

【第三編 土石流技術基準編】

特定開発行為技術基準 ー土石流編ー

目 次

1. 特定開発行為における対策工事等に関する基本的留意事項	1
1-1 特定開発行為許可に関する技術的基準	1
1-2 対策工事等の計画の技術的基準	1
1-3 維持管理	3
2. 対策工事等の計画	5
2-1 土砂災害の防止	5
2-2 対策工事等の周辺への影響	14
2-3 対策工事以外の特定開発行為に関する工事	16
2-4 土石流対策施設計画	18
2-4-1 土石流対策施設による土石流量の処理	18
2-4-2 土石流対策施設計画に用いる侵食可能土砂量等	19
2-4-3 土石流対策施設の配置	20
2-4-3 対策施設の整備土砂量	25
2-4-4 対策施設施工時の留意事項	28
2-5 対策施設の効果評価に関する考え方	29
3. 堰堤等の設計外力の設定	37
3-1 設計諸定数	37
3-1-1 土石流の力や高さの計算に用いる定数	37
(3-1-2 基礎の支持力等の計算に用いる定数	39
3-2 設計外力の設定	40
3-2-1 土圧	40
3-2-2 水圧	40
3-2-3 土石流の力と高さ	40
4. 堰堤の設計	50
4-1 土石流捕捉工	50
4-1-1 不透過型砂防堰堤の設計	50
4-1-2 透過型砂防堰堤の設計	59
4-2 土石流堆積工	63
5. 土石流を開発区域外に導流させるための施設の設計	65
5-1 土石流導流工	65
5-2 土石流流向制御工	67
6. 山腹工の設計	68
7. 床固の設計	69
8. 高さ2メートルを超える擁壁の設計	70
9. 対策工事等による警戒区域等の範囲の確認	73
10. その他の技術基準等（新工法等）	75

【巻末参考資料】

コンクリート不透過型堰堤（堰堤高 15.0m未満）の安定計算例

1. 特定開発行為における対策工事等に関する基本的留意事項

1-1 特定開発行為許可に関する技術的基準

- ①この技術基準は、鹿児島県内について適用する。
- ②この技術基準に定めないことについては、下記基準に準ずるものとする。
 - ・砂防事業設計積算基準平成 29 年 10 月鹿児島県土木部砂防課
 - ・国土交通省河川砂防技術基準同解説計画編平成 17 年 11 月
 - ・国土交通省 河川砂防技術基準 調査編 平成 26 年 4 月
 - ・国土交通省 河川砂防技術基準 設計編 平成 16 年 3 月

1-2 対策工事等の計画の技術的基準

【政令第 7 条】

(対策工事等の計画の技術的基準)

政令第 7 条 法第 12 条の政令で定める技術的基準は、次のとおりとする。

- 一 対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物における土砂災害を防止するものであるとともに、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。
- 二 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。
- 三 略
- 四 土砂災害の発生原因が土石流である場合にあっては、対策工事の計画は、土石流を特定予定建築物の敷地に到達させることのないよう、次のイからニまでに掲げる施設の設置の全部又は一部を当該イからニまでに定める基準に従い行うものであること。
 - イ 山腹工 山腹の表層の風化その他の侵食を防止すること等により当該山腹の安定性を向上する機能を有する構造であること。
 - ロ えん堤 土石流により流下する土石等を堆積することにより溪床を安定する機能を有し、かつ、土圧、水圧、自重及び土石流により当該えん堤に作用する力によって損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造であること。
 - ハ 床固 溪流の土石等の移動を防止することにより溪床を安定する機能を有し、かつ、土圧、水圧、自重及び土石流により当該床固に作用する力によって損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造であること。
 - ニ 土石流を開発区域外に導流するための施設 その断面及び勾配が当該施設を設置する地点において流下する土石流を開発区域外に安全に導流することがで

きる構造であること。

五 ー 略 ー

六 対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが2メートルを超える擁壁については、建築基準法施行令（昭和25年政令第338号）第142条（同令第7章の8の準用に関する部分を除く。）に定めるところによるものであること。

【解 説】

法第12条に特定開発行為が許可される基準として、開発者が以下の2つの工事を政令第7条に従って計画することが規定されている。

- (イ) 土石流による土砂災害を防止する対策工事
- (ロ) 対策工事以外の特定開発行為に関する工事

特定開発行為に対して都道府県により、これら2つの工事の計画（設計）が政令第7条の技術的基準に適合しているかどうか審査された上で特定開発行為は許可される。許可されない場合これら2つの工事を着工することができない。着工後、工事が完了した際には、同様にその工事が政令第7条の技術的基準に適合しているかどうか検査される。検査に合格しない場合特定予定建築物を建築することができない。審査及び検査の際の主な着眼点は以下のとおりである。

① 対策工事全般に関して

- 1) 対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物の敷地に土石等が到達させることのないよう計画されているか。複数の工事又は施設を組み合わせた場合も同様に、対策工事が全体として、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物の敷地に土石等が到達させることのないよう計画されているか。
- 2) 対策工事に係る開発区域及びその周辺の地域における土砂災害のおそれを大きくさせてないか。

② 対策工事以外の特定開発行為に関する工事全般に関して

- 1) 対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害のおそれを大きくさせてないか。
- 2) 対策工事の機能を妨げていないか。

③ 山腹工に関して

山腹工は荒廃した山腹の表土の風化その他の侵食を防止し、当該山腹の安定性を向上させる機能を有するものであるか。

④ 堰堤及び床固に関して

- (イ) 土石流の発生のおそれのある溪流の土石等の状況等を勘案して、溪床を安定させるために適切な位置に設置されているか。
- (ロ) 施設の設置位置において想定される土石等の量を考慮して、適切な施設の規模となっているか。

土圧、水圧、自重及び土石流により当該堰堤及び床固に作用することが想定される土石流の流体力を考慮して損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造となっているか。

⑤ 土石流を開発区域外に導流するための施設の設置に関して

- 1) 特定予定建築物の敷地に土石等が到達させることのないように計画されているか。
- 2) 土石流を安全に開発区域外に導流させることができる断面及び勾配を有する構造となっているか。

1-3 維持管理

対策施設等の維持管理は、施設の機能を維持し、安全、衛生、環境等を保全するため、設置場所の土地利用、地形、地被、施設の構造形式等に応じて、適切に行うものとする。必要に応じて、維持管理用の管理用道路やステップ、階段等の施設を設置するものとする。

また、土石流対策施設が十分機能を発揮するよう、定期的及び豪雨後、すみやかに堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石等を行う。

【解説】

(1) 維持管理の内容

対策施設等の維持管理は、点検作業及び清掃、修繕工事等からなる。点検作業は、定期的に行う定期点検、洪水時、地震時に行う緊急点検及び対策施設等の機能点検に分けられる。点検作業の結果、機能低下、土砂の堆積等が認められる場合は、必要に応じて清掃、修繕工事等を行うものとする。

(2) 対策施設等の台帳

対策施設等を適正に維持管理するために、開発者は、施設の配置、構造、機能等を記載した施設に関する資料を台帳として整備し、適正な管理に備えるものとする。

(3) 対策施設等の点検方法

対策施設等の点検方法は、目視、計測等によるものとする。

(4) 清掃、土砂搬出等の機能保全のための作業

点検作業の結果、ゴミ、土砂等の堆積等により機能等への影響が予想される場合には、

必要に応じて、清掃、土砂搬出等の機能保全のための措置を講ずる。

(5) 維持管理記録の保管

維持管理記録については、資料を整理の上取りまとめて保管し、以後の維持管理の基礎とする。

(6) 維持管理体制

対策施設等の機能を継続的に確保するため、良好な維持管理が担保されるよう、関係者間の管理協定の締結等必要な措置を講ずるとともに、維持管理体制を整備することが必要である。

(7) 堆積状況等の点検

土石流捕捉工は貯砂容量が大きいほど効果が大きいので、不透過型砂防堰堤では、定期的または出水後に堆砂状況を調査する。

透過型砂防堰堤についても、流木等によって閉塞しないよう管理する。

定期的及び出水の後にダム堆砂状況の調査を行い、必要に応じ除石等の処置を講ずる。

土石流発生後は、施設の被害を必要に応じ点検を行い、破損等に対し必要な処置を講ずる。

2. 対策工事等の計画

2-1 土砂災害の防止

対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画と相まって、特定予定建築物における土砂災害を防止するものであること。

その対策工事は「山腹工」、「床固」、「堰堤」、「土石流を開発区域に導流するための施設」に区別され、これらのうちどれか、又は、これらを組み合わせた対策工事によって特定予定建築物の敷地に土石等が到達させることのないようにするものとする。

【解 説】

(1) 特定予定建築物における土砂災害の防止

特定予定建築物における土砂災害を防止することが対策工事の目的である。特定開発行為に関する工事では、対策工事以外の工事も対策工事に近接して施工されることが多く、特定予定建築物における土砂災害の防止に無関係とはいいきれない。そのため、特定予定建築物における土砂災害の防止に対しては、対策工事及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の双方を総合的に評価する必要がある。

特定予定建築物における土砂災害を防止するために自ら施工しようとする工事（対策工事＝A）と対策工事以外の特定開発行為に関する工事（対策工事以外の工事＝B）の相互の関係は以下のとおりとなる。

(イ) 対策工事（A）が対策工事以外の工事（B）に悪影響を与える場合

土石流を導流する目的で流下断面を確保するために行った嵩上げを、特定予定建築物予定敷地のみに（A）として実施した場合に、隣接した（B）を行きエリアにおいて土石流による被災のおそれが増大する場合。

(ロ) 対策工事（A）が対策工事以外の工事（B）に効果を与える場合

堰堤を（A）として整備したところ、隣接して開発（B）を行ったエリアにおいても土石流による被災のおそれがなくなる場合。

(ハ) 対策工事以外の工事（B）が対策工事（A）に悪影響を与える場合

開発区域内の特定予定建築物を建設する予定地の直上流に大規模な盛土（B）が造成されることによって、土石流の流下方向が変化し、予定していた導流施設へ土石流が流下しない場合。

(ニ) 対策工事以外の工事（B）が対策工事（A）に効果を与える場合

一連の開発区域全体を嵩上げ（B）することにより一定量の土石流を導流することが可能になり、当初予定した堰堤の規模を減じることが可能となる場合。

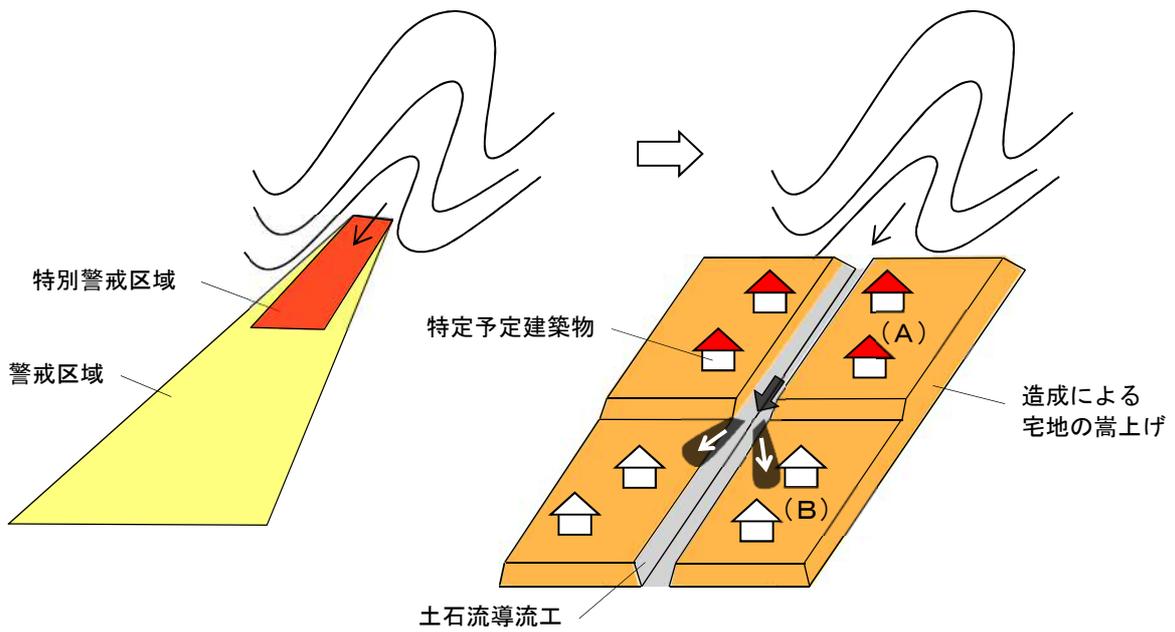


図 2-1 対策工事が対策工事以外の工事に悪影響を与える例

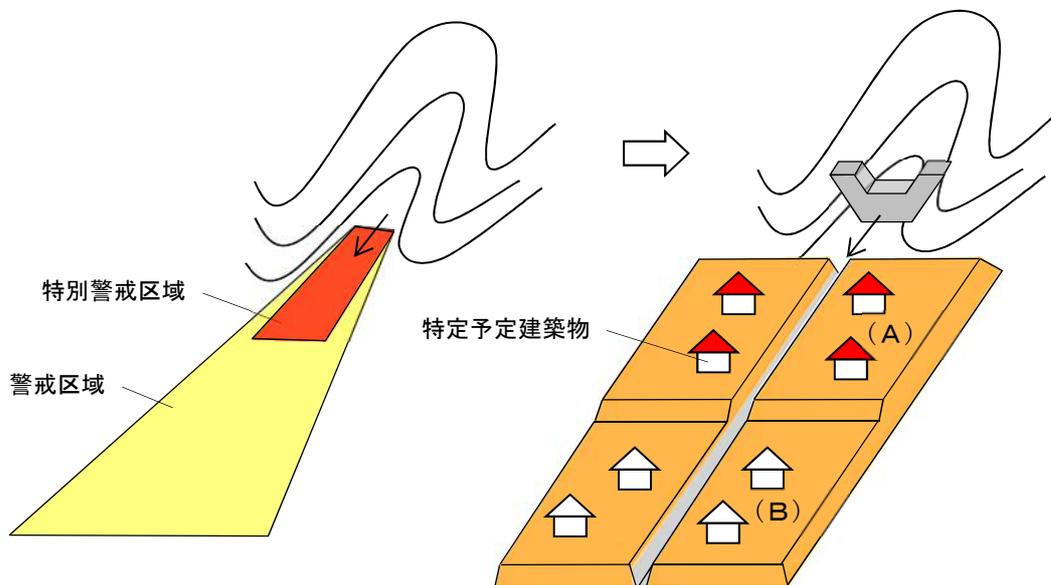
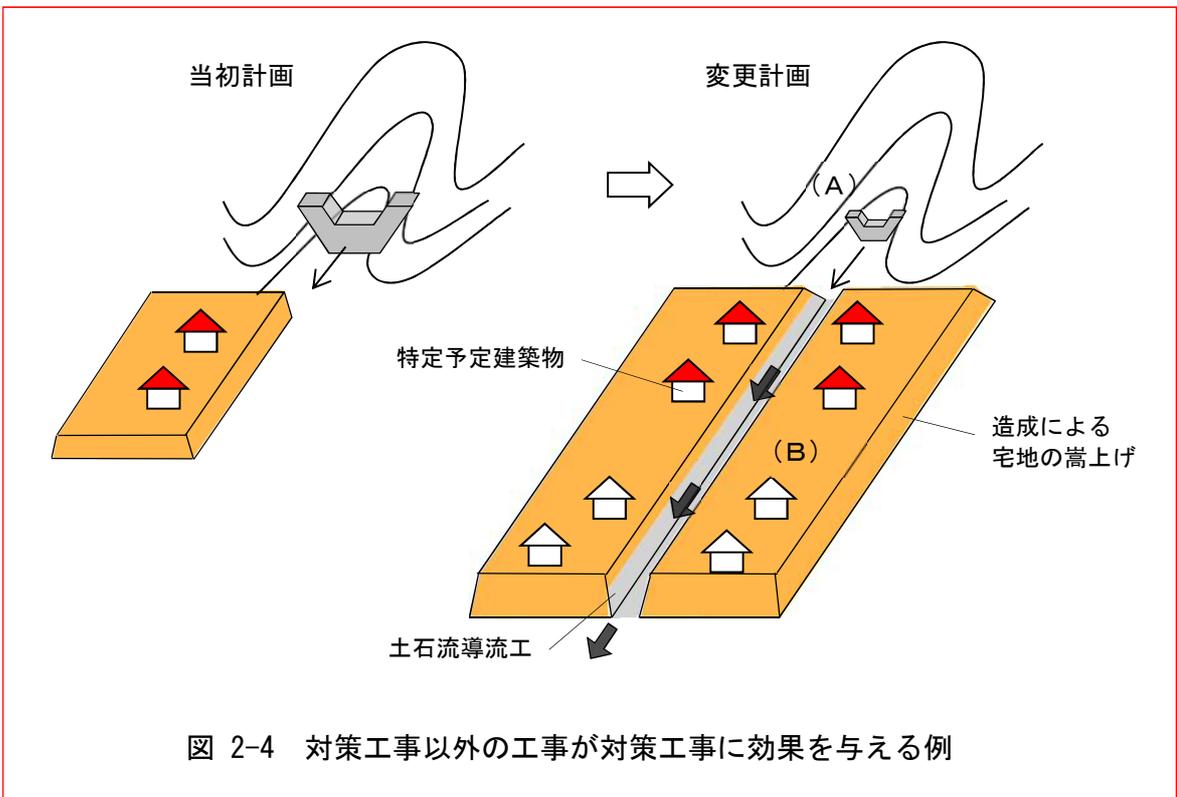
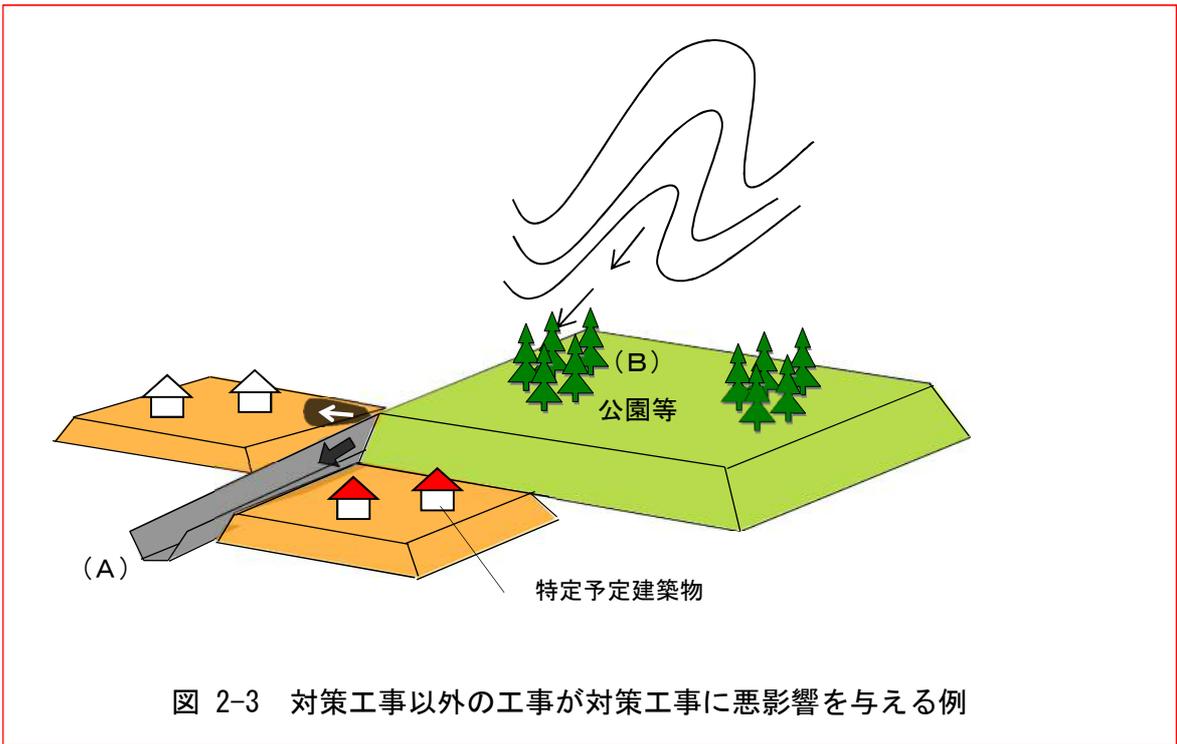
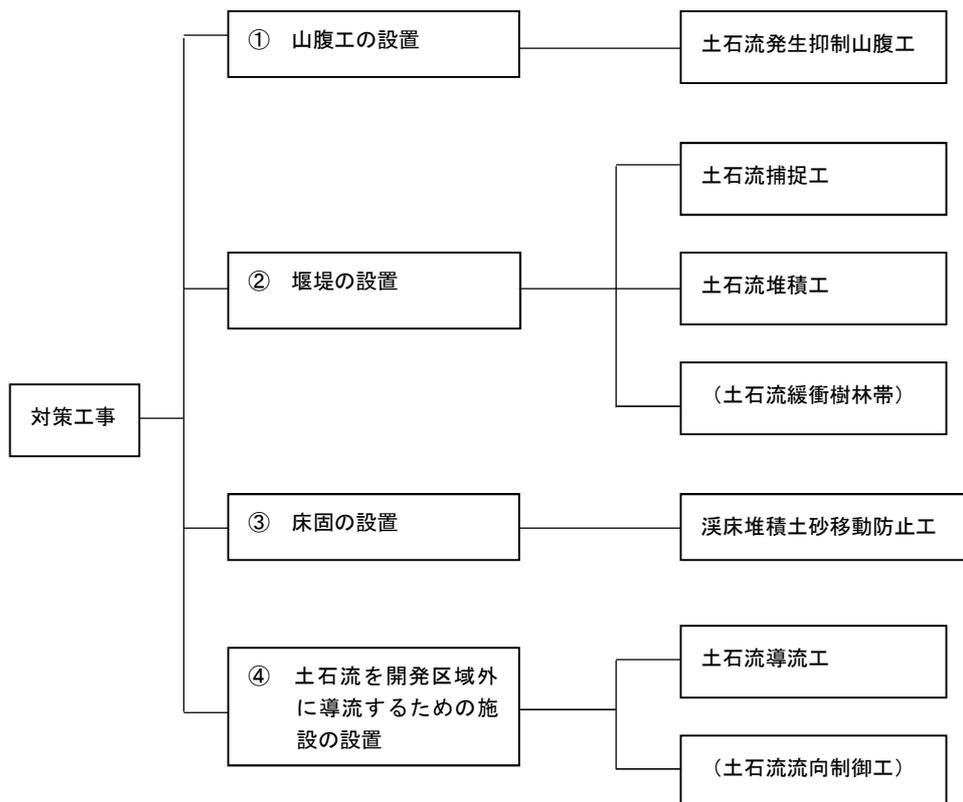


図 2-2 対策工事が対策工事以外の工事に効果を与える例



(2) 対策工事の種類

対策工事は図 2-5 のように区分され、それぞれの概要は以下のとおりである。また、表 2-1 にはそれぞれの対策工事の種類と特性を示した。



⑤ この他に、各工事の組み合わせもあり得る。

図 2-5 対策工事の区分

表 2-1 対策工事の種類

施設区分	工 種	適用範囲及び特色等
山腹工	土石流発生抑制山腹工	土石流の発生源となる崩壊を抑制することにより、土石流の発生及び大規模化を防止するものである。土石流の発生源が特定できる場合には効果的である。
堰堤	土石流捕捉工	土石流を一時的に貯留し、その後掃流形態で下流に安全に流下させるものである。一度堆積した土砂はその後の中小出水によって自然に排出されることを期待するものであるが、土石流が短い間隔で発生するおそれがある場合や、溪流を流れる流水が少なく堆積した土砂の自然排出に時間を要する場合には、除石が行われる場合がある。
	土石流堆積工	流出する土石流を停止させ貯留するものである。溪間部の溪床勾配が急峻で十分な土石流捕捉対策ができない地域や、活動中の火山地域のように発生頻度及び規模とも大きい地区では除石を前提にこの工法を採用する場合が多い。
床固	溪床堆積土砂移動防止工	土石流の発生源となる溪床・溪岸侵食等を抑制することにより、土石流の発生を防止するものである。大規模崩壊地の基部や溪床堆積物の異常堆積地に設置する場合が多い。
土石流を開発区域外に導流するための施設	土石流導流工	流出する土石流を保全対象区間の途中で堆積することなく、土地利用の少ない下流まで安全に流下させる工法である。下流に土地利用の低い荒廃地あるいは海、湖、谷地形をもつ大河川がある場合で、土石流発生頻度、規模とも大きい地域では効率的な工法である。
	土石流流向制御工	導流堤又は締切堤等により土石流の流下方向を変え、特定開発区域への直撃を防止するものである。 保全対象が土石流氾濫域の一部に片寄って分布する地区、活動中の火山地域における緊急的な対策として用いられる。

① 山腹工

山腹の表層の風化その他の侵食を防止すること等により、当該山腹の安定性を向上する機能を有する施設。

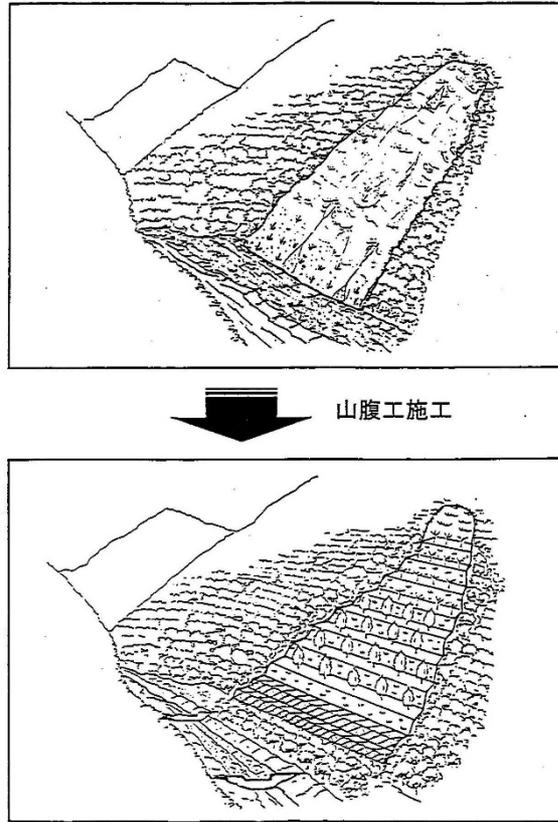


図 2-6 山腹工のイメージ

② 床固

溪流の土石等の移動を防止することにより、溪床を安定する機能を有する施設。

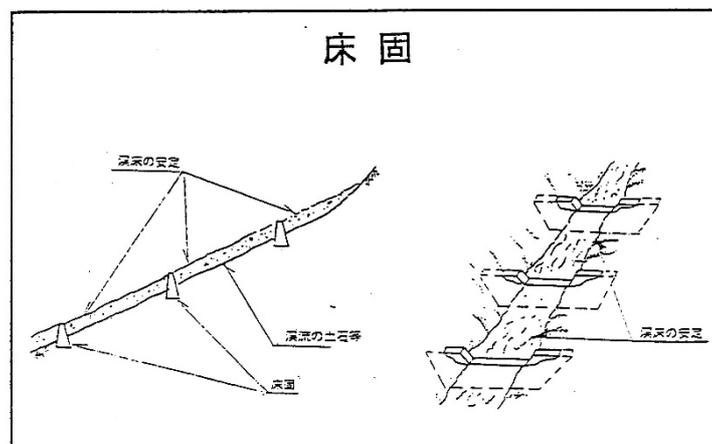


図 2-7 床固のイメージ

③ 堰堤

土石流により流下する土石等を堆積させる施設は、以下のものがある。

(イ) 土石流捕捉工

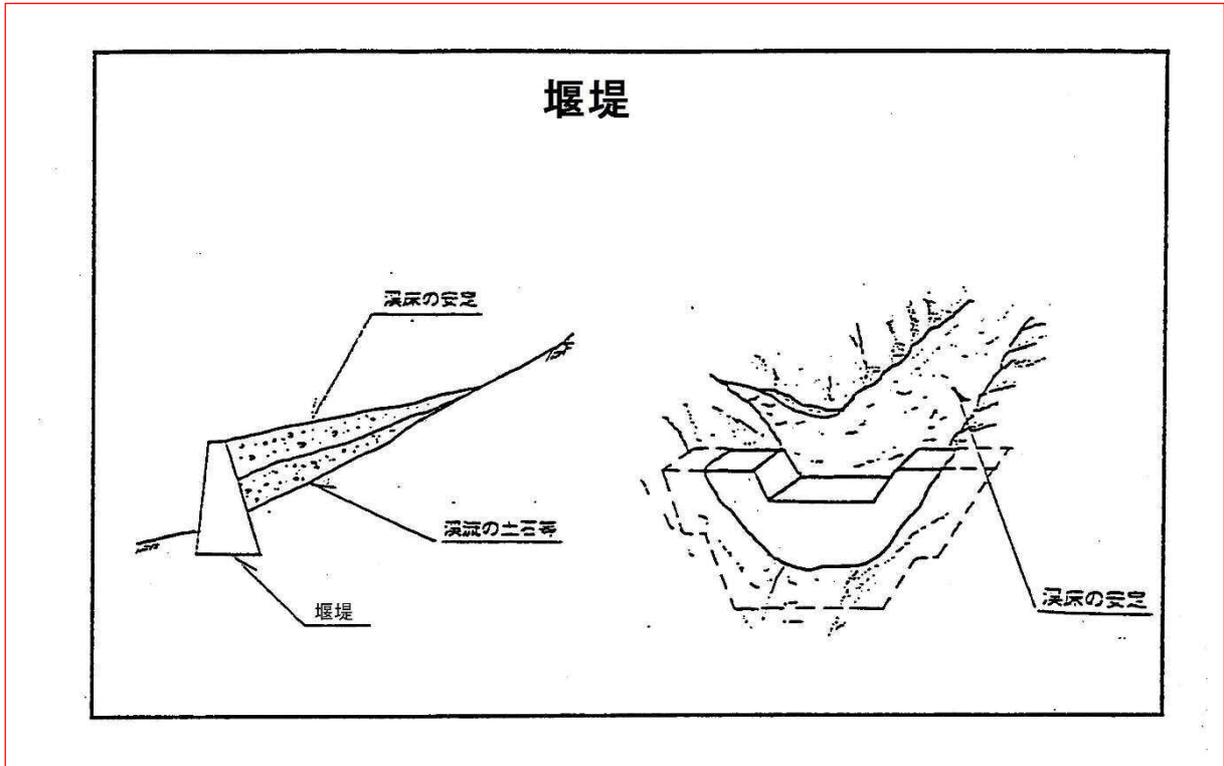


図 2-8 土石流捕捉工のイメージ

(ロ) 土石流堆積工

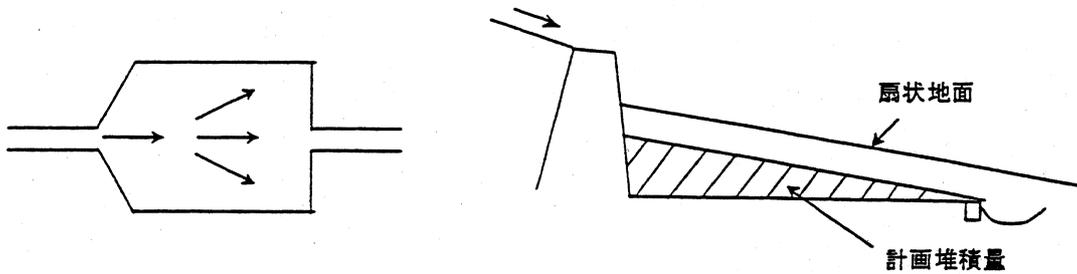


図 2-9 土石流堆積工のイメージ

④ 土石流を開発区域外に導流するための施設

土石流を開発区域外に導流するための施設は以下のものがある。

(イ) 土石流導流工

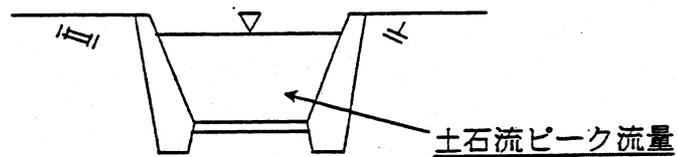


図 2-10 土石流導流工のイメージ

(ロ) 土石流流向制御工

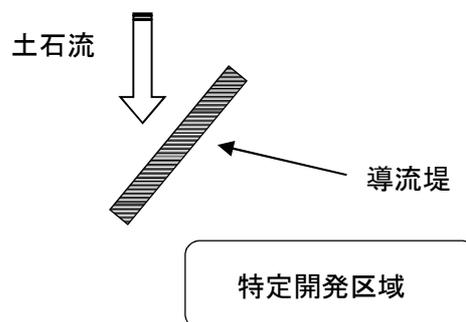


図 2-11 土石流流向制御工のイメージ

⑤ 対策工事の組み合わせの概要

上記の①～④を組み合わせることで特定予定建築物の敷地に土石等を達しないようにする場合も考えられ、以下のような例があげられる。

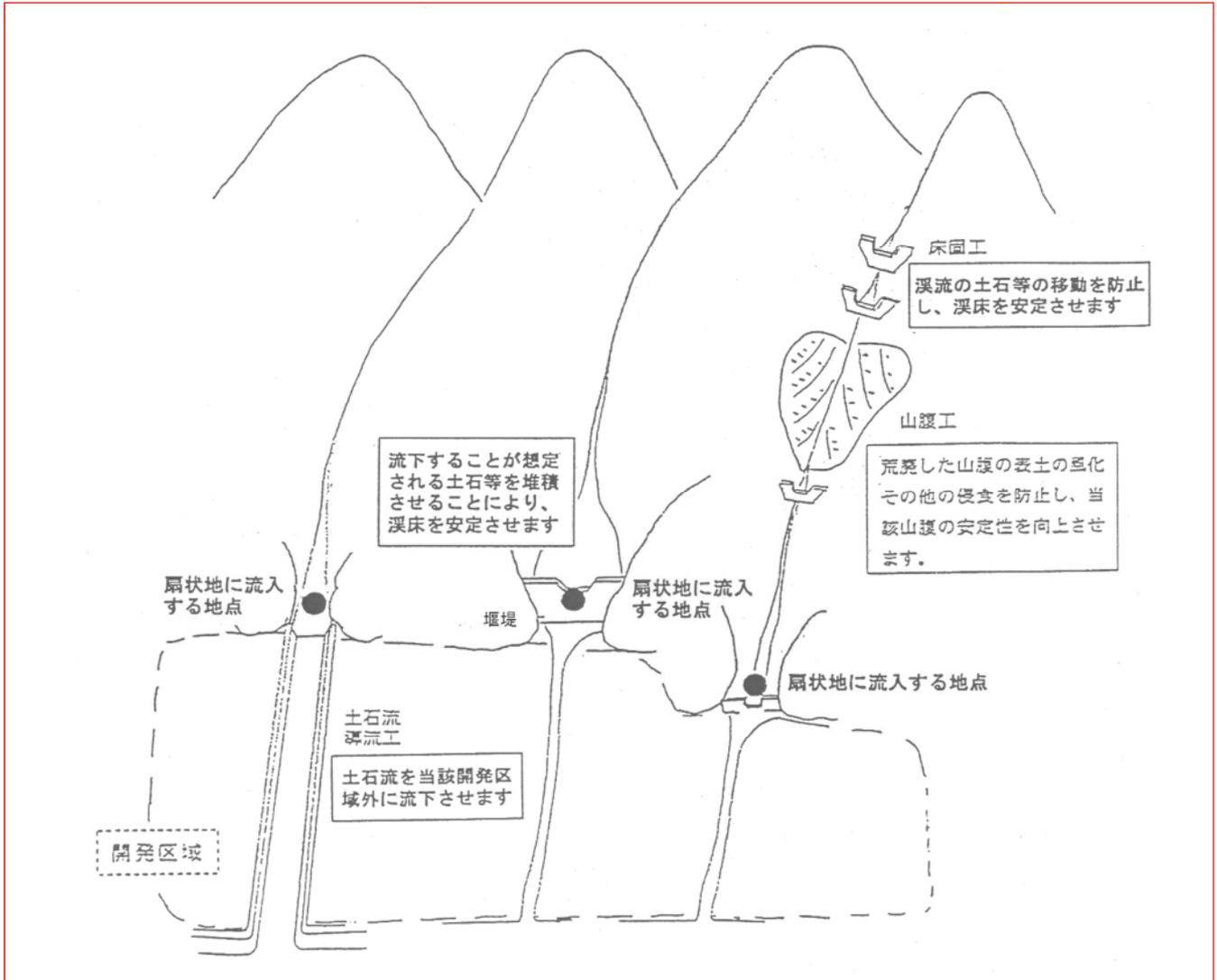


図 2-12 対策施設の組み合わせ

2-2 対策工事等の周辺への影響

対策工事の計画は、対策工事以外の特定開発行為に関する工事と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。

対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。

【解 説】

対策工事等によって、周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることがあってはならない。対策工事及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の両者のトータルで、周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることがないようにする必要がある。

当該開発区域及び周辺の地域における土砂災害のおそれを増大させる対策工事等の例は以下のものなどがある。

■土石流の進行方向を開発区域周辺に向け、かつ向けた先の安全性を確保しない工事

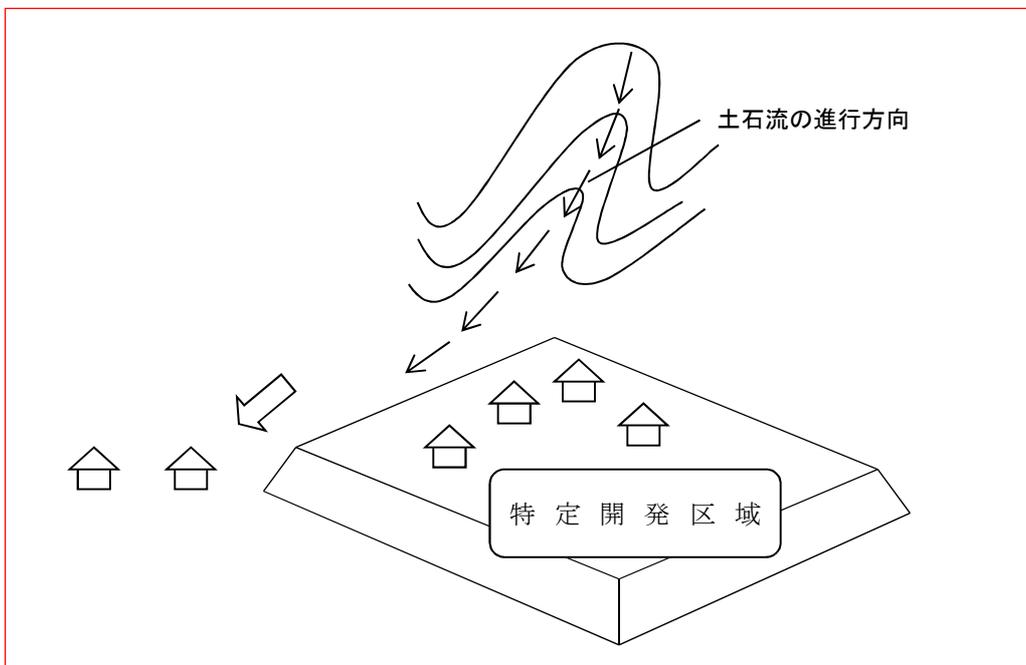


図 2-13 土砂災害のおそれを増大させる対策工事の例

同様に導流堤等によって土石流の進行方向を変える対策工事を行った場合でも、下流において流路整備を適正に対策工事に盛り込み、当該開発区域及び周辺の地域における土砂災害のおそれを増大させないようにすれば問題ない。

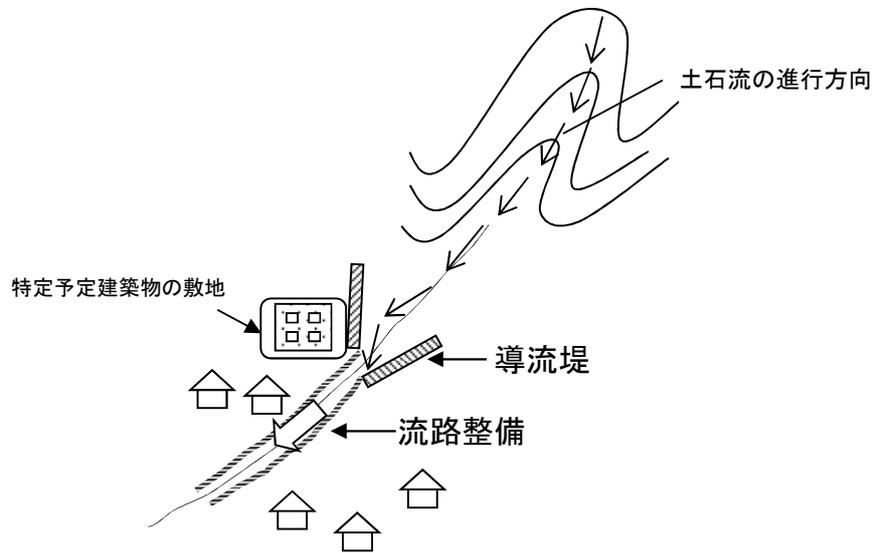


図 2-14 流路整備を適正に対策工事に盛り込んだ対策工事の例

2-3 対策工事以外の特定開発行為に関する工事

対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、対策工事の計画と相まって、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであること。

【解説】

対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画は、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることのないものであることが規定されていることから、特定開発行為許可制度においては、開発区域及びその周辺の地域において新たに土砂災害の発生のおそれが大きくなっていないかどうかを審査する必要がある。

(1) 溪流にかかる橋梁の設置

溪流上にかかる橋梁の桁下高が不足することによってトラブルスポットとなり、土石流の氾濫のおそれが生じていないかについて審査するものとする。

技術的基準は、「砂防指定地内の河川における橋梁等設置基準」によるものとする。本基準を準拠する溪流とは、現状で土砂が流下する溪流をいい、勾配が緩いなど、流水のみが流下する溪流は適用外である。溪流保全工を整備すべき区間を目安にできる。

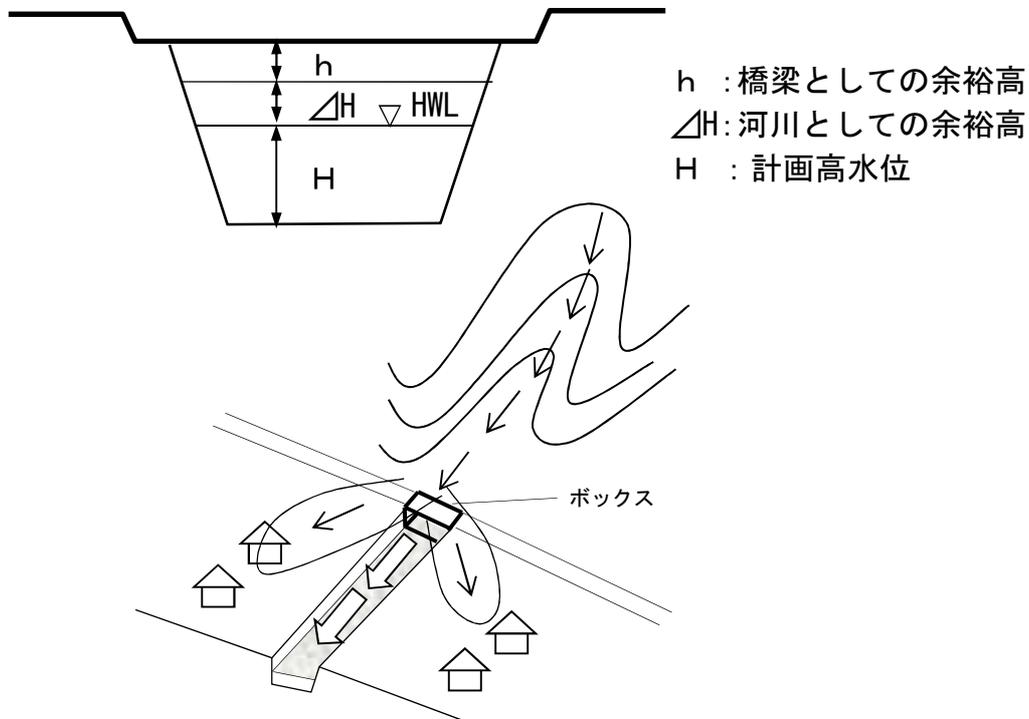


図 2-15 トラブルスポットによる土石流氾濫のイメージ

(2) 渓流内における造成工事等

開発区域が、特別警戒区域の上流端(以下、「基準地点」という。)より上流の渓流内まで及ぶ場合、想定している流出土砂量を増やすような開発行為が行われるとピーク流量が増大して、土石流の規模が従前よりも大きくなるおそれがある。このため、このような造成工事に対しては、土砂の流出を防止するような対策が講じられているか留意する。

なお、流出土砂量を増やすような開発行為とは、流域内における盛土や切土を伴う造成、樹木の伐採を伴う開発行為をいう。

(3) 造成工事による土石流流下方向への影響

開発区域において盛土等の造成工事を行うことによって、従前に想定している土石流の流下方向が変わるおそれがある場合、開発区域及びその周辺の地域において新たに土砂災害の発生のおそれが大きくすることになる。このような造成工事は、審査の対象とする。

(4) 流下方向に影響する道路の敷設

開発区域内において新規に道路を敷設する場合に、その方向や勾配によっては土石流が道路に沿って流下するおそれが考えられる。このような敷設工事は、開発区域及びその周辺の地域における土砂災害の発生のおそれを大きくすることとなるので、道路の敷設により土石流の流下方向に悪影響を及ぼしていないかについても審査の対象とする。

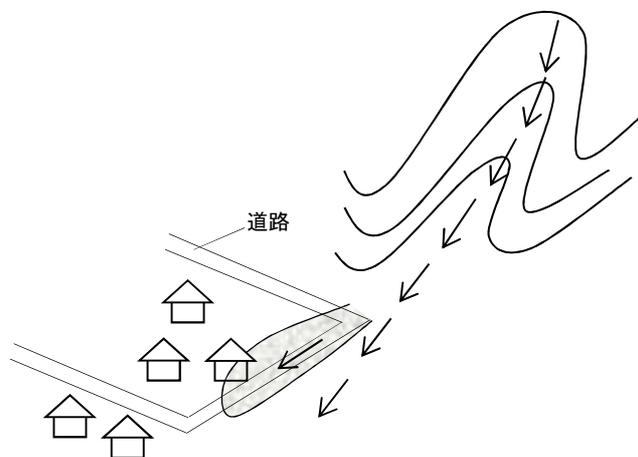


図 2-16 土石流の流下方向に影響する道路の敷設

2-4 土石流対策施設計画

特定予定建築物の敷地に土石等を到達させないようにするため、土石流の発生頻度、土石流規模等を考慮して、土石流を合理的かつ効果的に処理するよう土石流の発生のおそれのある溪流ごとに土石流対策施設計画を定めるものとする。

2-4-1 土石流対策施設による土石流量の処理

対策施設による効果量を算定し、侵食可能土砂量等を処理する計画を策定する。対策施設の整備土砂量は、捕捉量、堆積量、発生抑制量を見込む。

【解 説】

土石流対策施設計画は、特定開発予定敷地の直上流において以下の式を満足させるように作成する。

$$V-E \leq (B+C+D)$$

- V: 侵食可能土砂量等
- E: 計画流下許容量
- B: 計画土石流発生抑制量
- C: 計画捕捉量
- D: 計画堆積量

上記の式のうち、計画流下許容量 E は、土石流導流工を計画しない場合は一般的には 0 である。導流方式を計画に取り入れる場合は、導流工の流下能力から一洪水期間中に流下できる土砂量を推定し、計画流下土砂量とする。対策施設の整備土砂量については 2-4-3 を参照。

表 2-2 対策施設の整備土砂量

対策施設の整備土砂量	説 明
計画捕捉量	計画土石流発生時に土石流対策施設により堆積させる土砂量である。土石流後の中小洪水により自然に回復することもあるが、流域面積が小さく中小洪水の流量が少ない場合や、透過部が大礫により閉塞された場合には回復は見込めない。
計画堆積量	計画土石流時に土石流対策施設により堆積させる土砂量であり、除石を行わない限り堆積容量は自然に回復することはない。
計画土石流発生抑制量	土石流の発生・流下区間において対策施設により土石流となる土砂量を減少させる量である。

2-4-2 土石流対策施設計画に用いる侵食可能土砂量等

土石流対策施設計画に用いる侵食可能土砂量等は、土砂災害特別警戒区域の算定に用いる土石等の量とは違い、流域内の全ての侵食可能土砂量等を対象とする。

【解説】

土砂災害特別警戒区域の算定に用いる土石等の量は、想定土石流流出区間における侵食可能土砂量等であるのに対し、土石流対策施設計画に用いる土石流により流下する土石等の量は、流域内の全ての侵食可能土砂量等を対象とする。

2-4-3 土石流対策施設の配置

計画の策定にあたっては土石流の発生頻度、量、流動特性、地形、保全対象地域等を考慮して、対策施設を合理的に組み合わせて配置するものとする。

【解説】

土石流対策施設の配置は、下図の手順により行うものとする。

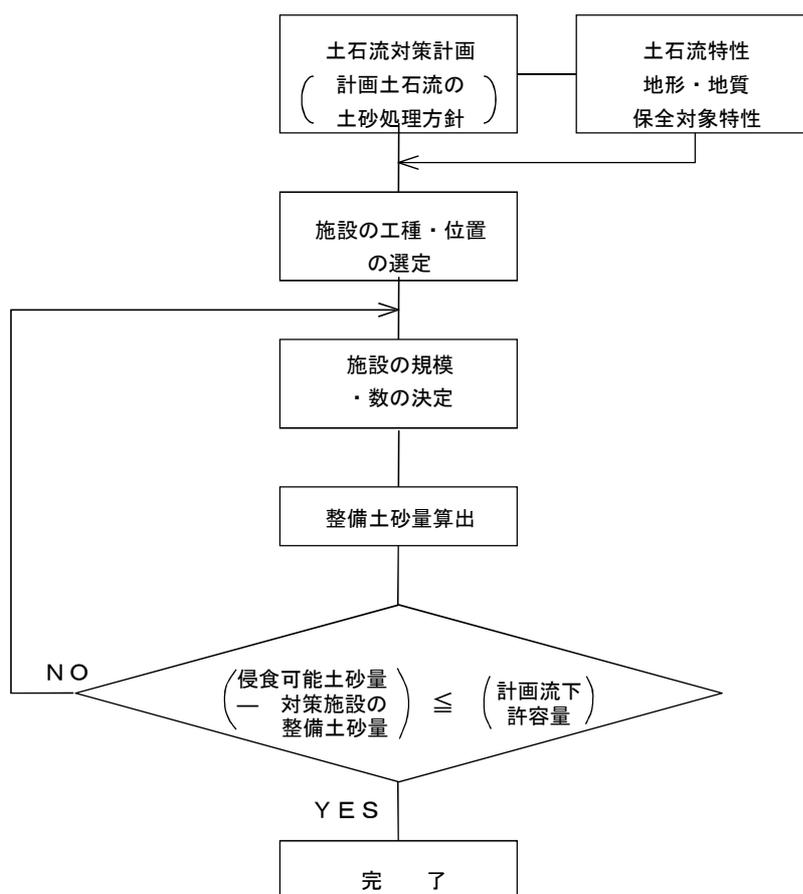


図 2-17 土石流施設配置計画の手順

なお、施設配置時の注意点を以下に示す。

- ① 地すべり性大崩壊地がある場合、崩壊箇所直下流に貯砂容量の大きい堰堤を計画する。ただし、地すべり地帯で地盤が動くと思われる箇所に計画してはならない。
- ② 小規模な山脚崩壊や溪岸侵食で有害土砂を発生している場合は、護岸工を計画する。

- ③ とくしや（禿敷）地や広範囲な山腹崩壊地においてガリーが発生し、侵食が進んでいる場合は、山腹工を計画する。
- ④ 溪床に堆積物があり、また、溪床の縦断勾配が急で溪床堆積物の流出する危険がある場合は、堆積物の抑止を主目的として次のように計画する。
- (イ) A～B間が長区間・・・階段状堰堤群または床固工群を計画する。
 - (ロ) A～B間が短区間・・・A点直下流に不安程土砂量を包含する高さの堰を計画する。

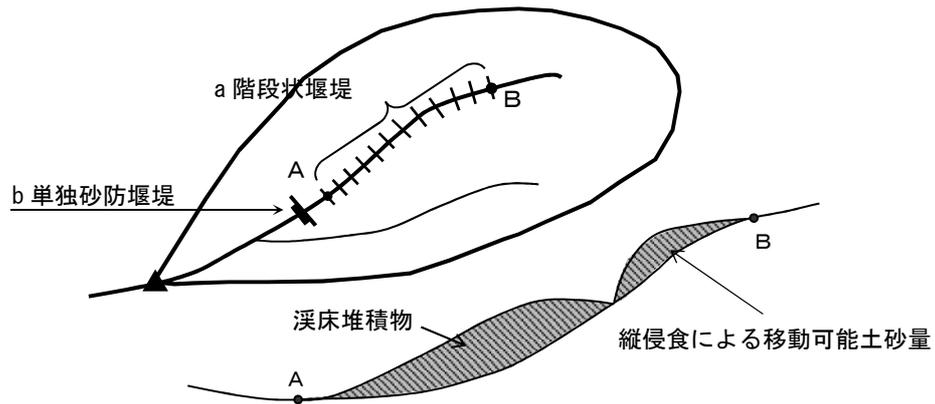


図 2-18

- ⑤ 溪岸侵食や山脚崩壊が長区間にわたっていて、崩壊残土、拡大見込みの危険性がある場合、山脚固定を主目的として崩壊箇所直下流に堰堤を計画する。
- ⑥ (イ) A～B区間の勾配が急(1/10～1/20)でV字谷を呈し、土石流の危険性がある流域の場合は、比較的堆砂空間の大きい箇所にて待受けとしてA点下流に高さ15m以上の堰堤(ハイ堰堤)を計画する。
- (ロ) A～B区間が急勾配(1/10～1/20)の比較的広い谷を呈している溪流で土石流の危険性がある場合は、土石流のエネルギーを漸減させ堆積させる目的で低堰堤群を計画する。

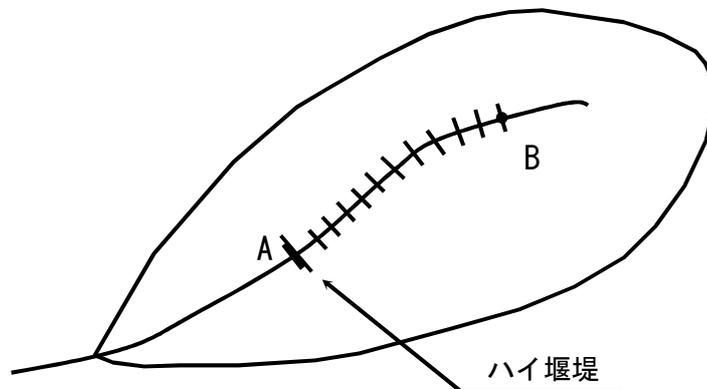


図 2-19

- ⑦ A～B 区間が蛇行し，縦横侵食及び溪床堆積物がある場合は，当該計画上流端より上流の土砂整備状況を整備し，止の堰堤あるいは床固工を設置してから溪流保全工を計画する。

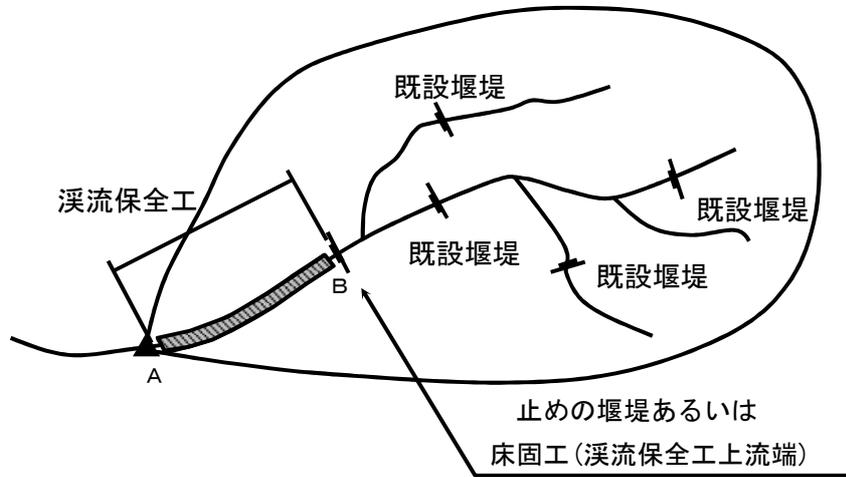
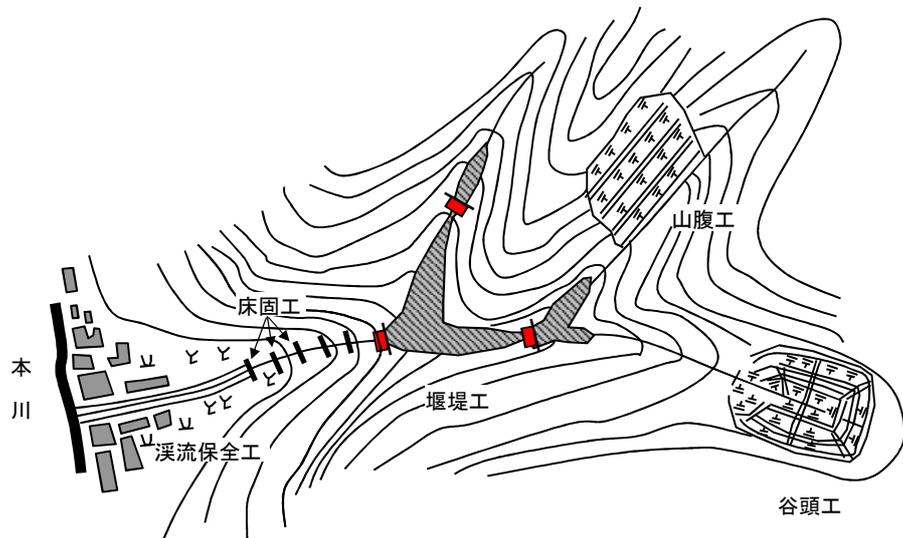


図 2-20

- ⑧ 上流域の砂防工事（砂防堰堤や山腹工等）で下流流路の許容流砂量までの流出土砂量を減ずることができない場合は，土石流発生常襲地，溪床勾配が急緩する地域や溪流保全工の上流端に，流路の一部を拡大して土砂礫を堆積させる砂溜工を計画する。砂溜工は，土石流を直接扞止することはできない。
- ⑨ 谷の出口より下流側で土石流の堆積区域及び土砂流，掃流区域において土砂の堆積及び流木の捕捉効果を促進するために砂防樹林帯（砂防林）を計画する。ここで，土石流対策施設として用いる場合は，土石流緩衝樹林帯と呼ぶ。なお，上流域に砂防施設が設置されていない流域では，安全性に配慮して，土石流の堆積区域とされる範囲のうちでも，中流域から下流域に配置するものとする。また，上流域に砂防施設が現存または計画されている流域では，土石流の堆積区域とされる範囲の最上流端付近から下流側の区域に配置することができる。
- ⑩ 土砂の生産，流出に伴う流木の発生・流出が予想される溪流においては，溪流への流木の流出の抑止及び溪流内での捕捉を行う流木対策を講ずる。
- ⑪ 土石流の捕捉を目的として設置される透過型砂防堰堤は土石流時，洪水時及び平常時の土砂流出形態及び流出する土砂の特性を考慮して，適正な種類を配置する。
- (イ) 透過型砂防堰堤が流木などで閉塞した場合には，平常時に突発的に土砂の流出が起こることがあるため，そのような場合においても保全対象の安全を確保できる位置に透過型砂防堰堤を設置することを原則とする。
 - (ロ) 合流点において透過型砂防堰堤を設置する場合は，透過部に対して土石流流体力が偏心して作用し，部材構造上不利になるため，偏心荷重に対する安全性の十分な検討を要する。

- (ハ) 過型堰堤の位置はできるだけ両岸の斜面が安定している地点とし、斜面上方からの土砂崩壊、土石流、地すべり、雪崩等によって砂防堰堤の安定が損なわれないようにする。
- ⑫ 砂防施設計画は、土砂処理計画の観点から必要な施設を効率的に配置することを基本とするが、溪流環境整備計画の整備方針等に準拠して、自然環境や景観の保全と復元、溪流の利用に配慮した施設計画を策定する。なお、砂防施設の配置にあたっては、砂防基本計画と溪流環境整備計画との整合を図りながら、配慮すべき環境要素と砂防施設の機能との関係を考慮し、砂防施設の機能が最も有効に発揮されるように砂防施設の種類とその配置を検討しなければならない。
- ⑬ 当該河川の地形、地質等の十分な踏査と砂防計画に基づく流域全体としての砂防計画により、一般的には、以下の施設計画概念図（図 2-14）及び順位により実施される。
- (イ) 流域のうち荒廃の原因となっている地域から着手する。
 - (ロ) 溪流保全工は、上流端に堰堤又は、床固工を設置し、次いで溪流保全工を施工する。
 - (ハ) 全体が荒廃し、施工順位がつけ難い場合は適当な場所に、まず堰堤を施工し、その後の状況の推移に応じて順位を定める。

平面図



縦断図

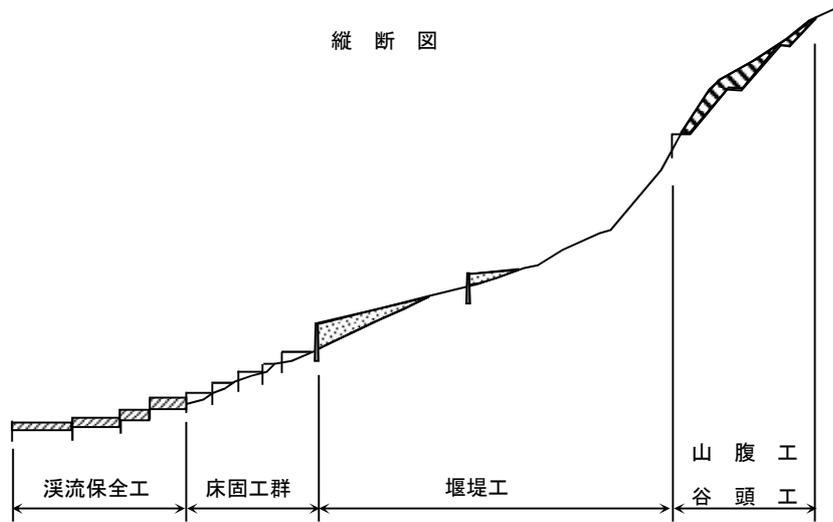


図 2-21 砂防施設計画概念図

2-4-3 対策施設の整備土砂量

土石流対策施設の整備土砂量は、表 2-3 のとおりである。

表 2-3 対策施設の整備土砂量

対策工事	施設	整備土砂量
土石流捕捉工	不透過型砂防堰堤	計画土石流発生抑制量，計画捕捉量
	透過型砂防堰堤	計画捕捉量，（計画土石流発生抑制量）
土石流堆積工	土石流堆積流路 土石流分散堆積地	計画堆積量
土石流発生抑制山腹工	山腹工	計画土石流発生抑制量
溪床堆積土砂移動防止工	砂防堰堤	計画土石流発生抑制量
土石流導流工	導流堤	（計画流下許容量として見込む）

（1）土石流捕捉工

① 計画捕捉量

計画捕捉量は、原則として平常時堆砂勾配の貯砂量と計画堆砂勾配時の貯砂量の差とする。

【解説】

堰堤の堆砂勾配は、ほとんど水平に近い勾配から現溪床勾配程度の勾配の間で変化するが、土石流発生時に確実に土石流を捕捉できる勾配を計画堆砂勾配と定義する。

計画堆砂勾配は一般に既往実績等により施設計画地点の現溪床勾配の 1/2 から 2/3 の間の勾配とする。ただし計画堆砂勾配（ i_2 ）は 1/6 の勾配（ $\tan \theta$ ）を上限とする。不透過型堰堤の平常時堆砂勾配は既往実績を基に現溪床勾配の 1/2 までとする。また、地質条件により堆砂勾配が緩勾配になることが知られている場合は既往実績によって地域別に決定する。

透過型砂防堰堤の平常時堆砂面はスリット底を基点とし、不透過型堰堤と同じ堆砂勾配で形成されるものとする。土石流時は閉塞し、その後は不透過型と同じ機能となるので、計画堆砂勾配等は原則として不透過型と同じとする。

なお、不透過型砂防堰堤は原則捕捉量分のみを効果として見込むが、除石を考慮する場合は貯砂量をも効果として見込むことができる。

また、除石を考慮した計画の場合には、維持管理計画に除石に関する事項を盛り込むこととする。

② 計画土石流発生抑制量

計画土石流発生抑制量は、計画堆砂勾配の平面と現溪床が交わる地点から堰堤までの区間の移動可能溪床堆積土砂を形状する。

【解説】

計画において移動可能土砂量が見込まれている場合には、計画堆砂面より下部の移動可能溪床堆積土砂が土石流となって流下することはないため、計画土石流発生抑制量として評価する。

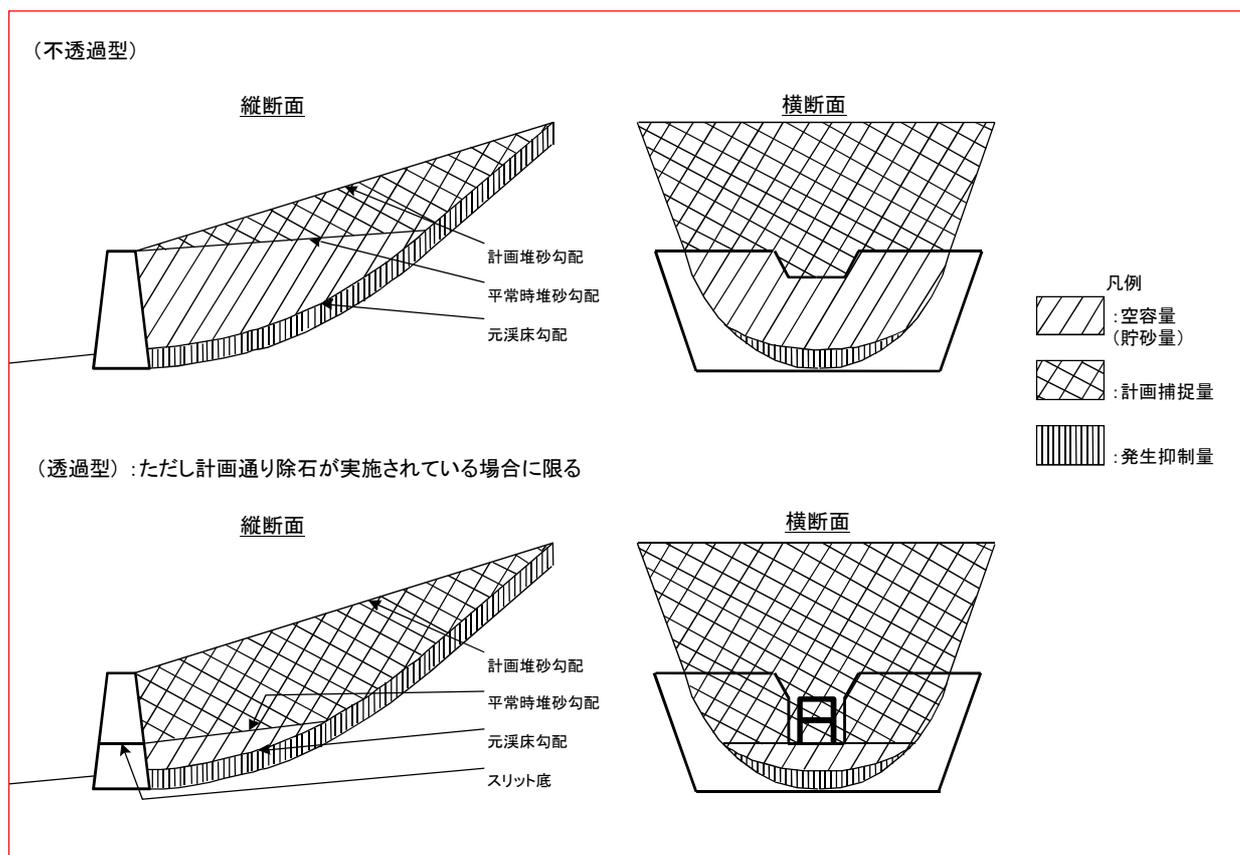


図 2-22 土石流捕捉工の整備土砂量

(2) 土石流堆積工

計画堆積量は、堆積した土砂を除石することを前提に、整備土砂量としてを見込むものとする。

① 土石流堆積流路

流路内の堆積量を整備土砂量として評価する。

堆積量は土石流ピーク時の水深 h に余裕高 Δh を加えた値を流路工の深さから差引いた標高を求め、土石流時水路の溪床勾配で結ぶ線を堆砂線として、それ以下の容量として求める。

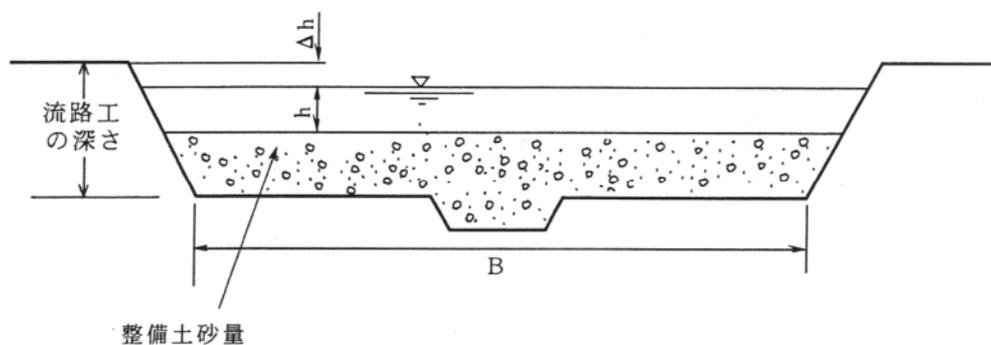


図 2-23 土石流堆積流路の整備土砂量

土石流堆積流路における余裕高 Δh は表のとおりである。

表 2-4 土石流堆積流路の余裕高

計画高水流量 (m ³ /s)	200 未満	200～500 未満	500～2,000 未満
余裕高: Δh (m)	0.6	0.8	1.0

出典：建設省砂防部砂防課：土石流対策指針（案）（平成12年7月）

② 土石流分散堆積地

土石流分散堆積地の整備土砂量は、堆積地底面と土石流時堆砂勾配との間に堆積する土砂量とする。

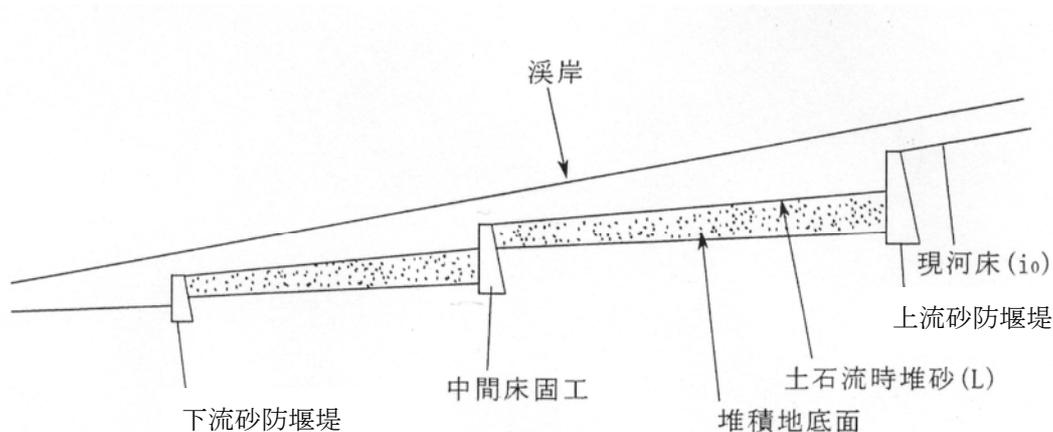


図 2-24 土石流堆積地縦断形状

(3) 土石流発生抑制山腹工

基礎調査により崩壊可能土砂量として計上されている量をもとに、施工面積に応じて土石流発生抑制量として見込むものとする。

(4) 溪床堆積土砂移動防止工

基礎調査により溪床堆積土砂量として計上されている量を土石流発生量として見込むものとする。

2-4-4 対策施設施工時の留意事項

- ① 施工計画：砂防施設の施工にあたって、その目的により、経済的で安全かつ合理的な施工計画を立案する。
- ② 工程計画：工事内容、地理的条件、水文気象等を検討し、施工の安全を考慮して適正な工程計画を立案する。
- ③ 工程計画と管理：砂防堰堤の施工は経済性を考慮しながら工程計画を立てるべきである。1日標準作業量、ブロック数、最大必要労務者とその平均化、使用機械の能力、日間作業可能日数等について調整を行う必要がある。

2-5 対策施設の効果評価に関する考え方

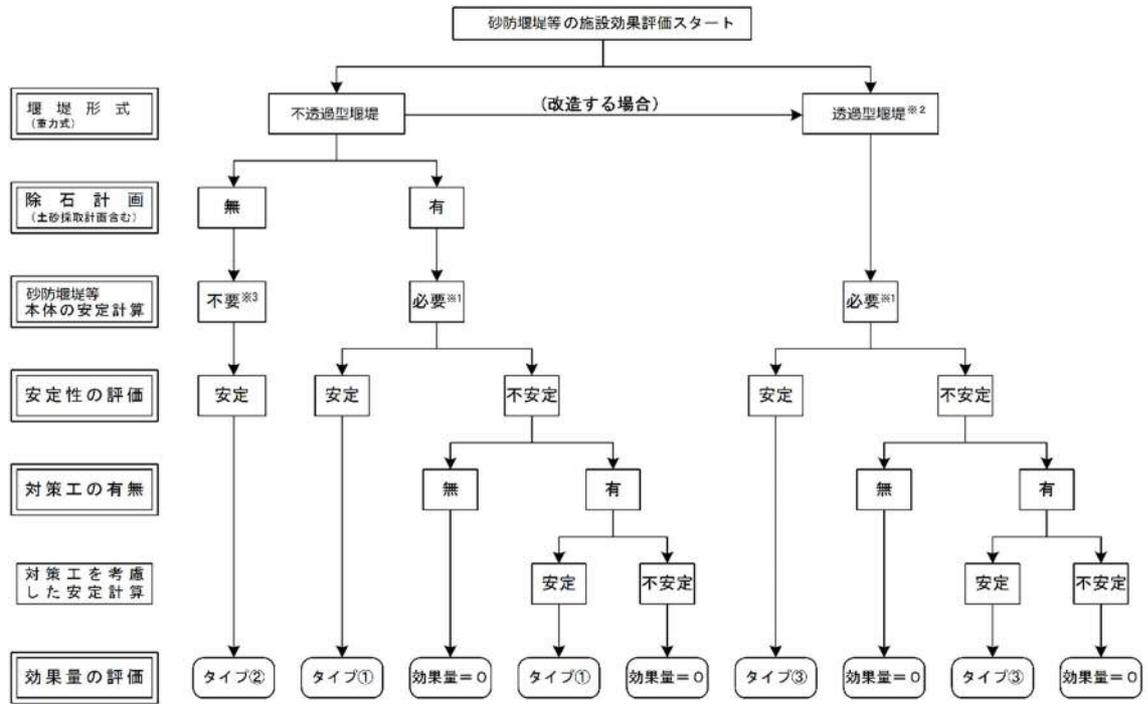
砂防堰堤等の対策施設の効果評価は、「土砂災害防止法マニュアルー鹿児島県版ー【第三編 土石流編】」に準ずるものとし、県が実施した基礎調査の結果を参考とすることができる。

表 2-4 効果量を見込む対策施設

施設の種類		効果を見込む量	備 考
土石流対策堰堤		捕捉量・発生抑制量 貯砂量（空容量：除石後）	除石を前提とした不透過型堰堤は、貯砂量（空容量）も見込む
土石流対策技術指針案を満たさない構造の堰堤		発生抑制量	満砂の場合のみ、発生抑制量を見込む。満砂の判断は土石流危険溪流カルテで行う。
溪流保全工	溪流保全工 （流路工）	発生抑制量	基準地点より上流の区間のみ効果を見込む
	床固工	発生抑制量	基準地点より上流の区間のみ効果を見込む
山腹工		0次谷における土石の量	

①土石流対策砂防堰堤

砂防堰堤等の対策施設効果評価フロー及び効果量は、以下のとおりである。



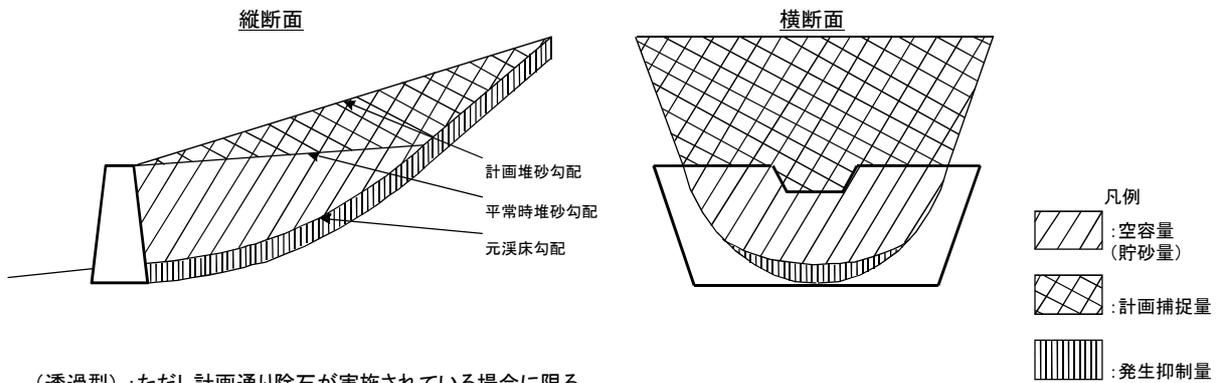
※1：安定計算手法は「土石流・流木対策設計技術指針 平成25年3月 国土技術政策総合研究所」に則る。
 ※2：透過型堰堤は、開口部の大きさが土石流中の木の最大計径の1.5倍以下であることを前提とする。
 ※3：堰堤が破損等により機能が低下していると考えられる場合は、安定計算を行うものとする。

図 2-25 砂防堰堤等の対策施設効果評価フロー

表 2-5 砂防堰堤等の対策施設効果評価表

堰堤の形式	効果量の評価タイプ	効果量		
		捕捉量	発生抑制量	貯砂量（空容量）
不透過型	①	○	○	○
	②	○	○	
透過型	③	○	○	

(不透過型)



(透過型) :ただし計画通り除石が実施されている場合に限る

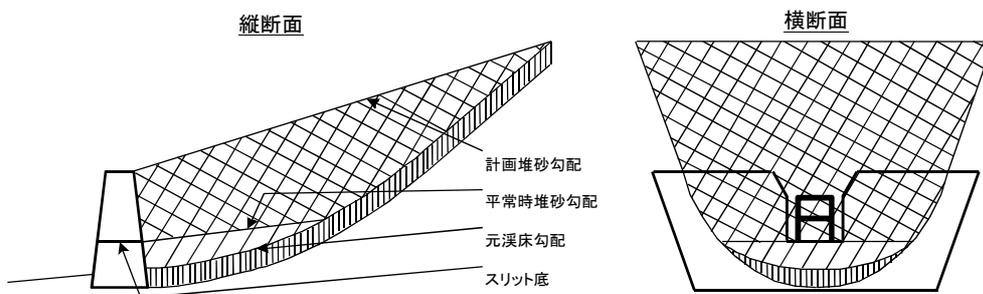


図 2-26 砂防堰堤等の対策施設効果量及び堆砂勾配

ア 計画捕捉量

計画捕捉量は、土石流対策施設により、「計画規模の土石流」を捕捉させる量である。

※計画捕捉量には計画捕捉流木量を含まない。

【解説】

透過型砂防堰堤においては、現溪床勾配と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間(図 2-21)とする。不透過型、部分透過型砂防堰堤においては、平常時堆砂勾配の平面と計画堆砂勾配の平面とで囲まれた空間(図 2-21)とする。

計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により、土石流対策施設を配置する地点の現溪床勾配の 1/2 から 2/3 倍とする。ただし、「計画規模の土石流」が、流下区間の勾配の下限値である 1/6 の勾配より急な勾配では堆積しないと考えられるため、計画堆砂勾配は 1/6 の勾配($\tan \theta$)を上限とする。

また、地質条件(例えば、マサ土やシラス等)により計画堆砂勾配および平常時堆砂勾配が緩勾配となることが知られている場合は既往実績によって地域別に決定する。計画捕捉量は、図 2-21 に示す容量を除石(流木の除去を含む)により確保しなければならない。

イ 計画発生(流出)抑制量

計画発生(流出)抑制量は、土石流対策施設により、計画規模の土石流の流出量を減少させる量である。

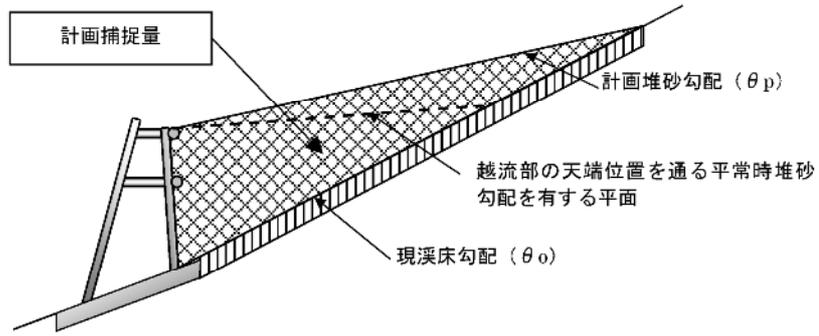
※計画発生(流出)抑制量には計画流木発生抑制量を含まない。

【解説】

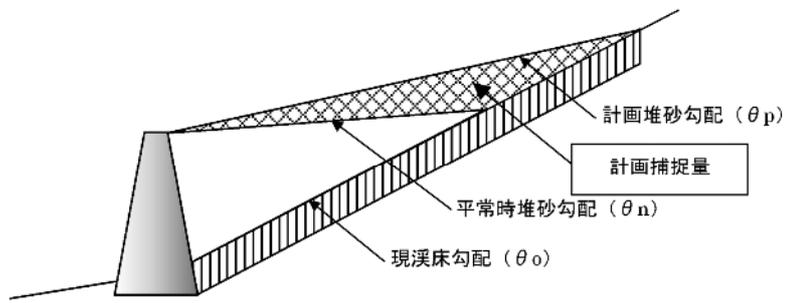
計画発生(流出)抑制量は、計画流出量(計画流出土砂量)を評価している区間に存在する移動可能溪床堆積土砂量、崩壊可能土砂量を対象としている。

計画発生(流出)抑制量は、計画堆積量を除石(流木の除去を含む)等により確保する場合においても、計画堆砂勾配を有する平面と現溪床が交わる地点から砂防堰堤までの区間に存在する溪床堆積土砂量である。

・透過型の場合



・不透過型の場合



・部分透過型の場合

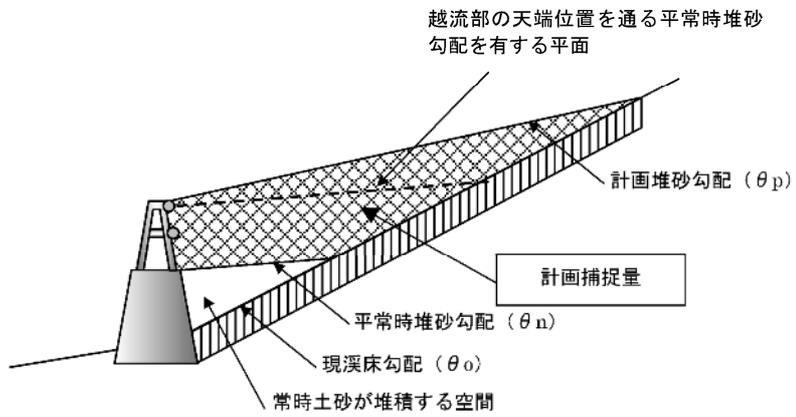


図 2-27 土石流捕捉工の効果量

②土石流・流木対策設計技術指針を満たさない構造の堰堤

治山堰堤や所管不明の堰堤等で「土石流・流木対策設計技術指針」の基準を満たしていないものは計画捕捉量を評価しない。計画発生（流出）抑制量は，調査時点において未満砂であっても満砂と見なし効果を評価するものとする。

③溪流保全工

溪流保全工の効果量は，特別警戒区域を設定するための基礎調査において，溪床堆積土砂量として計上されている量をもとに，計画発生（流出）抑制量として見込むものとする。

【解 説】

溪流保全工（床固工その他護岸工等）は，基準地点より上流の設置区間について発生抑制量を評価し，基準地点下流では見込まない。

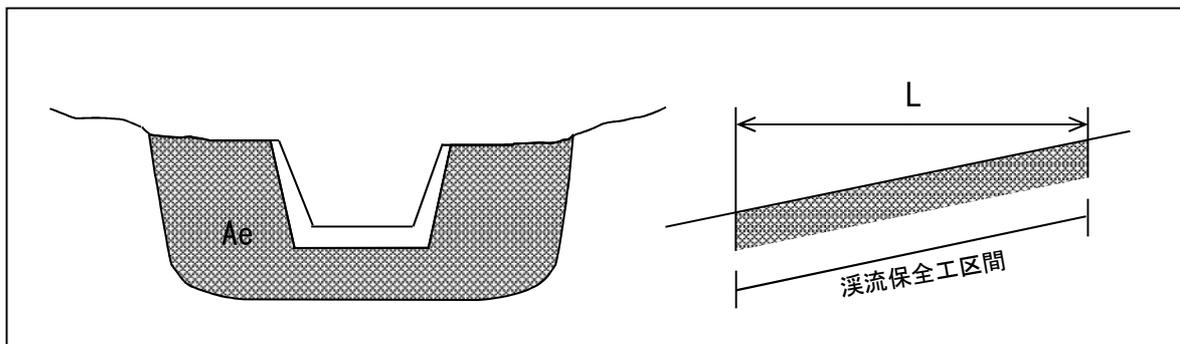


図 2-28 溪流保全工の施設効果模式図

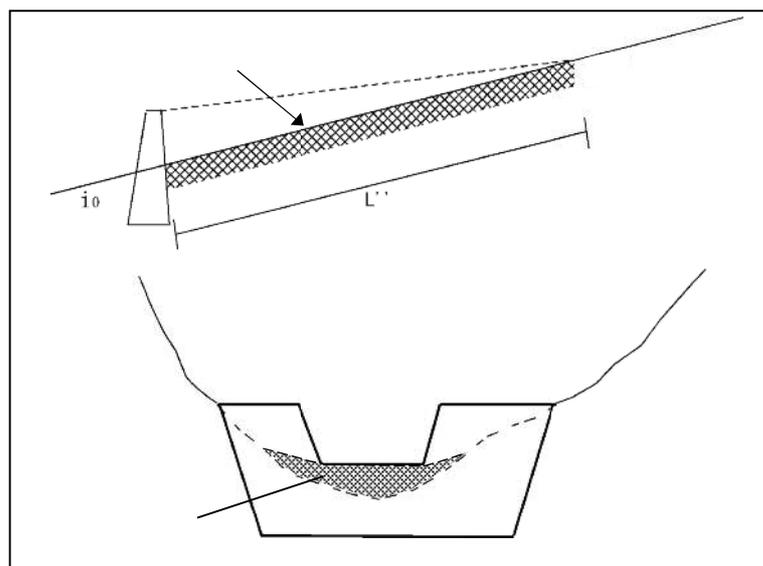


図 2-29 溪流保全工(床固工)の施設効果模式図

④山腹工

山腹工については、以下の方法により効果量を算出することができる。

1) 施設が施工されている部分に相当する0次谷の移動可能土砂量を直接差し引く方法

0次谷流域界内の溪床において、施設が施工されている部分と重なる0次谷の移動可能土砂量分を効果量とする。

2) 施設の面積と0次谷の流域面積の関係から効果量を算出する方法

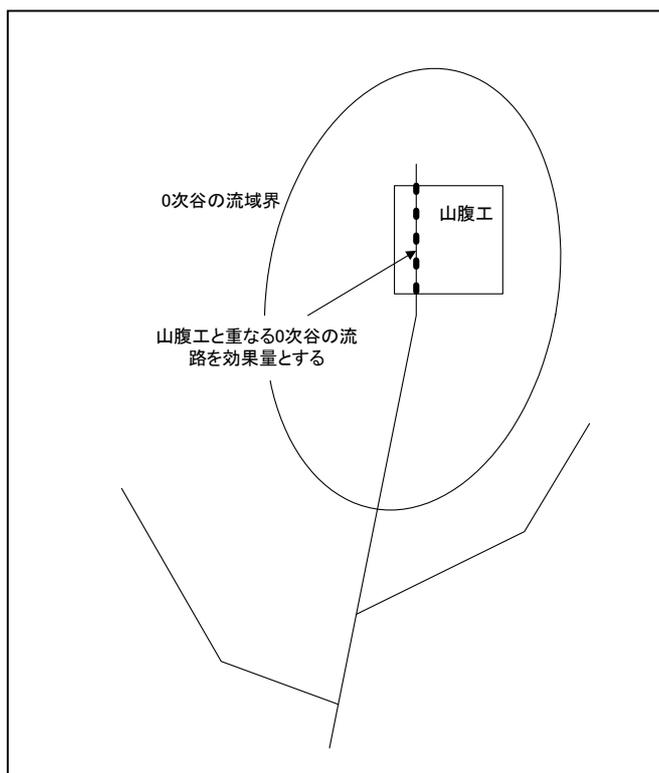
施設が溪床部分と重ならない場合、0次谷の流域面積に対する施設の面積を、0次谷の流路長に対する効果量の流路長として効果量を算出する。

0次谷の流域面積 A : 山腹工の面積 B

= 0次谷の流路長 L : 山腹工の施設効果量を算出するための流路長 L'

以上より求めた L' に、0次谷移動可能土砂量の断面積を乗じて効果量を算出する。

$$\text{山腹工の効果量(m}^3\text{)} = Ae' \text{ (m}^3\text{/m)} \times L' \text{ (m)}$$



⑤ 基準地点より下流の砂防堰堤の取扱い

基準地点より下流では、「侵食による土砂生産」を想定しないため、計画発生(流出)抑制量は評価しない。計画捕捉量は①，②に準じて算出する。

⑥ 溪流を横断する人工構造物

道路盛土，鉄道盛土，ため池の盛土など溪流を横断する人工構造物は土石流対策施設ではなく，土石流の流下により破損する可能性があることから，効果量は見込まない。ただし関係機関等との協議により，安全に土石流量を低減させる効果が認められると判断された場合は，別途基準を設けて効果量を算出する。

3. 堰堤等の設計外力の設定

3-1 設計諸定数

3-1-1 土石流の力や高さの計算に用いる定数

土石流の力や高さの計算に用いる定数は、土石流に含まれる礫の密度、土石流に含まれる流水の密度、土石流に含まれる土石等の内部摩擦角、粗度係数、堆積土砂等の容積濃度がある。これらの値は、実況に応じて設定するものとする。

【解説】

堰堤の設計に用いる土石流の力や高さの算定は、政令第4条に規定される式を用いて行う。その式中の定数については対策施設の設置位置の実況に応じて設定するものとする。ただし、特別警戒区域の設定にあたって鹿児島県はこれらの定数の値を設定しており、開発者が力の大きさを算定するにあたっては鹿児島県が設定したものを参考とすることができる。

また、この他に当該地付近で実施されている土石流対策工事や以下の関連の指針に示されている定数を参考とすることもできる。

【参考】土石等の土質定数の推定

表 3-1 土質定数など

項 目	記 号	単 位	参 考 値
土石流に含まれる礫の密度	σ	t/m ³	2.6
土石流に含まれる流水の密度	ρ	t/m ³	1.2
土石流に含まれる土石等の内部摩擦角	ϕ	°	30~40
粗度係数	N	—	0.1
堆積土石等の容積濃度	C*	—	0.6

出典：砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）解説 平成 28 年 3 月

表 3-2 土砂の水中における土質定数

種 別	状 態	単位重量 (t/m ³)	水中の単位重量 (t/m ³)	内部摩擦角 (度)	水中の内部摩擦角 (度) ϕ
砂 石	—	1.6~1.9	1.0~1.3	35~45	35
砂 利	—	1.6~2.0	1.0~1.2	30~40	30
炭がら	—	0.9~1.2	0.4~0.7	30~40	30
砂	しまったもの	1.7~2.0	1.0	35~40	30~35
	ややゆるいもの	1.6~1.9	0.9	30~35	25~30
	ゆるいもの	1.5~1.8	0.8	25~30	20~25
普通土	固いもの	1.7~1.9	1.0	25~35	20~30
	やや軟かいもの	1.6~1.8	0.8~1.0	20~30	15~25
	軟かいもの	1.5~1.7	0.6~0.9	15~25	10~20
粘 土	固いもの	1.6~1.9	0.6~0.9	20~30	10~20
	やや軟かいもの	1.5~1.8	0.5~0.8	10~20	0~10
	軟かいもの	1.4~1.7	0.4~0.7	0~10	0
シルト	固いもの	1.6~1.8	1.0	10~20	5~15
	軟かいもの	1.4~1.7	0.5~0.7	0	0

出典：全国治水砂防協会：改訂版 砂防設計公式集（マニュアル）（昭和 59 年 11 月）

(3-1-2 基礎の支持力等の計算に用いる定数

堰堤及び床固の基礎の支持力等の計算に用いる定数は、地盤の許容支持力並びに基礎底面と地盤との間の摩擦係数及びせん断強度がある。これらの値は、実況に応じて設定するものとする。

【解 説】

堰堤の安定性の検討は、実況に応じて設定した定数により計算する。

また、この地に当該地付近で実施されている土石流対策工事や以下の関連の指針に示されている定数を参考とすることもできる。

【参 考】土石等の土質定数の推定

① 地盤の許容支持力

表 3-3 地盤の許容支持力 (KN/m²)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	5880	岩 魂 玉 石	588
中 硬 岩 (B)	3920	礫 層	392
軟 岩 (II) (C _H)	1960	砂 質 層	245
軟 岩 (I) (C _M)	1180	粘 土 層	98.1

出典：鹿児島県土木部砂防課：砂防事業設計積算基準（平成 29 年 10 月）

② 基礎底面と地盤との間の摩擦係数とせん断強度

表 3-4 地盤のせん断強度 (KN/m²)・内部摩擦係数

岩 盤			砂 礫 盤		
区分	せん断強度	内部摩擦係数	区分	せん断強度	内部摩擦係数
硬 岩 (A)	2940	1.2	岩 魂 玉 石	294	0.7
中 硬 岩 (B)	1960	1.0	礫 層	98.1	0.6
軟 岩 (II) (C _H)	981	0.8	砂 質 層	—	0.55
軟 岩 (I) (C _M)	588	0.7	粘 土 層	—	0.45

出典：鹿児島県土木部砂防課：砂防事業設計積算基準（平成 29 年 10 月）

3-2 設計外力の設定

堰堤、床固の設計にあたっては、土圧、水圧、自重及び当該対策施設に作用することが想定される土石流流体力を考慮する。

【解説】

3-2-1 土圧

堰堤等の設計にあたって考慮すべき土圧は、堰堤等に堆積する土砂の堆砂圧である。この詳細については「河川砂防技術基準（案）設計編」を参照。

3-2-2 水圧

堰堤等の設計にあたって考慮すべき水圧は、堰堤等に貯水する流水の静水圧である。この詳細については「河川砂防技術基準（案）設計編」を参照。

3-2-3 土石流の力と高さ

土石流を堆積させるための対策施設の設計にあたっては、土石流が発生した場合に生じる土石等の流体力を考慮し、安定性の検討をしなければならない。それぞれの概要を表3-5に示す。

表 3-5 土石流の力と高さ

衝撃に関する事項	解説
土石流の力	土石流により対策施設に作用すると想定される力
土石流の高さ	土石流が対策施設に作用するときの高さ

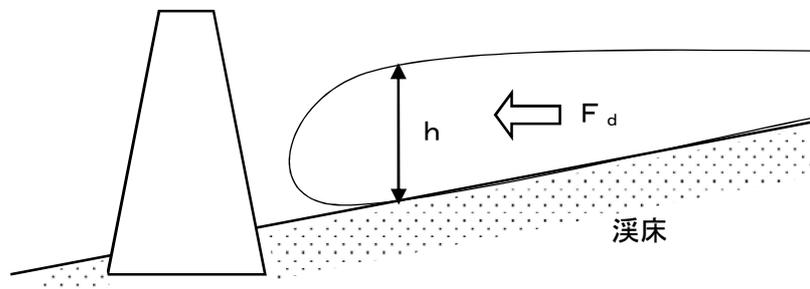


図3-1 土石流流体力の概念図

1) 土石流の高さ

対策施設に作用する土石流の高さは、「基礎調査の手引き技術基準(案) 土石流編」に準拠し、以下の式で算定する。

$$h_0 = \left(\frac{K_n \times Q_{sp0}}{B_{da} \cdot (\sin \theta_0)^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{5}}$$

ここに、

h_0 : 土石流の高さ (m)

K_n ※1 : 粗度係数

Q_{sp0} ※2 : 土石流ピーク流量 (m³/sec)

B_{da0} ※3 : 土石流流下幅 (m)

θ ※4 : 土石流が流下する土地の勾配 (°)

※1 : 「3-1 設計諸定数」を参照。

※2 : 土石流ピーク流量は下記「① 土石流ピーク流量」を参照。

※3 : 土石流の幅は下記「② 砂防堰堤に作用する土石流の幅」を参照。

※4 : 土石流が流下する土地の勾配は下記「③ 流下する溪床の勾配」を参照。

① 土石流ピーク流量

対策施設設置地点での土石流ピーク流量(Q_{sp0})は、以下の式で算出される。

$$Q_{sp0} = \frac{0.01}{C_{d0}} C_* \cdot V_{dqp}$$

C_{d0} は対策施設設置地点での流動中の土石流の土砂濃度であり、以下の式で示される。

$$C_{d0} = \frac{\rho \cdot \tan \theta_0}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta_0)}$$

ここで、 Q_{sp0} : 対策施設設置地点での土石流ピーク流量 (m³/sec)

C_* : 堆積土石等の容積濃度

V_{dqp} : 土石流により流下する土石等の量 (m³)

C_{d0} : 土石流の流動中の土砂濃度

θ_0 : 対策施設設置地点の上流 200m 区間平均勾配 (°)

ϕ : 土石流に含まれる土石等の内部摩擦角 (°)

σ : 土石流に含まれる礫の密度 (103kg/m³)

ρ : 土石流に含まれる流水の密度 (103kg/m³)

ただし、計算値が $0.9C_*$ より大きくなる場合は $0.9C_*$ (=0.54) とするが、下限値は設定しない。

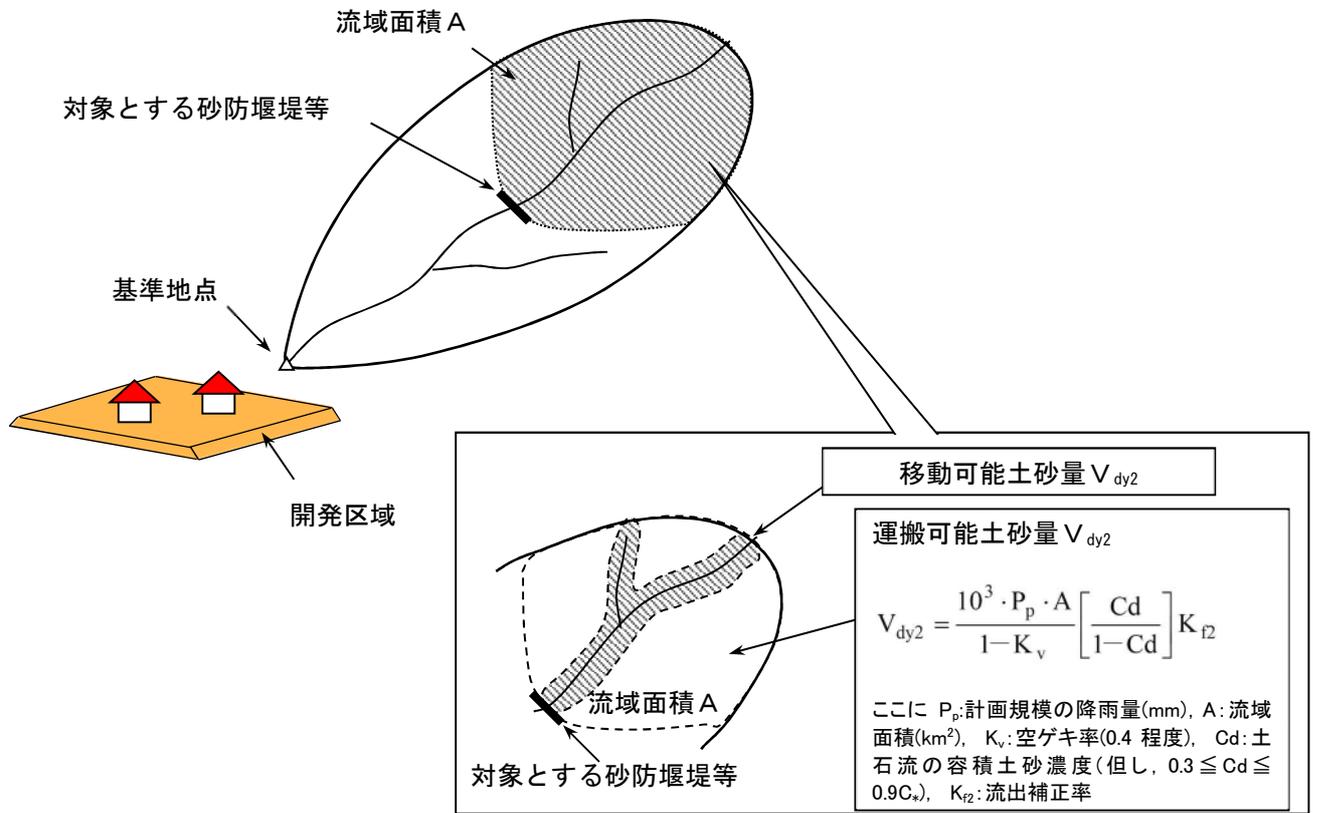


図3-2 土石流ピーク流量の算出

② 砂防堰堤に作用する土石流の幅

砂防堰堤に作用する土石流幅の算定に際しては、「基礎調査の手引き技術基準(案)土石流編」を参照する。

土石流の流下する幅の算出は、以下の手順により行う。

- ① 流下幅算出地点の設定
- ② 流下幅の算出
- ③ 土石流が流下する幅の決定(現況河道・現況河道以外)

ア 土石流流下幅算出地点の設定

土石流が流下する幅を算出する地点は、前項において設定した土石流の流下方向(主流路)を縦断方向として、これに直交する横断測線上とする。

横断測線は、概ね 20m 間隔で設定すること基本とし、1 溪流に最低 3 断面以上設定する。

なお、河道の屈曲点、谷幅が急激に変化する点、対策工および盛土・堀割構造等が存在する区間など、土石流の流下方向や幅が大きく変化する可能性がある区間においては、横断測線を適宜追加設定する。

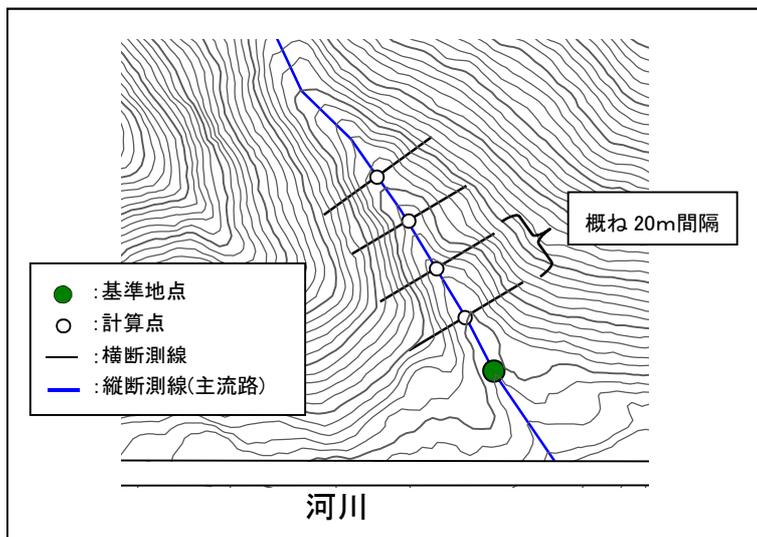


図3-3 算出地点設定イメージ

イ 土石流流下幅算出方法の設定

土石流流下幅算出方法は、流路が明確な場合と、不明確な場合とで異なる。設定する手順は以下のフローに従うものとする。

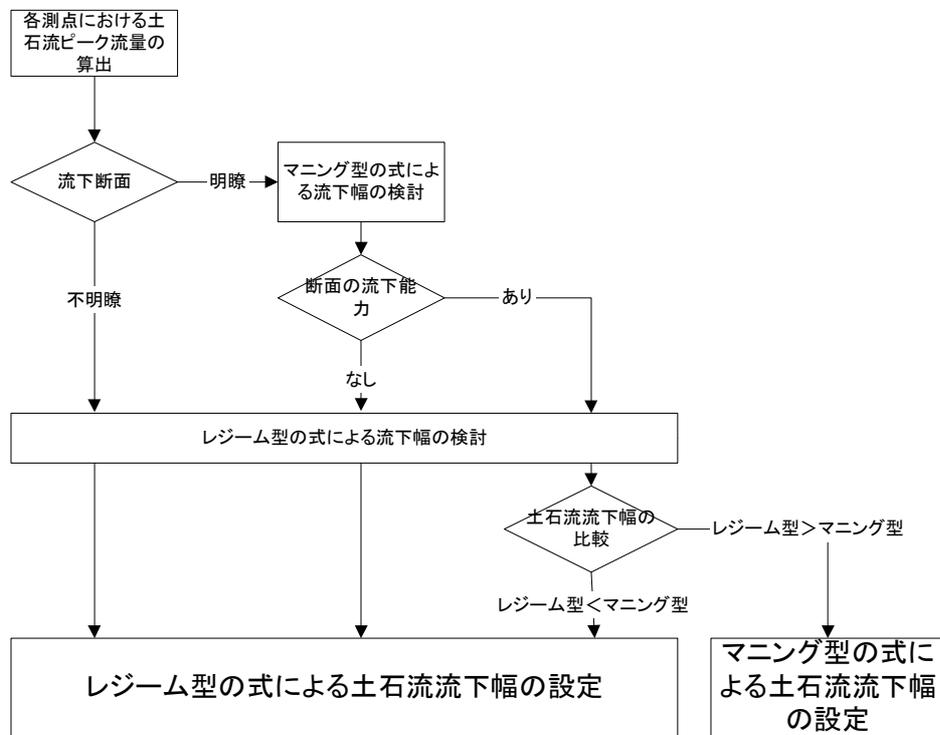


図3-4 流下幅の設定フロー

a) レジーム型の式による設定

扇状地等で流路が不明瞭な場合は、災害事例を元に国土技術政策総合技術センターが示した以下の関係式(レジーム型の式)を用いて、土石流流下幅を算出する。

$$B_i = \alpha \cdot Q_{spi}^{\beta}$$

ここで、 B_i : 流下幅

Q_{spi} : 流量

α , β : 係数 ($\alpha=4.0$, $\beta=0.5$ とする)

※ $\alpha=4.0$, $\beta=0.5$ は、土石流の既往災害実績にもとづき全壊した家屋を概ね包含する流下幅から設定された値である。

なお、流下幅をレジーム型の式により設定する測線が連続する場合は、その最上流の測線(レジーム基点)で算出された流下幅をその測線より下流の測線でも採用する。すなわち、レジーム型の式により流下幅が連続して設定される区間では、流下幅が一定となる。また、レジーム型の式による流下幅は、各横断測線地点で縦断測線地点を中心として設定する。

b) マニング型の式による設定

流路が明確で、かつ「土石流により流下する土石等の量の算出」で計算される土石流ピーク流量を流下させる断面がある場合には、平均流速公式レベル 1 (マニングの平均流速公式) の計算式により幅を設定する。

$$U_i = \frac{Q_i}{A_i} = \frac{1}{K_n} R_i^{\frac{2}{3}} I_{bi}^{\frac{1}{2}}$$

ここで、 U_i : 断面平均流速
 Q_i : 流量
 A_i : 流れの断面積
 K_n : 粗度係数
 R_i : 径深, $R=A/S$ (S は潤辺長)
 I_{bi} : 水路縦断勾配

上式より,

$$Q_i = \frac{1}{K_n} \cdot \left(\frac{A_i}{S_i} \right)^{\frac{2}{3}} (\sin \theta'_i)^{\frac{1}{2}} \cdot A_i$$

ここで,

S_i : 潤辺長 ($S=A/R$, R : 径深)
 θ'_i : 上流 200m 区間平均勾配

土石流ピーク流量 Q_{spi} = 流量 Q_i となる土石流流下断面積 A を求めることにより、流下幅 B_i を算出することができる。

このとき、流下幅 B_i に対応した仮想水位も算出されるが、区域設定で使用する土石流の高度は、「1) 土石流の高度の算出」に示す告示式に基づくものとする。

なお、土石流流下幅 B_i を断面流下能力で設定する場合は、レジーム型の式による流下幅を最大値とする。

■三面張りの流路工がある場合の流下幅の設定

三面張りの流路工がある場合の流下幅は、以下のように手順で設定する。

- I) 流路工における断面流下能力を検討する(このとき、粗度係数 $K_n=0.03$ とする)。
- II) 流路工の断面流下能力がある場合は、流路工幅を流下幅とする。
- III) 流路工の断面流下能力がない場合は、流路工を含めた地形横断による断面流下能力を検討する(このとき、粗度係数 $K_n=0.10$ とする)。
- IV) 上記 II), III) で設定できない場合は、レジーム型の式により設定する。

c) 土石流が流下する幅の設定（現況河道・現況河道以外）

各横断測線における土石流ピーク流量に基づき、2)で算出された流下幅を設定する。
以下に、i)～iii)の設定例を示す。

- i) 断面流下能力→レジーム型の式となる場合の流下幅の設定
- ii) レジーム型の式→断面流下能力となる場合の流下幅の設定
- iii) レジーム型の式による流下幅が地形による規制を受ける場合の流下幅の設定

i) 断面流下能力→レジーム型の式となる場合の流下幅の設定

下図のように、流下幅の算出方法が谷出口（横断測線②）等を境に、断面流下能力による方法からレジーム型の式による方法となる場合

- ・横断測線①，②：各測線の土石流ピーク流量から算出された流下幅を設定する。
- ・横断測線③，④：測線③の土石流ピーク流量から算出された流下幅を設定する。以下、測線④より下流の測線がレジーム型の式による場合、同様に測線③で算出された流下幅を設定する。

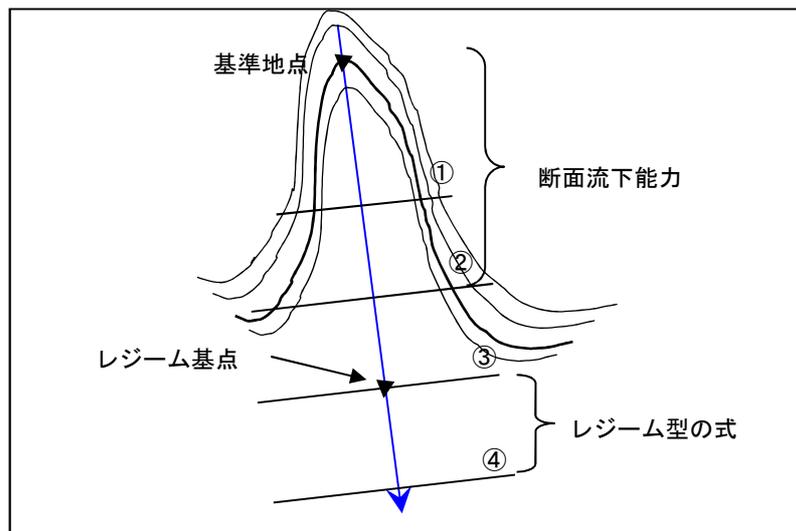


図3-5 断面流下能力→レジーム型の式となる場合の流下幅の設定

ii) レジーム型の式→断面流下能力となる場合の流下幅の設定

下図のように、①の場合とは逆に流下幅の算出方法が横断測線③を境に、レジーム型の式による方法から断面流下能力による方法となる場合

- ・横断測線①，②：上流のレジーム基点となる測線で算出された流下幅を設定する。
- ・横断測線③，④：各測線土石流ピーク流量から算出された流下幅を設定する。

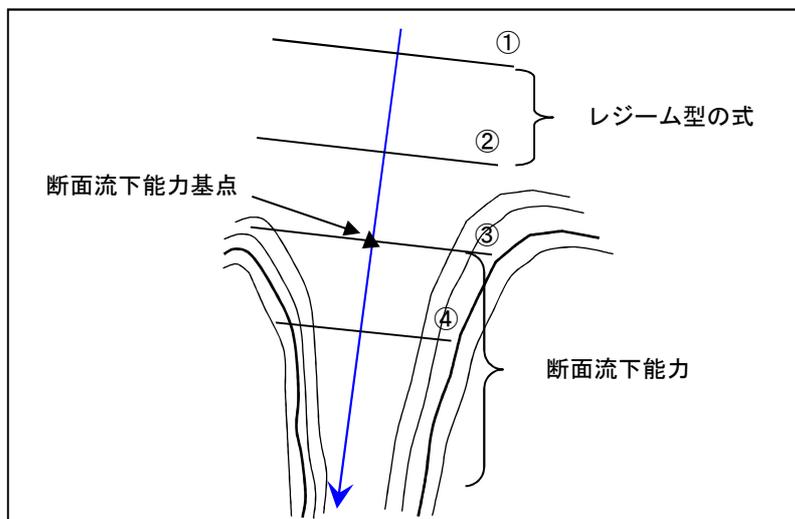


図3-6 レジーム型の式→断面流下能力となる場合の流下幅の設定

iii) レジーム型の式による流下幅が地形による規制を受ける場合の流下幅の設定

各横断測線地点で、縦断測線地点を中心として流下幅を設定する。

ただし、算出された幅が現地の平坦地の幅よりも広くなる場合には、以下のように設定する。

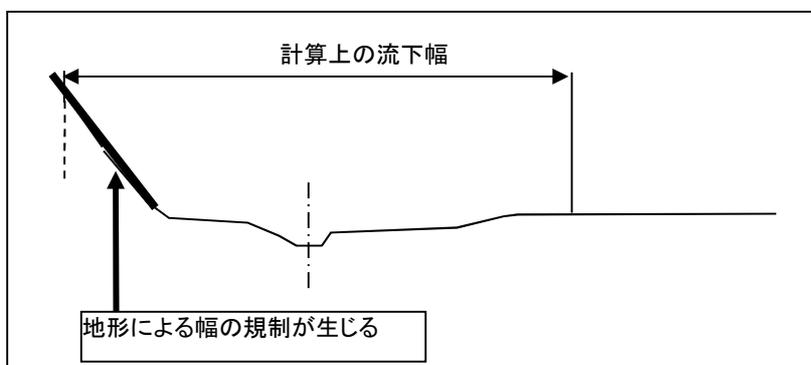


図3-7 レジーム型の式で算出した幅が実際の地形では設定できない例

このような場合には、地形図上で流下方向の再確認を行い、必要に応じて流下方向の再設定を行う。

流下方向に問題がないと判断される場合には、この測線の平坦面での最高標高値に土石流の高さを加えた標高までとして流下幅を設定する。

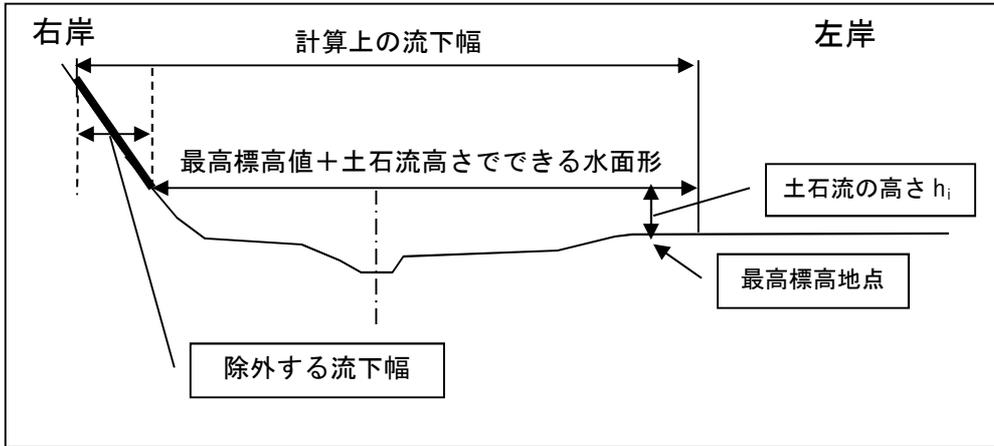


図3-8 レジーム型の式で算出した幅が実際の地形では設定できない場合の設定例

なお、レジーム型の式により流下幅を設定する場合において、設定された流下幅の両側が地形により規制される場合は基本的に存在しない(なぜならば、両側が規制を受けているときは、断面流下能力による流下幅の設定を用いなければならないからである)。ただし、「断面流下能力により算出された流下幅」が、「レジーム型の式により算出された流下幅」より大きい場合は、「レジーム型の式により算出された流下幅」を採用する。

③流下する溪床の勾配

土石流が流下する溪床の勾配 θ は、下図のとおりとする。

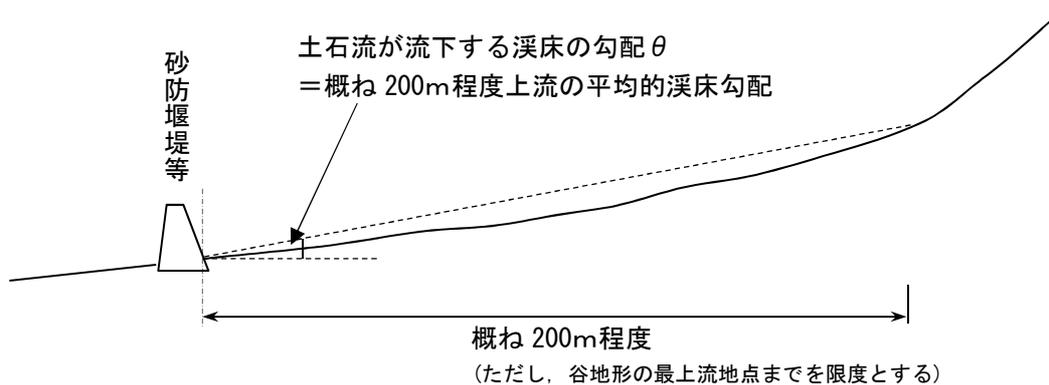


図3-9 土石流が流下する溪床勾配

2) 土石流の力

土石流による流体力は、土石流の土石等の密度と、土石流の流速により算定する。

【解説】

各測線における土石流により作用すると想定される力(F_{di})は、「基礎調査の手引き技術基準(案) 土石流編」に準じ、以下の式で算出する。

$$F_{di} = \rho_{di} \cdot U_i^2$$

ここで、 ρ_{di} ：以下の式により算出した流動中の土石流の土石等の密度(t/m³)

$$\rho_{di} = \frac{\rho \tan \phi}{\tan \phi - \tan \theta_i} = \sigma \cdot C_{di} + \rho(1 - C_{di})$$

C_{di} は、計算値が $0.9C_*$ より大きくなる場合は $0.9C_*$ (=0.54)とするが、下限値は設定しない。

U_i ：以下の式により算出した土石流の流速(m/s)

$$U_i = \frac{R_i^{2/3} (\sin \theta_i)^{1/2}}{n}$$

R_i ：土石流の径深、ここでは $R_i = h_i$ とする。

ここで、「 $\sin \theta_i$ 」の勾配 θ_i は、各横断測線における上流200m勾配であり、 C_d の算出に関わる勾配 θ'_i と異なることに注意する。

3) 地震時の力

ダム高15m以上の砂防堰堤については、「土石流・流木対策設計技術指針」に従うこととする。また、地震時慣性力と地震時動水圧を考慮し、地震時に対する安全性について確認することとする。

4. 堰堤の設計

堰堤を設計する場合は、土圧、水圧、自重及び当該堰堤に作用すると想定される土石流の流体力を考慮して、損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造とすること。

4-1 土石流捕捉工

4-1-1 不透過型砂防堰堤の設計

(1) 設計の手順

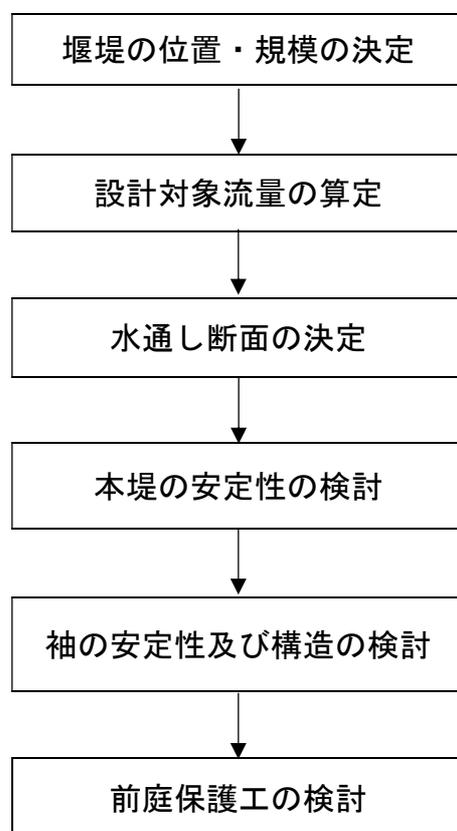


図 4-1 設計の手順

(2) 設計対象流量の算定

設計流量は、当該設計対象施設の位置における流出土砂量に基づいて、土石流ピーク流量を算出するものとする。

【解 説】

原則として、設計流量は「土石流対策技術指針（案）」の流出土砂量に基づく土石流ピーク流量の算出方法によって求める。

$$Q_{sp} = 0.01 \cdot \Sigma Q$$

$$\Sigma Q = \frac{V \cdot C_*}{Cd}$$

ここで、 Q_{sp} ：土石流ピーク流量、 ΣQ ：対象施設における土石流総流量、 V ：対象施設における最長渓流の流出土砂量、 Cd ：対象施設における土石流濃度、 C_* ：堆積物の容積濃度を示す。

(3) 水通し断面の決定

水通し断面は計画地点の設計流量に対して、せきの公式又は Manning 型の式により越流水深を求め、両者の大きい方の水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。なお、水通し幅は 3 m 以上を原則とする。

【解 説】

土石流ピーク流量に対して水通し断面を決定する場合、越流水深は Manning 型の式により求めるものとする。

余裕高は、河川砂防技術基準（案）計画編による。

袖の高さ（越流水深＋余裕高）が、最大礫径よりも小さい場合は最大礫径以上とする。

土石流ピーク流量に対して水通し断面を決定する場合において、地形等の理由により水通し断面を確保できないときは、袖部を含めた断面によって対処することができる。

上記の場合、又はせきの公式で水通し断面を決定した場合において、土石流がダムを越流することが想定される時には、土石流ピーク流量は図 4-2 のように袖天端勾配を有する袖部を含めた断面によって対処することができる。この場合、袖部の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗掘防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、コンクリート張護岸工の施工等の適切な処置を講じなければならない。

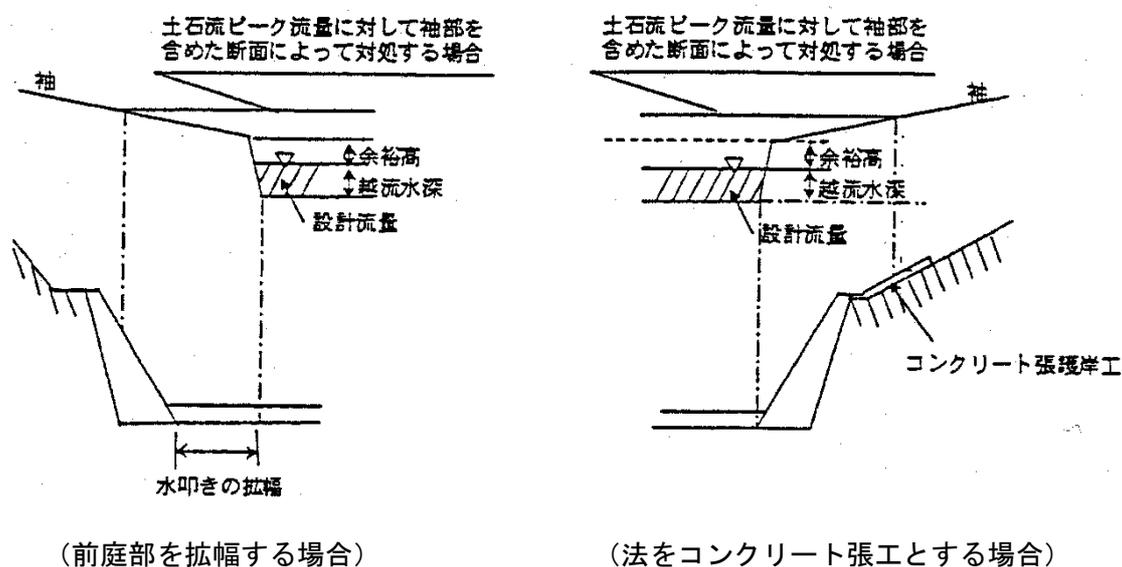


図 4-2 水通し断面

(4) 本堤の安定性の検討

不透過型砂防堰堤は、外力について、その安定を保つため次の四つの条件を満たさなければならない。

- a. 堰堤に作用する力によって、損壊しない構造であること。
- b. 堰堤の上流端に引張応力が生じないように堰堤の自重及び外力の合力の作用線が原則として底部の中央 1/3 以内に入ること。
- c. 堰堤底と基礎地盤との間で滑動を起さぬこと。
- d. 堰堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力を超えないこと。地盤の受ける最大圧が地盤の許容支持力以内であること。

【解 説】

滑動に対する安全率 N は、岩盤基礎の場合にはせん断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さい方のせん断強度）を考慮し $N=4.0$ とする。砂礫基礎ではせん断強度を無視し、堤高が 15 m 未満の場合を原則として $N=1.2$ とする。

なお、不透過型砂防堰堤の場合は、安定計算に用いる荷重に対しては、構造計算によって砂防堰堤が一体となって荷重に抵抗するよう設計しなければならない。

① 設計外力の組み合わせ

設計による外力の組み合わせによる検討と、以下に述べる土石流流体力を考慮する場合についての両方を検討し、両方に対して安全でなければならない。

土石流荷重は、礫の衝突による力と流体力がある。前者は局部的に、後者は構造物全体に影響すると考えられるので堰堤の安定計算に対しては流体力のみをとりあげ、礫の衝突による力は必要に応じて、部材の設計等で考慮する。

【解 説】

土石流流体力を考慮した堰堤断面の安定計算に用いる荷重の組み合わせは、重力式コンクリート堰堤では自重の外は次表のとおりとする。ただし、堤高 15m 未満の堰堤における静水圧を計算する場合の水の単位体積重量は、 $1.2 \times 9.81 \text{ k N/ m}^3$ とする。

表 4-1 不透過型堰堤の設計外力の組み合わせ

堰堤高	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
堰堤高 15m 未満	/	静水圧, 堆砂圧, 土石流流体力	静水圧
堰堤高 15m 以上		静水圧, 堆砂圧, 揚 圧力, 地震時慣性力, 地震時動水圧	静水圧, 堆砂圧, 揚圧力

土石流荷重は堤体に最も危険な状態を想定するものとし、堆砂地が土石流の水深分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堤を直撃したケースを想定する。(図 5-3 参照)

表 4-2 設計外力の作用

設計外力	説 明
土石流流体力	$h/2$ の位置に、水平に作用させる。
堆砂圧	堆砂面上に土石流重量が上載荷重となるので、堆砂圧はこの上載荷重による土圧 $C_e \cdot \rho d \cdot h$ を加えた大きさとする。
静水圧	堆砂面上は土石流流体力が作用しているので、堆砂面下の部分だけ作用することとする。
地震時慣性力, 地震時動水圧, 揚圧力	河川砂防技術基準(案)設計編第3章砂防施設の設計による。

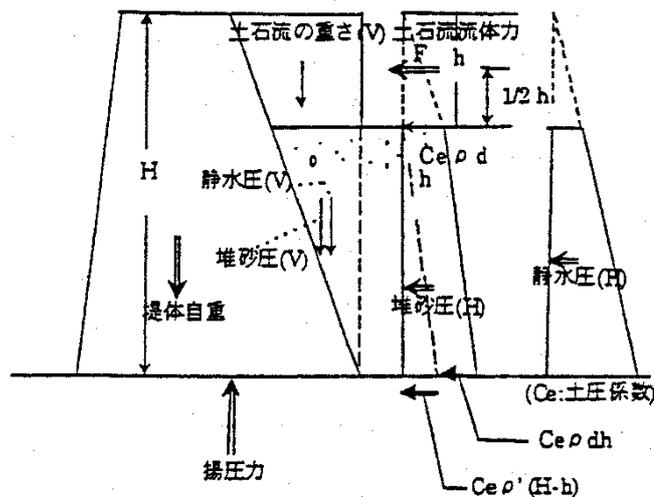


図 4-3 土石流時の設計荷重

② 下流のり

堰堤の下流のり面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。

【解説】

堰堤の越流部における下流のりの勾配は一般に 1 : 0.2 とする。

なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂の流出が少ない流域面積の小さい溪流では、これより緩くすることができる。

下流のり勾配を緩くする場合は、土砂が活発に流送され始める流速 U (m/S) と、堰堤の高さ H (m) より次式

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U$$

で求められる勾配よりも急にする。ただし、 $0.2 \leq L/H \leq 1.0$ とする。

土砂が活発に流送され始める流速 U (m/S) は設計外力で用いた流速の 50% 程度とする。

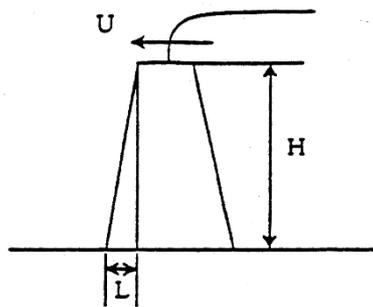


図 4-4 下流法勾配

③ 基礎

堰堤基礎は岩着することが望ましい。フローティングダムは高さ 15m 未満であることを原則とする。

(5) 袖の安定性及び構造

① 袖天端幅

堰堤の袖天端幅は、礫・流木の衝突によって破壊されないよう決定する。

無筋コンクリート製袖部の場合の袖天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。但し、必要とされる袖天端幅は4m以内とする。

② 袖の安定計算

水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態を考え、土石流流体力を水平に作用させて安定計算を行う。

③ 袖部の内部破壊に対する構造計算

堰堤の袖部は礫の衝撃及び土石流流体力に対して安全な構造とする。

下流のり勾配を本体下流のり勾配に一致させ、上流のり勾配は直を原則とする。ただし、下流のり勾配を寝かせた逆断面の場合、上下流とも直としてもよい。

袖部天端幅は本堤の天端幅に一致させるか、あるいは、1.5mを上限として鉄筋等による補強を行う。

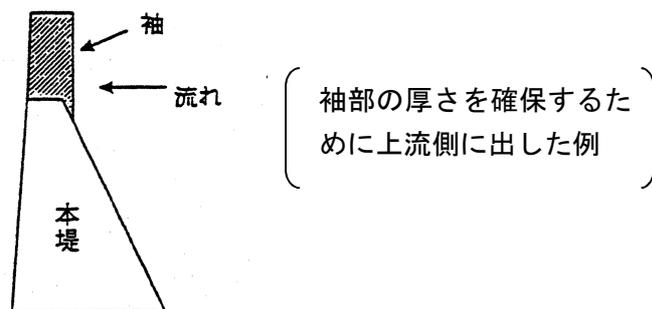


図4-5 袖部の断面

天端緩衝材や盛土による保護、鉄筋、鉄骨による補強により対応する。緩衝材の緩衝効果は試験により確認する。

礫の衝撃により堤体の受ける衝撃力は、堤体材料の種類とその特性によって変化する。マスコンクリートでは、次式で衝撃力(P)が推定できる。

$$P = \beta \cdot n a^{3/2}, n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \quad K_1 = \frac{1 - v_1^2}{\pi E_1}, K_2 = \frac{1 - v_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left(\frac{5v^2}{4n_1 n} \right)^{2/5}, n_1 = \frac{1}{m_2} \quad \beta = (E + 1)^{0.8}, E = \frac{m_2}{m_1} v^2$$

ここで、 E_1 、 E_2 ：コンクリート及び、礫の弾性係数 (N/m^2)、 ν_1 、 ν_2 ：コンクリート及び礫のポアソン比、 m_2 ：礫の質量、 R ：礫の半径 (m)、 π ：円周率 ($=3.14$)、 v ：礫の速度 (m/sec)、 α ：へこみ量 (m)、 K_1 、 K_2 ：定数、 β ：実験定数、 m_1 ：袖部ブロックの質量である。

礫の速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径を与える。また、礫は図 5-3 に示すように水通し天端まで堆積した状態（計画堆砂勾配）で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流水深が礫径より小さい場合は、礫は堆砂面上を流下して衝突するものとする。

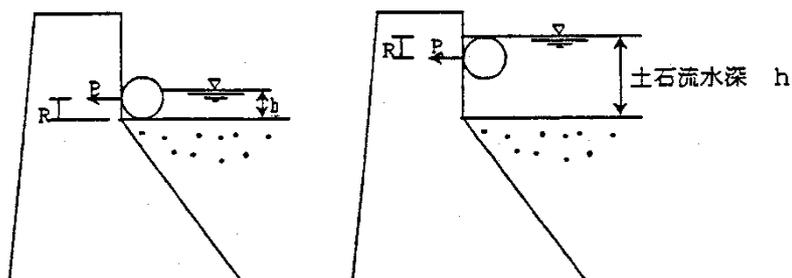


図 4-6 袖に対する礫の衝突荷重

【参 考】 礫及びコンクリートの物理定数の例

礫の弾性係数	$E_2 = 5.0 \times 10^3 \times 9.81 N/m^2$
礫のポアソン比	$\nu_2 = 0.23$
コンクリートの終局強度割線弾性係数	$E_1 = 0.1 \times 2.6 \times 10^4 \times 9.81 N/m^2$
コンクリートのポアソン比	$\nu_1 = 0.194$

礫の衝突によりコンクリート表面にへこみが発生するので、コンクリートは破壊に至る平均的な変形係数（終局強度変形係数）を用いる。この係数値はコンクリート弾性係数の約 1/10 である。

④ 袖小口

堰堤の袖小口は原則として 1 : 0.5 またはこれより緩くする。

⑤ 袖勾配

現溪床勾配程度の勾配をつけることを原則とする。

(6) 前庭保護工

堰堤の前庭部には必要に応じて前庭保護工を設け、洗掘による堤体の破壊を防がなければならない。

【解 説】

前庭保護工は、設計流量（水通し断面の決定に用いた流量）に対して設計する。土石流が袖部を越流すると予想される場合は、図 4-2 に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。副ダムの下流のり勾配は、本堤の下流のりの考え方に従う。副ダムの水通し断面は設計流量に対して余裕高を考慮して決定し、構造は設計流量に対して河川砂防技術基準（案）設計編、砂防施設的设计に従い決定する。但し、土石流が頻発するような流域においては、副ダム構造は本体構造と同じとする。

4-1-2 透過型砂防堰堤の設計

(1) 安定性の検討

透過型砂防堰堤は堤体全体が滑動、転倒および支持力に対して安定であるとともに、透過部を構成する部材が材料の強度に対して安全でなければならない。

【解 説】

① 全体の安全性

透過型砂防堰堤全体の安定条件は不透過型砂防堰堤に準ずる。なお、透過型砂防堰堤の場合は、堤高は原則として15m未満とし、表4-3により所定の安全率1.2を満足させるものとする。

表 4-3 透過型砂防堰堤の設計外力

堰堤高さ	設計荷重 I
15m未 満	土石流の流体力、 堆砂圧及び自重

② 透過部の部材の安全性

透過部を構成する断面は小さく、重力式構造と異なる場合が多いので、堤体全体としては安全でも、部材が破壊することが考えられる。従って、部材の構造計算を行い、材料の強度に対して安全であることを確かめる必要がある。

透過型鋼製砂防堰堤の構造計算にあたっては、部材の発生応力と接合部の強度について解析してその安全を確認しておかなければならない。さらに、骨組が不静定構造となっている場合には、温度変化による影響のみについて検討する。

また、礫の衝突による変形によって、部材の座屈を引き起こし全体破壊に到ることが予想されるので、礫の衝突荷重に対する安全性についての検討も行うこととする。

15m以上の透過型堰堤の設計外力は原則として河川砂防技術基準（案）に基づくが、採用にあたっては実験等により十分検討を行うこととする。

(2) 設計外力

基本的には、不透過型と同様とするが、透過構造に応じた設計外力が作用するものとする。

【解説】

堆砂圧は土石流が上載されるものとして台形分布とする。

透過部分（スリット部分）には砂礫及び水は詰まっていない状態で自重を算定する。

透過型鋼製スリット堰堤のように透過率の高い場合においても、図 4-7 に示す堆砂圧および流体力を外力として堤体全体の安定性、部材の安全性を検討する。土石流自重が上載荷重となるので堆砂圧は台形分布となる。

部分透過型堰堤において基礎コンクリートが厚い場合、基礎天端まで水位があるものとして静水圧を作用させる。

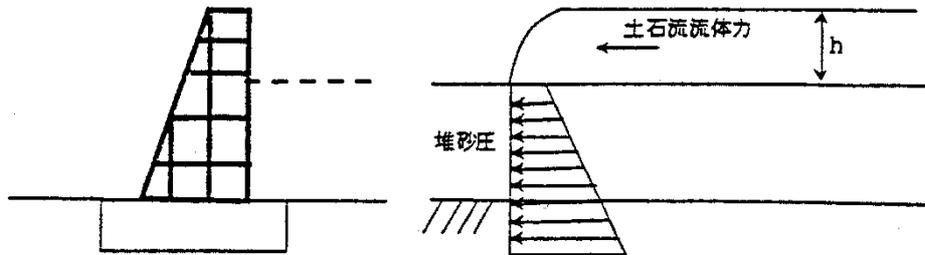


図 4-7 透過型鋼製スリット堰堤の設計外力

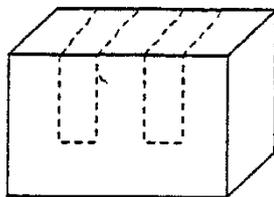
コンクリート・スリット堰堤の場合、設計外力、安定条件等は、不透過型堰堤に準じて行うものとする。但し、堤体自重は水通し部の堤体ブロック全体の重量と、スリット部を含んだ水通し部のブロックの体積より算出した容積の単位体積重量を用いて計算する。

$$r c = W / V$$

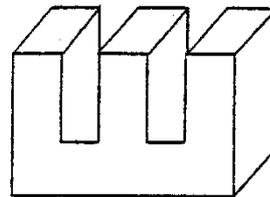
$r c$: 見かけのコンクリート単位体積重量

W : スリット部を除いた堤体重量

V : スリット部を含む堤体積



スリット部を含む水通しの堤体積 (V)



スリット部を除いた水通しの堤体積 (W/rc)

図 4-8 スリット部における水通しの堤体積

(3) 水通し断面

水通し断面の決定は原則として不透過型砂防堰堤によるが、透過部閉塞後も安全に土石流を流せる断面とする。

【解 説】

透過型砂防堰堤の透過部が完全に閉塞した場合に土石流ピーク流量を流し得る十分な水通し断面を有する構造とする。余裕高は不透過型堰堤と同様に決定する。

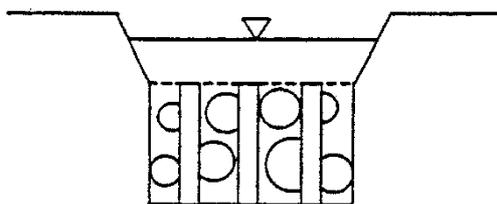


図 4-9 透過型堰堤の水通し

(4) 開口部の大きさ

透過型堰堤の開口部の大きさは、土石流の最大礫径及び施設の目的により決定する。

【解 説】

土石流の最大礫径は、土石流として流出すると予想される土砂の粒径をダム計画地点より上流の溪床及びダムサイト下流各々200m間の溪床堆積物を踏査し、100個以上の巨礫の頻度分布を調べ、累加曲線の95%程度をもって最大礫径とする。

実験によると、開口部の大きさが最大礫径の1.5倍より小さければ、土石流発生時に確実に閉塞し、2.0倍以上では、ピーク土石流量は減少するが完全には閉塞しない。したがって、土石流を確実に捕捉しようとする場合は、開口部の大きさは土石流の最大礫径の1.5倍以下とする。

透過部を閉塞させて土石流を捕捉するための開口部の大きさ

$$b \leq 1.5 d_{max}$$

b : 開口部の大きさ

d_{max} : 土石流中の礫の最大径

(5) 部材及び構造

透過型砂防堰堤は土石流発生時に長時間砂礫の衝突をくり返し受ける可能性があるため、磨耗や一部の破損が構造物全体に致命的な影響を及ぼさないよう部材、構造を選択する。

【解説】

礫が連続的に衝突する部材については必要に応じて緩衝などの処置をとることとする。

(6) 前庭保護工

透過型砂防堰堤の前庭保護工は、透過部が閉塞した状態について設計流量に対して堤体の安定性が維持できるよう必要に応じて計画する。

【解説】

捕捉された土石流の後続流による洗掘が予想される場合及び、透過部下端と溪床面との間に落差を生じる構造や透過部面積率が小さい場合などには、不透過型砂防堰堤に準じた前庭保護工を必要とする。減勢工や副堤については、その必要性を十分吟味して計画する。

4-2 土石流堆積工

(1) 種類

土石流を積極的に堆積させる土石流堆積工には、下記の2種類がある。これらは、土砂堆積後における除石の実施を前提としている。

① 土石流堆積流路

土石流導流工の縦断勾配を緩和及び流路断面を拡幅して土石流の流動性を低下させて、流路工内に積極的に土石流を堆積させるものである。

② 土石流分散堆積地

扇状地地形を掘り込んで、土石流を堆積させる空間を設けるもので、上下流端には床固又は堰堤を配置する。下流は流末処理のための土石流導流工に接続する。堆積効果増大のために、中間に床固を設置することがある。また、必要に応じ護岸工、護床工を設置する。

(2) 土石流堆積流路

土石流を扇状地内の流路に積極的に堆積させる。

【解 説】

流路に土石流を積極的に堆積させるために、流路勾配の緩和、流路断面の拡幅により、土砂輸送能力を低下させる。ただし、土石流発生以前の常時の流量において土砂が堆積するようでは、土石流発生時での堆積容量が減少する。従って、常時の流出土砂量（土砂混入濃度）を想定し、これが堆積しない程度まで流路勾配を緩くするものとする。

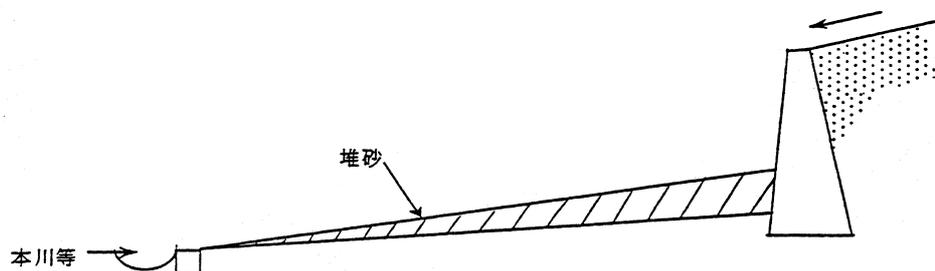


図 4-10 土石流堆積流路

(3) 土石流分散堆積地

① 形状

土石流分散堆積地の形状は土石流の流動性および地形の特性を把握し適切な形状とする。過去の土石流の規模、流下・氾濫特性、類似溪流の発生事例を基に分散堆積地の形状を定める。

土石流の流動性が低く、溪床勾配が急勾配なほど土石流は拡散しにくいので、分散堆積地の形状は細長い形状とする。土石流及び溪床勾配の特性が逆の場合は、巾広の形状とする。

② 計画堆砂勾配

土石流分散堆積地の計画堆砂勾配は現溪床勾配の $1/2 \sim 2/3$ の勾配を基準とする。

③ 計画堆砂量

土石流分散堆積地の計画堆砂量は計画堆砂勾配で堆砂した状態について求める。

④ 構造

土石流分散堆積地の上、下流端には堰堤または床固を設け、堆砂地内には必要に応じて護岸、床固を設ける。上流端砂防堰堤（床固工）は堆積地勾配を緩和するために掘り込み形式とするので、上流端の現溪床との落差を確保するために設置する。下流端堰堤は拡散した流れを制御し河道にスムーズに戻す機能を持つ。堆積容量を増大するために堆積部に床固を設置することがある。土石流分散堆積地の幅（ W_2 ）は上流部流路幅（ W_1 ）の5倍程度以内を目安とする。

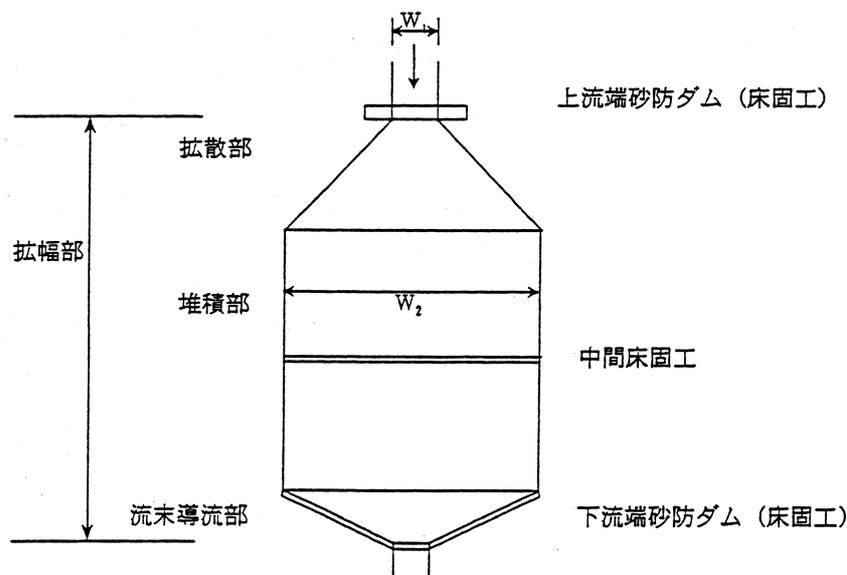


図 4-11 土石流分散堆積地

5. 土石流を開発区域外に導流させるための施設の設計

土石等を安全に開発区域外に導流させることができる断面及び勾配を有するものとする
こと。

5-1 土石流導流工

土石流導流工の断面は、土石流の流量、水深を考慮し、これに余裕高を加えたものとする。
なお、堆積遡上により氾濫しないように注意する。

【解 説】

(1) 流下断面

土石流導流工は、安全な場所まで土石流を導流するよう、土石流捕捉工の堰堤を一基以上
設けた後、または土石流堆積工を設けた後、それらに接続するよう計画する。

計画流量は、溪流全体の施設計画において施設により整備される土砂量の土石流により流
下する土石等の量に対する比だけ土石流ピーク流量が減少すると仮定して決定する。ただし、
降雨量から求められる水のみ計画流量に 10%の土砂含有を加えた流量を下まわらないもの
とする。

土石流導流工の幅は、土石流の最大礫径の 2 倍以上、または原則として 3 m 以上とする。
なお、計画の土石流が上流域で十分処理される場合は通常の流路工（河川砂防技術基準（案）
第 12 章第 6 節）を計画するものとする。

余裕高は次の通りとする。

流 量	余裕高 (ΔH)
200m ³ /s 以下	0.6m
200~500m ³ /s	0.8m

ただし、河床勾配による次の値以下にならないようにする。

勾 配	$\Delta H/H$
1/10 以上	0.5
1/10~1/30	0.4
1/30~1/50	0.3

ここで、H：水深である。

(2) 法線形

土石流導流工の法線形はできるかぎり直線とする。

土石流は直進性をもっているため、導流工の法線形は直線とするのが望ましい。地形及び土地利用等の理由によりやむを得ず屈曲させる場合は円曲線を挿入するものとする。その湾曲部曲率半径は下記の式で求め、中心角 30° 以下とする。

$$b / r \text{ (in)} \leq 0.1$$

ここで、 b : 流路幅, r (in) : 湾曲部曲率半径を示す。

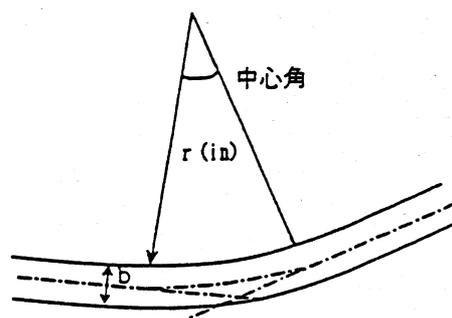


図 5-1 土石流導流工屈曲部の法線形

(3) 縦断形

土石流導流工の縦断形は、急な勾配変化をさける。なお、土砂の堆積遡上が予想される場合は、これに対して安全な構造とする。

(4) 構造

溪床は掘込み方式を原則とする。

湾曲部では外湾部の水位上昇を考慮して護岸の高さを決定する。

理論値、実測値、実験結果等により水位上昇を推定し、これを安全に流せる構造とする。

土石流では、外湾の最高水位 $h(out)_{max}$ は $h_0 + 10bu^2/rg$ にもなることがあるが、一般に土石流導流工や流路工が施工される扇状地では、土石流および清流でそれぞれ下記の式で求める。

$$\text{土石流} : h(out)_{max} = h_0 + 2 \frac{bu^2}{rg}$$

$$\text{清流} : h(out)_{max} = h_0 + \alpha \frac{bu^2}{rg}$$

ここに h_0 : 直線部での水深(m), b : 流路幅(m), u : 平均流速(m/s), r : 水路中央の曲率半径(m), g : 重力加速度(9.8 m/s²), α : 射流域では 1, 常流域では 1/2 をとる係数

5-2 土石流流向制御工

土石流導流堤等により土石流の流向を制御するもので、越流を生じない十分な高さとするとともに、表のり先の洗掘に注意する。

【解説】

(1) 導流堤の法線形状

流向制御工の法線は土石流直撃による越流を防止するために、流れに対する角度 (θ) は $\theta < 45^\circ$ とする。土石流の流向を 45° 以上変更する場合、および保全対象の分布が広く導流堤が長くなる場合は導流堤を複数に分割し、霞堤方式に配置する。

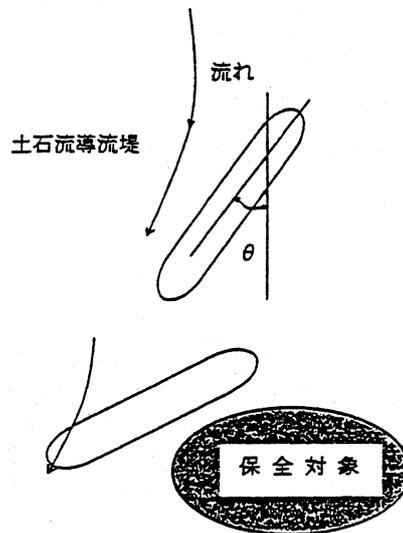


図 5-2 土石流導流堤の法線と高さ

(2) 導流堤の高さ

流向制御工天端は原則として現溪床勾配と平行とする。高さは土石流の高さに余裕高を加えたものとする。

土石流の速度及び高さは3章に従い求める。

(3) 導流堤の法面保護および法先の洗掘対策

導流堤の表法はコンクリート、石積み、コンクリートブロック積み、鋼矢板等による護岸により土石流の浸食から防護する。法先は護岸工の根入れ、コンクリートブロック等による根固め工、及び根固水制工等により洗掘に対して安全な構造とする。

6. 山腹工の設計

荒廃した山腹の表土の風化その他の侵食を防止し、当該山腹の安全性を向上させる機能を有するものであること。

【解 説】

土石流となる可能性のある山腹崩壊を防ぐために山腹保全工を施工するものとする。山腹保全工は「山腹保全工の手引き（案）」に基づいて行う。

以下に、山腹保全工の手引き（案）より総論を示す。

山腹保全は、山腹において、山腹保全工を行い、山腹を砂防の見地から良好な状態で保持する概念をいう。山腹保全工は、山腹の崩壊地やとくしゃ地に、構造物と植生を適切に組み合わせた施工を行うことで、表土の風化、侵食、崩壊の拡大を防止し土砂生産の抑制・抑止を図る山腹工、山腹斜面を良好な状態に保つための山腹管理工からなる。

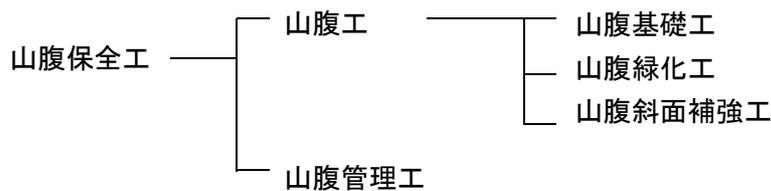


図 6-1 山腹保全工の体系図

山腹工は、何らかの理由で植生が衰退して土砂流出が活発になった区域において、構造物と植生を適切に組み合わせた施工を行って土砂生産の抑制・抑止を図るものである。一般に山腹工を施す必要のある斜面は表土の移動等の理由で植生の自然な進入が困難であるため、まず、斜面自体の安定性を確保することが重要である。また、急傾斜地においては、一般に植生の復旧が困難な場合が多い。崩壊地が保全対象に近く崩壊地の拡大防止を早急に図る必要がある場合には、構造物による山腹斜面補強工の施工を行う必要がある。

7. 床固の設計

渓床堆積土砂移動防止工として床固を設計する場合は、土圧、水圧、自重、及び当該床固に作用すると想定される土石流の流体力を考慮して損壊、転倒、滑動又は沈下しない構造とすること。

【解 説】

原則として床固の上流側を天端まで埋戻し土石流衝撃力を直接受けない構造とする。また袖部の上流側についても土砂を盛る等の処置を行い土石流による破壊をできるだけ避けるものとする。設計外力については土石流衝撃力を考慮せず、静水圧のみを対象とする。渓床堆積土砂移動防止工にはコンクリート製、鋼製枠等がある。

土石流ピーク流量に対し余裕高は原則として考慮しなくてよい。その他の設計は、コンクリート製では、不透過型砂防堰堤に準ずる。

8. 高さ2メートルを超える擁壁の設計

施行令

(対策工事等の計画の技術的基準)

第7条 法第11条の政令で定める技術的基準は、次のとおりとする。

- 一 一 略 一
- 二 一 略 一
- 三 一 略 一
- 四 一 略 一
- 五 一 略 一

- 六 対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが2メートルを超える擁壁については、建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第142条(同令第7章の8の準用に関する部分を除く。)に定めるところによるものであること。

建築基準法施行令

(擁壁)

第142条 第138条第1項に規定する工作物のうち同項第5号に掲げる擁壁(以下この条において単に「擁壁」という。)に関する法第88条第1項において読み替えて準用する法第20条の政令で定める技術的基準は、次に掲げる基準に適合する構造方法又はこれと同等以上に擁壁の破壊及び転倒を防止することができるものとして国土交通大臣が定めた構造方法を用いることとする。

- 一 鉄筋コンクリート造、石造その他これらに類する腐食しない材料を用いた構造とすること。
- 二 石造の擁壁にあつては、コンクリートを用いて裏込めし、石と石とを十分に結合すること。
- 三 擁壁の裏面の排水を良くするため、水抜穴を設け、かつ、擁壁の裏面の水抜穴の周辺に砂利その他これに類するものを詰めること。
- 四 次項において準用する規定(第7章の8(第136条の6を除く。))の規定を除く。)に適合する構造方法を用いること。
- 五 その用いる構造方法が、国土交通大臣が定める基準に従つた構造計算によつて確かめられる安全性を有すること。

2 擁壁については、第36条の3から第39条まで、第51条第1項、第62条、第71条第1項、第72条、第73条第1項、第74条、第75条、第79条、第80条(第51条第1項、第62条、第71条第1項、第72条、第74条及び第75条の準用に関する部分に限る。)、第80条の2及び第7章の8(第136条の6を除く。))の規定を準用する。

平成 12 年 5 月 31 日建設省告示第 1449 号

煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造計算の基準を定める件

最終改正：平成 19 年 5 月 18 日 国土交通省告示第 0620 号

建築基準法施行令(昭和 25 年政令第 338 号)第 142 の規定に基づき、煙突、鉄筋コンクリート造の柱等、広告塔又は高架水槽等及び擁壁並びに乗用エレベーター又はエスカレーターの構造計算の基準を次のように定める。

第 1 ー 略 ー

第 2 ー 略 ー

第 3 令第 138 条第 1 項に規定する工作物のうち同項第 5 号に掲げる擁壁の構造計算の基準は、宅地造成等規制法施行令(昭和 37 年政令第 16 号)第 7 条に定めるとおりとする。ただし、次の各号のいずれかに該当する場合には、この限りでない。

- 一 宅地造成等規制法施行令第 6 条第 1 項各号のいずれかに該当するがけ面に設ける擁壁
- 二 土質試験等に基づき地盤の安定計算をした結果がけの安全を保つために擁壁の設置が必要でないことが確かめられたがけ面に設ける擁壁
- 三 宅地造成等規制法施行令第 8 条に定める練積み造の擁壁の構造方法に適合する擁壁
- 四 宅地造成等規制法施行令第 14 条の規定に基づき、同令第 6 条第 1 項第 2 号及び第 7 号から第 10 号までの規定による擁壁と同等以上の効力があると国土交通大臣が認める擁壁

第 4 ー 略 ー

宅地造成等規制法施行令

(鉄筋コンクリート造等の擁壁の構造)

第 7 条 前条の規定による鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造は、構造計算によつて次の各号のいずれにも該当することを確かめたものでなければならない。

- 一 土圧、水圧及び自重(以下「土圧等」という。)によつて擁壁が破壊されないこと。
- 二 土圧等によつて擁壁が転倒しないこと。
- 三 土圧等によつて擁壁の基礎が滑らないこと。
- 四 土圧等によつて擁壁が沈下しないこと。

2 前項の構造計算は、次に定めるところによらなければならない。

- 一 土圧等によつて擁壁の各部に生ずる応力度が、擁壁の材料である鋼材又はコンクリートの許容応力度を超えないことを確かめること。
- 二 土圧等による擁壁の転倒モーメントが擁壁の安定モーメントの 3 分の 2 以下であることを確かめること。
- 三 土圧等による擁壁の基礎の滑り出す力が擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵

抗力その他の抵抗力の3分の2以下であることを確かめること。

- 四 土圧等によつて擁壁の地盤に生ずる応力度が当該地盤の許容応力度を超えないことを確かめること。ただし、基礎ぐいを用いた場合においては、土圧等によつて基礎ぐいに生ずる応力が基礎ぐいの許容支持力を超えないことを確かめること。
- 3 前項の構造計算に必要な数値は、次に定めるところによらなければならない。
- 一 土圧等については、実況に応じて計算された数値。ただし、盛土の場合の土圧については、盛土の土質に応じ別表第二の単位体積重量及び土圧係数を用いて計算された数値を用いることができる。
 - 二 鋼材、コンクリート及び地盤の許容応力度並びに基礎ぐいの許容支持力については、建築基準法施行令(昭和25年政令第338号)第90条(表1を除く。)、第91条、第93条及び第94条中長期に生ずる力に対する許容応力度及び許容支持力に関する部分の例により計算された数値
 - 三 擁壁の基礎の地盤に対する最大摩擦抵抗力その他の抵抗力については、実況に応じて計算された数値。ただし、その地盤の土質に応じ別表第3の摩擦係数を用いて計算された数値を用いることができる。

【解説】

政令第7条第1項第6号には、対策工事の計画及び対策工事以外の特定開発行為に関する工事の計画において定める高さが2mを超える擁壁については、建築基準法施行令第142条の規定に従うようになっている。

建築基準法施行令第142条では、国土交通大臣が定める基準に従った構造計算により擁壁の構造耐力上の安全性を確かめることになっている。国土交通大臣が定める基準については、宅地造成等規制法施行令第7条に定めるとおりにすることが、平成12年建設省告示1449号(最終改正：平成19年国土交通省告示第0620号)において示されている。

このことから、土砂災害防止法における特定開発行為において、高さ2mを超える擁壁を設置する場合には、宅地造成等規制法施行令に準拠した計画、設計を行うことが必要となる。

擁壁の設計にあたって用いる設計外力等は関連指針によって土質定数や摩擦係数が異なるため、各基準によって設計した擁壁の規模にも差異が生じることになるが、平成12年建設省告示第1449号第3の各号のいずれかに該当する擁壁を除き、宅地造成等規制法施行令第7条の基準以外で設計した場合は、法律に違反することになるため、特定開発行為の許可はできない。

詳細については、「宅地防災マニュアル」を参照すること。

9. 対策工事等による警戒区域等の範囲の確認

(1) 対象となる地形改変

特定開発行為における対策工事等によって、特別警戒区域の範囲が消滅もしくは変更になる可能性がある場合は、特定開発行為に関する申請者において、その真偽を確かめるものとする。

【解説】

特定開発行為における対策工事等の計画によっては、谷を埋めるような場合も想定できる。この場合、特別警戒区域の範囲が消滅したり、変更になることが予想されるが、これは特定開発行為の一環として人為的に生じるものであるため、開発者(申請者)の責任において、土砂災害の発生のおそれのある範囲を確かめ、それに対する対策工事等を計画するものとする。なお、対策工事等の終了後には、速やかに基礎調査を実施して、指定の解除や変更を行うこととなる。

特別警戒区域の範囲が変わることが予想される溪流における地形改変の具体例は、図9-1のとおりである。基準地点が上流に移動するに伴って流域面積が減少し、土石流により流下する土石等の量が減少することにより特別警戒区域が狭まる事例である。

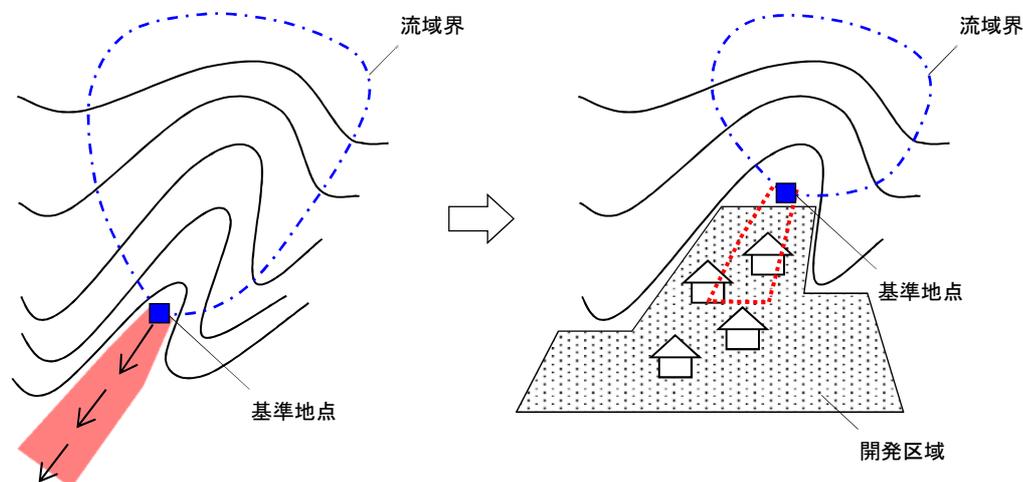


図9-1 特別警戒区域の範囲が変わる地形改変の具体例

(2) 土砂災害が発生するおそれのある範囲の確認方法

特定開発行為に伴う土砂災害の発生のおそれのある範囲の確認にあたっては「**土砂災害防止法マニュアル-鹿児島県版-**」に基づいて行うものとする。

【解 説】

地形改変を伴う特定開発行為においては、土砂災害のおそれのある範囲を確認することを申請者に義務付けることになる。この確認方法は、「**土砂災害防止法マニュアル-鹿児島県版-**」に従って、特別警戒区域の設定と同等の調査を行うものとする。ただし、調査にあたっては、県で従前に特別警戒区域を設定した結果等を参考にすることができる。

申請者は調査結果に基づき、土砂災害の発生のおそれがないように対策工事等の計画を行うことになる。

10. その他の技術基準等（新工法等）

本則に基準のない新工法等による擁壁等を採用する場合には、地形、地質、周辺環境への影響等の設置場所の諸条件を十分に調査したうえで、調査結果に適合した工法を選定する。また、要求される性能について永続的な効力を有することが確認できる工法を選定する。

新工法等は、土砂災害防止法施行規則第8条第5項に基づく構造計算書の提出・審査を受けることで採用可能となる。審査は以下の規定等による。

- ①国土交通省による技術基準
- ②一般財団法人砂防・地すべり技術センターが実施する建設技術審査証明を取得した対策施設
- ③建設技術審査証明協議会の会員が実施する建設技術審査証明を取得した対策施設
※ただし、施設効果を見込むことができる適切な工法であるかについては、別途検討する必要がある。
- ④その他、施設効果、耐久性等の観点から十分な効果が認められると評価できる技術

建設技術審査証明事業（砂防技術）受付審査基準

（一財）砂防・地すべり技術センターHPより）

- 一 砂防技術であること。
- 一 使用実績をもつもの、または開発を終了し依頼者において性能確認試験を行ったものであること。
- 一 建設技術の向上に寄与するものであること。
- 一 建設事業において市場性のあるものであること。
- 一 依頼技術の内容の確認が定量的に明確にできるものであること。
- 一 日本語により申込みがなされ、かつ技術内容の説明等の対応がなされるものであること。
- 一 依頼技術の内容の審査のため、審査委員会が指示する試験等を依頼者の負担により実施できるものであること。
- 一 審査委員会の技術審査に十分対応できる試験成果等の蓄積があり、審査に著しく困難でないこと。
- 一 依頼技術の使用マニュアルが依頼者の責任において整備がなされているものであること。
- 一 社会的信用の高い法人が開発した技術であること。

建設技術審査証明協議会

（建設技術審査証明協議会HPより）

民間における研究開発の促進及び新技術の建設事業への適正かつ迅速な導入に資するため、会員が実施する建設技術審査証明事業の透明性、公平性及び客観性の確保並びに審査の社会的信頼性の維持を図り、もって建設技術の向上に寄与することを目的として、平成13年1月10日に設立したものです。

会員（平成25年4月1日現在）

- 一般財団法人 国土技術研究センター
- 一般財団法人 土木研究センター
- 一般財団法人 日本建設情報総合センター
- 公益社団法人 日本測量協会
- 一般社団法人 日本建設機械施工協会
- 一般財団法人 ダム技術センター
- 一般財団法人 日本建築センター
- 一般財団法人 建築保全センター
- 一般財団法人 砂防・地すべり技術センター
- 公益財団法人 日本下水道新技術機構
- 一般財団法人 先端建設技術センター
- 公益財団法人 都市緑化機構
- 一般財団法人 日本地図センター
- 一般財団法人 ベターリビング

【巻末参考資料】

対策工事の計算例

コンクリート不透過型堰堤（堰堤高 15.0m未満）の安定計算例

1. 設計荷重

法勾配の参考値（ $H < 15.0\text{m}$ の場合）を求める計算はここでは省略するが、実際の設計に当っては設計条件を考慮し、「砂防事業設計積算基準平成 29 年 10 月鹿児島県土木部砂防課」の資料編を参照する。

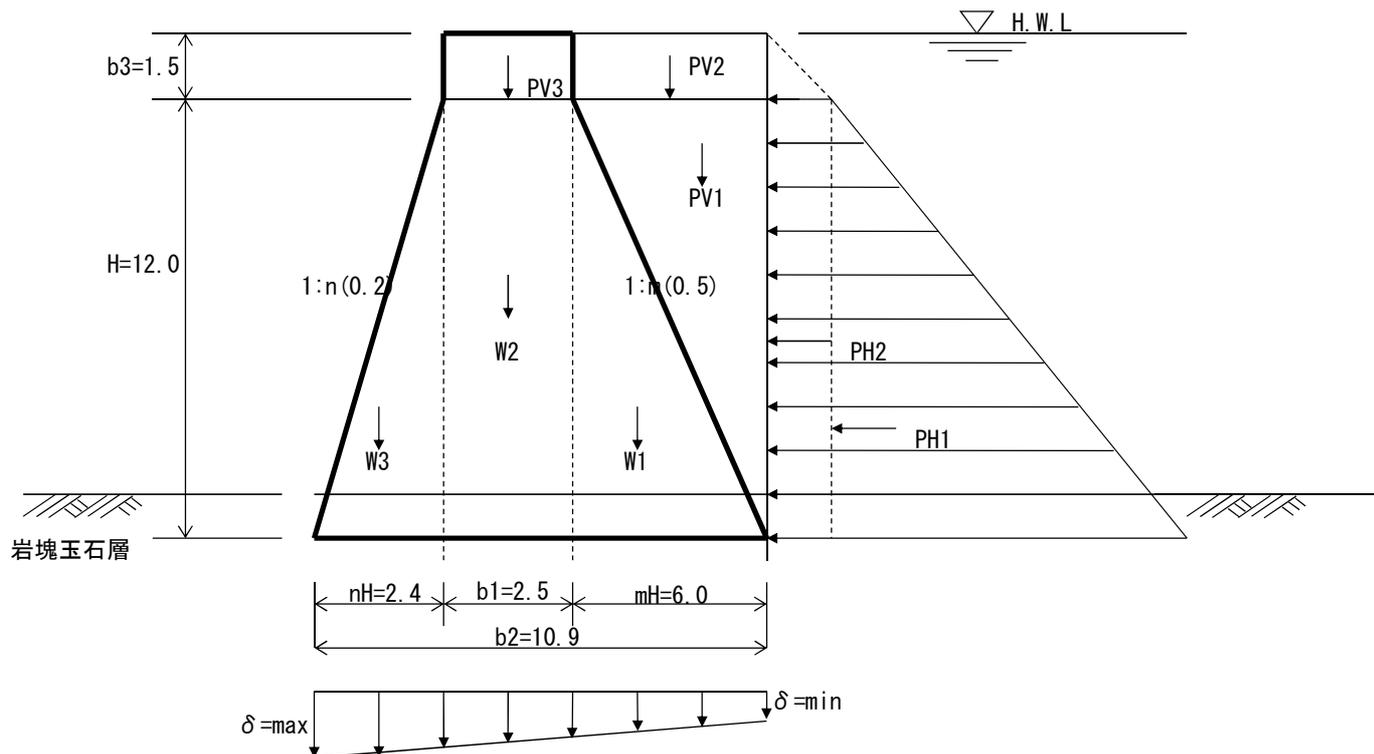


表 1 設計条件

項目	数値	摘要
堰堤高 (H)	12.0m	
水通し天端幅 (b_1)	2.5m	
堤底幅 (b_2)	10.9m	
上流のり勾配 (m)	1 : 0.5	
下流のり勾配 (n)	1 : 0.2	
越流水深 (h_3)	1.5m	
コンクリートの単位体積重量 (W_c)	22.56 kN/m ²	
流水の単位体積重量 (W_o)	11.77 kN/m ²	$H < 15.0\text{m}$
滑動安全率 (f)	0.7	岩塊玉石
摩擦係数 (n)	1.2	$H < 15.0\text{m}$ せん断抵抗 τ_o は無視する
堤体許容応力 (δ_c)	4,500 kN/m ²	コンクリート ($\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$)
基礎地盤許容応力 (δ_a)	588 kN/m ²	岩塊玉石

表 2 設計荷重 (洪水時)

設計荷重	記号	計算式	鉛直力(V)	水平力(H)	堤底の上流端から作用線までの距離(l)	モーメント ($H=V \cdot l+H \cdot l$)
堤体の自重	W_1	$\frac{1}{2} \times Wc \times m \times H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.5 \times 12.0^2$	(+)812.16	—	$\frac{3}{2} \times m \times H$ $= \frac{3}{2} \times 0.5 \times 12.0 = 4.00$	(+) 3,248.64
	W_2	$Wc \times b_1 \times H$ $= 22.56 \times 2.5 \times 12.0$	(+)676.80	—	$m \times H + \frac{1}{2} \times b_1$ $= 0.5 \times 12.0 + \frac{1}{2} \times 2.5 = 7.25$	(+)4,906.80
	W_3	$\frac{1}{2} \times Wc \times n \times H^2$ $= \frac{1}{2} \times 22.56 \times 0.2 \times 12.0^2$	(+)324.86	—	$m \times H + b_1 + \frac{1}{3} \times n \times H$ $= 0.5 \times 12.0 + 2.5 + \frac{1}{3}$ $\times 0.2 \times 12.0 = 9.30$	(+)3,021.24
静水圧	PV_1	$\frac{1}{2} \times W_0 \times m \times H^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 0.5 \times 12.0^2$	(+)423.72	—	$\frac{1}{3} \times m \times H$ $= \frac{1}{3} \times 0.5 \times 12.0 = 2.00$	(+)847.44
	PV_2	$W_0 \times m \times h_3 \times H$ $= 11.77 \times 0.5 \times 1.5 \times 12.0$	(+)105.93	—	$\frac{1}{2} \times m \times H$ $= \frac{1}{2} \times 0.5 \times 12.0 = 3.00$	(+)317.79
	PV_3	$W_0 \times b_1 \times h_3$ $= 1.2 \times 2.5 \times 1.5$	(+)4.50	—	$m \times H + \frac{1}{2} \times b_1$ $= 0.5 \times 12.0 + \frac{1}{2} \times 2.5 = 7.25$	(+)32.63
	PH_1	$\frac{1}{2} \times W_0 \times H^2$ $= \frac{1}{2} \times 11.77 \times 12.0^2$	—	(+)847.44	$\frac{1}{3} \times H$ $= \frac{1}{3} \times 12.0 = 4.00$	(+)3,389.76
	PH_2	$W_0 \times h_3 \times H$ $= 11.77 \times 1.5 \times 12.0$	—	(+)211.86	$\frac{1}{2} \times H$ $= \frac{1}{2} \times 12.0 = 6.00$	(+)1,271.16
合計			(+)2,347.97	(+)1,059.30		(+)17,035.45

2. 安定条件の検討

- ① 転倒及び合力の作用線が堤底の中央 1/3 以内に入ることの検討

$$x = \frac{M}{V} = \frac{17,035.45}{2,347.97} = 7.26 \leq \frac{2}{3}b_2 = \frac{2}{3} \times 10.9 = 7.27(m) \quad \underline{O.K}$$

- ② 滑活に対する検討

$$n = \frac{f \cdot V + \omega \cdot l}{H} = \frac{0.7 \times 2,347.97 + 0 \times 10.9}{1,059.3} = 1.55 \geq 1.2 \quad \underline{O.K}$$

- ③ 堰堤堤体及び基礎地盤の破壊に対する安定

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2 = 7.26 - \frac{1}{2} \times 10.9 = 1.81$$

$$\delta_{\max} = \frac{V}{b_2} \left(1 + \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) = \frac{2,347.97}{10.9} \times \left(1 + \frac{6 \times 1.81}{10.9} \right)$$

$$= 430.03 \leq \begin{cases} \text{堤体} \\ 4,500(kN/m^2) \\ \text{基礎地盤} \\ 588(kN/m^2) \end{cases} \quad \begin{matrix} \underline{O.K} \\ \underline{O.K} \end{matrix}$$

$$\delta_{\max} = \frac{V}{b_2} \left(1 - \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) = \frac{2,347.97}{10.9} \times \left(1 - \frac{6 \times 1.81}{10.9} \right)$$

$$= 0.79 \geq 0 \quad \underline{O.K}$$