

ブラジル国
統合・地域開発省市民防衛局

ブラジル国
強靱な街作りのための土砂災害構造物対策
能力向上プロジェクト
事例集

2026 年 6 月

独立行政法人
国際協力機構（JICA）

八千代エンジニアリング株式会社
一般財団法人砂防・地すべり技術センター
株式会社建設技研インターナショナル

ブラジル国強靱な街作りのための土砂災害構造物対策能力向上プロジェクト
事例集
目 次

はじめに

第1部：パイロットプロジェクトで対象とした溪流の選定

第1章	土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピング手法	1-1
1.1	検討手順	1-1
1.2	土石流が発生する可能性がある溪流の抽出	1-1
1.2.1	地形図作成	1-1
1.2.2	谷筋抽出と水系図作成	1-2
1.2.3	谷の傾斜区分および流域区分	1-3
1.3	土石流によって被害が発生する範囲（リスクエリア）の設定	1-4
1.4	リスクエリア内の保全対象数に基づく土石流構造物対策の優先度が高い溪流の抽出	1-5
1.5	作業の省略	1-5
1.6	土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングの試行と検証	1-6
第2章	パイロットプロジェクトを実施する地方自治体における土石流の構造物対策が必要な地域のリストアップ	2-1
2.1	土石流構造物対策の優先度が高い溪流の選定	2-1
2.1.1	リスクエリア内の資産の算定	2-1
2.1.2	資産数量の標準偏差を用いた優先度の高い溪流の抽出	2-1
2.1.3	パイロットプロジェクト対象地の選定支援	2-2
第3章	パイロットプロジェクト対象地の決定	3-1

第2部：リオデジャネイロ州ノバフリブルゴ市におけるパイロットプロジェクト

第1章	土石流構造物対策の計画	1-1
1.1	計画対象区域の位置と特徴	1-1
1.1.1	計画対象地域の位置	1-1
1.1.2	ノバフリブルゴ地域の特徴	1-2
1.2	背景	1-2
1.2.1	2011年に発生した土石流の特性	1-2
1.2.2	サンルーカス病院付近の溪流で発生した土石流	1-5
1.2.3	リスクマップ（ハザードマップ）	1-7
1.3	検討対象地域の概要	1-7
1.3.1	位置	1-7
1.3.2	溪流の特徴	1-8
1.3.3	地質・土壌	1-10
1.3.4	植生	1-11
1.3.5	土地利用および公共施設	1-13
1.4	対策工計画の基本的事項	1-13
1.4.1	保全対象	1-13
1.4.2	計画基準点	1-14
1.4.3	降雨解析	1-15
1.4.4	計画規模	1-19
1.5	計画総流出量の算定	1-20
1.5.1	流域の谷次数区分	1-20
1.5.2	移動可能土砂量（Vdy1）	1-21
1.5.3	一定の再現期間の最大日雨量に伴う運搬可能土砂量（Vdy2）	1-23
1.5.4	計画流出流木量（Vw）	1-25
1.5.5	計画総流出量	1-26
1.6	計画対象流量	1-26
1.6.1	土砂含有を考慮した流量	1-26
1.6.2	土石流ピーク流量	1-27
1.6.3	土石流の氾濫解析（HyperKANAKO）	1-28
1.7	ケーススタディの工法案	1-29
1.7.1	地形測量	1-29
1.7.2	無施設時の評価	1-31
1.7.3	対策工の選定方針	1-33
1.8	対策工の工法選定	1-34
1.8.1	フローチャートを使用した工法の選定	1-34
1.8.2	土石流発生抑制工と土石流捕捉工の比較	1-37
1.8.3	土石流捕捉のための砂防堰堤の比較	1-37

1.9	砂防堰堤建設位置の判定	1-43
1.9.1	最適案の決定	1-43
1.9.2	堰堤軸の検討	1-43
1.9.3	概略図面の作成	1-46
1.10	対策工の設計や維持管理に関する助言	1-47
1.11	参考文献	1-48
第 2 章	土石流構造物対策の設計	2-1
2.1	設計の概要	2-1
2.1.1	実施事項	2-1
2.1.2	設計順序	2-1
2.1.3	対象溪流の位置	2-2
2.2	詳細設計のための調査	2-3
2.2.1	地形測量	2-3
2.2.2	地質調査	2-5
2.2.3	礫径調査	2-11
2.3	設計条件	2-13
2.3.1	規格、技術出版物、単位	2-13
2.3.2	参考文献	2-13
2.3.3	設計条件	2-13
2.3.4	構造の説明	2-15
2.3.5	本堤の形状	2-16
2.4	砂防堰堤の詳細設計	2-17
2.4.1	水通し断面	2-17
2.4.2	本体形状	2-23
2.4.3	安定計算	2-25
2.4.4	袖形状	2-34
2.4.5	前庭保護工	2-42
2.5	維持管理用道路の設計	2-47
2.5.1	進入ルート of 検討	2-47
2.5.2	維持管理用道路の設計	2-49
2.6	設計図面	2-54
2.6.1	砂防堰堤	2-54
2.6.2	維持管理用道路	2-64
2.7	今後の留意事項	2-79
2.7.1	施設配置計画	2-79
2.7.2	詳細設計のための調査	2-81
2.7.3	砂防堰堤の設計	2-81
2.7.4	維持管理用道路の設計	2-83

第 3 章	不透過型砂防堰堤と付帯構造物の施工	3-1
3.1	施工手順	3-1
3.2	工事用道路	3-1
3.2.1	施工状況	3-1
3.2.2	施工中に発生した技術的問題と対処結果	3-5
3.3	転流工	3-6
3.3.1	対象流量	3-6
3.3.2	転流工の配置と転流方式	3-6
3.3.3	転流工の設計	3-7
3.3.4	施工中に発生した技術的問題と対処結果	3-7
3.4	掘削工	3-8
3.4.1	掘削状況	3-8
3.4.2	施工中に特に留意した事項	3-10
3.4.3	施工中に発生した技術的問題と対処結果	3-11
3.5	コンクリート工	3-11
3.5.1	コンクリートの配合と製造・運搬	3-11
3.5.2	コンクリート工の各手順の実施方法	3-12
3.5.3	打設順序	3-14
3.5.4	リフトスケジュール	3-15
3.6	特殊工の施工	3-17
3.6.1	堤体の水抜き暗渠	3-17
3.6.2	斜面安定化工	3-17
3.7	施工時の安全対策	3-17

第3部：リオデジャネイロ州テレゾポリス市におけるパイロットプロジェクト

第1章	土石流構造物対策の計画	1-1
1.1	計画対象区域の位置と特徴	1-1
1.1.1	計画対象地域の位置	1-1
1.1.2	テレゾポリス地域の特徴	1-2
1.2	背景	1-2
1.2.1	2011年に発生した土石流の特徴	1-2
1.2.2	プリンシペ川流域の土石流発生状況	1-4
1.3	検討対象地域の概要	1-7
1.3.1	位置	1-7
1.3.2	地形特性	1-8
1.3.3	地質特性	1-9
1.3.4	土地利用	1-10
1.4	対策工計画の基本的事項	1-11
1.4.1	既存施設	1-11
1.4.2	計画基準点	1-13
1.4.3	降雨解析	1-13
1.4.4	計画規模	1-18
1.5	計画総流出量の算定	1-19
1.5.1	流域の谷次数区分	1-19
1.5.2	移動可能土砂量 (V_{dy1})	1-20
1.5.3	一定の再現期間の最大日雨量に伴う運搬可能土砂量 (V_{dy2})	1-32
1.5.4	計画流出流木量 (V_w)	1-33
1.5.5	計画総流出量	1-33
1.6	計画対象流量	1-34
1.6.1	土砂含有を考慮した流量	1-34
1.6.2	土石流ピーク流量	1-35
1.6.3	土石流の氾濫解析 (HyperKANAKO)	1-36
1.7	施設配置計画	1-38
1.7.1	地形測量	1-38
1.7.2	現況施設効果量の算定	1-40
1.7.3	計画施設の対策工選定	1-40
1.7.4	施設配置計画	1-40
1.8	優先施設の検討	1-47
1.8.1	優先施設の選定	1-47
1.8.2	堰堤軸の検討	1-47
1.8.3	概略図面の作成	1-51
第2章	土石流構造物対策の設計	2-1

2.1	設計の概要.....	2-1
2.1.1	実施項目.....	2-1
2.1.2	透過型砂防堰堤の設計順序.....	2-1
2.1.3	対象溪流の位置.....	2-2
2.2	詳細設計のための調査.....	2-3
2.2.1	地形測量.....	2-3
2.2.2	地質調査.....	2-4
2.2.3	礫径調査.....	2-8
2.3	設計条件.....	2-9
2.3.1	鋼構造への作用.....	2-9
2.3.2	土石流ピーク流量の算定.....	2-11
2.3.3	土石流荷重.....	2-13
2.4	鋼製部の設計.....	2-15
2.4.1	鋼管間隔の設定.....	2-15
2.4.2	開口部の設定.....	2-15
2.4.3	土石流ピーク流量(Qsp)に対する越流水深.....	2-18
2.4.4	設計水深の決定.....	2-19
2.5	構造計算.....	2-21
2.5.1	鋼管フレームの設計.....	2-21
2.5.2	荷重の組み合わせ.....	2-21
2.5.3	構造計算法.....	2-23
2.5.4	フランジ継手の照査.....	2-40
2.6	安定計算.....	2-42
2.6.1	底版コンクリートの形状.....	2-42
2.6.2	安定条件.....	2-44
2.6.3	底版コンクリート内の引抜きと圧縮.....	2-51
2.6.4	用心鉄筋.....	2-53
2.7	非越流部（不透過部）の形状.....	2-54
2.7.1	安定計算に用いる荷重の組み合わせ.....	2-54
2.7.2	袖形状.....	2-58
2.8	設計図面（2025年12月時点）.....	2-66
2.9	今後の留意事項.....	2-80
2.9.1	施設配置計画の検討.....	2-80
2.9.2	詳細設計のための調査.....	2-82
2.9.3	砂防堰堤の設計.....	2-83
2.9.4	維持管理計画の検討.....	2-83
第3章	土石流構造物の施工.....	3-1
3.1	施工の手順.....	3-1

3.2	工事用道路.....	3-1
3.2.1	施工状況.....	3-1
3.2.2	施工中に発生した技術的問題と対処結果.....	3-4
3.3	転流工.....	3-5
3.3.1	対象流量.....	3-5
3.3.2	転流工の配置と転流方式.....	3-5
3.3.3	転流工の設計.....	3-6
3.3.4	施工中に発生した技術的問題と対処結果.....	3-6
3.4	掘削工.....	3-7
3.4.1	掘削状況.....	3-7
3.4.2	施工中に特に留意した事項.....	3-9
3.4.3	施工中に発生した技術的問題と対処結果.....	3-10
3.5	コンクリート工.....	3-10
3.5.1	コンクリートの配合と製造・運搬.....	3-10
3.5.2	コンクリート工の各手順の実施方法.....	3-11
3.5.3	打設順序.....	3-13
3.5.4	リフトスケジュール.....	3-14
3.6	鋼製フレーム砂防堰堤の組立て.....	3-15
3.6.1	鋼製部の製造・運搬.....	3-15
3.6.2	組立方法.....	3-15
3.6.3	出来形管理.....	3-19
3.7	特殊工の施工.....	3-19
3.7.1	堤体の水抜き暗渠.....	3-19
3.7.2	斜面安定化工.....	3-20
3.8	施工時の安全対策.....	3-20

略 語 表

略語	葡文名（英文名）	和文名
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas	ブラジル技術規格協会
ANA	Agência Nacional de Águas	国家水資源庁
CEMADEN	Centro Nacional de Monitoramento e Alertas de Desastres Naturais	国家自然災害モニタリング・警報センター
COPPE	Coordenação dos Programas de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia	大学院工学プログラム調整ユニット
CPRM	Serviço Geológico do Brasil	ブラジル地質調査所
DAP	Diâmetro médio à altura do peito	平均胸高直径
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura Terrestre	国家運輸インフラ局
GIDES	Projeto de Fortalecimento da Estratégia Nacional da Gestão Integrada de Riscos em Desastres Naturais (Project for Strengthening National Strategy of Integrated Natural Disaster Risk Management)	統合自然災害リスク管理国家戦略強化プロジェクト
GIS	Sistema de Informação Geográfica (Geographic Information System)	地理情報システム
GPW	Referido como dados populacionais (Gridded Population of the World)	世界人口グリッドデータ
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística	ブラジル地理統計院
INEA	Instituto Estadual do Ambiente do Estado de Rio de Janeiro	リオデジャネイロ州環境局
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia	国立気象研究所
JAXA	Agência de Exploração Espacial do Japão (Japan Aerospace Exploration Agency)	国立研究開発法人宇宙航空研究開発機構
JICA	(Japan International Cooperation Agency)	独立行政法人国際協力機構
MIDR	Ministério da Integração e do Desenvolvimento Regional	統合地域開発省
NASA	Administração Nacional da Aeronáutica e Espaço dos Estados Unidos (National Aeronautics and Space Administration)	アメリカ航空宇宙局
NBR	Norma técnica brasileira	ブラジル技術規格
QGIS	Quantum GIS	(同左)
SSPs	(Shared Socio-economic Pathways)	社会経済シナリオ
SUS	Sistema Único de Saúde	保険単一制度
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro	リオデジャネイロ連邦大学
UTM	Universal Transversa de Mercator	ユニバーサル横メルカトル図法

はじめに

「ブラジル国強靱な街作りのための土砂災害構造物対策能力向上プロジェクト」(SABO プロジェクト)の成果の一つである本事例集は、ブラジルの土石流災害リスクの高い地域において事業実施者が土石流構造物対策を実施する際に参照する、実践的な資料となることを目的として作成されたものである。

SABO プロジェクトでは、2011 年 1 月の豪雨で甚大な土石流災害が発生したリオデジャネイロ州ノバフリブルゴ市およびテレゾポリス市を対象として、2基の砂防堰堤の建設パイロットプロジェクトが実施された。本事例集は、このパイロットプロジェクトにおける砂防堰堤の計画、設計、施工の各段階で実施された具体的な作業手順とその結果を詳細に整理したものである。さらに、砂防堰堤の建設を実現するために不可欠な様々な行政手続きの手順や、作成された書類の項目についても整理した。本事例集の活用により、土石流構造物対策がブラジル全土の土石流災害リスクが高い地域に展開され、「仙台防災枠組み」に掲げられた防災への投資促進につながることを期待する。

第 1 部：パイロットプロジェクトで対象とした 溪流の選定

ブラジル国強靱な街作りのための土砂災害構造物対策能力向上プロジェクト
事例集

第1部：パイロットプロジェクトで対象とした溪流の選定

目次

第1章	土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピング手法.....	1-1
1.1	検討手順	1-1
1.2	土石流が発生する可能性がある溪流の抽出.....	1-1
1.2.1	地形図作成.....	1-1
1.2.2	谷筋抽出と水系図作成.....	1-2
1.2.3	谷の傾斜区分および流域区分	1-3
1.3	土石流によって被害が発生する範囲（リスクエリア）の設定	1-4
1.4	リスクエリア内の保全対象数に基づく土石流構造物対策の優先度が高い溪流の抽出	1-5
1.5	作業の省略	1-5
1.6	土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングの試行と検証	1-6
第2章	パイロットプロジェクトを実施する地方自治体における土石流の構造物対策が必要な地域のリストアップ	2-1
2.1	土石流構造物対策の優先度が高い溪流の選定.....	2-1
2.1.1	リスクエリア内の資産の算定.....	2-1
2.1.2	資産数量の標準偏差を用いた優先度の高い溪流の抽出	2-1
2.1.3	パイロットプロジェクト対象地の選定支援.....	2-2
第3章	パイロットプロジェクト対象地の決定.....	3-1

第 1 章 土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピング手法

1.1 検討手順

ここで述べる土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピング手法は、土石流構造物対策が必要な溪流を把握し、その優先度が高い溪流を抽出することを目的としたものであり、以下の手順で検討した。

- ① 土石流が発生する可能性がある溪流の抽出
- ② 土石流によって被害が発生する範囲（リスクエリア）の設定
- ③ リスクエリア内の保全対象数に基づく土石流構造物対策の優先度が高い溪流の抽出

1.2 土石流が発生する可能性がある溪流の抽出

1.2.1 地形図作成

地方自治体がローコストでリスクマッピングを行えるようにするため、無料の GIS ソフトウェア “QGIS” を用いて行う手法を採用した。専門家側が ArcGIS を用いて土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピング手法を開発し、カウンターパート（C/P）側がそれを QGIS に移植して完成させた。

GIS に使用するデータには、無償で公開されているものを用いた。地形データには、宇宙航空研究開発機構（JAXA）が無償で公開している 30m 相当解像度の全球数値標高データ（以下、「AW3D」）を用い、リオデジャネイロ州のノバフリブルゴ市及びテレゾポリス市をモデル地域として、等高線間隔 5m の縮尺 1/25,000 相当の基図を作成した。

土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングの解析フローを図 1.2.1 に示す。フローに示す作業項目のうち、キーポイントとなる部分の作業について以下に詳述する。

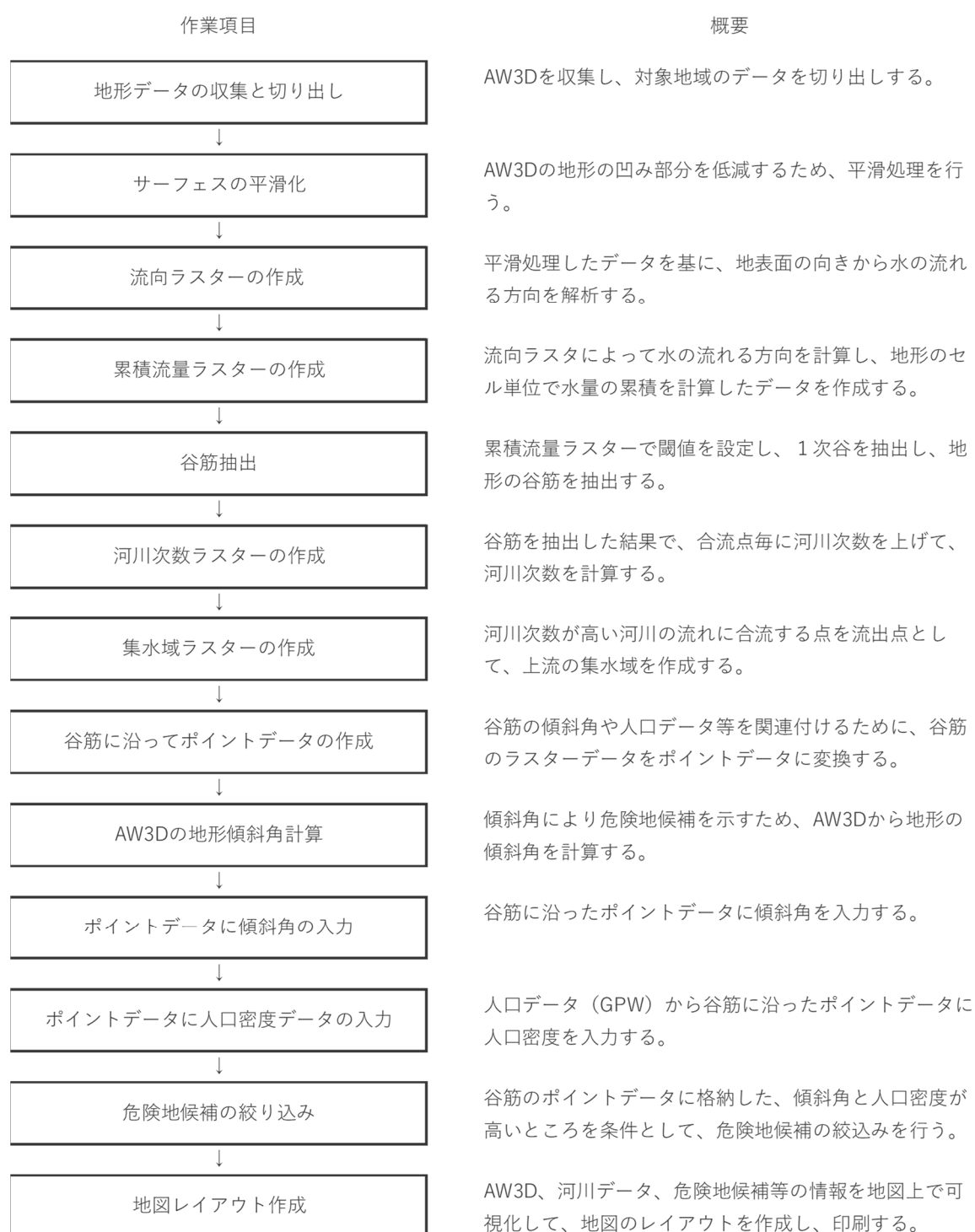


図 1.2.1 土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングの解析フロー

1.2.2 谷筋抽出と水系図作成

ArcGIS の「谷地形及び河川ネットワーク解析」により谷筋を抽出し、水系図を作成した。水系は、AW3D の標高メッシュデータから各メッシュの流下方向を解析し、各メッシュに流入する累積流量（メッシュ数）を計算し、この累積流量が閾値を越えたメッシュを溪流の谷と判定して生

成した。具体的には、集水メッシュ数 72 を閾値としてホートンの定義による 1 次谷の開始点を設定した。これにより、土石流が発生する可能性がある大半の溪流の条件に当てはまる、集水面積約 0.06km^2 以上の溪流が抽出できるようになった。なお、累積流量の閾値は、小さくすると谷が多く抽出できるが谷の開始点や合流点が曖昧になり、一方大きくすると土石流が発生する可能性がある溪流の抽出漏れが起こるようになる。これらの点に留意して、72 メッシュという閾値を設定した。

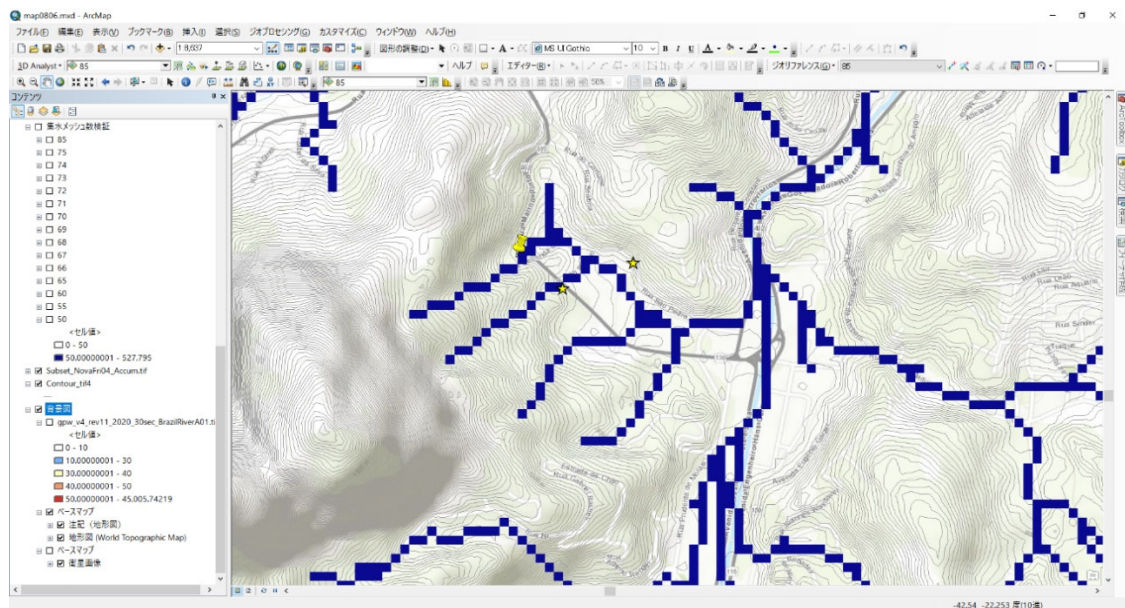


図 1.2.2 水系図の一例

1.2.3 谷の傾斜区分および流域区分

土石流の動態は、谷の縦断勾配によって変化するので、谷の縦断勾配 (α) を算出し、土石流の発生、流下、堆積の各区間の目安となる勾配ごとに、谷を下記の 4 つの区間に区分した。次に、谷筋どうしの合流点を基準として流域界を設定した。

- ① $30^\circ \leq \alpha$: 土石流につながる斜面崩壊の発生場
- ② $10^\circ < \alpha \leq 30^\circ$: 土石流の流下区間
- ③ $2^\circ < \alpha \leq 10^\circ$: 土石流の堆積区間
- ④ $\alpha < 2^\circ$: 掃流区間

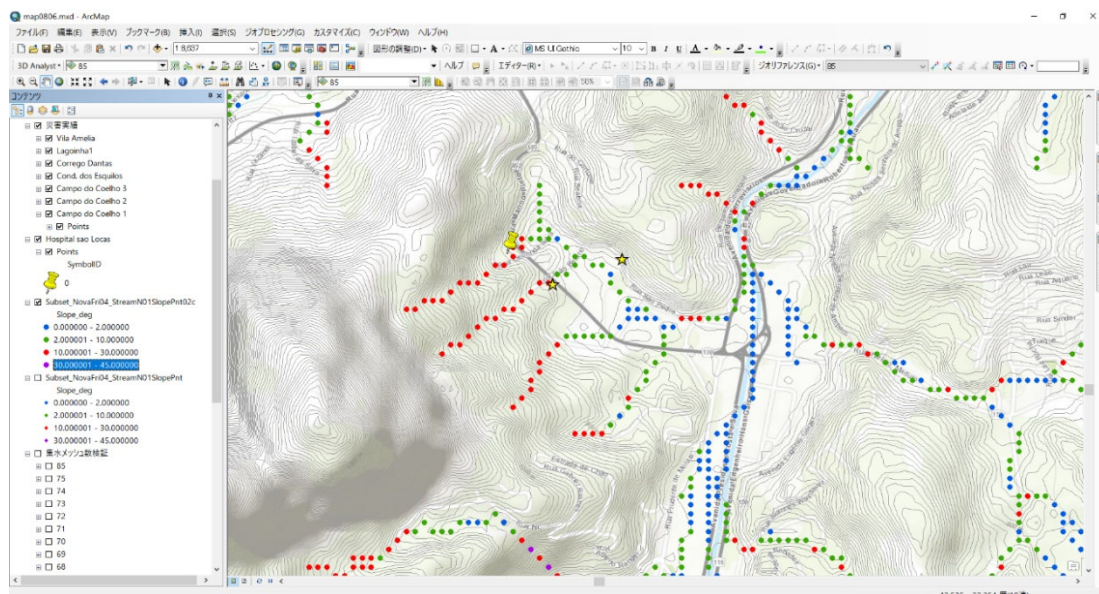


図 1.2.3 谷の傾斜区分の一例

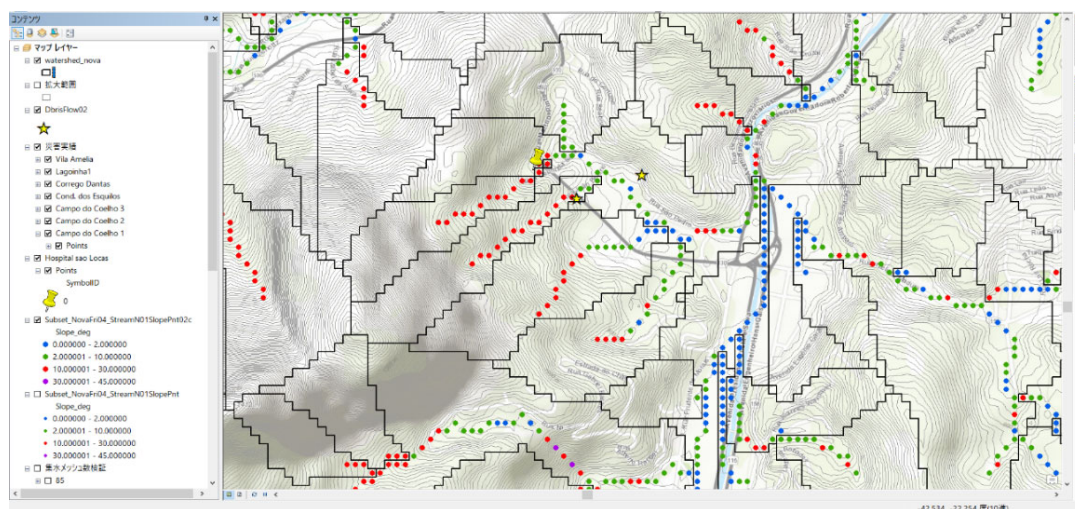


図 1.2.4 流域区分の一例

1.3 土石流によって被害が発生する範囲（リスクエリア）の設定

GIDES で作成された土石流対策計画マニュアル（以下、「GIDES マニュアル」）に基づいたリスクマッピングでは、詳細な地形データに基づいて技術者が溪流ごとに現地踏査を行い、谷やその下流域の地形や地質を調査してリスクエリアを設定するので、精度は高いが設定までに時間を要する。本プロジェクトで開発した土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングでは、縦断的なリスクエリアは GIDES マニュアルに準じて下記の条件で設定した。

- ① 流域内に、溪床勾配が 10° 以上の区間（土石流の発生区間）が存在すること
- ② 土石流が氾濫してから堆積し終わるまでの区間（溪床勾配 10 度から 2 度の区間）が存在し、その周辺に家屋等の保全対象が存在すること

一方、リスクエリアの横断的な氾濫範囲は、本来微地形を考慮しながら溪流ごとに個別に設定するが、このマッピングは土石流構造物対策が必要な溪流の抽出に目的を絞ったものであるため、土石流の氾濫幅は、ブラジルの山岳地の谷底平地の地形的特徴を考慮して、機械的に溪流沿いに単一の氾濫幅(河道の中心線から左右岸方向にそれぞれ 50m、合計 100m)で設定するものとした。なお、この土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングで抽出された溪流で土石流対策計画を作成する段階では、別途土石流氾濫シミュレーションを実施するなどして氾濫域を設定する必要がある。



図 1.3.1 土石流氾濫範囲の設定例

1.4 リスクエリア内の保全対象数に基づく土石流構造物対策の優先度が高い溪流の抽出

前項の作業で抽出された各溪流のリスクエリアに含まれる住宅家屋数と病院及び学校の数を選定し、それぞれの偏差値を求め、その合計値が特に高い溪流を、整備優先度が高い溪流として選定した。住宅家屋の位置データが無い場合は、地方自治体の所有する人口密度データを用いて、氾濫域ポリゴン内の人口から住宅家屋数を推定（平均的な世帯人口 4.2 人／世帯から算定）した。地方自治体の人口データが無い場合は、アメリカ航空宇宙局（NASA）が無料で公開している 1km メッシュの推定人口密度データ（Global 1-km Downscaled Population Base Year and Projection Grids Based on the SSPs, v1.01）を取得して代用した。優先度評価の指標として住宅建物、病院、学校を採用した理由には、以下の点が挙げられる。

- ① **建物**：住宅に居住する人命保護、及び資産の保全が土石流構造物対策の目的であるため。
- ② **病院及び学校**：災害時に避難が困難な人々が集まる場所であるため。さらには、被災時の救急医療体制を確保するため。

1.5 作業の省略

土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングの一連の作業のなかで、最も時

間を要するのは、地形図の判読を要する土石流氾濫範囲のポリゴン作成である。居住者のいない地域や人口密度が非常に低い地域では、土石流により受ける被害がゼロまたは非常に小さく、土石流構造物対策の必要性も低い。土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングの作業時間を抑える必要がある場合は、都市区域に含まれない地域をマッピングの作業対象から除外するという方法も考えられる。本プロジェクトでは、人口のまばらな山間地、牧草地帯は資産が少なく事業優先度が低いと評価し、NASA が公開している推定人口密度データを使用して、人口密度が 50 人/km² 未満の地域を除外することにより、作業時間の短縮を図った。

1.6 土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングの試行と検証

上述の手法を用いてノバフリブルゴ市を対象として土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングを行い、ノバフリブルゴ市における 2011 年 1 月災害における土石流発生実績と比較することで、マッピングの手法の妥当性を検証した。

土石流の発生実績データとしては、ノバフリブルゴ市から提供された 9 溪流のデータ（表 1.6.1）と、CPRM の災害データベースから抽出した 18 溪流のデータ（表 1.6.2）を用いた。

表 1.6.1 ノバフリブルゴ市における土石流が発生した溪流 (1)

溪流名	緯度	経度	流域面積 (km ²)
Campo do Coelho 1	22° 13' 35.76" S	42° 38' 43.84" W	0.179
Campo do Coelho 2	22° 14' 23.54" S	42° 39' 14.98" W	0.201
Campo do Coelho 3	22° 17' 22.90" S	42° 42' 02.68" W	0.843
Cond dos Esquilos	22° 14' 53.26" S	42° 35' 40.82" W	0.072
Lagoinha	22° 16' 46.58" S	42° 32' 57.12" W	0.31
Corrego D'Antas	22° 15' 25.45" S	42° 33' 38.21" W	1.45
Vila America	22° 16' 54.26" S	42° 32' 25.37" W	0.52
Sao Lucas	22° 15' 31.90" S	42° 32' 20.20" W	0.15
Duas Pedras	22° 15' 35.35" S	42° 32' 16.44" W	0.12

Data Source: Municipality of Nova Friburgo

表 1.6.2 ノバフリブルゴ市における土石流が発生した溪流 (2)

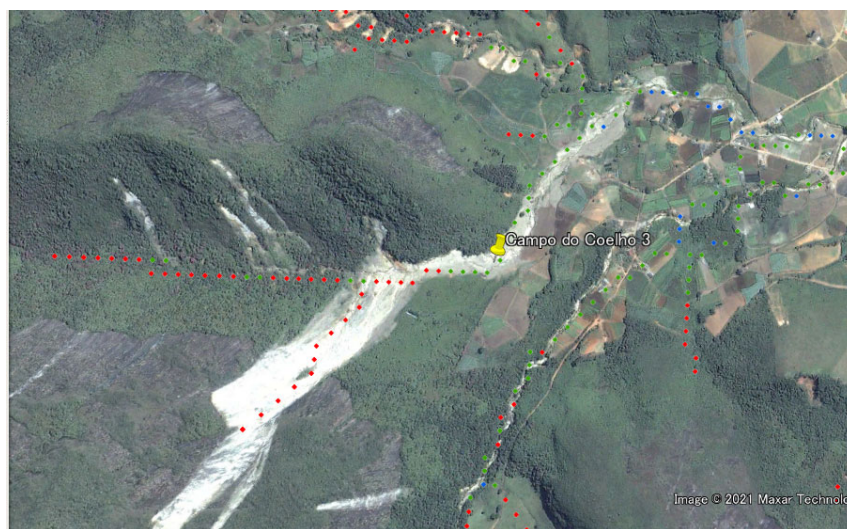
No.	緯度	経度	市	町	死亡者数	負傷者数	土砂移動現象
SN-01	-22.27463888	-42.53016666	Nova Friburgo	Vilage	0	0	土石流
SN-02	-22.27472222	-42.53069444	Nova Friburgo	Vilage	1	0	土石流
SN-03	-22.27461111	-42.53252777	Nova Friburgo	Vilage	8	0	土石流
SN-04	-22.27894444	-42.53058333	Nova Friburgo	Vilage	35	0	土石流
SN-05	-22.27872222	-42.53183333	Nova Friburgo	Vilage	5	3	土石流
SN-06	-22.25933333	-42.53722222	Nova Friburgo	Duas Pedras	3	0	土石流
SN-07	-22.25855555	-42.53505555	Nova Friburgo	Duas Pedras	12	0	土石流
SN-08	-22.25244444	-42.54672222	Nova Friburgo	Campo do Coelho	7	0	土石流
SN-11	-22.27122222	-42.60019444	Nova Friburgo	Campo do Coelho	5	1	土石流
SN-12	-22.27211111	-42.6095	Nova Friburgo	Campo do Coelho	0	0	土石流
SN-13	-22.23388888	-42.64097222	Nova Friburgo	Condomínio do Lago	17	9	土石流
SN-14	-22.23577777	-42.64375	Nova Friburgo	Condomínio do Lago	9	10	土石流
SN-15	-22.23922222	-42.53858333	Nova Friburgo	Santa Bernardete	3	2	土石流
SN-17	-22.22347222	-42.55416666	Nova Friburgo	Santa Bernardete	0	0	土石流
SN-18	-22.23925	-42.53691666	Nova Friburgo	Jardim Califórnia	18	0	土石流
SN-20	-22.22872222	-42.52899999	Nova Friburgo	Rosa Branca	0	0	土石流
SN-21	-22.22205555	-42.52527777	Nova Friburgo	Floresta	42	0	土石流
SN-22	-22.20122222	-42.50405555	Nova Friburgo	Lot. Progresso	0	0	土石流

Data Source: CPRM: Sistema de Cadastro de Deslizamentos e Inundações

ノバフリブルゴ市を対象に土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングを行った結果、表 1.6.1 に示した溪流は全て抽出できていることが確認された。一方、表 1.6.2 に示した溪流のうち、抽出されたのは SN-06、SN-11、SN-17 の 3 箇所だけであった。衛星画像を確認したところ、土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングで抽出されなかった溪流はいずれも谷地形が無く、斜面崩壊が土石流としてデータベースに登録されたものであることがわかった。このような検証結果から、本プロジェクトで開発した土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピング手法は、簡易かつ安価でありながら、土石流構造物対策が必要な溪流の抽出に有効であることが確認された。



(Campo do Coelho 1)



(Campo do Coelho 3)

図 1.6.1 土石流発生溪流と土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピング成果の重ね合わせ図の一例

第 2 章 パイロットプロジェクトを実施する地方自治体における土石流の構造物対策が必要な地域のリストアップ

2.1 土石流構造物対策の優先度が高い溪流の選定

第 1 章で述べた土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピング手法を用いて、リオデジャネイロ州ノバフリブルゴ市およびテレゾポリス市において土石流対策を要する溪流を抽出し、土石流によって被害が発生する範囲（リスクエリア）を設定した。次に、ブラジル側から提供された人口統計データ、重要な保全対象の位置データ（病院、学校）を用いてリスクエリア内の資産（住宅家屋、病院及び学校）の数を算定し、特に優先度が高い 10 溪流程度を選出した。本項では、土石流構造物対策の優先度が高い溪流の選出方法について述べる。

2.1.1 リスクエリア内の資産の算定

まず、優先度評価の指標とする資産として住宅家屋数、病院及び学校に着目し、リスクエリアに含まれるこれらの数を算定した。

2.1.2 資産数量の標準偏差を用いた優先度の高い溪流の抽出

まず、GIS 上で、土石流対策構造物を要する溪流特定のためのリスクマッピングにより設定されたリスクエリアに住宅家屋、病院、学校のデータを重ね合わせ、リスクエリアに含まれる住宅家屋、病院、学校それぞれの数量を算定した。次に、リスクエリアに含まれる住宅家屋、病院、学校それぞれの標準偏差を下式で求め、その合計値を算定した。

$$T_i = \frac{10(x_i - \mu_x)}{\sigma_x} + 50$$
$$\mu_x = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i$$
$$\sigma_x = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (x_i - \mu_x)^2} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N x_i^2 - \mu_x^2}$$

N : データの大きさ
 x_i : データの各値
 μ_x : 平均値
 σ_x : 標準偏差

各溪流で算定された標準偏差の合計値を大きい順に並べた結果、ノバフリブルゴ市では 8 位までの溪流で（図 2.1.1）、テレゾポリス市では 7 位までの溪流で（図 2.1.2）標準偏差が特に大きく、多くの住宅建物、病院、学校がリスクエリアに存在し、土石流構造物対策の優先度の高いことがわかった。

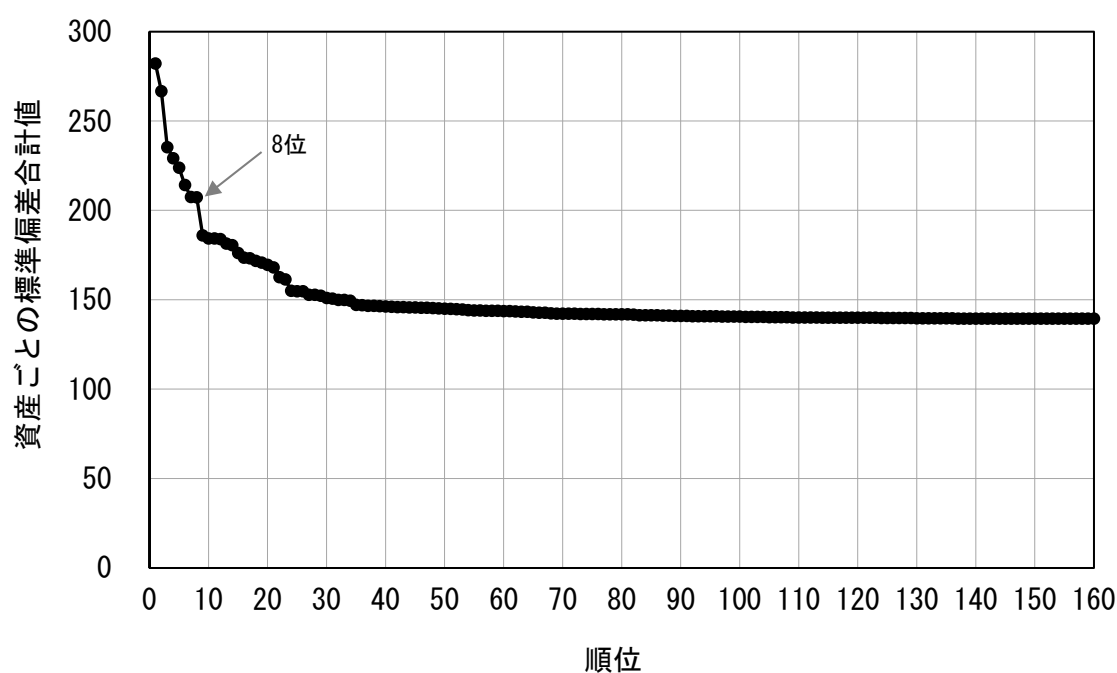


図 2.1.1 資産ごとの標準偏差合計値と順位（ノバフリブルゴ市）

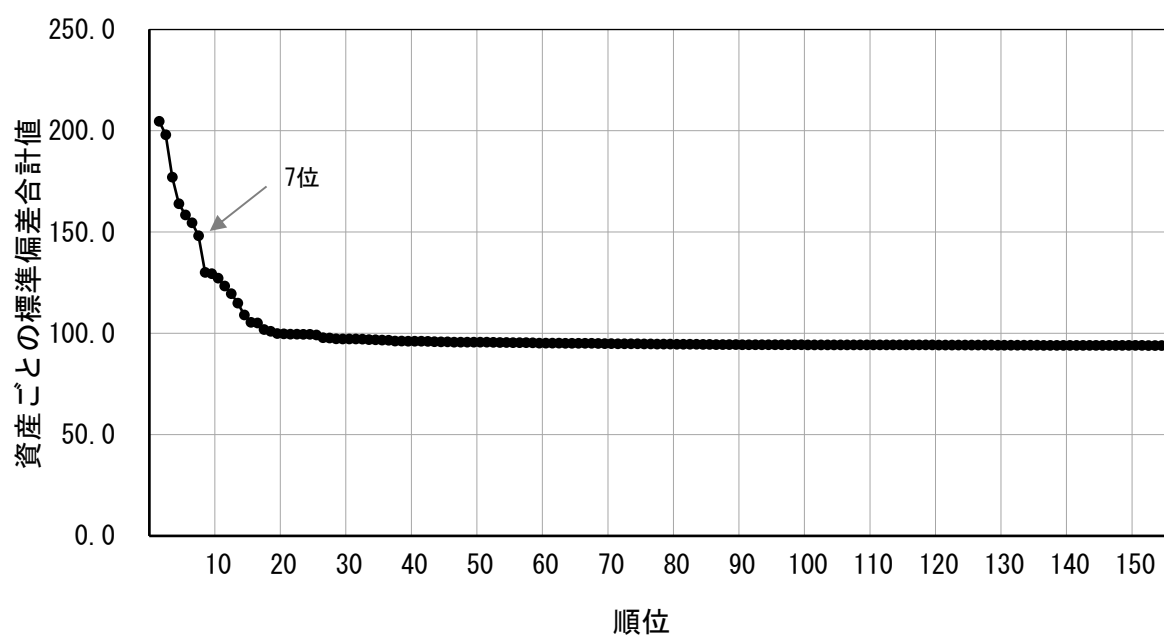


図 2.1.2 資産ごとの標準偏差合計値と順位（テレゾポリス市）

2.1.3 パイロットプロジェクト対象地の選定支援

専門家側は、過去の土砂災害発生事例（土砂災害実績）、災害発生当時の雨量、被害状況、対策工の有無、リスクマップや構造物対策計画の有無等を調査した上で、上述した土石流構造物対策

の優先度の高い溪流のショートリストを作成し、パイロットプロジェクト対象地の選定を支援した。ノバフリブルゴ市およびテレゾポリス市それぞれの調査結果を表 2.1.1、表 2.1.2 に示す。土石流の発生履歴がない溪流では、今後も土石流の発生頻度は比較的低いものと考えられる。一方、過去に土石流災害が発生した溪流では、災害の誘因となった降雨と同程度の降雨によって再び災害が発生する可能性があり、この再度災害の防止に対する社会的要請は強い。

ノバフリブルゴ市の No.104 サンルーカス溪流では、8 年の間隔で土石流災害が 2 回発生している。降雨観測所 Cascatinha do Cônego 02242025 におけるデータによると、2011 年 1 月災害の誘因となった降雨は 109 mm/h₂₄ であった。現地踏査の結果、当該溪流の上流の溪床には依然として溪岸崩壊を起源とする土砂が堆積していることが確認され、土石流災害が再び発生するリスクは高いと考えられた。既に有効な対策工が実施されていれば土石流災害リスクは低下するが、当該溪流の出口付近に位置するサンルーカス病院の周囲には、2011 年 1 月災害後に泥水が病院建物に流入するのを防ぐための擁壁が設置されたが、これは機能と強度の両面から土石流対策構造物として評価できるものではない。これらの事項に加え、当該溪流については先行プロジェクトの GIDES で土石流構造物対策計画が既に作成されていること、工事予算が確保されていること、サンルーカス病院が土石流対策構造物の建設用地の無償使用を市へ明言し、連邦政府もそれを確認していることを総合的に勘案し、No.104 サンルーカス溪流がノバフリブルゴ市におけるパイロットプロジェクト対象地の第 1 候補として提案された。

テレゾポリス市の No.6 プリンシペ溪流では、2011 年 1 月に 100 名以上の死者を伴う同市内で最大規模の被害をもたらした土石流災害が発生した。この災害の誘因となった降雨は 264mm/h₂₄ と比較的大きい。現地踏査の結果、当該溪流の上流の溪床には依然として 2011 年 1 月災害で流出した石礫が堆積しており、また流域も 3.19km² と比較的に広いと、土石流災害が再び発生するリスクは高いと考えられる。2011 年 1 月災害後、リオデジャネイロ州環境局 (INEA) は、当該溪流の谷出口付近に 2 基のワイヤーネット工を設置した。ワイヤーネット工には土石流の一部を応急的に捕捉する効果は期待できるが、構造的に弱く、土石流捕捉量も少ないため、恒久的な土石流構造物対策を講ずることにより土石流に対する安全度をさらに高める必要がある。これらの事項から、No.6 プリンシペ溪流がテレゾポリス市におけるパイロットプロジェクト対象地の第 1 候補として提案された。

表 2.1.1 優先度の高い溪流の土砂災害発生実績（ノバフリブルゴ市）

順位	No	溪流名	a)-2 高い土石流災害リスク				a)-1 社会的・経済的損害				b) リスクマップ	c) 構造物対策計画	d) 工事予算
			災害発生年	発生降雨 (日雨量mm)	死者数	対策工	住宅家屋	病院	学校	標準偏差 合計			
1	73	Anchieta	2011	109mm/d	無し	Não	31	3	2	282.15	作成済み	未作成	確保
2	40		-	-	-	Não	255	0	4	266.68	作成済み	未作成	確保
3	55	America	2011	109mm/d	無し	Não	129	1	2	235.34	作成済み	未作成	確保
4	68		2011	109mm/d	無し	Não	29	2	1	229.17	作成済み	未作成	確保
5	52		-	-	-	Não	246	0	2	223.89	作成済み	未作成	確保
6	2		-	-	-	Não	308	0	1	214.19	作成済み	未作成	確保
7	104	Sao Lucas	2002 2011	122mm/d 109mm/d	20 人 不明	擁壁*1	88	1	1	207.52	作成済み	作成済み	確保
8	108		-	-	-	Não	87	1	1	207.35	作成済み	未作成	確保

*1 対策工は 2011 年災害後に建設されたもので、災害当時は対策工は存在しなかった。

表 2.1.2 優先度の高い溪流の土砂災害発生実績（テレゾポリス市）

順位	No	溪流名	a)-2 高い土石流災害リスク				a)-1 社会的・経済的損害				b) リスク マップ	c) 構造物対 策計画	d) 工事予算
			災害発生年	発生降雨 (日雨量mm)	死者数	対策工	人口 *1	病院	学校	標準偏差 合計			
1	No. 1		—	—	—	無し	970	0	2	204.62	作成済み	未作成	確保
2	No. 2		—	—	—	無し	1,597	0	1	198.02	作成済み	未作成	確保
3	No. 3		—	—	—	無し	1,119	0	1	177.08	作成済み	未作成	確保
4	No. 4		—	—	—	無し	42	0	2	163.97	作成済み	未作成	確保
5	No. 5		—	—	—	無し	694	0	1	158.47	作成済み	未作成	確保
6	No. 6	Príncipe	2011年	264	100名以上	ワイヤネット*3	605	0	1	154.57	作成済み	未作成 *2	確保
7	No. 7		—	—	—	無し	1,237	0	0	148.18	作成済み	未作成	確保

*1 家屋データが得られなかったため、NASAの人口密度データからリスクエリアの人口を算定し代用した。

*2 本プロジェクトで作成。

*3 対策工は2011年1月災害後に建設されたもので、災害当時は対策工は存在しなかった。

第 3 章 パイロットプロジェクト対象地の決定

パイロットプロジェクト対象地の第 1 候補として提案された各溪流は、各市政府による行政判断の後に、パイロットプロジェクト対象地とすることが決定された。行政判断にあたって考慮された事項は以下のとおりである。

[ノバフリブルゴ市]

- **再度災害防止**：2011 年災害の被災地であること
- **サンルーカス病院の重要性**：サンルーカス病院が市の基幹病院であり、防災上の重要度が特に高いこと
- **用地確保の容易性**：砂防堰堤建設候補地の全域とアクセス道路候補地の一部がサンルーカス病院の所有地であり、用地確保の面で大きな懸念がないこと
- **砂防堰堤建設候補地へのアクセス性**：複数のアクセスルートの候補が存在すること

[テレゾポリス市]

- **再度災害防止**：2011 年災害の被災地であり、その人的・物的被害が市内で最大規模であったこと

なお、テレゾポリス市のパイロット溪流においては、溪流が選定されてから 8 カ月後の 2022 年 9 月に、土地所有者側から砂防堰堤の位置を下流に移すよう要望が出され、その後 2024 年 12 月に至るまで、砂防堰堤の位置を確定できない状況が続いた。土石流構造物対策の優先度を検討する際には、用地確保の容易性を重視すべきとの教訓が得られた。

第 2 部：リオデジャネイロ州ノバフリブルゴ市 におけるパイロットプロジェクト

ブラジル国強靱な街作りのための土砂災害構造物対策能力向上プロジェクト
事例集

第2部：リオデジャネイロ州ノバフリブルゴ市におけるパイロットプロジェクト

目次

第1章	土石流構造物対策の計画	1-1
1.1	計画対象区域の位置と特徴	1-1
1.1.1	計画対象地域の位置	1-1
1.1.2	ノバフリブルゴ地域の特徴	1-2
1.2	背景	1-2
1.2.1	2011年に発生した土石流の特性	1-2
1.2.2	サンルーカス病院付近の溪流で発生した土石流	1-5
1.2.3	リスクマップ（ハザードマップ）	1-7
1.3	検討対象地域の概要	1-7
1.3.1	位置	1-7
1.3.2	溪流の特徴	1-8
1.3.3	地質・土壌	1-10
1.3.4	植生	1-11
1.3.5	土地利用および公共施設	1-13
1.4	対策工計画の基本的事項	1-13
1.4.1	保全対象	1-13
1.4.2	計画基準点	1-14
1.4.3	降雨解析	1-15
1.4.4	計画規模	1-19
1.5	計画総流出量の算定	1-20
1.5.1	流域の谷次数区分	1-20
1.5.2	移動可能土砂量（Vdy1）	1-21
1.5.3	一定の再現期間の最大日雨量に伴う運搬可能土砂量（Vdy2）	1-23
1.5.4	計画流出流木量（Vw）	1-25
1.5.5	計画総流出量	1-26
1.6	計画対象流量	1-26
1.6.1	土砂含有を考慮した流量	1-26
1.6.2	土石流ピーク流量	1-27
1.6.3	土石流の氾濫解析（HyperKANAKO）	1-28
1.7	ケーススタディの工法案	1-29
1.7.1	地形測量	1-29
1.7.2	無施設時の評価	1-31
1.7.3	対策工の選定方針	1-33
1.8	対策工の工法選定	1-34
1.8.1	フローチャートを使用した工法の選定	1-34
1.8.2	土石流発生抑制工と土石流捕捉工の比較	1-37
1.8.3	土石流捕捉のための砂防堰堤の比較	1-37

1.9	砂防堰堤建設位置の判定	1-43
1.9.1	最適案の決定.....	1-43
1.9.2	堰堤軸の検討.....	1-43
1.9.3	概略図面の作成.....	1-46
1.10	対策工の設計や維持管理に関する助言.....	1-47
1.11	参考文献	1-48
第 2 章 土石流構造物対策の設計.....		2-1
2.1	設計の概要	2-1
2.1.1	実施事項.....	2-1
2.1.2	設計順序.....	2-1
2.1.3	対象溪流の位置.....	2-2
2.2	詳細設計のための調査	2-3
2.2.1	地形測量.....	2-3
2.2.2	地質調査.....	2-5
2.2.3	礫径調査.....	2-11
2.3	設計条件	2-13
2.3.1	規格、技術出版物、単位.....	2-13
2.3.2	参考文献.....	2-13
2.3.3	設計条件.....	2-13
2.3.4	構造の説明.....	2-15
2.3.5	本堤の形状.....	2-16
2.4	砂防堰堤の詳細設計	2-17
2.4.1	水通し断面.....	2-17
2.4.2	本体形状.....	2-23
2.4.3	安定計算.....	2-25
2.4.4	袖形状	2-34
2.4.5	前庭保護工.....	2-42
2.5	維持管理用道路の設計	2-47
2.5.1	進入ルート of 検討.....	2-47
2.5.2	維持管理用道路の設計.....	2-49
2.6	設計図面	2-54
2.6.1	砂防堰堤.....	2-54
2.6.2	維持管理用道路.....	2-64
2.7	今後の留意事項	2-79
2.7.1	施設配置計画.....	2-79
2.7.2	詳細設計のための調査.....	2-81
2.7.3	砂防堰堤の設計.....	2-81
2.7.4	維持管理用道路の設計.....	2-83
第 3 章 不透過型砂防堰堤と付帯構造物の施工.....		3-1
3.1	施工手順	3-1
3.2	工事用道路	3-1

3.2.1	施工状況.....	3-1
3.2.2	施工中に発生した技術的問題と対処結果.....	3-5
3.3	転流工	3-6
3.3.1	対象流量.....	3-6
3.3.2	転流工の配置と転流方式.....	3-6
3.3.3	転流工の設計.....	3-7
3.3.4	施工中に発生した技術的問題と対処結果.....	3-7
3.4	掘削工	3-8
3.4.1	掘削状況.....	3-8
3.4.2	施工中に特に留意した事項.....	3-10
3.4.3	施工中に発生した技術的問題と対処結果.....	3-11
3.5	コンクリート工	3-11
3.5.1	コンクリートの配合と製造・運搬.....	3-11
3.5.2	コンクリート工の各手順の実施方法.....	3-12
3.5.3	打設順序.....	3-14
3.5.4	リフトスケジュール.....	3-15
3.6	特殊工の施工	3-17
3.6.1	堤体の水抜き暗渠.....	3-17
3.6.2	斜面安定化工.....	3-17
3.7	施工時の安全対策	3-17

第 1 章 土石流構造物対策の計画

1.1 計画対象区域の位置と特徴

1.1.1 計画対象地域の位置

ノバフリブルゴ市（面積 933.414 km²）は、ブラジル国リオデジャネイロ州の自治体である。リオデジャネイロ州の中央部に位置し、南緯 22°16'55"、西経 42°31'52"、平均標高 985 m にあり、州都リオデジャネイロ市から 136 km の距離にある。

対象溪流は、ノバフリブルゴ市の中心部から 4.5 km 離れたペドラブランカ丘（Morro de Pedra Branca）に位置する。

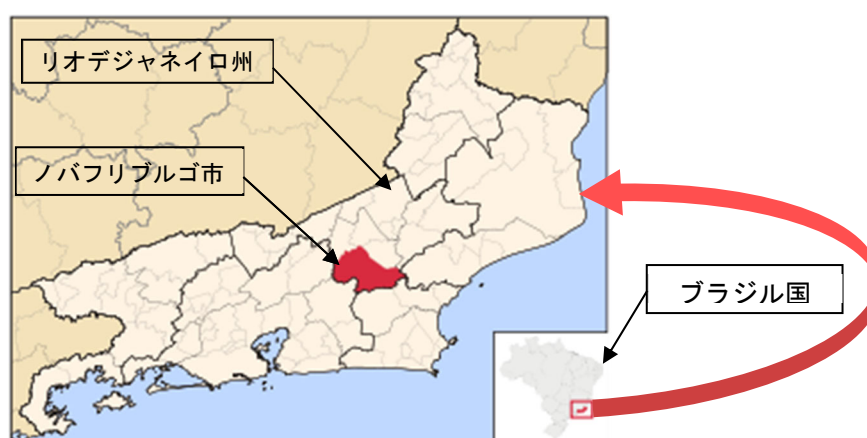


図 1.1.1 サンルーカス病院が位置する計画対象溪流

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

1.1.2 ノバフリブルゴ地域の特徴

ブラジル地理統計院の 2010 年 8 月 1 日付の国勢調査によると、ノバフリブルゴ市の人口は 182,082 人であった。主な産業は、冶金、インティメイトアパレル、野菜栽培、ヤギ飼育、繊維、衣料、観光である。国立気象院によると、1961 年から 1990 年までの平均年間降水量は 1,279.8 mm であり、最大 24 時間累積降雨量は 1966 年 12 月 16 日に記録された 165.4 mm であった。

2011 年 1 月初旬の豪雨によって、リオデジャネイロ州北西部の、オルガン山岳地域に位置するリオデジャネイロ州山岳地域（Região Serrana）は、深刻な被害を受けた。これは国内史上で最大級の災害の一つとなった。2011 年 1 月 11 日から 12 日にかけて、この地域で発生した異常な降雨は多くの土砂災害を引き起こし、何千人もの人々に影響を与え、深刻な被害と損失をもたらした。

ペリゾーニ (2014) によると本事象は、南東部地域の雨季に発生し、その当時、リオデジャネイロ州山岳地帯で 8 日～10 日間にわたる連続した降雨で土壌が飽和状態に達し、さらに 1 月 10 日から 12 日にかけて 3 時間続く非常に強い前線性降雨が組み合わさった結果である。また Pelizoni (2014) の解説によれば、この事象に加えて、アマゾン経由の湿った空気の供給によって積乱雲が形成され、その結果 1 月 11 日から 12 日の夜間に局所的な豪雨が 4.5 時間にわたって続いた。

ペリゾーニ (2014) によるヌネス (2013) の引用によれば、この一連の豪雨で最も大きな被害を受けた地域は、ノバフリブルゴ市、ペトロポリス市、テレゾポリス市、ボン・ジャルディン市、サン・ジョゼ・ド・ヴァレ・ド・リオ・プレト市、およびスミドゥロ市であり、死者数は 970 人以上にのぼり、2 万人以上が住居を失ったとされる。

1.2 背景

1.2.1 2011 年に発生した土石流の特性

2011 年 1 月の豪雨の前の、2010 年 10 月に撮影したドアスペドラス丘の写真を図 1.2.1 に示す。豪雨災害後に撮影された写真からは、斜面に残された白い痕跡や、この地域内で発生した複数の土石流経路が確認できる（図 1.2.2）。発生源を赤い矢印で示している。青い矢印は、サンルーカス病院方向へ流下した土石流およびコヘゴダントス地区側へ流れた経路を示す。

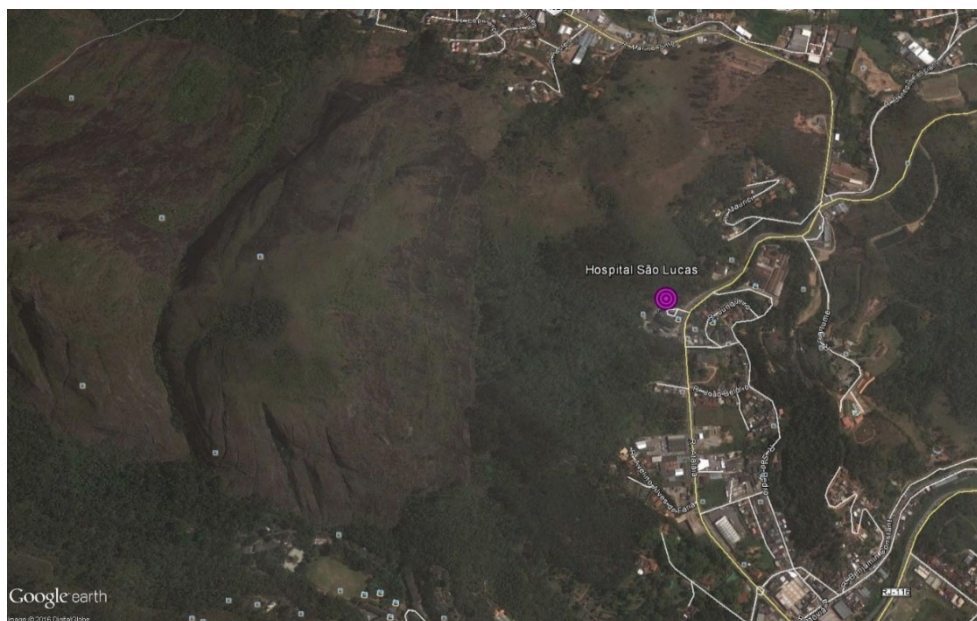


図 1.2.1 ドアスペドラス丘の空中写真、災害前、2010 年 10 月 12 日撮影
出典：Google Earth



図 1.2.2 ドアスペドラス丘の空中写真、災害後、2011 年 01 月 19 日撮影
出典：Google Earth

ポルテーラら (2013) は、ドアスペドラス丘の地層はプロテロゾイク花崗岩質で構成され、セーラ・ドス・オルガンス岩相に属すると特徴付けた。そして、急崖の北面勾配が 45 度、最大標高が 1,360 m、高さが約 480 m に達することを確認し、2 つの破砕帯が 59 度および 148 度の方向に直交し、これらの節理は準垂直に傾斜し、圧力開放によって石礫や岩屑を形成していることを強調した。

ペリゾーニおよびヌネス (2015) は、斜面頂部において、圧力開放による破砕帯内で並進崩壊が発生したことによって土砂移動が始まったと記述している。彼らによると、移動開始区間の標高は 1,278 m～1,300 m で、平均勾配はおよそ 45 度であり、その直下には勾配 40 度から 60 度の急崖が露出し、節理方向が南西に向かう準垂直の 2 つの破砕帯からなる溪流があり、その溪流内に土石流が流下・侵食した。

その地点から、土砂の一部はコヘゴダintas区側へ移動し、一部は反対側のドアスペドラス丘、サンルーカス病院の方向へ流下した。その結果、両溪流とも土石流の移動・侵食および堆砂が生じた。以下の図は、上記に説明した現象の経路を示しており、赤線で共通の発生区間を、黄線および青線で最初に移動した土石流が分離した後の流れを示している。

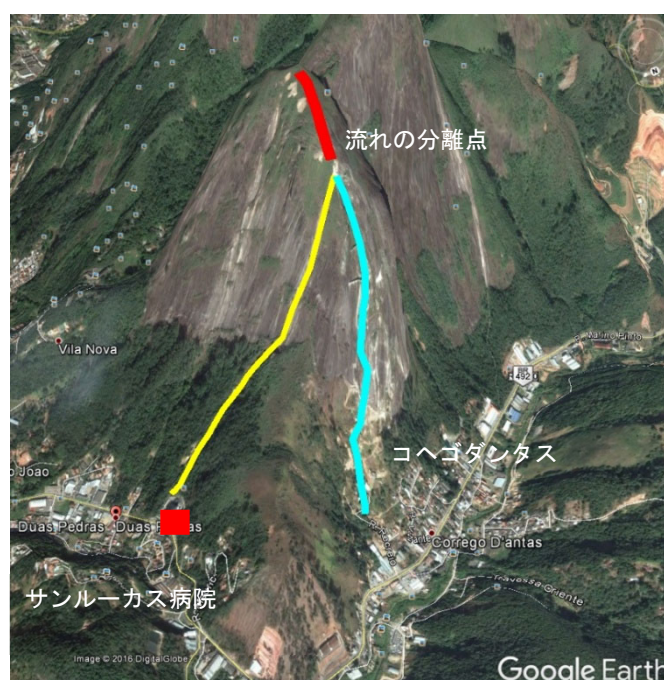


図 1.2.3 当地域で発生した土石流の特徴

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

コヘゴダintas区に向かった斜面について、ペリゾーニとヌネス (2016) は、堆積区間の推定面積は約 35,600m²であり、崩落した当初の土砂量は約 500m³だったと述べている。以下の図は、土石流の流下経路の重要な区間を示したものである。



図 1.2.4 土砂流の発生区間、運搬区間および堆積区間

出典：Pelizoni, Nunes (2016) を和訳

1.2.2 サンルーカス病院付近の溪流で発生した土石流

2011年、サンルーカス病院付近の溪流で発生した土石流は、20名以上の命を奪う大災害を引き起こした。災害発生時、この溪流には土石流に対する構造物は設置されていなかった。



図 1.2.5 リオデジャネイロ州ノバフリブルゴ市で発生した土石流の痕跡を表す空中写真

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides



図 1.2.6 ノバフリブルゴ市で発生した土石流の痕跡

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

1.2.3 リスクマップ（ハザードマップ）

GIDES で作成された「土砂災害のハザード・リスクのマッピング・マニュアル (Manual de Mapeamento de Perigo e Risco a Movimentos Gravitacionais de Massa)」に基づき、サンルーカス病院付近の溪流の土石流ハザードマップが図 1.2.7 のように作成された。土石流の氾濫開始点は 2011 年災害時の土石流が堆積し始めた地点とし、土石流の下流端は河床勾配 2 度の地点とした。図中の黄色の範囲は、最深河床から比高 5 m までの範囲に相当する、土石流が氾濫する可能性があるエリアを示したものである。赤色の範囲は、河道の中心から片側 25 m、合計 50 m 幅の、特に著しい被害が発生する可能性が高い範囲を図示したものである。

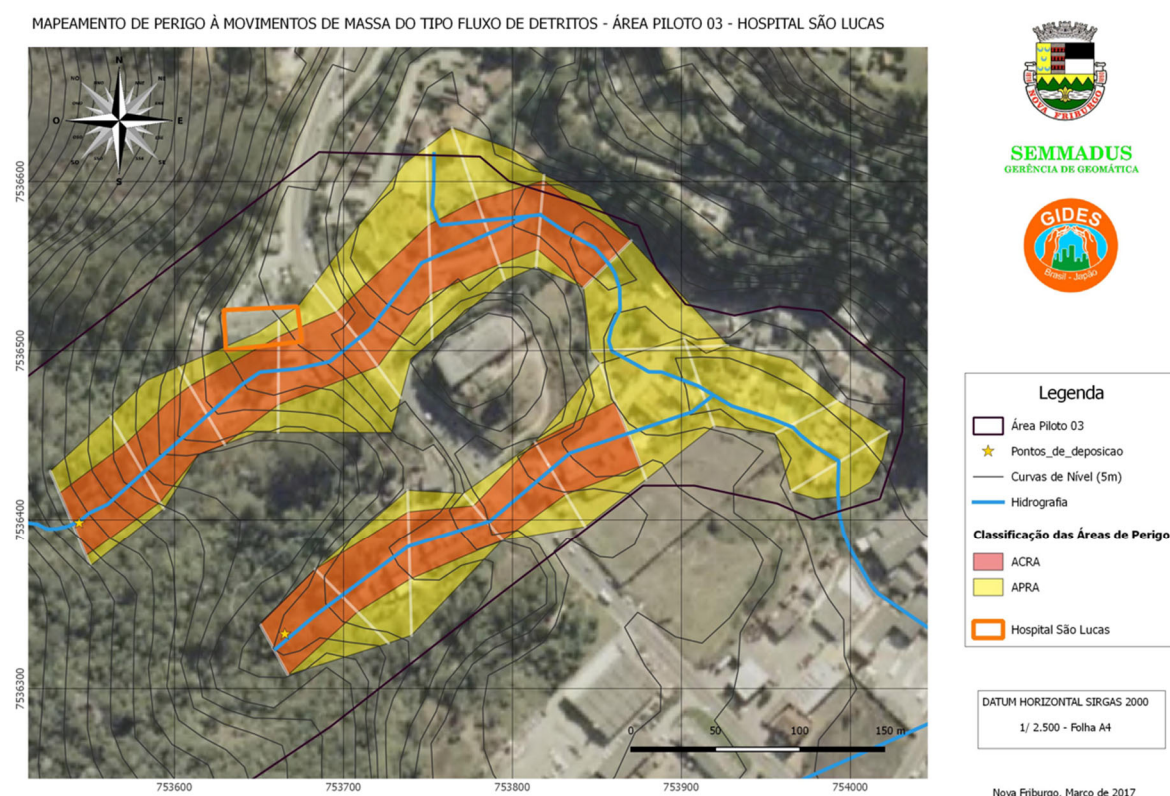


図 1.2.7 土石流ハザードマップ（サンルーカス）

出典：Semmadus. Gerência de Geomática, Município de Nova Friburgo-RJ (2017)

1.3 検討対象地域の概要

1.3.1 位置

検討対象は、土石流がドアスペドラス区方向へ流下したサンルーカス病院付近の溪流である。溪流の流域面積は約 0.12 km² の、図 1.3.1 に薄緑色でハッチングされた地域である。主溪流を赤い実線で示している。流域境界線の直下にはサンルーカス病院のほか、州道 RJ-130 号線、さらに下流側にはドアスペドラス区の建物が存在する。

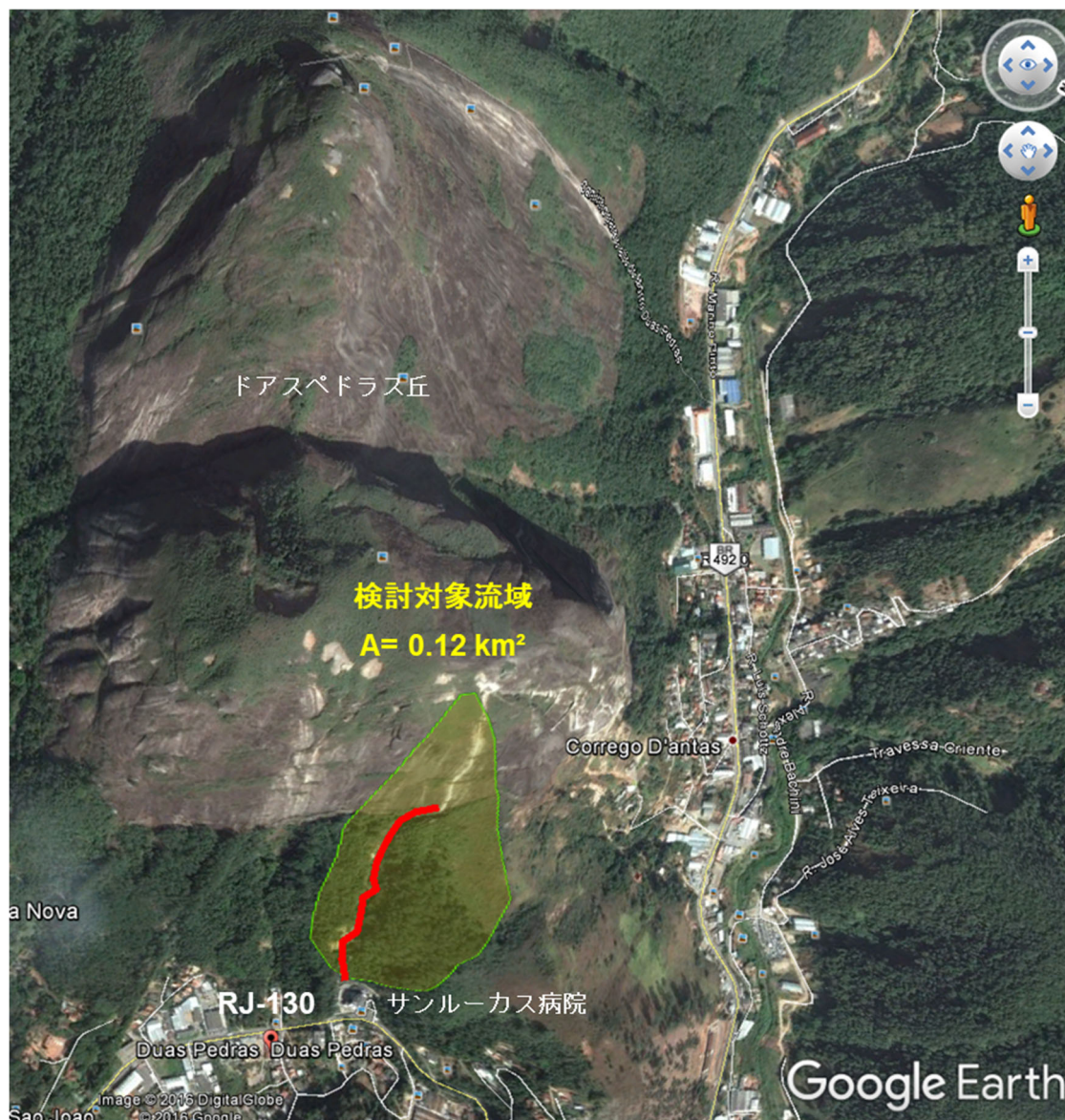


図 1.3.1 検討対象地域

出典：砂防プロジェクトにて作成

1.3.2 溪流の特徴

対象区域の主要な溪流は、延長約 800 メートルで、主に 30%を超える勾配を有する。コヘゴダ
ンタスの勾配区分は図 1.3.2 に表し、表 1.3.1 が地図上の勾配区分を示す。

表 1.3.1 勾配区分における痕跡の面積（ピニョら, 2013）

勾配区分	% 検討区域の割合 ¹	痕跡の割合 ²	痕跡の割合
勾配0～3% （平地形）	0.91	0.16	0.03
勾配3～8% （緩やかな凹凸地形）	2.19	0.65	0.04
勾配8～20% （凹凸地形）	10.60	8.64	0.12
勾配20～30% （きつい凹凸地形）	17.60	16.22	0.13
勾配30～45% （きつい凹凸地形）	37.62	30.28	0.12
勾配45～100% （急崖地形）	30.93	43.61	0.21
勾配100～120% （急崖地形）	0.16	0.44	0.40

- 1 コヘゴダントス検討対象区域内の発生割合
- 2 土砂移動発生の痕跡割合
- 3 勾配区分ヘクタール毎の土砂移動痕跡の割合

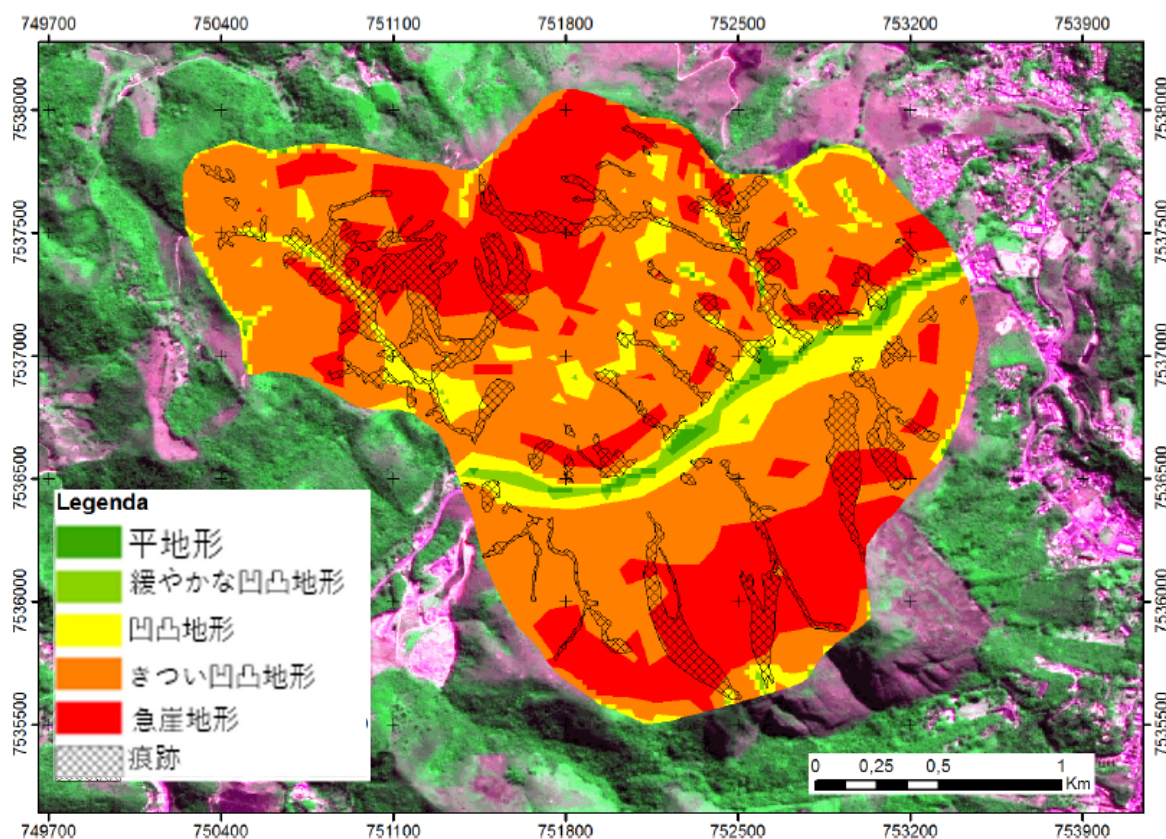


図 1.3.2 コヘゴダントスの勾配区分図および土砂移動の痕跡（ピニョら, 2013）

出典：Pinho et al. (2013) を和訳

溪流の各横断面は、降雨侵食によって形成された形状を有し、過去に発生した土石流によって運搬された巨礫が見られる区間および侵食によって露頭された巨礫も存在する区間がある。この形状から、溪岸における崩壊が発生し、さらに土石流の破壊力を高める。対象溪流の地形的特徴はコヘゴダントスの一般的な地形的特徴と同様に、上流部にはドアスペドラス丘の岩山による急崖地形が、中・下流部には降雨侵食によって形成された深い谷地形が見られる。

1.3.3 地質・土壌

ノバフリブルゴ市には、以下の岩層区分が分布している：ノバフリブルゴ花崗岩層、サン・ジョゼ・ド・ヒペイロン花崗岩、サン・ペドロ花崗岩、デゼンガーノ、リオ・ネグロ、パライバ・ド・スル、サント・アレイショ／セラ・ドス・オルガンイス複合岩体、セラ・ドス・オルガンイス／セラ・ドス・オルガンイス複合岩体、およびパケケール山地の白色花崗片麻岩（ロドリゲス、2013）。

地質は土砂移動の制約要因である。斜面に存在する岩石の種類によって、地質力学における多くの値を推定し、地質や地盤工学調査の前提条件が設定される。対象斜面にある片麻岩と花崗岩は、リベイラ・ベルト東部の地形に属する。

斜面では、亀裂のある岩相、崖錐、狭い谷、斜面に巨石などのリオデジャネイロ山岳地域に存在する自然地理学的特徴が見られる（図 1.3.3、図 1.3.4）。この斜面には、全体的に植生による有機物を多く含む崩積土で覆われている。風化残留土は斜面に厚く分布する（図 1.3.5）。斜面の勾配や雨季の降雨に伴う流量によって、溪流には崩積土及び沖積土が見られる。



図 1.3.3 移動する可能性のある巨礫

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides



図 1.3.4 崖錐

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides



図 1.3.5 斜面に露出する風化残留土と溪床に堆積した石礫

出典：砂防プロジェクトにて作成

1.3.4 植生

斜面や頂上に広がる植生は主に樹木植生であり、これは二次林や植林された樹林の残存地で、コッヘゴダントス区面積全体の 50.5%を占めている。(ピニョら, 2013)。露頭には、風化残留土や植生が見

られる。表 1.3.2 は、斜面の主要な植生を示す。表 1.3.2 はまた、地表被覆の割合も表す。

表 1.3.2 亀裂面積の地面と利用区分（ピニョら、2013）

地面と利用区分	% 検討区域の割合 ¹	痕跡の割合 ²	痕跡の割合
岩石の露頭	11.34	15.80	0.20
樹木	50.50	58.00	0.17
低木	1.30	1.00	0.11
草本植物	15.60	7.70	0.07
イネ科植物	15.23	13.20	0.13
都市、防水された地面	6.03	4.30	0.11

1 コヘゴダントス検討対象区域内の発生割合

2 土砂移動発生の痕跡割合

3 勾配区分ヘクタール毎の土砂移動痕跡の割合

サンルーカス病院の上流斜面には大西洋森林の残存植物がある。IBGE の植物地理分類によると、ノバフリブルゴ市は、植生が密集する山地密林が大半を占めている（ベロゾら、1991）。山地密林は標高 500m から 1500m の山岳を覆っている。この地域は、主に半球状の丘の風景が特徴的で、急峻なマール山岳とマンチケイラ山岳高原を構成する（アブサベル, 1973）。また、現地の衛星画像により、当地における人工的な影響を示すユーカリ属（*Eucalyptus* spp.）の人工林がいくつか確認された。



図 1.3.6 斜面全体の背景と主な植生

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

1.3.5 土地利用および公共施設

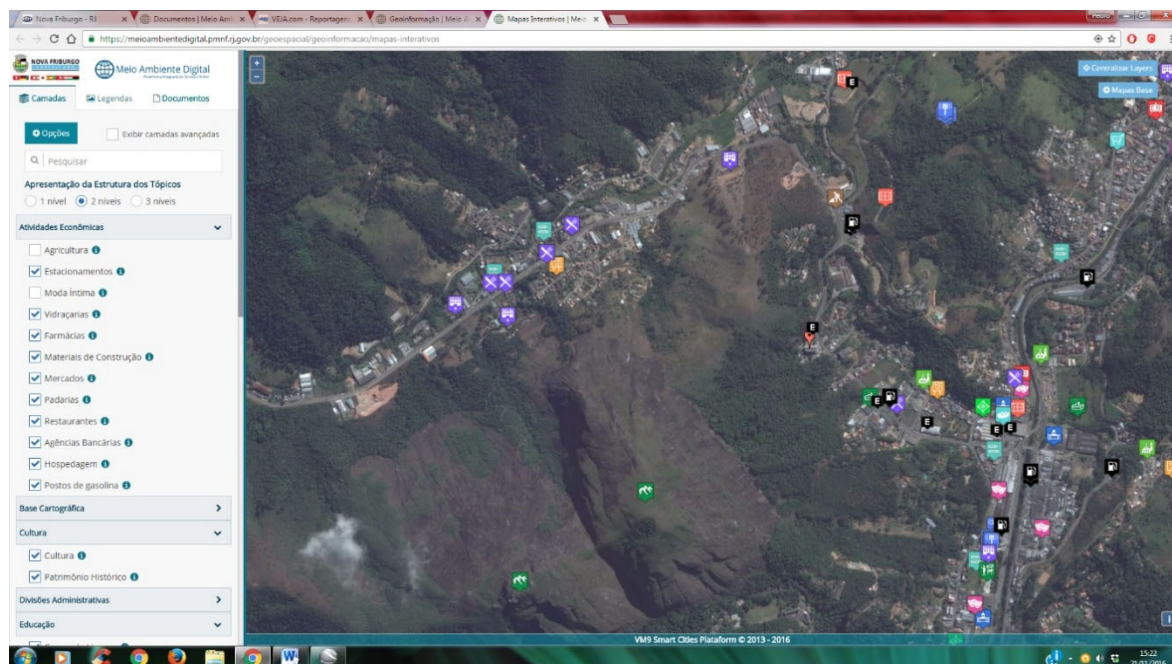


図 1.3.7 保全対象、その付近の都市機能施設および公共施設の衛星画像

出典：meioambientedigital.pmnf.rj.gov.br/, 21/11/16

1.4 対策工計画の基本的事項

1.4.1 保全対象

本対策工の保全対象には、多くの建築物、州道、生活道および水路が含まれる。上流から下流方向へ順に、まずサンルーカス病院が保全対象となる。当私立医療施設は保険単一制度（SUS）と連携しており、この地域における心臓疾患のリファレンスセンターである。その下流側には、ノバフリブルゴ市とテレゾポリス市を接続する主要道路、州道 RJ 130 号が位置する。この道路は、ノバフリブルゴ市の農村地域と市街地とを結び付けるもので、リオデジャネイロ州最大の野菜生産量を流通させる主要ルートであるだけでなく、同州山岳地域の観光にとっても戦略的な道路である。

州道 RJ 130 号より下流側には、低い標高に位置する伝統的な 2 本の公道とドラスペドラス区の建築物 16 軒からなる住宅地がある。そして最下流には、ノバフリブルゴ市を横切るベンガラス川の支流、自然の排水路として機能するドラスペドラス川が流れている。

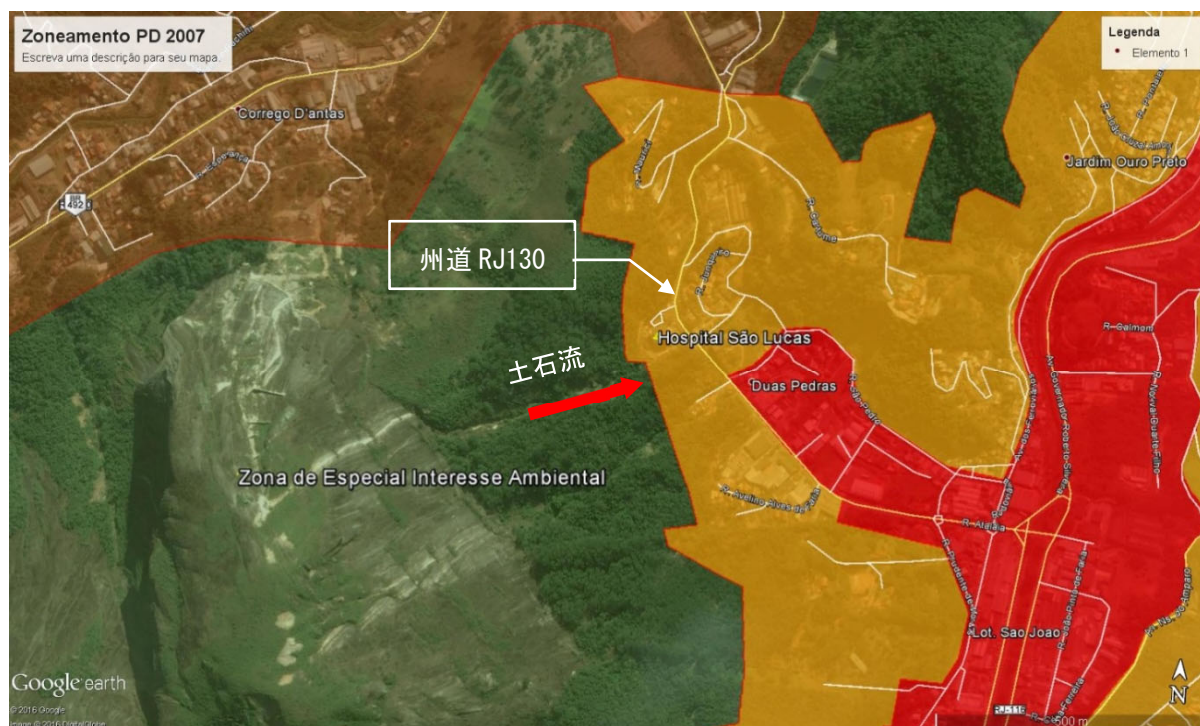


図 1.4.1 ノバフリブルゴ市のマスタープランゾーニング（2007年から有効）

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

1.4.2 計画基準点

計画基準点は、保全対象の上流の、氾濫開始点である標高 910m の谷出口に設定した。この地点は、土石流の堆積が始まる溪床勾配が 10 度以下となる変換点である。2011 年の災害時には、巨礫がこの付近に停止した。

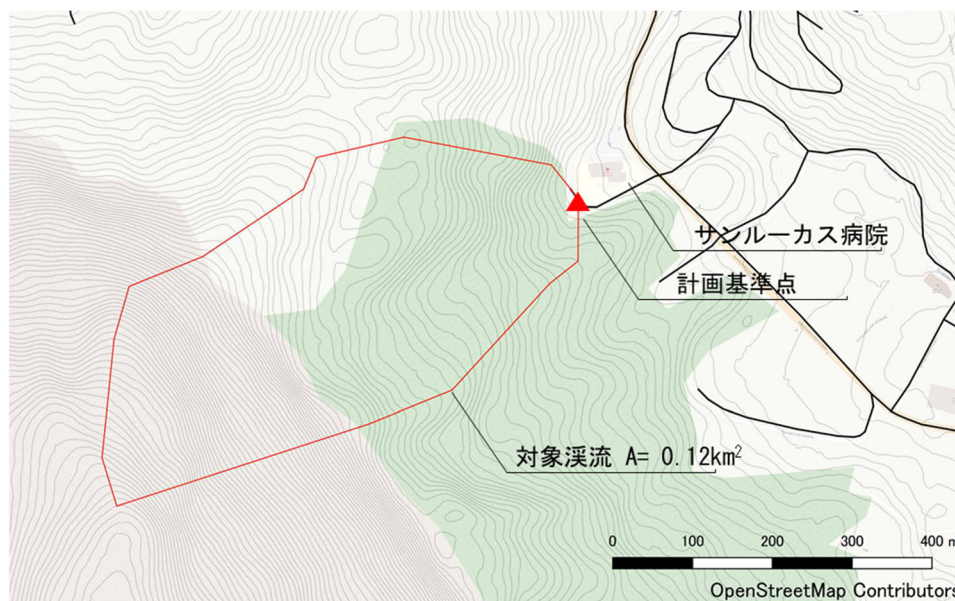


図 1.4.2 計画基準点

出典：砂防プロジェクトにて作成

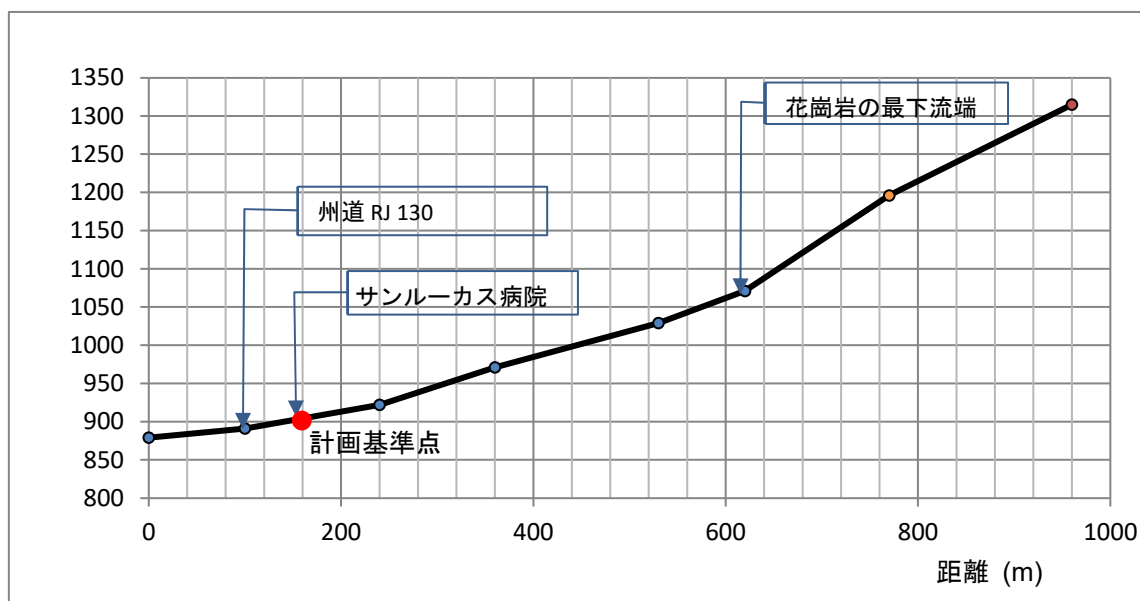


図 1.4.3 計画基準点

出典：砂防プロジェクトにて作成

1.4.3 降雨解析

極端な降雨量は、運搬可能土砂量の算定の基本となるもので、再現期間に対する最大日雨量で表される。

(1) 考慮するデータおよび降雨観測所の選定

国立水庁 (ANA) のデータベース、国立水文情報システムに含まれる Hidroweb システムから入手可能なデータを用いて、この地域の降雨観測所の評価を行った。データは 2016 年 4 月に収集された (<http://www.snirh.gov.br/>)。

降雨観測所の選定条件として、30 年以上のデータを蓄積しているものに限定した。当地域の降雨観測所のうち、この条件を満たすものは、欠測期間を含む約 48 年間のデータの蓄積がある、カスカチニアドコネゴ降雨観測所 (番号 02242025) のみであった。

この他、サンルーカス病院の近くには、ヴァレドスピニエイロス降雨観測所 (番号 02242371) およびヴィラノヴァ降雨観測所 (番号 0224375) の 2 箇所の降雨観測所の存在が確認された。しかし、これらは CEMADEN が運営するもので、本ケーススタディ実施期間中に Hidroweb データベースからのデータ入手は不可能であった。

従って、本ケーススタディでは、カスカチニアドコネゴ降雨観測所 (番号 02242025) のデータを採用した。

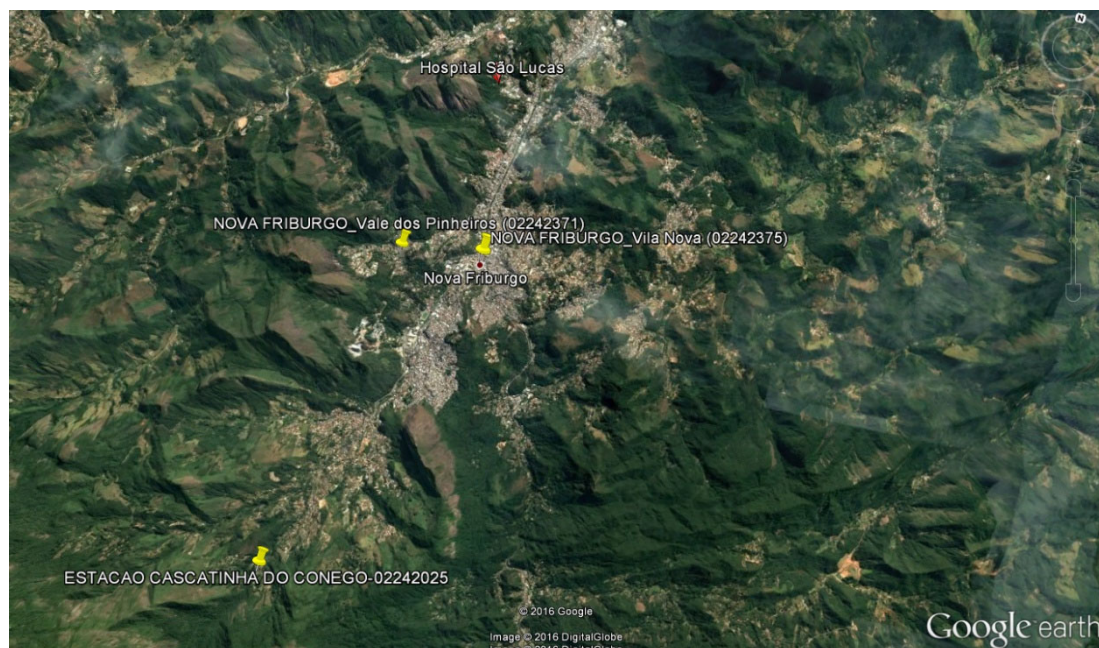


図 1.4.4 降雨観測所の位置

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

表 1.4.1 は、カスカチニアドコネゴ降雨観測所（番号 02242025）のデータ蓄積期間（46 年間）の最大日雨量を各年に整理し、最大値から最小値の順に並べたものである。

表 1.4.1 カスカチニアドコネゴ降雨観測所（番号 02242025）の観測データに基づく最大日雨量

年	雨量 (mm)	年	雨量 (mm)	年	雨量 (mm)
2013	160.3	1996	90.8	1985	67.2
1992	141.8	1981	90.2	1987	65.5
1998	134.0	1995	85.8	1967	64.0
2000	131.5	2009	84.1	1977	62.8
2002	122.9	1983	83.0	2008	61.1
1986	121.5	1989	82.6	1975	60.2
1982	112.8	2014	82.5	2006	59.1
1978	112.2	2001	81.5	2003	53.3
2011	109.3	1997	80.4	2015	52.9
1968	102.0	1969	78.0	1972	44.6
1991	100.8	1990	78.0	1973	35.4
1999	100.8	1988	77.4	1976	34.2
1980	99.6	1970	75.0	1974	32.2
2007	99.6	1979	70.2	1971	32.0
2012	96.1	2010	67.8		
2004	96.0	1984	67.2		

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

(2) 解析手法

この検討は、対象観測所で記録された年間最大日雨量のデータ系列に基づいた。欠測が起こった年については、欠測が乾季に発生していることを確認したうえで、その年の最大年値を考慮した。

降雨解析は、最大日雨量とそれに関連する発生頻度との関係を確立することを目的としたもので、雨量計に記録された日雨量に対する年間最大降雨記録の確率的評価に基づく。すなわち、各年に年間最大値が対応することから、 $\{y_1, y_2, \dots, y_n\}$ の集合が得られる。これは、年間の最大日雨量である確率変数 Y のサンプルとして解釈できる。したがって、問題は $P[Y > x_T] = T$ となる x_T の値を求めることである。ここで、 x_T は発生頻度 (T 年) に対応する降雨量である。そのため、確率分布をサンプル $\{y_1, y_2, \dots, y_n\}$ に当てはめることによって、任意の T に対する x_T を設定することができる。

検討した分布は、2つのパラメータを有する指数分布（モーメント法により推定）およびグンベル分布（極値分布のタイプ1型）である。採用する分布の選定にあたっては、サンプルの歪度が1.5を超える場合は指数分布を、1.5未満の場合はグンベル分布を採用するよう勧告する『流域の水力発電調査マニュアルー2007年版』が考慮された。

平均値 ($\bar{x}$)、標準偏差 (s)、および歪度 (g) の算出には、次の方程式が用いられた。

$$\bar{x} = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i \quad \text{方程式 4-1}$$

$$s = \left[\frac{1}{n-1} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2 \right]^{0.5} \quad \text{方程式 4-2}$$

$$g = \frac{n}{(n-1) \cdot (n-2)} \cdot \left(\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{s^3} \right) \quad \text{方程式 4-3}$$

再現期間 T に対応し、超過しない確率(p)を持つ両分布の分位数 $P(Y \leq x_T) = 1 - P(Y > x_T) = 1 - \frac{1}{T}$ は、次の方程式を用いて算出される。

2つのパラメータを有する指数分布:

$$x_T = x_o - \beta \cdot \ln \left(\frac{1}{T} \right) \quad \text{方程式 4-4}$$

ここで、

$$x_o = \bar{x} - s$$

$$\beta = s$$

x_o および β は、分布パラメータである。

グンベル分布:

$$x_T = \beta - \alpha \cdot \left(\ln \cdot \left(-\ln \cdot \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \right) \quad \text{方程式 4-5}$$

ここで、

$$\alpha = 0,779 \cdot s$$

$$\beta = \bar{x} - 0,577 \cdot \alpha$$

α および β は、分布パラメータである。

(3) 異常な降雨に関する解析結果

上述の手法に基づく解析の結果、歪度値が 1.5 未満であったため、グンベル分布が採用された。得られたパラメータを表 1.4.2 および表 1.4.3 に示す。

表 1.4.2 グンベル分布のパラメータ

サンプルデータ数=	46
$\bar{x}$	83.5
s	29.32
s^2	859.48
$g=$	0.378
$\alpha =$	22.85
$\beta =$	70.29

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

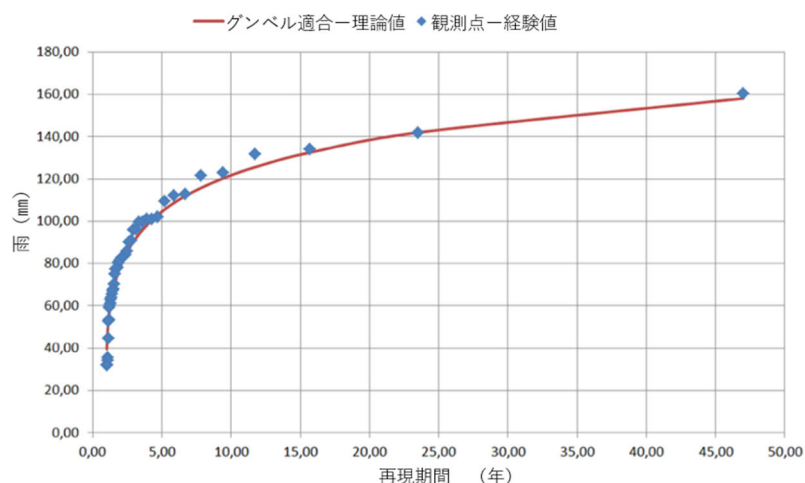


図 1.4.5 グンベル分布への統計適合

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

表 1.4.3 再現期間と最大日雨量

再現期間 (年数)	雨量 (mm)
2	79
3	91
4	99
5	105
10	122
15	131
20	138
25	143
30	148
35	151
40	154
50	159
100	175
200	191
500	212
1000	228

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

1.4.4 計画規模

2011 年災害発生時の実績雨量は 500 年確率降雨の量に相当するが、マニュアルでは「計画

規模は 100 年確率を基本とする」とされていることから、ここでは計画規模 200 年とし、200 年確率に相当する降雨量 191mm を計画規模の降雨として採用された。

1.5 計画総流出量の算定

計画総流出量は、先に設定した計画基準点にて算定する。計画総流出量は、計画流出土砂量に計画流出流量を加えたものである。

計画流出土砂量は、移動可能土砂量 (V_{dy1}) と運搬可能土砂量 (V_{dy2}) とを比較し、このうち小さい方の値を採用する。ここで、移動可能土砂量は、検討対象地域の地形や地質を考慮して、発生可能な最大の土砂量である。運搬可能土砂量は、計画で設定した再現期間の日雨量の時、流下する恐れのある最大の土砂量である。

1.5.1 流域の谷次数区分

地形測量および現地調査に基づき検討した結果、対象溪流は 0 次谷と 1 次谷で構成されることが確認された。

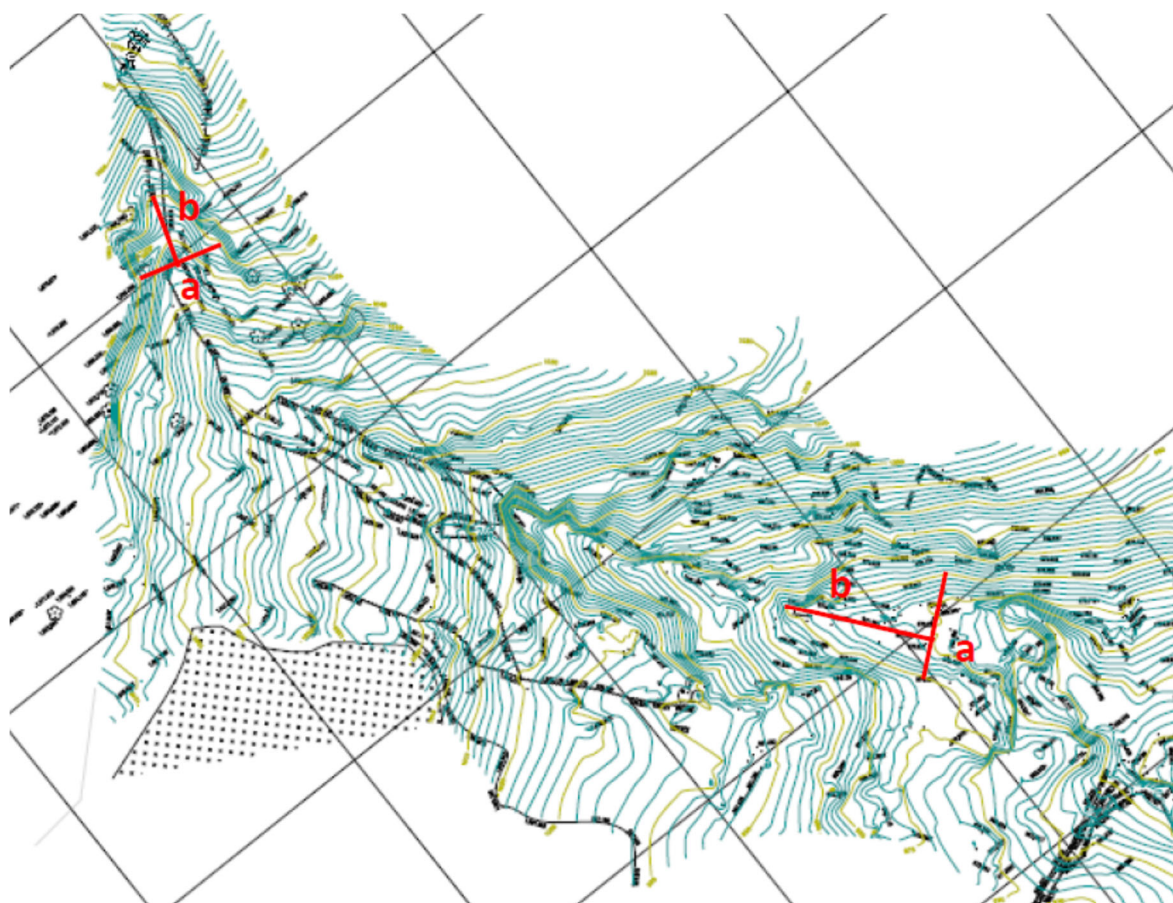


図 1.5.1 谷次数の判定根拠

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

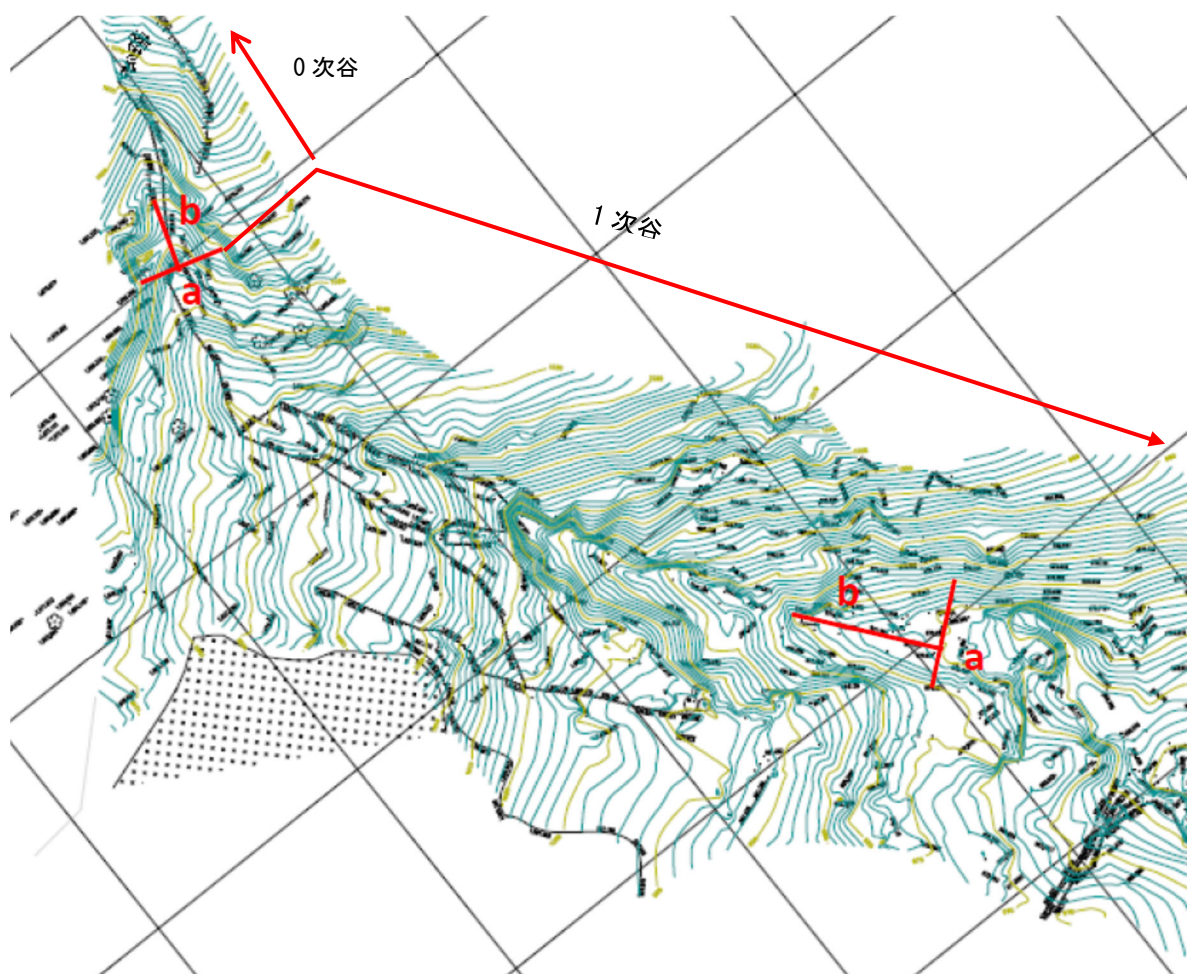


図 1.5.2 流域の谷次数区分

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

1.5.2 移動可能土砂量 (V_{dy1})

移動可能土砂量は、現地調査および地形測量に基づいて設定した。溪流の延長方向に沿って複数の横断面を設定し、地形測量による等高線データを基に作成した数値地形モデルから、これらの横断面を生成した。図 1.5.3 は、対象地域の地形データを基に平面図上に横断面の位置を示したもので、図 1.5.4 は、数値地形モデルに基づいて生成された縦断面図上に横断面の位置を示したものである。

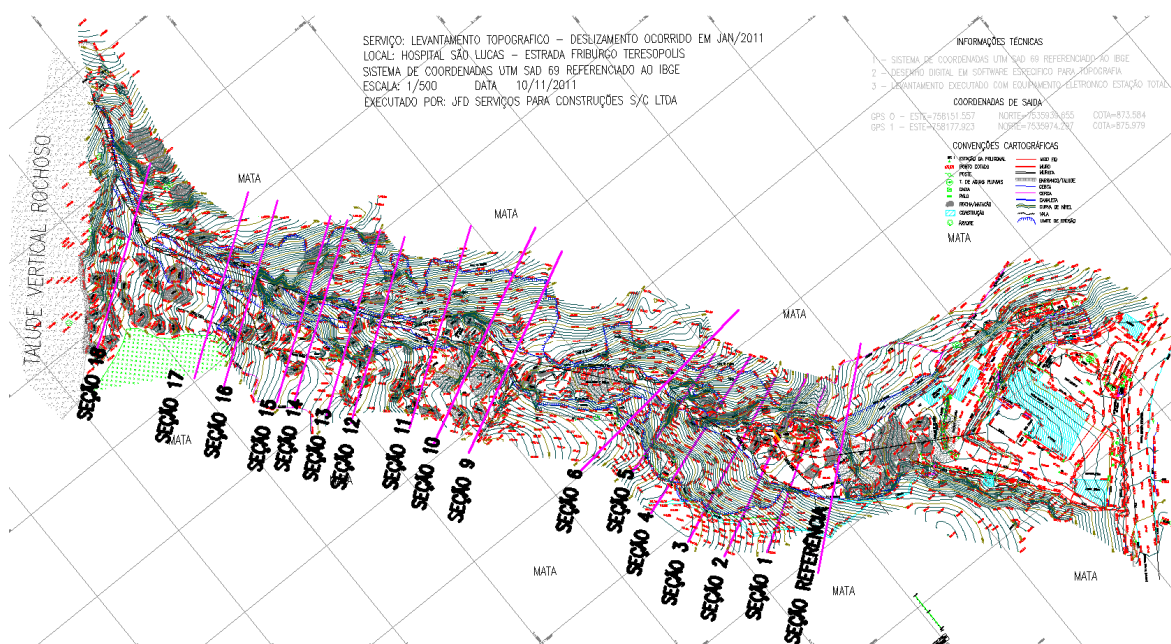


図 1.5.3 移動可能土砂量の算定に用いた断面

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

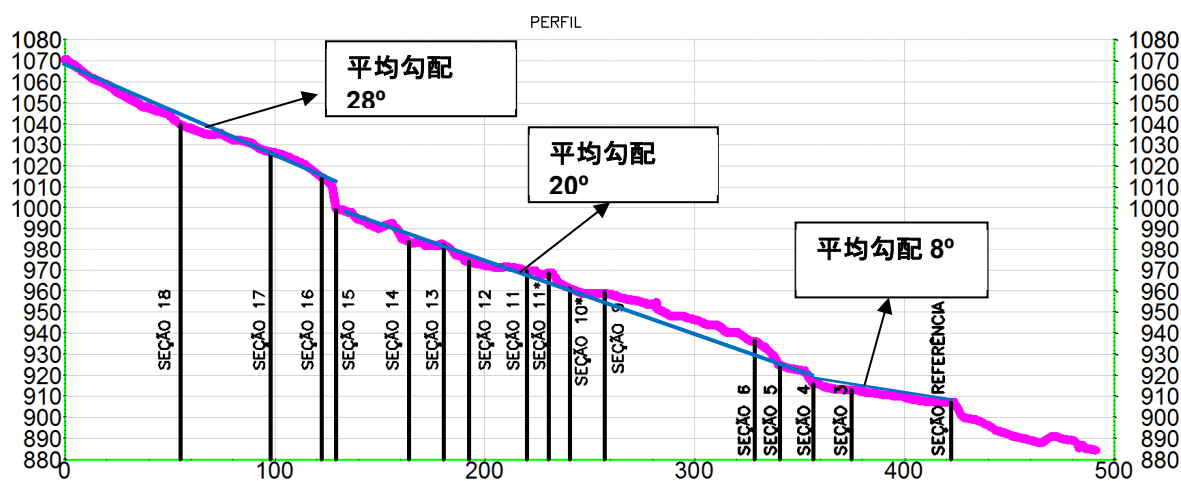


図 1.5.4 対象溪流の縦断図に示した断面

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

現地調査結果に基づいて生成した各断面に対して、最大侵食深を設定した。各断面の単位長あたり侵食量は、各断面の侵食形状に近似する矩形や三角形を想定して算出した。

断面 6-7 の間については、岩石の露頭がみられることから、土壌侵食量を無視した。計画基準点から断面 3 の間については、勾配が緩く土石流が堆積する傾向にあるので、侵食量を無視した。流域上流に位置する岩のドームの侵食量についても、一回の事象発生によって移動する可能性が低いと無視した。

表 1.5.1 に、断面間に対する侵食量の算定結果および算出された移動可能土砂量（ V_{dy1} ）を表す。この算出根拠は章末に示す。

表 1.5.1 移動可能土砂量の計算結果

断面	量 (m ³)
3-4	4,108
4-5	576
5-6	798
10-11*	308
11*-11	815
11-12	657
12-13	80
13-14	109
15-16	175
16-17	1,780
17-18	1,467
合計 (V_{dy1})	10,873

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

1.5.3 一定の再現期間の最大日雨量に伴う運搬可能土砂量（ V_{dy2} ）

運搬可能土砂量は、2011 年災害をもたらした降雨が 500 年に 1 度の規模に相当する降雨であったことや、再現確率を 100 年以上と定めることが推奨されていることを考慮し、再現期間 200 年（191 mm）の計画降雨量を採用し、方程式 5-1 を用いて算定した。

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \times P_p \times A}{1 - K_v} \times \left(\frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{f2} \quad \text{方程式 5-1}$$

ここで、

V_{dy2} : 運搬可能土砂量 (m³)

P_p : 一定期間の最大日雨量 (mm)

A : 流域面積 (km²)

K_v : 空隙率（より適切なものがない限り、0.4 とする）

K_{f2} : 流域面積に対する流出補正率（最低値 0.1、最大値 0.5）

C_d : 流動中の土石流濃度

流動中の土石流濃度は、方程式 5-2 を用いて算出した。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \text{方程式 5-2}$$

ここで、

- σ : 粒径が大きい礫の密度 (2,600 kg/m³)
- ρ : 水の密度 (1,200 kg/m³)
- ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 (30° ～40° 程度であり、一般に 35° を用いてよい)
- θ : 計画基準点からおおむね上流 200 m 区間の平均溪床勾配 (°)

表 1.5.2 および表 1.5.3 に、上記方程式に用いたパラメータのまとめを表す。このパラメータに基づく運搬可能土砂量 (V_{dy2}) は、22,422 m³であった。

表 1.5.2 方程式 5-1 に用いたパラメータ

P _p (mm/day)	191
A (km ²)	0.12
C _d	0.54
K _v	0.4
K _{f2} (計算値)	0.477
K _{f2} (採用値)	0.5

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

表 1.5.3 方程式 5-2 に用いたパラメータ

σ (kgf/m ²)	2600
ρ (kgf/m ³)	1200
ϕ (°)	35
θ (°)	20
C*	0,6
C _d (計算値)	0,666
C _d (採用値)	0,54

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

1.5.4 計画流出流木量 (V_w)

計画流出流木量 (V_w) は、発生流木量 (V_{wy}) に流木流出率 (K_w) を乗じて算定する。発生流木量 (V_{wy}) は、方程式 5-3 および方程式 5-4 に基づいて算定した。

$$V_{wy} = \frac{B_d \times L_{dy13}}{100} \times \sum V_{wy2} \quad \text{方程式 5-3}$$

$$V_{wy2} = \frac{\pi \times (DAP)^2}{4} H_w \times K_d \quad \text{方程式 5-4}$$

ここで、

- V_{wy} : 発生流木量 (m^3)
- B_d : 土石流の流下で侵食が予想される平均溪床幅 (m)
- L_{dy13} : 流木が発生すると想定される区間の全長、発生流木量の算出地点から流域の境界線までの距離 (m)
- V_{wy2} : 現地に生育する単木の平均材積 (m^3)
- H_w : 平均樹高 (m)
- DAP : 平均胸高直径(m)
- $\sum V_{wy2}$: サンプルング範囲 100 m^2 で調査した樹木量の合計 ($m^3/100 m^2$)
- K_d : 胸高形数 (Form Factor)

このうち平均樹高 (H_w)、平均胸高直径 (DAP) および 100 m^2 あたりの樹木本数は、土石流によって侵食される範囲の植生に類似した 10m x 10m (100 m^2) の調査区にて調査を行った結果をもとに設定した。また、土石流の流下で侵食が予想される平均溪床幅 (B_d) や流木が発生すると想定される区間延長 (L_{dy13}) は、移動可能土砂量を算定する際に侵食が発生すると評価した溪床幅や区間長に基づいて設定した。

表 1.5.4 に示される値を採用し、上記の方程式を使って発生流木量(V_{wy})を算定し、55 m^3 の値を得た。

表 1.5.4 方程式 5-3 および 5-4 に用いた値

樹木数/100 m^2	8
胸高形数	0.25
Kd	0.6
H_w (m)	6
B_d (m)	10
L_{dy13} (m)	390
V_{wy2} (m^3)	0.18

出典：砂防プロジェクトにて作成

発生流木量 (V_{wy}) 55 m³ のうち 90% が計画基準点まで流下すると考え、流木流出率 (K_w) 0.9 を乗じ、計画流出流木量 (V_w) として 49.5 m³ (50 m³ に切り上げ) の値を得た。

1.5.5 計画総流出量

運搬可能土砂量 (V_{dy2}) 22,422 m³ と移動可能土砂量 (V_{dy1}) 10,873 m³ を比較し、小さい方の値である移動可能土砂量を計画流出土砂量として採用した。

計画流出土砂量 10,873 m³ に計画流出流木量 50 m³ を足した合計値 10,923 m³ が、土石流構造物対策で対象とする計画総流出量となる。表 1.5.5 に算出最終結果を示す。

表 1.5.5 計画総流出量のまとめ

計画流出土砂量	10.873 m ³
計画流出流木量	50 m ³
計画総流出量	10.923 m³

出典：砂防プロジェクトにて作成

1.6 計画対象流量

1.6.1 土砂含有を考慮した流量

土砂含有を考慮した流量は、計画規模の降雨量から求められる清水の対象流量から算出する。清水の対象流量の算出には合理式を用いるものとし、洪水到達時間は、Corps Engineers 式、洪水到達時間内の平均降雨強度は、ノバフリブルゴ市の IDF 曲線から算出した。土砂含有を考慮した流量は、清水の対象流量の 1.5 倍とし、 $Q = 9.3 \text{ m}^3/\text{s}$ となった。

表 1.6.1 土砂含有を考慮した流量の算出に用いたパラメータ

流域面積	0.12	km ²
流出係数	0.85	
排水路長	0.75	km
平均勾配	0.60	m/m
計画規模	200	年

注：流出係数は山地の平均値を適用

出典：砂防プロジェクトにて作成

$$Q = 1.5 \cdot Q_P \quad \text{方程式 6-1}$$

$$Q_P = \frac{1}{3.6} \cdot C \cdot I \cdot A \quad \text{方程式 6-2}$$

$$T_C = 0.191 \cdot L^{0.76} \cdot S^{-0.19} \quad \text{方程式 6-3}$$

$$I = \frac{a \cdot T_R^b}{(t + c)^d}$$

方程式 6-4

ここで、

- Q : 土砂含有を考慮した流量 (m³/s)
 Q_P : 清水の対象流量 (m³/s)
 C : 流出係数
 I : 洪水到達時間内の平均雨量強度 (mm/h)
 A : 流域面積 (km²)
 T_C : 洪水到達時間 (h)
 L : 流路長 (m)
 S : 平均河床勾配 (m/m)
 T_R : 再現期間 (超過確率年)
 A, b, c, d : 地域ごとの係数
 t : 雨の継続時間 (=集中時間 T_C)

1.6.2 土石流ピーク流量

土石流ピーク流量は、過去の土石流調査結果から作成された土石流ピーク流量と土石流総流量の関係式から算出する。ここで、土石流総流量は、1回の土石流に含まれる水と土砂の和から得られる総量であり、土石流濃度を用いて算出する。下式より、土石流ピーク流量は 24.3 m³/s となった。

$$Q_{SP} = 0.002 \cdot \Sigma V$$

方程式 6-5

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

方程式 6-6

ここで、

- Q_{SP} : 土石流ピーク流量 (m³/s)
 ΣV : 土石流総流量 (m³)
 C_d : 土石流濃度 (表 1.5.3 より 0.54)

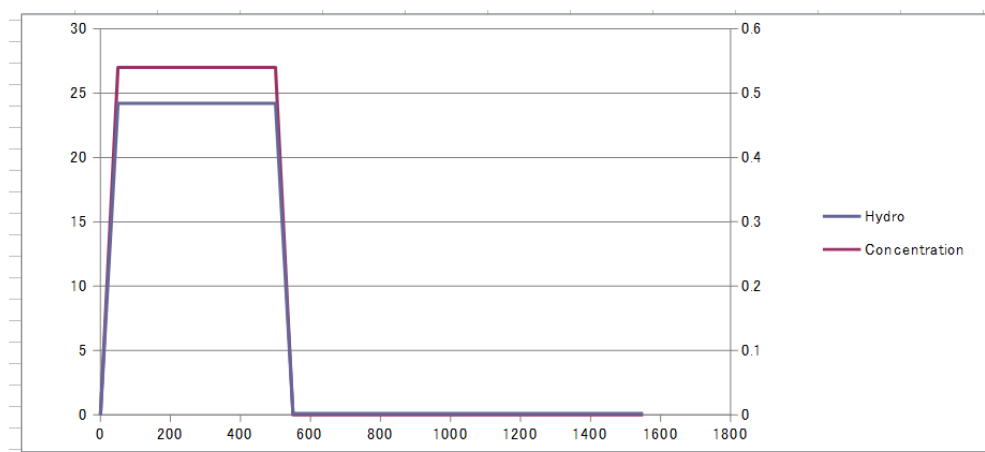
C^* : 谷底及び上流斜面に存在する移動可能土砂量の濃度 (0.6 程度)、粒子量を総土砂量で割って得られる。

V_{dqp} : 1 回の土石流に流下されると推定される、谷底及び上流斜面に存在する土砂量(対象溪流は土石流の流下ルートが 1 本であることから、1 波の土石流により流出することが想定される土砂量は計画流出土砂量と等しいと考え、 $V_{dqp} = 10,873 \text{ m}^3$ (10,900 m^3 に切り上げ) とした。)

1.6.3 土石流の氾濫解析 (HyperKANAKO)

土石流の氾濫解析は、土石流の波形を用いた二次元解析によって行われ、流下による河床変動を計算し、土石流の氾濫範囲を検証した。なお、二次元土石流氾濫解析には HyperKANAKO を用いた。本検討では、土石流の総流量とピーク流量から土石流の波形を作成した。

図 1.6.1 土石流の波形パターン



出典：砂防プロジェクトにて作成

土石流氾濫解析の結果、土石流は谷出口より下流の河床に沿って拡散し、住宅や事業所が分布する地域に影響が及ぶことが確認された。

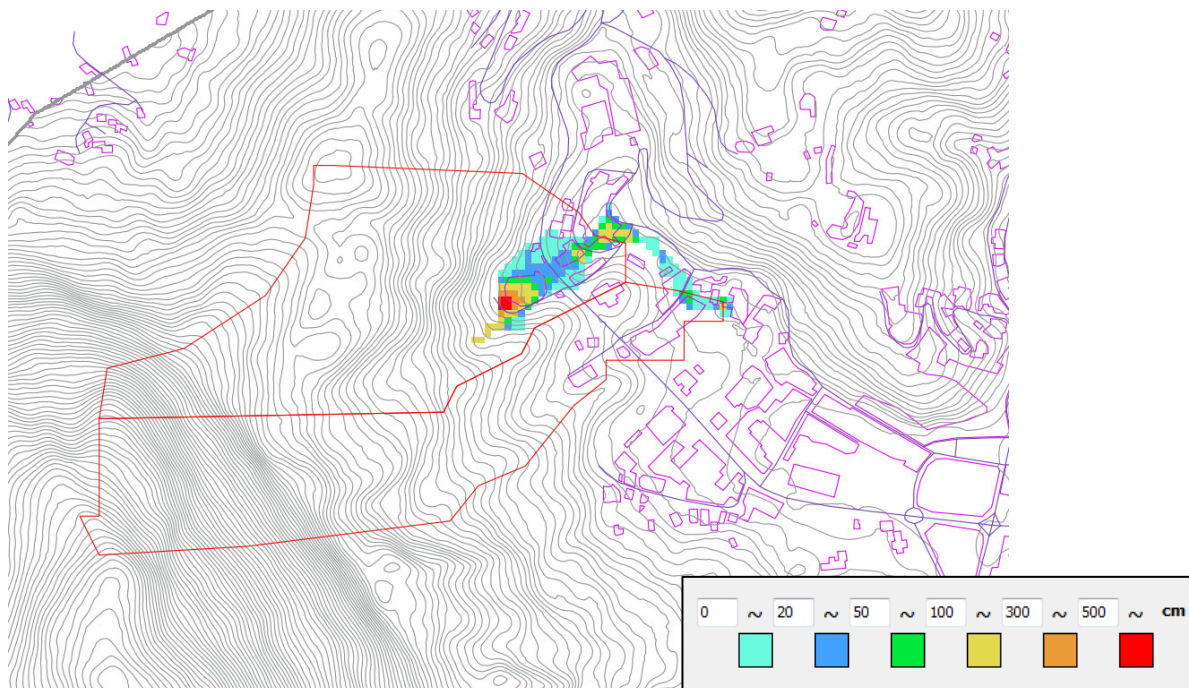


図 1.6.2 土石流氾濫解析結果（最大流動深）

出典：砂防プロジェクトにて作成

解析の結果、特定された主なリスクは以下のとおりである。

- **地質工学的不安定性**：ドゥアス・ペドラス丘の斜面、特にモスキート川の谷沿いは、土壌が不安定で、土砂移動が発生しやすい場所である。細粒で固結状態の悪い土砂が存在するため、豪雨時には土石流が発生しやすい。
- **災害履歴**：2007 年と 2011 年に、建物の損壊やサンルーカス病院などの生活基盤サービスの中断など、構造的な被害と人命の危険をもたらした 2 件の重大な災害が発生した。このような災害は、規模の大小を問わず今後も発生する可能性がある。
- **地域サービスインフラへの影響**：地域の保健医療にとって極めて重要なサンルーカス病院と、農産物の流通と自治体間の連絡に不可欠な州道が溪流に近接している。病院の一部が損壊し、州道が通行止めになった事例は過去にもあり、新たな土石流が発生した場合、被害はさらに拡大する可能性があります。
- **住宅および住民への影響**：ドゥアス・ペドラス地区では、約 51 棟の建物が直接的な危険にさらされており、推定 204 人が土石流の影響を受ける可能性がある。

1.7 ケーススタディの工法案

本節では、土石流構造物対策の選定手順を示す。

1.7.1 地形測量

対象溪流の砂防施設配置計画を検討するため、対策施設を計画する範囲を対象として地形測量を実

施し、地形図を作成する。作成範囲は、計画施設配置が想定される範囲や工場道路や維持管理用道路の線形検討に必要となる範囲を考慮して設定する必要がある。サンルーカス病院の溪流では、ドローン計測により、以下に示す図面を作成した。

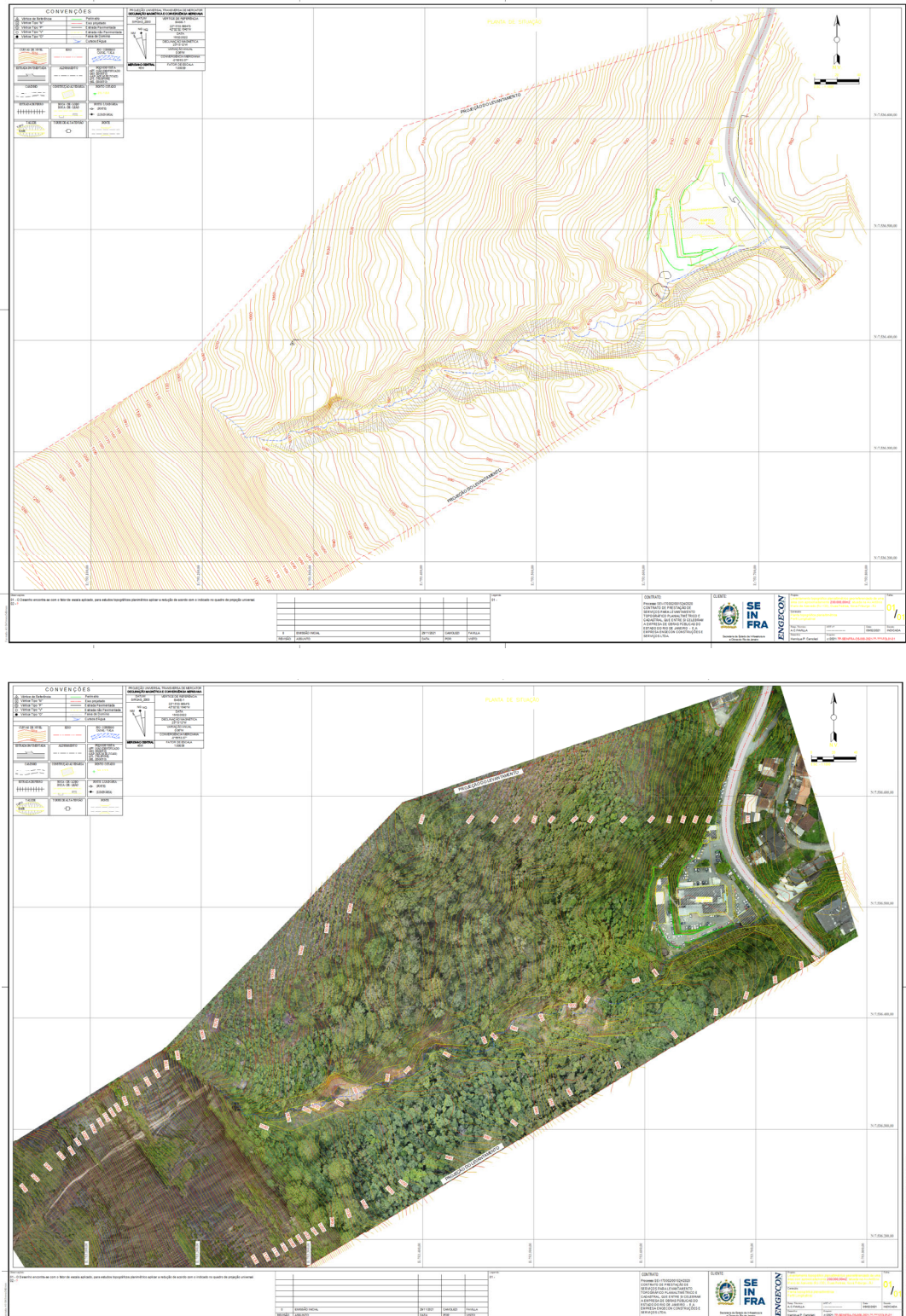


図 1.7.1 地形測量成果の一例

出典：砂防プロジェクトにて作成

1.7.2 無施設時の評価

今後も豪雨によって 2011 年災害時と同様の土石流が発生する可能性がある。再度土石流が発生した場合の土砂移動特性は、現状では以下のように分析される。

- 土石流の発生区間は、標高 1,030 m 付近から上流側の区間である。
- 土石流の流下区間は、標高 1,030 m から 920 m の区間である。この区間では、土石流によって溪床や溪岸が侵食され、土石流の増量が起きる。
- 土石流の氾濫・堆積区間は、標高 920 m から下流側の区間である。土石流によって運搬される巨礫や流木は、この区間に堆積し、病院付近から氾濫する。このとき、土石流は建物の構造に重大な被害をもたらす恐れがある。土砂はさらに州道を横切って、下流にある低地へ流れ込み、道路や人家が分布する低地を埋没させる。また、巨礫はそれほど急ではない勾配の区間まで到達する恐れがある。

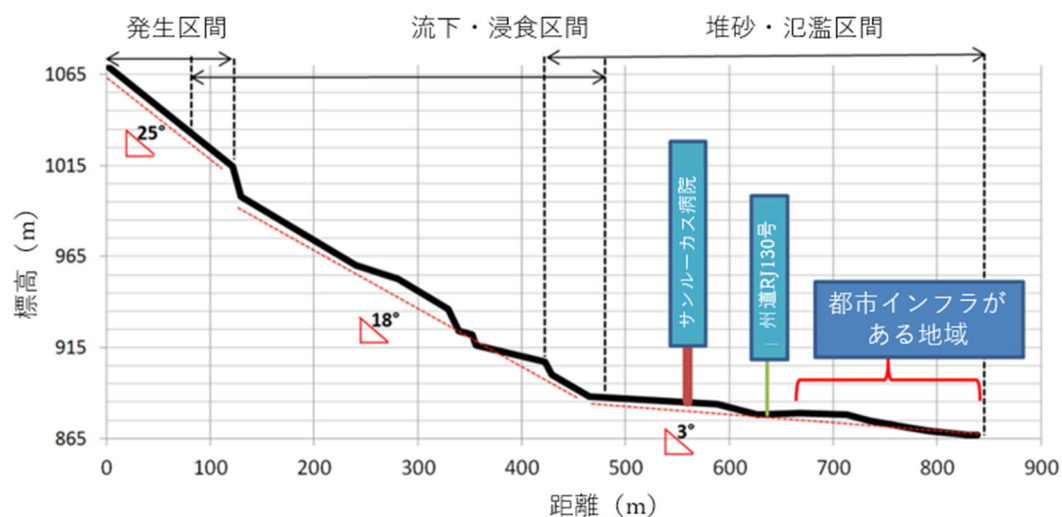


図 1.7.2 サンルーカス病院の下流地区を含む溪流勾配の概略模式図

出典：砂防プロジェクトにて作成



図 1.7.3 土石流が発生した場合の状況を示す平面図

出典：砂防プロジェクトにて作成

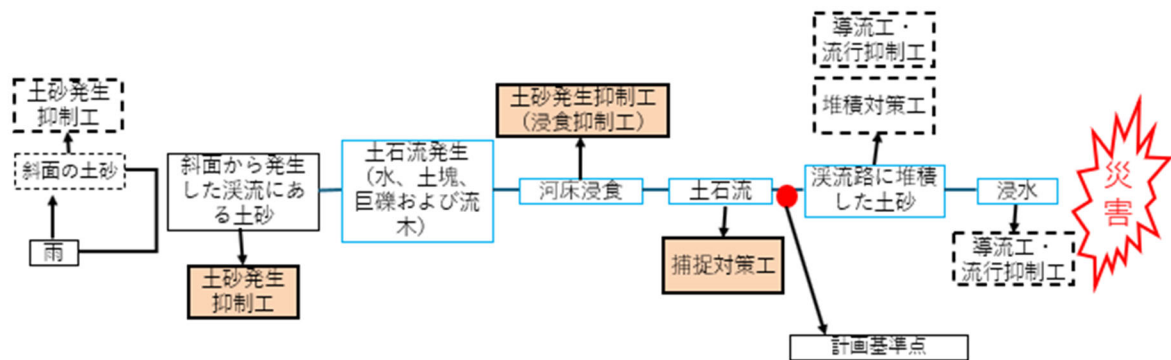


図 1.7.4 土石流の進行の各段階に対して可能な対策工法

出典：砂防プロジェクトにて作成



図 1.7.5 サンルーカス病院上流の溪流および土石流移動区間の特徴を表す写真

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

1.7.3 対策工の選定方針

サンルーカス病院付近で発生する土石流は、巨礫、流木および土砂のエネルギーによって建造物や道路などを破壊し、細粒土砂による埋没による被害を引き起こす。このような被害を防止するためには、計画基準点の上流で巨礫、流木および細粒土砂を全て制御する必要がある。フローチャートによる対策工の選定を行う前に、図 1.7.4 を参考に、制御の基本概念を定める必要がある。現地の地形条件を考慮すれば、サンルーカス病院付近の溪流で土石流を制御するには、「谷の中における土石流の発生抑制」および「計画基準点直上流における土石流の捕捉」が効果的である。

- 建造物や公共施設又は人的被害の原因となる巨礫、流木および土砂の堆積は、崩積土や残留土から形成され、緩勾配区間の約 300m に集中する。この区間への建材資材の運搬は一般的な方法で行えるので、効果的な土石流対策工の実施が可能である。
- 土石流の侵食（発生）・流下の勾配は、 $i \approx 1/3$ と急勾配である。また、谷底幅は 2～3 m なので、砂防施設を設置するには狭過ぎ、土石流の捕捉効果は低い。
- 計画基準点の直上流にある土石流の流下・堆積区間の勾配は $i=1/5$ である。この区間の谷底幅は比較的広いので、捕捉効果の高い砂防施設を設置することができる。
- 人家が密集する計画基準点の下流側には水路がないため、安全に土石流を導流させることができない。

以上の条件を踏まえ、土石流を制御するための工法を 2 案提案し、1.8 節でその妥当性および効率性を比較検討する。

1.8 対策工の工法選定

1.8.1 フローチャートを使用した工法の選定

サンルーカス病院付近の溪流では、標高 920 m から 1,030 m にかけての延長約 300 m の区間に、溪床や溪岸が侵食されやすく土石流の発達に寄与する箇所が集中している。1.7.3 節で説明したように、土石流を制御するための対策工として、以下の 2 つが考えられる。

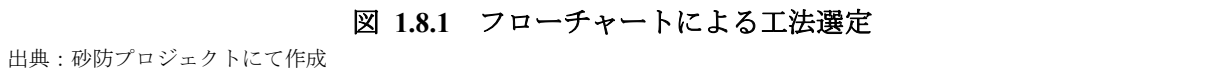
- a) 計画基準点付近で上流から流れてきた土石流を捕捉する、
- b) 土石流の発生区間と流下区間（延長約 300m）に存在する不安定土砂全てを構造物で固定し、土石流の発生と発達を抑制する。

フローチャートでケース a の土石流捕捉工を選んだ場合、不透過型砂防堰堤が最適工法となる。一方、ケース b の方針を採った場合、発生・流下区間の谷筋全体に堤高の低い砂防堰堤（谷に配置する抑制工）を連続的に設置するとともに、厚い風化残留土の崩壊リスクが高い斜面に対し崩壊防止対策を施すことになる。検討結果を表 1.8.1 に示す。

表 1.8.1 対策工 2 ケースの比較検討

検討ケース	判断内容		判定理由
ケース a: 土石流捕捉工	移動形態	流下・堆積区間	谷底勾配 $i=1/5$ 、2011 年の災害を参考に、土石流が流下し堆積が始まる区間であると判定した。
	溪床・溪岸浸食	少々	流下・堆積区間であるため侵食は僅かであると判断した。
	基準点の上流に保全対象がある	無し	空中写真および現地調査によって確認した。
	土石流形態	砂礫型	細粒の風化残留土を多く含む砂礫型と判断した。
	保全対象との距離	近い	現地調査によって確認した。
	対策工の種類	不透過型砂防堰堤	土砂発生源には細粒の風化残留土が多いこと、2011 年災害でもたらされた巨礫は土石流によって運搬されたものではなく周辺の斜面から落下したものであることを考慮した。
ケース b 土石流発生抑制工	移動形態	発生・流下区間	発生抑制工だけで土石流の発生を抑制しようとする場合は、土石流の発生・流下区間全体を対象とする必要がある。
	土砂発生源	発生・流下区間の谷筋に集中	土砂発生源は、土石流の発生区間と流下区間（延長約 300m）の溪床および溪岸斜面に分布していることを現地で確認した。
	土砂発生源の位置	谷の中と溪岸斜面の両方	現地で確認した。
	対策工の種類	低砂防堰堤群及び溪岸斜面の崩壊防止工	溪床に堆積している砂礫と溪岸斜面に分布する厚い風化残留土層の両方を安定化させる必要があると判断した。

出典：砂防プロジェクトにて作成



出典：砂防プロジェクトにて作成

1.8.2 土石流発生抑制工と土石流捕捉工の比較

土石流捕捉工案（ケース a）と土石流発生抑制工案（ケース b）との比較検討を行った。その結果、ケース a の場合、10,923 m³ の流木を含む土砂を捕捉するには有効高 H= 10.0 m の不透過型砂防堰堤 1 基が必要となる一方、ケース b の場合、高さ H= 5 m の砂防堰堤 10 基、または高さ H= 10 m の砂防堰堤 5 基が必要となることがわかった。

以上から、砂防堰堤 1 基で対策が完了するケース a は、ケース b よりも効果的であるとの結論に至った。

表 1.8.2 土石流捕捉工案（ケース a）と土石流発生抑制工案（ケース b）の比較

Case a: 土石流捕捉工案 (不透過型砂防堰堤 1 基)		Case b: 土石流発生抑制工案 (連続的に配置する複数の不透過型砂防堰堤)			
Case	a	Case	b-1	b-2	b-3
堰堤の有効高	10 m	各堰堤の有効高	5 m	8 m	10 m
計画発生（流出） 抑制量	5,482 m ³ (断面 3 から 6 までの区間に 分布する移動可能土砂量を堆 砂によって安定化させる。)	各堰堤の平均堆砂長	30 m	36 m	60 m
計画捕捉量	5,642 m ³ (砂防堰堤上流の堆砂空間 を、常に空けておくよう維持 管理する必要がある。)	谷延長約 300m 全てを 堆砂によって安定化 させるために必要な 堰堤の基数	10 基	8 基	5 基
施設効果量	11,124 m ³				
計画総流出量	10,923 m ³				
土砂整備率	100 %				

出典：砂防プロジェクトにて作成

1.8.3 土石流捕捉のための砂防堰堤の比較

(1) 砂防堰堤の配置位置の比較

保全対象の上流には、土石流捕捉のための砂防堰堤の設置に適した場所が存在する。この場所の直上流の谷底幅は広く、溪床勾配は 8° であり、土石流を捕捉するのに適した地形となっている。これを「上流案」と呼ぶ。上流案のサイトには、2011 年 1 月災害時に周囲の斜面から崩落し堆積した岩塊があるので、砂防堰堤を建設するには、これらの岩塊を安定させるか除去する必要がある。

砂防堰堤の建設に適切な場所はまだ 1 ヶ所ある。それは、サンルーカス病院の横の、谷出口の直下にある勾配 8° の場所である。これを「下流案」と呼ぶ。下流案のサイトの東側には尾根地形が見られるが、西側には尾根がないため、土石流がサンルーカス病院側に流入するのを防ぐ堤防の設置が必要となり、工事費用が高額になる可能性がある。

上記、2 つの候補地において、計画総流出量 10,923 m³ に対処するために必要な砂防堰堤の規模を検討し、残る問題も抽出した。

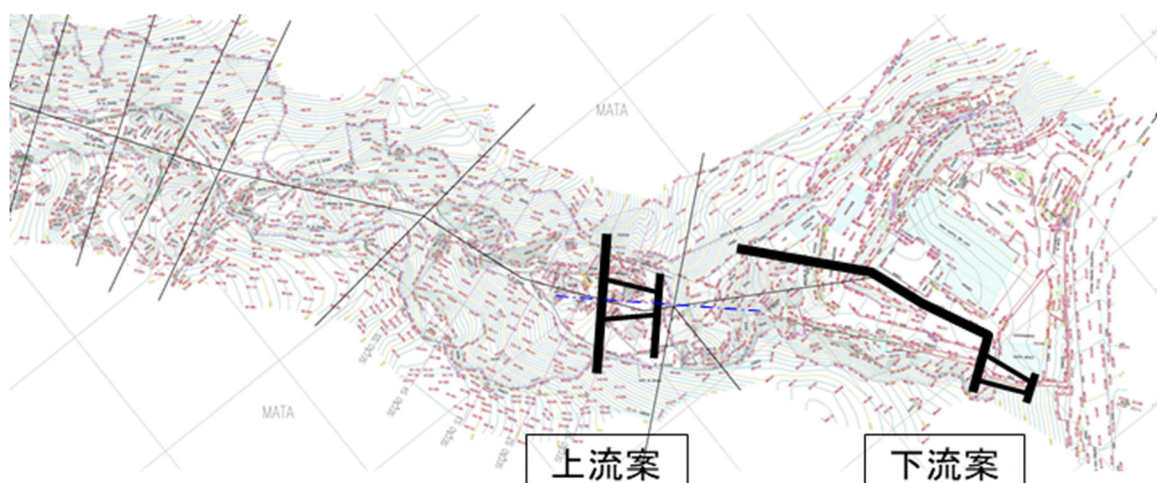


図 1.8.2 土石流捕捉のための砂防堰堤の配置案

出典：砂防プロジェクトにて作成

(2) 上流案

上流案では、溪床勾配が比較的緩い範囲に主堰堤と副堰堤が収まるように砂防堰堤を配置する。これにより、砂防堰堤には、土石流を捕捉するだけでなく、断面 3～6 の間の移動可能土砂量 $5,482 \text{ m}^3$ を安定化させる機能も期待できる。砂防堰堤の高さを 12 m とした場合、堰堤上流の堆砂空間を常に空けておくことにより、土石流捕捉量 $5,642 \text{ m}^3$ が確保でき、発生（流出）抑制量 $5,482 \text{ m}^3$ とあわせて（合計 $11,124 \text{ m}^3$ ）計画総流出量を 100% 制御できる。なお、必要な概算コンクリート量は $4,558 \text{ m}^3$ となる（表 1.8.3、図 1.8.3 および図 1.8.4 参照）。

表 1.8.3 上流案の砂防堰堤の土石流捕捉量

測点	単距離 (m) (a)	溪床高 (m)	計画堆砂線の 標高 (m)	横断長 (m)	断面積 (m ²) (b)	体積 (捕捉量) (m ³) (c)= (a)x ((b)+(b'))/2
No. 10+ 3	0.000	908.45	916.50	45.30	314.420	0.0
No. 11+ 0	7.000	909.73	917.67	40.26	271.632	2,051.2
No. 12+ 0	10.000	911.02	919.33	24.31	145.997	2,088.2
No. 13+ 0	10.000	913.45	921.00	18.63	76.609	1,113.0
No. 14+ 0	10.000	923.09	922.67	1.59	0.048	383.3
No. 15+ 0	10.000	924.39	924.33	2.48	1.152	6.0
No. 15+ 1	1.035	924.51	924.51	0.00	0.000	0.6
合計						5,642.3

出典：砂防プロジェクトにて作成

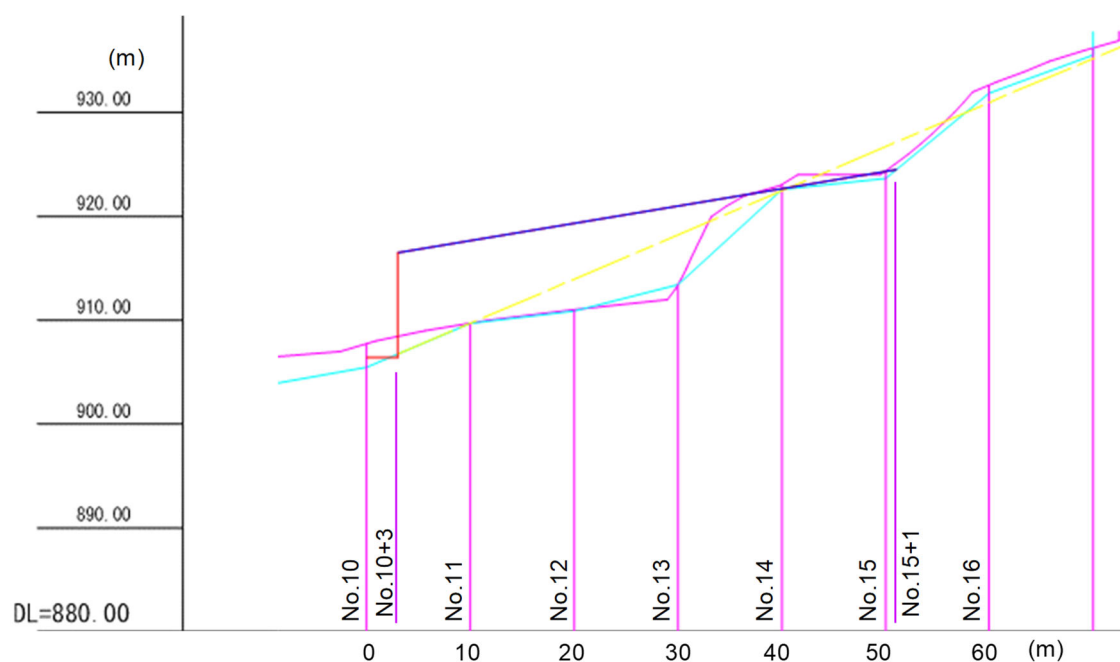


図 1.8.3 上流案の砂防堰堤の土石流捕捉範囲 (No.10+3 – No.15+1)

出典：砂防プロジェクトにて作成

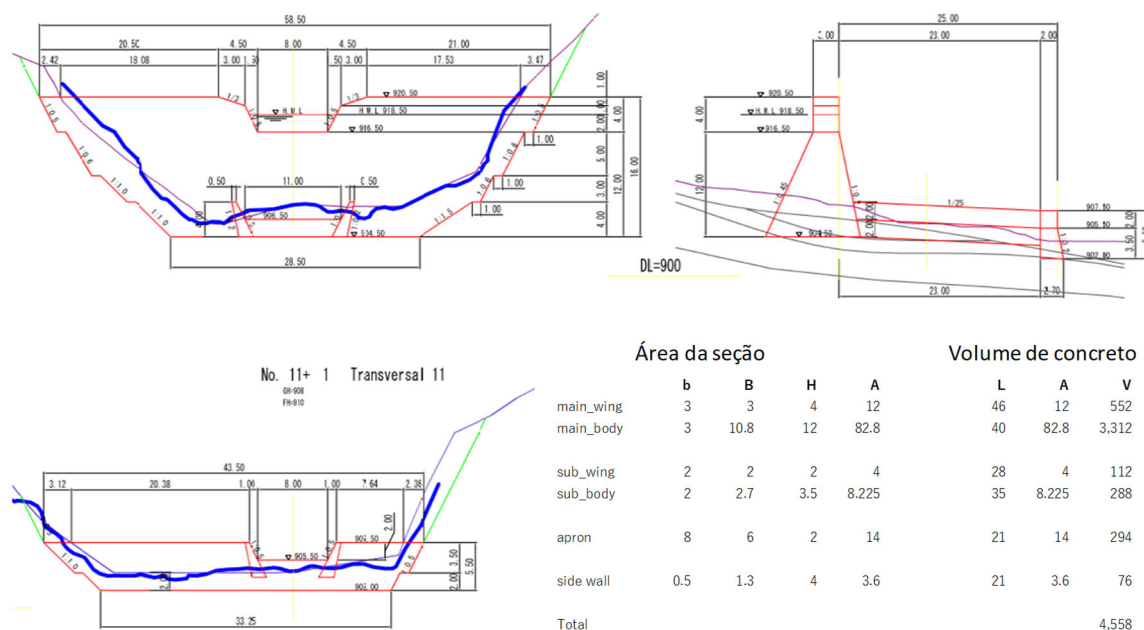


図 1.8.4 上流案の砂防堰堤の概算コンクリート量

出典：砂防プロジェクトにて作成

(3) 下流案

下流案の砂防堰堤による土石流捕捉容量を算出し、図 1.8.5 に示した。この砂防堰堤による堆砂が及ぶ範囲の移動可能土砂量はゼロであるため、土石流の発生（流出）抑制量もゼロとなる。計画総流出量 10,923 m³ を捕捉するためには、堤高は 9.8 m、砂防堰堤の基礎深が 2 m と仮定した場合、有効高は 7.8 m となる。

図 1.8.6 及び図 1.8.8 に、砂防堰堤の形状および堤体のコンクリート打設量を示す。土石流による流出量を捕捉するため、7,735 m³ に相当するコンクリートの打設が必要であるが、病院本館との距離がゼロになる。そのため、砂防堰堤の施工時に掘削の影響が病院の建屋に及ぶ可能性があり、また病院の駐車場の大部分が失われるといったデメリットがある。

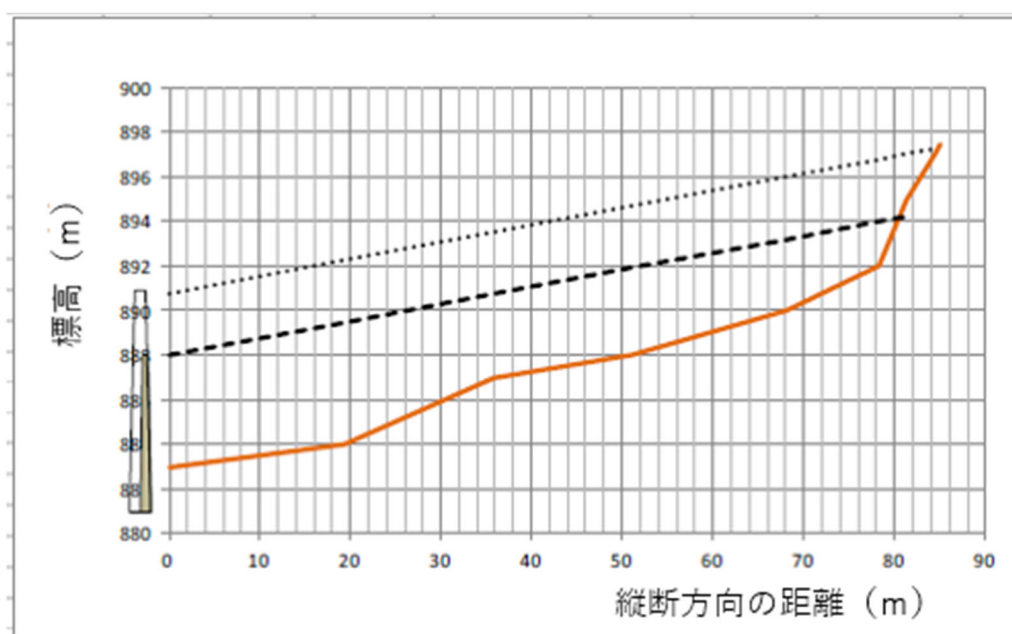


図 1.8.5 下流案の砂防堰堤の土石流捕捉範囲

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

表 1.8.4 下流案の砂防堰堤の土石流捕捉量

縦断方向 の距離 (m)	堆砂地幅 (m)	溪流標高 (m)	H= 9,8m (有効高=7,8m)			H= 7m (有効高=5m)		
			堆砂地の 標高 (m)	堆砂地の 横断面積 (m)	捕捉量 (m)	堆砂地の 標高 (m)	堆砂地の 横断面積 (m)	捕捉量 (m)
0.00	17.7	883	890.80	138.0		888.00	88.4	
19.39	18.4	883	892.29	152.2	2.813	889.49	100.8	1834
35.71	23.8	887	893.54	155.7	2.513	890.74	89.0	1549
51.02	21.4	888	894.71	143.9	2.292	891.91	83.9	1323
68.03	17.7	890	896.02	106.4	2.128	893.22	56.9	1197
78.23	18.7	892	896.80	89.8	1.001	894.00	37.4	481
81.29	18.7	895	897.03	38.1	196	894.23		
84.3	18.7	897	897.27					
85		897,5						
	平均勾配	8.69		施設効果量	10,944		施設効果量	6,385
	堆砂勾配	13.04		計画総流出量	10,923			

出典：砂防プロジェクトにて作成



図 1.8.6 下流案の砂防堰堤のレイアウト

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

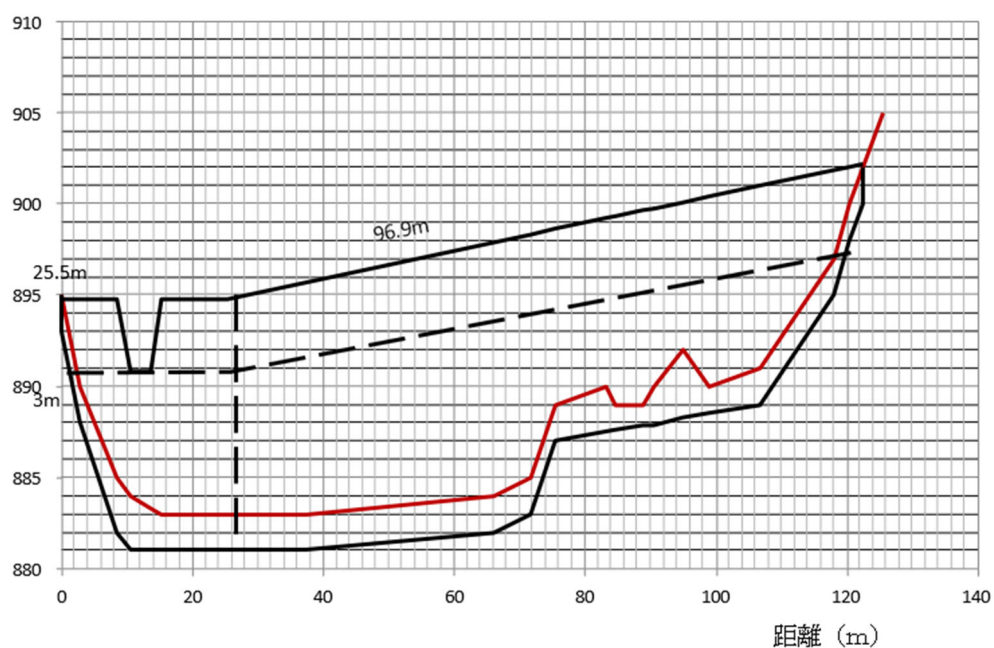


図 1.8.7 下流案の砂防堰堤の土石流捕捉量計上範囲

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

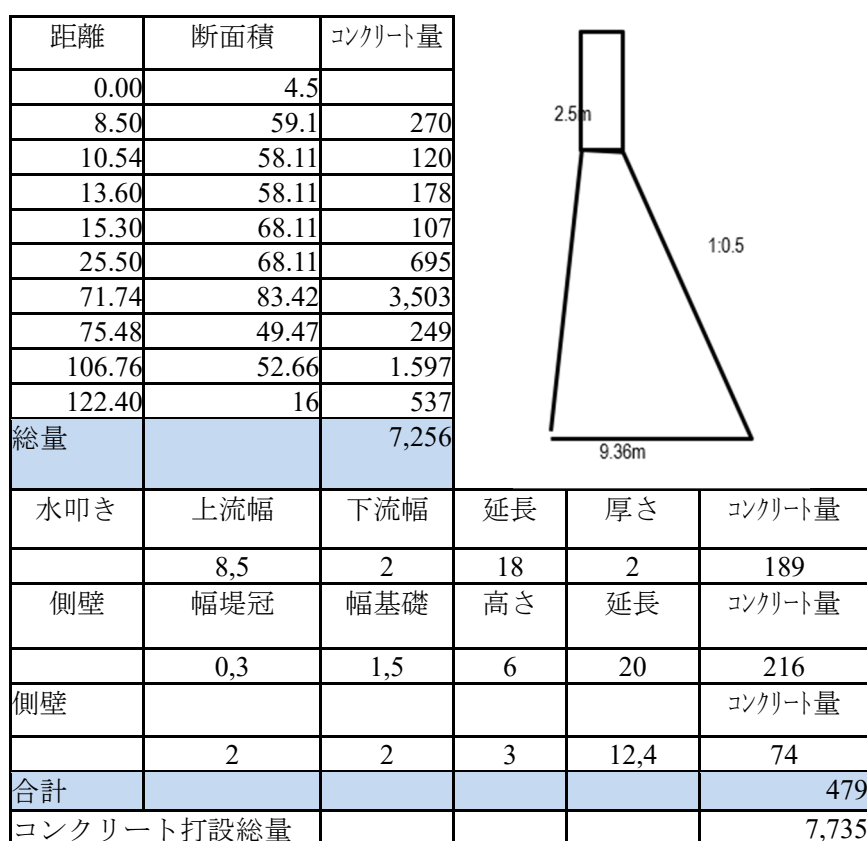


図 1.8.8 下流案の砂防堰堤の概算コンクリート量

出典：Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil/Ministério da Integração Nacional (2018): Volume 4 - Manual Técnico para Intervenções Estruturais para Fluxo de Detritos, Projeto Gides

1.9 砂防堰堤建設位置の判定

1.9.1 最適案の決定

計画総流出量の全量进行处理するためには、上流案では高さ 12 m、下流案では高さ約 10 m の砂防堰堤が必要となる。下流案の場合、砂防堰堤の施工時に掘削の影響が病院の建屋に及ぶ可能性があり、また病院の駐車場の大部分が失われるといったデメリットがある。さらに、下流案では、コンクリートの打設量が上流案と比較して 69 %多く、経済的にも非効率である。

以上から、砂防堰堤の工事が病院に与える影響や経済性の観点から、上流案を採用するものとした。

1.9.2 堰堤軸の検討

(1) 中心線の設定

上流砂防堰堤案を配置する堰堤軸を検討するにあたって、土石流の中心が流下すると想定される中心線を設定した。中心線は、対象溪流の土石流が流下すると想定される谷地形の中心を基本として設定した。砂防堰堤の堰堤軸は、中心線に対して直交するように設定した。

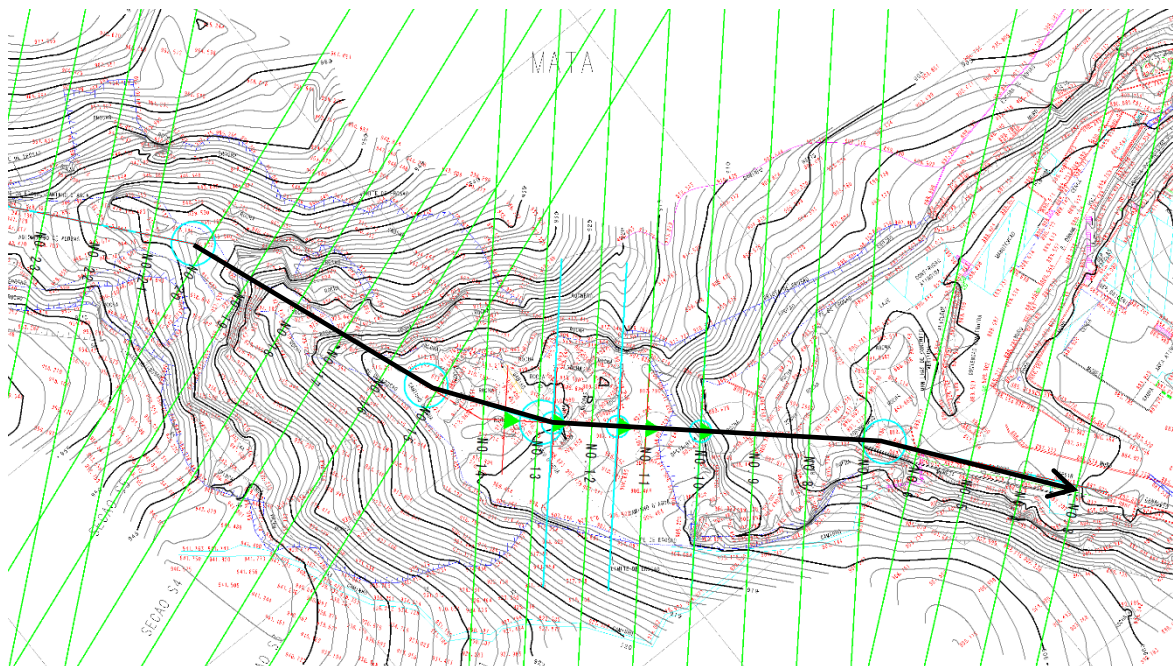


図 1.9.1 中心線の提案

出典：砂防プロジェクトにて作成

(2) 堰堤軸の検討

上流案について、砂防堰堤を配置する堰堤軸を検討した。堰堤軸の案としては、下流軸（A 軸）、中流軸（B 軸）、上流軸（C 軸）の 3 案を提案した。砂防堰堤を配置する場合、下流軸では本堤、副堤とも転石上に配置することになる。中流軸では、本堤は堆積物上、副堤は転石上に配置することになる。上流軸では、本堤、副堤とも堆積物上に配置することになる。

砂防堰堤及び前庭保護工はできるだけ安定した地盤に配置することが望ましいことから、3 軸のうち、本堤、副堤とも堆積物上に配置できる上流軸（C 軸）が最適案であると判断した。

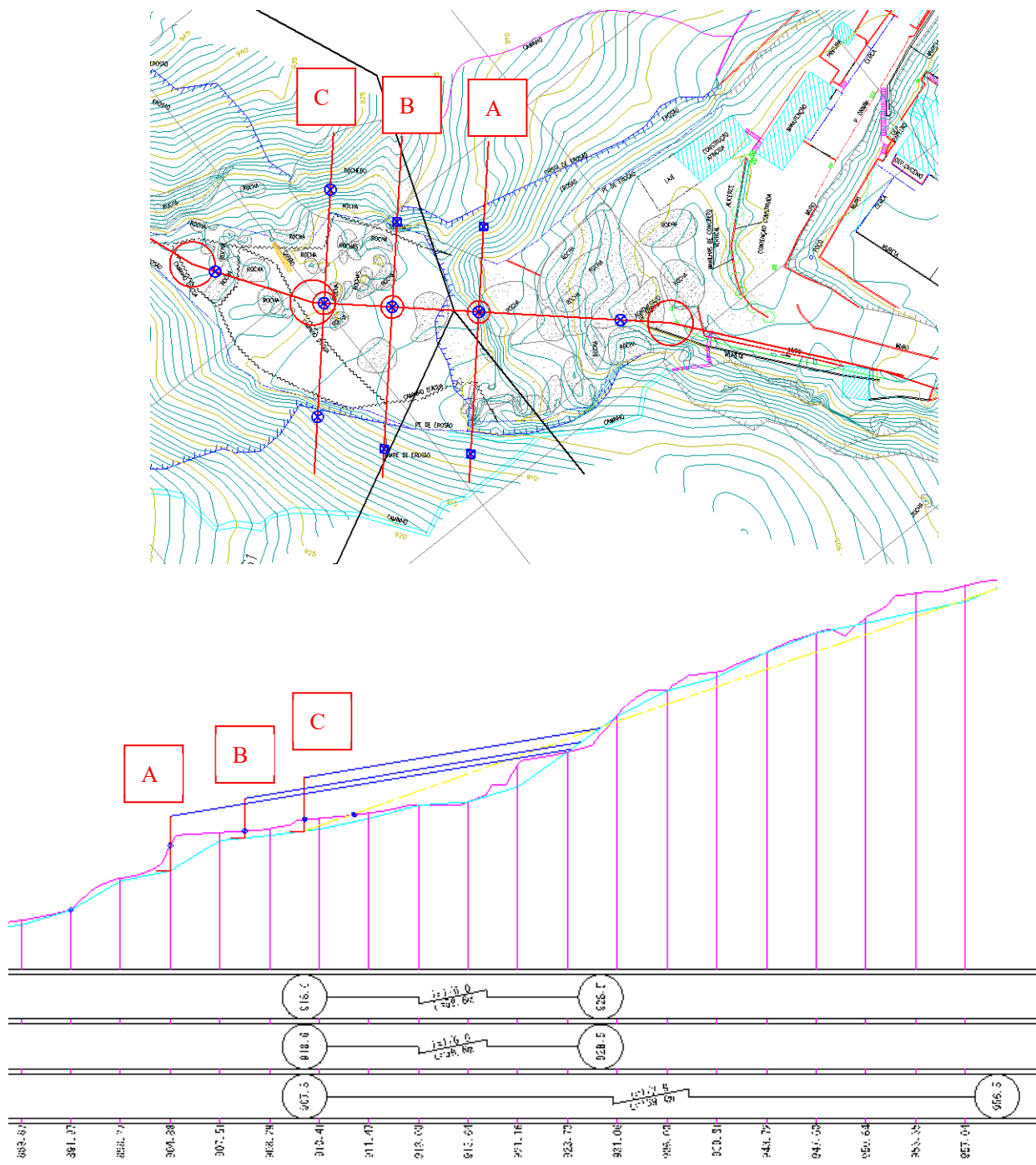


図 1.9.2 堰堤軸の比較案

出典：砂防プロジェクトにて作成

(3) 提高の検討

流域に堆積する土砂には非常に大きな岩塊が含まれる一方で、花崗岩の風化に由来する非常に微細な風化残留土も多く含まれるため、不透過型砂防堰堤を採用した。ここで、上流軸（C 軸）案を採用した場合、有効高 10.0 m、全高 12.0 m の砂防堰堤を建設し、常に空き容量を確保しておくことで、計画

総流出量（10,923 m³）の全量进行处理できることを確認した（表 1.9.1、図 1.9.3）。なお、不透過型砂防堰堤は、平常時にも堆積地に土砂が徐々に堆積し、土砂捕捉能力が低下する可能性があるため、定期的な除石（堆積土砂の除去）が必要である。

表 1.9.1 砂防堰堤の規模の推定

No.	区分	構造	有効高 (m)	計画捕捉量 (m ³)	計画発生（流出） 抑制量 (m ³)	施設効果量 (m ³)
1	計画	不透過型砂防堰堤	10	5,642	5,482	11,124
合計						11,124
計画総流出量 (m ³)						10,923
土砂整備率						100%

出典：砂防プロジェクトにて作成

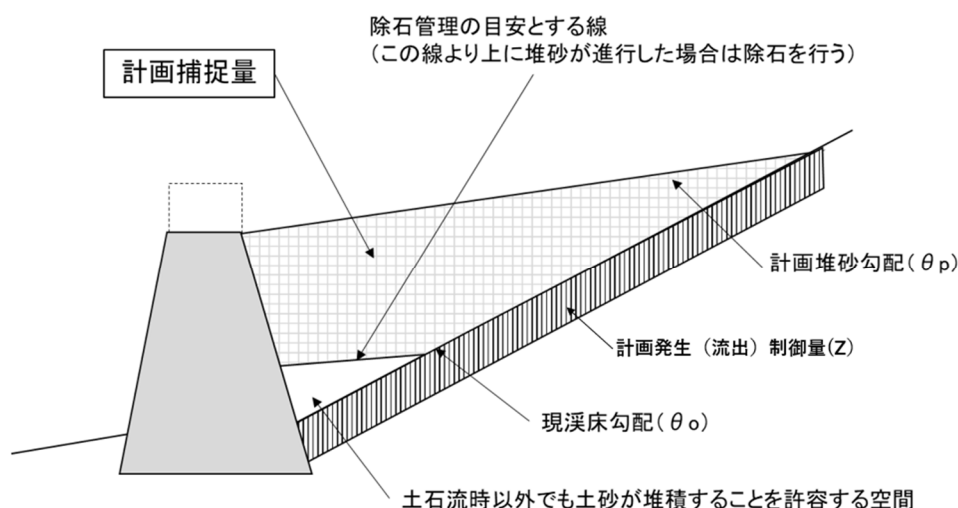


図 1.9.3 除石を前提とした不透過型砂防堰堤の効果

出典：砂防プロジェクトにて作成

1.9.3 概略図面の作成

選定された堰堤軸における砂防堰堤について、施設を配置する場合において掘削等による工事の影響や景観に与える影響を把握するため、概略図面を作成した。ノバフリブルゴ市では、概略図作成とあわせて3次元図面を作成し、関係者との協議に使用した（図 1.9.4、図 1.9.5）。

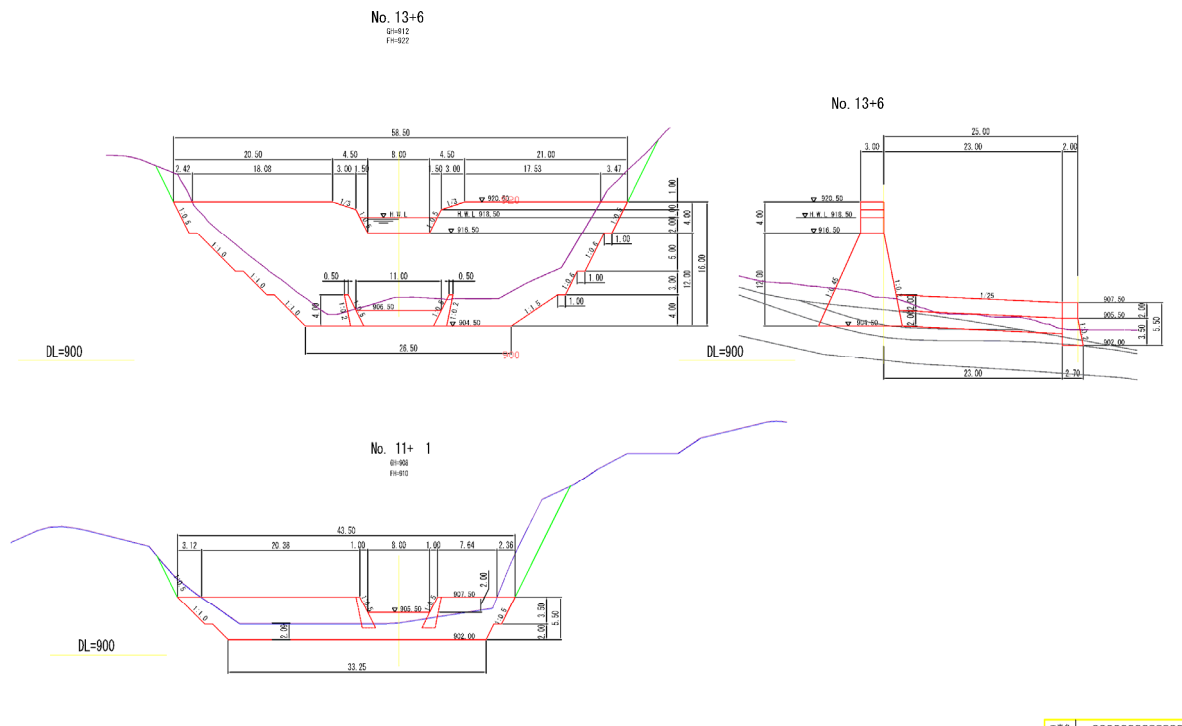


図 1.9.4 砂防堰堤の概略図面

出典：砂防プロジェクトにて作成



図 1.9.5 概略図面に基づく 3 次元図面

出典：砂防プロジェクトにて作成

1.10 対策工の設計や維持管理に関する助言

- 設計に先立ち現地調査を実施し、ここで提案された工法について代替案を評価し、副堰堤費用の削減を目指す。
- 既存の排水路と砂防堰堤の流末の接合方法の検討とその費用を見積もる。
- 施工時のアクセスを困難性の観点から検討する。
- 維持管理に当たっては、事業関係の協力が必要である。地域社会住民や様々な公共機関に参画を呼び掛ける必要がある。

1.11 参考文献

【文献】

Pelizoni, A. B. (2014). Análise de Fluxo de Detritos na Região Serrana Fluminense. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de MEstre em Engenharia Civil.

Pelizoni, A., & Nunes, A. L. (outubro de 2016). Análise do Fluxo de Detritos Córrego D'Antas-Nova Friburgo-RJ. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, pp. doi:10.20906/CPS/CB-09-0024.

TCE-RJ. (20015). Estudos socioeconômicos dos municípios do Estado do Rio de Janeiro-Nova Friburgo.

【参考資料】

移動可能土砂量の算定根拠

移動可能土砂量の算定根拠

Seção	s3-s4
Área l	449 m ²
dist	18.3 m
Vol (Prisma)	4108.4 m ³

Seção	s10-s11*
Área l	43.83 m ²
dist	14 m
Vol (Prisma)	306.8 m ³

Seção	s12-s13
Área l	11.74 m ²
dist	13.7 m
Vol (Prisma)	80.4 m ³

Seção	s16-s17
Área 1	42.7 m ²
Área 2	42.7 m ²
Dist	27.8 m
Vol.	1780.6 m ³

Seção Área I	s4-s5
	63 m ²
dist	18.3 m
Vol (Prisma)	576.5 m ³

Seção	sl*-sl1
Área 1	43.83 m ²
Área 2	43.83 m ²
Dist	12.4 m
Vol.	815.238 m ³

Seção	s13-s14
Área l	11.74 m ²
dist	18.5 m
Vol (Prisma)	108.6 m ³

Seção	s17-s18
Área 1	42.7 m ²
dist	68.7 m
Vol (Prisma)	1466.7 m ³

Seção	s5-s6
Área l	97.2 m ²
dist	16.4 m
Vol (Prisma)	797.0 m ³

Seção	s11-s12
Área l	43.83 m ²
dist	30 m
Vol (Prisma)	657.5 m ³

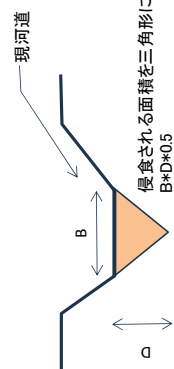
Seção	S15-S16
Área l	42.7 m ²
dist	8.2 m
Vol (Prisma)	175.1 m ³

		S4-S5	S3-S4	S6-S5	S11-S11*	S11*-S10	S11-S12	S12-S13	S13-S14	S15-S16	S16-S17	S17-S18	Total
	Area 1 m ²	63	449	97.2	43.83	43.83	43.83	11.74	11.74	42.7	42.7	42.7	
	Area 2 m ²	0	0	0	43.83	0	0	0	0	0	42.7	0	
	Dist	18.3	18.3	16.4	12.4	14	30	13.7	18.5	8.2	27.8	68.7	
	Vol	576	4,108	797	815,238	307	657	80	109	175	1780.6	1,467	10,872.76
		(Prisma)	(Prisma)	(Prisma)		(Prisma)	(Prisma)	(Prisma)	(Prisma)			(Prisma)	

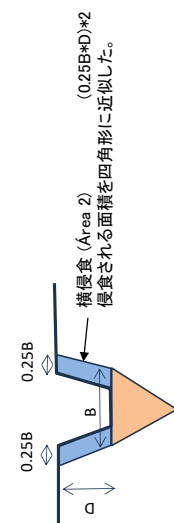
OBS 1: Foi considerada a partir da S3 pois daí para jusante a inclinação é inferior a 1/10

OBS 2: Entre as seções S9 E S6 foi considerada baixa possibilidade de erosão devido ao afloramento do topo rochoso.

Área 1: 縦方向の侵食拡大が予想される面積の算定



Area 2: 横方向の侵食拡大が予想される面積の算定



Seção	s3-s4	s4-s5	s5-s6	s10-s11*	s11*-s11	s12-s14	s15-s16
				s11-12			s16-s17
							s17-s18
慢食深 D (m)	8	7	7	8		4	20
慢食幅 B (m)	112.25	18	27.77	10.9575		5.87	4.27
Area 1 (m ³)	449	63	97.2	43.83		11.74	42.7

出典:砂防プロジェクトで作成

Seçerö	s11*~s11	s16~s17
厚食深 D (m)	7	8
現況谷幅 (m)	6.26	5.34
厚食後の谷幅 B (m)	12.52	10.88
2025B (m)	3.13	2.67
Area 2 (m ³)	43.83	42.7

第 2 章 土石流構造物対策の設計

2.1 設計の概要

2.1.1 実施事項

対象溪流の砂防施設は、重力式コンクリート構造の不透過型砂防堰堤を採用した。不透過型砂防堰堤の設計として、構造形式の選定、水通しの設計、本体の設計、基礎の設計、袖の設計、前庭保護工の設計、付属物の設計を行い、設計図面を作成した。また、合わせて工事用道路及び維持管理用道路の設計を行い、設計図面を作成した。

なお、本事例集に示す不透過型砂防堰堤の設計事例は、学識経験者から構成される技術委員会が実施した設計の成果をとりまとめたものである。

2.1.2 設計順序

対象溪流の砂防施設の設計は、SABO マニュアルに準拠し、以下に示す設計順序に従って実施した。なお、設計にあたっては、砂防堰堤計画地点での詳細な現地調査を実施した上で、設計条件を設定した。

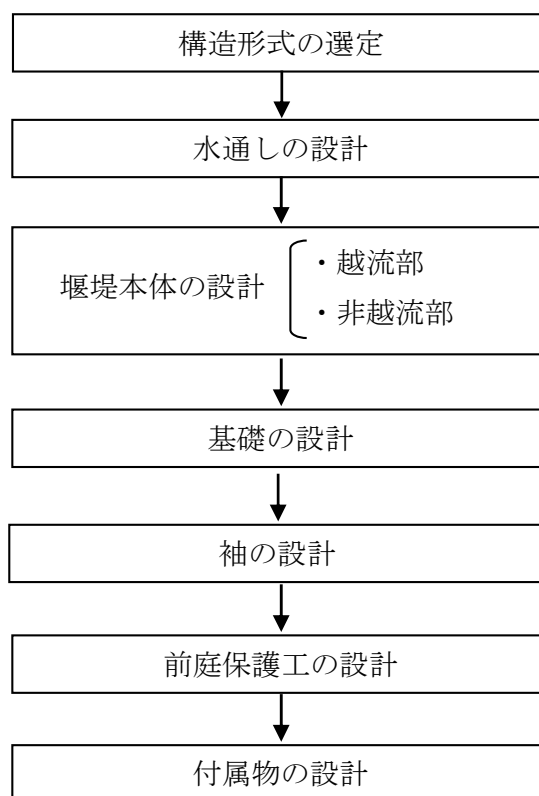


図 2.1.1 不透過型砂防堰堤の設計手順

出典：砂防プロジェクトにて作成

2.1.3 対象渓流の位置

このプロジェクトで対象となるのは、ノバフリブルゴ市（RJ 州）である。座標系は UTMzone23K であり、計画位置の座標は下表に示す通りである。

表 2.1.1 砂防堰堤計画地点の位置座標

項目	UTM 座標	
	緯度 (N)	経度(E)
砂防堰堤	7.536.400,00 m	753.550,00 m

出典：技術委員会設計報告書

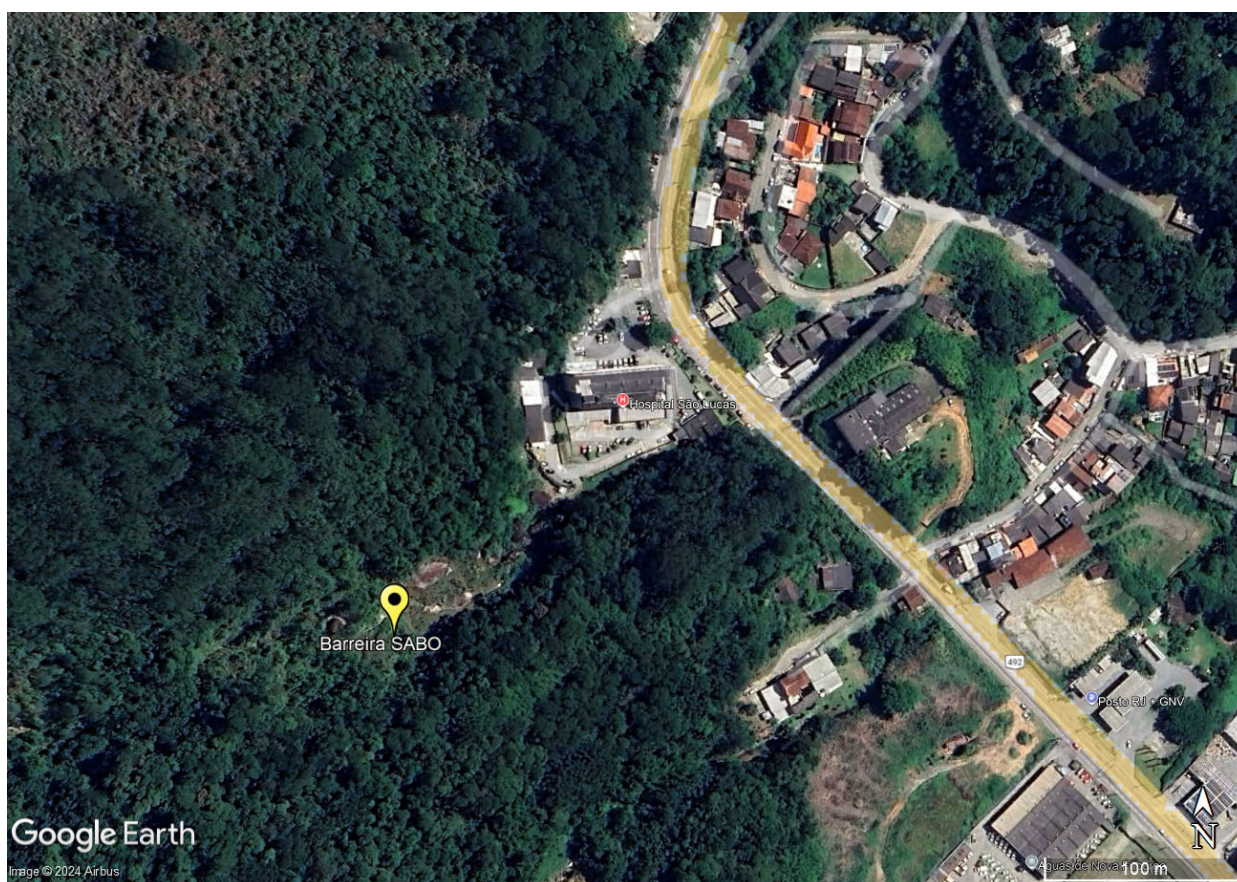


図 2.1.2 砂防堰堤計画地点の位置図

出典：技術委員会設計報告書

2.2 詳細設計のための調査

2.2.1 地形測量

砂防堰堤の設計に用いる地形図を作成するため、詳細な地形測量を実施した。本溪流の砂防堰堤計画位置には多くの巨石があったことから、複雑な形状を適切に表現するため地上測量として地上レーザ測量を実施し、現地の複雑な地形を明らかにした上で、堰堤軸の縦横断地形図を作成した。

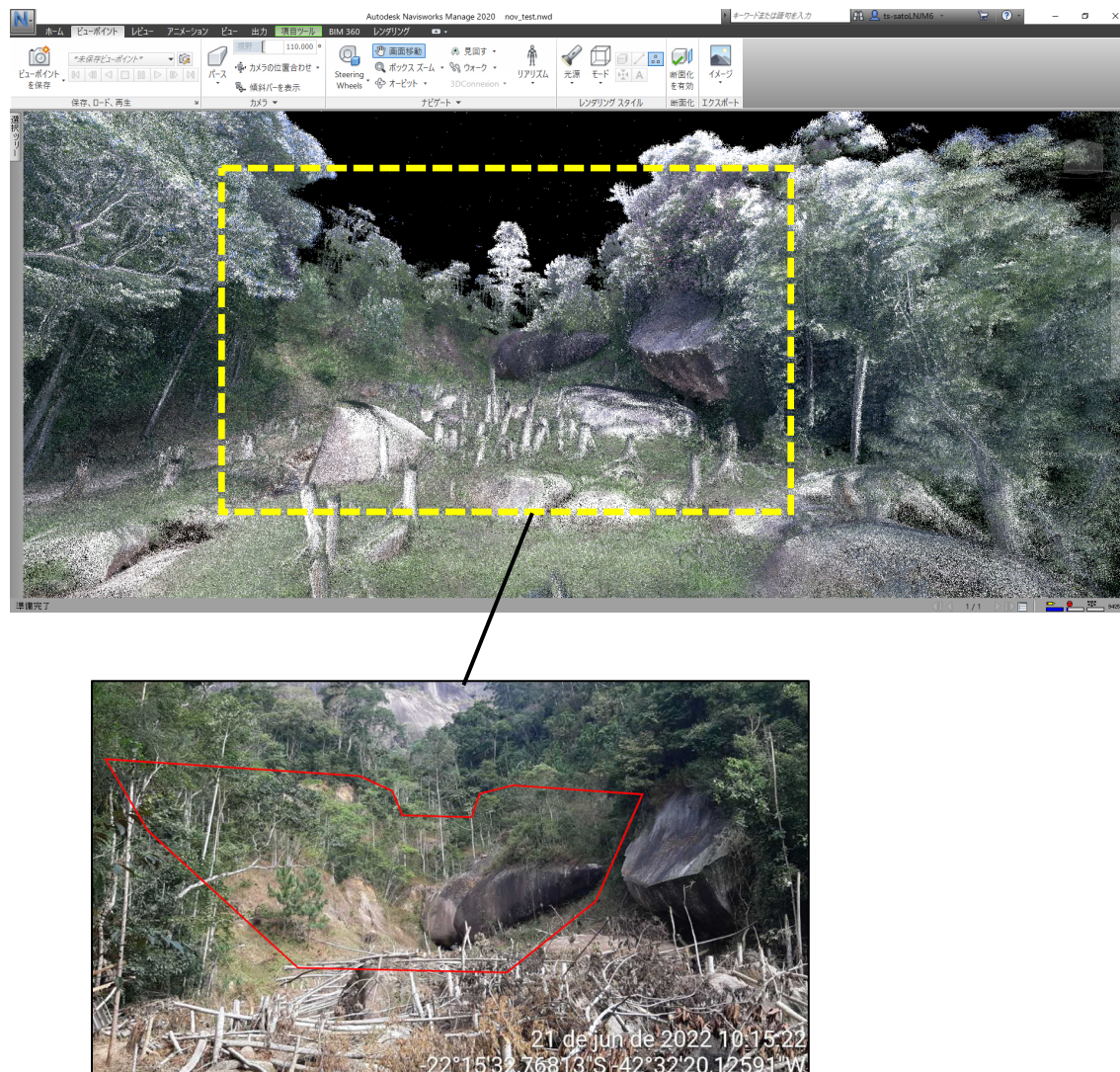


図 2.2.1 地上レーザ測量による点群測量成果

出典：砂防プロジェクトにて作成

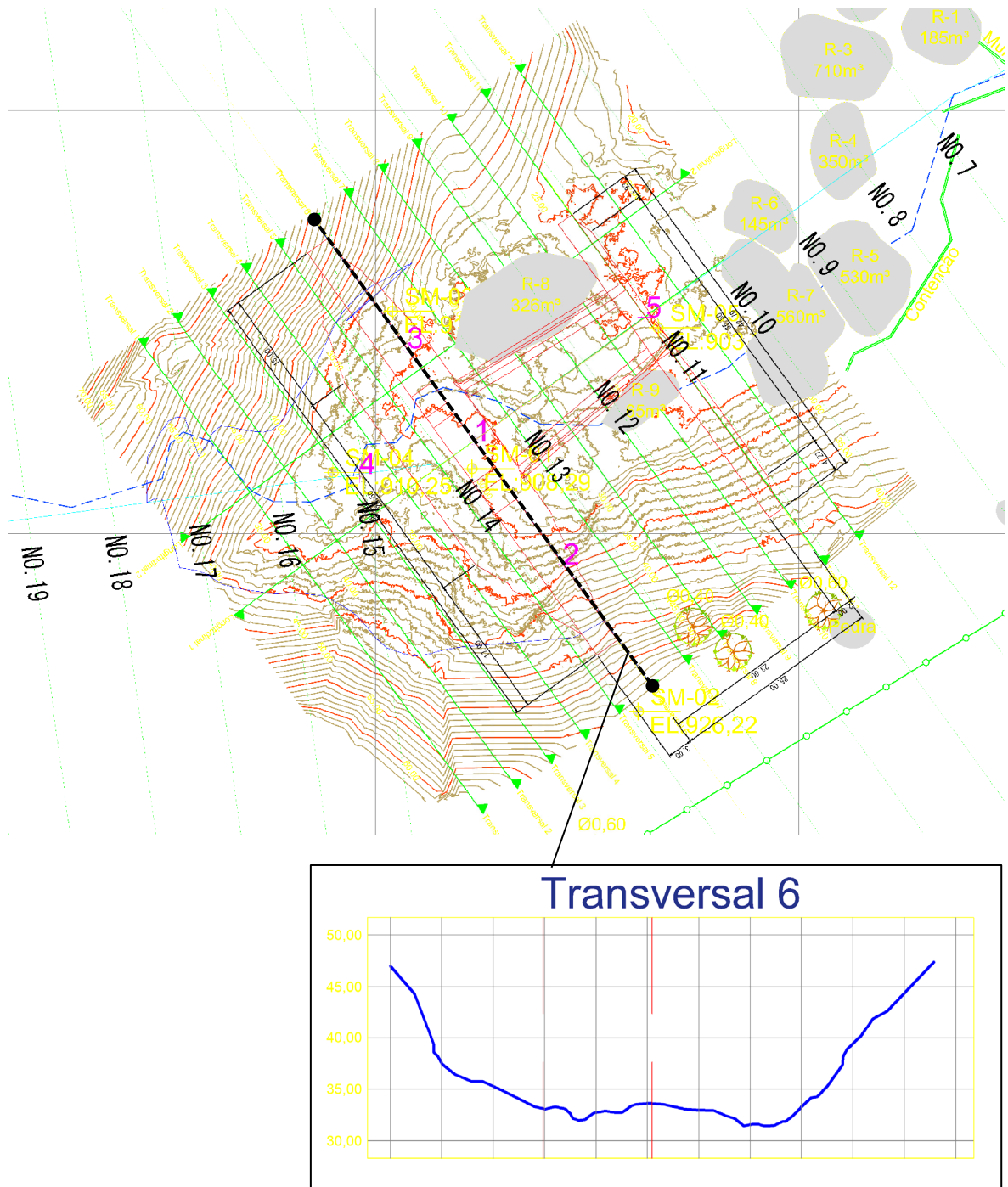


図 2.2.2 地上レーザ測量成果を用いた横断地形図の作成

出典：砂防プロジェクトにて作成

地上測量実施と合わせて、現地には測量杭を設置した。測量杭の位置は、施工の影響範囲外で基準となる位置に複数設置した。



図 2.2.3 砂防堰堤計画地点周辺への測量杭設置

出典：砂防プロジェクトにて作成

2.2.2 地質調査

砂防堰堤計画位置の地質及び地盤支持力等の設計条件を把握するため、砂防堰堤の堰堤軸及び上下流においてボーリング調査を実施した。本溪流の砂防堰堤計画地点下流側には、巨石の段丘面が形成されており、下流側の地質特性も把握した上で、設計を行うことが望ましいと判断された。そこでボーリング調査地点は、本堤中心、本堤左右岸及び上下流に加え、下流側の段丘面にもボーリング調査地点を設定した。今回はパイロットプロジェクトであり、計画位置の地質特性を明らかにすることに着目し、ボーリング深度は、基礎地盤が確認される深さまでとした。

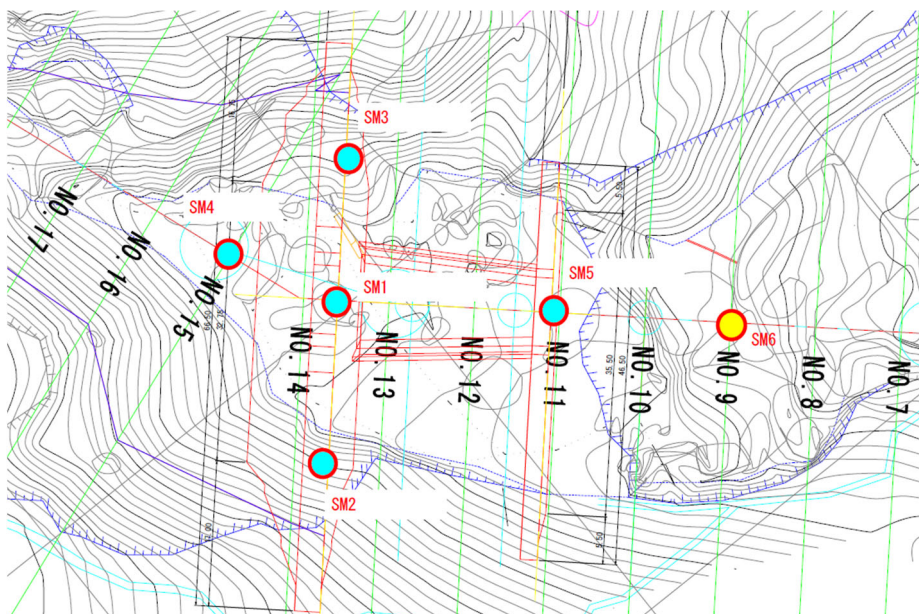


図 2.2.4 ボーリング調査位置

出典：砂防プロジェクトにて作成

表 2.2.1 ボーリング調査位置

Posição dos Furos		
	X	Y
SM1	753.561,628	7.536.410,952
SM2	753.572,144	7.536.396,344
SM3	753.553,740	7.536.421,909
SM4	753.548,103	7.536.407,017
SM5	753.581,917	7.536.425,559
SM6	a definir	a definir

出典：技術委員会設計報告書

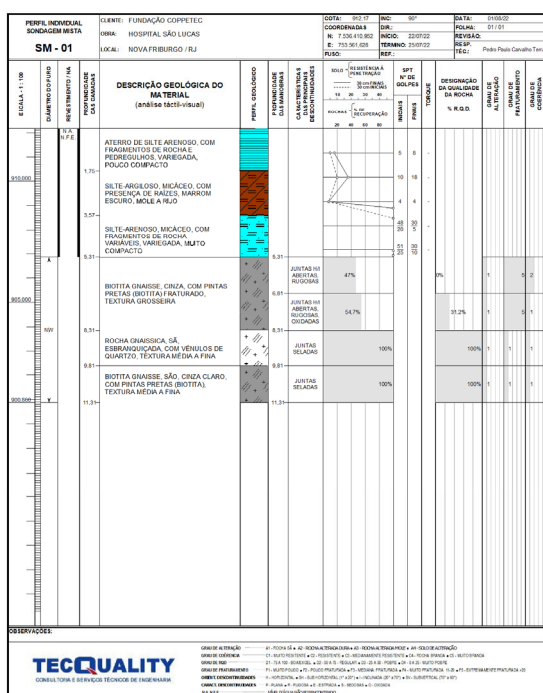
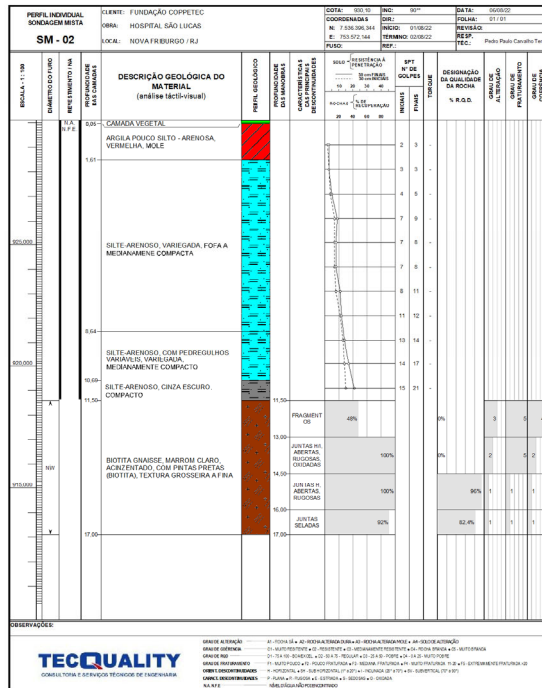


図 2.2.5 ボーリング調査結果 (SM-1)

出典：技術委員会設計報告書

ブラジル国強靱な街作りのための土砂災害構造物対策能力向上プロジェクト
事例集



事例集



FOTOS DOS TESTEMUNHOS											
Cliente: FUNDAÇÃO COPPETEC											
Local: HOSPITAL SÃO LUCAS											
Exato: INDICADA											
Sintoma nº:		Data: 31/07/02		CAIXA 1		Folha: 3 / 3					
588_05		Cota: 407 73		Localco:		N		7.538.429.558		F 753.581.917	



出典：技術委員会設計報告書



第2部 リオデジャネイロ州ノバフリブルゴ市におけるパイロットプロジェクト



第2部 リオデジャネイロ州ノバフリブルゴ市におけるパイロットプロジェクト

2.2.3 礫径調査

砂防堰堤の構造検討に用いる礫による衝撃力を算定するため、礫径を現地で調査した。砂防堰堤計画地点より上下流各々200mの間に存在する200個以上の直径10cm以上の礫の粒径を計測した。なおサンルーカス病院裏の対象溪流では、2011年に土石流が発生しており、この際の調査では流域内、下流域とも多くの巨礫が堆積している状況が確認されている。このことから、対象溪流の設計においては2011年土石流時の実績も考慮し、最大礫径 $D_{95}=2.0\text{m}$ として設計を行うこととした。



図 2.2.12 礫径調査の実施状況

出典：技術委員会作成資料

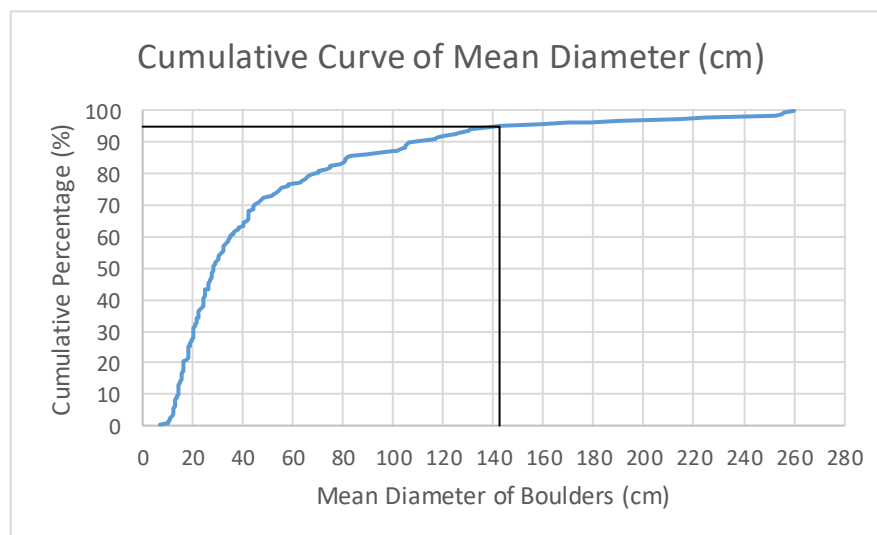


図 2.2.13 累計加積曲線

出典：技術委員会作成資料

表 2.2.2 礫径調査結果

No.	Long (cm)	Short (cm)	Average (cm)	No.	Long (cm)	Short (cm)	Average (cm)	No.	Long (cm)	Short (cm)	Average (cm)	No.	Long (cm)	Short (cm)	Average (cm)
1	17	5	11.0	51	26	14	20.0	101	24	22	23.0	151	55	42	48.5
2	7	7	7.0	52	17	15	16.0	102	46	22	34.0	152	72	44	58.0
3	14	7	10.5	53	18	15	16.5	103	26	23	24.5	153	83	44	63.5
4	18	7	12.5	54	22	15	18.5	104	30	23	26.5	154	87	44	65.5
5	21	7	14.0	55	22	15	18.5	105	32	23	27.5	155	60	45	52.5
6	12	8	10.0	56	39	15	27.0	106	34	23	28.5	156	62	46	54.0
7	14	8	11.0	57	40	15	27.5	107	26	24	25.0	157	80	46	63.0
8	18	8	13.0	58	16	16	16.0	108	28	24	26.0	158	64	47	55.5
9	16	9	12.5	59	20	16	18.0	109	37	24	30.5	159	60	50	55.0
10	17	9	13.0	60	22	16	19.0	110	40	24	32.0	160	63	53	58.0
11	18	9	13.5	61	25	16	20.5	111	50	24	37.0	161	158	54	106.0
12	20	9	14.5	62	28	16	22.0	112	27	25	26.0	162	48	55	51.5
13	13	10	11.5	63	19	17	18.0	113	29	25	27.0	163	70	60	65.0
14	16	10	13.0	64	23	17	20.0	114	33	25	29.0	164	70	60	65.0
15	16	10	13.0	65	26	17	21.5	115	110	25	67.5	165	90	60	75.0
16	18	10	14.0	66	32	17	24.5	116	30	26	28.0	166	97	60	78.5
17	18	10	14.0	67	36	17	26.5	117	32	26	29.0	167	105	60	82.5
18	20	10	15.0	68	20	18	19.0	118	33	26	29.5	168	82	65	73.5
19	21	10	15.5	69	21	18	19.5	119	40	26	33.0	169	96	67	81.5
20	26	10	18.0	70	22	18	20.0	120	44	27	35.5	170	70	70	70.0
21	15	11	13.0	71	23	18	20.5	121	27	28	27.5	171	80	70	75.0
22	20	11	15.5	72	23	18	20.5	122	45	28	36.5	172	110	70	90.0
23	20	11	15.5	73	25	18	21.5	123	55	28	41.5	173	140	70	105.0
24	20	11	15.5	74	26	18	22.0	124	37	30	33.5	174	125	75	100.0
25	12	12	12.0	75	29	18	23.5	125	42	30	36.0	175	80	80	80.0
26	12	12	12.0	76	31	18	24.5	126	50	30	40.0	176	81	80	80.5
27	13	12	12.5	77	31	18	24.5	127	50	30	40.0	177	110	80	95.0
28	15	12	13.5	78	32	18	25.0	128	54	30	42.0	178	123	80	101.5
29	16	12	14.0	79	23	19	21.0	129	55	30	42.5	179	125	80	102.5
30	17	12	14.5	80	25	19	22.0	130	60	30	45.0	180	130	80	105.0
31	17	12	14.5	81	38	19	28.5	131	65	30	47.5	181	142	91	116.5
32	23	12	17.5	82	44	19	31.5	132	37	31	34.0	182	116	95	105.5
33	28	12	20.0	83	45	19	32.0	133	58	31	44.5	183	180	95	137.5
34	33	12	22.5	84	22	20	21.0	134	53	32	42.5	184	140	100	120.0
35	38	12	25.0	85	23	20	21.5	135	55	33	44.0	185	150	103	126.5
36	13	13	13.0	86	24	20	22.0	136	100	33	66.5	186	117	105	111.0
37	17	13	15.0	87	28	20	24.0	137	42	34	38.0	187	150	110	130.0
38	18	13	15.5	88	30	20	25.0	138	54	34	44.0	188	175	110	142.5
39	19	13	16.0	89	30	20	25.0	139	60	34	47.0	189	133	116	124.5
40	20	13	16.5	90	35	20	27.5	140	53	35	44.0	190	142	120	131.0
41	23	13	18.0	91	36	20	28.0	141	48	36	42.0	191	210	130	170.0
42	25	13	19.0	92	38	20	29.0	142	124	37	80.5	192	240	140	190.0
43	30	13	21.5	93	40	20	30.0	143	38	38	38.0	193	170	147	158.5
44	36	13	24.5	94	40	20	30.0	144	102	38	70.0	194	204	153	178.5
45	17	14	15.5	95	42	20	31.0	145	50	20	35.0	195	260	170	215.0
46	18	14	16.0	96	45	20	32.5	146	44	40	42.0	196	340	170	255.0
47	19	14	16.5	97	45	20	32.5	147	45	40	42.5	197	270	180	225.0
48	22	14	18.0	98	50	20	35.0	148	52	40	46.0	198	320	185	252.5
49	22	14	18.0	99	60	20	40.0	149	67	40	53.5	199	302	210	256.0
50	25	14	19.5	100	32	21	26.5	150	195	40	117.5	200	300	220	260.0

出典：技術委員会作成資料

2.3 設計条件

2.3.1 規格、技術出版物、単位

構造物の設計には、以下の規格を使用した。

- NBR 6118 – コンクリート構造物の設計-手順
- NBR 6122 – 基礎の設計と施工
- NBR 8681 – 構造物の作用と安全性 - 手順

2.3.2 参考文献

本検討には、以下の参考文献を使用した。

- Manual Beta Finalizado.doc; (SABO マニュアル (設計編) β 版)
- Manual Plano de obras Capítulo 1-8.doc; (SABO マニュアル (施工計画編))

2.3.3 設計条件

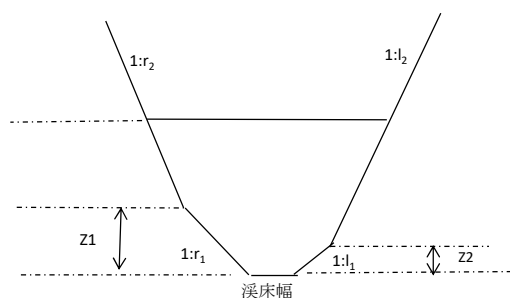
地形調査結果及び地質調査結果を用いて、以下のとおり設計諸元及び設計定数を設定した。施設形状の検討結果は後述する。

(1) 設計諸元

①地形・地質・堤体条件

記号	項目	単位	値
〈地形条件〉			
B1	溪床幅	m	23.0
1:r ₁	流下断面右岸勾配(下)		1.0
1:r ₂	流下断面右岸勾配(上)		1.0
1:l ₁	流下断面左岸勾配(下)		2.7
1:l ₂	流下断面左岸勾配(上)		0.8
z1	右岸側勾配変換点	m	2.0
z2	左岸側勾配変換点	m	2.0
θ	現河床勾配		1/3
〈流量条件〉			
A	流域面積	km ²	0.12
P ₂₄	24時間雨量(もしくは日雨量)	mm	191

出典：砂防プロジェクトにて作成



〈堤体条件〉			
H	堤高	m	12.0
B	水通し天端幅	m	3.0
m	上流法面勾配		0.40
n	下流法面勾配		0.20
B1	水通し底幅	m	8.0
	袖小口勾配		0.5
〈土砂条件〉			
V_{dap}	一波の土石流により流出すると想定される土砂量	m^3	10.873
d_{95}	最大礫径	m	2
〈地盤定数〉			
τ_0	地盤のせん断強度		600
f	摩擦係数		0.70
qu	地盤の許容支持力	kN/m^2	1200
n	滑動に対する安全率		1.5

出典：砂防プロジェクトにて作成

(2) 設計定数

②設計定数

W_e	コンクリート単位体積重量	kN/m^3	22.6
W_o	水の単位体積重量	kN/m^3	12
σ	礫の密度	kN/m^3	25.5
ρ	水の密度	kN/m^3	12
γ_s	泥水中堆積土砂の単位体積重量	kN/m^3	8.2
K_{r1}	流出係数		0.85
C	流量係数		0.6
g	重力加速度	m/s^2	9.81
C_*	渓床堆積土砂の容積濃度		0.6
K_n	粗度係数(自然河道フロント部)		0.1
C	土圧係数		0.27
ϕ	堆積土砂の内部摩擦角	deg	35.0
τ_c	コンクリートのせん断強度		2,560

※但し計算に用いるせん断強度は、コンクリートまたは基礎地盤のうち小さい方のせん断強度を用いる。

本計算では、基礎地盤のせん断強度の値(600kN/m²)を用いる。

出典：砂防プロジェクトにて作成

マニュアル

- ・3編 2.2自重
- ・3編 2.3静水圧
- ・3編 2.5土石流荷重
- ・3編 2.5土石流荷重
- ・3編 3.2安定計算方法
- ・3編 1.2.2清水の対象流量
- ・4編 3.4.1設計水深
- ・3編 2.5土石流荷重
- ・3編 1.3.2土石流の総流量
- ・3編 2.5土石流荷重
- ・3編 2.4堆砂圧
- ・3編 2.4堆砂圧
- ・3編 3.1.2滑動に対する安定

砂防堰堤の構造は、本堤、前庭保護工、垂直壁の3つの要素から構成されている。

前庭部は、厚さ 80cm のスラブと壁を持つ U 字型断面で構成されている。全長は 20.0 メートルで、下流の勾配は 5%。この構造物の目的は、本堤の放水路から落下する水のエネルギーを受け止め、河床の浸食を防ぐことである。

垂直壁は、砂防堰堤の最も下流側の構造であり、本堤下流側の浸食を防ぐために設置される。高さ 3.0 メートル、幅 2.0 メートルの長方形の袖部と、下流側に 1:5 の勾配で高さの異なる台形の部分から構成されている。



Technical drawing of a bridge cross-section (Corte) showing a vertical wall on the left and a main trapezoidal structure on the right. The vertical wall is labeled "PAREDE VERTICAL (VER DOC. REF. 4)" and has a height of +904.90 m. The main structure has a top width of 10.00 m and a bottom width of 10.00 m. The right slope is labeled "BARRERA PRINCIPAL (VER DOC. REF. 3)" with a 1:2.5 slope. The drawing includes a scale of 1:100 and a section line C-C.

出典：技術委員会設計報告書

2.3.5 本堤の形状

本検討における本堤の形状を以下に示す。

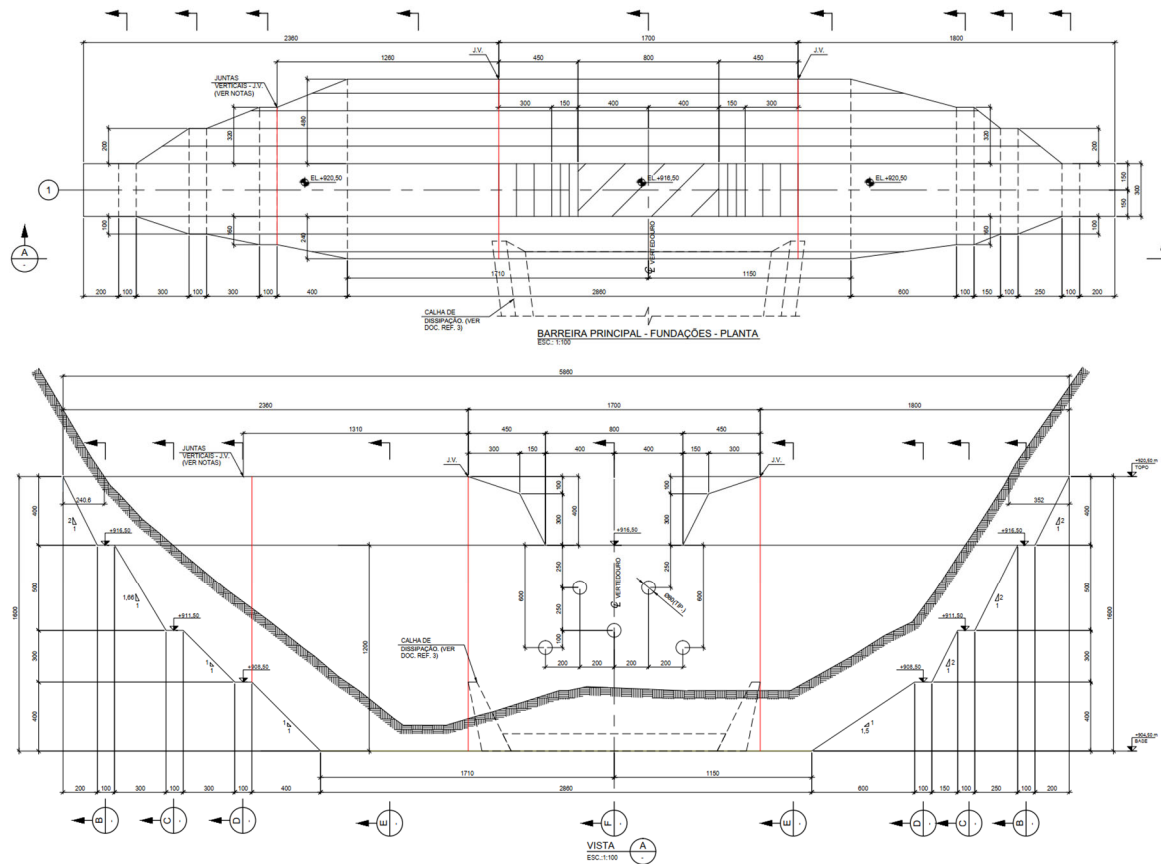


図 2.3.3 計画砂防堰堤（本堤）の平面図及び正面図

出典：技術委員会設計報告書

2.4 砂防堰堤の詳細設計

2.4.1 水通し断面

(1) 水通し幅

パイロットサイトの堰堤軸上流側は谷幅が狭いが、堰堤軸下流側は谷幅が広がっている。土石流の流下幅は、上流側の谷地形に従って流下してくるものと考え、水通し幅を設定した。そこで本検討では、水通し幅を 8.0m と設定した。



図 2.4.1 堰堤軸上流側の谷地形

出典：砂防プロジェクトにて作成

(2) 袖小口

袖小口の勾配は、SABO マニュアルに準拠し、1V:0.5H を採用した。

(3) 越流水深

a) 設計流量（洪水時）の越流水深の値

諸元一覧表

項目	諸元		
	記号	単位	値
土砂含有を考慮した流量	Q	m ³ /s	9.3
流量係数	C		0.60
重力加速度	g	m/s ²	9.81
水通し底幅	B ₁	m	8.0
袖小口勾配	m		0.5

土砂含有を考慮した流量の越流水深hは堰の越流公式を用いて算出する。

$$Q = \frac{2}{15} \times C \times (3B_1 + 2B_2) \times (2g)^{0.5} \times h^{3/2}$$

ここで、
h : 越流水深 (m)
B₂ : 越流水面幅 (m)

h=0.73m の場合、

$$Q = 9.1 < 9.3 \quad \dots \text{NG}$$

(少数第2位切り下げ)

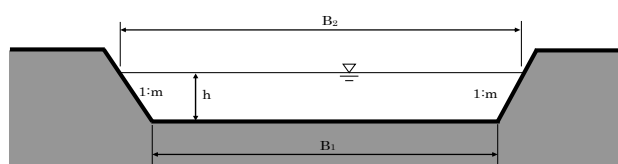
h=0.74m の場合、

$$Q = 9.3 \geq 9.3 \quad \dots \text{OK}$$

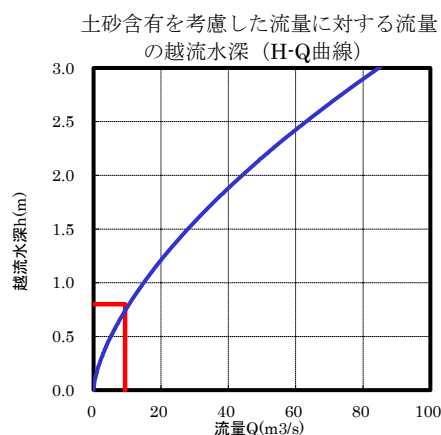
(少数第2位切り下げ)

よって、土砂含有を考慮した流量の越流水深hは以下の値とする。

$$h = 0.8 \text{ m}$$



水通部の断面形状



出典：砂防プロジェクトにて作成

b) 土石流ピーク流量（土石流時）の越流水深の値

諸元一覧表

項目	諸元		
	記号	単位	値
土石流ピーク流量	Qsp	m ³ /s	24.2
粗度係数(自然河道フロント部)	Kn		0.1
計画堆砂勾配	θ	deg	12.53
水通し底幅	B1	m	8.0
袖小口勾配	m		0.5

この断面によって流下させることが可能な土石流流量(Qsp)は $U \cdot Ad$ で表される。
 $Qsp = U \cdot Ad$

ここで、
 z : 土石流の越流水深(m)
 U : 土石流の流速 (m/s)
 Bda : 流れの幅 (m)
 Ad : 流下断面積 (m²)
 Dd : 土石流水深 (m)

$U \cdot Bda \cdot Ad \cdot Dd$ は、 z の関数として次式により求めることができる。

$$\begin{aligned}
 U &= 1/Kn \cdot Dd^{2/3} \cdot (\sin \theta)^{1/2} & \sin \theta &= 0.22 \\
 Dd &= Ad/Bda \\
 Ad &= (B1 + m \times z) \times z \\
 Bda &= B1 + 2 \times m \times z
 \end{aligned}$$

土石流の越流水深 z が、0.76m の場合

$$\begin{aligned}
 Qsp &= 3.78 \times 6.37 \\
 &= 24.0 < 24.2 \quad \text{..... NG}
 \end{aligned}$$

(少数第2位切り下げ)

$$\begin{aligned}
 U &= 1/0.1 \times 0.73^{2/3} \times 0.22^{1/2} = 3.78 \\
 Dd &= 6.37/8.76 = 0.73 \\
 Ad &= (8.0 + 0.5 \times 0.76) \times 0.76 = 6.37 \\
 Bda &= 8.0 + 2 \times 0.50 \times 0.76 = 8.76
 \end{aligned}$$

(U,Dd,Ad,Bda: 少数第2位四捨五入)

土石流の越流水深 z が、0.77m の場合

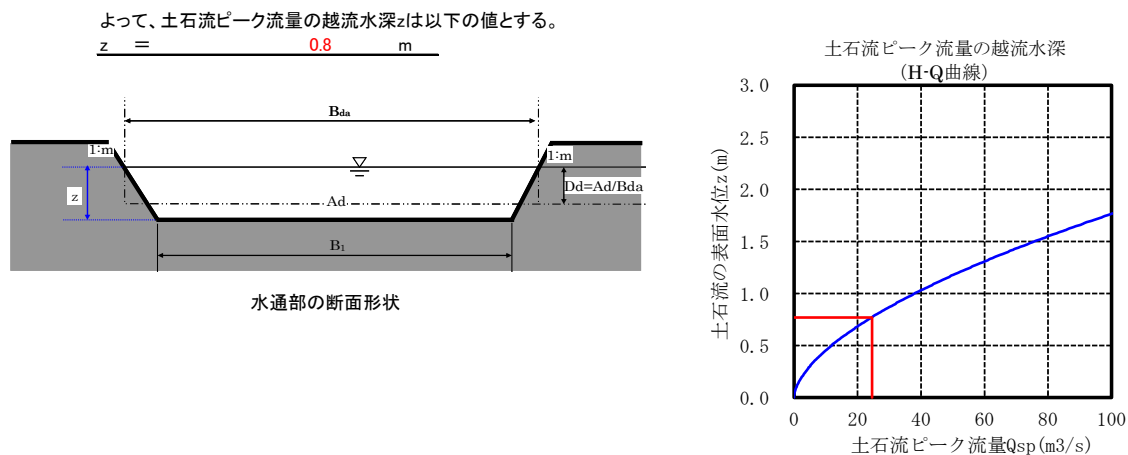
$$\begin{aligned}
 Qsp &= 3.81 \times 6.46 \\
 &= 24.6 \geq 24.2 \quad \text{..... OK}
 \end{aligned}$$

(少数第2位切り下げ)

$$\begin{aligned}
 U &= 1/0.1 \times 0.74^{2/3} \times 0.22^{1/2} = 3.81 \\
 Dd &= 6.46/8.77 = 0.74 \\
 Ad &= (8.0 + 0.5 \times 0.77) \times 0.77 = 6.46 \\
 Bda &= 8.0 + 2 \times 0.50 \times 0.77 = 8.77
 \end{aligned}$$

(U,Dd,Ad,Bda: 少数第2位四捨五入)

出典：砂防プロジェクトにて作成



設計対象流量および土石流ピーク流量に基づく水通し部の水深は 0.8m、水通し部を通過する礫のうち D95 礫径は 1.4m に基づくので、SABO マニュアル設計編に基づき水通し部の設計水深は大きい方の礫径の値に基づいて設定する。ここで、サンルーカス病院裏の対象溪流では、2011 年に土石流が発生しており、この際の調査では流域内、下流域とも 2m 程度の巨礫が堆積している状況が確認されている。礫径調査の結果でも細長い礫が多く、長径側が 2.0m を越えるような大きな礫も混入する可能性も考えられたため、こういった礫を確実に水通し部から流下させるため、ノバフリブルゴの不透過型砂防堰堤のケースでは、D95=1.4m に対して設計水深を 2m に切り上げて設定することとした。



図 2.4.2 2011 年土石流時の巨礫の堆積状況（左：流域内、右：道路上）

出典：GIDES プロジェクトにて作成

設計水深は下表に示す越流水深のうち最も大きくなる値を採用する。

従って設計水深は2mを採用した。

各手法により算定した越流水深

No	項目	水深(m)
1	土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値	0.8
2	土石流ピーク流量に対する越流水深の値	0.8
3	最大礫径	2.0 max

出典：砂防プロジェクトにて作成

(4) 水通し高さ

水通し高さの検討に用いる諸元を以下に示す。

項目	諸元		
	記号	単位	値
土砂含有を考慮した流量	Q	m ³ /s	9.3
土石流ピーク流量	Qsp	m ³ /s	24.2
計画堆砂勾配	θ	deg	12.53
水通し底幅	B1	m	8.0
袖小口勾配	m		0.5

出典：砂防プロジェクトにて作成

a) 余裕高

余裕高は、下表に基づいて設定する。ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が下表に示す値以下とならないようにする。
なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

対象流量に対する余裕高

対象流量	余裕高(m)
200m ³ /s未満	0.6
200～500m ³ /s	0.8
500m ³ /s以上	1.2

溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

溪床勾配	(余裕高)/(設計水深)
1/10以上	0.50
1/10～1/30	0.40
1/30～1/50	0.30
1/50～1/70	0.25

設計流量：200m³/s未満

流量に対する余裕高：0.6m

計画堆砂勾配：1/4.5

余裕高/設計水深の最低値：0.50

最低必要余裕高 1.0m

余裕高 0.6m の場合

余裕高/設計水深：0.6m / 2m = 0.3 NG

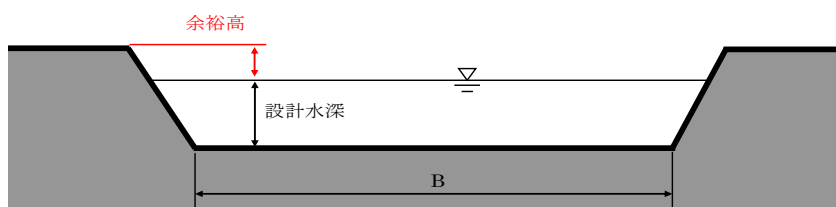
よって余裕高は、**1.0** mとなる

出典：砂防プロジェクトにて作成

b) 水通し高

水通し高は設計水深に余裕高を加えた高さとする。

水通し高：2 + 1 = **3.0** m



水通部の断面形状

出典：砂防プロジェクトにて作成

2.4.2 本体形状

(1) 堤体条件

堤高は施設配置計画及び根入れを考慮し、12.0mとした。また SABO マニュアルに準拠し、砂防堰堤の天端厚さは 3.0m、下流法勾配 1V:0.2H とした。

(2) 堤体基礎

ボーリング調査結果から、堤体基礎は軟岩 I (CH) と判断し、地形測量成果に基づく縦横断図及び、地質縦横断図と砂防堰堤の図面を重ね合わせ、砂防堰堤の基礎部や袖部の形状を検討し、所定の根入れ深が確保される形状を設定した。

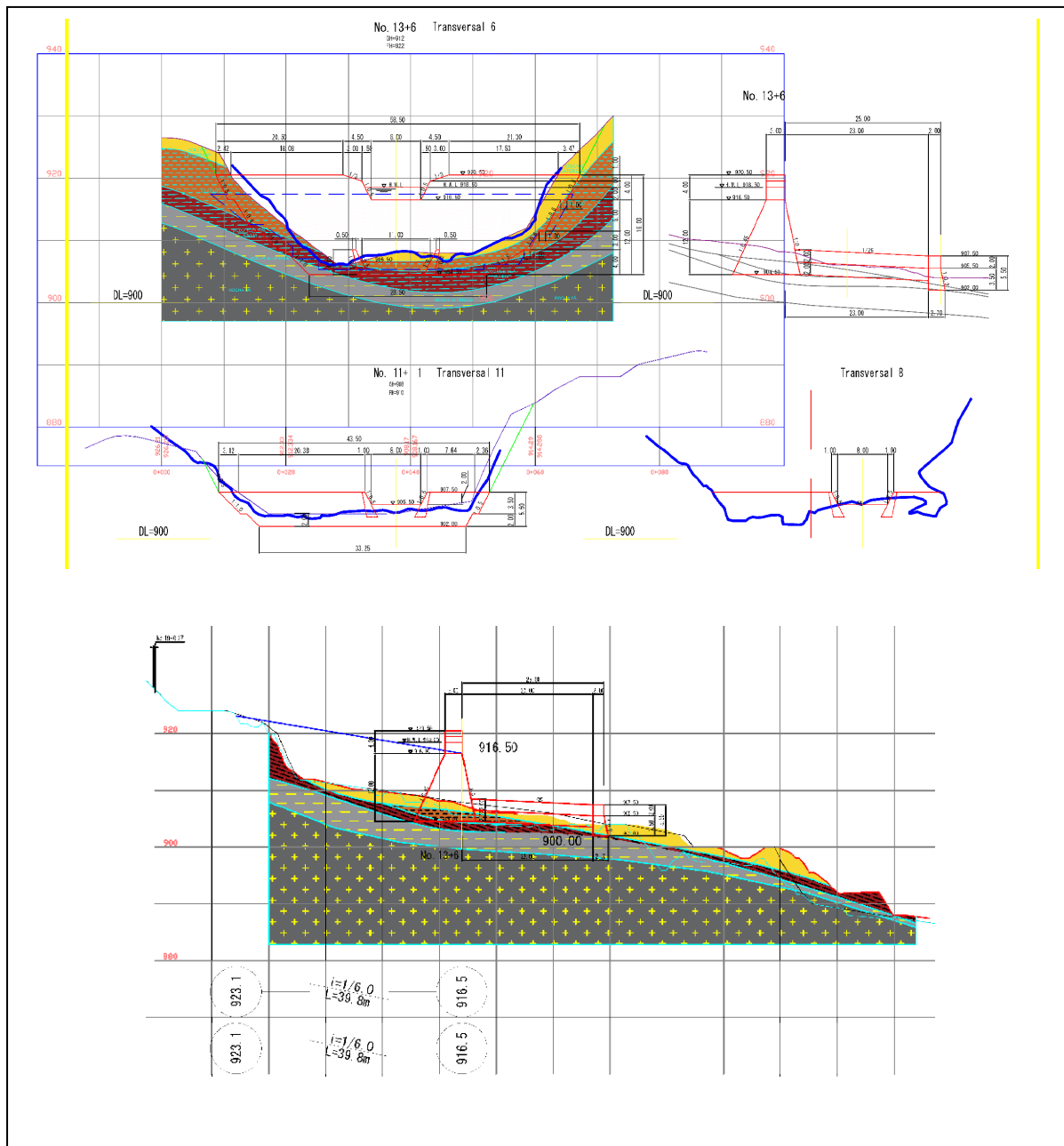


図 2.4.3 地形測量成果及び地質調査結果と砂防堰堤の重ね合わせ

出典：砂防プロジェクトにて作成

2.4.3 安定計算

安定計算は、3つのシナリオ（土石流時、洪水時、満砂時）において、設計外力を組み合わせて検討される。

設計外力は、鉛直力、水平力、転倒モーメント、安定モーメントを計算し、基礎の転倒、滑動、支持応力の安定性を評価する。

この計算に使用したパラメータは、以下の値である。

- 土砂を含む水の比重: $12,0\text{kN/m}^3$
- 土石流中の土砂の水中比重: $8,0\text{kN/m}^3$
- 土石流の比重: $19,31\text{kN/m}^3$
- 土の内部摩擦角: 35°

安定計算の結果、上流法勾配を $1\text{V}:0.4\text{H}$ とすることで安定し、最も経済的な断面になることを確認した。以下に安定計算結果を示す。

(1) 安定条件

コンクリートの重力式砂防堰堤の安定計算は、以下の安定条件を満たさなければならない。

➤ □ 転倒及び引張応力に対する安定性

原則として、堤底の上流側に引張応力が発生しないように、外力と自重の和の作用線が堤底の中央3分の1以内に収まること。

➤ □ 滑動に対する安定性

堤底と基礎地盤の間に滑りが生じない。

➤ □ 砂防堰堤本体と基礎地盤の構造安定性

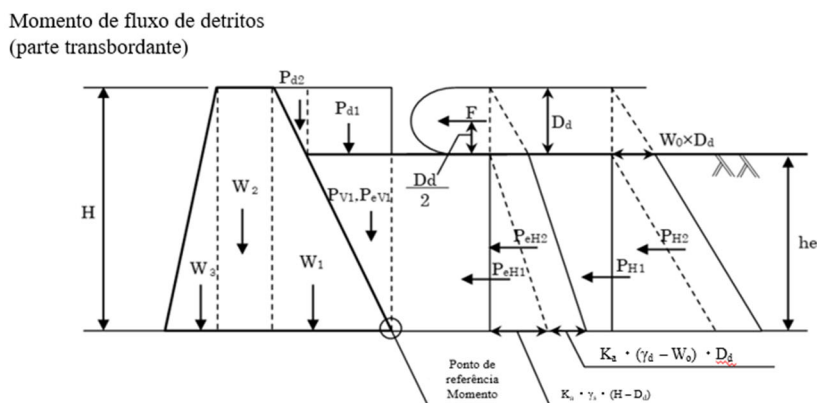
堤体内部で発生する最大応力は、構成材料の許容応力度を超えてはならない。

基礎地盤が受ける最大応力が、その地盤の許容応力度以下であること。

(2) 土石流時（越流部）：

鉛直力の区分とアームの長さを以下に示す。：

図 2.4.4 越流部における土石流時に作用する力の模式図



区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
堤体自重 – 下流側 (W1)	331,20	8,60
堤体自重 – 中央部 (W2)	828,00	6,30
堤体自重 – 上流側 (W3)	662,40	3,20
静水圧 (PV1)	324,62	1,55
堆砂圧 (PeV1)	221,82	1,55
土石流の重さ 1 (Pd1)	33,24	2,33
土石流の重さ 2 (Pd2)	0,53	4,70

水平力の区分とアームの長さを以下に示す。：

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
堆砂圧 1 (PeH1)	150,28	3,88
堆砂圧 2 (PeH2)	9,56	5,82
静水圧 1 (PH1)	811,54	3,88
静水圧 2 (PH2)	51,64	5,82
土石流の流体力 (PF)	6,13	11,82

力とモーメントの合計は、以下のとおりである：

- 鉛直力の合計: 2.401,80 kN/m
- 水平力の合計 1.029,15kN/m
- 抵抗モーメントの合計 13.386,86kNm/m
- 転倒モーメントの合計 4.156,92kNm/m

安定計算の概要を以下に示す:

➤ □ 転倒の安定性:

$$FS_{2.3} := \frac{M_{Estabilizante.2}}{M_{Tombamento.2}} = 3.22$$

$$e_{0.2} := \frac{M_{Estabilizante.2} - M_{Tombamento.2}}{V_{total.2}} = 3.84 \text{ m}$$

$$e_{f.2} := \frac{B_{base}}{2} - e_{0.2} = 1.26 \text{ m}$$

$$\frac{B_{base}}{6} = 1.70 \text{ m}$$

以上の結果から、この構造が所定の転倒安定性を示すことが確認された。

➤ □ 滑動の安定性:

安全性を考慮し、提体と基礎間の粘着力は評価しないものとした。

$$FS_{2.4} := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{total.2} + c \cdot B_{base}}{H_{total.2}} = 1.63$$

以上の結果から、この構造が所定の滑動安定性を示すことが確認された。

➤ □ 基礎の支持力:

$$\sigma_{jusante.2} := \frac{V_{total.2}}{B_{base}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{f.2}}{B_{base}} \right) = 409.59 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{montante.2} := \frac{V_{total.2}}{B_{base}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{f.2}}{B_{base}} \right) = 61.35 \text{ kPa}$$

以上の結果から、下流側及び上流側の基礎の応力が、地盤支持力以下であることを確認した。

(3) 洪水時：未満砂の場合（越流部）：

鉛直力の区分とアームの長さを以下に示す。

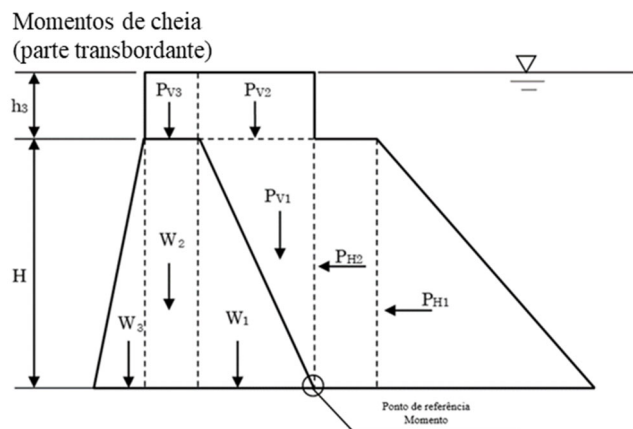


図 2.4.5 越流部における洪水時（未満砂）に作用する力の模式図

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
堤体自重－下流側 (W1)	331,20	8,60
堤体自重－中央部(W2)	828,00	6,30
堤体自重－上流側 (W3)	662,40	3,20
静水圧 1 (PV1)	324,62	1,55
静水圧 2 (PV2)	46,08	2,40
静水圧 3 (PV3)	345,60	1,60

水平力の区分とアームの長さを以下に示す。：

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
静水圧 1 (PH1)	864,00	4,00
静水圧 2 (PH2)	115,20	6,00

力とモーメントの合計は、以下のとおりである：

- 鉛直力の合計: 2.242,08 kN/m
- 水平力の合計 979,20kN/m
- 抵抗モーメントの合計 11.839,82kNm/m
- 転倒モーメントの合計 4.147,20kNm/m

安定計算の概要を以下に示す:

➤ □ 転倒の安定性:

$$FS_{3.3} := \frac{M_{Estabilizante.3}}{M_{Tombamento.3}} = 2.85$$

$$e_{0.3} := \left| \frac{M_{Estabilizante.3} - M_{Tombamento.3}}{V_{total.3}} \right| = 3.43 \text{ m}$$

$$e_{f.3} := \frac{B_{base}}{2} - e_{0.3} = 1.67 \text{ m}$$

$$\frac{B_{base}}{6} = 1.70 \text{ m}$$

以上の結果から、この構造が所定の転倒安定性を示すことが確認された。

➤ □ 滑動の安定性:

安全性を考慮し、提体と基礎間の粘着力は評価しないものとした。

$$FS_{3.4} := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{total.3} + c \cdot B_{base}}{H_{total.3}} = 1.60$$

以上の結果から、この構造が所定の滑動安定性を示すことが確認された。

➤ □ 基礎の支持力:

$$\sigma_{jusante.3} := \frac{V_{total.3}}{B_{base}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{f.3}}{B_{base}} \right) = 435.61 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{montante.3} := \frac{V_{total.3}}{B_{base}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{f.3}}{B_{base}} \right) = 4.01 \text{ kPa}$$

以上の結果から、下流側及び上流側の基礎の応力が、地盤支持力以下であることを確認した。

(4) 洪水時：満砂の場合（越流部）：

鉛直力の区分とアームの長さを以下に示す。

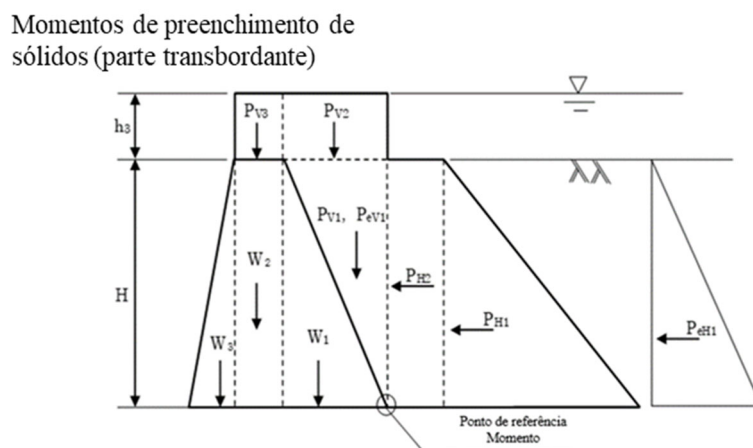


図 2.4.6 越流部における洪水時（満砂）に作用する力の模式図

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
堤体自重 – 下流側 (W1)	331,20	8,60
堤体自重 – 中央部 (W2)	828,00	6,30
堤体自重 – 上流側 (W3)	662,40	3,20
静水圧 1 (PV1)	28,8	6,30
静水圧 2 (PV2)	46,08	2,40
静水圧 3 (PV3)	345,60	1,60
堆砂圧 (PeV1)	236,16	1,60

水平力の区分とアームの長さを以下に示す。

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
静水圧 1 (PH1)	864,00	4,00
静水圧 2 (PH2)	115,20	6,00
堆砂圧 (PeH1)	159,99	4,00

力とモーメントの合計は、以下のとおりである：

- 鉛直力の合計: 2.478,17kN/m
- 水平力の合計 1.139,19kN/m
- 抵抗モーメントの合計 13.870,80kNm/m
- 転倒モーメントの合計 4.787,17kNm/m

安定計算の概要を以下に示す:

➤ □ 転倒の安定性:

$$FS_{4.3} := \frac{M_{Estabilizante.A}}{M_{Tombamento.A}} = 2.90$$

$$e_{0.4} := \left| \frac{M_{Estabilizante.A} - M_{Tombamento.A}}{V_{total.A}} \right| = 3.67 \text{ m}$$

$$e_{f.4} := \frac{B_{base}}{2} - e_{0.4} = 1.43 \text{ m}$$

$$\frac{B_{base}}{6} = 1.70 \text{ m}$$

以上の結果から、この構造が所定の転倒安定性を示すことが確認された。

➤ □ 滑動の安定性:

安全性を考慮し、提体と基礎間の粘着力は評価しないものとした。

$$FS_{4.4} := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{total.A} + c \cdot B_{base}}{H_{total.A}} = 1.52$$

以上の結果から、この構造が所定の滑動安定性を示すことが確認された。

➤ □ 基礎の支持力:

$$\sigma_{jusante.A} := \frac{V_{total.A}}{B_{base}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{f.4}}{B_{base}} \right) = 448.00 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{montante.A} := \frac{V_{total.A}}{B_{base}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{f.4}}{B_{base}} \right) = 37.92 \text{ kPa}$$

以上の結果から、下流側及び上流側の基礎の応力が、地盤支持力以下であることを確認した。

(5) 土石流時（非越流部）:

鉛直力の区分とアームの長さを以下に示す。

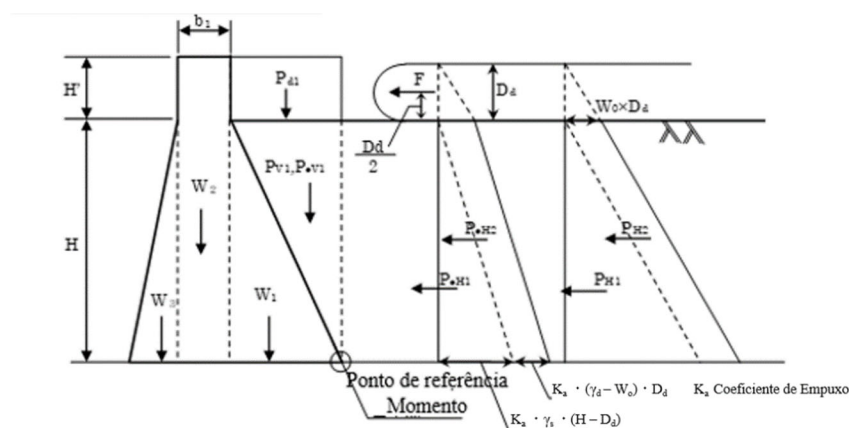


図 2.4.7 非越流部における土石流時に作用する力の模式図

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
堤体自重 - 下流側 (W1)	331,20	8,60
堤体自重 - 中央部 (W2)	828,00	6,30
堤体自重 - 上流側 (W3)	662,40	3,20
堤体自重 - 袖部 (W4)	207,00	6,30
静水圧 (PV1)	345,60	1,60
堆砂圧 (PeV1)	236,16	1,60
土石流の重さ 1 (Pd1)	34,29	2,40

水平力の区分とアームの長さを以下に示す。

区分	力 (kN/m)	アーム長 (m)
堆砂圧 1 (PeH1)	159,99	4,00
堆砂圧 2 (PeH2)	9,87	6,00
静水圧 1 (PH1)	864,00	4,00
静水圧 2 (PH2)	53,28	6,00
土石流の流体力 (PF)	6,13	12,19

力とモーメントの合計は、以下のとおりである:

- 鉛直力の合計: 2.644,65kN/m
- 水平力の合計 1.093,27kN/m
- 抵抗モーメントの合計 14.473,85kNm/m
- 転倒モーメントの合計 4.549,51kNm/m

安定計算の概要を以下に示す:

➤ □ 転倒の安定性:

$$FS_{5.3} := \frac{M_{Estabilizante.5}}{M_{Tombamento.5}} = 3.18$$

$$e_{0.5} := \left| \frac{M_{Estabilizante.5} - M_{Tombamento.5}}{V_{total.5}} \right| = 3.75 \text{ m}$$

$$e_{f.5} := \frac{B_{base}}{2} - e_{0.5} = 1.35 \text{ m}$$

$$\frac{B_{base}}{6} = 1.70 \text{ m}$$

以上の結果から、この構造が所定の転倒安定性を示すことが確認された。

➤ □ 滑動の安定性:

安全性を考慮し、提体と基礎間の粘着力は評価しないものとした。

$$FS_{5.4} := \frac{\tan(\phi) \cdot V_{total.5} + c \cdot B_{base}}{H_{total.5}} = 1.69$$

以上の結果から、この構造が所定の滑動安定性を示すことが確認された。

➤ □ 基礎の支持力:

$$\sigma_{jusante.5} := \frac{V_{total.5}}{B_{base}} \cdot \left(1 + \frac{6 \cdot e_{f.5}}{B_{base}} \right) = 464.78 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{montante.5} := \frac{V_{total.5}}{B_{base}} \cdot \left(1 - \frac{6 \cdot e_{f.5}}{B_{base}} \right) = 53.78 \text{ kPa}$$

以上の結果から、下流側及び上流側の基礎の応力が、地盤支持力以下であることを確認した。