

# 土石流・流木対策施設の計画・設計



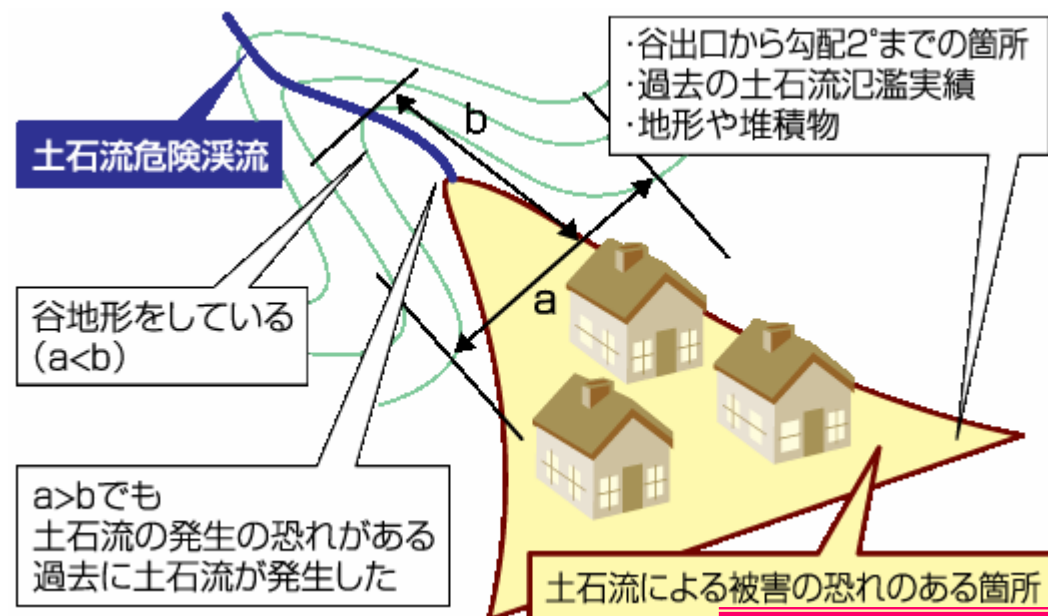
(財)砂防・地すべり技術センター

嶋 大尚

# 土石流・流木対策

1

## 土石流危険渓流



- ① **人家5戸**以上等の溪流……89,518溪  
(土石流危険溪流Ⅰ)
  - ② **人家1～4戸**の溪流……73,390溪流  
(土石流危険溪流Ⅱ)
  - ③ **人家はない**が今後新規の住宅立地等が見込まれる溪流……20,955溪流  
(土石流危険溪流に準ずる溪流Ⅲ)
- 総数 183,863溪流



# 土石流・流木対策

1

土砂と流木による被害を防止する。



# 土石流の特徴

- 主な種類には、
  - 1) 石礫型土石流
  - 2) 乱流(泥流)型土石流
  - 3) 粘性土石流
- 石礫型土石流の主な特徴には、
  - 1) **先端部は段波状**を呈し、盛り上がっている。
  - 2) **巨大な石であればあるほど先頭部に集まり**、特に先端部は水が少なくてほとんど石だけの流れのような状態である。
  - 3) 慣性力のため、土石流は**流路屈曲部の外側方向に盛り上がって**流動する。
  - 4) 巨大な石が多く、質量が集中しているのは先頭部の通過するほんの数十秒程度であり、後続の流れは泥流状を呈し、漸次減衰する。



# 計画編

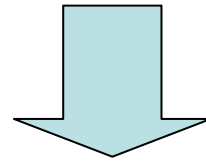
- Step1  
計画規模の設定
- Step2  
土石流・流木処理計画の策定
- Step3  
除石計画の策定



# 計画規模

1

100年超過確率の降雨によって  
発生する可能性が高い**土砂**と**流木**



この**土砂**と**流木**を捕捉する対策を計画する



# 計画流出土砂量

1

## 施設で捕捉する必要がある土砂量

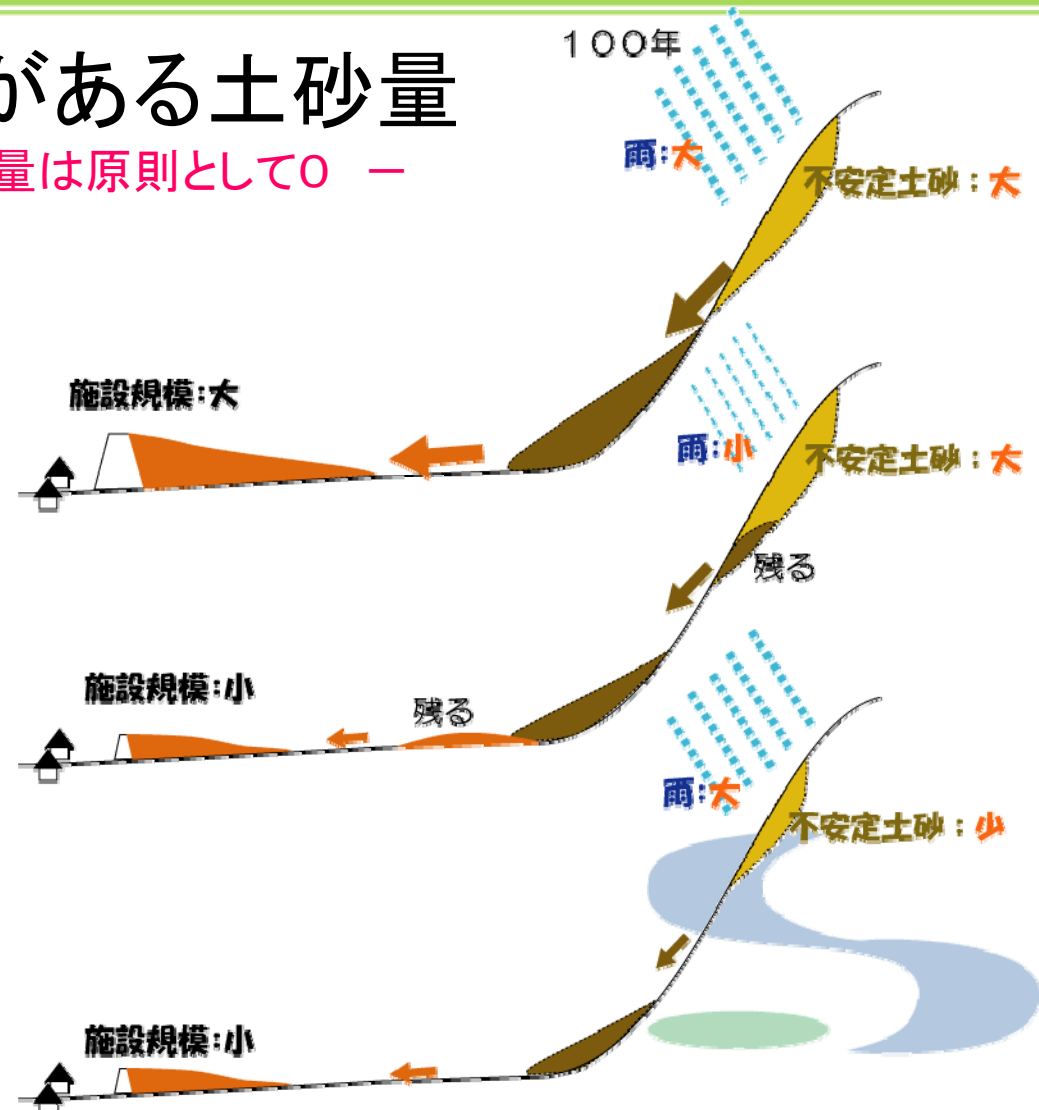
— 計画流下許容土砂量・流木量は原則として0 —

計画流出土砂量は、

- ①「移動可能土砂量」  
(流域内にある不安定な土砂)
- ②「運搬可能土砂量」  
(計画規模の年超過確率の降雨量  
によって運搬できる土砂量)

$$V_{dy2} = \frac{10^3 \cdot P_p \cdot A}{1 - K_v} \left( \frac{C_d}{1 - C_d} \right) K_{f2}$$

①と②を比較して小さい方の値とする。

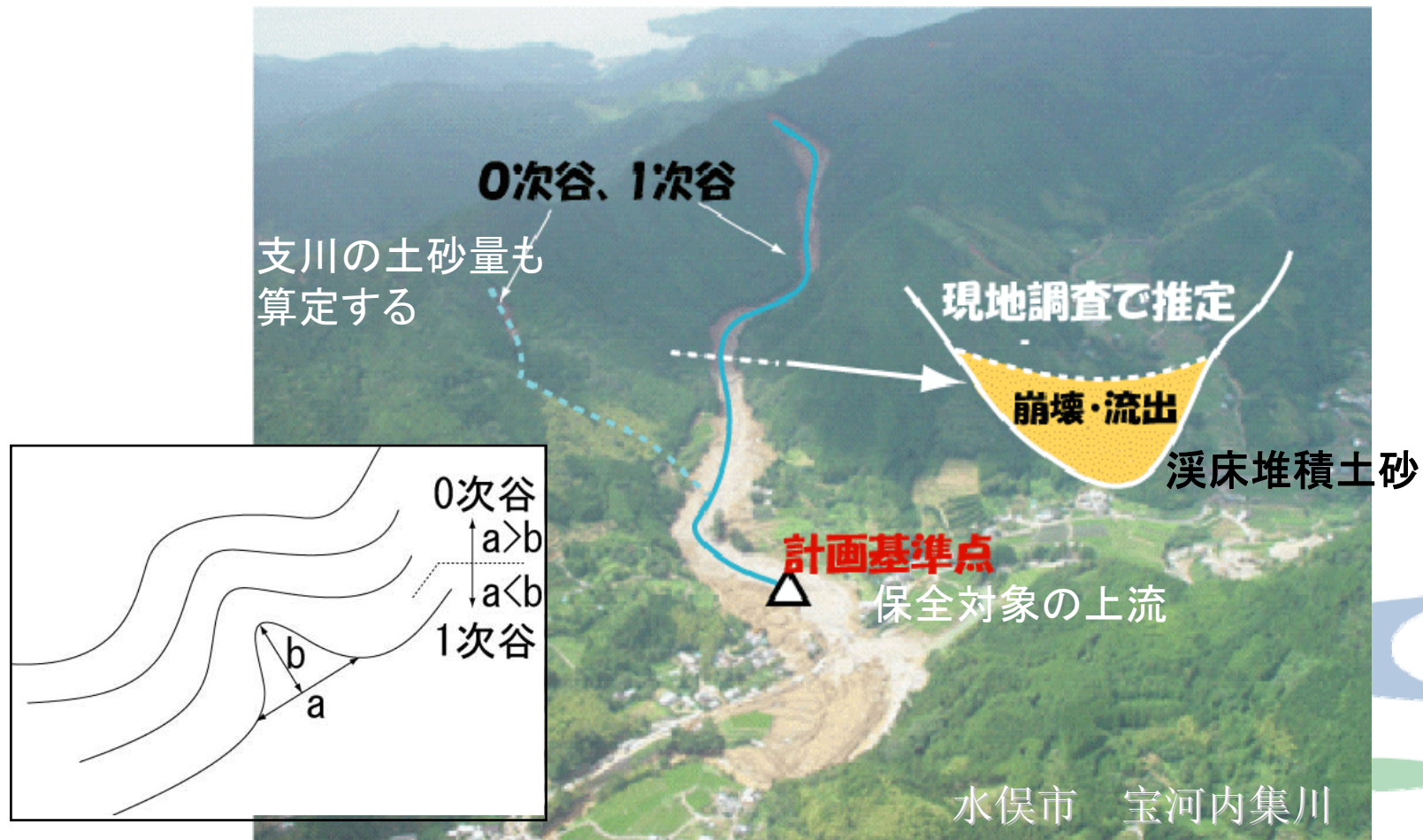




# 移動可能土砂量の算定

1

(流域内にある不安定な土砂の算定)

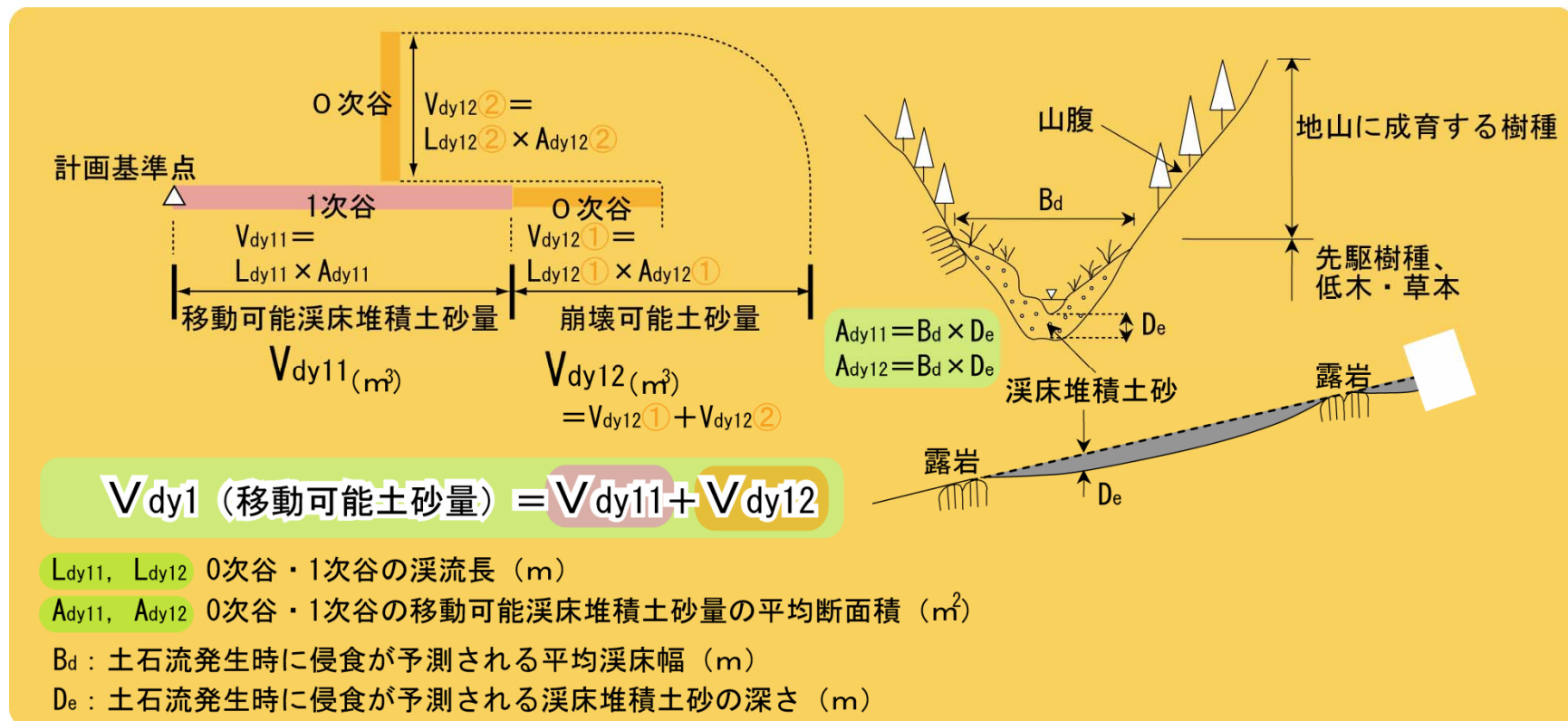




# 移動可能土砂量の算定

1

0次谷と1次谷にある不安定など砂量の和



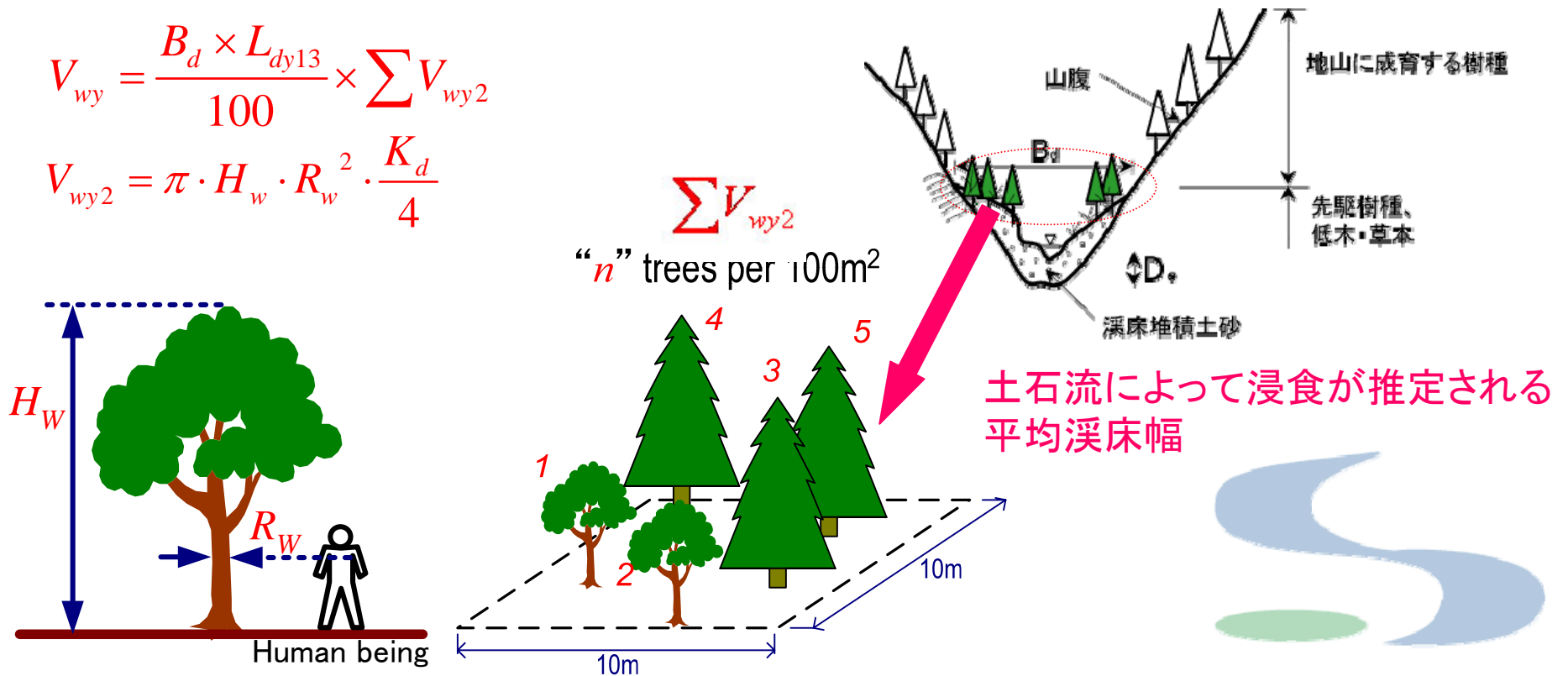
# 計画流出流木量

1

- (計画流出流木量)  
= (発生流木量V<sub>WY</sub>) × (流木流出率)
- 発生流木量は下記の式により算出する。

$$V_{wy} = \frac{B_d \times L_{dy13}}{100} \times \sum V_{wy2}$$

$$V_{wy2} = \pi \cdot H_w \cdot R_w^2 \cdot \frac{K_d}{4}$$



# 土砂処理計画

## 土石流・流木捕捉工の型式の選定～視点～

- 土石流の発生区間(溪床勾配:15° ~)  
→土石流や流木の発生抑制
- 土石流の流下区間及(10~20° )び堆積区間( 2~15° )  
→土石流及び土砂とともに流出する流木の捕捉  
→計画捕捉量に相当する空間の維持(除石のしやすさ、頻度)  
→平時の溪流環境(溪床の連続性)の保全



# 土石流の流下区間及び堆積区間における 主な対策

1

## 砂防えん堤の種類



### 透過型

堤体の水通し部に鋼製構造物を設置したもの。



### 不透過型

堤体には水抜き暗渠以外ない。

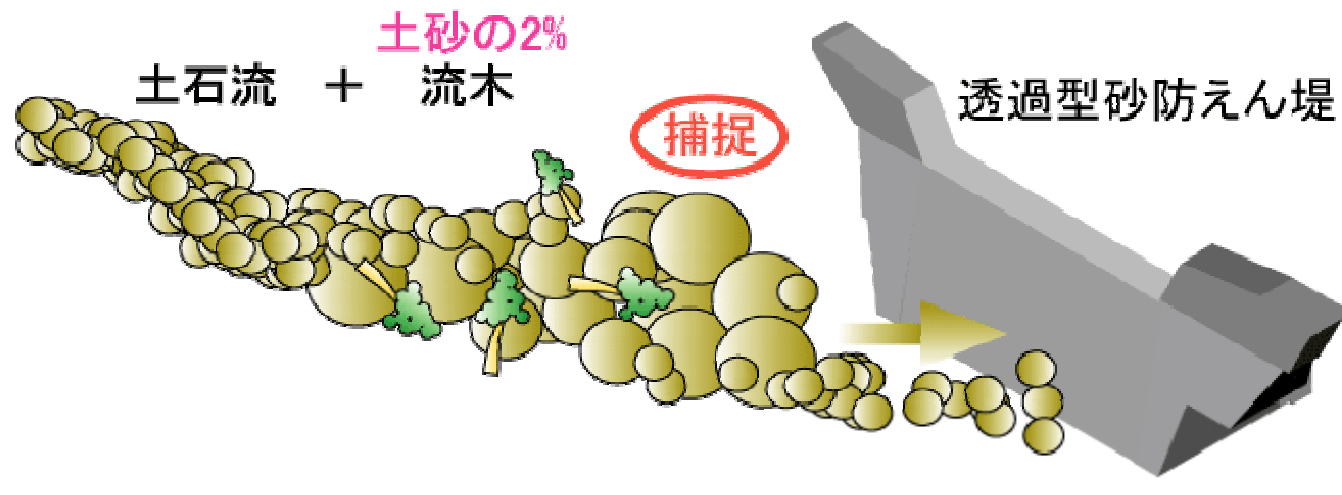
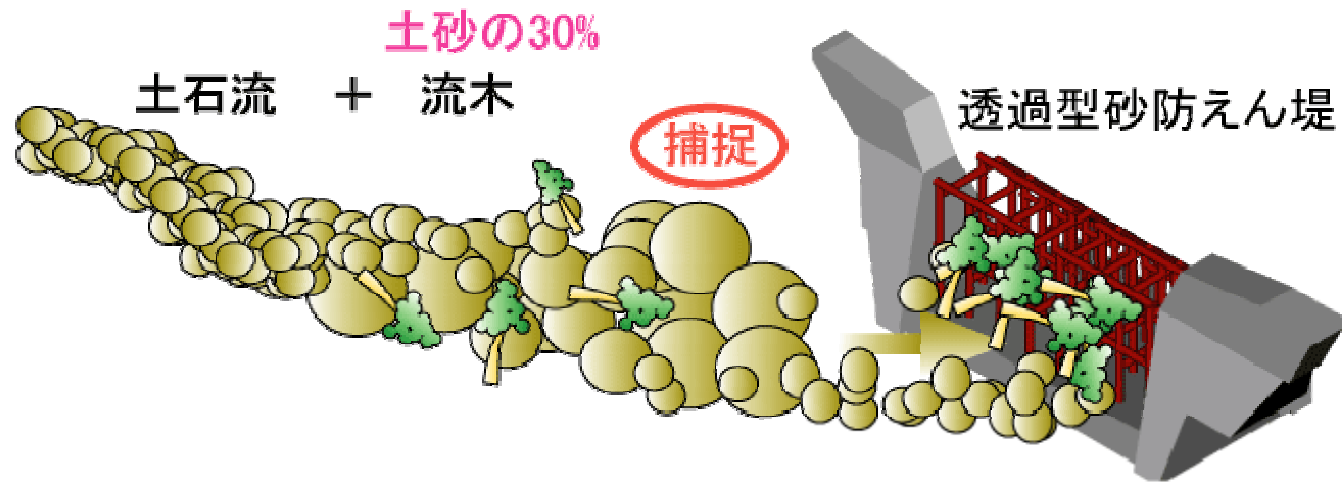


### 部分透過型

堤体の水通し部の一部を下げて、鋼製構造物を設置したもの。

# 流木捕に対する機能の違い

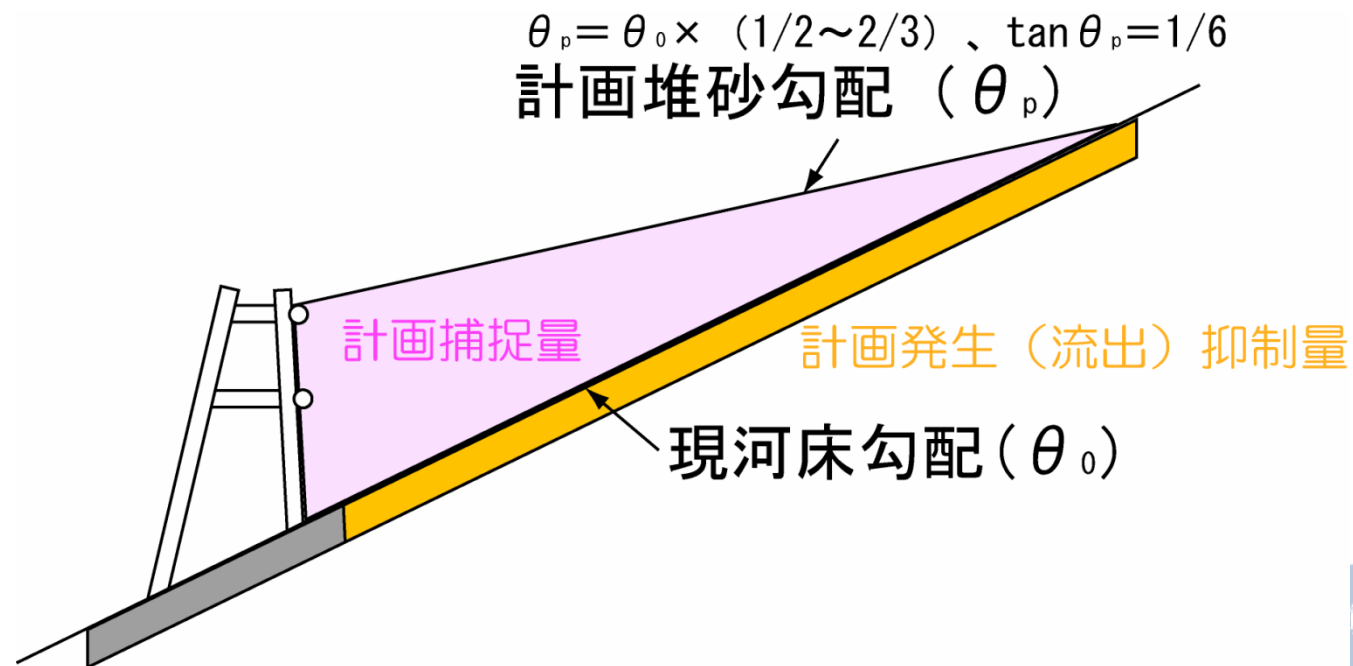
1



# 土石流・流木処理計画に計上できる土砂量

1

## 土石流・流木捕捉工(透過型の場合)

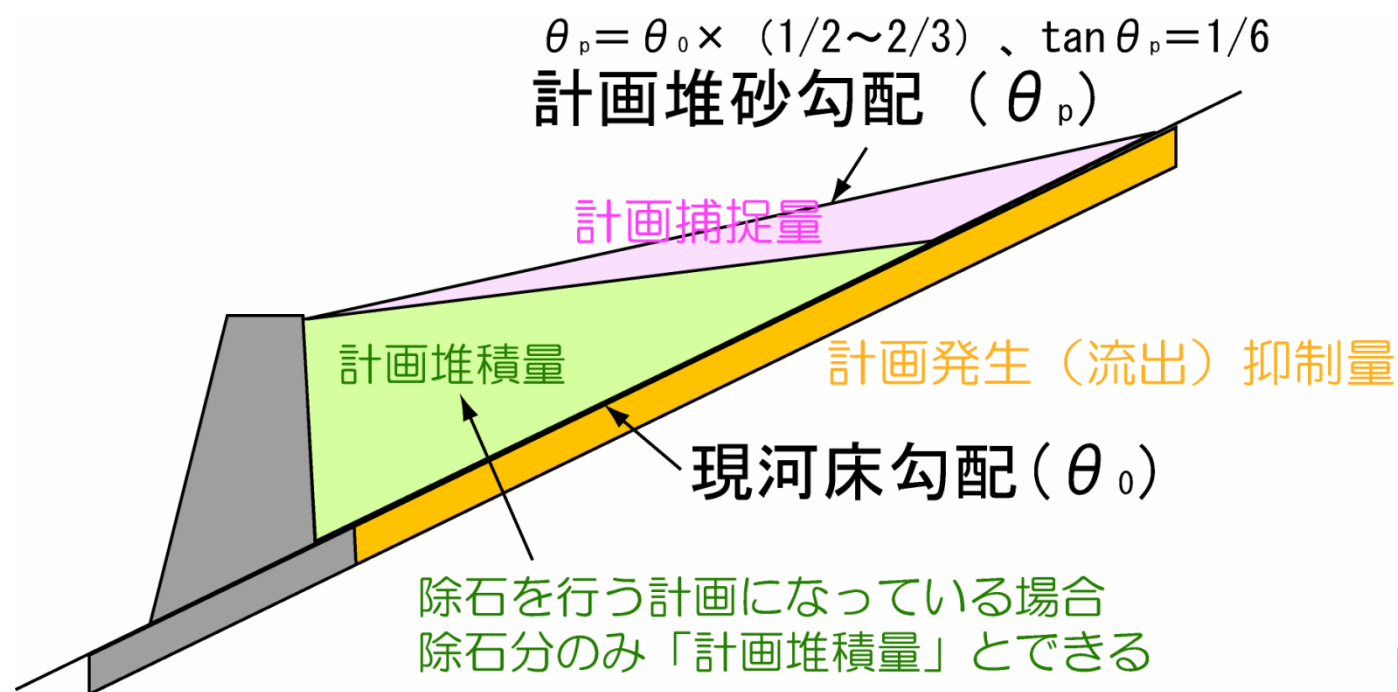




# 土石流・流木処理計画に計上できる土砂量

1

## 土石流・流木捕捉工（不透過型の場合）



# 除石計画

1

土石流・流木対策施設が十分機能を発揮するよう、**定期的**および**土石流発生後**等においてすみやかに堆砂状況等の点検を行い、必要に応じて除石（流木の除去を含む）等を行う。



# 土石流・流木捕捉工の設計

1

Step1

水通し部の設計

Step2

越流部・非越流部の安定計算

Step3

袖の構造計算の設計

Step4

透過部断面の設計



# 水通し断面の設計方法

## 透過型・部分透過型の場合

1

### Step1

設計流量は土石流ピーク流量(砂防えん堤を計画する地点での値)とする。

### Step2

設計水深は①土石流ピーク流量に対する越流水深、②最大礫径を比較して大きい値とする。

### Step3

地形等の条件により設計水深を流すだけの水通し断面を確保できない場合は、袖部を含めた断面で対処する。

### Step4

Step3に該当する場合、下流側の侵食防止工を検討する。

設計流量の設定



設計水深の計算



地形条件の確認



(袖部を含めた断面で対処する場合)  
下流側の侵食防止工の検討

# 土石流ピーク流量

土石流ピーク流量の算出のために↓が必要

## 移動可能土砂量と運搬可能土砂量の小さい方

(流域内にある不安定な土砂)

(計画規模の年超過確率の降雨量  
によって運搬できる土砂量)



計画流出土砂量の算定と異なるのは、流域全てを対象とした量ではない。

えん堤より上流の不安定土砂量  
(1本の経路)

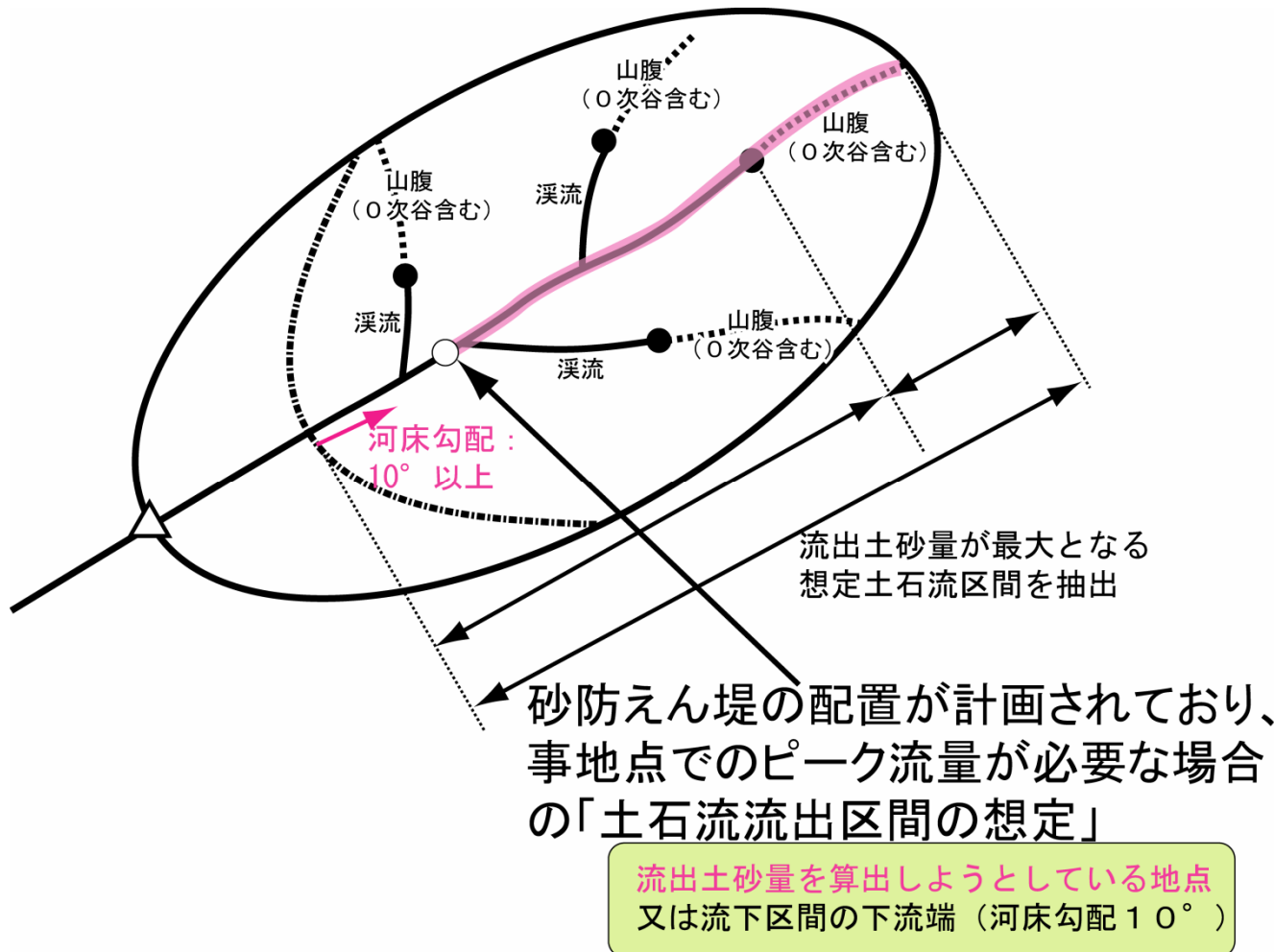
えん堤より上流の流域面積に降った降水量



■ 溪流の延長・移動可能溪床堆積土砂の平均断面積，崩壊可能土砂量を総合的に判断して最も土砂量の多くなる「**想定土石流流出区間**」を設定する。(枝分かれしない1本の経路)

# ①土石流ピーク流量の算出のための 移動可能土砂量(不安定土砂量)

1



(注意)土石流・流木対策施設が既に存在する場合及び計画されている場合、移動可能土砂量から当該施設の計画捕捉土砂量・計画堆積土砂量・計画土石流発生(流出)抑制量を差し引かない。

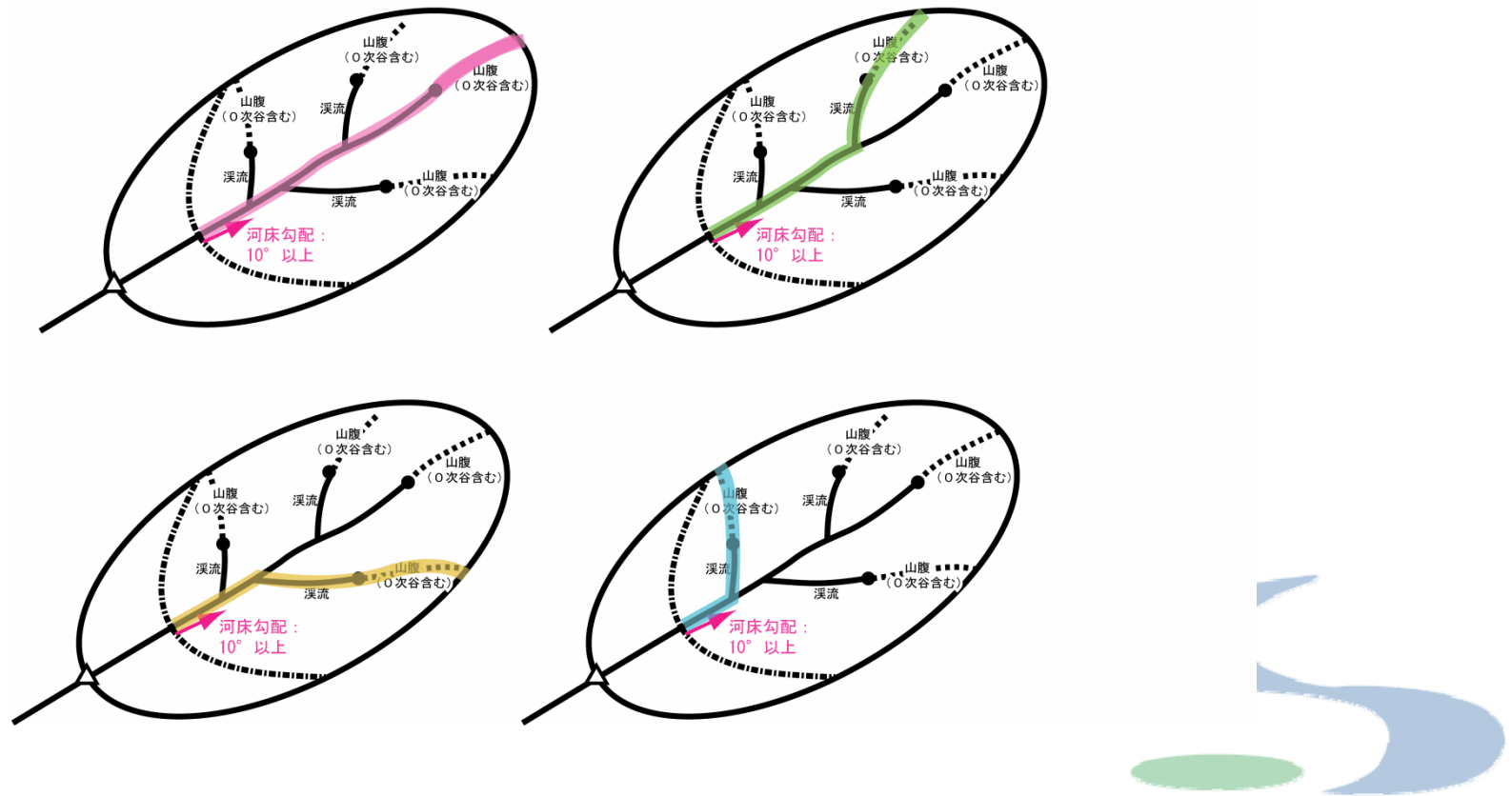




# ①土石流ピーク流量の算出のための 移動可能土砂量(不安定土砂量)

1

想定土石流流出区間の可能性のある区間の中で  
「移動可能溪床堆積土砂量」+「崩壊可能土砂量」が最も多い区間を  
「想定土石流流出区間」とする。



## ②土石流ピーク流量の算出のための 運搬可能土砂量

(計画規模の年超過確率の降雨量によって運搬できる土砂量)

各「想定土石流流出区間」とも、当該砂防えん堤より上流の流域面積を対象に算出する。

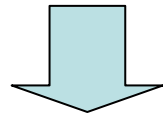
パラメータ	記号	数値	単位	備考
流域面積	A		km <sup>2</sup>	当該砂防えん堤より上流を対象
計画規模の年超過確率の降雨量	P <sub>P</sub>		mm/24hrs.	24時間雨量を採用
空隙率	K <sub>V</sub>	0.4		ここでは、一般的な値を採用
流出補正率	K <sub>f2</sub>			0.05*(logA-0.5) <sup>2</sup> +0.05
現溪床勾配	θ		deg.	

土石流濃度:  $C_d = \frac{\rho \tan \theta}{(\sigma - \rho)(\tan \phi - \tan \theta)}$  (∵ C<sub>d</sub>の下限値を0.3としている )

運搬可能土砂量 =  $\frac{10^3 \cdot P_P \cdot A}{1 - K_V} \left( \frac{C_d}{1 - C_d} \right) \cdot K_{f2}$  [m<sup>3</sup>]

# えん堤地点の土石流ピーク流量

移動可能土砂量と運搬可能土砂量の小さい方



1波の土石流により流出すると想定される土砂量  $V_{dqp}$

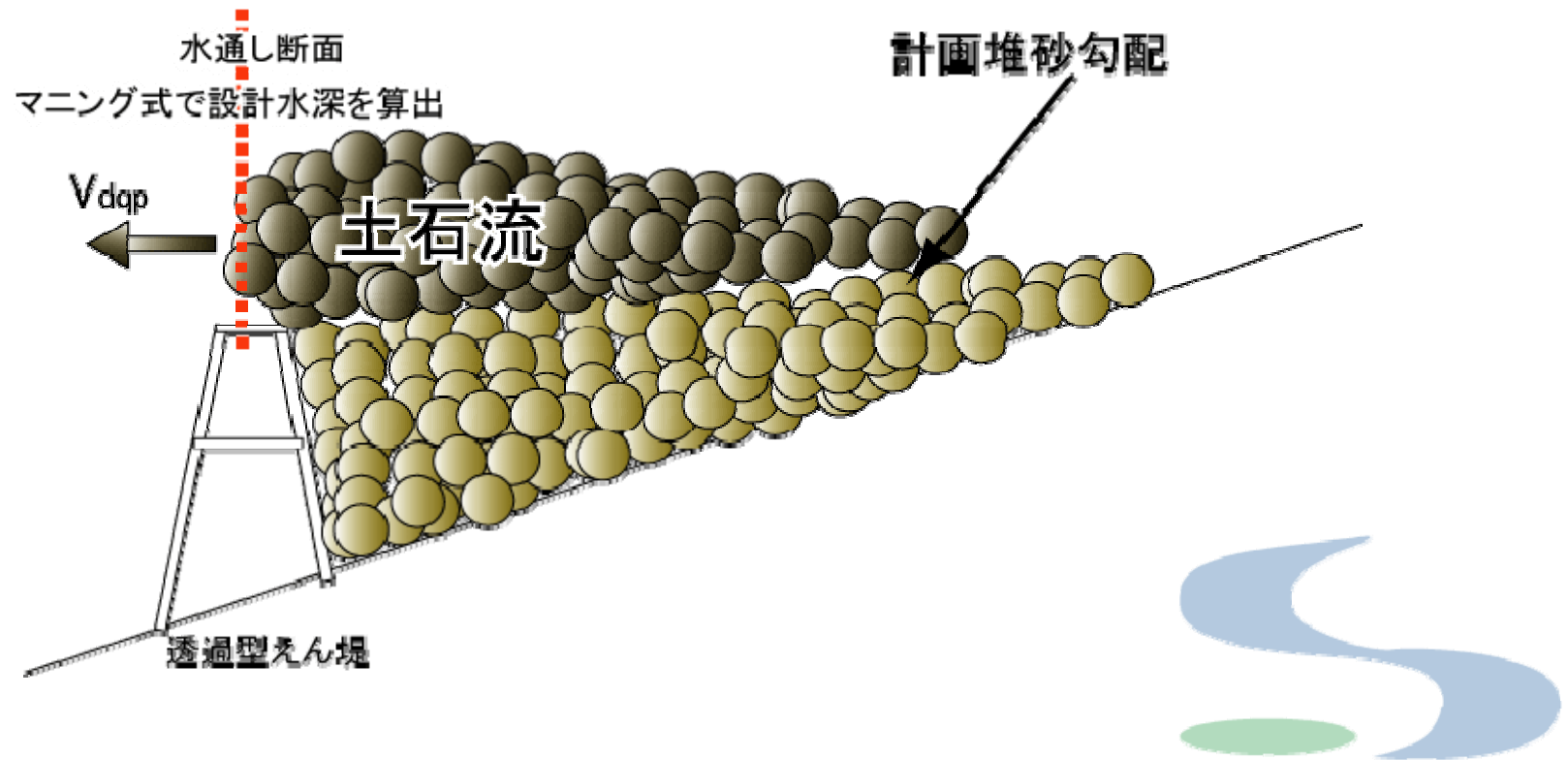
えん堤地点の土石流ピーク流量  $Q_{sp}$

$$Q_{SP} = \frac{0.01C_*V_{dqp}}{C_d}$$



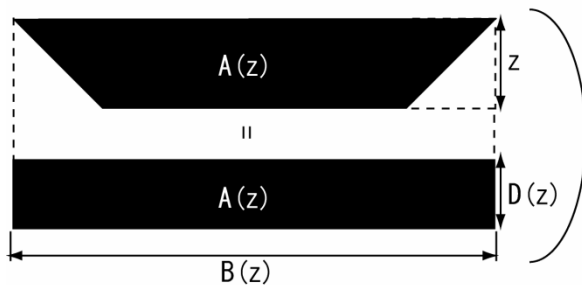
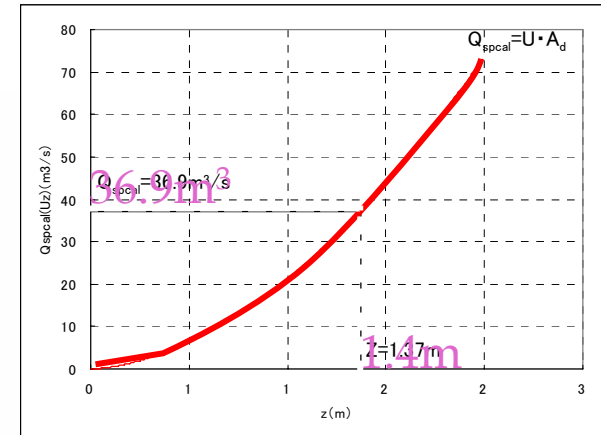
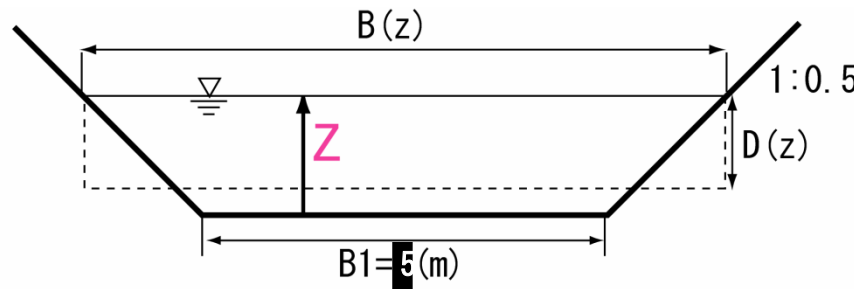
# 設計水深

## 土石流時



# 土石流ピーク流量 $Q_{sp}$ に対する水通し部の越流水深( $Z$ )

- $Q_{sp}$  ( $36.9\text{m}^3/\text{s}$ )



$$A(z) = \frac{1}{2}(2 \times B1 + z)z$$

$$D(z) = \frac{A(z)}{B(z)}$$

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

$\theta$  : 計画堆砂勾配

$$Q(z) = U(z) \cdot A(z)$$

$z$ を変化させて、 $Q$ が土石流ピーク流量 $Q_{sp}$ になる  
 $Z$ を求める

- $z$  : 変数 (m)
- $B(z)$  : 流れの上幅 (m)
- $A(z)$  : 土石流ピーク流量の流下断面積 ( $\text{m}^2$ )
- $D(z)$  : 土石流の水深 (m)
- $U(z)$  : 土石流の流速 ( $\text{m}^3/\text{s}$ )
- $Q(z)$  : 土石流流量 ( $\text{m}^3$ )
- $K_n$  : マニングの粗度係数 (0.1) : 自然可能フロント部

$Q_{sp} = 36.9\text{m}^3/\text{s}$ になった時の $Z$

$Z = 1.4\text{m}$

これを水通し部の越流水深とする

# 水通し断面の設計方法 不透過型の場合

1

## Step1

設計流量は土砂含有を考慮した流量と、土石流ピーク流量(砂防えん堤を計画する地点での値)とする。

## Step2

設計水深は①土砂含有を考慮した流量に対する越流水深、②土石流ピーク流量に対する越流水深、③最大礫径を比較して大きい値とする。袖小口の堆砂課は設計水深に余裕高を加えた値とする。

## Step3

地形等の条件により設計水深を流すだけの水通し断面を確保できない場合は、袖部を含めた断面で対処する。その場合、設計水深は土砂含有を考慮した流量に対する越流水深とする。

## Step4

Step3に該当する場合、下流側の侵食防止工を検討する。

設計流量の設定



設計水深の計算



地形条件の確認



(袖部を含めた断面で対処する場合)  
下流側の侵食防止工の検討



## 水通し断面の設計

# 設計流量の算出①土砂含有を考慮した流量の算出例

1

パラメータ	記号	単位	備考
流域面積	A	km <sup>2</sup>	当該砂防えん堤より上流を対象
24時間雨量	P <sub>24</sub>	mm/24hrs.	
ピーク流出係数	K <sub>f1</sub>	0.75	河川砂防技術基準 (案)調査編p.87 三紀層山岳の場合 の平均値
係数	K <sub>P1</sub>	120	

有効降雨強度:

$$P_e = \left( \frac{P_{24}}{24} \right)^{1.21} \times \left( \frac{24 \times K_{f1}^2}{\frac{K_{P1}}{60} \times A^{0.22}} \right)^{0.606} \quad [\text{mm/hr.}] \quad \text{物部式}$$

清水の対象流量:

$$Q_p = \frac{1}{3.6} \times P_e \times A \quad [\text{m}^3/\text{s}] \quad \text{合理式}$$

土砂含有を考慮した流量:

$$Q = 1.5 \times Q_p \quad [\text{m}^3/\text{s}]$$



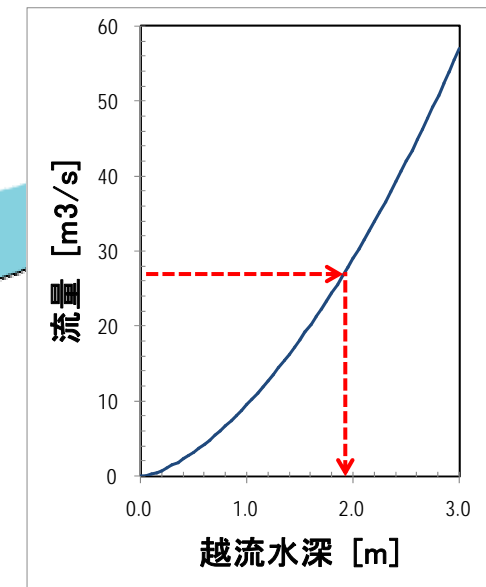
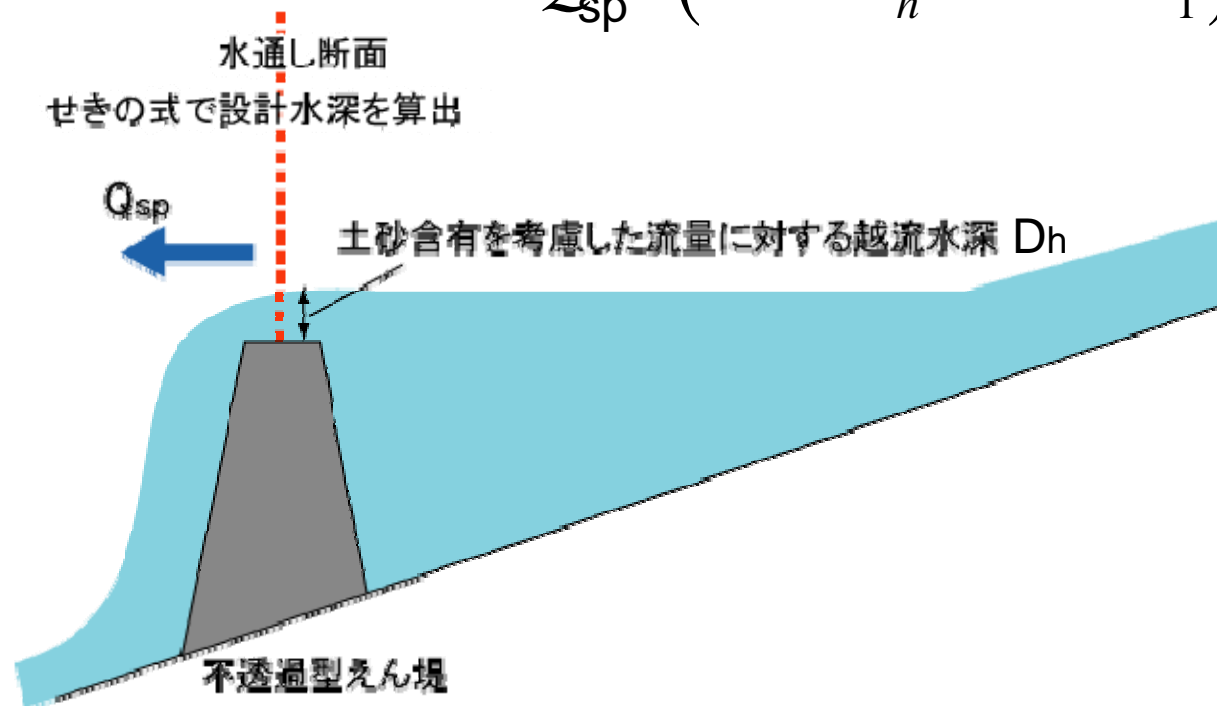
# 設計水深（不透過型のみ）

1

洪水時（土砂含有を考慮した流量が流れている状況）は砂防えん堤の上流で水が湛水していると想定する（流れは常流）。

せきの公式で算出する。

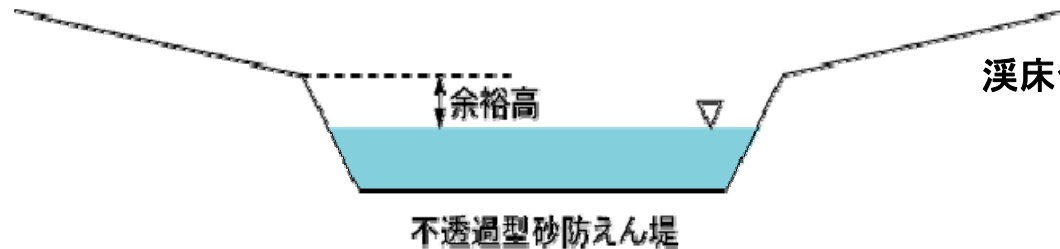
$$Q_{sp} \cong (0.71D_h + 1.77B_1) D_h^{3/2}$$



# 余裕高・袖小口の高さの算出

1

不透過型の場合のみ余裕高を計上する。



## 余裕高

計画流量	余裕高
200m <sup>3</sup> /s未満	0.6m
200～500m <sup>3</sup> /s	0.8m
500m <sup>3</sup> /s	1.0m

## 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	$\Delta H/H$ 値
～1/10	0.50
1/10～1/30	0.40
1/30～1/50	0.30
1/50～1/70	0.25

※ 上記の様に袖小口の高さが高くなる場合には、袖部を含めた水通し断面で土石流ピーク流量に対処する方策を検討することが望ましい。

# 安定条件

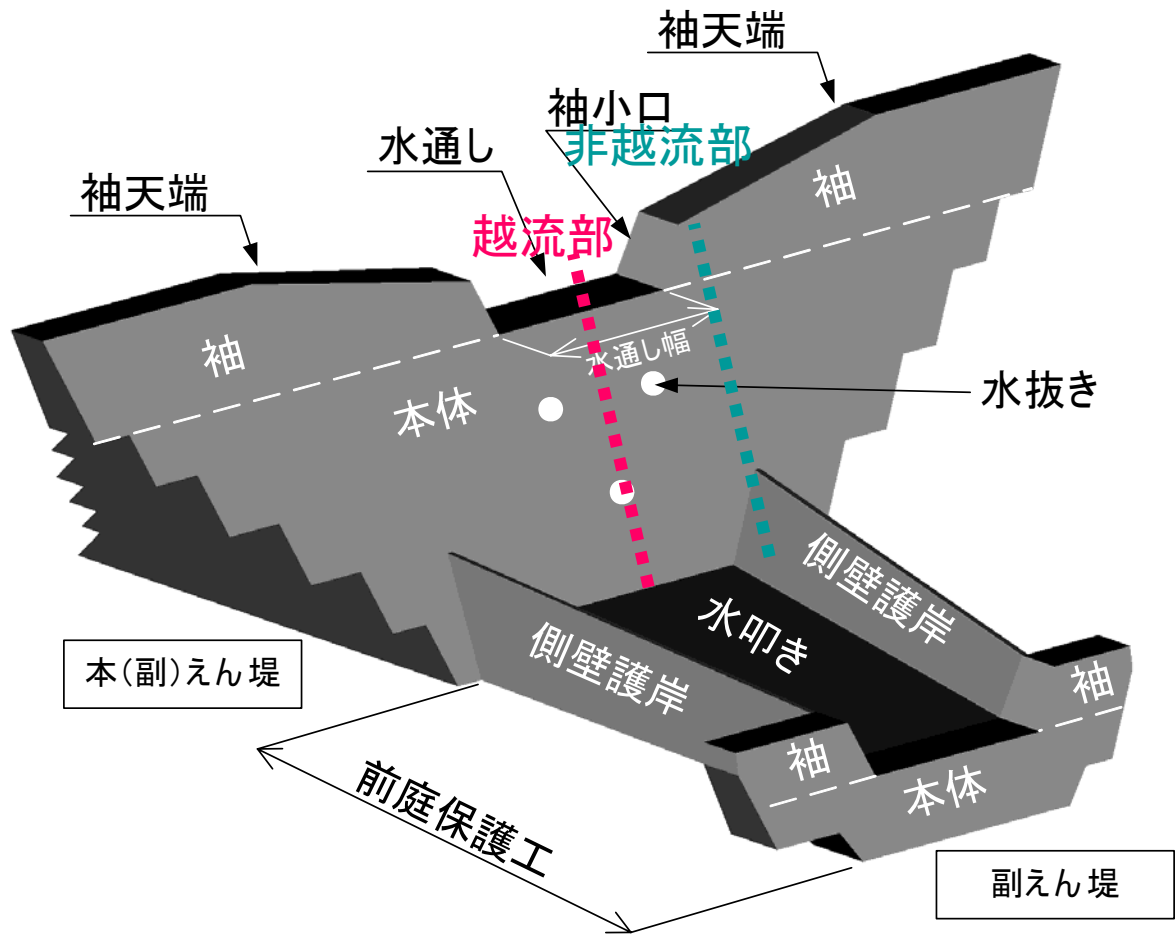
1

1. 原則として、砂防えん堤の上流端に引張応力が生じないよう、砂防えん堤の自重および設計外力の合力の作用線が底部の中央1/3以内に入ること。
2. 砂防えん堤底と基礎地盤との間で滑動を起こさないこと。
3. 砂防えん堤内に生ずる最大応力が材料の許容応力度を超えないこと。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。



# 安定計算

1



## 越流部の設計

# 不透過型の場合(安定計算)

1

### 設計外力の組み合わせ

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
えん堤高 15m未満		静水圧、堆砂圧、 土石流流体力	静水圧
えん堤高 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 土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

※えん堤高 15m 未満の砂防えん堤は、兵庫県南部地震をはじめとして過去に発生した大きな地震において、砂防えん堤の機能を喪失し、被災が原因で周辺家屋等に直接的な災害や二次災害を引き起こすような重大な被害は生じていない。また、動的解析の結果、引張応力、圧縮応力および滑動に対して安全性は確保されていると判断される。<sup>2)</sup>

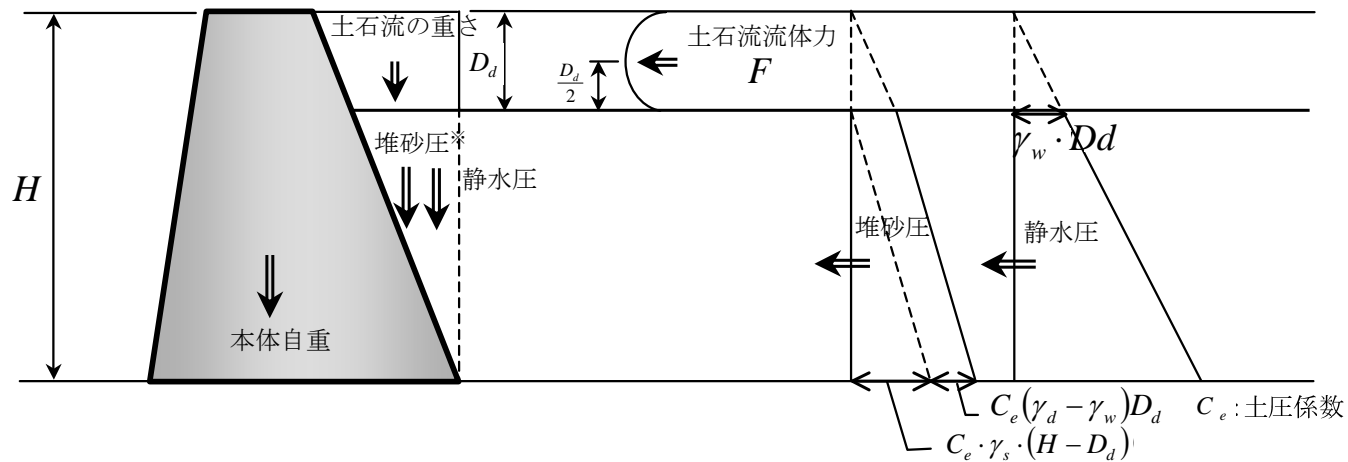


# 越流部の設計

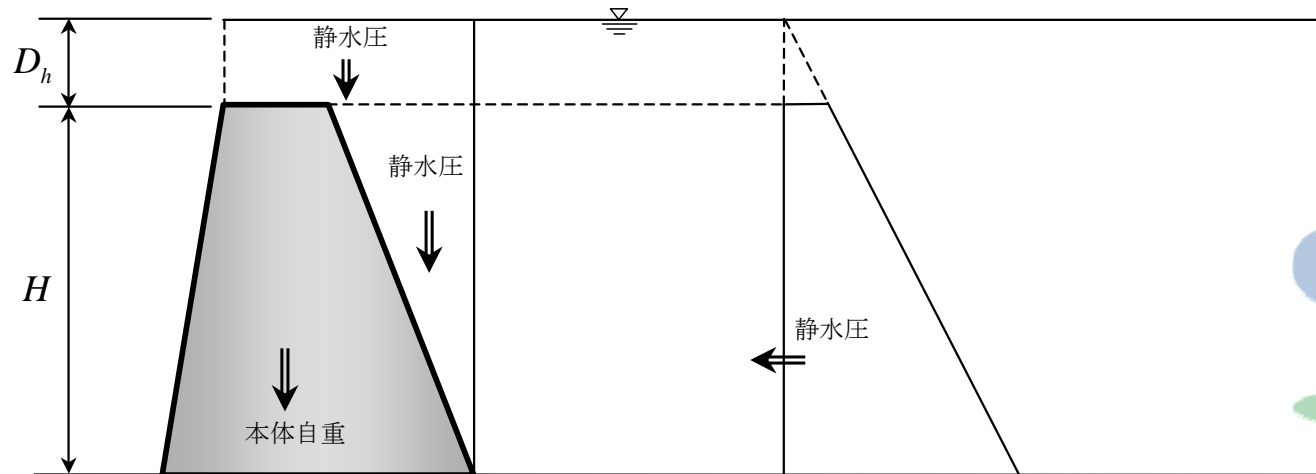
## 不透過型の場合(安定計算)

1

### 設計外力の作用位置



※堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量  $\gamma_s$  を用いる。

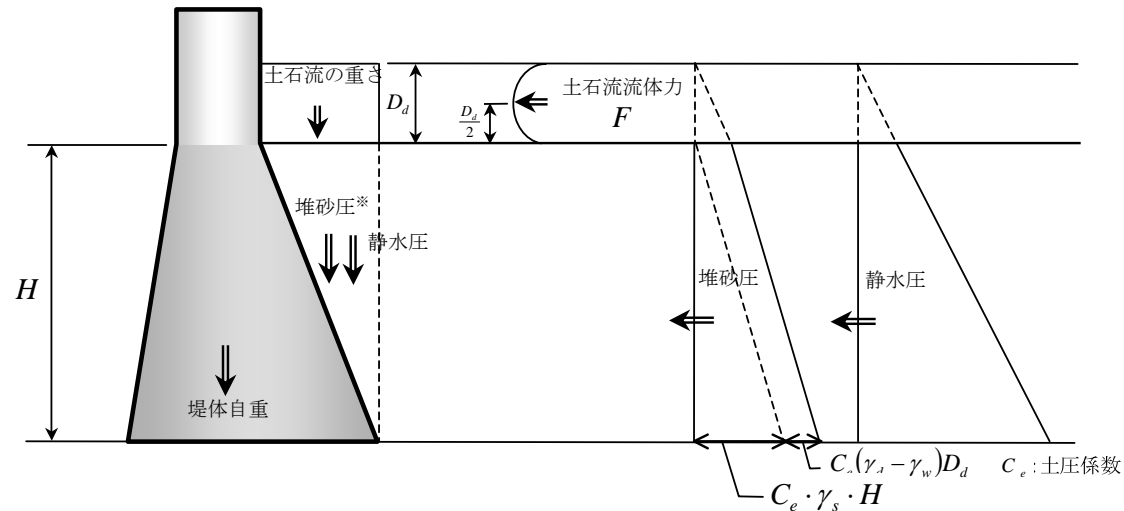


# 非越流部の設計 不透過型の場合(安定計算)

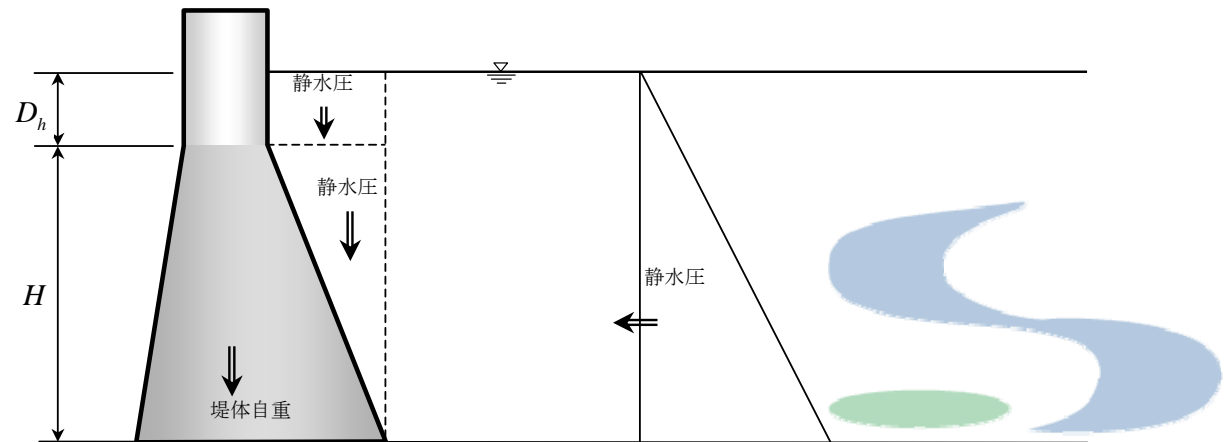
1

非越流部の本体の断面は、越流部の本体と同一とすることを基本とする。

非越流部の本体の断面を越流部の本体の断面と変える場合、右に示した設計外力と作用位置の条件で安定計算を実施する。



※堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量  $\gamma_s$  を用いる。



# 越流部の設計

## 透過型の場合（安定計算）

1

### 設計外力の組み合わせ

	平 常 時	土 石 流 時	洪 水 時
えん堤高 15m未満		堆砂圧、 土石流流体力	
えん堤高 15m以上		堆砂圧、 土石流流体力	

15m以上の透過型砂防えん堤において、透過部の安定条件は 15m以下の場合と同様とする。  
また、非越流部については、一般的に上流側ののり勾配が急な場合が多いため、未満砂の状態のときに下流側から地震慣性力が作用する状態についても安全性を検討する。

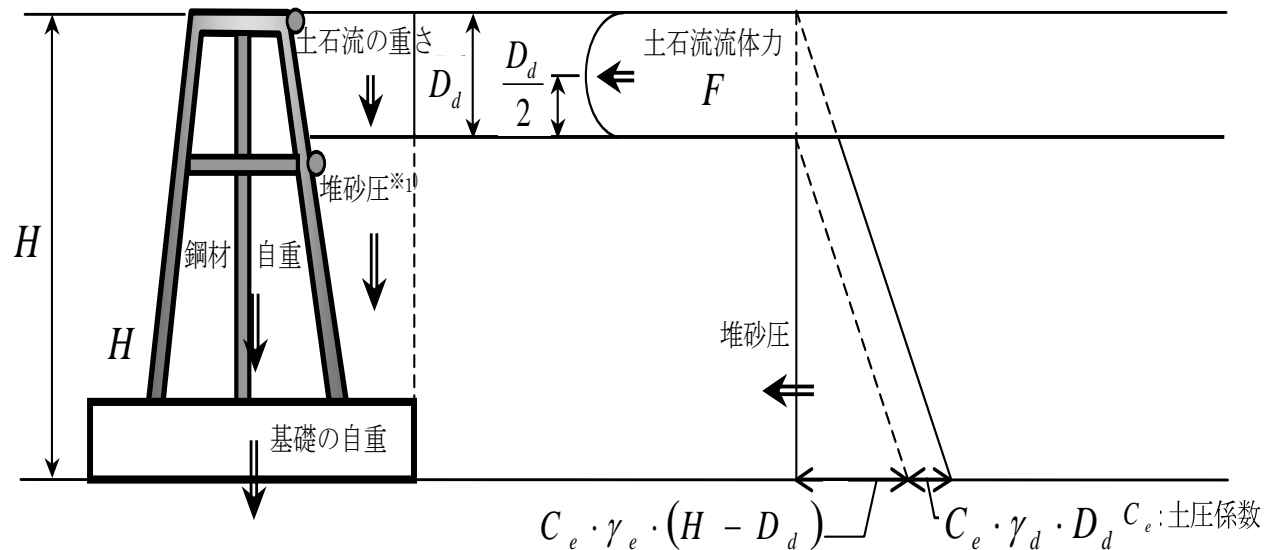


# 越流部の設計

## 透過型の場合(安定計算)

1

### 設計外力の作用位置



※1) 堆砂圧の鉛直力を算出の際は、土砂の単位体積重量 ( $\gamma_e = C_* \sigma g$ ) を用いる。

•注意) 透過部分には砂礫および水は詰まっていない状態で自重を算定する。

# 非越流部の設計

## 透過型の場合（安定計算）

### 設計外力の組み合わせ

	平常時	土石流時	洪水時
えん堤高 15m未満		静水圧、 堆砂圧、 土石流流体 力	
えん堤高 15m以上	地震時慣性 力	静水圧、 堆砂圧、 揚圧力、 土石流流体 力	

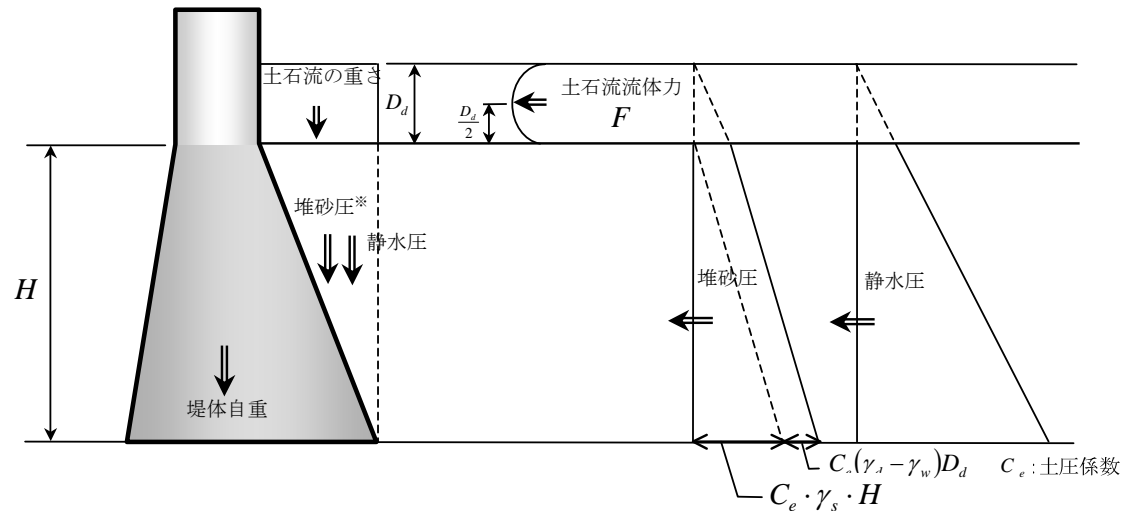


# 非越流部の設計

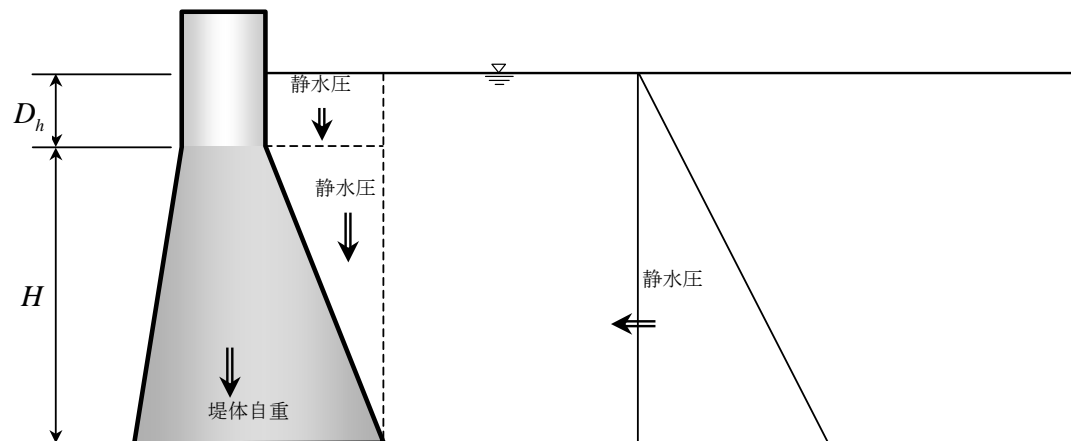
## 透過型の場合(安定計算)

1

設計外力の作用位置(不透過型の非越流部と同様)



※堆砂圧の鉛直力を算出の際は、水中での土砂の単位体積重量 $\gamma_s$ を用いる。

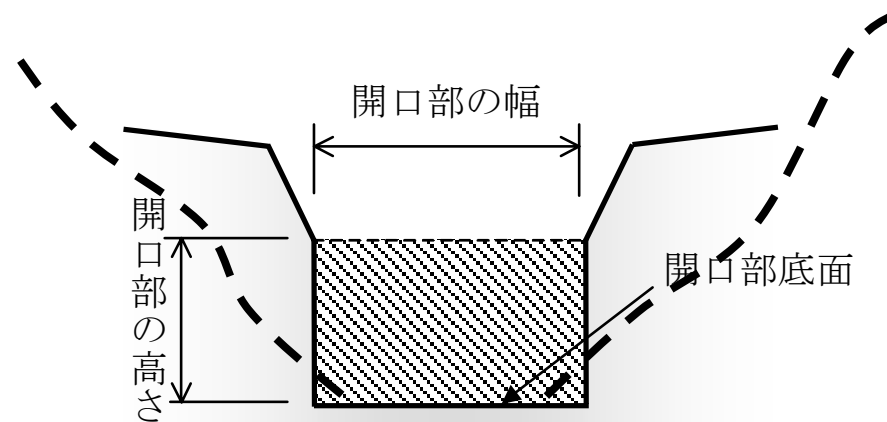


## 越流部の設計

# 透過型・部分透過型の場合（開口部の設計）

1

- 開口部の幅は、透過型の機能を十分生かせるようにできるだけ広くとる。（谷幅程度）
- 開口部の高さは、土石流や洪水の水深以上を確保し計画捕捉量により決定する。
- 開口部の底面は、未満砂の状態で平常時の流量を下流へスムーズに流し得る形状とする。



透過型砂防えん堤の開口部（斜線部）





## 越流部の設計

# 透過型・部分透過型の場合 (透過部断面の設計)

1

機能	水平純間隔	鉛直純間隔	最下段の透過部断面高さ
土石流の捕捉	$D_{95} \times 1.0$ * 1	$D_{95} \times 1.0$ * 1	土石流の水深以下 * 2

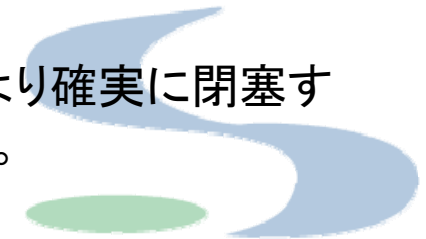
\* 1 水平純間隔・鉛直純間隔を最大礫径(D95)の1.5倍まで広げることができる。

\* 2 最下段透過部断面高さを最大礫径(D95)の1.5倍まで狭くすることができる。

平時の土砂を下流へ流す機能を持たせた上で、土石流を捕捉する機能として以下の条件の全てを満たす場合には、溪流の状況等に応じて**上記以外の方法**で透過部断面を設定することができる。

①土石流の水深以下の透過部断面が土石流に含まれる**巨礫等により確実に閉塞**するとともに、その閉塞が土石流の流下中にも保持されること。

②**土石流の水深よりも高い位置の透過部断面**が土石流の後続流により確実に閉塞するとともに、その閉塞が土石流の後続流の流下中にも保持されること。



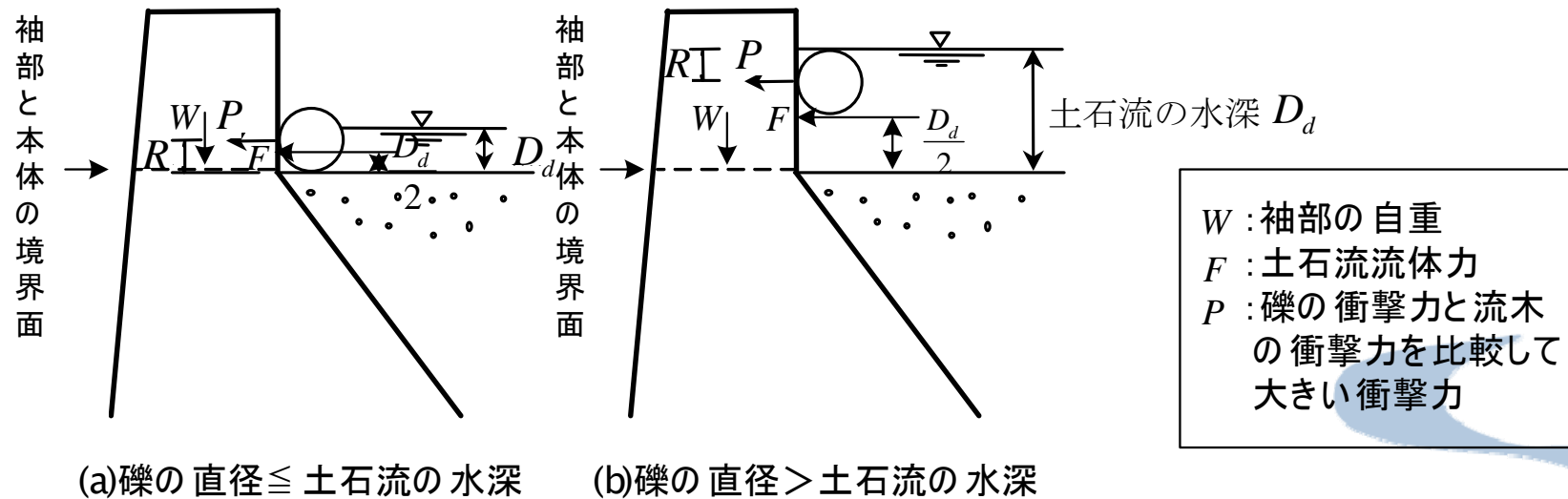
# 非越流部の設計

## 透過型・不透過型の場合（構造計算）

1

### ●非越流部

砂防えん堤の袖部は礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方に土石流流体力を加えたものに対して安全な構造とする。



注意) 礫の衝撃力が流木の衝撃力より小さい場合、(a)と(b)中のRは流木の直径の1/2とする。

## 非越流部の設計

# 透過型・不透過型の場合（構造計算）

1

### 袖部の形状の設計

- 1) 上流のり勾配は直
- 2) 下流のり勾配は直または本体の下流のり勾配と一致
- 3) 袖部の天端幅は1.5mを下限
- 4) 袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4以上

### 袖部の内部応力の照査

内部応力が許容応力以下であるかの確認（引張・圧縮）

### 鉄筋等による補強

引張応力が許容応力度を上回る場合には、鉄筋等により補強する。

# 前庭保護工の設計 透過型の場合

1

透過型砂防えん堤の場合には、通常の流水は河床沿いに設置前とほとんど変わらずに流下するものであり、**前庭保護工を必要としないと考えられる場合が多い。**



## 前庭保護工の設計 不透過型・部分透過型の場合

■前庭保護工は、設計流量(水通し断面の決定に用いた流量)を用いて設計する。土石流ピーク流量を袖部を含めた断面で設計する場合には、**侵食防止工**を設計する。

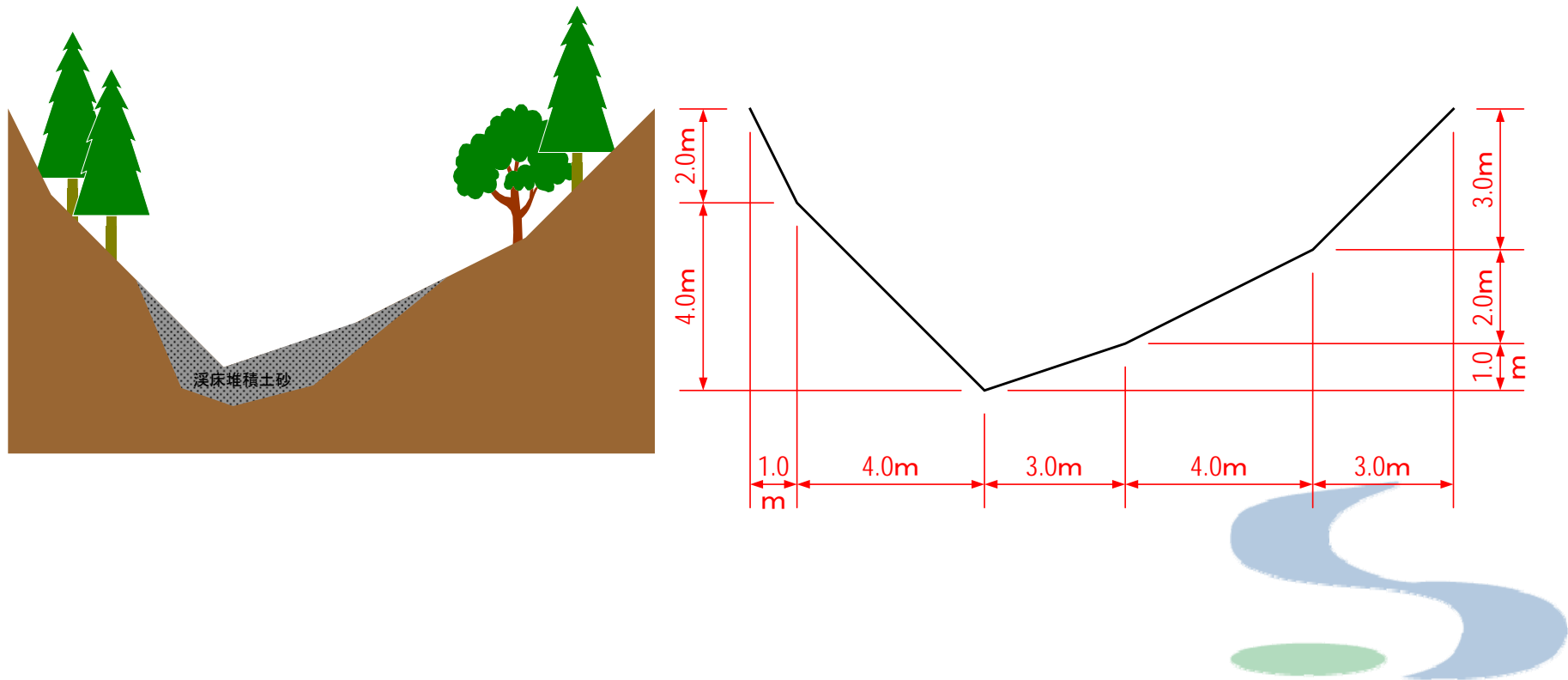
■副えん堤の下流のり勾配は、下流の法面が越流土砂による損傷を極力受けないようにする。副えん堤の水通し断面は、**本えん堤の水通し断面と同じ**とすることを基本とする。



# 安定計算用いる外力算定のための 土石流の流速・水深の計算例

1

以下の図の地形条件で、土石流ピーク流量 $Q_{sp}=200\text{m}^3/\text{s}$ の水深と流速を求め  
る。(ここでは事例を示しますので、各現場に適用してください。)

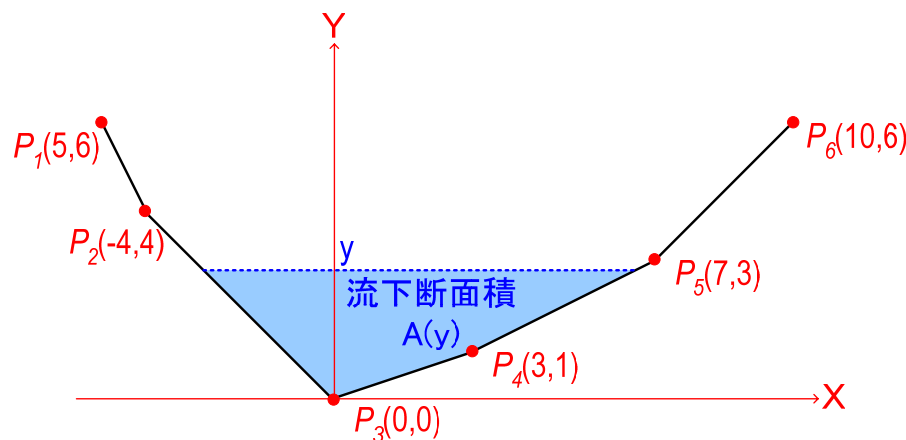


# 安定計算用いる外力算定のための 土石流の流速・水深の計算例

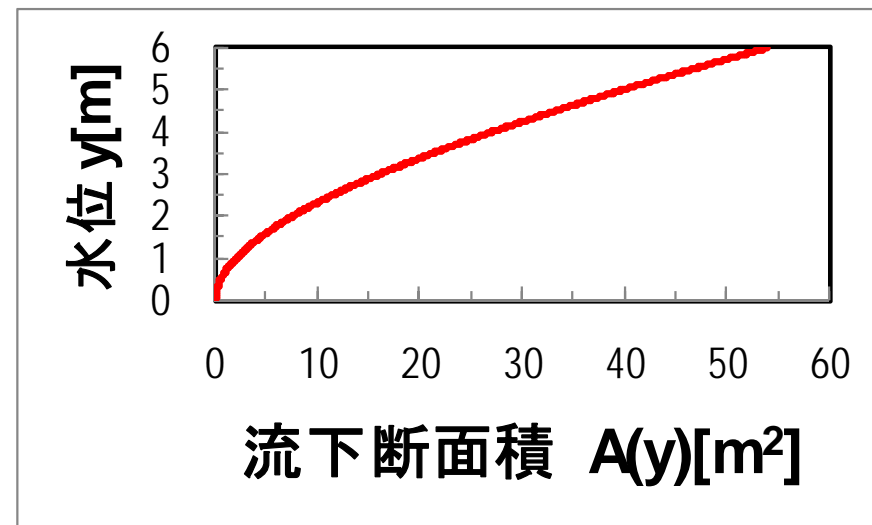
1

- Step1: 水位と流下断面積の関係  
下図(左)のように座標軸を設定すると、水位 $y$ における流下断面積 $A(y)$ は式(1)のようになる(下図(右))。

$$A(y) = \begin{cases} 2y^2 & (0 \leq y < 1) \\ 1.5y^2 + y - 0.5 & (1 \leq y < 3) \\ y^2 + 4y - 5 & (3 \leq y < 4) \\ 0.75y^2 + 6y - 9 & (4 \leq y \leq 6) \end{cases} \dots(1)$$



座標系の設定



水位と流下断面積

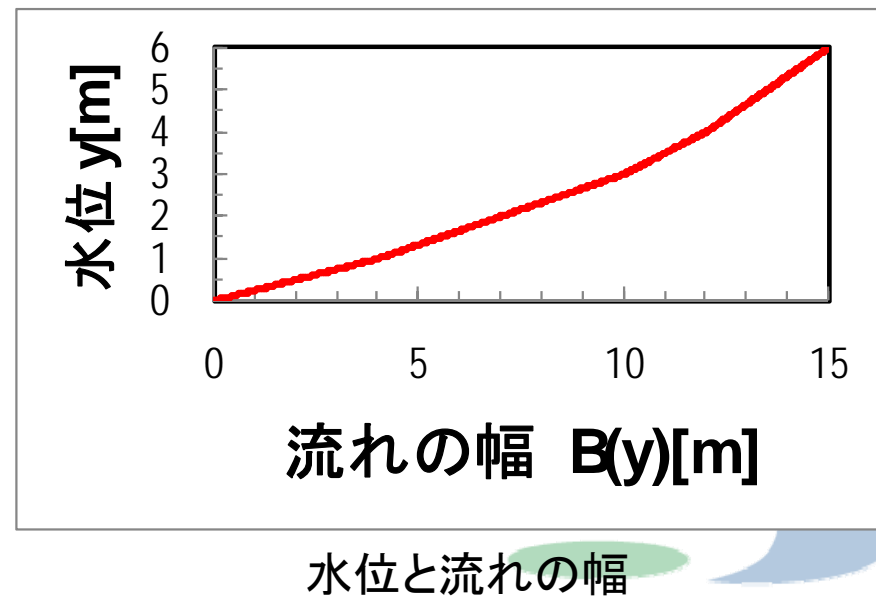
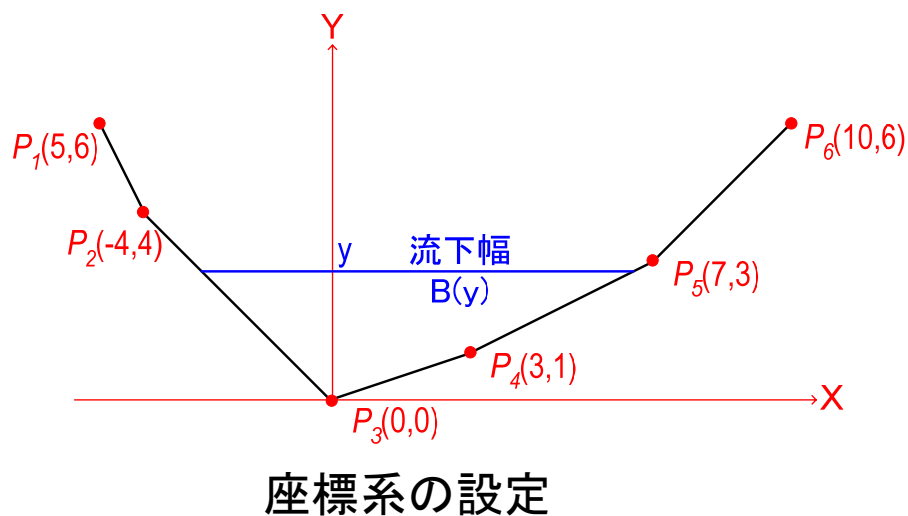
# 安定計算用いる外力算定のための 土石流の流速・水深の計算例

1

Step2:水位と流れの幅の関  
係

下図(左)のように座標軸を設  
定すると、水位 $y$ における流  
れの幅 $B(y)$ は式(2)のよう  
になる(下図(右))。

$$B(y) = \begin{cases} 4y & (0 \leq y < 1) \\ 3y + 1 & (1 \leq y < 3) \\ 2y + 4 & (3 \leq y < 4) \\ 1.5y + 6 & (4 \leq y \leq 6) \end{cases} \dots(2)$$

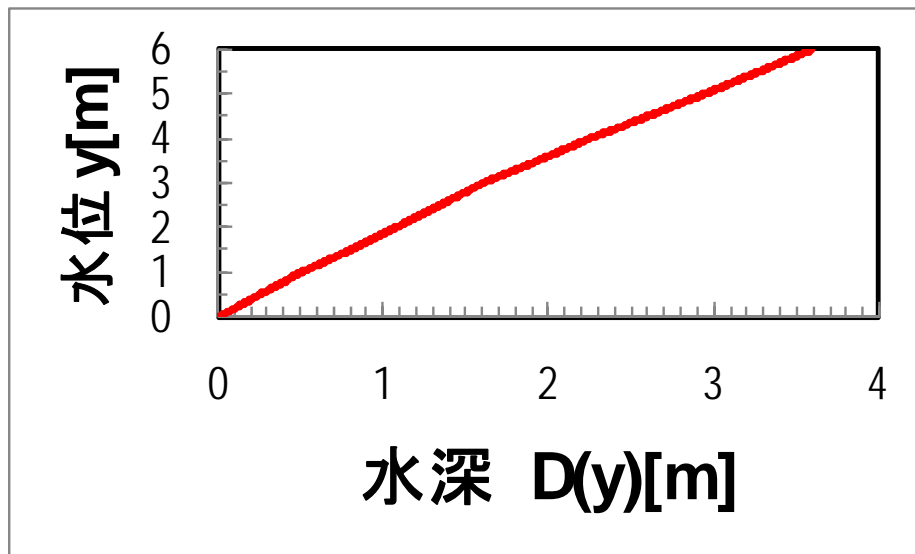




# 安定計算用いる外力算定のための 土石流の流速・水深の計算例

1

Step3:水位と水深の関係  
水位 $y$ における水深 $D(y)$ は砂防  
基本計画策定指針(土石流・流  
木対策編)2.7.5及びSTEP2まで  
の検討結果から式(3)となる(下  
図)。



$$D(y) = \frac{A(y)}{B(y)}$$
$$= \begin{cases} 0.5y & (0 \leq y < 1) \\ \frac{1.5y^2 + y - 0.5}{3y + 1} & (1 \leq y < 3) \\ \frac{y^2 + 4y - 5}{2y + 4} & (3 \leq y < 4) \\ \frac{0.75y^2 + 6y - 9}{1.5y + 6} & (4 \leq y \leq 6) \end{cases} \dots (3)$$

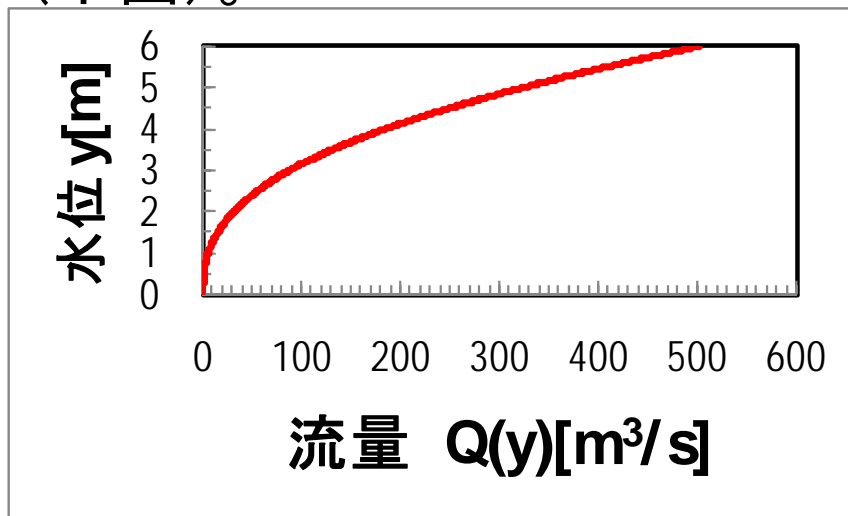


# 安定計算用いる外力算定のための 土石流の流速・水深の計算例

1

## Step4:水位と流量の関係

水位 $y$ における流量 $Q(y)$ は砂防基本計画策定指針(土石流・流木対策編)2.7.5及びSTEP3までの検討結果から式(4)となる(下図)。



水位と流量

$$Q(y) = A(y) \cdot \left\{ \frac{1}{n} \cdot (D(y))^{23} \cdot (\sin\theta)^{1/2} \right\}$$

$$= \left\{ \begin{array}{l} 2y^2 \cdot \left\{ \frac{1}{0.10} (0.5y)^{23} (\sin\theta)^{1/2} \right\} \quad (0 \leq y < 1) \\ (1.5y^2 + y - 0.5) \cdot \left\{ \frac{1}{0.10} \left( \frac{1.5y^2 + y - 0.5}{3y + 1} \right)^{23} (\sin\theta)^{1/2} \right\} \quad (1 \leq y < 3) \\ (y^2 + 4y - 5) \cdot \left\{ \frac{1}{0.10} \left( \frac{y^2 + 4y - 5}{2y + 4} \right)^{23} (\sin\theta)^{1/2} \right\} \quad (3 \leq y < 4) \\ (0.75y^2 + 6y - 9) \cdot \left\{ \frac{1}{0.10} \left( \frac{0.75y^2 + 6y - 9}{1.5y + 6} \right)^{23} (\sin\theta)^{1/2} \right\} \quad (4 \leq y \leq 6) \end{array} \right\} \quad \dots(4)$$

# 安定計算用いる外力算定のための 土石流の流速・水深の計算例

1

Step5:土石流の水深・流速の算出結果

Step4より、 $Q=200\text{m}^3/\text{s}$ となる水位は $y=4.14\text{m}$ であることが分かる。Step3より、土石流の水深 $D_d$ は次のようになる。

$$D_d = D(4.14) = \underline{2.35 \text{ [m]}}$$

土石流の流速 $U$ は次のようになる。

$$U = \frac{1}{0.10} \times 2.35^{2/3} \times (\sin 9^\circ)^{1/2} = 6.99 \text{ [m/s]}$$

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

F	:	土石流流体力	(kN/m)
$K_h$	:	係数	(1.0)
$\gamma_d$	:	土石流の単位体積重量	(17.40kN/m <sup>3</sup> )
g	:	重力加速度	(9.8m/s <sup>2</sup> )
$D_d$	:	土石流の水深	
U	:	土石流の流速	

# おわり

お疲れ様でした。

**ご清聴有難うございました。**

