

第1回和歌山県二川ダム貯水池斜面对策検討委員会

委員会資料

令和8年5月22日

委員会の目的

二川ダム貯水池斜面において、安全を確保するための対策工法及び監視基準等について検討

本日の議事

①地すべり挙動について

対策工法の検討に向けた地すべりの範囲や深さ等を特定するための調査に係る現状報告および調査計画に関する審議

②監視基準等について

地すべり発生時のリスク評価や既往文献等から監視基準および基準超過時の避難体制に関する審議

1. 概要 P1

2. 地形・地質 P5

審議① 地すべり挙動について

3. 地すべり調査・解析 P9

審議② 監視基準等について

4. 段波シミュレーション解析 P25

5. ダム下流水位計算 P39

6. 監視基準の設定 P42

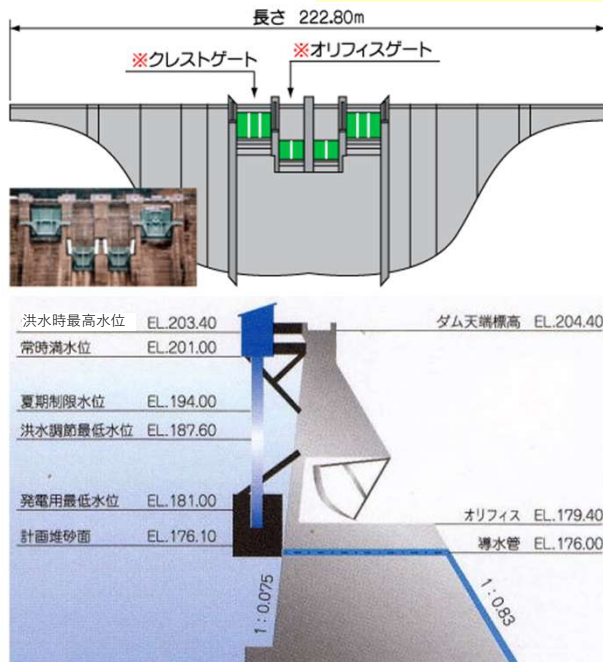
1.概要

二川ダム概要

- 二川ダムは、有田川上流部に建設された洪水調節と発電を目的とする重力式コンクリートダム（昭和42年3月完成）である。



図1.1 広域位置図



ダム諸元		
区分	項目	諸元
ダム	水系	有田川(二級河川)
	ダム名	二川ダム
	位置	和歌山県有田郡有田町二川
	形式	重力式コンクリートダム
	堤高	67.4メートル
	堤頂長	222.8メートル
	堤体積	209,250立方メートル
貯水量	非越流部標高	EL 204.40メートル
	集水面積	228.8平方キロメートル
	湛水面積	0.86平方キロメートル
	総貯水容量	30,100,000立方メートル
	有効貯水容量	19,200,000立方メートル
	洪水調節容量	14,400,000立方メートル
	発電用容量	16,700,000立方メートル
放流設備	常用洪水吐	一定率一定量調節
	(オリフィステンターゲート)	W8.60×H8.00×2門
	非常用洪水吐	-
	(クレステンターゲート)	W11.90×H10.88×2門
	河川維持流量放流管	主ゲート(φ300ジェットフローゲート) 副ゲート(φ400スルースバルブ)
	計画高水流量	3,000立方メートル/秒
	計画最大放流量	2,100立方メートル/秒
発電設備	河川維持流量	0.7立方メートル/秒
	使用水量	最大15.0立方メートル/秒
	有効落差	最大90.30メートル
	出力	最大11,000キロワット

表1.1 ダム概要 (2/3)



図1.2 二川ダム周辺地形図

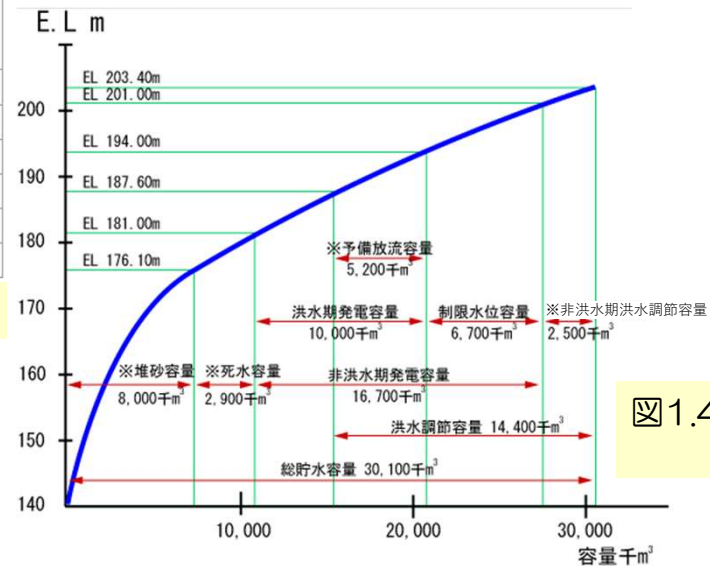


図1.4 ダム概要 (3/3)

図1.3 ダム概要 (1/3)

有田川流域の状況

- 二川ダム下流域には有田川町・有田市が位置し、上流の中山間地域から下流の市街地・産業集積地へと、地形・人口・土地利用が大きく変化する。
- 当該区域には、国道・主要地方道からなる基幹道路網に加え、行政・防災・医療・ライフライン施設等の主要インフラが集積している。

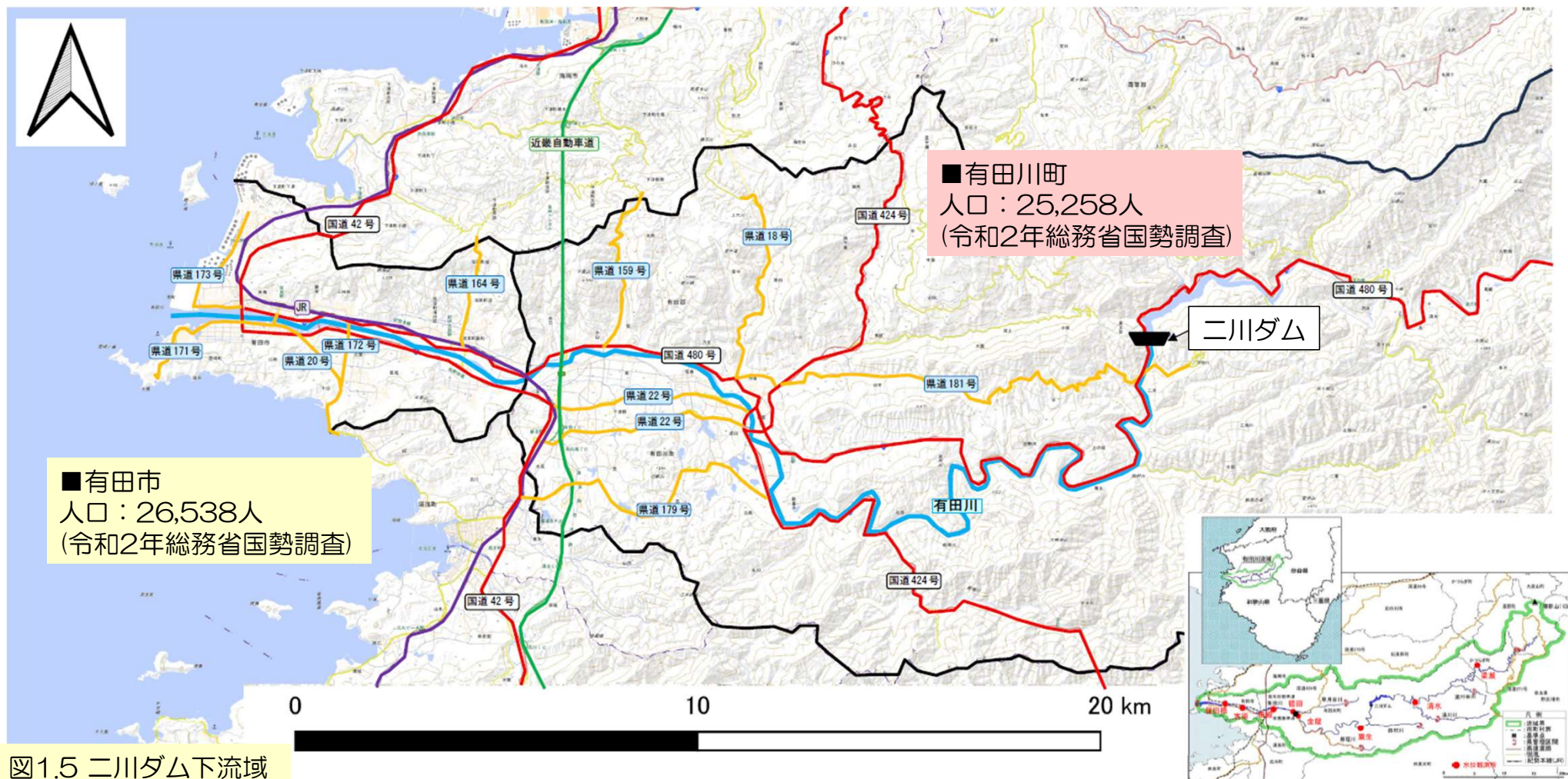


図1.5 二川ダム下流域

被災経緯

- 令和5年10月に貯水池左岸斜面で表層崩壊が発生し、令和6年8月には広範囲の変状（滑落崖）を確認したため測量・調査を実施。
- 令和7年7月より地すべり観測を開始しており、現時点で伸縮計3箇所、パイプ歪計・水位計各1箇所、傾斜計2箇所を設置している。



図1.6 二川ダム周辺の航空写真

2.地形・地質

地形概要

- 対象斜面は、二川ダム上流約1.3kmの有田川左岸の北向き斜面である。
- 周辺地形は、東西方向の山稜・線状地形が卓越し地質構造の影響を受けた地形と考えられる。

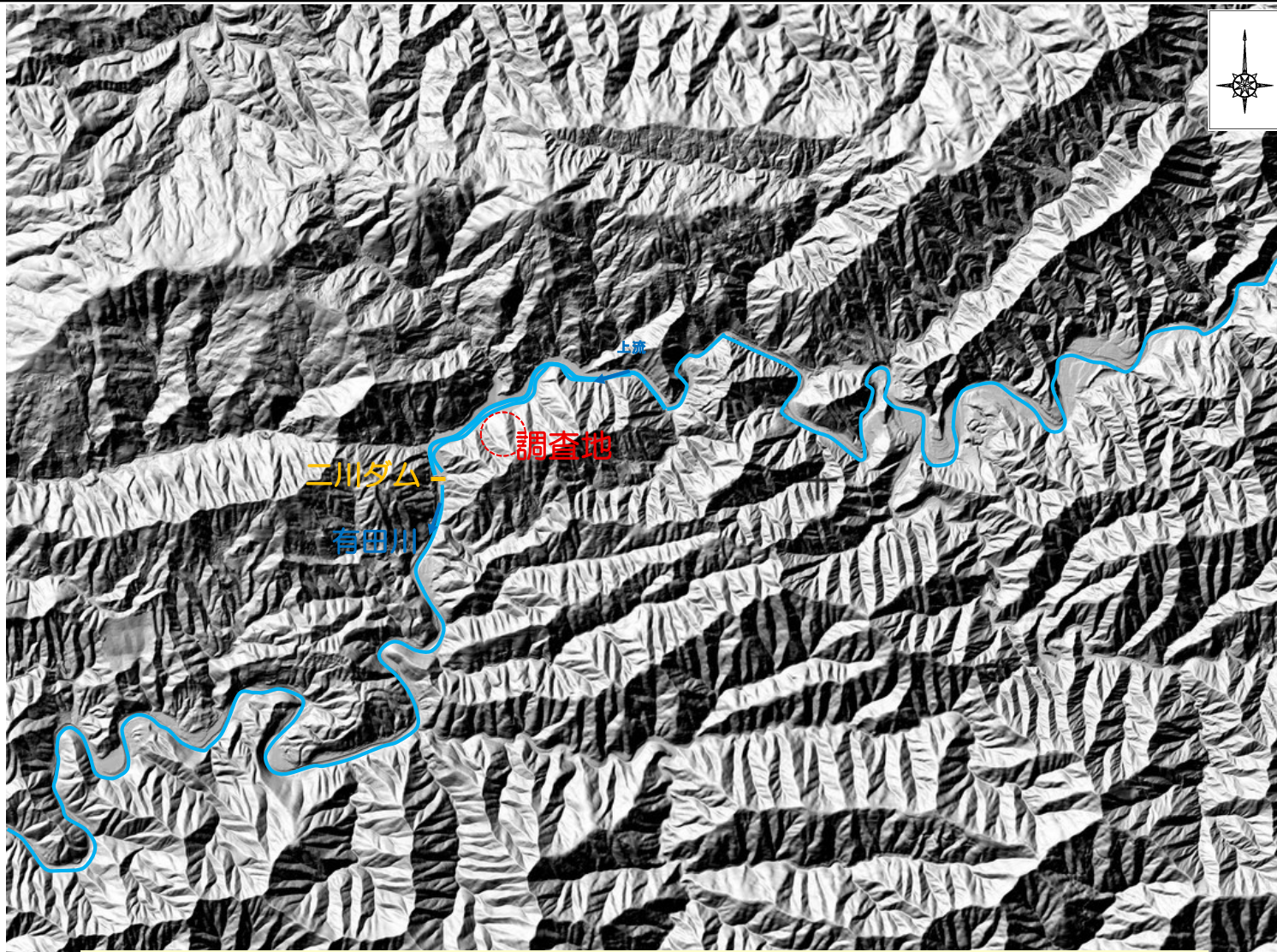


図2.1 調査地周辺の陰影起伏図(ノンスケール)
出典：国土地理院地図GISMAP（傾斜量図）を一部加筆

地質概要

- 二川ダム貯水池斜面は、ジュラ紀付加体に属する秩父帯の分布域に位置しており、概ね東西走向・南傾斜 30~60° の地質構造が卓越する。
- 秩父帯は、北側で御荷鉾構造線（紀伊半島では有田川構造線）を境として三波川帯と接し、南側では仏像構造線を境として四万十帯と接する。

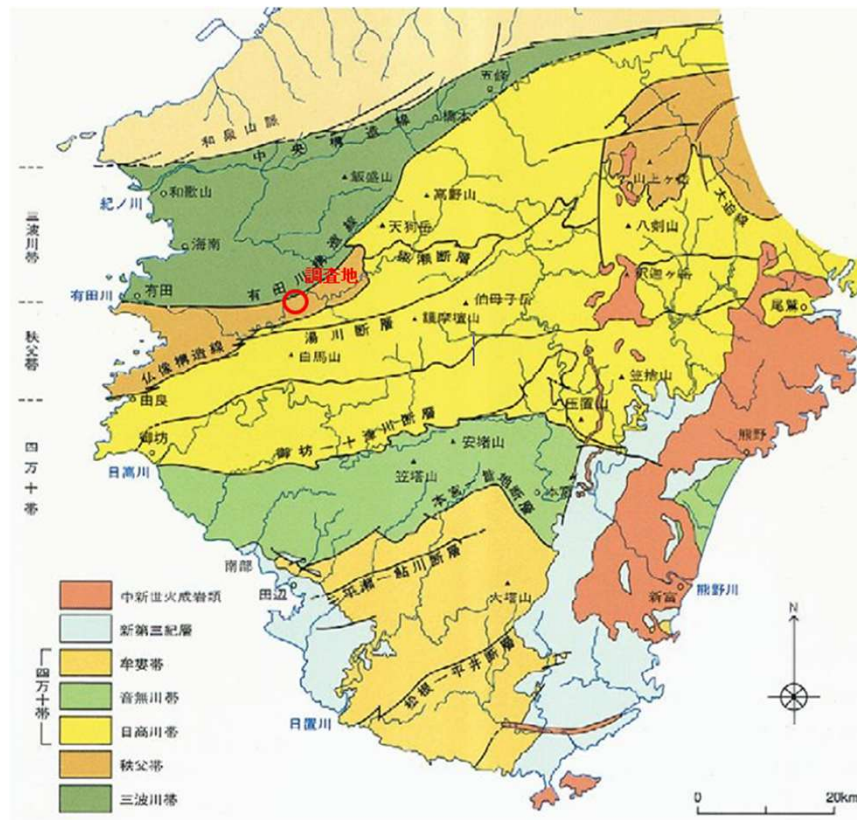


図2.2 紀伊半島の地帯区分図
出典：URBAN KUBOTA 38 より

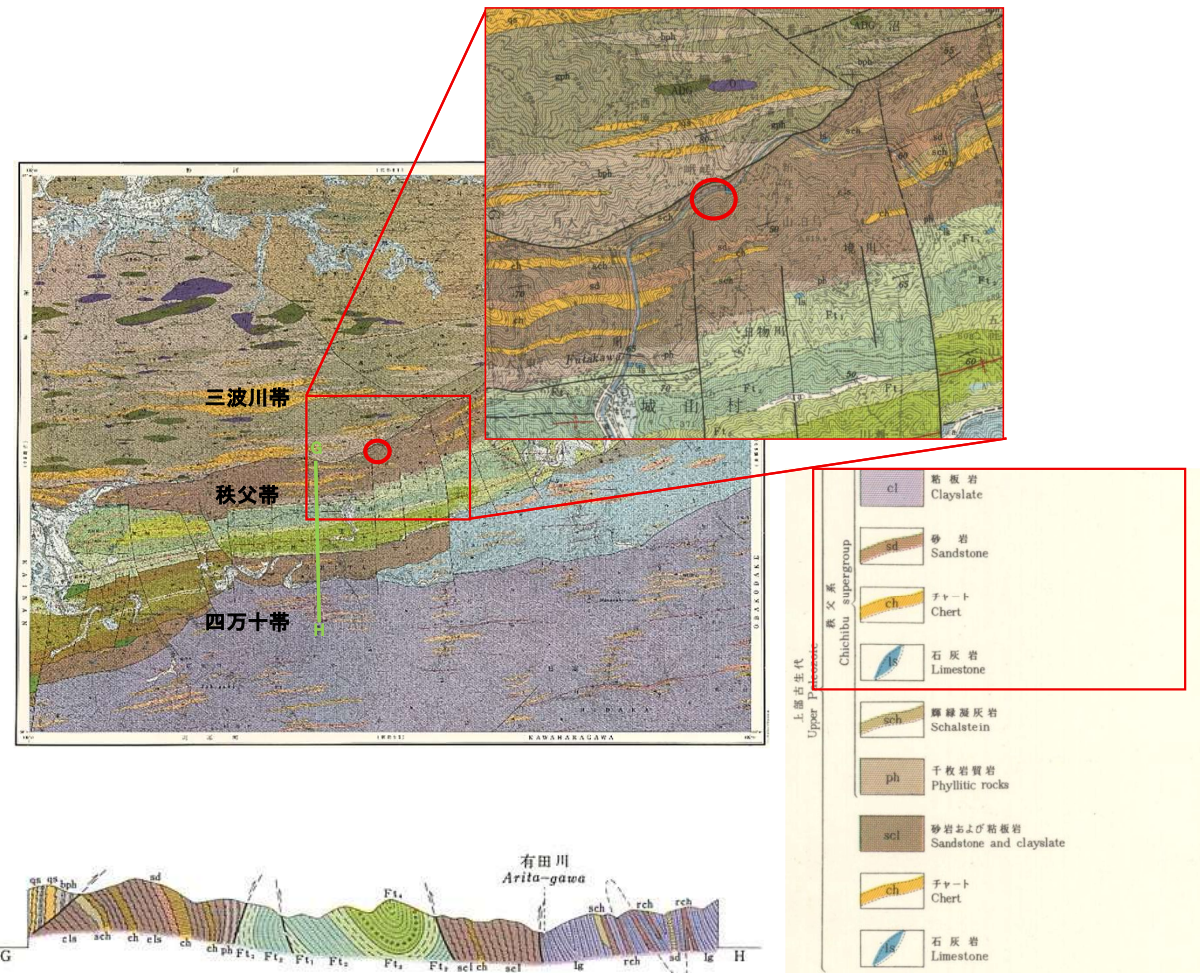


図2.3 調査地付近の地質図
出典：地質図Navi/ 5万分の1地質図【動木】を一部加筆

地すべり地形分布図

- 今回地すべりが想定された箇所は、(国研)防災科学技術研究所により公表されている地すべり地形分布図では地すべり地形として抽出されていない。

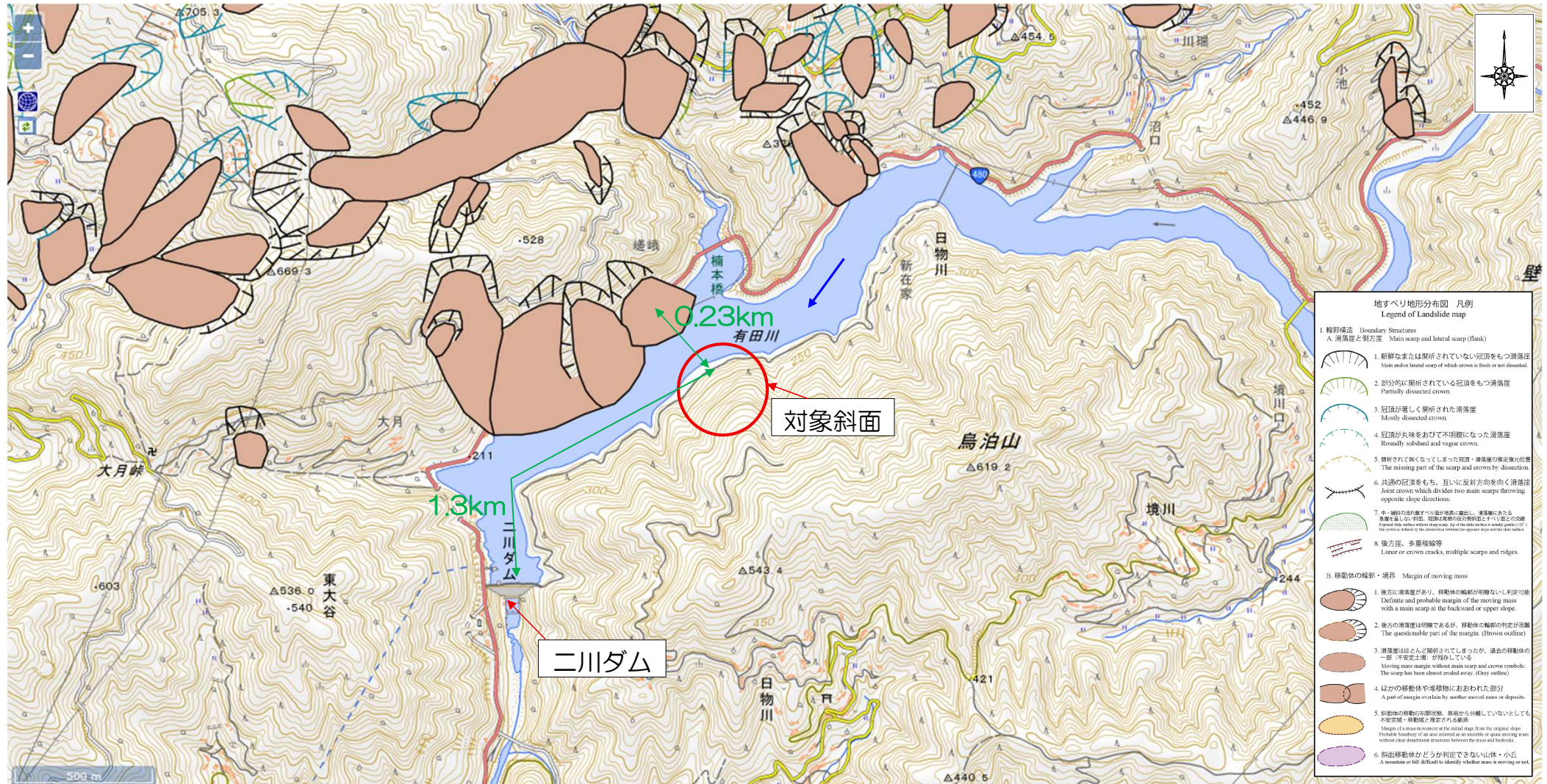


図2.4 地すべり地形分布図

出典：1:5,000 防災科学技術研究所 J-SHIS Mapを一部加筆

3.地すべり調査・解析

地形判読

- 今回地すべりが想定された箇所について、空中写真やUAVレーザ測量により作成したLP地形図・微地形表現図の判読を実施し、地すべりに特徴的な地形の抽出を行った。

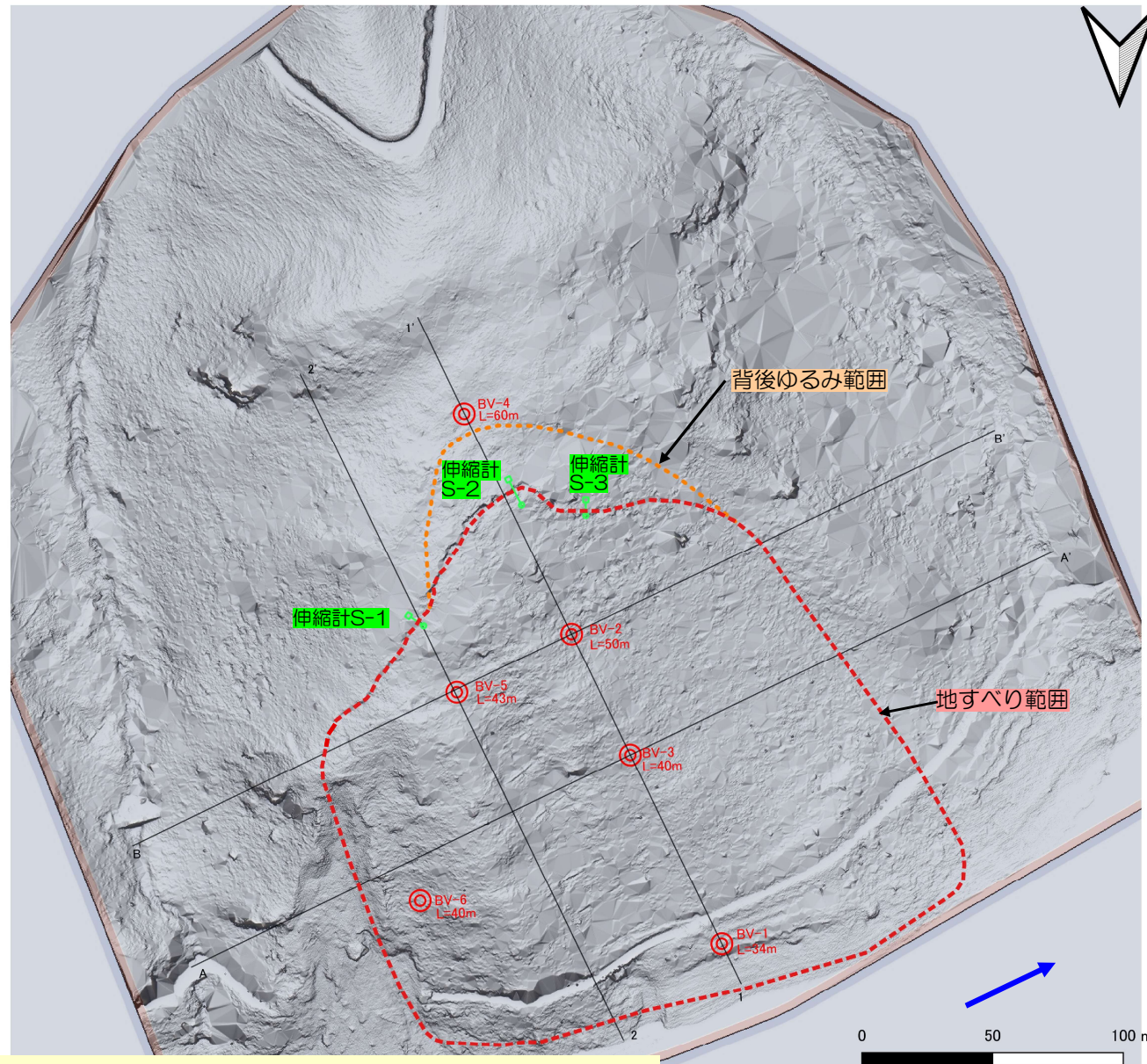
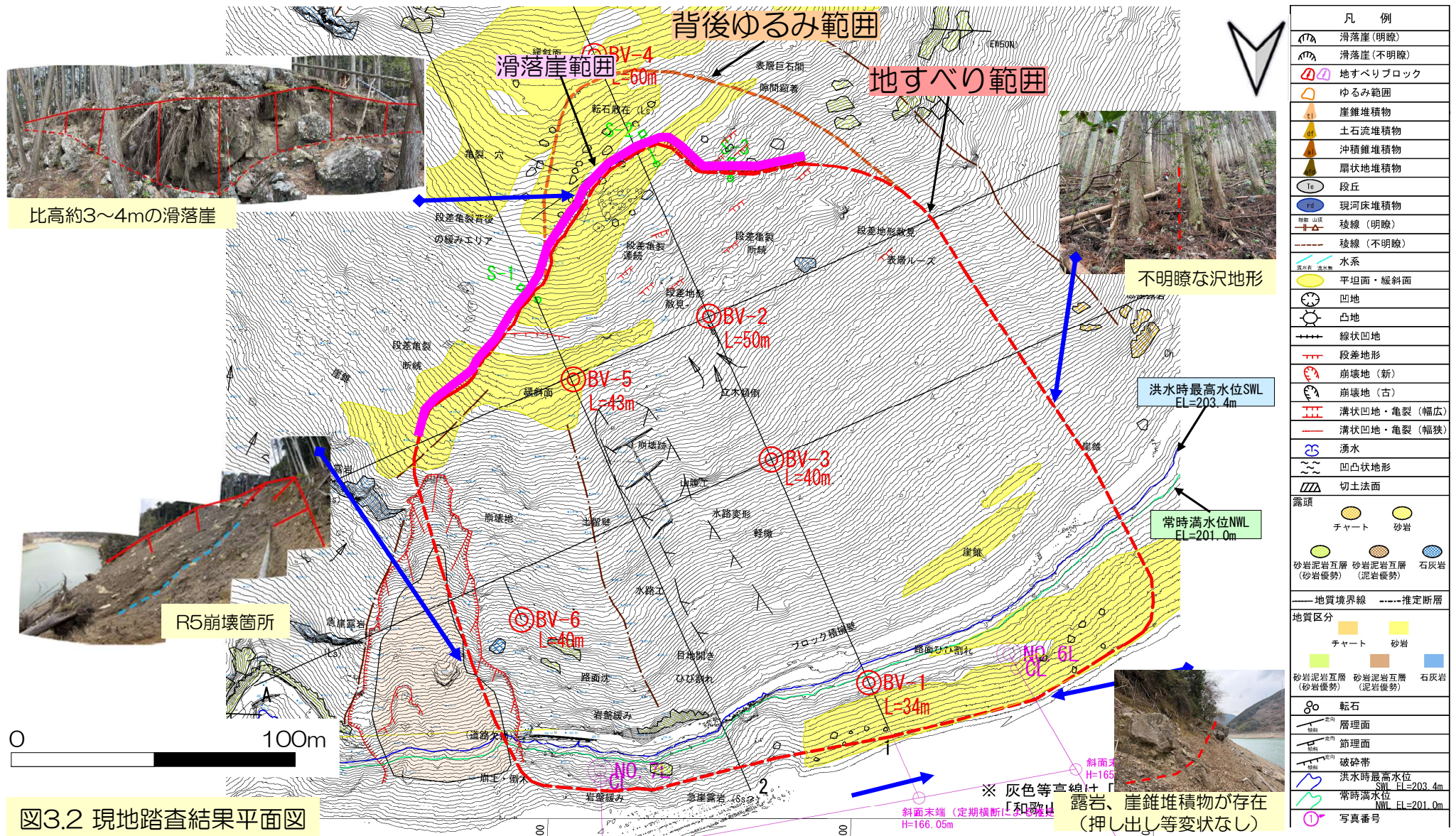


図3.1 地形判読図 UAVレーザ測量成果(0.25mdem)より基図を作成

現地踏査

- ・ 現地踏査を行い、地すべり性の変状や露岩の岩盤性状および地質構造を把握した。
- ・ 頭部を滑落崖、緩斜面、側部（上流側）を令和5年の崩壊地、側部（下流側）を沢地形（不明瞭）とする地すべり範囲を想定した。なお、末端は変状に乏しく不明であるため地すべりの横断形状を投影して設定した。

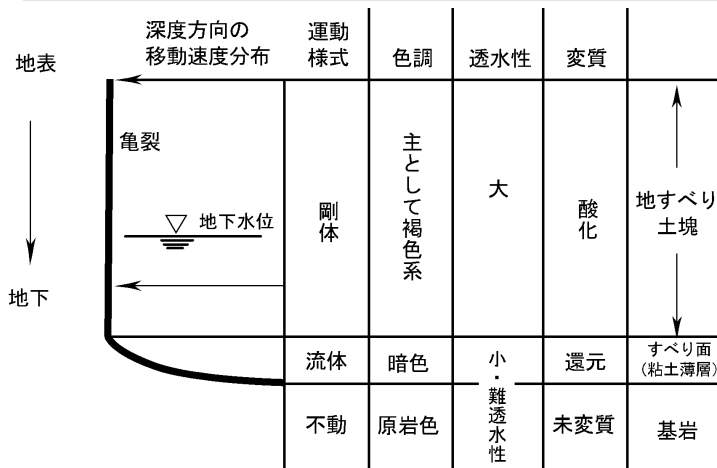


コア観察およびすべり面候補の抽出

- コア観察では、（１）地質区分、（２）破碎度区分、（３）酸化区分に着目して整理を行い、すべり面の候補を抽出した。
- 調査ボーリングBV-1、BV-2、BV-5について、（１）～（３）の区分に基づき整理した結果を次頁以降に示す。

表3.1 着目点とすべり面認定における意義

着目点	すべり面認定における意義
（１）地質区分	- すべり面は、異なる地質の境界部や特定の地質に形成されやすい傾向がある。 - したがって、対象斜面を構成する地質や地質構造・層序を整理しすべり面候補の検討に用いる。
（２）破碎度区分	- 地すべり滑動等により岩盤の破碎が進行し、無構造で角礫化した破碎帯が形成されることが知られている。 - また、無構造で強く破碎された区間の下限付近が、すべり面候補となることがある（しばしば粘土層を伴う）。 - したがって、岩盤の破碎の程度および構造的有無を整理しすべり面候補の検討に用いる。
（３）酸化区分	- 地すべり滑動等により破碎が進行し岩盤に亀裂が発達すると、地下水や空気の供給により酸化が進行する場合がある。 - したがって、岩盤の酸化の程度を整理しすべり面候補の検討に用いる。



コアの観察によりすべり面を判定する際の留意点としては、次の項目が挙げられる⁹⁾。

- 1) 軟弱粘土層の存在 岩盤が破碎され形成された粘土層はすべり面候補となる⇒（２）にて評価
- 2) 崩積土の下面 崩積土と岩盤の境界をすべり面とする事例がある⇒（１）にて評価
- 3) 風化岩あるいは岩盤上部 岩盤強度の差異が存在する箇所はすべり面候補となる⇒（２）、（３）にて評価
- 4) 異種の岩石などの境界部 地質境界をすべり面とする事例がある⇒（１）にて評価
- 5) 岩盤中の軟弱挟み層あるいは破碎部の存在 強く破碎を受けた区間がすべり面となる事例がある⇒（２）にて評価
- 6) 堆積岩中における堆積構造の乱れの存在 地すべり滑動等により堆積構造が乱れることがある
⇒層理面構造の変化点を確認された場合、他項目を考慮し評価
- 7) 地すべり規模、形態とすべり面深度の相関 ⇒すべり面候補を抽出後、横断的な連続性を考慮し評価

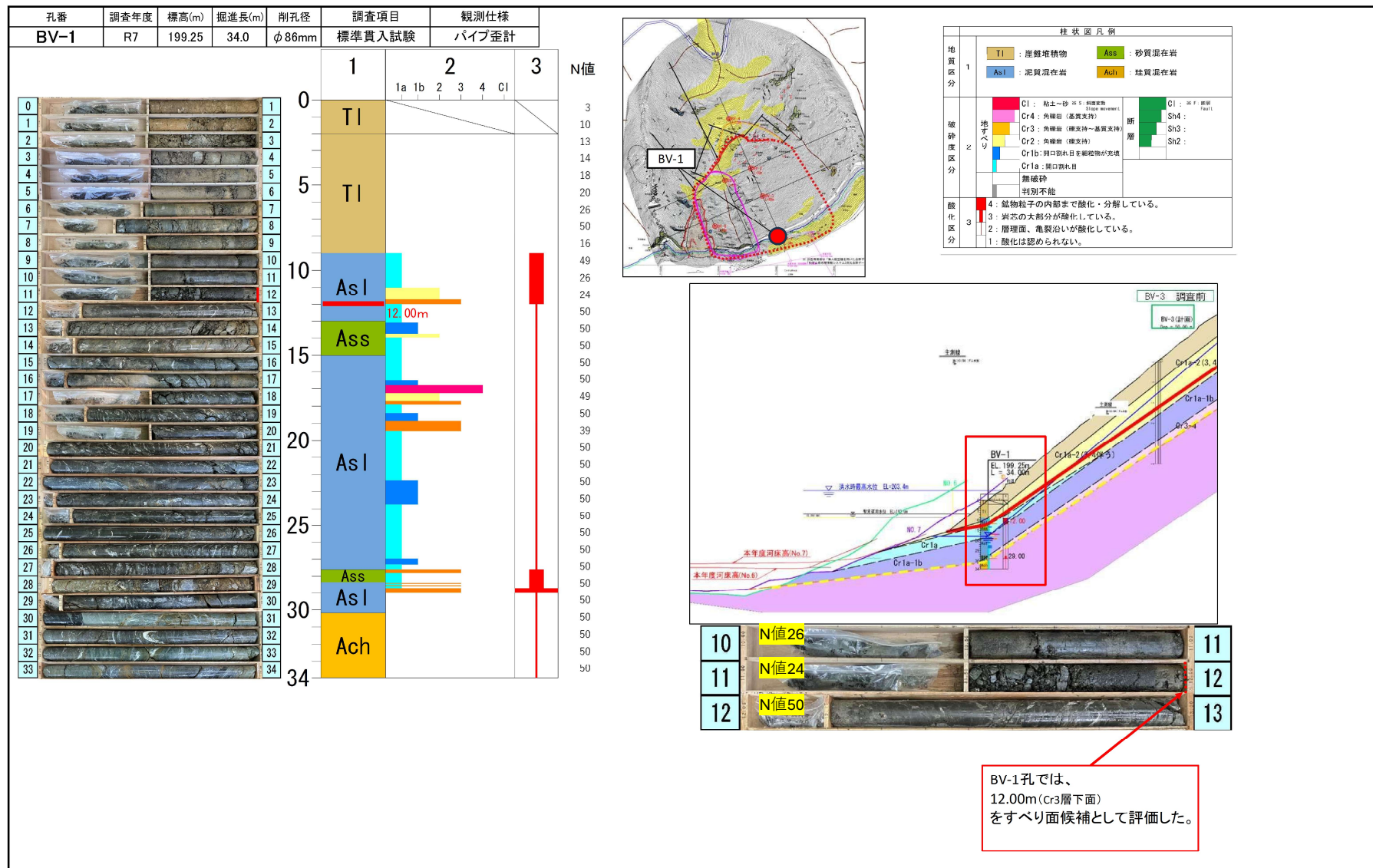
図 2-7 地すべり斜面の構成⁸⁾を一部修正

図3.3 コア観察の着目点

出典：「地すべり防止技術指針及び同解説」（国土交通省砂防部・（独法）土木研究所、平成20年4月）

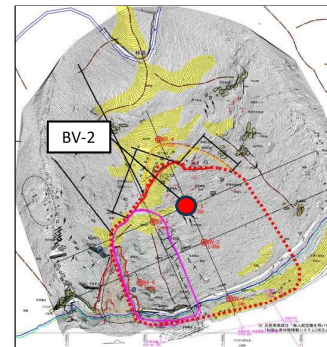
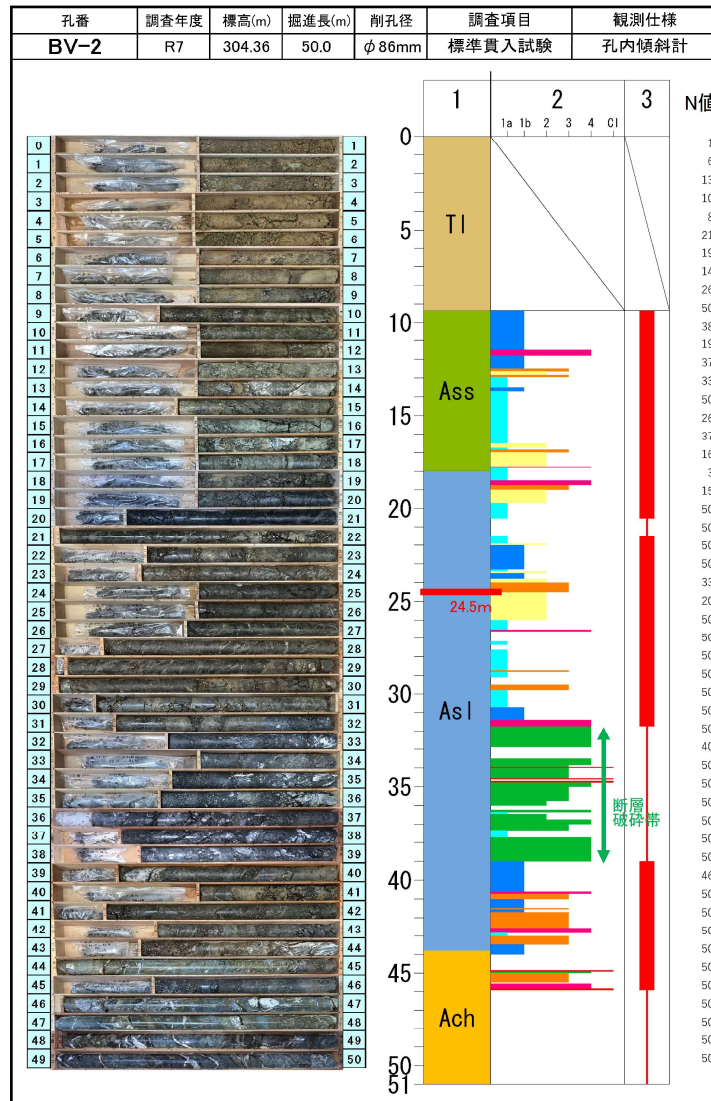
コア観察結果 (BV-1)

- BV-1孔では、泥質混在岩中において酸化境界および破碎帯が認められる区間の下限付近である深度12.00m (Cr3) をすべり面候補とした。
- なお、深度17.25、19.45m、29.00mについても類似の破碎部が認められているが、破碎部より上位は、クリープ変形を受けた岩盤であり、地すべり性の破碎帯は認められないため、直ちにこれらが一体となって滑落するせん断破壊は考えにくい。

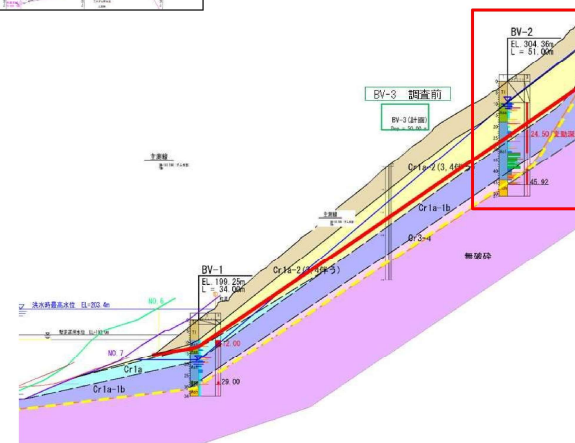


コア観察結果 (BV-2)

- BV-2孔では、泥質混在岩中において強酸化帯かつ高破碎区間に該当する区間の下限付近である深度24.50m (Cr3相当) をすべり面候補とした。
- なお、下位の岩盤についても類似の破碎部が認められているが、断層運動による破碎やクリープ変形を受けた岩盤であり、地すべり性の破碎帯は認められないため、直ちにこれらが一体となって滑落するせん断破壊は考えにくい。



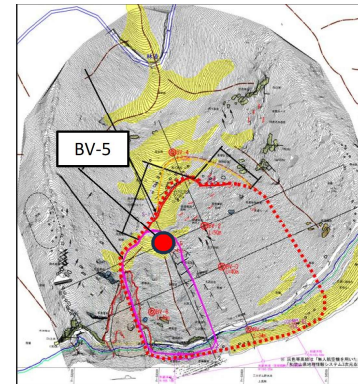
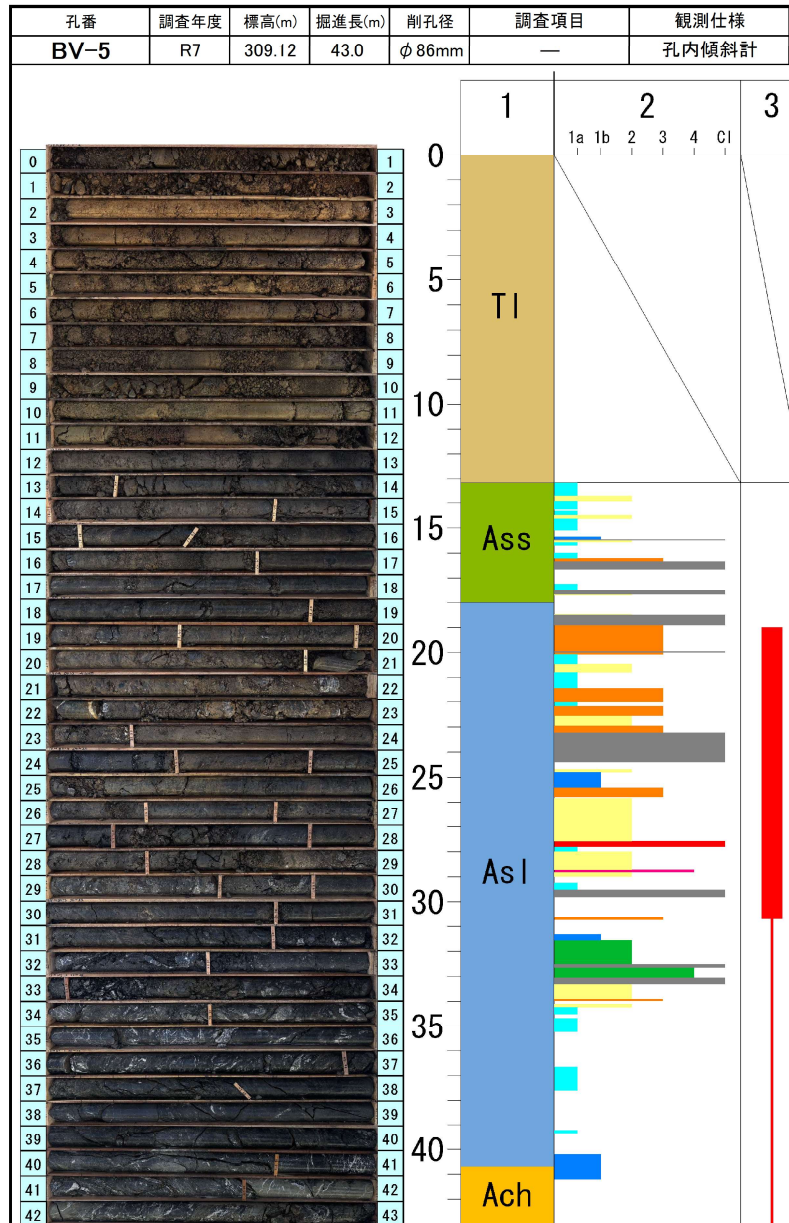
柱状図凡例	
地質区分	TI : 崖線堆積物 Ass : 砂質混在岩 AsI : 泥質混在岩 Ach : 珪質混在岩
破碎度区分	Cr1 : 粘土～砂 (基質支持) Cr2 : 角礫岩 (基質支持) Cr3 : 角礫岩 (礫支持～基質支持) Cr4 : 角礫岩 (礫支持) Cr1a : 開口割れ目を細粒物が充填 Cr1b : 開口割れ目を細粒物が充填 無破碎 判別不能
酸化区分	4 : 鉱物粒子の内部まで酸化・分解している。 3 : 岩芯の大部分が酸化している。 2 : 層理面、亀裂沿いが酸化している。 1 : 酸化は認められない。



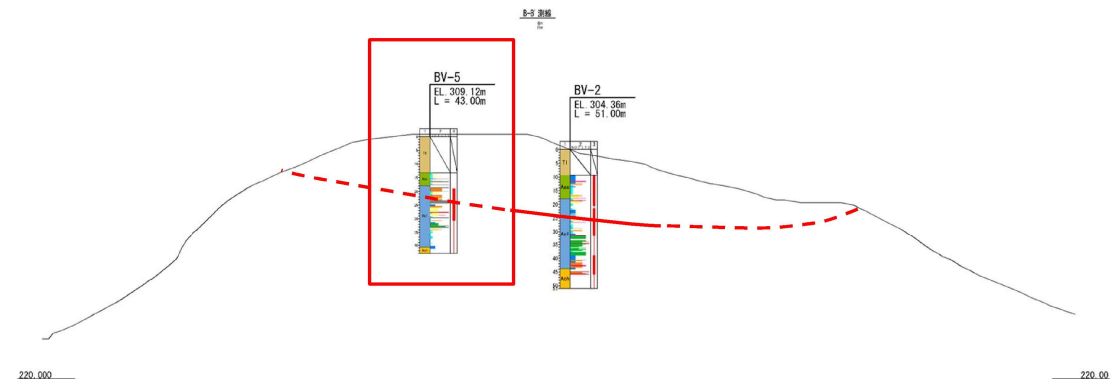
孔内傾斜計において、累積性のある変動が認められた深度24.0-24.5mの下限(Cr3相当)をすべり面候補とした。

コア観察結果 (BV-5)

- BV-5孔は、断層運動による破碎やクリープ変形を受けた岩盤が認められているが、すべり面に相当する破碎部の存在は認められない。



柱状図凡例	
地質区分	Tl : 崖線堆積物 Ass : 砂質混在岩 Asl : 泥質混在岩 Ach : 珪質混在岩
破碎度区分	Cr1 : 粘土～砂 (崩壊) Cr4 : 角礫岩 (基質支持) Cr3 : 角礫岩 (硬支持～基質支持) Cr2 : 角礫岩 (硬支持) Cr1b : 開口割れ目を細粒物が充填 Cr1a : 開口割れ目 無破碎 判別不能
酸化区分	4 : 鉱物粒子の内部まで酸化・分解している。 3 : 岩芯の大部分が酸化している。 2 : 層理面、亀裂沿いが酸化している。 1 : 酸化は認められない。



地すべり観測

- 地表変動を把握する目的で地盤伸縮計、地中変動および地下水位を把握する目的でパイプ歪計・孔内傾斜計・地下水位計を設置し、観測中である。

観測計器	目的
地盤伸縮計	- 地すべりの移動状況の把握 - 頭部滑落崖に計3基設置
パイプ歪計	地すべりによりボーリング孔内の塩ビパイプに生じるたわみ（曲げ変位）を測定し地盤内部の変形状況を把握
孔内傾斜計	ボーリング孔内のガイドパイプの傾きを移動量に換算し、地盤内部の変形やすべり面位置を把握
地下水位計	地すべり変位と主要な誘因である地下水位の変動状況を把握

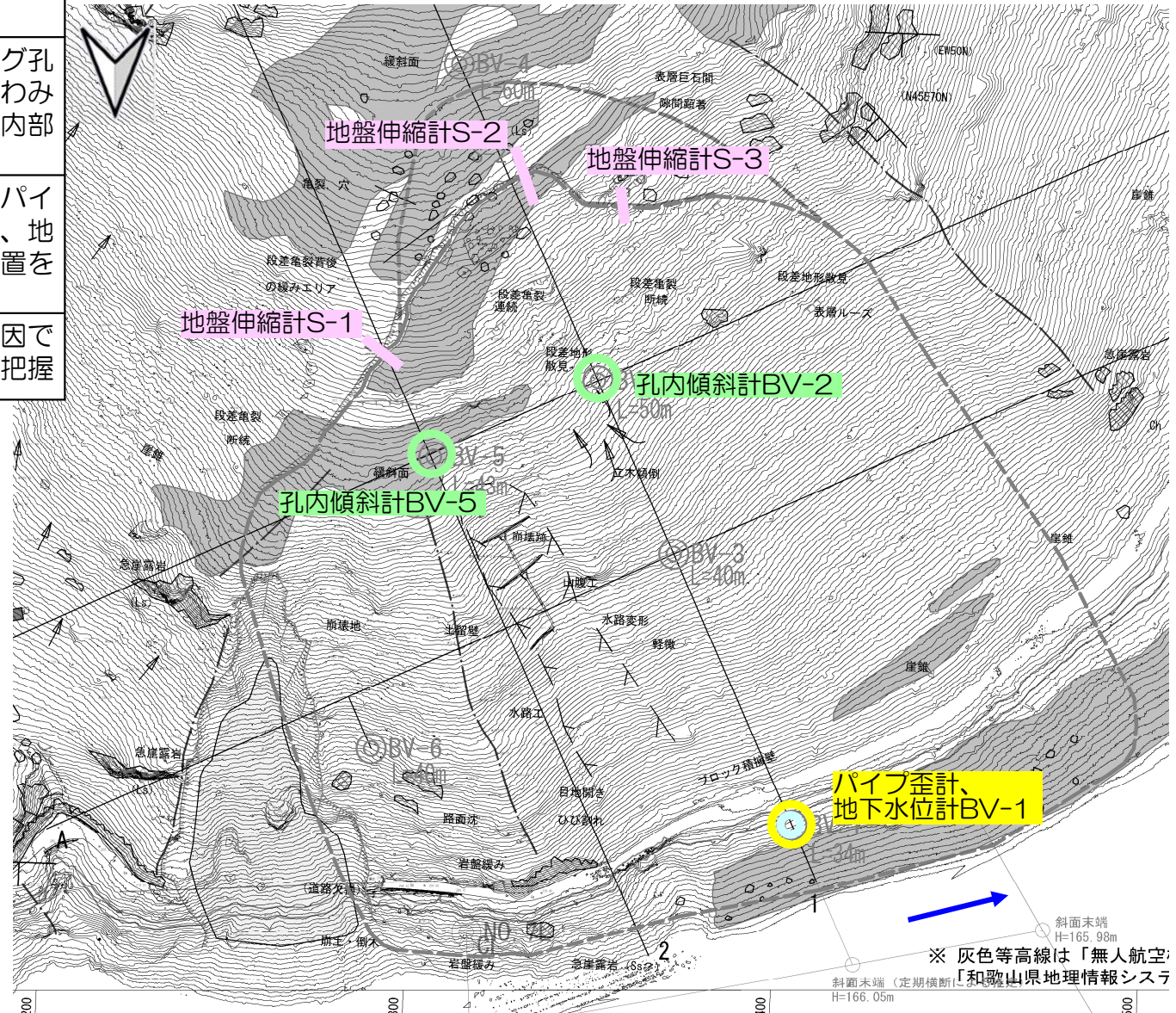


図3.4 観測計器位置図

変動種別判定表

- 各計器の変動判定は、文献を参考に以下に示す表より行った。
- 孔内傾斜計の変動判定は、明確な判定基準が定められていないため、地盤伸縮計の変動種別を準用した。

表3.2 地盤伸縮計、孔内傾斜計（準用） 変動判定表

変動種別	日変位量 (mm/日)	月変位量 (mm/月)	一定方向（引張り又は 圧縮方向）への 変位の累積傾向
変動A	1 より大	10 より大	顕 著
変動B	1.0 以下 0.1 以上	10 以下 2 以上	やや顕著
変動C	0.1 未満 0.02 以上	2.0 未満 0.5 以上	ややあり
変動D	0.1 以上	なし (断続変動)	なし

出典：「貯水池周辺の地すべり等に係る調査と対策に関する技術指針・同解説」（P4-7, 平成31年3月）

表3.3 パイプ歪計 変動判定表

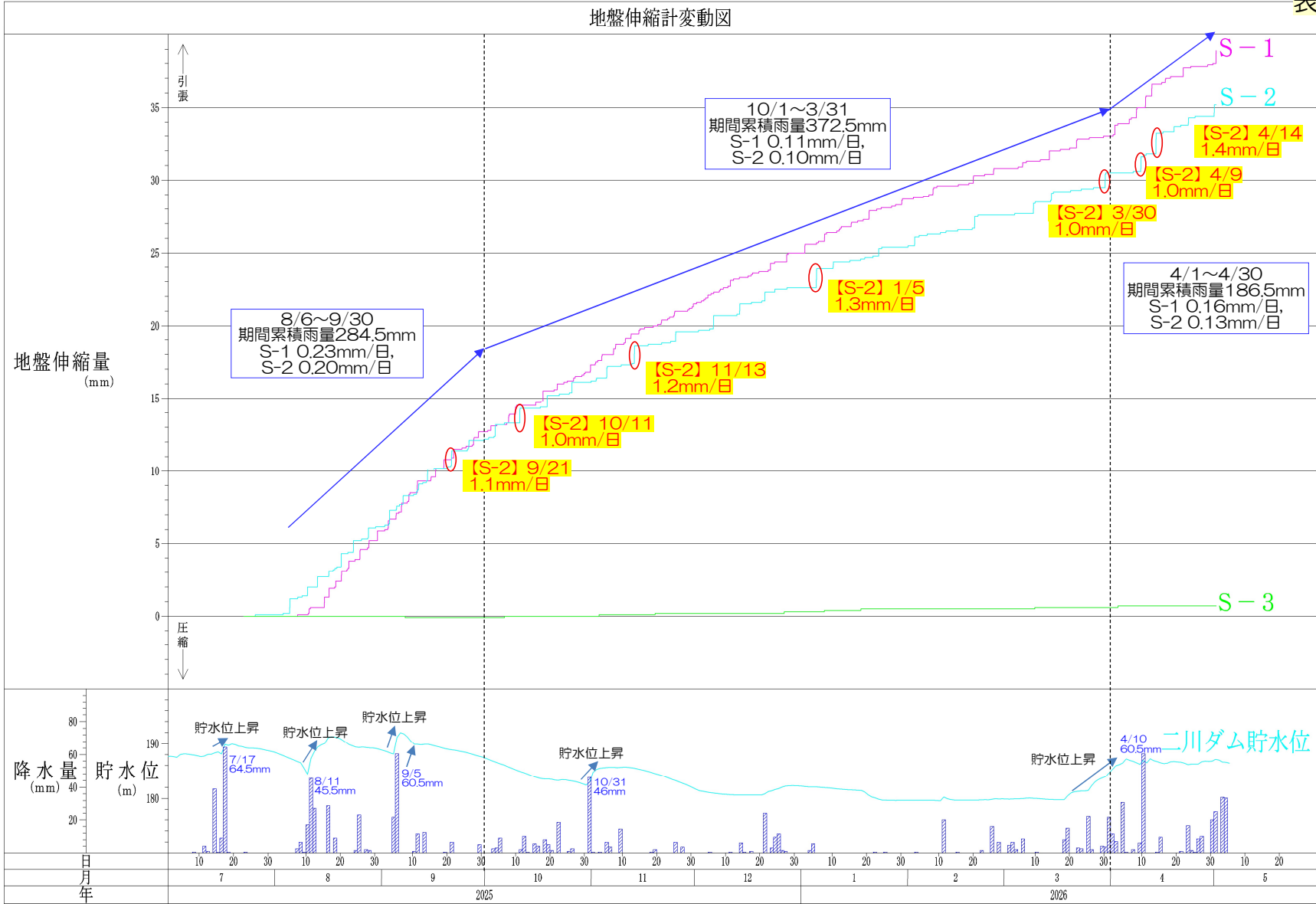
変動種別	累積変動値 (μ /月)	変動形態		すべり面存在 の地形・地質 的可能性	総合判定	
		累積傾向	変動状態		変動判定	滑動性ほか
変動A	5,000 以上	顕 著	累積	あ り	確 定	顕著に活動している岩盤～崩積土すべり
変動B	1,000 以上	やや顕著	累積	あ り	準 確 定	緩慢に活動しているクリープ型地すべり
変動C	100 以上	ややあり	累 積 断 続 攪 乱 回 帰	あ り	潜 在	すべり面存在有無を断定できないため、継続観測が必要
変動D	1,000 以上 (短期間)	な し	断 続 攪 乱 回 帰	な し	異 常	すべり面なし 地すべり以外の要因

出典：「地すべり防止技術指針及び同解説」（P20, 国土交通省砂防部・（独法）土木研究所、平成20年4月）

地盤伸縮計(S-1,S-2,S-3)

- 地すべり頭部の上流側および中央部の伸縮計S-1、S-2 は、観測期間（2025.7～2026.5）を通して、累積的に引張変位が認められており、変動 B 相当である。
- 地すべり頭部の下流側の伸縮計S-3は、観測期間を通して変動傾向が認められていない。

表3.4 地盤伸縮計変動判定



計器	期間総変動量 (mm)	月間平均変動量 (mm)	日平均変動量 (mm)
S-1	38.0	4.3	0.14
S-2	34.4	3.7	0.12
S-3	0.7	0.1	0.00

変動B相当の
月間変動量

計器	変動形態	累積性	変動判定
S-1	引張	やや顕著	変動B
S-2	引張	やや顕著	変動B
S-3	引張	なし	変動C未滿

※7/23-8/5は伸縮計と設置地盤の
なじめによる初期変動と判断し変動
判定の対象外とした。

※日変動量1mm以上が認められた
箇所を旗揚げ表示

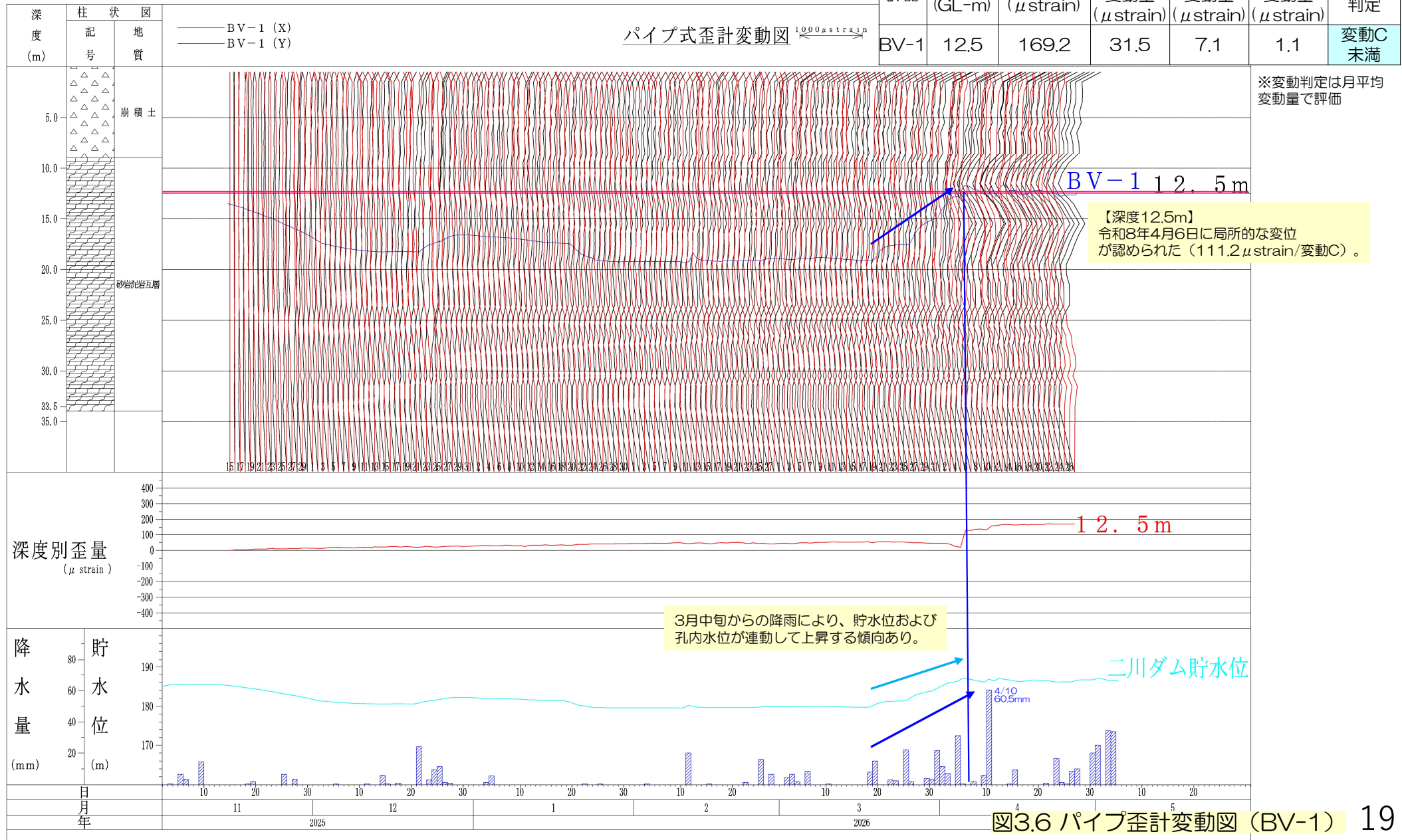
図3.5 地盤伸縮計変動図

パイプ歪計(BV-1)

- パイプひずみ計BV-1 は、観測期間（2025.11～2026.5）において、いずれの深度においても変動C未満の変動であるが、深度12.5mで局所的な変位が認められた。

表3.5 パイプ歪計変動判定

計器	設定深度 (GL-m)	累積変動量 (μ strain)	月平均 変動量 (μ strain)	週平均 変動量 (μ strain)	日平均 変動量 (μ strain)	変動 判定
BV-1	12.5	169.2	31.5	7.1	1.1	変動C 未満



孔内傾斜計(BV-2)

● 孔内傾斜計BV-2は、観測期間（2026.1～2026.5）を通して、いずれの深度においても変動C未満の変動であるが、深度24.0-24.5mの深度で累積変位が認められた。

表3.6 孔内傾斜計変動判定

計器位置	設定深度 (GL-m)	期間 変動量 (mm)	月 変動量 (mm)	日 変動量 (mm)	累積性	変動 判定
BV-2	24.0	0.411	0.103	0.004	ややあり	変動C未満
	24.5	0.397	0.099	0.004	ややあり	変動C未満

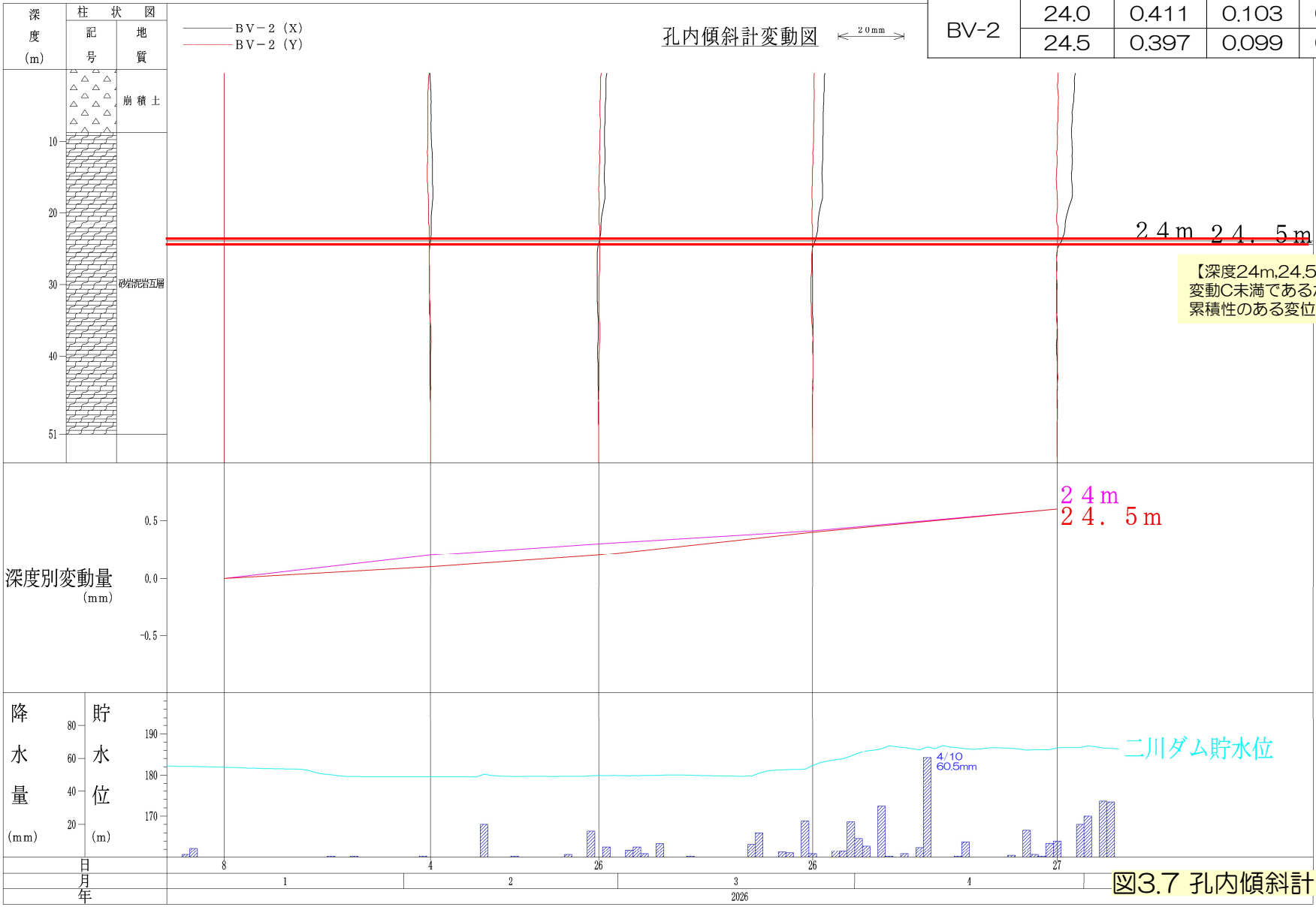
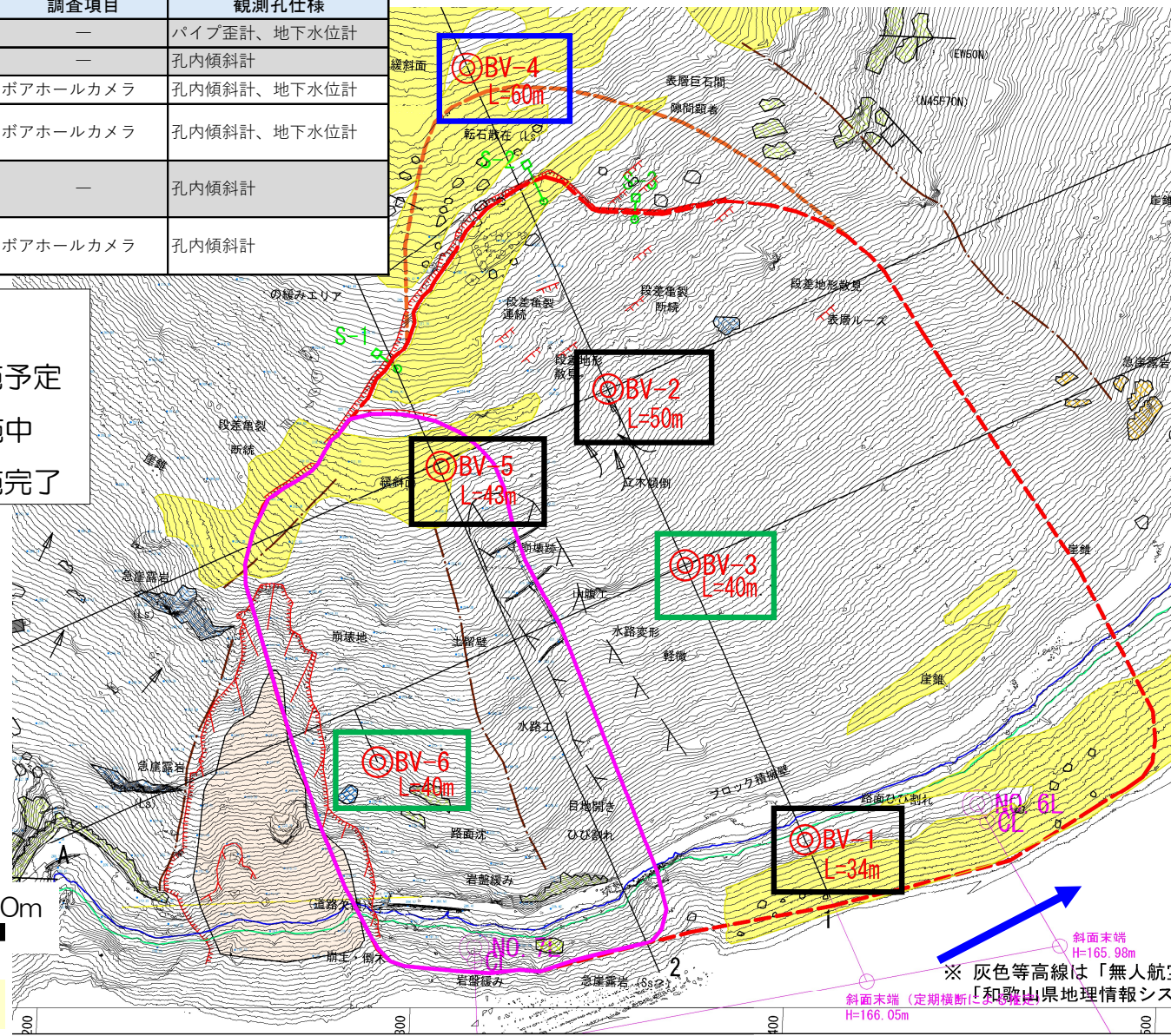
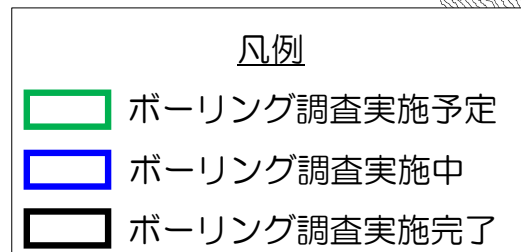


図3.7 孔内傾斜計変動図 (BV-2) 20

今後の調査計画

- 今後、ボーリング調査計画に則り、調査ボーリングを実施し地すべり解析の精度向上を図るとともに地すべり観測を実施する。
- なお、観測結果等を基に適宜調査を追加する予定である。

調査孔	調査目的	調査項目	観測孔仕様
BV-1	すべり面深度の特定	—	パイプ歪計、地下水位計
BV-2	すべり面深度の特定	—	孔内傾斜計
BV-3	すべり面深度の特定	ボアホールカメラ	孔内傾斜計、地下水位計
BV-4	地すべり範囲の特定 過去の地すべりの変動有無の把握	ボアホールカメラ	孔内傾斜計、地下水位計
BV-5	すべり面深度の特定 分化する地すべりの有無の把握	—	孔内傾斜計
BV-6	すべり面深度の特定 分化する地すべりの有無の把握	ボアホールカメラ	孔内傾斜計



凡 例	
	滑落崖(明瞭)
	滑落崖(不明瞭)
	地すべりブロック
	ゆるみ範囲
	産錐堆積物
	土石流堆積物
	沖積錐堆積物
	扇状地堆積物
	段丘
	現河床堆積物
	稜線(明瞭)
	稜線(不明瞭)
	水系
	平坦面・緩斜面
	凹地
	凸地
	線状凹地
	段差地形
	崩壊地(新)
	崩壊地(古)
	溝状凹地・亀裂(幅広)
	溝状凹地・亀裂(幅狭)
	湧水
	凹凸状地形
	切土法面
	露頭
	チャート
	砂岩
	砂岩泥岩互層(砂岩優勢)
	砂岩泥岩互層(泥岩優勢)
	石灰岩
	地質境界線
	推定断層
	地質区分
	チャート
	砂岩
	砂岩泥岩互層(砂岩優勢)
	砂岩泥岩互層(泥岩優勢)
	石灰岩
	転石
	層理面
	節理面
	破砕帯
	洪水時最高水位
	常時水位
	写真番号

図3.10 調査計画平面図

審議①地すべり挙動について

現地踏査やコア観察、これまでの地すべり観測結果より、想定土塊は、現時点の想定される最大（より小さくなる可能性あり）として、幅250m、長さ200m、深さ24.5mで設定する。

※今後の観測結果等により、想定土塊については適宜見直しを行っていく。

4.段波シミュレーション解析

- 地すべりに伴い発生する段波（だんば） ※とダム堤体およびダム湖周辺に到達する波の高さを評価する。

※ 段波（だんば）とは…

地すべりによって湖面に流入する土塊によって引き起こされる波であり、その波の伝播により、場所によっては高い水位上昇が発生するものである。

① 地すべりの想定

- 土塊の想定
(長さ L , 幅 W , 厚さ H)
- 地すべり土塊の流入速度の算定

② 段波発生モデル

- どのように土塊が流入し、どのような初期津波を発生させるかをモデル化
- 流入土塊に応じて湖水面を隆起
- 土塊流入後における湖地形の変化の考慮

③ 段波の伝播モデル

- 計算範囲とパラメータ設定 (dt , 摩擦係数など)
- 初期水位変動の生成後、非線形長波方程式を用いて計算を実施する

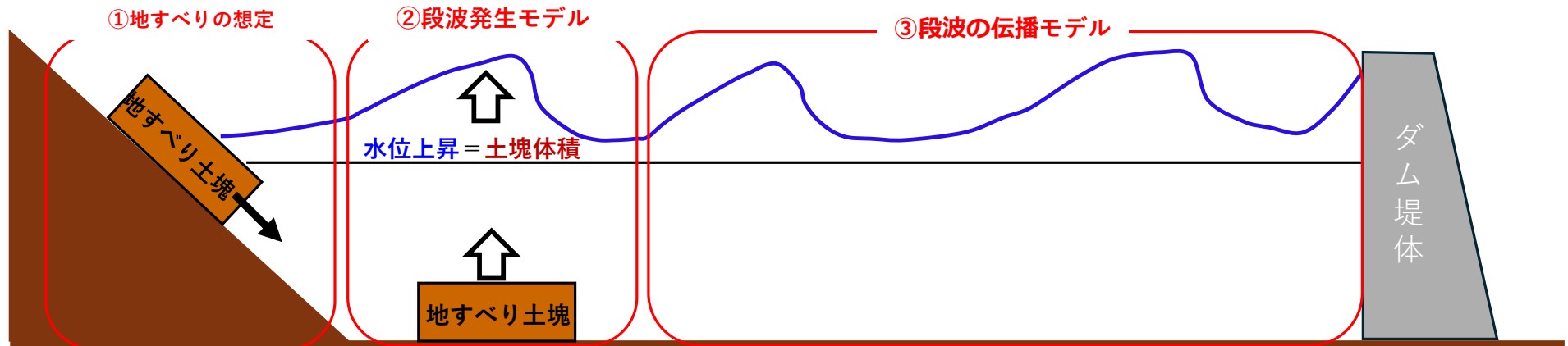


図4.1 地すべり起因段波の概要

解析条件（条件一覧）

- 段波シミュレーションを実施するにあたっての地形データの作成及び土塊の規模、想定する湖面高さ等の計算条件を一覧表に示す。

表4.1 地形モデルの条件

項目		計算条件	備考
計算範囲、格子間隔		計算範囲：東西方向5,500m、南北方向2,400m 格子間隔：5mメッシュ	グリッド数：1100行×480列
地形データ作成	湖域	二川ダム堆砂測量の各断面データ	県庁「令和6年度ダム管理 第1号－4の二川ダム堆砂測量業務」およびで用いられたデータに基づき設定
	陸域	県庁の3次元点群データ	不足箇所は、国土地理院の5m間隔メッシュDEM
粗度係数		0.035	既往文献調査に基づき設定

表4.2 外力（地すべり津波の初期水位）の条件

項目		計算条件	備考
地すべり津波の初期段波	波源モデル（地すべり）	幅 w : 250m、長さ L : 200m、深さ D : 24.5m ダム湖内への流入速度20m/s、 初期段波高=流入土塊の体積	推定地すべりや文献より設定 （現時点の想定最大で設定）
波の伝播予測	計算式	平面2次元非線形長波方程式	
湖面の高さ	初期水位	以下4パターンを設定 ①+203.4m、②+201.4m、③+187.6m、 ④ダム堤体を超えない水位	①洪水時最高水位 ②既往最高水位（平成23年紀伊半島大水害） ③洪水調節最低水位
流量	初期流量	上記設定した貯水位に応じて設定（番号対応） ①2,100 m ³ /s、②1550 m ³ /s、③および④3 m ³ /s	- 平成23年実績洪水値 「川の防災情報」（令和7年9月4日参照）

解析条件（対象土塊の設定）

- 現地踏査やコア観察、地すべり観測結果より、対象土塊の規模を設定した。
- 土塊の規模は、幅250m、長さ200m、深さは24.5m、総量約100万m³（現時点の想定最大）とした。
- 地すべり土塊は、危険側となる全量がダム湖内に流入する場合を想定した。

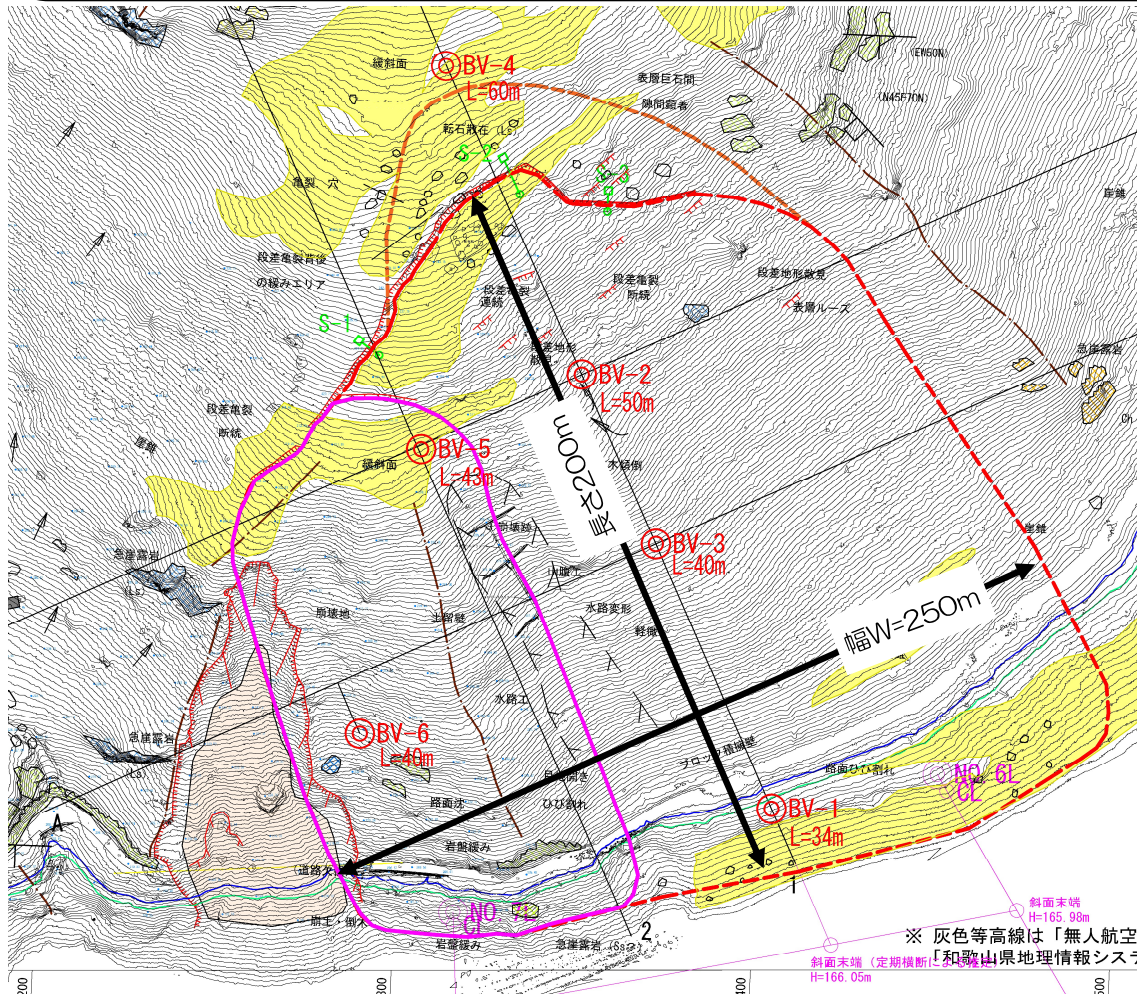


図4.2 地すべり調査結果（平面）

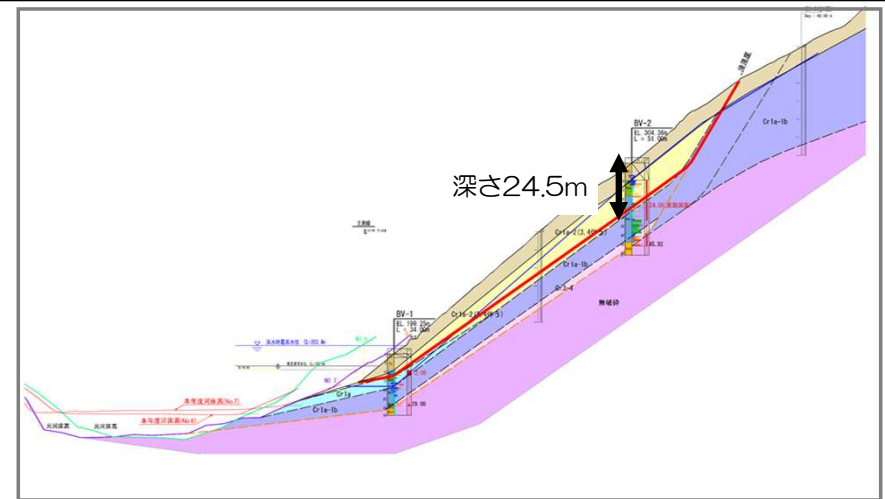


図4.3 地すべり調査結果（断面）

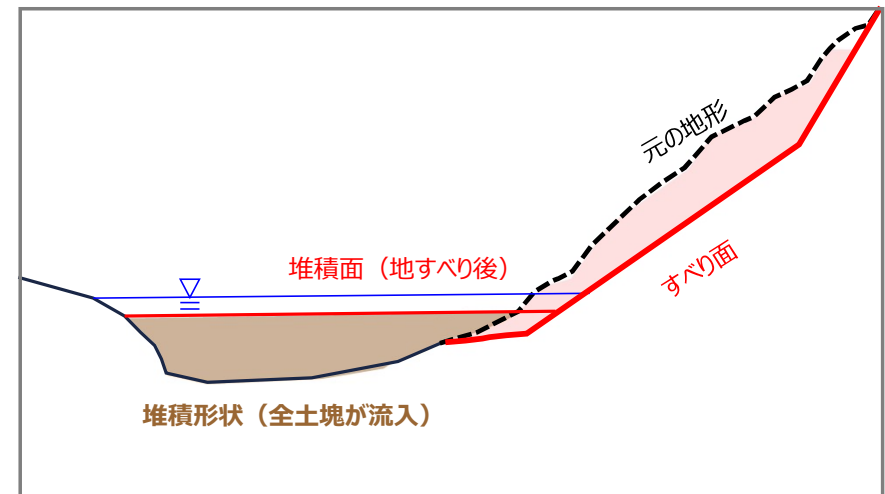


図4.4 元の地形と地すべり後の地形の概要

解析条件（流入速度）

- 一般的な地すべりは、年間数mm～数cm程度の緩慢な移動を示すことが多く、土塊の乱れは小さく、原形を概ね保持した状態で移動する場合が多い。ただし、急勾配斜面等においては、移動速度が増大し、流動化を伴う挙動を示す事例も報告されている。
- 既往文献より、地すべり本体の移動速度は概ね1.3～7.0m/sの範囲をとり、表層部の崩壊土砂の速度は最大11.8m/sに達する。
- 上記を踏まえ、崩壊的挙動により高速化する可能性を考慮し、既往文献の上限を超える安全側の設定として、**流入速度を20 m/s**とした。

表4.3 既往文献に基づく地すべり・土石流の流入速度

事例名	現象区分	設定方法	著者・年	タイトル	文献値 (m/s)	備考
宇井地すべり (奈良県)	地すべり	画像解析による推定	藤澤ら、 2004	奈良県大塔村で発生した地すべり災害 (続報)	3.3	—
		画像解析による推定	日本工営 (株)、 2025	宇井地すべりにおける画像解析結果	7.0	—
東横山地すべり (岐阜県)	地すべり	画像解析による推定	藤澤・小原、 2004	画像解析による東横山地すべりの発生 機構	1.3～2.2 (崩壊土砂： 8.5～11.8)	—
荒砥沢地すべり (宮城県)	地すべり	遡上痕跡に基づく津波解析による推定	野村ら、 2010	荒砥沢ダムにおける津波の遡上痕跡を用いた崩壊土砂流入速度の推定	4.4	2008年の岩手・宮城内陸地震

解析条件（流入速度）

- 大規模岩盤崩壊、土石流、岩屑なだれ、山体崩壊のような極めて高速かつ流動的な大規模崩壊現象は、本対象の地すべり挙動とは異なるため、流入速度の設定においては直接的な参考とはしていない。

表4.4 既往文献に基づく岩盤崩壊・岩屑なだれ・山体崩壊の流入速度

事例名	現象区分	設定方法	著者・年	タイトル	文献値 (m/s)	備考
バイオントダム（イタリア）	大規模岩盤崩壊（地すべり）	段波解析による推定	道上ら、1995	貯水池内での斜面崩壊に伴う水面波に関する研究	20~30	—
平鍋ダム（高知県）	土石流	粗度係数設定による速度同定	山藤ら、2012	土石流の流入に起因する平鍋ダムの越流現象	20	解析条件として与えた値（一般値）
御岳山（柳ヶ瀬濁川）（長野県）	岩屑なだれ	到達時刻差（地元証言、記録）による推定	奥田ら、1985	1984年御岳山岩屑なだれの流動状況の復元と流動形態に関する考察	19.7~26.3	—
御岳山（濁川）（長野県）					20~30	—
渡島大島（北海道）	山体崩壊	数値解析による推定	Ioki et al., 2019	Numerical Simulation of the Landslide and Tsunami Due to the 1741 Oshima - Oshima Eruption in Hokkaido, Japan	21~32	1741年渡島大島噴火に伴う火山体の山体崩壊
眉山崩壊（長崎県）	山体崩壊	数値解析による推定	檜谷ら、1999	1792年眉山崩壊に伴う津波の数値シミュレーション	約60	1792年の雲仙火山活動および地震に伴う、火山体（溶岩ドーム）の山体崩壊
		数値解析による推定	道上ら、1999	寛政4年（1792）眉山崩壊の2次元シミュレーション	30~70	
		数値解析による推定	飯塚ら、2017	土砂崩壊モデルと二層流モデルを用いた1792年眉山崩壊による津波の再現シミュレーション	45（最大）	

解析条件（段波発生モデル）

- ダム湖内の地すべりに伴う段波発生は、ダム湖床を隆起（斜面は沈降）させることで表現した。
- 隆起沈降の上昇速度等の詳細な考え方は次ページに示す。

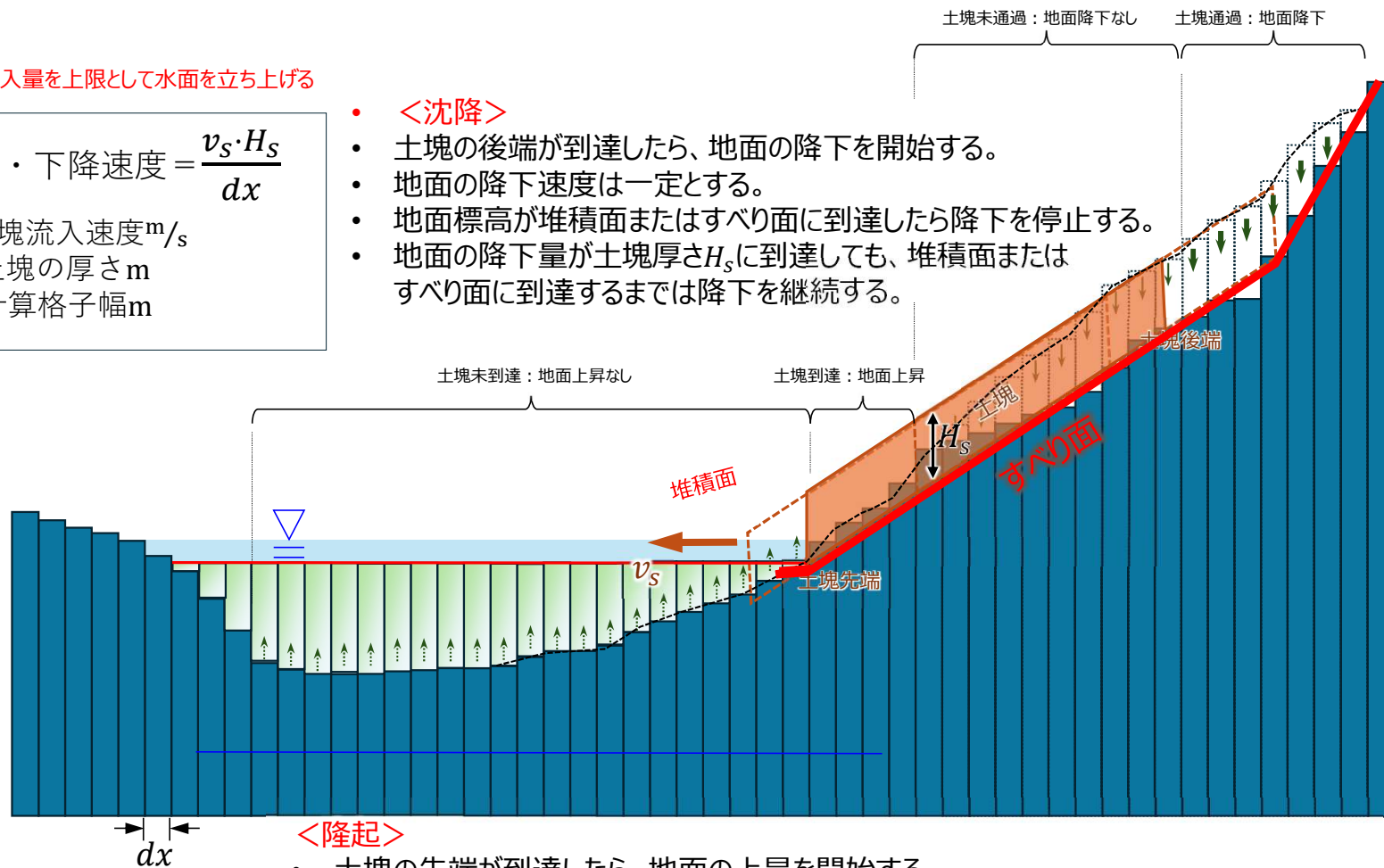
時間ごとの土塊の流入量を上限として水面を立ち上げる

$$\text{地面の上昇・下降速度} = \frac{v_s \cdot H_s}{dx}$$

v_s : 土塊流入速度 m/s
 H_s : 土塊の厚さ m
 dx : 計算格子幅 m

<沈降>

- 土塊の後端が到達したら、地面の降下を開始する。
- 地面の降下速度は一定とする。
- 地面標高が堆積面またはすべり面に到達したら降下を停止する。
- 地面の降下量が土塊厚さ H_s に到達しても、堆積面またはすべり面に到達するまでは降下を継続する。



<隆起>

- 土塊の先端が到達したら、地面の上昇を開始する。
- 地面の上昇速度は一定とする。
- 地面上昇は堆積面まで上昇したら停止する。
- 地面の上昇量が土塊厚さ H_s に到達しても、堆積面に到達するまでは上昇を継続する。

図4.5 段波発生モデル図（隆起・沈降）

解析条件（段波発生モデル）

- 土塊の流入は、土塊の流入速度と土塊の収支を踏まえた設定をした。
- 土塊は、設定した流入速度で滑るものとし、斜面側とダム湖内の隆起と沈降が同時並行で発生するものとした。

■ 考え方

①地すべりに伴う、地形の隆起・沈降は及び水面の隆起量は、滑る前の地形と滑った後の地形の差分より設定する。解析上は、各メッシュに隆起・沈降量として設定する。

②隆起・沈降の手順は、次の通りである。

<隆起>

- 土塊の先端が（水面に）到達したら、地面の上昇を開始する。
- 地面の上昇速度は一定とする。
- 地面上昇は堆積面まで上昇したら停止する。
- 地面の上昇量が土塊厚さ H に到達しても堆積面に到達するまで上昇を継続する。

<沈降>

- 土塊の後端が到達したら、地面の降下を開始する。
- 地面の降下速度は一定とする。
- 地面標高が堆積面またはすべり面に到達したら降下を停止する。
- 地面の降下量が土塊厚さ H_s に到達しても堆積面またはすべり面に到達するまでは降下を継続する。

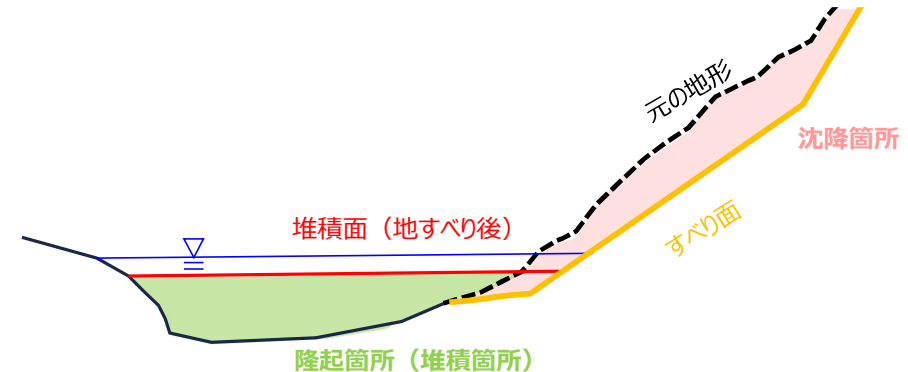


図4.6 元の地形と地すべり後の地形の概要（隆起・沈降箇所の概要）

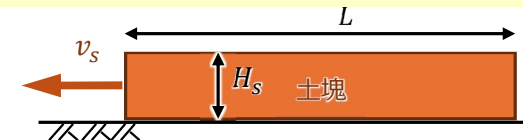
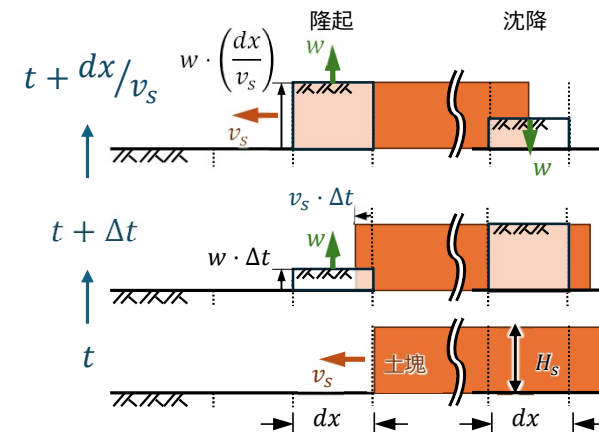


図4.7 土塊の厚みと流入速度の想定



$$\text{地面の上昇・下降速度 } w = \frac{v_s \cdot H_s}{dx}$$

v_s : 土塊流入速度 m/s 、 H_s : 土塊の厚さ m 、 dx : 計算格子幅 m

解析条件（段波の伝播モデル）

- 段波シミュレーション手法は、類似検討や研究で用いられる平面2次元解析を採用した。
- 非線形長波理論により波の伝播を継続計算した。

連続式

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} - \frac{\partial \xi}{\partial t} = 0$$

ここで、水位変化は、x・y方向の流量発散によって決まる。

運動方程式

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + f_b \frac{M\sqrt{M^2 + N^2}}{D^2} = 0$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + f_b \frac{N\sqrt{M^2 + N^2}}{D^2} = 0$$

局所加速度 非線形移流 圧力勾配 底面摩擦

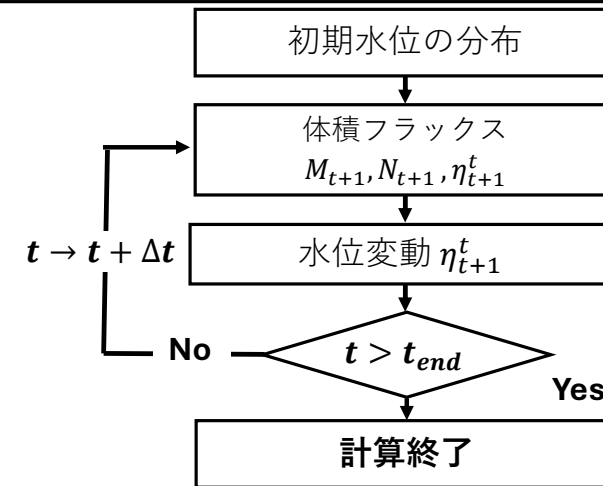
D : $(\eta + h)$ 全水深 (m), M, N : x・y方向の単位幅流量(m^2/s)

η : 水面変位 (m), ξ : ダム床の変動量(m), h : 静水時水深 (m)

g : 重力加速度 (9.81 m/s^2), $f_b (= gn^2/D^{1/3})$: 底面摩擦係数,

n : マニングの粗度係数

※既往文献では、T.P+0mを基準としている為、 η は水位となっている。
本検討では、ダム湖面を基準としているため、水面変位としているが、
モデルは同じである。



類似の検討事例で用いられているシミュレーション手法

津波数値解析は非線形長波理論（例えば、折敷ら、2007）に基づいており、ダム貯水湖床変動を考慮した支配方程式は式(1)～(3)で表せる。

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} - \frac{\partial \xi}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + f_b \frac{M\sqrt{M^2 + N^2}}{D^2} = 0 \quad (2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + f_b \frac{N\sqrt{M^2 + N^2}}{D^2} = 0 \quad (3)$$

ここで、 u は x 方向の流速成分、 v は y 方向の流速成分、 M は x 方向の流速フラックス、 N は y 方向の流速フラックス、 h は初期状態の水深、 η は水位、 D は全水深 ($= h + \eta$)、 ξ はダム床の変動量、 $f_b (= gn^2/D^{1/3})$ は海底摩擦係数 (n はマニングの粗度係数) である。

出典：田島ら、荒砥沢ダムにおける津波の遡上痕跡を用いた崩壊土砂流入速度の推定、野村 文彦、小長井 一男、田島 芳満、土木学会第65回学術講演会(平成22年9月)

解析結果（最大波高、越流量）

- ダム湖内の貯水位が各ケースに達した状態で複数の解析を行った。
各ケースの詳細は以下に示す通り。
- 解析結果はダム堤体前面の最大水位（E.L.+m）、水位上昇量、越流判定、最大越流量、累積越流量で評価した。

計算ケースの貯水位

ケース1：計画規模の洪水により、計画最高水位（E.L.203.4m）

ケース2：既往最大（平成23年紀伊半島大水害）の実績最高水位（E.L.201.4m）

ケース3：洪水期（6月～11月）の洪水を迎える際の準備水位（E.L.187.6m）

ケース4：上記ケースからダムを越流しない場合の逆算した水位（E.L.198.0m）

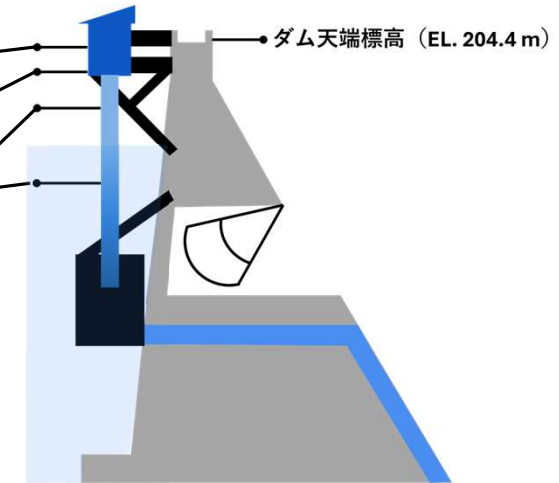


表4.5 計算ケース及び結果一覧（越流判定に用いるダム天端高E.L.204.4m）

ケース	ダム貯水位 (E.L.+m)	ダム前面最大水位 (E.L.+m)	水位上昇量(m)	越流判定 (ダム前面最大水位 > ダム天端E.L.+204.4)	最大越流量 (m ³ /s)	累積越流量(m ³)
1	203.4	207.1	3.7	あり	1,053	39,233
2	201.4	206.3	4.9	あり	193	3,316
3	187.6	192.6	5.0	なし	—	—
4	198.0	204.0	6.0	なし	—	—

解析結果（最大波高の分布）

- いずれのケースも対岸側の水位が大きく上昇している。
- 対岸側や隅角部は水位が上昇しやすい傾向となっている。

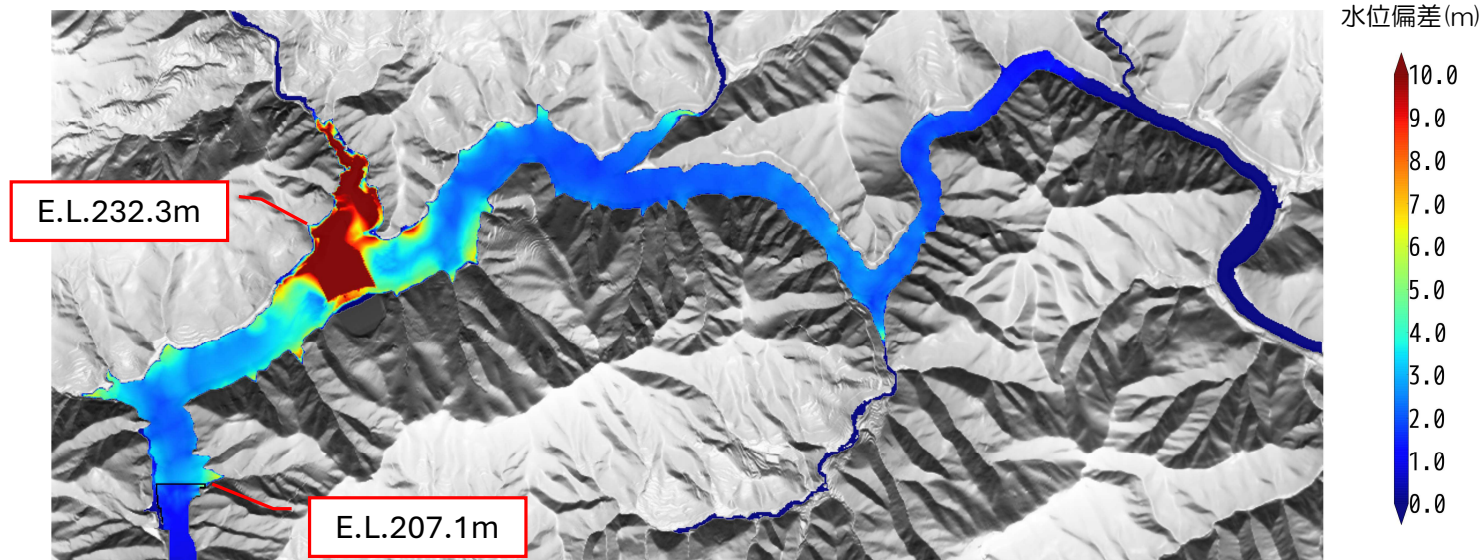


図4.8 最大水位分布（Case 1 洪水時最高水位：E.L. +203.4 m）

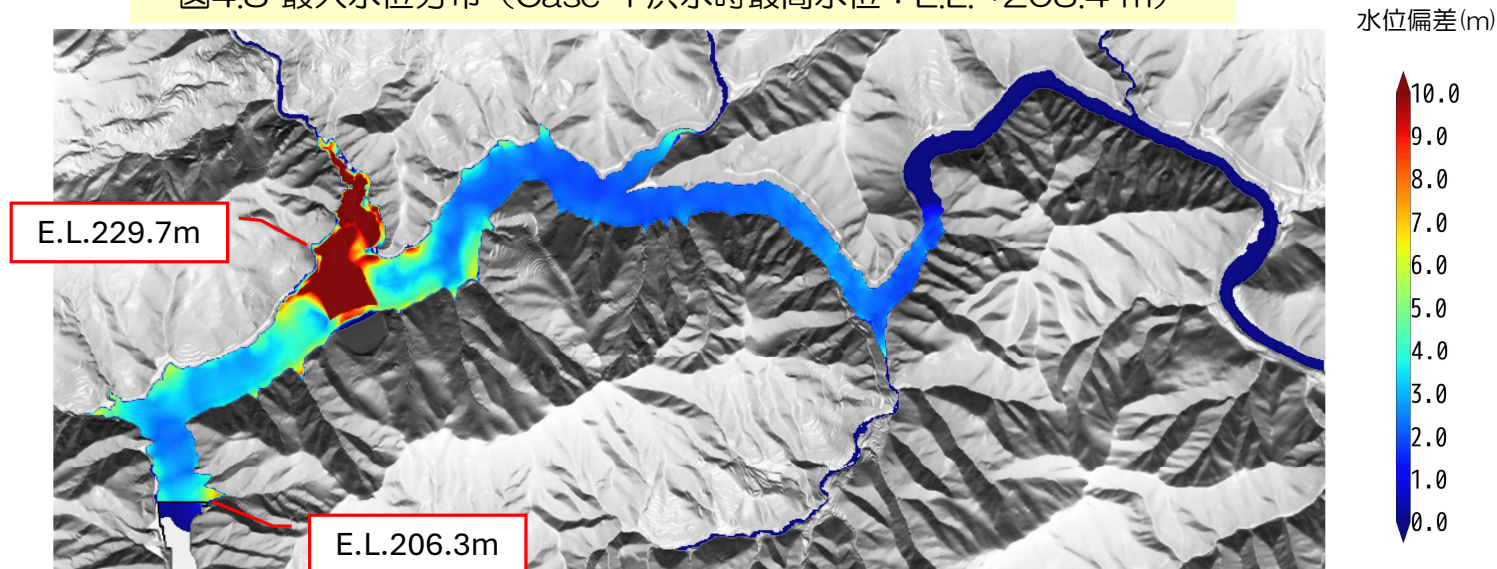


図4.9 最大水位分布（Case 2 既往最大水位（平成23年紀伊半島大水害）：E.L. +201.4 m）

解析結果（越流量の時系列）

- 地すべりが発生後、約70秒後に第1波がダム堤体に到達し越流し始める。
- ダムを越流するのは第1波のみではなく、複数回確認される。また、必ずしも第1波が最高波高になるとは限らないことが分かる。

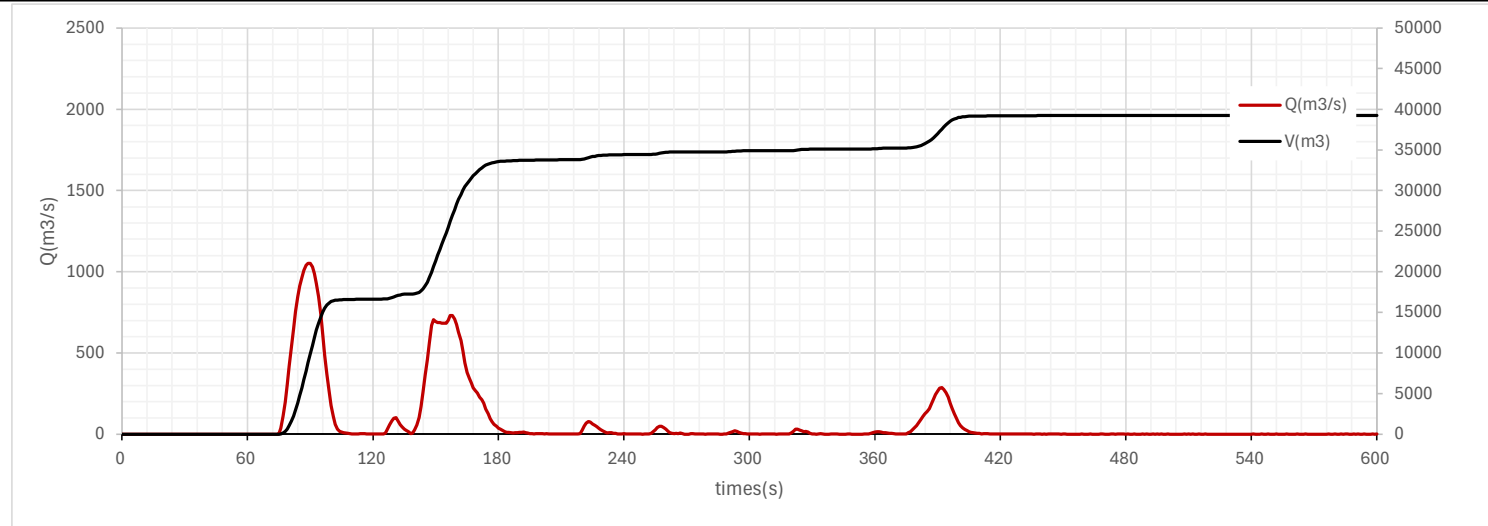


図4.10 Q、V越流量の時系列（Case 1 洪水時最高水位：W.L. +203.4 m）

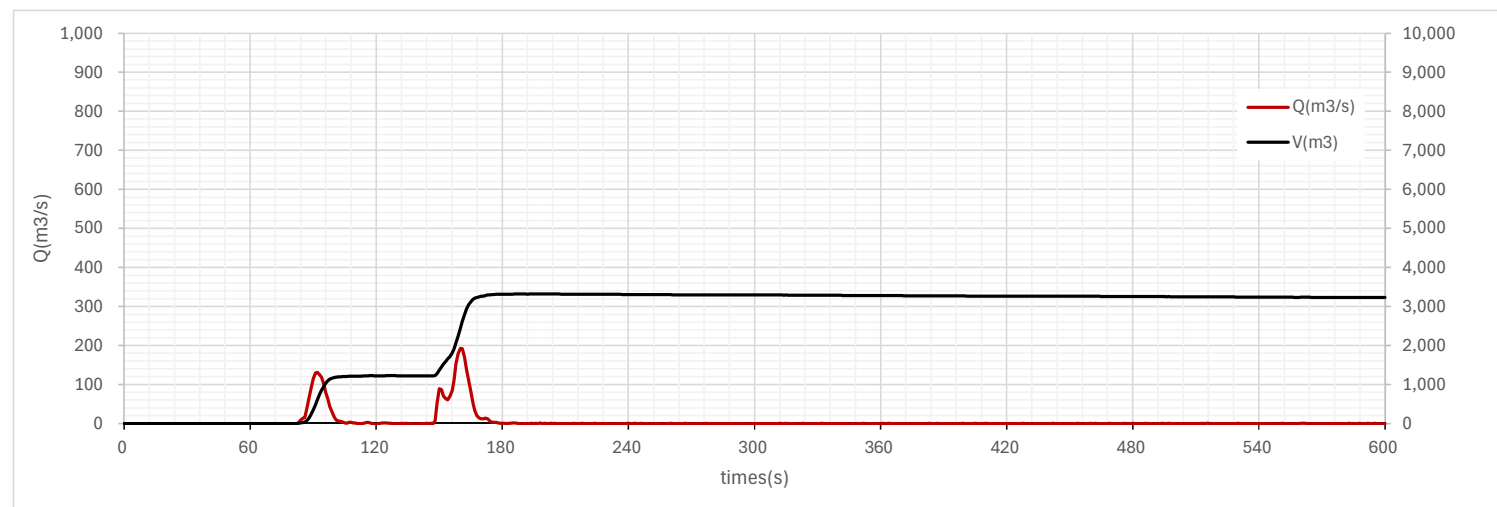


図4.11 Q、V越流量の時系列（Case 2 既往最大水位（平成23年紀伊半島大水害）：W.L. +201.4 m）

解析結果（最大浸水深・浸水域）

- 地すべりが発生する斜面の対岸で一部範囲の浸水が想定される。
- ダム湖周辺で道路冠水（国道480号 網掛橋～菖蒲橋延長約3.4km、町道ダム湖日浦線 延長約0.4km）が想定される。

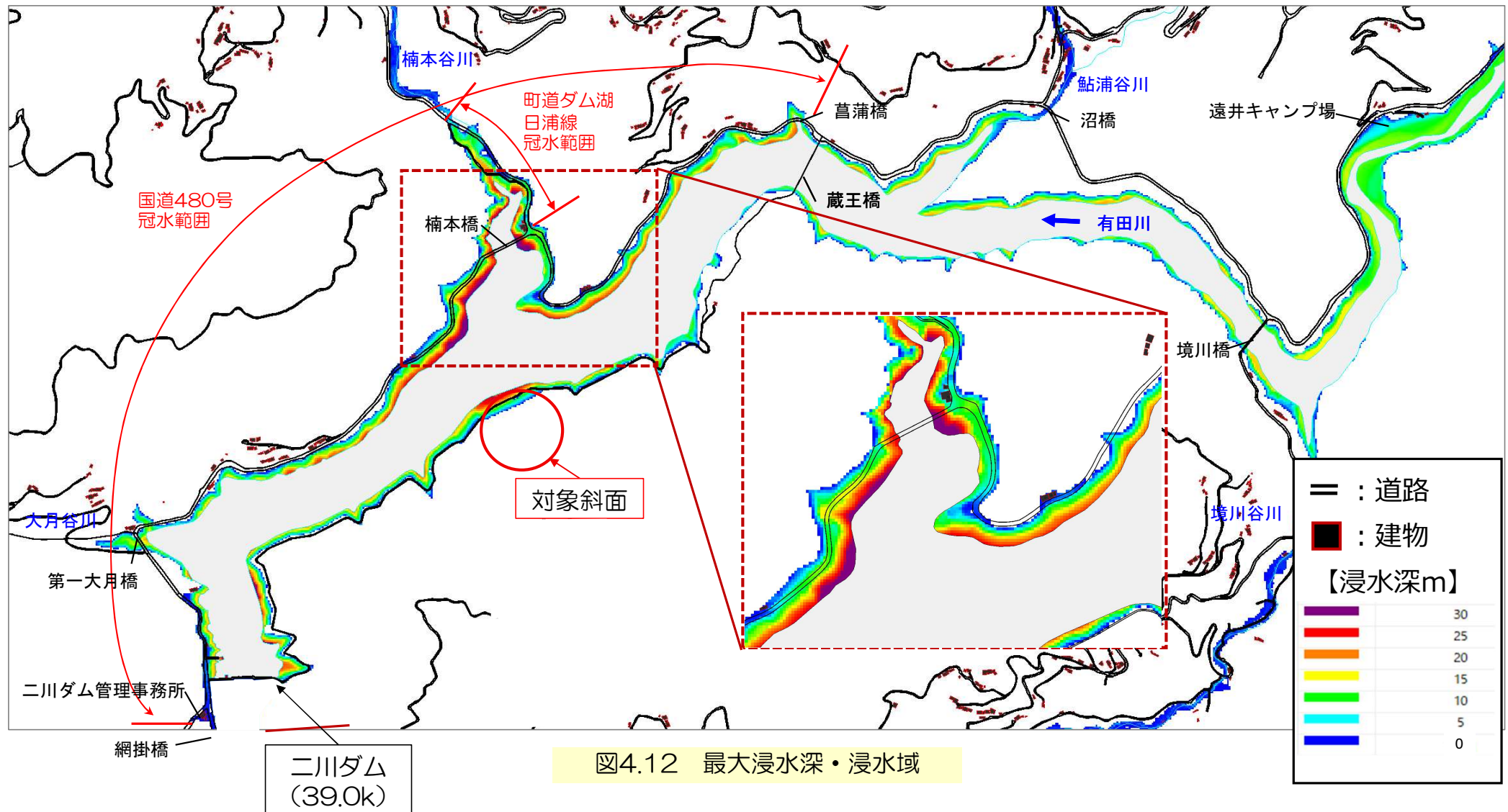


図4.12 最大浸水深・浸水域

ダム管理への影響

- ダム堤体は重力式構造を有しており、他事例からも段波による決壊事例はない。
- また、段波による外力計算においてもダム堤体の応力超過は確認されない。
- 一方、段波がダム堤体を越流することで、放流設備に関する電気設備等が浸水により電気系統がショートし、放流設備の開閉操作に支障をきたすことが想定される。

⇒二川ダムでは放流設備に対して多重の冗長性を確保し、常用の操作系統が使用不能になった場合でも開閉操作を可能とする複数のバックアップ設備を有するため、管理上の影響は限定的である。

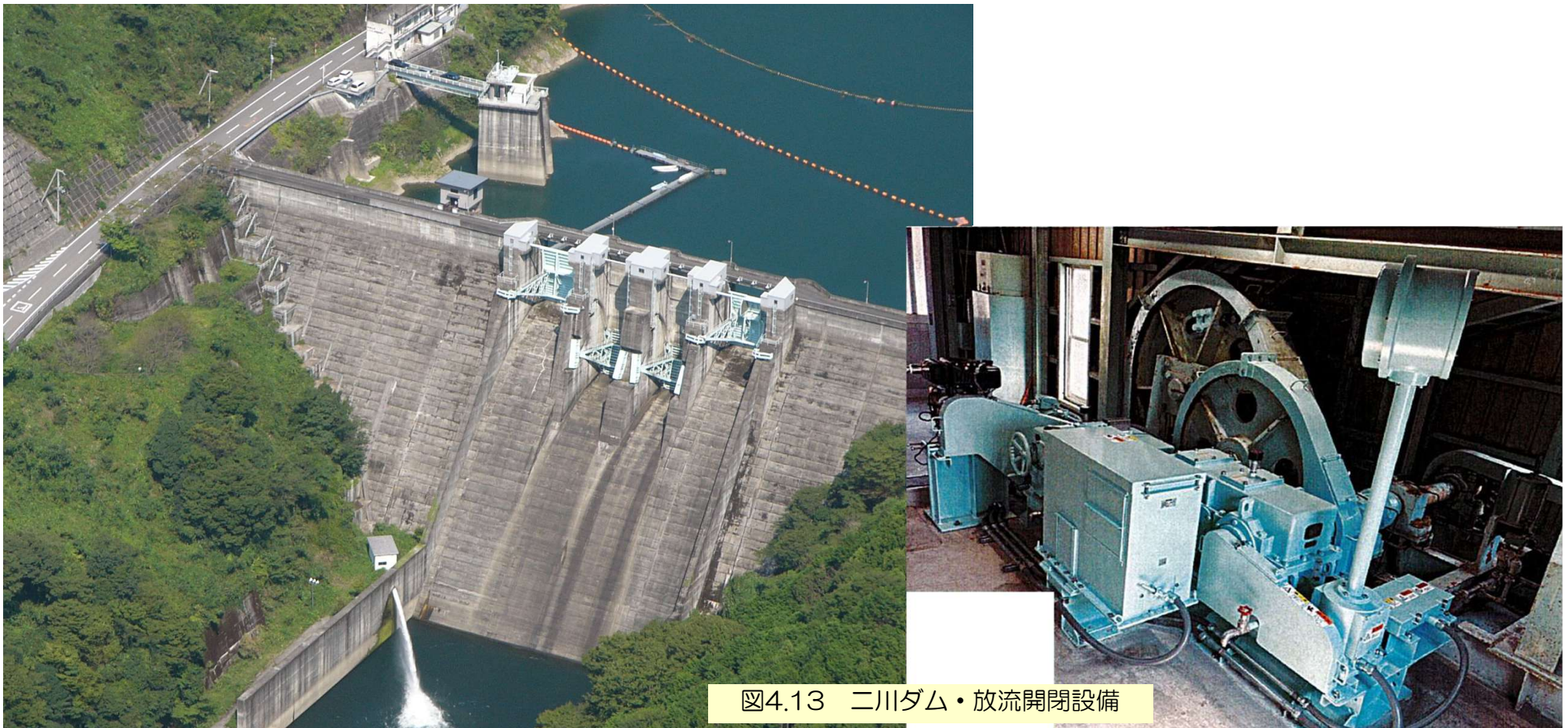


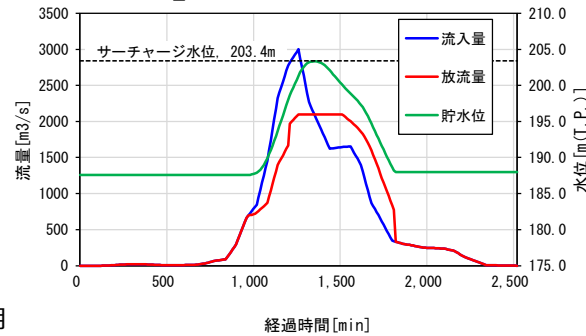
図4.13 二川ダム・放流開閉設備

5.ダム下流水位計算

計算条件

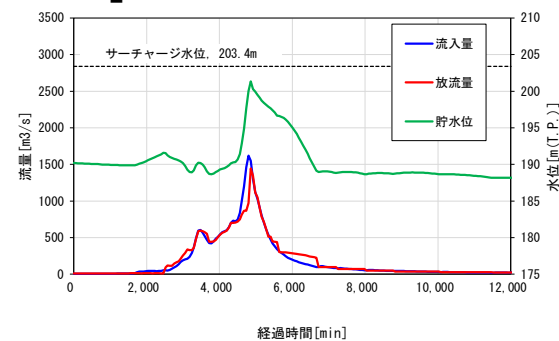
- ・ 二川ダム全体計画に基づき、ダム放流量、貯水位を計算した。
- ・ 「ダム放流量＋段波による越流量」をダム直下流量とし、氾濫解析を行った。

ケース1 [ダム全計計算結果]

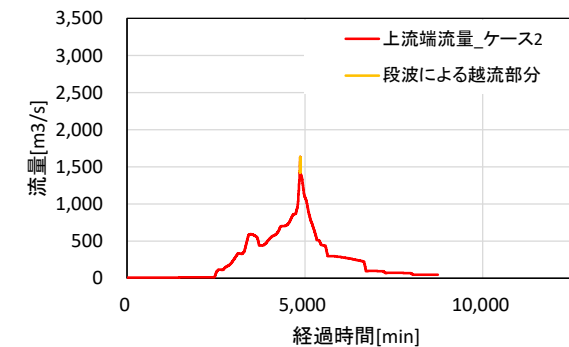
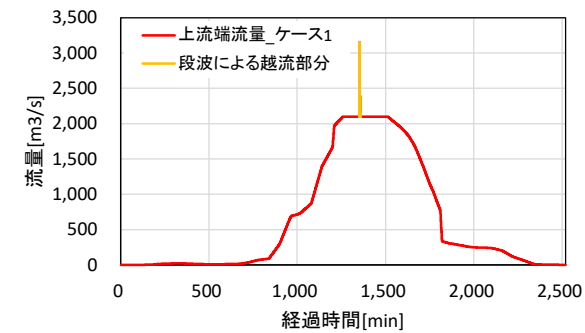


※H-V: R7測量結果を使用
迎洪水位[m]: 洪水調整最低水位187.6m

ケース2 [H23実績洪水]



[ダム直下流量]



+ 段波による越流

[ダム下流の氾濫解析]

ケース	対象洪水	土塊迎水位
ケース1	ダム全計(1/70)	洪水時最大水位: 203.4m
ケース2	H23実績洪水	既往最大水位: 201.4m

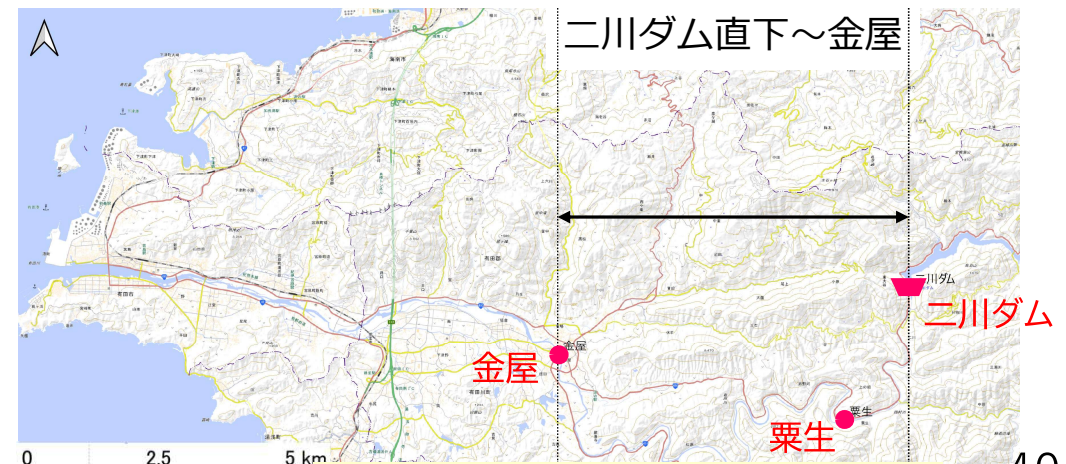
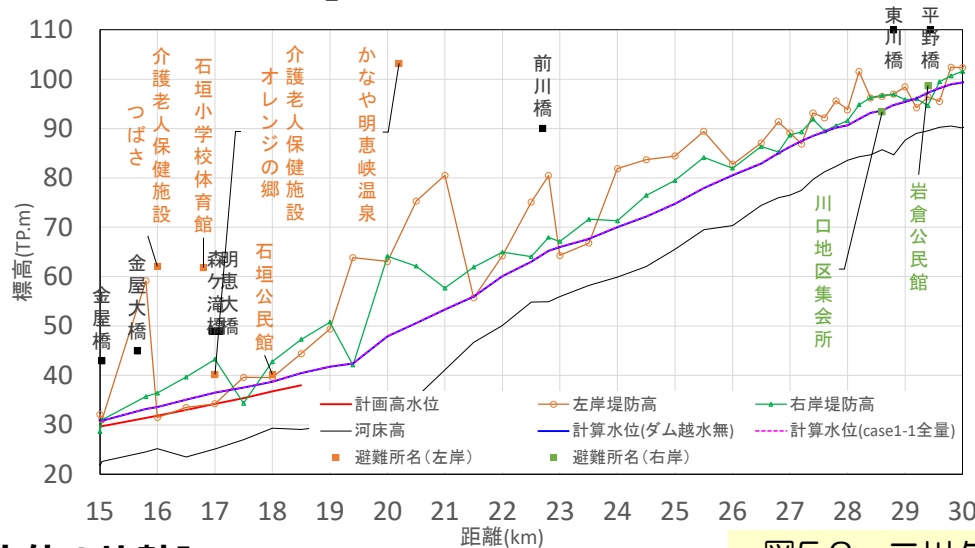


図5.1 二川ダム下流の水位計算範囲

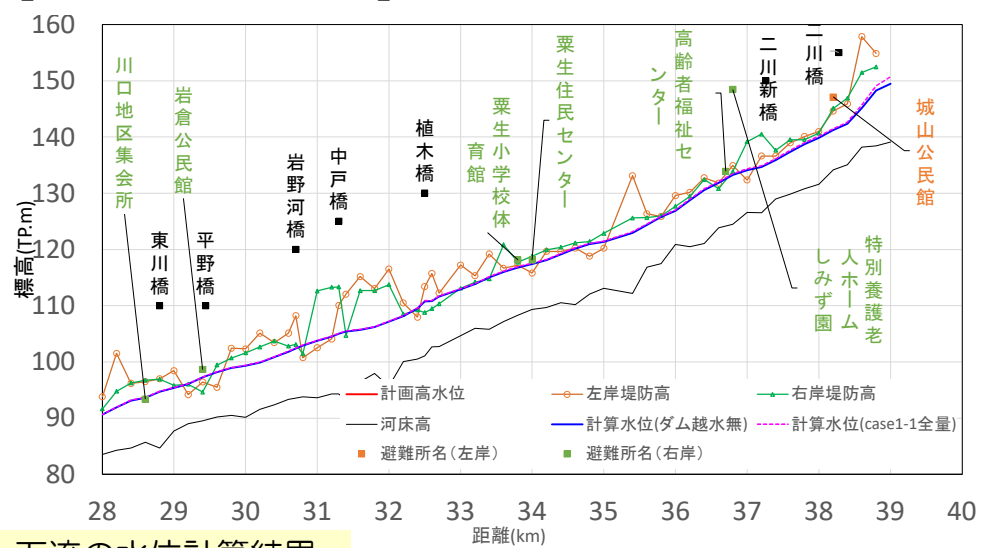
計算結果

- 水位変動を見ると、38.5k付近では段波による水位が大きく低下している。
- 15k付近では段波の影響が収束している。
- 既設の避難所は計算水位より高いことを確認した。

[水位縦断15k~30k]



[水位縦断28k~40k]



[水位の比較]

図5.2 二川ダム下流の水位計算結果

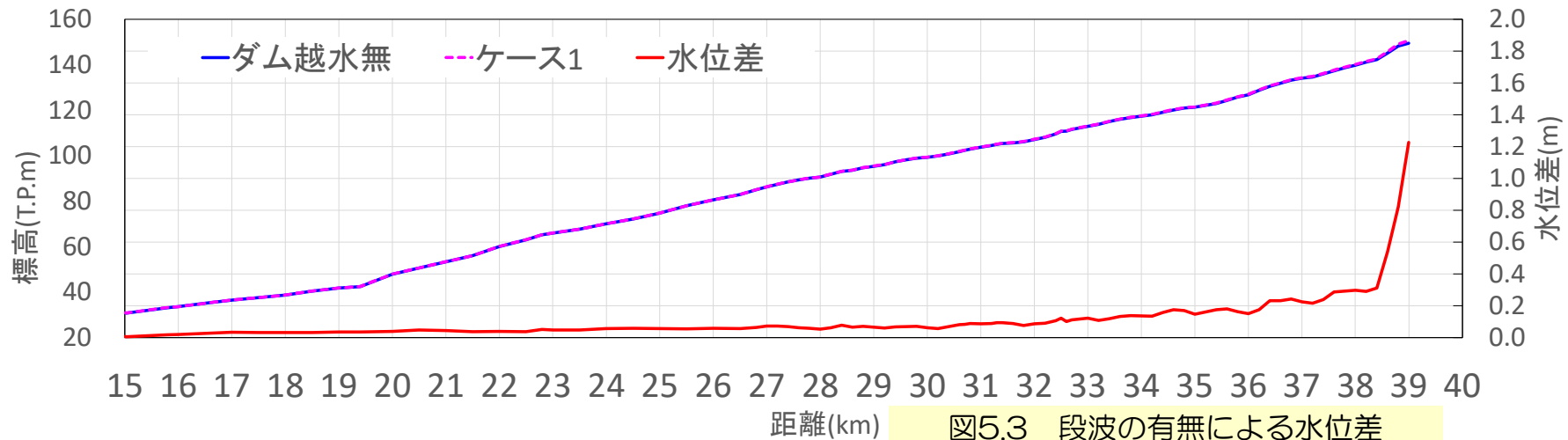


図5.3 段波の有無による水位差

6.監視基準の設定

監視基準（案）

- 異常発生時の警戒体制および避難指示への移行を迅速かつ適切に実施するため、地すべり変動に関する指標（地盤伸縮計、ひずみ速度）および貯水位に関する指標を監視基準として設定する。
- ✓ 地すべり変動に関する指標（地盤伸縮計、ひずみ速度）⇒ 文献、他事例等から設定
- ✓ 貯水位に関する指標 ⇒ 段波シミュレーション結果から、ダムを越流する貯水位を設定

■ 監視基準（案） 【伸】地盤伸縮計（毎正時観測）、【貯】貯水位（10分毎観測）

※崩壊切迫性を表す評価指標として
ひずみ/ひずみ速度を補助的に活用する

注意体制：【伸】1mm/日以上が3日連続 が観測された場合

対応：管理者（県）の体制開始（観測データチェック、気象予報の確認等）

警戒体制：【伸】4mm/日以上が3日間継続 が観測された場合

対応：関係自治体の体制開始（避難体制の構築準備）

避難指示：【伸】2mm/時以上が2時間連続 が観測された場合

対応：貯水池周辺住民への避難指示、国道・町道の通行止め

かつ【貯】EL.198m超過 が予測された場合

対応：下流住民の避難徹底 ※既に洪水による避難指示発令を想定

解除基準：【伸】1mm/日未満 が観測された場合

（専門家の意見を聞いたうえで変位や気象などを総合的に勘案し解除決定を行う。）

既往文献等の整理

- 地盤伸縮計の監視基準は、以下に示す文献・指針や事例を参考にして設定した。
- ✓ 貯水池周辺地すべりに関する文献⇒「改訂新版 貯水池周辺の地すべり調査と対策」
- ✓ 地すべり防止に関する技術指針⇒「地すべり防止技術指針・同解説」
- ✓ 他事例⇒他ダム事例や類似地質における地すべり事例等

表6.1 既往文献等の監視基準 整理結果

検討種別	計器名	監視基準			備考
		注意	警戒	避難	
改訂新版 貯水池周辺の地すべり調査と対策	地盤伸縮計	1mm/日以上が3日連続	1mm/日以上が5日間連続または5日間の累積が10mm以上	—	貯水池周辺地すべりに関する文献
地すべり防止技術指針・同解説		1mm/日以上	2～4mm/時以上または10mm/日以上	2～4mm/時以上または20mm/日または2mm/時以上が2時間	地すべり防止に関する技術指針
他事例		0.1～1mm/日が3～5日連続（ダム）	2～5mm/日が3～5日連続（ダム）	2～4mm/時以上（宇井、門島地区）	他ダム、宇井地区、門島地区（後述）

既往事例

■住民避難のリードタイム

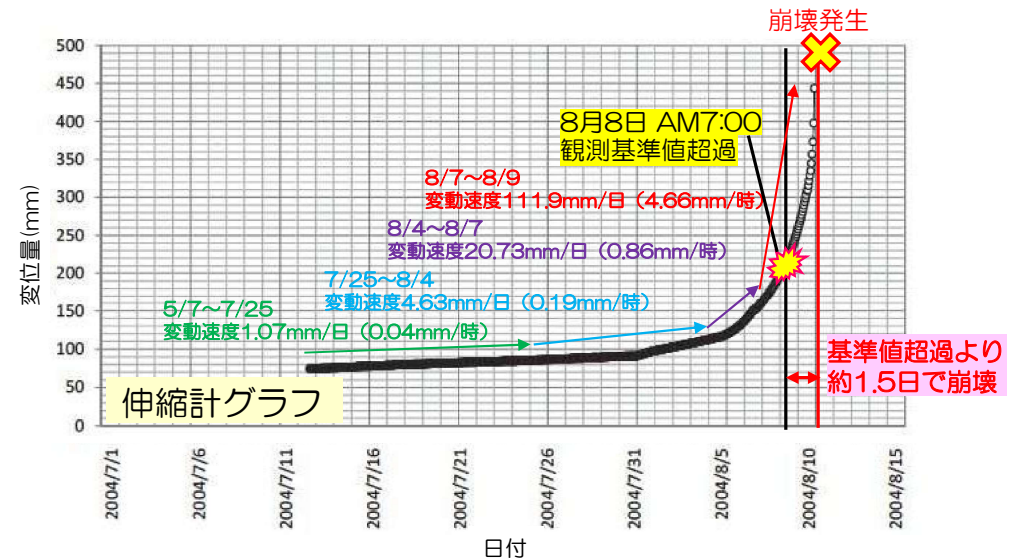
1) 事例1 2004年 奈良県宇井地区

- 2004年8月8日 AM7:00 監視基準値2mm/hを超過（以降2mm/h以上の変位が連続）
- 2004年8月9日 PM7:00 加速傾向（崩壊予測値と実際の崩壊時刻の差が12時間以内）
- 2004年8月10日 AM0:15 斜面崩壊

崩壊前(2004年7月6日)



崩壊後(2004年8月10日)



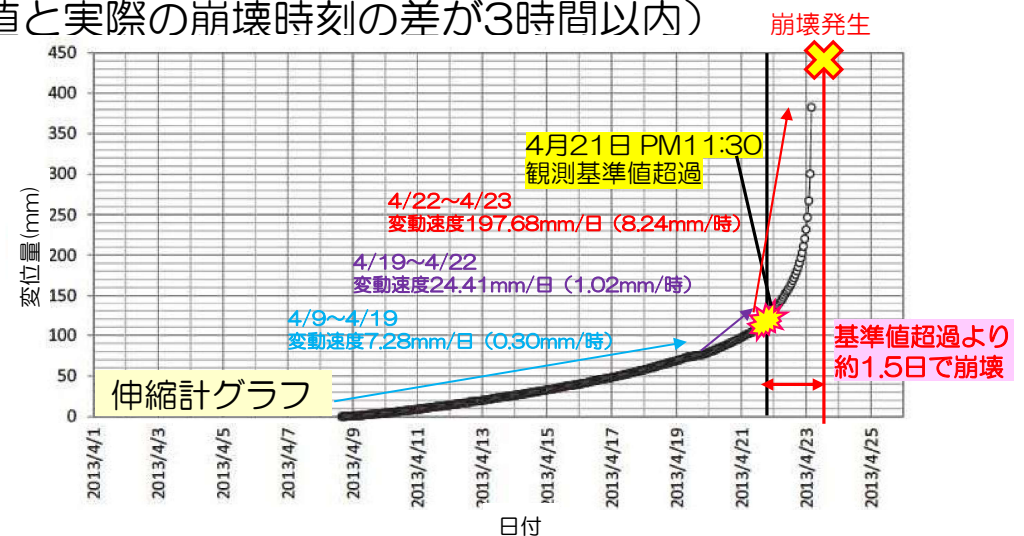
2) 事例2 2013年 静岡県門島地区

- 2013年4月21日 PM11:30 監視基準値4mm/hを超過（以降4mm/h以上の変位が連続）
- 2013年4月22日 PM6:00 加速傾向（崩壊予測値と実際の崩壊時刻の差が3時間以内）
- 2013年4月23日 PM4:20 斜面崩壊

崩壊前(2013年4月22日)



崩壊後(2013年4月23日)



出典：土木研究所資料 第4378号（2018）

地すべりのひずみ及びひずみ速度の経時変化による崩壊の切迫性評価と地すべりの崩壊事例

審議①地すべり挙動について

現地踏査やコア観察、これまでの地すべり観測結果より、想定土塊は、現時点の想定される最大（より小さくなる可能性あり）として、幅250m、長さ200m、深さ24.5mで設定する。

審議②監視基準等について

文献や他事例から注意体制、警戒体制、避難指示の監視基準を設定する。
避難指示と合わせて国道・町道の通行止めも設定する。

※今後の観測結果等により、想定土塊や監視基準等については適宜見直しを行っていく。