

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-018-01 改 03
提出年月日	2022年3月10日

発電用原子炉施設に対する自然現象等による損傷の防止に
関する説明書に係る補足説明資料

2022年3月

中国電力株式会社

補足説明資料目次

今回提出範囲：

1. 積雪荷重について
 - 1.1 設計に用いる積雪深について
 - 1.2 積雪荷重に係る記載について
2. 航空機落下確率評価について
 - 2.1 工事計画認可申請時の航空路の確認について
 - 2.2 工事計画認可申請時のその他のデータの確認について
 - 2.3 今後の確認について
3. 建築基準法における自然現象の組合せによる荷重の考え方について
4. 降水について
 - 4.1 設計基準降水量の設定
 - 4.2 安全施設の健全性評価
5. 船舶の衝突影響評価について
 - 5.1 敷地前面の航路について
 - 5.2 小型船舶等の衝突による影響
6. 土石流影響評価について
 - 6.1 土石流に対する基本方針
 - 6.2 外部事象防護対象施設及び重大事故等対処設備への影響評価
 - 6.3 管理事務所4号館の倒壊による防波壁への影響評価
 - 6.4 管理事務所4号館基礎底面の滑りによる防波壁への影響評価

6. 土石流影響評価について

6. 土石流影響評価について

6.1 土石流に対する基本方針

外部事象防護対象施設は、土石流に対して、斜面からの離隔距離を確保し土石流のおそれがない位置に設置することにより、安全機能を損なわない設計とする。

重大事故等対処設備は、斜面からの離隔距離を確保し土石流のおそれがない位置に設置すること又は設計基準事故対処設備等及び同じ機能を有する他の重大事故等対処設備と位置的分散を図り設置することにより、設計基準事故対処設備等の安全機能と同時にその機能を損なわない設計とする。

6.2 外部事象防護対象施設及び重大事故等対処設備への影響評価

設置（変更）許可申請書添付書類八に掲載している島根原子力発電所周辺の土石流危険区域を図6-1に示す。

外部事象防護対象施設は、土石流危険区域範囲外である原子炉建物内、タービン建物内、制御室建物内、廃棄物処理建物内、原子炉建物周辺、取水槽又は排気筒エリアに設置しているため、影響はない。

重大事故等対処設備について、第2保管エリアに配置されている可搬型重大事故等対処設備が土石流の影響を受けるが、可搬型重大事故等対処設備は土石流の影響を受けない保管場所にも配置していることから、同時に機能喪失しない。

また、防波壁は、土石流危険区域範囲外に設置しているため、影響はない。ただし、図6-2に示すとおり管理事務所4号館が土石流危険区域⑦に含まれており、防波壁に隣接していることから、土石流により倒壊した場合及び建物基礎底面の滑りにより防波壁に影響がないことを6.3以降で示す。

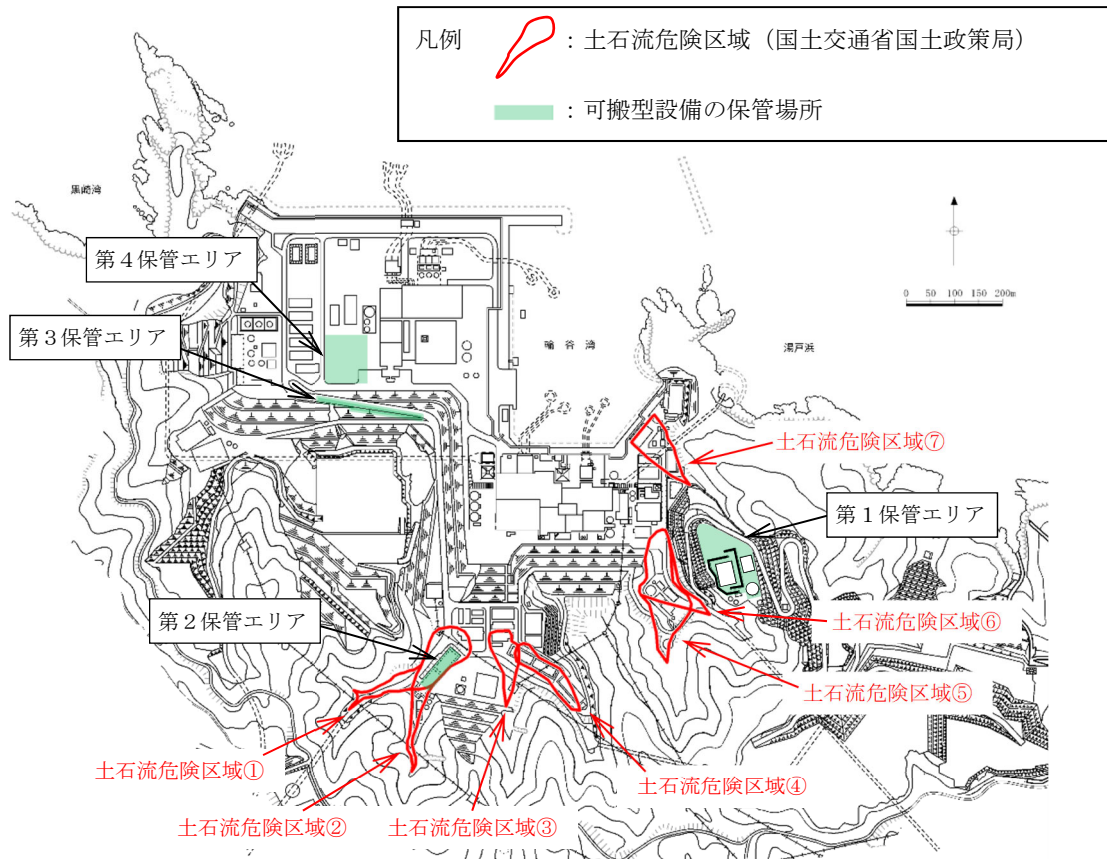


図 6-1 島根原子力発電所周辺における土石流危険区域



図 6-2 防波壁及び管理事務所 4 号館の位置関係

6.3 管理事務所4号館の倒壊による防波壁への影響評価

管理事務所4号館について、土石流による倒壊による防波壁への影響評価を実施する。

評価は、建物が土石流により倒壊するものとして影響範囲に防波壁が含まれないことを確認する。倒壊による影響範囲は、建物が基礎から転倒するものとして建物高さ分を設定する。

なお、管理事務所4号館は、地震による波及的影響の防止を目的として、防波壁側の1スパン（約7m）を減築することにより防波壁との離隔距離を確保することで、倒壊による影響範囲に防波壁が含まれないよう対策を行う。

管理事務所4号館の減築前後の倒壊による影響範囲を図6-3に、減築後の倒壊による防波壁への影響評価結果を表6-1に示す。建物を減築することで、倒壊による防波壁への影響がないことを確認した。

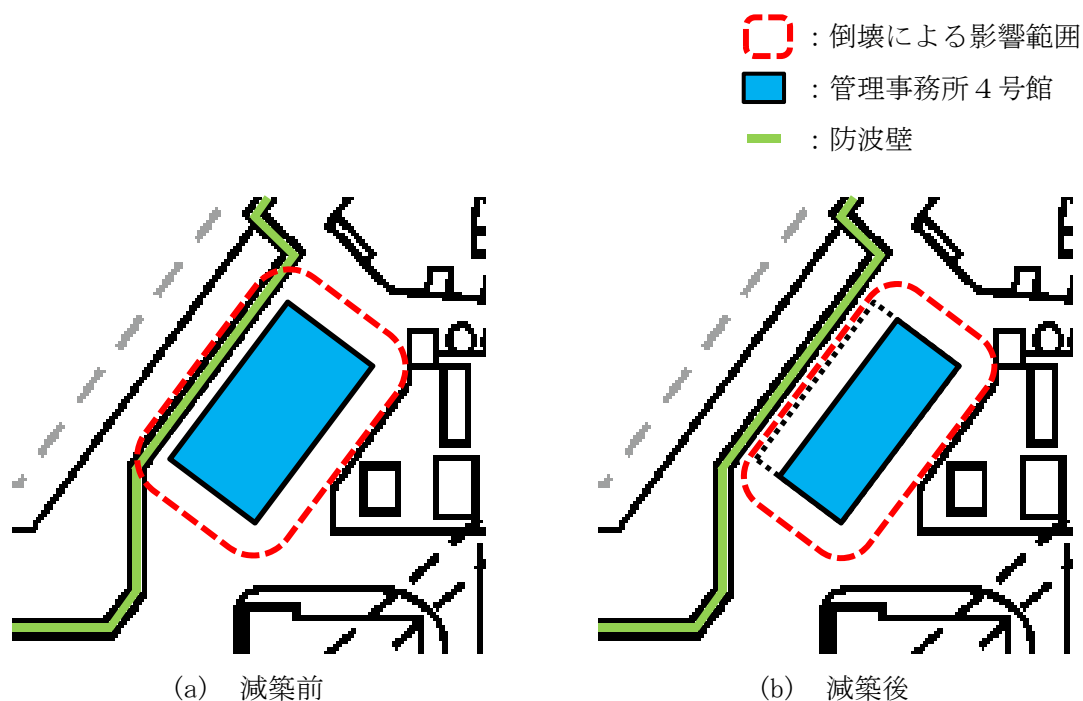


図6-3 管理事務所4号館の減築前後の倒壊による影響範囲

表6-1 管理事務所4号館（減築後）の倒壊による防波壁への影響評価結果

建物	建物諸元			防波壁との 離隔距離 L (m)	判定
	構造	階数	高さ H (m)		
管理事務所4号館	鉄骨造	2	8.45	10.5	影響なし ($H < L$)

6.4 管理事務所4号館基礎底面の滑りによる防波壁への影響評価

6.4.1 概要

管理事務所4号館について、土石流による建物基礎底面の滑りにより防波壁に影響を及ぼさないことを確認するため、土石流による土砂の衝突により建物に作用する荷重に対し、建物基礎底面の滑り評価を行う。

なお、本評価は6.3において示した建物の減築を反映したものである。

6.4.2 建物概要

管理事務所4号館は地上2階建ての鉄骨造の建物で、基礎は鉄筋コンクリート造の独立基礎である。管理事務所4号館の平面図、基礎伏図及び断面図を図6-4に示す。

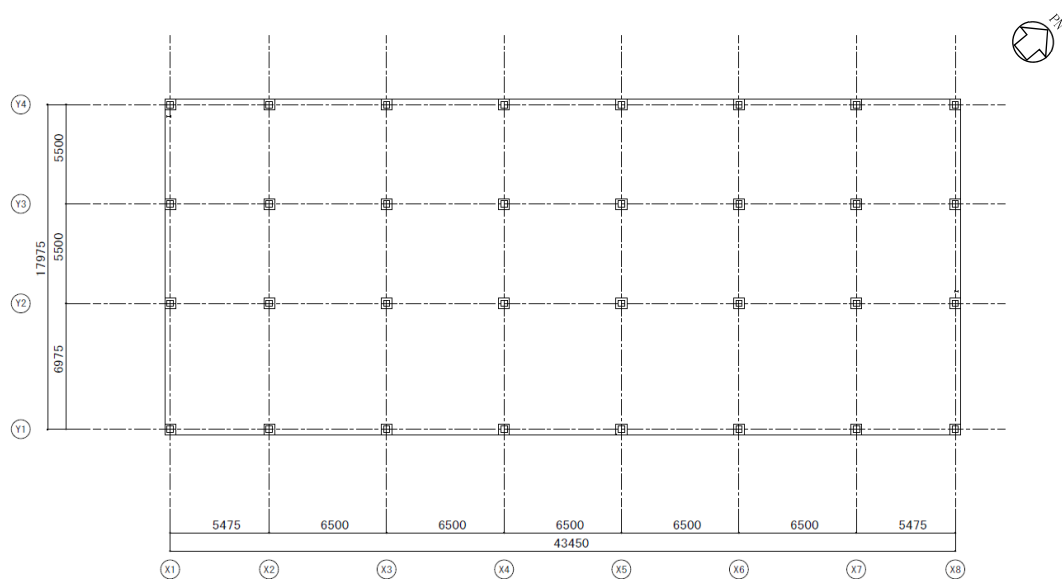


図6-4(1) 管理事務所4号館1階平面図

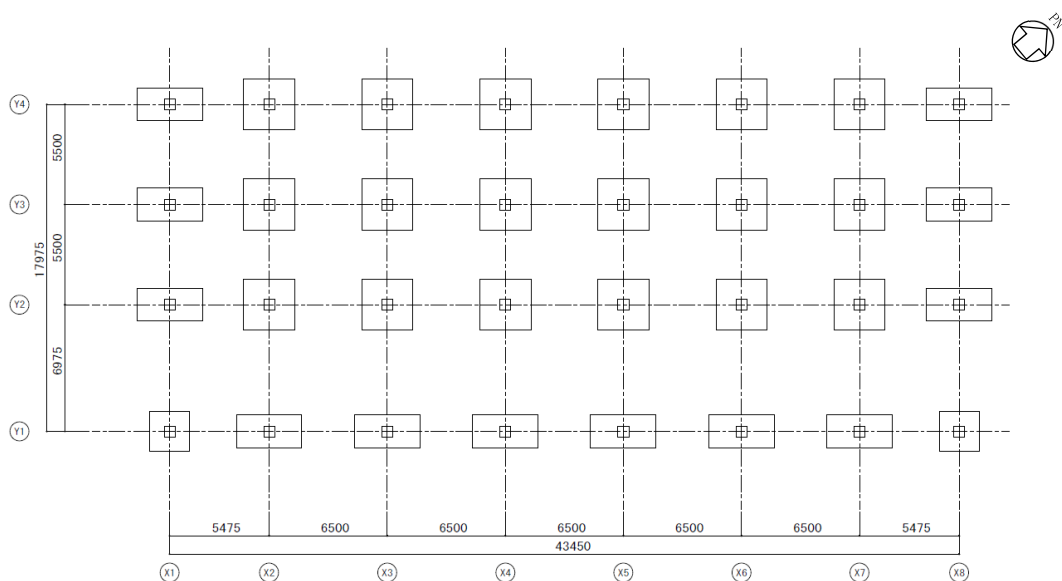


図6-4(2) 管理事務所4号館基礎伏図

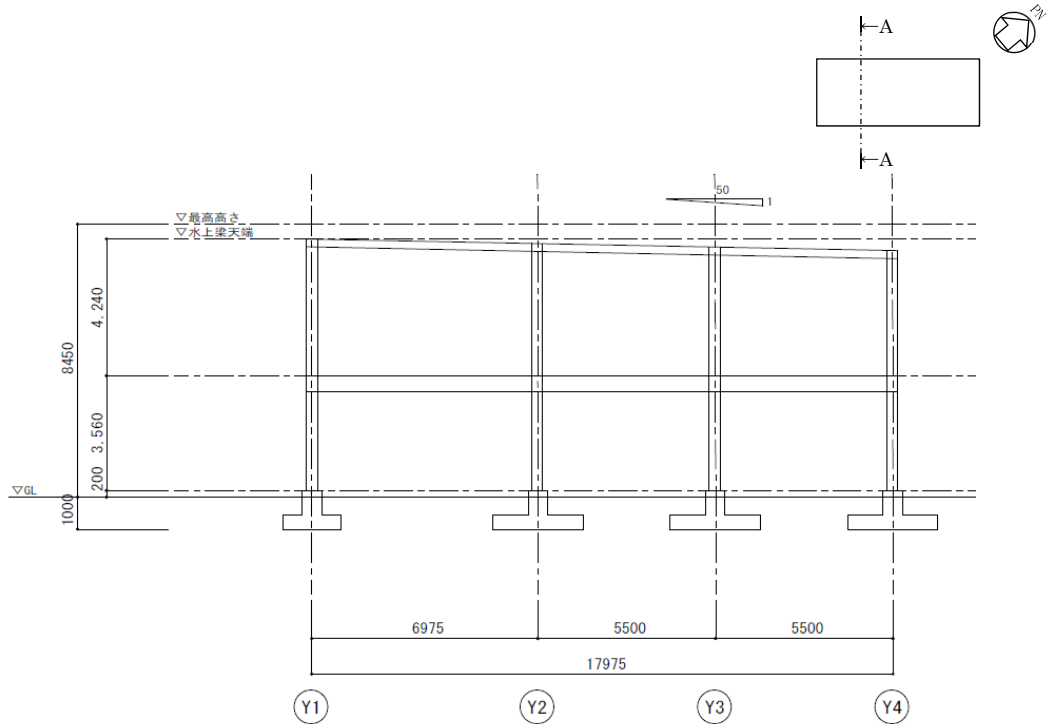


図 6-4(3) 管理事務所 4 号館断面図 (A-A 断面)

6.4.3 荷重及び荷重の組合せ

(1) 荷重の種類

考慮すべき荷重は、常時作用する荷重（自重及び積載荷重）及び土石流による土砂の衝突荷重を考慮する。また、管理事務所 4 号館は風荷重の影響が土石流による土砂の衝突荷重に対して大きいと考えられることから、風荷重との組合せを考慮する。以下に常時作用する荷重、土砂の衝突荷重及び風荷重の設定について示す。

a. 常時作用する荷重

常時作用する荷重は、持続的に生じる荷重である自重及び積載荷重とする。

b. 土砂の衝突荷重

(a) 土石流による衝突荷重算定

土石流による土砂の衝突荷重は、「土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令第2条第2号の規定に基づき国土交通大臣が定める方法を定める告示（国土交通省告示第332号）」に基づいて算出する。

土石流による土砂の衝突荷重は以下の式により算出する。

$$F_d = \rho_d U^2 \quad (1)$$

- F_d : 土石流による土砂の衝突荷重 (kN/m²)
- ρ_d : 土石流の密度 (t/m³) 式(2)参照
- U : 土石流の流速 (m/s) 式(3)参照

$$\rho_d = \rho \tan \phi / (\tan \phi - \tan \theta) \quad (2)$$

- ρ_d : 土石流の密度 (t/m³)
- ρ : 土石流に含まれる流水の密度 (t/m³) 表6-2参照
- ϕ : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (°) 表6-2参照
- θ : 土石流が流下する土地の勾配 (°) 表6-2参照

$$U = (h^{2/3} \cdot (\sin \theta)^{1/2}) / n \quad (3)$$

- U : 土石流の流速 (m/s)
- θ : 土石流が流下する土地の勾配 (°) 表6-2参照
- n : 粗度係数 (s・m^{-1/3}) 表6-2参照
- h : 土石流の高さ (m) 式(4)参照

$$h = \left\{ \frac{0.01 \cdot n \cdot C_* \cdot V \cdot (\sigma - \rho) \cdot (\tan \phi - \tan \theta)}{\rho \cdot B \cdot (\sin \theta)^{1/2} \cdot \tan \theta} \right\}^{3/5} \quad (4)$$

- h : 土石流の高さ (m)
- n : 粗度係数 (s・m^{-1/3}) 表6-2参照
- C_* : 堆積土砂等の容積濃度 表6-2参照
- V : 土石流により流下する土石等の量 (m³) 式(5)参照
- σ : 土石流に含まれる礫の密度 (t/m³) 表6-2参照
- ρ : 土石流に含まれる流水の密度 (t/m³) 表6-2参照
- ϕ : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (°) 表6-2参照
- θ : 土石流が流下する土地の勾配 (°) 表6-2参照
- B : 土石流が流下する幅 (m) 式(7)参照

土石流により流下する土石等の量 V は「土石流による家屋被災範囲の設定方法に関する研究（2003年2月，国土交通省国土技術政策総合研究所）」に基づいた以下の式により，土石流衝突荷重 F_d 算定地点を流下する土砂量を算出する。

$$V = \frac{C_d(C_* - C_{d0})}{C_{d0}(C_* - C_d)} V_0 \quad (5)$$

- V : 土石流により流下する土石等の量 (m^3)
- C_* : 堆積土石等の容積濃度 表 6-2 参照
- C_d : F_d 算定地点における土石流の流動中の土砂濃度 式 (6) 参照
- C_{d0} : 基準地点における土石流の流動中の土砂濃度 式 (6) 参照
- V_0 : 基準地点における流下する土石等の量 (m^3) 表 6-2 参照

土石流危険区域の基準地点及び土石流衝突荷重 F_d 算定地点を図 6-5 に示す。



図 6-5 土石流危険区域の基準地点及び土石流衝突荷重 F_d 算定地点

また，土石流の流動中の土砂濃度 C_d ， C_{d0} は「砂防計画策定指針（土石流・流木対策編）解説（2016年4月，国土交通省国土技術政策総合研究所）」（以下：砂防指針）に基づいた以下の式で算出する。

$$C_d = \frac{\rho \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}, \quad C_{d0} = \frac{\rho \cdot \tan \theta_0}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta_0)} \quad (6)$$

- C_d : F_d 算定地点における土石流の流動中の土砂濃度
- C_{d0} : 基準地点における土石流の流動中の土砂濃度
- σ : 土石流に含まれる礫の密度 (t/m^3) 表 6-2 参照
- ρ : 土石流に含まれる流水の密度 (t/m^3) 表 6-2 参照
- ϕ : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 ($^\circ$) 表 6-2 参照
- θ : F_d 算定地点の上流 200m区間の平均勾配 ($^\circ$) 表 6-2 参照
- θ_0 : 基準地点の上流 200m区間の平均勾配 ($^\circ$) 表 6-2 参照

土石流が流下する幅Bは、「土石流による家屋被災範囲の設定方法に関する研究（2003年2月，国土交通省国土技術政策総合研究所）」において，災害事例のデータより導出された，以下の関係式（レジーム型の式）を用いて算出する。

$$B = 4 \sqrt{Q_{sp}} \quad (7)$$

B : 土石流が流下する幅 (m)
 Q_{sp} : 土石流のピーク流量 (m^3/s) 式(8) 参照

土石流のピーク流量 Q_{sp} は「土石流による家屋被災範囲の設定方法に関する研究（2003年2月，国土交通省国土技術総合政策研究所）」に基づいた以下の式で算出する。

$$Q_{sp} = \frac{0.01}{C_d} \cdot C_* \cdot V \quad (8)$$

Q_{sp} : 土石流のピーク流量 (m^3/s)
 C_d : F_d 算定地点における土石流の流動中の土砂濃度 式(6) 参照
 C_* : 堆積土砂等の容積濃度 表6-2 参照
 V : 土石流により流下する土石等の量 (m^3) 式(5) 参照

(b) 土石流衝突荷重 F_d の算定に用いる土質定数等と設定方法及びその適用性

土石流衝突荷重 F_d の算定に用いる土質定数等と設定方法及びその適用性を表 6-2 に示す。

表 6-2 土石流衝突荷重 F_d の算定に用いる土質定数等と設定方法及びその適用性

土質定数等	記号	単位	数値	設定方法	島根サイトにおける適用性	設定方法及び適用性の詳細記載箇所
粗度係数	n	$s \cdot m^{-1/3}$	0.1	砂防指針の一般値を設定	土石流の衝突荷重算定 F_d の対象となるフロント部の粗度係数は 0.1～0.2 程度とされており、粗度係数が小さいほど土石流の流速は大きくなることから、保守的に 0.1 を採用。	(i) 参照
堆積土砂等の容積濃度	C_*	—	0.6	砂防指針の一般値を設定	溪床堆積土砂の容積濃度に、地域的な明瞭な違いはないと考えられることから 0.6 を採用。	—
基準地点を流下する土石等の量	V_0	m^3	2000	現地調査結果に基づき設定	—	(ii) 参照
土石流に含まれる礫の密度	σ	t/m^3	2.6	砂防指針の一般値を設定	VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の添付六の岩石の単位体積重量は $2.6t/m^3$ 程度であり、砂防指針の値と同等であるため $2.6t/m^3$ を採用。	(iii) 参照
土石流に含まれる流水の密度	ρ	t/m^3	1.2	砂防指針の一般値を設定	流水の標準的な密度は $1.0t/m^3$ もしくは $1.2t/m^3$ とされており、保守的な $1.2t/m^3$ を採用。	(iv) 参照
土石流に含まれる土石等の内部摩擦角	ϕ	°	35	砂防指針の一般値を設定	「道路土工盛土工指針」に記載の礫、礫まじり砂に相当すると考えられ、それらの内部摩擦角 ϕ は 35° もしくは 40° とされている。内部摩擦角が小さいほど、土石流衝突荷重 F_d は大きくなるため、保守的に 35° を採用する。	(v) 参照
土石流衝突荷重 F_d 算定地点から上流 200m 区間の平均勾配	θ	°	5.67	地形図から算定	—	(vi) 参照
基準地点から上流 200m 区間の平均勾配	θ_0	°	14.9	地形図から算定	—	(vi) 参照

土石流衝突荷重 F_d の算定に用いる土質定数の設定方法を以下に示す。

(i) 粗度係数 n

粗度係数 n は砂防指針によると、図 6—6 のとおりとされている。

2.6.5 土石流の流速と水深の算出方法

土石流の流速と水深は、理論式、経験式、実測値等により推定する。

解説

(1) 土石流ピーク流量に基づく土石流の流速・水深の設定

土石流の流速 U (m/s) は、焼岳、滑川、桜島の観測資料を整理した結果では、次の Manning 型の式、

$$U = \frac{1}{K_n} D_r^{2/3} (\sin \theta)^{1/2} \quad \dots (19)$$

で表わすことができると報告されている。ここで、 D_r : 土石流の径深 (m) (ここでは $D_r \approx D_d$ (土石流の水深) とする)、 θ : 溪床勾配 ($^\circ$)、 K_n : 粗度係数 ($s \cdot m^{-1/3}$) である。ただし、溪床勾配 (θ) は表-3 に基づき設定する。粗度係数 (K_n) の値は清水の場合よりかなり大きく、自然河道ではフロント部で 0.10 をとる¹⁴⁾。なお、土石流の流速および水深は、フロント部について求めるものとする。

図 6—6 土石流の流速と水深の算出方法 (砂防指針)

上述の砂防指針の参考資料「土石流の水深と流速の観測結果の検討 (1984 年 8 月, 砂防学会誌)」では、図 6—7 のとおり焼岳の土石流動態観測により流速及び水深を観測し、Manning の式と比較を行っている。これによると、土石流衝突荷重 F_d 算定の対象となるフロント部の粗度係数は 0.1~0.2 程度とされている。

土石流衝突荷重 F_d は式 (1) のとおり、土石流の流速に依存しており、粗度係数が小さいほど土石流の流速は大きくなることから、保守的に $0.1s \cdot m^{-1/3}$ を採用する。

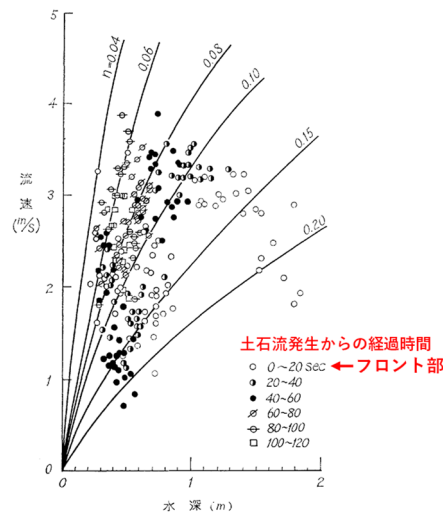


図 6—7 土石流の水深及び流速の観測値と Manning の式の比較 (赤字は追記)

(ii) 基準地点を流下する土石等の量 V_0

土石流により基準地点を流下する土石等の量 V_0 は自社調査及び島根県による調査結果に基づき設定する。(溪床を対象とした自社調査結果の詳細は参考資料 1 参照)

砂防指針によると、1 波の土石流による堆積土砂量 (複数ある流路のうち移動可能土砂量が最大となる土砂量) として評価することとしている。対象の溪流において各流路の移動可能土砂量は表 6-3 のとおりである。

表 6-3 自社調査による対象溪流の移動可能土砂量

流路	移動可能土砂量 (m ³)	
	衝突荷重算定時	土石流危険区域堆積厚算定時
①	410	2000*
②	750	
③	480	
④溪流全体	980	

注記* : ④と島根県調査結果の堆積土砂 1170m³ と比較し、両者を包絡したうえで千の位で切り上げた値 (自社調査結果と島根県調査結果の比較の詳細は参考資料 2 参照)

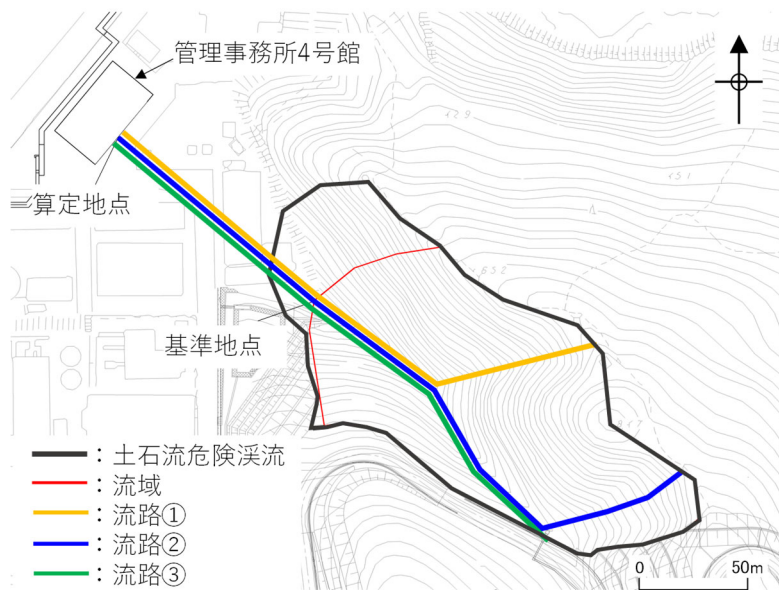


図 6-8 対象の溪流における土石流流下流路

今回の土石流衝突荷重 F_d の算定には、保守的に土石流危険区域における堆積土砂の層厚算定に用いた移動可能土砂量を使用し、基準地点を流下する土石等の量を 2000m³ として評価する。

(iii) 土石流に含まれる礫の密度 σ

図 6-9 に砂防指針における土石流衝突荷重 F_d の算定に必要な土質定数の記載を示す。

VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に記載の添付書類六の岩石の単位体積重量は 2.6t/m^3 程度であり、砂防指針の値と同等であるため 2.6t/m^3 を採用する。

(1) 流出土砂量に基づく土石流ピーク流量の設定

焼岳、桜島等で発生した土石流ピーク流量観測データに基づく土石流総流量とピーク流量の関係は図-10 に示すとおりである。平均的なピーク流量と土石流総流量の関係は式(10)で表される¹⁰⁾。

$$Q_{sp} = 0.01 \cdot \sum Q \quad \dots (10)$$

$$\sum Q = \frac{C_s \cdot V_{dpp}}{C_d} \quad \dots (11)$$

ここで、 Q_{sp} : 土石流ピーク流量 (m^3/s)、 $\sum Q$: 土石流総流量 (m^3)、 V_{dpp} : 1 波の土石流により流出すると想定される土砂量 (空隙込み) (m^3)、 C_d : 土石流濃度、 C_s : 溪床堆積土砂の容積濃度 (0.6 程度) である。

V_{dpp} は $1,000\text{m}^3$ を下限値とする。これは、本指針 2.5.1.1~ (参考) 小規模溪流における計画流出土砂量の取扱い~を適用する場合を除き、全ての土石流・流木対策施設の設計について適用する。

土石流濃度は下記の平衡濃度式¹¹⁾で求めるものとする。

$$C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)} \quad \dots (12)$$

ここで、 σ : 礫の密度 ($2,600\text{kg/m}^3$ 程度)、 ρ : 水の密度 ($1,200\text{kg/m}^3$ 程度)、 ϕ : 溪床堆積土砂の内部摩擦角 ($^\circ$) ($30^\circ \sim 40^\circ$ 程度であり、一般に 35° を用いてよい)、 θ : 溪床勾配 ($^\circ$) である。土石流ピーク流量を算出する際の溪床勾配は、1 波の土石流により流出すると想定される土砂量を算出しようとしている地点の現溪床勾配とし、流下区間の下流端となると考えられる地点の勾配 (10°) 以上とする。なお、現溪床勾配は、計画地点から概ね上流 200m 間の平均溪床勾配とすることを基本とし、計画施設設計前の地形より算出する。計画地点から上流の 200m 区間が溪床勾配を代

図 6-9 砂防指針における土石流衝突荷重 F_d の算定に必要な土質定数の記載

(iv) 土石流に含まれる流水の密度 ρ

図 6-9 の砂防指針に記載のとおり、流水の密度は 1.2t/m^3 程度とされている。

「建設省河川砂防技術基準 (案) 設計編 [II] (1985 年 10 月, (社) 日本河川協会)」では図 6-10 のとおり、流水の標準的な密度は 1.0t/m^3 もしくは 1.2t/m^3 とされている。

式 (1) 及び式 (2) のとおり、流水の密度が大きいほど土石流衝突荷重 F_d は大きくなることから、保守的に 1.2t/m^3 を採用する。

2.2.2 安定計算に用いる数値

砂防ダムの安定計算に用いる数値は、必要に応じて、実測により求めるものとする。

解 説

砂防ダムの安定計算に用いる数値は、ダムの重要度が高い場合は原則として実測により求めることとし、その他のダムは既設の砂防ダム等に用いられた数値か、下記に示す一般に用いられている数値を参考とすることができる。ただし、ダムの断面を安全かつ経済的に設計するためには、できる限り実測により求めるべきである。

1. ダム用コンクリートの単位体積重量：2.35 t/m³
2. 流水の単位体積重量 (W₀)：1.0~1.8 t/m³
 ただし、ダム高 (H) ≥ 15 m のとき 1.0 t/m³
ダム高 (H) < 15 m のとき 1.2 t/m³
 を標準とし、異常な土砂流出を示す河川ではその状況に応じて定める。
3. 堆砂見掛単位体積重量 (W_s)：1.5~1.8 t/m³
4. 堆砂空隙率 (ν)：0.3~0.45
5. 土圧係数 (C_s)：0.3~0.6
6. 揚圧力係数 (μ)：1/3~1.0 (一般に 1/3 を用いる場合が多い)
7. コンクリートの許容応力度 (kg/cm²)
 重力式ダム 圧縮：40, 剪断：5

図 6-10 建設省河川砂防技術基準 (案) 記載の安定計算に用いる流水の単位体積重量

(v) 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 φ

土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 φ について、図 6-9 に示す砂防指針のとおり渓床堆積土砂の内部摩擦角は 30° ~ 40° 程度であり、一般に 35° としよいとされている。

土石流に含まれる土石等は図 6-11 に示す「道路土工 盛土工指針 (平成 22 年度版) (2010 年 4 月, (社) 日本道路協会)」に記載の礫、礫まじり砂に相当すると考えられ、それらの内部摩擦角 φ は 35° もしくは 40° とされている。内部摩擦角が小さいほど、土石流衝突荷重 F_d は大きくなるため、保守的に 35° を採用する。

解表 4-2-4 設計時に用いる土質定数の仮定値⁴⁾

種 類	状 態	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断抵抗角 (度)	粘着力 (kN/m ²)	地盤工学会基準 ²⁾	
盛土	礫および礫まじり砂	締め固めたもの	20	40	0	{G}
	砂	締め固めたもの	20	35	0	{S}
		粒径幅の広いもの	19	30	0	{S}
	砂質土	締め固めたもの	19	25	30 以下	{S F}
		粘性土	締め固めたもの	18	15	50 以下
関東ローム	締め固めたもの	14	20	10 以下	{V}	
自然地盤	礫	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	40	0	{G}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	35	0	{G}
	礫まじり砂	密実なもの	21	40	0	{G}
		密実でないもの	19	35	0	{G}
	砂	密実なものまたは粒径幅の広いもの	20	35	0	{S}
		密実でないものまたは分級されたもの	18	30	0	{S}
	砂質土	密実なもの	19	30	30 以下	{S F}
		密実でないもの	17	25	0	{S F}
	粘性土	固いもの (指で強く押し多少へこむ) ^{注1)}	18	25	50 以下	
		やや軟らかいもの (指の中程度の力で貫入) ^{注1)}	17	20	30 以下	{M}, {C}
軟らかいもの (指が容易に貫入) ^{注1)}		16	15	15 以下		
固いもの (指で強く押し多少へこむ) ^{注1)}		17	20	50 以下		
粘土およびシルト	やや軟らかいもの (指の中程度の力で貫入) ^{注1)}	16	15	30 以下	{M}, {C}	
	軟らかいもの (指が容易に貫入) ^{注1)}	14	10	15 以下		
関東ローム		14	5 (φ)	30 以下	{V}	

注 1) ; N 値の目安は次のとおりである。

固いもの (N = 8 ~ 15), やや軟らかいもの (N = 4 ~ 8), 軟らかいもの (N = 2 ~ 4)

注 2) ; 地盤工学会基準の記号は、およその目安である。

図 6-11 道路土工 盛土工指針記載の礫、礫まじり砂の内部摩擦角 φ

(vi) 土石流が流下する土地の勾配 θ , θ_0

土石流が流下する土地の勾配 θ , θ_0 について、土石流衝突荷重 F_d 算定地点から上流 200m の平均勾配と、土石流危険渓流の基準地点から上流 200m の平均勾配をそれぞれ地形図より算定する。基準地点から上流 200m の平均勾配については、危険渓流内に複数存在する流下流路のうち、移動可能土砂量の最も多い流路で平均勾配を算定する。土石流が流下する土地の勾配設定イメージを図 6-12 に示す。

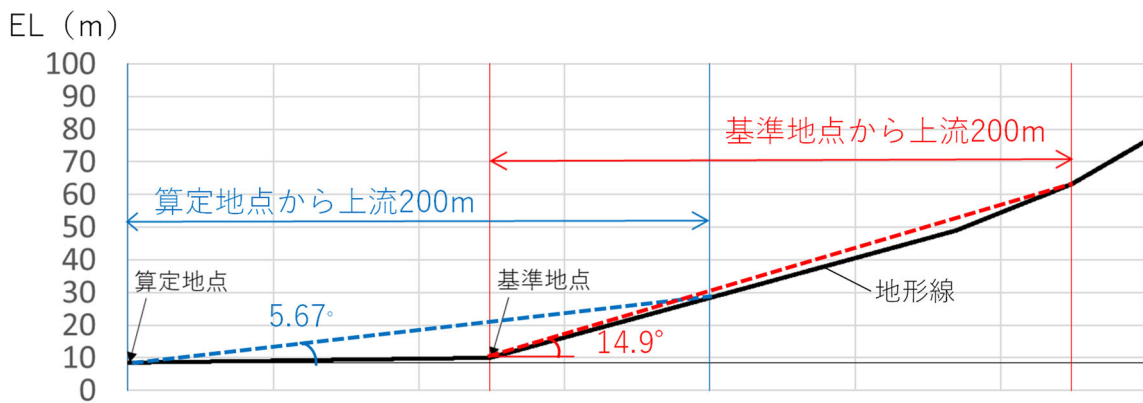
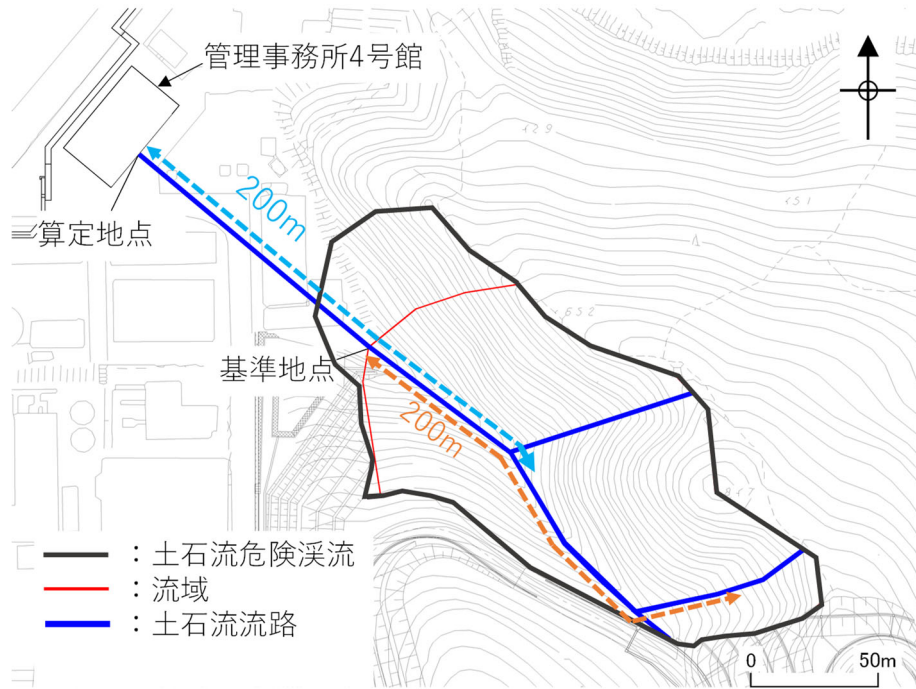


図 6-12 土石流が流下する土地の勾配設定イメージ

なお、本評価では、式（４）により算定したhの値を「土砂の衝突高さ」と評価する。

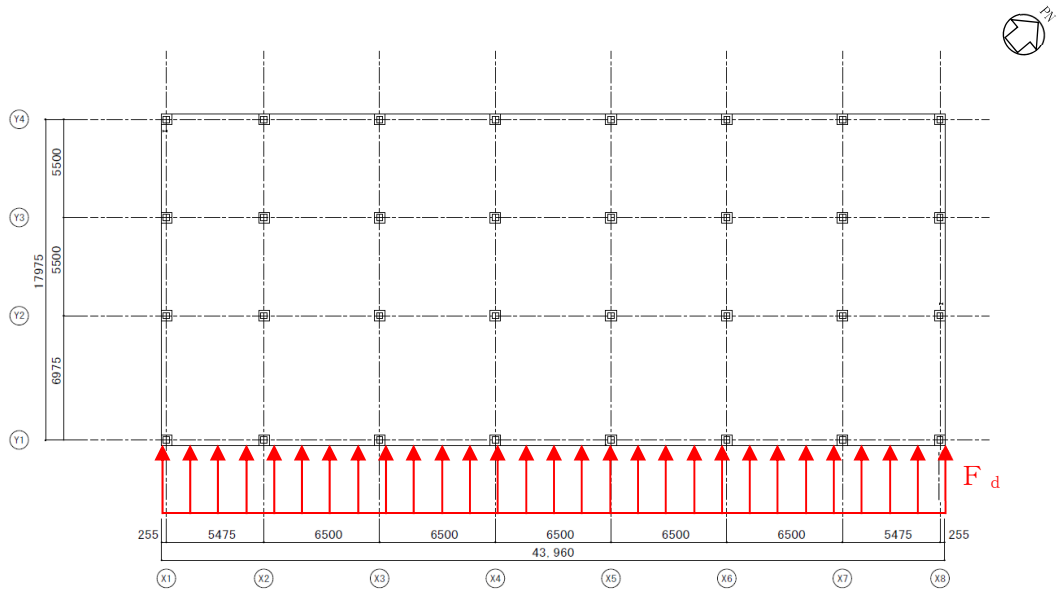
また、土石流危険溪流の基準点より上流に存在する転石の分布状況及び粒径を把握する調査を実施し、確認された転石については粒径0.5m未満となるよう小割を行う。小割した転石が、土石流発生時に土砂に取り込まれて流下するものと考えられるため、転石を含む土石流が衝突対象物まで到達することを考慮し、土砂の衝突高さhは0.5m以上となるよう設定する。

$$\text{土砂の衝突高さ } h = \begin{cases} 0.5\text{m} & (\text{土砂の衝突高さの計算値} < 0.5\text{m}) \\ \text{計算値} & (\text{土砂の衝突高さの計算値} \geq 0.5\text{m}) \end{cases}$$

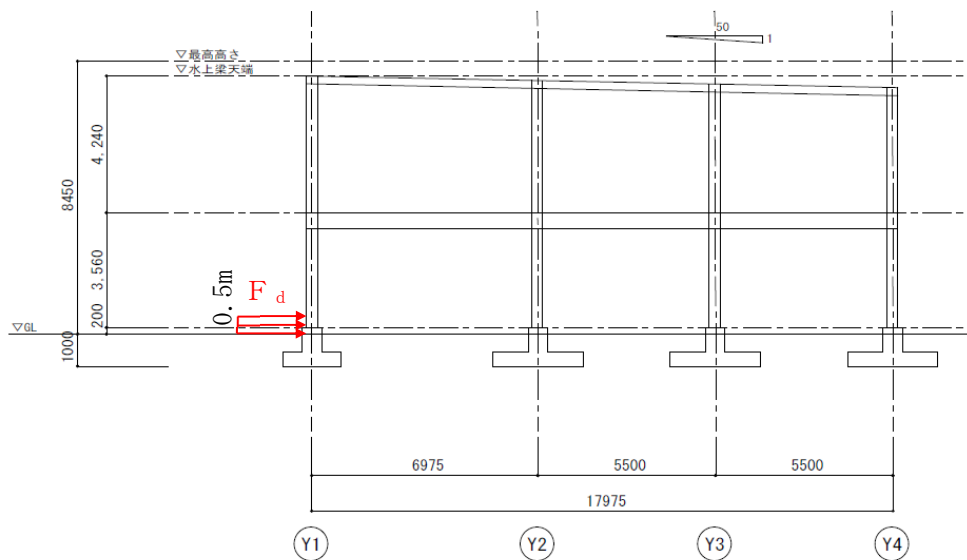
上記の方法により算定した土砂の衝突高さの計算値、土砂の衝突高さの設定値及び土砂の衝突荷重を表6-4に、建物に作用する土砂の衝突荷重の概念図を図6-13に示す。

表 6-4 土砂の衝突高さの計算値, 土砂の衝突高さの設定値及び土砂の衝突荷重

対象構造物	土砂の衝突高さ計算値 (m)	土砂の衝突高さ設定値 (m)	土砂の衝突荷重 F_d (kN/m ²)
管理事務所 4 号館	0.33	0.50	5.55



(a) 平面図



(b) 断面図

図 6-13 建物に作用する土砂の衝突荷重の概念図

c. 風荷重

風荷重は、建築基準法施行令第 87 条及び平成 12 年建設省告示第 1 4 5 4 号に基づき、次式によって算出する。

$$P = q \cdot C_f \cdot A$$

ここで、

P : 風荷重による水平力 (N)

q : 速度圧 (N/m^2) = $0.6 \cdot E \cdot V_o^2$

V_o : 当該地の基準風速 (m/s)

E : 国土交通大臣が定める方法により算出した数値
= $E_r^2 \cdot G_f$

E_r : 平均風速の高さ方向の分布を表す係数

$$E_r = 1.7 \left(\frac{Z_b}{Z_G} \right)^\alpha \quad (H \leq Z_b)$$

$$E_r = 1.7 \left(\frac{H}{Z_G} \right)^\alpha \quad (H > Z_b)$$

H : 建築物の高さと軒の高さとの平均の数値 (m)

Z_b, Z_G, α : 地表面粗度区分に応じて示される数値
(当該地の地表面粗度区分 II)

G_f : ガスト影響係数

C_f : 風力係数

$$C_f = 0.8 \cdot k_z \quad (\text{風上側})$$

$$C_f = 0.4 \quad (\text{風下側})$$

k_z : 高さ方向分布係数

$$k_z = 1.0 \quad (H \leq Z_b)$$

$$k_z = (Z_b/H)^{2\alpha} \quad (H > Z_b \text{ かつ } Z \leq Z_b)$$

$$k_z = (Z/H)^{2\alpha} \quad (H > Z_b \text{ かつ } Z > Z_b)$$

Z : 当該部分の地盤面からの高さ (m)

A : 見付面積 (m^2)

風荷重の評価条件を表 6-5 及び表 6-6 に示す。

表 6-5 風荷重の算定条件

記号	単位	定義	数値
V_o	m/s	当該地の基準風速	30
H	m	建築物の高さと軒の高さとの平均の数値	8.225
Z_b	m	地表面粗度区分に応じて示される数値	5
Z_G	m	地表面粗度区分に応じて示される数値	350
α	—	地表面粗度区分に応じて示される数値	0.15
G_f	—	ガスト影響係数	2.2

表 6-6 管理事務所 4 号館の風力係数及び見付面積

地表面からの高さ (m)	位置	高さ方向分布係数 k_z	風力係数 C_f	見付面積 A (m ²)
3.76~8.00	風上	0.992	0.794	186.40
	風下		0.4	170.58
0.20~3.76	風上	0.861	0.689	156.50
	風下		0.4	156.50

(2) 荷重の組合せ

荷重の組合せについては、常時作用する荷重、土砂の衝突荷重及び風荷重に対して、施設の構造を踏まえて組合せを設定する。

6.4.4 許容限界

土砂の衝突荷重及び風荷重による水平力は、建物基礎底面地盤のせん断抵抗力により支持することから、底面地盤のせん断抵抗力を許容限界とする。

底面地盤のせん断抵抗力 H_u は「原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1-1987 ((社) 日本電気協会)」に基づき、次式により算定する。

$$H_u = C \cdot A + V \cdot \tan \phi$$

ここで、

C : 底面と地盤との間の粘着力 (=0)

A : 底面の有効載荷面積 (=229 m²)

V : 底面に作用する鉛直力 (=7647 kN)

ϕ : 底面と地盤との間の摩擦角

なお、「建築基礎構造設計指針 ((社) 日本建築学会, 2019 改定)」において、基礎底面の摩擦係数として 0.4~0.6 が示されていることを踏まえ、 $\tan \phi$ の値は 0.4 とする。

6.4.5 評価結果

管理事務所 4 号館の滑り評価結果を表 6-7 に示す。土砂の衝突荷重及び風荷重により発生する水平力に対し、基礎底面の摩擦抵抗力は十分な裕度を有しており、基礎底面の滑りによる防波壁への影響がないことを確認した。

表 6-7 建物の滑り評価結果

(単位 : kN)

部位	土砂の衝突荷重による水平力	風荷重による水平力	合計水平力	許容限界
基礎底面	122	432	554	3058

(参考資料1) 溪床を対象とした現地調査結果

土石流危険渓流における溪床の状況について平成 27～28 年に現地調査を実施（令和元年に補足調査を実施）した。

溪床堆積物の分布や、周辺の微地形、露岩、植生等を確認し溪床の安定性も含めて谷の状況を確認するとともに、谷次数毎に溪床の横断スケッチ、状況写真の撮影及び簡易貫入試験を実施した。

横断スケッチ等を実施する横断測線位置は、堆積土砂の分布等を踏まえ谷を代表すると考えられる位置とした。横断測線は、谷次数毎に 1 測線を基本とするが、溪床勾配や溪床の断面が大きく変化し 1 測線では代表できないと判断する場合は、横断測線を増やした。横断測線を増やした谷については、横断測線が代表する渓流の延長を見直した。また、図上調査結果及び現地調査の結果、周辺の渓流と同様な地形形状（溪床勾配、谷幅、斜面状況）の渓流については、周辺の渓流の調査結果に代表させた。図 1 に横断測線の設定例を示す。

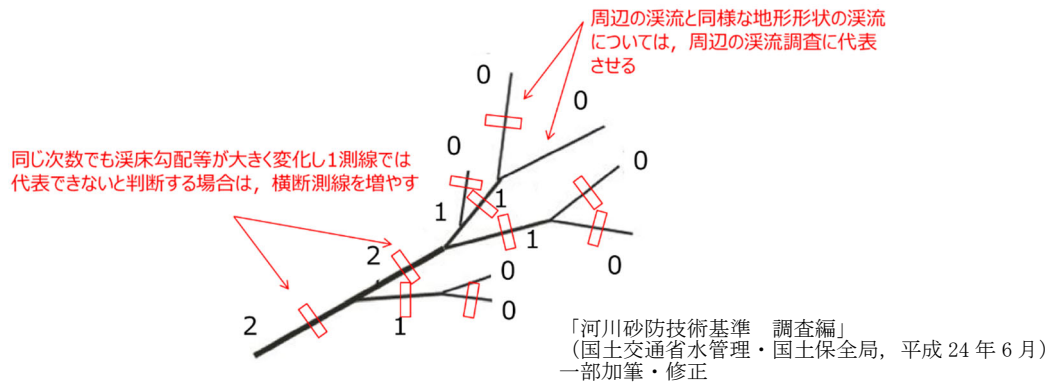


図 1 横断測線の設定例

横断測線位置において、「砂防指針」に基づき、侵食幅（土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅）(m) 及び侵食深（土石流発生時に侵食が予想される溪床堆積土砂の平均深さ）(m) を推定した。図 2 に侵食幅、侵食深の調査方法を示す。

侵食幅は、溪流断面における溪岸斜面の傾斜変換点、ガリー地形の発達状況、後背地域の状況（谷筋の消滅、小規模な尾根の存在）等に着目し、土石流流下範囲として考えられる幅を推定した。侵食深は、斜面状況、露頭状況及び簡易貫入試験結果を踏まえ推定した。簡易貫入試験は、0 次谷以外の谷を対象に図 3 に示すとおり、横断測線位置及び横断測線位置から谷筋の縦断方向へ上下流に約 5m 離れた位置の延べ 3 箇所で行った。侵食深は、小山内ほか（2005）⁽¹⁾ に基づき、地質によらず崩れずに斜面上に残るとされている「 $N_d \geq 20$ 」を深度とし、3 箇所の平均値より算出した。

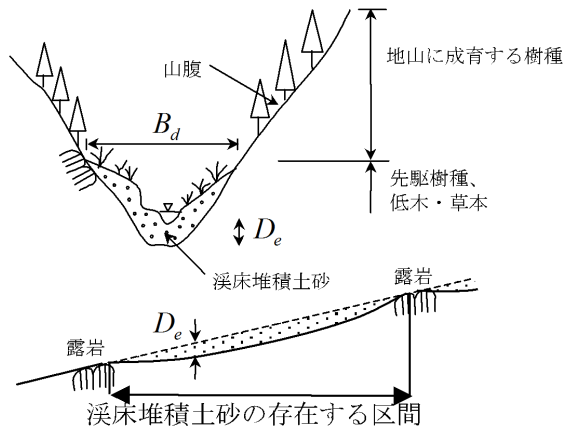


図2 侵食幅，侵食深の調査方法

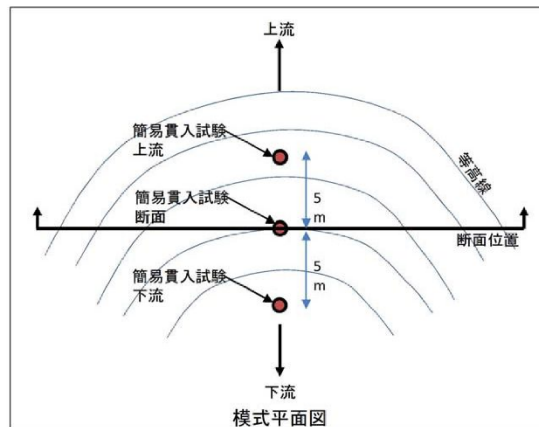


図3 侵食深の調査方法（簡易貫入試験）

移動可能土砂量は，以下の式を用いて求めた。

$$V = \sum (A_n \times L_n)$$

$$A_n = B_d \times D_e$$

ここで，

- V : 移動可能土砂量 (m³)
- A_n : 侵食可能断面積 (移動可能溪床堆積土砂の平均断面積) (m²)
- L_n : 溪流の延長または0次谷の延長 (m)
- B_d : 侵食幅 (m)
- D_e : 侵食深 (m)

土石流危険溪流⑦における溪流横断測線位置及び現地調査結果を図4～図5に示す。また，現地調査結果に基づき算出した移動可能土砂量を表1に示す。

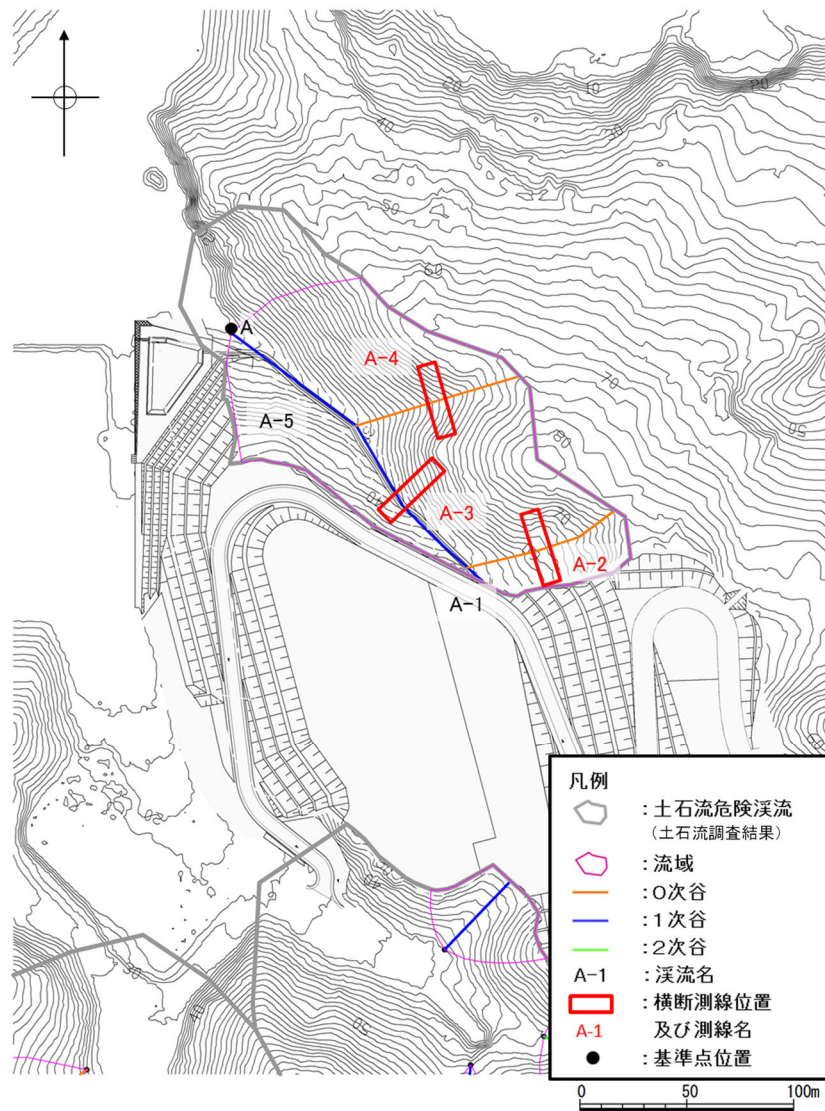


図4 土石流危険溪流⑦の溪流横断測線位置図


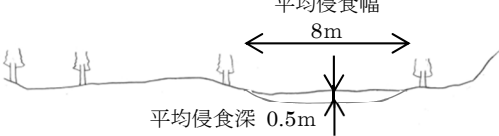
横断測線	現地調査結果	
A-2	<p>現地写真</p> 	<p>現地スケッチ</p> 
	<p>調査結果</p> <p>幅の広い浅い谷である。南側の斜面は切土のり面となっている。溪床の片側が低くなっており、豪雨時には低い方が侵食されやすい。0次谷については、谷の最上流部に位置し集水域が狭いこと、斜面勾配が急であること、現地踏査における斜面状況、露頭状況から、土石流発生予想深さ（平均侵食深）を0.5mとした。</p>	

図5 土石流危険溪流⑦の現地調査結果（1 / 2）


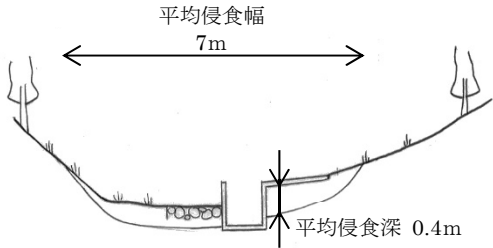
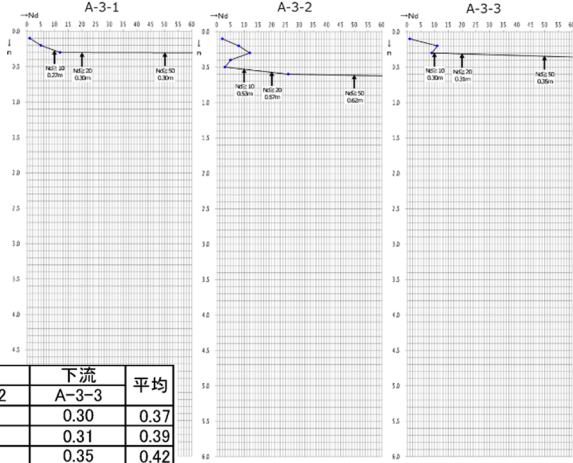

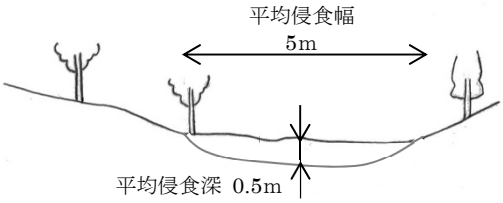
横断測線	現地調査結果																								
A-3	<p>現地写真</p> 	<p>現地スケッチ</p> 																							
	<p>調査結果</p> <p>水路はコンクリートであり、両側の渓床もコンクリート張り、蛇カゴ、埋戻し土であり、渓床は完全に人工改変されている。埋戻し土は、ポールの先端が入らない程度に硬質である。</p> <p>1次谷及び2次谷については、現地踏査における斜面状況、露頭状況から、土石流発生予想深さ（平均侵食深）を求めた。</p>																								
A-4	<p>簡易貫入試験結果</p>  <table border="1" data-bbox="395 1211 788 1335"> <thead> <tr> <th rowspan="2">位置</th> <th colspan="3">断面</th> <th rowspan="2">平均</th> </tr> <tr> <th>上流 A-3-1</th> <th>A-3-2</th> <th>下流 A-3-3</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Nd\geq10</td> <td>0.27</td> <td>0.53</td> <td>0.30</td> <td>0.37</td> </tr> <tr> <td>Nd\geq20</td> <td>0.30</td> <td>0.57</td> <td>0.31</td> <td>0.39</td> </tr> <tr> <td>Nd\geq50</td> <td>0.30</td> <td>0.62</td> <td>0.35</td> <td>0.42</td> </tr> </tbody> </table> <p>侵食深：0.4m</p>		位置	断面			平均	上流 A-3-1	A-3-2	下流 A-3-3	Nd \geq 10	0.27	0.53	0.30	0.37	Nd \geq 20	0.30	0.57	0.31	0.39	Nd \geq 50	0.30	0.62	0.35	0.42
	位置	断面			平均																				
上流 A-3-1		A-3-2	下流 A-3-3																						
Nd \geq 10	0.27	0.53	0.30	0.37																					
Nd \geq 20	0.30	0.57	0.31	0.39																					
Nd \geq 50	0.30	0.62	0.35	0.42																					
A-4	<p>現地写真</p> 	<p>現地スケッチ</p> 																							
	<p>調査結果</p> <p>小規模な谷であり、表流水は認められない。渓床沿いに管理道が通っている。</p> <p>0次谷については、谷の最上流部に位置し集水域が狭いこと、斜面勾配が急であること、現地踏査における斜面状況、露頭状況から、土石流発生予想深さ（平均侵食深）を0.5mとした。</p>																								

図5 土石流危険渓流⑦の現地調査結果（2/2）

表 1 土石流危険渓流⑦の移動可能土砂量

測点		延長 (m)	侵食幅 B _d (m)	侵食深 D _e (m)	侵食可能 断面積 (m ²)	土砂量 (m ³)	移動可能 土砂量 (m ³)
渓流基準点 A	A-1	12	* 7.0	* 0.4	2.80	33.60	980
	A-2	75	8.0	0.5	4.00	300.00	
	A-3	85	7.0	0.4	2.80	238.00	
	A-4	80	5.0	0.5	2.50	200.00	
	A-5	73	* 7.0	* 0.4	2.80	204.40	

注記* : A-1 及び A-5 は A-3 を参考に侵食幅及び侵食深を推定

参考文献

(1) 小山内信智・内田太郎・曾我部匡敏・寺田秀樹・近藤浩一 (2005) : 簡易貫入試験を用いた崩壊恐れのある層厚推定に関する研究, 国土技術政策総合研究所資料, 第 261 号

(参考資料 2) 島根県調査結果との比較

島根県は平成 13 年に土石流危険渓流の現地調査（以下「島根県調査結果」）を実施している。

島根県が現地調査を実施している土石流危険渓流③～⑦のうち、今回対象の土石流危険渓流⑦における現地調査結果と島根県調査結果の比較の詳細を図 1 に示す。

[土石流危険溪流⑦付近]

	島根県	現地調査
調査位置図	<p>凡例 — : 溪流 — : 島根県の横断測線及び測線名 I-1</p>	<p>凡例 ○ : 土石流危険溪流 (土石流調査結果) — : 流域 — : 0次谷 — : 1次谷 — : 2次谷 A-1 : 渓流名 □ : 横断測線位置及び測線名 ● : 基準点位置</p>
	島根県 (I-1)	現地調査 (該当無)
現地写真・スケッチ		横断測線 A-3 で代表させている。
備考	幅 : 5m 深さ : 1.0m 侵食可能断面積 : 5 m ²	
相違点		—

図1 島根県調査結果との比較 (土石流危険溪流) (1/2)

	島根県 (I-2)	現地調査 (横断測線)
現地写真・スケッチ		
備考	幅 : 8m 深さ : 1.0m 侵食可能断面積 : 8 m ²	平均侵食幅 : 7m 平均侵食深 : 0.4m 侵食可能断面積 : 2.8 m ²
相違点	<ul style="list-style-type: none"> ・島根県の調査位置は、現在人工改変（水路設置）されている。 ・島根県調査結果より、当社評価の侵食幅及び侵食深は小さい。 ・現地調査結果の侵食深は簡易貫入試験結果を踏まえて推定している。 	
	島根県 (I-3)	現地調査 (該当無)
現地写真・スケッチ		<p>島根県調査後、人工改変（敷地造成）されているため対応する現地調査結果なし。</p>
備考	幅 : 11m 深さ : 2.0m 侵食可能断面積 : 22 m ²	
相違点	—	

図1 島根県調査結果との比較（土石流危険溪流）（2 / 2）

また、島根県調査（平成 13 年）以降、溪流の一部は敷地造成により改変されていることから、移動可能土砂量の比較にあたっては、図 2 及び表 1 のとおり、改変区間を考慮し島根県調査結果の計画流出土砂量を 1170m³（I-1：約 450m³と I-2：約 720m³の合計値）に補正した。

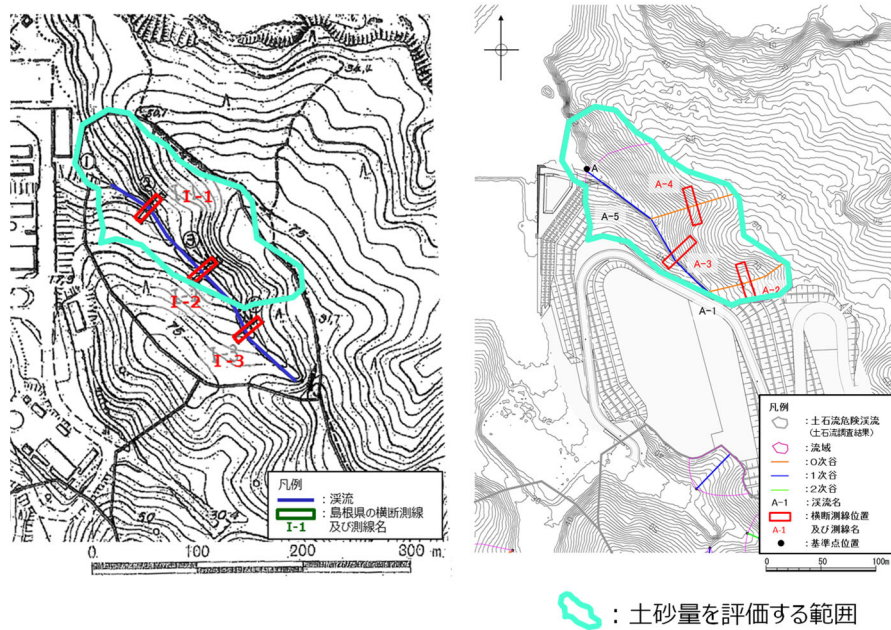


図 2 土石流危険溪流における土砂量の評価範囲

表 1 土石流危険溪流の島根県調査結果の計画流出土砂量の補正

島根県調査結果						土砂量の評価
測点	延長*1 (m)	侵食幅 (m)	侵食深 (m)	侵食可能 断面積 (m ²)	計画流出 土砂量 (m ³)	補正後の 計画流出 土砂量 (m ³)
I-1	約 90	5	1.0	5	約 450	約 450
I-2	約 90	8	1.0	8	約 720	約 720
I-3	約 80	11	2.0	22	約 1760	0
合計					約 2930 (2937) *2	約 1170

：島根県調査結果のうち土砂量の評価対象

注記*1：島根県調査位置図からの想定

*2：() の数値は島根県調査結果における計画流出土砂量