松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会

第4回委員会資料

土砂流出の発生機構と素因・誘因について (1)第3回検討委員会までの基本事項の整理【松山市】

令和6年12月23日



< 目 次 >

土砂流出の発生機構と素因・誘因について

(1) 第3回検討委員会までの基本事項の整理

1. 土砂災害に至った発生事象・プロセスの整理(解説)・・・・・・・・・・・・・・

2. A 箇所および B 箇所の斜面の特徴・・・・・・・・・・・・・・・・・・7

••1

1. 土砂災害に至った発生事象・プロセスの整理(解説)

本章は、第3回委員会までに議論された内容やそれに基づく名称等を整理したものである。

- 1.1 場所等の区分・名称について
- 土砂流出斜面の区分:上流部(上部),上流部(下部),下流部
- **斜面および集水地形の名称**:A箇所(土砂流出の発生源),B箇所(路面変状あり),谷地形 C~F
- 表流水の流れ込みに関する区分: A 箇所源頭部, B 箇所流下区域, 谷地形 C 流下区域, 谷地形 D 流下区域
- 緊急車両用道路:平成27年度(2015年度)以降に構築された盛土区間を指す





- 1.2 土砂流出斜面(A箇所, 上流部(上部))の地質構成等について
- ・ 石垣の周辺:背面の埋め土のほか、石垣の脚部(根石)を保護する腹付け盛土(覆土)が分布する。"整地層" とも呼ばれる腹付け盛土は、過去に実施されたトレンチ調査から確認されている(図 1.2-2)。
- ・ 上流部(上部)斜面:基盤岩は風化岩(砂岩・礫岩)からなり、その上位を捨土が覆っている(写真 1.2-1)。捨 土は緊急車両用道路周辺でも確認されており(図 1.2-2)、被災前の推定される厚さは 3.5~7m 程度となる。
- ・ 緊急車両用道路:重力式擁壁・カゴ枠および道路盛土から構成され A-1 測線周辺(YSP20 測線周辺)で、擁壁 高 2m 程度、盛土厚 1.2m 程度となる。被災前に実施された簡易貫入試験の結果、道路構造の基礎地盤(捨土) のNd 値は 10~20以下(N 値換算で概ね 5~10以下: Nd=(1~3)Nの関係式より)となる。
- ・ **巨木の存在**:被災前の LP 図より、標高 90m 付近に樹高 30m を超える樹木の存在が推定されている。土砂の流 出・流下により、その一部は緑町地区まで達している(一部は上流部(下部)に残置される)。



写真 1.2-1 A 箇所斜面に残存する捨土層 基盤岩の直上に分布する

1.3 土砂災害に至った発生事象・プロセスの整理(解説)

緑町地区の土砂災害は、大きく①斜面変形 ⇒②土砂流出 ⇒③土砂流下を経て発生したものである。 ここでは、①~③それぞれの発生事象とそのプロセスを整理して示す。

(1) 斜面変形 (クリープ的変形)

・ 広く捨土が分布する上流部(上部)に位置する A 箇所と隣接する B 箇所で、捨土により斜面が形成された時期 以降に生じた不安定化(クリープ的変形:図1.3-2)を指す。2015年(平成27年)の緊急車両用道路の構築以 前の記録はないが、捨土の厚さと勾配に着目した直線斜面による安定度の試算結果(図 1.3-3)から、A 箇所源 頭部~B 箇所流下区域の一部を含む上流部(上部)は不安定化しやすい状況にある(図 1.3-1)。



図 1.3-1 緊急車両用道路構築以前(2015年以前)の上流部(上部)斜面の推定

"クリープ"は本来、岩盤斜面の変形の一形態を示す用語であるが、捨土分布斜面が 土砂流出(崩壊)に至る過渡期の変化を説明するため"クリープ的変形"という用語を 用いた。また、下図および図 1.3-1 以降の断面図に示した青点線の変化は、クリープ 的変形の過程をわかりやすく視覚化したものであり、実際に生じた変形の大きさ(変 形量)を表現したものでは無い。 **岩態クリープの発生** 高角度角刻の開口 流入粘土の充填 低角度集製の業法 ※日外ほか(2014)「岩盤斜面におけるゆるみ進行過程の数値解析モデル化に関する 基礎検討」より引用 斜面变形 土砂流出(崩壊)発生 (クリープ的変形) (せん断変形) 図 1.3-2 クリープ的変形のイメージ



図 1.3-3 直線斜面の安定解析による斜面の安定性の試算結果

・ 2015年の緊急車両用道路構築以降、2017年9月~2024年6月にかけて断続的に"道路変状"(路面クラック、 擁壁の傾倒等)が発生している。道路施設の荷重による捨土(N値 5~10以下)の体積圧縮(支持力不足による 沈降)の可能性も考えられるが、重力式擁壁が構築されていない(盛土厚さが小さい)艮門スロープ下周辺や、 未施工区間である B 箇所でもクラックや沈下等の変状が生じている(図1.3-4 右下平面の青丸)。 これらの道路変状は「土砂災害警戒情報」発表の基準値を超過する降雨に伴い顕在化する傾向を示しているため、 道路変状の主たる要因は降雨を誘因とする斜面変形であると考える。



- 2024 年 6 月中旬以降、A 箇所に見られた道路変状(路面クラック)が拡大し、7 月 2 日には 50cm の段差を形 成するに至った(写真 1.3-2)。2024 年 6 月の月間降水量(363mm)は、過去 20 年間の出水期(6 月~9 月) の月間降水量の平均(182mm)の約2倍である。
- ・ 写真 1.3-2 に示すように、20 日間程度の短期間に数 10cm 単位の変位が進行していることから、6 月の降雨を誘 因としてクリープ的変形が加速し、捨土を含む斜面が著しく不安定化していた可能性が示唆される(図1.8)。
- 7/2 に生じた変状は、顕著な段差のほか、カゴ枠工の変形や重力式擁壁の傾倒を伴っている(図 1.3-5 左下写真)。
- ・ 応急対策工事(7/2~7/9)により、段差を伴う路面変状の前面に位置する重力式擁壁やカゴ枠等の大部分は、7/12 の災害発生前に撤去されている。





写真 1.3-2 2024/6/12~2024/7/2 間の A 箇所の路面クラックの変化



カゴ枠工は下方斜面に向かい沈み込むような挙動を示し、擁壁も前面に傾倒している 擁壁の傾倒は終点側(艮門側)に向かい大きい

(2) 土砂流出 および 土砂流下

- ここで、上流部(上部)ないしは上流部(下部)の発生源で生じた事象を「土砂流出」と呼称し、発生源から下 流部を流れ下り、緑町地区の土砂災害に至った事象を「土砂流下」と呼称する。
- SNS 等の情報や消防局の証言等から、7/12 に発生した"土砂流下"は大きく、3:40 頃に発生した「1 回目」と、 4:45~4:50頃に発生した「2・3回目」が記録されている(写真 1.3-3)。
- ・ さらに、土砂流出斜面内の堆積物の堆積(乗り上げ)・流出等の痕跡や、表流水の解析結果(B箇所~谷地形D 流下区域への水の集中:図1.3-6)から、以下のように推定される(図1.3-7)。

愛媛大学の調査資料(提供) 緑町地区のマンションから撮影された写真及び映像からの静止画による



写真1.3-3 1回目の土砂流下(左)と2・3回目の土砂流下(右)



図 1.3-6 表流水の解析結果 (7/12 2:00 時点の水深分布)

- ▶ 1回目の"土砂流下":上流部(上部)(A箇所)を発生源とする"土砂流出"により、上流部(下部)~下 流部を厚さ1m程度で埋めながら、右岸側を高速で直線的に流下した(図1.3-7の赤着色の堆積物が堆積)。 また、樹木を巻き込みながら緑町地区まで流下した。
- > 2・3回目の"土砂流下":上流部(下部)~下流部に位置する B 箇所流下区域や谷地形 C・D からの表流水 が、1回目の土砂流出の堆積物で堰き止められて一時的に貯留。水分を多く含んだ状態(泥濘化)の堆積物 の一部が、左岸側の谷底を洗堀しながら緑町地区まで流下した。



図 1.3-7 1回目および 2・3回目の土砂流下(土砂流出)の発生プロセスの推定

- 1 回目の"土砂流出":上流部(上部)(A 箇所)で発生したもので、7/2 までに進行した"クリープ的変形"で 不安定化した斜面(図 1.3-5)が、7/11~7/12 の降雨を誘因として土砂流出に至ったものと考える(図 1.3-8)。
- ・ この1回目の土砂流出は、∠35°以上の急傾斜部に分布する捨土が原型(地盤の構造)をとどめず崩落して発生 し、かつ"すべり面"を伴っていないことから、発生形態は「斜面崩壊」であると言える。なお、崩壊土砂が、 被災箇所に到達する可能性について本委員会で検討した。
- ・ 被災前後の地形の対比から、崩壊頂部は SP28~SP34 区間 (6m) については擁壁跡の基礎部で基礎幅である 1m 程度の範囲で土砂が流出しているものの、SP0~SP28区間は崩壊頂部が緊急車両用道路の重力式擁壁基礎跡の 下方斜面に位置することが追加で示された(図1.3-8および第4回委員会資料7)。なお、7/2に生じた50 cm段 差を伴うクラック位置は、発災後変化していない(さらなる沈下や前面への移動等は生じていない写真 1.3-4)。



図 1.3-5 2024.7.2~7.6 時点(擁壁等撤去前)の上流部(上部斜面)の推定



図 1.3-8 2024.7.12 斜面崩壊発生時の上流部(上部)斜面の推定(1回目の土砂流出;斜面崩壊の発生)

• 2回目の"土砂流出":1回目の斜面崩壊で上流部(下部)~下流部に堆積した堆積物(崩土)が泥濘化して流出 した"泥流"である(図 1.3-7)。その発生形態としては"山腹崩壊土砂の流動化による土石流"(図 1.3-9)と言 える事象と考える。



図 1.3-9 土砂災害の分類(道路土工-のり面工・斜面安定工指針:平成21年度版 p10 引用)

1.4 発生事象・プロセスに対する緊急車両用道路の影響

緊急車両用道路施工区間直下のA箇所で発生した1回目の土砂流出は、比較的急傾斜の斜面に捨土層が分布し、 降雨を誘因とする"斜面変形 (クリープ的変形)"が進行した上流部(上部)の"土砂流出(斜面崩壊)"に起因して 生じたものと考えられる。

ここでは、第3回委員会の議論を踏まえ、改めて "斜面変形"および "斜面崩壊"に対する緊急車両用道路の影 響について整理する。

(1) 緊急車両用道路の斜面変形への影響について

 緊急車両用道路は、捨土が堆積する斜面上に施 工されており、道路盛土を支える重力式擁壁(カ ゴ枠工)は、N値5~10程度(Nd値10~20程 度)の捨土層を基礎地盤として構築されている (図 1.4-1)。



 緊急車両用道路構築以後に生じた路面変状が "体積圧縮"(擁壁基礎の支持力不足)の可能性 は残るが、7/1~7/2にかけて生じた 50cm の段 差や7/2~7/6の擁壁の傾倒等は、A 箇所の上流 部(上部)の斜面変形によるものであり、緊急 車両用道路の擁壁・盛土荷重が斜面変形に影響 を及ぼした可能性がある。

・ 7/2 の路面変状が発生した際に下方斜面を確認した結果、道路より 10m 程度下方の範囲では、特に異常は見ら れなかった(松山市市街地整備課説明;写真1.4-1)。そのため、1回目の斜面崩壊が発生する前に進行していた 斜面変形は、上流部(上部)斜面の中腹~下方にまで及んでいた可能性が考えられる。



写真 1.4-1 7/12 の崩壊発生前の緊急車両用道路下方斜面の様子(樹林を含め特に異常等は見受けられない)

- 第3回検討委員会では、斜面変形(変形に伴う不安定化)を道路に生じた段差地形を通過する"円弧すべり"に 見立てた安定解析から、道路荷重の影響について試算している(図1.4-2:計算条件等は図左下に示す通り)。
- ・ 「道路下 10m 程度に異常等は見受けられなかった」との上記の証言より、「円弧すべり①」を除く「円弧すべり ②」と「円弧すべり③」の結果を図 1.4-3 に再掲するが、いずれの円弧すべりの場合も、擁壁・盛土があること で安全率が低下(4.6%~7.9%減)するため、斜面変形に道路荷重が影響した可能性がある。
- ただし、図 1.4-3 に示すように、水の影響を受けた場合の安全率の低下の程度は大きく、"満水位"という条件 ではあるものの 52%~57%減との結果が得られている。道路変状は「土砂災害警戒情報」発表の基準値を超過す る降雨に伴い顕在化する傾向を示している(図 1.4-4)。

(斜面変形)と斜面崩壊の位置関係 2023年の簡易貫入試験結果断面図に追記



道路荷重による 安全率の低下 道路荷重による 安全率の低下 道路荷重による 安全率の低下 道路荷重による 安全率の低下 Fs=1.320 Fs=0.778 Fs=1.373 Fs=0.804 -0.079 (**7.9**%減) -0.057 (5.7%減) -0.067 (6.7%減) -0.046 (**4.6**%減) 盛土・捕壁あり/水位なし 盛土・擁壁あり/満水位 盛土・擁壁あり/水位なし 盛土・擁壁あり/満水位 Fs=1.241 Fs=0.721 Fs=1.306 Fs=0.758 水の影響による安全率の低下 水の影響による安全率の低下 -0.520 (52.0%減) -0.548 (54.8%滅)





図 1.4-4 緊急車両用道路における主な変状と降雨の関係

(2) 1回目の土砂流出(斜面崩壊)について

- ・ 2015年の道路施工区間(緊急車両用道路)は、盛土が SP0~SP43 の範囲、擁壁は SP0~SP34 の範囲に施工さ れている。SP17.26~SP28の範囲は、7/12以前に擁壁が撤去されており、残置された擁壁(SP0~17.26)と撤 去済の擁壁基礎跡やカゴ枠工の基礎跡よりも下方(前面)の斜面から崩壊が発生している(ただし、SP28~SP34 区間については擁壁跡の擁壁基礎幅の80%程度である約1mの土砂が擁壁跡から流出している:資料7参照)。 また、7/2 時点で生じていた 50cm の段差を伴うクラック位置は発災後変化していない (写真 1.3-4 や図 1.3-8 お よび図 1.4-1)。
- ・ また、第3回検討委員会では、標高 90m 付近に樹高 30m の巨木が存在していたことを踏まえ、上流部(上部) からの土砂流出について、図 1.4-5 の 2 つの可能性が示されている。





 上記のうち「可能性 2」の場合は、斜面下方に存在する巨木が崩壊発生の起点となるため、上方に位置する緊急 車両用道路が直接的な影響を与えた可能性は低い。また、「可能性 1」の場合も、被災時には擁壁等を撤去済で あり、土砂流出は前出のように SP9~SP28 は擁壁基礎より下方斜面から発生していること。また、SP28~34 は擁壁基礎跡の擁壁基礎幅程度の土砂流出が確認できるものの、その流出土砂がほとんど移動していない事実 (資料7で追加記載)から、第3回委員会では、緊急車両用道路が土砂流出の起点となるような直接の影響を与 えた可能性は低いとしている。

1.5 1回目の土砂流出(斜面崩壊)の発生位置について

- ・ 1回目の土砂流出(斜面崩壊)が発生した上流部(上部)斜面について、第3回検討委員会では、上述の「可能 性1」に対する"崩壊の発生のしやすさ"(崩壊の発生位置)を議論するため、"円弧すべり"による安定解析を 実施している(図1.5-1;計算条件等は図左下に示す通り)。
- 本検討は、この円弧の存在を示唆するものではなく、斜面の位置による安定性の違いを比較するために実施した。 バランス解析として"上部①""上部②""末端部"の代表としてほぼ同規模の円弧となるように想定し、それぞ れの安全率を比較した。



高さによっては上部斜面よりも安全率が相対的に小さくなることがあり得ることがわかった。 今回の第4回検討委員会では、三軸圧縮試験から得られた捨 得られた崩壊発生時の地下水位を反映して、改めて上記に示す。 安全率低下が大きい箇所(崩壊が発生した可能性の高い箇所)を



表 1.5-1 最小安全率の円弧すべりによる安全率の変化

	上普	B D	上音	\$2	末端部		
水位条件	安全率	すべり面長 (m)	安全率	すべり面長 (m)	安全率	すべり面長 (m)	
水位無し	1.229	20.221	1.509	20.943	1.852	14.243	
30%水位	1.138	21.864	1.417	17.829	1.732	14.243	
60%水位	0.984	21.865	1.230	17.829	1.495	18.891	
満水位	0.749	20.722	0.935	20.943	1.130	14.243	

地下水位の条件



図 1.5-1 上流部(上部)を対象とした安定解析の検討断面と解析模式図(イメージ) ・ 原位置試験をもとに設定した土質定数と、4 段階の水位の設定に基づく試算より求められた、上部①、上部②お よび末端部の安全率を表 1.5-1 および図 1.5-3 に示す。結果、末端部の "満水位" における安全率 (Fs=1.130) は、上部①"水位無し"における安全率(Fs=1.229)より小さい。勾配の小さい末端部であっても、地下水位の

;土の土質定数のほか、 三次元地下水解析を通じて	(
上流部(上部)斜面の安定解析を実施することで、	
と特定するものとして、各種検討を実施している。	

図 1.5-2

上流部(上部)の安定解析に用いた

斜面区分と位置関係について

2. A 箇所および B 箇所の斜面の特徴

本章は、前章と同様に第3回委員会までの検討結果をまとめたものである。

軟質な"捨土"を含む堆積物に覆われ、同一の谷地形で隣接するA箇所(土砂流出箇所の上流部(上部)斜面)とB箇所を比較し、A箇所における"土砂流出の発生のしやすさ"を検証した。

2.1 A 箇所と B 箇所の特徴とその差異

(1) 堆積物(捨土層)の厚さ

- ・ A 箇所とB 箇所は同一の谷地形内に位置し、本丸広場の石垣屈曲部が谷地形の中心にあたる(図 2.1-1)。なお、緊急車両用道路施工区間のうち、YSP9付近から終点側の区間が A 箇所源頭部に、YSP9付近から起点側が B 箇所源頭 部に位置している。
- ・ 堆積物(捨土層)の厚さを被災前地形で比較すると、A箇所が厚く(3.5~7m)、B箇所が薄い(1~3m)(図2.1-2~4)。
- ・ 両箇所とも基盤岩との境界部に瓦片が認められており、地表から基盤岩までの全深度に捨土が分布する。全体に軟質で表層は空隙が多く、不均質で細粒分に乏しく、含水比は小さい(図 2.1-6 および図 2.1-7)。







図 2.1-4 地質断面図 AB-1 測線







図 2.1-2 地質断面図 A-1 測線

図 2.1-3 地質断面図 B-1 測線



写真1 ガリー侵食の状況。深さ1.5m程度。底盤に礫岩が分布する。

に比べ軟質

であり土砂流出時残土の可能性がある





写真4 瓦片を含む



写真5 基盤岩直上に認められる瓦片



写真6 右岸側の側方崖(高さ1.5m程度)。ビニールや瓦片、花崗岩礫を含む。 基質は全体に砂質で、細粒分は少ない。





写真9 表層から深度1mに認められる瓦片



写真2 A箇所斜面に残存する未崩壊の堆積物 基盤岩(礫岩)の上位にゆるい堆積物が分布する。一部に層状を呈するが、堆積物が複雑に 重なっており、不規則かつ不均質である。砂層は、指圧で容易に掘削できる程度の硬さである。 最下層の礫混じり土には花崗岩の円礫や瓦片が含まれる場合がある。

写真8 表層から深度1mに認められる瓦片



写真10 側方崖基部には局所的に風化礫が密集した領域 が認められる。

図 2.1-6 捨土層の状況(第2回委員会資料の再掲)





B 箇所 BorNo.6 コア写真(深度 8m まで)



図 2.1-7 コア写真 A 箇所および B 箇所



<A 箇所コア状況>

土砂層は厚い。基盤岩は礫岩主体。 ・BorNo.2:深度 6.00m で岩着。深度 2.50m 付近まで瓦片確認。 ・BorNo.3:本孔は崩壊後の斜面で掘削している。 深度 1.40m で岩着(崩壊前地形からだと深度 3.20m)。

瓦片は不明瞭。



<B 箇所⊐ア状況>

土砂層は薄い。基盤岩は砂岩主体。

・BorNo.5: 深度 2.45m で岩着。深度 0.8m 付近まで瓦片確認。 ・BorNo.6: 深度 1.25m で岩着。 深度 1.25m まで全体に瓦片を含む。 (孔内傾斜計観測孔設置のため Ø 86mm で掘削)

(2) 地形

- ・ 図 2.1-8 に A 箇所、B 箇所周辺の 3 次元地形図を用いた地形判読結果図を示す。A 箇所(土砂流出箇所)では、 2024年の被災後の微地形図から複数の馬蹄形地形(崩壊跡)が判読できる。被災前にあたる 2016年の微地形図 では、明瞭な崩壊跡(抜け跡)は確認できなかった。
- ・ 一方、B 箇所は 2024 年 7 月 12 日には土砂流出が発生していない斜面である。2024 年の微地形図は、複数の馬蹄 形地形(崩壊跡)が判読(右図)でき、全体に凹状(集水)地形を呈する。2016年微地形図では、やや不明瞭なが ら崩壊跡が確認される(左図:過去の崩壊跡や侵食の進行)。



図 2.1-8 3 次元地形図を用いた地形判読結果図

(3)樹木の高さ

- ・ 図 2.1-9 に A 箇所・B 箇所周辺の被災前の樹高図を示す。A 箇所の上流部(上部)の斜面末端部付近に 30m 以上 の樹木(巨木)の密集が見られ、それより上下方斜面には主に15~32mの樹木が分布する。
- ・ 一方、B 箇所は主に 5~25m の樹木が分布する(A 箇所と比較すると A 箇所の方が樹高が高い)。B 箇所のガリー 侵食跡(青線)は、樹木の低い箇所であり、過去に表層崩壊等が発生したため、樹木が入れ替わり、樹齢が周辺 より若くなっている可能性がある。



図 2.1-9 A 箇所・B 箇所周辺の樹高図(2016 年) (愛媛大学大学院農学研究科提供データを加工)

(4) 水の集まりやすさ

- 図 2.1-10 に A 箇所、B 箇所周辺の 7 月 12 日午前 2 時の表流水の解析結果を示す。
- A 箇所は斜面下方~末端に水が集まりやすくなっているが、B 箇所は斜面上方から広範囲に水が集まりやすくな っており、特に斜面末端に表流水が集中している。



図 2.1-10 表流水の解析結果(7/12 2:00の表流水の水深分布図)

2.2 まとめ:A箇所・B箇所の差異について

上記の(1) \sim (4) に示した A 箇所と B 箇所の違いをまとめる。

 緊急車両用道路構築物:A箇所、B箇所ともに緊急車両用道路の擁壁構築区間が存在する。 2 捨土層

A 箇所: 捨土層が厚く堆積していた。

 B箇所:過去に崩壊が発生しており堆積物(捨土層)が薄かった。 ※捨土層は基質が砂で瓦片やガラス片などを含み、不均質で空隙が多く軟質であるため、層厚が厚く、急斜面かつ含水に富む。 ③地形、樹木高さ、水の集まりやすさ(被災状況)

- A 箇所: 2016 年の微地形図では、A 箇所では明瞭な崩壊跡は確認できていない。ただし、表流水解析から A 箇所 の斜面末端部~下流域に表流水が集中しやすいことが確認されている(2024/7/12の被災時には道路終点側の擁 壁未構築区間でも土砂流出(斜面崩壊)が発生している)。
- B箇所:ここは、表流水が集中しやすい箇所であり、微地形図や樹高図から過去に崩壊があった可能性が確認さ れており、被災時の斜面堆積物が薄かったことがボーリングで確認されている(道路面にクラックが生じ、路肩 の段差も生じていたが 2024/7/12 の被災時に土砂流出(斜面崩壊)は発生していない)。

松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会

第4回委員会資料

土砂流出の発生機構と素因・誘因について

(2) 地下水解析等を踏まえた土砂流出(斜面崩壊)発生機構の検証【松山市】

令和6年12月23日



< 目 次 >

土砂流出の発生機構と素因・誘因について

(2)地下水解析等を踏まえた土砂流出(斜面崩壊)発生機構の検証
1. 地下水解析結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
2. 安定解析による1回目の土砂流出(斜面崩壊)発生箇所の推定・・・
3. 1回目の土砂流出(斜面崩壊)の発生機構に関する追加検証 ・・・
【巻末資料】地下水解析の条件等について・・・・・・・・・・・・・
【巻末資料】ボーリング調査における室内試験試料採取箇所について・

• • • 1 • • • 3 • • • 15 • • 18 • • 20

1. 地下水解析結果

- ・ 地下水解析の解析条件等については、巻末資料(p18 以降)に付す。
- ・ 10年平均降水量を用いた定常状態の再現計算結果から、①段差を伴う路面変状が生じた時期にあたる7/1の日 降水量、②土砂流出発生時の最大時間降水量を計測した 7/11 4:00、③最初の異常が確認された 7/12 2:00 それ ぞれの予測計算を行った。計算結果として、地表面の表流水の水深(m)および地下水位(不圧水位:GL-m)で 表示して、図 1-3 に再現計算の結果を、図 1-4~図 1-6 に①~③の降雨条件の予測計算結果を示す。

【土砂流出発生斜面の地下水解析結果を踏まえた水理的特徴について】

- ・ 土砂流出が発生した A 箇所を含む城山の東側斜面は、捨土・盛土を含む堆積物が概して薄く(5m 程度以下)、風 化岩が浅い深度に分布する一方で、斜面は∠30°以上と急傾斜をなすため、堆積物内に水が保持されることなく 地形に沿って下方に流下する(表流水となって流出する)とともに、地下水としては風化岩の分布深度付近に形 成される傾向を示す。
- また、堆積物-風化岩の境界は、ボーリング調査結果のほか既往の探査等の結果(埋土層厚の分布図)を参考に 設定しているが、本丸広場の中央付近は堆積物が厚い(=風化岩が深い)傾向を示す。そのため、岩盤風化部内 に形成される地下水位は本丸広場の中央付近で深くなる傾向を示す(図1-1)。

「今和4年度石垣耐震診断指針策定に係る動地地般調査報告書」より引用



図 1-1 過年度の埋土厚調査結果(左)と地下水解析結果図(右)との対比

・ さらに、雨水を涵養する平坦面として機能している本丸広場(表 流水・地下水が留まりやすい)から、急傾斜をなす石垣や城門が 存在する箇所(表流水・地下水ともに留まりにくい)にかけて、 地形が大きく変化する箇所の解析結果では風化岩内の地下水位 が低くなる傾向を示す。この傾向は、安定解析を実施したA箇所 の主測線である A-1 測線でも確認される(図 1-2)。

 表流水と地下水を一体的に捉える手法で解析しているため、表流 水が集中しにくい(地下水が涵養されにくい)箇所は地下水位が 低く再現される(図1-3)。なお、図1-3左上の地下水位の等標高 線図や、図 1-3 下の断面図の対比結果に示すように、緊急車両用 道路より下の斜面(安定解析の対象斜面)の地下水位は概ね等間 隔に推移しており、石垣背後の低い水位の影響は受けていない (水位の傾向に差はない)。







図 1-3 地下水解析結果における石垣周辺の地下水位の傾向について

【降雨条件別の地下水解析結果について】

・ 予測計算結果である図 1-4~図 1-6 に示す通り、①~③の降雨条件による解析の結果、地下水位自体に大きな相 違はなく、ほぼ同様の分布傾向を示した。なお、後述する安定解析の解析断面となる A-1 測線では、③7/12 2:00 時点の地下水位が最も高い水位を示している。





図 1-4 地下水解析結果 ①路面変状が顕在化した 7/1 の日降水量に基づく予測計算結果

図 1-6 地下水解析結果 ③1回目の崩壊の発生した 7/12 2:00 時点の降雨条件による予測計算結果





2. 安定解析による1回目の土砂流出(斜面崩壊)発生箇所の推定

- ・ 1回目の土砂流出(斜面崩壊)が発生した上流部(上部)斜面を対象として、被災前の当該斜面の"土砂流出の発生のしやすい箇所の特定"を目的に安定解析を実施した。
- ・ ここでは、第1章で示した地下水解析結果より設定した地下水位および室内土質試験で求めた土質定数を基に安定解析(計算)を行った。

2.1 地下水解析結果に基づく地下水位線の設定

- ・ 地下水解析結果より、土砂流出(斜面崩壊)の発生した上流部(上部)(A箇所)の主測線である A-1 測線について、以下の 3 つの条件の地下水位断面図を作成した。
 - ① 7/1の日降水量の地下水位(50cmの段差を伴う路面変状が顕在化した時点)
 - ② 7/11 4:00 時点の地下水位(土砂流出発生前日の最大時間雨量時)
 - ③ 7/12 2:00 時点の地下水位(1回目の土砂流出が発生したと目される時点)
- ・ 図 2.1-1 に A-1 測線の地下水位断面図を示す。



図 2.1-1 A-1 測線 地下水位断面図



<設定した地下水位の妥当性について>

- ・ 解析により再現された地下水位は、上流部(上部)斜面の中腹(Bor. No.3 孔の下方)まで伏流する。
- 降雨後の現地状況(踏査結果)等より、斜面中腹で湧水が認められることから、このような地下水の形成(形 状)は妥当と判断した。
- BorNo.2 孔では、ボーリング後に自記水位計観測を実施した(図 2.1-2)。記録的短時間豪雨である 11/2 時の水 位(GL-3.8m)を除くと、GL-5.0~5.5m付近の水位が確認された。地下水解析で得られた土砂流出発生時の水位 (7/11~7/12:GL-4.6~5.1m)と比較すると若干低いが、土砂流出発生時は比較的強い降雨があり、水位は現 状よりも高い位置にあったと想定されるため、解析で得られた水位(安定計算に用いる水位)としては妥当で あると判断した。
- 線)、図 2.1-4 に AB-2 測線(A 箇所・B 箇所を横断する測線))。
- された B 箇所において、相対的に高い水位が再現されているため、今回の解析水位は妥当であると考える。





図 2.1-2 BorNo.2 孔自記水位計観測結果図

140

130

110

資料5

・ 上流部(上部)の横断図における解析結果に基づく地下水位を確認した(図 2.1-3 に B-1 測線(B 箇所の主測)

解析結果に基づくと断面では、第3回委員会で示した表流水解析によりA箇所よりも集水しやすい場所と判断

■ 降雨条件と解析により再現された水位について

- 現地の地形や地質条件、当時の降雨条件に基づく地下水解析から、被災直前~被災時の地下水位/挙動を再現 した結果、土砂流出(斜面崩壊)発生時の7/12の地下水位は、前日の7/11の降雨(時間雨量最大)や、50cm の段差を伴う道路クラックが発生した7/1と比較して高い結果となった。
- このことは、7/12の降水量自体は 7/1 や 7/11 に比べて小さかったものの、「土壌雨量指数」は 7/12 が最も大 きかったこととも一致しており、期間による水位の相違は妥当なものと考える(図2.1-5)。



■被災時の土壌雨量指数の比較(2024/7/12被災時斜面の安定性) <目的>

・図 2.1-5 で示すように、浸透流解析で想定された地下水位は、標高が高い順に 7/12>7/11>7/1 である。しか し日雨量は 7/11>7/1>7/12 であり、解析水位は日雨量の大きさと傾向が異なる。一方、土壌雨量指数・実効 雨量は 7/12>7/11>7/1 であり、浸透流解析結果と同じ傾向を示す。そのため、7/12 の地下水位と近年(仮に 過去2年間とする)の地下水位の相対変化確認を目的として、2022/7/1~2024/11の土壌雨量指数と斜面変状の 関係を図 2.1-6 に示した。なお、第2回委員会において、より期間が長い 2014~2024 年の土壌雨量指数の変化 図を示している。

<結果>

- ・7/12の被災時は、降水量は小さいものの土壤雨量指数が2年間で2位である。
- ・7/12の土壌雨量指数は、被災前1年間では最大値を示す。
- 7/12は、被災前の1年間では最も斜面の安定性が低い状況であった。

2024/7/12 2:00 (地元住民が変状確認): 土壌雨量指数 103.3



2023/7/1の緑町の冠水被害(資料3参照)

2.2 室内試験結果に基づく土質定数の設定

•

 安定解析で使用する土質定数について、上流部(上部)斜面の堆積物(捨土層)を対象としたボーリング調査 で得られた試料(5孔中3孔)の室内土質試験結果をもとに、湿潤単位体積重量、強度定数(粘着力 c、内部摩 擦角 φ)を設定した。なお、試験に供したコア試料採取箇所、深度は巻末資料に示した。

【湿潤単位体積重量】

- 湿潤単位体積重量(湿潤密度)は、土質試験で得られた乾燥密度、初期含水比に基づき設定した(表 2.2-1)。 採用する湿潤単位体積重量の値は、下表に基づき湿潤密度の平均値約 2.0g/cm³を踏まえ 20kN/m³とした。
- なお、粒度試験結果で礫分含有率 30~50%であることから、捨土層の土質分類は「礫質砂」に分類され、礫質 分が比較的多い。

ボーリング番号	No	o.3	No	o.4	No	o.5
試料番号	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1	5-2
試料採取深さ	0.4~1.4m	0.4~1.4m	0.5~1.5m	1.5~2.4m	0.5~1.5m	0.5~1.5m
■乾燥密度 p d(g/cm3)						
	1.703	1.616	1.565	1.595	1.744	1.818
測定値	1.708	1.613	1.56	1.603	1.749	1.822
	1.721	1.625	1.58	1.592	1.754	1.824
平均值	1.711	1.618	1.568	1.597	1.749	1.821
■初期含水比w(%)	20.0	22.3	25.4	24.6	19.3	17.2
□湿潤密度 p t(g/cm3)	2.05	1.98	1.97	1.99	2.09	2.13
$ \Re \rho t = \rho d \times (1 + w/100) $						

表 2.2-1 室内土質試験結果を踏まえた湿潤密度の値

【強度定数 c、 ϕ 】

- ・ 採取したコア試料による三軸圧縮試験(砂対象:圧密排水 CD 条件)の結果を踏まえ、先行して実施した原位置 試験(ベーンコーンせん断試験)の結果も参考に設定した。表 2.2-2 に三軸圧縮試験結果を示す。
- 三軸圧縮試験による粘着力 c_aは 3~13kN/m²、内部摩擦角 φ_aは 29~36° とバラつきがみられる(図 2.2-1 の \triangle)
- ・ それらは原位置試験で得られた代表値($c_{dk}=5.04$ kN/m²、 $\phi_{d,k}=35^{\circ}$)に近しい数値となっている。

表2.2-2 三軸圧縮試験による強度定数 c・ φ の 値

ボーリング番号	N	No.3		o.4	No.5		
試料番号	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1	5-2	
試料採取深さ	0.4~1.4m	0.4~1.4m	0.5~1.5m	1.5~2.4m	0.5~1.5m	0.5~1.5m	
■三軸圧縮試験(CD)							
粘着力c(kN/m2)	7.11	13.03	9.59	3.07	8.79	6.21	
内部摩擦角 ϕ (°)	32.9	29.4	33.8	35.2	32.6	36.2	

- ・ また、三軸圧縮試験より得られた各モール円を包含する平均的な破壊包絡線を算出・図化した^{※1} 結果、6 試料 18 供試体のデータから強度定数は、c_d=7.01kN/m²、 φ_d=34.1°とする。
- ・ 図 2.2-1 に示すとおり、この三軸試験値は、原位置試験で得られた代表値に近く、複数試料・手法で実施した 試験結果を代表する値として妥当な数値であると考える。







図 2.2-2 複数のモール円を包含する破壊包絡線からの強度定数 c・φの算出結果

・ 以上の結果を踏まえ、安定解析に使用する土質定数は以下のとおりとした。

湿潤単位体積重量	γ t:20kN/m ³
粘着力	$\texttt{c}:\texttt{7.}\texttt{0kN/m^2}$
内部摩擦角	φ : 34°

^{※1:}地盤工学会(2020):地盤材料試験の方法と解説, pp.634-635」

2.3 上流部(上部)斜面における安定解析結果(室内試験・サウンディング結果を用いた順解析)

(1) 解析条件·解析方法

- ・ 土砂流出が発生した上流部(上部)A箇所の主測線であるA-1測線の断面を解析断面とする。
- ・ 被災前の地形は 2016 年 LP データとし、被災後に取得された 2024 年 LP データの地表面(擁壁等を撤去した後 の地形)を解析におけるすべり深さの最深値として円弧すべりによる計算を行う。
- ・ 計算は、資料4の1章で示した通り、斜面の位置による安定性の違いを比較するために"上部①""上部②""末 端部"の代表としてほぼ同規模の円弧となるように想定し、それぞれの安全率を比較した(図2.3-1)。



図2.3-1 上流部(上部)を対象とした安定解析の検討断面と解析模式図(イメージ)



図 2.3-2 上流部(上部)の安定解析に用いた斜面 区分と位置関係について

(2) 安定解析の実施結果

- 「上部①」、「上部②」、「末端部」のそれぞれで求められた最小安全率の円弧すべり計算結果を、次頁以降の図 2.3-4~図2.3-6に示す。また各条件の安全率を表2.3-1に、安全率の変化を図2.3-3に整理して示す。
- 地下水解析結果より、緊急車両用道路直下にあたる「上部①」では水位上昇がほとんどない。
- 一方、「上部②」および「末端部」では水位上昇が顕著であった(末端部は"満水位"まで上昇)。
- ・ そのため、いずれの降雨条件においても、安全率の低下量が最も大きい箇所は"末端部"である。また、最も 安全率が小さい箇所は"上部②(斜面中腹)"であった。

表 2.3-1 最小安全率の円弧すべりによる安全率の変化

	上部①			上部②			末端部		
水位条件	安全率	安全率 相対差	すべり面長 (m)	安全率	安全率 相対差	すべり面長 (m)	安全率	安全率 相対差	すべり面長 (m)
水位無し	1.286	-	20.221	1.587	-	20.943	1.937	-	14.243
R6.7.1 水位	1.286	0.000	20.221	1.261	-0.326	13.906	1.312	-0.625	14.245
R6.7.11_4:00 水位	1.285	-0.001	20.221	1.241	-0.346	13.907	1.312	-0.625	14.245
R6.7.12_2:00 水位	1.280	-0.006	22.407	1.195	-0.392	13.907	1.312	-0.625	14.245



図 2.3-3 地下水位条件に対する各箇所の安全率の変化

(3) 当該検討における安全率の取り扱いについて

- 当該斜面の土砂流出(斜面崩壊)は、捨土や古い盛土(整地層)などが不均質に混在した斜面で発生しており、 同じ"堆積物"の中にあってもその強度差が大きいと想定される。
- 記録のある 2015 年以降は降雨時に斜面変形 (クリープ的変形) が継続している (2016 年の段階で倒木は発生し) ていない)。再現した 2024/7/12 は、道路クラックが発生した(Fs<1.0) 7/1~2 よりも高い水位であったこと を考えると、上記の安全率が斜面全体の安定性を反映できていないと判断する。
- 被災前の上流部(上部)斜面の安定性を"絶対値の安全率"を用いて検討することは難しいと判断し、7/12の 降雨条件において、最も安全率の低下量が大きい位置に着目して資料をとりまとめるものとした。



図 2.3-4 安定解析結果:上部①

上部①: R6.7.12_2:00 水位





上部②:水位無し

160

150

140

130

120

110

計算式

安全率

() 五十 計画安全率 抑止力

円弧半径

面積

法線力

間隙水圧

地すべり抵抗力

地すべり力

すべり面長

円弧中心座標

種別

記号

Fs

p.Fs Pr

Х

Y

R

L

Α

N

U

S

т

単位

kN/m

m

m

m²

kN/m

kN/m

kN/m

kN/m



上部②: R6.7.11_4:00 水位



上部②:R6.7.1 水位

図 2.3-5 安定解析結果:上部②

上部②: R6.7.12_2:00 水位

10

礫岩





末端部:R6.7.1 水位

図 2.3-6 安定解析結果:末端部

末端部:R6.7.12_2:00 水位

- 2.4 上流部(上部)斜面における安定解析結果(逆算)
- ・ 2.3章の安定解析結果は、斜面の安全率が反映できていないという課題を有する。そのため、逆算法を用いて、 安定解析を実施した。
- ・ 逆算による安定解析は、地下水解析で求められた 2024/7/1(道路クラックに大きな変位の発生:Fs<1.0)の 水位を用いて逆算し、被災した 2024/7/12 の降雨時における斜面上部(上部①)・斜面中腹(上部②)・斜面末 端部(末端部)の安全率を検討したものである。
- (1) 解析条件・解析方法
- 2.3 章と同一条件。計算は、B 箇所流下区域を含む「末端部」とその上方の A 箇所源頭部を含む「上部①」、お よびそれぞれの中間の「上部②」の3つに区分して行う。
- ・ 「上部①」の R6.7.1 水位で安全率 Fs=1.00 とし、逆算により強度定数を求め、斜面全体の安全率を算出した。



図 2.4-1 上流部(上部)を対象とした安定解析の検討断面と解析模式図(イメージ)

「上部①」で算出した逆算強度定数は以下となる。

強度逆算	対象斜面	上部①
条件結果	地下水位	2024.7.1 24:00 の地下水解析結果(非定常)の水位
	単位体積重量	γ t=20.0kN/m ³ , γ sat=21.0kN/m ³
	安全率	Fs=1.00
	逆算強度	$\phi = 34.0$, c=2.51kN/m ²

計算条件の設定	
不明層の設定	Ē
亀裂の設定 亀裂なし	
計算式の選択 間隙水圧考慮-修正Fellenius法(道路土工式・湛水なし)	1
円弧の制限範囲	Ī

計算結果表示

	表示	中心X	中心Y	半径	最大 深度 (m)	φ=0 時 C(kN/m2)	C=0 時 φ(°)	C=O 時 tan夕	粘着力 C(kN/m2)	内部 摩擦 φ(°
1	2	11.000	133.000	20.670	1.800	15.46	38.83	0.804779	2.51	3
2		12.000	134.000	22.082	1.800	15.48	38.81	0.804240	2.50	3
3		16.000	137.000	26.995	1.800	15.75	38.71	0.801 490	2.50	3
4		10.000	131.000	18.519	1.800	15.21	38.87	0.806086	2.49	3
5		11.000	132.000	19.931	1.800	15.23	38.88	0.806450	2.50	3
6		12.000	133.000	21.344	1.800	15.25	38.87	0.806082	2.49	3
7		13.000	134.000	22.757	1.800	15.39	38.83	0.804910	2.50	3
8		13.000	135.000	23.495	1.800	15.51	38.79	0.803690	2.50	3
9		14.000	135.000	24.170	1.800	15.51	38.78	0.803482	2.49	3
10		15.000	136.000	25.583	1.800	15.65	38.74	0.802261	2.50	3
11		10.000	132.000	19.257	1.800	15.34	38.81	0.804353	2.48	3
	_									



図 2.4-2 上流①の円弧すべりにおける強度定数の逆算結果断面と C- φ 関係図

(2) 安定解析の実施結果

- ・ 「上部①」、「上部②」、「末端部」のそれぞれで求められた最小安全率の円弧すべり計算結果を、次頁以降の図 2.4-3~図 2.4-5 に示す。各条件の安全率は下表のとおりである。
- 被災時の再現水位では、いずれの安全率も1.0を下回るものの、安全率は上部①>末端部>上部②の順であり、 斜面中腹(上部②)の安全率が最も低い結果となった。

	上部①			上部②			末端部		
水位条件	安全率	安全率	すべり面長	安全率	安全率	すべり面長	中一个	安全率	すべり面長
		相対差	(m)		相対差	(m)	女王平	相対差	(m)
R6.7.1水位	1.000	-	17.037	0.889		12.397	0.902	-	14.245
R6.7.11_4:00水位	1.000	0.000	17.037	0.870	-0.019	12.396	0.902	0.000	14.245
86.7.12_2:00水位	0.997	-0.003	20.087	0.829	-0.060	13.907	0.902	0.000	14.245

表 2.4-1 最小安全率の円弧すべりによる安全率の変化







上部①: R6.7.11_4:00 水位

図 2.4-3 安定解析結果(1)斜面①





上部②: R6.7.11_4:00 水位

地すべり抵抗力

地すべり力

kN/m

kN/m

129.47

148.67

S

т

図 2.4-4 安定解析結果(2)上部②



末端部:R6.7.11_4:00 水位

地すべり抵抗力

地すべり力

S

Т

kN/m

kN/m

140.75

155.98

図 2.4-5 安定解析結果(3)末端部

3. 1回目の土砂流出(斜面崩壊)の発生機構に関する追加検証

3.1 既往文献等で示される斜面崩壊の発生機構の整理

・ 第3回検討委員会では、標高 90m 付近に樹高 30m の巨木が存在していたことを踏まえ、上流部(上部)からの土 砂流出(斜面崩壊)について、図3.1-1に示される2つの可能性が示されている。



【可能性2】上流部(上部)斜面末端にあった巨木の倒木により崩壊が発生



図 3.1-1 上流部(上部)斜面における1回目の土砂流出(斜面崩壊)の発生機構について(再掲)

 本資料第2章は、上記の2つの"可能性"のうち「可能性1」(斜面崩壊を発端とした土砂流出)に対し、「極限 平衡法」を用いたバランス計算により斜面の安定度を評価する(降雨による崩壊面にかかる間隙水圧の増加と地 下水位形成による荷重増加に伴う斜面の不安定化を評価する)、一般的な手法を用いて検討したものである。

- 一方、堆積物の不安定化に伴う斜面崩壊の発生機構には、降雨(地下水位)に伴う間隙水圧の上昇と荷重増加以 外を原因とした発生機構が複数知られている。
- ・ そこで、既往文献等に示される、以下の1)~10)の斜面崩壊発生機構に着目し、当該現場で発生した土砂流出 の発生機構としての適用性について、現地状況等を踏まえて検証した。

表 3.1-1 既往文献等に示される崩壊の発生機構について

斜面崩壊の発生機構	
1)一般的な検討で用いられる崩壊機構	_
2) 過剰間隙水圧発生による崩壊	* ¹⁾ 小俣(2005) 豪雨によ
3) サクションによるみかけ強度低下	* ²⁾ 比留間·松村(1998)
による崩壊	47回,平成10年度砂防
4) パイピングホール閉塞に伴う間隙水圧	^{*3)} 内田・水山(2002) パ
の上昇	値計算を用いた考察、砂防
5)液性限界を超えた飽和状態の強度低下	*1)小侯(2005) 豪雨によ
6)間隙空気圧の発生	* ³⁾ 丸井(1991) 層状に堆
	機構,地理学評論,64A,1
7) 飽和による荷重増加	*1)小俣(2005) 豪雨に。
8) スレーキングによる強度低下	*4)中日本高速道路(200)
9)谷地形の盛土下での地下水の影響	*4)中日本高速道路(200)
10)細粒分流出による地盤の緩み、	* ⁵⁾ 堀越·何·高橋(2012)
不安定化	る実験的研究,土木学会第

※8) ~10) は "盛土崩壊"に関する事項であり "斜面崩壊"に該当しないが、同じ土砂を材料とする崩壊機構として検証の対象 に含むものとした。

3.2 可能性のある斜面崩壊の発生機構の検証

- 1) 一般的な検討で用いられる崩壊機構 (想定される機構)
- 地すべり解析と同様に、降雨により崩壊面にかかる間隙水圧の増加と地下水位形成による荷重増加に伴い斜面 が不安定化する(極限平衡法を用いてバランス計算により安定度を評価する)。

(土砂流出発生斜面における現地状況等)

- ・ 捨土内の間隙水圧上昇に伴う斜面の不安定化は、降雨で被災した際の斜面対策を検討する場合の一般的な手法 で用いられる発生機構である。
- A箇所に隣接するB箇所(未崩壊箇所)は、複数の馬蹄形の崩壊地形や段差地形が確認されており、A箇所(土) 砂流出発生箇所)にも崩壊跡が見られるため、当該地では上記のような一般的な崩壊が発生していたと判断し ている。
- しかし、発生原因とする地下水位上昇・間隙水圧上昇の証拠は、表流水解析や浸透流解析結果以外では現地踏 査では確認されていない。そのため、当該箇所の発生機構の可能性はあるものの機構の断定には至らない。
- ただし、本委員会では、一般的な検討手法として極限平衡法による安定解析を実施し、斜面の相対的安定性の 評価を実施した。

資料5

既往文献等

よる斜面崩壊,物理探査,第58巻第6号PP599-609 不飽和表層土内の崩壊面形成メカニズムについて,第 学会研究発表会概要集 PP70-71 方学会誌、VOL.55,NO.2、PP14-23 よる斜面崩壊,物理探査,第58巻第6号PP599-609 **椎積した斜面における降雨流出プロセスと地中水の貯留** 145-166 よる斜面崩壊,物理探査,第58巻第6号PP599-609 9) 東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告 9) 東名高速道路牧之原地区地震災害検討委員会報告

細粒分流出に起因する盛土構造物の不安定化に関す 67回年次学術講演会

2) 過剰間隙水圧発生による斜面崩壊*1)

(想定される機構)

- a)降雨時には鉛直方向への浸透(降下浸透)水により表層部の不飽和領域が表面から順次湿潤化し、飽和領 域の先端部である浸潤前線が地表にほぼ平行に降下して不透水層に達していく。
- b)降雨が継続すると、土層全体の不飽和領域で降下浸透が進み浸潤前線が斜面全体で不透水層や地下水位面 に達するようになる。このとき、上層が薄い部分の底都(不透水層上面)近くで飽和領城が降雨の早い段階で 既に形成されていた筒所では、不透水層上面沿いに斜面下方への浸透流(側方浸透流)が発生する。
- ・ c)降雨のピーク時は、斜面のごく表層を除いてほほ全深度域で飽和側方流が生じ、これが定常に達した時、斜 面下部の遷緩線付近や斜面途中であっても難透水層上面が浅く分布する付近では、上向きの浸透流(過剰問憐 水圧)が発生する。
- ・ d) 過剰間隙水圧に伴うパイビングにより斜面先端で浸透崩壊が発生し、進行性破壊的に順次、上部斜面が安定 を失って崩壊が拡大していく。

(土砂流出発生斜面における現地状況等)

- 過剰間隙水圧に伴う斜面末端部のパイピング跡等は消失しており確認できない(過剰間隙水圧による崩壊が発 生した可能性はあるが、現地でこの事象を示す証拠が確認できないため、可能性の判断が困難である)。
- 3) サクションによるみかけ強度低下による崩壊*2)

(想定される機構)

- 雨水浸透によって不飽和な土層の浸潤線が降下すると、飽和度が増加し見かけの粘着力が低下するため、安全 率が低下する(図 3.2-1)。
- 表土層の強度が低下すると崩壊限界深が浅くなるため、小さい降雨でも崩壊が発生しやすくなる場合がある。



図-1 不飽和土のサクション低下の崩壊モデル

(比留間・松村(1998)不飽和表層土内の崩壊面形成メカニズムについて,第47回,平成10年度砂防学会研究発表会概要集PP70-71)

(土砂流出発生斜面における現地状況等)

- ・ 捨土は固結度の低い不飽和土である。地下水解析結果は、被災当日、上流部(上部)斜面の末端部に水が集中 していたことを示しており、これらの箇所で斜面が不安定化した可能性は否定できない。表流水や浸透水の条 件によっては発生していた可能性があるものの、土砂が残存していないため断定は難しい。
- ただし検討には、3次元飽和~不飽和浸透流解析結果を踏まえた浸潤線設定(深度方向の飽和度把握)の他、飽 和度~みかけの粘着力の低下といったモデル作成等の追加検討が新たに必要となる。

- 4) パイピングホール閉塞に伴う間隙水圧の上昇*³⁾ (想定される機構)
- 斜面崩壊や土石流の多くは、降雨のピーク時付近に発生する場合が多いことに着目し、土層の透水性が小さく、 大規模降雨のピーク時にパイプの閉塞が生じた場合、パイプ内の水圧およびそれに伴う土壌間隙水圧の上昇に より斜面内の安全率が低下する可能性があり、降雨のピークに対応して発生する崩壊を説明する機構の一つと して、パイプの閉塞が考えられるとされる。

(土砂流出発生斜面における現地状況等)

- 被災後の源頭部付近の踏査結果より、擁壁撤去後に谷側にずれた高圧線BOX下(擁壁基礎直下の斜面)で湧 水跡が確認されたとの記載があり、その記事によると「降雨時に出水の可能性あり」とされている(図3.2-2)。 そのため、斜面内のパイピングホールが何らかの原因で閉塞し、斜面が不安定化した可能性は否定できない。
- ただし、発生源である上流部(上部)で確認された湧水跡は数か所であり、いずれも明瞭に閉塞した形状は確 認されていない。他にもパイピングがあった可能性はあるものの、閉塞したパイピング部分が流出した可能性 を考えると機構を断定することは困難である。





た基礎地盤で、栗石の下に 穴があり、パイピングホール と考えられ栗石も不安定な 状況となっている。



図 3.2-2 道路擁壁跡周辺の湧水跡(パイピングホール)※愛媛県提供資料引用

5)液性限界を超えた飽和状態での強度低下*¹⁾

(想定される機構)

 液性限界を超えた過飽和状態での強度低下に伴う土砂崩壊で、表層部に崩壊しやすい固結度の低い材料が分封 している箇所で表層崩壊が発生しやすいとされる。

(土砂流出発生斜面における現地状況等)

- 降雨時に泥濘化した土砂が、斜面を崩落する状況が既存動画等で確認できる。
- しかし、規模が小さく、当該斜面では表流水や地下水が集中している事実はあるものの、斜面内に分布する表 土自体が広範囲に泥濘化した様子は伺えない。今回の崩壊の発生原因である可能性は否定できないものの、泥 > 濘化した土砂が消失しているため、機構を断定することは困難である。
- 6) 間隙空気圧の発生^{*3)}

(想定される機構)

- 地盤の浸透能を超える強い降雨があった場合に、表層部分の飽和領域と斜面深部の地下水面に挟まれた斜面内 で間隙空気圧の閉塞が起こり、間隙空気圧の増加に伴い崩壊が発生することがある(図3.2-3)。 (土砂流出発生斜面における現地状況等)
- ・ 間隙空気圧による崩壊跡として示されれうことが多い「球状の崩壊跡」は確認されていない。また、間隙水圧 の閉塞が生じた事実等が確認されていないため判断は難しい。



2-6 高圧線 Box 下部の穴 バイビングホールと見られ 下方が浸食されている。 降雨時には出水していたと 考えられる。

図 3.2-1 不飽和土のサクション低下の崩壊モデル

7) 飽和による荷重増加*¹⁾ (想定される機構)

・ 水の浸透により土が重くなり、滑動力が増加 して不安定化する場合がある。ただし、直線 的な斜面で、飽和領域が斜面に平行に形成さ れた場合は、主動域も受動域も同様に重くな В るので不安定化しにくいととされている。

(土砂流出発生斜面における現地状況等)

- ・ 捨土は間隙率が高く、<u>含水に伴う荷重増加の</u> 影響は大きい。
- 地下水解析の結果から斜面上部に比べ斜面下 部ほど地下水の飽和度が高いため、斜面下部 の含水に伴う荷重増加で斜面が不安定化した 可能性がある。
- 8) スレーキングによる強度低下*4) (想定される機構)
- ・ 地盤強度が低下する原因としてスレーキング しやすい岩石(例えば泥岩)の存在が考えられる。
- スレーキングしやすい岩石が混入した場合、降雨浸透による水分供給により膨潤し、スレーキングが促進され、 材料強度が低下する可能性がある。

(土砂流出発生斜面における現地状況等)

 崩壊した層は、焦土や焼けた瓦を主体としたⅡ層(捨土:資料7参照)とそれ以前の江戸期の築城および改築 時の切土である。切土は当該地域の地盤である和泉層群の礫岩、砂岩といった岩石を主体としている。そのた め膨潤性粘土鉱物の含有量が小さく、スレーキングによる強度低下の可能性は低いと考える。

9)谷地形の盛土下での地下水の影響*4)

(想定される機構)

 一般的に表流水・地下水が集まりやすい谷地形上の盛土(谷埋め盛土)は、降雨時に集中した水により盛土内 の地下水位が上昇しやすく、崩壊が発生する可能性が高いとされる。

(土砂流出発生斜面における現地状況等)

- 当該斜面は、緩やかな谷地形を埋めた最大厚さ4m程度の捨土層斜面であり、人工盛土とみなすことも可能で ある。この谷地形では表流水・地下水の解析結果から、斜面崩壊が生じたA箇所に隣接する B 箇所に水が集中 しやすい傾向が示されており、集中した水が崩壊したA箇所の中腹~末端部も流入していた結果が示されてい る。そのため、谷埋め盛土の水位上昇に伴う不安定化という可能性は否定できない。
- 10) 細粒分流出による地盤の緩み、不安定化*5)

(想定される機構)

 浸透水や地下水の流れによって地盤内の細粒分(シルト、粘土)が移動・流出し、地盤に緩みが発生すること で、材料力学的な劣化の原因となり、不安定化につながる可能性がある。

(土砂流出発生斜面における現地状況等)

・ 捨土層からなる斜面の堆積物は、形成されてから長期にわたって雨水・地下水に晒されていることから、細粒



第17 図 層状に堆積した斜面における地中水の貯留と地表流発生のプロセス 1. 不飽和帯 2. 飽和帯(負圧下での飽和帯) 3. 飽和帯(正圧下での飽和帯) L: 開東ローム層 G: 御殿峠弾層 R: 連光寺互層 r. 17 Schematic diagrams of subsurface water storage and process of overland flow

generation in a layered hillslope

図 3.2-3 間隙空気圧による表層崩壊の発生プロセス (丸井敦尚(1991)層状に堆積した斜面における降雨流出プロセスと地中 水の貯留機構,地理学評論, 64A, 145-166)

分が流出している可能性はある。

ただし、既に崩滅してしまった笛呼での細粒公の流出出況(提呼・量など)を携定する

 のは困難であり、<u>細粒</u> 以上の1)~10)の検証系 	 ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	あるが断定 否定できな しい
表 3.2	2-1 既往文献等に示される崩壊の発生機構とその可能性について ×: ^{可能性は}	低い
斜面崩壊の発生機構	可能性について	評価
 1) 一般的な検討で用いられる崩壊機構(間隙水圧の増加) 	・発生原因とする地下水位上昇・間隙水圧上昇の証拠は、表流水解析や浸透流解析結果以 外では現地踏査では確認されていない。そのため、当該箇所の発生機構の可能性はある ものの機構の断定には至らない。	Ø
2) 過剰間隙水圧発生によ ・水が集中する"末端部"で過剰間隙水圧が生じた可能性はある ・現地でこの事象を示す証拠が確認できないため、可能性の判断が困難である		
 3)サクションによるみかけ 強度低下による崩壊 	・流水や浸透水の条件によっては斜面がこの機構で不安定化した可能性は否定できないが、土砂が残存していないため断定は難しい。	0
4) パイピングホール閉塞に 伴う間隙水圧 の上昇	 ・斜面内のパイピングホールが何らかの原因で閉塞し、斜面が不安定化した可能性は否定できない。 ・発生源の湧水跡は数か所あるが、いずれも明瞭に閉塞した形状は確認されていない。他にもパイピングがあった可能性はあるものの、閉塞したパイピング部分が流出した可能性を考えると機構を断定することは困難である。 	Δ
5)液性限界を超えた飽和 状態の強度低下	 ・降雨時に泥濘化した土砂が、斜面を崩落する状況が既存動画等で確認できるが規模が小さい。 ・表流水や地下水が集中している事実はあるものの、斜面内に分布する表土自体が広範囲に泥濘化した様子は伺えない。 ・今回の崩壊の発生原因である可能性は否定できないものの、泥濘化した土砂が消失しているため、機構を断定することは困難である。 	0
6)間隙空気圧の発生	・間隙空気圧による崩壊跡が示す「球状の崩壊跡」は確認されていない ・間隙水圧の閉塞が生じた事実等が確認されていないため判断は難しい	Δ
7) 飽和による荷重増加	 ・捨土は間隙率が高く、含水に伴う荷重増加の影響は大きい。 ・地下水解析の結果から斜面上部に比べ斜面下部ほど地下水の飽和度が高いため、斜面下部の含水に伴う荷重増加で斜面が不安定化した可能性がある。 	Ø
8)スレーキングによる強度 低下	・スレーキング特性を示す地質ではないため可能性は低い	×
9)谷地形の盛土下での地 下水の影響	・斜面崩壊が生じたA箇所に隣接する B 箇所に水が集中しやすい傾向が示されており、集中した水が崩壊したA箇所の中腹~末端部も流入していた結果が示されている。そのため、谷埋め盛土の水位上昇に伴う不安定化という可能性は否定できない。	0
10)細粒分流出による地盤 の緩み、 不安定化	・長期にわたり水に晒されているため、細粒分が流出している可能性はある ・崩壊箇所の細粒分の流出状況を定量的に示すことは困難である	Δ

く結論>

- ・ 表 3.2-1 に示す事象の多くは、土砂流出によって消失した部分が多いため、現在確認できる情報だけでは個別 に特定することが困難であるが、いずれも表流水や地下水が関与した現象である。よってここでは、地表水・ 地下水が原因であるもの(可能性2:倒木に端を発した崩壊を除く)の代表として、最も一般的な間隙水圧に よる安定計算により、被災時の相対的な斜面安定性を評価するものとした。 ・また、考えられる斜面崩壊の発生機構のほとんどが"水"が誘因であることを踏まえ、地下水解析等で得られ
 - た地表水・地下水分布状況を踏まえた本復旧対策を提案することが重要であると考える。

【巻末資料】地下水解析の条件等について

(1) 地盤モデルについて

地表踏査結果(捨土や基盤岩等の分布範囲の確認)やボーリング調査結果(資料4・第2章参照)、既往の表面波 探査結果(第2回検討委員会資料参照)等をもとに、地下水解析への活用のため3次元地盤モデルを作成している (図-1)。







図-1 3次元地盤モデル(堆積物-基盤岩の地層境界による:南東方向からの鳥観)

(2) 解析ソフトおよび3次元解析モデル(メッシュモデル)

有限要素モデル(3Dモデル)により地表水や地下水の各種解析を行う、カナダ Aquanty 社の統合型流域モデリ ングのための解析プログラム「HydroGeoSphere」を使用した。また、作成した地盤モデルをベースとして、図-3 に示す3次元のメッシュデータを構築した。



図-2 HydroGeoSphereの解析例: 3D モデル(左)、地表水深(中)および地下を含む飽和度分布(右)



図-3 地下水解析モデル(堆積物-風化岩の2層モデル)

- (3) 各種解析条件
- 1) 地表面の条件(粗度)
- 現地状況(空中写真等)から、地表面の粗度の条件については、舗装路や建屋等の「構造物」、本丸広場を中心 とする「裸地」、山林で覆われる斜面である「林相」に区分して解析を行うものとした(図-4)。
- 2) 水理地質区分・水理条件
- ・ 地質の区分は大きく"堆積物"(捨土、盛土等を含む)と"基盤岩"(風化岩)に区分し、それぞれの水理定数は、 一般値から図-5のように設定した。

※Aquanty 社 HP より引用 https://www.aquanty.com/hydrogeosphere



	地表区分	粗度係数 (m ^{-1/3} ・s)	参照
	構造物 (舗装路,建築物,石垣)	0.03	岩盤整正相当
	裸地	0.3	階段状田畑主体流域相当
Ľ	森林	0.6	林相のかなり良い山地流域相当

表 1-10 流域の特性と等価粗度					
就城の状態	等価額度 N (m ^{-1/1} ・s)				
階段状に宅地造成を行った丘陵地帯	0.05				
流域の一部(15%)に宅地造成が行われた丘陵地帯	0,1~0.2				
階段状田畑主体流域	0.2~0.4				
上流山地、中下流に市街地を含む階段状田畑主体流域	0.3~0.5				
林相のかなりよい山地流城	0.4~0.8				
上流丘陵地 50 %,中流市街地 20 %,下流低平水田 30 %の流域	0.6~1.1				
排水改良の行われていない水田地帯	1~3				

	河川や水路の状況	マニングのヵの範囲		
×	コンクリート人工水路	0.014-0.020		
	スパイラル半管水路	0.031~0.030		
E	両岸石張小水路 (泥土床)	0.025 (平均值)		
路	岩掘地放し	0.035~0.05		
4	岩盤整正	0.025~0.04		
修河	粘土性河床、洗掘のない程度の流速	0.016~0.022		
1	砂質ローム,粘土質ローム	0.014~0.020 0.021~0.030 0.025 (平均額) 0.025~0.04 0.025~0.04 0.025~0.04 0.025~0.033 0.025~0.033 0.025~0.033 0.025~0.033 0.030~0.040 0.040~0.055 0.030~0.055		
	ドラダライン掘しゅんせつ、雑草少			
1	平野の小流路,雑草なし	0.025~0.033		
	平野の小流路, 雑草, 灌木有	0.030~0.040		
	平野の小洗路, 雑草多, 緑河床	0.040~0.055		
1	山地猿路, 砂利, 五石	0.030~0.050		
1	山她流路, 玉石, 大玉石	0.040 ELE		
川	大流路, 粘土, 砂質床, 蛇行少	0.018~0.035		
	大產路, 硬河床	0.025~0.040		



図-4 地表面(粗度)の区分について



図-5 水理地質区分および水理定数の設定

第4回 松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会

3) 降水条件(降雨パターンと降水量)

- 解析に用いる降水量は、アメダス気象観測所「松山」の降水量を使用した。
- ・ まず 10 年平均降水量(2014 年~2023 年)により再現計算(定常解析)を行ったのち、2024 年 1 月以降は月降 水量、2024年6月以降は日降水量、2024年7月11日~7月12日は時間降水量に基づく"非定常解析"により、 ①50cmの路面変状が生じた時期にあたる7/1の日降水量と、②土砂流出発生時の最大時間降水量を計測した7/11 4:00、③最初の異常が確認された 7/12 2:00 に対する予測計算(地下水位等の再現)を行った(図-6)。



図-6 地下水解析に用いる降水条件について

【孔内水位との対比結果:モデルの検証】

- ・ 過去の 10 年の平均降水量に基づく定常解析の結果(不圧水位)と、A 箇所および B 箇所の主測線上のボーリン グ調査孔で確認された孔内水位(掘進作業後)を対比して図1.1-7に示す。
- ・ 斜面内で実施された「Bor. No.3 孔」と「Bor. No.6 孔」は概ね近しい水位を示すが、堆積物が厚く分布する本丸 広場~緊急車両用道路上で実施された「既往 Bor. No.1 孔」,「Bor. No.2 孔」,「Bor. No.5 孔」はやや乖離がある。
- ・ ただし、A 箇所の主測線(A-1 測線)上に位置する「既往 Bor. No.1 孔」と「Bor. No.2 孔」は、地下水解析で得ら れる水位が高く再現されているため、崩壊斜面の安定計算の設定水位として捉えると"安全側"に再現された水 位と考えることができる。



図-7 再現計算で得られた水位とボーリング調査時の孔内水位の対比結果

(単位は%)

間旗率

1~7

0.5~5

5~7

 $20 \sim 25$

 $25 \sim 50$

0.6~7

【巻末資料】ボーリング調査における室内試験試料採取箇所について

※各ボーリング地点(別孔)で、捨土(盛土)に区分される深度で試料採取を行った。



図-1 室内試験試料採取したボーリング調査位置(平面図)

松山市緑町土砂災害	地質調査	至 室内	土質試験	結果とり)まとめ-	一覧
ボーリング番号	No.3 No.4		No.5			
試料番号	3-1	3-2	4-1	4-2	5-1	5-2
試料採取深さ	0.4~1.4m	0.4~1.4m	0.5~1.5m	1.5~2.4m	0.5~1.5m	0.5~1.5m
■乾燥密度 <i>ρ</i> d(g/cm3)						
	1.703	1.616	1.565	1.595	1.744	1.818
測定値	1.708	1.613	1.56	1.603	1.749	1.822
	1.721	1.625	1.58	1.592	1.754	1.824
平均值	1.711	1.618	1.568	1.597	1.749	1.821
■初期含水比w(%)	20.0	22.3	25.4	24.6	19.3	17.2
□湿潤密度 p t(g/cm3)	2.05	1.98	1.97	1.99	2.09	2.13
$\Re \rho t = \rho d \times (1 + w/100)$						
■粒度						
礫分(%)	32.1	28.7	52.3	50.1	31.2	36.6
砂分(%)	34.7	39.6	29.2	32.7	39.8	37.2
細粒(粘土・シルト)分(%)	33.2	31.7	18.5	17.2	29.0	26.2
最大粒径(mm)	26.5	19	26.5	26.5	53	37.5
■三軸圧縮試験(CD)						
粘着力c(kN/m2)	7.11	13.03	9.59	3.07	8.79	6.21
内部摩擦角 ϕ (°)	32.9	29.4	33.8	35.2	32.6	36.2



図-2 室内試験試料採取したボーリング調査位置(A-1 断面)

松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会

第4回委員会資料

土砂流出の発生機構と素因・誘因について

(3) 流出土砂の移動速度等を踏まえた土砂の流下機構の検証 【松山市】

令和6年12月23日


く 目 次 >

土砂流出の発生機構と素因・誘因について

- (3) 流出土砂の移動速度等を踏まえた土砂の流下機構の検証
- 1. 本資料での検証範囲について(土砂流出の発生プロセスと土砂流下)・・・・1
- 2. 1回目の土砂流出(斜面崩壊)に伴う流出土砂の流下機構の検証・・・・・1
- 3. 2・3回目の土砂流出(泥流)に伴う流出土砂の流下機構の検証・・・・・10
- •••1 ••1 ••10

1. 本資料での検証範囲について(土砂流出の発生プロセスと土砂流下)

本章は、1回目の土砂流出について崩壊発生後の土砂到達可能性と2.3回目の土砂流下が発生・流下発生の可能性 について検討したものである。

第3回検討委員会では、図1-1に示すように、大きく「1回目の土砂流出(斜面崩壊)」と「2・3回目の土砂流出 (泥流)」の発生プロセスが示された。



図 1-1 1回目および2・3回目の土砂流下(土砂流出)の発生プロセスの推定

【1回目の土砂流出(斜面崩壊)】上流部(上部)(A箇所)を発生源とする土砂流出(斜面崩壊)により、上流部(下 部)~下流部を厚さ 1m 程度で埋めながら、右岸側を高速で直線的に流下した(図 1-1 の赤着色の堆積物が堆積)。 また、樹木を巻き込みながら緑町地区まで流下し、急傾斜施設(擁壁、落石防護柵等)に損傷を与えた。

【2・3回目の土砂流出(泥流)】上流部(下部)~下流部に位置するB箇所流下区域や谷地形C・Dからの表流水が、 1回目の土砂流出(斜面崩壊)の堆積物で堰き止められて一時的に貯留。水分を多く含んだ状態(泥濘化)の堆積物 の一部が、左岸側の谷底を洗堀しながら緑町地区まで流下(泥流)した。

上記いずれの現象も資料4で述べたように、"発生源から下流部を流れ下る事象"を伴っていることから、この事 象を「土砂流下」と呼称した。本資料は、土砂流下の事象を含む上記の2つの土砂流出の過程を検証するために実施 した、以下に示す4つの検討結果を整理したものである。

① 1回目の土砂流出(斜面崩壊)の流出現象の特定と流下速度の算出

② 1回目の土砂流出(斜面崩壊)で急傾斜施設(擁壁、落石防護柵等)の倒壊が発生する可能性の検証

- ③ 2・3回目土砂流出(泥流)が泥流化するために必要な条件の検討
- ④ 2・3回目土砂流出(泥流)の流下速度の算出

なお、本検討結果は、想定される土砂流出の過程に対して、限られた状況証拠やパラメータ設定を踏まえ、複数あ る検討手法の中で一般的に採用されている手法を踏まえて例示的に行ったものであり、一連の現象を定量的に結論 づけるものではないことに留意されたい。

2. 1回目の土砂流出(斜面崩壊)に伴う流出土砂の流下機構の検証

- 2.1 流出土砂の移動速度(流下速度)の検討
- (1) 1回目の流出現象の特定
- 第3回検討委員会資料に示された住民からの通報等の情報等を踏まえると、1回目の土砂流出(斜面崩壊)は、 7月12日2:00頃に地元住民が異常を察知し、3:40には住宅地付近まで土砂が押し寄せている。この土砂流出 が仮に泥流であったと仮定して土石流が発生可能な降雨であったかどうかを検討した。
- 泥流化に寄与した連続雨量(7月11日0:00~7月12日3:00までの合計雨量160mm;アメダス松山)により、 土石流によって運搬できる土砂量を砂防基本計画作成指針に示す計算式 いにより算定した。計算条件および計 算結果を表 2.1-1 に示す。
- ・ 計算結果(運搬可能土砂量)による土石流総量は約 300m³といった小さい値であり、1回目の流出土砂量(後 述する約3,000m³)とは合致しない。したがって、1回目の現象は崩壊現象と判断される。

表 2.1-1 土石流によって運搬できる土砂量の算出結果

土石流によって運搬できる土砂量 (砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)及び同解説, p.26~27,32に記載の式による流出土砂量) 土石流流出に関与する連続雨量として年超過確率1/100の日雨量613.7mm/日を使用													
計算式	流出土砂量 $V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot Pp \cdot A}{1 - Kv} \begin{pmatrix} Cd \\ \end{pmatrix} K_{f2}$												
	流出補正	率		$K_{\rm f2}\!=\!0.05~(\log\!A\!-\!2.0)^{-2}\!+\!0.05$					$0.1 \leq K_{f2} \leq 0.5$				
計筒条件	流動中の土石流の 容積土砂濃度			$Cd = - \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho) (\tan \phi - \tan \theta)}$					0. $30 \leq Cd \leq 0.9 \cdot C_*$				
□	礫の密度 水の密度 堆積土砂 連続雨量	σ ρ の内部摩 の容積土 Pp	擦角 φ 砂濃度	C*		$\begin{array}{c} 2,600\\ 1,200.0\\ 35.0\\ 0.6\\ 160.00\end{array}$	kg/m ³ kg/m ³ °						
計算		_										<u> </u>	
計算流域	流域面積	流出補正	E率 K _{f2}	空隙率	渓床勾配	渓床勾配	流動中の: 容積土砂液	七石流の 豊度 Cd	運搬可能土砂量 V _{dy2} (m ³)	実質 土砂量	土石流 総量	土石流中 の水量	
	A (km^2)	計算値	採用値	Kv (=1-C*)	(1/n)	θ (°)	計算値	採用値	(空隙込み)	(m ³)	(m^{3})	(m ³)	備考
甸基準点	0.002	1.154	0.500	0.40	1.43	13.700	0.458	0.458	225	135	295	160	

1) 国土技術政策総合研究所 土砂災害研究部 砂防研究室(2017):国土技術政策総合研究所資料、砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説

(2)崩壊現象の流速算定

- 崩壊土砂の流速の算定は、国交省告示の急傾斜地崩壊の土砂等の移動を対象とした建築物の地上部分に作用する力を扱った算定式(以下国交省告示式と呼ぶ)²⁾を用いた。この算定式は通常、斜面を崩壊部と流下域の2つに分けて計算を行うが、ここでは地形データを踏まえて流下域を3斜面に拡張したモデル(図2.1-1)を採用し、算定を行った。
- 流速を算定した結果の妥当性を評価する際に着目する"崩壊土砂の移動痕跡"について、第3回検討委員会での報告内容を踏まえ図2.1-2に示す。図中には各箇所の移動痕跡発生状況についての推定内容も記載した。



図 2.1-1 急傾斜地崩壊の土砂等の移動を対象とした 建築物の地上部分に作用する力の算定 拡張斜面モデル



²⁾ 国土交通省(2001):国土交通省告示第三百三十二号 土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令第2条第2号の規定に基づ き国土交通大臣が定める方法等を定める告示



図2.1-2 崩壊土砂の移動痕跡(第3回委員会資料2の内容を再掲:各移動痕跡の発生状況に関する推定内容を加筆)

1) 斜面モデルおよび計算条件

18

16

14

12

(s/ш)

8

6

4

2

0

-2

土塊の移動速度

- ・ 斜面の縦断モデル作成のため、崩壊土砂の移動ルートを設定し(図 2.1-3の赤線)、移動ルート沿いの被災前の地形データを踏まえ、斜面の縦断モデルを作成した(図 2.1-4)。見通し角は H/L=89/306(16.2°)である。
- "遠心力による外湾部のせり上がり現象"と想定されるのは A 地点および D 地点、B、C および D 地点(流下方向からは乗り上げ現象とも考えられる)において、移動土塊厚 3m と想定し、現地踏査で把握した乗り上げ高さをそれ ぞれ+1m、+5m、+4mとマーキングした。
- ・ マーキングした地形の上面を包絡するように、斜面モデルを設定した(表 2.1-2)。つまり、乗り上げ到達箇所を経由(乗り越える)して被災箇所まで到達する条件を検討した。



資料6

$\theta u(^{\circ})$	L (m)	θ (°)
30.0		
	120.0	10.0
	160.0	18.0
	240.0	7.0

2) 崩壊土砂の移動速度の算定結果

- 国交省告示式の計算条件の各種値は、現地踏査結果や経験的な値に基づき採用した(表 2.1-3)。 •
- ・ 条件値の中で、崩壊に伴う土砂等の移動時の当該土石等の内部摩擦角(°)については、経験値を踏まえ tan(斜 面勾配)の 0.70、0.65、および 0.60 倍の 3 通り設定し、土砂移動ルート沿いの移動速度を算出するとともに、 急傾斜施設の擁壁設置箇所の値が妥当かどうかを確認した。算出結果を表 2.1-3 に示す。
- ・ 3 通りの算出結果のうち、CASE3(移動時の内部摩擦角=19.11°, tan(30°)の 0.60 倍)のみが、擁壁手前ある いは設置箇所で移動土砂が停止せず、その速度は 4m/s 程度の値であった。

ρ m	:崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の密度(t/m ³)	1.90
g	: 重力加速度(m/s²)	9.80
σ	:崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の比重(kg/m³)	2600
ρ	: 崩壊土石内に含まれる液相部の比重(kg/m ³)	1200
с	: 崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の容積濃度	0.50(一般値)
hsm	:崩壊に伴う土石等の移動時の当該土石等の移動の高さ(m)	3.00

表 2.1-3 崩壊土砂の移動速度の計算結果(移動速度計算条件と擁壁箇所の移動速度の比較結果)



表 2.1-3 国交省告示式の移動速度算定にあたっての条件値

2.2 乗り上げ痕跡を踏まえた崩壊土砂の移動速度の妥当性評価

- ・ これまでの算定結果から、表 2.1-3 に示す CASE3「移動時の内部摩擦角を 19.11° 【tan(30°)の 0.60 倍】 と した場合に、移動土砂が擁壁まで到達した。
- ・ 移動時の内部摩擦角は、一般的に tan (斜面勾配)の 0.60~0.85 とされているので、斜面と移動土塊の界面はか なり泥濘化していたと想定される。
- ・ 斜面中の乗り上げ地点のうち B および C 地点は、移動土砂が速度を持って通過しているので、実績と整合して いると考える。したがって、AおよびD地点における乗り上げ現象に着目し、移動速度の妥当性を評価した。
- ・ A および D 地点の乗り上げ現象は、図 2.1-3 に示した通りカーブしている箇所のため、"遠心力による外湾部の 堰上がり現象"と想定する。
- ・ 先に設定した移動ルートを基に、A 地点断面との交点が円弧の一点となり、かつ上下流の直線部分と無理なく 連結する円を選択してみると、図 2.2-1 に示すように半径 150mの円弧を描くことができる。移動速度の計算 結果から円弧部分の平均流速15m/s、曲率半径150mとして、ナップの式³⁾から堰上げ高を求めてみると3.06m となる(表 2.2-1)。移動層厚を 3m と仮定しているので、堰上げ高 6m で、標高では 83m 程度まで土砂が上がる こととなる。これは、ほぼ現地踏査結果を踏まえた実績データと整合している。
- D 地点では、流速 7m/s で通過する。また半径は 50m 程度と設定できる(図 2.2-1)。この条件で、外湾部の堰上 げ高を求めてみると 1.6m となり(表 2.2-2)、標高 42.5m 程度まで土砂が這い上がることとなり、実績データ と整合する。
- ・ 以上の算定結果の妥当性評価を踏まえると、<u>急傾斜施設の擁壁設</u>置箇所付近の崩壊土砂の移動速度は 4m/s (14.4km/h) であるといえる。



図 2.2-1 乗り上げ箇所(A 地点および D 地点)のそれぞれの推定円弧

表 2.2-1 ナップの式による外湾部の堰上げ高さの計算結果(A 地点)

ナップ式による外湾部堰上げの計算





ナップ式による外湾部堰上げの計算



³⁾ 社団法人全国治水砂防協会(1984):改訂版 砂防設計公式集(マニュアル),p160~161

なお、今回導出した移動時の内部摩擦角の値の妥当性について、崩壊斜面勾配(等価摩擦係数)の観点から確認す るとともに、含水が少ない状態で比較的長い距離を移動した理由について、その移動機構についても考察を加えた。

【崩壊斜面勾配H/L(等価摩擦係数)からの移動時の内部摩擦角の妥当性確認】

森脇(1987)⁴⁾により定義される H/L を以下に示す(図 2.2-2)。この定義に従うと今回の崩壊の崩壊斜面勾配(H/L、 見通し角=等価摩擦係数)は次のとおりとなる。

- H=127m (崩壊地上部標高)-38m (擁壁地点の標高) =89m
- L=66m(斜面部)+240m(流下部)=306m(図 2.1-• 4 参照)
- H/L=0.291

一方、土砂の移動計算を実施した結果(内部摩擦角)は、

19.11° (tan θ = tan19.11° = 0.346)である。同論文にお

いて、本邦の崩壊事例(表 2.2-3)が示され、①斜面勾配と H/L、②崩壊土砂量と H/L の関係図が示されている。こ れに今回の実績を加筆した。これまでの崩壊事例を踏まえても、導出した内部摩擦角は妥当な数字といえる。

> 表 2. 2-3 崩壊事例⁴⁾ (発生年代順) 番号 崩壞地名 発生年月日 誘 因 地 **7**'i 崩壞土量m³ H/L斜面勾配 文献番号 帰雲山(岐阜) 1 1586. 1.28 ß 濃流紋岩 9.0×10^{6} 0.311 0.520 14 2 町居(滋賀) 1662. 1.16 砂岩・頁岩 4.0×10⁶ 0.617 0.380 14 **眉山(長崎)** 3 1792. 5.21 石英安山岩 3.4×10^{8} 0.150 0.335 15, 16 磐梯山(福島) 1885. 7.15 水蒸気爆発 4 火山岩類 1.5×10⁹ 0.111 0.296 17, 18 1889. 8.20 5 高速中山(奈良) 4.3×10⁶ 頁岩 0.287 0.445 19 6 火ノ瀬山(奈良) 1889. 8.21 頁岩 0.222 0.445 19 金剛寺(和歌山) 7 1953. 7.18 隆 5.0×10^{6} 0.370 0.520 19 高場山(新潟) 1970. 1.22 8 風化砂岩・百岩 1.3×10^{5} 0.584 0.726 20 繁藤 (髙知) 1972. 7. 5 9 チャート、輝緑凝灰岩 1.0×10^{5} 0.435 0.662 21 銚子市塚本 (千葉) 10 1**972. 9.** 6 砂質土 0.265 0.600 22 11 伊豆中木(静岡) 1974. 5. 9 地 Ð 凝灰岩 0.477 0.795 23 抜山 (兵庫) 1976. 9.13 降 8.8×10⁵ (2.1×10³) 1.8~2.4×10³ 12 安山岩,流紋岩 0.297 0.456 24 1977. 6.24 垂水市竜ケ水 (鹿児島) 13 安山岩 0.527 1.030 25 1978. 1.14 伊豆トチロ岬(静岡) 14 凝灰角礫岩 地 1.5×10² 0**. 95**6 1.615 12 15 伊豆大池(静岡) 1978. 1.14 スコリア, ローム 3.7×10⁴ 0.220 0.516 12 見高入谷(静岡) 1978. 1.14 16 3.96×10^{4} 0.269 0.444 12 17 束伊豆大川南方(静岡) 1978. 1 14 安山岩 凝灰岩 9.0×10² 1.077 1.398 12 東伊豆黒根北東(静岡) 18 1978. 1.14 スコリア 2.5×10^{3} 0.927 1.140 12 東伊豆黒根 (鶴岡) 19 1978. 1.14 スコリア 5.8×10 0.777 1.031 12 防セ崩壊実験 1981. 8. 20 隆 砂質土 0.554 3.7 0.839 6 奥山(長崎) 1982. 7.24 21 結晶片岩 6.6×104 0.364 0.700 * 鳴滝(長崎) 1982. 7.24 22 " 凝灰角礫岩 2.7×10^{3} 0.404 0.577 新戸町(長崎) 23 1982. 7.24 結晶片岩 " 1.0×10^{3} 0.364 0.675 * 24 和田(奈良) 1982. 8. 4 粘板岩 6.1×10⁵ 0.435 0.543 26 浜田市中場(島根) 1983. 7.23 25 変成岩,石英閃緑岩 " 2.4×10^{4} 0.333 0.726 27 玉木(新潟) 26 1985. 2.15 君中 雪 崩積土 7.5×10⁴ 0.510 0.754 28 27 地附山(長野) 1985. 7.26 略 œ۵ 凝灰岩 3.5×10^{6} 0.280 0.394 29 Frank (Canada) 28 1903. 4.29 石灰岩 3.65×10⁷ 0.260 0.600 30. 31 Lower Gros Ventre (U.S.A. 1925. 6.23 29 降雨、融雪 風化砂岩 4.0×10 0.203 0.435 32 Madison Canyon (U.S.A.) 1959. 8. 7 30 片麻岩,結晶片岩 地 震 2.0×107 0.259 0.456 33 Hope (Canada) 1965. 1. 9 31 融 衝 緑色岩 1.3×10⁸ 0.416 0.577 34 32 Mayunmarca (Peru) 1974. 4.25 砂岩 1.0×10⁹ 0.226 0.466 35 酒勒山(中国) 33 1983. 3. 7 黄土, loess 4.5×10^{7} 0.184 0.335 36 *著者現地調査による

 12 崩壊土砂量と H/L の関係図(図 2.2-4)

崩壊十量は約3,000m³として、実績値■(赤□)および計算値、■(青□)を示した。 崩壊土量に対しては、H/L が小さい、つまり長距離を流下したということになるが、実績値から大きく外れている というわけではなく、最下限値(図中、赤破線で加筆)以内である。



図 2.2-4 H/L と崩壊土量 V の関係 H:流下高、L:到達距離⁴⁾





① 斜面勾配と H/L の関係(図 2.2-3) 図中、■(青□)は土砂移動計算で使用した 動摩擦係数(以下計算値と呼称する。)、■(赤 □) は移動実績から想定される H/L である(以 下、実績値と呼称する。)。なお、斜面勾配は30° (tan30°=0.577)である。 実績値は、平均よりも下振れしているが、計 算値は、良い適合を示している。





図 2.2-2 到達距離 L と流下高 H と崩壊源の斜面 勾配 tan θ (H/L) ⁴⁾



- 図 2.2-3 H/L と崩壊源の斜面勾配 tan θの関係 H:流下高、L:到達距離⁴⁾

【想定される移動土塊の移動機構】

- 1回目の土砂流出時に発生した乗り上げの痕跡箇所では、第3回検討委員会資料にも記載したとおり、比較的 含水分が少ない土砂が崩壊し、被災箇所まで移動するプロセスでも説明できることが示された。
- 1回目の土砂流出が少ない含水分でも住宅地に達する理由は、移動時の内部摩擦角の条件(表 2.1-3)以外にも、 崩壊土砂が図 2.2-5 に示すように"2層構造"になった場合でも説明が可能である。すなわち、崩壊土砂が含水 の高い箇所に崩落すると、下位が泥濘化し移動しやすくなる。
- なお、第3回検討委員会資料にも示した下流部の立ち木が直立したまま移動した現象は、この"2層流れ"があった可能性を示している。



図 2.2-5 1回目の土砂流出時の土塊の移動機構(想定)



2.3 崩壊土砂による急傾斜施設倒壊発生の可能性の検証

- ・ 急傾斜施設(落石防護柵の擁壁)が倒壊している事実をもとに、土塊の移動速度を求め、前項の移動速度と比 較することで、1回目の土砂流出が擁壁を倒壊させたかどうかを定量的に説明する目的で検討した。
- 検討方法は、土塊の速度を変化させて、擁壁に作用する移動土塊の流体力について下式⁵⁾を用いて求める。 これを基に擁壁の安定計算を行い、転倒する(外力の合力作用点が底面外に出る)時の速度を求めた。

土石流流体力は、次式で求める。 $F = K_{h} \cdot \frac{\gamma_{d}}{U} \cdot D_{d} \cdot U^{2}$...(23)ここに、F:単位幅当りの土石流流体力(kN/m)、U:土石流の流速(m/s)、D:本 指針 2.6.5 に従って求めた土石流の水深(m)、g:重力加速度(9.81m/s²)、K: :係数 (1.0とする)、γ_a:土石流の単位体積重量(kN/m³)である。

<計算諸元>

a) 擁壁の形状

・ 図 2.3-1 より、天端幅 0.5m、高さ 3.0m、前面堤体勾配 1:0.4 とした。



b) 土砂の単位体積重量

- 定される。
- そこで移動土塊の単位体積重量は、砂礫の密度および泥水の密度の一般値を踏まえて検討し、空隙が満水とな った状態として求めた値である18.62kN/m³とした(土砂移動時の密度のため安定計算の採用値とは異なる)。

c) 擁壁に作用する土砂の厚さ

・ 乗り越した土砂の流体力は壁体に作用しないと考え、作用する厚さは擁壁の山側の空間の1mとした。

d) その他

その他の設定値は一般的な値とした(表 2.3-1)。

<検討結果>

・ 検討結果を表 2.3-2 に示す。土塊の流速が 3.5m/s 以下であれば擁壁は安定であるが、4.0m/s を超えると転倒 する。すなわち前項の結果も踏まえると、崩壊土砂の擁壁地点の速度は 4.0m/s であり、当該速度で擁壁を倒壊 させたものといえる。

表 2.3-1 検討に用いた条件

基礎地盤		礫層
許容支持力 (kN/m²)	qu	600
許容剪断強度(kN/m²)	τ0	0
摩擦係数	f	0.60
水中堆砂単位体積重量(kN/m³)	γs	8. 24
水の単位体積重量 (kN/m³)	γw	11.77
コンクリートの単位体積重量 (kN/m³)	rc	23.05
堆砂主働土圧係数	Ce	0.30

表 2.3-2 流速を変えた擁壁の安定性検討結果一覧表

NO	高さ	谷側堤 体勾配	天端幅	土塊 流速	土塊の 単位体 積重量	全 鉛直力	全 水平力	下流端起ン	点モーメ ト	安全率	判	定	偏心距離
	Н	m	b	U	r	ΣV	ΣH	ΣMV	ΣMH		f=0.6	Σ MV<	е
	m		m	m/s	KN/m*	KN	KN	KN • m	KN • m		-	2 MH	m
01	3.0	0.4	0.5	3.0	18.62	76.07	26.13	83.33	50.12	1.75			0.41
02	3.0	0.4	0.5	3.5	18.62	76.07	32.30	83.33	65.55	1.41			0.62
03	3.0	0.4	0.5	4.0	18.62	76.07	39.42	83. 33	83.35	1.16		転倒	0.85
04	3.0	0.4	0.5	4.5	18.62	76.07	47.49	83. 33	103.52	0.96	滑動	転倒	1.12
05	3.0	0.4	0.5	5.0	18.62	76.07	56.50	83. 33	126.05	0.81	滑動	転倒	1.41
06	3.0	0.4	0.5	5.5	18.62	76.07	66.47	83. 33	150.97	0.69	滑動	転倒	1.74
07	3.0	0.4	0.5	6.0	18.62	76.07	77.38	83. 33	178.25	0.59	滑動	転倒	2.10
08	3.0	0.4	0.5	6.5	18.62	76.07	89.24	83.33	207.90	0.51	滑動	転倒	2.49
09	3.0	0.4	0.5	7.0	18.62	76.07	102.06	83. 33	239.95	0.45	滑動	転倒	2.91
10	3.0	0.4	0.5	7.5	18.62	76.07	115.82	83. 33	274.35	0.39	滑動	転倒	3.36

⁵⁾ 国土技術政策総合研究所 土砂災害研究部 砂防研究室 (2017):国土技術政策総合研究所資料、砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説、p34

3. 2・3回目の土砂流出(泥流)に伴う流出土砂の流下機構の検証

3.1 1回目の崩壊土砂の堆積状況および運搬可能土砂量の推定

(1) 1回目の崩壊土砂の堆積状況の推定

- ・ 被災前の 2016 年 LP 測量データに基づく 3 次元地形図や、被災直後の土砂流出範囲の状況(主に 4 箇所の土砂 流出跡)を踏まえると、1回目の土砂流出(斜面崩壊)後~2・3回目の土砂流出(泥流)発生までの間に、図 3.1-1に示す範囲に最大 2,180m³の堆積土砂が存在していたことが推定される。
- 一方、1回目の流出土砂は、急傾斜施設の擁壁は倒壊させたが、民家側にほとんど出ていない。崩壊が発生し た上流部(上部)斜面の流出土砂量は、LP データと 3D スキャナの差分データを踏まえると約3,200m³とされる ⁶⁾。よって、前述の擁壁を倒壊させた1回目の土砂流出時の土砂量は3,200m³-2,180m³≒1,000m³と推計される。



図 3.1-1 1回目の土砂流出直後の堆積土砂(3次元地形図からの推定)

(2) 運搬可能土砂量の推計

- 2・3回目の泥流化に寄与した水量は、「1回目の土砂流出発生直後~2・3回目の土砂流出間に降った雨量」と、 「1回目の土砂流出時の土砂に含まれる水量」の合計と考える。
- ・ 前者の対象雨量は、2:00(1回目の土砂流出発生)~4:30(2・3回目の土砂流出直前で少雨傾向になった)ま でとし、その総雨量は48mm(アメダス松山)であった。
- ・ 後者の十砂量については、前掲の差分データに基づいた前出の約 3.200m³とすると、十砂濃度 0.6 であること から、堆積土砂に含まれる水量は3,200×(1-0.6)=1,280m³となる。この水量は流域面積0.03km²を踏まえた雨 量換算では 42mm となる。
- 上記から2・3回目の泥流化に寄与した水量は、雨量換算で48+42=90mmとなる。
- ・ この水量で運搬可能な土砂量を 2.1 章の検討と同じ算定式 (表 2.1-1) で算出した。 堆積土砂の内部摩擦角は一 般値 35°とした算定結果を表 3.1-1 に示す。結果、土石流による運搬可能土砂量は約 2.500m³であることから、 2・3回目の土砂流出で流下した 2,180m³は土石流化(泥流化)したものといえる。

6) 松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会 第2回委員会資料(愛媛県) 資料3,3-6頁

表 3.1-1 土石流によって運搬できる土砂量の算出結果

		 土石流 (砂防基 	によっ 基本計画等	て運搬で _{策定指針(}	きる土砂 〔土石流・流	,量 版木対	策編)及び同
計算式	流出土砂	量		10 V _{dy2} =	0 ³ •Pp•A 1-Kv	(Cd 1 — Cd	-) K _{f2}
	流出補正	率		$K_{f2} = 0.05$	$(\log A - 2.$	0) 2	+0.0)5
	流動中の 容積土砂	土石流の 濃度		Cd=	ρ·t	an θ		
計算条件				($\sigma - \rho$) (tan φ	-ta	nθ)
	礫の密度 水の密度 堆積土砂 連続雨量	σ ρ の内部摩 の容積土 Pn	擦角 φ 砂濃度	С.		2, 1, 3	600 200 5.0 0.6	kg/m ³ kg/m ³
計算		тр						
計算流域	流域面積	流出補	正率 K _{f2}	空隙率	渓床勾配	溪床	勾配	流動中 容積土
	A (km^2)	計算値	採用値	Kv (=1-C*)	(1/n)	θ	(°)	計算値
社面其進占	0.030	0.671	0 500	0.40	1 /3	13	700	0.4

3.2 堆積土砂の泥流化(土石流化)の妥当性評価

- ・ 堆積土砂の存在した渓床勾配は約14°(13.7°)である。この場合、堆積土砂が土石流化するかどうか、土砂の 礫径と流下部の水深を踏まえて評価を行った。
- ・ 堆積土砂の最大礫径は、発災直後の愛媛大学の緊急調査で Dmax=20mm であった(図 3.2-1 参照)。



図 3.2-1 現地土砂の粒度試験結果

(出典:小野、岡村(2024):GLS解析を用いた斜面不安定化の考察、第3回松山市城山斜面崩壊・緑町土砂災害調査速報会)

- 流下部を流れる雨水(清水)流量については、アメダス松山の10分間雨量データを用いて、流域の雨水流出量 を求める合成合理式より求めた。この場合の対象流域は前出の A=0.03km²、流出係数 f=0.9 とした。計算結果 を図 3.2-2 に示す。流出計算結果では 3:00 頃に 0.20m³/s、4:00 頃に 0.18m³/s の流量が発生している。
- Manning 式に基づく等流計算(水路幅 0.5m、両側岸 1.5 割の三角形断面)によると、この時の水深は、14cm 程 度である(表 3.2-1)。
- ・ 高橋(1980)の土石流発生条件式により行った(表 3.2-2)、礫径 20mm(=2cm)、水深 14cm の場合の土石流発生 の判定より、渓床勾配が4°でも土石流化する判定結果となった。堆積土砂が存在した渓床勾配は約14°であ ることから、今回の雨量状況を踏まえると堆積土砂は土石流(泥流)化したと評価できる。

資料6

军部	₩, p.26~	27,32に記載の式	による流	出土砂量)		
		$0.1 \leq K_{f2} \leq 0.5$				
		0.30≦Cd≦0.9•0	С*			
р±	七元流の	運搬可能土砂量	実質	土石流	土石流中	
少渡	<mark>と</mark> 度 Cd 採用値	V _{dy2} (m ³) (空隙込み)	土砂量 (m ³)	総量 (m ³)	の水量 (m ³)	備考
,	0.459	1 001	1 1 4 1	2 400	1 250	



表 3.2-2 土石流の発生限界 (堆積物の流動化)の判定結果

表 3.2-1 等流計算結果による 清水の水深と流速・流量の関係



発生条 学会水	() () () () () () () () () ()	高橋保:: 会,1980年	土石流の 1月)	力学的機	構,土木
		C . (()		
	_	C* ($0 - \rho$		
tan 0	≧				—•tan∮
	C* •	$(\sigma - \rho)$	+ p · (1	+h0/d)
・条件					
tan 0 :	河床勾配	2			
Ca :	堆積層の	砂礁の容和	責土砂濃度	0.6	
<i>a</i> ·	砂糖の素	5. 唐		2.6	(a/cm ³)
	せの方言	F		1.0	(a/am ³)
p . 4 .	水の名ら	の方が思たる	5	25	(g/cm /
Q .	相積層的		9	00	(0)
1.	松生			2	(Cm/
. 計賞:	法里				
01 ==-	表面流	の水深	勾配		1
	ho	(cm)	tan A	θ (`)	1
		1	0.273	15.283	1
		2	0. 227	12.795	1
		3	0.194	10.994	1
		4	0.170	9.634	1
		5	0.151	8.571	1
		6	0.136	7.718]
		7	0.123	7.019]
		8	0.113	6.435]
		9	0.104	5.941	
		10	0.097	5.517	
		11	0.090	5.149	
		12	0.084	4.827	
		13	0.079	4.543	
		14	0.075	4.290	1
		15	0.071	4.064	
		16	0.067	3.861	
		17	0.064	3.677	
		18	0.061	3.510	
		19	0,059	3.357	-
		20	0.056	3.217	

3.3 2・3回目の土砂流出(泥流)の移動速度(流下速度)の検討

- 泥流のピーク流量は、以下に示す流量算定式⁷⁾により求めた。計算にあたっての土石流濃度は前出の計算結果 である表 3.1-1 の Cd=0.458 を用いた。清水の対象流量は図 3.2-2 の流出計算結果で Qp=0.18m³/s のであり、 算定式より泥流のピーク流量 Qsp=0.76 m³/s となる。
- ・ この時の流速および水深は、Manning 式を用いた等流計算結果より表 3.3-1 のとおりに計算される。ピーク流 量 0.76 m³/s に対する水深は 0.35m、流速は 2.06m/s となった。すなわち、2・3回目の土砂流出(泥流)の速 度は 2.06m/s であり、表 2.3-2 の擁壁の安定性検討結果を踏まえると、擁壁の倒壊を発生させる大きさでは無 かったものといえる。



表 3.3-1 等流計算結果による泥流の水深と流量・流速の関係

Manning式	こによる等派	統計算		
粗度係数 水路勾配 断面形状	n I 水路底幅 右岸勾配 左岸勾配	B 1: 1:	0.060 0.125 0.500 1.500 1.500	
1.00				
0.80 -				
0.60 -				
0.40 -	▼WL=0.3	36m		
0.20 -				
0.00				
0.00	0.5	50	1.00	
水深(m)	流積(m ²)	潤辺(m)	径深(m)	
0.353	0.363	1.773	0.205	
0.354	0.365	1.776	0.205	L
0.355	0.367	1.780	0.206	L
0.356	0.368	1.784	0.206	
0.357	0.369	1.786	0.207	L
0.357	0.370	1.787	0.207	L
0.358	0.371	1.791	0.207	L
0.359	0.373	1.794	0.208	Ļ
0.360	0.374	1.798	0.208	L
0.361	0.376	1,802	0,209	

7) 国土技術政策総合研究所 土砂災害研究部 砂防研究室(2017):国土技術政策総合研究所資料、砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)解説、p28.





2.073

0 779

松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会

第4回委員会資料

土砂流出の発生機構と素因・誘因について

(4) トレンチ調査等を踏まえた緊急車両用道路の影響に関する検証【松山市】

令和6年12月23日



く 目 次 >

土砂流出の発生機構と素因・誘因について

- (4) トレンチ調査等を踏まえた緊急車両用道路の影響に関する検証
- 1. 緊急車両用道路直下斜面の確認結果・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・
- 2. 斜面変形に伴う重力式擁壁・カゴ枠等の沈下・傾倒の検証・・・・・・・3
- 3. トレンチ調査による斜面変形・土砂流出への影響の推定・・・・・・・・・13
- 1 • 3 • 1?

1. 緊急車両用道路直下斜面の確認結果

・ 緊急車両用道路直下の斜面の状況(特に道路の変形に関わる事象)を確認することで、斜面変形(クリープ 的変形)と明瞭な段差を伴う道路変状の関連性について検証した。

1.1 応急復旧前の斜面状況

- ・ 図 1.1-1 に示す被災後の微地形判読図(応急復旧前の LP 測量による)では、A 箇所の緊急車両用道路直下斜 面は馬蹄形の崩壊地形を呈するものの、すべりに伴う"押し出し地形"(はらみだし)は確認されない。
- ・ 図 1.1-2 に示すように、ブルーシート下の斜面には"すべり面"(押し出しを伴う分離面)は確認されない。
- ・ 図 1.1-3 の被災前(7 月 9 日)と被災後(7 月 29 日)の比較写真に示すように、崩壊は SP9~SP28 では擁壁撤去 跡の擁壁基礎よりも下方斜面を頭部として発生しており、緊急車両用道路は擁壁基礎部を含めて落ち残って いる。ただし、SP28~SP34 範囲は、擁壁跡の基礎部分の幅約 1m 程度の土砂が流出している(後述図 2.5-1 に 示す)。



図 1.1-1 被災後の 3 次元地形図を用いた地形判読結果図 (被災後,応急復旧前の LP 測量成果による)



図 1.1-2 被災後の土砂流出(斜面崩壊)源頭部のブルーシート下の状況写真(7月25日撮影)



図 1.1-3 土砂流出(斜面崩壊)前と被災後の道路肩部付近の状況写真

1.2 応急復旧後の詳細観察結果

- 1回目の土砂流出(斜面崩壊)の主測線となる A-1 測線付近(道路構造では YSP20 測線付近) の地形を確認し、道路で生じた段差を伴う変形と斜面の関係を整理した(図1.2-1)。
- ・ 落ち残った底盤部分の谷側は急勾配をなしており、一見"はらみだし"地形に見える。
- ・ 上記箇所から連続する残置された擁壁は 7°程度、谷側に傾倒を示しており、その擁壁基礎 部分も、上記と同様にわずかに前面にはらんでいるように見える。しかし、擁壁撤去後の写 真(図 1.1-3)によると擁壁撤去後に既存かご枠分解し、中の礫を用いて平坦面に整形しな おしており、このときの施工時につくられた地形であると考えられる。
- ・ 上記より第3回委員会で仮定された上部円弧すべりに相当する"はらみだし"地形は、被災 後斜面では確認されていないと判断する。





擁壁撤去跡の遠景

擁壁撤去跡の状況



擁壁撤去跡の面の状況



2. 斜面変形に伴う重力式擁壁・カゴ枠等の沈下・傾倒の検証

2.1 緊急車両用道路の構造と土砂流出発生前の変形の様態および検証ポイント

• 7/12の被災前に一部が撤去された緊急車両用道路は、YSP0(施工の起点)~YSP30(艮門前のスロープ)までの 路面(=擁壁肩部)の縦断勾配は概ね一定である(カゴ枠、基礎底面は一部で屈曲し一定の勾配をなしていない)。 また、道路横断方向では、石垣側の側溝水路にわずかに傾斜した構造となっており、幅員(擁壁肩~水路端部間) は全線を通じて 4m 幅となっている (図 2.1-1)。



図 2.1-1 緊急車両道路の縦断および横断構造

・ 一方、土砂流出(斜面崩壊)発生前の 7/1~7/2 にかけて顕在化した路面変状(段差を伴うクラックの発生)は YSP20~YSP30にかけて特に顕著であり、7/2~7/6の期間で確認される擁壁の沈下・傾倒等といった異常もまた、 起点側から終点側にかけて大きい(図 2.1-2)。



図 2.1-2 擁壁等撤去作業時の状況写真

・ 斜面崩壊の主測線である YSP20 測線付近において、撤去せず残置されている YSP0 測線~YSP17 測線間の道路構 造の"高さ"や"勾配"の変化に着目し、崩壊発生前に生じていた道路構造の変状の発生形態(沈下や傾倒)の 検証を試みた。

- 2.2 残置された道路構造の計測結果
- (1) 簡易レーザー測量による擁壁・路面高さ等の変化の確認
- ・ 擁壁脚部のカゴ枠も含む道路構造物が残置している YSP0~YSP12 付近までの区間を対象に、簡易レーザー測量 (簡易 LiDAR) により路面・擁壁の沈下量を確認した(図 2.2-1)。



図 2.2-1 残置された擁壁区間における 3D 図化(簡易 LiDAR)

- 測線①(道路センター付近)、測線②および測線③(擁壁天端)、カゴ枠工それぞれの測線で計測された縦断の形 状を整理して図 2.2-2 に示す。路面・擁壁の縦断勾配はほぼ一定であるため、ここでは測線3の横軸 0.8m~7m 間の勾配を変形前の勾配と想定し、その差分から各測線における沈下の傾向を求めた。
- 結果、いずれも概ね"馬蹄形クラック"(擁壁の開ロクラック、図 2.2-1 参照)が通過する地点を境に終点側が 沈下する傾向を示しており、簡易計測の精度ではあるが、横軸11m地点の測線①で5.7cm、測線2で14.6cm、測 線8で8.5cmの沈下量が求められた(次頁:図2.2-2)。
- ・ また、カゴ枠は微細な凹凸(うねり)があるため、勾配による高さの差分を求めなかったが、擁壁の開口クラ ック付近から終点側にかけて縦断勾配が変化しており、擁壁等と同様に沈下していると考える。

【馬蹄形クラックを伴う道路変状と1回目の土砂流出(斜面崩壊)の位置関係】

- ・ 馬蹄形クラック (擁壁の開ロクラック)は、図 2.1-2 の中央の写真でも確認されており、7/1~7/2 に発生した 50cm 程度の段差を伴う斜面変形(クリープ的変形)時に形成されたものである。
- このクラックの発生位置は、1回目の土砂流出(斜面崩壊)の側部の位置と概ね一致している(図2.2-3)。 すなわち、7/12に発生した土砂流出の右側方崖は、7/1~7/2の道路クラックを発生させた斜面変形の延長上に あり、少なくともこの位置では、7/1~7/2 に斜面変形(クリープ的変形)が活発化した範囲と同じ位置関係で 7/12に土砂流出が発生したことを示唆している。



図 2.2-2 簡易レーザー測量(簡易LiDAR)に基づく道路・擁壁・カゴ枠の縦断形状の確認結果



図 2.2-3 7/1 の道路クラック (擁壁の開ロクラック) の位置と 7/12 斜面崩壊の位置関係(右側方崖の通過位置と概ねー致する)

(2) 道路幅員の確認

- 道路幅員を規定する側溝水路の肩部の位置が簡易レーザー測量では不鮮明で捉えきれなかったことから、図 2.2-4 に示す形で計測を行った。結果、計測した幅員は 4.31m(約 30cm 延伸)であった。
- 変状に伴う道路・擁壁肩の段差や擁壁の転倒(回転)に伴う天端の前出しの影響等も含む計測結果であるため、 実際の"水平移動距離"は 30cm よりも短い可能性があるものの、擁壁を含む道路構造が前面に 10cm オーダーで 移動していた可能性を示唆していると考える。



図 2.2-4 YSP10 測線における道路幅員(側溝水路肩~擁壁天端肩間)の計測結果

2.3 YSP20 測線付近における変状形態の推定

(1) 緊急車両用道路の擁壁・路面の沈下量の推定

- ・ 図 2.2-2 の簡易レーザー測量結果をもとに、終点側区間にかけて変状の程度が大きくなる(道路の縦断形状から の乖離が大きくなる)と仮定し、変化点となっているクラックの位置から横軸11m間を直線で繋いだ勾配と道路 構造の縦断勾配を対比して、YSP20 測線付近での沈下量を求めた。次頁の図 2.3-1 に示す。
- ・ 結果、測線②(段差より内側の路面)の沈下量は 62cm、測線❸(擁壁天端)における沈下量は 36cm である。現 地写真から推測された 7/2 時点の路面の段差は 50cm 程度であるため、概ね同程度の沈下量と推測できる。 また、路面だけでなく擁壁自体も 30cm 超程度沈下していたと考えられる。
- なお、図 2.2-2 で計測した道路幅員を同様の方法で復元すると、YSP20 測線付近では数 m 単位の突出となる。 現地写真(図 2.1-2)ではメートル単位の突出までは生じていないため、幅員の拡大は数 10cm オーダーである と考えられる。

(2) 擁壁等の変形形態の推定

- 図 2.1-2 の擁壁撤去作業時の状況写真や、図 2.3-1 で推定された沈下量をもとに推定した擁壁の変形形態を次 頁の図 2.3-2 に示す。
- ・ 路面に加えて擁壁自体が沈下し、かつ 10~20°程度の傾きで前面に傾倒する。また幅員は数 10cm 程度前面に移 動していると推定される。擁壁はカゴ枠と接することなく(数 10cmの隔離をもって)傾倒し、カゴ枠が擁壁に 押し込まれた様子は見られない。下方に傾倒しつつ沈下する擁壁・カゴ枠の形態から、道路構造が下方へ移動し た(擁壁・カゴ枠が下方に引きずられた)ことで生じた可能性があり、50cmの段差を伴う路面変状は、擁壁の沈 下・傾倒を伴う移動により生じた"引っ張り亀裂"であると判断した(図2.3-2)。
- なお、図 2.1-2 に示した擁壁の傾倒等を示す写真は、擁壁の撤去作業段階に撮影された写真であるため、撤去工 事の影響を反映している(重機の稼働等により傾倒が進んでいる)可能性がある。

資料7



図 2.3-1 YSP20 測線付近の沈下量の推定



図 2.3-2 擁壁・カゴ枠等の道路構造の変形形態について(7月1~2日の擁壁撤去前の状況)

2.4 緊急車両用道路の擁壁の変状の進行状況について

- ・ 2.3章において、2024年7月2日時点の緊急車両用道路の擁壁・路面の沈下量・変形形態を推定した。その後、 7月3日の応急対策(擁壁撤去)工事~擁壁が撤去されるまでの間の変状の進行の程度を把握するため、第1回委 員会配布資料等をもとに図 2.4-1~図 2.4-4 に道路写真を整理した。
- 道路の変状は7月1日~7月2日にかけて急激に進行し、7月2日には道路に約50cmの段差が生じた。
- ・ 擁壁の傾斜角度は、2017 年計測時に 4°谷側に傾倒(第2回委員会資料)しており、7月2日の擁壁傾倒は図 2.4-1の傾倒差を見ると、さらに数。(10°程度)傾倒したことが読み取れる(なお、残存している擁壁の傾斜 は7°。撤去した擁壁は、残存擁壁よりもさらに数°程度傾倒しているため、撤去前の傾斜は10°以上と想定し ている)。
- なお、第3回委員会資料の判断は道路上からの写真のみで行っているため、2017年の4°→2024年7月2日の 10°程度の動きが読み取れなかったため、「大きく傾動していない」としていたが、上記写真より、擁壁は7月 2日までに少なくとも数。は傾倒したと判断する。
- ・ ただし、道路沈下 50 cmは、擁壁の傾斜角度が数。程度では発生しないため、図 2.3-2 のように擁壁の斜め下へ の移動とそれに伴うわずかな擁壁傾動が発生したと判断した。
- 2024年7月3日に応急対応(擁壁撤去)工事が開始された。
- ・ 7月4日は、撤去前の擁壁が10°~20°程度までさらに傾倒しているように見えるが、図2.4-2の下段に示す逆 方向からの写真における擁壁のズレは、大きく傾斜角度が変化しているように見えない。そのため、詳細の数値 は計測データないため不明である。

なお、擁壁が傾倒していた場合の原因は、斜面変形の進行、もしくは重機掘削による影響の双方が考えられる。 7月5日の擁壁傾斜角度は、7月4日の傾斜角度と大きな違いは確認できない。





道路クラック・段差、擁壁若干傾倒(2017 年に 4°傾倒確認 2024年7月1日以降さらに数。傾倒した可能性がある。)



道路段差



2024年7月1日

擁壁若干傾倒



道路クラック・沈下



道路段差



擁壁傾倒



擁壁傾倒:2017 年に 4°以上傾倒。、被災後残 存擁壁(手前)は7°傾倒のため、撤去した擁 壁は10°以上程度傾倒していた可能性有



応急対応(擁壁撤去)工事 着工前



応急対応(擁壁撤去)工事 着工前



応急対応(擁壁撤去)工事 着工前(写真では数。の傾動は判断 できず)









擁壁傾倒



応急対応(擁壁撤去)工事 着工前(2017年:4°以上傾倒、被災後 未計測のため支柱傾斜角度に変化があるかは不明:10~20°程度)

図 2.4-1 緊急車両用道路の状況写真(7/1~7/2)





応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より 全景



道路クラック・沈下、擁壁傾倒



応急対応 (擁壁撤去) 工事 起点側より 応急対応 (擁壁撤去) 工事 起点側より 応急対応 (擁壁撤去) 工事 終点側より 道路クラック・沈下、擁壁傾倒



支柱撤去後の擁壁天端が谷側に傾倒している。傾斜変化は不明。



応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より



応急対応(擁壁撤去)工事 終点側より (変位量不明:撤去工事に 伴う傾動量は未計測)





応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より



応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より全景 残置した擁壁は 7/2 から擁壁傾倒状況に大きな変化なし



応急対応(擁壁撤去)工事 終点側より 7/4 から擁壁傾倒状況に大きな変化なし

-7-





応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より



応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より全景 7/5より擁壁傾倒状況に大きな変化なし



応急対応(擁壁撤去)工事 終点側より





応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より



応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より全景



応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より 擁壁撤去状況





応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より 7/8より道路クラック・段差に大きな変化なし



応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より全景 7/8 から擁壁傾倒状況に大きな変化なし



応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より





応急対応(擁壁撤去)工事 終点側より



応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より



応急対応(擁壁撤去)工事 起点側より 擁壁撤去完了



応急対応(擁壁撤去)工事 終点側より 擁壁撤去完了

2024年7月11日





ブルーシート養生状況 起点側より 7/9 時点より一部土嚢置き換え

2024年7月11日



ブルーシート養生状況 起点側より 7/10 時点から特に変化なし



月 12 日

ブルーシート養生状況 起点側より



土砂流出(斜面崩壊)発生後 起点側は 7/11 時点から特に変化なし



土砂流出(斜面崩壊)発生後



図 2.5-1 緊急車両用道路擁壁の施工範囲と断面測線図

資料7

図 2.5-2 緊急車両用道路擁壁の撤去後の基礎と滑落崖の関係



図 2.5-6 土砂流出範囲と緊急車両用道路の位置

体したかご枠の栗石材は直下に分布(移動

距離が小さい)。

■参考資料: SP20~SP37の地形断面(2016年・2024年LP断面比較): SP20、SP30、SP37'測線はR5設計時の地形断面あり。SP21~29、SP31'~34'の擁壁位置はSP20、SP30の擁壁位置より推定。



資料7



- 3. トレンチ調査による斜面変形・土砂流出への影響の推定
- 3.1 トレンチ調査で確認した堆積物(土層)の構成とその特徴
- ・ 50cmの段差を伴う路面変状は、重力式擁壁やカゴ枠の下方への移動により生じた可能性がある。過去の簡易貫 入試験の実施結果から、擁壁等の基礎地盤は Nd 値 10~20 未満の土層から構成されており、土層が変形したこ とで、擁壁・カゴ枠の下方への移動が生じたと想定される(図3.1-1)。



トレンチ位置





図 3.1-1 YSP20 測線(A-1 測線)における道路構造基礎・下方斜面の Nd 値(過年度調査成果による)

- ・ そこで、擁壁等の道路構造の基礎地盤を"トレンチ調査"で確認し、擁壁等の下方への移動を生じさせた地盤 の特徴を把握するとともに、50cmの段差を生じた道路変状と"斜面変形"ならびに1回目の土砂流出(斜面崩 壊)との関係性について検証した。
- (1)トレンチ調査の位置
- ・ 重力式擁壁と土層の構成との"位置関係"を把握するため、擁壁の起点側端部(YSP0測線)付近にあたる、B箇 所上方の道路肩部にてトレンチ調査を行った(図3.1-2~図3.1-5)。



図 3.1-2 トレンチ調査位置図 YSP0-1.6 付近 (3D 画像を真上から望む)

資料7



図 3.1-3 トレンチ調査位置図(平面図)

土砂流出していない

2024被災後LP測量地表線

図 3.1-4

トレンチ掘削箇所の断面形状

図 3.1-5 トレンチ地下形状 (3D 鳥瞰図)

(2) トレンチ調査の実施結果

<トレンチ区分結果:記載内容は松山市文化財課より提供データに地質状況等を加筆>

Ⅰ-1層: 2017年(平成 29 年)の埋設管敷設工事に伴う開削・埋戻し・盛土(道路整地土)。

I-2層^{*1}:2015年(平成27年)の緊急車両用道路建設工事に伴う盛土、開削・埋戻し土。

I-3層:戦後(昭和20年以降)の盛土(道路整地土)・腐葉土等。真砂土・粘性土・礫等からなる。

Ⅱ 層:戦前・戦中(主に昭和8年の放火および同20年の空襲による)の捨土。花崗岩片が多く、瓦を含む。ガサガ サで空隙が多い。下盤境界(Ⅲ層との境界)は、傾斜角 30°程度。

Ⅲ層:江戸時代^{※2}から戦前までの盛土(道路整地土)。褐色風化したシルト岩や砂岩礫を含む。締固めされている。

- №-1層:江戸時代*2の天守改築時の盛土(道路整地土)。粘性土の下位に砂質土がある組み合わせが5~6層みられ る。上位の粘性土は相対的に固い。締固めされている。
- Ⅳ-2 層:江戸時代*2の天守改築時の盛土(造成土)。天守に分布する和泉層群の礫岩層を掘削した残土と推定され る。3~10 cm程度の角礫が多い。大きな空隙が認められ、全体にゆるい。
- Ⅴ層:江戸時代(慶長期:17世紀初頭)の築城時の盛土(石垣根石を覆う補強材)。粘土質である。締固めされて いる。同層に石列(右下写真)が確認され、V層の肩部の補強材と推定されている。
- 石垣(根石):石垣の最下部の石。江戸時代(慶長期:17世紀初頭)の築城時に和泉層群の砂岩をL型に切土して 置かれている。

砂岩:和泉層群の砂岩。表面は強風化するが、割れ目の少ない砂岩。V層との境界の傾斜角は42°。

※1 今回のトレンチ(スケッチ)断面内には出現しないが、後述断面図には緊急車両用道路山側に分布。 ※2 文献より、寛永期(16世紀中頃)又は嘉永期(19世紀中頃)の2つの可能性が考えられる。







図 3.1-7 トレンチスケッチ(土層区分)





石垣(根石):石垣の最下部の石。築城時(1602年(慶長7年)起 エ)に砂岩をL型に切土して置かれている。



砂岩:表面は強風化するが、割れ目の少ない砂岩。



I-3 層:戦後(昭和 20 年以降)の盛土(道路整地土)・腐葉土等。 真砂土・粘性土・礫等からなる。





Ⅲ層:江戸時代から戦前までの盛土(道路整地土)。 褐色風化したシルト岩や砂岩礫を含む。締固めされている。



Ⅳ-2 層:江戸時代の天守改築時の盛土(造成土)。 天守に分布する和泉層群の礫岩層を掘削した残土と推定さ れる。3~10 cm程度の角礫が多い。 大きな空隙が認められる。



Ⅳ-1 層:江戸時代の天守改築時の盛土(道路整地土)。 粘性土の下位に砂質土がある組み合わせが 5~6 層みられる。 上位の粘性土は相対的に固い。締固めされている。



Ⅴ層:江戸時代(慶長期:17世紀初頭)の築城時の盛土(石垣根石 を覆う補強材)。粘土質である。締固めされている。



Ⅱ層:戦前・戦中(主に昭和8年の放火および同20年の空襲による) の捨土。花崗岩片が多く、瓦を含む。ガサガサで空隙が多い。

図 3.1-8 土層区分と各層の地質状況

(3) 推定される各土層の形成過程

(トレンチ調査を実施した YSP0 測線付近より A-1 測線 (YSP20 付近) へ投影)

- ・ 松山城の築城期以降の盛土(Ⅲ、Ⅳ-1 層)は、空隙が多い盛土(Ⅳ-2 層)の 上位に締固められた整地層(Ⅳ-1層)が覆い、その上位にⅢ層が覆う。こ れらは、古いものでは築城直後から約400年間、新しいものも戦後から約 50年間残存しており、比較的安定性が高いと考えられる。
- 一方、7/12の土砂流出(斜面崩壊)の素因となった捨土層(Ⅱ層)は、Ⅲ 層の谷側に張り付くように(地形なりに)分布しており、過去に谷側に破 棄された瓦等の異物が全体を覆い(不均質な)土層となっている。
- ・ また、緊急車両用道路は、主に築城期以降の盛土(Ⅲ、Ⅳ-1 層)および戦後 の盛土(I-3層)上に構築されているが、重力式擁壁の基礎の一部は、不均 質な捨土層(Ⅱ層)にかかる配置になっている。





図 3.1-9 石垣の構築(1602 年)から緊急車両用道路完成までの各土層の形成過程(A-1 測線(YSP20 付近))

Ⅳ-1 層:層状を呈し、粘土部分のしまりがよい。締固めされている。

3.2 道路構造と堆積物の位置関係から見た斜面変形・土砂流出の影響範囲について

(1) トレンチ調査結果からみた道路構造と各土層の位置

- YSP0の重力式擁壁形状をトレンチ面に投影すると、Ⅲ層が擁壁底盤に分布し、つま先にⅡ層が若干かかる。
- 緊急車両用道路は艮門方向に上り勾配となるため崩壊部中心ほど擁壁基礎の位置が高くなる(図2.1-1)。一方、 石垣の天端はほぼ水平に施工されているため、石垣(根石)~Ⅱ層までの古い盛土・捨土層は平行に(ほぼ水平 に)配置されている。
- ・ 崩壊中心部の YSP20 付近の基礎の高さは、トレンチを実施した YSP0 付近に対して 2m程度高い(縦断勾配で 14%程度)ため、YSP20付近の擁壁基礎はⅡ層(捨土層)が主体になると想定される。



(2) YSPO 測線における土層分布とその特徴

- ・ トレンチ調査の結果を踏まえ、YSP0 測線で想定される土層分布を整理し図 3.2-2 に示す。
- ・ 参考として、トレンチで確認した各土層の強度を把握するため、トレンチ調査の脇(トレンチ壁面から約 0.5m 終点側)で簡易貫入試験(K-15)を実施した。簡易貫入試験結果は、図 3.2-3の断面図に示した。
- ・ 試験の結果、各土層で Nd 値に大きな差異は見られなかったが、道路盛土の I 層と捨土層である Ⅱ 層は Nd 値に バラつきがあり概ねNd値10以下であるのに対し、江戸時代~戦前までの盛土であるⅢ層・Ⅳ-1層などの整地 層は、一部で礫打ちが見られるものの、全体に Nd 値が安定する傾向にある。

(3) A-1 測線(YSP20 付近)における土層分布について

- YSP0 測線断面図をもとに、以下の推定を踏まえて、A-1 測線(YSP20 付近)断面図にトレンチ結果で確認された 土層を反映した。
 - ▶ ボーリング No.2 孔のコア状況より、礫の割合が多くなる深度 3.0m をトレンチで確認されたⅣ-1 層とⅣ-2 層の境界相当とし、YSP0 測線の土層を A-1 測線 (YSP20 付近) に投影した。
 - ▶ I-1 層、I-2 層の盛土層の厚さは設計時の地表線・計画線、現況の実測地形線より推定した。
 - ▶ 石垣根石とV層の石列の距離と高低差等について、松山市文化財課からの指導より、下記の 1~3 の関係 を保って施工されているとの仮定に基づき投影した。

(1. 石垣根石の先端と石列の距離)

トレンチで確認された石垣根石の先端とV層の石列までの距離より1.9mとした。

(2.石垣根石の先端と石列の高低差)

トレンチで確認された石垣根石の先端の標高 120.4m とV層の石列の標高 120.3m 差より 0.1m とした。

(3. V層の石列の幅)

トレンチで確認された石列の4点の位置(座標)関係より、石列の幅は約0.75mとした。

- ・ A-1 断面を作成するにあたり、上記以外にボーリング No.2 孔の試掘時の土層状況や、今後の設計検討に際し追 加で実施されたチェックボーリングNo.9、No.9¹孔のコア状況、周囲で実施された簡易貫入試験結果等を参考 とした。
- 図 3.2-3 に A-1 測線 (YSP20 付近) における土層区分を反映した地質断面図を示す。 図 3.2-2 に示す YSP0 測線の断面図は、擁壁の基礎が主にⅢ層(江戸時代から戦前までの整地層)に位置するのに 対して、図 3.2-3 に示す A-1 測線(YSP20 付近)の断面図は、擁壁基礎の多くがⅡ層(戦前・戦中(主に昭和8年) の放火および同20年の空襲による)の捨土層)に位置する。



図 3.2-2 トレンチ調査の結果を反映した YSPO 測線の地質断面図



土 層 区 分 凡 例
2017年(平成29年)の埋設管敷設工事に伴う開削・埋戻し・盛土(道路整地土)。
2015年(平成27年)の緊急車両用道路建設工事に伴う盛土、開削・埋戻し土。
戦後 (昭和20年以降) の盛土 (道路整地土) ・腐葉土等。 真砂土・粘性土・礫等からなる。
戦前・戦中(主に昭和8年の放火及び同20年の空襲による)の捨土。 花崗岩片が多く瓦を含む。ガサガサで空隙が多い。
江戸時代 [※] から戦前までの盛土(道路整地土)。 褐色風化したシルト岩や砂岩礫を含む。締固めされている。
江戸時代 [※] の天守改築時の盛土 (道路整地土)。 粘性土の下位に砂質土がある組み合わせが5~6層みられる。 上位の粘性土は相対的に固い。締固めされている。
江戸時代 [※] の天守改築時の盛土(造成土)。 天守に分布する和泉層群の礫岩層を掘削した残土と推定される。 3~10cm程度の角礫が多い。大きな空隙が認められ、全体にゆるい。
江戸時代(慶長期:17世紀初頭)の築城時の盛土(石垣根石を覆う補強材)。 粘土質。締固めされている。
和泉層群の砂岩。表面は強風化。
和泉層群の礫岩。表面は強風化。
り、寛永期(16世紀中頃)又は嘉永期(19世紀中頃)の2つの可能性が考えられる。



A-1 (YSP20 近傍) 断面 (YSP0 断面をもとにボーリング結果・簡易貫入試験結果から作成)

資料7

拡大(詳細)図

図 3.2-3 トレンチ調査の結果を反映した A-1 測線 (YSP20 近傍)の地質断面図

(4) 道路構造と堆積物の位置関係から見た斜面変形・土砂流出の影響範囲について

 1回目の土砂流出(斜面崩壊)の主測線となる A-1 測線(YSP20 付近)の断面をも とに、トレンチ調査で確認された土層と斜面変形および土砂流出(斜面崩壊)の関 係を整理した。

【斜面変形について】

- ・ 本資料 2.3 章の検証結果(図 2.3-2)から、7/1~7/2の 50cmの段差を伴う路面変 状のほか、7/2~7/6に確認された擁壁の形状から、擁壁・カゴ枠が下方移動したと 考えられる(図3.2-4)。前述する記載により擁壁天端沈下量と傾きが想定できるた め、沈下量に相当する土量変化に必要な移動量を推定し、図 3.2-4 に示した。
- このような異常が生じた擁壁・カゴ枠はⅡ層(捨土層)を基礎地盤としていること から、捨土層であるⅡ層が変形(クリープ的な変形)したことで、擁壁・カゴ枠の 下方移動にともない道路クラックが発生した。

【土砂流出(斜面崩壊)について】

• A 箇所の斜面崩壊は、道路擁壁や盛土が施工されていない区間では、道路法肩まで 達している。一方、道路擁壁区間(SP0~34)のうち、SP0~SP28 区間は、擁壁基礎 及び撤去すみの擁壁基礎跡の下方斜面から崩壊している。SP28~SP34 区間は、擁壁 基礎跡の幅1m程度の土砂が流出しているが、その土砂は2m程度下方で停止して おり、崩壊の後期に発生したものと判断している(図2.5-1参照)。地質断面図か ら、緊急車両用道路直下の斜面崩壊により流出した土層はⅡ層(捨土層)主体であ り、その下位(背面)に分布するⅢ層(整地層)は、崩壊・流出していないことが わかる (図 3.2-5 右③)。



2 緊急車両用道路施工後:2016年(平成28年)



図 3. 2-5 A-1 測線 (YSP20 付近) における緊急車両用道路と土層分布および土砂流出(斜面崩壊)発生箇所の位置関係



松山市緑町土砂災害対策技術検討委員会

第4回委員会資料

土砂流出の発生機構と素因・誘因について

(5) 斜面変形~土砂流出・土砂流下の発生機構と素因・誘因の推定【松山市】





7月29日被災後 撤去後擁壁基礎残存:

令和6年12月23日


< 目 次 >

土砂流出の発生機構と素因・誘因について

(5) 斜面変形~土砂流出・土砂流下の発生機構と素因・誘因の推定

2. 推定されるプロセス1~プロセス3の発生機構からみた素因・誘因の整理・・・・・13



1. 推定される斜面変形~土砂流出・土砂流下の発生機構

第3回委員会までの検討結果と1章で述べた本検討会の検討結果を踏まえ、2024年7月12日の被災についてプロセスをまとめる。

1.1 被災前の斜面変形について(プロセス1)

プロセス1:被災前の斜面状況(斜面変形:クリープ的変形)



被災前地形:捨土が厚い範囲は斜面変形が進行(道路クラック形成) 鳥観図(2016 年地形データ)

図 1.1-1 プロセス1:被災前の斜面変形の範囲

参考:被災後地形(A箇所上流部(上部)を頂部として土砂流出) 鳥観図(2024年被災後地形データ)



■プロセス1の推定根拠(確認された事実と第3回委員会までの協議結果)

くまとめ:プロセス1斜面変形(クリープ的変形)の推定根拠>

- ・斜面変形(クリープ的変形)とは、広く捨土が分布する上流部(上部)に位置する A 箇所と隣接する B 筒所において、捨土が明確なせん断面を形成せずに下方に向けて変形し、斜面全体が不安定化した 現象を指す【本委員会資料 4】。
- ・A 箇所・B 箇所斜面は、記録のある 2017 年以降、降雨に伴い斜面下方への斜面変形(クリープ的変) 形)が進んでいた。【第2回委員会協議内容】。
- ・斜面変形(クリープ的変形)は、降雨時に変位が進行した記録があり、主たる誘因は降雨である。素 因は、樹木の成長・緊急車両用道路の荷重増加や降雨による斜面侵食作用・経年変化の強度低下など があり、それらのいくつかが個別もしくは複合的に影響を与えた可能性がある【第3回委員会協議内 容】。
- (1) A 箇所と B 箇所の土砂層厚の違いと変状の進行程度
- A 箇所
- ・ 被災前、岩盤上に 3.5~7m厚さの捨土が分布していた。崩壊箇所の地表踏査によると築城時の表土はほ とんど存在せず、岩盤直上から捨土層が分布する(第2回委員会協議内容:本委員会資料4に再掲)。
- 2) B 箇所
- ・ 岩盤上に 1~3m 厚さの 捨土層が分布。2024 年 7 月 12 日には崩壊していない。崩壊地形跡や解析による地 表水の集水状況から、過去に土砂流出し(小崩壊が発生していた履歴があり)、残存する捨土が薄くなっ ていたため崩壊に至らなかったと判断している(第2回委員会協議内容:本委員会資料4に再掲)。
- (2) A 箇所・B 箇所における過去の変状経緯【少なくとも記録のある 2017 年以降は、2015 年に施工された 擁壁・盛土区間とそれ以外の区間の双方において、クラック等の変状が進展し、警報級降雨後に拡大する 傾向を確認している】

【 道路変状 】

A 箇所

- 記録のある 2017 年以降は、警報級の降雨に伴い道路クラックや擁壁変形、道路変形の拡大が記録されて いる(第2回委員会協議内容)。
- ・ 緊急車両用道路の擁壁は、2017年の計測段階で傾斜4°谷側に傾斜していた。また被災後の残存擁壁の傾 斜角度は7°であり、2017~2024年の被災の間に傾動はわずかに進行した(第2回委員会協議内容)。
- ・ 緊急車両用道路の道路クラックは、7月1日に 10cm 程度の段差が発生し、7月2日に 50cm 以上の段差が 発生した。その後7月3日から擁壁と背面盛土の撤去作業が行われ、7月12日の被災時には、撤去済で あった(第2回委員会協議内容)。

2) B 箇所

• B 箇所の道路クラックや段差は、2020 年の調査で確認され、その後 2023 年に段差が拡大していることが

示されている。2024 年被災後に地表傾斜計・孔内傾斜計を設置し、有意な変位量ではないものの、微小 ながらわずかに変位が累積し続けていることが確認されている。

- ・ 2024 年 11 月 2 日降雨時には、地表傾斜計(クリノポール CP1、落ち残った道路部 YSP15 付近の路上に設 置)について、豪雨ピーク時に斜面方向(X軸)で約 0.02°/時の変動(管理基準値以下)が発生。また B 箇所の CP4 の X 軸にも約 0.01°/時の変動があった。このことは降雨に伴いわずかに斜面変形(クリー プ的変形)が累積したことを示している(第2回委員会資料本委員会参考)。
- 【 斜面変状 】
- A 箇所
- 1) 地形判読
- ・ 被災前(2016 年 LP データ)は、明瞭な崩壊跡等は確認できなかった(第3回委員会協議内容:本委員会 資料4に再掲)。
- ② 表流水解析·浸透流解析
- 表流水は、上流部(上部)の末端部付近に集中する(第2回委員会協議内容)。地下水は、上流部(上) 部)の中腹付近から伏流(湧水)する。このことは2024/11/2の豪雨直後の踏査結果と整合していた(本 委員会資料3,参考資料)。
- ③ 樹高分布図:
- 樹高分布図によるとA箇所斜面は標高20~30m程度の樹木が繁茂していた。
- 2) B 箇所
- 地形判読
- ・ 複数の馬蹄形地形が確認され、過去に崩壊が発生していたことを示している(第2.3回委員会協議内容、 本委員会資料4に再掲)
- ② 表流水解析·浸透流解析
- 表流水は、本壇や本丸広場、緊急車両用道路から流入する(第2回委員会協議内容)。地下水は、ほぼ斜 面全体から伏流(湧水)する。

- ③ 樹高分布図:
- ・ 樹高分布図によると、B 箇所斜面は周辺よりも樹高が低い(樹高 5~25m)ものが多い箇所がある。崩壊 に伴い樹種が入れ替わり、B箇所だけ樹齢が若い可能性がある(第3回委員会資料、本委員会資料4)。

(3) 土砂流出(斜面変形)に関わる可能性がある樹木の分布【集水が顕著な斜面末端部の巨木の存在】

 後述する「プロセス2」で、1回目の土砂流出(斜面崩壊)の発生源となる上流部(上部)斜面は、その 末端部に周辺斜面では数少ない樹高32m以上の巨木が存在していた(被災後にこの巨木は倒木として確 認された;第3回委員会で協議)。

(4) 緊急車両用道路下の土層構成

【緊急車両用道路擁壁の基礎は、江戸以降、長期間使用された旧道があり比較的安定。】

- ・ 緊急車両用道路は、松山城の石垣の腹付け盛土の上部に構築されている(図1.1-2)。
- この盛土は、I~V層に区分されており、ボーリング・トレンチ・簡易貫入試験の結果から軟質な捨土層 と人工的に締め固められた盛土(整地層)が複数層重なっていることが確認された。
- ・ 特にⅢ~Ⅴ層は、盛土形成後 50~400 年程度経過した整地層を含んでおり、現在でも当時のままの盛土が 残っていることから安定性が高いと考えられる。



(過去の盛土直上に厚さ1m程度の盛土により道路を構築:過去の道(Ⅲ層)は締固められ比較的安定)

(5) 緊急車両道路の構造と斜面変形(クリープ的変形)の範囲【本委員会資料7】

- 7/1~7/2 の 50cm の段差を伴う路面変状が発生した後、もともと 4°以上傾斜していた擁壁は、7/2~7/6 に下方谷側に移動しつつ、わずかに谷側に向かって傾倒したと考えられる(擁壁・カゴ枠の形状と緊急車 両用道路の沈下した土量のバランスと被災前写真の比較から考察:資料7 図3.2-7)。
- ・ このような擁壁移動は、擁壁がⅡ層(捨土層)とⅢ層を基礎地盤としているため、Ⅱ層(捨土層)が斜面 変形(クリープ的な変形)して擁壁が移動し、それに伴いⅢ層の表層部が引きずられたため発生したと考 えられる。

- (6) プロセス1:斜面変形(クリープ的変形)と緊急車両用道路の関係 【第3回委員会協議内容及び本委員会資料4に再掲】
- 安定計算の結果、擁壁・盛土があることで斜面全体の安全率が低下することが確認されたため、 斜面変形(クリープ的変形)に道路荷重が影響した可能性がある。
- ・ 斜面変形(クリープ的変形)は、土砂災害警戒情報発表の基準値を超過する降雨に伴い顕在化す る傾向を示しているため、斜面変形の主たる誘因は降雨であると考える。
- ・ 斜面変形(クリープ的変形)の素因は、樹木の成長・緊急車両用道路盛土の荷重増加や降雨によ る斜面侵食作用・経年変化の強度低下など複合的な要因が影響を及ぼした可能性がある(第3回 委員会協議内容)。

1.2 1回目の土砂流出(斜面崩壊)について(プロセス2)

・ A 箇所上流部(上部)で崩壊が発生した。崩壊した土砂は、落石防護柵まで到達した。



■プロセス2の推定根拠(確認された事実と第3回委員会までの協議結果)

くまとめ1:プロセス2(斜面崩壊)の発生機構>

- 1回目の土砂流出は斜面崩壊である。土砂流出(斜面崩壊)とは、広く捨土が分布する上流部(上) 部)に位置するA箇所(∠35°以上の急傾斜部)で、捨土が原型(地盤の構造)をとどめずに(明 瞭なすべり面を伴わずに)崩落した現象【本委員会資料 4】。
- ・降雨を誘因とする"斜面変形(クリープ的変形)"が進行した結果、上流部(上部)で"土砂流出 (斜面崩壊) "が生じた。
- ・斜面崩壊は、下記に示す「可能性1」もしくは「可能性2」双方の可能性があるものの、特定には 至っていない。
- 「可能性1」:浸透流解析を踏まえた上流部(上部)斜面の安全性の評価は、中段部の安全率の値が 小さく、末端部の安全率の低下割合が大きいことから、土砂流出は、上流部(上部)斜面の中段部 もしくは末端部から、流出した土砂が標高 90m付近の巨木を巻き込みながら流下したもの【本委員 会資料 4]。
- 「可能性2」:地下水解析の結果、上流部(上部)斜面末端において、水の集中が確認されたことか ら、不安定化が進行していた斜面で、巨木の倒木が発生し、崩壊が上方に向けて拡大したもの【本 委員会資料 4】。

くまとめ2:プロセス2の推定根拠>

- ・地下水解析(浸透流解析)と安定解析の結果、被災時の降雨時には斜面中腹もしくは末端部の安全率 低下が大きいことが示された【本委員会資料5】。
- ・トレンチ調査・ボーリング調査・簡易貫入試験の結果、緊急車両用道路直下の斜面崩壊により流出し た土層はⅡ層(捨土層)主体であり、その下位(背面)に分布するⅢ層(整地層)は、崩壊・流出し ていない(資料7:図3.2-5)。緊急車両用道路の擁壁基礎はⅡ・Ⅲ層上に位置する。擁壁はⅡ層の斜 面変形(クリープ的変形)に伴い移動・変形し、被災前に撤去している【本委員会資料7】。

くまとめ3:緊急車両用道路の影響>

- ・第3回委員会では緊急車両用道路が斜面崩壊に与えた影響は以下としている。
- ・「可能性 1」: 被災時には緊急車両用道路は撤去済であったこと、道路擁壁区間(SP0~34)のうち、 SP0~SP28 区間は、擁壁基礎及び撤去すみの擁壁基礎跡の下方斜面から崩壊しており、SP28~SP34 区間は、撤去した擁壁(高さ1.0~1.5m)の基礎跡の基礎幅1m程度の範囲の土砂が流出している が、その土砂は 2m 程度下方で堆積物の最上位で停止しており、崩壊の後期に発生したものと判断し た(資料7補足整理した内容)。そのため道路が落ち残っていると判断し、第3回委員会では道路が 直接影響した可能性は低いとしている。

「可能性 2」: 道路との離隔 40mに位置する倒木であるため、直接影響した可能性は低い。

- (1)1回目の土砂流出を斜面崩壊とした根拠【本委員会資料6】 以下本検討結果は、想定される土砂流出の過程に対して、限られた状況証拠やパラメータ設定を踏ま え、複数ある検討手法の中で一般的に採用されている手法を踏まえて例示的に行ったものであり、一連の 現象を定量的に結論づけるものではないことに留意されたい。
- 1) 1回目の土砂流出(斜面崩壊)に伴う流出土砂の流下機構の検証
- ・ 降水量と集水面積から推定する運搬可能土砂量に対して、流出土砂量が多すぎるため、1回目の土砂流出 は含水の少ない斜面崩壊と判断する。また、少ない含水分でも住宅地に達した理由としては、崩壊土砂が 含水に富む箇所に崩落したため、含水の低い土砂の下位に泥濘化した層がある"2層構造"になり、泥濘 化した層があることで、すべりやすくなった可能性も考えられる。
- 2) 1回目の土砂流出(斜面崩壊)の流下速度の算出
- ・ 土砂乗り上げ状況から、崩落した土砂が堰上げ高 6m・標高 83m程度の位置まで上がる条件を想定して計 算すると、急傾斜施設の擁壁設置箇所付近の崩壊土砂の移動速度は 4m/s(14.4km/h)程度の値となる。
- 3) 1回目の土砂流出(斜面崩壊)で急傾斜施設(擁壁、落石防護柵等)の倒壊が発生する可能性
- ・ 倒壊した落石防護柵と擁壁は、土塊の流速が 3.5m/s以下であれば転倒しないが 4.0m/sを超えると転倒す る。2)の結果も踏まえると、崩壊土砂の擁壁地点の速度は4.0m/s(14.4km/h)であり、当該速度で衝 突した土砂により擁壁が倒壊したといえる。

(2) 斜面崩壊の発生原因の検討【第3回委員会協議内容及び本委員会資料4に再掲】

- 1) 斜面崩壊発生の2つの可能性
- ・ 第3回検討委員会では、標高90m付近に樹高30mの巨木が存在していたことを踏まえ、上流部(上部)か らの土砂流出について、2つの可能性が示された(図1.2-2)。
- 「可能性1」もしくは「可能性2」は、安定解析や現地踏査・地形判読(後退性すべり地形の存在など) から双方の可能性があることが示されている。しかし、崩壊痕跡がすべて流出しているためいずれかを特 定することは困難である(第3回委員会協議内容 本委員会資料5)。





【可能性2】 上流部(上部)斜面末端にあった巨木の倒木により崩壊が発生



図 1.2-2 上流部(上部)斜面における1回目の土砂流出(斜面崩壊)の2つの可能性(資料4より再掲)

2) 可能性1が原因だった場合の発生原因について【本委員会資料4】

- ・「可能性 1」の斜面崩壊の発生源は、表 1.2-1 を想定した。表中の原因のいずれか、もしくは複合的な要 因によって発生した可能性があるが、前項同様に痕跡が流出しているため原因特定は困難である。
- ・ しかし、想定した斜面崩壊の発生機構のほとんどが"水"が誘因であることを踏まえ、地下水解析等で得 られた地表水・地下水分布状況を踏まえた本復旧対策を提案することが重要である。
- ・ なお、本委員会で実施した安定解析は、最も一般的な間隙水圧による安定計算により、被災時の相対的な 斜面安定性を評価したものである。

表 1.2-1 既往文献等に示される崩壊の発生機構とその可能性について(本委員会資料5より再掲)

斜面崩壊の発生機構	可能性について	評価
1) 一般的な検討で用いら れる崩壊機構(間隙水圧の増 加)	・発生原因とする地下水位上昇・間隙水圧上昇の証拠は、表流水解析や浸透流解析結果以 外では現地踏査では確認されていない。そのため、当該箇所の発生機構の可能性はある ものの機構の断定には至らない。	Ø
2)過剰間隙水圧発生によ る崩壊	・水が集中する"末端部"で過剰間隙水圧が生じた可能性はある ・現地でこの事象を示す証拠が確認できないため、可能性の判断が困難である	Δ
3) サクションによるみかけ 強度低下による崩壊	・流水や浸透水の条件によっては斜面がこの機構で不安定化した可能性は否定できない が、土砂が残存していないため断定は難しい。	0
4) パイピングホール閉塞に 伴う間隙水圧の上昇	・斜面内のパイピングホールが何らかの原因で閉塞し、斜面が不安定化した可能性は否定 できない。 ・発生源の湧水跡は数か所あるが、いずれも明瞭に閉塞した形状は確認されていない。他 にもパイピングがあった可能性はあるものの、閉塞したパイピング部分が流出した可能性 を考えると機構を断定することは困難である。	Δ
5)液性限界を超えた飽和 状態の強度低下	 ・降雨時に泥濘化した土砂が、斜面を崩落する状況が既存動画等で確認できるが規模が小さい。 ・表流水や地下水が集中している事実はあるものの、斜面内に分布する表土自体が広範囲に泥濘化した様子は伺えない。 ・今回の崩壊の発生原因である可能性は否定できないものの、泥濘化した土砂が消失しているため、機構を断定することは困難である。 	0
6) 間隙空気圧の発生	・間隙空気圧による崩壊跡が示す「球状の崩壊跡」は確認されていない ・間隙水圧の閉塞が生じた事実等が確認されていないため判断は難しい	\bigtriangleup
7) 飽和による荷重増加	 ・捨土は間隙率が高く、含水に伴う荷重増加の影響は大きい。 ・地下水解析の結果から斜面上部に比べ斜面下部ほど地下水の飽和度が高いため、斜面下部の含水に伴う荷重増加で斜面が不安定化した可能性がある。 	Ø
8) スレーキングによる強度 低下	・スレーキング特性を示す地質ではないため可能性は低い	×
9) 谷地形の盛土下での地 下水の影響	・斜面崩壊が生じたA箇所に隣接する B 箇所に水が集中しやすい傾向が示されており、集中した水が崩壊したA箇所の中腹~末端部も流入していた結果が示されている。そのため、谷埋め盛土の水位上昇に伴う不安定化という可能性は否定できない。	0
10) 細粒分流出による地盤 の緩み、不安定化	・長期にわたり水に晒されているため、細粒分が流出している可能性はある ・崩壊箇所の細粒分の流出状況を定量的に示すことは困難である	Δ

3) 2024 年 7 月 12 日降雨時の斜面の安定性について【本委員会資料 5】

- ・ 降水量の少ない7月12日に被災した理由について検討するために過去2年の土壌雨量指数を図1.2-3に 示した。
- ・ 2024 年 7 月 12 日の時間雨量や累積雨量は小さいが、土壌雨量指数が被災時前の 2 年間で第 2 位である。 特に 7/12 は被災前の1年間では最も斜面の安定性が低い状況であった(参考: 2023/7/1 5:00 土壌雨量 指数183.5 (過去2年で1位))。
- ・ なお、記録的な豪雨であった被災後の 2024/11/2(応急対策実施後)の土壌雨量指数は 144.3 であり、被 災時の土壌雨量指数を超過した。しかし、この降雨による新たな変状は発生していない(本委員会参考資 料)。



図 1.2-3 2022/7/1~2024/11/15 までの土壌雨量指数の比較(アメダス松山): 再掲

4)1回目の土砂流出(斜面崩壊)の発生位置の検討【本委員会資料5】

① 地下水解析結果

・ 地下水解析により、住民が異常を察知した 2024/7/12 2:00 時点の地下水位を設定した(第3回委員会 協議・承諾内容)。

② 安定解析結果

- ・ 極限平衡法を実施し、発生源である A 箇所の"上流部(上部)"斜面を 3 分割した 3 円弧を想定し、各部 分に対して 2024/7/12 の降雨で最も不安定化しやすい箇所(円弧)を計算により求めた(上部①、上部 ②、末端部)。
- ・ 安定解析の結果、安全率の低下量が最も大きい箇所は斜面の"末端部"であった。また、相対的に安全 率が小さい箇所は"上部②(斜面中腹)"であった。

- 5)緊急車両道路の構造と土砂流出(斜面崩壊)の範囲【本委員会資料7】
- ・トレンチ調査により、緊急車両用道路の擁壁・盛土とその下位の旧盛土の状況、1回目の土砂流出面(斜) 面崩壊)と緊急車両道路の位置について整理した。
- ・ 斜面変形(クリープ的変形)と土砂流出(斜面崩壊)の関係や、緊急車両用道路と斜面崩壊の関係を整理 した結果、道路擁壁区間(SP0~34)のうち、SP0~SP28区間は、擁壁基礎及び撤去すみの擁壁基礎跡の 下方斜面から崩壊している。SP28~SP34区間は、擁壁基礎跡の幅1m程度の土砂が流出している(図 1.2-4、図 1.2-5 及び資料7 図 2.5-1)。
- ・ 資料7の地質断面図から、擁壁は、SP20付近ではⅡ層とⅢ層にまたがるように設置されており、盛土は 緊急車両用道路として 1m 程度であった。緊急車両用道路直下の斜面崩壊により流出した土層はⅡ層(捨 土層)主体であり、その下位(背面)に分布するⅢ層(整地層)は、崩壊・流出していない(図1.2-5~ 図 1.2-6 及び資料7 図 3.2-5)。

(3) プロセス2:土砂流出(斜面崩壊)と緊急車両用道路の関係 【第3回委員会協議内容及び本委員会資料4・7】

- ・「可能性1」(図1.2-2上)の場合、被災時には緊急車両用道路は撤去済であったことに加えて、前述の ように道路擁壁区間(SP0~34)のうち、SP0~SP28区間は、擁壁基礎及び撤去すみの擁壁基礎跡の下方 斜面から崩壊しており、SP28~SP34 区間は、擁壁基礎跡の幅1m程度の土砂が流出しているが、その土砂 は 2m 程度下方で停止しており、崩壊の後期に発生したものと判断した(資料7 図 2.5-1で第3回委員 会資料の補足説明を行っている)。そのため、緊急車両用道路が落ち残っていると判断し、第3回委員会 では道路が直接影響した可能性は低いとしている。また、7/2時点で生じていた 50cmの段差を伴うクラ ック位置は斜面崩壊発生後も変化していない(図1.2-4参照)。したがって、緊急車両用道路が土砂流出 (斜面崩壊)に直接影響を与えた(崩壊の起点となった)可能性は低い。
- ・ 「可能性 2」(図 1.2-2 下)の場合、斜面下方(離隔 40m)に存在する巨木が崩壊発生の起点となるた め、上方に位置する緊急車両用道路が直接的な影響を与えた可能性は低い(第3回委員会資料より)。



移動し傾倒・移動

SP9~SP28 区間(写真手前)は撤去後の擁壁手前の斜面を滑落崖として崩壊が発生し、SP28~34(写真奥側)は、擁壁基 礎跡の幅である約1mの土砂が流出している。ただし、ここから流出した土砂は数m下方の斜面で停止している。

資料8

図 1.2-4 被災前(擁壁等撤去後)と被災後の比較写真



図 1.2-5 緊急車両用道路の土層分布・擁壁位置と斜面変形・斜面崩壊の位置関係



図 1.2-6 7月 2~6日の道路クラック(斜面変形:クリープ的変形と旧盛土の構造、土砂流出の関係):拡大

- 1.3 2・3回目の土砂流出(泥流)について(プロセス3→プロセス4)
- ・ 1回目崩壊と2回目泥流の間に貯留された表流水が水深14cm程度あれば、渓床勾配が最低4°程度の渓流でも泥流が流下し、民家に達する場合があることが計算で示された。



図 1.3-1 プロセス 3:2.3 回目の土砂流出=泥流→プロセス 4:現在 説明図

■プロセス3の推定根拠(確認された事実と第3回委員会までの協議結果)

くまとめ:プロセス3土砂流出(泥流)の推定根拠>

- ・2.3回目の土砂流出は"泥流"。【本委員会資料4】
- ・当該斜面は、1回目の土砂流出(斜面崩壊)で堆積した土砂が泥流化するために必要な水量が十分供給
 されており、かつ発生した泥流が被災箇所まで流下するのに可能な渓床勾配を有していた。
 ・泥流の流下速度は1回目土砂流出の半分程度の速度であり、被災時動画と整合性がある。

(1) 2・3回目の土砂流出(泥流)とは【本委員会資料4】

- ・2・3回目の土砂流出は、被災時の動画(第2回検討委員会)から、含水に富み泥濘化していたと考えら れる。
- ・ この現象は、1回目の土砂流出(斜面崩壊)で上流部(下部)~下流部に堆積した堆積物(崩土)が泥濘 化して流出した"泥流"である。

以下(2)(3)に示す結果は、前述と同様に想定される土砂流出の過程に対して、限られた状況証拠やパラ メータ設定を踏まえ、複数ある検討手法の中で一般的に採用されている手法を踏まえて例示的に行ったもので あり、一連の現象を定量的に結論づけるものではないことに留意されたい。

(2)2・3回目土砂流出(土砂流下)が泥流化するために必要な条件の検討【本委員会資料6】

1) 1回目の土砂流出(斜面崩壊)に伴う流出土砂の流下機構の検証

- Manning 式に基づく等流計算(水路幅 0.5m、両側岸 1.5 割の三角形断面)によると、被災時の水深は、 14cm 程度である。
- ・ 礫径 20mm (=2cm)、水深 14cm の場合、渓床勾配が 4°以上で土石流化することが確認された。
- ・ 当該渓流の堆積土砂が存在した渓床勾配は約14°であることから、今回の雨量状況を踏まえると<u>堆積土</u> 砂は土石流(泥流)化したと評価できる。
- (3)2・3 回目土砂流出(土砂流下)の流下速度の算出【本委員会資料 6】
- ・ 擁壁は1回目に倒壊したあと、一部は残存していた。その後の2・3回目の泥流は速度が遅く、残存擁壁 は倒壊させていないと判断した。
- ・ 想定した 2・3 回目の土砂流出(泥流)の速度は 2.06m/s であり、上記想定のように擁壁の倒壊を発生さ せる大きさでは無かった。

被災プロセスの時系列と降水量の関係を以下にまとめる。



図 1.3-2 緊急車両用道路建設~7月12日の災害発生までの降雨状況、住民証言、発生事象の時系列的整理

	リセス3
^{がして建物揺れる。 木はゆっくり動き、犠牲者宅をさらに押して倒す ※1 回目の土砂流出(斜面崩壊)の土砂到達 }	

2. 推定されるプロセス1~プロセス3の発生機構からみた素因・誘因の整理

災害発生 斜面不安定 原因 本災害における素因・誘因を整理し、それぞれについて危険を防止・低減することで、再発防止を目的とし の素因 化の要因 た有効な対策を実施する。 せん断応 荷重増加 ・ 2015(平成 27)年の道路擁壁 **カ**の増加 施工による荷重増加。 (1)素因【その土地が持っている災害原因となる性質】 プロセス1の経年的な斜面変形(クリープ的変形)を発生させた原因を素因とする。 ・

直接的・間接的に長期間にわたって斜面の不安定化影響を与えた事象。 (2)誘因【災害を発生させる直接的な引き金】 樹木の成長に伴う荷重増加 . ① プロセス2の1回目の土砂流出に直接影響を及ぼした原因とする。 ただし、可能性1の場合、1回目の斜面崩壊の起因となった現象は複数想定される。そのいずれかもしく は複合的な要因により斜面崩壊が発生しているため特定は難しい。 ・ しかし、考えられる斜面崩壊の発生機構のほとんどが"水"が誘因であるため、地下水解析等で得られた 地表水・地下水分布状況を踏まえた本復旧対策を提案することが重要であると考える。 ② プロセス3の1回目土砂流下および2・3回目の土砂流下に直接影響を及ぼした原因とする。プロセス3 軟質な捨土 斜面内に 被災前は最大厚 3~4m程度覆 . は、プロセス2の崩壊堆積物の堆積と表流水・地下水の集中が原因である。 築城以降 の分布 っていた(レーザー測量差分 の**捨土**が +現地簡易貫入試驗結果)。 (3)素因・誘因について 分布 それらは瓦片などを含み、不 均質で強度が低い。 上記記載に基づき、今回の被災における素因・誘因を以下に示す。 植生の浸透 ・ 史跡松山城跡樹木管理計画*で 林内の浸 • 透能·排 能·排水機 は、城山の土砂流出及び山地 1) 災害発生の素因 水機能の 構の低下に 崩壊防止機能などの低下に対 起因する表 低下(植 する対応の必要性が指摘され ・プロセス1の経年的な斜面変形(クリープ的変形)を発生させた原因 ている。 生) 面侵食や斜 災害発生 斜面不安定 面崩壊の危 . もともと城山の時間あたりの 原因 検討状況 の素因 化の要因 害 浸透能(森林土壌が地表にあ せん断抵 地盤材料の 長期間の斜面変形の影響に伴い、斜面・ る水分を吸収・浸透させる 経年変化による強度低下の **抗力**の低 **強度低**(風 盛土材料の強度低下した可能性がある。 量)は、平均 80mm 前後、未整 可能性。 化・変形) 備地では 40mm 前後(森林の整 $\overline{\mathbf{r}}$ 備率は「不可」の評価)であ 斜面の侵食 過去の降雨や表流水によ ・地形判読や地表踏査、過去の道路変状か り、表面流が発生しやすい。 り、斜面の侵食が進行して ら道路施工区間(A箇所)・未施工区間 ・ また林内の浸透能や排水機能 が低下し、小崩壊跡や表面侵

食の痕跡が各所に認められて

いるとの指摘がある。

おり、表層が不安定化して (B箇所)の斜面は、双方とも斜面変形 いた可能性。 が発生していた可能性が高く、変形に伴 い不安定化していた可能性がある。 伐採影響 ・ 伐採により樹木の根茎が枯 土砂流出面は樹木の根系よりも下位で発 れたことで斜面の抵抗力が 生しているため、工事伐採に伴う根系の 低下 土砂流出防止機能の低下の影響は小さい と考える。

検討状況
被災前の緊急車両用道路で発生してい た道路クラックの原因である"斜面変 形"には、緊急車両用道路の擁壁・盛 土荷重が影響を及ぼした可能性があ る。 ただし、7月12日の土砂流出は、擁壁
や盛土は撤去済であり、荷重増加の影響はなかった。
A箇所の土砂流出した斜面には、被災前 に城山に少ない30mを超える巨木があ ったことが確認された。 土砂流出箇所は、硬く透水性の低い礫 岩上に、軟質な捨土が1~3m程度で覆 っており、巨木の根元は降雨時に地表 水が集中し、不安定化しやすかったと 推定される。
同左
道路周辺の樹木伐採は、道路付近の13 本のみである。 ただし、樹木伐採に伴う浸透能の影響 は不明。

*松山市ほか(2023):史跡松山城跡樹木管理計画,松山ホームページ

2) 災害発生の誘因

・ プロセス2の1回目の土砂流出(斜面崩壊)に直接影響を及ぼした原因

・ プロセス3の1回目の土砂流下および2・3回目の土砂流下に直接影響を及ぼした原因

災害発生 の誘因	斜面不安定 化の要因	原因	検討状況
せん断応 カ の増加	荷重増加	 ・降雨による浸透水・地表 水・地下水の流入による飽 和に伴う土砂荷重増加の可 能性。 	 ・ 斜面変形に伴い発生した道路クラック は、警報級の降雨後に拡大することが確 認されており、降雨による荷重増加は誘 因の一つと考える。
せん断抵 抗 力 の低 下	降 水 ・ 地 水 ・ 地 水 ・ 地 、 、 か ・ 、 入 、 通 書 下 水 ・ 地 下 水 ・ 沈 入 、 通 書 下 水 ・ に よ ・ 地 下 水 の 流 ・ 市 よ ・ 、 入 、 通 書 下 に よ ・ し 、 、 の れ ・ に よ る	 ・降雨:7月11日~12日の 降雨は、被災時には20mm 弱/時間程度であったが、 7月12日午前3時には土 壌雨量指数113に達していた。また6月の1か月降水 量は歴代2位(20年間) であった。 ・地表水(地下水)の流入: 本丸広場、緊急車両用道路 や周辺斜面・谷地形からの 流入水による可能性。 	 ・地下水解析結果により、7/12の被災時水 位を再現した。 ・降雨による間隙水圧の影響は、斜面上部 に比べ斜面中腹部や斜面末端部が大き く、斜面上部に比べ、斜面中腹や斜面末 端部の安全率が低下する結果となった。

3) その他: 被害を拡大させた原因

- ・ 被災した流出土砂流量は、約6,000m³とされている(第2回委員会資料)。しかし、当該斜面における土 石流の基礎調査の運用マニュアルに準じた「侵食可能土砂量」は2,000m³程度と試算されており、被災時 は、想定の約3倍の土砂が流出した。このことが、被害拡大の原因の一つであったと想定される。
- ・ 実際の流出土砂量と「想定した侵食可能土砂量」の差が生じた原因は、土砂流出範囲に<u>築城以降の捨土が</u> 厚さ 3m 程度覆っていたことが挙げられる。