

# 地下構造物建設プロジェクトにおける コスト変動リスク評価手法に関する研究

2007年3月2日

京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻

坂井一雄

## 要旨

トンネルや地下空洞に代表される地下構造物建設プロジェクトでは、地盤リスクと定義される、事前の地盤調査に割り当てられる予算制約に基づく地盤の不確実性が存在する。この地盤リスクが施工中に顕在化することにより、コストオーバーランが生じる可能性がある。そこで本研究は、地下構造物建設プロジェクトにおいて、地盤リスクに起因する建設コスト変動リスクを定量的に評価する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建設コストの乖離について検討を加えることを目的とした。具体的には、地盤推定手法として外生ドリフト・クリギング手法とベイズ推定手法を用いて、地盤リスクのモデル化を行い、対象構造物建設コストを推定する手法を構築し、乖離量という指標を適用して評価する。さらに事例検証として、本研究が提案する手法を都市トンネルにおける遮水壁建設プロジェクトおよび山岳トンネル掘削プロジェクトに対し適用することで、手法の妥当性を検証した。その結果、本手法の有用性が確認されると共に、乖離量という指標を用いて、事後評価の観点から推定建設コストに対して考察を加えることが可能となった。

# 目次

第1章	序論	1
1.1	研究背景	1
1.2	既往の研究	4
1.3	研究の目的	6
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と地盤リスク	8
2.1	建設プロジェクトのフロー	8
2.2	地盤リスク	9
2.3	地盤リスクに起因する建設コスト変動分の負担ルール	11
2.4	金融工学理論におけるリスクと地盤リスクの関連性	14
2.5	ポートフォリオ理論との関連性	15
第3章	地盤統計学手法を用いた地盤リスクのモデル化手法	19
3.1	トンネル掘削プロジェクトにおける事前地盤調査	19
3.2	都市トンネルと山岳トンネルにおける地盤調査の比較	21
3.3	地盤推定手法	23
3.3.1	クリギング手法	23
3.3.2	外生ドリフト・クリギング手法	28
3.3.3	ベイズ推定手法	30
3.3.4	外生ドリフト・クリギング手法とベイズ推定手法の比較	35
第4章	事後評価としての建設コスト変動リスク評価手法	37
4.1	事前評価としての建設コスト変動リスク評価	37
4.2	事後評価としての建設コスト変動リスク評価	40

第5章	事例検証 1 開削トンネル遮水壁建設プロジェクト	45
5.1	対象プロジェクト概要	45
5.2	SMW 建設コストの推定条件	47
5.3	外生ドリフト・クリギング手法による Dc1 層上面深度推定	49
5.4	ベイズ推定手法による Dc1 層上面深度推定	52
5.5	SMW 建設コストの算定と対策が必要となるパネル数の試算	55
5.6	SMW 建設コスト変動リスクに関する考察	57
第6章	事例検証 2 山岳トンネル掘削プロジェクト	59
6.1	R トンネル事例検証	59
6.1.1	R トンネル概要	59
6.1.2	弾性波速度分布の推定	62
6.1.3	コア評価点法による地山区分の推定	68
6.1.4	地山区分の推定	73
6.1.5	比抵抗電気探査結果を用いた地山区分	76
6.1.6	R トンネル掘削コストの推定と事後評価	78
6.1.7	R トンネル掘削コスト変動リスク評価に関する考察	83
6.2	T トンネル事例検証	83
6.2.1	T トンネル概要	84
6.2.2	弾性波速度分布の推定	87
6.2.3	コア評価点法による地山区分の推定	94
6.2.4	T トンネル掘削コストの推定と事後評価	95
6.3	R トンネル事例と T トンネル事例から得られる知見	103
第7章	結論と今後の展望	105
	参考文献	107
	謝辞	109

# 第 1 章 序論

## 1.1 研究背景

トンネル，ダム，橋梁などのインフラ構造物建設プロジェクトにおいては，事前に計画，調査を実施し，建設コストの積算が行われる事が一般的である．このうちトンネルあるいは，地下空洞のような地下工事を含む建設プロジェクトでは，プロジェクトオーナーにより，プロジェクトの調査・設計段階にボーリング調査あるいは，屈折法弾性波探査や比抵抗電気探査に代表される物理探査が実施され，地下の地盤状況の把握が試みられることが一般的である．しかしながら，事前調査に割り当てられる予算の制約のため，プロジェクト施工前の設計段階において，地下の複雑な地盤条件をすべて把握することは不可能である．そのため，実際に地下構造物を施工する段階に至っても，地盤には不確実性が存在しているという認識が必要である．このような課題は，山岳トンネル建設プロジェクトのように，その建設領域が数百メートルから数キロメートルにも及ぶ線状構造物の場合には，特に顕著に現れると考えられる．

この地下工事において地盤の不確実性が含まれる原因は，地下の地盤には地層分布のような幾何学的要因あるいは，地盤強度のような力学的要因に関する不確実性が極めて高いことに由来する．もし，施工段階において上述する地盤の不確実性が顕在化した場合には，事前の積算金額からのコストオーバーランあるいは工期遅延につながると想定される．このため，欧米の建設プロジェクトマネジメント分野の研究<sup>1)</sup>においては，この地盤の不確実性については，建設プロジェクトに支障をきたす主要なリスク要因の一つとして位置づけられている．なお，この地盤の不確実性に起因するリスク要因は，建設プロジェクトマネジメント分野では，「予見できない地盤条件(Unforeseeable geological condition)」と呼ばれることが多い．事実，図 1-1<sup>2)</sup>に示す ODA 円借款 1998 年・1999 年事後評価対象案件についてリスク要因発生頻度を見ると，「複雑な許認可過程」や「実施母体の不明確な要求」などの施工そのものとは直接的に関与しないリスク要因に次いで，「予見できない地盤条件」がリスク要因として，実際に建設プロジェクトに影響を与えている事が明らかとなる．本研究においては，このような「事前の地盤調査に割り当てられる予算制約に基づいて生じる地盤の不確実性」を地盤リスクと定義する．

この地盤リスクに起因する課題は，大津ら<sup>3)</sup>が指摘してきたように，一般的には発注者と請負者の間に締結される建設契約では一種の不可抗力として分類されてき

(件数)

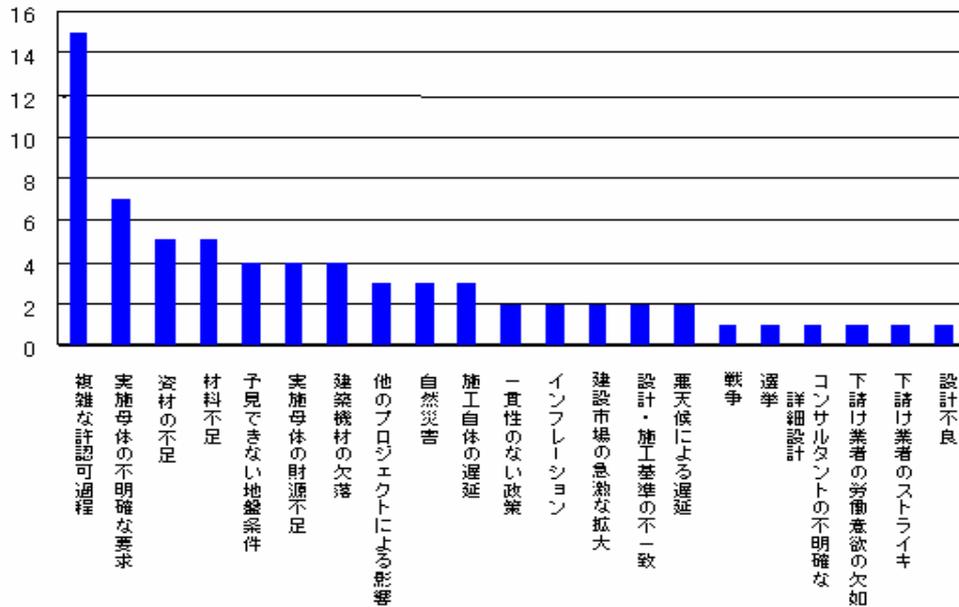


図 1-1 リスク要因発生頻度<sup>2)</sup>

た。そして、従来は地盤リスクに起因するコスト変動は数量精算方式により、発注者により負担されることで、請負者のリスク分担は回避されてきたと言える。このような対応は、日本国内にとどまらず海外においても一般的であったといえる。具体的には、設計・施工分離方式による国際建設プロジェクトで一般的に適用されている建設契約約款である FIDIC Red<sup>4)</sup>の記述においても、地盤リスクは一種の不可抗力として取り扱われるものと解釈されている。ただし、地盤リスクに関わるコスト変動をすべて発注者が負担するというリスク対応が可能であった理由は、一般的に公共事業のオーナーとなる国や地方公共団体、公的機関が潤沢な財源を持ち、多少のコスト変動を負担することができた背景があったためである事は言うまでもないであろう。また、その結果、地盤リスク対応としての事前の地盤調査を実施することに対するインセンティブが、オーナーと請負者の間に全く発生しなかったと共に、地盤調査の質および量に対する議論が起こらなかつたとも解釈される。

第二次世界大戦後、高度経済成長に支えられ、我が国は急速な経済発展を遂げると共に、社会基盤整備を進めてきた。特にバブル崩壊以前においては、潤沢な財源を持つ国や地方自治体を中心となって、公共事業という形で大規模な建設投資が進められてきた。しかしながら、成熟社会が到来した昨今においては、官主導の公共事業としての大型インフラ構造物の新規建設数は確実に減少してきている。事実、

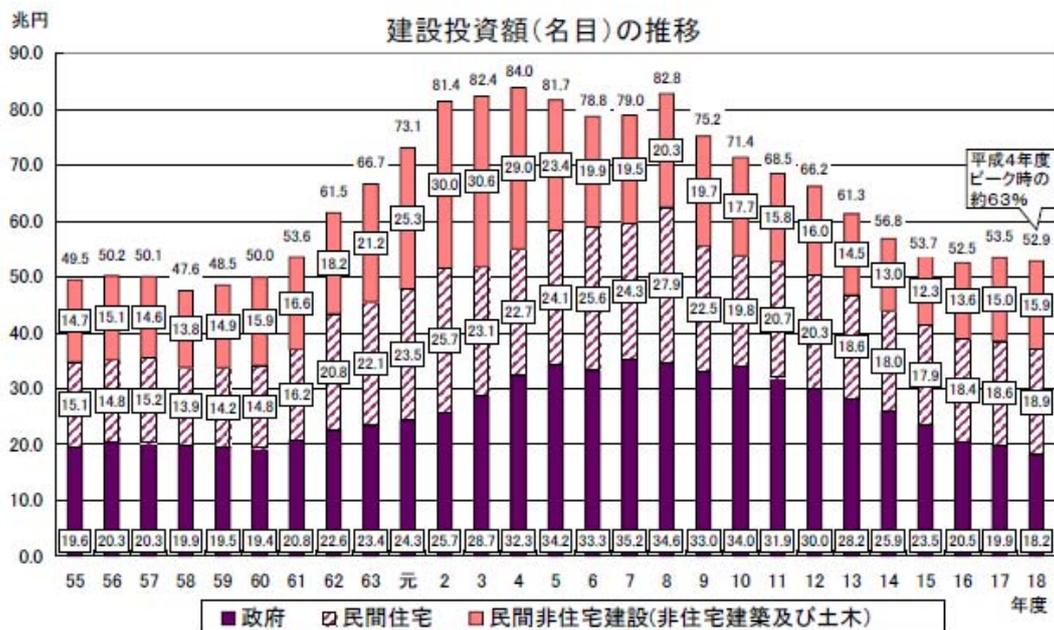


図 1-2 我が国の建設投資額の推移<sup>5)</sup>

我が国における建設投資は図 1-2<sup>5)</sup> に示すようにバブル期の 84 兆円をピークとして、現状では 55 兆円以下に減少している。さらに、国や地方公共団体が少子高齢化に伴う財政難にあえぐ中にあることは、新たな公共事業に対し資金投下が難しく、政府主導の公共事業も減少していることも同様に図 1-2 より明らかとなる。このような社会的背景の下では建設コストに対する監視の厳しさが増すことが確実であり、オーナー側が従来のような請負者に比較して資金的に余裕があることから、安易に地盤リスクに起因するコスト変動を負担するという事は、もはや許容されないものと推察される。

また、最近では PFI (Private Finance Initiative) 方式 (民間資本活用方式) のような、民間企業の資金を積極的に活用した公共事業の展開も進められている。このような場合においては、発注者は単一プロジェクトのオーナーとなるため、従来の公共事業と違って、数量精算方式によって地盤リスクに起因するコスト変動を負担することは不可能であると考えられる。

さらに、平成 15 年度から国土交通省が開始した建設プロジェクトの事後評価<sup>6)</sup> においては、建設段階で発生するリスク要因の分析が重要な検討課題として挙げられているが、将来的には地盤リスクに起因する建設コストの変動もその主要な検討課題の一つになるものと推察される。

このような状況を踏まえて、これまで大津ら<sup>7)</sup>をはじめとして、実際の地盤構造物の建設プロジェクトを例題とした、地盤リスクに起因するコスト変動リスク評価手法が提案されてきた。具体的には地盤統計学手法を用いてモデル化する検討手法により、調査工事の投資対効果について定量的に評価してきた。さらに、事後評価として実際の工事終了時点で確定したコストとの関係についても検討を加えてきた。次節ではこのような既往の研究について概説する。

## 1.2 既往の研究

本節においては上記のような背景を踏まえ、地盤リスクが建設コストに与える影響について進められてきた既往の研究について概説する。

### (1) 地盤条件の変動に伴う建設コスト変動分の負担ルールについて

大本ら<sup>8)</sup>は、地盤条件の変動に伴う建設コスト変動分の負担ルールに関して、直接的な言及はしていないものの、我が国の公共工事請負約款と国際的な標準契約約款である FIDIC(Federation International Des Ingenieurs Conseils)における工事量変動時の各リスク要因に対する分担ルールを、外生的リスクと内生的リスクとに分類した。その上で、分担ルールの差異について示し、両契約方式の利害・特質及びその適用範囲などについて言及している。

大津・大西<sup>2)</sup>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、地下リスク顕在時の発注者・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・館<sup>9)</sup>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ついて、過去の工事における建設約款を参考にした。ここで、地盤条件の評価の適切性について、発注者の責任が大きいと指摘すると共に、これに伴うコストオーバーランを工事保険の対象であると指摘している。

### (2) 地盤条件の不確実性が建設コストに与える影響について

林ら<sup>10)</sup>は、地下水・土壌汚染地区の汚染量を推定する場合、調査量と汚染量推定精度の間には、一般にどのような関係があるかについて、3次元地盤環境評価システム(EVS)を用いて検討した。その結果、調査の進行とともに、実測値との差分が減少することを述べている。

渡辺<sup>11)</sup>は、従来の1枚の地質図による表現は、調査によって明らかにされた問題、地質推定の不確実性などの情報が他の技術者へ伝わりにくい、という2点を指摘した。つまり、推定された地盤条件が必ずしも確定したものではないことを示す意味で、「オプティミスティック（楽観的）」と「ペシミスティック（悲観的）」の2通りの評価を行う提案をしている。

同様に近藤<sup>12)</sup>は、実際のトンネルにおける事例を示すとともに、地質情報には不確実性が含まれることと、それが施工にとって重大な支障をもたらすことを示した。そして、この不確実な地質情報に対応する方策として、悲観的予測・楽観的予測による評価手法を提案している。さらに、トンネル工事におけるリスク要因調査としての地質調査と地質評価の不確実性に関して概念的に示し、重要性を主張した。

Einstein<sup>13)</sup>は、トンネル施工における地盤条件の不確実性を取り上げ、それによって建設コストが変動するという認識を持つことの重要性を指摘した。これに基づき、建設コストは平均値だけで評価するのではなく、変動幅を考慮することの重要性も説いている。さらに、地質調査によって地質情報を明らかにすることに対する価値を表現した。

実際に存在する地質評価に「地盤条件が不確実である」という概念を適用した例としては、竹山<sup>14)</sup>が斜面崩壊における被害予測において不確実性を考慮したモデル作成を行い、その崩壊による被害予測の推定例を示したものが挙げられる。これは実斜面岩盤ブロックのモデル化に際し、幾何学的形状に関する不確実性について亀裂ネットワーク手法を用いることで統計学的に取り扱い、被害予測を行ったものである。ただし竹山の研究は、プロジェクトマネジメントを目的としたものではなく、災害における地盤の不確実性を考慮した被害予測である。

それに対し、実プロジェクトに「地盤条件の不確実性」の概念を導入した例では大津・大西<sup>2)</sup>の研究がある。ここでは実際のプロジェクトにおける基礎地盤標高を推定するために、地盤統計学手法の補間的手法であるクリギングを用いて、標準偏差と期待値を考慮したリスク評価手法の提案を行っている。これは近藤<sup>12)</sup>が提案した楽観的予測、悲観的予測が経験を積んだ技術者による主観的な予測であるのに対し、ボーリング調査による地質情報を用いた客観的な予測という解釈もできる。

さらに、これらを受けて高橋<sup>15)</sup> および足立<sup>16)</sup>は、トンネル建設プロジェクトにおいて、地盤条件を地盤統計学手法により推定し、それにより生じるコスト変動の可能性を楽観的シナリオと悲観的シナリオの差という形で、累積確率50%の点および、それぞれのシナリオに囲まれる面積をリスクとして評価した。なお、ここで楽観、悲観シナリオとは、地盤統計学手法における、誤差分散から算出されたもので

ある．そして，実プロジェクトを検証事例として用いることで，そのコスト変動と地質調査の妥当性について検証している．

そして先の大津・大西<sup>2)</sup>，高橋<sup>15)</sup>，足立<sup>16)</sup>の研究を受け，境<sup>17)</sup>は開削トンネル建設プロジェクトを例題にとり，地盤統計学手法によって推定された建設コストと，プロジェクト終了後判明した実際の建設コストの差について，流動性リスクとシステムリスクを定義し，初めてコスト変動リスクの概念を事後評価に適用し，検討を加えた．

### 1.3 研究の目的

境<sup>17)</sup>の研究において示された建設コスト変動リスクの事後評価からの検討手法は，開削トンネル建設プロジェクトに限定されたものであり，手法を一般化するまでには至っていない．そのため，事後評価としての建設コスト変動リスク評価手法を一般化していくために，多くの事例に対する事後評価を実施し，数々の地盤リスクの特性に応じた，データベースを構築することが課題として挙げられていた．

上述のような課題を受け，本研究は地下構造物建設プロジェクトでの地盤リスクに起因する建設コスト変動リスク評価手法の一般化を目指し，事後評価事例の拡充を行うものである．具体的には，地下構造物建設プロジェクトとして山岳トンネルおよび都市における開削トンネルを取り上げ，それらの建設プロジェクトにおける地盤調査の進行に伴う建設コスト変動リスクを算定する手法を構築すると共に，そのコスト変動リスクと実際の建設コストとの関連性について検討を加えていく事を目的とするものである．

### 1.4 本論文の構成

第1章においては，本研究の背景や目的について概説した．第2章においては，地下構造物建設プロジェクトと地盤リスクとして，一般的な地下構造物の建設プロジェクトの流れと地盤リスクについて解説するとともに，リスク対応などについて整理する．第3章においては，地盤統計学手法を用いた地盤リスクのモデル化手法として，都市トンネル建設プロジェクトおよび山岳トンネル建設プロジェクトに対して，外生ドリフト・クリギング手法，ベイズ推定手法を用いて地盤性状を推定する手法について示す．第4章においては，事後評価の観点から建設コスト変動リスクを定量的に評価する手法として，乖離量もしくは追加対策コストという概念を用

いる手法について解説する。第 5 章，第 6 章においては，事例検証 1，2 としてそれぞれ都市トンネル建設プロジェクトおよび山岳トンネル建設プロジェクトに対し，本研究が提案する地盤統計学手法を用いた建設コスト変動リスク評価手法を適用し，その手法の妥当性を検証する。最後に第 7 章においては，本研究の結論と今後の展望について記す。

## 第2章 地下構造物建設プロジェクトと地盤リスク

本章においては、地下構造物建設プロジェクトの全体的な流れの中で、本研究が着眼する点と、地盤リスクの定義を明確化する。さらに、地盤リスクに起因するコスト変動のプロジェクトオーナーと請負者との負担ルールについて説明する。最後に第1章でも述べたように、公共事業の減少に伴い地盤リスクに代表される建設コスト変動を引き起こすリスク要因の分析が重要となることを金融工学理論の援用により解説する。このような説明を通して、本研究の目的を明示化していく。

### 2.1 建設プロジェクトのフロー

地下構造物建設プロジェクトは一般的に図2-1に示されるように、計画、調査・設計、

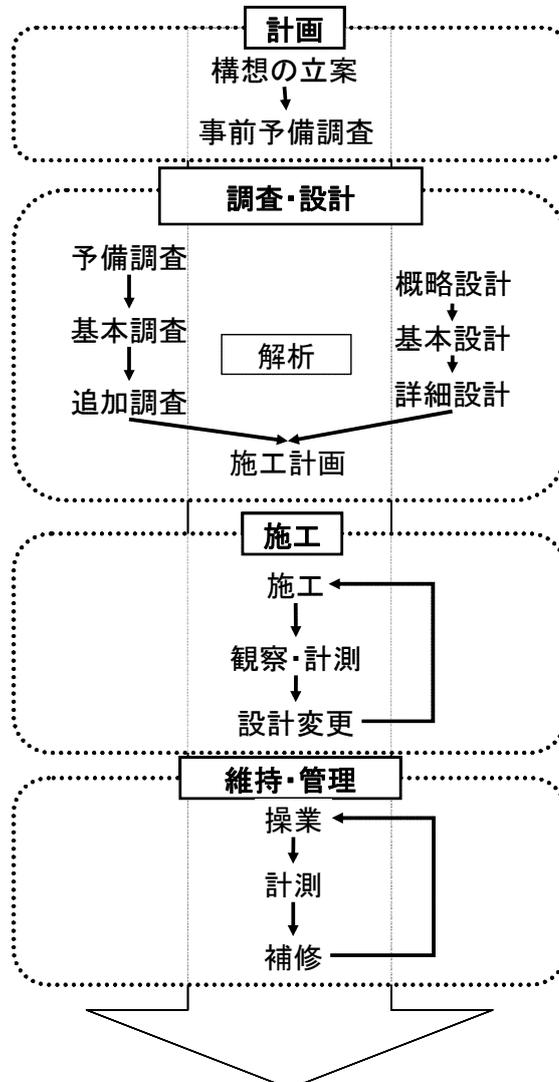


図2-1 地下建設プロジェクトフロー

施工、維持・管理の4段階に分類される。その各段階では、さまざまなリスク要因が存在しており、それが顕在化することにより、コスト変動や工期の延長が生じると考えられる。たとえば、トンネルのような地下構造物の施工段階においては、事前に予想できなかった亀裂・断層破碎帯への遭遇や風化変質帯への遭遇などに伴い建設コストが変動することが考えられる。また、維持・管理段階においては、構造物の性能劣化過程の不確実性に起因する維持・補修に関わるコスト変動が想定される。

本研究は、この4段階に分類される建設プロジェクトフローの中で、調査・設計段階において、建設コストを合理的に推定することに主眼を置いている。通常、調査・設計段階においては、地盤状況を把握するために、さまざまな地盤調査が実施される。地下構造物建設に先立ち一般的に実施される地盤調査としては、ボーリング調査や屈折法弾性波探査に代表される物理探査が挙げられる。

しかしながら、ボーリング調査や物理探査といった事前の地盤調査は、第3章に詳述するように、予算の制約により、完全に地盤状況を明らかにすることは不可能である。このため、施工中に事前には予見することのできない地盤条件が出現し、建設コストオーバーランや工期延長につながるケースも多数報告されてきている。こういった問題に対処するために、近年の技術発展により、プロジェクトによっては、構造物の設計・施工を補完するため、施工中に構造物の挙動を観察・計測し、その結果に基づいて当初設計の見直しを随時行っていく情報化施工の重要性も検討されている。

だが、その一方でプロジェクトオーナーが事業採算性を計るという点や契約上の問題から、調査・設計段階における建設コストの推定は必要不可欠なものである。そのため、建設コストを推定する上では、先にも述べたように調査・設計段階において地盤リスクを定量的に評価し、取り込むことができるかが非常に重要な検討課題となると推察される。そこで、次節においては地盤リスクの定義と概念について明確にする。

## 2.2 地盤リスク

前節に述べたように、事前の地盤調査では、地下の地質状況をすべて明らかにできないことに起因して、地盤の不確実性が存在する。本研究においては、このような「事前の地盤調査に割り当てられる予算制約に基づいて生じる地盤の不確実性」を地盤リスクと定義した。この地盤リスクが施工中に顕在化することにより、建設コストオーバーランや工期延長が発生することになる。

プロジェクトの進展と地盤リスクに関しては図2-2<sup>18)</sup>に模式的に示される。すなわち、地盤リスクは事前の地盤調査実施前に最大となり、地盤調査、設計、施工と段階を踏む毎に地質情報が蓄積されていき、地盤リスクは減少していく。そして施工終了時において地盤リスクははじめてゼロとなる。ただし、地盤リスクの変化は調査の量だけでなく、質に

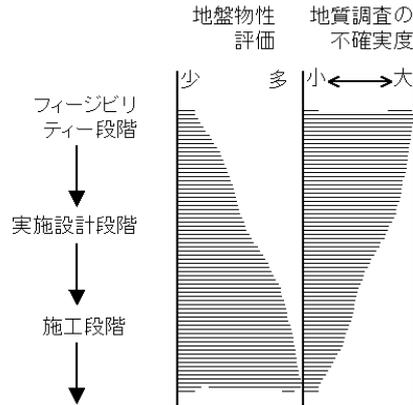


図 2-2 調査の進展と地盤調査の不確実性<sup>18)</sup>

も依存することは言うまでもないであろう。また、同図の施工段階に着目すれば、地下構造物建設工事は地盤リスクが存在することを容易に理解できるであろう。

ここで、地盤リスクの特性について整理するために、現状でもっとも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リスクの概念と比較する。

金融工学分野でリスク<sup>19),20)</sup>とは、図 2-3 の模式図に示す株価のように、時間空間で複雑に変化し、その予測が極めて困難な値を対象とするものであり、確率論的なアプローチしか行うことができないものである。これに対して、地盤リスクとは、場所的に不均一性を有するため、図 2-2 で示したように、最終的に工事が終了するまで、プロジェクトサイト特有の地盤条件が確認されないことに起因するものである。すなわち、本研究で対象とする地盤リスクとは、理論的にはプロジェクトサイトでのボーリングあるいは物理探査などの地質調査をできる限り詳細に実施することで対処可能なものである。もちろん先にも述べたように調査に割り当てられる期間・予算の制限から調査・設計段階で地盤リスクをゼロにすることは不可能である。そのため、地盤リスクに対しても金融工学分野における

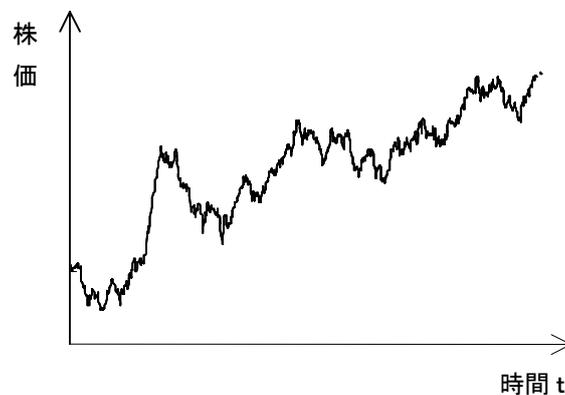


図 2-3 株価の推移（模式図）

リスクと同様に、そのリスクが顕在化したときのコストに与える影響を、事前の調査・設計段階において確率論を用いて、定量的な評価を行っていかなければならない。

さて次に、従来の地盤リスクに対する、それぞれ発注者および請負者の立場からの、現状での対応策およびその課題について、簡易な数学モデルを用いて解説する。

### 2.3 地盤リスクに起因する建設コスト変動分の負担ルール

建設請負契約が成立した時点での建設プロジェクトにおける、そのプロジェクトを実施することにより、発注者が建設により受ける便益 $B_O$ および、請負者の利益 $B_C$ は、それぞれ次式に示すように定義される。

$$B_O = V - (C_p + I_O) \quad (2.1)$$

$$B_C = C_p - (C + I_C) \quad (2.2)$$

ここで、式(2.1)～式(2.2)に含まれる各変数は、それぞれ以下のように定義される。

- A)  $V$ 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貨幣価値で表した社会的便益を表す。なお、この変数は調査段階で当該建設プロジェクトの妥当性を判定する指標となる、内部収益率IRR(Internal Rate of Return)を算定するための基礎データとなるものである。
- B)  $C_p$ 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。
- C)  $I_O$ は、建設請負契約金額を除く、地盤調査費および土地取得費等の当該プロジェクトのためのみに必要となる発注者の支出額を表す。
- D)  $C$ は、請負者が当該プロジェクトを遂行するために要する建設コストを表す。
- E)  $I_C$ は、入札準備費等の当該プロジェクトのためのみに必要となる請負者の支出額を表す。

なお、上記の変数の内、請負者の要する建設コスト $C$ は、本研究で主眼とする地盤リスク等の影響を受けるため、小林ら<sup>21)</sup>が指摘しているように、請負契約成立段階では不確定量であるとともに、本来発注者と締結される請負契約に基づき算定されるものであるため、請負契約金額 $C_p$ と連動するものである。

ここで、建設プロジェクトの実施に伴い、地盤リスクにより、請負者の負担する建設コストが $\Delta C$ だけ増加し、それに伴い請負価格が $\Delta C_p$ だけ変動したと仮定する。上記の仮定条件の下で、発注者の得る便益 $B_O$ および請負者の得る利益 $B_C$ は、それぞれ次式のように変動する。

$$B_O^1 = V - (C_p + \Delta C_p) - I_O \quad (2.3)$$

$$B_O^1 = C_p + \Delta C_p - (C + \Delta C) - I_C \quad (2.4)$$

以上の式(2.3)～式(2.4)に示す関係で、注意すべき事項は、式(2.3)に示した発注者の得る便益 $B_O^1$ が、地盤リスクにより自動的に減少するのに対して、請負者の得る利益 $B_C^1$ は、建設コストの変動額 $\Delta C$ と請負価格の変動額 $\Delta C_p$ の大小関係により異なる可能性があることである。例えば、 $\Delta C = \Delta C_p$ の場合には、請負者は全く損失を被らないことになり、また $\Delta C > \Delta C_p$ の場合には、請負者は建設条件の変化に対する設計変更により損失を被ることになる。

請負価格の変動額 $\Delta C_p$ は本来建設コストの変動額 $\Delta C$ に連動するものであり、一般的には工事単価数量表(Bills of Quantities, 以下BOQと称する)に基づき数量精算されるものであるが、議論を単純化すれば建設コストの変動額 $\Delta C$ と請負価格の変動額 $\Delta C_p$ の間に、以下の関係が成立するものと解釈される。

$$\Delta C_p = \alpha^* \Delta C \quad (2.5)$$

ここに、係数 $\alpha^*$ は0から1の間の値となるものであり、建設コストの変動額 $\Delta C$ 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。

なお、表2-1に示すように、FIDIC silver<sup>4)</sup>のようなEPC/ターンキー契約を除き、地盤リスクに対しては一般的には式(2.5)に含まれる係数 $\alpha^*$ はほぼ1に相当すると解釈される。すなわち、建設コストの増分 $\Delta C$ は、請負価格の増分 $\Delta C_p$ とほぼ等しくなり、そのコスト変動は発注者によって負担され、請負者のリスク分担は基本的には回避されることになる。なお、EPC/ターンキー契約の下では、係数 $\alpha^*$ はほぼ0に相当する値となると解釈されるため、

表 2-1 建設契約約款と発注形式

契約約款	発注形式	地盤リスク分担	
		発注者	請負者
公共工事標準請負契約約款	設計・施工分離	○	
FIDIC Red	設計・施工分離	○	
FIDIC Yellow	設計・施工一括	○	
FIDIC Silver	EPC/ターンキー		○

建設コストの増分 $\Delta C$ は請負者のリスク分担となることは言うまでもない。

次に、上述の発注者によって負担される地盤リスクによるコスト変動について考察する。このコスト変動を低減させる方策としては、様々なものが想定されるが、代表的な方策は追加調査を実施することにより、地盤条件の不確実性を減少させることであろう。この追加調査を設計段階で実施する場合には、式(2.3)に示した発注者の得る便益 $B_O^1$ は、次式のように変化すると解釈される。

$$B_O^2 = V - (C_p + \Delta C_p^*) - I - \Delta I_G \quad (2.6)$$

ここに、 $\Delta C_p^*$ は地盤リスクに起因する請負価格の変動額、 $\Delta I_G$ は追加調査費用を表す。なお、この場合での請負価格の変動額 $\Delta C_p^*$ は、式(2.3)との比較において、追加調査が地盤条件の不確実性を減少することに寄与するものと仮定すれば、以下の関係式を満足するものと解釈される。

$$\Delta C_p^* < \Delta C_p \quad (2.7)$$

したがって、式(2.7)の右辺と左辺の差( $\Delta C_p - \Delta C_p^*$ )が、追加調査費用 $\Delta I_G$ の投資効果に相当する。

ただし、建設コストの変動額 $\Delta C$ は請負者のみが知り得る情報であり、発注者には知り得ないものである。このため、現状では、式(2.6)～式(2.7)に示すような追加調査と地盤リスクに起因するコスト変動との関係については、定性的には理解されているが、定量的な議論ほとんどなされていない。

しかし、地盤リスクのように予測不可能と考えられるリスク要因に対しては、前述のように従来の建設契約では変動額 $\Delta C$ のほとんどは、式(2.6)の関係式に示すように $\Delta C_p^*$ として請負額の変動として分担されるものである。したがって、建設コストの妥当性を議論するためには、請負契約金額 $C_p$ も変動する値と捉えると共に、その変動量 $\Delta C_p$ と追加調査費用 $\Delta I_G$ との関係についても議論することが必要となると考えられる。

上述の点は1.1の研究背景でも述べたように、一般的にプロジェクトオーナーとなる国や地方公共団体のような公的機関が財政難に苦しく、プロジェクト数が減少している状況、さらにPFIの導入といった社会的背景の下では、単純に建設コストの変動をプロジェクトオーナーだけが負担することが不可能である事を考慮すれば、より重要度を増す議論であると考えられる。次節においては、このプロジェクト数の減少に伴い、地盤リスクに起因する建設コスト変動を定量的に評価する必要性が増す点について金融工学理論を援用して解説する。具体的には、まず前節で示した金融工学理論におけるリスクの定義を明確にし、その後ポートフォリオ理論と地盤リスク対応の関連性について解説する。

## 2.4 金融工学理論におけるリスクと地盤リスクの関連性

従来工学分野では、古典的な工学分野でのリスクの定義に基づき、リスクは式(2.8)で示す期待値として定義されることが一般的であった<sup>23)</sup>。

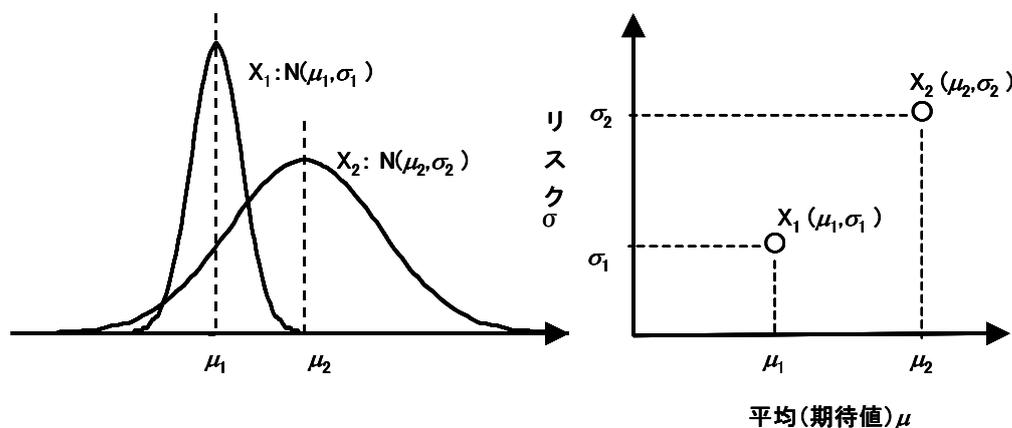
$$R = P \times C \quad (2.8)$$

ここで、 $R$  はリスク、 $P$  は発生確率、 $C$  は帰結を表す。

一方、金融工学分野では、リスクは式(2.8)に示す期待値からのはずれ量として定義されることが一般的である。具体的には、確率分布を表す指標である標準偏差  $\sigma$  (分散  $\sigma^2$ )、VaR (Value at Risk)<sup>19)</sup>などが用いられる。

たとえば、図 2-4a) に示すように、2 つの金融商品  $X_1$  および  $X_2$  の予測価格の分布が、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、リスクを標準偏差と設定すれば、2 つの金融商品  $X_1$  および  $X_2$  は図 2-4b) に示すようにリスク-期待値平面上での 2 点として表示される。なお、金融工学分野では、期待値はリターンと呼ばれるものである。したがって、図 2-4b) に示す事例では、金融商品  $X_1$  はローリスク・ローリターンな商品、一方金融商品  $X_2$  はハイリスク・ハイリターンな商品と解釈される。

本研究では、地盤リスクに起因する建設コストの期待値からの変動について、定量的な評価を行うことを目的としているため、金融工学分野の定義に順じてリスクを定義する。すなわち、請負契約金額  $C_p$  が期待値、また地盤リスクに起因する変動量  $\Delta C_p$  がリスクに



a) 金融商品の推定値の確率分布

b) リスク-期待値平面での表示

図 2-4 金融工学分野におけるリスクの表示

準ずるものと定義する。この定義の下で検討すべき手順は、地盤条件に含まれる不確実性を確率モデル等の数学モデルを用いて表現し、そのモデルに基づき、建設コストの期待値周りの変動を確率量として算定することに帰着する。

## 2.5 ポートフォリオ理論との関連性

ポートフォリオとは、金融工学分野で様々な株式に分散投資する事で、期待収益に対するリスク最小化を図ることを意味する用語として用いられる。数学的には、リターン一定の下でのリスク最小化問題と定義されるため、式(2.9)および式(2.10)のように定式化される<sup>20)</sup>。

$$\min \sigma^2(s_1, s_2, \dots, s_n) = \min \sum \sum s_i s_j \text{Cov}(\xi_i, \xi_j) \quad (2.9)$$

$$\mu_p = \sum \mu_i s_i \quad (2.10)$$

ここに、 $(s_1, s_2, \dots, s_n)$ は各資産の資産比率、 $\sigma^2(s_1, s_2, \dots, s_n)$ はポートフォリオ $(s_1, s_2, \dots, s_n)$ の収益率分布に関する分散、 $\mu_i$ は資産 $i$ の期待収益率、 $\mu_p$ はポートフォリオの期待収益率および $\text{Cov}(\xi_i, \xi_j)$ は2つの資産 $i$ と資産 $j$ の間での収益率の共分散を表わす。

ここで、上記の理論に関する議論を簡素化するため、2つの資産を対象とした場合のポートフォリオ理論に基づくリスク分析について、以下に概説する。

まず、2つの資産 $X_1, X_2$ の変動特性が、それぞれ以下に示すような平均 $\mu$ 、標準偏差 $\sigma$ を有する正規分布をするものと仮定する。

- ・ 資産 $X_1$ の分布特性： $N(\mu_1, \sigma_1)$
- ・ 資産 $X_2$ の分布特性： $N(\mu_2, \sigma_2)$

ここで、2つの資産によりポートフォリオを形成する場合での資産の組合せ比率を $(1-\alpha, \alpha)$ とすると、そのポートフォリオの平均 $\mu_p$ および分散 $\sigma_p^2$ は、それぞれ次式のように表わされる。

$$\mu_p = (1-\alpha)\mu_1 + \alpha\mu_2 \quad (2.11)$$

$$\sigma_p^2 = (1-\alpha)^2\sigma_1^2 + \alpha^2\sigma_2^2 + 2\rho\alpha(1-\alpha)\sigma_1\sigma_2 \quad (2.12)$$

ここに、 $\rho$ は2つの資産間の変動に関する相関係数を表し、-1から+1の間の値となる。

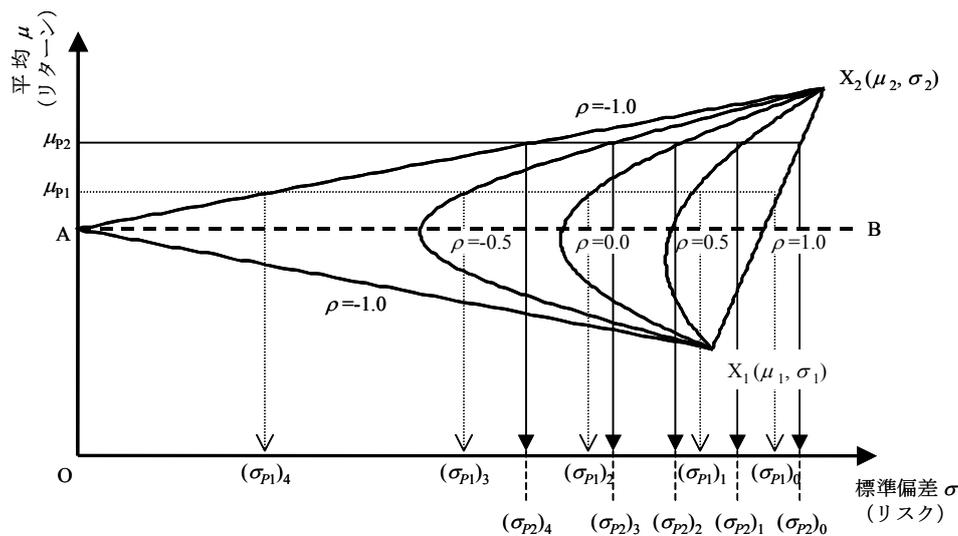


図 2-5 2つの資産に対するポートフォリオの変動特性

式(2.11)および式(2.12)に示す関係式において、5つの相関係数 $\rho = -1.0, -0.5, 0.0, 0.5, 1.0$ に対して、それぞれ組合せ比率 $\alpha$ を0から1まで変化させた場合の、ポートフォリオのリターンとリスクの関係は、図2-5の模式図のように表される。なお、図2-5に示した関係において、図中のABより下の領域は、式(2.11)および式(2.12)に示す関係より理論的には算定されるものであるが、同じリスクに対して小さいリターンを与えるものとなるため、実際の投資では意味の無いものである。

図2-5に示すポートフォリオのリターン-リスク関係は、以下のように要約される。

- A) 2つの資産間の相関係数 $\rho$ が減少するに連れて、リターンとリスクの関係は変化する。
- B) 所定のリターン $\mu_{p1}$ を設定した場合に、相関係数 $\rho$ が小さい資産を組み合わせることにより、図中の $(\sigma_{p1})_0$ から $(\sigma_{p1})_4$ の関係に見られるようにリスクは減少する。つまり、この関係が、投資を分散させることで、危険分散を図ることに相当する。
- C) 期待するリターンを $\mu_{p1}$ から $\mu_{p2}$ に上昇させると、図中の $(\sigma_{p1})_i$ と $(\sigma_{p2})_i$ の関係に認められるように、いずれの相関係数 $\rho$ の場合にもリスクは増加する。つまり、この関係は、投資における、ハイリスク・ハイリターン、ローリスク・ローリターンの関係を表わすことに相当する。

以上の結果より、ポートフォリオにおいて最も重要な事項は、投資家がどのように「所定のリターンレベル」を設定するかに加えて、「組み合わせる資産間の相関性」をどのように評価するかという課題に集約されることが明らかとなる。

以上の議論は、2つの資産に対するものであり、次に式(2.9)および式(2.10)に示すように、多数の資産を組み合わせた場合に、ポートフォリオのリスクがどのように変化するかについて解説を加える。この資産数とリスクの関係は、図2-6<sup>20)</sup>に示す模式図を用いて、以下

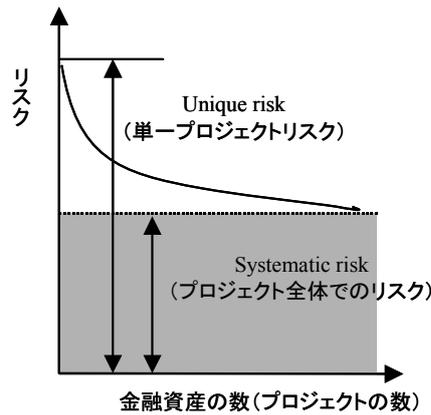


図 2-6 プロジェクト数とリスクの関係（模式図）

のように説明される。すなわち，図 2-5 の模式図に示したように，2 つの資産を組み合わせることで，そのポートフォリオのリスクは，資産間の変動が完全相関でない限りは，単一資産が有するリスク（以下 Unique Risk と称す）よりも低減される。同様の数学的根拠により，様々な資産を組み合わせることにより，図 2-6 に示すようにポートフォリオのリスクは更に低減し，ある一定値に収束する。この収束値は，金融市場全体が有するリスク（以下 Systematic Risk と称す）に相当するものである。なお，ここで留意すべきことは，図 2-5 に関する説明で述べたように，図 2-6 に示す関係は資産間の相関関係（式(2.9)での共分散  $Cov(\xi_i, \xi_j)$  の項と等価）が，無相関である場合にも成立つことである。

次に，従来の建設プロジェクトにおける地盤リスク対応と，ポートフォリオ理論との関連性について以下に述べる。

まず，図 2-6 に示すように，金融資産の数を公共団体等の発注者が同時に保有する建設プロジェクトの数と置き換えるものとする。この場合には，発注者が保有する建設プロジェクト毎に，図 2-6 の説明で述べた各資産と同様に，それぞれ異なる期待値（請負契約金額）とリスクを有しているものと解釈される。なお，ここでの個々のリスクとは，具体的にはトンネル工，斜面工，橋梁基礎工等の工法あるいは，プロジェクトが実施される地域毎に，想定される不確実性の度合いが異なることを意味する。また，ポートフォリオでの各資産に対する投資比率は，プロジェクト毎の請負金と，その発注者の全請負金額に占める比率に相当する。

このような仮定条件の下では，従来のように一つの発注者が，多くの建設プロジェクトを同時に実施する場合には，図 2-6 に示すように発注者が被るプロジェクト全体でのリスクは，プロジェクト数の増加に伴い低減されて，結果的にはポートフォリオ理論での収束値となる Systematic Risk に相当していたものと解釈される。すなわち，このような条件の下では，地盤リスク対応として数量精算を実施することが一種の最適手法となり，式(2.6)に示した発注者の出費増となる追加的地質調査を行うインセンティブは発生しなくなる。

これに対して、PFI方式でのオーナー会社はSPC（Special Purpose Company）と呼ばれるように単一プロジェクトを扱うこと、あるいは今後公共団体等が発注するプロジェクト数が減少することを想定すれば、地盤リスクを有するプロジェクトでは、従来と異なり図 2-6 に示す Unique Risk に曝される危険性が高くなる。このため、2.2 で示したように地盤リスクに起因する建設コストの変動を定量的に評価することに加えて、式(2.6)に示したような、追加地質調査を実施することによるリスク低減の投資対効果について議論することの重要性が高くなるものと考えられる。

上述のように、従来の数量精算を主体とした地盤リスク対応は、公共事業数が多い場合には、広義のポートフォリオ理論に準ずるものと解釈できることを明らかにした。なお、ポートフォリオ理論は資産価格の変動間の相関特性に基づき構築されたものである。これに対して、各建設プロジェクト間の建設コストに関する相関特性について明確に算定することは困難であるが、建設プロジェクト数が減少することにより、Unique Risk に曝される危険性が高まるという基本的な枠組みを理解する上では有効であると推察される。

本研究は、本章で明らかにされたように地下建設プロジェクトの減少に伴い、重要度が増すと考えられる建設コスト変動リスク評価を目的とするものである。その中で都市トンネルと山岳トンネルという地下構造物建設プロジェクトを取り上げ、地盤リスクに起因する建設コスト変動リスクを定量的に評価する手法を提案すると同時に、実際の建設プロジェクトに適用することで、同手法により推定されるコスト変動リスクと、実際のコストとの乖離との関連性について検討を加えるものである。

続く第3章においては、都市トンネル建設プロジェクトと山岳トンネル建設プロジェクトの建設コストを推定するために、事前に実施された地盤調査から地盤統計学手法を用いて、プロジェクトサイトの地盤性状をモデル化する方法について解説する。

## 第3章 地盤統計学手法を用いた地盤リスクのモデル化手法

本章では、代表的な地下構造物の一つであるトンネル掘削プロジェクトを対象として、事前の地盤調査について特徴を整理する。トンネル掘削プロジェクトの地盤調査は都市部と山岳部では大きくその調査内容が異なってくることが多い。この点に着目しながら、解説を加えるものである。そして、調査によって得られた観測値から地盤性状を推定する手法として、外生ドリフト・クリギング手法およびベイズ推定手法について説明する。

### 3.1 トンネル掘削プロジェクトにおける事前地盤調査

トンネル掘削プロジェクトでは施工を開始する前の調査・設計段階に、地盤性状を把握することを目的に、地盤調査が実施される。その手法は、ボーリング調査、弾性波探査、比抵抗電気探査などが一般的である。それぞれの手法については簡単に以下のように整理される。

#### (1) 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方向に孔を掘って、その場における地層の構成を明らかにすることを目的にして実施される。さらに原位置で得られた土壌、岩石サンプルに対して強度試験、透水試験を実施することで、力学特性、透水特性などを把握することが可能である。また、ボーリング孔においては、速度検層試験、電気検層試験などを実施することもできる。このようにして、ボーリング調査では、実際に孔を掘ることで、その地点の情報を高精度に把握することができるという点で非常に有効な調査手法である。しかしながら、費用や工期の制約から工事対象領域全域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。さらにボーリング調査の性質上、3次元空間に対しては「点」または「線」としての情報しか得ることができないため、対象領域全域の地質情報を完全に把握することは困難である。この問題はトンネルのような数百メートルから数キロメートルにわたる線状構造物建設プロジェクトにおいてはより顕著になるであろう。

#### (2) 弾性波探査

トンネル掘削プロジェクトの地盤調査として実施される弾性波探査のうち代表的なものは、屈折法弾性波探査である。屈折法弾性波探査は、地盤構造を弾性波速度が伝わる速度の違いとして捉え、地表で人工的に弾性波を発生させ、弾性波速度が異なった地層の境界で屈折して地表に帰ってくる様子を地表に設置した測定装置で観測する手法である。探査結果として得られる弾性波速度は  $N$  値や力学定数との相関性が高いと考えられおり、トンネル建設プロジェクトにおいては地質調査手法として広く用いられている。屈折法弾性波探査の長所は、ボーリング調査と違って面的に地山の情報を得ることができる点である。

たとえば、山岳トンネルでは、屈折法弾性波探査を実施することにより地山全体の弾性波速度を得ることができる。弾性波速度解析においては、「はぎとり法」<sup>23)</sup>が用いられることが一般的である。しなしながら、解析の前提として、(a) 弾性波速度は深部に向かって増加すること、(b) ある地層内では速度が一定であること、(c) 測線の直交方向には速度が変化しないこと、(d) 各層にはある程度の厚さがあることなどを仮定している。実際の地盤ではこのような条件をすべて満たされないことも多く、そのような場合には屈折法弾性波探査の解析結果は誤ったものとなる可能性がある。また、山岳トンネルのように土被りが100m、200mとなるような地下深部については、そもそも地表面で発生させた弾性波が届いていない可能性もある。このような事を考慮すれば、屈折法弾性波探査については以下のようにまとめることができる。すなわち、屈折法弾性波探査によって得られる対象領域の弾性波速度分布については、領域全域を網羅する面的な情報を得られるという長所はあるが、手法の性質、解析条件などを考慮すると、その調査結果は不確実性が大きいものとして認識する必要がある。

昨今、この屈折法弾性波探査手法の山岳トンネルへの適用に関する課題点を克服する手法として、高密度弾性波探査手法が採用される場合が増えてきた。高密度弾性波探査は多チャンネル測定が可能な測定器を用いることで、多チャンネルのデジタルデータを取得し、トモグラフィ解析により地山弾性波速度分布を推定する手法である。この手法により、弾性波速度解析手法であるはぎとり法の仮定、すなわち速度分布が層構造であるとする仮定を適用せずに、地山の弾性波速度分布を推定する事が可能となる。第6章に示す事例検証のTトンネルにおいては屈折法弾性波探査に加えて、この高密度弾性波探査も実施されているため、本研究では高密度弾性波探査を用いた地山の弾性波速度分布推定についても検討する。

### (3) 比抵抗電気探査

比抵抗電気探査は地盤の比抵抗値分布を把握するための探査手法であり、二次元比抵抗探査が実用化されたことによって、地下構造物建設プロジェクトの事前地盤調査としても適用されることが多くなっている。この比抵抗電気探査は地盤に打ち付けた電極を通して人工的に発生させた電流により生じる地盤の電位を測定することで地盤の比抵抗値分布を推定する手法である。トンネル掘削プロジェクトの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質工学的な問題箇所を抽出するために適用されている。しかしながら、弾性波速度のように定量的に地盤性状を評価するまでには至っていないのが現状である。すなわち、比抵抗電気探査手法を採用する際には、比抵抗値が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はまだ明らかにされていないため、トンネル掘削プロジェクトへの適用は限定的であるということに注意しなければならない。

このような比抵抗電気探査の特徴を考え、本研究においては、比抵抗電気探査結果とし

て得られる比抵抗値の分布はあくまでも参考値として捉え、定量的に力学特性を推定する指標としては適用しなかった。今後、弾性波速度と比抵抗値の相関性、比抵抗値と圧縮強さの相関性が認められれば、さらなる地盤推定精度の向上を目指して比抵抗値を用いた地盤推定も行っていく所存である。

### 3.2 都市トンネルと山岳トンネルにおける地盤調査の比較

都市部に掘削されるトンネルでの事前地盤調査においては、山岳トンネルに比較して多くのボーリング調査が実施される事が多い。これは以下のような点に起因する。

- A) 都市部の基礎地盤は軟弱地盤であることが多く、ボーリングを掘削するための施工費が安い。
- B) 土被りが小さい地点にトンネルが施工されることが多いため、ボーリング深度も浅くて良い。
- C) 地表面が平坦であることが多く、ボーリング調査設備の据え置きが容易である。
- D) 都市部では水道管、既設トンネルなどの、他事業による重要埋設物が多いため、詳細な地盤調査が必要であり、そのための調査予算も計上されやすい。

このほかにも、都市部においては、多くの地下構造物建設プロジェクトが実施されているために、直接関連の無い他事業において実施された調査ボーリング情報を当該プロジェクトに適用することのできる可能性もある。このように、都市部においては高精度で調査位置における地質情報を得ることのできるボーリング調査が多く実施されることが一般的である。

そのため、次節で示す代表的な地盤統計学手法であるクリギング手法を用いて、点情報を線形補間することにより、対象領域の空間的な地盤推定が可能であった。

一方、山岳トンネルにおいては、ボーリング調査を多く施工することが下記の点により困難であることが多い。

- a) 一般的に山岳トンネルは硬岩を主体とする地山に施工されることが多いため、ボーリング施工費が都市トンネルの場合と比べて高い。
- b) 一般的に山岳トンネルは 100m, 200m と土被りが非常に大きい地点に掘削されるため、トンネル掘削深度の地質情報を得るためには、ボーリング深度を大きくする必要がある。
- c) 山岳部ではボーリング調査設備の据え置きが困難である。

実際、山岳トンネルにおいては 2km にわたる長大トンネルであってもボーリング調査はトンネル坑口付近に 2 本、トンネル中間部に 1 本程度となることが多い。このため、一般的に山岳トンネル建設プロジェクトにおいては、屈折法弾性波探査が調査・設計段階での主たる調査手法となる。

しかし、前節でも述べたように屈折法弾性波探査が山岳トンネルのような土被りの非常に大きい地点に適用される場合においては、同探査手法を適用する上での仮定条件を考慮すれば、調査結果として得られる対象地山の弾性波速度分布は不確実性の大きいものとして認識する必要があるだろう。

ただし、屈折法弾性波探査は速度層が異なる境界面を測定する手法であるため、本研究においては速度層の境界面については正確な弾性波速度が得られていると仮定した。すなわち図3-1に模式的に示すように、速度層の境界面については、ボーリング調査と同精度の正確な情報が得られていると仮定する。

一般的に最深部速度層境界面以深に施工される山岳トンネルにおいては、弾性波速度に関して、図3-1に示す最深部速度層境界面のデータとボーリング孔での速度検層結果という正確な情報および最深部速度層境界面以外の弾性波速度分布という不確実性の高い面的な情報が得られていると考えられる。すなわち、本研究が弾性波速度に関して精度の観点から適用した仮定は式(3.1)を用いて説明される。

$$R(V_p : \text{速度検層}) > R(V_p : \text{高密度弾性波探査}) > R(V_p : \text{屈折法弾性波探査}) \quad (3.1)$$

ただし、 $R(V_p)$ は弾性波速度の精度を表す。この比較は速度検層が実施されているボーリング孔沿いのみ成立する仮定である。式(3.1)が意味するところは、ボーリング孔位置に限り速度検層は最も正確な弾性波速度を観測値として得ることができ、屈折法弾性波は高密度弾性波探査と比較して前提条件、仮定条件が多いことから、精度が劣ると仮定したものである。このような特徴のある弾性波速度観測値を統合することによって、トンネル掘削予定位置の弾性波速度分布を推定する事が可能である。

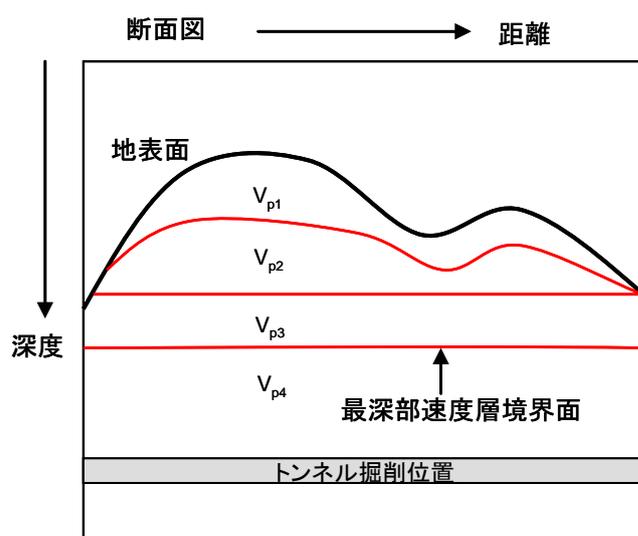


図3-1 屈折法弾性波探査の解釈

ただし、この場合はクリギング手法のような点情報を線形補間する手法ではなく、点情報と面情報を統合するような地盤推定手法が必要である。本研究ではその手法として外生ドリフト・クリギング手法とクリギング手法を援用したベイズ推定手法（以下ベイズ推定手法と称す）を提案する。

次節においては、地盤推定の手法として、地盤統計学手法の基本となるクリギング手法と、本研究が採用する外生ドリフト・クリギング手法、ベイズ推定手法について解説する。

### 3.3 地盤推定手法

#### 3.3.1 クリギング手法<sup>17),24)</sup>

クリギング手法は、地盤統計学手法において、最も頻繁に用いられる手法である。この手法は得られた点情報としての観測値に基づき、対象とする物性値の空間的な分布を厳密な内挿補間法に基づき算出するものである。本研究においては、クリギング手法を発展させた外生ドリフト・クリギング手法、ベイズ推定手法を提案しているが、その基本的概念を解説するために、まずクリギング手法について解説する。

クリギング手法においては、解析の際、入力するデータは数値情報で、その結果として得られる推定値はある期待値と標準偏差に基づく正規分布を持つ値となる。クリギング手法によって得られる推定値の概念は図3-2に示すとおりである。

クリギング手法に限らず、地盤統計学手法は推定対象とする場が、2次定常固有確率場であるとの仮定の下で、地盤物性値の推定を行うものである。ここで2次定常固有確率場とは推定対象場のある地点の物性値のドリフトと呼ばれる増分が移動不変であり、領域内

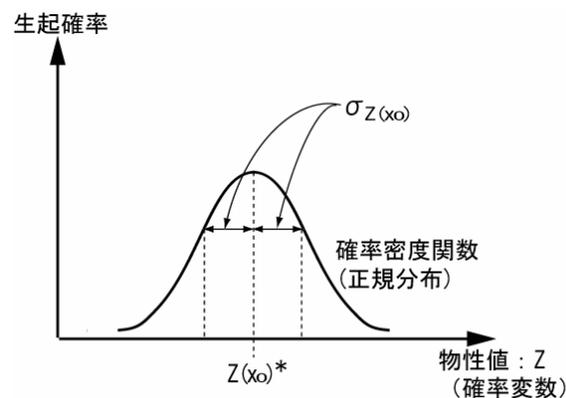


図3-2 クリギング手法による推定値の概念図

においては位置に関わらず 0 であること、さらに、その物性値の分散の増分が与えられた距離  $h$  にのみ依存することを満足する確率場である。具体的に数式を用いて表せば、式(3.2)および式(3.3)を満足する確率場と定義することができる。

$$E[Z(x+h) - Z(x)] = 0 \quad (3.2)$$

$$\text{var}[Z(x+h) - Z(x)] = 2\gamma(x, h) \quad (3.3)$$

ここで、 $x$  は推定対象場中のある位置ベクトルを表し、 $Z(x)$  は位置  $x$  の物性値である。 $Z(x+h)$  は位置  $x$  から距離  $h$  だけ離れた地点における物性値である。また  $\gamma(h)$  はバリオグラムと呼ばれる分散に基づき算出される値である。

この 2 次定常固有確率場の下で、推定点  $x_0$  における値を、その近傍に存在する  $n$  個の標本点  $x_\alpha (\alpha=1, n)$  における観測値と重み係数  $\omega_\alpha$  を用いた線形結合で推定する手法がクリギング手法である。すなわちクリギング手法において、推定値  $Z^*(x_0)$  は式(3.4)によって表現される。

$$Z^*(x_0) = \sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha Z(x_\alpha) \quad (3.4)$$

重み係数については式(3.2)に示される定常仮定から式(3.5)の制約条件が導かれる。

$$\sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha = 1 \quad (3.5)$$

式(3.5)は観測値がすべて一定値である特殊条件下において、厳密な内挿補間法であるクリギング手法を用いれば、推定値も同じ値をとるべきである事から容易に理解される。

クリギング手法は、式(3.5)の制約条件下で推定誤差分散を最小にすることにより推定値を決定する。すなわち式(3.6)を満足する事により推定値を決定する。

$$\sigma^2 = E[(Z^*(x_0) - Z(x))^2] \rightarrow \min \quad (3.6)$$

次に具体的に、クリギング手法による推定値の算出手法について説明する。まずクリギング手法では、式(3.3)によって示されるバリオグラムをモデル化する必要性がある。これは既知の観測点間の距離と観測値の相関性を何らかの関数形を用いて近似するものである。

以下では、本研究で採用したバリオグラムのモデル化について解説する。式(3.3)は式(3.7)

に変換することができる。

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} E[(Z(x+h) - Z(x))^2] \quad (3.7)$$

複数の観測点における観測値からこのバリオグラムを算出するには、式(3.8)を用いる。

$$\gamma^*(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^N \{Z(x_i + h) - Z(x_i)\}^2 \quad (3.8)$$

ここで  $N(h)$  は観測点間の距離が  $h$  となる観測点の組数である。このバリオグラム  $\gamma(h)$  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場合には、距離の増加と共に  $\gamma(h)$  の増加の割合は減少する。そして空間的相関関係を持たなくなる距離が無限でないときは、観測点間距離がある値を超えた場合には、距離が増加しても  $\gamma(h)$  の値は変化しない。このときの観測点間距離を影響範囲(Range)、 $\gamma(h)$  が到達する値をシル(sill)という。シルは閾値とも表現される。

観測値から算出されたバリオグラムから、任意のある2点間の空間的相関関係を算出するために、得られたバリオグラムを何らかの関数形を用いてモデル化する必要がある。バリオグラムのモデル化手法としてはナゲット効果型モデル、球型モデルなど数種類が挙げられるが、本研究においてはこれまで地盤工学にて多用されている指数型モデルを採用した。式(3.9)に指数型モデルを表す。なお、地質情報の物性値においては、水平方向に関する値の変化よりも、鉛直方向に関する値の変化の方が顕著な場合もある<sup>25)</sup>。このような場合には、2次元異方性を考慮する必要がある。

指数型モデル

$$\begin{aligned} \gamma(\mathbf{d}_{ij}) &= C \{1 - \exp(-\mathbf{h}_{ij})\} \\ \mathbf{d}_{ij} &= (\Delta x_{ij}, \Delta y_{ij}, \Delta z_{ij}) \end{aligned} \quad (3.9)$$

ただし、

(異方性考慮せず)

$$\mathbf{h}_{ij} = \sqrt{\frac{\Delta x_{ij}^2 + \Delta y_{ij}^2 + \Delta z_{ij}^2}{a_1^2}} \quad (3.10)$$

(水平と鉛直の2次元異方性を考慮)

$$\mathbf{h}_{ij} = \sqrt{\frac{\Delta x_{ij}^2 + \Delta y_{ij}^2}{a_1^2} + \frac{\Delta z_{ij}^2}{a_2^2}} \quad (3.11)$$

ここで、 $x, y$  は水平方向座標、 $z$  は鉛直方向座標である。

関数形のパラメータの決定手法としては、最尤法、赤池情報指数 AIC を用いた手法、非線形最小二乗法が挙げられる。本研究では第 5 章および第 6 章に示す事例検証では、比較的簡便に計算によって得ることのできる非線形最小二乗法を採用した。また、2 次元異方性については、水平方向の位置データに対して深度データを物性値として用いる地層標高や層厚のような場合は考慮する必要はないと考えられる。

一方、3 次元的な解析の場合で、特に鉛直方向についての変化が大きいと想定される粘着力や内部摩擦角などが推定対象となるような事例の場合は 2 次元異方性を考慮すべきである。事例検証においては、都市トンネル事例では地層標高が推定対象であるため、異方性は考慮する必要性がなかった。山岳トンネル事例においても、異方性を示す明確な根拠がないため、異方性を考慮する必要がないと仮定した。このため、バリオグラムのパラメータ決定に際しても異方性は考慮しないものとする。図 3-3 に指数型モデルを用いてモデル化を行った場合のバリオグラム概念図を示す。

上記手法により、バリオグラムが算出し、次の段階として、観測値から式(3.4)に基づき未知の推定値を算出することが目的となる。

ここで先に示した式(3.6)の右辺は式(3.12)のように変換することができる。

$$E[(Z^*(x_0) - Z(x_0))^2] = \sum_{\alpha=1}^n \sum_{\beta=1}^n \omega_{\alpha} \omega_{\beta} E[(Z(x_{\alpha}) - Z(x_0))(Z(x_{\beta}) - Z(x_0))] \quad (3.12)$$

ここでバリオグラムの定義を使えば、式(3.13)が導かれる。

$$\gamma(x_{\alpha} - x_{\beta}) = \gamma(x_{\alpha} - x_0) + \gamma(x_{\beta} - x_0) - E[(Z(x_{\alpha}) - Z(x_0))(Z(x_{\beta}) - Z(x_0))] \quad (3.13)$$

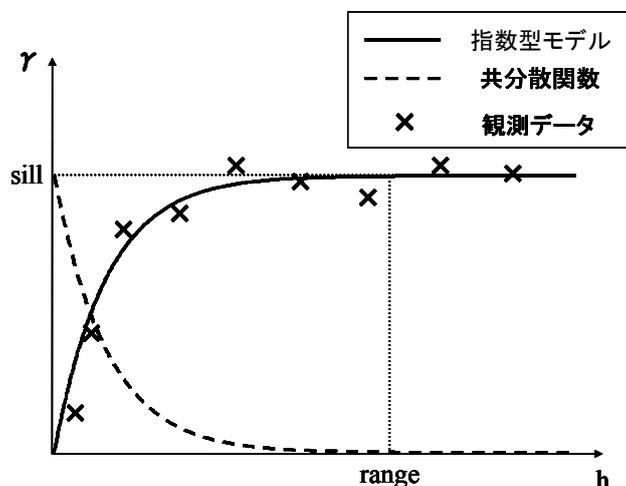


図 3-3 バリオグラム概念図

ただし、 $\gamma(x_i-x_j)$ は2点  $x_i, x_j$ 間のバリオグラムを表す。

式(3.13)により式(3.12)は式(3.14)のように変換することができる。

$$E[(Z^*(x_0)-Z(x_0))^2] = -\sum_{\alpha=1}^n \sum_{\beta=1}^n \omega_{\alpha} \omega_{\beta} \gamma(x_{\alpha}-x_{\beta}) + 2 \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} \gamma(x_{\alpha}-x_0) \quad (3.14)$$

式(3.14)を式(3.6)に代入して、ラグランジュの未定乗数法により  $\sigma^2$  の最小化を図ることにより、最適な重み係数を算出することができる。ここで、 $\mu$  をラグランジュの未定乗数であるとすれば、式(3.5)を満たす重み係数は式(3.15)により算出される。

$$\frac{\partial Y}{\partial \omega_{\alpha}} = 0 \quad \text{かつ} \quad \frac{\partial Y}{\partial \mu} = 0 \quad (3.15)$$

ただし、 $Y$ は式(3.16)により表される。

$$Y = \frac{1}{2} E[(Z^*(x_0)-Z(x_0))^2] - \mu \left( \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} - 1 \right) \quad (3.16)$$

式(3.15)、式(3.16)より式(3.17)に示すクリギングシステムが導かれる。

$$\begin{cases} \sum_{\beta=1}^n \omega_{\beta} \gamma(x_{\alpha}-x_{\beta}) + \mu = \gamma(x_{\alpha}-x_0) \\ \sum_{\beta=1}^n \omega_{\beta} = 1 \end{cases} \quad \begin{matrix} (\alpha = 1 \cdots n) \\ (\beta = 1 \cdots n) \end{matrix} \quad (3.17)$$

このクリギングシステムを解くことにより、ラグランジュの未定乗数  $\mu$  および重み係数  $\omega$  が判定され、推定値  $Z^*(x_0)$ が算出される。また推定誤差分散に関しては、式(3.18)により算出される。

$$\text{var}[Z^*(x_0)-Z(x_0)] = \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} \gamma(x_{\alpha}-x_0) + \mu \quad (3.18)$$

このようにして、クリギング手法においては推定値が算出される。式(3.18)で示した推定誤差分散からも明らかなように、クリギング手法において算出される推定値は正規分布を持

つ確率変数として表現される．本研究においては，推定値のうち最も頻度の大きい値，すなわち平均値を最尤推定値と称す．

### 3.3.2 外生ドリフト・クリギング手法<sup>24)</sup>

従来のクリギング手法は先にも述べたように，ボーリングデータのような点情報を内挿法により補間する手法である．そのため，山岳トンネルのように事前地盤調査として，屈折法弾性波探査のような面的な情報を得られる手法が大きなウエイトを占め，ボーリング調査数が少ないような状況では，クリギング手法を単純に適用して，地盤推定を行うことは不可能である．

ここで，上記のような異なる二つの手法による観測値を統合して，推定値を算出する地盤統計学手法としては，代表的なものとして共変量クリギング手法と外生ドリフト・クリギング手法が挙げられる．両者ともに，不確実性の高い観測情報を補助変数として，クリギングシステムに組み込む手法である．しかしながら，屈折法弾性波探査結果のように推定対象領域内のあらゆる位置において，補助変数が存在するような場合においては，共変量クリギング手法は解析時間を非常に必要とすることが考えられた．そのため，本研究では屈折法弾性波探査結果と速度検層結果を統合して，弾性波速度分布を推定する手法として外生ドリフト・クリギング手法を採用した．外生ドリフト・クリギング手法は，屈折法弾性波探査結果のような面情報を外生ドリフト関数としてクリギング推定システムに組み込むものである．

本研究では外生ドリフト・クリギング手法を適用するにあたって以下のような仮定を用いる．

- A) 推定対象となる，ある物性値が異なる2つの地盤調査手法により観測されている．
- B) 一方はボーリング孔での速度検層結果のように，正確な物性値を点情報として観測することができるが，観測位置が少ない．この正確な点情報に基づき共分散関数  $C(h)$  が算出されており，2次定常確率場  $Z(x)$  をモデル化できる．ここで共分散関数とバリオグラムは図3-3に示す関係にあり，共分散関数式  $C(h)$  は式(3.19)により算出される．

$$C(h) = \gamma(\infty) - \gamma(h) \quad (3.19)$$

- C) もう一方は，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が，対象空間領域内に面情報としてあらゆる位置で観測されている．これを外生ドリフト関数  $s(x)$  として表現する．
- D) これら2つの観測値には式(3.20)のような相関を認める．

$$E[Z(x)] = a + b \cdot s(x) \quad (3.20)$$

ただし  $a, b$  は定数を表す. 式(3.20)は不確実性の高い状態で全体像を記述する  $s(x)$  が 2 次定常固有確率場  $Z(x)$  の平均値と線形関係にあることを認めるものである. この仮定を用いる事により外生的な補助変数  $s(x)$  を用いて  $Z(x)$  の推定が可能となり, 点情報と面情報を融合することが可能となる. 屈折法弾性波探査と速度検層を例にとり, 概念的に外生ドリフト・クリギング手法を説明すれば, 不確実性の高い屈折法弾性波探査結果としての弾性波速度分布を精度の高い速度検層結果を用いて修正を加える手法であると言える.

以下には, 外生ドリフト・クリギング手法により, 具体的に推定値を算出する方法について解説する. 推定値の定義はクリギング手法と同様に式(3.4)として表現される. 重みが 1 であるという条件から式(3.21)が導かれる.

$$E[Z^*(x)] = E[Z(x)] \quad (3.21)$$

さらに, 式(3.21)は式(3.22)のように展開することができる.

$$\begin{aligned} E[Z^*(x)] &= \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} E[Zd(x_{\alpha})] \\ &= a + b \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} s(x_{\alpha}) \\ &= a + b \cdot s(x_0) \end{aligned} \quad (3.22)$$

ここで,  $s(x_0)$  は推定点  $x_0$  における外生ドリフト関数  $s(x)$  の値である. 式(3.22)の後半部が示すところは,  $s(x)$  を厳密に補間するにあたって, 重み係数が式(3.5)と矛盾しない事である. すなわち, 式(3.23)で示される条件が式(3.20)の仮定により導かれる.

$$s(x_0) = \sum_{\alpha=1}^n \omega_{\alpha} s(x_{\alpha}) \quad (3.23)$$

従来のクリギング手法における制約条件式が式(3.5)のみである事に対し, 外生ドリフト・クリギング手法では, 制約条件式が式(3.5)と式(3.23)となる. この条件式の下で, 式(3.6)を満たすように, 推定値を決定する. これはすなわち, ラグランジュの未定乗数法を使って最適な重み係数を算出することである. ここで  $\mu_0, \mu_1$  をラグランジュの未定乗数であるとすれば, 式(3.6)を満たす重み係数は式(3.24)により算出される.

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

ただし， $Y$ は式(3.25)により表される．

$$Y = \sigma_E^2 - \mu_0 \left( \sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha - 1 \right) - \mu_1 \left( \sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha s(x_\alpha) - s(x_0) \right) \quad (3.25)$$

ただし， $\sigma_E^2$ は推定誤差分散であるとする．結果として，式(3.26)に示す外生ドリフト・クリギングシステムが導かれる．

$$\left\{ \begin{array}{l} \sum_{\beta=1}^n \omega_\beta C(x_\alpha - x_\beta) - \mu_0 - \mu_1 \cdot s(x_\alpha) = C(x_\alpha - x_0) \\ \sum_{\beta=1}^n \omega_\beta = 1 \\ \sum_{\beta=1}^n \omega_\beta \cdot s(x_\beta) = s(x_0) \end{array} \right. \quad \left( \begin{array}{l} \alpha = 1 \cdots n \\ \beta = 1 \cdots n \end{array} \right) \quad (3.26)$$

この外生ドリフト・クリギングシステムより，重み係数が算出され，式(3.4)により最尤推定値が算出される．また，推定誤差分散については式(3.27)により算出される．

$$\text{var}[Z^*(x_0) - Z(x_0)] = C(0) - \sum_{\alpha=1}^n \omega_\alpha C(x_\alpha - x_0) + \mu_0 + \mu_1 \cdot s(x_0) \quad (3.27)$$

このようにして，外生ドリフト・クリギング手法による最尤値および推定誤差分散が算出される．

外生ドリフト・クリギング手法によって，やや不確実性の高いと考えられる面情報を正確な点情報を用いて推定精度の向上を図ることができる．同様の手法は，古典的な手法としてベイズ推定手法を用いても可能である．そこで，次項ではベイズ推定手法を用いた地盤推定手法について解説する．

### 3.3.3 ベイズ推定手法<sup>26)</sup>

ベイズ推定手法は，対象とする事象が生起する確率を推定するにあたり，推定対象に対

して有している情報，知識，経験等を活用し，それらを追加情報によって更新していく手法であるという立場に立っている．このベイズ推定手法は以前より，薬学分野，医療分野などでも統計的推定手法として用いられてきた．本項ではベイズ推定手法の地盤推定への適用について解説する．

ベイズ推定手法を地盤推定へ適用した場合，その概念は図 3-4 に示すように表される．ただし，ベイズ推定手法においては，推定対象となる地盤物性値に対して事前に得られている情報を先験情報，新たな調査によって得られた観測情報を追加情報，追加情報の更新によって得られた地盤推定値を事後分布と表現する．一度ベイズ推定により事後分布として地盤推定値が得られた後，さらに調査が実行され追加情報が得られた場合には，ベイズ推定を繰り返し，地盤推定精度を向上していくというフローとなる．

次に，具体的に先験情報に対し追加情報をベイズ推定手法に基づき更新していく手法について解説する．

事前のある調査段階  $t-1$  において，先験情報として  $\mathbf{x}_{t-1}$  が与えられており，さらに新たな地盤調査によって追加情報  $\mathbf{z}_t$  が得られた場合について考える．この時，ベイズ推定手法により  $\mathbf{x}_{t-1}$  を  $\mathbf{z}_t$  に基づき更新し，事後分布となる地盤推定値  $\mathbf{x}_t$  を算出する．ここで，議論を簡素化するために，以下に示す仮定を設けた．

- A) 追加情報  $\mathbf{z}_t$ ，事後分布  $\mathbf{x}_t$  はそれぞれ  $m$  次元， $n$  次元 ( $n \geq m$ ) であり，確率変数として与えられ，確率分布は正規分布に従う．
- B) 先験情報  $\mathbf{x}_{t-1}$  も  $n$  次元であり， $\mathbf{x}_t$  の期待値と共分散行列を式(3.28)および式(3.29)により与える．

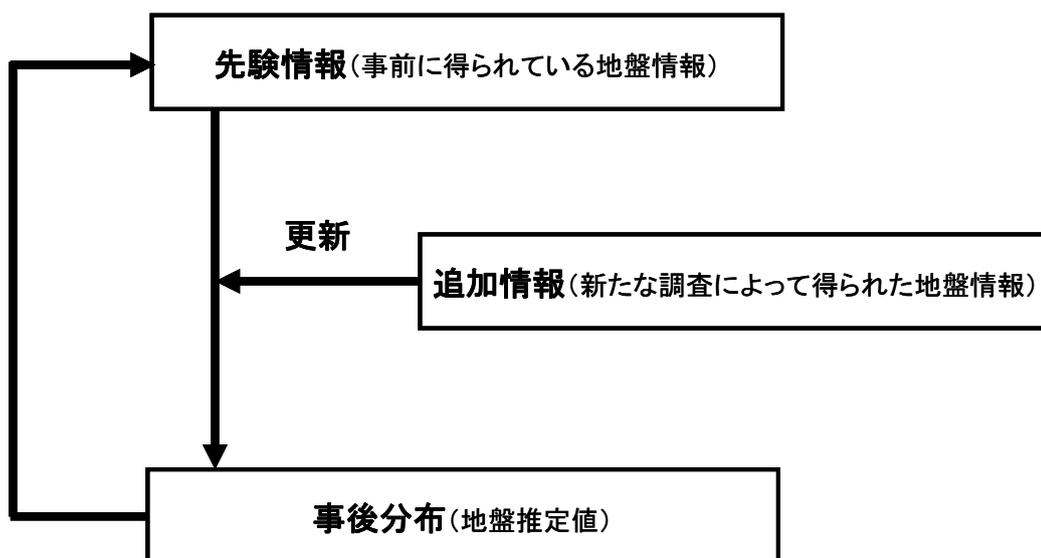


図 3-4 ベイズ推定手法概念図

$$E[\mathbf{x}_t] = \bar{\mathbf{x}}_t = \bar{\mathbf{x}}_{t-1} \quad (3.28)$$

$$E[(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t)(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t)^T] = \mathbf{M}_t \quad (3.29)$$

ここで、 $\mathbf{M}_t$  は  $\mathbf{x}_t$  の共分散行列を表す。

- C) 追加情報  $\mathbf{z}_t$  と事後分布  $\mathbf{x}_t$  には、式(3.30)に示す観測方程式が成り立つ。これは、観測値と推定値には線形の関係にあることを仮定するものである。

$$\mathbf{z}_t = \mathbf{H}_t \mathbf{x}_t + \mathbf{v}_t \quad (3.30)$$

ここで、 $\mathbf{v}_t$  は観測誤差を表す  $m$  次元のベクトルである。期待値と共分散行列はそれぞれ式(3.31)および式(3.32)により表される。

$$E[\mathbf{v}_t] = \mathbf{0} \quad (3.31)$$

$$E[(\mathbf{v}_t - \bar{\mathbf{v}}_t)(\mathbf{v}_t - \bar{\mathbf{v}}_t)^T] = \mathbf{R}_t \quad (3.32)$$

ここで、 $\mathbf{R}_t$  は既知の観測誤差共分散行列を表す。

- D) 実際、ベイズ推定を行う場合には、上記に示した  $\mathbf{M}_t$ ,  $\mathbf{H}_t$ ,  $\mathbf{R}_t$  を何らかの手法を用いて定義しなければならない。その手法としては何種類かが想定されるが、本研究においては、先に示したクリギング手法を援用する。まず、 $\mathbf{x}_t$  の共分散行列  $\mathbf{M}_t$  を算出する手法としては、 $\mathbf{x}_{t-1}$  を観測値として考えた場合における、バリオグラムのモデル化手法に基づき算出した。次に、式(3.30)に示す観測方程式中の係数行列  $\mathbf{H}_t$  に関しては、先験情報  $\mathbf{x}_{t-1}$  を観測値として追加情報  $\mathbf{z}_t$  の観測位置の物性値をクリギング手法により推定する場合における、重み係数  $\omega$  が  $\mathbf{H}_t$  と一致するものと仮定した。すなわち式(3.33)によって  $\mathbf{H}_t$  を定義した。

$$(\mathbf{H})_{ij} = \omega_{ij} \quad (3.33)$$

ただし、 $(\mathbf{H})_{ij}$  は  $\mathbf{H}_t$  の  $(i,j)$  成分を示す。最後に、観測誤差共分散行列  $\mathbf{R}_t$  に関しては、観測誤差は生じないものとして  $\mathbf{0}$  であると仮定した。すなわち、式(3.29)にあたる観測方程式は、本研究においては式(3.34)のように変形できる。

$$(\mathbf{z})_i = \sum_{j=1}^n \omega_j (\mathbf{x})_j \quad (i=1 \cdots m) \quad (3.34)$$

以上の仮定の下で、追加情報 $\mathbf{z}_t$ を用いて $\mathbf{x}_t$ を決定することをベイズ推定手法の目的とする。このためには、 $\mathbf{z}_t$ が与えられる条件下での $\mathbf{x}_t$ の確率密度関数 $p(\mathbf{x}_t|\mathbf{z}_t)$ を最大にするように $\mathbf{x}_t$ の値を算定することになる。ここで、 $p(\mathbf{x}_t|\mathbf{z}_t)$ は事象 $\mathbf{z}_t$ が起こったときに $\mathbf{x}_t$ が起こる確率であり、一般に条件付確率密度関数と呼ばれる。 $p(\mathbf{x}_t|\mathbf{z}_t)$ はベイズの公式を使えば、式(3.35)のように表される。

$$p(\mathbf{x}_t|\mathbf{z}_t) = \frac{p(\mathbf{z}_t|\mathbf{x}_t) \cdot p(\mathbf{x}_t)}{p(\mathbf{z}_t)} \quad (3.35)$$

つまり、式(3.35)に表される  $p(\mathbf{x}_t|\mathbf{z}_t)$ を最大化するような  $\mathbf{x}_t$ を算出することがベイズ推定手法により、最尤推定値を求めることになる。まず、 $p(\mathbf{x}_t)$ は A)の仮定より、式(3.36)のように表される。

$$p(\mathbf{x}_t) = \frac{1}{(2\pi)^{\frac{n}{2}} |\mathbf{M}_t|^{\frac{1}{2}}} \exp\left\{-\frac{1}{2}(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t)^T \mathbf{M}_t^{-1}(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t)\right\} \quad (3.36)$$

$\mathbf{z}_t$ については、式(3.30)を用いて式(3.37)と式(3.38)が成り立つ。

$$E[\mathbf{z}_t] = \mathbf{H}_t \bar{\mathbf{x}}_t \quad (3.37)$$

$$E[(\mathbf{z}_t - \bar{\mathbf{z}}_t)(\mathbf{z}_t - \bar{\mathbf{z}}_t)^T] = E\left[\{\mathbf{H}_t(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t) + \mathbf{v}\}\{\mathbf{H}_t(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t) + \mathbf{v}\}^T\right] = \mathbf{H}_t \mathbf{M}_t \mathbf{H}_t^T + \mathbf{R}_t \quad (3.38)$$

このため、 $p(\mathbf{z}_t)$ は式(3.39)のように表される。

$$p(\mathbf{z}_t) = \frac{1}{(2\pi)^{\frac{m}{2}} |\mathbf{H}_t \mathbf{M}_t \mathbf{H}_t^T + \mathbf{R}_t|^{\frac{1}{2}}} \exp\left\{-\frac{1}{2}(\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t \bar{\mathbf{x}}_t)^T (\mathbf{H}_t \mathbf{M}_t \mathbf{H}_t^T + \mathbf{R}_t)^{-1} (\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t \bar{\mathbf{x}}_t)\right\} \quad (3.39)$$

最後に  $p(\mathbf{z}_t|\mathbf{x}_t)$ については、その平均値と共分散は式(3.30)において  $\mathbf{x}_t$ を定数と考えて計算することができるので、式(3.40)のように示される。

$$p(\mathbf{z}_t|\mathbf{x}_t) = \frac{1}{(2\pi)^{\frac{m}{2}}|\mathbf{R}_t|^{\frac{1}{2}}} \exp\left\{-\frac{1}{2}(\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t\mathbf{x}_t)^T \mathbf{R}_t^{-1}(\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t\mathbf{x}_t)\right\} \quad (3.40)$$

したがって、式(3.35)に示すベイズの公式は式(3.41)のように変形することができる。

$$p(\mathbf{x}_t|\mathbf{z}_t) = \frac{|\mathbf{H}_t\mathbf{M}_t\mathbf{H}_t^T + \mathbf{R}_t|^{\frac{1}{2}}}{(2\pi)^{\frac{n}{2}}|\mathbf{M}_t|^{\frac{1}{2}}|\mathbf{R}_t|^{\frac{1}{2}}} \exp\left[ \begin{array}{l} -\frac{1}{2}\{(\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t\mathbf{x}_t)^T \mathbf{R}_t^{-1}(\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t\mathbf{x}_t)\} \\ +(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t)^T \mathbf{M}_t^{-1}(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t) \\ -(\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t\bar{\mathbf{x}}_t)^T (\mathbf{H}_t\mathbf{M}_t\mathbf{H}_t^T + \mathbf{R}_t)^{-1}(\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t\bar{\mathbf{x}}_t) \end{array} \right] \quad (3.41)$$

式(3.41)で与えられる  $p(\mathbf{x}_t|\mathbf{z}_t)$  を最大にする  $\mathbf{x}_t$  を求めるには、式(3.41)中の  $\exp$  の内部を最小にすればよい。ただし、 $\exp$  内の第三項は定数であるため、求める  $\mathbf{x}_t$  は式(3.42)を最小化することによって算出される。

$$J_2 = \frac{1}{2}\{(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t)^T \mathbf{M}_t(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t) + (\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t\mathbf{x}_t)^T \mathbf{R}_t^{-1}(\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t\mathbf{x}_t)\} \quad (3.42)$$

ここで、式(3.42)を最小にする  $\mathbf{x}_t$  を  $\hat{\mathbf{x}}_t$  と表すものとすれば、式(3.43)が導かれる。

$$dJ_2 = d\hat{\mathbf{x}}_t \{ \mathbf{M}_t^{-1}(\mathbf{x}_t - \bar{\mathbf{x}}_t) - \mathbf{H}_t^T \mathbf{R}_t^{-1}(\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t\mathbf{x}_t) \} = 0 \quad (3.43)$$

式(3.43)よりベイズ推定値最尤推定値として式(3.44)が導かれる。

$$\hat{\mathbf{x}}_t = \mathbf{x}_{t-1} + \mathbf{K}_t(\mathbf{z}_t - \mathbf{H}_t\mathbf{x}_{t-1}) \quad (3.44)$$

ここで、 $\hat{\mathbf{x}}_t$  は式(3.35)で表される条件付確率密度関数  $p(\mathbf{x}_t|\mathbf{z}_t)$  を最大化するベイズ最尤推定値である。また、 $\mathbf{K}_t$  は式(3.45)によって与えられる。

$$\mathbf{K}_t = \mathbf{M}_t\mathbf{H}_t^T (\mathbf{H}_t\mathbf{M}_t\mathbf{H}_t^T + \mathbf{R}_t)^{-1} \quad (3.45)$$

さらに、ベイズ最尤推定値周りの  $\mathbf{x}_t$  の共分散行列を  $\mathbf{P}_t$  とすれば、これは式(3.46)のように与えられる。

$$\mathbf{P}_t = \mathbf{M}_t - \mathbf{K}_t \mathbf{H}_t \mathbf{M}_t \quad (3.46)$$

式(3.44)および式(3.46)に基づきベイズ推定値が決定される。すなわち、先験情報  $\mathbf{x}_{t-1}$  とその共分散行列  $\mathbf{M}_t$  が追加情報によって更新され、それぞれ  $\mathbf{x}_t$  と  $\mathbf{P}_t$  として推定することができる。

### 3.3.4 外生ドリフト・クリギング手法とベイズ推定手法の比較

外生ドリフト・クリギング手法とベイズ推定手法は共に、不確実性が高いと考えられる弾性波探査結果のような面情報を正確な点情報を用いて修正し、推定結果を導くという点では同様の手法といえるだろう。ただし、両手法は地盤推定値を算出する上での基本的概念に図3-5に示すような相違がみられる。すなわち、以下に示す点において違いがあると整理することができる。

- A) バリオグラムによって規定される影響範囲について。外生ドリフト・クリギング手法では、バリオグラムは正確な点情報としての観測値  $Z(x_a)$  を用いて算出される。一方、ベイズ推定手法では、バリオグラムの算出は先験情報となる不確実な面情報を用いて算出される。すなわち、両手法ではバリオグラムの算出方法が異なり、それによって規定される点情報の影響距離も異なる。
- B) 正確な点情報（外生ドリフト・クリギング手法では  $Z(x_a)$  と表記、ベイズ推定手法では  $\mathbf{z}_t$  と表記している）が推定値に与える影響について。外生ドリフト・クリギング手法は、式(3.26)に示すように、重み係数  $\omega$  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になる。さらに、面情報  $s(x)$  は式(3.19)より、推定値の全体的な像を掴むことだけに用いられ、最終的な推定値の値は  $Z(x_a)$  によってのみ決定される。一方、ベイズ推定手法では、正確な点情報観測値  $Z(x_a)$  の影響距離は先験情報となる面情報から算出されるバリオグラムにより決定される。さらに  $Z(x_a)$  の影響はその影響範囲にのみ限定される。影響範囲外については、先験情報をほぼそのまま推定値とするといえる。
- C) B)について、地盤の削り込みや、低速度弾性波速度層などの局所的で得意な地盤物性値がボーリング調査によって観測された状況下で考察すれば、下記のように整理できる。外生ドリフト・クリギング手法は、局所的な地盤観測値を算出された影響距離を越えて、対象地盤全体に拡張する手法である。一方、ベイズ推定手法は局所的な地盤観測値の影響は影響範囲内だけに限定されるものとして地盤を推定する手法である。ただし、現段階では、事前の調査段階で、どちらの手法を用いて地盤の推定を行うかについての判断基準は確立できていない。またその判断基準は対象とするサイト、地

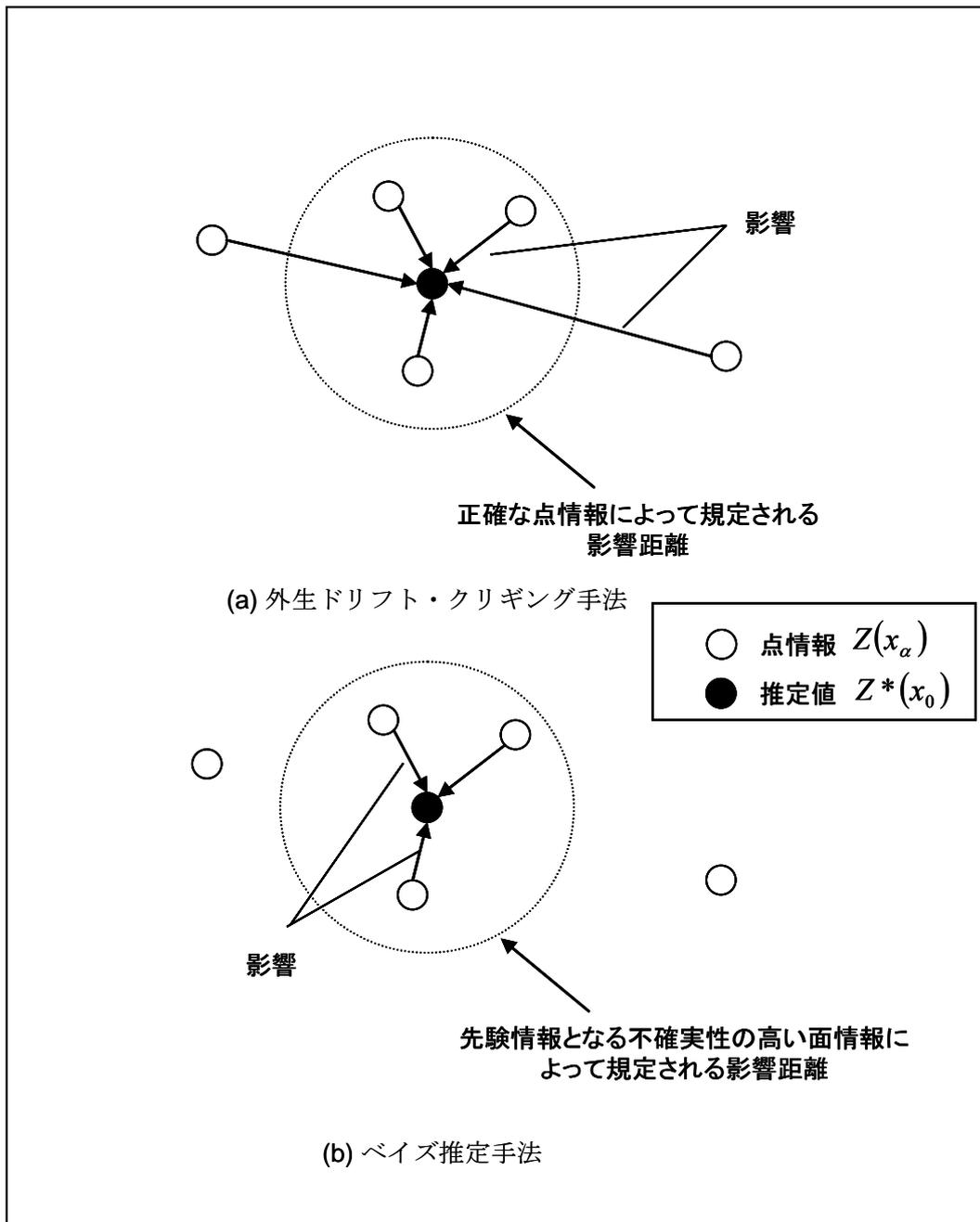


図 3-5 外生ドリフト・クリギング手法とベイズ推定手法の相違（概念図）

山などによっても変化してくると想定される。よって本研究においては両手法を用いて地盤推定を行う事とする。

このような特徴を持つ外生ドリフト・クリギング手法，ベイズ推定手法を用いて，本研究で，地盤リスクと定義した建設コストの変動を引き起こす「地盤条件の不確実性」を確率値として表現することが可能である。次章では，地盤リスクに基づき推定される地下構造物建設コスト変動について解説すると共に，事後評価の観点から実際の建設コストと推定される建設コストの関連性を乖離量という指標を用いて解説を加える。

## 第4章 事後評価としての建設コスト変動リスク評価手法

本章では、地盤統計学手法に基づき推定される確率値としての地下構造物建設コストの、調査段階に応じた変動リスクについて解説する。まず、既往の研究により明らかにされてきた施工前の段階での事前評価について説明する。これに対して、工学的な関心は、事前に推定された建設コストが、施工終了時点で確定した実際の建設コストとどの程度整合性があるかであると推察される。このような観点から、事後評価としての立場から建設コスト変動リスクについて説明する。

### 4.1 事前評価としての建設コスト変動リスク評価

大津ら<sup>7),27)</sup>によってこれまでに提案されてきた、建設プロジェクトの調査・設計段階、すなわち施工前の段階で事前評価を対象とした建設コスト変動リスク評価手法の基本的な概念は、以下のように要約される。

A) 例として、事前の調査段階  $i$  ( $i=1,5$ ) において、それぞれボーリング調査、屈折法弾性波探査などの事前地盤調査が実施されている場合を想定する。その場合に、図 4-1 に示すように、ある調査段階  $i$  で得られた観測値に対して地盤統計学手法に基づき地盤条件を設定し、その条件に対する建設コスト  $C_i$  を算定する。前章でも述べたように、

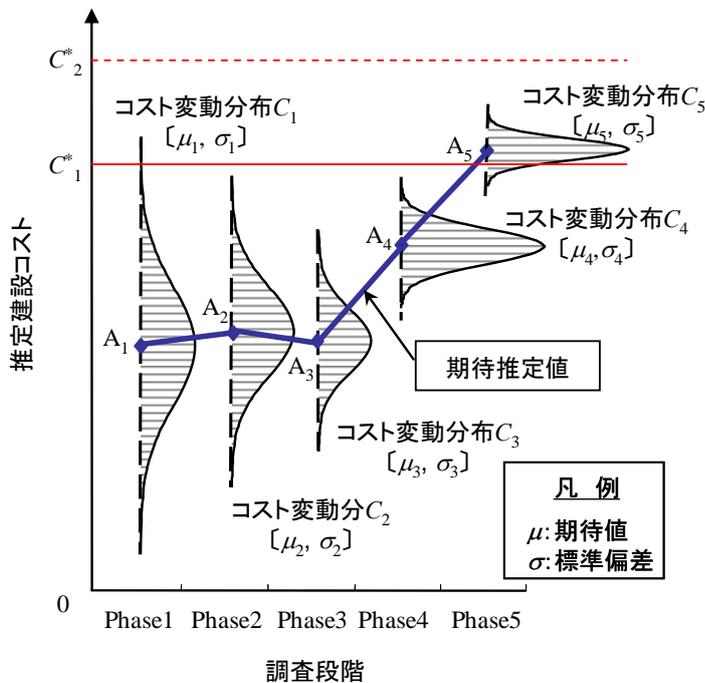


図 4-1 建設コスト変動リスク評価手法の基本概念

地盤統計学手法により得られる推定値、情報は基本的に確率値となるため、推定される建設コストも確率値として表現されることに注意されたい。ここで、金融工学の考え方に準じて、建設コスト  $C_i$  の確率分布が図 4-1 に示すように期待値  $\mu_i$  と標準偏差  $\sigma_i$  を有する正規分布に従うものと仮定する。この仮定条件下では、図 4-1 において点  $A_1$  から点  $A_5$  として表したように、建設コストの期待値は変動するが、概念的には、調査の進行と共に調査量が増加し地盤の推定精度が向上すると考えられるため、実際の建設コストに近づくものと解釈される。また、金融工学の分野ではリスクは期待値周りのはずれ量を表わすものと定義され、その代表値として標準偏差  $\sigma_i$  が適用されることが多い。この定義のもとで、概念的には調査の進行に伴い推定建設コストのばらつきの幅も低減されると解釈される。このため、図 4-1 に示す各建設コスト  $C_i$  の標準偏差  $\sigma_i$  については、式(4.1)の関係式が成り立つものと考えられる。

$$\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3 > \sigma_4 > \sigma_5 \quad (4.1)$$

- B) A)においては、各調査段階での建設コスト  $C_i$  の分布が正規分布に従うものとして解説を加えた。しかしながら、建設コスト  $C_i$  の分布は、一般的には図 4-1 に示すように期待値周りの分布が対象にならない場合も多いと推察される。このような非対称の建設コストの確率分布を表現するために、これまでの研究においてはリスクカーブというコスト変動リスク表現手法を適用してきた。図 4-2 に示すように、リスクカーブはある調査段階で推定される建設コストを、そのコストが発生する超過確率と関連付けるものである。そして、図 4-2 に示す超過確率 0.5 に相当する建設コスト  $C_{0.5}$  を期待値、そして超過確率 0.9 および 0.1 に相当する建設コスト  $C_{0.9}$  および  $C_{0.1}$  を金融工学での定義に基づき  $(\text{VaR})_{0.9}$  および  $(\text{VaR})_{0.1}$  と表記する。なお、 $(\text{VaR})_x$  は Value at Risk と呼ばれ、期待値からのはずれ量の代表値であり、図 4-2 に示すようにリスクカーブでの超過確率  $x$  に対応する値を表わす。また、金融工学では意思決定者の不利となる側の値および有利となる側の値を、それぞれダウンサイドリスクおよびアップサイドリスクと称す。したがって、図 4-2 に示す関係では、 $(\text{VaR})_{0.1}$  がダウンサイドリスク、 $(\text{VaR})_{0.9}$  がアップサイドリスクに相当する。この定義の下で、各調査段階での建設コストの期待値および、ダウンサイドリスク  $(\text{VaR})_{0.1}$  の推移として、図 4-3 の模式図に示すような関係が得られる。すなわち、建設コスト  $C_i$  の期待値周りの分布が対称とならない場合においても、図 4-1 に示す関係と同様に、調査の進行に伴い期待値が実際の建設コストに近づくと共に、推定建設コストのばらつきの幅も低減されるという傾向にあると解釈される。

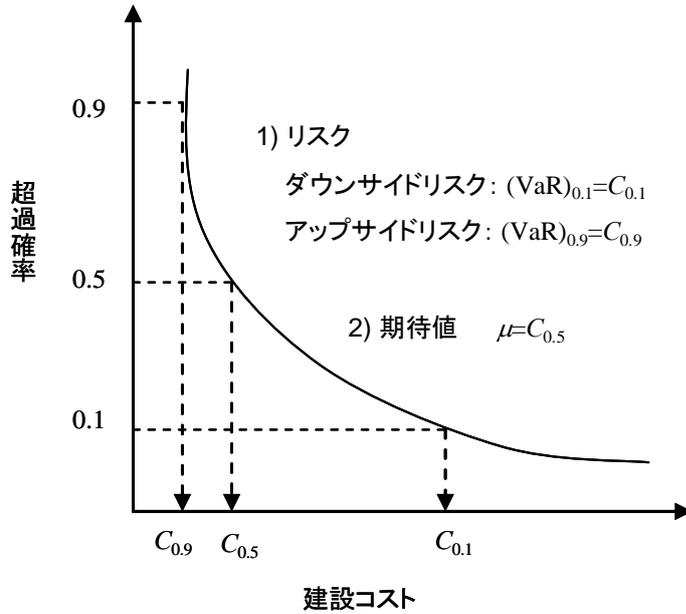


図 4-2 リスクカーブとその分布に対する代表値の定義

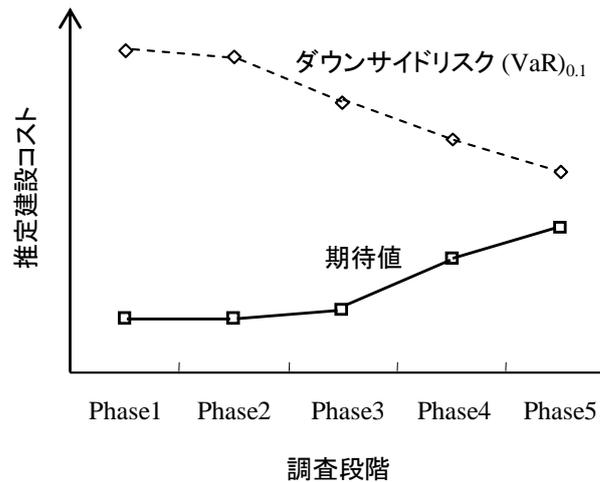


図 4-3 調査に伴う推定建設コストの変動（模式図）

この A)および B)において示した建設コスト変動リスクは、事前の調査・設計段階において算定されるものである。このため、前述のようにこの推定建設コストが、施工終了時点で確定したコストとどの程度整合性があるかという事が重要な検討課題と考えられる。すなわち、実際の建設コストが図 4-1 において赤色の実線で示した  $C_1^*$  ように推定建設コストの範囲内にあるか、それとも  $C_2^*$  のように推定建設コストの範囲外にあるかについて検討を加えていくことが、建設コスト変動リスク評価手法の事後評価という観点からは重要である。そこで次節においては、建設コスト変動リスク評価手法の事後評

価について解説する。

## 4.2 事後評価としての建設コスト変動リスク評価

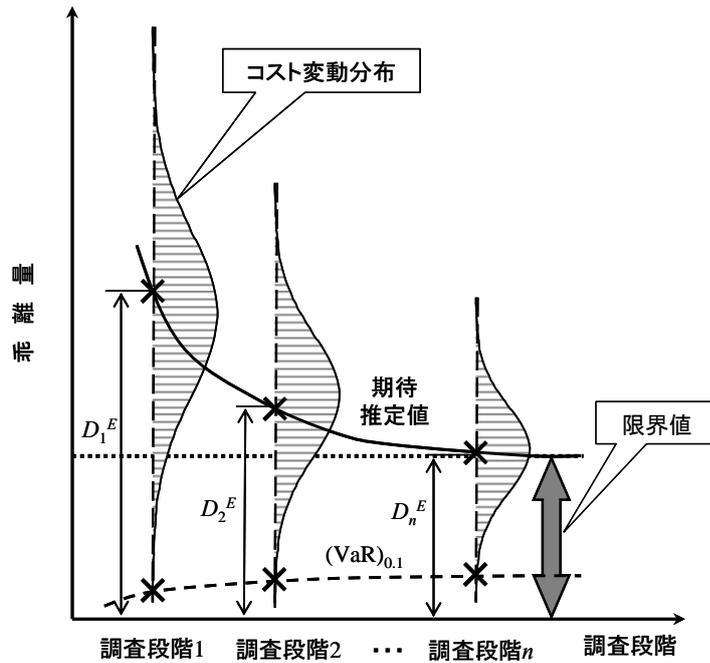
本節では、前節において示した推定建設コストと実際の建設コストの関連性について検討を加える。まず施工終了時点で確定した建設コストを  $C_A$  と表現する。このとき、各調査段階での推定建設コスト  $C_i$  と実際の建設コスト  $C_A$  とのはずれ量を乖離量  $D_i$  として式(4.2)により定義する。

$$D_i = C_A - C_i \quad (4.2)$$

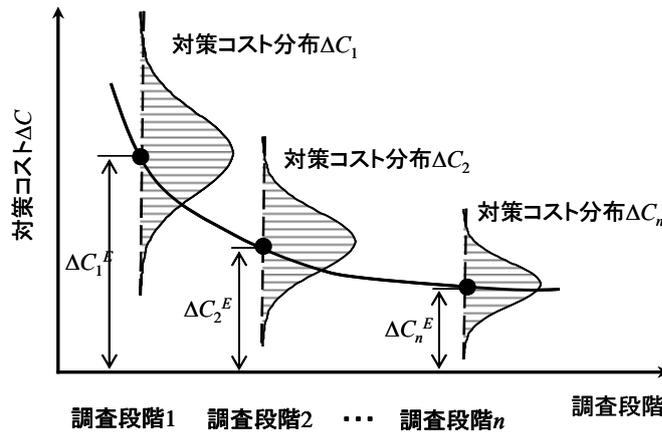
ここで、乖離量  $D_i$  はその値が正の値の場合は実際の建設コスト  $C_A$  がコストオーバーランの場合に、また負の値の場合には実際の建設コスト  $C_A$  がコストアンダーランの場合に相当する。

式(4.2)で定義した乖離量  $D_i$  と、前節で示したコスト変動リスクとの関係について図 4-4(a) の模式図を用いて解説する。同図に示すように、各調査段階での推定建設コスト  $C_i$  は何らかの確率分布をすると仮定した場合には、式(4.2)で示した乖離量  $D_i$  も確率変数となる。その乖離量の確率分布における期待値に相当する乖離量  $D_i^E$  は、同図実線で示すように、概念的には、地盤調査の進展に伴い、地盤推定精度が向上することによって減少傾向となるものと考えられる。また同様の理由で、前節で示した式(4.1)の関係も成り立つことから、推定建設コスト  $C_i$  の期待値からのはずれ量の代表値となるダウンサイドリスク  $(\text{VaR})_{0.1}$  に関しても、同図の破線を用いて示したように乖離量の期待値  $D_i^E$  に近づくものと推察される。なおこの模式図においては、議論を簡略化するために、推定建設コスト  $C_i$  の分布を正規分布に近似したもので表現していることに留意されたい。ただし、確率値として表現される建設コスト  $C_i$  の分布モデルを変更しても、同図に示す関係は成り立つものと考えられる。

ここで、留意すべき事項は、本研究で示す建設コスト  $C_i$  の推定においては、地盤統計学手法を適用している点である。言うまでもなく、地盤統計学手法の基本概念は、いずれの手法を用いようとも、観測された量の空間的な分布を内挿により算定するものである。ベイズ推定手法においても、同様に観測量からの内挿法であると言える。このため、仮に実際の施工段階において出現する値の範囲が、建設コストを推定する調査・設計段階で得られている観測値の範囲内であれば、図 4-4(a) に示すような、コスト変動リスクの概念を適用して、推定建設コスト  $C_i$  を用いた乖離量の分布が乖離量 0 を含む事になる。このため、



(a) 調査に伴う乖離量の変動



(b) 乖離量に基づく対策コストの変動

図 4-4 事後評価としての建設コスト変動リスク評価手法基本概念

建設コストの推定において、たとえば最終の調査段階  $n$  での推定建設コスト  $C_n$  の期待値からのはずれ量を変動リスクとして設定するという議論が適用可能となる。

しかし一方、実際の施工段階において、建設コストを推定する段階で得られている観測値の範囲を超える値が出現した場合には、地盤統計学手法に基づく検討手法では建設コスト推定が不可能になる危険性を有する。すなわち、この場合には、図 4-4(a) に示すように、本研究が行う地盤統計学手法による推定建設コスト  $C_i$  の分布は、実際の建設コストを包含できないことになる。この点を明らかにするために、同図では最終調査段階である調査段階  $n$  での推定建設コストの期待値と実際の建設コストの乖離量  $D_n^E$  を、その乖離量の代表値として「限界値」と定義した。仮に図 4-4(a) に示す「限界値」が存在し、さらに

この「限界値」がある閾値より大きい場合には、コスト推定対象の構造物の性能が満足されない状況が発生することが想定される。

ここで、最終調査段階での推定建設コストの期待値と実際の建設コストの乖離の限界値  $D_n^E$  が発生する要因としては、山岳トンネルにおける断層あるいは破碎帯、もしくは開削トンネルにおける山留め壁の根入れ層の局所的な地層変化などが想定される。これらの要因はいずれも、内挿を基本とする本研究が提案する地盤推定手法では対処することができない地盤条件である。ただし、実際の建設コスト  $C_A$  は調査・設計段階では確定できないものである。つまり、上記の議論は、実際の建設コスト  $C_A$  が既知となる、事後評価としてのみ適用可能である。

ある調査・設計段階において得られた地盤推定結果に基づく設計条件では、乖離量が存在し、さらに構造物が要求される性能を満足しない場合については、何らかの対策工が必要となる。その費用となる対策コストに関する概念図を図 4-4(b) に示す。すなわち、同図に示すように、推定建設コストの代表値として期待値を用いた場合、ある調査段階で  $D_i^E$  が存在することにより、何らかの確率分布となる対策コスト  $\Delta C_i$  が発生することになる。なお、この対策コスト  $\Delta C_i$  の分布特性は、乖離量と同様に、概念的には調査段階の進展に伴い地盤推定精度が向上することで、その期待値周りの変動幅は減少すると考えられる。さらに、この場合には調査量の増加は実際の地盤条件との乖離の減少と共に、対策コストの減少につながることになる。

したがって、この対策コスト  $\Delta C_i$  の中に追加調査コストを含むものとすれば、図 4-4 に示す各調査段階  $i$  において推定される地盤条件に基づく設計を実施した場合に必要な建設コスト  $C_i'$  は、式(4.3)により示される。

$$C_i' = C_i + \Delta C_i \quad (4.3)$$

つまり、ある調査段階  $i$  で推定される建設コストに対するコストオーバーランは期待値を用いて議論すれば、乖離量  $D_i^E$  ではなく、対策コスト  $\Delta C_i^E$  に相当することになる。ここで、対策工という特性を考えれば、一般的には乖離量  $D_i^E$  と対策コスト  $\Delta C_i^E$  の比較においては、式(4.4)の関係が成り立つものと解釈される。

$$\Delta C_i^E > D_i^E \quad (4.4)$$

言うまでもなく、上記の対策コストの議論についても実際の建設コストが判明した建設終了時点においてのみ議論可能であることに留意されたい。

乖離量については、調査段階ごとの地盤推定結果に基づいて算定される推定建設コストと実際の建設コストとの差分を取ることで算定可能であった。一方、乖離量に起因する対策コストについても何らかの統計手法を用いて算定することが必要となる。先ほどの具体例にも挙げた山岳トンネルにおける破砕帯のような不良地山の出現に対する対策コストの推定には、大津ら<sup>28)</sup>の提案する不連続性岩盤の対策コスト評価手法が適用可能であると推察される。

事後評価の観点から見た建設コスト変動リスクの概念は上記のように整理することができる。ここで、事後評価という観点からは、ある調査段階から次の調査段階に移行する場合に実施された地盤調査の意義、価値を明らかにするという事も重要な課題であると考えられる。この課題については、図4-4(b)を用いて説明することが可能である。

式(4.4)において示した仮定を用いれば、地盤調査の価値は事後評価的には、コスト次元として式(4.5)のように示されると考えられる。

$$V_i = \Delta C_{i-1}^E - \Delta C_i^E \quad (\text{ただし, } \Delta C_{i-1}^E \geq \Delta C_i^E) \quad (4.5)$$

ただし、 $V_i$ は調査段階  $i$  において実施した地盤調査の価値を表し、対策コストの代表値として期待値を用いた。

式(4.5)が示すところは、ある調査段階  $i-1$  における設計では、必要であったと想定される対策コストが続く追加調査（調査段階  $i$ ）により減額が可能となったことを示すものである。また、 $D_i^E = \Delta C_i^E$  という乖離量がそのまま対策コストとなるような特異的な場合にのみ、乖離量の減少分が地盤調査の価値となる。一般的に施工途中、もしくは施工後に行われる対策工が乖離量以上のコストが必要であることを仮定すれば、調査の価値は地盤推定精度の向上に伴う乖離量の減少にとどまらず、対策コストも減額することができるという事であると考えられる。

また、調査に必要となる費用を算出することにより、事後評価の観点から、事前地盤調査の費用対効果について明らかにすることができると共に、最適な調査段階についてもコスト次元で定量的に評価することが可能である。図4-5に事前地盤調査における費用対効果概念図を示す。なお同図では、議論を簡潔にするために、対策コストの代表値として期待値のみを表示している。この対策コストは図4-4を用いて解説したように、調査段階が進展し、地盤の推定精度が向上するとともに減少すると考えられる。一方、図4-5で  $\sum_{i=1}^n I_i$  として示す、調査費用の合計額は調査段階の進展に伴い、増加すると考えられる。ここで、図4-5に示す調査段階1および調査段階2のように、対策コスト  $\Delta C_i^E$  が調査費用の合計

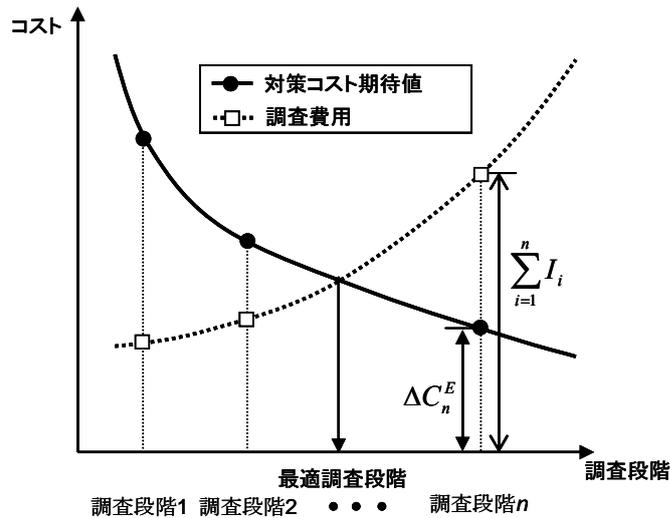


図 4-5 地盤調査の費用対効果（概念図）

額  $\sum_{i=1}^n I_i$  よりも大きな場合においては、さらに追加調査を実施し、地盤推定精度を向上させる価値があると考えられる。反対に図 4-5 に示す調査段階  $n$  のように対策コスト  $\Delta C_n^E$  が調査費用の合計額  $\sum_{i=1}^n I_i$  よりも小さい場合は、さらに追加調査をしても、調査費用に見合った対策コストの減額を期待することができず、過剰調査であるという事ができると考えられる。すなわち、調査費用の合計額と対策コストが一致するような調査段階が調査費用と対策コストの合計額が最小になる、最適な調査段階であるとコスト次元で定量的に評価することが事後評価の観点で可能である。これは第 1 章でも述べたように建設コストに対する監視が強くなっている社会的背景の下では、事前実施された地盤調査の合理性を、コスト次元で土木を専門としないプロジェクト参画者に対しても提示することのできる一つのツールとして有効であると推察される。

ただし、上述の乖離量、対策コストおよび地盤調査の価値により構成される事後評価としての建設コスト変動リスク評価の議論をより一般化していくためには、多くの事例に対する事後評価を実施し、数々の地盤リスクの特性に応じて、データベースを構築することが必要となるであろう。

第 5 章、第 6 章では上述のような建設コスト変動リスク評価手法の事例検証としてそれぞれ都市トンネルと山岳トンネルにおいて、地盤統計学手法に基づき、建設コストを推定するとともに、事後評価として建設コスト変動リスクの評価について解説する。

## 第5章 事例検証 1 開削トンネル遮水壁建設プロジェクト

本章では、都市部における開削トンネル建設での SMW(Soil Mixing Wall)\*を用いた遮水壁建設プロジェクトを対象として、事前の地盤調査により得られた情報から、外生ドリフト・クリギング手法およびベイズ推定手法に基づき、建設コストを推定する。そして、第4章に示した建設コスト変動リスク評価手法に基づき、得られた推定建設コストに対し検討を加える。

### 5.1 対象プロジェクト概要

対象とする建設プロジェクトは、開削トンネル建設プロジェクト中の SMW を用いた遮水壁建設プロジェクトである。ここで、SMW とは土 (Soil) とセメントスラリーを原位置で混合・攪拌 (Mixing) し、地中に造成する壁体 (Wall) である。プロジェクト対象領域は図 5-1 に示す領域である。対象領域はある河川の河口付近に位置し、同図に示すように S 工区と R 工区に分離されている。位置的には、両工区は連続しており、S 工区の施工完了後を待って、R 工区の施工が開始される。また、同図に示す北側 SMW、南側 SMW 内にはボックスカルバートが施工される。このため、遮水壁に対し要求される性能は、不透水層までの根入れを行い、両 SMW に囲まれる領域の遮水性を完全に満足することである。

本研究では、R 工区における遮水壁建設コストを推定する。S 工区についての遮水壁建設コスト変動リスク評価については境<sup>1)</sup>の研究を参照されたい。

R 工区においては図 5-2 の断面図に例示するように、地盤状況を把握するために、調査・設計段階にボーリング調査が実施されている。このボーリング調査によって、同図に示す対象地域の地層区分が推定されている。さらに、R 工区では図 5-1 に広域地盤情報として示す、本プロジェクト以前に得られたボーリング情報が利用可能であった。

同プロジェクトにおいては、遮水壁工となる SMW については、図 5-2 に示す Dc1 層を根入れ層 (根入れ長  $l=1.0\text{m}$ ) とする設計が行われている。設計に用いられる Dc1 層上面深度は、地盤中の点情報となるボーリング調査結果に基づき推定されるため、ボーリング間の Dc1 上面深度情報については、ボーリングデータを線形補間するなどして推測することになる。このために、手法によっては地盤の幾何学的不確実性に起因する地盤リスクが発生する可能性が予想される。この地盤リスクに起因して、コストオーバーランおよび工期遅延が引き起こされる可能性がある。

このような観点から、本研究では、まず R 工区での事前の調査・設計段階において、ボーリング情報から Dc1 層上面深度の空間分布を外生ドリフト・クリギング手法およびベ

---

1) \* <http://www.smw-kyokai.jp/>

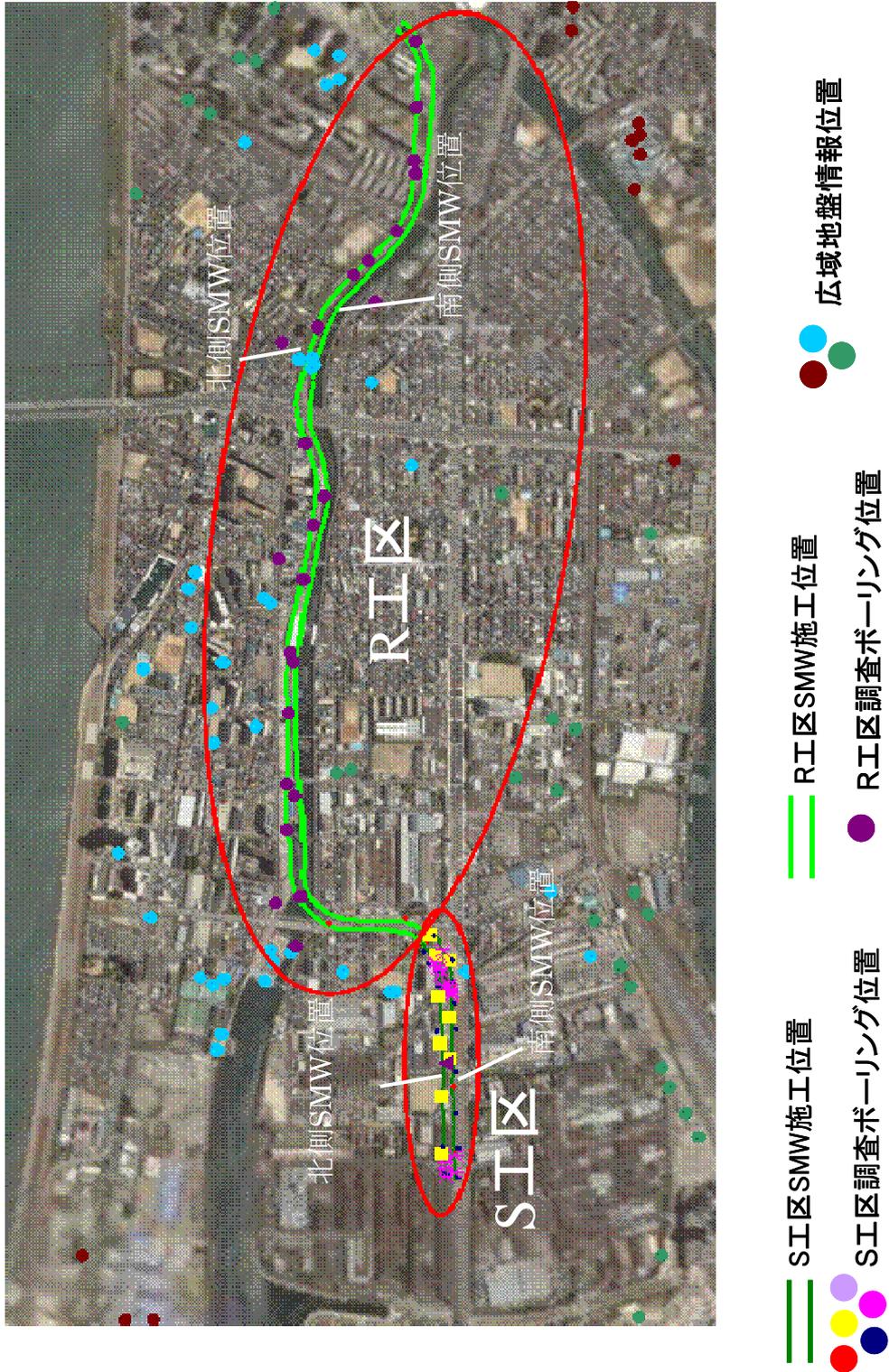


図 5-1 遮水壁建設プロジェクト対象領域

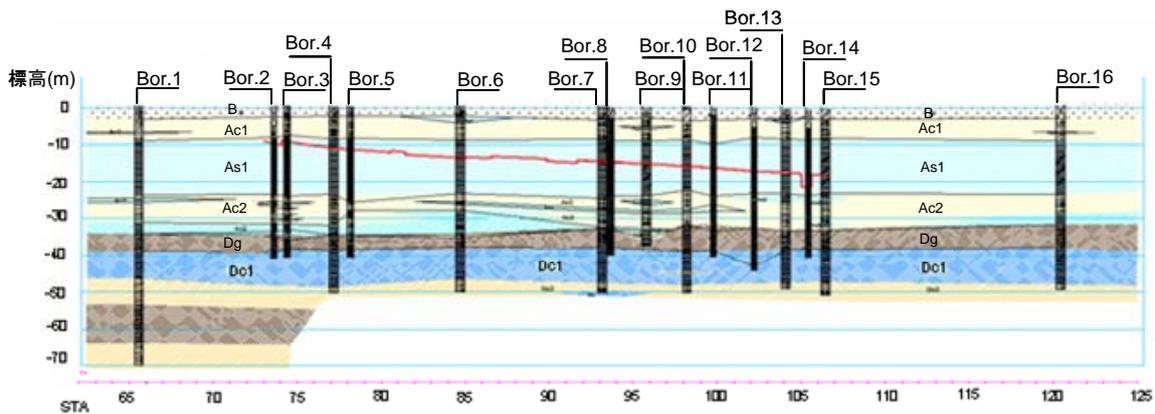


図 5-2 ポーリング調査断面図

ズ推定手法により推定する。そして Dc1 層上面深度から算出される SMW 建設コストを推定する。最後に算出された SMW 建設コスト推定値に対し、第 4 章に示した事後評価の観点から検討を加えるものとする。ただし、第 3 章にて詳述したように、都市部のトンネル掘削プロジェクトである本事例のような場合、図 5-1 に示すように、密なポーリング調査が実施されているために、通常のクリギング手法を適用した地盤推定も可能である。クリギング手法を適用した場合については、境がその結果を示しているため参照されたい<sup>17)</sup>。

## 5.2 SMW 建設コストの推定条件

本節では、SMW 建設コストを推定する上での解析条件について解説する。

SMW を用いた遮水壁は図 5-1 に示す北側 SMW 位置および南側 SMW 位置に建設するものとする。SMW 建設コストを推定する上で変数となる、Dc1 層上面深度を把握するために実施されている地盤調査は、広域地盤情報データベースと本プロジェクトの調査・設計段階において施工されているポーリング調査である。図 5-3 に R 工区で実施されている地盤調査実施位置を示す。同図にて示す北ポイント、南ポイントは SMW 位置と、後に用いる SMW 西端を原点とした SMW 施工距離との関係を明確にするために置いた解析上の点である。これらの調査によって Dc1 層上面深度観測値が得られている。調査が実施された時期を考慮し、表 5-1 に示すように調査段階として Phase1 および Phase2 を設定した。各調査段階で得られた地盤調査結果を用いて外生ドリフト・クリギング手法およびベイズ推定手法に基づいて Dc1 層上面深度の空間分布を推定する。この結果については次節以降に示す。

さらに、地盤推定結果より SMW による遮水壁の建設コストを推定するために以下に示す仮定を設けた。

A) SMW の根入れ長は Dc1 層上面レベルから 1.0m とする。

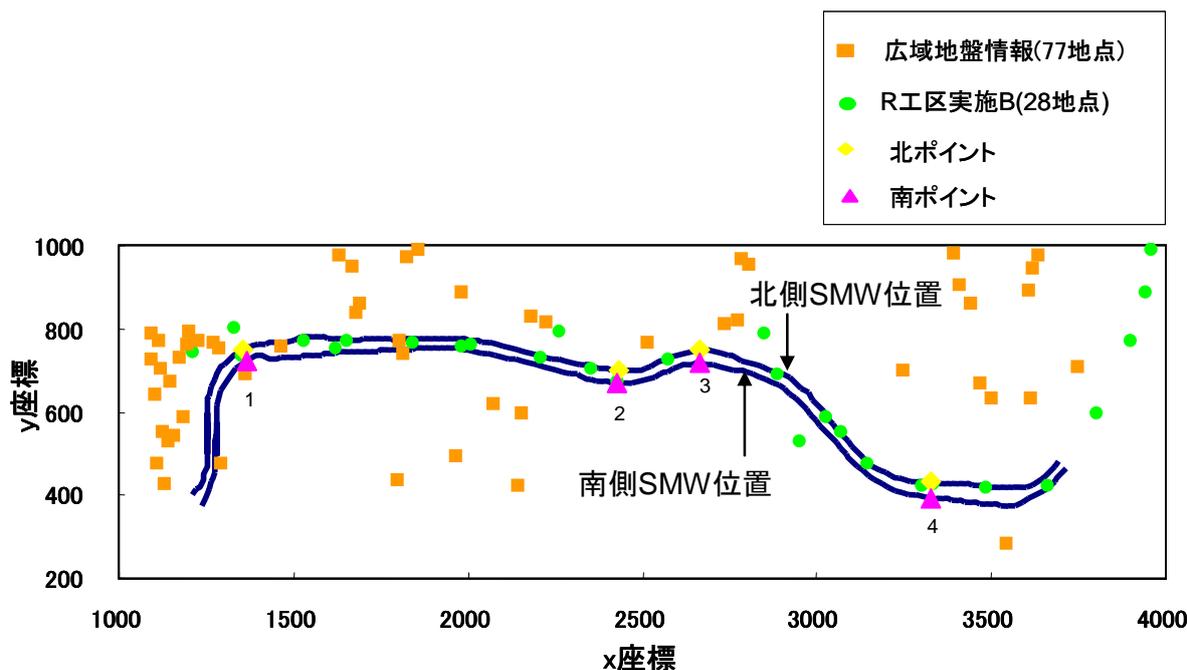


図 5-3 R 工区ボーリング調査位置平面図

表 5-1 R 工区調査段階

調査段階	調査内容
Phase1	広域地盤情報データベース 77地点
Phase2	R工区実施ボーリング 28地点

- B) SMW の 1 ブロックの幅の長さは 20m とする.
- C) SMW の施工単価は, SMW の型や打ち込みにかかる費用, 切梁を考慮したうえで 29,000(円/m<sup>2</sup>)とする.
- D) 以上の仮定を適用すれば, SMW 建設コストは式(5.1)により算出される.

$$C_{SMW} = \sum_{k=1}^N (29,000 \times 20 \times L_i) \quad (5.1)$$

ただし,  $C_{SMW}$  は SMW 建設コスト,  $N$  は SMW 必要パネル枚数,  $L_i$  はパネル  $i$  の SMW パネル深度である.

以上のように設定した仮定を模式図で示すと図 5-4 のように表現される. 本来 SMW の建設費用は上記仮定より詳細な条件により決定される事は言うまでもない. 例えば, 根入れ長は単純に 1m と決まるものではなく, 各地層の粘着力, 内部摩擦力などを考慮して決定されるべきものである. つまり, 本研究で示す推定建設コストは, あくまでも A)~D)の

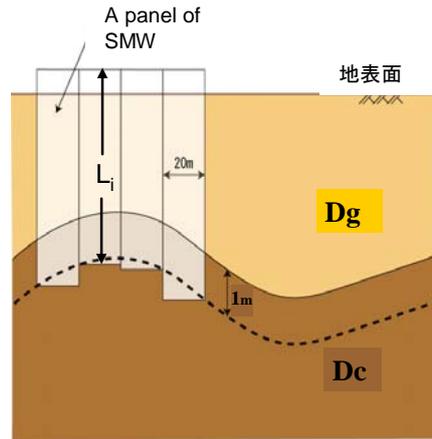


図 5-4 SMW 施工方法模式図

仮定に基づく解析的なものであることに留意されたい。

### 5.3 外生ドリフト・クリギング手法による Dc1 層上面深度推定

外生ドリフト・クリギング手法は面情報と点情報を統合して、本事例で対象物性値となる Dc1 層上面深度の空間分布を推定する手法である。そのため、事前の地盤情報として、面情報と点情報が得られている必要がある。このため、本プロジェクトの調査段階  $i$  において外生ドリフト・クリギング手法を適用するために、地盤調査によって得られた Dc1 層上面深度観測値に対して以下のような設定を行った。

- A) 対象領域全体に得られているという特徴を持つ面情報に関しては、調査段階  $i-1$  の Dc1 層上面深度の空間分布推定値とする。
- B) 点情報に関しては、調査段階  $i$  でのボーリング調査による Dc1 層深度観測値とする。

ただし、Phase1 においては、それより以前の調査段階を設定することは不可能である。このため、Phase1 においては面情報を必要としない従来のクリギング手法を代用させることによって Dc1 層上面深度の推定を行った。本節における地盤推定手法のフローを図 5-5 に示す。

Phase1 における Dc1 層上面深度推定について示す。Phase1 においてクリギング手法によって Dc1 層上面深度を推定するために、Dc1 層上面深度の推定値  $Z(x)$  は式(5.2)に示すように、トレンド成分とランダム成分に分けて考えることができると仮定する。

$$Z(x) = \mu(x) + \varepsilon(x) \quad (5.2)$$

ここで、 $\mu(x)$  は任意の位置  $x$  における Dc1 層上面深度のトレンド成分、 $\varepsilon(x)$  は Dc1 層上面深度のランダム成分であり、それぞれ以下に示すように算定される。

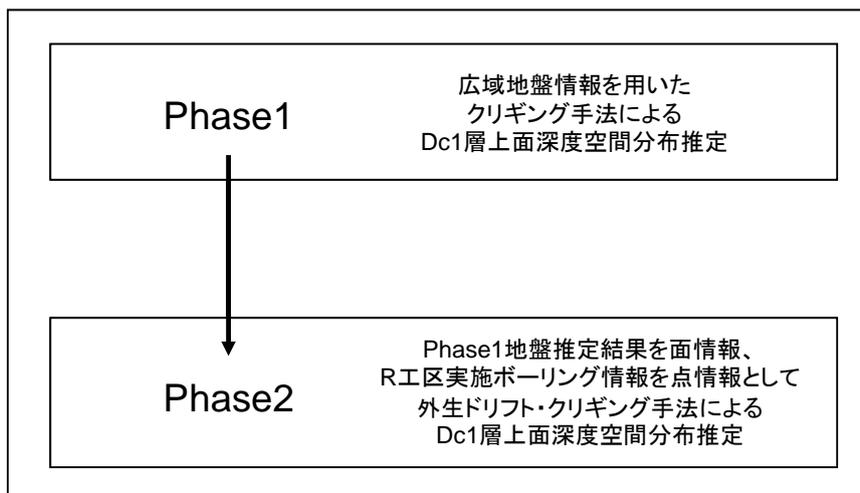


図 5-5 外生ドリフト・クリギング手法を用いた Dc1 層上面深度推定

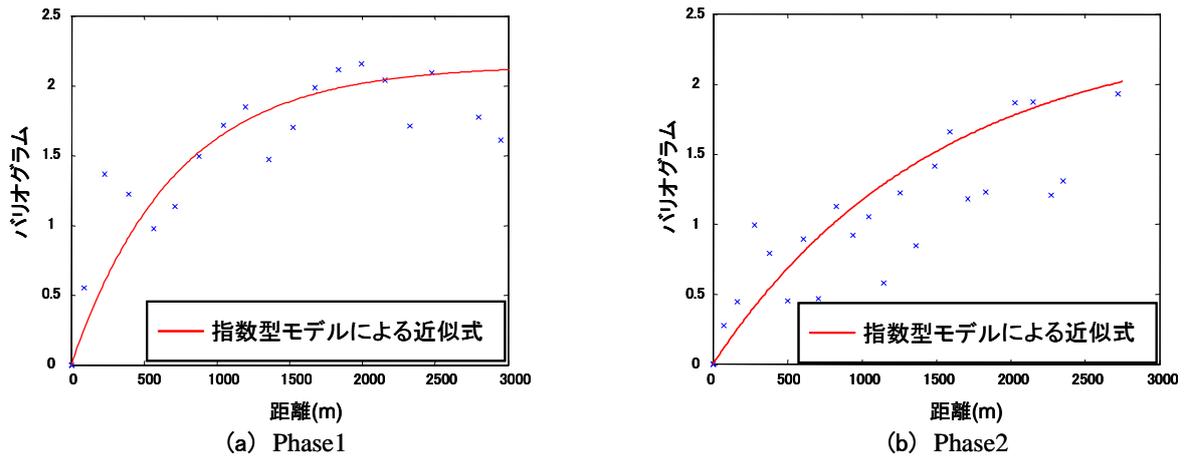
- a) トレンド成分  $\mu(x)$  は, Phase1 における広域地盤情報データ結果に対し最小二乗法に基づき算定される.
- b) ランダム成分  $\varepsilon(x)$  は, 平均値 0 の共分散関数を示し, トレンド成分からのばらつきを示すものである.

上記に示したランダム成分について, クリギング手法を適用し, Dc1 層上面深度のランダム成分の分布を推定し, 式(5.2)に基づきトレンド成分と足し合わせることにより, Dc1 層上面深度分布を推定する. なお解析は計算機的能力を考慮し, 解析領域を 20m 四方の格子状に分割し行った.

Phase2 については, 第 3 章にて示した外生ドリフト・クリギング手法を A)~B)の仮定に基づき適用する.

図 5-6 に両調査段階において, 地盤調査から得られた観測値を用いてバリオグラムを算出した結果と, 指数型モデルを用いてモデル化した結果を示す. そして, 両調査段階の地盤推定結果を Dc1 層上面深度空間分布推定値として図 5-7 に示す. ただし, ここで示した推定値は, 両調査段階での最尤推定値に基づくものである. 本来, クリギング手法による推定値は最尤推定値の周りに標準誤差分散に基づくばらつきを持つ確率値として表現されるが, 本事例では議論を簡素化するために, 最尤値だけの議論に留めることとする.

この結果より, Phase1 で推定された Dc1 層上面深度よりも深い深度を持つ地点がいくつか存在することが Phase2 の地盤推定結果より明らかとなった. 具体的には, (X,Y)=(2000,800)付近, (X,Y)=(2500,700)付近, (X,Y)=(3100,500)付近などが挙げられる. 次節では, ベイズ推定手法を用いて Dc1 層上面深度を推定した結果について示す.



	影響距離(m)	シル
Phase1 (広域地盤情報)	711.46	2.15
Phase2 (R工区実施B)	1495.1	2.40

図 5-6 各調査段階におけるバリオグラム

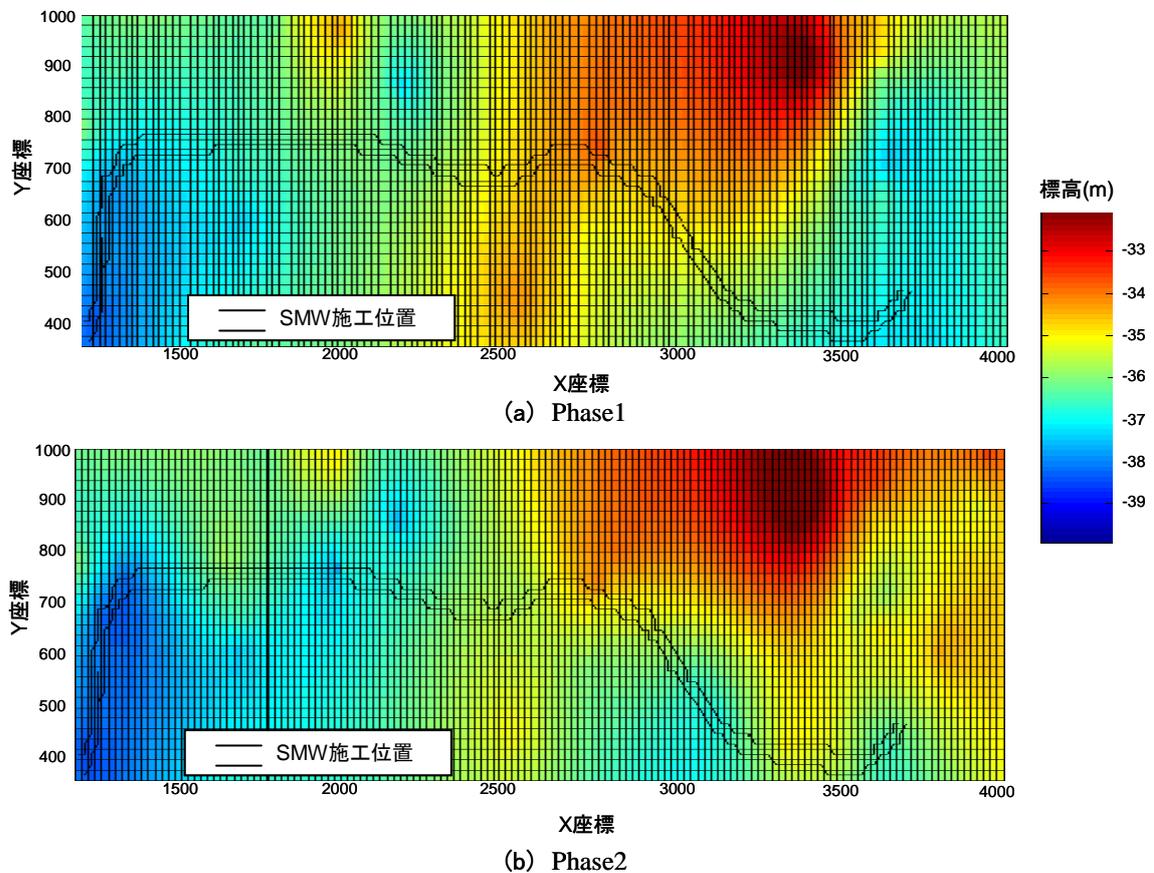


図 5-7 外生ドリフト・クリギング手法による Dc1 層上面深度分布図

## 5.4 ベイズ推定手法による Dc1 層上面深度推定

次にベイズ推定手法を用いて、Dc1 層上面深度を推定する。本研究が提案するベイズ推定手法は何らかの先験情報を追加情報によって更新していく手法である。そのため、本プロジェクトの調査段階  $t$  (外生ドリフト・クリギング手法における調査段階  $i$  と対応) においてベイズ推定手法を適用するために、地盤調査によって得られた Dc1 層上面深度観測値に対して以下のような設定を行った。

A) 先験情報  $\mathbf{x}_{t-1}$  は調査段階  $t-1$  の Dc1 層上面深度空間分布推定値とする。

B) 追加情報  $\mathbf{z}_t$  は Phase  $t$  で実施された地盤調査によって得られた観測値を用いる。

ただし、外生ドリフト・クリギング手法の場合と同様に、先験情報を得ることのできない Phase1 においては、クリギング手法を代用して地盤推定を行う。本節におけるベイズ推定手法のフローは図 5-8 に示される。

ベイズ推定手法では、先験情報  $\mathbf{x}_{t-1}$  を用いてバリオグラムを算出し、指数型モデルを用いてモデル化を行い、その値から共分散関数を算出する。Phase2 において、先験情報となる Phase1 の推定結果からバリオグラムを算出したものを図 5-9 に示す。さらにベイズ推定の結果として得られる Dc1 層上面深度分布推定値を図 5-10 に示す。同図に示す Phase1 の Dc1 層上面深度推定値は、図 5-7(a) と同じものである。

外生ドリフト・クリギング手法で得られた傾向と同様に、Phase1 で推定されていた Dc1 層上面深度よりも深い深度を持つ地点がいくつか存在することが Phase2 の地盤推定結果より明らかとなった。具体的には、(X,Y)=(2000,800) 付近、(X,Y)=(2500,700) 付近、(X,Y)=(3100,500) 付近などが挙げられる。

この議論をより明確にするために、SMW 施工位置西端を起点とした SMW 施工距離に応じた Dc1 層上面深度を図 5-11 に示す。なお同図に示す北ポイントおよび南ポイントは図 5-3 に示す北ポイントおよび南ポイントと一致する。

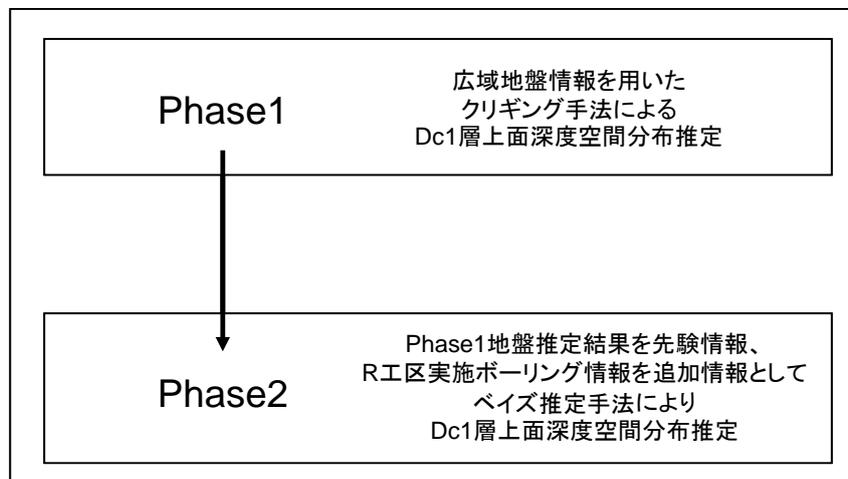
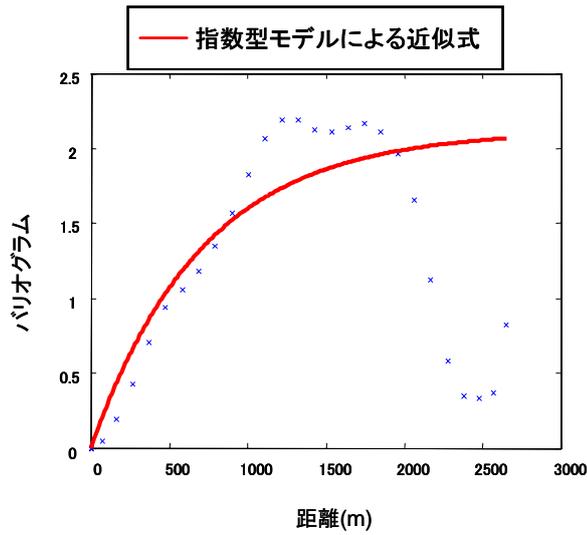


図 5-8 ベイズ推定手法を用いた Dc1 層上面深度推定



	影響距離(m)	シル
先験情報 $x_{t-1}$	709.44	2.12

図 5-9 先験情報のバリオグラム

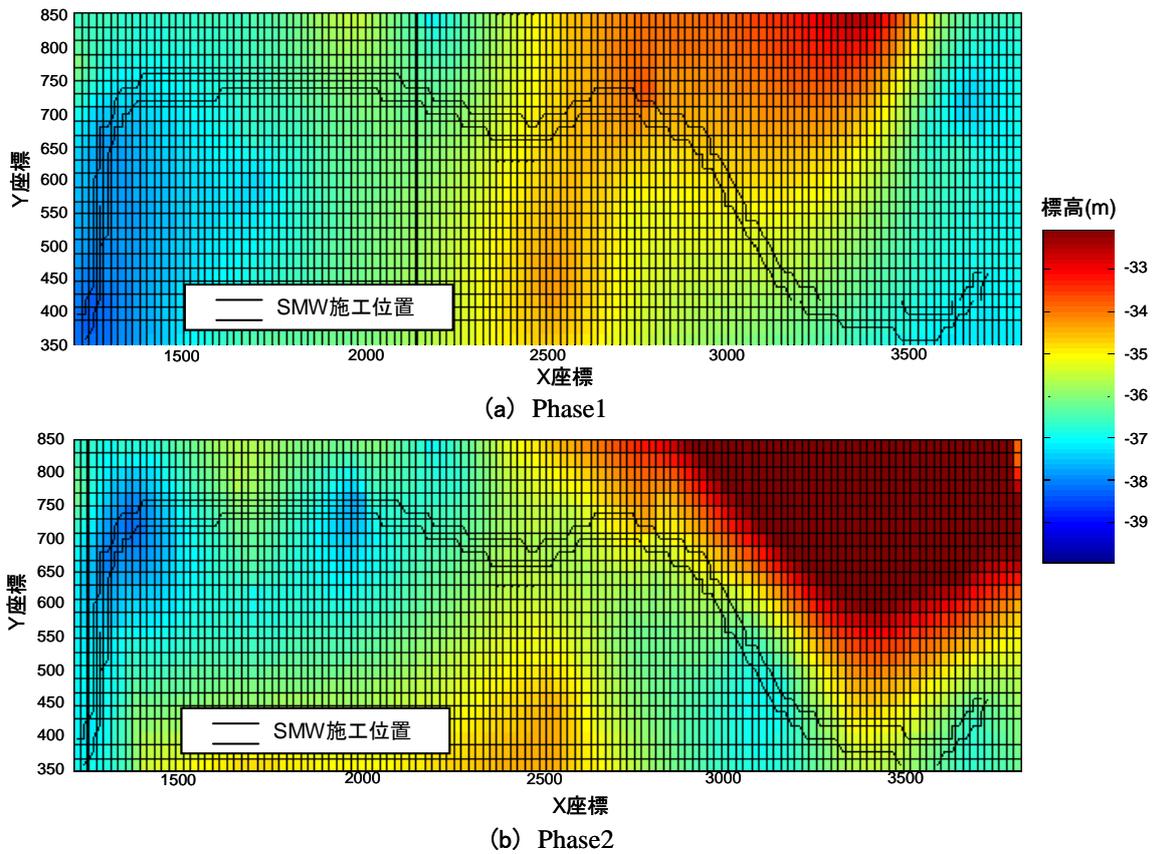
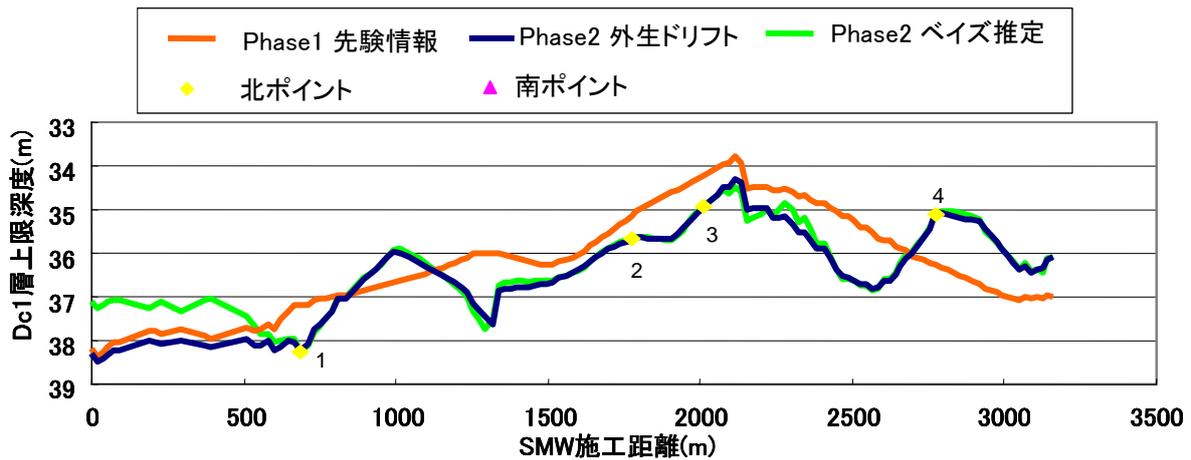
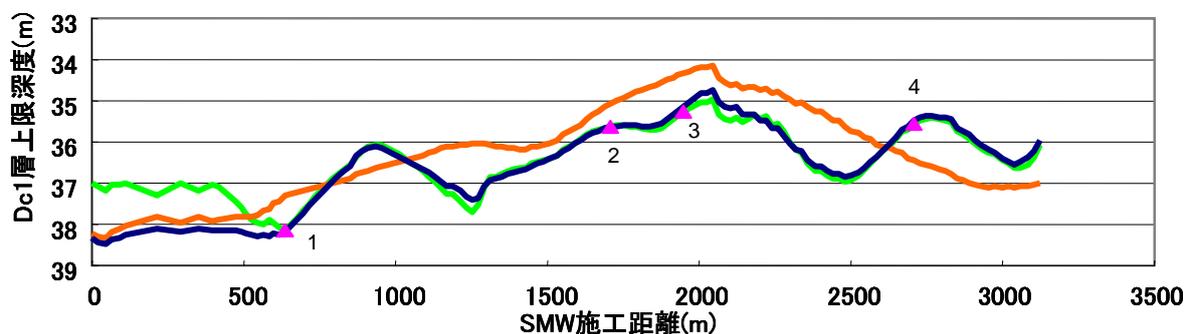


図 5-10 ベイズ推定手法による Dc1 層上面深度分布図



(a) 北側SMW位置におけるDc1層上面深度



(b) 南側SMW位置におけるDc1層上面深度

図 5-11 SMW 位置における Dc1 層上面深度推定値

図 5-11 に示す SMW 施工距離による Dc1 層上面深度の比較から明らかになる点は以下のよう  
 要約される。

- a) Phase2 での北ポイント 1 および南ポイント 1 までの SMW 施工距離においては、外生ドリフト・クリギング手法による Dc1 層上面深度推定値とベイズ推定手法による Dc1 層上面深度推定値では 1m 程度の深度の違いが見て取れる。図 5-3 を参照すれば、この付近は Phase2 の追加調査が実施されていない地点であり、3.3.4 に示した手法自体が有する特徴によって生じる誤差であると考えられる。
- b) 一方、それ以外の地点では Phase2 において追加地盤調査が SMW 施工位置沿いに 100m ~200m 間隔程度と密に実施されているため、両手法ともほぼ同様の結果が得られている。
- c) SMW 施工距離にして北、南の両ポイント 1 以降の地点では、多くの地点で Phase1 により推定されていた Dc1 層上面深度よりも深い Dc1 層上面深度が Phase2 において推定されている。もし、Phase1 での情報に基づき SMW による遮水壁を施工した場合においては、上記地点において、薬液注入、地盤改良などの対策工が必要とされ、相応の対策コストが必要になったものと推察される。Phase2 に実施された R 工区実施ボーリングという地盤調査により、このような事態を回避することができた。この点が

Phase2において実施した追加地盤調査の価値であると定性的には理解される。

c)に示した地盤調査の価値について定量的に示すことを目的に次節において、Dc1 層上面深度推定値に基づく、SMW 建設コストの算出を行った。

## 5.5 SMW 建設コストの算定と対策が必要となるパネル数の試算

各調査段階で推定された Dc1 層上面深度から、5.2 で示した A)~D)の仮定に基づき、各調査段階の推定 SMW 建設コストを算出する。表 5-2 に SMW 推定建設コストを示し、図 5-12 にその結果をグラフ化したものを示す。表 5-2 および図 5-12 より以下に示す点が明らかとなった。

- A) Phase2にて外生ドリフト・クリギング手法を用いた場合、Phase1 から Phase2 へと調査が進展したことによるコストの推移は約 5100 万円程度の増加である。これは Phase2 の推定 SMW 建設コストに対して、0.74%程度である。
- B) Phase2にてベイズ推定手法を用いた場合、Phase1 から Phase2 へと調査が進展したこと

表 5-2 R 工区推定 SMW 建設コスト

調査段階	地盤推定手法	SMW位置	施工コスト
Phase1	クリギング手法	北側	¥3,437,950,000
		南側	¥3,399,090,000
		両岸	¥6,837,040,000
Phase2	外生ドリフト・クリギング手法	北側	¥3,462,600,000
		南側	¥3,425,770,000
		両岸	¥6,888,370,000
	ベイズ推定	北側	¥3,448,970,000
		南側	¥3,415,330,000
		両岸	¥6,864,300,000

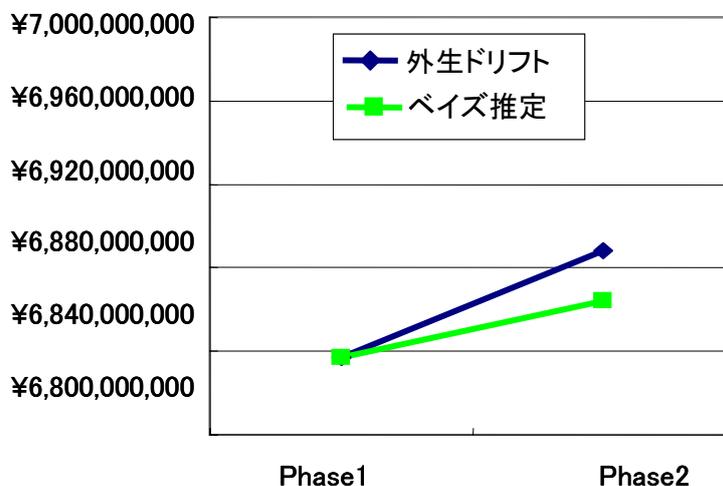


図 5-12 R 工区推定建設コストの推移

によるコストの推移は約 2700 万円程度の増加である。これは Phase2 の推定 SMW 建設コストに対して、0.36%程度である。

上記 A), B)より、両手法を用いても、Phase1 から Phase2 への建設コストの増加はわずかであるといえるであろう。また、ここで示した建設コストの差は、Phase2 での推定建設コストを仮に実際の建設コストであると想定した場合における乖離量であるとも考えられる。このような仮定に従えば、第 4 章に示した事後評価の観点から見た乖離量と乖離量に起因する対策コストの関連性について議論可能である。具体的には、前節でも述べたように、仮に Phase1 の地盤情報に基づき設計、施工を実施した場合には、対策工が必要となると想定され、その対策コストについて議論することができる。しかし、本事例では対策工に関わる費用が不明であるため、対策が必要となる SMW パネル数を算出し、その値を対策コストに準ずるものと想定した。

ここで、対策工の規模を試算するために、以下のような仮定を設けて対策工が必要となる SMW パネル数の算定を行った。

- a) Phase1 で推定された Dc1 層上面深度にしたがって SMW が施工されるものと仮定する。実際の Dc1 層上面深度は Phase2 の各手法によって得られた Dc1 層上面深度とする。
- b) Phase2 の Dc1 層上面深度が Phase1 で推定されたものよりも深い場合には、遮水性を担保するために薬液注入、地盤改良に代表される対策工が必要となると仮定する。具体的には、ある SMW パネル  $i$  が式(5.3)を満足する場合、対策が必要な SMW パネルとする。

$$L_i(\text{Phase2}) > L_i(\text{Phase1}) \quad \text{ただし } L_i \geq 0 \quad (5.3)$$

ただし、 $L_i(\text{Phase1})$ ,  $L_i(\text{Phase2})$ はそれぞれ Phase1, Phase2 において、ある SMW パネル位置  $i$  の推定された SMW パネル深度であるとする。

表 5-3 に対策が必要となる SMW パネル数を示す。外生ドリフト・クリギング手法とベイズ推定手法では前節の a)の考察にも示したように、手法自体の持つ誤差のために、両岸で 45 パネルの差が生じている。ただし、両手法とも半数以上の SMW パネルが対策が必要

表 5-3 対策が必要となる SMW パネル数

地盤推定手法	SMW位置	対策パネル数
外生ドリフト・クリギング手法	北側	101
	南側	104
	両岸	205
ベイズ推定	北側	79
	南側	80
	両岸	159

ただし総パネル数は両側で314パネルである

という結果に変わりはない。対策工に必要となる費用は、広範囲にわたって薬液注入を行わなければならないことを考え、Phase1 と Phase2 の推定 SMW 建設コストの差と比較すれば、多大なものになると言えるであろう。さらに、この対策工の施工を余儀なくされることは、多大な工期の遅延を引き起こすことにつながると想定される。

## 5.6 SMW 建設コスト変動リスクに関する考察

本章で示した都市部での開削トンネル建設における SMW を用いた遮水壁建設コスト変動リスク評価事例から得られた知見は以下のように整理することができる。

- A) 都市部においては、3.2 でも述べたように、ボーリング調査を密に実施することができる。この傾向は本プロジェクトの対象領域である R 工区でも見られ、Phase2 のように対象構造物となる SMW の施工位置沿いに R 工区実施ボーリングが密に実施されている。このような場合、外生ドリフト・クリギング手法およびベイズ推定手法のどちらの手法を用いても地盤推定結果に明確な差異は確認されない。ただし、SMW 施工距離にしてポイント 1 までの地点では追加調査が実施されていないために、両手法で若干の相違が見られた。この手法による誤差を減少させるために、今後この地点での追加調査を実施すべきであると考えられる。
- B) Dc1 層上面深度推定値に基づき算定される SMW 建設コストについては、Phase1 から Phase2 にかけて微増傾向にあることが明らかとなった。これは追加調査により、Dc1 層上面深度が Phase1 よりも深く推定されたことが原因であり、地盤の推定精度が向上した結果である。事後評価としては実際の建設コストに近づいているものと推察される。
- C) 推定建設コストの増加はわずかであるが、遮水性という遮水壁が満足すべき性能を満足していないことによって、対策工が必要になることが考えられ、その結果多大なコスト増が見込まれた。この点については、対策が必要となる SMW パネル数を算定することで定量的に評価することができた。さらに、前章に示したボーリング調査の価値の概念に従えば、Phase1 の地盤推定条件で施工した場合に対策が必要となる SMW パネル数がボーリング調査の価値といえるであろう。
- D) 上記 B)～C)の結果より、本事例において事後評価の観点から、乖離量と乖離量に起因して発生する対策工の規模について明らかにすることができた。ただし、本事例では実際の建設コストが明らかとなっていないため、仮に Phase2 の地盤推定値、SMW 建設コストをそれぞれ、実際の地盤推定値、実際の建設コストとして議論をしたものであることに注意されたい。

今後、実際の Dc1 層上面深度、実際の SMW 建設コストが明らかになることで、事後評価の観点から見たコスト変動リスクの概念をより明確化していくことが可能であると推察

される。

次章においては、山岳トンネル建設プロジェクトにおけるトンネル掘削コスト変動リスク評価事例について述べる。

## 第6章 事例検証 2 山岳トンネル掘削プロジェクト

本章においては、山岳トンネル掘削プロジェクトを対象として、事前の地盤調査によって得られた情報から、トンネル掘削コストを推定する。そして、第4章に示した建設コスト変動リスク評価手法に基づき、得られた推定建設コストに対して検討を加えることを目的とする。対象とするプロジェクトは花崗岩主体の地山に掘削する R トンネルと堆積岩主体の地山に掘削する T トンネルの 2 事例を取り上げた。

### 6.1 R トンネル事例検証

まず花崗岩主体の地山に掘削する R トンネルの掘削コスト推定手法について解説する。なお、本研究で提案する山岳トンネル掘削コスト推定手法は以下に示すようなフローに従う。

- A) 外生ドリフト・クリギング手法もしくはベイズ推定手法を用いて、事前に得られた弾性波速度観測値から、地山の弾性波速度分布を推定する。
- B) コア評価点法により、トンネル掘削深度の地山区分を判定する。
- C) 地山区分と支保パターンの相関からトンネル支保パターンを決定する。
- D) それぞれの支保パターンに必要な単価からトンネル掘削コストを算出する。

なお、本事例はすでに掘削が終了しているため、実際の地山区分および実際のトンネル掘削コストが判明している。そのため、推定されたトンネル掘削コストと実際の建設コストの関連性について検討を加えた。

#### 6.1.1 R トンネル概要

R トンネルは図 6-1 に示すように、奈良県の中部に位置する全長 2.45km の 2 車線道路トンネルである。地山は花崗岩・花崗閃緑岩が主体である。また、トンネル掘削方式は NATM である。

事前の調査・設計段階において、地山状況の把握を目的に地盤調査が実施された。調査内容は、地表面からの屈折法弾性波探査、比抵抗電気探査およびボーリング調査である。このうち、比抵抗電気探査については、第3章にて述べたように地盤の変質帯や地下水状況の把握のために実施されているが、地盤の力学的特性や幾何学的特性との定量的な相関性が一般的に認められていないものである。そのため、本事例においては比抵抗電気探査によって得られた比抵抗値の分布については、参考値として示すに留めた。比抵抗電気探査結果については後述の 6.1.5 に示す。

次に地表面からの屈折法弾性波探査については、その結果から図 6-2 に示すような弾性

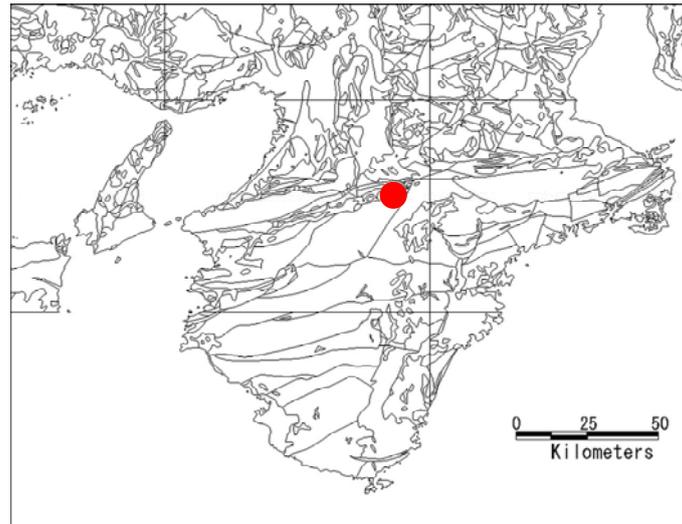


図 6-1 R トンネル位置

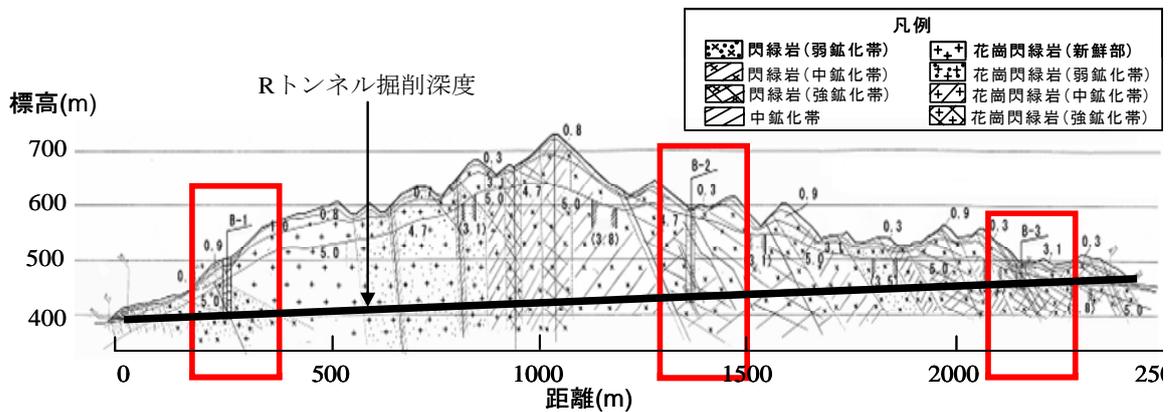


図 6-2 R トンネル屈折法弾性波探査結果

波速度の分布が得られた。屈折法弾性波探査結果より明らかにされた点は以下のように整理することができる。

- A) トンネル掘削深度となる地点では、8割以上の区間が弾性波速度 4.7km/sec~5.0km/sec である。
- B) いくつかの地点で弾性波速度 3.1km/sec~3.8km/sec となるような低速度帯が鉛直方向に存在している。

ただし、A)、B) は、3.1 で述べた屈折法弾性波探査の仮定の上に成立する結果であり、R トンネルが図 6-2 より明らかのように最大土被り 300m 程度となるようなトンネルであることを考慮に入れると、トンネル掘削深度での屈折法弾性波探査の結果は不確実性の高いものであると考えるべきである。屈折法弾性波探査結果のうち、精度が高いと考えられるのは、第 3 章にも述べたように、速度層境界面である。さらに、トンネル掘削深度の弾性波速度分布を推定するために寄与してくるデータは屈折法弾性波探査結果の最深部速度

層境界面データであると考えられる。これは具体的には図 6-2 中に示す、弾性波速度 3.1km/sec と 4.7km/sec もしくは 5.0km/sec との境界面である。

図 6-2 の赤枠で囲む地点は、ボーリング調査が実施された地点を示すものであり、次にボーリング調査について解説する。

R トンネルにおいては、坑口部分に 2 本、トンネル中央部に 1 本のボーリング孔が施工され、その地点での地質状況の把握が試みられた。ボーリング孔で実施された試験は速度検層試験、電気検層試験、また原位置でのコア評価点を算出するための強度試験および湧水試験などである。コア評価点については、6.1.3 で詳細を述べるものとする。ボーリング孔沿いに実施された速度検層試験結果を図 6-3 に示す。また、電気検層試験結果については、比抵抗電気探査と同様の理由に基づき、地山区分の判定には参考値として考えるものとし、後述の 6.1.5 にその結果を示す。

ここで、速度検層結果と屈折法弾性波探査によって得られる弾性波速度が同質のものであると仮定すると、図 6-3 の弾性波速度の比較により、以下の点が明らかとなる。すなわち、速度検層結果がボーリング孔沿いには地山の正確な弾性波速度を得ることができているという仮定に従えば、ボーリング孔 B-2 で顕著なように、トンネル掘削深度では屈折法弾性波探査結果は速度検層試験によって明らかにされる実際の地山弾性波速度よりも過度に地山の弾性波速度が高いと推定している。これは、屈折法弾性波探査の仮定条件である「弾性波速度が深部に向かって増加する」は、R トンネルの地山では成立しない可能性があることを示唆していると推察される。

上述のような特徴を持つ、屈折法弾性波探査結果と速度検層結果を用いて、地山弾性波

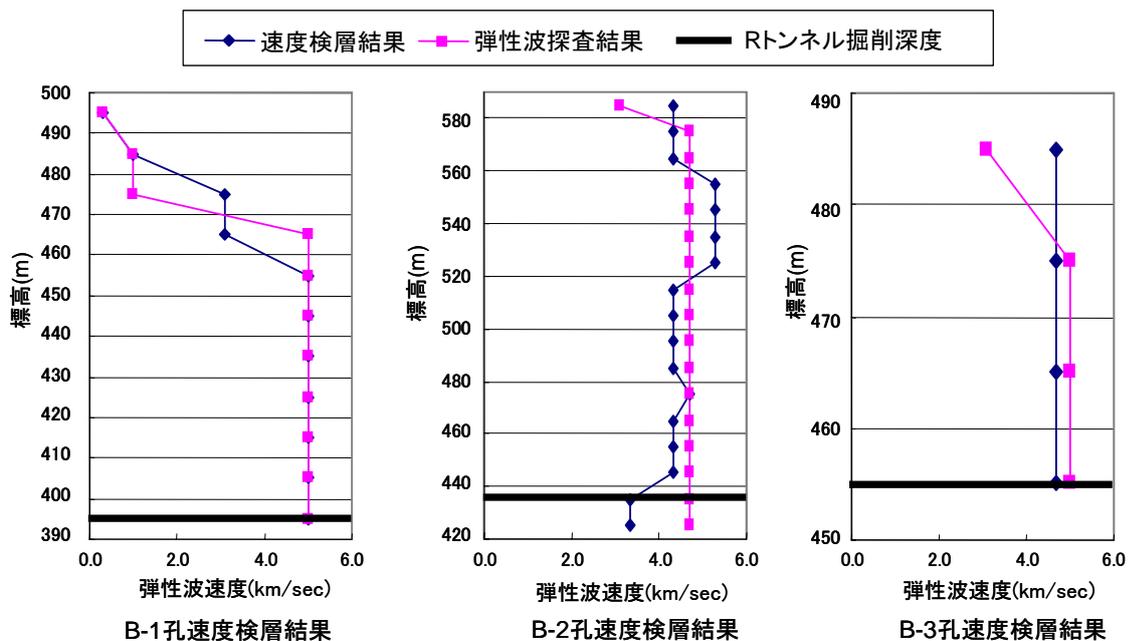


図 6-3 速度検層結果と屈折法弾性波探査結果

速度分布を推定する。その手法として外生ドリフト・クリギング手法とベイズ推定手法を適用した。次項ではその結果について解説する。

### 6.1.2 弾性波速度分布の推定

地山の弾性波速度分布を推定するにあたり、地盤推定を行う上でボーリング調査の影響による推定弾性波速度分布結果の違いおよび屈折法弾性波探査結果のうち速度層境界面データを正確な点情報として用いた場合における結果の違いを考慮するために、表 6-1 に示すような調査段階を設定した。Phase1 は、屈折法弾性波探査結果をそのまま弾性波速度分布とする場合である。

それぞれの調査段階において、外生ドリフト・クリギング手法によって地山全体の弾性波速度分布を推定する。解析における条件は以下に示す通りである。

- A) 解析対象領域は R トンネル掘削位置を包含する 2500m×360m の領域とした。
- B) 格子サイズは、バリオグラムにより規定される影響距離を考慮して 10m×10m とした。
- C) 調査段階 Phase2+ $\alpha$  においては、計算機の能力も考慮して、正確な点情報として用いる屈折法弾性波探査結果の最深部速度層境界面を 100m 間隔で適用した。

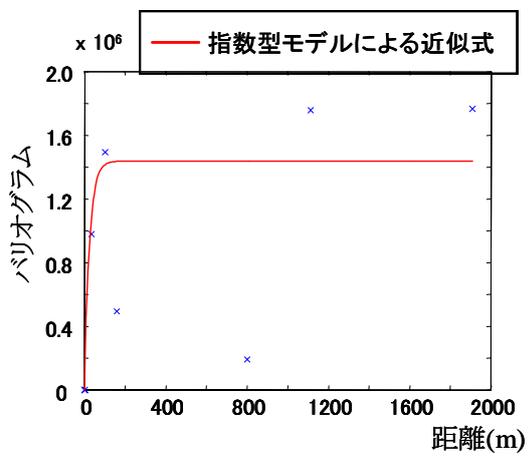
まず、図 6-4 に各調査段階で算出されるバリオグラムと指数型モデルを用いたバリオグラムのモデル化関数を示す。ただし、Phase1 においては屈折法弾性波探査結果を直接弾性波速度分布とするため、バリオグラムは存在しないことに注意されたい。

図 6-5 に各調査段階で外生ドリフト・クリギング手法によって推定される地山の弾性波速度分布を示す。さらに図 6-6 に推定誤差標準偏差分布を示す。

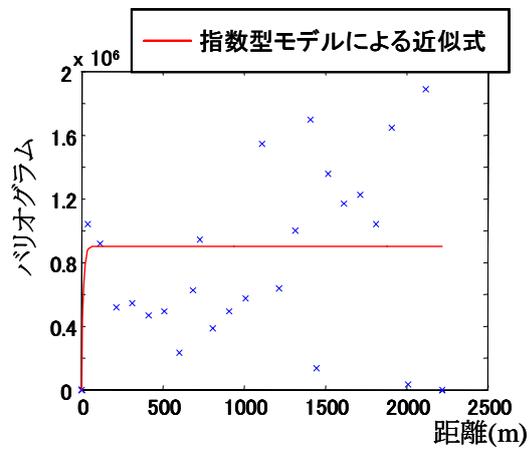
次にベイズ推定手法によって、地山の弾性波速度分布を推定する。解析条件は外生ドリフト・クリギング手法の場合と同様である。図 6-7 にベイズ推定手法の場合におけるバリオグラムを示す。ただし、ベイズ推定手法の場合、第 3 章にも述べたようにバリオグラムは面情報となる屈折法弾性波探査結果より算出される。このため、Phase2 および Phase2+ $\alpha$  では、表 6-1 に示すように先験情報が共通であるためバリオグラムは一致することに注意されたい。Phase2 および Phase2+ $\alpha$  において推定されるベイズ推定値としての弾性波速

表 6-1 R トンネル調査段階

調査段階	調査内容	面情報	点情報
Phase1	屈折法弾性波探査	屈折法弾性波探査	なし
Phase2	屈折法弾性波探査 ボーリング調査	屈折法弾性波探査	速度検層結果
Phase2+ $\alpha$	屈折法弾性波探査 ボーリング調査	屈折法弾性波探査	速度検層結果および 屈折法弾性波探査の 最深部速度層境界面データ



(a) Phase2



(b) Phase2+  $\alpha$

	Phase2	Phase2+ $\alpha$
Range (m)	24.04	10.79
Sill	$1.44 \times 10^6$	$0.90 \times 10^6$

図 6-4 外生ドリフト・クリギング手法でのバリオグラム

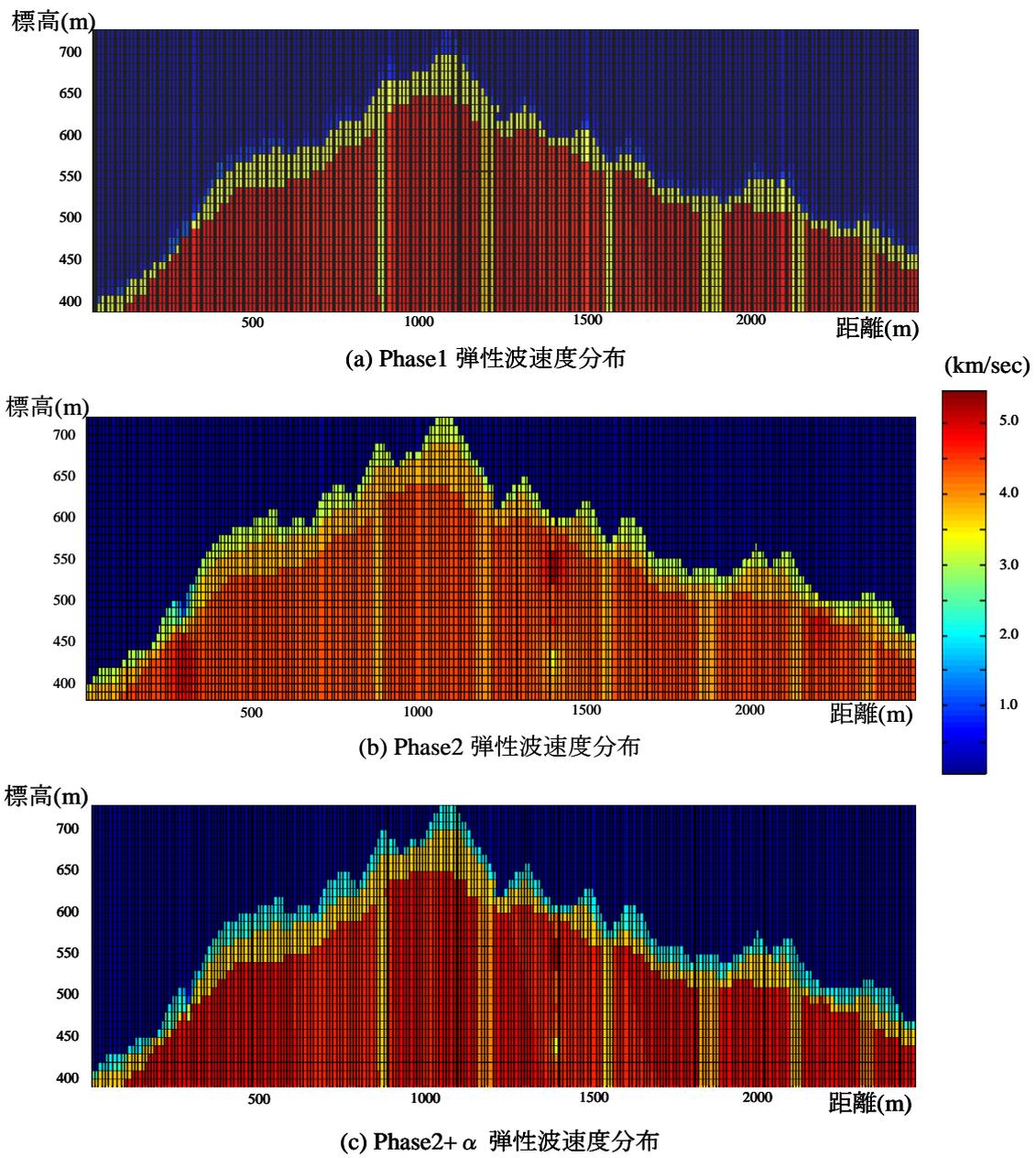
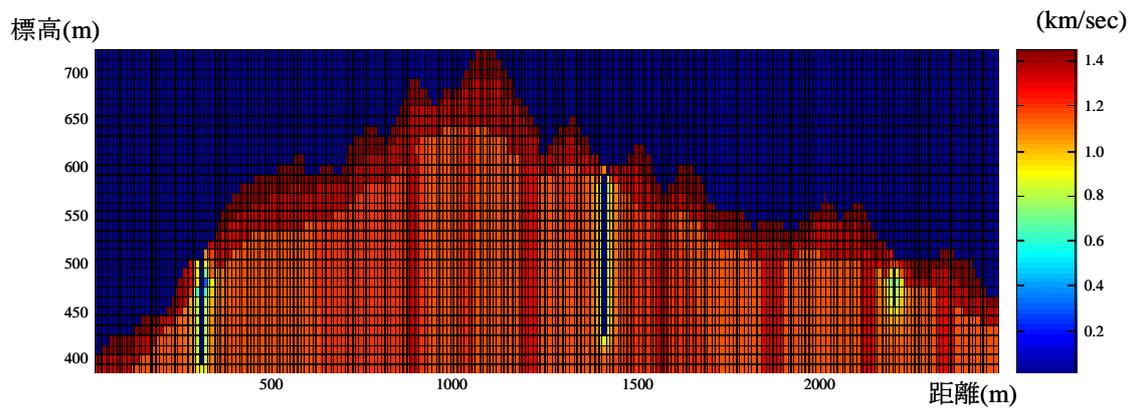
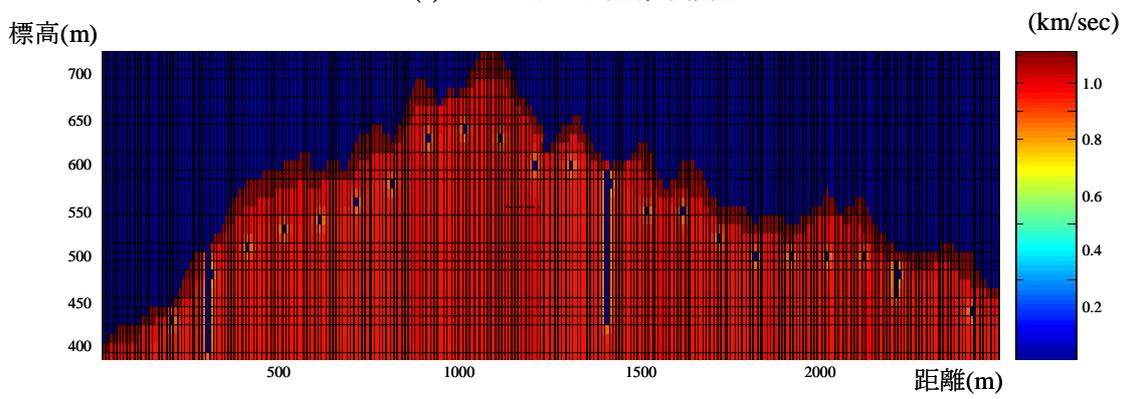


図 6-5 外生ドリフト・クリギング手法による各調査段階における弾性波速度分布

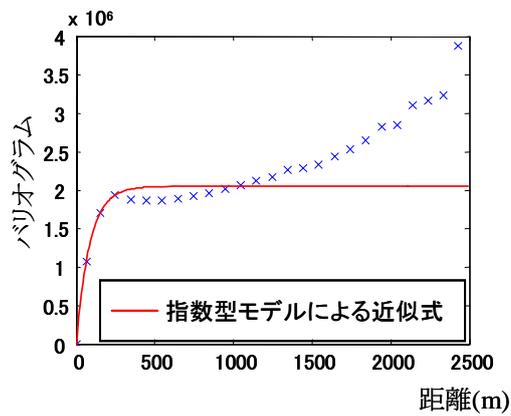


(a) Phase2 推定誤差標準偏差



(b) Phase2+ $\alpha$  推定誤差標準偏差

図 6-6 外生ドリフト・クリギング手法による推定誤差標準偏差の分布



	Phase2とPhase2+ $\alpha$
Range (m)	85.542
Sill	$2.05 \times 10^6$

図 6-7 ベイズ推定手法でのバリオグラム

度分布を図 6-8 に示す。

次にトンネル掘削深度において両手法によって推定される弾性波速度分布を比較するために、図 6-9 に各調査段階において推定されるトンネル掘削深度での弾性波速度分布を示す。なお外生ドリフト・クリギング手法においては、推定値は確率値として認識すべき

ことを強調するために、(b)Phase2 および(c)Phase2+ $\alpha$  においては、外生ドリフト・クリギング手法によって算出される最尤推定値に推定誤差標準偏差を加減したものを同色細線に

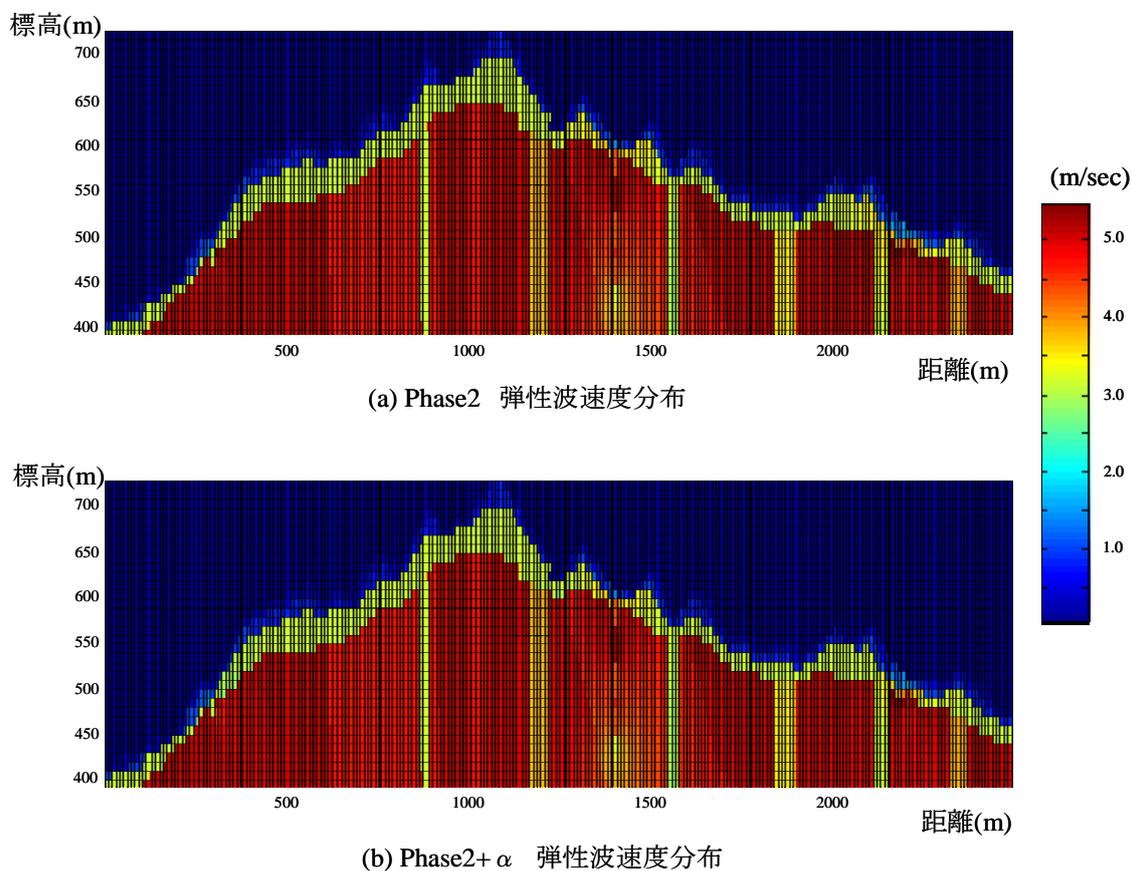


図 6-8 ベイズ推定手法による各調査段階における弾性波速度分布

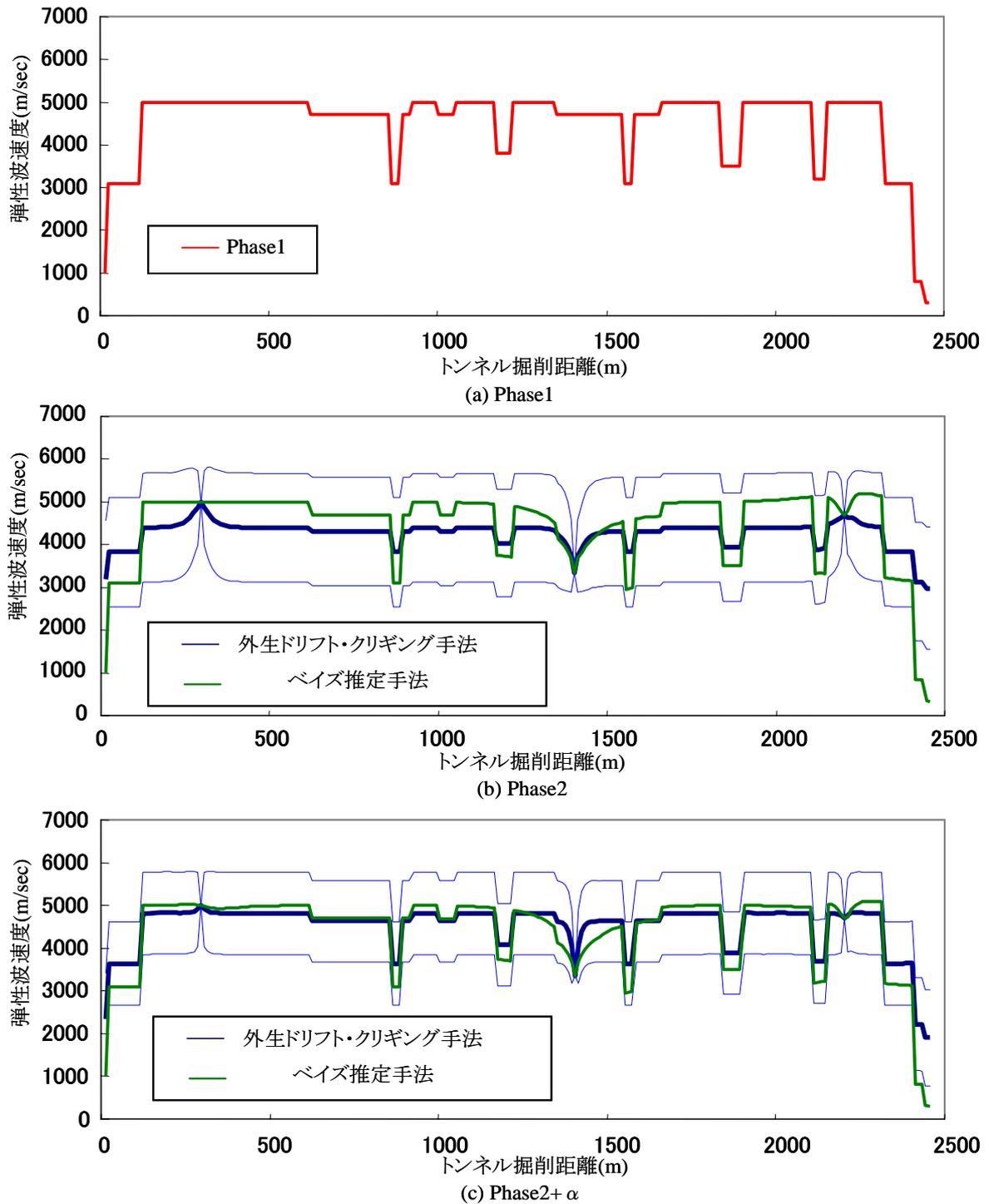


図 6-9 トンネル掘削深度における弾性波速度分布

よって表現している。推定弾性波速度はこの最尤推定値±推定誤差標準偏差の内部に正規分布をもつ確率変数として表される。ただし、後に続く地山区分、掘削コストの推定においては、議論を簡素化するために、最尤値のみを取り扱うこととする。

図 6-9 に示すトンネル掘削深度での弾性波速度の比較によって、以下に示す点について明らかとなった。

- a) Phase2 では、外生ドリフト・クリギング手法およびベイズ推定手法ともに、ボーリング孔 B-2（トンネル掘削距離に換算して、約 1400m 地点）の速度検層結果を大きく反映した弾性波速度分布が推定結果として得られていると考えられる。すなわち、図 6-3 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ため、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 3.3.4 で示した理由により、地山全体に拡張した推定結果を算出している。一方、ベイズ推定手法では、屈折法弾性波探査結果より算出されるバリオグラムの影響距離（図 6-7 参照）内に対し、B-2 孔で観測された低速度層の結果を反映していることが明らかとなる。
- b) Phase2+ $\alpha$  では、外生ドリフト・クリギング手法およびベイズ推定手法ともにほぼ同様の弾性波速度分布を推定している。外生ドリフト・クリギング手法の場合、最深部速度層境界面のデータを正確な情報であると考えた結果、Phase2 と比較して弾性波速度が全体的に速くなる傾向が見て取れた。一方ベイズ推定手法では、最深部速度層境界面は推定位置となるトンネル掘削深度から影響距離（図 6-7 参照）外にある点がほとんどであるため、Phase2 の結果とほぼ同じであると言える。

続いて、この弾性波速度分布推定値から、トンネル掘削深度の地山区分を判定する手法としてコア評価点法について解説する。

### 6.1.3 コア評価点法による地山区分の推定

一般的にトンネルの支保パターンを事前の調査・設計段階で推定する場合に用いられてきた方法は、地山区分に依拠して支保パターンを決定していく手法である。今回の R トンネルのような道路トンネルであれば、屈折法弾性波探査の結果を受けて、表 6-2 に示す旧 JH の「地山分類表」<sup>29)</sup>に基づいて決定されることが一般的である。しかしながら、この地山分類表は一般論としての地山区分であり、各トンネル掘削対象地山の特性を満足したものではない。そのため、多くのトンネル掘削では、事前に実施された地表地質踏査、ボーリングコアの観察記録および圧縮試験や湧水試験に代表されるコア試験の結果により、技術者の経験的な判断によって「地山分類表」から推定される地山区分に変更を加えて設計が行われてきたと考えられる。すなわち、これは技術者の判断に基づく定性的な地山区分評価法と言え、定量的な評価基準を明示化することを満足するものではないという点で問題があると考えられる。

また、トンネル施工段階において支保パターンを実際に決定する段階にあつては、表 6-3 に示す切羽評価点法<sup>30)</sup>が用いられる。この切羽評価点法は、切羽観察によって明らかにされる圧縮強度や風化状態、湧水状態を考慮して支保を選定する手法である。設計段階に地山判定基準に用いられる弾性波速度はこの切羽評価点法では判定基準に採用されてい

表 6-2 旧 JH 地山区分表 <sup>29)</sup>

地山 等級	岩石 グループ	代表岩石名	弾性波速度Vp(km/s)				
			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					
C I	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					
		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							
C II	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							

トンネル切羽観察記録



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

地質	
日付	
記録者	
Sta	+ m
TD	= m
支保パターン	
土被り	m

観察項目	評価区分						記入欄					
	100以上	100-50	50-25	25-10	10-3	3以下	左	中	右			
圧縮強度	一軸圧縮強度	100以上	100-50	50-25	25-10	10-3	3以下					
	ポイントロード	4以上	4-2	2-1	1-0.4	0.4以下						
	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	岩片を手にもってハンマーでたたいて割れる	岩片どうしをたたき合わせて割ることが出来る	両手で岩片を部分的にでも割ることが出来る	力をこめれば小岩片を指先で潰すことが出来る					
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	土砂状・粘土化							
	評価区分	1	2	3	4							
割目間隔	間隔	1m以上	1m-50cm	50-20cm	20-5cm	5cm以下						
	RQD	80以上	80-50	60-30	40-10	20以下						
	評価区分	1	2	3	4	5						
割目状態	割れ目の開口度	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						
	挟在物	なし	なし	なし	5mm以下の粘土	5mm以上の粘土						
	粗度・鏡肌	粗い	割れ目平滑	一部鏡肌	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 1% / 分	滴水程度 1-20% / 分	集中湧水 20-100% / 分	全面湧水 100% / 分以上							
	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							評価点=(右肩+左肩+2×天端) / 4			合計		

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
劣化の評価区分	1	0	0	-5	-10
	2	0	-5	-7	-10
	3	-5	-7	-10	-15
	4	-7	-10	-15	-20

ない。このように調査・設計段階での地山判定基準と施工段階での地山判定基準が全く異なることも問題であると考えられる。

上記のような問題を踏まえて、本研究では弾性波速度分布から地山区分を判定する手法としてコア評価点法を採用する。コア評価点法とは、ボーリングコアにおいて、切羽評価点法に従い算出されたコア評価点と速度検層結果として得られる弾性波速度の相関性を用いて、地山区分を判定する手法である。ただし、本研究で採用するコア評価点法が適用できるのは以下のような場合に限定される。

- A) ボーリングコアにおいて、圧縮試験、湧水圧試験などにより、切羽評価点法の項目を満足するコア点数が算出可能である場合。
- B) コア評価点と弾性波速度に何らかの相関性が見られる場合。

コア評価点法によって、これまでは技術者の判断に委ねられていた地山区分の決定を定量的な指標を用いて実施することができる。さらに事前の調査・設計段階においても、風化変質や湧水状況を考慮した地山区分が可能となる。これがコア評価点法の特徴と言えるであろう。

本研究においては上述のようなコア評価点法を用いて地山区分を判定する。

R トンネルにおいてはコア評価点と速度検層結果としての弾性波速度には図 6-10 のような相関が明らかとなった。ただし、本事例においては、弾性波速度とコア評価点の相関性を最小二乗法に基づく一次関数での近似が可能である仮定した。近似式は式(6.1)のよう

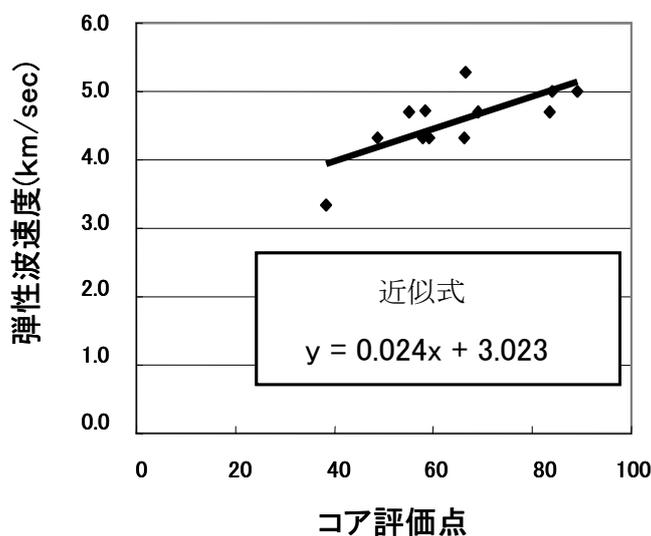


図 6-10 R トンネルコア評価点と弾性波速度の相関

に表される.

$$y = 0.024x + 3.023 \quad (6.1)$$

ただし,  $x$  はコア評価点,  $y$  は速度検層結果としての弾性波速度(km/sec)とする. しかし, 近似式についてはどのような関数モデルが最適であるか, より一般的な議論をするためには, 今後の事例の蓄積が必要であると考えられる.

このコア評価点法に基づき, 図 6-9 から導かれるトンネル掘削深度におけるコア評価点の分布を図 6-11 に示す. なお, Phase1 はボーリング調査が実施されていない調査段階として設定しているため, コア評価点は算出されていない. このため, Phase1 においては, 屈折法弾性波探査の結果から表 6-2 に示す地山分類表を用いて地山区分を行う.

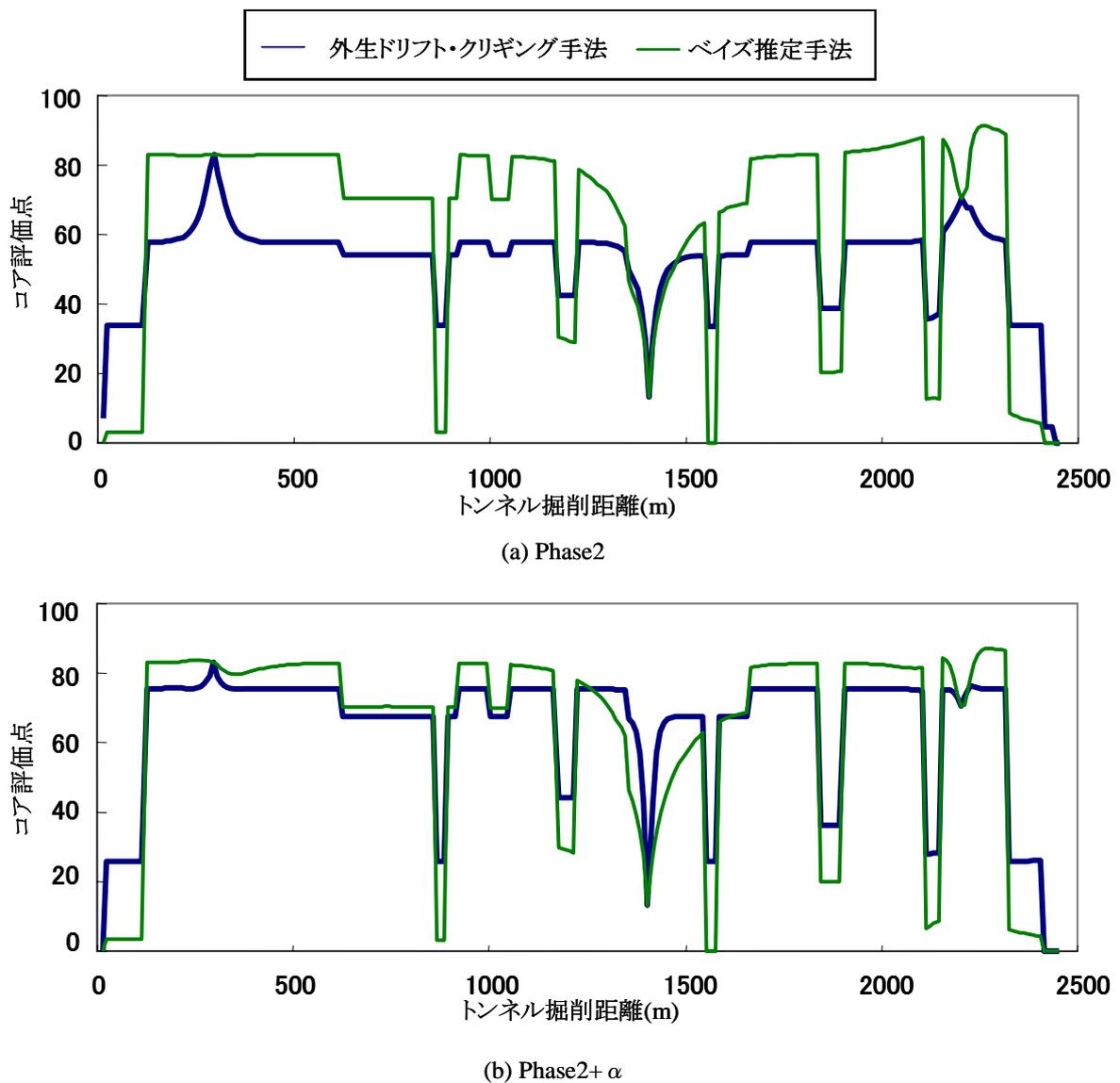


図 6-11 トンネル掘削深度におけるコア評価点分布

#### 6.1.4 地山区分の推定

前項にて算出されたコア評価点を用いて地山区分を判定する。切羽評価点法では表 6-4 のように切羽評価点に基づき、地山区分が決定される。ただし、この閾値には同じ評価点であっても、地山区分が 2 通りに判定される場合がある。たとえば、評価点が 60 点であれば C I もしくは C II の可能性が考えられる。花崗岩に代表される塊状岩盤においては上位の C I パターンが選定され、頁岩に代表される層状岩盤においては下位の C II パターンが選定されることが多いが、明確な基準は定められておらず、不確実性を含むものである<sup>30)</sup>。そのため、本研究では最も楽観的なパターンとしてシナリオ 1、最も悲観的なパターンとしてシナリオ 2 を想定することで、この不確実性を考慮した地山区分を判定した。表 6-5 と表 6-6 にそれぞれにシナリオ 1 とシナリオ 2 を示す。

このシナリオに基づき、コア評価点からトンネル掘削深度の地山区分を判定した。図 6-12 にシナリオ 1 によって判定された地山区分、図 6-13 にシナリオ 2 によって判定された地山区分について示す。さらに、図 6-12 および図 6-13 には比較のために Phase1 における従来の地山分類表に基づく地山区分判定結果も示す。この地山区分に関する考察は事

表 6-4 切羽評価点と地山区分

コア評価点	地山区分
80~100	B
65~85	C I
40~75	C II
0~50	D I

表 6-5 シナリオ 1

コア評価点	地山区分
80~100	B
65~80	C I
40~65	C II
0~40	D I

表 6-6 シナリオ 2

コア評価点	地山区分
85~100	B
75~85	C I
50~75	C II
0~50	D I

後評価として 6.1.6 以降に示す。

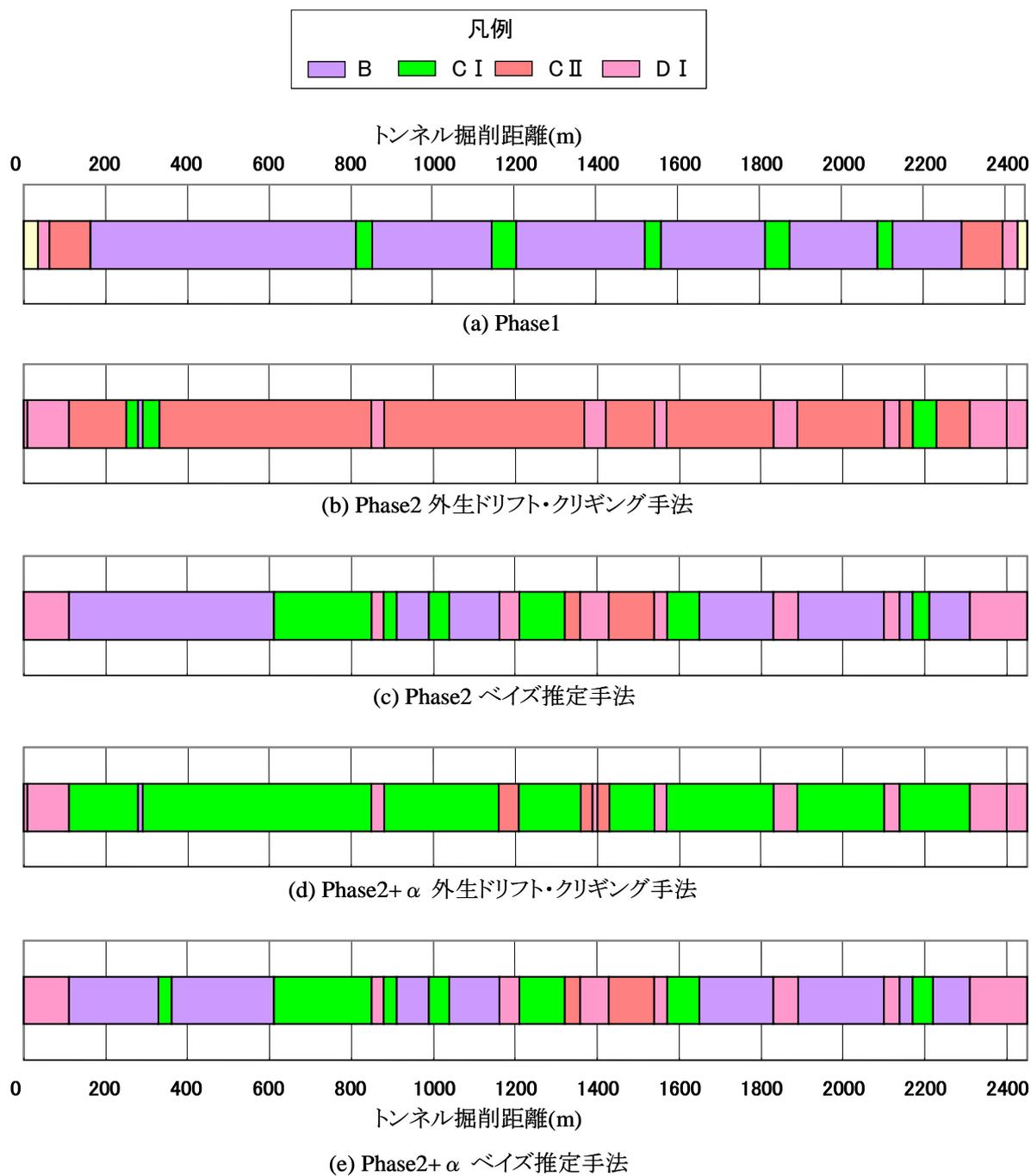


図 6-12 R トンネル地山区分 (シナリオ 1)

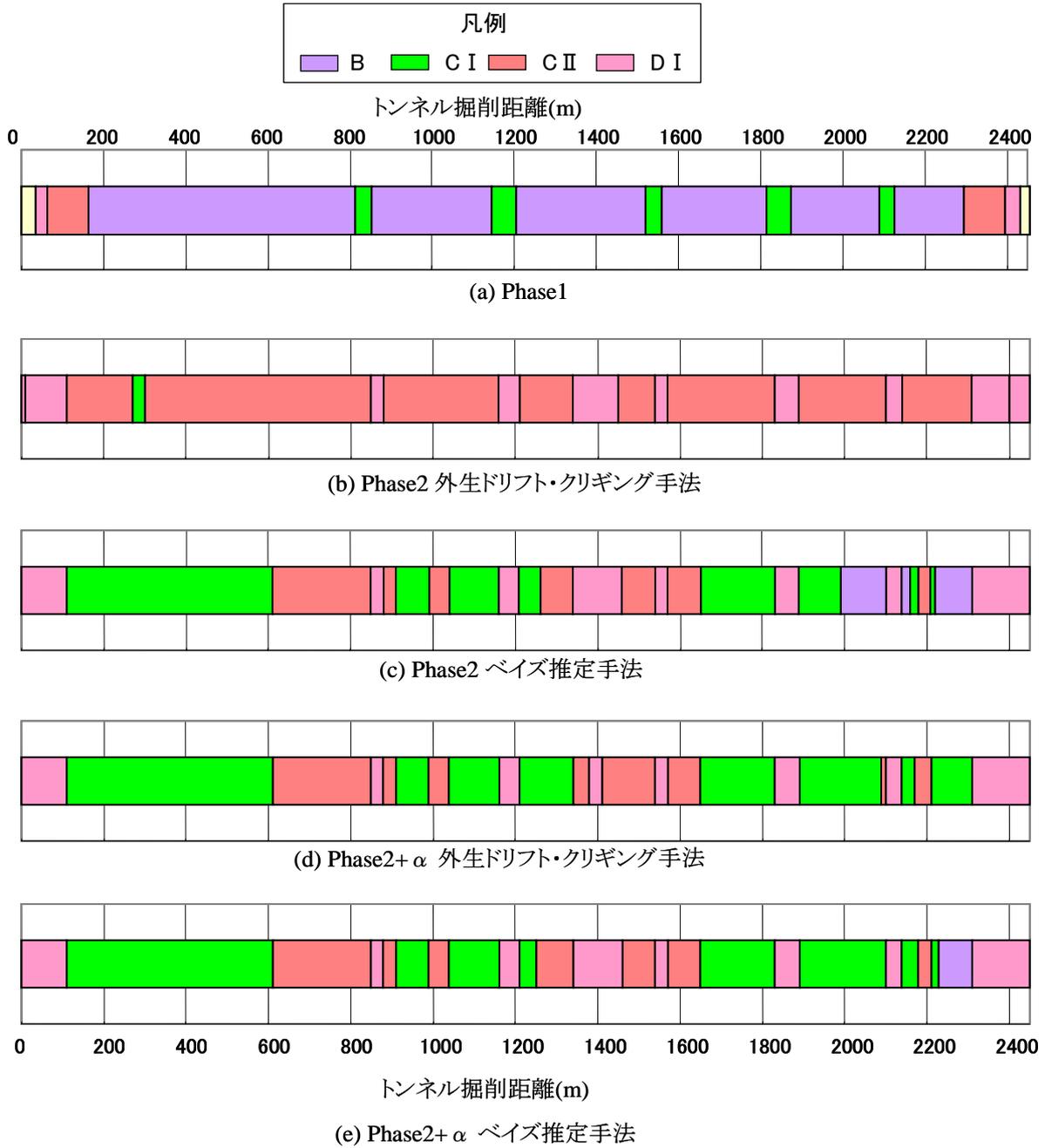


図 6-13 R トンネル地山区分 (シナリオ 2)

### 6.1.5 比抵抗電気探査結果を用いた地山区分

本項では、参考までに比抵抗電気探査結果として得られている比抵抗値分布を用いて地山区分を行った場合について解説する。R トンネル地山では図 6-14 に示すような比抵抗電気探査結果が得られている。さらに図 6-15 に示すボーリング孔での電気検層結果とコア評価点においては図 6-16 に示すように電気検層結果との相関性が見られる。図 6-16 に示す相関式は式(6.2)に示すような最小二乗法による近似によって表現される。

$$y = 45.7x - 1599.3 \quad (6.2)$$

ただし、 $x$  はコア評価点、 $y$  は比抵抗値( $\Omega \cdot m$ )とする。式(6.2)の相関式を用いて、図 6-15 に示す比抵抗電気探査の結果から、トンネル掘削深度のコア評価点を算出し、前項と同様のシナリオを用いてトンネル掘削深度の地山区分を判定した。

このようにして比抵抗値分布から推定される地山区分を図 6-17 に示す。

図 6-14 から図 6-17 より明らかにされる点は以下のように整理することができる。

- A) 図 6-14 に示す比抵抗電気探査において距離 500m 付近では、局所的に高い比抵抗値を観測することができている。すなわち、この付近の地山状況が良好である可能性が高いと推察される。その結果、コア評価点も高く推定され、地山区分としては B 判定として算出された。
- B) 一方、距離 1500m~1700m 付近および 2000m~2400m 付近では、比抵抗値が低下する傾向が見て取れる。すなわち、この付近では亀裂・断層破碎帯および風化・変質部が存在している可能性が高いと推察される。その結果、コア評価点も低く推定され、地山区分としては、C II 判定もしくは D 判定として算出された。

ただし、第 3 章にも述べたように、比抵抗値はいまだ定量的に山岳トンネルの地山区分を判定する指標として確立されていないため、あくまでも参考値としての扱いに留める。

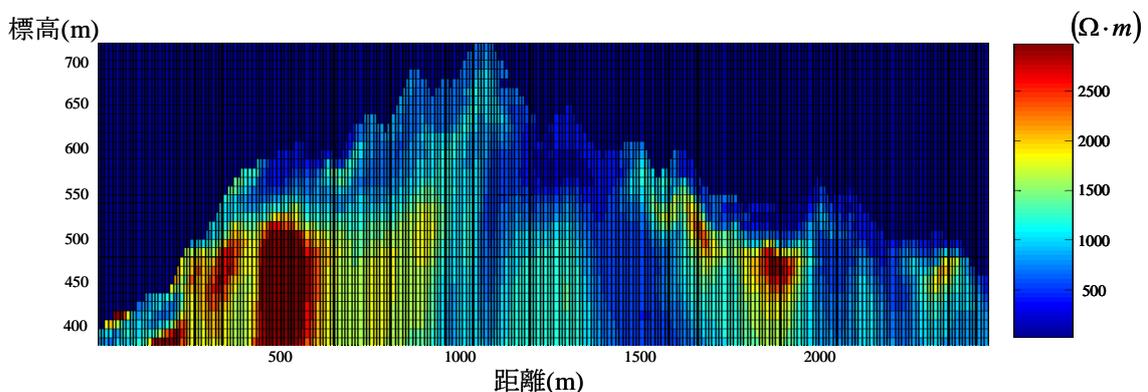


図 6-14 比抵抗電気探査結果

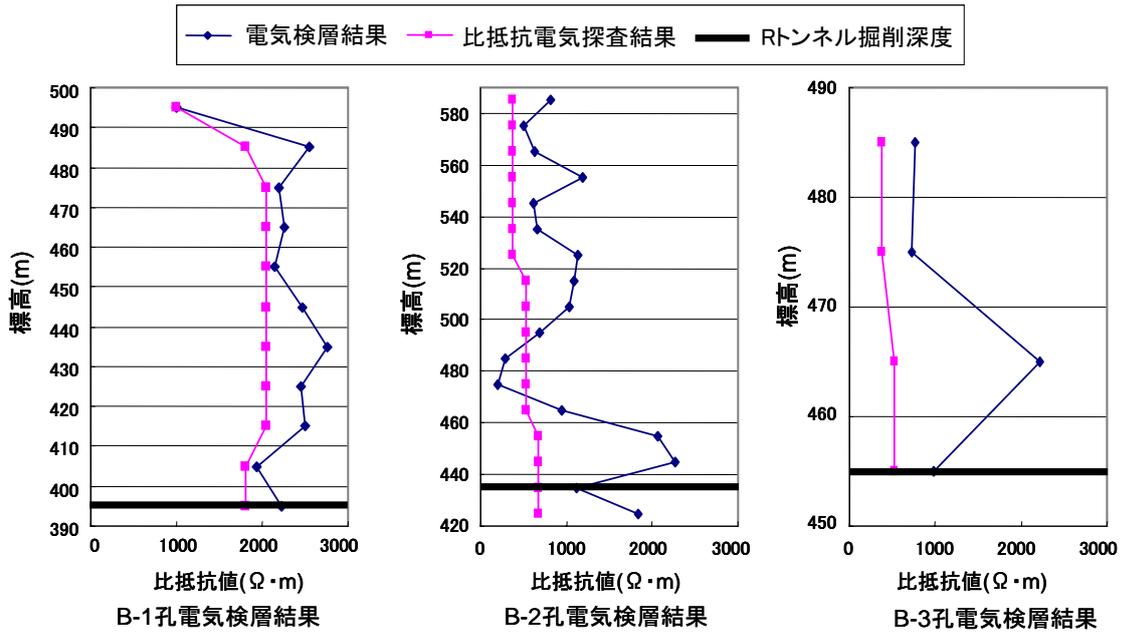


図 6-15 電気検層結果と比抵抗電気探査結果

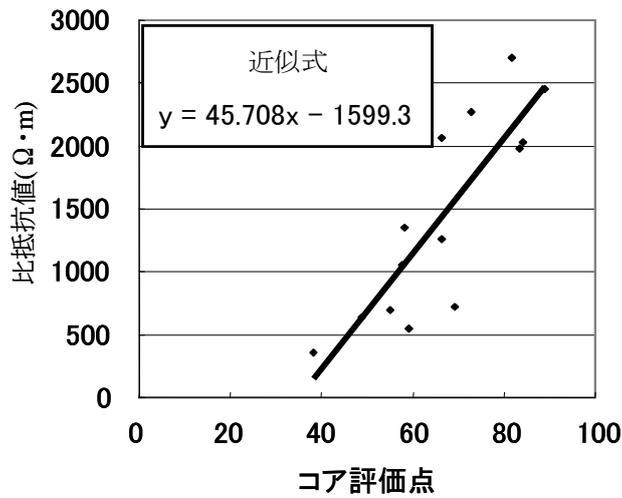


図 6-16 比抵抗値とコア評価点の相関

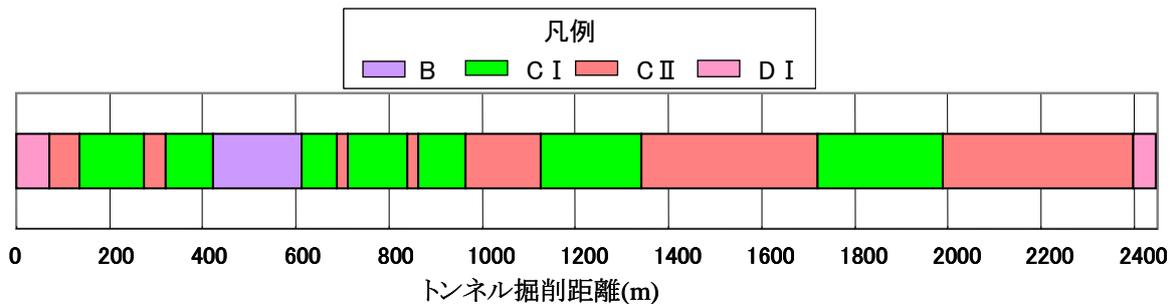


図 6-17 比抵抗値による地山区分

### 6.1.6 R トンネル掘削コストの推定と事後評価

R トンネルの施工完了後、図 6-18 に示すような実際の地山区分<sup>31)</sup>が明らかとなった。この実際の地山区分から算出される掘削コストと調査・設計段階で推定される推定掘削コストとの比較より事後評価として、建設コスト変動リスクを評価することを本項の目的とする。ただし、事後評価として実施工の地山区分と比較を行う上で以下のような仮定を行った。

- A) 実際のトンネル施工においては、安全性や施工性を考慮し、技術者の判断に基づき、支保パターンが決定される。そのため、実施工の地山区分とコア評価点や弾性波探査に基づき推定された地山区分は 1 対 1 の相関関係に無い可能性も想定される。特にその傾向が顕著に現れる地点がトンネル坑口付近であると考えられる。すなわち坑口付近では施工の安全性を考慮して、地山状況の如何に関わらず、地山区分は DⅢと判定されていることが見て取れる。そこで、本研究では坑口付近は除いた領域での実際の掘削コストと推定される掘削コストの比較を行う。
- B) 掘削コストには、不良地山が出現した場合に想定される対策費用、補助工に関わる費用は含まないと仮定する。

R トンネルではそれぞれの地山区分について表 6-7 に示すような支保パターンと支保単価が設定されている。この支保単価に基づき、各調査段階および各シナリオで図 6-19 に示すような推定建設コストと実際の建設コストとの関係が導かれる。図 6-19 中に示す C<sub>A</sub> は実際の建設コストを示し、具体的には約 18 億 3 千万円である。図 6-19 より R トンネル推定掘削コストは、実際の建設コストに近接していくことが見て取れる。これは、調査段階の進展に伴い、地盤の推定精度が向上していることに起因していると考えられる。すなわち、本研究が提案する山岳トンネルにおける地山区分推定手法が、Phase1 のような従来の地山分類表を基本とする地山区分推定手法と比較して、適切に地山状況を推定する事ができることを示唆していると考えられる。この点について定量的に評価するために事後評価の観点から、以下に地山区分発生頻度の比較および乖離率という指標を用いて検討

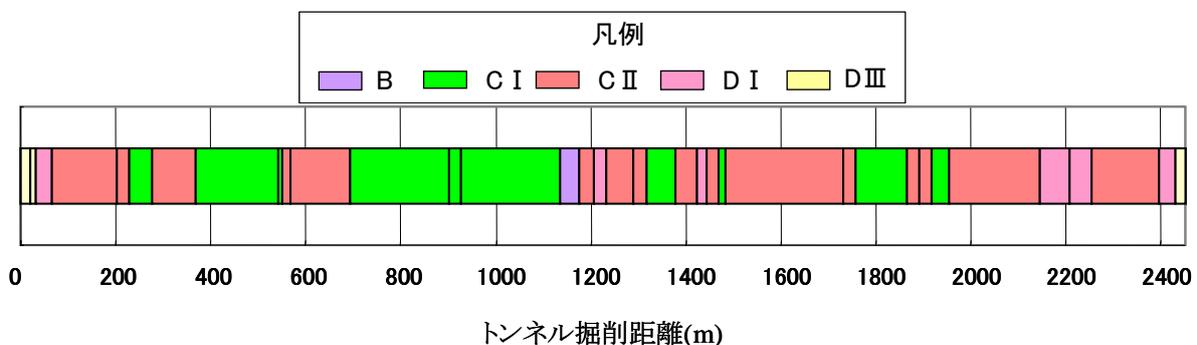


図 6-18 R トンネル実際の地山区分

表 6-7 支保パターンと支保コスト

工種	種別	細別	地山区分	支保単価 (円)
トンネル 掘削工	掘削工	トンネル掘削	B	270,100
			C I	273,200
			C II	292,900
			D I	306,400
			D III	400,000
支保工	吹付工	吹付け	B	89,980
			C I	131,900
			C II	156,000
			D I	246,470
			D III	380,000
	ロックボルト工	ロックボルト	B	44,070
			C I	74,370
			C II	95,600
			D I	174,240
			D III	200,000
	鋼製支保工	鋼製支保	C II	62,730
			D I	103,200
			D III	169,000
	金網工	金網	D I	26,690
			D III	30,000
覆工	覆工コンクリート工	覆工コンクリート	B	219,900
			C I	205,000
			C II	195,000
			D I	187,900
			D III	180,000
インバー ト工	インバート掘削工、 本体工	インバート	D I	235,760
			D III	339,000

支保パターン	支保単価 (円/m)
B	624,050
C I	684,470
C II	802,230
D I	1,280,660
D III	1,698,000

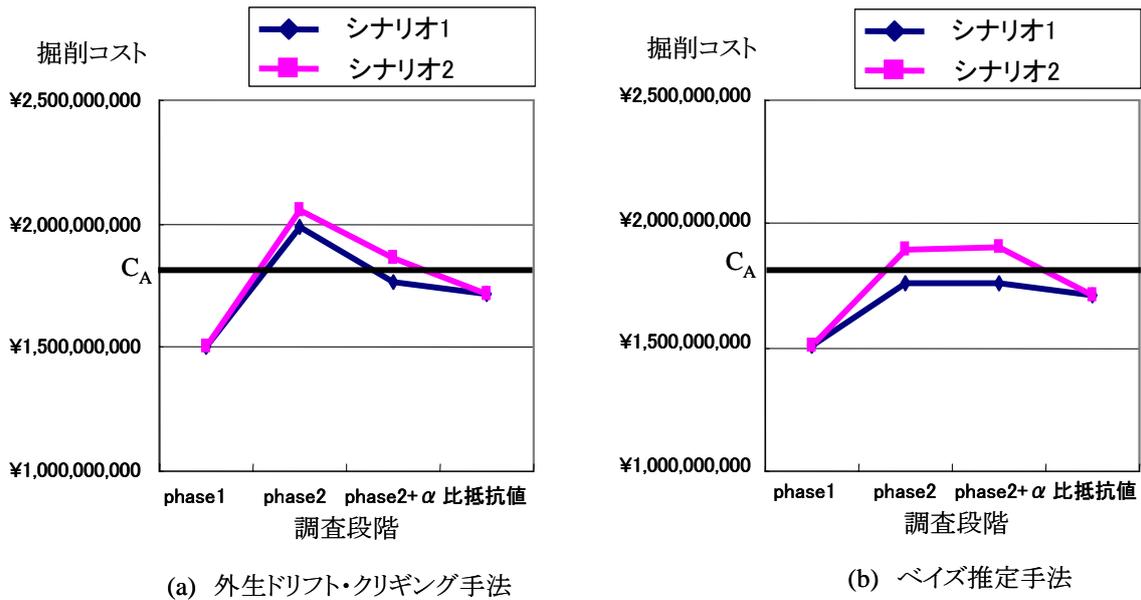


図 6-19 R トンネル推定掘削コストの推移

を行った。

まず、図 6-20 に各調査段階、各シナリオにおける地山区分発生頻度を示す。ただし、図 6-20 に示す頻度は上記の A) に示す理由から、坑口付近を省略した形での比較を行っていることに注意されたい。図 6-12、図 6-13、図 6-18 に示す地山区分および図 6-20 に示す地山区分発生頻度比較から明らかになる点は以下のように整理される。

- a) Phase1 において屈折法弾性波探査と地山分類表によって推定された地山区分はトンネル掘削深度で 8 割以上の地点が地山区分 B であると推定されたが、実際の地山区分は C II もしくは C I が卓越する地山であり、大きな乖離があることが明らかにされた。この原因は屈折法弾性波探査による最深部速度層境界面以深の弾性波速度の精度について考慮できていないこと、地山区分の算定において湧水状況、割れ目状況などが考慮されていないことに起因するものと考えられる。
- b) Phase2 では、外生ドリフト・クリギング手法ではシナリオ 1、シナリオ 2 とともに実際の地山区分と比較して地山を悪いものとして推定している。これは 6.1.2 の a) で述べた理由で、弾性波速度が遅く推定されたことが原因であると考えられる。一方、ベイズ推定手法ではシナリオ 2 で地山区分 C I および C II を合わせて 70% として推定されていることから、実際の地山区分発生頻度に対して精度良く推定できていると言えるであろう。
- c) Phase2+α では外生ドリフト・クリギング手法、ベイズ推定手法ともにシナリオ 2 において実際の地山区分発生頻度と非常に似た傾向をもって推定できていると考えられる。すなわち、屈折法弾性波探査結果の最深部速度層境界面は高精度な情報として地山の弾性波速度分布すること、コア評価点法により地山区分を推定することにより正確で

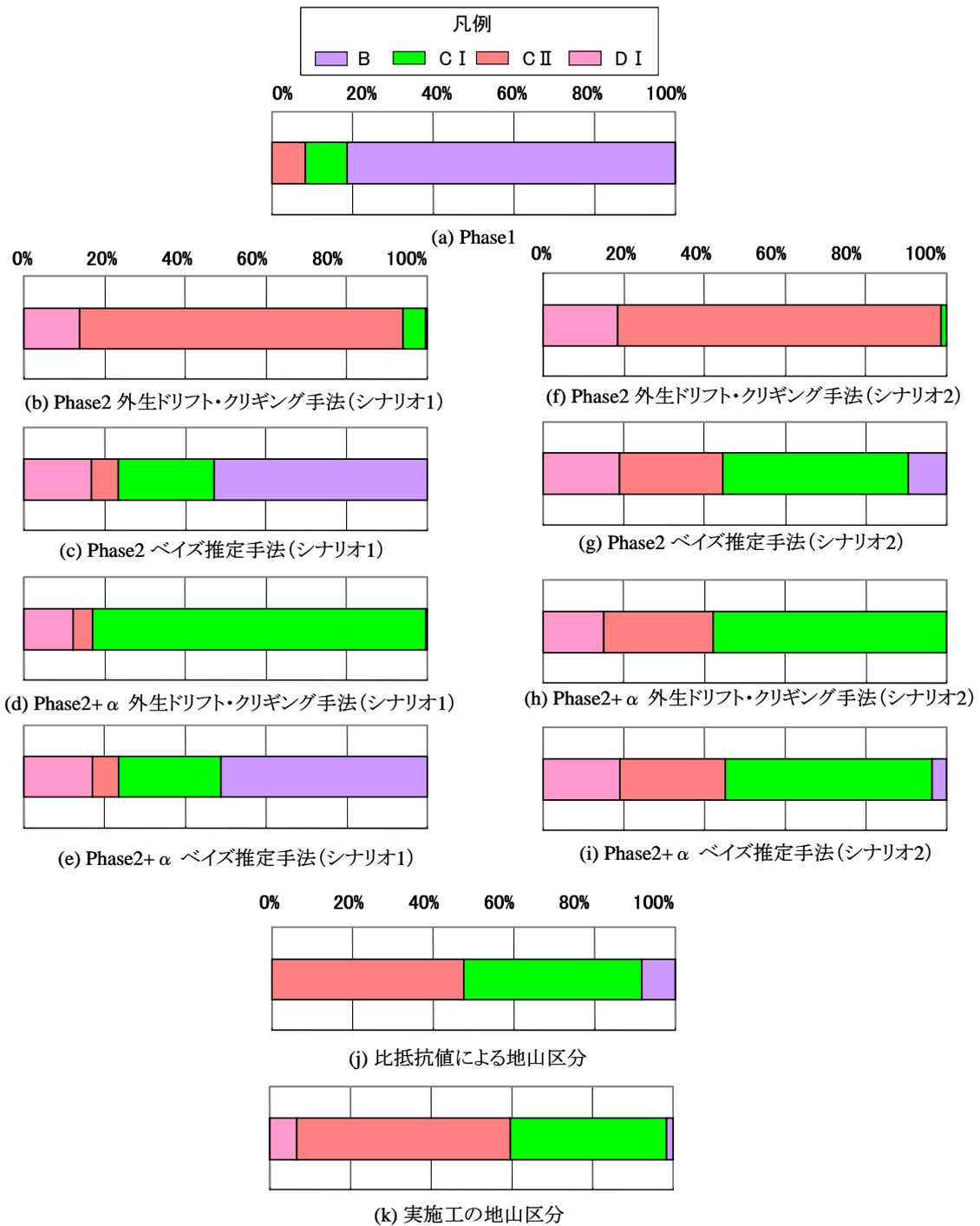


図6-20 各調査段階における地山発生頻度比較

あると考えられる情報を最大限利用して、地山区分を行う本手法の有用性が確認できたと考えられる。

さらに、上記の点をコスト次元で定量的に評価するために乖離率という指標を用いて実際の建設コストとの比較を行った。乖離率は乖離量を100分率で表現したものであり式(6.3)によって示される。

表 6-8 R トンネル推定掘削コストと乖離率の推移

調査段階	手法	シナリオ	掘削コスト(円)	乖離量(円)	乖離率(%)
Phase1			1,505,421,400	324,672,059	17.7
Phase2	外生ドリフト クリギング手法	1	1,989,158,300	-159,064,841	-8.7
		2	2,055,343,400	-225,249,941	-12.3
	ベイズ推定手法	1	1,757,591,400	72,502,059	4.0
		2	1,899,635,300	-69,541,841	-3.8
Phase2+ α	外生ドリフト クリギング手法	1	1,760,408,300	69,685,159	3.8
		2	1,862,803,400	-32,709,941	-1.8
	ベイズ推定手法	1	1,760,008,200	70,085,259	3.8
		2	1,909,271,700	-79,178,241	-4.3
比抵抗値			1,711,995,490	118,097,969	6.5
実施工			1,830,093,459		

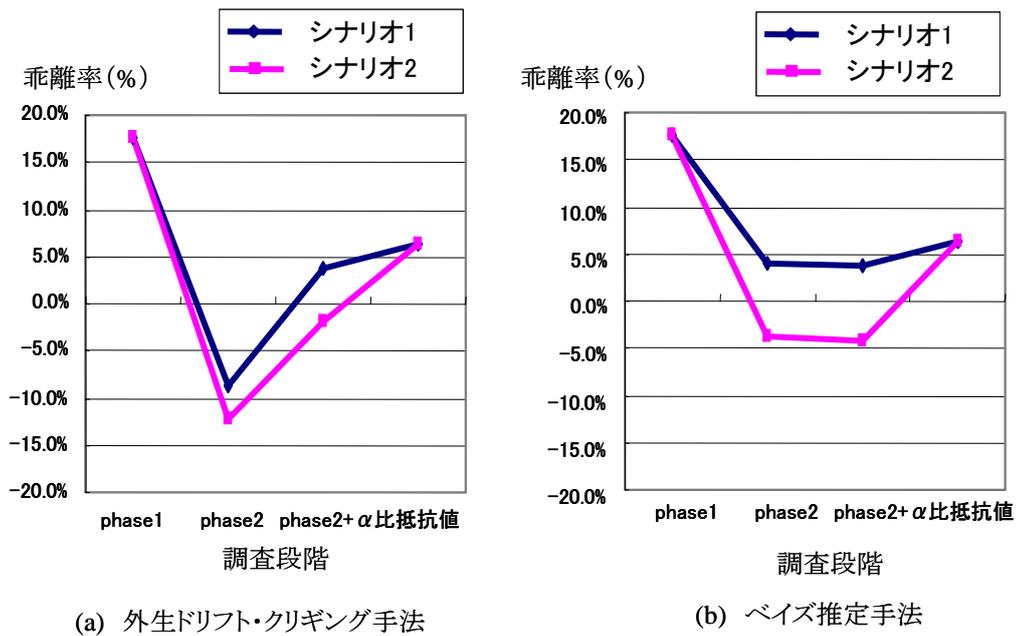


図 6-21 R トンネル乖離率の推移

$$D^*_i = \frac{C_A - C_i}{C_A} \quad (6.3)$$

ここで、 $D^*_i$ は乖離率を表わす。表 6-8 と図 6-21 に乖離率の推移を示す。同図により、上記の考察をより明確に定量的に評価できると考えられる。すなわち R トンネルにおいて

は Phase1, Phase2 と比較して Phase2+ $\alpha$  における乖離率の絶対値が小さいことが明らかになる。これは、本研究が示した弾性波速度分布推定手法とコア評価点法によって構成される本研究が提案するトンネル掘削コスト推定手法の有用性を示すものであると考えられる。

### 6.1.7 R トンネル掘削コスト変動リスク評価に関する考察

R トンネルでの山岳トンネル掘削コスト変動リスク評価、および事後評価より得られた知見は以下のように整理することができる。

- A) Phase2+ $\alpha$  で推定される地山区分が実際の地山区分と整合性がある事が図 6-20 より明らかとなる。さらに、Phase2+ $\alpha$  では乖離率 0 を含むことから、屈折法弾性波探査結果の最深部速度層境界面を正確な情報として地山の弾性波速度分布を推定する手法が有効であることが確認された。
- B) 弾性波速度分布を推定する手法である外生ドリフト・クリギング手法とベイズ推定手法の違いを 6.1.2 の b) のように明確化することができた。そして、図 6-21 の乖離率の推移を見れば Phase2 において外生ドリフト・クリギング手法を用いた結果は地山を実際よりも悪く判定しており、ベイズ推定手法では乖離率 0 を含むことから、ボーリング孔 B-2 で観測された低速度層は局所的に存在するものだと考えられる。
- C) Phase1 と Phase2 もしくは Phase2+ $\alpha$  の比較から、コア評価点法により地山区分を推定する事で、湧水状況や割れ目状況を考慮して地山区分を推定する手法の妥当性が確認できたと考えられる。
- D) 比抵抗電気探査結果から得られた地山区分についても 6.1.5 で示したように、実際の地山区分に近いことが明らかになっている。そのため今後、比抵抗値と地山の圧縮強度や割れ目状況との定量的な関係について検討することによって、地山区分を判定する指標として利用可能であることを示唆していると考えられる。

ただし、実施工においては、安全性および施工性を考慮して地山区分および支保パターンが選定されているため、コア評価点や弾性波速度に基づく推定結果と完全に一致しない可能性がある。そのため、本事例における考察は、あくまでも R トンネルの実施工における地山区分が実際の地山状況を正確に反映したものであるという仮定の下に成り立つ議論であるということに留意されたい。

## 6.2 T トンネル事例検証

堆積岩系の地山におけるトンネル掘削コスト変動リスク評価事例として、T トンネルを取り上げる。本事例においても、R トンネルと同様に事後評価の観点から見た掘削コスト変動リスク評価を行うことを目的とする。そして最後に R トンネルと T トンネルとの比較

より考察を行う。

### 6.2.1 Tトンネル概要

Tトンネルは全長1.7kmの2車線道路トンネルである。地質は四万十帯の音無川帯に区分される付加体であり、亀裂の発達した頁岩からなる瓜谷累層と砂岩頁岩互層からなる羽六累層が北落ち傾斜で分布する。

事前の調査・設計段階において、地山状況の把握を目的に地盤調査が実施された。調査内容は、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利用した高密度弾性波探査である。

まず、屈折法弾性波探査の結果として図6-22に示すような弾性波速度分布が得られた。この屈折法弾性波探査の結果、トンネル掘削深度では多くの地点で弾性波速度4.0km/secであると推定された。

Tトンネルの地山においては、さらに地山の弾性波速度分布を詳細に調査するために、高密度弾性波探査が実施され、図6-23に示すような結果が得られた。ここで、本事例における高密度弾性波探査とは、屈折法弾性波探査結果および、B-1孔に受振器を設置し追

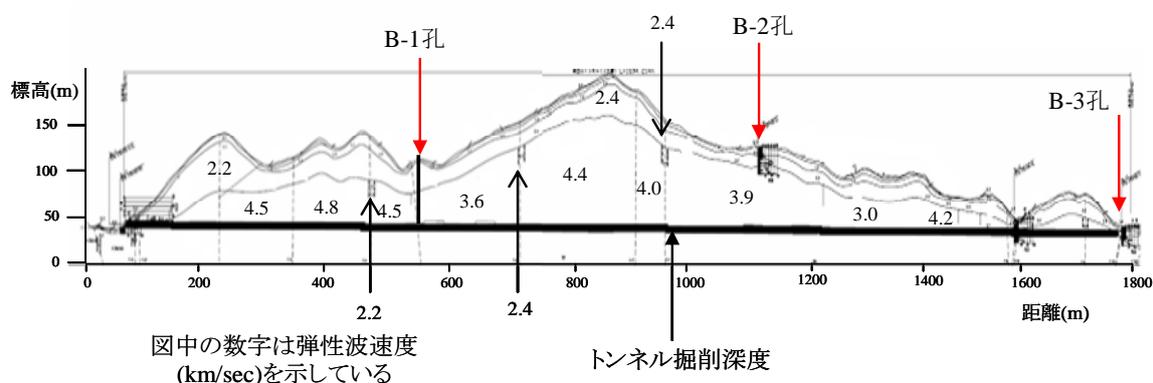


図6-22 Tトンネル屈折法弾性波探査結果

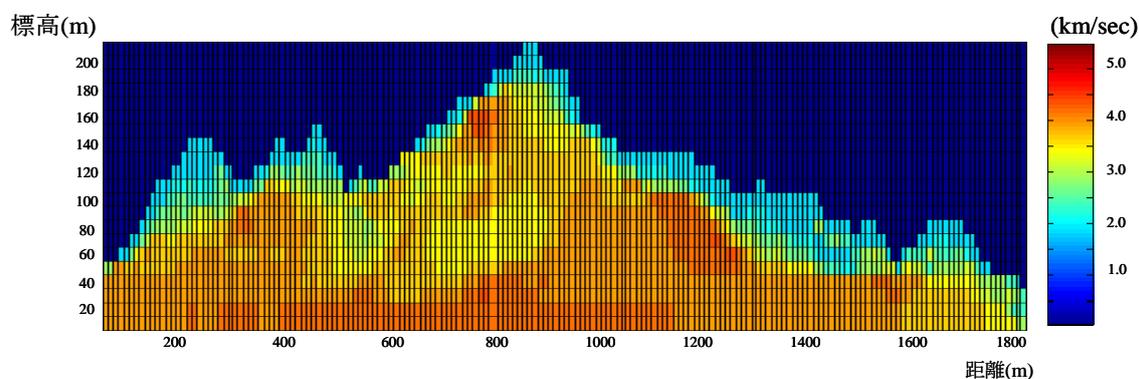


図6-23 Tトンネル高密度弾性波探査結果

加弾性波探査を実施した結果を統合し，トモグラフィ解析手法を用いて速度解析を実施したものである．また，トンネル掘削深度における屈折法弾性波探査結果と高密度弾性波探査の比較を図6-24に示す．この比較により，トンネル掘削深度においては，掘削距離0～1000mの区間で，主に屈折法弾性波探査結果により推定される弾性波速度よりも弾性波速度が遅くなる傾向が見て取れる．ただし，この考察は式(3.1)に示す高密度弾性波探査によって得られる弾性波速度が屈折法弾性波探査結果よりも高精度であるという本研究で採用している仮定に基づくものである．

また，図6-22中に示す位置にB-1孔，B-2孔およびB-3孔のボーリング調査が実施されている．このボーリング孔においては速度検層試験および，切羽評価点法に基づいてコ

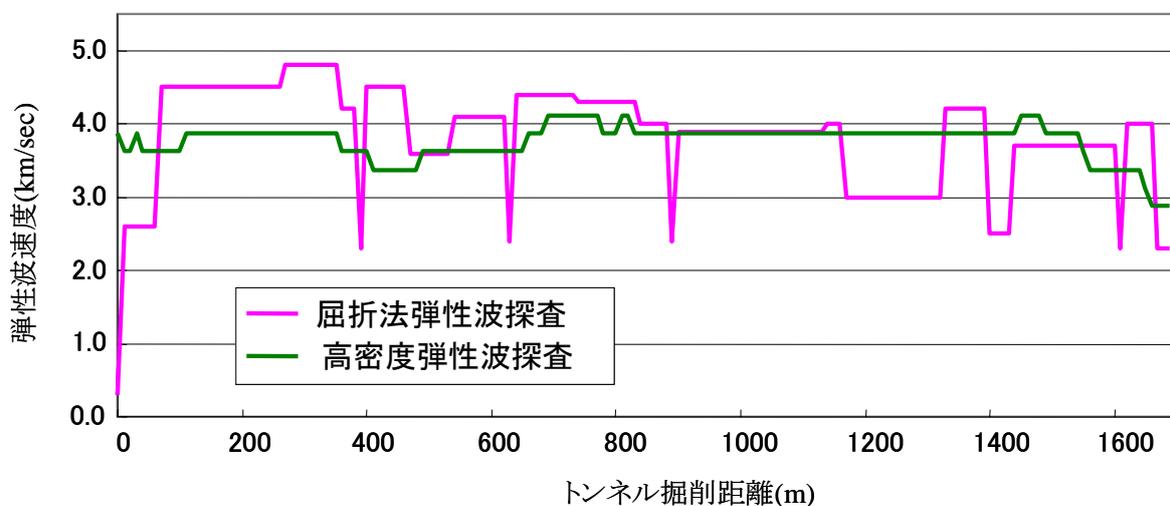


図6-24 Tトンネル掘削深度における屈折法弾性波探査と高密度弾性波探査の比較

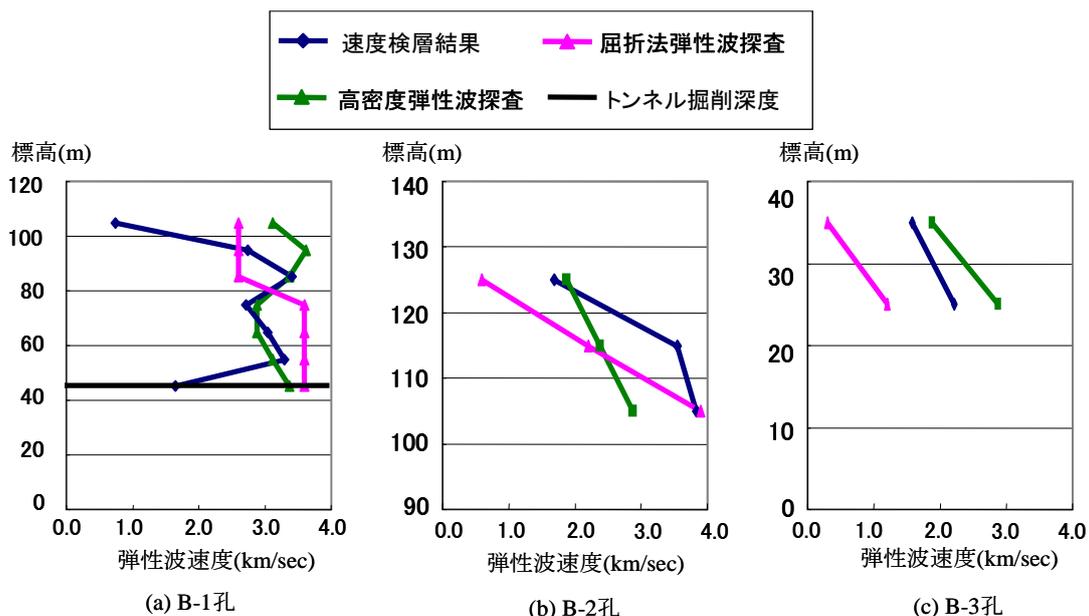


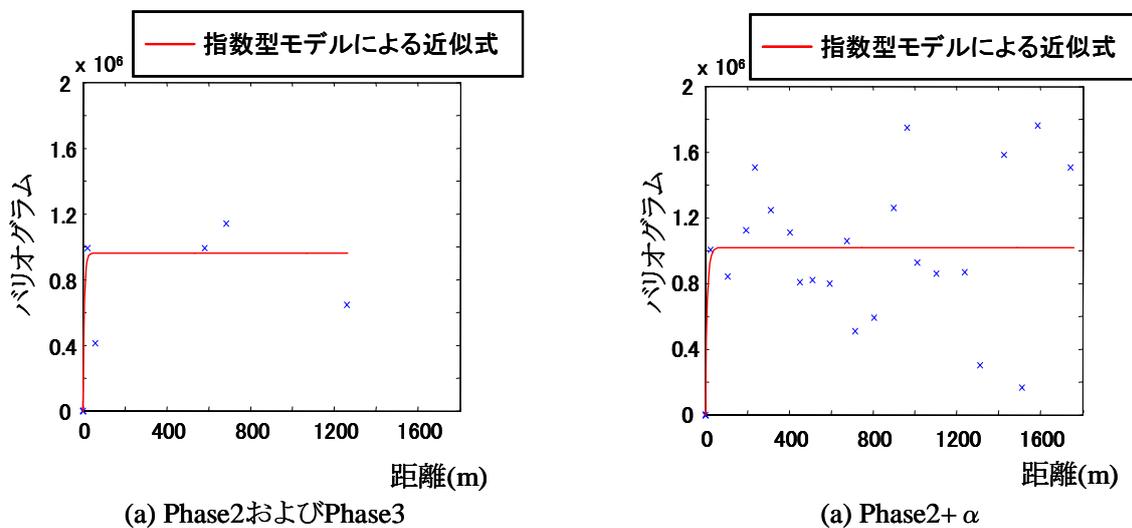
図6-25 各ボーリング孔における速度検層結果

ア評価点の算出が行われている。このうち速度検層試験によって得られた結果について図6-25に示す。同図に示すボーリング孔沿いの速度検層結果、屈折法弾性波探査結果および高密度弾性波探査結果の比較により明らかにされる点は以下のように整理される。

- A) B-1 孔のトンネル掘削深度では、屈折法弾性波探査結果および高密度弾性波探査より予測された弾性波速度よりも約 1.7km/sec~1.9km/sec だけ速度が遅いと速度検層結果により明らかにされた。
- B) B-2 孔は表層付近に限られたボーリング調査である。すなわち、トンネル掘削深度での速度検層結果が得られていないことに注意されたい。また B-3 孔も、トンネル掘削位置外にて実施されたボーリング調査であり、トンネル掘削位置での速度検層結果を得ることはできなかった。

上記より、外生ドリフト・クリギング手法もしくはベイズ推定手法によりトンネル掘削深度で推定される弾性波速度分布に対し、大きな影響を与える速度検層の結果は B-1 孔の影響であると想定される。

このような屈折法弾性波探査結果、速度検層結果および高密度弾性波探査結果を用いて、T トンネル地山の弾性波速度分布を推定する。ただし、弾性波速度の推定にあたっては式(3.1)の仮定を用いている。



	Phase2 Phase3	Phase2+ $\alpha$
Range (m)	6.98	9.79
Sill	$0.96 \times 10^6$	$1.02 \times 10^6$

図 6-26 外生ドリフト・クリギング手法におけるバリオグラム

## 6.2.2 弾性波速度分布の推定

R トンネルと同様に、速度検層結果や高密度弾性波探査結果を地盤推定結果に用いた影響を明確にするために表 6-9 に示すような調査段階を設定した。

まず、それぞれの調査段階において外生ドリフト・クリギング手法によって地山全体の弾性波速度分布を推定する。解析における条件は以下に示す通りである。

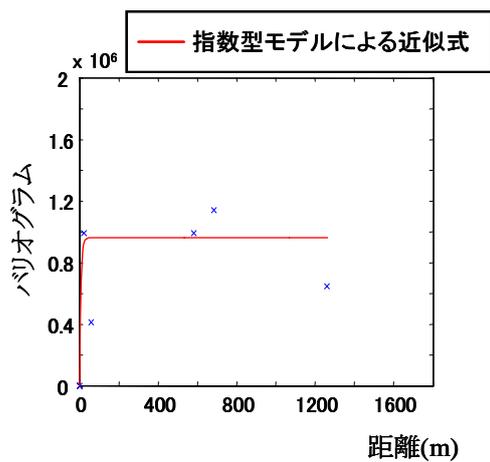
- A) 解析対象領域は R トンネル掘削位置を包含する 1780m×210m の領域とした。
- B) 格子サイズは、バリオグラムにより規定される影響距離を考慮して 10m×10m とした。
- C) 調査段階 Phase2+ $\alpha$  においては、計算機の能力も考えて、正確な点情報として用いる屈折法弾性波探査結果の最深部速度層境界面を 100m 間隔で適用した。

まず、図 6-26 に各調査段階で算出されるバリオグラムと指数型モデルを用いたバリオグラムのモデル化関数を示す。ただし、Phase2 と Phase3 では、表 6-9 に示すようにバリオグラムを算出する点情報が共通であるため、バリオグラムも同じモデルとなる事に注意されたい。そして、図 6-27 に各調査段階で外生ドリフト・クリギング手法によって推定される弾性波速度分布図を示す。また図 6-28 に推定誤差標準偏差について示す。

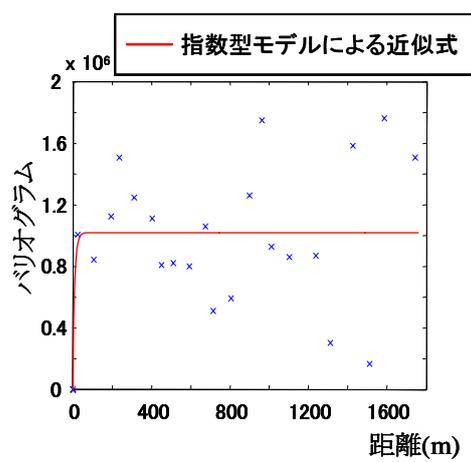
次にベイズ推定手法によって、地山の弾性波速度分布を推定する。解析条件は外生ドリフト・クリギング手法の場合と同様である。図 6-29 にベイズ推定手法の場合におけるバリオグラムを示す。ただし、表 6-9 に示すように Phase2 と Phase2+ $\alpha$  では先験情報が屈折法弾性波探査結果で同じであるため、バリオグラムは共通である。そして、図 6-30 にベ

表 6-9 T トンネル調査段階

調査段階	調査内容	面情報	点情報
Phase1	屈折法弾性波探査	屈折法弾性波探査	なし
Phase2	屈折法弾性波探査 ボーリング調査	屈折法弾性波探査	速度検層結果
Phase2+ $\alpha$	屈折法弾性波探査 ボーリング調査	屈折法弾性波探査	速度検層結果および 屈折法弾性波探査の 最深部速度層境界面データ
Phase3	高精度弾性波探査 ボーリング調査	高精度弾性波探査	速度検層結果



(a) Phase2およびPhase3



(a) Phase2+  $\alpha$

	Phase2 Phase3	Phase2+ $\alpha$
Range (m)	6.98	9.79
Sill	$0.96 \times 10^6$	$1.02 \times 10^6$

図 6-26 外生ドリフト・クリギング手法におけるバリオグラム

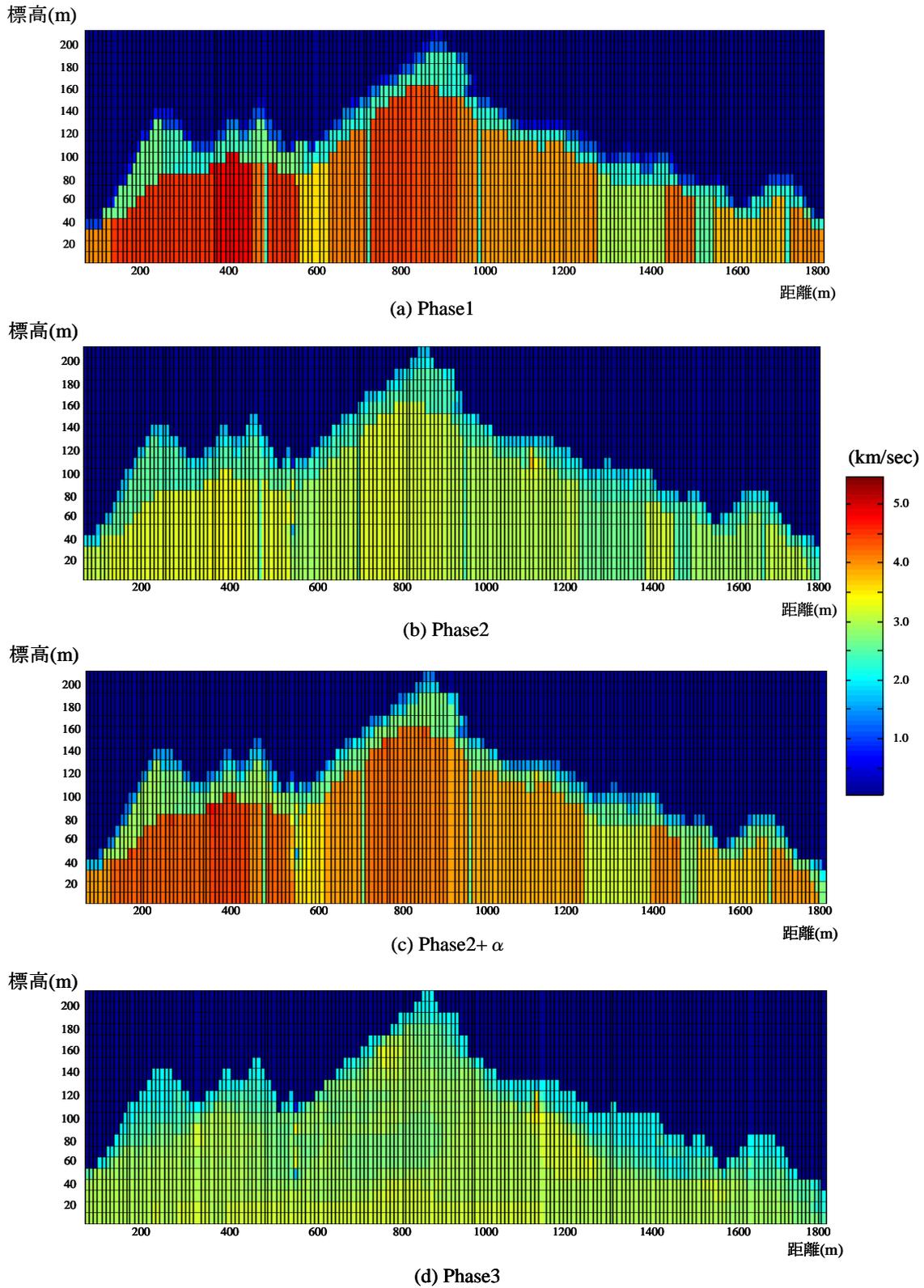


図 6-27 外生ドリフト・クリギング手法による各調査段階の弾性波速度分布

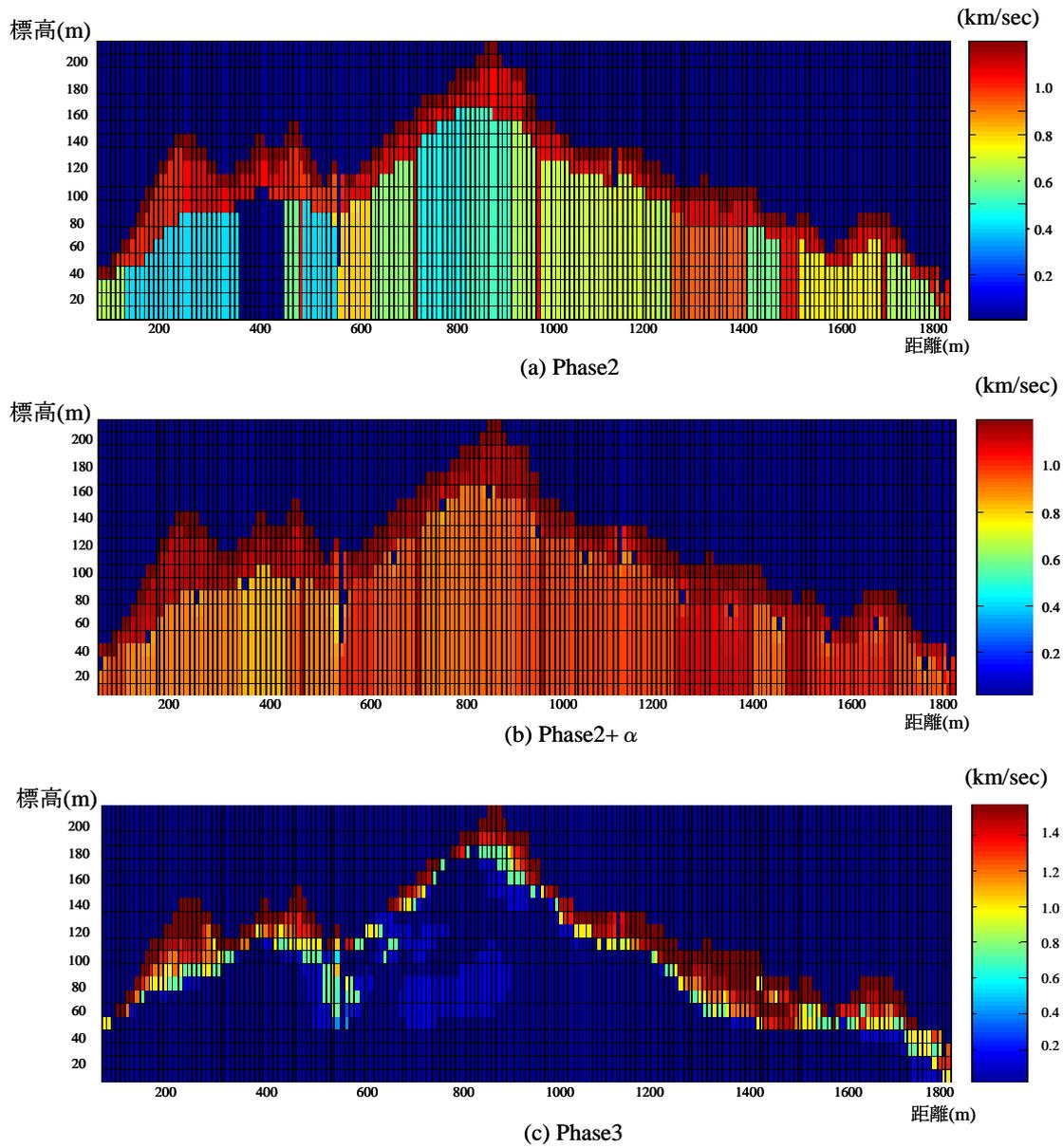
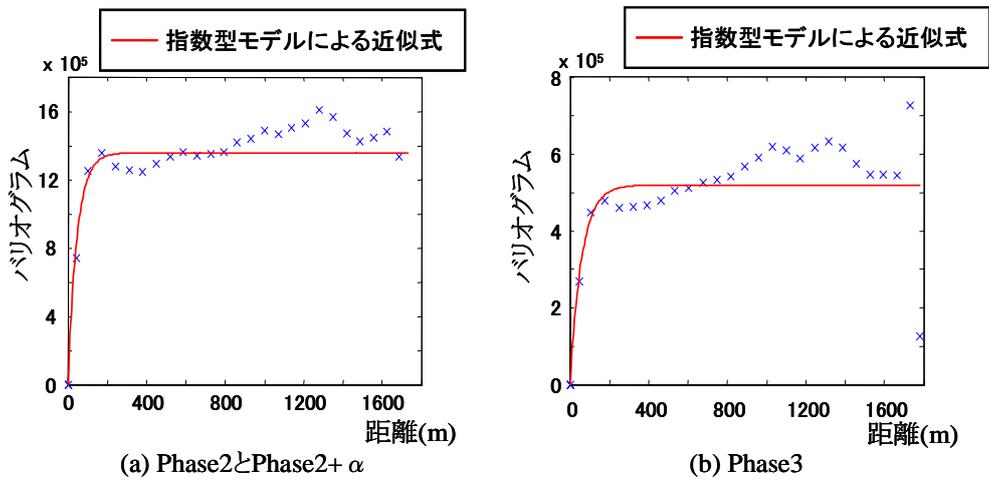


図 6-28 外生ドリフト・クリギング手法による各調査段階の推定誤差標準偏差



	Phase2 Phase2+ $\alpha$	Phase3
Range (m)	46.02	58.94
Sill	$1.36 \times 10^6$	$5.19 \times 10^5$

図 6-29 ベイズ推定手法によるバリオグラム

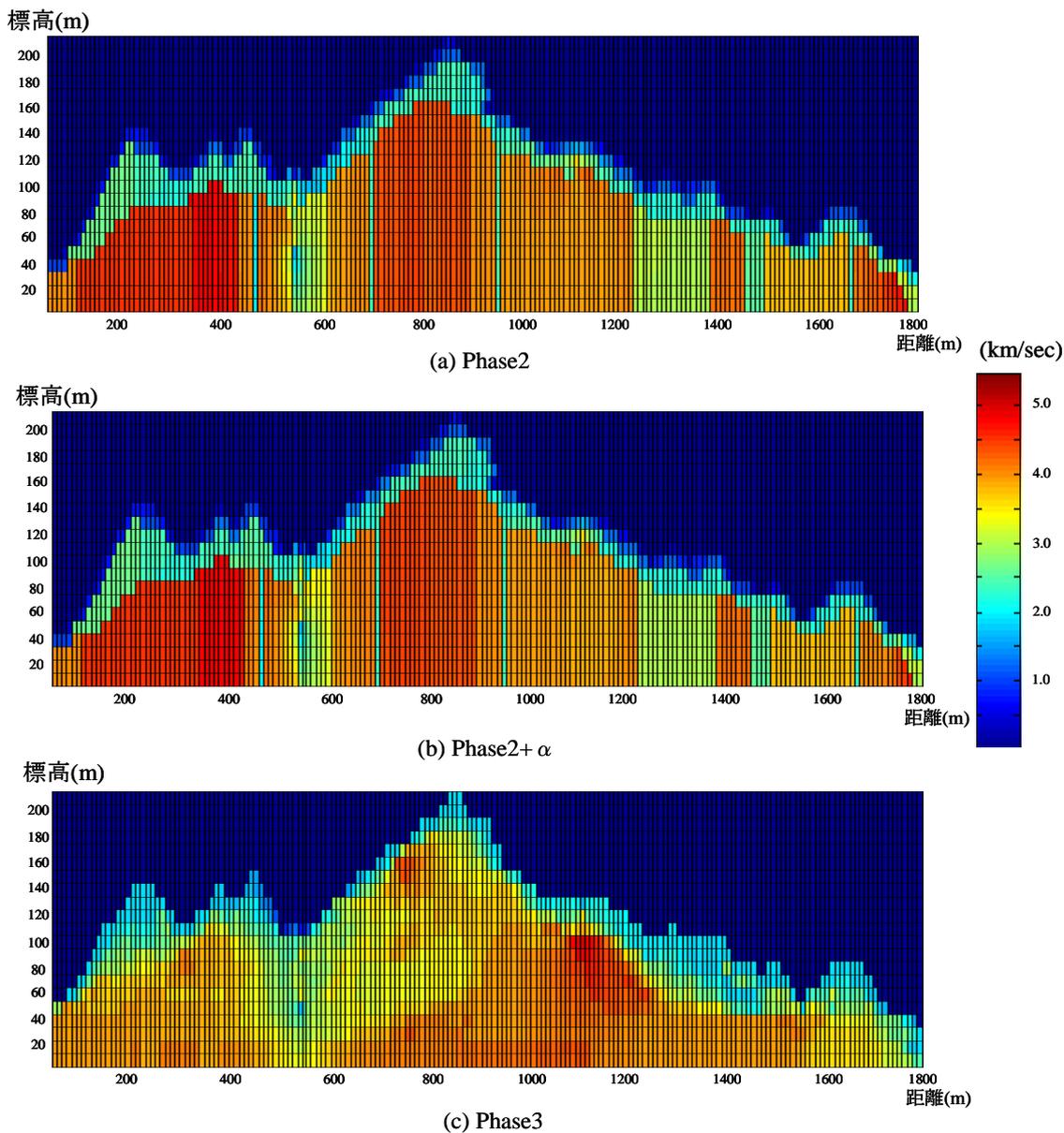
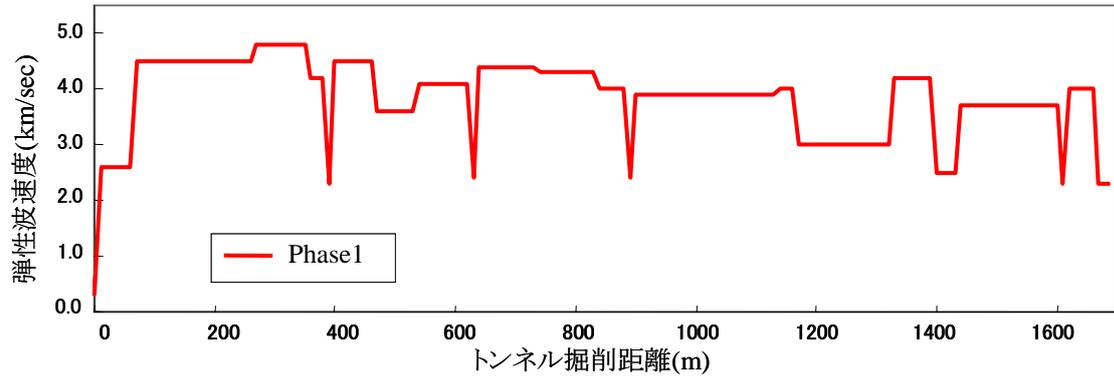


図 6-30 ベイズ推定手法による各調査段階の弾性波速度分布

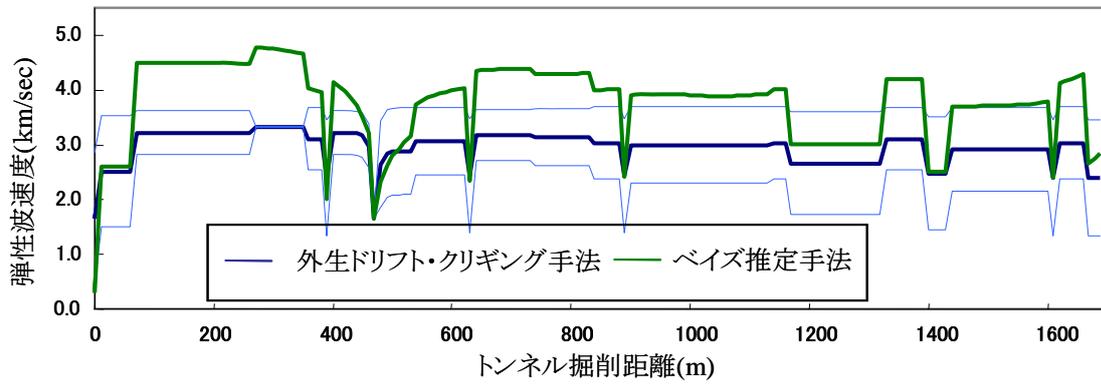
イズ推定手法による弾性波速度分布を示す。

次にトンネル掘削深度において両手法によって推定される弾性波速度分布を比較するために、図 6-31 に各調査段階において推定されるトンネル掘削深度での弾性波速度分布を示す。なお外生ドリフト・クリギング手法においては、青色細線によって最尤値±推定誤差標準偏差を表している。以下では R トンネルと同様に議論の簡素化のために最尤値のみを扱って議論を行うものとする。

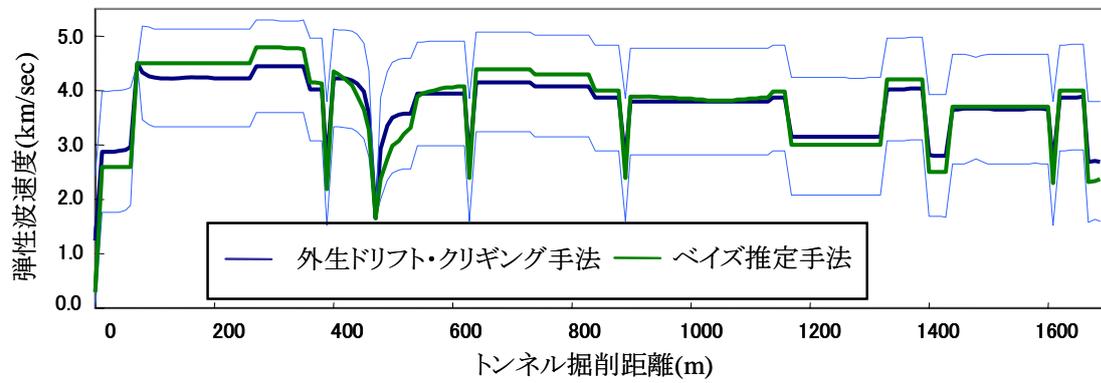
図 6-31 に示すトンネル掘削深度での弾性波速度の比較によって、以下に示す点について明らかとなった。



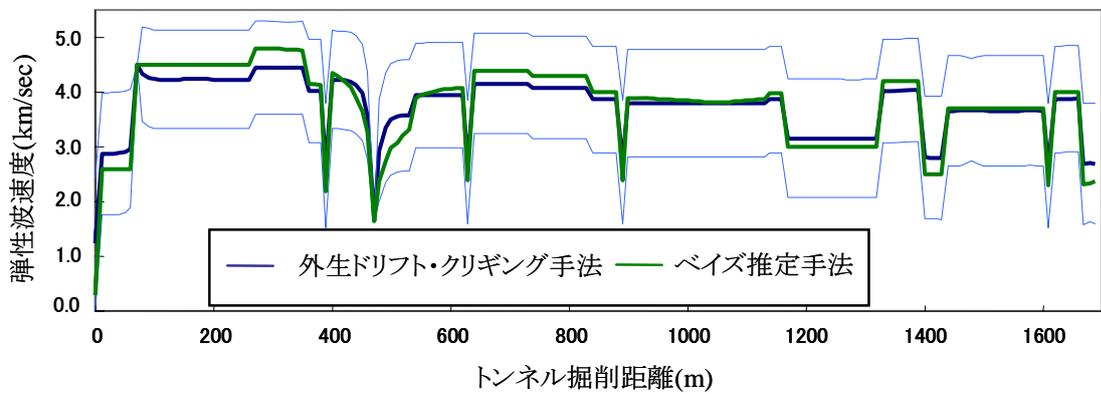
(a) Phase1



(b) Phase2



(c) Phase2+ $\alpha$



(d) Phase2+ $\alpha$

図 6-31 T トンネル掘削深度での弾性波速度分布

- i) Phase2およびPhase2+ $\alpha$ においてはRトンネルと同様の傾向が見て取れる。すなわち、Phase2においてはB-1孔の速度検層結果を強く受けた弾性波速度分布が推定結果として得られている。外生ドリフト・クリギング手法では、速度検層の結果を地山全体に適用し、ベイズ推定手法では同結果をバリオグラムで規定される影響範囲内に適用していることが見て取れる。Phase2+ $\alpha$ においては、最深部速度層境界面のデータを反映して、トンネル掘削深度の弾性波速度は屈折法弾性波探査の結果に近づく傾向が見て取れる。
- ii) Phase3においては、面情報として高密度弾性波探査結果を用いている。図6-25に示すB-1孔沿いの弾性波速度を参照すると、速度検層結果は高密度弾性波探査で予測される速度よりもさらに遅いことが見て取れる。この影響を受けて、トンネル掘削深度の弾性波速度が推定されていることが図6-31より明らかとなる。

続いて、6.1.3で示したコア評価点法により、各調査段階で推定される上述のような弾性波速度分布からコア評価点を算出し、地山区分を推定する。

### 6.2.3 コア評価点法による地山区分の推定

TトンネルでもRトンネル同様ボーリングコアにおいて切羽評価点法に基づくコア評価点を算出することが可能である。このコア評価点と速度検層結果によって得られる弾性波速度については図6-32のような相関があることが明らかとされた。同図に示す相関式は式(6.4)に示すような最小二乗法による近似で表現される。

$$y = 0.077x - 0.488 \tag{6.4}$$

ここで、 $x$ はコア評価点を表し、 $y$ は弾性波速度(km/sec)とする。ただし、Rトンネル事例

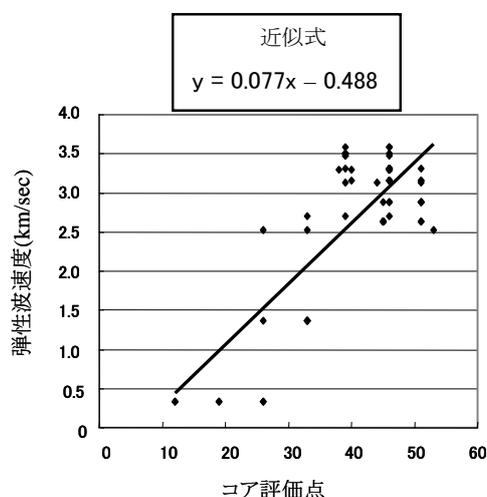


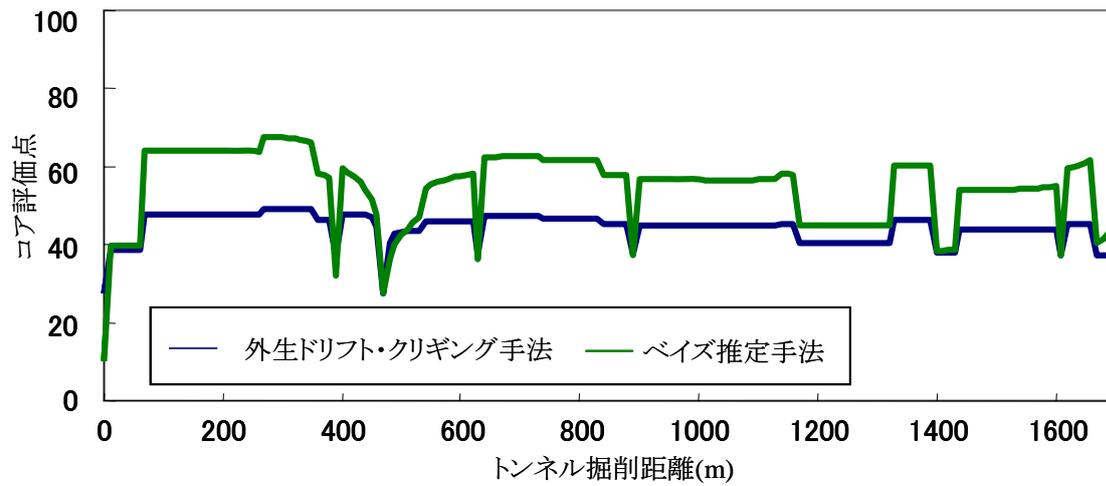
図6-32 弾性波速度とコア評価点の相関

と同様に、この最小二乗法を用いた近似式はあくまで仮定式であり、今後改善の余地があると考えられる。式(6.4)を用いれば、各調査段階でトンネル掘削位置のコア評価点分布は図6-33のように表される。なおPhase1においては、ボーリング調査を実施していないために、コア評価点は算出されないことに留意されたい。このコア評価点に基づき地山区分を算定する。表6-5に示すシナリオ1に基づく各調査段階にて推定される地山区分を図6-34に、表6-6に示すシナリオ2に基づく地山区分を図6-35に示す。

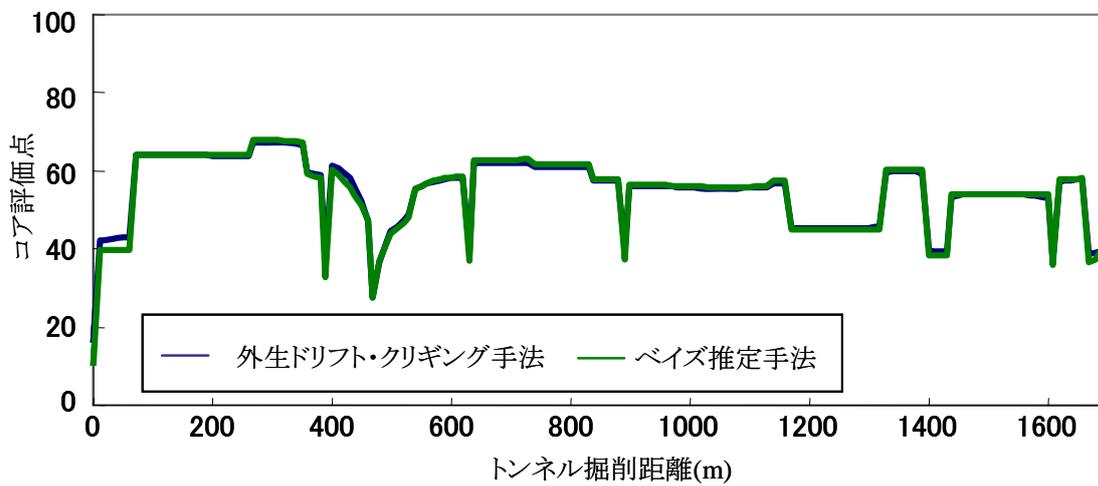
#### 6.2.4 Tトンネル掘削コストの推定と事後評価

Tトンネルの施工完了後、図6-36に示すような実際の地山区分<sup>32)</sup>が明らかとなった。6.1.6で述べたA)、B)の仮定の下で、事後評価として、この実際の地山区分と各調査段階で推定された地山区分の比較、掘削コストの比較を行う。TトンネルもRトンネル同様、2車線道路トンネルであり、同規模の断面を持つトンネルであるため、表6-7で示す地山区分に対する支保パターンが当てはまる。表6-7に示される支保単価に基づき、図6-37に示すような各調査段階で推定される建設コストと実際の建設コストの関連が明らかとなる。ただし、図中の $C_A$ は実際の建設コストを表わす。具体的には20億4千万程度である。この結果より、コストの次元でみれば、外生ドリフト・クリギング手法の場合、Phase2ではシナリオ1とシナリオ2に大きな差があり、シナリオ2の場合に実際の建設コストに近づくことが明らかとなった。しかしながら、Phase2+ $\alpha$ においては、逆に実際の建設コストから離れるようなコストの分布となり、Phase3の高密度弾性波探査結果を利用した場合にはPhase2と同じ程度のコストを算出することができた。一方ベイズ推定手法については、Phase2、Phase2+ $\alpha$ 、Phase3とほとんどコストの変動は無く、ほぼ一定値を示していると考えて良いだろう。上記より、Rトンネルとは異なり、調査段階を更新させても一概に乖離率が減少するという傾向がTトンネルにおいては見ることはできなかつたと言える。この点について考察を加えるために、地山区分発生頻度の比較および乖離率の指標の導入により検討を行う。

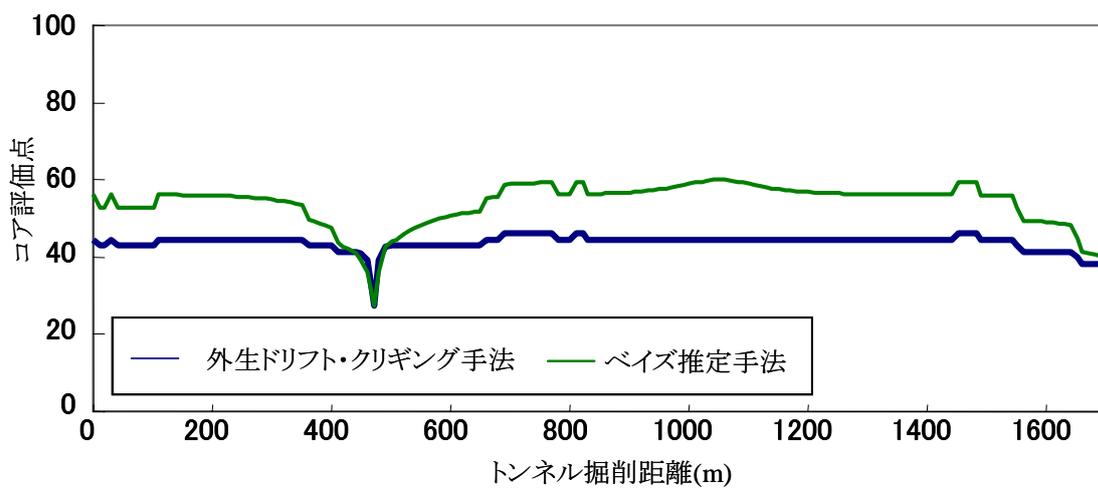
図6-38に各調査段階、各シナリオにおける地山区分発生頻度を示す。ただしRトンネル同様、坑口付近を省略した形での比較を行っていることに注意されたい。さらに、式(6.3)に基づき乖離率の算定を行った。表6-10と図6-39にその結果を示す。図6-38および図6-39より事後評価としてTトンネルの地山区分、乖離率から考察できる点は以下のように整理される。



(a) Phase2



(b) Phase2+ $\alpha$



(c) Phase3

図 6-33 T トンネル掘削深度でのコア評価点分布

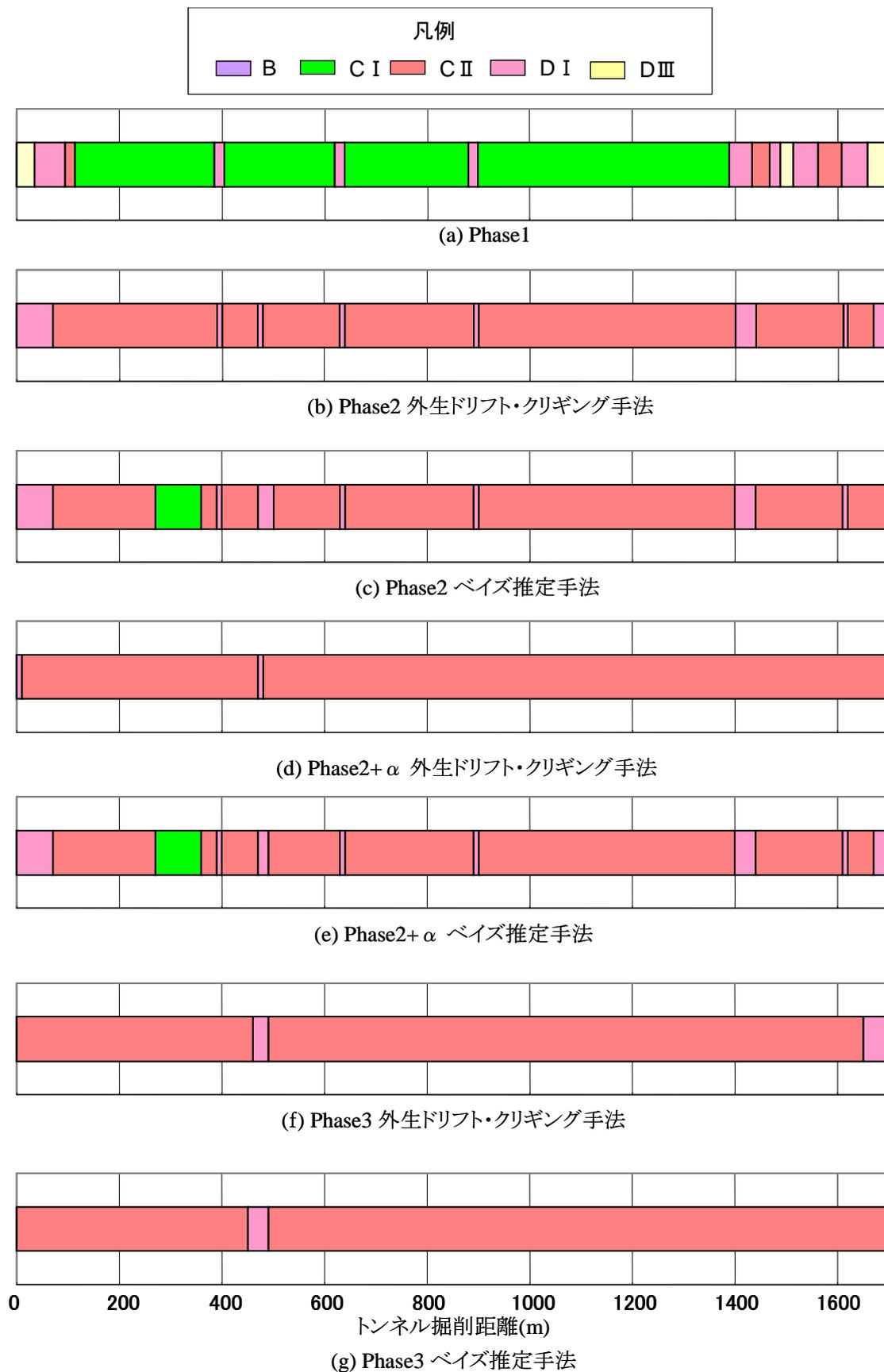


図 6-34 T トンネル地山区分 (シナリオ 1)



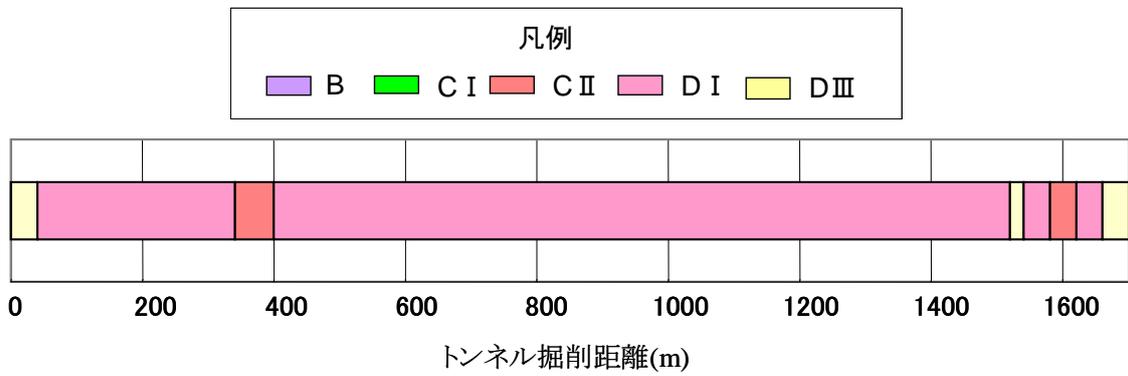


図 6-36 T トンネル実際の地山区分<sup>32)</sup>

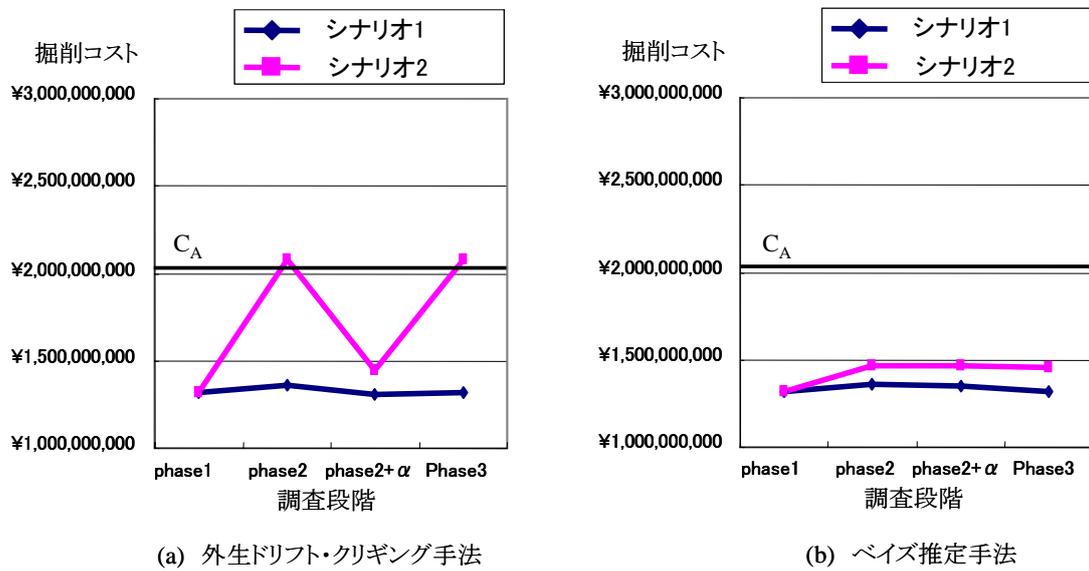


図 6-37 T トンネル推定掘削コストの推移

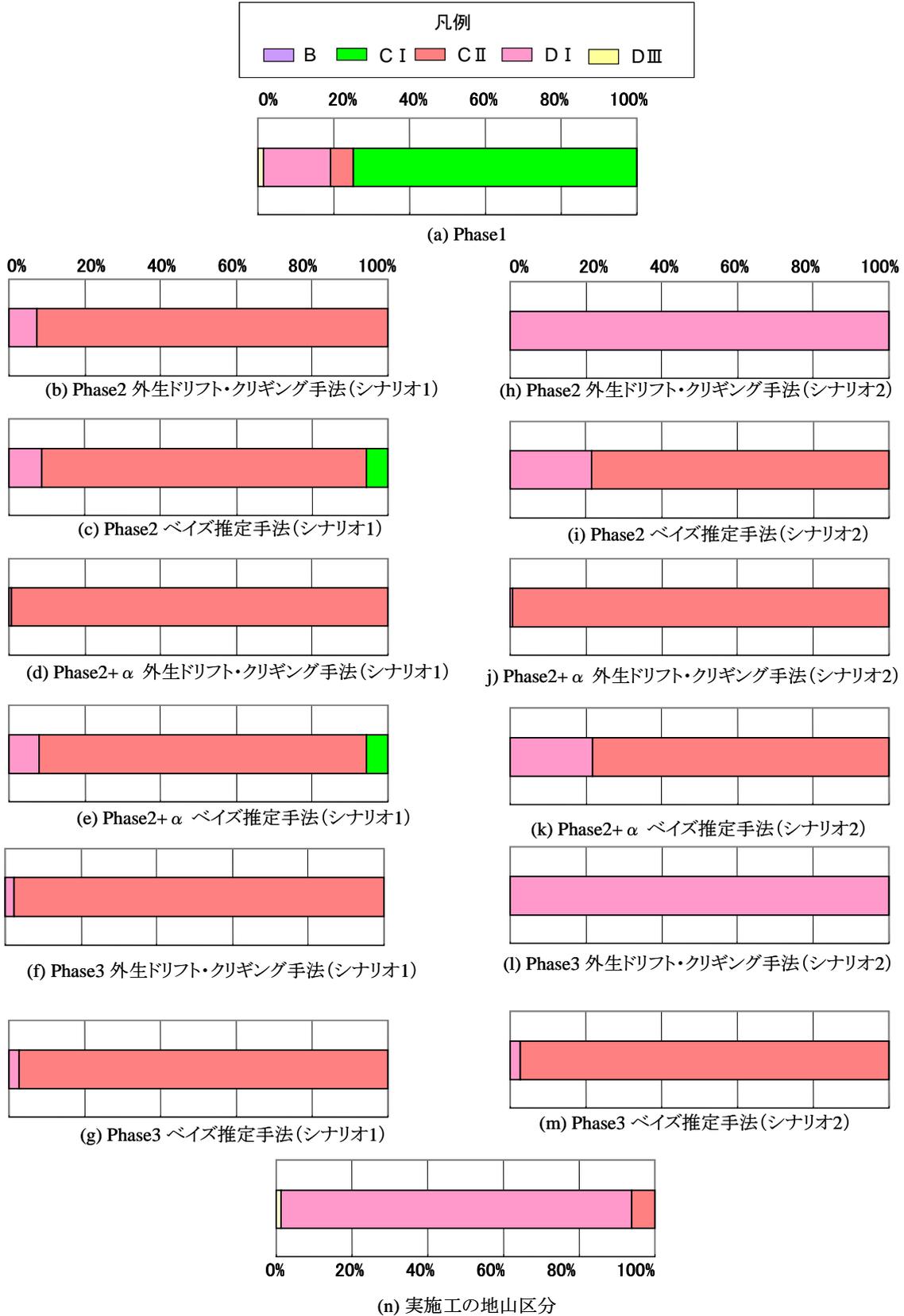
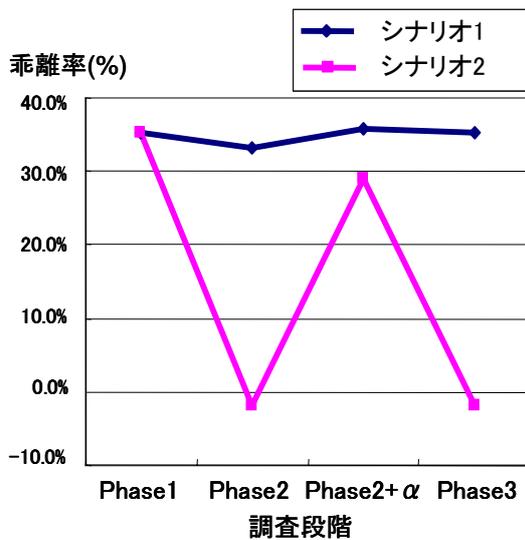


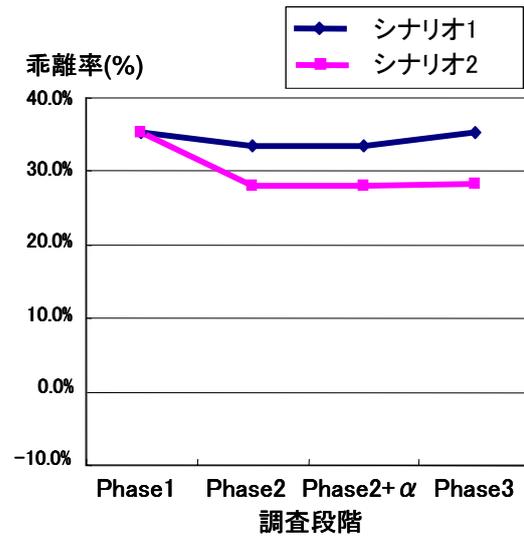
図 6-38 T トンネルの各調査段階における地山区分発生頻度比較

表 6-10 T トンネル推定掘削コストと乖離率の推移

調査段階	手法	シナリオ	掘削コスト(円)	乖離量(円)	乖離率(%)
Phase1			1,318,060,104	717,112,896	35.2
Phase2	外生ドリフト クリギング手法	1	1,357,024,200	678,148,800	33.3
		2	2,074,669,200	717,112,896	-1.9
	ベイズ推定手法	1	1,355,994,400	679,178,600	33.4
		2	1,467,063,100	568,109,900	27.9
Phase2+ $\alpha$	外生ドリフト クリギング手法	1	1,304,396,900	730,776,100	35.9
		2	1,443,141,600	592,031,400	29.1
	ベイズ推定手法	1	1,351,210,100	683,962,900	33.6
		2	1,467,063,100	568,109,900	27.9
Phase3	外生ドリフト クリギング手法	1	1,318,749,800	716,423,200	35.2
		2	2,074,669,200	717,112,896	-1.9
	ベイズ推定手法	1	1,318,749,800	716,423,200	35.2
		2	1,457,494,500	577,678,500	28.4
実施工			2,035,173,000		



(a) 外生ドリフト・クリギング手法



(b) ベイズ推定手法

図 6-39 T トンネル乖離率の推移

A) Phase1 では、トンネル掘削深度の弾性波速度が 3km/sec~4km/sec が主体であると推定され、地山分類表から地山区分としては C I が卓越すると推定された。しかしながら、実際の地山区分は D I が卓越する地山であり、Phase1 の推定結果とは乖離があった。乖離率を用いて定量的に表現すれば、図 6-39 に示すように 35%程度であった。この

原因は R トンネル同様に屈折法弾性波探査における最深部速度層境界面以深の弾性波速度観測値の精度について考慮できていないこと、地山分類表での地山区分では T トンネル地山の特性を把握しきれないことにあると推察される。

- B) Phase2 の外生ドリフト・クリギング手法を用いた場合においては、シナリオ 1 では C II 主体、シナリオ 2 では D I 主体と推定された。表 6-7 に示すように C II と D I では支保単価にして 50 万円弱の差があるため、その単価に基づいて算出される推定建設コストにはかなりの差があり、それに伴って図 6-39 に示すように乖離率についても両シナリオで 30% 程度もの差が出た。ここで、一般的に T トンネルの地山のような層状岩盤ではシナリオ 2 のような悲観的な支保パターンを選定することが多い。この事実を考慮に入れば、事前に地山区分、建設コストを推定する際にもシナリオ 2 の可能性が高いという事になるだろう。一方ベイズ推定手法を用いた場合は、Phase1 からの乖離率の減少はほとんどなく、シナリオ 2 でも乖離率は 30% 近くある。外生ドリフト・クリギング手法が局所的な低速度帯などの影響を地盤全体に拡張する手法であり、ベイズ推定手法が局所的なものの影響をある範囲内だけに適用するという第 3 章に述べた両手法の特徴を考えれば、外生ドリフト・クリギング手法で乖離率が小さく、ベイズ推定手法で大きいことから、この地山は速度検層で得られたトンネル掘削深度での低速度帯は大きく地山全体に広がっていると推察することが可能である。
- C) B) の考察を裏付けるように、Phase2+ $\alpha$  において、最深部速度層境界面データをさらに適用して地山の弾性波速度を推定すると、外生ドリフト・クリギング手法では乖離率が上昇してしまう傾向が見て取れる。これは、T トンネル地山で屈折法弾性波探査結果のうち最深部速度層境界面と考えられた面の下方にまだ低速度層が潜り込んでいると想定され、最深部速度層境界面の影響を考慮に入れて、地盤を推定すれば、地山区分を楽観的に評価してしまうためであると推察される。このような場合については、Phase2 のような弾性波速度分布推定手法が有効であると考えられる。
- D) Phase3 において、高密度弾性波探査結果と速度検層結果を用いて地山の弾性波速度を推定し、地山区分を判定すれば、外生ドリフト・クリギング手法の場合、シナリオ 2 において実際の地山区分と類似し乖離率も減少し、Phase2 の結果と酷似する傾向が見て取れるが、ベイズ推定手法の場合、Phase3 の乖離率は Phase2 および Phase2+ $\alpha$  とそれほど変化は見られなかった。これは、高密度弾性波探査を実施しても、トンネル掘削深度の弱層部を発見することができなかつたためであると考えられる。これは B-1 孔でのトンネル掘削深度での速度検層結果と高密度弾性波探査結果からも明らかである。

### 6.3 Rトンネル事例とTトンネル事例から得られる知見

花崗岩系の地山であるRトンネル事例と堆積岩系の地山であるTトンネル事例における山岳トンネル掘削コスト変動リスク評価から得られる知見は以下のように整理される。

- A) Rトンネルの地山は、事後評価としてではあるが、B-2孔の速度検層結果の結果得られた低速度帯は局所的に存在するものであると考えられた。このような場合においては、外生ドリフト・クリギング手法によってPhase2+ $\alpha$ の地山推定方法が適当であると考えられる。すなわち、屈折法弾性波探査の最深部速度層境界面のデータを正確な点情報としてトンネル掘削位置の地山区分を推定する事が可能である。
- B) 一方、Tトンネルの地山のように、屈折法弾性波探査結果の最深部速度層境界面以下に低速度層が潜り込んでいるような場合については、最深部速度層境界面のデータを正確な点情報として外生ドリフト・クリギング手法により弾性波速度分布を推定すれば、楽観的に地山を評価してしまう可能性がある。このような場合については、Phase2のような地山推定手法が適当であると考えられる。すなわち、正確な点情報は速度検層結果のみであると考えた地山推定手法である。ただし、事前の調査段階において、低速度層がどのように分布しているかについては、速度検層結果によって判断する、もしくは高密度弾性波探査を実施することによって判断していくべきものであると考えられる。
- C) コア評価点法について、今回の2つの事例については速度検層結果とコア評価点の相関が一次関数によって表現可能であると仮定した。しかしながら、一次関数で近似するのが最適かどうかについては今後明らかにする必要があると考えられる。また、ど

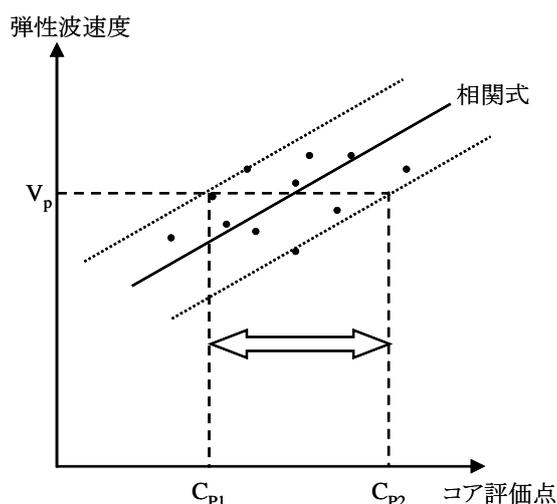


図 6-40 コア評価点法の不確実性

の相関式を用いても、その相関式は図 6-40 に概念的に示すように、不確実性を含むものであると考えられる。たとえば、ある弾性波速度  $V_p$  に対して考えることのできるコア評価点は  $C_{P1} \sim C_{P2}$  というある範囲でばらつきがある。このコア評価点法における不確実性についても今後どのように取り扱うべきか検討していかなければならない。

- D) また、事例検証においては議論を簡素化するために、式(3.27)、式(3.46)に示すような外生ドリフト・クリギング手法およびベイズ推定手法によって表される推定誤差については考慮せずに期待値のみを用いて地山区分、トンネル掘削コストを推定した。今後、本手法を改善していく上では、地盤推定値を確率論的に扱うという立場で、この地盤推定手法に基づいて発生する不確実性についても考慮すべきである。
- E) R トンネルにおいて、参考として示したように、比抵抗値電気探査を用いた山岳トンネルの地盤調査が実施されるようになってきている。この比抵抗電気探査の結果、弾性波速度と比抵抗値という二つの物性値を用いて地盤推定を行うことで、推定精度を向上させることができると考えられる。具体的には、局所的な弱岩層、断層破碎帯などを発見できる可能性がある。このような地盤推定精度の向上に伴い、建設コストの推定精度も向上されるだろう。そのため、今後比抵抗値と弾性波速度という物性値を統合して定量的に地盤推定する手法について検討を進めていくべきである。

今回提案した山岳トンネル掘削コスト変動リスク評価手法は、外生ドリフト・クリギング手法もしくはベイズ推定手法を用いて、地山の弾性波速度分布を推定し、コア評価点法に基づき、地山区分および掘削コストを推定する手法であった。この手法を構成しているいくつかの要素については上述したように解決すべき課題が残されている。しかしながら、本手法は従来の地盤推定手法では、図 6-21、図 6-38 に示す Phase1 のように実際の地質状況と大きな乖離があったものを、合理的にその乖離を減少させることができる手法であると考えられ、同時により適切に掘削コストを推定できる手法といえる。

次章においては、都市トンネル事例、山岳トンネル事例という二つの事例検証を通して得られた知見を総合して本研究の結論と今後の課題を述べる。

## 第7章 結論と今後の展望

本研究は地下構造物建設プロジェクトのうちトンネル掘削プロジェクトを取り上げ、事後評価の観点から、地盤リスクに起因する建設コスト変動リスクを定量的に評価することを目的とした。その上で第3章にて解説した外生ドリフト・クリギング手法、ベイズ推定手法に基づく地盤リスクを考慮した地盤推定手法により、地盤を推定し、図4-4に総括される事後評価が可能であることを示した。さらに事例検証として、事前の地盤調査によって区分される都市トンネルと山岳トンネルに対し本研究が提案するコスト変動リスク評価手法を適用し、その妥当性を検証した。本研究によって得られた成果・知見は以下のよう

- にまとめられる。
- A) 地盤統計学手法を基本として評価された建設コスト変動リスクは事後評価の観点から見れば乖離量という指標を用いて整理することが可能である。
  - B) 山岳部と比較して多くのボーリング調査を事前に実施することが可能な、都市部の遮水壁建設プロジェクトにおいては、地盤推定精度の向上に伴う建設コスト変動リスクについて示すことができた。さらに最終調査段階において得られた地盤推定値が実際の地盤を表していると仮定し、推定建設コストの増分と対策コストの規模についての関連性、ならびに事前の地盤調査の価値について定量的に検討することができた。
  - C) 事前の地盤調査として、少数のボーリング調査に加えて、屈折法弾性波探査が実施される山岳トンネル建設プロジェクトにおいては、外生ドリフト・クリギング手法もしくはベイズ推定手法に基づく弾性波速度分布の推定により、屈折法弾性波探査の不確実性を考慮することができた。さらに、コア評価点法による地山区分の選定により、地山分類に起因する不確実性を考慮することのできた。さらに、上述のような弾性波速度分布推定、地山区分選定により構成される山岳トンネル掘削コスト変動リスク評価手法を実プロジェクトに適用し、事後評価の観点から地山区分、推定建設コストを評価することで、同手法が従来の地山分類表に基づく手法と比較して、実際の地山を合理的に推定する事のできる手法であることを示すことができた。
  - D) 上述の地山弾性波速度分布の推定にあたっては、R トンネルのように屈折法弾性波探査において最深部速度層境界面以下に低速度層が面的に存在しないと考えられる場合においては、最深部速度層境界面のデータを速度検層結果と同じく正確な情報として、外生ドリフト・クリギング手法を適用することで、より詳細な地山区分判定、掘削コスト推定につなげることが可能となる。一方、T トンネルのように低速度層が面的に存在していると考えられる場合については最深部速度層境界面のデータを正確な情報として地盤推定を行うと、楽観的にコストを算定してしまう可能性があることが示唆された。
  - E) 上述のコア評価点法の採用により、事前の調査段階においても、切羽評価点法のよう

な圧縮強度，割れ目状況，湧水状況を考慮に入れた地山区分が可能である。

ただし，本研究が提案した手法が今後解決していくべき課題もあり，それらは以下のよう  
にまとめられる。

- a) 遮水壁建設プロジェクトにおいては，実際の Dc1 層深度，実際の遮水壁建設コストを把握することはできていない。今後，施工が完了した時点での事後評価を検討すべきである。
- b) 今後の地盤調査の課題は上述の D)に示すような低速度層を事前の調査段階で発見することであると考えられる。この方法としては，R トンネルで取り上げたような比抵抗電気探査および T トンネルで取り上げたような高精度弾性波探査を利用する方法が考えられるが，その点について今後検討が必要である。
- c) 事例検証において，考慮しなかった地盤推定手法に起因する不確実性およびコア評価点法の不確実性についてどのように考慮するか今後検討が必要である。
- d) トンネル掘削においては，事前に想定している支保パターンの範囲を超える支保パターンが出現する可能性も否定できない。たとえば，トンネル表面に亀裂・断層破碎帯などが出現した場合には，その対策工が必要になるであろう。これは，**図 4-4** に示す追加対策コストに関わる議論であると考えられ，今後，R トンネル，T トンネルにおいても同様の検討が必要であると考えられる。

上述のような課題点をクリアすることが，本研究が示したコスト変動リスク評価手法の実プロジェクトへの適用性を向上させるであろう。

さらに，今後本研究が示したような事後評価の観点から見た建設コスト変動リスク評価手法をより多くの事例に適用し，データベースの構築を図ることが，評価手法の一般性を高めると共に，トンネルなどの地下工事における建設コストを合理的に推定する事につながると考えられる。その一つとして，本研究が示した都市トンネル，山岳トンネルでのコスト推定手法が何かの役に立てば，幸いである。

## 参考文献

- 1) Zhi.H : Risk Management for Overseas Construction Projects, International Journal of Projects Management, Vol.13, No.14, pp.231-231, 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) FIDIC : Conditions of Contracts for Construction for Building and Engineering Works Designed by the Employer, First Edition, 1999
- 5) 国土交通省総合政策局情報管理部建設調査統計課 : 平成 18 年度建設投資見通し, 2006
- 6) 秋澤賢, 伊藤弘之, 三浦良平 : 「事業評価カルテ」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, pp.167-170, 2005
- 7) 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, No756/VI-62, pp.117-129, 2004
- 8) 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
- 9) 高橋博, 館真人 : フィルダム工事における CM 方式導入のリスク評価, 土木学会建設マネジメント委員会建設マネジメント研究論文集, Vol.9, pp.11-17, 2002
- 10) 林義隆, 太田英将, 国眼定 : 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, 地盤工学会関西支部地盤環境・計測シンポジウム, 2003
- 11) 渡辺邦夫 : 地中の虹:地下の世界を訪ねて, 近未来社, 1993
- 12) 近藤達敏 : 地質調査における不確実性の提言ならびにトンネル工事のリスク要因評価, 応用地質技術年報, No.19, pp.1-33, 1997
- 13) H.H.Einstein : Risk and Risk Analysis in Rock Engineering, Tunneling and Underground Space Technology, Vol.11 No.2, pp141-155, 1996
- 14) 竹山雄一郎 : 岩盤不連続面の空間的分布特性を考慮した斜面のリスク評価手法に関する研究, 京都大学修士論文, 2002
- 15) 高橋徹 : トンネル施工における地盤条件変動に伴うプロジェクトリスク評価に関する研究, 京都大学修士論文, 2003
- 16) 足立純 : 地下構造物建設プロジェクトにおける地盤条件の不確実性に起因したコスト変動の定量化に関する研究, 京都大学修士論文, 2004
- 17) 境亮祐 : 地盤リスクに起因する建設コスト変動の評価手法に関する研究, 京都大学修士論文, 2005

- 18) 地盤工学会：計測結果の解釈と計測管理，1999
- 19) 山下智志：市場リスクの計量化と VaR，朝倉書店，2000
- 20) 野口悠紀夫：金融工学はこんなに面白い，文春新書，2000
- 21) 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
- 22) Benjamin, J. R. and Cornell, A. A.: Probability, Statistics and Decision for Civil Engineers, McGraw-Hill, pp. 578-580, 1970
- 23) 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，森北出版株式会社，1993
- 24) Hans Wackernagel (原著)，地球統計学研究委員会（訳編）：地球統計学，森北出版株式会社，2003
- 25) 田中誠：不均質地盤モデルの作成法とその浸透流解析への応用に関する研究，京都大学博士論文，1999
- 26) 佐藤忠信：地盤工学における逆解析，土と基礎，Vol.43，No.5，pp67-72，1995
- 27) 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，No777/VI-65，175-186，2004
- 28) 大津宏康，見掛信一郎，井尻裕二，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
- 29) 日本道路公団：設計要領第三集トンネル，1997
- 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) 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，Vol.13，pp.145-152，2006
- 32) (社)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

## 謝辞

本研究を実施するにあたり、指導教官としてご指導いただきました京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻・大津宏康教授に心より感謝致します。研究を進めていく中で、自分一人では対処できないことを先生がフォローしてくださり、方向性を示していただいたことが幾度となくありました。そのおかげで、まるで見当違いの方向に突っ走っていかずに研究を進めることができました。また、土木学会、東南アジア岩盤ワークショップなど外部での研究発表の機会も多数与えて頂きました。このような経験を今後の人生の糧にしていきたいと思っています。そして、いつか先生と同じような目線で物事を見て、考えることができるようになりたいと思っています。

京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻・岸田潔先生には副査として、本論文の審査をしていただきました。細部にわたって審査していただき、多くのご質問を頂きました。そのおかげで、本論文をより良いものにすることができ、大変感謝しております。

京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻・大西有三教授には、学部4回生、修士1回生と約2年間、大西研究室に席を置かせていただき、研究、学生生活と多岐にわたることでサポートしていただきました。私一人では経験することのできなかつた同期の学生との研究生生活を送ることができました。大変感謝しております。

京都大学大学院工学研究科都市社会工学専攻・稲積真哉助手には、研究のご相談だけに限らず、研究室対抗野球大会、東南アジア岩盤ワークショップなど多くの行事をご一緒させていただきました。ありがとうございました。

応用地質株式会社・長谷川信介氏には、お忙しい中、本研究のご相談および種々のデータ入手など、様々な面でご協力していただき、大変感謝しております。

また、本研究を進めていく上で、京都大学大学院工学研究科土木施工システム研究室の学生・院生・留学生諸氏に多くの面でサポートいただきました。ありがとうございました。特に、修士一回生赤木舞さん、酒井悠君は昨年度より、約2年間もの間、私の研究に色々な面でサポートしていただくと共に、学生生活を共にさせてもらいました。そのおかげで非常に有意義かつ楽しい時間を過ごすことができました。ありがとうございました。

また、京都大学大学院工学研究科都市環境工学専攻ジオフロント環境工学分野の院生とは約2年間、一緒に勉強させていただきました。とても良い研究生生活を送れたと思います。今後、社会にでもお互い刺激し合って成長していくことができれば、うれしいと思います。