

山地災害防止のための施設整備の考え方について

4. 既設治山ダムの安定度について

4.1	二次元氾濫シミュレーションによる安定度の検討	・ ・ ・ ・ ・	4-1-1
4.2	合理式による安定度の検討	・ ・ ・ ・ ・	4-2-1

5. 治山施設の計画方針

5.1	治山ダム工の計画方針	・ ・ ・ ・ ・	5-1-1
5.2	山腹工の計画方針	・ ・ ・ ・ ・	5-2-1

4. 既設治山ダムの安定度について

今回災害の豪雨における既設治山ダムの安定度を評価する事を目的として、二次元氾濫シミュレーションによる安定度検討を行った。

4.1 二次元氾濫シミュレーションによる安定度の検討

(1) 高松山ケ-2

①施設位置

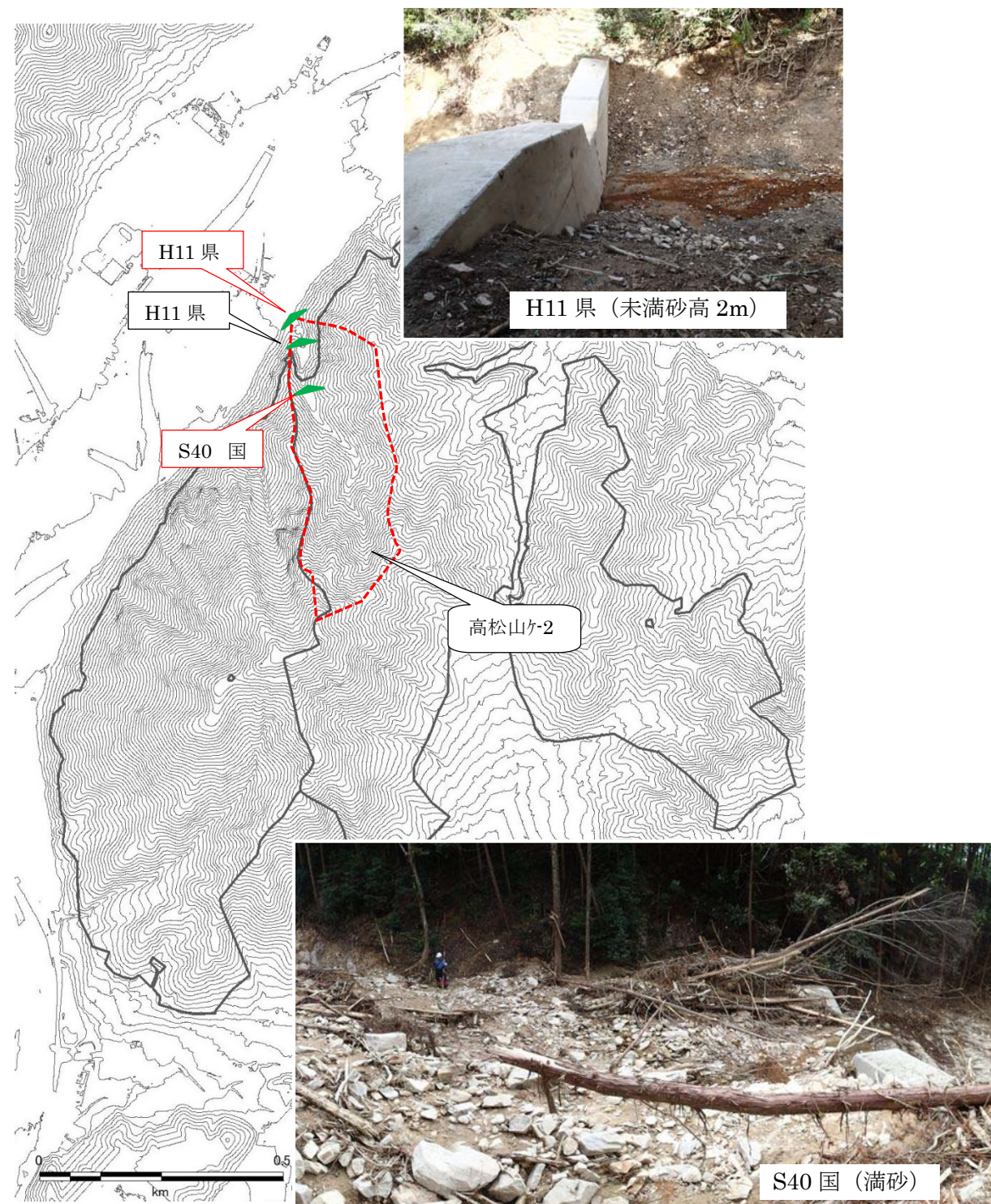


図 4.1.1 高松山ケ-2 位置図

②S40 国 谷止工

当該谷止工においては、満砂状態であることから袖部の衝撃力のみ検討を行うこととする。

ア) 検討モデル

検討モデルとしては、現地計測により把握した堤体形状を用い、袖部に土石流流体力・衝撃力が作用した場合について検討を行う。

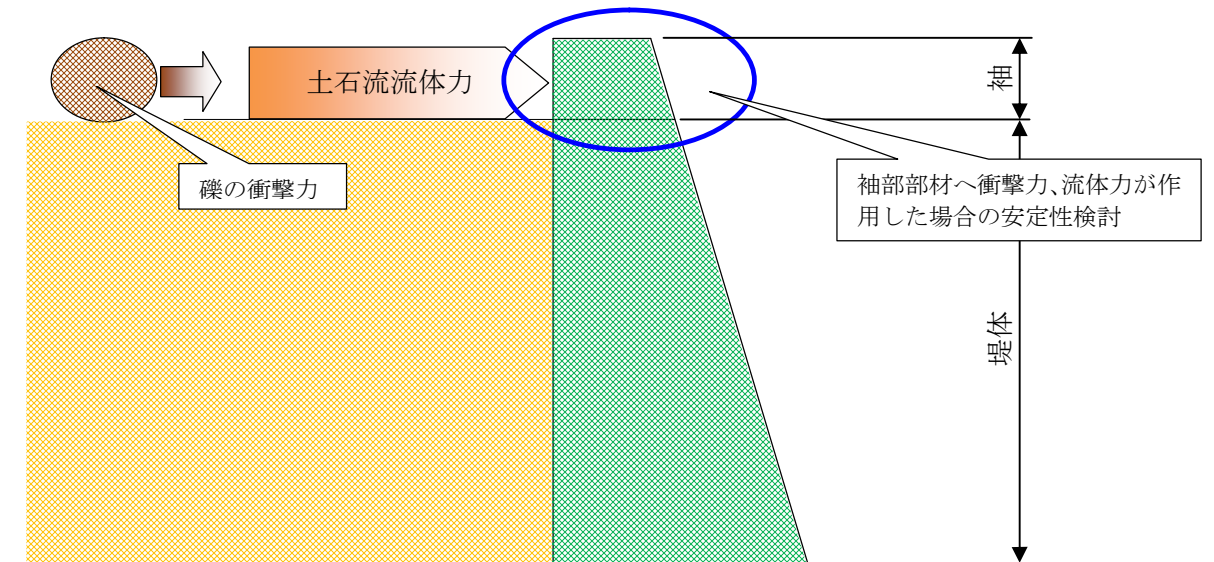


図 4.1.2 検討モデル

S40 谷止工の検討ブロック位置を以下に示す。

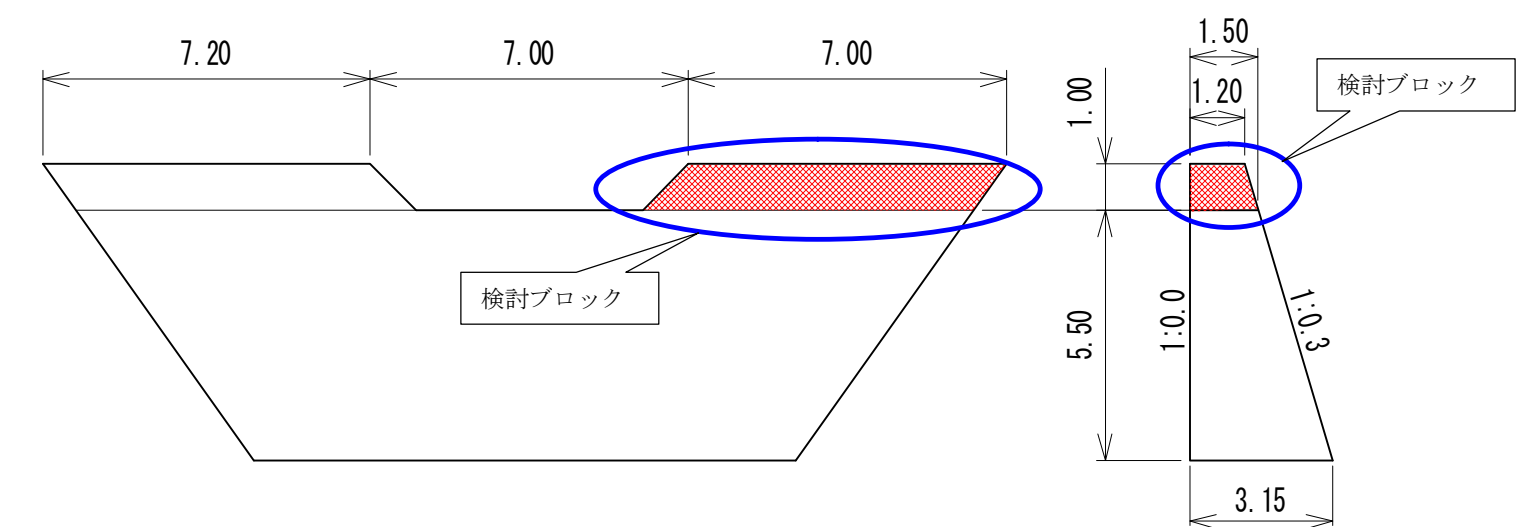


図 4.1.3 検討ブロック位置（現地計測及び台帳より再現）

イ) 検討条件

部材の安定検討条件としては、破壊の有無を検証することから以下の通りとする。

表 4.1.1 安定条件

検討項目	条件	
転倒	合力作用位置	$0 < \text{合力作用距離 } d < \text{底面幅 } B$
	引張応力度	$\text{作用引張応力度} < \text{極限引張応力度 (675kN/m}^2\text{)}$
滑動	$F_s > 1.00$	

また、安定計算に用いた土石流諸元は以下の通りである。

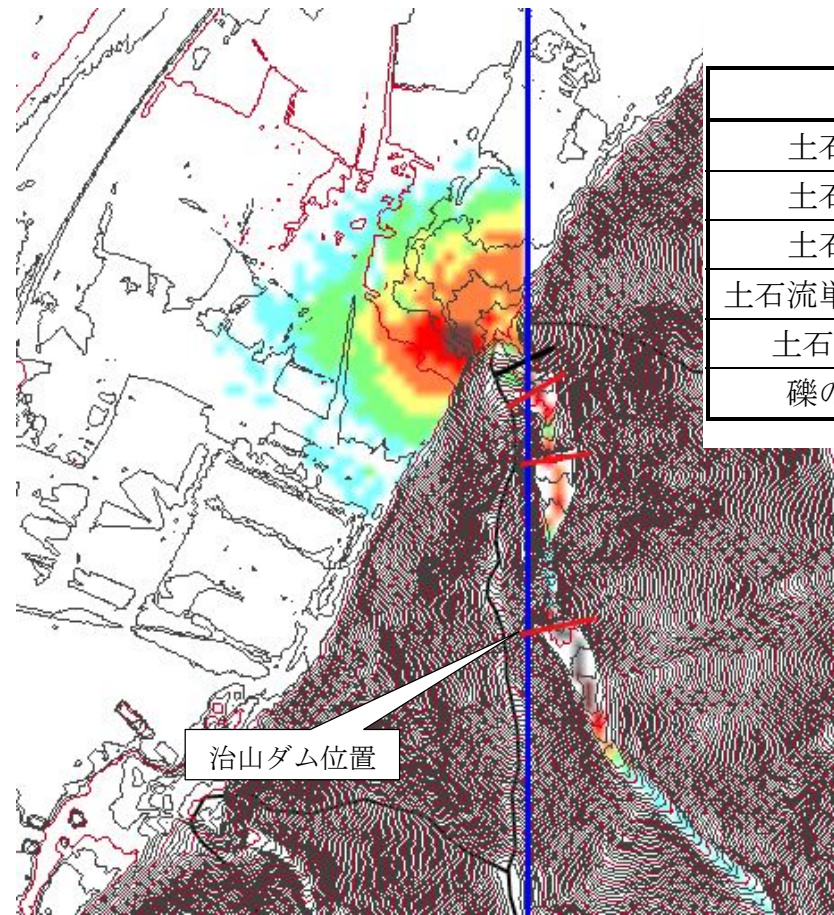


図 4.1.4 氾濫シミュレーション結果

表 4.1.2 土石流諸元

項目	諸元値
土石流水深	0.823m
土石流流速	12.291m/s
土石流濃度	0.2
土石流単位体積重量	15.89kN/m ³
土石流流体力	184.21kN/m
礫の衝撃力	2908.2kN

ウ) 検討結果

袖部に土石流が作用する場合の部材の安定検討結果は以下の通りである。

表 4.1.3 安定計算結果

検討項目	条件		判定
転倒	合力作用位置	$0 > d = -5.19\text{m} < B = 1.5\text{m}$	○
	引張応力度	$\text{作用} = 471.13\text{kN/m}^2 < \text{極限} = 675\text{kN/m}^2$	
滑動	$F_s = 10.78 > 1.00$		◎

◎：問題無し
○：引張は生じるが許容値内

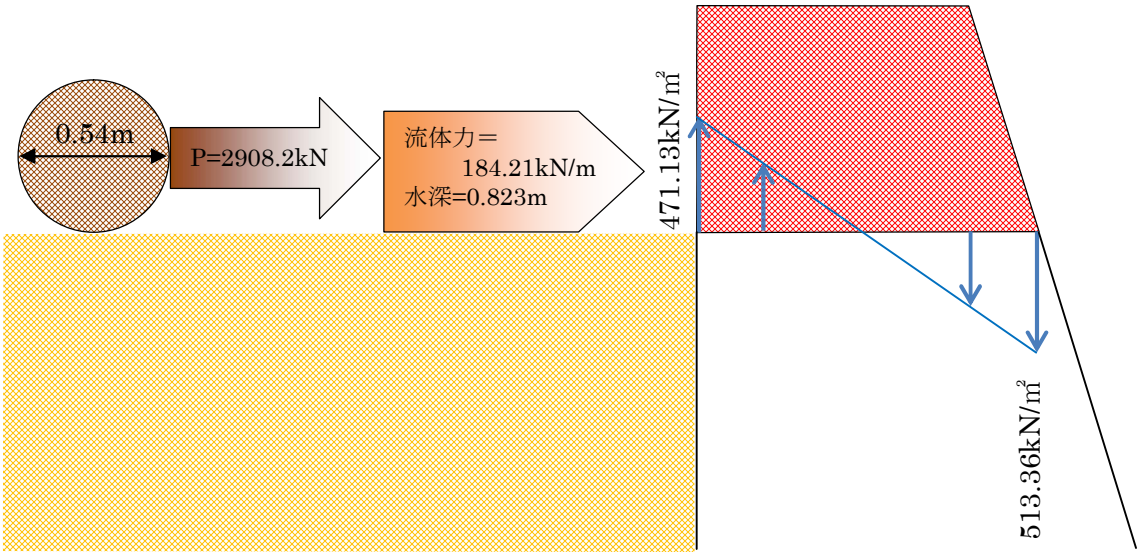


図 4.1.5 底面作用応力モデル（断面図）

以上の安定計算結果より、谷止工袖部においては、引張力は生じるもののコンクリートの極限引張応力度を下回っており、袖部は破壊に至らなかったと考えられる。

②H11 県 谷止工
ア) 安定性の検討

最下流の既設谷止工は、現在堆積土砂の除去が行われており、土石流発生時には流体力が堤体に直接作用することから、堤体の安定性確認を行う。



写真 4.1.1 既設谷止工背面状況（未満砂高 2m）

安定計算を行う計算モデル、土石流諸元は以下のとおりである。

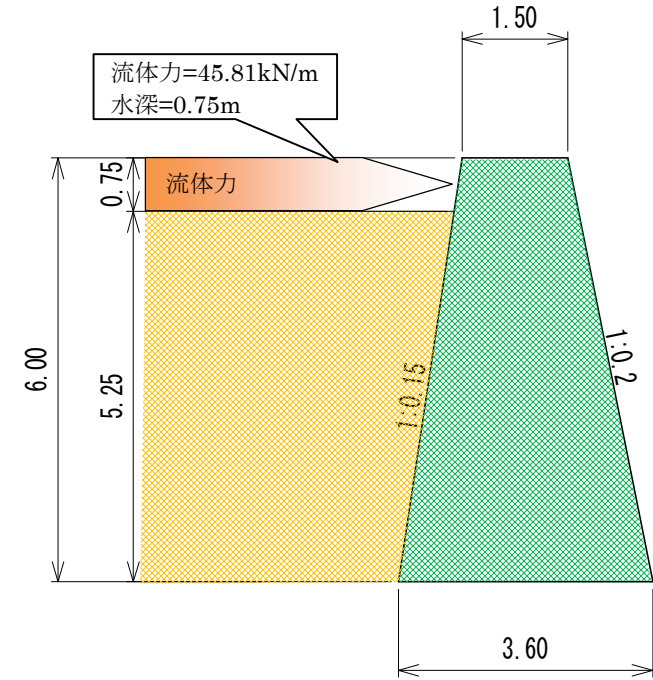


図 4.1.6 安定解析モデル図

表 4.1.4 土石流諸元

項目	諸元値
土石流水深	0.754m
土石流流速	6.753m/s
土石流濃度	0.2
土石流単位体積重量	14.52kN/m ³
土石流流体力	45.81kN/m

安定計算結果を以下に示す。なお、土石流発生前より堆砂が形成されていることから、土圧のみ考慮し安定計算を行うものとした。

表 4.1.5 安定計算結果（土圧考慮）

検討項目	安定計算結果	判定
転倒	$0 < d < B$ $0 < 0.813\text{m} < 3.60\text{m}$	◎
堤体の破壊	発生引張応力度=68.55kN/m ² < 極限引張応力度=675kN/m ²	○
滑動	$F_s = 1.56 > 1.00$	◎
地盤支持	$P_{\text{max}} = 281.11\text{kN/m}^2 < 300\text{kN/m}^2$	◎

d：つま先から合力作用位置までの距離 B：堤体幅 ◎：問題無し
Fs：滑動安全率 Pmax：堤底発生応力（最大） ○：引張は生じるが許容値内

以上の安定計算結果より、安定条件を満足する結果となった。ただし、堤体の破壊に対する検討項目において、許容応力度以下であるが、堤体に引張応力が生じる事が確認された。

イ) 袖部の衝撃力に対する安定検討

想定される土石流流体力、衝撃力に対し、袖部の検討を行う。検討位置は以下のとおり。

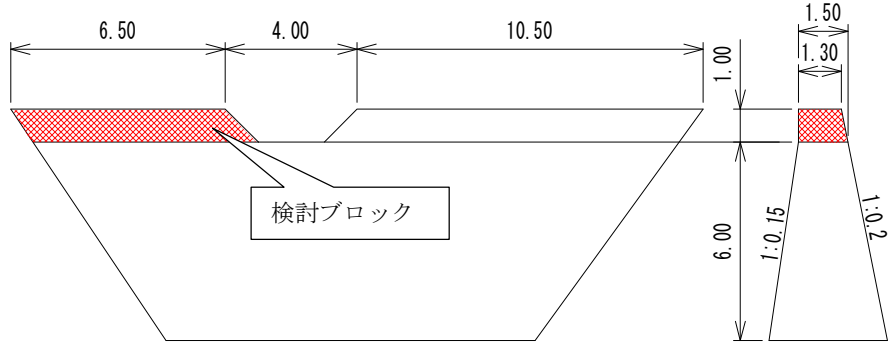


図 4.1.7 袖部検討ブロック位置

袖部部材の安定検討結果は以下の通りである。

表 4.1.7 袖部安定計算結果

検討項目	条件		判定
転倒	合力作用位置	$0.5\text{m} < X = 4.24\text{m} > 1.0\text{m}$	○
	引張応力度	作用=267.32kN/m ² < 極限=675kN/m ²	
滑動	$F_s = 15.06 > 4.00$		◎

◎：問題無し
○：引張は生じるが許容値内

以上の計算結果より、合力の作用位置については転倒条件を満たさないものの、発生引張応力度は許容応力度以下であることが確認された。

③美濃越
ア) 施設位置

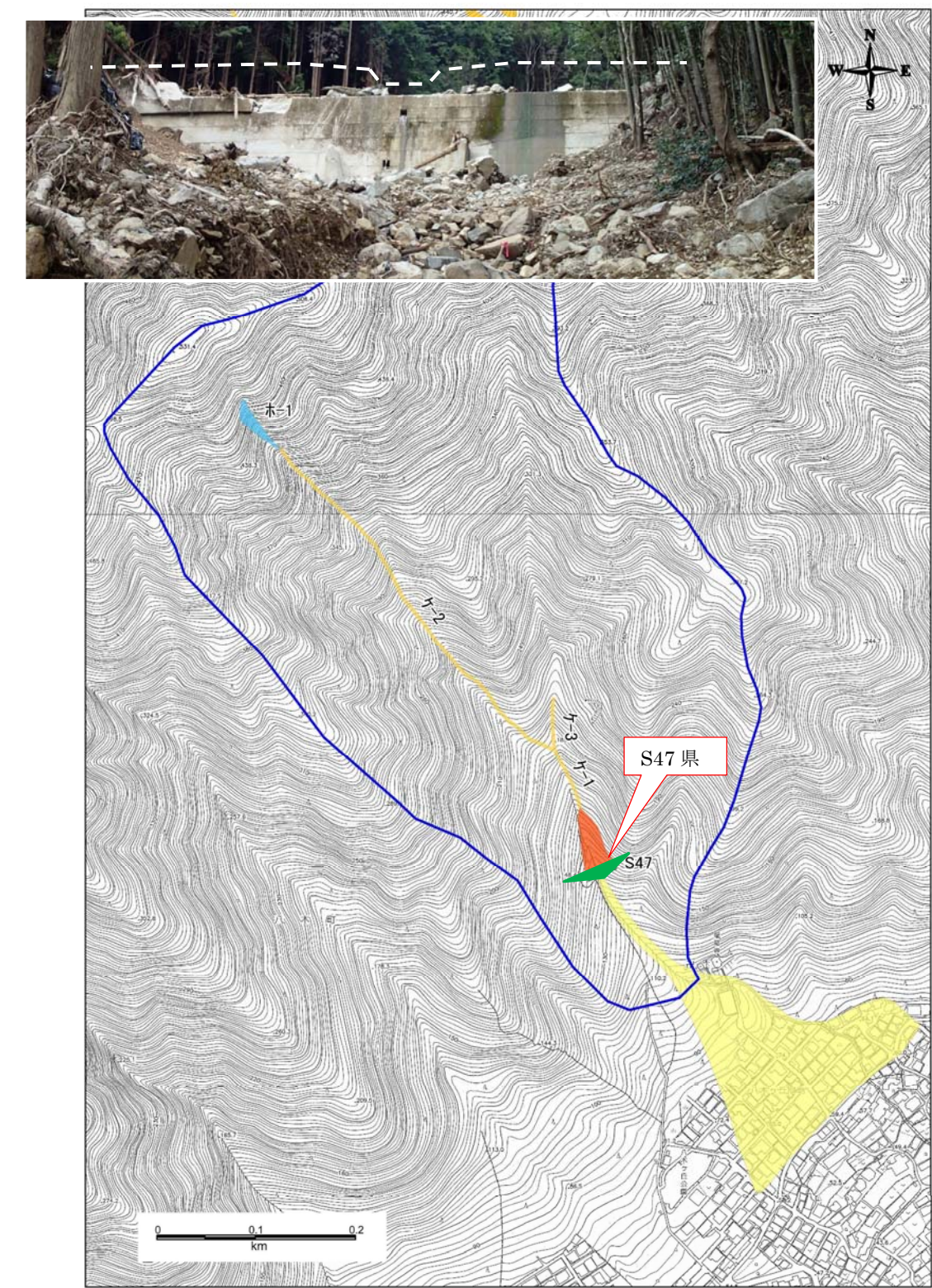


図 4.1.8 美濃越位置図

②検討モデル
検討モデルとしては、現地測量により把握した堤体形状を用い、袖部に土石流流体力・衝撃力が作用した場合について検討を行う。以下に検討ブロック位置図を示す。検討ブロックは、クラックが集中する右岸側について検討を行うこととする。

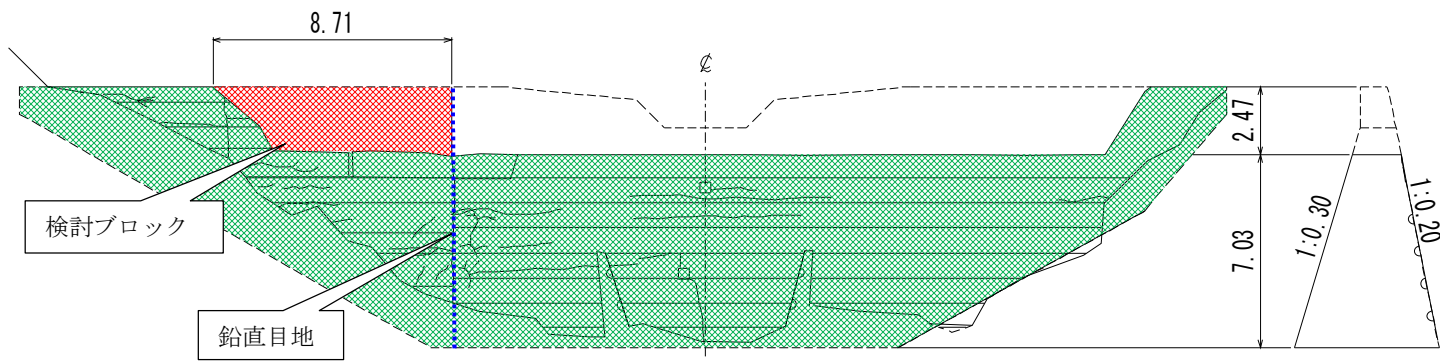


図 4.1.9 検討ブロック位置図

また、検討に用いる土石流諸元は以下の通りである。

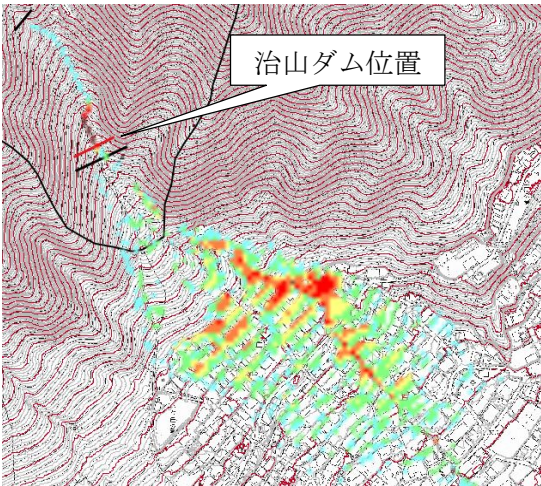


図 4.1.8 氾濫シミュレーション結果

表 8.2.8 土石流諸元

項目	諸元値
土石流水深	2.33m
土石流流速	9.79m/s
土石流濃度	0.3
土石流単位体積重量	15.89kN/m ³
土石流流体力	362.09kN/m
礫の衝撃力	6112.68kN

③検討結果
袖部に土石流が作用する場合の部材の安定検討結果は以下の通りである。

表 4.2.9 安定計算結果

検討項目	条件		判定
転倒	合力作用位置	$0 > d = -13.47\text{m} < B = 1.785\text{m}$	✗
	引張応力度	$\text{作用} = 2061.03\text{kN/m}^2 > \text{極限} = 675\text{kN/m}^2$	
滑動	$F_s = 6.74 > 1.00$		◎

以上の計算結果より、袖部に生じる引張応力度はコンクリートの極限引張応力度を上回っていることから、袖部が流出に至ったものと考えられる。

4.2 合理式による安定度の検討

(1) 既設治山ダムの安定度検討

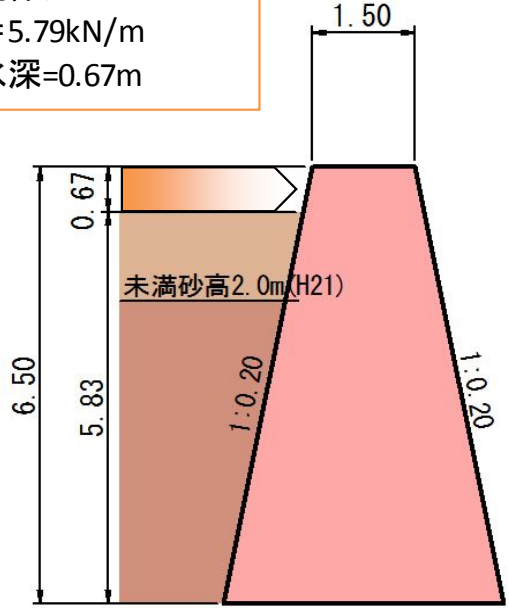
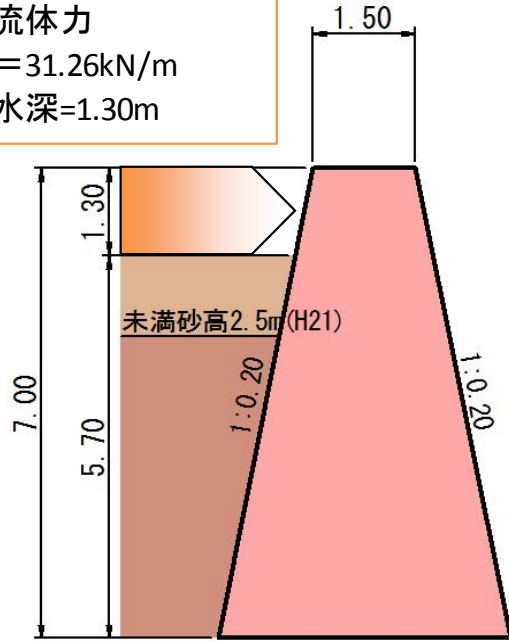
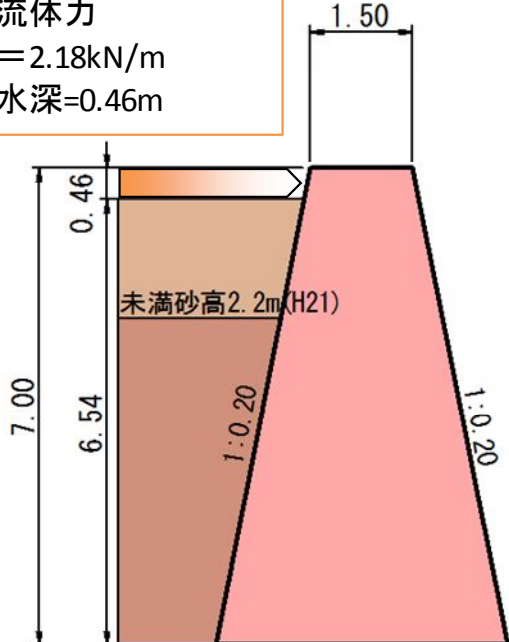
① 安定性の検討

東山、登龍、寺側地区の3地区における既設治山ダムについて、今回災害時の降雨強度における安定度を検討した。これら3地区については二次元氾濫シミュレーションを行っていないため、合理式による流量計算に基づき土石流流体力・衝撃力を算定した。表4.2.1に検討地区の縦断モデル、表4.2.2に検討モデル及び安定計算結果一覧を示す。

表 4.2.1 検討地区の縦断モデル

地区	東山	登龍	寺側
縦断モデル			
写真	H21 上流堆砂 (未満砂 2.0m) H26 上流堆砂 (2014/10/20 撮影)	H21 上流堆砂 (未満砂 2.5m) H26 上流堆砂 (2014/10/16 撮影)	H21 上流堆砂 (未満砂 2.2m) H26 上流堆砂 (2014/10/16 撮影)

表 4.2.2 安定計算一覧

地区	東山	登龍	寺側			
年度	S51	S56	H8			
検討 モデル	流体力 =5.79kN/m 水深=0.67m 	流体力 =31.26kN/m 水深=1.30m 	流体力 =2.18kN/m 水深=0.46m 			
	土石流諸元					
最大洪水流量 (m3/s)	6.26	4.61	1.57			
土石流水深 (m)	0.67	1.30	0.46			
土石流流速 (m/s)	2.26	3.68	1.71			
土石流濃度	0.35	0.41	0.3			
土石流単位体積重量 (kN/m3)	16.58	17.40	15.89			
土石流流体力 (kN/m)	5.79	31.26	2.18			
安定計算結果						
検討項目	安定計算結果	判定	安定計算結果	判定	安定計算結果	判定
転倒	0<d<B 0<1.638m<3.60m	◎	0<d<B 0<1.313m<4.30m	◎	0<d<B 0<1.760m<4.30m	◎
堤体の破壊	引張応力は発生しない	◎	発生引張応力度=20.89kN/m2 < 極限=675kN/m2	○	引張応力は発生しない	◎
滑動	Fs=2.54>1.00	◎	Fs=2.03>1.00	◎	Fs=2.20>1.00	◎
地盤支持	Pmax=186.13kN/m2<600kN/m3	◎	Pmax=269.66kN/m2<600kN/m3	◎	Pmax=191.85kN/m2<600kN/m3	◎

d: つま先から合力作用位置
までの距離
B: 堤体幅
Fs: 滑動安全率
Pmax: 堤底発生応力 (最大)

◎: 問題無し
○: 引張は生じるが許容値内

以上の計算結果より、東山、寺側地区の既設治山ダムは今回の災害と同程度の降雨に対して安定であること、登龍地区については転倒条件を満たさないものの、発生引張応力度は許容応
力度以下であることを確認した。

②袖部の衝撃力に対する安定検討

想定される土石流流体力、衝撃力に対し、袖部の検討を行う。袖部の検討位置及び安定計算結果は以下のとおりである。

表 4.2.3 安定計算一覧

地区	袖部検討位置モデル	検討ブロック	検討項目	条件		判定
東山		東山①	転倒	合力作用位置 引張応力度	0.5m < X=1.60m > 1.0m 作用=62.09kN/m ² < 極限=675kN/m ²	○
			滑動	Fs=31.68 > 4.00		◎
		東山②	転倒	合力作用位置 引張応力度	0.5m < X=1.13m > 1.0m 作用=16.15kN/m ² < 極限=675kN/m ²	○
			滑動	Fs=54.17 > 4.00		◎
登龍		登龍①	転倒	合力作用位置 引張応力度	0.5m < X=2.75m > 1.0m 作用=179.67kN/m ² < 極限=675kN/m ²	○
			滑動	Fs=50.32 > 4.00		◎
		登龍②	転倒	合力作用位置 引張応力度	0.5m < X=3.37m > 1.0m 作用=232.13kN/m ² < 極限=675kN/m ²	○
			滑動	Fs=41.95 > 4.00		◎
		登龍③	転倒	合力作用位置 引張応力度	0.5m < X=1.35m > 1.0m 作用=53.58kN/m ² < 極限=675kN/m ²	○
			滑動	Fs=86.92 > 4.00		◎
		登龍④	転倒	合力作用位置 引張応力度	0.5m < X=1.27m > 1.0m 作用=42.84kN/m ² < 極限=675kN/m ²	○
			滑動	Fs=92.56 > 4.00		◎
寺側		寺側①	転倒	合力作用位置 引張応力度	0.5m < X=3.52m > 1.0m 作用=231.24kN/m ² < 極限=675kN/m ²	○
			滑動	Fs=17.12 > 4.00		◎
		寺側②	転倒	合力作用位置 引張応力度	0.5m < X=0.70m < 1.0m 発生しない	◎
			滑動	Fs=114.94 > 4.00		◎

以上の計算結果より、転倒条件を満たさないものの、発生引張応力度は許容応力度以下であることを確認した。

◎：問題無し
○：引張は生じるが許容値内

(2) 安定度検討の総括

検討を行った既設治山ダムについて、①施工時の設計基準、②現行設計基準、③今回災害時の安定性を表 4.2.4 に総括した。また、現行の設計基準による計画施設の安定度も下表に示す。

表 4.2.4 安定検討結果総括表

区分	箇所	施工年度	所管	安定検討結果																		備考
				施工時設計基準				現行設計基準(1/100超過確率降雨)							今回豪雨時(1/500超過確率降雨以上)							
				1/2水圧+1/2土圧			安定度 ランク	流体力の検討				衝撃力の検討		安定度 ランク	流体力の検討				衝撃力の検討		安定度 ランク	
				滑動	転倒	破壊		流体力 (kN/m)	滑動	転倒	破壊	衝撃力 (kN)	破壊		流体力 (kN/m)	滑動	転倒	破壊	衝撃力 (kN)	破壊		
既設治山ダム	高松山ヶ-2	H11	県	◎	◎	◎	A	8.92	◎	◎	◎	1,212	○	B	45.81	◎	◎	○	3,117	○	D	現況堆砂敷開削
		S40	国	◎	◎	◎	A	0.75	—	—	—	233	◎	A	—	—	—	—	2,908	○	B	現況満砂
	美濃越	S47	県	◎	◎	◎	A	13.15	◎	◎	◎	1,838	○	B	617.64	×	×	×	11,094	×	E	堤体破壊
	寺側	H8	県	◎	◎	◎	A	1.30	◎	◎	◎	508	○	B	2.18	◎	◎	◎	589	○	B	現況堆砂敷開削
	東山	S51	県	◎	◎	◎	A	3.47	◎	◎	◎	718	○	B	5.79	◎	◎	◎	848	○	B	現況満砂
	登龍	S56	県	◎	◎	◎	A	18.67	◎	◎	◎	178	○	B	31.26	◎	◎	○	211	○	D	現況堆砂敷開削
凡例	安定計算結果	◎	安定条件を満足する。										安定度 ランク	A	全ての安定条件を満足する。							
		◎	安定条件を満足すると共に、断面決定因子である。							B	袖部にコンクリート極限応力以下の引張応力が生じる。											
		○	堤底や袖部にコンクリート極限応力以下の引張応力が生じる。							C	堤底にコンクリート極限応力以下の引張応力が生じる。											
		×	安定条件を満足しない。							D	堤底及び袖部にコンクリート極限応力以下の引張応力が生じる。											
										E	安定条件を満足しない。											

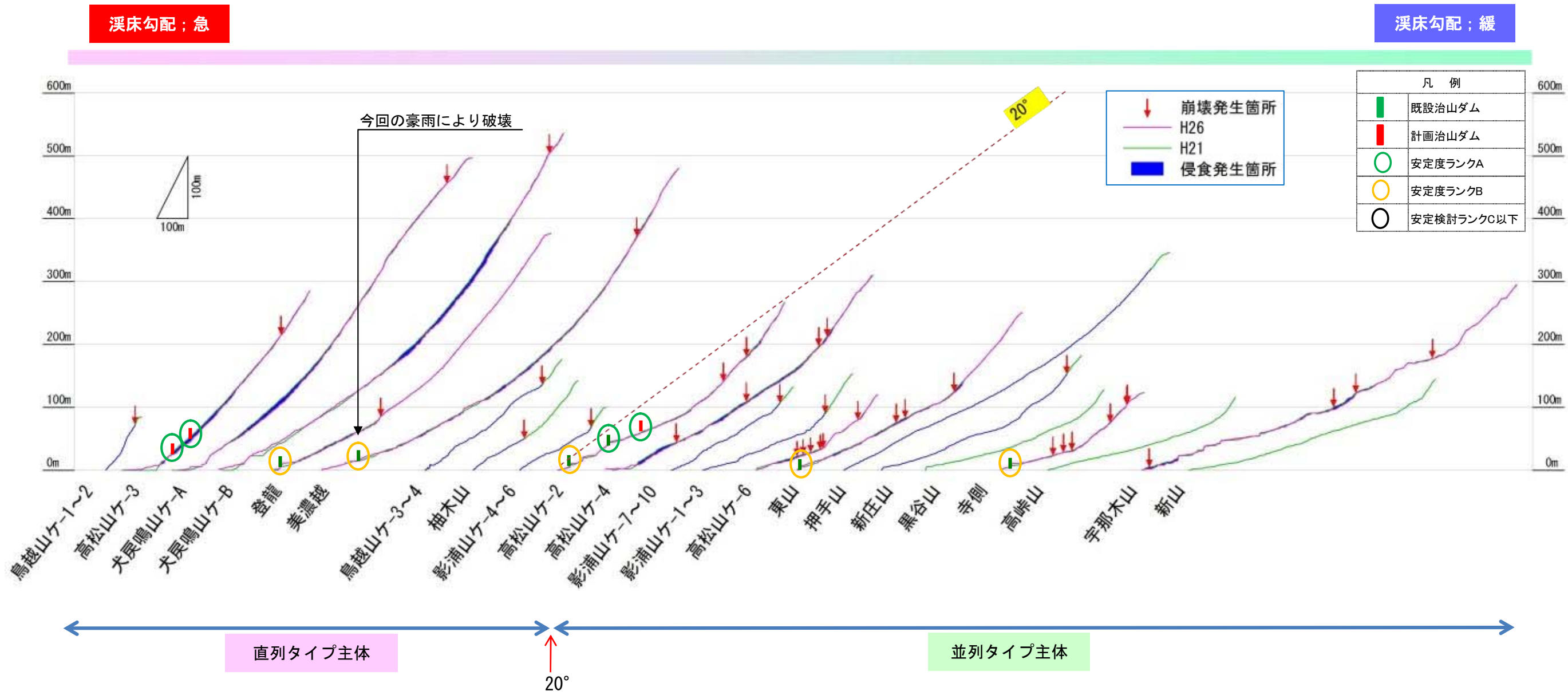
* 参考；1/500 超過確率降雨は 79～82mm/h 程度であり、今回災害時の時間雨量 101mm/h を大きく下回る

5. 治山施設の計画方針

5.1 治山ダム工の計画方針

(1) 縦断図に基づく整理

安定検討を行った既設治山ダム及び計画治山ダムについて、縦断線上に位置及び安定検討結果（現行の設計基準）を示した。この結果について図 5.1.1 に示す。



- ・崩壊－土石流が「直列タイプ主体」に区分される溪流では、既設谷止工が破壊されたものがある（美濃越）。
- ・高松山ケ-2 最下流、登龍及び寺側の既設谷止工は、応急対策として上流側堆砂敷を開削している。これらは安定度ランク B と区分され、今回の土石流時に衝撃力により袖部に引張力が作用したものの、コンクリートの応力内であったため破壊に至らなかったものである。

(2) 治山ダムの計画方針

以上の検討結果に基づき、治山ダム工の計画方針について表 5.1.1 に示す。

表 5.1.1 治山ダムの計画方針

治山ダムの計画方針			
区分	応急対策	恒久対策	
	既設治山ダム堆砂敷の開削	単独施設配置（並列タイプ）	連設施設配置（直列タイプ）
模式図（縦断面図）			
対象	概ねの流域平均勾配；20° 未満	概ねの流域平均勾配；10～20° 未満	概ねの流域平均勾配；20° 以上
考え方	既設治山ダムの上流堆砂敷を開削し、中小出水による流出土砂を捕捉する。	溪床の縦横侵食防止、不安定土砂の流出防止、山脚固定等を目的として治山ダムを配置する。	同左
計画方針	人家等の保全対象に近接している治山ダム上流部に異常堆積している場合、既設治山ダムの被災状況を踏まえつつ、土石流の外力に対して安定度を検証の上、あくまでも恒久対策が完了するまでの一時的な措置として実施する。	治山ダムは土石流時においても安定した構造を有することとする。不安定土砂の下部、溪岸・溪床侵食箇所、山腹崩壊地の山脚等に配置する。	治山ダムは土石流時においても安定した構造を有することとする。不安定土砂の下部、溪岸・溪床侵食箇所等に配置する。土石流の外力が想定以上に大きくなる場合もあるため、階段状に複数基のダムを計画するなど土石流の外力の減衰を図ることが望ましい。
箇所当	高松山ヶ-2（民有林），寺側，登龍 →いずれも現行設計基準による安定度を検証済み。	高松山ヶ-2，ヶ-4，ヶ-6，寺側，東山	高松山ヶ-3，ヶ-7，ヶ-8，犬戾鳴山
留意点	安定計算上、可であっても、今回の土石流により堤体に損傷が及んでいる可能性も想定されるため、やむを得ない場合のみの緊急的な措置とする。	両者は厳密に区分できるものではなく、並列型と直列型の間隔的な荒廃溪流や、これらが複合した荒廃溪流も存在する。実施においては上記の考え方・計画方針を参考にするものの、現地の実態に応じた配置計画について個別に検討を行うこととする。	

5.2 山腹工の計画方針

調査対象地の山腹崩壊地は、対策工を検討する観点から概ね3タイプに区分することが出来る。これらの現況・特徴・勾配の区分及び対策上の課題について、表 5.2.1 に示す。

表 5.2.1 対策工の方針から分類した山腹崩壊地の区分

対策工の方針からみた山腹崩壊地の区分			
区分	侵食型		崩落・崩壊型
	I 型（比較的緩な平滑斜面）	II 型（やや急な凹状斜面）	III 型（極めて急な斜面）
現況写真			
	高松山ホ-6-3	高松山ホ-1-1	高松山ホ-8-1
特徴	比較的緩斜面で、地表面はマサ土若しくは風化が著しい花崗岩となっている。降雨によって侵食され発生した雨裂が認められる。	I 型よりもやや急な斜面で、源頭部は風化した花崗岩であることが多い。斜面中腹～下部にかけて侵食による深い凹状地形を呈する。	節理が発達した岩盤、若しくは岩屑堆積物により急峻な斜面が形成されている。剥離型の崩壊や浮き石の崩落が著しい。
勾配	斜面の平均勾配20°～25°程度	斜面の平均勾配25°～35°程度	斜面の平均勾配35°～45°程度
対策上の課題	比較的緩斜面であること、地表面が土砂状を呈することから、雨水による地表面の侵食を抑制することで植生の生育基盤を造成することが可能。山腹緑化工による早期緑化・樹林化が期待できる。	凹状の侵食地形は深さ2～3mに及ぶこともあり、雨水や湧水による縦横侵食や小崩壊の発生が懸念される。山腹基礎工により安定した斜面を造成した後、山腹緑化工を実施することが必要。	斜面勾配が極めて急峻であること、崩落や崩壊が著しいことから、通常、山腹緑化工では緑化や樹林化は望めない。斜面を補強し、崩落・崩壊を抑止することが前提となる。
該当箇所	高松山ホ-6-1, 6-5, 6-6, 6-7, 6-8, 6-9, 6-11等の、比較的緩斜面で小規模な、花崗岩のマサ化が進行した山腹崩壊地。	高松山ホ-1-1, 1-2, 1-3, 1-4, 1-5, 1-6等の、凹状の侵食が著しい山腹崩壊地。	高松山ホ-1-6, 8-1, 8-2, 7-1等。

表 5.2.1 で示した山腹崩壊地の各タイプに対して、その特徴や対策上の課題に基づき、山腹工の計画方針について表 5.2.2 に示す。

表 5.2.2 山腹崩壊地のタイプ別対策工の方針

山腹工の計画方針			
区分	緑化・植栽主体型		崩落・崩壊防止主体型
	I 型；山腹緑化工主体	II 型；山腹基礎工・緑化工	III 型；斜面補強工主体
模式図	山腹工凡例 丸太筋工 土のう筋工 植栽木 伏工(植生シート等)	山腹工凡例 コンクリート土留工 水路工 丸太筋工 土のう筋工 植栽木 伏工(植生シート等)	法枠工等
対象	斜面勾配が比較的緩い崩壊地。 土壌硬度が15mm以下で、土層深が0.5m程度確保できる斜面。	I 型よりも急な斜面で、侵食によるガリーの発達が著しい崩壊地。 I 型と同様の土壌条件で、深い凹状の侵食や部分的に急斜面・露岩が認められる箇所。	節理が発達した岩盤斜面、50～60°の極めて急な土砂状斜面を有する崩壊地。 土壌硬度が20mm以上の、亀裂が発達した岩盤や急勾配の岩屑堆積物。
考え方	今後の拡大崩壊及び表面侵食等を防止する。	同左	同左
計画方針	簡易な土留工や筋工により植生の生育基盤を確保し、植栽工・伏工等の山腹緑化工により早期の緑化・樹林化を図る。	コンクリート土留工や水路工等の山腹基礎工により、侵食や再崩壊の防止を図った上で、山腹緑化工を導入する。	崩壊や崩落が再発する可能性が高い斜面において、法枠工等の斜面補強工法によりこれらを抑止する。
該当箇所	高松山ホー6-1, 6-5, 6-6, 6-7, 6-8, 6-9, 6-11等の、比較的緩斜面で小規模な、花崗岩のマサ化が進行した山腹崩壊地。	高松山ホー1-1, 1-2, 1-3, 1-4, 1-5, 1-6等の、凹状の侵食が著しい山腹崩壊地。	高松山ホー7-1, 8-1, 8-2等の、比較的規模が大きく、岩盤の摂理が発達し、下流直下に重要な保全対象を有する山腹崩壊地。
留意点	代表的な事例として、I 型、II 型、III 型を掲載するが、現地の状況に応じ、I 型－III 型、II 型－III 型の組み合わせやその他の工法による場合も考えられることから、現地を十分に確認の上、現地に応じた工法等を検討する必要がある。		