

第5回

地質リスクマネジメント 事例研究発表会 講演論文集



平成26年10月31日（金）

主催：地質リスク学会

共管：特定非営利活動法人地質情報整備活用機構、一般社団法人全国地質調査業協会連合会

後援：国土交通省国土技術政策総合研究所

協賛：独立行政法人土木研究所、独立行政法人産業技術総合研究所

はじめに

－ 地質リスクマネジメントの「本家」としての誇りを －

今年度も、地質リスク事例研究発表会を開催することが出来ましたこと、喜びに堪えません。今回は第5回目の発表会となり、これまでの事例研究の発表件数も98件とほぼ100件を数えるまでになりました。投稿・発表して頂いた皆さまの勇気とご努力に心から感謝申し上げます。

皆さまのおかげで、地質リスクという言葉は、様々な場で使われるようになりました。平成26年5月に国土交通省から公表された「建設コンサルタント業務等におけるプロポーザル方式及び総合評価落札方式等の運用」では、標準的な業務内容に応じた発注方式事例（地質事業の例）の中で、「地質リスク調査検討業務」が加えられました。国土交通省の正式な資料において、初めて「地質リスク」という言葉が用いられたのです。「地質リスク」は、建設業界では「市民権」を得つつあると思います。

会員皆さまのご努力に重ねて感謝申し上げます。

同時に、この言葉が、私たちの意図とは異なる形で用いられている場合もあるように感じます。

この状況を見る時、私は、地元高知のよさこい祭りを思い出します。

よさこい祭りは、1954年高知に始まり、今年で61回目の開催を数えました。「鳴子を鳴らし前進する踊りであること」以外は、とにかく笑顔で楽しく踊ればOK、との緩やかな「基準」のお祭りは、多くの人々の心を捉え、今では全国で少なくとも90カ所以上のイベントやお祭りでよさこいが取り入れられているそうです。

踊り子が、本家・高知のよさこい祭りに感じる魅力は「観客との近さ」「街全体で開催している」との調査結果があります（“踊り子感じる本家の魅力『観客との近さ』8割超。”高知新聞、2013年8月9日朝刊）。私も昨年踊ってみて、この魅力を体感しました。踊り子のことを深く愛して準備・実施して下さる地域・商店街の方々と、そのご苦勞・思いに懸命に応えようとする踊り子チームとの熱く、温かいキャッチボールーこの感覚は一年経った今も私の身体の中にはっきりと残っています。

歴史の浅い地質リスク学会を高知よさこい祭りと比較するのは僭越なのですが、少なくとも気持ちの上で、私たち学会員は「本家」としての誇りをもちたいと思っています。

地質リスク学会は、地質リスクの計量化、地質リスクマネジメントプロセスの開発、（発注者の側に立った）地質技術顧問制度の導入、の三点を目的として設立されました。第5

回の事例研究発表会を開催させて頂くに際して、最後の目的である、発注者の側に立った地質技術顧問制度導入に本格的に着手すべき時期に来ていると感じます。

地質技術顧問は地質調査業者とは別の人格を持った主体です。このため、技術顧問制度導入に関しては、発注者の皆さまのみならず民間企業、特に経営者の皆さまにも躊躇される部分があるかもしれません。

ここで、地質リスクを的確にマネジメントするためには、各主体が自身の果たすべき役割をしっかりと果たすことが重要であること、並びに、リスクマネジメントの本質の一端とは、自分がどのような人生を選び歩いていくのか、という生き方の選択でもあることを、改めて強調したいと思います。私たちは、私人としての自分、組織人としての自分、社会に奉仕する技術者（科学・工学以外の分野も含む）としての自分等、様々な自分を持っています。技術顧問制度導入とは、「自分の中で、社会に奉仕する技術者の役割の重要性を再認識しよう」、「そのことが自分の生きがいにつながっていくのではないだろうか」との自分自身への問いかけであると感じています。

この問いかけに、真摯に向き合っていくことが、「本家」の誇りであると思います。

最後に、今回の事例研究の投稿・発表に際しても、幾多の困難を経験されたことと思います。本学会は、その困難を乗り越えようとする各会員の勇気とご努力を、全ての会員と共有し、前に進んで行く所存です。

皆さまとご家族の方々の益々のご健勝とご多幸を心よりお祈り申し上げます。

ありがとうございました。

平成 26 年 10 月 1 日
地質リスク学会 会長 渡邊 法美

第5回地質リスクマネジメント事例研究発表会
講演論文集 目次

第I編	プログラム	1
第II編	第1部 全大会	
	[現状報告]	
	講演①「国土交通省『地質リスク調査検討』試行業務の 発注状況とガイドブックの作成について」	5
	(社)全国地質調査業協会連合会 技術委員長 岩崎 公俊	
	講演②「中間報告：アメリカ『デビルズスライドトンネル・プロジェクト』の考察 －施工結果と GBR の適用について文献調査からの予察－」	10
	地質リスク学会 会員 須藤 宏	
	講演③「斜面崩壊による労働災害の防止対策に関するガイドライン（案）の公表について －地盤リスクという危険の芽を摘み取るための情報共有としての点検表－」	16
	(独)労働安全衛生総合研究所 伊藤 和也	
	講演④「地質リスクマネジメント体系化委員会 活動報告」	23
	地質リスク学会 副会長 小笠原正継 (独)産業技術総合研究所 地質情報研究部門 客員研究員	
第III編	第2部 発表会 論文	
	[事例研究発表会]	
	論文 No.1 野津 幸二 (株)荒谷建設コンサルタント 山陰支社 スレーキングに着目した高盛土の安定性評価について	25
	論文 No.2 前原 恒祐 (株)開発調査研究所 暫定施工による不確実性の高い地質モデルへの対応 －施工中に発現した3つの地質リスク－	31
	論文 No.3 江川 千洋 (株)キタック 地震時に発生した道路盛土のすべり破壊における地質リスクとその対応	37
	論文 No.4 望月 浩司 基礎地盤コンサルタンツ(株) 岡山支店 新規高規格道路の長大のり面における工事中の地質リスク	42
	論文 No.5 遠藤 司 応用地質(株) 関西支社 道路高盛土施工に関する地盤リスク回避事例	48
	論文 No.6 丹野 浩 (株)建設技術研究所 トンネル坑口斜面の地質リスク回避事例	54
	論文 No.7 東風平 宏 基礎地盤コンサルタンツ(株) 九州支社 地質リスクを考慮した道路のり面の維持管理計画案の策定	59
	論文 No.8 大坂 伊作 イズテック(株) 道路のり面の点検箇所抽出と防災対策の優先順位付け	65
	論文 No.9 石幡 和也 新協地水(株) 予防保全を目的としたモルタル吹付のり面台帳の提案	70
	論文 No.10 久保田耕司 基礎地盤コンサルタンツ(株) 架空送電鉄塔の基礎設計の合理化に関する検討事例	76
	論文 No.11 常川 善弘 (株)相愛 維持管理におけるアンカーのり面補修対策における地質リスク事例について	82
	論文 No.12 高橋 貴子 応用地質(株) 四国支社 地質リスク評価のための物理探査	88
	論文 No.13 大久保幸倫 基礎地盤コンサルタンツ(株) 軟弱地盤上の道路盛土で発生した変状事例について	94
	論文 No.14 竹田 好晴 応用地質(株) 関西支社 断層沿いのトンネル新設における地質リスク評価事例	100

論文 No.15	稲垣 太浩	中日本高速道路(株)名古屋支社 敦賀工事事務所	
		高速道路盛土による洪積粘性土層の圧密沈下	106
論文 No.16	西村 伸一	岡山大学大学院環境生命科学研究科	
		ため池決壊時の被害額の算定に影響する貯水池及び氾濫域の特性因子	112
論文 No.17	岸本 圭	大地コンサルタント(株)	
		崖錐性緩斜面における切土法面工事で発現した地質リスク事例	117
論文 No.18	東野 圭悟	中央開発(株)	
		軟弱地盤における道路盛土に対する近接施工の地質リスク事例	123
論文 No.19	武田 茂典	基礎地盤コンサルタンツ(株) 東北支社	
		高速道路跨道橋基礎掘削時に発現した変状への対応と周辺切土面リスク評価事例	129
論文 No.20	清水 順二	明治コンサルタント(株)	
		地すべり抑止杭工の計画段階で発生したすべり面拡大現象とその対応について	135
論文 No.21	万木純一郎	(株)建設技術研究所	
		道路事業に伴う地下水影響のリスクマネジメント支援事例	140
論文 No.22	臼元 直仁	応用地質(株) 鹿児島支店	
		ヒ素含有ズリが分布するトンネル掘削に対する先進ボーリングによるリスク回避事例	146
論文 No.23	原 靖	(株)ドーコン	
		切土法面における凍上現象と対策工	152

[表紙写真提供]

独立行政法人労働安全衛生総合研究所 伊藤和也氏、高知大学 笹原克夫氏

第 I 編 プログラム

第 5 回地質リスクマネジメント事例研究発表会

主催：地質リスク学会

共管：特定非営利活動法人地質情報整備活用機構、一般社団法人全国地質調査業協会連合会

後援：国土交通省国土技術政策総合研究所

協賛：独立行政法人土木研究所、独立行政法人産業技術総合研究所

<開催趣旨>

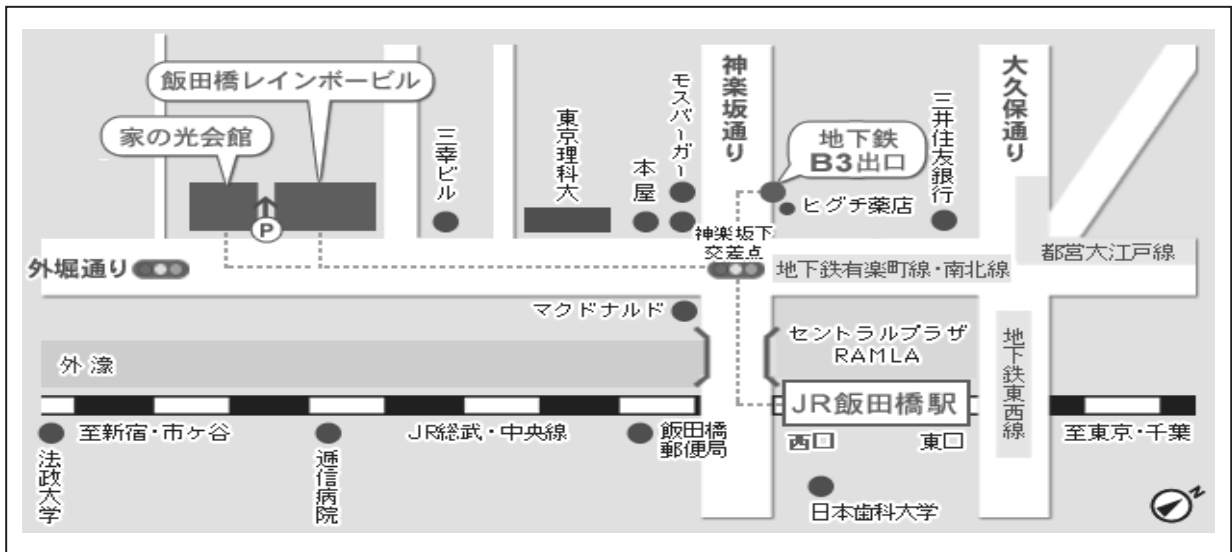
事例研究発表会の主な目的は、建設工事等における地質リスクのマネジメントの実例を紹介し、様々な課題を議論し共有することにあります。

<開催要領>

開催日：平成 26 年 10 月 31 日（金） 定員：200 名

開催場所：飯田橋レインボービル

〒162-0826 東京都新宿区市谷船河原町 11 番地 飯田橋レインボービル TEL 03-3260-4791



JR 総武線飯田橋駅西口または、地下鉄有楽町線・南北線・東西線・大江戸線飯田橋駅の神楽坂下 B3 出口より徒歩約 5 分

<プログラム>

会場：7 階 大会議室
・全体会（9:30～12:00）

開場 9:15

開会挨拶 9:30～ 9:45 地質リスク学会 会長 渡邊 法美（高知工科大学 教授）

[第 1 部 現状報告]

講演① 9:45～10:15 （社）全国地質調査業協会連合会 技術委員長 岩崎 公俊

「国土交通省『地質リスク調査検討』試行業務の

発注状況とガイドブックの作成について」

講演② 10:15～10:45 地質リスク学会 会員 須藤 宏

「中間報告：アメリカ『デビルズスライドトンネル・プロジェクト』の考察

－施工結果と GBR の適用について文献調査からの予察－」

講演③ 10:45～11:15 （独）労働安全衛生総合研究所 伊藤 和也

「斜面崩壊による労働災害の防止対策に関するガイドライン（案）の公表について

－地盤リスクという危険の芽を摘み取るための情報共有としての点検表－」

講演④ 11:15～11:45 地質リスク学会 副会長 小笠原正継

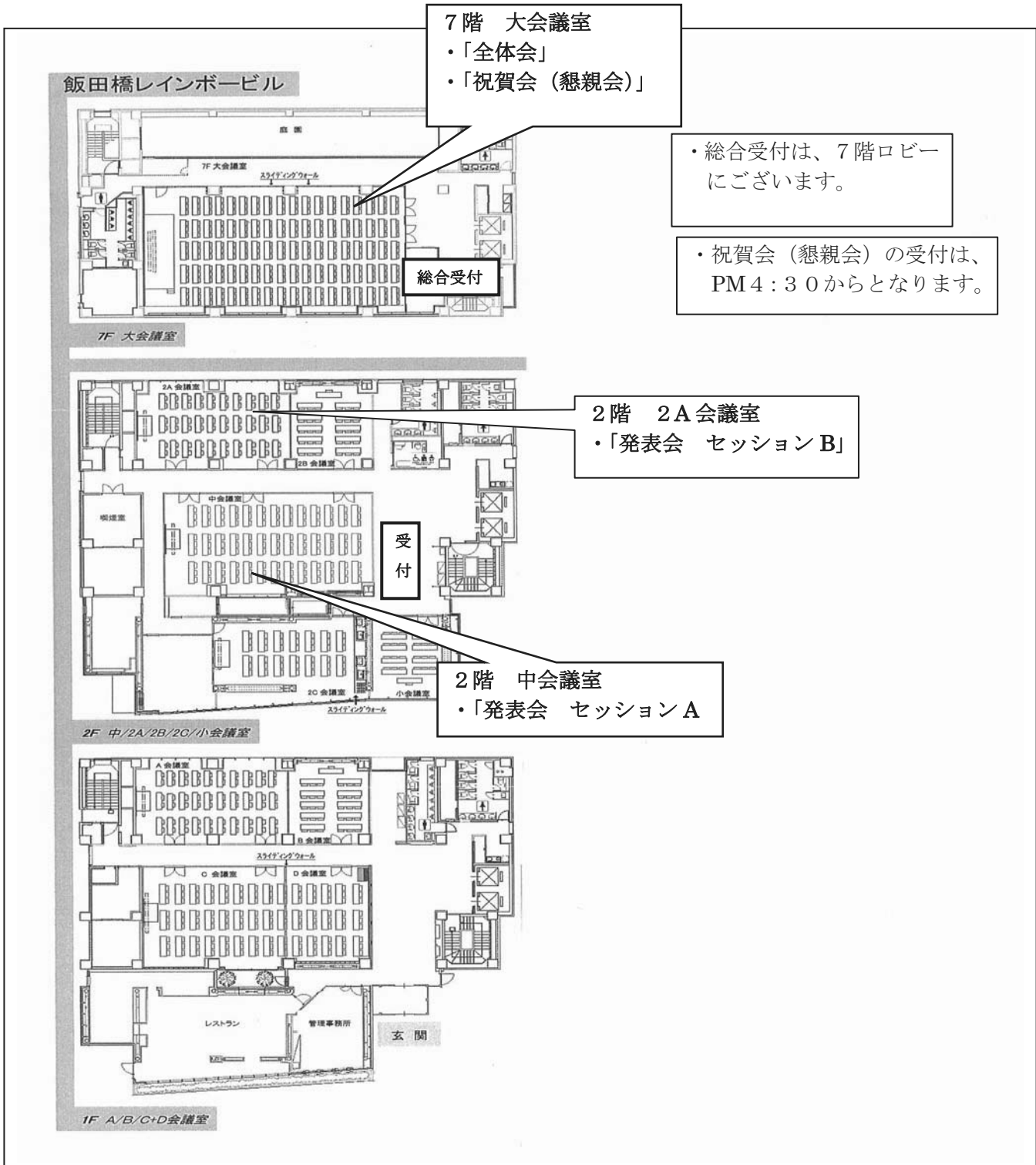
（（独）産業技術総合研究所 地質情報研究部門 客員研究員）

「地質リスクマネジメント体系化委員会 活動報告」

会場：2階 中会議室 / 2A会議室
・第2部 事例研究発表会（午後） 13:00~16:50 （23編）

会場：7階 大会議室
・第5回地質リスクマネジメント事例研究発表会 開催記念祝賀会（懇親会） 17:00~

会場内配置図



事例研究発表内容一覧					
セッション区分	論文No	発表者	所属先	題目	事例種類
セッションA-1 2F 中会議室 13:00～14:50	1	野津 幸二	(株)荒谷建設コンサルタント 山陰支社	スレーキングに着目した高盛土の安定性評価について	C型
	2	前原 恒祐	(株)開発調査研究所	暫定施工による不確実性の高い地質モデルへの対応 —施工中に発現した3つの地質リスク—	C型
	3	江川 千洋	株式会社キタック	地震時に発生した道路盛土のすべり破壊における地質リスクとその対応	A型
	4	望月 浩司	基礎地盤コンサルタンツ(株) 岡山支店	新規高規格道路の長大のり面における工事中の地質リスク	C型
	5	遠藤 司	応用地質(株) 関西支社	道路高盛土施工に関する地盤リスク回避事例	A型
	6	丹野 浩	(株)建設技術研究所	トンネル坑口斜面の地質リスク回避事例	A型
セッションA-2 2F 中会議室 15:00～16:50	7	東風平 宏	基礎地盤コンサルタンツ(株) 九州支社	地質リスクを考慮した道路のり面の維持管理計画案の策定	D型
	8	大坂 伊作	イズテック(株)	道路のり面の点検箇所抽出と防災対策の優先順位付け	D型
	9	石幡 和也	新協地水(株)	予防保全を目的としたモルタル吹付のり面台帳の提案	D型
	10	久保田耕司	基礎地盤コンサルタンツ(株)	架空送電鉄塔の基礎設計の合理化に関する検討事例	D型
	11	常川 善弘	(株)相愛	維持管理におけるアンカーのり面補修対策における地質リスク事例について	D型
セッションB-1 2F 2A会議室 13:00～14:50	12	高橋 貴子	応用地質(株) 四国支社	地質リスク評価のための物理探査	D型
	13	大久保幸倫	基礎地盤コンサルタンツ(株)	軟弱地盤上の道路盛土で発生した変状事例について	C型
	14	竹田 好晴	応用地質(株) 関西支社	断層沿いのトンネル新設における地質リスク評価事例	A型
	15	稲垣 太浩	中日本高速道路(株) 名古屋支社 敦賀工事事務	高速道路盛土による洪積粘性土層の圧密沈下	B型
	16	西村 伸一	岡山大学大学院環境生命科学研究科	ため池決壊時の被害額の算定に影響する貯水池及び氾濫域の特性因子	D型
	17	岸本 圭	大地コンサルタント(株)	崖錐性緩斜面における切土法面工事で発現した地質リスク事例	B型
セッションB-2 2F 2A会議室 15:00～16:50	18	東野 圭悟	中央開発(株)	軟弱地盤における道路盛土に対する近接施工の地質リスク事例	B型
	19	武田 茂典	基礎地盤コンサルタンツ(株) 東北支社	高速道路跨道橋基礎掘削時に発現した変状への対応と周辺切土面リスク評価事例	C型
	20	清水 順二	明治コンサルタント(株)	地すべり抑止杭工の計画段階で発生したすべり面拡大現象とその対応について	B型
	21	万木純一郎	(株)建設技術研究所	道路事業に伴う地下水影響のリスクマネジメント支援事例	D型
	22	臼元 直仁	応用地質(株) 鹿児島支店	ヒ素含有ズリが分布するトンネル掘削に対する先進ポーリングによるリスク回避事例	A型
	23	原 靖	(株)ドーコン	切土法面における凍上現象と対策工	D型

*事例種類について

以下の4つに分類されます。

- A型：地質リスクを回避した事例
- B型：地質リスクが発現した事例
- C型：発現した地質リスクを最小限に回避した事例
- D型：上記のA型、B型、C型以外の事例

*セッションの司会者について

- ・セッションA 渡邊 法美 (地質リスク学会 会長)
- ・セッションB 小笠原正継 (地質リスク学会 副会長)

*事例研究発表会の時間配分について

- ・2会場に分かれ、以下の時間帯で実施する。
13:00～14:50
15:00～16:50
- ・口頭発表時間は、1編当たり15分とする。

第Ⅱ編 第1部 全大会 現状報告

国土交通省『地質リスク調査検討』試行業務の発注状況とガイドブックの作成について

(社)全国地質調査業協会連合会
技術委員長 岩崎公俊

1. はじめに

全地連における地質リスクに関する活動は、国土交通省のコスト構造改革に寄与すべく、事業コストの抑制のために地質に係わるリスクをマネジメントすることを目的としたものである。

地形・地質の成り立ちや地盤の堆積環境を理解せずに不十分・不適切な地質調査とそれに基づく設計を行い、工事中に初めて地質の問題に気づき大きな設計変更を強いられることは決して少なくない。また、かつては発注者が親しい地質業者に一声かければ地質調査計画をサービスで提供してくれるケースもあったが、現在では困難であることは言うまでもない。さらに、発注者側のベテラン技術者の高齢化により技術対応力が低下してきていることも巷間耳にするところでもある。

以上のような背景のもとに、発注者に対する地質リスクに関する理解を深めて頂く活動を全国の地質協会が実施してきており、少なくとも発注者サイドにおいても地質リスクという用語が耳にしたことがあるというレベルまできたものと考えている。

一方、国土交通省は、平成 26 年 5 月に「建設コンサルタント業務等におけるプロポーザル方式及び総合評価落札方式の運用ガイドラインの一部見直しに向けた試行の運用について」を示した。この中で、地質リスクに関連したものとして、地質リスク調査検討業務ならびに地質調査計画策定業務がプロポーザルに位置づけられている。前者は、地質リスクを洗い出し分析・評価することにより問題を絞り込むことがねらいであり、後者はこれらの地質リスクをより詳細に検討するための調査計画を策定することを主眼としている。

本報告は、これらの業務を発注する際の基本的な考え方をまとめた「地質リスク調査検討業務発注ガイド」を紹介し、類似業務の発注事例を紹介するものである。これらの業務は、まだ全体像が固まっているわけではなく、詳細については今後多くの議論に基づき発展されるべきと考えている。

2. 地質リスク調査検討業務発注ガイドについて

地質リスク調査検討業務発注ガイド（以下、発注ガイドと称す）は、業務の必要性、効果、地質リスクの素因・誘因、業務発注段階、要求される成果、積算で構成されている。

(1) 本業務の必要性

図 1 は地質リスクプロセスマネジメントのイメージとしてよく使われてきたものである。ここでのポイントの一つは悲観的リスク（図中左上）から始めようというものである。すなわち、最初の段階において考えられるリスクをすべて抽出しようということである。さらにこの図では、左側の段階（構想～計画）において線の勾配が急激に低下している、すなわちリスクの低減効果が大きいということである。

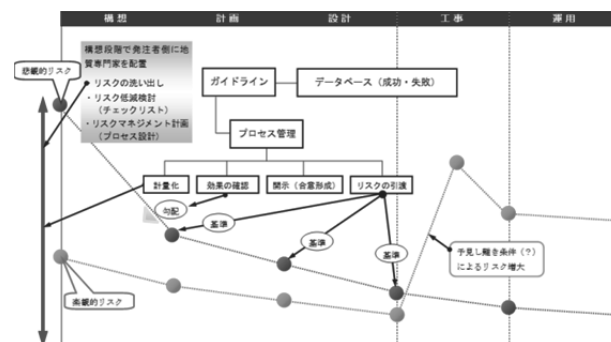


図 1 地質リスクプロセスマネジメントのイメージ（佐橋）¹⁾

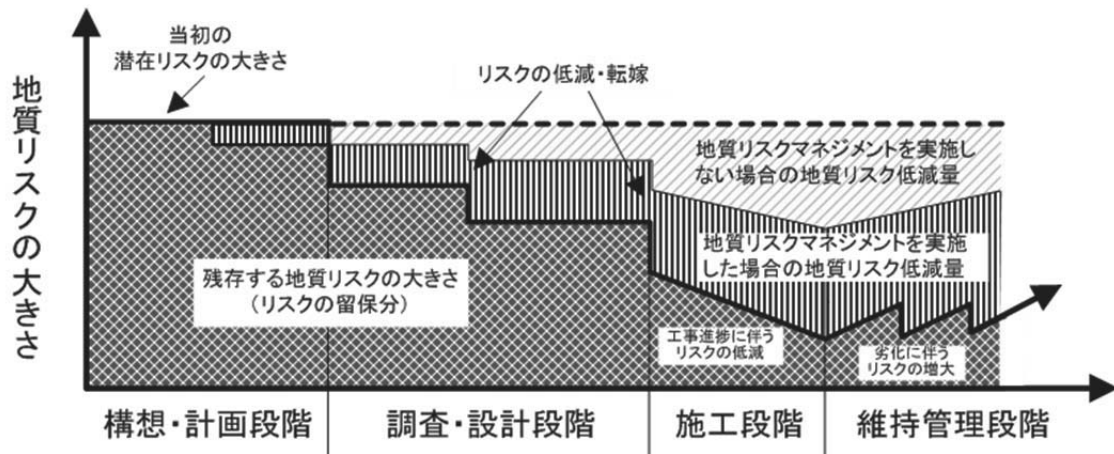


図2 地質リスクマネジメント概念図

このように、できるだけ早い段階から地質リスクを洗い出しておけば、その後にリスクを軽減できるチャンスが大きい。地域の地質に精通した専門家が丹念に調べることで、断層の存在や地すべりの可能性あるいは特殊な地盤の存在などを推察することが可能となる。さらに、それに基づき問題となりそうな地質リスクがピックアップできれば、その後に続くより適切な地質調査計画を策定することが可能となる。

一方、地質リスク調査検討は上記のように建設事業の構想・計画段階のみならず、調査・設計・施工段階においても適用可能である。さらに、既設構造物の供用段階においても地質リスクを検討すればよりの確な維持管理計画の策定に役立つと考えられる。

(2) 本業務の効果

地質リスク調査検討業務による効果として、以下を考えている (図2参照)。

- 事業の各段階で地質に起因するリスクを抽出することで、適切なリスクマネジメントが展開できる
- 事業の各段階で後段階へのリスク引渡し内容が明確となる
- 従来のリスク発生後の事後対応から事前のリスク管理型となる
- 関係者のリスクコミュニケーションが図られる

地質リスクマネジメントを元に、関係者の横断的なリスクコミュニケーションで PDCA サイクルを回すことにより、B/C (費用便益比) が向上することに繋がる (図3)。

(3) 地質リスクの素因・誘因

地質リスクには極めて多くの素因・誘因が関係している。地質の空間的なばらつきのみならず、

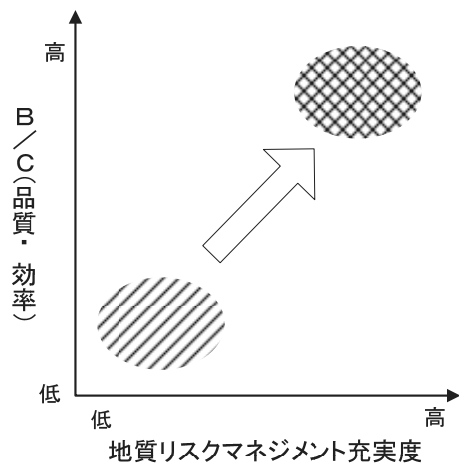


図3 地質リスクマネジメントの充実度と B/C の関係概念図

その生成過程に起因する特異性、個人の技術力やモデル化に際しての不確実性などの素因や、地震や降雨などの外力からなる誘因が考えられる。これらには、表1に示すように計量化が可能なものと困難なものがあり、それらの取り扱いには工夫が必要となる。

表1 地質リスクの計量化の区分と対応方法

項目	計量化	特徴	対応
地質リスクの素因・誘因	可能	関連する素因・誘因を数値化できる	リスクスコアまたは統計的計算処理手法の活用
	困難	関連する素因・誘因を数値化できない	定性的な指標によるリスクスコア等の活用

(4) 本業務の発注段階

地質リスク調査検討業務と地質調査計画策定業務の発注段階は、図4に示すものが望まれる。ただし、発注段階や状況に応じて一連の業務として発注して問題ない。

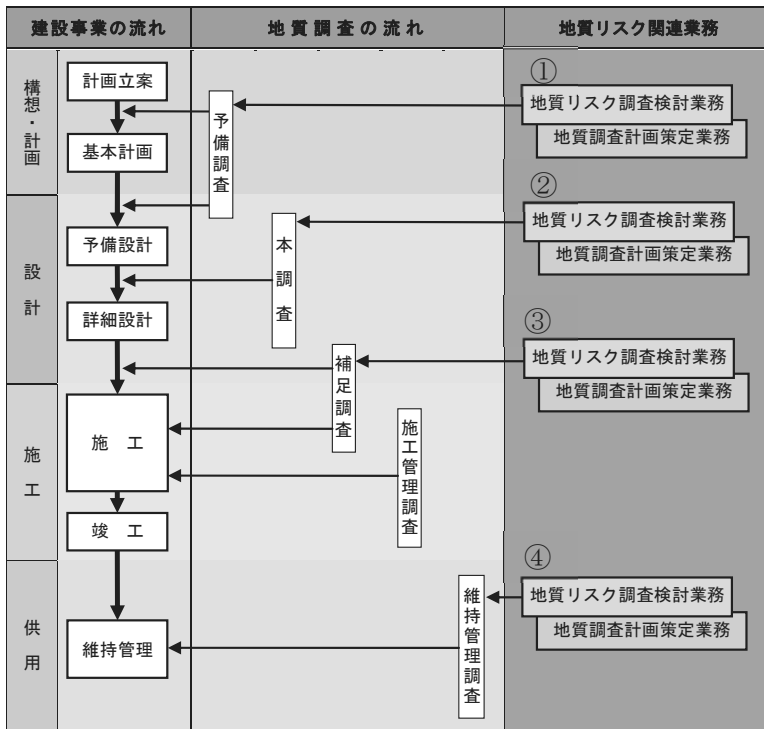


図4 建設事業における地質リスク関連業務の位置づけ

① 構想・計画段階

従来、この段階における地質関連業務の発注はほとんどなかった。前記のように早い段階でのリスクの洗い出しが極めて重要であることから、発注の意義は大きいと考えられる。

この段階では、調査計画策定より地質リスクの調査検討に重心が置かれる。

② 予備設計段階

既に①の段階を過ぎており地質リスクの検討が行われていない場合に必要となる。また、予備設計後であれば、地質リスクの観点から設計条件を照査するという意義もある。この段階では、地質調査計画策定に重心が置かれることになる。

なお、予備調査が発注されるのであれば、その業務に抱き合わせて実施することも可能であろう。

③ 詳細設計～施工段階

本調査で解決できなかった地質リスク要因をさらに確認するために補足調査の計画を策定するものである。さらにその結果を踏まえ、施工に引き継ぐべき地質リスクをまとめる点が重要となる。補足調査が別途発注されるのであれば、その業務に抱き合わせて実施することも可能であろう。

一方、施工前の段階であるため、地盤条件を再整理し、設計変更の可否の目安を作ったり、施工中に予想される地質トラブルと対策案をまとめ

ることも意義がある。

この観点では、本段階の検討業務はGBR（ジオテクニカル・ベースラインレポート）¹⁾に発展してもよいと考えられる。

④ 維持管理段階

供用後の地盤および構造物における経年劣化や機能低下に対して長期的視野に立ち弱部や機能低下を確認するためのモニタリングや点検の手法を検討したり、それらの結果を評価・分析して維持管理計画に反映させる。

新設のプロジェクトが減少していることに加え、構造物の老朽化対策が深刻な状況では、対象エリアの地質リスクを洗い出しておくことは維持管理計画策定上極めて重要であると考えられる。さらに、BCP策定上も重要な資料となるものと考えられる。

(5) 本業務の成果

地質リスク調査検討業務の検討手順の例を図5に示す。これにより得られる成果は、以下のものである。

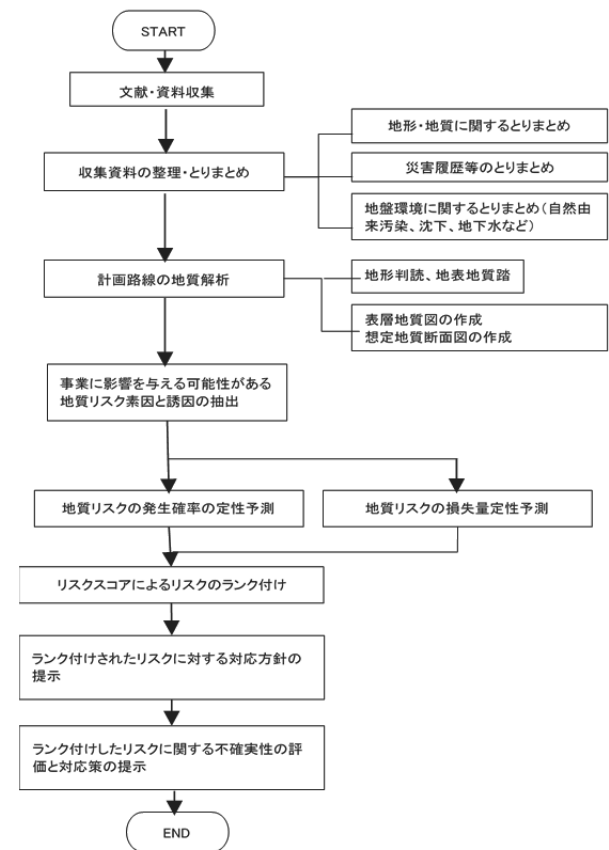


図5 地質リスクの検討手順例（基本計画段階）

- 損失期待値の定性予測：地質に起因するリスクの洗出しを行い、発生確率と損失量の評価に基づく損失期待値を評価する。
- リスクを低減するための対応策提示：損失期待値の大きさに応じた対応策、対応方針を提示する。

また、検討するための基本的な考え方と方針は以下の通りである。

① 文献・資料収集・とりまとめ

地形・地質、斜面・地震災害履歴、自然由来重金属汚染、地盤沈下、地下水、水文データ等。

② 計画路線の地質解析

地形判読、地表地質踏査による表層地質図・地質断面図(地質リスク要因を記載)。

③ 事業に影響を与える可能性がある地質リスク素因と誘因の抽出

④ 地質リスク発生確率の定性予測と損失量の定性予測 (表2～表4)

地質リスクの発生確率や損失量を定量に予測するのは困難であるため、専門家が定性的に発生確率と損失量を想定してランク付け(表中①～⑤)を行う。地質リスクのランクはこれらを用いて表4のようなリスクスコアに当てはめることで判定する。ここで、AAはリスク回避(路線変更)、

表2 発生確率の定性予測

①非常に低い	②低い	③中程度	④高い	⑤非常に高い
50年に一度以下	10年～50年に一度	5年～10年に一度	1年～5年に一度	1年に一度

表3 損失量の定性予測の一例

定性評価	①非常に低い	②低い	③中程度	④高い	⑤非常に高い
事業継続の観点	事業の継続に影響を与えない	軽微な修復で事業継続可能となる影響	大きな損失を受けるが事業は継続可能で、遅延がある	事業が中断または大幅な遅延となる影響	事業の継続不能となる影響

表4 リスクスコアの一例

		発生確率(表2)					
		①	②	③	④	⑤	
損失量(表3)	①	事業の継続に影響を与えない	C	C	C	C	C
	②	軽微な修復で事業継続可能となる影響	C	B	B	B	B
	③	大きな損失を受けるが事業は継続可能で、遅延がある	B	B	A	A	A
	④	事業が中断または大幅な遅延となる影響	B	A	A	A	AA
	⑤	事業の継続不能となる影響	A	A	A	AA	AA

Aはリスク低減(万全な対策)、Bはリスク低減(調査結果に応じて対策)、ならびにCはリスク留保(施工へ持越し、モニタリング)に該当する。

⑤ ランク付けしたリスクに関する不確実性の評価と対応策の提示

上記④のランクは評価者の判断が大きく入ることになる。そこで、リスク評価者が前提とした条件や判定結果に対する不確実性を報告書に書き残さねばならない。また、不確実性を小さくするための次段階の方策(調査方針、対策工の方針等)を示す必要もある。

(6)地質リスク検討のための調査項目

事業の段階、事前に行われた調査結果や既存文献・資料などの入手状況によって、以下の項目を選択的に実施することになる。

1) 既往文献収集・とりまとめ

- 地形・地質
- 災害履歴(地震、斜面、土石流など)
- 地盤環境(沈下、地下水、水文、汚染など)

2) 地質解析

- 地形判読
- 航空写真判読
- 地表地質踏査
- 表層地質図作成
- 地質断面図作成

3) 地質リスク素因・誘因の抽出

- 素因の抽出
- 誘因の特定

4) 地質リスクの発生確率と損失量の定性予測

- 発生確率のランク区分設定
- 損失量のランク区分設定
- 発生確率予測
- 損失量予測
- リスクスコアによるリスクランク区分
- 不確実性の評価
- 対応案の提示

3. 地質リスク調査検討業務の発注状況

国土交通省からの発注事例は現時点でまだないが、既発注業務の中で、地質リスクの検討ができないかとの問合せは個別にあるようである。

一方、自治体の場合発注者によっては地質リスクに理解がある。一例として道路計画段階で地質リスクを特定するための地質踏査業務が発注された事例を紹介する²⁾。

この業務は、山岳地帯から平野部にわたる自動車専用道路が対象で、計画路線の全域の地表踏査

を実施し、道路建設時の地質リスクを検討整理するというものである。

踏査に基づき、地すべりや切土部の岩盤斜面崩壊の危険度、スレーキングによるのり面の安定性、軟弱地盤の沈下・安定のリスクについて検討した。

検討の結果、明らかな地すべり地形が認められたものの計画路線には直接影響しないと判断し路線変更は必要ないと判断した。その他の地すべり地形もあったが、活動の兆候が認められないことからリスク低減の扱いで詳細調査において確認することとした。さらに、岩盤斜面については一部流れ盤構造が認められ不安定であることや、岩盤がスレーキングを起こしやすいため対策工の必要性があることを指摘した。

また、平野部の軟弱地盤における沖積粘土層が盛土に伴う沈下や安定性が懸念されることを指摘した。

以上の検討結果に基づき、抽出された地質リスクをさらに確認するための地質調査計画を策定した。

本事例は、計画路線に沿った地質リスクを検討したもので、早い段階での検討のため結論によっては路線の変更の検討もありうるという重要な業務である。

調査内容は従来の予備調査と大きく変わるものではない。しかしながら、今後、抽出された地質リスクをより明確にするための地質調査が、リスクを見落とした場合の被害額を考慮すれば極めて効果的であることを示すことができれば、地質リスクマネジメントを発展させることにつながると思われる。

4. 今後の課題

地質リスクの重要性については引き続きPR活動が必要であるが、地質リスクマネジメントに発展させるためには、まだ多くの課題がある。主なものを列挙すれば以下のとおりである。

(1) リスク評点の妥当性

リスク評点については、より客観性を持たせる意味で定量化の試みは必須と考えられるが、妥当な評価とするためには事例を積み重ねる必要がある。

(2) 検討業務の実施例あるいは実施モデル事例

地質リスク調査検討業務は多面的なイメージを有していることや、従来業務との住み分けが不明瞭であることから、典型的な検討報告書の事例を今後作成することを検討したい。

(3) 地質調査の投資効果

地質リスクの洗出しは地質リスクマネジメントの第一歩である。これを本格的なマネジメントに発展させるためには、計画する地質調査の投資効果を明示することも必要である。

想定されるリスク事象による被害額と地質調査投資額を対比することにより投資効果を示すことは、地質リスク調査検討業務の一部として位置づけることも検討に値すると考えられる。この際、現在使用している地質リスク事例シートを活用することが可能であろう。

(4) 地質技術顧問との関係

地質技術顧問は、将来発注者側に立った支援業務としてアドバイザー契約を行い、地質リスクのマネジメントを実施することが目標の一つと考えられる。このような技術顧問契約は発注者にとって、以前ほどではないにしても抵抗感があることは否めない。この制度を最終目標として見据えながら、個々のプロジェクト単位で地質リスクマネジメントを行うのが地質リスク調査検討業務であると位置づけることも可能である。この検討業務が地質リスクのマネジメントの必要性の理解を広め、地質技術顧問の制度化につながることを期待したい。

謝辞

最後に、本報告が今後の地質リスクマネジメントの発展のための議論のたたき台になることを望むと同時に、発注ガイドの作成にご尽力頂いた全地連地質リスクWGのメンバー、ならびに継続的にご指導頂いている前WGリーダー佐橋義仁氏に謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 地質リスク学会・全国地質調査業協会連合会：地質リスクマネジメント入門、オーム社、2010。
- 2) 後藤美香・小野寺正勝：道路計画段階における地質踏査による地質リスクの特定事例，全地連「技術フォーラム 2014」秋田，pp.1-2，2014。

現状報告 講演②

中間報告：アメリカ「デビルズスライドトンネル・プロジェクト」の考察—施工結果と GBR の適用について文献調査からの予察—

地質リスク学会会員 須藤 宏

1. はじめに

全地連は、2007年9月30日～10月5日の6日間、アメリカのサンフランシスコに「地質リスク」海外調査ミッションを派遣しました。このミッションでは、「地質リスク」に関する活動を進める上で、海外の事情・動向を迅速かつ確に把握することを目的として、研究機関・政府機関・企業等を訪問し、関係者と精力的にディスカッションと意見交換を行いました。そして、カリフォルニア州運輸局（略称 Caltrans）が事業主としてサンフランシスコ郊外で当時施工が始まったばかりのデビルズスライドトンネル・プロジェクト（Devil's Slide Tunnel Project）現場を見学した。このミッションの成果は全地連ホームページにアップされている。

今回は、このプロジェクトが昨年完成したことから、プロジェクトの施工状況と GBR（Geotechnical Baseline Report）の適用状況との関係を検証するため、web 上の文献を中心として追跡調査した結果を予察的に報告する。

2. デビルズスライドトンネル・プロジェクトの経緯と意義

2.1 デビルズスライド地区

カリフォルニア州デビルズスライド地区は、サンフランシスコから南約 28km に位置し、パシフィカ市（Pacifica）とハーフムーンベイ市（Half Moon Bay）間のサンペドロ（San Pedro）山脈北西部の太平洋に面した沿岸部にある。名前からも分かるように、この地区は海岸線から約 30～70°の急斜面が連続するアメリカでも有数の地すべり（岩盤地すべり）地帯である（図-2.1）。カリフォルニア州主要道路 1 号線（California's Highway 1）は、この地区で約 800m に渡って地すべりブロック区間を通過しており、1937 年に開通して以来、8 度の道路閉鎖（1995 年の 158 日間が最長）している。このため近隣地域は大きなダメージを受けていた。

2.2 代替ルートを検討

度重なる被災を回避するための対応策は、1960 年以來この地域の大きな課題であった。Caltrans は、かつて 1970 年代頃に東側丘陵地帯を通過する開削による迂回路ルートを地域に提案したが、環境問題や利便性などから地域住民の同意は得られなかった。その後 Caltrans は、様々な法的整備を含めて最終的にサンペドロ山脈内

を通過するトンネル案を提案し、1996 年サンマテオ（San Mateo）郡での住民投票結果（賛成 74%）などから決定された。

このトンネル施工は、カリフォルニア州にとって 1964 年コールデコット第三トンネル（Caldecott 3th bore）以来約半世紀ぶりの施工となった。

2.3 プロジェクト完成の意義

このプロジェクトは、パシフィカ市とハーフムーンベイ市間を通年で安全に往来できることを地域住民や企業から切望されたプロジェクトである。

Caltrans が半世紀ぶりに施工する山岳トンネルであることから様々な技術的課題への取り組み、周辺稀少の生物への配慮、景観に配慮した設計、周辺地域との合意形成等に成功した大変意義深いプロジェクトであった。このため、このバイパスの開通は地域住民から大変歓迎されている。

2.4 トンネル名の変更

施工完了後、デビルズスライドトンネルは、このプロジェクト遂行、特に資金面（事業費は連邦緊急資金-Federal Emergency relief money-で提供された）で尽力した上院議員 Tom Lantos 氏を称えて、トンネル名はトム・ラントストーンネル（Tom Lantos Tunnels）と改名された。

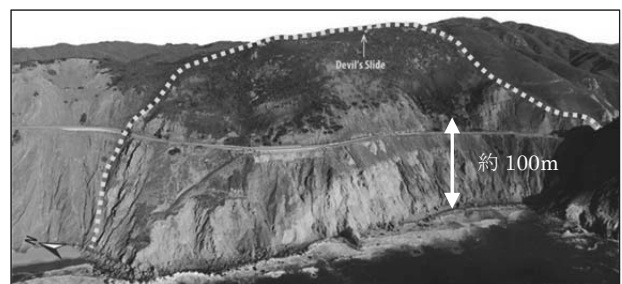


図-2.1 Devil's Slide 地区の斜面全景
（黄色線内が地すべりブロック、道路は 1 号線、San Mateo Country hp より）

3. デビルズスライドトンネル・プロジェクト周辺の地質概要

デビルズスライドトンネル・プロジェクト周辺の地質は、北西—南東方向に連続している。南側の下部に中生代白亜紀石英閃緑岩・花崗閃緑岩

(Montara 花崗閃緑岩)の花崗岩類が分布し、北側の上部に古第三紀堆積岩類が分布している。この両者の関係は断層関係である。古第三紀堆積岩類は粘土岩・シルト岩・砂岩・礫岩からなっている。古第三紀堆積岩類の北西側にはフランシスカン複合体 (Franciscan Complex) の中生代付加体が分布する (図-3.1)。

そして、プロジェクト位置から西方に約 7, 8km の近い距離に活断層であるサンアンドレアス (San Andreas) 断層がある。

4. デビルズスライドトンネル・プロジェクトの施工状況

4.1 プロジェクトの概要

プロジェクトは、総延長約 1,900m の道路建設および関連施設の建設からなる (図-4.1; Caltrans, 2005 (GBR) より)。

- ①主要道路 1 号線から分岐してトンネルにアプローチする道路 (延長約 250m) と南坑口近くの事業・維持管理センター (Operations and Maintenance Center: OMC) の建設
- ②南部明かり部の岩盤切土工
- ③双設トンネル区間
- ④Shamrock 谷を横断する 双設橋梁区間 (延長 275~300m)
- ⑤高速道 1 号線に合流するアプローチ道路

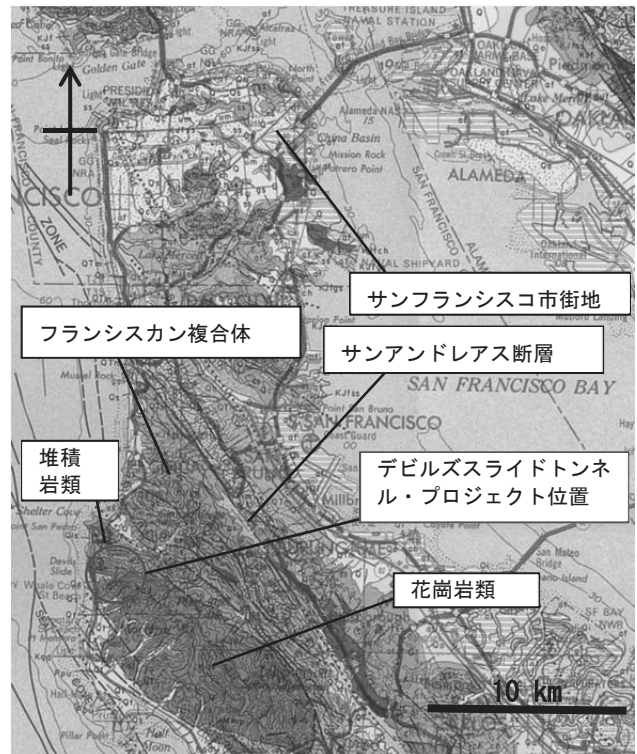


図-3.1 デビルズスライド・プロジェクト周辺地質図 (1/25 万 Geologic map of the San Francisco-San Jose quadrangle, California Geological Survey, 1990 ; 全地連,2007 より)

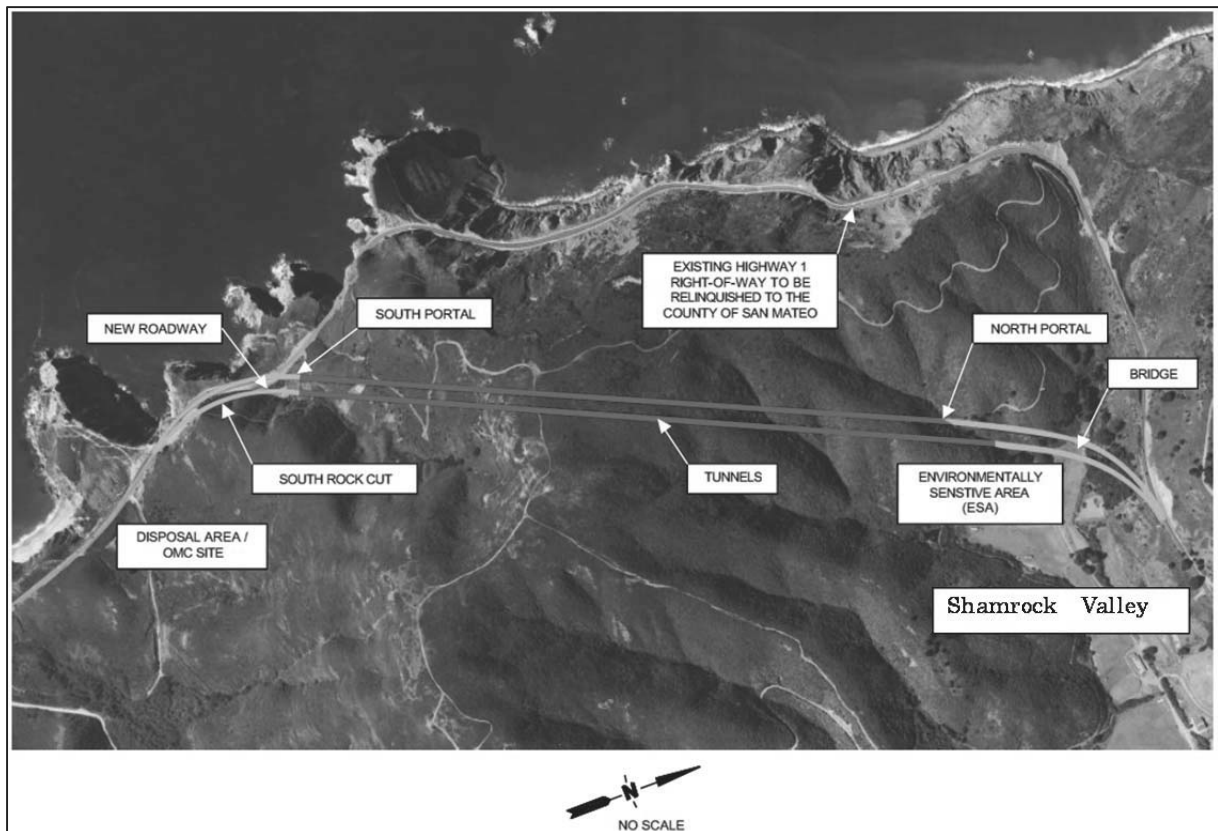


図-4.1 デビルズスライドトンネル・プロジェクトの全景

(赤線部がトンネル区間、黄色部が明かり区間で北側の区間は橋梁部, Caltrans hp より)

トンネル部の主な概要と標準断面は表-4.1 および図-4.2 のとおりである。トンネル延長はカリフォルニア州最長となった。

表-4.1 トンネル部の主な概要

施工法 (掘削工法)	NATM (ベンチカット工法)
延長 北向い線	約1,310m
南向い線	約1,290m
幅	9.0m
高さ	6.8m
断面積	120m ²
車線数	1
緊急交差通路	10箇所
ジェットファン	32基
照明器 (ナトリウム灯)	1,197基

※耐震はマグニチュード 7.5～8.0 を考慮

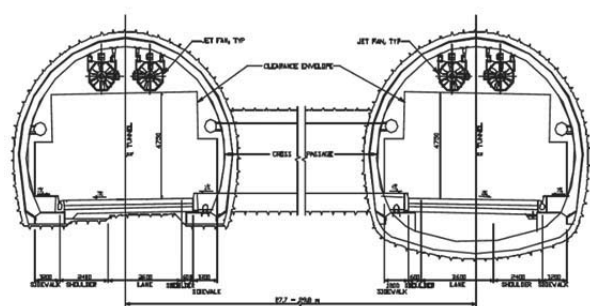


図-4.2 トム・ラントストーンネルの標準断面 (Caltrans hp より)

このプロジェクトの施工は、設計施工分離発注方式 (Design-Bid-Build) で発注された。関係者は以下のとおりである。

事業者: Caltrans

設計者: HNTB 社 (アメリカ): GBR 作成
ILE Consultants 社 (オーストラリア) など

施工者: Kiewit (Pacific) 社【トンネル部】
Disney 社【橋梁部】

また、施工時はコンサルタントによるオンサイトサポートチームが組織されている。

4.2 プロジェクトの挑戦課題

Wang et.al (2008) などによれば、このプロジェクトでは、複雑な地質に対応するため、以下のような挑戦 (Challenges) が行われた。

- ① 複雑な地質構造へ NATM 工法の初導入
- ② 高い地震帯への対応

- ③ トンネル 3 次元モデルの導入
- ④ 高い地下水圧への対応
- ⑤ 北抗口部のシャムロック (Shamrock) 谷湿地帯での絶滅危惧種 赤足カエル (Red-legged frogs) や連邦保護種ハヤブサへの配慮

さらに独創的なプロジェクト項目として、以下の項目が実施された。

- ① 地域自治体を含めた景観委員会の設置
- ② 価値分析 (Value Analysis) 報告書の作成
- ③ Technical Advisory Panel (TAP) 会議の実施
- ④ Geotechnical Baseline Report (GBR) の導入
- ⑤ リスクマネジメントシステムによるリスク管理

特に明かり部の景観への配慮は顕著である。

4.3 トム・ラントストーンネルの地質

トム・ラントストーンネル区間は、地質調査の結果、顕著な 4 つの断層が分布しており、断層境界と地質的特徴から南ブロック、中央ブロック、北ブロックに 3 区分されている (図-4.3, 4.4)。

南ブロックは、塊状の花崗閃緑岩～石英閃緑岩からなり、断層 B が中央ブロックとの境界となっている。これらの花崗岩類には熱水変質がみられる。

中央ブロックは、堆積軟岩相当の古第三紀粘土岩・シルト岩・砂岩・礫岩の互層からなり、南ブロックとの境界付近には断層“02-5”帯が分布している。このブロックは土被りが大きく約 200m あり、地下水圧が最大 1MPa 以上と高いことが想定される。

北ブロックは、中央ブロックと同様な地質よりなるが、中央ブロックとは断層“C”帯を境としており、このブロック内は高角の断層が発達しており、脆弱な地質であることが想定される。

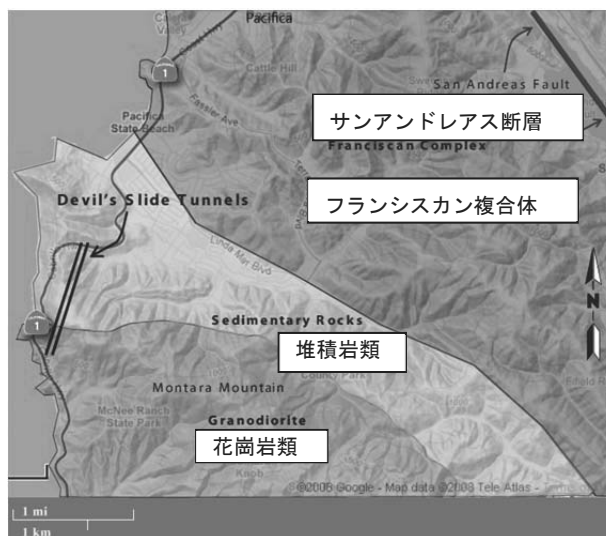


図-4.3 トム・ラントストーンネル周辺の地質平面図 (Caltrans hp より)

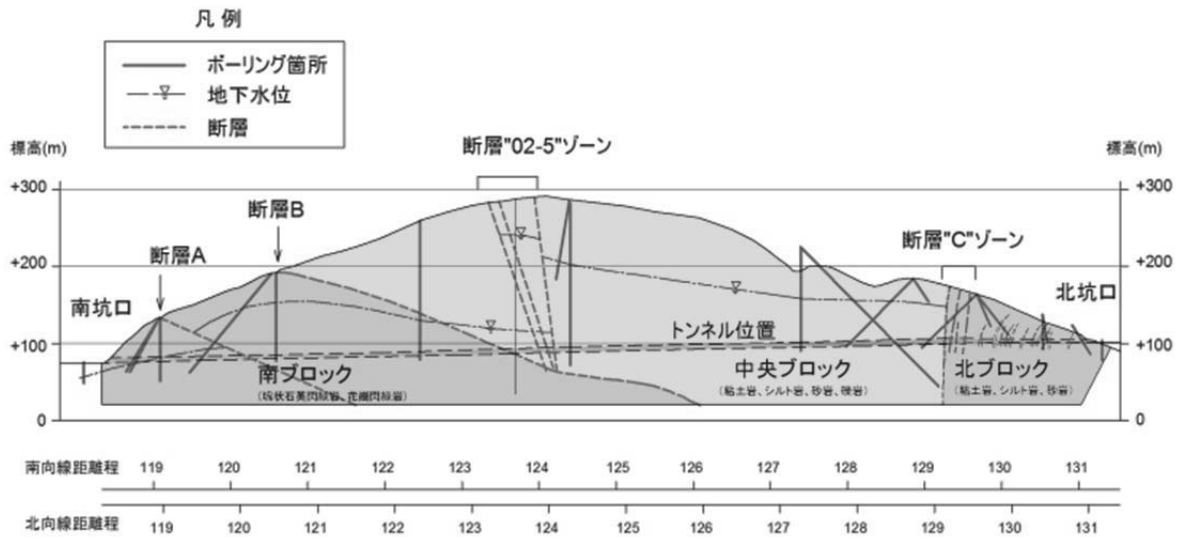


図-4.4 トム・ラントストーンネルの地質断面図
(Caltrans hpおよびCaltrans, 2005より作成)

プロジェクトは、約半世紀ぶりの山岳トンネル施工となり、コストに影響するトンネル施工に重点がおかれた。

図-4.4の地質断面図によれば、ボーリング調査は27箇所とかなりの高密度で実施されていることも注目される。施工上地質的に問題となった箇所は、明らかにされていないが、問題となりそうな地質としては、

- ① 南ブロックと中央ブロック間の断層帯
 - ② 中央ブロックでの地下水対策
 - ③ 北ブロックの複雑な地質対応
- などが想定される。

4.4 市民との協調

このプロジェクトの経緯から地域の関心が高く、常に地域住民とのコミュニケーションに配慮している。地域住民・自治体との間には以下のような協議会が設けられた。

- ① County of San Mateo Board of Supervisors
- ② Pacifica City Council
- ③ Midcoast Community Council
- ④ Half Moon Bay City Council
- ⑤ The Devil's Slide Tunnels Project Aesthetics Committee

4.5 称賛されたプロジェクト

このプロジェクトおよびトム・ラントストーンネルは、このように地域住民・自治体と多大な期待を受け、景観にきめ細かい配慮を行い、地域間の安全を確保したことなどが評価され、数々の産業賞を受賞した。

- ① 米国土木学会の OCEA (Outstanding Civil Engineering Achievement) 賞
- ② 米国公共事業協会の UCA (Underground Construction Association) 賞
- ③ 米国環境・応用地質学協会プロジェクト賞

など17の賞を受賞。

4.6 プロジェクトの施工経緯(コストの増加と工期の延長)

プロジェクトの施工状況を整理したものを図-4.5に示す。

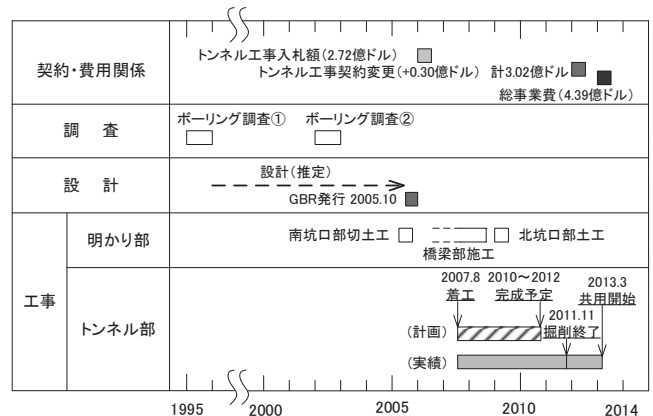


図-4.5 プロジェクトの概略年表
(Caltrans hp および, Caltrans,2005 などより作成)

発注時のトンネルコストは2.72億ドルで工期3年3か月程度(5年という文献もある)と見込んでいたが、2012年に+0.30億円の設計変更が公表され、最終的な事業コストは4.39億ドルとなり、工期が2年程度遅れることとなった。

この経緯については、文献から地質に起因するトンネル施工が影響していると予想されるが、さらに詳しく調査する必要がある。

4.7 トンネル仕様と施工実績

特にプロジェクトに影響したトンネルの仕様と実績を調査した。

トンネルの主な仕様を表-4.2に示す。

表-4.2 トム・ラントストーン頂部の主な仕様
(D. Zerga・S. Kumpfmüller, 2011)

支保区分	施工間隔	覆工厚	ロックドエル長	格子桁幅	頂部ボルト	鏡ロックドエル長	鏡吹付厚
Support Category	Typical Advance	Initial Lining Thickness	Length of Rock Dowels ※	Spacing of Lattice Girders	Spiles and Canopy	Length of Face Dowels	Face Flash Thickness
I	2.2m	100mm	3.6m	なし	なし	なし	なし
II	1.6m	200mm	4m	1.6m	なし	なし	なし
III	1.2m	250mm	6m&4m	1.2m	4m	なし	なし
IV	1.0m	300mm	6m&4m	1m	4m	なし	50mm
V	1.0m	300mm	4m	1m	頂部専用パイプ	9m	100mm

※ Untensioned Rock Bolt

このトンネルの支保区分は、5つのカテゴリーに区分されている。カテゴリーIが最も軽く、カテゴリーVが最も重い支保パターンとなっている。我が国の標準的な支保パターン（NEXCO 設計要領第三集トンネル編など）と比較すると、

- カテゴリーI —— Bパターン
- カテゴリーII～IV —— CI～DIパターン
- カテゴリーV —— DII, Eパターン

に概ね相当している。

支保区分毎の掘削実績は表-4.3 に示すとおりであった。

表-4.3 支保区分毎の掘削実績
(D. Zerga・S. Kumpfmüller, 2011)

北向線				南向線			
支保区分	発破 D&B	ロードヘッダー Roadheader	掘削機 Excavator	支保区分	発破 D&B	ロードヘッダー Roadheader	掘削機 Excavator
CAT I (273.5m)	79%	21%	-	CAT I (237.3m)	89%	11%	-
CAT II (597.5m)	-	99%	1%	CAT I (237.3m)	7%	90%	3%
CAT III (249.5m)	-	48%	52%	CAT III (245.3m)	-	20%	80%
CAT IV (86.5m)	-	30%	70%	CAT IV (43.9m)	-	-	100%
CAT V (55.0m)	-	-	100%	CAT V (28.6.0m)	-	10%	90%

5. トム・ラントストーンでの GBR の適用状況

5.1 GBR とは？

GBR は、欧米で用いられている文書で、米国では米国土木学会（ASCE）から GBR 作成のガイドラインを出版しており、プロジェクト毎に設計者と発注者で作成し、発注者と請負者がリスク分担ルールを定める際に用いられている（地質リスク学会・全地連, 2010）。

GBR の主な特徴を下記に示す。

- ① GBR は発注時の契約文書の一つである。
- ② GDR (Geotechnical Data Report: 調査データの内容・手法・結果を集約した報告書)などを基に作成される。
- ③ 工事受注後の設計変更を適用する際のベー

スライン（基準値）を示し、発注者と請負者間の責任分担（リスク分担）を明確化したものの。

GBR のベースラインによる責任分担（リスク分担）のイメージは、地質リスク学会・全地連（2010）に分かりやすく解説されている（図-5.1）。

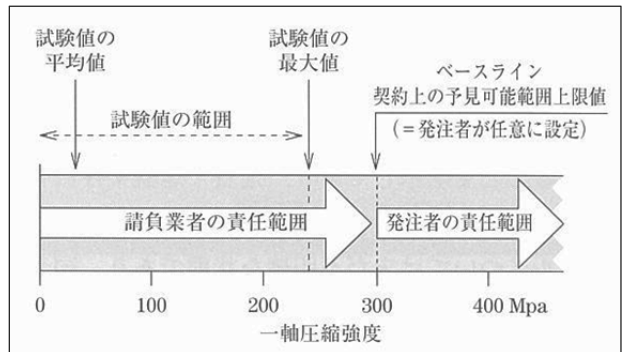


図-5.1 ベースラインによる責任分担範囲
(地質リスク学会・全地連, 2010)

5.2 トム・ラントストーンでの GBR

トム・ラントストーン（デビルズスライドトンネル）の GBR は、工事発注前の 2005 年 11 月に HNTB 社が最終とりまとめと行って Caltrans 名で発行されている。作成者は、

- HNTB Corporation (アメリカ)
- ILF Consultants, Inc. (オーストリア)
- Earth Mechanics, Inc. (アメリカ)

である。

本トンネルでの例を表-5.1 および表-5.2 に示す。この他に透水性や切羽での崩壊予想図なども記載されている。

表-5.1 一軸圧縮強度のベースライン
(Caltrans, 2005; 地質リスク学会・全地連, 2010)

岩種	一軸圧縮強度 q_u [Mpa]		
	データ範囲	平均値	ベースライン (最大値)
シルト岩/粘土岩 (新鮮~弱風化)	2.1~238	30	300
シルト岩/粘土岩 (中~強風化)	0.1~34	10	40
砂岩 (新鮮~弱風化)	11.6~267	110	330
砂岩 (中~強風化)	9~73	10	90
礫岩 (新鮮~弱風化)	3~239	50	300
礫岩 (中~強風化)	10~30	15	30
花崗岩類 (新鮮~弱風化)	3.9~226	30	280
花崗岩類 (中~強風化)	0.3~91	7	115

表-5.2 岩種毎の摩耗度のベースライン
(Caltrans, 2005)

岩質区分	Cerchar摩耗度 (ISRM)	
	データ幅	ベースライン 最大値
シルト岩・粘土岩	0.1~1.7	2
砂岩	3.8~4.5	5
礫岩	4, 4.3	5
花崗閃緑岩	1.8~4.7	5

5.3 GBRの有効性

設計契約会社 HNTB 社のプロジェクトリーダー Wang 副社長から『このプロジェクトの成功にあたっては GBR が非常に有効であった。』と、メールによる私信を受けた。ただし具体的な内容について今後の調査が必要である。

6. おわりに

デビルズスライドトンネル・プロジェクト、特にトム・ラントストーンネルの施工状況について、Web を中心とした文献調査を行った。これまでの調査では、施工上問題となった地質状況と施工法、事業費用の増額経緯、工事遅延に伴う施工者の負担の有無、リスクマネジメントプロセスの実際、GBR の適用実績について、まだ不明な点が多く残された。

今後は、我が国への GBR の導入の意義も視野に入れて、施工時における GBR の適用状況を Caltrans や工事関係へのインタビュー等を含めてさらに詳細な調査・検討を行いたい。

最後に発表の機会を与えて頂いた地質リスク学会事務局、図表の清書に協力して頂いた宮司貴子（応用地質（株））氏にお礼を申しあげる。

参考文献

- 1) 小笠原正継 (2010) : 地質リスクマネジメントの意義—米国土木学会『ジオテクニカル・ベースライン・レポート』から—, 地質リスク学会 hp, www.georisk.jp/.
- 2) 地質リスク学会・全地連共編 (2010) : 地質リスクマネジメント入門, pp.204, オーム社.
- 3) 全地連「地質リスク」海外調査ミッション (2007) : 米国カリフォルニア州における地質リスクへの対応状況調査報告書.p.27-33, <http://www.zenchiren.or.jp>.
- 4) Andrew Alden(2013):The Rocks of Devil's Slide, <http://science.kqed.org/quest/2013/03/28/the-rocks-of-devils-slide/>

- 5) Caltrans(California Department of Transportation) Devil's Slide Project hp : <http://www.dot.ca.gov/dist4/dslide/>.
- 6) Caltrans(2005) : Geotechnical Baseline Report –Devil's Slide Tunnel Project for The California Department of Transportation, prepared by HNTB Corporation・ILF Consultants・Earth Mechanics,p.33.
- 7) California Geological Survey(1990) : 1/25 万 Geologic map of the San Francisco-San Jose quadrangle.
- 8) Dan McNichol(2013):Devil's Slide Tunnel, civil+structural Engineer webcast,<http://cenews.com/article/9322/devils-slide-tunnel>.
- 9) Dan Zerga・Sebastian Kumpfmuller(2011):The Detail in the Devil's Slide, North American Tunneling Journal, April/May San Francisco NATM Special, p.10-14.
- 10) Doug Scott(2014): OCEA Project Finalist – Tom Lantos Tunnels at Devil's Slide, ASEC news, <http://blogs.asce.org/ocea-project-finalist-tom-lantos-tunnels-at-devils-slide/>.
- 11) Gary Brierley・Nate Soule(2014) : To GBR Or Not To GBR:Is That The Question?, Geo-Congress 2014 Technical Paper, GSP234,p.2332-2344. <http://dx.doi.org/10.1061/>.
- 12) Lily Bixler(2012): Devils Slide Overruns drive up tunnel costs, Half Moon Bay Review, http://www.hmbreview.com/news/overruns-drive-up-tunnel-costs/article_5dc7d56c-e46d-11e0-a41e-001cc4c002e0.
- 13) San Mateo County Department of Parks hp, Devil's Slide Trail, <http://parks.smcgov.org/sites/parks.smcgov.org/files/3-Geology%20FINAL.jpg/>.
- 14) Yung-Nien Wang・Skip Sowko・Moe Amini(2008): Devil's Slide Tunnels-Unique Challenges for North American Tunneling Conference.
- 15) Yung-Nien Wang(2014): The Tom Lantos Tunnels at Devil's Slide Project, the Longest Highway Tunnels in California, Challenges and Advances in Sustainable Transportation Systems, Bridge and Tunnel Planning, Design, and Construction Technologies, ASCE, p.459-466. <http://dx.doi.org/10.1061/>.

現状報告 講演③

斜面崩壊による労働災害の防止対策に関するガイドライン(案)の公表について -地盤リスクという危険の芽を摘み取るための情報共有としての点検表-

独立行政法人労働安全衛生総合研究所 伊藤和也

1. はじめに

一般的に土砂崩壊発生の誘因は豪雨や地震のような自然現象と建設工事等の人為的なものの2種類に分けることができる。後者の誘因により、建設工事に従事する労働者が被災する労働災害が毎年繰り返し発生している。図-1は土砂崩壊による労働災害による死亡者数の年別推移を1966年～2013年の約半世紀分示したものである¹⁾。土砂崩壊による労働災害の死亡者は、1966年は312人と非常に多かったが、徐々に減少傾向となり最近では毎年10～20名前後で推移している。土砂崩壊による労働災害のうち約半数が斜面の切土掘削工事中の斜面崩壊によるものである。斜面の切土掘削工事では、工事が完了すれば安定な構造となるものの、その施工過程において十分な対策が取られずに不安定な斜面の下で作業が行われていることがある。斜面崩壊によって被災した労働災害(主に死亡災害)の調査・分析結果²⁾³⁾によると、地山・法面掘削中に被災するケースに加えて掘削後に切取った斜面の近くで行う作業中に被災するケースがそれ以上の件数発生している(図-2)。切取った斜面の近くで行う作業中の被災例としては、例えば、図-3の概念図に示すように擁壁と地山との狭い場所で行う型枠の組立・解体作業での災害がある。このような作業では斜面崩壊が発生すると逃げ場が無いために逃げ遅れて被災する事例が多く報告されている。こうした災害を防止するためには作業者が被災することのないような安全な施工方法とすることが第一義的に重要である。

安全な施工方法を策定するためには、切土掘削した斜面が安定か不安定かを工学的に判定する必要がある。しかしながら、安定な切取り斜面の高さや勾配、土留め工の設置位置・強度、長大斜面における土圧の算定法などの斜面安定問題は、現在の地盤工学・岩盤力学等の知見でもまだ完全には解明されたとは言い難い現状である。特に人工的に作成される鋼やコンクリートと比べて、切土掘削工事の対象となる地盤は、地殻変動や浸食・堆

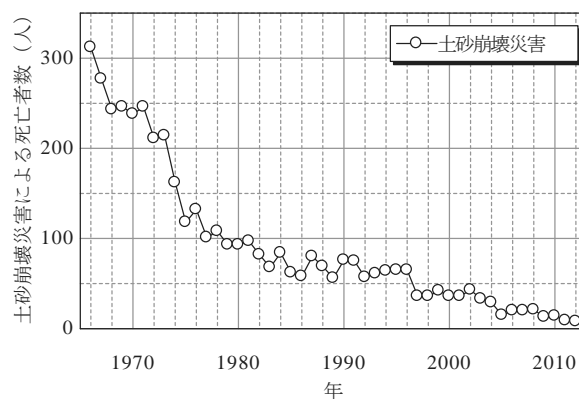


図-1 約半世紀での土砂崩壊による労働災害の推移¹⁾

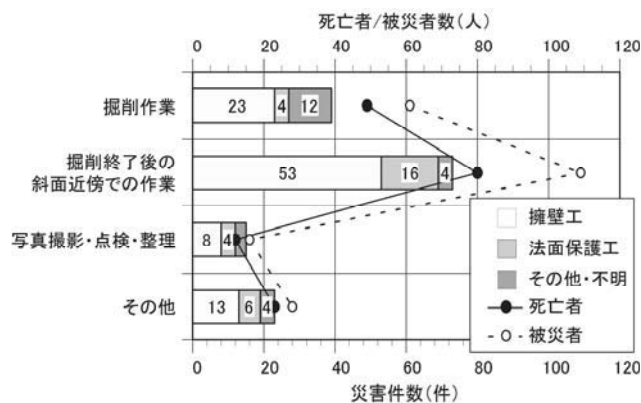


図-2 災害発生時に被災者が行っていた作業²⁾

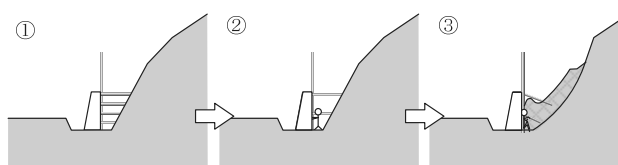


図-3 型枠の解体中の労働災害の概念図^{2),3)}

積といった自然現象の履歴や、さらには盛土工事等の人工的な工事の履歴を持っていることが考えられ、通常の地盤調査などでは地質状態を十分には把握しきれないこともある。また、そもそも道路建設工事等に付随するような中小規模の切土掘削工事では、「土・岩質」区分などで切土勾配が決定されることが多く、地盤状態が詳細には把握されていない。こうした地盤情報の不確実性や地盤情報の精度が低い中でも、計測や観察によって地盤の挙動を見極めながら施工することの重要性が、地盤工学の分野では古くから指摘されてきた⁴⁾。Terzaghi and Peckによって提唱された観測施工 (Observational Procedure) は、軟弱地盤を対象として発達してきたが、設計理論・計測技術の高度化によって、現在では、「動態観測」や「情報化施工」として困難な土木・建築の大プロジェクト工事に利用されている^{5) 6)}。このように地盤や構造物等の挙動を各段階で把握しながらその挙動に対して逐次状況を判断・対処することは、設計・計画段階で検討していなかったいわゆる「想定外」のリスクの芽を事前に摘み取る作業に他ならない。しかし、これらの手法は中小規模の工事では積極的には利用されておらず、設計段階で選択された「土・岩質」区分とは異なる地質が出現したにも関わらず、掘削勾配を設計通りに掘削したために斜面が崩壊して労働災害となった事例なども報告されている。

本報では、まず、我が国における斜面崩壊による労働災害防止対策の変遷について示し、その後、最近の動向として厚生労働省にて検討されている「斜面崩壊による労働災害の防止対策に関するガイドライン (案)」について紹介する。最後に、このガイドラインが発出された際の地盤/地質技術者の役割への期待や今後の検討事項等の私見について示す。

2. 我が国における斜面崩壊による労働災害防止対策の変遷

切土掘削工事の労働災害防止対策は、1970年代から現在に至るまで断続的に検討が行われている。旧労働省産業安全研究所 (現 (独) 労働安全衛生総合研究所。以下「安衛研」という。) では、1972年～1976年に発生した切取り工事の労働災害について詳細な調査分析を実施している⁷⁾。また、建設業労働災害防止協会 (以下、「建災防」という。) では、1976年から「土砂崩壊防止対策委員会」を設け、その中で1979年に切取工事に対する安全施工の指針として「切取工事の安全」を公表した⁸⁾。さらに、旧 (社) 土質工学会 (現 (公社) 地盤工学会) は、1983年から3年間にわたって旧労働省からの委託により「掘削工事の安全技術に関する調査研究会」を設置し、主として崩壊の事前予測、災害の予防等の技術解明に焦点を当てた検討を行った⁹⁾。その後、2003年には建災防が「法面での土砂崩壊防止対策に関する調査研究委員会」を設置し、溝掘削工事における労働災害防止対策として普及した「土止め先行工法」のように設備対策に重点が置かれた検討を行った¹⁰⁾。このように、過去には様々な機関で幾度となく検討する機会が設けられていたが、具体的な労働災害防止対策を打ち出すには至っていなかった。

上述のような状況下において、安衛研では、2003年から斜面崩壊による労働災害の防止対策に特化した研究を開始し、過去の労働災害事例の調査、切土掘削による斜面崩壊メカニズムの解明、災害防止対策樹立のための調査・研究活動を進めた¹¹⁾。それらの学術的検討結果を背景として、2009年3月に学識経験者・行政担当者・施工業者等の専門家を委員とした「斜面崩壊による労働災害の防止対策に関する調査研究会 (以下、「調査研究会」という。))」を設立し、有効な斜面崩壊による労働災害防止対策の強化を図るため、斜面崩壊による労働災害の防止措置の現状、斜面崩壊防止工法の普及状況及び問題点等を調査し、実態の分析と同種災害防止対策に関する所要の検討を行った。調査研究会は、4回の委員会と4回のWGでの議論を行い、2010年3月に「斜面崩壊による労働災害の防止対策に関する調査研究会」報告書 (以下、「安衛研報告書」という。) をとりまとめた¹²⁾。なお、WGメンバーには全地連の平成20年度新マーケット創出・提案型事

業 土工工事の危険度に応じた安全管理方法の目安作成「土工工事安全監視マニュアル（案）」委員会のメンバーも参画している。調査研究会の検討事項等についての概略は、第1回地質リスクマネジメント事例研究発表会にて筆者らが紹介している¹³⁾。簡単にまとめると調査研究会では下記のような検討結果を示している。

- (1) 発注者・設計者・施工者の3者の斜面崩壊の危険性の共有化
- (2) 安全性の検討について
- (3) ハード対策の観点・概念の提示

これらの検討結果の詳細は、安衛研報告書及び既往文献に譲るが、地盤/地質リスクマネジメントで検討されている事項を忠実に検討し、従前までの土砂崩壊災害防止対策とは一線を画した内容となっている。

この安衛研報告書を受け、建災防では2010年5月から発注者、調査・設計者、施工者のそれぞれの立場の誰もが効果的に使えるように、調査研究会が提案した点検表について、点検表の使い方、点検項目の判断方法、点検結果に基づく措置などの点検表の実用化に向けてヒヤリングなどの実態調査を行った。

また、2011年12月からは、中小規模の斜面掘削工事での土砂崩壊等による労働災害を防止するための発注者、調査・設計者、施工者の3者が行う点検、協力、ハード対策等に係るマニュアルの検討を実施した。建災防の2つの委員会での検討の結果、安衛研報告書をより具現化するために図-3のような変更を行った。変更した主な点としては、「日常点検表」が「日常点検表」と「変状時点検表」の2つに分割された点である。他、文言や項目の修正等が行われている。

これらの調査研究会による安衛研報告書から建災防の取り組み等の最近の検討結果を踏まえて、厚生労働省では2013年から地山の状況の的確な把握と工事関係者による情報の共有を目的とした「斜面崩壊による労働災害の防止対策に関するガイドライン（案）」（以下、「ガイドライン」という。）の策定を検討している。既に原案はできてはいるものの、未だ確定したものではなく、今後若干の変更もあり得るようではあるが、ここでガイドラインの概要について紹介する。

3. 斜面崩壊による労働災害の防止対策に関するガイドライン（案）

ガイドラインの構成案を表-1に示す。以下、主な項目について概略を示す。

3.1 ガイドラインの目的

第1では、本ガイドラインの趣旨・目的を示している。本ガイドラインは、発注者、調査・設計者、施工者の3者協力により、地山の状況やその変化に関する情報共有を推進し、労働安全衛生規則（以下、「安衛則」という。）第358条に規定する調査等の確実な実施を図ることにより、事前の地質調査等を詳細に行うことなく作業が行われることが多い「小規模の地山の掘削」に伴う斜面崩壊による労働災害を防止することを目的に策定している。

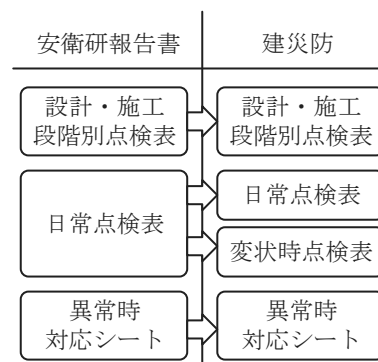


図-3 安衛研報告書と建災防での点検表の違い

表-1 ガイドラインの構成（案）

章	内 容
第1	趣旨・目的
第2	適用対象
第3	用語の定義
第4	発注者、施工者及び調査・設計者の協力
第5	発注者又は調査・設計者が実施する事項
第6	施工者が実施すべき事項
第7	行政及び関係団体の実施する事項

ここで、安衛則第 358 条は以下に示す条文である。

(点検)

第三百五十八条 事業者は、明り掘削の作業を行なうときは、地山の崩壊又は土石の落下による労働者の危険を防止するため、次の措置を講じなければならない。

一 点検者を指名して、作業箇所及びその周辺の地山について、その日の作業を開始する前、大雨の後及び中震以上の地震の後、浮石及びき裂の有無及び状態並びに含水、湧水及び凍結の状態の変化を点検させること。

二 点検者を指名して、発破を行なった後、当該発破を行なった箇所及びその周辺の浮石及びき裂の有無及び状態を点検させること。

安衛則第 358 条は、事業者に対して点検者を指名し、日々の地山の点検を実施することを義務付けている。本ガイドラインは、事業者が安衛則第 358 条の規定を適切に実施できるように、発注者、調査・設計者、施工者（元方事業者及び関係請負人）が斜面崩壊の危険性に関する情報を共有する方法、発注者が中小規模の斜面掘削を伴う工事の発注にあたって実施する事項、施工者が実施する斜面の状況の点検及びその結果に基づく措置等の事項、行政及び関係団体の実施する事項を示したものである。

3.2 適用対象について

第 2 では、本ガイドラインの適用対象を示している。適用工事は、中小規模の斜面掘削を伴う工事としており、具体的には切土部の掘削高さが概ね 1.5m 以上 10m 以下の斜面掘削作業としている。これは、斜面崩壊による労働災害事例を分析した安衛研報告書にて該当する労働災害のほとんどがこの範囲にて発生していることが示されているためである。具体的な適用工事の種類は示していないが、道路工事や急傾斜地対策工事など斜面掘削作業を伴う様々な工事が対象となる。

斜面掘削工事は、規模の大小により対策の手法が大きく異なる。本ガイドラインは、その対象を労働災害が多く発生している規模に限定することにより、施工前から施工完了まで斜面崩壊に関するリスクを顕在化させるための各種点検表を提示・共有化することで斜面崩壊による労働災害を効果的に防止することが可能となるものと期待される。

3.3 情報の共有に使用する点検表

第 3 では、用語の定義として、発注者、調査・設計者、施工者が地山の状況やその変化に関する情報を共有化するために使用する点検表が示されている。点検表は、目視等による点検項目を一覧表にしたものであり、(a) 設計・施工段階別点検表、(b) 日常点検表、(c) 変状時点検表の 3 種類がある。これら点検表の使用目的、点検時期は次に示すとおりである。

- a) 設計・施工段階別点検表：安全に作業ができる掘削勾配であるかどうかを確認するため、地形、地質状況等の地盤リスクの有無を確認するために使用する。点検時期は、調査・設計時、施工計画時、丁張設置時、掘削作業前時、掘削作業終了時である。
- b) 日常点検表：斜面崩壊の前兆である斜面変状を発見するために使用する。点検時期は、毎日の作業開始前、作業終了時、大雨時、中震（震度 4）以上の地震の後等である。
- c) 変状時点検表：日常点検表で変状を把握した場合、変状の推移を観察し、確認するために使用する。点検時期は、変状の状況に応じて必要な頻度としている。

これら 3 種類の点検表に加えて、施工者から発注者へ斜面の変状や安全措置の状況等を報告し、安全性検討関係者会議開催の要請にも使用するための「異常時対応シート」もある。

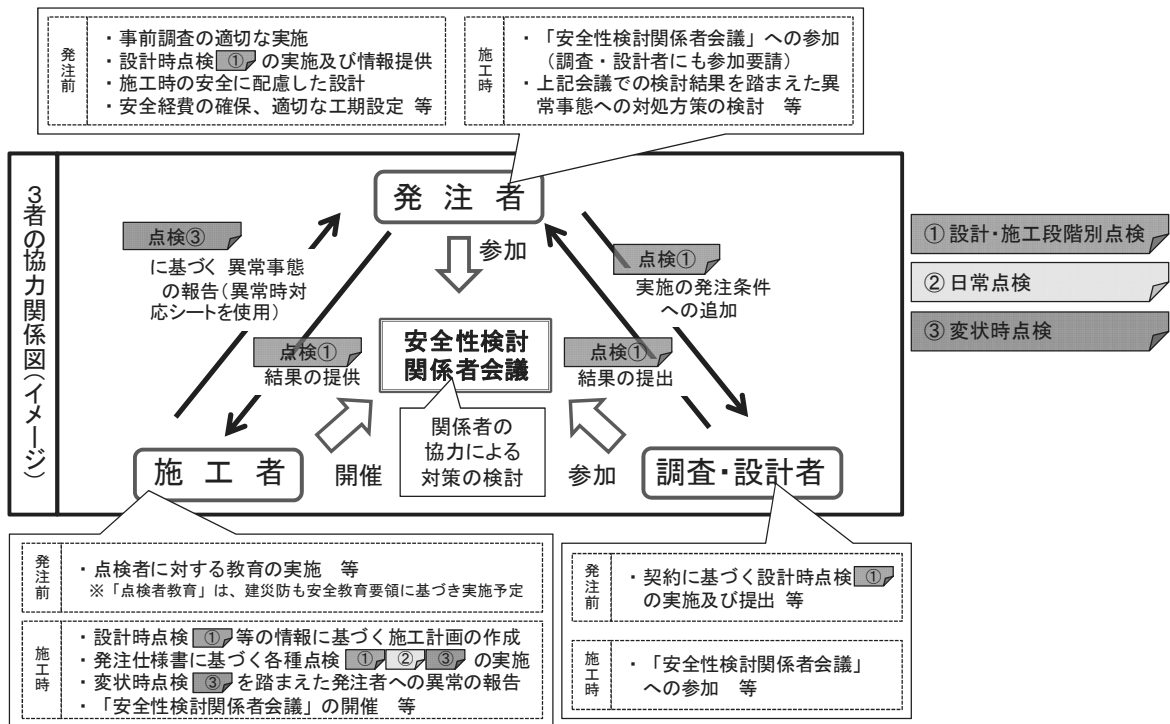


図-4 3者の協力関係のイメージ図

3.4 発注者、施工者、及び建設コンサルタント等の協力

第4では、第3にて示された点検表を用いた3者の協力と情報共有の重要性が指摘されている。3者の協力関係のイメージを図-4に示す。発注者、施工者、及び建設コンサルタント等の3者の情報共有の基礎データとなるのは、3種類の点検表と異常時対応シートである。特に、設計・施工段階別点検表は調査設計段階からの経緯が分かるため情報共有には重要だと考えられる。全ての点検表内の項目で該当する事象が発生した場合には、発注者や必要に応じて建設コンサルタント等に参加を要請して安全性検討関係者会議を開催する。この取組により、斜面崩壊の危険要因の芽を早期に摘みとり、労働者の安全を確保することとした。なお、安全性検討関係者会議の検討結果によって実施されるハード対策や法面観察、動態観測等では、地盤や地質の専門家による的確な判断が必要となる。

3.5 発注者又は建設コンサルタント等、施工者が実施する事項

第5では発注者又は建設コンサルタント等が、第6では施工者がそれぞれ実施する事項が示されている。調査・設計業務を行う発注者又は建設コンサルタント等は、設計・施工段階別点検表により斜面の状態を点検すること、施工の安全性を十分考慮した詳細設計を作成すること等が記載されている。施工者は、3種類の点検表に関する点検者や確認者の選任と教育を行うこと等が記載されている。

4 ガイドライン発出後の動きと検討事項

本ガイドラインは施工現場だけではなく、調査設計段階から施工段階ごとに地盤リスクを逐次的に判断し、危険の芽を早期に摘み取る新しい労働安全防止対策として今後の労働災害の低減が期待され、本ガイドライン発出によって斜面工事は新たな局面を迎えると想定される。以下に、筆者が今後検討する必要があると思われる事項を示す。

4.1 仮設使用のハード対策

ガイドラインにおいてハード対策は、「斜面の崩壊の前兆である斜面の変状の進行が確認され、安全性検討関係者会議で検討した結果、講じられる対策のうち、工事の変更を伴うものをいう。」と定義されている。このようなハード対策について、安衛研報告書では、次の観点・概念によって整理している¹⁾。

A. 作業時に作業員が切土部の下部に進入しない又は短時間の進入ですむ方法

B. 斜面を補強する方法（変状が生じても避難する時間を確保し崩壊土砂が可能な限り拡散しない方法を含む。）

これらの観点・概念と合致するハード対策は現在でも幾つか存在している。しかし、基本的には本設使用を念頭に置いたものであり、費用的になじまない部分があると思われる。ガイドラインの発出により、仮設使用の斜面崩壊防止工法が開発され、普及することが望まれる。

4.2 情報共有のための定量的評価方法としての動態観測

ガイドラインでは、3種類の点検表により斜面の状態を把握することとしている。事前調査段階で斜面崩壊の危険性が高い施工現場では、動態観測を行うことで崩壊危険性を把握するとともに、得られた変動データを基に発注者や建設コンサルタント等と対策を協議することが手戻りのない効率的な施工につながると考えられる。そのためには、安全管理に適用可能な動態観測システムの精度の把握や現場施工性の向上などが必要である。

4. おわりに

本報では、我が国における斜面崩壊による労働災害防止対策の変遷等を示し、その後、最新の動向として厚生労働省等にて検討されている斜面崩壊による労働災害の防止対策に関するガイドラインの案の概要を紹介した。また、ガイドライン発出後の検討事項等について私見を述べた。

斜面の切土掘削工事は地盤内部を完全に掌握できない状態で事業が開始される場合が多い。その際に、各段階に応じて得られた地盤情報を反映させてリスクを低減することによって斜面崩壊による労働災害を防止するガイドラインでは、個々の技術者や施工業者の技術力だけでなく、コミュニケーション能力や交渉力、説明力などを含めた総合的な能力である「人間力」の向上が不可欠であり、日々の精進が必要となろう。

謝辞

安衛研「斜面崩壊による労働災害の防止対策に関する調査研究会」の日下部座長（当時 東工大教授、現 茨城高専校長）をはじめ本委員会・WG委員各位、および建災防「斜面掘削工事における土砂崩壊防止対策マニュアル作成委員会」の竹村委員長（東工大准教授）をはじめとした委員各位、並びに厚生労働省労働基準局安全衛生部計画課釜石調査官（元 厚労省建設安全対策室主任技術審査官）、厚生労働省労働基準局安全衛生部建設安全対策室丹羽主任技術審査官に対し、厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) 例えば、建設業災害防止協会：平成24年度版建設業安全衛生年鑑，建設業災害防止協会，205p，2012.
- 2) 伊藤ら：建設工事中の斜面崩壊による労働災害の調査・分析，日本地すべり学会誌，Vol. 41, No. 6, pp. 17-26, 2005.
- 3) 伊藤ら：2. 切土掘削工事現場における斜面崩壊による労働災害の調査・分析，労働安全衛生総合研究所特別研究報告，JNOSH-SRR-No. 35, pp. 7- 18, 2007. <http://www.jniosh.go.jp/publication/SRR/pdf/SRR-No35-02.pdf>

- 4) Terzaghi, K. and Peck, R. B. : Soil Mechanics in Engineering Practice, John Willy & Sons, Inc., 1969.
- 5) 地盤工学会 切土法面の調査・設計から施工まで編集委員会編：地盤工学・実務シリーズ5 切土法面の調査・設計から施工まで，476p，1998.
- 6) 地盤技術者のための情報化設計・施工入門編集委員会編：入門シリーズ26 地盤技術者のための情報化設計・施工入門，162p，2000.
- 7) 前ら：切取り工事における土砂岩石崩壊による死亡災害の分析，産業安全研究所（現，労働安全衛生総合研究所） 技術資料，RIIS-TN-78-1，19p，1978（<http://www.jniosh.go.jp/publication/TN/pdf/TN-78-1.pdf>）
- 8) 建設業労働災害防止協会：切取工事の安全，191p，1979.
- 9) （社）土質工学会（現，公益社団法人地盤工学会）：掘削工事の安全技術に関する調査研究報告書（労働省委託），1986.
- 10) 建設業労働災害防止協会：法面での土砂崩壊防止対策に関する調査研究委員会報告書，2003.
- 11) 例えば，豊澤ら：情報化技術を援用した中小規模掘削工事の安全化に関する研究，労働安全衛生総合研究所特別研究報告，JNIOSSH-SRR-No. 35, pp. 7- 18, 2007. <http://www.jniosh.go.jp/publication/srr.html#srr2007>
- 12) （独）労働安全衛生総合研究所 斜面崩壊による労働災害の防止対策に関する調査研究会（2010）：「斜面崩壊による労働災害の防止対策に関する調査研究会」報告書，http://www.jniosh.go.jp/results/2010/0407/pdf/report_slope_201004_2.pdf
- 13) 伊藤ら：中小規模の斜面掘削作業を伴う工事における労働災害の防止対策の提案，第1回地質リスクマネジメント事例研究発表会講演集，論文No.7，2010. <http://www.georisk.jp/2010/0924/07.pdf>

【現状報告】講演④

地質リスクマネジメント体系化委員会 活動報告

地質リスク学会
地質リスクマネジメント体系化委員会
委員長 小笠原 正継

1. はじめに

地質リスク学会は、適切な地質調査によりリスクを低減し、公共事業のトータルコストの縮減を目指すことを目的として活動を行っている。その一端として、地質リスクマネジメントの具体的な運用を確立するために、平成24年7月から5つの専門委員会を設立して更なる活動を展開している。

このうち、体系化委員会では以下の項目について検討し、報告書にまとめた。

- ①組織的取り組みの現状
- ②地質リスクマネジメントの概念
- ③地質リスク要因
- ④地質リスクマネジメントの仕組み
- ⑤地質リスクマネジメントの仕組みの例

報告書は、地質リスク学会のHPで開示するので参照されたい(<http://www.georisk.jp/>)。

以下に報告書の概要について紹介する。

2. 委員会メンバー

委員長：小笠原正継

(地質リスク学会副会長)

(独)産業技術総合研究所

副委員長：原隆史

(地質リスク学会理事/岐阜大学)

委員：阿南修司 ((独)土木研究所)

委員：小橋秀俊 (国土交通省)

幹事：尾園修治郎 ((株)建設技術研究所)

幹事：小田部雄二

((株)アサノ大成基礎エンジニアリング)

幹事：黛廣志 (川崎地質(株))

幹事：渡辺寛 ((株)日さく)

3. 目次構成

本報告書の目次における章の構成は以下のとおりである。

- 1章. 組織的取り組みの現状
- 2章. 地質リスクマネジメントの概念
- 3章. 地質リスク要因
- 4章. 地質リスクマネジメントの仕組み
- 5章. 地質リスクマネジメントの仕組みの例
- 6章. 地質リスクマネジメントのための基礎情報

4. 1章. 組織的取組の現状

1章の節の目次構成は以下のとおりである。

- 1.1 事業種別に見た取り組み状況
- 1.2 事業主体別に見た取り組み状況
- 1.3 事業段階別に見た取り組み状況
- 1.4 事例研究成果
- 1.5 課題の総括

1.1 では国内の社会基盤整備事業、海外の社会基盤整備における地質リスクマネジメント、防災事業に係わる地質リスクマネジメントについてとりまとめている。

1.2 では事業主体別に見た取り組み状況の例として、戸建て住宅や民間事業者(資源・エネルギー)について紹介している。

1.3 では事業段階別として、①整備計画段階、②基本計画段階(概略設計)、③事業計画段階(予備設計、詳細設計)、④:施工段階(施工管理)、⑤維持管理段階(維持管理)の各段階ごとについて検討している。

1.4 では、平成22年から開催されている地質リスクマネジメント事例研究発表会で発表された事例についてとりまとめ、その傾向などについて検討している。

1.5 では、これらの課題を総括し、地質リスク学会が提案する地質リスクマネジメントによる解決や、地質リスクマネジメントの必要性などについてまとめている。

5. 2章. 地質リスクマネジメントの概念

2章の節の目次構成は以下のとおりである。

- 2.1 地質リスクマネジメントの必要性
- 2.2 事業に影響を与える要因
- 2.3 地質リスクマネジメントの
定義・用語
- 2.4 地質リスクマネジメントの効果

2.1では、我が国の地質構造の複雑さと脆弱性および、自然条件の厳しさについて整理し、地質リスクマネジメントの必要性を述べている。

2.2では、事業に影響を与える要因と地質リスク要因の関係を示し、それぞれの要因について概説している。

2.3では、地質リスクマネジメントの定義と本報告書で用いている用語について解説している。

2.4では地質リスクマネジメントの効果として、事業段階における地質リスクの経時変化について概念を示し、PDCA サイクルを回すことによる費用便益比の向上について説明している。また、これまでに発表された事例の中から、工種ごとの代表事例についてその概要を紹介している。

6. 3章. 地質リスク要因

3章の節の目次構成は以下のとおりである。

- 3.1 地質の不確実性
- 3.2 地質技術的課題
- 3.3 工学的課題

3.1では地盤条件の幾何学特性や力学特性が保有する変動幅について検討し、それぞれに関連した地質リスク要因について説明している。

3.2では地質調査技術に内在するリスク要因とモデル化過程に内在する地質リスクについて述べ、いくつかの事例を示している。

3.3では、道路事業関連の施工対象として、切土、盛土、橋梁等構造物、及びトンネルについて概説し、切土のり面、軟弱地盤、橋梁等構造物基礎について工学的リスク要因について述べている。

7. 4章. 地質リスクマネジメントの仕組み

4章の節の目次構成は以下のとおりである。

- 4.1 地質リスクマネジメントの
体系の概要
- 4.2 定量的地質リスクマネジメント
- 4.3 事業段階に応じた手法

4.1では、地質リスクマネジメントの実施者、地質リスク要因の特定とシナリオの想定、地質リスクの評価、地質リスク対応方針の検討、地質リ

スクの伝達について検討している。

4.2では定量的な手法による地質リスクマネジメントの評価について述べている。

4.3では、事業段階、事業の関係者、事業における地質リスクマネジメントのプロセスについて述べるとともに、構想・計画段階、調査・設計段階、施工段階、維持管理段階における地質リスクマネジメントの手法についても説明している。

8. 5章. 地質リスクマネジメントの仕組みの例

5章の節の目次構成は以下のとおりである。

- 5.1 リスク特定のための仕組みの例
- 5.2 計量化ツール
- 5.3 リスク分担のためのツールの例

5.1では、リスク特定のための仕組みの例として、NEXCO3社の取り組み状況や三者協議会について述べている。

5.2では、地質リスクの計量化ツールについて紹介している。

5.3ではリスク分担のためのツールの例として、GBR (Geotechnical Baseline Report) の概要、概念、GBR を用いたリスク分担のコントロール、GBR に記述すべき情報、GBR 作成上の留意点について記述している。

9. 6章. 地質リスクマネジメントのための

基礎情報

6章では、地質リスクマネジメントに活用できる地盤情報として、ボーリングデータの公開状況、地質図、ハザードマップ等の公開状況について紹介している。

10. おわりに

本委員会では、地質リスクマネジメントについての体系化の取りまとめを行ったが、今後も継続的かつ多角的な検討を重ねることが重要である。そのためには地質リスクに係わる事例の収集が必須であり、今後の発表事例数の向上に期待するものである。

本報告書が今後の地質リスクマネジメントの議論の一助となれば幸いである。

—以上—

第Ⅲ編 第2部 発表会 論文

【論文 No. 1】 スレーキング性に着目した高盛土の安定性評価

株式会社 荒谷建設コンサルタント 山陰支社 野津 幸二

1. 事例の概要

本事例は、島根県北部で行われた高規格道路において、施工済みの盛土で生じた地質リスクを最小限に回避したものとして、設定したシナリオ、データ収集分析について紹介する。当該路線は延長 5.2km の暫定 2 車線道路であり、平成 25 年 3 月に全線が供用開始となった。周辺は標高 40～70m ほどの丘陵山体と幾つかの谷筋で形成され、対象地はこの谷筋を横断する谷埋め盛土区間である。当該地の地質は、新第三紀～中期～後期中新世の玄武岩火砕岩（松江層）を基盤とし、その上位を後期中新世の安山岩が不整合に覆う。山間の谷には、扇状地性の低地が形成され、玄武岩類を起源とする崖錐と沖積の未固結土が堆積する。なお、松江層についてはスレーキング性を有する性質があり、切盛施工で注意が必要な地質として知られている。図 1 に示すように、現地は狭隘な谷部に施工された 2 段弱の盛土構造である。横断形状は 10～20°の傾斜地盤となり、盛土末端部は昔のため池堤体部と思われる小規模な凸状地形が存在する。

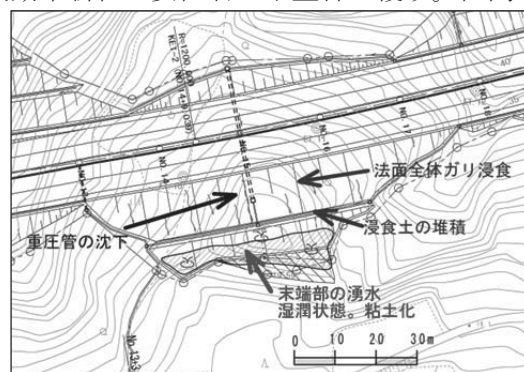


図 1 平面図

当現場の施工済み盛土で確認された変状としては、①盛土法面のガリ浸食と著しい土の細粒化、②盛土法面下部の湧水と周辺の軟質化（粘土化）、③下部平地の湿地状況（水生植物）、④重圧管の沈下などが挙げられる。

当年度末に供用するため工事も急ピッチで進む中、施工箇所の定期点検により上記の現象が確認されたものである。この盛土区間は、調査設計時より軟弱地盤の存在が認められないことから、標準仕様による盛土として施工されており、発注者（施主）としても想定外の現象であった。以下、本事例のリスクと制約条件について列記する。

【現状リスクの特定】

- ①盛土内に間隙水圧が生じ、供用開始後の強雨で盛土破壊を起こす。
- ②スレーキング（粘土鉱物の存在）により、盛土の強度が徐々に低下する。
- ③施工段階で沈下が確認されていることから、盛土法面の不安定化が懸念される。
- ④対策の内容によっては、一般に公表している年度末の供用開始ができない。
- ⑤工事用道路となっているため、再盛土は他の工事工程を圧迫する。

【業務地の制約条件】

- ①当年度末に供用開始するため、緊急に施工を完了させる。このための地質調査と対策工設計を早急を実施する（本業務の履行期間は 4 ヶ月程度）。
- ②地下排水工が機能していないため水を抜く工法を考える。
- ③工法は盛土材のスレーキングなどを踏まえて現状～将来的な安定性も評価する。
- ④舗装～付帯工等にシフトするので、本線を利用した仮設計画が行えない。
- ⑤路線が景観保全対象工事となっているため盛土形状を大きく改変できない。

2. 事例分析のシナリオ

(1) 現象の原因設定

①地形条件による水位上昇

盛土末端部の凸状地形は浸透水が貯留し易い状況にある。また、自然斜面上に閉塞的な盛土を構築することは、相対的な水位上昇の要因になるとも考えられる。これらのことから、盛土内に間隙水圧が発生しているものと想定した。

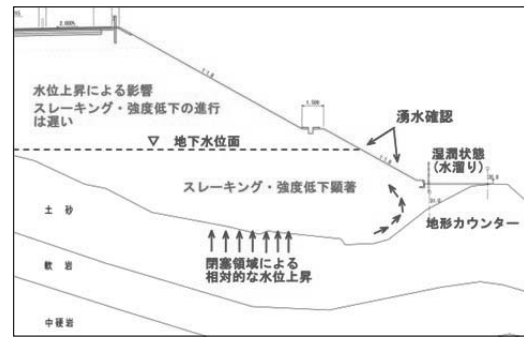


図2 水位上昇と強度低下機構の予測

②地下水位上昇に伴うスレーキング・強度低下

盛土施工完了から2年経過した時点で最大7cmの沈下が確認されている。段切り施工の記録では、基礎地盤に軟弱層が分布していないため盛土荷重による圧密沈下は否定できる。

このため、盛土材料に着眼し、盛土内水位の上昇・降下に伴うスレーキングと圧縮沈下、および時間経過による強度低下が生じるものと仮定した。

(2) シナリオに基づく調査・観測・試験の提案

①ボーリング調査の提案

ボーリング調査は「盛土材料及び基礎地盤の成層確認」、「盛土内の水位状況の把握」、「せん断定数の確認」を目的とする。

②動態観測

現状、施工中、施工後における盛土の挙動を確認するため孔内傾斜計を法肩に計画した。

③土質試験

今後、豪雨等により水位が上昇、降下及び長期の湿潤を繰り返すことによって盛土全体が強度低下することを考えた。「施工当初から現在の盛土はどれくらい劣化しているか？将来はどのようなようになるのか？」などを定量的に把握するため、以下に示す試験を用いて物理試験、三軸圧縮試験(CU-)、スレーキング試験

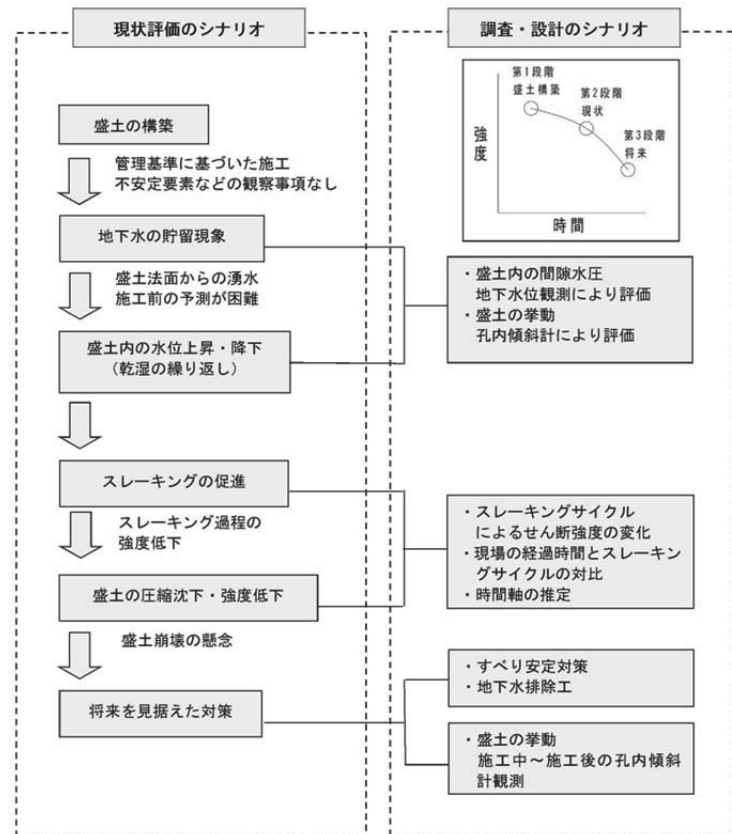


図3 業務完了までのシナリオ

(5サイクル) とX線回析分析を計画した。

- 試験の条件
- ・盛土構築時の状態 (第1段階) : 現状盛土に使用された同質材料
 - ・現況強度状態 (第2段階) : 調査ボーリングで得た土質試料
 - ・将来的な劣化を考慮した強度状態 (第3段階) : 第1段階のスレーキング試料
 - ・その他、強度低下を裏付けるためのX線回析試験の実施

これらの調査試験により業務完了までのシナリオを図3のように設定した。

3. データ収集分析

(1) 地層状況・孔内水位状況

図4に調査後の地層推定断面図を示す。盛土は、上部の礫質土(Bg)と下部の粘性土(Bc)に大別される。在来地盤としては層厚1~2mの崖錐堆積物と下位の火砕岩類を確認した。また、昔のため池堤体ではN値2~7の

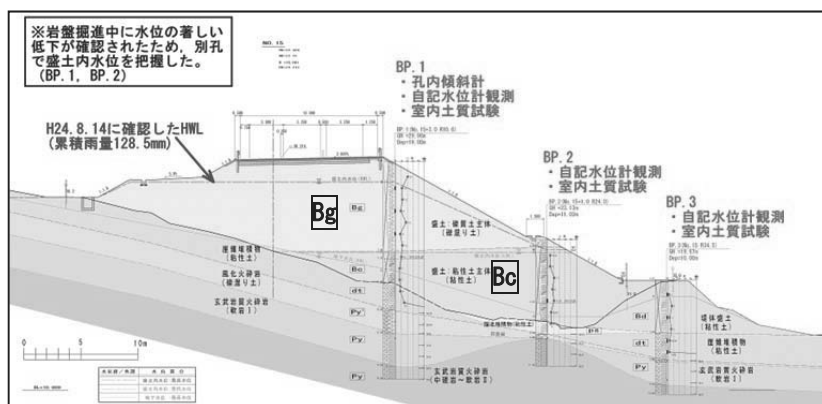


図4 調査結果に基づく推定断面図

粘性土を主体とする土質が確認された。地下水位については、調査期間中の豪雨により路床付近まで上昇する状況であった。平常時はBg層、Bc層の境界付近にあり、下部のBc層はスレーキングによる細粒化(粘土化)や強度低下が進行している状況であると判断した。

(2) 盛土材料(TP)と同一岩石のスレーキング結果(礫分の減少過程に着目)

盛土と同等な岩石を用いたスレーキング試験結果では、次の結果・評価が得られた。

- ① 岩砕試料のスレーキング過程で礫、砂分の含有変化に顕著な減少が認められる。
- ② 礫分は細粒化に伴い著しく含有率が低下する反面、砂、粘土分は増加する。
- ③ 細粒分は3サイクル~4サイクルあたりで増加する特徴があった。

(3) ボーリング試料と(2)の試料の対比

TPのスレーキング過程とボーリング試料の粒度分布を比較すると、ボーリング試料のBg層はTPの2サイクル目、Bc層はTPの4サイクル目の粒度に合致点多く確認された。

さらに、当該試料で行ったX線回析で膨潤性粘土鉱物のピークを検出した。

(4) 時間軸の推定

盛土構築から現在までの期間は800日(調査ボーリング実施日)経過している。この日数を礫分の減少比率やスレーキング試験の短期サイクルに置き換えるなどして、直線・指数・対数曲線により比較し、相関性が認められる指数回帰によって時間軸を推定した。調査時点より上部Bg層は残り3年、下部Bc層は残り1.6年程度で最終ステージの土質状態になると予測することができた。

(5) せん断試験

三軸試験はTP試料とサンプリングが可能なBc層で実施した。TPは初期と5サイクル目で試験を行い、Bc層の試験結果を4サイクル目としたものを図5に示す。この関係から、最終ステージになると極端な強度低下が発生し、盛土が不安定になると評価した。

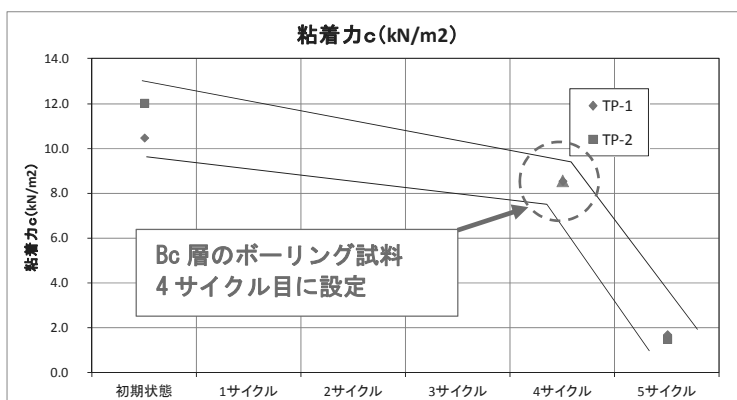


図5 TPとボーリング試料を踏まえた強度の推移

(6) 対策工

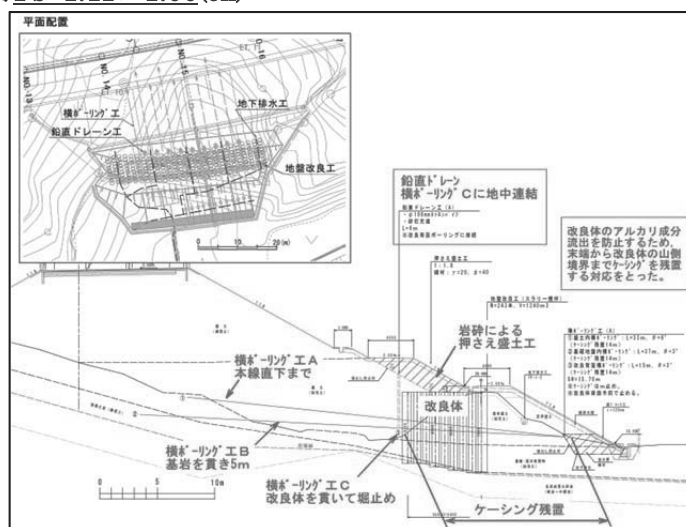
前述する(1)～(5)の調査・試験・評価を基に、現状～将来的な盛土の不安定化(破壊)に至るプロセスを整理した。検討は、盛土構築時、現況、今後想定される強度低下について各ステージで得た土質試験結果(土質定数)により安定計算を行った。なお、当該路線の軟弱地盤対策については目標安全率 $F_s=1.20$ (HWL)とする。

盛土構築時(初期段階のTP土質試験値)	$F_{smin}=1.80(ok)$
現況(ボーリングの土質試験値)	$F_{smin}=1.01(out)$
強度低下時(最終段階のTP土質試験値)	$F_{smin}=0.72(out)$

次に、対策後の安定計算結果を述べる。目標安全率は「現状」～「強度低下時：スレーキングが進行した5サイクル時」で $F_s=1.20$ 以上を確保することが条件である。

対策工は現況の安定確保を主体として考え、強度低下時は改良強度のアップや岩砕盛土程度に留めるよう配慮した。また、地下水の問題に対しては横ボーリングやドレーン工を計画した(図6及び写真)。施工条件として、本線が使用できない制約条件から、狭小な市道、耕作道から搬入するため小型攪拌機による地盤改良を採用した。

現況対策：横ボーリング+深層混合処理(改良強度 $q_u=100kN/m^2$)	$F_s=1.22(ok)$
強度低下時の対策：改良体強度UP ($q_u=100 \rightarrow 150kN/m^2$) + 岩砕盛土	$F_s=1.20(ok)$
地震時のチェック：強度低下時	$F_s=1.11 > 1.00(ok)$



(7) 地下水位の低下

図6 対策工の概要

改良体に関しては横断上でスリット構造として地下水の貯留を低減するとともに、その隙間から「盛土内」及び「基礎地盤内」の水位上昇抑制と、「改良体背面」の貯留防止を目的とした3種類の横ボーリングを計画した。この結果、盛土内の水位は徐々に低下し、施工後の強雨においても水位上昇が抑制されていることが確認された。このことから、盛土内の長期飽和や乾湿繰り返しによるスレーキング促進が抑えられたものと判断した。

(8) 動態観測

盛土部に設置した孔内傾斜計は、施工前、施工中、施工後において地中変位は確認されなかったことから、盛土の挙動は発生していないと判断した。

以上のデータ分析と調査・検討を、契約工期内で完了し、供用開始までに対策が行われた。調査結果と合わせ、当初設定した全体シナリオが実証できたものとする。

4. マネジメントの効果

ここでは、当初工事を概算として、業務委託費、工事発注費の関係について整理するとともに、想定される影響や総合監理の視点を踏まえた取りまとめとする。

(1) マネジメントの計量

①当初工事費用（路体20,000m ³ ）	12,000,000円
②追加工事費用（地盤改良，横ボーリング）	38,000,000円
③リスク対応費用（調査，試験，設計）	16,000,000円
④回避しなかった場合の工事費用	
・掘削工	6,700,000円
・セメント改良	90,000,000円（添加量50kg/m ³ ）
・築堤，路体	12,000,000円
	108,700,000円

盛土材料を再構築するため，新たな流用土の適用は運搬・経費の問題から現実的ではないことから，現地で掘削した盛土材をセメント改良し再構築する対応を想定した。さらに，供用開始に間に合わせることを前提に隣接する工事については突貫工事を余儀なく強いられるものとする。計量については，C型の効果により算定し，④－（①＋②＋③）として，42,700,000円程度の工事費をマネジメントできたものと判断する。

(2) マネジメントをしなかった場合の影響予測

盛土を再構築した場合は，隣接工事の突貫工事などが発生することから，路線全体の品質が低下するものとする。さらに，これに関わる割増分の諸費用，夜間の通行規制，周辺家屋においては騒音・振動などの社会影響が想定される。

供用開始後にこれらの現象が確認された場合は，既にスレーキング現象が最終ステージとなり，追加用地の取得による押え盛土（仮設工），切り回しによる仮設道路施工に加え，前述した対策費が加算されることから経済的，社会環境への影響は計り知れない。

(3) 業務遂行上の対応

設定したシナリオを通常工程で行った場合，契約納期内での業務完了は困難であった。業務工程の遅延は，後の工事や供用開始の遅延を招くことから，業務における最重要監理目標は「工程確保」であったといえる。これらの主な対応策を列記する。

- ①地質調査（現場管理），室内土質試験，工法選定及び安定計算，対策工設計の主たる分野について担当技術者を設け，進捗のロスを無くした。
- ②企業内外での論文，事例収集を行い技術者のスキルアップを図る。また，専門とする企業への作業支援体制を整え，各担当技術者の負担軽減を合わせて行った。
- ③発注者，施工業者間の情報交換を密に行い，現場作業時のトラブル防止に努める。
- ④工事発注の手続きに時間を要するため，シナリオ構想段階で想定対策工の設計図と工事数量を提出し発注の準備を早い段階で進めて頂いた。

5. データ様式の提案

表1に本事例で対応した地質リスクマネジメントのデータ様式を示す。

最後に，本事例（業務）においてご協力いただいた各分野のご担当者様，本事例の発表にご理解頂きました島根県のご担当者様に深く感謝する次第である。

表 1 C. 発現した地質リスクを最小限に回避した事例

大項目		小項目		データ
対象工事		発注者		島根県
		工事名		高規格道路改良工事
		工種		盛土工
		工事概要		谷埋めの路体盛土工事
		①当初工事費		12,000,000円（一般的概算）
		当初工期		不明
発 現 し た リ ス ク	リスク発現事象	リスク発現時期		路体盛土施工から約2年
		トラブルの内容		法尻からの湧水、盛土天端の沈下
		トラブルの原因		盛土内水位の上昇、盛土材料の劣化
		工事への影響		供用開始の遅延、隣接工事への影響
	追加工事の内容	追加調査の内容		—
		修正設計内容		—
		対策工事		—
		追加工事		—
		追加費用		—
		延長工期		—
間接的な影響項目		—		
負担者		—		
最 小 限 に 回 避 し た リ ス ク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		供用開始後2年程度
		予測されたトラブル		盛土の崩壊、通行止め、社会的影響
		回避した事象		同上
		工事への影響		供用開始の遅延、隣接工事への影響
	リスク管理の実際	判断した時期		リスク発現を発見した段階
		判断した者		発注者、設計・調査会社
		判断の内容		原因究明のための調査ボーリングと土質試験の提案と実施
		判断に必要な情報		施工記録、事例文献、事業工程
	リスク対応の実際	内容	追加調査	調査ボーリング、室内土質試験、自記水位観測、孔内傾斜計観測
			修正設計	地盤改良設計、盛土計画、排水路設計付帯構造物設計
			対策工	柱状改良、横ボーリング、押え盛土工
		費用	追加調査・修正設計	16,000,000円
			対策工	38,000,000円
			③合計	54,000,000円
	回避しなかった場合	工事変更の内容		盛土掘削、セメント改良、地下排水工路体再構築
		④変更後工事費		108,700,000円
変更後工期		供用開始優先、工期延期なし		
間接的な影響項目		隣接工事の突貫工事、周辺住民への環境的影響		
受益者		発注者、納税者、ステークホルダー		
リスクマネジメントの効果		費用④－（①+②+③）		42,700,000円
		工期		供用開始優先、工期延期なし
		その他		工事の竣工、供用開始、地下水観測、動態観測により実証

以上

【論文 No. 2】 暫定施工による不確実性の高い地質モデルへの対応
— 施工中に発現した 3 つの地質リスク —

株式会社 開発調査研究所 ○前原 恒祐
磯貝 晃一
渡部 靖
田中 章男

1. 事例の概要

本事例は、当初設計での地質モデルの不確実性に起因して発現する地質リスクを考慮し、暫定施工を取り入れた施工計画を採用し、コスト損失を最小限に留めたものである。

(1) 地質リスクの発現

一般道道線形改良事業に伴う河川切り替え部（延長 270m）において暫定施工中に 3 つの地質リスクが発現した。左岸側暫定切土 1 : 1.2 法面にトップリングによる変状・岩盤地すべりが、新河道河床部（暫定半断面）に深さ約 1m の洗掘が延長約 100m に渡り発現した。



図1 左岸側 1 : 1.2 暫定切土法面の
トップリングによる変状状況



図2 新河道（暫定半断面）の河床洗掘状況

(2) 既往調査・経緯

河道切替え部周辺には古第三紀の砂岩～泥岩が互層状に分布し、既往ボーリング結果から完成断面に分布する岩盤は良好なものと想定されていた。これらを踏まえ、当初設計では、新河道両岸の切土法面部について河川 H.W.L.までを 1 : 2.0 切土+接続ブロックによる護岸工とし、河川 H.W.L.より上の切土法面を 1 : 1.2 切土+法面保護工（植生工）としていた。新河道河床部への根固め工等は、竣工後の河床状況を踏まえて判断されるものとして、計画されなかった。

しかし、当初設計段階での地質調査が少なかったことや、河道切替え箇所約 3 km 西方に比較的大規模な衝上断層が分布することから、局部的に基盤岩断層の影響を受けている懸念があった為、施工については当初設計における地質モデルの不確実性に起因して発現する地質リスクの可能性を考慮し暫定施工を取り入れた計画とした。

なお、新道・河道切替えは 2 ヶ年に分けた工事となっており、最初の 1 年を暫定施工期間とし、残り 1 年を本施工期間とする計画であった。

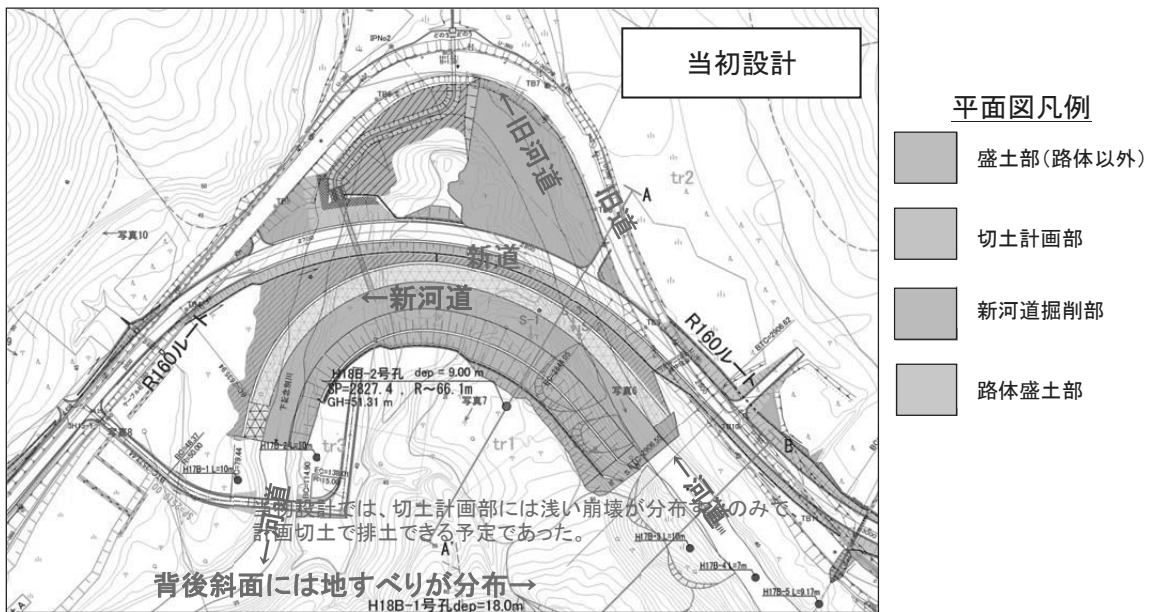


図3 当初設計での新道計画・河道切替え計画平面図

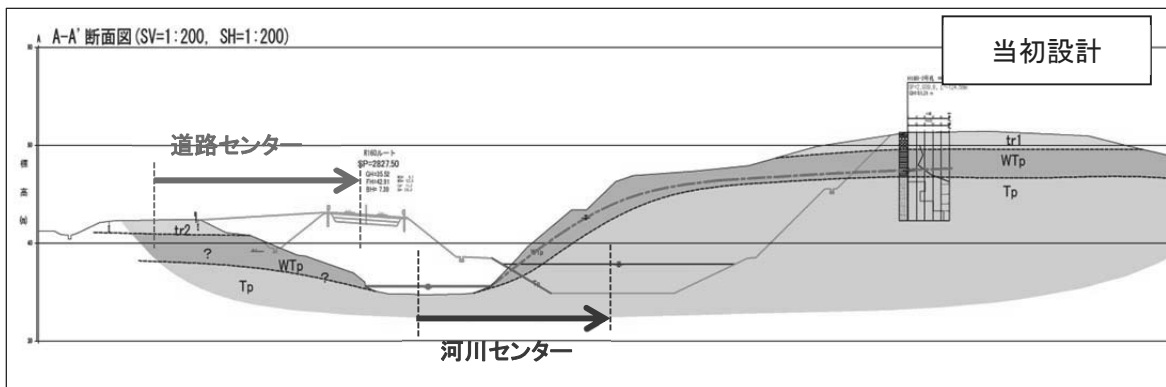


図4 当初設計での新道計画・河道切替え計画断面図 (A-A'断面)

2. 事例分析のシナリオ

本事例のように、当初設計段階での調査に制限があり十分な調査を実施することなく設計・工事を進めざるを得ない場合や、早期に工事へ着手しなければならないケースがごく稀にある。本事例も同様に、調査地にも局所的な断層破砕の可能性が十分に考えられたが、十分な地質調査を実施する経済的・時間的余裕がなく、直ぐに工事へと着手しなければならない事情があった。そのため、暫定施工によって当初設計の妥当性を確認しながら事業を進める方法を提案した。

実際の暫定施工中には、切土部・河川切替え部にトップリング・地すべり・洗掘等の地質リスクが発現した為、当初設計の地質モデルを見直す必要が生じた。つまり、本事例で発生したリスクは当初設計において地質モデルを構築する際の地質情報が限られたものであったことに起因し発現したといえる。

なお、本発表でのコスト算出については、当初設計の工事を実施し何も変状が発生しなかった場合、綿密な調査を実施し想定される地質リスクへの対策工を実施した場合、実際の暫定施工によって対策工を実施した場合の3ケースについて工費を比較した。

3. データ収集分析

(1) 変状の素因と誘因

暫定切土法面部には粘土化を伴う低角逆断層が分布し、断層の上盤は破碎を受け特に脆弱な岩盤であった。また、新河道河床部にも破碎を受けた脆弱な岩盤が分布していた。

このことから変状の素因は切土計画箇所が断層の影響を受け脆弱であったこと、誘因については、岩盤地すべり部では末端付近の一部を切土したこと、トップリング部では安定勾配切土ではなかったこと、洗掘は暫定断面で流速が速かったことが考えられる。

(2) 当初設計を本施工へ適用した場合の地質リスク

本事例の変状状況と素因・誘因を考慮すると、当初設計を本施工に適用した場合には以下の地質リスクが考えられる。

- ① 斜面変状（トップリング・地すべり等）の拡大と更なる誘発。
- ② 新河道河床の洗掘深・洗掘範囲の拡大。

(3) 地質リスクを考慮した追加地質調査

当初設計と大きく異なる地質状況であることが暫定施工中に確認されたことから、地質状況の詳細把握と設計の見直しを目的とした追加地質調査を実施した。

- ① 岩盤すべり部、トップリング部におけるボーリング。
- ② 室内岩石試験による岩質の把握（乾湿繰り返し試験、X線回折、密度・比重等）。
- ③ ボアホールスキャナーによる孔内岩盤状況の観察。

(4) 追加地質調査結果を考慮した地質モデルの再検討

追加地質調査結果を考慮し、当初設計での地質モデルを見直した。

- ① 切土計画箇所を潜在変形領域・岩盤すべり領域・良好岩盤領域に区分した。
- ② 岩盤すべり領域では、すべり面付近は低角逆断層による破碎が顕著で当初設計を適用すると斜面の不安定化が更に進行し、工事に影響がでる。
- ③ 潜在変形領域では、低角破碎面がトップリング部にも連続し、切土した場合には同様に岩盤すべりを誘発する懸念がある。
- ④ 新河道部上流側端部は亀裂に乏しい良好な砂岩が分布する良好岩盤領域である。

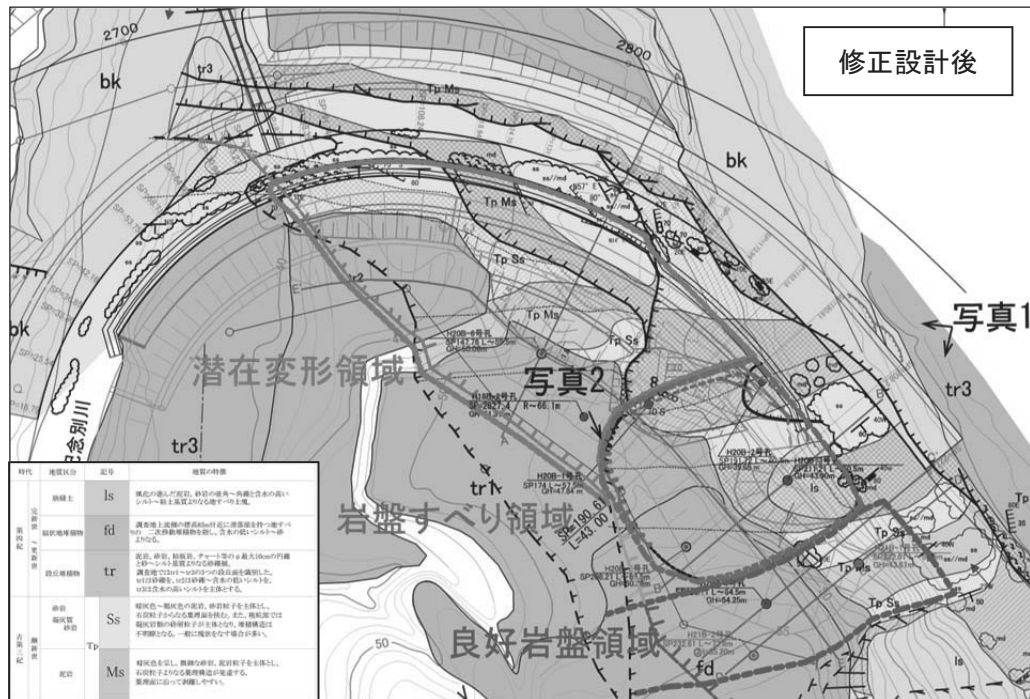


図5 追加調査結果を考慮し作成した調査平面図

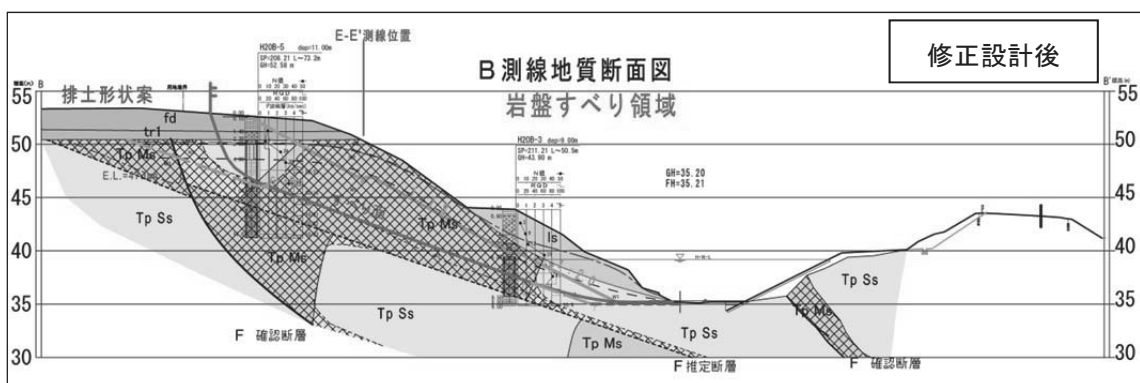


図6 追加調査結果を考慮し作成した地質断面図 (B-B'測線)

(5) 発現した地質リスクを考慮した新たな設計

追加調査結果を考慮した新たな地質モデルを考慮し、以下の設計を提案した。

- ① 岩盤地すべり・潜在変形が起こり得る断層破碎面より上の脆弱岩盤部を排土し（約1：3.0切土）、法面保護工を厚層基材吹付による植生工とした。
- ② 上記以外の岩盤被覆層については当初設計通り1：1.2切土とした。
- ③ 洗掘の拡大防止対策として袋型根固め工を配置した。
- ④ 速やかな用地追加買収の必要性の提案。

以上、(1)～(5)の検討・対応によりその後の工事は大きなトラブルも無く、無事竣工した。

4. マネジメントの効果

当初設計での地質の不確実性を考慮した暫定施工の採用により、発現した地質リスクへの対策費を可能な限り軽減させることが出来た。

表1 暫定施工採用時・不採用時の地質リスク発現の際の対策費比較

暫定施工なし	暫定施工あり
<p>—想定— 当初設計通りの施工で大きなトラブルが無かった場合</p> <p>合計 406,600,000円</p> <p>道路費 305,000,000円 護岸費 95,000,000円 調査費 6,600,000円</p> <p>—想定— 綿密な調査を実施し、当初設計での地質リスクを予見し、対策工を設計した場合</p> <p>合計 600,714,000円</p> <p>対策費 181,954,000円(グラウンドアンカー併用法特工) 道路費 305,000,000円 護岸費 95,000,000円 袋根固め工 5,000,000円 調査費 13,760,000円</p>	<p>—本事例— 当初地質モデルの不確実性を考慮し暫定施工を採用した結果、地質モデルの見直しが必要と判断した。 追加調査結果を考慮した対策の結果、発現した地質リスクを最小限に留めることができた。</p> <p>合計 480,066,000円</p> <p>対策費 61,306,000円(排土工) 道路費 305,000,000円 護岸費 95,000,000円 袋根固め工 5,000,000円 調査費 13,760,000円</p>

5. データ様式の提案

本事例は、発現した地質リスクを最小限に回避した事例に該当するものであり、データ様式C表を用い以下に詳細を取りまとめる。

表2 発現した地質リスクを最小限に回避した事例

大項目	小項目	データ
対象工事	発注者	北海道
	工事名	XX改良工事
	工種	道路改良工事
	工事概要	切土法面工・盛土工, 河道切替え工
	① 当初工事費	406,600,000
	当初工期	平成20年4月～平成21年3月
発現したリスク	リスク発現時期	暫定施工中
	トラブルの内容	トップリング, 岩盤地すべり, 新河道河床部の洗掘。
	トラブルの原因	当初地質モデルと異なる脆弱な基盤岩
	工事への影響	切土工の一時中止

	追加工事の内容	追加調査の内容		ボーリング, SPT, ポアホールスキャナー, 地すべり観測他
		修正設計内容		トッピング・地すべり・洗掘 対策
		対策工事		なし
		追加工事		洗掘対策(袋型根固め工)
		追加費用	追加調査	13,760,000
			修正設計	なし
			対策工	なし
			追加工事	5,000,000
			②計	18,760,000
		延長工期		なし
間接的な影響項目		工事中断		
負担者		発注者		
最小限に回避したリスク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		暫定施工中
		予測されたトラブル		トッピング・地すべり
		回避した事象		切土法面の不安定化
		工事への影響		切土工事の一時的中断
	リスク管理の実際	判断した時期		平成 20 年 11 月
		判断した者		株式会社 開発調査研究所
		判断の内容		斜面の不安定化を進行させる懸念があった。
		判断に必要な情報		基盤岩の岩盤状況, 地すべりの活動性等。
	リスク対応の実際	内容	追加調査	ボーリング, SPT, ポアホールスキャナー, 地すべり観測他
			修正設計	設計切土勾配の変更による不安定領域の排土。
			対策工	排土工
		費用	追加調査	なし
修正設計			1,940,000	
対策工			61,306,000	
③計			63,246,000	
回避しなかった場合	工事変更の内容		グラウンドアンカー併用法枠工	
	④変更後工事費		600,254,000	
	変更後工期		平成 23 年末	
	間接的な影響項目		仮橋設置期間の延長	
	受益者		発注者	
リスクマネジメントの効果	費用④-(①+②+③)		111,648,000	
	工期		平成 20 年 4 月～平成 21 年 3 月	
	その他		特になし	

【論文 No. 3】地震時に発生した道路盛土のすべり破壊における地質リスクとその対応

株式会社キタック ○江川 千洋
株式会社キタック 若山 瑞雄
株式会社キタック 石附 哲也
新潟県佐渡地域振興局 中林 隆宏

1. 事例の概要

本事例は、地震時に破壊した道路盛土に対し、破壊メカニズムを詳細な地表踏査とサウンディング等により特定したことで、地質リスクを低減した対策工の選定が可能となり、早期の復旧及びコスト縮減を図った事例である。以下に、概要を記す。

(1)現場の概要

本稿で紹介する道路盛土は、人工河川である郷本川の堤防にあたり、地震によってすべり破壊を起こした。道路盛土(堤防)は、高さ7m、法勾配1:3.0、天端幅14mで、近傍の既往ボーリング結果より有機質粘性土もしくは魚沼層シルト岩上に構築されていると判断された(図1)。本盛土で発生したすべり破壊は、道路路肩付近を滑落崖とし、移動土塊の幅約25m、延長約23mで、末端部は郷本川へと押し出した(図2)。

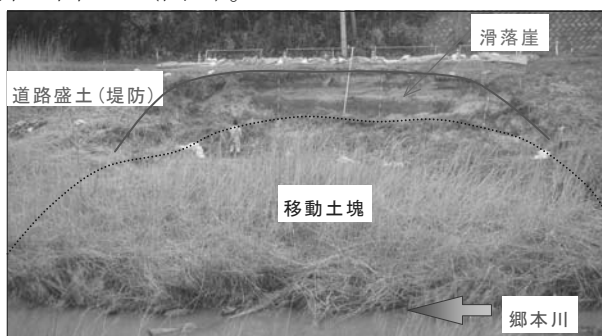
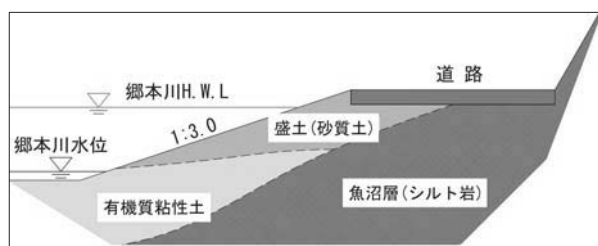


図2 道路盛土のすべり破壊状況図

(2)地質リスクの概要

地震時における盛土のすべり破壊については多くの事例が存在するが、その多くは円弧すべりとして対応していることが多い。しかし、地震時における盛土のすべり破壊には円弧すべりと側方流動といった2つのメカニズムがあり、盛土を復旧する際の考え方、復旧に要する時間、コストは大きく異なる。また、メカニズムを誤って判断したために二次災害を誘発させる危険性もある。以上より、盛土の破壊メカニズムに地質リスクがあり、これを特定することでリスクを低減させることが可能になると考えられる。

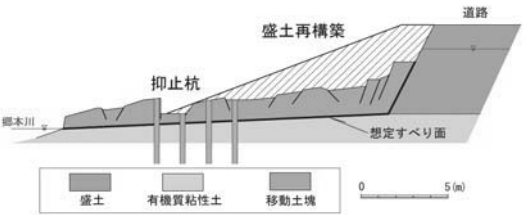
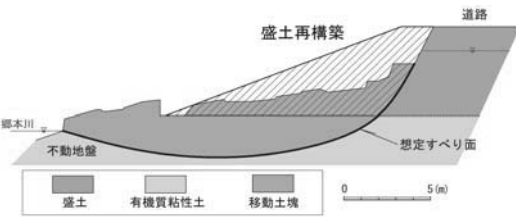
本稿では、盛土の破壊メカニズムを詳細な地表踏査とサウンディング及び土質試験等の補足調査によって明らかにし、地盤に関わる不確実性を低減させるとともに、過大設計を回避した事例を紹介する。

2. 事例分析のシナリオ

(1)道路盛土の復旧に対する考え方

円弧すべりの場合、復旧工法は移動土塊をすべて除去もしくは抑止し、新規に盛土を構築しなければならない。一方、側方流動の場合、移動土塊の除去を限定した上で新規に盛土を構築できる。このため、盛土の破壊メカニズムによって、復旧にかかる時間とコストは大きく異なると考えられる。また、破壊メカニズムを誤って判断した場合には表1に示すようなリスクが発現すると考えられる。

表 1 破壊メカニズムを誤って評価した場合のリスク

	側方流動→円弧すべりと評価	円弧すべり→側方流動と評価
対策工	杭によりすべりを抑止したうえで盛土を再構築する	再構築した盛土は円弧すべりに対し頭部载荷となる
二次災害	二次災害の危険性なし	二次災害の危険性あり
リスク	過大設計であり工期・コストは大幅に増加する	対策工施後、再び道路がすべり破壊する可能性高い
イメージ		

(2)破壊メカニズムを特定する際の課題

すべり破壊した盛土には、その破壊メカニズムに応じたさまざまな微地形が形成されると想定される¹⁾。地表踏査により微地形を把握することで破壊メカニズムの推定が可能であるが、微地形のみで破壊メカニズムを確定するのは危険であるため、地下状況を把握するための補足調査が必要である。

(3)シナリオ

現地における初見で、本道路盛土は側方流動により破壊した可能性が高いと判断された。このため、側方流動であることを特定することで、復旧にかかる時間とコストを大幅に削減できると考えた。また、破壊メカニズムを特定する際の課題に対しては、詳細な地表踏査に加え、スウェーデン式サウンディングによる地下の地盤特性の把握、室内土質試験による液状化し易さの把握を行うことで、リスクを回避できると判断した。

3. データ収集分析

(1)地表踏査

地表踏査により、地質分布、変形構造、湧水状況等について把握した(図 3)。この結果、本すべり破壊は以下の特徴を有していることが明らかとなった。

- ① 道路盛土は 2 層構造で、表層 1m 程度(上部層)は砂礫を主体とする比較的締まった土質であるのに対し、盛土下部層は粒径の揃った緩い砂で構成されている。
- ② 盛土上部層は不飽和であるのに対し、盛土下部層は飽和している。
- ③ 滑落崖は 1:0.5 の急勾配となり、一部でオーバーハングしている。
- ④ 移動土塊頭部には複数の段差が形成され、道路の路肩が崩壊している。また、崩落した路肩の山側への傾動

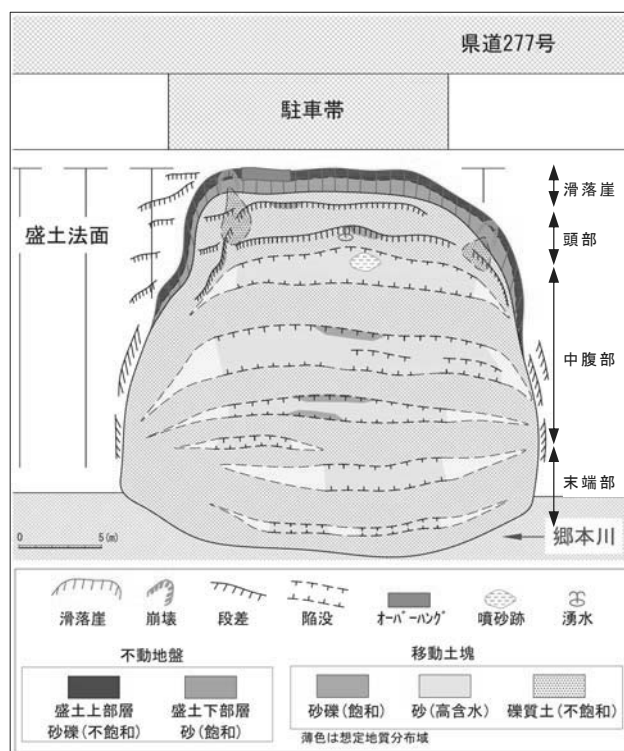


図 3 地質及び変形構造平面図

は認められず、ほぼ滑落崖に沿って平行に移動している(図4)。

- ⑤ 移動土塊中腹部から末端部にかけて、横断方向に陥没帯が形成されている。
- ⑥ 陥没帯には高含水の砂が、陥没帯間には飽和した砂礫が露出している(図3及び4)。

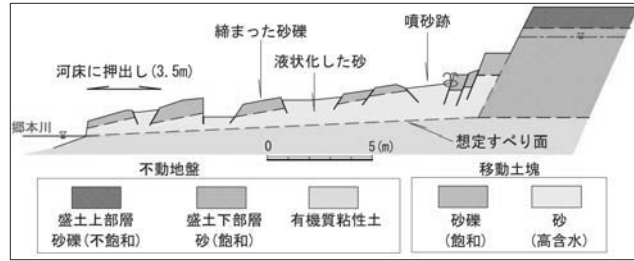


図4 主側線における地質及び変形構造図

- ⑦ 移動土塊には噴砂の跡が認められる。

通常の間弧すべりの場合、頭部では回転運動により、旧地表面が山側へ傾動するのが一般的である。また、末端部ではすべり面が抜け上がるため圧縮応力場となり、隆起や衝上断層のような変状地形が形成されるのが一般的である²⁾。本すべりでは、上記③～⑤の特徴から移動土塊全体が引張応力場にあったと判断され、盛土の液化化とそれに伴う側方流動によって発生した可能性が高いと考えられた。

(2)補足調査

地表踏査結果は、地表における地形・地質的特徴に基づく結論であることから、それを裏付ける根拠として、すべり面形状や盛土下部層の液化化のし易さに対する検証が必要である。これらのデータを得る目的で、スウェーデン式サウンディング及び粒度試験を実施した。

スウェーデン式サウンディングは、主測線上において約5m間隔で5箇所実施した。地質を直接確認したものは、地表面付近とS-22であり、その他は近傍の既往ボーリングデータから推定した。各地質による貫入抵抗の違いを表2に示す。着目すべきは移動土塊中で行ったS-8～11であり、深度1m付近まで平均換算N値

表2 試験結果一覧表

位置	地層	地質	貫入抵抗	平均換算N値
道路路肩	盛土上部層	砂礫	貫入不能	-
	盛土下部層	砂	N _{sw} =0~20 (上部70cm, N _{sw} =200)	2.6
	魚沼層	シルト	N _{sw} =50以上	7.8
すべり内部	移動土塊	砂及び礫	W _{sw} =0.3kN以下	0.6
	低地堆積層	有機質粘性土	W _{sw} =0.5~1.0kN (一部W _{sw} =0.5kN以下)	1.6 (1.1)
	魚沼層	シルト	N _{sw} =30以上	5.2

ゴシック：地表踏査より試験結果と地層との対比が可能なもの

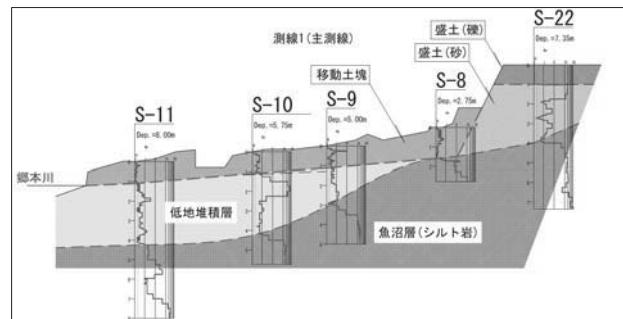


図5 主側線における想定地質断面図

0.6の非常に軟弱な地質が確認され、その基底は直線的に繋がる(図5の赤線)。この赤線は谷底平野の中心に向かって緩やかに傾斜しており、谷底平野を埋積した堆積物の旧地表面であると考えられる。仮に、間弧すべりの発生を考えると、旧地表面は回転し山側(図の右側)に傾斜すると考えられる。

粒度試験は、盛土下部層の液化化に対する特性を把握するために実施した。試験結果を表3に示す。すべての試料で、道路橋示方書³⁾の液化化判定の目安である F_c ≤ 35%, D₅₀ ≤ 10mm, D₁₀ ≤ 1mm となる。

表3 試験結果一覧表

採取地点	滑落崖(盛土下部層の砂)				移動土塊(砂)	
	1	2	3	4	5	6
砂分 %	95.3	89.3	98.8	76.6	95.5	68.7
細粒分含有率 %	3.7	5.5	0.6	23.4	4.3	31.3
50%粒径 mm	0.270	0.254	0.276	0.305	0.265	0.224
10%粒径 mm	0.140	0.128	0.160	0.003	0.138	0.001
均等係数	2.16	2.27	1.91	132	2.16	206
分類名	分級された砂	細粒分級混じり砂	分級された砂	細粒分質砂	分級された砂	細粒分質砂

また、均等係数の小さい砂として粒度に対する液化化の可能性⁴⁾について判定を行うと、「特に液化化の可能性あり」の範囲内に位置し、盛土下部層は液化化し易い特性を有して

いると判断された。

補足調査の結果、すべり内部において回転運動は起きていないこと、盛土下部層はとくに液状化し易い土質であることが判明した。以上より、平均換算 N 値 0.6 を示す地質(砂及び礫)の基底をすべり面と判断した(図 5)。

(3)対策工

すべり破壊のメカニズムが、「道路盛土の液状化とそれに伴う側方流動」であることが特定できたことにより、道路盛土を復旧する際の設計条件を以下のように決定した。

- ① 移動土塊は液状化した道路盛土であり、円弧すべり的な挙動はしない。
- ② 低地堆積層はこれまで同様、盛土の基礎地盤として用いることができる。

以上より、復旧工法として、液状化した地盤を掘削し、良質材により盛土を再構築することとした。

4. マネジメントの効果

マネジメントの効果については、以下のような考えで定量的に表現した。

(1)マネジメントを実施した場合

ここでのマネジメントとは、盛土の破壊メカニズムに地質リスクがあると考え、詳細な地表踏査と補足調査によってリスクを特定し、適切な対策工を計画したことである。これによる費用は概算で調査費 60 万円、対策工費 250 万円の合計 310 万円である。

(2)マネジメントを実施しない場合

マネジメントを実施しない場合とは、盛土の破壊メカニズム(地質リスク)を特定せず、円弧すべりが発生したと仮定し安全側の対策工を計画した場合を考える。ここでは、移動土塊が郷本川の河床に抜けているため、土塊すべてを除去することは困難である。よって、抑止杭を施工した後、液状化した地盤を掘削し、良質材により盛土を再構築する工法を選定する。これによる費用は概算で調査解析費 180 万円、対策工費 650 万円の合計 830 万円である。

(3)マネジメントの効果

マネジメントにより概算で 60%程度のコスト縮減が図れた。なお、本工法による道路復旧後およそ 3 年が経過したが、変状等の発生は認められておらず、正しいマネジメントがなされたと考えられる。

引用文献

- 1) (社) 日本地すべり学会 (2004) : 地すべり-地形地質的認識と用語, 318p.
- 2) (社) 地すべり対策技術協会 (1985) : 地すべり-その解析と防止工(上巻), 165p.
- 3) (社) 日本道路協会(2012) : 道路橋示方書(V 耐震設計編)・同解説, 318p.
- 4) 山崎浩之・善功企・小池二三勝(1998) : 粒度・N 値法による液状化の予測・判定に関する考察, 港湾技研資料 No. 914.

5. データ様式の提案

本事例は、A タイプの事例であることから、学会のデータ様式 A を用いて整理した(表 4)。なお、表中の「当初の工事費」はリスクマネジメントを実施しない場合の対策工法の費用とした。

表 4 A 地質リスクを回避した事例

対象工事	発注者	---	
	工事名	---	
	工種	道路盛土の復旧工	
	工事概要	抑止杭工、盛土工	
	①当初工事費	830万円	
	当初工期	---	
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期	---	
	予測されたトラブル	---	
	回避した事象	---	
	工事への影響	---	
リスク管理の実際	判断した時期	現地確認時	
	判断した者	発注者、地質調査業者	
	判断の内容	盛土のすべり破壊メカニズムの違いにより、対策工の考え方が大きく異なること	
	判断に必要な情報	すべり破壊により形成される微地形と地盤特性	
リスク対応の実際	内容	追加調査	地表踏査、サウンディング、粒度試験
		修正設計	---
		対策工法	---
	費用	追加調査	60万円
		修正設計	---
		対策工法	250万円
		②合計	310万円
変更工事の内容	変更設計の内容	---	
	変更設計に伴う追加費用	---	
	変更工期	---	
	間接的な影響項目	---	
	受益者	---	
リスクマネジメントの効果	費用(①-②)	520万円	
	工期	---	
	その他	---	

[論文 No. 4] 新規高規格道路の長大のり面における工事中の地質リスク

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 岡山支店 ○ 望月 浩司
 奥村組土木興業株式会社 広島支店 梅山 純司
 奥村組土木興業株式会社 広島支店 多和 英真

1. 事例の概要

施工段階に地質リスクが発現する事例は非常に多いが、一般的な手法・頻度で地質調査が実施されていたとしても、事前に地質リスクを完全に把握することは困難である。一方、施工段階では地質調査段階よりも多くの面的な地質情報を収集できるため、施工段階における地質特性の再評価は、施工中～施工後の斜面安定性の維持の観点においても非常に重要である。

当現場は日本道路公団時代に計画された高規格道路事業を国土交通省が引き継いだものである。道路公団時代に計画された長大のり面（最大 8 段、施工延長 180m）に対し、平成 8 年に地質調査（ボーリング（2 本）、室内岩石試験、弾性波探査）、平成 16 年度に設計検討が行われた。その結果、のり面对策工の比較検討案として①標準勾配で切り植生基材吹付工で保護する案、②のり面上部でグラウンドアンカー工を採用して勾配を立てる案、③のり面中段に鉄筋挿入工を採用して勾配を立てる案が挙げられ、経済性と施工段階での対応のしやすさを考慮した結果、①が最適案として提案された（図 1）。

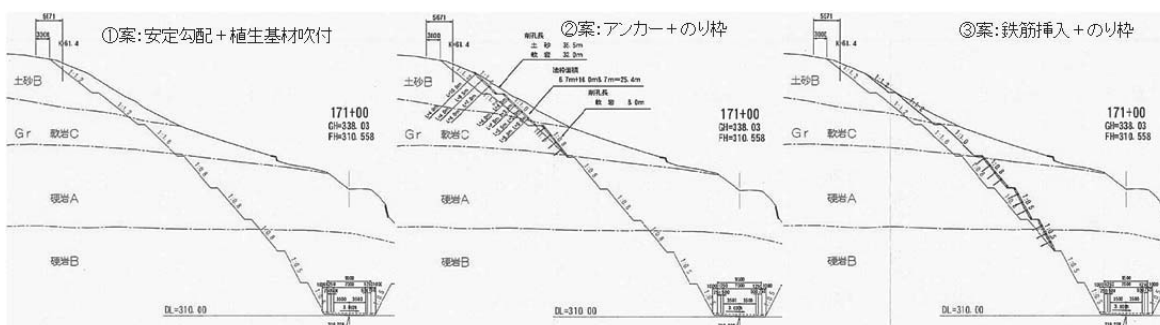


図 1 事前の設計案

その後、事業は国土交通省に移管され、平成 24 年度中の供用開始を控え、工事は①案に基づき平成 23 年 6 月に着工した。切土掘削の初期段階（8～5 段目）において、事前の調査設計段階では確認されていなかった変質粘土を伴うひん岩脈（図 2）が露呈し、粘土鉱物の含有や岩脈及び周辺の亀裂の方向性によっては計画された施工方針では法面の安定性が確保できなくなることが懸念された。また、掘削時に小岩塊のくさび状の抜け落ち（図 3）がしばしば発生する状況であったため、のり面保護工の修正設計が必要となった。

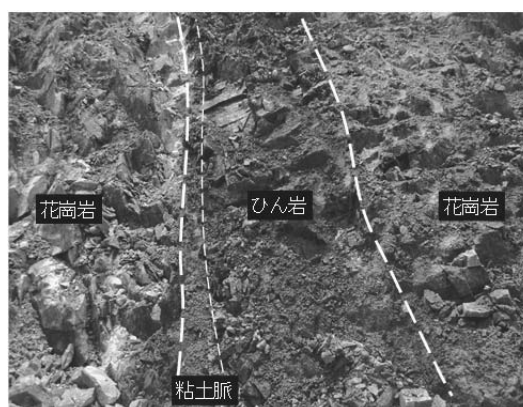


図 2 変質粘土を伴うひん岩脈

これらのリスクに対応するため、追加の地質調査と斜面の安定性評価を行いながら、地質リスクの範囲を限定し、発注者と施工業者、調査業者間で連携して対応した結果、予定通り供用開始を迎えることができた。

2. 事例分析のシナリオ

(1) 地質状況の整理とリスクの抽出

① 既往調査資料の確認

調査実施後、長い期間を経過していたため、入手できた地質調査段階の資料はボーリング柱状

図・コア写真、地質断面図のみで、設計・施工に対する指摘事項等については確認できなかった。そのため、周辺の地形地質特性を含め、総合的な情報収集が必要と判断した。

② 地形判読・地表踏査（概査）

施工前の地形図や空中写真を判読した結果、対象のり面の周辺にはリニアメント地形が密に分布しており、対象のり面内にも弱部の存在を示唆する谷地形が確認できた（図4）。実際に破碎帯等の弱部がのり面の背後やのり面内に流れ盤で存在した場

合には大規模な崩壊に繋がる可能性もある（リスクⅠ）。また、地表踏査の結果、図2のような、ひん岩に伴う粘土脈と連続性の良い亀裂を介した不安定ブロックの崩壊（リスクⅡ）が想定された。さらに、図3のような開口亀裂を介した小規模岩塊の抜け落ち（リスクⅢ）は施工中にもしばしば発生している状況であった。

(2) 調査方法の検討

上記のリスクに対し、リスクの規模を把握して対策工の仕様を検討するため、A：谷地形に沿った弱部の存在の有無、B：緩み範囲、C：抜け落ち岩塊の規模を把握することが重要と考えた。さらに岩塊の不安定化を促進する可能性のある亀裂挟在物の D：膨潤性粘土鉱物含有の有無を確認することも重要であると考えた。これら課題点の確認を目的として、地表地質踏査（のり面地質観察含む）、ボーリング及びボアホールスキャナ、X線回折試験を実施する事とした（図5）。

踏査範囲はのり面と谷地形を含む斜面全体、ボーリングは谷地形の延長方向となるのり面の中段付近で実施する事とした。また、X線回折試験用の試料は、ひん岩に伴う粘土脈から採取する事とした。



図3 くさび状の抜け落ち

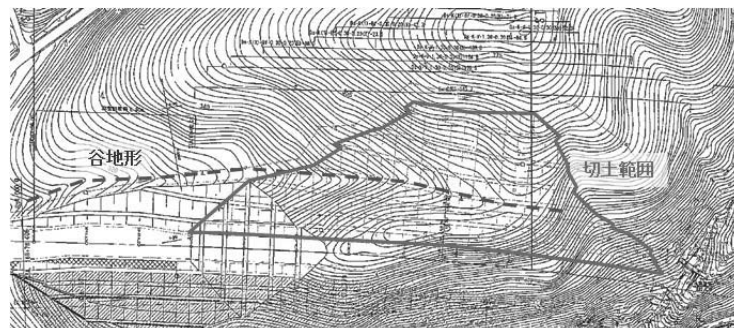


図4 のり面内に分布する谷地形

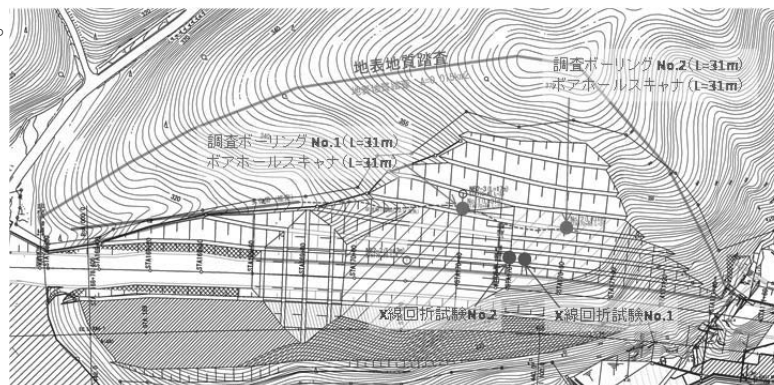


図5 調査位置図

3. データ収集分析

(1) 調査結果

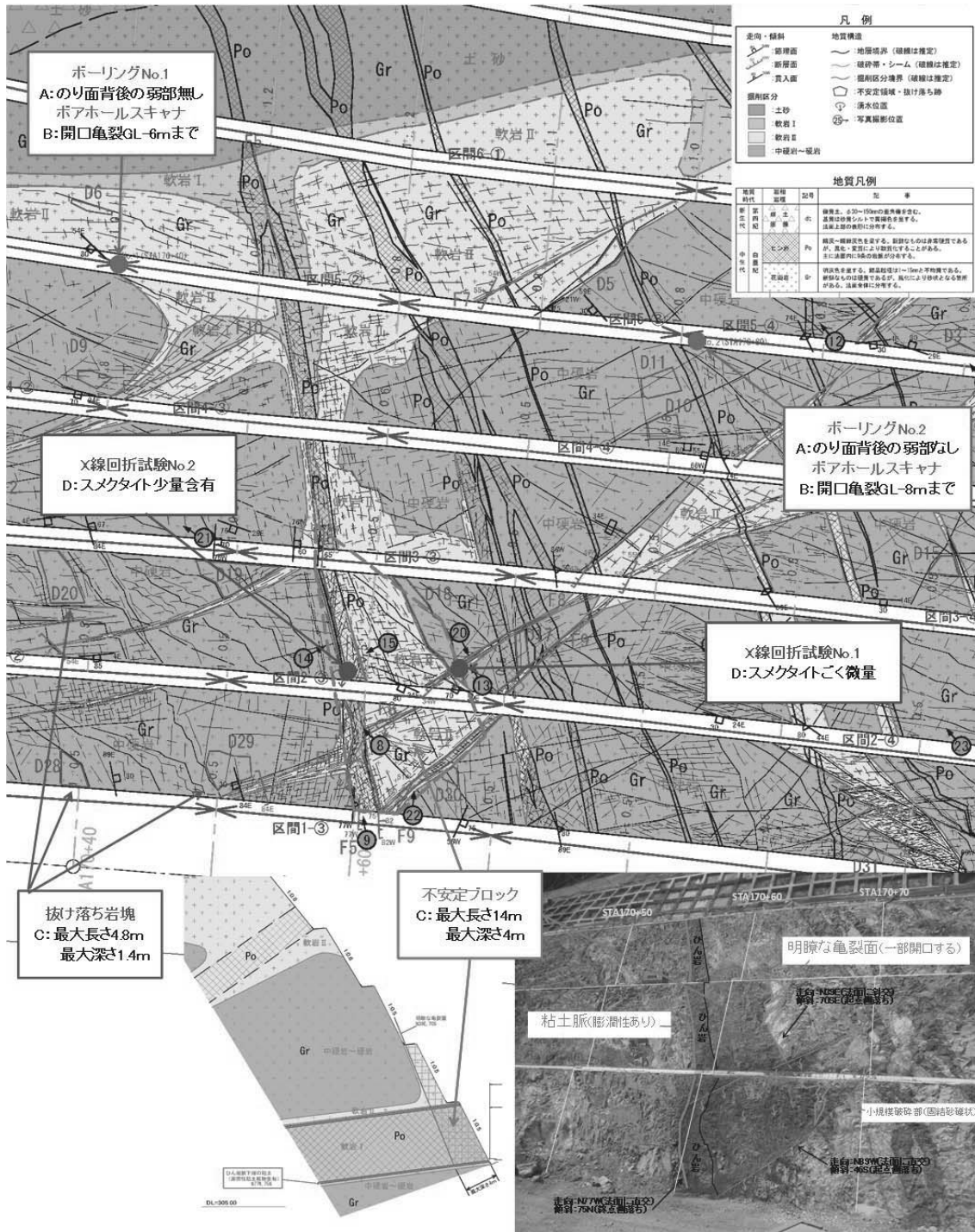


図6 調査結果

上記の A~D の課題点に対し、追加の地質調査によって以下の知見が得られた。

A: 谷地形を形成するような明確な劣化部は確認できなかった。

B: 開口亀裂が分布から、掘削時の応力解放による緩みは4m以内と推察する。

C: 抜け落ち岩塊の規模は1段以内、深さ2m以内である。

C：のり面の中央下部に2段にわたる不安定ブロックが存在し、湧水も多く崩壊が懸念される。

D：ひん岩に伴う粘土脈は膨潤性粘土鉱物（スメクタイト）を含有している。

D：粘土脈はさし目方向に伸びており、それ自体がすべり面となることは無いが、周辺の不連続面と関連して不安定なブロックを形成する可能性がある（=Cの不安定ブロック）。

(2) 対策工の検討

地質調査結果を踏まえ、対策工の検討を行った。当初の計画ではすべての範囲で植生基材吹付工（ $t=7\text{cm}$ ）が予定されていたが、切土勾配と岩盤状況、岩塊の抜け落ち規模を考慮し、のり面の下部に対し吹付法枠工（ $\square 300$ ）及び鉄筋挿入工（ $L=3.0\text{m}$ ）を採用した。また、リスクⅡの不安定ブロックに対しては鉄筋長を延長し、 $L=5.0\text{m}$ とし、水抜きボーリング孔を配置した。（図7）

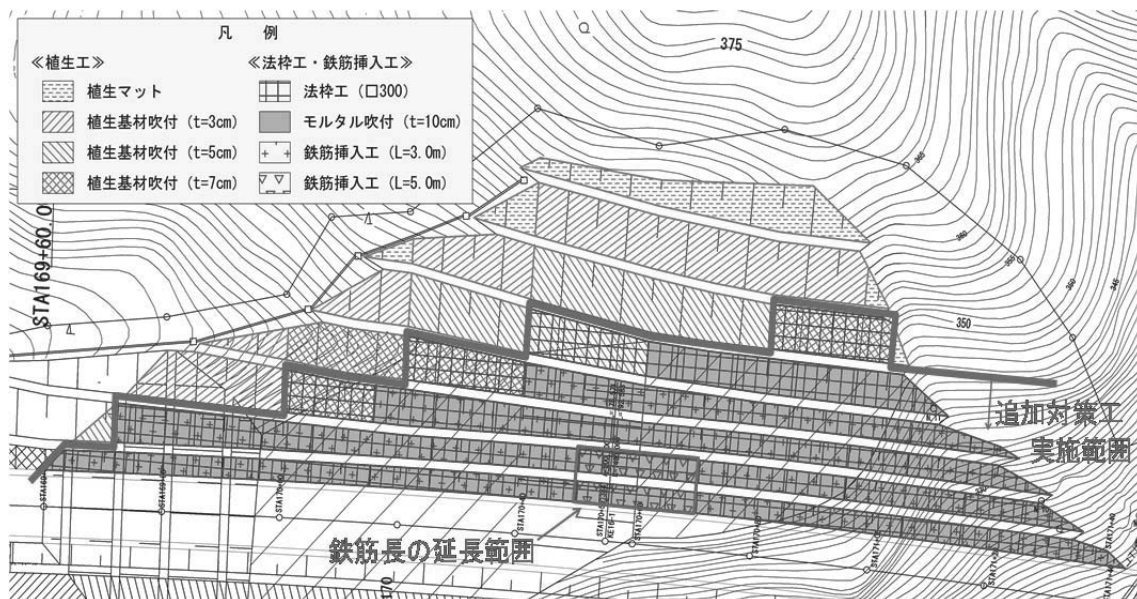


図7 追加対策工平面図

4. マネジメント効果

今回の事例では、施工段階ではあったものの、斜面が持つ地質リスクに施工者・地質技術者が気づき、追加調査と修正設計等の対応を行いながら施工を進めた結果、事業費の増大は生じたものの、最大規模のリスク（Ⅰ：のり面広範囲に及ぶ岩盤崩壊）の可能性は無い事を確認し、それ以下の規模のリスク（Ⅱ：2段にわたる岩盤崩壊、Ⅲ：小岩塊の抜け落ち）を回避することができた。

表1にリスクマネジメント効果の一覧を示す。仮に当初計画のまま植生基材吹付工のみの対応で施工が進み、最大のリスク（リスクⅡ）が発現したと想定し、リスクを回避した場合（実績）との対応費を比較した。リスクを回避しなかった場合にも、追加調査や修正設計、追加対策工の施工が必要となり、リスクを回避した実績と同等の費用が掛かると想定される。ただし復旧工事において、のり面の切り直し等の費用が別途掛かると思われるが、土量等の数量が不確実なため算定不能とした。また、リスク回避を行わなかった場合、リスクは施工の終盤、不安定ブロックを含む1～2段目の施工時、あるいは施工後～供用

中に発現したと想定される。その場合には工期が延長され、供用開始も大幅に遅れた可能性が高い。また、仮に施工中にリスクが発現しなかったとしても、供用開始後にのり面崩壊が生じれば、復旧費用がかかるだけでなく、重要な路線が長期間に及び通行規制されることになり、経済的な損失も生じる恐れがある。

表1 リスクマネジメント効果

リスク回避の有無	費目	工事費(万円)		工期		備考
《想定》 リスクを回避しなかった場合	追加調査	700	10,800	+2ヶ月	供用延期 or 通行規制 14ヶ月	施工末期～供用開始後にリスクⅡが発生したと仮定した。 リスク発現後の対応として、実績と同規模の調査・設計・施工がなされると仮定した。 工期は近隣での崩壊事例を参考に推定したものである。
	修正設計	200		+2ヶ月		
	追加対策工	9,900		+10ヶ月		
	その他	算定不能		-		付随する施工費用(切り直しの費用ほか)。 供用延期や通行規制による経済損失が別途発生する可能性がある。
《実績》 リスクを回避した場合	追加調査	700	10,800	0ヶ月	供用延期 or 通行規制 0ヶ月	
	修正設計	200		0ヶ月		
	追加対策工	9,900		0ヶ月		
リスクマネジメント効果 (想定-実績)		算定不能		+14ヶ月(推定)		予定通り供用開始。 供用延期、供用開始後の通行規制の回避

事前の地質調査では一般的に行われる調査項目・数量を行っており、調査不足が原因とは断定できない状況であるが、地形判読や周辺露頭の観察等から問題地質の存在を指摘できた可能性はある。また、地質調査者から問題の指摘があり、設計者もその内容を十分理解していれば、安全側の対策案を提示できた可能性はある。さらに、当事例では事前の地質調査から着工までに長期間を要しており、問題点の指摘があったとしても、設計者への引継や事業者の交代の際に情報の欠落が生じてしまった可能性もある。

どのような現場でも多少の調査・設計上の不確実性を有しており、施工段階における対応は通常行われることと言える。当事例のようなリスクマネジメント事例も、多くの新規道路事業において普遍的に行われていることである。しかし、対応費用を指標としてリスクマネジメントを整理すると、リスクが回避できなかった場合に生じる復旧費用や社会への影響の大きさに対し、リスクマネジメントにかかる経費や手間は極めて小さいことが明確になる。当事例を通して、リスクマネジメントにおける地質調査の意義と効果の検証の重要性を再認識した。

5. データ様式の提案

発現した地質リスクを最小限に回避した事例として、本事例のデータ様式を表2に示す。

表2 C. 発現した地質リスクを最小限に回避した事例

大項目	小項目	データ
対象工事	発注者	国土交通省〇〇地方整備局
	工事名	〇〇地区改良工事
	工種	切土工、植生基材吹付工
	工事概要	高規格道路の切土法面工事 (最大8段、施工延長L=180m)
	①当初工事費	3800万円(植生基材吹付工)
	当初工期	548日

発 現 し た リ ス ク	リスク発現事象	リスク発現時期	切土施工中(5~6 段目施工時)		
		トラブルの内容	開口亀裂によるくさび状の抜け落ちが発生。 変質した貫入岩脈(事前調査時未確認)による岩盤崩壊が懸念された。		
		トラブルの原因	最低限の調査はなされていたが、地形判読や踏査から問題地質の存在を指摘できた可能性はある。		
		工事への影響	追加地質調査・修正設計の実施、追加対策工の施工。		
	追加工事の内容	追加調査の内容			
		修正設計内容			
		対策工事			
		追加工事			
		追加費用	追加調査		
			修正設計		
			対策工		
			追加工事		
	②合計				
	延長工期				
間接的な影響項目					
負担者					
最 小 限 に 回 避 し た リ ス ク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期	切土施工中(1~2 段目施工時) 施工後~供用中		
		予測されたトラブル	変質岩脈を介した複数段にわたる岩盤崩壊。		
		回避した事象	岩盤崩壊による施工の中断。 供用後の場合は補修工事及び交通規制(片側/全面通行止め)、人的・物的被害。		
		工事への影響	なし		
	リスク管理の実際	判断した時期	切土施工中(5~6 段目施工時)		
		判断した者	施工者、地質調査業者		
		判断の内容	追加調査の計画・実施、法面保護工の検討。		
	リスク対応の実際	内容	追加調査	地表地質踏査(のり面観察)、ボーリング2箇所、ポアホールカメラ解析2箇所、X線回折試験2試料	
			修正設計	法面保護工の詳細設計	
			対策工	植生基材吹付工→法枠工、鉄筋挿入工	
		費用	追加調査	700万円	
			修正設計	200万円	
			対策工	13000万円(法枠+鉄筋挿入)-3100万円(植生基材)	
			③合計	10800万円	
回避しなかった場合	工事変更の内容		追加地質調査・修正設計の実施、追加対策工の施工。		
	④変更後工事費		算定不能		
	変更後工期		約14ヶ月と想定		
	間接的な影響項目		供用延期/供用中の交通規制		
	受益者		管理者 利用者 納税者		
リスクマネジメントの効果	費用④-(①+②+③)		算定不能		
	工期		延長なし		
	その他		予定通り供用開始		

[論文 No. 5] 道路高盛土施工に関する地盤リスク回避事例

応用地質株式会社 ○遠藤 司
応用地質株式会社 寶代 誠二郎
応用地質株式会社 野並 賢
応用地質株式会社 中西 昭友
西日本高速道路株式会社 山口 卓位

1. 事例の概要

新規高速自動車道路の計画では、丘陵地を通過するルートによる計画が進められていた。ルート上にはトンネルや橋梁、土工による施工があるが、それぞれの掘削土を利用した高盛土による区間が設けられている。その高盛土計画地に活断層の存在が確認されていたことから、その存在によるリスクを分析し、効果的かつ経済的な設計を行う必要があった。

そこで、活断層上における高盛土建設のリスクを具体的に整理し、それぞれを各種調査及び解析による知見から対応策を検討し、それぞれのリスクについてのマネジメントを行った事例を報告する。

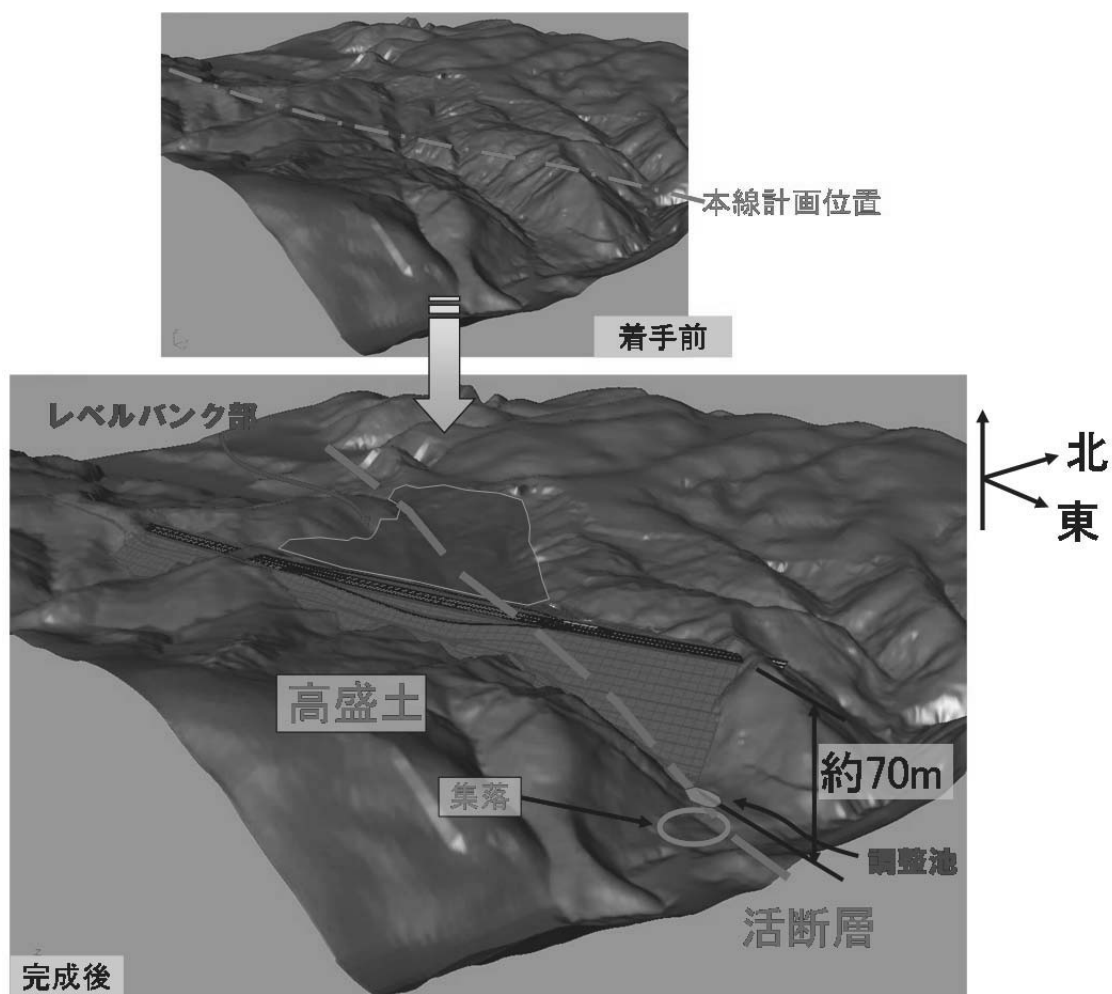


図1 高盛土計画鳥瞰図

2. 事例分析のシナリオ

(1) リスク発現のプロセスとその原因

本計画では、前掲した図のように、本線と斜交する谷地形を盛土構造にて通過する線形である。しかし、その谷地形は活断層によって形成された地形であった。また、図示するようにその法尻には集落が現存しており、盛土の安定性については特に留意する必要がある。この状況から、「活断層の分布する地盤」という観点から発現されるリスクに整理すると、①断層活動時の盛土構造の崩壊、②断層破砕帯による支持力の不足による盛土安定性低下および③地下水構造の複雑化に伴う盛土安定性の低下が想定された。

(2) マネジメント効果を分析するシナリオ

前述したリスクについて、①の断層活動時における盛土構造の破壊に関しては、不可避の現象であり、地盤に生じる変位量を想定することは困難であるため、リスクを保有する方針とした。そこで、②および③のリスクに対し、表 1 にあるような調査解析を通じて分析し、効果的なマネジメントを行う方針とした。

表 1 リスクとその分析項目一覧表

リスク区分	リスクの内容	活断層の存在で特に問題となる点	対応策を検討するための調査・解析
地盤	基礎地盤の支持力	断層破砕帯(軟弱地盤、弱層)の存在による支持力不足	ボーリング調査 物理探査(弾性波・電気) ⇒地盤の強度情報分析
地下水	地下水構造	断層破砕帯にてダムアップされる山側からの盛土内水位形成	ボーリング調査 地下水試験および観測 物理探査(電気) 三次元水収支解析 ⇒地盤の地下水挙動分析

3. データ収集分析

(1) 地盤に関する課題と分析結果

地盤に関しては、断層破砕帯の分布や状況を適切に評価することで、リスクを過大評価することを避ける目的がある。

今回の調査結果では、図 2 に示すように断層破砕帯の分布範囲において、地表露頭およびボーリングコアでカタクラサイトが認められたものの、弾性波速度による低速度帯の存在がないこと、速度構造の連続性が確認されたことから、明らかな弱層の存在、支持力の不足等の問題はないと評価できた。

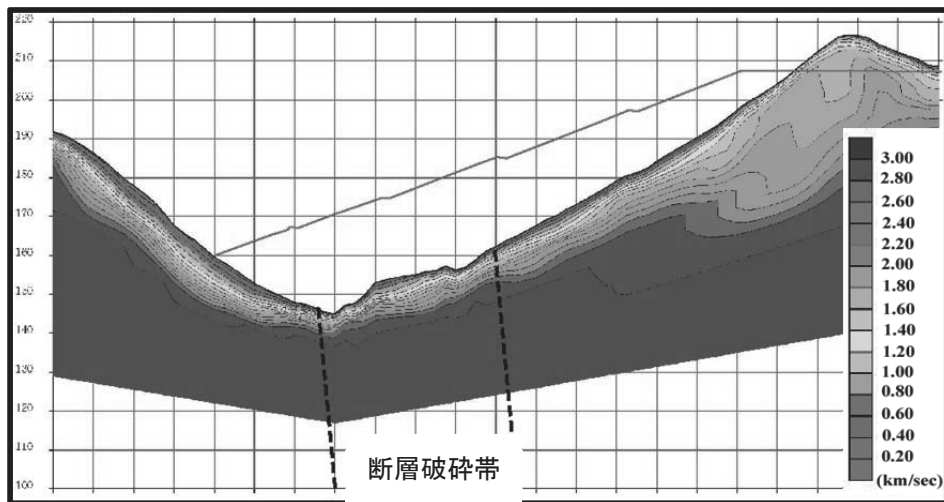


図2 盛土基礎地盤構造分析結果断面図

(2) 地下水に関する課題と分析結果

① 現地調査による水理地質構造の分析

地下水の課題は、盛土構築を行った際、断層に起因する盛土内への地下水供給があるのか(破碎帯による被圧地下水や水みちの存在)という点である。そのため、地表踏査、ボーリング調査、および物理探査を実施し、その構造を推定した。

その結果、盛土基礎地盤には、図3に示すように斜面に沿って断層破碎帯が存在し、そこが遮水構造となって斜面中腹部から湧水するような現象が確認された。この山腹で生じている湧水は、恒常的に認められることから、施工後の盛土内に地下水が供給される可能性が高いとして、その対策の検討を行った。

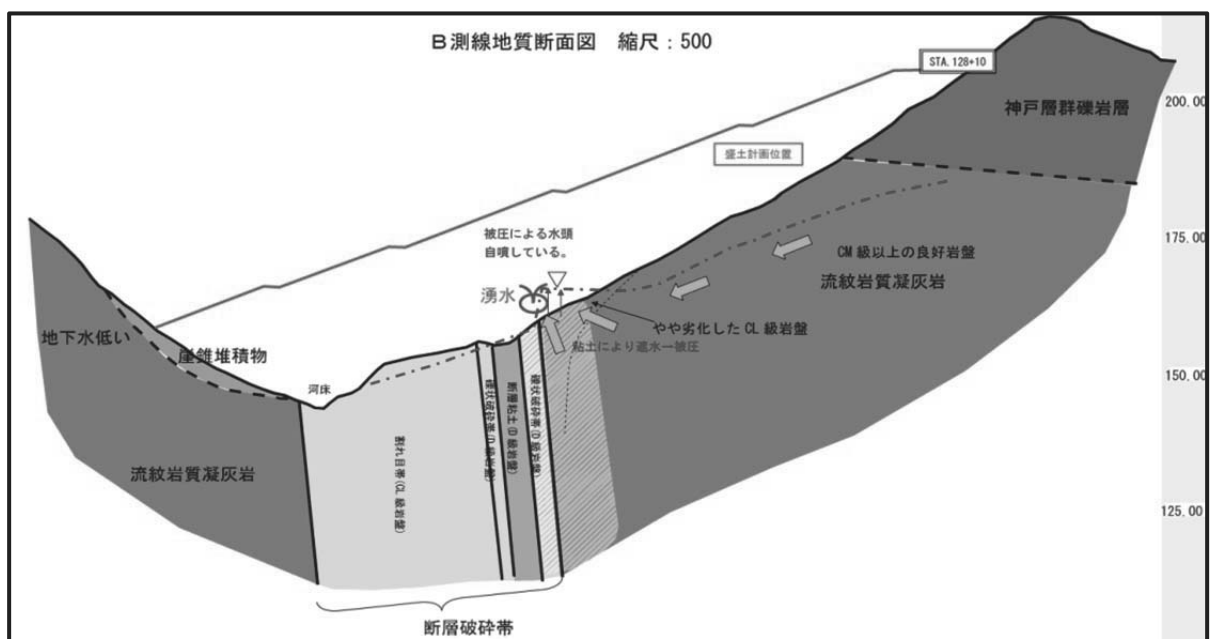


図3 推理地質構造分析結果断面図

②地下水挙動の分析(三次元水収支解析による分析)

水理地質構造の把握により、地下水機構が判明し、その対策については検討方針が定まったが、その配置、機能については実際に盛土構築後にどのような変化が生じるのか、またレベルバンク部を含む広大な施工範囲におけるスケール効果はどうかといった点について、考えておく必要がある。この分析結果は、より効果的な排水計画を行うことができるため、事業費に大きく関与することとなる。

数値解析としては、100年確率降水時の盛土の安定性(盛土内地下水位)を予測するため、地表から地下への浸透及び地下から地表への流出が状況に応じて変化することを考慮すると、地表流と地下水流を一体的に計算することが望ましいことから、三次元水収支シミュレーション(統合型水循環モデル)を用いた。この結果を用いて、盛土構築後の地下水分布を評価し、最終的な盛土の安定計算を行い、排水計画や盛土構成(透水性)の計画を行った。

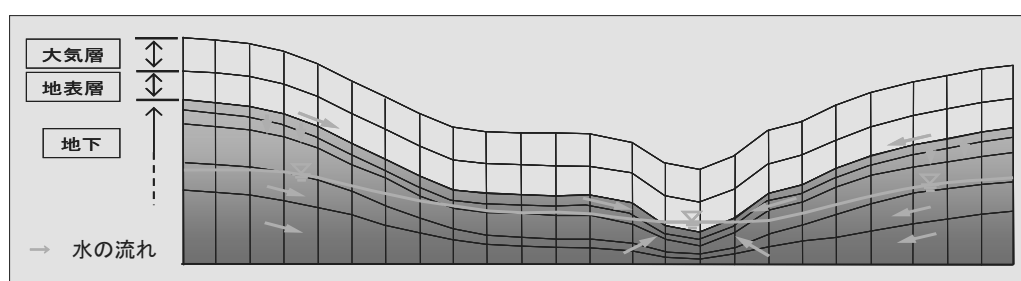


図4 統合型水循環モデルのイメージ

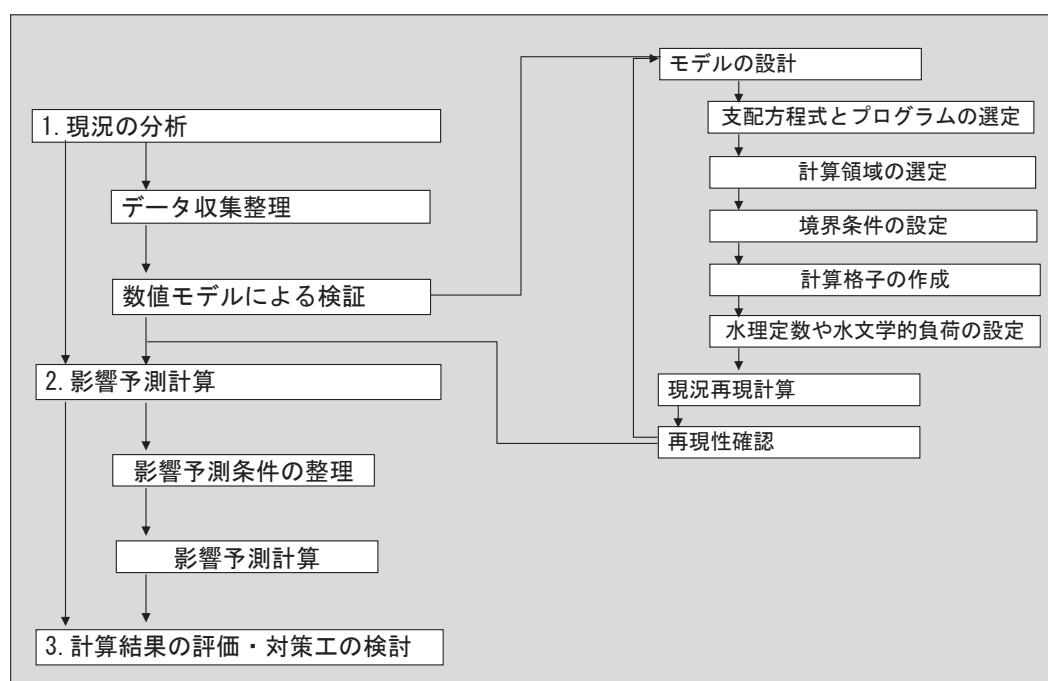


図5 数値解析の流れ

4. マネジメントの効果

今回の一連の分析結果により、最終的に図 6 に示すような地下水排水対策の強化によって盛土の安定性が確保できることを結論付けることができた。

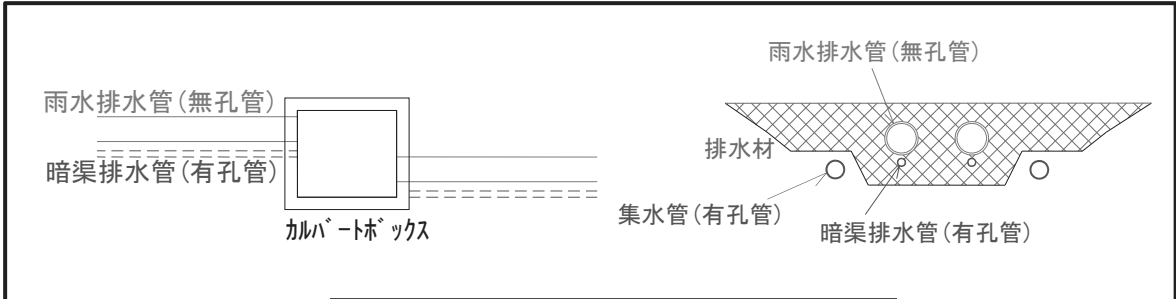


図 6 地下水排水設備の強化計画(複線化)

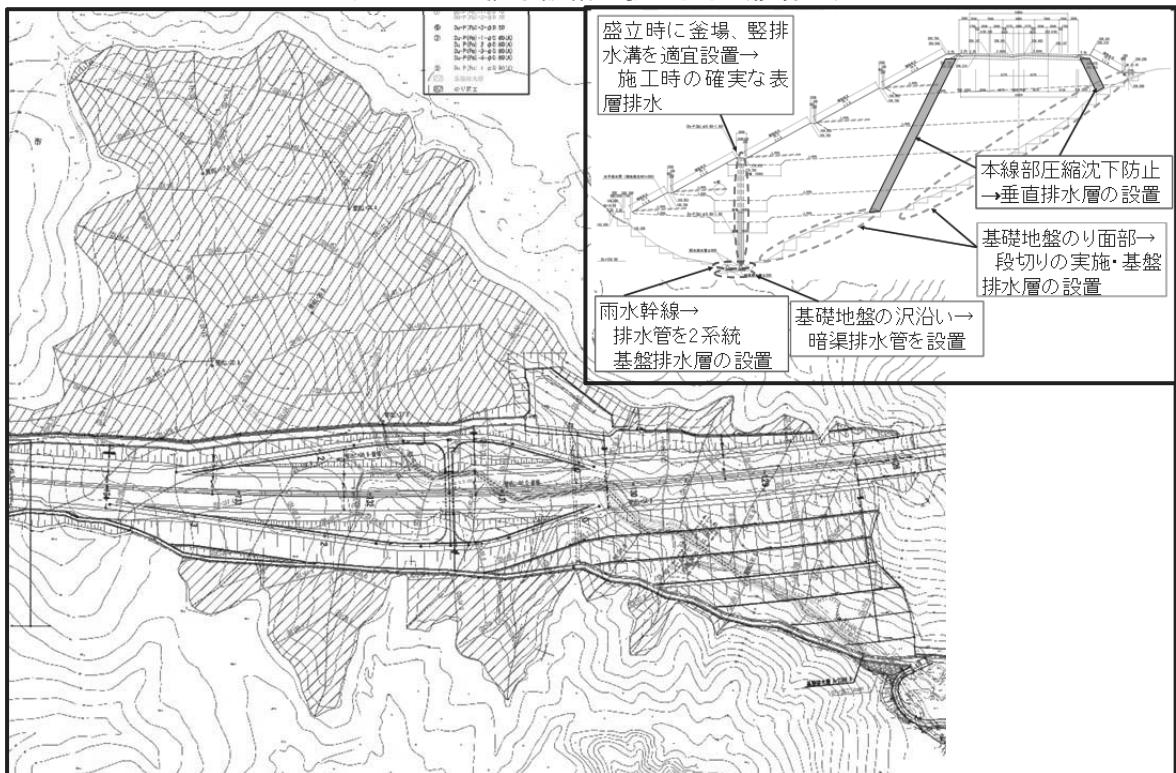


図 7 全体的な排水計画平面図および標準断面図

リスクマネジメントとしては、安全側を考慮した断層破碎帯に伴う湧水の影響を最大限見込む方法(たとえば地下排水層の確保、排水トンネルや集水井の追加、盛土材料の強化など)を適切に評価し、最低限の計画を行う中にも将来的な排水効果の維持を確保する上で課題となっている排水設備の機能低下に対し、これまでにない手法により計画が立案できたと考えている。効果としては、この対策を講じなかった場合のオーバーデザインによる計画を行った場合に対し、最低限にできたことの差を評価することとした。

今後の課題としては、現状施工中の段階でもあることから、このリスクマネジメントの効果を実に発揮されるような管理手法の監視、施工中に確認される実態に応じた事前検討条件の検証を行い、最終的な効果について評価したい。

5.データ様式の提案

本事例は、「A型：地質リスクを回避した事例」であり、A表原案を基本とした。なお、原案によるリスクマネジメントの効果は、事前調査段階における最適工法の選定であることから、未対策との比較についての効果を比較することも考えられるが、今回は①当初工事費用-③変更後工事費用-②リスク対応費用で表されていることから、①当初工事を断層による地下水影響を最大限加味した工事費(詳細な検討を行わずに行うオーバーデザイン)とし、②リスク対応費を本調査・解析費用として同表を作成した。

A. 地質リスクを回避した事例

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		公共
	工事名		
	工種		新規道路建設
	工事概要		高盛土築造(約300万m ³)
	①当初工事費 (最大限の排水設備費用を想定)		100,000千円 (集水井4基、斜面排水暗渠200mを想定)
	当初工期		-----
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		事前調査段階
	予測されたトラブル		
	回避した事象		
	工事への影響(想定)		
リスク管理の実際	判断した時期		事前地質調査から設計へ申し送り時
	判断した者		検討委員会委員および設計者
	判断の内容		断層破碎帯の地盤・地下水機構による最適な排水対策、盛土構成
	判断に必要な情報		弾性波探査結果および電気探査結果
リスク対応の実際	内容	追加調査	物理探査、三次元水収支解析
		修正設計	地下水排水対策
		対策工	排水設備の強化
	費用	追加調査	10,000(千円)
		修正設計	-----
		対策工	-----
②合計		(千円)	
変更工事の内容	工事変更の内容		地下排水の複線化
	③変更工事費		60,000(千円)
	変更工期		-----
	間接的な影響項目		-----
	受益者		-----
リスクマネジメントの効果	費用(①-③-②)		30,000千円
	工期		-----
	その他		-----

[論文 No. 6] トンネル坑口斜面の地質リスク回避事例

(株) 建設技術研究所 ○丹野浩、水野直弥、佐伯和哉

1. 事例の概要

山岳トンネルの調査・設計において、坑口部斜面にやや厚い崖錐堆積物の分布が確認された。このため、地質調査を実施したところ、基盤岩に破碎帯が分布し、地表付近の岩盤にゆるみが認められた。坑門工については、切土工+アンカー工と盛土工を比較検討した。しかし、アンカー工定着部の岩盤ゆるみにより、地山強度がばらつく地質リスクがあり、それによるアンカー工の定着長不足、さらには切土工上部斜面の不安定化による斜面崩壊などの変状が懸念された。そのため、コスト比較ではアンカー工に劣るが、上記地質リスクの発現による斜面崩壊の発生の可能性も考慮して盛土工を採用することとした。

2. 事例分析のシナリオ

(1) 坑口部における一般的な変状の可能性

トンネル坑口部は、一般的に土被りが1~2D程度と小さく、地山がアーチ作用で保持できない部分である。そして、一般的に以下のような変状が発生する可能性があると考えられている。

- ① 斜面崩壊・地すべり
- ② 偏土圧による変形
- ③ 地耐力不足による沈下や変状
- ④ 切羽崩壊
- ⑤ 地表面沈下

斜面崩壊・地すべりは、トンネル掘削によるゆるみ・地すべり面脚部の切取り、地すべり面脚部のトンネル掘削などにより誘発される。偏土圧は、斜面とトンネルとの位置関係によってトンネル横断面に発生するもので、土圧のバランスが崩れるために発生する。地耐力不足は、トンネルの基盤が表土や強風化層に入り地耐力不足による沈下や変状を起こすものである。切羽崩壊は、一般に地山の強度と固結度が低く、またグランドアーチによる保持が行われない場合に発生することが多い。地表面沈下は、トンネル一般部に比べて坑口部で発生する可能性が高い。それは、トンネル掘削による地山のゆるみが特に坑口部で著しくなるからである。

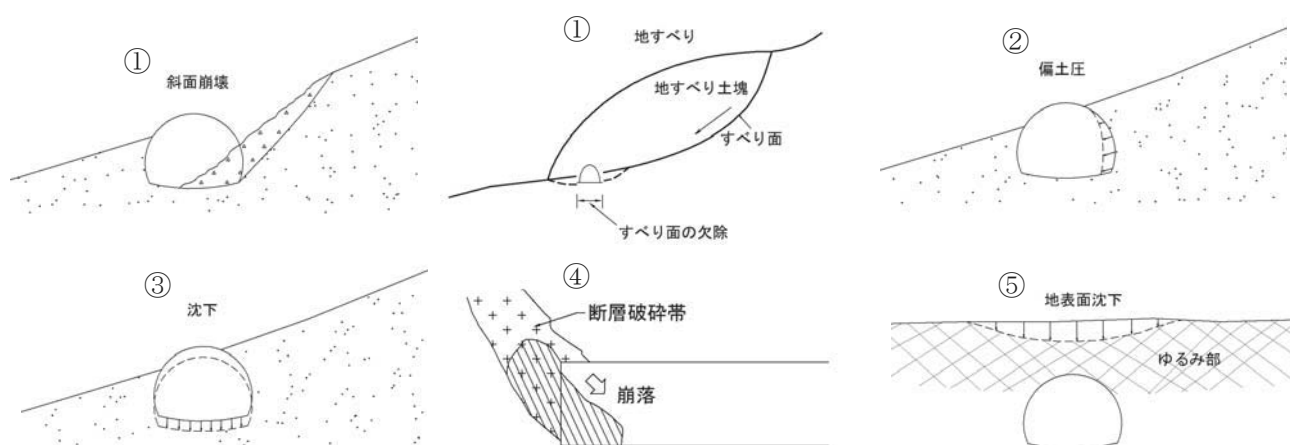


図1 一般的な変状の模式図

(2) リスクの検討

当該地域では図2に示す通り一般的なトンネル調査として弾性波探査と坑口部での鉛直ボーリングが行われている。当該地域の地質平面図を図2に示し、トンネル縦断沿いの弾性波探査結果を図3に示す。当該地域には中生層の頁岩～チャート（付加体堆積物）が分布しており、表層には崖錐堆積物が認められる。また、坑口部の弾性波速度では図3に示す低速度帯が認められた。このような状況から、当該地の坑口部におけるリスクは前述の一般的な変状の内、「坑口斜面の崩壊・偏土圧による坑口部の変形」が考えられた。当該地で想定した変状の詳細は以下の通りである。

- ① 構造的な割れ目が発達している可能性があり、坑口斜面の崩落が懸念される。
- ② 坑口斜面の切り土による崖錐斜面の不安定化が懸念される。
- ③ 坑口部の弾性波速度では低速度帯が認められたため、断層破碎帯などの地質的弱部の存在があれば、坑口部切羽の崩壊が懸念される。

上記3つの変状が懸念されるが、ここでは坑口切土を行った際に発生する斜面崩壊の原因となるリスク要因について検討した。

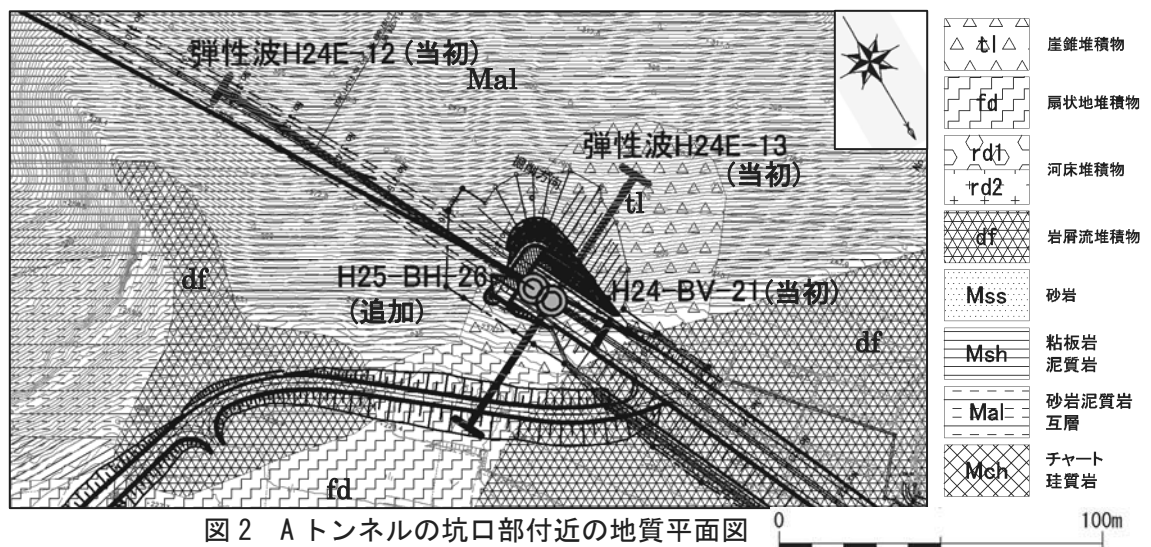


図2 A トンネルの坑口部付近の地質平面図

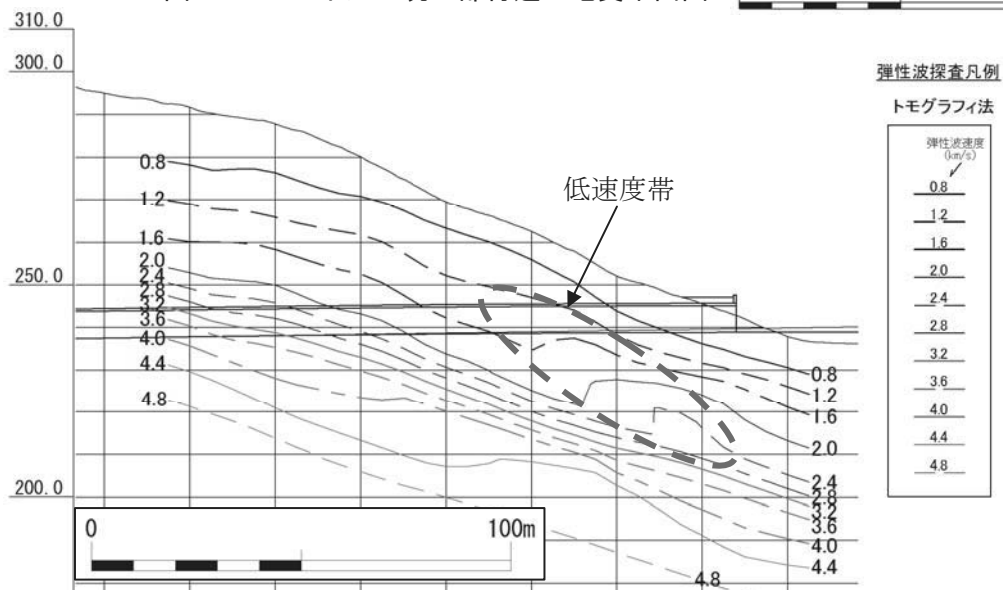


図3 A トンネルの坑口部の弾性波探査結果

(3) リスクの把握

斜面崩壊の発生原因となる地質リスク要因を把握するためには、弾性波探査により確認された低速度帯の地質状況および崖錐堆積物の厚さを確認する必要がある。そのためにトンネル坑口部の水平ボーリングを追加で実施して、低速度帯の要因と崖錐堆積物の厚さを検討した。その結果、低速度帯はチャート層に沿った断層破碎帯であることが分かった。破碎帯の厚さは図4に示す通り水平距離で20m程度と厚い。周辺の付加体堆積物の構造が大局的に坑口側傾斜であるため、この断層破碎帯は坑口斜面に対して流れ盤であり、斜面が崩壊しやすい。

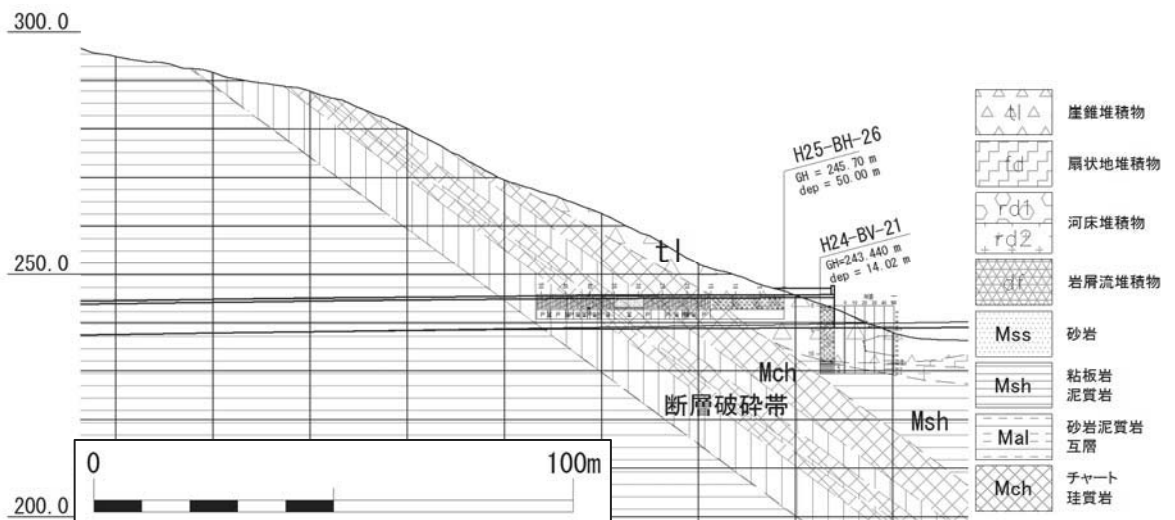


図4 A トンネルの坑口部の断層破碎帯の分布

また、トンネル坑口横断方向の断面図を図5に示す。調査の結果では崖錐堆積物の厚さは10m程度で、着岩後のチャートは、D~CL級岩盤相当が10mほど分布し、その下に破碎帯が20m続いている。破碎帯の直上のチャートの岩盤状況は、割れ目が密に発達し、ゆるみが認められる状況であった。岩盤はD~CL級岩盤相当であるが、D級岩盤とCL級岩盤の分布状況が不明瞭でばらつくリスクがある。そのためボーリング調査数量の少ない中では、適切なアンカー定着深度が判断できず、アンカー定着長不足が原因となって斜面崩壊が起こることが懸念された。

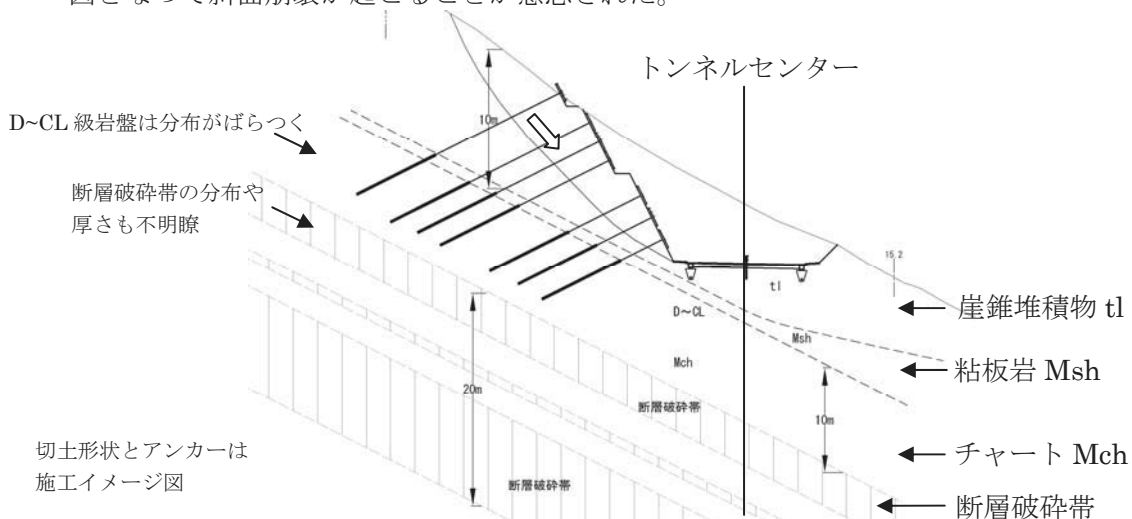
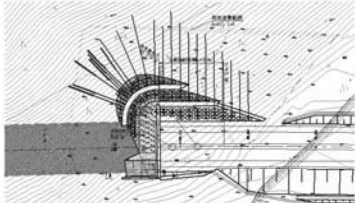
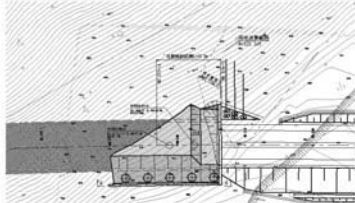


図5 A トンネル坑口部の横断方向の断面図

(4) リスクへの対応策

これまで述べたリスクへの対応として、①切土による斜面崩壊のリスクを許容する案と、②リスクを回避するために切土しないで坑口部に盛土を行い、坑口を延長する案を比較検討した。表1に両対策工の比較結果を示した。最終的な施工金額の差額は①案に対して②案が560万円高い。しかし、斜面崩壊が発生した場合の対策費（調査ボーリングとアンカー工および追加用地）は2505万円弱であり、アンカー定着部の状況を調べるために行ったボーリング調査費用350万円と①案の②案に対する工事費増額分の560万円を差し引くと、金額差は1594万円程度である。つまり、リスク（ここでは、地山強度のばらつきによるアンカー工の定着長不足）回避のために投資した910万円により、リスク発生時に必要になる2505万円のうち、1594万円分の差額分を節約することが出来る。そのため、②案を採用した。

表1 対応策の比較案

	①案 面壁式 (法枠2段1:0.5) NO. 317+14 (-19.0m)	②案 面壁式 (切土無し) NO. 318+13 (基準案)
平面図 S=1:450		
地形・地質	地形：地山勾配約30～40°の斜面勾配であり、沖積低地との境界部にあたる。トンネルは斜面に対して概ね40°で斜交する斜面斜交型である。また、坑口斜面上部に粘板岩の露岩が一部認められ、斜面上に径30cm程度の転石が散見される。 地質：坑口部はN値10～20程度の堆積物(t1)が層厚7m程度分布しており、支持力に懸念が残る。基岩は粘板岩(Msh)であるが、水平～高角度の亀裂が発達しており、局部的に破砕が顕著で角礫～細礫状を呈する。	
評価項目	①近接構造物 ○ ②支持層 △ ③落石対策 △ ④施工性 △ ⑤維持管理 △ ⑥景観性 △ ⑦法面安定対策 △	○ △ ○ ○ ○ ○ ○
施工日数 (トンネル掘削開始まで)	1. 土砂掘削 10日 3. 切土法面整形工 8日 5. 深礎杭工 -日 計 124日	1. 土砂掘削 1日 3. 切土法面整形工 1日 5. 深礎杭工 17日 計 106日
概算工費	トンネル本体工 33,000千円 坑門工 4,776千円 土工 2,655千円 法面工 10,329千円 計 122,784千円 (基準)	トンネル本体工 80,500千円 坑門工 5,234千円 土工 7,430千円 法面工 325千円 計 128,389千円 (+5,605千円)
リスク発生時の概算対策工費	調査ボーリング 8,000千円 アンカー工(背面) 13,049千円 用地追賃 4,000千円 計 25,049千円	
総合評価	最も坑口を追い込んだ①案は、面壁底面の支持が確保でき坑門基礎工が不要となり、経済性において有利となるが、法面対策工規模が大きくなる。坑口位置を前に出す②案は、抱き擁壁の支持力確保のため深礎杭が必要となるが、坑口上部の法面が発生しないため、想定より悪い地質が出現した場合の坑口安定性、施工性に優れる。	
採用	○【経済性を重視した場合の採用案】	○【想定外の地質出現等のリスクを重視した場合の採用案】

3. マネジメント効果

①案の斜面崩壊が発生すると想定した場合とリスクを回避した実際の採用案②およびボーリング調査を行った費用③とのコストの差がマネジメント効果と考えられる。

マネジメント効果分析の基本事項として②案の場合を当初工事とし、①案のリスクが発現して斜面崩壊した場合に、対策工を追加した状態を変更工事とした。また、③の追加調

査をリスク対応のコストとした。

マネジメント効果は 15,944 千円であり、総工事費の 12%程度である。

・「マネジメント効果」(15,944 千円)

- = 「①案のリスクを考慮しなかった場合のトータルコスト」 =147,833 千円
 - 「リスクマネジメントを行った②案のトータルコスト」 =128,389 千円
 - 「地質リスク対応のコスト」 =3,500 千円

・「①案のリスクを考慮しなかった場合のトータルコスト」(147,833 千円)

- = 「切土工事費」 =122,784 千円
 - + 「リスクが発生した場合の対策費」 =25,049 千円

・「地質リスク対応のコスト」

- 調査ボーリング (水平) 1 孔 50m
 - = 「追加ボーリング調査」 =3,500 千円

4.データ様式

本事例では、地質リスクを回避したため A 表を用いる。マネジメント効果は、リスクが発生する場合とリスクを回避した場合の比較となるため、③-(①+②)で表現した。

A 地質リスクを回避した事例のデータ様式

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		公共
	工事名		—
	工種		盛土による坑口部の延長
	工事概要		—
	①初工事費		¥128,389,000
	当初工期		—
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		地質調査時
	予測されたトラブル		崖錐斜面の不安定化
	回避した事象		崖錐斜面の不安定化 アンカー定着部の 強度のばらつき
	工事への影響		—
リスク管理の実際	判断した時期		地質調査時
	判断した者		地質調査業者
	判断の内容		斜面の安定性
	判断に必要な情報		地質情報
リスク対応の実際	内容	追加調査	ボーリング調査
		修正設計	—
		対策工	—
	費用	追加調査	¥3,500,000
		修正設計	—
		対策工	—
②合計		¥3,500,000	
変更工事の内容	工事変更の内容		アンカー対策工事
	③変更工事費		¥147,833,000
	変更工期		—
	間接的な影響項目		工事の遅延
	受益者		—
リスクマネジメントの効果	費用(①-③-②)		リスク発生による変更工事費が 想定であるため③-(①+②) ¥15,944,000
	工期		—
	その他		災害の防止

【論文 No. 7】 地質リスクを考慮した道路のり面の維持管理計画案の策定

○基礎地盤コンサルタンツ株式会社 九州支社 東風平宏
福岡北九州高速道路公社 保全交通部保全管理課 上森 誠
福岡北九州高速道路公社 保全交通部保全管理課 青野 守
福岡北九州高速道路公社 保全交通部保全管理課 江副賢一
基礎地盤コンサルタンツ株式会社 本社 福井謙三
基礎地盤コンサルタンツ株式会社 九州支社 松本一春

1. 事例の概要

福岡北九州高速道路公社（以下、公社）が管理する北九州高速4号線（延長31.8km）の道路のり面は、平成8年度の道路防災総点検をはじめ、施設台帳の整備、定期的な土木構造物に対する点検によって維持管理が実践されている。ただし、平成8年度の総点検以降にフォローアップなどの防災点検が不足しており、整備されていた台帳や定期的な点検は主に施設構造物及びその損傷に着目したものであり、特徴的な地形、地質、湧水状況など、地域特有の災害要因や損傷の発生原因については統一的に整理されていない。このような状況の中で、同一地域にて斜面崩壊などの土砂災害が連続して発生したことから、これまでのような顕在的な道路のり面及び構造物の損傷の有無に基づいた維持管理だけでなく、潜在的な道路のり面及びその背後に抱える地質リスクも考慮した維持管理計画が検討されることとなった。

防災的な視点から道路のり面に対する効果的な維持管理を実践するためには、当該箇所に潜む地質リスクを明らかにし、それぞれの条件に適した予防対策などの施設整備や定期点検などのルール作りを行う必要がある。

そこで、図1のように、公社が所有する台帳や点検記録、災害履歴（聞き取り調査）などの既存資料と、地形図や地質図、空中写真、土砂災害危険箇所マップなどの一般公開資料について収集・整理を行い、災害要因を抽出した。さらに、これら災害要因から当該箇所に潜む地質リスクの選定と評価を行い、全施設の中から重点的に管理するのり面を設定するなど計画的かつ効率的な対策・点検などの計画について維持管理計画案として整理した。

本件はこのように既存の諸資料から抽出した地質リスクを踏まえ、維持管理計画案を策定することにより、リスク回避または低減を目指した事例である。

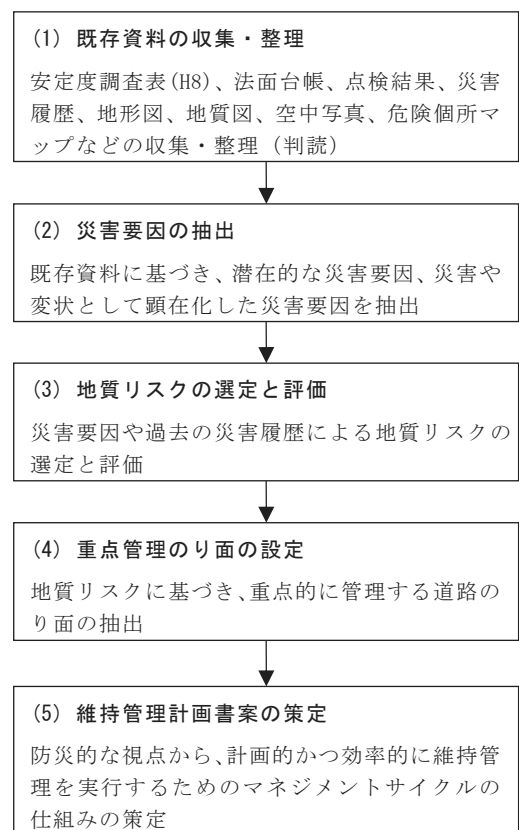


図1 維持管理計画案策定までの検討手順

2. 事例分析のシナリオ

近年発生した土砂災害は図2のような斜面崩壊であり、これらが発生した箇所はいずれも平成8年度の道路防災総点検の点検箇所として抽出されていなかった。その理由は不明であるが、100m程度しか離れていない位置で2年連続して土砂災害が発生したことから、総点検時には考慮されていなかった地質リスクが潜在していることが考えられる。また、同地区ほど顕著な災害ではないが、軽微な土砂流出や異常出水は他の地区でも発生しており、山裾部を縫うように敷設される同路線ではこのような地質リスクがこの他にも潜在しているものと予想される。

そこで、本章ではリスク回避または低減を目的とした維持管理計画策定に至るまでのプロセスを整理するとともに、過去の土砂災害発生箇所における災害要因や地質リスクの抽出事例について示す。



図2 災害発生箇所（2例）

(1) 既存資料の収集・整理

本件では点検など現地作業は行わず、公社が所管する台帳や点検記録などの既存資料と一般公開されている資料に基づき、机上にて各種検討を行うことを前提とした。このため、現地状況を把握するうえで既存資料は非常に重要な位置付けとなるが、表1のように対象のり面背後地について考慮されていないなど地質リスクに対する評価が不足することから、これら課題を踏まえた上で活用するものとした。

表1 公社所有の既存資料の特徴と問題点

	名称	概要	当時の評価・判定	活用するにあたっての課題
1	平成8年度 道路防災総点検	・豪雨等による災害を防止するため、道路法面の安定性等について点検を行い、その結果を道路防災対策に反映させるために実施されたもの。	3段階評価 「要対策」 「カルテ対応」 「対策不要」	・全て対策不要と評価されており、最終評価(点数)では箇所毎の特徴が見え難い。 ・対象のり面背後地については考慮されていない。 ・抽出根拠に関する詳細が不明である。
2	法面台帳	・のり面についての資産管理、点検管理及び補修管理を行うために作成された台帳(現況の構造や過去の工事経過が記載)。	4段階評価 「AA」災害に至る危険性が高い 「A」災害に至る恐れがある 「B」異常はあるが進展する可能性は低い 「なし」対策不要	・点検対象が切土、盛土、トンネル坑口、擁壁となっており、自然斜面の崩壊や落石、地すべりなどは考慮されていない。 ・中～大規模の構造物が対象とされており、災害発生時の規模等は考慮されてない。 ・用地外の不安定要因は考慮されていない。
3	定期点検 土工部点検	・構造物の機能低下の原因となる損傷度合を把握し、補修計画作成のための資料を得ることを目的とした点検。	5段階評価 「S」緊急な対応が必要 「A」対策が必要 「B」経過観察 「C」軽微な損傷 「OK」対策不要	・本点検の判定は道路交通の観点から道路構造物の損傷程度と対策の有無について評価するものであり、変状の発生原因については考慮されていない。

(2) 災害要因の抽出

災害要因の抽出は、新・旧地形図、地質図、空中写真などの整理、判読によって得られ、将来的に災害につながるリスクが想定される情報に対し「潜在的な災害要因」、一方、既に災害として発生もしくは、災害に至る兆候として調査・点検時に確認された変状などに対し「顕在化した災害要因」として区別し、図3のような項目を抽出した。

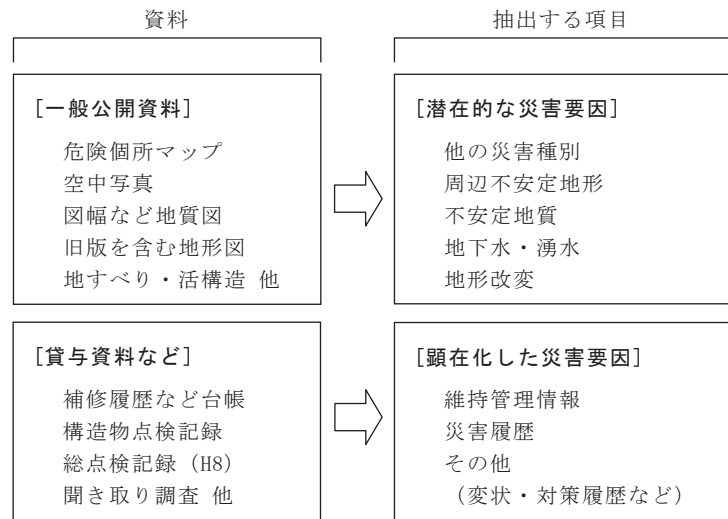


図3 抽出した災害要因

(3) 地質リスクの選定と評価

土砂災害事例を踏まえ、抽出した災害要因から地質リスクを選定、評価した。

①地質リスクの選定

既存資料から抽出した災害要因に対し表2のような評価を行い、道路のり面毎の傾向を把握することにより、それぞれに潜む地質リスクを明らかにした。

表2 災害要因に対する評価区別

評価区分	色別	潜在的な災害要因								顕在化した災害要因							
		他の災害種別		周辺不安定地形		不安定地質		地下水・湧水		地形改変		維持管理情報		災害履歴		その他(対策効果)	
		評点区分	配点	評点区分	配点	評点区分	配点	評点区分	配点	評点区分	配点	評点区分	配点	評点区分	配点	評点区分	配点
a	危険箇所内	5	5	崩壊跡・地すべり、土砂堆積など異常地形内ないし、直近に分布する	15	不安定な地質および地質構造となる	10	顕著にあり/多量に発生	15	直ぐ背後にあり	5	構造物の変状Ⅰ 法面調査AA 変状の変化あり	30	あり	20	対策なし	0
b	危険箇所近傍(被害想定区域内)	3	3	周辺地に異常地形が分布し、潜在的に同様の事象発生が想定される	5	不安定な地質および地質構造の分布が想定される	5	量が少ない/不明瞭だが湧水や流水の存在が想定される	5	少し離れた位置にあり、その影響が懸念される	3	構造物の変状Ⅱ 法面調査A 変状の変化なし	10	近傍であり	10	応急・抑制程度の対策あり(補修対策は除く)	-10
c	危険箇所外	0	0	特になし	0	特になし	0	特になし	0	特になし	0	構造物の変状Ⅲ 法面調査B 変状の変化なし	5	なし	0	抑止、防護、補修対策あり(補修対策は除く)	-40
d	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	構造物の変状Ⅳ 法面調査*、? 変状の変化なし	0	-	-	-	-

評価区分は、資料から判読される地形、地質などの要因と災害の因果関係について情報が少なく明確でないため、定性的な指標として基本的に3段階とした。

災害要因別の評価として「潜在的な災害要因」は、これまで特に注視されていなかった管理域外に潜む地質リスクに対して全線で偏りなく評価することができる“周辺不安定地形(地形判読)”や災害誘因として影響が大きい“地下水・湧水”を特に高く評価した。ただし、災害は複数の災害要因が影響し合うことにより発生に至るとも考えられることから、ある特定の災害要因のみの評価が維持管理計画に大きな影響を及ぼすことがないよう考慮

した。一方、「顕在化した災害要因」のうち、構造物に著しい変状が発生している場合は災害に至る前兆現象として捉え、早急に維持管理計画に反映する必要があることから高い配点とした。

②地質リスクの評価

過去に災害や異常が報告されていない箇所も含め同路線全線に渡って、地質リスクを評価するに当たって、災害履歴や異常報告のある箇所における「潜在的な災害要因」に着目した。

これによると“斜面崩壊などの土砂災害が発生した箇所や毎年、土砂流出や多量湧水など異常が確認された箇所”と“異常の報告はあるものの規模が非常に軽微もしくは地形・地質的な災害要因との関わりが不明瞭な箇所”は図4のように、「潜在的な災害要因」が本件の評価において20点を境に区分される傾向が読み取れた。

この結果から、同路線において地質リスクが高いと想定される箇所は「潜在的な災害要因」の20点が一つの目安となり、これに点検記録など現在の構造物状況（顕在化した災害要因）を踏まえ、今後の維持管理に資する総合評価（地質リスクの評価）として、表3のように整理した。

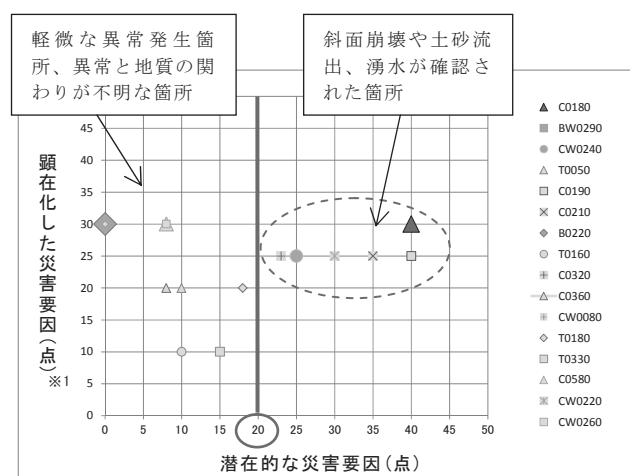


図4 顕在化した災害要因点がある（災害）箇所の潜在的な災害要因点

※1：維持管理情報と災害履歴の合計点

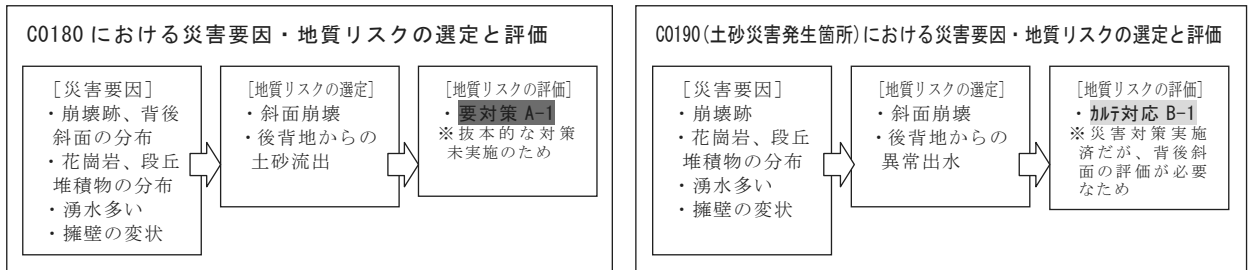
表3 総合評価の基準（目安）

総合評価	H25評価	色別	判定基準 (対応目安)	潜在的な災害要因における評点 (目安)
要対策 A	要対策 A-1		変状の進行や落石・崩壊等の兆候が見られ、災害発生の可能性が高い箇所	
	要対策 A-2		軽微な変状の進行や兆候が見られ、誘因によっては災害が発生する可能性がある箇所	20点より高い
カルテ対応 B	カルテ B-1		変状の進行や災害の兆候は不明瞭であるが、変状は明瞭であり、継続的な点検が想定される箇所	20点程度
	カルテ B-2		変状の進行や災害の兆候がない箇所であり、変状の規模も小さく、低い頻度での点検が想定される箇所(従来の点検で対応可能)	20点より低い
対策不要 C	対策不要 C		対策を必要としない (対策が実施された等)	
	非該当		点検対象としない (対策が実施され、災害要因が取り除かれた等)	

③土砂災害発生箇所における地質リスクの選定と評価

土砂災害の発生箇所における地質リスクの選定と評価状況の総覧図として図5に例示する。土砂災害が発生した箇所（C0190）の地質は風化花崗岩や段丘堆積物が分布し、地形は等高線が乱れ、崩壊跡地が数多く確認される。また、のり面背後に階段状で宅地が造成されていることからのり面内への雨水の流入、近傍のり面におけるふとんかごの敷設や点検記録から湧水の存在など、地表・地下水の多いのり面であると予想される。このように、当該箇所は災害発生以前から斜面崩壊などの地質リスクが潜在しており、災害発生の可能性が高い箇所であったことが分かる。

一方、この土砂災害発生箇所の近傍にあるのり面（C0180）は、災害箇所（C0190）と同様に、災害要因が背後に多く控えており不安定な条件下にあるものの、法枠やふとんかごなど予防対策による災害誘因の除去ないし抑制が実施されていることから、現在まで災害に至っていない可能性が考えられる。



種別	のり面区画	他種別災害	周辺地形不安		不安定地質		地下水・湧水		地形変化		維持管理		災害履歴		(備考)		H25 評価	合計						
			評価	点数	評価	点数	評価	点数	評価	点数	評価	点数	評価	点数	評価	点数								
本線切土部	C0180	*	c	0	a	15	a	10	a	15	*	c	0	II(E1) 法面調査B	b	10	湧水が多い(時期不明)	a	20	ふとんかご、 法枠工	b	-10	A-1	60
本線切土部	C0190	*	c	0	a	15	a	10	a	15	*	c	0	IV 法面調査B	c	5	集中豪雨に伴うのり面崩壊	a	20	箱型擁壁、親杭横失板、横ポーリング	c	-40	B-1	25

図5 土砂災害発生箇所及びその周辺における地質リスクの評価結果

(4) 重点管理のり面の設定

総合評価による全線の評価結果は図6のようになる。要対策のA-1、A-2評価は地質リスクが非常に高く防災対策を見据えた対応が望ましいとされる評価であり、対象施設の全431箇所中23箇所と、全線の約5%を占める結果となった。一方、カルテ対応のうち、道路のり面背後の地形・地質、水環境に対し災害要因が複数確認され、維持管理レベルが高く防災的な視点による継続的な点検が望まれるB-1評価は56箇所と全線の約13%を占めている。

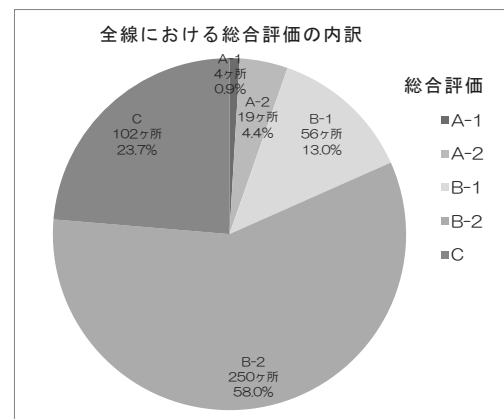


図6 全線における評価結果の内訳

これら図5に例示した過去に災害履歴がある地域の地質リスクと同等程度（主にA-1～B-1）に評価される道路のり面については、従来の点検による管理とは異なる管理域外を含めた定期点検などによる維持管理が必要な箇所として重点管理のり面に設定した。

(5) 維持管理計画案の策定

同路線における道路のり面（施設構造物）や地質リスク（災害危険箇所）の状況を踏まえ、防災的な視点から計画的かつ効率的に維持管理を実行し、リスク回避もしくは低減につなげるため、PDCAサイクルによる継続的なマネジメントサイクルを支援する仕組みとして維持管理計画案を策定した。

3. マネジメントの効果

道路災害によるリスクを回避または低減させるためには、道路のり面及び背後地における地質リスクを把握し、それを踏まえた点検や対策を行う維持管理が不可欠である。

そこで、マネジメントの効果は表4のように、前述する土砂災害（C0190）が発生した際の災害復旧費や通行規制による損失と、事前に防災点検や予防対策を実施することにより土砂災害（リスク）が回避できたと仮定した場合の諸費用について比較した。なお、過去の履歴から比較的規模の大きな土砂災害の発生頻度を1回/10年程度と仮定し、防災的視点による維持管理費を試算した。

$$\text{マネジメント効果} = \text{災害復旧費} + \text{通行規制による損失} - \text{維持管理費}$$

ここで、

$$\text{維持管理費} = \text{防災点検（重点管理のり面点検）} + \text{予防対策}$$

表4 維持管理計画案による維持管理を実践した際に期待されるマネジメント効果（10年間で試算）

項目	費用（千円）	備考	
①災害復旧費	140,000	調査設計、対策工、施設復旧等	
②通行規制による損失	100,000	通行料金収入のみ・社会経済活動の損失は見込まない	
③防災的視点による維持管理費	200,000	リスクを回避するための投資	
	防災点検	30,000	重点管理のり面の点検費用
	予防対策	170,000	1箇所/1～2年の頻度で予防対策の実施を想定
マネジメント効果（①+②-③）	40,000		

将来的に短時間大雨の頻度増加などが見込まれるなかで、防災的な維持管理を実施しない場合は災害の発生頻度が高まり、復旧費や規制による損失も大きくなると予想される。また、過去の事例では災害発生から復旧に至るまで4ヶ月程度の車線規制が発生しており、表4に表現されていないような社会経済活動の損失を考慮すれば、マネジメント効果はさらに大きくなるものとする。ただし、防災対策は特に災害時の啓開用、復旧用などのほか緊急時の道路機能の確保が求められており、必要とする予防対策が大規模となると、上表のマネジメント効果の試算ではマイナスとなることも許容する必要があると考える。

4. さいごに

本件における維持管理計画案は机上作業によるものであるため、既存資料に反映されていないような現地情報については十分に計画に反映されていない可能性がある。そこで、今後はスクリーニングや安定度調査、カルテ作成といった防災点検を行った上で計画案を見直し、より現地に適した維持管理計画を立案するものとする。さらに、点検と対策を進めていくなかで、フォローアップ点検や事後評価によるPDCAサイクルを実践し、精度の高いリスク評価と見直しを行い、効率的な防災事業に繋げていくことが重要であるとする。

【参考文献】

- 1) 財団法人道路保全防災技術センター：平成8年度道路防災総点検要領〔豪雨・豪雪等〕，1996
- 2) 財団法人道路保全防災技術センター：道路防災点検の手引き（豪雨・豪雪等），2007

1. 事例の概要

道路防災点検は点検対象区間を“要対策”、“カルテ対応”、“対策不要”の3段階で評価するものであり、“要対策”と判断された箇所は、計画的に事業化し防災対策が行われるのが道路のり面維持管理の一般的な流れである。しかし、“要対策”箇所が数多くある場合の客観的な事業化優先順位付けは未だ決定的な手法がなく、また、防災点検箇所以外の区間で落石や崩壊が発生することがある等、道路防災点検結果の利用にあたっては改善の余地があると考えられる。

今回報告する路線では33箇所道路防災点検が行われていたが、平成22年にはその33箇所以外の複数箇所・複数時期において長期の通行止めを伴う落石・崩壊が発生し、道路交通に多大な影響が出た。

ここでは、点検箇所の再抽出と防災対策の優先順位付けについての事例を報告する。

(1) 路線の概要

対象路線は、海岸線を通る区間延長約9kmの2車線の道路である(図-1)。当該道路は地域住民の生活道路としての利用に加え、2つの観光地のアクセス道路としても利用される重要な路線であり、一般車両および大型バスが利用している。

本路線は海岸線斜面に建設されており、道路の上側斜面・下側斜面共に急勾配をなす箇所が多い。そのため、斜面上からの落石や土砂流出、路肩の沈下、および経年劣化による構造物の変状が見受けられる箇所がある。これらの箇所で災害が発生すれば、本路線は直ちに通行規制を敷く必要があり、道路利用者は遠路の迂回を余儀なくされる。例えば、平成21年6月の豪雨時には約40m上方斜面からの落石が道路面に落下し、およそ2週間に渡る通行止めが生じた。この時は通常の迂回路線である市道(迂回路①)においても災害が同時発生していたため、通常15分で到達可能な場所に1時間以上もかかるような迂回路②の通行を強いられた。その迂回路も幅員が狭く、大型バス等は通行できないため、観光への影響も甚大なものになった。

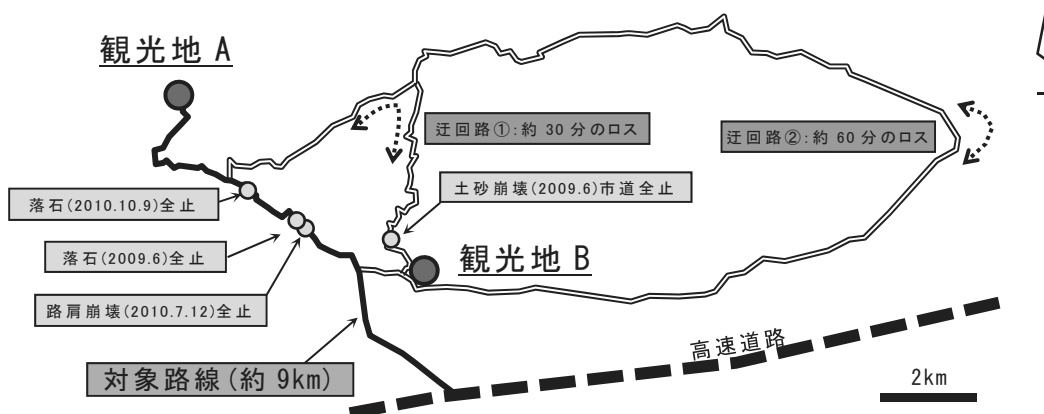


図-1 平成 21～22 年の被災箇所と迂回路

(2) 地形・地質の概要

対象路線が通る海岸線には波食棚・海食台・海食洞・比高 20～40m の海食崖が発達し、美しい景観を生み出している。特に観光地 A 周辺では柱状節理と呼ばれる拍子木が積み重なったような景観が発達している。

道路のり面の勾配は、点検箇所の代表断面の平均値として 64° (約 1:0.5 勾配) という非常に急な勾配をなしている。

道路周辺に分布する地質は、新第三紀中期中新世の泥岩、流紋岩、流紋岩質凝灰岩、およびそれらに貫入するドレライトである。大局的には北方に 30～50° 傾斜する構造をなすが、東西方向を軸とした褶曲構造が見られる。

泥岩・ドレライトは表層が土砂化しており、土砂崩壊が懸念される箇所が多い。流紋岩・流紋岩質凝灰岩は岩石は硬いが節理が発達するものがあり、落石や岩盤崩壊が懸念される箇所が多い。

2. 事例分析のシナリオ

(1) 当初の防災計画の問題点

本路線は区間延長が約 9km あり、そのうち、道路防災点検の対象になっている区間は延べ 3.3km(37%)である(図-2)。点検対象箇所のうち、“対策が必要”と判定されている箇所は全体の 42%を占める(図-3)。

現在の道路防災点検は、平成 19 年 9 月に道路保全技術センターが発行した「道路防災点検の手引き(豪雨・豪雪等)」にしたがって行われている。この手引きは、落石・崩壊、岩盤崩壊・地すべり・土石流・盛土・擁壁・雪崩・地吹雪・橋梁基礎の洗掘を調査対象として、“対策が必要とされる”、“防災カルテを作成し対応する”、“特に新たな対応を必要としない”の 3 段階の評価を行うものである。

道路防災点検の調査票には調査対象ごとに安定度調査票があり、地形条件、地質・土質条件・表層の状況・のり高・変状状況・対策工の有無・被災履歴等にもとづき点数付けを行い、最終的な点検箇所の評価点が得られる。しかし、この評価点と先に述べた 3 段階の安定度評価とは直接リンクするものではないため、点数が高くても“カルテ対応”程度の評価にもなるし、点数が低くても“対策が必要とされる”と判断されることもある。この理由としては、『地質の状態が良くのり高も低い、過去の被災履歴もない』という比較的点数が低くなる条件であっても、『落石源がごく限られた範囲にあり、それが今にも落ちそうだ』というような状況を適切に評価できないためである。すなわち、道路防災点検の手引きは“危険の切迫性について適切に評価でない”ように思われる。

(2) 評価方法の提案

上記のような点検結果の特性からすれば、道路防災計画を立てるうえで、『どこから

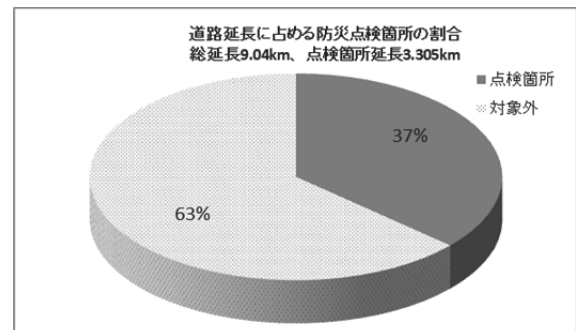


図-2 道路延長に占める道路防災点検箇所

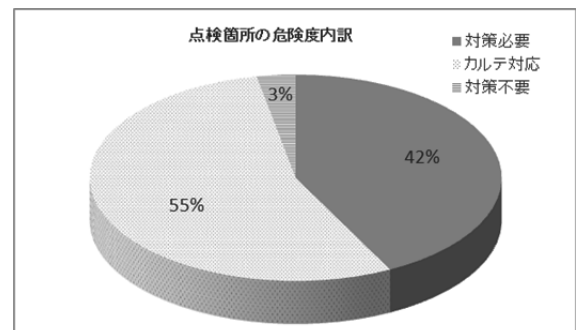


図-3 点検箇所の安定度評価内訳

(どの順番で)対策していけばいいのか』について、道路防災点検結果のみで判断することは難しいということになる。それでは、道路防災計画を立てるにはどうすればよいか。

本路線では以下の3つの特徴がある。

- 1)点検すべき箇所がすべて抽出されていない。
- 2)道路上側はのり高が高く、道路下側は断崖であるため、仮に被災した場合には片側規制では対応しきれない場合がある(排土や押さえ盛土・大型土のう等の応急処置がやりにくい)。
- 3)満足な迂回路がない(大型車が通れない)。また迂回路が存在しない区間がある。

これらの特徴から、当該路線の防災対策計画を考えるうえでは、①点検箇所抽出をやり直すこと、②道路防災点検の結果に加え、“被災した場合に想定される交通規制形態(長期間の全止め、片交、土砂撤去のみ)”、“迂回路の有無”、“危険の切迫性”等を考慮することにより、優先順位を再評価する必要があると判断した。②の手法としては、崩壊等の発生確率と損失額に着目したリスク分析を行うこととした。

本業務での検討フローを図-4に示す。

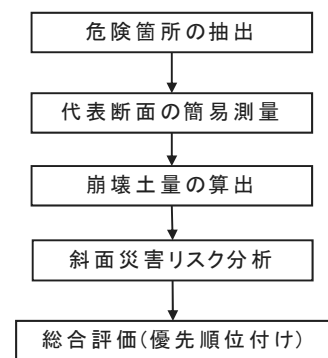


図-4 検討フロー

3. 点検箇所抽出と崩壊土量の算出

(1) 危険箇所の抽出

道路防災点検では、地形・地質・被災履歴等を踏まえて点検箇所の絞り込みを行うことが多い。これは作業を効率的に行う上で重要なことであるが、一方で技術者の判断違いにより危険箇所の見逃しにつながる恐れがある。今回は危険箇所の抽出は、路線にある斜面・のり面すべてを対象として抽出した。表-1に調査結果を示す。点検点数および評価は道路防災点検の手引きにしたがった。

表-1 踏査に基づく危険箇所の抽出結果(一部)

斜面	延長(m)	形態	規模	応急後規制	危険の切迫性	迂回路の有無	道路防災点検点数	評価
1	230	崩壊	大	片交	中	有	100	要対策
2	200	落石	中	片交	大	有	70	要対策
3	85	崩壊	中	片交	大	有	78	要対策
4	35	崩壊	大	全止	中	有	59	要対策
5	145	崩壊	中	片交	小	有	45	カルテ対応
6	80	落石	小	なし	小	有	71	カルテ対応
7	120	崩壊	中	片交	小	有	68	カルテ対応
8	180	崩壊	大	片交	大	有	100	要対策
9	20	崩壊	中	片交	大	無	50	カルテ対応
10	105	落石	中	片交	中	無	81	要対策

(2) 簡易横断測量および崩壊土量の算出

抽出した各危険箇所において代表断面を決定し、ハンディー光波測距儀による簡易横断測量および簡易貫入試験を行った。その結果と地形・地質状況をもとに、崩壊土量を算出した。

4. 道路斜面災害のリスク分析と優先順位付け

リスク分析は、『土木研究所 道路斜面災害のリスク分析・マネジメント支援マニュアル(案) H16.2(以下、マニュアル)』にしたがった。

(1) 道路斜面災害リスクの定義

本事例では、“社会的損失の年平均値”をリスク値と呼ぶこととした。各地点の道路斜面災害リスクは、マニュアルにしたがい以下のように定義した。なお、救急医療損失については、今回は考慮しないこととした。

$$R = (D_1 + D_2 + D_3 + D_4) \times P$$

R : 道路斜面災害リスク、 D_1 : 人身損失、 D_2 : 道路復旧費用、 D_3 : 迂回損失、 D_4 : 救急医療損失、 P : 斜面崩壊確率

(2) 損失額の算定

① 人身損失 D_1

人身損失は、崩壊してきた土砂(落石)が車両を直撃する、あるいは、道路に到達した土砂(落石)に車両が制動できずに衝突することによって、死亡、重傷、軽傷、物損を被る災害被災者の被害額として算出した。被災形態としては埋没被災・端部被災・衝突被災の3種類を考えた(図-5)。到達土量は崩壊土量から推定した(図-6)。

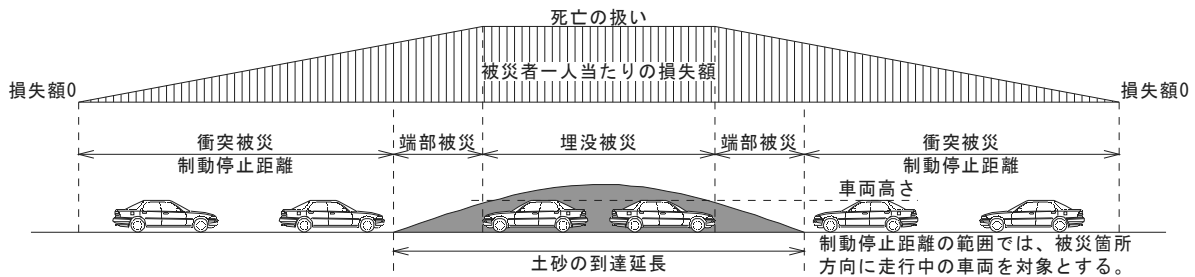


図-5 土砂災害における被災形態の平面的分布のイメージと土砂到達モデル(マニュアル P3-4 に追記)

② 道路復旧費用 D_2

道路復旧費用は、災害で使用不能となった道路を再び供用するまでの、復旧工事費と到達土砂の運搬処分費として算出した。算出式についてはマニュアルにもとづき、 D (復旧費用:円) = $9.6246 \times V + 1361.1$ (V : 到達土量)とした。到達土量は崩壊土量から推定した(図-6)。

③ 迂回損失 D_3

迂回損失は、斜面災害で路線区間が通行止めになることにより発生する道路利用者の迂回費用として算出した。具体的には応急での復旧日数を災害規模に応じて1~3日で仮定して算出するものである。迂回路としては迂回路①を想定し、平成17年度の道路交通センサスの交通量を参考とした。なお、本路線の一部は迂回路が存在しないため、その間で通行止めを伴う災害が発生した場合には、迂回損失=待機損失として算出した。また迂回路の複数同時断絶は考えないこととした。

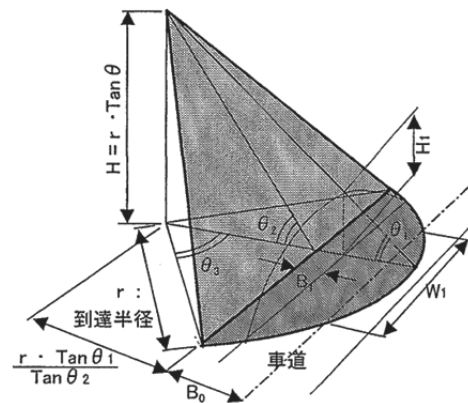


図-6 円錐型土砂到達モデル(マニュアル P3-12)

(3) 斜面崩壊確率の計算

斜面崩壊確率の計算では、これまで本路線で発生した災害記録を降雨量との関係で整理し、降雨量(誘因)の大きさに対する斜面の崩壊率を計算した。計算結果表を表-2

に示す。

表-2 崩壊確率計算結果

発生確率を求めるためには過去の降雨量や災害履歴等のデータが必要である。降雨量に関するデータは過去 20 年間の 1 時間雨量データ(アメダスより)とし、災害履歴に関するデータは過去 20 年間の履歴データとした。

降雨階級	全雨量数	災害発生数		崩壊確率(%/年)	
		中規模	大規模	中規模	大規模
30	2608	2	2	0.0767	0.0767
60	895	2	2	0.2235	0.2235
90	177	1	2	0.5650	1.1299
120	95	1	2	1.0526	2.1053
150	42	1	1	2.3810	2.3810
180	10	1	1	10.0000	10.0000
210	9	1	1	11.1111	11.1111
240	2	0	0	0.0000	0.0000

なお、落石の発生確率は降雨に無関係であると考え、過去の落石発生履歴より 0.431%/年とした。

(4) リスク算定と優先順位付け

道路斜面災害リスク R の算定結果を表-3 に示す。この結果からすれば、本路線のリスク値は迂回路の有無や崩壊規模の大小に大きく影響を受けることがわかった。また、リスク値(=事業化優先順位)と道路防災点検の点数との相関性は低いことがわかった。

表-3 リスク算定結果(一部)

斜面	崩壊規模等	迂回路	人身損失 D_1	道路復旧費 D_2	迂回損失 D_3	全損失 D	道路斜面災害リスク R	事業化優先順位	道路防災点検点数	防災点検の評価
1	大	有	2,008	3,215	4,352	9,575	12,939	2	100	要対策
2	落石	有	1,813	942	2,902	5,657	2,438	9	70	要対策
3	中	有	1,308	554	2,902	4,764	6,053	7	78	要対策
4	大	有	1,847	1,219	4,352	7,418	10,024	4	59	要対策
5	中	有	1,293	615	2,902	4,810	6,111	6	45	カルテ対応
6	落石	有	171	141	1,451	1,763	759	10	71	カルテ対応
7	中	有	1,210	480	2,902	4,592	5,843	8	68	カルテ対応
8	大	有	1,903	1,544	4,352	7,800	10,541	3	100	要対策
9	中	無	967	335	20,676	21,978	27,923	1	50	カルテ対応
10	落石	無	713	559	20,676	21,948	9,459	5	81	要対策

5. マネジメントの効果と課題

今回は危険箇所の再抽出とリスク分析を行い、以下の効果が得られた。

- ・路線沿いのすべての斜面・のり面を調査対象とすることにより、点検箇所漏れの懸念を無くすことができた。
- ・崩壊確率により危険の切迫性を評価したこと、および迂回路の有無を考慮したことにより、路線の特徴を踏まえたリスク値を求めることができた。そして、箇所ごとのリスク値をもとに妥当性のある優先順位を付けることができた。

今回の手法を適用する場合の課題を以下に示す。

- ・道路斜面災害のリスク分析・マネジメント支援マニュアル(案)は、崩壊規模(=崩壊土量)が結果に大きく影響する。そのため、土砂崩壊災害に比べて落石災害はリスク値が低くなりやすい。
- ・災害履歴データが少ない場合は崩壊確率の精度が悪くなり、それに伴ってリスク値の信頼性も低くなる。
- ・崩壊土量(規模)の推定を客観的に行うためには、さらなる工夫が必要である。

【論文 No. 9】 予防保全を目的としたモルタル吹付のり面台帳の提案

新協地水株式会社 原 勝重, ○ 石幡和也

1. 事例の概要

(1) 事例概要

東北地方の山沿いでは、モルタル吹付のり面の崩落が発生している。道路管理者は、主要道路沿いの吹付のり面で施工から時間が経過しているのり面や一部で変状が見られるのり面について調査(熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断)を行っている。

この調査を行って老朽化診断を実施したのり面の中には、直ちに補修・補強等の対策が必要なのり面やのり面に劣化は見られるものの当面は、対策不要なのり面などがある。道路管理者としては、補修・補強を前提とした対策工選定の立案を必要としているため、最低限必要な対策工の提案を行った。しかし、この成果とは別に、モルタル吹付のり面台帳を作成し、「恒久対策までに時間を必要とするのり面」、「変状が軽微～一部のり面」については、この台帳による劣化進行程度の監視および予防保全を行うことを提案した。

(2) のり面台帳による点検の提案

これまで実施してきたモルタル吹付のり面の調査業務は、55 箇所以上である。これらののり面のうち、直に対策工が必要なケースの他に、危機発生が生じる前の劣化段階まで、予防保全や継続監視を行うことが現実的・経済的であるケースが複数見られた。

吹付のり面の地山崩落や対策のための費用等の地質リスクを回避するために行う予防保全や継続監視を効率的に行うためには台帳等に劣化の進行程度を記録し、経年変化を把握することが必要である。ここでは「熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断」を「健全度把握・評価技術」の一つとして利用し、特に「予防保全」に役立てることを目的として、平成 25 年度に実施した 17 箇所に関して、吹付のり面台帳の作成・提案を行った事例について報告する。

2. 事例分析のシナリオ

(1) 熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断について

熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断は、(独)土木研究所発行の「熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断マニュアル¹⁾」に示されている手法であり、熱赤外線映像装置の対象物の表面の微小な温度差から物体の性質や物体内の状況を把握できる特性を道路周辺の吹付のり面の吹付の劣化または背後空洞状況等を判定する調査法である。

この熱赤外線映像法は、目視点検では、発見しにくい吹付のり面の剥離や背面空洞・土砂化を抽出できる非破壊検査法として有効である。当診断法では、周辺の地形地質、吹付けの状況、コア抜きでの背面状況の確認等の複数の調査により総合的に診断を行うことが重要である。

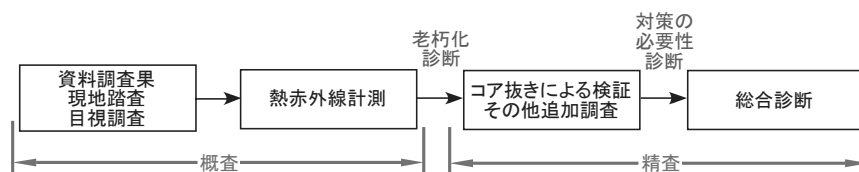


図 1 吹付のり面老朽化診断の手順

(2) 吹付のり面のリスクマネジメント

図2に危機管理と吹付のり面におけるリスクマネジメントの関係²⁾を示した。リスク対応を時間軸で見た場合に、事故発生前の事前対応の期間(事前対策)から、事故に見舞われた直後の対応を行う期間(緊急時対応)、そして事故発生前の状態に戻す復旧対応までの期間(復旧対策)とに分けられるが、これらの全ての期間がリスクマネジメントの対応期間である。

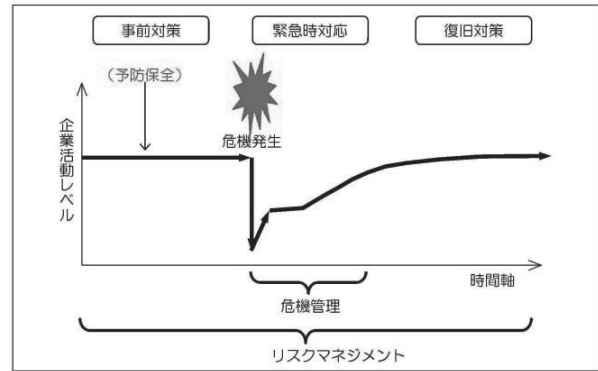


図2 危機管理とリスクマネジメントの関係²⁾

(3) モルタル吹付けのり面台帳による管理の対象となるのり面

提案したモルタル吹付けのり面台帳による管理の対象となるのり面は、以下の①～②に示すようなのり面であり、特に①のように早急な対策が必要なのり面でも、実際には、様々な手順を踏む期間を要するため、その手付かずの期間の監視が必要となる。

- ①恒久対策までに時間を要するのり面(費用準備や計画・設計・施工等の理由により)
- ②現段階での劣化程度が(変状が一部～軽微)ののり面では対策の緊急性が低いのり面

(4) 劣化段階とレベルの考え方

吹付のり面の監視のための劣化段階の考え方³⁾を表1に示す。この考え方は、劣化度が高く、健全度が低くなるとその構造物の「終局限界」に達することを意味している。また、「予防保全」は、一部に劣化や変状が見られ、このまま進行すると予想されることから、継続的な保守点検を行う必要があることを示すものである。また、それ以前の軽微な劣化や変状も継続監視の必要はあるものの構造物の供用を容認する「使用限界」である。

これらは、性能設計における要求性能としての終局(安全性)、損傷(修復性)、使用などの限界状態である。

表1 劣化段階の考え方³⁾

劣化段階	劣化段階の状態	対策方針	劣化度 De	健全度 Sf	レベル
V	劣化が著しく進行している。	補強	50	0	終局限界
IV	劣化や変状が広範囲に確認でき、劣化、変状がさらに進行すると予想される。	補修	30	20	損傷限界
III	劣化や変状が一部見られ、このまま進行すると予想される。	予防保全	25	25	使用限界
II	軽微な劣化や変状が見られる。	継続監視	20	30	
I	健全で機能的にも問題がない。	対策なし	15	35	
			0	50	

注意：劣化段階は、その状態であるという区間を意味し、劣化度、健全度は定量化のためポイント値を意味する。

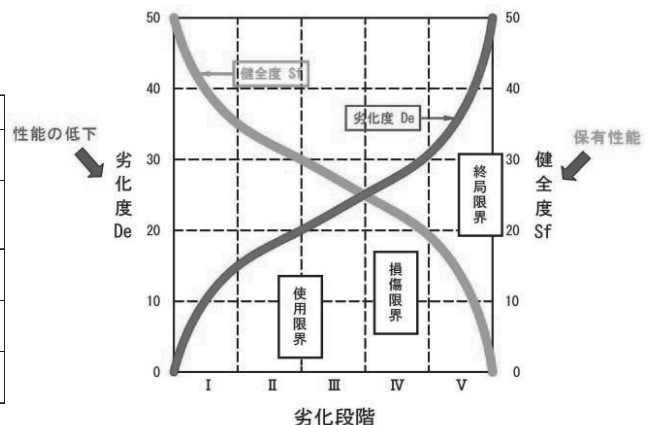


図3 劣化段階および健全度劣化図(表1を図化)

(5) 健全度ランクについて

今回提案する健全度ランクは、表 1 に示した健全度劣化モデルの考え方³⁾を参考として、「劣化段階」と「対策方針」を複合して「健全度ランク」とした。提案した健全度ランク表を表 2 に示す。また、この健全度ランクは、英数字が高いランクほど上がるに従って健全度が下がる(劣化程度が著しい)こととした(表 1 に対応)。

表 2 健全度ランク表

健全度ランク	内 容
V	撤去・補強 既設モルタルの除去を含めた全面的なり面改修が必要と判断されるのり面
IV	補修・補強 部分的なり面の補修・補強が必要と判断されるのり面
III	予防保全 劣化や変状が一部見られ、このまま進行すると予想されるのり面。 継続的な点検または簡易補修が必要
II	継続監視 軽微な劣化は認められるものの、通常パトロールによる監視で対応可能と判断されるのり面
I	健 全 現在、特に変状のきざしが無く、当面は安全と判断されるのり面

3. 提案した「モルタル吹付のり面台帳」とその活用

(1) モルタルのり面台帳の例

提案した「モルタル吹付のり面台帳」は、A～Nの帳票で様式 1～様式 14 に分けたものである。表 3 に作成した台帳の帳票一覧を示し、次頁に参考として「①恒久対策までに時間を要するのり面」の各帳票の例を示す。

この台帳は、実際に熱赤外線映像法による吹付のり面老朽化診断フロー（現地調査→現地変状調査→赤外線画像・可視画像撮影→赤外線解析→劣化診断→のり面評価）に「健全度評価」と「健全度ランクの推移」を加えたものである。

表 3 モルタル吹付のり面台帳の帳票一覧

A	様式 1 (のり面写真と地形および地質図)
B	様式 2 (道路台帳縮図)
C	様式 3 (のり面の緒元と補修・補強履歴および調査・点検履歴)
D	様式 4 (のり面現況図: 正面図, 横断図)
E	様式 5 (目視点検結果)
F	様式 6 (のり面全区間の分割写真)
G	様式 7 (のり面変状写真台帳)
H	様式 8 (熱赤外線映像法調査結果)
I	様式 9 (熱赤外線測定時の基礎データ)
J	様式 10 (劣化診断図)
K	様式 11 (劣化診断正面図・横断図)
L	様式 12 (のり面評価)
M	様式 13 (健全度評価)
N	様式 14 (健全度ランクの推移)

(2) 台帳を活用した点検・監視の頻度

当該台帳は、道路管理者の道路パトロール時や定期点検時に活用し、劣化の進行程度を記録する。点検頻度は、融雪期後(4～5月)および雨期後(10～11月)の年 2 回とする。また、5年に 1 回程度の頻度で熱赤外線調査を実施することとした。

モルタル吹付のり面台帳 A〔様式1(のり面写真と地形図および地質図)〕

フリガナ 名称	上部のり面	路線名	国道 号	管轄	コード管理 種別	のり面 のり面コード	のり面 のり面
所在地	区間番号	自 至	自 至	管轄	管轄	管轄	管轄
現在写真①: 起点側	現在写真②: 終点側	地形図、地質図					

モルタル吹付のり面台帳 F〔様式6(のり面全断面の断面写真台帳)〕

フリガナ 名称	上部のり面	路線名	国道 号	管轄	コード管理 種別	のり面 のり面コード	のり面 のり面
所在地	区間番号	自 至	自 至	管轄	管轄	管轄	管轄

モルタル吹付のり面台帳 B〔様式2(道路台帳用)〕

モルタル吹付のり面台帳 C〔様式3(のり面の積算・補強履歴および調査・点検履歴)〕

モルタル吹付のり面台帳 G〔様式7(のり面状況写真台帳)〕

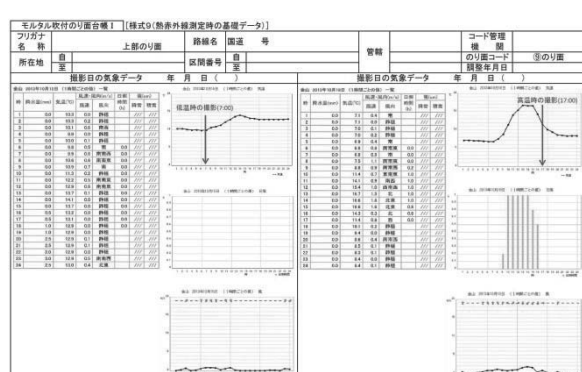
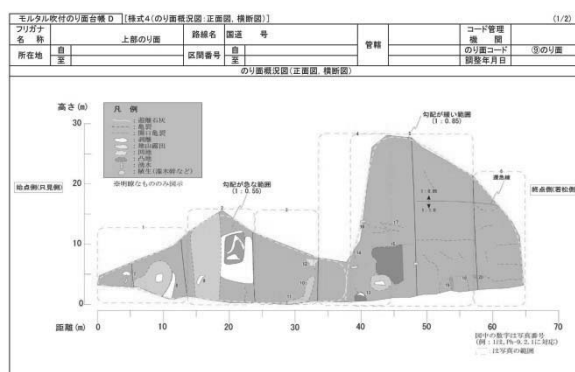
モルタル吹付のり面台帳 H〔様式8(熱赤外線検査結果)〕

モルタル吹付のり面台帳 C〔様式3(のり面の積算・補強履歴および調査・点検履歴)〕

フリガナ 名称	上部のり面	路線名	国道 号	管轄	コード管理 種別	のり面 のり面コード	のり面 のり面	積算・補強履歴		備考(原因)
								位置	内容	
工事	モルタル吹付のり面							2013.10.14	目視点検調査、熱赤外線検査結果調査	II 経年劣化、背面上砂化
吹付厚	9 cm									
向き	南南西～南									
平均勾配	1:0.55～0.85～1.1									
のり面高さ	H=13.3～22.3m									
のり面延長	L=86m									
のり面面積	850㎡									
ラス網の有無	有									
調査用写真等	経年および劣化による影響									

モルタル吹付のり面台帳 H〔様式8(熱赤外線検査結果)〕

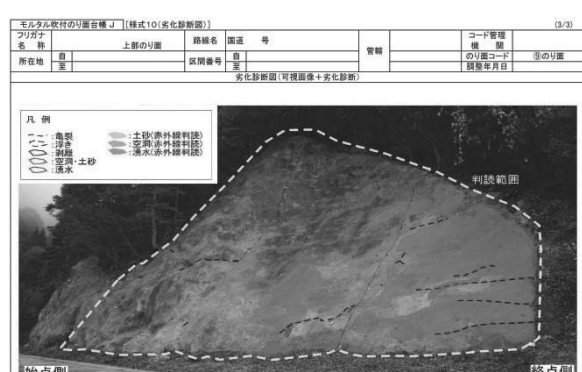
フリガナ 名称	上部のり面	路線名	国道 号	管轄	コード管理 種別	のり面 のり面コード	のり面 のり面
所在地	区間番号	自 至	自 至	管轄	管轄	管轄	管轄



モルタル吹付のり面台帳 E〔様式5(目視点検結果)〕

フリガナ 名称	上部のり面	路線名	国道 号	管轄	コード管理 種別	のり面 のり面コード	のり面 のり面
所在地	区間番号	自 至	自 至	管轄	管轄	管轄	管轄

高さ	目視点検結果	内容	対策
5m	b	目視モルタルの剥離	定期点検による維持性の把握
10m	b	モルタルの浮き・剥離	定期点検による維持性の把握
15m	b	モルタルの剥離	定期点検による維持性の把握
20m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握
25m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握
30m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握
35m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握
40m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握
45m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握
50m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握
55m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握
60m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握
65m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握
70m	b	モルタルの剥離・剥離により山崩出	定期点検による維持性の把握



6. データ様式の提案

D. 地質リスクを管理する提案をした事例

大項目		小項目		データ
対象工事 (※調査)		発注者		地方自治体
		調査名(調査名)		のり面調査
		調査方法		熱赤外線映像法等による調査
		調査目的概要		施工年数の経過したのり面の対策工選定のための調査
		①当初調査費		1500 千円
		当初工期		-
発現した リスク	リスク発現事象	リスク発現時期		のり面調査時 (対策工選定を目的とした調査)
		トラブルの内容		過剰な工事および工事費
		トラブルの原因		劣化程度の過大評価
		工事への影響		-
	追加工事の内容	追加調査の内容		-
		修正設計内容		-
		対策工事		-
		追加工事		-
最 小 限 に 回 避 し た リ ス ク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		のり面調査実施時
		予測されたトラブル		のり面保護工の更新
		回避した事象		同上
		工事への影響		-
	リスク管理の実際	判断した時期		のり面調査結果報告時
		判断した者		業務受注者
		判断の内容		対策工を施すには時間を要するため、台帳を活用した定期点検による監視
		判断に必要な情報		熱赤外線映像法等による老朽化診断結果および台帳
	リスク対応の実際	内容	追加調査	・台帳を活用した定期点検(雨季後、融雪期後の1年に2回の頻度) ・5年に1回の熱赤外線調査等
			修正設計	
			対策工	-
		費用	追加調査(5年間)	1650 千円 ・点検 1 回 15000 円×年 2 回×5 年 ・熱赤外線 1 回 1500 千円×1 回
			修正設計	-
			対策工	-
③合計			1650 千円	
回避しなかった場合	工事変更の内容		吹付法砕工, 鉄筋挿入工	
	④変更後工事費		20000 千円(概算)	
	変更後工期		-	
	間接的な影響項目			
	受益者		施工会社	
リスクマネジメントの効果		費用④-(①+②+③)		18350 千円
		工期		-
		その他		-

※C型データ様式に加筆・修正

[論文 No. 10] 架空送電鉄塔の基礎設計の合理化に関する検討事例

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○久保田耕司
 基礎地盤コンサルタンツ株式会社 桑野 一彦
 関西電力株式会社電力システム技術センター 長尾 修二

1. 事例の概要

架空送電線鉄塔の基礎設計時の地盤定数は、標準貫入試験の N 値から推定した地盤諸元 (c、φ) が標準的に用いられている。この地盤諸元を適用した設計は、一般の設計と同様に土質型に応じて c 材あるいは φ 材の何れかで設計する方法が適用されている。

しかし、多くの土質は c と φ の両成分を有することが一般的であり、この両成分を精度良く求めることができれば最適な設計に繋がることは明らかであるが、設計者としては従来の慣例的な設計から脱却し難い一面がある。

本報告では、原位置せん断摩擦試験 (SB-IFT と称す) と標準貫入試験を約 2 m 離れた位置で実施し、各々の方法で求めた強度定数が鉄塔基礎設計に及ぼす影響について試算を行い、原位置試験から求めた強度定数の有効性について一例を示したものである。

2. 事例分析のシナリオ

(1) 架空送電線鉄塔基礎の現行地盤諸元

架空送電線鉄塔基礎の現行地盤諸元は、表 1 に示されるように土質型に応じて N 値から単位体積重量、土の内部摩擦角、土の粘着力を求める方法である。

N 値と c の関係は、Terzaghi & Peck の提案にもとづいたものを、N 値と φ の関係は大崎が提案したものを採用している。砂質土を対象とした N 値と φ の関係の特徴は、① φ の上限を設定している (45° 以下)、② 有効上載圧に応じた N 値の補正は行わない、③ 不飽和土は見かけの粘着力として $c=7.5\text{kN/m}^2$ を見込んでいる。また、粘性土を対象とした N 値と c の関係の特徴は、① 内部摩擦角はゼロとみなす、② N 値の小さい領域では過小な値を推定していることである。

表 1 現行の地盤諸元一覧表

	砂質土				粘性土						風化岩～硬岩
	ごくゆるい	ゆるい	締まった	密な	ごく密な	非常に柔らかい	柔らかい	中位の	堅い	非常に硬い	非常に硬い
標準貫入試験による N 値	0～4	4～10	10～30	30～50	50以上	2以下	2～4	4～8	8～15	15～30	60以上
土の単位体積重量※ γ (kN/m ³)	15以下	16	17	18	19以上	15以下	15.5	16	16.5	17以上	18以上
土の内部摩擦角 φ (°)	$\phi = \sqrt{(20N)+15} \leq 45^\circ$					0	0	0	0	0	45°
土の粘着力※ c (kN/m ²)	7.5					10以下	10～25	25～50	50～100	100～200	150

※砂質土の単位体積重量(γ)・粘着力(c)は、地下水位が高く飽和している場合は $\gamma=1.0\text{kN/m}^3$ $c=0\text{kN/m}^2$ を標準とする。
 (引用：関電標準)

(2) 各種関係式との比較

各種基準類や文献で提案されているN値からの推定式と架空送電線鉄塔基礎で用いられている地盤諸元推定式の比較を、図1～図3に示す。

N値とφの関係は、図1に示すように各種関係式のおおむね中央値に位置するが、図2に示す高品質試料による三軸試験結果とN値の関係においては、現行地盤諸元(φd=√20N+15)は下限よりに位置しているといえる。図3に示すquとN値の関係においても、現行地盤諸元(Tezaghi&Peck)は下限よりのquを推定していることがわかる。

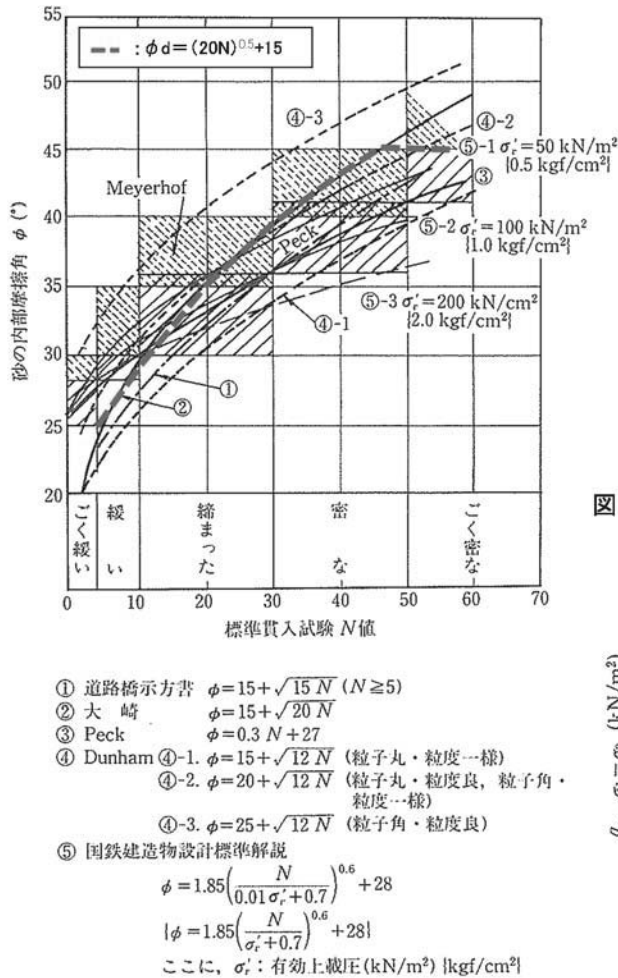


図1 N値と砂の内部摩擦角の関係

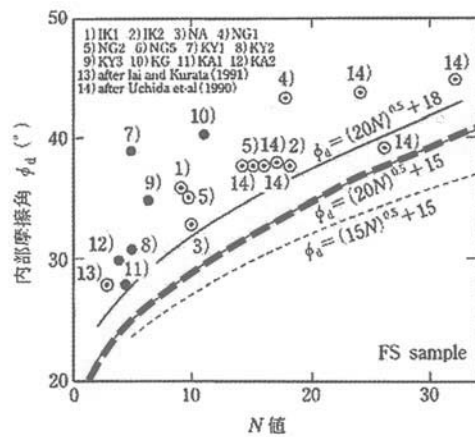


図2 高品質試料による三軸試験結果と大崎の式の関係

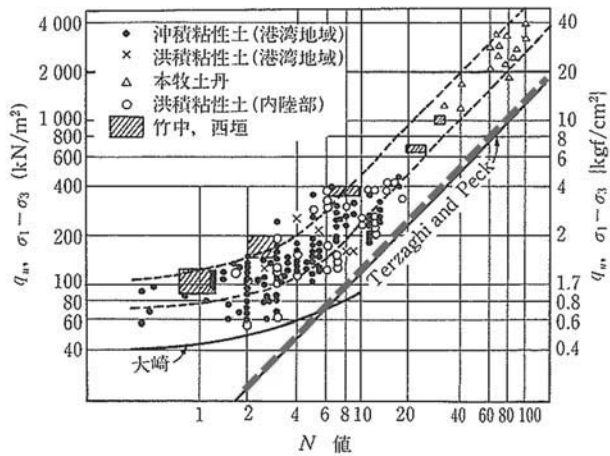


図3 quとN値との関係

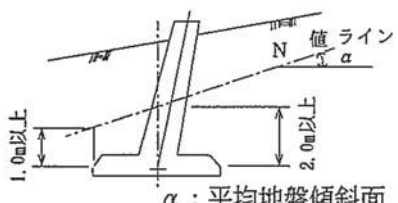
(3) 鉄塔基礎の設計

鉄塔基礎の構造は、逆T字型と深礎型基礎が一般的である。逆T字型基礎の種類は拡底型と直掘型の2種類で、表2が適用標準とされている。設計は、逆T字型が引揚げ力の検討、圧縮力の検討、床板部のせん断チェックを、深礎型は引揚げ力の検討、圧縮力の検討、水平力の検討を行う。鉄塔基礎では圧縮力よりも引揚げ力で基礎の設計が左右される傾向にあり、土質条件では粘着力が大きな影響を与えるという特徴がある。関西地域で丘陵地～

山岳地に鉄塔基礎を設置する場合、支持層は洪積の堆積層や基盤岩の強風化層が主体となることが多く、また、地下水位が深く不飽和地盤に基礎を設けることが多い。このよう地盤では、現行地盤諸元で設定されている $c=7.5\text{kN/m}^2$ より大きな粘着力が期待できることが想定される。

本検討では、N値から地盤諸元を求める通常の方法に対して、標準貫入試験に比べると調査費用は割高であるが、 c 、 ϕ の両者が求められるSB-IFTを大阪層群（第三紀鮮新世の終わりから第四紀更新世の未固結の堆積物）の粘性層（中間土）と砂質土層で実施し、経済設計への有効性について考察した。

表2 逆T字型基礎適用標準

基礎型	直掘型 (乙種基礎)		拡底基礎				直掘型 (付着型基礎)
	Of	O	NE30	NE35	NE	NEH	NCh
地形(地質年代)	平地(第四紀沖積層)		山地、丘陵地(第三紀以前)				
		台地(第四紀洪積層)					
N 値	20以上	20~29	15~19	20~29	30以上	軟岩	硬岩
地下水の有無	あり	なし					
地盤の特徴等	<ul style="list-style-type: none"> ・拡底掘削が不可能な地盤 ・浮力を考慮する必要がある地下水位の高い地盤 ・水田等 	<ul style="list-style-type: none"> ・拡底掘削が不可能な地盤 ・湧水のない地盤 ・比較的地盤抵抗力が高い地盤 ・畑地等 	<ul style="list-style-type: none"> ・拡底掘削が可能な地盤で所定のN値を下図のとおり床板付近で確保できる地盤  <ul style="list-style-type: none"> ・NEH型基礎は、堆積層(沖積層・洪積層)ではN値60以上や、転石の多い地盤であっても適用しない。 				<ul style="list-style-type: none"> ・比較的深い所に硬岩層があり拡底掘削が不可能な地盤 ・ロックアンカー基礎より経済的であるとき

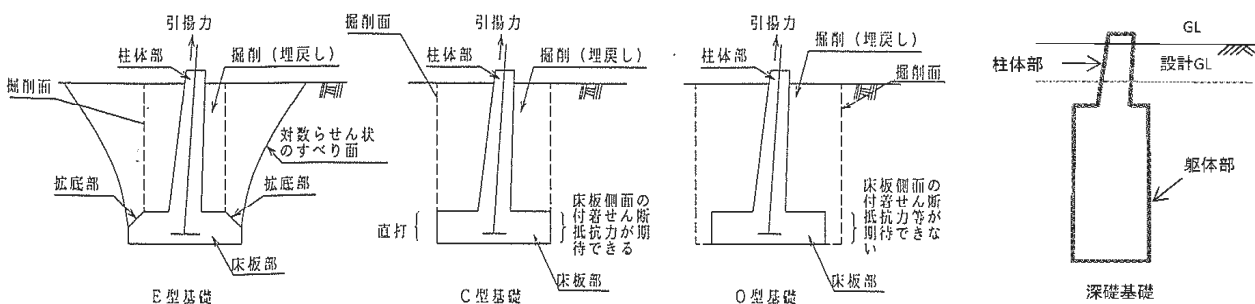


図4 各種基礎形状

3. データ収集分析

(1) 調査地の地層概要

検討地点の地層構成を図5に示す。GL-2mから粘性土と砂質土の互層状となる大阪層群が分布する。GL-7.25m付近で粘性土主体のOc2~Os2層と、砂質土主体のOc1~Os1層に大別される。原位置試験(SB-IFT)は4.7m~5.8mの砂質シルトと、13.3m~14.7mの砂層で実施した。

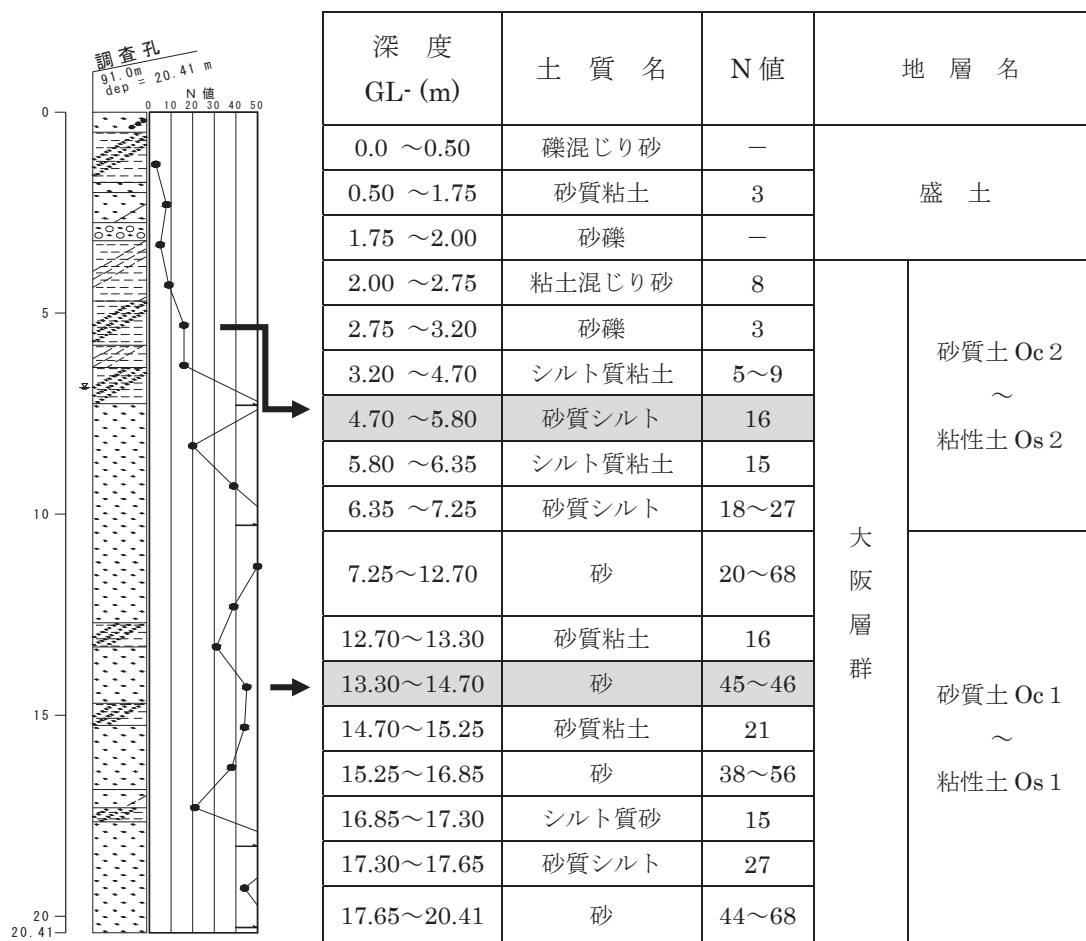


図5 調査地点の地層構成

(2) 原位置せん断摩擦試験方法

原位置せん断摩擦試験(SB-IFT)は、ボーリング孔内において直接的に強度定数や変形係数を精度よく求めることができる原位置試験方法であり、従来の孔内水平載荷試験と孔壁面での一面せん断試験を組み合わせた形態の試験方法である。

試験は、図6に示すように、ボーリング孔内の壁面に一定の垂直応力 σ を載荷した後、地上のジャッキにより壁面に平行な引き抜き力Tを加え、図7のようにそのときのせん断力 τ と変位量 σ の関係を求め、最大せん断応力 τ_{max} を把握する。そして、 σ を数段階変

えて同様の試験を行い、それぞれの垂直応力 σ_i と最大せん断応力 τ_{imax} の関係図を求め、せん断強度定数 c および ϕ を求める。

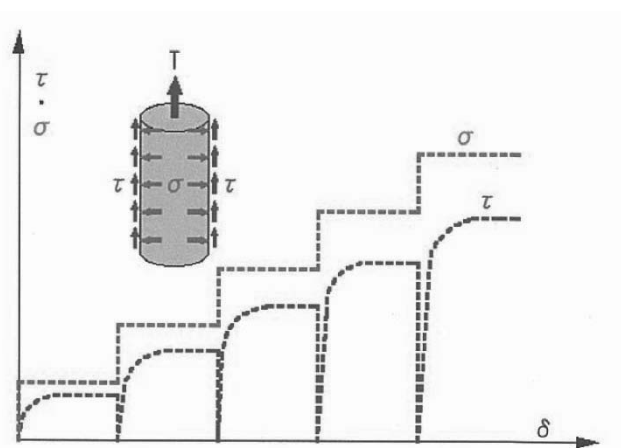


図6 試験の概要

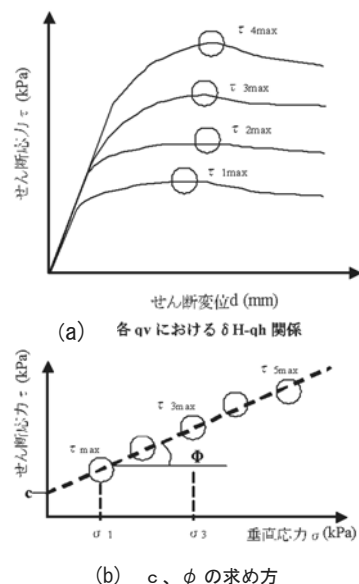


図7 試験結果の整理

(3) 現行地盤諸元と原位置せん断摩擦試験結果

N 値から推定した現行地盤諸元と SB-IFT による地盤定数を表 3 に示す。

表 3 現行および SB-IFT の結果の比較

	試験深度 (GL-m)	土質名	細粒分 含有率 Fc(%)	N 値	現行の地盤諸元 (N 値)		SB-IFT による 地盤定数		備考
					ϕ (°)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	
①	5.0~5.5	砂質 シルト	64.7	16	0	100.0	31.4	31.2	粘性土評価
					32.9	7.5			砂質土評価
②	14.0~14.5	細砂	22.1	45	45.0	7.5	34.8	36.0	砂質土評価

GL-5.0~-5.5m の砂質シルトは、粒度組成からは粘性土に分類されるが中間土であるため、現行地盤諸元は粘性土で評価した場合と砂質土で評価した場合の両方を示した。粘性土と評価した場合は、 $\phi=0^\circ$ 、 $c=100$ (kN/m²)となる。砂質土と評価した場合は、 $\phi=32.9^\circ$ 、 $c=7.5$ (kN/m²)となる。

GL-14.0~-14.5m の細砂は、現行地盤諸元では $\phi=45^\circ$ 、 $c=7.5$ (kN/m²)、一方試験値は $\phi=34.8^\circ$ 、 $c=36.0$ (kN/m²)となる。

SB-IFT は GL-5.0~5.5m のような中間土に対しても、設計者の判断に影響されず一義的に地盤定数が求められることが特徴である。

(4) 基礎の試算結果

表 4 に、現行地盤諸元の値を用いて標準の基礎型に適用した場合の試算と、原位置試験の

値を用いた場合の試算結果を示した。ここで、原位置の値を用いた検討では、標準サイズよりもサイズダウン（柱体のみ短縮）した場合の試算とした。

また、砂質シルト（中間土）は、砂質土と粘性土に評価した場合での試算を行った。

表 4 試算結果一覧表

土質名	基礎型		設計土質定数		安全率 ≥ 2.0		標準型基礎との差		コメント
					圧縮	引張	掘削土量	コンクリート量	
砂質シルト (N=16)	深礎型	NS-1500	標準型基礎 (躯体7.3m)	現行地盤緒元 (砂質土評価) $\phi=30^\circ$ $c=7.5\text{kN/m}^2$	4.42	2.00	—	—	現行地盤緒元で試算した標準型の基礎に比べ、SB-IFTで試算した基礎型の方が、安全率が上回る結果となり、さらなるサイズダウンの可能性がみられる。
			標準型基礎の躯体を 1m短縮	SB-IFT $\phi=30^\circ$ $c=30\text{kN/m}^2$	5.82	2.32	$\Delta 5.7\text{m}^3$	$\Delta 4.9\text{m}^3$	
		躯体23mの巨大深礎		現行地盤緒元 (粘性土評価) $\phi=0^\circ$ $c=100\text{kN/m}^2$	6.79	39.30	$+864\text{m}^3$	$+727\text{m}^3$	
	逆T型	NE30-1500	標準型基礎 (柱体5.0m、底板4.2m)	現行地盤緒元 (砂質土評価) $\phi=30^\circ$ $c=7.5\text{kN/m}^2$	4.00	2.17	—	—	現行地盤緒元で試算した標準型の基礎に比べ、SB-IFTで試算した基礎型の方が、安全率が上回る結果となり、さらなるサイズダウンの可能性がみられる。
			標準型基礎の柱体を 1m短縮	SB-IFT $\phi=30^\circ$ $c=30\text{kN/m}^2$	5.19	2.36	$\Delta 10.1\text{m}^3$	$\Delta 0.56\text{m}^3$	
		柱体2.0m、底板5.3mの変形基礎		現行地盤緒元 (粘性土評価) $\phi=0^\circ$ $c=100\text{kN/m}^2$	2.44	2.00	$+0.07\text{m}^3$	$+4.42\text{m}^3$	
細砂 (N=45)	逆T型	NE-1500	標準型基礎 (柱体4.5m、底板3.6m)	現行地盤緒元 (砂質土評価) $\phi=40^\circ$ $c=7.5\text{kN/m}^2$	10.75	2.14	—	—	現行地盤緒元で試算では圧縮力で十分な安全率が得られている。SB-IFTで試算した基礎型においてもさらなるサイズダウンの可能性がみられる。
			標準型基礎の柱体を 0.5m短縮	SB-IFT $\phi=30^\circ$ $c=30\text{kN/m}^2$	4.03	2.09	$\Delta 0.27\text{m}^3$	$\Delta 3.54\text{m}^3$	

4. マネジメントの効果

表4の検討結果より、安全率は鉄塔基礎では両基礎型とも、圧縮力より引揚力に余裕が少ない結果となる。砂質土を対象としたSB-IFTによる粘着力は、現行地盤緒元よりも大きな値が得られることから、設計上引揚力を大きく見積もることができ、基礎形状（柱体の短縮）のサイズダウン化の可能性が考えられた。

砂質シルトは土質分類では粘性土に分類される土質である。逆T型基礎の適用を念頭とした設計では、このような硬い粘性土は経験的に砂質土として扱われているが、実務面での大きな問題は生じていないようである。土質分類どおり粘性土として設計した場合、基礎形状は非現実的な形状となることが確認された。

砂質シルトのような中間土的な土質に対しては、実務面の土質型の評価と工学的な土質分類が一致しない事例であり、リスクが潜在する。信頼できる原位置試験を行えば、一義的に地盤定数を求めることができることから、経験的な判断を補完し、地質リスクの回避につながる可能性を秘めている。大型構造物の基礎や中間土の地盤に対して適切な設計を行う場合、有効な調査方法の1つとしてあげられる。

[論文 No. 11]維持管理におけるアンカーのり面補修対策における地質リスク事例について

○ (株)相愛 常川 善弘
(株)相愛 市橋 義治
(株)相愛 弘田 朋志
(株)相愛 東 豊一
三重大学大学院 酒井 俊典

1. はじめに

グラウンドアンカー工において、1988年以前に施工された現基準の防食構造Ⅱを満たしていない旧タイプアンカーについて、錆の進行による破断等の損傷事例が確認されており、旧タイプアンカー工が施工されたのり面（以下、旧タイプアンカーのり面）において、抑止機能の低下が懸念される。

近年、防災減災の観点からも維持管理の取り組みが重要度を増しており、国・地方自治体においてストック点検をはじめとする外観目視点検の実施や、高速道路では旧タイプアンカーの更新・補修の実施について今年1月にプレス発表している。^{※1}

アンカー工の維持管理において、抑止機能の状況や地中部の材料の劣化状況の評価は目視点検では対応できず、アンカーのり面の延命化に向けた対策の検討について、2012年5月に改定された地盤工学会基準「グラウンドアンカーの設計施工基準、同解説」^{※2}にて、リフトオフ試験等のアンカー機能の確認を含めた健全性調査を実施し、対策を検討する実施フローが示されている。

本稿は、アンカー工の更新・補修対策の検討において、アンカーのり面の健全性調査結果を踏まえ、地質リスクマネジメントを考慮した補修提案を行った事例を報告する。



写真-1 アンカー周辺のクラック変状

2. 事例の概要

当調査地は、道路斜面の安定対策としてアンカー工が合計14本施工されている区間について、道路拡幅工事により、軽量盛土工にて道路拡幅部のアンカー10本が埋設され、現在、道路擁壁末端部の4本が露出している（図-1）。

この道路擁壁末端部のアンカー周辺の吹付けコンクリートにおいて幅5cm前後のクラックが発生し、雨水の流入等による変状の拡大が無いようモルタル詰めによるクラック補修を行ったが、その後もクラックの拡大が見られた（写真-1）。このため、アンカー工の抑止機能の不足もしくは低下による当初想定の変動が懸念され、このため、アンカーの健全性調査および道路のり面の動態観測を実施

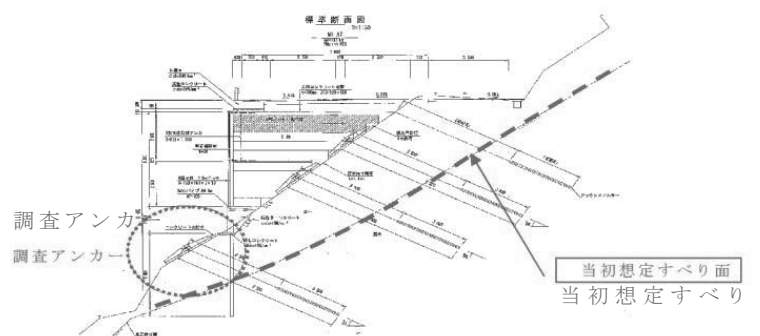


図-1 調査地断面図

し対策の検討を行った。

3. 事例分析のシナリオ

懸念される当初想定すべりの変動の有無の確認について、対策工のアンカー工の緊張力の増減を確認することで、想定すべり面の変動の有無とアンカー工の抑止効果を確認することが出来る。

課題となったのは、吹付け工背面地盤が劣化・浸食により地耐力が低下し変状した場合の対策である。

特にアンカーの角度調整用の現場打ちコンクリート台座が巨大でトップヘビーなアンカー構成になっており、表土層が劣化・流出→アンカーの緊張力の低下→重い受圧板・台座のズレ落ち→吹付工が受圧板に引っ張られクラックの発生・拡大の原因も考えられる。



写真-2 受圧板と現場打ち角度調整台座

背面地質の劣化が原因の場合、背面地質の経年劣化特性を把握していないため、補修後の再発リスクの評価が難しく、費用対効果を含めた効果的な補修提案ができない。

地質リスクマネジメントの観点から、維持管理における運用段階の評価として、アンカーのセンサー的機能を活用し、抑止機能の回復、受圧板のズレの防止効果を期待した再緊張を行い、再緊張後のモニタリングとしてクラック幅観測とリフトオフ試験による残存引張り力測定を提案する。クラック変状と荷重保持状況を評価することで、当調査アンカーのり面の背面地質特性の把握することが出来ると考える。

3. データ収集分析

リフトオフ試験の結果、アンカーの残存引張り力は設計アンカー力の20%近くまで低下していることを確認した。アンカー近辺の吹付け工の背面の空洞化や水抜きに土砂詰りが見られることから表土層の劣化・流出等による影響が考えらる。

モニタリングの結果、アンカー荷重は、再緊張後1年目で設計アンカー力に対して約30%低下し、その後、荷重低下率は、10%/年～5%/年と徐々に減少し、4年目で設計アンカー力の40%程度で荷重が安定し始めている。

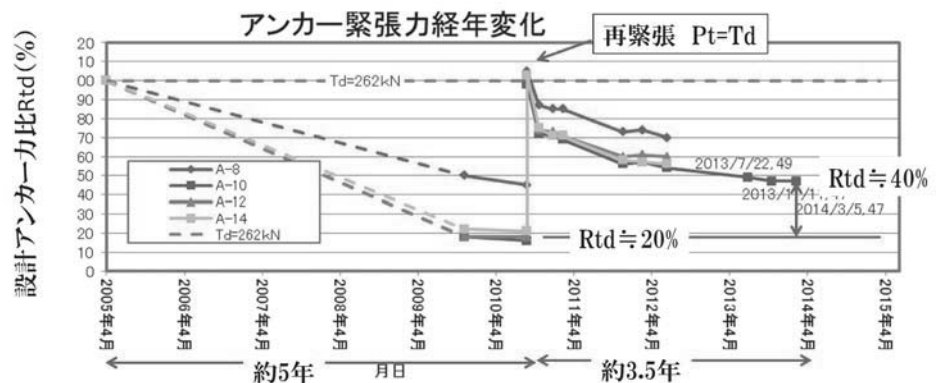


図 2-アンカー緊張力の経年変化

一方、吹付けコンクリートのクラック変位は、毎年6月～10月までの多雨期に5～8mm程度拡大し冬季の渇水期に安定する傾向が見られるが、4年経過した現在もクラック断続的な拡大が進行している。

再緊張当初、再緊張後の1年間で約30%の緊張力低下が見られ、クラック変状も継続していることから、①大幅な

抑止力の回復が期待できないこと、②荷重低下により、トップヘビーな受圧板と角度調整台座のズレ落ちが原因として吹付け工のクラック拡大が継続する可能性が高まったこと、を受け発注者からも抜本的な要因の解決案として、トップヘビーな現場打ちコンクリート角度調整台座の取り壊し、軽量の構成受圧板と小型の角度調整台座への補修対策案も検討した。

しかし、観測期間中、道路変状はなく、①当初想定すべりによる変状の可能性が小さくなったこと、②背面地質の経年劣化特性の把握には複数年で傾向を見ることが重要であること、から1年間の短期モニタリングでの補修方針の決定は避け、モニタリングを継続した。

その結果、モニタリング2年目でアンカー緊張力の低下量が減少傾向にあるのに対し、クラック幅は収束傾向が見られないことから、トップヘビーなアンカー受圧板および角度調整台座が変状原因とする抜本的な補修計画案は保留とした。

その後、モニタリングを継続した結果、観測から4年間で、道路上で設置した定点観測点の変位はなく、道路に影響する当初想定すべりの変動はないことを確認した。

また、アンカーの緊張力が安定し始めた4年目において、吹付け工のクラックの変位は継続しており、吹付け工のクラック変状の進行は、アンカーの抑止機能の低下とは別の要因によるものと判断できるため、アンカー受圧板の補修検討は中止とした。

尚、吹付け工の維持管理対策は、その他の路線の吹付け工の維持補修対策検討箇所との優先順位や補修方針の関係を含め、維持管理における目視点検を継続しながら、別途検討することとした。

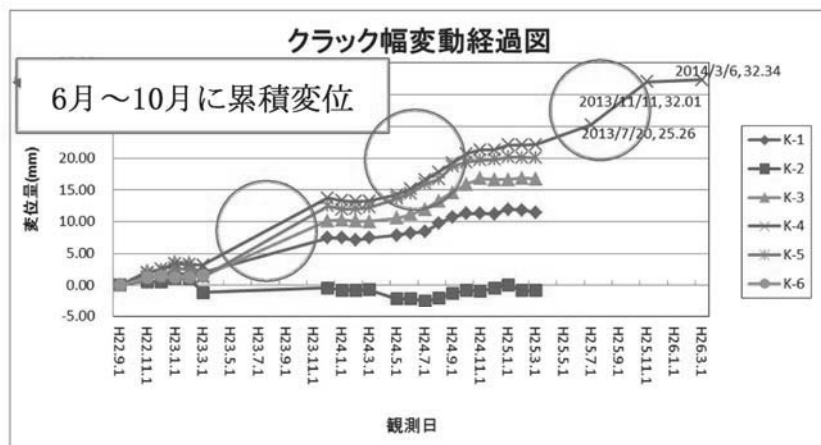


図 3-クラック幅の経年変化

4. マネジメントの効果

マネジメントの効果の評価について、背面地質の劣化特性の把握のため複数年度のモニタリングの実施により、短期的なモニタリングでは評価できない背面地質の劣化特性を確認できたことにより、維持管理における地質リスクマネジメントとして、当初検討していたアンカー工の補修工の対策効果が低いと判断し、実施を回避することが出来た。

本報告は、発現した地質リスクに対する付帯構造物の維持管理方針の決定として、「地質自体のリスクの発現、回避」ではなく、地質リスクを「管理した事例」として、D型（その他の事例）でマネジメント効果の評価を行い、以下のデータ様式の提案を行った。

運用期における維持管理調査のマネジメント効果案を表1に示す。評価の結果、地質リスクを管理した場合が2,700千円（トータルのモニタリングに要した維持管理点検費）に対し、地質リスクを管理しなかった場合の補修対策費5,500千円（当初補修対象のアンカー工のみ）で、約2,800千円のマネジメント効果と評価した。

表 1. マネジメント効果（概算費）

項目	費用	工期
①地質リスクを管理した場合	2,700千円	25日/4年（6回/年）
②地質リスクを管理しなかった場合（補修工）	5,500千円	90日
③管理対象の工事費（供用まで）	-	-
リスクマネジメントの効果 ①-②	2,800千円	-
リスクマネジメント管理費率 ①/③×100	- %	-

※点検費用は自社見積価格（現在、自主点検）

5. データ様式の提案

D型：地質リスクを管理した事例のデータ様式案を表2に示す。

地質リスクを管理した事例について、データ様式は地質リスクを回避した事例A型のデータ様式をそのまま応用することができた。

地質的要因による損傷は発生しているが、補修対策の過程で当初検討案にあった補修対策を地質調査を実施することで回避できた途中経過の評価においてA型の帳票が活用できたと考える。

表 2. D型：地質リスクを管理した事例

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		-
	工事名		-
	工種		アンカー工・吹付け工
	工事概要		アンカー工の補修工：4本 (受圧板・現場打ち角度調整台座の交換)
	①当初工事費		5,500千円
	当初工期		3ヶ月
リスク回避 事象	予測されたリスク発現時期		補修工完了後
	予測されたトラブル		補修工周辺の再変状
	回避した事象		補修対策の追加検討及び実施
	工事への影響		なし
リスク管理 の実際	判断した時期		変状確認から4年
	判断した者		地質調査技士
	判断の内容		補修方針の見直し
	判断に必要な情報		背面地質の経年劣化特性
リスク対応 の実際	内容	追加調査	再緊張工：4本 モニタリング：1式 ・リフトオフ試験：4箇所×2回/年×4年 ・クラック幅観測：5箇所×6回/年×4年
		修正設計	なし
		対策工	なし ※吹付工は別途，補修対策検討
	費用	追加調査	2,700千円
		修正設計	なし
		対策工	なし ※吹付工は別途，補修対策検討
		②合計	2,700千円
変更工事の内容	工事変更の内容		なし
	③変更工事費		なし
	変更工期		なし
	間接的な影響項目		なし
	受益者		管理者
リスクマネジメ ントの効果	費用 (①-③-②)		2,800千円 (5,500-0-2,700)
	工期		4年間 (1日+6日/年×4回=25日)
	その他		-

尚,吹付工の応急的なクラック補修費(補修材による目地詰)は別途。

6. おわりに

アンカーのり面の維持管理において、地質の経年変化に関する事例は様々で、潜在的な地質リスクにも効果的に対応できる地質調査やモニタリング技術の活用・提案を行っていききたいと考える。

特に、実務における地質リスクを回避する地質調査の技術提案において、地質リスクの回避にするための短期的な業務も多く、段階ごとに地質リスク評価が実施でき活用できるデータ様式等の提案・検討も取り組んでいきたいと考える。

今後も、定期点検の頻度、点検・調査技術、管理対象の供用期間の評価等を含め様々な維持管理事例およびデータを収集し、より効果的で効率的な維持管理が実施できるよう、運用段階での地質リスクマネジメント評価について取り組んでいきたいと考える。

<参考文献>

- 1) (社)地盤工学会；「グラウンドアンカー設計・施工基準同解説 JGS-4101-2000」, 2000.5
- 2) (社)日本道路協会；道路土工「切土工・斜面安定工指針」, 2009.6

[論文 No. 12] 地質リスク評価のための物理探査

応用地質株式会社 ○高橋 貴子
 応用地質株式会社 陣内 龍太郎

1. はじめに

地質リスクを評価する方法は、現地踏査やボーリング調査が一般的であり、確実である。しかし、工期や費用面、現場条件によっては、物理探査も地質リスクの評価に有効な方法となる。ここでは、比較的よく用いられる、物理探査による地質リスクの評価手法を紹介する。

2. 事例1：河川堤防における漏水懸念箇所の絞り込み

2. 1. 事例の概要

河川堤防では堤体漏水が堤防の安定性を損ねる原因となる。そのため、地質リスクの素因となる堤体地盤の緩み等を効率的に調査し、評価する必要がある。しかし、河川堤防は延長が長く、ボーリング等により漏水の可能性が高い箇所を把握するには、膨大な時間と費用を要することとなる。

本事例は、代表箇所でのボーリング結果を用いてキャリブレーションした表面波探査と電気探査の結果をクロスプロットすることで、短期間に漏水の可能性の高い箇所を抽出するものである（写真1 実施状況の写真）。



写真1 表面波探査

写真2 電気探査(ホームマップ)

2. 2. 事例分析のシナリオ

表面波探査によって得られるS波速度値は、N値と良い相関があるため、地盤の締固め度を判断する目安となる。一方、電気探査によって得られる地盤の比抵抗値は、粒径が小さい(粘性土)と低く、粒径が大きい(砂、礫)と高くなる特徴があるため、地中の土質区分を判断する目安となる。

ただし、得られた値と土質性状の関係は絶対値で評価できないため、代表数箇所におけるサウンディング試験やサンプリングの結果とS波速度値、比抵抗値の関係を整理した上で、粒径が大きく、ゆるんでいる箇所＝高比抵抗で低速度の領域を漏水懸念箇所として抽出する。

2. 3. データ収集分析

図2上に表面波探査結果、図2中に電気探査結果を示す。それぞれ、高速度・高比抵抗域を暖色系で、低速度・低比抵抗域を寒色系で示している。

		S波速度 0.0km/s	
		遅い	速い
比抵抗 Ω・m	高い	ゆるい砂質土	締まった砂質土
	低い	ゆるい粘性土	締まった粘性土

表1 Vs-ρ のクロスプロットイメージ

ここで、サウンディング、サンプリング、S波速度、比抵抗の関係を整理して、表1のイメージで、それぞれのしきい値を設定する。

これに従って両探査結果をクロスプロットしたものが図2下となる。赤で着色された箇所が漏水可能性の高い箇所と判断する。

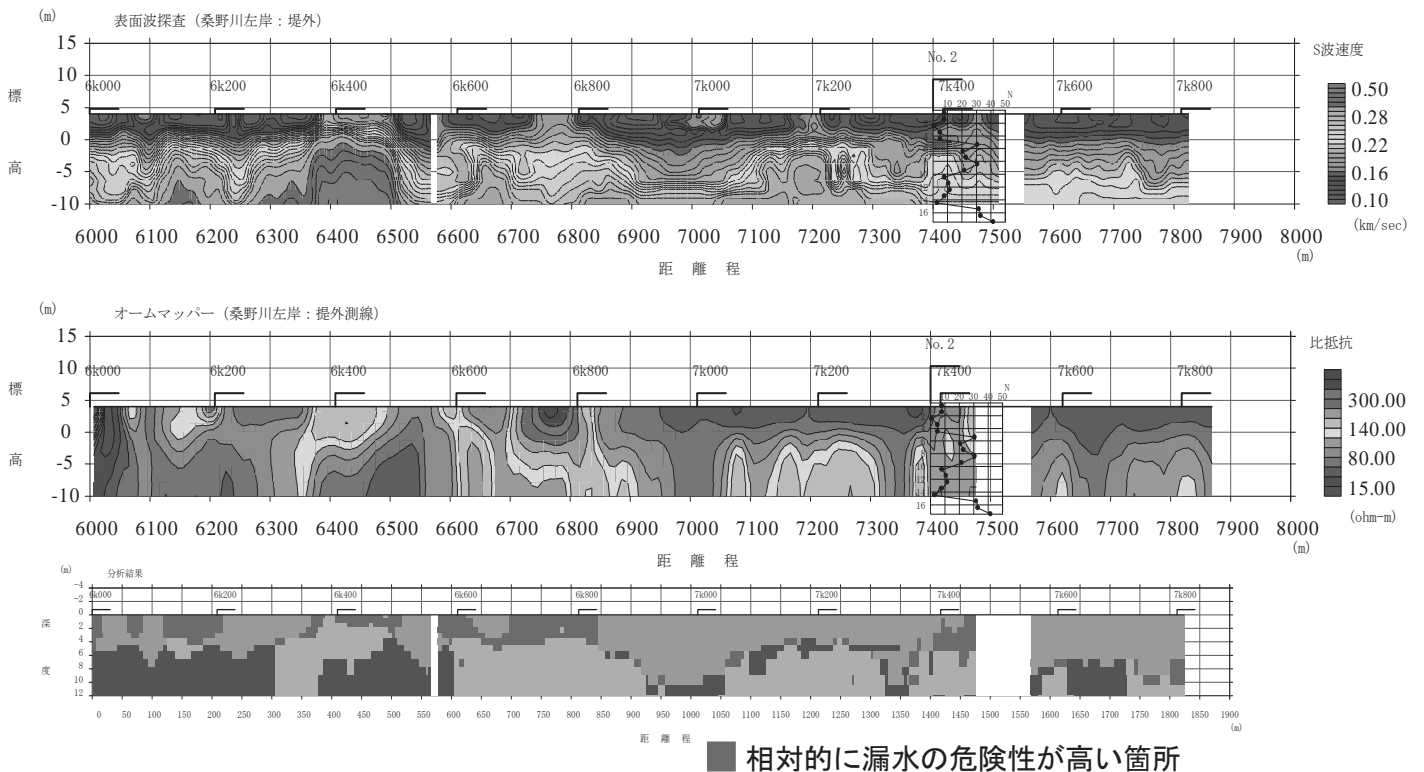


図2 上：表面波探査結果、中：電気探査結果、下：クロスプロット結果例

2. 4. マネジメントの効果 (リスクの計量化)

必要な情報を物理探査以外で得ようとした場合、土質区分も把握する必要があることから、調査方法としてはボーリング調査を多用することになる。したがって、物理探査を併用すると、ボーリング調査のみで調査するよりも、大幅に工期を短縮できる。

また、物理探査では点の情報ではなく、2次元断面的に情報を得ることができるため、ボーリング調査を効果的に補間することによって、漏水懸念箇所を見逃すリスクを低くできる。表2は、調査効率の比較例を示したものである。

表2 200m×200m程度の範囲を調査する場合の調査効率比較例

内容		測定日数	備考
物理探査併用	表面波探査 1000m程度	1日	アスファルト舗装道路で実施可能
	電気探査(オームマップ) 1000m程度	1日	ゆるく湾曲した測線も可能
	サウンディング試験 (約1箇所/100m) 10箇所程度	1日	別班で平行作業可能。
従来通り	サウンディング試験 (約1箇所/10m) 100箇所程度	5~8日	別途、アスファルトのハツリ必要

3. 事例2：地中杭の根入れ深度把握

3. 1. 事例の概要

都市部におけるシールド工事において、既設構造物の基礎杭などがシールド通過の障害となることがある。シールド工事前に障害となる基礎杭や矢板の位置や根入れ深度が分かれば、回避するルートを計画できるが、工事中に基礎杭等の存在が判明した場合でも、物理探査によって、施工計画を見直すことはできる。

本事例は、ボーリング孔を用いた磁気検層およびボアホールレーダー探査により、鋼矢板の根入れ深度を把握し、シールド工事で遭遇するリスクを事前に回避するものである。

3. 2. 事例分析のシナリオ

磁気検層の探査可能範囲は、センサーから半径 1.5m 程度以内、ボアホールレーダー探査は半径 1m 程度以内である。平面的な基礎杭の位置がわかっている場合、対象位置から 1m 以内の離隔でボーリングを行い、探査を実施する。いずれの手法も、浅部の基礎杭が並走する状態から脇に基礎杭がなくなった際の変化に応じた反応をするため、ボーリング孔は想定される根入れ深度から数m深い位置までを計画する。

基礎杭の腐食が進んでいる場合、磁気検層では反応が捉えきれない場合がある。また、ボアホールレーダーでは、地盤状況により、反応が弱く、分かりにくい場合がある。双方の手法の欠点を補うため、両手法を実施する。

3. 3. データ収集分析

磁気検層により得られるデータは、図5のS型の波形である。この振幅や波長から杭先端の深度や離隔を算出する。ちなみに、W型の波形は、不発弾など単体で存在する金属物が近くにある場合に得られるものである。

ボアホールレーダー探査の結果例を図6に示す。地表に近い部分では、地表面や地下水位の影響ノイズにより、杭からの反射がかき消されがちだが、それより深部では基礎杭（ここでは鋼矢板）の反射が明瞭（縦の白黒縞）に確認できる。基礎杭が切れた箇所では、この明瞭な反射が認められなくなる。

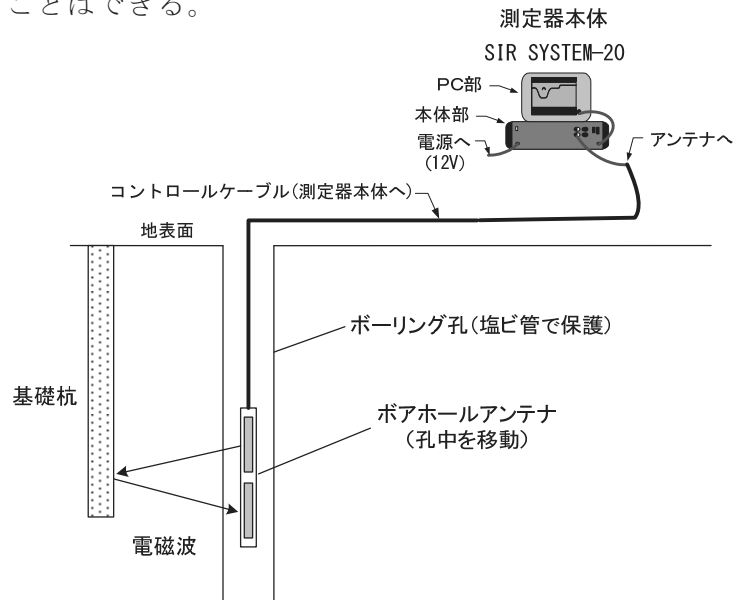


図4 ボアホールレーダー探査

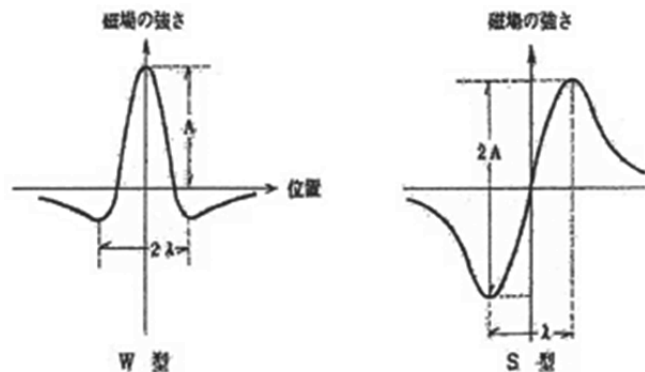


図5 磁気検層測定波形例

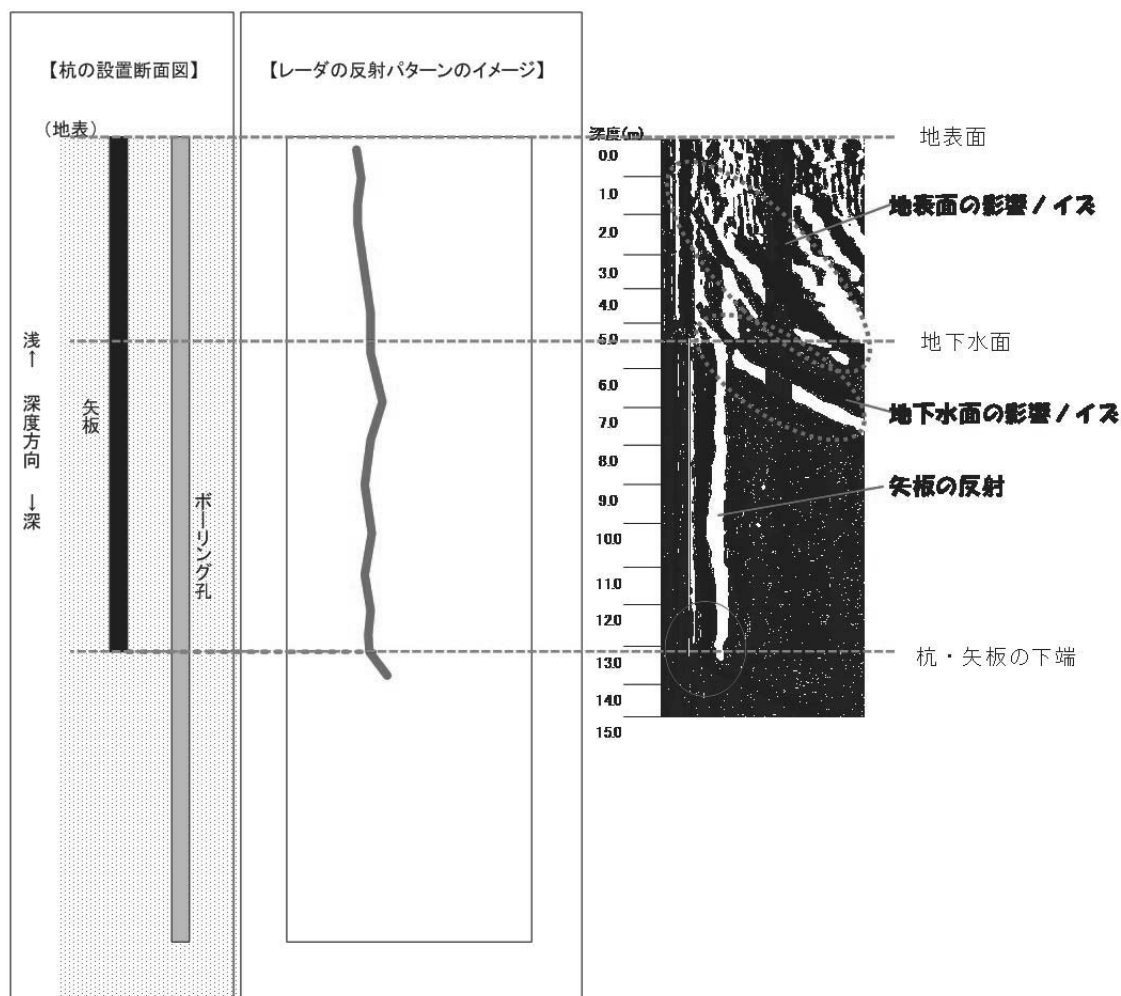


図6 ボアホールレーダ探査結果例

3. 4. マネジメントの効果（リスクの計量化）

発生するリスクの大きさについて、①シールドが基礎杭に到達してしまってから計画を再検討する場合、②ルート変更が可能な段階で、計画通りでは基礎杭に当たることが発覚した場合、③ルート変更は既に無理だが、基礎杭に到達する前に、進行中の工事を止めることなく掘削機械変更や工程変更の段取りをする時間が残っている場合とを比較し、表3に整理した。

表3 リスクの大きさ比較

	安全性	経済性	工期
① シールドが基礎杭に到達してしまってから計画を再検討する場合	△ シールドマシンの切羽の外に出て杭を切る作業など	× 調査や計画再検討、段取り替えが必要など	× 到達してしまってから再検討開始となるため、ロスが大きい
② ルート変更が可能な段階で、計画通りでは残置杭に当たることが発覚した場合	○ 安全なルートを決めた上で施工を開始できる	△ 調査やルート再検討に追加経費がかかる	△ 別作業を進めながら再検討作業をできるため、時間的なロスはわずか
③ ルート変更は既に無理だが、基礎杭に到達する前に、進行中の工事を止めることなく掘削機械変更や工程変更の段取りをする時間が残っている場合	△ シールドマシンの切羽の外に出て杭を切る作業など	× 調査や計画再検討、段取り替えが必要など	△ 別作業を進めながら再検討作業をできるため、時間的なロスはわずか

4. 事例3：四万十層群の分布する地域でのトンネル地質調査

4. 1. 事例の概要

四万十層群の地質は、砂岩泥岩互層が低角度に傾斜した構造が主体的であり、硬い層と軟らかい層が交互に出現する特徴がある。

トンネル調査の際には、地表地質踏査やボーリング調査のほか、地山の弾性波速度を把握する目的で弾性波探査が実施されることが一般的だが、通常の弾性波探査では、硬い層の下位にある軟らかい層を捉えることは、解析原理上、無理だという現実がある。

そのため、四万十層群の分布する地域でのトンネル地質調査では、トンネルの上位に位置する高速度層の速度値が深部地盤の情報として採用され、トンネルが位置する低速度層の存在は把握されず、地質調査結果と施工時に確認された地質の性状とに大きな乖離が生まれる場合が多く、施工費用が数倍に膨れ上がった事例がこれまでも多数ある。

本事例は、弾性波トモグラフィーにより、硬い層（高速度層）の下位の軟らかい層（低速度層）を捉え、確からしい地質構造を推定することで、トンネル施工費が膨大化するリスクを回避するものである。

4. 2. 事例分析のシナリオ

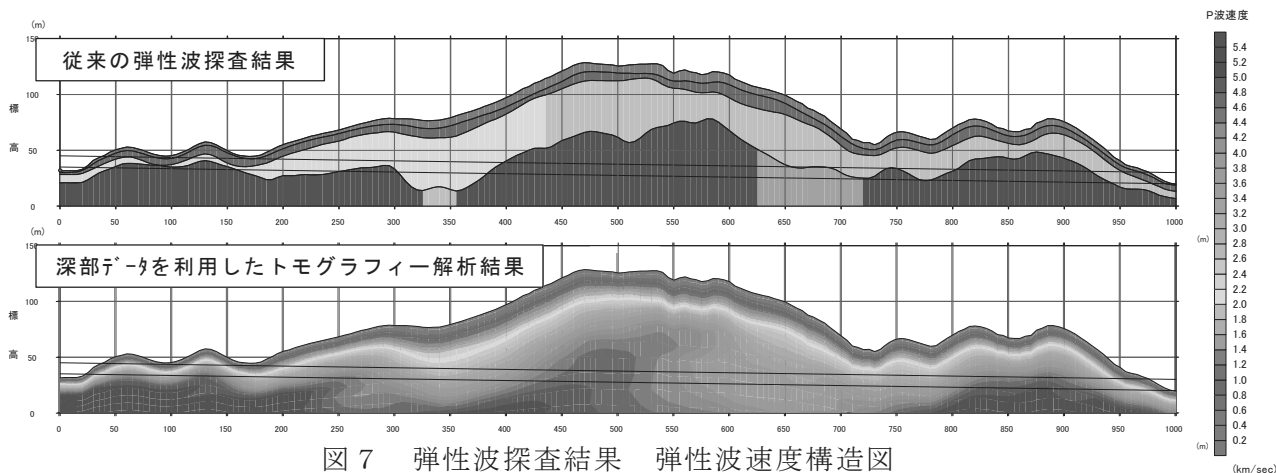
通常使用する土発破による振動波形データのほか、両坑口予定箇所付近のボーリング孔とトンネルルート沿いの深尺ボーリング孔での孔中発破によって得られる、深部（トンネル施工基面付近）を通過する振動波形データも利用する。これらのデータを用いてトモグラフィー解析を行い、硬い層（高速度層）の下位の軟らかい層（低速度層）を捉え、地質構造をより確からしく推定する。

4. 3. データ収集分析

通常の弾性波探査の解析結果と、深部データも使用したトモグラフィー解析結果を図7に示す。図中右に示した速度コンターに相当する速度値を示す。また、各起振点から各受振点までの弾性波の電波経路図を図8に示す。

通常の弾性波探査結果では、弾性波のほとんどは速度層境界を通過しており、トンネルの計画深度を通過している波線が少なく、距離程520～630m付近の速度値が5km/s以上と速い値になっている。これに対しトモグラフィー解析結果では、トンネルの計画深度を十分に通過しており、4km/s程度以下の低速度層が斜めに差し込んでいる状況を確認できる。

解析結果の確からしさの目安になる走時曲線のフィッティングも、トモグラフィー解析結果の方がよく合っており、解析結果の確からしさを表している。



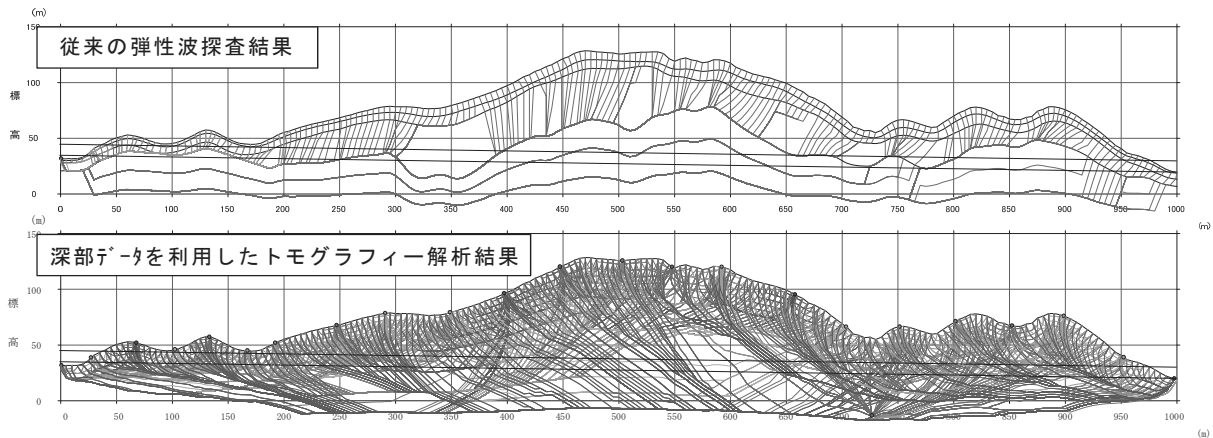


図8 弾性波探査結果 弾性波伝播経路図

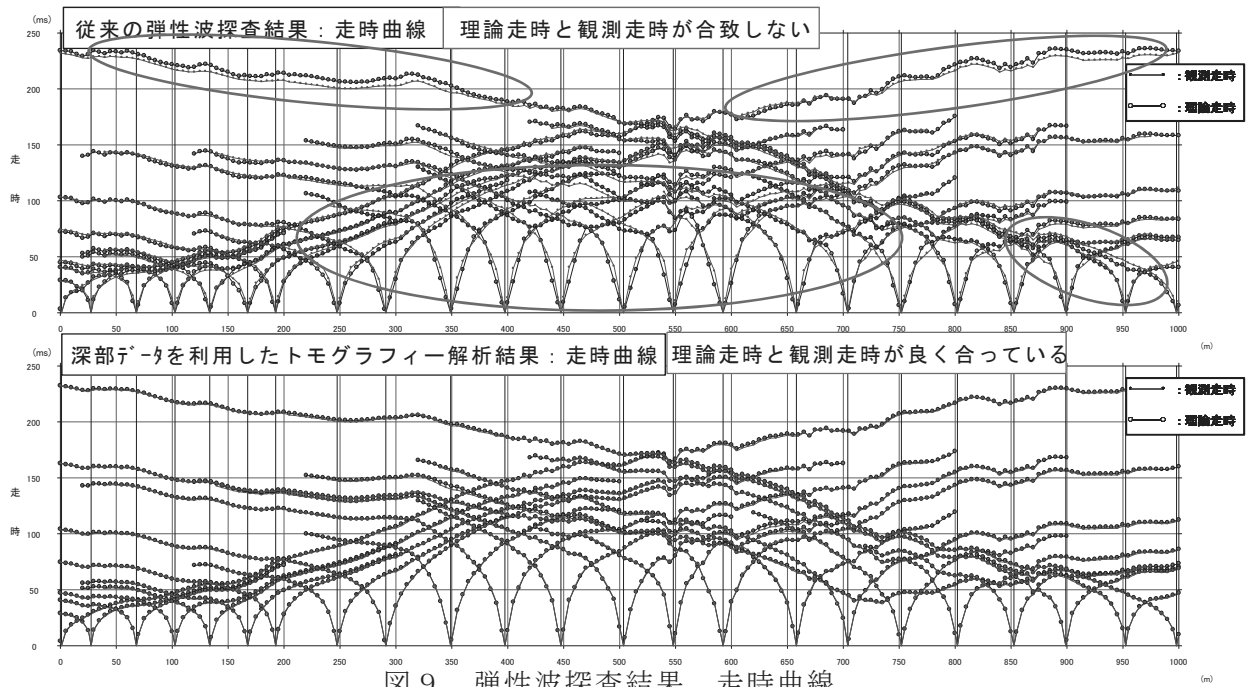


図9 弾性波探査結果 走時曲線

4. 4. マネジメントの効果（リスクの計量化）

トモグラフィー解析を実施せずに従来の弾性波探査で調査した場合、距離程 520～630m 付近の地山等級は、従来版で 5km/s 以上=B、トモグラフィー版で 4km/s 以下=C II と、大きな違いが生じている。C II 級岩盤だったとすると、施工時には、上下半にロックボルト+1.2m 間隔で支保工が計画されるほか、場合により補助工法も必要となるレベルの山だが、そこを支保工なしの吹付けで計画することになる。施工費の増大のみでなく、天端崩落などの危険性も発生するため、深部データも用いたトモグラフィー解析を実施することで、安全、工期、経済性のリスクを軽減できることがわかる。

5. おわりに

地盤調査に物理探査を組み合わせると、トータル的に工期やコストを削減し、期待する結果が得られる。地質リスクの評価も効率的に行うことができる。

今後も、トータルリスクを軽減することを常に念頭に置き、適する物理探査手法の採用を提案していきたい。

【論文 No. 13】 軟弱地盤上の道路盛土で発生した変状事例について

基礎地盤コンサルタンツ株式会社 ○大久保 幸倫
 基礎地盤コンサルタンツ株式会社 萩原 協仁

1. 事例の概要

対象地の道路盛土部では、層厚約4mを有する腐植土層の軟弱地盤対策としてGCP工法が施工されていたが、施工から8ヶ月が経過した盛土天端部に亀裂が確認された。本発表では、このように発現した地質リスクに対して、変状原因を解明するための地質調査及び数値解析を実施し、今後発生する地質リスクを最小化するために実施した非破壊探査と施工後の動態観測計画に関するマネジメント事例を紹介する。

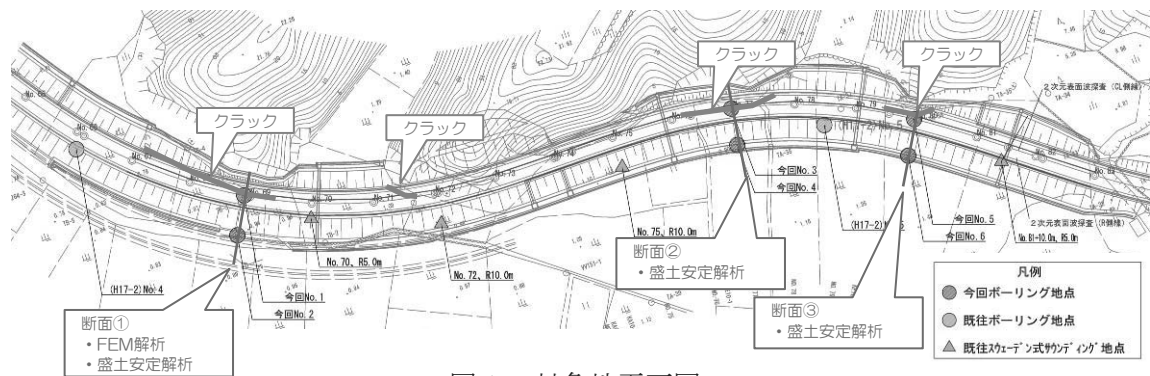


図1 対象地平面図

(1) 地形・地質概要

道路盛土は、台地が開析されたおぼれ谷沿いに位置しており（図2）、谷の出口側に浜堤堆積物が堆積している。また、盛土の東側から細かい谷が形成されており、いくつかの谷と台地の崖が交互に接している。

盛土下を構成する地層は、浜堤背後の谷に堆積した腐植土層を含む沖積層が上位より分布し、下位に基盤相当となる砂岩・泥岩が分布する。

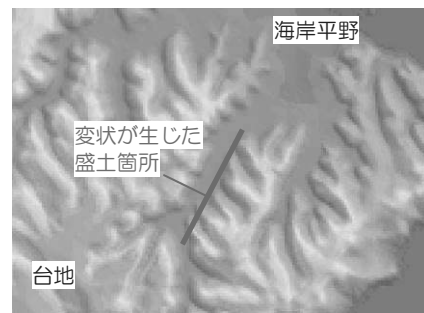


図2 標高分布図

(2) 過年度の地質調査

① ボーリング調査

ボーリング調査は、谷が開けて軟弱地盤が厚くなる谷の出口側で主に実施され、盛土が山に接する付近ではボーリング調査の頻度が少ない。また、計画される盛土のセンター付近で縦断方向に調査地点を配置しており、横断方向への地層変化を把握していない。

②スウェーデン式サウンディング試験

縦断方向における地層状況を補間するためにスウェーデン式サウンディングが実施されている。盛土のR側（谷中央側）で実施した地点もあるが、比較的浅い深度で貫入不能となっている。貫入不能となった地層を基盤相当としていたが、台地の崖に近い場合軟弱層の中間に堆積した崖錐（礫層）である可能性がある。

(3) 過年度の対策工検討

変状が生じた範囲は、盛土が台地の崖に接して片盛土状になっている範囲である。その範囲の対策工の設計は、ボーリングおよびスウェーデン式サウンディングの結果を基に図3のように浅い推定岩盤線で検討し、L側の盛土下を未対策範囲として残し、R側のみGCP工法が施工された。

また、対策工の検討における安定解析は、片盛土状のモデルでは検討されていないが、左右対称モデルを代表断面として解析を行い、安全率を満たす結果となっている。

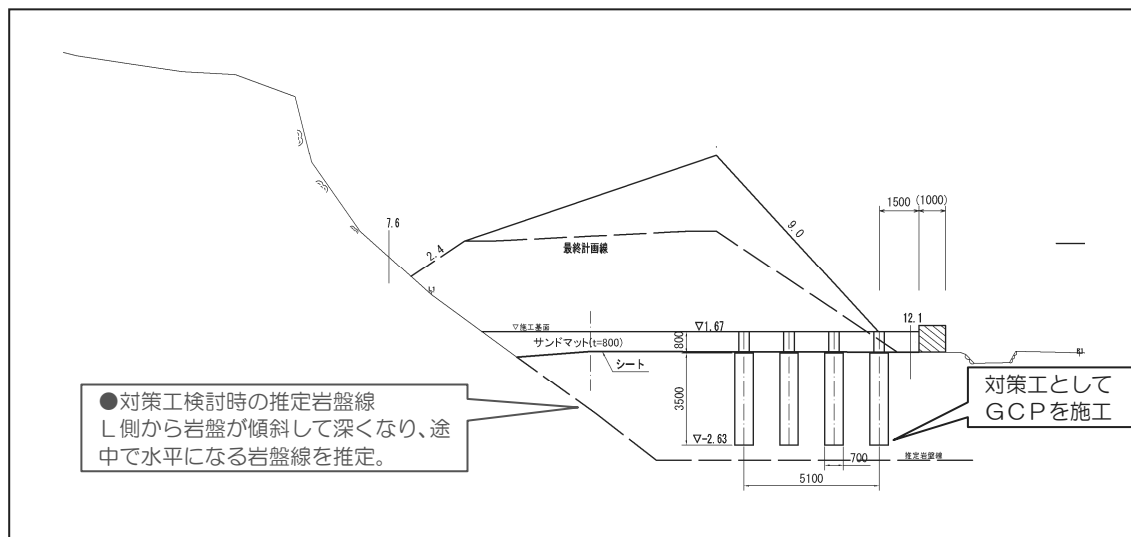


図3 対策工断面

2. 事例分析のシナリオ

発現したリスクは、道路盛土の天端に生じた亀裂（クラック）であり、その変状からすべり破壊および過大な圧密変形が生じていることが懸念された。

盛土天端のクラックは、盛土施工後の放置期間中（動態観測期間中）に盛土天端に発見された。なお、動態観測結果（図5 盛土安定管理図 S～δ/S）からは顕著な破壊挙動は示されていないが、盛土クラックにより基礎地盤部のすべり破壊が誘発されるリスクも想定された。また、崖側に沿うように亀裂が生じていたため、R側に大きく沈下したことによる亀裂と予想されたが、すべり破壊が生じている可能性もあるため、変状のメカニズムを解明するために追加調査及び軟弱地盤解析を実施した。



図4 発生した亀裂の状況

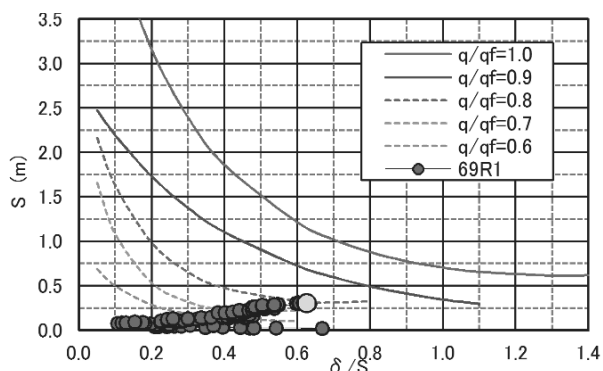


図5 盛土安定管理図 (S ~ δ/S)

3. データ収集分析

(1) 追加ボーリング調査

変状が著しい箇所について3断面を選定し、各測点で横断方向にボーリング調査を2箇所実施した。室内土質試験は、FEM解析を行うために必要なパラメータの収集のため圧密・三軸CUB等の試験を実施した。調査を実施した結果、特に変状が著しい断面では図6に示すように盛土中央付近まで盛土直下に岩盤が分布し、R側に急激に岩盤が深くなり、軟弱層もR側に厚くなっていることがわかった。

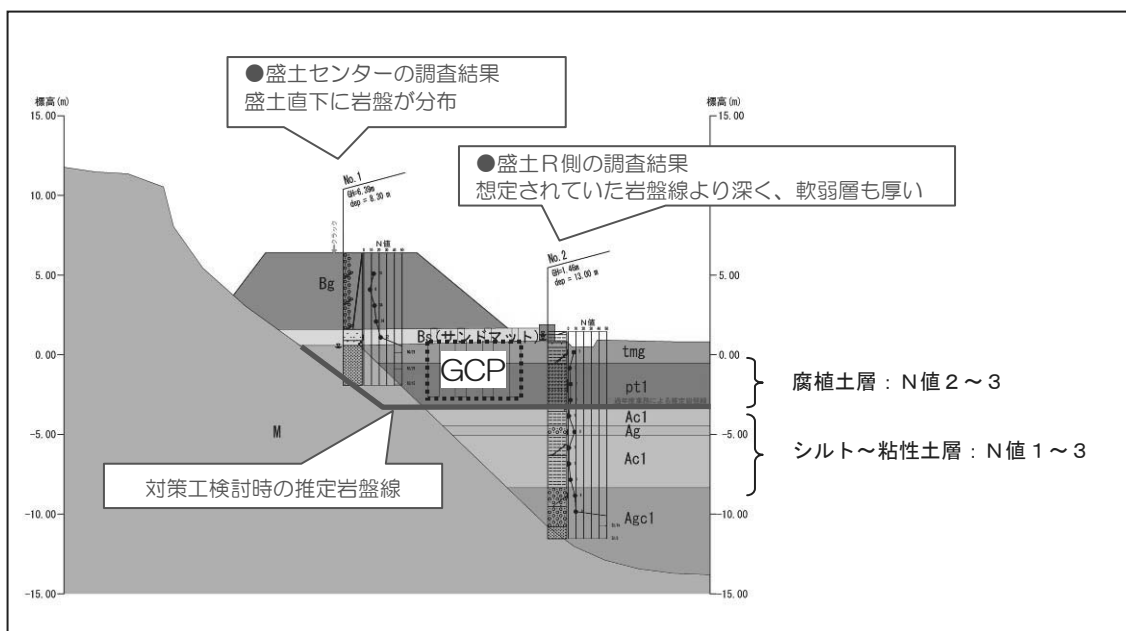


図6 クラック発生箇所の地層横断図

(2) 本事例の盛土の変状メカニズム

地質調査を実施した3断面において盛土安定解析を行った結果、改良範囲の下を通る円弧のすべり安全率は1.0以上となることから、すべり破壊を生じている可能性は低いと考えられる。また、2次元的な変形・圧密挙動をより詳細に把握するため、土水連成解析（太

田・関口モデル) を行った。その結果、図7及び図8に示すようにL側においては全く沈下が生じないのに対し、R側で大きな沈下が生じていることにより、盛土がR側に開くような変位を生じたためにクラックが発生したと考えられる。

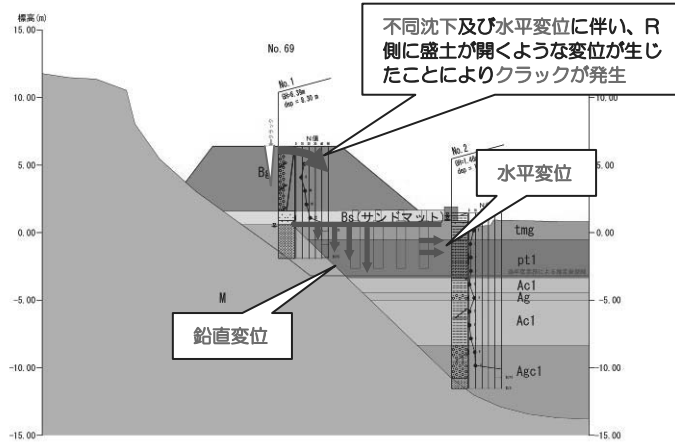


図7 想定される盛土の変状メカニズム

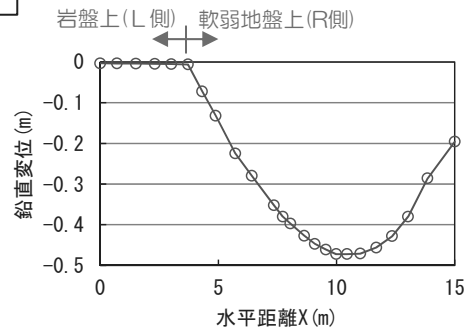


図8 盛土 (サンドマット) 下面の沈下状況 (解析値)

(3) 変状範囲の推定 (盛土下の岩盤ラインの推定)

追加で横断方向にボーリング調査を実施した箇所においては、岩盤の傾斜を把握することができたが、同様の地層状況にある範囲においても潜在的にクラックが生じている可能性もある。よって、連続的に岩盤ラインを推定するために高密度表面波探査を縦断方向に2測線 (盛土センター及び盛土R側の法肩) 実施した。

盛土R側の法肩の探査結果を図9に示す。R側のボーリング調査で確認された岩盤線と探査結果は、概ね同様の結果が得られたが、既存のスウェーデン式サウンディングで想定した岩盤の深度付近においても、軟弱層が分布する可能性が示された。

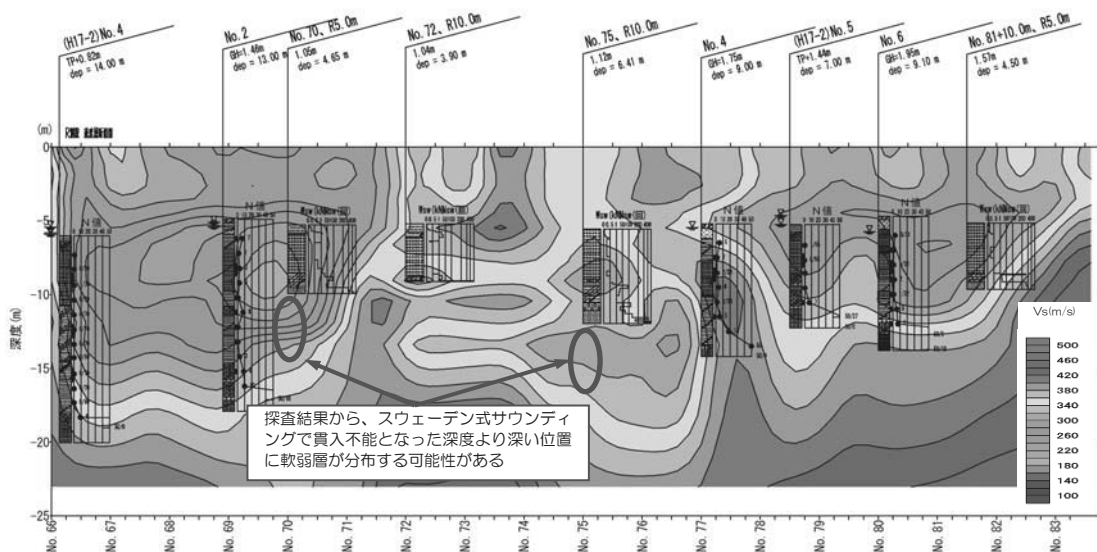


図9 高密度表面波探査結果

変状の推定範囲は、図10に示す範囲とした。L側に台地の崖が接し、R側に岩盤が傾斜し軟弱地盤が厚くなっている箇所は、盛土表層にクラックが生じていない範囲も潜在的にクラックが生じている可能性もあるとして推定範囲に含めた。変状範囲の推定は、2測線で実施した探査結果及び地質調査結果と平面図から読み取った地形状況も考慮して推定した。

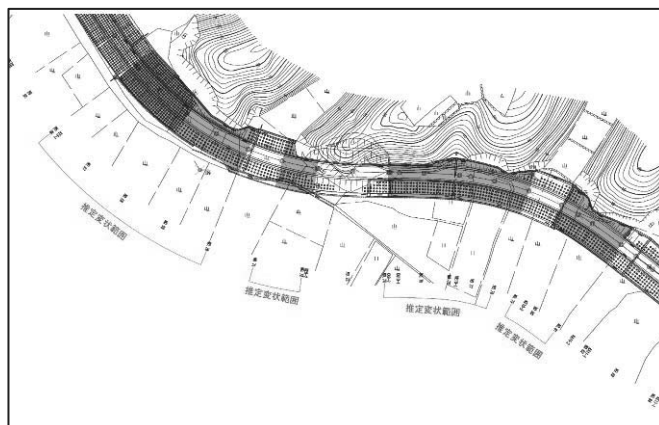


図10 推定した変状範囲

4. マネジメント効果

追加調査・解析を行った結果、盛土天端に亀裂が生じただけであり、すべり破壊までには至っていないと結論づけた。対策工の検討においては、「盛土除去及び再盛土を行ったケース」で土水連成解析を行った。その結果、盛土除去によるリバウンドや再盛土の荷重によりある程度の変位は生じるものの、盛土施工後の経過日数から圧密促進効果は発揮されていると評価され、特に基礎地盤部を対象とした新たな対策工は不要と判断した。しかし、盛土撤去及び再盛土時に不安定化する可能性もあるため動態観測を併用しつつ施工を行うこととした。

今回事例紹介した変状発生後の追加地質調査（ボーリング調査・室内土質試験・高密度表面波探査・軟弱地盤解析）は、概ね1000万円であった。過年度業務の地質調査において盛土横断方向の地質調査（想定で300万円程度）を実施していれば、不同沈下に留意した軟弱地盤対策が設計されていたものと推察される。

本稿で紹介した事例は、不同沈下に起因する盛土放置期間中の変状であったが、このような変状箇所や範囲を事前の地質調査で完全に把握するのは現実的に困難な場合が多い。そのため、我々のような地質専門業者は、設計や施工時における地質リスクを分かりやすく丁寧に説明することが非常に重要であると感じた事例であった。

5. データ様式の提案

C. 発現した地質リスクを最小限に回避した事例

大項目		小項目		データ
対象工事		発注者		●●県
		工事名		●●工事
		工種		道路土工
		工事概要		サーチャージ盛土・GCP工法
		①当初工事費		—
		当初工期		—
発 現 し た リ ス ク	リスク発現事象	リスク発現時期		サーチャージ盛土放置期間中
		トラブルの内容		盛土天端クラック
		トラブルの原因		不同沈下
		工事への影響		サーチャージ中のため、特になし
	追加工事の内容	追加調査の内容		ボーリング調査6地点 室内土質試験1式 高密度表面波探査
		修正設計内容		—
		対策工事		変状範囲の盛土の除去・再盛土
		追加工事		—
		追加費用	追加調査	1000万
			修正設計	なし
			対策工	—
			追加工事	—
		②合計		—
	延長工期		—	
間接的な影響項目		—		
負担者		発注者		
最 小 限 に 回 避 し た リ ス ク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		盛土天端クラックが生じた後
		予測されたトラブル		発現した盛土クラックから誘発されるすべり破壊(検討結果は安全)
		回避した事象		—
		工事への影響		—
		判断した時期		—
	リスク管理の実際	判断した者		—
		判断の内容		—
		判断に必要な情報		—
		リスク対応の実際	内容	追加調査
	修正設計			—
	対策工			—
	費用		追加調査	—
			修正設計	—
			対策工	—
	③合計		—	
	回避しなかった場合	工事変更の内容		—
		④変更後工事費		—
変更後工期		—		
間接的な影響項目		—		
受益者		—		
リスクマネジメントの効果		費用④－(①+②+③)		—
		工期		特に影響なし
		その他		—

[論文 No. 14] 断層沿いのトンネル新設における地質リスク評価事例

応用地質株式会社 ○竹田 好晴

応用地質株式会社 遠藤 司

応用地質株式会社 碓 雄太

1. 事例の概要

(1) 事業の概要

新規トンネルの建設工事では、事前調査・設計段階で予想された地山区分と実際の地山区分の乖離に伴う設計変更が多く、工事において工事費の増加するケースが多い。これらの乖離の原因には、事前調査・設計段階で作成された設計段階の地山評価と、施工時の地山評価が大きく異なることが考えられる。これにより、施工時に支保パターンの変更や補助工法の追加が必要となり、工事費の増加が発生している。特に、断層破碎帯付近や地層境界のような、地下水構造が複雑で、脆弱な地質が分布する地山では、トンネル施工中に、切羽崩壊や突発湧水など想定外のトラブルが発生し、大幅に工事が遅れるケースも数多く報告されている。

本事例では、近傍に断層が認められる場所で新規トンネル（L=670m）の建設が予定されている。これに伴い、事前調査として、一般的に新規トンネルの地質調査で実施されている地表踏査やボーリング調査、弾性波探査に加えて、電気探査を実施した。その結果、地下水構造に起因する地質リスクを評価し、評価したリスクをマネジメントすることにより、リスクの低減を図った事例について紹介する。

調査位置平面図を、図1に示す。

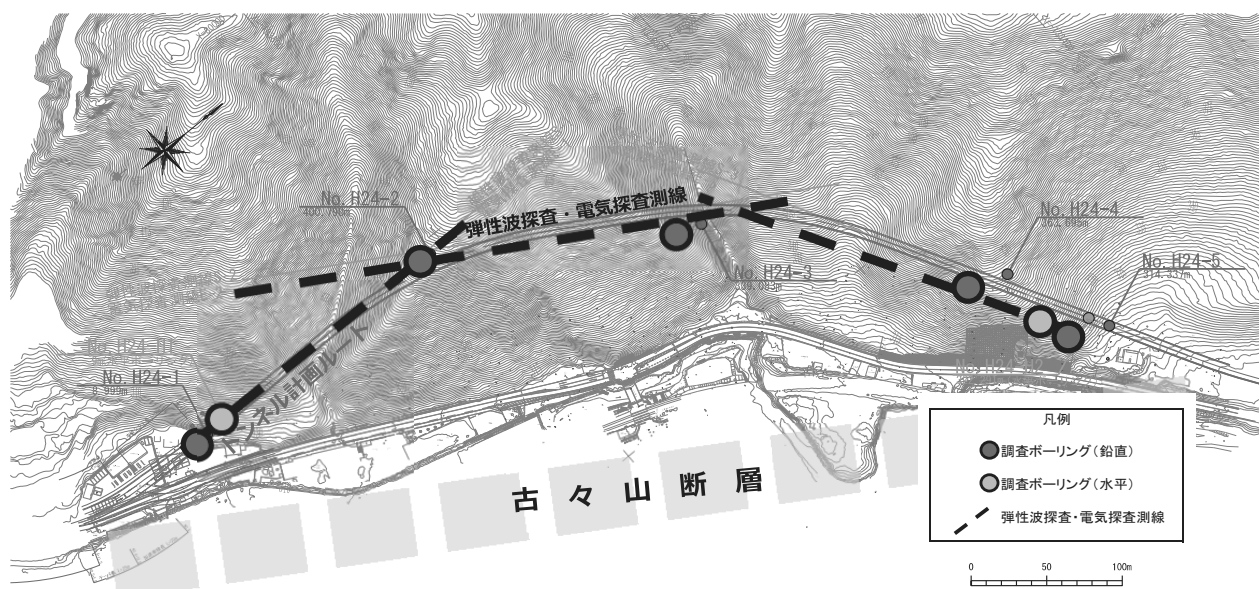


図1 調査位置平面図

2. 事業分析のシナリオ

(1) リスク発現のプロセス

当初の調査計画は、一般的な手法である地表踏査、ボーリング調査、弾性波探査などであった。しかし、本計画地では断層が近接しており、同様の条件で施工された周囲のトンネル建設実績から、地質リスクとして、突発湧水と岩盤の劣化による崩壊が懸念されたため、上記の調査内容に加えて、電気探査を併用することを提案し、採用された。

(2) 地質リスクと調査内容の関連性

弾性波探査は、岩盤の硬さが深い関係性がある弾性波（P波）速度の分布を調べる調査である。一般的なトンネル建設に伴う調査では、弾性波探査で弾性波速度構造を求めることにより、地山区分を行い、切羽の安定性評価や支保工パターンの選定を行うための基礎資料としている。

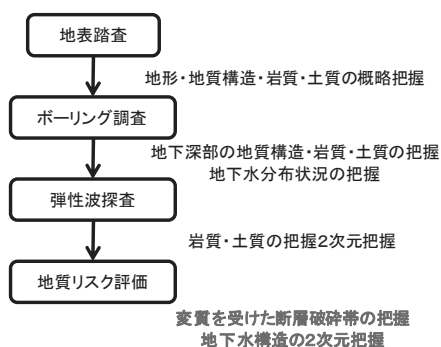
今回調査に追加した電気探査は、比抵抗（電気の流れにくさ）を調べる探査である。比抵抗は、岩盤内の地下水分布や亀裂の状況、変質の程度などと比較的關係性が高い。そのため上記のような地質状況を評価できることが期待されている。

(3) マネジメント効果を分析するシナリオ

トンネル建設に伴う地質調査における、地質リスク評価までのフローを、図2に示した。

(ケース1)

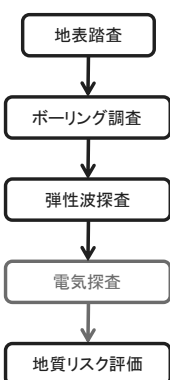
断層が付近に認められない場合



(ケース2)

断層が付近に認められる場合

断層が近くにあるということは
①地下水構造が複雑で
②変質を受けた断層破砕帯が遮水構造を呈している可能性あり
→トンネル施工上問題になる可能性が高いため、断層破砕帯の把握は必須



今回のケース

図2 地質リスク抽出のフロー

3. データ収集分析

本現場では、地表踏査、ボーリング調査、弾性波探査に加えて、電気探査を組み合わせることで、トンネル施工上の問題点を抽出し、地質リスクの低減を図った。

(1)調査地の地形・地質

調査地は、神戸市北部のいわゆる裏六甲に位置しており、六甲山地北縁の有野川沿いにトンネル建設が予定されている。

調査地周辺の地質は、基盤岩は有馬層群と呼ばれる中生代白亜紀の酸性火山砕屑岩類からなる。また隣接する有野川に沿って古々山断層が東北東～西南西に存在し、劣化した地山による急峻な地形となっている。

(2)弾性波探査結果と電気探査結果

〈弾性波探査結果〉

- ・ 最下層(基盤)の速度値は概ね 3.0km/s 以上で変化している。
- ・ 表土や強風化部に相当すると考えられる浅部の速度層(0.3~0.8km/s)は、尾根部で厚く、谷地形部で薄く分布する傾向が見られる。
- ・ その下部に存在する弱風化部に相当すると考えられる速度層(1.6km/s)も、上部速度層同様に、尾根部で厚く、谷地形部で薄く分布する傾向が見られる。全線において層厚は10m未滿となっている。
- ・ 両坑口150m間は、3.0km/s以下の速度値を示し、山体中心部にいくにつれて速度は徐々に高くなる傾向が見られる。
- ・ 本事例では、ボーリングコア状況などから、3.0 km/s 以上を高速度、3.0 km/s 未滿を低い速度と評価した。

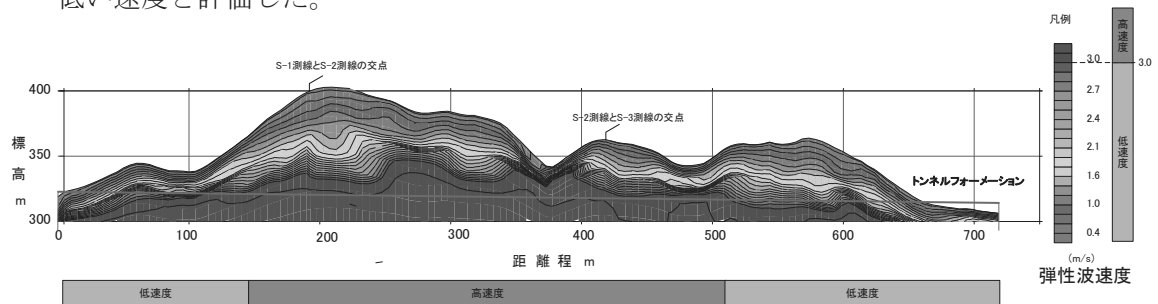


図3 弾性波探査結果

〈電気探査結果〉

- ・ トンネル計画高の比抵抗値は、300~2000 $\Omega \cdot m$ の間で変化している。
- ・ 距離程 0~120m 区間では、500~2000 $\Omega \cdot m$ の間で不規則に分布している。
- ・ 距離程 380~520m 区間は、300~700 $\Omega \cdot m$ の周囲と比べて相対的に低比抵抗の領域が現れている。
- ・ 距離程 520~580m 区間は、700~900 $\Omega \cdot m$ の比抵抗領域が分布している。山体中心部(被りが厚くなる部分)ほど、相対的に高比抵抗値を示す傾向にある。
- ・ 距離程 580m~区間には、200 $\Omega \cdot m$ の低比抵抗値が認められる。
- ・ 本事例では、ボーリングコア状況などから、800 Ωm 以上を高比抵抗、800 Ωm 未滿を低比抵抗と評価した。

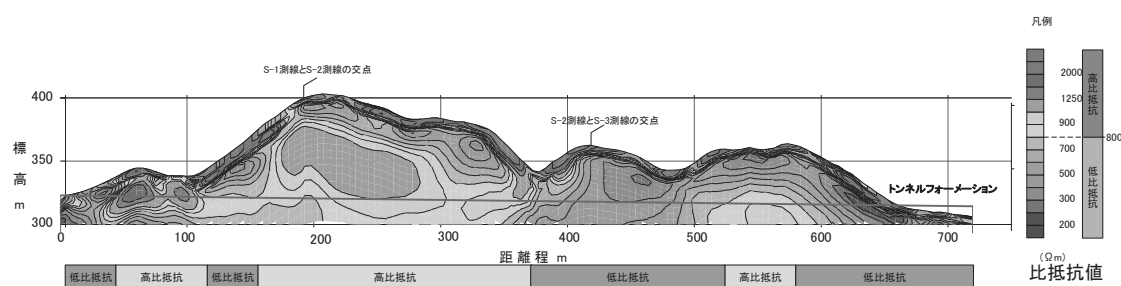


図4 電気探査結果

＜弾性波探査結果と電気探査結果の比較＞

弾性波探査で得られる弾性波速度は、岩盤の亀裂の状態、基岩の硬さなどによって変化する。通常、弾性波速度が遅い場合、亀裂が多く、風化が進んでいるといった判断をすることが多い。しかし、深部の断層破碎帯などは、地山の応力が作用し、亀裂が開かず低速度とならず、弾性波探査結果のみから断層破碎帯を推定することが難しい場合がある。

一方、電気探査で得られる比抵抗値は、岩種や風化変質の程度以外に、地下水の比抵抗値、孔隙率、飽和度によっても変化する。従って、同じ岩種であっても比抵抗値に大きな違いが見られたり、異なる岩種でも同じような比抵抗値を示したりする場合がある。このような性質上、比抵抗値のみで地山の岩盤状況を評価することは困難である。

しかしながら、本事例における粘土を挟むような断層破碎帯の場合では、断層破碎帯は、周囲と比べて低比抵抗を示す傾向があることから、電気探査は弾性波探査より断層破碎帯に対して捉えられる可能性がある。そのため、弾性波探査結果と組み合わせて評価することによって、より現実的な地山状況を推定することが可能となる。

当調査地における断層破碎帯は、ボーリングコアなどから岩盤の亀裂に粘土が存在しており低比抵抗値を示すと考えられる。したがって、本調査地の想定される地山状況は、弾性波速度値と比抵抗値との物性値を組み合わせることにより、表2に示すような4種類の地山状況に分類できると考えた。なお、それぞれの物性のしきい値については、ボーリングコアなどから設定した。

表2 弾性波速度と比抵抗から想定される地山状況

物性値		比抵抗		
		高比抵抗	低比抵抗	
弾性波速度	高速度	<Aグループ> 良好岩盤	800 Ω・m <Bグループ> 良好岩盤～弱風化岩盤 深部の断層破碎帯	電気探査から推定した断層破碎帯
	低速度	3.0 km/s <Cグループ> 開口性亀裂岩盤 強風化岩盤 (地下水以浅)	<Dグループ> 断層破碎帯 強風化岩盤	

↓ : 弾性波探査結果から推定した断層破砕帯位置

↓ : 電気探査結果を加えることで新たに推定した断層破砕帯位置

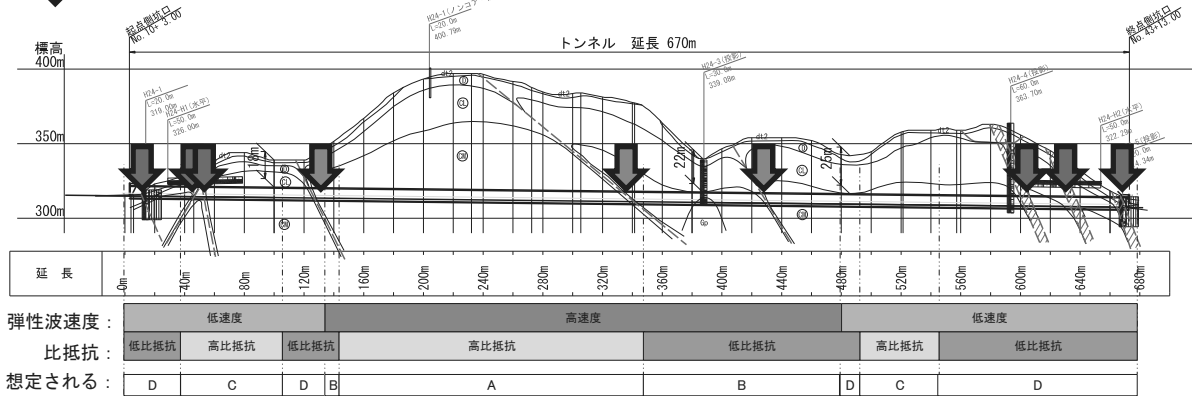


図5 断層破砕帯推定位置

(表2中の記号)

以上の考え方により、地表踏査、ボーリング調査、弾性波探査結果などから、低速度帯箇所断層破砕帯位置を図5の赤矢印の位置に推定した。

また、電気探査を組み合わせた結果から、高速度帯の中でも低比抵抗を示す箇所新たに推定した断層破砕帯を図5の青矢印位置に推定した。

4. マネジメントの効果

現在は、トンネル建設の準備段階のため、正確なマネジメント効果については不明である。

ここでは、本調査によって想定した地質が正しく、地質リスクを低減出来たと仮定してマネジメント効果を試算する。具体的には、弾性波探査のみを実施した場合と、その調査に電気探査を追加して調査を実施した場合（本調査）の2ケースについて、調査費および地質リスクによって生じる施工上の損失を比較・分析した。

本事例のマネジメント効果は、次のように求められる。

<詳細費用>

A. 弾性波探査のみを実施し、地質リスクを見抜けなかったケース

内訳1: 通常のトンネル建設費用 (2,500千円/m) = 1,675,000 (千円)

内訳2: 断層破砕帯箇所の異常出水 (現場3日間停止と想定) 3箇所 = 27,000 (千円)

※上記費用は、建設業者へのヒヤリングをもとに試算

B. 電気探査を加えて調査をすることによって発生した費用

内訳1: 通常のトンネル建設費用 = 1,675,000 (千円)

内訳2: 電気探査の調査費用 (L=700m) = 3,000 (千円)

<算出方法>

マネジメント効果 = (A. 弾性波探査のみを実施し、地質リスクを見抜けなかったケース)

− (B. 電気探査を加えて調査を実施し地質リスクを見抜いたケース)

= 24,000 (千円)

5.データ様式の提案

本事例は、「A型：地質リスクを回避した事例」であり、A表原案を基本とした。

A. 地質リスクを回避した事例

大項目	小項目	データ	
対象工事	発注者	公共	
	工事名	—	
	工種	新規トンネル建設	
	工事概要	山岳トンネル建設 (L=670m)	
	① 当初工事費	1,702,000 (千円)	
	当初工期	-----	
リスク回避事象	予測されたリスク発	断層破碎帯掘進時	
	予測されたトラブル	突発湧水	
	回避した事象	-----	
	工事への影響 (想定)	現場作業停止計 9 日間 27,000 (千円)	
リスク管理の実際	判断した時期	事前地質調査時	
	判断した者	-----	
	判断の内容	断層破碎帯位置、	
	判断に必要な情報	弾性波探査結果および電気探査結果	
リスク対応の実際	内容	追加調査	電気探査
		修正設計	-----
		対策工	-----
	費用	追加調査	3,000 (千円)
		修正設計	-----
		対策工	-----
		②合計	3,000 (千円)
変更工事の内容	工事変更の内容	突発性異常出水に備えた先進水抜きボーリングの実施 (対策未実施の場合も事故後に実施)	
	② 更工事費	1,675,000 (千円)	
	変更工期	+1~2ヶ月	
	間接的な影響項目	-----	
	受益者	-----	
	リスクマネジメントの効果	費用 (①-③-②)	24,000 (千円)
	工期	-----	
	その他	-----	

[論文 No. 15] 高速道路盛土による洪積粘性土層の圧密沈下

中日本高速道路(株)名古屋支社 ○稲垣 太浩
 応用地質(株)関西支社 岡野 靖
 応用地質(株)関西支社 野牧 優達

1. 事例の概要

舞鶴若狭自動車道の鳥浜地区は、三方湖沿岸部の平坦な沖積地盤上に位置し、計画高 7～11m の高盛土が施工された。高速道路の盛土高を図 1 に示したが、当該地は過去に構築した軟弱地盤上の高速道路盛土の平均よりも高い盛土が計画された。鳥浜地区の地質縦断図を図 2 に示す。沖積層の層厚は 15～20m 程度であり、沖積層以深には、粘性土と砂質土が互層を成す洪積層が厚く分布する。

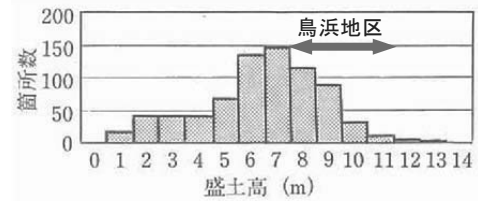


図 1 盛土高の分布 1)

STA.518+20 付近の盛土による圧密沈下計算を行うに当たり、圧密対象層は沖積層(Ac1, Apt2, Ac3)及び洪積層(Dc1, Dpt1)を対象とした。これは NEXCO 設計要領による軟弱地盤の定義が N 値 6 以下の地盤と明記されており、かつ Dc6 以深の粘性土は十分 N 値の高い洪積粘性土層と判断したことによる。その結果、厚さ 9.5m の盛土に対する圧密沈下量は、沖積層で約 1.7m、洪積層で約 0.4m と予想された。

図 3 は深層型沈下計による各層の層別実測沈下量を示したものである。沖積層に関して

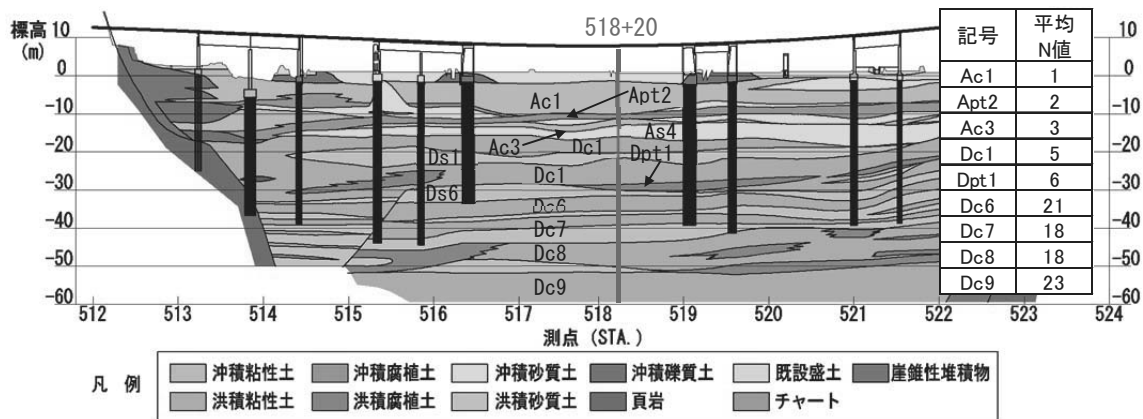


図 2 鳥浜地区の地質縦断図

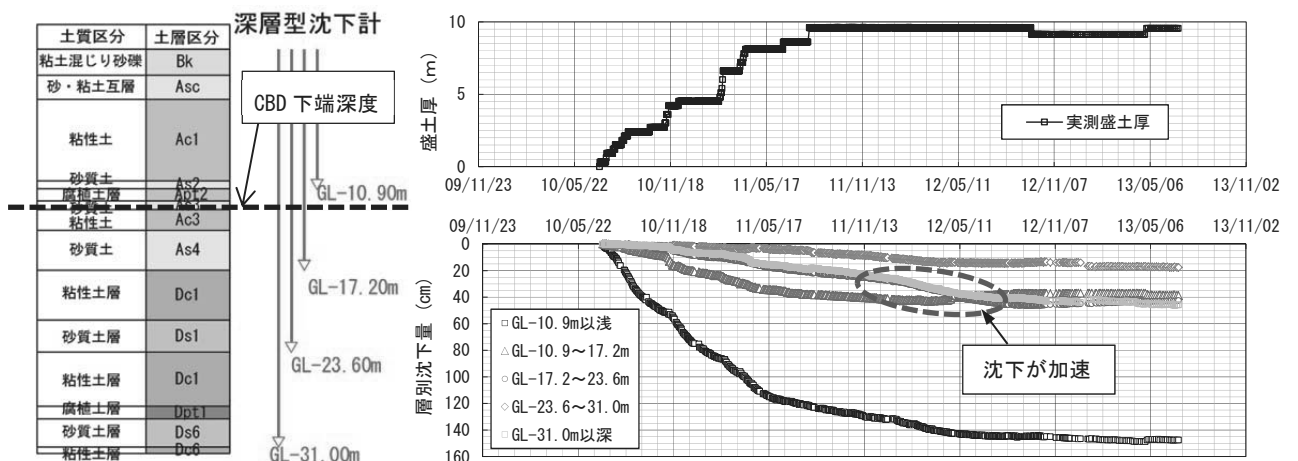


図 3 層別沈下計測結果 (STA.518+20)

は、長さ 12.5m、1.2m ピッチでカードボードドレーン(CBD)が打設されており、実測沈下量(1.85m)は予測沈下量をやや上回るものの良い対応を示している。一方、洪積層に関しては、非圧密対象層としていた Dc6 以深も約 45cm の沈下が生じており、洪積層全体で 1.0m を超える大きな沈下が発生した。さらに、この洪積粘性土の沈下挙動は、通常の圧密理論では説明できない盛土荷重一定で沈下が加速する挙動も見られた。

洪積粘性土であっても、設計要領のみに頼らず、増加荷重とその物性の関係を十分に把握し、圧密沈下のリスクを念頭においた設計を行う必要がある。

なお、当該地の洪積層は写真 1 に示すように、被圧した砂層に有機質土から発生したメタンが溜まり噴射するなど特異な地盤である。



写真 1 砂とメタンの噴出状況

2. 事例分析のシナリオ

STA.518+20 付近は、パーキングエリアの盛土にあたり、他の一般道路盛土部と異なり、盛土幅が非常に広い特徴を持っている。このため、盛土荷重は深部まで、あまり分散されることなく応力が伝達される。図 4 に当該地区における各層の圧密降伏応力 P_c の深度分布を示す。同図には、STA.518+20 地点における盛土前の有効土被り圧と盛土後の有効土被り圧も示した。図より、盛土後の地中応力($P_0+\Delta P$)と P_c の関係は、沖積粘性土及び洪積粘性土 Dc1, Dpt1 のほとんどが $P_0+\Delta P > P_c$ を示し、圧密沈下が発生する応力状態となっている。さらに、非圧密対象層とした深い深度に分布する Dc6 以深も約半数の試験値が $P_0+\Delta P > P_c$ を示し、圧密沈下が発生する可能性は否定できない。

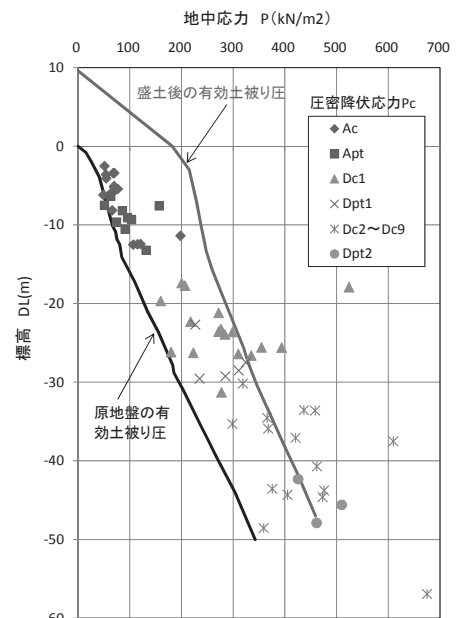


図 4 圧密降伏応力と有効土被り圧の関係

また、図 5 に鋭敏比 St の深度分布を示したが、洪積粘性土の鋭敏比は $St=7\sim 23$ の範囲に分布し、沖積粘性土に比べて全体的に大きい値を示している。このような粘性土は骨格構造²⁾の発達した自然堆積粘土に特有なものであり、圧密降伏応力を超える大きな荷重が作用すると、構造破壊に起因して塑性圧縮を伴う軟化が生じる性質を持っている³⁾。

当該地の洪積粘性土で生じた予測値を大きく上回る沈下の発生や沈下の加速化は、上記で示したように増加応力の大きさと洪積粘性土の物性を反映した結果と考えられる。

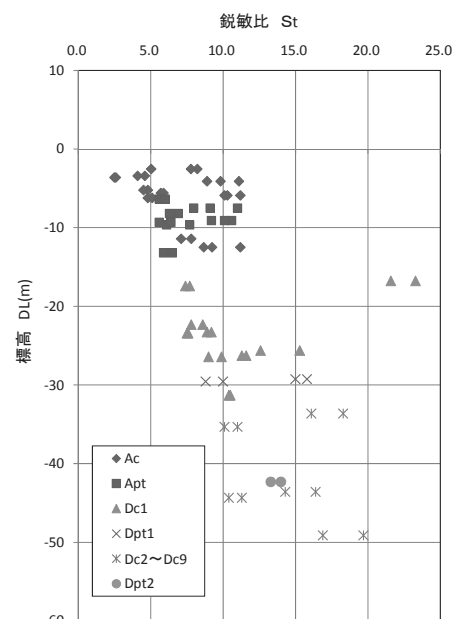


図 5 鋭敏比の深度分布図

3. データ収集分析

鳥浜地区の沈下挙動と類似した事例が既往の高速道路盛土において報告されている。

常磐自動車道神田地区で観測された時間～沈下曲線を図6に示す。当該地区では、下部粘土層の透水係数が小さく自然含水比も大きかったことから、沈下の長期化は予想されていたが、当初の一次元圧密理論に基づく予測沈下量が2mであったのに対し、その倍の沈下量が発生している。また、図6の○で囲った時間帯では、一旦収束に向かった沈下が速度を早める「加速化」が起きている。この時期、当該地区ではオーバーレイは実施していないため、荷重一定放置中に沈下速度が上昇したことになる。これは通常の圧密理論では説明のできない現象である。

さらに、神田地区の特徴は沈下の傾向だけではない。図7は、盛土中央直下に分布する下部粘土層における間隙水圧の計測データである。計測時期は、図7の点線で示した、1999年3月（供用開始から14年）及び2002年1月（同17年）の2回である。この時期は、オーバーレイは実施されておらず、荷重一定放置状態で沈下は収束傾向にある。軟弱粘土地盤での盛土工の実務設計では、盛土放置期間は、盛土構築時に発生した正の過剰間隙水圧が消散するのみで、地盤は安定に向かうとされてきた。しかし、神田地区では図7に示すように、消散する一方であるはずの過剰水圧が逆に上昇傾向を示し、「圧密沈下＝過剰水圧の消散」という従来の圧密理論では説明のできない現象が発生している。

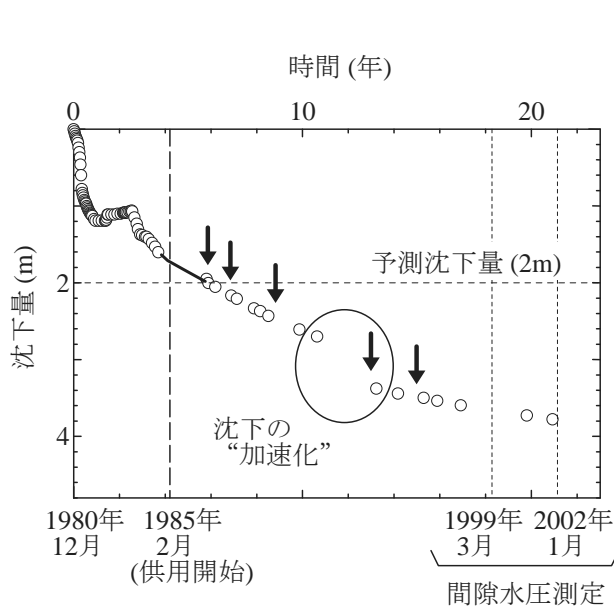


図6 神田地区の沈下の特徴(無処理地盤)⁴⁾

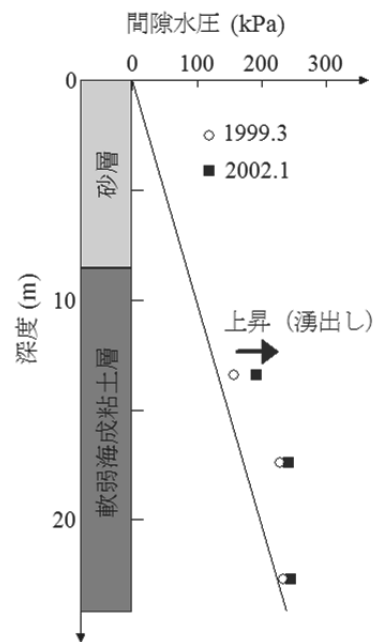


図7 間隙水圧分布(盛土中央直下)⁵⁾

このような神田地区で見られた「沈下の加速」、「間隙水圧の上昇」といった特異な挙動は、他の地区でも観測されている。

図8は、東名高速道路焼津地区の時間～沈下の測定結果で3000日～4000日間に沈下が加速している。また、図9は、1993年に供用した伊勢自動車道伊勢地区で2003年と2004年に測定した間隙水圧の結果である。2004年の測定値は、2003年より上昇していることがわかる。

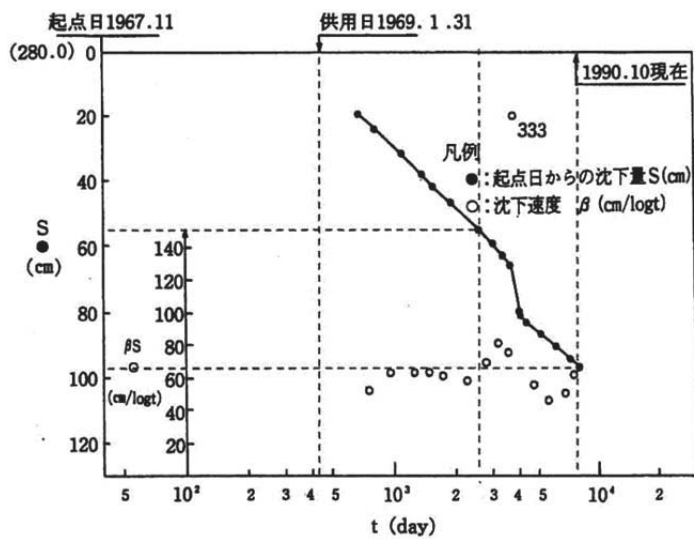


図8 焼津地区の時間～沈下の関係³⁾

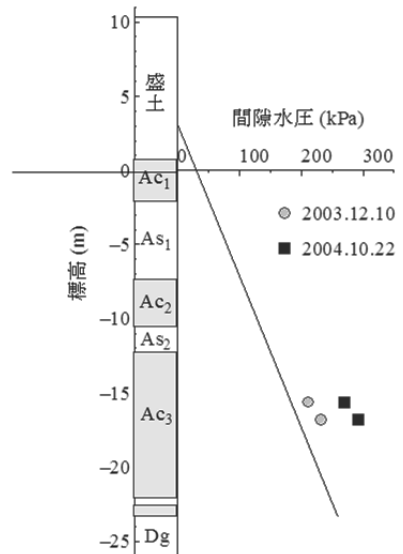


図9 伊勢地区の間隙水圧³⁾

これらの地区に分布する粘土の物性値を表1に示す。いずれも大きな間隙(高含水比)を有しながら高強度であり、鋭敏比が高い特徴を持っている。このような高位な構造を有する粘土では、塑性圧縮を伴う軟化が顕著に生じた結果、間隙水圧の上昇(湧出し)が起こる可能性がSYSカムクレイモデルを搭載した水～土連成有限変形解析により示されている³⁾。

表1 各地区の粘土の物性値^{6),7)}

	東名 焼津	東名阪 長島	北陸道 上越	常磐道 神田	伊勢道 伊勢
鋭敏比 S_r	7~10	10~18	不明	10~15	15~20
自然含水比 w_n (%)	50~60	60~80	40~80	80~100	60~80
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	50~120	70~130	100~140	70~100	100~130

盛土載荷に伴い大きな残留沈下が発生する可能性のある高位な構造を持つ粘土を判定する方法として、図10に示す簡易判定法が提案されている⁸⁾。これは、長期大沈下の可能性のある地盤の条件として、圧縮指数比 C_c/C_{cr} (不攪乱試料と練返し試料の圧縮曲線における再急勾配の比) が1.5以上、かつ鋭敏比 S_t が8以上を基準としたものである。図10に鳥浜地区の試験値をプロットしたが、洪積粘性土は概ねこの条件に該当し、総沈下量は少ないが、沈下が遅れるため残留沈下量が大きくなる可能性がある。このように、長期大沈下の可能性のある地質リスクを持つ地盤であるか、事前に確認することは重要であり、その判定手法の一つとして、ここに示した簡易判定法は有効であると考えられる。

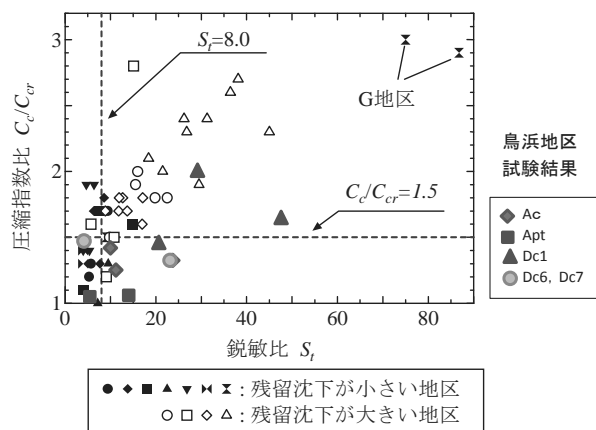


図10 長期大沈下を示す地盤の簡易判定

4. マネジメントの効果

前述した常磐自動車道神田地区では、供用開始後に続いた残留沈下により、縦断方向の不同沈下の他、路肩の幅員不足や近接する田面の沈下、家屋の傾斜など多くの被害をもたらした。維持・補修を必要とした。図 11 は神田地区の道路工事補修費の経年変化である。供用後 14 年間で、累計約 20 億円の維持管理費が発生している⁹⁾。

もし、建設時にサンドドレーン等の地盤改良による事前処理や、大きな残留沈下を予測した合理的な設計を予め行っていたら、供用後の継続的な維持管理費を削減できていたかもしれない。このような観点から、神田地区では、供用開始後の維持補修工事費を含めたトータルコストについて、実際の事例をもとに検討が行われている⁹⁾。対策工の比較を行ったのは、①無対策（現状）、②供用開始まで 1 年間放置、③盛土下 20m をサンドドレーン打設、④深層混合処理工法の 4 ケースである。図 12 に検討結果を示す。サンドドレーン工法がトータルコスト最小であることがわかる。また、盛土を一年放置した程度では、コスト削減効果はわずかであり、放置による残留沈下低減効果を得るには、長期間放置する必要があることがわかる。

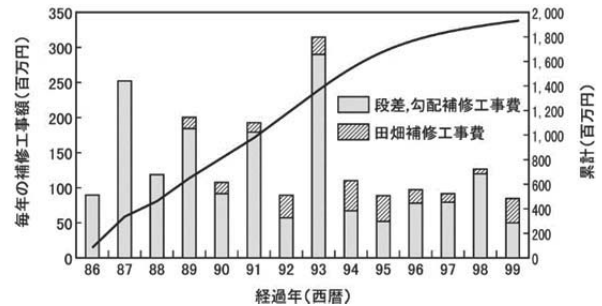


図 11 神田地区の補修工事費の経年変化⁹⁾

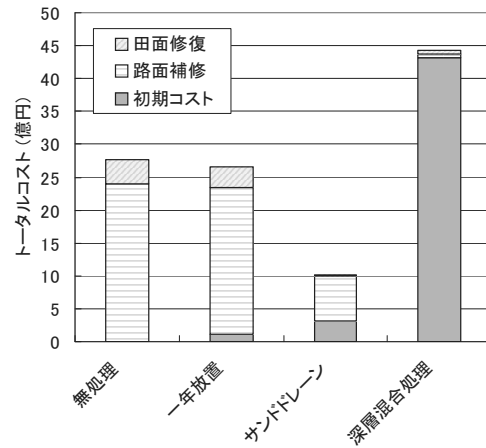


図 12 トータルコストの比較⁹⁾

5. データ様式の提案

図 12 に示した神田地区の検討事例を参考として表 2 に示す。

【参考文献】

- 1) 「土の会」技術伝承出版編集委員会:高速道路の軟弱地盤技術観測的設計施工法.鹿島出版会.P4.2011.12.
- 2) 三笠正人:土の工学的性質の分類表とその意義,土と基礎,12(4), pp.17-24,1964.
- 3) 田代むつみ:土骨格構造の進行性破壊を伴う自然堆積粘土地盤の長期圧密変形挙動の解析,名古屋大学学位請求論文,2005.
- 4) 財団法人高速道路技術センター:軟弱地盤工の設計・施工に関する検討報告書,旧日本道路公団委託,2004.
- 5) 旧日本道路公団試験研究所:平成 13 年度盛土の液状化対策工法の設計に関する検討報告書,2001.
- 6) 旧日本道路公団試験研究所道路研究部土工研究室:軟弱地盤対策工の評価に関する研究会報告書,試験研究所技術彙報,第 11 号,2004.
- 7) 稲垣太浩,長尾和之,中野正樹,野田利弘:軟弱粘土地盤上の高速道路盛土の長期沈下に関する一考察,第 39 回地盤工学研究発表会講演集,pp.897-898,2004.

- 8) Inagaki, M. Nakano, M.Noda, T. Tashiro, M.Asaoka, A.: Proposal of a Simple Method for Judging Naturally Deposited Clay Grounds Exhibiting Large Long-term Settlement due to Embankment, Soils and Foundations, Vol.50, No.1, pp.109-122, 2010.2
- 9) 竜田尚希, 稲垣太浩, 三嶋信雄, 藤山哲雄, 石黒健, 太田秀樹: 軟弱地盤上の道路盛土の供用後の長期変形挙動予測と性能設計への応用, 土木学会論文集, No.743/III-64, pp.173-187, 2003.

表2 B. 地質リスクが発現した事例

大項目	小項目	データ	
対象工事	発注者	旧日本道路公団	
	工事名	〇〇工事	
	工種	道路盛土	
	工事概要	軟弱地盤上の高盛土工事	
	①当初工事費	不明(0円とする)	
	当初工期	不明	
リスク発現事象	リスク発現時期	道路供用開始以降継続	
	トラブルの内容	長期に渡り継続する残留沈下	
	トラブルの原因	長期大沈下が生じる地盤の認識不足	
	工事への影響	建設工事終了後の事象	
追加工事の内容 (維持補修工事)	追加調査の内容	—	
	修正設計内容	—	
	対策工事	—	
	追加工事(維持補修工事)	段差・勾配補修工事、幅員拡幅工事、田畑補修工事等	
	追加費用	追加調査	—
		修正設計	—
		対策工	—
		追加工事	約28億円(図12より)
		②合計	約28億円
	延長工期	—	
間接的な影響項目	補修工事に伴う通行止めなどのサービス低下		
負担者	発注者		
リスク管理の理想像	対応(すべき)時期	調査・設計・工事段階	
	対応(すべき)者	発注者、地質技術者、設計技術者	
	対応(すべき)内容	構造概念に基づく沈下予測と設計	
	判断に必要な情報	地盤構成、物性値(構造の程度)、長期沈下判定法	
	対応費用	調査	約0.2億円
		対策工	—
		③合計	約0.2億円
	想定工事	工事概要	サンドドレーン(図12より)
④工事費		約2.8億円(図12より)	
工期		約6か月	
リスクマネジメントの効果	費用(((①+②)-(③+④)))	約25億円	
	工期	当初工事より長い工事期間が必要	
	その他	—	

1. 事例の概要

ため池は地域の農業生産の基盤となる重要な施設の一つである。ため池のリスク管理に関し、地震時や豪雨時に懸念されるため池の氾濫域等を予測する解析手法は、精緻なモデルから簡易なツールまで数多くの提案がなされている。しかしながら、これらの手法を用いて実際に氾濫解析を行い、氾濫域の資産データを整理し適用するには多大な作業コストを要し、計画段階で地区間の被害の大小を簡易に比較しようとする場合などに適用できる実用的な手法は確立されていない。

そこで本研究では、地域一帯の総合リスクを評価するツール開発の一環として、地形条件が類似する同一県内の数地区の山池を対象に実施した氾濫解析結果から想定される被害額を算出し、貯水量や氾濫域の地形条件・資産密度等のうち被害額の値に大きく影響する因子を実験計画法により抽出する。さらには機能保全対策を詳しく検討する前段で対象ため池を選定する際に適用できる手法への展開を視野に、抽出する因子を用いて概略の被害額を算出しようとする場合の課題等について考察を加える。

2. 事例分析のシナリオ

(1) 氾濫解析と被害額算定の手法

① 氾濫解析手法

本研究では、基礎方程式に鉛直方向の等速度分布、非圧縮性流体、静水圧分布、底部傾斜を条件とする平面 2 次元浅水方程式を用い、近似リーマン解法を用いた有限体積法^{1)~3)}により解析を行う。

$$\frac{\partial \mathbf{U}}{\partial t} + \frac{\partial \mathbf{F}}{\partial x} + \frac{\partial \mathbf{G}}{\partial y} = \mathbf{S} \quad (1)$$

$$\mathbf{U} = \begin{pmatrix} h \\ uh \\ vh \end{pmatrix}, \mathbf{F} = \begin{pmatrix} uh \\ u^2h + gh^2/2 \\ uvh \end{pmatrix}, \mathbf{G} = \begin{pmatrix} uh \\ uvh \\ v^2h + gh^2/2 \end{pmatrix} \quad (2)$$

$$\mathbf{S} = \mathbf{S}_0 + \mathbf{S}_f = \begin{pmatrix} 0 \\ ghS_{ox} \\ ghS_{oy} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ -ghS_{fx} \\ -ghS_{fy} \end{pmatrix} \quad (3)$$

ここで、 h : 水深、 u, v : x - y 直交座標 x, y 方向の流速、 g : 重力加速度、 S_{ox}, S_{oy} : x, y 方向の河床勾配、 S_{fx}, S_{fy} : x, y 方向の摩擦勾配である。河床勾配 S_0 は基準水平面からの河床高 z_b から次式で得られるものとし、河床勾配は下りの傾きを正とする。また、摩擦勾配は Manning 式を用いる。

$$S_{ox} = -\frac{\partial z_b}{\partial x}, S_{oy} = \frac{\partial z_b}{\partial y} \quad (4)$$

$$S_{fx} = \frac{n^2 u \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}}, S_{fy} = \frac{n^2 v \sqrt{u^2 + v^2}}{h^{4/3}} \quad (5)$$

n : マニングの粗度係数であり, ここでは $n=0.026$ とした.

有限体積法は積分形の方程式に基づく数値解析法で, 解領域を有限個の隣接するコントロールボリュームに分割する. 図 1 に代表的なコントロールボリュームの定義を示す. 計算の対象セルを L とし隣接セルを R とする. この定義に基づき, 近似リーマン解法による支配方程式は次式で与えられる.

$$\frac{dU_i}{dt} = -\frac{1}{\Omega_i} \sum_{j=1}^4 \mathbf{E} \cdot \mathbf{N}_{ij} \Delta \Gamma_{ij} + S_i \quad (6)$$

ここで, $\mathbf{E}=\mathbf{F}+\mathbf{G}$, \mathbf{N} : 単位法線ベクトル, $\Delta \Gamma$: 境界線の長さである.

解析対象とするモデル地区は, 数多くのため池が存在する中国四国地域の A 県から貯水池の規模や下流域の住居, 事業所, 農地等の存在する密度が異なる表 1 の 3 地区を選定する.

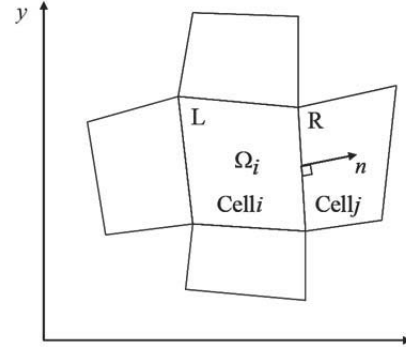


図 1 コントロールボリュームの例

② 被害額算定手法

被害額は土地改良の効果算定手法⁴⁾に準じ, 氾濫解析結果から得られる最大浸水深をもとに算定する. 被害を受ける資産は, 有償または無償で一般に公開され, 誰もが容易に入手可能な 500m メッシュのデータを利用する. 表 2 に被害額算定に用いる主な資産データを示す.

(2) 被害額への影響が想定される

因子

① 因子選定の考え方

被害額は, ⑦有限体積法により氾濫解析を実施し氾濫域の各 25 m メッシュの最大浸水深を算定し, ④その値に各メッシュの世帯数や事業所の従業者数, 農地面積等の資産データを適用することによって算出することから, ここでは, この⑦と④の各プロセスで結果に影響する可能性があると考えられる因子を感度の検討対象として挙げることにする.

② 検討対象とする因子

⑦の氾濫解析の結果得られる最大浸水深に影響すると考えら

表 1 モデル地区の概要

	A 地区	B 地区	C 地区
形態	複数	複数	単独
有効貯水量 (千 m ³)	上池 216	上池 84	10
	下池 212	下池 96	
ため池 堤高(m)	上池 11.8	上池 9.0	6.7
	下池 11.6	下池 9.0	
堤長(m)	上池 99	上池 129	5.6
	下池 111	下池 202	
受益面積(m ²)	上池 12	上池 12	5
	下池 12	下池 18	
下流域			
世帯数(世帯/km ²)	334	324	121
従業者数(人/km ²)	862	124	186
農地面積(ha/km ²)	31.2	56.3	57.0

表 2 被害額算定に用いる主な資産データ

項目	データの入手方法等
世帯数・ 従業者数	政府統計の総合窓口 e-Stat の HP から 500m メッシュの世帯数, 全産業従業者数のデータをダウンロード
農林漁家数	各 500m メッシュの世帯数に市町村単位の農林漁家の比率を乗じて算出
延床面積	「国勢調査地域メッシュ統計」の延床面積が 0~29m ² から 150 m ² 以上までの 6 区分の世帯数をもとに算出
水田・ 畑面積	土地利用種別が「田」と「その他の農用地」のメッシュに 100m メッシュの面積を水田・畑面積として与える

れる因子としては、a)ため池の有効貯水量、b) 氾濫解析エリアの面積に対する貯水池より標高が低い区域の面積の割合、c) 主たる氾濫流路の勾配の中央値の3つを選ぶ。これら以外にも氾濫流路の平均勾配等も候補としては考えられたが、中央値の方が、値の頻度分布も考慮される点で有利と考えc)を勾配の因子に選ぶこととした。④の被害額を算定する際に影響すると考えられる因子としては、d)氾濫解析エリア内の土地利用種別が「森林」以外の区域（これをここでは「利用可能区域」と呼ぶ）の面積の割合、e)利用可能区域1km²当たりの世帯数、f)利用可能区域1km²当たりの従業者数、g)利用可能区域1km²当たりの農地面積、h)利用可能区域内の農作物の平均価格を選定した。人口や事業所数は、それぞれe)やf)との相関が強く、またe)やf)は被害額算定の際に直接用いられる値であることから、これらを優先して選択することとした。

3. マネジメントの効果

(1) 実験計画法による因子の感度解析

① 実験計画法

本報告では実験計画法⁵⁾に着目し、ため池の簡易な被害額算定手法を提案することを視野に、その最初のステップとして、実験計画に基づいた氾濫解析結果（直交表に従った実験結果）の線形回帰で各因子の被害額に対する感度を求める。ここでは計算効率が良好とされているL16直交表を用いることとし、その直交表に全水準の中心点を追加した。感度

表3 解析に用いたL16直交表と各ケースの浸水被害（額）

No.	a	b	c	d	e	f	g	h	世帯数		事業所数		農地面積 (ha)	被害額 (百万円)
									床下	床上	床下	床上		
1	1	1	1	1	1	1	1	1	1,434	25	489	42	125[7]	3,084[121]
2	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1	209	4	42	4	65[4]	679[57]
3	1	1	-1	-1	1	1	1	1	1,395	455	433	149	210[57]	23,443[931]
4	1	1	-1	-1	-1	-1	-1	-1	203	66	21	7	108[29]	3,029[457]
5	1	-1	1	-1	1	1	-1	-1	297	196	30	24	48[23]	7,805[365]
6	1	-1	1	-1	-1	-1	1	1	43	29	1	1	79[33]	1,494[565]
7	1	-1	-1	1	1	1	-1	-1	869	514	90	61	89[37]	18,717[588]
8	1	-1	-1	1	-1	-1	1	1	127	75	4	3	120[50]	3,164[854]
9	1	1	1	-1	1	-1	1	-1	731	2	13	0	91[0]	1,063[17]
10	-1	1	1	-1	-1	1	-1	1	106	0	277	4	78[0]	1,428[20]
11	-1	1	-1	1	1	-1	1	-1	1,917	0	37	0	163[1]	2,676[33]
12	-1	1	-1	1	-1	1	-1	1	279	0	773	0	100[0]	3,766[26]
13	-1	-1	1	1	1	-1	-1	1	920	10	5	0	70[4]	1,496[80]
14	-1	-1	1	1	-1	1	1	-1	134	1	96	1	73[4]	826[69]
15	-1	-1	-1	-1	1	-1	-1	1	436	12	2	0	48[1]	862[37]
16	-1	-1	-1	-1	-1	1	1	-1	63	2	28	1	74[2]	499[42]
17	0	0	0	0	0	0	0	0	434	248	135	49	123[46]	9,673[743]

a(1,0,-1)=(428,126,10) 千 m³

b(1,0,-1)=(77.5,30.3,48.6) %

c(1,0,-1)=(1.2,0.8,0.6) %

d(1,0,-1)=(71.3,47.0,27.5) %

e(1,0,-1)=(502,268,73) 世帯

f(1,0,-1)=(1293,390,62) 人

g(1,0,-1)=(61.0,55.8,43.3) ha

h(1,0,-1)=(68628,55765,43315) 円

農地面積欄の[]は耕土流出面積で内数

被害額欄の[]内は農業被害額で内数

解析に用いた直交表と各ケースの浸水被害を表 3 に、氾濫解析結果の一例を図 2 にそれぞれ示す。なお、ここでの氾濫解析や被害額の算定には、3 地区の地形データや土地利用種別、世帯数等を一部補正して用いている。たとえば、氾濫流路の勾配の中央値が規定の値となるよう最低標高との標高差に一定の倍率を乗じて全地点の標高を補正した。

② 感度解析結果

直交表に基づく数値実験の結果得られた被害額をもとに、各因子の寄与度を計算した結果を図 3 に示す。この図から、a)ため池の有効貯水量、c) 主たる氾濫流路の勾配の中央値、e)利用可能区域 1km²当たりの世帯数、f)利用可能区域 1km²当たりの従業者数の 4 つの因子が被害額に大きく寄与する結果となっていることがわかる。一方、b) 貯水池より標高が低い区域の面積の割合や、d) 利用可能区域の面積の割合等は被害額の値にほとんど影響しない結果となった。これらはモデル地区全体の地形や土地利用を反映する値ではあるものの、氾濫域に特化した値でないことから、被害額への影響は限定的となるためと推察される。また、g)農地面積や h)農作物の平均価格の被害額への寄与度も極めて小さい結果となった。これは表 3 に示すとおり各ケースともに被害額全体に占める農業被害額の割合が大きくないことによるものと思われる。

③ 因子と被害額との関係式

被害額への寄与度が大きいとの感度解析結果が得られた a)有効貯水量、c) 主たる氾濫流路の勾配の中央値、氾濫域の e)世帯数の平均密度と f)従業者数の平均密度の 4 つの因子と被害額との関係を示す重回帰式を求めると次式のとおりとなる。

$$\text{被害額} = 3049931.500A - 2392525.875C + 2766336.000E + 2819114.375F + 4923849.353 \quad (7)$$

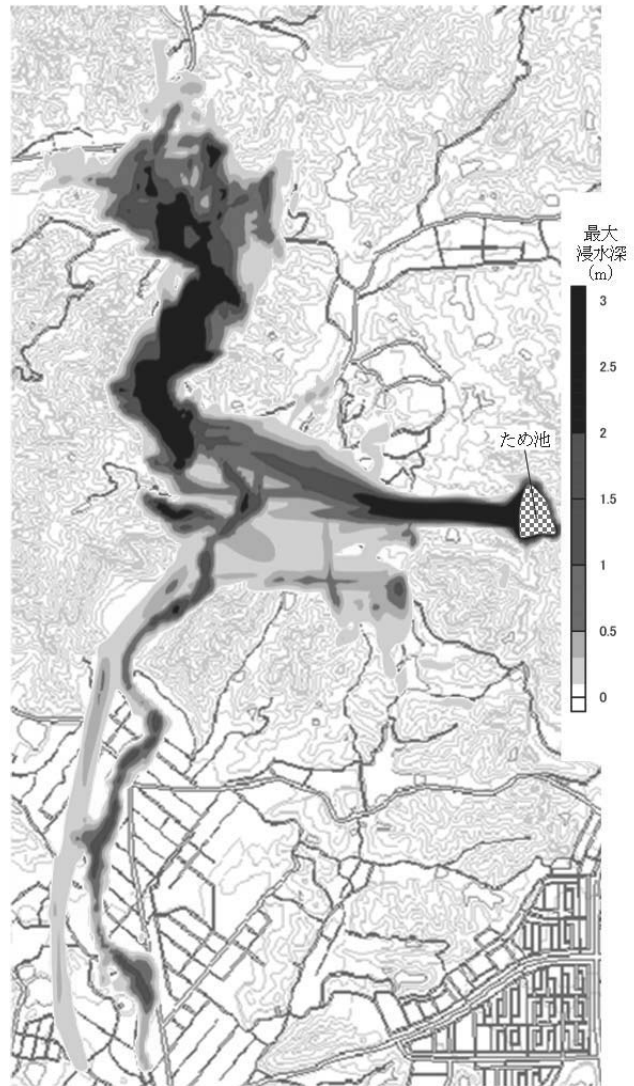


図 2 氾濫解析結果 (No.3 の例)

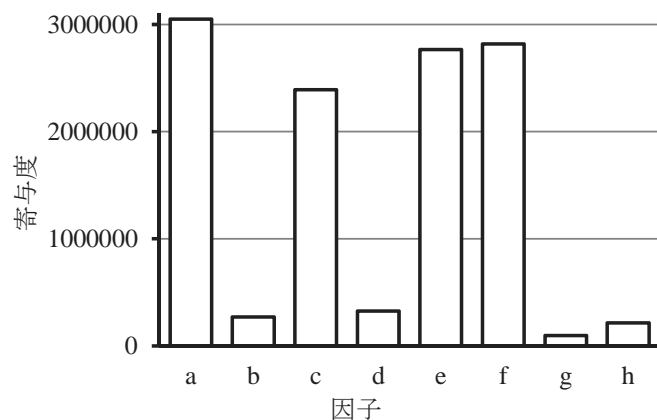


図 3 各因子の被害額への寄与度

ここで $A=-0.0013a^2+0.1035a-1.1022$

(a の単位 : 万 m^3)

$C=-4.1667c^2+10.833c-6$

(c の単位 : %)

$E=-1.9923e^2+5.8076e-1.4133$

(e の単位 : 千世帯)

$F=-1.5771f^2+3.7616f-1.2272$

(f の単位 : 千人)

(7)の関係式をもとに算出される被害額の適合度は図4に示すとおり、一定の相関は認められるものの、未だ実用に足る精度を有しているとは言い難い。4つの因子のみに着目し数値実験を重ねることにより、さらに相関の高い関係式を導くことが必要である。

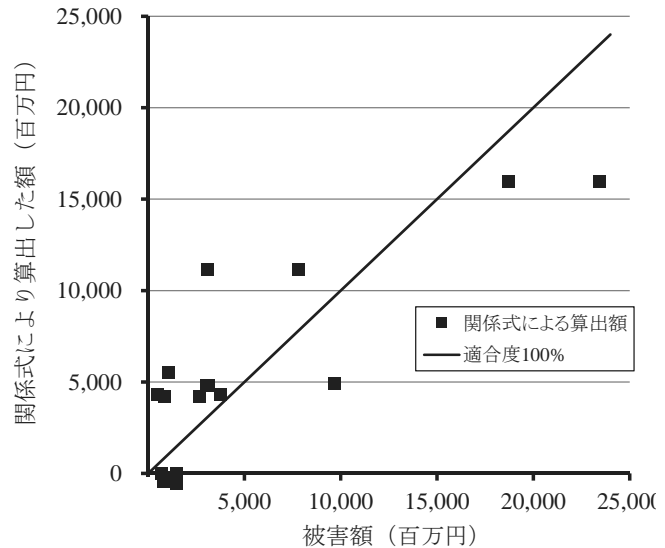


図4 関係式からの算出額の適合度

(2)考察

以上の結果は、寄与度が大きい因子を用いることにより、モデル地区の被害額を簡易に算定できる可能性を示唆するものである。また、この関係式を応用することにより、下流の地形や資産密度等の条件がモデル地区と一定程度類似するため池を対象に、詳細な解析や資産データの整理を行わずに被害額を概略で想定できる可能性がある。その際には、表3の直交表に適用した数値の範囲を一つの目安として、適用限界を明らかにすることが重要となる。

(3)まとめ

近年、記録的な集中豪雨が頻発するなかにあつて、西日本の瀬戸内海沿岸を中心に存在する膨大な数のため池の保全管理に万全を期すための一つの方策として、氾濫時に想定される被害額に応じて効果的に対策を講ずることが有効と考えられる。本研究の成果をさらに発展させ、地形条件やため池の規模、下流に存在する住居等の密度等を用いて簡易に被害額を概算できる手法を考案することが今後の課題である。

本研究の一部は科学研究費補助金基盤研究(B)(課題番号 25922143)の援助を受けています。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Toro,E.F. (1999) : Riemann Solvers and Numerical Methods for Fluid Dynamics -A Practical Introduction- 2nd Edition, Springer, pp.315-331
- 2) Yoon,T.H. and Kang,S-K (2004) : Finite volume model for two-dimensional shallow water flows on unstructured grids, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 678-688
- 3) 西村伸一, 森俊輔, 藤澤和謙, 村上章(2009) : 豪雨時の越流破堤に対するため池堤体の信頼性設計, 応用力学論文集, 12, pp.89-97
- 4) 農林水産省農村振興局企画部土地改良企画課・事業計画課(2007) : 新たな土地改良の効果算定マニュアル, 大成出版社
- 5) 山田秀(2004) : 実験計画法-方法偏, 日科技連出版社

【論文 No. 17】 崖錐性緩斜面における切土法面工事で発現した地質リスク事例

大地コンサルタント(株) ○岸本 圭

長谷部 継俊

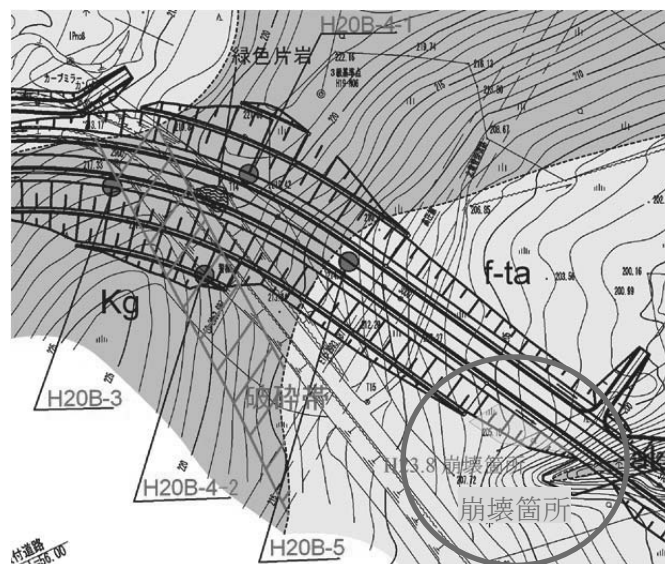
石井 真治

1. 事例の概要

(1) 経緯

本事例は北海道中央部の丘陵地における道路改良工事(延長 300m 区間、最大 3 段の切土計画)箇所が発生した小規模な法面崩壊に対して地質リスクマネジメント手法を適用した事例である。

当該箇所は計画施工面までの段階的な切土施工中に、1 段前後の低切土区間で幅 15～30m の法面崩壊が発生した。このため、緊急的な現地調査を行い、調査結果に基づき修正設計により法面勾配を変更、排水処理を目的とした高規格の法面保護工を適用した。



(2) 地形・地質条件

事例箇所の位置する北海道中央部には、神居古潭帯と呼ばれる変成岩地帯が南北に延び、片岩や蛇紋岩など膨潤性粘土鉱物を伴う脆弱な地質が分布する。また、北海道は高緯度地域のため、強い凍結融解作用を受け土砂の細粒化や緩みの進行、クリープ性斜面変動を伴うことが多い。崩壊発生箇所はこのような脆弱な粘性土を伴う緩い崖錐堆積物が低切土の緩斜面区間に厚く分布する条件であった。

図 1 崩壊発生箇所の道路計画及び地質平面図



写真 1 崩壊地全景(左正面・右横断)

(3) 地質リスク

一般に、切土法面調査では区間内の切土高が最大となる箇所で道路縦横断的に地質調査(ボーリング調査等)を実施することが多く、これは法面安定上、切土高が高いほど斜面(切土法面)の安定性が低くなることを考慮したものであり、理にかなうものである。

しかし、切土の安定性に関わる地質要因には切土高以外にも、地すべり地形等の不安定斜面や湧水等の水理条件等様々な要因があり、切土高が低くても法面の安定性が低い箇所がある。これは多くの地質技術者が認識しているところである。

当該箇所で見出した地質リスク（法面崩壊）は、傾斜岩盤上の崖錐堆積物の基底面（土砂-岩境界）で発生しており、境界部には厚さ5cm程度の変成岩起源の雲母や滑石等を含有する主体とする高含水でせん断強度の低い軟弱な粘土が確認された。崩壊はこの土砂-岩境界に分布する粘土層を弱層（すべり面）とし、背後に集水地形や水ミチ（地下水の浸透経路）を伴うことで、法面崩壊が発生し易い条件（地質リスク）が潜在していたものと考えられる。

このようなリスクは同様の変成岩分布地域における施工事例や、周辺の地形・地質資料の検討により事前予測が可能であったものと考えられる。



写真1 崩壊基底面の軟弱粘性土層

2. 事例分析のシナリオ

本事例は地質リスクが発現した事例（B型）に分類され、追加対策調査・設計・工事が発生したケース(1)と、地質リスクを予測して事前の調査・設計によりリスクを回避した場合の想定ケース(2)を比較した。

(1) 緩斜面での地質リスクを想定しなかったため、施工中にリスクが発現（実際）

当初は法面の不安定化につながる破碎帯の分布に着目していたため、一般的な法面調査手法と適合する切土高が最大となる箇所を中心とした調査配置となっていた。このため、低切土部の崖錐斜面は問題ないものと判断して、一般的な法面勾配と保護工を適用した。しかし、崖錐性緩斜面区間に当初想定していなかった流れ盤傾斜の土砂-岩境界部の弱層が出現したため、施工中に法面崩壊が発生し、追加調査・設計、対策工事が必要となったケースである（地質リスクが発現）。

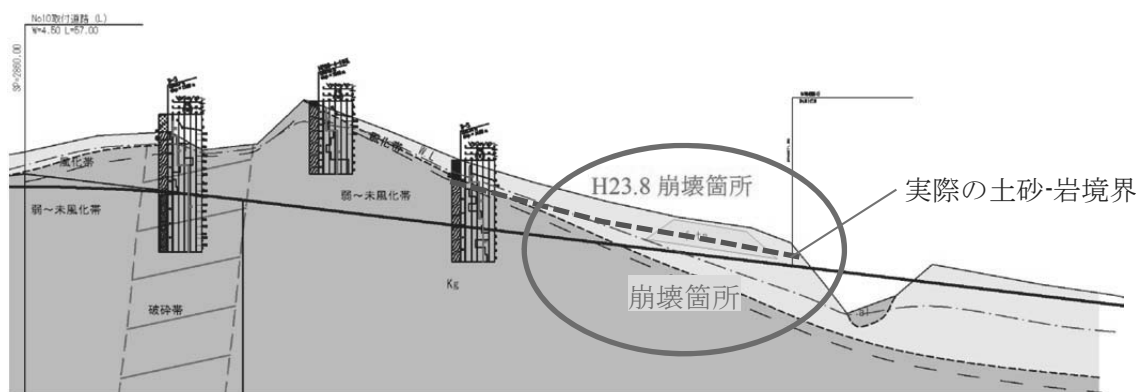


図2 調査当時の想定地質縦断面図

(2) 地質リスクを回避するために事前調査を実施（想定）

地質リスクマネジメントを行い、調査段階で法面崩壊の可能性を予測し、事前調査を実施することで適切な対応方針（安定勾配の選定）を決定し、地質リスクを回避することが出来た可能性がある。以下に設定した事前調査内容を示す。

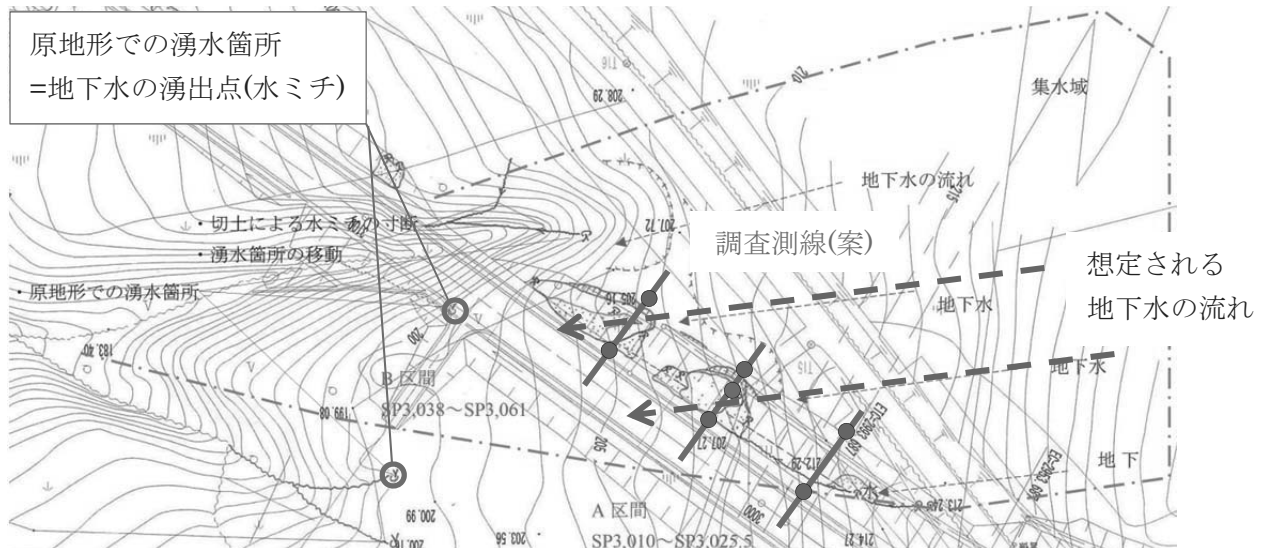


図3 周辺の地形・地質条件から想定される水理構造と調査計画測線案

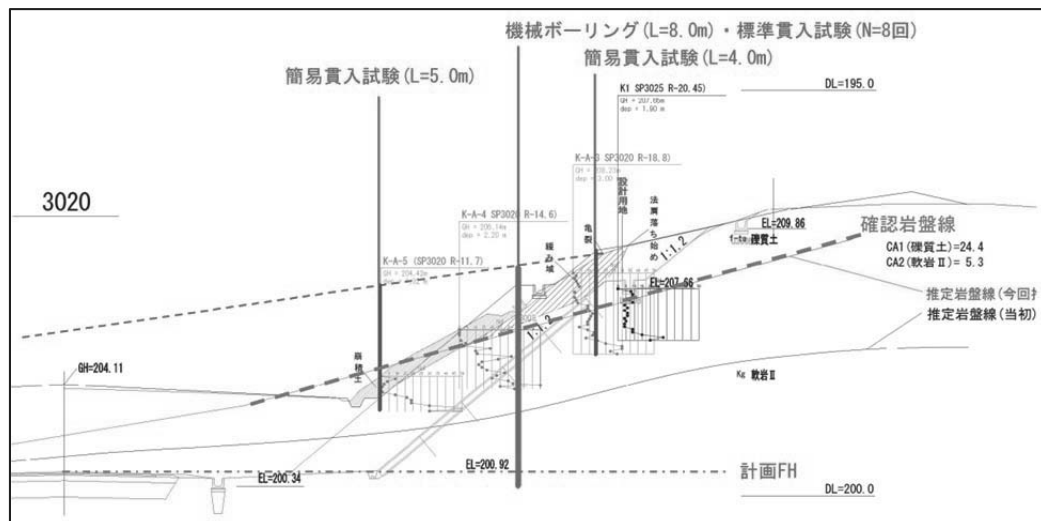


図4 地質リスク回避のための事前調査計画案

- <調査の目的：低切土区間での崩壊要因となる土砂－岩境界の分布と性状の確認>
- ・調査測線：背後に集水地形や斜面下方に湧水箇所を伴う低切土区間において3測線程度（内1断面は地質確認のための機械ボーリングを実施）設定。
 - ・機械ボーリング L=8.0m：計画 FH 程度まで。法面中間に配置。
 - ・簡易貫入試験 2孔 延べ L=9m：貫入不能(風化岩盤)まで。計画法肩・法尻付近に配置。

3. データ収集分析

前述した2つのシナリオに沿ってマネジメント効果を検討する場合、以下の項目に妥当性が求められる。本事例では、不確かさは概して安全側（効果が小さくなる側）に評価しており、実際にはより大きなマネジメント効果が得られていたと考えられる。

1) 実際のシナリオと想定シナリオにおけるコストの精度

実際に地質リスクが発現した事例であり、工事コストは精度が高い。想定シナリオについては地質調査段階における追加調査が主体のため、両者ともに高い精度となっている。

5) 地質リスクに対する技術者の判断の妥当性

本事例では、実際の崩壊発生後（リスク発現後）に実施した調査内容で十分リスクに対応可能なものとみなして地質技術者の判断を定量化した。しかし、リスク発現前の段階（想定）では、提案する調査内容や対象箇所等に関して担当技術者の判断が大きく関与する。

崩壊発生の可能性を事前に予測するための調査内容については、実際の調査で土砂-岩境界の軟弱粘土層が簡易貫入試験で $N_d \leq 4$ と非常に低い値が確認されており、この点に着目した調査内容が設定されていれば、地質技術者が予測可能であったと判断した。

2) 調査コストに関わる不確か性

調査コストに関しては、個々の技術者が提案する調査内容次第で調査コストが大幅に変化する可能性がある。B型のように地質リスクが発現した事例では、地質条件を予測できない段階での調査内容は技術者や発注者の判断により調査コストが左右されることが多く不確か性が大きい。このため、事前調査のコスト設定は想定より大きくなる可能性があり、その場合、マネジメント効果は小さくなる側に作用する。

3) リスクの生起確率

上述のように、本事例ではリスクが発現しなかった場合の想定ケースにおいて、技術者や発注者の判断に関する不確か性を内包している。従って、事前調査段階で予測されるリスクの生起確率は「想定される調査を実施した時にリスクが発現する確率」とみなすことができ、本検討では設定した調査内容を行った場合のリスクの生起確率を100%の場合（Aパターン）と50%の場合（2回に1回はリスクが発現する：Bパターン）を検討した。

また本ケースは施工途中段階で地質リスクが顕在化したため対策を講じているが、施工完了後（道路供用後）に顕在化したケースを考慮すると、供用後にリスクが顕在するケースの方がコスト損失としてはより大きくなることが予想される。

4) トラブルの内容と事業コスト損失

本事例では実際に地質リスク（法面崩壊）が発現したため、これに要した対策工のみをコスト損失として評価した。

なお、工事費の表記方法は、データ様式に示した当初工事費は諸経費込みの落札額で示し、対策に要した調査・設計・工事費は直接工事費で比較した。

4. マネジメント効果

効果の分析にあたっては、シナリオ(1)におけるコストをリスク発現後の追加調査・設計、対策・追加工事に関するものとし、シナリオ(2)におけるコストは崩壊発生箇所ですべて事前調査を行った場合のみをリスク対応のコストとした。

(1) Aパターン：生起確率 100%の場合（設定調査内容でリスクが 100%排除可能）

生起確率を 100%とした A タイプの場合、実際のシナリオ(1)と事前調査を実施したシナリオ(2)とのコストの差がマネジメント効果となる。

マネジメント効果は、直工費比較で 770 万円と総工事費のうち、切土法面工事に関連する工事費（約 3,000 万）の 25%程度である。

表 1 マネジメント効果の算定表

項目	ケース(1)：リスク非対応(実際)	ケース(2)：リスク対応(想定)
調査	路線測量（横断測量）L=0.1km 簡易貫入試験 29 孔、延べ 52.6m (700 千円)…①	ボーリング調査 1 孔 延べ 8m 標準貫入試験 1 孔 延べ 8 回 簡易貫入試験 6 孔 延べ 54m 室内土質試験 1 試料 (700 千円)…⑤
設計	道路詳細設計 L=0.1km (300 千円)…②	当初の詳細設計時に対応を想定 (0 千円)
工事	対策工事(埋戻し・シート被覆) 追加工事(土工、法面工、排水工) (9,400 千円)…③	法面勾配変更（土工、法面工） (2,000 千円)…⑥
合計	①+②+③=(10,400 千円)…④	⑤+⑥=(2,700 千円)…⑦
マネジメント効果	(④-⑦)=(10,400 千円-2,700 千円)=(7,700 千円)	

(2) Bパターン：生起確率 50%の場合（事前調査実施時でもリスクが 50%の確率で発現）

生起確率を 50%とした B タイプの場合、以下の様に効果が算定され、事前調査で半分の割合でリスクに対応可能と想定したケースにおいても、マネジメントの効果は、直工費比較で 385 万円と総工事費の切土法面工事関連費（約 3,000 万）の 13%程度となった。

・「マネジメント効果」(3,850 千円)

= 「リスク非対応(1)コスト」(④：10,400 千円)

- 「「リスク対応(2)コスト (④-((⑤+②+③)×0.5+⑦×0.5))」：6,550 千円)

以上の検討結果から、技術者の判断で 50%程度まで生起確率が抑えられた場合でも事前調査を行うことで費用対効果が確保されるという結果が得られ、本事例の様な小規模な法面崩壊にマネジメント手法を適用した場合でも、十分効果が得られることが確認された。また、供用後のリスク発現で通行止めや人的被害も想定される地質リスクであり、本事例にリスクマネジメントを適用した場合、更に費用対効果が高いものとなったと想定される。

5. データ様式の提案

本事例は B 表原案に記入し修正は特に加えていない。

B. 地質リスクが発現した事例

大項目	小項目	データ		
対象工事	発注者	北海道		
	工事名	〇〇線改良工事		
	工種	切土		
	工事概要	延長 300m の切土工事		
	①当初工事費	128,730 千円 (内、切土法面工事 約 30,000,000)		
	当初工期	H23. 3. 25～H23. 10. 31 (約 7 ヶ月間)		
リスク発現 事象	リスク発現時期	融雪期・豪雨時		
	トラブルの内容	工事中の法面崩壊		
	トラブルの原因	低切土部での調査不足、地質リスクの認識不足。 変成岩起源の周氷河性崖錐堆積物、土砂-岩境界		
	工事への影響	応急・恒久対策工事実施、工期延伸		
追加工事の内容	追加調査の内容	路線測量(横断測量) L=0.1km 簡易貫入試験 29 孔、延べ 52.6m		
	修正設計内容	道路詳細設計 L=0.1km		
	対策工事	掘削土の埋め戻しによる押さえ盛土工		
	追加工事	切土工(掘削)、特殊布団かご工(保護工)		
	追加費用	追加調査	測量・調査 700,000	
		修正設計	道路詳細設計 300,000	
		対策工	土工(埋戻し・シート被覆) 100,000	
		追加工事	道路土工(掘削)	4,000,000
			法面工(特殊布団かご工)	4,000,000
	②合計	排水工 1,300,000 10,400,000		
延長工期	工期内に対策・追加工事完了			
間接的な影響項目	—			
負担者	納税者			
リスク管理 の理想像	対応(すべき)時期	詳細設計前(調査段階)		
	対応(すべき)者	調査者		
	対応(すべき)内容	ボーリング調査、室内土質試験		
	判断に必要な情報	土砂分布厚、地形調査、土質特性		
	対応費用	調査	機械ボーリング・標準貫入試験 1 孔 400,000	
			簡易貫入試験 6 孔 延べ 54m 250,000	
		室内土質試験 1 試料 50,000		
		③合計	0	
	想定工事	工事概要	①に法面勾配変更に伴う掘削を追加	
		④工事費	①+2,000,000	
工期		①に同じ		
リスクマネ ジメントの 効果	費用 ((①+②) - (③+④))	7,700,000		
	工期	変更なし		
	その他	本事例では技術者の判断により生起確率が 50% となった場合でも切土工事費の 13% 程度のマネジメント効果が得られることが確認され、地質リスクの発現を事前に予測し、適切な調査を実施することでコスト縮減に寄与することが出来たものと想定される。また、実際には当初の工事期間内でリスク発現の影響を解消することが出来たが、道路供用中に地質リスクが発現した場合、事業費や周辺地域への影響が増加するため、リスク回避の方針を採用した可能性が高い。		

<参考文献>

- 1) 日本道路協会 (2009) : 道路土工・切土工斜面安定工指針
- 2) (社)全国地質調査業協会連合会(2014):全国標準積算資料(土質調査・地質調査)

〔論文 No. 18〕 軟弱地盤における道路盛土に対する近接施工の地質リスク事例

中央開発（株） 東野 圭悟

(1) 事例の概要

供用中の道路盛土に近接して宅地造成盛土の圧密促進を目的としたバーチカルドレーンを打設したところ、造成盛土を施工する前に道路盛土の歩道部に有害な沈下が発生した(図 1, 図 2)。道路盛土は将来施工される造成盛土の荷重も考慮したバーチカルドレーン併用のプレロードが完了しているはずであった。当初、想定していなかった変状が発生したため、工事を約 4 ヶ月中断して、変状に対する追加調査・設計、対策工事を行ったものである。これによって必要となった調査・設計費、対策工事費は約 132,000 千円であった。

本事例は、過去の道路盛土における圧密促進が不十分で過剰間隙水圧が残留している未圧密地盤であったにも関わらず、道路盛土近傍に今回のバーチカルドレーンを施工したことにより境界部付近の排水が促進され、未圧密部分(特に沖積粘性土層 Ac2-2(下部))が沈下したものと考えられる(図 3)。過去の道路盛土工事状況を踏まえて事業の地質調査を行っていなかったため発現した地質リスクであり、地質リスク発現による対策工事費が発生した。

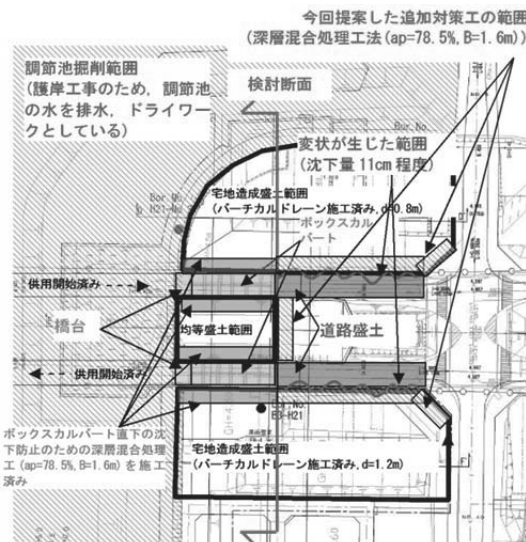


図 1 今回対象範囲周辺の状況

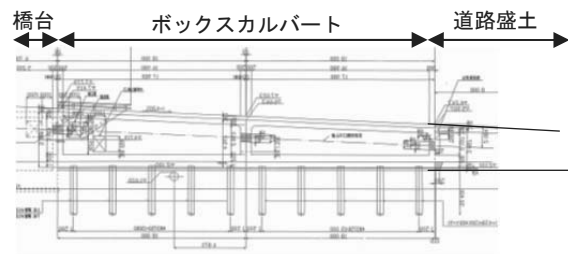


図 2 道路盛土縦断面図

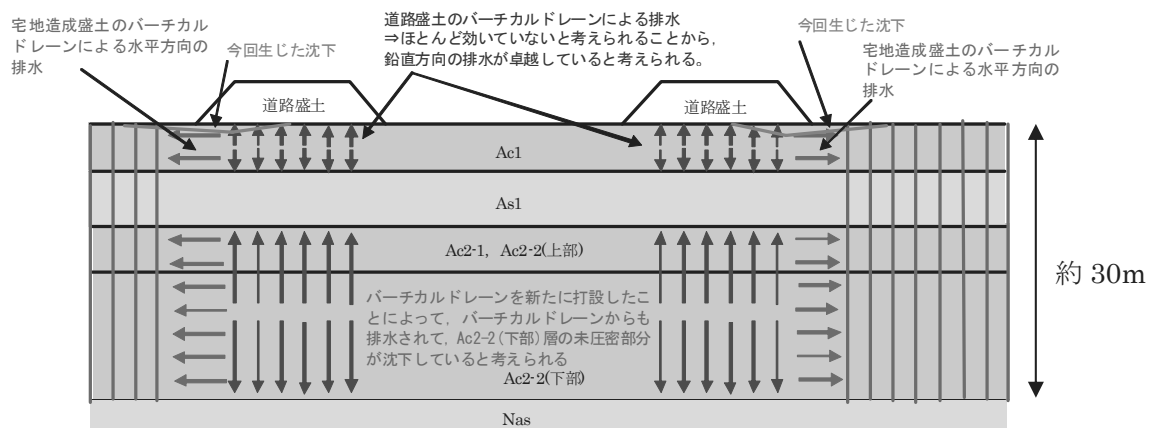


図 3 調査後の変状要因の推察

(2) 事例分析のシナリオ

設計段階当初は、道路盛土施工時の沈下データ等がなかったことから、道路盛土の圧密状況を把握するためのボーリング調査の必要性も認識していたが、隣接する工区において同様の工事(プレロード盛土によって施工された道路盛土に近接した宅地造成盛土)では歩道部の沈下は通常の維持管理での補修で対応していたことから、あえてボーリング調査の提案は行わなかった。その結果、想定外の歩道部の沈下(地質リスク)が発生した。

地質リスクが発現するまでのフローを図4に示す。地質リスクが発現した当初は、護岸工事を行うために調節池の水位をTP+1.6mからTP+0.0mまで低下させていたため、バーチカルドレーンが貫通しているAs1層の被圧地下水位が低下して宅地造成盛土部に圧密沈下が生じ、歩道部の引き込み沈下が生じたと考えた。しかし、観測井の測定値より、調節池の水位低下に伴うAs1層の地下水位の低下は認められなかった。そこで、ボーリング調査を行ったところ、道路盛土直下の地盤が未圧密であることが判明し、特にAc2-2(下部)層では圧密降伏応力の増加がほとんど生じていないことが判明した(図5)。

したがって、道路盛土施工時の圧密対策が不十分であったことに起因する未圧密地盤を素因とし、今回工事によるバーチカルドレーンによる地盤の排水促進効果を誘因として歩道部の沈下が発生したと考えられる。

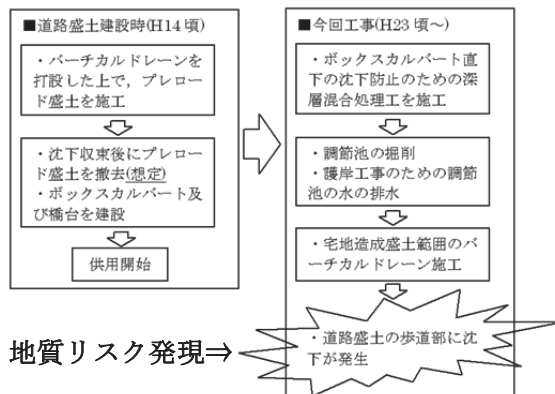


図4 地質リスクが発現するまでのフロー

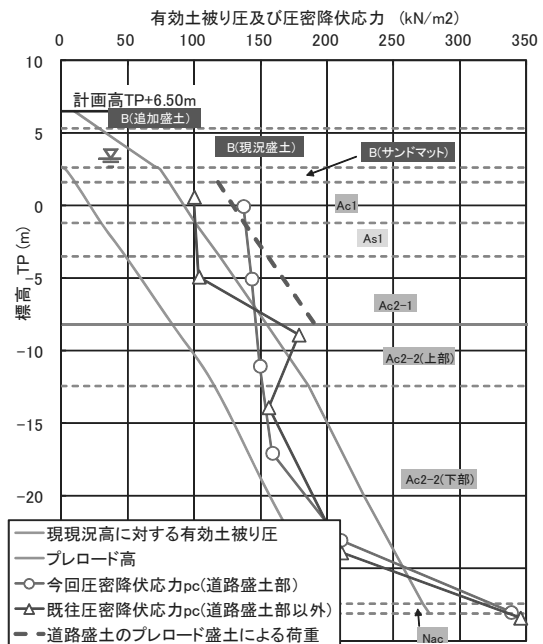


図5 圧密降伏応力の標高分布図

提案した対策工は、道路盛土に対する今回工事による宅地造成盛土の荷重を遮断するために、深層混合処理工法($ap=78.5\%$, $B=1.6\text{m}$)を道路盛土の法肩付近に施工(図1)することにより、工事は無事完了した。

このようなリスク発現を防止するためには、調査・設計段階で既往工事による地盤状況が不明な場合、ボーリング調査を追加し、その結果を踏まえて対策工の必要性を判断し対策仕様を決定することが重要と考えられる。

(3) データ収集分析

バーチカルドレーン施工後に歩道部の沈下が生じてから、歩行者の安全確保のために歩道の修復や一部通行制限等が行われた。このような状況において、道路管理者への状況報告を行い、早急にボーリング調査を行った。

ボーリング調査を行った結果、道路盛土直下の地盤が未圧密であるということが判明した。また、宅地側のバーチカルドレーン施工時に道路盛土施工時のバーチカルドレーンを確認するために試掘を行っていたが、ほとんど見当たらなかったことが判明した。以上から、①道路盛土直下の沖積粘性土層(Ac2-2(下部))の圧密降伏応力がほとんど増加していないこと、②道路盛土施工時のバーチカルドレーンが設計書通りに施工されていないことが明らかとなり、道路盛土施工時のプレロード盛土による圧密促進が不十分なため、道路盛土直下の地盤が未圧密であり、今後工事を行うためには追加対策が必要と判断した。

(4) マネジメント効果

マネジメントの効果は、地質リスク発現を防止するためのマネジメントを行った場合の追加費用(想定)と実際に発生した追加工事費を比較して試算した。地質リスク発現を防止するためのマネジメントとしては、「道路盛土直下の地盤が未圧密であることを想定し、ボーリング調査及び対策工を設計・施工した」と想定してコスト比較を行った結果を表 1 に示す。

マネジメント効果=実追加ボーリング費用-(調査費用+事前対策費)

調査費用=調査ボーリング費用+室内土質試験費用

事前対策費=深層混合処理工法施工費(ap=78.5%, B=1.6m)

表 1 歩道変状対策想定コスト比較

項目		費用(千円)	
①追加工事 (実績)	調査ボーリング	1,800	134,406
	観測井の設置	600	
	歩道の修復	931	
	ボアホールカメラによる道路部の空洞調査	1,275	
	対策工の設計(関係機関との協議含む)	800	
	深層混合処理工法(ap=78.5%, B=1.6m)	129,000	
②事前対策 (想定)	調査ボーリング	1,800	130,800
	対策工の設計	0※	
	深層混合処理工法(ap=78.5%, B=1.6m)	129,000	
マネジメント効果(①-②)			3,606

※ボックスカルバート近傍の深層混合処理工法の設計費用に含まれる

リスクを予見して予め対策を講じていた場合を想定し、その対策費と実工事費増とのバランスから算定した地質リスクマネジメント効果は、観測井の設置費及びボアホールカメラによる道路部の空洞調査費、対策工の設計費などで約 360 万となった。なお、ボアホールカメラによる空洞調査は、道路管理者より、橋台背面に設置されているボックスカルバートと道路盛土の接合部に空洞が生じている可能性を指摘され、実施したものである。

本事例におけるリスク要因のうち、素因となった道路盛土施工時の圧密促進対策が不十分であったことに起因する未圧密地盤という状況は、道路盛土施工時の工事データ等がなかった時点で道路盛土施工時の圧密対策が不十分である可能性を想定し、ボーリング調査を実施することで回避可能であったと考えられる。また、設計段階においてボーリング調査を実施することができなかつた場合においても、今回工事のバーチカルドレーン施工前に、道路盛土施工時に打設していたはずのバーチカルドレーンを確認できなかった時点で、道路盛土が設計図書の通りの施工がなされていない可能性を想定して、ボーリング調査を行っていれば今回のリスクは回避可能であったと考えられる。

以上より、本事例においては、過去の道路盛土工事が適切に行われていたかどうか(リスク)を踏まえ、追加調査の提案や施工業者と設計技術者との情報共有などのマネジメントを行うべきであったと考える。

本事例ではあらかじめ対策を講じたとしても道路盛土の直下が未圧密であるという事実が変わらないことから深層混合処理工法や調査ボーリングは必要となり、工事費に占めるマネジメント効果は 1%程度と僅かであった。しかし、予めボーリング調査を実施し、適切な対策工を提案できていれば工事遅延等によるリスクが回避できたことから、リスクを予見した適切な調査提案ができる能力をもった地質技術者の存在が重要と考える。

(5) データ様式の提案

今回の整理にあたっては、調査・設計報告書を用いたほか、地質リスクの発現時期や予見時期の想定に宅地造成の工事記録が非常に役立った。今回は、地質リスクの発現時期がバーチカルドレーンを施工した直後に盛土を施工していない段階で生じたことや、道路盛土時に施工したはずのバーチカルドレーンが見当たらなかつたことなど、いずれも宅地造成の工事記録から読み取ることが可能である。

今回項目を追加した B 表原案の各項目に記入して表 2 に示す。当初設計の段階において地質リスクを予見していたかどうかを整理することが重要と考え、「地質リスク発現の原因に対する当初設計段階での認識及び評価」を B 表原案に追加した(表 2 にハッチングで表示)。

表2 B表修正案への記入

大項目	小項目	データ
対象工事	発注者	独立行政法人
	工事名	二次造成他工事
	工種	整地・地盤改良工事
	工事概要	地盤改良工：バーチカルドレーン 10,000本，応力遮断(深層混合処理) 80本 整地土工：盛土 53,300m ³ 他
	①当初工事費	15.9億円(全体)
	当初工期	平成23年～平成24年
リスク発現事象	リスク発現時期	工事段階
	トラブルの内容	歩道部の沈下
	トラブルの原因	過去の道路盛土におけるバーチカルドレーンが十分に効いていないことから過剰間隙水圧が消散していない未圧密地盤であったにも関わらず、道路盛土近傍に今回のバーチカルドレーン施工により境界部付近の排水が促進され、未圧密部分(特に沖積粘性土層 Ac2-2(下部))が沈下した。
	地質リスク発現の原因に対する当初設計段階での認識及び評価	設計段階当初は、道路盛土施工時の沈下データ等がなかったことから、道路盛土の圧密状況を把握するためのボーリング調査の必要性も認識していたが、隣接する工区において同様の工事(プレロード盛土によって施工された道路盛土に近接した宅地造成盛土)では歩道部の沈下は通常の維持管理での補修で対応していたことから、あえてボーリング調査の提案は行わなかった。
	工事への影響	変状に対する調査・設計、対策工事を実施。その影響で4ヶ月の工事中断。

追加工事の内容	追加調査の内容	調査ボーリング(35m×2本), 観測井の設置(10m×3本), ボアホールカメラによる空洞調査	
	修正設計内容	応力遮断工(深層混合処理工法)の設計	
	対策工事	歩道の修復	
	追加工事	応力遮断工(深層混合処理工法)	
	追加費用	追加調査	3,675千円
		修正設計	800千円
		対策工	931千円
		追加工事	129,000千円
		②合計	134,406千円
	延長工期	4ヶ月	
間接的な影響項目	調査・設計・追加工事等の工程管理及び関係機関の協議		
負担者	変更工事:発注者 間接的影響:工事業者		
リスク管理の理想像	対応(すべき)時期	調査・設計段階, 工事段階	
	対応(すべき)者	調査・設計段階:地質技術者 工事段階:工事業者・地質技術者	
	対応(すべき)内容	道路盛土直下の地盤の圧密状況を把握するための調査ボーリングの提案	
	判断に必要な情報	調査・設計段階:道路盛土工事の工事記録がなく, 実際の工事が設計図書通りに施工されたか不明である。 工事段階:道路盛土工事の際に施工されているはずのバーチカルドレーンが見当たらず, 実際の工事が設計図書通りに施工されていない可能性がある。	
	対応費用	調査	1,800千円
		対策工	0円
		③合計	1,800千円
	想定工事	工事概要	応力遮断工(深層混合処理工法)
④工事費		130,800千円	
工期		4ヶ月	
リスクマネジメントの効果	費用((①+②)-(③+④))	3,606千円	
	工期	ほとんど変わらず	
	その他	工事遅延等によるリスクの回避	

1. 事例の概要

高速道路建設に伴う大規模な切土施工現場で跨道橋基礎掘削中にL側法面に亀裂が発生、急遽、埋め戻しを行って崩壊を回避し、3本の水抜きボーリングにより効果的に、地すべりを抑制した。埋め戻し後、地質調査を実施、跨道橋建設のために必要な対策工を比較検討した。

また、切土区間では掘削が進行中であったが、

①各所で表層崩壊が発生していた。

②モンモリロナイトを多量に含む凝灰岩類が分布していた。

③R側の法面は構造的に流れ盤となる。また、断層が数多く分布する。

④R側切土のり面背後には、鉄塔が存在していた。

これらの状況から、崩壊や地すべりの発生により、切土法面の不安定化、周辺構造物への影響が懸念されたために、切土計画範囲全体の地質調査（地表踏査・ボーリング・トレンチ調査、地すべり観測）を実施し、切土完成形状での地質分布を想定、必要とされた法面対策工について検討を行った。

2. 発現したリスクとリスクに対する対応

(1) リスク発現時

- ・基礎掘削面周辺に亀裂が発生（図-2）、変状が拡大する傾向が見られたため、リスク確認2日後、急遽埋め戻しを実施、地すべりの拡大を回避した。

(2) リスク発生要因の調査

- ・リスク発生の6日後には、ボーリング調査を開始、地すべり箇所を含め6箇所調査を実施。

以下の要因が抽出された（図-3参照）

- ① 強風化により土砂化した礫岩（透水性大）、その下位に変質粘土化した凝灰岩（透水性小）が分布、N値が10前後と軟質であった。
- ② すべり面付近に被圧した地下水が存在したことが、変状の発生に大きく影響した。
- ③ 切土掘削による応力開放によって、地山の緩みが生じた。また、1:0.3で掘削勾配では、地山の強度がもたなかった。

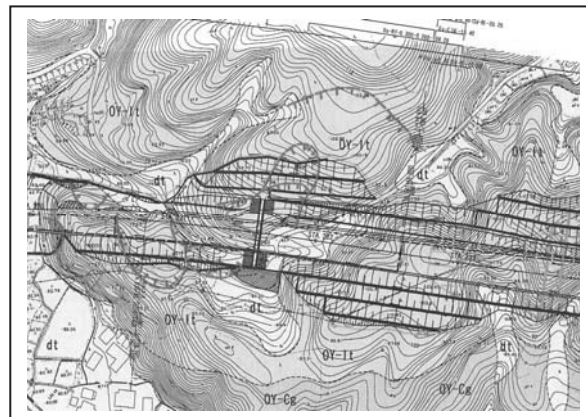


図-1 不安定地形の分布と切土計画

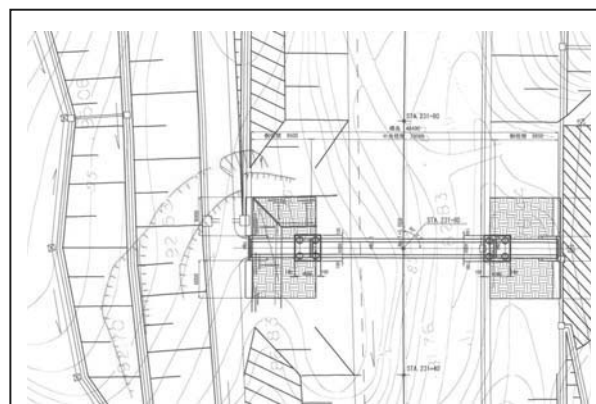


図-2 発生した亀裂の分布

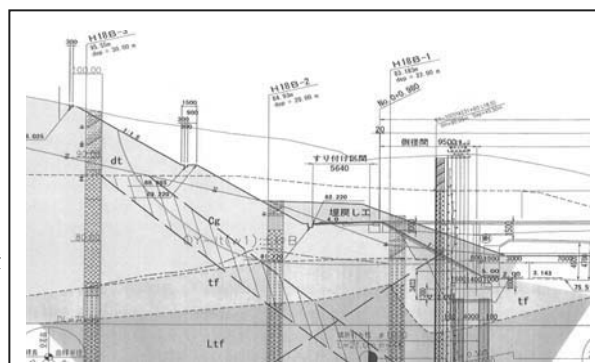


図-3 跨道橋部地質断面図

(3) リスクの管理

地すべりの監視は、地盤伸縮計およびパイプ歪計により実施、合わせて地下水位の測定を行っている。地すべり内の観測孔における歪値が徐々に増加したため、応急対策として3本の横ボーリングを実施、1.5~3.5m地下水位が低下し、地すべりが停止したことが確認された。

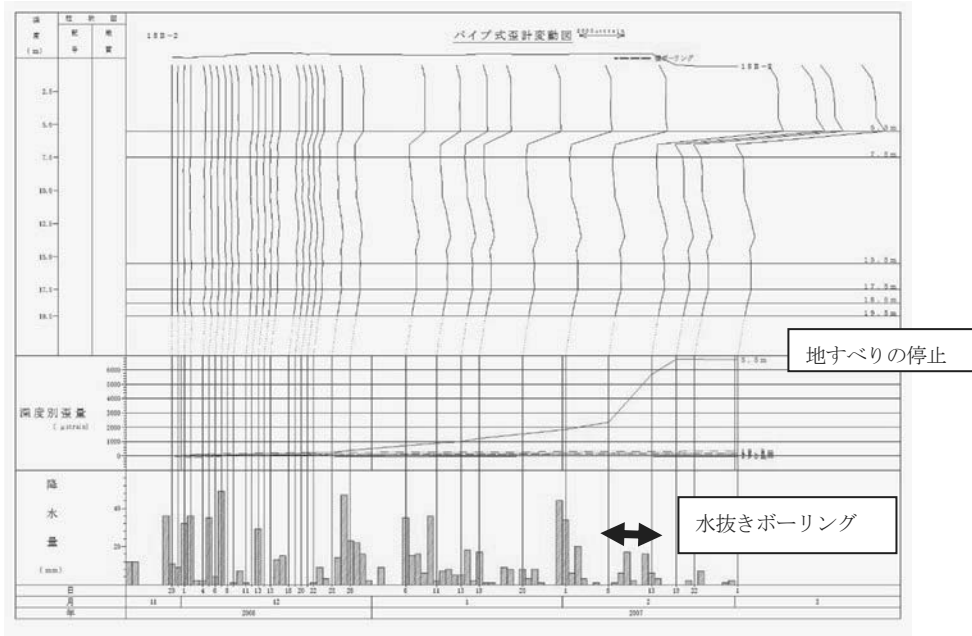


図-4 歪変動図（地すべりブロック内観測孔）

(4) 対策工検討

のり面で発生した地すべりを対象として、その対策工および橋梁構造物基礎掘削を実施するための仮設方法についての設計を行った。跨道橋P1橋脚の基礎杭施工のために、鋼矢板による仮締切工を計画、切土法面の恒久対策は、切土工（1段目：1：1.5切土+吹付法枠、2段目上位：1：2.0切土+植生）および水抜きボーリング工で計画した。

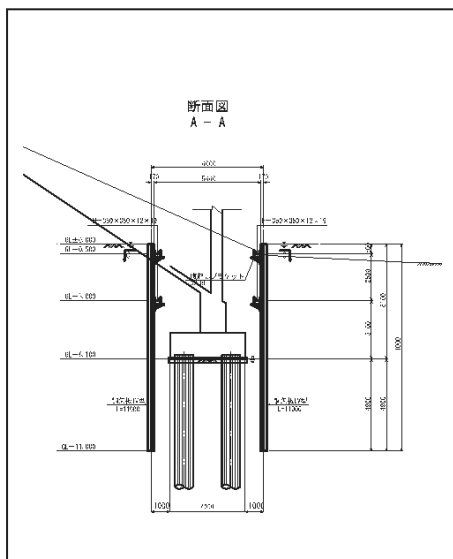


図-5 仮締切工計画図

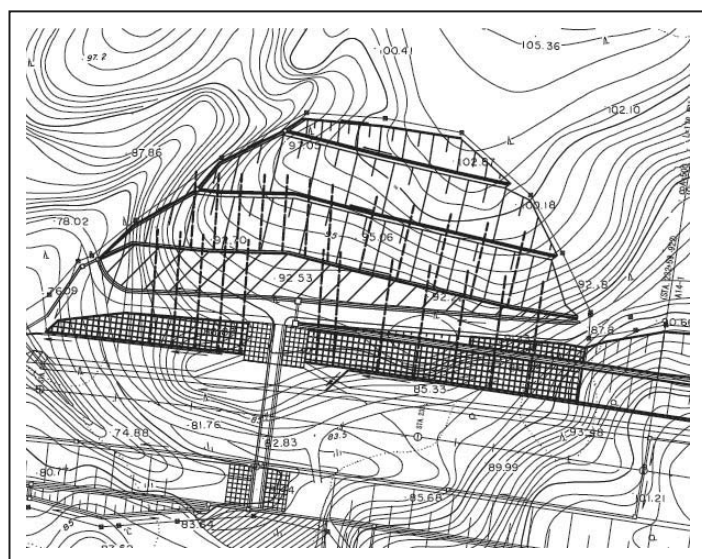


図-6 対策工平面図

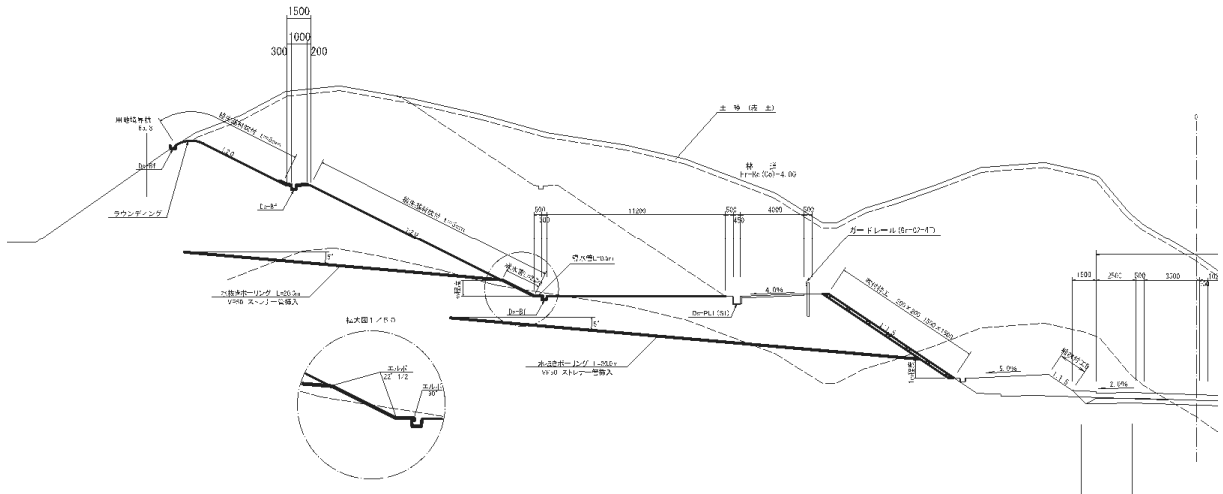


図-7 対策工標準断面図

3. 周辺切土箇所での地質リスクの抽出と対策検討

(1) 地質状況の確認

3本の追加ボーリングおよびトレンチ掘削調査、現地踏査結果から、計画されている切土面に露出する地質を想定、平面図、断面図に示すようにまとめた。

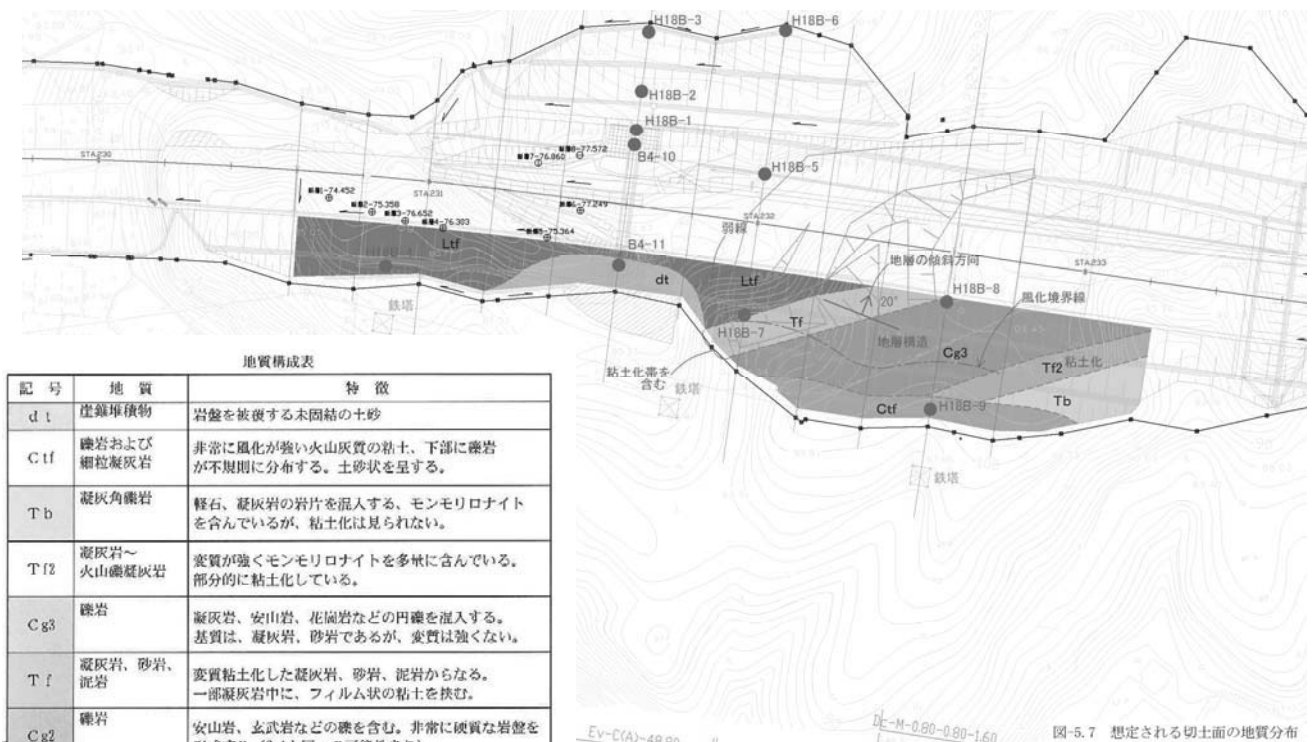


図-8 R側 計画切土面に露出する地質分布

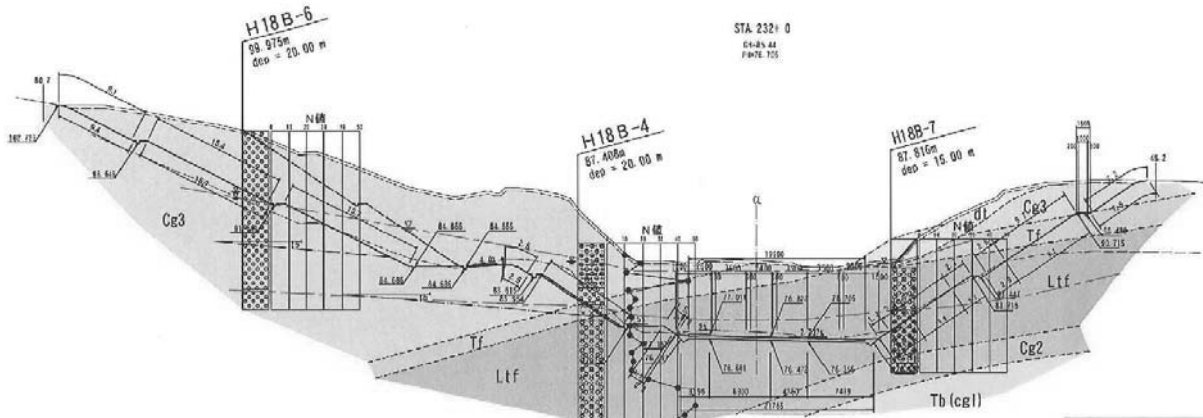


図-9 想定される地質横断面 (例)

(2) 地質区分毎の留意点の整理

調査結果をもとに区分された地質毎の特徴、切土施工に際しての地質リスクを表-1に示すように整理した。

表-1 地質毎の特徴と切土施工に際しての留意点

記号	地質	特徴	コア状況	施工上の留意点
Ctf	礫岩および細粒凝灰岩	非常に風化が強い火山灰質の粘土、下部に礫岩が不規則に分布する。土砂状を呈する。		完全に粘性土化している。特に凝灰岩部分は粘性が強い。3段目切土中段付近より上位に分布することが予想される。 表層部を雨水が走ることになり、4段目ののりが生じる区間では、3段目ののりを延長して高さ7m以上ののりを作るよりは、2段ののりに分けて排水を確保することが懸命である。
Tb	凝灰角礫岩	軽石、凝灰岩の岩片を混入する、モンモリロナイトを含んでいるが、粘土化は見られない。		やや変質を受けてはいるものの、固結度自体は良好であり、粘土化帯などの弱線も見られない。掘削後の二次的な強度低下の影響は少ないものと考えられる。ただし、高い角度の亀裂があり、表層が浮きやすい。
Tf2	凝灰岩～火山礫凝灰岩	変質が強くモンモリロナイトを多量に含んでいる。部分的に粘土化している。		凝灰岩および火山礫凝灰岩で構成されるが、全体に強変質による粘土化が進んでいる。地層の厚さは、3m程度である。
Cg3	礫岩	凝灰岩、安山岩、花崗岩などの円礫を混入する。基質は、凝灰岩、砂岩であるが、変質は強くない。		L側で厚く分布する礫岩に連続する地層と判断される。固結度は低い。基質部は凝灰岩に砂岩が混在しているため、L側ほど泥滓化するような状況はない。侵食に対する抵抗が弱い。
Tf	凝灰岩、砂岩、泥岩	変質粘土化した凝灰岩、砂岩、泥岩からなる。一部凝灰岩中に、フィルム状の粘土を挟む。		変質の強い凝灰岩と変質していない砂岩および泥岩が互層状をなしている。Tf2同様、凝灰岩部分の粘土化が進行している。地層面に沿って弱線を形勢する部分もあり、のり面変状の要因を有する地質である。
Ltf	火山礫凝灰岩	白色の軽石を多量に混入し、安山岩岩片を含む、変質が強く、モンモリロナイトを多量に含む。		約60%以上のモンモリロナイト含有量となり、乾湿繰返しに対して非常に弱く、スレーキングしやすい。地層面に沿った弱線(粘土化)があり、弱線に沿って岩盤が緩みやすい。のり面保護工としては、密閉型の保護工(吹付けのり枠+中詰モルタル吹付け等)を採用、掘削後は速やかにのり面保護工を施工する必要がある。

(3) 法面对策工の計画

① 対象範囲

二次的な強度低下が著しいと想定された凝灰岩類 (Ltf, Tf) の分布範囲を対象とした。

② のり面保護工

切土安定勾配は1:1.5が選定されたが、断層や亀裂沿いの緩みによるブロックでの崩落および流れ盤を形成する層理面に沿った小規模なくさび状のすべりの発生を防止する目的で吹付のり枠工を計画。

枠内は、モンモリロナイト含有率の高い地山であり、乾湿繰り返しに伴う吸水膨張を抑制する目的でモルタル吹付けとした。

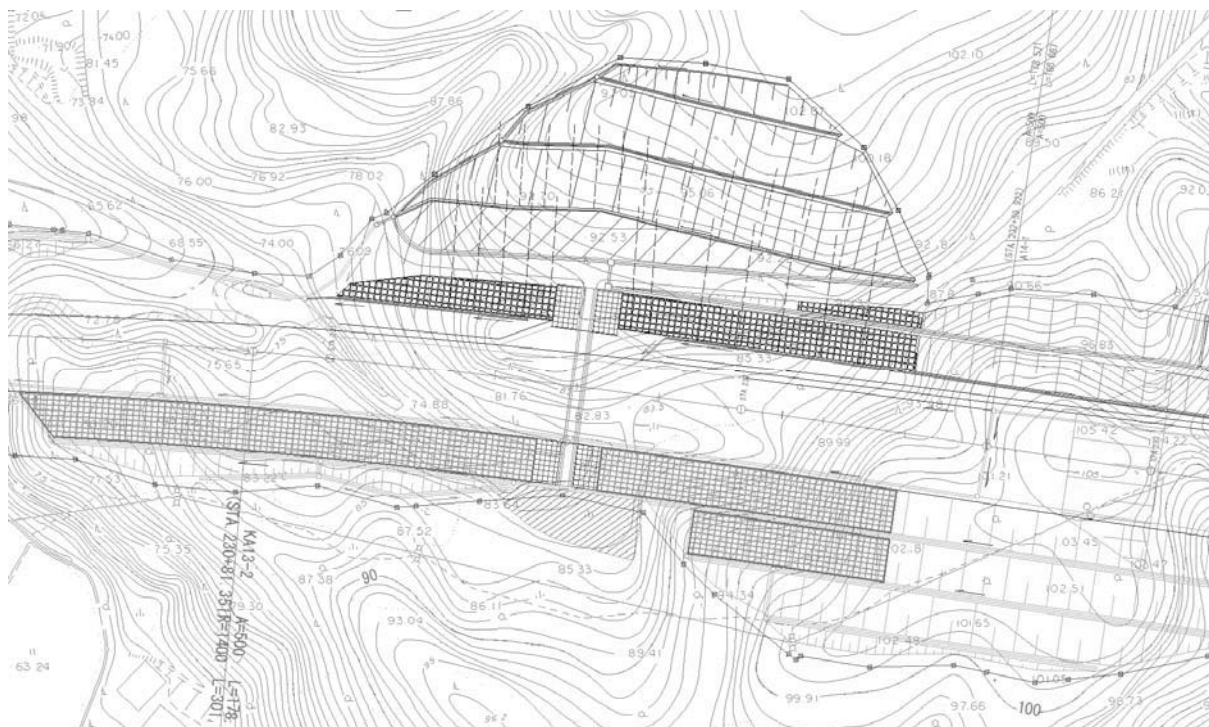


図-10 R側法面の対策工（法枠）計画範囲

4. マネジメントの効果

(1) 跨道橋施工箇所

- ・地山を崩壊させる前の時点で、応急対策（埋戻し）が実施できたため、背後斜面への変状の拡大を防止できた。
- ・最小限度の配置で水抜きボーリングを実施、地すべりを停止させる効果を発揮できた。
- ・対策工として切土および水抜きボーリングによる抑制工が採用できた。
- ・最終的には、変状発生による工期の遅れを最小限度にとどめることができた。

(2) 周辺切土箇所

- ・当初から1:1.5が安定勾配として設定されていたが、スレーキング、吸水膨張などによる二次的な強度低下による表層崩壊や亀裂面からのクサビ崩壊が懸念される地質に対して効率的な対策工を計画した。

C. 発現した地質リスクを最小限に回避した事例

大項目		小項目	データ	
対象工事		発注者	-	
		工事名	-	
		工種	切土	
		工事概要	高速道路建設に伴う切土工事	
		①当初工事費	-	
		当初工期	-	
発 現 し た リ ス ク	リスク発現事象	リスク発現時期	橋梁基礎掘削時	
		トラブルの内容	法面変状	
		トラブルの原因	変質岩の分布、被圧地下水	
		工事への影響	工事の停止	
	追加工事の内容	追加調査の内容	地表踏査、ボーリング	
		修正設計内容	法面对策工、土留め工	
		対策工事	切土工、法枠工	
		追加工事	土留工	
		追加費用	追加調査	13,200千円(最小限に回避したリスクの部分も含め)
			修正設計	
			対策工	
			追加工事	
	②合計	-		
延長工期	-			
間接的な影響項目	-			
負担者	-			
最 小 限 に 回 避 し た リ ス ク	リスク回避事象	予測されたリスク発現時期	基礎掘削後	
		予測されたトラブル	法面崩壊⇒地すべり	
		回避した事象	同上	
		工事への影響	工事停止、	
	リスク管理の実際	判断した時期	亀裂発生3日後	
		判断した者	調査担当者	
		判断の内容	掘削の中止、埋め戻し	
		判断に必要な情報	現地状況、写真	
	リスク対応の実際	内容	追加調査	地表踏査、ボーリング、トレンチ
			修正設計	法面对策工
			対策工	切土工、法枠工
		費用	追加調査	-
			修正設計	-
			③合計	-
	回避しなかった場合	工事変更の内容	対策範囲の拡大、工費の増大	
		④変更後工事費	-	
		変更後工期	-	
間接的な影響項目		-		
受益者		-		
リスクマネジメントの効果	費用④-(①+②+③)	-		
	工期	-		
	その他	地すべりの影響を最小限度で回避		

[論文No. 20]

地すべり抑止杭工の計画段階で発生した地すべり拡大現象とその対応について

明治コンサルタント株式会社 清水 順二
伊藤 慶司
坪山 厚実

1. 事例の概要

地すべりは、旧地すべりブロック（1次すべり）の中で浅い深度の小ブロック（2次すべり）が活動しており、その中腹を道路が横断している（図1）。地すべり活動により路面は弱く波打ち、側崖付近で2～5cm程度の段差が生じていた。地すべり動態観測（孔内傾斜計、歪計）の変動状況からすべり面深度は特定されており、かつ地下水位の上昇に伴い地すべり変動も活発化することが判明していた。

北海道中部に位置する当地すべりは、融雪期に活発化し交通障害を引き起こす可能性が高いことから、平成25年12月までに地すべり対策工の詳細設計（抑止杭工、集水井工）を終え、工事を間近に控えている状況にあった。しかしその後の平成26年2月末に、降雨と暖気による融雪の影響によって、地すべり頭部付近（B-3号孔）でこれまでの変動箇所より深い位置での歪変動が確認され（図2）、後部波及による地すべり範囲が拡大するといった地質リスクが発現した。この結果、計画した抑止杭工の規格では目標とする安全度を確保できないことから、抑止杭工の規格変更を検討せざるを得ない状況となった（表1）。

表1 地質リスクの発現により生じた変化

	頭部付近のすべり面深度	必要抑止力	抑止杭工の規格	追加費用
当初	5～6m	608.4 kN/m	φ 508mm, t=23mm 2.0mピッチ, 47本	—
拡大後	7～11m	660.5 kN/m	φ 508mm, t=23mm 1.8mピッチ, 52本	修正設計 60万円 追加工事 2,400万円
変化	深度方向に2～5m 背後方向に6m	52.1 kN/m増	ピッチ2.0→1.8m 5本増	2,460万円増

2. 事例分析のシナリオ

2次すべりは1次すべりの移動体内に位置しており、その頭部滑落崖付近は特に地表水が浸透しやすく、より風化あるいは劣化した（強度の低い）状態にあった領域と考えられる。

このような状況下、2次すべりの活動の進展で緩みが進行し、頭部滑落崖背後の土塊は前面の押さえがなくなったような状態となっていたと考えられ、2月末の急激な融雪により多量の地下水が供給されたことで安定を損なって変動し、地すべり範囲が拡大（リスク発現）したものと考えられる（図3）。

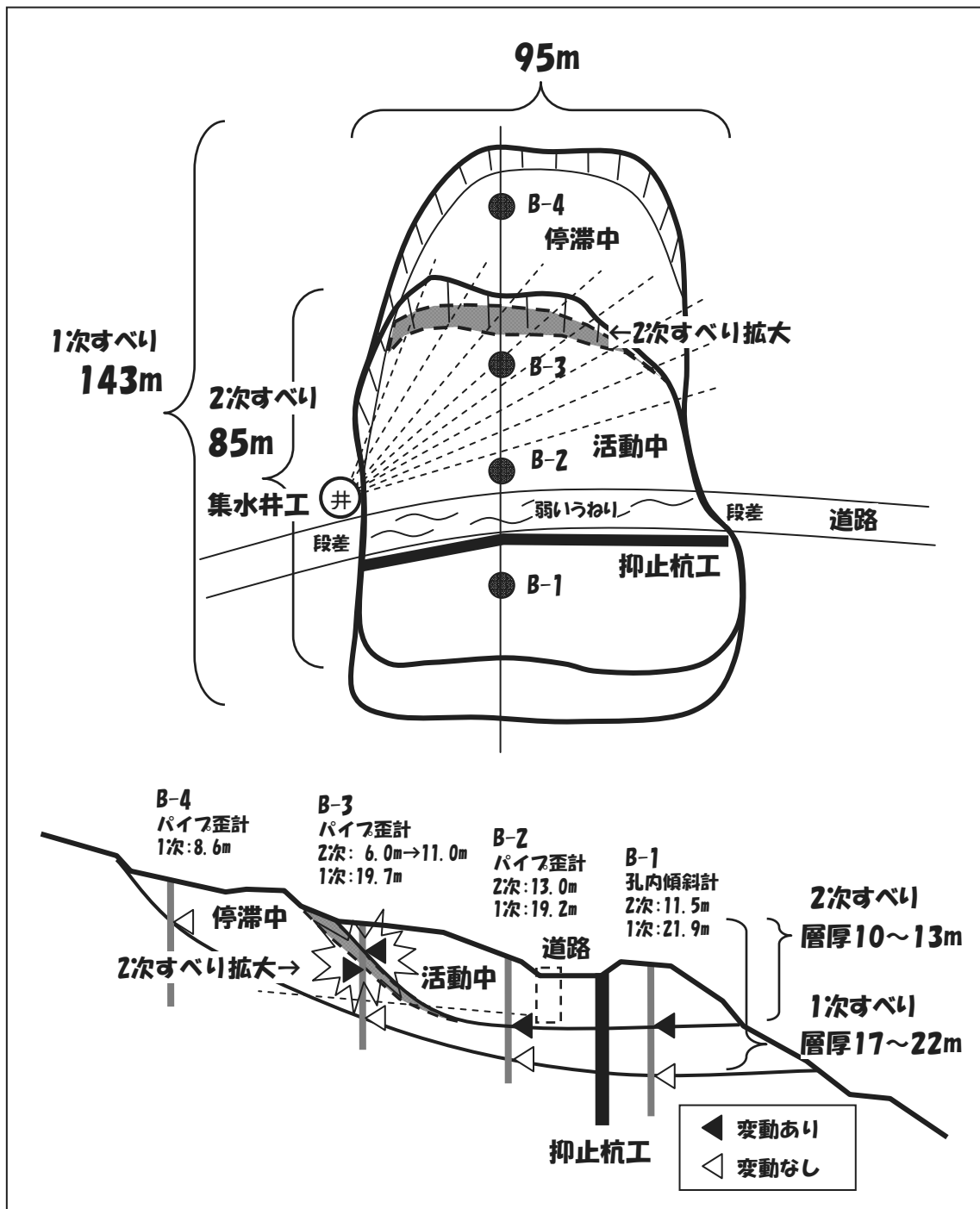


図1 地すべりの概要 (模式図)

図2では、2月中旬から下旬にかけて積雪量が増加した後、2月末の降雨と暖気により急激な融雪が発生（積雪深減少）していたことが確認できる。特に2月24～27日の4日間の融雪量は雨量換算で156mmに相当し、月末時点の実効雨量が210mmに達しており、相当量の地下水が供給されたことが地すべりを不安定化させたと考えられる。

ここで問題となるのが、変動の拡大を想定していなかったことに対して「調査不足ではなかったか？あるいは、すべり面深度の見誤りはなかったか？」といった点である。

調査ボーリングについて見ると、長さ85mの2次すべりに対し頭部、中腹、末端の3孔で

実施されており理想的な配置と言え、動態観測については図2に示す期間より以前から、B-1～3の各孔で明らかな変動が確認されている状況で、調査不足や見誤りという点で地質リスクの発現を招いた可能性は少ないと考えられる。

背後が健全な地山であれば、このような事象が起きる可能性は少なかったであろうが、今回のように、停滞中であるといえども過去に変動した地すべり移動体であれば、地山強度としては2次すべり同様の脆弱な状態であることを前提に、緩みの進行を想定した変動範囲の拡大の可能性も想定しておくことが望ましい。

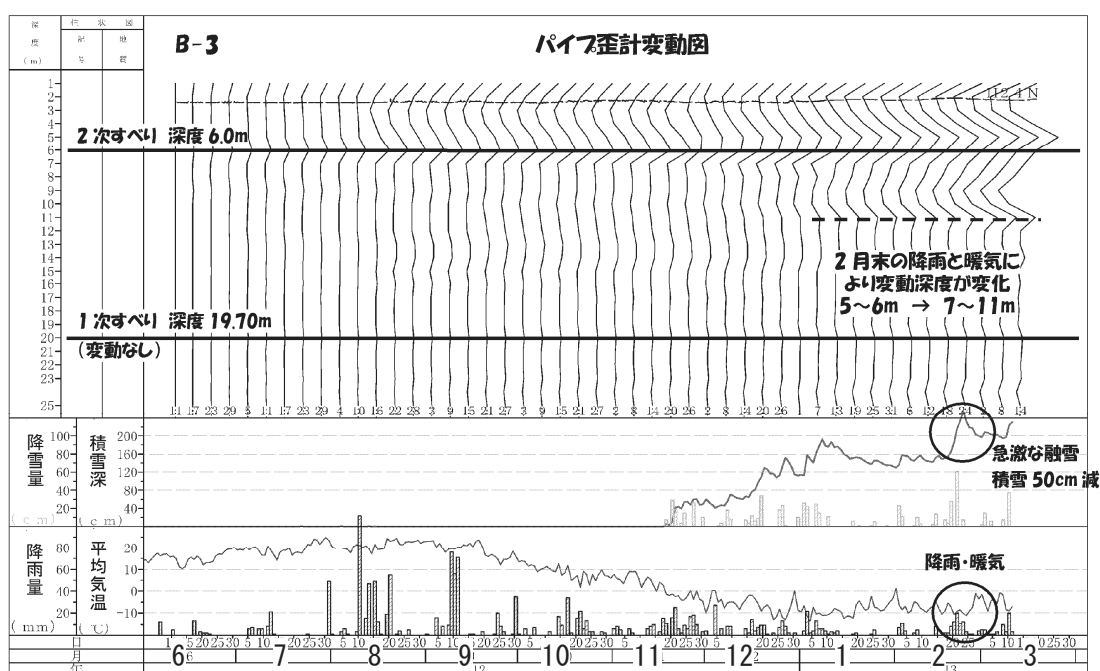


図2 地すべり頭部付近 (B-3号孔) の歪変動 (2012年6月～2013年3月)

3. データ収集分析

今回の事例では、既存観測によりすべり面深度の変化が把握できたため、追加調査は行わずその動態観測データを用いて再解析を行い対応した。すなわち、増加分の必要抑止力に見合った対策となるように再解析を行い杭の打設ピッチを変更した(2.0m→1.8mピッチ)。

この際、背後土塊が不安定化した理由を理解しやすく説明するにあたって、一般的な安定解析手法を用いて2次すべりの活動により前面土塊が失われたような状態を想定して、背後土塊の安定度を試算した。当然のことながら、緩みの進行により背後斜面の安全率は $F_s < 1.0$ (0.82) となり不安定化することが検証された。

このような想定を事前に行い定量的に地質リスクを表明するためには、物理探査による脆弱部の抽出、ボーリング、室内試験などの追加調査や、FEM解析による応力状態の検証、安定解析による安定度評価などが必要と考える(地質コンサルタントによる提案が重要)。

4. マネジメント効果

地すべり範囲の拡大といった地質リスクの発現により、修正設計費用60万円と杭打設ピッチを狭めたことにより杭本数が増加(+2,400万円)し、2,460万円の追加費用が発生し

た。工期の延長は生じなかったものの、間接的には修正設計の検討期間が必要であったことから少なからず工事工程を圧迫する状況となった。

今回のような事例では、地質リスクマネジメントにより当初費用を削減できるケースは少ないかもしれない。しかし、1歩踏み込んだリスクマネジメントを行い、事象が発生した場合の検証作業やスムーズな対応により、作業の手戻りや停滞、追加費用の発生を最小限に抑えることがマネジメントの効果と考える。

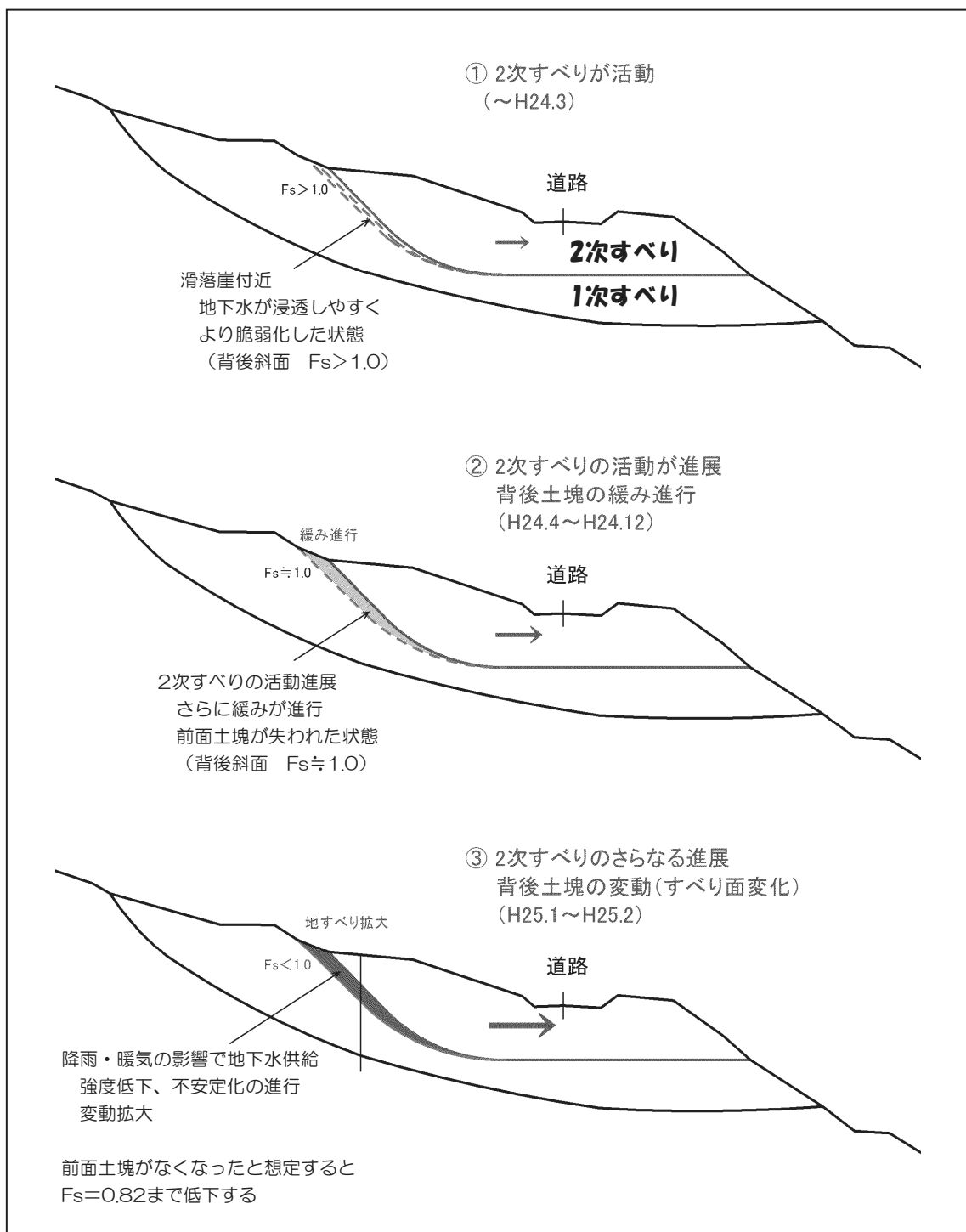


図3 地すべり範囲拡大のメカニズム

5. データ様式の提案

本事例について様式「B. 地質リスクが発現した事例」にとりまとめる。

B. 地質リスクが発現した事例

大項目	小項目	データ	
対象工事	発注者	国	
	工事名	地すべり防災工事	
	工種	地すべり対策工	
	工事概要	抑止杭工(くさび杭)47本、集水井工1基	
	①当初工事費	¥225,600,000(抑止杭工のみ計上)	
	当初工期	平成26年1月	
リスク発現事象	リスク発現時期	平成25年2月	
	トラブルの内容	地すべり変状の拡大	
	トラブルの原因	地すべり変動の後部波及	
	工事への影響	抑止杭の規格変更の必要が生じた	
追加工事の内容	追加調査の内容	動態観測(歪、水位)	
	修正設計内容	地すべり解析(再)+修正設計	
	対策工事	変更なし	
	追加工事	抑止杭工(本数増加)	
	追加費用	追加調査	-(継続観測)
		修正設計	600,000円
		対策工	-
		追加工事	24,000,000円
		②合計	24,600,000円
	延長工期	なし	
間接的な影響項目	修正設計検討期間による工期圧迫		
負担者	国		
リスク管理の理想像	対応(すべき)時期	解析時、設計検討前	
	対応(すべき)者	コンサルタント(地質調査)	
	対応(すべき)内容	すべり面形状を変えた安全側の検討。地すべり範囲拡大に対する事前のリスク評価と発現時の対応方針策定。	
	判断に必要な情報	同様のリスク発現事例、安定解析	
	対応費用	調査	事前の検討により事象が発生した場合の検証作業やスムーズな対応により、作業の手戻りや停滞、追加費用の発生を最小限に抑えること
		対策工	
		③合計	
想定工事	工事概要		
	④工事費		
	工期		
リスクマネジメントの効果	費用((①+②)-(③+④))	-	
	工期	当初想定工期への影響回避	
	その他	再解析、修正設計作業の回避	

[論文 No. 21] 道路事業に伴う地下水影響のリスクマネジメント支援事例

(株) 建設技術研究所 ○万木純一郎、西柳良平、改田行司、磯前陽介、梶目智沙

1.事例の概要

道路工事等による地下水影響には、地下水位の低下、沢水の減少・枯渇、湧水の消失など自然環境に与える影響以外に、水利用の盛んな地域では、周辺住民の生活基盤や経済基盤に与える影響もあり、これらは過去にも大きな社会的問題となってきた。

事業を円滑に進めるためには、道路工事に伴う地下水影響の可能性を把握し、想定される利水影響に対して地域事情や周辺環境に配慮した対応方針を策定するとともに情報開示を行い、地域住民との信頼関係を構築し

工事工程
 水文調査項目
 ①予察的調査
 水文基礎環境調査
 気象条件の整理
 水文地質踏査
 水利用実態調査
 公共機関での資料収集調査
 生活用水の水利用実態調査
 農業用水利水系統調査
 ・地下水影響範囲の検討
 ・水文調査計画（短期、長期）の立案
 調査地点、調査項目、調査頻度などの設定
 ②具体的地下水影響検討調査
 事前水文観測
 沢水・湧水量調査
 井戸水位・揚水量調査
 水利用実態調査票の更新
 水質分析（飲適・主成分等）
 水源取水量調査
 モニタリング観測
 水文地質踏査
 地下水流出特性の検討
 水源に対する利水影響検討
 渇水対策検討（応急および恒久対策）
 ・対策水量の設定
 ・対策案の比較検討
 代替水源の探水調査
 地元説明
 合意形成
 ③施工中調査
 施工区間内調査
 ・踏査
 ・湧水量測定
 水源枯渇
 応急対策
 因果関係の検討
 影響量（対策水量）の算定
 渇水対策検討
 恒久対策
 ④事後調査
 事後検証
 モニタリング観測

ていくことが重要となる。利水影響が懸念される水源の対応では、水利用状況や想定される影響の程度により対応を図るが、影響についての想定は定性的で不確実性を伴うため、定量化された明確な判断基準が無いという課題がある。一方、広範囲で工事が実施される道路事業では、多種多様な水利用に対する影響に対して一貫性のある判断基準を持って対応する必要がある。

本事例は、1つの試みとして、道路工事に伴う利水影響を水源や水利用の情報をもとに数値化し、客観性の高い判断基準のもとに対応方針を設定し、地域住民との合意形成の支援を行うなど、発注者によるリスクマネジメントの推進に貢献した内容を紹介します。

2.事例分析のシナリオ

(1) 一般的な水文調査方法における課題

図1に一般的な水文調査検討の流れを示す。道路事業に関係する水文調査は、工事工程との関係から大きく①予察的調査、②地下水影響検討調査、③施工中調査、④事後調査の4段階に分けられる。

①予察的調査では、水文基礎環境調査と水利用実態調査を実施し、当該地域の水問題の概略を把握し、それを解決するための水文調査計画（長期、短期）の立案が主眼となる。②地下水影響検討調査では、水文

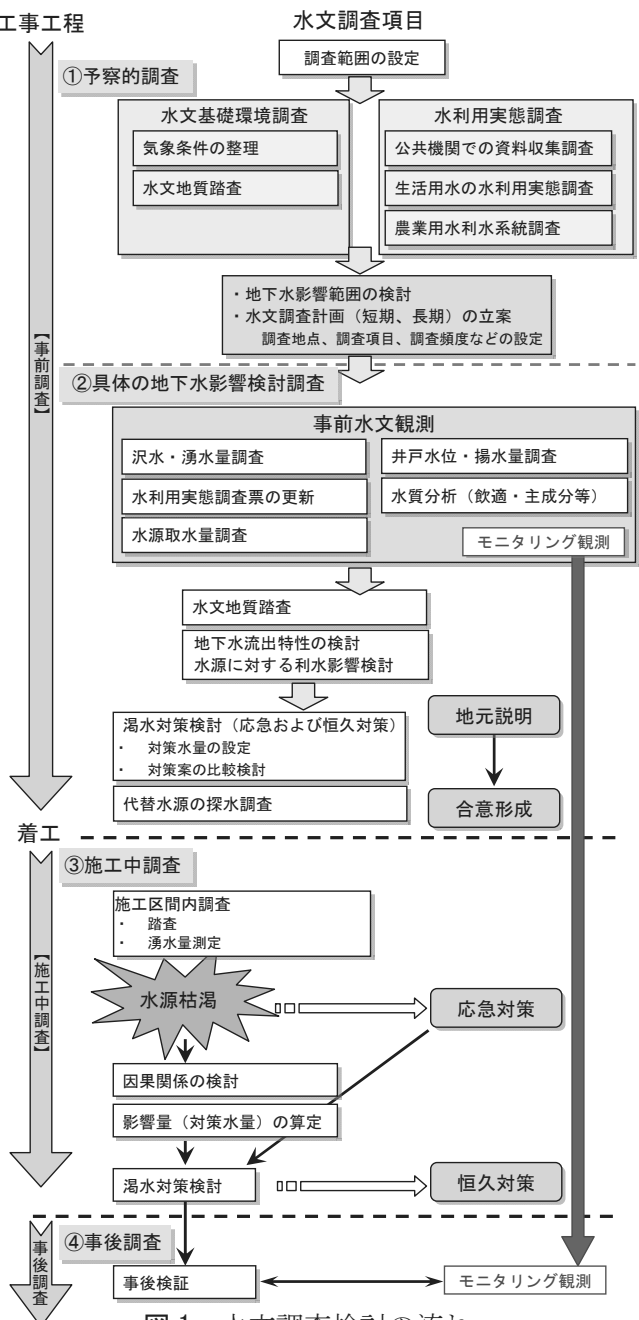


図1 水文調査検討の流れ

観測及び影響予測等により利水影響の可能性を推定し、その対策（比較案も含め）を具体的に地域住民に説明し、合意を得ることが求められる。③施工中調査では、対策実施の時期を設定するために、調査頻度を上げるなど地下水影響をより早く察知することが重要となる。④事後調査では、影響の収束状況や最終的な恒久対策の検討を行う。

このような一般的な流れでは、利水影響に対する対策は影響が発生した後の対応となる。そのため、対策は非効率的（∴コスト高）であったり、対策に対する住民の理解を得るために時間を要して工事が中断するなど、事業コストの損失が発生する。言うまでもなく、事後対応とする理由は「利水影響が発生するかどうか不確実であり、発生するかどうか分からない利水影響に対して対策費を投じても無駄になるかもしれない」からである。

これに対して、どこでどの程度の確からしきでどの程度の利水影響が発生するかを事前に把握できれば、発注者は事前対応の根拠づけができ、また事前の対応策に対する住民の理解も得やすい。

(2) 地質リスクマネジメントの内容

本事例では、道路工事等による地下水位の低下による利水影響の発生リスクを地質リスクととらえ、多数の水源一つ一つの利水影響発生リスクを地下水影響検討調査の結果や水利用実態調査の情報をもとに数値化し、その大小に応じて、それぞれの水源に対するリスク対応方針を定める。

これにより、地下水影響範囲外からの水源を利用した湧水対策の事前対応（複数の水源を同じ施設で対応）が可能となり、利水影響発生時の応急対応や追加対策による工事費の増大を抑えることが可能となった。

(3) リスク評価手法

本事例における利水影響発生リスクは下式で定義するものとし、影響発生確からしき（評価値 A）と利水障害に伴う影響の大きさ（評価値 B）を用いて評価した。

$$\text{リスク} = \text{影響発生確からしき（評価値 A）} \times \text{影響の大きさ（評価値 B）}$$

① 影響発生確からしき(評価値 A)

影響発生確からしきは、水源の位置および地下水影響範囲と集水範囲の重なりを程度をもとに数値化した。地下水影響範囲の占める割合が大きければ、地下水影響を受ける可能性が高いと評価した（表 1、図 2）。地下水影響範囲の想定は、シミュレーション解析による 1m 以上の地下水低下範囲と水文学的方法による経験的な範囲を重ね合わせ、両手法の最大範囲を採用した。また、湧水は地形による集水範囲が極端に小さいため、水収支から集水範囲を推定し、重なりを程度を検討した。

表 1 影響発生確からしき（評価値 A）の配点

水源区分	配点	集水範囲に対する影響範囲の占める割合
沢水・湧水	1.0	90～100%
	0.8	70～90%
	0.5	40～70%
	0.3	10～40%
	0.1	10%以下
井戸	1.0	影響範囲内
	0.1	影響範囲外

評価値 A の最高点は「1.0」、最低点は「0.1」とする。

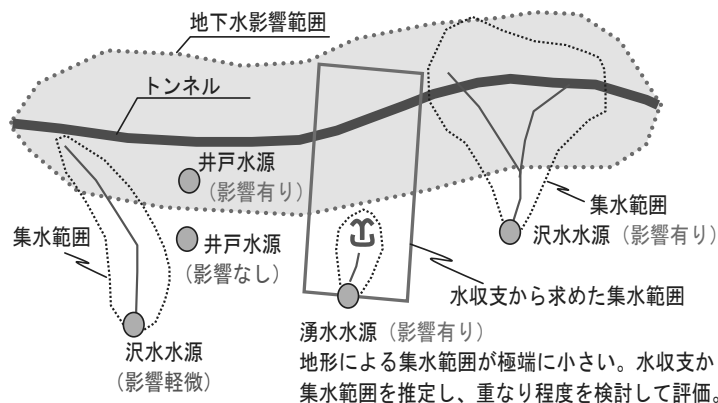


図2 地下水影響範囲と水源位置による影響評価の模式図

② 利水障害に伴う影響の大きさ(評価値 B)

影響の大きさは、水利用実態調査結果を基に数値化した。表2のように水源の利用区分に基づいて、利水障害に伴う影響の大きさを「利用区分」、「対策水量」、「地域注目度」の3項目で配点した。

A) 利用区分

飲用を含む生活用水全般への利用の有無、上水道の有無、農業用・営業用への利用などに着目して配点付した。

B) 対策水量

「大」、「小」の2区分とし、営業用や池水などの常時放流箇所を対策水量「大」とした。

C) 地域注目度

信仰利用の水源や共同利用の水源は、地域注目度を「大」とした。

表2 影響の大きさの配点(評価値 B)

区分	配点		水源の重要度	
利用区分	60	60	飲用あり、生活全般(上水道なし)	
		40	飲用あり、生活全般(上水道あり)	
		20	生活雑用、飲用なし	
		40	農業用	
		60	営業用	
		5	不使用、利用頻度低	
対策水量	30	30	大	営業用、池水など
		5	小	上記以外の水源
地域注目度	10	10	大	信仰、共同利用
		0	小	上記以外の水源

評価値 B の最高点合計は「100」、最低点は「10」とする。

③ リスクマトリクスによる評価と対応方針

それぞれの水源の利水影響発生リスクは、図3に示すリスクマトリクスにまとめた。このリスクマトリクスでは、縦軸に利水影響発生の確からしさを、横軸に発生した場合の影響の大きさをとっている。右上ほど大きな影響が発生しやすい事を示している。

リスクの評価は、計算値が 71 以上の場合に利水影響発生リスク大、同じく 31～70 の場合に利水影響発生リスク中、11～30 の場合に利水影響発生リスク小とした。

リスク対応方針は、リスク大の水源に対しては“事前対策”を行ってリスクを削減し、リスク中の水源に対しては“影響発生時の対応”としてリスクを保有、リスク小の水源に対しては“経過観察”としてリスクを保有することとした。

発生の確からしさ 〔評価値 A〕	影響の大きさ〔評価値 B〕				
	極小(10)	小(30)	中(50)	大(80)	多大(100)
可能性が非常に高い(1.0)	10	30	50	80	100
可能性が高い(0.8)	8	24	40	64	80
普通(0.5)	5	15	25	40	50
可能性が低い(0.3)	3	9	15	24	30
希少(0.1)	1	3	5	8	10

リスク大 : 事前対策 (評価値 71 以上)
 リスク中 : 影響発生時の対応 (評価値 31～70)
 リスク小 : 経過観察 (評価値 11～30)

図 3 利水障害のリスクマトリクス

3.データ収集分析

各水源に対する利水影響発生リスクを表 3 のように算定した。リスク評価による水源の分類結果を図 4 に示す。本事例では、検討箇所 27 箇所のうち、「リスク大」に分類された水源が 5 箇所、「リスク中」に分類された水源が 4 箇所、「リスク小」に分類された水源が 3 箇所となった。「リスク大」の水源については、周辺地域に与える社会的影響が大きいため、工事着手前の事前対策を実施する対応方針とした。

発生の確からしさ 〔評価値 A〕	影響の大きさ〔評価値 B〕				
	極小(10)	小(30)	中(50)	大(80)	多大(100)
可能性が非常に高い(1.0)	10	30	50	80 地点 1	100 農業 4
可能性が高い(0.8)	8	24 地点 13	40 地点 8	64	80 農業 5 農業 6 農業 7
普通(0.5)	5	15 地点 4 地点 5	25	40 地点 12	50 地点 11 農業 1
可能性が低い(0.3)	3	9	15	24	30
希少(0.1)	1	3	5	8	10

リスク大 : 事前対策 (評価値 71 以上)
 リスク中 : 影響発生時の対応 (評価値 31～70)
 リスク小 : 経過観察 (評価値 11～30)

図 4 リスクマトリクスによる評価結果

表3 リスク評価結果一覧

地点	水源種類	利用区分	上水道の有無	評価値A		評価値B				A×B	
				地下水低下範囲の占める割合	評価点	利水障害に伴う影響の大きさ			評価点		
						利用区分	対策水量	地域重要度			計
地点1	湧水	上水道の水源	無	10%	0.1	60	5	10	75	80	8
地点2	湧水	洗濯、雑用、散水など	有	32%	0.3	5	5	0	10	10	3
地点3	湧水	鮎の養殖、トイレ、洗濯、台所、水田、畑	有	100%	1.0	60	5	10	75	80	80
地点4	湧水	飲用、洗濯、風呂、トイレ、雑用	有	67%	0.5	10	5	10	25	30	15
地点5	湧水	飲用、風呂、洗濯、散水、トイレ	有	67%	0.5	10	5	10	31	30	15
地点6	沢水	池水	有	72%	0.8	1	5	0	6	10	8
地点7	湧水	散水	有	72%	0.8	1	5	0	6	10	8
地点8	湧水	飲用、洗濯、雑用水、池（錦鯉）	有	72%	0.8	10	10	10	45	50	40
地点9	湧水	飲用	有	14%	0.3	10	5	0	15	30	9
地点10	湧水	池、雑用	有	10%	0.1	1	5	0	6	10	1
地点11	湧水	鮎の養殖	有	55%	0.5	60	30	10	100	100	50
地点12	湧水	鮎の養殖	有	55%	0.5	60	10	10	80	80	40
地点13	湧水	風呂、洗濯、雑用	有	85%	0.8	10	5	10	25	30	24
井戸1	掘抜井戸	雑用水（野菜洗い）、洗車	有	10%	0.1	1	5	0	6	10	1
井戸2	掘抜井戸	雑用水（農機具洗い）、散水	有	10%	0.1	1	5	0	6	10	1
井戸3	掘抜井戸	飲用、風呂、洗濯、トイレ	無	10%	0.1	30	5	10	45	50	5
井戸4	掘抜井戸	飲用、風呂、洗濯、トイレ	無	10%	0.1	30	5	10	45	50	5
井戸5	掘抜井戸	飲用、風呂、洗濯、トイレ、散水	無	10%	0.1	30	5	10	45	50	5
井戸6	掘抜井戸	飲用、風呂、洗濯、トイレ、散水	無	10%	0.1	30	5	10	45	50	5
井戸7	掘抜井戸	雑用水（散水、洗車）	有	10%	0.1	1	5	0	6	10	1
農業1	湧水	わさび田	-	55%	0.5	60	30	10	100	100	50
農業2	湧水	わさび田	-	10%	0.1	60	5	10	75	80	8
農業3	湧水	わさび田	-	10%	0.1	60	5	10	75	80	8
農業4	湧水	わさび田	-	96%	1.0	60	30	10	100	100	100
農業5	湧水	わさび田	-	85%	0.8	60	30	10	100	100	80
農業6	沢水	水田	-	73%	0.8	60	30	10	100	100	80
農業7	沢水	水田	-	85%	0.8	60	30	10	100	100	80

4. マネジメント効果

地質リスクマネジメントの効果を確認するため、以下の2ケースにおいてコスト比較を行った。ただし、現段階は調査・設計段階であるため、両者ともに想定費用である。

ケース1・・・すべての水源に対して事後対応とした場合

ケース2・・・「リスク大」の水源のみ事前対策をした場合

表4 利水障害発生時の対策工事費の比較

対象水源	項目	① ケース1 (事後対応)	② ケース2 (事前対策)	①-② (効果)
地点3 農業6	渇水対策費	20,000千円	15,000千円	5,000千円
	給水費（応急） 〔4万×60日〕	2,400千円	0	2,400千円
農業3 農業4 農業5	渇水対策費	35,000千円	30,000千円	5,000千円
	給水費（応急） 〔4万×90日〕	3,600千円	0	3,600千円
工事への影響		工事遅延	影響なし	-
計		61,000千円	45,000千円	16,000千円

本事例では、地域の生活や経済活動に関与する重要水源への影響が明白と予測されたため、これらの水源に対しては、トンネル工事前の事前対応を図る方針となった。

事前対策は、地下水影響範囲外からの水源を導水する対策案や新規水源を開発する対策案が採用された。事前に準備することにより、同一溪流の複数の水源に対して1つの渇水対策で対応することが可能となり、事後対応による個別の応急対策や追加対策による工事費の増大を抑えることが可能となった。

また、事前対策施設の設置により、水利用者の渇水に対する不安が軽減されたことから、道路事業への理解が深まり、工事中断等による事業コストの損失を回避し、発注者によるリスクマネジメントの推進に大きく貢献することができた。

D. 地質リスクマネジメント事例のまとめ

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		-
	工事名		-
	工種		トンネル掘削、切土
	工事概要		道路事業
	当初工事費		-
	当初工期		-
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		事業期間中(トンネル施工時)
	予測されたトラブル		利水障害による水問題
	回避した事象		緊急対応(給水)、道路事業の失墜
	工事への影響		工事遅延
リスク管理の実際	判断した時期		事業期間中(トンネル施工前)
	判断した者		発注者
	判断の内容		事前対策施設の設置
	判断に必要な情報		水源リスク評価
リスク対応の実際	内容	追加調査	利水影響予測と渇水対策検討
		修正設計	対策施設設計
		対策工	給水施設の設置
リスクマネジメントの効果	費用		16,000 千円
	工期		-
	その他		道路事業の円滑な推進

【論文 No. 22】 ヒ素含有ズリが分布するトンネル掘削に対する
先進ボーリングによるリスク回避事例

応用地質株式会社 白元直仁

1. 事例の概要

本事例は、長大トンネル掘削に伴い重金属による環境汚染リスクの発生が予測された自然由来重金属（ヒ素）を含有する掘削ズリに対して、先進ボーリングを実施することにより地質リスクを回避した事例である。

鹿児島県奄美大島を縦貫する国道58号のうち、島内南部に位置する鹿児島県大島郡瀬戸内町の網野子峠においては、狭隘区間が連続し現在も交通の難所となっている。また、平成22年、平成23年に発生した奄美豪雨災害時には同区間において多くの斜面災害が発生し長期間にわたって通行止めが続いたため、地元住民は多大な不便を強いられた。

このような状況の下、鹿児島県では同区間をトンネルで通過させる網野子バイパス計画を事業化し、延長4243mの網野子トンネルの工事が平成22年度より開始された（図1トンネル位置図¹⁾を参照）。

同トンネル区間には主として四万十層群の粘板岩類が分布するが、当地の粘板岩類には自然由来の重金属類であるヒ素が含有されており、その一部ではヒ素の土壌溶出量基準を超過することが事前調査により把握されていた。

そのため、トンネル掘削により発生する掘削ズリのうち土壌溶出量基準を超過するズリ

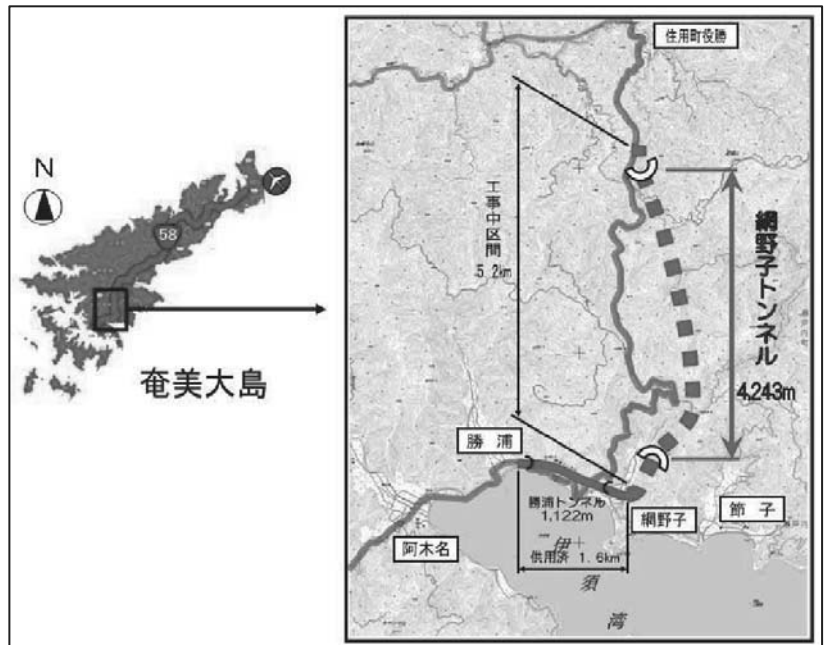


図1 トンネル位置図¹⁾

（以下基準超過ズリと称す）は、遮水工を施した管理型の土捨て場に搬入する計画とした。

しかし、ここで問題となったのが、トンネル区間のどの区間で基準超過ズリが発生するかということが掘削の事前段階で不明なことであった。トンネル区間に分布する粘板岩類は全線に渡ってほぼ同一の岩相を呈し、ズリの視認による区分けで基準超過ズリであるか、そうでないかを判断することは不可能であった。

そこで、トンネル切羽より前方地山に向かって先進ボーリングを行い、直接コア試料を採取・分析することで、前方地山を基準超過ズリ分布区間とそれ以外の区間に区分し、トンネル掘削を進める方針とした。

以上の方針に基づき、先進ボーリングにより基準超過ズリが分布する区間を確認しながらトンネル掘削が進められ、同トンネルは平成24年12月26日に無事貫通した。

2. 事例分析のシナリオ

本事例における最大の課題は、「トンネル掘削区間のうち、基準超過ズリが分布する区間を事前にどのようにして把握するか。」ということであった。

この最大の課題に対しては切羽からの先進ボーリングによるコア試料採取および分析により対応することとしたが、その他にトンネル掘削工事に並行して先進ボーリングを行うという条件により発生する課題が予測された。

それは「トンネル本体工事の工程に極力影響を与えずに先進ボーリングおよび試料分析が実施可能か。」ということである。

これはすなわち、以下の課題が解決可能かどうかということである。

- ① 1回あたりのボーリング掘進長の限度とボーリング掘削にかかる時間をどう見積るか。
- ② ボーリングの作業効率を上げること（掘進時間や仮設時間のスピードアップ）が可能か。
- ③ 基準超過ズリ判定のための分析にかかる時間を短縮できるか。

上記の各課題を解決しつつ、基準超過ズリ分布区間の判定を行うために、以下に示す対応を行った。

(1) 1回あたりのボーリング作業の見積

当社が有するこれまでに実施したトンネル先進ボーリングの実績から、昼夜兼行で掘進作業を行った場合、1日あたりの掘進長は40m（片番で20m）程度が確保できるものと想定された。これに対してトンネル掘削工程は1月当たり80～100m程度の進行が予測されるため、月1回先進ボーリングを実施するとした場合、ボーリング1回あたりの掘進長はラップ区間を含めて100mを確保する計画とした。

1回のボーリングで100mの掘進長を確保するためには、搬入・仮設作業に半日、掘進作業に2.5日、撤去作業に半日かかるため、余裕を見て1回あたり4日かかるものと見積もった。

すなわち、1ヶ月のうち4日間は先進ボーリング作業によりトンネルの掘削作業がストップすることとなるが、トンネル施工業者との工程調整により月に概ね4日の先進ボーリング作業期間を確保することができた。

(2) ボーリング作業効率の向上

ボーリング作業期間を月に4日確保したとは言え、ボーリング作業期間を極力短縮することがトンネル全体工事の速やかな進捗に寄与することから、ボーリング作業効率の向上を図った。

ボーリングマシンの仮設については、当初半日程度の時間を要するものと見積もっており、実際初期段階での仮設には半日近くの時間を要した。しかし、ボーリング足場を事前にある程度組み上げておくとか、足場構造、給水仮設の簡略化等の工夫を図った結果、回を重ねるに従って仮設に要する時間は短縮され、中期以降の段階では仮設時間は約4～5時間を要するのみとなった。

また、掘進作業においてはコアチューブ等の掘進ツールを2組用意することにより、間髪を入れず掘進作業を継続することで掘進速度の向上を図るとともに、ボーリング作業員

間の作業分担を明確にし、お互いのコミュニケーションを高めることで更なる掘進効率の向上を図った。

(3) 試料分析時間の短縮

基準超過ズリの分布区間の判定は、右の図2掘削土（ズリ）分別判定フロー²⁾に従って判定を行った。

分析が終了するまでは基準超過ズリの判定ができないことから、分析はボーリングコアを採取した後、速やかに分析機関に送付し、極力早く分析を行うこととした。

また、分析頻度はまずはボーリングコア 20m 分を 1 試料として分析を行い、それが溶出量基準値以内であった場合はその 20m 間を通常区間と判定し、通常土として処理を行った。一方、20m 分の試料が溶出量基準値を超過した場合は、その中を更に 5m 毎に区分しそれぞれを分析し、最終的な基準超過ズリ区間を判定した。

以上の分析結果を基に、掘削を再開後、切羽が当該区間に達するまでに判定を行い、判定の遅延でトンネル工事工程に影響を及ぼさないようにした。

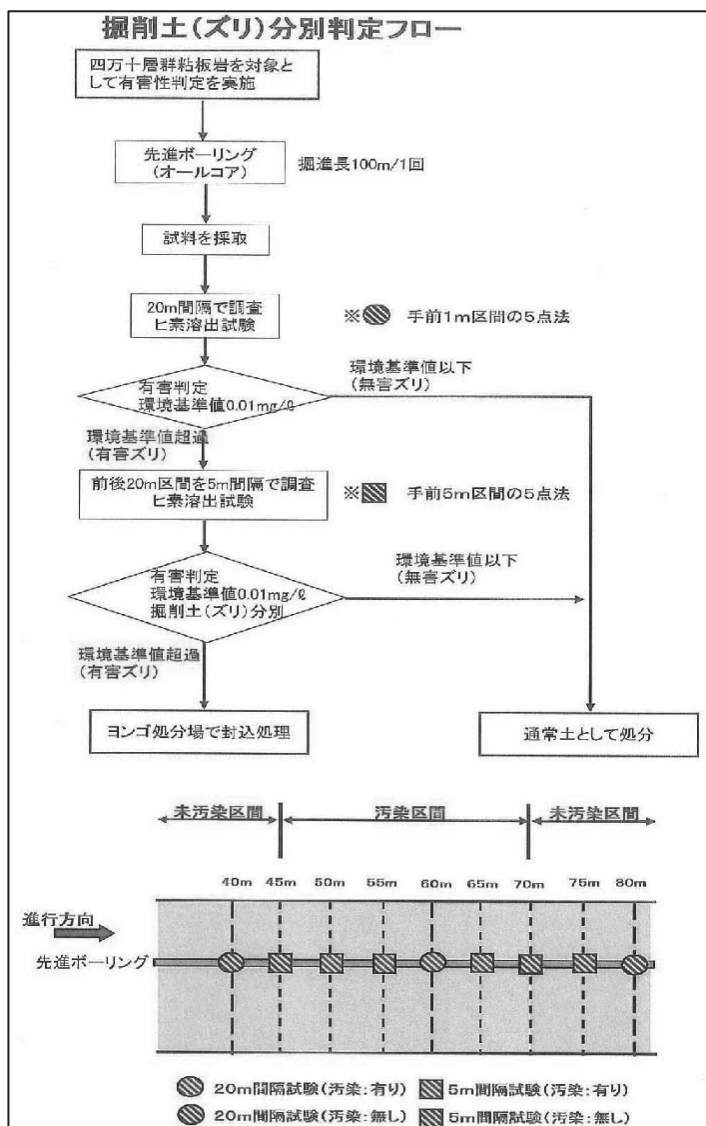


図2 掘削土（ズリ）判定フロー²⁾

3. データ収集分析

前項までの方針に基づき、原則として月に1回程度、1回あたりの掘進長を概ね100m程度として先進ボーリングを実施し、基準超過ズリの分布区間の判定を行った。その判定結果の例として、図3に網野子トンネル役勝工区（延長2007m）での判定結果縦断図を示す。

図3に示すように、同工区においては3つの区間の延長計105mが基準超過ズリの分布区間として判定され、同区間で発生したズリは遮水工による封じ込め処理がなされた管理型土捨て場へ搬入された。

管理型土捨て場では浸出水や周辺河川水のヒ素濃度モニタリングが併せて実施され、周辺環境への汚染は発生していないことが確認された。これらのモニタリングは同トンネルが完工した現在も継続して実施されている。

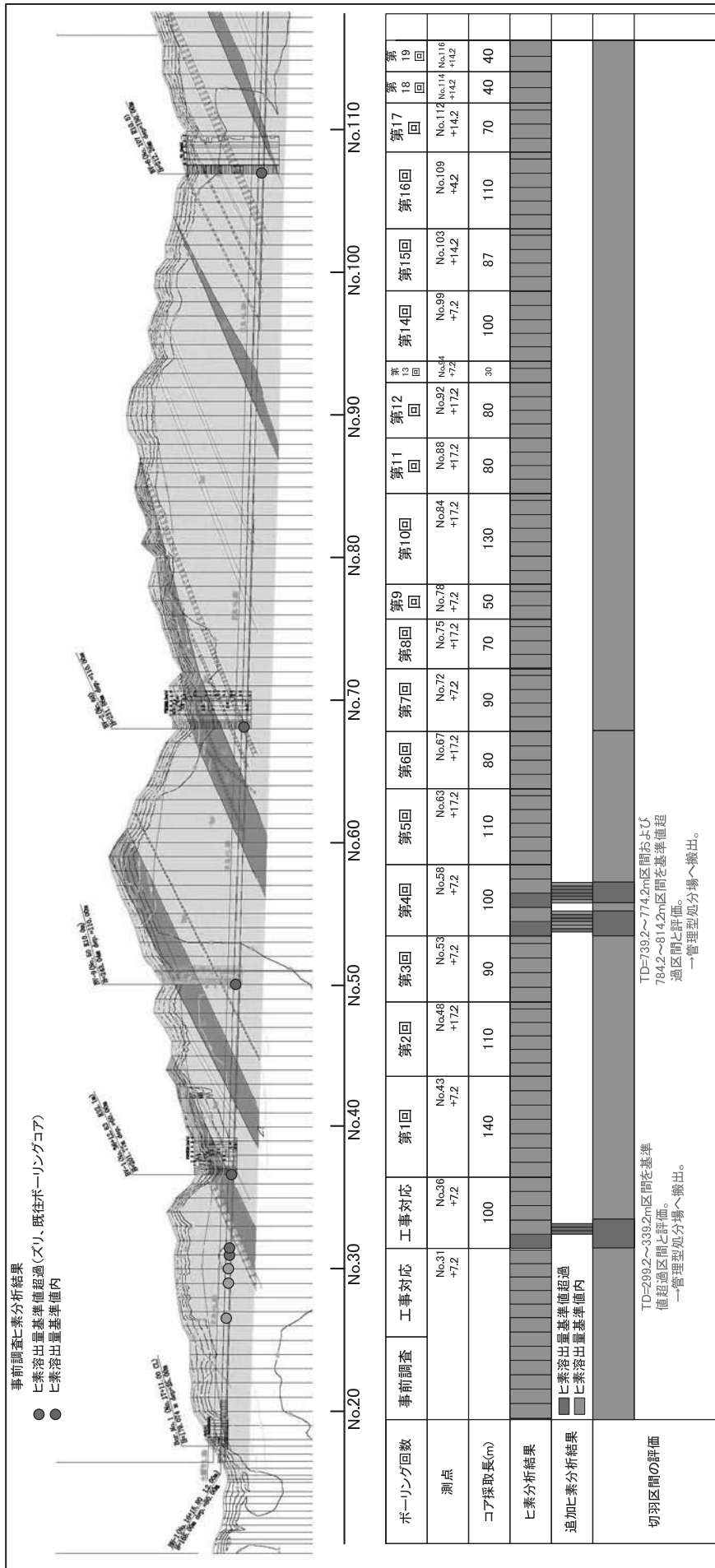


図3 基準超過ズリ分布区間判定結果縦断面図(網野子トンネル役勝工区)³⁾

4. マネジメント効果

基準超過ズリを通常土として土捨てした場合、雨水等の浸透によりズリ中のヒ素を溶出させ、周辺環境汚染を引き起こす可能性があった。今回は、トンネル掘削に並行して実施した先進ボーリングにより基準超過ズリの分布区間をあらかじめ判定し、その区間のズリを管理型の土捨て場で処分することにより周辺環境汚染のリスクを回避することができた。

この方策をとったことにより、先進ボーリングおよび分析の費用、並びに管理型土捨て場の設計・施工費用は発生したが、ヒ素による周辺環境汚染が発生した場合、一度造成したズリの再掘り起こし、新たな土捨て場用地の確保と新規造成工事、汚染範囲の浄化工事等で多額の費用が発生したことが予想され、今回の一連の対応により本事業におけるリスク回避は成功したものと考えている。

5. データ様式の提案

今回のリスク対応によりトンネル本体工事の工事費は、地山区分変更に伴う通常の範囲内での設計変更以外は大きな金額変更は発生しなかった。自然由来重金属のヒ素に対する対応で発生した費用は、調査・設計費や管理型土捨て場の造成費にとどまり、トンネル本体工事に影響を与えるものでなかったため、事業費全体としては大きな影響を回避することができた。

また、先進ボーリングや分析を進める中で、様々な工夫により作業効率を高め作業時間を短縮することができ、トンネル本体工事の工程に大きな影響を与えることなく対応を進められたことは大きな成果であったと考えられる。

表1 本事業におけるデータ様式への記入(地質リスクを回避した事例)

大項目	小項目		データ
対象工事	発注者		鹿児島県大島支庁瀬戸内事務所
	工事名		網野子トンネル
	工種		トンネル
	工事概要		トンネル本体工 L=4243m
	①当初工事費		6,064百万円
	当初工期		平成26年9月19日
リスク回避事象	予測されたリスク発現時期		平成22年3月
	予測されたトラブル		重金属(ヒ素)を含むズリの発生
	回避した事象		周辺環境へのヒ素流出
	工事への影響		なし
リスク管理の実際	判断した時期		平成22年4月
	判断した者		鹿児島県
	判断の内容		ズリ処分場の新設と基準超過ズリの搬入
	判断に必要な情報		切羽前方の地山のヒ素溶出量値
リスク対応の実際	内容	追加調査	先進ボーリング
		修正設計	重金属ズリ処分場造成設計
		対策工	重金属ズリ処分場造成

	費用	追加調査	140,000千円
		修正設計	5,000千円
		対策工	39,500千円
		②合計	184,500千円
変更工事の内容	工事変更の内容		—
	③変更工事費		—
	変更工期		—
	間接的な影響項目		—
	受益者		—
リスクマネジメントの効果	費用(①-③-②)		—
	工期		—
	その他		—

引用文献

- 1) 鹿児島県ホームページ 「国道 58 号網野子バイパスの網野子トンネル (4,243m) が貫通しました！」 2013.1
- 2) 3) 鹿児島県大島支庁瀬戸内事務所 「平成 2 3 年度道路整備 (交付金) 調査委託 (網野子 3 工区) 報告書」 2013.1

[論文 No.23] 切土法面における凍上現象と対策工

株式会社 ドーコン ○原 靖
株式会社 ドーコン 林 啓二

1. 事例の概要

本報は、北海道における道路の切土法面工事において、凍上現象を要因として発生した法面変状の事例とその対策工について報告するものである。

当該工事は、冬期施工による切土法面工事（写真 1）で、切土法面表層対策として法面ふとん簞を敷設する工事で、小段ステップ（排水溝 U300B）設置後の法面整形中（1月上旬）にクラックの発生が確認された。現地状況把握のため現地踏査を実施したところ、小段ステップおよび切土法面部に地表面の持ち上がりが確認できた。また、持ち上がった法面部にアイスレンズ（氷晶）の形成が確認されたため、クラックの発生要因は凍上現象に起因するものと判断できた。

本報告は、現地で実施した凍上調査と、その結果を反映した二次元 F E M 熱伝導解析による断熱材を用いた対策工の採用事例について紹介するものである。

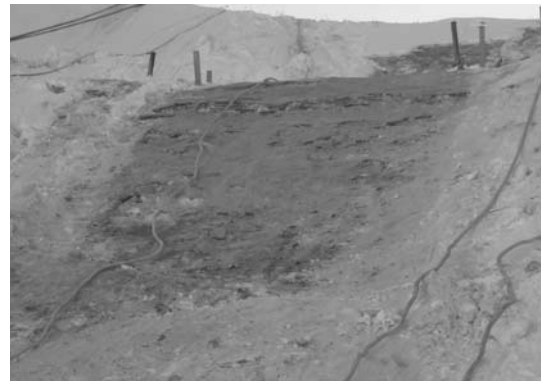


写真 1 凍上発生時の
切土法面工事状況

2. 事例分析のシナリオ

今回発生した切土法面の変状（凍上現象による法面クラックの発生）の詳細な現地状況等を把握するため、現地踏査および凍上調査を実施した。

(1) 現地踏査

切土法面クラック発生直後に実施した現地踏査の結果、現地において以下の事象（図 1）が確認できた。

- ◆小段ステップ法肩部の地盤の持ち上がり（写真 2）。
- ◆トラフ自体は目立った変状なし。
- ◆小段ステップ下部法面に段差（10cm 程度）や開口クラック（10～15cm 程度）が法肩から高さで約 80cm 下方に発生。（写真 3）。
- ◆その部分の法面は凸凹になり、霜柱状凍結様式によるアイスレンズが確認できたため凍上現象と認知（写真 4）。
- ◆小段付近の土質は、砂質シルト～シルト質細粒砂で凍上性を有す。

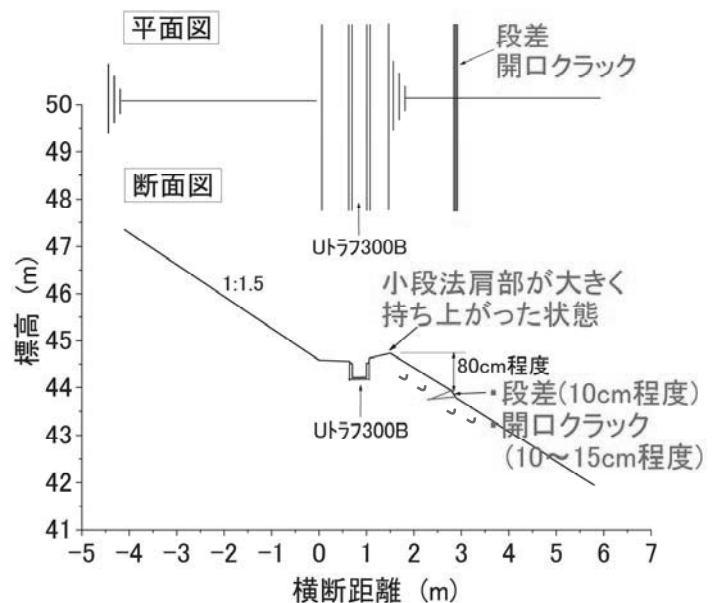


図 1 変状状況模式図



写真 2 小段ステップ
法肩部の持ち上がり

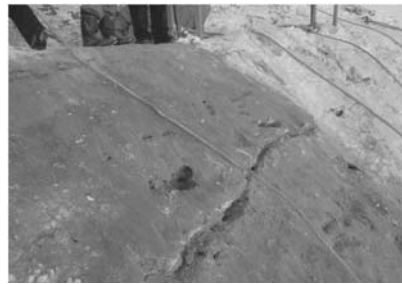


写真 3 法面の段差
と開口クラック



写真 4 開口クラック部で
確認されたアイスレンズ

また、当該法面箇所が西向きの地形条件のため、日射条件がこの時期の最も太陽が高い位置にある時間帯においても完全日陰状態となっていることが現地で確認でき、この日射条件の特異性が、今回の凍上現象を助長する大きな一因になっていると考えられた。

(2) 凍上調査

凍上調査は、法面と小段ステップ部の凍上および凍結深さの進行状況を確認することを目的に2月中旬に計測を開始した(凍上調査実施年度の凍結指数 $F=437^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$)。

① 計測項目と計測方法¹⁾

図 2、写真 5、写真 6 に示すように、法面・小段ステップ部・U型トラフの凍上量計測[T1~T8]を8点(測定ポイントに測量用のタックを設置しレベル計測)と、小段ステップ部凍結深さの計測[M1,M2]の2点(メチレンブルー凍結深度計を設置し読み取り計測)を実施した。

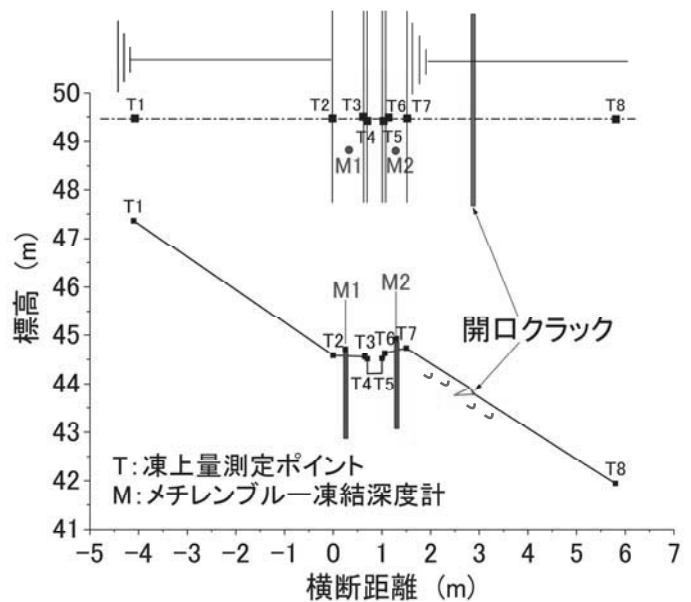


図 2 凍上調査計器配置図

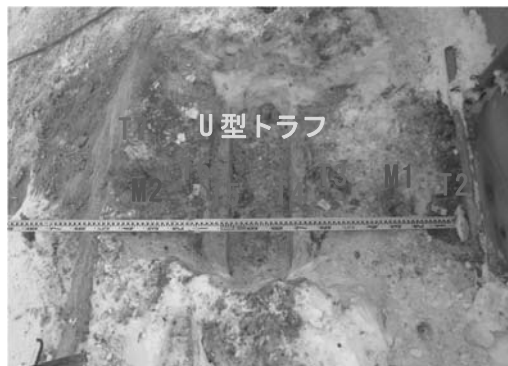


写真 5 U型トラフ



写真 6 メチレンブルー
凍結深度計 (図 2 の M2 箇所)

② 計測結果

計測の結果、小段ステップ部およびその上下切土法面の凍上量と、小段ステップ部の凍結深さについて以下のような状態になっていることが確認できた。

【凍上量】～図 3

◆トラフ自体は、L側が 0.8, R側が 1.5cm 持ち上がり、R側の方が 7mm 程大きな凍上量となったため L側に若干傾いた状態となったが、特段大きな変位は確認できなかった。

◆小段ステップ部は、L側で 7.0～10.9cm, R側で 14.3～25.4cm 持ち上がっており、R側が大きく凍上したことで L側に大きく傾いた状態となっていた。

◆法面は小段部の上方法面で 1.4cm, 下方法面で 4.3cm 持ち上がり、若干凍上していることが確認できた。

◆小段ステップ下方法面に発生した開口クラックは、小段ステップ部の凍上量が下方法面の凍上量よりも 20cm 程度も相違があることにより発生したものと判断できた。

【凍結深さ】～図 3

◆小段ステップ部の凍結深さは、L側で 11.4cm, R側で 63.5cm となっており、この凍結深さの相違がステップ部の凍上量の大きな相違となっていることが確認できた。

◆小段ステップ部の R側の凍結深さが大きいのは、寒気が U型トラフを含むステップ面からと下部法面からの二方向から作用することで、凍結進行過程で低温域が干渉し合う形状となることで、平坦な一方向からの凍結進行よりも大きな凍結深さになっていることが確認できた。

◆また、L側の凍結深さに関しては、U型トラフ上に積もる雪の断熱効果により、ステップ面および法面から寒気の影響を受けにくい状態にあり、凍結深さが小さくなったものと判断できた。

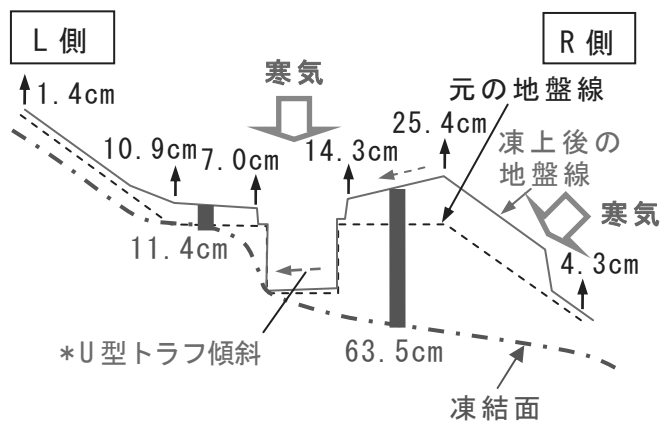


図 3 凍上・凍結状態の模式図

3. 凍上対策工の検討

当該対策工は、現地が急峻な地形で工期制約がある等の施工条件を踏まえ、当初計画時の基本的な対策を変更しなくても済む工法を選定する必要があった。

凍上現象は、「土質・温度・水」の 3 要素²⁾の全ての条件を満たした時に起こり、現地施工条件を踏まえた最適な凍上対策工として、地下水の排除と寒気の浸入を抑止する「法面ふとん簞+断熱材（透水性）による対策」を考案した。

(1) 二次元 FEM 熱伝導解析^{3),4)}による現地凍結面の再現解析

凍上対策工を検討するためには、凍結深さを把握することが必要となる。

凍結深さを求める方法としては、一般的に修正 Berggren の式を用いた一次元解析により道路の置換厚等を決めている⁵⁾ことがほとんどである。しかし、構造物を取り巻く周辺地盤の凍結深さを求める場合には、寒気を受ける面が一方向だけではないことが多い。

当該地でいえば，①小段ステップ面，②U型トラフ内部，③切土法面の3方向から寒気の影響を受ける状態になっており，対策工を検討する上では，このような多方向からの寒気の影響を踏まえた凍結面の形状を再現する必要がある。

したがって，本検討では，上記の凍結面が再現可能な二次元 FEM 熱伝導解析（解析プログラム：TEMP/W）を用いて凍上対策工の検討を行った。

① 各材料の熱物性値

各材料の熱物性値を表 1 に示した。

解析用いる各材料の熱物性値（熱伝導率，凍結潜熱，堆積熱容量，体積含水率）は，土の乾燥密度 ρd と含水比 w より両者の関係式を用いて設定した。また，U型トラフのコンクリ

ートや対策工検討に用いる断熱材の熱物性値については，一般値を用い設定⁶⁾した。

② 現地凍結深さの再現解析

図 4 に現況モデル断面とメッシュ図を示す。このモデルを用いて地表面に「一定温度（-5℃）×日数＝解析上の積算寒度」を与え凍結深さを解析した。なお，二次元 FEM 熱伝導解析による地表面に作用させる温度境界条件は，一日の寒暖による影響や積雪による断熱効果等の凍結の進行に影響する細部の条件設定が不可能であるため，便宜上，上記のように解析している。

解析の結果，小段ステップ部 R 側での実測凍結深さ GL-63cm に合致する解析上の積算寒度を求めると，図 5 に示すように，積算寒度 $F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の温度条件において，凍結線（0℃）と実測凍結深さ（GL-63cm）が合致することがわかった。

また，小段ステップ部 R 側の凍結深さは，小段ステップ面と法面からの二

表 1 各材料の熱物性値

材料名	土質分類 1→シルト・粘土 2→砂質土	凍土 or 未凍土	湿潤密度	含水比	乾燥密度	熱伝導率 【Kersten】	凍結潜熱	体積熱容量 【伊福部】	体積含水率
			ρt (g/cm ³)	w (%)	ρd = $\rho t/(1+w/100)$ (g/cm ³)	λ (W/m ² ·K) (J/sec·m ² ·°C)	$L=3.35w\cdot\rho t$ (J/m ³)	C (J/m ³ ·K)	Wv = $\rho d\cdot w$ (%)
tc (砂質シルト) 実測値	1	未凍土	1.792	39.90	1.281	1.128	171.2E+06	3.051E+06	51.1
		凍土				1.964		1.981E+06	
tg (砂礫・礫混じり砂) 一般値	2	未凍土	1.900	15.00	1.652	1.896	83.0E+06	2.213E+06	24.8
		凍土				2.058		1.694E+06	
Uトラフ	-	未凍土	-	-	-	0.938	000.0E+00	2.009E+06	0.0
		凍土						0.000E+00	
断熱材 (XPS)	-	未凍土	-	-	-	0.033	000.0E+00	4.500E+04	0.0
		凍土						0.000E+00	
切込砕石 一般値	2	未凍土	2.100	5.00	2.000	2.272	33.5E+06	1.842E+06	10.0
		凍土				1.992		1.633E+06	

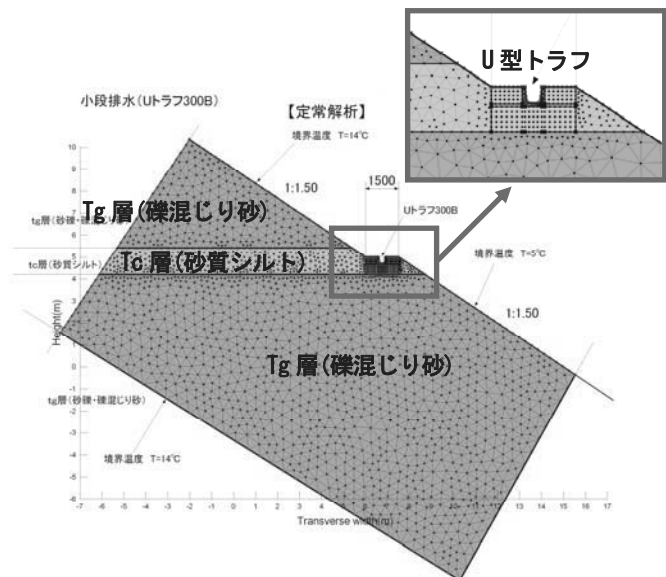


図 4 現況解析モデル断面とメッシュ図

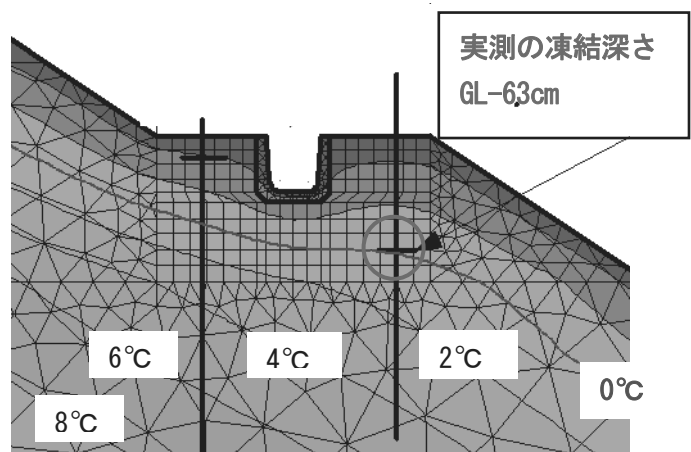


図 5 土中温度分布結果図
(積算寒度 $F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$)

方向からの寒気の侵入が干渉し、小段ステップ L 側と比較して大きな凍結深さになっていることが再現できた。

この L 側の凍結深さについては、小段ステップ上およびトラフ内部からの寒気の侵入があり、雪等の影響が無ければ比較的深く凍結線（0℃）が入り込むことがわかった。

これにより、現地状況と概ね合致した凍結面の再現ができたことから、この解析上の積算寒度 $F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ の温度条件を用いて対策工の検討（断熱材の厚さや配置の決定）を行えば、当該切土法面での対策工の効果を補償できることになる。

(2) 二次元 FEM 熱伝導解析による断熱材を用いた対策工の検討

図 6 に対策工モデル断面とメッシュ図を示す（法面ふとん箆： $t=25\text{cm}$ の底部に断熱材： $t=5\text{cm}$ を設置）。また、対策工解析は、温度条件として現地凍結深さが再現できた解析上の積算寒度 $F=200^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ 与えて実施した。

図 7 に対策後の土中温度分布結果を示す。これより次のような結果を得た。

- ◆法面部の凍結の侵入は断熱材（ $t=5\text{cm}$ ）で抑制されており、凍結線（0℃）は形成されなくなり、断熱材の有効性が確認できた。
- ◆凍結は、U 型トラフを含む小段ステップ面だけとなり、解析結果では U 型トラフ底部に 30cm 程度の凍結が入り込む結果となる。
- ◆U 型トラフ底部の凍結侵入については、トラフ底部に非凍上性の基礎材（粗粒材）が設置してあること、実際の現場ではトラフ内部に雪が入り込む状態になり断熱効果が十分に期待できることから、トラフ自体に特別な対策工（側面に断熱材や裏込材を配置するなど）を要する必要性はないと判断した。
- ◆断熱材（ $t=5\text{cm}$ を法面での使用の最低厚とした）は、背面地山からの浸出水を排除できるよう発泡ポリスチレン性の透水性が高い材料を採用する。

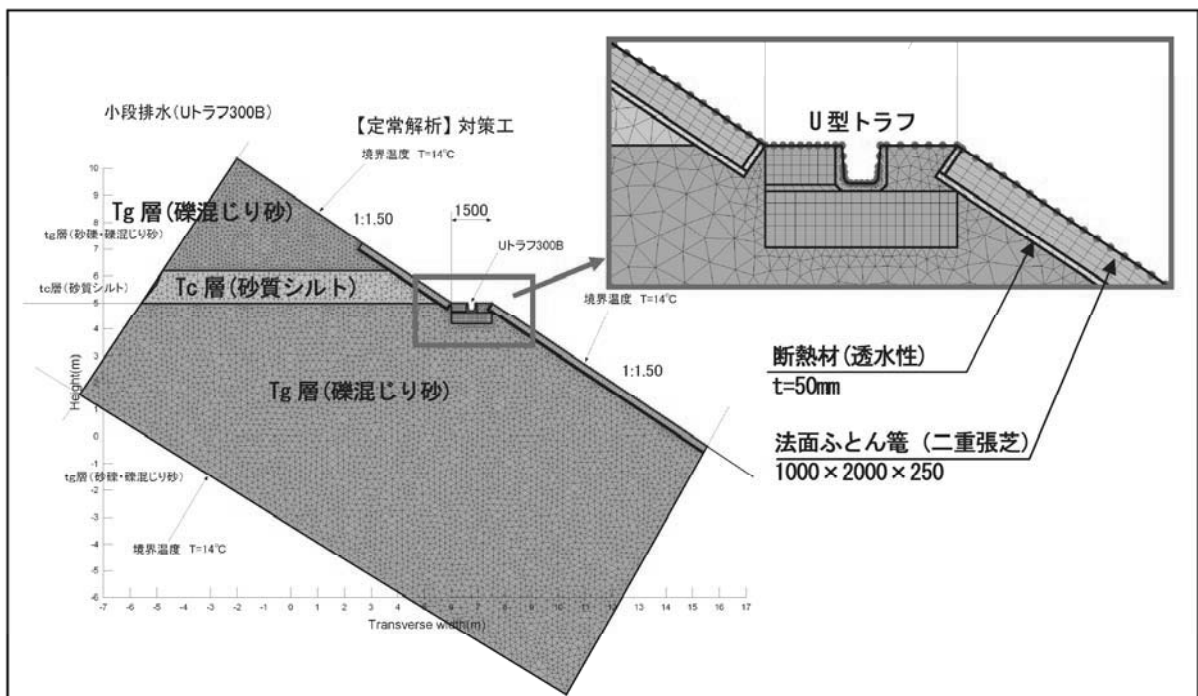


図 6 対策工解析モデル断面とメッシュ図

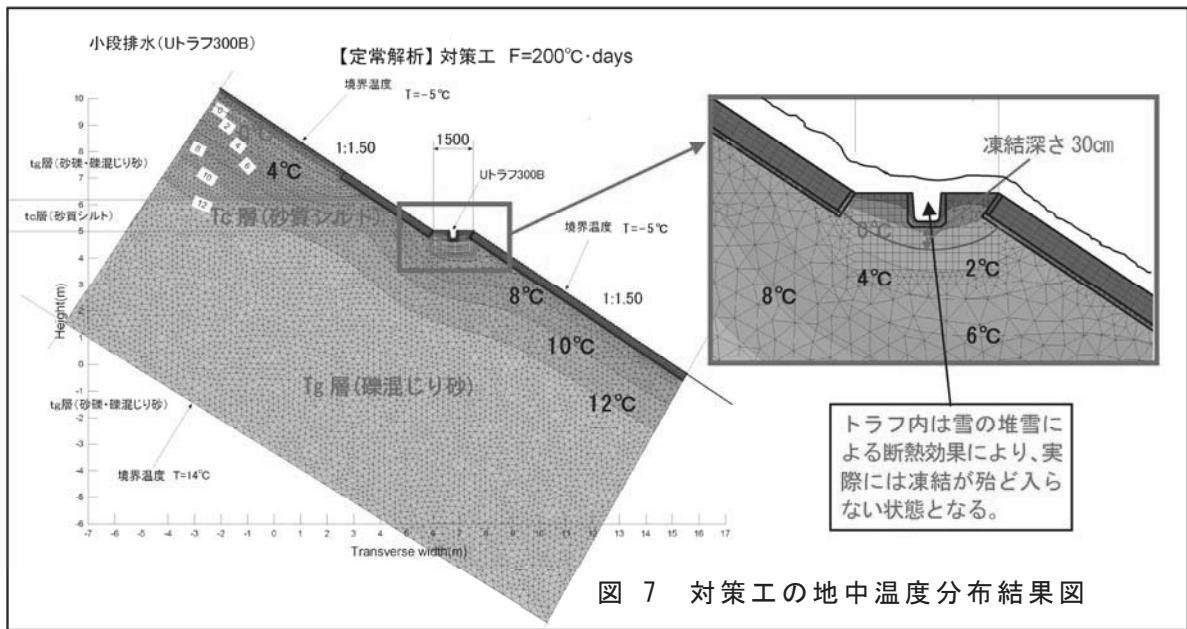


図 7 対策工の地中温度分布結果図

4. まとめ

- ◆当該切土法面の変状は，土中にアイスレンズ（氷晶）の形成が確認できたことより，凍上現象に起因するものと判断できた。
- ◆凍上調査により，小段ステップ部の L 側と R 側では凍上量と凍結深さに相違があることを確認し，この R 側の凍上により法面に開口クラックが発生したものと判断できた。
- ◆凍上対策工は，施工条件を踏まえ，地下水の排除と寒気の浸入を抑止する「法面ふとん籠+断熱材（透水性）による対策」を採用した。
- ◆対策工の検討には，二次元 FEM 熱伝導解析を用い，現地凍結深さの再現解析により適切な解析上の温度条件を求めた。その温度条件を与え解析を行うことで，現地に適した断熱材の厚さを決定することができた。

以上より，法面ふとん籠底部に断熱材（透水性）を敷設することで，無対策では凍結融解の繰返しで法面崩壊が発生してしまう「地質リスク」を回避できる有効な法面凍上対策工を考案することができた。

5. おわりに

翌年，当該法面对策工が施工され，（独）土木研究所寒地土木研究が，現地で地中温度計測を継続中である。当該シーズンの凍結指数 $F=436^{\circ}\text{C}\cdot\text{days}$ に対し，特に変状等は確認されず，法面凍上対策としての妥当性が立証された（写真 7）。



写真 7 土中温度計測状況
（土研，寒地土木研究所）

<参考文献>

- 1) 地盤工学会北海道支部：寒冷地地盤工学－凍上被害とその対策－，pp.21-29,2009.12.
- 2) 日本道路協会：道路土工要綱（平成 21 年度版），p.201,2009.6.
- 3) 林啓二,鈴木輝之,豊田邦男：ボックスカルバート周辺地盤の凍結面形状と凍上被害－二次元 FEM 熱伝導解析を用いた検証－，地盤工学ジャーナル Vol.4, No.2, pp.147-156, 2009.3.
- 4) 林啓二,鈴木輝之,豊田邦男,萬隆：二次元 FEM 熱伝導解析の道路構造物への適用，地盤工学会北海道支部年次報告会報告集第 48 号, pp.277-282, 2008.2.
- 5) 日本道路協会：道路土工要綱（平成 21 年度版），資料-10 多層系地盤の凍結深さの計算，pp.386-393, 2009.6.
- 6) 1)と同じ，pp.34-35, p.48 表 2.3 各材料の一般的熱的定数.

地質リスク学会 事務局

NPO 地質情報整備活用機構 事務局内

〒101-0047 東京都千代田区内神田1-5-13 内神田TKビル3F 301号室

(社)全国地質調査業協会連合会 事務局

〒101-0047 東京都千代田区内神田1-5-13 内神田TKビル3F 302号室

電話：03-3518-8873 FAX：03-3518-8876

※本論文集は、地質リスク学会のホームページで公開しています。

URL ⇒ <http://www.georisk.jp/>