用いて表記した結果が図 4-12 である。屈折法弾性波探査結果に基づき建設コストを算出した場合および、従来手法を適用した場合は、建設コストの期待値のみが算出されているため、コストの標準偏差は 0 であるとしている。結果より、本手法を用いることで、推定建設コストがどれだけ変動しうるか、そのばらつきを評価することが可能となっていることがわかる。図 4-12(a)に関して、本手法を用いた場合の結果に着目すると、コア評価点を用いた結果は推定建設コストが大きく変動する可能性があることを示している。これはコア評価点を用いて各地山区分出現確率を推定した際、D 地山が出現する可能性が評価されたことに起因する結果である。D 地山出現確率が評価されたことに伴い、各切羽位置での推定建設コストは大きくばらつき、トンネル総延長の建設コストも大きく変動しうるという結果が得られた。

調査・設計段階において建設コストを推定する際、そのばらつきを評価することが可能となったわけであるが、コストの推定を行った手法に妥当性があるかどうか非常に関心の大きい事柄であると推察される。そこで、本手法を用い推定された建設コストと実コス

トの比較を行う。既述のとおり、実コストは地盤状況を正確に反映したものではないものの、手法の妥当性を検証する際のひとつの目安としては十分参考になる値であると見なし検討を進める。

また、実コストを期待値と標準偏差とに分離することは困難であると考えられるため、リスク-期待値平面を用いて推定コストとの比較を行うことはできない。したがって、コストの表記方法を変更し、**図 4-13** を用いて比較を行うこととする。**図 4-13** より、本手法を用い算出された推定建設コストは概ね実コストとの整合性がとれていることがわかり、本手法の妥当性が確認される。

図 4-13(a)に関して、3.4 で述べたとおり、屈折法弾性波探査結果のみに基づいて建設コストを推定することが困難であること、ボーリング調査を実施し、コア評価点が算出されると精度良くコストを推定することが可能であることが分かる。更に、本手法を用いると推定建設コストのばらつきを評価することが可能となる。

また、**図 4-13(a)**に示す結果より、従来手法に関して、コア評価点を用いて推定された建設コストと、本手法に関して、コア評価点を用いて推定された建設コストの期待値が実コストを上回ることが分かる。しかし、既述のとおり、実施工の際に確定した地山区分は安全側に見積もった結果であることも大いに考えられ、実コストは正確に地盤状況を反映した建設コストに比べて幾らか大きく算出された値であると推察される。したがって、推定建設コストが実コストを上回るような場合には、推定コストが誤っている可能性が考えられる。本事例においては、式(4.1)に示す直線の傾きとして大きな値が得られており、小さな弾性波速度が観測された地点においては、コア評価点が非常に小さいものとして評価される。そのため、コア評価点を用いて地山区分を行った結果は地盤を非常に悪いものとして評価することとなった。推定建設コストが実コストを上回った理由は、対象サイトで得られた V_p - C_p 関係に不確実性が内在しているためであり、これはコア評価点を用いた地盤推定、建設コストの推定が有する不確実性であると考えられる。

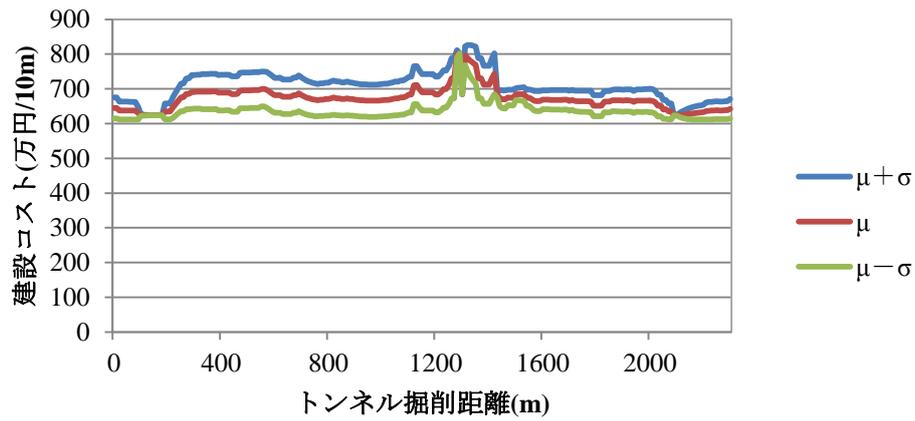
比抵抗値を用いた評価に関しても、本手法を用いて算出された推定建設コストは実コストと整合性が取れていると考えられる。比抵抗値はこれまで地山区分を評価する定量的な指標とはなっていないなかったものの、本事例の結果からは、調査・設計段階における建設コスト推定において、比抵抗値を用いた評価も可能であると推察される。

また、**図 4-12**、**図 4-13** より本手法に関して、弾性波速度と比抵抗値をそれぞれコア評価点に変換した上で建設コストを推定した結果を比較すると、弾性波速度に基づく場合の方が推定建設コストは大きくばらつき得るという結果が得られている。式(4.2)と比較すると、式(4.1)の方が取り得る物性値が変化すれば、算出されるコア評価点は大きく変化することが分かる。したがって、**図 4-7(f)**において、D 地山出現確率が大きく評価されたことで推定建設コストは大きくばらつき得るという結果が得られたものと推察される。

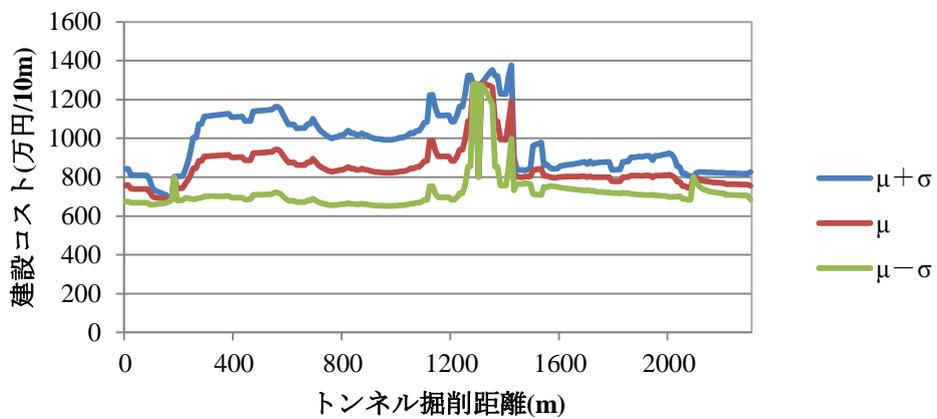
表 4-3 地山区分と支保単価との関係

工種		地山区分	支保単価 [円/m]
トンネル掘削工		B	270,100
		C I	273,200
		C II	292,900
		D	306,400
支保工	吹付け工	B	89,980
		C I	131,900
		C II	156,000
		D	246,470
	ロックボルト工	B	44,070
		C I	74,370
		C II	95,600
		D	174,240
	鋼製支保工	C II	62,730
		D	103,200
金網工	D	26,690	
覆工コンクリート		B	219,900
		C I	205,000
		C II	195,000
		D	187,900
インバート掘削工, 本体工		D	235,760

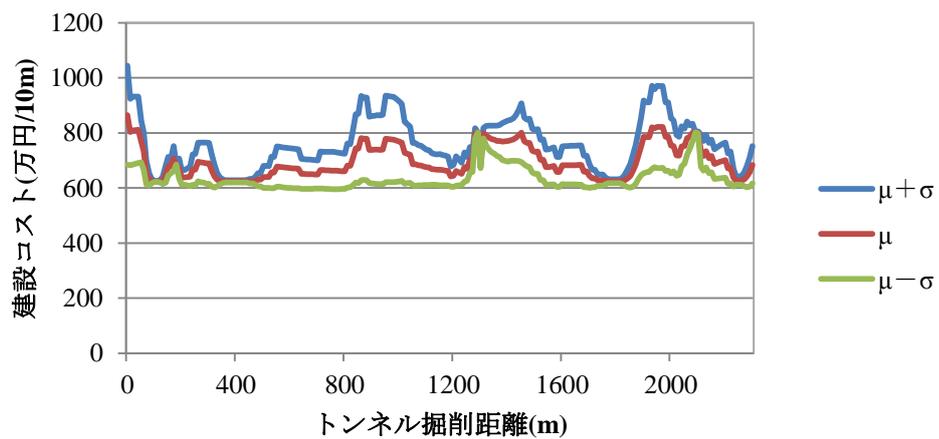
地山区分	支保単価 [円/m]
B	624,050
C I	684,470
C II	802,230
D	1,280,660



(a) 図 4-7(e)に基づき算出した各切羽位置での建設コスト

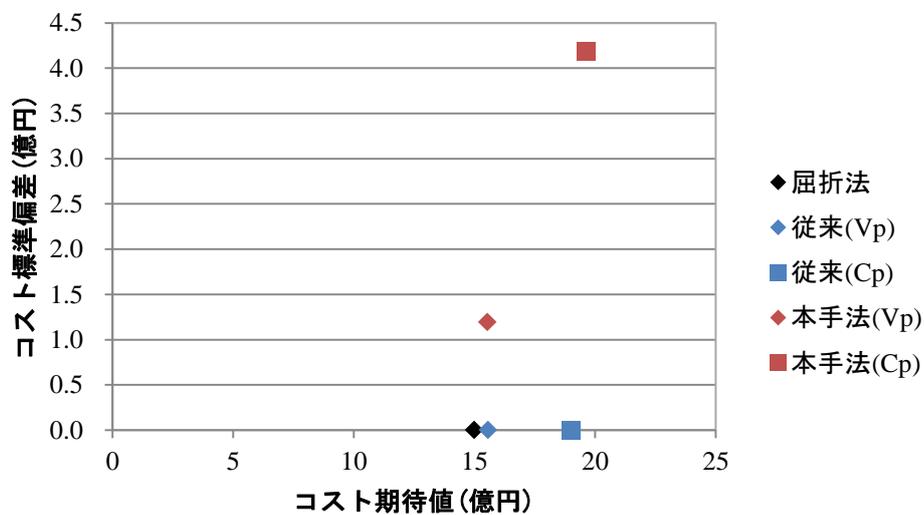


(b) 図 4-7(f)に基づき算出した各切羽位置での建設コスト

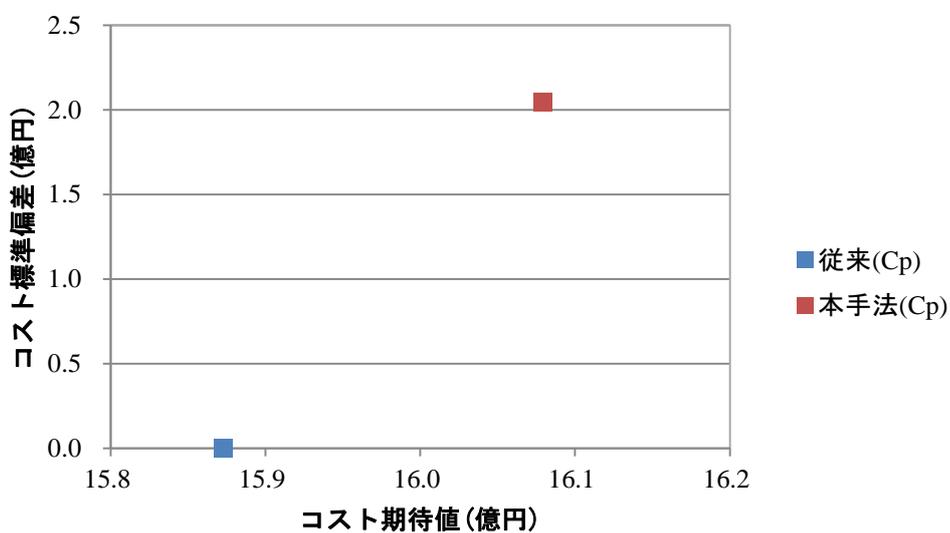


(c) 図 4-10(c)に基づき算出した各切羽位置での建設コスト

図 4-11 各切羽位置での建設コスト (R トンネル)

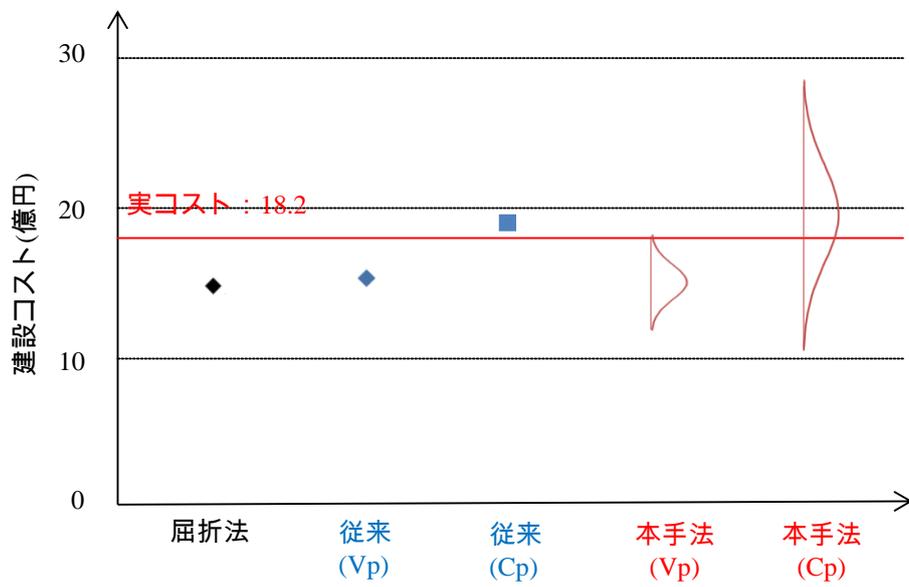


(a) 弾性波速度を用いた建設コスト算出結果

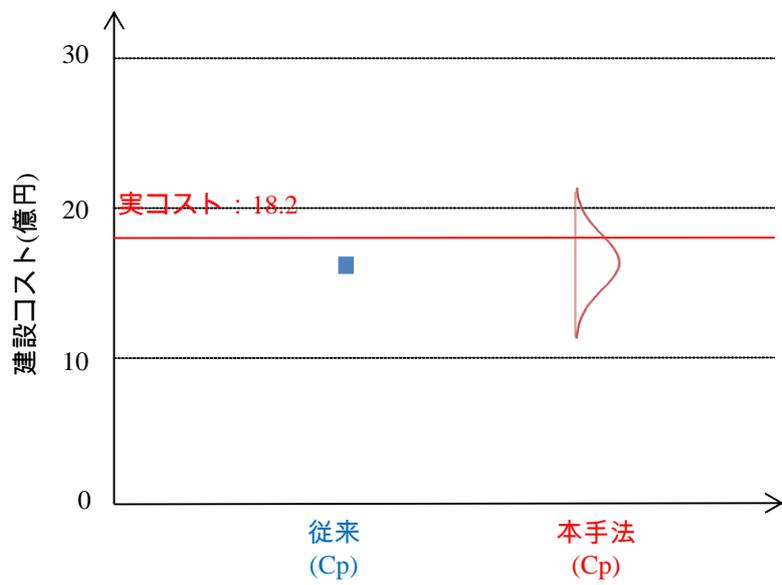


(b) 比抵抗値を用いた建設コスト算出結果

図 4-12 建設コスト算出結果 (R トンネル)



(a) 弾性波速度を用いた場合



(b) 比抵抗値を用いた場合

図 4-13 推定建設コストと実コストとの比較 (R トンネル)

4.2 Tトンネル建設プロジェクト

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。Rトンネルと同様、本トンネルは既に施工が完了しており、調査・設計段階における推定コストと実コストとの比較が可能である。

4.2.1 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、地表地質踏査、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。また、施工開始後には、不良地山帯の把握を目的として追加ボーリング調査および、2次元比抵抗電気探査が実施された経緯がある。本研究は施工以前の段階において推定建設コストのばらつきを評価することに着眼しており、ここでは、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を用いて建設コストの算出を行う。

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図4-14に示す弾性波速度分布が得られている。また、Tトンネル地山では図4-14に示すように、ボーリング調査としてB-1孔、B-2孔として示す2本の鉛直孔が打設されている。B-1孔、B-2孔両者において速度検層は実施されているものの、強度試験や透水試験などの結果に基づいたコア評価点は算出されていない。ここで、B-1孔および、B-2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。

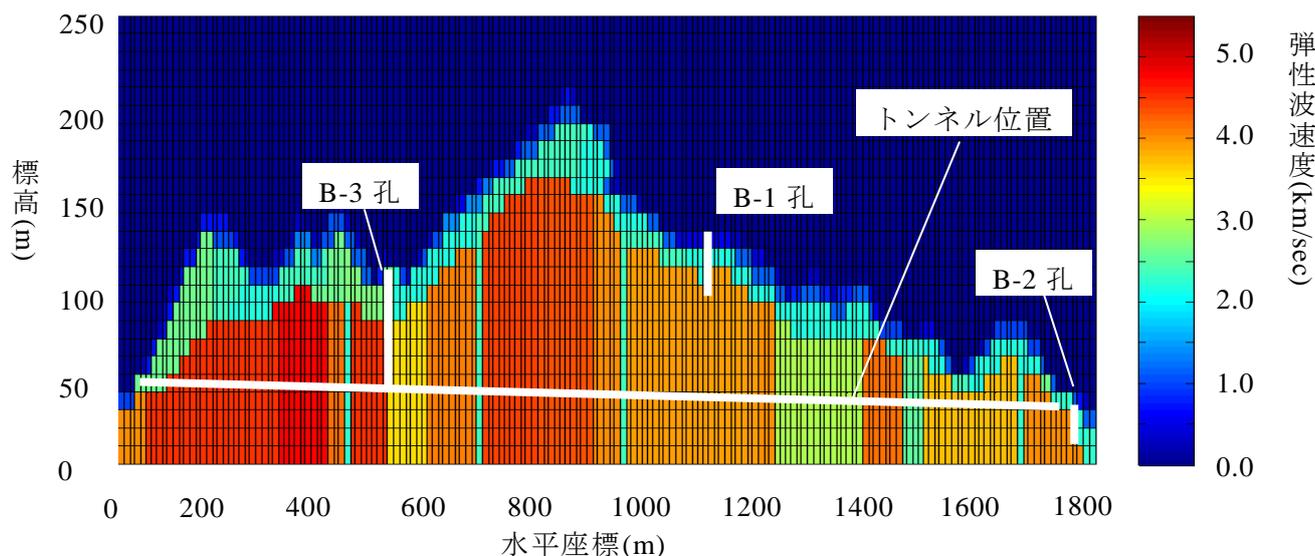


図 4-14 屈折法弾性波探査により得られた弾性波速度分布 (Tトンネル)

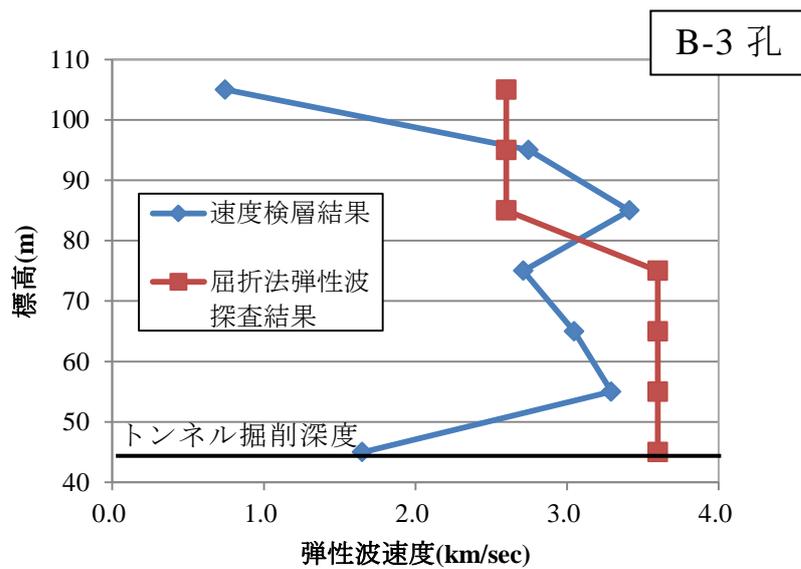
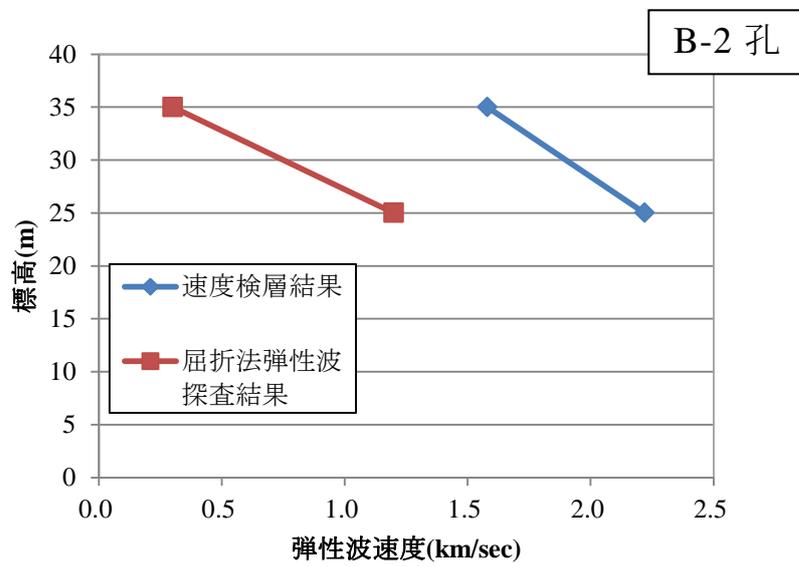
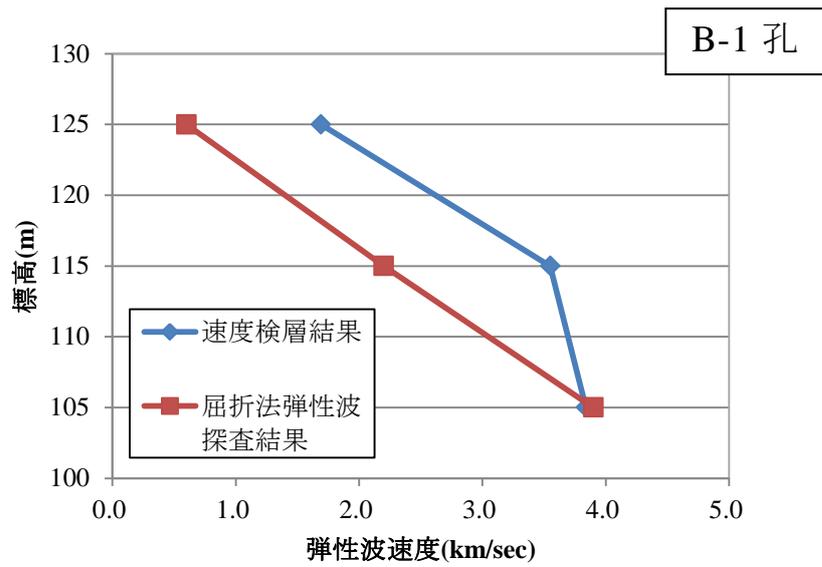


図 4-15 速度検層結果と屈折法弾性波探査結果の比較 (T トンネル)

以上の調査より、対象地山が良好であると判断されたが、施工開始後、掘削当初から不良地山が出現し、不良地山の分布を把握するため追加調査が実施された。そのひとつが図 4-14 中に B-3 孔として示すボーリング調査である。ここでは、速度検層が実施されるとともにボーリングコアの評価点が算出されている。図 4-15 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。

本研究では、これらすべてが事前地質調査段階に実施されたものとみなし、地盤状況の推定および、建設コストの算出を行う。

4.2.2 弾性波速度分布の推定

上述した 2 種類の弾性波速度推定結果を用いて、外生ドリフトクリギング手法により弾性波速度分布を推定する。解析を行うにあたり定めた条件は以下のとおりである。

- (a) 解析対象として、T トンネル建設位置を含む 1780m×200m の領域を設定する。
- (b) 格子サイズは 10m×10m とする。

図 4-16 に屈折法弾性波探査および、外生ドリフトクリギング手法より推定されたトンネル建設位置における弾性波速度を示す。外生ドリフトクリギング手法より得られた結果は屈折法弾性波探査と比べ、弾性波速度を小さく見積もっている。これは、B-3 孔の速度検層結果を大きく反映した弾性波速度推定値が得られているためだと考えられる。図 4-15 のトンネル掘削深度において、速度検層結果は屈折法弾性波探査結果を大きく下回るといいう結果が得られている。局所的に得られた情報を地山全体に拡張するという特性を有している外生ドリフトクリギング手法により得られた結果は、上記の理由により、屈折法弾性波探査より得られた結果を下回ったと考えられる。

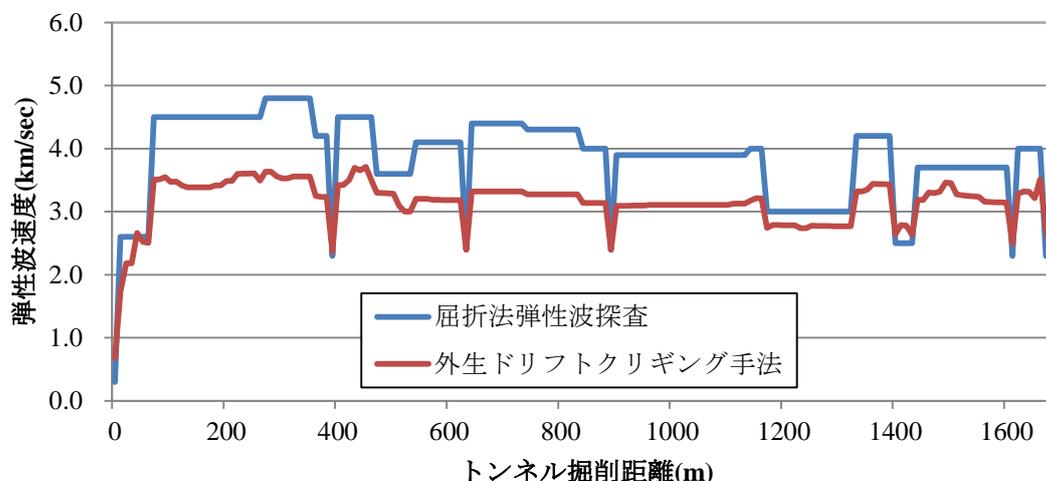


図 4-16 トンネル建設位置における弾性波速度推定結果 (T トンネル)

4.2.3 弾性波速度を用いた地山推定

前項までに得られた結果を用い、トンネル建設位置における地山区分を決定する。屈折法弾性波探査結果に関しては、地山区分をひとつ決定する。外生ドリフトクリギング手法を用いた地盤推定結果に関しては、従来手法と3章で述べた本手法を適用する。従来手法を用いた場合に関しては、地山区分をひとつ決定するのに対し、本手法を用いた場合は、各地山区分出現確率を算出する。

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、3.3で述べたように地山分類表を用いた方法とコア評価点法を用いた方法とがある。前者に関しては、表4-4に示す旧JH地山分類表を適用する。Rトンネルは花崗岩主体の地山であったが、Tトンネルは頁岩や砂岩を主体とした地山であり、両者では岩石グループが異なるため地山推定を行う際に適用する閾値が異なる。後者に関しては、図4-17に示す対象サイトで得られている V_p - C_p 関係および、表4-2を適用する。 V_p - C_p 関係を表す一次近似式を以下に示す。

$$C_p = 8.2502 \times V_p + 17.957 \quad (4.3)$$

表 4-4 旧 JH 地山分類表 (頁岩・砂岩)

地山区分	弾性波速度
B	$V_p \geq 4.7$ [km/sec]
C I	$V_p = 3.8 \sim 4.7$ [km/sec]
C II	$V_p = 2.9 \sim 3.8$ [km/sec]
D	$V_p \leq 2.9$ [km/sec]

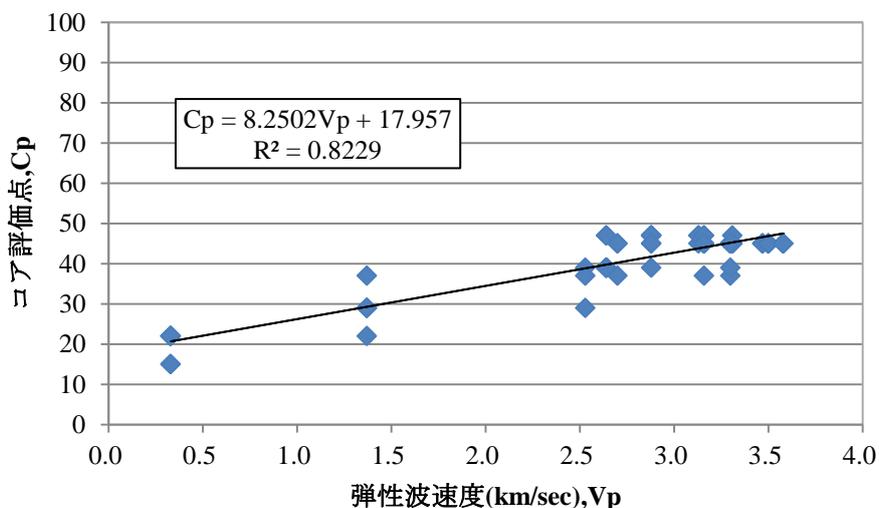


図 4-17 速度検層結果とコア評価点の関係 (T トンネル)

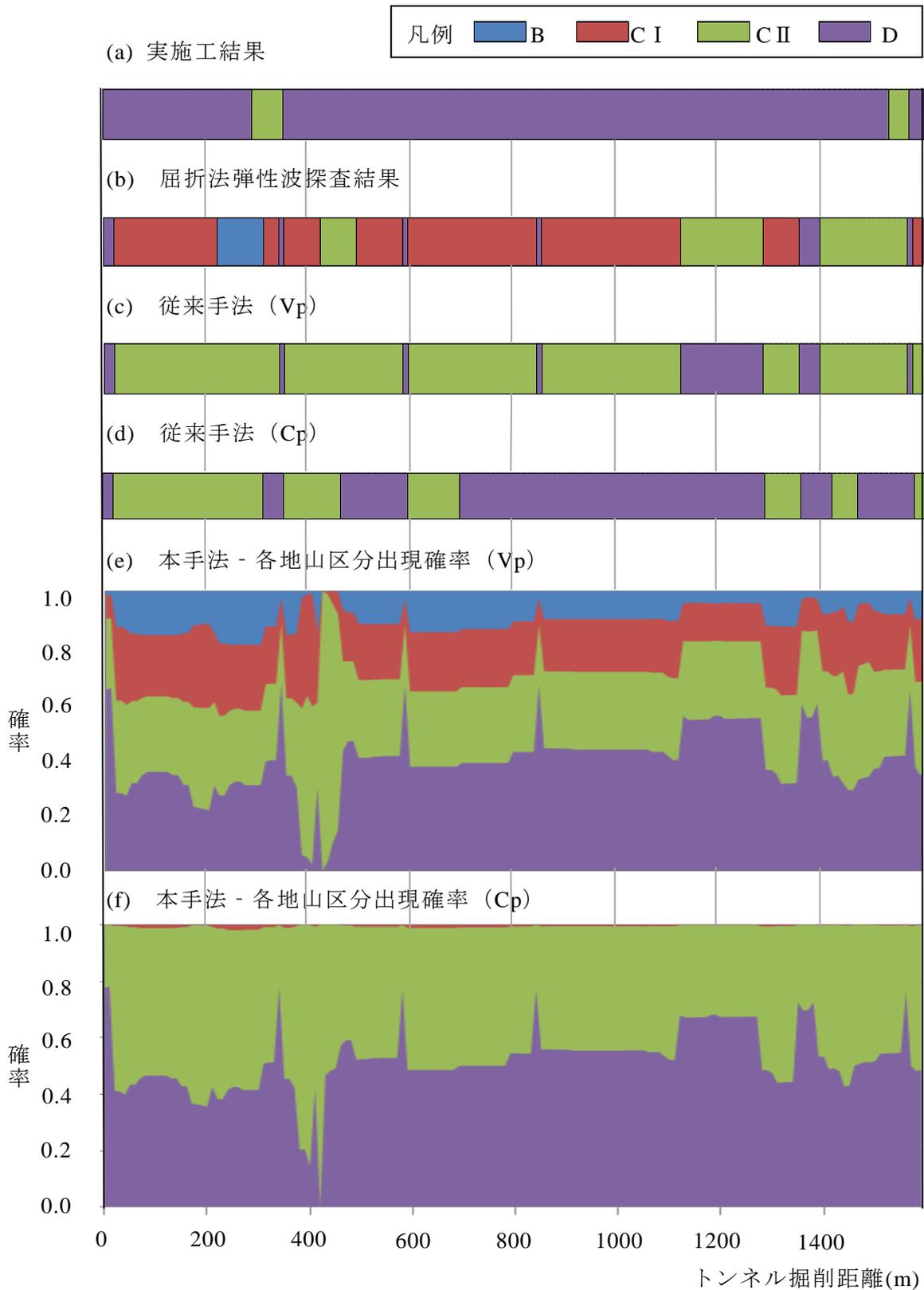


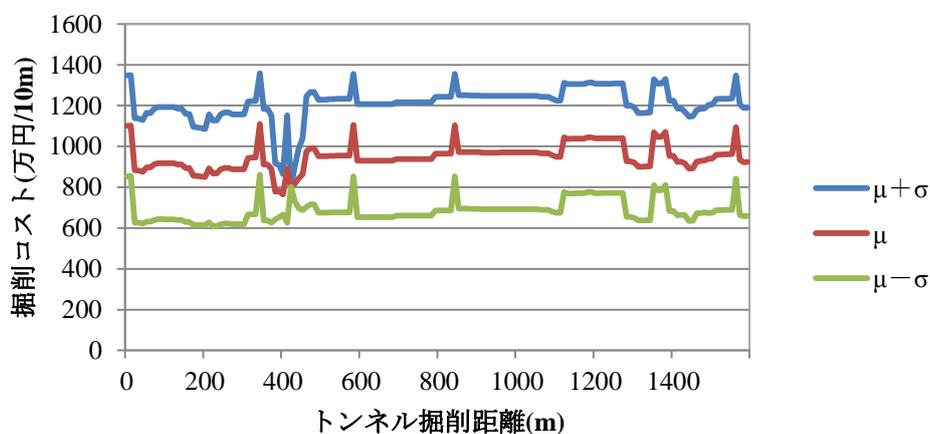
図 4-18 弾性波速度を用いた地山区分結果 (T トンネル)

以上を踏まえ、弾性波速度を用いた地山区分結果および、実施工の際に決定された地山区分を図 4-18 に示す。R トンネルと同様、抗口部分を除いた区間（50～1640m）の結果を示している。

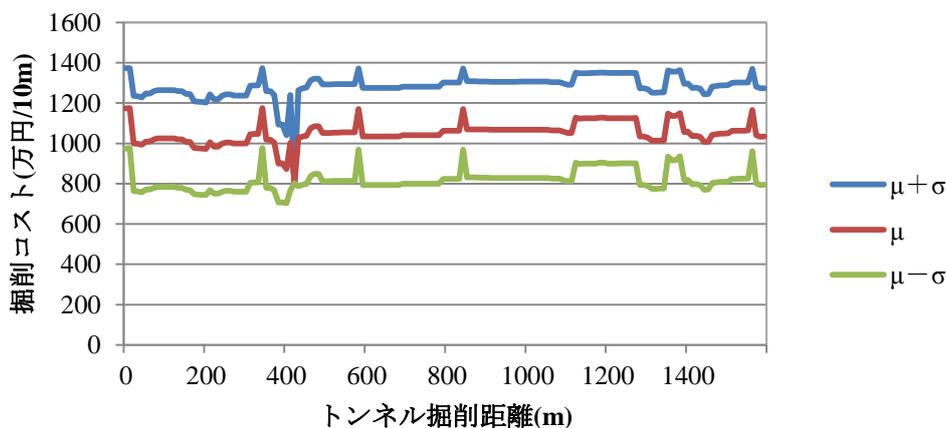
4.2.4 建設コストの算出

弾性波速度を用いた地山推定結果をもとに建設コストの推定を行う。T トンネルは 2 車線道路トンネルであるため、表 4-3 に示す地山区分と支保単価の関係を用い、各切羽位置における建設コストならびに、トンネル総延長の建設コストの推定を行う。

図 4-18(e), (f) に示す各地山区分出現確率に基づき、各切羽位置での建設コストを推定した結果を図 4-19 に示す。推定建設コストの期待値とともに、標準偏差を加減した場合の結果を併せて示す。コストの算出結果は 10m 間隔での表記としている。



(a) 図 4-18(e)に基づき算出した各切羽位置での建設コスト



(b) 図 4-18(f)に基づき算出した各切羽位置での建設コスト

図 4-19 各切羽位置での建設コスト (T トンネル)

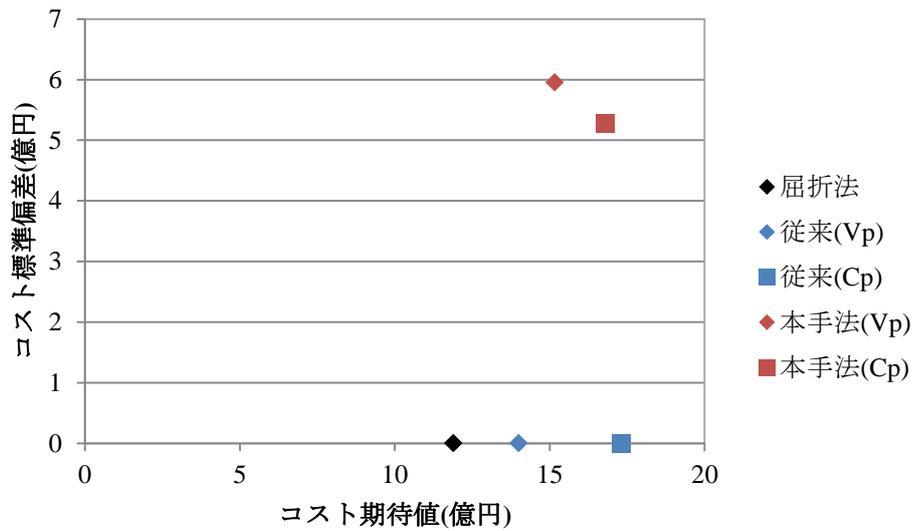


図 4-20 建設コスト算出結果 (T トンネル)

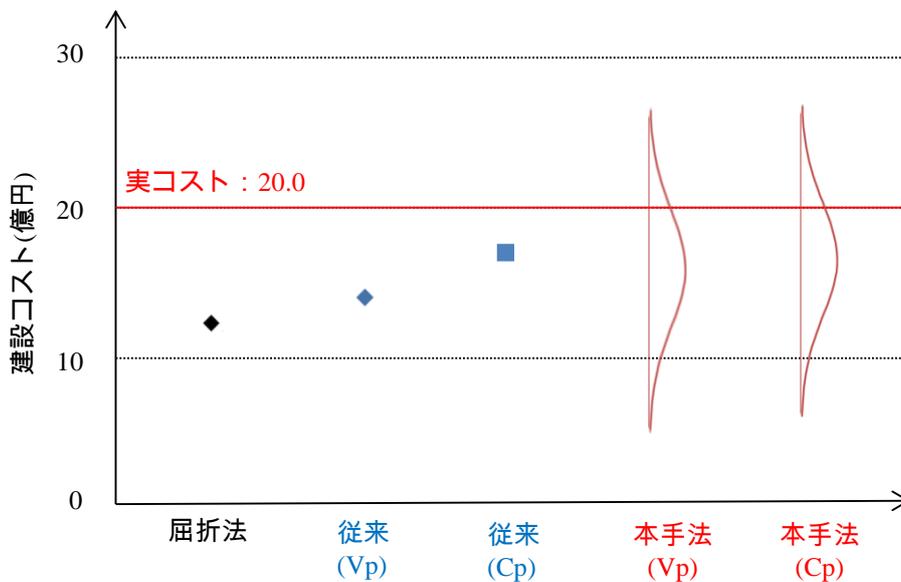


図 4-21 推定建設コストと実コストとの比較 (T トンネル)

これらの結果を踏まえ、トンネル総延長の建設コストの期待値および、標準偏差を算出し、その結果をリスクー期待値平面を用いて表した結果が図 4-20 である。結果より、本手法を用いることで、建設コストがどれだけ変動しうるか、そのばらつきを評価することが可能であることがわかる。

ここで、手法の妥当性を検証するため、推定建設コストと実コストとの比較を行う。その結果を図 4-21 に示す。屈折法弾性波探査結果に基づき推定した建設コスト、従来手法を用いた推定コストは共に実コストとの乖離が大きく、施工以前の段階において建設コストを点で評価することが困難であることがわかる。一方、本手法を用いて算出された推定コストは実コストとの整合性が取れていると考えられ、本手法の妥当性が確認されたとともに、コストのばらつきを評価することが可能な本手法を用いる利点が示された結果であると推察される。

従来手法、本手法ともに外生ドリフトクリギング手法を用いて地盤状況の推定を行っているが、本手法を用いて算出した建設コストの期待値は、従来手法を用いて推定された建設コストに比べ大きな値が得られている。本手法では、各切羽位置における D 地山出現可能性を推定しており、その影響が建設コストに反映されたためであると推察される。

4.3 C トンネル建設プロジェクト

C トンネルは全長約 1.6km 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。本トンネルに関しても既に施工が完了しており、実施工の際の地山区分が確定している。

4.3.1 対象プロジェクトにおける事前地質調査

C トンネル地山では調査・設計段階において、地盤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、地表地質踏査、地表面からの屈折法弾性波探査および、2 次元比抵抗電気探査、そしてボーリング調査である。本プロジェクトが実施されたのは R トンネル建設プロジェクトおよび、T トンネル建設プロジェクトの後である。両事例より、不良地山帯を把握するにあたり、2 次元比抵抗電気探査を用いることが有効であることが確認された。それらの実績を踏まえ、本サイトでは調査当初より 2 次元比抵抗電気探査が行われている。ここでは、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を用いて地盤推定を行う。

C トンネルでは地表面から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 波によるものである。

- (a) 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。
- (b) (a)に従わない速度逆転層が存在すると仮定する条件。

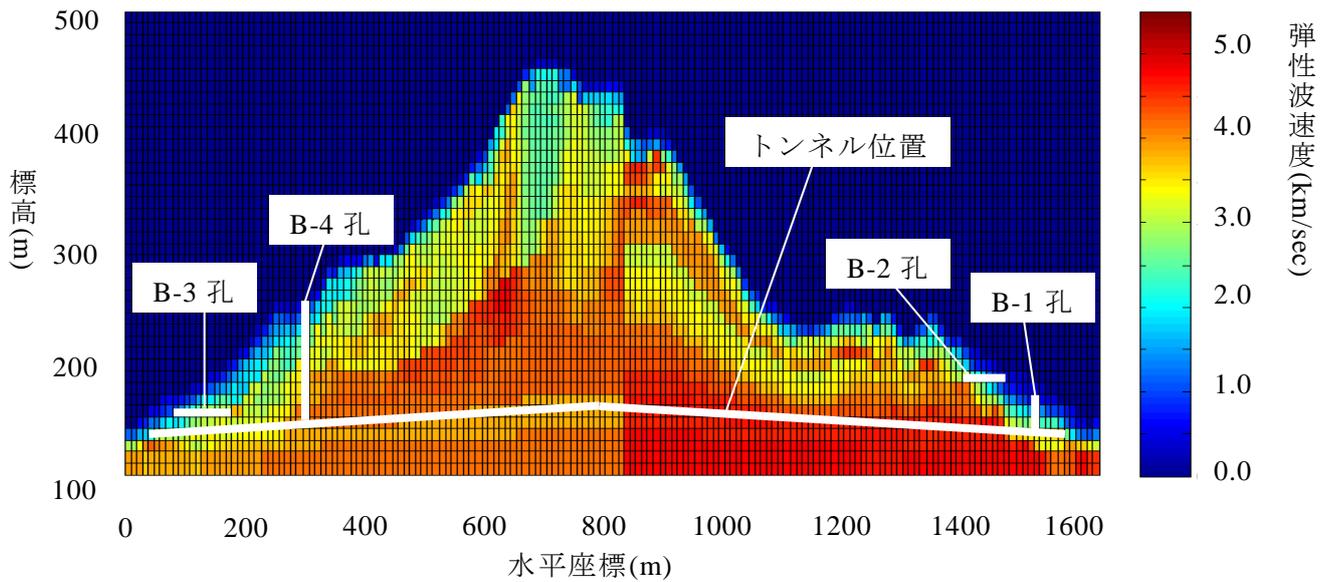


図 4-22 屈折法弾性波探査により得られた弾性波速度分布 (C トンネル)

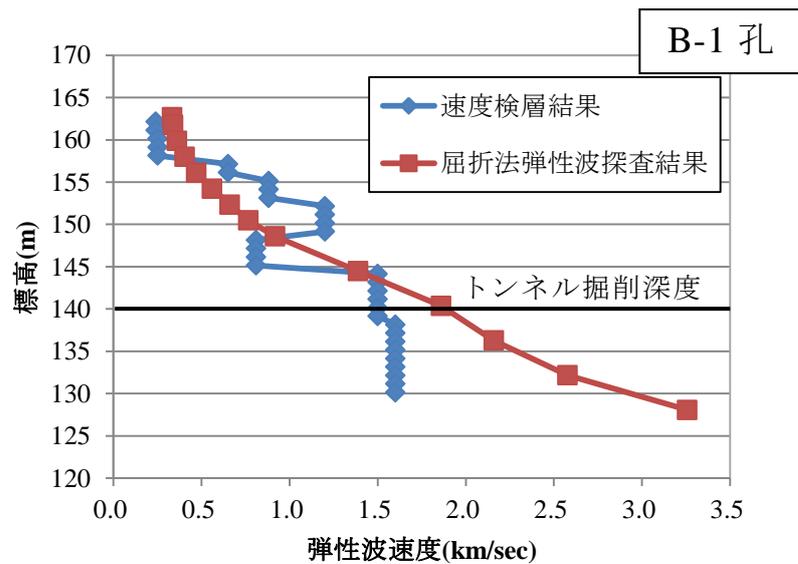


図 4-23 速度検層結果と屈折法弾性波探査結果の比較 (C トンネル)

本事例では、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(b)の条件に基づいた解析結果を採用する。図 4-22 に地山全体における弾性波速度分布を示す。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。

また、C トンネル地山で打設されたボーリング孔は図 4-22 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。図 4-23 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が見受けられるが、深度が大きくなるに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 150～145m）が存在する。

4.3.2 弾性波速度分布の推定

上述した 2 種類の弾性波速度推定結果を用いて、外生ドリフトクリギング手法より弾性波速度分布を推定する。解析を行うにあたり定めた条件は以下のとおりである。

- (a) 解析対象として、C トンネル建設位置を含む 1640m×350m の領域を設定する。
- (b) 格子サイズは 10m×10m とする。

図 4-24 に屈折法弾性波探査および、外生ドリフトクリギング手法より推定されたトンネル建設位置における弾性波速度を示す。外生ドリフトクリギング手法を適用した結果は、トンネル建設位置全域において弾性波速度が 2.0km/h を下回るという結果が得られている。図 4-23 に示す B-1 孔で観測された速度検層結果は、いずれの深度においても 1.6km/sec を下回り、トンネル掘削深度においては 1.5km/sec が観測されている。局所的な情報を地山全体に拡張するといった外生ドリフトクリギング手法の特性を考慮すると、B-1 孔で得られた速度検層結果を地山全体に反映したため、このような結果が得られたと推察される。しかし、B-1 孔は岩盤が風化し脆くなっていると考えられる地山の表層部分に位置しており、その地点で得られた情報のみに基づき対象サイトの地盤状況を推定するのは困難であると推察される。すなわち、必ずしもその地点で行われた速度検層結果が対象サイトの地盤状況の推定、弾性波速度分布の推定を行うにあたり有益な情報ではないと考えられる。

ここで、図 4-25 に外生ドリフトクリギング手法を用いて算出したトンネル建設位置における弾性波速度分布を示す。同図には弾性波速度推定結果の期待値に標準偏差を加減したものを併せて示している。この結果より、トンネル建設位置における弾性波速度の標準偏差はその期待値を大きく上回り、期待値に標準偏差を加減した結果はどちらも信頼できる結果ではないと考えられる。

以上より、C トンネル建設プロジェクトのような、ボーリング調査地点において速度検層が実施されたのが坑口近傍の一箇所のみであるといった事例においては、外生ドリフトクリギング手法を用い地盤状況の推定を行うことが困難であると推察される。もちろん、

ボーリング調査はその地点における弾性波速度を計測するためだけに行われるわけではない。施工上の安全性がとりわけ問題になる抗口部分の情報を取得する上では非常に有効な調査方法であると推察され、調査の意義そのものを否定するわけではない。

Cトンネル建設プロジェクトは、調査・設計段階において建設コストを推定するにあたり地盤状況を推定する上で、外生ドリフトクリギング手法を用い地盤推定を行う条件が整っていない事例であると考えられる。本事例の様なサイトに関しては、施工以前の調査・設計段階において建設コストを推定するにあたり、屈折法弾性波探査結果に対して従来手法を適用することなどが考えられる。

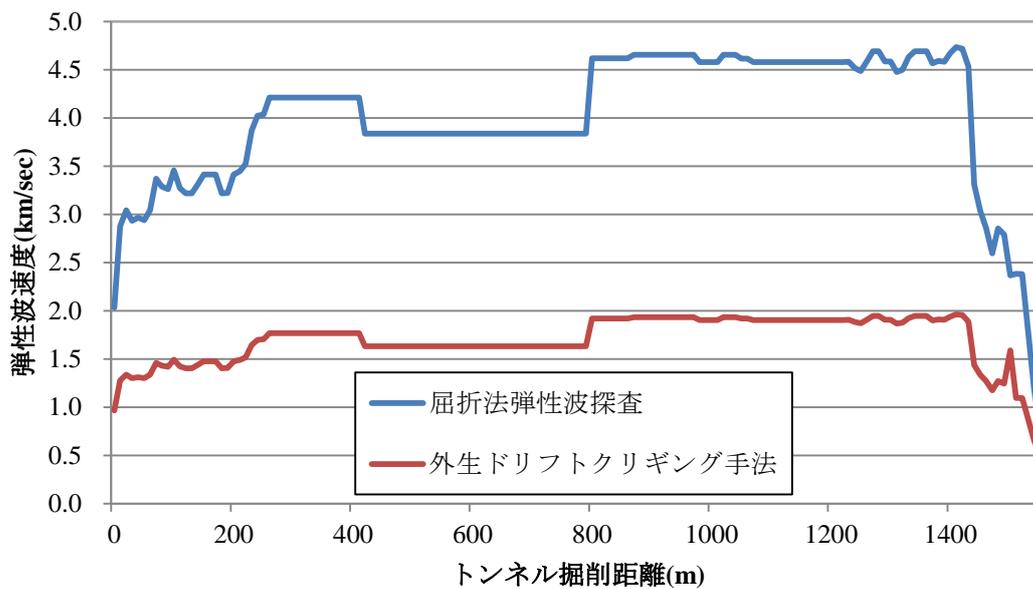


図 4-24 トンネル建設位置における弾性波速度推定結果 (Cトンネル)

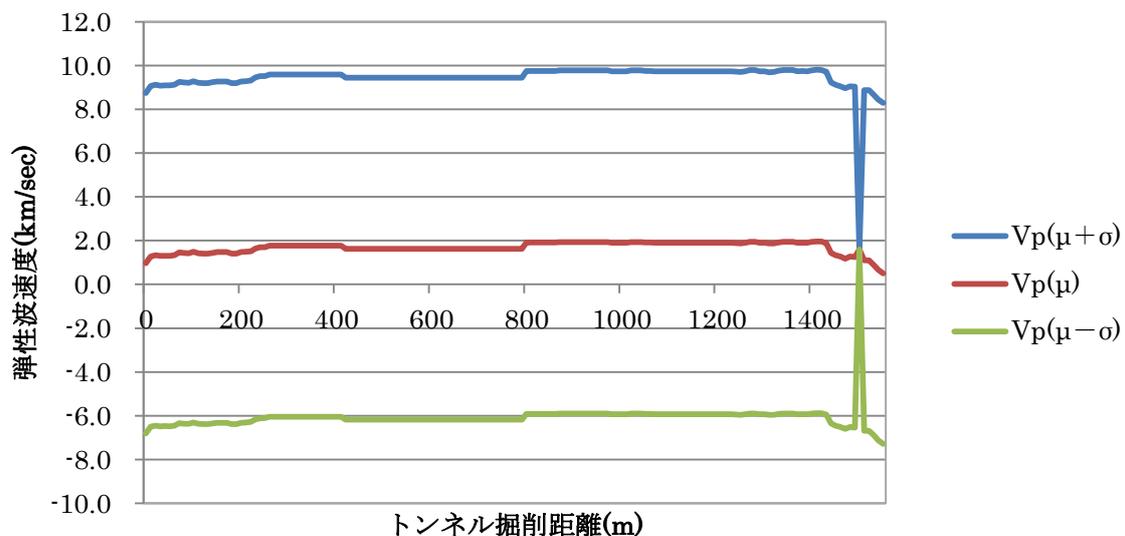


図 4-25 外生ドリフトクリギング手法を用いた弾性波速度推定結果 (Cトンネル)

4.4 B トンネル建設プロジェクト

B トンネルは全長約 1.4km の 2 車線道路トンネルであり，対象サイトの地質は基盤岩として花崗岩が分布していて，崖錐堆積物が被覆している．本トンネルに関しても既に施工が完了しており，実施工区分に基づいた建設コストを算出することが可能である．

4.4.1 対象プロジェクトにおける事前地質調査

B トンネル地山において実施された事前地質調査は，地表地質踏査，地表面からの屈折法弾性波探査および，2 次元比抵抗電気探査，そしてボーリング調査である．C トンネル事例と同様，過去の実績を考慮し，調査当初から 2 次元比抵抗電気探査が実施された．ここでは，弾性波速度および，比抵抗値を用いて地盤状況の推定を行い建設コストの算出を行う．

B トンネルでは地表面から実施された屈折法弾性波探査に関して，トモグラフィ解析を行なっている．解析の結果，得られた弾性波速度分布を **図 4-26** に示す．ここでは，モデルから計算される理論走時と観測走時の差が小さくなるように速度構造モデルが逐次修正されている．なお，探査結果として得られている弾性波速度は P 波によるものである．トンネル掘削深度となる地点においては，弾性波速度が 4.0km/sec 以上の値を示す地点が多いが，両坑口近傍ではそれを下回る領域が存在する．**図 4-27** には 2 次元比抵抗電気探査結果を示す．トンネル掘削深度となる地点においては，花崗岩の一般的な比抵抗値である $1000\Omega \cdot m$ 以上の値を示している区間は 6 割に満たない．両坑口近傍で推定された値がそれを下回る結果が得られているとともに，局所的にその値を大きく下回る地点も確認できる．

また，B トンネル地山では **図 4-26** に示すように，ボーリング調査として坑口付近に 4 本，地山の間中部に 1 本の鉛直孔が打設されている．全ての地点において速度検層および，電気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 4-28** 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．ここで，B-3 孔が実施された地点における屈折法弾性波探査結果に着目すると，165～175m 地点において観測された値が 185m 地点において観測された値より小さいことが分かる．他のサイトにおいては屈折法弾性波探査の結果が深部に向かい減少するという結果は見られなかったが，解析を行う際の制約条件を如何に設定するかにより，このような結果は生じるものであると考えられる．**図 4-29** には各孔にて実施された電気検層の結果を，打設地点における 2 次元比抵抗電気探査の結果と併せて示す．

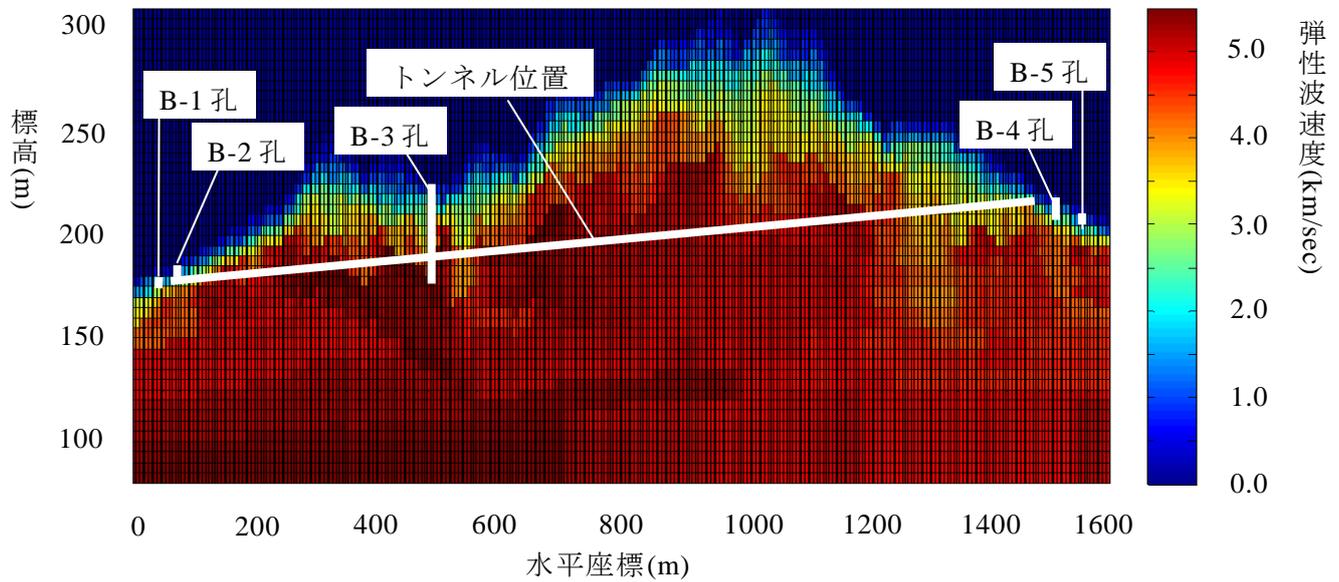


図 4-26 屈折法弾性波探査により得られた弾性波速度分布 (B トンネル)

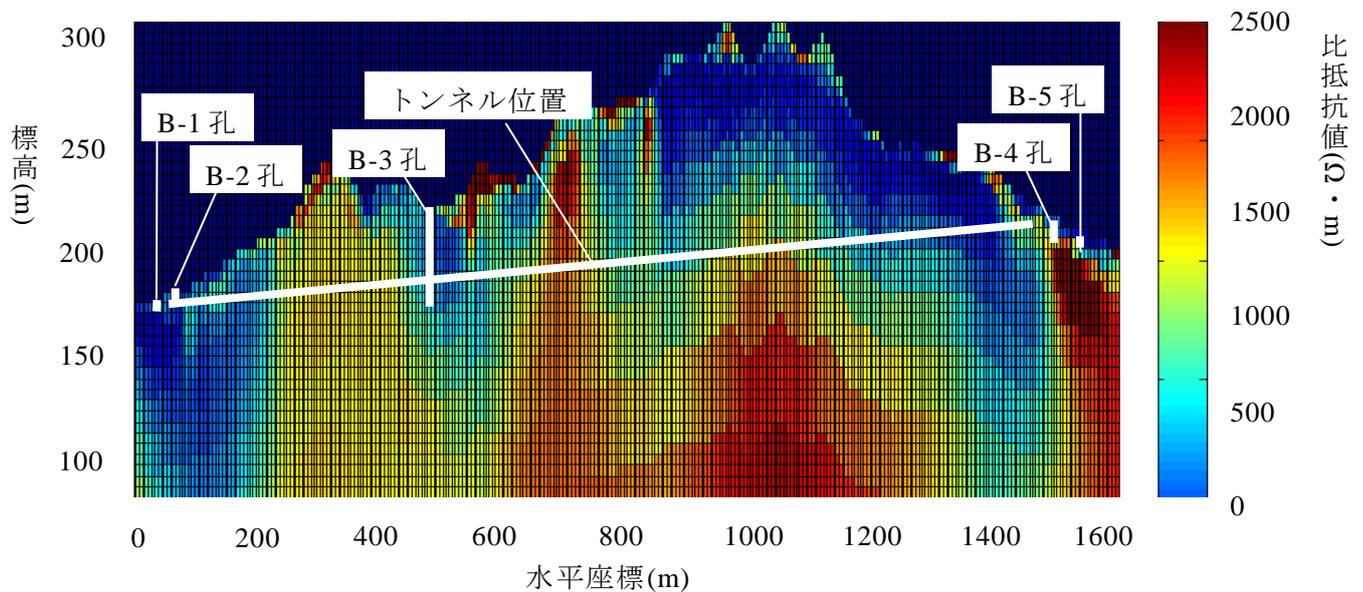


図 4-27 2次元比抵抗電気探査により得られた比抵抗値分布 (B トンネル)

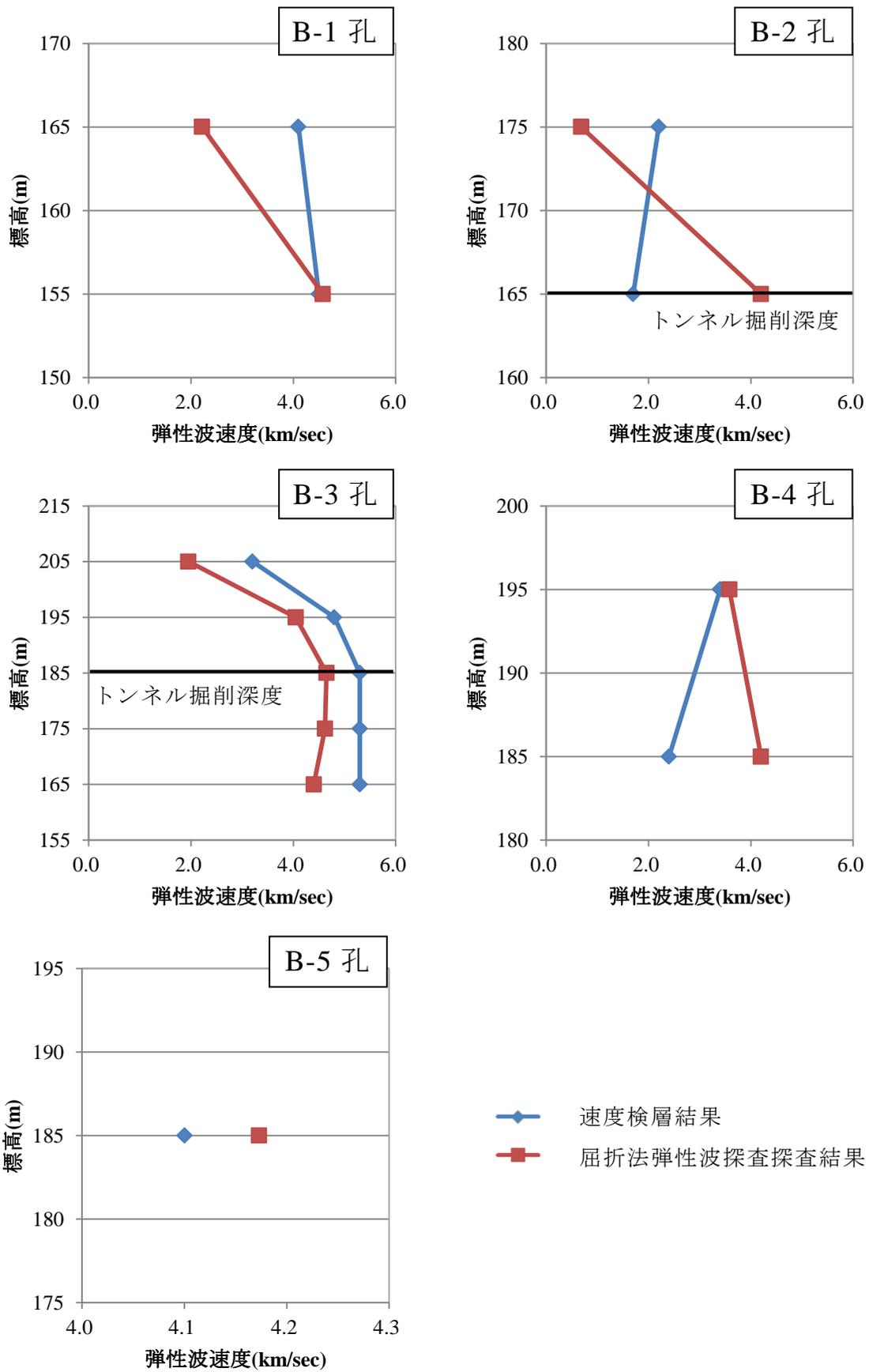


図 4-28 速度検層結果と屈折法弾性波探査結果の比較 (B トンネル)

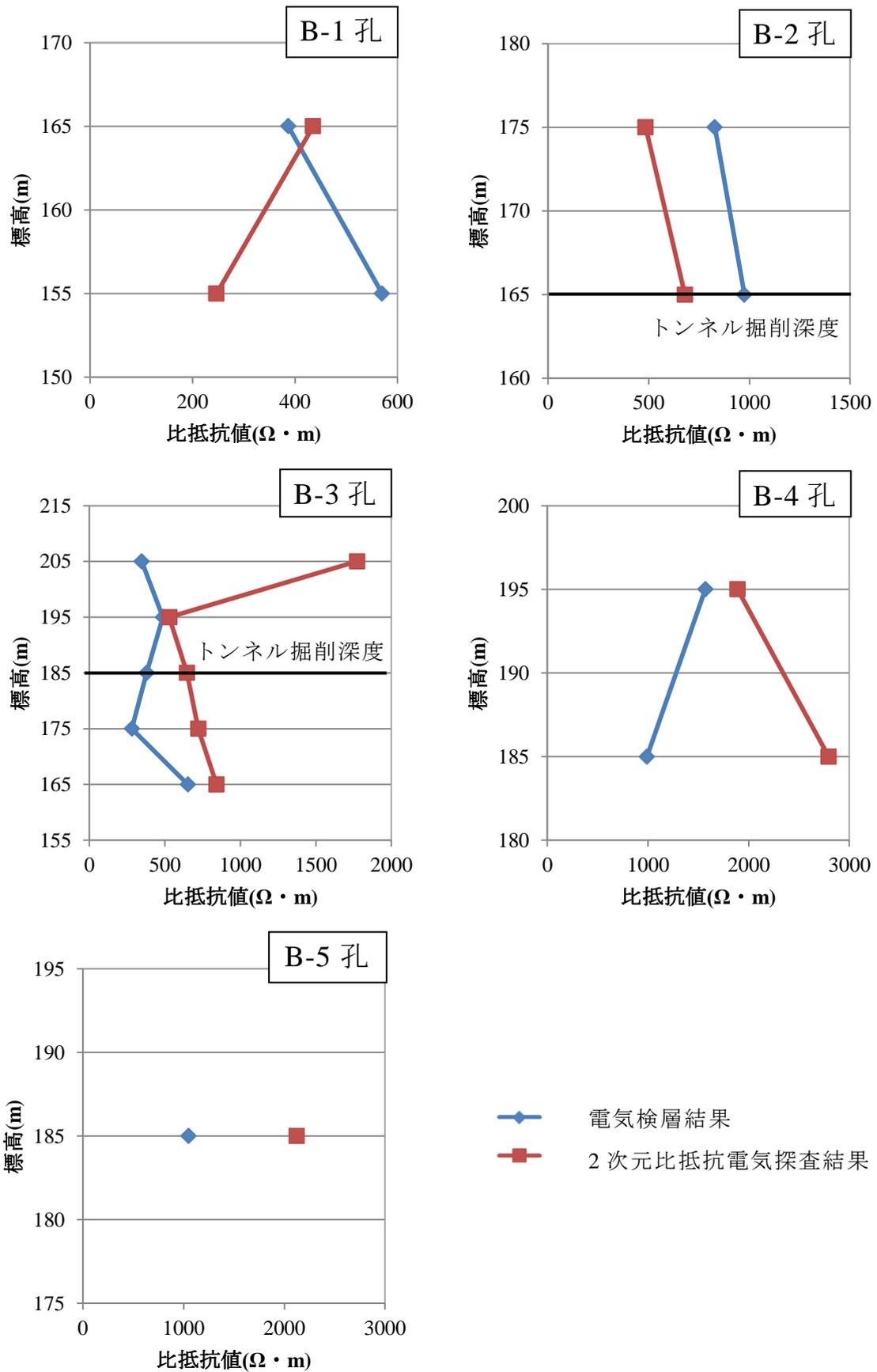


図 4-29 電気検層結果と 2次元比抵抗電気探査結果の比較 (B トンネル)

4.4.2 弾性波速度分布の推定

前項で述べた2種類の弾性波速度推定結果を用いて、外生ドリフトクリギング手法より弾性波速度分布を推定する。解析を行うにあたり定めた条件は以下のとおりである。

- (a) 解析対象として、Bトンネル建設位置を含む1600m×250mの領域を設定する。
- (b) 格子サイズは10m×10mとする。

図4-30に屈折法弾性波探査および、外生ドリフトクリギング手法より推定されたトンネル建設位置における弾性波速度を示す。外生ドリフトクリギング手法の結果は一部区間を除き、屈折法弾性波探査結果と比較し弾性波速度を大きく見積もっている。B-3孔におけるトンネル掘削深度において、速度検層結果が屈折法弾性波探査結果を上回る結果が得られており、その影響を地山全体に拡張したため、このような結果が得られたものと推察される。

4.4.3 弾性波速度を用いた地山推定

前項までに得られた結果を用い、トンネル建設位置における地山区分を決定する。屈折法弾性波探査より得られた結果に関しては、地山区分をひとつ決定する。外生ドリフトクリギング手法を用いた地盤推定結果に対しては、従来手法と3章で述べた本手法を適用する。従来手法を用いた場合に関しては、地山区分をひとつ決定するのに対し、本手法を用いた場合は、各地山区分出現確率を算出する。ここで、外生ドリフトクリギングを適用するにあたり、B-2孔で得られた結果は考慮していないことに留意されたい。図4-27に示すように、B-2孔における速度検層結果は2.0km/secを下回るような結果が得られている。これは他のボーリング孔掘削地点で得られた速度検層結果に比べ低い値であり、対象サイトの岩盤を評価した結果ではなく地下水の弾性波速度を計測した結果であると考えられる²⁶⁾。したがって、地盤状況を推定する際にその情報を除くこととする。

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、3.3で述べたように地山分類表を用いた方法とコア評価点を用いた方法とがある。前者に関しては、表4-1に示す旧JH地山分類表を適用する。後者に関しては、図4-31に示す対象サイトで得られた V_p - C_p 関係および、表4-2を用いる。 V_p - C_p 関係を表す一次近似式を以下に示す。 V_p - C_p 関係算出の際にもB-2孔で得られた情報は考慮していない。

$$C_p = 7.5583 \times V_p + 31.596 \quad (4.4)$$

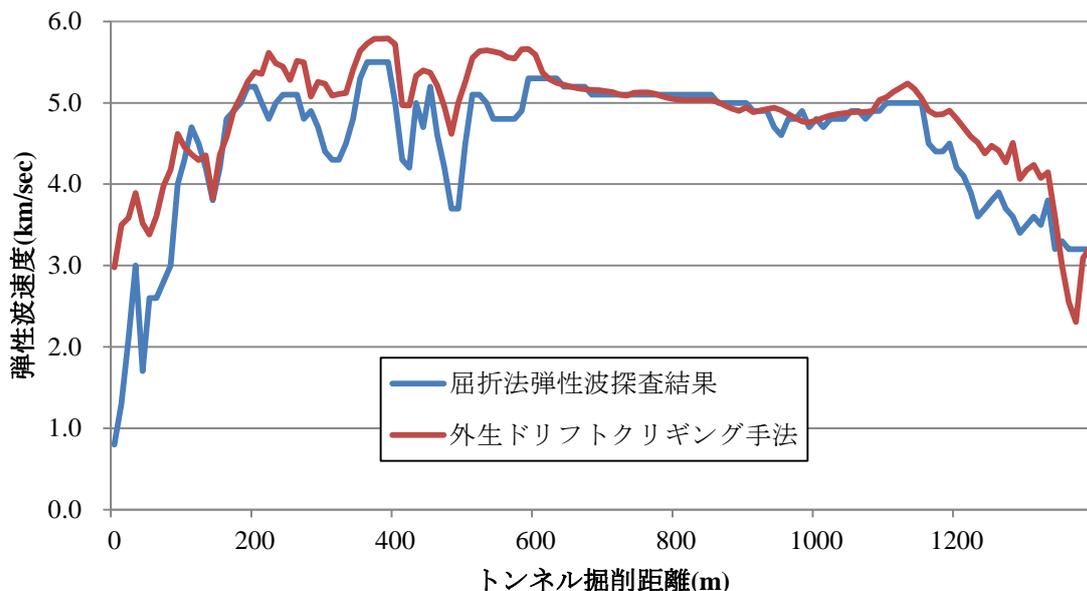


図 4-30 トンネル建設位置における弾性波速度推定結果 (B トンネル)

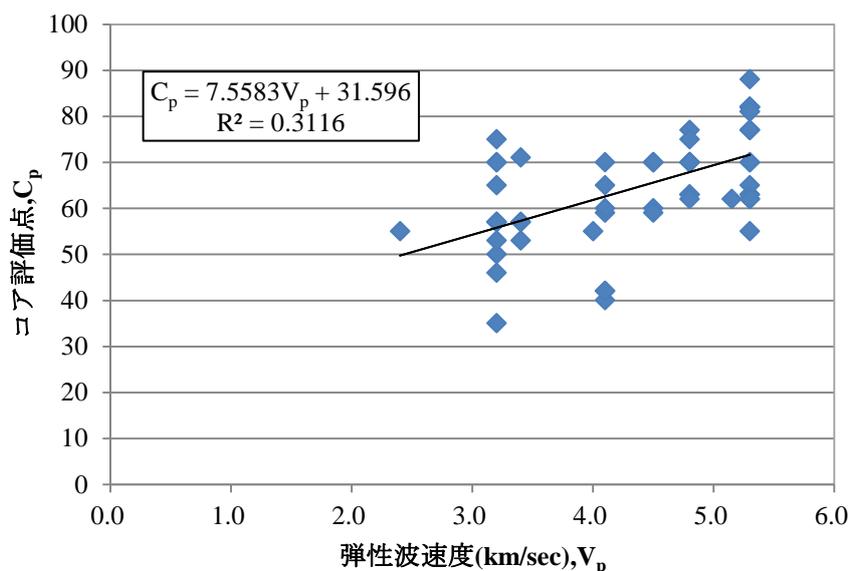


図 4-31 速度検層結果とコア評価点の関係 (B トンネル)

R トンネル事例と同様，屈折法弾性波探査結果に関しては，弾性波速度を用いて地山区分の決定を行う．外生ドリフトクリギング手法を適用した地盤推定結果に関しては，弾性波速度とコア評価点を用いて地山区分を決定した結果を図 4-32 に示す．同図には実施工の際に決定された地山区分を併せて示す．ここでも坑口部分は除いた区間（210～1330m）の結果を示している．

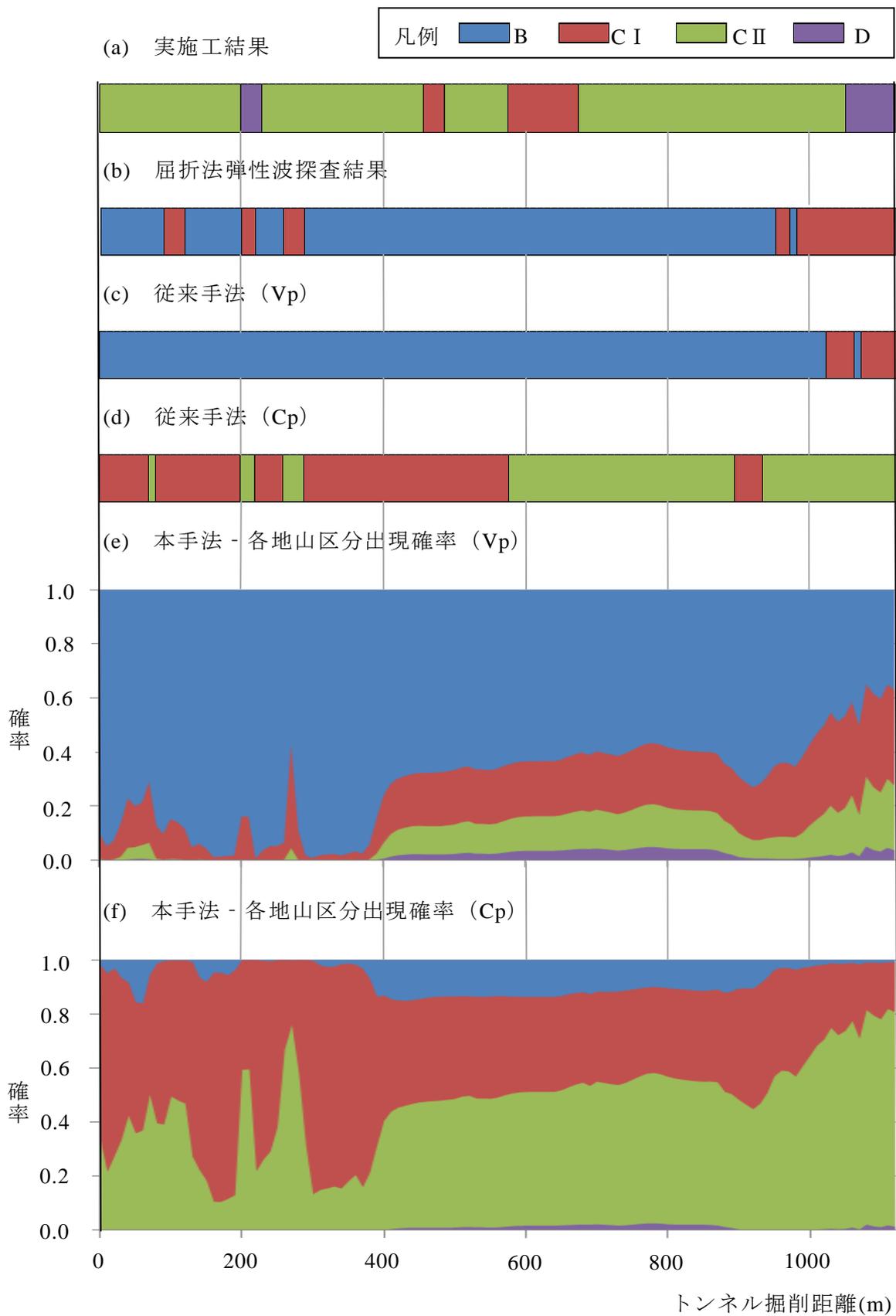


図 4-32 弾性波速度を用いた地山区分結果 (B トンネル)

4.4.4 比抵抗値分布の推定

4.4.1 で述べた 2 種類の比抵抗値推定結果を用い、外生ドリフトクリギング手法による比抵抗値分布の推定を行う。解析を行う際の条件は、弾性波速度を用いた場合と同様とする。

図 4-33 に 2 次元比抵抗電気探査、外生ドリフトクリギング手法より推定されたトンネル建設位置における比抵抗値を示す。坑口部分を除いて、外生ドリフトクリギング手法は 2 次元比抵抗電気探査に比べ比抵抗値を低く見積もっている。図 4-29 に示す B-3 孔においてトンネル掘削深度における電気検層結果が 2 次元比抵抗電気探査結果を下回っており、その影響が反映された結果であると推察される。

4.4.5 比抵抗値を用いた地山推定

R トンネルと同様、比抵抗値をコア評価点に変換したうえでトンネル建設位置における地山区分を決定する。対象サイトで得られている ρ - C_p 関係を図 4-34 に示し、一次近似を表す式を以下に示す。また、コア評価点を用いて地山区分を決定する際に表 4-2 を用いる。

$$C_p = 0.0118 \times \rho + 61.193 \quad (4.5)$$

以上を踏まえて算出した地山区分結果を図 4-35 に示す。実施工の際に決定された地山区分を併せて示し、坑口部分は除いた結果を示している。

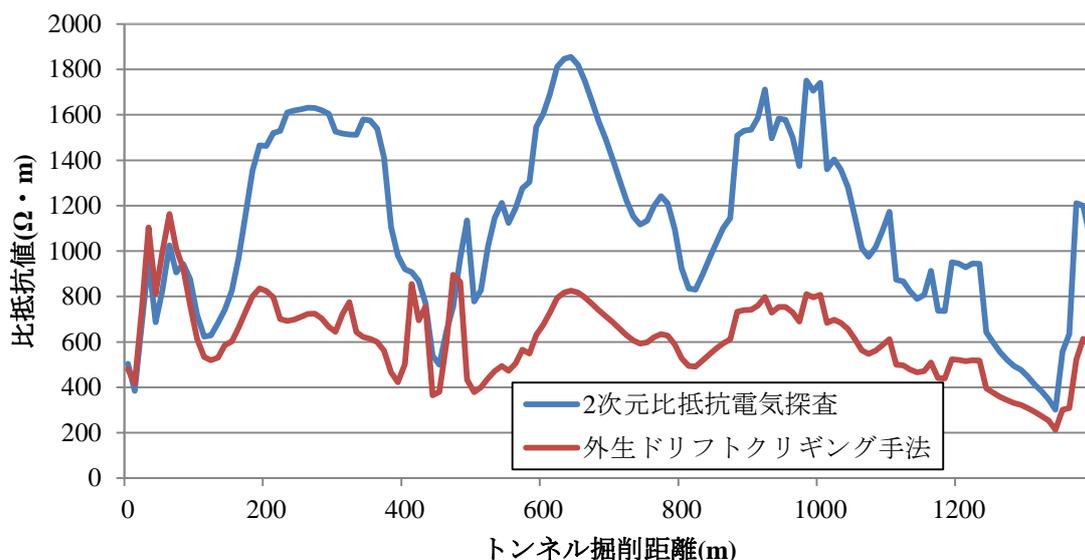


図 4-33 トンネル建設位置における比抵抗値推定結果 (B トンネル)

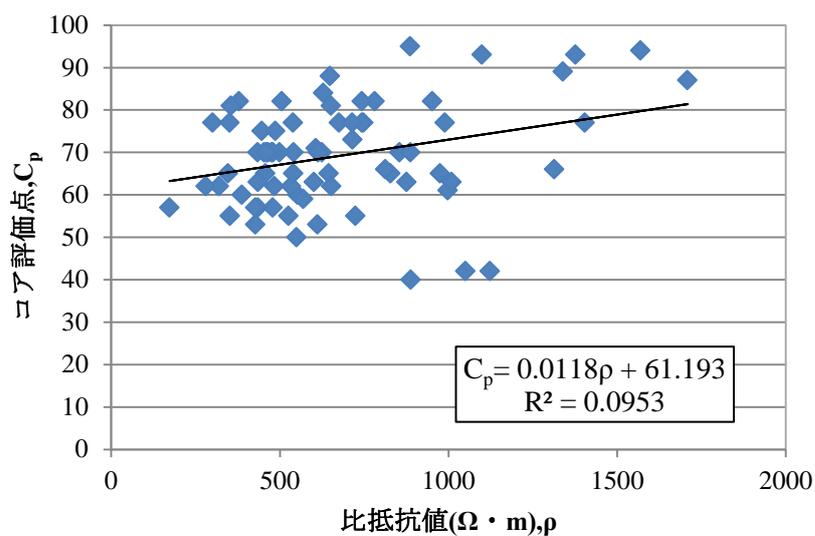


図 4-34 電気検層結果とコア評価点の関係 (B トンネル)

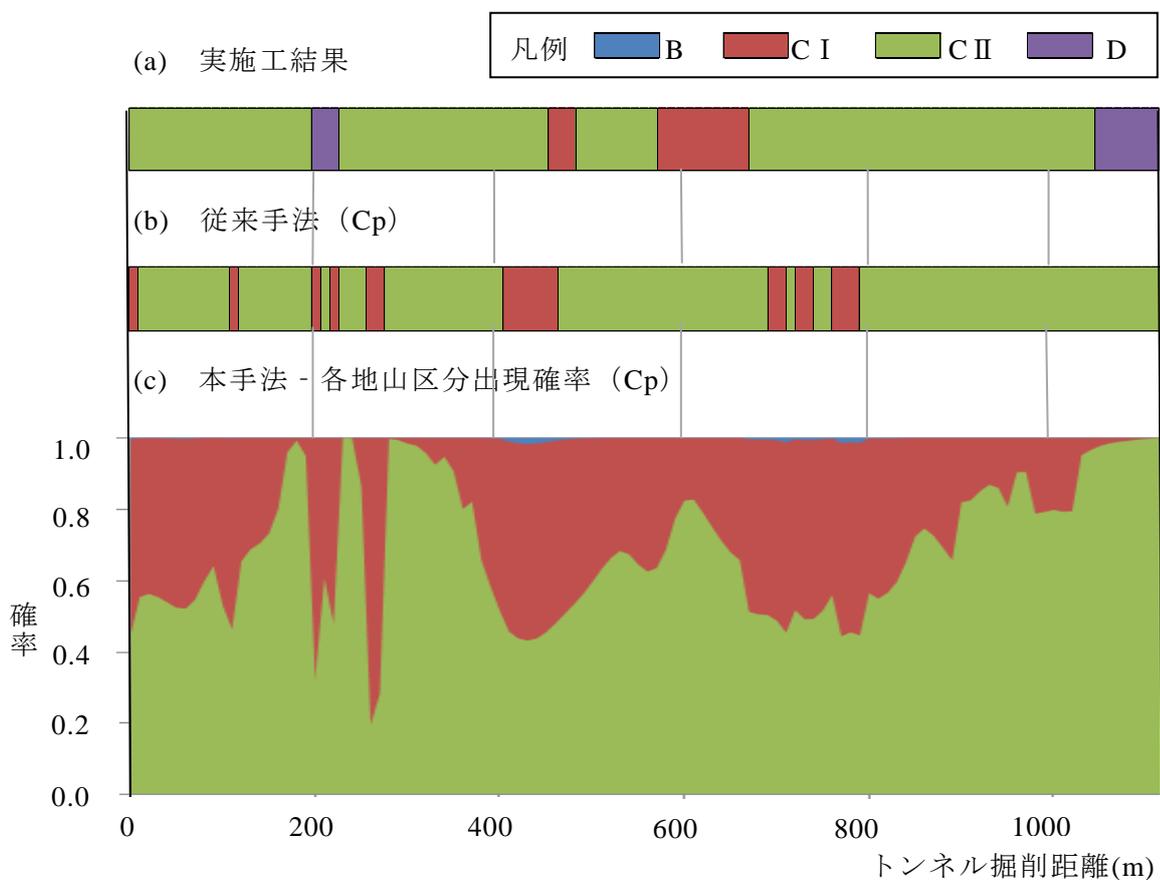


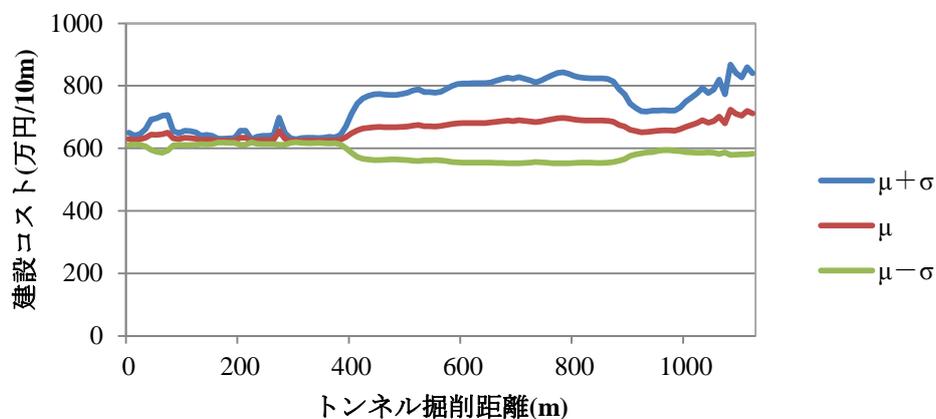
図 4-35 比抵抗値を用いた地山区分結果 (B トンネル)

4.4.6 建設コストの算出

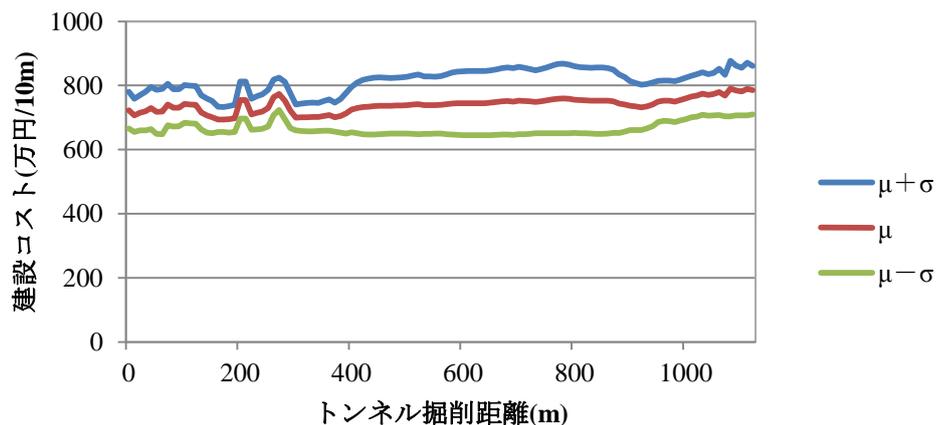
弾性波速度，比抵抗値それぞれを用いた地山推定結果をもとに建設コストを算出する．
B トンネルは2車線道路トンネルであるため，表 4-3 に示す関係を用いて各切羽位置での建設コスト，トンネル総延長の建設コストを推定する．

図 4-32，図 4-35 に示す各地山区分出現確率に基づき，各切羽位置での建設コストを推定した結果を図 4-36 に示す．標準偏差を加減した結果を併せて示し，コスト算出結果は10m 間隔で表記している．

これらの結果を踏まえ，トンネル総延長の建設コストを算出した結果をリスク - 期待値平面を用い表記した結果が図 4-37 である．また，推定コストを実コストと比較した結果を図 4-38 に示す．

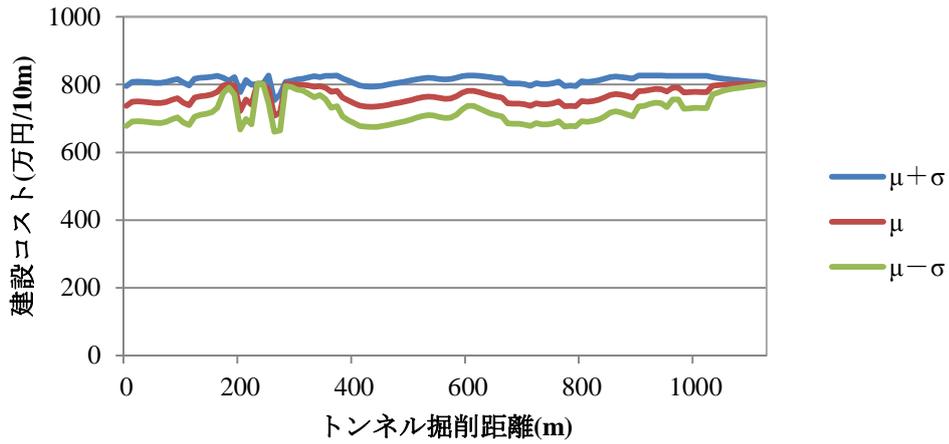


(a) 図 4-32(e)に基づき算出した各切羽位置での建設コスト



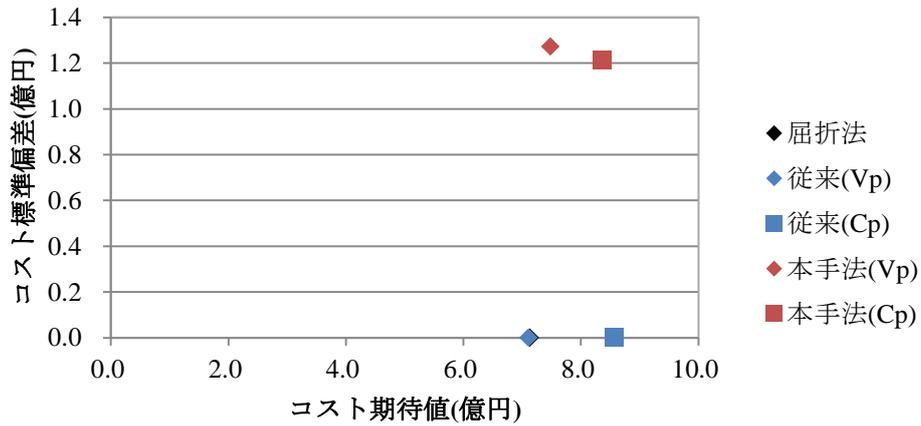
(b) 図 4-32(f)に基づき算出した各切羽位置での建設コスト

図 4-36 各切羽位置での建設コスト (B トンネル)

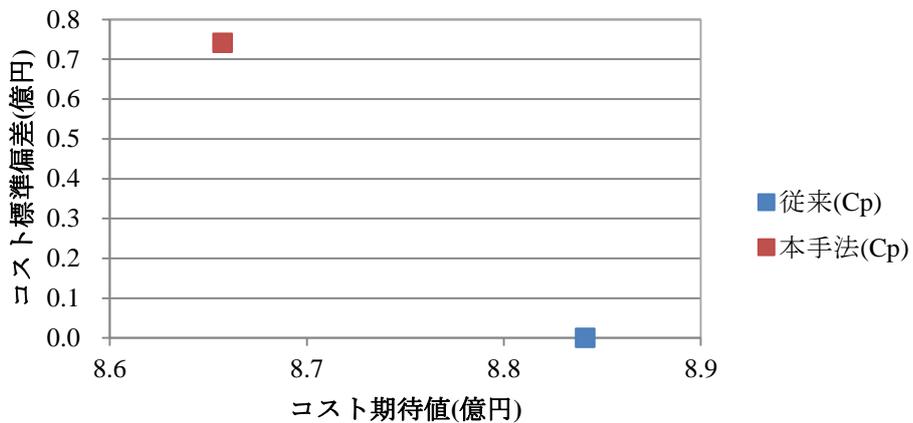


(c) 図 4-35(c)に基づき算出した各切羽位置での建設コスト

図 4-36 各切羽位置での建設コスト (B トンネル)

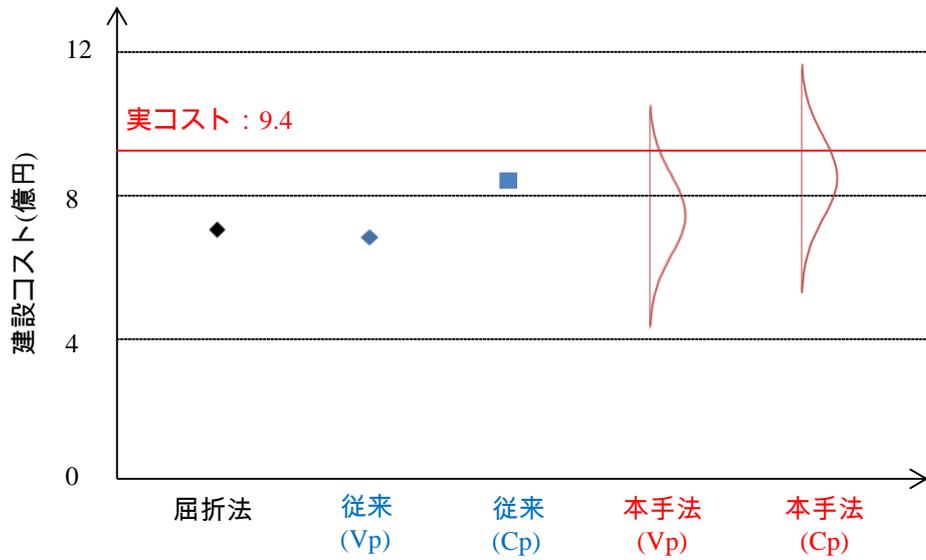


(a) 弾性波速度を用いた建設コスト算出結果

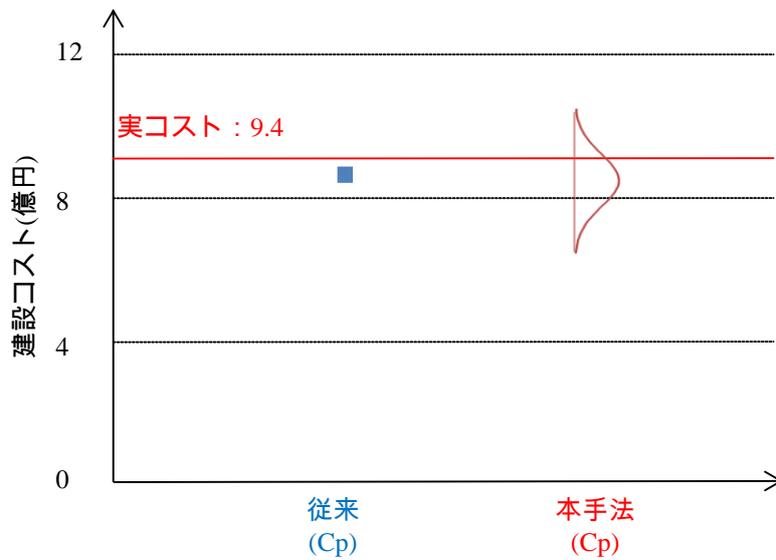


(b) 比抵抗値を用いた建設コスト算出結果

図 4-37 建設コスト算出結果 (B トンネル)



(a) 弾性波速度を用いた場合



(b) 比抵抗値を用いた場合

図 4-38 推定建設コストと実コストとの比較 (B トンネル)

図 4-37, 図 4-38 より, 本手法を用い推定された建設コストと実コストを比較すると両者は整合性が取れており, 手法の妥当性が確認される. また, 本事例においては, 事後評価の観点から, 調査・設計段階における地質情報の蓄積および, 建設コスト推定手法の変更が推定コストと実コストとの乖離減少に寄与するという結果が得られた.

4.5 立坑掘削工事

本章で事例検証として、トンネル建設プロジェクトを4事例取り上げてきた。ここで、本研究で提案した建設コスト推定手法が他の地下構造物建設プロジェクトにも適用可能であるかどうかを検証するため、瑞浪超深地層研究所の立坑掘削工事を取り上げる。立坑はトンネルと構造物の特徴が異なり、弾性波速度を用いた岩盤等級分類結果のみに着目し、コストを推定することには不確実性が内在するものと考えられる。ここでは、手法の妥当性検証に主眼を置いているため、トンネル事例と同様の評価方法のもと、建設コストの推定を行う。

研究所が位置する岐阜県瑞浪市における東濃地域では、既往のボーリング調査などから地盤条件の概略調査が実施されており、地層上部には堆積岩（瑞浪層群）が、下部には花崗岩（土岐花崗岩）が分布することが確認されている²⁷⁾。

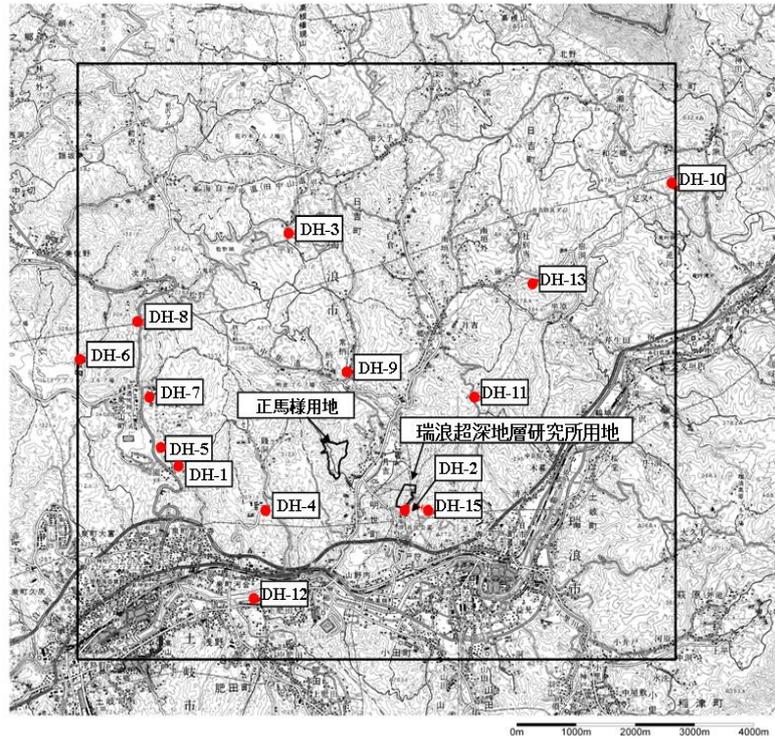
工事予定としては総延長1000mに及ぶ2本の立坑（主立坑、換気立坑）掘削が予定されており、平成25年2月の段階では深度500mまで掘削が完了している。本研究においては、掘削深度400mまでを解析対象領域とする。

4.5.1 弾性波速度分布の推定

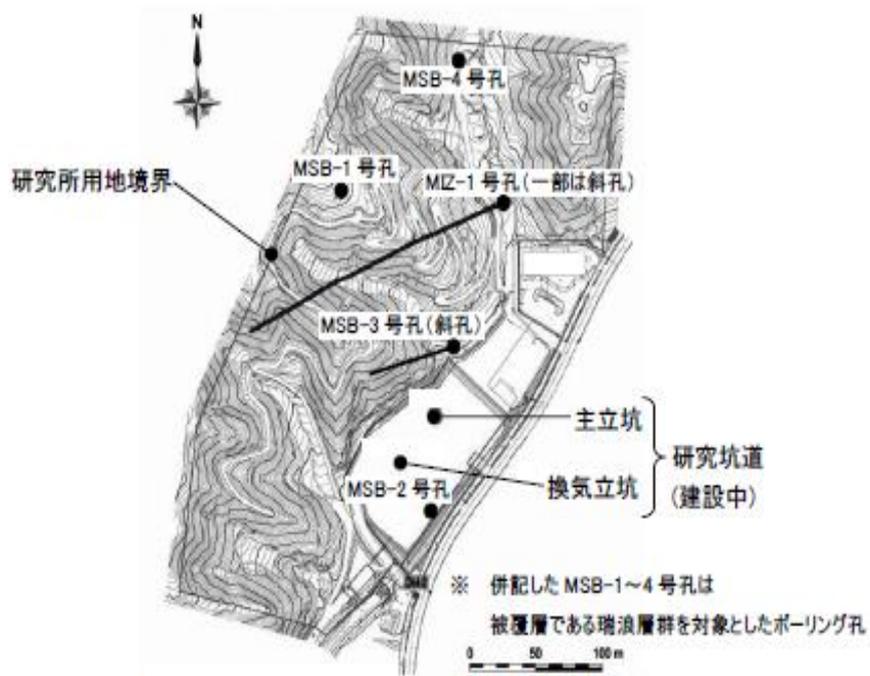
本サイトでは、超深地層研究所の建設に際し、露頭調査、反射法弾性波探査および、ボーリング調査等数多くの調査が実施されている。図4-39にボーリング調査が実施された地点を示す。それらのうち、速度検層結果が得られているのは図4-39(a)に示されるDH-3、DH-4および、図4-39(b)に示されるMIZ-1号孔である。反射法弾性波探査に関しては、本節で対象とする立坑位置を含む平面での調査は実施されていない。そのため、ボーリング調査より得られた弾性波速度推定結果を用い通常型クリギング手法を適用することで立坑位置における弾性波速度分布の推定を行う。

図4-39(a)に示すとおり、DH-3および、DH-4は立坑掘削地点とは遠く離れた地点で実施された調査である。したがって、それらの地点で得られた弾性波速度推定結果を用いて立坑位置における弾性波速度を推定することがふさわしいとは考えられない。ここでは、立坑位置における弾性波速度を推定するにあたり、MIZ-1号孔で得られた値のみを用いることとする。以上を踏まえ、解析を行うにあたり定めた条件は以下のとおりである。

- (a) 解析対象として、主立坑、換気立坑および、MIZ-1号孔を含む250m×1000mの領域を設定する。
- (b) 格子サイズは10m×10mとする。



(a) 広域図



(b) 狭域図 (研究所用地内)

図 4-39 ボーリング調査実施地点

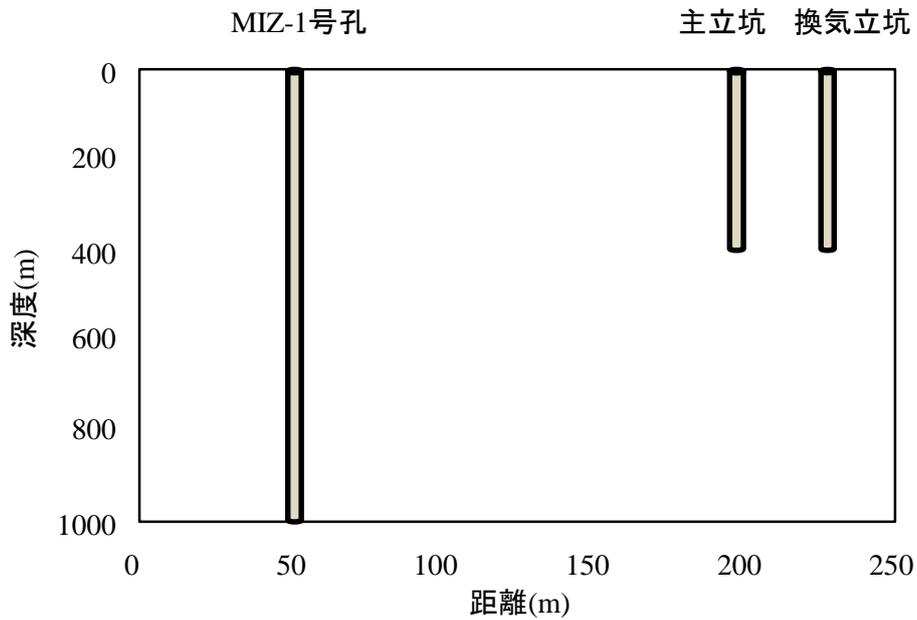


図 4-40 立坑（主立坑，換気立坑）と MIZ-1 号孔の位置関係

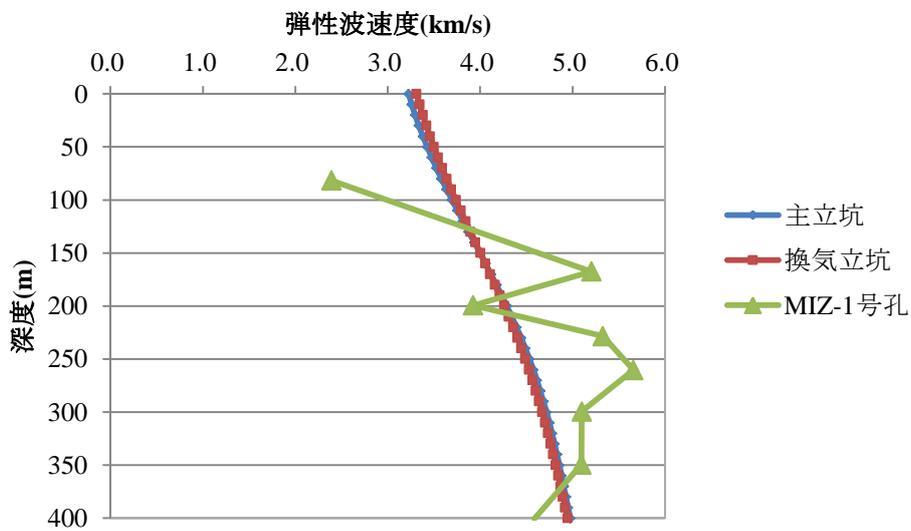


図 4-41 立坑位置における弾性波速度推定結果

図 4-40 に 2 本の立坑と MIZ-1 号孔との位置関係を示し，図 4-41 に通常型クリギング手法より推定された立坑位置における弾性波速度推定結果を MIZ-1 号孔で実施された速度検層結果と併せて示す。

図 4-40 から分かるように，主立坑と換気立坑は MIZ-1 号孔からの距離が異なるものの，図 4-41 の結果においては両立坑位置における弾性波速度推定結果がほぼ等しい。以上よ

り，MIZ-1号孔からの距離の影響が弾性波速度推定結果に及ぼす影響は非常に小さいと考えられる。

4.5.2 弾性波速度を用いた岩盤等級分類

前項までに得られた結果を用いて立坑位置における岩盤等級を決定する。前項の結果から，主立坑位置と換気立坑位置において弾性波速度推定結果がほぼ等しいことが確認された。したがって，両立坑位置における岩盤等級分類結果も同様に等しいものになると考えられる。以上を踏まえて，主立坑に関してのみ岩盤等級の決定を行い，その結果が両立坑位置において決定された岩盤等級分類結果であると見なす。通常型クリギング手法に関しても外生ドリフトクリギング手法と同様に物性値分布を算出することが可能であるため，本手法を適用し，各岩盤等級出現確率を算出する。

岩盤等級分類表を用いた岩盤等級の決定を行う。その際，電力中央研究所の岩盤等級分類等²⁸⁾²⁹⁾を参考にして作成した表 4-5 を用いる。対象領域の深度 0～160m 区間には堆積岩が分布しており，深度 160～400m 区間においては花崗岩が分布しているため，両岩種に適用すべきものをそれぞれ示す。

以上を踏まえ弾性波速度を用いた場合の岩盤等級分類結果および，実施工の際に決定された岩盤等級を図 4-42 に示す。図 4-42 中の実施工結果より，主立坑位置には D 級が卓越していること，換気立坑位置においても浅層部に D 級が出現していることがわかる。実施工結果から読み取れる主立坑位置における岩盤の脆弱性は，断層群の存在に起因するものであると考えられる。施工段階において実施されたパイロットボーリングにおける壁面地質調査の結果，主立坑位置において断続的に分布する 3 条の断層が確認されている³⁰⁾。

表 4-5 岩盤等級分類基準

岩盤分類	花崗岩部 弾性波速度	堆積岩部 弾性波速度
B	$V_p \geq 4.2$ [km/sec]	$V_p \geq 3.6$ [km/sec]
C I	$V_p = 3.4 \sim 4.2$ [km/sec]	$V_p = 3.0 \sim 3.6$ [km/sec]
C II	$V_p = 2.6 \sim 3.4$ [km/sec]	$V_p = 1.5 \sim 3.0$ [km/sec]
D	$V_p \leq 2.6$ [km/sec]	$V_p \leq 1.5$ [km/sec]

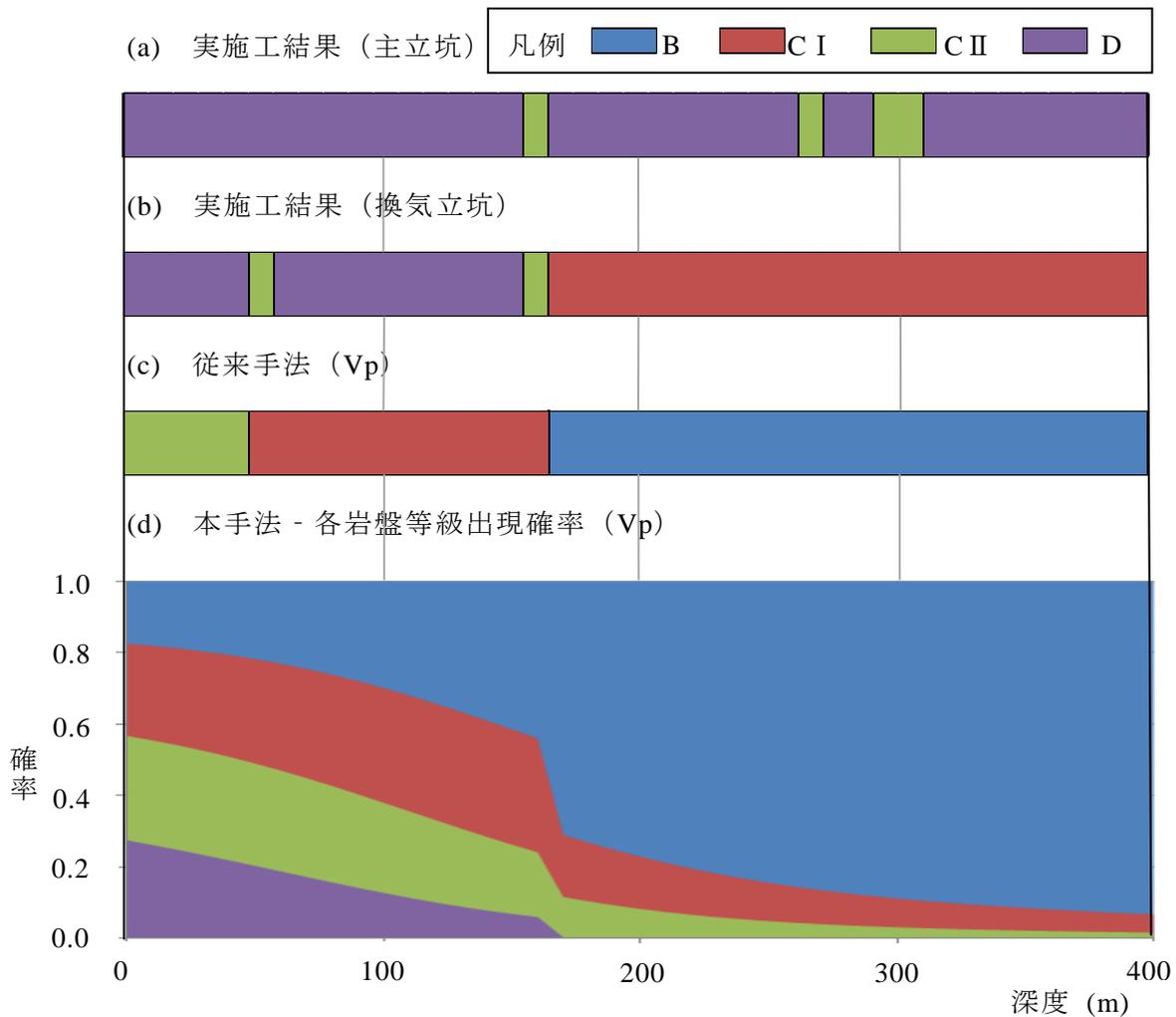


図 4-42 弾性波速度を用いた岩盤等級分類結果 (瑞浪)

4.5.3 建設コストの算出

前項で得られた岩盤等級分類結果から建設コストを推定するにあたり、表 4-6 に示す岩盤等級と支保単価の関係³¹⁾を用いることとする。

図 4-42(d)に示す各岩盤等級出現確率に基づき、掘削深度 10m 間隔での建設コストを推定した結果が図 4-43 である。推定建設コストの期待値に標準偏差を加減した結果を併せて示す。

これらの結果を踏まえ、立坑総延長の建設コストを算出した結果をリスク - 期待値平面を用いて表記した結果が図 4-44 である。また、推定コストと実コストを比較した結果を図 4-45 に示す。推定建設コストと実コストには大きな乖離が確認されるが、本手法を適用することでコストのばらつきを評価することは可能となっていることが分かる。また、実コストが推定範囲に収まることから、換気立坑に関しては調査・設計段階において建設コストを推定することが可能であったと言える。本事例より、トンネル建設プロジェクトに限らず、立坑掘削工事に対しても本手法を適用することが可能であることが明らかとなった。

表 4-6 岩盤等級と支保単価との関係

岩盤等級	支保単価 [円/m]
B	702,000
C I	728,000
C II	832,000
D	1,248,000

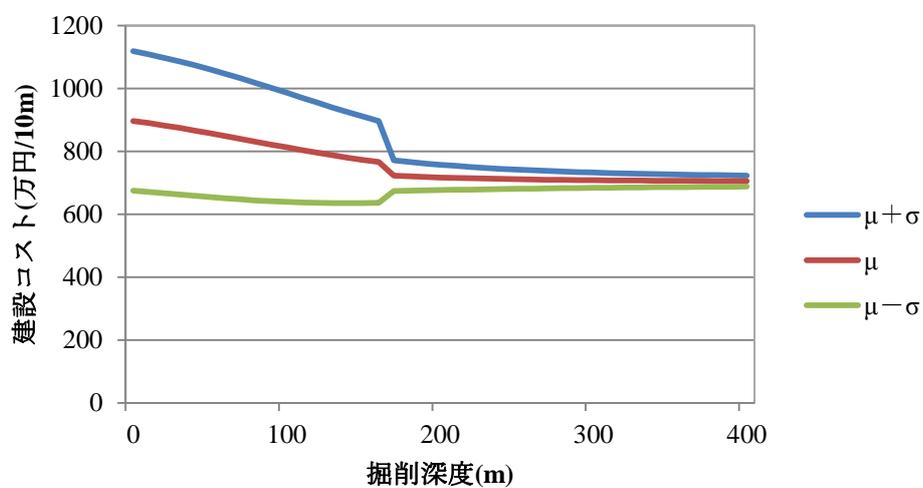


図 4-43 掘削深度 10m 間隔での建設コスト

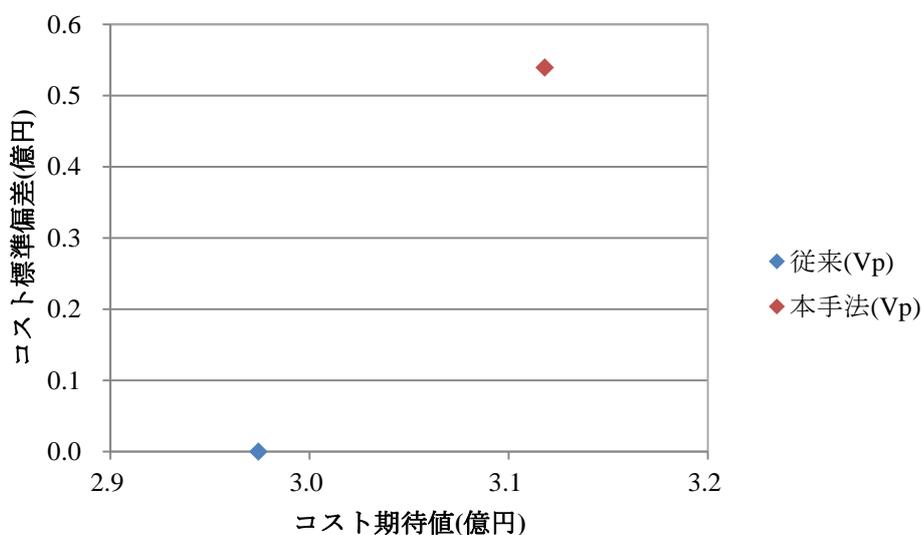


図 4-44 建設コスト算出結果 (瑞浪)



図 4-45 推定建設コストと実コストとの比較（瑞浪）

4.6 考察

本章ではトンネル建設プロジェクト4事例と立坑掘削工事を取り上げた。各事例に対して従来手法および、本手法の適用を行い、推定された建設コストと実コストとの比較を行うことで手法の妥当性を検証した。また、地質情報の蓄積および、建設コスト推定手法の変更に伴う推定建設コストと実コストとの乖離の変動に関して検討を加えた。以下に事例検証に関するまとめと考察を示す。

(a) 不良岩盤が出現する可能性の推定

本手法を用い岩盤等級分類を行う際、各岩盤等級出現確率という概念を持ち込むことで、建設コストを決定する支配的要因であると考えられるD等級を含む各岩盤等級の出現を確率で捉えることが可能となった。本研究で物性値分布を推定するにあたり、適用している外生ドリフトクリギング手法は対象物性値の期待値および、標準偏差を算出するものである。従来手法のように、最も出現する確率が大きい値である期待値のみを考慮して岩盤等級分類を実施すると、他の多くの可能性が考慮されないこととなる。背景部分で述べたとおり、建設プロジェクトで実施される事前調査から対象サイトの地盤状況をすべて明らかとすることはできないことを考慮すると、本手法を用い多様な可能性を考慮することは意義が大きいと推察される。

(b) 調査・設計段階における建設コストのばらつきの評価

本手法を適用することで、調査・設計段階において推定建設コストのばらつきを評価することが可能となった。また、実施工の際に確定した地山区分に基づき算出された実コストとの比較を行った結果、概ね両コスト間には整合性が確認されたことから、本手法を用いて建設コストを推定することは可能であると考えられる。Tトンネル事例やBトンネル事例、立坑掘削工事の結果に関しては、従来手法に基づき算出された推定コストと実コストとの乖離が大きい場合もあり、調査・設計段階においてコストを点で評価することが困難であることがわかるとともに、推定建設コストのばらつきを評価することが可能である本手法を用いることの有意性が示された。

従来手法、本手法ともに外生ドリフトクリギング手法を用い地盤推定を行っている。本手法を用い算出した建設コストの期待値が従来手法を用い算出した建設コストを上回る場合が数多く見られた。本手法は(a)で述べたD等級出現可能性を考慮し、その影響を建設コストに反映しているため、このような結果が得られたと推察される。

(c) コア評価点を用いた地盤推定、建設コストの算出

コア評価点を用いた地盤推定結果は、弾性波速度を用いた地盤推定結果に比べ、地盤を悪いものとして評価する結果が得られた。また、対象サイトで得られた物性値とコア評価点との関係が地盤推定結果に大きな影響を及ぼすことも明らかとなった。Rトンネル事例では、サイトの特徴を反映し V_p - C_p 関係を表す推定式の傾きとして大きな値が得られた。そのため、小さな弾性波速度値が観測された地点においては、コア評価点が非常に小さいものとして評価される。以上の結果、他のサイトに比べ、コア評価点を用いて地山区分を行った結果が弾性波速度を用いて地山区分を行った結果より、地盤を非常に悪いものとして評価することとなった。

また、コア評価点が算出されていたいずれの事例においても、本手法に関して、弾性波速度を用いた評価よりコア評価点を用いた評価の方が実コストとの整合性が取れていた。

3.3.2で述べたとおり、コア評価点が算出可能なのは岩盤が比較的良好な場合のみであり、コア評価点を用いた結果が対象サイトにおける地盤の状況を必ずしも正確に反映しているとは言えない。また、Bトンネル事例のように、物性値とコア評価点との関係を表す相関係数が非常に小さく、それらの関係を線形近似で表現することが困難であると考えられる場合も確認することができた。こうした課題は有しているものの、事例検証結果から上述した利点が確認されたことから、コア評価点を用いて地盤推定を行い建設コストを推定することは有効であると推察される。したがって、調査・設計段階においてコア評価点を算出し、物性値との関係性を求めることの価値は大きいと考えられる。

(d) 地質情報の蓄積，手法の変更

トンネル建設プロジェクトに関して，事後評価的な観点から，地質情報の蓄積と建設コスト推定手法の変更が調査・設計段階における推定建設コストと実コストとの乖離の変動に及ぼす影響を検証した．

弾性波速度を用いた場合，外生ドリフトクリギング手法を用い算出した建設コストと，屈折法弾性波探査結果に基づき算出した建設コストは実コストとの乖離が同程度であった．一方，コア評価点を用いた場合には，いずれの事例においても外生ドリフトクリギング手法を用いて推定した建設コストと実コストとの乖離が減少するという結果が得られた．この結果より，ボーリング調査を実施し，コア評価点を算出することの意義が確認できる．また，従来手法と本手法を用いた場合を比較すると，不良岩盤の出現確率を建設コストに反映することができるのと同時に，推定建設コストのばらつきを評価することが可能である本手法の優位性は明らかである．

以上より，調査・設計段階において建設コストを推定するにあたり，地質情報の蓄積や建設コスト推定手法の変更は，施工開始後の工期遅延やコストオーバーランによる影響低減に大きく寄与するものであると推察される．

(e) 外生ドリフトクリギング手法の適用が困難である事例

C トンネル事例では，事前地質調査で実施されたボーリング調査のうち，速度検層が実施されたのが坑口近傍に位置する一ヶ所のみであった．その地点で得られた情報は地山の表層部分に関するものであり，それが地山全体の地盤状況を推定する上で有益な情報であるとは考えられない．そのため，対象サイトにおいては，局所的に得られた情報を地山全体に拡張するという特性を有する外生ドリフトクリギング手法を用いて地盤状況の推定を行うことは困難である．

これは，外生ドリフトクリギング手法を用いて地盤推定を行う条件が整っていない事例であると言える．

(f) 比抵抗値を用いた地盤推定，建設コストの算出

既述のとおり，比抵抗値は地盤の力学的な特性に直接関係する物性値であるということがいまだ明らかとされていないため，岩盤等級分類表を用いた岩盤等級分類は確立されていない．そのため，R トンネル事例，B トンネル事例においては比抵抗値をコア評価点に変換した上で，地盤推定および，建設コストの算出を行った．

上述の両事例に関して，比抵抗値を用いて建設コストを算出した結果は，実コストとの整合性が十分取れていると見なすことができる．したがって，本研究で得られた結果からは，調査・設計段階において建設コストの推定を行うにあたり，地盤推定を行うための物性値として比抵抗値を用いることが可能であると推察される．

(g) 立坑掘削工事への本手法適用

トンネル建設プロジェクトの他に、立坑掘削工事に対して本手法を適用し、その妥当性を検証した。調査・設計段階において建設コストのばらつきを評価することは可能であり、換気立坑に関しては、推定建設コストと実コストとの整合性を確認することができた。建設コストを点で評価する従来手法と比べ、その優位性は明らかであり、立坑掘削工事への本手法の適用が有効であることが確認された。

第 5 章 結論

本研究では、リスクを考慮した地下構造物建設コスト推定手法を提案し、実際の建設プロジェクトに本手法を適用することで手法の妥当性を検証した。また、地質情報の蓄積や建設コスト推定手法の変更が有する価値に関して検討を加えた。以上に関するまとめを述べる。

本研究では、建設コストのばらつきをリスクと称し、建設プロジェクトの調査・設計段階においてリスクを評価することを目的に、リスクを考慮した地下構造物建設コスト推定手法を提案した。本手法の特徴は以下にあげられる。

- ・ 地盤状況推定の際に外生ドリフトクリギング手法を適用した結果算出された、空間的相関性や連続性を考慮した対象物性値の分布を考慮している。
- ・ 各岩盤等級の出現を確率として捉えることができる。
- ・ 建設コストの期待値と標準偏差を求めることが可能である。

構造物の各区間において推定された対象物性値分布に対して閾値を設けることで、各岩盤等級の出現を確率として捉えることが可能となる。そのため、建設コストのばらつきを決定する支配的要因である、不良岩盤の出現を確率として表現することができ、その影響をコストに反映することができる。以上より、構造物の区間ごとの建設コストの期待値と標準偏差が算出され、それを基に総建設コストの期待値と標準偏差の算出を行う。算出された建設コストの標準偏差がリスクを表しており、定量的にリスクを評価することが可能となった。

上述した本手法を実際の地下構造物建設プロジェクトに適用した。事例検証に関するまとめは以下のとおりである。

- ・ 本手法に関して、弾性波速度を用いた評価より、コア評価点を用いた評価の方が実コストとの整合性が取れていた。調査・設計段階においてコア評価点を算出し、それを用いて地盤推定を行いコストを算出することは有効であることが確認された。
- ・ 比抵抗値をコア評価点に変換した上で、建設コストを算出した結果は実コストとの整合性が取れていた。本研究で得られた結果からは、地盤推定を行う際の物性値として比抵抗値を用い、建設コストを推定することが可能であると推察される。

事例検証の結果、本手法は十分妥当性のある手法であると考えられる。

また、建設プロジェクトにおける事前地質調査が、施工開始後の工期遅延や事前の積算金額からのコストオーバーランによる影響低減にどれだけ寄与するものであるか検討を加えた。

- ・ 事例検証の結果より、調査・設計段階において建設コストを推定するにあたり、地質情報の蓄積や建設コスト推定手法の変更が、推定建設コストと実コストとの乖離減少に寄与することが事後評価より明らかとなった。したがって、それらは施工開始後の工期遅延やコストオーバーランによる影響低減に寄与するものであると言える。

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, 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.
- 3) 国土交通省総合政策局情報管理部情報安全・調査課建設統計室 : 平成 23 年度建設投資見通し, 2011.
- 4) 大津宏康, 見掛信一郎, 井尻祐二, 坂井一雄 : トンネル掘削コスト変動リスク評価手法に関する研究, 建設マネジメント研究論文集, Vol.13, pp.101-114, 2006.
- 5) 大本俊彦, 小林潔司, 若公俊敏 : 建設請負契約におけるリスク分担, 土木学会論文集, No.693/VI-53, pp.205-218, 2001.
- 6) 中央建設業審議会 : 公共工事標準請負契約約款, 2003.
- 7) FIDIC : Condition of Contracts for Construction for Building and Engineering Works Designed by the Employer, First Edition, 1999.
- 8) Einstein, H. H. : Risk and Risk analysis in Rock Engineering, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.11, No.2, pp.141-155, 1996.
- 9) 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.
- 10) 大津宏康, 尾ノ井芳樹, 境亮介 : 地盤統計学に基づく地下工事における地質調査の価値評価に関する一提案, 建設マネジメント論文集, 土木学会建設マネジメント委員会, Vol.12, pp.9-18, 2005.
- 11) 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.
- 12) 大津宏康, 大西有三, 浜田信彦, 境亮祐 : 地盤統計学手法を用いた建設コスト推定方法の事後評価への適用, 土木学会論文集 F, Vol.63, No.1, pp.35-52, 2007.
- 13) 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.
- 14) 山下智志 : 市場リスクの計量化と VaR, 朝倉書店, 2000.
- 15) 野口悠紀夫 : 金融工学はこんなに面白い, 文春新書, 2000.
- 16) Benjamin, J. R. and Cornell, A. A. : Probability, Statistics, and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill, pp.578-580, 1970.

- 17) 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.
- 18) 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.
- 19) 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.
- 20) 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.
- 21) 日本道路公団：設計要領第3集 トンネル，1997.
- 22) 田中治雄：土木技術者のための地質学入門，山海堂，1964
- 23) 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.
- 24) Clayton V. Deutsch, Andre G. Journal: GSLIB (Geostatistical Software Library and User's Guide), Oxford University Press, 1998
- 25) 土質工学会：土と基礎の物理探査—土質基礎工学ライブラリ - 21—，1981.
- 26) 松塚直也：山岳トンネル空間分布特性の不確実性を考慮した地山推定手法に関する研究
- 27) 糸魚川淳二：瑞浪地域の地質，瑞浪市化石博物館専報，No.1，pp.1-50，1980.
- 28) 日本応用地質学会：日本の岩盤分類，応用地質特別号，1992.
- 29) 土木学会：トンネル標準示方書（シールド工法編）・同解説，p31，1996.
- 30) 納多勝，須山泰宏，延藤遵，井尻裕二，見掛信一郎，松井裕哉：瑞浪超深地層研究所における工学技術に関する検討（平成19年），JAEA-Technology 2009-009，2009.
- 31) 核燃料サイクル機構：超深地層研究所 地層科学研究基本計画，JNCTN74102001-018，2002.

謝辞

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

京都大学大学院工学研究科教授・大津宏康先生には、学部生時代から3年間に渡りご指導頂きましたことを誠に感謝致します。4回生当時より、頭が固く、狭い視野のもとでしか研究を進められない私に対して、親身に相談に乗ってくださり、多くの的確な助言を頂きました。理解が遅く、世話が焼ける学生であったと思いますが、最後まで面倒を見て頂き本当にありがとうございました。また、海外での発表や学習を強く希望する私に対して、多くのチャンスを与えて頂きましたことも大変感謝しております。3年間、様々な経験を積みさせて頂きましたし、それらを通じて少しは成長できたかと思えます。先生には、研究の内容に関するアドバイスに限らず、社会に出るうえで身につけるべき考え方や姿勢など多くを教えて頂きました。研究室で過ごした時間はとても濃密なものでありましたし、自らの基礎を築くことが出来たと感じております。多くの教えを頂いたことを重ねてお礼申し上げます。本当にありがとうございました。

京都大学大学院工学研究科准教授・塩谷智基先生には、研究に関して新たな視点からのアドバイスを数多く頂きました。学業面以外にも、先生の経験にもとづく非常に興味深い話を聞かせて頂きましたし、それらは通じて多くを学ぶことができました。また、学生と共にスポーツをして頂く機会を設けて下さるなど、3年間に渡り親身なお付き合いをして頂きましたことを大変感謝しております。本当にありがとうございました。

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

京都大学大学院工学研究科助教・稲積真哉先生には、研究室の生活面でのサポートをして頂くなど、学生たちの研究生生活を支えて頂いたことを大変感謝しております。学習に集中するための環境を整えて頂くことで、研究室で充実した時間を過ごすことができました。大変ありがとうございました。

京都大学大学院工学研究科秘書・大八木智子さんには、様々な事務手続きを行ってくださるなど生活面のサポートをして頂きました。ありがとうございました。

防災科学技術研究所・長谷川信介氏には、研究を進める上で、数々の助言や指摘、さらには研究に用いるデータのご提供など多岐にわたりお世話になりました。学生である私からの質問等に対しても、とても丁寧に対応して下さりました。心よりお礼申し上げます。

京都大学大学院工学研究科大津研究室・磯田隆行君，岩本勲哉君，木許翔君，古賀博久君とは，3年間同じ研究室の同期として共に研究に励み，多くの楽しい時間を共有することができました．苦楽を共にすることで良い仲間となることができたと思いますし，これからもお互いの関係を大切にしつつ，切磋琢磨していきたいと考えています．

京都大学大学院工学研究科大津研究室・Chaleiwchalard Nipawan さん，Suksawat Taweephong さん，奥野直紀君，高田雄大君，益田浩君，松塚直也君，山本浩大君，池永隼也君，大澤智君，熊本紗也華さん，袴田薫さんとは，大津研究室のメンバーとして，非常に有意義な時間を共に過ごすことができました．Chaleiwchalard Nipawan さん，Suksawat Taweephong さんは私の拙い英語を理解しようとして下さり，研究の進捗状況を気にかけて下さるなどとても頼りになる先輩でした．修士1回生の皆とは2年間の付き合いで多くの思い出を作ることができましたし，学生生活がとても有意義なものとなりました．4回生の皆は，この1年間，苦勞しつつも熱心に研究に取り組む姿を目にし多くの刺激を受けました．研究室のメンバーには非常に恵まれたと感じますし，皆のおかげで充実した学生生活を過ごすことができました．

最後に，本研究を完遂する上でお世話になった書ききれないほどの方々，そしていつでも温かい心で私の学生生活を見守ってくれた家族に対して改めて感謝の意を表します．心よりありがとうございました．