

## 第1章 土石流・流木対策えん堤（土石流・流木捕捉工）

### 第1節 総説

#### 1.1 設計手順

砂防えん堤の設計に当たっては、その目的とする機能が発揮され、かつ、その機能が長期間保持されるよう安全性を考慮するとともに、経済性、維持管理面等についても考慮するものとする。

#### 解説

土石流・流木対策えん堤の設計に当たっては、本指針に基づくが、本指針に定められていないものについては、河川砂防技術基準 計画編、河川砂防技術基準（案）設計編、調査編、砂防基本計画策定指針（土石流・流木対策編）、土石流・流木対策設計技術指針によるものとする。

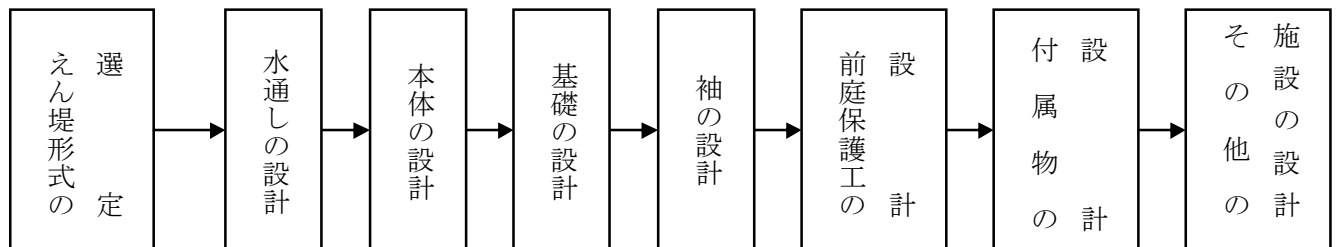
砂防えん堤の機能としては、山脚固定、縦侵食防止、河床堆積物流出防止、土石流の抑制または抑止、流出土砂の抑制及び調節等が考えられる。また、そのえん堤の安全性は経済性と一体となって考えなければならないが、そのえん堤に想定される外力に対して安全な構造となるようにしなければならない。

なお、砂防えん堤の一般的な設計順序、各部の名称は、次のとおりである。

#### 1. 設計の順序

砂防えん堤の設計の順序は、えん堤サイトの地形、地質等を把握し、えん堤の目的に対する適合性、経済性及び安全性等の各要素について考察し、えん堤型式の選定に必要な概略設計を行った後、えん堤型式を決定する。次に決定されたえん堤型式について、水通し、本体及び基礎の実施計画を行った後、袖、前庭保護工、間詰や水抜き等の付属物の設計を行う。その他の施設は、必要に応じて設計を行う。

図 2-1-1 砂防えん堤の設計順序



2. 各部の名称

砂防えん堤の各部の名称は次のとおりである。

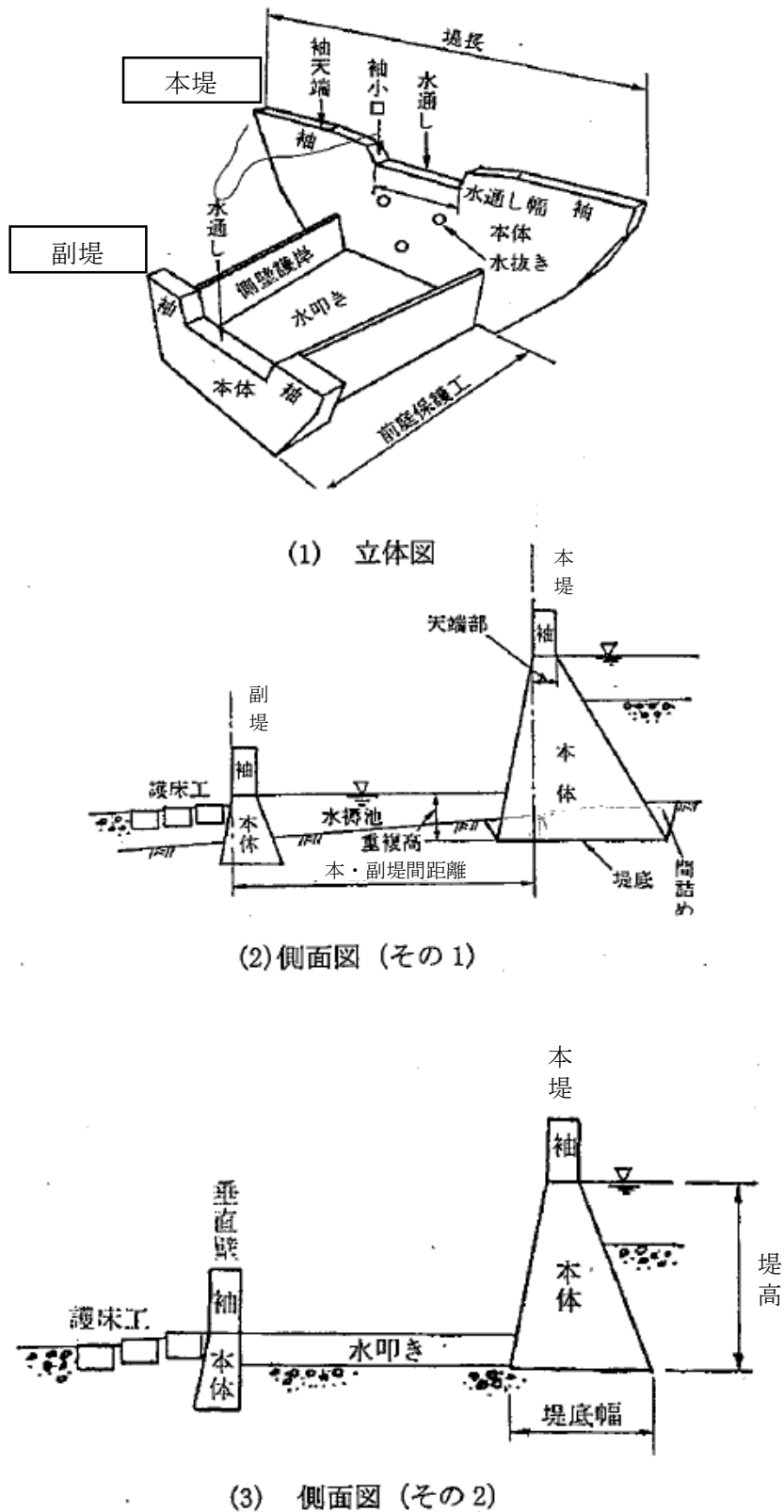


図 2-1-2 砂防えん堤各部の名称

## 1.2 えん堤型式の選定

えん堤の型式には、重力式コンクリートえん堤、アーチ式コンクリートえん堤等があり、その選定に当たっては、地形、地質等の自然条件、施工条件、地域条件等を考慮しなければならない。

### 解説

砂防えん堤の型式は、えん堤が果す目的を考察し、その機能を十分に発揮し、かつ安全性及び経済性の面からも適合するよう選定しなければならない。

低いえん堤の場合の型式の選定は、経済性の面からみて地形、地質には大きく左右されないのが通常で、むしろ施工面の難易、地域的条件等によって決定される場合が多い。

高いえん堤の型式は、主としてえん堤サイトの地形、地質、河状、気象等の自然条件や、資材確保の難易、運搬手段、運搬能力等の地域条件によって左右されるが、規模、工期、労働力等の施工条件によっても影響を受ける。

### 1. コンクリートえん堤

#### (1) 地形

えん堤型式の選定は、地形により大きく左右される。谷幅が狭く上流にポケットのあるところは一般にえん堤の適地であり、重力式コンクリートえん堤は現在最も多く建設されている型式で、地形的に制約の少ない型式である。

アーチ式コンクリートえん堤は、谷幅が狭いほど有利で地質的条件に恵まれている場合には、谷幅が高さの3倍程度までは重力式コンクリートえん堤よりも経済的となることが多い。

ただし、アーチ式コンクリートえん堤は荷重をアーチ作用により側方の岩盤に伝えるため、アーチ推力を安全に支持するアバットメントが必要であり、地質の良否に左右される。

#### (2) 地質（基礎）

一般に岩盤基礎は、剪断摩擦抵抗や支持力及び侵食や透水に対する抵抗が比較的高いため、えん堤型式についての制約は少ない。特に堅固な岩盤であり、かつ地形的に許せばアーチ式コンクリートえん堤が有利である。

砂礫基礎は、重力式コンクリートえん堤を選定するのが普通である。

土砂基礎は、一般にえん堤には適さないが、特殊な基礎処理を行うことにより可能となる場合もある。

#### (3) 河状

流出土砂の形態が洪水時に異常な土砂を流出するおそれのあるところや、土石流の頻発するおそれのあるところでは、地形、地質的に問題がなくとも、アーチ式コンクリートえん堤は避けることが好ましい。

### 2. その他のえん堤

鋼製えん堤、枠えん堤等のえん堤については、えん堤高による型式の算出よりは、むしろ、地すべり地、軟弱地盤等のえん堤サイトの地形、地質ならびに資材確保の難易、運搬手段、

工期等に左右される場合が多い。このため、これらのえん堤型式の選定に当たっては、えん堤型式の特徴を十分考慮し機能、部材に応じて安定を確かめたいうえで選定する必要がある

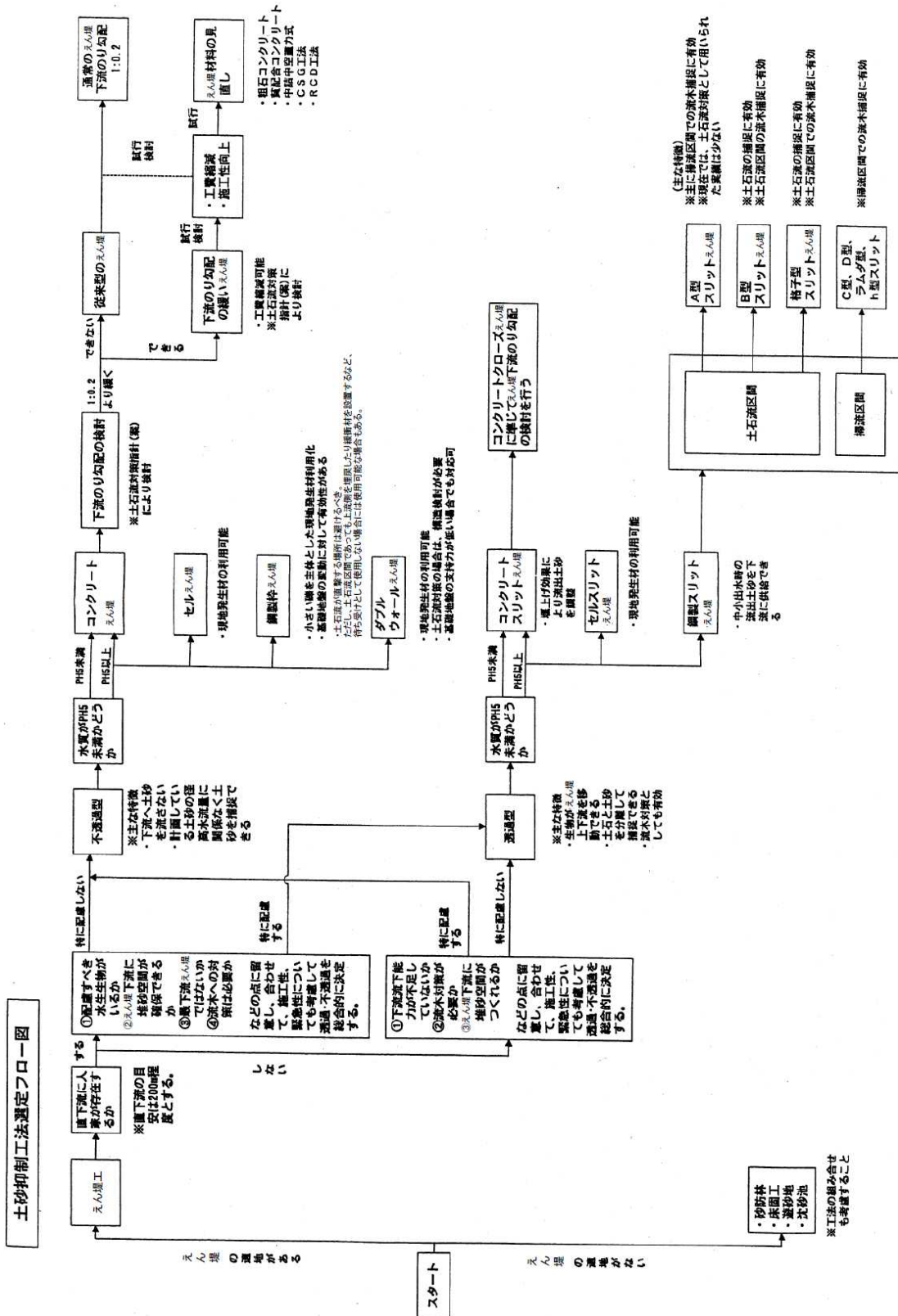


図 2-1-3 土砂抑制工法選定フロー図

## 第2節 設計の基本

### 2.1 位置

#### 2.1.1 一般

えん堤計画箇所は、溪床及び両岸に岩盤が存在することが最も好ましいが、目的によっては砂礫層上に計画しなければならない場合がある。この場合には前庭部の保護を十分に考えなければならない。

#### 解説

一般にえん堤計画箇所は、越流水による下流法先の深掘れ、及び両岸侵食による破壊防止のため、溪床及び両岸に岩盤のある箇所、並びに工費の関係から、上流部の広がった狭窄部が望ましいのであるが、このような条件に常に恵まれるとは限らない。目的によっては、例えば河床堆積物流出防止の目的のえん堤等では、不利な条件のもとで計画しなければならない場合がある。溪床に岩盤のない場合は、その溪床の状況に応じて水叩き、あるいは副えん堤を計画して、下流法先の保護を図らなければならない。

この際、浸透水のパイピング現象による水叩きの破壊、副えん堤・垂直壁直下流の洗掘等を十分考慮して計画する必要がある。

#### 2.1.2 位置選定

えん堤を設計する場合、支溪の合流点付近においては、一般に両方の溪流の基礎えん堤として役立つように、合流点の下流部にえん堤の位置を選定する。

#### 解説

支溪の合流がある場合には、主溪及び支溪双方の工作物の基礎えん堤として役立つように合流点の下流部に計画するのが望ましいが、主溪及び支溪の一方が荒廃しているような場合には、荒廃溪流を優先して計画する。なおこの場合のえん堤は、えん堤の安全のため、合流点に著しく近付けないことが肝要である。

#### 2.1.3 階段状えん堤群の位置選定

階段状えん堤群においては、原則として一つのえん堤の計画堆砂線が現溪床を切る点を上流えん堤の計画位置とする。

#### 解説

荒廃溪流において、縦侵食又は横侵食が著しい区域、あるいは溪岸崩壊の区域が長区間にわたる場合は階段状にえん堤群を計画する。

この場合、えん堤の堆砂線は、計画堆砂勾配を用いるのが普通で、縦断面において最下流のえん堤から始めて順次計画勾配線を引いていくと計画位置はおのずから決まるが、その位置のえん堤サイトとしての適否、基礎根入等を考える必要がある。

## 2.2 方向

### 2.2.1 えん堤の方向

えん堤の水通しを越流する水流は、一般的に水通し天端下流端の線すなわちえん堤軸に直角に落下するから、えん堤の方向は水通し中心点において計画箇所下流の流心線に直角に定めることを原則とする。

#### 解説

えん堤の水通しを越流する水流は、水通し天端下流端の線、すなわち、えん堤の方向線に直角に落下する。

ゆえに、えん堤計画箇所の下流の状況によって決定された流心線上に水通し中心を置き、この点において下流流心線に直角に設定した線がえん堤の方向である。

えん堤の計画箇所が、例えば兩岸の岩盤の関係、あるいはえん堤長の関係などでえん堤の方向を下流の流心に直角に定め難く、かつ潜り堰となることのない場合には、副えん堤を計画し、副えん堤の方向を下流の流心線に直角に定めることができる。この際、本えん堤の基礎に岩盤があっても副えん堤による方向修正の必要がある場合が多い。

#### 1 主えん堤・副えん堤とも下流流心に直角の場合

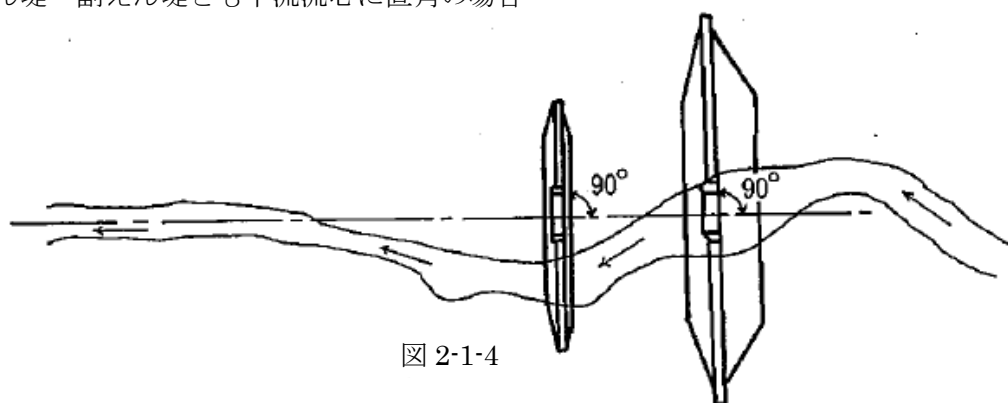


図 2-1-4

#### 2 主えん堤を下流流心に直角にできない場合

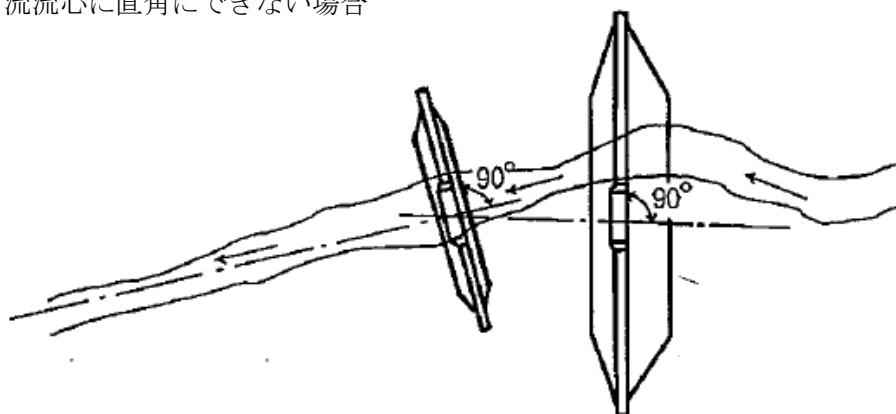


図 2-1-5 えん堤の方向の決定

## 2.2.2 階段状えん堤の方向

階段状のえん堤群における各えん堤の方向は、原則として各えん堤の水通しの中心点（水通し天端の下流端）において、計画箇所下流の流心線に直角に定めるものとし、各えん堤の水通しの中心点は直上流えん堤の水通しの中心点における流心線上に定めるものとする。

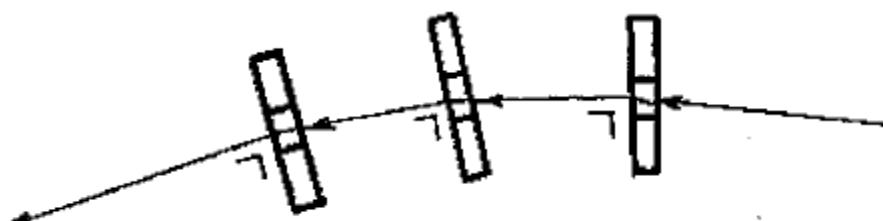


図 2-1-6 階段状えん堤の方向の決定

## 2.2.3 えん堤軸

えん堤軸は直線を原則とし、稜線の上流側に決定する。

えん堤サイト下流で山脚が逃げる場合、等高線に直角となる様、袖部を折り曲げ堤長を減ずることができる。

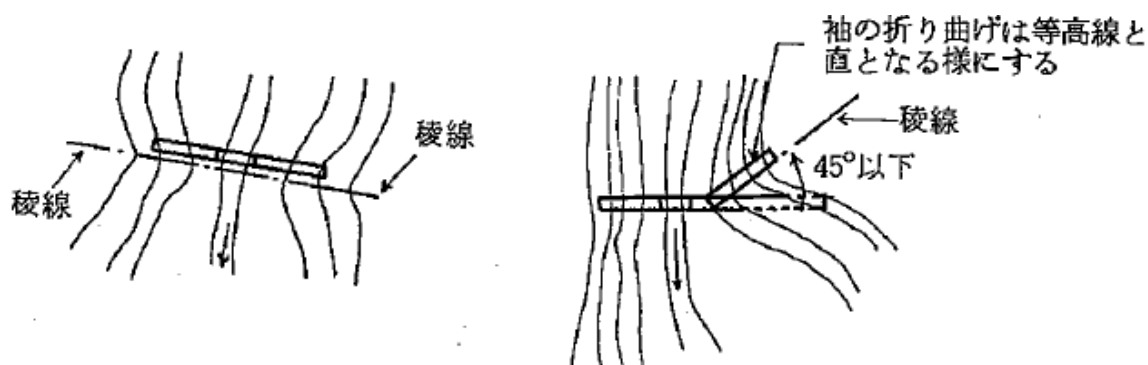


図 2-1-7 えん堤軸

## 2.3 高さ

1. えん堤の高さは、溪流の土砂生産抑制計画より定めなければならない。
2. えん堤の高さは、目的及び施工箇所の状態に応じて定める。
3. えん堤の高さの決定に際しては、基礎の地質を十分に調査しなければならない。特にえん堤の高さが 15m 以上となる場合には岩盤調査を併せて実施しなければならない。ここでいう岩盤調査とは、地質の良否、支持力、透水性、断層の有無、走向節理などに関する調査をいう。（砂防調査参照）
4. えん堤の高さについては、貯砂量と工費との関係についても検討する必要がある。

解説

流出土砂の貯留、調節を目的とするえん堤はなるべく高く計画し、溪床の侵食を防ぐものは低えん堤を単独又は階段的に計画し、崩壊地の下部には崩壊の原因である山脚の侵食を阻止する高さにえん堤を計画すべきもので、溪床に堆積する砂礫の流出防止のためには、現況溪床高が目標であるが、高さの決定にあたっては目的を明確にするとともに計画箇所を現状を十分に調査しなければならない。

また、高えん堤を計画する場合、基礎の地質調査、例えば、地質の良否、支持力等を十分に調査して良好なえん堤サイトを選択するものとし、岩盤の状態によっては十分基礎処理を施さなければならない。

2.4 計画堆砂勾配

えん堤の堆砂勾配は、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して定義する。

解説

計画堆砂勾配は、一般に既往実績等により砂防えん堤地点の現溪床勾配の  $1/2$  から  $2/3$  の間の勾配とする。鳥取県では  $2/3 \theta_0$  とする。ただし、 $1/6$  の勾配 ( $\tan \theta$ ) を上限とする。不透過型砂防えん堤の平常時堆砂勾配は既往実績を基に現溪勾配の  $1/2$  までとする。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。

透過型捕捉工の平常時堆積面はスリット底を基点とし、不透過型砂防えん堤と同じ堆砂や勾配で形成されるとする。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、計画堆砂勾配等は不透過型と原則として同じとする。

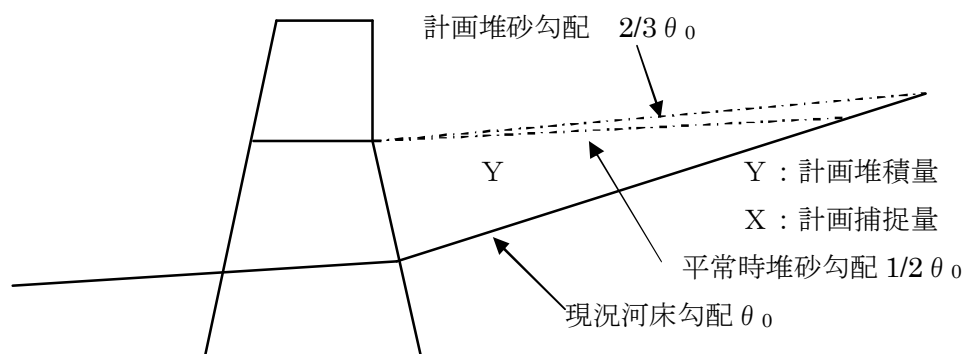


図 2-1-8



## 2.5 計画捕捉量

計画捕捉量は、本指針第1編第2章 2.6.2による。

## 2.6 計画発生（流出）抑制量

計画発生（流出）抑制量は、本指針第1編第2章 2.6.4による。

## 第3節 不透過型砂防えん堤の設計

## 3.1 安定計算に用いる荷重

不透過型砂防えん堤の設計で考慮する荷重は、自重、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と「土石流及び土砂とともに流出する流木による荷重」（以後、「土石流荷重」という。）があり、えん堤の型式、高さにより選定するものとする。

土石流荷重は、土石流及び土砂とともに流出する流木による流体力（以後、「土石流流体力」という。）と礫および流木の衝突による力がある。前者は構造物全体に、後者は局部的に影響すると考えられるのでえん堤の安定計算に対しては土石流流体力のみをとりあげ、礫および流木の衝突による力は必要に応じて、天端幅の設計等で考慮する。

## 解説

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設計外力の組み合わせによる検討と、以下に述べる土石流時における安定計算についての両方を検討し、いずれの組み合わせにおいても安定条件を満たさなければならない。

土石流流体力を考慮したえん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えん堤では自重のほかは次表のとおりとする。ただし、土石流時の静水圧を計算する場合の水の単位体積重量は、揚圧力を考慮していないことから  $11.77\text{kN/m}^3$  とする。

土石流時の場合、土石流荷重は本体に最も危険な状態とし、堆砂地が土石流の水深（ $h_3$ ）分だけ残して堆砂した状態で土石流が本えん堤を直撃したケースを想定する（図2-1-9参照）。

土石流流体力は、 $h_3/2$  の位置に、水平に作用させる。堆砂圧は、堆砂面上に土石流重量が上載荷重となり、堆砂圧はこの上載荷重による土圧  $C_e(\gamma_d - \gamma_w)h_3$  を加えた大きさとなる。ここに、 $C_e$ ：土圧係数、 $h_3$ ：現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深（m）、 $\gamma_d$ ：土石流の単位体積重量（ $\text{kN/m}^3$ ）、 $\gamma_s$ ：水中での土砂の単位体積重量（ $\text{kN/m}^3$ ）、 $\gamma_w$ ：水の単位体積重量（えん堤高が 15m 未満の場合は  $11.77\text{kN/m}^3$  程度、えん堤高が 15m 以上の場合は  $9.8\text{kN/m}^3$  程度）。

$$\gamma_s = C_* (\sigma - \rho)g \quad \dots (2-1-1)$$

$$\gamma_w = \rho g \quad \dots (2-1-2)$$

ここで、 $C_*$ ：溪床堆積土砂の容積濃度、 $\rho$ ：水の密度（ $\text{kg/m}^3$ ）、 $\sigma$ ：礫の密度（ $\text{kg/m}^3$ ）、 $g$ ：重力加速度（ $\text{m/S}^2$ ）（ $9.8\text{m/S}^2$ ）である。土石流時の静水圧については土石流流体力が堆砂面上で作用しているので、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

表 2-1-1 設計荷重の組合せ

	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

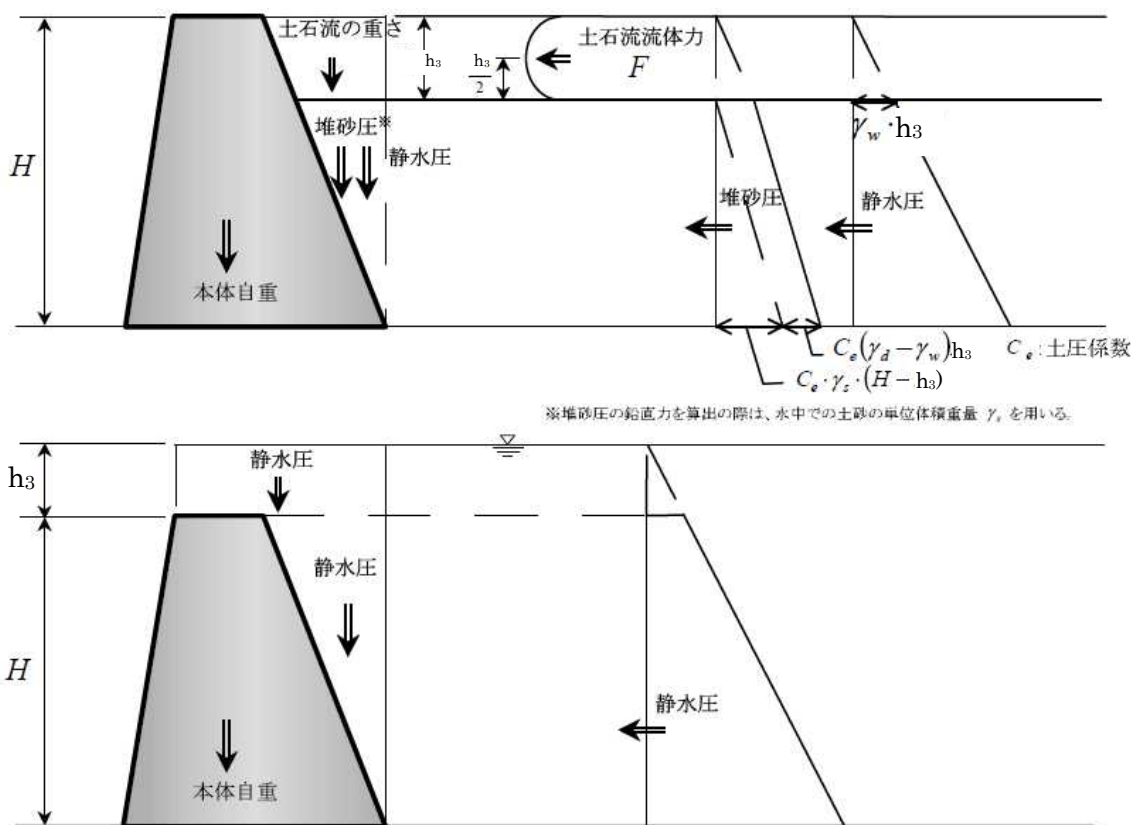


図 2-1-9 不透過型砂防えん堤 越流部の設計外力図  
( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

1. 自重

$$W = W_c \cdot A \quad \dots (2-1-3)$$

$W$  : 単位幅当たりのえん堤堤体の自重 (kN)

$W_c$  : 堤体築造に用いるコンクリート単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$A$  : えん堤堤体単位幅当たりの体積 (m<sup>3</sup>)

解説

えん堤用コンクリートの単位体積重量は原則として実際に使用する材料および配合で試験を行って定めるものであるが、試験を行わずに設計する場合のコンクリート単位体積重量は 22.56 kN/m<sup>3</sup>とする。

2. 静水圧

$$P = W_o \cdot h_w \quad \dots (2-1-4)$$

$P$  : 水深  $h$  の点における静水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_o$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h_w$  : 水面からの任意の点の水深 (m)

解説

静水圧を算定するときの水面は、平常時は一般に水通し天端高とし、また洪水時は水通し天端高に越流水深を加算するものとする。なお、えん堤高が 15m 以上のときには、 $W_o=9.8$  kN/m<sup>3</sup>、えん堤高が 15m 未満の時には  $W_o=11.77$  kN/m<sup>3</sup> を標準として計算するが、土砂流出の多い河川では流水に見合った静水圧を検討して用いる。

3. 堆砂圧

$$P_{ev} = W_{sl} \cdot h_e \quad \dots (2-1-5)$$

$$P_{eH} = C_e \cdot W_{sl} \cdot h_e \quad \dots (2-1-6)$$

$P_{ev}$  : 堆砂圧の鉛直分力 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{eH}$  : 堆砂圧の水平分力 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_{sl}$  : 水中堆砂単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) で  $W_{sl} = W_s - (1-\nu) \cdot W_o$  で示される。

$h_e$  : 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 (m)

$C_e$  : 土圧係数

$W_s$  : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\nu$  : 堆砂空隙率  $\nu = (W_{sa} - W_s) / W_{sa}$

$W_o$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_{sa}$  : 堆砂絶対単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

解説

- (1) 堆砂面からの任意の点までの堆砂深 ( $h$ ) はえん堤完成時に想定される堆砂面とする。
- (2) 土圧係数 ( $C_e$ ) は 0.3~0.6 で示される。土圧係数をクローンの土圧論で考えれば、

$$C_e = \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad \dots (2-1-7)$$

であり、堆砂面がほぼ平坦  $i=0$  ( $i=15^\circ$  ぐらいまでは  $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$  と仮定できる) とすれば、

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \dots (2-1-8)$$

で示される。

ここで、水中の内部摩擦角  $\phi$  を  $35^\circ$  とすると  $C_e = 0.27 \approx 0.3$  となる。

設計に用いる場合の  $C_e$  の採用に当たっては既往施設の堆砂状況を考慮して定めるべ

きである。参考に次の表を示した。

表 2-1-2 土砂の水中における内部摩擦角

種別	状態	単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	水中の単位重量 (kN/m <sup>3</sup> )	内部摩擦角 (度)	水中の内部摩擦角 φ(度)
砂礫	—	16~19	10~13	35~45	35
砂利	—	16~20	10~12	30~40	30
炭がら	—	9~12	4~7	30~40	30
砂	しまったもの	17~20	10	35~40	30~35
	ややゆるいもの	16~19	9	30~35	25~30
	ゆるいもの	15~18	8	25~30	20~25
普通土	固いもの	17~19	10	25~35	20~30
	やや軟らかいもの	16~18	8~10	20~30	15~25
	軟らかいもの	15~17	6~9	15~25	10~20
粘土	固いもの	16~19	6~9	20~30	10~20
	やや軟らかいもの	15~18	5~8	10~20	0~10
	軟らかいもの	14~17	4~7	0~10	0
シルト	固いもの	16~18	10	10~20	5~15
	軟らかいもの	14~17	5~7	0	0

(3) 堆砂見掛けの単位体積重量

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と 15~18 (kN/m<sup>3</sup>) である。一般に土砂の粒径が大きいほど、堆砂後の経過年が長いほどその値が大きいと考えられ、また粘土含有量も大きな影響を与えている。アメリカ合衆国開拓局（Bureau of Reclamation）で採用されている値は、玉石・礫・砂の混入の場合 16.7~18.3 である。

設計で用いる水中堆砂単位体積重量 ( $W_{s1}$ ) は

$$W_{s1} = W_s - (1 - \nu) \cdot W_0 \quad \dots (2-1-9)$$

$W_s$  : 堆砂見掛け単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$W_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

である。

したがって、河川砂防技術基準（案）設計編第3章砂防施設の堆砂見掛け単位体積重量 15~18kN/m<sup>3</sup>、空隙率 0.3~0.45 より上式で水中堆砂単位体積重量を求めることができる。

ただし、河川の実態調査によれば空隙率は 0.25 程度といった例である。

〔計算例〕

$$W_{s1} = 18 - (1.0 - 0.3) \times 9.8 = 11.14 \text{ kN/m}^3$$

$$W_{s1} = 15 - (1.0 - 0.3) \times 9.8 = 8.14 \text{ kN/m}^3$$

4. 揚圧力

揚圧力は、堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、任意の点における揚圧力は次式により算定する。

$$U_x = \left[ h_2 + \mu \cdot \Delta h \left( 1 - \frac{x}{l} \right) \right] W_0 \quad \dots (2-1-10)$$

$U_x$  : X地点の揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

$h_2$  : えん堤下流側水深(m)

$\mu$  : 揚圧力係数 (一般に  $\mu=1/3$  とする)

$\Delta h$  : えん堤上流側水深( $h_1$ )と下流側水深( $h_2$ )との差(m)

$$\Delta h = h_1 - h_2$$

$h_1$  : えん堤上流側水深(m)

$x$  : 上流端から X 地点までの浸透経路長 (m)

$l$  : 全浸透経路長 (m)、 $l = b_2$  で示される。

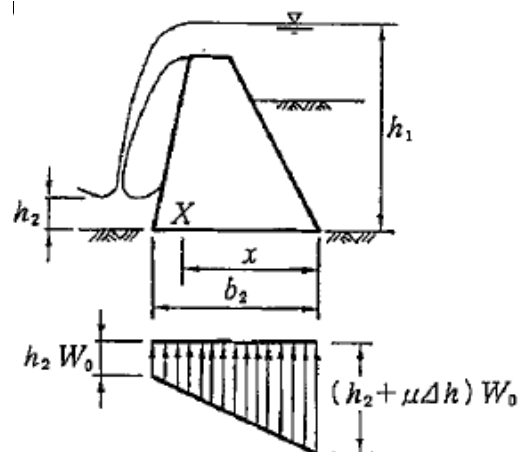
ただし止水壁等を設ける場合は

$$l = b_2 + 2d \text{ とする。}$$

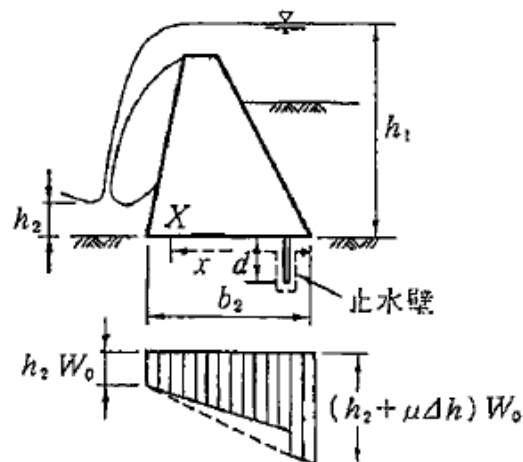
$b_2$  : 堤底幅 (m)

$d$  : 止水壁の長さ (m)

$W_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)



(a) 止水壁等がない場合



(b) 止水壁等がある場合

表 2-1-3 揚圧力の大きさ

基礎地盤の種類	上流端 (kN/m <sup>2</sup> )	下流端 (kN/m <sup>2</sup> )
岩盤	$(h_2 + \mu \cdot \Delta h) W_0$	$h_2 \cdot W_0$
砂礫盤	$h_1 \cdot W_0$	$h_2 \cdot W_0$

図 2-1-10 揚圧力の分布

5. 地震時慣性力

$$I=K \cdot W \quad \dots (2-1-11)$$

I : えん堤堤体に水平方向に作用する地震時慣性力 (kN)

K : 設計震度

W : 単位幅当たりのえん堤堤体の自重 (kN)

表 2-1-4 設計震度 (K)

えん堤の種類	強震帯および中震帯地域 (鳥取県)
重力式コンクリートえん堤	0.12
アーチ式コンクリートえん堤	0.15

出典：建設省河川砂防技術基準(案)同解説 設計編Ⅱ

6. 地震時動水圧

地震時動水圧は、えん堤の堤体と貯留水との接触面に対して垂直に作用するものとし、その値は次式により求める。

算定式は、Zangar の式と Westergaard の近似式がある。Zangar の式はえん堤の上流面が、傾斜している場合に、Westergaard の近似式はえん堤の上流面が鉛直か鉛直に近い場合に用いる。砂防えん堤の場合、一般にえん堤の上流面が傾斜しているので Zangar 式を用いることが多い。なお、Westergaard の近似式より Zangar の式による値の方が小さい。

(1) Zangar の式

$$P_x = C \cdot W_o \cdot K \cdot h_o \quad \dots (2-1-12)$$

$$C = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{hx}{h_o} \left( 2 - \frac{hx}{h_o} \right) + \sqrt{\frac{hx}{h_o} \left( 2 - \frac{hx}{h_o} \right)} \right] \quad \dots (2-1-13)$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_m}{2} W_o \cdot K \cdot h_o^2 \cdot \sec \theta \quad \dots (2-1-14)$$

$$h_d = \lambda \cdot hx \quad \dots (2-1-15)$$

(2) Westergaard の近似式

$$P_x = \frac{7}{8} W_o \cdot K \sqrt{h_o \cdot hx} \quad \dots (2-1-16)$$

$$P_d = \frac{7}{12} W_o \cdot k \cdot h_o^{1/2} \cdot hx^{3/2} \quad \dots (2-1-17)$$

$$h_d = \frac{2}{5} hx \quad \dots (2-1-18)$$

Zangar の式に用いられる係数  $\eta$ 、 $\lambda$  の式及び数値と  $C_m$  の近似式を次に示す。

$$\eta = 1.45206483 - \left( 1 - \frac{hx}{h_o} \right) + \frac{1}{3} \left( 1 - \frac{hx}{h_o} \right)^3 - \frac{1}{2} \left\{ \left( 1 - \frac{hx}{h_o} \right) \sqrt{\frac{hx}{h_o} \left( 2 - \frac{hx}{h_o} \right)} + \sin^{-1} \left( 1 - \frac{hx}{h_o} \right) \right\} \quad \dots (2-1-19)$$

$$\lambda = \left[ \begin{aligned} &0.25 - 1.45206483 \left(1 - \frac{hx}{ho}\right) + \frac{1}{2} \left(1 - \frac{hx}{ho}\right)^2 - \frac{1}{12} \left(1 - \frac{hx}{ho}\right)^4 - \frac{1}{6} \sqrt{\left\{ \frac{hx}{ho} \left(2 - \frac{hx}{ho}\right) \right\}^3} \\ &+ \frac{1}{2} \left\{ \left(1 - \frac{hx}{ho}\right) \sin^{-1} \left(1 - \frac{hx}{ho}\right) + \sqrt{\frac{hx}{ho} \left(2 - \frac{hx}{ho}\right)} / \eta / \frac{hx}{ho} \right\} \end{aligned} \right] \quad \dots (2-1-20)$$

ここに、

$P_x$  : X地点の地震時動水圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_d$  : 貯留水面から X地点までの全地震時動水圧 (kN)

$W_o$  : 貯留水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$K$  : 設計震度

$h_o$  : 貯留水面から基礎地盤までの水深(m)

$h_x$  : 貯留水面から X地点までの水深(m)

$C_m$  : 図 2-1-11 から求められる係数

$$C_m \doteq 0.733 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta^2$$

$\theta$  : 度数表示の度数

$h_d$  : X地点から  $P_d$ の作用点までの高さ (m)

$\eta \cdot \lambda$  : 図 2-1-12 から求められる係数

$C$  : 圧力係数

一般には、 $h_o = h_x$ として全地震時動水圧を求める。その場合、Zangarの式における  $\eta$  及び  $\lambda$  は各々  $\eta = 1.45$ 、 $\lambda = 0.402$ となる。

(注)  $H \geq 15.0m$  のえん堤

越流部の計算・・・裏法勾配が1割近くなる為、Zangarの式を使用する。  
非越流部の計算（逆断面）・・・裏法勾配が直に近い為、Westergaardの式を使用する。

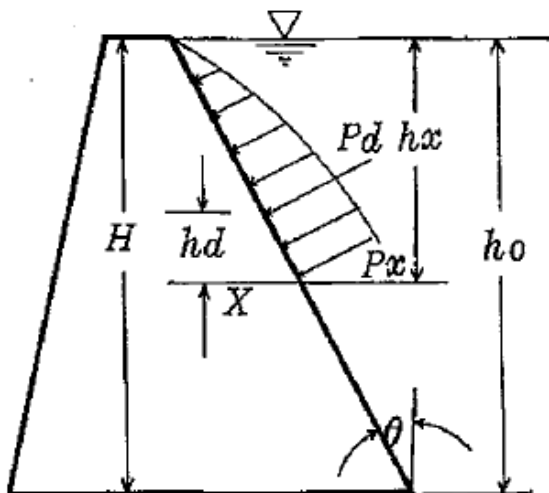


図 2-1-11 地震時動水圧模式図

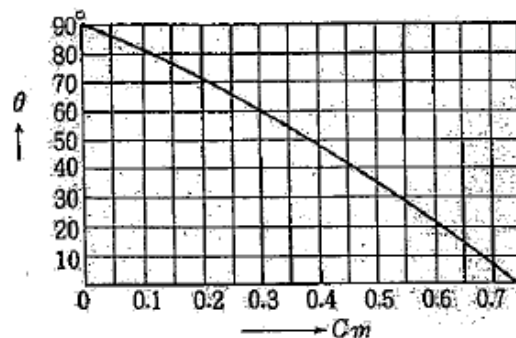


図 2-1-12 地震時動水圧の係数( $C_m$ )



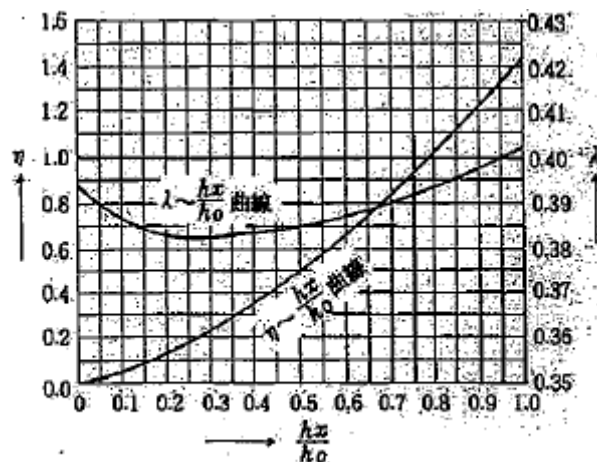


図 2-1-13 地震時動水圧の係数 ( $\mu$ 、 $\lambda$ )

表 2-1-5  $\eta$ 、 $\lambda$  の値

$hx/ho$	$\eta$	$\lambda$	$hx/ho$	$\eta$	$\lambda$
0	0	0	0.50	0.5154257578	0.3857722306
0.01	0.0010410603	0.3937850148	0.55	0.5981257361	0.3867892714
0.03	0.0057678747	0.3902710196	0.60	0.6843367127	0.3879414691
0.05	0.0129198455	0.3882878923	0.65	0.7736397481	0.3892229781
0.10	0.0390296202	0.3855282436	0.70	0.8656276231	0.3906303112
0.15	0.0748978743	0.3841469007	0.75	0.9599023071	0.3921618691
0.20	0.1190838881	0.3834645473	0.80	1.0560729477	0.3938176084
0.25	0.1706196052	0.3832277484	0.85	1.1537542449	0.3955988557
0.30	0.2287494199	0.3833115632	0.90	1.2525650816	0.3975081516
0.35	0.2928356610	0.3836449051	0.95	1.3521273391	0.3995491877
0.40	0.3623142754	0.3841837392	1.00	1.4520648309	0.4017267833
0.45	0.4366707642	0.3848993124			

$$C_m \doteq 0.733 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta^2$$

ただし  $\theta$  は度数表示の度数である。

7. 土石流流体力

堆砂面をえん堤水通し高さより設計土石流水深に等しい高さに下げた位置に設定し、これより下に静水圧、堆砂圧を与え、堆砂面より上に土石流の流体力を与えて検討する。(図 2-1-14 参照)

流体力は、

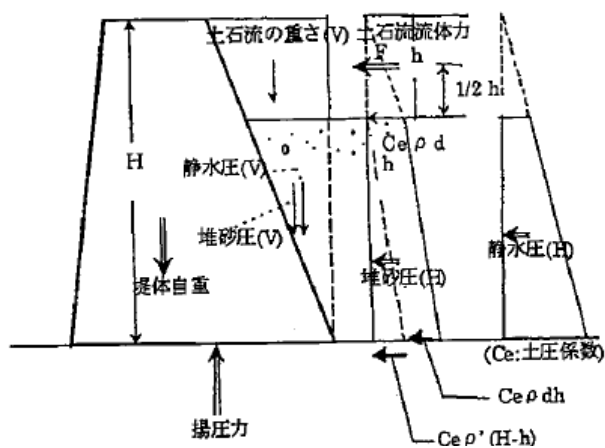


図 2-1-14

$$F = \alpha \frac{\rho_d}{g} h U^2 \quad \dots(2-1-21)$$

ここに、

F：単位幅当りの土石流の流体力（kN/m）

U：えん堤地点における土石流の平均流速（m/s）

h：設計土石流水深の値（m）

g：重力の加速度（9.8m/s<sup>2</sup>）

α：係数（1.0とする）

ρ<sub>d</sub>：土石流の単位体積重量（kN/m<sup>3</sup>）

ρ'：水中での土砂の単位体積重量（kN/m<sup>3</sup>）

なお、土石流流体力は h/2 の位置に、水平に作用させる。

### 3.2 安定計算に用いる数値

砂防えん堤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

砂防えん堤の安定計算に用いる数値は、えん堤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、その他のえん堤は既設の砂防えん堤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、えん堤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. えん堤用コンクリートの単位体積重量：22.56kN/m<sup>3</sup>
2. 流水の単位体積重量(W<sub>0</sub>)：9.8～11.77 kN/m<sup>3</sup>  
 ただし、えん堤高(H)≥15m のとき 9.8 kN/m<sup>3</sup>  
 えん堤高(H)<15m のとき 11.77kN/m<sup>3</sup>  
 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<sub>s</sub>)： 15～18kN/m<sup>3</sup>
4. 堆砂空隙率(ν)：0.3～0.45
5. 土圧係数(C<sub>e</sub>)：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  
 重力式えん堤 圧縮：4N/mm<sup>2</sup>、剪断：0.5N/mm<sup>2</sup>

解説

- (1) コンクリート標準示法書(土木学会編)によると、無筋コンクリートの許容圧縮応力度は偏心軸方向荷重を受ける場合を含み、

$$\sigma_{ca} = \frac{\sigma_{ck}}{4} \leq 5.4\text{N/mm}^2 \quad \dots(2-1-22)$$

で示されている。ここでは $\sigma_{ck}$ コンクリートの設計基準強度である。重力式コンクリートえん堤の場合、設計基準強度は $18\text{N/mm}^2$ なので、 $\sigma_{ca}=4.5\text{N/mm}^2$ となる。

- (2) 許容剪断応力度は無筋コンクリートでスラブの場合、設計基準強度 $18\text{N/mm}^2$ のとき $0.8\text{N/mm}^2$ となっている。一般のえん堤の設計においては打設面の強度低下を考慮して、剪断強度としてコンクリートの圧縮強度 $1/7\sim 1/10$ 値を用いている。砂防えん堤の場合にもこの考え方をあてはめると、 $0.56\sim 0.39\text{N/mm}^2$ となる
- (3) 許容引張応力度は原則として認めないが、非越流部の一部において生じる場合もあり、このような場合は $0.1\text{N/mm}^2$ 以下となるようにえん堤本位を補強することもある。

### 3.3 設計流量

砂防えん堤の設計流量は、24時間雨量、または日雨量の100年超過確率、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値から算出される「土砂含有を考慮した流量」（洪水時）と、土石流ピーク流量（土石流時）とする。

解説

原則として、「土砂の含有を考慮した流量」は、計画規模の年超過確率の降雨量と、既往最大の降雨量を比較し大きい方の値を用い、本指針第1編第6章2.2に示した方法に基づき算出した清水の対象流量の1.5倍とする。土石流ピーク流量は、本指針第1編第6章2.3に示した方法に基づき算出する。

### 3.4 設計水深

設計流量を流しうる水通し部の越流水深を設計水深として定める。

解説

設計水深は①から③の値の内、最も大きい値とする。ただし、土石流・流木処理計画を満足する（整備率100%）溪流の最下流の不透過型堰堤においては、水通し部の設計を①のみを対象として定める。

#### ①土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値

土砂含有を考慮した流量に対する越流水深は、次式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{3/2} \quad \dots (2-1-23)$$

Q：土砂含有を考慮した流量（ $\text{m}^3/\text{s}$ ）

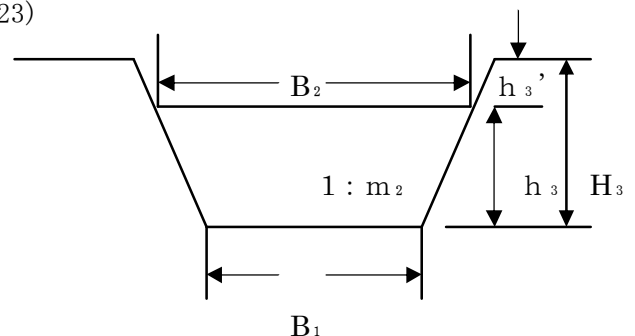
C：流量係数（0.60～0.66）

g：重力の加速度（ $9.8\text{m/s}^2$ ）

$B_1$ ：水通し底幅（m）

$B_2$ ：越流水面幅（m）

$h_3$ ：越流水深（m）



$m_2$  : 袖小口勾配

$C=0.6$ ,  $m_2=0.5$  の場合には、次式となる。

図 2-1-15 水通し

$$Q \doteq (0.71h_3 + 1.77B_1)h_3^{3/2} \quad \dots(2-1-24)$$

### ②土石流ピーク流量に対する越流水深の値

土石流ピーク流量に対する越流水深は計画堆砂勾配を用いて、本指針第1編第6章 2.4 に示した方法に基づき算出する。

### ③最大礫径の値

最大礫径は、砂防えん堤計画地点より上流および下流各々200m間に存在する200個以上の巨礫の粒径を測定して作成した頻度分布に基づく累積値の95%に相当する粒径( $D_{95}$ )とする。測定の対象となる巨礫は土石流のフロント部が堆積したと思われる箇所で溪床に固まって堆積している巨礫群とし、砂防えん堤計画地点周辺の礫径分布を代表するような最大礫径を設定するよう留意する。また、角張っていたり材質が異なっていたり、明らかに山腹より転がってきたと思われる巨礫は対象外とする。

## 3.5 本体の設計

### 3.5.1 水通しの位置

水通しの位置は、原則としてその中心が現河床の中央に位置するように定めるものとし、えん堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流木の方向を考慮して定めなければならない。

#### 解説

えん堤築造箇所下流法先部の両岸及び溪床が良質な岩盤である場合には、どこに水通しを設けても差支えないが、両岸あるいは片岸に岩盤がなく砂礫層の地層である場合は、軽しような地盤をさけなければならない。一方は山腹から溪床にかけて岩盤が存在し、他方は砂礫層の地層の場合は岩盤のある山腹側に寄せ、水通しを設ける場合もある。また、下流溪流沿いに耕地、宅地、あるいは既設工作物のある場合は、流心及びえん堤の方向をも加味して、水通しの位置を決定すべきである。さらに、えん堤サイト上流の地形が湾曲しているような場合には、上流部の流心を検討のうえ位置を定める。

えん堤付近上流の山腹に崩壊地があるような場合には、これに水流の影響を与えないため、できる限り水通しの位置を遠ざける等の配慮が必要である。

### 3.5.2 水通し断面

えん堤の水通しは、対象流量を流し得る十分な断面を有するものとする。

水通し断面は、原則として逆台形とする。

水通し幅は、現溪床幅程度を基本とし、3m以上を原則とする。

水通しの高さは、設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。

解説

上流流域面積が小さい場合には流量は小さくなるが、土石流、流木等を考慮して水通しの最小幅は3.0mとする。水深は、普通2.0m以下とするが、えん堤下流法先の岩盤が良好な場合は3.0mまでとする。やむを得ず3.0m以上にしなければならない場合は、前庭保護工の検討を十分にしなければならない。

1. 水通しの高さ（通常の場合）

水通しの高さの算定は、次式により求めることができる。

$$H_3 = h_3 + h_3' \quad \dots (2-1-25)$$

$H_3$  : 水通しの高さ (m)

$h_3$  : 越流水深 (m)

$h_3'$  : 余裕高 (m)

2. 余裕高

余裕高は、表 2-1-6 に基づいて設定する。ただし、余裕高は溪床勾配によっても変化するものとし、設計水深に対する余裕高の比が表 2-1-7 に示す値以下とならないようにする。なお、溪床勾配は計画堆砂勾配を用いる。

表 2-1-6 余裕高

設計流量	余裕高
200 m <sup>3</sup> /sec 未満	0.6m
200～500 m <sup>3</sup> /sec	0.8m
500 m <sup>3</sup> /sec 以上	1.0m

表 2-1-7 溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

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

3. 袖小口の勾配

袖小口の勾配は、一般に5分を標準とする。しかしながら、土石流に対処する砂防えん堤では、袖小口の破壊に対処するため1割とする場合もある。

4. その他

「土石流ピーク流量に対する越流水深」あるいは「最大礫径」によっ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

によって対応することができる（図 2-1-16 参照）。但し、この場合、設計水深は土砂含有を考慮した流量に対する越流水深の値とする。

なお、袖の安定性、下流部の前庭保護工への影響、下流への洗堀防止に十分配慮して、水叩きを拡幅したり、側壁護岸工の背面を保護する、側壁護岸工の法勾配を緩くする等の適切な処置を講じなければならない。特に直下流に人家等がある場合は、上記の点を配慮しなければならない。

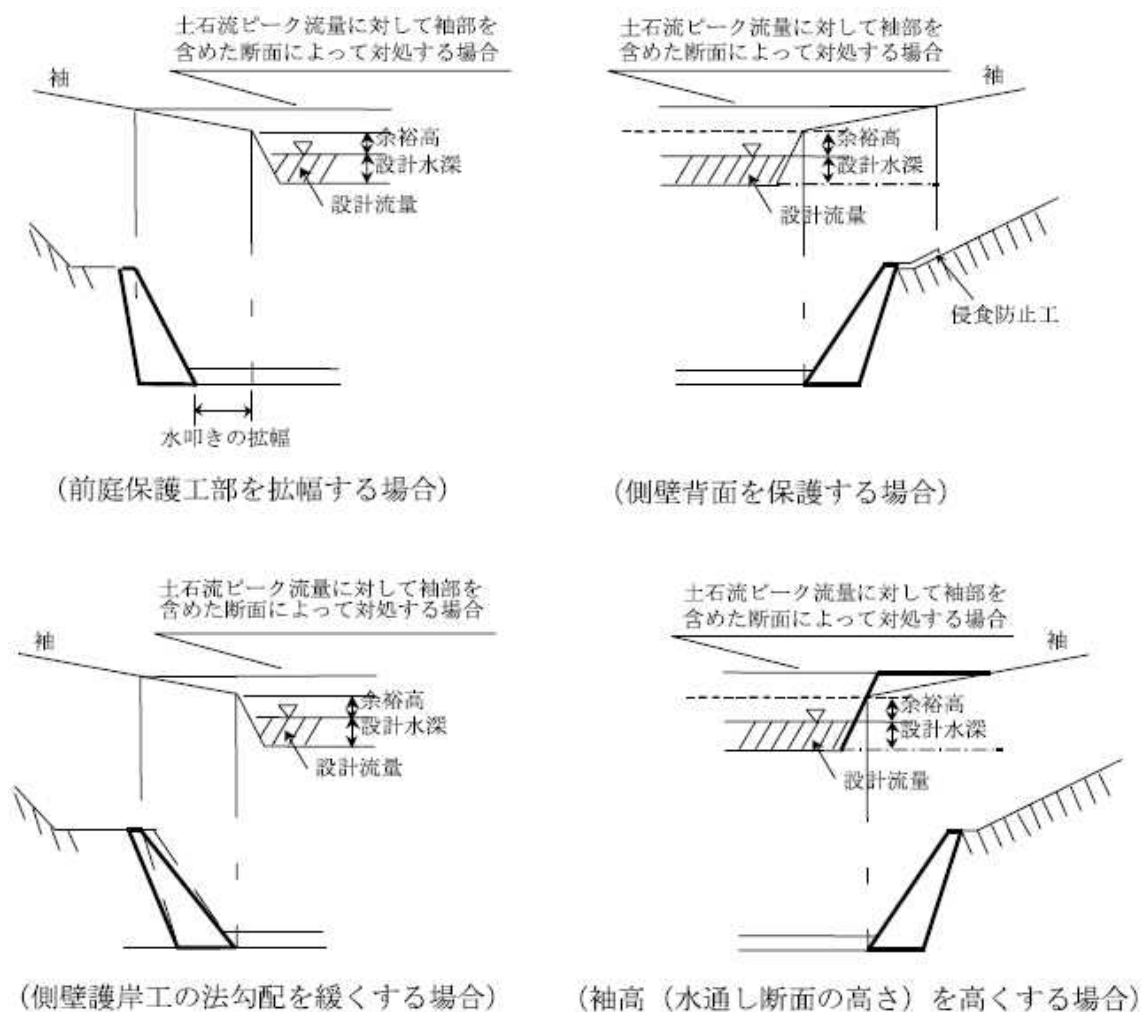


図 2-1-16 水通し断面

（土石流ピーク流量に対して袖部を含めた断面によって対応する場合の処置例）

### 3.5.3 安定条件

重力式コンクリートえん堤は、地形、地質及び流出土砂形態を考慮し、堤体及び基礎地盤の安定性が確保できるように設計するものとする。

堤体の安定計算においては、次の条件を満足するものとするものとする。

1. 原則として、えん堤の堤底端に引張応力が生じないように、えん堤の自重及び外力の合力の作用線が堤底の中央 1/3 以内に入ること。
2. 堤底と基礎地盤内との間及び基礎地盤内で、滑動を起こさないこと。
3. えん堤内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を越えないとともに、地盤の受ける最大圧力が地盤の許容支持応力度以内であること。また、基礎地盤が砂礫の場合は、浸透破壊に対しても安定であること。

#### 解説

- (1) えん堤堤底において引張応力を生じさせないように、えん堤の自重及び外力の合力が堤底の中央 1/3 以内に入らなければならない。このようにすることにより、同時に転倒に対する安全性も確保される。この場合の安定計算に用いる荷重は、原則として本指針第2編第1章3.1表2-1-1を採用する。

$$x = \frac{M}{V} \quad \cdots(2-1-26) \quad \sigma = \frac{V}{b_2} \left( 1 \pm \frac{6e}{b_2} \right) \quad \cdots(2-1-27)$$

$$e = x - \frac{1}{2} \cdot b_2 \quad \cdots(2-1-28)$$

$x$  : 荷重の合力の作用線と堤底との交点から堤底の上流端までの距離(m)

$M$  : 堤底の上流端を支点として、単位幅当たり断面に作用する荷重のモーメントの合計(kN・m)

$V$  : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計(kN)

$H$  : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計(kN)

$B_2$  : 堤底幅(m)

$\sigma$  : 堤底の上流端または下流端における垂直応力(kN/m<sup>2</sup>)

$e$  : 荷重の合力と作用線と堤底との交点から堤底の中央までの距離(m)

$$0 \leq x \leq b_2$$

砂防えん堤は転倒しない。

$$1/3 \cdot b_2 \leq x \leq 2/3 \cdot b_2$$

砂防えん堤は転倒せず、かつ堤底に引張応力を生じない。

(2) えん堤のいかなる部分に対しても滑動に対して安全でなければならない。えん堤の堤体と基礎地盤との接触面における滑動に対する安全性は、一般に次式により確かめられる。

$$n \leq \frac{f \cdot V + \tau_0 l}{H} \quad \dots (2-1-29)$$

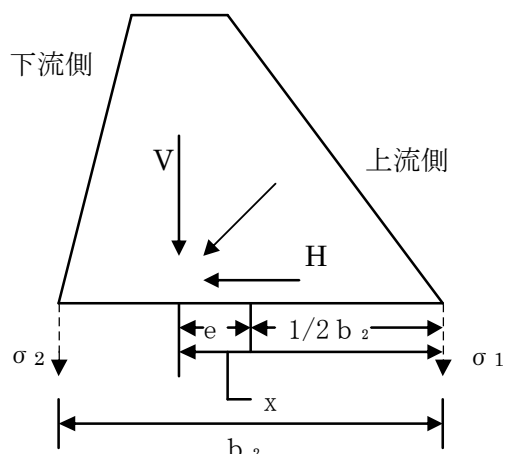


図 2-1-17 砂防えん堤断面に作用する力

n : 安全率（一般に岩盤基礎の場合は、剪断強度が大きくまた十分な圧縮強度が得られるため高いえん堤とすることが多く、えん堤の規模等を考慮して n = 4.0 としている。しかし、砂礫基礎においては剪断強度が小さいため一般に式の  $\tau_0$  を無視して計算する 경우가多く、また高い圧縮強度が期待できないためえん堤高 15m 未満とするのが原則で、n = 1.2 としているが、えん堤高 15m 以上とする場合はえん堤の規模等を考慮し n = 1.5 としている。）

f : 摩擦係数（表 2-1-8 参照）

V : 単位幅当たり断面に作用する垂直力 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力 (kN/m)

$\tau_0$  : 堤体又は基礎地盤のうち小さいほうの剪断強度 (kN/m<sup>2</sup>)（表 2-1-8 参照）

l : 剪断抵抗を期待できる長さ (m)

表 2-1-8 地盤の剪断強度 (kN/m<sup>2</sup>)・内部摩擦係数・許容支持力 (kN/m<sup>2</sup>)

岩 盤				砂 礫 層			
区 分	剪断強度	内部摩擦係数	許 容支持力	区 分	剪断強度	内部摩擦係数	許 容支持力
硬 岩(A)	3000	1.2	6000	岩塊玉石	300	0.7	600
中硬岩(B)	2000	1.0	4000	礫 層	100	0.6	400
軟岩(Ⅱ)	1000	0.8	2000	砂質層	—	0.55	250
軟岩(Ⅰ)	600	0.7	1200	粘土層	—	0.45	100

出典：砂防設計公式集 マニュアル

(3) 堤体及び基礎地盤の破壊に対する安全性についての検討は次による。

- ① 堤体破壊に対しては、堤体の任意の箇所の最大圧縮及び引張応力度が、その許容圧縮及び引張応力度を超越しないことが必要である。



② 基礎地盤の破壊に対しては、堤体底面の最大圧縮応力度が、基礎地盤の許容支持応力度を超過しないことが必要である。この場合の最大圧縮応力度の算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

前期(1)で求めた  $\sigma$  の値が、えん堤堤体および基礎地盤の許容応力より小さければ破壊に対して安全である。

なお、基礎地盤が砂礫の場合は、①②のほかにクイックサンド及びパイピングに対する安全をも検討する必要がある。

イ) 限界掃流力による方法

ダルシーの法則

$$Q = k \cdot A \cdot i \quad \dots(2-1-30)$$

Q : 土中の透水において、ある断面積 A の中を流下する量(cm<sup>3</sup>/sec)

k : 透水係数(cm/sec) (表 2-1-10、表 2-1-11 参照)

i : 動水勾配(H/L)

A : 断面積(cm<sup>2</sup>)

$$v = \frac{Q}{A} = k \cdot i \quad \dots(2-1-31)$$

v : 流速(cm/sec)

$$v_s = \frac{Q}{A_s} = k \cdot i \cdot \frac{A}{A_s} = \frac{k \cdot i}{n} \quad \dots(2-1-32)$$

v<sub>s</sub> : 実際の流速(cm/sec)

A<sub>s</sub> : A 断面中の間隙の面積(cm<sup>2</sup>)

n : 空隙率 (表 2-1-12 参照)

この v<sub>s</sub> が、表 2-1-9 の値より小であれば、パイピングは発生しない。

表 2-1-9 粒子の径と限界流速(Justin の式による)

粒子の直径(mm)	限界流速(cm/sec)	粒子の直径(mm)	限界流速(cm/sec)
5.00	22.86	0.10	3.23
3.00	17.71	0.08	2.89
1.00	10.22	0.05	2.29
0.80	9.14	0.03	1.77
0.50	7.23	0.01	1.02
0.30	5.60		

出典：砂防設計公式集 マニュアル

表 2-1-10 透水係数の概略値

k (cm/sec)	10 <sup>3</sup>	10 <sup>2</sup>	1	10 <sup>-1</sup>	10 <sup>-2</sup>	10 <sup>-3</sup>	10 <sup>-4</sup>	10 <sup>-5</sup>	10 <sup>-6</sup>	10 <sup>-7</sup>	10 <sup>-8</sup>	10 <sup>-9</sup>
土砂の種類	きれいな砂利	きれいな砂 きれいな砂と砂利の混合					非常に細かい砂、シルトなど				不透水性の土、粘土など	

出典：砂防設計公式集 マニュアル

表 2-1-11 土の粒径による透水係数の概略値

	粘土	シルト	微細砂	細砂	中砂	粗砂	小砂利
粒径(mm)	0~0.01	0.01~0.05	0.05~0.10	0.1~0.25	0.25~0.50	0.50~1.0	1.0~5.0
k(cm/sec)	$3 \times 10^{-5}$	$4.5 \times 10^{-4}$	$3.5 \times 10^{-3}$	$1.5 \times 10^{-2}$	$8.5 \times 10^{-2}$	$3.5 \times 10^{-1}$	3.0

出典：砂防設計公式集 マニュアル

表 2-1-12 地層種類ごとの有効空隙率の概略値

地層	空隙率(%)	保水率(%)	有効空隙率(%)	地層	空隙率(%)	保水率(%)	有効空隙率(%)
沖礫層	25	10	15	沖積砂礫層	30	10~15	15~20
積細礫層	35	20	15	砂層	35~40	5~10	30
砂丘砂層	30~35	10~15	20	ローム層	50~70	30~50	20
泥粘土質層	45~50	30	15~20	泥層粘土層	50~70	45~60	5~10

出典：砂防設計公式集 マニュアル

ロ) ブライの式、レーンの式による方法

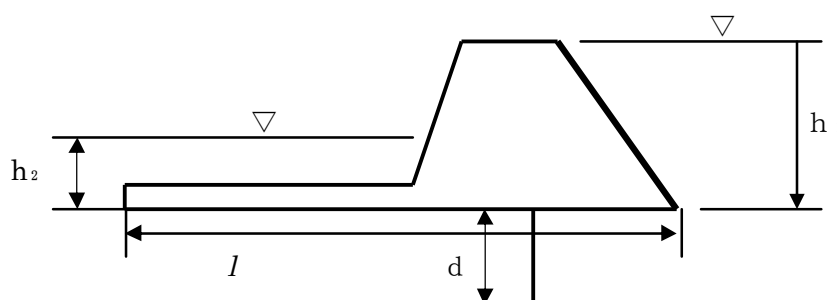


図 2-1-18 パイピング

ブライの式

$$C_c \leq \frac{1+2d}{\Delta h} \quad \dots(2-1-33)$$

$C_c$  : ブライの式のクリープ比 (表 2-1-13)

$l$  : クリープ総長(m)

$2d$  : 止水矢板等による浸透径路長(m)

$\Delta h$  : えん堤上下流の水位差

$$\Delta h = h_1 - h_2 \quad \dots (2-1-34)$$

$h_1$  : えん堤上流の基礎面からの水位(m)

$h_2$  : えん堤下流の基礎面からの水位(m)

上記の式のうち、大きいクリープ線長を採用する。

レーンの式

$$C_w \leq \frac{1/3+2d}{\Delta h} \quad \dots(2-1-35)$$

$C_w$  : レーンの式の加重クリープ

(表 2-1-13)

表 2-1-13 クリープ比

基礎の構成材料	Cc	Cw	基礎の構成材料	Cc	Cw
微細砂またはシルト	18	8.5	中 砂 利	—	3.5
細 砂	15	7.0	砂・砂利混合物	9.0	—
中 砂	—	6.0	玉石混じり粗砂利	4.0~6.0	3.0
粗 砂	12	5.0	玉石と砂利	—	2.5
細 砂 利	—	4.0			

出典：砂防設計公式集 マニュアル

### 3.5.4 設計外力

砂防えん堤の設計で考慮する外力は、静水圧、堆砂圧、揚圧力、地震時慣性力、地震時動水圧と土石流荷重である。

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砂防えん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

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。

土石流流体力を考慮したえん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砂防えん堤では自重の他は次表のとおりとする。ただし、えん堤高 15m 未満の砂防えん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、揚圧力を考慮していないことから 11.77kN/m<sup>3</sup>とする。

表 2-1-14 不透過型砂防えん堤の設計外力

	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

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、堆砂圧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。

堆砂面より下に静水圧、堆砂圧を与えて検討する。

流体力は、下記の式で求める。

$$F = \alpha \frac{\rho_d}{g} h U^2 \quad \dots (2-1-36)$$

ここに、

$F$ ：単位幅当りの土石流の流体力(kN/m)

$U$ ：えん堤地点における土石流の平均流速(m/s)

$h$ ：本指針第1編第6章2.4の設計土石流水深の値(m)

$g$ ：重力の加速度( $9.8\text{m/s}^2$ )

$\alpha$ ：係数（1.0とする）

$\rho_d$ ：土石流の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

である。

$\rho'$ ：水中での土砂の単位堆積重量(kN/m<sup>3</sup>)、土石流流体力は  $h/2$  の位置に、水平に作用させる。

堆砂圧は、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  $Ce \cdot \rho d \cdot h$  を加えた大きさとなる。

静水圧については堆砂面上は土石流流体力が作用しているの、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

地震時慣性力、地震時動水圧、揚圧力は河川砂防技術基準(案)設計編第3章砂防施設の設計による。

### 3.5.5 断面形状

#### (1) 天端幅

えん堤の天端は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、天端の幅及び構造を決定する。

解説

砂防えん堤の本体の天端幅は、流出土砂等の衝撃に耐えるとともに、水通し部では通過砂礫の磨耗等にも耐えるような幅とする必要がある。本体材料が無筋コンクリート製の場合の天端幅は、衝突する最大礫径の2倍を原則とする。ただし、天端幅は3m以上とし、必要とされる天端幅が4mを超える場合には別途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。

しかし、アーチ式コンクリートえん堤では、構造上から必要となる堤頂部のアーチリング厚から天端幅を定める場合もある。

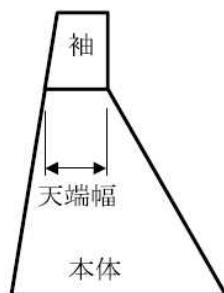


図 2-1-19 砂防えん堤側面図（事例）と部位名称

(2) 下流法勾配

えん堤の下流法面は、越流土砂による損傷を極力受けないようにする。えん堤の越流部における下流法勾配は一般に 1 : 0.2 とする。

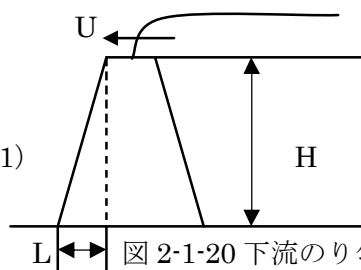
なお、粒径が細かく、中小出水においても土砂の流出が少なく流域面積の小さい溪流では、これより緩くすることができる。

解説

下流法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、えん堤高さ  $H$  (m) より次式で求められる勾配よりも急にする。ただし、1 : 1.0 を上限とする。

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} \cdot U \quad \dots (2-1-37)$$

流速  $U$ (m/s) はえん堤設計外力（本指針第2編第1章 3.1）で用いた流速の 50% 程度とする。えん堤高が高くなると  $L/H$  の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。



したがって、下流法勾配は流出土砂の衝撃、粒径、流速及び上流の溪床勾配や土石流の発生頻度、上流の整備状態を十分に勘案し緩くするかどうかを検討する。

(3) 上流法勾配

上流法勾配は、本指針第2編第1章 3.5.3 での安定条件を満足する断面形状を検討により構造上の安全性を確保し、施工性等を考慮して決定するものとする。

解説

重力式コンクリートえん堤の断面形状は、一般に、作用する荷重の合力の作用線が堤底の中央 1/3 以内に入るようにえん堤形状を定める方法が用いられており、この方法では上流面が鉛直に近いほど有利である。しかし、越流部においては落下砂礫の衝撃及び磨耗を考慮する必要がある、下流面を鉛直に近い形状としなければならない。

重力式コンクリートえん堤の上流法勾配を求める場合は、次式を参考として安定計算により定めることができる。

なお、次式にはえん堤の上流面が傾斜している場合の Zanger の地震時動水圧の式を組み込むべきであるが、式の性質上上流法勾配(m)が定まらなければ組み込めないため、便宜上 Westergaard の近似式を組み込んでいる。Zanger の式による地震時動水圧は Westergaard の近似式による場合より小さく、このため上流面が傾斜している場合は、過大な値となることを考慮して安定計算に用いる法勾配を決定する必要がある。

【越流部断面の上流法勾配を求める式】

①  $H < 15\text{m}$  のえん堤の場合 ... (2-1-38)

$$(1 + \alpha)m^2 + \{2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta\}m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 (A\text{式})$$

②  $H \geq 15\text{m}$  のえん堤の場合

$$\{(1+\alpha-\omega)(1-\mu)+\delta(2\varepsilon^2-\varepsilon^3)\}m^2 + [2(n+\beta)\{1+\delta\varepsilon^2-\mu(1+\alpha-\omega)-\omega\}+n(4\alpha+\gamma)+2\alpha\beta-\gamma K]m - (1+3\alpha)-\mu(1+\alpha-\omega)(n+\beta)^2 - \delta C_e \varepsilon^3 - \gamma K(n+3\beta) - 7/10 \cdot K \{2(1+\alpha)^3 - (1+\alpha)^{1/2}(2\alpha^{5/2} + 5\alpha^{3/2})\} + \alpha\beta(4n+\beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) - \alpha(\beta+n)^2 = 0 \quad (\text{B式}) \quad \dots (2-1-39)$$

- |                         |                    |                      |
|-------------------------|--------------------|----------------------|
| $m$ : 上流法勾配             | $n$ : 下流法勾配(0.2)   | $b_1$ : 水通し天端幅(m)    |
| $H$ : えん堤高              | $h_2$ : 下流側水深(m)   | $h_3$ : 越流水深(m)      |
| $H_e$ : 堆砂深             | $K$ : 設計震度         | $C_e$ : 土圧係数         |
| $\mu$ : 揚圧力係数           | $\alpha$ : $h_3/H$ | $\beta$ : $b_1/H$    |
| $\varepsilon$ : $H_e/H$ | $\omega$ : $h_2/H$ | $\gamma$ : $W_c/W_o$ |
| $\delta$ : $W_{s1}/W_o$ |                    |                      |

$W_c$  : 堤体コンクリートの単位体積重量(22.56kN/m<sup>3</sup>)

$W_{s1}$  : 堆砂の水中における単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$W_o$  : 流水の単位体積重量(11.77 kN/m<sup>3</sup>)

注) この式において、洪水時の場合は  $K=0$ 、平常時の場合は  $h_3=0$  とし、15m 以上のえん堤については、平常時及び洪水について計算を行い、安全側の断面を採用する。

えん堤高 15m 以上の越流部断面（平常時）の上流法勾配を修正する式において、 $h_3=0$  とし  $m$  を仮定する。

$$am^2 + bm + c = 0 \quad \dots (2-1-40)$$

仮定した  $m$  より仮の値  $\theta$  を求める。

$$\theta = \tan^{-1} m \quad (\text{C式}) \quad \dots (2-1-41)$$

$\theta$  に対する  $C_m$  を求める。（本指針第2編第1章 3.1 図 2-1-12 参照）

$$\text{近似式 } C_m = 0.733 - 0.005752 \cdot \theta - 0.000026 \cdot \theta \quad (\text{D式}) \quad \dots (2-1-42)$$

$\eta$ 、 $\lambda$  を求める。（本指針第2編第1章 3.1 図 2-1-13 参照）

求めた  $C_m$ 、 $\eta$ 、 $\lambda$  を次式に代入し、 $m$  を求める。

$$\{\alpha + (2-3\lambda)\eta C_m K\}m^2 + \{b + 2(\beta+n)\eta C_m K\}m + c + 7/10 \cdot K \{2(1+\alpha)^3 - (1+\alpha)^{1/2}(2\alpha^{5/2} - 5\alpha^{3/2})\} - 3\eta \lambda C_m K = 0 \quad (\text{E式}) \quad \dots (2-1-43)$$

$\eta$ 、 $\lambda$  : 地震時動水圧の係数

$C_m$  : 地震時動水圧の最大圧力係数

この結果、求めた  $m$  の値を  $m$  の仮の値として、 $C_m$  で代入する  $m$  と求める  $m$  が概略一致するまで、繰り返し計算する。

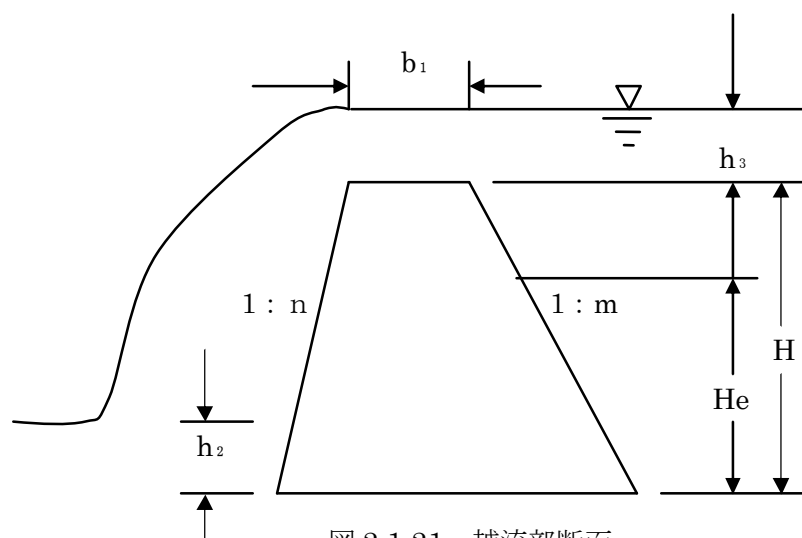


図 2-1-21 越流部断面

(4) 非越流部断面

非越流部断面は、原則として越流部の本体断面と同一とすることを基本とする。

解説

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が、非越流部の本体の断面を越流部の本体部の断面と変える場合や基礎地盤の条件が越流部と異なる場合等は、非越流部について安定計算を行うものとする。非越流部の安定計算は、袖を含めた形状で水通し天端ま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。安定条件は本指針第2編第1章 3.5.3、設計外力は本指針第2編第1章 3.5.4 に従うが、その作用位置は図 2-1-22 に従う。また、15m 以上のえん堤については、未満砂で湛水していない状態の時に下流側から地震時慣性力が作用する状態についても安全性を確保する必要がある。

非越流部では、落下砂礫の衝撃および磨耗を考慮する必要がない場合は、下流法勾配を緩くすることができる。非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性および施工の難易等を考慮して決めるべきであるが、一般に、コンクリート全容量の1割以上の低減を目安として検討する場合が多い。また、このほかに非土石流発生地帯であることや洪水時の流勢が弱く異常出水においても袖部を越流する恐れがない等の条件も注意する必要がある。

なお、非越流部の形状を越流部と変える位置は、越流部に最も近い位置で行うのが経済的であるが、安全上目地部を避け越流部に最も近い目地と次の目地の中央付近で行うことが望ましい。非越流部は、えん堤上流面を鉛直に近づけるほど経済断面となるが、流出土砂が少なく渇水期に空虚に近い状態となるえん堤では、下流側から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、上流面に多少の法勾配を付ける必要がある。

したがって、非越流部は地形や用地問題などを十分に配慮し、堤長が 100m 以上になる場合や本堤コンクリート量が 10%以上低減できる場合において、越流部断面と変えるかどうかの検討を行う。

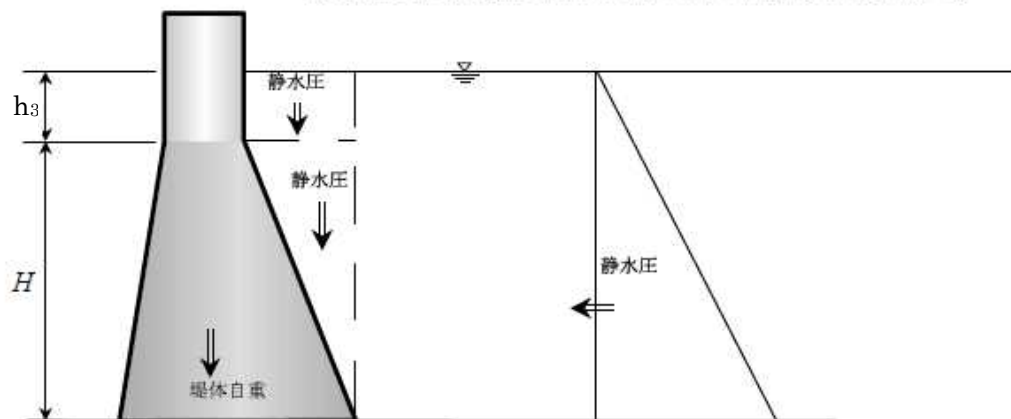
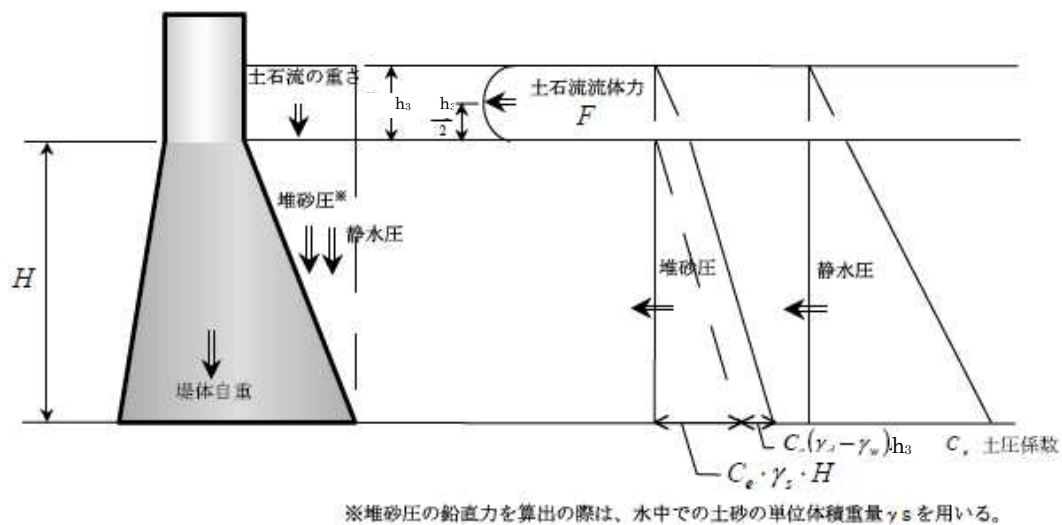


図 2-1-22 不透過型砂防えん堤 非越流部の設計外力図  
 ( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

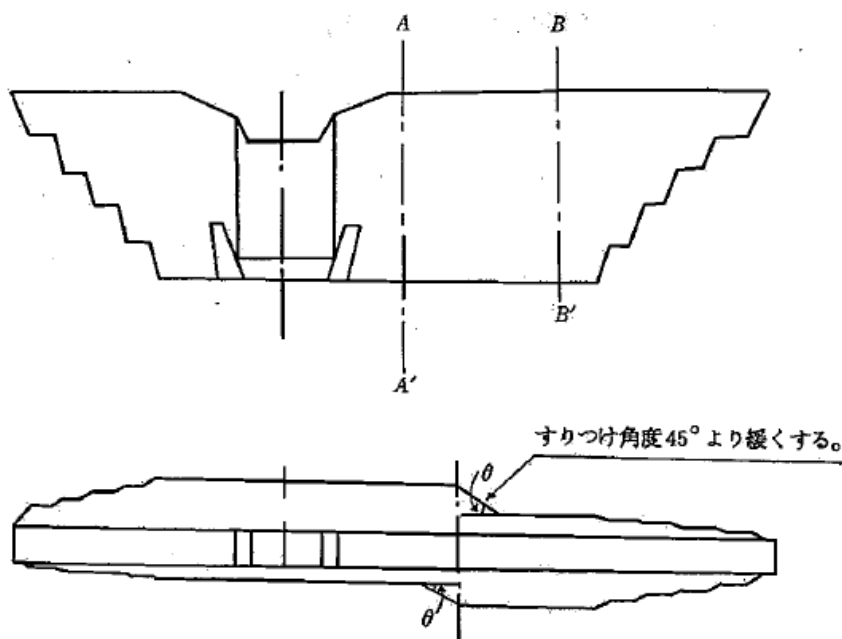


図 2-1-23



【非越流部断面の下流法勾配を求める式】

①  $H < 15\text{m}$  のえん堤の場合

$$\gamma n^2 + [\{2(1+2\alpha) + \gamma\}m + \beta\gamma(3+4\tau)]n + (1+\alpha)m^2 + \{2\beta(1+2\alpha - \gamma\tau)\}m + \beta^2\gamma(1+\tau) - (1+\alpha)^3 = 0$$

②  $H \geq 15\text{m}$  のえん堤の場合

$$\dots (2-1-44)$$

$$\begin{aligned} & \{\gamma - \mu(1+\alpha)\}n^2 + [\{2(1+2\alpha + \varepsilon^2\delta) + \gamma\}m + \gamma\{\beta(3+4\tau) - K\} - 2\mu(1+\alpha)(m+\beta)]n + \\ & \{(1+\alpha)(1-\mu) + \delta(2\varepsilon^2 - \varepsilon^3)m^2 + [2\beta\{1+2\alpha - \gamma\tau + \varepsilon^2\delta - \mu(1+\alpha)\} - \gamma K]m + \beta^2\{\gamma(1+\tau) - \mu(1+\alpha)\} \\ & - 3\gamma K\beta(1+\tau)^2 - (1+\alpha)^3\left(1 + \frac{7}{5}K\right) - \varepsilon^3\delta C_e = 0 \quad \dots (2-1-45) \end{aligned}$$

$H_2$  : 袖高 (m)                       $\tau$  :  $H_2/H$

その他の記号は、(3) の越流部断面の上流法勾配を求める式と同じである。

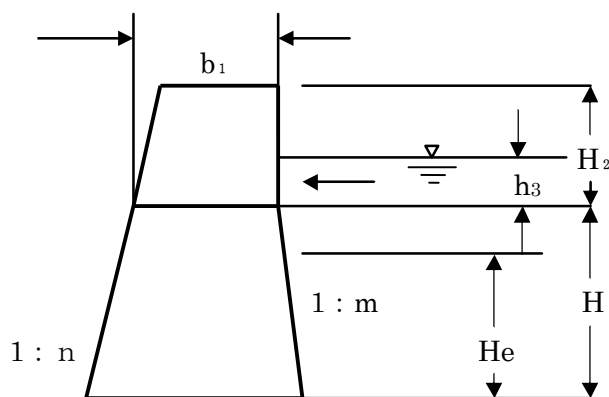


図 2-1-24 非越流部断面

A~A'断面 (正規断面)

B~B'断面 (逆断面)

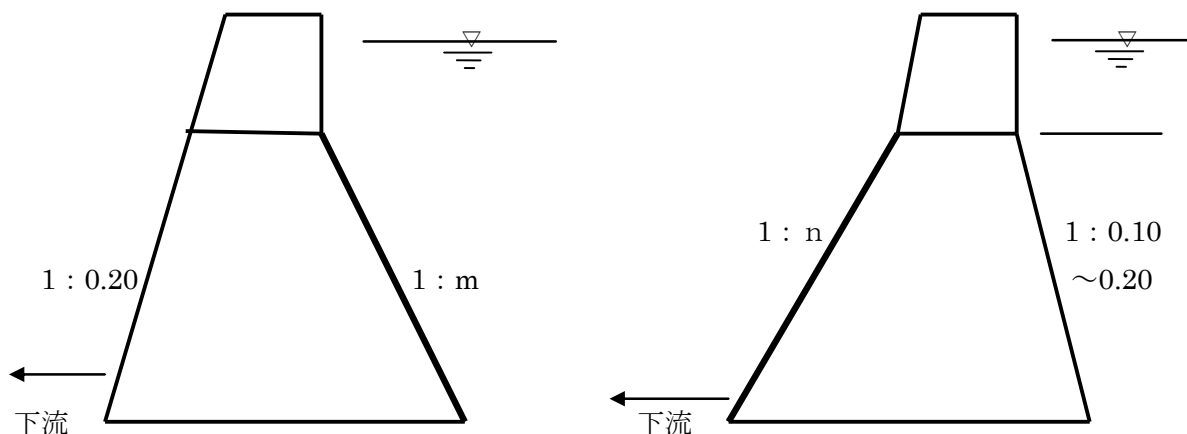


図 2-1-25

逆断面の上流法勾配は1分から2分で検討する。

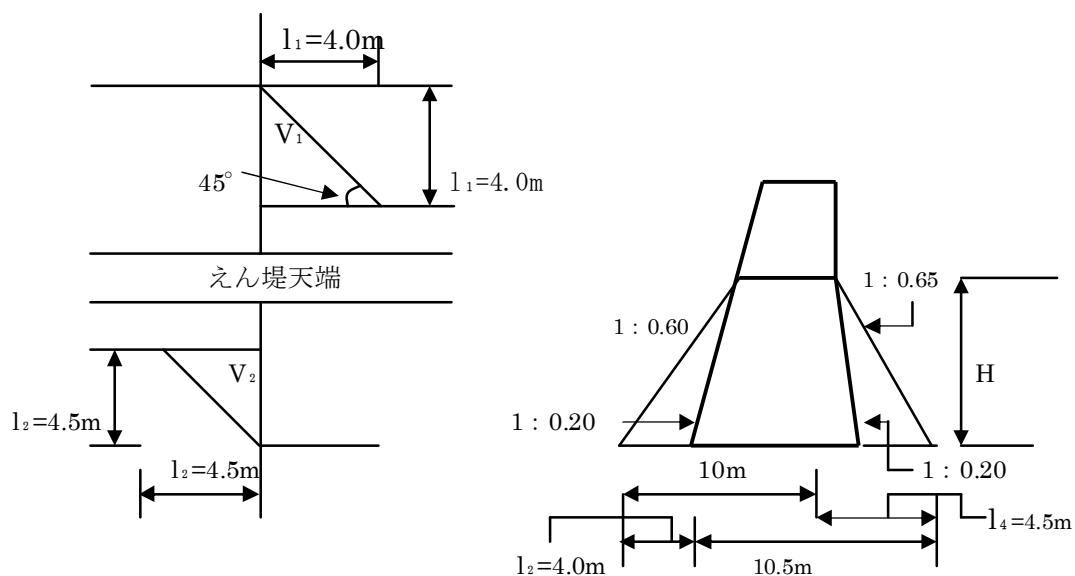


図 2-1-26

コンクリートは三角すいの容積計算で決まる。

$$V_1 = \frac{1}{2} \cdot l_1^2 \cdot H \times \frac{1}{3} = \frac{1}{6} \times l_1^2 \cdot H = \frac{1}{6} \times 4^2 \times 10 \doteq 26.67 \text{ m}^3 \quad \dots (2-1-46)$$

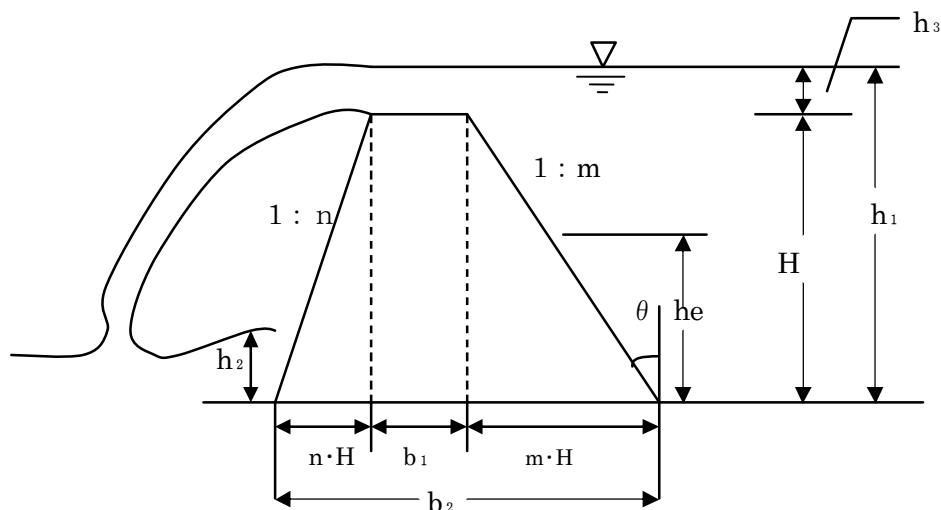
$$V_2 = \frac{1}{2} \cdot l_2^2 \cdot H \times \frac{1}{3} = \frac{1}{6} \times l_2^2 \cdot H = \frac{1}{6} \times 4.5^2 \times 10 \doteq 33.75 \text{ m}^3 \quad \dots (2-1-47)$$

故に  $V = V_1 + V_2 = 22.67 + 33.75 = 60.42 \text{ m}^3$

3.5.6 安定計算

安定計算は、本指針第2編第1章3.1表2-1-1に示す設計荷重を組み合わせるものあり、下記のように整理して行うものとする。

解説



H : えん堤高(m)

b<sub>1</sub> : 水通し天端幅(m)

b<sub>2</sub> : 堤底幅(m)       $b_2 = b_1 + (m+n) \cdot H$

m : 上流法勾配     $m = \tan \theta$

n : 下流法勾配

h<sub>1</sub> : 上流側水深(m)       $h_1 + H + h_3$

h<sub>2</sub> : 下流側水深(m)

h<sub>3</sub> : 越流水深(m)

h<sub>e</sub> : 堆砂深 (m)

W<sub>c</sub> : 堤体コンクリートの単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

W<sub>o</sub> : 流水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

W<sub>s</sub> : 堆砂の水中における単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

W<sub>d</sub> : 土石流の水中における単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

C<sub>e</sub> : 土圧係数

μ : 揚圧力係数

K : 設計震度 (地震係数)

α : 土石流流体力係数

η }  
C<sub>m</sub> } 本指針第2編第1章3.1-6参照  
λ }

図2-1-27 砂防えん堤の安定計算

表 2-1-15 砂防えん堤の単位幅当たり断面の作用する力（平常時  $h_3=0$ ）

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 ( $M=V \cdot l$ + $H \cdot l$ )
堤体の自重	W					
	$W_1$	$1/2 \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	$W_2$	$Wc \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	$W_3$	$1/2 \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$	(+)
静水圧	P					
	$P_{v1}$	$1/2 \cdot Wo \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	$P_{H1}$	$1/2 \cdot Wo \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
堆砂圧	$P_e$					
	$P_{ev}$	$1/2 \cdot Ws \cdot m \cdot he^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot he$	(+)
	$P_{eH}$	$1/2 \cdot Ce \cdot W_{sl} \cdot he^2$		(+)	$1/3 \cdot he$	(+)
揚圧力	U					
	$U_1$	$1/2 \cdot Wo \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H - h_2)$	(-)		$1/3 \cdot b_2$	(-)
	$U_2$	$Wo \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2 \cdot b_2$	(-)
地震時 慣性力	I					
	$I_1$	$1/2 \cdot K \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
	$I_2$	$K \cdot Wc \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$1/2 \cdot H$	(+)
	$I_3$	$1/2 \cdot K \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
地震時 動水圧	$P_d$					
	$P_{dv}$	$1/2 \cdot \eta \cdot Cm \cdot K \cdot Wo \cdot m \cdot H^2$	(+)		$\lambda \cdot m \cdot H$	(+)
	$P_{dH}$	$1/2 \cdot \eta \cdot Cm \cdot K \cdot Wo \cdot H$		(+)	$\lambda \cdot H$	(+)
合 計			V	H		M

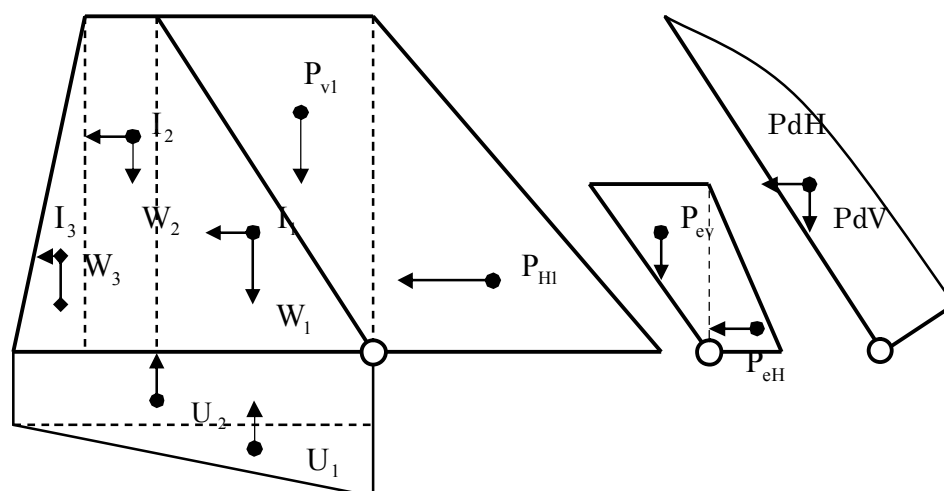


表 2-1-16 砂防えん堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

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 (M=V・l +H・l)
堤体の自重	W					
	W <sub>1</sub>	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	W <sub>2</sub>	$W_c \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	W <sub>3</sub>	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H \cdot b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$	(+)
静 水 圧	P					
	P <sub>v1</sub>	$1/2 \cdot W_o \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	P <sub>v2</sub>	$W_o \cdot m \cdot h_3 \cdot H$	(+)		$1/2 \cdot m \cdot H$	(+)
	P <sub>v3</sub>	$W_o \cdot b_1 \cdot h_3$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	P <sub>H1</sub>	$1/2 \cdot W_o \cdot H^2$		(+)	$1/3 \cdot H$	(+)
	P <sub>H2</sub>	$W_o \cdot h_3 \cdot H$		(+)	$1/2 \cdot H$	(+)
堆 砂 圧	P <sub>e</sub>					
	P <sub>ev</sub>	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot h_e$	(+)
	P <sub>eH</sub>	$1/2 \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$		(+)	$1/3 \cdot h_e$	(+)
揚 圧 力	U					
	U <sub>1</sub>	$1/2 \cdot W_o \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + h_3 - h_2)$	(-)		$1/3 \cdot b_2$	(-)
	U <sub>2</sub>	$W_o \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2 \cdot b_2$	(-)
合 計			V	H		M

えん堤高 15m 未満の場合は堤体の自重 W 及び静水圧 P を用いる。

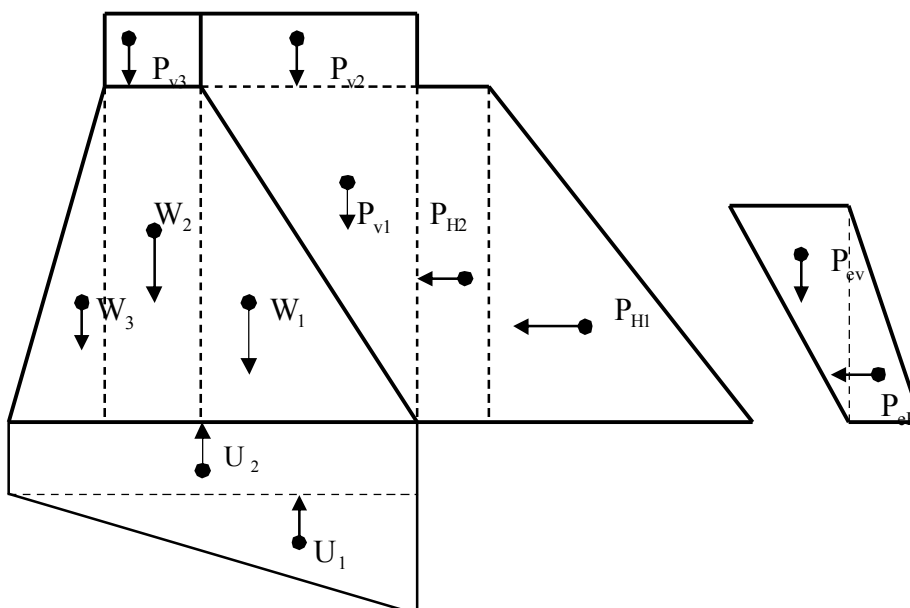


表 2-1-17 砂防えん堤の単位幅当たりの断面に作用する力（土石流時）

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 (M=V・l +H・l)
堤体の自重	W					
	W <sub>1</sub>	$1/2 \cdot Wc \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3 \cdot m \cdot H$	(+)
	W <sub>2</sub>	$Wc \cdot b_1 \cdot H$	(+)		$m \cdot H + 1/2 \cdot b_1$	(+)
	W <sub>3</sub>	$1/2 \cdot Wc \cdot n \cdot H^2$	(+)		$m \cdot H + b_1 + 1/3 \cdot n \cdot H$	(+)
静 水 圧	P					
	P <sub>v1</sub>	$1/2 \cdot Wo \cdot m \cdot (H-h)^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot (H-h)$	(+)
	P <sub>H1</sub>	$1/2 \cdot Wo \cdot (H-h)^2$	(+)		$1/3 \cdot (H-h)$	(+)
	P <sub>H2</sub>	$Wo \cdot h \cdot (H-h)$		(+)	$1/2 \cdot (H-h)$	(+)
堆 砂 圧	P <sub>e</sub>					
	P <sub>ev1</sub>	$1/2 \cdot Ws_1 \cdot m \cdot (H-h)^2$	(+)		$1/3 \cdot m \cdot (H-h)$	(+)
	P <sub>eH1</sub>	$1/2 \cdot Ce \cdot Ws_1 \cdot (H-h)^2$		(+)	$1/3 \cdot (H-h)$	(+)
	P <sub>eH2</sub>	$Ce \cdot Wd \cdot h \cdot (H-h)$		(+)	$1/2 \cdot (H-h)$	(+)
揚 圧 力	U					
	U <sub>1</sub>	$1/2 \cdot Wo \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H-h_2)$	(-)		$1/3 \cdot b_2$	(-)
	U <sub>2</sub>	$Wo \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2 \cdot b_2$	(-)
土石流重量	P <sub>d</sub>					
	P <sub>d1</sub>	$Wd \cdot h \cdot m \cdot (H-h)$	(+)		$1/2 \cdot m \cdot (H-h)$	(+)
	P <sub>d2</sub>	$1/2 \cdot Wd \cdot m \cdot h^2$	(+)		$m \cdot (H-h) + m \cdot h/3$	(+)
流 体 力	F	$\alpha \cdot (Wd/g) \cdot h \cdot U^2$		(+)	$(H-h) + h/2$	(+)
合 計			V	H		M

