

日本地すべり学会 能登半島災害調査団 第4次調査団報告

令和7年7月

能登半島地震災害調査団事務局

1. 調査概要及び目的

能登半島地震災害調査団では、2024年11月に実施した第3次調査の結果を踏まえ、より詳細な現地調査が必要な箇所、および2024年9月の大雨により新たに被災した箇所から計7か所を選定し、2025年4月に現地調査を実施した。本調査団は、今回の地震による土砂災害について、学術的かつ技術的に現象をより深く理解・解明し、社会的要請も高い災害復興および今後の地震災害の減災に資する知見の獲得を目指している。

2. 調査日程および調査箇所

奥能登地域において発生した大規模な地すべり・土砂災害箇所7か所を対象に、調査団をA・B・Cの3班に分けて、2025年4月に現地調査を実施した。

表 2.1 調査箇所

班	調査箇所	所在地	実施主体	調査日
A班 (珠洲)	①R249号 大谷トンネル	珠洲市大谷町	国交省	4/20(日) ～21(月)
B班 (輪島東部)	⑧上田長地区 ⑮牛尾川流域	輪島市町野町川西 輪島市町野町	石川県 国交省	4/12(土) ～13(日)
	⑥大久保地区	輪島市町野町寺山	林野庁	4/19(土) ～20(日)
C班 (輪島西部)	⑫市ノ瀬地区 ⑯深見地区 ⑰中屋TN付近	輪島市市ノ瀬町 輪島市深見町 輪島市門前町西円山	国交省 石川県 国交省	4/14(月) ～15(火)

3. 調査参加者

No	役割	班編成	氏名	所属
1	班長	A	村尾 英彦	(株)村尾地研
2		A	檜垣 大助	日本工営(株) 国土基盤整備事業本部
3		A	岡崎 丈	日本工営(株)
4	調査団長	A	古谷 元	富山県立大学
5	調査団事務局	A	近藤 健二	中部地質(株)
No	役割	班編成	氏名	所属
1	班長	B	大丸 裕武	石川県立大学
2		B	杉本 宏之	国立研究開発法人 土木研究所
3		B	神山 嬢子	国立研究開発法人 土木研究所
4		B	岡田 康彦	国立研究開発法人森林研究・整備機構森林総合研究所
5		B	渡壁 卓磨	国立研究開発法人森林研究・整備機構森林総合研究所
6		B	松澤 真	京都大学防災研究所
7		B	王 功輝	京都大学防災研究所
8		B	加藤 靖郎	川崎地質(株) 企画・技術本部 防災・砂防室
9		B	永田 秀尚	(有)風水土
10		B	久保 範典	(株)日さく 大阪支店
11		B	横山 修	国土防災技術(株)
12		B	山岡 哲也	国土防災技術(株)
13	調査団事務局	B	笹原 克夫	高知大学教育研究部自然科学系理工学部門（国土保全工学分野）
14	調査団事務局	B	阿部 大志	日本工営(株)名古屋支店
15	調査団事務局	B	田中 康博	応用地質(株) 防災・インフラ事業部
No	役割	班編成	氏名	所属
1	班長	C	法水 哲	日本工営(株) 北陸事務所
2		C	王 功輝	京都大学防災研究所
3		C	林 宏一	京都大学防災研究所
4		C	鳥海 貴裕	(株)エイト日本技術開発
5		C	石田 勇人	日本工営(株)
6		C	岡崎 丈	日本工営(株)
7		C	竹田 尚史	日本工営(株) 北陸事務所
8	調査団事務局	C	藤原 大佑	五大開発(株) 技術本部

※B班は4/12～13および4/19～20のべ参加者を示す。

4. 対象箇所

対象箇所	実施主体	班編成	対象箇所	実施主体	班編成
①国道249号 大谷トンネル	国土交通省	珠洲 (A班)	⑩大野地区	国土交通省	輪島 西部 (C班)
②珠洲赤神地区	石川県		⑪稲舟地区	農林水産省	
③国道249号 大谷ループ	国土交通省		⑫市ノ瀬地区	国土交通省	
④清水地区(清水①)	国土交通省		⑬鹿磯地区	石川県	
⑤仁江地区(清水②)	国土交通省		⑭地原地区	石川県	
⑥大久保地区	林野庁	輪島 東部 (B班)	⑮深見地区	石川県	
⑦国道249号 逢坂トンネル	国土交通省		⑯国道249号 中屋トンネル	石川県	
⑧上田長地区	石川県				
⑨国道249号 白米千枚田東地区	国土交通省				
⑱牛尾川流域	国土交通省				

×：大規模崩壊 通行止め

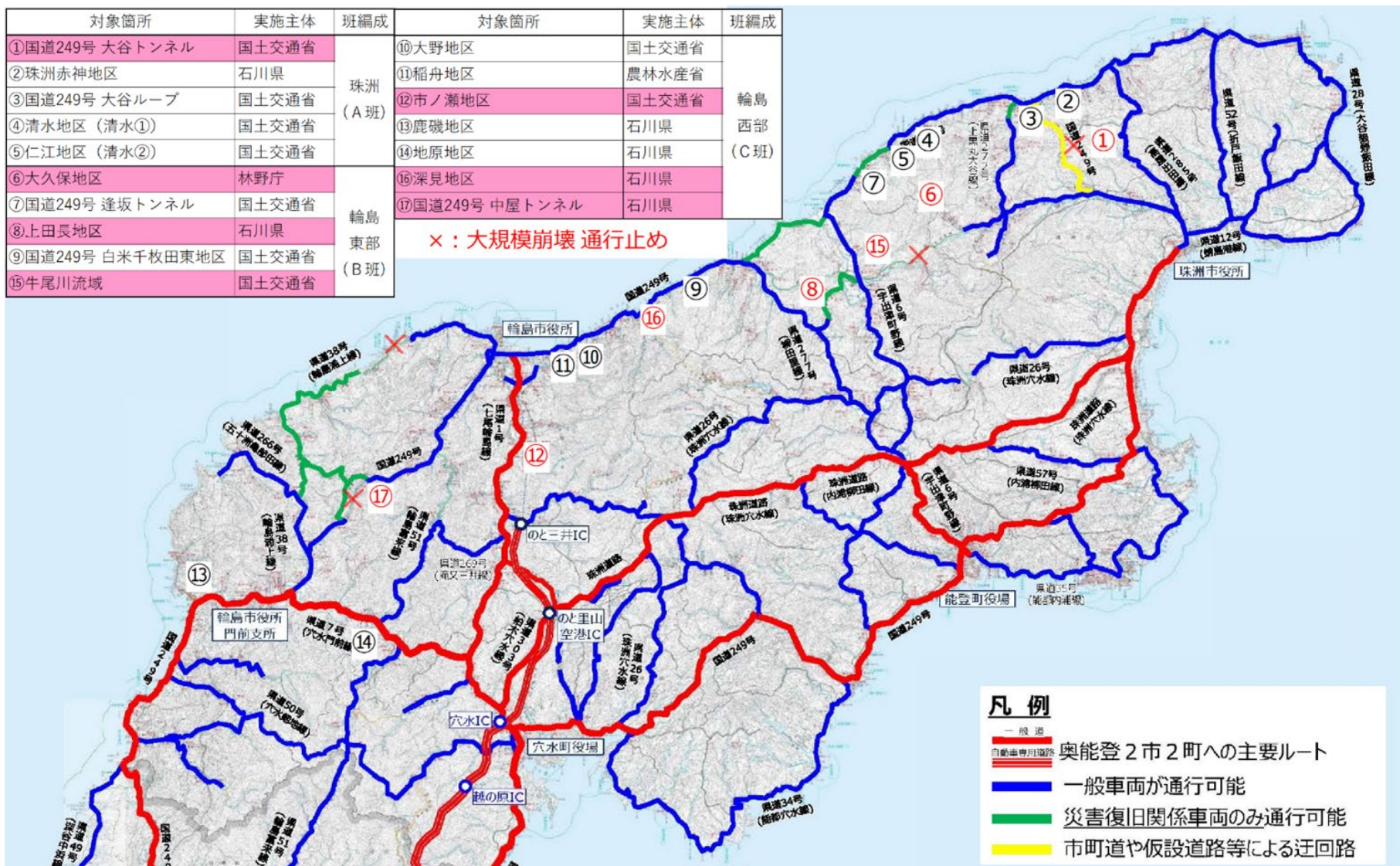


図 4.1 対象箇所位置図 (令和 7 年 1 月 24 日時点 奥能登 2 市 2 町の「通れるマップ」：石川県 に加筆)、赤字が第 4 次調査対象箇所

5. 調査結果

5.1 A班（珠洲）

5.1.1 国道 249 号 大谷トンネル

前回の第 3 次調査（2024 年 11 月 18 日）の際に（国研）防災科学技術研究所の地すべり地形分布図を横断する大谷トンネル内で生じた変状を調査した。トンネル内で変状が生じた箇所とその背後にある地すべり地形がほぼ一致していることから、変状が地すべりによって生じていることは間違いないと考えられたが、地震後の 0.5m メッシュ DEM や赤色立体図においては、トンネルに変状を及ぼしたと思われる地滑りの動き（滑落崖の形成や、側壁部分の変動など）を確認することができず、トンネルの支保工に変形を生じさせた地すべりブロックの形状を確認するために、今回追加調査を行った。

現地調査を行った結果より、トンネルに変状を引き起こした地すべりブロックは 191,616m²の面積を持つことがわかった。この地すべりは比較的大きいものの、動きが 0.5m メッシュ DEM では捉えきれない程度に緩慢なものであったため、地震後の 0.5m メッシュ DEM や赤色立体図からは地すべりの変状を捉えることができなかった。地すべりとしての動きは緩慢であった一方で、地すべりブロックは大きく、変状によってトンネルに作用した土圧は変状を生じさせるのに十分であったと推測される。

今回の地すべりのように、高精細な図面（今回は 0.5m メッシュ DEM から作成されたもの）のみでは、地すべりブロックを特定することが難しいような場合には、これらの高精細な図面をもとにした現地踏査を行うことで、地すべりの形状をはじめとした特性把握につながることを実感した。

■トンネルおよび周辺の地すべり調査における事前情報収集

表 5.1.1 に大谷トンネルの諸元を、図 5.1.1 に標準断面図を示す。大谷トンネル周辺の地形は、EL-150～350m の山地であり、地すべり地形分布図¹⁾によると図 5.1.2 に示すように、トンネル周辺には多数の地すべり地形が判読されている。鶴井ら²⁾のトンネル設計、施工時の記録によると、調査・設計段階から周辺には多くの地すべりが存在することを認識していたものの、道路線形上（平面、縦断共に）ルート変更が困難であったため、トンネル施工時の切羽、天端の安定対策を重要課題としたことが記されている。また、地すべり調査を実施し、対策工をトンネル掘削前に実施したことや、地すべり土塊内を掘削する際に、切羽、天端の安定確保のために、ウィングリブ付き鋼製支保工や、ウレタン系の注入材を用いた注入式フォアボーリングを実施していることなどが記されている。

表 5.1.1 大谷トンネルの諸元

延長	782m
工法	NATM（山岳トンネル工法）
完成年度	1998 年
座標	37.47837, 137.19976
管理者	石川県珠洲土木事務所

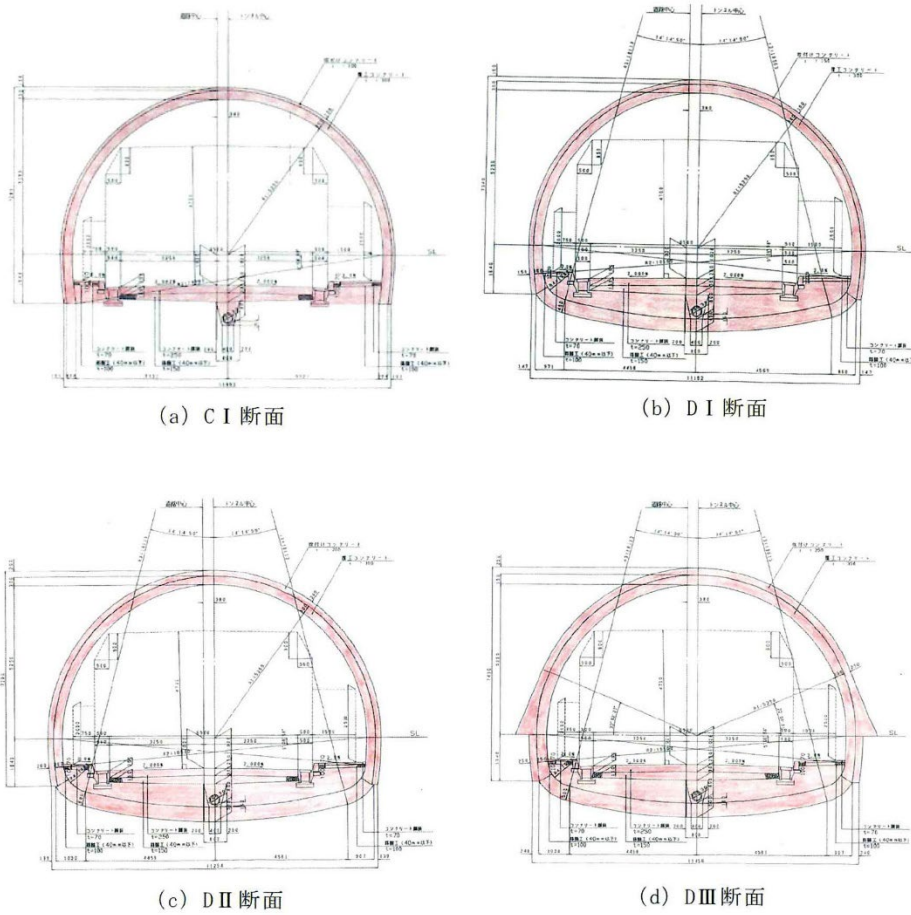


図 5.1.1 大谷トンネルの標準断面（石川県提供）

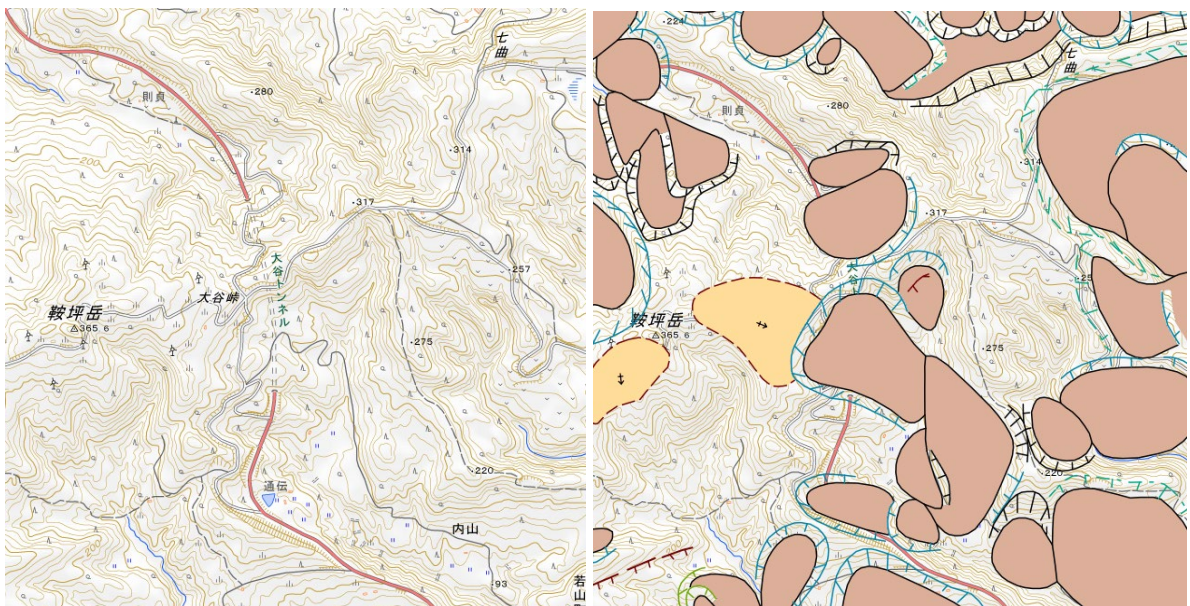


図 5.1.2 地すべり地形分布図¹⁾による地すべり地形判読

図 5.1.3 にトンネルの周辺地形図（令和 6 年能登半島地震の発災後に林野庁と国土地理院が連携して実施した航空レーザ測量データ²⁾）に、鶴井ら³⁾によって示されている調査・設計時に検討対象としていた地すべりブロック（A、B、B-1、C）を重ねたものを、表 5.1.2 に各ブロックの面積を示す。掘削対象となった地質は主に新第三紀中新世の泥岩、凝灰岩であり、図 5.1.3 に示すように、調査・設計時には、地すべりブロック区間の岩盤区分は DI、CII、DIII とされていたが、施工時には CII、DII、DIII に見直されている。

地震によって、トンネル損傷と既設の地すべり抑止施設に損傷が生じた。図 5.1.4 に示すように坑口側起点から 50～140m 付近において覆工の崩落と支保工の顕著な変形が発生した。なお、起点側から 70m 付近の一部覆工は残存していた。この区間は、鶴井ら²⁾によって示された B ブロック区間に相当する。なお、支保工はせん断作用によって大変形を生じており、これらの変形に覆工コンクリートが追従できずに崩落したと考えられる。

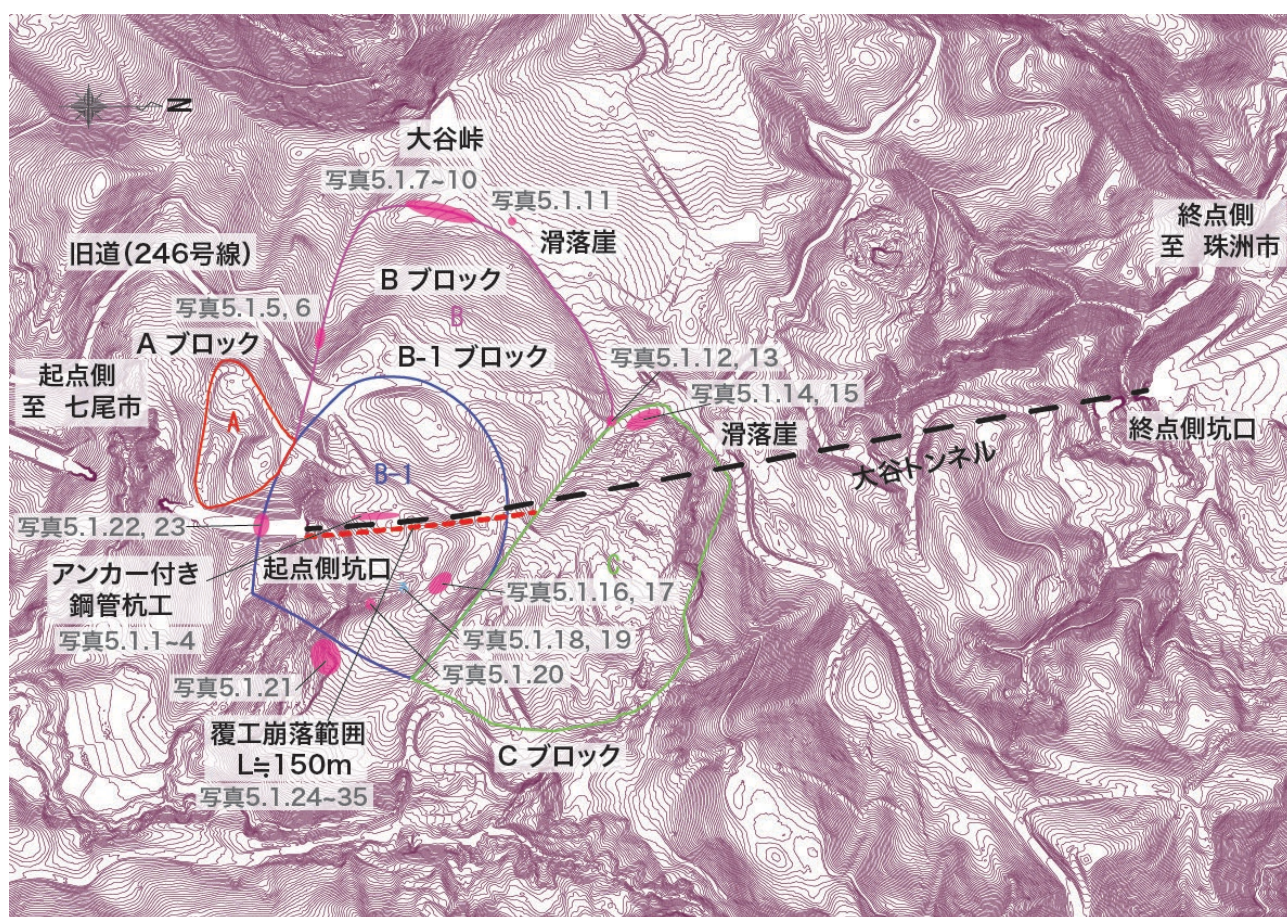


図 5.1.3 調査・設計時に対象としていた地すべり地形

表 5.1.2 各地すべりブロックの面積

ブロック	面積 (m ²)
A	8,884
B-1	191,616
B	51,753
C	55,717

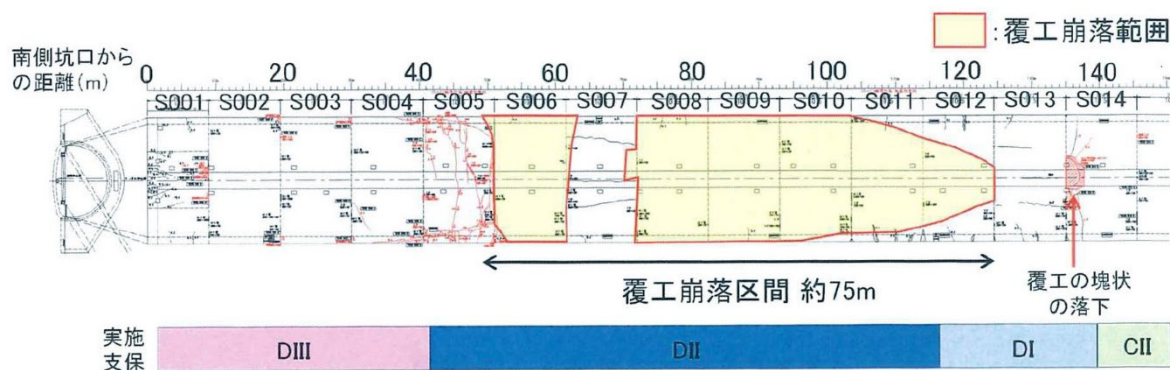


図 5.1.4 覆工コンクリート崩落区間

なお、鶴井ら²⁾によって、

- ・地すべり調査時の計測結果に変動がなかったことより安全率 $F=1.03$ としたこと
- ・排水ボーリングを事前に実施することによって、現況地下水面よりも 1.0m 低下させたこと
- ・地すべり対策工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杭を施工したことが示されている（図 5.1.3 における「アンカー付き鋼管杭工 写真 5.1.1～4」箇所）。

また、計算上、杭の根入れ長がスプリングライン*付近までとすれば安定するという結果が得られたが、不良地山を通過することを考慮して、側部の抜け落ちが生ずる可能性を考慮し、トンネル下部（2m）までを根入れ長としたことが記録されている。

次ページ以降に、現地踏査における写真等を示す。なお地形図は、令和 6 年能登半島地震の発災後に林野庁と国土地理院が連携して実施した航空レーザ測量データ²⁾を使用している。

* スプリングライン：トンネルの上半断面と下半断面の境界となる線のこと。一般的にはトンネル内空で一番幅が広がる箇所となる。SL と表記されることが多く、図 5.1.1 の大谷トンネルの標準断面においてもトンネル断面の下部 1/3 程度の箇所に水平方向にひかれていている線に” SL” と併記されている。

(1) アンカーに生じた変状

アンカーの抜け出しを確認、アンカーが抜け出したメカニズム（地すべり変動を抑えきれずに抜けた、地震動による受圧板の慣性力によって抜けた、もしくはそれらの複合で抜けた）は不明。鶴井ら²⁾によると、これらのアンカー付き鋼管杭工は坑口周辺の B ブロックの変動対策として施工されたものである。鋼管杭工は $490\text{N}/\text{mm}^2$ 、 $\phi 508.0$ 、 $t=20\text{mm}$ で、 $N=24$ 本、 $L=20.0\sim 33.5\text{m}$ 、 $\Sigma L=701.0\text{m}$ で、アンカー工は二重防食多重 PC 鋼より線 $7\times\phi 11.1$ 、F100TA で $L=20.0\sim 36.0\text{m}$ /本、 86.0m 、 12 列、 1 段、 $N=12$ 本、 $\Sigma L=370.0\text{m}$ という記録が残されている。



写真 5.1.1 抜け出したアンカー



写真 5.1.3 地すべり変動の観測の痕跡



写真 5.1.2 抜け出したアンカー



写真 5.1.4 受圧板に設置された孔内傾斜計

(2) アンカーに生じた変状

地すべり土塊内に生じた 10m 程度の連続性がある亀裂と段差。このような亀裂は地すべり土塊内に所々存在することが想定される。地形から地すべり側部の変状であると推測される。



写真 5.1.5 段差 50cm、開口幅 40cm 程度の段差



写真 5.1.6 段差は 10m 程の連続性が確認できた

(3) 地すべり頭部の亀裂

不明瞭かつ、断続的ではあるものの、既存地すべり地形の頭部に亀裂を確認した。トンネルに変状を生じさせた地すべりの頭部変状だと推測される。



写真 5.1.7 既存地すべりの頭部に生じた亀裂



写真 5.1.9 地すべり頭部の 30cm 程度の段差



写真 5.1.8 地すべり変状による根系の引っ張り



写真 5.1.10 段差と亀裂の連続性を確認

(4) 今回の地震による変状観測点

地すべりブロック外で変状が生じていないことを確認するために設置されていると推測。



写真 5.1.11 パイプひずみ計（地すべりブロック外）

(5) 地すべり側部に生じたブロックの変状

地形的に地すべり側部に生じた変状と推測。周辺にはアスファルトの割れや砕けも生じている。



写真 5.1.12 側溝に生じた変状。



写真 5.1.13 側溝に生じた変状

(6) 副次的に生じた可能性のある道路の崩壊

トンネルに変状を及ぼした地すべりの周辺で発生した道路法肩の崩壊。地すべりの変状との関連は不明。法肩の盛土部分が崩壊した可能性。



写真 5.1.14 道路法肩の崩壊



写真 5.1.15 道路法肩の崩壊

(7) 地すべり側部の亀裂

地すべり側部に生じた亀裂。段差は 20cm 程度で、断続的。亀裂周辺は歩いた感触が極めて柔らかかった。



写真 5.1.16 地すべり側部に生じた亀裂



写真 5.1.17 地すべり側部の連続性の確認

(8) 湧水

今回の地すべりの変状以前から慢性的に生じていたと推定される湧水状況。



写真 5.1.18 地すべり末端部の湧水



写真 5.1.19 湧水状況確認

(9) 露頭

露頭からも定常的と想定される湧水を確認。



写真 5.1.20 露頭状況

(10) 地すべり末端部の崩壊

トンネルに変状を生じさせた地すべりに関連して発生した可能性のある崩壊



写真 5.1.21 崩壊発生状況

(11) トンネル坑口の変状



写真 5.1.22 坑口付近の道路亀裂



写真 5.1.23 坑口付近の道路亀裂

(12) トンネル内の変状

トンネル内に生じた変状は、地すべりによるものと考えられる。また、坑口から約 150m 程度は支保工間隔が 1m であり、写真 5.1.30 に示すように、地すべりの崩積土土塊内の土砂山を抜いていることがわかる。写真 5.1.31 は支保工間隔が変わる点（左側：1.5m、右側 1.0m）であり、この地点を境界として、支保工間隔 1.5m の部分には変状がほとんど確認できない状態となることから、大谷トンネルの南側坑口から約 150m の区間における変状は、地すべりによって生じた変状であると判断した。



写真 5.1.24 坑口の変状



写真 5.1.27 せん断変形による支保工の変状



写真 5.1.25 坑口周辺の目地のズレ



写真 5.1.28 せん断変形による支保工の変状

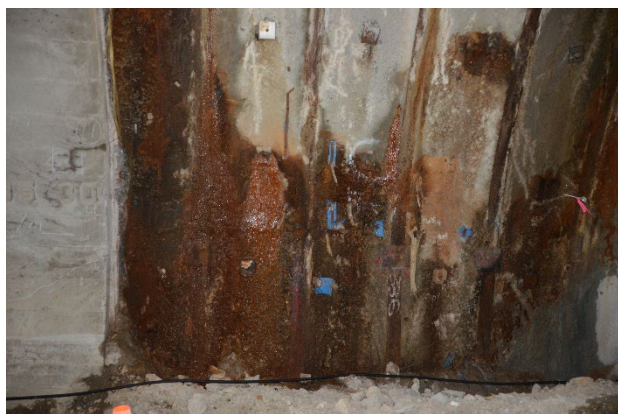


写真 5.1.26 コンクリート変状が生じハツった箇所



写真 5.1.29 ハツった後に再度吹付けされた変状箇所



写真 5. 1. 30 変状が生じた箇所の地山状況
(土砂山)



写真 5. 1. 33 地すべり左側側部の変状に伴う亀裂



写真 5. 1. 31 地すべり区間の境界部

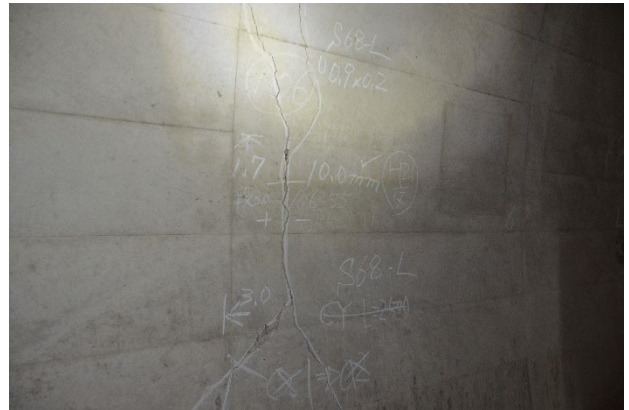


写真 5. 1. 34 地すべり左側側部の変状に伴う亀裂

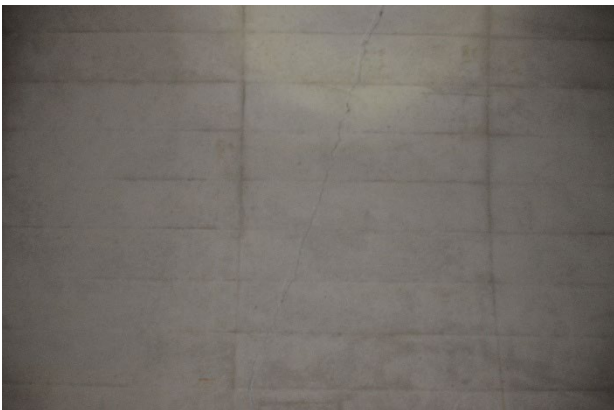


写真 5. 1. 32 地すべり左側側部の変状に伴う亀裂



写真 5. 1. 35 地すべり左側側部の変状に伴う亀裂

■地震動と地すべりの関係について

2024 年 1 月 1 日 16:10 に発生した地震 (M_j 7.6) の K-NET 大谷観測点 (ISK 001) の速度波形を図 5.1.5 に、速度応答スペクトルを図 5.1.6 に示す。2023 年 5 月 5 日 14:42 に発生した地震 (M_j 6.5) の K-NET 大谷観測点の速度波形を図 5.1.7 に、速度応答スペクトルを図 5.1.8 に示す。これらの同一観測点の記録を比較すると 2024 年の地震においては、周期 4.0s までの波が多く含まれているのに対して、2023 年の地震においては周期 1.0s より大きい波が比較的含まれていないことがわかる。地盤の非線形挙動が無かったと仮定すれば、これらの違いは地震の破壊特性であり、大谷トンネル周辺の地すべりにおいても同様の傾向であったとすることができる。

2024 年 1 月 1 日 16:10 の地震の特性と地すべりサイズを考える。地すべり移動体内の S 波速度を $V_s=250\text{m/s}$ 程度と仮定する。また地震波が鉛直下向きからのみではなく、地すべりに対して斜め下、もしくは横から入射する場合を考える。このとき、周期 1.0s 程度の地震動の波長は速度と波長、および周波数との関係式 ($V_s=\lambda f$) より波長 $\lambda=250\text{m}$ 程度となり、トンネル南側坑口周辺の地すべり (A、B ブロック) の大きさよりも長くなる。このため、地すべり内において周期 1.0s 程度の地震動はコヒーレントとなることから地すべりが一様に揺れるため、地すべりの変動に強く寄与することが推察される。一方、周期 1.0~4.0s 程度の地震動は $\lambda=250\sim1000\text{m}$ 程度の波長を持ち、A、B、C ブロック全体の大きさよりも長くなる。そのため、背後の大きなブロックに対してもコヒーレントな挙動を示すことから、先述したことと同様の理由で、大きなブロックの地すべりを一様に揺らすことによって変動に寄与した可能性が考えられる。

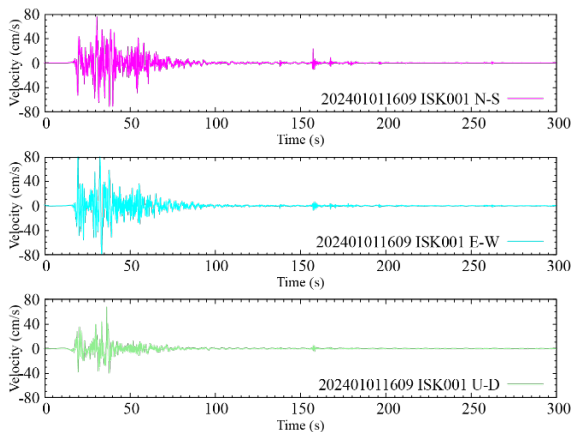


図 5.1.5 2024.01.01 16:10 の速度波形

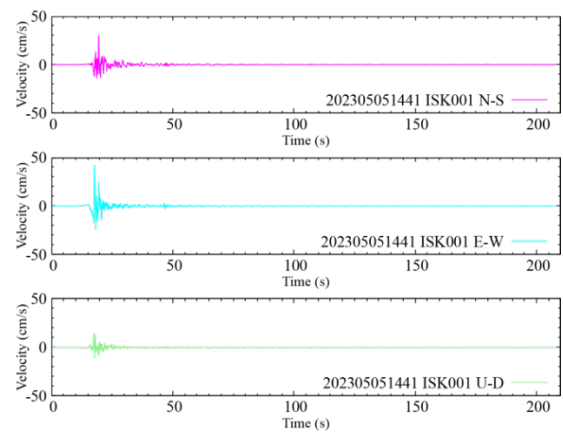


図 5.1.7 2023.05.05 14:41 の速度波形

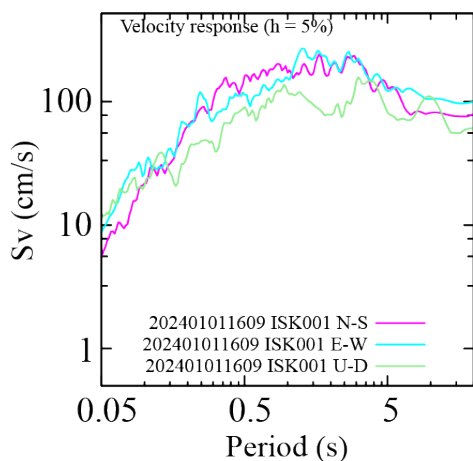


図 5.1.6 2024.01.01 16:10 の速度応答スペクトル

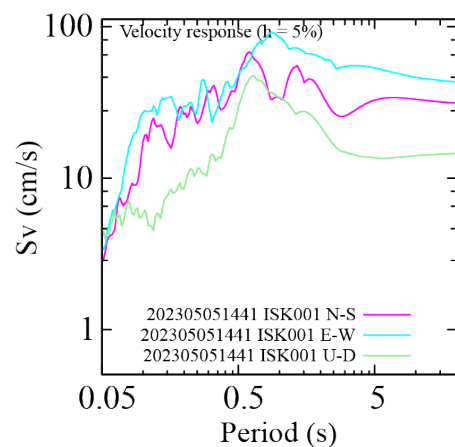


図 5.1.8 2023.05.05 14:41 の速度応答スペクトル

【参考文献】

- 1) 防災科学技術研究所：防災科学技術研究所 研究資料 1:50,000 地すべり地形分布図
- 2) 林野庁森林整備部計画課(2025)：林野庁・数値標高モデル DEM0.5m（能登地域 2024），令和 6 年度能登半島地震関連データポータル，<https://www.geospatial.jp/ckan/dataset/rinya-noto-portal>.
- 3) 鶴井秀樹，今井洋，金田登志昭ほか(1988)：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，日本トンネル技術協会，29(4).

5.2 B班（輪島西部）

5.2.1 牛尾川流域

2024 年 1 月の地震によって牛尾川の両岸で多数の地すべりが発生し、その一部が牛尾川を閉塞して土砂ダムが形成された（図 5.2.1）。これらの土砂ダムの多くは 2024 年 9 月の豪雨によって決壊したため、流木を含む大量の土砂が下流へ流出した。現在でも牛尾川上流域では、地震時に堆積した土砂の影響で、全体として河床が 10～20m 程度上昇しており、流域内には大量の不安定土砂が堆積した状態にある。今回の踏査では、牛尾川沿いの 2 か所で河道閉塞箇所を確認できた。写真 5.2.1 は、北から南に流れる牛尾川支流と本流との合流点付近の閉塞箇所で、豪雨前から排水対策が行われていた場所である。写真の奥に見える左岸斜面からの地すべりにより、牛尾川がせき止められて土砂ダムが形成され、9 月の豪雨で決壊したと考えられる。地すべり土塊は主に珪質シルト岩由来の角礫で構成されており、土塊上には多量の流木が堆積していた。

写真 5.2.2 は、牛尾川に向かって南流する支流の土砂ダム決壊箇所を上流側から撮影したものである。右岸斜面で発生した地すべりが狭窄部を閉塞した様子がわかる。写真 5.2.3 は、2024 年 2 月にヘリコプターから撮影されたもので、狭窄部を閉塞した地すべりは約 200m×800m の規模である。現地観察では、地すべり土塊は主に角礫化した珪質シルト岩で構成されており、基盤岩の走向・傾斜に沿った流れ盤型の地すべりが発生したと推察された。

今回の調査ルートでは、全体として北西～南東方向に長軸を持つ地すべりが多く見られ、地すべり土塊の主要な構成物質は珪質シルト岩に由来する角礫層であった。また、蛇行する旧流路の攻撃斜面側で、地すべりが発生した例が多く確認された。当日の調査では、こうした地震時の地すべり発生における地質・地形的な規制について活発な議論が行われた。調査ルートの河床は非常に歩きやすく、地すべり内部の構造や基盤岩の地質構造が確認できる良好な露頭も多いことから、今後の現地調査で実態解明が進むことが期待される。



写真 5.2.1 支流合流点の左岸斜面で発生した地すべりで土砂ダムが発生し 9 月の豪雨で決壊した箇所（下流側から撮影；位置は図 5.2.1 の①）



写真 5.2.2 牛尾川支流の右岸斜面から発生した地すべりで河道閉塞が発生した箇所（位置は図 5.2.1 の②）



写真 5.2.3 写真 2 の右岸側の地すべりによって形成された土砂ダム（2024 年 2 月 22 日；大丸裕武撮影；位置は図 5.2.1 の③）

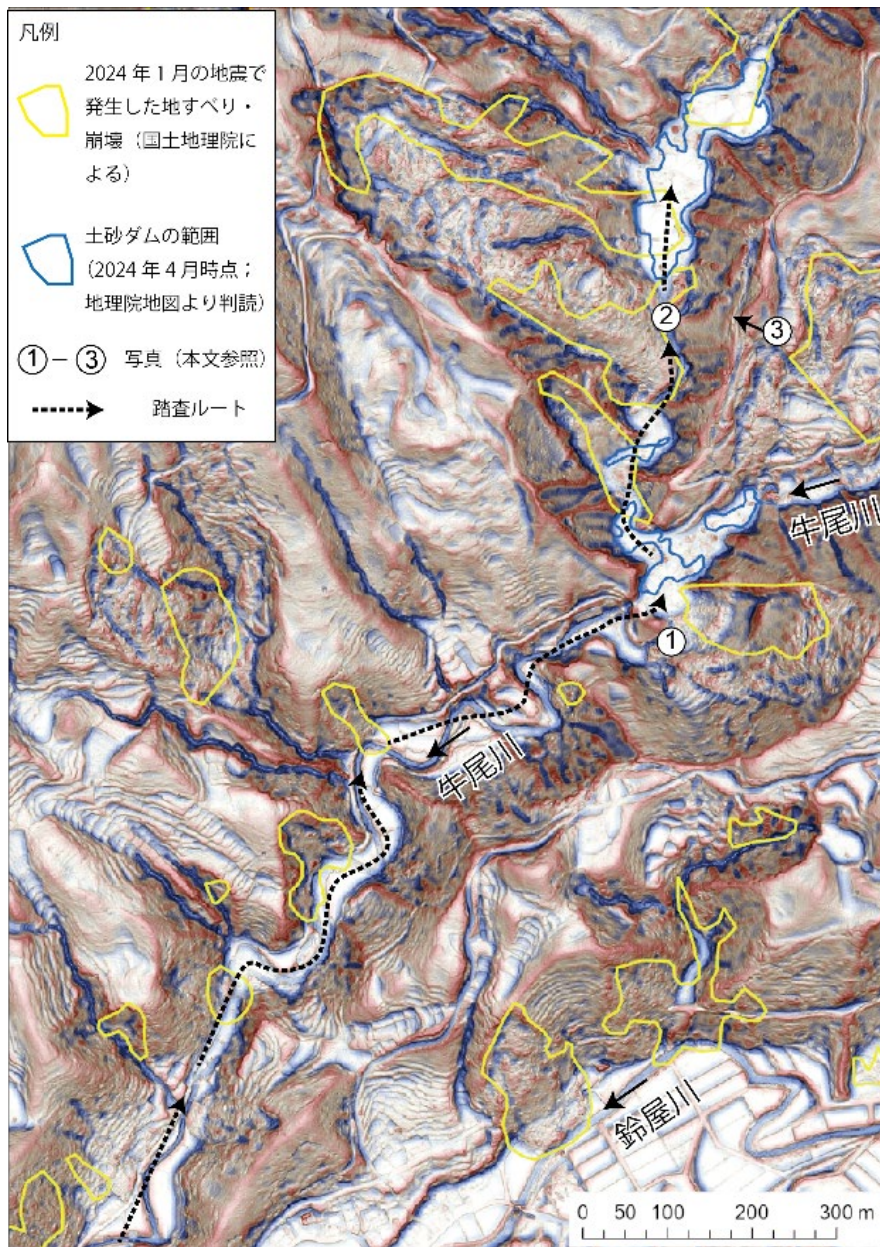


図 5.2.1 牛尾川調査エリア
背景は地震後の CS 立体図（林野庁による）

5.2.2 上田長地区

輪島市町野町上田長地区では、2024 年 1 月の地震によって金蔵川左岸斜面を中心に多数の地すべりや崩壊が発生した。特に天笠山の東斜面では 2 か所で大規模な地すべりが発生し、流出した土砂の一部が金蔵川をせき止めて土砂ダムを形成した。さらに、同年 9 月の豪雨によって多くの土砂災害が発生し、上田長地区の集落に大きな被害を与えた。2024 年 11 月の第 1 回調査では、天笠山の地すべり末端部の状況を観察したが、今回は金蔵川左岸山地の稜線沿いを歩いて、地すべり・崩壊地の源頭部の観察を行った。

上田長地区では、2024 年 1 月に天笠山東斜面の 2 か所で大規模な地すべりが発生し、同年 9 月の豪雨によりこれらの地すべり地が浸食され、大量の土砂が流出して下流の集落に大きな被害を与えた。このような土砂流出に加え、豪雨によって新たな表層崩壊も発生した。中でも金蔵川が町野川の氾濫原へ出る付近で発生した表層崩壊は、幅約 180m に及ぶ大規模なものである（写真 5.2.4）。今回の調査では、この崩壊の源頭部から斜面の状況を観察できた。周辺には地震によって生じた多くの亀裂が確認され、1 月の地震による地盤の緩みが表層崩壊の素因となったことがうかがえた。

その後、天笠山山頂に連なる ENE～WSW 方向の稜線沿いを観察した。稜線部では、2024 年 1 月の地震時に発生したさまざまな亀裂が確認されたほか、流れ盤側にあたる稜線の北西斜面では地すべり性の地盤変動が各所で見られた。これに対し、稜線の南東斜面は受け盤側にあたり、ここでは 2024 年 1 月の地震によって深さ 10m を超える大規模な地すべり性崩壊が 2 か所で確認されている（写真 5.2.5；写真 5.2.6；図 5.2.2、図 5.2.3）。地震前の CS 立体図によれば、これらの崩壊はいずれも弧状の急斜面に囲まれた緩斜面から発生し、移動物質は風化した珪質シルト岩に由来する角礫層が主体である。写真 5.2.5 の地すべりは、既存の地すべり源頭部が北西方向に拡大する形で発生している。また、写真 5.2.6 の地すべりでは、既存の地すべり地の北東部と南西部の 2 か所で滑落崖が稜線側に拡大して発生したと推察された。

このように、上田長地区では、地震後の豪雨による土砂流出や大規模な表層崩壊の発生が確認されており、現在も地震前と比べて災害リスクが高い状態が続いていると考えられる。また、写真 5.2.6 に示された地すべりの滑落崖では、風化した珪質シルト岩に由来する角礫層が 10～20m もの厚さで堆積していることが観察された。地形断面上では、すべり面の深さが 20m を超えることが推察され（図 5.2.3）、この厚い角礫層が地すべり発生の重要な素因となったと考えられる。今後は、地すべりの移動メカニズムとあわせて、この角礫層の成因や分布実態を明らかにすることも重要な課題であると考えられる。

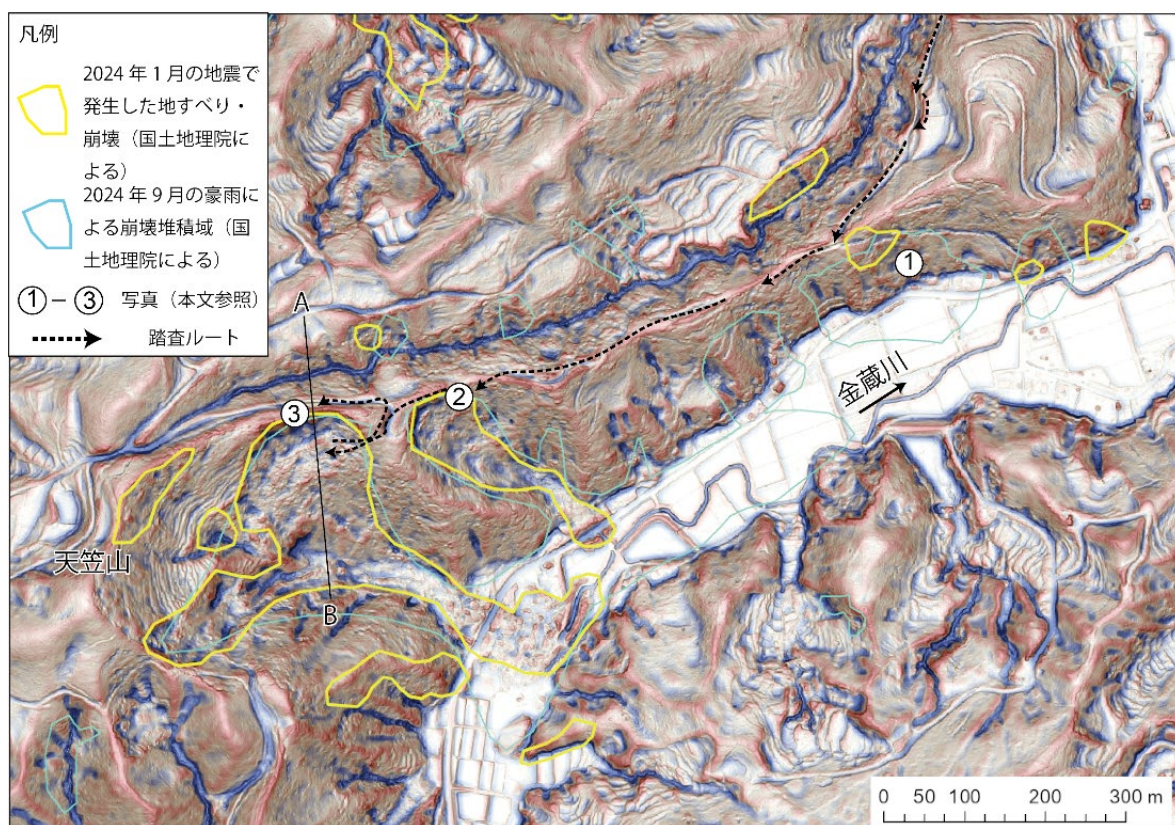


図 5.2.2 上田長地区調査エリア
背景は地震後の CS 立体図（林野庁による）



写真 5.2.4 2024 年 9 月の豪雨で発生した表層崩壊（2024 年 11 月，撮影者：宮本耕太；位置は図 5.2.2 の①）



写真 5.2.5 1 月の地震で発生した拡大性の地すべり性崩壊（位置は図 5.2.2 の②）



写真 5.2.6 天笠山東斜面で発生した拡大性の地すべり性崩壊（位置は図 5.2.2 の③）

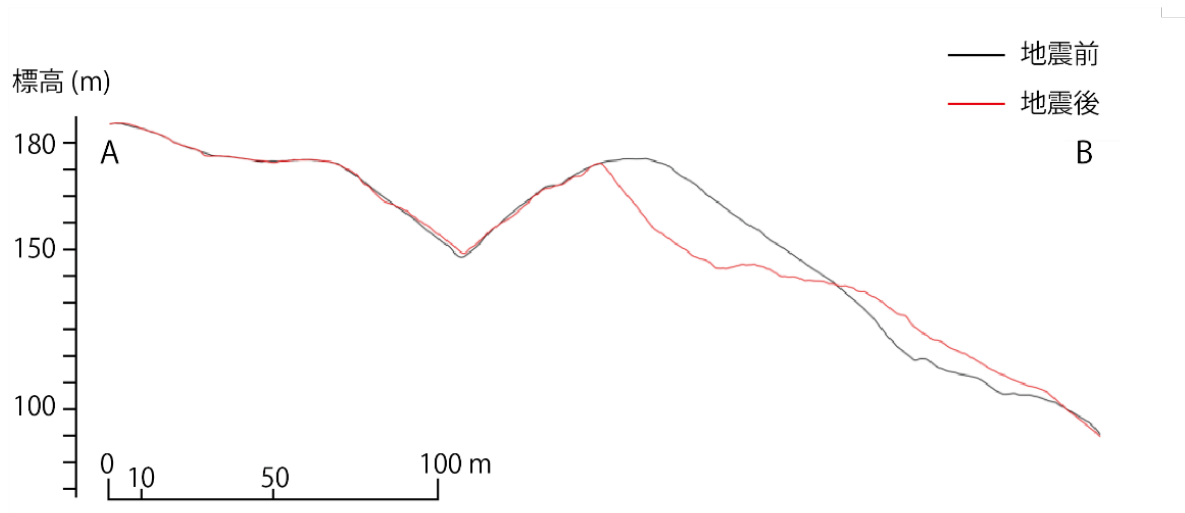


図 5.2.3 天笠山東斜面の地震前後の地形断面図（地震前の地形は ICP 補正により地震後に合わせてある；位置は図 5.2.2 に示した）

5.2.3 大久保地区

大久保地区は令和6年能登半島地震で起きた斜面変動のうち、最大規模の地すべりである。顕著に変動した範囲は斜面長約600 m、幅約700 mで（写真5.2.7）、落差30～50 mの明瞭な滑落崖が形成された（写真5.2.8）。地すべり発生以降、林野庁近畿中国森林管理局による実態調査が行われている。調査報告書によれば、大久保地すべりは、移動量および移動方向等から、大きく2つのブロックに区分されている（図5.2.4）。Aブロックは100～300 mにわたった水平移動し、主に角礫化した岩塊で構成され、地震前と比較して地形が大きく変化している。Aブロックはさらに移動量および地形的特徴から、A-1～A-4のブロックに区分されている。Bブロックの水平移動量は約50 mとAブロックより小さく、地形的な乱れが少なく地震前の地形が残されている。

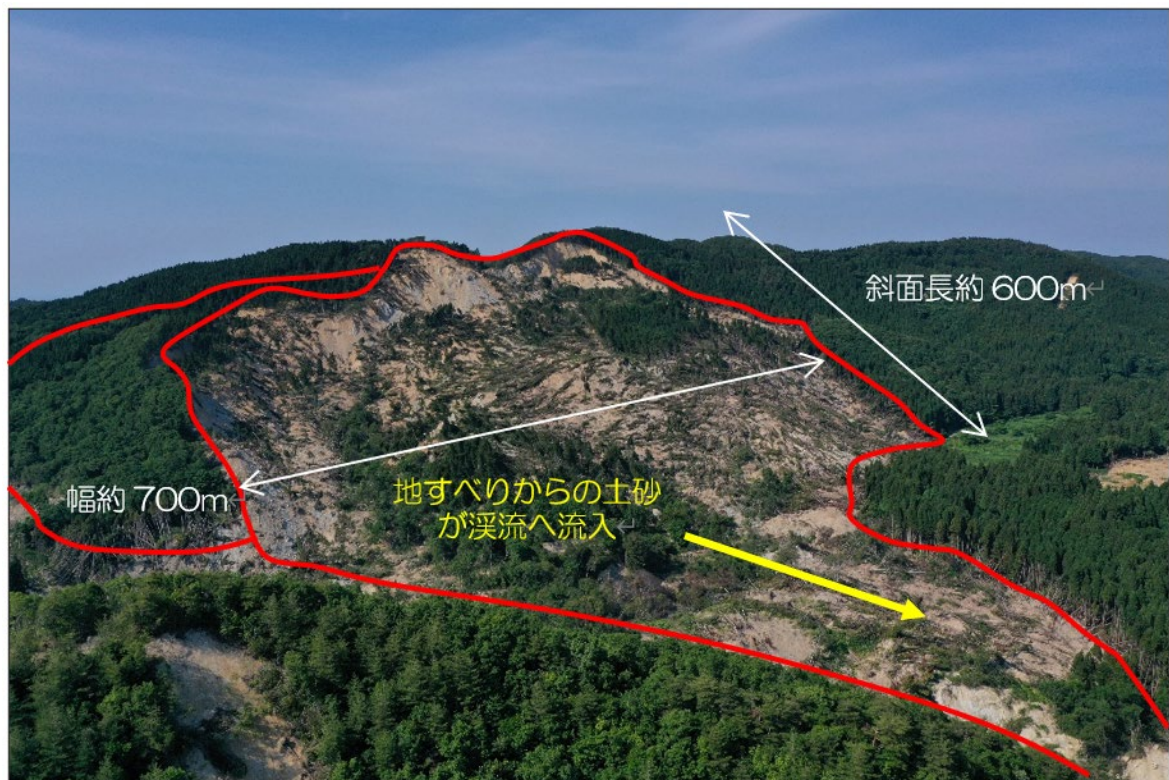


写真 5.2.7 大久保地すべりの外観（林野庁近畿中国森林管理局）

今回行った現地調査では、地すべり地内は概ね珪質シルト岩で構成され、一部に砂岩を含むことが確認された。一方、地すべり地の南方の崩壊斜面や牛尾川沿いには、流紋岩質砂質凝灰岩が広く露出していた（写真5.2.9）。層準は下位からそれぞれ新第三紀中期中新世の法住寺層、栗倉層と判断される。層理面の走向は東西方向で南傾斜であり、斜面は流れ盤を形成してたと考えられる。

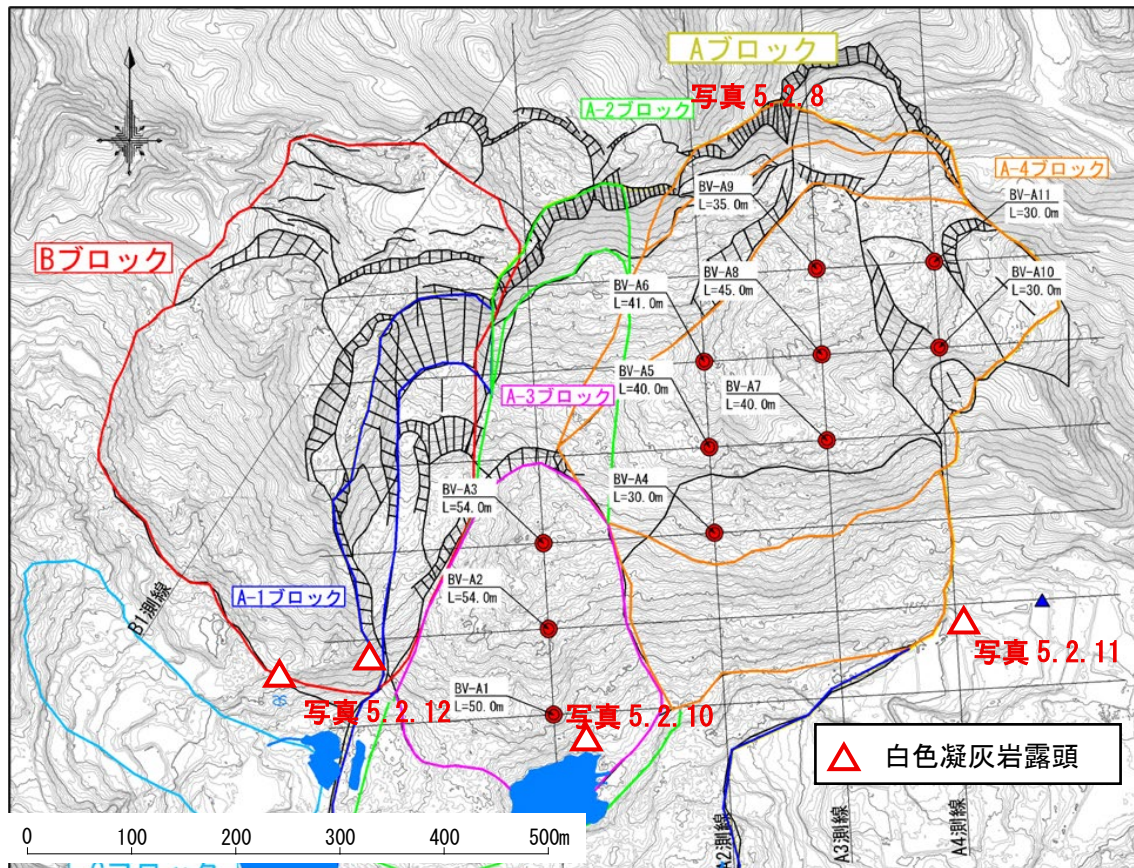


図 5.2.4 調査平面図（林野庁近畿中国森林管理局）



写真 5.2.8 Aブロック滑落崖（2025年4月19日；横山修撮影）



写真 5.2.9 地すべり地対岸の栗蔵層（2025年4月19日；横山修撮影）

斜面の下部では、白色の凝灰岩が厚さ数メートル規模で露出していた。（写真 5.2.10～写真 5.2.13、写真位置は図 5.2.4 に表示）。A-3 ブロックの末端付近には岩塊塊状の凝灰岩が確認された（写真 5.2.10）。また、A-4 ブロックの末端付近に接する地山（写真 5.2.11）や B ブロックの末端（写真 5.2.12）にも白色の凝灰岩が分布していた。このことから、地すべりの底部付近に白色凝灰岩層が連続して厚く分布していると考えられる。しかし、ボーリングコア写真を確認したところ、該当する凝灰岩層は確認できなかった。既往研究では、この凝灰岩が大久保地すべりのすべり面の可能性が指摘されている（例えば、松澤他、2025）。A-3 ブロック内の BV-A2 孔

で、GL-47.3～47.6 m 区間にある灰色粘土層がすべり面である可能性があり（写真 5.2.14）、A-3 ブロックではすべり面の一部となっていたことが考えられる（図 5.2.5）。地すべりの最下部に位置する A-3 ブロックは約 300 m 移動しており、他のブロックよりも長距離を移動したことから、白色凝灰岩の力学的特性が地すべりの移動距離に影響した可能性がある。

今後さらなる詳細調査により、大久保地すべりの発生機構の解明が期待される。



写真 5.2.10 A-3 ブロック末端でみられる白色凝灰岩層（2025 年 4 月 19 日；横山修撮影）



写真 5.2.11 地すべり地外でみられる白色凝灰岩層（2025 年 4 月 19 日；横山修撮影）



写真 5.2.12 B ブロックの末端の白色凝灰岩層（2025 年 4 月 20 日；横山修撮影）



写真 5.2.13 牛尾川上流に堆積する塊状の白色凝灰岩（2024 年 6 月 11 日；山岡哲也撮影）

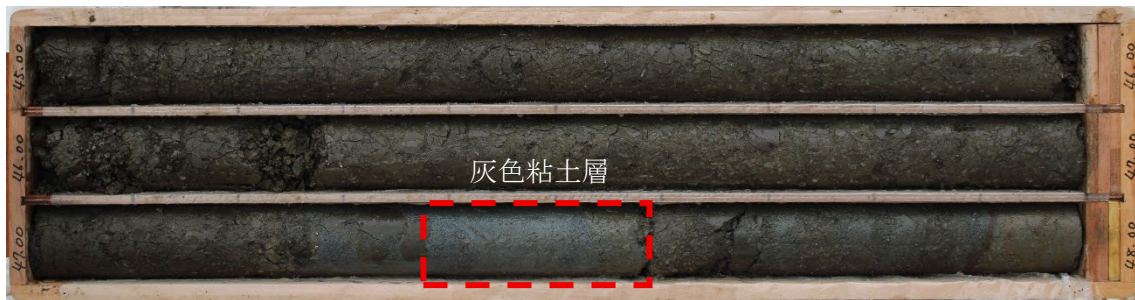


写真 5.2.14 BV-A2 孔のコア写真【GL-45.0m～48.0m】（林野庁近畿中国森林管理局）

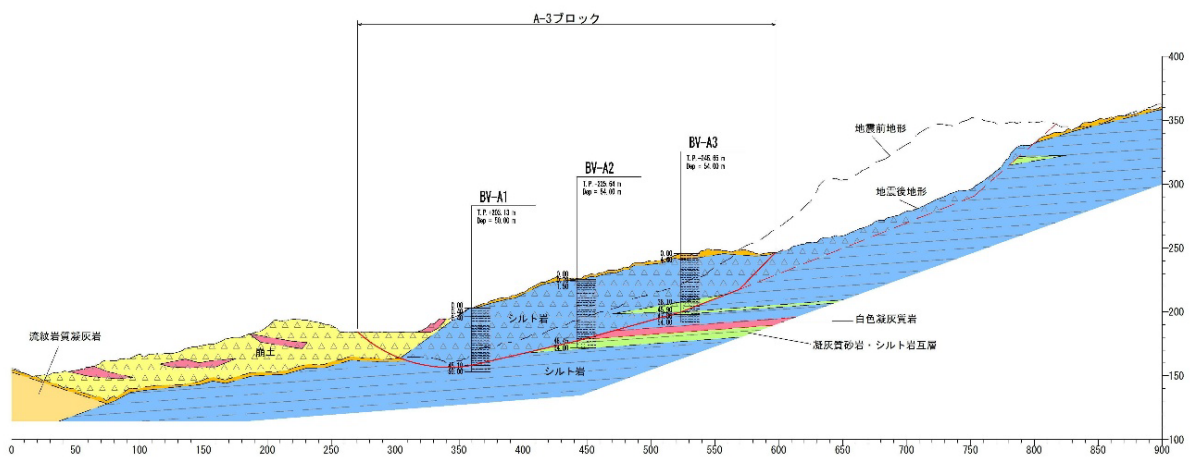


図 5.2.5 A-3 ブロックの地質断面図（林野庁近畿中国森林管理局の断面図に加筆）

【参考文献】

- 近畿中国森林管理局（2025）：令和 6 年度大久保治山災害対策観測業務報告書，令和 7 年 3 月．
 近畿中国森林管理局（2025）：令和 6 年度大久保治山災害対策調査業務報告書，令和 7 年 3 月．
 松澤 真ほか（2025）：令和 6 年能登半島地震により発生した大久保崩壊の地形・地質的特徴，令和 6 年能登半島自身災害調査団報告書，pp. 71-77，一般社団法人日本応用地質学会，令和 7 年 1 月．

5.3 C班（輪島東部）

5.3.1 市ノ瀬地区

尾根地形が大きく滑動した地すべりである。地すべり中腹から下部は地すべり地形分布図に抽出されており（図 5.3.1 参照）、幅約 350m、長さ約 600m の規模である。その上部については、やや地すべり幅は狭くなり、幅約 250m、長さ約 200m の規模であり、直線的な二次滑落崖で規制される（図 5.3.2 参照）。二次滑落崖上位は幅約 200m、長さ約 200m 程度であり、地すべり層厚は相対的に薄い。

地すべり頭部滑落崖は粘性土状に風化した赤色の軽石凝灰岩が確認される（写真 5.3.4）。地すべり内には地表水の流下により第三紀中新世のシルト・泥岩からなるすべり面が露出している部分があり、流れ盤構造、すべり土塊と基盤岩の風化境界、基盤岩の削痕（概ね南北方向）が確認される。西側側方崖に着目すると（写真 5.3.5）、地すべり地形分布図で抽出されていたブロックはその上方と比較して風化が著しい。



写真 5.3.1 市ノ瀬地区全景
（第 3 次調査時（7 月）撮影）



写真 5.3.2 地すべり地内の滑落崖
滑落崖背後には、尾根付近から滑落崖上部に抜けるすべりが生じている。



写真 5.3.3 二次滑落崖上方の状況
西側には沢地形が分布し、地震時に土砂が流出した痕跡が認められる。



写真 5.3.4 地すべり頭部付近の状況
滑落崖の一部には粘性土状に風化した赤色の軽石凝灰岩が分布する。



写真 5.3.5 西側側方崖斜面

西側側方崖沿いに、分離丘のような地形の高まりが認められるが、破碎は認められない。ただし、これの下方から急激に風化が著しくなる。



写真 5.3.6 西側側方崖斜面

風化が著しい西側側方崖の表層には褐色の土砂が張り付くように分布する。



写真 5.3.7 岩塊内の珪化木

崩壊地内の岩塊内には珪化木が含まれ、湖成層であることが伺える。



写真 5.3.8 二次滑落崖側部露頭

写真中央から左側が二次滑落崖延長線上の露頭で土砂化している



写真 5.3.9 すべり面の条線

すべり面（基盤岩）には条線が認められ、概ねNS方向である。



写真 5.3.10 地すべり全景

地すべりを下流より撮影。中央付近は豪雨による浸食によりすべり面が露出している。

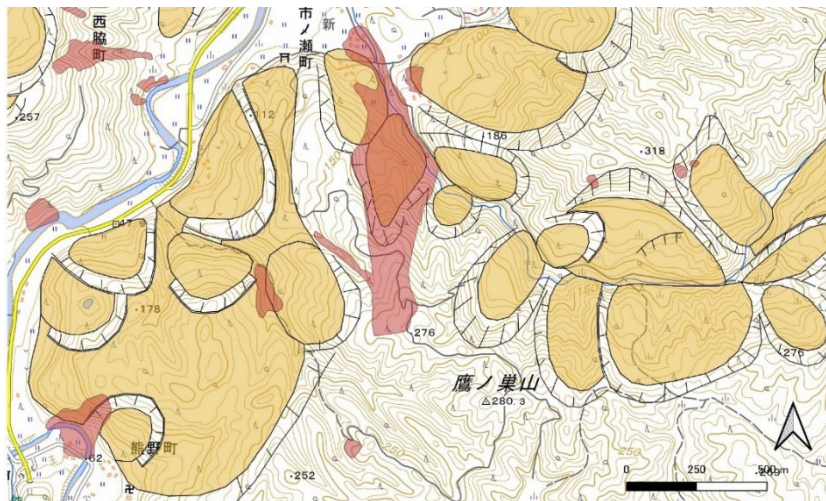


図 5.3.1 市ノ瀬地区周辺地すべり分布図

「地すべり地形分布図 第12集 金沢・七尾・輪島 (防災科学技術研究所)」に「令和6年(2024年)能登半島地震に関する情報 斜面崩壊・堆積分布データ (国土地理院)」を加筆

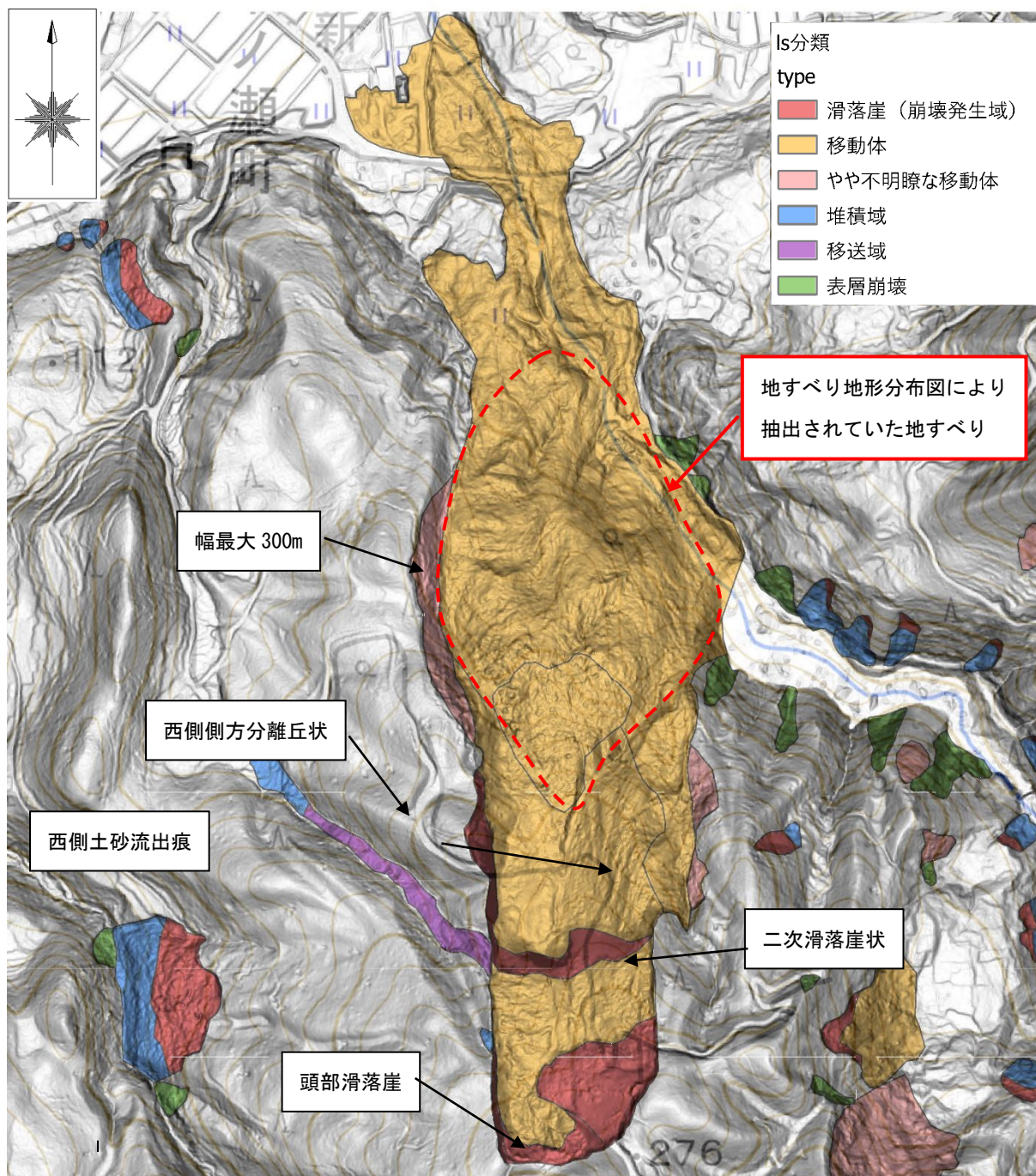


図 5.3.2 市ノ瀬地区 R6 能登半島地震後 地形判読結果 (日本地すべり学会インベントリ部会判読結果) に加筆

5.3.2 深見地区

調査対象とした深見地区は、深見地すべり防止区域（昭和 37 年 3 月 1 日指定）内の国道 249 号及び鷲嶽北西側の日本海に面した斜面である。

国道 249 号より山側（南東側）の深見地区地すべりについては地形判読の結果、顕著な変状は確認されない。一方、塊状な石英安山岩からなる尾根状地形を呈する鷲嶽の北西側斜面で崩壊が発生している（図 5.3.3 参照）。崩壊上部の北東方向の滑落崖は、2007 年 3 月 25 日の能登半島地震で発生した崩壊対策として実施した吹付法砕工を破断している（写真 5.3.15）。

崩壊土塊の西側には地すべり対策である排水トンネルの坑口が位置している。排水トンネル内については坑口から 10～30m 付近にライナープレートの変形（写真 5.3.17）、底盤コンクリートの変形が大きい（写真 5.3.16）。坑口から 30m 付近は坑口側が落ちており、地すべり背面のせん断変形の可能性がある。また、これら変状より奥についても変形が認められており（写真 5.3.18）、深部における地震による地盤変動の可能性がある。

また、2024 年 9 月 21 日豪雨災害に伴い、走出川では国道 249 号山側から土石が流出し、排水トンネルに向かう農道が被災している（写真 5.3.11 参照）。



写真 5.3.11 農道被災
排水トンネルへ向かう農道は 9.21 豪雨災害により破損している。



写真 5.3.12 滑落崖全景
吹付法砕工が破断し、東側（写真左側）は崩壊が発生している。



写真 5.3.13 排水トンネル坑口
変形は明瞭ではなく、扉の開閉は可能である。



写真 5.3.14 ブロック積擁壁変状
排水トンネル坑口土留め擁壁は押し出し変形が認められる。



写真 5.3.15 崩壊頭部全景
鉄筋挿入工併用の吹付法枠工が滑落崖で破断している。



写真 5.3.16 排水トンネルの変形
坑口付近の底盤コンクリートの変形が大きい。



写真 5.3.17 ライナープレートの変形
坑口側が落ちており、地すべり背面のせん断変形の可能性がある。



写真 5.3.18 底盤コンクリートの変形
坑口付近より山側で変形が認められており、国道背後のすべりの可能性がある。

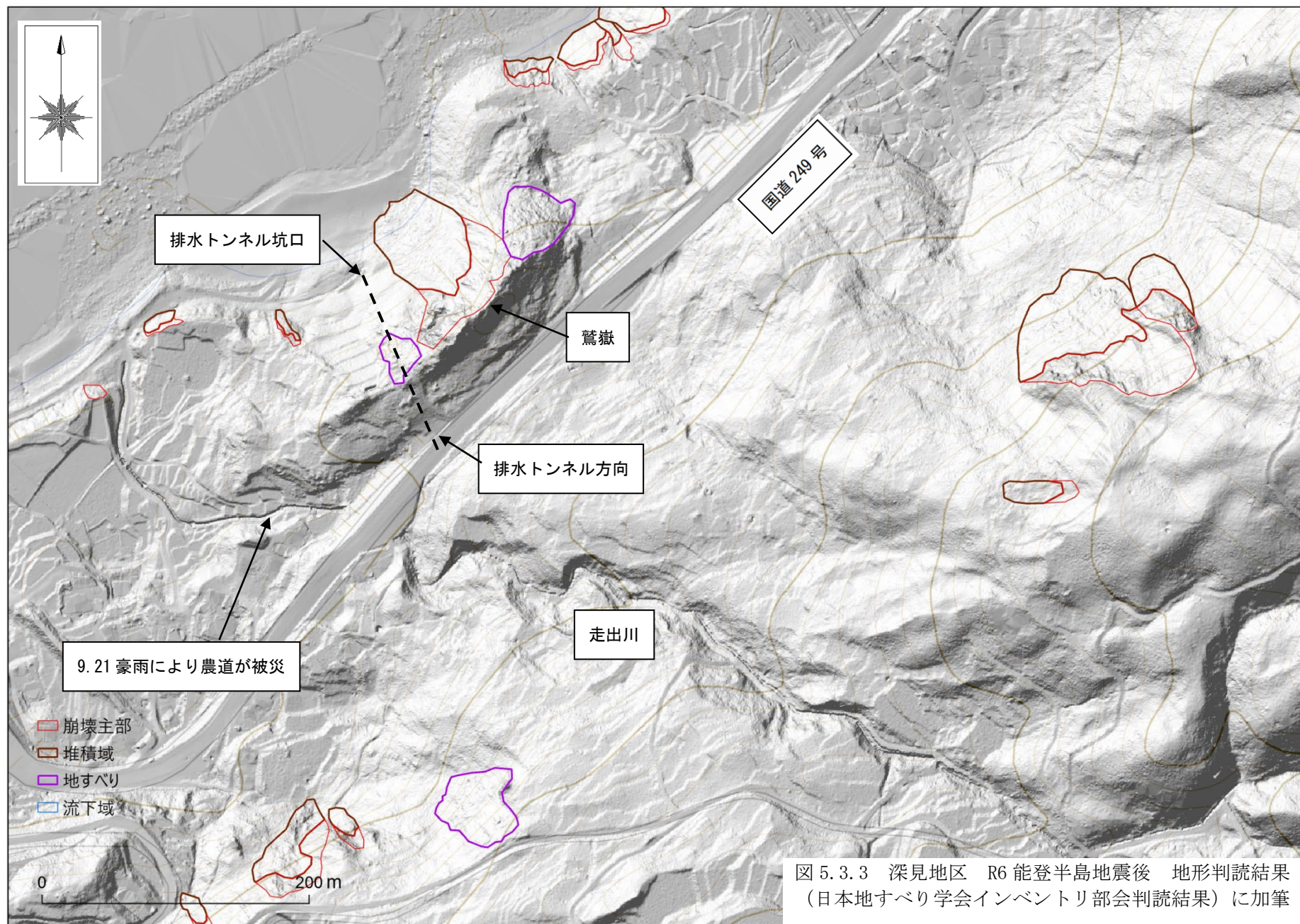


図 5.3.3 深見地区 R6 能登半島地震後 地形判読結果
(日本地すべり学会インベントリ部会判読結果) に加筆

5.3.3 中屋トンネル北側斜面

中屋トンネル北側坑口を出て、北東方向に向かう国道 249 号の南東側斜面で、多数の地すべり、崩壊が発生している（図 5.3.4 参照）。

調査対象は中屋トンネル北側坑口を出てすぐの東側斜面である。地震により小規模な地すべりブロック、尾根部のクラックが発生し、2024 年 9 月 21 日豪雨に伴い土砂化して中屋トンネル内に流入したものと想定される。崩壊面の露頭は砂岩、泥岩、礫岩の互層からなり、ばらつきはあるが、1m 程度の風化部が移動したものと想定される。確認された層理面の走向・傾斜は $N50^{\circ}E/40^{\circ}N$ となっている（写真 5.3.22）。さらに北側斜面では、流れ盤構造の地すべりが複数確認された（写真 5.3.23、5.3.24）。

北東方向に向かう国道 249 号に対して、層理面が流れ盤構造となっていたことから、崩壊、地すべりが多発したものと考えられる。



写真 5.3.19 中屋トンネル北側坑口
9.21 豪雨により大量の土砂が流入した。



写真 5.3.20 中屋トンネル北側坑口
東側斜面全景



写真 5.3.21 崩壊斜面状況
層理面すべりが発生している。



写真 5.3.22 側部露頭状況
シルト岩～礫岩の流れ盤構造が確認できる。層理面走向・傾斜 $N50^{\circ}E/40^{\circ}N$



写真 5.3.23 周辺斜面の状況
層理面すべり（写真左側）が発生し、落ち残り土塊（写真右側）が確認できる。



写真 5.3.24 すべり面の状況
灰色の凝灰質粘土が分布している。

