

# 平成 30 年 7 月豪雨による地盤災害調査 報告書(福井県嶺北地域)

地盤工学会関西支部, 福井地質調査業協会,  
NPO 福井地域地盤防災研究所 合同調査団



平成 31 年 1 月

公益財団法人 福井県建設技術公社

## 序

平成30年7月西日本豪雨により広島県・岡山県・愛媛県などの中国・四国地方では甚大な被害が発生した。京都府・岐阜県・福井県などの広範囲の地域でも大きな災害が生じた。本報告書は福井県嶺北地域について、(公社)地盤工学会関西支部、福井地質調査業協会、(公財)福井県建設技術公社、NPO福井地域地盤防災研究所の合同で「平成30年7月豪雨地盤災害調査団」を設置して調査を行った結果を示す。調査の内容は、被害が顕著であった斜面・擁壁崩壊、河川護岸被害を主な対象とし、災害発生の原因や傾向を把握して、今後の災害対策や教訓に関する提言を行うことを目標とした。

以下に調査団の構成を示す。

荒井 克彦 福井大学名誉教授，NPO 福井地域地盤防災研究所  
吉田 雅徳 福井工業高等専門学校 環境都市工学科 教授  
辻野 和彦 福井工業高等専門学校 環境都市工学科 准教授  
小林 泰三 立命館大学理工学部 環境都市工学科 教授  
藤本 明宏 福井大学学術研究院工学系部門 建築建設工学講座 講師  
江黒 充和 (公財)福井県建設技術公社  
藤田 博行 (公財)福井県建設技術公社  
城戸 渉 福井地質調査業協会，(株)田中地質コンサルタント  
中島 正夫 福井地質調査業協会，ジビル調査設計(株)  
掃部 正紘 福井地質調査業協会，(株)帝国コンサルタント  
吉岡 正道 NPO 福井地域地盤防災研究所  
古林 孝史 国土防災技術(株)福井支店  
岡島 尚司 (株)サンワコン  
梅田 祐一 (株)デルタコンサルタント  
土橋 和敬 前田工織(株)  
福田 育広 前田工織(株)  
辻 慎一郎 前田工織(株)

実際の調査に当たっては、被災地域が広範囲にわたることから、下記の班に分けて現地調査や災害原因調査などを実施し、全メンバーで議論してまとめを行った。

班	箇所 (第1章参照)	メンバー
A, B	国道 365 号-下山中, 国道 365 号-梅浦, 市道 6803 号-黒川, 林道越前西部 2, 3 号	吉田, 辻野, 小林, 古林, 梅田
C	越前町米ノ, 林道山中大谷線	藤本, 城戸
D	国道 305 玉川	掃部, 城戸
E	福井加賀線-細呂木	中島, 荒井
F	河川	土橋, 福田, 辻
G	国道 305 号-居倉	岡島, 荒井

当調査団の活動は、福井県建設技術公社の産学官共同研究支援制度の助成を受けて実施した。調査団の活動に当たっては、福井県土木部砂防防災課・道路保全課・土木管理課・福井土木事務所・丹南土木事務所鯖江丹生土木部、福井県農林水産部から測量結果、地盤調査結果など多数の資料を提供していただいた。福井地方気象台からは降雨データなどの資料提供をいただいた。これらの機関の方々の御配慮に深く感謝の意を表します。

平成 30 年 7 月豪雨による地盤災害調査団

## 目次

第1章 災害の概要	1
第2章 基礎調査	14
2.1 UAVによる空撮画像を用いた7月豪雨の斜面崩壊に関する調査	14
2.2 斜面の安定解析	20
第3章 斜面災害	26
3.1 国道305号-居倉	26
3.2 国道305号-玉川	31
3.3 国道365号-梅浦	49
3.4 国道365号-下山中	54
3.5 福井加賀線-細呂木	58
3.6 林道越前西部2号	64
3.7 林道越前西部3号	69
3.8 林道山中大谷線	75
第4章 擁壁の被害	87
4.1 越前町米ノ	87
4.2 市道6803号-黒川	100
第5章 河川の被害	104
第6章 斜面・擁壁被害の特徴と教訓	124

表紙写真は国道305号-居倉における被災直後の状況であり、福井県から提供していただいた。

## 第1章 災害の概要

福井県嶺北地域の地形を図-1.1に示す。福井県嶺北地域の地質を図-1.2に示す。河川位置図を図-1.3に示す。

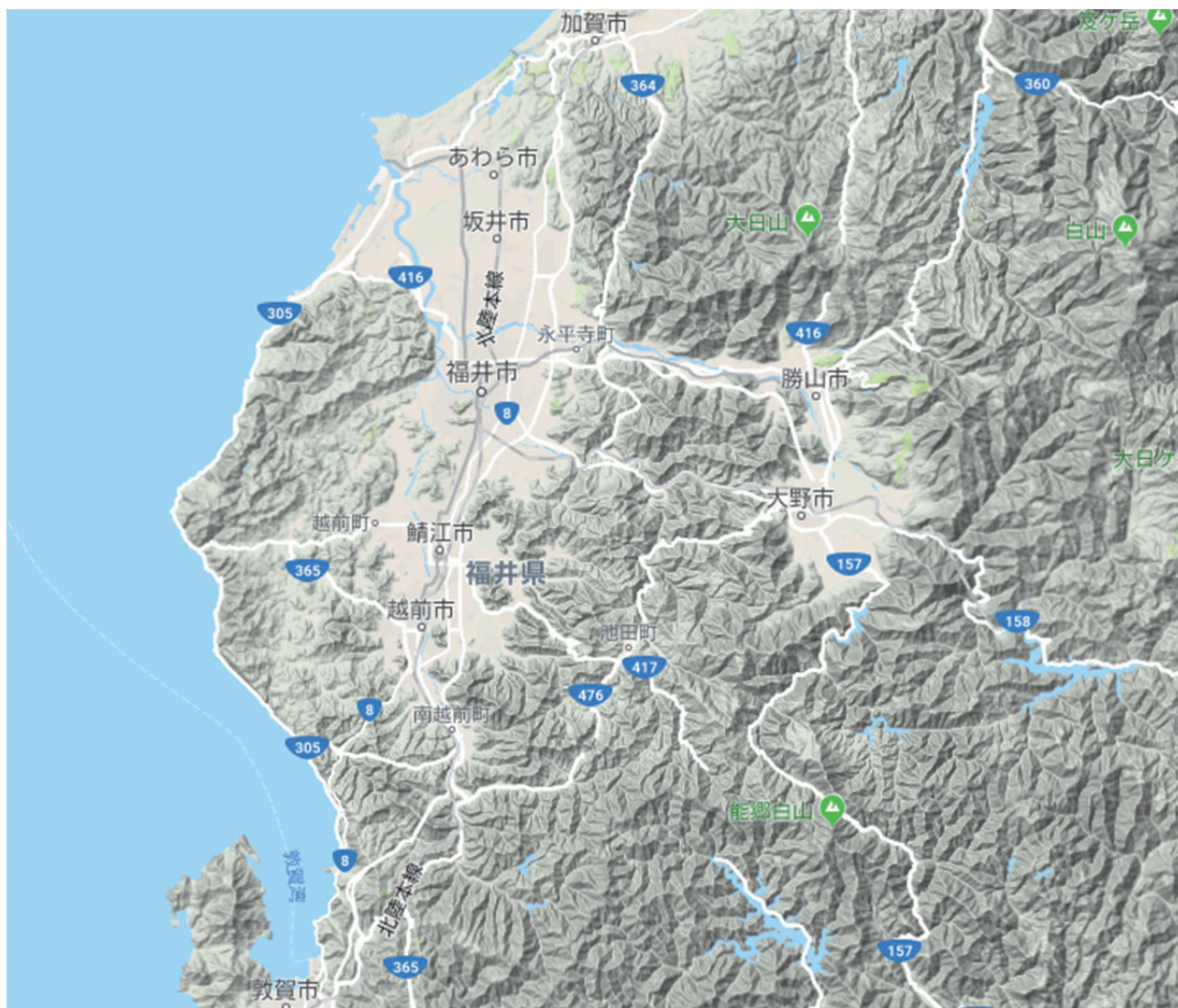


図-1.1 福井県嶺北地域の地形 (Google マップより引用)

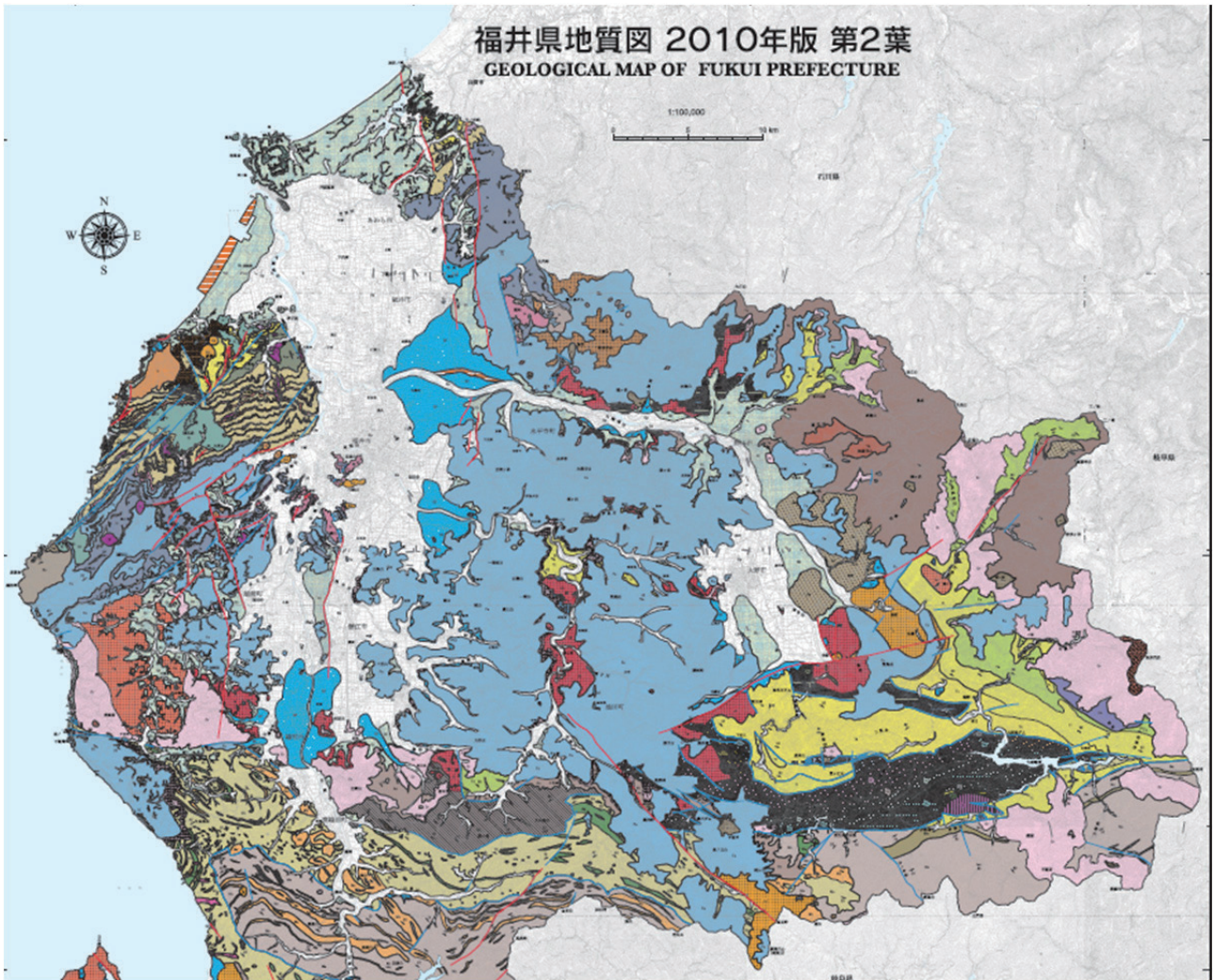


図-1.2(a) 福井県嶺北地域の地質  
(「福井県地質図 2010 年版, (財) 福井県建設技術公社」より一部を抜粋して引用)



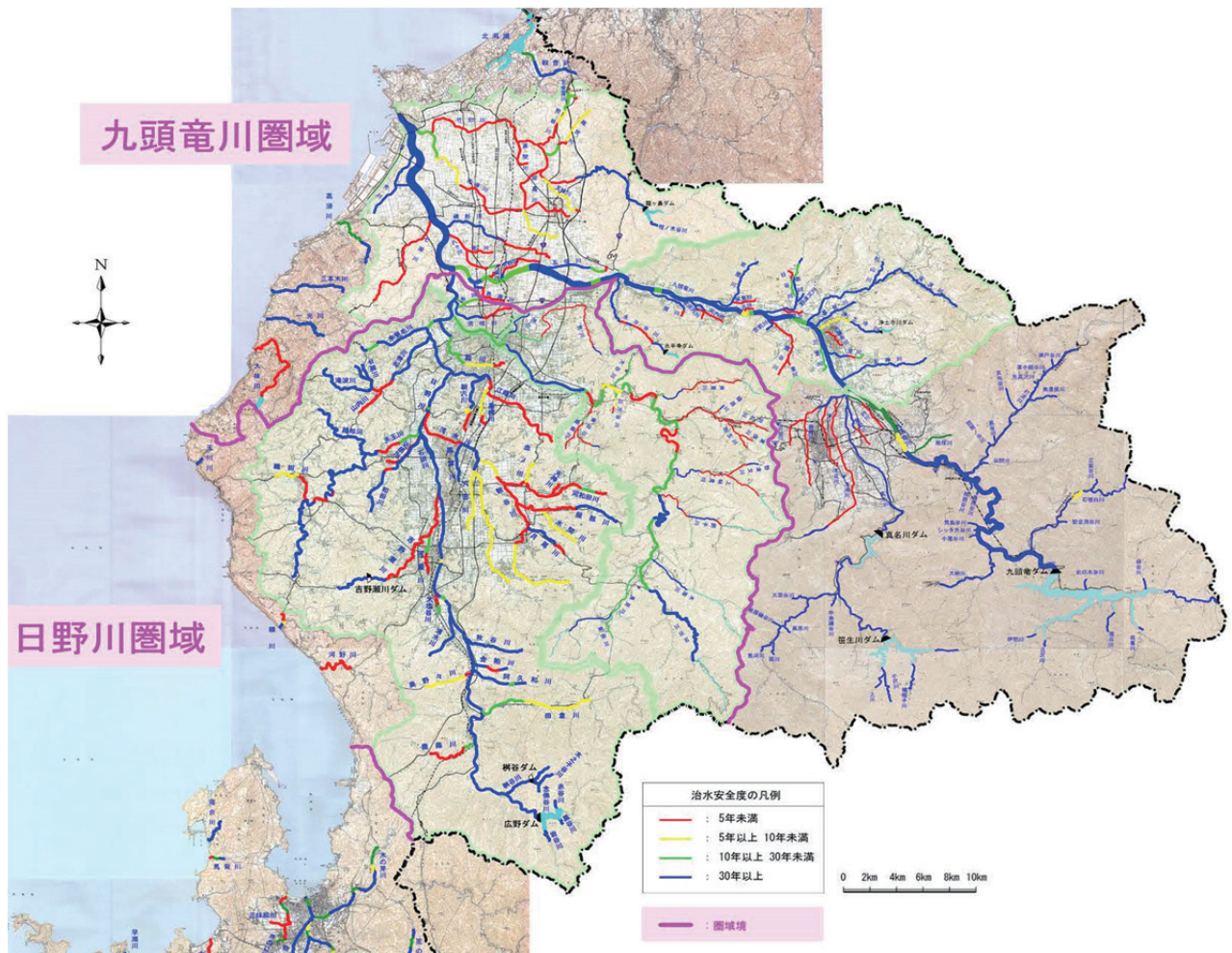


図-1.3 河川位置図（福井県ホームページより引用）

総降水量の分布を図-1.4に示す。降雨量の時間的推移を図-1.5に示す。福井観測点はデータの欠損があるため、参考値とする。図-1.4、図-1.5(a)に示すように、総降水量は、アメダス観測点の三国、越廼、春江の、福井県北端から越前町までの越前海岸沿いで大きくなっている。図-1.5(a)，(b)に示すように、アメダス観測点の三国、越廼、春江では、連続降雨の後半の7月7日0時頃から時間雨量30mm/hr前後の降雨が6時間程度継続して総降水量を急激に増加させているのが特徴的である。



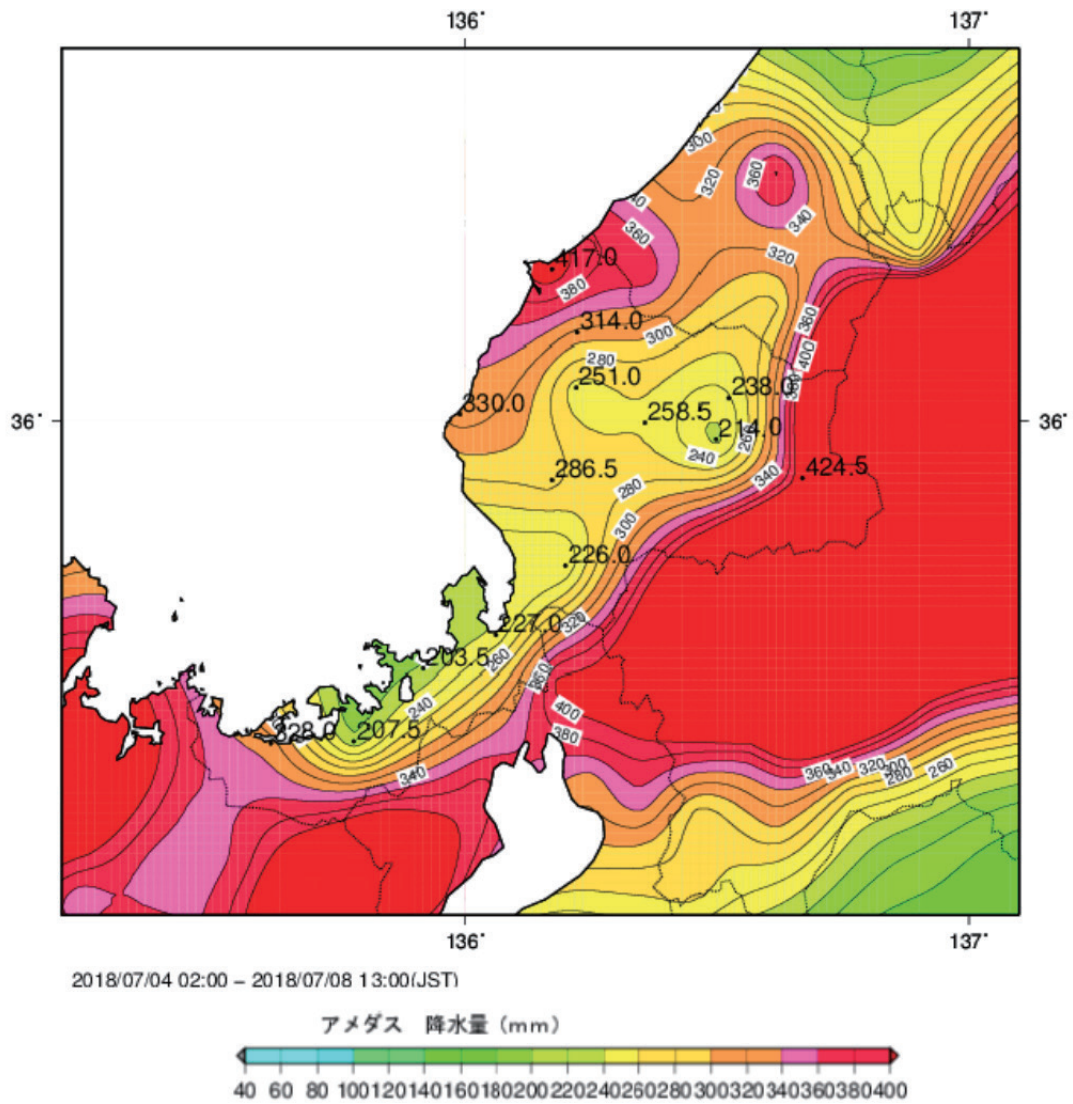
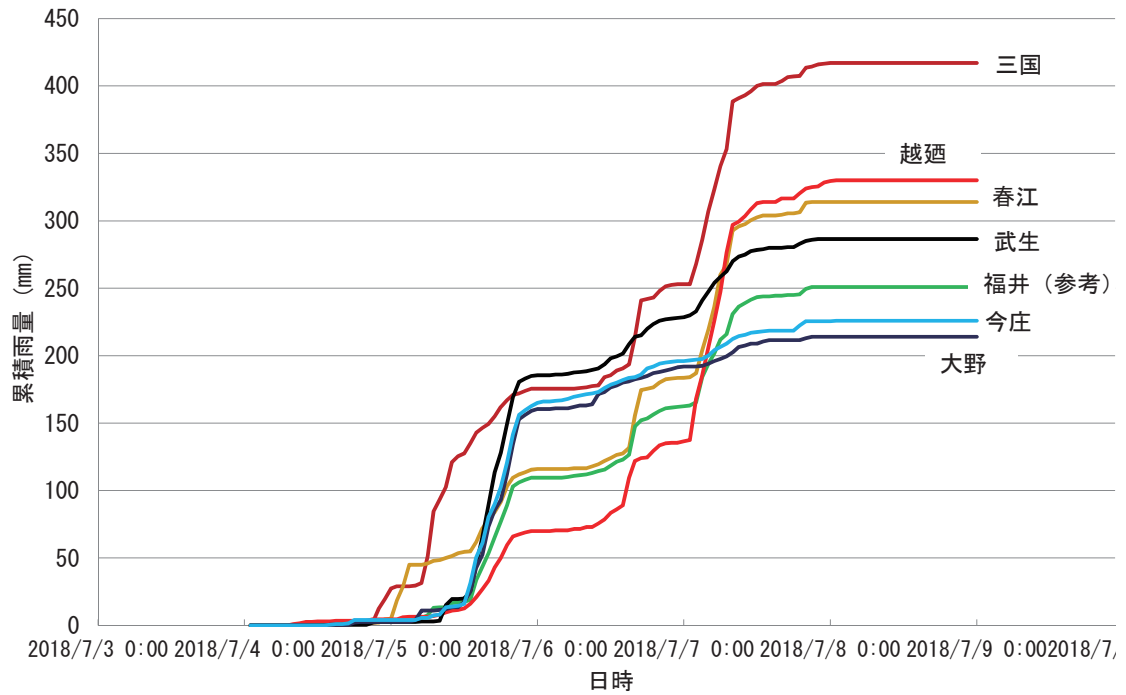
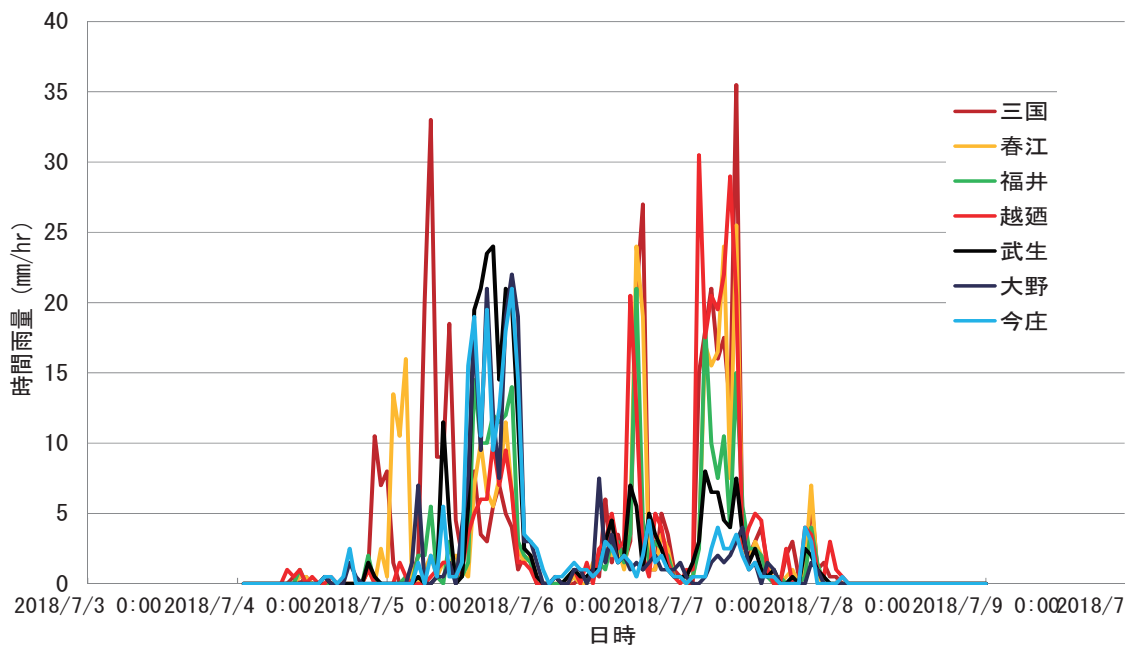


図-1.4 総降水量の分布 (アメダス積算降水量分布 : 7月4日02時~8日13時)  
 (「福井地方気象台 : 平成30年7月4日から8日にかけての大雨に関する福井県の気象速報」より引用)



(a) 累積雨量



(b) 時間雨量

図-1.5 降雨量の推移 (福井地方気象台アメダスデータより作成)

7月豪雨による被災箇所的位置を図-1.6に示す。図-1.6の被災箇所の中で、比較的規模が大きかった斜面や擁壁の被災箇所を図-1.7、表-1.1に示すが、これらの被災箇所は越前町の越前海岸付近に集中している。越前町の越前海岸付近 (アメダス観測点の越廼付近) は山岳地であることと、図-1.5 (a), (b) に示す総降水量および降雨量の時間的推移が重なって、地盤災害が集中したと推定される。図-1.7に示すよう

に、アメダス観測点の三国、春江付近は平地部であり、地盤災害が少なかったようである。この結果は、地形と降雨量が地盤災害の主要因とする従来の傾向と一致している。上述のように、ある程度の連続降雨の後に続いて豪雨があった場合の地盤災害への影響については、今後さらに検討を行う必要がある。

当調査団は、図-1.7、表-1.1に示す比較的規模が大きかった斜面や擁壁の被災箇所を対象として調査を行った。

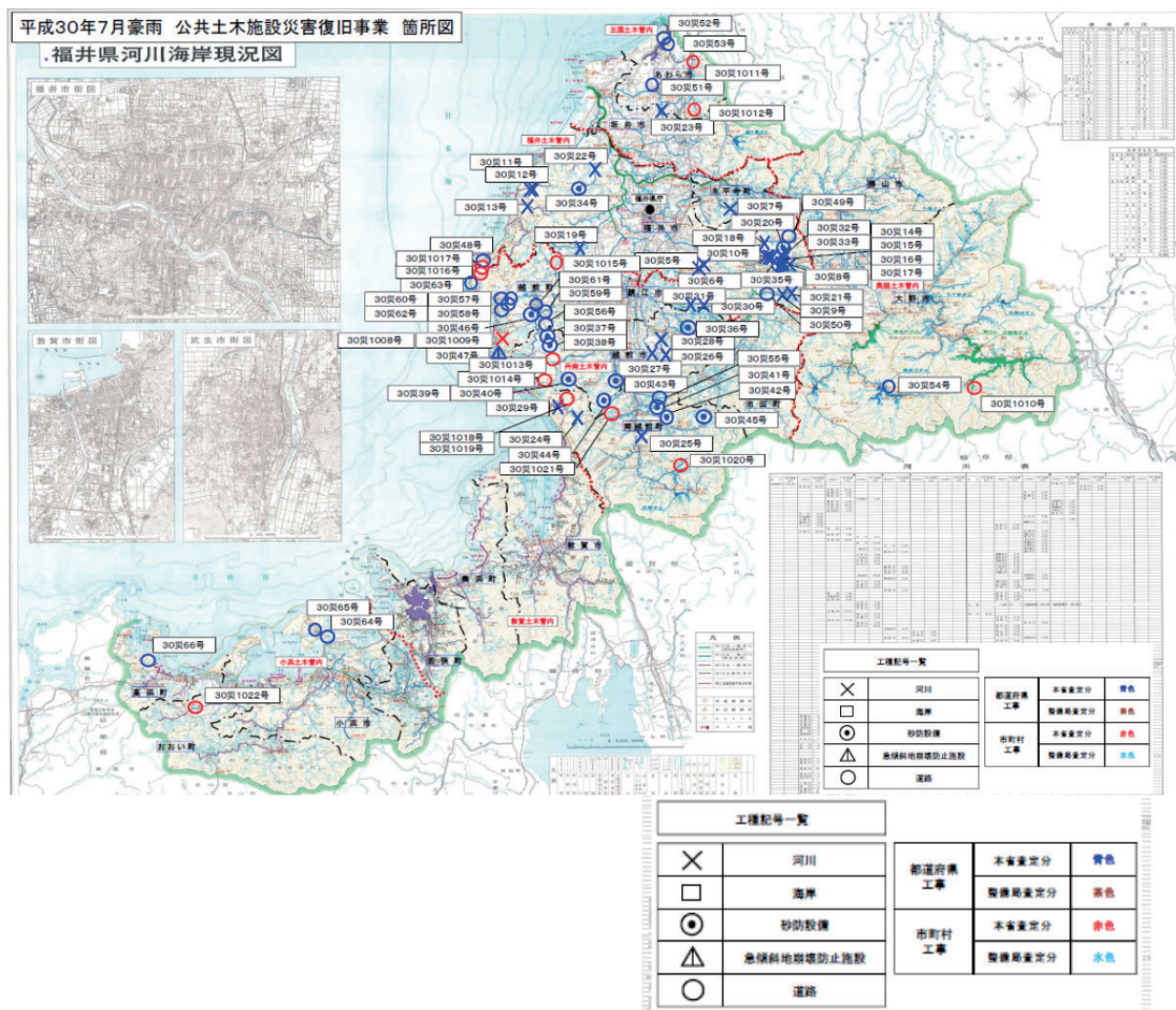


図-1.6 平成30年7月豪雨 公共土木施設災害復旧事業箇所図 (福井県土木部砂防防災課)

当調査団の調査対象とした斜面・擁壁の被災箇所を表-1.1と図-1.7に示す。

表-1.1 調査対象とした斜面・擁壁の被災箇所

	施設	地名	被災内容	略称
斜面 崩壊	一般国道 305 号	福井市居倉町	崩壊延長 100m, 高さ 50m	国道 305 号-居倉
	一般国道 305 号	越前町玉ヶ平 (玉川)	ロックキーパー破損延長 18m, 道路埋塞延長 40m	国道 305 号-玉川

	一般国道 365 号	越前町梅浦	落石防護柵・擁壁破損延長 55m	国道 365 号-梅浦
	一般国道 365 号	越前町下山中	道路埋塞延長 40m	国道 365 号-下山中
	(主) 福井金津線	あわら市花乃杜	法柵工崩壊 7m, 土砂流出	福井加賀線-細呂木
	林道越前西部 2 号線	越前町上山中	崩壊幅 10m, 長さ 10m	林道越前西部 2 号
	林道越前西部 3 号線	越前町下山中	崩壊幅 40m, 長さ 60m	林道越前西部 3 号
	林道山中大谷線	南越前町	崩壊幅 7m, 高さ 16m	林道山中大谷線
擁壁	米ノ第一	越前町米ノ	擁壁損傷延長 30m	越前町米ノ
	越前市道 6803 号線	越前市黒川町	法面崩壊, 間地ブロック積亀裂	市道 6803 号-黒川

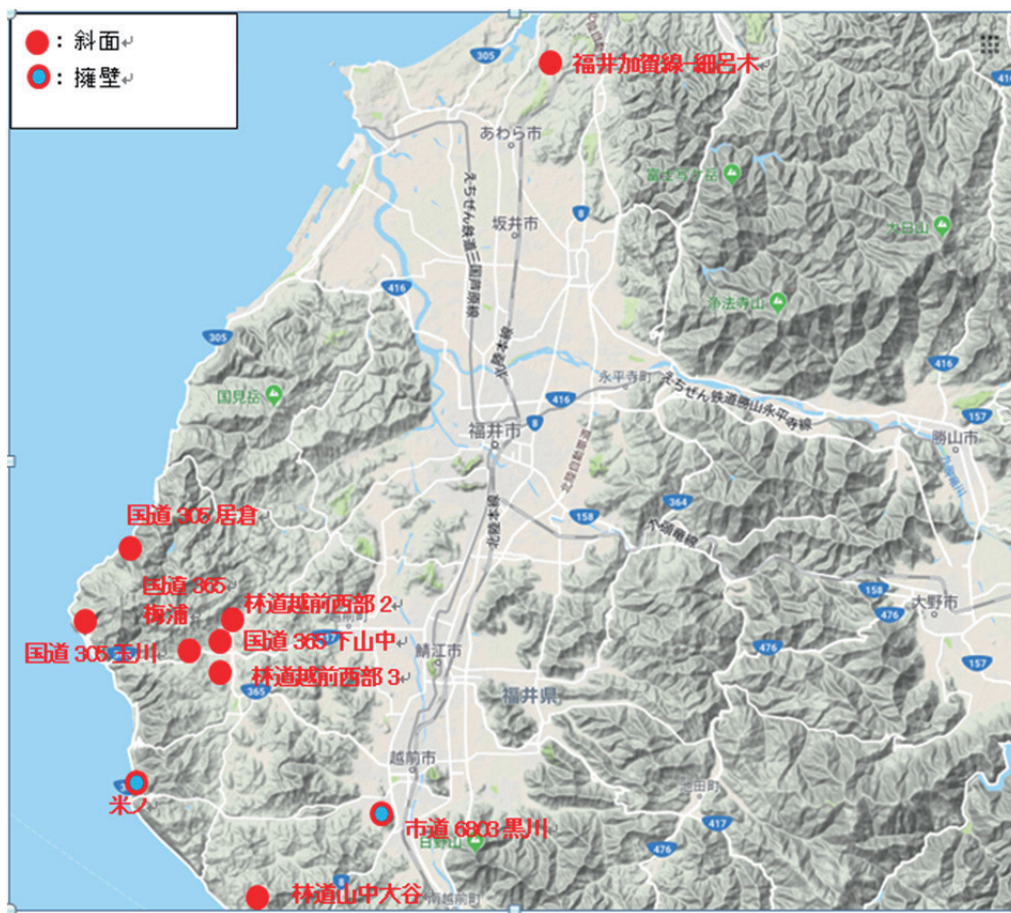
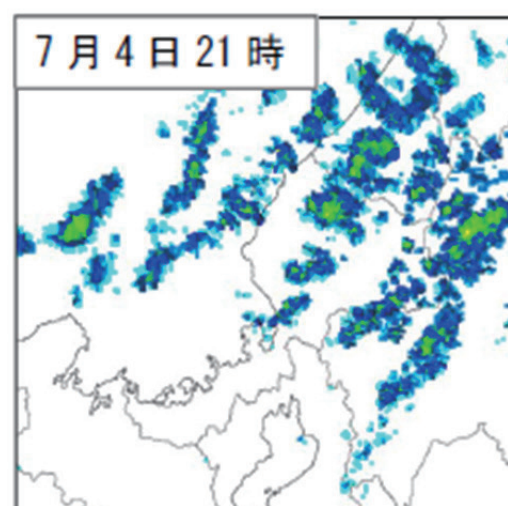
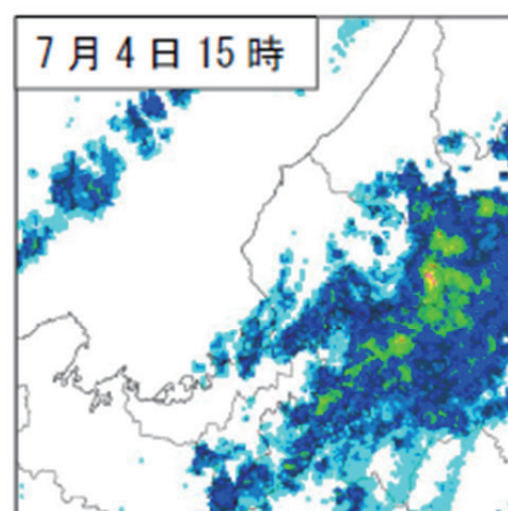
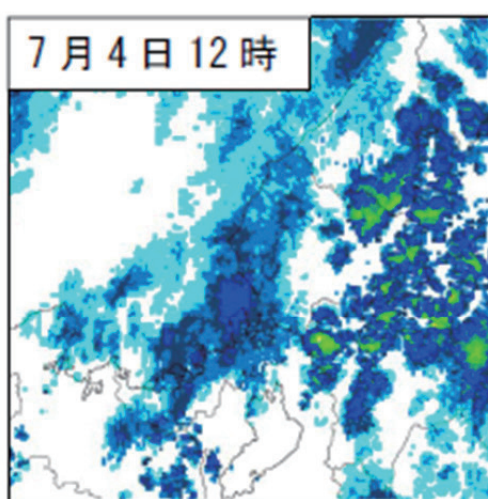
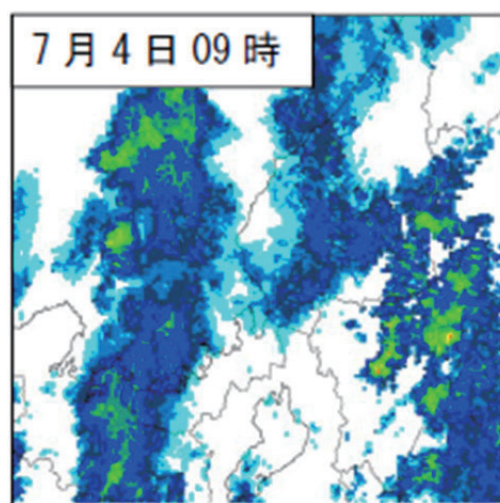
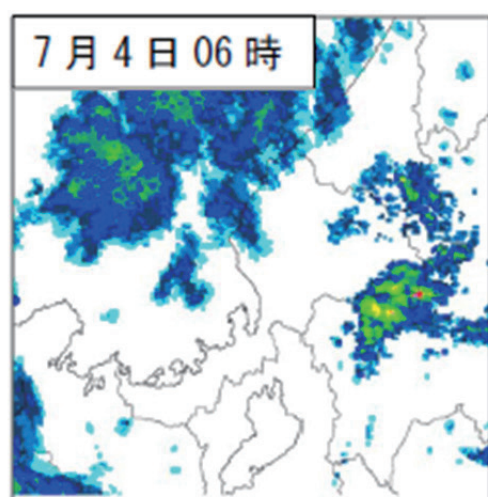
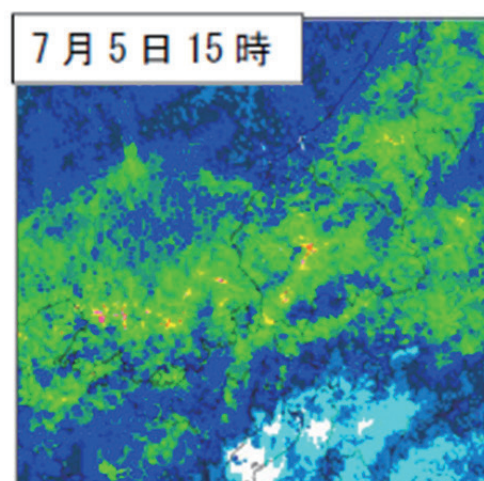
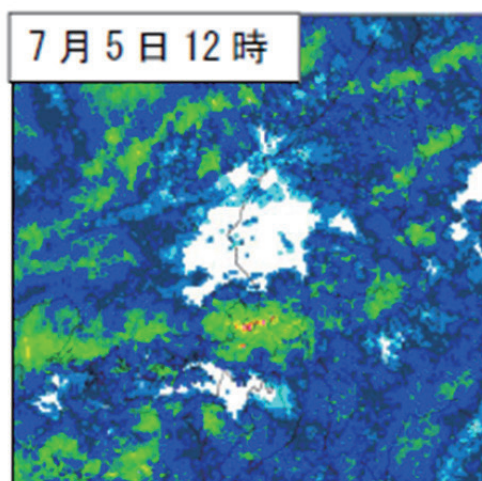
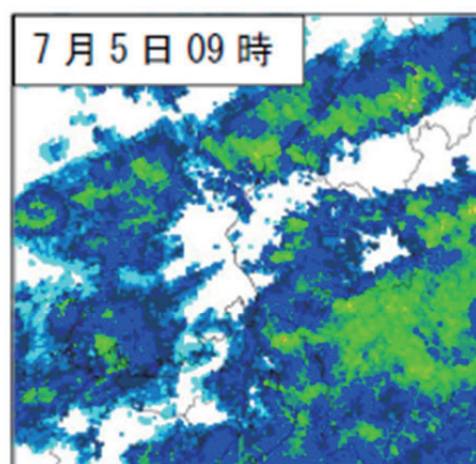
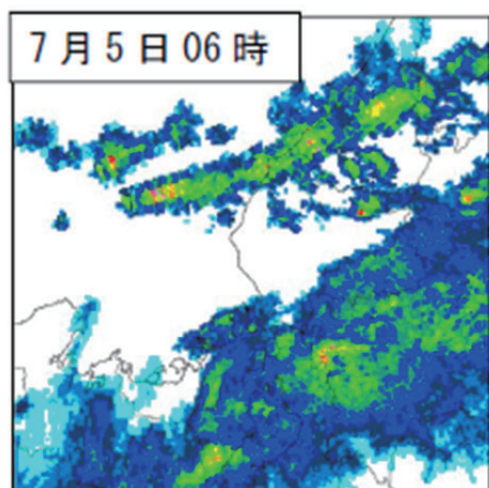
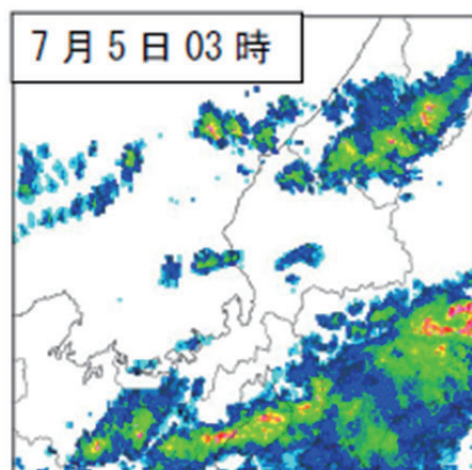
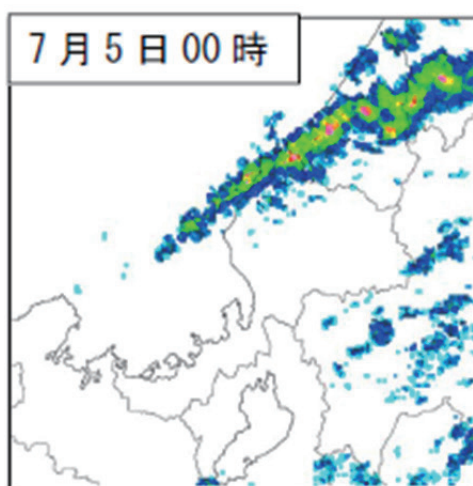


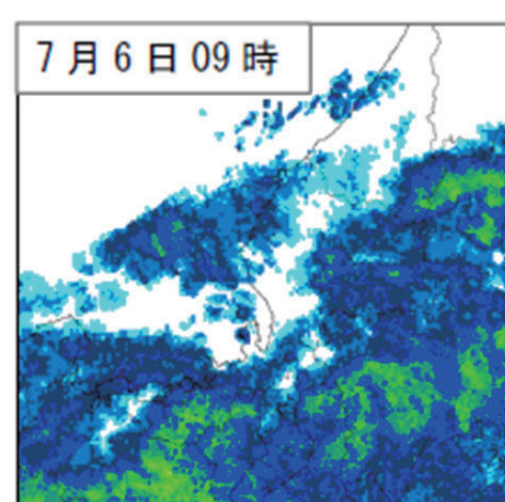
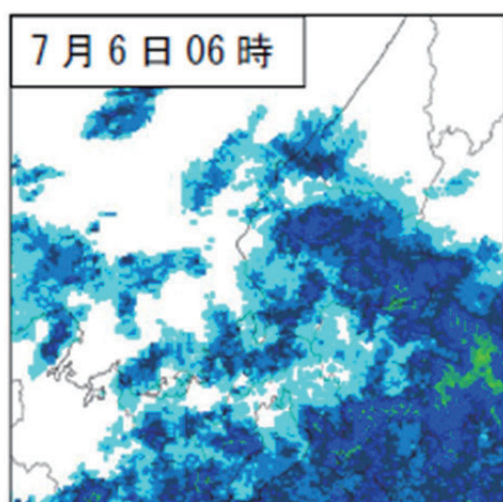
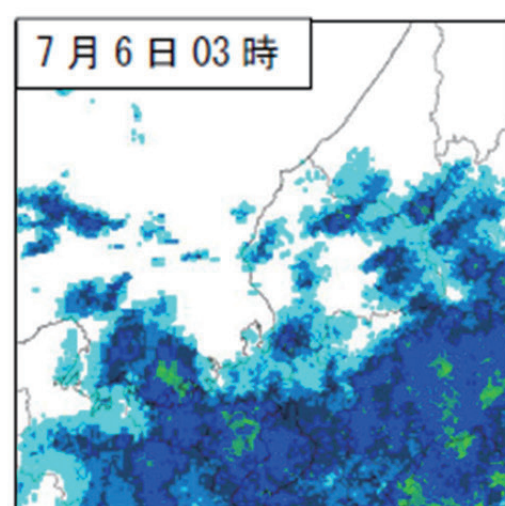
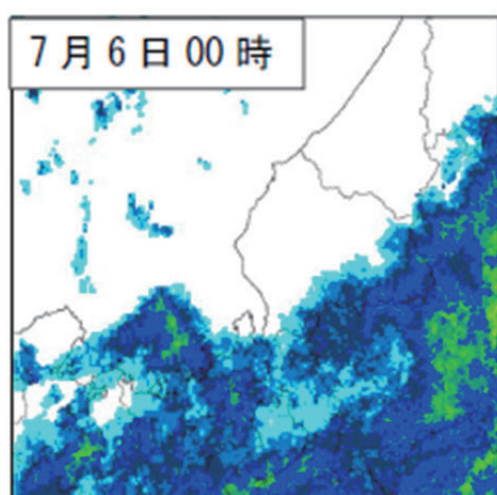
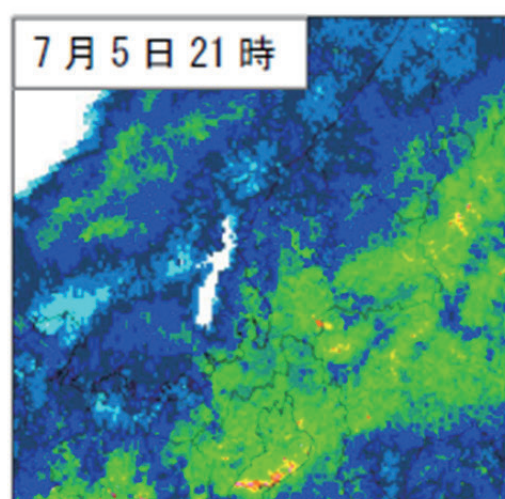
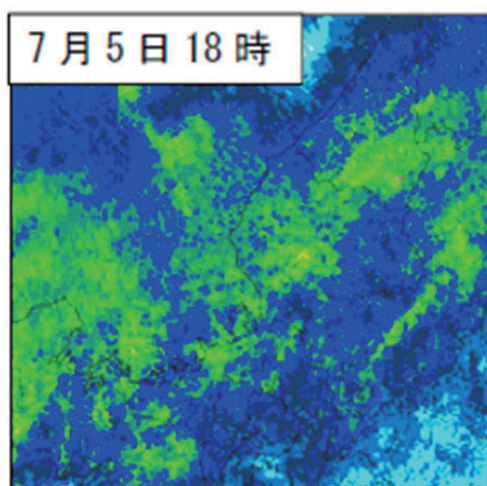
図-1.7 調査対象とした斜面・擁壁の被災箇所

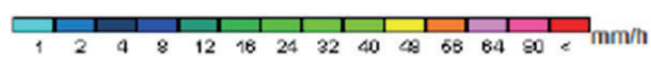
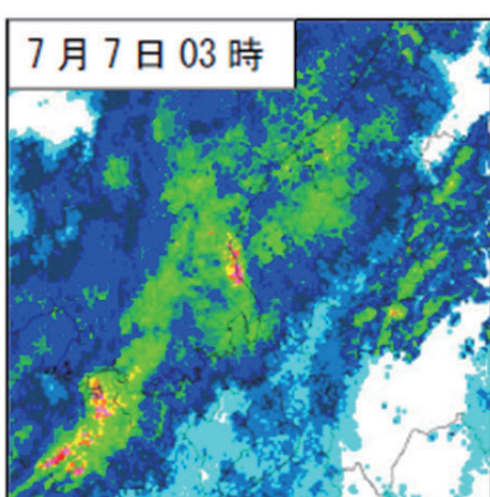
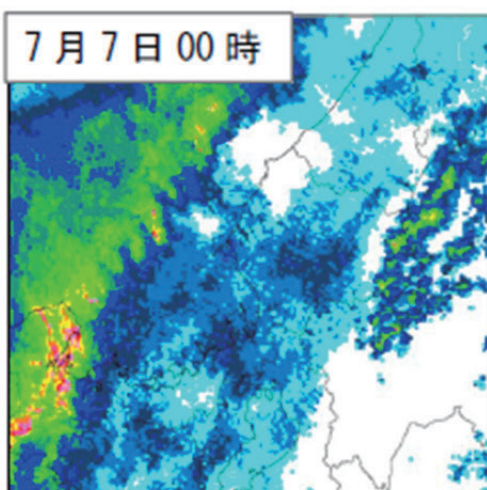
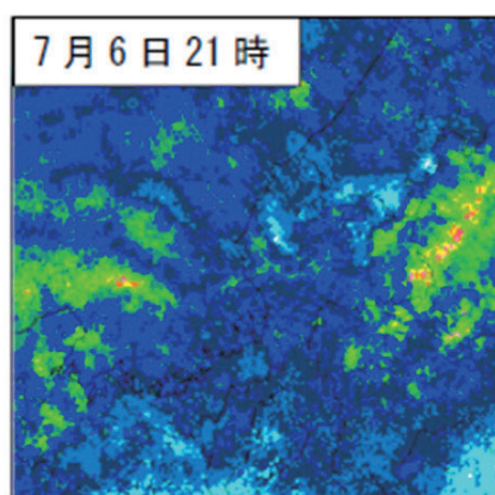
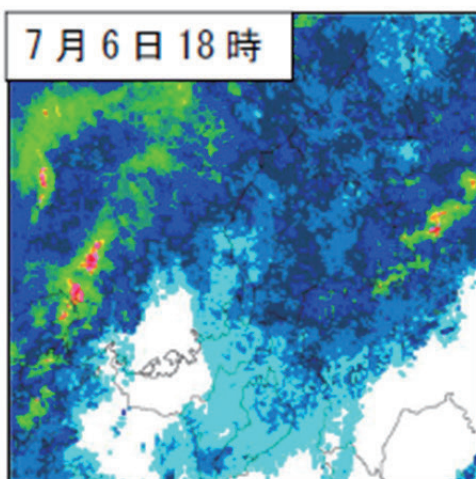
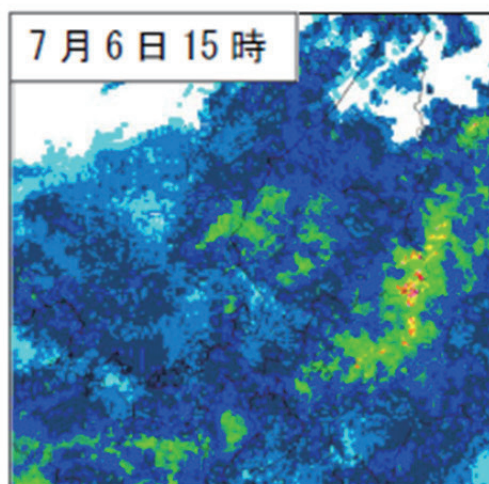
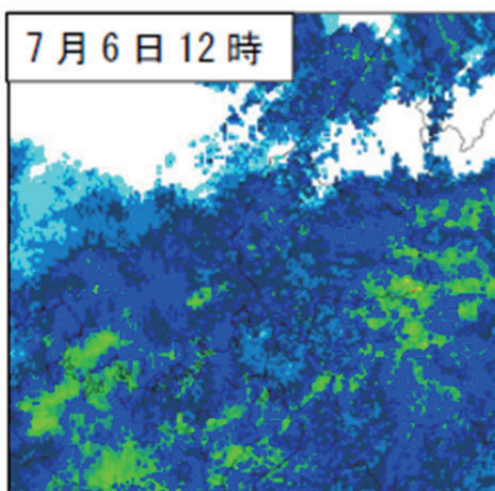
河川護岸の被災箇所の分布や降雨との関係については第5章で示す。被災箇所の位置が明確な福井土木事務所管内の被災箇所のみを対象として調査を行った。

気象レーダー画像を図-1.8に示す。











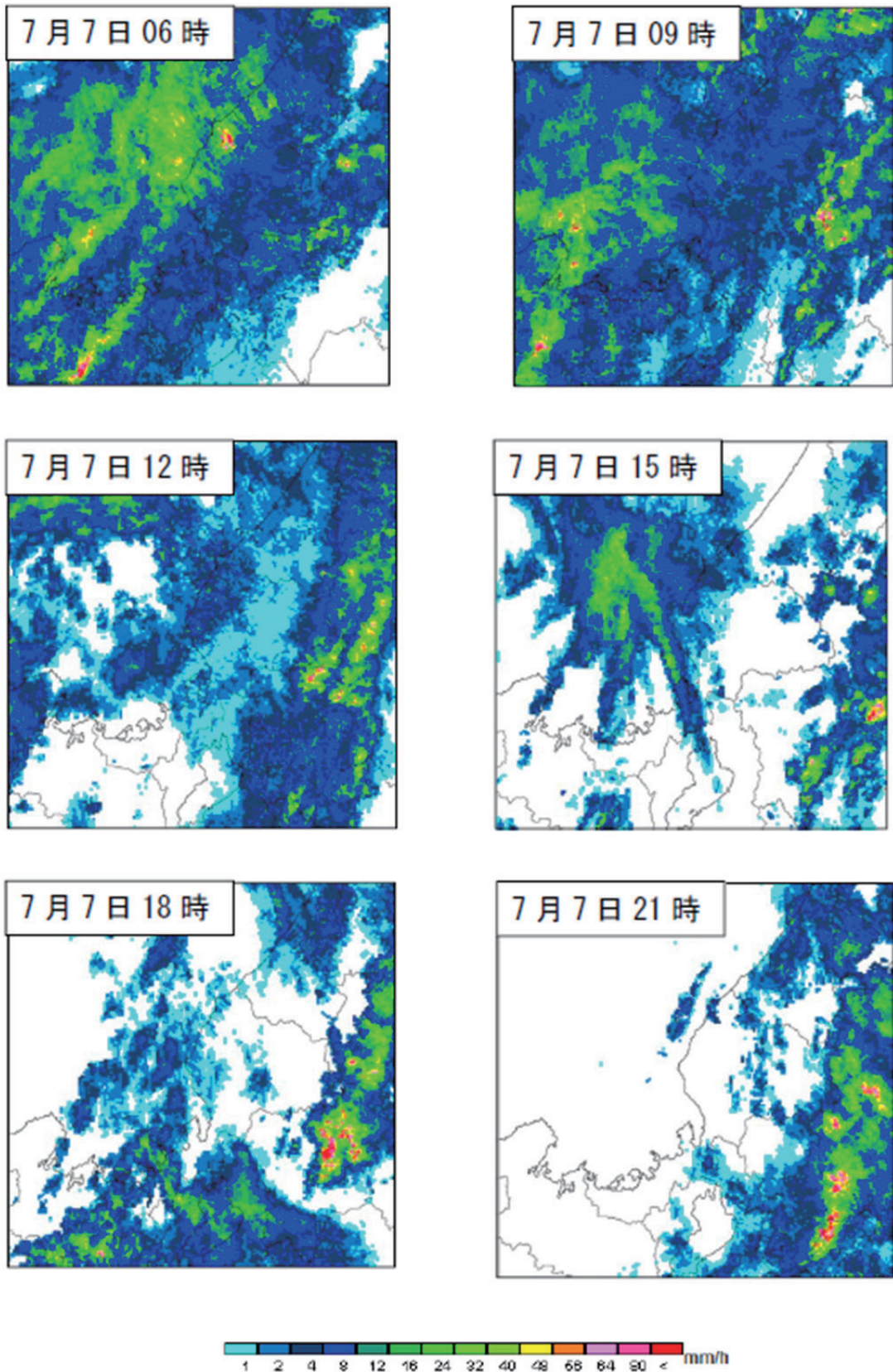


図-1.8 気象レーダー画像  
 (「福井地方気象台：平成30年7月4日から8日にかけての大雨に関する福井県の気象速報」より引用)

## 第 2 章 基礎調査

### 2.1 UAVによる空撮画像を用いた7月豪雨の斜面崩壊に関する調査

福井工業高等専門学校 辻野 和彦

#### 2.1.1 はじめに

近年、i-Constructionの流れを受けて、建設現場における UAV (Unmanned Aerial Vehicle) の活用が盛んになってきている。福井県内の官公庁や建設会社、建設コンサルタントにおいても UAV が導入され、空撮が行われている。本章では、2018年7月豪雨を誘因として発生した斜面崩壊箇所について空撮を行い、3Dモデルやオルソモザイク画像、数値表層モデル (DSM: Digital Surface Model) を生成した結果について報告する。

本調査で使用した UAV は、DJI 社製の Phantom 3 Professional である。本調査で使用した UAV を図-2.1.1 に示す。Phantom 3 Pro.は、高解像度のカメラ(4,000画素×3,000画素)、リアルタイムのHDビデオ(4K)の撮影ができることが特長として挙げられる。さらに、自分の手で自由に運用できる操作性・機能性も備えている。機体サイズは、590mm×590mmで機体重量1,280gと小型かつ軽量であり、バックパックに一式を収納できるため可搬性にも優れている。さらに、最も特徴的な機能は約2kmの距離からリアルタイムで撮影状況の映像を表示できること、操縦無線機から手を放してもその場でホバーリングする自動ホバーリングや離陸・帰還・着陸操作を全自動で行う自動帰還モードなど、操作性と安全性が考慮されている。これに加えて、垂直離着陸が可能であり、目的に沿った空撮を自分自身の手で実行できる高い自由度を持つ。なお、今回の調査箇所は林道沿いなどの山間部が含まれ、携帯電話の電波が届かない場所が多かった。したがって、電波が届くエリアに関してはオートパイロット(オーバーラップ80%、サイドラップ60%)で撮影した。また、電波が届かない場所に関しては、オーバーラップ80%以上およびサイドラップは60%以上を目標として手動による空撮を行った。



図-2.1.1 本調査で使用した UAV (DJI 社製 Phantom 3 Pro.)

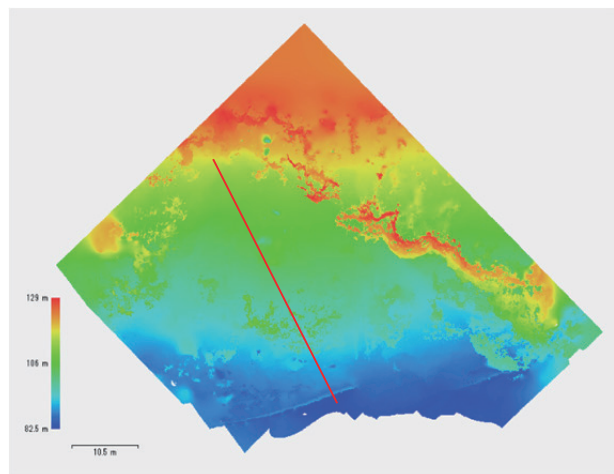
### 2.1.2 国道 365 号ー梅浦の切土斜面崩壊

対象斜面は、国道 365 号線沿いに位置し、調査当日は車線規制が行われていなかったため、通行車両に注意しながら空撮を行った。カメラ光軸を下に向けて撮影した場合、滑落崖付近と土砂堆積域までの距離の差が大きくなる。その結果、斜面の上部と下部とで解像度の差が大きくなる。現地において斜面を確認した際、急勾配であったため、筆者の経験上、鉛直方向にコースをとって正面から空撮を行った。

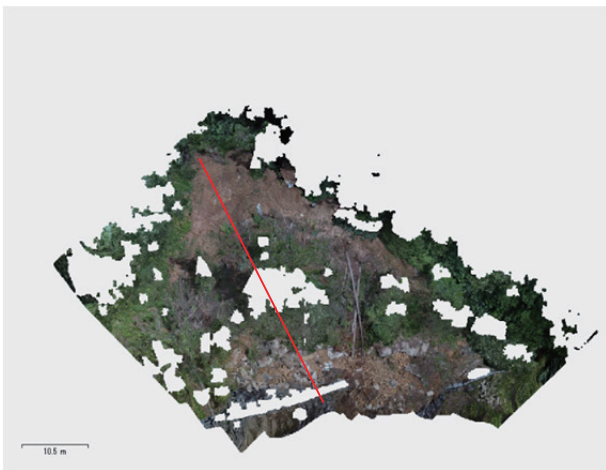
70 枚の画像から Agisoft 社製の PhotoScan を用いて 3 次元点群データを生成し、3D モデル、DSM、オルソモザイク画像を作成した。得られた結果を図-2.1.2(A)～(C)に示す。その結果、滑落崖などのテクスチャが明瞭になっていた。しかし、オルソモザイク画像には多くの欠損が見られた。これは、正面から水平方向に空撮を行ったため、崩壊斜面中腹にある植生背面の画像が得られなかったこと、風によって樹冠が揺れていたことに起因するものと思われる。崩壊の中心線（図-2.1.2(C)の赤線）に関する断面図を作成した結果（図-2.1.2(D)）、滑落崖から擁壁までの形状が捉えられていることが判る。



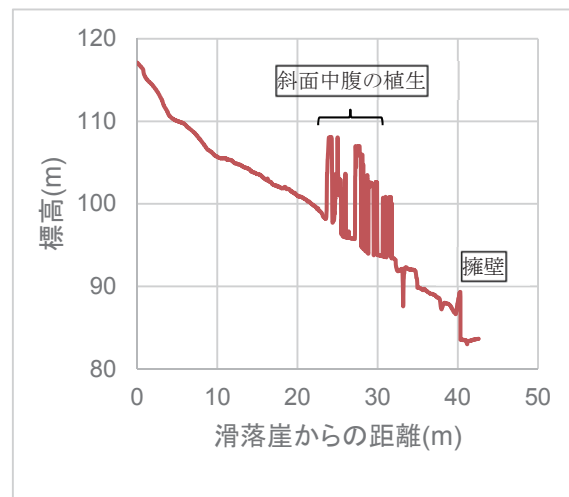
(A) 3D モデル



(B) DSM (約 2cm メッシュ)



(C) オルソモザイク画像 (約 1cm メッシュ)



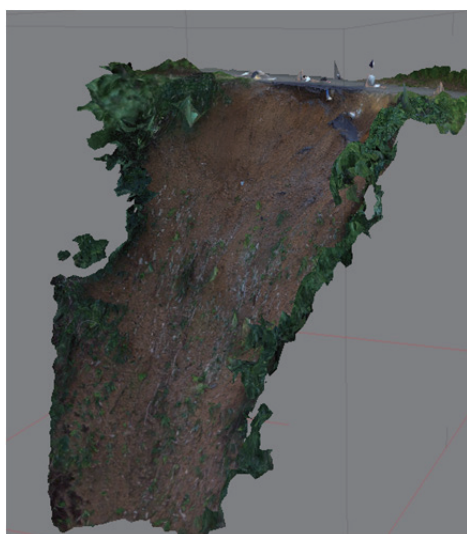
(D) 崩壊の中心線に関するプロファイル

図-2.1.2 国道 365 号ー梅浦の切土斜面崩壊に関する 3D モデル等の生成結果

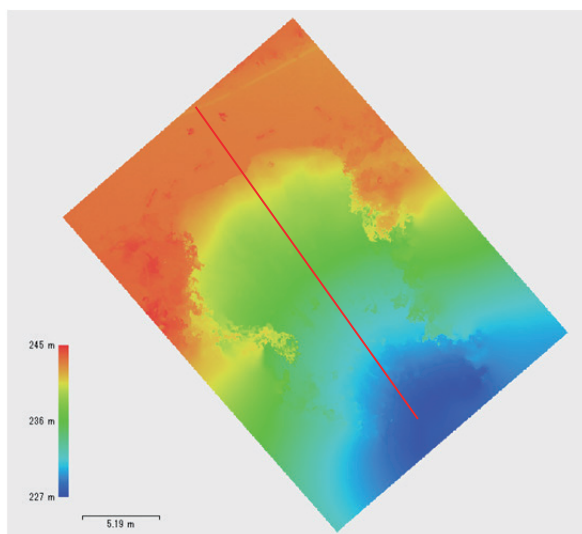
### 2.1.3 林道越前西部 2 号の盛土斜面崩壊

この崩壊箇所に関しては、横幅が約 10m と比較的小規模であり、上空から鉛直方向に空撮を行った。写真を撮影した。写真の撮影枚数は 36 枚であり、比較的少なかったため PhotoScan では最高品質にて計算を行った。なお、高や中なども選択することができるが、オルソモザイク画像は撮影した際の地上画素寸法、DSM は三次元点群の密度（最高・高・中）に依存して決定される。最高品質の場合は、撮影時の地上画素寸法のサイズで DSM を生成することができる。したがって、この場所については 6mm メッシュの DSM を生成することができた。

図-2.1.3(A)に 3D モデル、図-2.1.3(B)に DSM、図 3(C)オルソモザイクを生成した結果を示す。比較的、近接して空撮を行ったため、細密に崩壊形状を捉えることができている。また、崩壊の中心線付近でプロファイルを求めた結果を図-2.1.3(D)に示す。アスファルトが流された箇所（滑落崖）から傾斜角は約 35.9°で、ほとんど変わらずに崩落していることが判る。



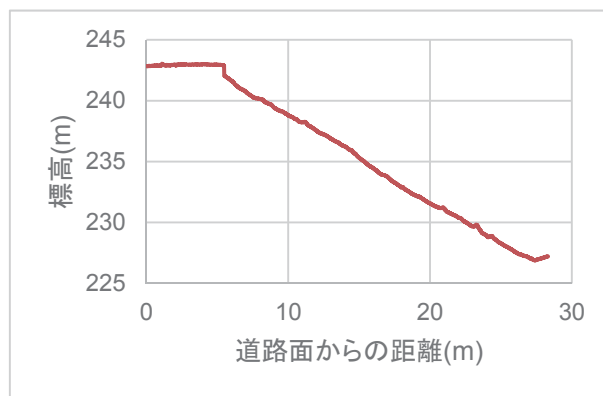
(A) 3D モデル



(B) DSM (約 6mm メッシュ)



(C) オルソモザイク画像 (約 6mm メッシュ)



(D) 崩壊の中心線に関するプロファイル

図-2.1.3 越前西部 2 号の斜面崩壊に関する 3D モデル等の生成結果

## 2.1.4 林道越前西部3号の盛土斜面崩壊と土石流

この崩壊箇所に関しては、林道の崩壊（滑落崖）および下流の土砂や流木の堆積区域に分けて空撮を行った。図-2.1.4は下流側から上流側に向かって全景を空撮した結果を利用し生成したものである。なお、現地では土石流区間の全長が不明であったため飛行高度を100mとし、撮影範囲を広くとって空撮し43枚の画像を得た。Google Earth<sup>®</sup>において、土石流発生前（図-2.1.4(A)）と土石流発生後（図-2.1.4(B)）の比較を行った。図-2.1.4(A)の画像取得日は2015年4月26日となっており、右側に別の崩壊も確認できる。また、今回の空撮では、1日で多くの場所を調査することが目的であったため、GNSS測量を行っていない。したがって、UAVのGNSSの単独測位のみで位置を求めている。そのため、図-2.1.4(B)を見るとXYZ方向ともに十分な精度は確保されておらず若干のズレが見られた。流木については、林道周辺や谷筋に植林された比較的若いスギが流されたと考えられる。

図-2.1.4(C)に示す崩壊箇所全景のオルソモザイク画像は約2.8cmメッシュ、図2.1.4(D)に示すDSMは約5.6cmメッシュで生成することができた。(D)図の赤枠で示す部分を拡大したものを図-2.1.5に示す。なお、図-2.1.5(A)のDSMは別途、上流側で崩壊箇所のみを空撮した画像を用いているため、約3.5cmメッシュとなっている。同図の白線で示す場所について、プロファイルを生成した結果を図-2.1.5(B)に示す。滑落崖の傾斜角は約35.3°であった。



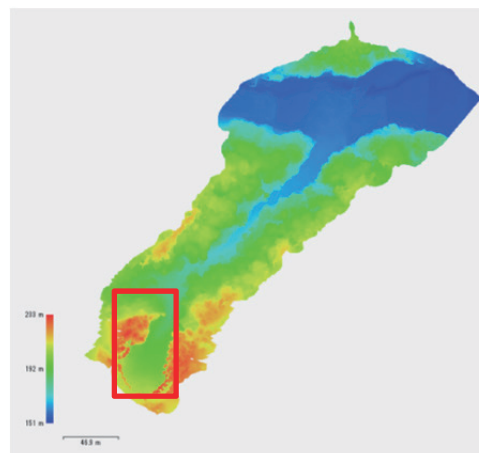
(A) 土石流発生前の地形



(B) 土石流発生後の地形



(C) オルソモザイク画像(約2.8cmメッシュ)

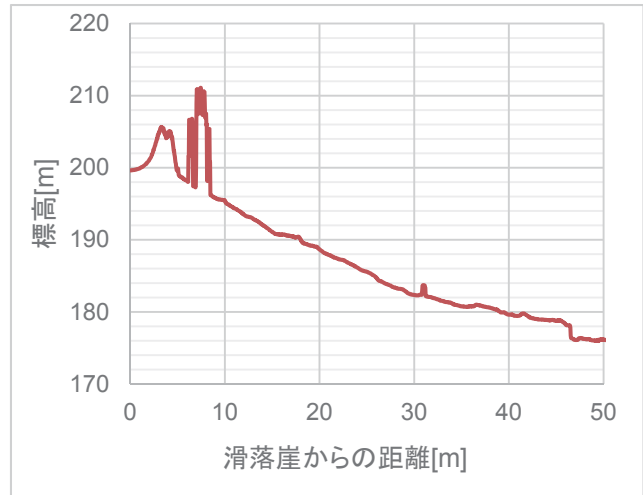


(D) DSM(約5.6cmメッシュ)

図-2.1.4 越前西部3号の斜面崩壊と土石流に関する3Dモデル等の生成結果



(A) 滑落崖のオルソモザイク画像



(B) 滑落崖から土砂の流送区域のプロファイル

図-2.1.5 崩壊の中心線に関するプロファイル

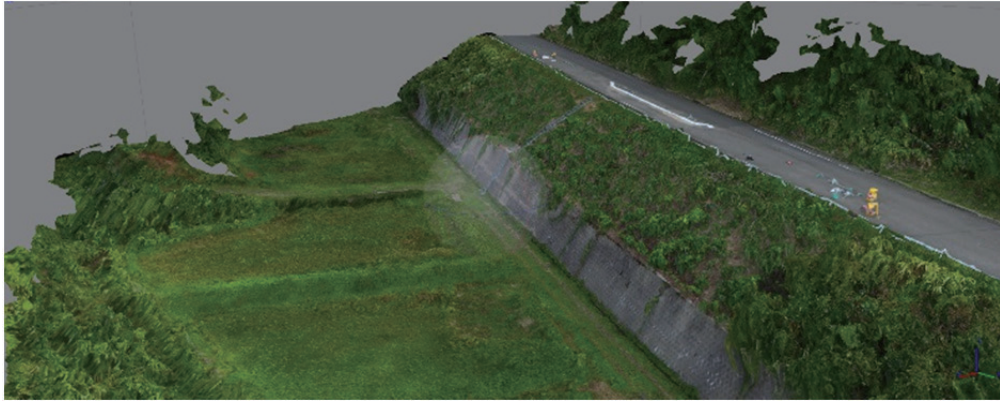
### 2.1.5 市道 6803 号-黒川の盛土斜面崩壊

越前市黒川町の盛土された道路には、崩壊には至らなかったがアスファルト舗装面にテンションクラックが見られた。なお、この場所は、携帯の電波が届く場所であったため、オートパイロットにて空撮を行った。図-2.1.6(A)に 3D モデル，図-2.1.6(B)にオルソモザイク画像（約 1.2cm メッシュ），図-2.1.6(C)に DSM（約 2.4cm メッシュ），図-2.1.6(D)にこの斜面のプロファイルと航空レーザー測量成果（約 1m メッシュ）との比較を示す。なお、このエリアの航空レーザー測量成果は、福井県農林水産部森づくり課から借用したものを利用した。なお、前述の通り、今回の空撮では GNSS 測量により基準点を設けていないため、データを重ね合わせる際には注意が必要である。このエリアの場合は、レーザー測量による成果の道路面の標高、およびブロック積擁壁の法尻の座標値を参考にして空撮画像から得られた DSM をオフセットした。法面上部の植生（草本類）やブロック積擁壁あたりで航空レーザー測量と UAV による空撮で生成した DSM とに差が見られる。これは、航空レーザー測量が 1m メッシュであるため単純に比較することはできないが、形状としては UAV で得た DSM の方が細密であり、三次元形状を精度良く捉えていることが判った。

今回は、崩壊には至っていない場所での比較を行ったが、崩壊前の航空レーザー測量成果が整備されている場合は、空撮による DSM との比較を通して崩壊土量の算出が容易になることが予想される。また、この場所で生成した DSM やオルソモザイク画像が、この法面の維持管理に活用できればと感じた。

### 2.1.6 まとめ

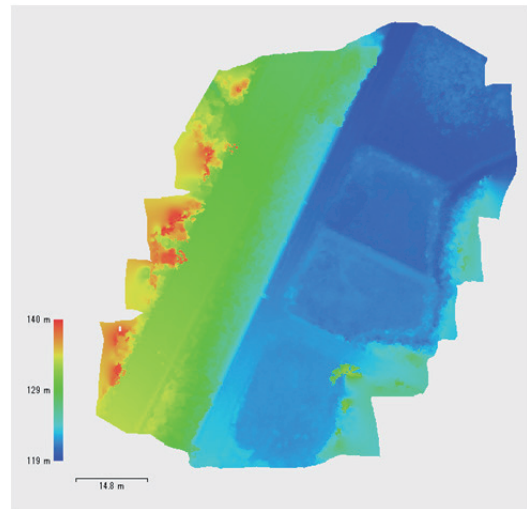
2018 年 7 月豪雨を誘因として発生した斜面崩壊についてグループ A の調査団に同行し、4 箇所の斜面崩壊箇所を対象として UAV を用いて空撮を行った。今回の空撮は、1 箇所あたり 15 分程度で実施した。基本的にはバッテリー 1 本で斜面 1 箇所を調査することができた。ただし、越前西部 3 号線の林道の盛土斜面崩壊と土石流に関しては、全長が長かったため滑落崖付近と土石流の堆積域から上流側に向かっての 2 方向から空撮を行った。安全面を考慮すると周囲や UAV を監視する人員も必要であるが、少人数で空撮作業を実施することができた。また、得られた画像から 3D モデル等を計算した。今回は、GNSS 測量を行わずに UAV の GPS カメラの位置情報のみを用いているため、XYZ 方向ともに誤差が含まれる



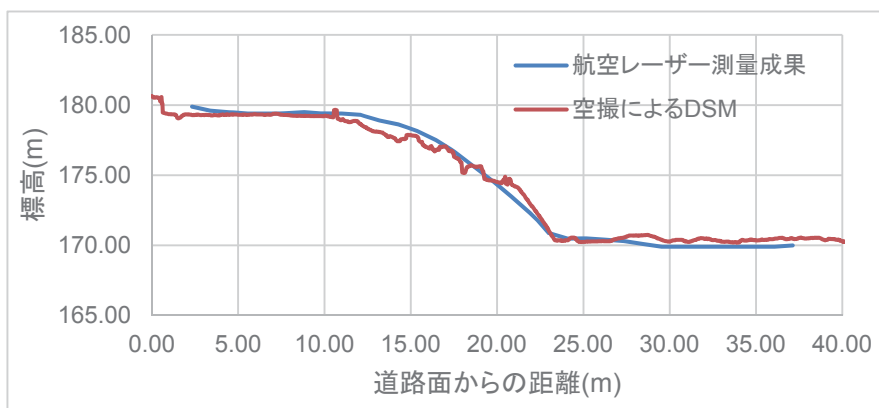
(A) 3D モデル



(B) オルソモザイク画像(約 1.2cm メッシュ)



(C) DSM(約 2.4cm メッシュ)



(D) (B)図の赤線におけるプロフィールと航空レーザー測量成果との比較

図-2.1.6 市道 6803 黒川の盛土斜面崩壊に関する 3D モデル等の生成結果

ことに注意を要するが、どの斜面においても 3D モデル、数値表層モデル、オルソモザイク画像など細密な情報を得ることができた。今後、他の地図情報と重ね合わせが必要な場所に関しては、DSM やオルソモザイク画像の幾何補正を行いたい。また、得られた成果が斜面安定解析などの数値解析等に応用されれば幸いである。

## 2.2 斜面安定解析

立命館大学 小林 泰三

### 2.2.1 はじめに

本節では、UAVで写真測量（第2章2.1）を行った崩壊斜面のうち、国道365号（梅浦）の切土斜面と林道越前西部2号（上山中）の盛土斜面の2斜面について、試料の採取を行い、土質特性を調べた。さらに、簡易ヤング法による安定解析を行い、地盤力学的な観点から崩壊の発生メカニズムを考察する。

### 2.2.2 対象斜面の土質特性

検討対象とした崩壊斜面は、以下に示す国道365号（梅浦）の切土斜面と林道越前西部2号（上山中）の盛土斜面の2斜面である（詳細は、第2章2.1および第3章3.3、3.6を参照されたい）。

- ・ 国道365号（梅浦）の切土斜面（以降、切土斜面と称す）：国道沿いの切土斜面の崩壊（勾配約43°、幅約50m、斜面長約50m、最大崩壊深度3～4m程度）。以前から設置されていた待受け擁壁やモルタル吹付工にも変状・崩壊が見られる。地質は風化した流紋岩から構成されており、すべり面となった強風化岩と風化岩の境界で多量の湧水が確認された。崩壊箇所の上方に段丘地形が広がっており、段丘面およびこれより上方の斜面より雨水が流入・浸透した可能性が示唆される。
- ・ 林道越前西部2号（上山中）の盛土斜面（以降、盛土斜面と称す）：林道の路肩を含む盛土斜面の崩壊（勾配約43°、幅約10m、斜面長約10m、最大崩壊深度1～2m程度）。崩壊面には礫混じりの砂質土が非常にゆるい状態で露出しており、十分な締固めが行われた盛土というより捨土のような状況と思われる。特に路面水の集まりやすい条件とは言えないが、道路上を流下してきた路面水の一部がこの斜面へ流出したことが誘因となったと考えられる。

本調査では、上記斜面において、露出したすべり面の表層部で試料採取を行い、粒度試験、土粒子密度試験、含水比試験等の土質試験を実施した。試料採取は複数個所で行うべきであるが、フレッシュなすべり面が露出している箇所が限られていることや作業安全面を考慮して、本調査では、いずれの斜面もすべり面上方に位置する1か所から試料を採取した。表-2.2.1に土質試験で得られた基本的土質特性を示す。

本調査ではさらに、剛性の円筒形薄肉サンプラー（内径60mm、高さ20mm、肉厚1.5mm、先端テーパー加工）を用いて採取した試料を用いて定圧一面せん断試験を行い、排水せん断強度（ $c_a$ 、 $\phi_a$ ）を求めた。本試験では、採取したときの自然含水状態の試験に加え、供試体を飽和化・浸水させた状態での試験も実施し、降雨による浸水前後による強度定数の変化を調べた。

一面せん断試験によって得られた各試料の破壊線と浸水前後の圧密排水せん断強度（ $c_a$ 、 $\phi_a$ ）を図-2.2.1に示す。本試験では、浸水によって切土斜面で約2割、盛土斜面で約7割の粘着力の低減が見られた。浸水によるサクシオン低下で見かけ粘着力が小さくなることは、既に多くの研究によって明らかにされていることであり、本試験結果もそれに従うものと考えられる。一方、内部摩擦角については、本試験でも浸水による多少の増減が見られたが、そのメカニズムについては学術的には結論は得られていない<sup>1)</sup>のが現状のようである。両試料は、いずれも砂質土に分類される土質であるものの、内部摩擦角が一般的な砂質土に比べて小さく、降雨浸透による粘着力低下によって、斜面の不安定化が進行したことが示唆される。



表-2.2.1 採取した試料の基本的土質特性

項目		国道 365 号(梅浦) (切土斜面)	林道西部 2 号(上山中) (盛土斜面)
粒度 特性	工学的分類 [JGS0051]	細粒分質礫質砂 [SFG]	細粒分質砂 [SF]
	礫分:砂分:細粒分 [%]	23:59:18	1:55:44
	平均粒径 $D_{50}$ [mm]	0.11	0.48
	最大粒径 [mm]	19.0	9.5
土質 特性	自然湿潤密度 $\rho_1$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1.590	1.968
	土粒子密度 $\rho_s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2.574	2.532
	間隙比 $e$ [-]	1.089	0.496
	含水比 $w$ [%]	28.3	16.2
	飽和度 $S_r$ [%]	68.3	83.0
強度 特性	内部摩擦角 $\phi_d$ [deg]	16.5 (14.5)	24.6 (27.1)
	粘着力 $c_d$ [kN/m <sup>2</sup> ]	12.32 (10.18)	15.12 (4.77)

※(カッコ)内の数値は、浸水供試体のデータ

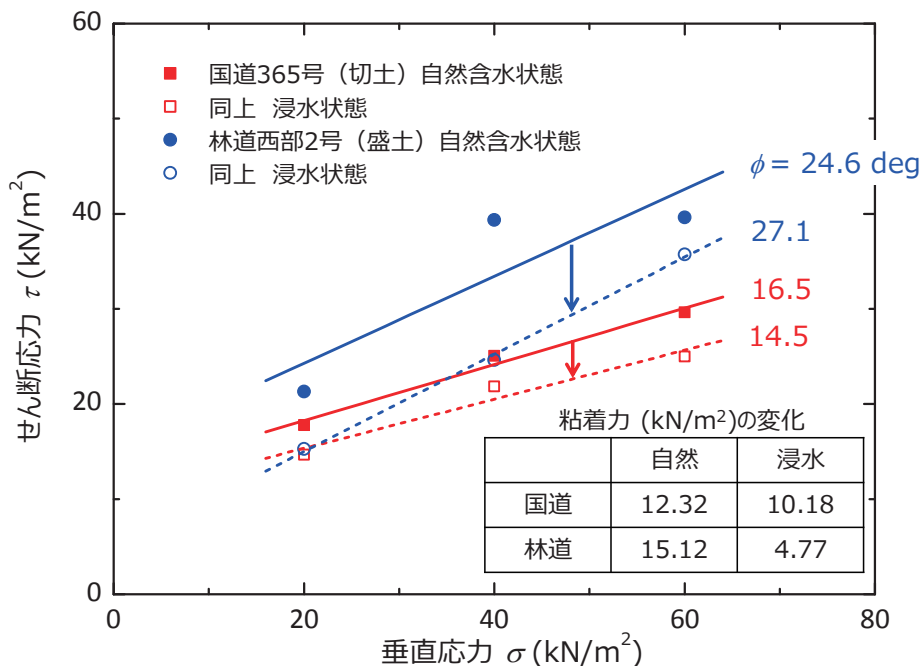


図-2.2.1 一面せん断試験結果 (浸水による破壊線の変化)

### 2.2.3 簡易ヤンプ法に基づく崩壊斜面の安全率算出と崩壊メカニズムの検討

本節では、調査を行った斜面の安定解析を行い、土質力学的な観点から崩壊に至ったメカニズムを検討する。本報では、調査によってすべり面形状が判明していることを受け、非円弧すべり面に適用できる簡易ヤンプ法<sup>2)</sup>による解析を行った。

簡易ヤンプ法では、図-2.2.2 に示すように、すべり土塊を  $n$  個（本解析では切土斜面： $n=12$ ，盛土斜面： $n=8$ ）に分割し、 $i$  番目のスライス側面に作用する水平方向の力  $H_i$  がすべり面全体として釣り合うという条件： $\Sigma(H_{i+1}-H_i)=0$  と、スライス両側面に作用する鉛直方向の力  $V_i$  が釣り合うという条件： $V_{i+1}-V_i=0$  に基づいて、安全率  $F$  が次式のように定式化される。

$$F = \frac{1}{\Sigma W_i \tan \theta_i} \Sigma \left\{ \frac{cb_i + (W_i - u_i b_i) \tan \phi}{\cos^2 \theta_i (1 + \tan \theta_i \tan \phi / F)} \right\} \quad (2)$$

ここに、 $c$ ：粘着力， $\phi$ ：内部摩擦角， $W_i$ ：スライスの土塊重量， $\Delta \theta_i$ ：スライス底面の傾斜角， $b_i$ ：スライス幅， $u_i$ ：スライス底面に作用する水圧であり、添字の  $i$  はスライスの番号を示す。

式(2)には右辺にも  $F$  が含まれているため、両辺の  $F$  が許容誤差内に一致するまで繰り返し計算を行って  $F$  を決定する。なお、簡易ヤンプ法では、 $V_{i+1}-V_i=0$  を仮定することで計算を簡略化しており、この仮定に対する解の補正を行うために、 $F$  に補正係数  $f_0$  を乗じて最終的な安全率が求められる。本研究では、Abramson ら<sup>3)</sup>の近似式に従って、次式に示す補正係数  $f_0$  を用いることにした。

$$f_0 = 1 + 0.5 \left\{ \frac{D}{L} - 1.4 \left( \frac{D}{L} \right)^2 \right\} \quad (3)$$

ここに、 $L$ ：斜面長， $D$ ：最大崩壊厚さであり、上式は  $c-\phi$  材に対して適用される。

安定解析には、表-2.2.1 に示した土質パラメータと図-2.2.3 に示すすべり面断面図を用いた。図-2.2.3 の断面図は、両斜面の崩壊部下端を原点にとり、実線をすべり面（2.1 章で説明した UAV 写真測量による実測値や対策工検討時の図面による、一部崩積土が残っていた場合は推測）、点線を崩壊前の地表面（国土地理院発行の等高線地図に基づく推測）で表している。偶然ではあるが、斜面の平均傾斜度が約  $43^\circ$  でほぼ一致しており、ともに急な傾斜を持つ斜面である。一方で、盛土斜面に比べて切土斜面の崩壊規模が大きい。

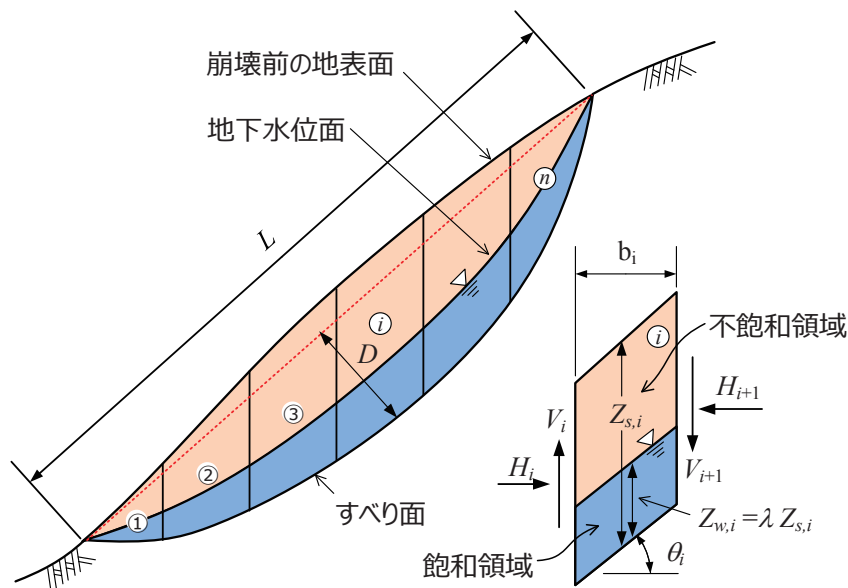


図-2.2.2 すべり土塊の分割

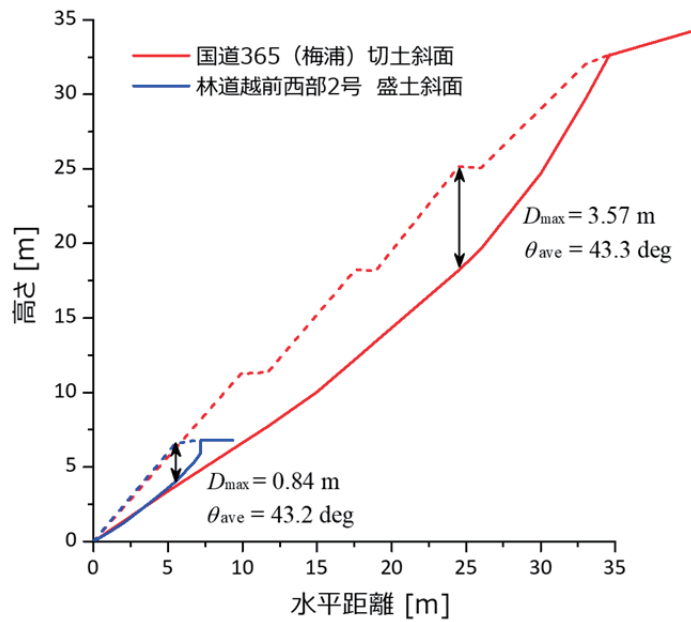


図-2.2.3 安定解析に用いたすべり面断面図

表-2.2.2 安全率の計算結果

	国道 365 号 (梅浦) 切土斜面	林道西部 2 号 (上山中) 盛土斜面
自然湿潤状態 (降雨前)	0.768	1.638
浸水状態 (降雨後)	0.650	0.966

上述した簡易ヤンプ法に基づいて両斜面の安定解析を行った結果、表-2.2.2 に示す安全率を得た。切土斜面については、自然湿潤状態を想定した場合の安全率が 1 を切っており、計算上では、降雨前であっても安定性を維持できないことを示す結果となった。浸水状態を想定した場合（浸水供試体による強度定数を使った計算）には、さらに安全率は低下した。図-2.2.4 は、浸水（降雨）前後の試料の強度定数の変化と、計算上  $F=1$  となる  $c-\tan\phi$  関係線を図示したものである。降雨前（安定時）の強度定数は、 $c-\tan\phi$  関係線より上方に位置しなければならないが、切土斜面については降雨前でも  $c-\tan\phi$  関係線より下方に位置していることが分かる。3.3 章で後述するように、本斜面は、過去にも崩壊を繰り返していた可能性があり、待受け擁壁やモルタル吹付工が設置されていたことから、以前から危険視されてきた不安定性の高い斜面であったことがうかがえる。ただし、降雨前には斜面は安定していたことは事実であり、本計算結果と整合しない。推測の域を出ないが、すべり面上に土質の不均質性があり、採取した試料の強度が平均的なものより小さかったことが可能性として考えられる。一方の盛土斜面についても、試料の不均質性の問題は払拭できないが、表-2.2.1 に示した試料データを斜面を代表する値として考察を進めることとする。なお、この盛土斜面はすべり面がほぼ全面露呈しており、目視ではあるが土質の不均質性は特段確認されていない。一部コンクリートガラ等の混入は認められたが、盛土（捨土）斜面ということもあり、同データを代表値とすることの信頼性は切土斜面よりは高いと考えられる。

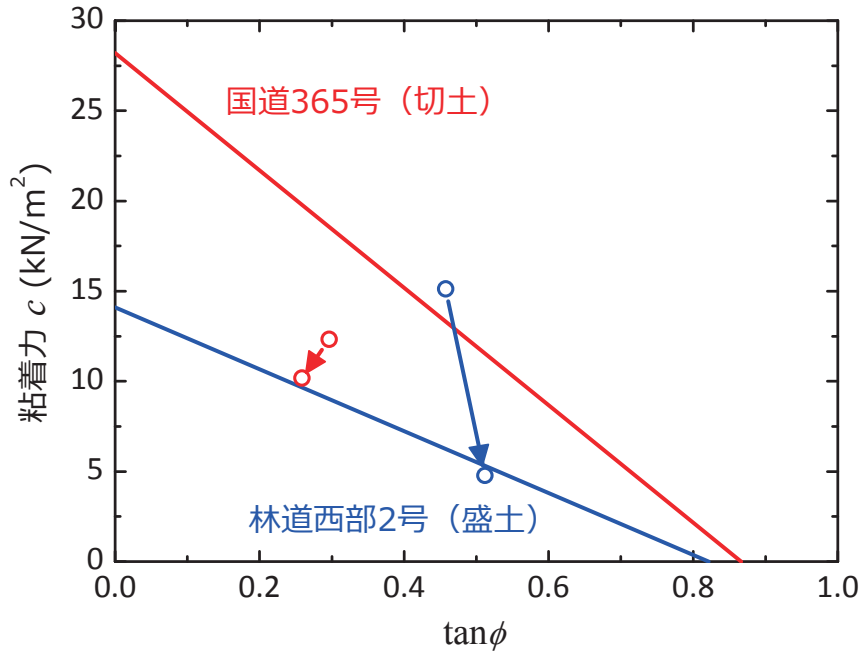


図-2.2.4 採取試料の強度定数変化と  $F=1$  となる  $c$ - $\tan\phi$  関係線

表-2.2.2 に示すように、盛土斜面については、降雨前に 1.638 であった安全率が、降雨後に 0.966 となる計算結果を得た。図-2.2.4 から分かるように、 $c$ - $\tan\phi$  関係線より上方にあった強度定数のプロットが、浸水することで同関係線 ( $F=1$ ) 付近に移動している。本解析では、降雨前後を想定するために、強度定数のみを変化させた計算を行っていることから、本斜面は、粘着力の低下が斜面を不安定化させる支配的要因となったことを意味する。すべり土塊に雨水が浸透していく際、地下水が形成される前にすべり面近傍の土がまず飽和化して強度定数に変化すると考えると、雨水がすべり面に到達するだけで崩壊に至ったことを示唆する結果といえる。

## 2.2.4 おわりに

本節では、UAV 写真測量に基づくすべり面と採取した試料の土質試験結果に基づいて、簡易ヤング法を用いた安定解析を行った。土質試験においては、浸水供試体による一面せん断試験を実施し、雨水の浸透によって粘着力が低下することを明らかにした。さらにその結果を安定解析に反映させて、降雨前後の斜面の安全率変化を評価した。斜面对策工の設計実務では、斜面安全率に及ぼす地下水位の影響を考慮することは多いが、粘着力低下の影響までを反映した検討（解析）が行われることは少ないのではないと思われる。降雨前でも安全率が 1 を切るという不合理な結果となった斜面もあったが、本検討を通じて斜面の不安定化に粘着力低下が大きく影響することが示された。雨水浸透による強度定数変化の計測が行える試験機が一般化していない中で、その影響をどのように反映していくかがひとつの課題になると考えられる。加えて、土質の不均質性の高い現場では、原位置で試料を採取したとしても、その現場の特性を代表するものには必ずしもならず、場合によっては不適切な安定性評価に繋がる危険性があることを改めて実感する教訓にもなった。精緻化を目指す数値解析技術が進展する中で、入力パラメータをどのようにして得るのかという根本問題はまだ解決していない。斜面の安定性を合理的に評価するためには、解析技術の発展もさることながら、地盤調査の合理化・高度化が不可欠と考えられる。

#### 参考文献

- 1) 地盤工学会:豪雨時における斜面崩壊のメカニズムおよび危険度予測, 第 3 章 豪雨時における斜面崩壊のメカニズム, pp. 35-48, 2006.
- 2) Janbu, N.: Slope stability computations, Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume, John Wiley and Sons, pp. 47-86, 1973.
- 3) Abramson, L. W., Lee, T. S., Sharma, S. and Boyce, G. M.: Slope stability and stabilization methods (Second edition), John Wiley and Sons, pp. 360-362, 2001.

## 第3章 斜面災害

### 3.1 国道305号—居倉

(株)サンワコン 岡島尚司

NPO 福井地域地盤防災研究所 荒井克彦

#### 3.1.1 崩壊の概要

図-3.1.1 に調査周辺の地形図を示す。標高 100~180m 程度の平坦面（地すべり地形を呈する平坦面）から海岸に続く勾配 35° 程度の自然斜面で崩壊が発生した。図-3.1.2 に崩壊地の空中写真を示す。崩壊幅は約 35m, 長さ は 100m 程度, 崩壊の深さは 8m 程度である。上部には市道, 下部には国道 305 号がある。上部の市道は崩壊を免れた。下部の国道 305 号が被災した。

平成 30 年 7 月 7 日の午前中に近隣の斜面で崩壊が発生し国道 305 号は通行止めとなっていた。13 時過ぎに本地点で最初の崩壊が発生し, 土砂や巨大な岩塊が道路に到達した。その状況を土木事務所職員が確認している時に, さらに大きな崩壊が発生し崩壊土砂が国道 305 号を超えて海まで達した。道路および道路施設は被災したものの人的被害はなかった。



図-3.1.1 調査地周辺の地形図（引用：国土地理院発行 1/25000 地形図）



図-3.1.2 崩壊個所の空中写真

#### 「崩壊層と基盤」

図-3.1.3 に地質想定断面を示す。崩壊したのは巨大岩塊混じり崩積土で、未固結堆積物である(図-3.1.4)。基盤の地質は新第三紀の凝灰岩および礫岩(凝灰岩礫、安山岩礫が主)で、両層が数m程度の層厚で交互に分布する。両層とも強風化して著しく土砂状を呈するものの、今回の崩壊層ではない。

#### 「地下水」

ボーリング作業水の逸水状況、孔内水位の変化状況から、基盤岩中の透水層、不透水層が明瞭である。凝灰岩を掘進中はボーリング作業水が頻繁に逸水し、礫岩を掘進中には逸水はあまり認められない。さらに掘削深度が礫岩層を超えるたびに孔内水位が明らかに変わった(下がった)。以上より、地質想定断面図に示したように凝灰岩層が透水層・水みちであり、礫岩層を挟んで帯水層が複数に分かれる。豪雨時には凝灰岩層を通して滑落崖付近や岩塊を含む崩積土に大量の地下水が供給されたと考えられる。なお、崩壊から数日間は滑落崖の下部付近から湧水が認められ、流量を減じながら 2 週間程度は湧水が継続していた。







図-3.1.4 崩壊跡の側崖に認められる巨大岩塊混じり崩積土

### 3.1.2 問題のある地質構造

明瞭な透水層（水みち）を有する基盤上に、不安定な崩積土（未固結堆積物）が厚く堆積しており、豪雨時に崩壊が発生しやすい地質構造といえる。また、斜面の背後に急勾配で分布する安山岩（調査ボーリングで顕著な逸水が確認されている）も浅い地下水を下部の帯水層に供給する役割を担っている可能性がある。

### 3.1.3 集水条件

付近は谷地形のような明瞭な集水地形ではないが、上部に広い平坦面があり、平坦面に降った雨が地中に浸透しやすい条件である。なお、崩壊地の上部にある市道の路面排水が斜面に流入している状況は認められなかった。

### 3.1.4 崩壊発生の素因・誘因

崩壊の素因は、斜面上に厚く分布する崩積土（未固結堆積物）と、その中に点在する巨大岩塊の存在である。誘因は、集中豪雨により地下水が崩積土（未固結堆積物）に流入し、不安定土塊の重量が重くなったこと、せん断強度定数  $c$ 、 $\phi$  が低下したこと、間隙水圧が増加して有効応力が低下したことが重なって、地盤のせん断強度が大幅に低下したことである（以上のことは、円弧すべり面法による斜面安定計算でも確認されている）。この状況で、崩積土中に点在する巨大岩塊が荷重として悪影響を及ぼし、大崩壊に繋がった可能性がある。

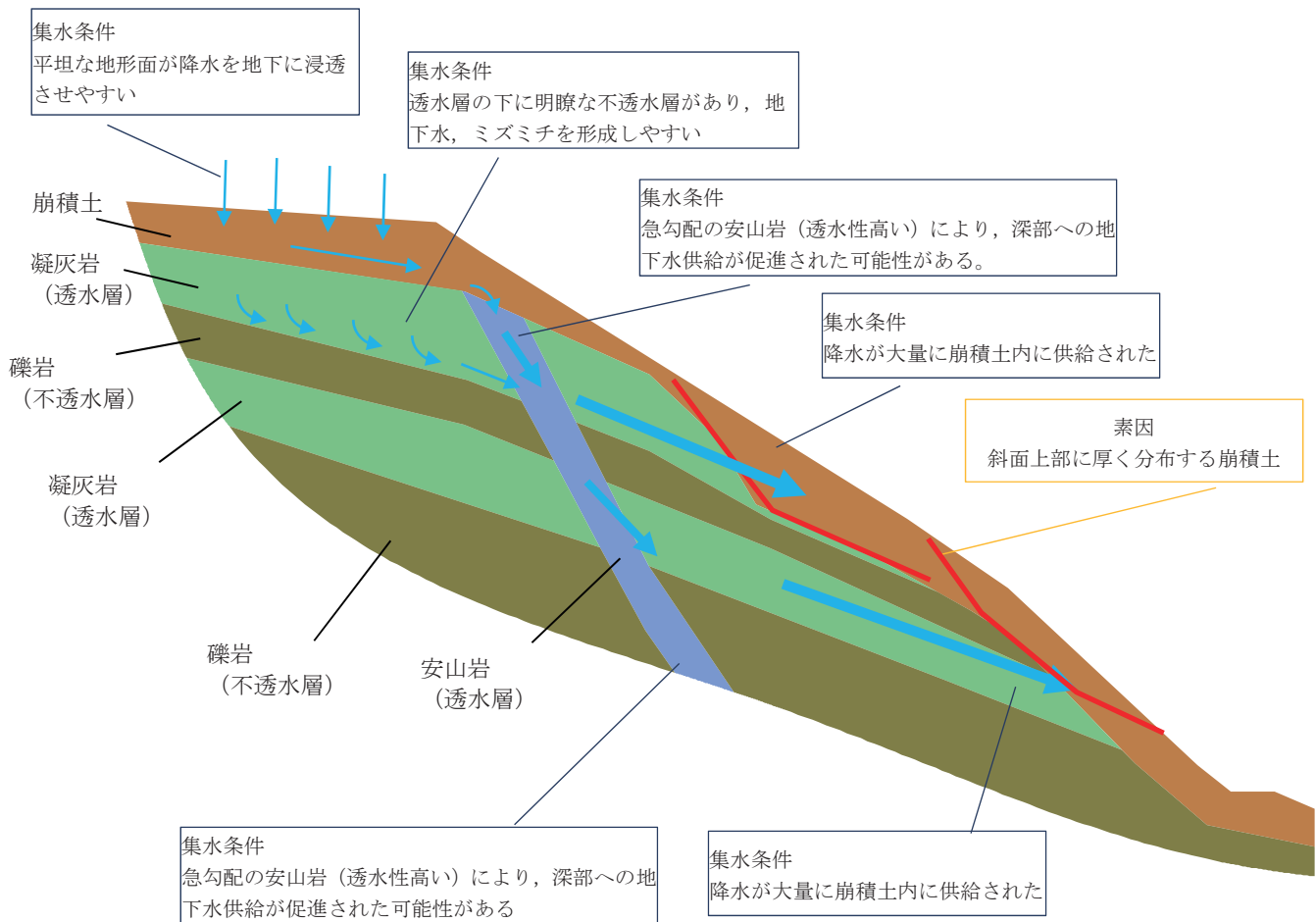


図-3.1.5 崩壊の素因，集水条件のイメージ

### 3.1.5 事象から得られる教訓

今回の崩壊地の地盤・地層および地下水状況は崩壊により露出した露頭の観察や、調査ボーリングによって明らかになったが、事前にこれらを正確に捉えることは困難であったと思われる。「こうすべきであった」という教訓を述べることは難しい。今回の崩壊後の調査を実施した結果として、今後の参考とすべき教訓を示す。

ボーリング作業中の逸水、孔内水位の変化状況から複数の帯水層が認められる場合、豪雨時に斜面内に集中的に地下水を供給する可能性がある。貫入安山岩など局所的な地層でも、その構造によっては斜面の安定、地下水の供給要因となる可能性があることに注意が必要である。

今回の崩壊地付近の地質は、地質図上では礫岩（今回のボーリングで確認した礫岩とは異なる礫岩で"円礫礫岩"と称する）であり、今回のボーリング調査結果とは大きく異なる。斜面や海岸に点在する巨大な岩塊がほぼ全て円礫礫岩であるため、誤って円礫礫岩が基盤であると判断したと考えられる。岩種が同じで巨大な岩塊が多数分布していれば、感覚的にこれらが基盤岩の一部と判断することはやむを得ないことであり、地表踏査による地質図作成の限界である。しかし今回の調査で、この地域にはこのような巨大岩塊が転石として地表や地中に分布していることや、そのような場所では厚い崩積土が分布する可能性があることが分かった。これを教訓とするべきである。

### 3.2 国道 305 号－玉川

(株)田中地質コンサルタント 城戸 渉

(株)帝国コンサルタント 掃部 正紘

#### 3.2.1 地形・地質概要

##### (1) 地形

調査地周辺の地形図を図-3.2.1 に示す。当該地は、玉川の集落を国道 305 号沿いに北上し、玉川トンネル出口より約 315m先の急崖地に位置する。この地域の地形は丹生山地の中西部に属し、標高 100～300mの東-西系の主尾根が海岸まで伸び、これに交差するように北西-南東、北東-南西系の枝尾根や枝沢が格子状に入る地形をなす。これは地質構造に規制された地形である。当該地の尾根部の標高 100～150m付近に平坦もしくは緩傾斜地形がみられ、小規模な段丘地形を形成している。また、直線的な谷筋付近には崩壊跡地形が連続する。水系として、当該地の南には玉川川が東北東から西南西方向にほぼ直線的に流下し海に注いでいる。また、玉川トンネル出口の先の溪流には砂防えん堤が設置されている。被災地周辺は急崖を呈する露岩に囲まれた谷地形を呈しており、被災前の空中写真(図-3.2.2)では樹木による植生が確認される。

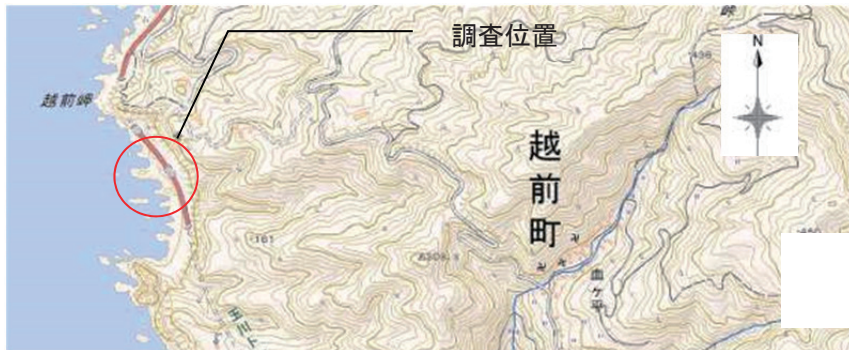


図-3.2.1 調査地周辺の地形図 (引用：地質調査総合センター発行地形図)



図-3.2.2 被災前の被災地周辺空中写真 (引用：国土地理院発行空中写真 CCB20131X C6-6)

##### (2) 空中写真判読結果

図-3.2.3 および図-3.2.4 の空中写真判読結果や図-3.2.5 の海岸周辺のオルソ(画像)平面図から地形

解析を行い、当該地周辺の広域的な地形の特徴を取りまとめた。空中写真判読結果から北東-南西系（L-3,L-6）、南-北系（L-2,L-4）、北西-南東系（L-5）のリニアメントを抽出し、これらの線状構造の交差するもしくは、集中する箇所に崩壊地が多い。また、リニアメントほどの連続性はないが、派生的な線状模様が枝尾根や谷筋の方向と調和的であり、地質構造に規制されたものと想定される。なお、海岸周辺のオルソ平面図からは、O-1～O-4は東-西系で、O-5、O-7、O-8は北北東-南南西系で、O-6は南-北系で、空中写真判読結果と同様の傾向を示した。露岩する間隔は30～40mで、弱層の幅に相当すると思われる。また、当崩壊地の直上には平坦な段丘地形が小規模で分布し、その南側と北側には深い谷地形を形成し、溪流となっている。

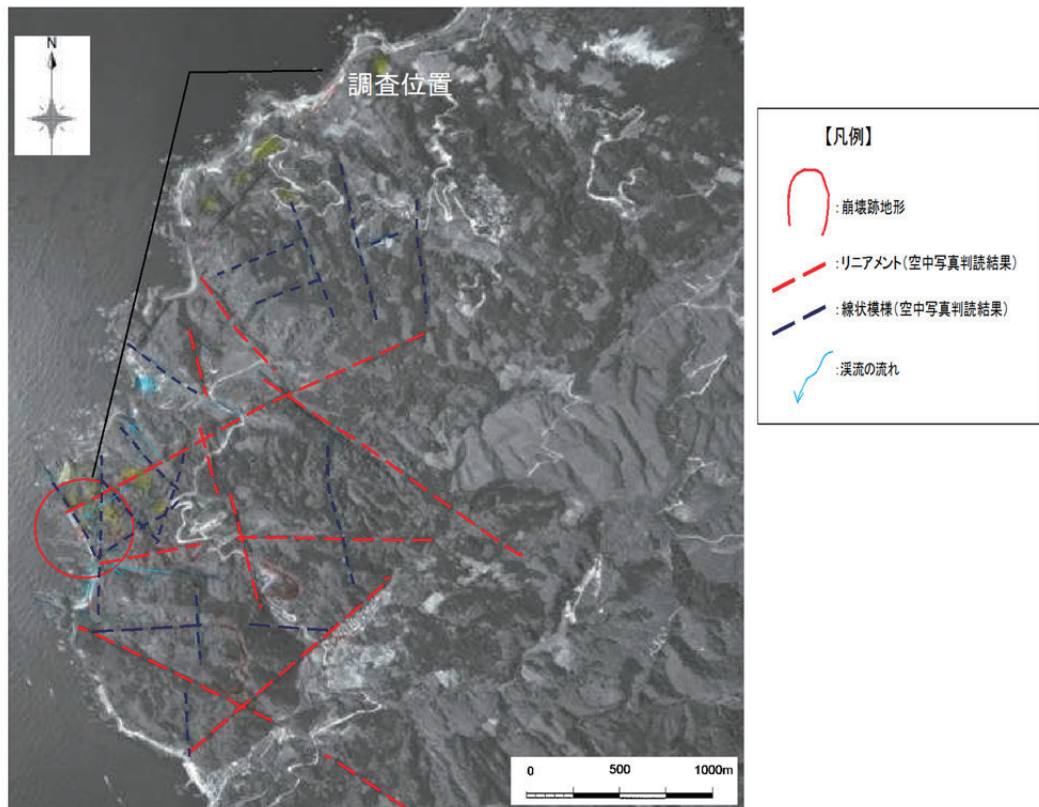


図-3.2.3 調査地周辺の空中写真判読結果図（引用：国土地理院発行空中写真 CB-82-2X C8-2）

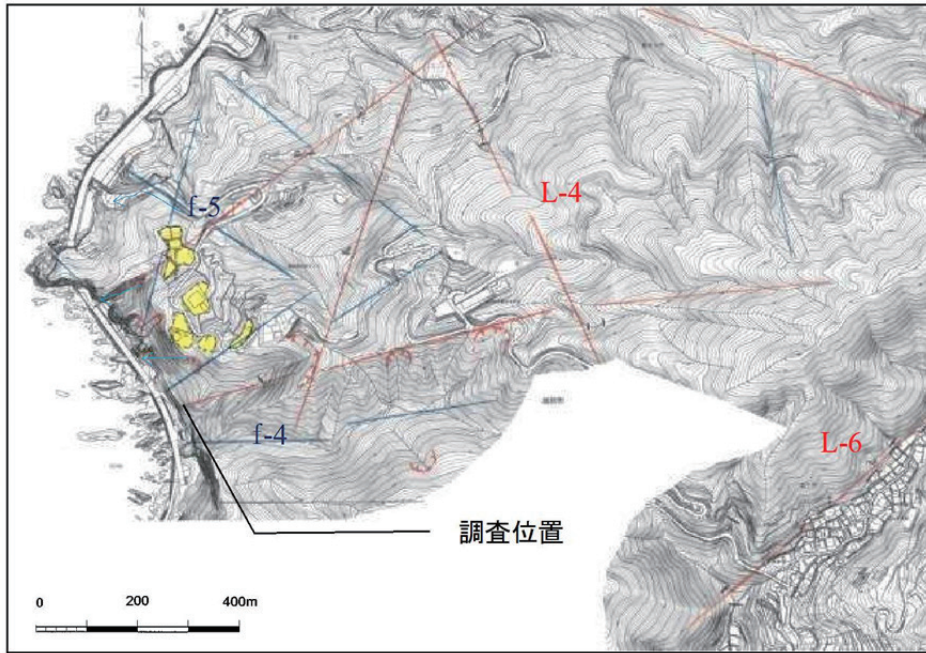


図-3.2.4 調査地周辺の大地形解析結果（砂防基盤図 1/2500 使用）

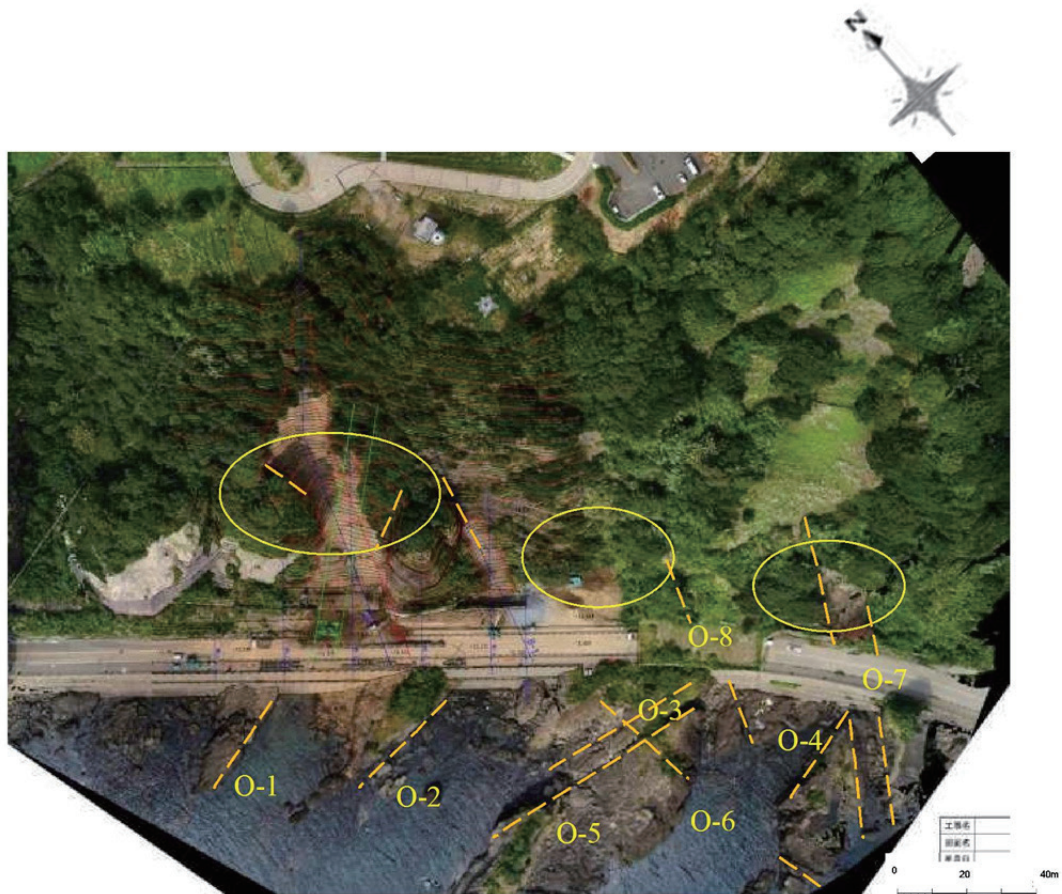


図-3.2.5 オルソ平面図を用いた海岸沿いの地形解析結果

### (3) 地質

当該地の地質を図-3.2.6 に示す。当該地の地質は新生代新第三紀中新世の国見層 (Kc)が分布する。岩相は礫岩を主体とし礫混じり凝灰質砂岩を挟在する。平均的な本層の走向は北北西-南南東方向で、傾斜は 20~30°西落ちである。礫岩層の礫分含有率は高く、礫種は凝灰岩や安山岩を主とする。なお、礫径は 50~300mmで亜円礫が多い。基質は礫混じり砂質土で、新鮮岩は硬質である。当崩壊斜面の直上には段丘地形と想定される平坦地が形成されており、層厚 4mで小規模に段丘堆積物 (tm) が分布する。岩相は国見層の礫岩と同じである。基質は締まりの緩い礫混じり砂質土である。崩壊斜面の緩斜面および崩壊跡地の斜面下端付近に小規模に分布する。



図-3.2.6 調査地周辺の地質図 (引用：地質図 福井県地質図 2010 年版)

<p><b>【地質凡例】</b> tm : 段丘堆積物 Kc : 新第三紀中新世 国見層 礫岩, 砂岩 Fa : 新第三紀中新世 糸生層 安山岩, デイサイト火砕岩</p>
--

### 3.2.2 .変状踏査結果

変状踏査結果を図-3.2.9～図-3.2.10 に、また、変状踏査写真を写真-3.2.2～写真-3.2.4 に示すとともに、踏査結果を以下にとりまとめた。

#### (1) 降雨状況

図-3.2.7 に 7月4日～7月9日にかけての豪雨時における越廼，今庄，および武生観測所の雨量観測結果を示した。海岸沿いの越廼観測所の時間雨量と累積雨量の傾向は，今庄や武生の内陸地域と異なる。越廼では，7月6日の15時～7月7日の8時の間の連続雨量が208mmで，特に，7月7日1:00～7日の8:00にかけては，時間雨量が17.5～30.5mmと，かなり強い雨が降った。武生・今庄では，7月5日の13時～5日の21時の間の連続雨量が140～160.5mmで，時間雨量が9.5～21.0mmと，かなり強い雨が降った。被災地の玉川は海岸線である事から，越廼に近い降雨の状況にあったものと想定され，7/6の夕方～7/7早朝にかけて200mmを超える降雨が発生したものと判断される。

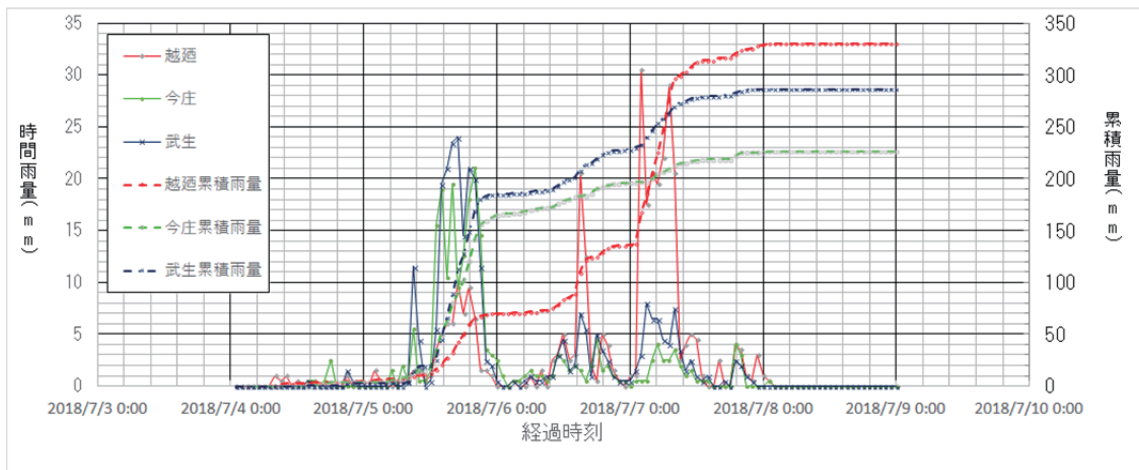


図-3.2.7 7月豪雨時における越廼，今庄，および武生観測所の雨量観測結果

#### (2) 被災概要

国道305号に隣接した勾配45～70°度の自然斜面が幅25m，長さ80mにわたって崩壊した(斜面A)。道路には既設対策工として鋼製のロックキーパーが施工されていたが，主桁を破壊し道路に到達した後，海側の転落防止柵を破壊し海に到達した。また，南側に隣接する自然斜面においても幅10m，長さ25m程度の崩壊が発生し，既設の重力式擁壁を傾倒させる被害を発生させた(斜面B)。

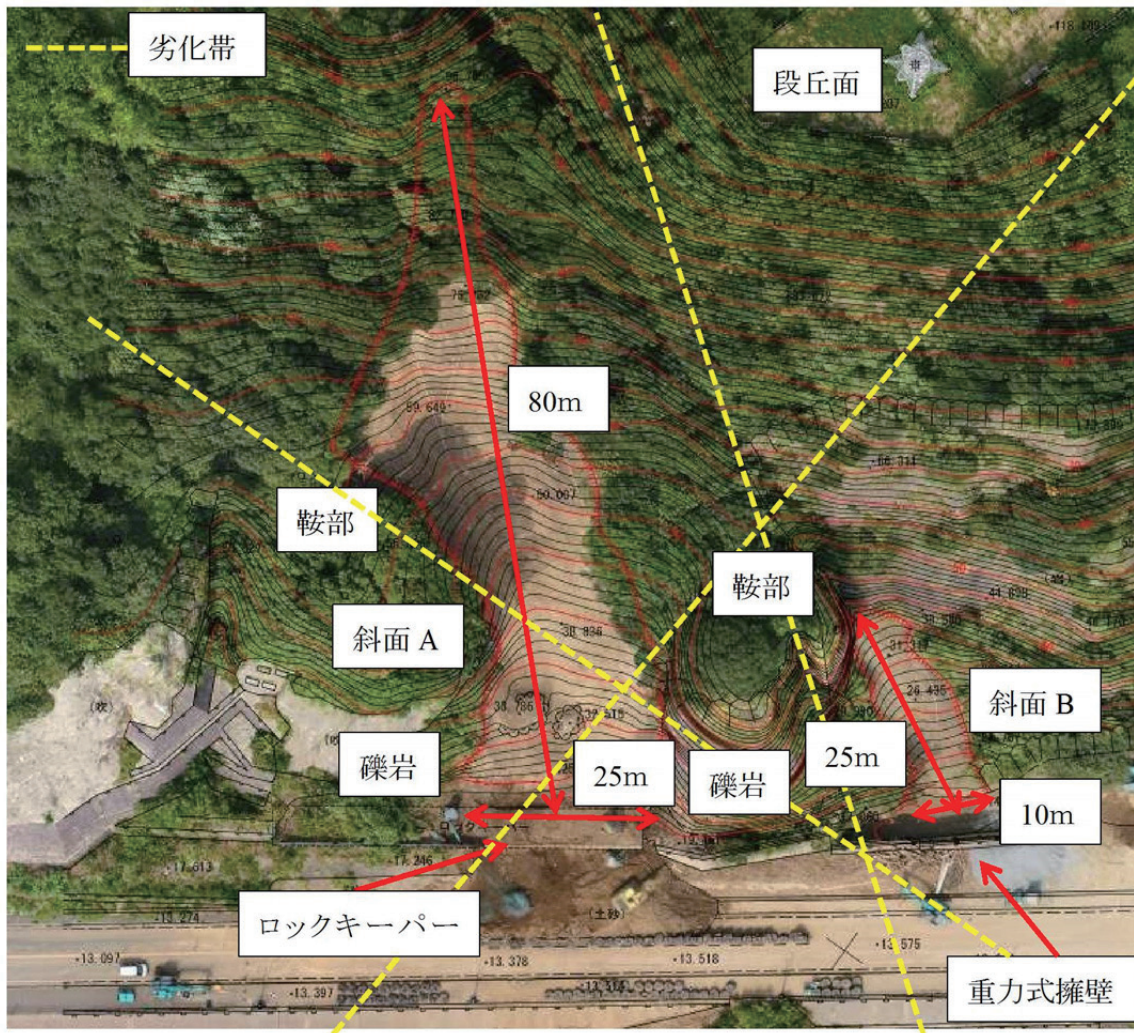


図-3.2.8 被災状況図

斜面 A の両側は基盤岩（礫岩）の岩壁となっており、崩壊箇所はそれらに挟まれた谷地形となっていた。崩壊土砂は主に砂礫～粘性土よりなり、岩塊はほとんど認められない。崩壊斜面中腹部の両側には鞍部が認められ、隣接斜面や海岸に複数の劣化帯が認められる。斜面上部には段丘面が認められ、段丘面に降った雨が斜面側へ流入しやすい条件にある。隣接斜面には古い滑落崖も認められることから、劣化帯による基盤の風化やそれに伴う崩壊によって、谷部に崖錐堆積物が堆積していたものと想定され、それが大雨によって流出・崩壊したものと想定される。斜面 B についても斜面 A と同様の地形条件であり、斜面に堆積していた崖錐堆積物が流出したものと判断される。

### (3) 主な施設の被災状況

被災状況写真を写真-3.2.1 に示す。

#### ・道路埋塞状況

土砂や倒木が道路上に流出した。土砂は礫混じり砂～粘土質砂主体であり、岩塊はほとんど認められない。





(鯖江丹生土木部提供)

・ロックキーパー



主桁が背面からの土砂により破壊。

・重力式擁壁



背後の土圧により重力式擁壁が前傾。

写真-3.2.1 被災状況写真

#### (4) 現地踏査結果

地表地質踏査結果図を図-3.2.9 に、地質横断面図(スケッチ図)を図-3.2.10 に、地質層序表を表-3.2.1 に、変状踏査写真を写真-3.2.2～写真-3.2.4 に、それぞれ示すとともに、踏査結果を以下にとりまとめた。なお、P38～P39 の本文中の ( ) 内の P-番号は撮影箇所ごとの写真番号に対応する。

##### A) 崩壊斜面 A

###### ① 崩壊斜面の規模と崩壊の形態

崩壊規模は以下の通りである。

崩壊幅：5～33m程度で平均 17m

国道 305 号の道路面からの比高：約 85m

土囊からの水平距離：約 102m

崩壊斜面の平均勾配：40° (1 : 1.9) ， 最大勾配：60°

崩壊頭部の高さ：約 4～5m ， 崩壊頭部の斜面勾配：60°

崩壊の形態：崖錐性堆積物（玉石、礫混じり土）からなる表層崩壊型の中規模崩壊  
基盤岩の地質は、新生代新第三紀中新世の国見層に属する礫岩および礫混じり凝灰質砂岩である。当該地区では礫岩を主体とする基盤岩の上に崖錐性堆積物が層厚 1～2m程度で被覆している。本層は締まり具合の緩い礫混じり土で、50～300mm程度の玉石や礫を含む。礫種は安山岩や凝灰岩起源のものが多い。

###### ② 崩壊斜面の状況

崩壊斜面の下端は標高 22m前後で、ロックキーパーの天端付近となる。崩壊斜面の幅は 20～25m程度で斜面勾配は 30°である (P-1 参照)。下端付近には、径 2mを超える岩塊が落石している (P-7 参照)。斜面中央～左側側面の標高 45～50m付近は、礫岩の巨岩塊が分布し、その上方斜面は比較的緩斜面で尾根部のくびれに位置し、斜面中央付に分布する礫岩との間で挟まれる形で土砂が深層まで風化しているように思える (P-2 参照)。

一方、斜面中央～右側側面の標高 45～60m付近は、左側側面と同様な地質構造で斜面中央付近の礫岩との間で深層風化している可能性がある (P-3 参照)。礫岩からなる巨岩塊の周辺に溝状の隙間を生じる構造が認められる。斜面右側面では、走向：北 89°西で傾斜：75°南方向に幅約 80cmで土砂で埋まっている (P-5 参照)。

崩壊斜面中央の標高 55m付近に 1m前後の段差を生じており、褐色を呈する礫岩の風化岩が分布する (P-9 参照)。礫の含有率は高く、径 30～50mmの垂円礫を主体とする。基質は砂質土で、風化により土砂化している (P-10 参照)。北東-南西方向の亀裂が数条認められる (P-10'参照)。標高 70～80m付近は斜面勾配が 30～35°とやや緩斜面となり、崖錐性堆積物が堆積している (P-11 参照)。標高 90～98m付近の崩壊頭部は全体に土砂化している。地下水しみだしは認められない。崩落崖は低く、極表層の礫質土砂が崩壊を生じたと想定される (P-12,13 参照)。

標高 90～110m付近の崩壊頭部の上方斜面の状況は、すり鉢状の崩壊が見られ表層の土砂や表面水が崩壊斜面に流入したと想定される (P-14 参照)。標高 115m付近の崩壊斜面直上は平坦で段丘地形である (P-16 参照)。平坦地形の斜面側は約 4mの高さの急崖地形となり、玉石、礫を多く含む土砂層が分布する (P-15 参照)。

### ③ 既設構造物の状況

ロックキーパーが崩積土により破損し、支柱付近の擁壁に沿って設置されている排水管周辺では地下水の漏水が認められる (P-8 参照)。

## B) 崩壊斜面 B

### ① 崩壊斜面の規模と崩壊の形態

崩壊規模は以下の通りである。

崩壊幅：5～8m程度で平均7m

国道305号の道路面からの比高：約22m

擁壁からの水平距離：約30m

崩壊斜面の平均勾配：42° (1 : 1.2) , 最大勾配：70°

崩壊頭部の高さ：約0.5m , 崩壊頭部の斜面勾配：55°

崩壊の形態：崖錐性堆積物 (玉石, 礫混じり土) からなる表層崩壊型の小規模崩壊

基盤岩の地質は, 新生代新第三紀中新世の国見層に属する礫岩および礫混じり凝灰質砂岩である。

当斜面では礫岩を主体とする。

崩壊斜面の末端に基盤岩が2mの高さで分布し, 表層崩壊はその基盤の上に分布する崖錐性堆積物がすべりを生じたと考える (P-19 参照)。崖錐性堆積物の層厚は1～2m程度と想定される。本層は締まり具合の緩い礫混じり土で, 50～300mm程度の玉石や礫を含む。礫種は安山岩や凝灰岩起源のものが多い。

### ② 崩壊斜面の状況

崩壊斜面の下端は標高17m前後で, 斜面勾配は35°程度である。斜面中央～左側側面の標高25～35m付近は, 礫岩が地表近くに分布し, すり鉢状の形状を呈している (P-20 参照)。一方, 斜面中央～右側側面の標高25～35m付近は, 礫岩からなる直壁状の巨岩塊が分布し, 岩盤斜面崩壊抑止対策であるグラウンドアンカー工が施工されている (P-21 参照)。崩壊頭部は崩壊崖は50cm程度で低く, 岩盤斜面をすべり落ちたと想定される (P-23,24 参照)。

### ③ 既設構造物の状況

擁壁が崩積土により破損し, 目地付近の天端が道路側に約45cm押し出しを生じたが, 擁壁自体の破損はほとんど見られない (P-25,26 参照)。

### ④ 地質および地質構造

崩壊斜面AおよびB周辺に分布する地質は, 層厚100m以上と想定される礫岩を主体とする。本層中に挟在するように, 礫混じりの凝灰質砂岩が層厚数10cm～2m程度で分布する (P-6, 28 参照)。地質構造は, 北北西-南南東の走向で, 西に20～25°で傾斜すると想定される。礫岩層中に白い薄脈が観察され, ほぼ水平かやや西に傾斜している (P-24 参照)。礫岩は海岸にも露岩しており, 連続した亀裂や弱面の入り方は崩壊斜面周辺で確認されたものと整合が取れ, 地質構造に起因した風化・侵食が格子状に発達し, 不安定岩塊 (コアロック状) を形成している。

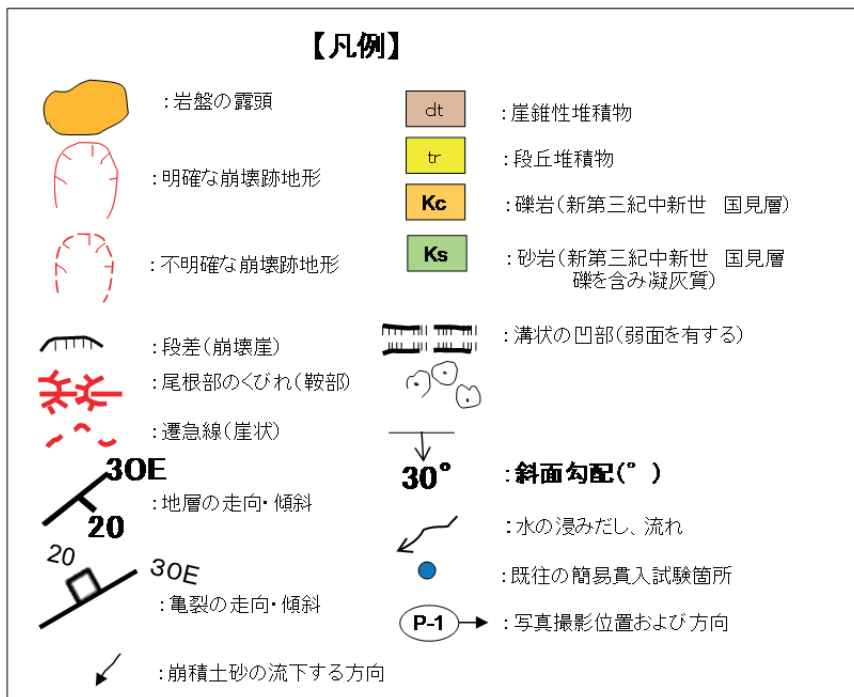


表-3.2.1 地質層序表

地質時代		区分	地層名	記号	土質・岩相
現世			人工改変土、盛土	B	国道305号沿線の谷部や埋戻し区間に分布し、礫混じり砂質土、砂礫からなる。
新生代	第四紀	完新統	崩積土 (崖錐性堆積物)	dt	崩壊跡地や自然斜面の凹地や末端付近に小規模に分布し、暗灰～暗褐色の礫まじり土を主とする。今回の斜面崩壊で発生した崩積土も含める。締まり具合は緩く、降雨等により侵食崩壊しやすい。層厚は1～3m程度。
		更新統	段丘堆積物	tr	標高115m付近の当該崩壊斜地直上および登台敷地周辺やの平坦地に小規模に分布する。暗灰～褐灰色の円礫や玉石を多く含む砂質土および礫質土を主とする。礫径は50～100mmを主とし、最大500mm。締まりが緩く降雨等により侵食崩壊しやすい。層厚は4m程度。
	新第三紀	国見層	礫岩	Kc	礫の含有率が多い。暗灰～褐灰色の亜円礫や玉石を多く含む。礫径は50～100mmを主とし、最大500mm。基質は砂質土で中～粗粒砂を主体とする。新鮮岩は硬質であるが、風化すると土砂化しやすい。当該斜面周辺の大部分に分布する。層厚100m以上。
			礫混じり凝灰質砂岩	Ks	径が2～50mm程度の礫を含む凝灰質砂岩で、礫岩中に層厚10cm～2m程度で挟在している。当該斜面付近では標高15～20mおよび30～40m付近で確認される。礫岩との層理は明瞭で、北20～30°西の走向で、西に20°程度傾斜している。

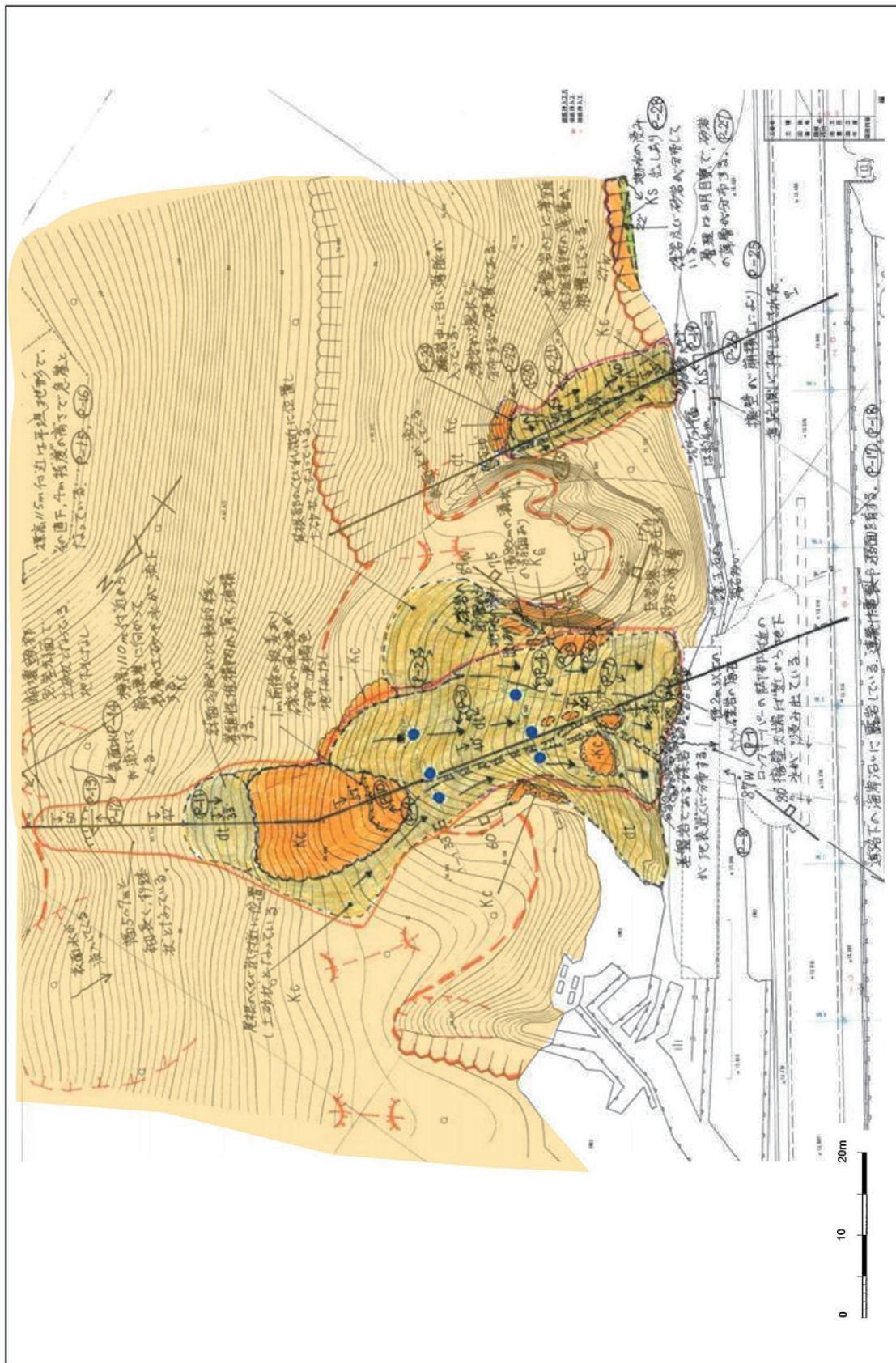


図-3.2.9 崩壊斜面踏査平面図 (スケッチ図)

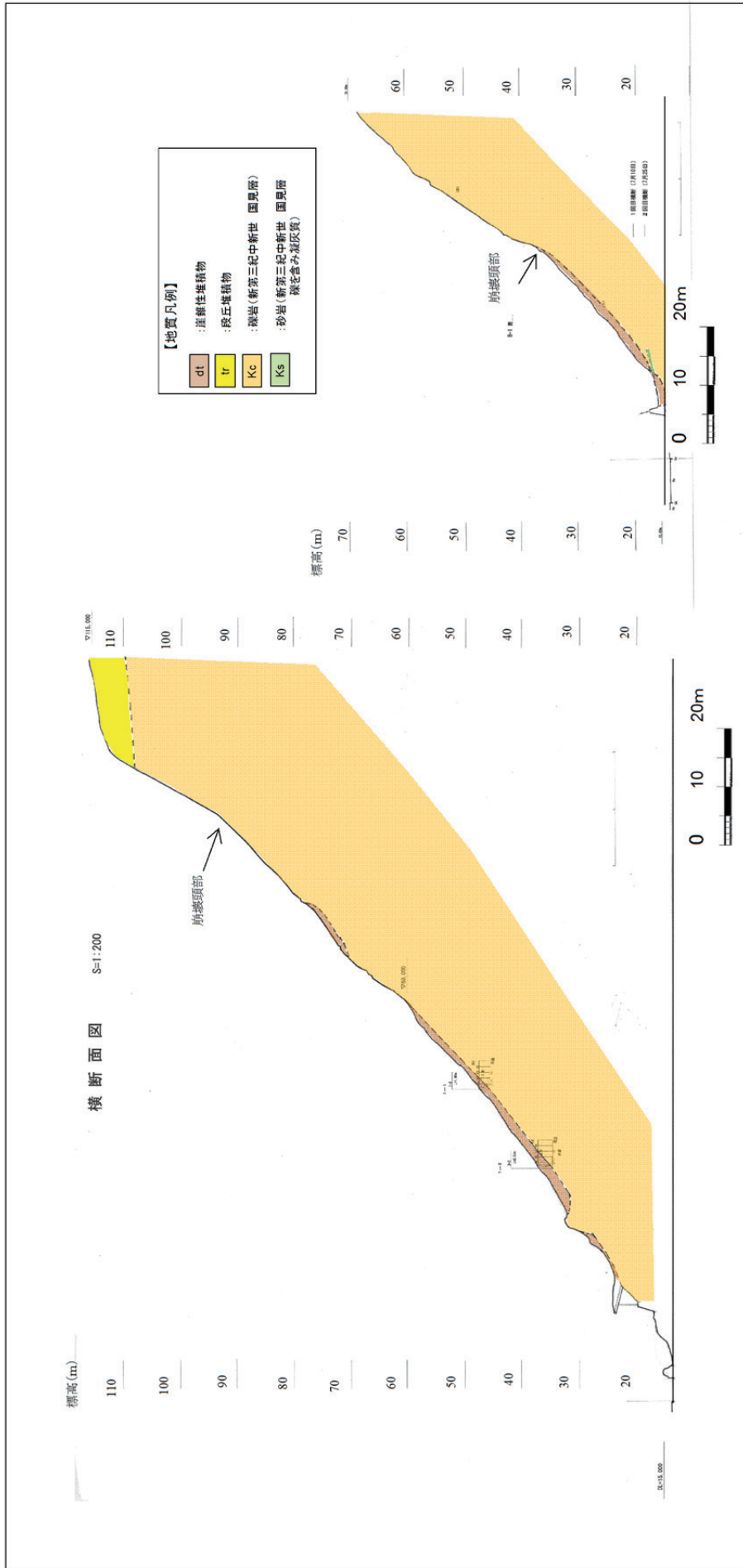


図-3.2.10 崩壊斜面 A, B の地質横断面図 (スケッチ図)



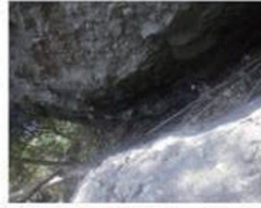
P-1 崩壊斜面 A 正面全景  
崩壊幅 5~30m程度で、表層崩壊型のすべりを生じている。  
崩壊斜面は褐色の土砂が堆積しているが、基盤岩である  
礫岩が地表近くに分布する。

P-2 崩壊斜面 A の左側面の状況  
標高 45~50m付近に巨岩塊の礫岩の露頭あり。その上方斜面は尾根部のくびれにあ  
たり、土砂状となっている。

P-3 崩壊斜面 A の右側面の状況  
標高 45m付近に巨岩塊の礫岩の露頭あり。その上  
方斜面は尾根部のくびれにいたり、斜面中央付近の礫岩  
の岩塊との間が土砂状となっている。



P-4 崩壊斜面 A 末端の状況  
標高 25~30m付近で、崩積土が分布  
する。斜面勾配は 40°前後で、表面  
水が流下した形跡を残す。



P-5 巨岩塊露頭に近接する斜面  
露頭の走向は北 89°。西で傾斜  
は 75°。南である。隙間の幅 約 80  
cmで土砂で埋まっている。



P-6 巨岩塊に挟在する砂岩の薄層  
礫岩中の砂岩薄層の走向は北 17°。西で傾斜は 22°。東である。



P-7 ロックキーパーの天端の落石状況  
最大直径 2mの礫岩の岩塊が落石している。



P-8 ロックキーパーの天端下からの地下水の浸みだし  
ロックキーパーの下の擁壁の排水管付近から地下水がしみだし  
ている。



写真-3.2.2 崩壊斜面 A 現地踏査写真 1



P-11 標高 70~80m付近の産錐性堆積物  
産錐性堆積物が薄く分布している。  
斜面勾配も30~35°と緩い。  
(丹南土木の貸与資料から抜粋)



P-10' 標高 60m付近の基盤岩露頭  
礫岩の風化岩で、礫の含有率が高い。  
高角度の潜在的な亀裂を有する。  
(丹南土木の貸与資料から抜粋)



P-10 標高 60m付近の基盤岩の状況  
礫岩の風化岩が分布する。土砂状で礫分が  
多く、礫主は火山岩。凝灰岩質が多い。礫  
径は30~50mmのものを主体。  
(丹南土木の貸与資料から抜粋)



P-9 標高 55m付近の基盤岩の状況  
礫岩の風化岩が分布する。斜面勾  
配は42°前後で表層に1m程度の  
不安定土砂が分布する。  
(丹南土木の貸与資料から抜粋)



P-15 崩壊斜面直上の段丘堆  
積物  
岩相は礫岩と類似している。層  
厚は約4m程度である。



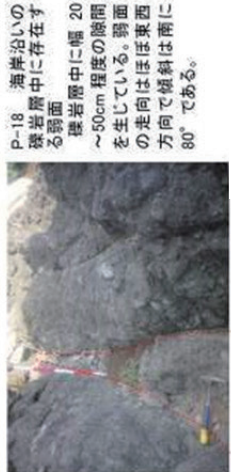
P-14 崩壊頭部の上方斜面状況  
標高 90~110m付近で、雑木が生えている。  
で崩壊斜面に向かって、表層の土砂や表層水が流下する。  
すり鉢状



P-13 標高 90~98m付近の崩壊頭部付近の地  
盤状況  
礫岩の多い強風化岩が分布する。崩壊頭には  
木根が露っており、極表層部分が崩壊を生じて  
いる。(丹南土木の貸与資料から抜粋)



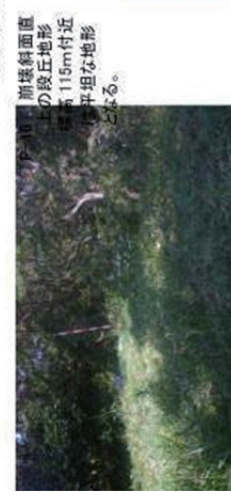
P-12 標高 90~98m付近の崩壊頭部付近の状況  
礫岩の強風化岩が分布する。礫分は少なく  
砂質土主体で層厚1m程度の表層崩壊を生  
じている。(丹南土木の貸与資料から抜粋)



P-18 海岸沿いの  
礫岩層中に存在す  
る弱面  
礫岩層中に幅 20  
~50cm程度の弱面  
を生じている。弱面  
の走向はほぼ東西  
方向で傾斜は南に  
80°である。



P-17 海岸沿  
いの礫岩露頭  
岩相は礫岩を  
主とする。礫岩  
層中に挟在する  
砂岩の傾斜は  
西に20~30°  
である。



崩壊斜面直  
上の段丘地形  
標高 115m付近  
の平坦な地形  
となる。

写真

写真-3.2.3 崩壊斜面 A 現地踏査写真 2





P-19 崩壊斜面 B 正面全景  
崩壊層 6~8m 程度で、基層崩壊型のすべりを生じている。崩壊斜面は暗褐色の崩積土が層厚 1m 程度で薄く分布し、下頭部に礫岩が露岩している。



P-20 崩壊斜面 B 中央から左側面全景  
平均斜面勾配 42° で、崩壊斜面には崩積土濃く分布している。崩積土が左側面から中央付近に向かってすべりを生じている。



P-21 崩壊斜面 B 中央から右側面全景  
平均斜面勾配 42° で、崩壊斜面には崩積土が濃く貼りついている。崩積土が右側面の崖状の岩壁と中央付近の岩盤の間から中央付近に向かってすべりを生じている。



P-22 崩壊頭部付近  
表層崩壊型のすべりで、崖状の段差は認められず。基盤岩である礫岩が露岩している。沢には崩壊性堆積物が小規模に分布する。



P-23 崩壊頭部の上方斜面状況  
礫含有率が高く、径 50~300mm の玉石および亜円礫を多く含む。流水跡がみられる。



P-24 崩壊頭部付近の白い薄脈  
白い薄脈がほぼ水平もしくはやや西に傾斜している。



P-25 崩壊の変状  
表層崩壊により崩積土が崩壊背面に堆積し、露岩が押し出された。



P-26 崩壊壁後の状況  
ポケット幅は約 4m で、崩壊の目地で前に押し出されている。



P-27 崩壊斜面下流の礫岩と砂岩の露岩  
礫岩層の下位に礫混じり砂岩が分布。



P-28 道路沿いの礫岩と砂岩の露岩  
礫岩層は層厚 5m 以上で、その下位に礫混じり凝灰質砂岩が層厚 2m で分布する。地層境界は明瞭で、走向は北 27° 西で、傾斜は 22° 西落ちである。地層境界付近から地下水がしみ出ている。

### 写真-3.2.4 崩壊斜面 B 現地踏査写真

### 3.2.3 考察

今回の斜面崩壊について、踏査結果を踏まえて崩壊機構の考察を行った。

#### (1) 崩壊斜面 A の崩壊機構

- ①地質構造に起因して尾根のくびれや格子状の谷・尾根のブロックが、北東-南西、東北東-西南西および北東-南西系のリニアメントやそれらに派生した線状模様に沿って形成される。
- ②亀裂密集箇所や破砕帯の箇所が風化・侵食に弱く、凹地となる。規模として幅 30~40mの幅広いものから、幅 1m内外のものまで形成された。
- ③当該地の礫岩 (Kc) の新鮮岩は硬質で、露岩部では直壁状となるが、経年的な風化・侵食の繰り返しにより玉石や礫が基質から分離し土砂化した。挟在する凝灰質砂岩 (Ks) も礫岩層より風化・侵食に弱く、礫岩との境界付近ですべり面を形成した。
- ④凹地は深層風化し弱面の組み合わせにより不安定土塊や岩塊が形成された。
- ⑤それらの不安定土塊や岩塊が表層崩壊し、凹地へ崖錐堆積物が堆積した。
- ⑥斜面上部には段丘面が形成されており、降雨により浸透した表流水が被災地の斜面側へ流入しやすい条件にあった。
- ⑦凹地は集水地形を伴う谷地形を形成し、集中豪雨により雨水などの表層水が浸潤し、表層 1~2mの飽和度が上昇し、不安定化した。⇒7月7日の夜中から未明にかけての集中豪雨によりかなりの水が斜面上を流下した。
- ⑧限界雨量を超えた時点で、表層地盤が飽和し斜面中腹部の弱部で不安定となり局所的に崩壊し始めた。
- ⑨それに伴って、下端付近の土砂が流動化し、大規模崩壊につながった。

#### (2) 崩壊斜面 A の尾根部のくびれ（鞍部地形）箇所の深層風化の可能性について

崩壊斜面 A、標高 45~50m、左側面の土砂部は 2つの弱面に挟まれた形で、深層風化している可能性がある。この尾根部のくびれ（鞍部）の連続性を考えると、小断層か破砕帯が想定され、地下水が賦存している可能性がある。

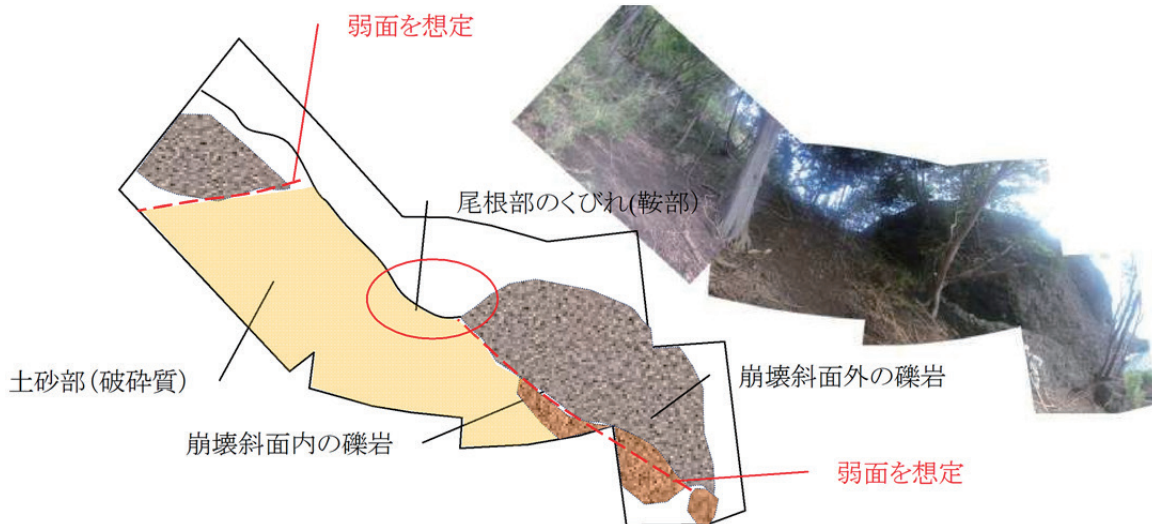


図-3.2.11 崩壊斜面 A、標高 45~50mにおける左側面（鞍部地形）の土砂部の形成

崩壊斜面 A、周辺の標高 30~45mの土砂部は、少なくとも 4つの弱面に挟まれた形で北東-南西方向に弱層の存在が想定される。空中写真でも同方向のリニアメントが抽出されており、地質構造に起因した礫岩の配列と想定される。深層風化する要因としては、標高 60m付近の西北西-東南東方向に連続する尾根部のくびれ（鞍部）との組み合わせで、破砕質のゾーンが形成されたと考えると、硬質な礫岩岩塊の壁に挟まれた土砂部が不安定土塊を発生させたと考えられる。

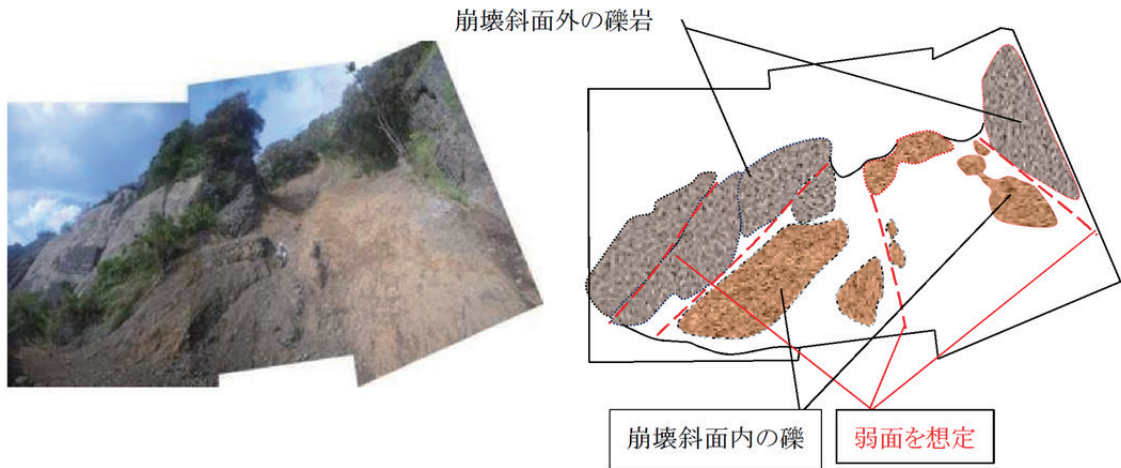


図-3.2.12 崩壊斜面 A 周辺の標高 30～45mにおける土砂部の形成

崩壊斜面 A, 標高 45～60m, 右側面の土砂部は, 2 つの弱面に挟まれた形で, 深層風化している可能性がある。左側面と同様な地質構造が想定される。この尾根部のくびれ(鞍部)の連続性と, 図-2.1.4 で示したオルソ平面図から得られた連続した亀裂の組み合わせを考えると, 硬質な礫岩層に挟まれた弱層の形成が今回の崩壊の要因とも考えられる。

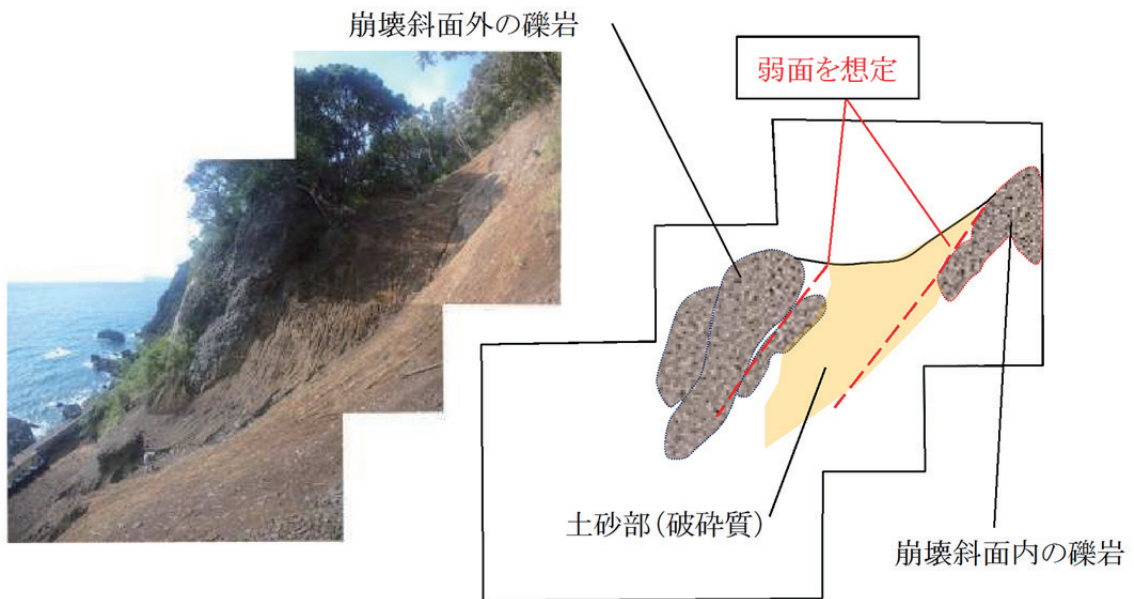


図-3.2.13 崩壊斜面 A 標高 45～60mにおける右側面(鞍部地形)の土砂部の形成

### (3) 崩壊斜面 B

- ① 地質構造に起因した崩壊要因は, 基本的に崩壊斜面 A と同じで, 直壁状の礫岩の隙間に弱部が存在し, 東-西系の沢を形成した。
- ② 基盤岩は硬質で岩塊状であり, それに被覆する崖錐性堆積物 (d t) が集中豪雨 により雨水などの流下に伴って, 表層地盤が飽和し斜面中腹部の弱部で不安定となり局所的に崩壊し始めた。
- ③ それに伴って, 下端付近の土砂が流動化し, 表層崩壊につながった。 ⇒7月7日の夜中から未明にかけての集中豪雨によりかなりの水が斜面上を流下し崩壊を生じた。

### (4) 崩壊の素因・誘因についてのまとめ

#### ① 崩壊の素因

- ・断層や劣化帯等の弱部が分布し, 基盤岩風化や崩壊によって緩く堆積した崖錐堆積物が斜面上に堆積していた。

- ・斜面上部には段丘面が形成されており，段丘面に浸透した雨水が被災斜面に流入しやすい条件にあった。
  - ・周囲を基盤岩に囲まれた谷地形が形成されており，地表水を集水しやすい条件であった。
- ② 崩壊の誘因
- ・7/6～7/7 早朝にかけて 200 mm以上の降雨が発生し，それによる地表水が谷部に流入した事。

(5) 被災メカニズムに対する検討

断面図を基に被災前の地形を推測し，地下水の状況と安全率との関係について検討を行った。検討は，被災前の地形（地下水無）を安全率 1.0 とし，地下水が地表まで達した場合の安全率を検討した。なお，算定に用いた土質定数は以下の通りである。

表-3.2.2 検討に用いた土質定数

項目	単位	値	根拠
N値	回	6	簡易貫入試験より換算
単位体積重量	(kN/m <sup>3</sup> )	17	設計要領砂質土B(密実でないもの)
$\phi$	( $^{\circ}$ )	24	$\sqrt{(15N)+15}$
C	(kN/m <sup>2</sup> )	14.28	$\phi$ 固定からの逆算

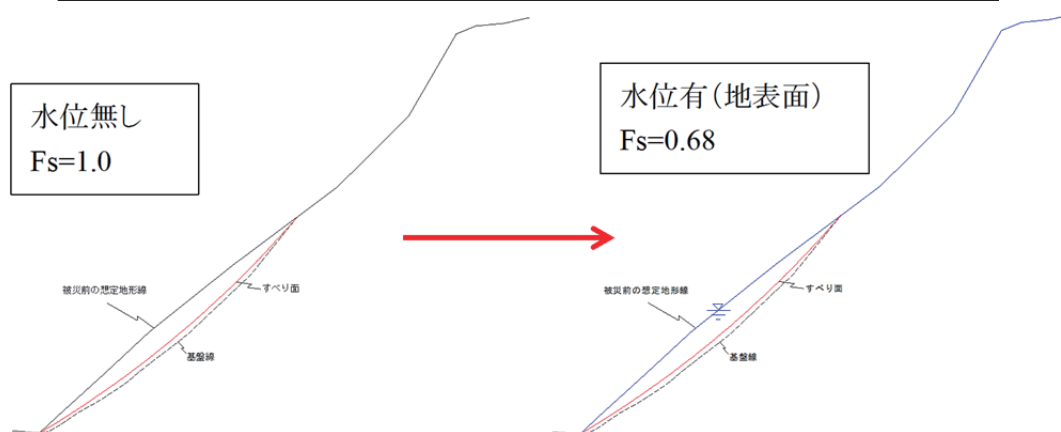


図-3.2.14 解析断面図

地下水位が地表まで上昇した場合，安全率は水位が無い場合に比べて約 30%安全率が低落する結果となった。被災前の当該斜面の安全率は不明であるが，地下水の上昇によって安全率が 1.0 を下回ったことによって崩壊したものと想定される。

(6) 対策工に対する提言

① 崩壊斜面 A

- ・崩壊頭部付近の斜面に対する雨水等の浸透防止と安定性の確保⇒モルタル吹付工および排水処理工
- ・中腹部の谷のくびれ部付近から下方斜面に対しては，礫岩表層の雨水浸透防止と岩盤表層部の安定性を確保する。⇒吹付法砕工および鉄筋挿入工併用

② 崩壊斜面 B

- ・崩壊頭部付近の斜面に対する雨水等の浸透防止と安定性の確保⇒モルタル吹付工および排水処理

(7) 事象からの教訓

越前海岸沿い（特に梅浦～玉川間）では今回の被災地のように基盤岩の急崖が連続し，その上部に段丘面が存在する箇所が認められる。それらの基盤岩は 10～30m 程度の間隔で弱部が認められ，良好な基盤岩部と弱部との強度差が激しい。これらの弱部が集中した箇所では今回の被災地の様に谷（凹）地形を呈する箇所があり，このような谷部では，崖錐堆積物等の土砂が基盤を緩く被覆している箇所がある。豪雨が発生した場合，上部の段丘面等から谷部に多量の表流水・浸透水が流入し，土砂の崩壊・流出が発生する可能性がある事を認識する必要がある。

### 3.3 国道 365 号—梅浦

福井工業高等専門学校 吉田 雅穂  
福井工業高等専門学校 辻野 和彦  
立命館大学 小林 泰三  
国土防災技術(株) 古林 孝史  
(株)デルタコンサルタント 梅田 祐一

#### 3.3.1 崩壊の概要

勾配 45 度程度の切土法面で幅約 50m、長さ約 50m にわたって崩壊した。崩壊の深さは、ボーリングおよびパイプ歪計による調査で 5m 程度と確認されている。崩積土が路側の待受け擁壁を押し出しており、一部の区間では倒壊している。図-3.3.1 に崩壊箇所の道路台帳、図-3.3.2 に崩壊箇所の全景、図-3.3.3 にはボーリング調査により得られた地質断面図を示す。

図 3.3.1 の道路台帳を見ると、今回の崩壊箇所に隣接して過去に同規模の崩壊が発生していることがわかる。また、切土法面の区間全体に待受け擁壁+落石防護柵が施工されていたことから、そもそもこの切土法面全体が崩壊後の法面整形として行われていた可能性もあり、いずれにしても過去に崩壊を繰り返していた斜面であるといえる。

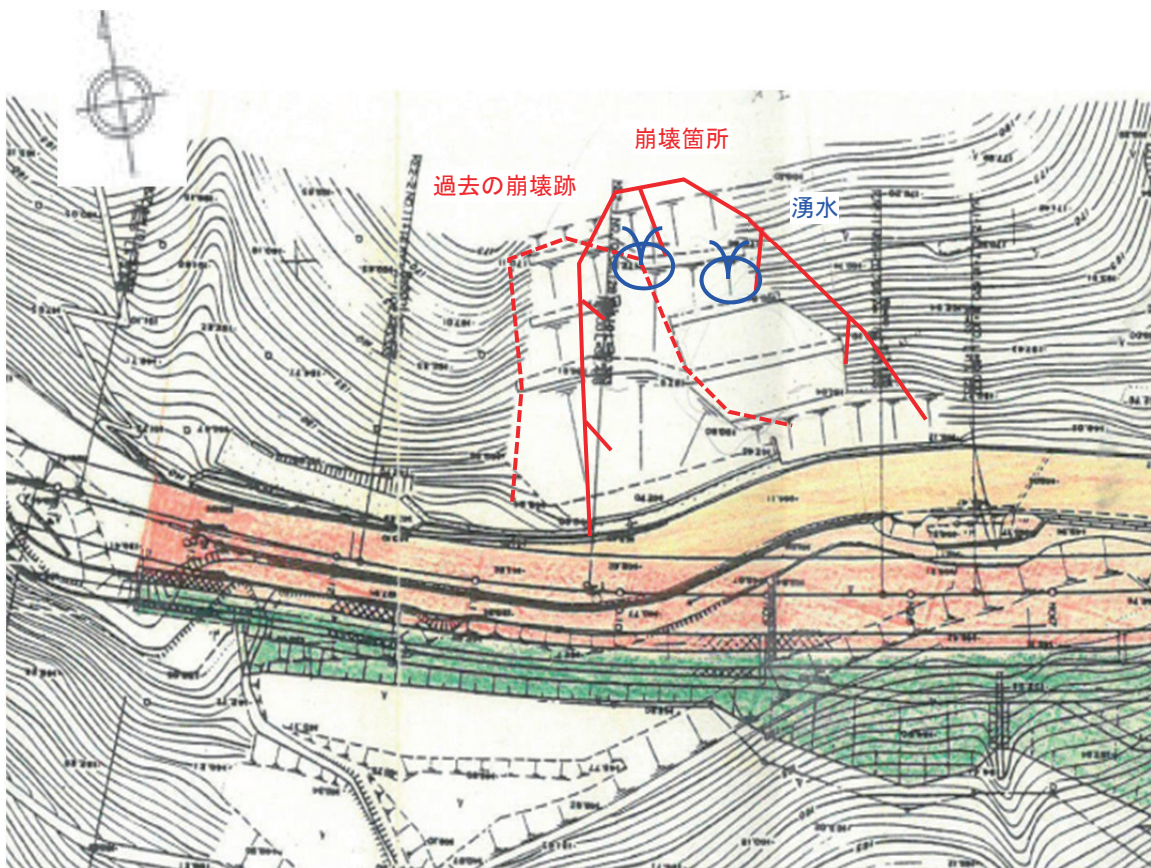


図-3.3.1 崩壊箇所付近の道路台帳



図-3.3.2 崩壊箇所の全景

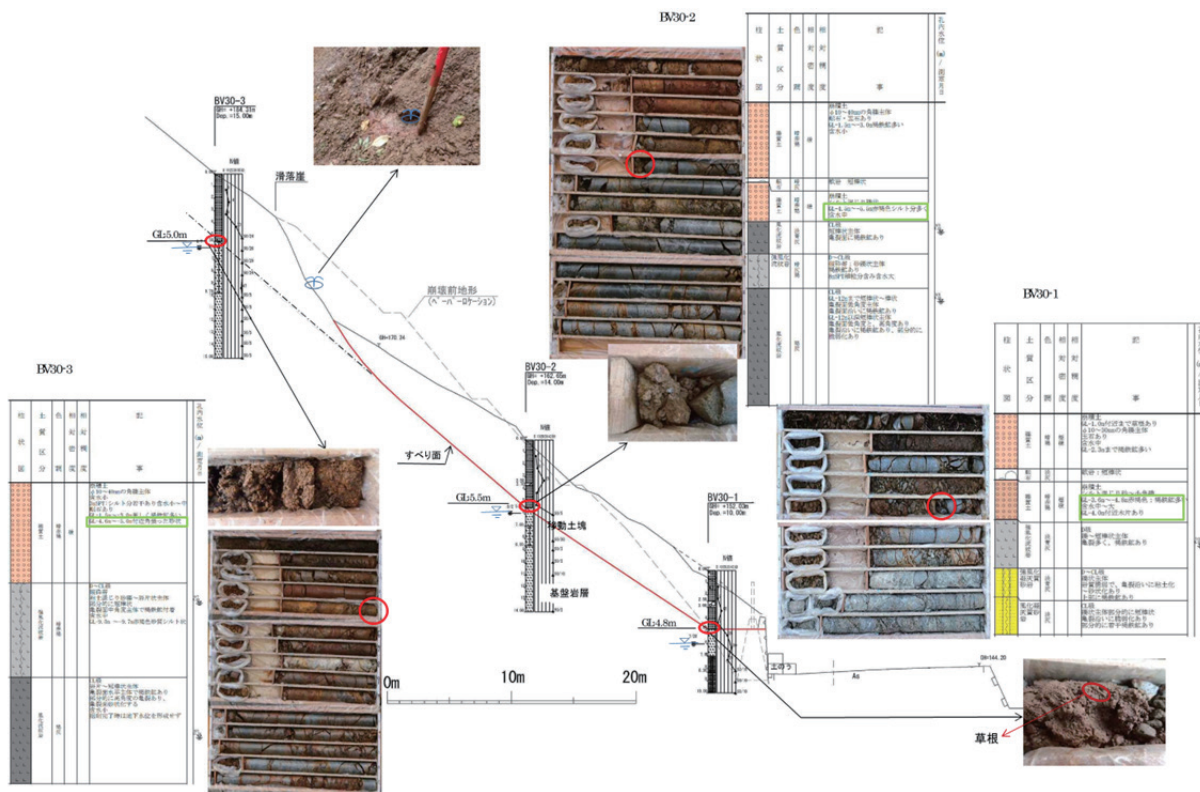


図-3.3.3 地質断面図

図 3.3.4～図 3.3.6 には崩壊箇所の写真を示す。また、図 3.3.7 には崩壊箇所周辺の地質図を示す。崩積土および滑落崖を観察すると斜面を構成する地質は流紋岩の強風化～風化岩からなっている。斜面上方（植生法面）では風化が強く土砂化が進んでいるが、中段から下方（モルタル吹付法面）では亀裂質の風化岩が崩壊している。また、強風化岩と風化岩の境界付近では降雨後に多量の湧水があり、地下水の豊富な斜面であることが確認された。

図 3.3.8～図 3.3.9 には写真測量による横断面図を示すが、立木による凹凸があるものの崩壊後の地形を短時間で確実にとらえている。



図-3.3.4 モルタル吹付部の崩積土



図-3.3.5 崩壊頭部の滑落崖

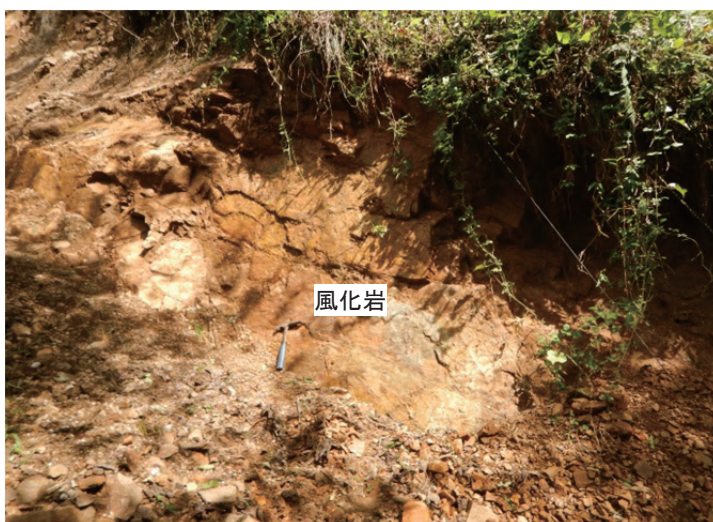


図-3.3.6 側壁部の滑落崖

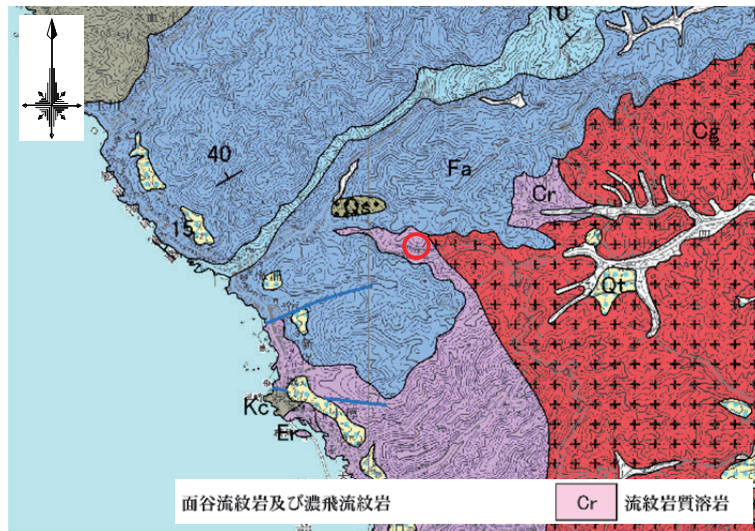


図-3.3.7 崩壊箇所周辺の地質図

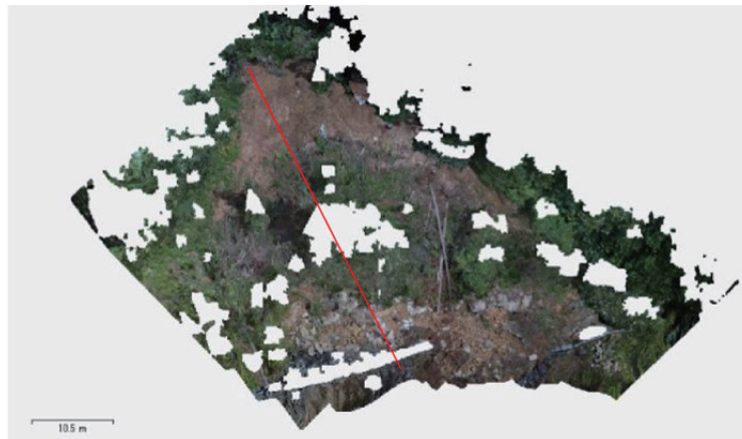


図-3.3.8 横断面作成位置

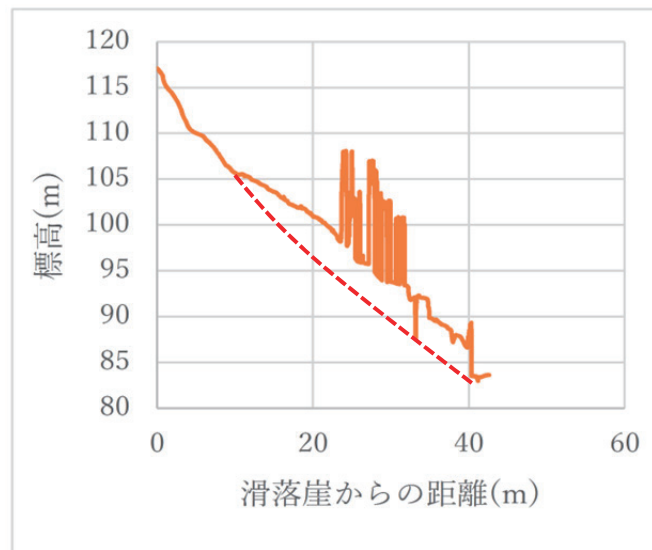


図-3.3.9 写真測量による横断面図

### 3.3.2 問題のある地質構造

強風化岩と風化岩，風化岩と弱風化岩などの風化境界が強度の不連続面，透水性の不連続面を形成しており，崩壊の素因になったと考えられる。



### 3.3.3 集水条件

図-3.3.10 には崩壊箇所周辺の地形図を示すが、崩壊箇所の上方に段丘地形が広がっていることを特徴とする。段丘面およびこれより上方の斜面より浸透した広範囲の地下水が段丘端部の本斜面に流入している可能性がある。崩壊箇所の模式断面図を図-3.3.11 に示す。

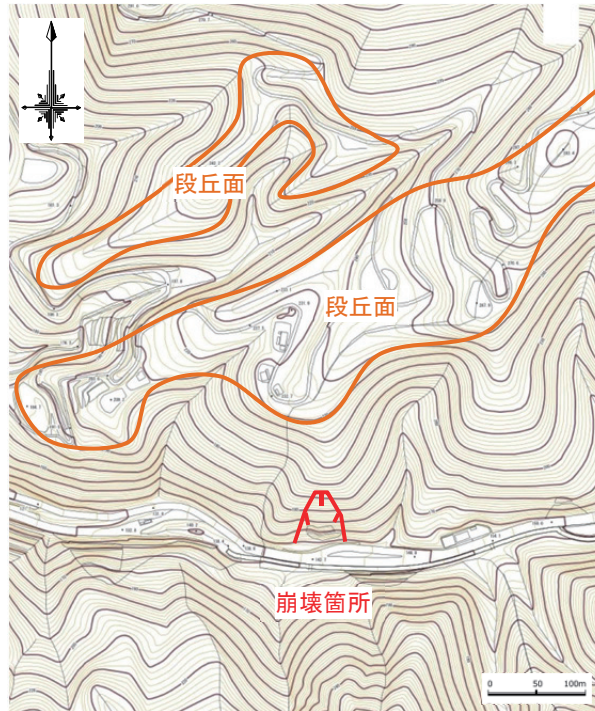


図-3.3.10 崩壊箇所周辺の地形図

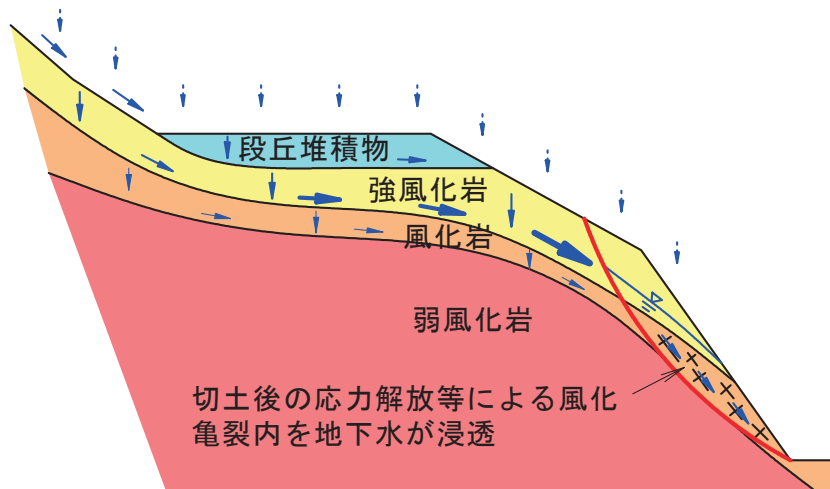


図-3.3.11 崩壊箇所の模式断面図

### 3.3.4 崩壊発生の素因・誘因

崩壊の素因は①風化境界による強度と透水性の不連続面、②地下水の集まりやすい段丘端部地形と考えられる。誘因は③集中豪雨による地表水・地下水の本斜面への流入と考えられる。

### 3.3.5 事象から得られる教訓

段丘端部の斜面には地下水が集まりやすいため、崩壊の発生しやすい地形条件であると考えられる。このような地形条件で降雨後の湧水が認められるような斜面では、特に留意が必要である。

また、今回の崩壊箇所は過去に崩壊を繰り返している斜面である。過去の崩壊跡に隣接する斜面は同様な素因を有するほか、ブロック側部の土塊が流出することで側壁の抵抗力を失い斜面は不安定化しやすいことに注意が必要である。

### 3.4 国道 365 号一下山中

福井工業高等専門学校 吉田 雅穂  
福井工業高等専門学校 辻野 和彦  
立命館大学 小林 泰三  
国土防災技術(株) 古林 孝史  
(株)デルタコンサルタント 梅田 祐一

#### 3.4.1 崩壊の概要

勾配 30 度程度の谷を埋めて林道を構築している箇所、盛土が幅約 15m、長さ約 40m にわたって崩壊した。滑落崖の高さは約 8m と高く、垂直に近い勾配で切り立っている。崩壊箇所の空撮写真を図-3.4.1 に、地形図を図-3.4.2 に示すが、崩積土は土石流化し、約 100m 下方の国道に到達して停止している。降雨後には、盛土と地山の境界付近より湧水が認められた。崩壊箇所の写真を図 3.4.3～図 3.4.4 に示す。



図-3.4.1 崩壊箇所の空撮写真



図-3.4.2 崩壊箇所周辺の地形図



図-3.4.3 崩壊箇所の全景

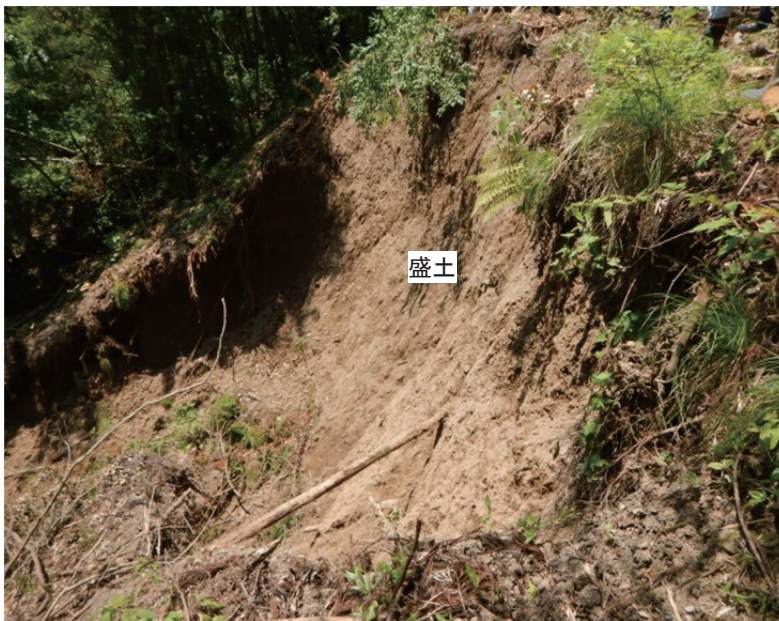


図-3.4.4 崩壊頭部の滑落崖

#### 3.4.2 問題のある地質構造

崩壊箇所の平面図を図-3.4.5 に、断面図を図-3.4.6 に示すが、崩壊箇所はいわゆる谷埋め盛土に相当し地下水の集まりやすい地盤条件である。

#### 3.4.3 集水条件

崩壊箇所は軽微な谷地形を呈しているため、多少は集水すると思われるが集水範囲は狭い。

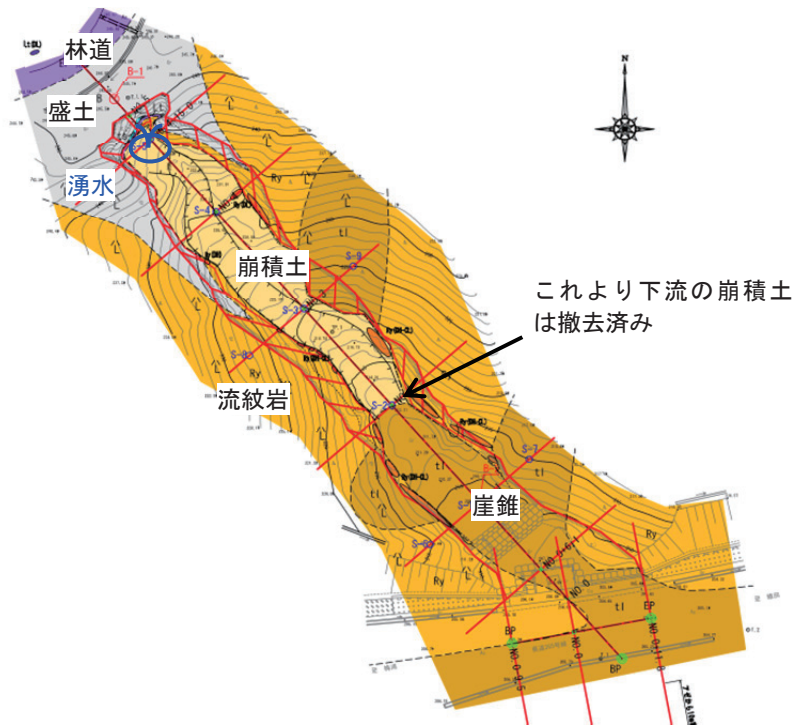


図-3.4.5 崩壊箇所の平面図

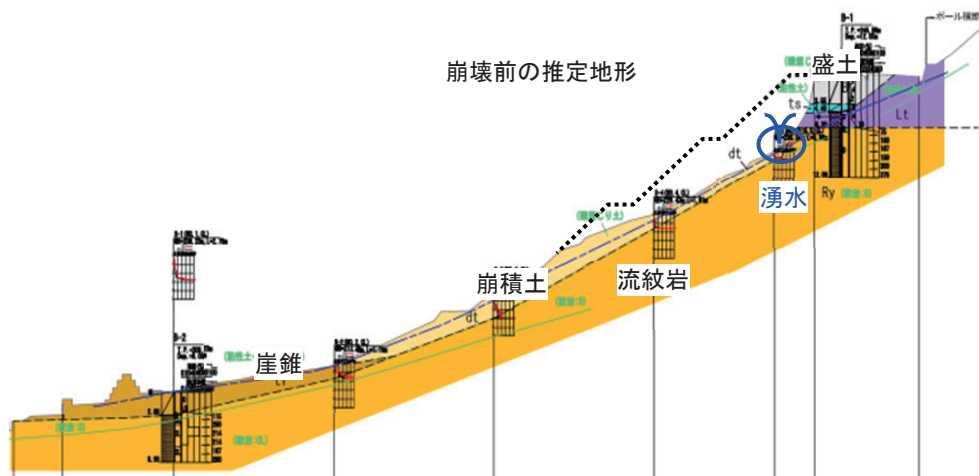


図-3.4.6 崩壊箇所の断面図

### 3.4.4 崩壊発生の素因・誘因

崩壊の素因は①地下水の集まりやすい谷埋め盛土が挙げられる。誘因は②集中豪雨による地表水・地下水の本斜面への流入と考えられる。

### 3.4.5 事象から得られる教訓

谷埋め盛土を行う場合は入念な地下水対策が必要であることが近年広く謳われているが、古い道路などでは対策が不十分な場合が多く、特に崩壊しやすい箇所となる。したがって、このような場所では盛土法面や排水施設の点検・調査を着実にを行い、必要な対策を実施することが望まれる。また、谷埋め盛土は道路そのものへの被害もさることながら、下流域への土石流の原因にもなることから、道路や急傾

斜地の防災を検討する際には、斜面上部の林道等の施設の安定性についても十分配慮し、必要に応じて待受け対策等を実施することが求められる。

### 3.5 福井加賀線-細呂木

ジビル調査設計(株) 中島 正夫  
NPO 福井地域地盤防災研究所 荒井 克彦

#### 3.5.1 崩壊の概要

##### (1) 被災位置

被災位置は主要地方道福井金津線 あわら市細呂木地係であり，図-3.5.1 に位置を示す。被災個所の UAV 空撮写真を写真-3.5.1 に示す。



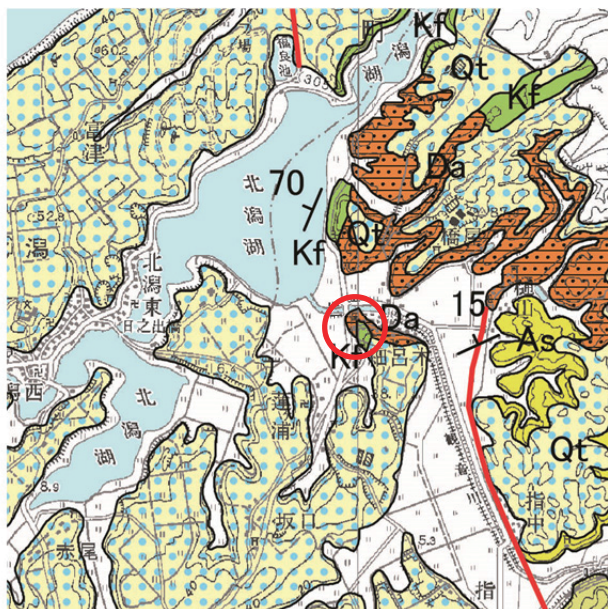
図-3.5.1 被災位置



写真-3.5.1 災害箇所 (UAV 空撮写真)

(2) 地形地質

被災地は比高差 20m 程度の丘状地形の周辺部にあたる。この丘状地形の周縁部は切り立っており(急崖地形), 斜面東部はオーバーハング状を呈しているところがある。被災斜面の北側には, 切土法面の対策工と思われるモルタル吹付法面がある。被災地の主要地質は, 新第三紀中新世の大聖寺層(凝灰岩)であり, 崩壊法面には褐色の凝灰質細粒砂岩が確認される。基盤岩を覆う第四紀の未固結堆積物として, 砂分を主体とする段丘堆積物と基盤岩との境界付近にはφ100mm 大の玉石を含む礫層が薄層狭在する。図-3.5.2 に福井県地質図(2010 年度版)の大聖寺(S=1/5000)の抜粋を示す。



地質時代		地層名など	凡例	岩石区分
新 生 代	第四紀	完全新世 平野堆積物	Qp	礫、砂及び泥
		扇状地、崖錐堆積物	Qt	礫、砂及び泥
	更新世	段丘・砂丘堆積物	Qt	礫、砂及び泥
新第三紀	中新世	加佐ノ岬層	Kf	凝灰質泥岩
		大聖寺層(細呂木凝灰岩層)	Da	凝灰岩、凝灰質泥岩、砂岩
		荒谷層及び細坪層	As	凝灰質砂岩、シルト岩、泥岩

図-3.5.2 調査地付近の地質図

(3) 地形

道路台帳の平面図を図-3.5.3 に示す。被災箇所対策工のための平面図と断面図を図-3.5.4 と図-3.5.5 に示す(福井県砂防防災課提供)。

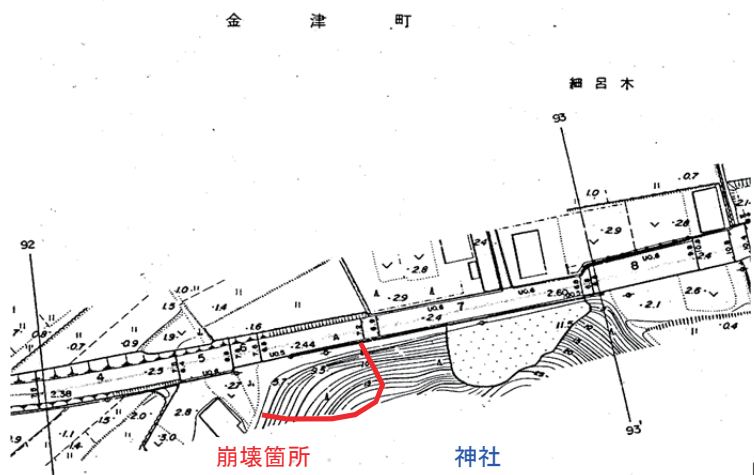
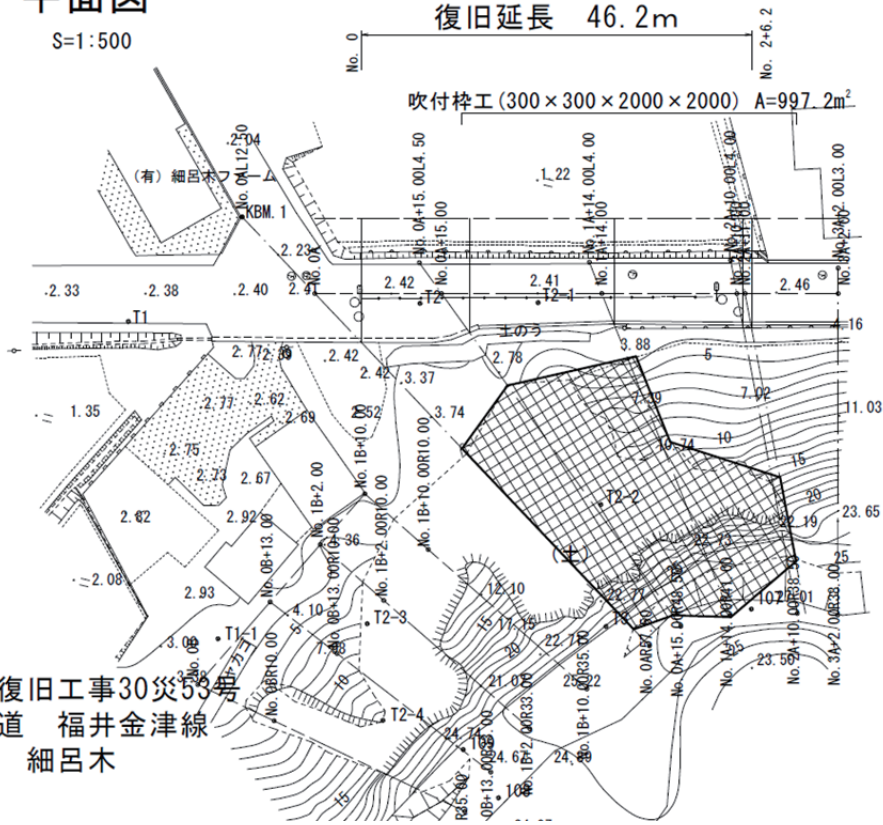


図-3.5.3 崩壊箇所付近の道路台帳

# 平面図

S=1:500

復旧延長 46.2m



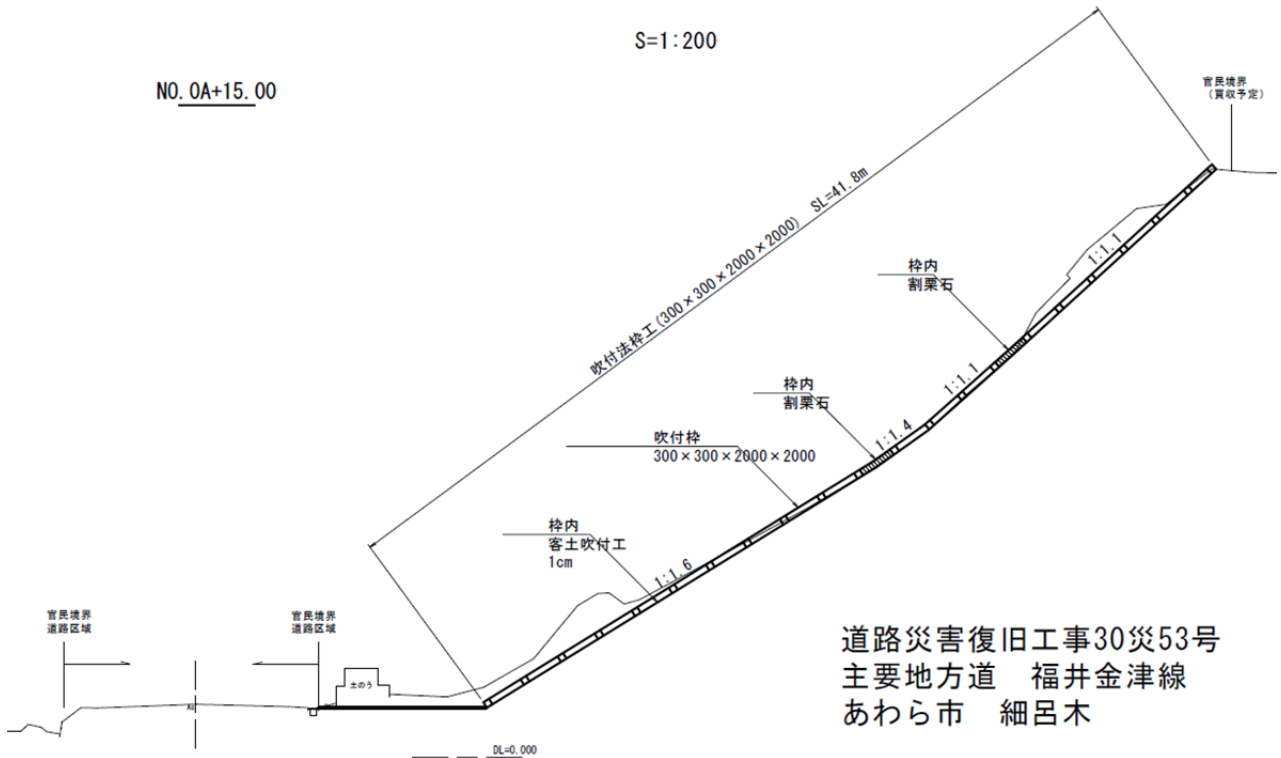
道路災害復旧工事30災53号  
 主要地方道 福井金津線  
 あわら市 細呂木

図-3.5.4 対策工平面図

# 標準横断面図

S=1:200

NO. 0A+15.00



道路災害復旧工事30災53号  
 主要地方道 福井金津線  
 あわら市 細呂木

図-3.5.5 対策工断面図



### 3.5.2 踏査結果

#### (1) 崩壊の概要

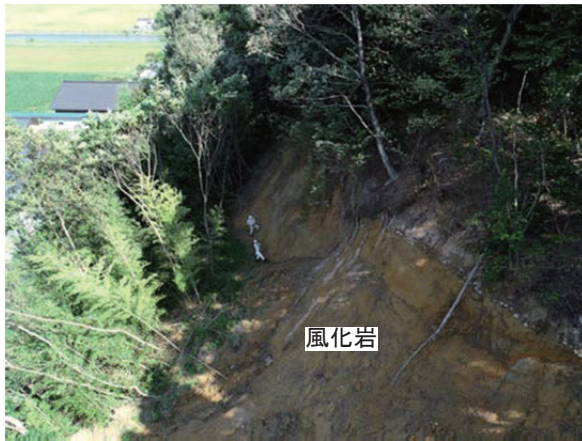
勾配 35～40°程度の自然斜面で高さ 20m, 延長 50m にわたって崩壊した。崩壊の深さは, 想定で2m 程度である。図-3.5.3 に崩壊箇所の道路台帳, 図-3.5.6 に崩壊箇所の全景 (3D 画像) を示す。滑落崖を観察すると斜面を構成する地質は凝灰質細粒砂岩の強風化～風化岩からなり, 上位に段丘堆積物 (礫層 P3・4) が確認された。斜面からの湧水は確認されない。



図-3.5.6 崩壊箇所の全景 (3D 画像) / P5・6 撮影位置

#### (2) 現況写真

現況写真を写真-3.5.2 に示す。



P1 崩壊斜面 (UAV 空撮)



P2 崩壊斜面側面から



P3 滑落崖



P4 段丘堆積物 (礫層)



P5 崩壊斜面上部の平坦面地形



P6 集落道路の切土面 (凝灰岩D~CL)

写真-3.5.2 現況写真

(3) 問題のある地質構造

段丘堆積物層の下部に礫層が薄層狭在し基盤岩との境界面が明瞭である。

(4) 集水条件

図-3.5.6 に崩壊箇所周辺の地形図を示す。崩壊箇所の上方に段丘地形が広がっている。段丘面およびこれより上方の斜面より浸透した地下水が段丘端部の本斜面に流入している可能性がある。崩壊箇所の模式断面図を図-3.5.7 に示す。

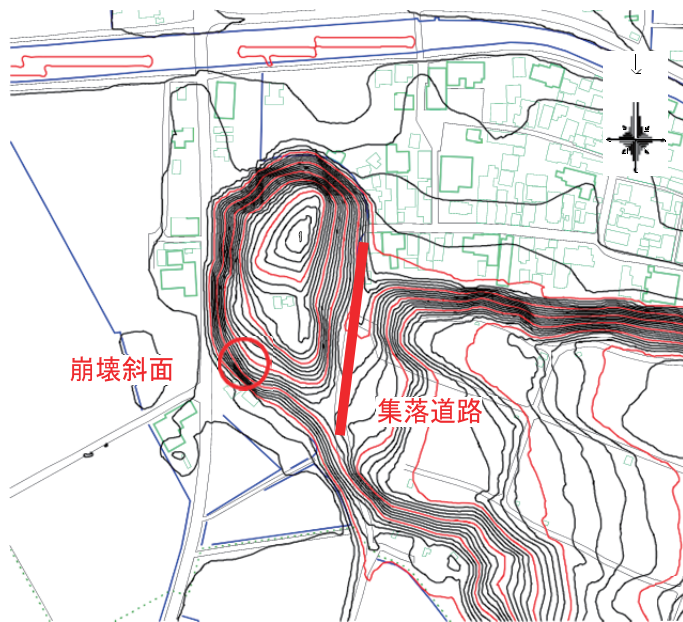


図-3.5.6 崩壊箇所周辺の地形図

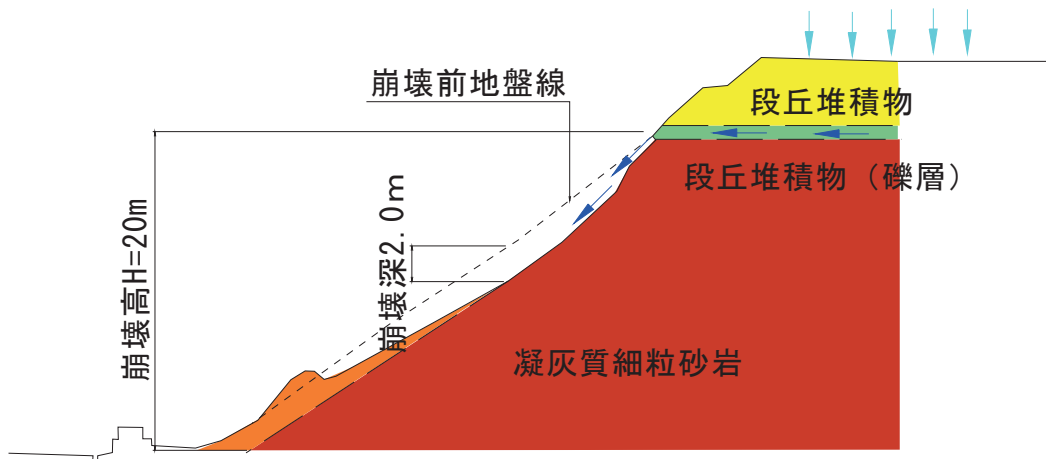


図-3.5.7 崩壊箇所の模式断面図

(5) 崩壊発生の素因・誘因

崩壊の素因

- ・ 斜面表層部の風化
- ・ 上部地形が地下水の滞水しやすい平坦地形で、基盤岩との境界に透水性の高い礫層が介在する。

崩壊の誘因

- ・ 集中豪雨による地表水・地下水が礫層を透水層として本斜面へ流入した。

(6) 今後の対策

連続する斜面で同様な崩壊の発生が危惧される。対策工は、浸食性に留意したのり面保護工や、小段排水による礫層からの流水処理が望まれる。

### 3.6 林道越前西部 2 号

福井工業高等専門学校 吉田 雅穂  
福井工業高等専門学校 辻野 和彦  
立命館大学 小林 泰三  
国土防災技術(株) 古林 孝史  
(株)デルタコンサルタント 梅田 祐一

#### 3.6.1 崩壊の概要

図-3.6.1 の地形図に示す通り、勾配 40 度程度の小さな谷を埋めて林道を構築している箇所で、盛土が幅約 10m、長さ約 10m にわたって崩壊した。図 3.6.2～図 3.6.4 の断面図に示す通り、崩壊の深さは 2m 程度以下で薄く、路肩が崩壊した状況である。

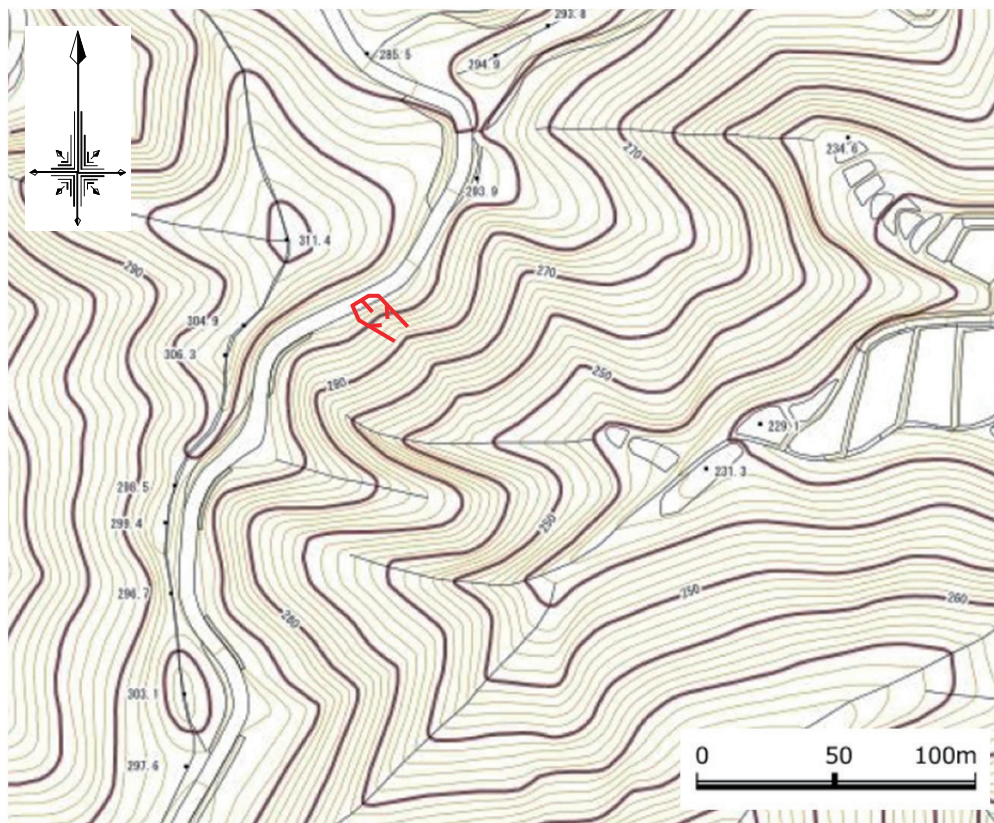


図-3.6.1 崩壊箇所周辺の地形図

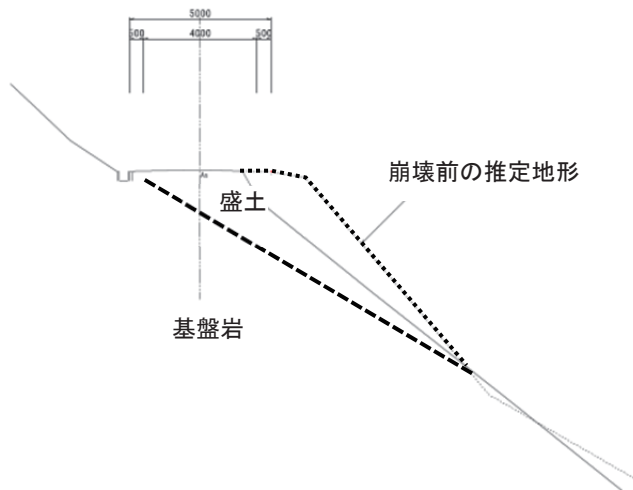


図-3.6.2 崩壊箇所の断面図



図-3.6.3 横断面作成位置

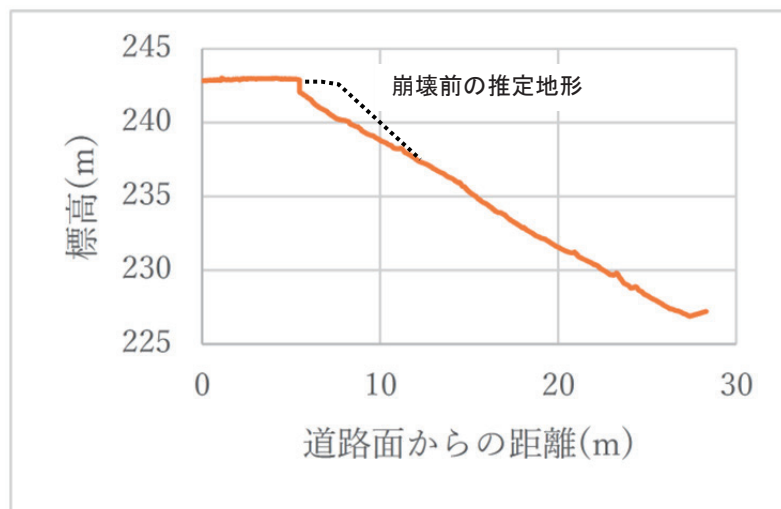


図-3.6.4 写真測量による横断面

図 3.6.5～図 3.6.7 には崩壊箇所の写真を示す。崩壊面に露出する礫混り砂質土は非常に緩い状態であり、また崩壊箇所の横にはコンクリート殻が見られるため、正規の管理を行われた盛土というより捨土のような状況と思われる。

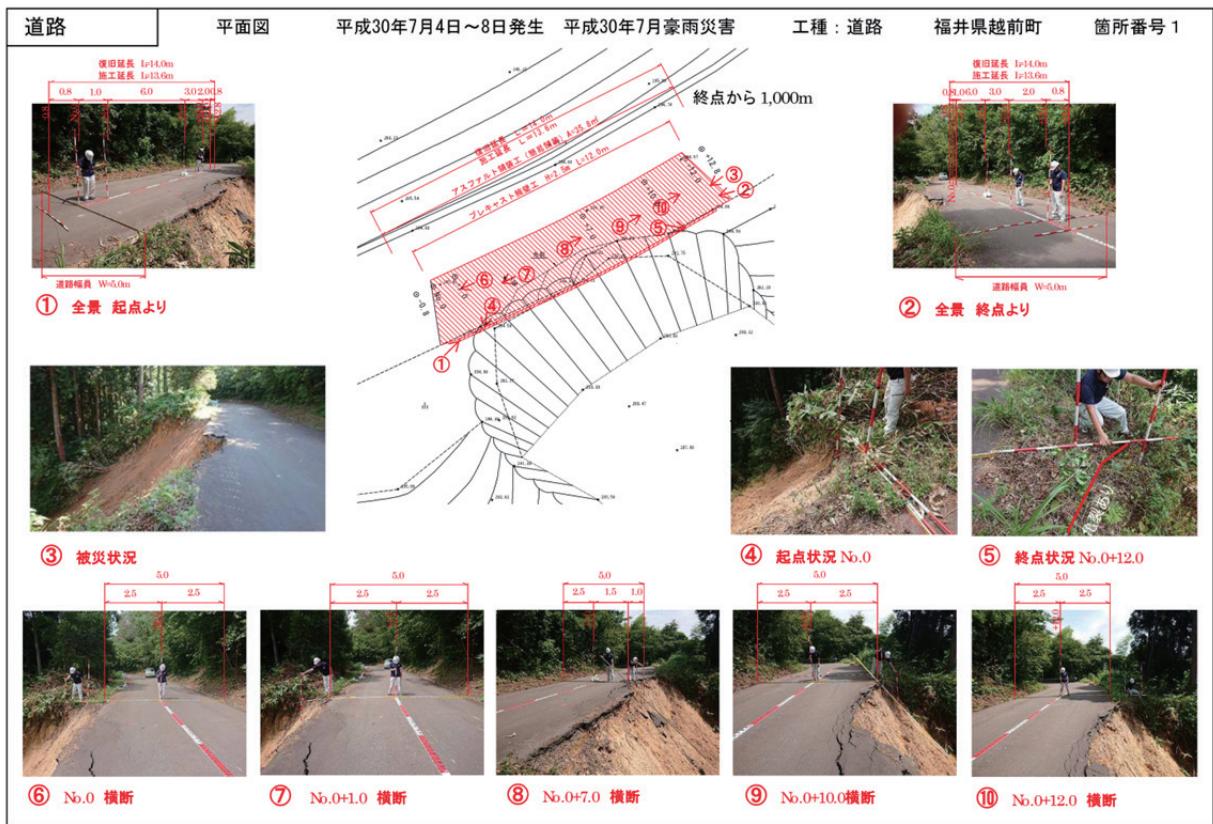


図-3.6.5 被災状況説明図



図-3.6.6 崩壊箇所の全景



図-3.6.7 崩壊頭部の滑落崖

図-3.6.8 に示した崩壊前の空中写真を見ると崩壊箇所の谷は草地～低木からなり、杉が生育する両側の斜面と対照的である。崩壊地内で湧水は認められない。

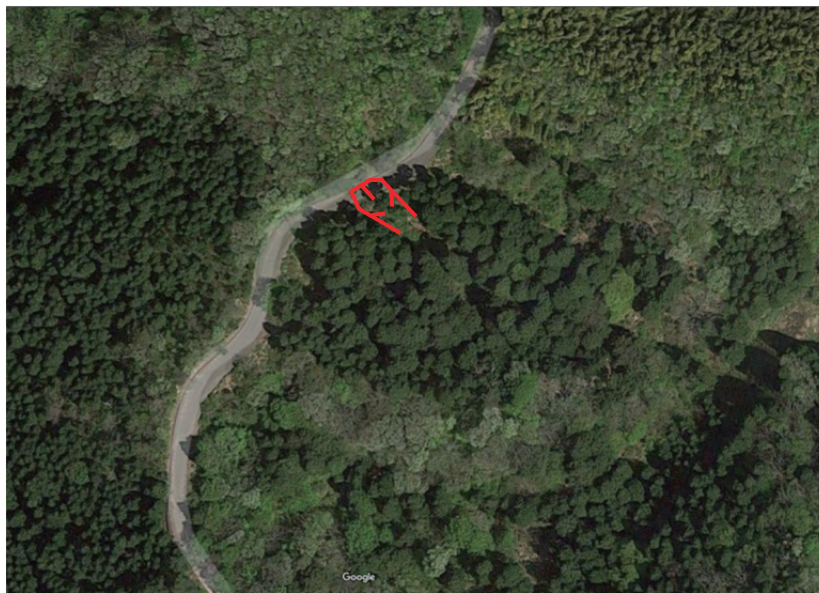


図-3.6.8 崩壊前の空中写真

### 3.6.2 問題のある地質構造

崩壊面で基盤岩は確認されないため地質境界に沿った崩壊というより、緩い盛土（捨土）の表層崩壊とみられる。

### 3.6.3 集水条件

崩壊箇所は軽微な谷地形を呈しているため、多少は集水すると思われるが集水範囲は狭い。崩壊箇所

前後の道路は縦断勾配が緩く路面水の特に集まりやすい条件ではないが、拌み勾配のため半車線分の路面水は崩壊箇所へ流出していたものと判断される。

#### 3.6.4 崩壊発生の素因・誘因

崩壊の素因としては①緩い谷埋め盛土（捨土）が考えられる。誘因は②集中豪雨による地表水・地下水の本斜面への流入と考えられる。

#### 3.6.5 事象から得られる教訓

本崩壊の主な要因は緩い盛土（捨土）の存在にあると考えられる。このような場所では特別に水の集まりやすい地形条件でなくても小規模な崩壊が容易に発生するため、盛土の適切な施工管理が重要である。



### 3.7 林道越前西部3号

福井工業高等専門学校 吉田 雅穂  
福井工業高等専門学校 辻野 和彦  
立命館大学 小林 泰三  
国土防災技術(株) 古林 孝史  
(株)デルタコンサルタント 梅田 祐一

#### 3.7.1 崩壊の概要

勾配 30° 程度の谷を埋めて林道を構築している箇所では、盛土が幅約 40m、長さ約 60m にわたって崩壊した。滑落崖の高さは 2m 程度でありあまり高くないが、崩壊厚さは 5m 程度以上で比較的大規模な崩壊となっている。崩壊箇所の地形図を図-3.7.1 に、空撮写真を図-3.7.2 に示す。また、図-3.7.3 には平面図、図-3.7.4 には断面図を示す。

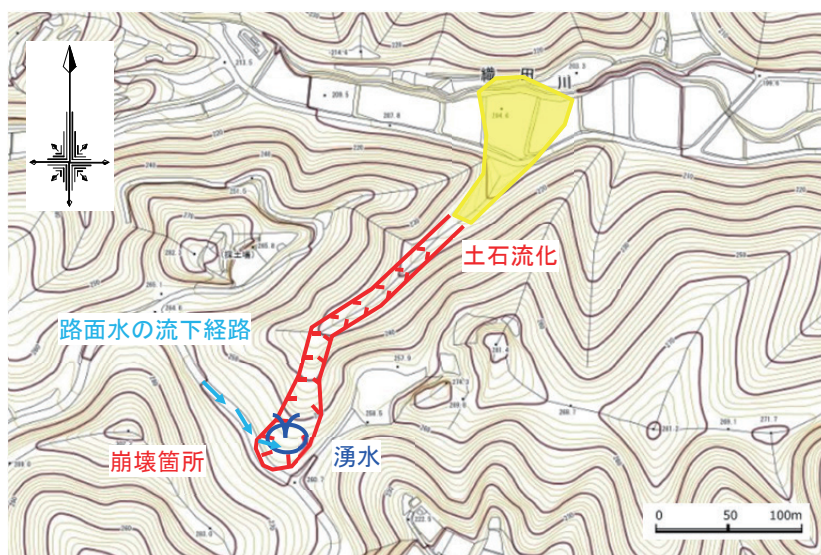


図-3.7.1 崩壊箇所周辺の地形図



図-3.7.2 崩壊箇所の空撮写真

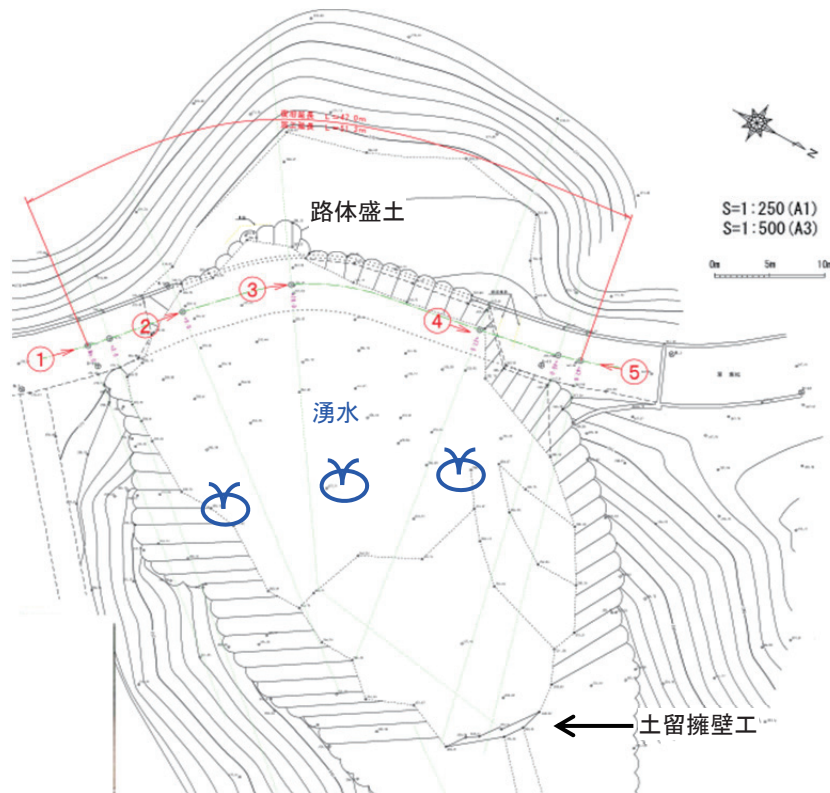


図-3.7.3 崩壊箇所の平面図

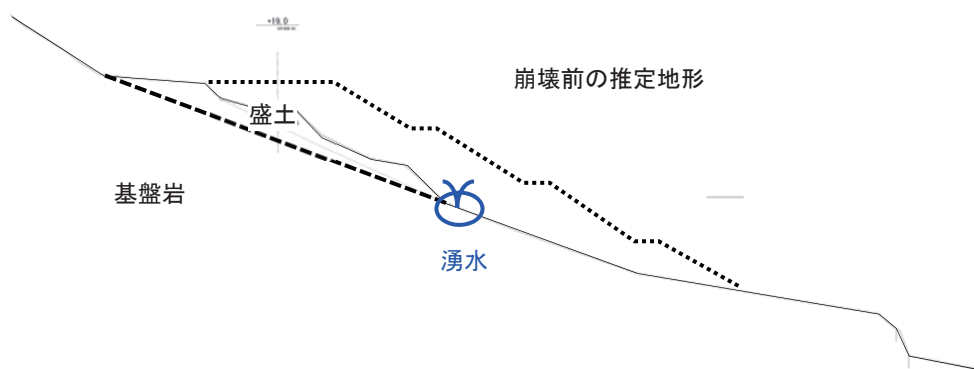


図-3.7.4 崩壊箇所の断面図

図-3.7.5～図-3.7.9 には崩壊箇所の写真を示す。崩壊箇所（盛土範囲）の下方には土留擁壁工があり、袖部が破損しているが本体は転倒を免れている。土留擁壁工より 20m 程度上流側の両岸の斜面に残る立木には、高さ 2m 程度の位置まで土砂に埋まった跡が残っており（図-3.7.8 参照）、崩壊土砂は一度土留擁壁工で捕捉された後、土石流化し下流域へ流下したものと推察される。土石流は約 300m 下方の農地に到達して停止している。

降雨後には、盛土と地山の境界付近より多量の湧水が認められた。図-3.7.3～図-3.7.4 の平面図および断面図を見ると、路体盛土の上部に排水施設は認められない。



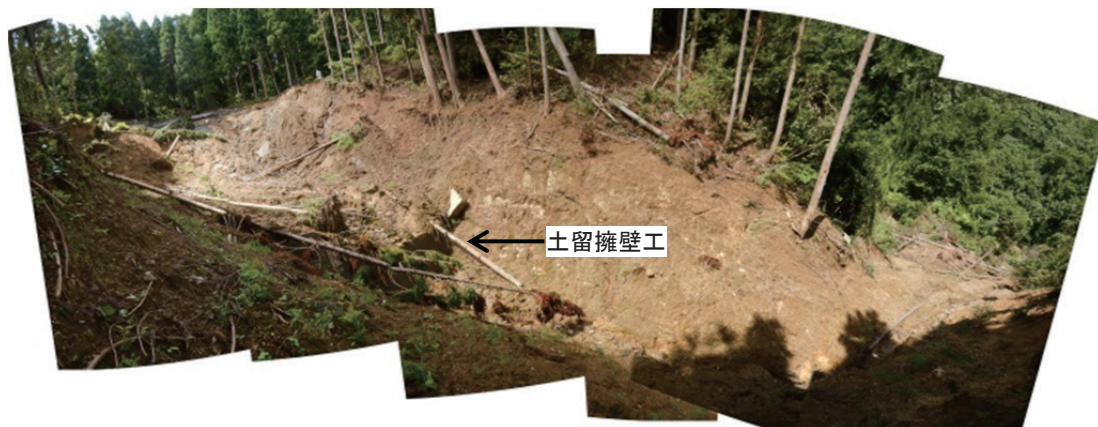


図-3.7.7 崩壊箇所を下方より望む



図-3.7.8 立木に残る土砂の埋積跡



図-3.7.9 土石流の堆積状況

図-3.7.10～図-3.7.11には写真測量による横断面図を示すが、土留擁壁工を含む崩壊地の地形状況を良く捉えている。



図-3.7.10 横断面図作成位置

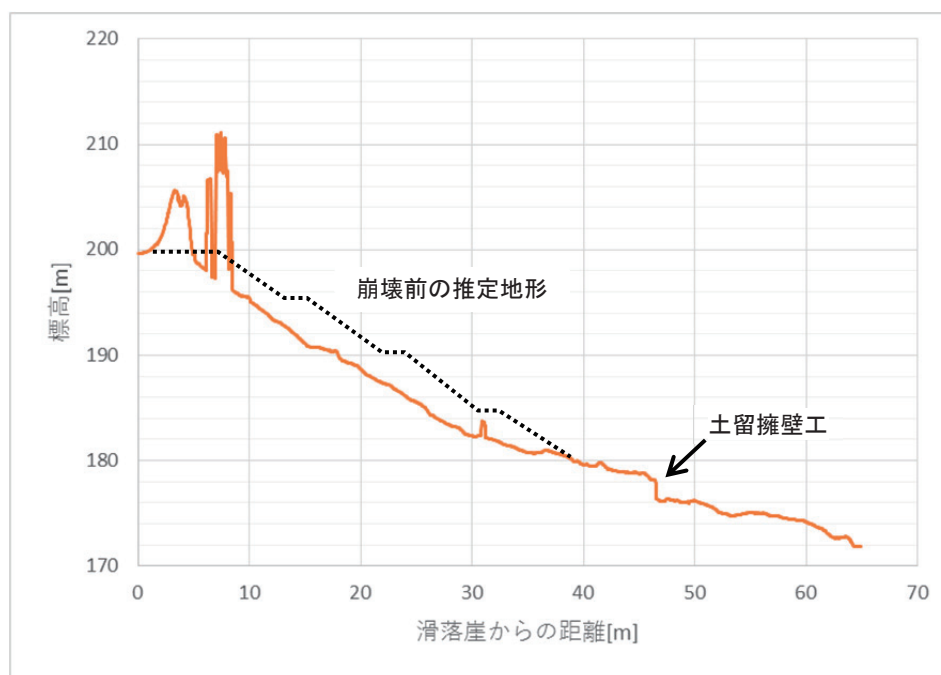


図-3.7.11 写真測量による横断面図

### 3.7.2 問題のある地質構造

崩壊箇所はいわゆる路体盛土に相当し地下水の集まりやすい地盤条件である。

### 3.7.3 集水条件

崩壊箇所の上方には谷が続いて集水地形が広がっており、表流水・地下水を集水しやすい地形条件にある。他方、林道はある程度の縦断勾配をもって続いており、崩壊箇所の上流側で横断溝によって路面水を受けているが、その流末は崩壊箇所付近で途切れている。崩壊前は適切に谷まで導水されていたものと思われるが、排水路に土砂や枯葉が堆積したことにより盛土内へ流入した可能性も考えられる。

### 3.7.4 崩壊発生の素因・誘因

崩壊の素因は①地下水の集まりやすい路体盛土が挙げられる。誘因は②集中豪雨による地表水・地下水の本斜面への流入と考えられる。

### 3.7.5 事象から得られる教訓

路体盛土に対する一般的な教訓は 3.4.5 で述べたとおりであるが、本事例では路体盛土の上方に明瞭な集水地形を有するため、特にこのような場合は入念な排水対策を行うことが求められる。

### 3.8 林道山中大谷線

福井大学学術研究院工学系部門 藤本 明宏  
(株)田中地質コンサルタント 城戸 渉

#### 3.8.1 地形・地質概要

##### (1) 地形

当該地は、大谷の集落を南下し、国道 8 号敦賀トンネル手前から林道山中大谷線を西に入り、約 400 m 進んだ所に位置し標高 160~190m 付近の大きくカーブする沢部になる。北西-南東方向の主尾根が海岸まで延び、これに交差するように東北東-西南西方向の枝尾根がひだ状に発達した地形が特徴的である。この主尾根に沿って断層地形が発達する。本断層は「山中断層」と呼ばれ活断層である。また、当該地の沢は北東-南西方向で、谷の開析が進行している。当該地周辺には大きな溪流もなく水の流れも少ないが、林道沿いには多くの崩壊跡地形が見られる。



図-3.8.1 調査地周辺の地形図（引用：地質調査総合センター発行地形図）

##### (2) 空中写真判読結果

当該地を含む広域の地形の特徴を図-3.8.2 に示す空中写真判読結果から述べる。北西-南東方向の主尾根に沿う山中断層のリニアメントは明瞭であるが、当該地にはかからない。リニアメントほどの連続性はないが、線状模様が東北東-西南西方向に入り、当該地の枝尾根の方向と調和的であり、地質構造に規制されたものと想定される。当該地の上方斜面から流下すると考えられる溪流は 2 つあり、表面水が流下してくると考えられる。

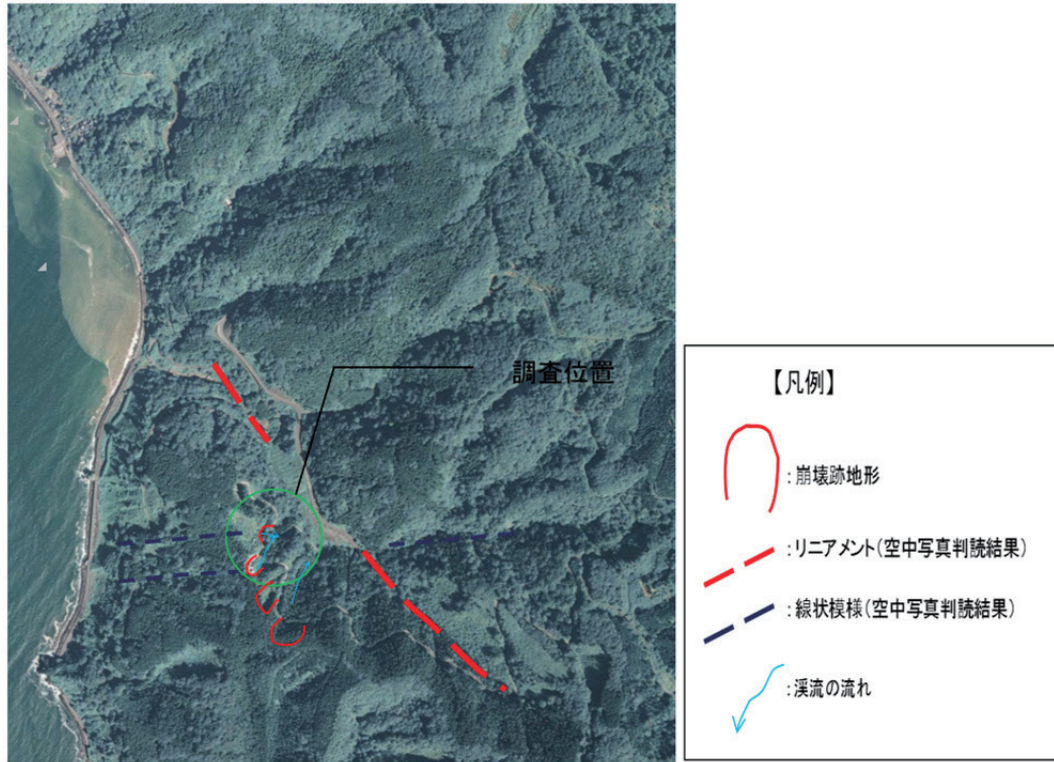


図-3.8.2 調査地周辺の空中写真判読結果図

(引用：国土地理院発行空中写真 CCB-20132 C4-2)

### (3) 地質

当該地の地質は中生代ジュラ紀の湯尾コンプレックスである。岩相は泥質混在岩 (Yw) を主体に、泥岩 (Ym)、砂岩 (Ys) を挟在する。地層の層理は北東-南西方向で、岩質の違いが風化侵食を反映し、沢、尾根の形状を規制している。同層に新第三紀の安山岩の脈岩 (薄層) が挟在する。大きな構造としては、山中断層 (活断層) が当該地の東側を北西-南東方向に存在している。

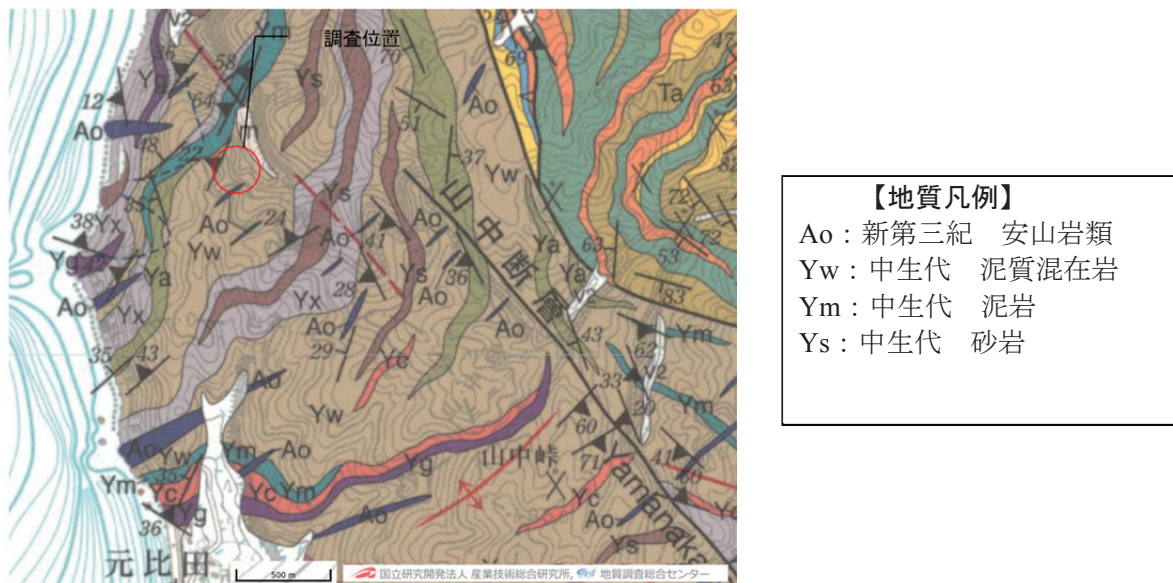


図-3.8.3 調査地周辺の地質図 (引用：地質図 5万分の1地質図福「今庄及び竹波」)



### 3.8.2 変状踏査結果

#### (1) 降雨状況

図-3.8.4 に7月4日～7月9日にかけての豪雨時における越廼，今庄，および武生観測所の雨量観測結果を示した。海岸沿いの越廼観測所の時間雨量と累積雨量の傾向は，今庄や武生の内陸地域と異なる。越廼では，7月6日の15時～7月7日の8時の間の連続雨量が208mmで，特に，7月7日1:00～7日の8:00にかけては，時間雨量が17.5～30.5mmと，かなり強い雨が降った。今庄では，7月5日の13時～5日の21時の間の連続雨量が140mmで，時間雨量が9.5～19.5mmと，かなり強い雨が降った。武生についても，今庄と同じ傾向で，同時間帯で累積雨量が160.5mmで，時間雨量が9.5～21.0mmと，かなり強い雨が降った。林道山中大谷線地区の被災状況から推察して，越廼の観測結果に類似している。

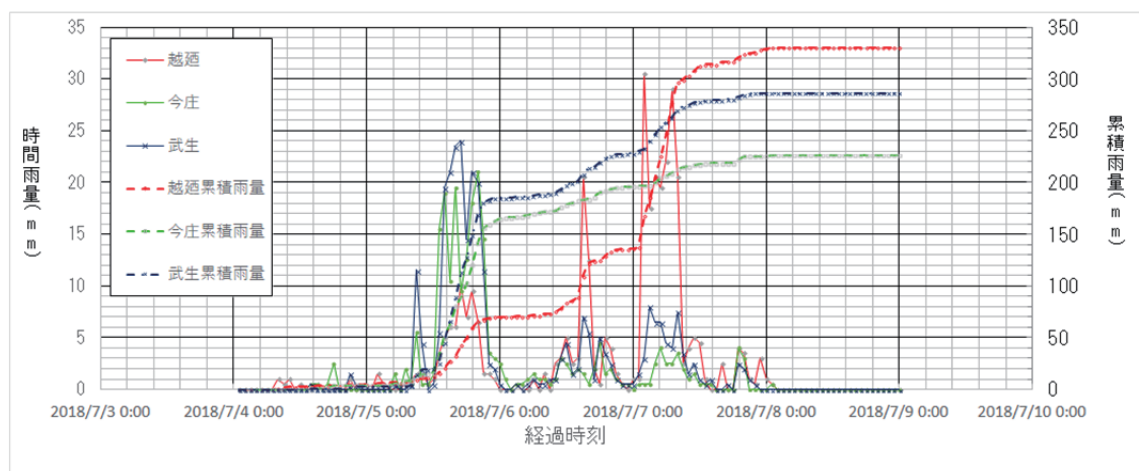
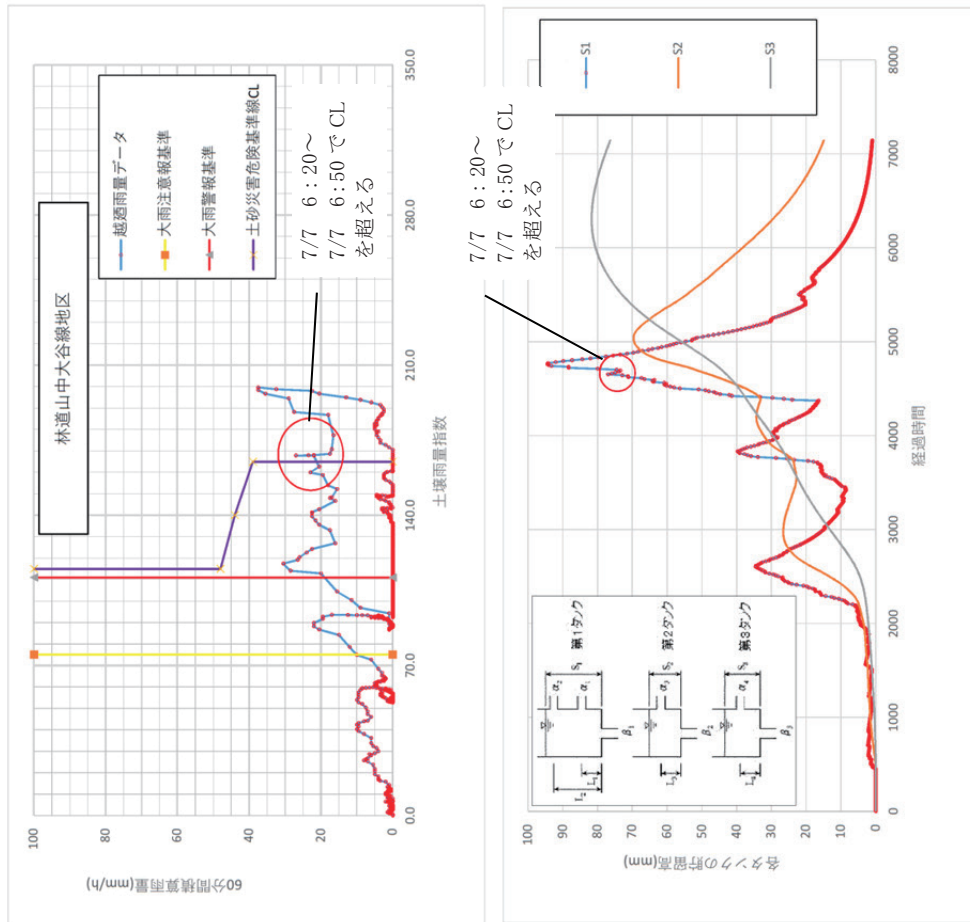


図-3.8.4 7月豪雨時における越廼，今庄，および武生観測所の雨量観測結果

#### (2) 斜面崩壊について地元の方等からの聞き取り状況

有意義な情報は得られなかった。



流出孔の高さ(mm)	一段目			二段目	三段目	Δt
	L1	L2	L3	L4		
流出係数(1/hr)	α1	α2	α3	α4		
浸透係数(1/hr)	β1	β2	β3	β3		
	0.12	0.05	0.05	0		

大雨注意報基準		大雨警報基準		土砂災害危険基準線CL	
土壌雨量指数	60分積算雨量	土壌雨量指数	60分積算雨量	土壌雨量指数	60分積算雨量
75	0	111	0	115	100
75	100	111	100	115	48
				140	44
				165	39
				165	0

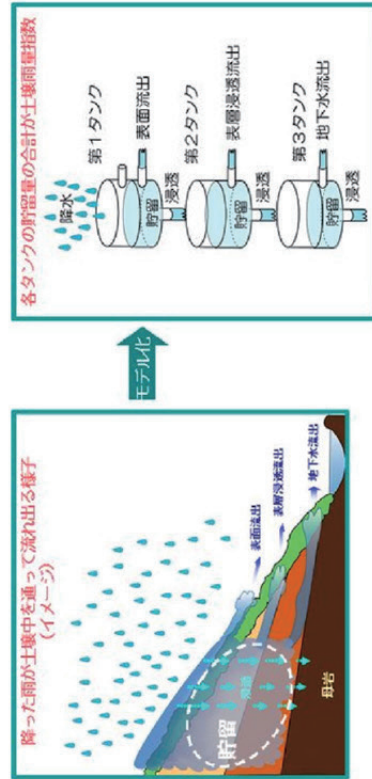


図1 雨が土壌中に貯まっていくなりタンクモデルとの対応

図-3.8.5 7月豪雨時におけるスネーク曲線

(3) 現地踏査結果

地表地質踏査結果図を図-3.8.6 に、地質横断面図（スケッチ図）を図-3.8.7 に、地質層序表を表-3.8.1 に、変状踏査写真を写真-3.8.1、写真-3.8.2 に、それぞれ示すとともに、踏査結果を以下にとりまとめた。  
 なお、P83～P84 の本文中の ( ) 内のP-番号は撮影箇所ごとの写真番号に対応する。

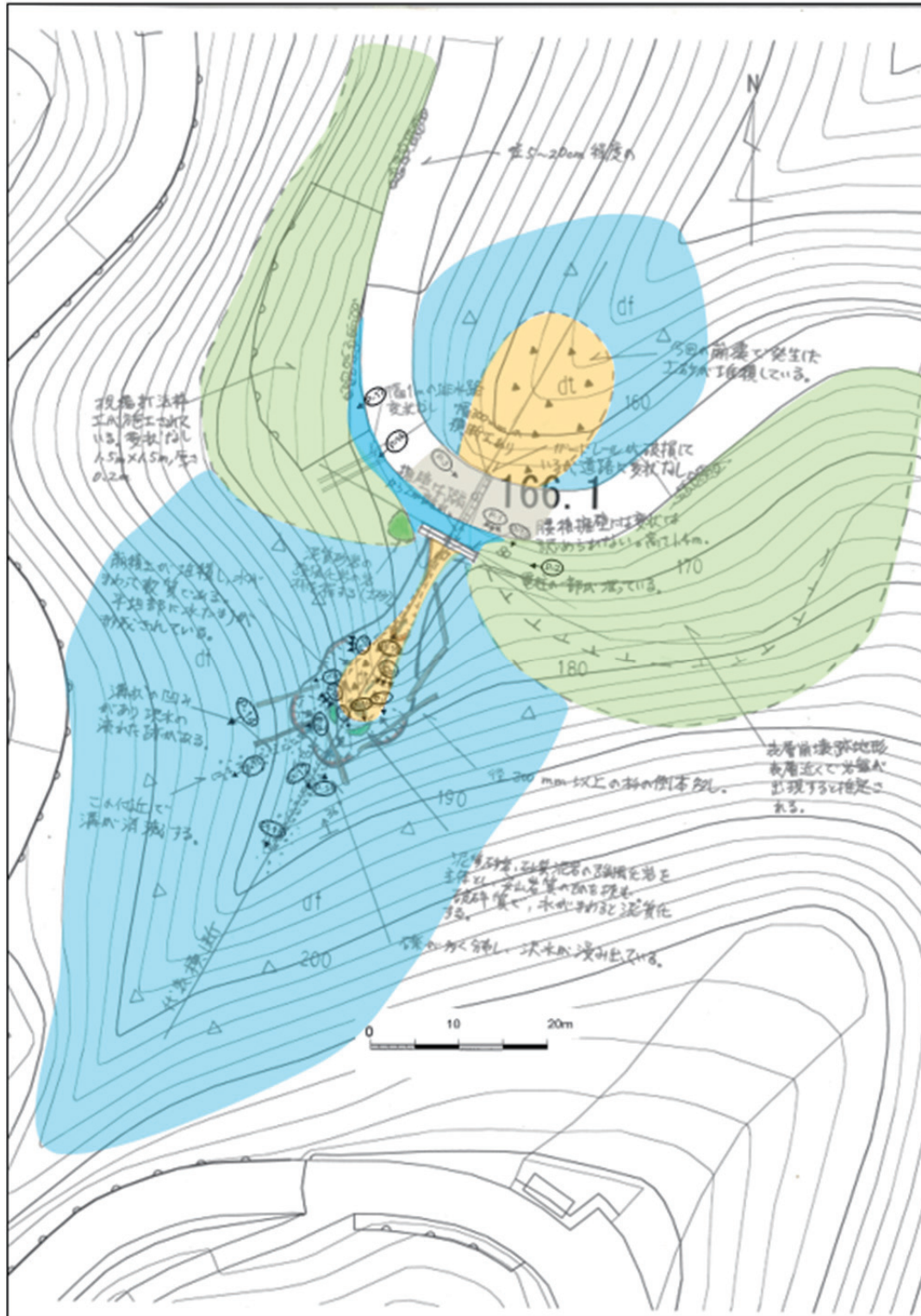


図-3.8.6 地表地質踏査結果図

表-3.8.1 地質層序表

地質時代			区分	地層名	記号	土質・岩相
現世			未固結堆積物	人工改変土、盛土	B	林道に谷区間では盛土が分布する。粘性土および締まりの緩い砂礫からなる。
新生代	第四紀	完新統		崩積土 (産錐性堆積物)	dt	沢部や自然斜面の凹地や末端付近に小規模に分布し、暗灰～暗褐色の礫まじり土を主とする。今回の斜面崩壊で発生した崩積土も含める。本層の締まり具合は緩く、降雨等により侵食崩壊しやすい。
		更新統		土石流堆積物	df	沢部および自然斜面に広く分布する。暗灰～褐灰色玉石および礫まじり土を主とする。50～100mmの玉石や礫を混在する。斜面上の本層は締まりが緩く降雨等により侵食崩壊しやすい。
中生代	ジュラ紀		基盤岩	Yw	当該地では露岩箇所が少なく、崩壊斜面の一部および林道沿いの斜面に分布する。岩相は砂質泥岩ないし泥質砂岩で亀裂が発達し、風化が進行し、土砂化しやすい。	

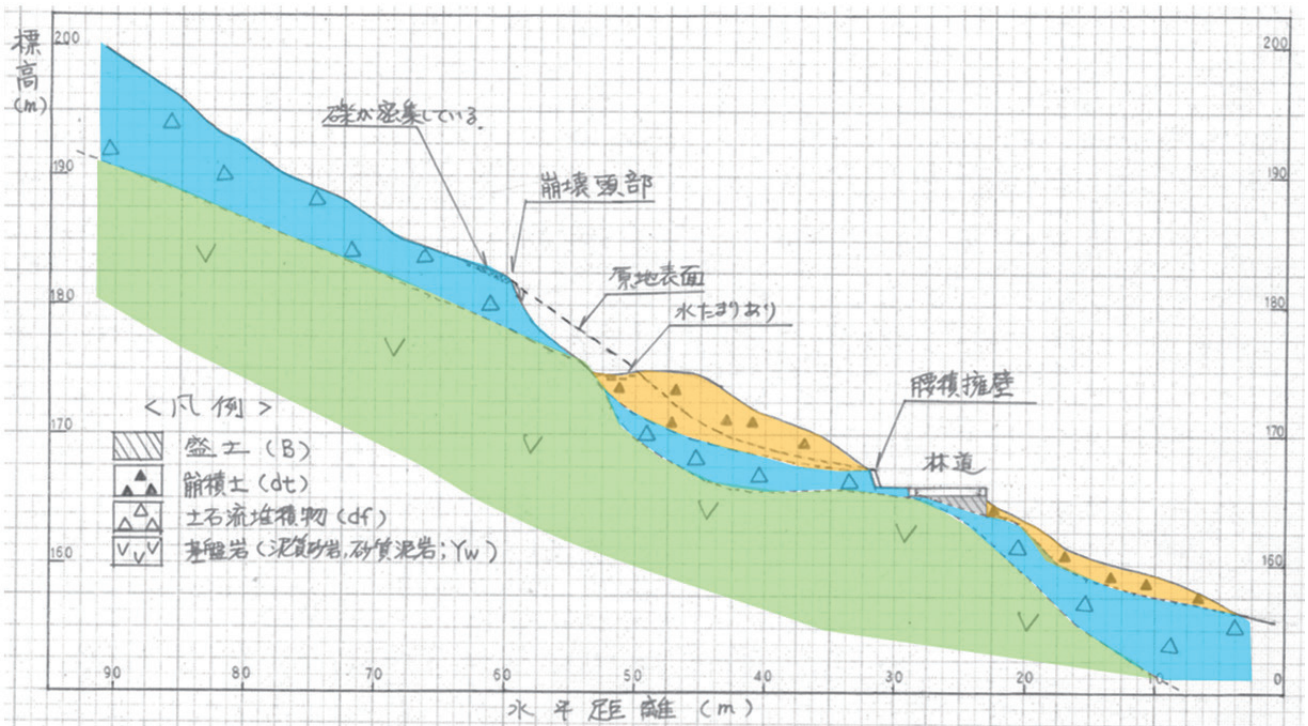
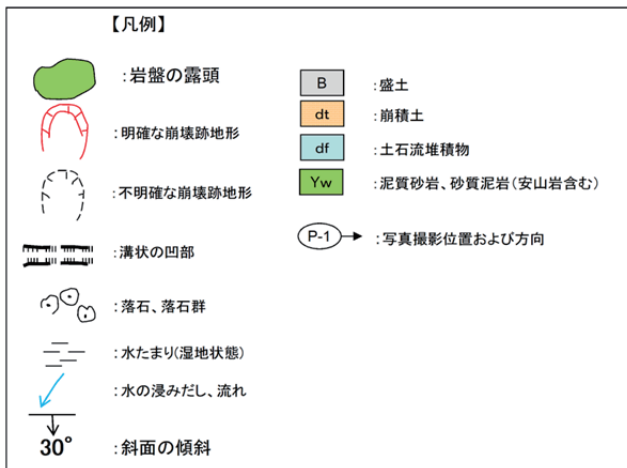


図-3.8.7 地質横断面図 (スケッチ図)



P-1 崩壊斜面 全景  
 護岸擁壁(高さ1.4m)に薬材が認められなかったため、擁壁の天端付近がすべり面と考えられる。



P-2 崩壊斜面の沢出口付近の状況  
 沢部面高に礫層の地山があるためポトルネック状にすまなかった形状となっている。



P-3 崩壊斜面の林道下の状況  
 林道の全幅は6mで、崩壊土の押し出し等でガードレールの破損はしたが、林道に薬材は認められなかった。



P-4 崩壊地頭部付近の状況  
 倒木が崩壊斜面の中心に向かって倒れている。斜面中央付近に崩壊土が堆積し、溝状の「氷みち」が形成されている。



P-5 崩壊地右岸側面の状況  
 斜面頭部付近の斜面は比較的平滑である。幅3~4m程度の小規模な崩壊跡が2箇所発生している。表面水の浸透が地下水がすべり面の下端付近から染み出ている。一方、の斜面中腹には崩壊土が厚く堆積している。



P-6 崩壊地左岸側面の状況  
 幅3~4m程度の小規模な崩壊跡が2箇所発生している。



P-7 右岸側の崩壊頭部付近の拡大  
 斜面長約3.5m、斜面勾配34%  
 泥質砂岩、砂層、泥岩、安山岩類  
 を含む土石流堆積物



P-8 左岸側の崩壊頭部付近の拡大  
 斜面長約4.0m、斜面勾配70%  
 礫混じり砂質土を主体とする  
 土石流堆積物



P-9 左岸側の崩壊頭部の状況  
 斜面不安定で二次崩壊の危険  
 あり。上方斜面が不安定化して  
 いる。

写真-3.8.1 現地踏査写真



P-10 崩壊斜面 末端付近の状況  
斜面中腹における沢幅は10~12m  
程度である。



P-11 崩壊斜面の右側崩落頭部の上方斜面  
状況  
砂礫や玉石が密集し、澤水が少量流  
れている。斜面勾配20°



P-12 右岸崩壊斜面の上方斜面状況  
溝状の凹部 幅50cm 深さ40cm



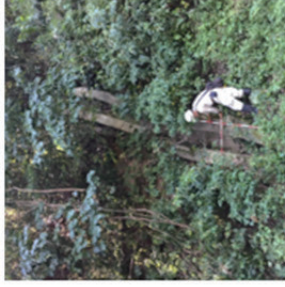
P-13 P-12の上方斜面状況  
礫が多く分布する。斜面勾配38°



P-14 左岸側の標高200m付近より上方の斜面状況  
凸型の直線的な斜面となる。平均斜面勾配35°



P-15 崩壊斜面の左岸側の上方斜面状況  
斜面勾配36°



P-16 崩壊箇所約10m西側の既設排水路  
幅1m程度で変状はない。



P-17 崩壊箇所の約15m西側の既設現場  
打ち法棒工  
符の規程:1.5m×1.5m、厚さ0.2m



P-18 落石の状況  
泥質砂岩 硬質



P-19 破砕質の強風化岩  
破砕質



P-20 岩盤の露岩状況  
泥質砂岩で、亀裂が多く、細片化  
している。岩片は硬質である。

### 写真-3.8.2 現地踏査写真

① 崩壊斜面の規模と崩壊の形態

- ・崩壊規模は以下の通りである。

崩壊幅：4～12m程度で平均7～8m

林道の道路面からの比高：約16m

腰積擁壁天端からの水平距離：約28m

崩壊斜面の平均勾配：28°（1：1.9），最大勾配：38°

崩壊頭部の高さ：約4m，崩壊頭部の斜面勾配：65～70°

崩壊の形態：土石流堆積物（礫混じり土）の流動化による中規模崩壊

- ・基盤岩の地質は、中生代ジュラ紀の湯尾コンプレックスに属する泥質混在岩である。岩相は、泥質砂岩もしくは砂質泥岩で安山岩類を薄く挟在する。
- ・基盤岩の上に土石流堆積物が層厚5mもしくはそれ以上の層厚で被覆していると想定される。本層は締め具合の緩い礫混じり土で、100～500mm程度の玉石を含む。礫種は基盤岩起源ものが多い。

② 崩壊斜面の状況

- ・林道の道路面の標高は166mで、道路全幅は6mである（P-1,2 参照）。
- ・崩壊した斜面は、林道に対してほぼ直交方向に位置し、出口付近の幅は約5mで、崩壊斜面中腹部では10～12mとなり、ボトルネックの形状を呈する（P-1 参照）。
- ・崩壊頭部付近の標高は182mで、林道からの比高は約16mである。
- ・崩壊箇所の林道から下の斜面については、横断工が破損し、排水機能がなくなっているが、道路下の擁壁や斜面の変状は認められない（P-3 参照）。
- ・崩壊頭部には幅3～4mの小規模な崩壊面が4箇所認められ、各崩壊面から土砂が流出したと想定される（P-5,6 参照）。
- ・中腹部に溜まった崩積土の層厚は最大5mと想定され、平均で3m程度と考えられる。
- ・崩積土は、中腹部も含めて斜面内に残されており、沢からの表面水および地下水の浸透で泥濘化して、不安定な状況にある（P-4, 10 参照）。
- ・崩壊頭部から直上の自然斜面は緩んでおり二次崩壊跡地形の危険性がある（P-7～9 参照）。

③ 崩壊頭部より上方の斜面状況

- ・崩壊斜面の右岸側(沢を背にして右側)の上方斜面は本来の谷筋に相当し、50～100mm程度の礫が密集し、表層地盤が緩んでいる（P-11 参照）。
- ・右岸側の谷筋は溝状の凹部が形成されており、深さ約40cm、幅約50cmで、礫を多く含んでいる。斜面勾配は38°で沢水はしみだす程度ある（P-12,13 参照）。
- ・崩壊斜面の左岸側(沢を背にして左側)の上方斜面は、本来の谷筋より西側に約30°ふった方向となるが、直線的な尾根部の地形となる（P-14 参照）。
- ・沢水が流れた跡と思われる溝状の凹部が形成されている。標高でおおよそ195mぐらいで消滅し、地中になるが空洞ができています（P-15 参照）。

④ 既設構造物の状況

- ・腰積擁壁の前に敷設してある横断工が土砂で埋まり、コンクリートの一部破損を生じ、機能不全となっている。

- ・ガードレールが土砂流出に伴い破損している（P-3 参照）。
  - ・当該地の西側約 10mのところに幅 1mの縦排水路があり水は流れていなかった。構造上の変状は認められない（P-16 参照）。
  - ・当該地の西側約 15～40mの区間に現場打ち法枠工が施工されている。道路面に落石が多い以外は構造的な変状は認められない。枠の大きさは 1.5m×1.5mで厚み 0.2mである（P-17 参照）。
- ⑤ 当地区に出現する地質
- ・当該地の林道路肩付近に落石が多く散在し、岩種は泥質砂岩または砂質泥岩が主である（P-18 参照）。
  - ・崩壊斜面に出現する基盤岩（Yw）の強風化岩は、破碎質で粘土を挟在し、暗灰色を呈する軟質岩である（P-19 参照）。
  - ・崩壊斜面右岸側に泥質砂岩の露頭が見られる。岩片は硬質であるが細片状である（P-20 参照）。
  - ・土石流堆積物（d f）は、崩壊斜面に分布し、礫混じり土である。層厚は 4～5mで締りの緩い地盤である（P-4, 13 参照）。

### 3.8.3 考察

(1) 崩壊機構として以下のプロセスが考えられる。

- ①大地形として、地質に起因する風化・侵食の差で、泥質岩の部分は風化・侵食に弱く、砂岩は強いという規制にしたがって地形が形成された。したがって、泥岩層が差別侵食により沢部を形成し、砂岩がひだ状の尾根を形成したと考える。
- ②さらに近接して、北西-南東方向に走る活断層である「山中断層」が通り、その活動の影響を受け、砂岩は細片状、ブロック状となり、泥岩は破碎質で粘土化したと考えられる。
- ③断層活動の影響で基盤岩に褶曲や断層変動が生じ、その結果基盤岩の出現深度に差を生じ基盤岩出現標高の低い凹部に被覆層が厚く堆積した。
- ④土石流堆積物は締りの緩い玉石混じりの礫質土や砂質土からなり、「みずみち」が形成され、侵食、崩壊が進行し、谷の開析が進み、軟質な斜面を形成していった。
- ⑤集中豪雨により、集水地形を伴う谷地形において、粘土化し、不透水層となった基盤岩表層に地下水が上昇し、緩んだ土石流堆積物が不安定化した。
- ⑥限界雨量を超えた時点で、地盤が飽和し、斜面中腹部で不安定となったいくつかの土塊が形成され、崩壊し始めた。
- ⑦それに伴って、中腹から下端付近の土砂が土石流となって林道に流出した。

(2) 今回の崩壊について、踏査結果を踏まえた考察を以下に要約する。

- ①踏査にて斜面上の溝状の凹部や空洞も確認している。⇒7月7日の夜中から未明にかけての集中豪雨によりかなりの水が斜面上および地中に浸透し、パイピングかボイリングを生じたと考える。
- ②基盤岩が崩壊頭部の斜面下端および林道沿いの斜面に分布する⇒基盤岩の出現面が起伏を伴う。
- ③基盤岩の凹部が崩壊斜面の中腹部に想定される。⇒土石流堆積物が厚く堆積する。
- ④谷の出口に砂岩が分布し、ボトルネック状の沢となっているため、地下水が上昇しやすい地質構造になっていた⇒過剰間隙水圧の上昇と土石流堆積物層中の飽和度が上昇が急激に生じた想定される。
- ⑤集中豪雨による限界雨量を超えた時点で局所崩壊が起り始めた。
- ⑥最終的に、基盤岩上の土石流堆積物による土砂崩壊を生じた。



(3) 対策工に対する提言

①地下排水，地表排水系統の整備と流末処理

②崩壊頭部の上方斜面に対する安定性の確保：透水性と押え盛土の効果を期待したかご工等による押  
さえ盛土

③谷の出口付近での土留め壁の設置



## 第4章 擁壁の被害

### 4.1 越前町米ノ

福井大学学術研究院工学系部門 藤本 明宏  
(株)田中地質コンサルタント 城戸 渉

#### 4.1.1 地形・地質概要

##### (1) 地形

当該地は米ノの集落を国道 305 号から東に約 400m 入った所で、標高 40~70m 付近の山裾から低地に位置する。東西方向に伸びる沢沿いに断層地形が発達する。また、沢沿いに米ノ川が西方向に流下している。沢の両岸は急斜面で、尾根部に段丘堆積物が分布し、小規模に平坦地もしくは緩斜面を形成している。



図-4.1.1 調査地周辺の地形図 (引用:地質調査総合センター発行地形図)

##### (2) 空中写真判読結果

当該地を含む広域の地形の特徴を図-4.1.2 に示す空中写真判読結果から述べる。米ノ川に沿う形で直線状の谷地形が東西方向に並び、当該地の上の町道の背後斜面を通るリニアメントが存在する。リニアメントほどの連続性はないが、線状模様が北東-南西方向に入り、当該地近くにかかる。米ノ川の谷の両岸に崩壊跡地形がみられる。当該地の近くを流下すると考えられる溪流は2つあり、この内の1つが当該地に流下する可能性がある。当該地と干飯崎の間に北北東-南南西方向に延びた、標高 60~70mの段丘地形が認められる。



図-4.1.2 調査地周辺の空中写真判読結果図

引用:国土地理院発行空中写真 CCB-75-23 C16A-2

### (3) 地質

当該地の地質は新生代第三紀中新世の糸生層である。岩相は安山岩熔岩および同質火砕岩で、当地区では凝灰角礫岩を主体とする。中生代の西谷流紋岩類と新第三紀の糸生層の地層境界付近に古い断層が存在し、直線的な谷地形を形成している。尾根部の平坦地に小規模に段丘堆積物が分布する。

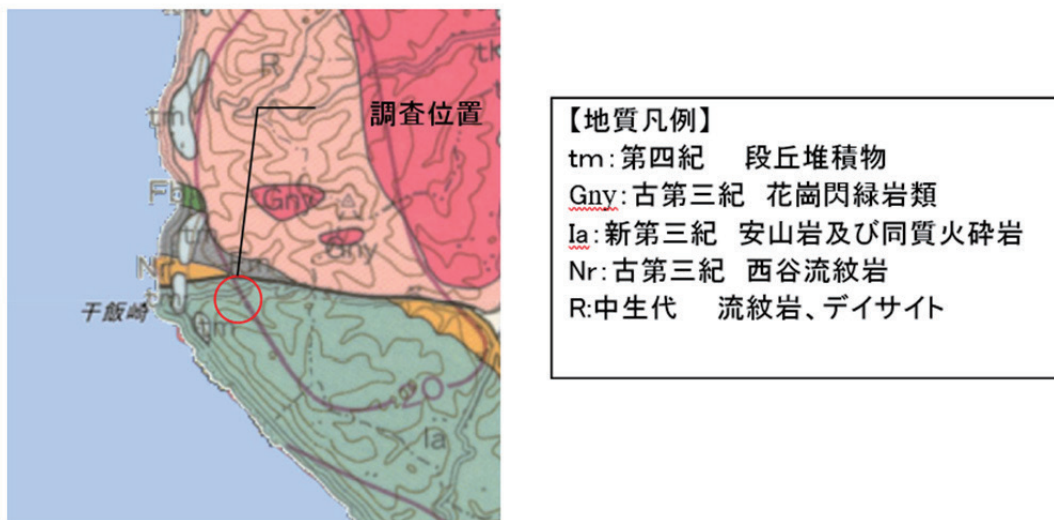


図-4.1.3 調査地周辺の地質図 (引用:地質図 20万分の1 地質図「岐阜」)

## 4.1.2 変状踏査結果

### (1) 降雨状況

図-4.1.4 に7月4日～7月9日にかけての豪雨時における越廼, 今庄, および武生観測所の雨量観測結

果を示した。海岸沿いの越廼観測所の時間雨量と累積雨量の傾向は、今庄や武生の内陸地域と異なる。越廼では、7月6日の15時～7月7日の8時の間の連続雨量が208mmで、特に、7月7日1:00～7日の8:00にかけては、時間雨量が17.5～30.5mmと、かなり強い雨が降った。今庄では、7月5日の13時～5日の21時の間の連続雨量が140mmで、時間雨量が9.5～19.5mmと、かなり強い雨が降った。武生についても、今庄と同じ傾向で、同時間帯で累積雨量が160.5mmで、時間雨量が9.5～21.0mmと、かなり強い雨が降った。米ノ地区の被災状況から推察して、越廼の観測結果に類似している。

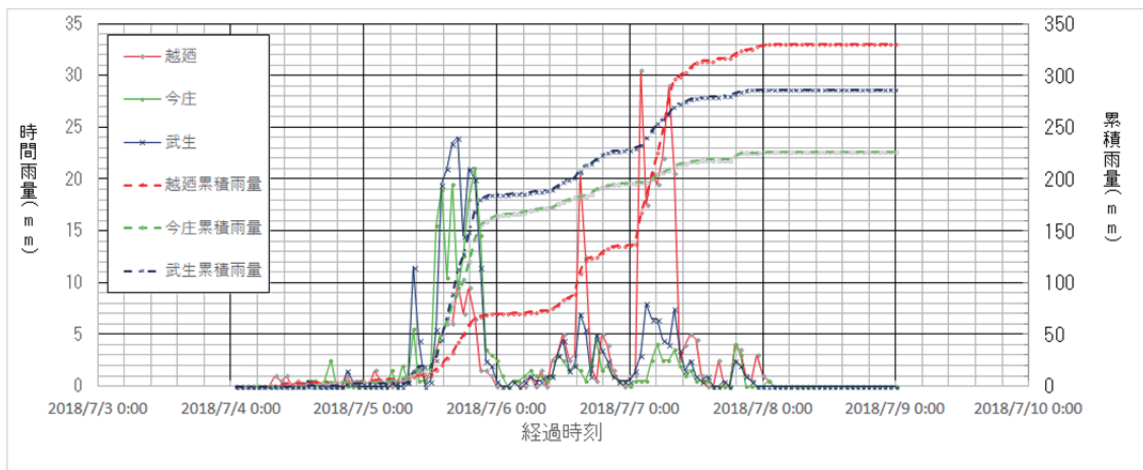


図-4.1.4 7月豪雨時における越廼，今庄，および武生観測所の雨量観測結果

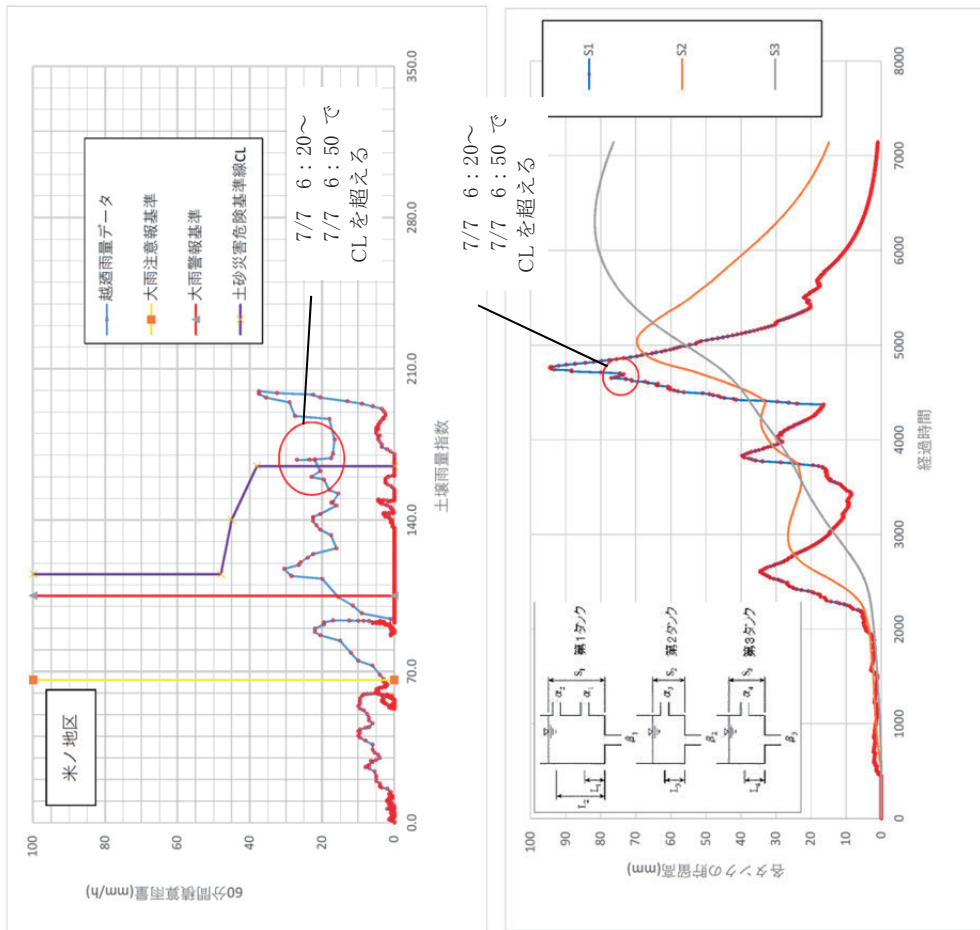


図-4.1.5 7月豪雨時におけるスネーク曲線

タンクモデルのパラメータ						
	一段目			二段目	三段目	Δt
	L1	L2	L3	L4		
流出孔の高さ(mm)	L	60	15	15	15	0.17
流出係数(1/hr)	α1	α2	α3	α4	α4	
	β1	β2	β2	β3	β3	
浸透係数(1/hr)	0.12		0.05	0.05	0	

米ノ地区	大雨注意報基準		大雨警報基準		土砂災害危険基準線CL	
	土壌雨量指数	60分積算雨量	土壌雨量指数	60分積算雨量	土壌雨量指数	60分積算雨量
	66	0	105	0	115	100
	66	100	105	100	115	48
					140	45
					165	38
					165	0

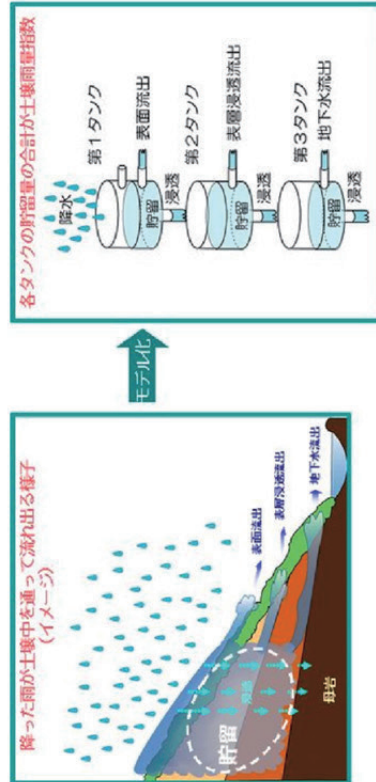


図1 雨が土壌中に貯まってく様子とタンクモデルとの対応

(2) 擁壁の変状について地元の方等からの聞き取り状況

平成30年7月7日の夜中から未明にかけて、かなりの水量の濁水が擁壁前の町道下流側に流れだした。擁壁のBブロック中央付近に亀裂が入り、徐々に開口し、最終的に、擁壁中央付近が約4m道路に押し出され、約2m扇状に開口して破損に至った。擁壁の背面は奥行き約3m程度の平坦地と比高2.5m程度の崖状の緩斜面からなり、昔は畑として利用されていた。以前は、擁壁の前面に道路面から高さ1m程度盛土され、人家が建てられていた。平成25年度の施設点検報告書では、法尻付近に破損した排水路があり、その前面は道路面と同じ高さで平坦地となっていた。

(3) 現地踏査結果

変状踏査結果を図-4.1.6に、変状踏査写真を写真-4.1.1および写真-4.1.2に示すとともに、踏査結果を以下にとりまとめた。なお、P95～P96の本文中の( )内のP-番号は撮影箇所ごとの写真番号に対応する。

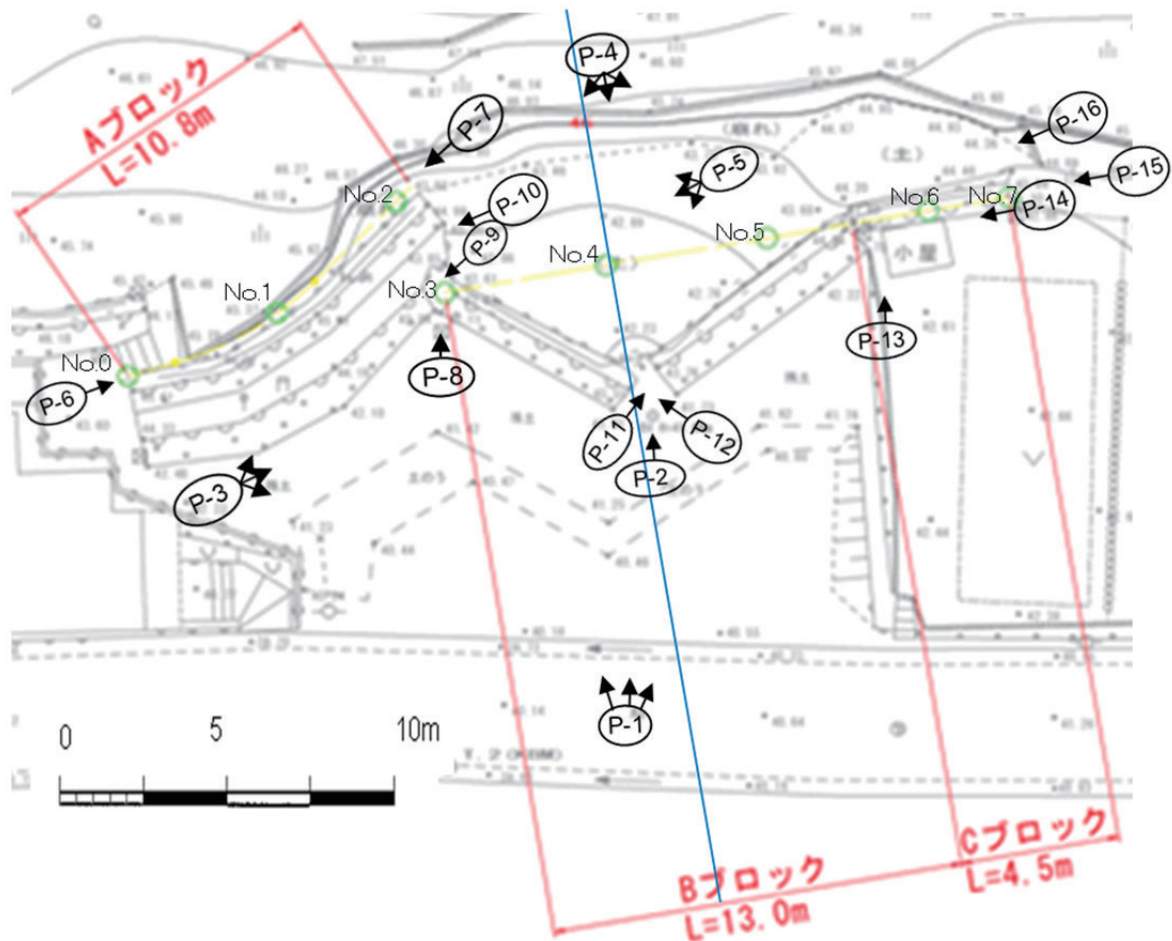
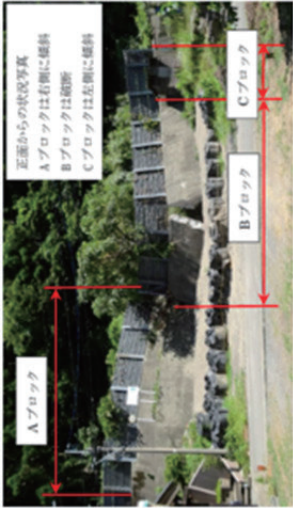


図-4.1.6 変状箇所的位置

※図中の番号は写真位置及び撮影方向を示したものである。



P-1 擁壁破損箇所の全景(米ノ第1地区) 7月7日の豪雨による擁壁が道路側に押し出され、破損した。(丹南土木事務所官舎資料より撮影)



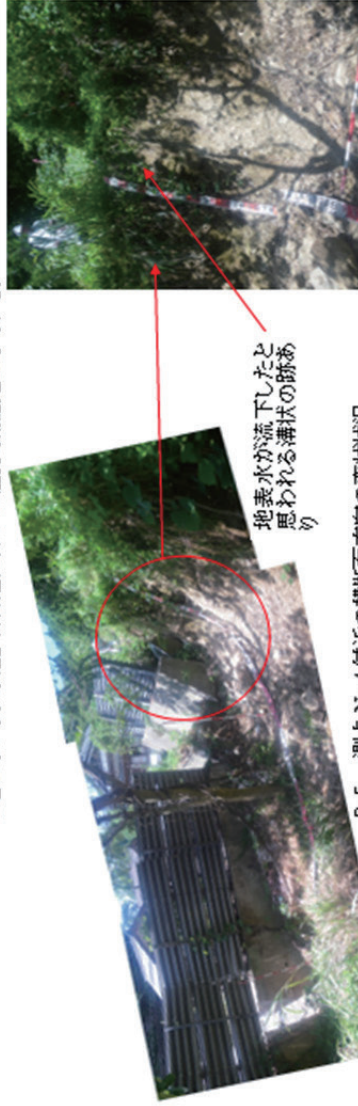
P-2 Bブロック測点 No.4 付近の擁壁破損状況



P-3 測点 No.1 付近の Aブロックから Bブロックと Cブロックを眺める。AとBブロックの継ぎ目付近に約 9 cm程度の隙間を生じている。



P-4 測点 No.3~No.7間 落石防護の変状 元々、一植線上に並んでいた。



地表水が流下したと思われる溝状の跡あり

P-5 測点 No.4 付近の横断面方向の塞状状況 高さ 2.5m程度の急産斜面が表層前線を生じ、下側に前積土が堆積している。雑木は直立に近い形で残っている。土石流・堆積物が崖に露頭している。



P-6 Aブロックの起点である測点 No.0 付近の擁壁背面と地山の間に隙間を生じた。



P-7 Aブロックの測点 No.2 付近の擁壁背面と地山の間に約 70 cmの隙間を生じた。



P-8 (測点 No.2とNo.3間の境界付近で隙間を生じ、基礎底面の土砂が流出している)



P-9 左の写真を擁壁背後(測点 No.2とNo.3 間)から撮影。コンクリートブロックが落下転倒している。



P-10 Aブロックの測点 No.2 付近の擁壁背面の支持地盤が流出している。

写真-4.1.1 現地踏査写真





P-11 Bブロックの破断箇所(測点 No.4)の擁壁下部に「段切り」箇所があり、背面は玉石混じりの砂礫が分佈。



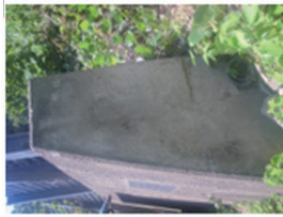
P-12 Bブロックの破断箇所(測点 No.4)の擁壁下部に「段切り」箇所があり、背面は玉石混じりの砂礫が分佈。



P-13 BとCブロックの境界付近(測点 No.5+2.5)で約20cmの隙間が生じている。



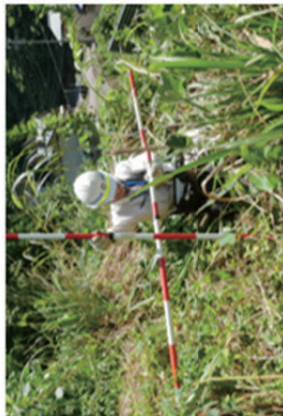
P-14 Cブロックの擁壁がBブロック側に傾斜している(貸与資料では約9°)。



P-15 Cブロックの擁壁の測点 No.7付近の状況。軍力式擁壁で、擁壁自体の損傷はほとんどない。



P-16 Cブロック擁壁の背面状況



P-17 標高45m付近の斜面に古い段差あり。段差0.8m、勾配40°



P-18 標高48m付近の斜面に古い段差あり。段差1.0m、勾配60°



P-19 標高51m付近の斜面に古い段差あり。段差0.4m、勾配22°



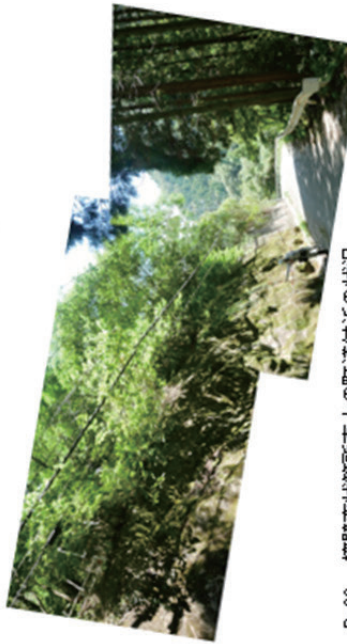
P-20 標高58m付近に軽石あり。<math>0.5 \times 0.5 \times 1.0\text{m}</math>。斜面勾配36°



P-21 町道下の盛土地盤のブロック積擁壁および下端付近の状況められない。



縦方向の亀裂あり



P-22 擁壁裏状箇所直上の町道付近の状況。町道およびコンクリート吹付のり面に流水の痕跡が認められない。

### 写真-4.1.2 現地踏査写真

① 地形・地質

表-4.1.1 に地質層序表を，図-4.1.7 に地質横断面図（スケッチ図）を，図-4.1.8 に地質平面図をそれぞれ示す。擁壁の背面から5～6mは平坦～緩斜面となり，高さ2.5m程度の急崖（勾配70°）となる。上の町道まで続く上方斜面は，古い段差を伴い平均勾配30°前後の崖錐性堆積物が分布する地形となり，杉，雑木が植生している。斜面全体に分布している地質は，土石流堆積物（df）で，新生代第四紀の礫質土からなる。礫径はΦ50～500mmとばらつき，角礫状の凝灰岩もしくは安山岩質のものが多い。

表-4.1.1 地質層序表

地質時代		区分	地層名	記号	土質・岩相
現世		未固結堆積物	人工改良土、盛土	B	擁壁の背面の平坦地に分布し、砂質土、粘性土および締まりの緩い砂礫からなる。
新生代	第四紀 完新統		崖錐性堆積物	dt	沢部や自然斜面の凹地や末端付近に小規模に分布し、暗灰～暗褐色の礫まじり土を主とする。土の締まり具合は緩く、降雨等により侵食崩壊しやすい。
	更新統		土石流堆積物	df	沢部および自然斜面に広く分布する。暗灰～褐色の礫まじり土を主とする。100～500mmの玉石を混在する。締まりが緩く降雨等により侵食崩壊しやすい。
新生代	第三紀 中新世	基盤岩	凝灰角礫岩	TB	当該地では露岩箇所が少なく、既往ボーリングB-1で確認されている。斜面に凝灰岩や安山岩質の礫や転石が分布する。斜面上の町道沿いに吹付コンクリートのり面に基盤岩が分布する。

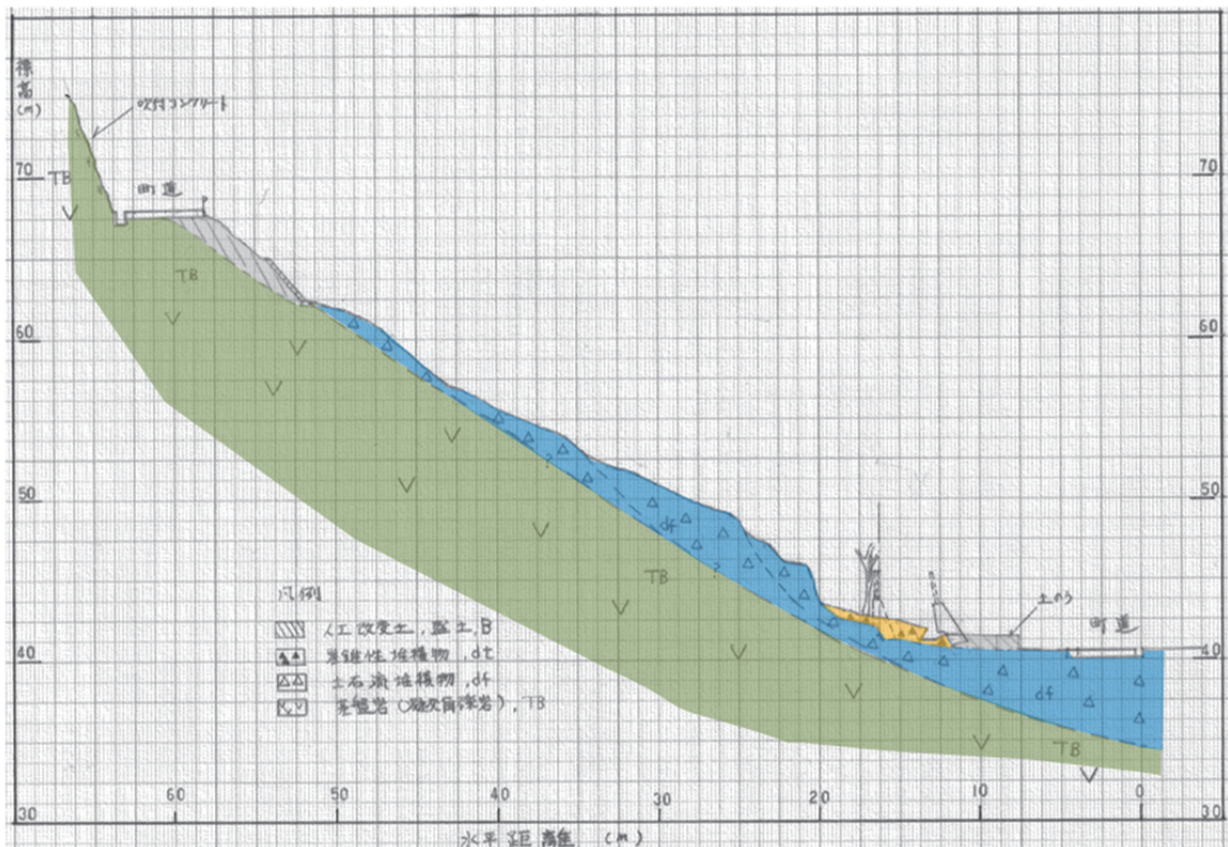


図-4.1.7 地質横断面図（スケッチ図）

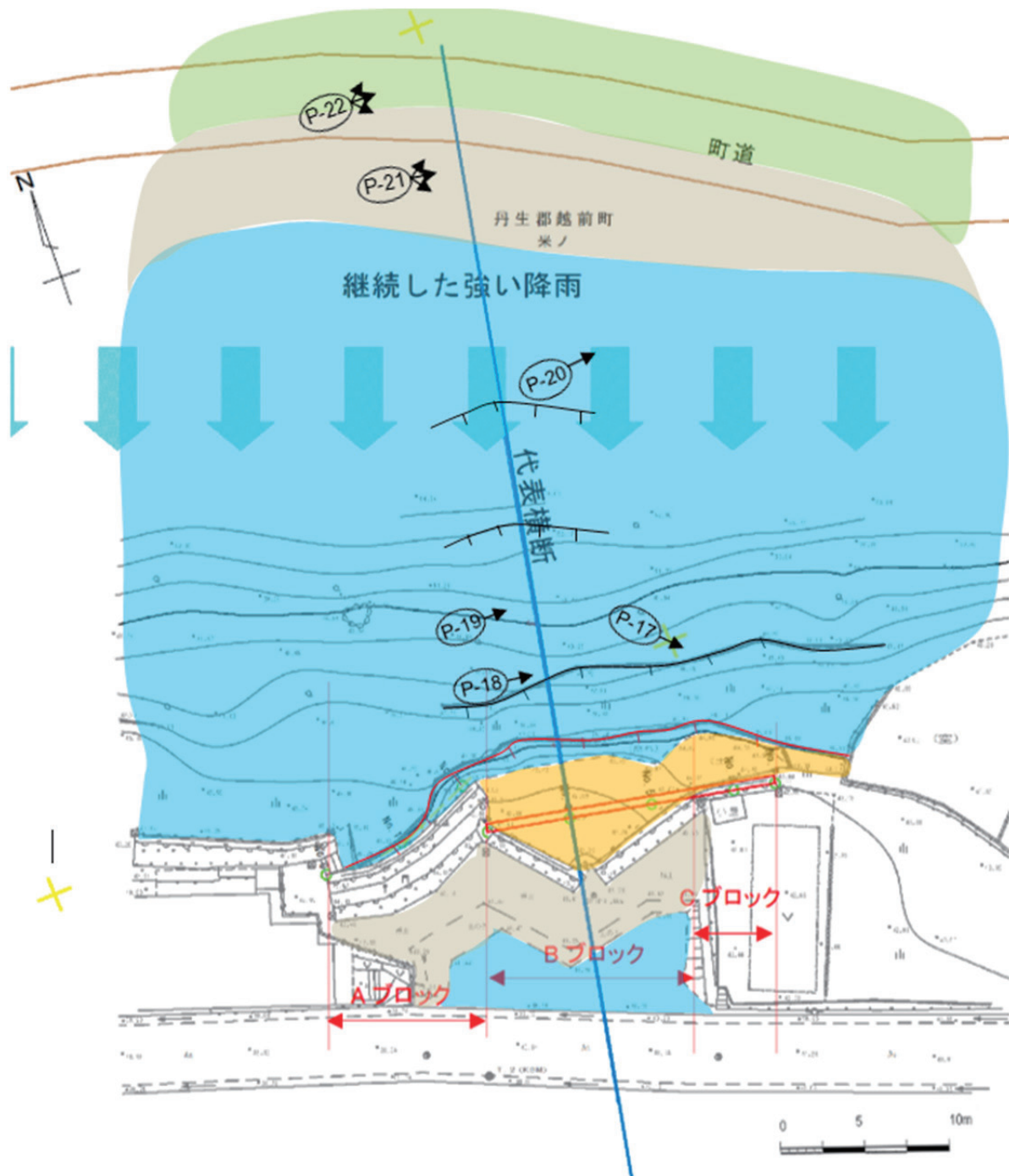


図-4.1.8 地質平面図

※図中の番号は写真位置及び撮影方向を示したものである。

② 崖状斜面の上方の変状状況

標高 46m~49m付近は、1m前後の古い段差が数段見られ、コケが生えている。平均斜面勾配  $30^\circ$  で人工的な斜面か、表層の変状かは不明確である。標高 50~58m付近は  $20\sim 25^\circ$  の緩斜面で、特に大きな変状は認められない。標高 58~62m付近は  $35\sim 40^\circ$  と急斜面で、角礫状の転石が散在する。最大 1.0m 程度の転石が見られる (P-20 参照)。標高 62~68m付近は町道下のブロック積擁壁および盛土で、平均勾配  $40^\circ$  と急斜面である。擁壁のつま先付近に角礫状の転石が分布する。降水が流下した形跡は不明で

ある。標高 68m付近は町道から吹付コンクリートのり面で、硬質な基盤岩が分布している。のり面の表面にはコケが生えており、降水が流下した形跡はない。また、道路面や側溝にも濁水時のごみ等の堆積跡も見られない。

### ③ 湧水箇所

擁壁破損当時は基礎底面付近から水が流れていたという記録があるが、踏査当日は、擁壁変状箇所および斜面に湧水箇所は認められなかった。擁壁背後の急崖頭部付近の斜面には表面水が流下したと考えられる溝状の形跡が見られる（P-5 参照）。

### ④ 擁壁の変状状況

#### i) Aブロック

- ・ 鉛直方向では、測点 No. 0 から No. 3 の Bブロック側にやや傾斜（貸与資料によれば約  $9^{\circ}$ ）している。水平方向では、測点 No. 0 を支点として時計方向に最大 70 cm 程度の押し出しを生じた（P-7 参照）。
- ・ 測点 0 付近では、擁壁と地山との間に約 9 cm 程度の隙間を生じている。
- ・ Bブロックとの境界付近（測点 No. 3 付近）の目地部分が擁壁下端では、約 30 cm、上端付近で約 90 cm 開いている（P-8 参照）。測点 No. 2 と No. 3 付近の Bブロック背面との間で、擁壁基礎コンクリートの一部が破損し、転倒している（P-9 参照）。

#### ii) Bブロック

- ・ 測点 No. 4 付近で擁壁が全面に約 4m 押し出され、破断している（P-2 参照）。
- ・ 擁壁背面の天端から 20~30 cm 下よりコケが生えていないことから、地山が密着していたと考える（P-5 参照）。
- ・ 擁壁の破断箇所の背面は  $10^{\circ}$  前後の緩斜面で崩壊した土石が堆積している（P-5 参照）。
- ・ 擁壁背後の土砂ポケットは幅 3~3.5m 程度設けられていた。崩壊後、約 7m の空間ができています（P-5 参照）。
- ・ 擁壁背面の下側に「段切り」のような形状になっており、背面に 200~300mm 程度の石積み構造（間知練積）が認められる（P-11, 12 参照）。
- ・ 擁壁破断箇所の底面付近には、50~100mm 程度の礫、玉石が多く散在している（P-12 参照）。
- ・ 落石防護柵の継ぎ目で破損し、ゆがみを生じているが、大きな変状は見られない（P-4 参照）。

#### iii) Cブロック

- ・ 測点 No. 6 付近の Bブロックと Cブロックの境界付近で、下端を支点として天端が約 20 cm 隙間を生じている（P-13 参照）。
- ・ 鉛直方向では、測点 No. 7 から No. 6 方向にやや傾斜している（貸与資料によれば約  $9^{\circ}$ ）。
- ・ 水平方向では、測点 No. 7 を支点として反時計方向に道路側にやや押し出しを生じた（P-15 参照）。

### 4.1.3 コンクリート擁壁の安定・破断の検討

米ノ第一地区のコンクリート擁壁の開口破断の原因を以下のフローと仮定し検証する。

<被災原因フロー>

- ① 水圧によるコンクリート擁壁の滑動
- ② 水圧によるコンクリート擁壁の開口破断

(1) 滑動に対する安定照査

コンクリート擁壁の自重

$$\begin{aligned} \text{単位メートル当たりの重力 } W \text{ [kN/m]} &= \text{断面積 } A \text{ [m}^2\text{]} \times \text{擁壁単位体積重量 } \gamma_c \text{ [kN/m}^3\text{]} \\ &= 2.2 \times 23.0 = 50.6 \text{ [kN/m]} \end{aligned}$$

水圧

コンクリート擁壁背面の残留水位は 3.0 m と仮定する。擁壁断面は下図のように①～③に分ける。

$$\begin{aligned} \text{①水平方向の水圧 } P_{wh1} \text{ [kN/m]} &= \text{水の単位体積重量 } \gamma_w \text{ [kN/m}^3\text{]} \times \text{水圧分布①} A_{w1} \text{ [m}^2\text{]} \\ &= 9.8 \times 1/2 \times 1.2 \times 1.2 = 7.1 \text{ [kN/m]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{②鉛直方向の水圧 } P_{wv2} \text{ [kN/m]} &= \text{水の単位体積重量 } \gamma_w \text{ [kN/m}^3\text{]} \times \text{水圧分布②} A_{w2} \text{ [m}^2\text{]} \\ &= 9.8 \times 1.2 \times 0.4 = 4.7 \text{ [kN/m]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{③全水圧 } P_{w3} \text{ [kN/m]} &= \text{水の単位体積重量 } \gamma_w \text{ [kN/m}^3\text{]} \times \text{水圧分布③} A_{w3} \text{ [m}^2\text{]} \\ &= 9.8 \times 1/2 \times (1.2+3.0) \times 1.8 = 37.0 \text{ [kN/m]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{水平方向の水圧 } P_{wh3} \text{ [kN/m]} &= \text{全水圧 } P_{w3} \text{ [kN/m]} \times \sin(\tan^{-1}(1/0.35)) \\ &= 37.0 \times 0.94 = 34.8 \text{ [kN/m]} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{鉛直方向の水圧 } P_{wv3} \text{ [kN/m]} &= \text{全水圧 } P_{w3} \text{ [kN/m]} \times \cos(\tan^{-1}(1/0.35)) \\ &= 37.0 \times 0.33 = 12.2 \text{ [kN/m]} \end{aligned}$$

$$\text{擁壁に作用する水平方向の水圧 } P_{wh} \text{ [kN/m]} = P_{wh1} + P_{wh3} \text{ [kN/m]} = 7.1 + 34.8 = 41.9 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{擁壁に作用する鉛直方向の水圧 } P_{wv} \text{ [kN/m]} = P_{wv2} + P_{wv3} \text{ [kN/m]} = 4.7 + 12.2 = 16.9 \text{ [kN/m]}$$

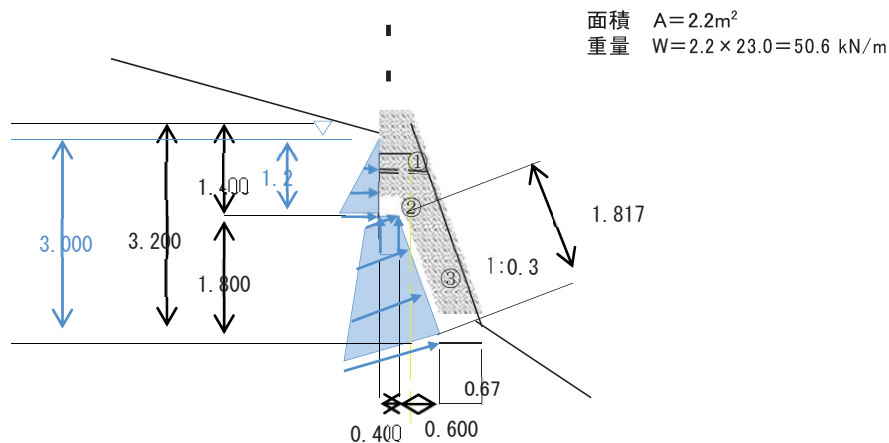


図-4.1.9 擁壁に作用する水圧分布

滑動に対する安全率  $F$

底面摩擦係数  $\mu$  : 0.6 (擁壁工指針 P.70)

$$F = \frac{(W - P_{wv}) \times \mu}{P_{wh}} = \frac{(50.6 - 16.9) \times 0.6}{41.9} = 0.48$$

以上、擁壁背面の残留水位が 3.0m に上昇すると、擁壁は滑動する可能性が高い。

## (2) 開口破断に対する検討

擁壁 B ブロックの中央部で大きく破断した。ここでは、B ブロックを両端ピン構造として、応力計算を行い、水圧（水深 3.0 m）によって発生した引張応力とコンクリートの許容応力を比較する。

$$\begin{aligned} \text{擁壁底部に作用する水圧 } p_{whw} &= \text{水の単位体積重量 } \gamma_w \text{ [kN/m}^3\text{]} \times \text{水深 } h_w \text{ [m]} \\ &= 9.8 \times 3.0 = 29.4 \text{ [kN/m}^2\text{]} \end{aligned}$$

$$\text{最大モーメント } M_{\max} \text{ (中央部)} = 1/8 \times p_{whw} \times L^2 = 1/8 \times 29.4 \times 13.4^2 = 659.9 \text{ [kNm]}$$

$$\text{擁壁 (xy 断面 : } 0.673 \times 1.000 \text{) の断面係数 } Z_{xz} = 1/6 \times 1.000 \times 0.673^2 = 7.6 \times 10^{-2} \text{ [m}^3\text{]}$$

$$\text{断面力 } \sigma_{xz} = M_{\max} / Z_{xz} = 659.9 / (7.6 \times 10^{-2}) = 8682.9 \text{ [kN/m}^2\text{]} = 8.7 \text{ [N/mm}^2\text{]}$$

破壊引張応力度を許容引張応力度の 3 倍として  $0.69 \text{ [N/mm}^2\text{]}$  とすれば、水圧によって擁壁の開口破壊が起こり得ることが示された。上記の計算ではピン結合の支間  $L$  が 3.8m 以上（実際は 13.4m）で開口破壊する。今回の水圧に対して、開口破壊しないための断面（支間 13.4m として）は 2.4 m である。

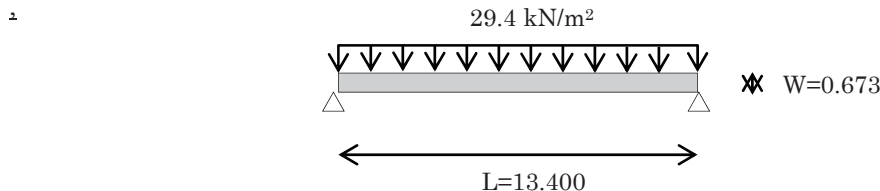


図-4.1.10 開口破断検討のための応力作用図

### 4.1.4 考察

最も大きな破損を生じた B ブロックの擁壁構造は、直高約 3m、天端幅 0.5m で、前面の勾配は 1:0.35、背面は直壁の重力式擁壁型に類似している。擁壁背面の下側に「段切り」のような形状が見られ、裏込め材が練り石積とも見られることから、擁壁施工前に元々、練り石構造の腰積み擁壁があり、それに合わせるように施工したのではないかと想定される。この腰積み擁壁背後の地盤が緩い玉石混じりの礫質土からなると想定すれば、この部分が緩み、擁壁を変状させたとも考えられる。7月7日の夜中から未明にかけての集中豪雨によりかなりの水が練り石の腰積み擁壁部も含めた緩んだ地盤に流入し、B ブロックの擁壁背面の地盤の低くなった No.4 付近の水位が急激に上昇したと想定される。B ブロックに分布する、緩い玉石混じりの礫質土からなる土石流堆積物層 (df) 中に水平または鉛直上向きの浸透圧が作用した可能性がある。擁壁背面の残留水圧の上昇あるいは擁壁底面付近の地盤がパイピングもしくはボイリングを生じて過剰間隙水圧が上昇し擁壁底版の支持力を急速に失う形で擁壁が前面に押し出されるとともに、擁壁が破断したと想定される。

A ブロックおよび C ブロックの擁壁変状の要因は、擁壁の傾き、沈下および落石防護柵の変状等を考慮すれば、B ブロックの擁壁が前面に押し出されたことに伴う二次的な変状と考えられる。

B ブロックの擁壁の下をとる円形すべり破壊の有無については、擁壁背後にポケットを設けていることや背後斜面に新しい亀裂を生じた不安定土塊が認められないことなどを考慮すれば、残留水位の上

昇によるすべり破壊は考えにくい。

集中的に生じた大量の濁水の発生源については、流入跡が明確ではなく、わずかに、測点 No.4 付近の急崖斜面に形跡をとどめている程度であること、かつ、上の町道までの自然斜面にほとんど変状が見られないことから、背後の斜面からの大量の降雨による流入経路は確認できなかった。擁壁裏の雑木は、「平成 25 年の急傾斜地施設点検報告書」でも確認された。この雑木がほぼ元の位置付近にあることから、B ブロックの擁壁を滑らせた締りの緩い、かつ透水性の大きい玉石混じりの礫質土層が、擁壁と背面の急崖斜面との間に存在する可能性もある。その透水性の大きな層が地下で、経年的に空洞化を生じていたとすれば、その「みずみち」の存在が重要となるであろう。地元の方からのお話で、B ブロックの擁壁前面には元々、家があり道路面から約 1m 嵩上げされていたとお聞きした。H25 年度の施設点検時には道路面まで削られており、これも擁壁を不安定化した要因と考えられる。擁壁の開口破壊について、工学的見地から検討した結果、擁壁背面の水深には最大で 3.0 m に達した可能性がある。また、この水圧による滑動に対する安全率は 0.48 であり、滑動した可能性が高い。ボーリングによって擁壁底面に揚圧力が作用し、滑動現象を助長させたことも考えられる。

水圧によって擁壁内部に生じた引張応力度は  $8.7\text{N}/\text{mm}^2$  であり、破壊応力度を上回り、開口破壊する可能性が示された。なお、擁壁両端をピン結合とした場合の支間 L が 3.8m 以上（実際は 13.4m）で開口破壊する計算結果が得られた。今回の開口破壊を防ぐためには、擁壁背面の水深上昇を抑制する対策を強化することと、擁壁の幅を厚くすることが挙げられる。なお、今回検討した水深 3.0m に対して開口破壊が生じない擁壁の幅は実際の幅 0.673m に対して 2.4m である。

## 4.2 市道 6803 号一黒川

福井工業高等専門学校 吉田 雅穂  
福井工業高等専門学校 辻野 和彦  
立命館大学 小林 泰三  
国土防災技術(株) 古林 孝史  
(株)デルタコンサルタント 梅田 祐一

### 4.2.1 崩壊の概要

勾配 30 度程度の斜面に腹付盛土を行って道路改良工事を行った区間で、法尻の腰積み擁壁が延長約 30 m にわたってはらみ出し、路面には直線的な亀裂（落差約 3cm）が発生している。路面の亀裂は延長約 50m に及んでおり、両端部の亀裂の落差が比較的小さいことから、変位量の大きい中央部に引きずられて盛土の変位が波及しているものと推察される。また、両端部の亀裂はやや山側に広がる形状を示しているが、盛土前の旧地形に規制されたものと考えられる。変状箇所周辺で湧水は特に認められない。

図-4.2.1 に崩壊箇所周辺の地形図を、図-4.2.2 に平面図を、図-4.2.3～図-4.2.4 には横断図を示す。また、図-4.2.5～図-4.2.7 には崩壊箇所の写真を示す。



図-4.2.1 崩壊箇所周辺の地形図



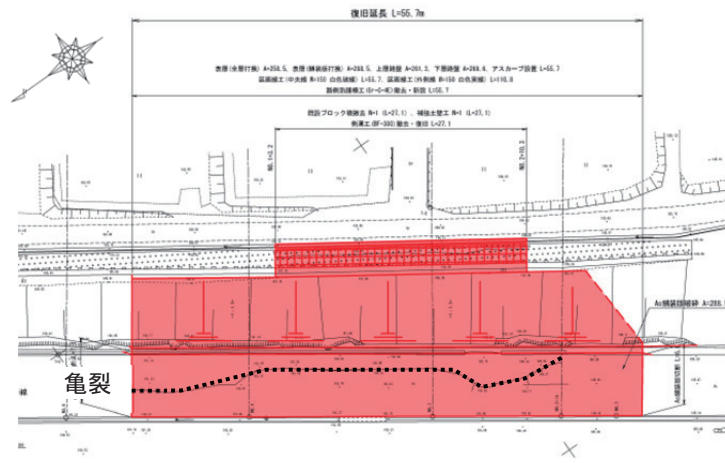


図-4.2.2 崩壊箇所の平面図



図-4.2.3 横断面作成位置

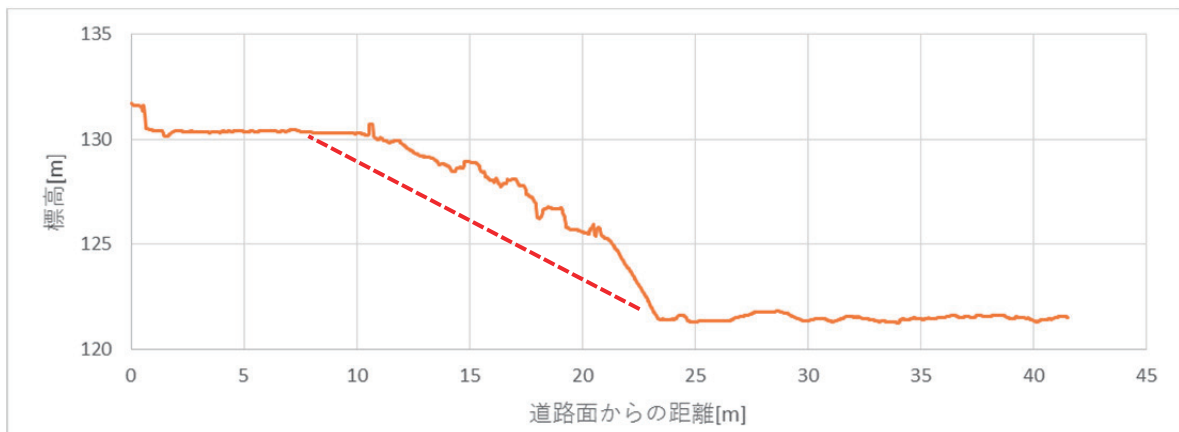


図-4.2.4 写真測量による横断面



図-4.2.5 路面全景



図-4.2.6 ブロック積擁壁全景

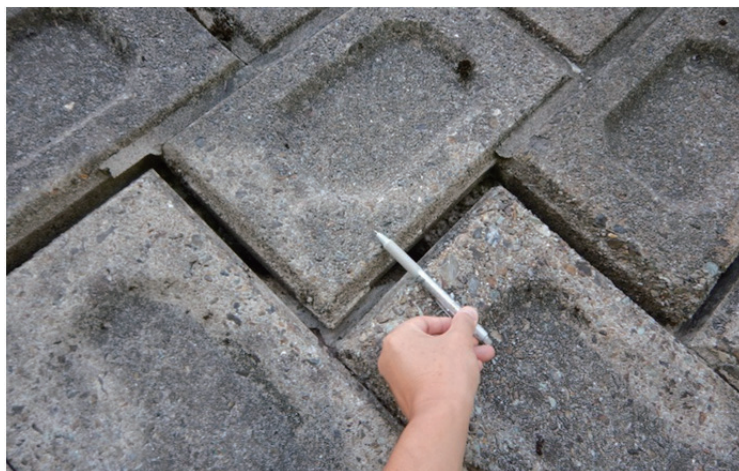


図-4.2.7 ブロック積の変状

#### 4.2.2 問題のある地質構造

片切片盛による斜面の腹付け盛土であり、地山との境界部の処理を十分に行わなければ、境界面ですべり土圧が作用しやすい条件にあるものと考えられる。

#### 4.2.3 集水条件

崩壊箇所の背後に段丘地形とみられる平坦面が存在するため、地下水が段丘端部の本斜面に流入している可能性がある（3.3(3)参照）。

#### 4.2.4 崩壊発生の素因・誘因

崩壊の素因は①旧地表面と盛土の不連続面、②地下水の集まりやすい段丘端部地形と考えられる。誘因は③集中豪雨による地表水・地下水の本斜面への流入と考えられる。

#### 4.2.5 事象から得られる教訓

片切片盛による斜面の腹付盛土では、地山の段切りを行って盛土と現地盤の密着を図ったり、切盛境の暗渠排水を行う必要があるが、古い盛土では必ずしも十分に対策されていなかったものと考えられる。路面の変状範囲にはオーバーレイの跡があるため過去にも多少の変状が生じていたものと考えられるが、今回の豪雨でそれが急激に進行したものと考えられる。今回は完全な崩壊にまでは至らなかったが、崩壊すれば利用者への人的被害も懸念されるため、日常の維持管理において施設の点検を十分に行い必要に応じて対策を実施していくことが求められる。

## 第5章 河川の被害

前田工織(株) 土橋 和敬

前田工織(株) 福田 育広

前田工織(株) 辻 慎一朗

### 5.1 はじめに

本章では、福井県内を流下する河川において、平成30年7月豪雨による被災箇所を対象として調査を行った結果を報告する。調査箇所の一覧を表-5.1.1に、調査箇所の位置図を図-5.1.1に示す。9河川12箇所の調査を行ったが、石積み護岸の崩壊、基礎の洗掘、裏込め土の流出等護岸の被災が多く発生していた。本章では、河川護岸の被災に着目し、被害状況と推定される被害原因、今後の対策について提言を示す。

表-5.1.1 調査箇所の一覧

No.	河川	所在地	主な被害
1	三本木川	福井市鮎川町	基礎の洗掘，裏込め土の流出
2	三本木川	福井市鮎川町	基礎の洗掘，裏込め土の流出
3	一光川	福井市大丹生町	護床ブロックのめくれと流出
4	一乗谷川	福井市西新町	護岸の崩壊
5	一乗谷川	福井市東新町	基礎の洗掘，裏込め土の流出
6	計石川	福井市大宮町	石積み護岸の崩壊
7	羽生川	福井市境寺町	ブロック積み護岸の崩壊
8	仁位川	福井市仁位町	石積み護岸の崩壊
9	仁位川	福井市仁位町	石積み護岸の崩壊
10	芦見川	福井市所谷町	石積み護岸の崩壊
11	上味見川	福井市神当部町	石積み護岸の崩壊
12	永平寺川	永平寺町市野々	護岸の崩壊，裏込め土の流出

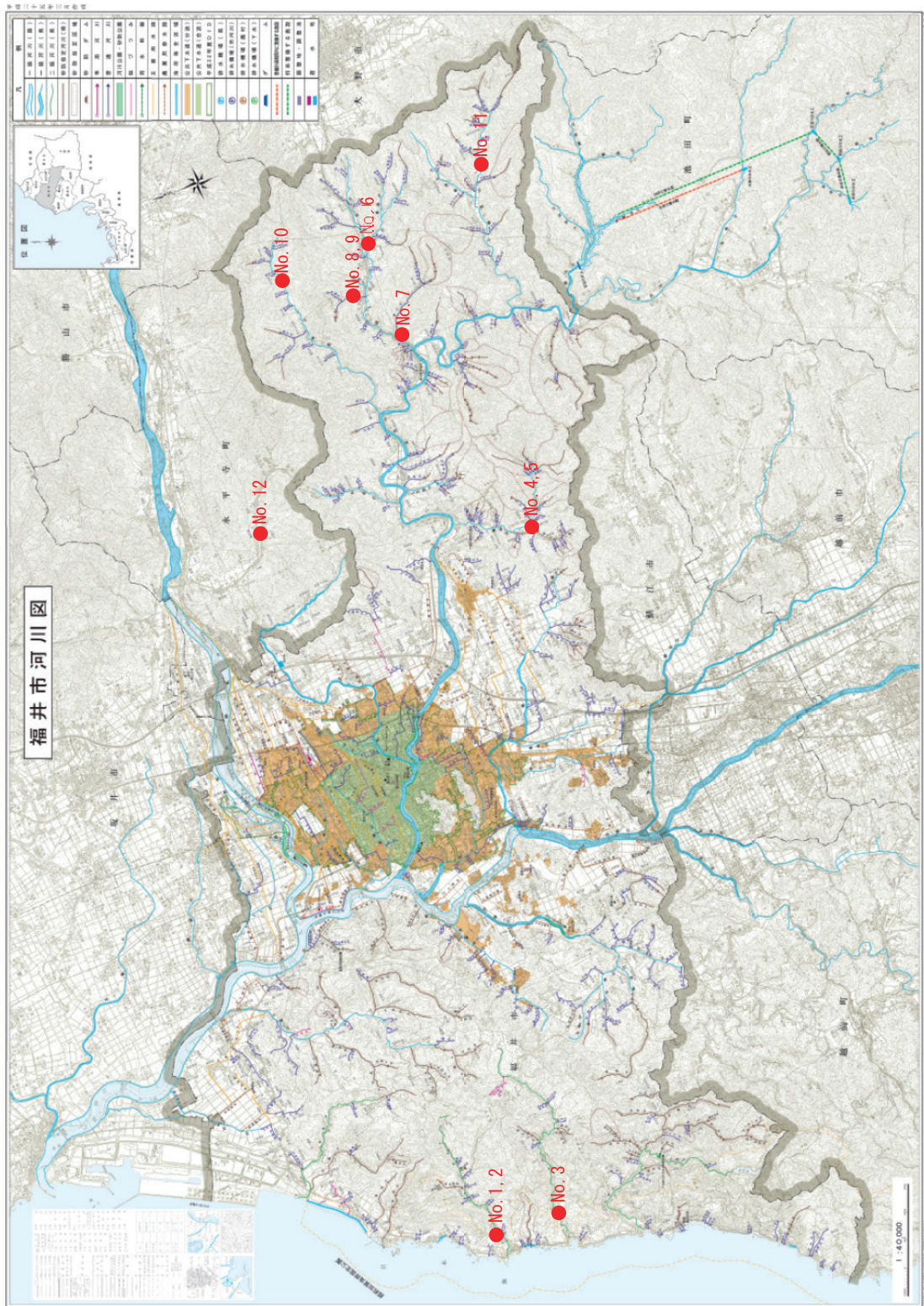


図-5.1.1 調査箇所 (福井市河川図より引用)

## 5.2 三本木川(No.1, No.2)

### (1) 被害の概要

三本木川において被害があった河川護岸周辺の地形図を図-5.2.1に、護岸の被害の状況を写真-5.2.1、写真-5.2.2に示す。被害を受けた護岸はブロック積み形式の護岸で、No.1, No.2の護岸ともに基礎の洗掘と裏込め土の流出が発生していた。No.1の護岸の基礎の洗掘は、上流側に設置された護床ブロック（L=約55m）の下流端から約20mにわたって発生していた。この護岸の左岸側には根継工が設置され河道が局所的に狭くなっていた。また、No.2の護岸の基礎の洗掘は、上流側に設置された護床ブロックとの境界から約20mにわたって発生していた。

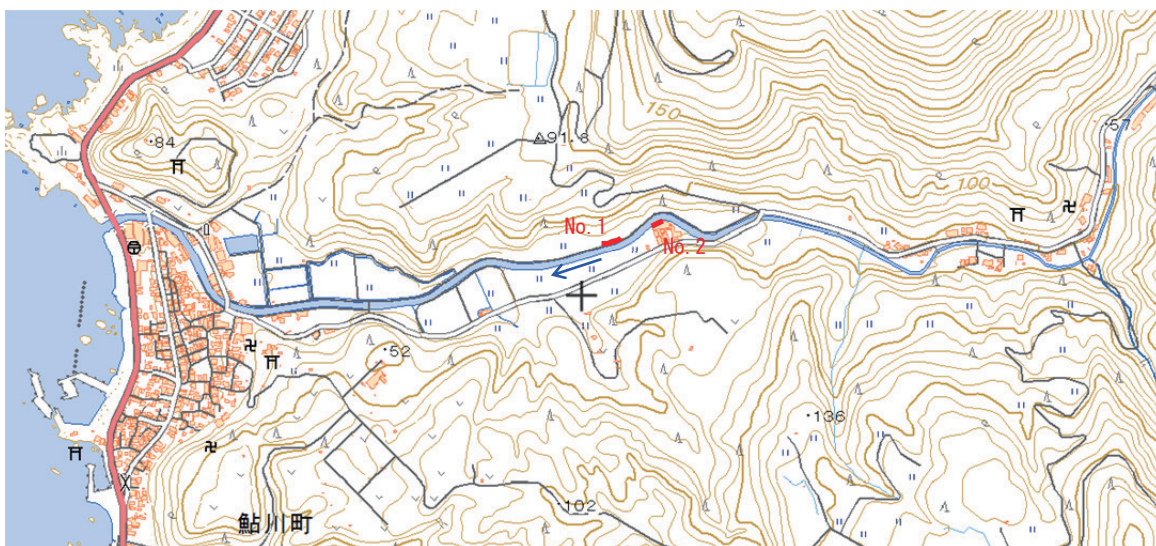


図-5.2.1 周辺地形図（地理院地図より引用）



(a) 基礎前面の洗掘



(b) 裏込め土の流出

写真-5.2.1 被害状況 (No.1)



(a) 基礎前面の洗掘

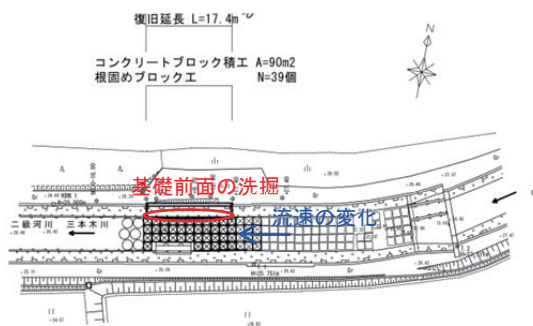


(b) 裏込め土の流出

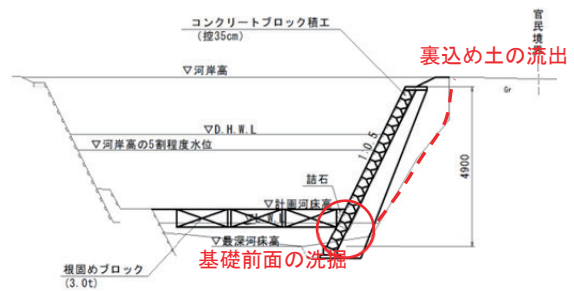
写真-5.2.2 被害状況 (No.2)

(2) 被害の原因

No.1, No.2 の護岸の復旧工事における平面図と断面図を図-5.2.2, 図-5.2.3 に示す。基礎の洗掘が発生した箇所直上流までは護床ブロックが設置されていた。豪雨による河川の増水により、護床ブロックの終点付近で河川の流速が大きく変化し、河床洗掘に伴う基礎部の空洞化により護岸基礎の下から裏込め土の流出が発生したと考えられる。また、根継工が設置されている箇所は、河道が局所的に狭くなるため流速の変化が大きく、護岸基礎前面の河床洗掘が発生しやすい条件が重なったと考えられる。

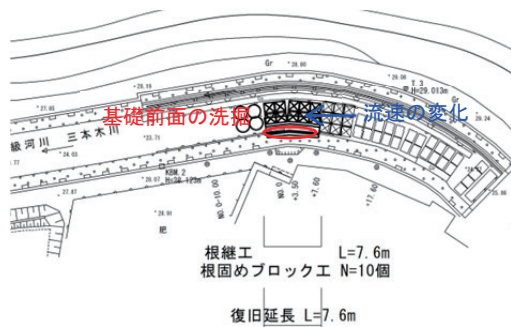


(a) 平面図

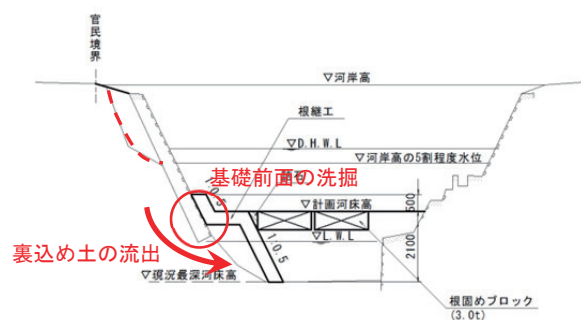


(b) 断面図

図-5.2.2 護岸の平面図と横断面図 (No.1)



(a) 平面図



(b) 断面図

図-5.2.3 護岸の平面図と横断面図 (No.2)

### 5.3 一光川(No.3)

#### (1) 被害の概要

一光川において被害があった河川護岸周辺の地形図を図-5.3.1に、被害の状況を写真-5.3.1に示す。県道183号の通行止めのため、被害を受けた護岸を直接確認することはできなかったが、福井県の提供資料によると、ブロック積み形式の護岸で、護岸基礎前面の洗掘が発生していた。この護岸基礎前面の洗掘は、上流側に設置された落差工との境界から発生していた。また、その下流では護床ブロックがめくれている箇所も確認された。



図-5.3.1 周辺地形図（地理院地図より引用）



(a) 基礎前面の洗掘



(b) 根固めブロックのめくれ

写真-5.3.1 被害状況（No.3）



## (2) 被害の原因

No.3 の護岸の復旧工事における平面図と断面図を図-5.3.2 に示す。基礎前面の洗掘が発生した箇所は落差工との境界部であり、豪雨による河川の増水により、落差工による流速の減勢ができなかったため、基礎前面の洗掘が発生したと考えられる。

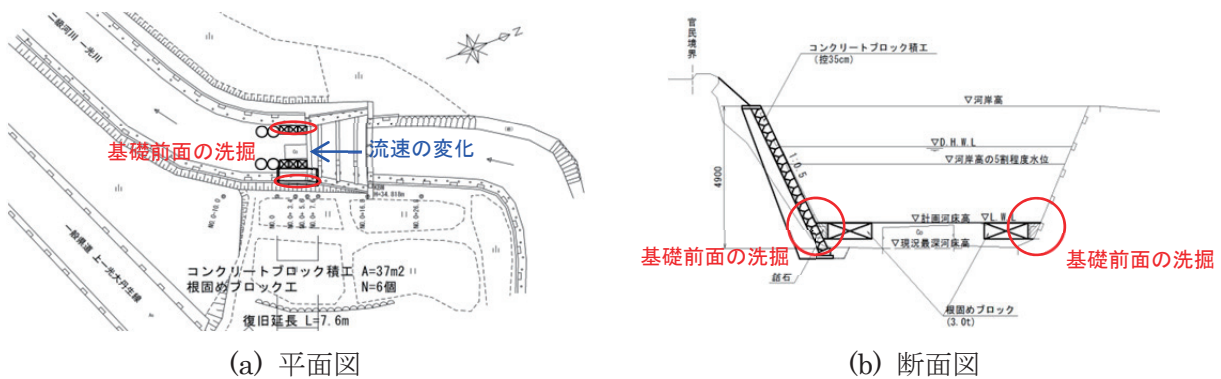


図-5.3.2 護岸の平面図と横断面図 (No.3)

## 5.4 一乗谷川(No.4, No.5)

### (1) 被害の概要

一乗谷川において被害があった河川護岸周辺の地形図を図-5.4.1 に、No.4 周辺の航空写真を写真-5.4.1 に、護岸の被害の状況を写真-5.4.2、写真-5.4.3 に示す。No.4 はブロック積み形式の護岸で、床固工との境界から延長約 20m にわたって裏込め土の流出を伴って崩壊していた。また、航空写真から、被災箇所は河道湾曲部の外側に位置することがわかる。

No.5 は大型のコンクリートブロック積みの護岸で、延長約 70m にわたって護岸基礎前面の洗掘と裏込め土の流出が発生していた。この箇所の対岸には川砂利が堆積しているとともに、上流から流下してきたと思われるコンクリート塊により川幅が狭くなっていた。



図-5.4.1 周辺地形図 (地理院地図より引用)

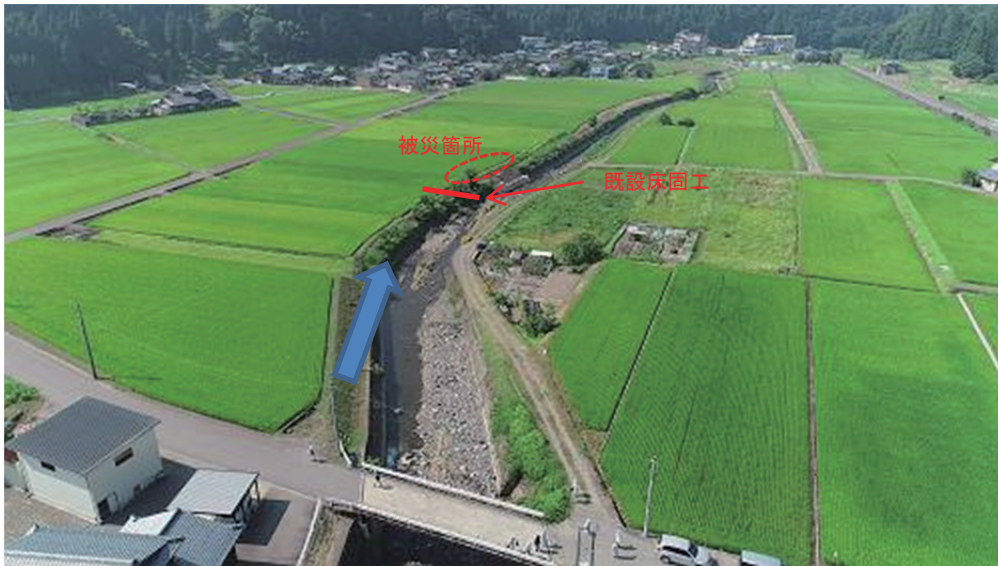


写真-5.4.1 航空写真 (No.4)

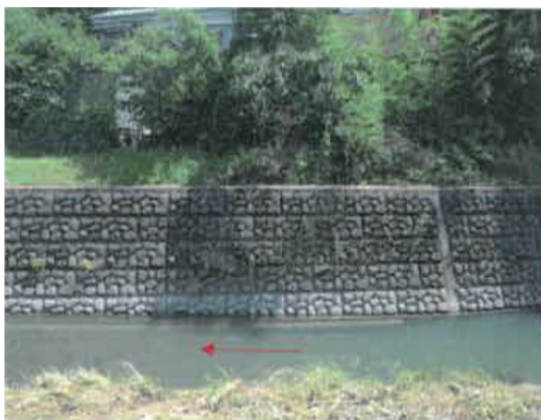


(a) 護岸の崩壊 (災害直後)



(b) 護岸の崩壊

写真-5.4.2 被害状況 (No.4)



(a) 護岸の状況



(b) 裏込め土の流出

写真-5.4.3 被害状況 (No.5)

(2) 被害の原因

No.4, No.5 の護岸の復旧工事における平面図と断面図を図-5.4.2, 図-5.4.3 に示す。No.4 の護岸では、護岸の崩壊が発生した箇所は床固め工の直下流であるとともに湾曲部の外側にあたるため、豪雨による増水により、河床洗掘に伴う基礎部の空洞化が発生して護岸の裏込め土が流出し、護岸が破壊したと考えられる。No.5 の護岸では、河道の幅が狭くなっていたことで急激な流速の変化が生じて、河床洗掘に伴う基礎部の空洞化が発生し、護岸基礎の下から裏込め土が流出したと考えられる。

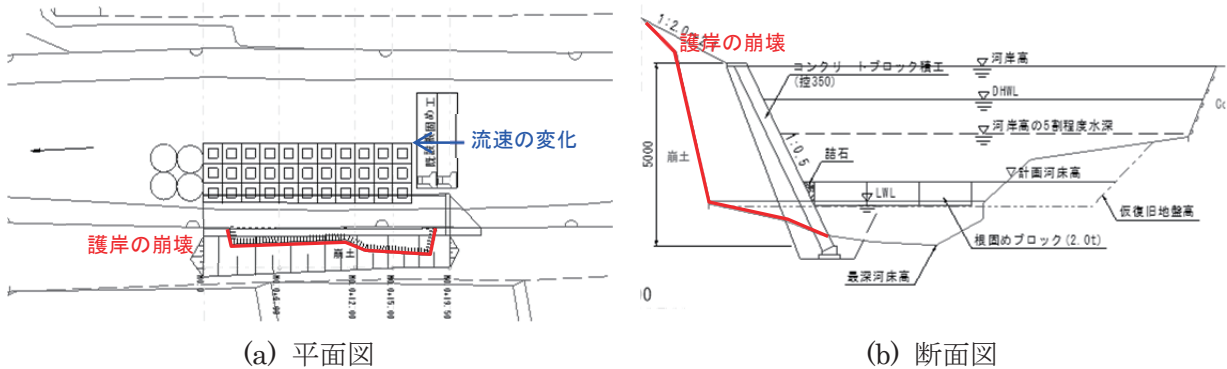


図-5.4.2 護岸の平面図と横断面図 (No.4)

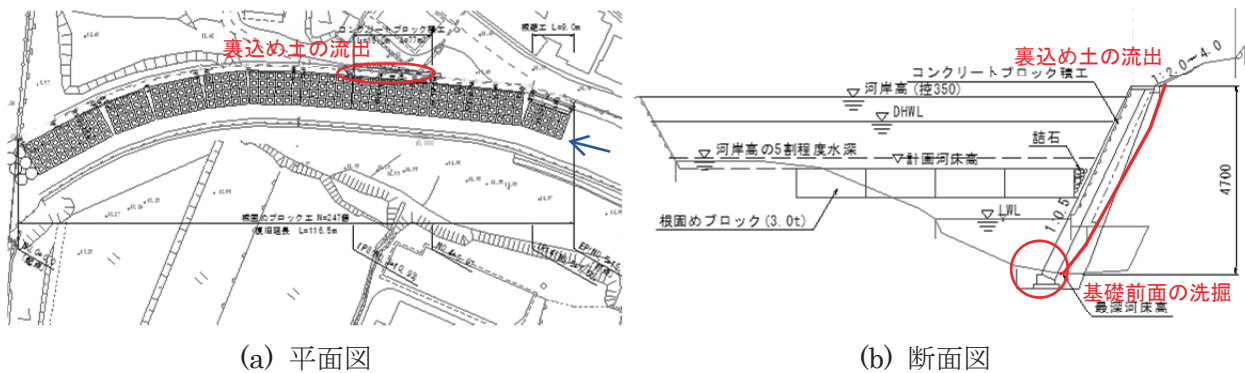


図-5.4.3 護岸の平面図と横断面図 (No.5)

5.5 計石川(No.6)

(1) 被害の概要

計石川において被害があった河川護岸周辺の地形図を図-5.5.1 に、護岸の被害の状況を写真-5.5.1, 写真-5.5.2 に示す。No.6 の右岸側では、ブロック積み護岸との境界部で石積みの護岸が崩壊していた。また、No.6 の左岸側では、護岸背後の水田用の排水路（コンクリート被覆なし）で浸食の跡があり、排水路流末周辺で石積みの護岸が崩壊していた。



図-5.5.1 周辺地形図（地理院地図より引用）



(a) 護岸の崩壊



(b) 崩壊面

写真-5.5.1 被害状況（No.6 右岸）



(a) 護岸の崩壊



(b) 浸食の跡

写真-5.5.2 被害状況（No.6 左岸）

## (2) 被害の原因

No.6の護岸の復旧工事における平面図と断面図を図-5.5.2、図-5.5.3に示す。右岸側では、石積み護岸とブロック積み護岸との境界が被災しているが、石積み護岸の方が天端高が低く、出水時には石積み護

岸天端以上に水位が上がったことが予想され、河床洗掘に伴う基礎部の空洞化に加えて、護岸隙間からの背面土砂の流出および流体力による護岸の移動・流出により護岸が崩壊したと考えられる。また、左岸側は、豪雨により護岸背後の水田からの水が排水路をオーバーフローし、護岸肩から護岸背面の浸食に加えて、護岸隙間からの背面土砂の流出および流体力による護岸の移動・流出により護岸が崩壊したと考えられる。

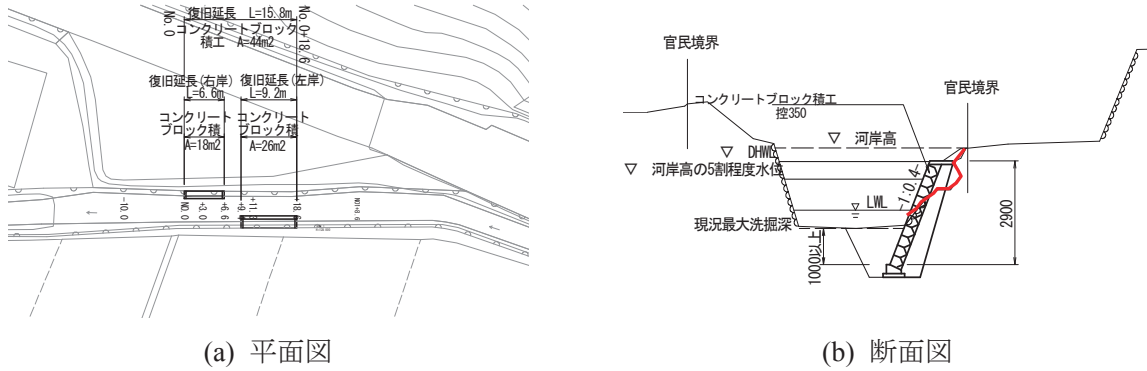


図-5.5.2 護岸の平面図と横断面図 (No.6 右岸)

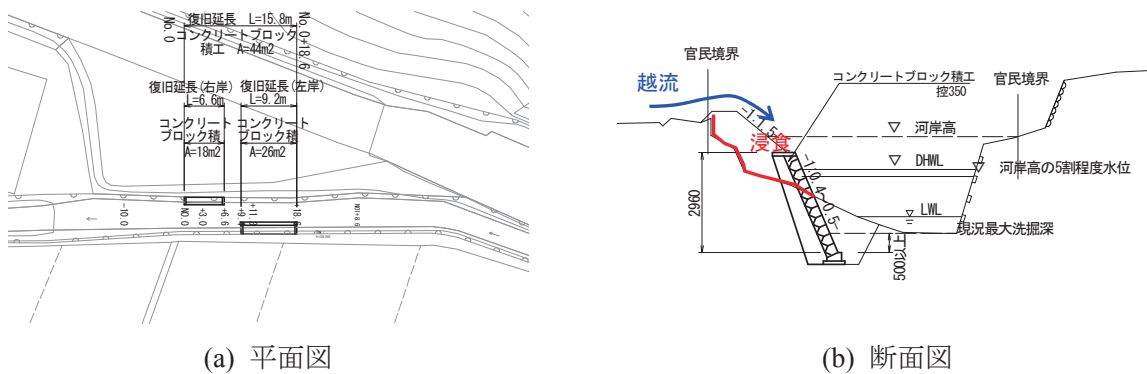


図-5.5.3 護岸の平面図と横断面図 (No.6 左岸)

## 5.6 羽生川 (No.7)

### (1) 被害の概要

羽生川において被害があった河川護岸周辺の地形図を図-5.6.1に、護岸の被害の状況を写真-5.6.1に示す。JR 越美北線の橋台とのすり付け部に構築されたブロック積み形式の護岸で、護岸の破壊は天端まで及んでおり、裏込め土が流出していた。河道は、JR 橋台より下流側は河幅が狭くなっているとともに、国道 158 号に沿うように右側に湾曲している。

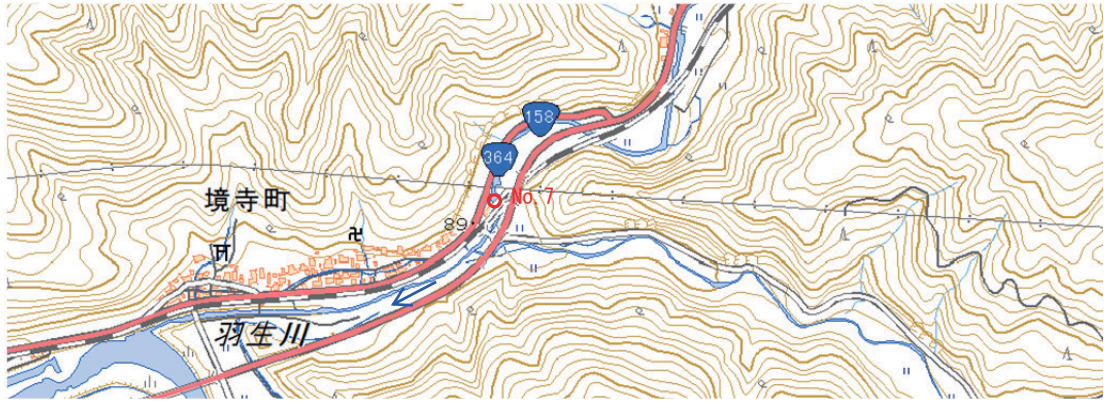


図-5.6.1 周辺地形図（地理院地図より引用）



(a) 崩壊の状況（災害直後）



(b) 崩壊の状況



(c) 橋台とのすり付け部

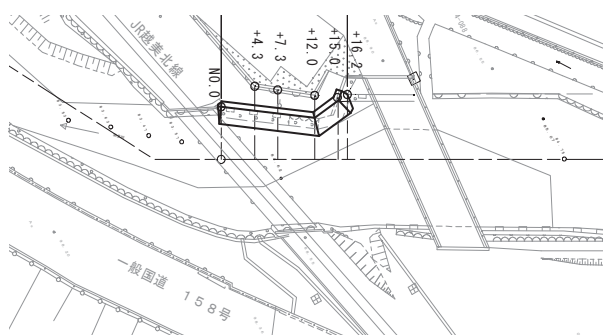


(d) 裏込め土の流出の跡

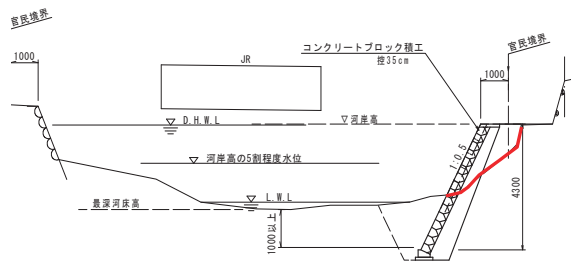
写真-5.6.1 被害状況（No.7）

## (2) 被害の原因

No.7の護岸の復旧工事における平面図と断面図を図-5.6.2に示す。No.7の護岸があった橋台より下流側は河道が狭くなっているため増水による水位上昇が助長されたと推測される。このような異常な出水により、河床洗掘に伴う基礎部の空洞化が発生して護岸の裏込め土が流出し、護岸が破壊したと考えられる。



(a) 平面図



(b) 断面図

図-5.6.2 護岸の平面図と横断面図 (No.7)

## 5.7 仁位川(No.8, No.9)

### (1) 被害の概要

羽生川において被害があった河川護岸周辺の地形図を図-5.7.1に、護岸の被害の状況を写真-5.7.1、写真-5.7.2に示す。No.8は石積みの護岸が約10mにわたって崩壊していた。この箇所は河道が急激に狭くなり、水位が上昇しやすく流速も変化しやすくなる箇所であった。No.9は石積みの護岸が約6mにわたって崩壊しており、崩壊は護岸の天端まで及んでいた。

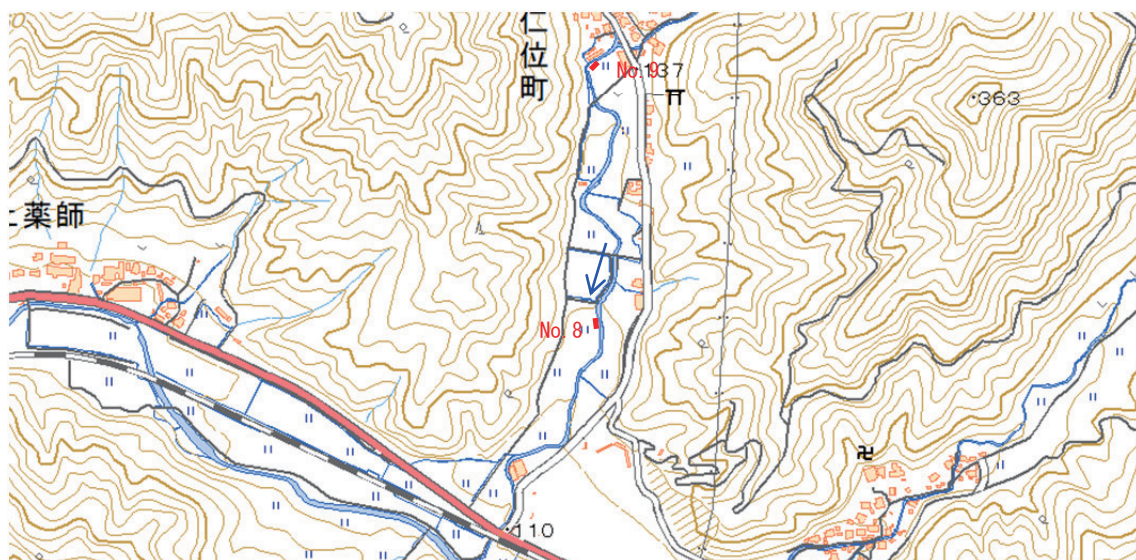


図-5.7.1 周辺地形図 (地理院地図より引用)



(a) 河道の状況



(b) 護岸の崩壊

写真-5.7.1 被害状況 (No.8)



(a) 河道の状況



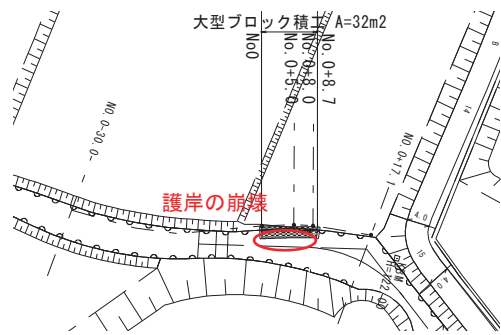
(b) 護岸の崩壊

写真-5.7.2 被害状況 (No.9)

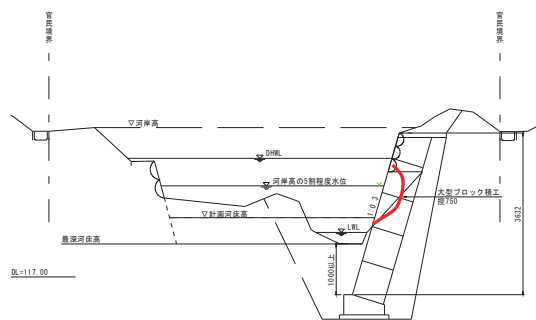
## (2) 被害の原因

No.8, No.9 の護岸の復旧工事における平面図と断面図を図-5.7.2, 図-5.7.3 に示す。No.8 の護岸は、河道が急激に狭くなる箇所では流速が大きく変化した影響により、基礎前面の河床洗掘により護岸の崩壊に至ったと考えられる。No.9 の護岸は、河道が屈曲する箇所では、豪雨により増水すると水位が上昇しやすくなる箇所であり、左岸側は右岸側に比べて護岸高さが低いいため護岸を超える高さまで水位が上昇し、越流による浸食の作用によって護岸の隙間から裏込め土が流出し、護岸が崩壊したと考えられる。





(a) 平面図

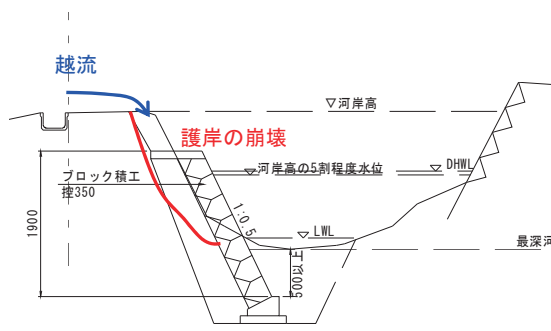


(b) 断面図

図-5.7.2 護岸の平面図と横断面図 (No.8)



(a) 平面図



(b) 断面図

図-5.7.3 護岸の平面図と横断面図 (No.9)

## 5.8 芦見川(No.10)

### (1) 被害の概要

芦見川において被害があった河川護岸周辺の地形図を図-5.8.1に、護岸の被害の状況を写真-5.8.1に示す。No.10の護岸は、河道が屈曲する水衝部に構築された石積みの護岸で、護岸の下部からのり肩にかけて約6mにわたって崩壊していた。対岸には、土砂が堆積しているため河道の幅が狭くなっており、流速が変化しやすい状況にあった。



図-5.8.1 周辺地形図（地理院地図より引用）



(a) 護岸の崩壊



(b) 河道の状況

写真-5.8.1 被害状況（No.10）

## (2) 被害の原因

No.10の護岸は、河道が屈曲する水衝部に構築されており、対岸には土砂が堆積しているため河道の幅が狭くなっていた。このため、豪雨の影響により芦見川の水位と流速が増大し、水衝部の河床洗掘による基礎部の空洞化により裏込め土が流出して、護岸の崩壊に至ったと考えられる。

## 5.9 上味見川(No.11)

### (1) 被害の概要

上味見川において被害があった河川護岸周辺の地形図を図-5.9.1に、護岸の被害の状況を写真-5.9.1に示す。No.11は空積みの護岸で、石積みと裏込め土が約20mにわたって崩壊していた。崩壊箇所の下流側に構築されている練積みの護岸の損傷はない。

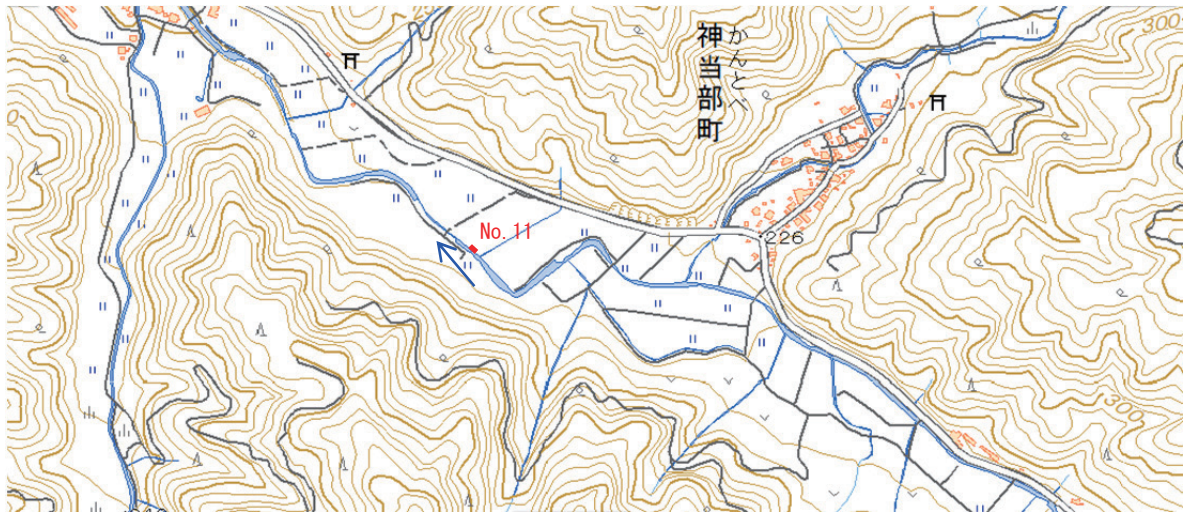


図-5.9.1 周辺地形図（地理院地図より引用）



(a) 護岸の崩壊



(b) 崩壊面

写真-5.9.1 被害状況（No.11）

## (2) 被害の原因

No.11 の護岸の復旧工事における平面図と断面図を図-5.9.2 に示す。No.11 の護岸は水衝部ではないが、空積みの護岸は練積みの護岸に比べて石積みの一体性がなく、護岸自体も老朽化しており石と石の間に隙間が見られ背面土砂の吸出しを受けやすい状態になっていたと推測される。そこに今回の豪雨で河川水位と流速の増大が生じ、石積み背面土砂の吸出しが進行して崩壊したと考えられる。また、護岸の背後は水田になっており、護岸を越流するような水の流れがあった可能性もある。





(a) 崩壊の状況（災害直後）



(b) 崩壊の状況



(c) 裏込め土の流出



(d) 河道の状況

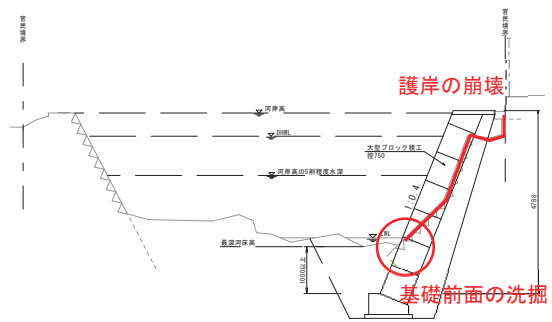
写真-5.10.1 被害状況 (No.12)

(2) 崩壊の原因

No.12 の護岸の復旧工事における平面図と断面図を図-5.10.2 に示す。崩壊した護岸は、河道が緩やかにカーブする水衝部にあたり、豪雨による河川の増水と流速の増大により、河床洗掘に伴う基礎部の空洞化が発生して護岸の裏込め土が流出し、護岸が破壊したと考えられる。



(a) 平面図



(b) 断面図

図-5.10.2 護岸の平面図と横断面図 (No.12)

## 5.11 降雨量と護岸の被害の関係

2018年7月4日午前2時から7月8日午後1時までの積算雨量の分布図に、護岸の被災箇所をプロットした図を図-5.11.1に、各箇所における積算雨量の読取り値を図-5.11.2に示す。データ数が少ないため一概にはいえないが、積算雨量が200mmを超えると河川護岸の洗掘等の被害が発生して被害が生じる可能性のあることが示唆される。

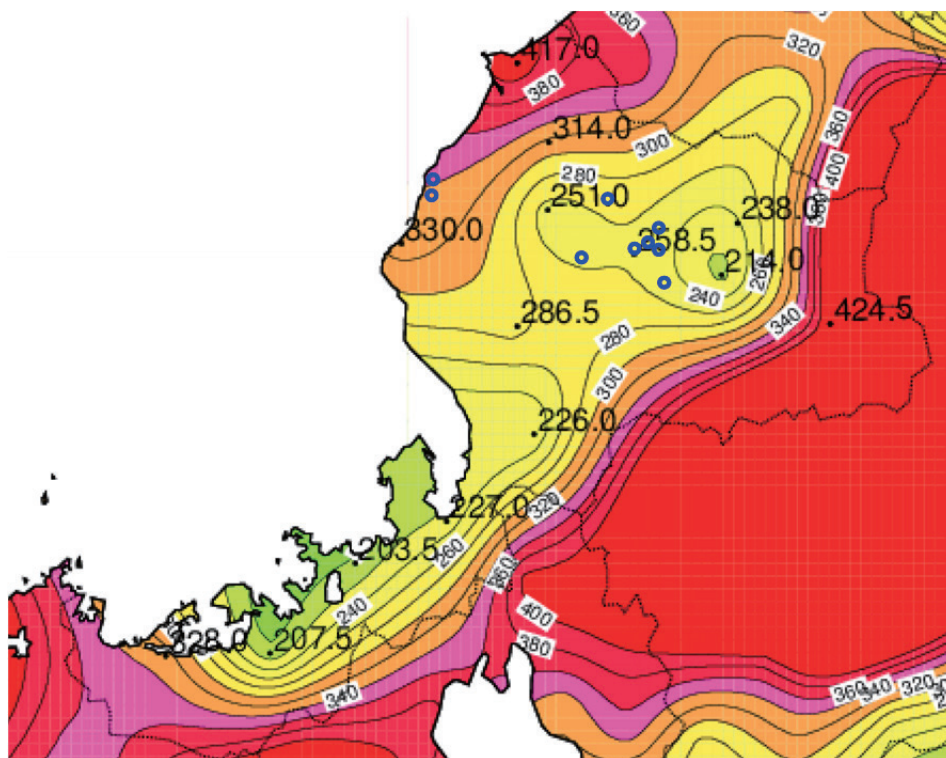


図-5.11.1 積算雨量の分布図と護岸の調査箇所（福井地方气象台速報より引用）

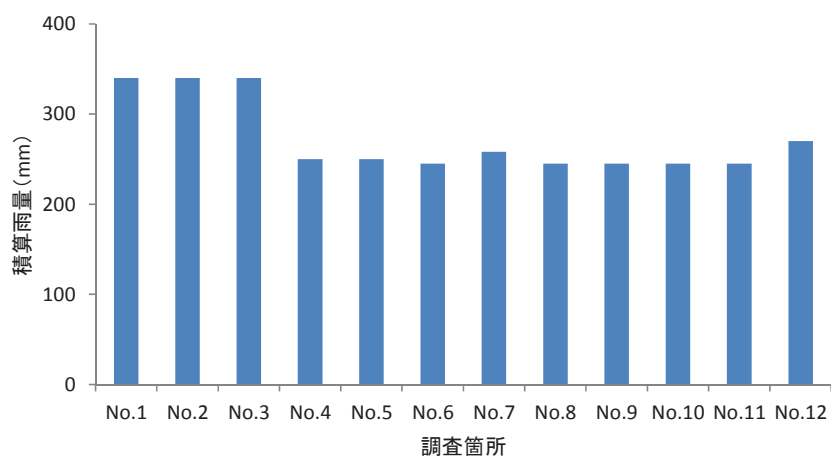


図-5.11.2 調査箇所における積算雨量

## 5.12 おわりに

### (1) 事象から得られる教訓

今回の災害によって被災を受けた河川は比較的規模の小さい掘込み河川で多く見られた。護岸構造も5分勾配のブロック積みや空石積み護岸であった。

今回の事象から得られた教訓としては、以下のふたつがあげられる。

#### ① 基礎前面の河床洗掘

- ・ 護床工の下流端や床固工の直下流など、河床構造が変化するところ(コンクリートから礫など)では、河床洗掘に伴う基礎部の空洞化が生じやすい。
- ・ 河道線形湾曲部の外側や河床材料の堆積や流下物によって河道が狭くなっている箇所では、局所的に流速が早まり河床洗掘が生じやすい。

#### ② 護岸背面土砂の浸食や吸出しによる護岸崩壊

- ・ 河川水位の異常上昇や河川の背後地から流れ込む雨水により護岸背面が侵食されると、護岸の崩壊に至る。
- ・ 空石積み護岸(特に老朽化したもの)の場合、石と石の隙間からの吸出しが懸念される。

### (2) 復旧方法の提案

それぞれの被災要因に対して、以下の復旧方法を提案する。

#### ① 基礎前面の河床洗掘対策

- ・ コンクリートから礫河床等に河床構造が変化する場所においては、すり付け部には礫材よりも大きめの材料(袋詰め玉石等)で緩衝帯を設けるなどして、極端な流速の変化が生じないようにする。
- ・ 局所的に河道が狭くなるなどして、流速が早くなることが予測される箇所には根固め工を設ける。

#### ② 護岸背面土砂の吸出しによる護岸崩壊

- ・ 山地河川で狭窄部や湾曲部で河川水位の上昇が見込まれる箇所においては、護岸高を高くするほか、護岸天端保護工を設ける。
- ・ 背後地の雨水が直接河道に流れ込むような箇所では、護岸天端保護工を設ける。
- ・ 老朽化した空石積み護岸は背面の土砂が吸い出されていることが懸念されるので、定期的な点検を行い、すでに吸出しが生じているものについては、ブロック積み護岸などに構造を変える。

### (3) 豪雨災害に対する提言

今回の豪雨災害では、山間部の中小河川での被災が多かった。山間部の中小河川は縦断勾配が急であるため、落差工や護床工が設けられている場合が多く、河道線形も湾曲しており、水衝部となる箇所も多いため、河床洗掘を引き起こす要因となりやすい。また、老朽化した護岸も多く、近年の異常出水に耐えられないものも見受けられる。

この対策として、河道計画や護岸構造を見直すことが必要ではあるが、新規事業費の削減に伴い、現状ではすべての河川を改修するのは困難である。このため、治水安全上の優先順位を定め、確実に事業を進めていくことが必要と考えられる。

## 第6章 斜面・擁壁被害の特徴と教訓

第3章～第4章で述べた、各地区での斜面・擁壁被害の比較を表-6.1に示す。表-6.1に基づいて、今回の斜面・擁壁被害の特徴を整理すると以下のようになる。

### 1) 人工構造物

- ① 表-6.1に示す10箇所中の6箇所が自然斜面で、残りの4箇所が盛土斜面である。
- ② 本報告書で対象とした被害箇所は大規模な被害に限定したので、斜面下部の道路側に施工されていた擁壁や落石防護構造物は十分な崩壊土砂流出抑制には効果がなかった場合が多い。

### 2) 崩壊部の地盤構成

- ① 被災斜面の地質は多様であり、地質による偏りは認められない。
- ② 自然斜面では基盤上層の崩積土や強風化した表層が崩落したケースがほとんどである。

### 3) 問題のある地盤構造

- ① 崩積土や強風化した表層と基盤岩の境界が強度と透水性の不連続面を形成している。
- ② 盛土として十分な締固めがなされていないケースがある。
- ③ 堆積層で玉石を含む礫層が斜面内に水を供給するケースがあった。

### 4) 集水条件

- ① 自然斜面で排水施設がないため斜面内に地表水が流入しやすいケースがある。
- ② 盛土斜面で排水施設が十分でないケースがある。
- ③ 斜面上部に段丘面などの平坦地形があり、斜面内に降雨表流水が浸透しやすい地形が多い。
- ④ 谷地形や谷埋め盛土の集水地形の箇所が多い。

## 教訓

### 1) 素因・誘因

- ① 自然斜面では、崩積土や強風化した表層の存在が素因となり、豪雨による表流水や地下水の浸透が誘因となって崩壊したケースが多い。
- ② 盛土斜面では、締固めが十分でない谷埋め盛土などの存在が素因となり、豪雨による表流水や地下水の浸透が誘因となって崩壊したケースが多い。

### 2) 対策工

- ① 平坦地縁片の排水処理など、斜面に降雨表流水を浸透させない排水処理が重要である。
- ② 道路面での十分な表流水の排水処理と地下水の排水処理が必要である。
- ③ 谷地形での十分な排水処理が必要である。

### 3) 維持管理

- ① 下部が岩盤で上部が土砂層の斜面の安全性に注意する。
- ② 盛土締固めの施工管理及び工事履歴を保存する必要がある。
- ③ 過去の空中写真やUAVによる空中写真を用いて、災害を起こす可能性のある地形を抽出する方法が考えられる。
- ④ 斜面上の不安定土塊の残存や集水地形などの災害発生要因が残る箇所では、その情報も維持管理



に引き継ぐ必要がある。

4) ソフト対応の重要さ

- ① 道路の各路線や各地域ごとに、安全ではない斜面の状況に応じた通行規制や避難・警戒基準を設定しておく必要がある。
- ② 災害発生時に速やかな応急対策を取れる体制を構築する
- ③ 道路沿いで斜面崩壊が起きると避難できない可能性を考慮した避難計画、緊急輸送路の確保が必要である。
- ④ 土砂災害警戒区域や急傾斜地の指定は、住民の防災意識を向上させ、移転の促進や早期の避難のために有効である。
- ⑤ 豪雨時の崩壊リスクの高さを地元住民にも認識してもらう。
- ⑦ 道路の各路線や各地域ごとに、災害履歴のデータベースを構築しておく。

表-6.1 斜面・擁壁崩壊の比較

地点名	人工構造物	崩壊部の地盤構成(上位から)	問題のある地盤構造	集水条件	教訓キーワード
国道305号-居倉	自然斜面, 斜面下部に擁壁	崩積土 凝灰岩 礫岩 安山岩	水みちをもつ基盤上に崩積土が堆積。斜面背後に分布の安山岩も浅い地下水を下部帯水層に供給。	上部の広い平坦面に降った雨が地中に浸透しやすい地形。	ボーリング中の逸水, 孔内水位変化から複数の帯水層が認められる場合, 豪雨時に斜面内に集中的に地下水を供給する可能性。巨大岩塊が転石として地中に分布する場合, 厚い崩積土が分布する可能性。
国道305号-玉川	自然斜面, 斜面下部にロックキーパーと擁壁	崩積土 礫岩主体の 基盤	崩壊箇所両側が岩壁の谷地形。崩壊斜面中腹部両側に鞍部, 隣接斜面に複数の劣化帯。劣化帯による基盤の風化や崩壊で谷部に崖錐堆積物が堆積	斜面上部の段丘面から降雨水が斜面側へ流入しやすい地形。	基盤岩の急崖上部に段丘面。基盤岩に10~30m間隔で弱部。谷部で崖錐堆積物が基盤を緩く被覆している箇所
国道365号-梅浦	自然斜面, 斜面下部に待受け擁壁	流紋岩の強風化~風化岩	強風化岩と風化岩, 風化岩と弱風化岩などの風化境界が強度と透水性の不連続面を形成	崩壊箇所上方の段丘面と上方の斜面より浸透した広範囲の地下水が段丘端部の本斜面に流入	段丘端部の斜面は地下水が集まりやすい。この地形条件で降雨後の湧水が認められる斜面では特に留意。過去の崩壊跡に隣接する斜面は同様な素因をもつ。ブロック側部の土塊が流出して側壁の抵抗力を失い斜面は不安定化。
国道365号-下山中	盛土斜面, 斜面下部道路側に擁壁	流紋岩の基盤上に盛土と崩積土	崩壊箇所は谷埋め盛土で地下水の集まりやすい地盤条件。	崩壊斜面上部の林道路路面水の飛び出しの可能性	谷埋め盛土における入念な地下水対策。谷埋め盛土崩壊は下流域への土石流の原因になる。道路急曲線部での路面水の飛び出し防止。
福井加賀線-細呂木	自然斜面	第四紀の未固結堆積物 基盤は凝灰質砂岩	未固結堆積物と基盤岩の境界に玉石を含む礫層狭在	崩壊箇所上方に段丘地形。段丘面から浸透した地下水が段丘端部の斜面に流入。	浸食性に留意したのり面保護工, 小段排水による礫層からの流水処理
林道越前西部2号	盛土斜面	盛土(砂質土)。基盤は未確認	十分に締固められていない盛土	軽微な谷地形。半車線分の路面水は崩壊箇所に流出	緩い盛土の存在。盛土の適切な施工管理が必要
林道越前西部3号	盛土斜面, 崩壊箇所(盛土範囲)の下に谷止工	盛土。基盤は未確認	谷埋め盛土で地下水の集まりやすい地盤条件	上方に谷が続く集水地形。排水路に土砂や枯葉が堆積して盛土内へ流入した可能性	谷埋め盛土上方に明瞭な集水地形をもつ場合は入念な排水対策

林道 山中 大谷 線	自然斜面	泥質混在岩 主体。泥岩、 砂岩を挟在	山中断層の影響で砂岩 は細片状・ブロック状 化、泥岩は粘土化。基盤 岩上に土石流堆積物が 5m以上の層厚で被覆	集水地形（谷地 形）。基盤岩表層に 地下水が上昇	地下排水，地表排水系統の整備と流 末処理
越前 町米 ノ	自然斜面， もたれ式擁 壁	凝灰角礫岩 を主体。擁 壁背面斜面 は土石流堆 積物	斜面上の擁壁。既設の腰 積み擁壁に合わせた特 殊な構造。	擁壁背面斜面の降 雨表流水が集水 し，湛水する地形	豪雨時に擁壁背面に湛水する場合， 水压を考慮した設計が必要。
市道 6803 号一 黒川	腹付盛土， 法尻に腰積 み擁壁	盛土	片切片盛による斜面の 腹付け盛土，境界面です べり土圧が作用しやす い条件	崩壊箇所背後の段 丘地形（平坦面） から地下水が段丘 端部の斜面に流入	腹付け盛土施工時の旧地表面と盛土 の不連続面の処理。維持管理・点検 の充実。