

大谷トンネルの被災状況と応急復旧について

高井 静也¹・南谷 達也¹・前原 彩人¹・山田 浩輝¹・相川 雅央²

¹能登復興事務所 工務第三課 (〒926-0046 石川県七尾市神明町口12番地2NTT七尾ビル3階)

²能登復興事務所 (〒926-0046 石川県七尾市神明町口12番地2NTT七尾ビル3階)

2024年1月1日(月)16時10分に石川県能登地方を震源とするMj7.6、最大深度7の「令和6年能登半島地震」が発生した。Mj7.6の地震の前後数分の間にもMj5.7やMj5.9の規模の大きな地震が発生し、強い揺れが長く続いた。これらの地震により、能登半島北東部に位置する一般国道249号大谷トンネルは、南側坑口付近の地すべりブロックが滑動し、覆工崩落、舗装版変状、アンカ一付き鋼管抑止杭の損傷等により通行不能となる甚大な被害を受けた。本稿は、大規模災害からの振興に関する法律に基づく国の直轄代行が適用され、県に代わって権限代行により国が復旧工事を行うこととなった大谷トンネルの被災状況と応急復旧について報告するものである。

キーワード 令和6年能登半島地震、権限代行、大谷トンネル

1. はじめに



図-1 位置図

一般国道249号は、七尾市を起点とし能登半島の富山湾沿いを通過し、珠洲市、輪島市を経て、日本海に沿つて金沢市に至る能登半島の主要な幹線道路であり、圏域住民の生活及び経済活動を支えるとともに、災害発生時の緊急輸送においても重要な路線である(図-1)。

「令和6年能登半島地震」により、大谷トンネルにおいては地山の大規模な変形によりアンカ一付き鋼管抑止杭が損傷し、トンネル内部では、鋼製支保の変状、覆工の崩落・ひび割れ、舗装版の変状が発生した(写真-1)。道路交通機能が途絶するとともに道路啓開(緊急復旧)の活動も困難となった。しかし、被災のうちトンネル天端部からの覆工崩落は、落下時に車両が通過していた場合には大きな被害が想定されるところであるが、被害を被

った車両が無かったことは幸いであった。



写真-1 大谷トンネル被災状況

2. トンネル及び地質概要

(1) トンネルの概要

名 称	大谷トンネル
位 置	石川県珠洲市若山町通伝～大谷町則貞地内
延 長	782m (75スパン) (大谷工区355m、若山工区427m)
完成時期	1997年12月 (照明・防災設備1998年10月)
供用開始	1998年12月3日
掘削工法	山岳工法 (NATM)
道路規格	第3種2級
設計速度	50km/h
路面種類	コンクリート舗装 (舗装厚25cm)
インパート厚	D I=45cm、D II～D III=50cm
点 檢	II 判定 (令和4年度9月 トンネル定期点検)

図-2 トンネル諸元

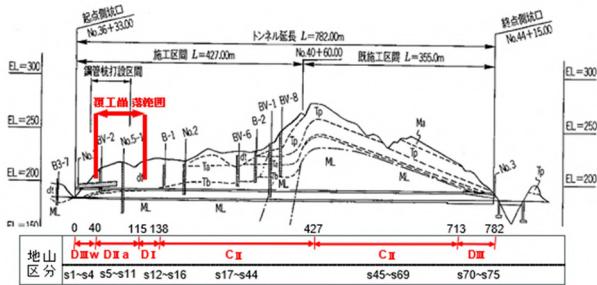


図3 トンネル地質縦断図と地山区分¹⁾

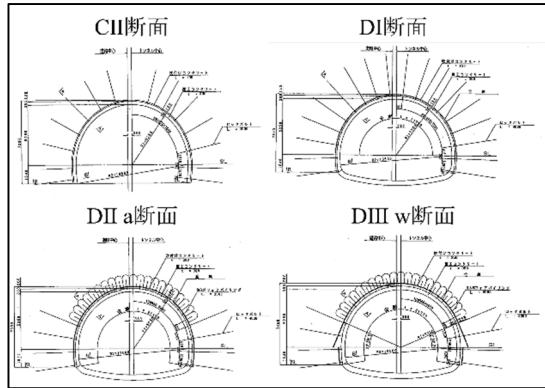


図4 支保パターン (若山工区)

(2) 地質概要

大谷トンネル周辺の地形は、稜線標高100～350mの山地となっており、山頂部は平坦面を形成していることが多く、全体的に一部の河川沿いを除くと山腹斜面は約10～30°の緩斜面を呈している。また、この付近には地すべり地形が数多く存在していることが知られている¹⁾。

地質は、基盤岩として新第三紀中新世の珠洲累層の泥岩・凝灰岩が分布し、これらの基盤岩類を被覆して未固結の崩積土が局部的に分布している¹⁾（図-3）。

大谷峠から南側坑口斜面は、尾根部に遷急線が認められ、その遷急線から旧道までは滑落崖、旧道より下方は大きく3つの地すべり地形（ブロックA～C）が認められる¹⁾（図-5）。図-6に地すべりブロックの断面模式図を示す。

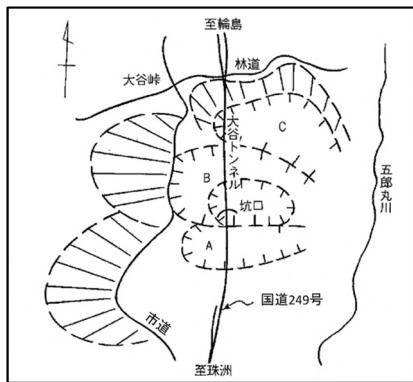


図5 トンネル周辺の地すべり分布図¹⁾

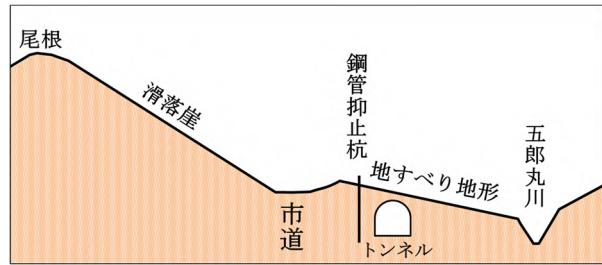


図6 地すべりブロックの断面模式図

覆工が崩落した範囲は、Bブロックの中の鋼管抑止杭と概ね一致している。

もともと南側のAブロックは、過去に発生した地すべりと地すべりの土塊の侵食・流出により残存した比較的小規模な地すべり地形であり、他のブロックに比べて不明瞭である¹⁾。

B, Cブロックは、過去に発生した地すべりによって形成された明瞭な地すべり地形を呈している。Bブロックの地質は、基盤岩として下位より赤神泥岩部層、栗蔭層、南志見層が分布している。各地質の特徴を図-7に示す。大谷トンネルは、地すべりブロック以外は、赤神泥岩部層を通過している。Bブロックには厚さ10～25cmの崩積土が堆積しており、南側坑口から140mまでは上半分に崩積土が堆積している¹⁾（図-3）。

地質時代	記号	地層名	特徴
第四紀 完新世	dt	崩積土	
新生代 中新世	Mu	Niina Formation 南志見層 (上位泥岩層)	一般に剥離性に富む灰褐色シルト岩層を挟むが、ほぼ塊状の暗褐色～灰褐色の泥岩層である。本層の基底には海緑石層が発達し、著しく連続性に富み、層状区分として珠洲地域の重要な鍵層である ²⁾ 。
	Tp	Awara Formation 栗蔭層 (沖石質凝灰岩)	岩倉山などに分布する最大層厚290m以上の黒雲母流紋岩溶岩及び火碎岩で、線認別として凝灰質砂岩を伴う。流紋岩火碎岩の起源は溶岩の分離する岩倉山付近と考えられており、岩倉山の東方や南方で層厚が急激に薄くなる ³⁾ 。
第三紀	ML	Akagami Mudstone Member 赤神泥岩部層 (下位泥岩層)	暗灰色から淡赤褐色の成層した硬質の泥岩で構成される。石灰質の泥岩と珪質の泥岩があり、石灰質な部分は大谷周辺と飯田町周辺に限られる ³⁾ 。

図7 地質の特徴

3. トンネル建設時の記録

大谷トンネルは、北側の大谷工区からI期工事が掘進し、I期工事の完了地点から南側の若山工区をII期工事が掘進し完成している。

設計時よりトンネルの南側坑口付近は地すべり帶であると認識されており、トンネル掘削に伴い地すべりが懸念されていた。南側坑口付近では、トンネルの山側で地すべり対策としてトンネル外側から2.5mの位置にアンカー付き鋼管抑止杭が施工されるとともに、トンネル掘削においては切羽・天端の安定を確保するために上半部の鋼製支保にウイングリブが付いたウイングリブ付き鋼製支保工を使用し、地山等級がDII, DIIIの箇所で掘削補助工法として、亀裂の発達した岩盤やルーズな砂質地盤に適し、湧水が多い場合にも適用可能である注入式フォアポーリングを採用している（図-3）（図-4）。

施工途中から湧水量が増加傾向となり、注入後も天端からの肌落ち、吹付コンクリートの剥落などがあり十分な効果が得られない状況となつたことから、注入式フォアポーリングの注入材をセメント系から止水の持続性、耐久性に優れたウレタン系に変更している¹⁾。

アンカー付き鋼管抑止杭については、設計計算上は根入れ長さは7.0mであり、S.L(上半アーチの始まる線)付近まで杭を根入れすれば安定する結果であったが、大谷トンネルは不良地山を通過するために側部の抜け落ちが懸念されたため、根入れをトンネル下部(2m)に変更している¹⁾。

若山工区で施工時に計測された地山の最終変位は、水平内空変位、天端沈下とも最大25mm程度で、肌落ち等はあったものの大きな問題なく施工を完了している。また、地中変位量の測定では鋼管抑止杭のトンネル近傍の根入れ部分においてもほとんど変形は測定されておらず、抑止杭頭部では最終で12mmの変位が生じたが、根入れ部は際立った変位がなかったことから、トンネル掘削により地すべり力が加わったものの、施工時の計測結果からは抑止杭としての機能を十分に発揮していたことが推測される¹⁾。

4. 被害状況及び損傷発生メカニズムの推定

地震による地殻変動により、半島全体が約1~2m隆起しており、山全体は約1~2m西側に移動し、大谷トンネルについては、地すべりの滑動により南側坑口のみ東側に移動したと想定される(図-8)。

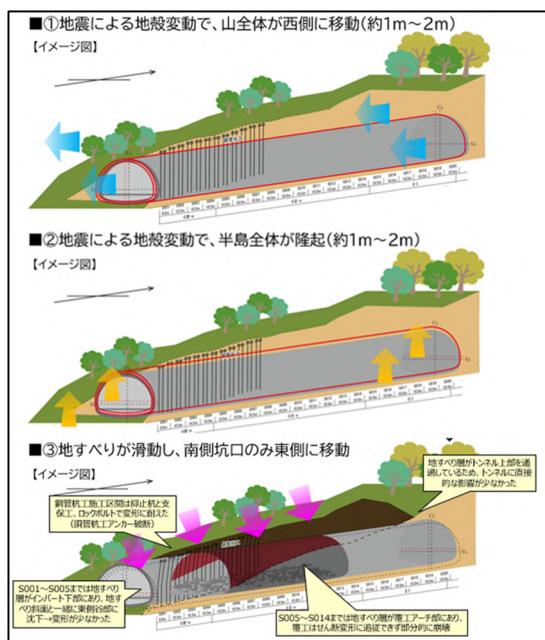


図-8 地殻変動及び地すべりによる移動のイメージ

高周波衝撃弾性波調査法により鋼管抑止杭24本で変状調査を行った結果、13本の杭で先端が確認できない状態であり、S005~S013に並行する鋼管抑止杭(No. 8~No. 24)においては、一部(5本)は杭先端を確認できる箇所も散在されるが、「中杭と下杭の継手部付近」で大きな損傷が認められ、杭の先端を確認できない状態であった(図-9)。以上の結果より、鋼管抑止杭は「地層境界(粘性土と礫質土)付近および標高190m~195m付近で損傷を受けて曲がっている」と推測される。また、S001~S004に並行する鋼管抑止杭(No. 1~No. 7)については、ほとんど変状が確認されなかつた。

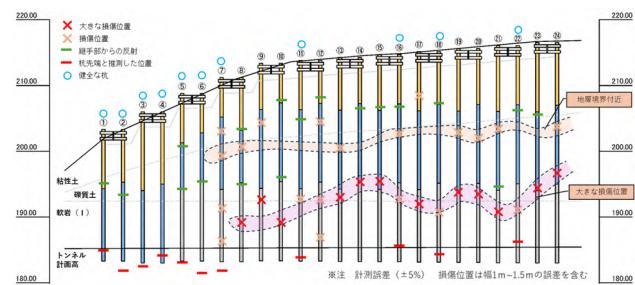


図-9 鋼管抑止杭の損傷状況結果図

南側坑口からS005~S014で覆工の崩落が発生した。1スパン分(S007)の覆工がかろうじて残存しているものの、その他は覆工が崩落し、防水シートが露出した状態となっていた(写真-1)。

地震の影響を受けて覆工コンクリートが崩落した区間は、建設当時より想定されている地すべり地帯との相關性があり、坑内に引き込まれた地山状態は脆弱な泥岩・凝灰岩質地山で構成されていた。特にS007の変状に着目すると、左肩部で幅の大きなひび割れ、右脚部で厚さ及びせん断破壊が認められ、覆工が山側である左上方から偏土圧を受けた場合に発生する典型的な変状のモードと考えられる(図-10)。

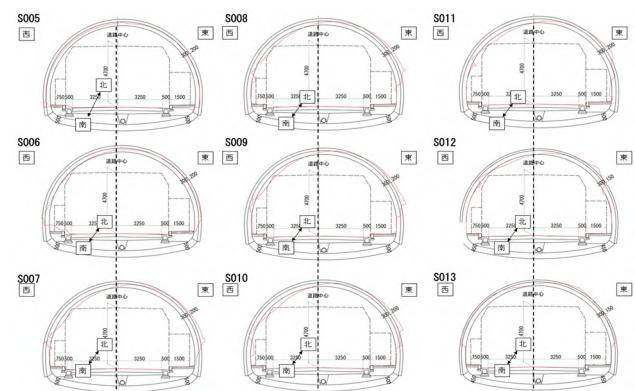


図-10 内空断面(赤線)と標準断面図の重ね合わせ図

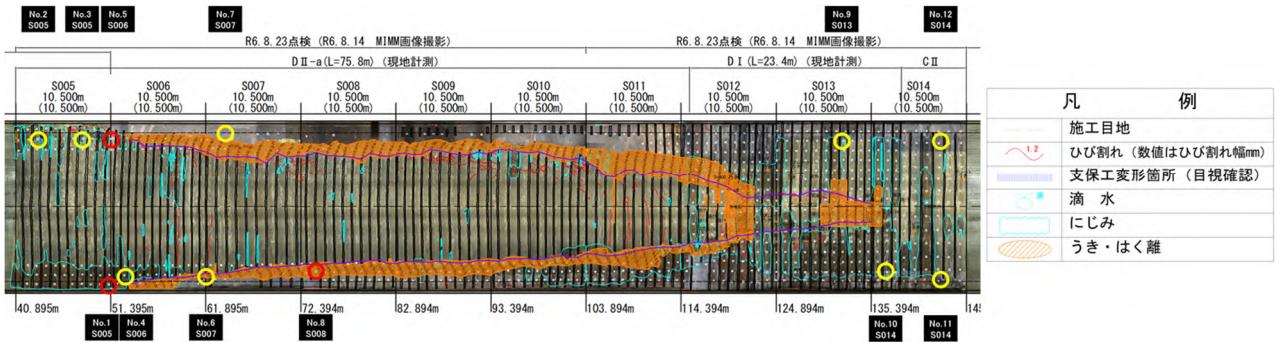


図-11 覆工・鋼製支保工の変状状況(S005~S014)とロックボルト引抜試験位置図

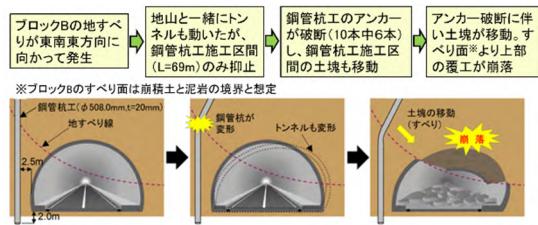


図-12 覆工崩落メカニズムの推定イメージ

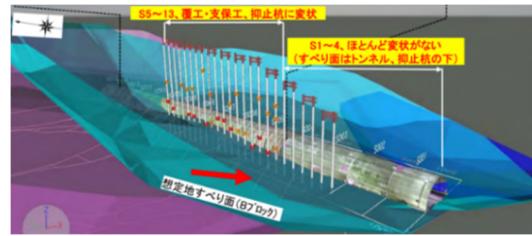


図-13 地すべり面と鋼管抑止杭との位置関係
(CIMモデル)

アーチ部は、S006～S013で地すべり面に対応した変状が確認出来る(図-11)。S012～S014においては、天端部分に変状が集中し一部が剥落しており、多数のひび割れが集中している(図-11)。右肩部(南側より北側を望む)において確認される変状形状より、地震による外力が支保工に働き、吹付コンクリートに開口ひび割れが発生し、覆工崩落まで至ったものと推測される。施工時、覆工崩落区間では地すべり対策が行われていたことから、地すべりの影響を受けて、覆工崩落が発生したと推定される(図-12)。CIMモデルで作成した想定地すべり面と鋼管抑止杭との位置関係を図-13に示す。

S015より北側においては、覆工の小片の剥落等は確認されたものの、大きなひび割れ等は確認されなかった。また、トンネル前後の「時忠橋」と「通伝橋」の2橋梁は、壁高欄の剥落等の損傷はあったが、概ね健全であった。



写真-2 インバート変状発生状況(S005～S006)

変状が発生した範囲の舗装版を撤去し、目視によるインバートの確認を行った結果、変状は、S005に集中しており、段差150mm、最大幅650mmの開口ひび割れが確認された(写真-2)。開口ひび割れ周辺においても顕著なひび割れが複数確認された。S005～S006以外の箇所では、インバートに大きな変状は確認されなかった。

舗装版は、S005の中央付近で南側が東側(谷側)へ移動・沈下し、約50cmの開口と約20cmの段差が確認されており、インバートの変状と整合している(写真-1)。

S005～S006の支保工脚部に着目すると、外力が作用したと考えられる南側から北側を望んで支保工左側は、トンネル中心線側にやや押し出される状態である。一方、外力作用を間接的に受けたと考えられる支保工右側脚部は、土平側に押し出し変形を受け、インバートとの接合が切れ、インバートの断面閉合機能が損なわれているとともに、不安定な状態となっている。

钢管抑止杭、舗装版、インバート、アーチ部の変状より、アーチ部を通過した地すべり面は、S005でインバートを通過し、S004より南側はインバート下に潜りこんでいると推測される。

5. 覆工撤去と一次内空断面補強

北陸地方整備局と一般社団法人 日本建設業連合会との災害協定に基づき、前田建設工業株式会社が変状が生じた既設覆工の撤去と一次内空断面補強を行った。

(1) 変状が生じた既設覆工の撤去

覆工崩落が集中している南側坑口側から覆工の解体

作業に取りかかった。しかし、覆工の解体作業中に覆工背面の地山が坑内側に大きく流出する事象が確認された。これより、解体作業を一時中断・対象区間への坑内立入禁止措置を実施し、坑内変位挙動の観測を強化するとともに、被害の少ない北側坑口からの作業アプローチに変更を行った。

(2)一次内空断面補強（コンクリートの増し吹付）

覆工の一部解体後、鋼製支保工の変形・座屈変形、吹付コンクリートの剥がれなどトンネルの支保機能低下が至る所で確認された。また、ロックboltの引き抜き試験結果(表-2)においても、所定の引き抜き耐力が得られない箇所が確認された。安全に坑内で作業を実施することが困難であると判断し、残された坑内作業を実施前に、トンネルの支保機能が低下または損なわれた範囲を対象として、コンクリートの増し吹付による一次内空断面補強を実施した。側壁部を撤去出来ていない箇所(写真-1)については、アーチ部のみであるが先行してコンクリートの増し吹付けを行った(写真-3)。

一次内空断面補強としては、剥離対策として纖維補強コンクリートの使用が考えられるが、将来の縫い返し作業時に発生する作業廃棄物処理などの環境負荷を考慮し、高強度吹付コンクリートを採用した。高強度コンクリートの示方配合を表-1に示す。



写真-3 一次内空断面補強

表-1 高強度吹付けコンクリート示方配合

圧縮強度	スランプ	W/C	単位セメント量	粗骨材最大寸法	急結剤添加率	単位細骨材量	単位粗骨材量
$\sigma_{28} = 36 \text{ N/mm}^2$	21cm	42.0%	450kg/m ³	13mm	C × 10%	1046kg/m ³	686kg/m ³

6. ロックボルト引抜試験とインバート健全度調査

(1) ロックボルト引抜試験

すべり面と想定される箇所を中心に、ロックボルトの12本の引抜試験を実施した(図-11)。鋼製支保工屈曲箇所とすべり面と想定される位置にあるロックボルト3本で強度低下を確認したが、すべり面と想定される箇所より上部のロックボルトについては、強度を確認し

た(表-2)。また、天端部では引抜試験を実施しなかつたが、抜け落ちはなかった。一部を除き、ロックボルトは変状しつつも、覆工と一体化して挙動しており、断面は変形しながらも大きな変状を抑制していると考えられる。

表-2 ロックボルト引抜試験結果一覧

No.	スパン	箇所	支保パターン	ボルト長(m)	ボルト径	引抜耐力(kN)	最大荷重(kN)	最大変位(mm)
1	S005	右下側	D II	4.0	TD24	176.5	10.1	3.99
2	S005	左側1	D II	4.0	TD24	176.5	110.2	8.83
3	S005	左側2	D II	4.0	TD24	176.5	150.8	6.49
4	S006	右側	D II	4.0	TD24	176.5	150.2	7.02
5	S006	左側	D II	4.0	TD24	176.5	14.3	4.94
6	S007	右下側	D II	4.0	TD24	176.5	150.7	3.24
7	S007	左側	D II	4.0	TD24	176.5	150.1	19.03
8	S008	右側	D II	4.0	TD24	176.5	22.7	6.96
9	S013	左側	D II	4.0	TD24	176.5	150.4	4.58
10	S014	右側1	D II	4.0	TD24	176.5	151.9	2.16
11	S014	右側2	D II	4.0	TD24	176.5	150.8	3.00
12	S014	左側	D II	4.0	TD24	176.5	150.5	1.99

(2) インバート健全度調査

大きな変状を受けたS005以外のインバート基盤の状態を確認するため、インバート軸体内をコアボーリングし、インバートの健全度調査を実施した。インバート軸体と基盤の間に浮きや脆弱な地層が流れ込んでいないかを確認することを目的に、ファイバースコープカメラ調査と簡易動的コーン貫入試験を実施した。図-14に調査位置を示す。インバート下位の地盤状況を把握するため、簡易動的コーン貫入試験は、コンクリートのコア採取孔を利用して実施した。

調査の結果、インバート軸体下面と基盤岩との間は、隙間なく密着しており、基盤岩の状態もNd値50以上の比較的堅固な状態であることが確認された。また、コア抜きボーリングで採取したインバート基盤岩(写真-4)は、地震や地すべり後に上部より流されて置き換わった様子もなく、安定した状態であった。

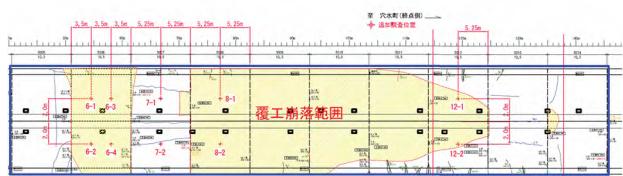


図-14 インバートコア抜き箇所位置図



写真4 採取したコンクリートコア

7. 本復旧方針の決定

大谷トンネルの本復旧方針については、道路復旧技術検討委員会において、学識者の方々の助言をいただきながら方針を決定した。

現道復旧案(A案)、新設トンネル・新設橋梁により地すべり箇所を一部回避する西側ルート案(B案)、新設トンネル・新設橋梁により地すべり箇所を全て回避する東側ルート案(C案)の3案を設定し検討を行った。

地質調査や地山変動計測を行った結果、2024年6月の地震時に推定すべり面付近で微少な歪変動を確認したが、その後の2024年9月の大震時においても累積変動はなく、地すべり等の継続的大規模な変位を生じるリスク要因が比較的少ないと考えられることから、地すべり対策は必須となるが、早期復旧、経済性に優れる現道復旧案(A案)にて本復旧を行う方針となった。

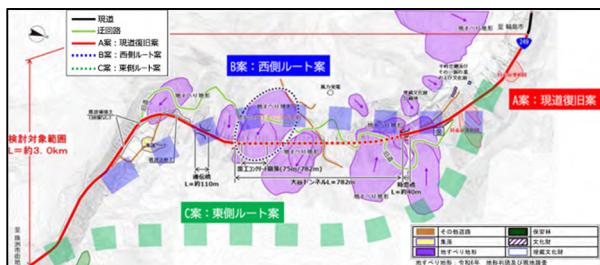


図-15 本復旧ルート比較案

8. 今後の予定

(1) プロテクターを用いた交通開放(応急復旧)

緊急車両や災害復旧関係車両が大谷トンネル区間を通行する際は、トンネルが通行不能であることから、県道、市道を迂回路として通行している。しかし、とりわけ大谷峠付近の市道は幅員が狭く縦断勾配13%の急勾配であり、冬期間は通行に支障をきたす可能性が高いことから、早期交通開放が求められている。

これより、地すべりブロックの頭部排土と押え盛土による応急的な地すべり対策、支保工脚部沈下抑制対策を目的とした下半部未施工区間の脚付け吹付と最小限の範囲でのリング補強注入工(自穿孔ボルトと高発砲ウレタン注入)による支保工周辺の地盤改良、脚部補強ボルト工(増しロックボルト)の応急復旧を完了させ、まずはプロテクターを使用した片側交互通行による1車線解放を目指している。プロテクターについては、大谷トンネルと同様に「令和6年能登半島地震」で被災した一般国道249号中屋トンネルで使用したものを活用する予定である。

(2) ECI方式を活用した復旧の加速化

冬期間は、プロテクターを設置してトンネル内に1

車線通行を確保しながらの施工が想定され、通常の機械で施工できるか不明であるなど、最適な仕様の決定や課題への対応方法の選定が困難であることが想定される。

現在、発注される土木工事のほとんどで設計・施工分離発注方式が採用されているが、設計の段階から施工者の技術提案の反映及び施工者による効率的な設計が可能となり、工期短縮による早期復旧が期待できるECI方式(技術提案・交渉方式((設計交渉・施工タイプ)) (図-16)の活用を予定している。設計交渉・施工タイプは北陸地方整備局では初めての取組となる。

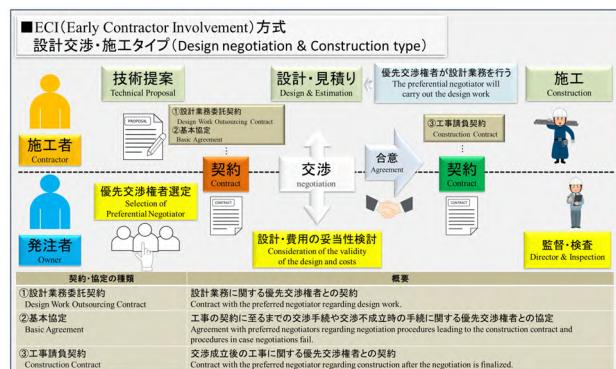


図-16 ECI方式「設計交渉・施工タイプ」の概要

9. おわりに

本稿では、「令和6年能登半島地震」により通行不能となる大きな被害が発生した大谷トンネルの被害状況、損傷発生メカニズム、応急復旧について報告した。

今後、地すべりブロックを通過するトンネルにおいて震災等により同様の被災が生じた場合の復旧、路線計画やトンネル区間の設定において、本稿が少しでも参考になれば幸いである。

新発注方式や最先端技術を積極的に活用し、能登半島の先端に位置する大谷トンネルの1日も早い交通確保に向けて、復旧を進めていきたい。

謝辞：本稿の執筆にあたり、ご協力いただいた関係者の皆様に心より感謝申し上げます。

参考文献

- 鶴井秀樹、今井洋、金田登志昭、甘利哲夫：能登半島の地すべり地帯を NATM で貫く 国道 249 号 大谷トンネル、トンネルと地下、Vol. 29, No. 4, pp. 15-21, 1998.
- 島田昌郎、村中英寿：能登半島珠洲および氷見一灘地域の新第三系泥質岩の有機物相、石油技術協会誌、第 53 卷、第 6 号、pp. 1-12, 1988.
- 船山政昭：能登半島珠洲地域の新第三系の岩相および放散虫化石層序、東北大地質古生物研報、No. 91, pp. 15-41, 1988.