

城山公園（丸之内）法面災害復旧工事に伴う実施設計業務委託
(予備・詳細)

報 告 書

令和 7 年 2 月

応用地質株式会社

目次

1. 業務概要	1
2. 応急対策工設計	4
1) 待ち受け対策	4
2) 斜面崩落対策	5
3) 浸食防止対策	7
2.1 落石防護柵詳細設計 (VCCO 詳細設計)	8
2.1.1 対策工法選定	8
2.1.2 設計条件の確認	9
1) 配置計画	9
2) 補足量の算出	11
2.1.4 設計計算	15
1) 流域条件	15
2) 土石流流体力の算定	16
3) 土石流ピーク流量	16
4) その他土石流諸元	17
(1) 土石流の流速 (U) と水深 (D_d)	17
(2) 土石流単位体積重量 (γ_d)	23
(3) 土石流流体力 (F)	23
5) 構造計算条件	24
6) 構造検討結果	25
3. 恒久対策工設計	30
3.1 法面工予備設計	30
3.1.1 現地調査結果	30
3.1.2 土砂災害の素因と誘因	41
3.1.3 設計条件	41
3.1.4 対策工検討における留意点と対策方針	46
3.1.5 対策配置	47
3.1.6 比較検討	49
3.2 アンカー付場所打ち法枠詳細設計	51
3.2.1 設計条件の整理	51
3.2.2 設計計算	56
1) 安定計算結果 (逆算)	56
2) 安定計算結果 (抑止力)	58
3.2.3 切土補強土工検討結果	59
3.2.4 受圧板構造検討結果	64
3.3 擁壁・補強土予備設計	66
3.3.1 設計条件の確認	66
3.3.2 型式比較検討	66
3.4 もたれ式擁壁工詳細設計	68
3.4.1 設計条件の確認	68
1) モデル断面の設定	68

2) 土質定数の設定.....	72
3) 上載荷重	72
4) 地震時の検討条件.....	72
5) 擁壁工の安定性照査条件.....	74
3.4.2 設計計算結果.....	75
3.5 一般構造物基礎工詳細設計	76
3.5.1 設計フロー	76
3.5.2 外力条件.....	77
3.5.3 根入れ部の検討.....	86
3.5.4 検討結果.....	89
3.6 道路詳細設計	91
3.6.1 横断設計	91
1) 道路幅員	91
2) 横断勾配	93
3.6.2 縦断設計	94
3.6.3 平面設計	96
3.6.4 小構造物設計	98
3.7 集水ボーリング工設計	104
3.7.1 配置計画	104
3.7.2 材料の選定	107
3.8 溪流保全工詳細設計	108
3.8.1 流出量の算出	108
1) 超過確率ごとのピーク流量.....	108
2) 水路断面	122
3.8.2 水路工の検討	144
1) 配置計画	144
2) 構造検討	146
3.8.3 土砂流出抑制工	172
1) 配置計画	172
2) 構造計算	175
3) 植生工	184

【卷 末 資 料】

- ① 設計図面 (A3縮小)
- ② 数量計算書
- ③ 構造計算書
- ④ 打合せ記録簿
- ⑤ 照査報告書

1. 業務概要

1. 1 業務の目的

本業務は、松山市丸之内に位置する松山城城山公園内において令和6年7月に発生した土砂崩落の斜面に対して復旧に係る対策工の設計（予備・詳細）を実施するものである。

1. 2 業務名

城山公園（丸之内）法面災害復旧工事に伴う実施設計業務委託（予備・詳細）

1. 3 業務工期

自：令和6年7月26日

至：令和7年2月28日

1. 4 実施数量

項目	単位	数量	備考
■応急対策工設計			
落石防護柵 詳細設計	箇所	1	
■恒久対策工設計			
法面工 予備設計	箇所	1	
法面工詳細設計 アンカー付き場所打ち法枠	箇所	1	2断面
擁壁・補強土 予備設計	箇所	1	
モタレ式擁壁詳細設計	箇所	1	$L \leq 500m$
渓流保全工詳細設計	式	1	$L \leq 250m$
一般構造物基礎工詳細設計	箇所	1	
道路詳細設計	式	1	0.037km
集水ボーリング工設計	箇所	1	

1.7 使用する基準・図書

書籍名	発刊元	発行年月
道路土工 切土工・斜面安定工指針	社) 日本道路協会	平成 21 年 7 月
道路土工 擁壁工指針	社) 日本道路協会	平成 24 年 7 月
道路土工 要綱	社) 日本道路協会	平成 21 年 7 月
道路構造令の解説と運用	社) 日本道路協会	令和 3 年 3 月
防護柵の設置基準・同解説	社) 日本道路協会	平成 20 年 1 月
切土補強土工法設計・施工マニュアル	社) 地盤工学会	平成 23 年 9 月
切土補強土工法設計・施工要領	NEXCO	令和 6 年 7 月
グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説	社) 地盤工学会	平成 24 年 6 月
道路橋示方書・同解説 共通編	社) 日本道路協会	平成 29 年 7 月
建築基礎構造設計指針	日本建築学会	令和元年 12 月
令和元年 改訂版 新・斜面崩壊防止工事の設計と実例	一社) 全国治水砂防協会	令和元年 5 月
令和 5 年版 治山技術基準解説 総則・山地治山編	社) 日本治山治水協会	令和 5 年
改訂新版 建設省河川砂防技術基準(案) 同解説・設計編 [II]	社) 日本河川協会	平成 9 年 10 月
建設省制定 土木構造物標準設計 側こう類・暗きよ類	全国建設技術協会	
砂防技術指針 改訂版	愛媛県土木部河川港湾局	平成 29 年 8 月
地すべり防止技術指針及び同解説	国土交通省砂防部	平成 20 年 4 月

1.8 その他

本設計業務では、当該業務と並行して実施された松山市発注の以下の業務から、地質調査、踏査結果などの設計条件の設定に必要な情報を得た。本報告書では、それぞれ「調査業務①」、「調査業務②」と呼称する。

【調査業務①】

- 城山公園 (丸之内) 法面災害復旧工事に伴う地質調査業務委託 (雄新地質(株))
- 城山公園 (丸之内) 道路災害復旧工事に伴う地質調査業務委託 (雄新地質(株))

【調査業務②】

- 城山公園 (丸之内) 災害復旧工事に関する調査検討等業務委託 (応用地質(株))

2. 応急対策工設計

応急対策として、以下の 3 つの対策の提案を行った。

- ① 待ち受け対策
- ② 斜面崩落対策
- ③ 浸食防止対策

各対策の目的と対策の概要について以下に取りまとめる。

1) 待ち受け対策

2024 年 7 月の豪雨によって発生した斜面崩壊時に斜面下方に堆積した土砂が再流出することで、下流人家が被災しないよう待ち受け対策を計画する。

ただし、緊急を要するため、国や県などで備蓄している材料を用いて適切な位置に配置することによって、想定される流下可能土砂量を補足する計画とする。

2) 斜面崩落対策

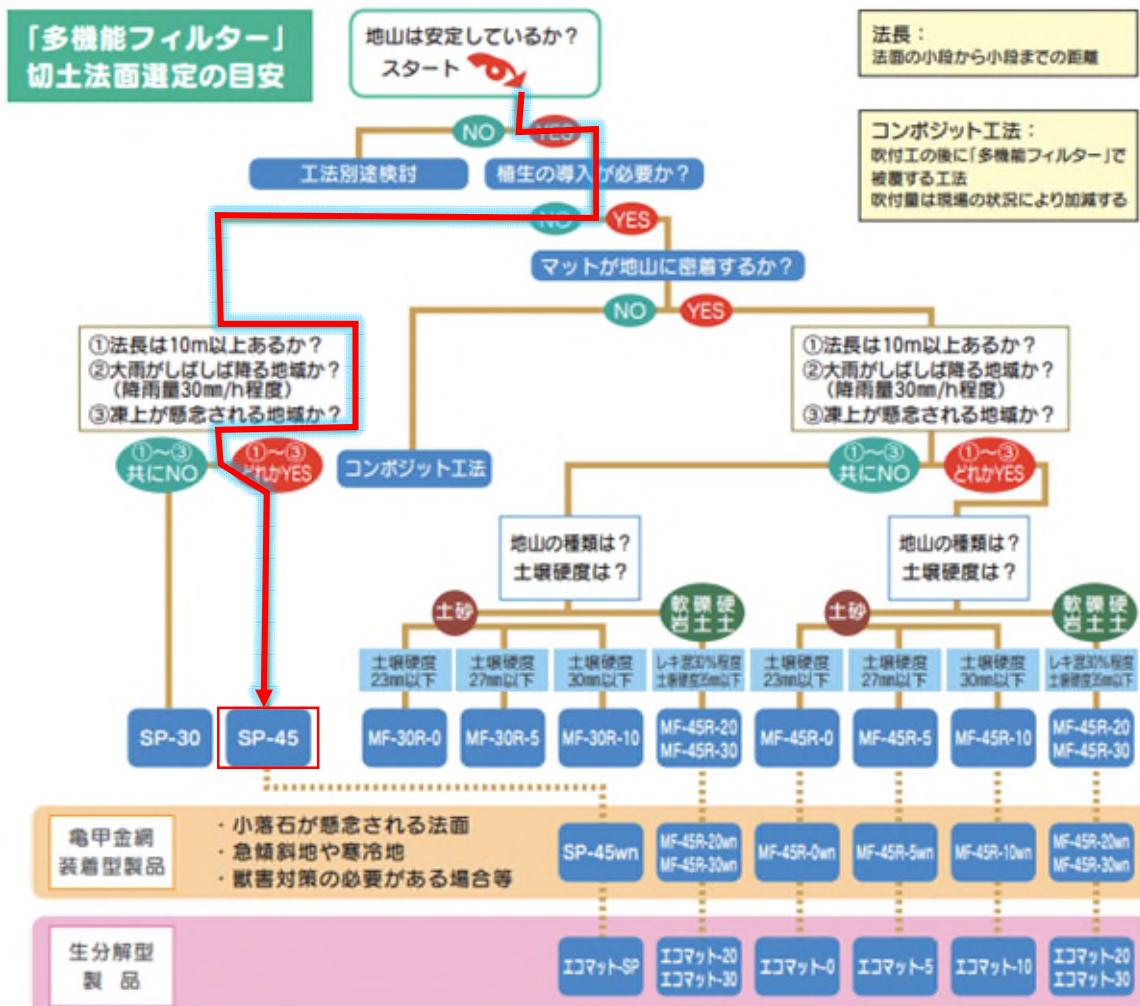
調査結果より崩落した斜面には深度 1m 程度の崖錐（瓦などの破片を含む）が落ち残っていることが判明している。

また、崩落斜面は雨水や湧水によるガリー浸食が発達しており、土砂流出の起点となっている。

よって、ガリーの発達を抑えるための浸透防止ならびに湧水対策として有効と考えられる「多機能フィルター」による地表面保護工の提案を行うと共に小崩落に耐えられるようラス金網による斜面補強を行うこととした。



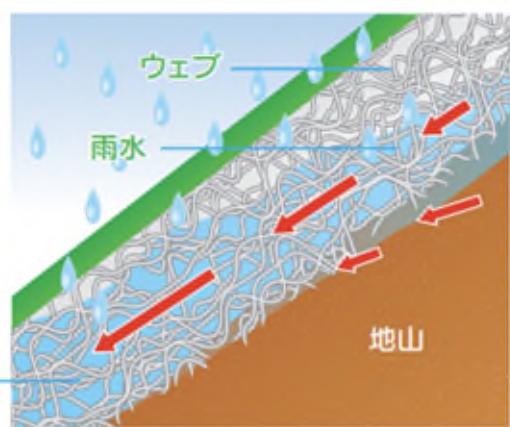
図 2.1.1 多機能フィルター施工状況



土の流出を止める

降雨時には、地表面と密着したウェブ層が、雨滴の衝撃を緩和します。それとともに、一旦土中に入った雨水は流速抵抗の少ないウェブ内や表面を流下し雨水が安全に排水されることにより、土壌侵食は発生しません。

降り注いだ雨水や地表面で飽和状態になった雨水をウェブ内や表面で分散させながら排水



3) 浸食防止対策

谷地形D（No.8付近）出口には崩落土石が厚く堆積しており、自然に出来た流路によって浸食が進んでいる。堆積土砂末端の側方浸食が発達すると、土砂流出が発生する恐れがあるため、側方浸食を抑制する対策として、コンクリートキャンバスによる流路の保護対策を行った。



コンクリートキャンバス

—

水をかけるだけで薄く高耐久・水密性が高く火にも強いコンクリート面を作ることができます。

特殊配合のドライコンクリートを3次元のキャンバス（繊維マトリクス織編物）とPVCシートでサンドイッチした構造で、敷設後に水を散布、もしくは水中に浸することでドライコンクリートが硬化し始めます。薄く、高耐久で火にも強いコンクリート面を構築することができます。

新技術情報システム「NETIS登録」：コンクリートキャンバス工法
登録番号 CG-220009-A



図 2.1.2 コンクリートキャンバス設置状況

2.1 落石防護柵詳細設計 (VCCO 詳細設計)

2.1.1 対策工法選定

対策工法の選定では、国土交通省四国地方整備局からの協力により、備蓄されている資材「強靭ワイヤーネット工法」および「VCCO」の何れかを使用することとなり、応急対策工事完了までの日数が短期間となる「VCCO」を選定した。

表 2.1.1 備蓄資材一覧

備蓄資材保管場所一覧 (四国地方整備局から資料提供240821)					
地区	場所	保管可能面積	備蓄材名	備蓄数量	備考
上流地区	ウルシ谷右支堰堤		VCCO	30本	350*350 L=5.6
	西谷		強靭ワイヤーネット	110m ²	支柱H=5.5 N=7本、リングネット(H=5.5m)N=4枚
	アカラギ谷		強靭ワイヤーネット	247.5m ²	支柱H=5.5 N=9本、リングネット(H=5.5m)N=9枚
祖谷地区	落合地区資材置き場	555m ²	強靭ワイヤーネット	302.5m ²	支柱H=5.5 N=20本、リングネット(H=5.5m)N=11枚
大豊地区	忠靈塔・詰所倉庫		強靭ワイヤーネット	192.5m ²	支柱H=5.5 N=8本、リングネット(H=5.5m)N=7枚 ボルト類は詰所倉庫に保管
重信地区	重信川出張所	50m ²	VCCO	15本	350*350 L=5.6
			強靭ワイヤーネット	82.5m ²	支柱H=5.5 N=8本、リングネット(H=5.5m)N=3枚

更新: R6.6.11

表 2.1.2 対策工法比較表

工法	強靭ワイヤーネット	VCCO
特徴	土砂流出時に、リングネットとエネルギー吸収装置のブレーキリングが変形することで大きな衝撃エネルギーを吸収できる柔構造物工法である。 部材が軽量のため搬入と設置が容易。	角型鋼管を密に配置した崩落土砂防護柵とそれを支える底版コンクリートからなる待ち受け擁壁である。
概要図		
	支柱基礎やリングネットを支えるアンカーの調査結果を踏まえて材料発注（備蓄資材再利用不可）をする必要があり、工事期間を要す。	基礎がコンクリートであるため、現地条件に合わせて変更対応が可能である。
工事日数	2ヶ月（資材調達、事前追加調査含む）	1ヶ月（資材調達含む）
採用案		○

※工事日数についてはメーカーヒアリングによる

2.1.2 設計条件の確認

VCCO の規格・規模を設定するに当たっては、以下の条件を基に検討を実施した。

1) 配置計画

VCCO を配置する位置の選定は以下の通りとした。

- 堆積土砂を補足するために効果的な位置とする（補足対象とする不安定土砂量（移動可能土砂量）の算出を図 2.1.1 に示す）。
- 移動可能土砂量は 1458.07m³。
- VCCO の設置箇所は、移動可能土砂量を概ね 100%補足することができる、IP.4 の位置とする。
- VCCO は備蓄された材料規格である 350×350 L=5.6m(有効高 4.5m)を用いる。
- 計画堆砂勾配は現況箇所勾配の 2/3 の勾配が 1/5.6 勾配となるため、上限値である 1/6 勾配を採用する。

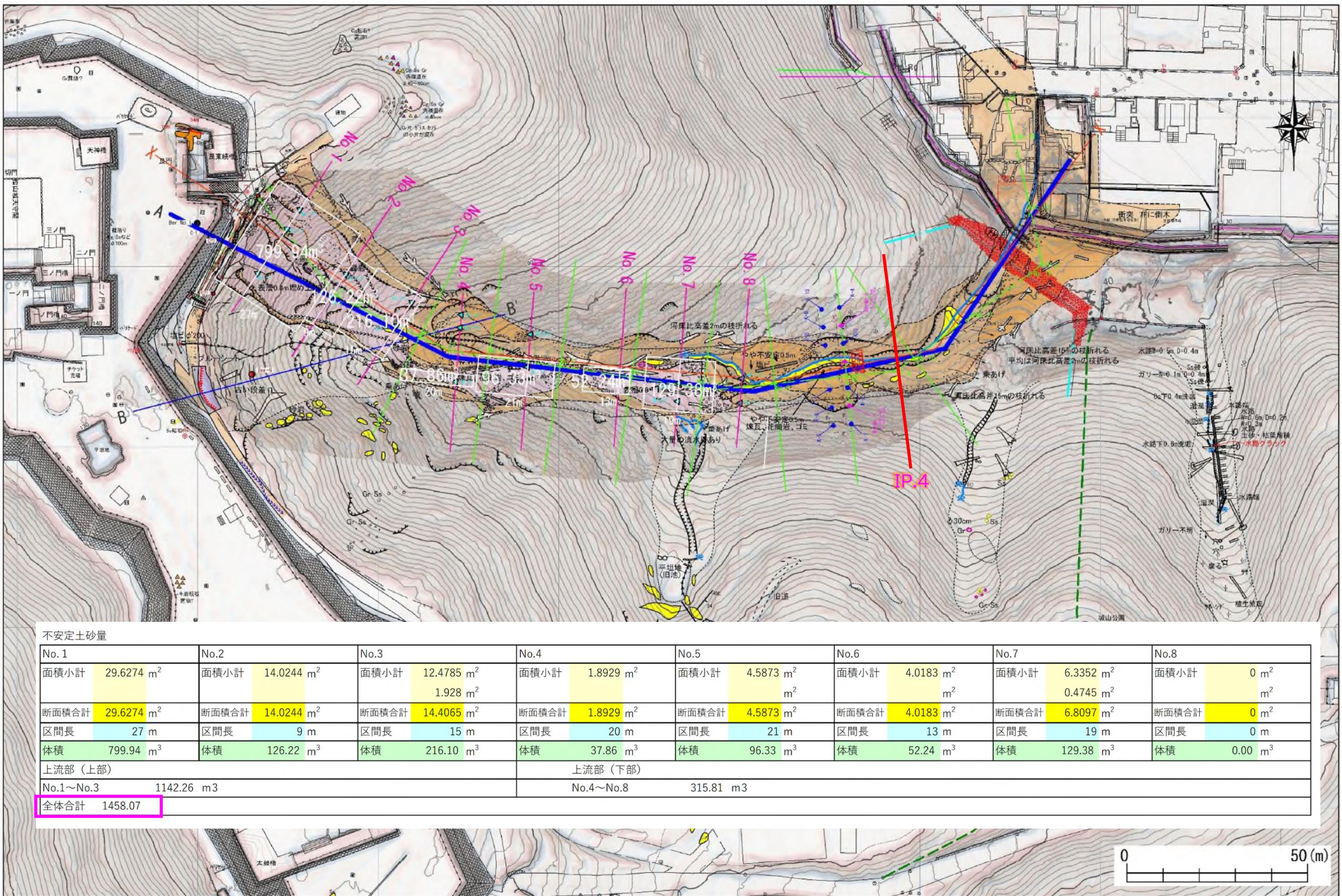


図 2.1.1 発生土砂量の推定図

2) 補足量の算出

VCCOによる土砂の捕捉量は以下の様に算出される。

VCCOの補足土量

	延長	面積	平均面積	捕捉量
IP.4		58.8		
	5		58.8	294
IP.4+5		58.8		
	10		47.65	476.5
No.9		36.5		
	20		24.25	485
No.8		12		
	20		6	120
No.7		0		
		合計		1375.5

No10断面をIP4断面に修正
※IP4 の断面からCAD測定

←再確認後の補足土量

VCCOの捕捉量算定の断面において地山線の中に不安定土砂も含まれているため控除する

$$\begin{array}{ll}
 \text{不安定土砂量A} & 1458.07 \\
 \text{控除数量B} & 129.38 \quad / \quad 2 \quad = \quad 64.69 \\
 (\text{No7} \sim 8 \text{の不安定土砂量の半分とする})
 \end{array}$$

必要捕捉量の確認A-B

$$\begin{array}{lll}
 A-B = & 1393.38 & \div \\
 & & 1375.5 \\
 & & (\text{VCCO捕捉量})
 \end{array}$$

以上の結果、VCCOをIP4に設置することが妥当であることが判明した。

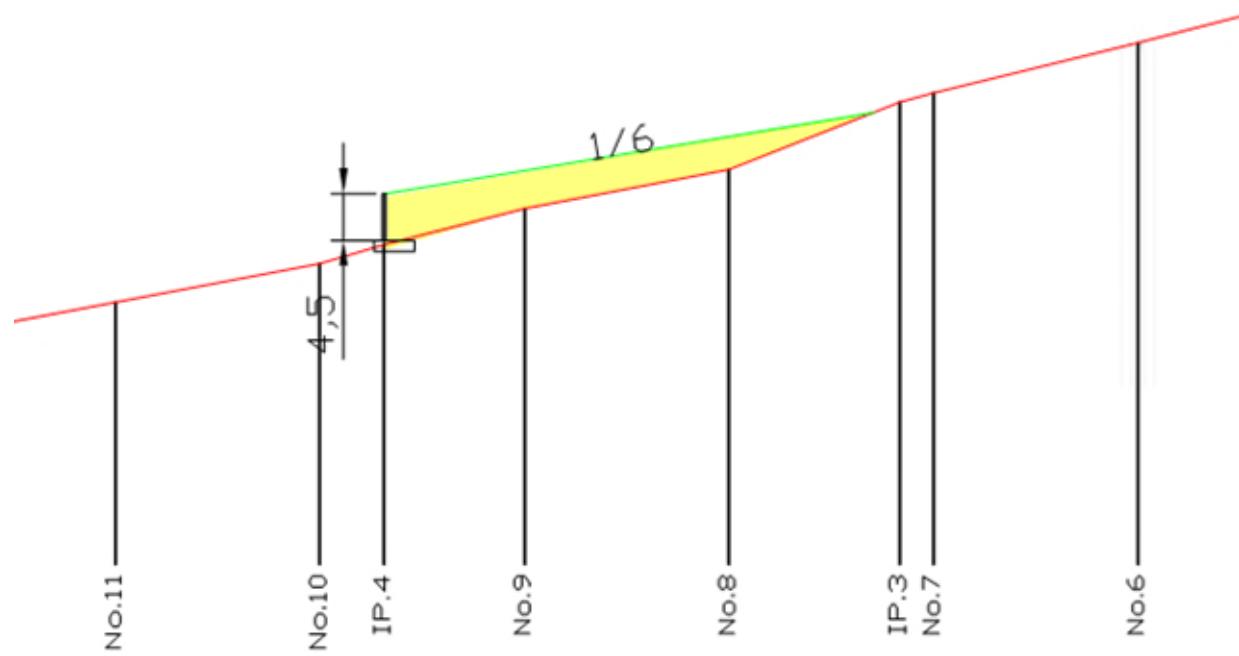


図 2.1.2 VCCO 配置縦断図

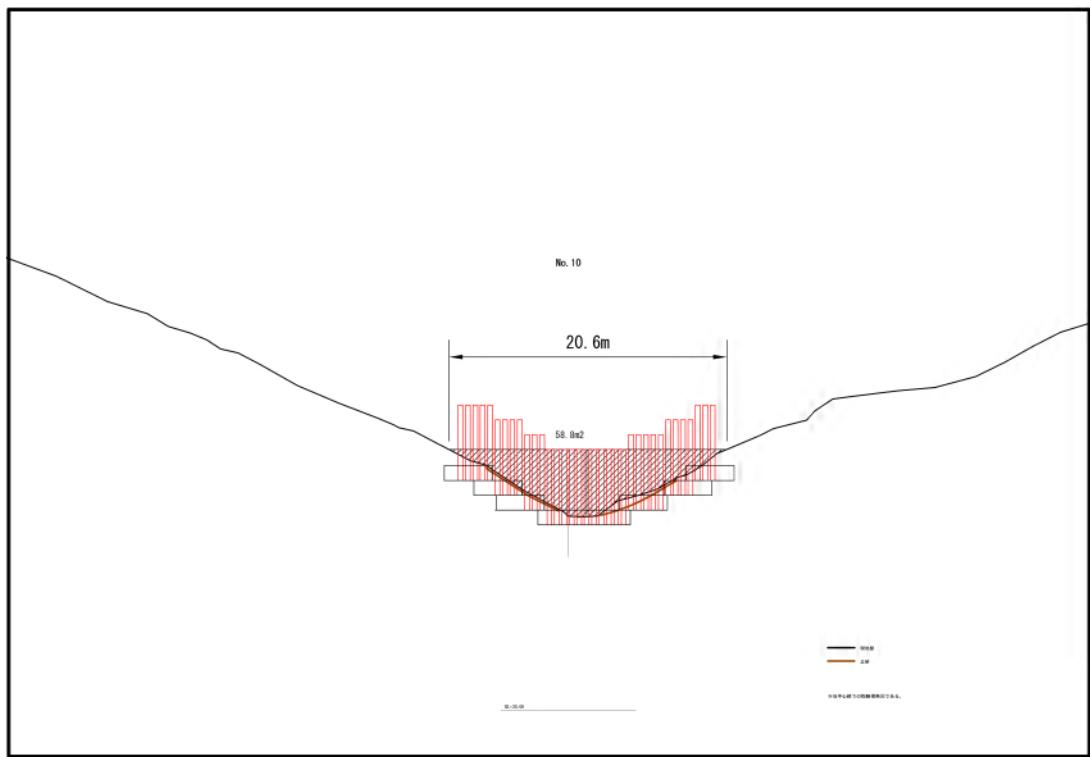


図 2.1.3 捕捉量算出根拠図 (1)

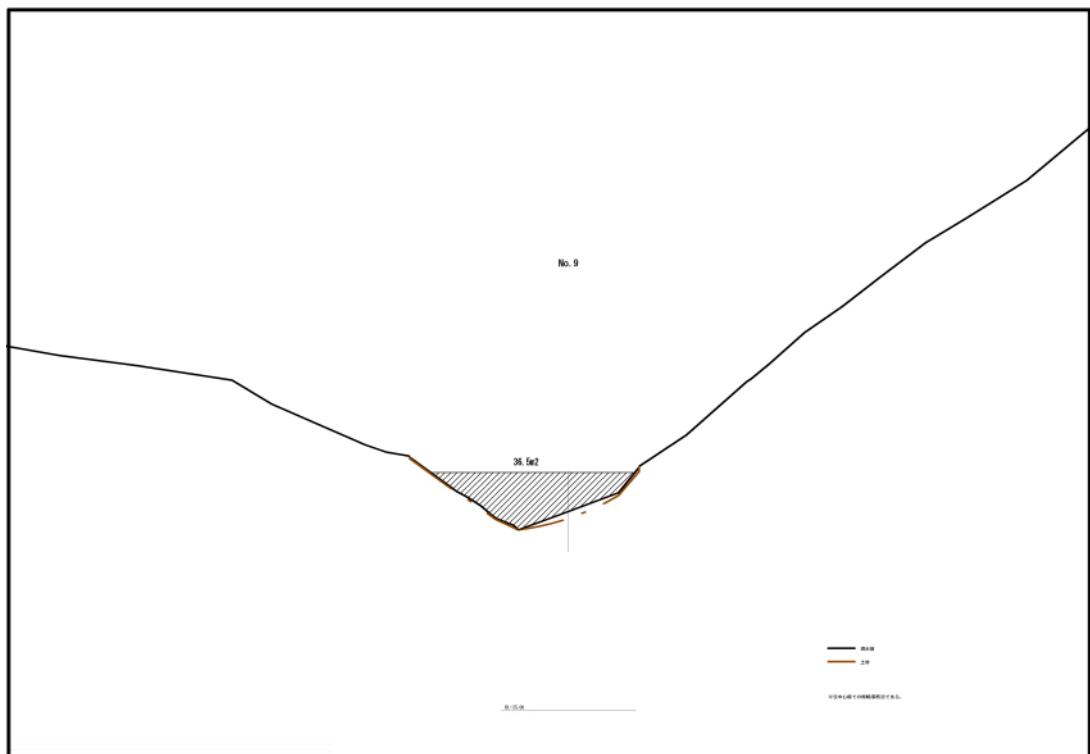


図 2.1.4 捕捉量算出根拠図 (2)

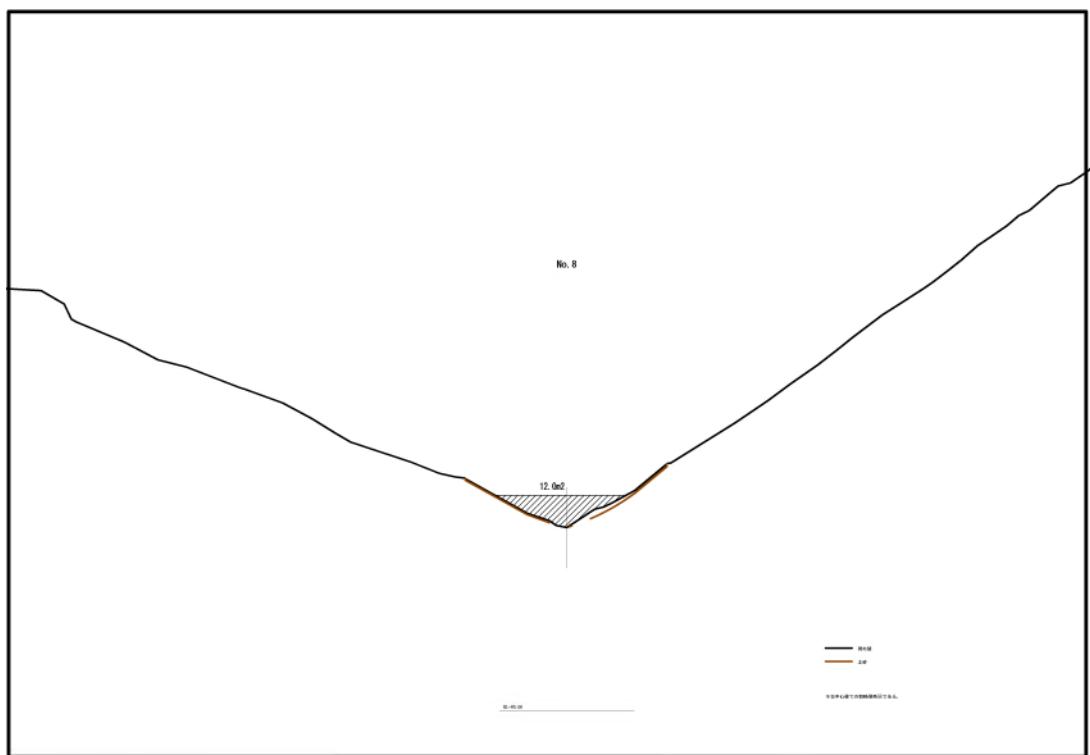


図 2.1.5 捕捉量算出根拠図 (3)

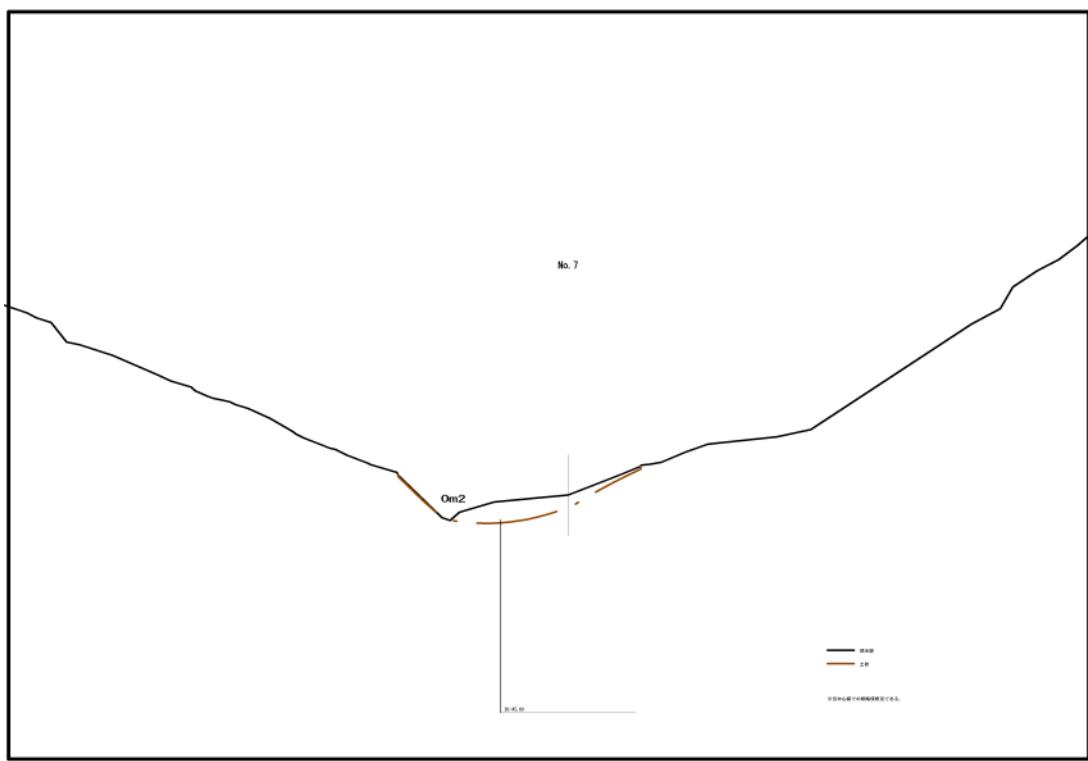


図 2.1.6 捕捉量算出根拠図 (4)

2.1.4 設計計算

1) 流域条件

対象流域は、松山城の北東麓に位置する小溪流であり、発災後地形の計測が実施されていることから、この計測結果を基づく調査結果を活用して渓床勾配を整理した。整理の結果、対象流域の渓床勾配は $76.0\text{m}/191.1\text{m}=1/2.51 (=21.72^\circ)$ であった。

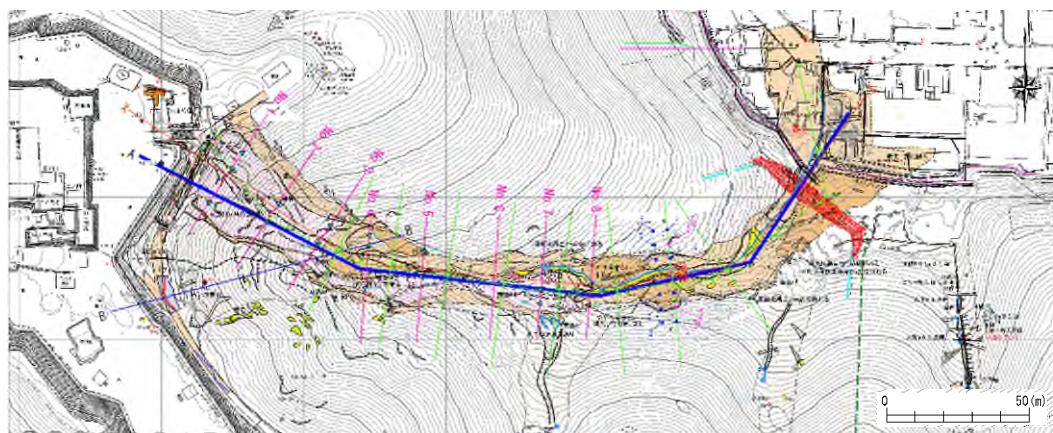


図 2.1.7 流域図

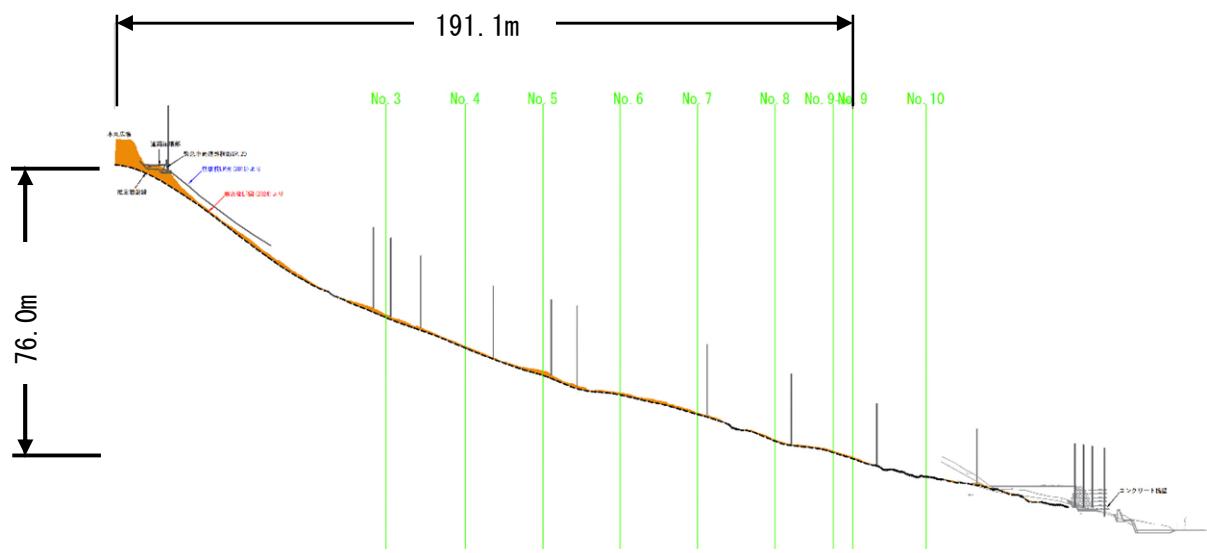


図 2.1.8 対象渓流縦断図 (A-A' 断面)

2) 土石流流体力の算定

設計対象流量は、次に示す土石流ピーク流量の算出方法によった。

3) 土石流ピーク流量

① 土石流濃度 (C_d)

土石流ピーク流量の算定に当たり、対象流域の土石流砂濃度を設定する必要がある。

土石流濃度は以下の式で算出した。現渓床勾配は先に整理したとおり $1/2.51 (=21.72^\circ)$ とした。

なお、土石流の濃度は 0.3 を下限、0.54 を上限として設定する。

計算の結果、当渓流の土石流濃度は 0.54 となった。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$$

σ : 磯の密度 (2600kg/m^3)、 ρ : 磯の密度 (1200kg/m^3)、 θ : 渓床勾配 (21.7°)、 ϕ : 渓床堆積土砂の内部摩擦角 (35°)

$$= 1200 \times \tan(21.7^\circ) / (2600 - 1200) (\tan(35^\circ) - \tan(21.7^\circ)) \doteq 1.13$$

$$0.3 < C_d < 0.54 \text{ より } C_d = 0.54$$

② 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 (V_{dqp})

対象流域は 1 条の谷筋であり、平均勾配が 10° を上回ることが判っている。したがって、1 波の土砂量は全不安定土砂量とすることが妥当と考えられた。1 波の土石流による土砂量は $1,400 \text{m}^3$ とした。

③ 土石流総流量の算出 (ΣQ)

土石流総流量は以下の式を用いて算出した。これまでの検討より、計算に用いた値を整理した。以下の計算式より $1,555.6 \text{m}^3$ とした。

$$\Sigma Q = \frac{C_* \cdot V_{dqp}}{C_d}$$

ΣQ : 土石流総流量 (m^3)、 V_{dqp} : 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 (m^3)

C_d : 土石流濃度、 C^* : 渓床堆積土砂濃度 (0.6 [一般値])

$$= 0.6 * 1,400 / 0.54 \doteq 1,555.6 \text{m}^3$$

④ 土石流ピーク流量 (Q_{sp})

土石流ピーク流量は、土石流総流量の 0.01 倍であるため $Q_{sp} = 15.56 \text{m}^3/\text{s}$ とした。

4) その他土石流諸元

(1) 土石流の流速 (U) と水深 (D_d)

「土対針 計画編」では、以下のとおり記載されている。

土石流の流速 (U) は、焼岳、滑川、桜島の観測資料を整理した結果では、次のマニング型の式で表わすことができると報告されている。

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2}$$

ここで、U : 土石流の流速 (m/sec), K_n : 粗度係数 (自然河道でのフロント部=0.10)

D_r : 土石流の径深 (D_d (土石流の水深) (m)), θ : 現渓床勾配 (°)

土石流の水深 (D_d) は、流れの幅 (B_d) と土石流ピーク流量 (Q_{sp}) より、上式および次式を連立させて求められる。

$$Q_{sp} = U \cdot A_d$$

ここで、Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m³/sec), U : 土石流の流速 (m/sec)

A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m²)

なお、一般に計画規模の年超過確率の降雨量に伴って発生する可能性が高いと判断された土石流は、ピーク流量を流しうる断面一杯に流れると考えられるので、土石流の流下断面は図 2.1 の斜線部とする。流れの幅 (B_d) は、図 2.1 に示すとおりとし、土石流の水深 (D_d) は次式で近似した値を用いる。

$$D_d = \frac{A_d}{B_d}$$

ここで、D_d : 土石流の水深 (m), A_d : 土石流ピーク流量の流下断面積 (m²), B_{da} : 流れの幅 (m)

ただし、B_{da} が $4\sqrt{Q_{sp}}$ を超える場合は $B_{da}=4\sqrt{Q_{sp}}$ とする。「国総研資料第 904 号 Q&A」

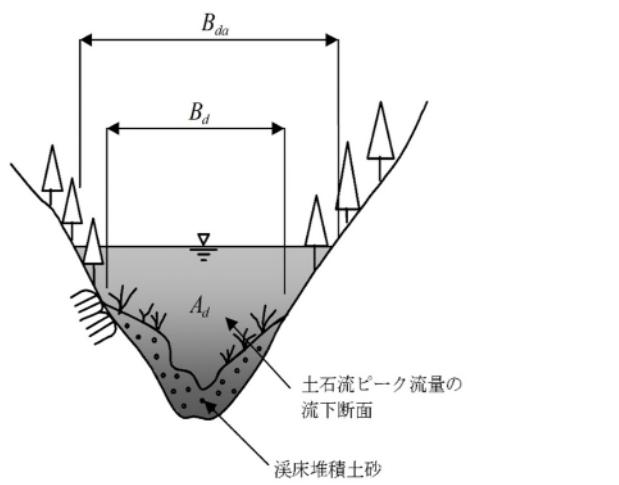


図 2.1.9 土石流の流下断面と流れの幅 B_d のイメージ

表 2.1.3 土石流諸元算定時の渓床勾配の使い分け

項目	渓床勾配
本体及び袖部の安定計算と構造計算を行う際の設計外力を算出する場合の 土石流濃度 (C_d) 土石流の流速 (U) 土石流の水深 (D_d)	現渓床勾配 (θ_o)
土石流ピーク流量を通過させるための砂防えん堤の水通し断面を決定する場合の越流水深 (D_d)	計画堆砂勾配 (θ_p)

土石流ピーク流量に基づく土石流流速・水深は、「土対針 計画編 P30」より、当該堰堤の位置から堆砂上流末端または土石流発生区間の下流端までの区間で、任意に3~5箇所を抽出し、各断面を台形に近似した上で、3~5箇所の断面の平均断面を用いて算出する。

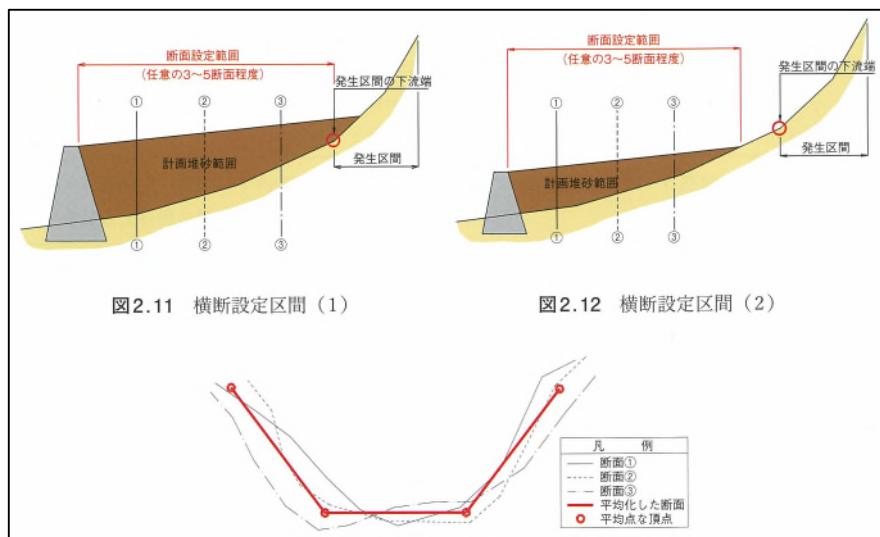


図 2.1.10 断面形状の設定方法 (令和3年新編鋼製砂防構造物設計便覧 P35)

対象流域では図 2.1.2 を参考に計画施設上流の No. 4～No. 8 の 5 断面を対象に平均的な断面形状を次に示す通り設定した。施設計画サイトの直近としては No. 9 断面も考えられるが、仮設構造物設置に伴う改変等による計算への影響を除去するため今回は計算対象から除外した。

地形計測結果による各断面について台形断面に近似させて、重ね合わせて平均的な断面形状を設定した。

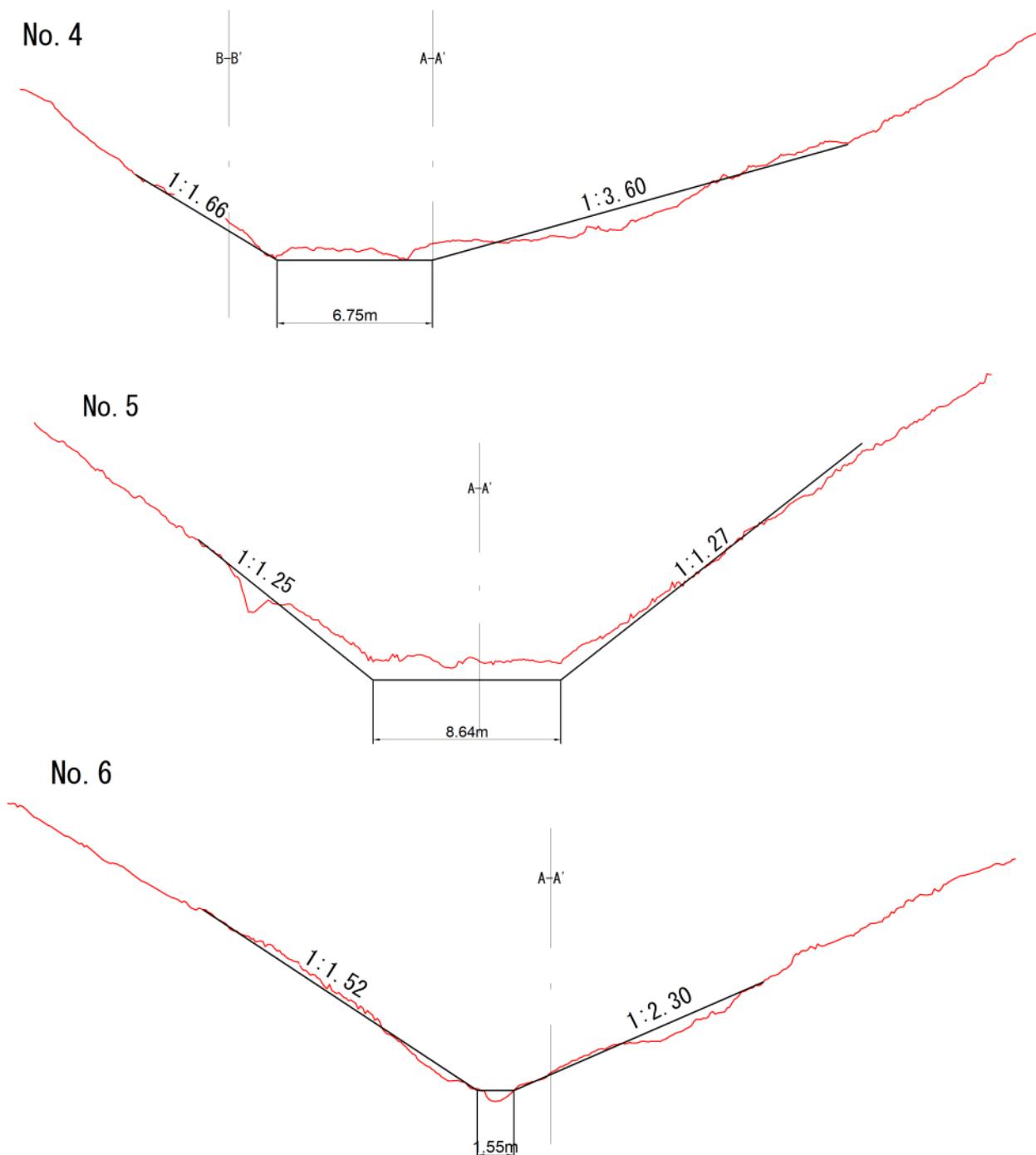
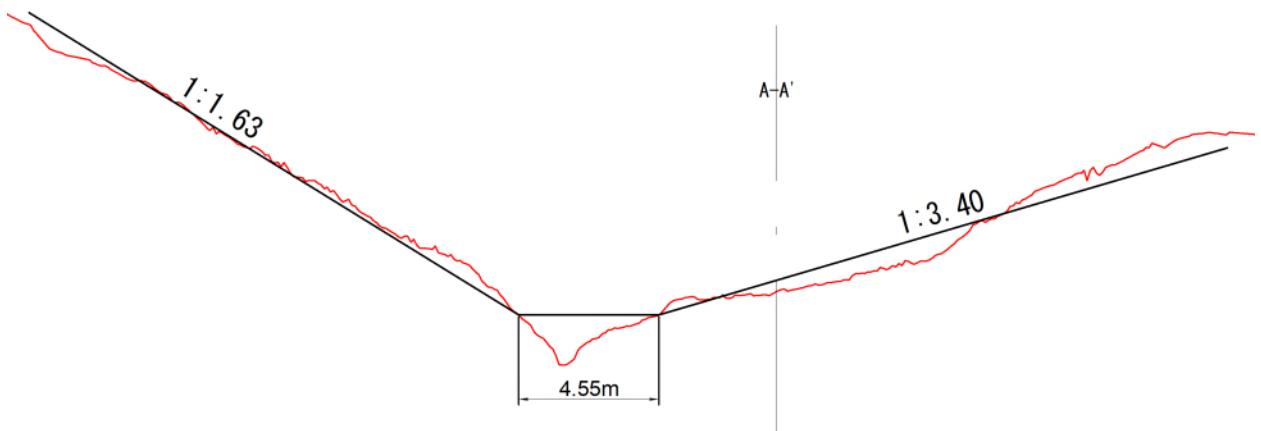


図 2.1.11 各断面の台形近似 (1)

No. 7



No. 8

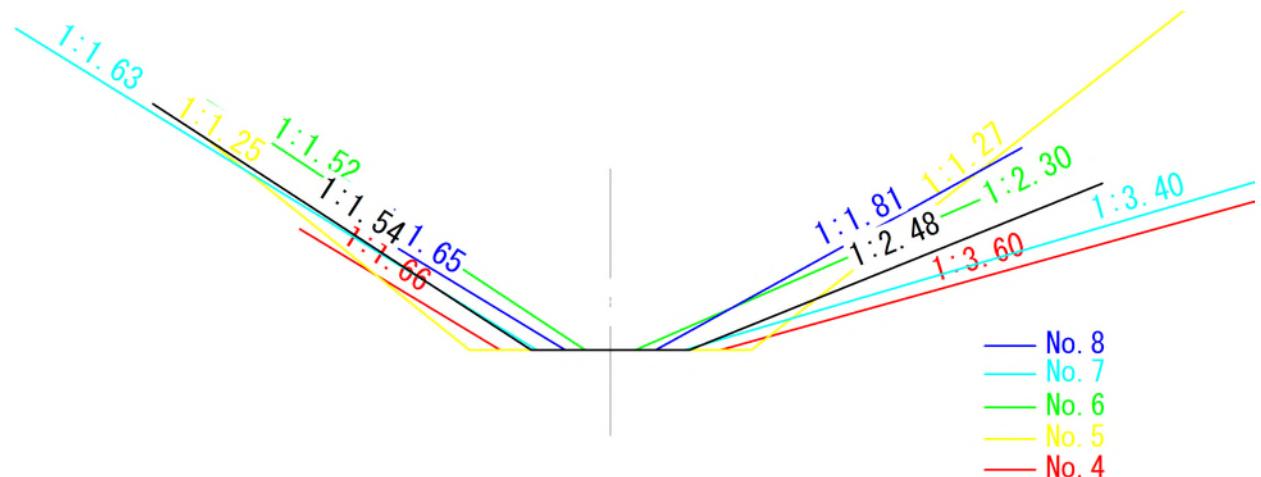
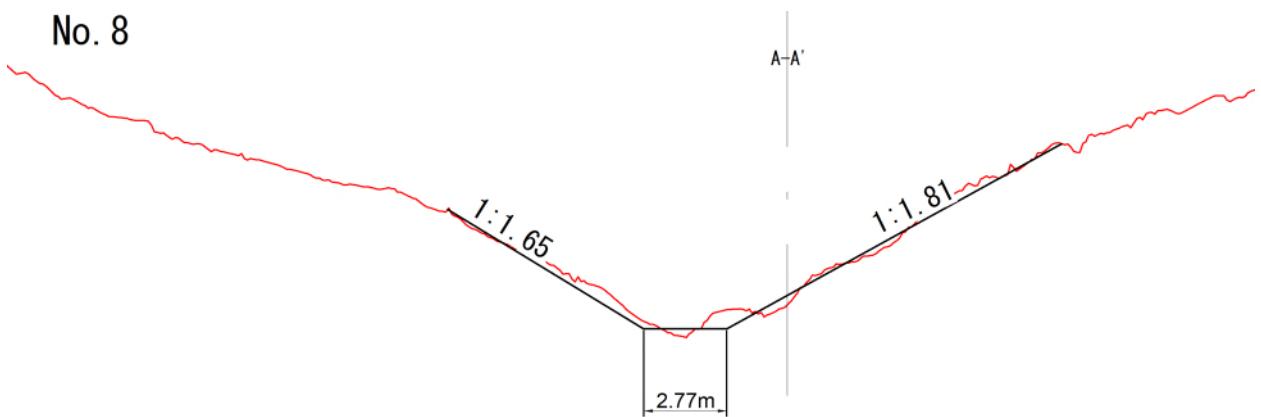


図 2.1.12 各断面の台形近似 (2)

平均断面形状

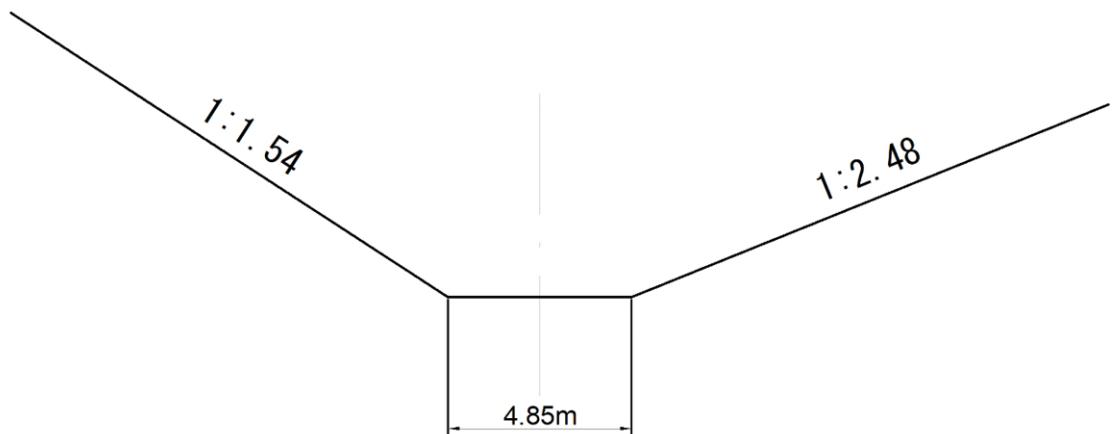


図 2.1.13 各断面の台形形状

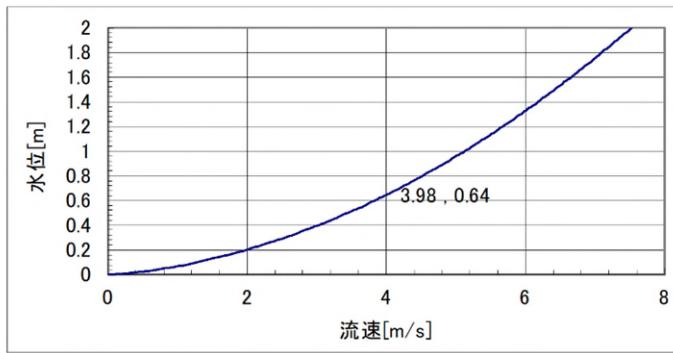
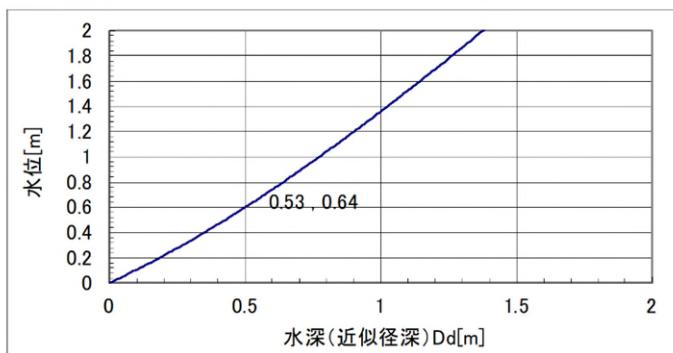
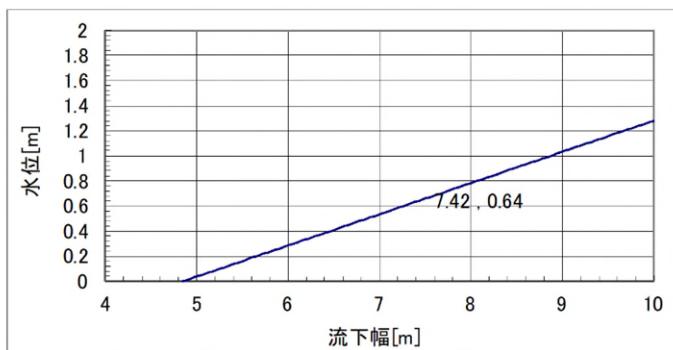
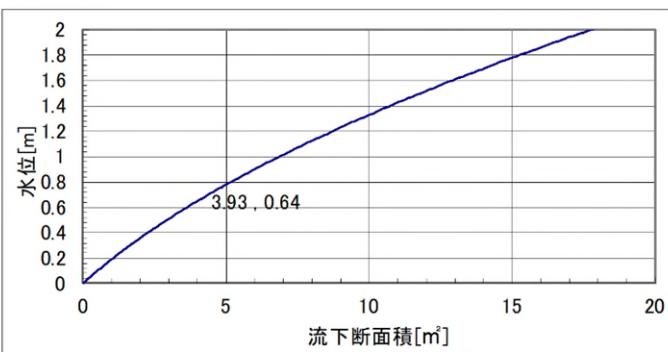
表 2.1.4 平均断面形状

No	右岸勾配 1:m1	B(m)	左岸勾配 1:m2
4	1.66	6.75	3.60
5	1.25	8.64	1.27
6	1.52	1.55	2.30
7	1.63	4.55	3.40
8	1.65	2.77	1.81
平均	1.54	4.85	2.48

以上に基づき、対象とする土石流ピーク流量の設定した平均形状の断面での水深、流速、流下幅のトライアル計算結果を次に示した。

表 2.1.5 流下断面計算結果

ピーク流量達成時					
水位(m)	面積(m ²)	幅(m)	水深(m)	流速(m/s)	流量(m ³ /s)
0.64	3.93	7.42	0.53	3.98	15.63



(2) 土石流単位体積重量 (γ_d)

土石流の単位体積重量は、下式により求める。

$$\gamma_d = \sigma \cdot C_d + \rho (1 - C_d)$$

ここで γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³), σ : 磯の密度 (2600 kg/m³),
 ρ : 水の密度 (=1200 kg/m³), C_d : 土石流の濃度 (0.30 ≤ Cd ≤ 0.54)

$$\begin{aligned}\gamma_d &= 22.51 \cdot 0.54 + 11.77(1 - 0.54) \cdot 9.81 \\ &= 13.7754 + 5.4142 \\ &= 19.1896 = 19.19 \text{ kN/m}^3\end{aligned}$$

(3) 土石流流体力 (F)

土石流の流体力は、下式により求める。

$$F = K_n \cdot \frac{\gamma_d}{g} \cdot D_d \cdot U^2$$

ここで F : 単位幅当りの土石流の流体力 (kN/m), U : 土石流の流速 (m/sec)

D_d : 土石流の水深 (m), g : 重力の加速度 (9.81m/s²), K_n : 係数 (1.0とする)

γ_d : 土石流の単位体積重量 (kN/m³)

$$F = 1.0 \cdot (19.19 / 9.81) \cdot 0.53 \cdot 3.98^2 = 16.421 \cdots = 16.42 \text{ kN/m}$$

以上を踏まえ算出した土石流諸元は、表 2.1.6 に示すとおりとなった。

表 2.1.6 土石流諸元

計画地点	土石流水深 D_d (m)	土石流の流速 U (m/s)	土石流の単位体積重量 γ_d (kN/m ³)	土石流流体力 F (kN/m)
施設計画箇所	0.53	3.98	19.19	16.42

5) 構造計算条件

VCCO の設計計算に用いる諸元を以下にまとめる。

表 2.1.7 檢討条件一覽

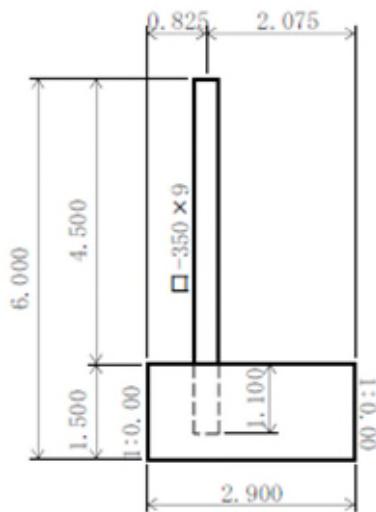
項目	数値	備考
対象荷重	流体力+堆砂圧+自重	
土石流水深	0.53 m	
土石流単位体積重量	19.19 kN/m ³	
衝突礫径	0.5m	
礫の単位体積重量	25.50 kN/m ³	$2.6t \times 9.81$
流水単位体積重量	11.77 kN/m ³	$1.2t/m^3 \times 9.81$
空中の単位体積重量	15.3 kN/m ³	$2.6 \times 0.6 \times 9.81$
土石流時の泥水中単位体積重量	8.24 kN/m ³	0.84×9.81
土圧係数	0.3	
コンクリート単位体積重量	22.56 kN/m ³	
〃 設計基準強度	18 N/mm ²	
〃 許容支圧応力度	5.40 N/mm ²	
〃 許容せん断応力度	0.55 N/mm ²	
鋼材降伏応力度	296 N/mm ²	
〃 許容曲げ応力度	175 N/mm ²	
〃 許容せん断応力度	100 N/mm ²	
土石流時割増係数	1.50	
礫衝突時割枚係数	1.70	

【準拠する基準】

建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編[II] 平成12年2月

土石流・流木対策設計技術指針 平成 28 年 4 月

新編・鋼製砂防構造物設計便覧 令和3年版



6) 構造検討結果

ここでは計算結果を記載する。その他詳細な計算内容については、巻末に構造計算書を添付する。

【滑動に関する安定】

$$F_s = \frac{f \cdot \Sigma V}{\Sigma H}$$

ここに、 F_s : 滑動に対する安全率

f : 堤体底面と基礎との摩擦係数 $f=0.7$

B : 堤体底面幅 = 2.9m

$$F_s = \frac{0.7 \times 254.9}{112.7}$$

$$= 1.58 > 1.00 \quad \text{----- OK !}$$

【転倒に関する安定】

作用合力Rの偏心距離 e の値は次式で計算される。

$$e = B/2 - (\Sigma M_r - \Sigma M_o) / \Sigma V \leq B/3$$

$$= 2.9/2 - (423-271) / 255$$

$$= 0.85m < B/3 = 0.97m \quad \text{----- OK !}$$

【地盤支持力】

地盤の最大反力強度は作用合力Rの偏心位置により下式から求まる。

$$0 < e \leq B/6 \text{ のとき } q_{max} = (\Sigma V/B) \cdot (1+6e/B)$$

$$B/6 < e \leq B/3 \text{ のとき } q_{max} = 2 \times \Sigma V / (3d)$$

ここに、 $d = (\Sigma M_r - \Sigma M_o) = (423-271) / 255$

$$= 0.599m$$

$B/6 < e \leq B/3$ であるから、

$$q_{max} = 2 \times \Sigma V / (3 \times d) = 2 \times 254.9 / (3 \times 0.599)$$

$$= 283kN/m^2 < 300kN/m^2 = q_a \quad \text{----- OK !}$$

$$q_{min} = 0 \quad \text{----- OK !}$$

$$= 0kN/m^2 < 300kN/m^2 = q_a \quad \text{----- OK !}$$

支持層：簡易貫入試験の結果より、 N_d 値が 50 以上確認出来る $Dt2$ 層以深を支持層として考える。
安定性照査では、安全側に考え長期許容支持力 $q=200kN/m^2$ 、短期許容支持力 $q=300 kN/m^2$ として検討を行った。

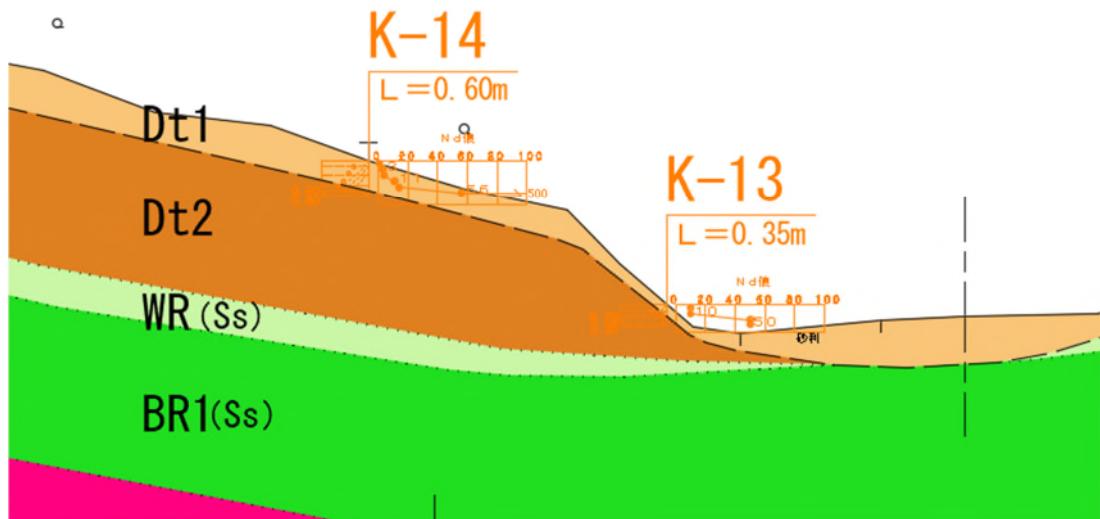
支持力の設計値は、一部 dt_2 層に支持することから砂質地盤の中位なものと想定し、 $q=200\text{kN/m}^2$ と想定した。

また、簡易貫入試験 (K-13, 14) の結果からも、 dt_2 層の N_d 値が 50 程度であることから、 $N=N_d/1.5=33$ であることから、概ね妥当な値であると考えられる。

解表4-8 基礎地盤の種類と許容鉛直支持力 (常時値)

基礎地盤の種類		許容 鉛直支持力 q_a (kN/m^2)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 q_u (kN/m^2)	N 値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000 以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10,000 以上	—
	軟岩・土丹	300	1,000 以上	—
礫層	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300	—	—
砂質地盤	密なもの	300	—	30 ~ 50
	中位なもの	200	—	20 ~ 30
粘性土地盤	非常に硬いもの	200	200 ~ 400	15 ~ 30
	硬いもの	100	100 ~ 200	10 ~ 15

道路土工 擁壁工指針 p69



アンカー鉄筋と底版コンクリート応力度照査

【土石流時】

$$\begin{aligned}
 \text{鉄筋の引張応力度: } \sigma_s &= T/As = 44782/795.2 \\
 &= 56 \text{ N/mm}^2 \leq 270 \text{ N/mm}^2 = f_yk & \text{OK} \\
 \text{コンクリートの圧縮応力度: } \sigma_c &= \max(P_j, P_k)/b = 502.464/0.4 \\
 &= 1256.2 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 1.26 \text{ N/mm}^2 \leq 8.10 \text{ N/mm}^2 = f'_c & \text{OK} \\
 \text{支圧応力度の許容値: } f'_c &= 5.4 \times 1.5 = 8.10 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\
 \text{コンクリートのせん断応力度: } \tau_c &= S/\sin 45^\circ / Ac = 35.6/\sin 45^\circ / 1.94 = 18.7 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 0.019 \text{ N/mm}^2 \leq 0.83 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca} & \text{OK} \\
 \text{せん断応力度の許容値: } \tau_{ca} &= 0.55 \times 1.5 = 0.83 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\
 \text{ここに, } \text{せん断面積: } Ac &= 2 \times (2 \times 0.625 + 0 \times 1.1) / 2 \times 1.1 / \sin 45^\circ \\
 &= 1.94 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

【礫衝突時】

$$\begin{aligned}
 \text{鉄筋の引張応力度: } \sigma_s &= T/As = 222912/795.2 \\
 &= 280 \text{ N/mm}^2 \leq 306 \text{ N/mm}^2 = f_yk & \text{OK} \\
 \text{コンクリートの圧縮応力度: } \sigma_c &= \max(P_j, P_k)/b = 2,526.1/0.4 \\
 &= 6315.2 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 6.32 \text{ N/mm}^2 \leq 9.18 \text{ N/mm}^2 = f'_c & \text{OK} \\
 \text{支圧応力度の許容値: } f'_c &= 5.4 \times 1.7 = 9.18 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\
 \text{コンクリートのせん断応力度: } \tau_c &= S/\sin 45^\circ / Ac = 99.8/\sin 45^\circ / 1.94 = 72.8 \text{ kN/m}^2 \\
 &= 0.073 \text{ N/mm}^2 \leq 0.94 \text{ N/mm}^2 = \tau_{ca} & \text{OK} \\
 \text{せん断応力度の許容値: } \tau_{ca} &= 0.55 \times 1.7 = 0.94 \text{ (N/mm}^2\text{)} \\
 \text{ここに, } \text{せん断面積: } Ac &= 2 \times (2 \times 0.625 + 0 \times 1.1) / 2 \times 1.1 / \sin 45^\circ \\
 &= 1.94 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

【支柱のせん断応力度照査】

礫の衝突に伴い生じる最大せん断応力度

$$\tau = \frac{P_R}{A} = \frac{601}{11,998} \times 10^3$$

$$= 50 \text{ N/mm}^2 < 170 \text{ N/mm}^2 \quad \text{OK}$$

許容せん断応力度

$$\tau a = 1.7 \times 100 = 170 \text{ N/mm}^2$$

【底版コンクリートの安全性照査】

1) 鞘管設置基面でのせん断摩擦安全率の検討

$$F_S = \frac{f \cdot V \cdot g + \tau c \cdot A_c}{P_R} = \frac{0.7 \times 32.3 \times 9.81 + 2760 \times 12.76}{601}$$

$$= 58.97 > 4.00 \quad \text{OK}$$

ここに、摩擦係数

$$f = 0.7$$

鞘管設置基面上方コンクリート質量 $V = 32.3 \text{ (t)}$

コンクリートの設計圧縮強度 $f' cd = 13,800 \text{ kN/m}^2$

コンクリートのせん断強度 $\tau c = f' cd/5 = 13800/5 = 2760 \text{ kN/m}^2$

鞘管設置基面のせん断面積 $A_c = 2,900 \times 4.400 = 12.76 \text{ m}^2$

2) 鞘管前面の押抜きせん断に対する検討

$$\text{コンクリートのせん断応力度 : } \tau c = S/A_c = 601/1.94 = 310 \text{ kN/m}^2$$

$$= 0.31 \text{ N/mm}^2 \leq 0.94 \text{ N/mm}^2 = \tau ca \quad \text{OK}$$

ここに、せん断面積 : $A_c = 1.94 \text{ m}^2$ (5.2章参照)

VCCO応急対策工 構造図 S=1:50 松山城斜面崩壊対策

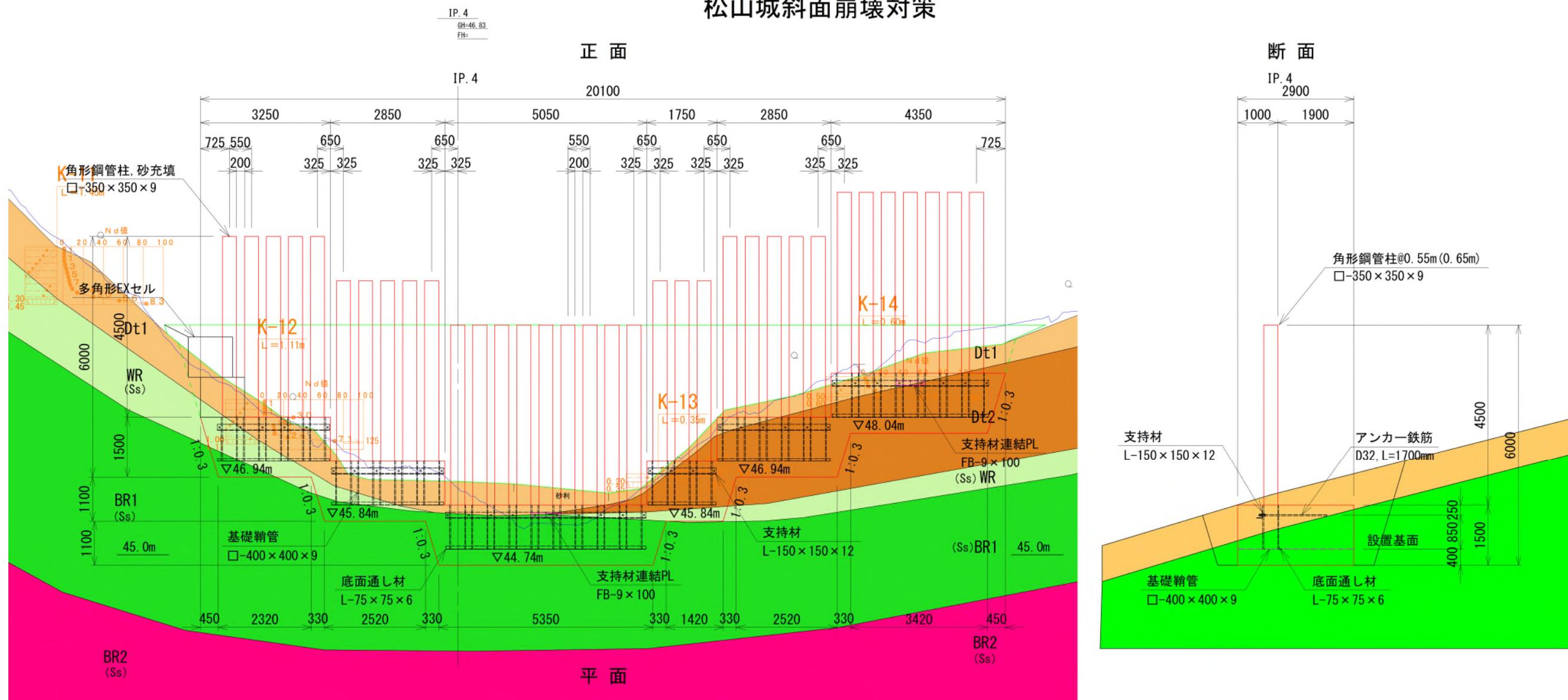


図 2.1.14 VCCO 構造図

3. 恒久対策工設計

3.1 法面工予備設計

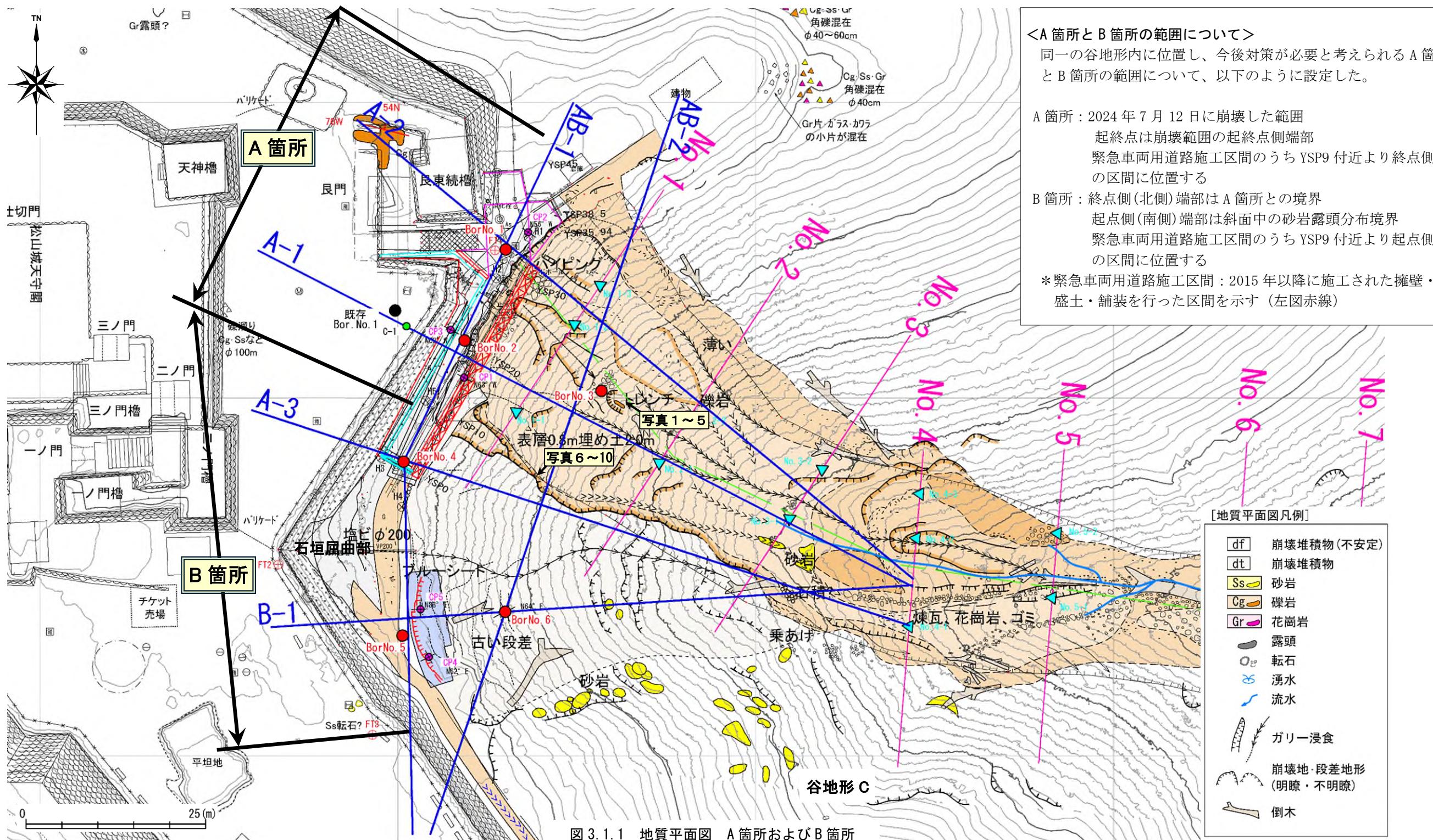
3.1.1 現地調査結果

1.8 で述べたように、別途実施された「調査業務①」及び「調査業務②」において明らかになった現地の地質状況、表流水・地下水状況について、以下に述べる。

(1) 地質状況（地層構成）

① 斜面の地質状況

- ・ 本業務で法面対策の検討対象斜面は、図 3.1.1 の平面図に示すとおり 7 月 12 日に崩落した A 箇所とその南側に隣接する B 箇所の 2 つの箇所からなる。
- ・ 図 3.1.2～図 3.1.5 は、図 3.1.1 中の 4 測線（A-1～A-1'、B-1～B-1'、AB-1～AB-1' 及び AB-2～AB-2'）の地質断面図である。
- ・ 図 3.1.2、図 3.1.5 によれば、A 箇所には崩壊前に 3～4m の捨土層（dt）が分布していた。この捨土層は現地踏査等の一連の調査結果より、未固結・軟質で不安定化した地盤である。被災後の LP データを踏まえると、崩落後も A 箇所に厚さ 1～2m で捨土層が分布している。
- ・ B 箇所については、図 3.1.3、図 3.1.5 を踏まえると、A 箇所に比べれば捨土層は薄いが、道路部分を除き、斜面全体に 1m 前後の層厚で分布しているものと想定される。B 箇所には、調査業務②の地形解析の結果、過去から何度も崩壊を繰り返した崩壊地形が残存している。
- ・ 捨土層の下位には、A 箇所及び B 箇所とともに和泉層群礫岩、砂岩が分布している。捨土層との境界～数 m は D 級の岩盤等級で風化しているが、その下は CL 級で安定している。
- ・ なお、図 3.1.6 に調査業務②で確認した捨土層の状況写真を示す（図中の写真番号は図 3.1.1 の写真番号の位置）。



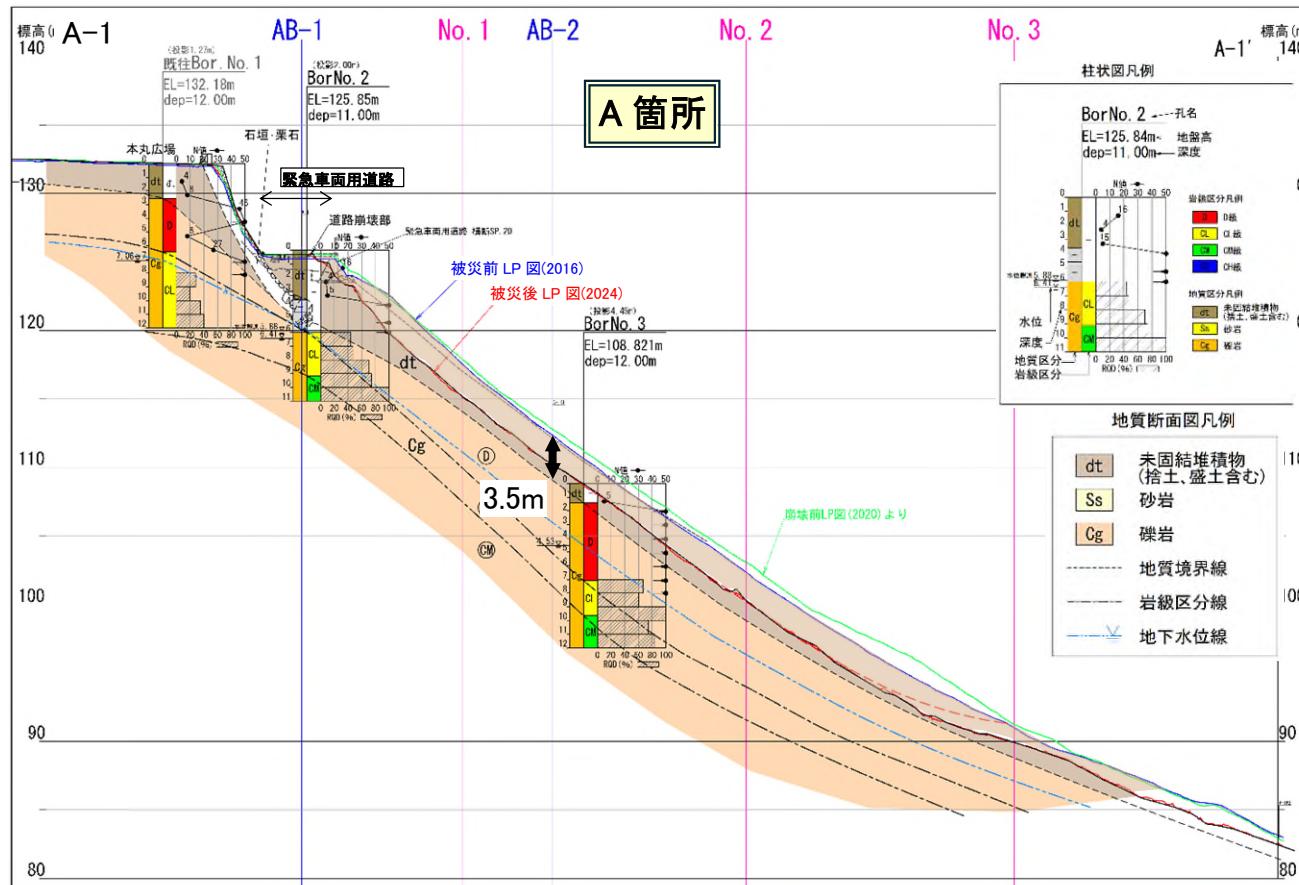


図 3.1.2 地質断面図 A-1 測線

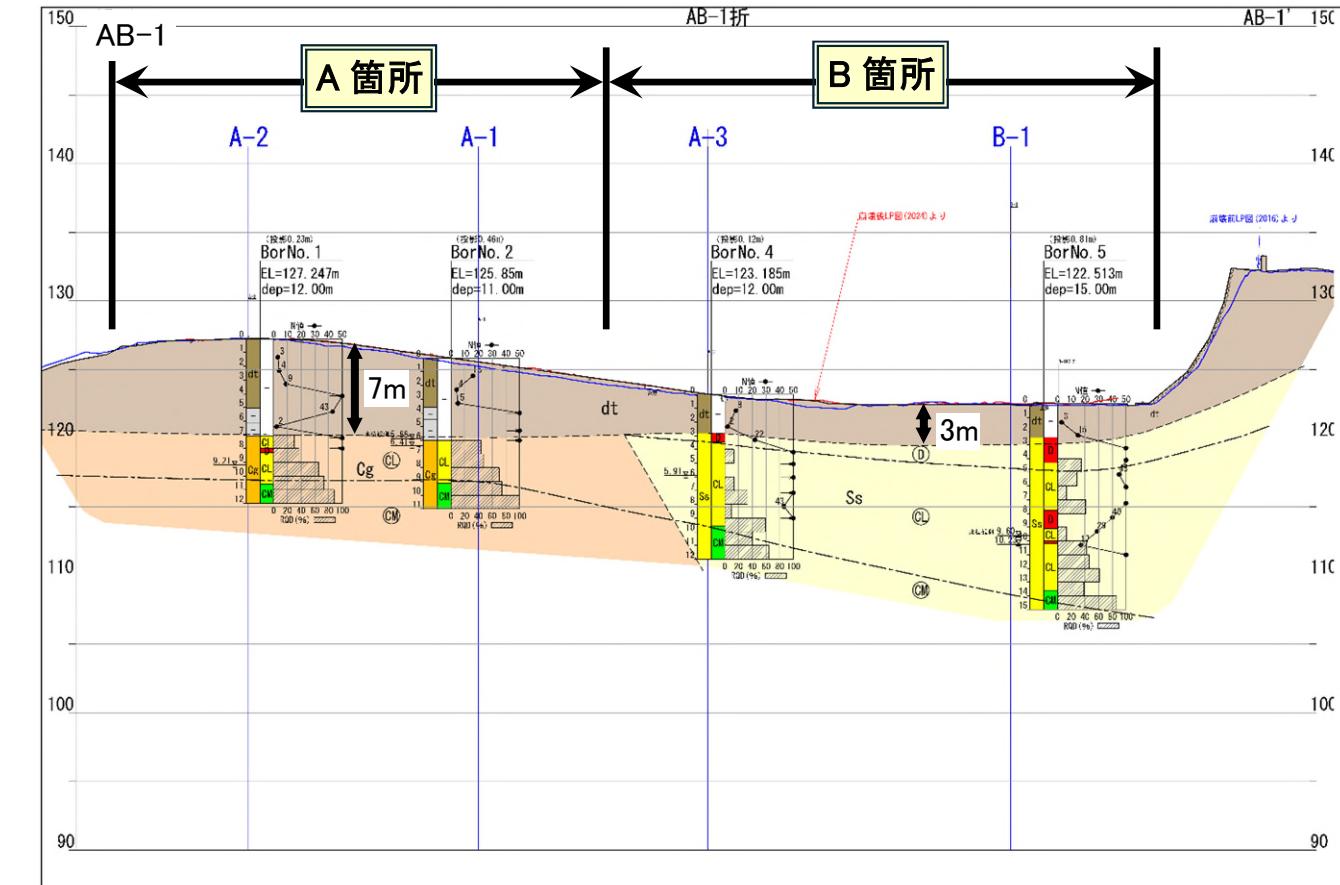


図 3.1.4 地質断面図 AB-1 測線

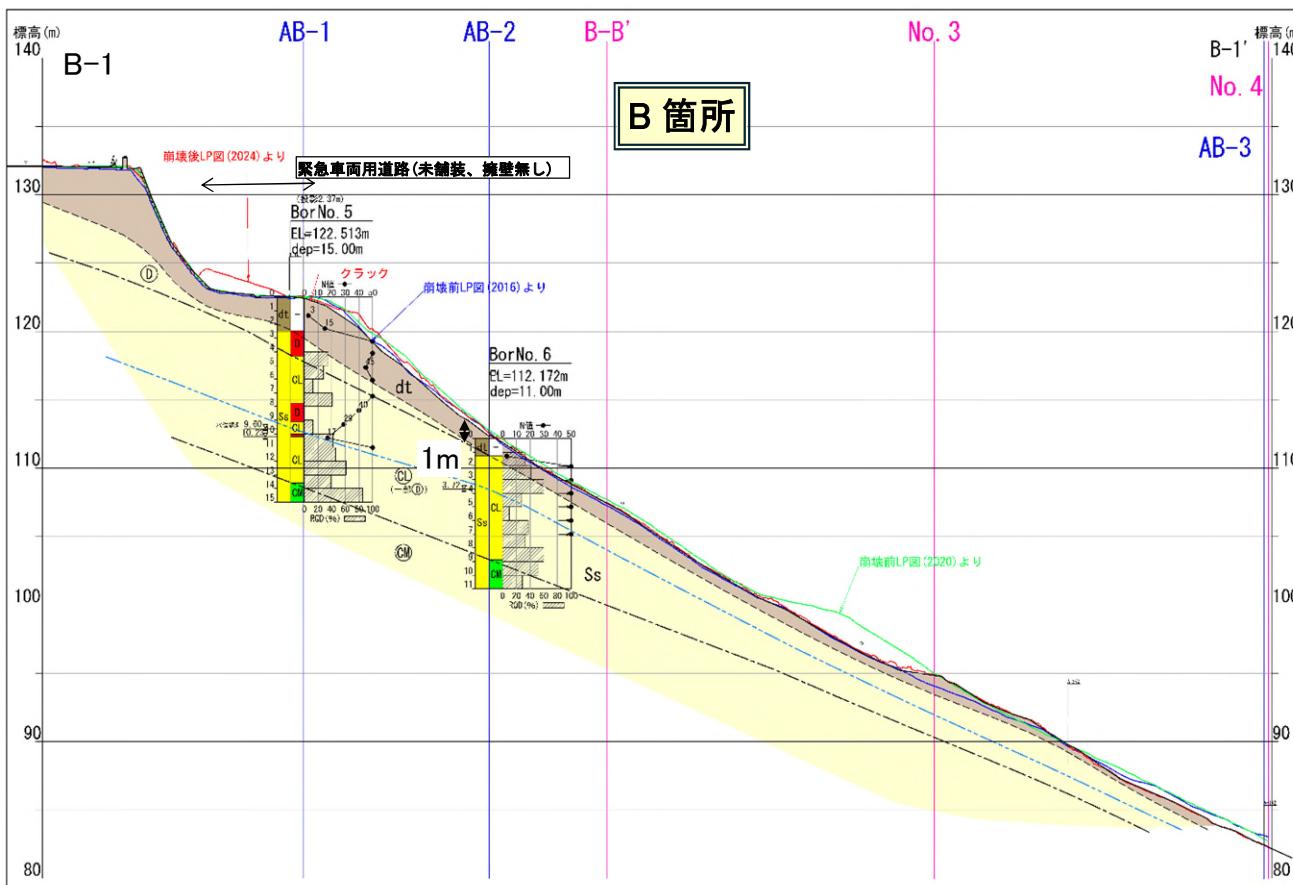


図 3.1.3 地質断面図 B-1 測線

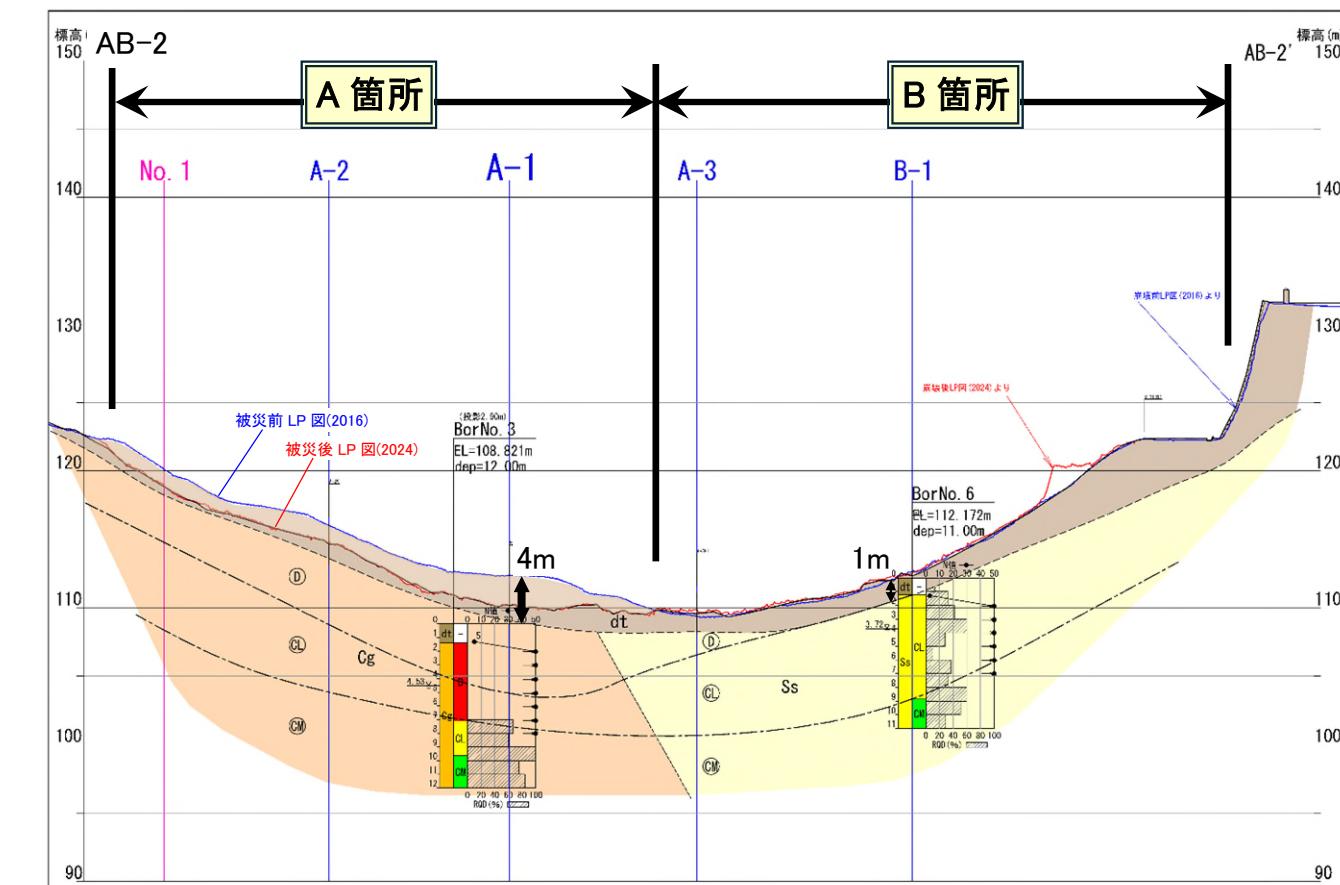


図 3.1.5 地質断面図 AB-2 測線



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。



写真3 一部に均質な砂層が認められる。



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。

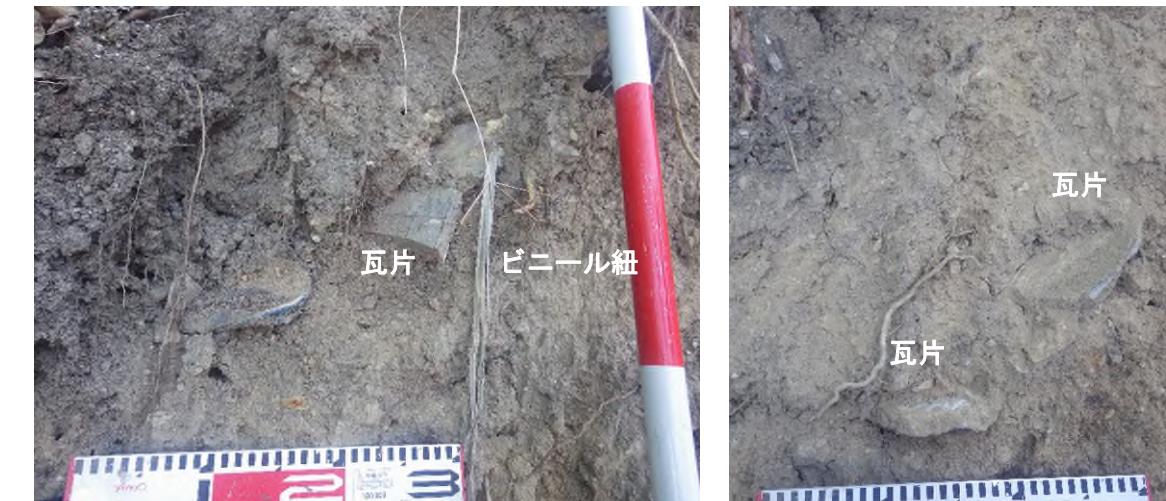


写真7 表層の土壤部分に瓦片・ビニール紐を含む

写真8 表層から深度1mに認められる瓦片



写真9 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。

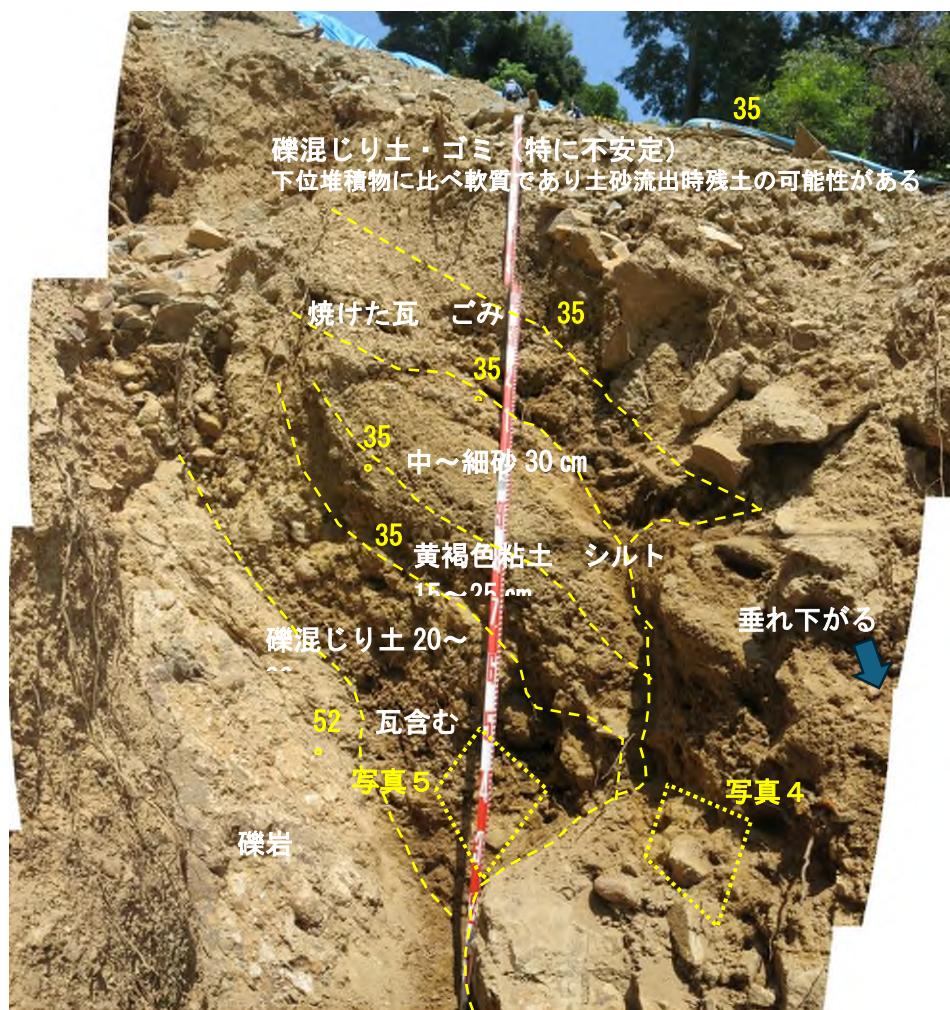


写真2 A箇所斜面に残存する未崩壊の堆積物

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5 基盤岩直上に認められる瓦片

② 緊急車両用道路の付近の地質状況

- ・図 3.1.7、図 3.1.8 は調査業務②で明らかになった緊急車両用道路付近（道路測点 YSP20）～斜面下方にかけての地質断面図である。
- ・調査業務②で実施したトレーンチ調査により、道路付近の盛土については I～V 層といった層区分を行っている（図 3.1.8 参照）。
- ・このうち、道路付近に分布する II 層は、斜面下では①の崖錐層（dt）に該当し、瓦片を含み、軟質で不安定化した層である。今回の土砂災害時に崩落した層である。
- ・図 3.1.9 は、崩壊しなかった道路測点 YSP0 付近の道路付近の地質断面図であるが、捨土層が分布している。図を踏まえると、YSP0 付近から南側の B 箇所には、同じように路肩～斜面にかけて II 層である捨土が分布すると考える。
- ・YSP0、YSP20 の地質断面図を踏まえると、旧緊急車両用道路の擁壁直下～道路中心にかけて、松山城石垣の末端である根石の存在が想定される。

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)

拡大(詳細)図

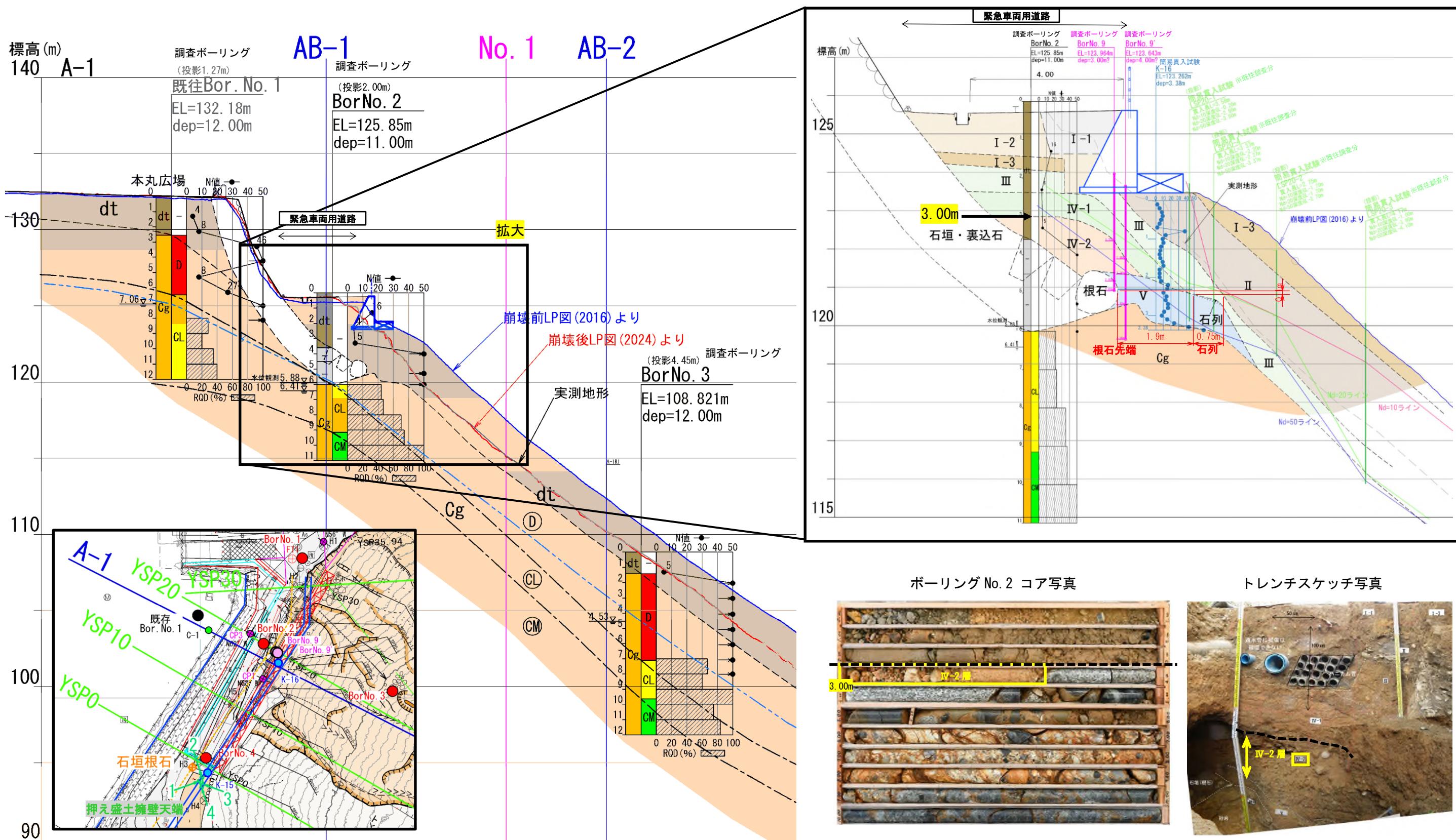
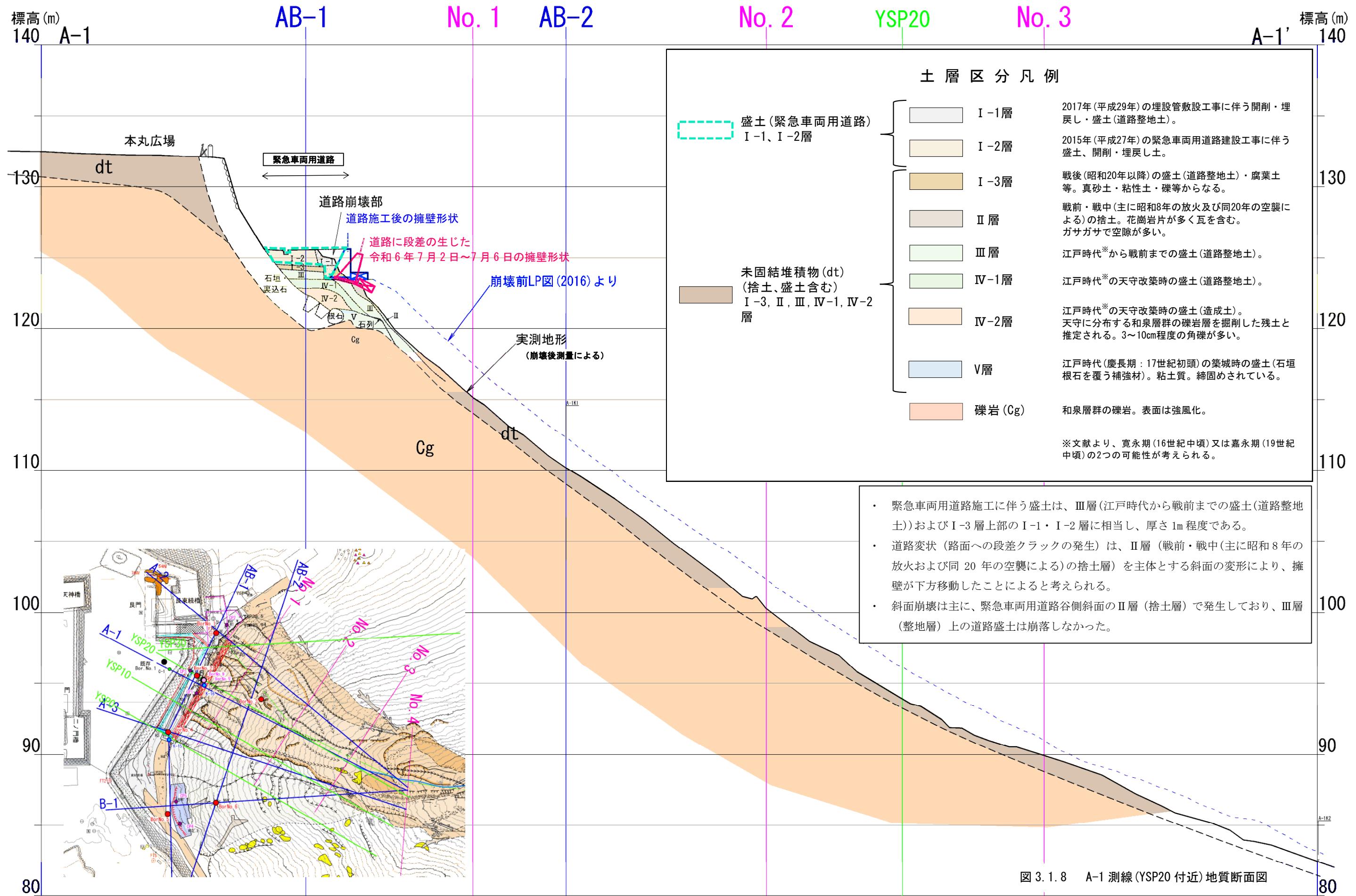


図 3.1.7 トレンチ調査の結果を反映した A-1 測線 (YSP20 近傍) の地質断面図



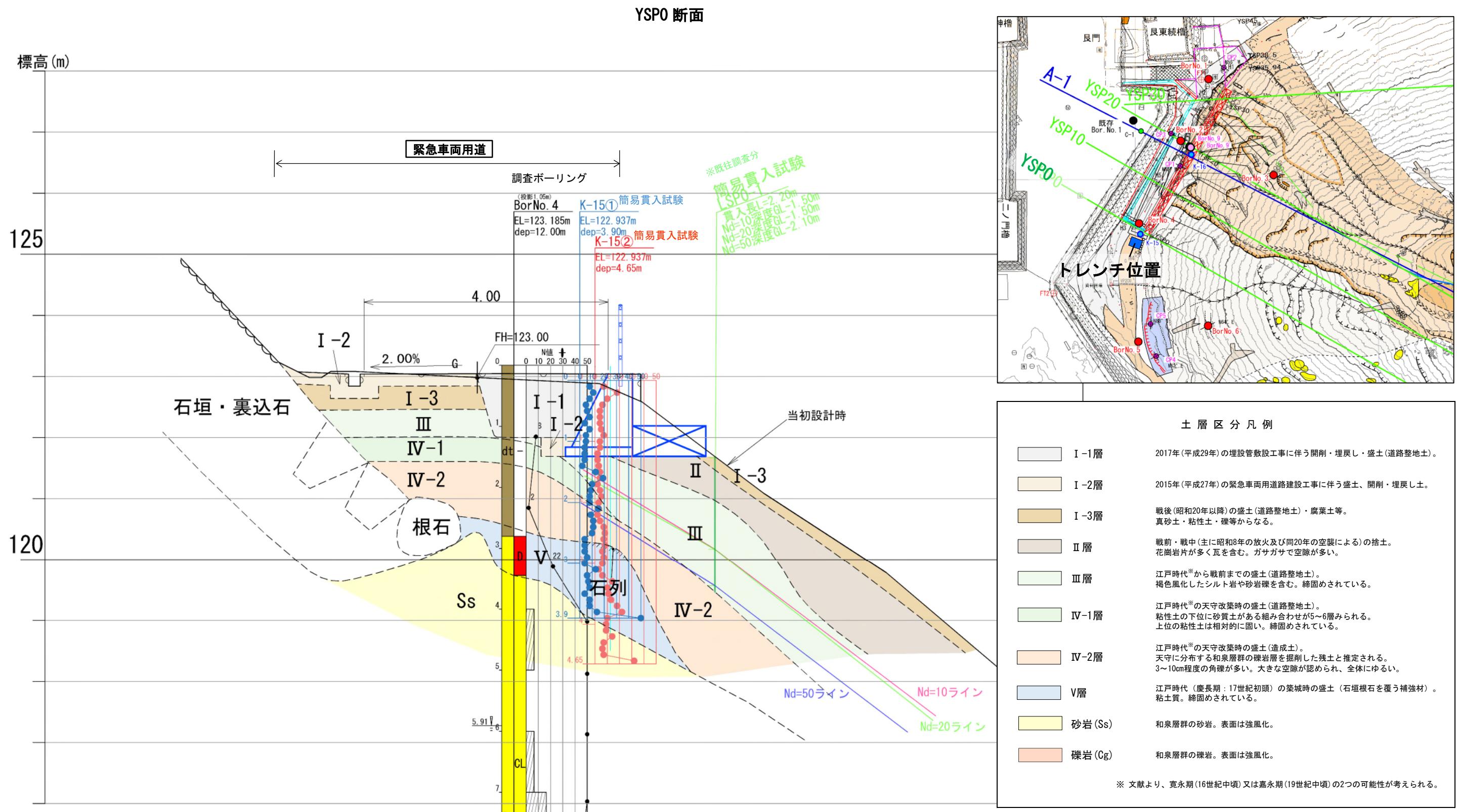


図 3.1.9 トレンチ調査の結果を反映した YSP0 測線の地質断面図

(2)表流水、地下水状況

- ・図3.1.10は、調査業務②で明らかになった崩壊箇所周辺の集水範囲と流水経路である。松山城の本丸広場で集まつた雨水は、広場東側の石垣から落水し、緊急車両用道路を横断し、B箇所を経由して斜面崩壊箇所の末端（標高90m付近）で土砂流出斜面へ合流することが明らかである。
- ・調査業務②では、上記の雨水の挙動を表流水解析で再現している。さらに、捨土層を含めた地層構成を考慮した地下水三次元解析により、7月12日の土砂災害発生直前の崩壊斜面の地下水位分布も明らかにした（図3.1.11～図3.1.14参照）。
- ・崩壊箇所の地下水位分布については、7月12日の土砂災害発生直前（午前2時）の地下水位が最も高く、図3.1.13に示すように、崩壊斜面（上流部（上部）斜面）の中腹～斜面末端にかけて地表面付近まで上昇する解析結果となった。

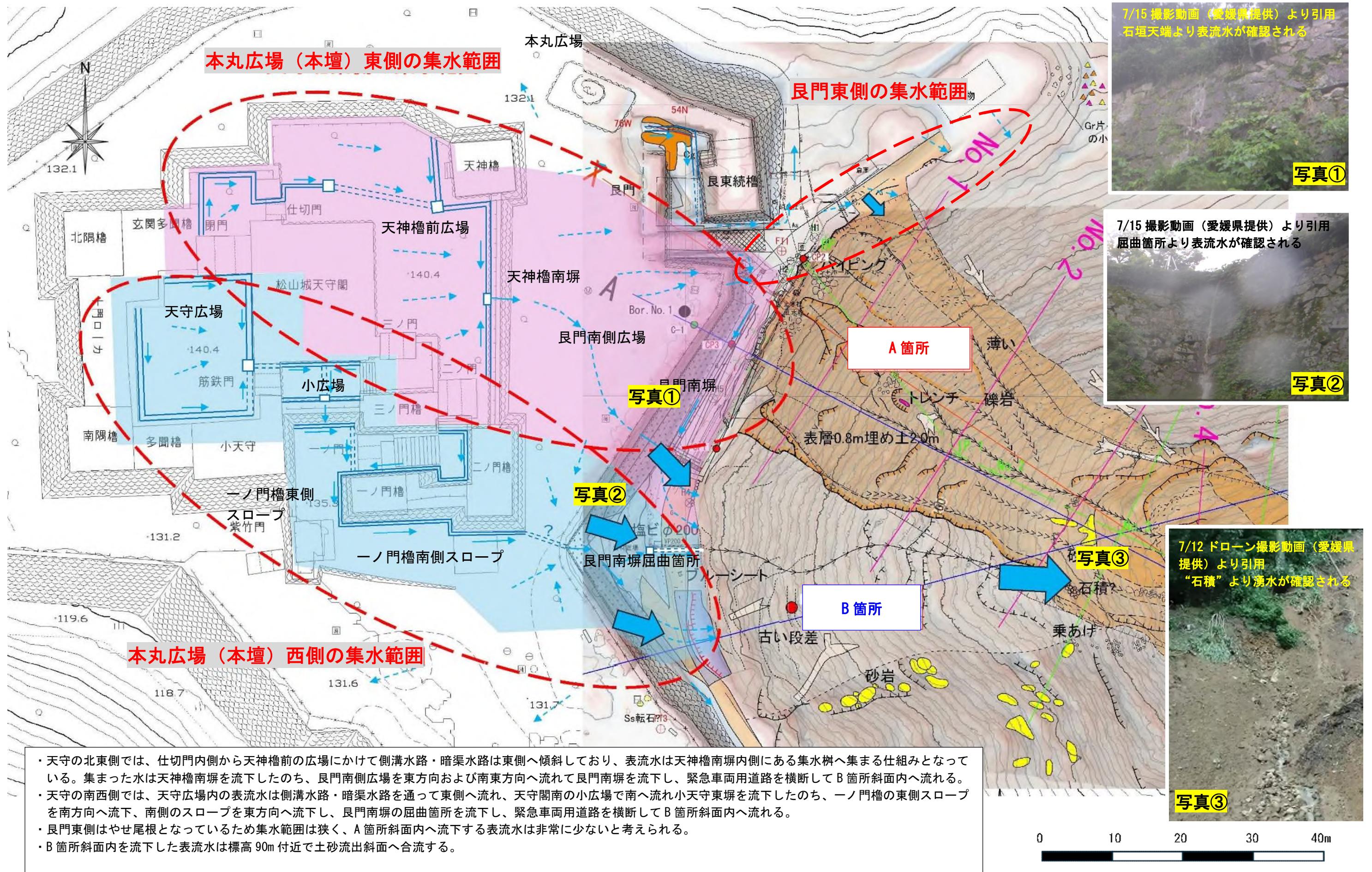


図3.1.10 本丸広場（本壇）周辺の集水範囲および流水経路

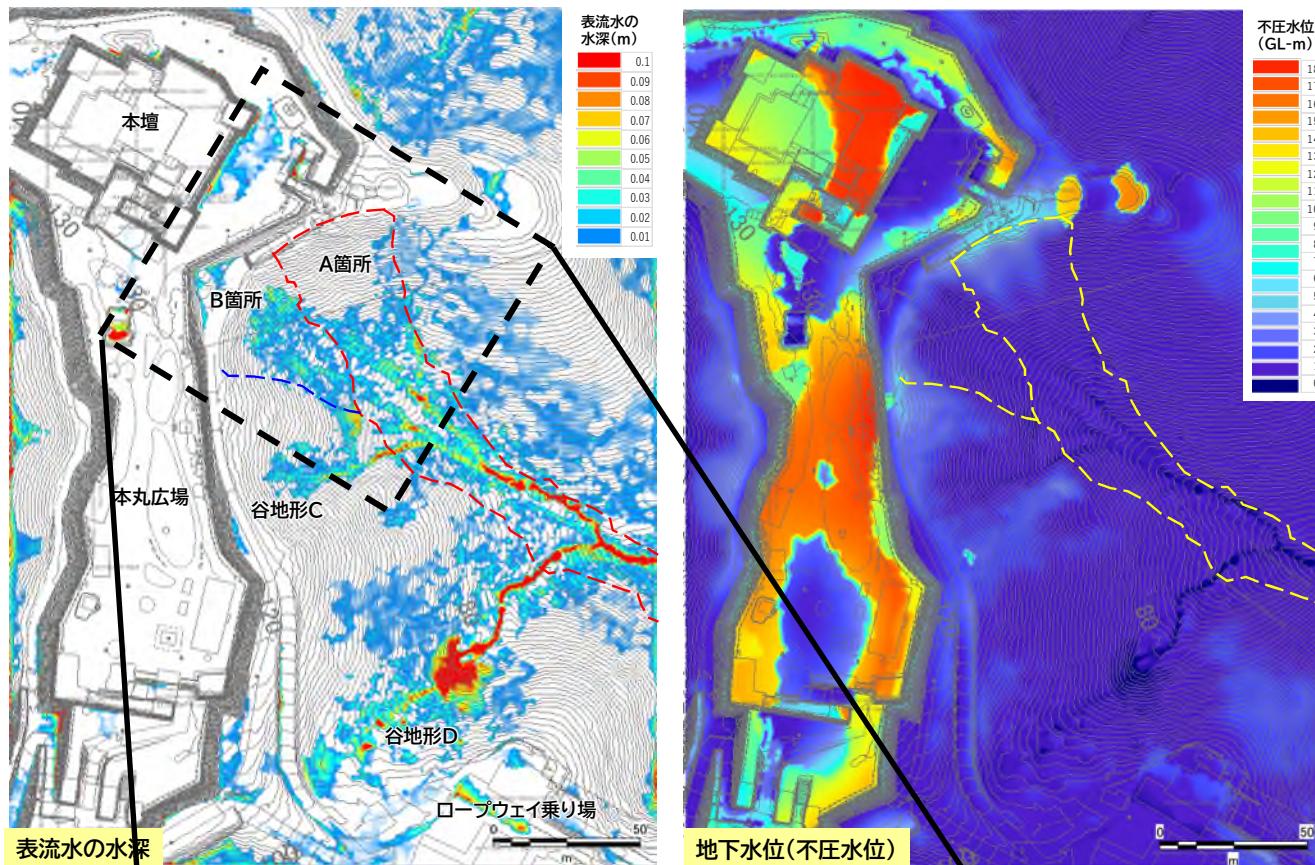


図 3.1.11 地下水解析結果 (1回目の崩壊の発生した 7/12 2:00 時点の降雨条件による予測計算結果)

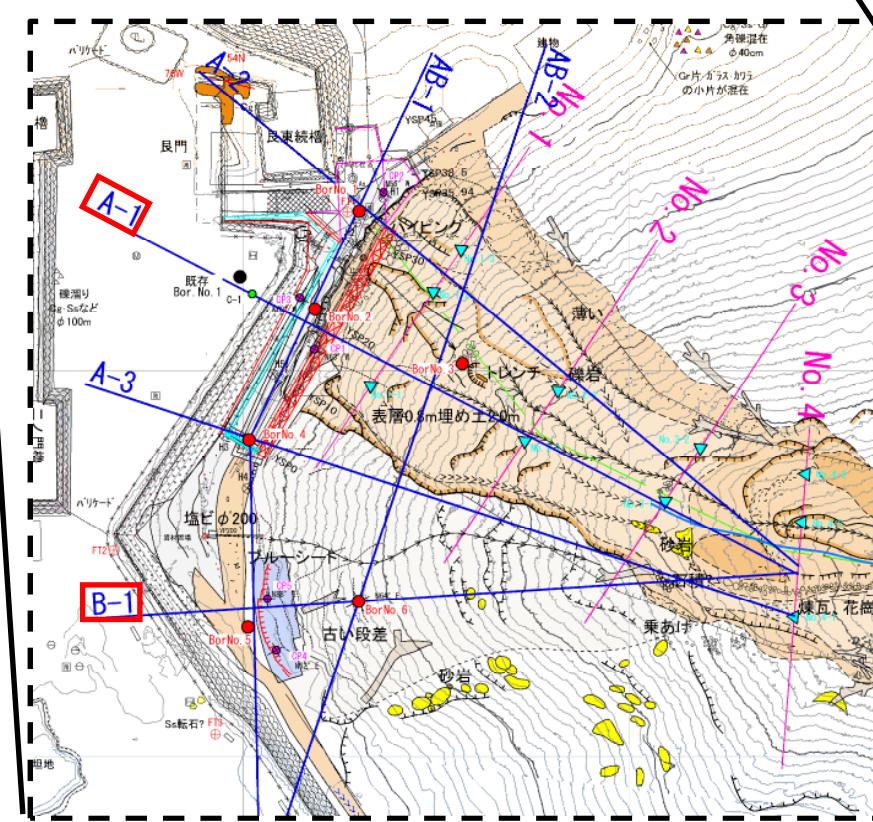


図 3.1.12 検討断面位置平面図

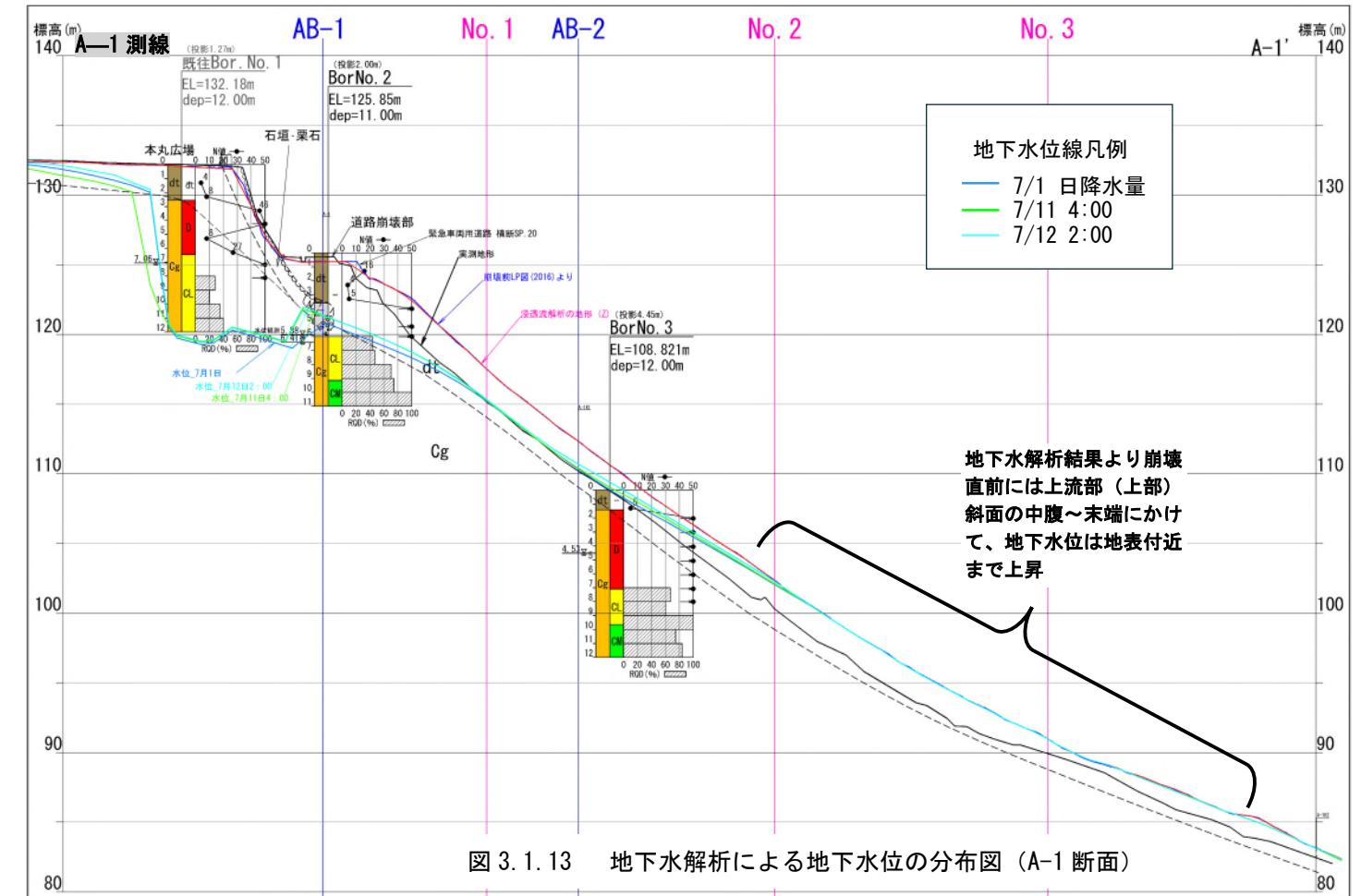


図 3.1.13 地下水解析による地下水位の分布図 (A-1 断面)

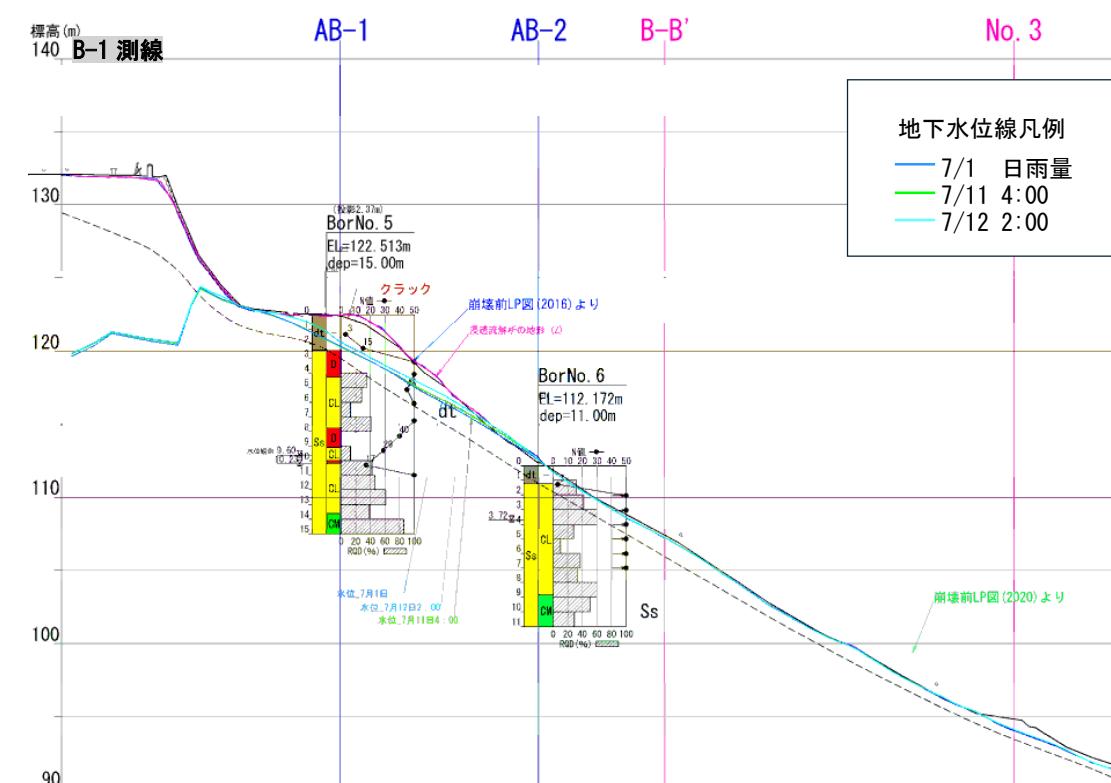


図 3.1.13 地下水解析による地下水位の分布図 (B-1 断面)

3.1.2 土砂災害の素因と誘因

調査業務②で整理された土砂災害の素因と誘因を表3.1.1にまとめる。

今回の災害の素因は複数存在し、それらが単独あるいは複合して作用した可能性が高い。ここで、主要な災害発生要因としては、松山市緑町土砂災害技術検討委員会での結論で明らかなように、次のとおりといえる。

- ・軟質で降雨浸透や荷重増加により不安定化しやすい捨土層の存在
- ・捨土層上に成長し、斜面への荷重増加に寄与した巨木の存在
- ・斜面周辺から捨土斜面への流入水（浸透水、地表水、地下水）

恒久対策設計にあたっては、捨土層や表流水、地下水対策などを含め、表3.1.1に示した全ての素因・誘因の他、災害発生後の二次災害も防止する必要があり、漏れなく対処することが求められる。この場合、斜面崩壊～土砂流出が発生した上流部（上部）に加えて、流出土砂が堆積し不安定化する可能性のある上流部（下部）～下流部も含めて検討する。

表3.1.1 土砂災害発生の素因・誘因及び発生後の現状課題
(調査業務②より抜粋、加筆)

区分	内 容
土砂災害発生の素因・誘因	
素 因	軟質な捨土の分布
	経年劣化による地盤の強度低下
	表層の浸食による不安定化
	樹木の成長による荷重増加
	伐採による根系の抵抗力低下
	道路擁壁施工による荷重増加
誘 因	降雨による土砂荷重の増加
	排水機能の低下
	降雨による間隙水圧の増加
土砂災害発生後の現状課題（二次災害）	
堆積した土砂の流出	
土砂出した際に浸食をうけた裸地部の不安定化	
合流する谷地形からの土砂流出	

3.1.3 設計条件

(1) 地盤、地下水条件

- ・一連の調査結果を踏まえ、上流部（上部）斜面部分のA箇所、B箇所それぞれの主測線断面における地盤条件、地下水条件を図3.1.15、図3.1.16に示す。
- ・図中には、設計に採用するにあたっての地盤、地下水条件について記載した。
- ・表流水対策にあたっての現状の表流水の条件（表流水の流下ルート）については、図3.1.10に基づくこととした。
- ・上流部（下部）～下流部についての設計条件は、前述している応急対策工検討と同じとした。

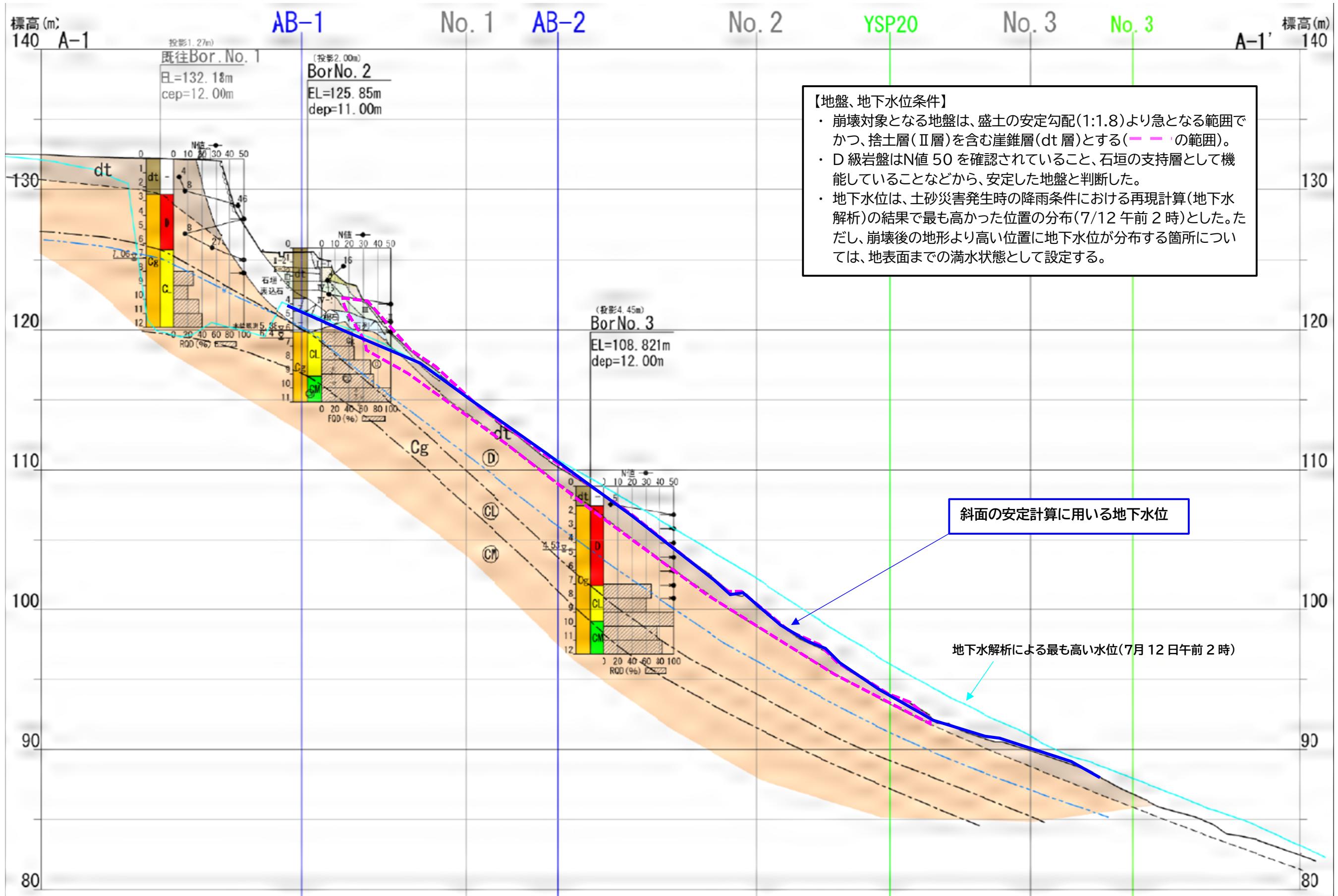


図 3.1.15 設計に採用する地盤、地下水条件 (A 箇所、A-1 断面)

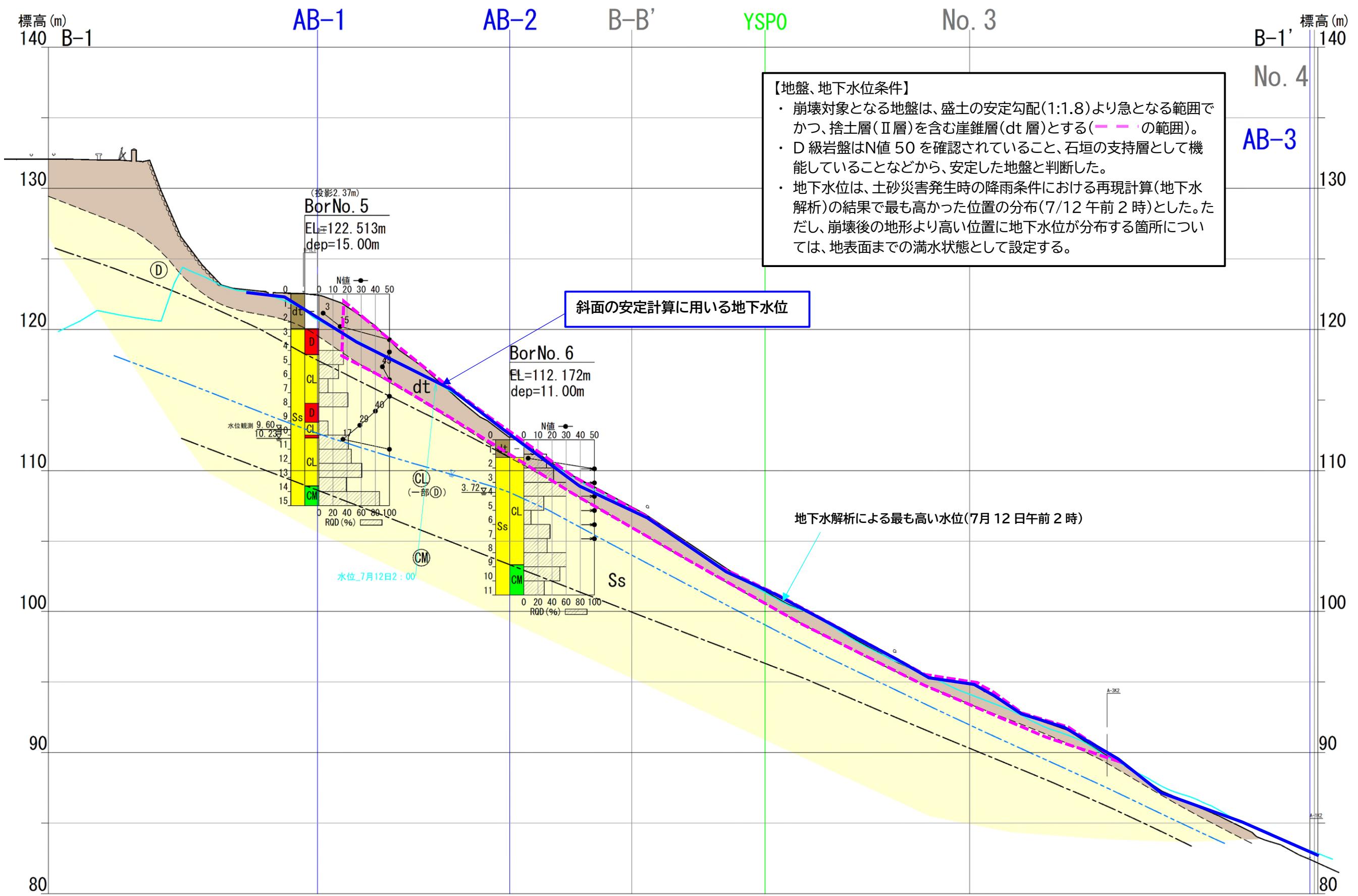


図3.1.16 設計に採用する地盤、地下水条件 (B箇所、B-1断面)

(2) 土質条件 (土質定数)

- ・ 安定計算等に採用する土質条件 (単位体積重量、強度定数 $c \phi$) については、調査業務①に示すボーリング調査や室内土質試験結果に基づき、調査業務②において、以下のとおり決定した。
- ・ 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 3.1.2)。採用する湿潤単位体積重量の値は、湿潤密度の平均値約 2.0g/cm^3 を踏まえ 20kN/m^3 とした。
- ・ 強度定数 $c \phi$ は、現地より採取した供試体試料に基づく三軸圧縮試験 (圧密排水 (CD) 試験) 結果による図 3.1.17 と原位置試験 (ベーン・コーンせん断試験) 結果も踏まえ、以下のとおりとした。なお、試料採取位置などについては、図 3.1.18～図 3.1.22 を参照されたい。

粘着力 $c : 7.0\text{kN/m}^2$
内部摩擦角 $\phi : 34^\circ$

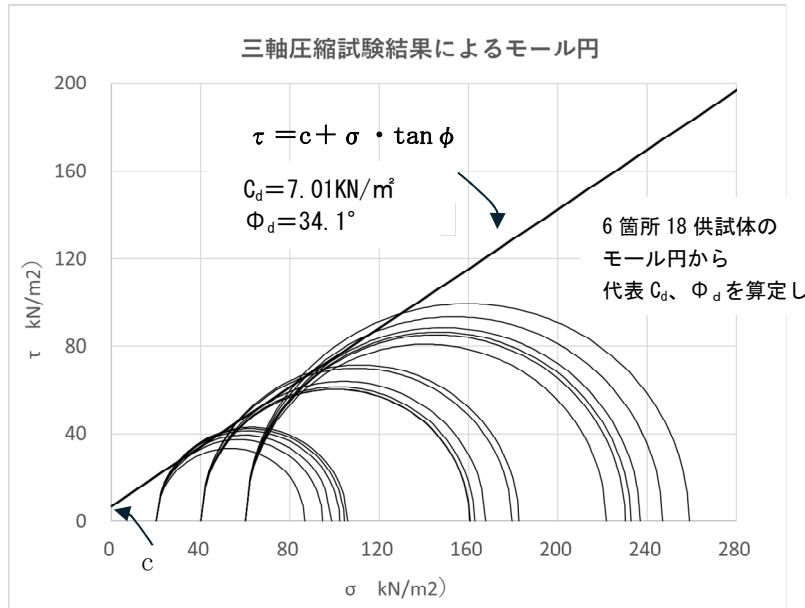


図 3.1.17 複数のモール円を包含する破壊包絡線からの強度定数 $c \cdot \phi$ の算出結果

ただし、これらの土質定数を使用して繰り返し円弧計算を実施すると、現況安全率は 1.2 を超えてしまうため、安全側を考慮し、現況安全率を 1.00 と再設定し粘着力 c を逆算法によって求め、計画安全率 1.2 を満足する対策の検討を実施した。

詳細な設計条件については 3.2 章アンカー付き場所打ち法枠工詳細設計で示す。

表 3.1.2 室内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 ρ_d (g/cm ³)						
測定値	1.703	1.616	1.565	1.595	1.744	1.818
	1.708	1.613	1.56	1.603	1.749	1.822
	1.721	1.625	1.58	1.592	1.754	1.824
平均値	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 ρ_t (g/cm ³)	2.05	1.98	1.97	1.99	2.09	2.13
※ $\rho_t = \rho_d \times (1+w/100)$						
■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/m ²)	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
平均値	2.03					

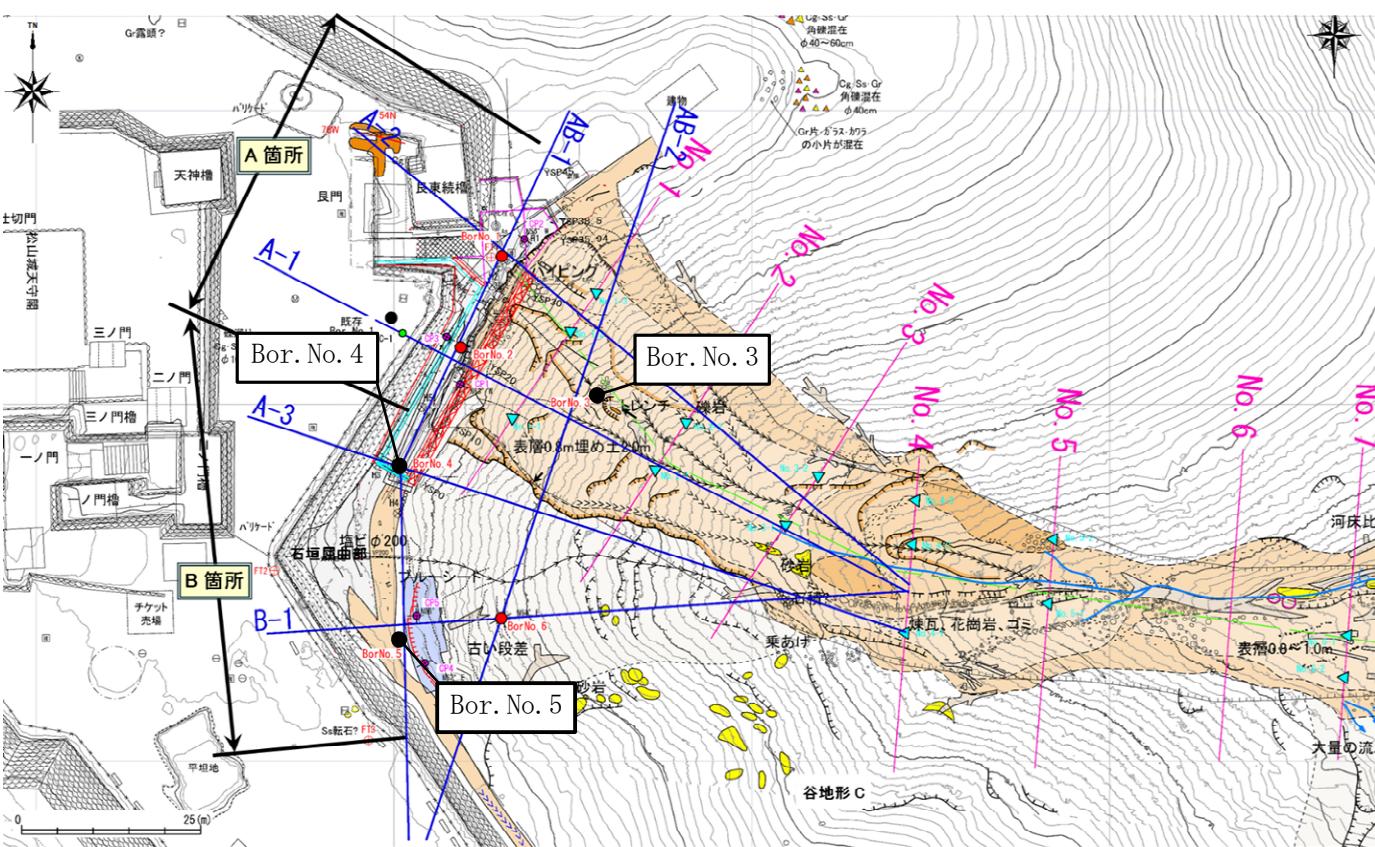


図 3.1.18 室内試験試料採取したボーリング調査位置(平面図)

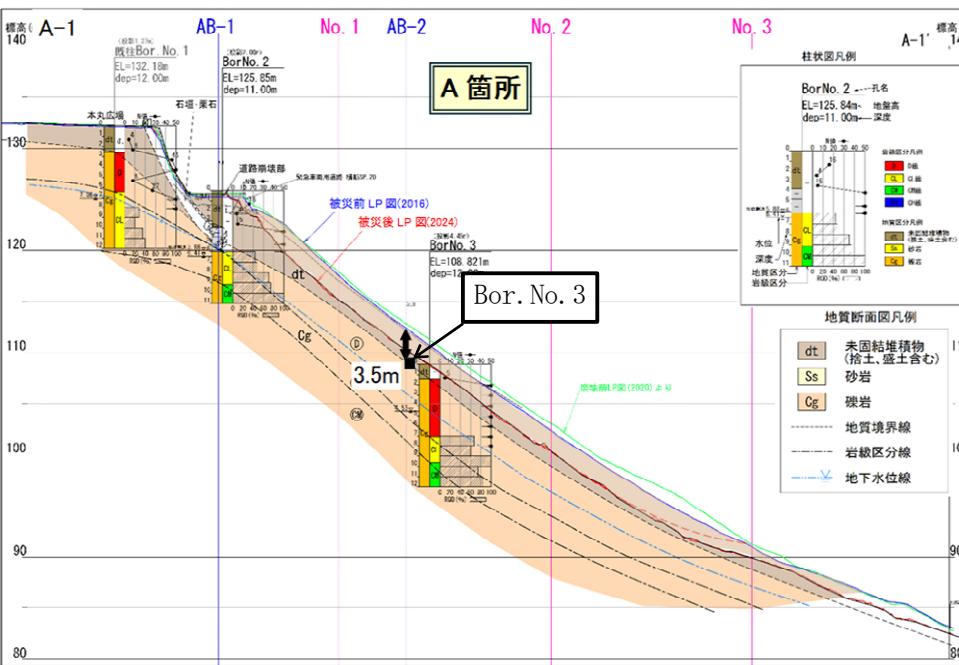


図 3.1.19 室内試験試料採取したボーリング調査位置(A-1断面)

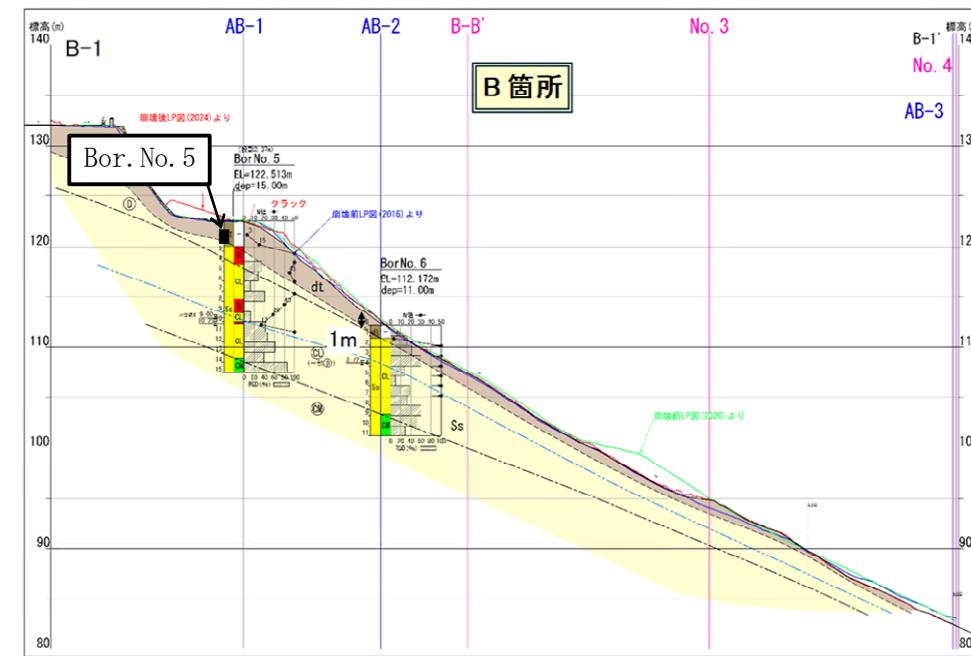


図 3.1.20 室内試験試料採取したボーリング調査位置(B-1断面)

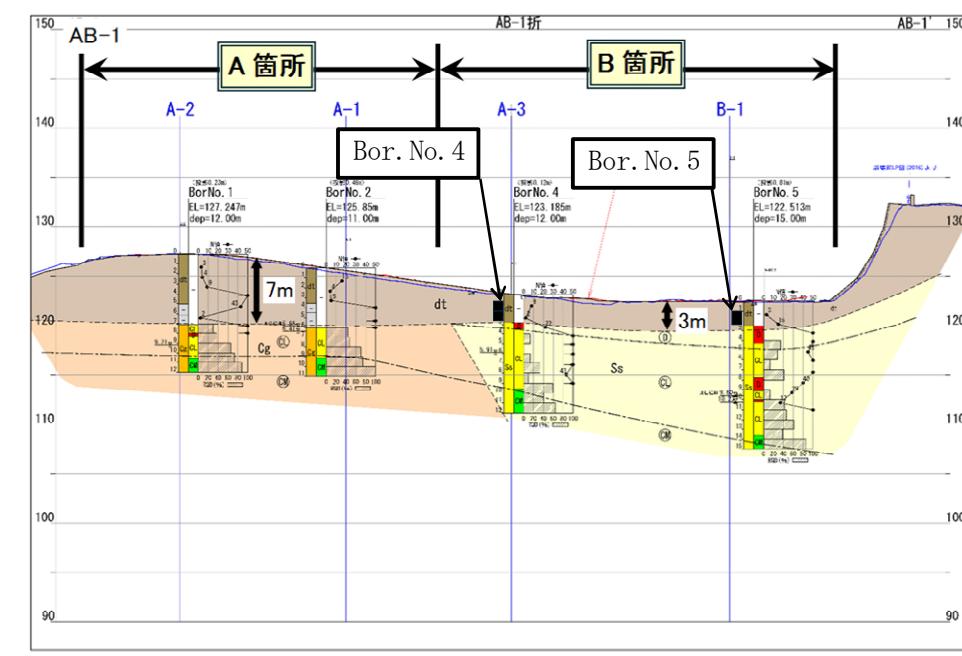


図 3.1.21 室内試験試料採取したボーリング調査位置(AB-1断面)

3.1.4 対策工検討における留意点と対策方針

恒久対策設計にあたっては、その安全性、経済性、施工性について基本的に勘案するとともに、土砂災害が発生したエリアにおいて、再発防止のための素因・誘因を取り除き、かつ二次災害防止も留意する必要がある。このような観点で、表3.1.3に対策工検討に際して留意すべき点を整理するとともに、留意点を踏まえた対策方針をまとめた。

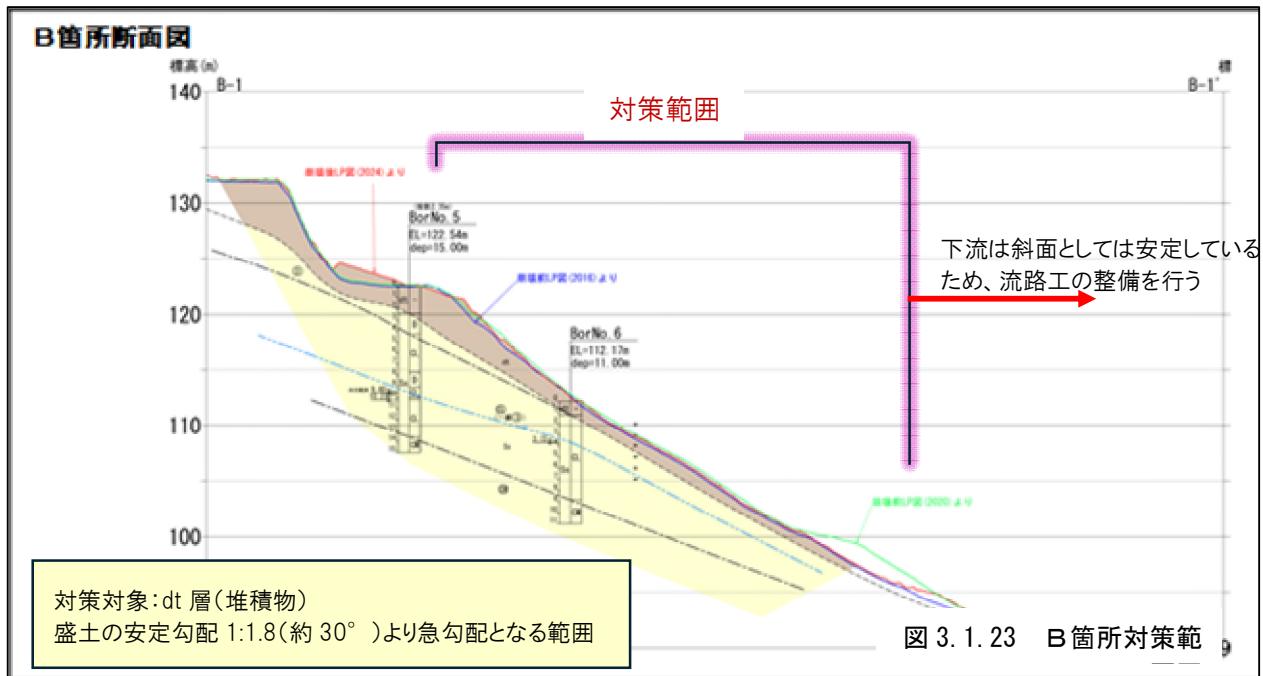
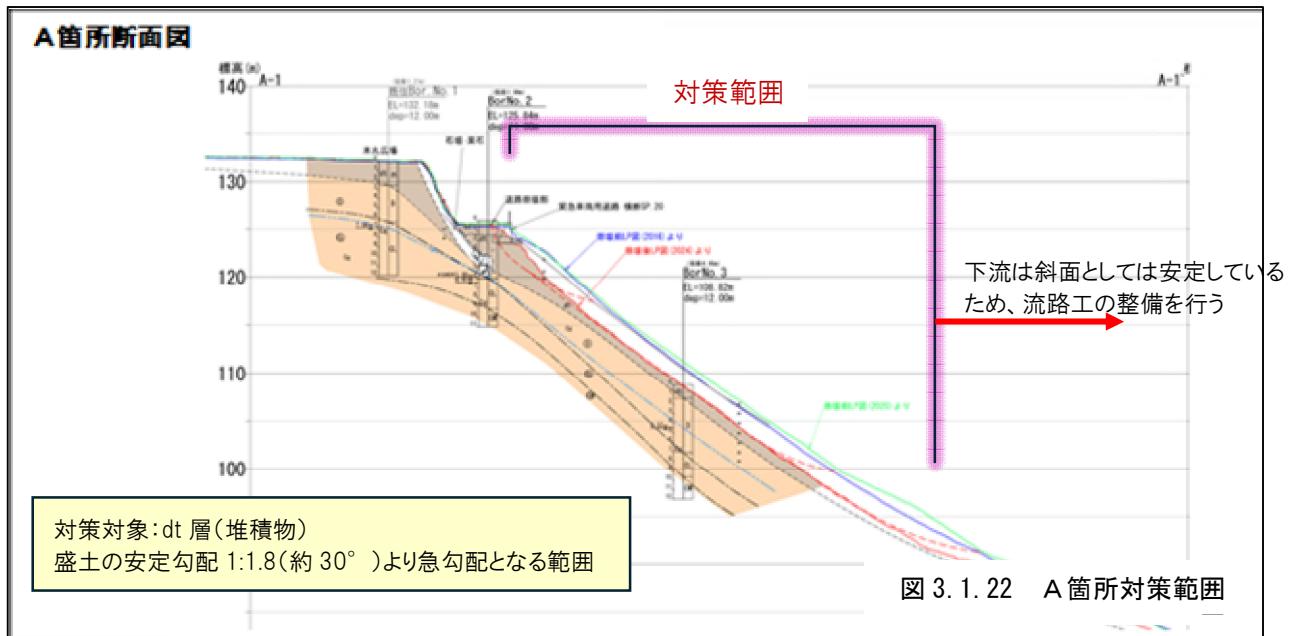
被災箇所を含む城山公園一帯は、松山城を始めとして、その建造物や樹林は文化財として史跡指定されている。そのため、表3.1.3に記載したように、再発防止の対策設計にあたり文化財保護の観点も留意することとした。

表3.1.3 恒久対策工検討に際して留意点と対策方針

区分	内容(留意点)	対策方針
土砂災害発生の素因・誘因		
素因	軟質な捨土の分布	斜面に残っている捨土層分布を考慮した斜面の補強対策
	経年劣化による地盤の強度低下	
	表層の浸食による不安定化	
	樹木の成長による荷重増加	巨木化する可能性のある高木の伐採・剪定
	伐採による根系の抵抗力低下	抵抗力低下を補う斜面の補強対策
	道路擁壁施工による荷重増加	復旧時の斜面への道路施工の影響軽減(材料の軽量化などの斜面への荷重負担軽減)
誘因	降雨による土砂荷重の増加	斜面周辺の雨水排水処理及び斜面内の地下水排除
	排水機能の低下	
	降雨による間隙水圧の増加	
土砂災害発生後の二次災害		
堆積した土砂の流出	堆積土砂の浸食、洗堀防止、周辺の雨水排水処理、土砂移動の防止処置	
土砂流出した際に浸食をうけた裸地部の不安定化	植生の早期回復	
合流する谷地形からの土砂流出	雨水、土砂流出による洗堀防止	
史跡保全(文化財保護)		
石垣等城郭建造物への影響	石垣(石垣末端の「根石」含む)への影響回避	
景観への配慮	対策工施工後の景観(植生)回復	

3.1.5 対策配置

本復旧に向けて、A・B箇所の対策範囲を設定を図3.1.22～24に整理した。



平面配置は、図 3.1.1 で設定した A 箇所、B 箇所の範囲とし、図 3.1.24 の通り設定した。

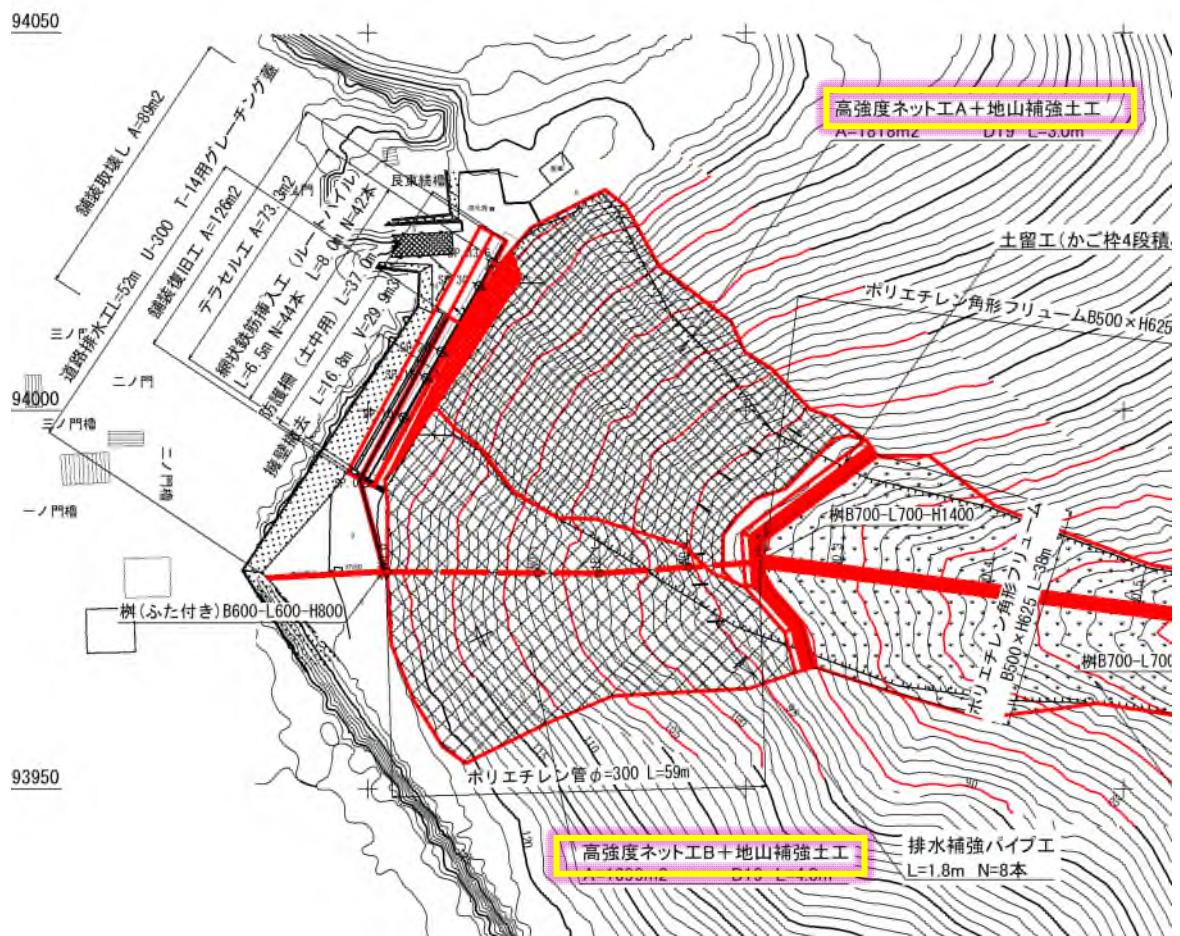


図 3.1.24 斜面崩壊範囲対策範囲図

3.1.6 比較検討

斜面崩壊対策工の一次選定では、「新・斜面崩壊防止工事の設計と実例 令和元年5月 一社)全国治水砂防協会」に記載されている工種を基に絞り込みを行い、「地山補強土工」を採用することとした。

表 3.1.4 対象斜面に対する各工種の適用性

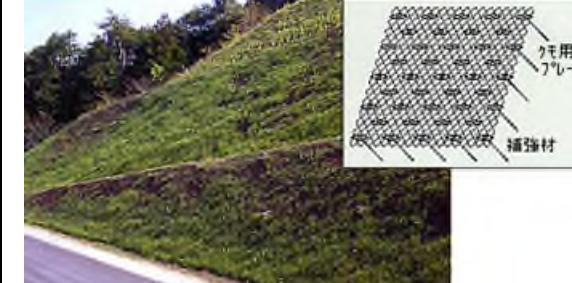
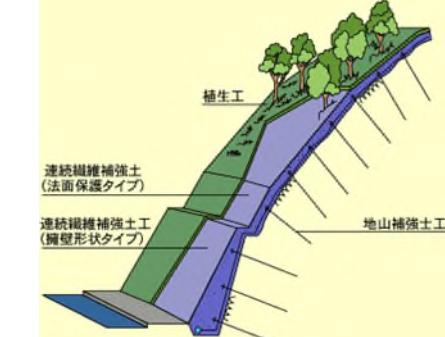
対策工法	当地区への適用性	総合判定
待ち受け工 (土砂止め工)	史跡保護: 崩壊が進行することで史跡である石垣が不安定になるとともに緊急車両用道路が通行不能となる $\Rightarrow \times$	史跡保護の観点からは不適と判断されるが、谷地形C～Fの土砂流出防止を目的とした対策は人家保全の観点からは有効 Δ
	人家保全: 各谷地形の出口に設置することで人家への土砂流出が抑制可能であるため人家保全の観点からは適する $\Rightarrow \circ$	
切土工	史跡保護: 安定勾配での切土は緊急車両用道路が機能不全になること、城壁を不安定化させる恐れがあり不適 $\Rightarrow \times$	人家保全の観点からは適すると判断されるが、史跡保護の観点からは不採用。 \times
	人家保全: 不安定な土塊を除去できることから人家保全の観点からは適する $\Rightarrow \circ$	
アンカーア	史跡保護: 不安定な土塊を抑止できるが対象とする土砂厚が1m～3m程度と比較的薄いことから不経済となり不適 $\Rightarrow \Delta$	地山補強土工で対応出来る規模であるため、不経済となり不採用 Δ
	人家保全: 同上 $\Rightarrow \Delta$	
地山補強土工	史跡保護: 不安定な土塊を抑止でき、対象とする土砂厚から最も適する $\Rightarrow \circ$	不安定斜面の崩壊防止対策として最も有効 \circ
	人家保全: 同上 $\Rightarrow \circ$	
杭工	史跡保護: 不安定土塊に杭を打設する対策であるが、対象とする土砂厚が1m～3m程度と比較的薄いことから中抜け、抜け上がりが懸念され不適 $\Rightarrow \times$	層厚の薄い不安定斜面の抑止対策としては適さないため不採用 \times
	人家保全: 同上 $\Rightarrow \times$	
地下水排除工	史跡保護: 地下水が誘因の1つであることから斜面安定性の向上が期待できる $\Rightarrow \circ$	誘因の1つである地下水排除工は対策として有効 \circ
	人家保全: 同上 $\Rightarrow \circ$	
流路工	史跡保護: 城郭からの雨水排水路として有効 $\Rightarrow \circ$	新たな不安定な斜面を発生させない対策として有効 \circ
	人家保全: 側方侵食を抑制することで新たな不安定土砂を生産しないことが期待できる $\Rightarrow \circ$	

地山補強土工は（モルタルまたはセメントミルク内に鉄筋等の芯材を配置したもの）を地山に配置し、主に補強材の引張力によって切土のり面や斜面を補強する工法である。

地山補強土工の頭部には受圧板といわれる反力体が設置されるが、その形式によって様々な製品が存在するため比較検討によって受圧板の形式を選定する。

比較対象とした受圧板は、在来工法である「吹付法枠工」、対策後に目立ちにくいやわらぎネットを用いた「クモの巣ネット」、長纖維補強材を用いた「連続纖維補強土工」の3工種とした。検討の結果、松山城においても実績の多い、「クモの巣ネット」を採用することとした。

表 3.1.5 対策工法比較表

工法	第1案:吹付法枠工+鉄筋挿入工					第2案:クモの巣ネット工法					第3案:連続繊維補強土工+鉄筋挿入工											
	【従来工法】					NETIS:【KT-020056-VE】					NETIS:【KT-980183-VE】											
対策工概略図																						
工法概要	<ul style="list-style-type: none"> 補強材を法面に配置し補強材の引張抵抗力、せん断抵抗力、曲げ抵抗力などで崩壊を抑止する工法。 法枠を併用するため面的に抑止可能で、表層崩壊も含め抑止効果に優れる。 					<ul style="list-style-type: none"> 防食性に優れた高強度ネットによりのり面の保護を行い、クモ用プレート及び補強材により斜面崩壊を抑止する工法。 植生の基礎工にもなり、落石予防工としても効果が期待できる。 					<ul style="list-style-type: none"> 補強材を法面に配置し補強材の引張抵抗力、せん断抵抗力、曲げ抵抗力などで崩壊を抑止する工法。緑化および風化・浸食防止のため法面全面を連続繊維補強土工で覆う。 											
概算工費	工種	規格	単位	数量	単価	金額	工種	規格	単位	数量	単価	金額	工種	規格	単位	数量	単価	金額				
単位:円	吹付法枠工	b300×h300	m	1,243	14,900	18,520,700	クモの巣ネット工法		m2	1,000	12,700.0	12,700,000	連続繊維補強土工		m2	1,000	13,200.0	13,200,000				
施工規模	植生マット工	多機能フィルター	m2	1,000	2,500	2,500,000	植生マット工	多機能フィルター	m2	1,000	2,500	2,500,000	鉄筋挿入工		本	445	62,000	27,590,000				
1000m ² 当り	鉄筋挿入工		本	445	62,000	27,590,000	鉄筋挿入工		本	445	62,000	27,590,000	植生マット工		m2	1,000	2,500	2,500,000				
	直接工事費	¥48,610,700				直接工事費	¥42,790,000				直接工事費	¥43,290,000				直接工事費	¥43,290,000					
	経済比率	1.136				経済比率	1.000				経済比率	1.000				経済比率	1.012					
施工性	<ul style="list-style-type: none"> 吹付のためのプラントが必要となるため、施工は設置できるプラント数によって縛られる。1パートーでの比較では最も施工日数は少なくなるが、他案に比べると複数パートーを入れることが困難となるため、実施工工程は長くなる。勾配が急になると、枠内からの落石が発生する恐れがある。 					△	<ul style="list-style-type: none"> 人力での横持ちが可能な軽量かつ柔軟性に富む材料を使用するため、材料の移動が容易で且つ、使用機械も軽量で施工性ににも優れ、種々の現場条件に適用できる。また、法面成形など不要で斜面を荒らさず施工できる。 					◎	<ul style="list-style-type: none"> 連続繊維補強土の築造は、吹付施工で行われる。繊維は、専用機によって供給され、斜面に対して一定の角度で均質に混合される。吹付施工であるため自由度も高く、凹凸のある地形や既存木のある地形でも施工が可能である。ただし吹付プラントが必要となるため、増やせる施工パートー数は限られ、実施工工程は長くなる。 					△				
施工日数(1パートー)	5.5ヶ月					○	6.1ヶ月					○	7.3ヶ月					○				
景観性	<ul style="list-style-type: none"> コンクリート面が露出するが、枠内を植生することによりある程度景観に配慮可能である。 					○	<ul style="list-style-type: none"> 使用資材が目立たない構造であるため、植生が繁茂すれば景観に与える影響はない。 					○	<ul style="list-style-type: none"> 斜面を連続繊維補強土工で覆い植生を行うため、景観は損なわれない。 					○				
経済性	<ul style="list-style-type: none"> 3案中、最も経済性に劣る。 					△	<ul style="list-style-type: none"> 3案中最も経済性に優れる。 					○	<ul style="list-style-type: none"> 第2案に比べ、若干経済性に劣る。 					○				
維持管理	<ul style="list-style-type: none"> 基本的には維持管理は不要となる。 					◎	<ul style="list-style-type: none"> 基本的には維持管理は不要となるが、流水がある箇所については塗膜の剥がれなどによる補修が必要となる。 					○	<ul style="list-style-type: none"> 基本的には維持管理は不要となる。 					○				
史跡における実績	<ul style="list-style-type: none"> コンクリートが露出することから景観性に劣り史跡における実績は少ない 					△	<ul style="list-style-type: none"> 全国的に実績が多く、松山城における実績も多い。 					○	<ul style="list-style-type: none"> 全国的な実績はあるものの、松山城における実績は少なく、対策効果が低かった。 					○				
総合評価												採用										