

削孔技術を用いた  
地山内部構造の工学的評価方法に関する研究

A study on engineering evaluation method  
of the underground structures  
using drilling techniques

2020年2月

山上 順民

Masahito YAMAGAMI



削孔技術を用いた  
地山内部構造の工学的評価方法に関する研究

A study on engineering evaluation method  
of the underground structures  
using drilling techniques

2020年2月

早稲田大学大学院 創造理工学研究科  
地球・環境資源理工学専攻 資源地球化学研究

山上 順民

Masahito YAMAGAMI



# 目次

第1章 序論 .....	1
第2章 施工時調査の必要性和問題点 .....	3
2.1. 概説 .....	3
2.2. 日本の地質の特徴 .....	3
2.3. 建設事業段階と地質調査 .....	15
2.4. 難工事事例と地質調査の重要性 .....	16
2.5. 地質調査結果の特徴と施工時調査の必要性 .....	25
2.6. 施工時調査の特徴と切羽前方探査 .....	28
2.7. 施工時調査の問題点と本研究 .....	35
第3章 トンネル先進ボーリングの削孔振動を利用した弾性波探査法の開発 .....	38
3.1. 概説 .....	38
3.2. はじめに .....	38
3.3. 開発背景 .....	39
3.3.1. 従来のトンネル地質調査法 .....	39
3.3.2. 従来の切羽前方探査法 .....	42
3.3.3. 従来の削孔振動探査法 .....	55
3.3.4. 開発方針 .....	56
3.4. T-SPD の原理 .....	57
3.5. 超長尺先進ボーリングマシンと震源としてのドリルビット .....	61
3.6. 実証実験 .....	63
3.6.1. 実験サイトの概要 .....	63
3.6.2. 実験方法 .....	64
3.6.3. 実験結果 .....	68
3.6.4. 検証データの特徴 .....	71
3.6.5. 検証および考察 .....	75
3.7. おわりに .....	83
3.7.1. 結論 .....	83
3.7.2. 今後の課題と展望 .....	83
第4章 ICT を用いたダム原石採取管理システムの開発 .....	88
4.1. 概説 .....	88
4.2. はじめに .....	88
4.3. 開発背景 .....	91
4.3.1. 従来の骨材製造工事 .....	91
4.3.2. 従来の削孔検層よる地山評価 .....	91

4.3.3.	開発方針.....	92
4.4.	TriBlast DAM のシステム概要.....	92
4.4.1.	インテリジェント CD システム.....	92
4.4.2.	地山評価システム.....	95
4.5.	削孔検層機能評価実験.....	95
4.5.1.	削孔条件設定実験.....	95
4.5.2.	層状コンクリートブロック削孔実験.....	100
4.5.3.	実験結果.....	101
4.5.4.	削孔エネルギーによる岩盤等級閾値の設定.....	102
4.6.	システム検証実験.....	104
4.6.1.	実験サイト概要.....	104
4.6.2.	実験ケース 1.....	105
4.6.3.	実験ケース 2.....	106
4.7.	削孔検層機能に関する考察.....	107
4.7.1.	スライム・削孔長の影響と削孔条件.....	107
4.7.2.	岩盤等級閾値の設定.....	109
4.7.3.	検証実験結果.....	109
4.8.	おわりに.....	110
4.8.1.	結論.....	110
4.8.2.	今後の課題と展望.....	111
第 5 章	削孔検層を用いた大規模地下空洞の地山評価法の開発.....	114
5.1.	概説.....	114
5.2.	はじめに.....	114
5.3.	開発背景.....	115
5.3.1.	大規模地下空洞.....	115
5.3.2.	従来の大規模地下空洞の地質評価方法.....	120
5.3.3.	従来の削孔検層による地山評価.....	121
5.3.4.	開発方針.....	122
5.4.	京極地下発電所における地下空洞工事の概要.....	122
5.4.1.	地質概要.....	122
5.4.2.	安定性評価概要.....	124
5.4.3.	施工概要.....	126
5.4.4.	計測概要.....	126
5.4.5.	情報化施工概要.....	127
5.5.	地山評価概要.....	129
5.5.1.	削孔検層機能.....	129

5.5.2.	3次元地質表示機能を用いた地質モデル作成方法	137
5.5.3.	3次元地質表示機能を用いた地質モデル作成結果	143
5.6.	情報化施工管理結果と考察	146
5.6.1.	アーチ部掘削時における施工管理結果	146
5.6.2.	ベンチ部掘削時における施工管理結果	156
5.7.	おわりに	160
5.7.1.	結論	160
5.7.2.	今後の課題と展望	160
第6章	結論	162
	謝辞	165
	研究業績	166



# 第 1 章 序論

日本列島は太平洋プレートとフィリピン海プレートの沈み込み帯に位置し、プレートの沈み込みによって強く圧縮されている。このため、陸地は隆起を続けて急峻な山地を形成し、山地を構成する地質には地殻変動によって断層や褶曲が発達している。さらに火山活動に伴う熱水変質作用や、その後の風化作用を受け、複雑で脆弱な地盤を形成しており、世界的にも極めて特異な地質環境下にある。

一方、わが国の建設業に目を移すと、代表的な土木構造物である、ダム、トンネル、地下発電所などは、地上、地下であることを問わず地盤を対象とするものである。このため、正確な地盤情報を得ることが、合理的な設計、施工の基礎となり、安全性の向上やコスト削減へと繋がる。しかしながら、建設サイトに限定して詳細な調査を実施したとしても、前述したように複雑な地盤環境下にあるわが国の地盤情報を正確に把握することは難しい。

そこで、通常は、施工時の掘削面での観察で得られる地質情報や変位計測結果を施工にフィードバックする情報化施工が行われている。しかし、ここで得られる地質情報はどんなに精度を上げて掘削面もしくはその近傍での情報であり、施工時に重要となる掘削面より奥側への連続性を評価する際には推定が必要となる。この推定を補完するために、物理探査やボーリング調査が行われるが、施工を中断する必要があり、問題があった。

本研究の目的は、施工を妨げることなく地山内部の工学的性質を把握するための技術の開発である。トンネルでの切羽前方の不良地山分布状況やダム原石山での原石賦存状況など、地山の内部の岩盤状況を施工に影響を与えることなく、精度良く把握することである。この問題を解決するための 1 つの方法として、施工で使用される削孔技術に付加価値を付け、施工サイクルに影響を及ぼさない地山内部構造の工学的評価技術を開発し有効性を検証した。

トンネルに関しては、切羽からの先進ボーリングの削孔振動を震源とする弾性波探査技術 (T-SPD : Tunnel Seismic Probe Drilling) を開発した。ダムに関しては、原石山のインテリジェントクローラドリルを用いた発破孔削孔データによる地山評価技術であるダム原石採取管理システム (T-iBlast DAM) を開発した。地下発電所に関しては、アンカー施工時に得られる削孔データから空洞背面の岩盤状況を把握し、情報化施工に役立てる技術を開発した。

本論文は全 6 章からなる。

第 1 章は序論であり、研究の目的と本論文の概要について述べている。

第 2 章では、建設プロジェクトにおいて施工時の調査が必要とされる背景について詳述する。続いて、従来の施工時の調査法について整理し、最後に現状と問題点についてまとめる。

第 3 章では、トンネル切羽からの先進ボーリングの削孔振動を震源とする弾性波探査技

術 (T-SPD) の開発について述べる。

第 4 章では、ダム原石山のインテリジェントクローラドリルを用いた発破孔削孔データによる地山評価技術 (T-i Blast DAM) の開発について述べる。

第 5 章では、地下発電所のアンカー施工時に得られる削孔データから空洞背面の岩盤状況を把握し、情報化施工に適用した事例について述べる。

第 6 章では、本研究で得られた成果をまとめ、最後に今後の課題と展望について述べる。

## 第2章 施工時調査の必要性和問題点

### 2.1. 概説

建設プロジェクトにおいて施工時の調査が必要とされる背景についてまとめる。続いて、従来の施工時の調査法について整理し、最後に現状と問題点についてまとめる。

### 2.2. 日本の地質の特徴

日本列島の地質分布図を図 2-1 に示す。時代や種類の異なる小規模な岩体がモザイク状に組み合わせられた複雑な分布をしている。このように複雑な地質構造を持つに至った背景には、数億年前からユーラシアプレートの東縁で海洋プレートの沈み込みが始まって以来、現在に至るまで日本がプレートの境界に位置してきたことが原因と考えられる。以下に複雑な地質分布を示す日本の地質の特徴について、プレート運動との関わりから述べる。

日本列島は、島弧-海溝系よりなるプレート境界部に位置している。この地域では、地球の表面を覆っている十数枚のプレートのうち、大陸プレートを構成する北米プレートとユーラシアプレート、海洋プレートを構成する太平洋プレートとフィリピン海プレートの4枚のプレートが衝突し、海洋プレートが大陸プレートの下に沈み込んでいる（図 2-2 参照）。このプレート運動に伴い形成された付加体堆積物は、日本列島の基盤岩の特徴を示している。付加体堆積物の形成モデルを以下に示す（図 2-3 参照）。海嶺で形成された海洋プレートは超塩基性岩、斑レイ岩および玄武岩などからなり、これらを深海底に堆積した珪質の微化石が固結してできたチャートが被っている。海洋プレートが海嶺から沈み込み帯へ移動する途中で、深部から上昇してきた玄武岩質のマグマが海山を形成し、その上にサンゴ礁を起源とする石灰岩が形成されることがある。一方、沈み込み帯の海溝付近には、大陸から泥質～砂質の陸源性堆積物が供給され、性質の異なった堆積物が混じり合う。また、海溝付近の堆積物には、プレートの圧縮応力により低角度の逆断層ができ、堆積物はこの断層の運動に伴って大陸プレートへ次々と付加されていく。付加体堆積物の地盤特性としては以下の3つが挙げられる<sup>4)</sup>。1つ目は、形成期やその後の地殻変動に伴う断層や褶曲運動などの変形を繰り返し受けているため地盤の良好度が破碎帯や割れ目の発達状態、風化や変質状態に支配されること。2つ目は、泥質岩を起源とする岩石には変成作用や構造運動により、劈開や片理が発達し、剥離性や異方性を示すこと。3つ目は、硬質で変形しにくい岩塊状の砂岩、チャート、玄武岩を剥離性の強い泥質岩が取り込む混在岩の形態を示すことである（図 2-4 参照）。

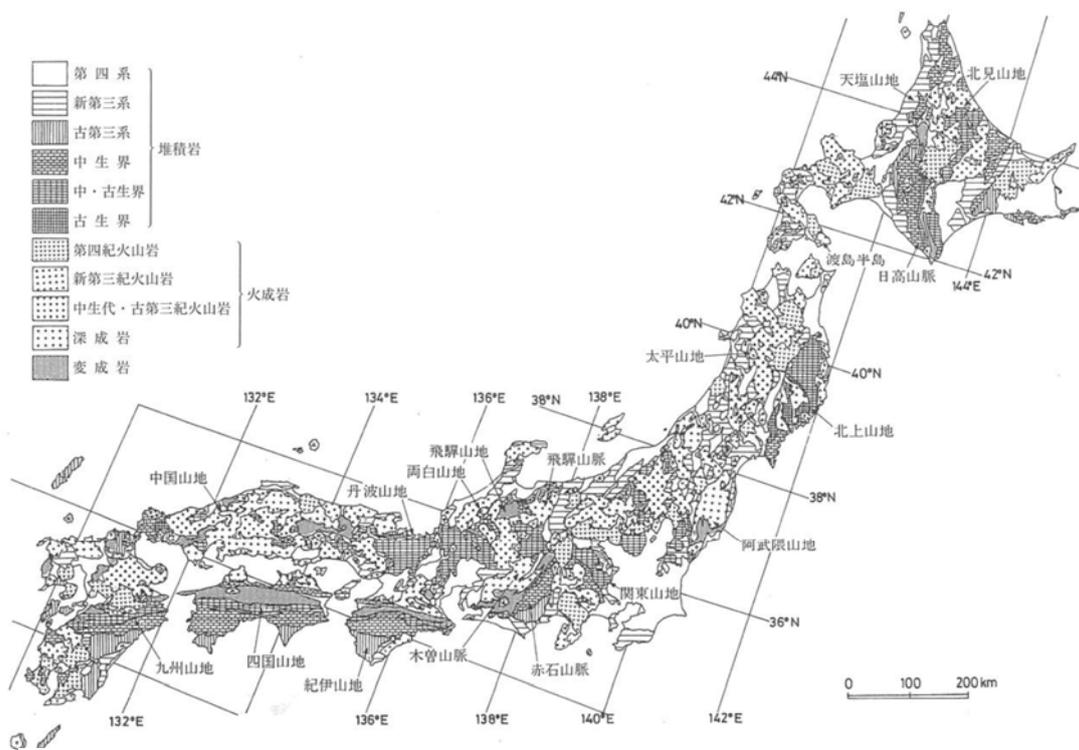


図 2-1 日本列島におけるモザイク状の複雑な地質分布<sup>1)</sup>

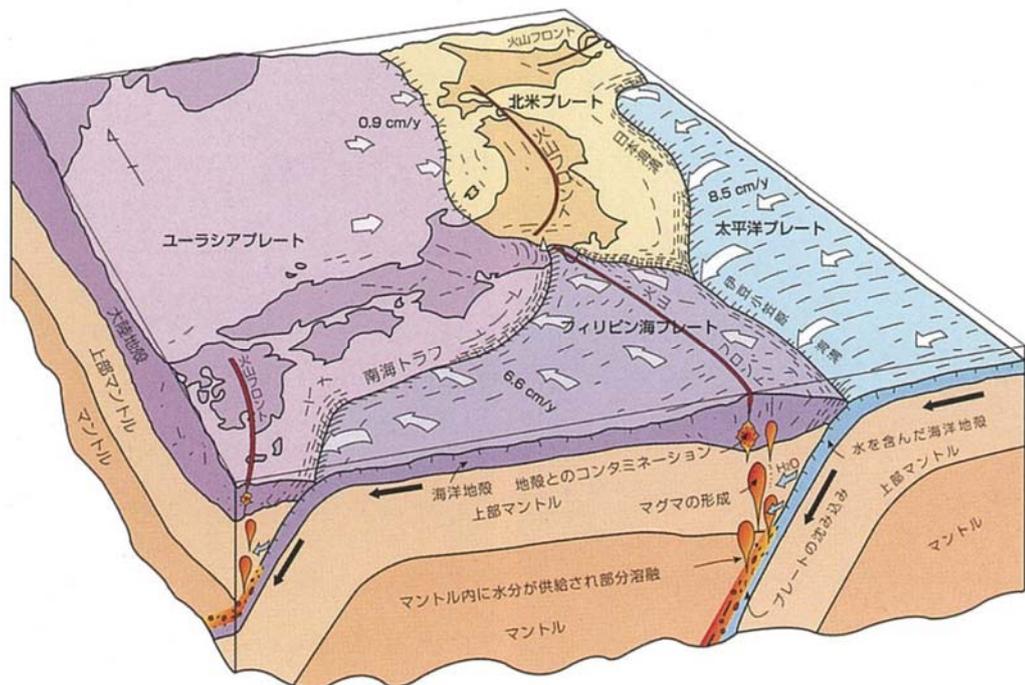


図 2-2 日本列島周辺に分布する 4 つのプレート<sup>2)</sup>

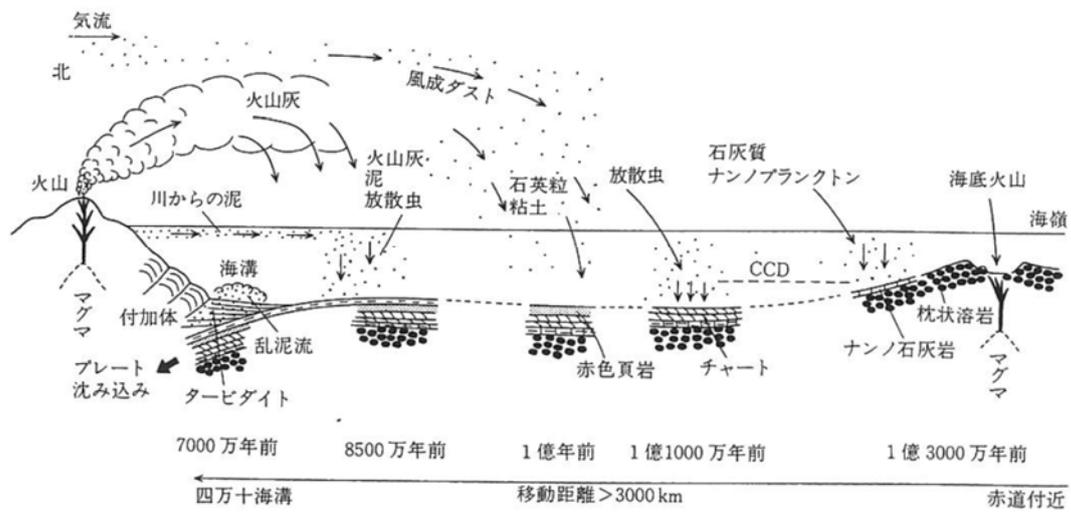


図 2-3 白亜紀後期四万十帯の形成過程<sup>3)</sup>

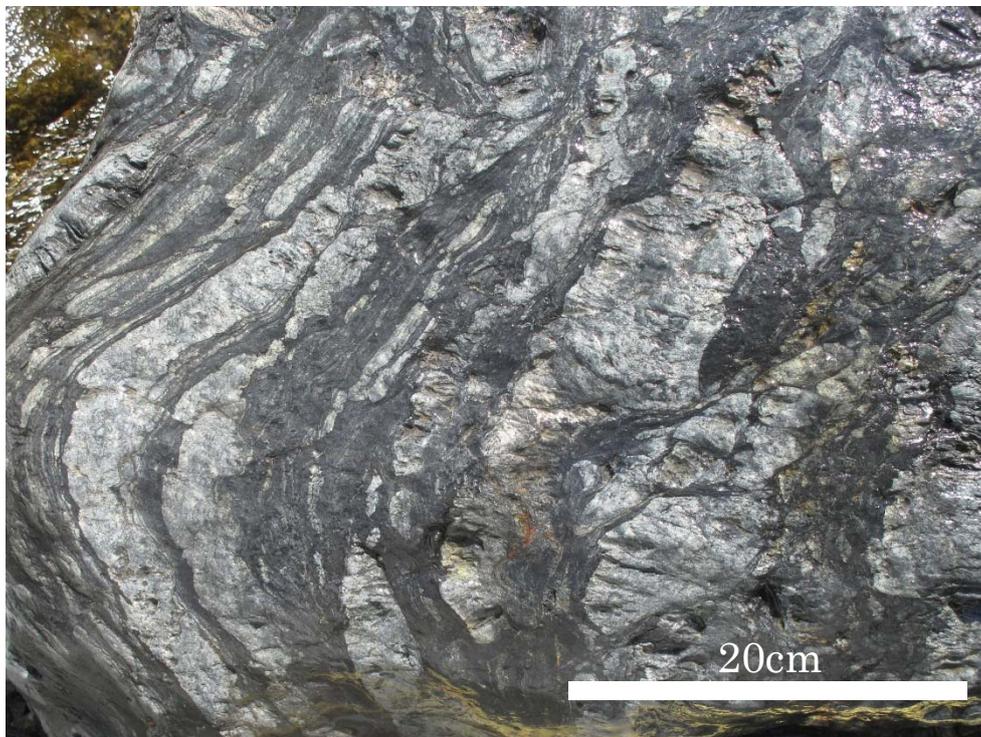


図 2-4 付加体堆積物の特徴を示す例  
砂岩・泥岩互層中に認められる混在岩相

プレート運動は火山活動を規制しており、図 2-5 に示す通り火山フロントを形成している<sup>5)</sup>。火山活動が活発な地域では火山活動に伴う熱水の活動により、地盤中では熱水変質作用により粘土鉱物が多量に生成され、地盤の脆弱化が進んでいる(図 2-6 参照)。熱水変質作用は熱水活動時の透水性の分布に規制されるので、その分布は不規則であり、複雑な分布の脆弱部が形成される(図 2-7 参照)。約 2,000 万年前に始まった日本海拡大期の日本海沿岸では緑色に変質した火山噴出物であるグリーンタフが広く堆積した(図 2-5 の新第三紀火山岩に相当)。このグリーンタフも熱水変質作用を受け、粘土鉱物を含み脆弱化が進んでいる。

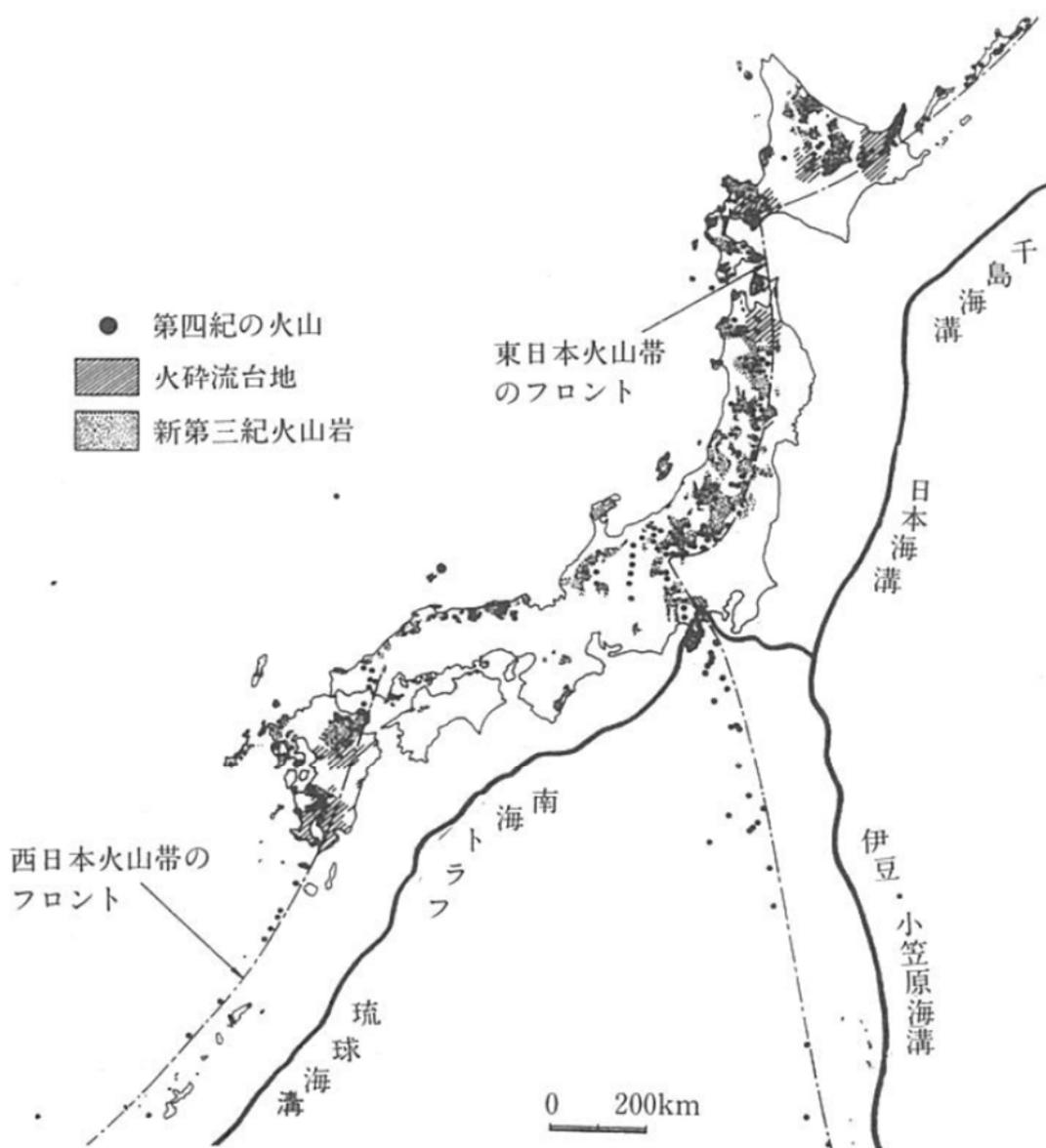


図 2-5 第四紀火山および新第三紀火山の分布と火山フロント<sup>5)</sup>



10cm

図 2-6 熱水変質で地盤が劣化した例 (ボーリングコア)  
新第三紀中新世の火山碎屑岩

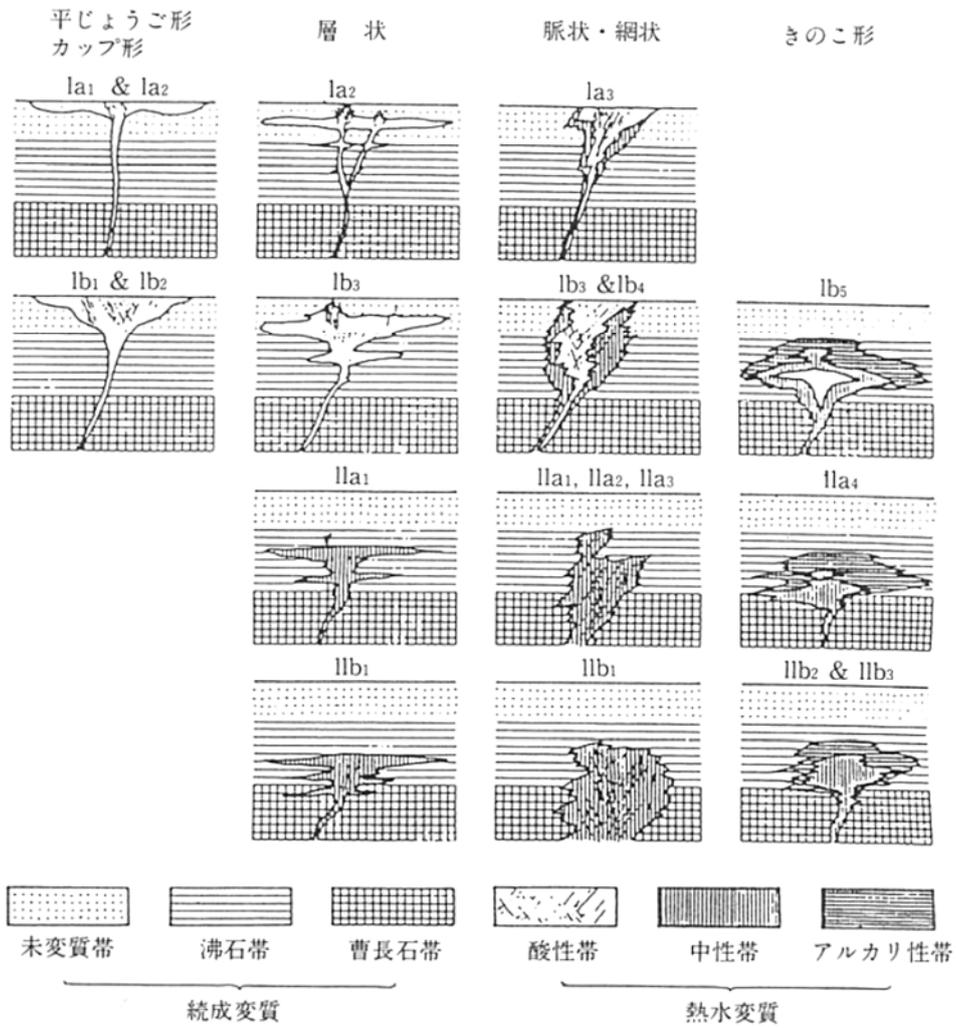


図 2-7 熱水変質帯の不規則な分布を示す<sup>6)</sup>

プレート運動により、日本列島は水平方向に歪むとともに（図 2-8 参照）、垂直方向の変位も生じている（図 2-9 参照）。この力により、断層や破碎帯が形成され、地盤の脆弱化が進行した（図 2-10、図 2-11 参照）。垂直の変位は、深部にあった地盤を急激に地表付近に押し上げ、上載荷重の除荷により緩みが増大する。さらに、表層部に達した地盤は、季節的あるいは日常的な温度変化を受けて、膨張と収縮を繰り返して表層から次第に細片化する。日本の高温多湿な気候条件が地下水を地盤内にもたらし、その地下水が地表付近に発達した割れ目や透水層を伝わって地盤と反応し、化学的な変質も進行する（図 2-12 参照）。



図 2-8 GPS による全国水平地殻変動図<sup>2)</sup>



図 2-9 第四紀の上下変位量 ㉞

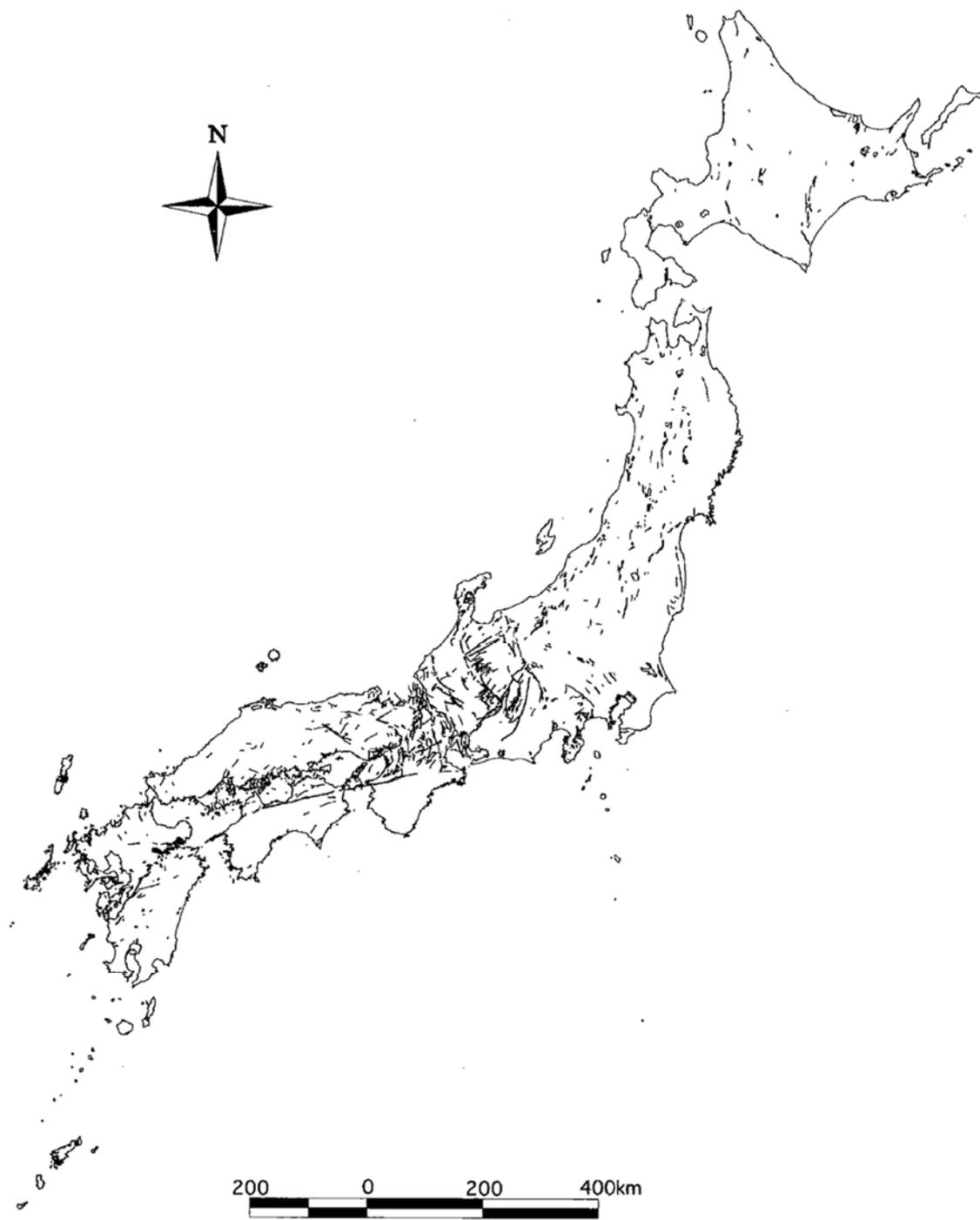


図 2-10 活断層研究会（1991）のデータによる日本列島の活断層分布図  
（确实度 I・IIのみを抽出）<sup>8)</sup>

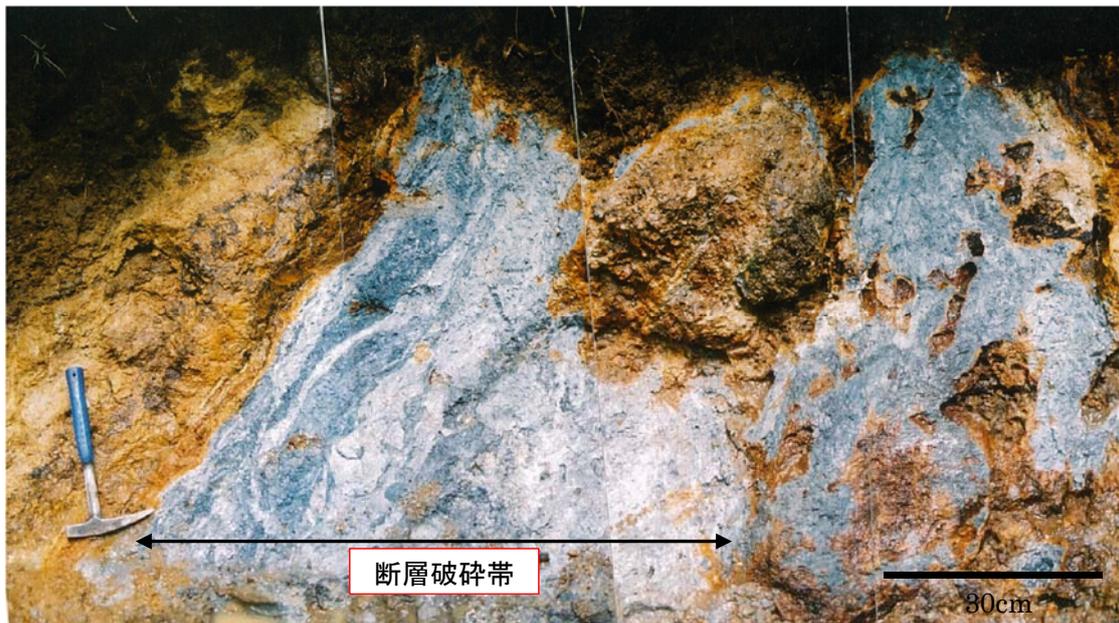


図 2-11 脆弱な断層破碎帯の例（露頭）

新第三紀中新世の火山碎屑岩中に発達した粘土を主体とする断層破碎帯



図 2-12 脆弱な風化変質帯の例（採石場：1 ベンチの高さ 5m）

白亜紀の花崗岩中に分布する褐色風化変質帯

約 100 万年前以降は氷河期と間氷期を繰り返し世界的に海面変動が顕著になった時期である (図 2-13 参照)。100m 前後の海面の変動が概ね 10 万年を大きなサイクルとして繰り返した。特に 13 万年前から現在に至る最終間氷期、最終氷期、後氷期の海面変化のサイクルは、平野部の地形や地盤の形成に影響を与えた。地盤の特徴としては、海面標高が現在より 100m 前後低かった約 1.8 万年前の最終氷期の海退最盛期前に堆積してその一部が侵食された堆積物と、後氷期に谷を埋めた堆積物が不整合関係にあり、水を多く含んだ脆弱な地盤が複雑に分布することになった (図 2-14 参照)。

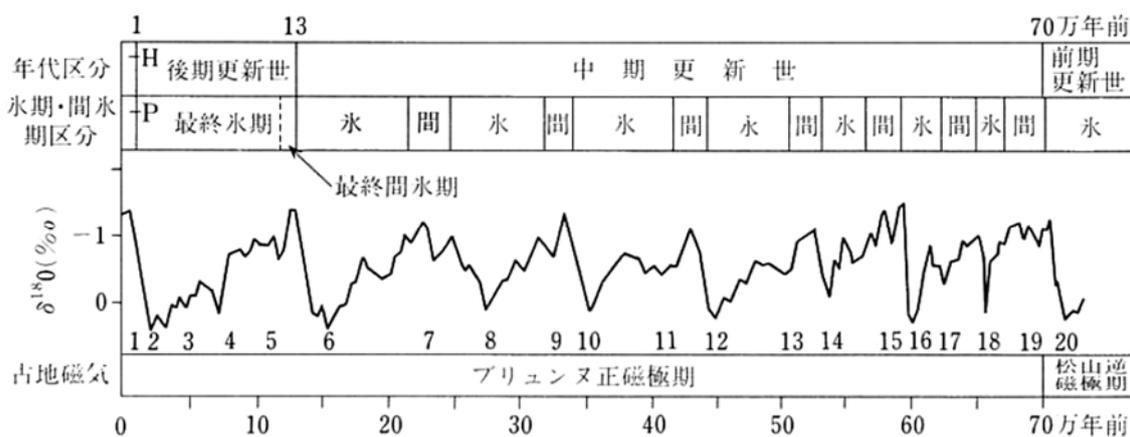


図 2-13 深海底コアの有孔虫殻の酸素同位体比変化曲線<sup>9)</sup>

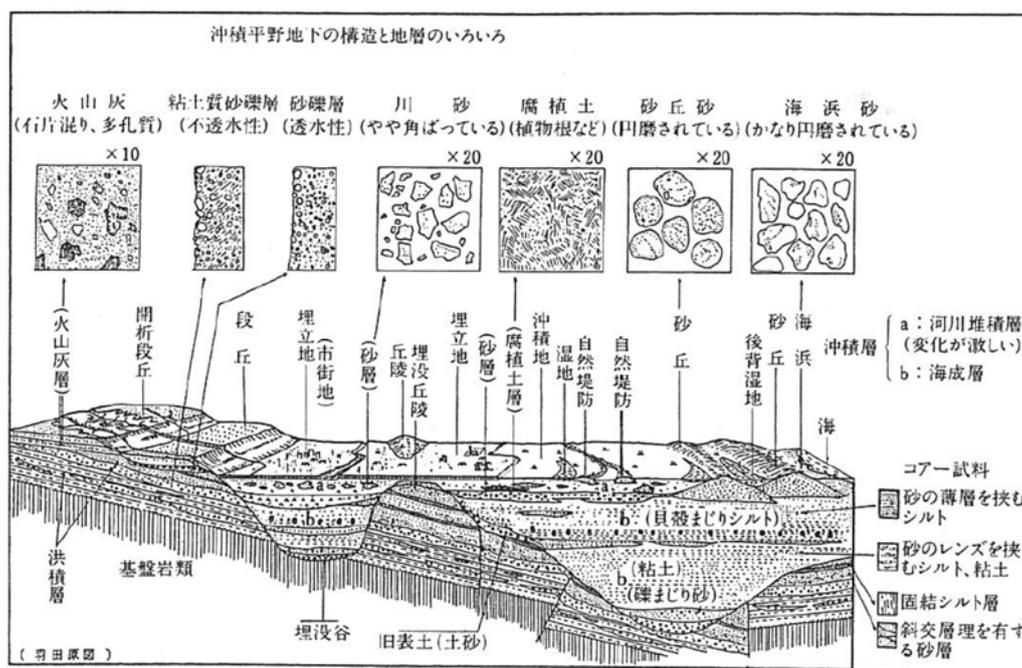


図 2-14 軟弱地盤堆積状況<sup>10)</sup>

以上のように特異的に4つのプレート境界に位置する日本列島の地形・地質は複雑だけではなく脆弱であることがわかる。図 2-15 に日本列島と欧米との地質分布（同縮尺）を示す。この図からわかるように、欧米と比較しても日本列島は非常に複雑な地質分布であることがわかる。諸外国と比較した場合、日本列島の地質条件が極めて劣悪であるという状況は、諸外国の国土が人間にたとえれば健全体であるのに対して、日本の国土は絶えず主治医が目を光らせていなければならない生涯主治医を要する病人・ハンディーキャッパーであり、大病人あるいは虚弱体質であると例えられている<sup>2)</sup> (図 2-15 参照)。また、藤田<sup>11)</sup>は脆弱な日本列島の地盤条件を、六甲山地の花崗岩に見られる割れ目の発達状況から、砂山と例えた。このように、脆弱な地層が複雑な分布をする特殊な地盤条件下にある日本では、土木構造物を建設する際には地質調査により、事前に施工時の地質リスクを把握することが極めて重要である。なお、本論文では地質リスクの定義を地質リスク学会<sup>12)</sup>に従い、地質にかかわる事業リスク（工費増大、工期遅延、供用時の安全性低下など）を地質リスクと定義し、事業コスト損失そのものと、その要因である不確実性を指すこととする。

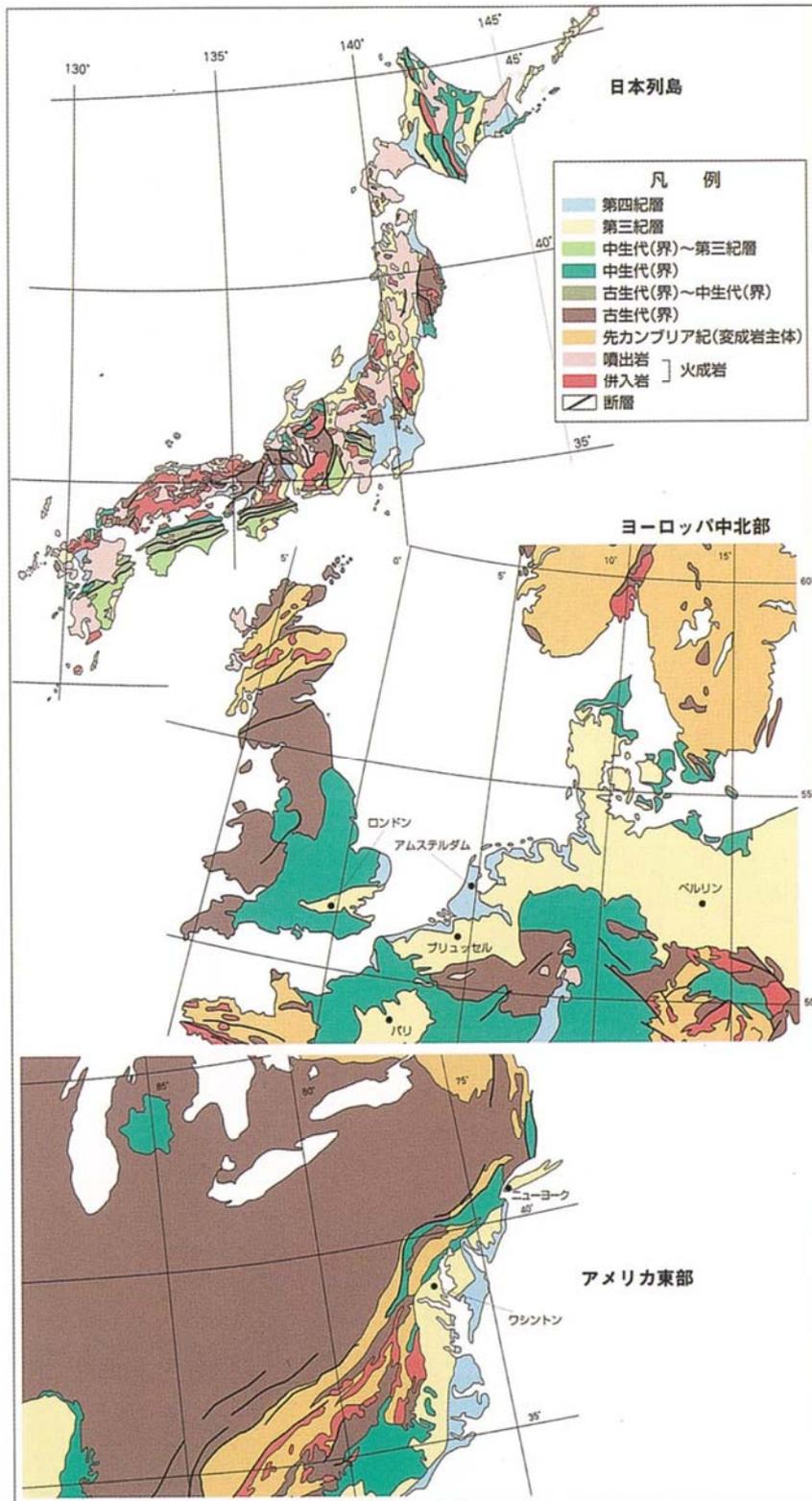


図 2-15 日本列島と欧米の地質分布 (同縮尺) の比較<sup>2)</sup>

## 2.3. 建設事業段階と地質調査

地質調査は、計画段階、設計段階、施工段階、供用段階の4つの事業段階で実施される。地質調査のスケールは大局から詳細に順を追って進められる<sup>13)</sup> (図 2-16 参照)。

計画段階では、建設事業を起案するための基礎資料を収集することを目的に予備調査が行われる。調査方法としては、地質図や報告書類などの資料調査と現地踏査が行われる。この調査によって計画地域一帯の概略的な地質状況が把握される。

設計段階は予備設計段階と詳細設計段階に分けられる。予備設計のための地質調査では、計画段階で把握した代表地点でのボーリング調査や物理探査が行われる。この段階では、土や岩石の種類や性質、その全体的な分布と地質リスクとなる重要な地質要素、例えば大規模な断層、風化帯、古い地すべりなどの存在を明らかにする。

また、詳細設計のための本調査では、ボーリング調査、現地での試料採取・室内試験、原位置試験(力学特性把握、水理特性把握)が実施される。通常実施されるボーリング調査の間隔は地質構造の解析が可能と考えられる程度にとり、詳細設計時に不足が判明した場合

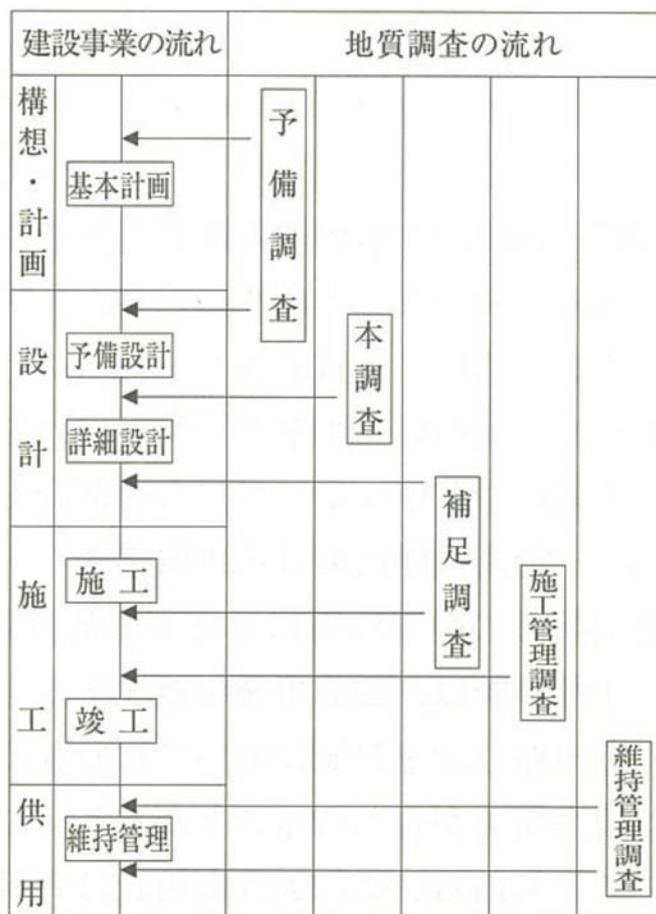


図 2-16 建設事業の流れに対する地質調査<sup>13)</sup>

には、補足調査が実施される。

施工段階では、施工時調査と施工管理のための調査に分けられる。施工時調査は、施工時に設計との整合性を確認した結果、設計変更や工法変更が生じた場合に必要に応じて実施される。施工時調査の調査手法は、基本的に本調査と同じである。

施工管理のための調査は大きく品質管理のための調査と安全管理のための調査に分けられる。品質管理のための調査としては、例えばダム骨材採取工事での骨材の品質管理が挙げられる。また、安全管理のための地質調査としては、施工時に地盤の変状を監視する現場計測が挙げられる。供用段階では、構造物の健全性が点検され、変状などが確認されれば、対策のための調査が行われる。

## 2.4. 難工事事例と地質調査の重要性

地質調査が不十分なまま施工に取り掛かることにより、結果的に大変な難工事となった事例が多数報告されている。ここでは、新旧2つの事例を示す。

### 【上越新幹線中山トンネル】

1つ目の事例は、上越新幹線中山トンネルである<sup>14),15)</sup>。本トンネルは、図2-17に示すように子持山（こもちやま）および小野子山（おのこやま）が形成する標高400~600mの

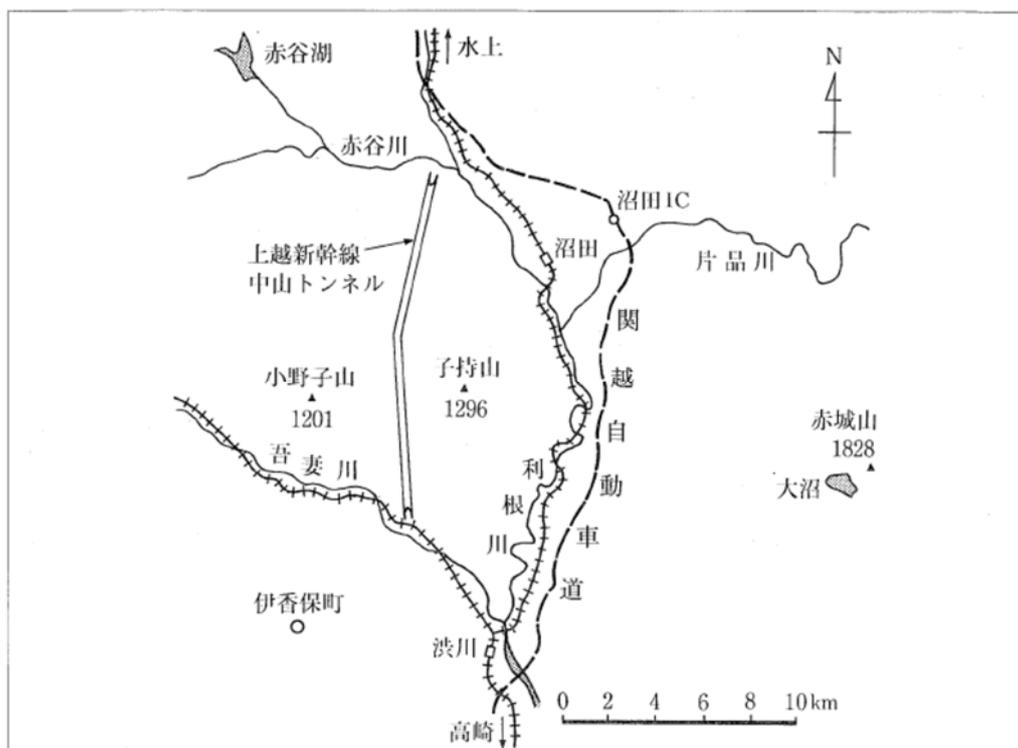


図 2-17 中山トンネル位置図<sup>14)</sup>

高原地帯を貫く延長 14.83 km の長大トンネルである。本トンネルの特徴は、これまでに例の少ない 400m に及ぶ深い立坑を作業坑としたこと、2~3MPa に達する高圧で大量の地下水を伴う未固結の火山砕屑岩中を掘削したこと、さらに基盤の新第三紀中新世の地層ではスクイーミングによる強大な地圧が発生したことの 3 点に要約されているが、特に 2 つ目の特徴である高圧大量地下水により、本線ルートの変更を余儀なくされた。

高圧大量地下水による出水事故の主なものを以下に挙げる。

- ・ 1974 年 9 月に小野上北斜坑において大出水と土砂流出が発生。
- ・ 1979 年 3 月 18 日に四方木（しほうぎ）工区の位置 107km086m で発生。最大湧水量 80m<sup>3</sup>/min、総湧水量は約 3,500m<sup>3</sup> に達した。
- ・ 1980 年 3 月 7 日に高山工区の位置 108km110m 付近で発生。山鳴りとともに約 40m<sup>3</sup> におよぶ出水となった。3 月 9 日 17 時 30 分頃にも第二次崩壊が発生して最大 119m<sup>3</sup>/min の大出水となり、四方木工区、高山工区ともに水没した。

図 2-18 には工事完了時の 1981 年 12 月に掘削実績を考慮して作成された地質縦断面図を示す。また、図 2-19 には工事着手時の 1973 年 8 月に作成された地質縦断面図を示す。本図は、地表は殆どが更新世の火山灰で被覆されて露頭がなく、ボーリング調査は 3km に 1 本程度で、しかもコア採取率が著しく悪かった状況で作成された。高圧大量地下水の原因は図 2-18 の地質縦断面図に示した通り、新第三紀の基盤層と不整合関係で分布する未固結な第四紀の軽石層(図 2-18 中の八木沢層群)が大量の地下水を賦存していたことであった。しかし、図 2-19 を見ると、工事着手前には、施工位置では新第三紀の基盤岩が出現すると考えられており、第四紀層の存在は全く考慮していなかったことがわかる。また、図 2-20 には小野上北工区と四方木工区境付近(106km300m~106km600m)における掘削前後の地質縦断面図を示した。掘削前の地質縦断面図は地表からのボーリングを追加することで精度が上がり、トンネル施工位置の地質分布は大局的には合致するようになったが、実際には不整合面はかなり起伏に富んでいた。また、トンネル位置が不整合面にほぼ一致していたため、本坑の地質分布は非常に複雑であった。このように、新幹線の建設という国家事業の中で完成が急がれ、本来は避けるべきであった地山条件に対し、十分な事前の地質調査をしないままルートを決めて、トンネル工事を始めた結果、約 10 年に及ぶ難工事を重ねることになった。工事費は著しく増大し、その完成が上越新幹線の開業時期に影響を及ぼした。

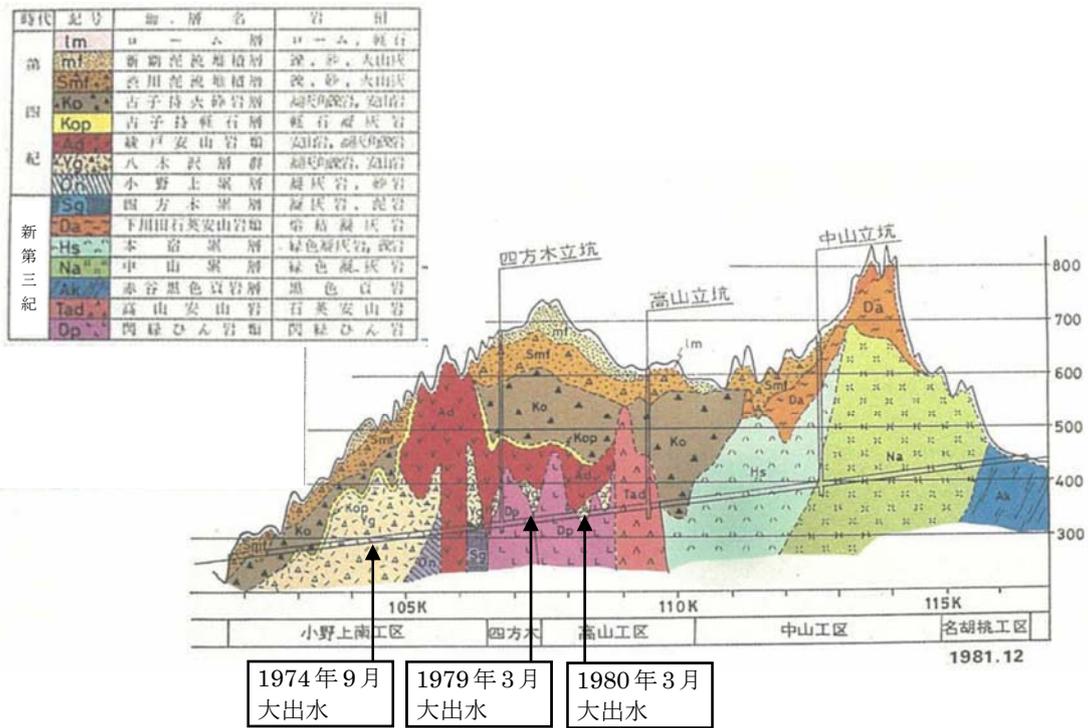


図 2-18 中山トンネル地質縦断図 (工事完成時: 1981年12月) 14)に加筆

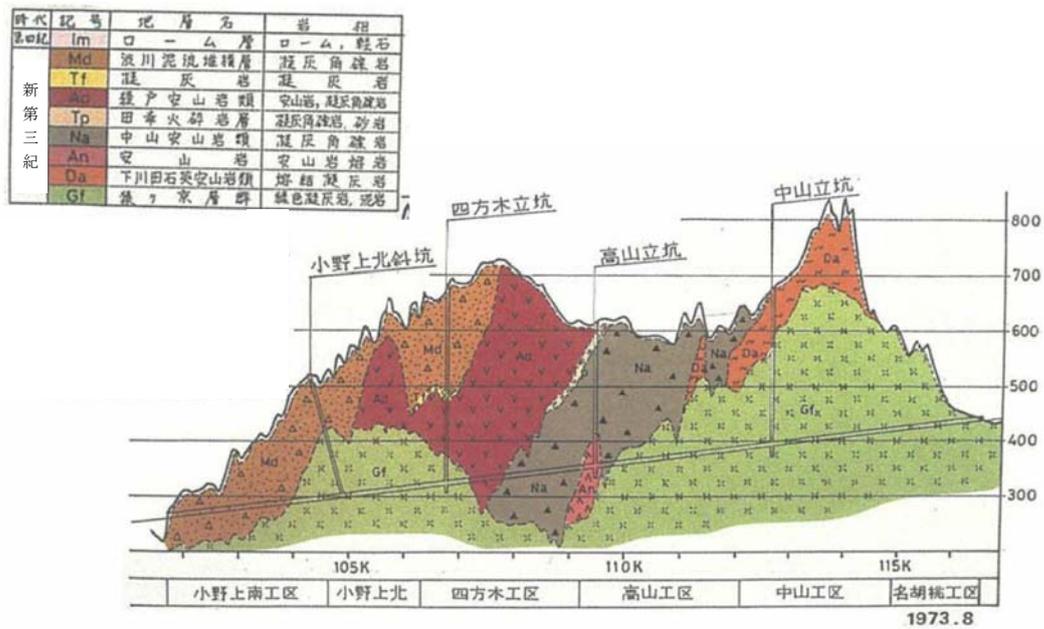


図 2-19 中山トンネル地質縦断図 (工事着工時: 1973年8月) 14)に加筆

- 非常にゆるい火山砕屑層
- ゆるい火山砕屑層
- 軟岩
- 硬岩

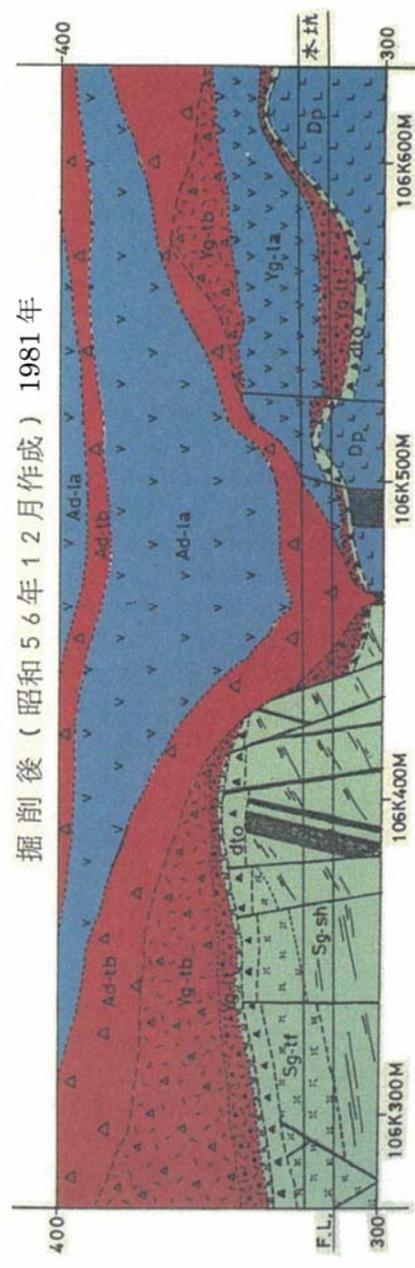
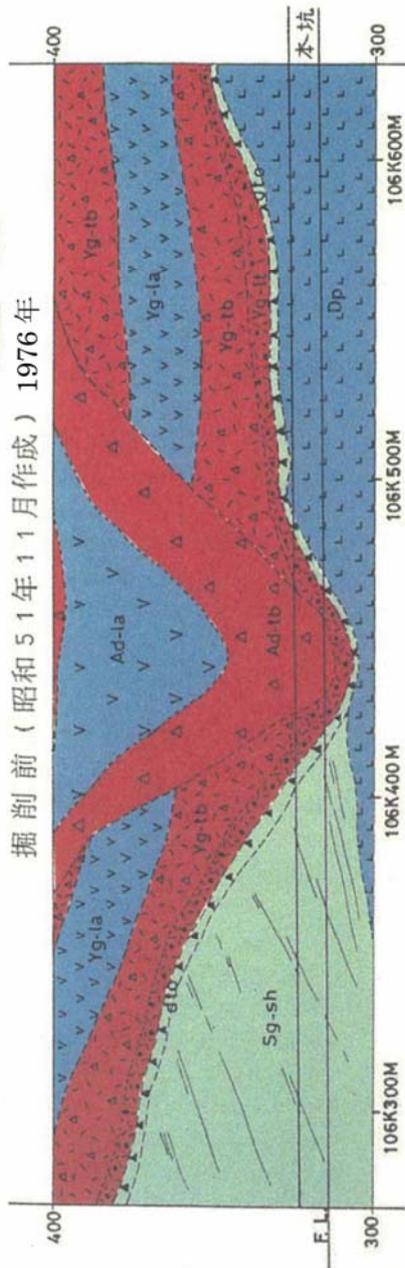


図 2-20 掘削前後の地質状況 14)に加筆

【福岡市営地下鉄博多トンネル】

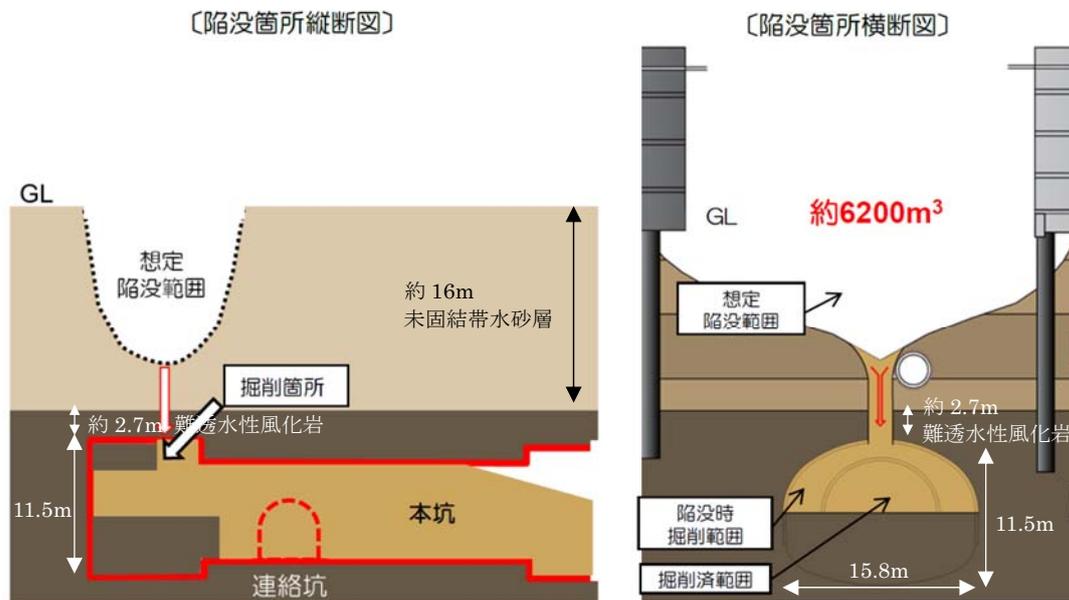
2つ目の事例は、2016年11月8日5:15頃、福岡県福岡市博多区のJR博多駅から西に延びる「はかた駅前通り」で起こった（図2-21参照）。駅から約250mの距離にできた陥没穴は、4車線の車道と両側の歩道を完全に塞ぐ幅27m、長さ30m、深さ15mの大きさであった（図2-22参照）。



図 2-21 博多トンネルの位置図<sup>16)</sup>



図 2-22 陥没後の写真<sup>16)</sup>



道路陥没概要（福岡市公表資料より抜粋）

図 2-23 道路陥没概要 16)に加筆

陥没穴の直下では、地下鉄の延伸工事が行われていた（図 2-23 参照）。事故当時、土被り約 19m の地下で幅 15.8m、高さ 11.5m の大断面トンネルを、主に山岳部におけるトンネル工法の一つで、吹付けコンクリートとロックボルトにより地山自体の保持力を利用してトンネルを保持する工法である NATM 工法（New Austrian Tunneling Method）で施工していた。大断面トンネルはまず、先進導坑を掘削するが、その後に上半断面を切り広げていた際に事故が起こった。

崩落の原因について、2017 年 3 月にまとめられた有識者委員会の報告書<sup>16)</sup>によると、陥没地点は地下水位が地表面から 2～3m と高く、岩盤中を掘削していたトンネルの天端より上には厚さ約 16m の砂や砂礫などの未固結帯水砂層が堆積していた。ここで、地下水の浸入からトンネルを守るのは、トンネル天端付近の岩盤上層にある難透水性の風化岩であった。設計上の土被りは約 2.7m であった。陥没のメカニズムとしては、難透水性風化岩がその上の未固結帯水砂層からの水圧や土圧に耐え切れず、トンネル天端部に緩みや亀裂が発生し、トンネル坑内に地下水と砂が噴き出して地表面が陥没したと推定された

（図 2-24 参照）。特に地質に関する要因については、難透水性風化岩の強度に関して物性値のバラツキの評価や潜在的な弱部の評価に問題があったこと、難透水性風化岩の厚さに関して難透水性風化岩の上面位置、厚さや不陸（境界面の凹凸）の把握に問題があったことが示された（図 2-25 参照）。

	想定メカニズム1	想定メカニズム2	想定メカニズム3
概念図			
概要	トンネル天端部の難透水性風化岩が、その上部に存在する未固結帯水砂層からの水圧や土圧に耐え切れず、トンネル天端部に緩みや亀裂が発生し、そこから地下水が噴出するとともに上部未固結砂層が流出し、地表面陥没に至った。	トンネル天端部の難透水性風化岩が、ブロック状に抜け落ちたため、局所的に薄くなり、その上部に存在する未固結帯水砂層からの水圧や土圧に耐え切れず緩みや亀裂が発生し、そこから地下水が噴出するとともに上部未固結砂層が流出し、地表面陥没に至った。	トンネル天端部の難透水性風化岩に潜在的な弱部があり、そこに局所的な水圧が作用し、それが水みちとなることで地下水が噴出するとともに上部未固結砂層が流出し、地表面陥没に至った。
要因 (赤字：特に関連性が高い要因)	<ul style="list-style-type: none"> <li>難透水性風化岩の強度</li> <li>難透水性風化岩の厚さ</li> <li>高い地下水水位による影響</li> <li>難透水性風化岩の耐力不足の可能性</li> <li>導坑施工による影響</li> <li>トンネル断面形状の影響</li> <li>トンネル支保工の安定性</li> <li>注入式長尺先受工の横断方向地山改良効果</li> <li>注入式長尺先受工の縦断方向地山改良効果</li> <li>計測管理や対策工の実施</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>難透水性風化岩の強度</li> <li>難透水性風化岩の厚さ</li> <li>高い地下水水位による影響</li> <li>難透水性風化岩の耐力不足の可能性</li> <li>導坑施工による影響</li> <li>トンネル断面形状の影響</li> <li>トンネル支保工の安定性</li> <li>注入式長尺先受工の横断方向地山改良効果</li> <li>注入式長尺先受工の縦断方向地山改良効果</li> <li>計測管理や対策工の実施</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>難透水性風化岩の強度</li> <li>難透水性風化岩の厚さ</li> <li>高い地下水水位による影響</li> <li>難透水性風化岩の耐力不足の可能性</li> <li>導坑施工による影響</li> <li>トンネル断面形状の影響</li> <li>トンネル支保工の安定性</li> <li>注入式長尺先受工の横断方向地山改良効果</li> <li>注入式長尺先受工の縦断方向地山改良効果</li> <li>計測管理や対策工の実施</li> </ul>

注) 難透水性風化岩：D2層を言う

図 2-24 陥没想定メカニズム 16)

		概念図	要因
地質・地下水に関する要因	項目1		<p>難透水性風化岩の強度</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・物性値のバラツキの評価や潜在的な弱部の把握</li> </ul>
	項目2		<p>難透水性風化岩の厚さ</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・難透水性風化岩の上面位置、厚さや不陸の把握</li> </ul>
	項目3		<p>高い地下水位による影響</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・難透水性風化岩層に水圧が作用</li> <li>・難透水性風化岩層の不陸により水圧作用面が変動</li> <li>・水みちにより局所的な水圧が作用</li> </ul>

図 2-25 発生要因のうち地質・地下水に関するもの<sup>16)</sup>

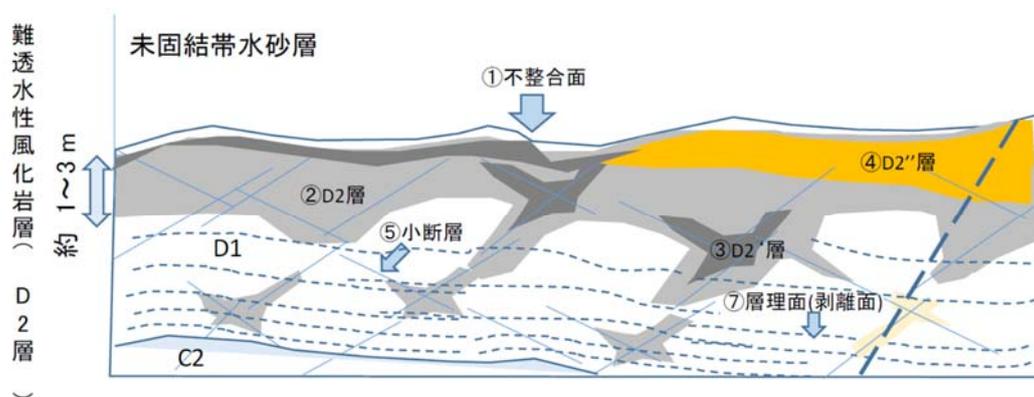


図 2-26 追加地質調査結果から推定される難透水性風化岩（D2 層）の状態<sup>16)</sup>

今回の事例では、当該工事の設計時点における地質調査の頻度等は通常の工事と比較して少ないとまでは言えないが、難透水性風化岩の地質的成り立ち（亀裂性岩盤、不整合、地表での風化）から考えると、地質構造や物性の不均質性が大きいことを想定して、不均質性を前提とした安全側の対応が望まれたとされた（図 2-26 参照）。

この 2 つの事例に共通するのは、未固結帯水層と基盤岩との不整合面がトンネル近傍に分布したことである。中山トンネルに関しては、地質調査の重要性が浸透していない時代に地質調査が乏しく施工前調査により不整合面の存在を把握することができなかった。結果的に、トンネルの位置に不整合面が存在したため、難工事となった。一方、博多トンネルの陥没事故に関しては、事前の地質調査の重要性が浸透した中で起こった。地質調査数量は通常の都市 NATM 工法と比較して極端に少ないとまでは言えず、不整合面も把握していた。しかしながら、中山トンネルの施工記録にも記載があるように不整合面形状はその成因から凹凸があり地質分布が複雑になることやトンネルに出現した場合の被害の大きさに関して、計画段階、設計段階、施工段階、維持管理段階へと進む中で、事業者、調査会社、設計会社、施工会社がシームレスに共有できず安全側での調査、設計、施工にならなかったため、難工事となった。したがって、地質リスクが事前にある程度明らかになっていても、同様の原因で難工事となる可能性がある。

従来から、トンネル工事におけるリスクの発現原因としては、調査、設計、施工間における連携の悪さが指摘されていた（図 2-27 参照）。佐々木<sup>18)</sup>は、博多トンネルでの事故を教訓として、①事業へのリスクマネジメントの導入、②リスク発見・評価技術の開発、③事業関係者のリスク教育・啓発事業、④地質・地盤技術者の体制強化や連携が必要として、国としての指針を示した。この中でも、②リスク発見・評価技術の開発において、地質技術者が最も改善すべき点のひとつがリスクの表現と伝達であるとした。そして例として以下の問題提起をした。地質図は、それが描かれて手渡されたら最後、設計者や施工者はそれが正し

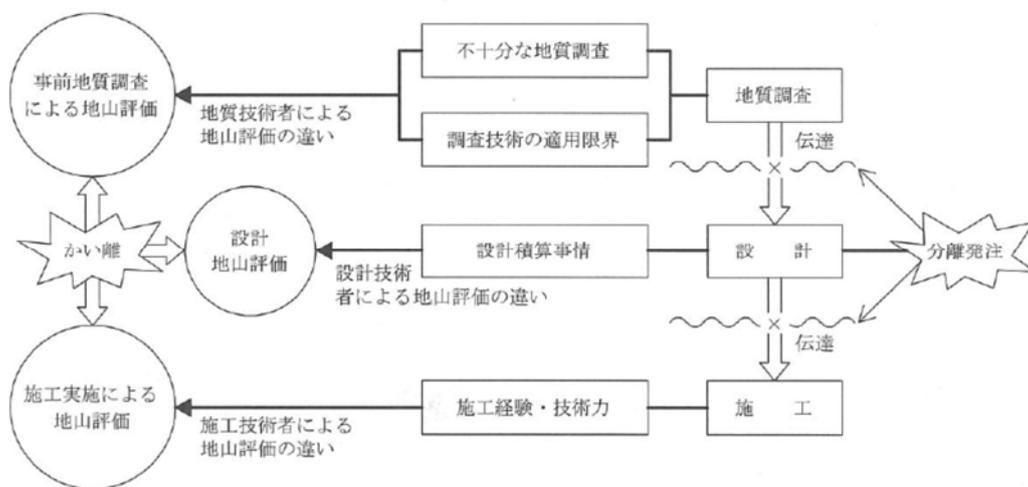


図 2-27 トンネル工事におけるリスクの発現原因のイメージ図<sup>17)</sup>

いと思って対応する。しかし、地質技術者には自ら作った図面が 100%正しいと考えている人はいない。ここに意識のずれがあり、そのずれ自体がリスクになる。ずれを修正できるのは地質技術者による地質リスクの表現と伝達であるが、肝心のその方法が確立されていない。上に示した国としての取り組みの成果が出るまでには時間がかかるものと想定される。今後同様の難工事を避けるためには、工事の主体となる施工者は、地質技術者や設計者との情報共有を積極的に図り、施工時まで残されている地質リスクを把握することが重要である。

## 2.5. 地質調査結果の特徴と施工時調査の必要性

地質技術者が作成した地質断面図の例を図 2-28 に示す。前節で示した佐々木<sup>18)</sup>の指摘のように、地質を専門としていない設計者や施工者は、地質分布が実際にこの図の通りになっていると信じてしまう可能性がある。しかし、実際に確認されているのは図 2-29 に示した 2 孔のボーリングデータのみである。図 2-30 に示す通り、2 孔のボーリングデータから、地質分布の推定としては少なくとも 4 つの解釈結果が推定される<sup>19)</sup>。このように、地質技術者が地質断面図を作成する際には、複数の可能性の中から地質技術者の考えを示す 1 つの解を示したに過ぎず、地質断面図は地質技術者の思想を反映した思想図<sup>20)</sup>であることに地質技術者以外の技術者は注意が必要である。

図 2-31 には 3 孔のボーリングデータから地質境界を作成していくときの推定位置に関する正確さの変化を概念的に示したものである<sup>21)</sup>。データの断片的な 1 次情報では、ボーリング場所に限ればデータは全て正確である。これに対してデータの連続的な 2 次情報では、ボーリング孔間で正確さは低下する。地質技術者以外の技術者が、地質断面図を見るときには、このようにデータが不確かでかつ断層や不整合面が推定されるような地質リスクの大きな区間を考えながら見る 것이重要である。このような地質リスクの大きな区間は、建設事業では予算や工程の都合により調査数量が限られるため必ず存在し、これらの区間に対する施工時の対応として施工時調査が必要となる。

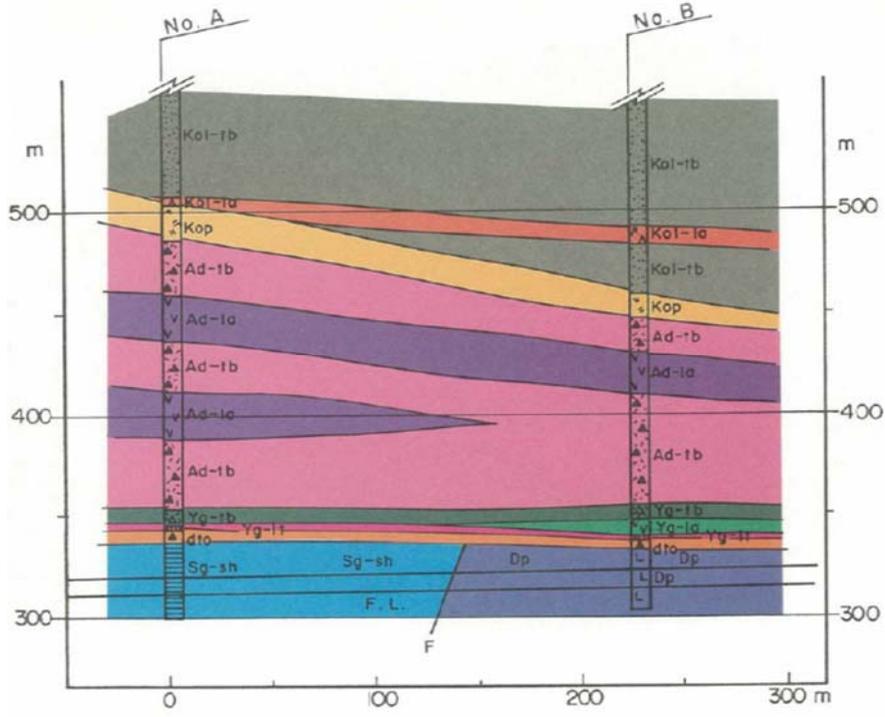


図 2-28 2 孔のボーリングデータから推定した地質断面図 14)

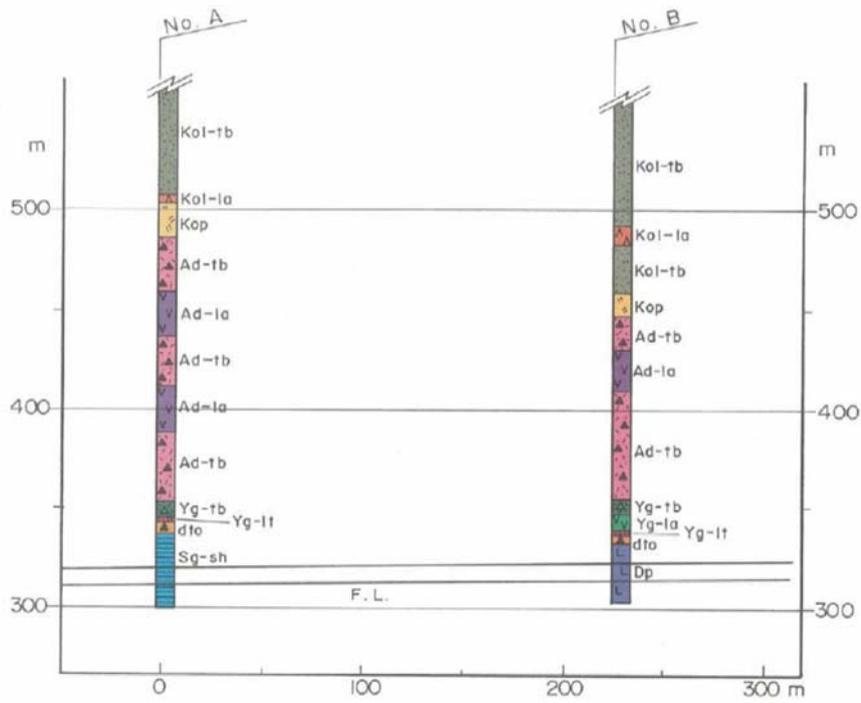


図 2-29 地質断面図の根拠となる 2 孔のボーリングデータ 14)



## 2.6. 施工時調査の特徴と切羽前方探査

代表的な土木構造物である、トンネル、ダム、地下空洞に関して各事業段階において適用される探査手法の一覧表を表 2-1~2-4 に示す。本表は、松井ほか<sup>22)</sup>による対象構造物・事業進捗段階に応じた探査・調査手法を示す表 1-1①~1-1④のうち、対象構造物としてトンネル、地下空洞、ダムに関して適用される探査法のみを抜粋して作成した。

表 2-1 に示したトンネルでは、施工段階のみに印があり、施工時に特化した技術は切羽前方探査であり、予見できなかった地質構造などの詳細把握に適用されている。

表 2-2 の地下空洞では、施工段階のみに印があるのは熱赤外線探査、地下水検層、温度検層、切羽前方探査である。熱赤外線探査は覆工面の変状把握に適用されている。地下水検層、温度検層は周辺岩盤の地下水変動の把握に適用されている。切羽前方探査は、トンネルと同様に施工中における安定性検討および前方予測に適用されている。

表 2-3 のダムサイトでは、施工段階のみに印がある探査技術は認められない。表 2-4 の堤体材料採取地点では、施工段階に印があるのは VSP (Vertical Seismic Profiling) である。VSP は地表に震源を設置してボーリング孔内の受振器で地震波を観測することによりボーリング孔周辺の地下構造を調べる手法であり、予見できなかった地質構造や弱層の分布把握に適用されている。

以上より、代表的な土木構造物の施工時調査の大半が施工前の調査と同じ手法が実施されていることが分かった。施工時に特化した技術の中で、予見できなかった地質構造や弱層の把握を目的とした技術は、切羽前方探査と VSP であることがわかったが、VSP はボーリング孔を利用するため、削孔に時間がかかり工程への影響が想定される。したがって、工程への影響を抑えた施工時調査としては、トンネルと地下空洞で適用されている切羽前方探査であることがわかった。

表 2-1 施工時調査の一覧表（トンネル） 222  
凡例は表 2-2 の凡例と同じ

事業進捗段階	主要な調査目的	適用される探査手法																									
		地表および空中からの手法							ボーリング孔を使用する手法							坑内	海上										
		弾性波探査屈折法	弾性波探査反射法	垂直・水平電気探査	比重抵抗高密度探査	電磁探査	地中レーダ	重力探査	磁力探査	放射能探査	微動・振動探査	表面波探査	熱赤外線探査	地温探査	VSP	弾性波トモグラフィ	比抵抗トモグラフィ	レーダトモグラフィ	速度検層	電気検層	地下水検層	温度検層	密度検層	キヤリバル検層	ボアホールテレビ	切羽前方探査	サイドスキヤナー
予備調査	トンネルトートの比較検討 ・大局的な地質構成・地質構造・問題箇所の抽出	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎																		
概略調査	トンネルトートの問題点の把握	○	○	○	○	○	○	○	○										○								
	・地すべりや断層破砕帯の有無の把握	○	○	○	○	○	○	○	○										○								
	・地熱問題の有無の把握												○														
	・膨張性岩盤の有無の確認								△																		
	・重金属含有の有無の確認		○																								
詳細調査	・地山の強度情報の確認	◎	△																								
	・地下水の賦存状況・水理地質状況の把握			○	◎																○						
	トンネルの詳細設計のための情報取得																										
	・地層構成・地質構造と岩盤強度の詳細把握	◎			○																						
	・断層破砕帯など弱層部の有無と物性評価	◎			○																						
施工段階	・地下水環境・水理地質情報の詳細な把握	○			◎	○																					
	・問題となる地盤の分布と物性の詳細な把握	◎			○																						
	施工の安全確保、周辺環境などへの影響評価など																										
	・予見できなかった地質構造などの詳細把握	○	△																								◎
	・施工が近接構造物に与える影響の評価	◎																									
維持管理段階	・掘削に伴うゆるみ影響ゾーン調査																										
	・周辺地下水環境の変化のモニタ																										
	構造物の安全性の評価																										
	・コンクリートライニングの安全性の評価	○																									
	・覆工厚・覆工背面の調査	○																									○







トンネル標準示方書<sup>23)</sup>における切羽前方探査の種類と特徴を以下に示す（表 2-5 参照）。切羽前方探査としては、切羽観察、先進ボーリング、削岩機、物理探査、調査坑を利用した技術が示されている。切羽観察は、準備・作業時間が短い、探査距離が切羽面の近傍に限られる。先進ボーリングは、探査距離がボーリングの延長程度となるものの、準備・作業時間が「1日以上掘削休止」と評価されている。削岩機は、探査距離 30m 程度とすると、準備・作業時間が「1日以上掘削休止」と評価されている。物理探査は、建設会社が施工中の影響と探査による効果のバランスを取りながら他社との差別化技術として技術開発を進めている探査方法である。坑内水平反射法弾性波探査は探査距離が 150m 程度で実用化技術とされているが、準備・作業時間が「1日以上掘削休止」と評価されている。電磁誘導法は準備・作業時間が短い、建設会社が開発を進めている他の探査技術と同様に、実用化のレベルが「実験段階の技術」と評価されている。調査坑に関しては準備・作業時間が「1日以上掘削休止」と評価されるが、坑道を掘削するため他の探査技術と比較して工程への影響が大きいと推定される。

表 2-5 施工中の坑内から実施する前方探査技術の現状と評価<sup>23)</sup>

基本事項	調査および試験内容	切羽観察	先進ボーリング					の削 活岩 用機	物理探査		調査坑			
			ボー リ ン グ 調 査	削 孔 検 層 法	ボ ア ホ ー ル ス キ ャ ナ	孔 内 試 験 お よ び 検 層	地 山 試 料 試 験	削 孔 検 層 法	坑 内 水 平 反 射 法 弾 性 波 探 査	電 磁 誘 導 法	調 査 坑 の 掘 削	各 種 原 位 置 試 験		
													ノ ン コ ア	コ ア
			削孔情報	コア状況	削孔エネルギー	孔壁の画像	力学特性等	削孔エネルギー	弾性波反射面等	比抵抗分布	各種地山情報	力学特性等		
	調査距離 (m) * <sup>1</sup>	鏡	ボーリングの延長					30m	150m	50m	調査坑の延長			
	準備、作業時間* <sup>2</sup>	◎	△	△	△	△	△	△	△	◎	△			
	解析時間* <sup>3</sup>	◎	◎	△	◎	△	○	◎	◎	◎	△			
調査項目* <sup>4</sup>	地層状況の変化	破碎帯等の位置		○	◎	◎			◎	○	○	◎		
		破碎帯等の走向・傾斜	◎							○	○	◎		
		破碎帯等の規模 (幅等)		○	◎	◎				◎	○		◎	
		地下空洞の有無		○	◎	◎	◎			◎		○	◎	
		ガスの賦存位置		○	○	△				△			◎	
	地下水	岩質・地層対比	◎	△	◎	○	◎		○	○	△	◎		
		帯水層の位置		○	○	○			○	△	○	◎		
		帯水層の透水性	△					◎	◎				△	◎
	地質の状態	水圧	△					◎	◎				△	
		不連続面の間隔	◎		◎		◎						◎	
		不連続面の状態	◎		◎		◎						◎	
	力学的性質	風化・変質	◎	○	◎	○	◎	◎	◎	○	○	◎	◎	
		地山強度	△	△	△			◎	◎		○		◎	
		変形係数	△					◎	◎				◎	
異方性		△					◎	◎				◎		
	緩み領域	△	△	△	○	○	◎	◎	○	○	△	○		
	実用化のレベル* <sup>5</sup>	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	◎	△	◎		

\* 1 調査距離 同一技術でも岩質等の地山条件によって差異が生じる

\* 2 準備、作業時間 ◎：1~2時間程度、○：半日程度、△：1日以上掘削休止

\* 3 解析時間 ◎：ほぼリアルタイム、○：数日以内、△：1週間以上

\* 4 調査項目に関する評価 ◎：信頼性の高い情報となる、○：傾向をつかめる情報となる、△：参考になる程度の情報となる

\* 5 実用化のレベル ◎：実用化技術・慣用技術、○：試行段階の技術、△：実験段階の技術

## 2.7. 施工時調査の問題点と本研究

前節より、施工中に特化した切羽前方探査でも実用化のレベルにあるものは準備の際に1日以上掘削休止が必要とされ、工程に影響が出ることがわかった。工程に影響を及ぼさない施工時調査としては、施工機械を使用する方法が考えられる。施工機械の中でも、実施する数量の多さや、地山内部を対象とすることから、地山内部に対して施工を行う削孔機械のデータを用いることを考えた。そして、削孔機械から得られるデータを利用して、地山内部の評価を高度化する技術の開発を目指した。

1つ目の技術は、トンネル先進ボーリングの削孔振動を利用した弾性波探査法 (T-SPD) である。従来のノンコア削孔の先進ボーリング調査では、削孔エネルギーと削孔スライムから、地山状況を予測する他なかったが、手法の開発により、P波速度分布を求めることが可能となり、削孔エネルギーとの相互補完により、トンネル切羽前方調査の高精度化を図ることが可能となった。

2つ目の技術は、ダム原石山のインテリジェントクローラドリルを用いた発破削孔データによる地山評価技術 (T-i Blast DAM) である。従来の原石山評価は、発破削孔の際のノミ下がり (削孔速度) を参考にして、定性的に不良岩の位置を推定していた。この情報は十分に生かされることがなく、発破後の地山評価は、主に発破後のズリ山の表面の岩石をハンマー打診することにより行われていた。本手法の開発により、発破削孔時の削孔エネルギーから発破前に良質岩と廃棄岩の分布状況がわかるので、合理的な採取方法が可能となった。

3つ目の技術は、大規模地下発電所空洞においてアンカー削孔時の削孔エネルギーと壁面の地質観察結果による情報化施工における地山評価の高精度化である。従来の大規模地下空洞の情報化施工は、壁面の地質観察と計測による管理が行われてきた。削孔検層を実施する場合もあったが、2次元断面により管理されてきた。本手法の開発により、事前の調査結果および、側壁観察結果、削孔検層結果を3次元統合可視化ソフトウェアに取り込み、不連続面と岩盤等級評価の高精度化が可能となった。

## 【参考文献】

- 1) 齊藤享治：大学テキスト日本の扇状地，古今書院，280p.，1988
- 2) 公益社団法人全国地質調査業協会連合会編：豊かで安全な国土のマネジメントのために，鹿島出版会，205p.，2001
- 3) 平朝彦：日本列島の誕生，岩波新書，226p.，1990
- 4) 社団法人地盤工学会編：入門シリーズ 30 事例で学ぶ地質の話ー地盤工学技術者のための地質入門ー，丸善株式会社，239p.，2005
- 5) 島崎英彦・新藤静夫・吉田鎮男：放射性廃棄物と地質科学ー地層処分の現状と課題ー，東京大学出版会，389p.，1995
- 6) 立見辰雄編：現代鉱床学の基礎，東京大学出版会，257p.，1977
- 7) 吉川虎雄：山崎直方先生と変動地形の研究，地理学評論，第44巻，8号，pp.552-564，1971
- 8) 200万分の1活断層図編纂ワーキンググループ：「200万分の1日本列島活断層図」ー過去数十万年間の断層活動の特徴ー，活断層研究，pp.3-12，2000
- 9) 佐藤久・町田洋編：総観地理学講座6 地形学，朝倉書店，271p.，1990
- 10) 羽田忍：土木地質学入門，築地書館，175p.，1991
- 11) 藤田和夫：日本列島砂山論，小学館創造選書，136p.，1982
- 12) 地質リスク学会・公益社団法人全国地質調査業協会連合会編：地質リスクマネジメント入門，オーム社，204p.，2010
- 13) 公益社団法人全国地質調査業協会連合会編：地質調査要領，財団法人経済調査会，336p.，2003
- 14) 近藤達敏：地山調査における不確定性の低減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
- 15) 日本鉄道建設公団東京新幹線建設局：上越新幹線工事誌（大宮・水上間），1472p.，1983
- 16) 福岡地下鉄七隈線延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会：福岡地下鉄七隈延伸工事現場における道路陥没に関する検討委員会 報告書，国立研究開発法人土木研究所，81p.，2017
- 17) 公益社団法人土木学会トンネル工学委員会編：より良い山岳トンネルの事前調査・事前設計に向けて，土木学会，224p.，2007
- 18) 佐々木靖人：地質・地盤リスクマネジメントに関する動向と研究，建設マネジメント技術，2月号，pp.29-36，2019
- 19) 永田秀尚：予測性の観点からの地質体の分類と記述，応用地質，第31巻，1号，pp.29-36，1990
- 20) 青野宏美：地質のフィールド解析法，近未来社，208p.，2010
- 21) 横田修一郎：地質情報の伝達媒体としてみた土木地質図，応用地質，第30巻，3号，

pp.23-32, 1989

22) 松井保監修：地質の可視化技術と評価法，鹿島出版，207p., 2009

23) 公益社団法人土木学会編：2016年制定トンネル標準示方書「共通編」・同解説／「山岳工法」・同解説，419p., 2016

## 第3章 トンネル先進ボーリングの削孔振動を利用した弾性波探査法の開発

### 3.1. 概説

山岳トンネルにおいて坑内から実施する新たな切羽前方探査法として、トンネル先進ボーリングの削孔振動を用いた方法（T-SPD：Tunnel Seismic Probe Drilling）を開発した。T-SPD は、準備工としてトンネル側壁を削孔し、センサを設置するのみであり、また、探査中も削孔振動を測定するだけであり、ボーリング作業を妨げない探査法である。

本探査法では大量のデータ処理が必要とされるが、近年のコンピュータ処理能力の向上と小型化により土木工事への適用が可能になった。これまでに中尺程度（削孔長 50~150m 程度）での先進ボーリングを用いて、3 地点のトンネルで検証実験を行い、有効性を確認してきた。今回は、1,000m クラスの削孔能力を有する超長尺先進ボーリングマシンを用いて 2 回の検証実験を行った。T-SPD で求めた P 波速度分布は、地表からの屈折法弾性波探査や坑内路盤での屈折法弾性波探査を始めとする検証データと整合することを確認した。本方法は切羽前方 500m の P 波速度を求めることができ、不良地山の検出に有効であることがわかった。また、削孔検層との相互補完によって地山評価精度向上が期待できることも明らかになった。

### 3.2. はじめに

トンネルは地下に位置する線状構造物である。このため地質踏査やボーリング調査のように点や線の調査により、トンネル計画位置の全長にわたって満足できる精度で地質構造や岩質状況を把握することは難しい。

そこで、トンネル地質調査手法としては、2 次元断面で面状に定量的なデータを取得できる屈折法による弾性波探査が行われてきた。ロックボルトの長さや施工間隔、吹付けコンクリートの厚さ、鋼製支保工の適用などの支保設計は、屈折法で得られた P 波速度に合わせて行われてきた。この屈折法は、土被りが大きくなるに従い、探査精度が下がるため、震源として少量のダイナマイトを用いる場合で土被り 200m 程度が探査限界とされている<sup>1)</sup>。このため、切羽周辺の地山情報を捉える上では、施工中の切羽からの前方探査が有効であると考えられる。代表的な切羽前方探査としては、弾性波反射法を用いた TSP（Tunnel Seismic Prediction）や HSP（Horizontal Seismic Profiling）をはじめとする探査<sup>2)</sup>と、先進ボーリングの機械データを用いた DRISS（DRilling Survey System）<sup>3)</sup>などの削孔検層法による探査とが挙げられる。

反射法弾性波探査では、破碎帯などの不連続面の位置や方向に関する情報が得られるが、支保設計に役立つ P 波速度などの物性情報を得るには至っていない。一方、削孔検層法では、削孔時の機械データから、単位体積あたりの岩盤を削孔するのに要する削孔エネルギー ( $\text{MJ}/\text{m}^3$ ) を求め、この結果により地山分類を行う。この削孔検層法は、同時に切羽前方の湧水帯を把握できるため有用であるが、評価対象とする切羽面の広さと比較すると削孔径が小さく局所的なデータとなるため、得られた削孔エネルギー値がトンネル切羽全体の地山状況を代表していない可能性があった。また、先進ボーリング孔を用いて速度検層を実施し、削孔検層結果と P 波速度との相関性から削孔エネルギーを P 波速度に読み替える方法が報告されている<sup>4)</sup>。この方法であれば正確な P 波速度を求めることは可能であるが、速度検層実施中に切羽作業ができなくなることや、100m を超える長い区間の検層が現実的ではないこと、さらに、切羽付近での作業となるため安全面での問題点があった。

そこで、切羽前方の長い区間にわたり、支保設計で用いられる P 波速度分布を、切羽作業を妨げることなく評価できる新たな探査法として、トンネル先進ボーリングの削孔振動を震源とする削孔振動探査法 T-SPD (Tunnel Seismic Probe Drilling) を開発した。これまで、削孔能力 100m クラスの中尺ボーリングマシンを用いた実証実験において、検証データと整合する結果が得られ、有効性が確認された<sup>5)7)</sup>。また、削孔能力 1,000m クラスの超長尺先進ボーリングマシンを用いた実証実験に関しても、検証データの追加に合わせて検証を行ってきた<sup>8)12)</sup>。

本章では、超長尺先進ボーリングマシンを用いた実証実験の総括として、検証データに客観性を持たせるために施工記録や計測工 A (トンネル地山や支保構造が適正か否かの判断資料を得るためにトンネル延長方向に一定間隔で実施される計測で、坑内観察、天端沈下測定、内空変位測定を示す) の結果を加えた上で、不良地山区間と良好地山区間を再度設定し、T-SPD による地山評価の有効性について検証を行った。

### 3.3. 開発背景

#### 3.3.1. 従来のトンネル地質調査法

トンネルは、地下に位置する線状構造物である。このため、地山条件調査として、下記の特徴が指摘されている<sup>13)</sup>。

- ①地上の条件や地下深部に位置するなどの制約により直接的な情報が得にくい
- ②線状構造物であるため掘削対象区間を含む広範囲な地域を調査対象とする必要がある
- ③日本の特性として、地質構造が複雑で構成岩石が変化に富む

したがって、十分な地質情報が得られないまま、設計、施工が行われる場合や、十分な調査を実施したつもりでも必ずしも全長にわたって満足できる精度で必要な各種情報を把握できていない場合があり、結果的に計画の大幅な変更や工事費の増大、工期の延伸等、不測

の事態を招く場合が少なくなかった。

以下に図 3-1 に基づき山岳トンネルの施工前調査と設計の特徴について示す。地表踏査やボーリング調査は直接地山を確認することができるが、露頭やボーリングの数には限りがあり、露頭は点のデータ、ボーリングは線状のデータとなる。このため、トンネルのレベルまでの地質分布を連続的に精度良く推定することは難しい。また、地表からの鉛直ボーリング調査は、削孔長（数 10～数 100m）に対して、直接確認できるトンネル掘削断面位置の地山区間（約 10m）が短いため、土被りが大きいトンネルではコストパフォーマンスが悪くなる。

そこで、直接地山を確認することはできないが、2次元断面で面状に定量的データを取得できる屈折法による弾性波探査が行われてきた。ロックボルトの長さや施工間隔、吹付けコンクリートの厚さ、鋼製支保工の適用などの支保設計は、屈折法で得られた P 波速度に合わせて行われてきた。発注機関別の弾性波速度区分の比較一覧表を表 3-1 に示す。道路、鉄道、水路トンネルではこの分類結果と支保設計が対応している。しかしながら、この屈折法は、土被りが大きくなるに従い、探査精度が下がるため、震源として少量のダイナマイトを用いる場合で土被り 200m 程度が限界とされている。このため、切羽周辺の地山情報を捉える上では、施工中の切羽からの前方探査が有効であると考えられる。次節に従来の切羽前方探査について示す。

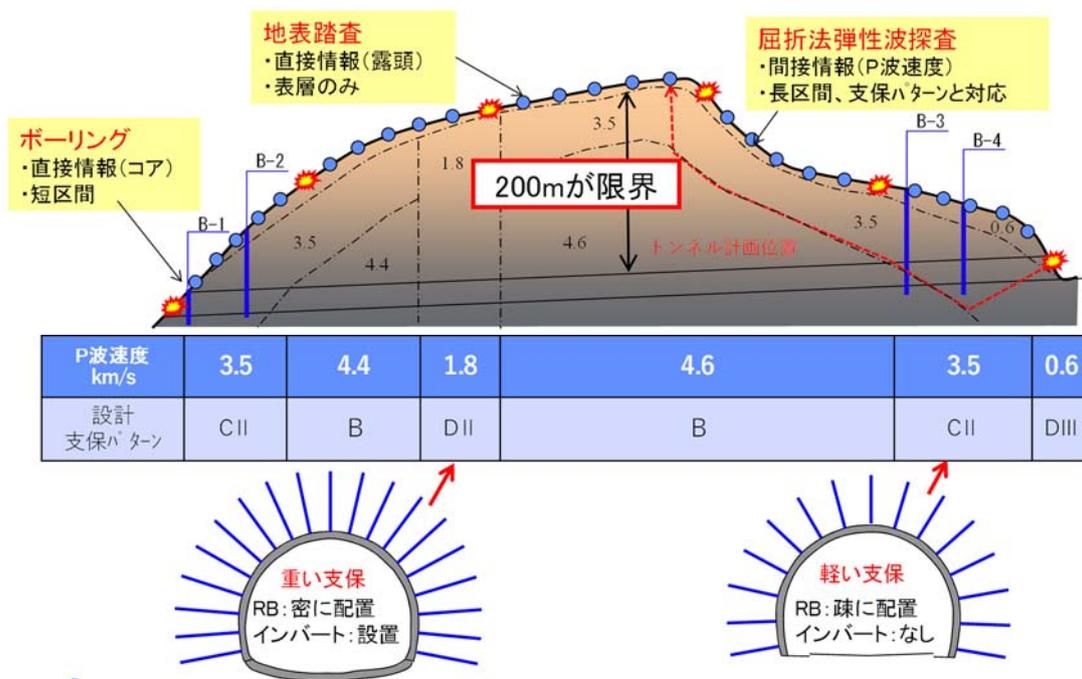


図 3-1 山岳トンネルの施工前調査と設計（道路トンネルの例）

表 3-1 発注機関別の弾性波速度区分の比較 14)

発行者 (用途)	岩種	弾性波速度 (km/s)										
		1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	
日本道路協会 (道路トンネル)	塊状	H1						C I			B	
					D I		C II					
		H2							C I			
					D I		C II					
					D II							
	層状	M1							C I		B	
					D I		C II					
					D II							
		M2							C I			
					D I		C II					
鉄道・運輸機構 (鉄道トンネル)	L							C I		B		
				D I, D II		C II						
	M							C I				
						C II						
				D I, D II								
	L1							C I				
鳥林水産省 (水路トンネル)	L2							C I				
								C II				
				D I, D II								
電研式 (参考)	A	I <sub>s</sub> , I <sub>L</sub> , 特S, 特L			I <sub>N-2</sub>		II <sub>N</sub>	III <sub>N</sub>	IV <sub>N</sub>	V <sub>N</sub>		
	B	I <sub>s</sub> , I <sub>L</sub> , 特S, 特L			I <sub>N-1</sub>		II <sub>N</sub>	III <sub>N</sub>				
	C	I <sub>s</sub> , I <sub>L</sub> , 特S, 特L			I <sub>N-2</sub>	II <sub>N</sub>	III <sub>N</sub>	IV <sub>N</sub>	V <sub>N</sub>			
	D	I <sub>s</sub> , I <sub>L</sub>	I <sub>N-2</sub>	II <sub>N</sub> , I <sub>N-2</sub>	III <sub>N</sub>	IV <sub>N</sub>	V <sub>N</sub>					
	E	I <sub>s</sub> , I <sub>L</sub>	III <sub>N</sub> , II <sub>N</sub> , I <sub>N-2</sub> , I <sub>N-1</sub>									
鳥林水産省 (水路トンネル)	α	D	C			B			A			
	β	D	C			B			A			
	γ	D	C	B			A					
	δ	D	C	B								
電研式 (参考)	C <sub>L</sub> , D			C <sub>M</sub>			C <sub>H</sub>	A, B				

※道路トンネルの岩種分類 (日本道路協会)

[塊状・H1]: はんれい岩, かんらん岩, 閃緑岩, 花崗閃緑岩, 花崗岩, 石英斑岩, 輝緑岩, 花崗斑岩, ホルンフェルス, 角閃石岩

[塊状・H2]: 中・古生層砂岩, 石灰岩, チャート (珪岩), 片麻岩

[塊状・M1]: 安山岩, 玄武岩, 輝緑凝灰岩, 石英安山岩, 流紋岩, ひん岩, [塊状・M2]: 第三紀層砂岩, 礫岩

[塊状・L]: 蛇紋岩, 凝灰岩, 凝灰角礫岩

[層状・M]: 粘板岩, 中・古生層頁岩, [層状・L1]: 千枚岩, 黒色片岩, 石墨片岩, 緑色片岩, [層状・L2]: 第三紀層泥岩

※水路トンネルの岩種分類

α: ①古生層, 中生層, ②深成岩, ③半深成岩, ④火山岩 (玄武岩), ⑤変成岩

β: ①はく離の著しい変成岩, ②細層理の発達した古生層, 中生層, ③火山岩 (流紋岩, 安山岩など), ④古第三紀層の一部

γ: 古第三紀層~新第三紀層

δ: ①新第三紀層~洪積層, ②洪積層~沖積層, ③表土, 崩壊土

### 3.3.2. 従来の切羽前方探査法

切羽前方探査は地表面からの探査方法として確立した方法を、トンネルの未掘削区間である切羽前方の地山状況のために、水平方向へ適用するために改良された方法である。探査方法としては物理探査により非破壊で得られる間接的情報で切羽前方の地山状況を予測する方法と、先進ボーリングによる直接的情報で予測する方法に大きく分類される。以下に、トンネル標準示方書<sup>1)</sup>により実用化レベルにあると評価されている切羽前方探査法について、非破壊法として坑内水平反射法弾性波探査、直接的方法として先進ボーリングの特徴と技術の現状について示す。

#### (1) 坑内水平反射法弾性波探査

弾性波を用いた反射法地震探査法による切羽前方探査である。一般に HSP (Horizontal Seismic Profiling) 法と呼ばれている。HSP 法は 1993~1995 年度に実施された、建設省土木研究所と民間企業 11 社との官民共同研究「弾性波によるトンネル切羽前方調査法に関する研究」で開発された<sup>15)</sup>。また、HSP 法を迅速性や簡便性の観点で特化したシステムとして商品化したものが TSP (Tunnel Seismic Prediction) である。TSP 法はスイスのアンベルグ・メジャリング・テクニク社により開発された。

石油資源探査では鉛直ボーリング孔を利用し、地表で起震した地震波を孔内で受振して孔内周辺の地下構造を調べる反射法地震探査の VSP (Vertical Seismic Profiling) 法が利用されている。坑内水平反射法弾性波探査は、鉛直のボーリング孔をトンネルに見立てて水平方向に応用させたものである。坑内の切羽付近で爆薬により起震した波の一部は切羽前方に向かって伝播し、その領域に地層境界や破碎帯などによる音響インピーダンス (地山密度と弾性波速度の積) の変化が存在するとその境界面で反射して戻ってくる。この反射波を側壁に設けた受振器で受振する (図 3-2 参照)。測定方式には、HSP 法に相当する多点受振一少数震源型と TSP 法に相当する多点震源一少数受振型がある (図 3-3 参照)。TSP 法の起振点と受振点の配置例を図 3-4 に示す。

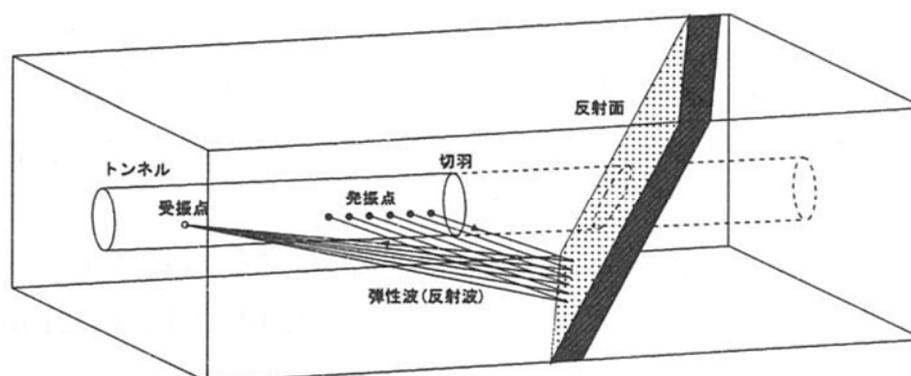


図 3-2 TSP (Tunnel Seismic Prediction) 法の原理<sup>16)</sup>

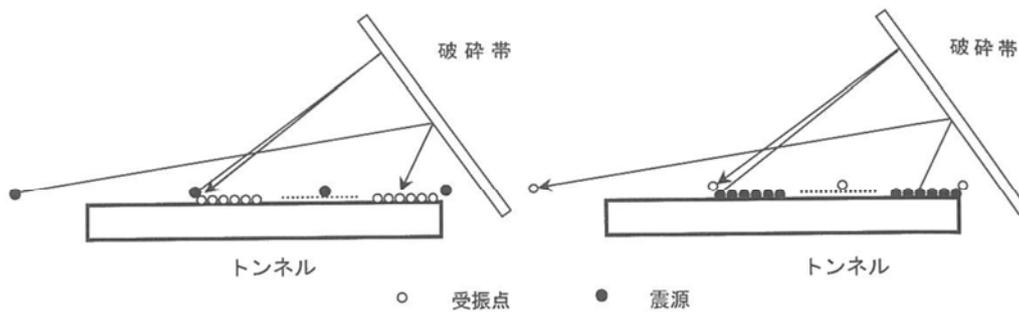


図 3-3 多点受振—少数発振型（HSP）と多点震源—少数受振型（TSP）との違い<sup>16)</sup>

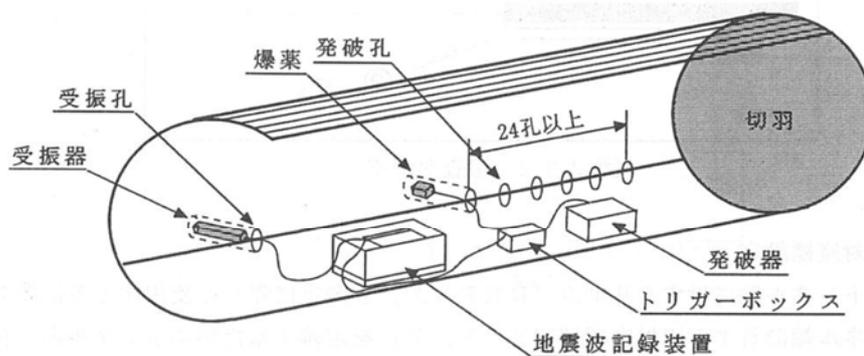


図 3-4 TSP 法のレイアウト（TSP202 の例）<sup>17)</sup>

HSP 法と TSP 法の共通点としては、以下の現状が挙げられる。

- ・ 探査可能範囲は切羽前方 150m 程度
- ・ 切羽前方の音響インピーダンス境界としての反射面を 2~3 次元的に把握可能
- ・ 位相の反転により地山が良化するのか悪化するのか把握可能
- ・ 受振器設置区間で坑内の弾性波速度を把握可能
- ・ 探査範囲内の反射イベントが相対的な強度で表示されるため、探査結果の解釈評価は、施工前に実施された地質調査結果および既施工区間の切羽状況等を参考にして総合的に評価する必要がある。

HSP 法の現状としては、1995 年に建設省土木研究所と民間企業との共同研究が完了して以来、目立った技術の進展は認められない（図 3-5 参照）。一方 TSP 法の現状としては、TSP 法開発の初期モデルである TSP202（1994 年）の受振器が 2 成分で出力結果が 2 次元モデルであったが、後継機種 TSP203（2001 年）から受振器が 3 成分で出力結果が 3 次元モデルになった（図 3-6 参照）。これ以降もハードの面では、受振器の設置方法他に改良が加えられ、TSP203plus、TSP303（2013 年）とグレードアップしている。ソフトの面で

は、TSP202 では切羽前方の弾性波速度を一定と仮定して反射面の位置が求められていたが、TSP203 以降では切羽前方の弾性波速度の変化が解析され、その速度から剛性率、ヤング率、ポアソン比などの物性値も算出されるようになった。しかし、切羽前方地山の弾性波速度や物性値の解析方法に関しては、ブラックボックスでありその計算過程は明らかにされていない。

このように、TSP 法は、簡便性とビジュアル面で HSP 法と比較して優れているが、現地で解析結果と地山状況が合わない場合、この原因を考察して再解析するようなことができない。したがって、1 日程度で測定から解析まで終了するが、その結果の根拠が不明瞭である TSP 法と、測定に 1 日（測定準備と測定に半日ずつ必要）と解析に 2 日程度かかるが、結果の根拠が明瞭である HSP 法を目的に応じて使い分けることが必要である。

以上から、坑内水平反射法弾性波弾性波探査では破砕帯などの不連続面の位置や方向に関する情報が得られるが、支保設計に役立つ P 波速度などの物性情報を理論的に得るには至っていないことがわかった。

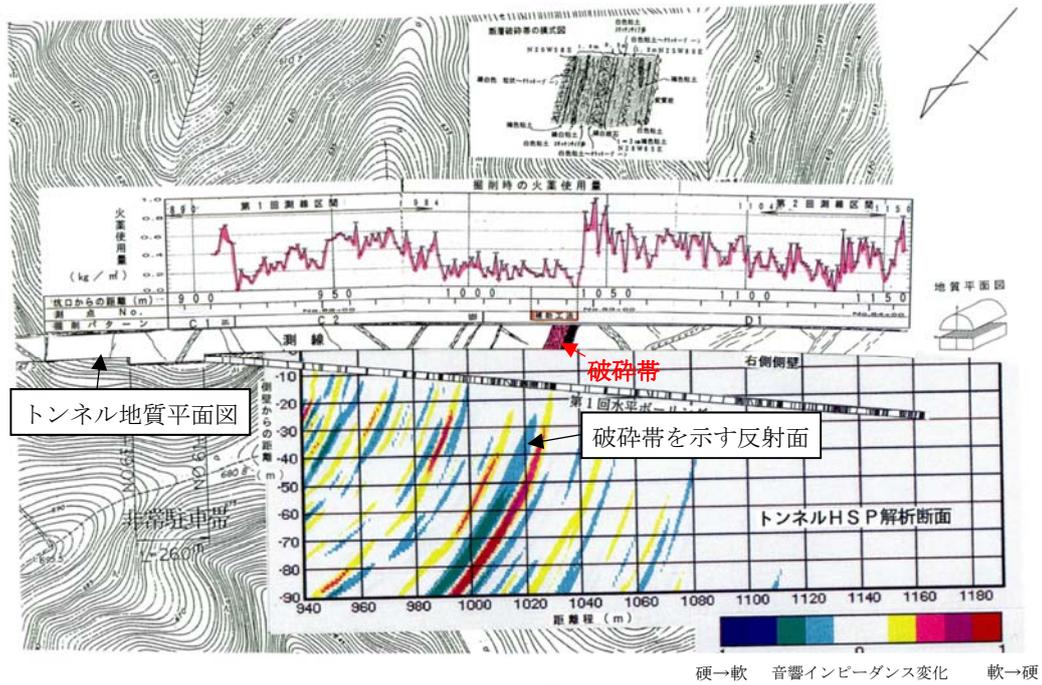


図 3-5 HSP 法の結果と破砕帯の解釈事例 18)に加筆

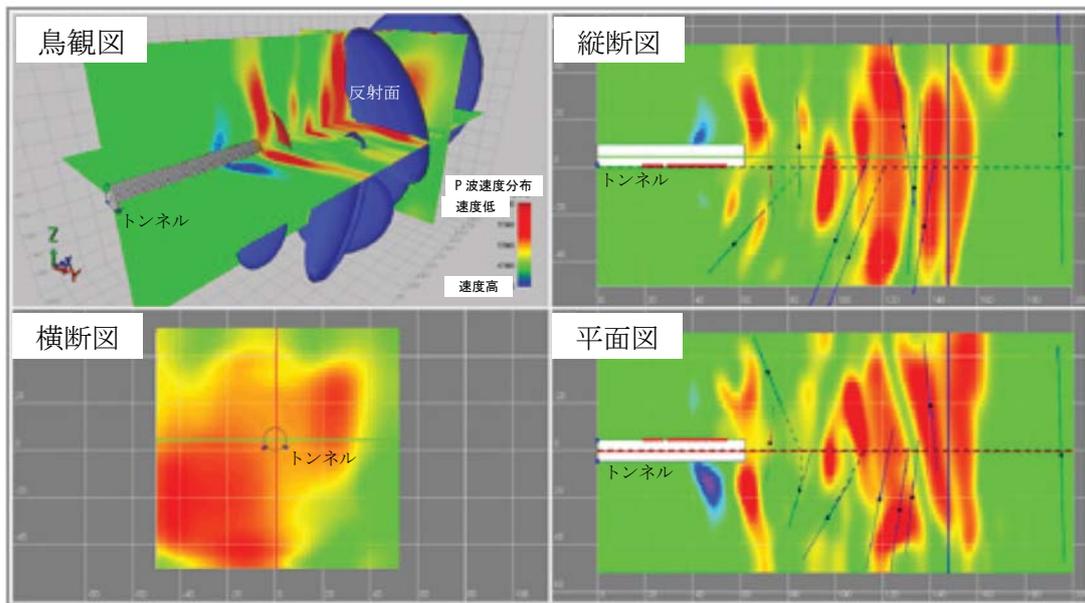


図 3-6 TSP 法の結果例 19) に加筆

## (2) 先進ボーリング

山岳トンネルにおける先進ボーリングの現状について、削孔延長と地質調査精度の特徴およびその削孔方法の概要を示す。特に超長尺先進ボーリングに関しては、従来は坑外から資源探査用のボーリングを実施していたが、近年開発されたトンネル坑内から実施可能な超長尺先進ボーリングマシン FSC-100 について述べる。さらに従来、短尺・中尺先進ボーリングのノンコア削孔時の地山評価のために行われてきた削孔検層について、超長尺先進ボーリングマシン FSC-100 での適用の概要について示す。

### ① 削孔延長と地質調査精度の特徴

先進ボーリングの工法を削孔延長、地質調査精度（ノンコアまたはコア採取）、および坑内・坑外での適用を概念的に示した図を図 3-7 に示す。縦軸はボーリング延長であり、短尺、中尺、長尺、超長尺に分類される。この分類について、短尺は 20~50m、中尺は 50~数 100m、長尺は数 100~1,000m、超長尺は 1,000m 以上と概ね区分されている<sup>2)</sup>。横軸は地質調査精度を示している。左側に位置する工法は地質確認を目的としてノンコアで実施される工法であること、右側に位置するものは地質調査を目的としてコア採取が行われる工法であることを示している。以下に、短尺から超長尺先進ボーリングまで現状技術の特徴について示す。

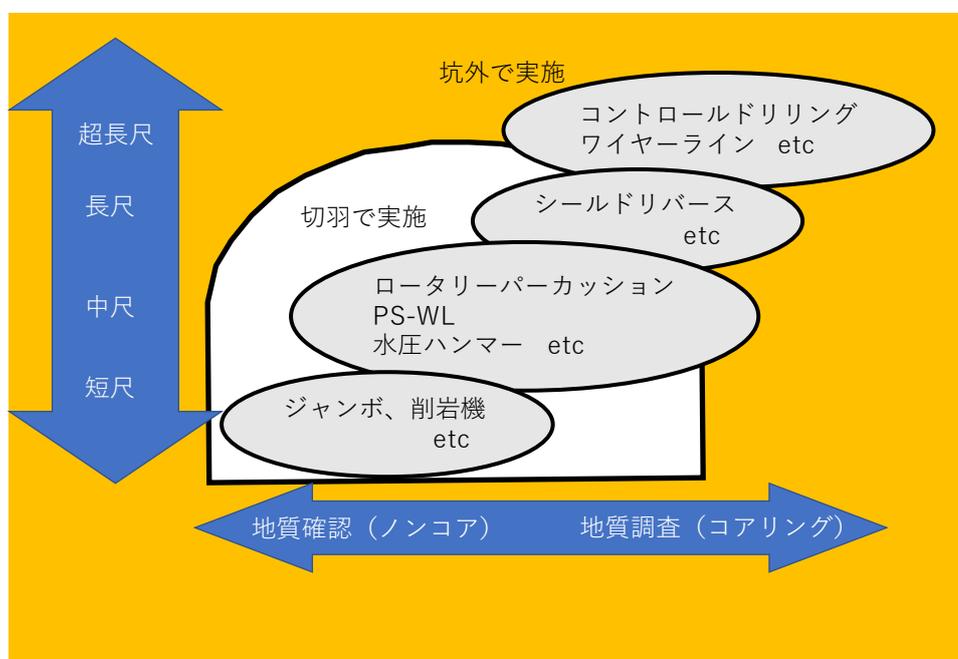


図 3-7 目的別ボーリング工法概念図<sup>2)</sup>

【短尺先進ボーリング：削孔長 20~50m】

トンネル掘削用機械であるドリルジャンボに搭載される油圧駆動式削岩機（ドリフター）が用いられる（図 3-8、写真 3-1 参照）。ロッド端部と接続したシャンクロッドを打撃するため、削孔長が長くなると削孔速度の低下や打撃エネルギーの伝達ロスが生じる。このため、一般的に削孔長 20~50m 程度で実施される。現場に常駐している機械と作業員で実施するため施工が容易であり、掘削サイクルへの影響も小さい。ノンコアのため、この方法で得られる情報としては、切羽前方の地山の湧水量、岩種、概略の硬さである。切羽前方地山を定量的指標で評価するために、削孔速度や打撃エネルギーなどの削孔データを用いた削孔検層が行われる。

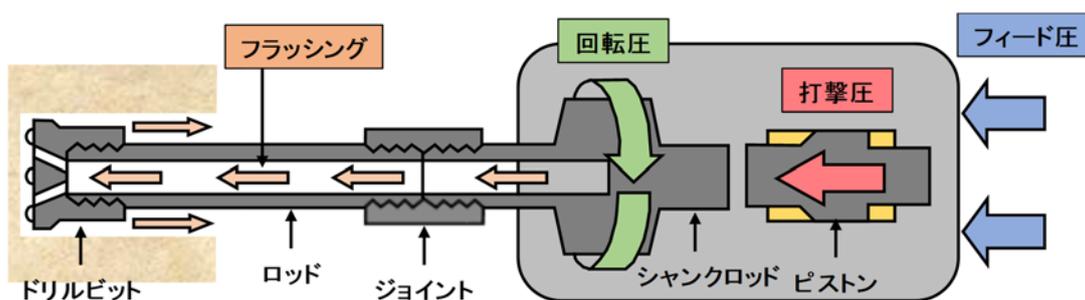


図 3-8 油圧駆動式削岩機の削孔プロセス 22)に加筆



写真 3-1 ドリルジャンボに搭載された削岩機による削孔状況

【中尺先進ボーリング：削孔長 50~数 100m】

切羽から 1 週間~1 カ月先の切羽の地山状況を把握するために専用機械を用いて実施される。トンネル掘削作業が休止の週末 2~3 日を利用して水平削孔長 100~150m が行われている。ノンコア削孔のロータリーパーカッション工法が用いられることが多い。本工法は油圧式ドリルで切削破砕と打撃破砕により削孔する。削孔プロセスは図 3-8 と同じであるが 2 種類の口径のパイプを 2 重管として組合せることにより、外管を孔壁保護のケーシングパイプとすることができる（図 3-9~10 参照）。詳細な地質情報が必要な場合には、PS-WL 工法（パーカッションワイヤーラインサンプリング工法）によりロッドの挿入・抜管なしでコア採取が行われる。また、ノンコア削孔の水圧ハンマー工法が用いられることもある。本工法は高圧水（13~18MPa）をドリルビット後方のハンマー部に送ることで発生する打撃により削孔する（図 3-11、写真 3-2 参照）。ロータリーパーカッション工法と異なり、打撃エネルギーの伝達にロッドを介さないため、エネルギーの伝達ロスが少ない。このためロータリーパーカッション工法を上回る削孔速度の実績が確認されている。中尺先進ボーリングではノンコア削孔の際には地山評価に積極的に削孔検層が行われる。

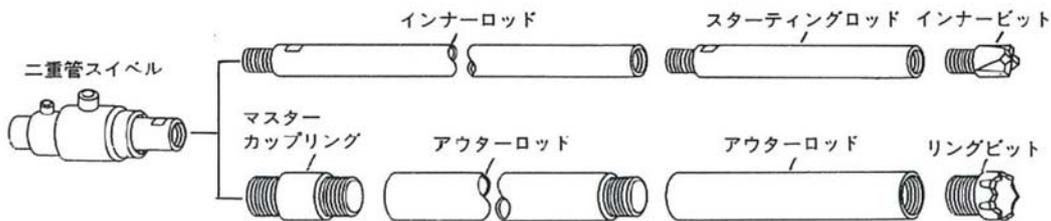


図 3-9 ロータリーパーカッション工法の概要 17)

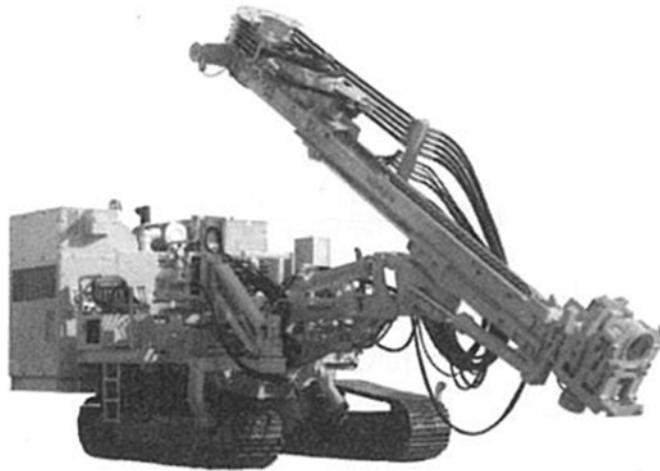


図 3-10 ロータリーパカッションドリル (RPD-150C) 23)

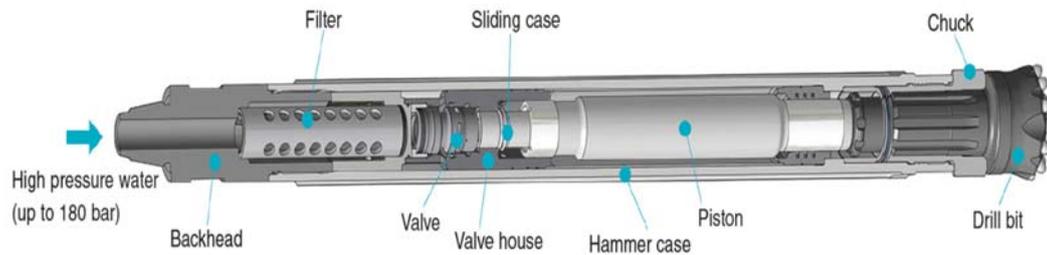


図 3-11 水圧ハンマー工法の概要<sup>24)</sup>



写真 3-2 水圧ハンマー工法による削孔状況

【長尺先進ボーリング：削孔長 100~1,000m】

予期せず破砕帯に遭遇し、今後の掘削方針を再検討するために比較的長い区間の詳細な地質情報が必要となった場合などに実施される。代表的な工法はコア採取するシールドドリバース工法である（図 3-12~13 参照）。シールドドリバース工法では、先端にビットが付いた口径の異なる 2 つの管を同時に回転して削孔する。この時、外管と内管のクリアランスに送水が行われ、先端のビットに到達した水が内管を通じて排水される水流を利用してコアを運搬するのが特徴である。当工法を経済的に採用する場合の削孔長は 300~700m の範囲とされている。シールドドリバース工法は、削孔機械、送水ポンプ等の機材が大型であり、しかも工期を多く（1~数ヶ月）必要とする。

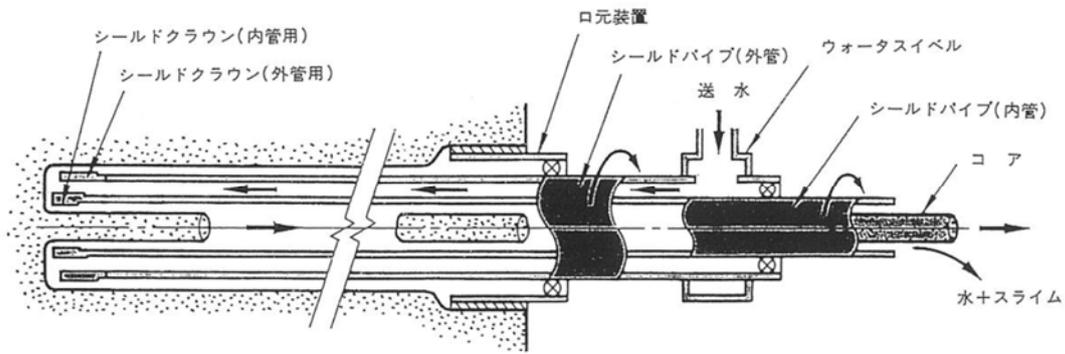


図 3-12 シールドドリバース工法の概要<sup>17)</sup>



図 3-13 シールドドリバース工法による削孔状況<sup>23)</sup>

【超長尺先進ボーリング：削孔長 1,000m 以上】

超長尺の削孔技術は資源開発を目的として開発されてきた（図 3-7 中のコントロールドリリング工法、ワイヤーライン工法）。そのため、トンネル坑内で先進ボーリングとして実施する場合には、坑内に十分な機材のスペースを得ることができず限界があった。このため坑内に設置できる小型のもので、高速削孔、方向制御可能、削孔検層による地山評価技術を可能とする超長尺先進ボーリングマシン FSC-100 が開発された（図 3-14 参照）。高速削孔に関しては、ダウンホールモータ（ドリルビットのすぐ後ろでドリルビットだけを高圧水圧で回転させるモータ）によるノンコア削孔により、最低でも削孔速度 20m/日以上、削孔延長 800m 以上を開発目標として開発が行われた。10 か所の実績において平均削孔速度で最小 18m/日、最大 37m/日が確認された<sup>26)</sup>。方向制御に関しては、ダウンホールモータと削孔ロッドの間に配置された孔曲センサにより、計測部の水平方位と上下角を測定し、削孔ロッドの延長と合わせて現在位置を算出する。これにより、1,000m の削孔に対し 5m 程度以内の位置精度で削孔が可能であることが確認された<sup>26)</sup>。地山評価に関してはノンコア削孔であるため、削孔検層が適用された。

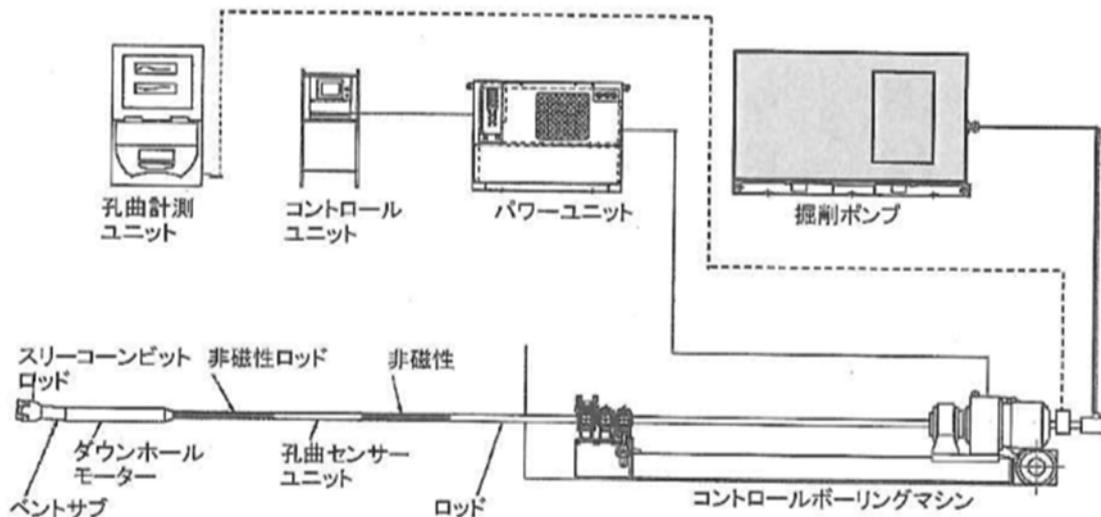


図 3-14 FSC-100 機材編成概要<sup>25)</sup>

## ② 削孔データによる評価方法

切羽近傍の短尺・中尺先進ボーリングで用いられてきた削孔検層と超長尺先進ボーリングマシン FSC-100 の削孔検層の特徴について以下に示す。定量的な評価指標としては、単位体積あたりの地山を削孔するのに必要としたエネルギー値である掘削体積比エネルギーが用いられる。この指標は、開発各社によって様々な名称が用いられてきている（表 3-2）。本文ではトンネル標準示方書<sup>13)</sup>に示された「削孔検層」の結果として用いることから、この掘削体積比エネルギーに相当する評価指標を「削孔エネルギー」と表記する。

### 【短尺・中尺先進ボーリングの削孔検層】

短尺先進ボーリング、中尺先進ボーリングのノンコア削孔では、油圧駆動の削岩機で行う。油圧削岩機は、ロッドを介してビットに回転圧、打撃圧、フィード圧を加えることで岩盤に孔をあける（図 3-8 参照）。削孔検層機能は式(3-1)で示すように、削孔作業中の打撃圧と削孔速度から、単位体積の岩盤を削孔するのに必要なエネルギーと定義される削孔エネルギー値を求める機能である。

$$E_d = (E_p \cdot C_p) / (V_d \cdot S) \quad (3-1)$$

$E_d$  : 削孔エネルギー (MJ/m<sup>3</sup>)

$E_p$  : 打撃エネルギー (MJ)

$C_p$  : 打撃数 (bpm)

$V_d$  : 削孔速度 (m/min)

$S$  : 孔断面積 (m<sup>2</sup>)

削孔エネルギーはフィード圧（ビットを岩盤に押し付ける力）により変化するため、削孔エネルギーにより地山を評価する場合には、フィード圧を一定とする必要があった。削孔中に、この値を一定にすることが難しいことから、フィード圧を補正する方法が試みられている<sup>27)・28)</sup>。表 3-2 に示したトンネルナビは、削孔エネルギーではなくフィード圧の影響を考

表 3-2 代表的な削孔検層システム<sup>14)</sup>

名 称	穿孔探査システム (DRISS)	ドリルエクスプローラ	削孔検層システム (ドリルロギング)	削孔検層システム	トンネルナビ
開発会社	西松建設 ドリルマシン 地層科学研究所	鴻池組 古河ロックドリル マック カヤク・ジャパン	鹿島建設	三井住友建設	大林組
システム導入	導入先に制限なし	古河製ドリルナビシステム搭載ジャンボに導入可	自社現場での運用	自社現場での運用	自社現場での運用
主な地山評価指標	穿孔エネルギー (掘削体積比エネルギー)	さく孔エネルギー (掘削体積比エネルギー)	破壊エネルギー係数 (掘削体積比エネルギー)	削孔エネルギー (掘削体積比エネルギー)	正規化削孔速度比
備 考	国内外の 200 を超えるトンネルへの適用実績あり	さく孔エネルギーと削孔位置情報により 3 次元地質評価が可能	他社に先駆けて開発し、地球統計学を使用した評価が可能	ロックボルト孔、発破孔の削孔データも使用	フィード圧の影響を考慮した独自の評価指標を使用

慮した独自のパラメータである正規化削孔速度比を用いている<sup>29)</sup>。また、福井ほか<sup>30), 31)</sup>は、削孔長が 20m を超える長尺削孔の場合に、距離に応じた削孔速度の減少率を定量的に示すとともに、ロッド中を伝播する弾性波エネルギーの減衰と干渉により削孔速度の増減が生じている可能性を指摘した。このため、削孔長さの増加に伴い、見掛けの削孔エネルギーが増加し、地山を硬いと誤認する可能性が考えられる。

#### 【超長尺先進ボーリングの削孔検層】<sup>32)</sup>

超長尺先進ボーリングマシン FSC-100 は、トリコーンビットによる回転削孔(ノンコア)を採用しており、油圧駆動削岩機のようなドリルビットの打撃削孔とは異なる(図 3-14)。しかし削孔で消費するエネルギーを基本とする評価手法は回転削孔にも適用可能と考え、削孔エネルギーを以下の通り設定している。短尺・中尺先進ボーリングの削孔検層ではフィード圧を一定に保持して行われるのに対し、FSC-100 では機械データの取得に際しては、削孔速度をできるだけ一定に保つことによって、取得データの均質性を確保している。

$$\Sigma E = (E_s + E_m + E_r) / (V \times S) \quad (3-2)$$

$\Sigma E$  : 削孔エネルギー (J/m<sup>3</sup>)

$E_s$  : マシン推進エネルギー (J/min)

$E_m$  : モータ回転エネルギー (J/min)

$E_r$  : ロッド回転エネルギー (J/min)

$V$  : 削孔速度 (m/min)

$S$  : 孔断面積 (m<sup>2</sup>)

#### ・マシン推進エネルギー

ボーリングマシンがロッドを推進するために、ロッドを介してドリルビットに伝達されるエネルギーである。ロッドの自重を支える力やロッドと孔壁の摩擦抵抗などによりエネルギーの損失がある。ロッドの自重はロッド重量を削孔方向の傾斜を考慮して算出して補正に用いられている。孔壁との摩擦抵抗は深度とマシン推進力との相関図から算出され補正に用いられている。

#### ・モータ回転エネルギー

ダウンホールモータが先端のドリルビットを回転させるためのエネルギーで、削孔ポンプの送水量と送水圧から算出される。先端駆動であり、エネルギー損失が少ないが、送水圧には送排水経路であるロッド内外の損失水頭が含まれており、実際にモータに作用する水圧は送水圧より小さい。削孔時に送水量を一定に保つように送水圧を調整しているため、送水圧の増加が損失水頭の増加を示す。削孔ポンプの送水圧からこの損失水頭を差し引いて補正が行われる。

#### ・ロッド回転エネルギー

ボーリングマシンがロッドを回転させるためのエネルギーである。ただし、このエネルギーは大半がロッド自体を回転させるために消費される。回転数はダウンホールモータの回転数の10%程度であり、ドリルビットが岩盤を削孔するために消費するエネルギーに占める割合としては小さい。このため、削孔エネルギー算出の際には考慮されていない。

以上より、短尺・中尺ボーリングとは削孔メカニズムが異なる超長尺先進ボーリングにおいても削孔エネルギーを求めることが可能であることがわかった。実績としては10事例が報告されている<sup>26)</sup>。しかし施工時の切羽評価点や地山評価と削孔エネルギーとの対比は、四万十帯の弱変成堆積岩での実績のみであり、他の地質への適応の可否の検討は十分でないとされている。

削孔検層による地山評価は、短尺・中尺先進先進ボーリングにおいても、孔内状況（スライムの堆積）や削孔長の影響を受けることがあった。FSC-100では、削孔長が短尺・中尺先進ボーリングの数10倍になるため、孔内状況や削孔長の影響をさらに受けやすくなると推定される。このようにFSC-100での削孔検層は実績が十分とは言えない状況である上に、ボーリングは線状の調査のため、削孔エネルギーは切羽の地山状況を代表しない可能性もある。このため、削孔検層で地山評価を行う際にはスライムの分析結果やその他の調査結果と合わせて総合的に評価する必要がある。

### 3.3.3. 従来の削孔振動探査法

石油資源探査では、掘削を実施しながら掘削中の地質特性を調査する MWD (Measurement While Drilling) 技術の 1 つとして、Seismic While Drilling (以下 SWD と表記) が行われている<sup>33)・34)</sup>。SWD は、坑井掘削中にドリルビットが岩石を砕く際に生じる弾性波を震源とし、坑井周辺の地下構造を調べることを目的としている。SWD では、発生する振動を利用した探査方法により、反射波によるドリルビットより下方の探査や、直接波による既削孔区間の P 波速度測定が行われている(図 3-15 参照)。

掘削中のドリルビットの振動を震源として利用する考えは、Weatherby<sup>35)</sup>によって初めて提唱された。その後、Diely et al.<sup>36)</sup>は掘削機械の様々な位置に歪ゲージを設置して振動を測定し、振動がドリルビットの歯と地層との相互作用によって生じていることを確認した。Lutz et al.<sup>37)</sup>は掘削装置の頂部に取り付けた受振器によりドリルビットで生じた振動を受振できることを示した。Rector et al.<sup>38)</sup>は、この掘削装置頂部 (ウォータースイベル) での受振器によるデータと地表受振器によるデータを相互相関処理することにより、ビット震源が地下の情報を抽出するために有効に利用できることを示した。この方法は、1988 年に TOMEX として商標登録され実用化されている。

また、SWD の土木への適用については、Petronio et al.<sup>39)</sup>により、TBM (Tunnel Boring Machine) によるトンネル掘削現場で、TBM のカッターヘッドによる掘削音を震源とし、切羽前方の地質状況を把握する試みが行われ、この方法を Tunnel SWD とした。最近、塚本・進士<sup>40)</sup>は油圧式削岩機で切羽前方 15m を削孔し、切羽面に設置した複数の受振器にお

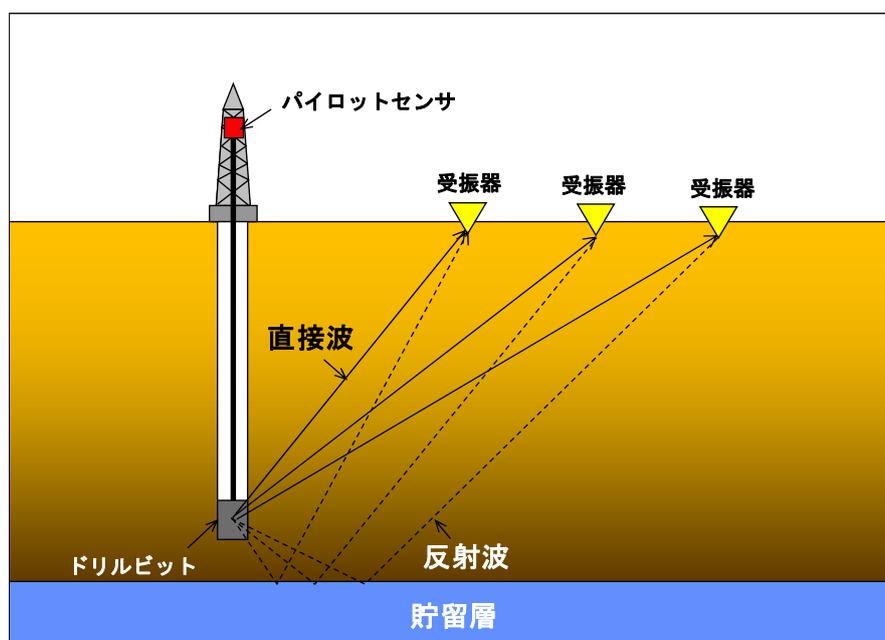


図 3-15 SWD 概念図

いて削孔で生じる振動を計測して到達時間を求め、弾性波トモグラフィにより P 波速度分布を求める方法を開発した。本手法はトンネル掘削で使用する汎用削孔機械を使用できる利点があるが、切羽を占有した状態で削孔を行うことや、削孔ビット位置をコントロールできないため孔曲がりが生じる前の切羽近傍の探査に限られるため、施工時調査としてはメリットが少ない。

また、石油資源探査では MWD 技術を用いた P 波速度測定方法として、上記した SWD の他に LWD (Logging While Drilling) の音波検層がある。この方法を用いると削孔装置に統合された発振器と受振器により、削孔中にリアルタイムで孔壁近傍の P 波速度を連続的に求めることが出来る。ただし、削孔装置が大きいためトンネル坑内での適用は難しく、トンネルの地質調査で適用された例は確認できない。トンネルへの適用のためには、水平孔になるため孔内地下水の飽和状況に影響を受ける可能性があることや、削孔装置の小型化も含めた総合的な開発を進める必要があり、今回の開発技術の対象の候補としなかった。

以上より、削孔振動を用いた弾性波探査は石油資源探査で開発され実施されてきたが、トンネル施工時に施工に影響なく行うことができる技術は認められないことがわかった。

#### 3.3.4. 開発方針

これまで示した技術の現状より、設計からは施工前調査のアウトプットとしてトンネル施工位置の連続的な P 波速度分布が求められていることがわかった。土被りが大きいサイトでは地表からの調査ではなく、切羽前方探査が有効である。しかし実務レベルにある切羽前方探査法の代表である坑内水平反射法弾性波探査法では物性値境界としての情報を得ることができるが、P 波速度を理論的に求めることはできないことがわかった。切羽前方探査のもう一つの代表である先進ボーリングは、これまで切羽から近距離は削孔検層、切羽から遠距離はコア採取による詳細調査が行われてきた。切羽から遠距離を調査する超長尺先進ボーリングでありながら、坑内での高速削孔、方位制御、削孔検層可能なボーリングマシン FSC-100 が開発されたが、削孔検層による地山評価は孔内状況や削孔長の影響を短尺・中尺以上に受けやすい可能性が考えられ、評価結果が切羽の地山状況を代表しない可能性があることがわかった。さらに、削孔振動を用いた弾性波探査は石油資源探査で開発され実施されてきたが、トンネル施工時に施工に影響なく行うことができる技術は認められないことがわかった。

以上の問題点の整理から、開発方針を以下の通りとした。

- ・ 施工に影響が及ばない先進ボーリングの削孔振動を震源とする弾性波探査を開発する
- ・ 削孔振動を利用する弾性波探査として SWD (Seismic Probe Drilling) があるが、トンネルへの初めての適用に際して、発・受振データ取得のための探査レイアウトや解析方法は新規性を有するものとする
- ・ 事前設計に利用されているトンネル位置の P 波速度分布を求められるようにする
- ・ 削孔検層との相互補完による精度向上を可能とする

### 3.4. T-SPD の原理

直接波を用いた SWD をトンネル先進ボーリングに適用した際の発・受振データ取得のための探査レイアウトや解析方法は、特許第 6393100 号【発明の名称】トンネル切羽前方探査方法で特許請求の範囲となっている。以下に、これらの資料に基づき、T-SPD の探査原理を示す。ドリルビットから生じた振動をボーリングマシンのスイベル部に設置したパイロットセンサと、孔中に設置した受振器で測定する。パイロットセンサでは、ドリルビットから発生している振動をモニタリングする目的で測定を行う。ドリルビット付近にパイロットセンサを設置することは物理的に困難であるため、発生した振動はロッドを伝った後に計測されることが特徴である。この振動はドリルビットとスイベルの間を何度も反射して伝搬し、周期  $2T_1$  後にパイロットセンサで測定される。一方、孔中に設置した受振器では、ドリルビットから発生した振動が地中を伝わった後に受振器で計測される（図 3-16 参照）。

到達時間は、波形の類似性を相関係数として定量的に示す相関処理により求める。もしドリルビット近傍にパイロットセンサが設置できて  $t=0$  からの振動を測定できれば、この波形と受振器の波形を相互相関処理することによって、到達時間  $T_2$  を求めることができる。しかし、前述した通り、ドリルビット付近にパイロットセンサを設置することは物理的に困難であるため、ドリルビットの  $t=0$  からの振動は測定できない。そこで、ロッド伝搬時間  $T_1$  を考慮して、以下のように到達時間  $T_2$  を求める。

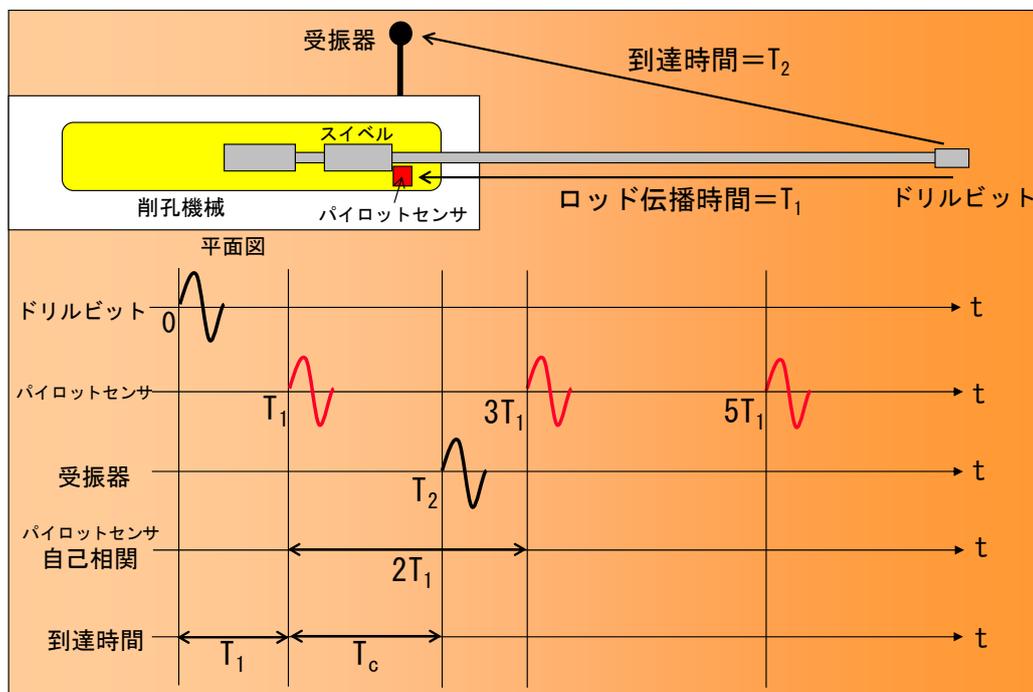


図 3-16 T-SPD の探査原理—その 1—

まず、パイロットセンサの振動の自己相関処理を行うと周期  $2T_1$  が求まるので、ロッドを伝搬する時間  $T_1$  を求めることができる(図 3-16 のパイロットセンサ自己相関参照)。次に、パイロットセンサと孔中の受振器の振動を相互相関処理すると  $T_c (=T_2 - T_1)$  を求めることができる。図 3-16 の到達時間に示されているように、到達時間  $T_2$  は  $T_1$  と  $T_c$  の和で表されるので、 $T_2$  を求めることができる。受振器と震源の距離は受振器位置とドリルビット位置から求まるので、この処理を S/N 比を考慮した特定の区間毎に行い、各距離に対する  $T_2$  を求めて、距離と到達時間を軸とした座標上にプロットすると、この傾きが速度となり、区間速度を求めることができる(図 3-17 参照)。一連の解析フローを図 3-18 に示す。実際には、上記の処理の他に、前処理として、時刻と削孔距離のデータと時刻と受振波形データから、削孔距離と受振波形データを作成し、特定の削孔区間毎にデータを切り分ける処理を行う。図 3-19 のように受振器は機械ノイズの影響を受け、図 3-20 左上に示す 3 成分受振器で得られた合成波の時間変化を示すパーティクルオービット図において、ドリルビットの方向を向かない現象が生じる。コントロールボーリング使用時には、ドリルビットの 3 次元座標が既知であるため、受振器の位置を把握することでドリルビットと地中受振器の幾何学的配置から波の入射方向が求まり、この方向の振動成分を算出(図 3-20 右上と下参照)することで S/N 比を向上させる。相互相関処理の後、特に信号成分を抽出するために、バンドパスやデコンボリューションなどのフィルタ処理を行う。さらに信号を強調するために、削孔区間 (5 m 区間) の記録に対して重合処理を行う。

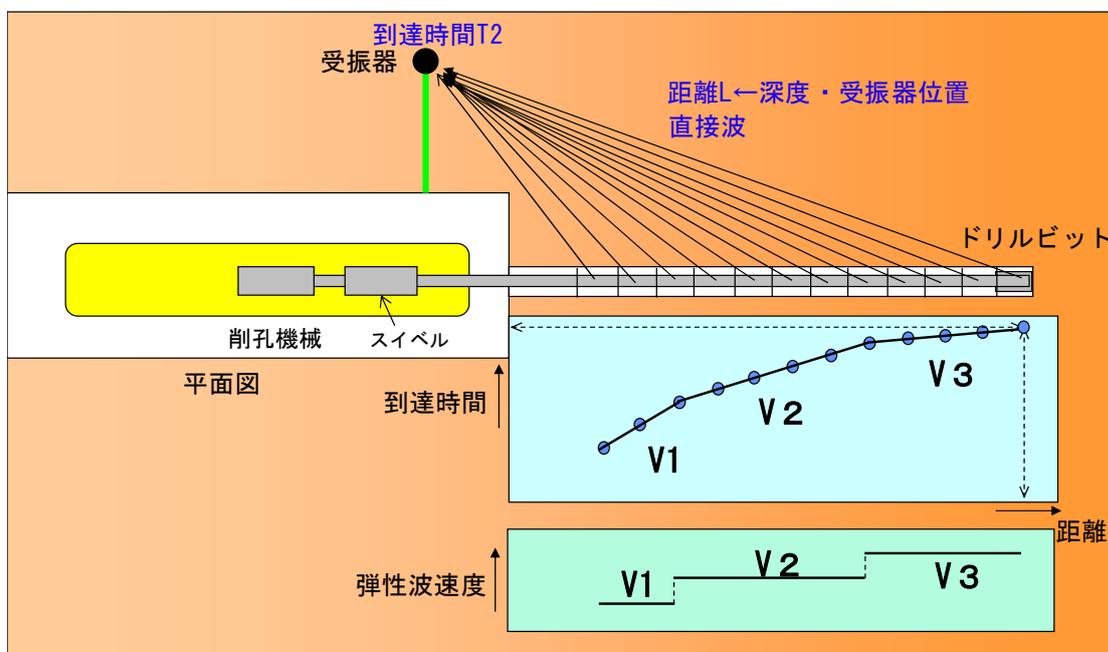


図 3-17 T-SPD の探査原理—その 2—

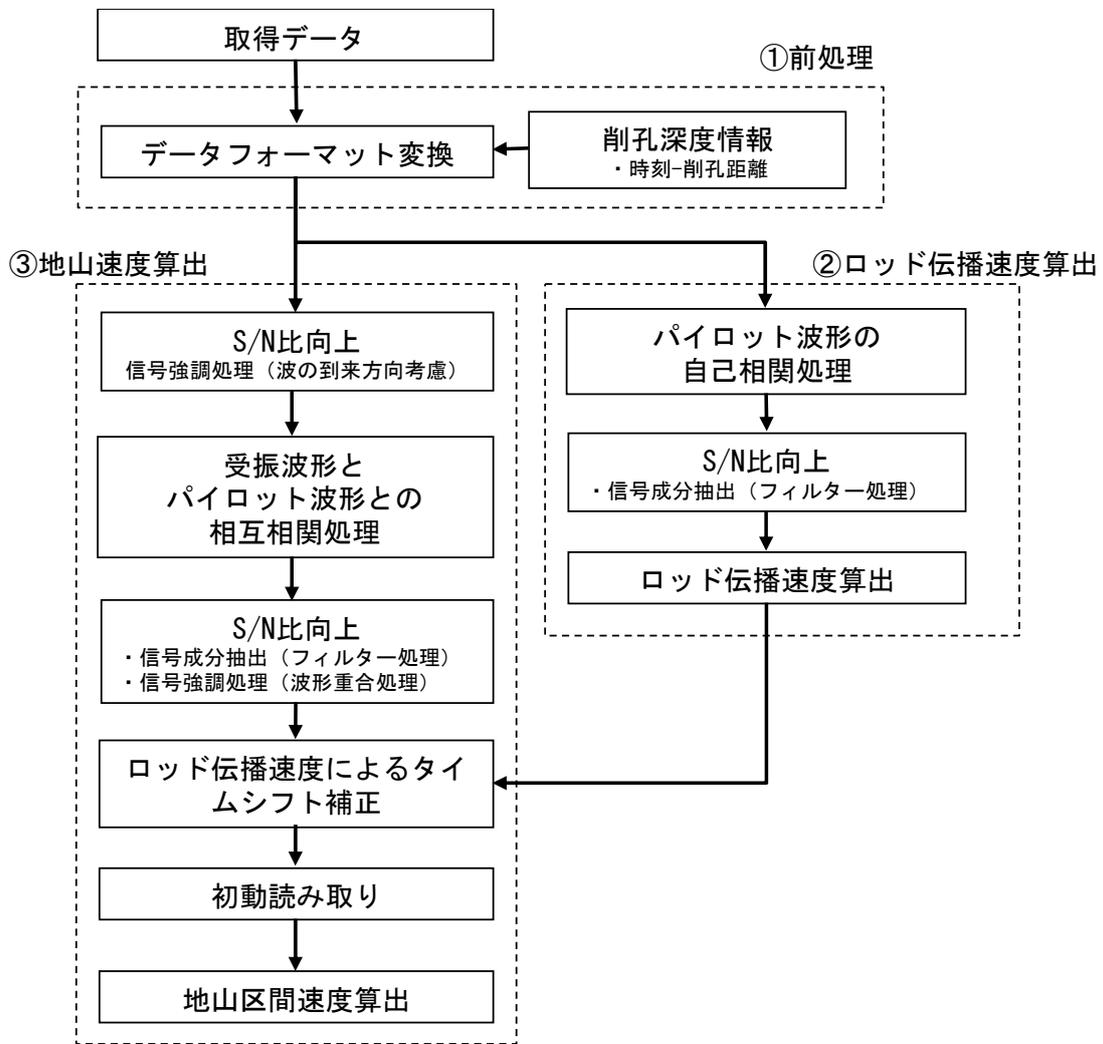


図 3-18 解析フロー

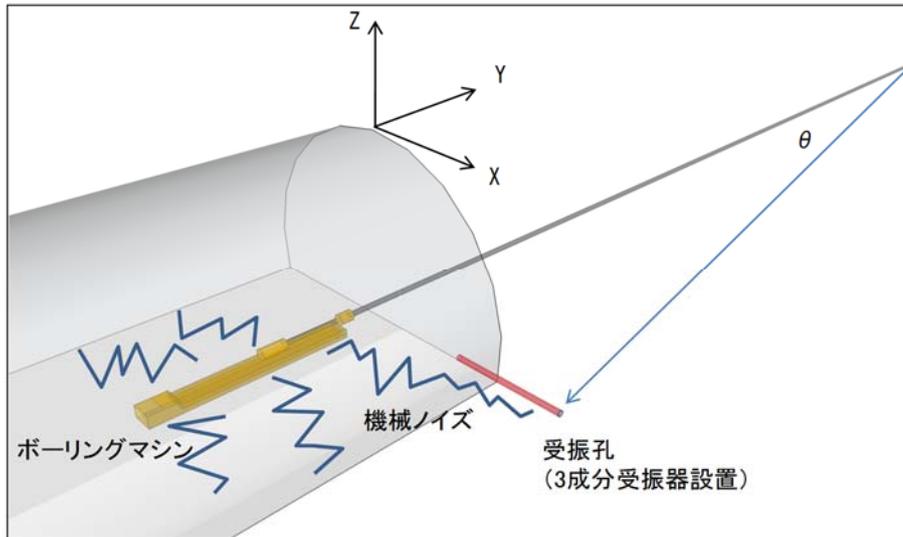


図 3-19 機械ノイズとドリルビットからの波の到来方向

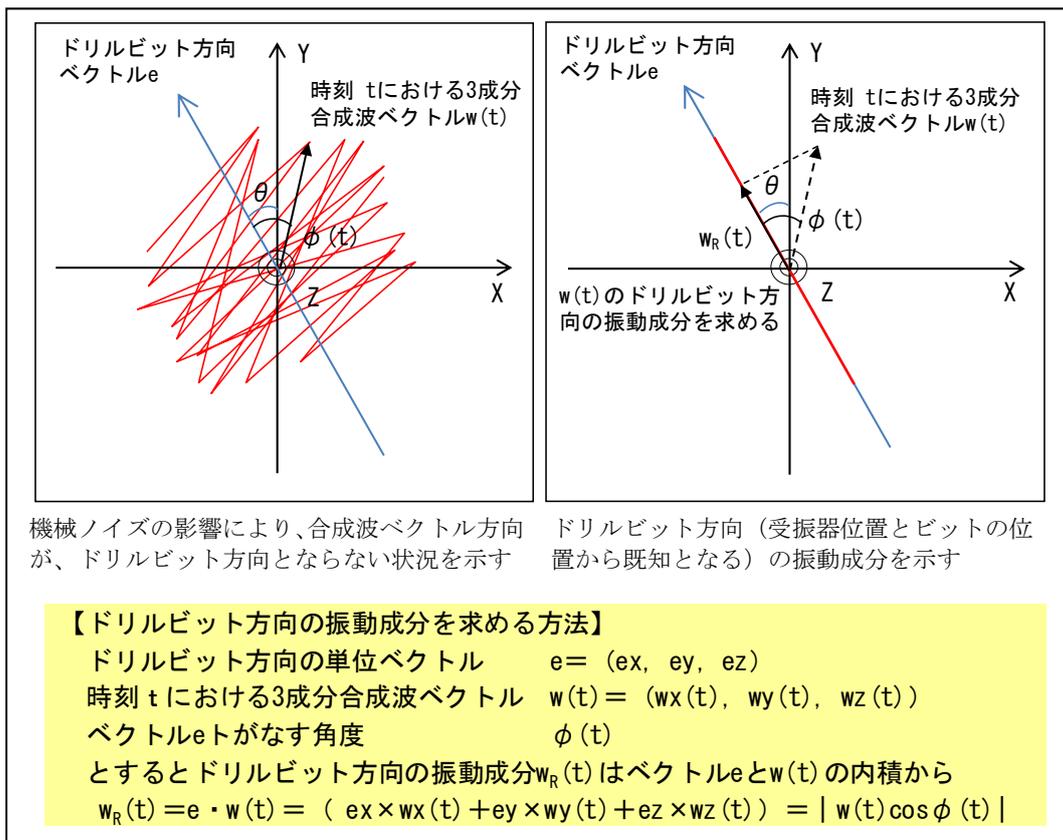


図 3-20 パーティクルオービット図（左上、右上）とドリルビット方向の振動成分の求め方（下）

### 3.5. 超長尺先進ボーリングマシンと震源としてのドリルビット

超長尺先進ボーリングマシン FSC-100 は、トンネル坑内での施工を前提とした 1,000 m クラスでの高速掘進、方向制御、削孔検層による地山評価を特徴とする<sup>25),32),41)</sup>トリコーンビットによるノンコアボーリングマシンである(図 3-21 参照)。ドリルビット後方のダウンホールモータに水圧を与えドリルビットを回転させる。ダウンホールモータの後方には孔曲がり計測ユニットがあり、方位角、傾斜角、ベント方向をリアルタイムで計測している。計測結果はロッドに設置されている通信ケーブルで地上に送信される。計測ユニットは、非磁性パイプ内にあり、センサ部、通信部、バッテリー部で構成されている。削孔エネルギーを求めるための削孔データは、ボーリングマシンと高圧ポンプに設置されている圧力センサ、回転計、電磁式流量計により測定が行われる。使用する 3 種類のトリコーンビットの直径は、 $\phi 311.2$  mm、 $\phi 200$  mm、 $\phi 120.6$  mm である。

トリコーンビットをはじめとするローラービットの削孔モデルを図 3-22 に示す<sup>32)</sup>。ロー

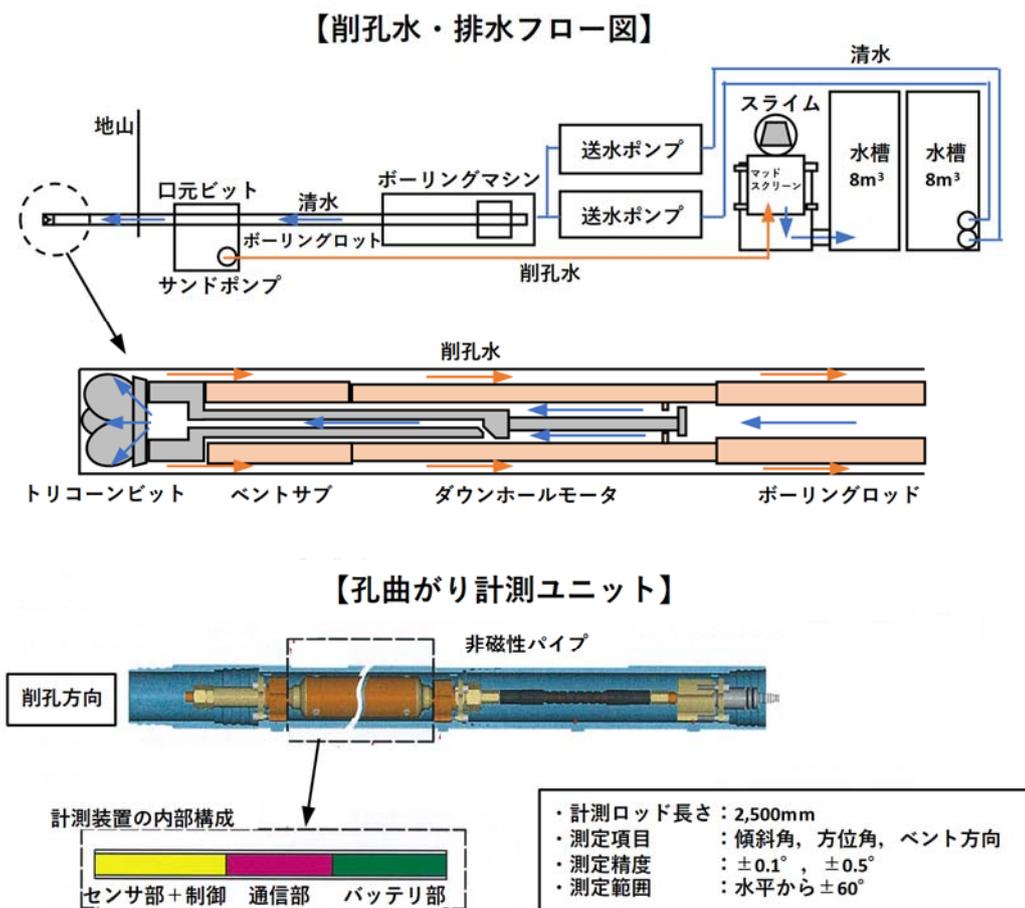


図 3-21 FSC-100 の概要<sup>22)</sup>

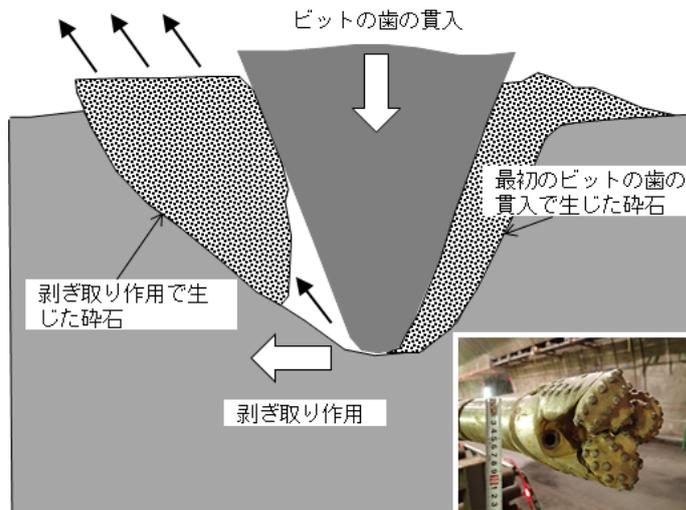


図 3-22 ローラービットでの削孔モデル図  
(参考文献<sup>42)</sup>の図に加筆)

ローラービットは岩石を圧縮とせん断で破壊する。ドリルビットからの振動は、ドリルビットの歯の軸方向の衝撃によって生じる。Shepard et al.<sup>43)</sup>による実験では、岩石を掘削する際のドリルビットの歯の運動によって岩石との間に生じる貫入方向と剥ぎ取り作用方向の応力の比は 10:1 であった。ローラービットに対して、PDC (Polycrystalline diamond compact) ビットやダイヤモンドビットを用いたロータリー掘削では、せん断力や研磨運動によって岩石を掘削するので、軸方向のドリルビット振動は期待できない。石油資源開発分野では、ローラービットは直径  $\phi 150 \sim 600$  mm 程度が用いられ、深度数 km に及ぶ調査が行われている。一方、相馬ほか<sup>44)</sup>は、これらよりはるかに小さい直径  $\phi 70$  mm のトリコーンビットにより地層を約 10 m 削孔した反射波を用いて、深度 300 m 程度（往復での伝搬距離 600m 程度に相当する）までの地下構造の推定に成功している。

FSC-100 を用いた T-SPD では、使用するドリルビットの種類は上と同じトリコーンビットであり、直径が  $\phi 311.2$  mm、 $\phi 200$  mm、 $\phi 120.6$  mm と相馬ほか<sup>44)</sup>で使用したものより直径が大きく、石油資源開発分野の探査で使用されているビットの直径 ( $\phi 150 \sim 600$  mm) の小さいものと同程度である。ドリルビットから発振される振動は、岩石の硬さにも影響を受けるが、探査可能深度を概略的に把握するためにこの影響を無視すると、FSC-100 を用いた T-SPD では、相馬ほか<sup>44)</sup>の反射波の伝搬距離である 600 m 以上の探査が可能であると推定される。

### 3.6. 実証実験

超長尺先進ボーリングマシンを用いた実証実験を行った。検証データに客観性を持たせるために、施工記録や計測工 A の結果を加えた上で、不良地山区間と良好地山区間を再度設定し、T-SPD による地山評価の有効性について検証を行った。

#### 3.6.1. 実験サイトの概要

実験は大阪府北部の新名神高速道路箕面トンネル東工事で実施した。本トンネルの幅は約 11 m、最大土被り約 200 m である。サイト周辺の地質としては、中生代の混在岩（頁岩主体でチャート等を含む）と古生代の砂岩が分布する。施工前調査として実施された地表からの屈折法弾性波探査の結果では、トンネル路盤レベルの P 波速度が 4.4~4.6 km/s を示し、3.0~3.2 km/s の低速度帯が 4 か所で確認されている（図 3-23 参照）。本トンネルは、小土被りで河川下を通過するため、周辺水環境を保全する目的で非排水（ウォータータイト）構造を採用している。この非排水構造区間の水理地質情報を事前に得ることを目的として掘削方向を制御しながら高速で 1,000 m 程度を掘削できる超長尺先進ボーリングが採用され、2 回のボーリングが実施された（第 1 回 676 m、第 2 回 718 m、オーバーラップ長 217m）。なお、図 3-23 中の総距離(m)は第 1 回ボーリング開始位置を基準とした。このボーリングでは仕様として、地山評価のために、区間湧水量、削孔スライムによる岩種判定、削孔エネルギーデータが取得された。本実証実験では、この 2 回の超長尺先進ボーリングに T-SPD を適用して、P 波速度分布を求めた。本サイトは、低速度帯の位置の土被りが 20~50m 程度と小さいこと、地質構造が高角度であることから、地表からの探査の結果とトンネルレベルの地山状況を比較するには好条件のサイトであると考えられる。

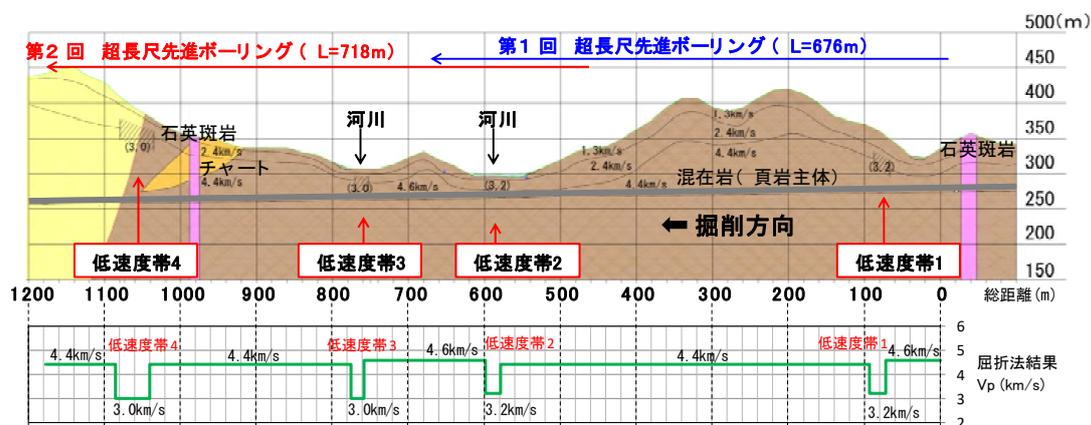


図 3-23 地質縦断面図

### 3.6.2. 実験方法

T-SPD による測定は、トンネル拡幅部でボーリングを実施することにより、トンネル掘削作業と同時並行で実施した。今回の削孔では、直径 $\phi 311.2\text{ mm}$ 、 $\phi 200\text{ mm}$ 、 $\phi 120.6\text{ mm}$ のトリコーンビットをこの順番で段落として使用した。図 3-23 にボーリング実施区間、図 3-24 に第 1 回実証実験レイアウト、図 3-25 に第 2 回実証実験レイアウト、写真 3-3 に実験状況とドリルビット写真を示す。震源となる超長尺先進ボーリングのシステムは、図 3-26 に示すツール編成で直進または方向制御掘削を行う。直進時には、ダウンホールモータだけでなく、ドリルパイプも回転させてビットが首振りしながら掘削する。方向制御時には、ドリルパイプの回転を止め、ダウンホールモータによるドリルビットのみの回転でベント

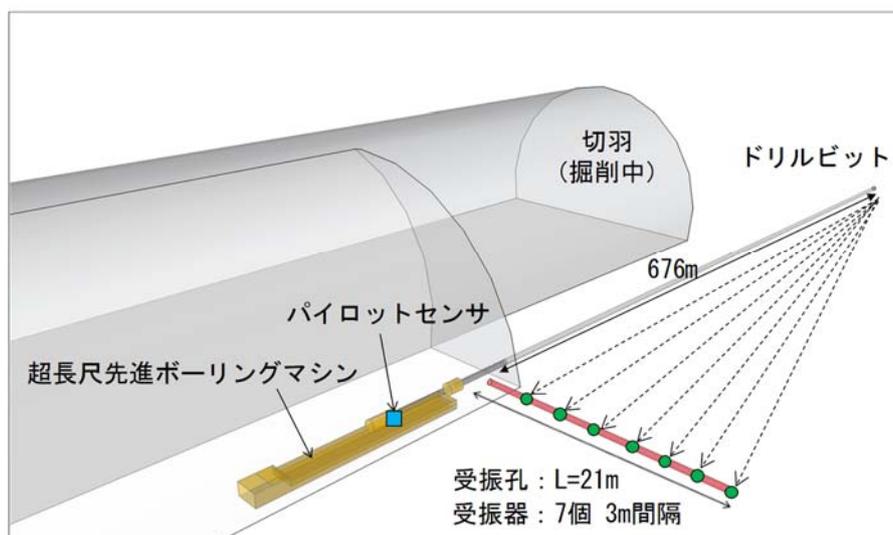


図 3-24 実証実験レイアウト (第 1 回)

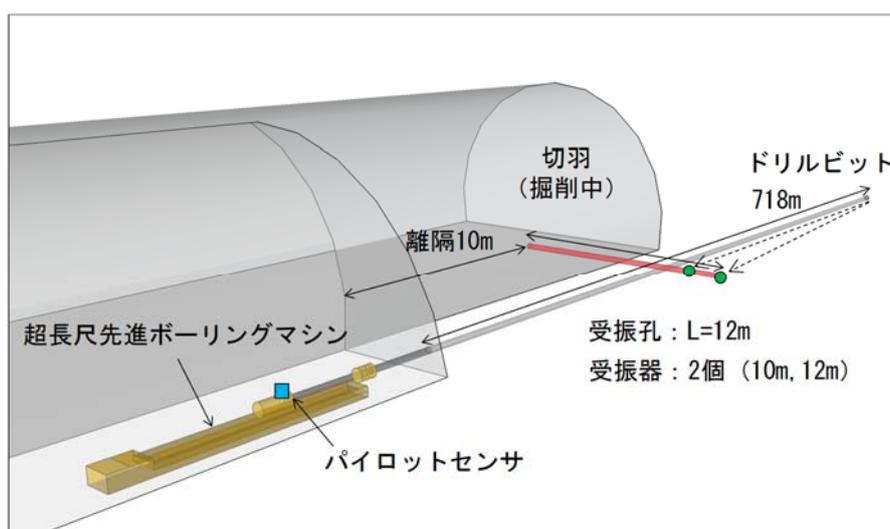


図 3-25 実証実験レイアウト (第 2 回)

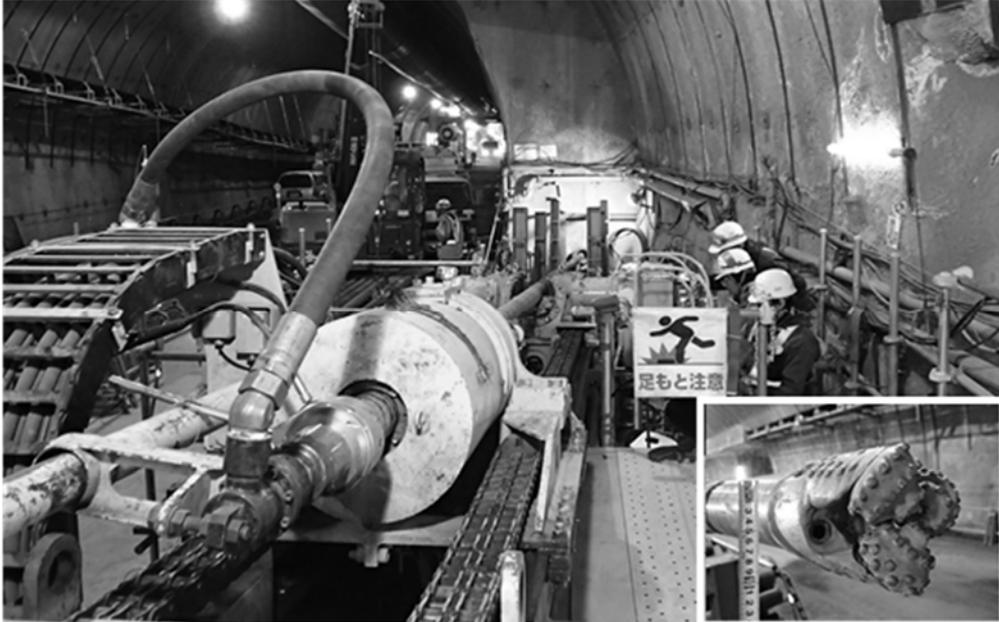


写真 3-3 実験状況とドリルビット

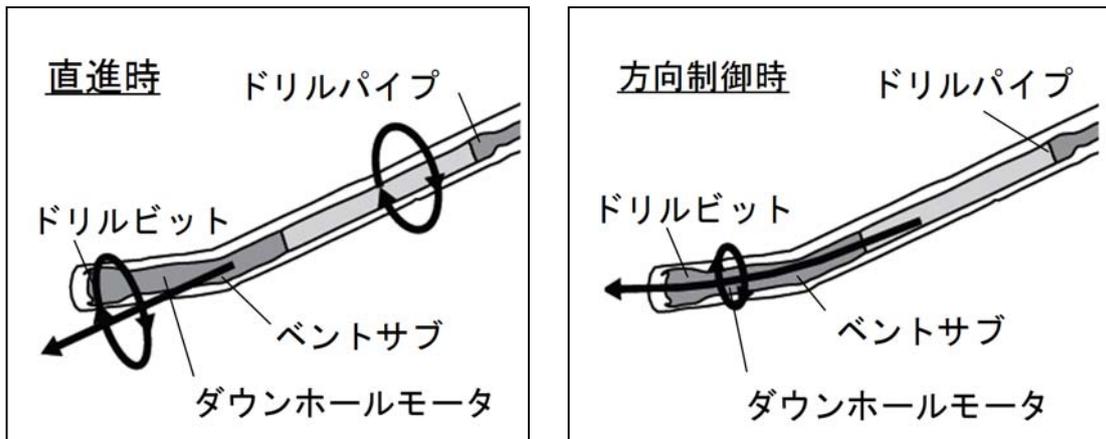


図 3-26 削孔方法の概要  
(左：直進時、右：方向制御時)

サブの曲りの方向に掘進する。ボーリング削孔位置を断面図中に示す(図 3-27 参照)。ボーリング削孔位置は、トンネル掘削方向に向かって右側の側壁と底盤の交点から水平距離で 5 m、鉛直下側に 5 m の位置とした。測定の際には、掘削方法に関わらず全てのデータを震源データとして記録した。

パイロットセンサはボーリングマシンの本体駆動部(ロッドの根元の部分)に取り付けるため、長時間大きな振動に曝されることになる。そこで MEMS 加速度センサ(フルスケールレンジ 1.2G)の他に予備のセンサも設置した(MEMS センサとジオフォンセンサ)。パ

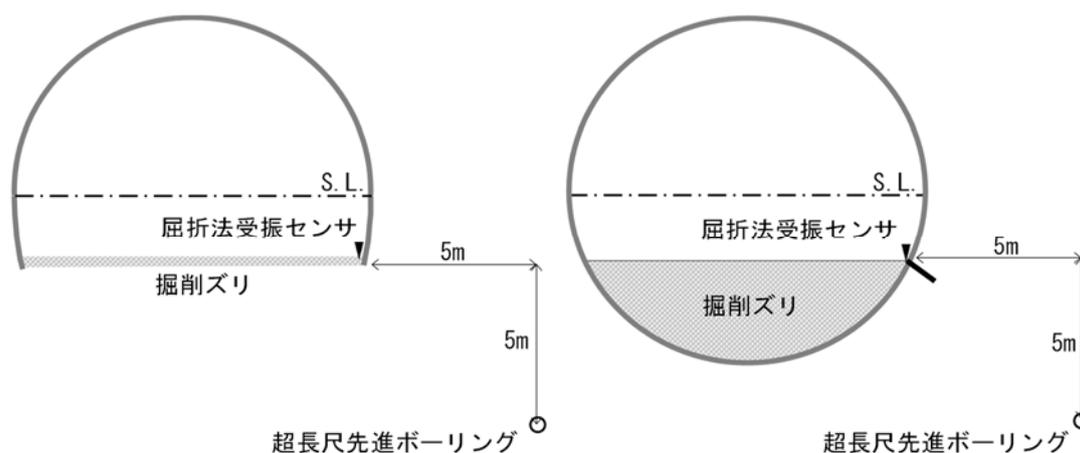


図 3-27 削孔位置と屈折法（路盤）探查位置  
 (左：インバート無区間、右：インバート有区間)

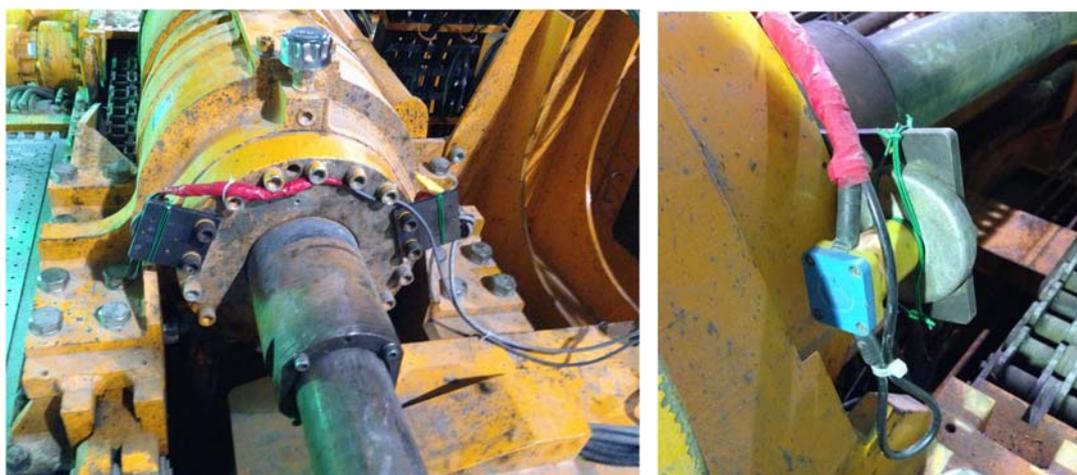
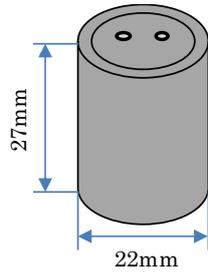


写真 3-4 パイロットセンサ設置状況

パイロットセンサの設置は、センサ設置用の鉄板を介してボーリングマシンのロッドの根元の部分に設置した(写真 3-4 参照)。パイロットセンサの仕様は、Colibrys 社製、型式 SF1500、センサ感度フルスケール±1.2G である。

岩盤中の受振器は、ノイズ源となる坑内の機械などの影響を減らすために、第 1 回目は右側壁に長さ 21 m を削孔し、この中に 3m 間隔で 7 個の 3 成分速度計を設置した (図 3-24 参照)。第 2 回目は、さらにボーリングマシンからのノイズを低減するために、切羽側に約 10 m 程度離隔を取った上で、右側壁に長さ 12 m を削孔し、この中の最深部 12 m と 10m に 2 個の 3 成分速度計を設置した (図 3-25 参照)。受振器の仕様は、型式 GS-20DX、固有振動数 28Hz、センサ感度 280mV/cm/s である (図 3-28、図 3-29 参照)。

受振器の設置に関しては、受振孔の削孔後に孔曲り測定を実施し、センサの正確な座標を求めた。受振器の間は角材で接続し (写真 3-5 参照)、この角材にエア抜き用のホースを抱



ジオフォン素子の仕様  
 型式:GS-20DX  
 固有振動数:28Hz

図 3-28 受振器概要

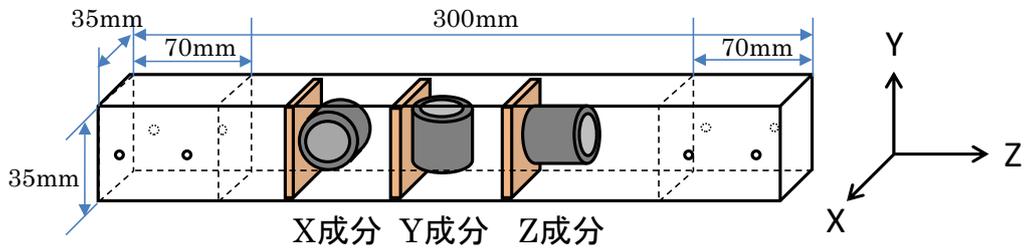


図 3-29 受振器概要(3成分)

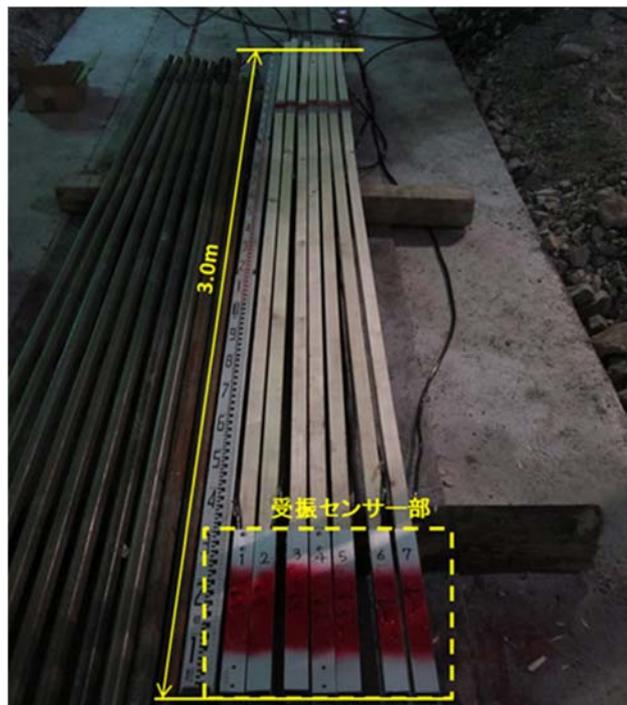


写真 3-5 受振器設置前状況

き合わせて受振孔内に設置した。孔口よりセメントミルクを注入し、エア抜きホースからのセメントミルクのリターンを確認後に注入を終了した。モルタル硬化後に速度検層を実施し、P波速度 3km/s 以上を確認することで、受振器が地山中に正常に固定できていることを確認した。

受振器で取得した連続波形記録は、サンプリング間隔 1.0 ms、1 分間に 1 つのファイルとして記録された。解析では、まず図 3-19～図 3-20 で示したドリルビットと受振位置の幾何学的配置から波の入射方向を求めこの方向の振動成分に換算した。その後、この 1 分間の記録波形毎に相関処理を行った。波形記録を取得した時間と削孔深度の関係は、別途、削孔検層において記録しているので、このデータを用いて、ファイル作成時の削孔深度の相関波形とした。今回の解析では、S/N 比向上のために、バンドパスフィルターの他、5 m の削孔区間分毎の重合処理を行った。なお上記した様に、サンプリング間隔は 1.0 ms で、削孔速度の実績の平均は約 25 m/日<sup>4)</sup>であったので、削孔 1 m 当たりのデータは数 100 万データとなり、本探査法では大量のデータ処理が必要とされる。近年のコンピュータ処理能力の向上と小型化により、本探査法の土木工事への適用が可能になったと言える。

本探査手法の妥当性を検証するために、総距離 960 m 区間について、トンネル掘削前の地表からの屈折法弾性波探査結果、トンネル掘削中の切羽観察結果と計測工 A の結果、トンネル掘削後の坑内路盤での屈折法弾性波探査結果、削孔検層結果の削孔エネルギーと比較した。

### 3.6.3. 実験結果

#### (1) ロッド速度の決定

パイロットセンサで収録したデータは、地山速度算出の際に使用するロッド伝搬時間によるタイムシフト補正値を求めるために必要であると同時に、ドリルビット先端からの信号が得られていることの確認の指標として重要である。第 2 回先進ボーリングにおけるパイロットセンサで得られたデータのスペクトル図と式(3-3)で示される自己相関処理を行った後の波形を図 3-30 に示す。

$$ACF(k) = \frac{1}{N} \sum_{t=0}^{N-1} a(t) \times a(t+k) \quad (3-3)$$

ここで、 $a(t)$ はパイロットセンサ信号、 $k$ はラグでサンプリング間隔 1.0 ms で増加する。 $N$ は取得した生データのデータ長を示す。図 3-30 のスペクトル図において、フィルタ処理前のデータでは、20 Hz のピークが確認できたが、波形図においてロッドを伝搬する波群を確認できなかった。そこで、20 Hz のピークに対して、段階的にバンドパスフィルターを適用して除去すると、図 3-31 下に示すように、スペクトル図において 100~120 Hz 付近になだらかなピークの成分が確認されると同時に、図 3-31 上の自己相関波形中の 2 つの矢印の間の区間で、右側下がりで連続するロッドを伝搬する波群を確認できた。波群は距離約

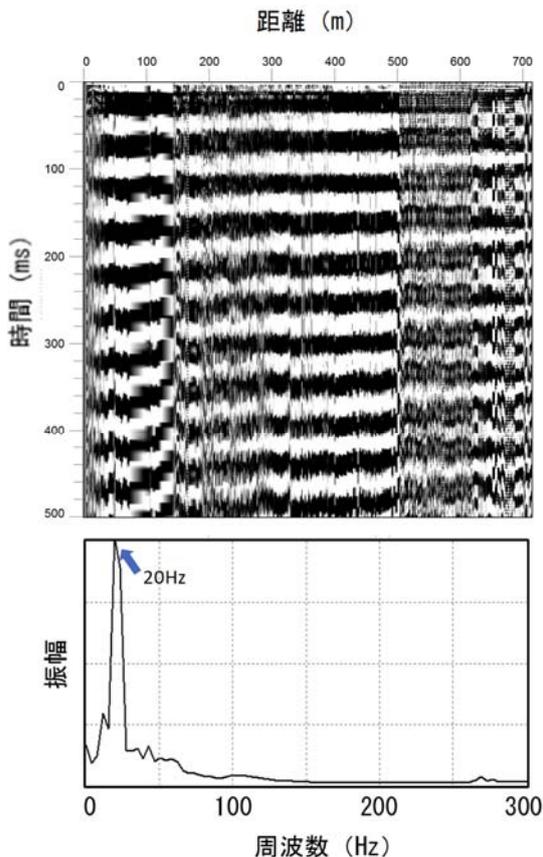


図 3-30 自己相関波形とスペクトル図  
(第 2 回 フィルタ処理前)

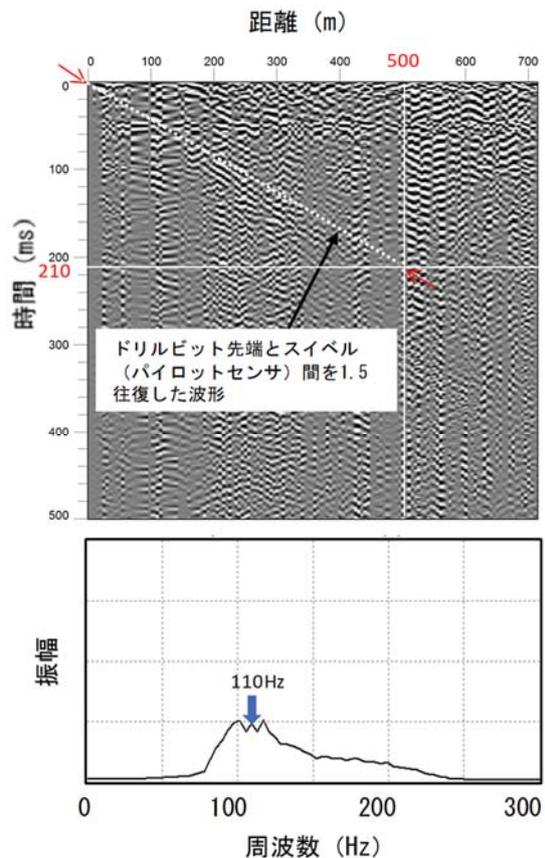


図 3-31 自己相関波形とスペクトル図  
(第 2 回 フィルタ処理後)

500m までは比較的明瞭であったが、距離 500 m 以降は不明瞭となった。このため、ドリルビットからの振動を震源とするには距離 500 m 程度が限界と判断し、地山速度の解析区間を 500 m までとした。また、この波群は、ドリルビット先端とスイベル間を伝搬したものであり、可能性としてはドリルビットとスイベル間を 1.5 往復、2.5 往復したものと推定される。この時、それぞれの場合について速度を計算すると、4.8 km/s、8.1 km/s となる。現地でロッドの単管の P 波速度を実測した結果、5.1 km/s が得られたことから、この中でも 4.8 km/s である可能性が高く、波群はドリルビット先端とスイベル部を 1.5 往復したものであると推定された。この結果から、地山速度算出の際に使用するタイムシフト補正值である図 3-16 の  $T_1$  (ロッド伝搬時間) を求めるために必要なロッド伝搬速度は 4.8 km/s と求めた。第 1 回先進ボーリングにおいても第 2 回と同様に、パイロットセンサの自己相関処理波形図とスペクトル図の関係から、距離約 500 m までの波群が確認された。また、ロッド伝搬速度は、第 2 回と同様に 4.8 km/s となった。

## (2) 地山速度の決定

第 2 回先進ボーリングにおいて長さ 12 m の受振孔の深度 12 m と 10 m に設置した受振器の受振データとパイロットセンサのデータの相互相関処理 (式 (3-4) 参照) を行った。

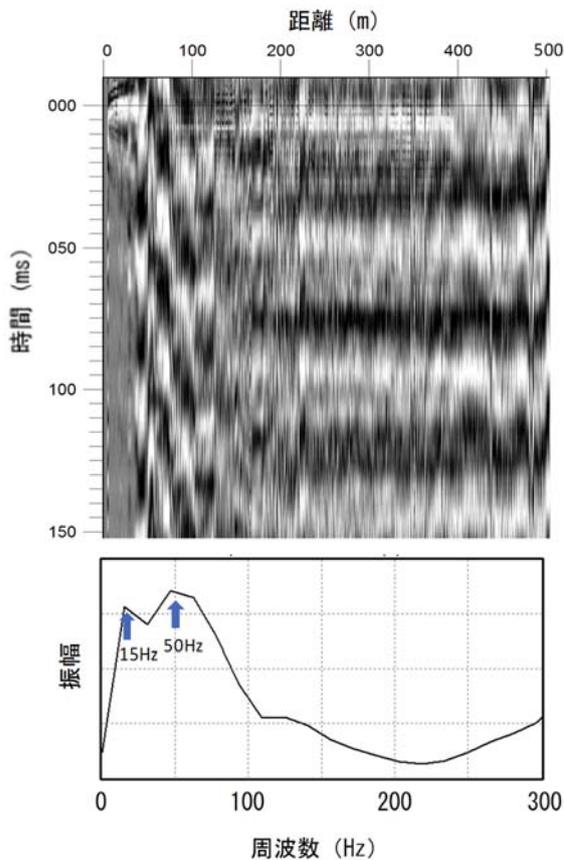


図 3-32 相互相関波形とスペクトル図  
(第 2 回 フィルタ処理前)

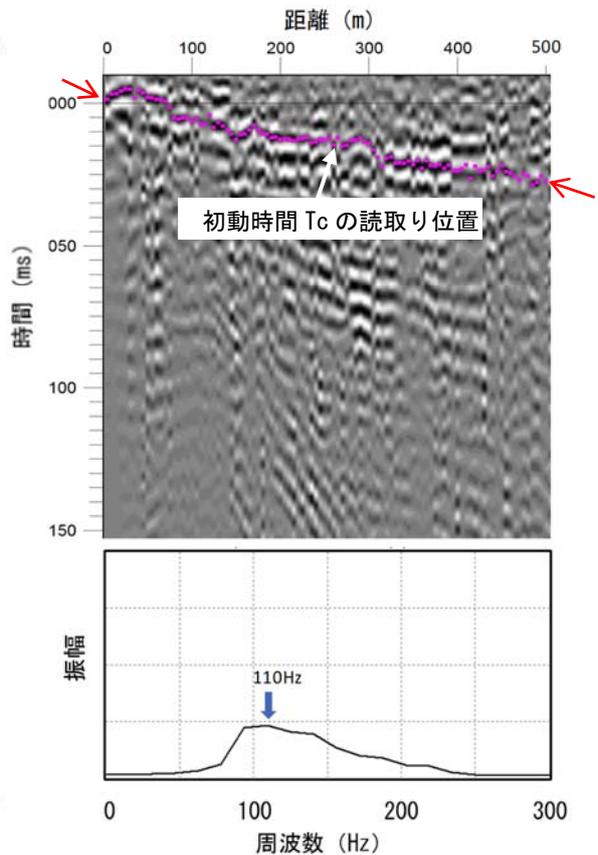


図 3-33 相互相関波形とスペクトル図  
(第 2 回 フィルタ処理後)

$$CCF(k) = \frac{1}{N} \sum_{t=0}^{N-1} a(t) \times b(t+k) \quad (3-4)$$

ここで、 $a(t)$ はパイロットセンサ信号、 $b(t)$ は地山中の受振器の信号、 $k$ はラグでサンプリング間隔 1.0 ms で増加する。 $N$ は取得生データのデータ長を示す。相互相関波形の図 3-32 のスペクトル図において、フィルタ処理前のデータでは、15 Hz、50 Hz のピークが確認できたが、波形図において地山を伝搬する波群を確認できなかった。そこで、15 Hz と 50 Hz のピークに対して、段階的にバンドパスフィルターを適用して除去すると、図 3-33 下に示すように、スペクトル図において 110 Hz 付近になだらかなピークの成分が確認されると同時に、図 3-33 上の相互相関波形中の 2 つの矢印の区間で、地山を伝搬する波群を確認できた。この波群から距離約 5m 間隔毎に初動時間の  $T_c$  を読取った (図 3-33 上参照)。距離約 5m 間隔毎の到達時間  $T_2$  を求めるために、ドリルビットとスイベル間の距離をロッド伝搬速度の 4.8 km/s で割り  $T_1$  を求め、 $T_c$  に足し合わせて補正を行った。この手順で作成した走時曲線を図 3-34 に示す。図 3-34 中の P 波速度値は、最小二乗法で相関係数が 0.9 以上の最大値となる変曲点を選定して求めた。

第1回先進ボーリングにおいては、7個の受振器の中で明瞭な波形を取得できた深度21mの受振器のデータとパイロットセンサのデータの相互相関処理後に、第2回先進ボーリングと同様の手順で作成した走時曲線を図3-35に示す。距離0~30m区間は受振器位置のオフセットの影響があるため、また距離180~200m区間は、ノイズの影響が大きいため解析に用いなかった。第1回、第2回の探査で、各回とも探査区間約500mのP波速度が求まり、2.2~4.9km/sの範囲の値を示した。削孔長に対して、探査距離が500m程度となった原因については、削孔効率を向上させるためにドリルビットの直径を小さなものに切り替える段落としにより発振の振動が弱くなったこと。また、後述する図3-36中の総距離520~620mの不良地山2のように、切羽観察結果で切羽面全体が破砕して土砂状を呈し、T-SPDによるP波速度が2.9km/sと低く（削孔エネルギーも3MJ/m<sup>3</sup>と著しく低い）、補助工法が必要であったD1級の不良地山が分布し、減衰が大きくなったことで、S/N比が小さくなったためであると推定している。

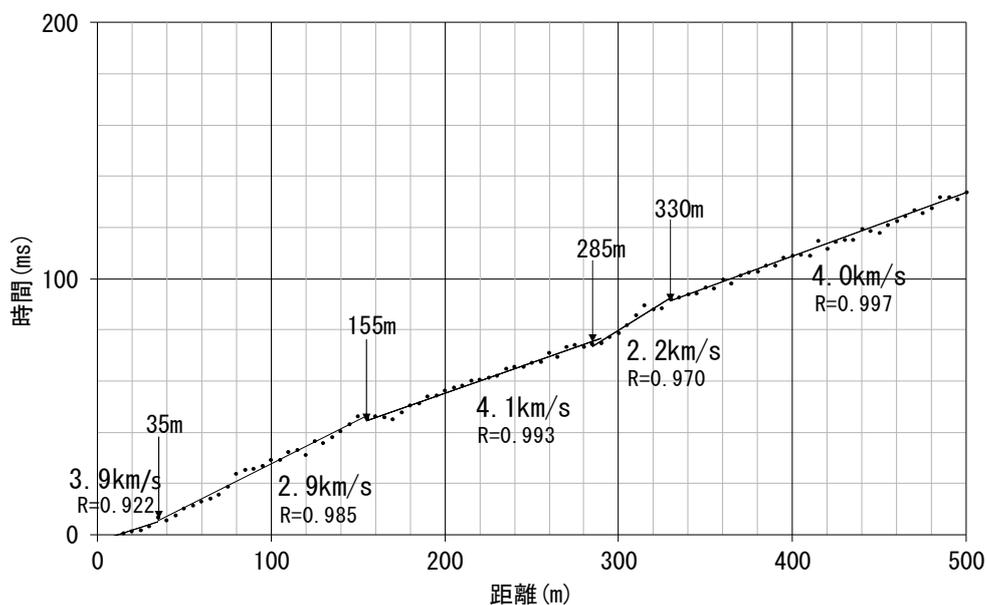


図3-34 走時曲線 (第2回)

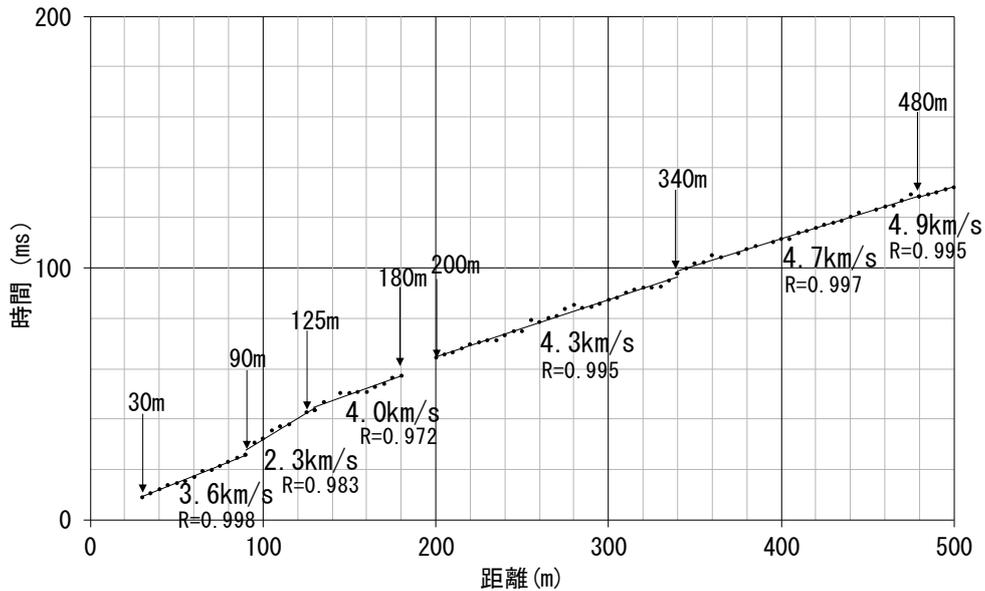


図 3-35 走時曲線 (第 1 回)

### 3.6.4. 検証データの特徴

図 3-36 は、T-SPD の結果を検証するための地質情報を示した図である。以下に、この図に示した検証データの結果について記載する。

#### (1) 地表屈折法探査結果

トンネル掘削前の施工前調査として実施された地表からの屈折法弾性波探査 (以下、屈折法 (地表) と表記する) の結果、P 波速度分布は 3.0~4.6k m/s であった。4 箇所低速度帯が確認され、その幅は 20~40 m 程度、P 波速度は 3.0 km/s または 3.2 km/s であった。

#### (2) 路盤屈折法探査結果

トンネル掘削が終了した路盤で屈折法弾性波探査を実施した (以下、屈折法 (路盤) と表記する)。図 3-27 にボーリング削孔位置と屈折法探査測線位置を示す。測線の位置は超長尺先進ボーリングを実施したトンネル掘削方向に向かって右側の側壁と路盤の境界とした。測線長は 1 回 250 m を合計 4 回実施した。受振器は 5m 間隔で設置した。トンネル底部への吹付けコンクリート (インバート) の未実施区間については、受振器のスパイクを路盤のずりから地山に当たるまで差し込んだ (図 3-27 左参照)。インバート吹付けコンクリートを実施した区間 (図 3-27 右参照) については吹付けコンクリートの影響を無くすために、地山に到達する長さ 20~30 cm の孔を開け、鉄筋棒をモルタルで地山に固定した上で、この鉄筋棒をスパイクとして受振器を取り付けた。発振は、トンネル掘削用のブレイカーを震源として約 25m 間隔で実施した。速度解析はハギトリ法を用いて、表層の路盤材分布域や岩盤緩み域に相当する低速度層 (層厚 2~5 m) を除去し、岩盤部の P 波速度をもとめた。屈折法 (路盤) の結果、P 波速度分布は 3.7~5.2 km/s であった。屈折法 (地表) の結果と比較して、0.6~0.7 km/s 大きな値を示した。また、屈折法探査 (地表) による低速度帯の区間とほぼ合致する位置に、3.7~3.8 km/s の相対的に P 波速度が低下する区間が確認された。

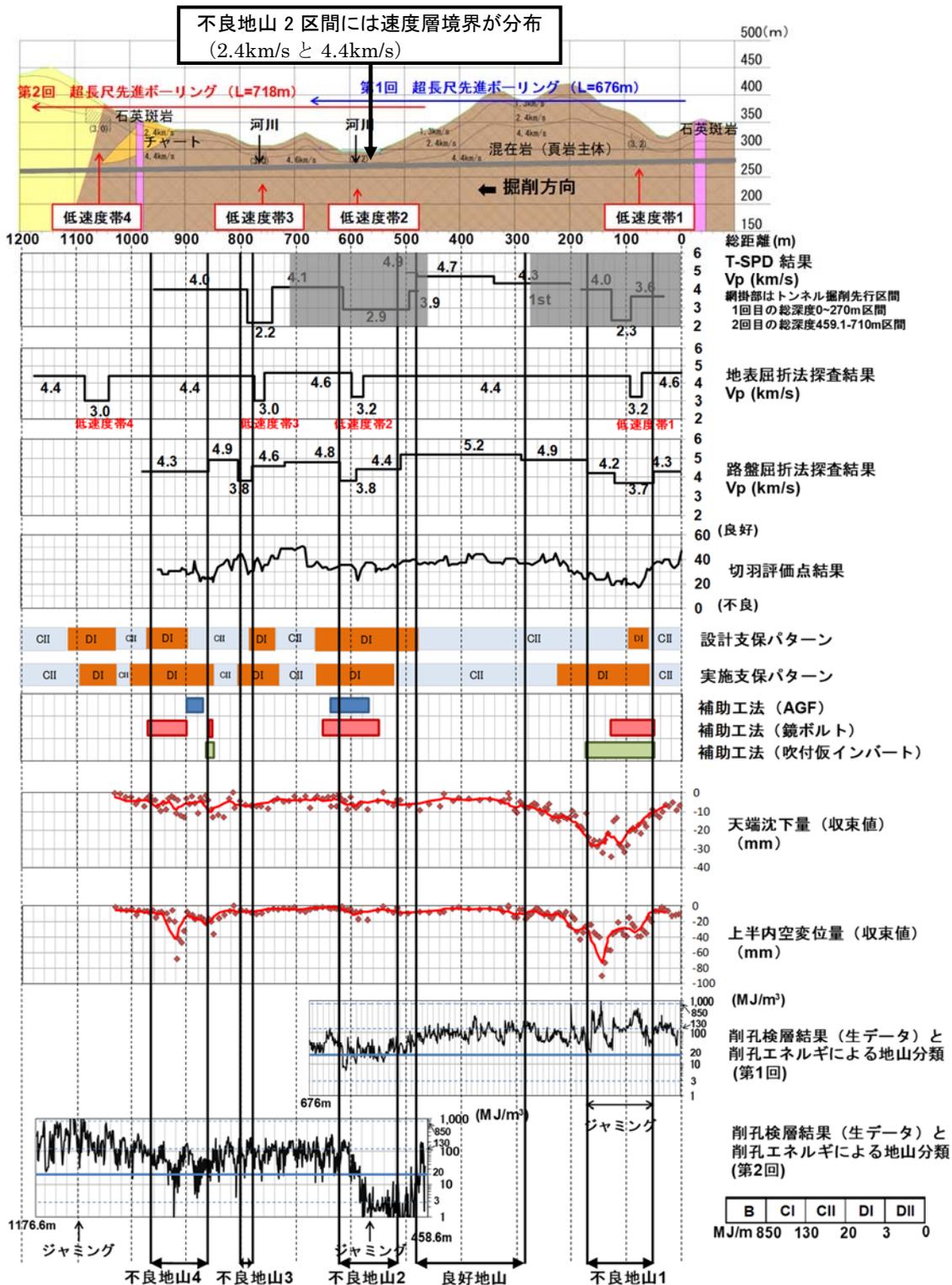


図 3-36 総合結果一覧図

### (3) 切羽観察結果

トンネル切羽観察は、トンネル施工管理要領<sup>45)</sup>に基づく切羽評価点法により実施した。切羽評価点法は、切羽の状況を統一かつ客観的に評価する手法であり、現場での切羽評価と支保工選定を行う際の指標として活用されている。支保工選定における切羽評価点の目安を表 3-3 に示す。表 3-3 における添え字の a は標準支保パターン、b は泥質岩や凝灰岩が分布してトンネル掘削に伴う変位が大きくなると予想される場合の支保パターンである。本トンネルでの切羽評価点は 20～50 であり、表 3-3 に示す支保パターン D I -b～C II -a に相当する地山であった。

表 3-3 支保選定における切羽評価点の目安目安（参考文献<sup>45)</sup>に加筆）

支保パターン	切羽評価
B-a	65～
C I -a	55～70
C II -a	45～60
C II -b	35～50
D I -a	20～40
D I -b	～30

a：基本的にすべて岩種に適用する標準支保パターン

b：当初設計において、粘板岩、黒色片岩、泥岩、頁岩、凝灰岩のうちトンネル掘削に伴う変位が大きくなると想定される場合のみ適用する。

### (4) 支保パターンと補助工法

設計支保パターンと実施支保パターンである C II および D I の実施区間を示した。また補助工法として AGF（All Ground Fasten）、鏡ボルト、吹付け仮インバートの実施区間を示した。

### (5) 計測工 A 結果

計測工 A として天端沈下、上半内空変位の計測結果図を示した。天端沈下量は 0～30 mm、上半内空変位量は 0～90 mm の範囲の値を示した。

### (6) 削孔検層結果

削孔検層の方法は、この手法を紹介した大島ほか<sup>26)</sup>に従った。トンネルの施工記録（切羽観察記録の切羽評価点）とボーリングによる削孔エネルギーの比較が行われ、支保パターンには図 3-36 の凡例に示す関係が確認されていた<sup>32), 41)</sup>。図 3-36 では、削孔エネルギー（生データ）の数値グラフにこの凡例の閾値も明示した。特に後述する不良地山と良好地山との境界となる D I と C II の境界である 20 MJ/m<sup>3</sup> を太線で示す。削孔エネルギーの分布は、0～1,038MJ/m<sup>3</sup> と広い範囲を示した。

### 3.6.5. 検証および考察

T-SPD により求めた P 波速度の妥当性と地山評価における有効性を以下に検証した。さらに、削孔検層による地山評価の有効性を検証した後、削孔検層結果と T-SPD との相互補完により地山評価精度を向上できる可能性を示す。

#### (1) 各手法の P 波速度値に対する評価

T-SPD、屈折法（地表）、屈折法（路盤）に対し、距離 10m 間隔で P 波速度をサンプリングし、P 波速度の頻度分布を比較した（図 3-37 参照）。平均値は、T-SPD が 3.8km/s、屈折法（地表）が 4.4 km/s、屈折法（路盤）が 4.6 km/s となった。標準偏差は、T-SPD が 0.7km/s、屈折法（地表）が 0.3 km/s、屈折法（路盤）が 0.5 km/s となった。このことから、3つの手法により求めた P 波速度の絶対値の頻度分布は、厳密には一致しないことがわかった。これは、図 3-36 において区間速度の境界が手法毎に異なっていることから想定される。

そこで、各手法の相関性を把握するために T-SPD と屈折法（路盤）、屈折法（地表）と屈折法（路盤）の相関図を作成した。評価に際しては、屈折法（路盤）の P 波速度分布が探査で求めるべきであった P 波速度の正解と位置付け、この値との差の絶対値を誤差とした。また、全探査区間における誤差の平均を平均誤差とし、P 波速度の絶対値の評価を行った。

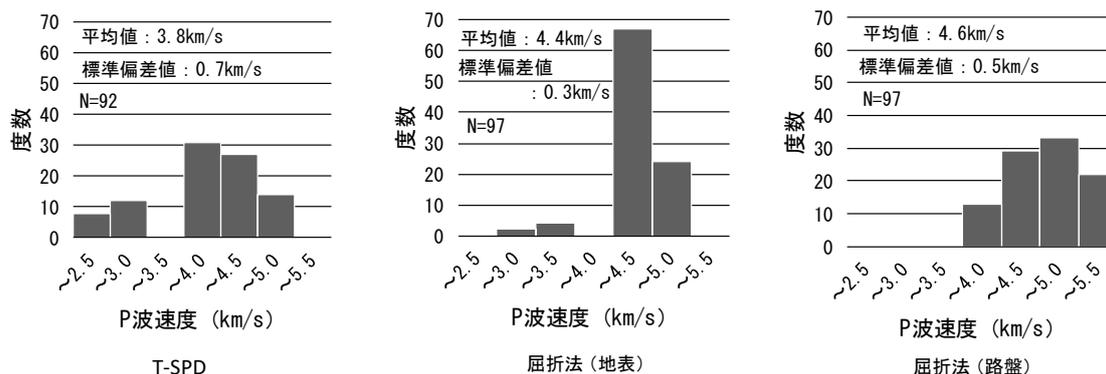


図 3-37 P 波速度の頻度分布比較

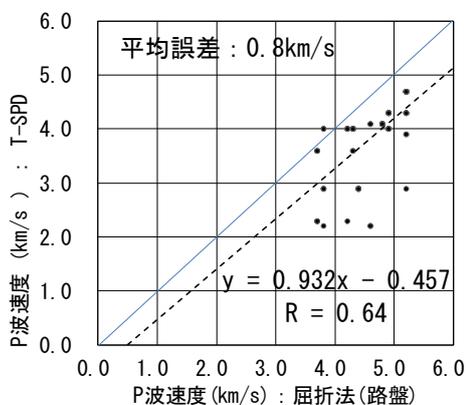


図 3-38-1 P 波速度の相関性  
(T-SPD と屈折法（路盤）)

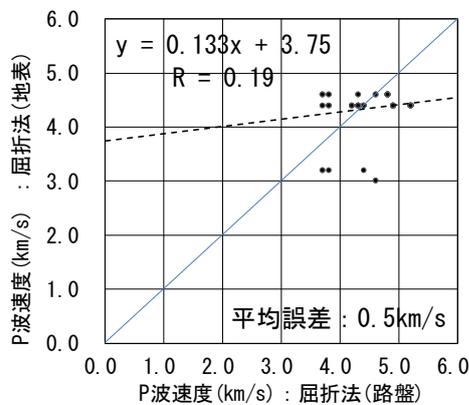


図 3-38-2 P 波速度の相関性  
(屈折法（地表）と屈折法（路盤）)

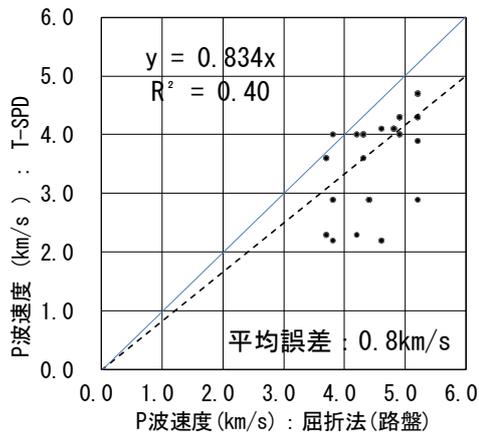


図 3-39-1 原点を通る回帰直線と決定係数 (T-SPD と屈折法 (路盤))

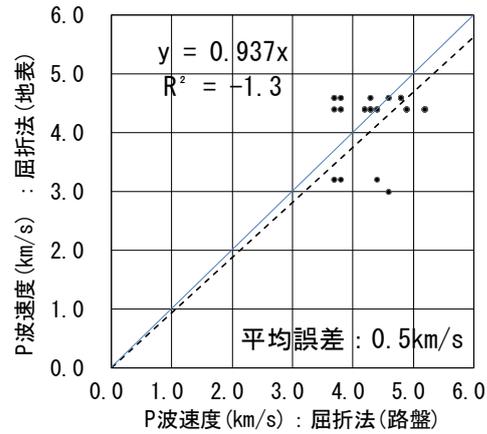


図 3-39-2 原点を通る回帰直線と決定係数 (T-SPD と屈折法 (路盤))

相関図中には探査した P 波速度と屈折法 (路盤) の P 波速度との誤差が 0 となる場合の直線 (傾きが 1 で切片が 0) を記した。

T-SPD と屈折法 (路盤) に関しては (図 3-38-1 参照)、誤差が 0 となる場合の直線より下側の広い範囲でプロットされた。平均誤差は 0.8km/s となった。一方、屈折法 (地表) と屈折法 (路盤) に関しては (図 3-38-2 参照)、直線付近にプロットされ、平均誤差は 0.5 km/s となった。

次に、相対的關係を把握するために、回帰直線 (破線で表示) と相関係数を図 3-38-1 と図 3-38-2 中に示した。各図の相関係数を求めると、T-SPD と屈折法 (路盤) は相関係数  $R=0.64$ 、屈折法 (地表) と屈折法 (路盤) は相関係数  $R=0.19$  を示した。この結果から、T-SPD は屈折法 (路盤) との比較的高い相関性が認められたが、屈折法 (地表) は屈折法 (路盤) との相関性が低いことがわかった。

さらに、より現実的な回帰直線として原点を通る回帰直線 (破線で表示) を図 3-39-1 と図 3-39-2 に示した。各図中の回帰直線の適合度 (x の値からどの程度 y を予測できるかの指標) を示す決定係数を求めると、T-SPD と屈折法 (路盤) は決定係数  $R^2=0.40$ 、屈折法 (地表) と屈折法 (路盤) は決定係数  $R^2=-1.3$  を示した。この結果から、どちらの場合も原点を通る回帰式としては適合度が低いことがわかった。特に屈折法 (地表) と屈折法 (路盤) に関しては、決定係数が負の値となっており、回帰直線として著しく適合度が低いことがわかった。

図 3-38-2 や図 3-39-2 に示した様に、屈折法 (地表) の相関係数や原点を通る回帰直線の決定係数が低くなる理由としては、屈折法 (路盤) では P 波速度 3.7~5.2 km/s の範囲で比較的連続性の良い分布を示しているのに対し、屈折法 (地表) では P 波速度が約 3 km/s と約 4.5 km/s に離散的に分布を示していることが考えられる。この原因としては、屈折法 (地表) は屈折法 (路盤) と比較して相対的に測線下の探査深度が深いため、測定波が距離減衰の影響を受けたり、周波数が低くなるため、相対的に分解能が低くなることが考えられる。

また、屈折法（地表）はハギトリ法を用いており、低速度帯に関してはトンネル路盤レベルでの正確な P 波速度や位置が求まらないことも原因として考えられる。

一方、T-SPD の誤差が大きくなる理由としては、ボーリング実施時に切羽が先行していたことに起因する地山の緩みにより、P 波速度が低減した可能性が推定される。この根拠としては、トンネル掘削位置と削孔位置をまとめた結果、図 3-36 において切羽が先行していた区間は、総距離 0~270 m と 459.1~710 m の区間で、特徴的に P 波速度が、2.3 km/s と 2.9 km/s の低い値を示す区間が分布したことが挙げられる。

このように各手法の P 波速度は、手法の特徴の違いが表れた結果が認められた。しかしながら、屈折法（路盤）の P 波速度分布が探査で求めるべきであった P 波速度の正解と位置付けた場合、図 3-38-1 の通り、T-SPD の P 波速度分布は、離散的な分布を示した屈折法（地表）と異なり 2.2~4.9 km/s の範囲で連続性の良い分布を示した。このことから、T-SPD の P 波速度は、屈折法（地表）と比較して、相対的に分解能が高いと考えられる。また、T-SPD の P 波速度は、緩みの影響を受けていると想定されるにも関わらず、屈折法（路盤）との相関係数が  $R=0.64$  で、相関性が認められた。以上より、T-SPD の P 波速度は、平均誤差として 0.8km/s を含むものの、その速度分布から地山を評価することが可能であると考えられる。ただし、回帰直線の適合度の指標である決定係数が低いことから、今後もデータを蓄積し評価を継続する必要があると考える。

## (2) 検証データによる不良地山と良好地山の設定

T-SPD と削孔検層による地山評価の有効性を評価するために、今回の探査実施区間で、確実に不良地山と良好地山であった区間の抽出を行った。抽出に際しては、P 波速度と切羽観察結果に基づく実施支保パターンの傾向、ならびに、補助工法実施や計測工 A の結果が一致する区間を設定した。そして、T-SPD と削孔検層により、この区間を確認できているかを検証した。不良地山については、実施支保パターンが D I かつ屈折法（路盤）の P 波速度が相対的に低い区間（区間速度のグラフが下に凸の区間）とした。また良好地山については、実施支保パターンが C II かつ屈折法（路盤）の P 波速度が相対的に高い区間（区間速度のグラフが上に凸の区間）とした（図 3-36 参照）。

## (3) T-SPD による地山評価

T-SPD の評価結果を表 3-4 に示す。不良地山と良好地山は、T-SPD による P 波速度の 4.0km/s を閾値として区分できることがわかった。P 波速度 4.0 km/s は、地山として良好な分類に相当する場合が多い。しかし、頁岩が優勢に分布する地域では、掘削による緩みの影響などにより、不良地山を示す P 波速度の上方境界となるケースが高知県の地芳トンネルや和歌山県の高田山トンネル他で報告されている<sup>46)</sup>。以下に、各地山区間の概要について示す。

不良地山 1 に対しては、T-SPD は 2.3 km/s、3.6 km/s、4.0 km/s を示した。この不良地山は、施工前調査段階では、屈折法（地表）で約 20m の低速度帯として予見されていたが、実際は約 120 m 区間にわたって、D I パターンと補助工法（長尺鏡ボルトと吹付け仮イン

パート) を施工しても計測工 A で数 10 mm の比較的大きな変形が認められた。このように当初想定と大きく異なる不良地山区間を T-SPD により検出することができた。

不良地山 2 に対しては、T-SPD は 2.9 km/s を示した。この値が、屈折法(路盤)の 3.8km/s、4.4 km/s と大きく異なる理由に関しては、図 3-36 に示されている通り、屈折法(路盤)で 4.4 km/s が確認された区間は、屈折法(地表)の結果において 2.4 km/s 層と 4.4 km/s 層の層境界に位置していることが原因と推定している。

不良地山 3 に対しては、T-SPD は 2.2 km/s、4.0 km/s を示した。この区間が、T-SPD の結果と区間長や位置が異なる原因に関しては、切羽観察結果において切羽の上下で硬軟の差が著しく(下方が硬質)、異方性が強い区間であったことが原因と推定している。

不良地山 4 に対しては、T-SPD は 4.0 km/s となり、閾値付近の値であるが不良地山として検出された。なお、この不良地山は、施工前調査の屈折法(地表)では低速度帯として検出されなかったが、T-SPD により検出することができた。

良好地山に対しては、T-SPD は 4.3 km/s、4.7 km/s を示し、連続する良好地山区間として検出された。

表 3-4 検証結果一覧表

総距離	区間長	地山設定	設定根拠	P波速度 (T-SPD)	削孔エネルギー (MJ/m <sup>3</sup> )	T-SPDと削孔検層による評価結果
50～170m	120m	不良地山1	<ul style="list-style-type: none"> <li>・実施支保パターンD1</li> <li>・路盤Vpが下に凸</li> <li>・補助工法実施</li> <li>・内空変位大 (20～90mm)</li> </ul>	2. 3km/s 3. 6km/s 4. 0km/s	23～1,038 平均169	<ul style="list-style-type: none"> <li>・T-SPDはVp≤4.0km/sで評価可</li> <li>・削孔検層はエネルギー&gt;20MJ/m<sup>3</sup> (C11～C1相当) で評価不可</li> </ul>
280～480m	200m	良好地山	<ul style="list-style-type: none"> <li>・実施支保パターンC11</li> <li>・路盤Vpが上に凸</li> <li>・内空変位小 (10mm未満)</li> </ul>	4. 3km/s 4. 7km/s	38～333 平均111	<ul style="list-style-type: none"> <li>・T-SPDはVp&gt;4.0km/sで評価可</li> <li>・削孔検層はエネルギー&gt;20MJ/m<sup>3</sup> (C11～C1相当) で評価可</li> </ul>
520～620m	100m	不良地山2	<ul style="list-style-type: none"> <li>・実施支保パターンD1</li> <li>・路盤Vpが下に凸</li> <li>・補助工法実施</li> <li>・内空変位大 (20mm)</li> </ul>	2. 9km/s	6～73 平均26	<ul style="list-style-type: none"> <li>・T-SPDはVp≤4.0km/sで評価可</li> <li>・削孔検層はエネルギー≤20MJ/m<sup>3</sup> (D1相当) で評価可</li> </ul>
780～800m	20m	不良地山3	<ul style="list-style-type: none"> <li>・実施支保パターンD1</li> <li>・路盤Vpが下に凸</li> <li>・内空変位小 (10mm未満)</li> </ul>	2. 2km/s 4. 0km/s	16～261 平均119	<ul style="list-style-type: none"> <li>・T-SPDはVp≤4.0km/sで評価可</li> <li>・削孔検層はエネルギー&gt;20MJ/m<sup>3</sup> (C11相当) で評価不可</li> </ul>
860～960m	100m	不良地山4	<ul style="list-style-type: none"> <li>・実施支保パターンD1</li> <li>・路盤Vpが下に凸</li> <li>・補助工法実施</li> <li>・内空変位大 (20～40mm)</li> </ul>	4. 0km/s	1～206 平均58	<ul style="list-style-type: none"> <li>・T-SPDはVp≤4.0km/sで評価可</li> <li>・削孔検層はエネルギー≤20MJ/m<sup>3</sup> (D1相当) が認められ評価可</li> </ul>

#### (4) 削孔検層による地山評価

削孔検層の評価結果を表 3-4 に示す。不良地山と良好地山の閾値として、CII と DI の境界の  $20 \text{ MJ/m}^3$  とすると、ジャミングにより正常に削孔ができなかった区間（不良地山 1 の区間）と異方性が強い短い区間（不良地山 3 の区間）を除けば、不良地山と良好地山を検出できることがわかった。以下に、各地山区間の概要について示す。

不良地山 1 に対しては、高い削孔エネルギー値 ( $23 \sim 1,038 \text{ MJ/m}^3$ ) を示し、不良地山として検出することはできなかった。この原因としては、この区間はジャミングが多発し、孔内にたまったスライムの影響で打撃エネルギーが十分に岩盤に伝わらずに削孔効率が落ちたことにより、数値上では良好地山の評価となってしまったことが推定される。

不良地山 2 に対しては、低いエネルギー値 ( $6 \sim 73 \text{ MJ/m}^3$ ) を示し、不良地山として検出することができた。

不良地山 3 に対しては、 $16 \sim 261 \text{ MJ/m}^3$  であったが、 $20 \text{ MJ/m}^3$  に対して明確に低いエネルギー値を示しておらず、不良地山として検出することができなかった。

不良地山 4 に対しては、低エネルギー値 ( $1 \sim 206 \text{ MJ/m}^3$ ) を示し不良地山として検出することができた。

良好地山に対しては、比較的高いエネルギー値 ( $38 \sim 333 \text{ MJ/m}^3$ ) を示し、良好地山として検出することができた。

#### (5) T-SPD と削孔検層との相互補完による地山評価

(3)、(4) で示した地山評価結果のまとめとして、実施支保パターンが DI と CII の境界であった閾値を P 波速度  $4.0 \text{ km/s}$  と削孔エネルギー  $20 \text{ MJ/m}^3$  とし、この閾値より高いか低いかで地山評価を分類した結果を図 3-40 に示す。

T-SPD で P 波速度が  $4.0 \text{ km/s}$  より高く、削孔エネルギーが  $20 \text{ MJ/m}^3$  より高い場合には、表 3-4 の総距離  $280 \sim 480 \text{ m}$  の良好地山のように良好地山であることがわかった。T-SPD で P 波速度が  $4.0 \text{ km/s}$  より低く、削孔エネルギーが  $20 \text{ MJ/m}^3$  低い場合には、表 3-2 の総距離  $520 \sim 620 \text{ m}$  の不良地山 2 や総距離  $860 \sim 960 \text{ m}$  の不良地山 4 の様に不良地山であることがわかった。

T-SPD で P 波速度が  $4.0 \text{ km/s}$  より低く、削孔検層で削孔エネルギーが  $20 \text{ MJ/m}^3$  より高い場合には、表 3-4 の総距離  $50 \sim 170 \text{ m}$  の不良地山 1 の様に実際には不良地山であるが、スライムの影響で削孔エネルギーの値としては良好地山として評価される可能性があることがわかった。

今回の実験では確認できなかったが、T-SPD で P 波速度が  $4.0 \text{ km/s}$  より高く、削孔エネルギーが  $20 \text{ MJ/m}^3$  より低い場合の出現も考えられる。ボーリングで孔曲がりしやすい条件の 1 つとして、削孔勾配と近い地層傾斜角での削孔が指摘されている<sup>47)</sup>。これをトンネルからの水平ボーリングに置き換えた場合、トンネル軸方向の弱面が発達している場合に相当すると考えられる。ドリルビットはトンネル軸方向の弱面に当たると選択的に弱面に沿って進むため、削孔エネルギーとしては低いエネルギーが得られることが推定されるが、分

布している地質が硬軟の差が著しい互層の場合には、P 波の伝搬としては硬質な地層をパスとして、P 波速度が高くなる可能性がある。このケースではトンネル軸方向の弱面の幅や頻度とトンネル断面の位置関係で不良地山にも良好地山にもなりうると想定される。したがって、この削孔エネルギーと P 波速度の組合せは、施工において不良地山が分布するリスクがあるケースと考えられる。

このように、2つの探査結果を併用することによって、同じ評価になればその確実度を高めることができる。また、異なる評価になった場合、一方はリスクを示す結果となり、これを事前に把握することができることがわかった。このように、複合探査<sup>2)</sup>の考えを取り入れた T-SPD と削孔検層の相互補完によって、地山評価の精度の向上が期待できることがわかった。

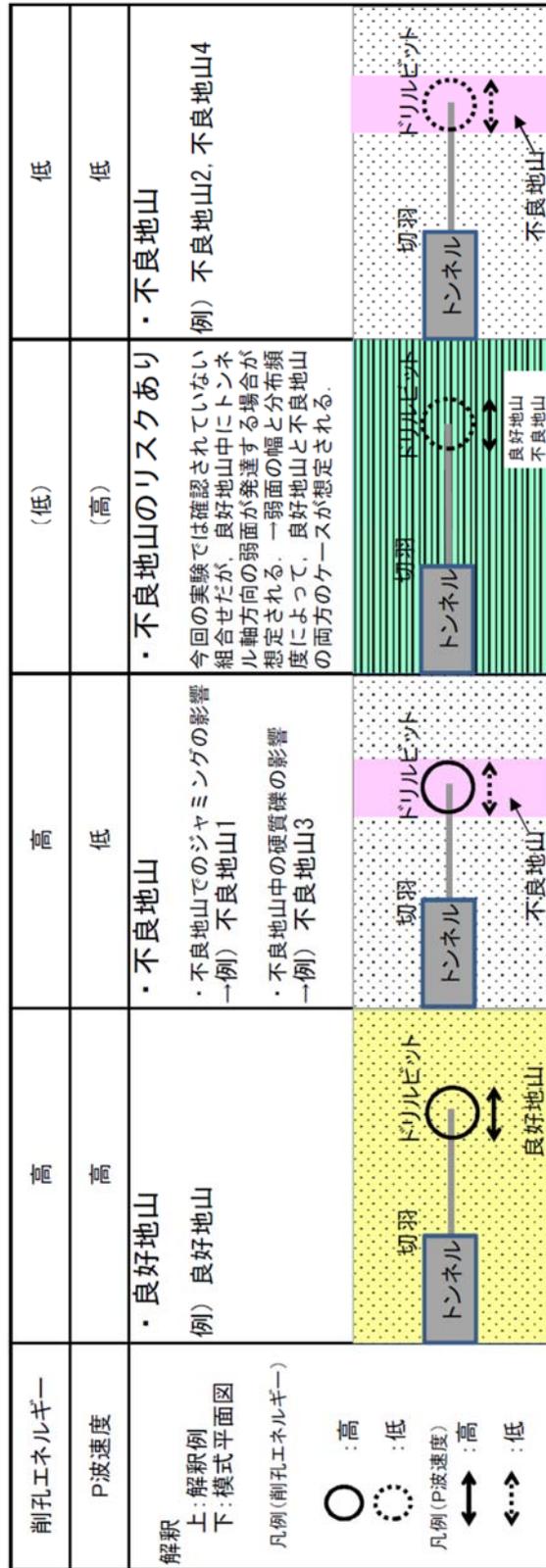


図 3-40 T-SPD と削孔検層による地山評価

## 3.7. おわりに

### 3.7.1. 結論

T-SPD は、準備工としてトンネル側壁を削孔し、センサを設置するのみであり、また、探査中も削孔振動を測定するだけであり、ボーリング作業を妨げない探査法である。これまで、削孔能力 100 m でその有効性が確認されてきた。今回、削孔能力 1,000 m クラスの超長尺先進ボーリングを用いて 2 回の T-SPD を実施した結果は、以下のようにまとめられる。

- ・ T-SPD により、2 回とも切羽前方約 500 m の P 波速度を求めることができた。P 波速度の絶対値は一致しなかったが、相対速度は検証データである屈折法（路盤）との正の相関が認められるとともに、検証データから設定した不良地山と良好地山を検出することができた。
- ・ T-SPD の結果は、不良地山検出に対して屈折法（地表）以上の位置精度を有することがわかった。このため、地表からの屈折法弾性探査が困難な場合において、T-SPD はその代替の探査方法として有効であることがわかった。
- ・ T-SPD と削孔検層の相互補完によって、地山評価の精度向上が期待できることが明らかとなった。

### 3.7.2. 今後の課題と展望

今後の課題と展望は以下の通りである。

- ・ ハードとソフトの両面から、S/N 比を向上する工夫を継続し、現状 500 m である探査距離の長距離化を目指す。
- ・ T-SPD と屈折法（路盤）の P 波速度には、相関性が認められたものの精度の良い回帰直線が得られていない。引き続きデータを蓄積して決定係数による回帰直線の評価を継続する。
- ・ 適用事例を増やして、T-SPD 結果と削孔検層結果との相互補完による地山評価結果と支保適用実績との関係性をより正確に把握することで、不良地山の評価精度のさらなる向上を目指す。

## 【参考文献】

- 1) 松井保監修, 財団法人災害科学研究所トンネル調査研究会編: 地盤の可視化技術と評価法, 鹿島出版会, 207p., 2009
- 2) トンネル新技術への挑戦連載講座小委員会: 連載講座トンネル新技術への挑戦 (17) - トンネル切羽から行う弾性波探査-, トンネルと地下, 第 48 巻, 4 号, pp.69-80, 2017
- 3) 石山宏二, 山下雅之, 木村哲, 岡井嵩彦, 里優: 削孔データを利用した地山評価法へのニューラルネット適用に関する考察, 第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, vol. 11, 6p., 2002
- 4) 白鷺卓, 犬塚隆明, 宮嶋保幸, 小林幸司, 河本貴史, 井上量介: 削孔検層と速度検層によるトンネル切羽前方の P 波速度分布の予測, 土木学会第 71 回年次学術講演会講演概要集, VI-394, 2016
- 5) 山上順民, 今井 博, 青木智幸, 友野雄士, 三谷一貴: SWD (Seismic While Drilling) によるトンネル切羽前方探査, 土木学会第 67 回年次学術講演会講演概要集, III-27, 2012
- 6) 山上順民, 今井 博, 青木智幸, 山中義彰, 高橋 亨: 削孔振動探査法を用いた切羽前方探査による破砕帯評価事例, 日本応用地質学会平成 24 年度研究発表会, 60, 2012
- 7) 山上順民, 今井 博, 青木智幸, 中原史晴: 削孔振動を用いたトンネル切羽前方探査法の開発, 土木学会第 22 回トンネル工学研究発表会報告集, pp.157-161, 2012
- 8) 山上順民, 今井 博, 加藤宏征, 三隅宏明, 山下学: 超長尺先進ボーリングを用いた削孔振動探査法による切羽前方探査, 土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, III-200, 2014
- 9) Yamagami, M., Imai, H., Aoki, T., Takahashi, T., Yamanaka, Y. and Aizawa, T. : Seismic Survey Ahead of the Tunnel Face by the Use of Drilling Vi-bration Data, Proceedings of the 8th Asian Rock Mechanics Symposium, FMT1-1, 2014
- 10) Yamagami, M., Aoki, T., Yamanaka, Y., Takahashi, T., and Nanba, K. : Verification of seismic survey results ahead of a tunnel face using drilling vibration data of ultra-long controlled boring, 10th Asian Re-gional Conference of International Association for Engineering Geology and the Environment, 2015
- 11) 山上 順民, 市來 孝志, 青木 智幸: トンネル先進ボーリングの削孔振動を震源とする新たな切羽前方探査, 大成建設技術センター報, 第 48 号, 24, 2015
- 12) Yamagami, M., Ichiki, T., Aoki, T., Yamanaka, Y., Takahashi, T. and Nanba, K. : Further verification of seismic survey results ahead of the tunnel face using drilling vibration data of ultra-long controlled boring, ISRM International Symposium EUROCK, 2016
- 13) トンネル工学委員会: 2016 年制定トンネル標準示方書(共通編) 同解説/(山岳工法編)

- 同解説, 土木学会, 2016
- 14) 松井保監修, 財団法人災害科学研究所トンネル調査研究会編: トンネル技術者のための地盤調査と地山評価, 鹿島出版会, 255p., 2017
  - 15) 建設省土木研究所, 民間企業 11 社: 弾性波によるトンネル切羽前方に関する共同研究報告書 (4) トンネル HSP 計測・解析マニュアル(案), 建設省土木研究所共同研究報告書, 第 160 号, 1997
  - 16) 社団法人物理探査学会標準化検討委員会: 新版物理探査適用の手引きー土木物理探査マニュアル 2008ー, pp.413-424, 物理探査学会, 2008
  - 17) ジェオフロンテ研究会新技術相互活用分科会前方探査 WG: トンネル切羽前方探査技術資料, ジェオフロンテ研究会, pp.18-64, 1997
  - 18) トンネル HSP 共同研究会: 弾性波による切羽前方調査法に関する適用実験, 応用地質, 35, No.4, pp.166-171, 1994
  - 19) TSP303 カタログ See aheadーbuild Safer, Amberg technologies AG, 2014
  - 20) 山岳トンネル先進ボーリング連載講座小委員会: 連載講座 山岳トンネル先進ボーリング入門(4)ー施工計画の基本および得られる情報と効果(1), トンネルと地下, 第 39 巻, 12 号, pp.55-63, 2008
  - 21) 山岳トンネル先進ボーリング連載講座小委員会: 連載講座 山岳トンネル先進ボーリング入門(1)ーボーリング・先進ボーリングの概要ー, トンネルと地下, 第 39 巻, 9 号, pp.53-64, 2008
  - 22) 羽柴公博・福井勝則・小泉匡弘: 打撃式油圧さく岩機による穿孔過程, Journal of MMIJ, Vol.133, No.9, pp.223-229, 2017
  - 23) 山岳トンネル先進ボーリング連載講座小委員会: 連載講座 山岳トンネル先進ボーリング入門(5)ー施工計画の基本および得られる情報と効果(2), トンネルと地下, 第 40 巻, 1 号, pp.59-69, 2009
  - 24) LKAB Wassara : <https://www.wassara.com/en/>, 2019 年 12 月 26 日閲覧
  - 25) 二村亨, 梅村哲男, 萩原博之, 生森敏: 先進ボーリング技術のブレークスルーを目指してー長尺・高速掘進・孔曲がり制御などの技術開発, トンネルと地下, 第 41 巻, 8 号, pp. 609-619, 2010
  - 26) 大島洋志, 三好壮一郎, 生森敏, 吉川瓦司: トンネル新技術への挑戦 (4) ー超長尺コントロールボーリング FSC-100ー, トンネルと地下, 第 47 巻, 3 号, pp. 215-224, 2016
  - 27) 原敏昭, 熊谷成之, 石垣和明, 木村哲, 平野享, 山下雅之: 削孔探査システムでのフィードバック補正, 土木学会第 58 回年次学術講演会, III-158, 2003.
  - 28) H. Schunnesson : Rock Characterisation Using Percussive Drilling, Int. Rock Mech. Min., Sci. vol. 35, No. 6, pp.711-725, 1998
  - 29) 桑原徹, 畑浩二, 稲川雄宣, 平川泰之: 変換解析システムによるノンコア削孔トンネル切羽前方予測技術, トンネル工学論文集第 18 巻, pp. 1-10, 2008

- 30) 福井勝則, 大久保誠介, 山下雅之: 長尺さく孔におけるさく孔深さの影響、資源と素材, vol.120, No. 3, 2004
- 31) 山下雅之, 福井勝則, 大久保誠介: さく孔深さの影響を考慮した長尺さく孔データと岩盤特性の関係に関する検討, 資源と素材, vol.120, No.9, 2004
- 32) 萩原博之, 三好壮一郎, 倉岡研一, 田中雅裕: 先進ボーリング技術のブレイクスルーを目指して(その2)ー削孔データによる地山評価法の検討ー, トンネルと地下, 第42巻, 12号, pp. 917-925, 2011
- 33) 芦田讓: 用語解説 SWD, 物理探査, 第50巻, 第3号, pp. 252-259, 1997
- 34) Poletto, F. and Miranda, F.; Seismic while drilling fundamentals of drill-bit seismic for exploration, Handbook of Geophysical Exploration: Seismic Exploration, Vol. 35, Elsevier, 520p., 2004
- 35) Weatherby, B. B.: Method of making sub-surface determinations, U.S. Patent, no. 2,062,151, 1936
- 36) Deily, F. H., Dareing, D. W., Paff, G. H., Ortloff, J. E. and Lynn, R. D.: Downhole measurements of drill string forces and motions, Trans. Am. Soc. Mech. Eng. of Eng. for Ind., pp. 217-225, 1968
- 37) Lutz, J., Raynaud, M., Gastalder, S., Quichud, C., Raynald, J. and Muckerloy, J. A.: Instantaneous logging based on a dynamic theory of drilling, Journal of Petroleum Technology, Vol. 24, Issue 6, pp. 750-758, 1972
- 38) Rector, J. W. and Marion, B. P.: The use of drill-bit energy as a downhole seismic source, Geophysics, Vol. 56, No. 5, pp. 628-634, 1991
- 39) Petronio, L. and Poletto, F.: Seismic-while-drilling by using tunnel boring machine noise, Geophysics, Vol. 67, No. 6, pp. 1798-1809, 2002
- 40) 塚本耕治, 進士正人: 油圧式削岩機の削孔振動を利用したトンネル切羽前方地山の速度分布予測, 土木学会論文集 F1(トンネル工学), 73巻, 3号, pp. I\_46-I\_60, 2017
- 41) 岡浩一, 山下学, 三隅宏明, 加藤宏征: 道路トンネルで初めて超長尺先進コントロールボーリングを採用ー新名神高速道路 箕面トンネルー, トンネルと地下, 第45巻, 11号, pp. 15-24, 2014
- 42) Adams, N. J.: Drilling Engineering: A Complete Well Planning Approach, PennWell Publishing Co., pp. 960, 1986
- 43) Shepard, M. C. and Lesage, M.: The forces at the teeth pattern using rollercone bit: theory and experiment, SPE Paper, No. 18042, 1988
- 44) 相馬宣和, 歌川学, 瀬戸政宏, 長秋雄, 浅沼宏: 小型軽量坑井掘削音の観測と地下構造推定法の検討, 土木学会論文集, No. 757/III-66, pp. 177-187, 2004
- 45) 東日本高速道路(株), 中日本高速道路(株), 西日本高速道路(株): トンネル施工管理要領, (株)高速道路総合技術研究所, 2013

- 46) ジェオフロンテ研究会新技術相互活用分科会付加体 WG:付加体地質とトンネル施工,  
ジェオフロンテ研究会, pp. 236, 2005
- 47) 阿部大志, 武士俊也, 神山嬢子, 藤澤和範: 地下水排除工のボーリング施工実態に関するアンケート調査 (その 1: 施工編), 土木技術資料, 53-8, pp. 36-41, 2011.

## 第4章 ICTを用いたダム原石採取管理システムの開発

### 4.1. 概説

ダム建設における原石採取工事では、施工前調査の限界により骨材賦存モデルの精度が十分ではないため、採取効率を高めることに限界があった。また、発破孔削孔作業における測量・検尺および発破後の岩質判定は人力や目視で行われており、機械化による省力化が望まれていた。そこで、採取効率向上や省力化によるコスト削減を目的として、ダム原石採取管理システム「T-iBlast DAM」を開発した。本システムは、爆砕作業に用いるクローラドリル（CD）の削孔作業中に地山内部の岩質を判定するリアルタイム削孔検層機能とGNSS（Global Navigation Satellite System）を活用して削孔位置・方向・深度をガイダンスする機能とを融合した「インテリジェントCDシステム」および3次元で岩質情報を一括管理できる「地山評価システム」から構成される。本章では、開発の背景、本手法の概要の説明、五ヶ山ダム骨材製造工事で実施した検証とその考察を示す。

### 4.2. はじめに

ダム建設における骨材製造工事では、事前の物理探査、ボーリング調査、横坑調査から推定される原石山全体の材料賦存モデルに基づき、材料採取計画が立てられる。調査時に想定した材料賦存モデルの精度は、調査数量に依存するが、一般的に十分ではないため、材料採取効率を高めるには限界があった。工事中の材料の良否判定は、発破後に破砕された地山の表面部の目視観察によるため、地山内部の岩質状況を考慮できず、採取エリアの原石材料の分布状況を把握するための精度に限界があった。さらに、発破孔の削孔作業における測量・検測は、人力で行われており、機械化による省力化が望まれていた。

そこで、これらの課題をICT（Information and Communication Technology）技術を用いて解決することを目指し、ダム原石採取管理システムを開発した。本システムの体系図を図4-1に示す。T-iBlast DAMは、GNSSを活用して削孔位置・方位・深度のガイダンスを行う機能と、爆砕作業に用いるクローラドリルの削孔作業中に岩質判定をする削孔検層機能とを融合した「インテリジェントCDシステム（図4-2参照）」および3次元で岩質情報を一括管理できる「地山評価システム」から構成される。地山評価システムは削孔検層結果を3次元表示して、通常の見視観察では確認できない地山内部の岩質状況を判定することができるようになることで、より高精度な岩質判定に基づく材料採取が可能となる。また、調査・設計時のデータを含め日々蓄積されるデータを3次元で一括管理することで、工事全体における材料の無駄や工程のロスを極力低減することが可能となる。

本章では、まず従来技術の問題点について述べ、開発課題を整理する。次に、削孔検層確認実験により削孔検層で岩質評価を行う際の削孔条件の決定方法と評価方法について述べる。最後に、五ヶ山ダム骨材製造工事（福岡県発注工事）で実施した本システムの検証実験と結果の考察について述べる。

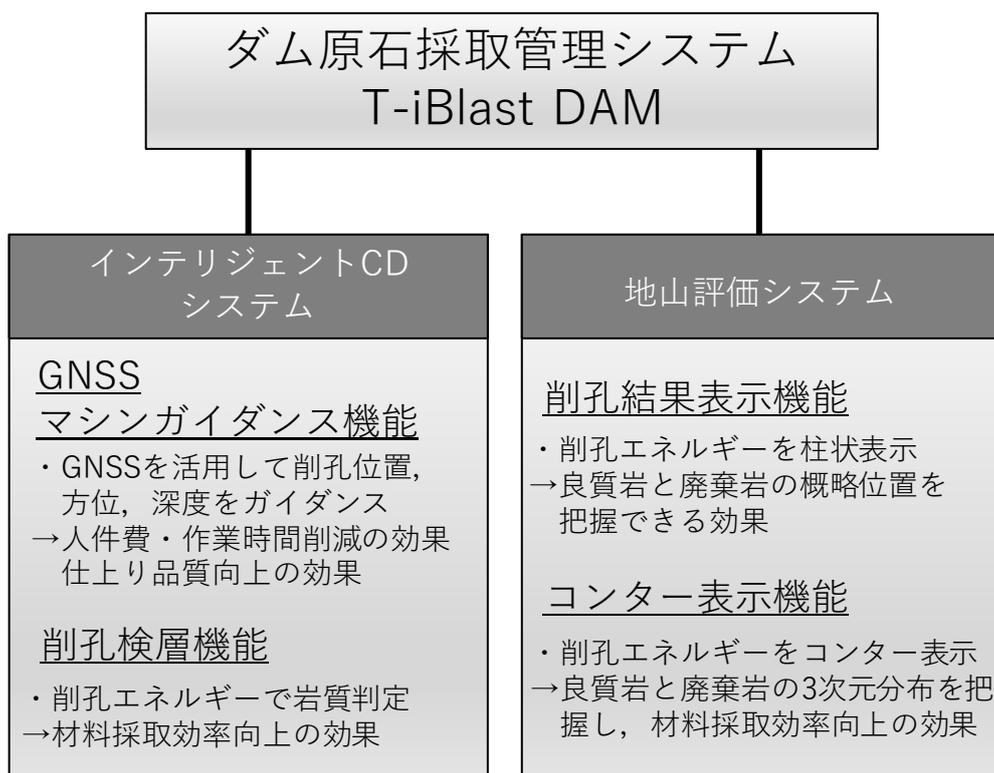
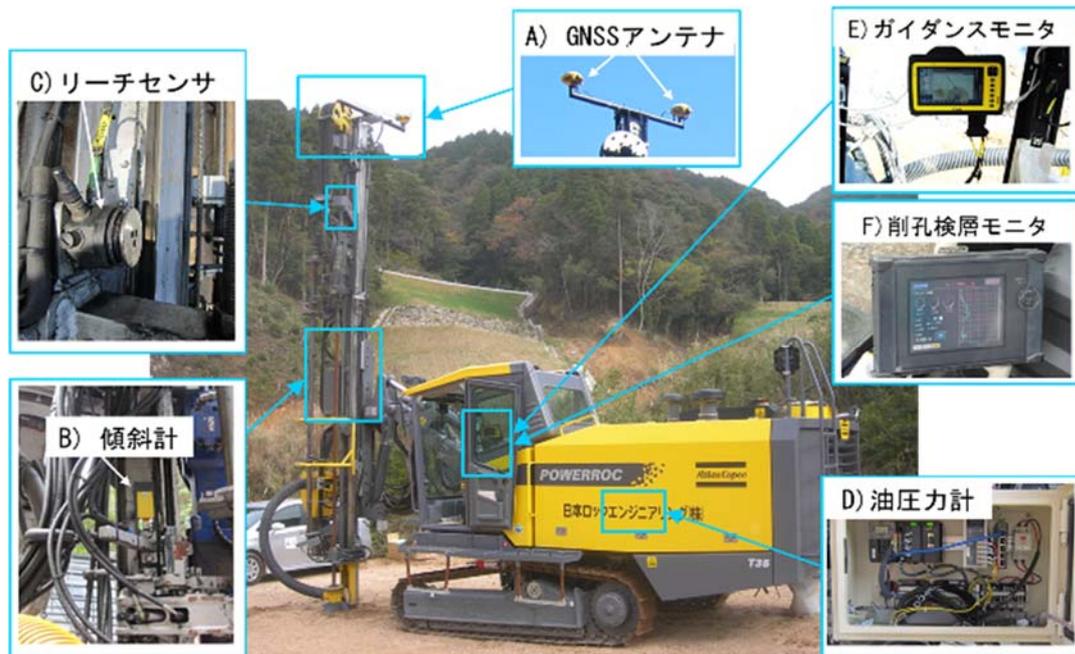


図 4-1 ダム原石採取管理システム体系図



- A) GNSS アンテナ：位置座標方位の取得
- B) 傾斜計：マストの傾斜角度を計測
- C) リーチセンサ：削孔長を計測
- D) 油圧力計：削孔エネルギーを計算
- E) タブレット PC：ガイダンスモニタ
- F) タブレット PC：削孔検層モニタ

図 4-2 インテリジェントクローラドリル

## 4.3. 開発背景

### 4.3.1. 従来の骨材製造工事

骨材製造工事では、ベンチ掘削による原石採取が行われる。ベンチ掘削は、装薬孔削孔のための測量、クローラドリルによる削孔、発破、岩質判定、判定結果に基づく原石の選別積込と運搬の順に行われる。近年、良好な原石が採取できる原石山が減少しており、原石山での廃棄岩量の増大によるコストの増大と建設発生土処分地の確保が問題となっている<sup>1)</sup>。また、建設産業では“i-Construction”が本格始動しており<sup>2)</sup>、生産性向上を目指す必要があることから、骨材製造工事における課題としては、以下の3項目が考えられる。

- ・ 地山内部の岩質状況を考慮できないため、掘削時に良質岩と廃棄岩が混在し、材料採取効率が下がること
- ・ 岩質判定は、地質技術者による目視とハンマー打診により、調査時の材料区分の特徴と照らし合わせながら行われ、人により評価のばらつきが生じる可能性があること
- ・ 削孔位置の測量などが人力で行われ、生産性と安全性の向上が求められること

### 4.3.2. 従来の削孔検層よる地山評価

掘削機械データから地山を評価する指標である掘削体積比エネルギーは Teale<sup>3)</sup>によって提案された。以下、本文では、この掘削体積比エネルギーを、トンネル標準示方書<sup>4)</sup>に示された「削孔検層」の結果として用いることから、「削孔エネルギー」と表記する。

削孔検層による探査は、石油分野、トンネル・坑道を含む鉱山分野で積極的に用いられてきた<sup>5)</sup>。石油業界では、日常のルーチン作業として、流体と岩石を分別する際に用いられてきた<sup>6)</sup>。石炭業界では、坑道の天端のボルト削孔データから、石炭の分布を評価するとともに、空隙や粘土シームの分布から安全性が評価された<sup>7)</sup>。また、露天掘り掘削では、少量の薬量で効果的に岩盤を破碎するために、発破孔に充填する薬量や発破孔の密度を最適化する発破設計に用いられており、TiBlast DAMのように骨材の岩質評価には適用されていない。

土木分野では、トンネルや大規模地下空洞で以下の様に用いられてきた<sup>8)</sup>。トンネルでの適用については3.3.2節で既に記述した通り、1990年代から切羽前方探査法の1つとして数多くの現場で適用されてきた<sup>9)</sup>。削孔エネルギーはフィード圧（ビットを岩盤に押し付ける力）により変化するため、削孔エネルギーにより地山を評価する場合には、フィード圧を一定とする必要があった。削孔中に、これを一定にすることが難しいことから、フィード圧を補正する方法が試みられている<sup>10)・12)</sup>。また、福井ほか<sup>13)・14)</sup>は、削孔長が20mを超える長尺削孔の場合に、距離に応じた削孔速度の減少率を定量的に示すとともに、ロッド中を伝播する弾性波エネルギーの減衰と干渉により削孔速度の増減が生じている可能性を指摘した。このため、削孔長さの増加に伴い、見掛けの削孔エネルギーが増加し、地山を硬いと誤

認する可能性が考えられる。

大規模地下空洞での適用については、西村ほか<sup>15)</sup>は 3 次元統合可視化ソフトウェアに側壁展開図と PS (Prestressed) アンカー削孔時の削孔エネルギーデータを取り込み、空洞背面の弱層の分布の解析精度の向上を試み、情報化施工に適用した。ただし、削孔エネルギーにより判定した岩盤等級の一部にばらつきが認められ、削孔スライムの影響が指摘された。

近年は、コンピュータジャンボが進歩し、トンネルの発破孔削孔やロックボルト孔を削孔する際の全機械データを取得することが可能になっている。その一方で、Smith<sup>16)</sup>が指摘するように、削孔での機械データによる解釈はサイト依存性が高いことから、サイト毎のキャリブレーションを注意深く行うことが重要である。

以上をまとめると、削孔検層は骨材製造工事で適用された事例は認められず、この適用に際しては以下の課題があることがわかった。

- ・ 削孔時のフィード圧を一定にするか、これを考慮した解析を行うこと
- ・ 孔底に堆積するスライムの影響を考慮すること
- ・ 削孔長の影響で削孔速度が低下し、見掛けの削孔エネルギーが大きくなることを考慮すること
- ・ サイトに適したキャリブレーションを行うこと

#### 4.3.3. 開発方針

上の 4.3.2 節で示した削孔検層を骨材製造工事に適用することに関する 4 つの課題を克服することを第一に目指した。その上で、骨材製造工事における材料採取効率の向上を目的として、従来課題となっていた地山内部の岩質状況を定量的で客観的に評価できるように、削孔検層と 3 次元統合可視化ソフトウェアを用いて、発破前に可視化して事前に岩質分布を把握できることを目指した。

削孔方法に関しては、削孔オペレータ 1 人で精度の良い削孔を可能とするよう、人工衛星測量を用いたガイダンス機能を有するクローラドリルの開発を目指した。検証実験として、発破作業 1 サイクルにおける削孔作業時間を従来法と比較した (4.4.1 節に記載)。

## 4.4. T-iBlast DAM のシステム概要

T-iBlast DAM は 2 つの機能を有するインテリジェント CD システムと地山評価システムから構成される。以下に、このシステムの概要を示す。

### 4.4.1. インテリジェント CD システム

#### (1) システム概要

今回採用した打撃削孔機械は Atlas 社製で、ベースマシンには、PowerROC T35、削岩機には COP1840+ を使用した。本機械では削孔流体としてコンプレッサによる圧縮空気を

いるエアドリリング方式が採用されている。また削孔ビットは三菱マテリアル製のベンチドリリング硬岩削孔用ダイヤモンドビットφ89mm、ロッドは丸型中継ぎロッドφ45mm、L=3.66mを使用した。ベースマシンのT35はASD（Advanced Smooth Drilling）システムを搭載しており岩質に合わせて削岩機の回転圧、フィードスピード、フィード圧、打撃圧を自動制御することや削孔検層用にフィード圧を一定に制御することが可能である。本システムは、削孔時のエネルギーを取得し岩質判定する機能と、GNSSによる測位ガイダンス技術 Trimble DPS900（楕ニコントリブル）を活用して削孔位置・方向・深度をガイダンスする機能とが融合したものである。骨材製造工事での削孔作業は通常 3~4m 程度の間隔で実施されるので、高密度な岩質情報の取得により高精度な岩質判定が可能である。

## (2) GNSS マシンガイダンス機能

ベンチ掘削では、法面が一定勾配で、各ベンチ面の標高が均一になるように山を切り崩していく。このため、発破孔はこの勾配と平行となるように同一方向に一定の傾斜で同一標高まで削孔する必要がある。従来の施工方法と、本システムのワークフローの比較を行った（表 4-1 参照）。

本機能の最大の特長は、CD 自身が測定の機能を持つことから、従来、人力で行っていた測量や削孔長の検測といった手順を省くことができることである。また、「削孔長」ではなく「終点の標高」を一定の値にすることで、現況のベンチ面の起伏が大きい場合であっても、発破後のベンチ面を水平に揃えることが容易になる。また、削孔方向と角度のガイダンス機能も特長として挙げられる。本機能を使用することにより、重機の向きによらず削孔計画に合わせた位置・方向・傾斜で削孔することが可能となる（図 4-3 参照）。

ベンチ掘削 1カ所当たり、削孔長 11m の孔を 15 孔削孔する場合に従来法を適用すると、測量に 30 分、位置合わせに 30 分、削孔に 150 分、検測に 15 分で削孔作業時間に合計 225 分が必要であった。しかし本機能の適用により、従来法の測量、位置合わせ、検測による待ち時間を合計 75 分削減することで、従来法に比べて 30%程度の作業時間削減が可能であることがわかった。

表 4-1 従来のワークフローとの比較

	測量	位置 合わせ	施工	検測
インテリジェントCD システム (オペレーター1名)	不要	モニターで位置と 角度をガイダンス	モニターで深さを ガイダンス	不要
従来法 (オペレーター1名 +補助員1名)	巻尺とレベル測 量器を用いて 位置をマーキング	目視でマーキング 位置に合わせる	傾斜計の数値 とロッドの長さ を見ながら削 孔	ロッド長で削孔 長を確認

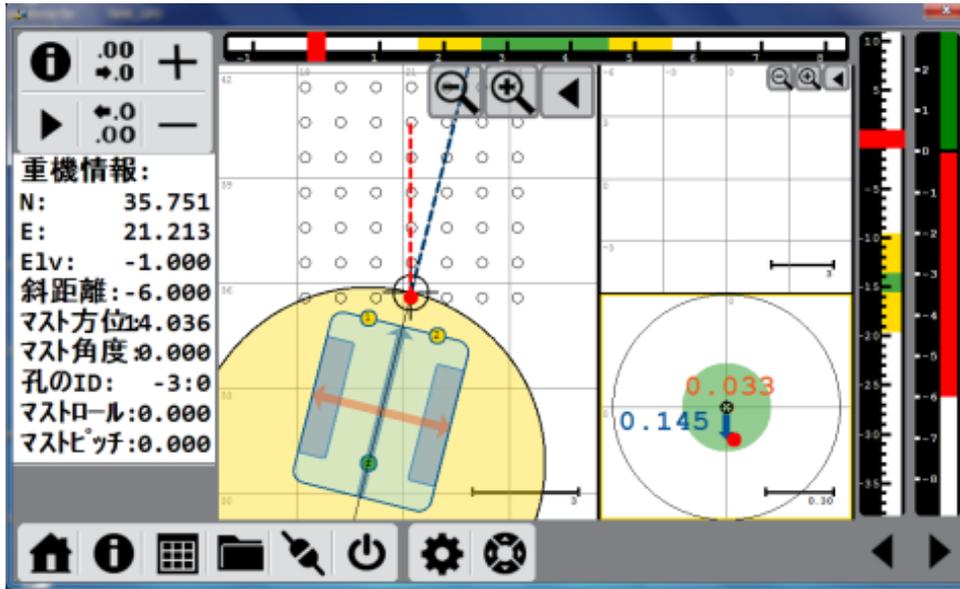


図 4-3 GNSS マシンガイダンスのモニタ（操縦席に設置）

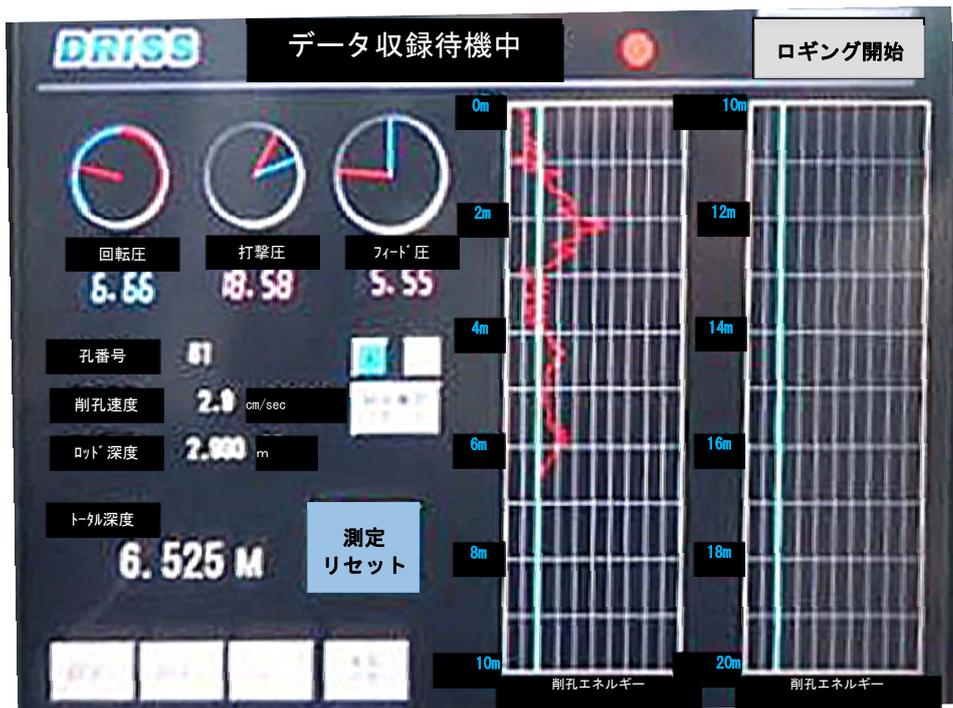


図 4-4 削孔検層のモニタ（操縦席に設置）

### (3) 削孔検層機能

削孔は油圧駆動の削岩機で行う。油圧削岩機は、ロッドを介してビットに回転圧、打撃圧、フィード圧を加えることで岩盤に孔をあける。削孔検層機能は式(4-1)で示すように、削孔作業中の打撃圧と削孔速度から、単位体積の岩盤を削孔するのに必要なエネルギーと定義さ

れる削孔エネルギー値を求める機能である。

$$E_d = (E_p \cdot C_p) / (V_d \cdot S) \quad (4-1)$$

$E_d$  : 削孔エネルギー (MJ/m<sup>3</sup>)

$E_p$  : 打撃エネルギー (MJ)

$C_p$  : 打撃数 (bpm)

$V_d$  : 削孔速度 (m/min)

$S$  : 孔断面積 (m<sup>2</sup>)

この削孔エネルギー値と岩盤等級の間の相関関係を事前に調べておくことによって、削孔エネルギー値から岩盤等級への読み替えが可能となる。また、オペレータは作業中にリアルタイムに削孔深度に応じた岩質を判別することができる。図 4-4 に削孔検層のモニタを示す。

#### 4.4.2. 地山評価システム

3次元統合可視化ソフトウェアである Geo-Graphia ((株)地層科学研究所製) をベースとし、本システム向けに削孔結果の表示機能の他、地球統計学手法を用いたコンター表示機能を新たに追加し、カスタマイズした。

コンターを表示する方法としては、まず、モデル化する発破領域をメッシュ化する。メッシュ幅は深度方向に 20 cm、水平方向にボーリング間隔の 3~4 m としている。設定した深度方向のメッシュサイズで削孔エネルギー値を平均化処理した後、3次元補完処理をしてメッシュに割り当てる。3次元補完方法は通常型クリギングでバリオグラムは線形を用いている。

岩盤等級毎のボリューム量の算出に関しては、発破領域で削孔した全削孔エネルギー値の累積削孔エネルギー図を作成し、後述する削孔エネルギーによる岩盤等級閾値から、体積比率を求め、この値と発破領域の体積を掛け合わせて求めている。

### 4.5. 削孔検層機能評価実験

#### 4.5.1. 削孔条件設定実験

削孔検層実施時に、スライムが孔底に残存していると、フィード圧が一定にならない現象や、打撃エネルギーの減衰により削孔エネルギーが大きくなり、見掛け上、硬く評価してしまう現象が生じる可能性がある。このため、スライムの影響を受けない条件下でデータを取得する必要がある。

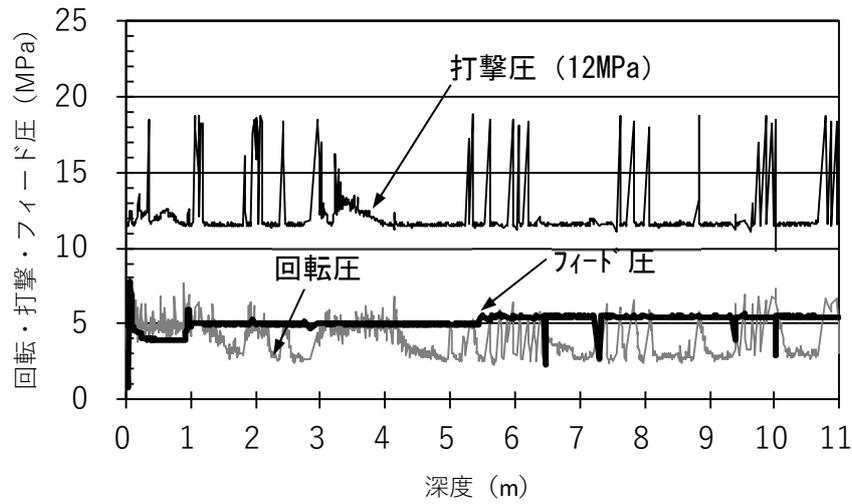


図 4-5-1 削孔条件設定実験結果 (低打撃圧条件)  
機械データ

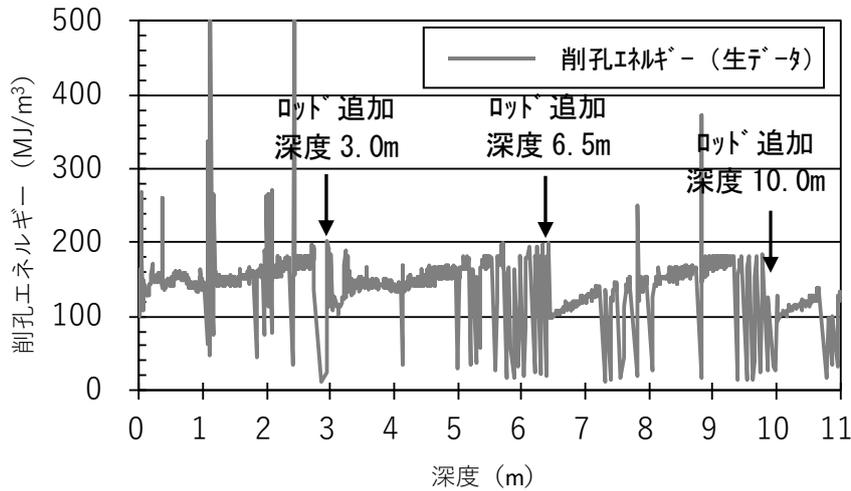


図 4-5-2 削孔条件設定実験結果 (低打撃圧条件)  
削孔エネルギー (生データ)

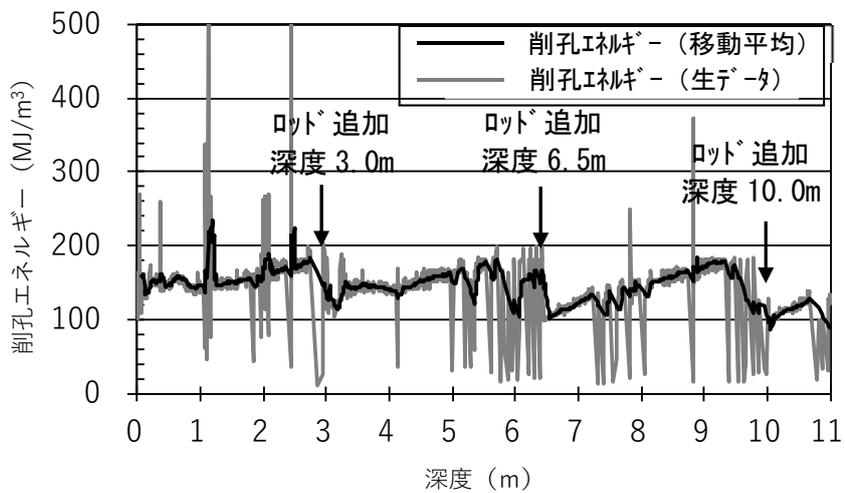


図 4-5-3 削孔条件設定実験結果 (低打撃圧条件)  
削孔エネルギー (生データ+移動平均 10 区間)

スライムの影響を受けない打撃圧とフィード圧条件を決定するために、切羽状況から地山条件が CM～CH 級であると想定される箇所での削孔検層を行った。傾斜角 90°、長さ 11m、削孔データのサンプリング間隔は、1 回/秒とした。削孔条件は、フィード圧を 4～5 MPa で一定とした上で、10 孔に対して打撃圧 12 MPa、13 孔に対して打撃圧 18 MPa とした。

打撃圧 12 MPa の時の結果の一例として、機械データを図 4-5-1、削孔エネルギーの生データを図 4-5-2、削孔エネルギーの生データに移動平均（10 区間）を重ねた図を図 4-5-3 に示す。図 4-5-1 より、フィード圧は約 5MPa、打撃圧は約 12MPa に維持されていることがわかる。しかしながら、図 4-5-2 より、深度 3.0 m、深度 6.5 m、深度 10.0m を境界とし、各区間で削孔エネルギーが一定傾向で上昇と下降を繰り返す規則的な変化が全ての孔で確認された。この傾向は図 4-5-3 に示すように移動平均（10 区間）を重ね合わせるとさらに良くわかる。この境界は、先端ロッド 3.00 m、中継ぎロッド 3.66 m のロッド追加位置に相当した。このことから、打撃圧 12 MPa では、ロッド 1 本分を削孔する際に、深度とともにスライムの影響で削孔エネルギーが上昇するが、ロッド追加前の孔ざらいの効果で、ロッド追加直後には削孔エネルギーが下降していると推定された。

一方、打撃圧 18 MPa の時の結果の一例として、機械データを図 4-6-1、削孔エネルギーの生データを図 4-6-2、削孔エネルギーの生データに移動平均（10 区間）を重ねた図を図 4-6-3 に示す。図 4-6-1 より、フィード圧は約 4MPa、打撃圧は約 18MPa に維持されていることがわかる。図 4-6-2 より、ロッド追加位置における削孔エネルギーの規則的な変化は全ての孔で認められなくなり、残存スライムの影響が無視できると推定された。この傾向は図 4-6-3 でも同様であった。確認のため、本条件で削孔した全 13 孔について、マシンデータによる削孔長と先端に錘を付けた巻き尺で実測した削孔長の差を求めたところ、0～0.24 m（平均 0.11 m）であった（図 4-7 参照）。削孔時にスライムの全てが孔底に存在した可能性は不明であるが、打撃圧を 12 MPa から 18 MPa にすることによって、0.1 m 程度のスライムの影響が無視できると推定された。そこで、今回の実施条件として打撃圧 18 MPa を基準とし、フィード圧を 4～5 MPa で一定とした。なお孔口部の約 50 cm 区間など、部分的にフィード圧が変動する区間は後処理（±1 MPa のバンドパスフィルタ）で削除した。

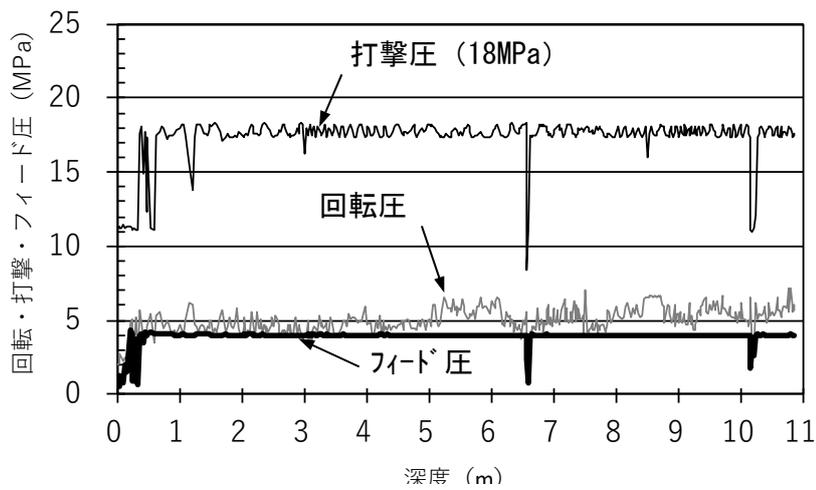


図 4-6-1 削孔条件設定実験結果 (高打撃圧条件)  
機械データ

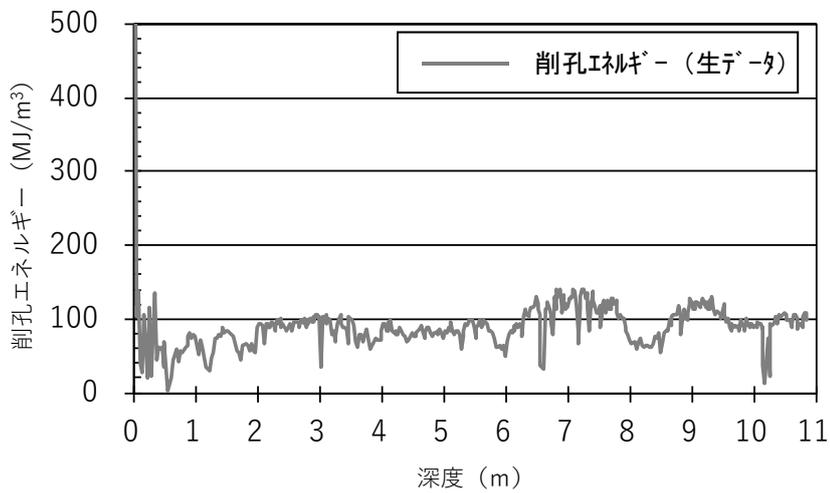


図 4-6-2 削孔条件設定実験結果 (高打撃圧条件)  
削孔エネルギー (生データ)

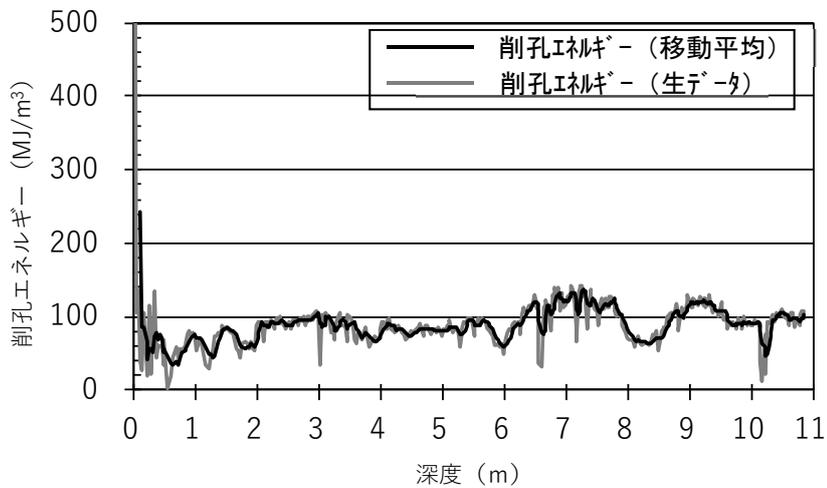


図 4-6-3 削孔条件設定実験結果 (高打撃圧条件)  
削孔エネルギー (生データ+移動平均 10 区間)

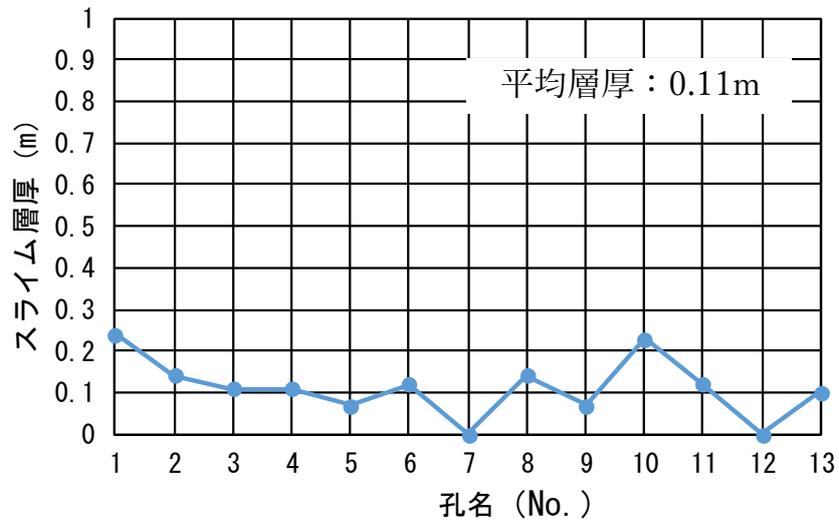


図 4-7 スライム排出確認実験結果

#### 4.5.2. 層状コンクリートブロック削孔実験

削孔時のエネルギー値と岩盤等級との関連性評価に先立ち、あらかじめ強度が既知のコンクリートで削孔検層機能を評価した。1層 0.50 m (厚さ) として層状に打設した強度の異なるコンクリートを人工岩盤 (幅 2 m×奥行 2 m) とし、この層状コンクリートを削孔した。削孔データのサンプリング間隔は、1回/秒とした。コンクリート強度は下層から 50 MPa、100 MPa、30 MPa、50 MPa とした。最下層と最上層を 50 MPa としたのは、データの再現性を確認するためである。コンクリート強度については、本サイトの原石材料区分の代表物性値を考慮し、地盤工学会基準<sup>17)</sup> (JGS3811-2011 岩の工学的分類方法) の岩石硬さ区分の閾値に準じて決定した。層状コンクリートは、ベンチ削孔と同じ条件となるように、土砂で埋戻した後に、9箇所で行った (図 4-8、写真 4-1 参照)。

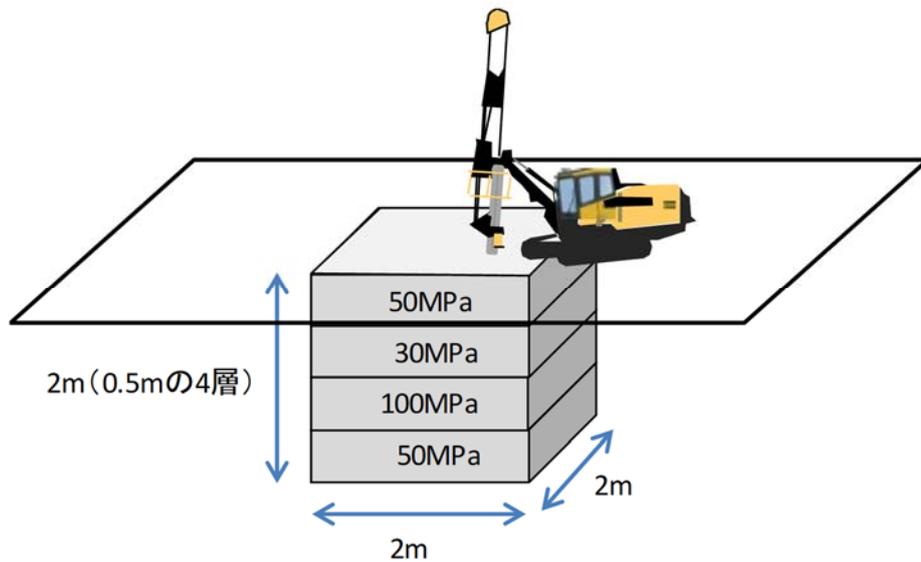


図 4-8 層状コンクリート実験イメージ



写真 4-1 層状コンクリート実験状況  
(左：全景、右：削孔中)

### 4.5.3. 実験結果

実験結果を図 4-9 と図 4-10 に示す。図 4-9 は深度と削孔エネルギーの関係を確認するために、代表孔における関係を示した。この図より、削孔エネルギーのコントラストが圧縮強度と調和的であることがわかった。最下層と最上層の 50 MPa はほぼ同じ削孔エネルギー値を示し、再現性を確認することができた。図 4-10 は、全 9 孔の圧縮強度と削孔エネルギーの関係を示した。圧縮強度 0~120 MPa の範囲では、正の相関を示すと考えられ、式(4-2)に示す近似式が得られた。

$$\text{圧縮強度} = (0.0862 \times \text{削孔エネルギー})^{1.56} \quad (4-2)$$

良好岩となりうる硬岩（CM 級相当）の圧縮強度が概ね 50 MPa であることから、式(4-2)により、圧縮強度推定値から岩質を評価できることが確認できた。

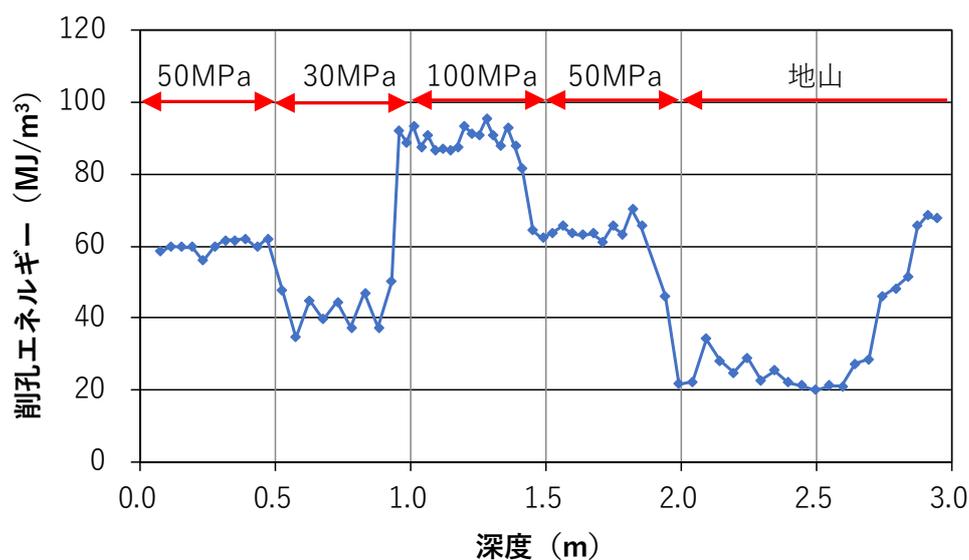


図 4-9 層状コンクリート実験結果(代表孔)

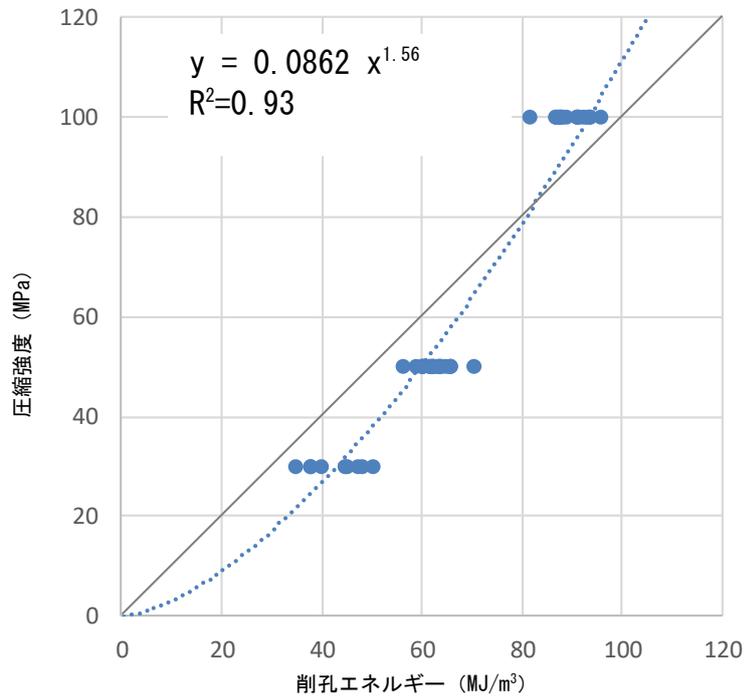


図 4-10 削孔エネルギーと圧縮強度との相関

#### 4.5.4. 削孔エネルギーによる岩盤等級閾値の設定

削孔検層で得られる削孔エネルギーから、良質岩と廃棄岩を区分するための閾値を設定するため、検証実験を行う福岡県発注の五ヶ山ダム骨材製造工事（工事概要を 4.6.1 節に記載）における施工前調査時のコアボーリング位置近傍（離隔 50 cm）で、削孔検層を実施した。実施に際しては 1 孔で全ての岩盤等級が含まれるコアボーリングを選定した。深度を基準に削孔エネルギーと対応する岩盤等級との関係を把握し（図 4-11 参照）、岩盤等級毎の削孔エネルギー相対度数分布を作成した（図 4-12 参照）。相対度数が優勢な分布を示す岩盤等級の境界の削孔エネルギー値を閾値として設定した。この結果、五ヶ山ダムにおける、D / CL 級と CM 級の閾値は 45 MJ/m<sup>3</sup>、CM 級と CH 級の閾値は 70 MJ/m<sup>3</sup>となった。

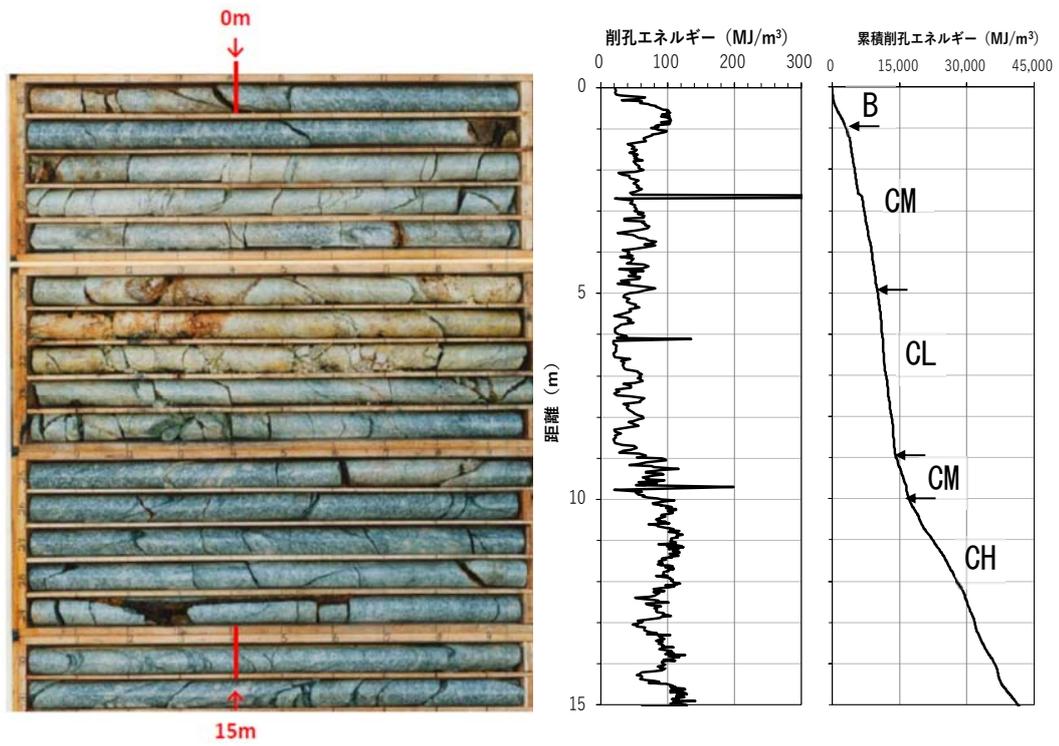


図 4-11 削孔エネルギーと岩盤等級の対応関係

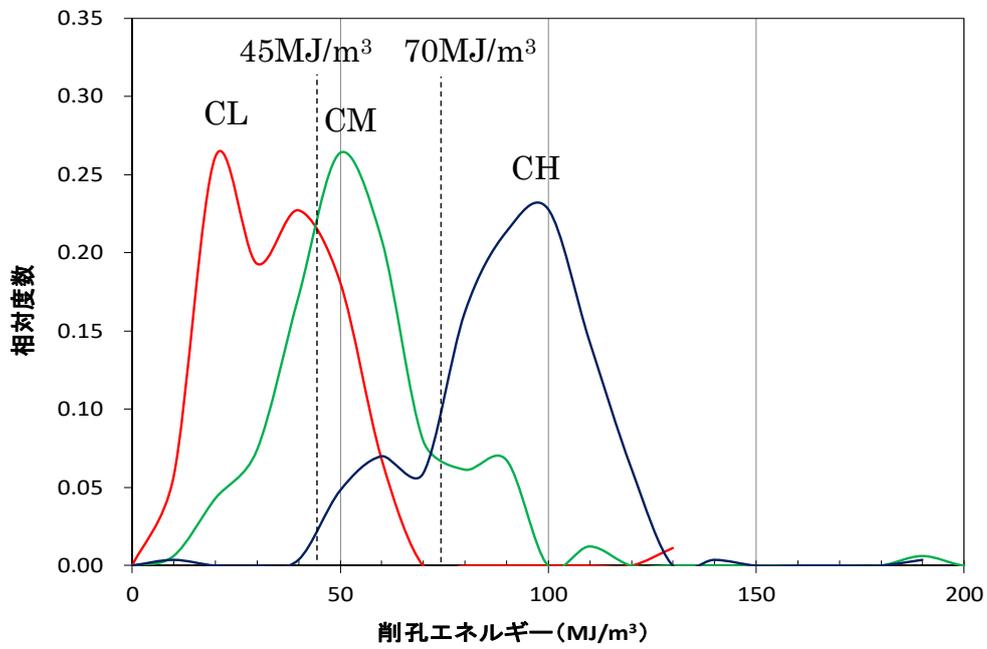


図 4-12 岩盤等級毎の削孔エネルギー相対度数分布と閾値の決定

## 4.6. システム検証実験

本システムの有効性を確認するための検証実験を福岡県発注の五ヶ山ダム骨材製造工事に実施した。以下に、その概要を示す。

### 4.6.1. 実験サイト概要

五ヶ山ダム骨材製造工事は、洪水調整、水道用水の確保を目的とした五ヶ山ダムの本体のコンクリート用骨材を製造する工事であり、分布する岩種は、黒雲母花崗岩である。原石山材料区分としては、対象材は1-1材（B～CH級）と1-2材（CH～CM級）、廃棄岩が2材（CL級）と3材（D級）である（表4-2参照）。基本的な施工サイクルは、正午に発破、午後からは破碎岩の運搬と翌日発破用の削孔作業、翌日の午前に装薬・発破準備となる。検証実験は合計20ケースで実施した。本章では、廃棄岩が切羽面と地山内部で特徴的な分布を示した2ケースの結果を示す。2つの実験ケースは、前面切羽が良質岩（CM～CH級）主体、背面切羽に廃棄岩（D～CL級）が分布した実験ケース1と、前面切羽と背面切羽に異なる分布形状で廃棄岩（D～CL級）が分布した実験ケース2である。

表 4-2 材料区分基準<sup>18)</sup>に加筆

変質	硬さの程度		A：極硬 (ハンマーで金属音)	B：硬 (ハンマーで軽い金属音)	C：中硬 (ハンマーで濁音)	D：軟 (ハンマーでポロポロ)	E：極軟 (マサ状、粘土状)
	割れ目間隔 (cm) (風化)		$\alpha, \beta$ 新鮮	$\beta \sim \gamma$ 新鮮～弱風化	$\gamma$ 弱風化	$\sigma$ 風化	$\varepsilon$ 強風化
非変質 弱変質	I	横杭 100以上 コア 100以上	1-1材 (B～CH級)	1-2材 (CH～CM級)	2材 (CL級)	3材 (D級)	
	II	横杭 50～100 コア 30～100					
	III	横杭 20～50 コア 10～30					
	IV	横杭 5～20 コア 10以下					
	V	横杭 5以下 コア 礫状					
	VI	横杭 砂、礫状 コア 砂状					
	VII	横杭 粘土状 コア 粘土状		← 良質岩      廃棄岩 →			

#### 4.6.2. 実験ケース 1

1 サイクル分の発破作業に対して、TiBlast DAM を適用して、地山評価と結果の検証を行った。

##### (1) 削孔検層データの取得

翌日発破予定のベンチ発破区間において、前日の午後からインテリジェント CD により削孔を行った。削孔検層は、削孔長 11 m、削孔間隔 4 m を基本とし、削孔データのサンプリング間隔は 1 回/秒とした。切羽の状況は、割れ目間隔が 20 cm 以上の硬質な岩盤からなり、CM~CH 級と評価された（図 4-13 の切羽写真参照）。

##### (2) 地山評価システムによる解析

3 次元統合可視化ソフトウェア Geo-Graphia を用いて、インテリジェント CD より SD カードを電子媒体としてデータを読み出し、閾値で色分けした削孔エネルギーデータを表示した。これらのデータを、鉛直方向 20 cm、水平方向 400 cm メッシュに分割した後、地球統計学手法であるクリギングにより 3 次元コンター表示した。その後、図 4-13 の主要断面図（前面断面、中間断面、背面断面）を作成し、翌日の発破での廃棄岩の分布傾向を確認した。この結果、発破前の切羽断面の観察では、CM~CH 級が主体であったのに対し、発破予定ブロック内部の中間・背面断面では、CL 級以下の廃棄岩の分布が想定されることがわかった。

##### (3) 検証結果

発破後に、重機でズリを一部移動して、上記の背面断面の検証を行った。図 4-14 の範囲での発破予定ブロック内部の分布は、想定どおりの位置で熱水変質作用を受けて軟質になっている CL 級以下の廃棄岩を確認することができた。同様に、図 4-15 の範囲では、推定していた通り CM 級の良好岩（硬質で割れ目間隔も 30 cm 以上）であることが確認できた。

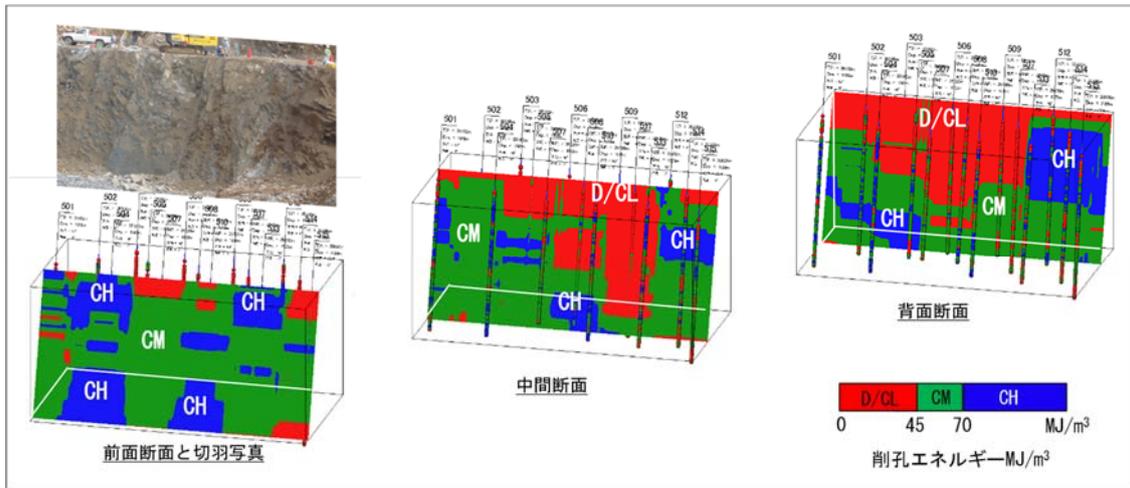


図 4-13 削孔データ解析結果（左から、前面断面と切羽写真，中間断面，背面断面）

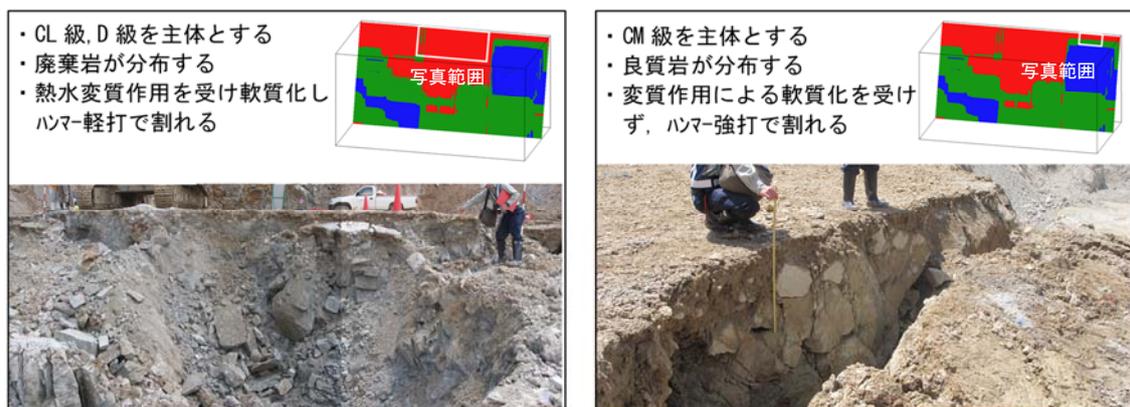


図 4-14 廃棄岩評価部の検証結果

図 4-15 良質岩評価部の検証結果

#### 4.6.3. 実験ケース 2

ケース 1 と同様に、1 サイクル分の発破作業に対して、T-iBlast DAM を適用し、地山評価と結果の検証を行った。

##### (1) 削孔検層データの取得

削孔条件は、ケース 1 と同じとした。切羽の状況は、図 4-16 の切羽写真に示す通り、中央付近に幅 30 cm の粘土を介在する幅約 2~3 m で D~CL 級の破碎帯が傾斜約 90° が認められた。この部分以外の割れ目間隔は 50 cm 以上の硬質な岩盤からなり、CM~CH 級と評価された。

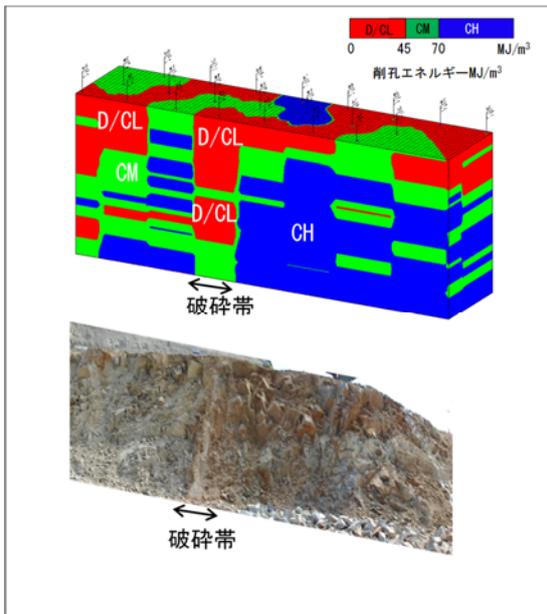


図 4-16 前面断面と切羽写真

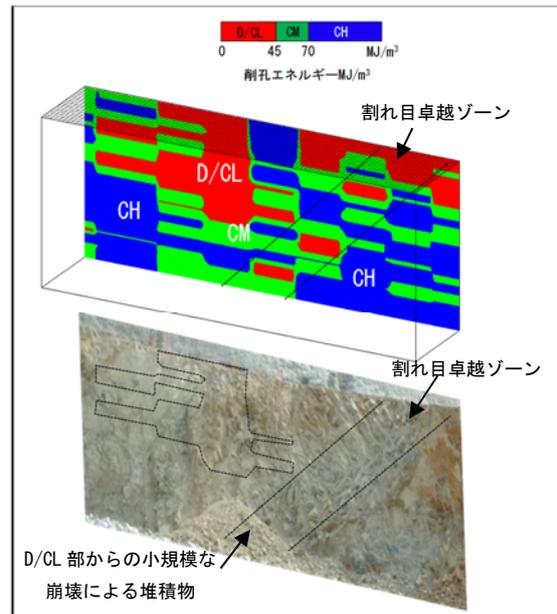


図 4-17 背面断面と切羽写真

## (2) 地山評価システムによる解析

解析方法および条件は、ケース 1 と同じとした。主要断面図として、前面断面と背面断面を作成し、翌日の発破での廃棄岩の分布傾向を確認した。この結果、発破前の前面断面の観察で確認された高角度傾斜の破碎帯に相当する高角度傾斜の D~CL 級の分布が背面断面では認められないことがわかった (図 4-16、図 4-17 コンター図参照)。

## (3) 検証結果

発破後に、重機でズリを全て移動して、背面断面の検証をおこなった。図 4-17 の切羽写真に示す通り、切羽観察で確認された幅 30 cm の粘土を介在する高角度傾斜する幅 2~3 m の破碎帯は認められなかった。この代わりに、図 4-17 の写真中に示した D~CL 級評価の部分から小規模な崩壊が発生しているのが確認された。さらに、この背面切羽で認められた割れ目間隔 5 cm 程度の割れ目卓越ゾーンが、3 次元コンターの D~CL 級評価の分割メッシュの連続と調和的であることがわかった。

## 4.7. 削孔検層機能に関する考察

### 4.7.1. スライム・削孔長の影響と削孔条件

削孔エネルギーによる岩盤評価の際に重要なのは、生データからオペレータの人為的な影響を除きフィード圧を一定にすることと、削孔長の増加に伴う見掛けの削孔エネルギーの増加をキャリブレーションにより除去することである<sup>13)</sup>。

今回のスライム排出確認実験の結果、11 m の削孔長さ対し、スライムの平均層厚が 0.11 m

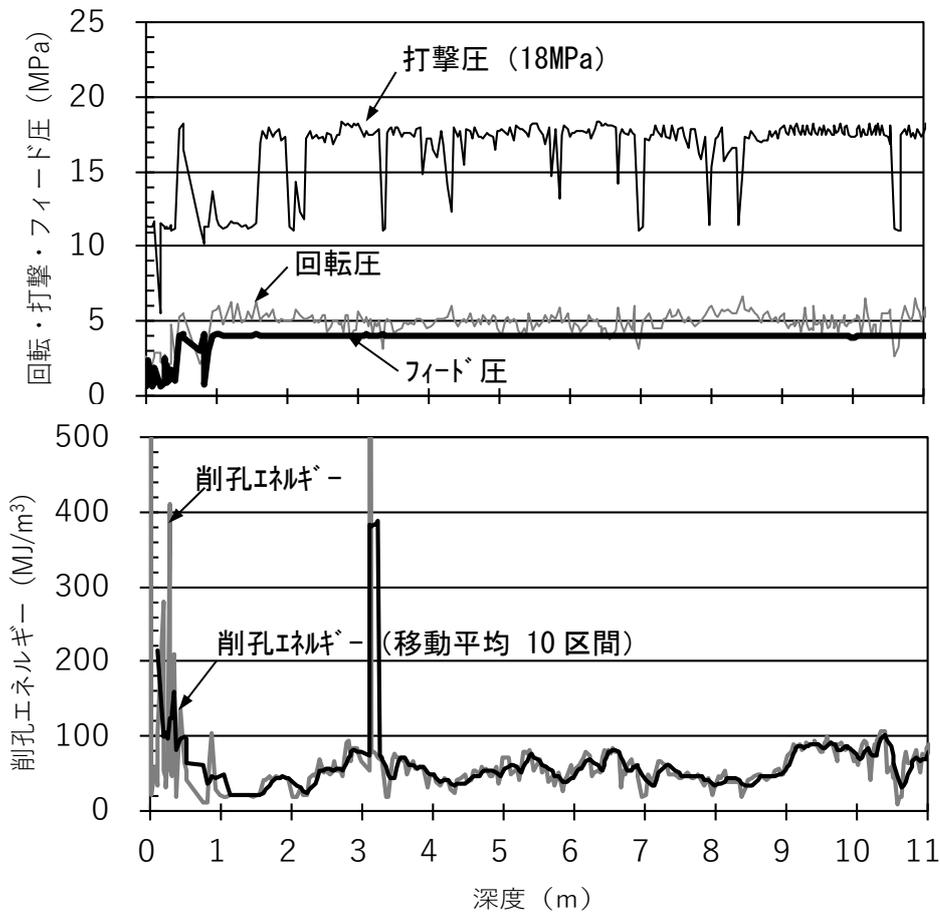


図 4-18 No.1 孔の削孔条件設定実験結果 (高打撃圧条件)

であった。図 4-18 には、確認した 13 孔のうち最も厚い 0.24 m のスライムが認められた No.1 孔の削孔条件設定実験結果を示す。4.5.1 節で示した通り、打撃圧を 12 MPa から 18MPa にしたことでスライムの影響と考えられるロッド追加の間隔で繰り返す規則的な削孔エネルギーの上下変動が認められない。また、削孔長の増加に伴う見掛けの削孔エネルギーの増加についても、深度とともに削孔エネルギーが上昇する現象は認められなかった。このことから、今回の削孔機械を用いた場合には、深度 11 m まではスライムの影響と削孔長の影響を考慮せずに削孔検層が可能であることがわかった。

削孔流体として圧縮空気を用いるエアドリリングは、スライムの排出が極めて良好で、ビット摩耗も少なく、掘進率も清水や泥水と比べて数倍向上するとされている<sup>19)</sup>。このように、エアドリリングを用いることで、下向き削孔にもかかわらず、良好なスライム排出を達成し、削孔エネルギーを良好に取得できたと考える。

#### 4.7.2. 岩盤等級閾値の設定

削孔検層の解釈はサイト依存性が高く、サイト毎のキャリブレーションを注意深く行うことが重要である<sup>16)</sup>。今回は、本サイトでの各岩盤等級の代表物性値を考慮した層状コンクリートを作成し、削孔エネルギーと圧縮強度との相関性を把握した。さらに、全岩盤等級が確認されている施工前調査時のボーリング調査データを用いて、この近傍（今回は離隔50cm）で削孔エネルギーと各岩盤等級との相関を把握した。このように、人工岩盤と自然岩盤を用いたサイトの特徴を考慮できるキャリブレーション方法を見出すことができた。

削孔エネルギー、圧縮強度、岩盤等級の相関性を把握しておく、複数の機械を使用する場合に、各機械で層状コンクリート実験を実施し機械特性を把握することができる。また、岩盤等級ごとの削孔エネルギー頻度分布から閾値を決定する場合に閾値の削孔エネルギーを圧縮強度に換算することができるので、品質管理試験結果をフィードバックして閾値を変更する際に有効である。

#### 4.7.3. 検証実験結果

実験ケース1の場合は、施工上の都合により、隣接箇所発破後の運搬となっていたため、背面断面深部の検証はできなかった。しかし、表層から2～3mの領域で、前面切羽では確認されなかった熱水変質作用により土塊状になった廃棄岩部を評価することができた。また、実験ケース2の場合は、前面切羽で確認された破碎帯が背面断面に連続せず、背面断面と前面断面で異なる形態の廃棄岩が分布する場合にもこの特徴を評価することができた。

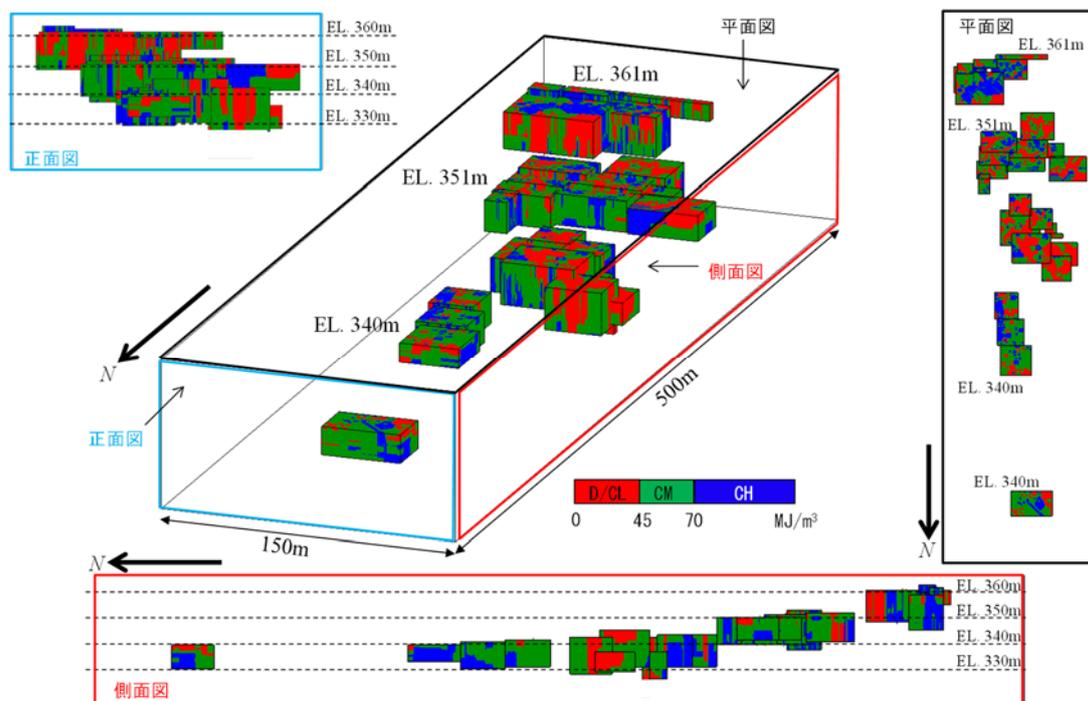


図 4-19 地山評価システムによる検証実験（全 20 ケース）の表示結果

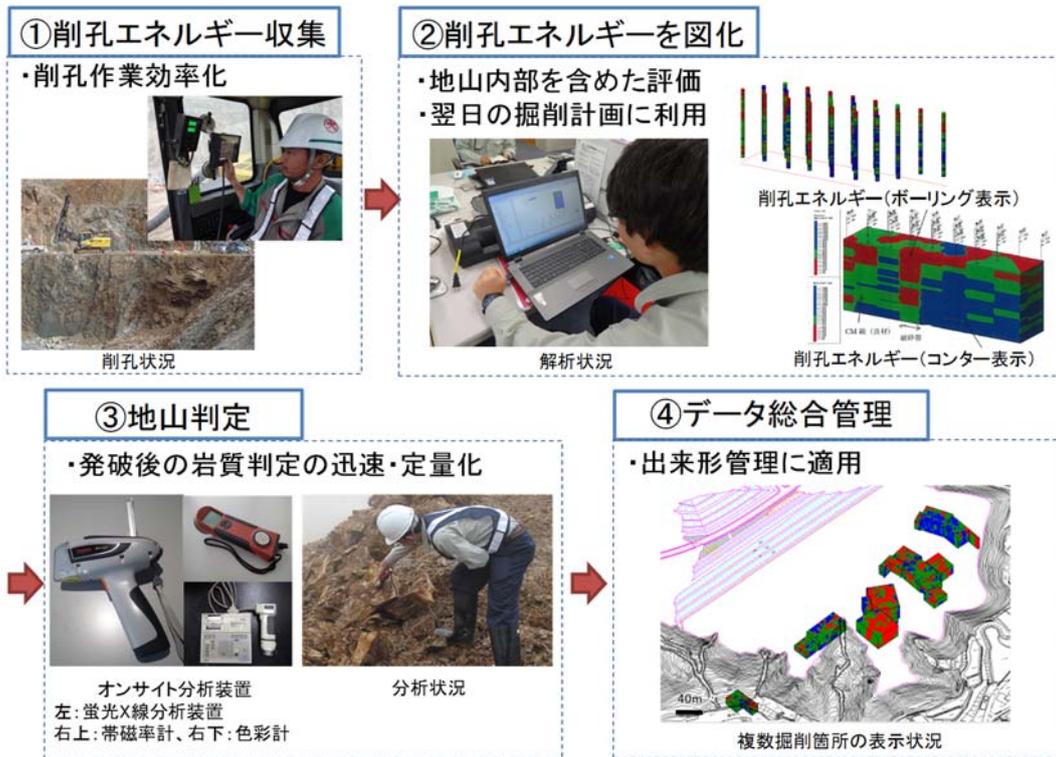


図 4-20 ダム骨材製造工事における ICT を用いた合理化施工案

前述の通り廃棄岩が特異的な分布を示した 2 ケースにおいて、削孔検層による地山評価の精度は高く、これまで地山内部についての定量的な情報がない状態に比べると良質岩と廃棄岩の賦存状況を精度良く把握できるようになった。この 2 ケース以外の全 20 ケースを表示した結果を図 4-19 に示す。事前に良質岩と廃棄岩の分布がわかるため、良質岩のみ、廃棄岩のみ、良質岩と廃棄岩が混在の 3 つのゾーンに判定することが容易になった。本サイトには混在部分から良質岩を選別採取するための大型簡易ふるい分け設備（グリズリ設備）を使用していた<sup>18)</sup>。良質岩のみと廃棄岩のみだけでなく、大型簡易ふるい分け設備へ運搬する混在ゾーンの評価精度も向上したため、材料採取効率を向上させることが出来た。

## 4.8. おわりに

### 4.8.1. 結論

本研究により明らかとなったことを以下に示す。

- ・ インテリジェント CD システムと地山評価システムからなるダム原石採取管理システム (TiBlast DAM) が完成した。
- ・ マシンガイダンスによって測量作業が不要になり、従来法と比べて約 30 %の作業時間

削減効果を確認できた。また、削孔中の CD に補助員が不要となる効果を得ることができた。

- ・ 削孔エネルギー、岩盤等級、圧縮強度の相関関係を得るキャリブレーションの方法として、人工岩盤と自然岩盤を用いたサイトの特徴を考慮できる方法を見出すことができた。また、その有効性を確認することができた。
- ・ **T-iBlast DAM** を原石山骨材製造工事に適用した結果、従来の目視による地山判定では評価することのできなかつた、発破ブロック内部の岩質状況を可視化して評価できることがわかつた。
- ・ この評価を発破前に関係者に周知しておくことで、良質岩と廃棄岩の分布状況が把握できるだけでなく、合理的な材料採取を実施することができた。

#### 4.8.2. 今後の課題と展望

削孔間隔が約 4 m、コンター表示における鉛直方向のメッシュ分割が 20 cm であることから、深さ方向に対する分解能は非常に良いが、水平方向に対しては、幅 4 m 以上の廃棄岩部でないと認識できない可能性がある。この問題に対しては、発破前の前面部の切羽写真と UAV (Unmanned Aerial Vehicle) を用いた空撮写真を合わせ、ベンチ平面の岩質の硬軟などの違いで現れる線状模様などを把握して精度向上を図りたい。

また、著者は今回報告した **T-iBlast DAM** 以外に、ダム施工現場で簡易・迅速に岩石材料を評価する方法の開発を進めている。この方法は携帯型の帯磁率計、色彩計、蛍光 X 線分析装置などのオンサイト分析装置を用いて定量的に岩石材料を評価するものである<sup>20)・22)</sup>。**T-iBlast DAM** とこのオンサイト分析装置を用いた評価方法を統合化した、ダム骨材製造工事における ICT を用いた合理化施工案を図 4-20 に示す。今後は、この合理化施工案の現場適用を積極的に行う予定である。

## 【参考文献】

- 1) 独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ基礎材料チーム：骨材がコンクリートの凍結融解抵抗性と乾燥収縮に与える影響と評価法に関する研究，土木研究所資料，第4199号，61p.，2011
- 2) 新田恭士：国土交通省における ICT，次世代社会インフラ用ロボットの導入推進の取組について，計測と制御，第55巻，第6号，pp.470-476，2016
- 3) R. Teale：The concept of specific energy in rock drilling, *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* Vol. 2, No. 6, pp. 57-73, 1964
- 4) トンネル工学委員会：2016年制定トンネル標準示方書(共通編) 同解説／(山岳工法編) 同解説，土木学会，2016
- 5) J. B. Segui, M. Higgins：Blast design using measurement while drilling parameters, *Fragblast*, vol. 6, pp. 287-299, 2002
- 6) P. Rai, H. Schunnesson, P. A. Lindqvist, and U. Kumar：An overview on Measurement-while-drilling technique and its scope in excavation industry, *J. Inst. Eng. India. Ser. D*, 96(1), pp. 57-66, 2015
- 7) R. King, S. Singer：Using artificial neural networks for feature detection in coal mine roofs, in *Proceedings of 8<sup>th</sup> International Conference on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, 1994
- 8) 青木謙治，稲葉武史，塩釜幸弘，手塚康成：油圧ドリルによる削孔データを用いた岩盤評価及び切羽前方地質の予測技術について，第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，pp. 67-72，1997
- 9) ジオフロンテ研究会新技術相互活用分科会前方探査 WG：トンネル切羽前方探査技術資料，159p.，1997
- 10) 原敏昭，熊谷成之，石垣和明，木村哲，平野享，山下雅之：削孔探査システムでのフィードバック補正，土木学会第58回年次学術講演会，III-158，2003.
- 11) H. Schunnesson：Rock Characterisation Using Percussive Drilling, *Int. Rock Mech. Min., Sci.* vol. 35, No. 6, pp.711-725, 1998
- 12) 桑原徹，畑浩二，稲川雄宣，平川泰之：変換解析システムによるノンコア削孔トンネル切羽前方予測技術，トンネル工学論文集第18巻，pp. 1-10，2008
- 13) 福井勝則，大久保誠介，山下雅之：長尺さく孔におけるさく孔深さの影響、資源と素材，vol.120, No. 3, 2004
- 14) 山下雅之，福井勝則，大久保誠介：さく孔深さの影響を考慮した長尺さく孔データと岩盤特性の関係に関する検討，資源と素材，vol.120, No.9, 2004
- 15) 武田宣孝，西村哲治，山上順民：地下空洞掘削における情報化施工への削孔検層の適用性，電力土木，No.359, pp.9-16, 2012

- 16) B. Smith : Improvements in blast fragmentation using measurement while drilling parameter, Fagblast, vol. 6, pp. 301-310, 2002
- 17) 地盤工学会地盤調査規格・基準委員会 : 地盤調査の方法と解説, 地盤工学会, p.1259, 2011
- 18) 西山隆詞, 住吉正浩, 豊増隆敏, 中森日登美, 川村晃彦, 氏次努, 西智宏, 大河内誠, 高柳彰博 : 五ヶ山ダムで実施した選別採取による原石の有効活用, ダム技術, No. 353, pp.72-86, 2016
- 19) 一般社団法人全国地質調査業協会連合会編 : ボーリングポケットブック第 5 版, オーム社, p.173, 2013
- 20) 山上順民, 藤原靖, 新井博之 : 携帯用帯磁率計による岩石材料の風化変質度の判定について, 土木学会第 69 回年次講演会, III-243, 2014
- 21) 市來孝志, 山上順民, 藤原靖, 武本隆太郎 : ハンドヘルド蛍光 X 線分析装置による岩石材料の風化変質度の判定について利用技術, 土木学会第 70 回年次講演会, III-52, 2015
- 22) 市來孝志, 山上順民, 武本隆太郎 : ダム施工現場における簡易かつ迅速な岩石材料の評価, 大成建設技術センター報, 第 48 号, 26, 2015

## 第5章 削孔検層を用いた大規模地下空洞の地山評価法の開発

### 5.1. 概説

地下発電所を代表とする大規模地下空洞は一般的なトンネルと比較して断面積が数倍から10倍となり、掘削による緩みは地山内部深くにまでおよび、断層や節理などの不連続面が空洞の安定に大きな影響を与える。このため空洞安定性を評価する際には、不可視である空洞背面での不連続面の位置や、その連続性を精度良く把握することが重要である。観察と計測により原設計の妥当性を検証する情報化施工では、これまで施工時調査として掘削面の詳細な地質観察により不連続面の抽出が行われてきたが、空洞背面への連続性は推定が行われてきた。また、地質観察で得られたデータは展開図として2次元で管理されており、計測で異常値が認められた時の地質的要因や対策工を検討する際には、2次元の図面から各人の頭の中で3次元への解釈が必要であった。このため、工事関係者間で共通認識を持つ際の障害となっていた。そこで不連続面を地質モデル化する際の高精度化と関係者間の共通認識の向上を目的として、施工時の地質観察結果、アンカー削孔で適用した削孔検層結果、施工前調査時のボーリング調査結果等を3次元統合可視化ソフトウェアにより3次元で管理することにより、空洞背面の地山評価を可能とした。本評価法を京極地下発電所の大規模地下空洞掘削工事に適用して、その有効性を確認した。

### 5.2. はじめに

一般に、発電所やエネルギー貯蔵施設等の地下空洞は規模が大きいため、施工前の地質調査結果に基づく地質・岩盤モデルの精度には限界がある。このため、掘削時の切羽の地質観察及び岩盤の計測結果に基づき地質・岩盤モデルを更新し、その結果を設計・施工に反映させる情報化施工が行われている<sup>1)</sup>。

情報化施工における地質モデル作成において最も重要なことは、地下空洞背面の地質情報を精度良く推定することである。掘削時に詳細な地質観察を実施した場合でも、地下空洞背面における不連続面の位置とその、連続性をモデル化する際には推定が必要となる。仮に不連続面の構造を安全側に推定した場合、大規模なキープブロック（不連続面と掘削面とによって形成される岩石ブロック）が形成されるケースもあり、現実性の低いキープブロックに多大なコストをかけ過大設計となってしまう可能性がある。このような地下空洞背面の地質モデル作成における合理化については、澤田ほか<sup>2)</sup>がボアホールテレビ（以下、BHTV）観察を情報化施工のサイクルに取り込むことを提唱しているが、工程への影響が懸念される。

また、詳細な地質観察で得られたデータは展開図として 2 次元で管理されており、計測で異常値が認められた時の地質的要因や対策工を検討する際には、2 次元の図面から各人の頭の中で 3 次元へと解釈が必要であった。このため、工事関係者間で共通認識を持つ際の障害となっていた。

北海道虻田郡京極町に建設された京極地下発電所の大規模地下空洞掘削<sup>3),4)</sup>では、アンカー削孔の際に削孔検層 (Drilling Survey System、略称、DRISS)<sup>5),6)</sup>を実施して、地下空洞周辺における削孔エネルギーの分布状況を把握し、そのデータから相対的な岩盤等級評価方法を検討した。また、削孔検層で得られた情報は 3 次元統合可視化ソフトウェア<sup>7)</sup>に取り込み、不連続面を高精度で地質モデル化することで、不連続面の評価や計測結果の要因分析を可能とするとともに、工事関係者の共通認識向上を可能とした。

本章は、京極地下発電所の大規模地下空洞背面における不連続面の評価手法として、削孔検層を適用し、情報化施工の管理サイクル (日常管理、ステップ管理) に取り入れて適用性を検証した結果について示す。

## 5.3. 開発背景

### 5.3.1. 大規模地下空洞

規模で地下空洞を分けた場合、トンネルと大規模地下空洞に分けることができる (図 5-1 参照)。従来、トンネルの規模は断面積が 100 m<sup>2</sup> までが通常のものであり、これを超える断面積 100~300 m<sup>2</sup> のものは大断面トンネルと呼ばれている。一方、大規模地下空洞は断面積が 300 m<sup>2</sup> を超えるのが一般で、1500 m<sup>2</sup> を超えるものも存在する。また、一般的な大規模地下空洞の長さは、200~600 m 程度であり、トンネルと比較して短い。

大規模地下空洞の場合は面的な広がりに限られており (図 5-2 参照)、トンネルのような線状の構造物と比較して、密度の高い地質調査により良好な地山条件のもとに建設されている。断面が大きくなると空洞の安定はより深部の地山に依存することになり、設計・施工は厳しくなる。従来の実績の範囲では良好な地山条件のもとに建設され、局部的な場合を除いて掘削による再配分応力が地山を構成する岩石の強度を上回るような状況では計画されていない。したがって、図 5-3 および図 5-4 に示す通り、空洞の安定を支配する要素は不連続面であり、いわゆる掘削に伴う緩みの生ずる恐れのある地山の安定化が重要となる。

地山の安定化の方法すなわち支保の方法には、空洞の内側から支持して地山を 3 次元応力下において安定を図る方法と、空洞周辺の地山を補強して安定を図る方法とがある。前者の空洞内側から支持する方法としては、支保工として鋼製支保工や覆工が使用される。しかし断面が大きくなると支保工の部材規模が大きくなり実用的ではなくなる。このような考え方で空洞の安定化はトンネル規模の場合は実用的であるが、大規模地下空洞では困難であり、天端アーチ部で覆工が行われることがある以外、覆工を行うことはまれである。後

者の空洞周辺の地山を補強する方法は、支保工としてロックボルトや PS (Prestressed) アンカーあるいは吹付けコンクリートを用いるものである (図 5-5 参照)。これらの支保工は断面が大きくなっても実用的であり、大規模地下空洞における主要な支保手段である。なかでも PS アンカーが中心であり、ロックボルトは PS アンカーの補助として用いられることが多い。すなわち、大規模地下空洞での空洞安定化の基本的な考え方は空洞周辺の地山を補強して安定化を図るというものであると考えることができる。

大規模地下空洞では断面が大きいため施工上も各種の工夫がなされ、種々の工法が採用されている。天端アーチの部分掘削、安定化してからベンチ工法で切り下がるというのが基本的な工法である (図 5-6 参照)。施工管理はベンチ毎に地山の状況と挙動を把握し、その結果をもとに次の施工に反映させるというのが一般的である。高さが高いことから切り下がった段階で問題が生じて、足場がなく対応が難しくなるため、手戻りが生じないように、ベンチ毎に必要な対策を立てなくてはならない。したがって、計測データの評価は慎重に行うことが要求される。

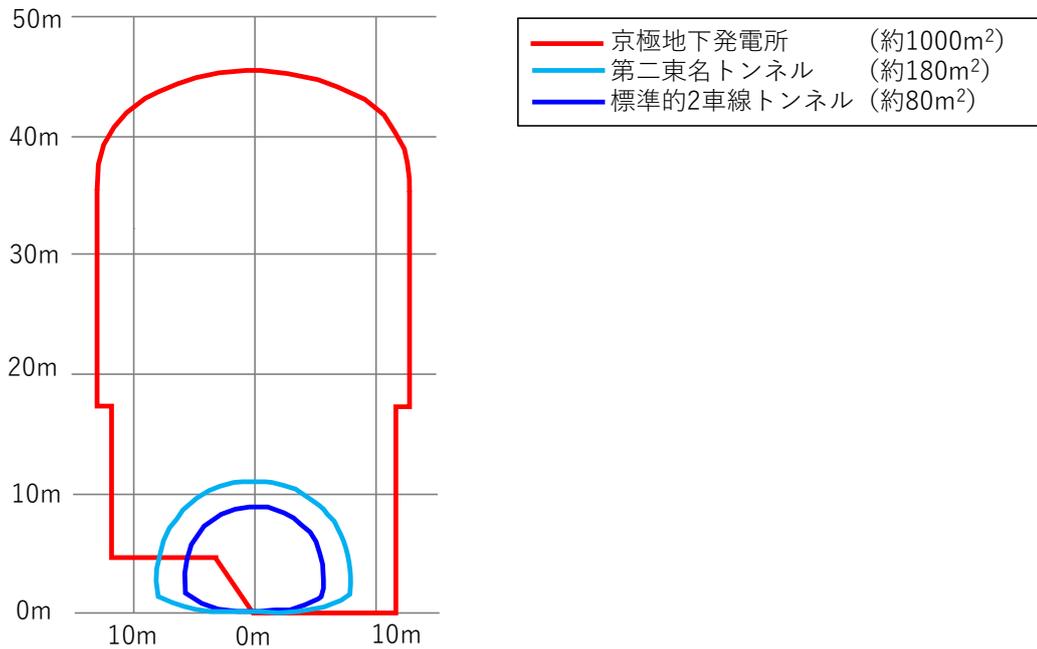


図 5-1 大規模地下空洞・トンネル断面比較

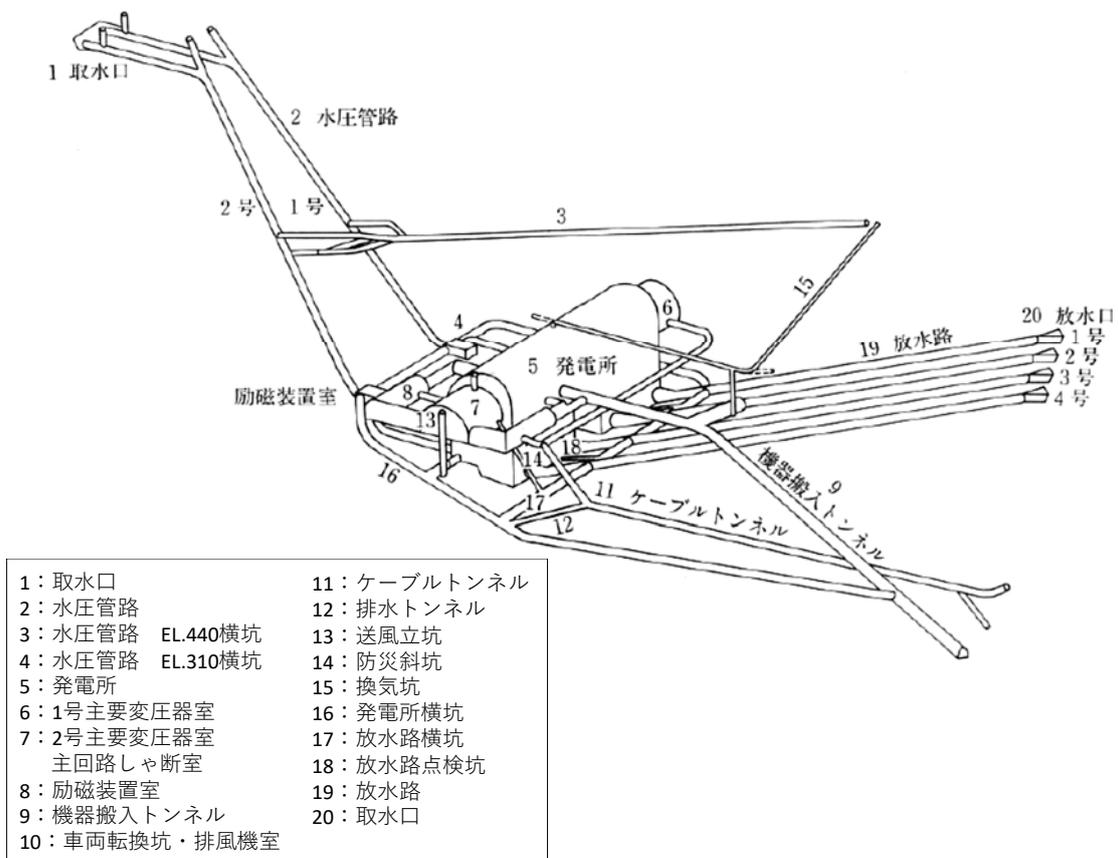


図 5-2 発電所周辺トンネル配置例 (関西電力(株)大河内発電所) <sup>1)</sup>

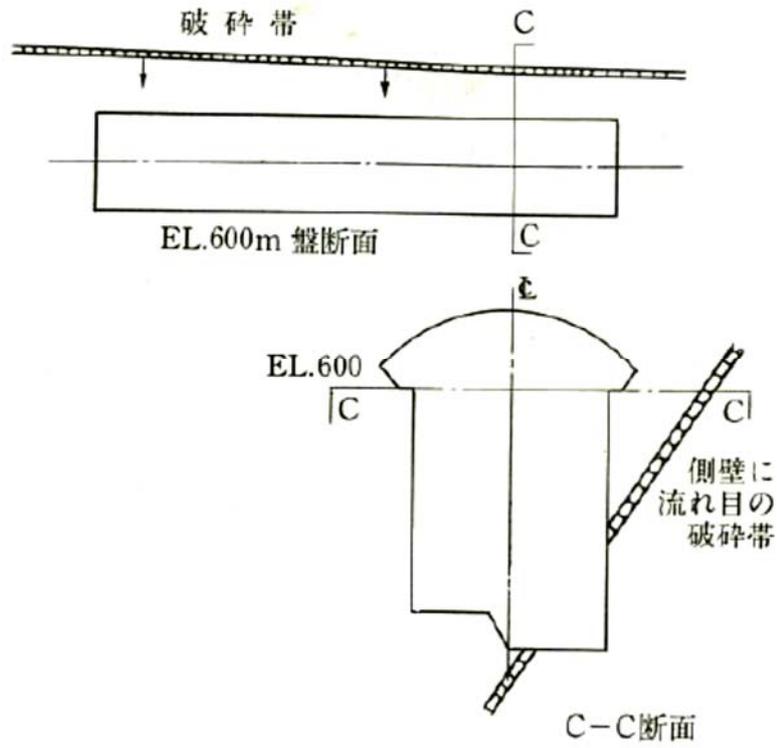


図 5-3 側壁の安定性に不利な不連続面<sup>8)</sup>

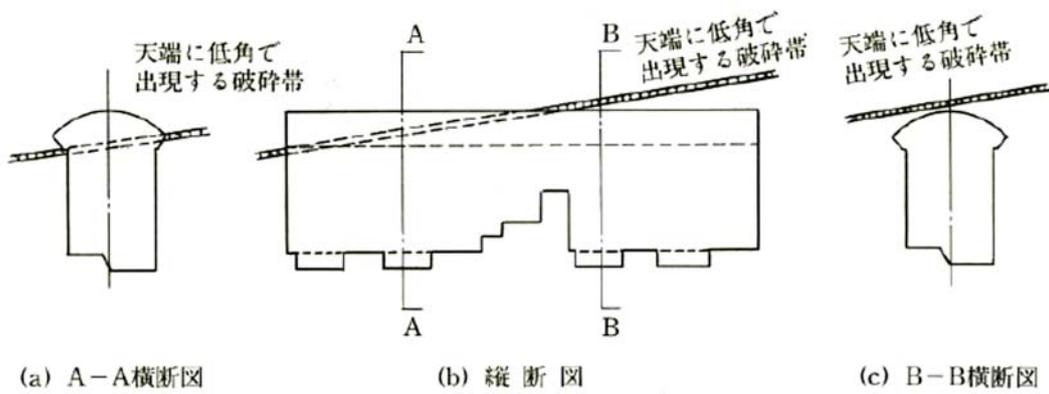


図 5-4 天端の安定性に不利な不連続面<sup>8)</sup>

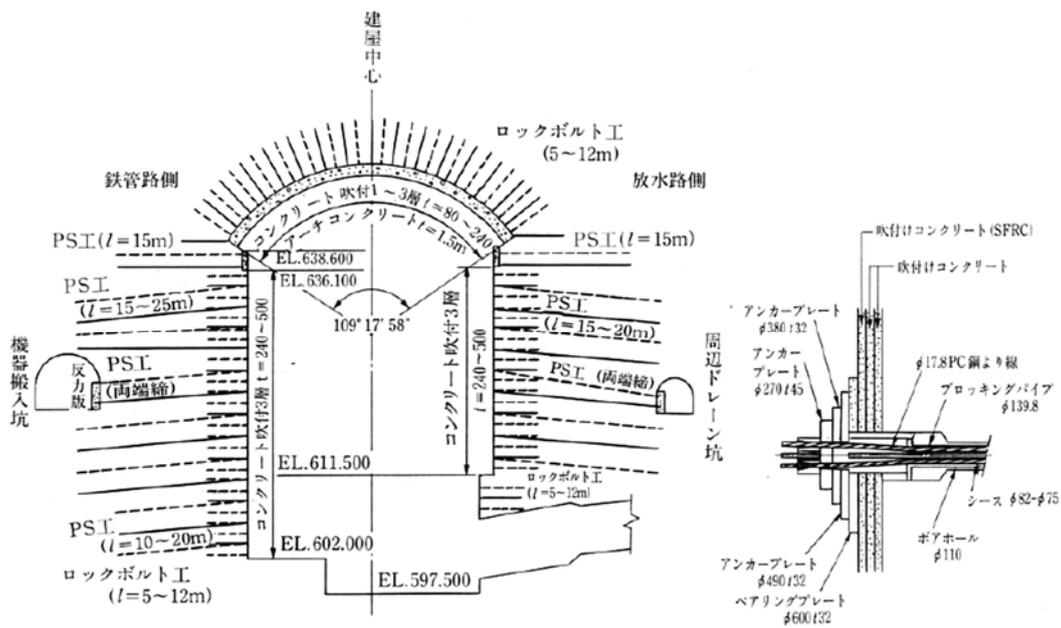


図 5-5 支保パターンの例 (関西電力(株)大河内発電所)<sup>1)</sup>

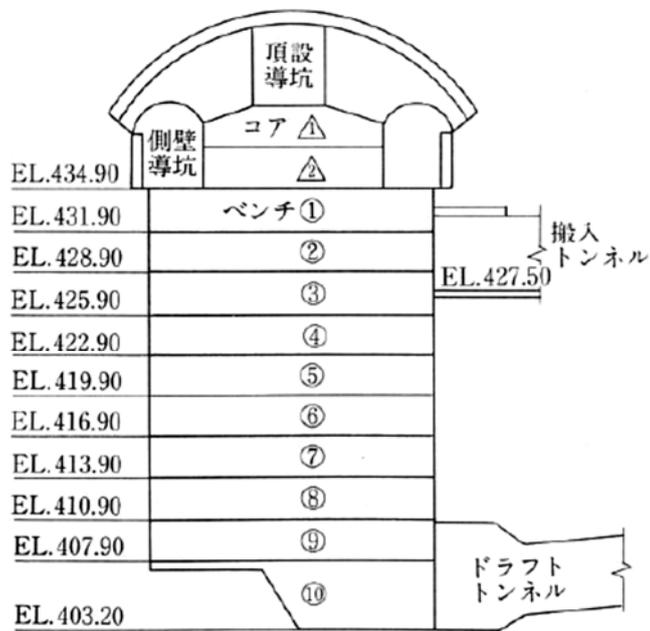


図 5-6 本体掘削におけるベンチ割りの例 (中部電力(株)奥美濃発電所)<sup>9)</sup>

### 5.3.2. 従来の大規模地下空洞の地質評価方法

揚水式地下発電所をはじめとする大規模地下空洞は、掘削断面が  $300\sim 1,500\text{ m}^2$  の大断面で、地下深部に計画され大きな地圧の影響を受ける。そのため、掘削によって空洞周辺に発生する緩み域は、掘削面近傍にとどまらず地山深部にまで広がり、断層や節理などの不連続面が空洞の安定に大きな影響を与える。また、掘削は通常、空洞上部から多段階掘削となり、掘削ステップごとに空洞周辺岩盤の応力再配分がなされ、空洞周辺の応力状態は長期間にわたり変化する。そのため、アーチコンクリートにおける大規模なクラックの発生等のトラブルは、空洞アーチ部切り上げ時ばかりでなく空洞中段部の盤下げ掘削時にも多数発生している。大規模地下空洞における変状の発生原因としては、当初予測できなかった不連続面や地山不良部の出現といった地山条件に起因するものが主体となっているが、事前に掘削箇所すべての地質状況を把握することは現実的に無理がある。しかし、盤下げ掘削の途中で空洞上部に対する支保の増強や補修を実施することになると、工事を中断して大規模な作業用足場を設ける必要が生じるなど工程に大きな影響がでる。

大規模地下空洞では、トンネルと異なり空洞側壁の詳細な地質観察が行われる。この地質観察では、岩石の種類、岩石の硬さ、割れ目の頻度、割れ目の性状、割れ目の方向に関する情報とこれに基づく岩盤分類が行われる。この結果は、これまでは地質展開図として 2 次元で整理されてきた（図 5-7 参照）。元々 3 次元である地質構造を 2 次元で表現するため、解釈するために頭の中で 3 次元に直す必要があった。このために、工事関係者同士が地質情報を共有して、対策工を検討する際の大きな障害となっていた。

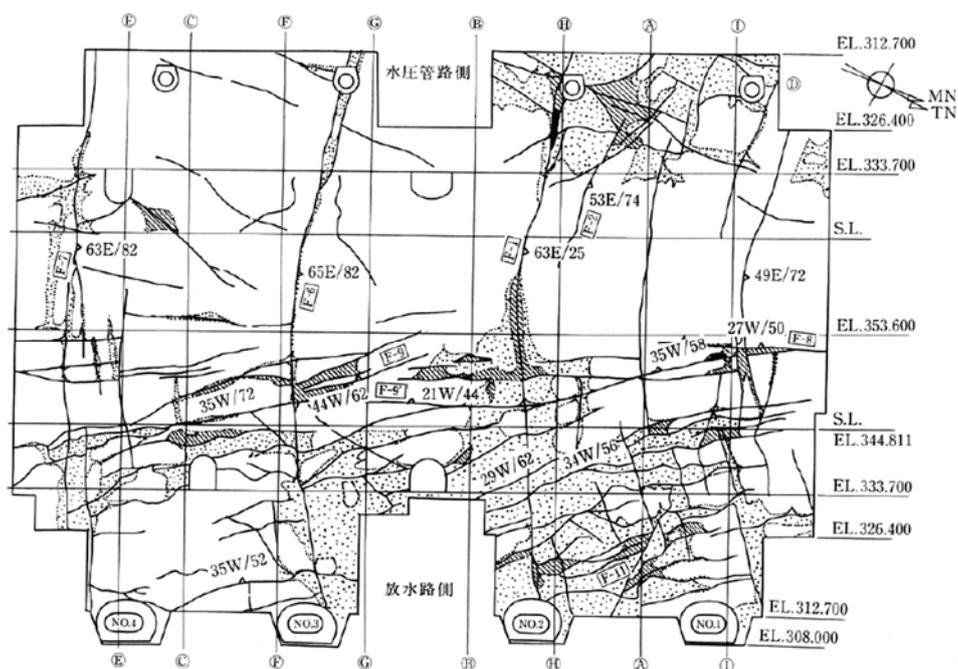


図 5-7 地質展開図の例（関西電力(株)大河内発電所）<sup>1)</sup>

### 5.3.3. 従来の削孔検層による地山評価

削孔検層を用いた地山評価のレビューは 4.3.2 節に示した。本節では、大規模地下空洞への適用についてレビューを行う。大規模地下空洞への削孔検層システムの適用の報告は、1997 年に宮嶋ら<sup>10)</sup>により行われた。宮嶋らは、独自に開発した削孔検層システムを削孔長 15~20 m の PS (Prestressed) アンカー工の削孔に適用し、大規模地下空洞周辺の地質状況を把握した。削孔データは数ベンチ掘削ごとに 3 次元統合可視化ソフトウェアを用いて、破壊エネルギー係数の 3 次元分布図を作成し、壁面観察記録などの地質情報との比較を繰り返すことによって、その後のより高精度な岩盤評価を行うことができたとしている。しかしながら、報文中には 2 次元分布図が示され、3 次元分布図は示されていない (図 5-8 参照)。また、壁面観察記録と破壊エネルギーとの比較方法に関して具体的に示されていない。大規模地下空洞での削孔検層の適用に関しては、これ以降、報告されていない。

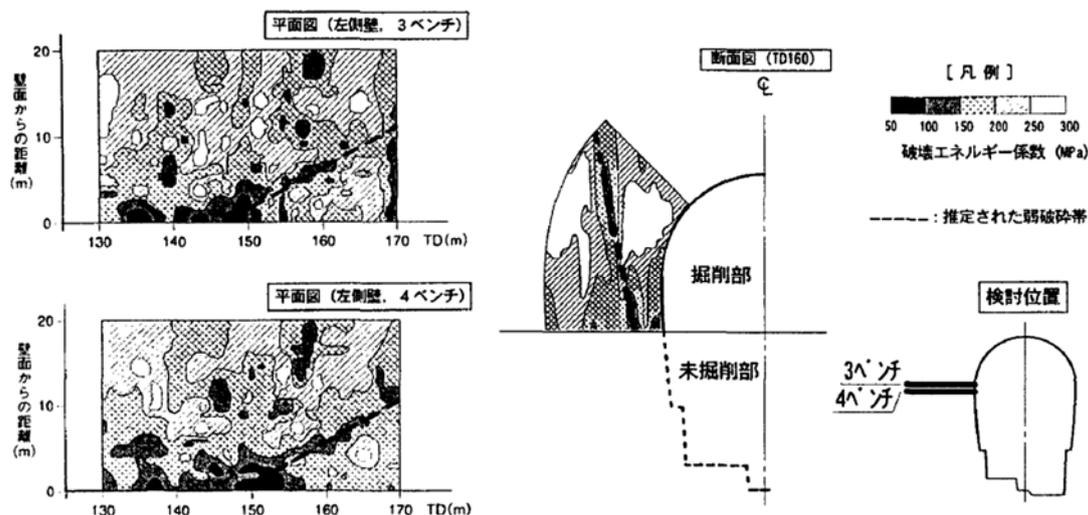


図 5-8 削孔検層システムの大規模地下空洞への適用例<sup>10)</sup>

#### 5.3.4. 開発方針

施工前調査と施工中調査の結果をシームレスに有効利用することを目的として、3次元統合可視化ソフトウェアですべての地質情報を管理できるようにした。具体的には、従来の大規模地下空洞の地質評価では、地質情報を2次元展開図で管理していたが、3次元統合可視化ソフトウェアで空洞形状に合わせて表現できるようにした。この時、地質技術者が観察した結果をCADなどでトレースしてデジタル化すると追加作業が発生するため、清書したスケッチをそのまま取り込めるようにした。これにより、施工前地質調査で得られた地質モデルだけではなく、その根拠となるデータを入力することと、施工中に得られる側壁観察結果とPS (Prestressed) アンカー孔の削孔検層で空洞周辺の地山状況を入力することで、従来の施工サイクルを乱すことなく合理的に地質モデルを高精度化することを可能とした。

削孔エネルギーから地山状況を示す岩盤等級に読み替える方法に関しては、一般に大規模地下空洞のサイトは岩盤良好部に計画されているため、ボーリング調査において岩盤不良部の分布が少ない。このため、削孔エネルギーから岩盤等級への変換をするために、4.5.4節に示したように、施工前のボーリング調査で岩盤等級が既知である箇所近傍で削孔検層を実施し、岩盤等級と削孔エネルギーの相関関係を把握することができない。しかしながら、大規模地下空洞のサイトはボーリング調査密度が高く、ボーリング調査における岩盤等級の出現比率が実際の岩盤等級の出現比率と近いと考えられることから、この出現比率を基準に閾値を決定する方法を見出した。

### 5.4. 京極地下発電所における地下空洞工事の概要

京極地下発電所地下空洞工事の概要について、武田ほか<sup>11)</sup>に基づき以下に示す。

#### 5.4.1. 地質概要

京極地下発電所における地下空洞周辺の地質縦断図を図5-9に、断層(F6、F7)の分布状況を図5-10に示す。

地下空洞周辺の地質は、新第三紀中新世の美比内川層に属し、火山起源の雑多な種類の礫からなる凝灰角礫岩(Tb②)が主体で、数十メートル規模の凝灰岩(Tf)のブロック等が数箇所に分布する。また、地下空洞周辺では破碎作用と熱水変質作用により岩盤物性が低下した断層(F6、F7)が確認されている。岩盤等級は、概ねCH級(一軸圧縮強さ100MPa程度)と堅硬であるが、断層沿いには物性値の低下帯(一軸圧縮強さ30~40MPa程度)がありCH'級として区分した。

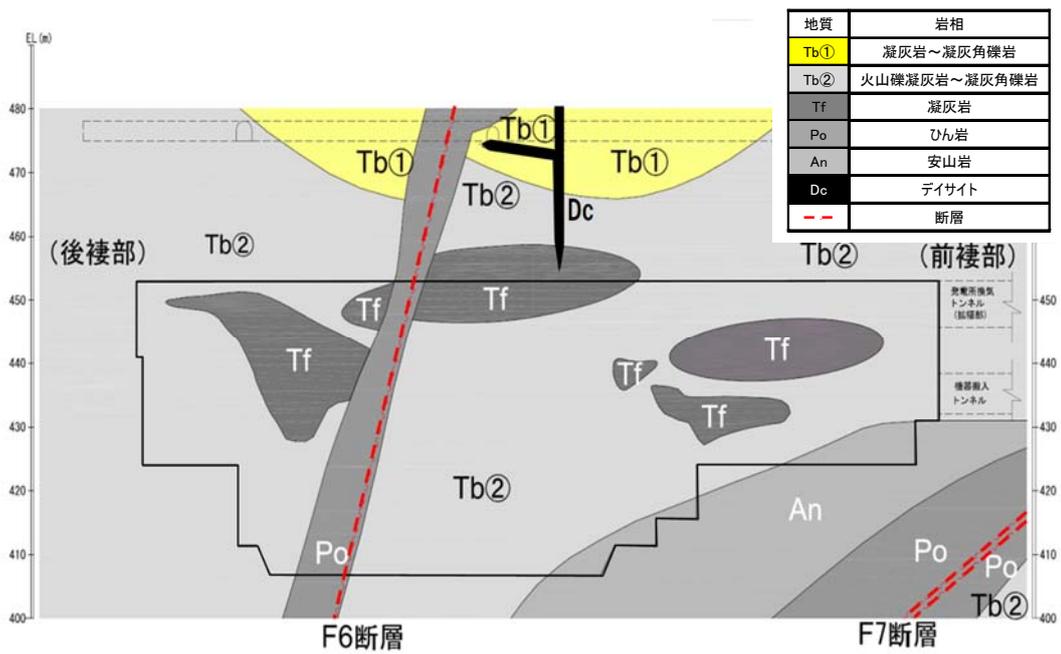


図 5-9 地下空洞周辺地質縦断図

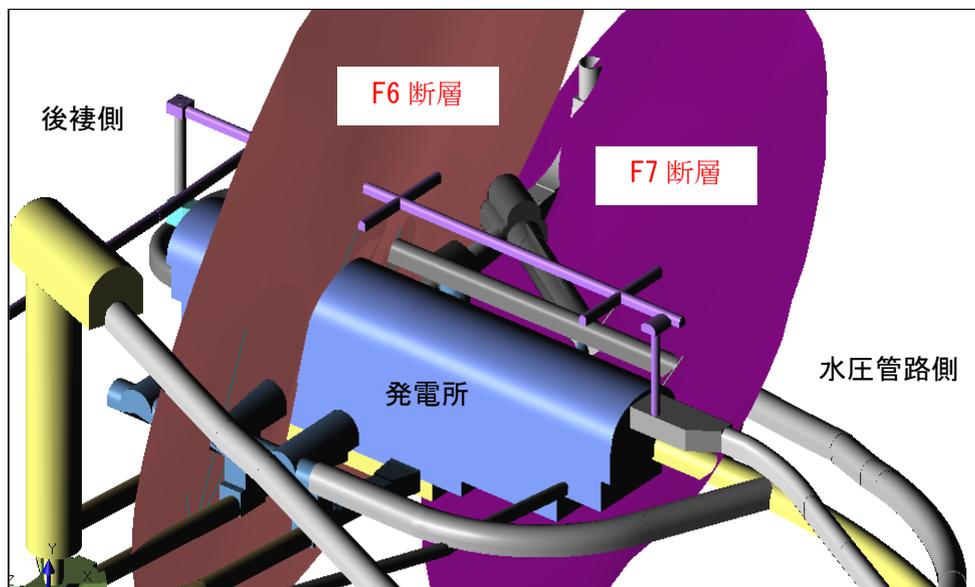


図 5-10 断層 (F6、F7) の分布状況

### 5.4.2. 安定性評価概要

地下空洞の安定解析手法は、電力中央研究所が開発した非線形粘弾性逐次掘削解析（2次元 FEM）を採用した。解析用物性値を表 5-1 に、解析モデル及び解析結果の一例を図 5-12 に示す。なお、本モデルではモールの応力円と破壊包絡線の最小距離  $d_{min}$  から緩み係数  $R$  を定義した。解析用物性値については、代表的な岩種である凝灰角礫岩（Tb②）と凝灰岩（Tf）の物性値を区分して設定した。

図 5-12 に示す通り（断面の位置は図 5-11 参照）、5-A 断面（断層部）ではアーチ部放水路側で 12m 程度、側壁部水圧管路側で 10 m 程度の緩み領域が確認された。これは、凝灰岩（Tf）ブロックの影響が大きいことを示すものであり、地下空洞掘削時には凝灰岩（Tf）の分布を精度良く把握することが重要であった。

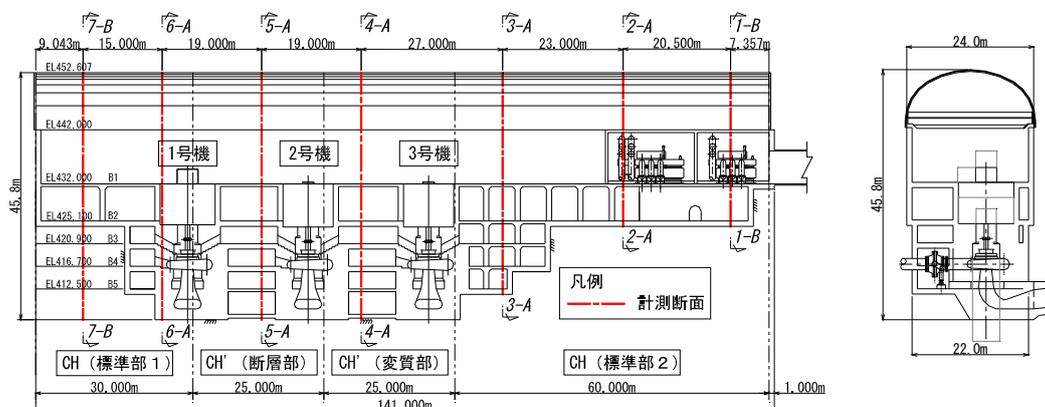


図 5-11 地下空間レイアウトと計画断面 11)

表5-1 解析用物性値（当初設計時） 11)

項目	記号	単位	凝灰角礫岩 (Tb②)		凝灰岩 (Tf)		
			CH	CH'	CH	CH'	
単位体積重量	$\gamma_t$	kN/m <sup>3</sup>	25.48				
ポアソン比	$\nu$	-	0.25				
変形係数	D	GPa	17.7	10.8	12.8	7.9	
ピーク強度	粘着力	c	MPa	3.2	1.6	2.0	1.5
	内部摩擦角	$\phi$	°	60.0	50.5	42.1	40.0
残留強度	粘着力	c	MPa	1.5	0.8	1.1	0.6
	内部摩擦角	$\phi$	°	44.8	37.6	36.8	35.0
初期応力	$\sigma_y$	MPa	16.3				
	$\sigma_z$	MPa	9.4				
	$\lambda$	-	1.73(= $\sigma_y/\sigma_z$ )				
	$\theta$	°	-3.3				

$$\text{緩み係数 } R = \frac{k \cdot d_{\min}}{(\sigma_1 + \sigma_2) / 2 - \sigma_3}$$

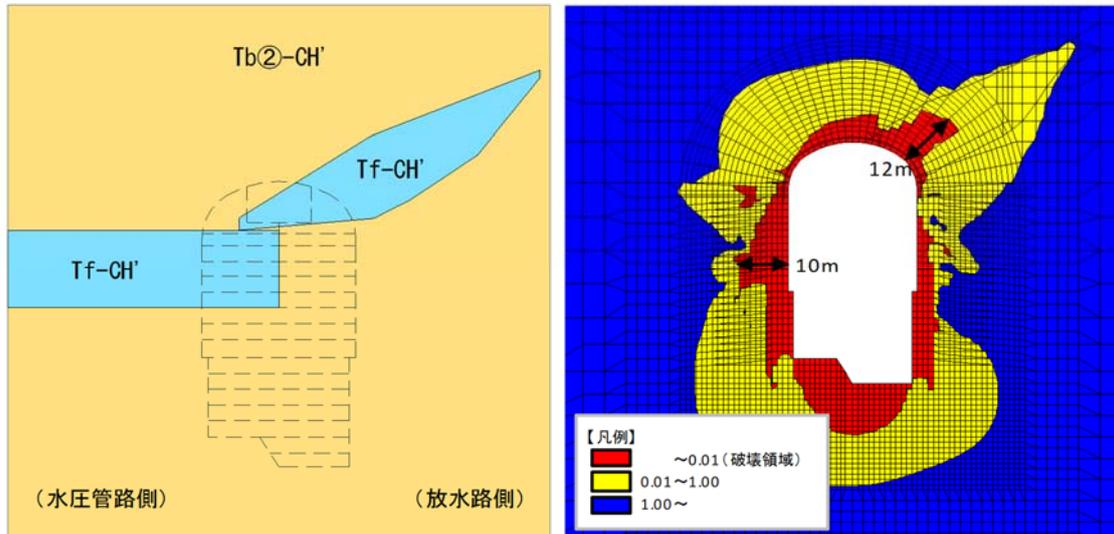


図5-12 解析モデル及び解析結果（5-A断面）<sup>11)</sup>

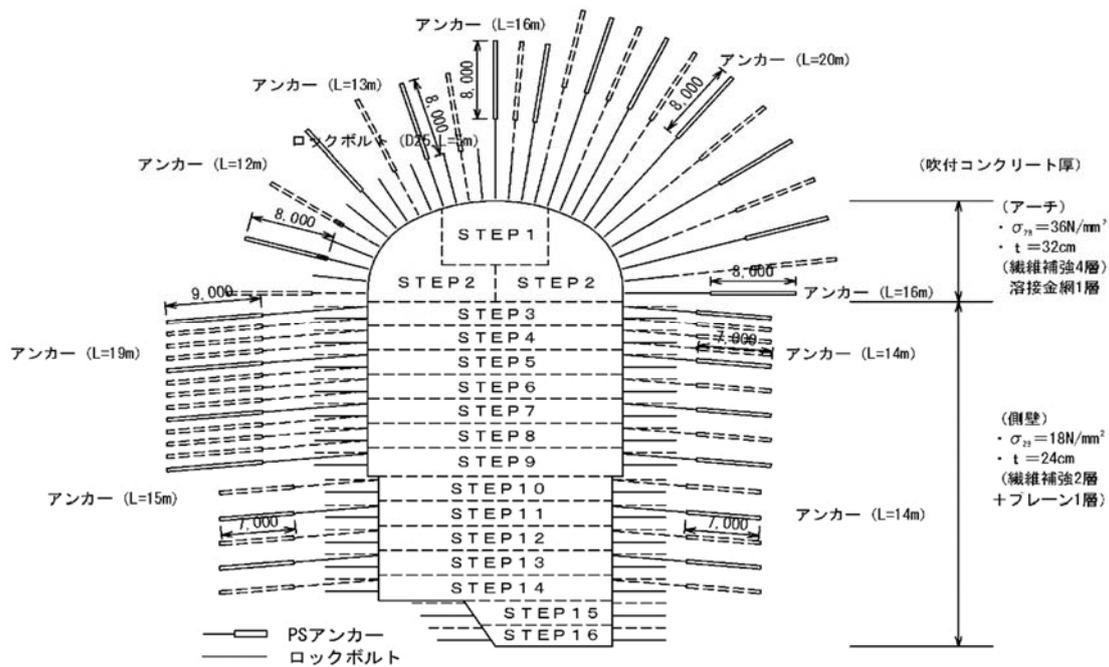


図 5-13 支保パターン（5-A 断面）<sup>11)</sup>

### 5.4.3. 施工概要

地下空洞は、図 5-11 に示す通り、高さ 45.8 m、幅 24.0 m、長さ 141.0 m の弾頭形を有しており、総掘削量約 12 万 m<sup>3</sup>、最大断面積約 1,000 m<sup>2</sup>におよぶ大規模なものである。当地点では、支保部材は地山の有する強度を有効に活用する NATM（New Austrian Tunneling Method）の考え方にに基づき、吹付けコンクリート、ロックボルト及び PS（Prestressed）アンカーを用いた。支保パターンの一例を図 5-13 に示す。地下空洞は、アーチ部とベンチ部に大別し、アーチ部 2 ステップ（STEP1：頂設導坑、STEP2：切広げ掘削）、ベンチ部 14 ステップの合計 16 ステップで掘削した。

### 5.4.4. 計測概要

計測断面は、図 5-11 に示す通り、空洞全体の岩盤挙動を把握するため、空洞長軸方向にほぼ均等に 7 断面を配置した。計測管理項目は、岩盤変位、アンカー荷重、ロックボルト軸力及び内空変位とした。岩盤変位は掘削前に周辺トンネルから事前に岩盤変位計を設置し、先行変位が確認できる方式を採用した。計測機器の配置例を図 5-14 に示す。

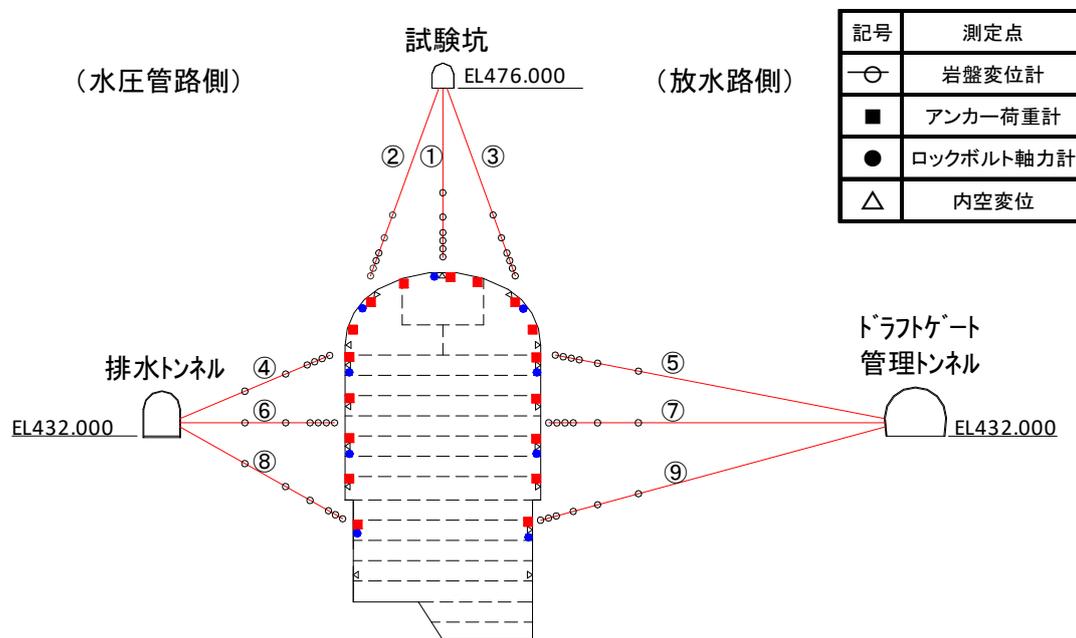


図 5-14 計測機器配置図（5-A 断面）<sup>11)</sup>

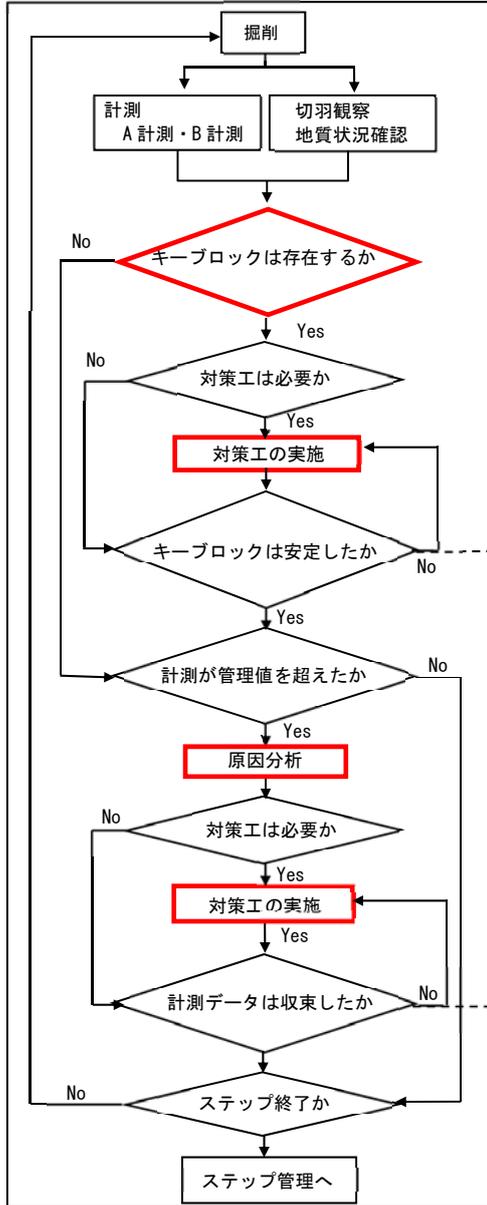
#### 5.4.5. 情報化施工概要

掘削の施工管理は、日々の掘削に応じて恒常的に管理する日常管理と掘削ステップ毎の単位で管理するステップ管理を組み合わせで行った。日常管理では、周辺岩盤の挙動計測結果、切羽毎の地質観察結果、キープロック解析結果等から、既設支保の健全性や対策工の要否を確認した。

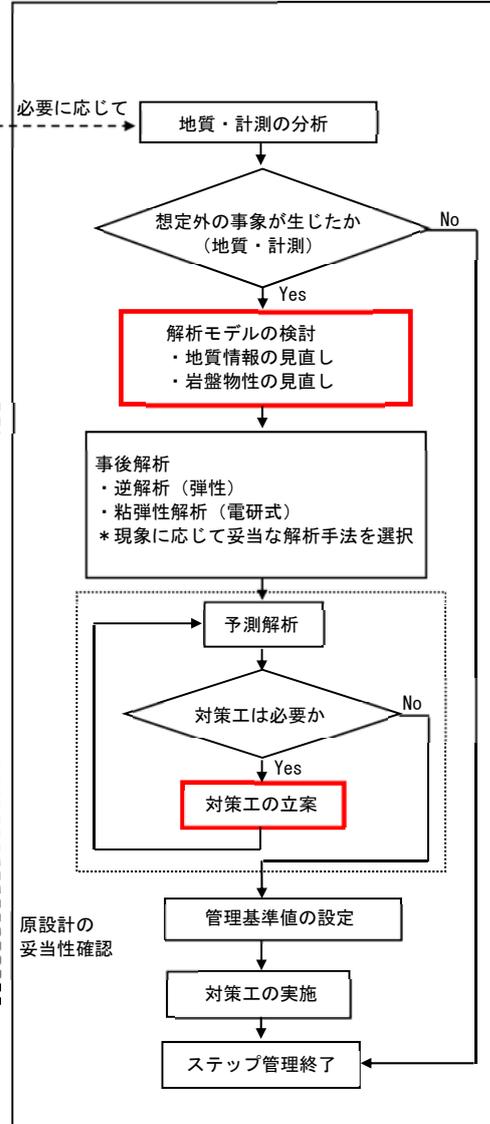
一方、ステップ管理では、掘削ステップ毎に日常管理で得られた地質及び計測情報を分析し、想定と異なる地質分布や計測結果を確認した場合には、解析に用いる地質モデルの見直しや逆解析、粘弾性解析による事後解析で現状の周辺岩盤挙動を再現し、これらの結果に基づく予測解析から、最終掘削完了時での地下空洞の安定性や支保設計の妥当性を評価・検討した。

削孔検層結果は、①切羽観察結果でキープロック形成が予想された場合の地下空洞背面における不連続面の延長確認、②計測異常値が出た場合の原因分析、③ステップ管理における地質解析モデル検討時の地質情報の見直し（不連続面のモデル化）、④対策工の検討時などに使用した。情報化施工管理フローを図 5-15 に示す。

【日常管理】



【ステップ管理】



——— 削孔検層結果の活用

図 5-15 情報化施工管理フロー11)

## 5.5. 地山評価概要

### 5.5.1. 削孔検層機能

#### (1) 削孔検層の概要

削孔検層 (DRISS) <sup>5), 6)</sup> は、油圧式削岩機による削孔を行い、削岩機の油圧センサ (フィード圧、回転圧、打撃圧、ダンピング圧) 及び削孔速度の測定結果に基づき算出した削孔エネルギー等から、削孔した区間の地山性状を定量的に評価しようとする切羽前方探査法である。削孔検層の概要とシステム構成を図 5-16 に示す。

削孔検層による地山評価のパラメータは削孔速度、削孔エネルギー、ダンピング圧 (削孔反力) であり、断層等の弱層部を削孔した場合、削孔速度が大きくなり、削孔エネルギー及びダンピング圧は小さくなる傾向を示す。これらの地山評価パラメータのうち、削孔速度及びダンピング圧は、独立した評価指標として捉えることはできるが、削孔条件 (削岩機の打撃能力、削孔径、削岩機型式等) に差異があると、過去の実績データとの比較検討ができないという課題があった。

そのため、本手法では削孔に要する入力値 (打撃エネルギー) を考慮するため、式(5-1)か

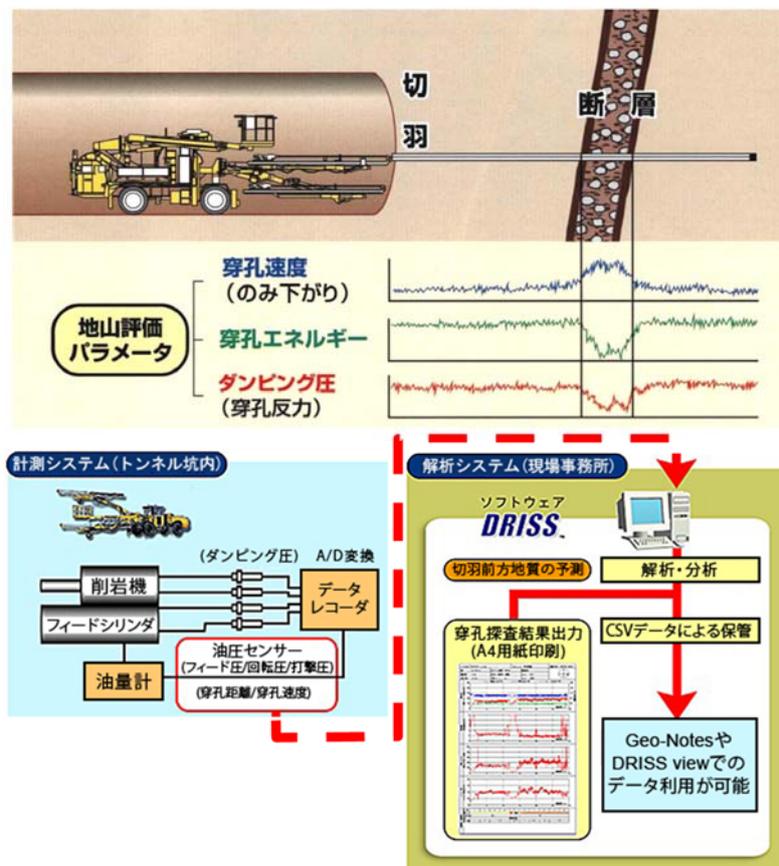


図 5-16 削孔検層の概要及びシステム構成 <sup>5), 6)</sup>

ら算出される削孔エネルギー（単位体積当りの岩盤を削孔するのに要したエネルギー量）を最も主要な地山評価パラメータと位置付けた。

$$E_d = (E_p \cdot C_p) / (V_d \cdot S) \quad (5-1)$$

$E_d$ ：削孔エネルギー（MJ/m<sup>3</sup>）

$E_p$ ：打撃エネルギー（MJ）

$C_p$ ：打撃数（bpm）

$V_d$ ：削孔速度（m/min）

$S$ ：孔断面積（m<sup>2</sup>）

## (2) 削孔検層による岩盤等級評価

削孔検層の利点としては、地山を削孔することで得られる地山評価パラメータ（削孔エネルギー）から、複雑に変化する岩盤等級を推定できる点が挙げられる。しかし、サイト依存性が強く、サイト毎に適正なキャリブレーションを行う必要がある。大規模地下空洞では岩盤等級分布の特徴として、良好な岩盤が分布するサイトで計画されるため、トンネルや前章で示したダム原石山と比較して CL 級や D 級の岩盤等級低下部が少ない。また、アンカー削孔は削孔水を用いるため、スライムの排出が悪く下向きの削孔検層ができない。以上の理由から、前章 4.5.4 節で示した岩盤等級が既知であるボーリング孔（鉛直下向き）の近傍で削孔検層を行いキャリブレーションすることができない。そこで、本地点ではボーリング調査密度が高い特徴を生かして、地下空洞設計時の地山性状実績としてボーリング調査で判明した各岩盤等級の構成比率とアーチ部削孔時の削孔エネルギーの分布比率の照合により、岩盤分類に必要な基準値設定を試みた。

ボーリング調査は、地下空洞の上方約 23 m の試験坑（延長 266 m）から実施（21 孔、

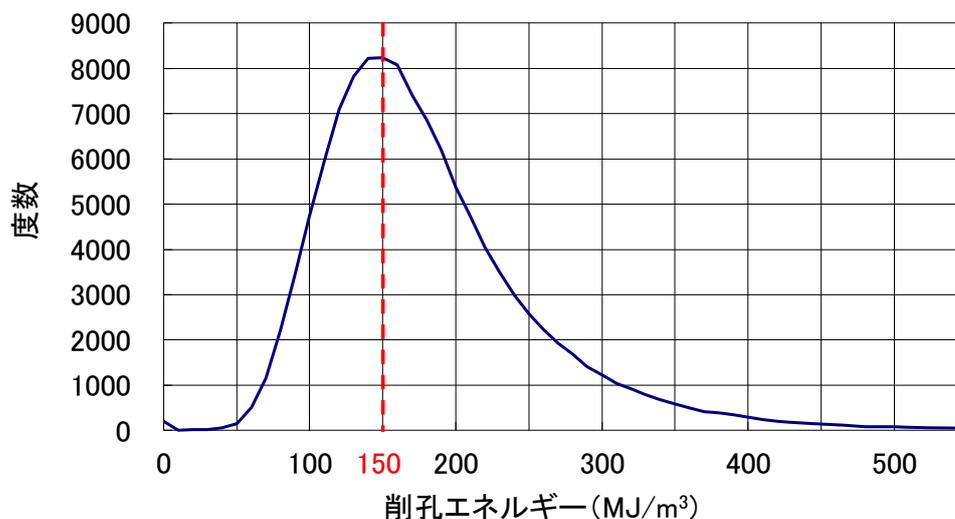


図 5-17 削孔エネルギーの頻度分布

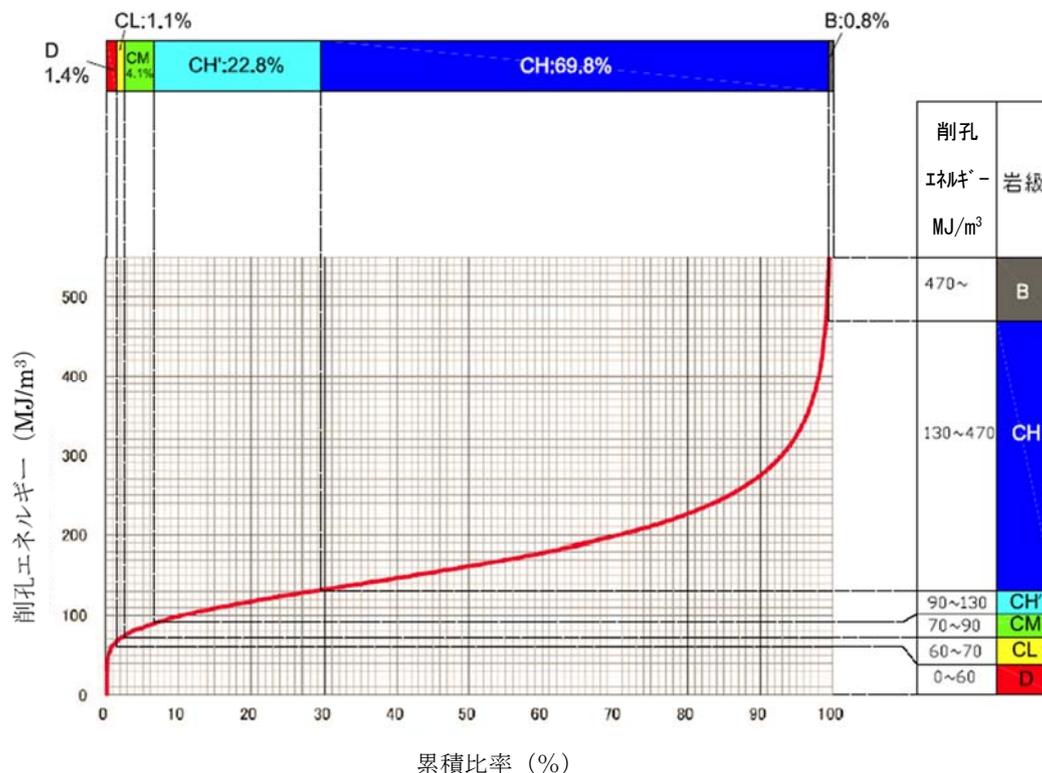


図 5-18 削孔エネルギーの累積分布

表 5-2 削孔エネルギーによる岩盤分類の基準値

岩盤等級区分	岩盤等級の構成比率	削孔エネルギー基準値
B 級	0.8%	470MJ/m <sup>3</sup> ~
CH 級	69.8%	130~470MJ/m <sup>3</sup>
CH' 級	22.8%	90~130MJ/m <sup>3</sup>
CM 級	4.1%	70~90MJ/m <sup>3</sup>
CL 級	1.1%	60~70MJ/m <sup>3</sup>
D 級	1.4%	0~60MJ/m <sup>3</sup>

総延長 815m) した<sup>3)</sup>。ボーリング調査結果から判明した各岩盤等級の構成比率は、B 級：0.8%、CH 級：69.8%、CH' 級：22.8%、CM 級：4.1%、CL 級：1.1%、D 級：1.4%であった。

削孔検層は、アーチ部掘削時に計測した削孔エネルギー（0.1 m 毎にデータ採取、データ総数は約 12 万個）を使用した。削孔条件は、打撃圧 20 MPa、回転圧 5 MPa、フィード圧は 4 MPa で一定とした。削孔エネルギーの頻度分布を図 5-17 に示す。削孔エネルギーの最頻値は 150 MJ/m<sup>3</sup>であった。この削孔エネルギーのデータ群をボーリング結果における岩盤等級構成比率で分類することで、削孔エネルギーによる岩盤等級評価の基準値を設定

した。削孔エネルギーの累積分布図を図 5-18 に、岩盤分類の基準値（岩盤等級区分と削孔エネルギーとの対応関係）を表 5-2 に示す。また、表 5-2 の岩盤分類基準値に対応した削孔エネルギー分布の表示例を図 5-19 に示す。CH 級の削孔エネルギーは広範囲（130～470 MJ/m<sup>3</sup>、最大値/最小値=3.6）となるが、ボーリング調査で得られた CH 級の一軸圧縮強度（50～160 MPa、最大値/最小値=3.2）も概ね同傾向であり岩盤分類基準値としては妥当と判断した。

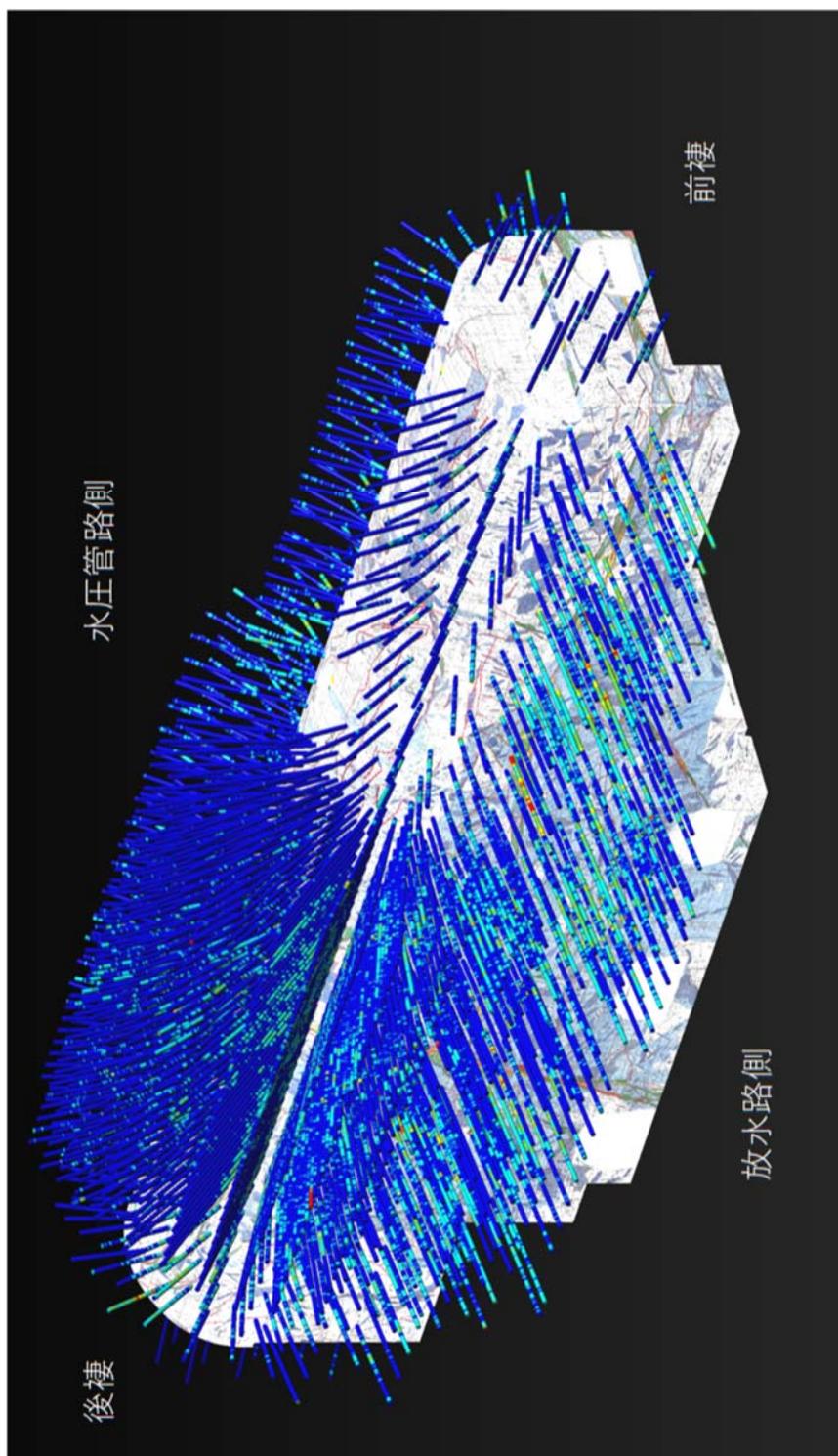


图 5-19 削孔檢層結果表示例

### (3) 削孔エネルギーによる岩盤等級評価の妥当性検討

削孔エネルギーによる岩盤等級評価の妥当性を確認するため、アーチ部掘削完了段階で、アンカー孔を利用した BHTV 観察（6 孔、総延長 61.2m）を実施した。BHTV 観察結果の一例を図 5-20 に示す。

妥当性は、アンカー孔内の BHTV 観察結果に基づき岩盤等級判定を行い、10cm ピッチ毎に当該孔で計測した削孔エネルギーと岩盤等級との相関を確認した。岩盤等級判定基準と評価項目のランク区分を表 5-3 に示すが、硬軟区分については、ハンマー打診による確認が出来ないため、不連続面端部における岩片角稜部の鋭利度合い（鱗片状であるか又は細粉状であるか）から定性的に評価した。

岩盤等級毎の削孔エネルギーの頻度分布を図 5-21 に、岩盤等級別に整理した削孔エネルギー基準値と平均値を表 5-4 に示す。削孔エネルギーのデータ数は、CH 級 547 個、CH' 級 73 個、CM 級 17 個であり、B 級、CL 級、D 級は当該岩盤等級が出現しなかったため、BHTV との比較検討は行っていない。CH、CH' 級については、設定した削孔エネルギーの基準値を満足するものであった。CM 級については、基準値より 10MJ/m<sup>3</sup> 程度高い値を示したが、これはサンプル数が少ないことに加え、境界部で CH、CH' 級の影響を受けたためと考えられる。

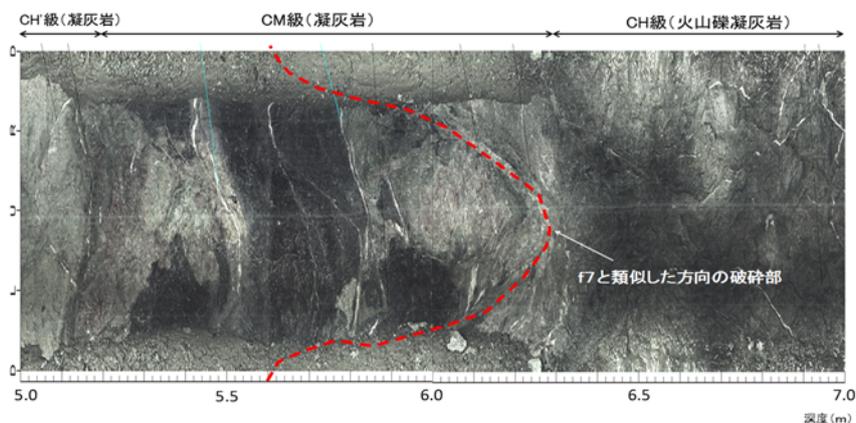


図 5-20 BHTV 観察結果の一例

表 5-3 岩盤等級判定基準及び評価項目のランク区分

(岩盤等級判定のマトリックス評価基準)

硬軟	割れ目の状態	割れ目の間隔				
		I	II	III	IV	V
A	a	B	CH	CM	—	—
	b	B	CH	CM	—	—
	c	CH	CM	CL	—	—
	d	—	—	—	—	D
B <sup>+</sup>	a	CH	CH	CM	CL	—
	b	CM	CM	CM	CL	—
	c	CM	CM	CL	CL	—
	d	—	—	—	—	D
B <sup>-</sup>	a	CH'	CH'	CM	CL	—
	b	CM	CM	CM	CL	—
	c	CM	CM	CL	CL	—
	d	—	—	—	—	D
C	a	CL	CL	CL	CL	—
	b	CL	CL	CL	CL	—
	c	CL	CL	CL	CL	—
	d	—	—	—	—	D
D	a	—	—	—	—	—
	b	—	—	—	—	—
	c	—	—	—	—	—
	d	D	D	D	D	D

(評価項目のランク区分)

		岩盤状況	
岩石の硬軟	A	岩片は概ね堅固。ハンマー打診音は澄んだ音を発する。	
	B <sup>+</sup>	岩片はやや軟質。 ハンマー打診音はやや鈍い音を発する。	岩片角稜部がハンマーの打撃にて鱗片状に割れる。
	B <sup>-</sup>		岩片角稜部がハンマーの打撃にて潰れる。細粉化する場合もある。
	C	岩片は軟質。ハンマー打診音は非常に鈍い音を発し、軽打で砕ける。	
	D	岩片は非常に軟質で指圧で変形するか、ハンマーのピックが容易に突き刺さる。	
割れ目の状態	a	密着している、あるいは分離しているが、割れ目面で風化・変質による劣化は認められない。	
	b	割れ目面で風化・変質による劣化は認められるが、岩片はほとんど影響を受けていない。	
	c	割れ目からの風化・変質によって、岩片軟質部が厚さ1~2mm以上の粘土の挟みが認められる。	
	d	割れ目として認識できない角礫状、砂状、粘土状。	
割れ目の間隔	I	30cm以上	
	II	10~30cm	
	III	3~10cm	
	IV	亀裂の密集した岩盤(3cm以下)	
	V	角礫状~粘土状	

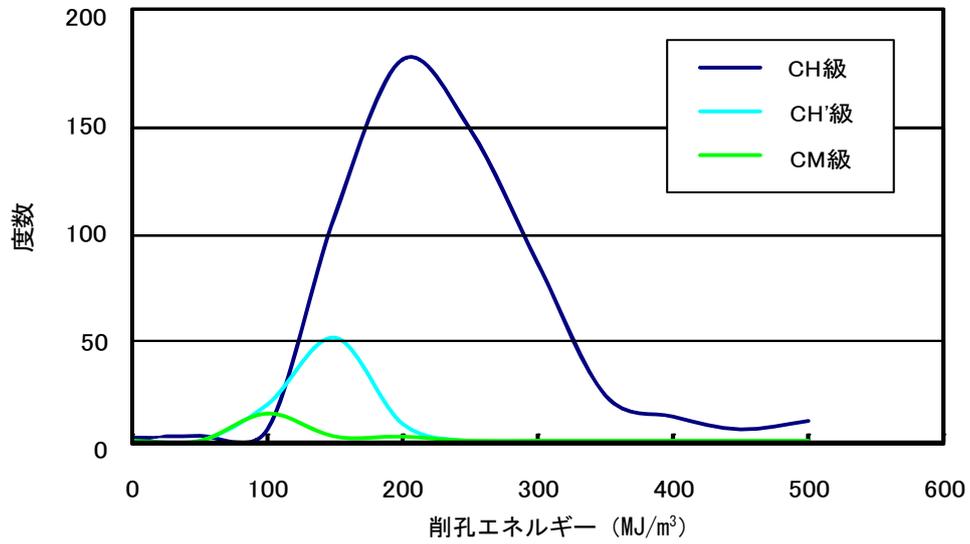


図 5-21 岩盤等級と削孔エネルギーとの関係

表 5-4 岩盤等級別の削孔エネルギー平均値

岩盤等級	平均値	削孔エネルギー基準値
B 級	—	470MJ/m <sup>3</sup> ～
CH 級	212MJ/m <sup>3</sup>	130～470MJ/m <sup>3</sup>
CH' 級	126MJ/m <sup>3</sup>	90～130MJ/m <sup>3</sup>
CM 級	99MJ/m <sup>3</sup>	70～90 MJ/m <sup>3</sup>
CL 級	—	60～70MJ/m <sup>3</sup>
D 級	—	0～60 MJ/m <sup>3</sup>

### 5.5.2. 3次元地質表示機能を用いた地質モデル作成方法

施工前段階の地質モデルは、空洞周辺の坑道やボーリング調査結果から推定したものである。このため、空洞掘削で得られる新たな地質データを追加し、更新することによって地質モデルの精度を向上させる必要がある。地質モデルの変更は、設計変更を伴うことが多いため、施工サイクルに遅れないようにスピードも要求される。本節では、施工サイクルを考慮した地質モデルの変更方法について述べる。地質モデルの更新フローを図 5-22 に示す。3次元地質表示機能は3次元統合可視化ソフトである Geo-Graphia（(株)地層科学研究所製）をカスタマイズし、ボーリング調査の岩種情報、岩盤等級情報、割れ目（不連続面）情報の他、手書きで作成した「地質評価1」の結果をラスターデータとして3次元空間の空洞壁面位置に表示を可能とした。

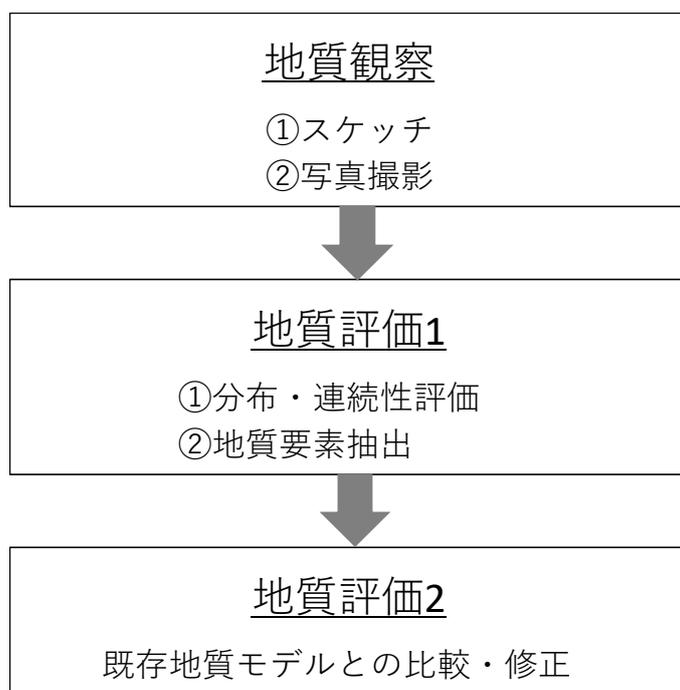
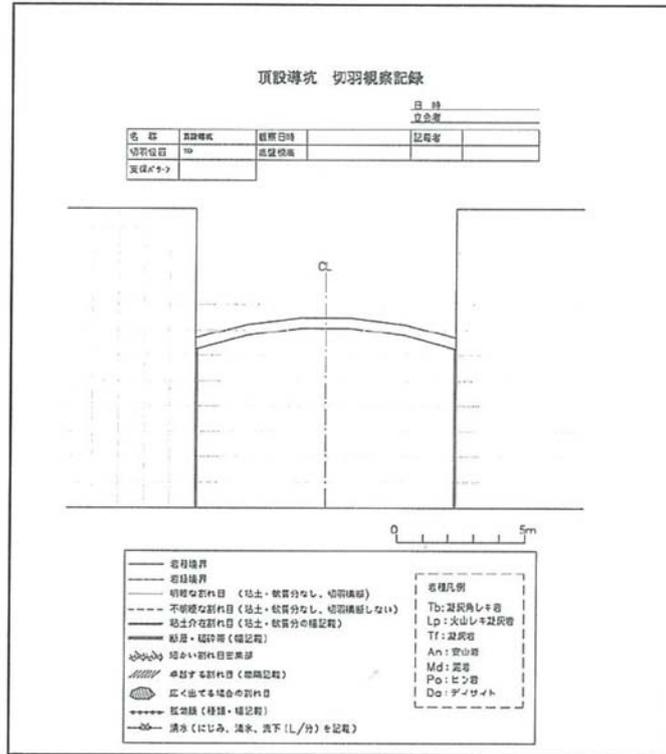


図 5-22 地質モデル変更フロー

(1) 地質観察

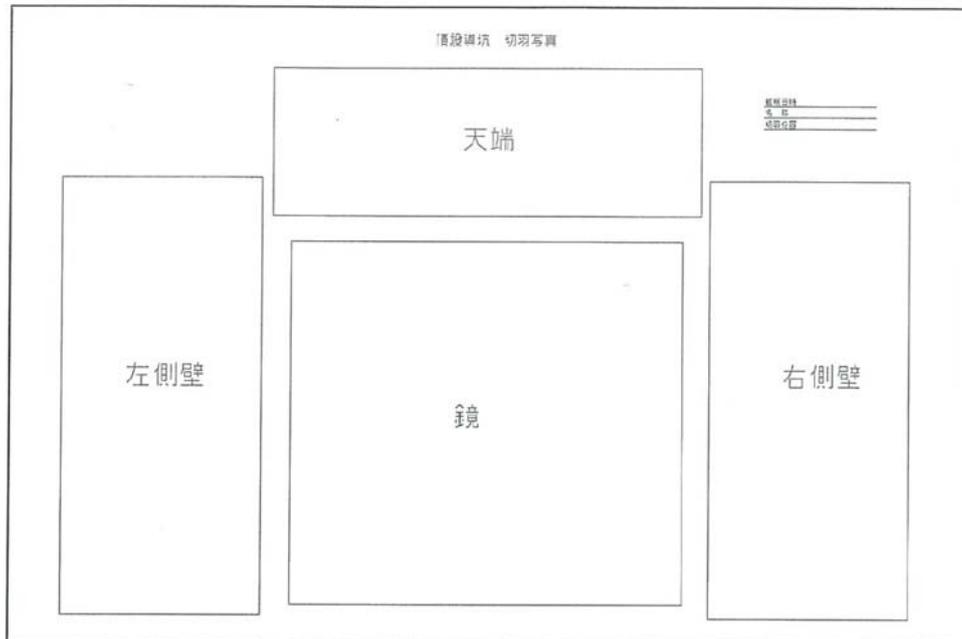
地質観察は支保評価の根拠と地山の不安定化原因の分布と性状を把握することを目的として実施する。観察の結果は、スケッチと写真である。スケッチは、地山安定上問題となる可能性がある地質要素を記載する。不連続面や弱層の分布、性状、連続性に着目して記載を行う（図 5-23 参照）。写真撮影は、スケッチの根拠とするために行う（図 5-24 参照）。



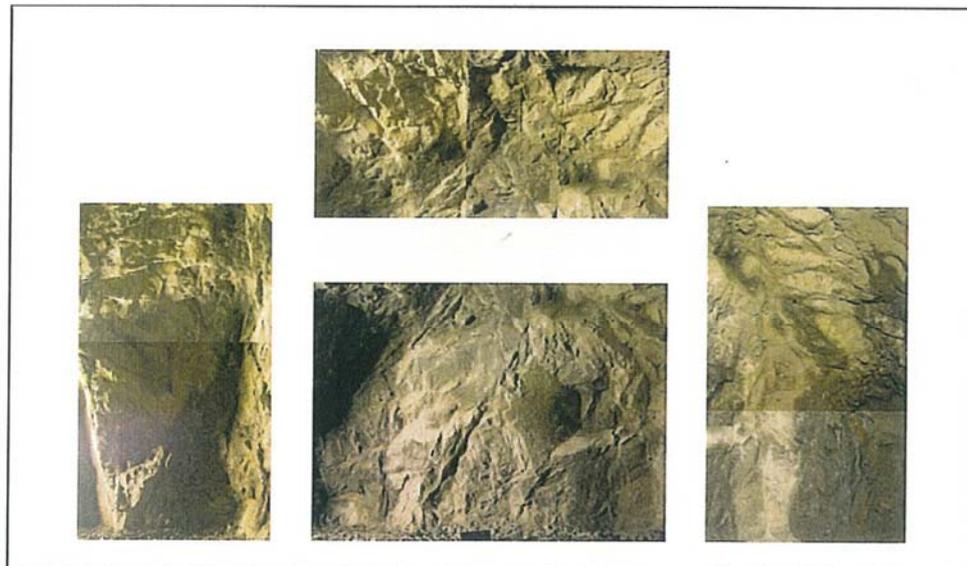
観察記載シート

.....	岩種境界	岩種凡例
- - - - -	岩級境界	Tb：凝灰角礫岩
————	明瞭な割れ目（粘土・軟質分なし、切羽横断）	Lp：火山礫凝灰岩
- - - - -	不明瞭な割れ目（粘土・軟質分なし、切羽横断しない）	Tf：凝灰岩
////	粘土介在割れ目（粘土・軟質分の幅記載）	An：安山岩
////	断層破碎帯（幅記載）	Md：泥岩
XXXX	割れ目密集部	Po：ひん岩
////	一定方向に卓越する割れ目（間隔記載）	Da：デイサイト
////	剥離面として出現する割れ目	
○-○-○-○	鉱物脈（種類・幅記載）	
—●—	湧水（にじみ、滴水）	
—○—	湧水（流下（L/分）を記載）	

図 5-23 観察記録シート（上）と観察凡例（下）



観察写真シート



観察写真例

図 5-24 観察写真シート（上）と観察写真例（下）

## (2) 地質評価 1

地質評価 1 は、分布・連続性評価と地質要素抽出に分けられる。分布・連続性評価では、空洞の地質展開図を作成し、空洞側壁での不連続面および弱層の分布を評価した。図 5-25 は施工時にアーチ切詰め部の展開図を作成し、頂設導坑の地質観察結果からの地質要素の連続性や分布を確認した例である。F6 断層の連続性を確認したが、割れ目 1 と割れ目 2 は連続性が確認されず、F6 断層で切られていることが判明した。これと同様に、岩種の分布についても連続性を評価した。

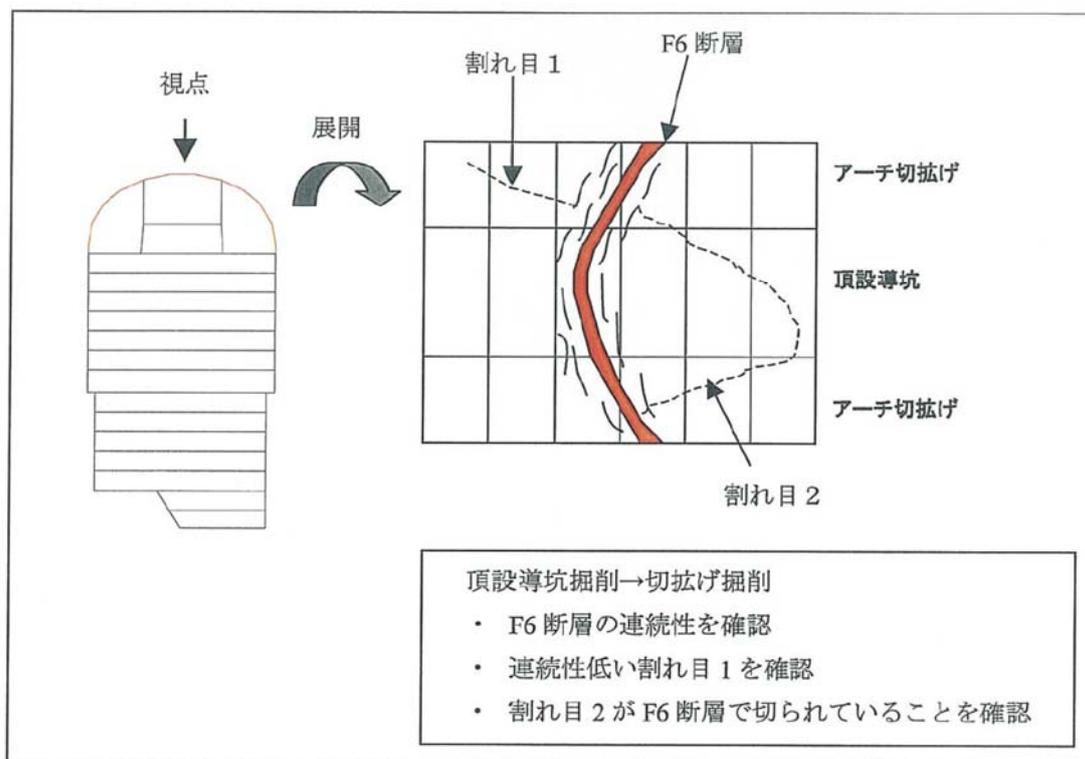


図 5-25 分布連続性評価の例（アーチ切詰め時）

地質要素抽出では、空洞側壁での不連続面の分布結果から、連続性の良いものや粘土等軟質分を介在するものを抽出し、地質モデルに取り込む地質要素とした（図 5-26 参照）。地質モデルに取り込んだ不連続面は割れ目 0 から出現順に不連続面リストに登録した。不連続面リストには、①介在物（粘土、細粒分等）、②粘土幅、③岩盤等級低下部の幅と要因（硬さ又は割れ目間隔）、④割れ目モデルの走向・傾斜、⑤空洞壁面との交差角、⑥評価（断層（破碎幅 10cm 以上）、小断層（破碎幅 10 cm 未満）、節理）を記録する他、不連続面の性状を視覚的に確認できるボーリングコア写真、BHTV 画像、切羽写真を添付し管理した。

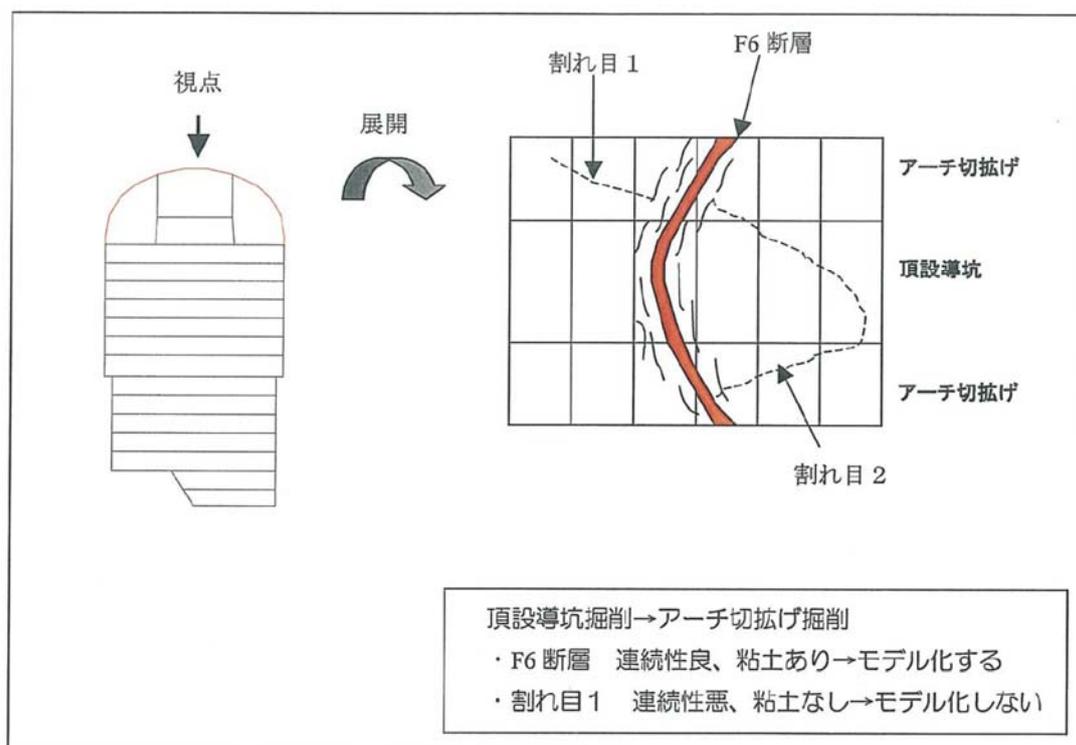


図 5-26 地質要素抽出例（アーチ切詰め時）

### (3) 地質評価 2

既存の地質モデルに「地質評価 1」で抽出した地質要素をモデル化する。主に不連続面の連続性について、既存モデルと比較し更新を行った。図 5-27 は F-6 断層に関して、既存モデルとして、空洞掘削前のボーリング調査、試験坑、排水トンネルで確認されていたものと、アーチ部掘削で確認された F6 断層を示したものである。性状や方向が類似し、これらが連続する可能性が高いので、一つの円盤で F6 断層をモデル化したものを図 5-28 に示す。

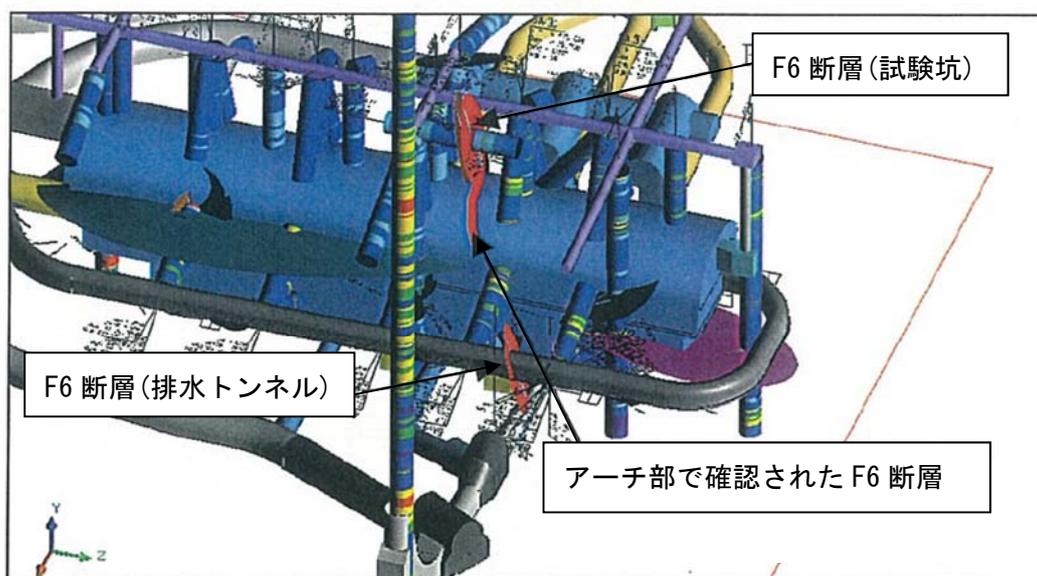


図 5-27 アーチ掘削で確認された F6 断層と周辺トンネルで確認された F6 断層

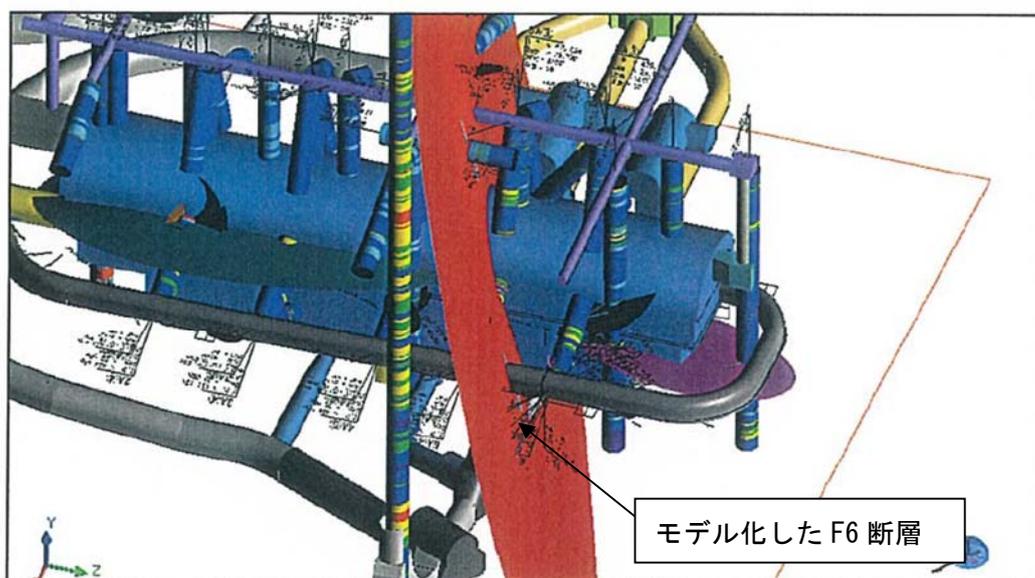


図 5-28 F6 断層に関する地質モデルの更新

### 5.5.3. 3次元地質表示機能を用いた地質モデル作成結果

3次元地質表示機能を用いた地質モデル作成結果を岩種、岩盤等級、不連続面の順に示す。

#### (1) 岩種モデル

図 5-29 に岩種モデル作成結果を示す。

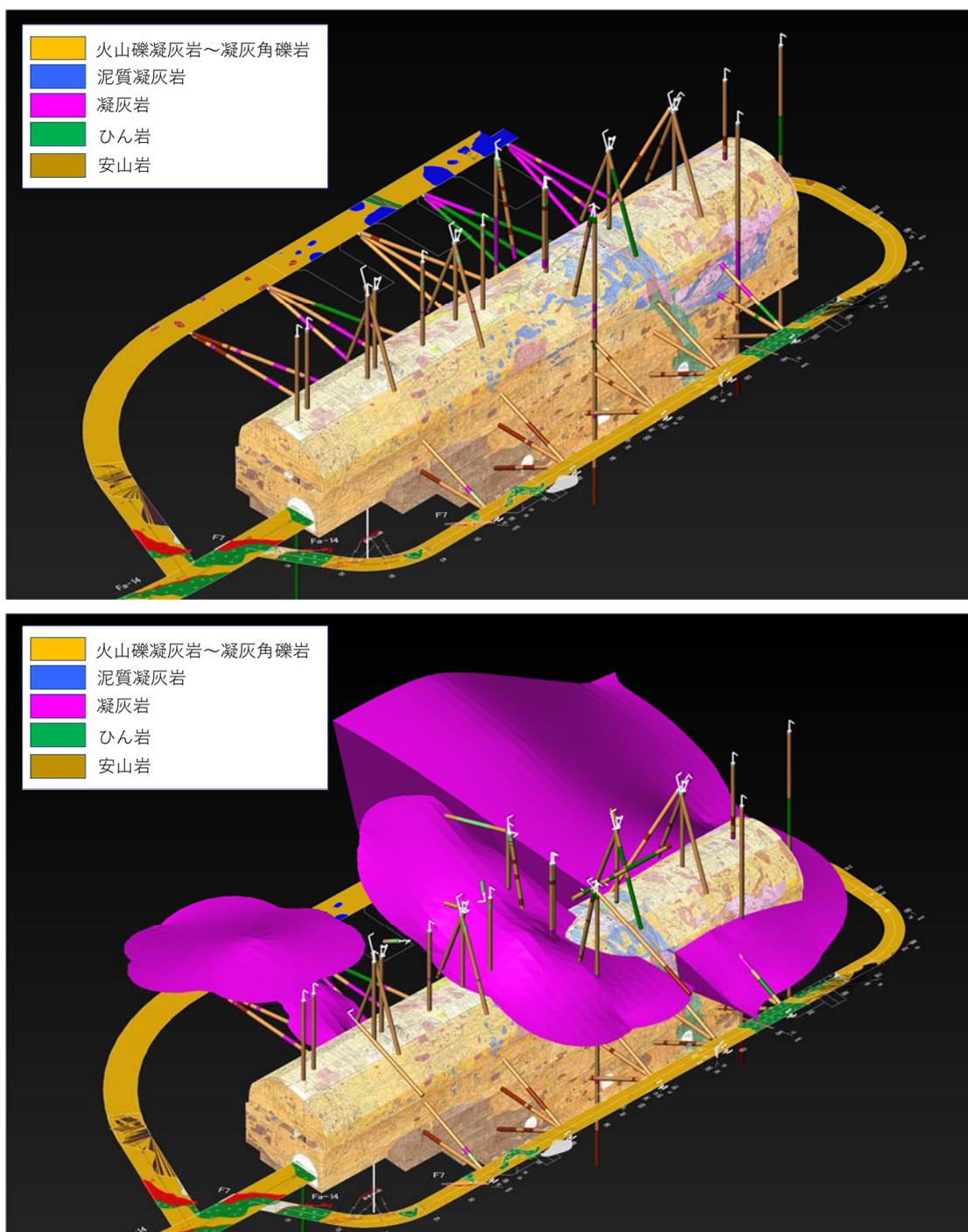


図 5-29 岩種モデル（上：地質観察+ボーリング結果、下：凝灰岩のモデル化結果）

## (2) 岩盤等級モデル

図 5-30 に岩盤等級モデル作成結果を示す。

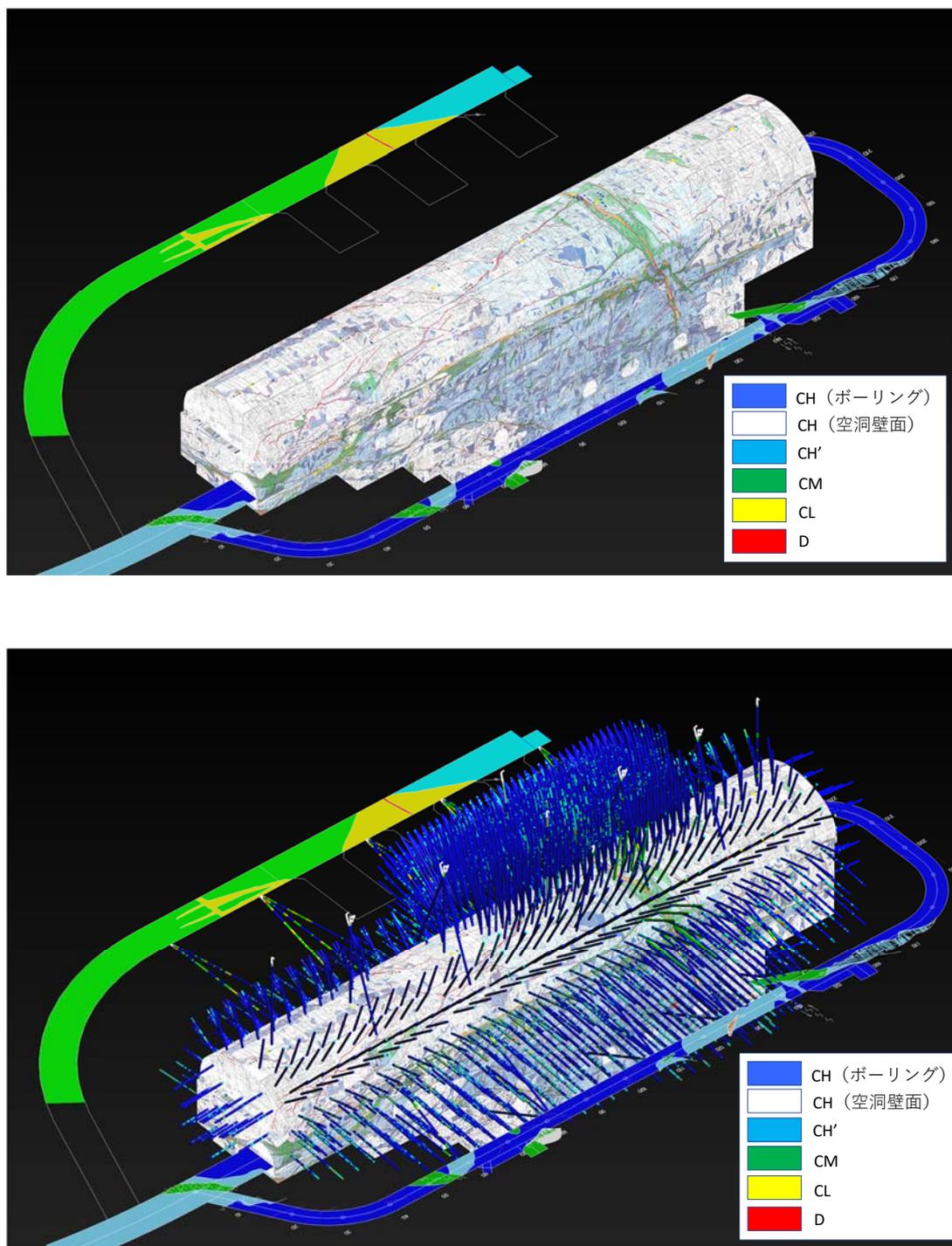


図 5-30 岩級モデル (上：地質観察結果のみ、下：空洞背面情報)

(3) 不連続面モデル

図 5-31 に不連続面モデル作成結果を示す。

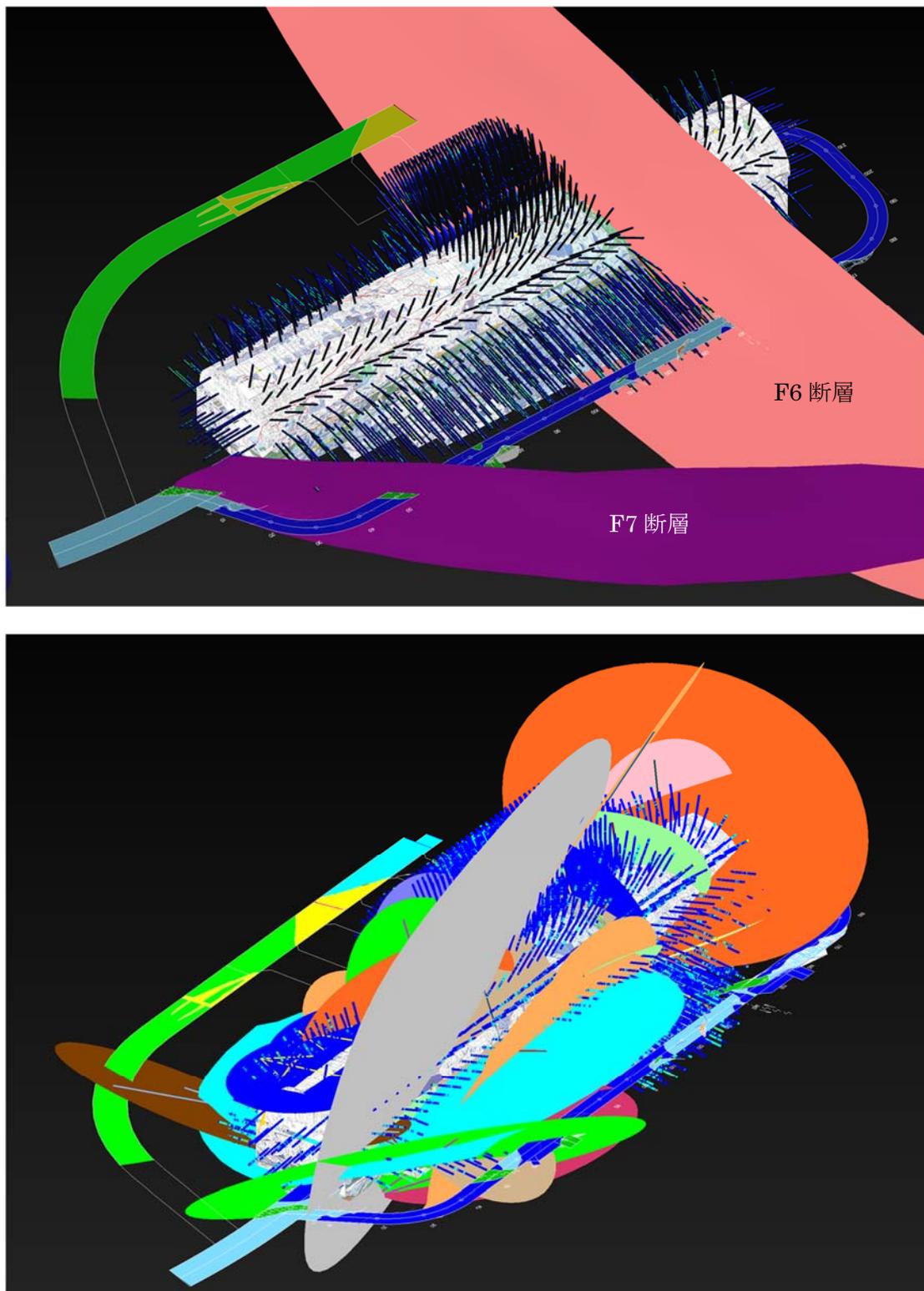


図 5-31 不連続面のモデル化結果（上：破碎帯、下：小断層と粘土脈）

## 5.6. 情報化施工管理結果と考察

削孔検層による地山内部評価を情報化施工管理へ適用した結果の代表例としてアーチ部掘削時の結果とベンチ掘削時の結果を以下に示す。

### 5.6.1. アーチ部掘削時における施工管理結果

#### (1) 地質観察結果

アーチ部掘削時の地質観察結果を図 5-32 に示す。水圧管路側のアーチ部切上げ掘削時の壁面に連続性が良い不連続面 f7 を確認した。この不連続面は、前妻～TD30 は粘土脈、TD30～TD45 は CM を伴う小断層、TD45～TD82 は CM と CL を伴う破碎帯と幅の変化が著しい特徴があった。また、TD82～F6 断層の区間はアーチ部の底盤下に潜り込み性状は不明となった。この様に 1つの破碎帯であるにも関わらず幅が膨縮したり、連続方向が湾曲したりする特徴を有するため、不連続面 f7 は精度良く解析用の地質モデルとするのが難しいことが想定された。

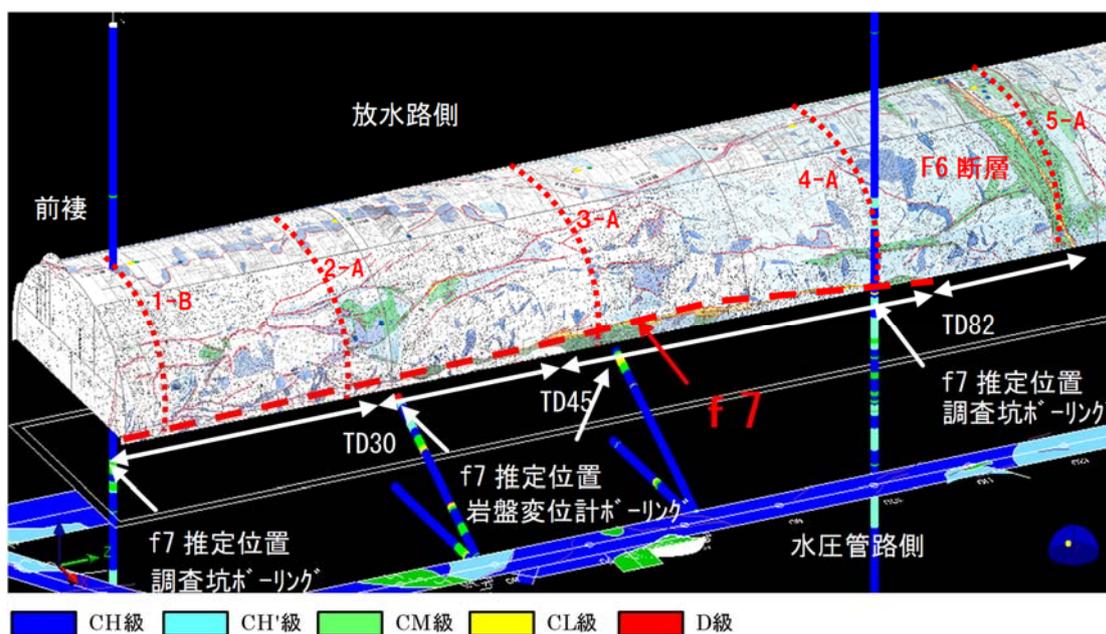


図 5-32 アーチ部掘削時の地質状況

## (2) 計測結果

アーチ部掘削段階における岩盤挙動の一例として、2-A 断面における岩盤変位の計測結果を示す。比較的大きな変位を示した図 5-33 での測線④の経時変化図を図 5-34 に示す。また、計測結果と予測解析結果との比較を図 5-33 に示す。測線④においては、図 5-34 中の断面 3 や断面 5 といった水圧管路側の掘削に伴い岩盤変位が急増し、アーチ部掘削完了時には最大で約 22 mm の変位を生じた。この値は、予測解析値（管理基準値Ⅰ、約 2 mm）よりもかなり大きく、補強検討レベル（管理基準値Ⅱ、約 19mm）の変位も超過するものであった。岩盤変位が急増した時刻に掘削を行っていた箇所との関係を調べた結果、水圧管路側側壁部の変位増加が顕著となった原因は、地質観察で水圧管路側壁面部に確認された不連続面と関係する岩盤のすべりである可能性が高いと推察した。

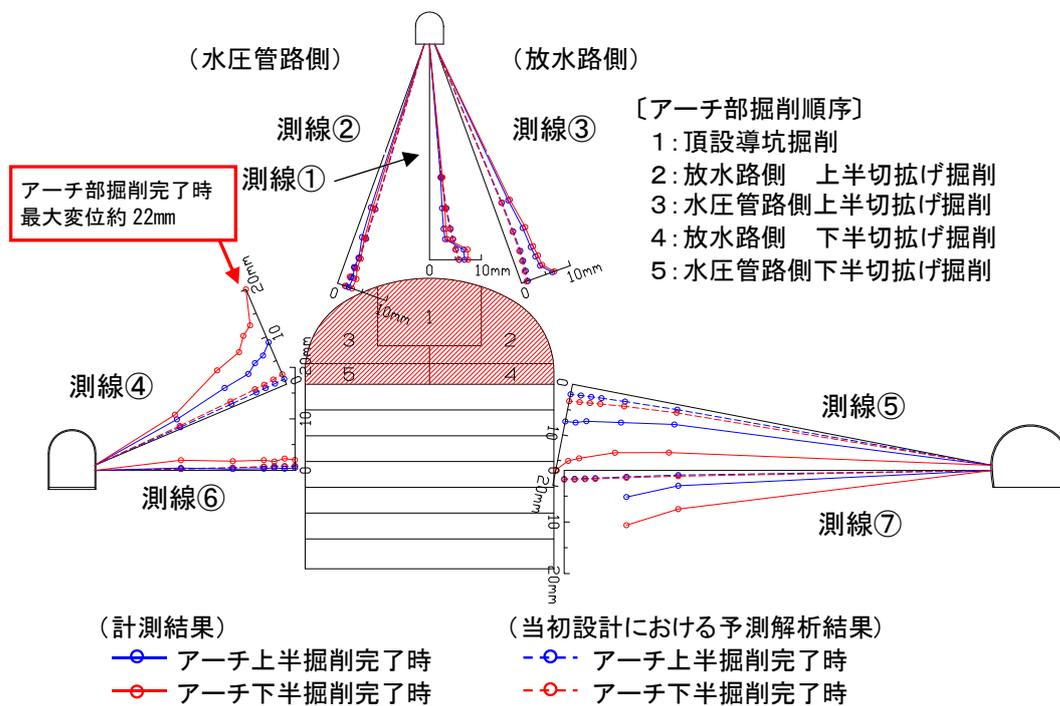


図 5-33 計測結果と予測解析結果の比較 (2-A 断面、測線④)

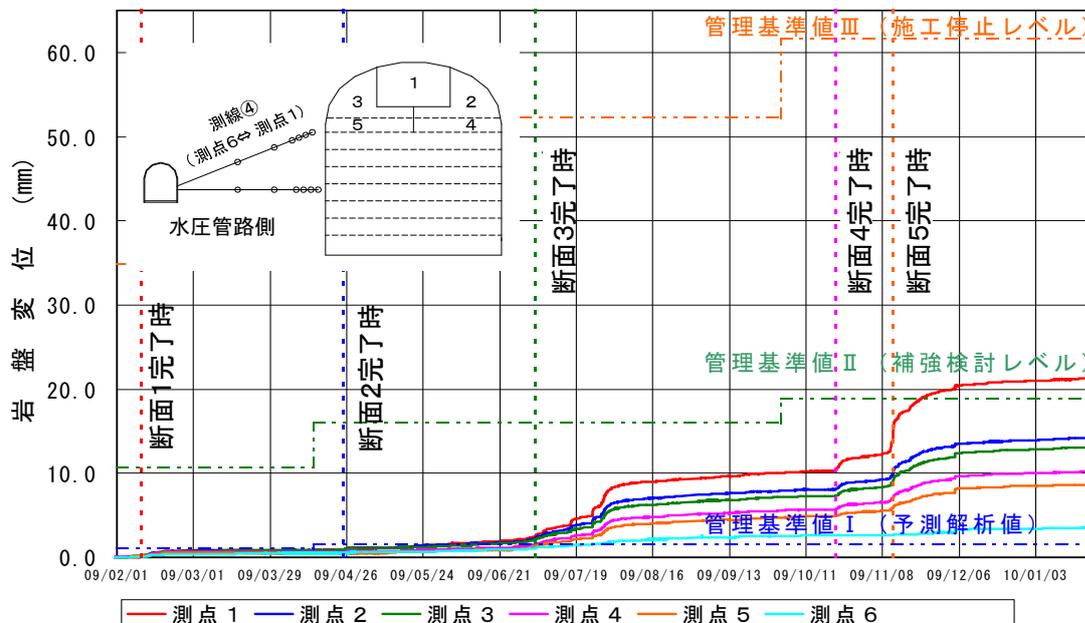


図 5-34 岩盤変位計経時変化図 (2-A 断面、測線④)

### (3) 不連続面の連続性評価

図 5-35 はアーチ部水圧管路側の地質観察結果と施工前のボーリング調査結果（調査坑からのボーリング、岩盤変位計設置ボーリング）に削孔エネルギーより評価した岩盤等級分布図を追記した図である。不連続面 f7 付近からの水平方向のアンカー削孔において、側壁から数 m の位置に CL～CM 級相当の低エネルギー帯が連続的に分布することを確認した（図 5-35 中の f7 通過位置参照）。この低エネルギー帯は、側壁での連続性が確認された不連続面 f7 の空洞背面への延長上に位置したことから、不連続面 f7 に相当すると考えられた。また、不連続面 f7 をさらに空洞背面に延長すると、岩盤変位計設置ボーリングや調査坑ボーリングで確認されこれまで連続性が不明であった岩盤等級低下部（CL～CM 級）に連続することが分かった（図 5-32 中の f7 推定位置参照）。

このようにして地質観察で確認した不連続面 f7、低エネルギー帯、ボーリングで確認された岩盤等級低下部の位置を照合することで、地下空洞背面から掘削面まで続く不連続面 f7 を円盤状にモデル化することができた（図 5-36 参照）。

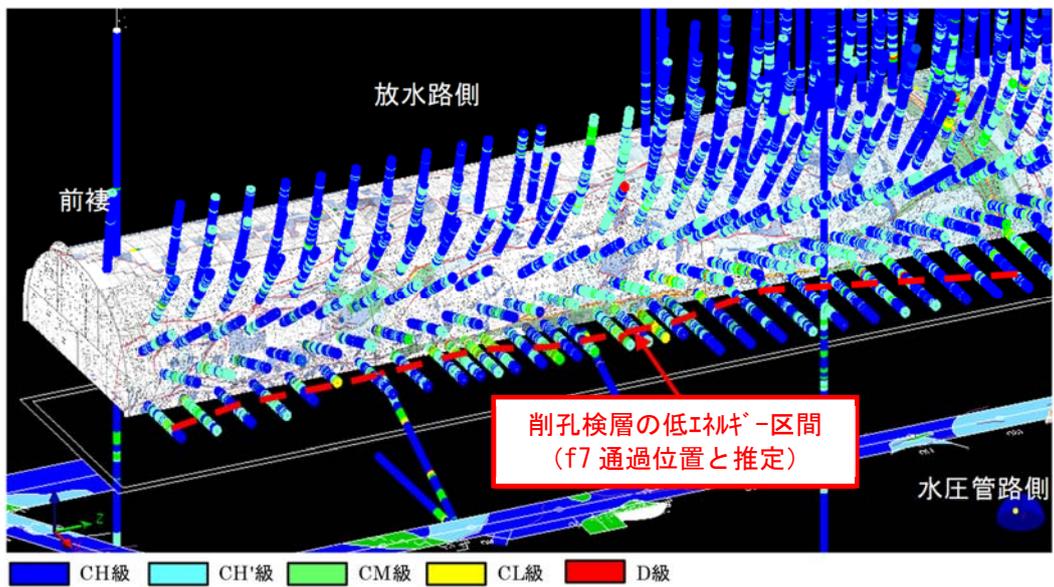


図 5-35 削孔エネルギー分布による岩級評価

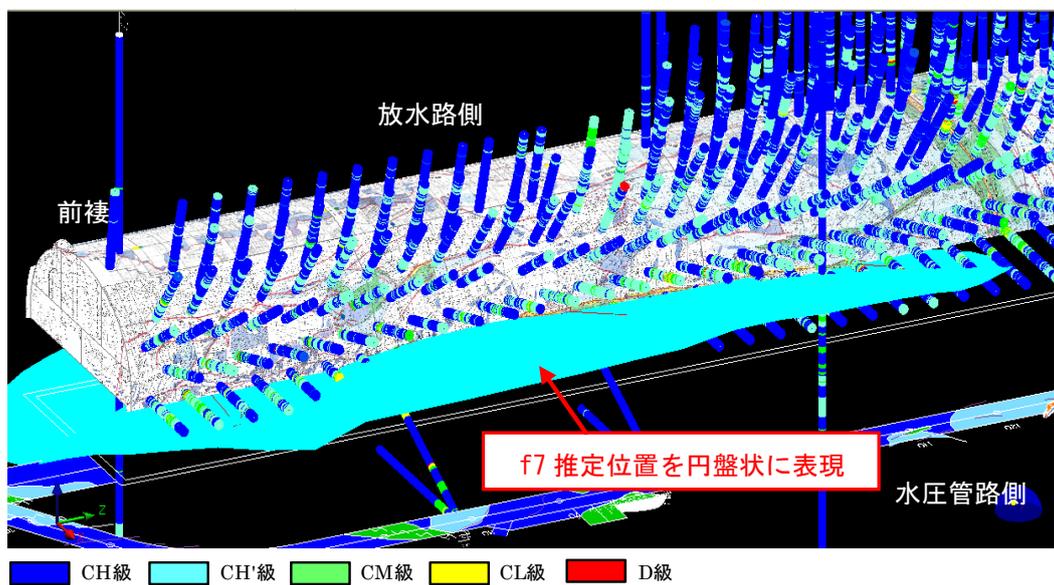


図 5-36 地下空洞背面における f7 位置の推定

また TD82～F6 断層の区間は、f7 がアーチ側壁底盤の下方に潜り込んで、連続性と性状が不明となった。この区間は f7 が F6 断層と交差し岩盤等級低下部の規模が拡大している地質リスクが想定された。このため BHTV と削孔エネルギーによる調査を行った。図 5-37 に BHTV 実施孔の位置と確認された 2 つの不連続面、図 5-38 に削孔検層結果と BHTV 画像のみから判定した岩盤等級評価結果を示す。本図より、不連続面 f7 の延長部にこれと調和する走向・傾斜の不連続面 1 が確認され、不連続面 f7 の延長部と評価された。この不連続面 1 は、図 5-38 の削孔検層結果より、幅約 70cm の CM 級の岩盤等級低下部を伴うことが予想された。一方、BHTV の評価結果では不連続面 1 は幅約 100cm の CM 級を伴うことが推定された。このように、不連続面 f7 に伴う岩盤等級低下部に関しては位置と幅が概ね一致することが確認され、懸念していた、不連続面 f7 と F6 断層の交差により岩盤等級低下部が拡大している地質リスクが低いことが判明した。

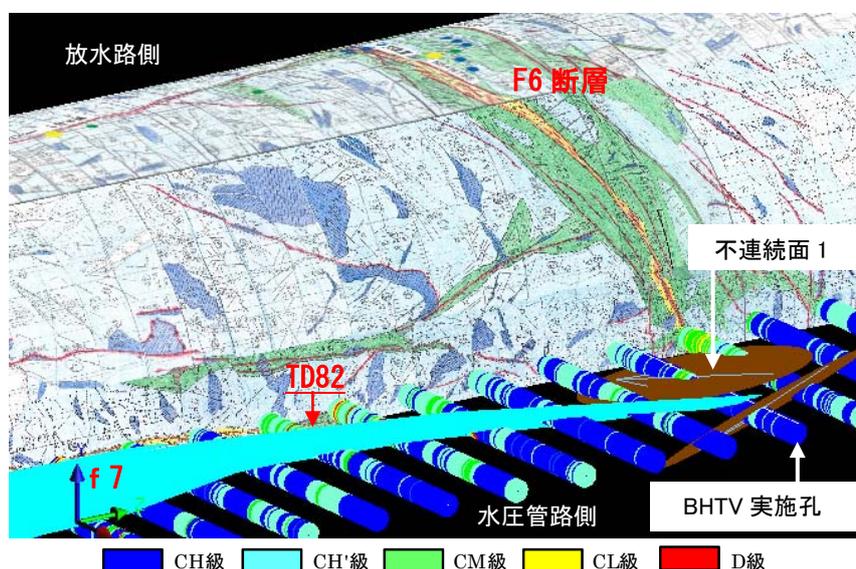


図 5-37 アーチ底盤に潜り込んだ f7 と F6 断層交差部

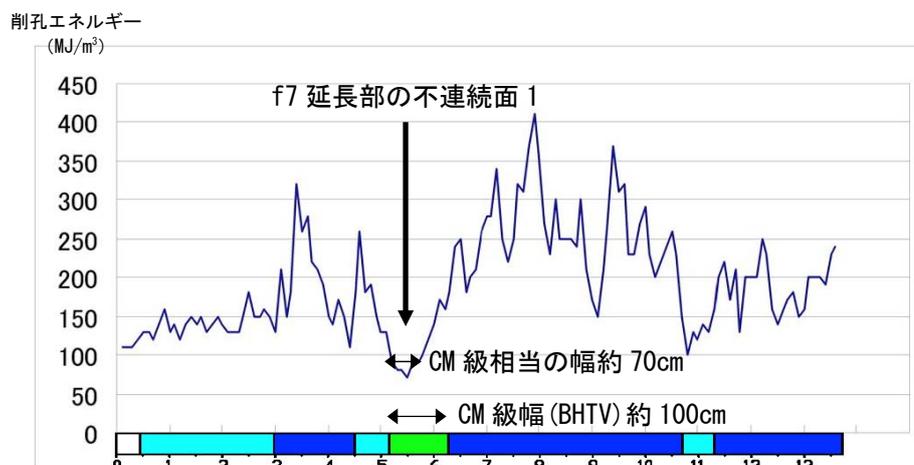


図 5-38 削孔検層結果と BHTV による岩盤分類

#### (4) 不連続面のモデル化

当初設計における解析に用いた地質モデルを図 5-39 の上段に示す。地下空洞掘削前のボーリング調査の結果だけでは、地下空洞周辺における不連続面の分布状況（延長や走向・傾斜等）を十分に把握することは難しいことから、当初設計では不連続面を考慮しない解析モデルを設定していた<sup>11)</sup>。アーチ部掘削完了時における岩盤変位の予測値と計測値の乖離の要因と考えられ、(3)で空洞背面への連続性を検討した不連続面 f7 の他、掘削段階で判明した岩種分布、不連続面を解析のための地質モデルとして追加し、事後解析の地質モデルとした（図 5-39 の下段）。不連続面 f7 に伴う岩盤等級低下部については、削孔エネルギーの分布が最も顕著であった CM 級と設定した。

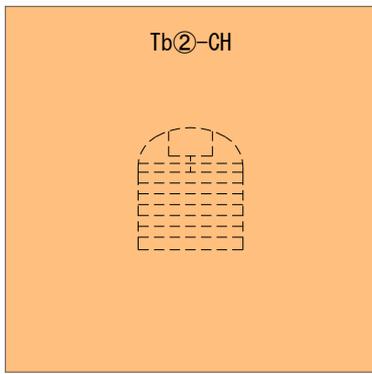
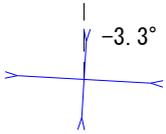
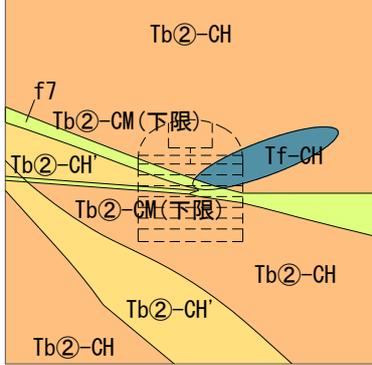
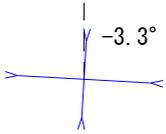
	地 質 モ デ ル	解 析 用 物 性 値
当 初 設 計 時		<p>岩盤物性値(変形係数, 粘着力, 内部摩擦角)</p> <p>Tb②-CH : 17.7GPa 3.2MPa 60.0°</p> <p>初期応力状態 K=1.73 <math>\alpha = -3.3^\circ</math></p> 
事 後 解 析 時		<p>岩盤物性値(変形係数, 粘着力, 内部摩擦角)</p> <p>Tb②-CH : 17.7GPa 3.2MPa 60.0°</p> <p>Tb②-CH' : 10.8GPa 1.6MPa 50.5°</p> <p>Tb②-CM(下限) : 2.9GPa 0.8MPa 40.0°</p> <p>Tf-CH : 12.8GPa 2.0MPa 42.1°</p> <p>初期応力状態 K=1.73 <math>\alpha = -3.3^\circ</math></p> 

図 5-39 計測結果と予測解析結果の比較（2-A 断面、測線④）<sup>11)</sup>

## (5) 事後解析結果と考察

事後解析と事後解析時に変更した地質モデルを用いた予測解析に関しては、武田ほか<sup>11)</sup>、西村ほか<sup>12)</sup>、瀧ほか<sup>13)</sup>において、以下の通りまとめられた。事後解析手法は予測解析同様、非線形粘弾性逐次掘削解析が採用された。2-A 断面の岩盤変位について、岩盤変位計設置時のボーリング結果や掘削段階で判明した岩種分布、不連続面を解析モデルに追加した事後解析結果と計測結果との比較を図 5-40 に示す。図 5-40 を見ると、事後解析結果では、不連続面 f7 を含む弱層部の領域において、CM 級岩盤を新たに設定したことにより、水圧管路側側壁部における岩盤挙動を良く再現できている。これは削孔検層結果から地下空洞背面における不連続面 f7 の岩盤等級評価、分布状況を的確に推定し、解析モデル及び解析用物性値の設定に反映した結果であると言える。また、事後解析で変更した解析モデルを使用して、掘削完了までの予測解析を行った結果、側壁部の緩み領域が最大で 9m まで広がることが確認された (図 5-41 参照)。このため、側壁部の補強対象領域を緩み領域を参考に拡大し、必要数量の PS (Prestressed) アンカーを追加する支保設計となった<sup>11)</sup>。

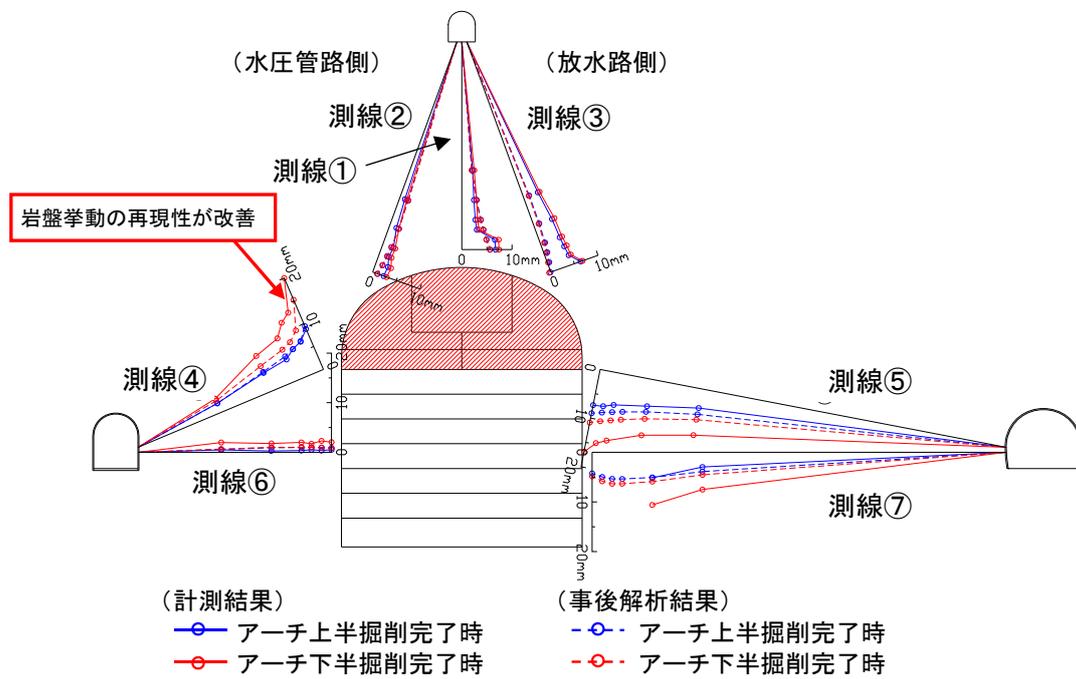


図 5-40 計測結果と事後解析結果の比較 (2-A 断面) 11)に加筆

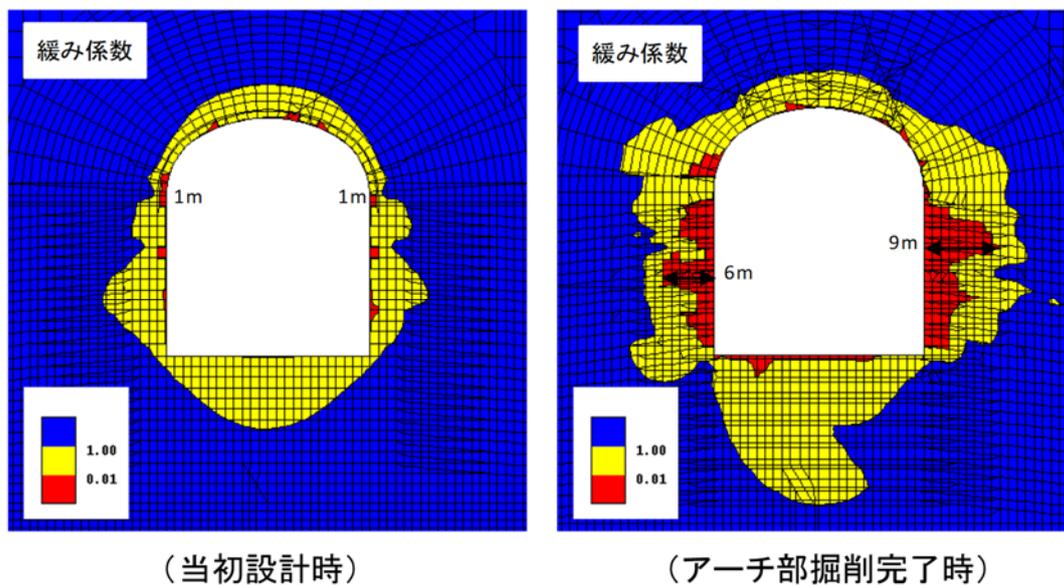


図 5-41 予測解析結果 (2-A 断面) 11)

対策工としては、不連続面 f7 は連続性が良いため、ベンチ部掘削時に分布する可能性がある不連続面との組合せでキープロックを形成する地質リスクが想定されたため、ロックボルトを追加施工した（図 5-42 参照）。図 5-32 に示したようにアンカー削孔データのない状況から推定する場合と比較すると、空洞背面における不連続面 f7 の正確な位置を確認できたため、効果的な位置と角度でロックボルトを施工することができた。

以上より削孔検層による岩盤分類は、地下空洞背面における不連続面の分布状況（連続性、走向・傾斜等）を精度良く把握する手法として非常に有効であることが明らかになった。また、事後解析時における不連続面のモデル作成や予測解析時における支保設計の妥当性検討や追加ロックボルト等の対策工の施工に際しても、本手法が適用可能であることが分かった。

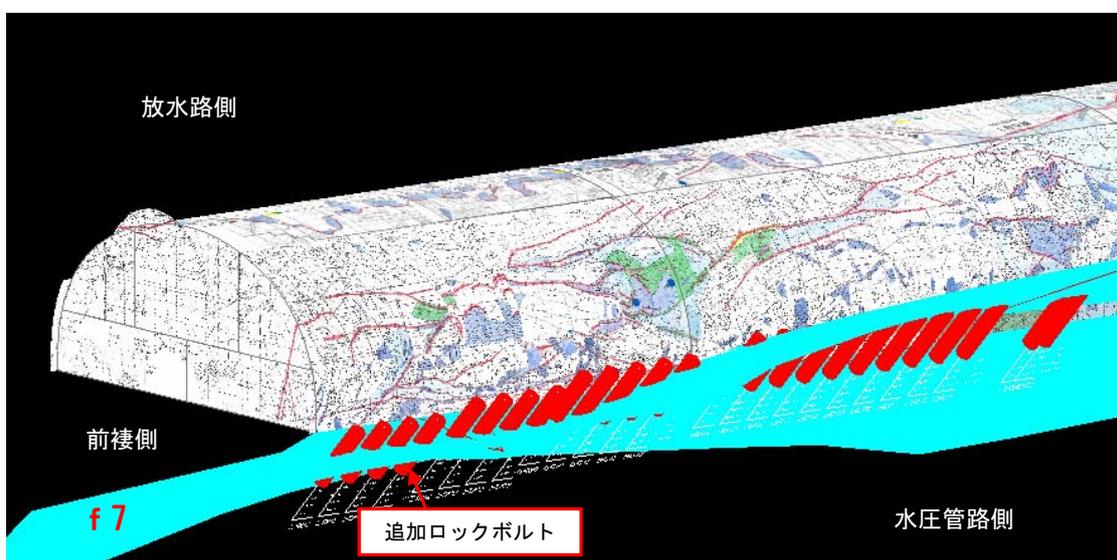


図 5-42 不連続面 f7 の対策で実施した追加ロックボルト

## 5.6.2. ベンチ部掘削時における施工管理結果

### (1) 地質観察結果

ベンチ部掘削時の地質観察結果では、図 5-43 に示す通り、アーチ部掘削時に水圧管路側で確認されていた不連続面 f7 が、放水路側側壁部でも想定通りの位置に確認された。また、高角度に分布する不連続面 W28 が空洞内部方向に傾斜する流れ盤で確認された。

### (2) 計測結果

ベンチ部掘削段階における岩盤挙動の一例として、4-A 断面における 9 段ベンチ掘削完了時の岩盤変位の分布状況を図 5-44 に示す。測線⑨において、9 段ベンチ掘削に伴い岩盤変位が増加し、9 段ベンチ掘削完了時には、空洞近傍に設置した岩盤変位計（測点 1）にて、最大 60mm と予測解析値（約 30mm）を大きく超える変位を示した。測線⑨の変位増加が顕著になったのは、9 段ベンチ掘削時の地質観察で、高角度の不連続面 W28 を確認した時期と一致していたことから、不連続面 W28 の変位によって生じたものである可能性が高いと推察した。

### (3) 不連続面の連続性評価

ベンチ部放水路側における削孔エネルギーの分布状況を図 5-43 に示す。その結果、放水路側側壁で確認した不連続面 f7 と流れ目で分布する不連続面 W28 が地下空洞背面で交差しており、交差部付近の削孔エネルギーが CH'～CM 級相当になっていることを確認した。この CH'～CM 級相当の削孔エネルギー区間と地質観察で確認した不連続面 W28 の位置を照合し、掘削面から地下空洞背面まで続く不連続面 W28 の位置を円盤状にモデル化した（図 5-43 参照）。

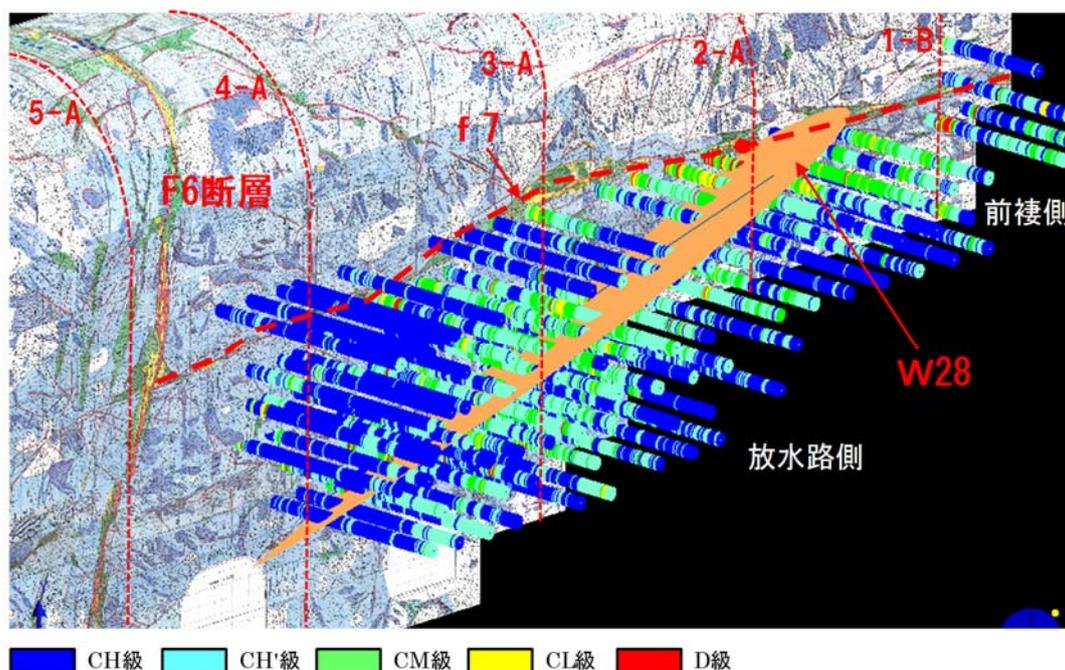


図 5-43 ベンチ部掘削時の地質状況

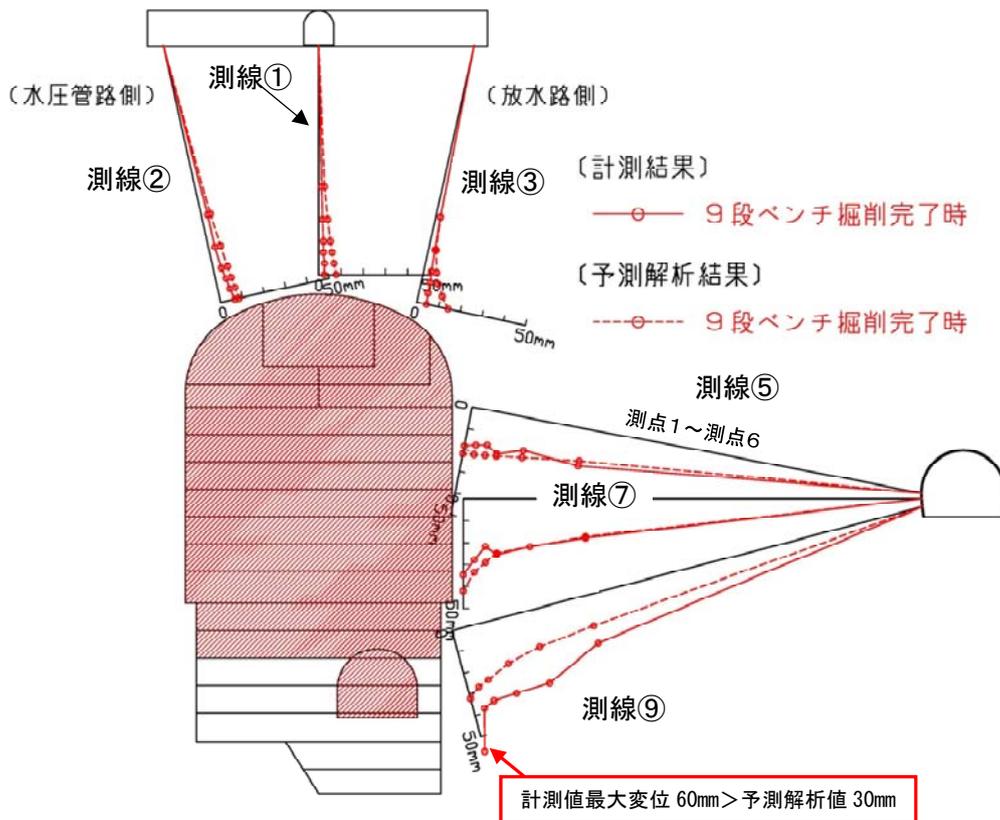


図 5-44 岩盤変位の分布状況 (4-A 断面、9 段ベンチ掘削完了時) 11)に加筆

#### (4) 不連続面のモデル化

事後解析前の地質モデルを図 5-45 の上段に示す。このモデルは 2 段ベンチ掘削完了時に実際の岩盤状況を考慮し、岩盤分類を再設定したものであり、不連続面 f7 が既にモデル化されている。しかしながら、この地質モデルを用いた予測解析結果は図 5-44 に示したように測線⑨において実測値との差が顕著になった。そこで、(3)で連続性を確認した不連続面 W28 を解析の地質モデルに追加した。この事後解析後の地質モデルを図 5-45 の下段に示す。不連続面 W28 に伴う岩盤等級低下部については、削孔エネルギーの分布が最も顕著であった CM 級と設定した。

#### (5) 事後解析結果と考察

事後解析に関しては、武田ほか 11)や西村ほか 14)において、以下のことが示された。4-A 断面の岩盤変位について、不連続面を解析モデルに追加した事後解析結果と計測結果との比較を図 5-46 に示す。図 5-46 を見ると、事後解析結果では、不連続面 W28 の領域を新たに設定したことにより、放水路側側壁部における岩盤挙動を概ね良く再現できた。特に、地下空洞背面における不連続面 f7 と不連続面 W28 の交差状況を解析モデルに反映できたのは、削孔検層により交差部付近の低エネルギー帯を精度良く把握できたことによるものであり、地下空洞背面の不連続面を評価する手法として、削孔検層による岩盤等級評価が適用可能であることを示している。

	地質モデル	解析用物性値
事後解析前 (2段ベンチ掘削完了時)		<p>岩盤物性値(変形係数, 粘着力, 内部摩擦角)</p> <p>Tb2-CH : 17.7GPa 3.2MPa 60.0°  Tb2-CH' (上限) : 14.8GPa 2.4MPa 55.3°  Tf-CH' (上限) : 9.8GPa 1.5MPa 41.1°  Tb2-CM (下限) : 2.9GPa 0.8MPa 40.0°</p> <p>初期応力状態  <math>K=1.73</math>  <math>\alpha=-3.3^\circ</math></p>
事後解析後 (9段ベンチ掘削完了時)		<p>岩盤物性値(変形係数, 粘着力, 内部摩擦角)</p> <p>Tb2-CH : 17.7GPa 3.2MPa 60.0°  Tb2-CH' (上限) : 14.8GPa 2.4MPa 55.3°  Tf-CH' (上限) : 9.8GPa 1.5MPa 41.1°  Tb2-CM (下限) : 2.9GPa 0.8MPa 40.0°</p> <p>初期応力状態  <math>K=1.73</math>  <math>\alpha=-3.3^\circ</math></p>

図 5-45 解析モデルの見直し (4-A 断面) 11)

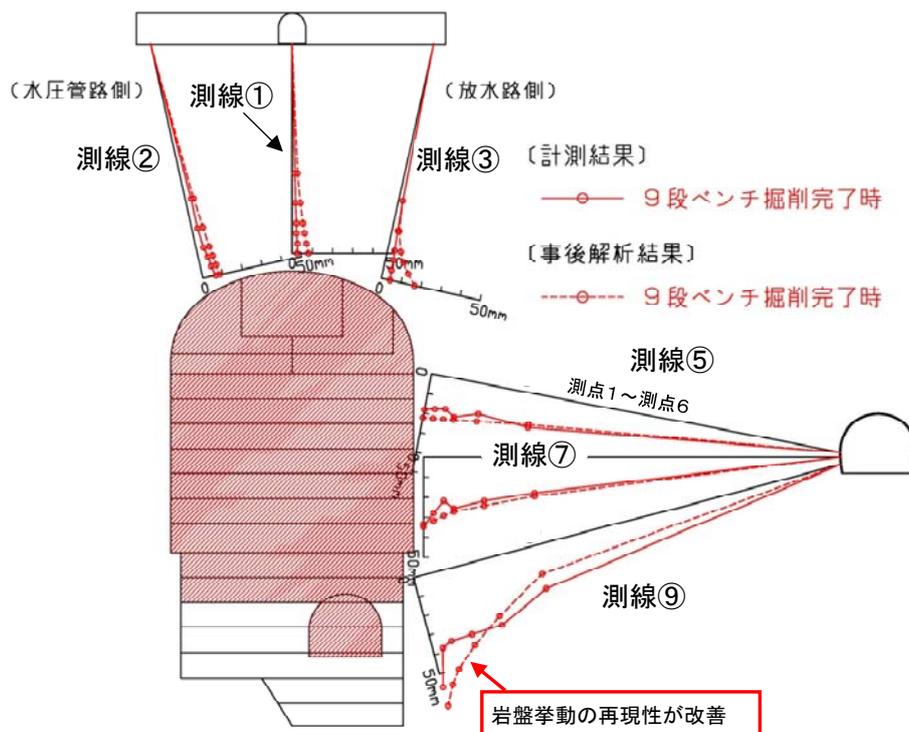


図 5-46 計測結果と事後解析結果の比較 (4-A 断面) 11)に加筆

不連続面 W28 は不連続面 f7 との組合せでキーブロックが形成される地質リスクが想定された。このため、不連続面 W28 の対策として支保の増強を行うために、ロックボルトを追加施工した（図 5-47 参照）。不連続面 W28 の正確な位置を確認できたため、効果的な位置から粘土介在割れ目である不連続面 W28 を縫い付けるようにロックボルトを打設し、空洞周辺の一体化を図ることができた。空洞周辺の一体化を図ることにより無事にベンチ掘削を完了することができた。

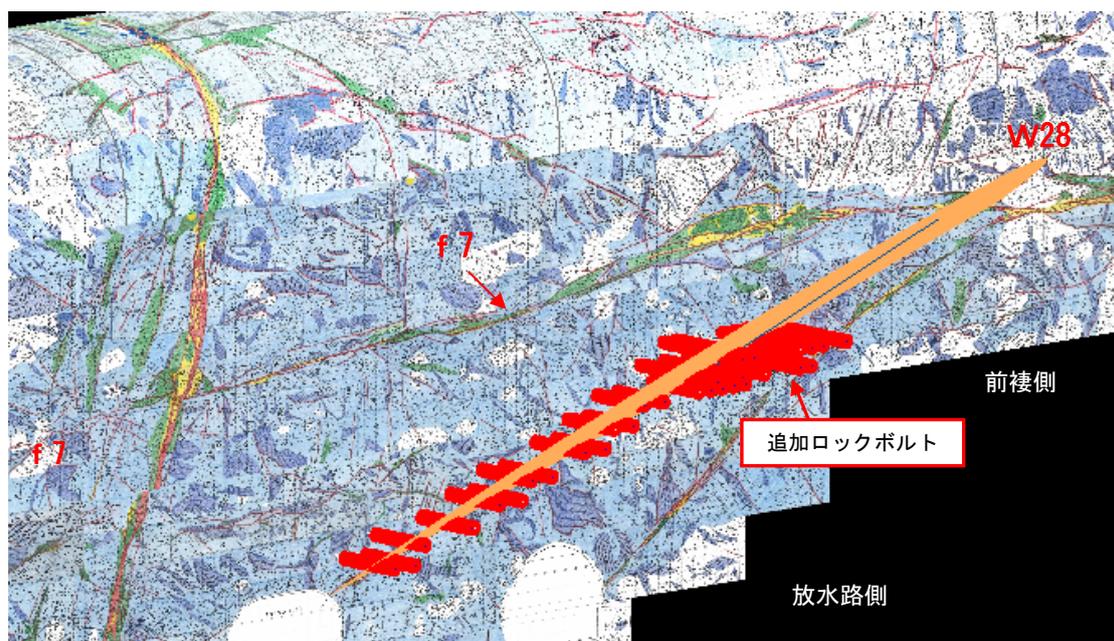


図 5-47 不連続面 W28 の対策で実施した追加ロックボルト

## 5.7. おわりに

### 5.7.1. 結論

地下空洞掘削の情報化施工管理における不連続面のモデル評価に削孔検層結果を適用した結果、以下のことが明らかになった。

- ・アーチ掘削段階での削孔エネルギーの頻度分布とボーリング調査結果の岩盤等級出現頻度の関係から、削孔エネルギーによる岩盤等級評価の基準値を設定することで、削孔エネルギーによる岩盤等級評価が可能となった。
- ・削孔エネルギーの分布状況を 3 次元統合可視化ソフトウェアにより可視化することで、地下空洞背面における不連続面の岩盤等級評価及び分布状況（延長、走向・傾斜など）の推定精度が向上した。
- ・削孔検層結果に基づき、掘削面から地下空洞背面に続く不連続面の情報を解析モデルに反映することで、事後解析による岩盤挙動の予測精度が向上した。
- ・事後解析結果に基づき、変更解析モデルによる掘削完了段階までの予測解析を行った結果、側壁部における緩み領域の拡大を適切に予測できたことで、効率的な支保設計の見直しが可能となった。

### 5.7.2. 今後の課題と展望

BHTV による岩盤等級評価結果と削孔エネルギーにより判定した岩盤等級区分には、一部で削孔エネルギーのばらつきが見られた。この原因としては、削孔時のフィード圧が一定していなかったこと、孔底にたまる掘削スライムの影響から削孔エネルギーが実際よりも高く計測されたこと等が考えられる。これらの問題点を克服し、削孔エネルギーによる岩盤等級評価の精度を向上させることが今後の課題であると考えられる。

## 【参考文献】

- 1) 社団法人土木学会：大規模地下空洞の情報化施工，298p.，1996.
- 2) 澤田昌孝，新孝一，山下裕司，江藤芳武，蔣宇静，吉田秀典，堀井秀之：不連続面の挙動を考慮可能な解析手法を用いた情報化施工の提案，土木学会論文集，Vol. 65, No. 1, pp. 17-31, 2009. 1.
- 3) 鈴木一巳，宮永孝志，小山俊，八嶋和幸：京極地下発電所の調査・設計，電力土木，No. 305, pp. 11-15, 2003. 5.
- 4) 西村哲治，白戸伸明，武田宣孝：京極発電所地下空洞掘削における情報化施工，電力土木，No. 347, pp. 19-22, 2010. 5.
- 5) 石山宏二，山下雅之，木村哲，岡井嵩彦，里 優：穿孔データを利用した地山評価手法へのニューラルネット適用に関する考察，第 11 回岩の力学国内シンポジウム講演論文集，p. 6, Vol. 11, 2002. 1.
- 6) (株)地層科学研究所：[https://geolab.jp/measurement/cavity\\_measurement02.php](https://geolab.jp/measurement/cavity_measurement02.php)，2019年12月26日閲覧
- 7) 重廣道子，岩永昇二，武田宣孝，山上順民，名合牧人，竹田直樹：3次元地質構造可視化ソフトを利用した情報化支援システムの導入，土木学会第 65 回年次学術講演会，VI-357, pp. 713-714, 2011. 9.
- 8) 御牧陽一，蔵持慈男，工藤奎吾：今市地下発電所の施工と空洞周辺岩盤の挙動について，電力土木，No. 185, pp. 47-63, 1983. 7.
- 9) 宮口友延，三浦雅彦：中部電力奥美濃水力地下発電所の施工，建設の機械化，No. 506, pp. 10-17, 1992. 4.
- 10) 宮嶋保幸，山本拓治，手塚康成，志水俊仁，稲葉武史，青木謙治：大規模地下空洞への削孔検層システムの適用，土木学会第 52 回年次学術講演会，III-B151, 1997. 9.
- 11) 武田宣孝，西村哲治，山上順民：地下空洞掘削における情報化施工への削孔検層の適用性，電力土木，No.359, pp.9-16, 2012
- 12) 西村哲治，角谷英一郎，武田宣孝，毛馬内学，高山正志，名合牧人：京極発電所地下空洞掘削における情報化施工，土木学会第 40 回岩盤力学に関するシンポジウム講演集，pp. 25-30, 2011. 1.
- 13) 瀧 治雄，市田雄行，名合牧人，武田宣孝：地下発電所空洞アーチ部掘削時の岩盤挙動とその事後解析，土木学会第 65 回年次学術講演会，III-101, pp. 201-202, 2010. 9.
- 14) 西村哲治，武田宣孝，毛馬内学：京極発電所地下空洞掘削における情報化施工，電力土木，No. 353, pp. 21-25, 2011. 5.

## 第 6 章 結論

日本列島はプレートの沈み込み帯に位置しており、このプレートの運動に伴う多様な地質現象により、世界的に見ても複雑で脆弱な地盤を形成している。このため、代表的な土木構造物である、ダム、トンネル、大規模地下空洞などは、地上、地下であることを問わず地盤を対象とするものである。このため、施工前に正確な地盤情報を得ることが合理的な設計、施工の基礎となり、安全性向上やコスト縮減へとつながる。

しかしながら、工事着手前に詳細な調査を実施したとしても、上記したように複雑な地盤環境下にあるわが国の地盤情報を漏れなく把握することは難しく、施工時の調査が不可欠である。施工時の調査としては、施工時の掘削面の観察で得られる地質情報や変位計測結果を再び施工にフィードバックする情報化施工が行われるが、ここで得られる情報はどんなに精度を上げて掘削面もしくはその近傍での情報であり、施工時に重要となる掘削面より奥側への連続性を評価するには推定が必要であった。この推定を補完するために、ボーリング調査や物理探査が行われているが、施工を中断する必要がある、問題となっていた。

本研究の目的は、施工を妨げることなく地山内部の工学的性質を把握するための技術の開発である。トンネルの切羽前方地山や地下空洞の背面地山中の不良地山分布状況や、ダム原石山での原石賦存状況など、地山の内部の岩質状況を施工に影響を与えることなく、従来よりも精度良く把握する技術に関する研究である。本研究は、施工で使用される削孔技術に付加価値を付け、施工サイクルに影響を及ぼさない地山内部の工学的評価技術を開発し、有効性を検証した成果をまとめたもので、全 6 章から構成される。各章の概要は以下の通りである。第 1 章は序論であり、研究の目的と本論文の概要について述べた。

第 2 章は研究の背景となる施工時調査の必要性と問題点について述べた。日本列島はプレート運動に伴う多様な地質現象により、世界的に見ても複雑で脆弱な地盤を形成しているため、土木構造物を建設する際には地質調査により、事前に施工時の地質リスクを把握することが極めて重要であることを示した。不整合面が地質リスクとなった新旧 2 つの難工事の事例を分析し、事前地質調査だけでなく、事業者、調査会社、設計会社、施工会社がシームレスに地質リスクを共有することの重要性と情報共有の際に留意すべき地質調査結果の特徴について示した。この特徴は地質調査結果としての地質図は地質技術者が複数の可能性の中から 1 つの解を示したに過ぎないことであり、データが不確かで地質リスクの大きな箇所には施工時調査が不可欠であることを示した。さらに代表的な土木構造物での施工時調査を分析した結果、現状実用化レベルにあるものは、準備の際に 1 日以上掘削休止が必要であり工程に影響が出ることがわかった。本研究では工程に影響を及ぼさない地山内部の施工時調査として、削孔機械のデータを利用して従来の評価技術を高精度化することを示した。

第 3 章では、トンネル切羽からの先進ボーリングの削孔振動を震源とする弾性波探査技

術の開発と検証に関する研究を示した。トンネル切羽前方探査としてのノンコア先進ボーリングは、コアの代わりに機械データから算出される削孔エネルギーとスライムで地山を評価するため、コア先進ボーリングと比較して削孔時間の短縮化が可能であった。しかし、評価対象とする切羽断面の広さと比較すると削孔径が小さく局所的なデータとなるため、得られた削孔エネルギー値のみでは適正にトンネル切羽の地山を評価することができないことが想定された。開発した T-SPD (Tunnel Seismic Probe Drilling) は、ノンコア先進ボーリング時に得られる機械データに加えて、従来、支保設計で用いてきた P 波速度分布を、切羽作業を妨げることなく評価できる新たな探査法である。探査原理は、石油資源探査で実施されている SWD (Seismic While Drilling) をトンネルに適用したものであるが、発振振動を取得するパイロットセンサと地山を伝搬した振動を取得する受振センサの仕様、設置位置、設置方法、得られたデータの解析方法 (特許第 6393100) を新たに開発した。超長尺 (削孔可能長 1,000m 程度) での先進ボーリングにおいて 2 回の検証実験を行った結果、2 回とも切羽前方約 500m の P 波速度を求めることができた。また、検証データである屈折法 (路盤) との比較の結果、P 波速度の絶対値は一致しなかったが、相対値には正の相関が認められるとともに、検証データから設定した典型的な不良地山と良好地山を検出することができた。また、T-SPD の結果は不良地山検出に対して屈折法 (地表) 以上の位置精度を有することを明らかにし、土被りが大きいなどの理由で地表からの屈折法弾性探査が困難な場合において、T-SPD はその代替の探査方法として有効であることを示した。さらに、T-SPD と削孔検層の相互補完によって、地山評価の精度を向上させる方法を新たに見出した。今後の展望として、ハードとソフトの両面から S/N 比を向上する工夫を継続し、現状 500m である探査距離の長距離化を示した。

第 4 章では、削孔検層を用いたダム原石山の地山評価システムの開発と検証に関する研究について示した。ダム建設における原石採取工事では、施工前調査の限界により骨材賦存モデルの精度が十分ではないため、これまで採取効率を高めることに限界があった。また、発破削孔作業における測量・検尺および発破後の岩質判定は人力や目視で行われており、機械化による省力化が望まれていた。そこで、採取効率向上や省力化によるコスト削減を目的として、ダム原石採取管理システム T-iBlast DAM を開発した。本システムは、爆砕作業に用いるクローラドリルの削孔作業中に地山内部の岩質を判定するリアルタイム削孔検層機能と GNSS (Global Navigation Satellite System) を活用して削孔位置・方向・深度をガイドする機能を融合した「インテリジェント CD システム」および 3 次元で岩質情報を管理する機能を有する「地山評価システム」から構成される。マシンガイダンスによって測量作業が不要になり、従来法と比べて約 30% の作業時間削減効果を確認できた。削孔エネルギー、岩盤等級、圧縮強度の相関関係を得るキャリブレーションの方法として、人工岩盤と自然岩盤を用いたサイトの特徴を考慮できる方法を新たに見出すことができ、その有効性を確認することができた。T-iBlast DAM を原石山骨材製造工事に適用した結果、従来の目視による地山判定では評価することのできなかつた、発破ブロック内部の岩質状況を可視化

して評価できることを明らかにした。この評価を発破前に関係者に周知することによって、良質岩と廃棄岩の分布状況が把握できるだけでなく、合理的な材料採取を実施することができた。今後の展望として、ベンチ平面情報を UAV (Unmanned Aerial Vehicle) で取得し精度向上に用いることや、携帯型の分析装置を用いて発破後の掘削ズリを簡易で迅速かつ定量的に評価する技術を開発して本システムに統合化することを示した。

第 5 章では、京極地下発電所の地下空洞掘削工事を例として、アンカー施工時に得られる削孔データから空洞背面の岩盤状況を把握し、情報化施工に適用した研究について示した。地下空洞掘削における情報化施工では、地下空洞の安定性を評価するにあたり、地質観察結果に加え、不可視部分である地下空洞背面の岩盤等級や不連続面を精度良く推定し、適切にモデル化することが重要である。従来の地質観察による地質評価結果は地質展開図として 2 次元で管理されているため、工事関係者同士が地質情報を共有して、対策工を検討する際の大きな障害となっていた。そこで、3 次元統合可視化ソフトをカスタマイズし、地質観察結果に関しては手書きでの評価結果をラスタデータとして 3 次元空間の空洞壁面位置に表示し、不連続面情報を迅速に 3 次元で可視化できるようにした。また、不連続面の空洞背面への連続性を評価するために、アンカー削孔時の削孔エネルギー値の累積分布と事前ボーリング調査における岩盤等級出現率との関係から、削孔エネルギーを岩盤等級へ読み替え、3 次元で可視化した。このようにして、空洞背面の不連続面を精度良くモデル化することを可能とした。京極地下発電所での検証結果として、アーチ部掘削時とベンチ部掘削時において掘削面から地下空洞背面に続く不連続面の情報を解析モデルに反映することで、事後解析による岩盤挙動の予測精度が向上した例を示した。また、事後解析結果に基づき、変更解析モデルによる掘削完了段階までの予測解析を行った結果、側壁部における緩み領域の拡大を適切に予測できたことで、効率的な支保設計の見直しが可能となった例も示した。今後の課題として、フィード圧やスライム排出などの削孔条件による影響を考慮し、削孔エネルギーによる岩盤等級評価の精度を向上させることを示した。

本研究により施工で使用される削孔技術に付加価値を付け、施工サイクルに影響を及ぼさない地山内部構造の工学的評価技術の進展に寄与することができたと考える。しかしながら、評価精度の向上、評価時間の短縮、評価結果の明瞭化に関して、さらなる向上の余地があると考えられる。このためには、削孔技術やセンサ性能の向上などハード面と、得られる膨大なデータから本質的なデータを抽出し、短時間に評価してその結果を分かりやすく共有することが可能なソフト面と双方の進展が必要である。今後も建設業界の応用地質分野の立場から貢献したいと考える。今後はビックデータ解析技術や VR (Virtual Reality) 技術との融合は不可欠であり、これらの技術も利用することで削孔技術を用いた総合的なセンシング技術として発展させたい。

## 謝辞

本論文は筆者の前職である応用地質株式会社と現職の大成建設株式会社において実践してきた工学的な地山評価法に関して、早稲田大学大学院創造理工学研究科地球・環境資源理工学専攻博士後期課程に在籍中に研究成果をまとめたものである。同専攻教授内田悦生先生には指導教官として本研究の実施の機会を与えて戴き、その遂行にあたって終始、ご指導を戴きました。ここに深謝の意を表します。また、副査の同専攻名誉教授齋藤章先生、同専攻教授香村一夫先生、同専攻准教授古井健二先生には本論文をまとめるに際し、大変貴重なご意見を戴きました。ここに深謝の意を表します。

本論文の作成に当たっては業務中にもかかわらず機会を与えて頂きました大成建設技術センター丸屋剛副センター長に謝意を表します。また、本研究の開発技術の全般にわたりご教示をいただいた地盤研究室の青木智幸室長に謝意を表します。また、日々業務でお世話になっている岩盤チームの皆様にも感謝申し上げます。第2章の施工時調査の必要性と問題点では、応用地質株式会社在职時に近藤達敏博士よりご教示いただいた中山トンネルでの大出水事故や NATM 工法黎明期の貴重な経験を参考にさせていただきました。感謝の意を表します。第3章のトンネル先進ボーリングの削孔振動を利用した弾性波探査法の開発については、開発当初からご指導を受けました、公益財団法人深田地質研究所の高橋亨博士、サンコーコンサルタント株式会社（元大成建設株式会社）今井博博士に感謝します。また、サンコーコンサルタント株式会社物理探査チームの皆様には現場測定や解析をサポートしていただき感謝します。第4章の ICT を用いたダム原石採取管理システムの開発については、元大成建設技術センター土木技術開発部の方々には **T-iBlast DAM** 開発のうち、**GNSS** マシンガイダンス機能の開発を進めていただき感謝いたします。削孔エネルギーのコンター表示に関しては、株式会社地層科学研究所の皆様にお世話になり感謝します。大成建設株式会社本社土木本部土木技術部ダム技術室課長の新井博之氏には施工的観点からご助言をいただき感謝します。第5章の削孔検層を用いた大規模地下空洞の地山評価法の開発には、元北海道電力株式会社京極地下発電所建設事務所土木2課の皆様、現地で大変お世話になった上に共著論文執筆時のデータ使用の承諾を頂き深謝いたします。元大成建設株式会社札幌支店京極地下発電所作業所所長（現大成建設株式会社札幌支店土木部長）の高山雅志氏ほか工事課の方々と、最先端の情報化施工課で充実した2年を共に過ごさせていただいた、名合牧人氏（現大成建設株式会社技術センター生産技術開発部部長）と松原誠氏に感謝いたします。

私は幼少時代を赤土の関東ローム層が厚く分布し、石ころをめったに見ない環境で過ごしました。年に数回の墓参りの帰りに上野にある国立科学博物館に連れて行ってもらう、化石を始め地質に興味を持ったことが現在の道に進むきっかけになりました。幼少時代に貴重な経験をさせてもらった父順一と母佑子に感謝します。また、家庭でサポートしてもらった妻和絵と3人の子供達（さくら、幹太、瑛大）に感謝します。

## 研究業績

### 【論文】

○山上順民, 片山三郎, 市來孝志, 新井博之  
ICTを用いたダム原石採取管理システムの開発と検証  
ダム工学, Vol. 29, No. 2, pp. 140-151, 2019年6月

○山上順民, 山中義彰, 高橋亨  
超長尺先進ボーリングの削孔振動を震源とする切羽前方弾性波探査法の開発と検証  
土木学会論文集F1 (トンネル工学), 75巻, 1号, pp. 26-39, 2019年3月

○武田宣孝, 西村哲治, 山上順民  
地下空洞掘削における情報化施工への穿孔検層の適用性  
電力土木, No. 359, pp. 9-16, 2012年5月

### 【講演】

人工岩盤を用いた削孔検層による開口割れ目の検出精度確認試験  
土木学会第73回年次学術講演会講演概要集, III-200, 2018年10月  
山上順民, 片山三郎, 西智弘

Yamagami, M., Katayama, S.  
Development of a Rock Blasting Management System  
ISRM International Symposium EUROCK, 2018, 5

山上順民, 市來孝志, 青木智幸  
トンネル先進ボーリングの削孔振動を震源とする新たな切羽前方弾性波探査法の開発  
土木学会土木建設技術発表会 2016, I-7, 2016年11月

山上順民, 市來孝志, 片山三郎, 西智弘, 富永英治  
爆砕管理システムの開発～五ヶ山骨材製造工事における実証実験～  
土木学会第71回年次学術講演会講演概要集, III-200, 2016年9月

Yamagami, M., Ichiki, T., Aoki, T., Yamanaka, Y., Takahashi, T. and Nanba, K.  
Further verification of seismic survey results ahead of the tunnel face using  
drilling vibration data of ultra-long controlled boring  
ISRM International Symposium EUROCK, 2016, 5

Yamagami, M., Aoki, T., Yamanaka, Y., Takahashi, T., and Nanba, K.  
Verification of seismic survey results ahead of a tunnel face using drilling  
vibration data of ultra-long controlled boring  
10th Asian Regional Conference of International Association for Engineering Geology  
and the Environment, 2015, 9

山上順民, 市來孝志, 青木智幸, 加藤宏征, 南場憲一郎  
超長尺先進ボーリングを用いた穿孔振動探査法による切羽前方探査結果の検証  
土木学会第70回年次学術講演会講演概要集, III-124, 2015年9月

Yamagami, M., Imai, H., Aoki, T., Takahashi, T., Yamanaka, Y. and Aizawa, T.  
Seismic Survey Ahead of the Tunnel Face by the use of Drilling Vibration Data  
Proceedings of the 8th Asian Rock Mechanics Symposium, FMT1-1, 2014, 10

山上順民, 今井 博, 加藤宏征, 三隅宏明, 山下学  
超長尺先進ボーリングを用いた削孔振動探査法による切羽前方探査  
土木学会第 69 回年次学術講演会講演概要集, III-200, 2014 年 9 月

山上順民, 今井 博, 青木智幸, 中原史晴  
穿孔振動を用いたトンネル切羽前方探査法の開発  
土木学会第 22 回トンネル工学研究発表会報告集, pp. 157~161, 2012 年 11 月

山上順民, 今井 博, 青木智幸, 山中義彰, 高橋 亨  
削孔振動探査法を用いた切羽前方探査による破碎帯評価事例  
日本応用地質学会平成 24 年度研究発表会, 60, 2012 年 10 月

山上順民, 今井博, 青木智幸, 友野雄士, 三谷一貴  
SWD (Seismic While Drilling) によるトンネル切羽前方探査  
土木学会第 67 回年次講演会講演概要集, III-27, 2012 年 9 月

重廣道子, 岩永昇二, 武田宣孝, 山上順民, 名合牧人, 竹田直樹  
3 次元地質構造可視化ソフトを利用した情報化施工支援システムの導入  
土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集, VI-357, pp. 713-714, 2010 年 9 月

山上順民, 生井康丈, 古池章紀, 榊原淳一  
音響トモグラフィ地盤探査による地下埋設物確認調査事例  
土木学会第 72 回年次学術講演会講演概要集, III-314, 2017 年 9 月

山上順民, 今井 博, 城まゆみ, 青木智幸, 友野雄士, 三谷一貴  
切羽前方探査の精度比較実験  
土木学会第 66 回年次学術講演会講演概要集, III-091, 2011 年 9 月

#### 【総説】

物理探査学会統合物理探査調査研究委員会  
統合物理探査調査研究委員会報告書  
統合物理探査による地盤物性評価と土木建設分野への適用, pp. 102, 2017 年 12 月

#### 【その他】

山上順民, 片山三郎, 西智宏  
技術情報 インテリジェントクローラドリルを用いたダム骨材製造工事の合理化  
電力土木, No. 397, pp. 92-94, 2018 年 9 月

トンネル新技術への挑戦連載講座小委員会  
連載講座トンネル新技術への挑戦 (17) - トンネル切羽から行う弾性波探査 -  
トンネルと地下, 第 48 巻, 4 号, pp. 69-80, 2017 年 5 月

下茂道人, 島屋進, 山上順民  
ボーリング透気試験による花崗岩の気密性および透気性の評価  
岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, No. 42, pp. 213-218, 2014年9月

加藤信義, 津坂仁和, 名合牧人, 山上順民, 松原誠, 重廣道子, 相澤隆生, 亀村勝美  
地下構造物建設における地盤・地質情報の三次元化適用事例  
地質と調査, 第1号, pp. 17-22, 2014, 4月

栗原俊己, 山上順民  
ダム基礎地盤の透水性調査の新技术—パルステスト—  
北海道土地改良設計技術協会報文集, No. 10, pp. 23-29, 1997年3月

内田悦生, 山上順民  
イルメナイト固溶体—塩化物水溶液間イオン交換平衡実験の再解析  
鉱物学雑誌, 25巻, 3号, pp. 83-87, 1996年7月

Uchida, E., Goryozono, Y., Naito, M., and Yamagami, M.  
Aqueous speciation of iron and manganese chlorides in supercritical hydrothermal solutions  
Geochemical Journal, Vol. 29, pp. 175-188, 1995, 6

山上順民, 青木智幸  
探査孔の形成方法  
特願 2017-003239 (出願日 2017年1月12日)  
特開 2017-061853 (公開日 2017年3月30日)  
特許第 6307636 (登録日 2018年3月16日)

山上順民, 今井博  
トンネル切羽前方探査法  
特願 2014-142040 (出願日 2014年7月10日)  
特開 2016-017900 (公開日 2016年2月1日)  
特許第 6393100 (登録日 2018年8月31日)

山上順民, 青木智幸  
保護管  
特願 2013-126234 (出願日 2013年6月17日)  
特開 2015-001109 (公知日 2015年1月5日)  
特許第 6339772 (登録日 2018年5月18日)

山上順民, 今井博, 青木智幸

トンネル切羽前方探査方法

特願 2012-003936 (出願日 2012 年 1 月 12 日)

特開 2013-142659A (公開日 2013 年 7 月 22 日)

特許第 5940303 (登録日 2016 年 5 月 27 日)