

### 3.3 えん堤の設計

えん堤の設計に当たっては、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を考慮して、損壊、転倒、滑動又は沈下をしない構造とすること。

#### 3.3.1 土石流捕捉工

土石流捕捉工の設計は、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に安全性、維持管理面についても考慮し設計する。

#### 【解 説】

土石流捕捉工は、不透過型えん堤と透過型えん堤に大別される。両型式に共通する機能としては以下がある。

- ① 土石流を捕捉し、流出する土砂量を減少させる。
- ② 土石流発生から扇状地に流出するまでの時間を長くする。
- ③ 溪床堆積物の移動を防止する。
- ④ 土石流先端部の巨礫・流木を捕捉する。
- ⑤ 土石流を土砂流に変化させる。
- ⑥ 土石流ピーク流量を減少させる。

透過型えん堤では以上のほかに中小の出水で堆砂することなく次の土石流に対して貯砂容量を維持することが期待される。

設計対象流量は「3.1.2 設計外力の設定」に基づき、対象施設の計画地点における土石流ピーク流量を算定するものとし、その他の詳細については、以下に示す「福岡県砂防技術基準(案)」を参考にすることができる。

<参考> 福岡県砂防技術基準(案) 平成 22 年 11 月改訂版 設計編 p. 1-2~1-122

第 2 節 設計一般

2-1 設計順序

砂防堰堤の設計の順序は、堰堤位置の地形、地質等の物理特性・その堰堤の目的に対する適合性及び経済性・安全性等の各要素について考察し、堰堤型式の選定に必要な概略設計を行った後、堰堤型式を決定する。

次に決定された堰堤型式について、水通し・本体及び基礎の実施設計を行った後、袖・前庭保護工・間詰工や水抜き等の付属物の設計を行う。

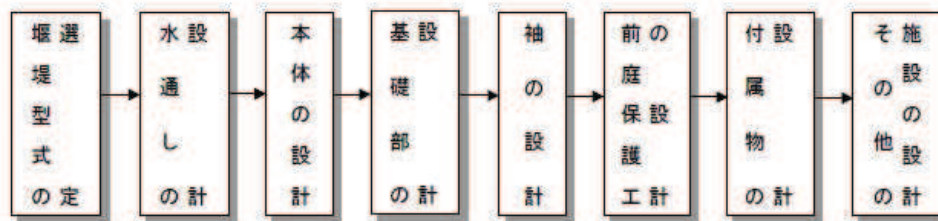


図4-1-2 砂防堰堤の設計順序

## 2-2 使用材料

### 2-2-1 コンクリート

コンクリート材料は、コンクリート標準示方書に規定されたものを用いることを基準とする。

#### 【解説】

コンクリートは、堰堤本体の構造部材としての強度を期待したものや、鋼製砂防堰堤の中詰材の侵食や摩耗を防止する目的で設置される保護コンクリート、鋼材を据え付けるための均しコンクリートなど使用目的の範囲が広いといえる。したがって、コンクリート材料についても、その目的に応じて、品質を規定しなければならない場合とそうでない場合とを使い分けることができる。構造部材として用いる場合には、次のような材料を用いることを標準とする。

- (1) セメントは原則としてJISR5210に適合する普通ポルトランドセメント、早強ポルトランドセメント、およびJISR5211に適合する高炉セメントとする。
- (2) 混和材料として用いる混和剤および混和材は、品質の確かめられたものでなくてはならない。混和剤はJISA6204「コンクリート用化学混和剤」に示されたAE剤、減水剤、AE減水剤および高性能AE減水剤を用いるものとする。

設計に用いる一般的なコンクリートの物理定数は次のとおりである。

無筋コンクリートの単位体積重量————— 23.05 kN/m<sup>3</sup>

鉄筋コンクリートの単位体積重量————— 24.5 kN/m<sup>3</sup>

終局強度割線ヤング係数—————  $E=0.1 \times 2.6 \times 10^5 \times 9.8 \text{ N/mm}^2$ ※

コンクリートのポアソン比—————  $\nu=0.194$

※) 礫の衝突によるコンクリートの破壊に到る平均的な変形係数として、コンクリートのヤング係数の1/10とする。

### 2-2-2 鋼材

鋼材は日本工業規格 (JIS) に適合するものを標準とする。ただし、十分な検討を加えた場合は、これ以外のものを使用してもよい。

#### 【解説】

「鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)P33」を参照する。

### 2-2-3 許容応力度

#### 1) コンクリート

コンクリートの許容応力度は「2-3-2 安定計算に用いる数値」に準じる。

#### 2) 鋼材

鋼材の許容応力度は「鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)」に準じた値を用いる。

#### 【解説】

「鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)P36～P39」を参照する。

## 2-2-4 鋼製砂防構造物に関する一般事項

鋼製砂防構造物に関する一般事項は、鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)に準じた値を用いる。

## 【解説】

「鋼製砂防構造物設計便覧(平成21年版)P42～P53」を参照する。

## 2-3 数値基準

## 2-3-1 構造寸法

構造寸法にかかわる数値の基準は、表4-1-1に示す値を標準とする。

表4-1-1 数値基準

堰堤高	0.5m止め
堰堤長	0.5m止め
水叩長	0.5m止め
水叩厚	0.1m止め
水通し袖小口高	0.1m止め
堤体法勾配	5厘単位

## 2-3-2 安定計算に用いる数値

砂防堰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】

砂防堰堤の安定計算に用いる数値は、堰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、その他の堰堤は既設の砂防堰堤等に用いられた数値が、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。

(1) 堰堤用コンクリートの単位体積重量 ( $W_c$ ) : 23.05 kN/m<sup>3</sup> [2.35 t/m<sup>3</sup>]

(2) 流水の単位体積重量 ( $W_w$ ) : 堰堤高(H) ≥ 15m のとき 9.8kN/m<sup>3</sup> [1.0t/m<sup>3</sup>]

堰堤高(H) < 15m のとき 11.8kN/m<sup>3</sup> [1.2t/m<sup>3</sup>]

ただし、水中堆砂単位体積重量を求める場合の水の単位体積重量は、堰堤高にかかわらず 9.8kN/m<sup>3</sup> [1.0t/m<sup>3</sup>]とする。

(3) 堆砂の見掛け単位体積重量 ( $W_s$ ) : 14.71～17.64kN/m<sup>3</sup> (1.5～1.8t/m<sup>3</sup>)

(一般には 17.64kN/m<sup>3</sup> (1.8t/m<sup>3</sup>) を使用する。)

(4) 堆砂空隙率 ( $v$ ) : 0.3～0.45 (一般には 0.3 を使用する。)

(5) 土圧係数 ( $C_s$ ) : 0.3～0.60 (一般には表 4-1-2 を参照に堆砂土の水中の内部摩擦角から求めるものとする。)



表 4-1-2 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(度)φ
砂石	—	15.69~18.63	9.81~12.75	35~45	35
砂利	—	15.69~19.61	9.81~11.77	30~40	30
炭がら	—	8.83~11.77	3.92~6.86	30~40	30
砂	しまったもの	16.67~19.61	9.81	35~40	30~35
	ややゆるいもの	15.69~18.63	8.83	30~35	25~30
	ゆるいもの	14.71~17.65	7.85	25~30	20~25
普通土	固いもの	16.67~18.63	9.81	25~35	20~30
	やや軟らかいもの	15.69~17.65	7.85~9.81	20~30	15~25
	軟らかいもの	14.71~16.67	5.88~8.83	15~25	10~20
粘土	固いもの	15.69~18.63	5.88~8.83	20~30	10~20
	やや軟らかいもの	14.71~17.65	4.90~7.85	10~20	0~10
	軟らかいもの	13.73~16.67	3.92~6.86	0~10	0
シルト	固いもの	15.69~17.65	9.81	10~20	5~15
	軟らかいもの	13.73~16.67	4.90~6.86	0	0

例：一般に土砂の水中内部摩擦角は、 $35^\circ$  と考えて問題ないことから、

$$C_e = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \frac{1 - \sin 35^\circ}{1 + \sin 35^\circ} = 0.27 \approx 0.3 \text{ とする。}$$

(6) 揚圧力係数 ( $\mu$ ) : 1/3~1.0 (一般には1/3を使用する。)

(7) コンクリート許容応力 (N/mm<sup>2</sup>) (安全率を含む値)

重力堰堤圧縮 : 3.91 引張 : 0.098 剪断 : 0.49

① コンクリート標準示方書によると、無筋コンクリート許容圧縮応力度は編心軸方向荷重を受ける場合を含み、 $\sigma_{cs} \leq \sigma_{cs} / 4 \leq 5.39 \text{ N/mm}^2$  で示されている。ここでは、 $\sigma_{cs}$  = 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の場合、設計基準強度は  $17.7 \text{ N/mm}^2$  が多いので、 $\sigma_{cs} = 4.5 \text{ N/mm}^2$  となる。

② コンクリートの許容剪断応力度は、「土石流・流木対策技術指針に関する講習会テキスト」(H19.12.11(財)砂防地すべり技術センター)より  $2760 \text{ kN/m}^2$  を用いる。

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  $0.098 \text{ N/mm}^2$  以下となるように堰堤本体を補強することもある。

(8) 地盤許容支持力の標準的な設計値 (kN/m<sup>2</sup>) (安全率を含む)

硬岩 : 5880 中硬岩 : 3920 軟岩(Ⅱ) : 1960 軟岩(Ⅰ) : 1180 岩塊玉石 : 588  
礫質土 : 392

(9) 内部摩擦係数の標準的な設計値

コンクリート : 0.8 硬岩 : 1.2 中硬岩 : 1.0 軟岩(Ⅱ) : 0.8

軟岩(Ⅰ) : 0.7 岩塊玉石 : 0.7 礫質土 : 0.6 砂質層 : 0.55 粘土層 : 0.45

(10) 許容剪断応力の標準的な設計値 (kN/m<sup>2</sup>)

硬岩：2940 中硬岩：1960 軟岩 (II)：981 軟岩 (I)：588 岩塊玉石：294

礫質土：98.1

(注) 硬岩、中硬岩は基岩が未風化で硬質であるもので岩盤のクラックの間隙により決定する。

軟岩 (II) は、掘削に火薬を必要とする程度の岩盤、軟岩 (I) はリッパー掘削可能な程度の岩質、但しブルドーザーで掘削可能なものは地質学上岩盤でも軟岩 (I) としない。

岩塊玉石はリッパーで掘削を要する程良くしまったもの。礫質土はツルハシで掘削を要する程良く締まったもの。

2-4 各部の名称

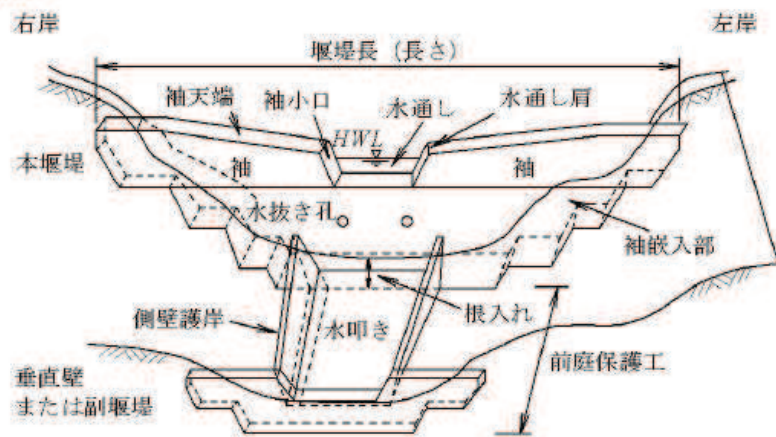


図4-1-3 立体図

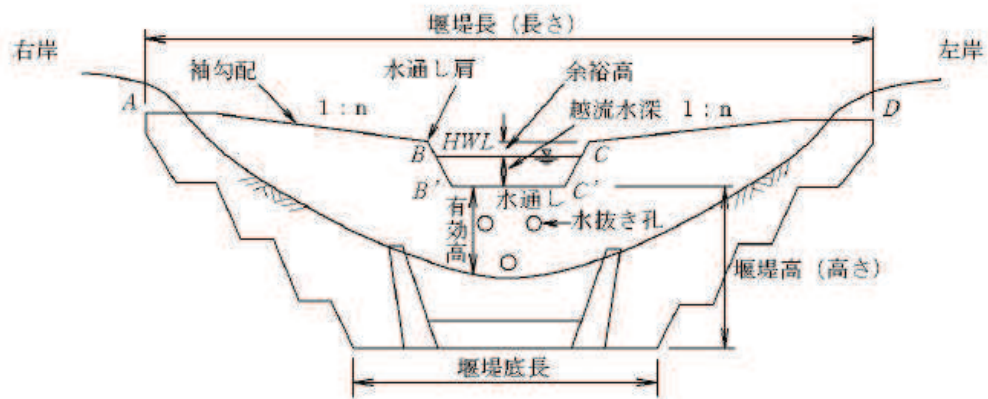


図4-1-4 正面図 (本堰堤及び側壁)

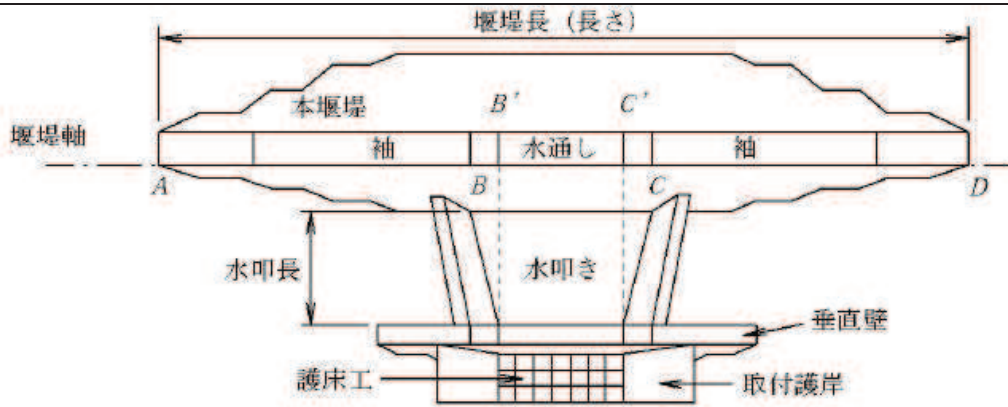


図 4-1-5 堰堤平面図

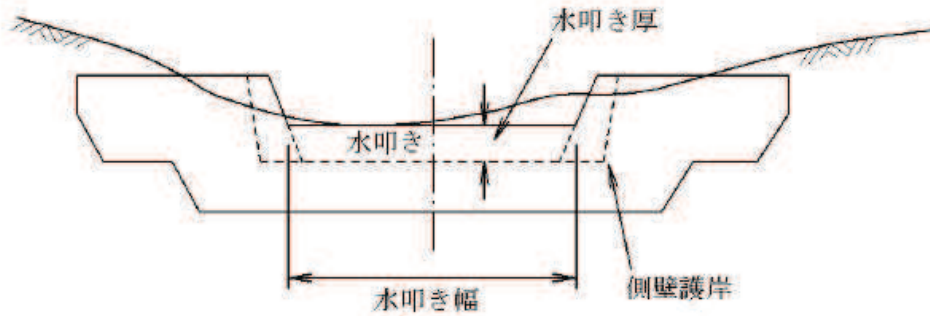


図 4-1-6 垂直壁正面図

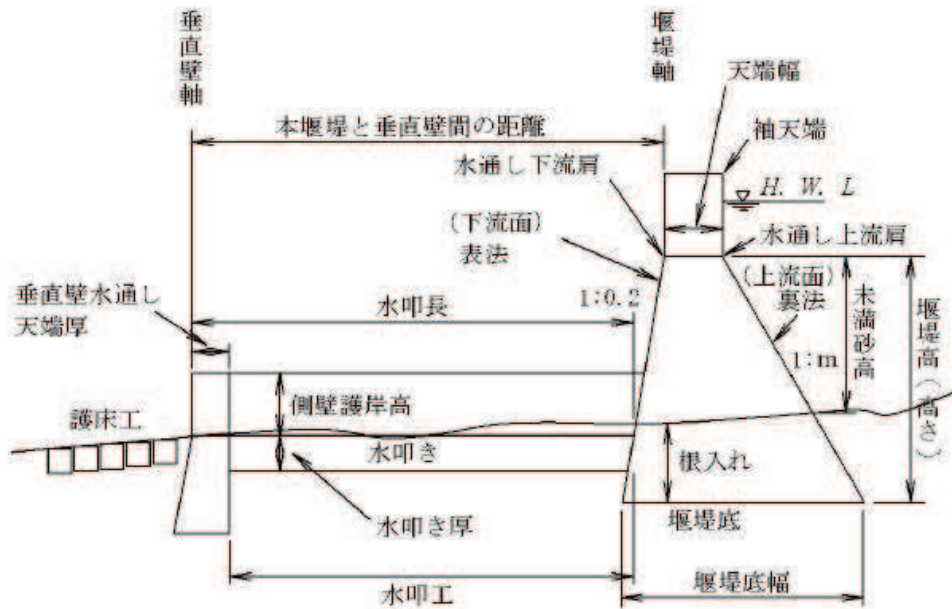
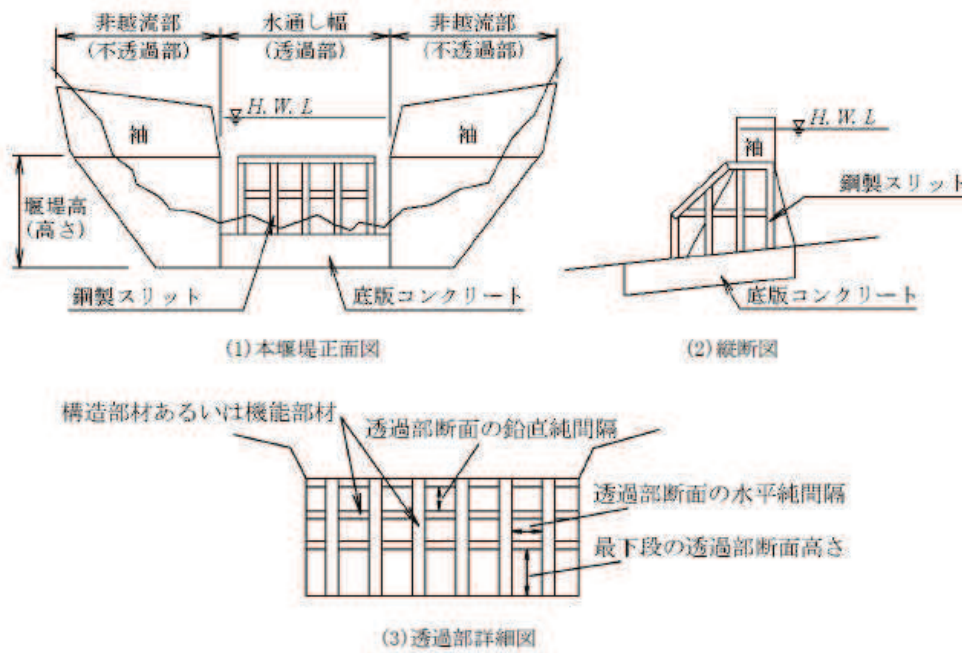


図 4-1-7 水叩工の縦断面図





注) 上記以外の各部の名称は、図 4-1-3～図 4-1-7 と同様である。

図 4-1-8 鋼製透過型砂防堰の名称

2-5 堰軸の位置

砂防堰の軸は、水通し下流端位置を標準とする。

【解説】

格子型のように上下流の敷幅が長い場合には、堰の上流捕捉機能を考慮して図4-1-9(b)に示す袖上流端を堰軸としている。

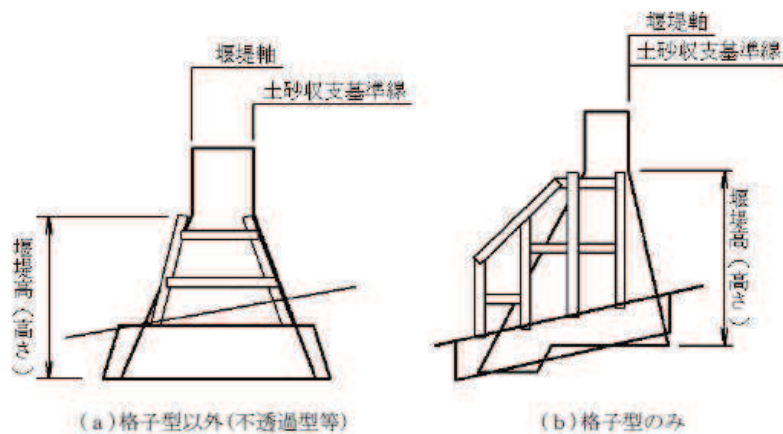


図4-1-9 堰軸



### 第3節 不透過型堰堤の構造

#### 3-1 堰堤形式の選定

砂防堰堤の形式は、その構造及び特性を考慮し、当該地点の自然条件(地形、地質、河状、気象等)、施工条件(規模、工期、労働力等)、地域条件(資材確保の難易、運搬手段、運搬能力等)等を考慮し、安全性、経済性及び環境面からも適合するように型式を選定する。

##### 【解説】

不透過型砂防堰堤には、最も施工実績の多い重力式コンクリートタイプの他、鋼製タイプのものもある(計画編 第2章3-2を参照)。

なお、近年新たなタイプが開発されているため、適用にあたっては下記に示すタイプ以外にも適用可能なものがあるかを検証するものとする。

- ・コンクリート重力式砂防堰堤
- ・INSEM工法
- ・コンクリートブロック砂防堰堤
- ・鋼製自在枠
- ・鋼製統枠
- ・ダブルウォール堰堤
- ・鋼矢板セル堰堤
- ・鋼板セル堰堤
- ・鋼製スクリーン堰堤
- ・SBウォール工法

3-2 水通しの設計

砂防堰堤の水通し断面は、設計水深に余裕高を加えて決定することを原則とする。  
水通し断面は原則として台形とする。

【解説】

水通し断面は図4-1-10に準拠し、設定する。

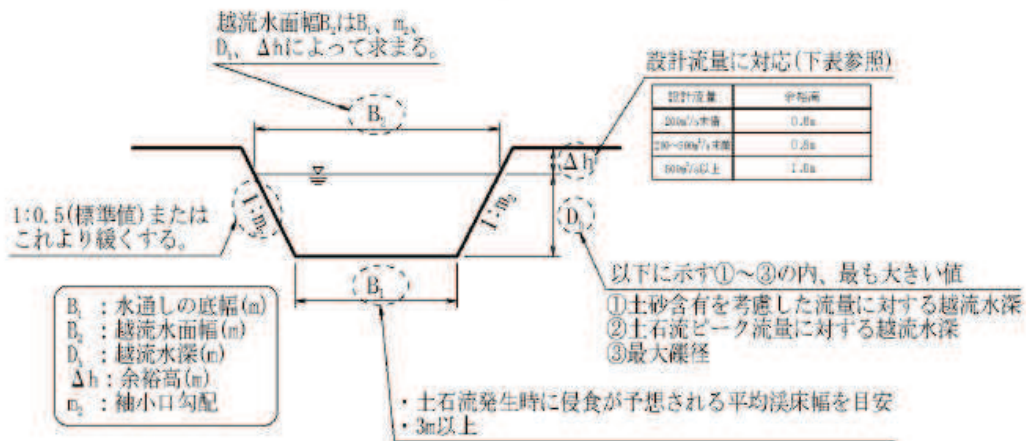


図4-1-10 水通し断面概念図



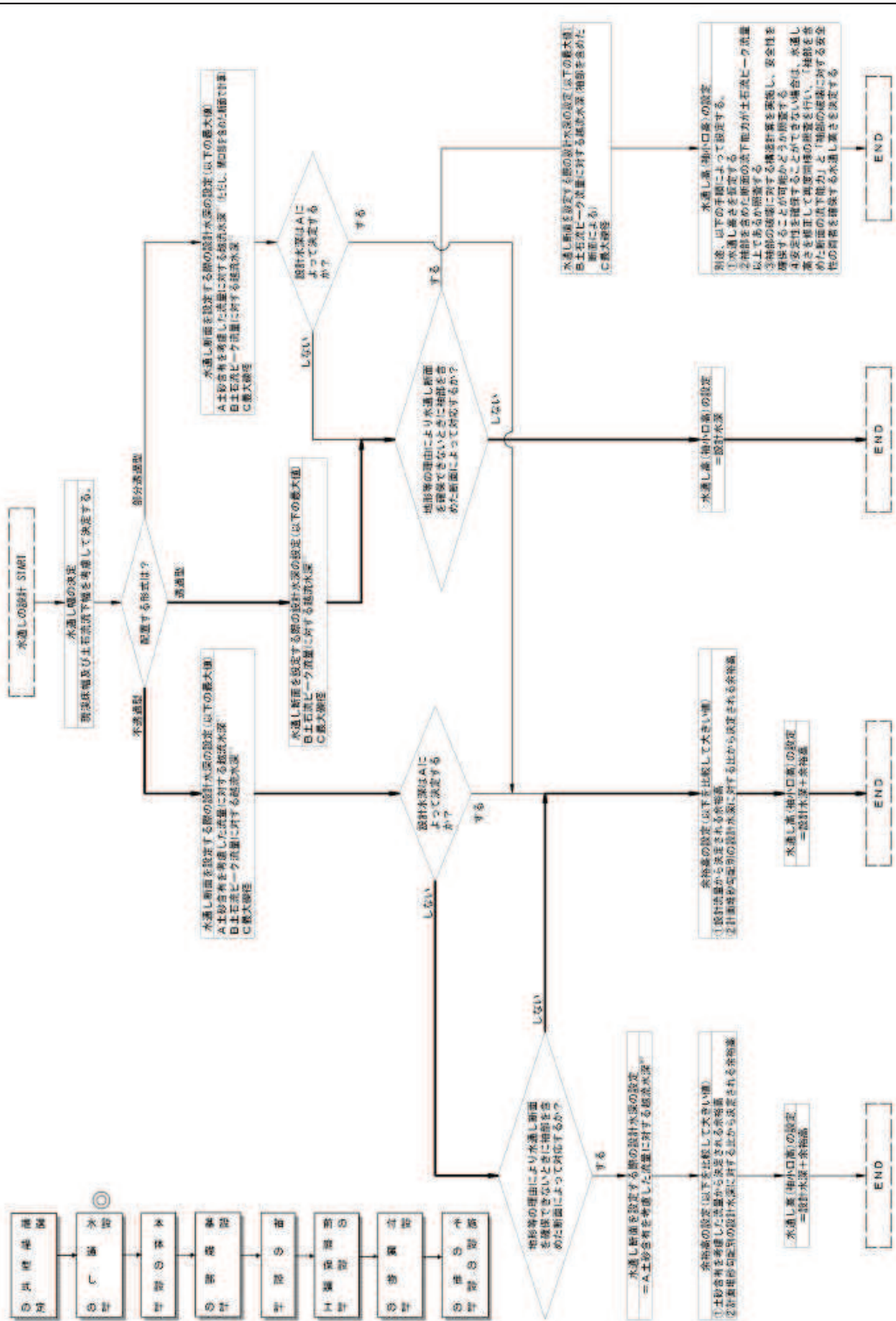


図4-1-11 (2) 水通しの設計フロー (標準的な手順を太線で示す)

※1: 水通し断面を用いたときの公式による  
 ※2: 水通し断面、計画河床高記号を用いたマニング表による



### 3-2-1 位置

水通しの位置は、原則としてその中心が現溪床の中央に位置するように定めるものとするが、堰堤上下流の地形、地質、溪岸の状態、流水の方向を総合的に判断して定めるものとする。

### 3-2-2 設計流量

砂防堰堤の設計流量は、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、計画編第1章2-1-8-2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、計画編第1章2-1-8-1に示した方法に基づき算出する。

3-2-3 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。

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、河川砂防技術基準（案）設計編Ⅱ第3章に示された次式により算出する。

$$Q = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) D_b^{3/2} \dots (4-1-1)$$

ここで、 $Q$ ：土砂含有を考慮した流量（ $m^3/s$ ）

$C$ ：流量係数（0.6～0.66）

$g$ ：重力加速度（ $9.8m/s^2$ ）

$B_1$ ：水通しの底幅（ $m$ ）

$B_2$ ：越流水面幅（ $m$ ）

$D_b$ ：越流水深（ $m$ ）

$m_2$ ：袖小口勾配

$C=0.6$ 、 $m_2=0.5$  の場合には、次式になる。

$$Q \approx (0.71D_b + 1.77B_1) D_b^{3/2} \dots (4-1-2)$$

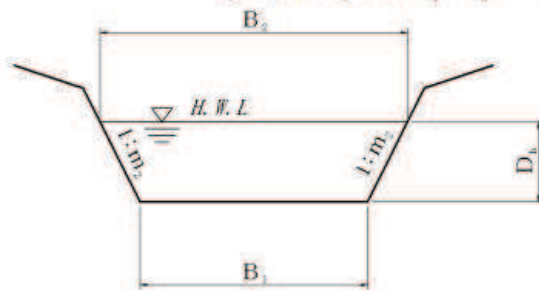


図 4-1-12 水通し断面

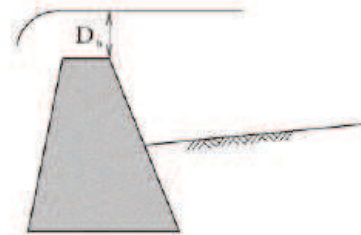


図 4-1-13 土砂含有を考慮した流量  
に対する越流水深

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、計画編第2節 2-1-8-5に示した方法に基づき算出する。

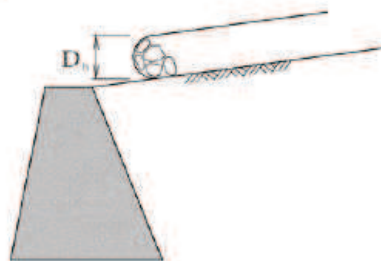


図 4-1-14 土石流ピーク流量に対する越流水深

### ③ 最大礫径の値

最大礫径は、砂防堰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(調査編参照)。

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、砂防堰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。

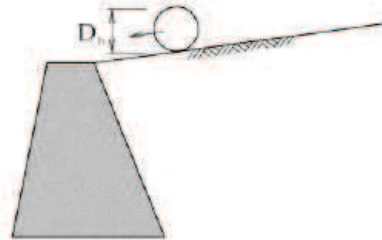


図 4-1-15 最大礫径の値

#### 3-2-4 袖小口

砂防堰堤の袖小口は、原則として1:0.5またはこれより緩くする。

##### 【解説】

土石流・流木捕捉工の袖小口は、土石流や流木による破壊に対処するため、1:0.5またはこれより緩くする。

一般的には1:0.5が多く用いられる。

#### 3-2-5 水通し幅

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。

また、流木による堰堤下流部の洗掘に対処するため、側面侵食等の著しい支障を及ぼさない範囲においてできる限り広くする。

##### 【解説】

計画編で示したように、土石流発生時に侵食が予想される平均溪床幅を目安として水通し幅を定める。なお、土石流の水深を求める際に用いる幅 $B_{95}$ は、土石流ピーク流量が流下した際の水面幅であり、同値を水通し幅とするのではない事に注意する。

## 3-2-6 余裕高

設計流量に対応する余裕高を適切に設定する。

## 【解説】

余裕高は、表 4-1-3 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 4-1-4 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 4-1-3 余裕高

設計流量	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 以上	1.0m

表 4-1-4 計画溪床勾配別の設計水深に対する余裕高の比の最低値

計画溪床勾配	(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

## 【余裕高の計算例】

設計流量  $Q=36.9 \text{ m}^3/\text{s}$ 、設計水深  $D_s=1.5\text{m}$ 、水通し幅  $B_s=5.0\text{m}$ 、計画堆砂勾配  $i=1/7.5$  の場合、表 1-3-4 より余裕高 0.6m であるが、表 1-3-5 より、

$$(\text{余裕高}) / (\text{設計水深}) = 0.60\text{m} / 1.50\text{m} = 0.40 < 0.50 \text{ (余裕高の比の最低値)}$$

となり、余裕高の比の最低値に満たないことから余裕高は、

$$\text{余裕高} = 0.50 \times 1.50\text{m} = 0.75\text{m} \approx 0.8\text{m} \text{ (0.1m 単位切り上げ)}$$

となる。

## 3-2-7 水通し高

設計水深(「3-2-3 設計水深」参照)に余裕高(「3-2-6 余裕高」参照)を加えて水通し高を設定する。



3-2-8 袖部を含めた処置

地形等の条件により、水通し断面を確保できない場合は、袖部を含めた断面によって対応することができる。

【解説】

「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 4-1-16 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。

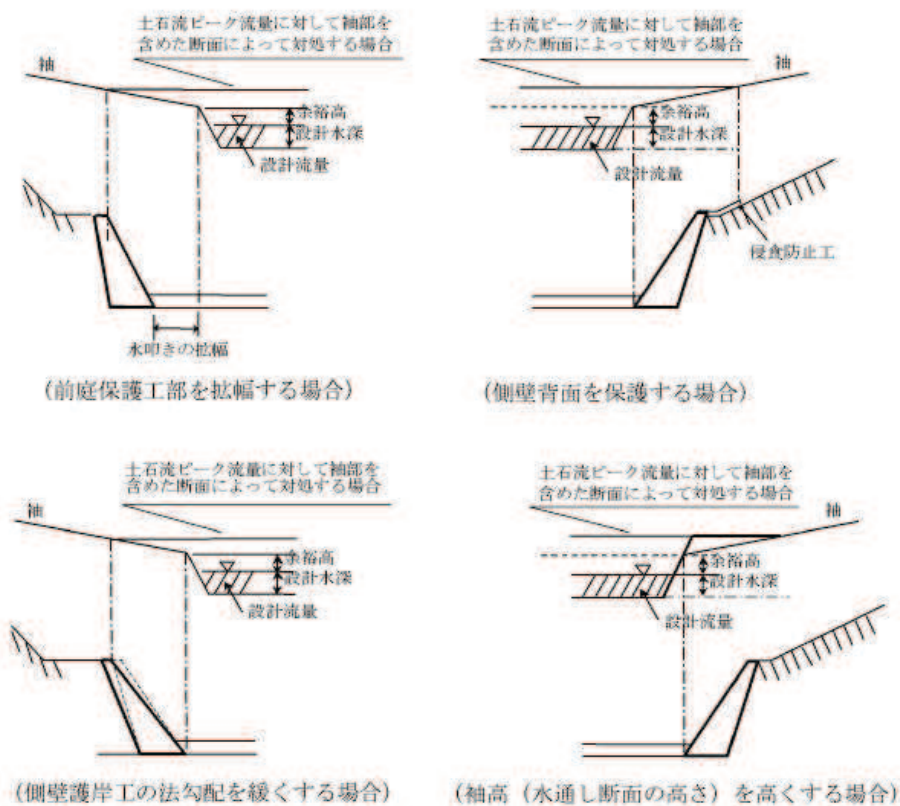


図 4-1-16 袖部を含めた水通し断面

(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)

3-3 越流部の安定性及び構造

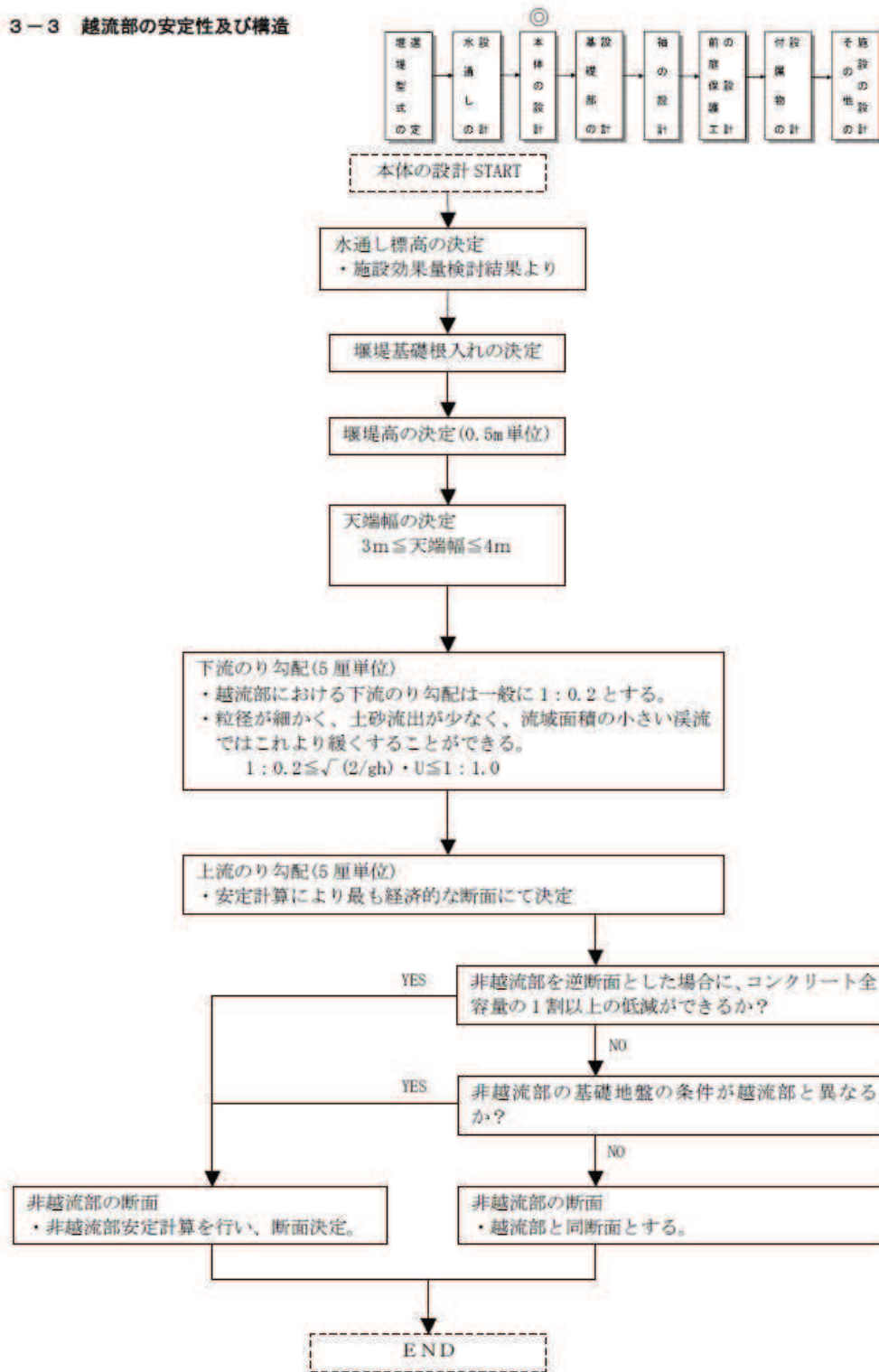


図4-1-17 本体の設計フロー

3-3-1 天端幅

本体の天端幅は、礫及び流木の衝突によって破壊されないよう、決定する。

【解説】

砂防堰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。

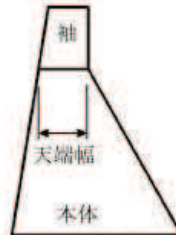


図 4-1-18 砂防堰堤側面図と部位名称

重力式コンクリート堰堤の天端幅は、溪床構成材料と土砂の流出形態に応じて表 4-1-5 のような基準が示されている。

表 4-1-5 天端幅

天 端 幅 (m)	3.00～4.00
河床構成材料	玉 石 ～ 転 石
流出土砂形態	小規模の土石流発生地区 ～ 大規模の土石流発生地区 常襲地区

(注) 流出土砂形態が土石流を想定して設置する堰堤の天端幅は 3.0m を標準とするが、転石等が多く大規模な土石流の発生が予想される場合は経済性を考慮の上必要に応じ 3.0m より厚くするものとし、土石流流下区間以外の堰堤の天端幅は 2.0m を標準とする。

## 3-3-2 下流のり

砂防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。砂防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 (m/s) と、堰堤高 (m) より

$$\frac{L}{H} = \sqrt{\frac{2}{gH}} U \quad \dots (4-1-3)$$

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。

土砂が活発に流送され始める流速 (m/s) は設計外力 (本指針 3-3-4-3(7)) で用いた流速の 50% 程度とする。堰堤高が高くなると  $L/H$  の値は小さくなるが、0.2 を下限とする。

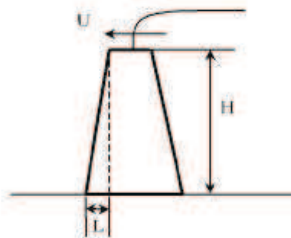


図 4-1-19 下流のり勾配



### 3-3-3 基礎の設計

堰堤の基礎は、所要の支持力並びに剪断摩擦抵抗力を有し、浸透水等により破壊しないようにしなければならない。堰堤の基礎は、必要に応じカットオフ、遮水壁等により補強するものとする。

砂防堰堤の基礎は岩着することが望ましいが、岩着が望めない場合にはフローティング基礎としても良い。但し、その場合、砂防堰堤の堰堤高は15m未満であることを原則とする。

#### 【解説】

砂防堰堤の基礎は、安全性から岩着することが望ましいが、砂防堰堤の計画位置において岩着が望めない場合は、フローティング基礎としても良いものとする。ただし、砂防堰堤の高さは15m未満であることを原則とする。

なお、地すべり地や軟弱地盤等においてやむをえず砂防堰堤を計画しなければならない場合には、砂防堰堤等支持力に適したタイプを選定する。また、支持地盤が軟弱地盤または所定の支持力が得られない場合においては、基礎処理を施すものとする。

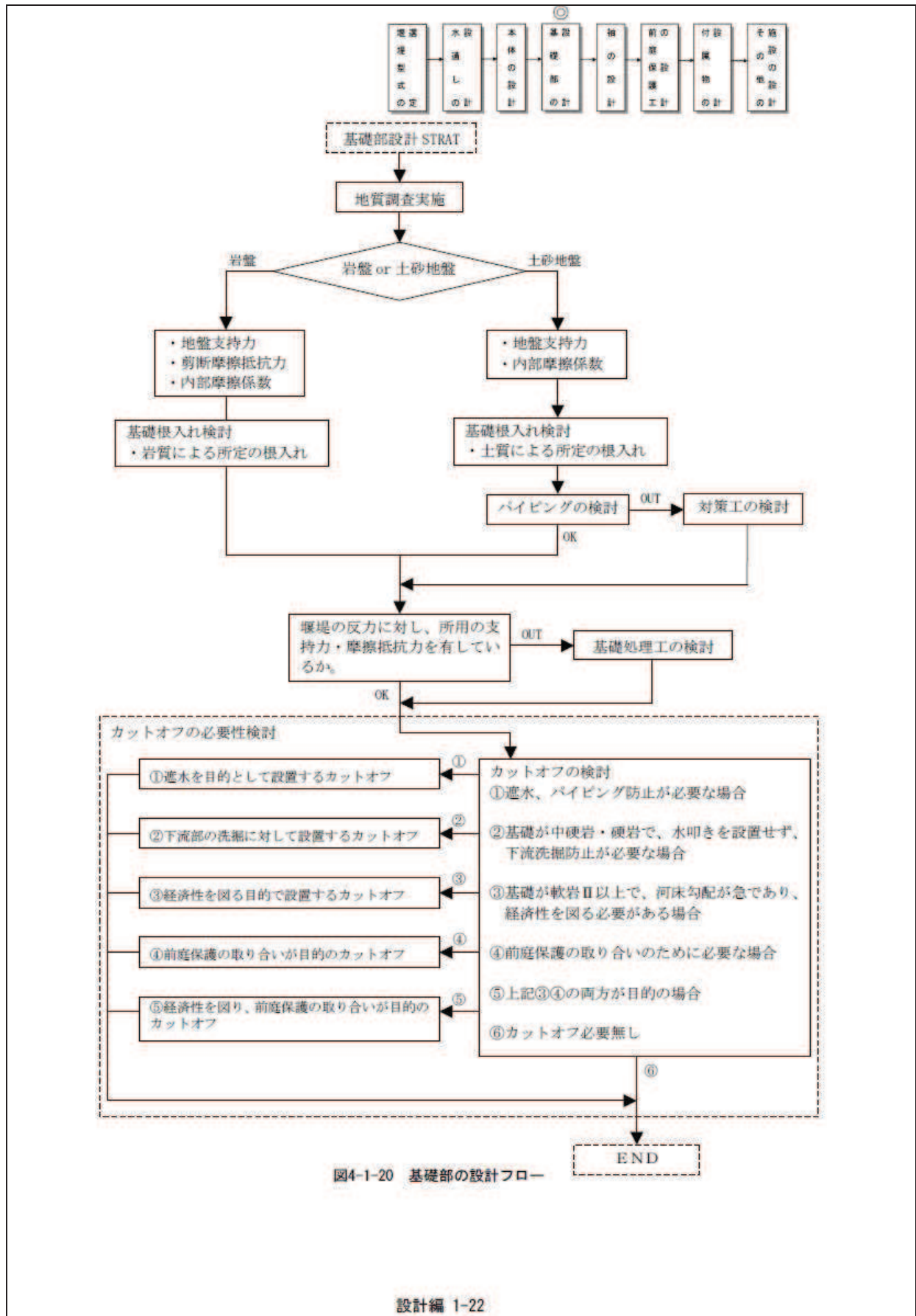


図4-1-20 基礎部の設計フロー

## (1) 地盤支持力

堰堤からの鉛直力に対して、基礎となる地盤が十分な支持力を有しているか否かの判定は、堰堤の揚圧力を無視した鉛直力の最大値が、地盤の許容支持応力度以内に収まっているか否かによって行う。砂礫基礎は均一な支持力を有しているとは限らないので必要に応じて載荷試験を実施し、地盤反力の底面分布の関係より支持力を推定するものとするが、一般には、表4-1-6を標準とする。

表 4-1-6 地盤の許容支持力 (kN/m<sup>2</sup>)

岩 盤		砂 礫 盤	
区 分	許容支持力	区 分	許容支持力
硬 岩 (A)	5880	岩塊玉石	588
中硬岩 (B)	3920	礫 層	392
軟 岩 (II) (CH)	1960	砂 質 層	245
軟 岩 (I) (CM)	1180	粘 土 層	98.1

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度、固結の程度等により加減して用いて良い。

## (2) 剪断摩擦抵抗力

堰堤からの水平力に対して、基礎となる地盤が十分な剪断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かの判定は堰堤が受ける水平力に、安全率を乗じた値以上の剪断抵抗力が摩擦抵抗力を有しているか否かによって行う。堰堤破壊の主原因は基礎地盤の剪断抵抗力及び摩擦抵抗力の不足に起因する場合が多いため、必要に応じて剪断試験を実施し、剪断強度や摩擦係数を確かめなければならないが、一般には、表4-1-7を標準とする。

表 4-1-7 地盤の剪断強度 (kN/m)・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	岩塊玉石	294	0.70
中硬岩 (B)	1960	1.0	礫 層	98.1	0.60
軟 岩 (II) (CH)	981	0.8	砂 質 層	—	0.55
軟 岩 (I) (CM)	588	0.7	粘 土 層	—	0.45

(注) この値は標準的なものであり、構造物の重要度、地盤の風化、亀裂の程度及び走向、固結の程度等により加減して用いてよい。

## (3) その他の地盤強度

堰堤の基礎となる地盤は、浸透水によるパイピングや越流水による洗掘、侵食等を生じさせないようにするためにも岩盤基礎とすることが望ましいが、やむを得ず砂礫基礎とする場合は、それぞれの状態に対処できるようにしなければならない。

なお、パイピングの生じる可能性がある地盤の場合（微細砂又はシルト等）は、河川砂防技術基準（案）に基づき、検討を行うこととする。

## 3-3-3-1 根入れ

堰堤基礎の根入れは、一般に所定の強度が得られる地盤であっても、基礎の不均質性や風化の速度を考慮して決定する。

## 【解説】

- (1) 堰堤基礎の根入れは、表4-1-8を標準とするが、岩盤の風化や亀裂の程度、砂礫地盤の固結の程度により割増しできるものとする。

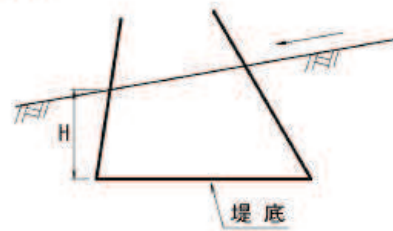
表4-1-8 基礎の根入れ深さ

土 質	根入れ深さ	摘 要
砂 礫	2.0m～3.0m 程度	
軟 岩 (I)、軟 岩 (II)	1.5m～2.0m 程度	
中 軟 岩	1.0m～1.5m 程度	
硬 岩	1.0m 内外	
被覆土のある岩盤の場合	2.0m～3.0m 程度	被覆土が1.0m以上ある場合

(注-1) 被覆土が1.0m未満の場合は、被覆土を考慮せず、軟岩、硬岩の所定の根入れ深さをとることとする。

(注-2) 根入れ深さは、堰堤下流面を基準に決定する。

1) 砂礫地盤の場合



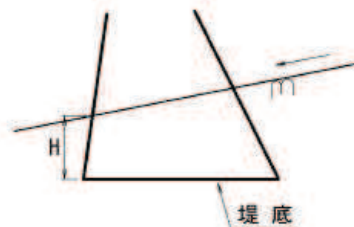
H:根入れ深さ(m)

H=2.0~3.0m程度

注) 堤高が0.5m単位となるよう各地盤に適合する範囲で調整する。

図4-1-21(1) 基礎の根入れ深さ(砂礫地盤)

2) 岩盤の場合



H:根入れ深さ(m)

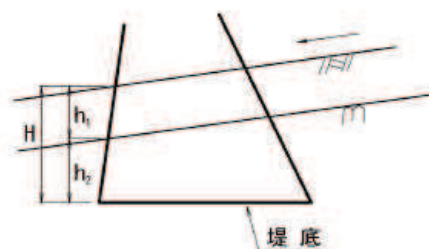
1. 軟岩(I)軟岩(II)の場合 H=1.5~2.0m程度

2. 中硬岩、硬岩の場合 H=1.0m程度

注) 堤高が0.5m単位となるよう各地盤に適合する範囲で調整する。

図4-1-21(2) 基礎の根入れ深さ(岩盤)

3) 砂礫の下に岩盤のある場合



H:根入れ深さ(m)

$h_1$ :被覆土の根入れ深さ(m)

$h_2$ :岩盤の根入れ深さ(m)

1.  $h_1=1$ (m)以下の場合、(硬岩: $h_2=1.0$ m, 中硬岩: $h_2=1.0\sim1.5$ m, 軟岩: $h_2=1.5\sim2.0$ m)

2.  $h_1=1$ (m)以上の場合、H=2.0~3.0m程度

注) 堤高が0.5m単位となるよう各地盤に適合する範囲で調整する。

図4-1-21(3) 基礎の根入れ深さ(砂礫の下に岩盤)



3-3-3-2 カットオフ

カットオフはパイピングの恐れが有り遮水を目的で設置する場合と、下流部の洗掘から基礎部を保護する場合等に設置する。

【解説】

カットオフは、目的を明確にして計画するものとする。また、目的により堤高の取り方が異なるため注意すること。

(1) 遮水を目的で設置する場合

パイピングに対する検討実施して計画する。

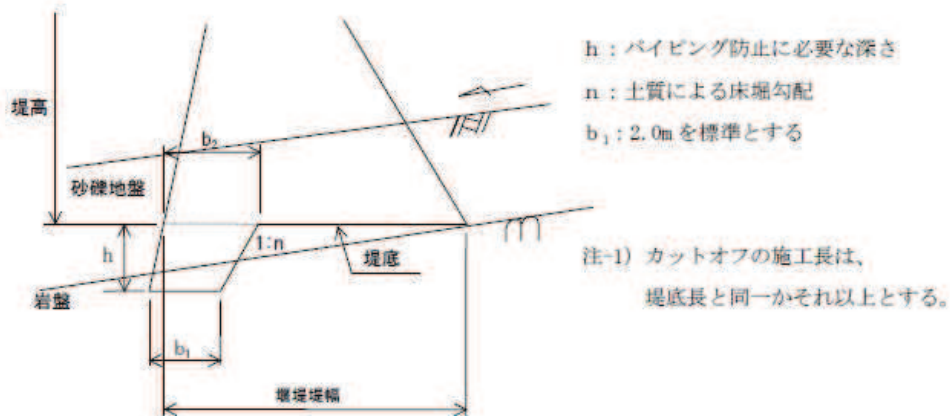


図 4-1-22(1) カットオフ (遮水)

(2) 下流部の洗掘に対して設置する場合

基礎が中硬岩・硬岩で、前庭保護工として水叩き設置しない場合に計画する。

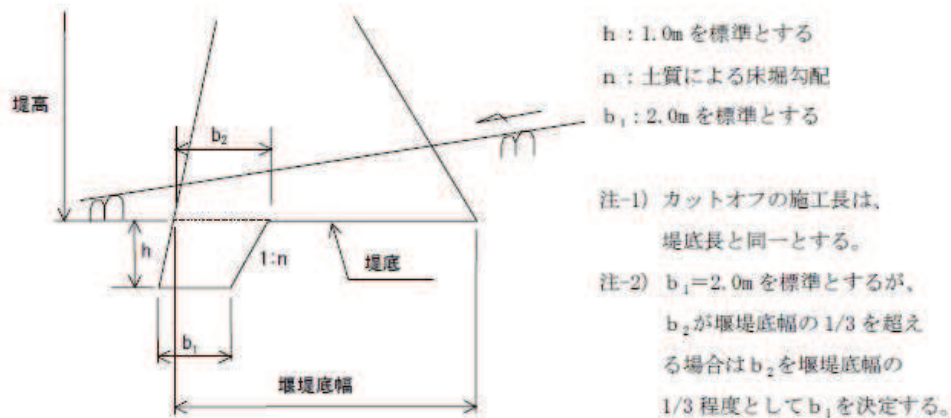


図 4-1-22(2) カットオフ (洗掘対策)

(3) 経済性を図る目的で設置する場合（断面節約）

基礎が岩盤（軟岩（Ⅱ）以上）で、河床勾配が急な場合に計画する。

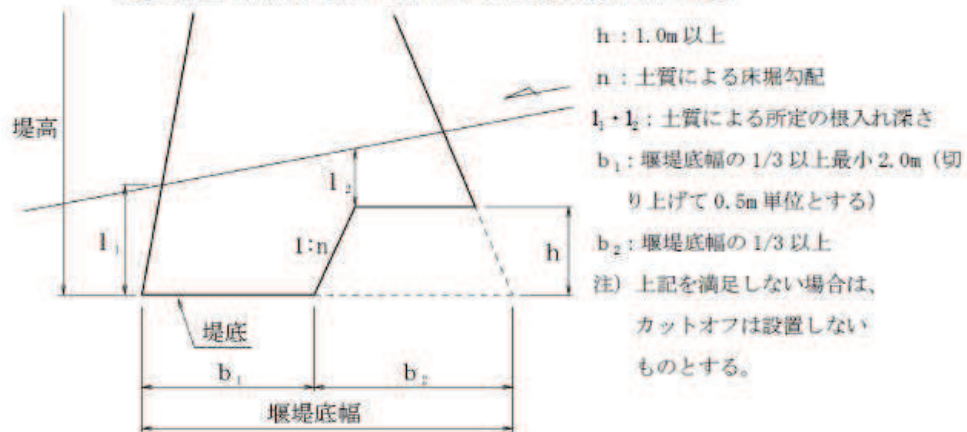


図 4-1-22(3) カットオフ（断面節約）

(4) 前庭保護の取合いが目的の場合

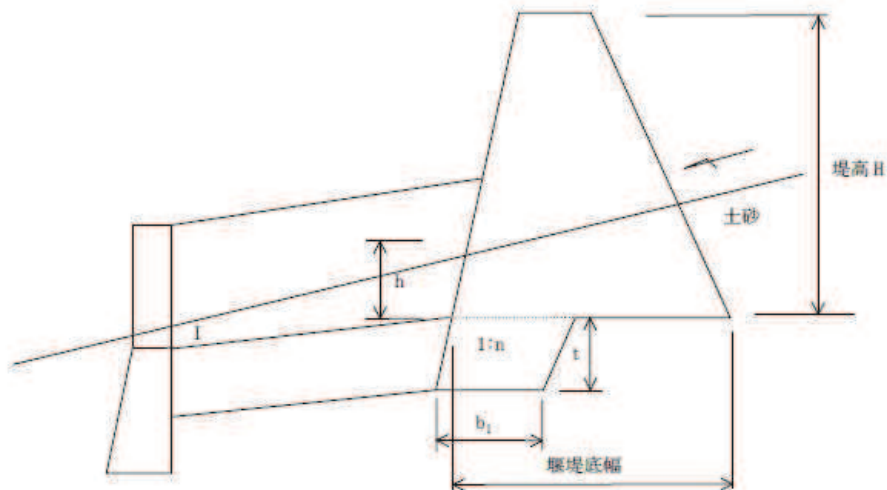


図 4-1-22(4) カットオフ（前庭保護の取り合い）

- t : 水叩き厚以下とする。
- $b_1$  :  $b/3$  以上（切り上げて 0.5m 単位とする）で最小は 2.0m とする。
- h : 土質・岩質による所定の根入れ
- n : 土質・岩質による掘削勾配
- l : 水叩き勾配は水平を原則とするが、溪床勾配の 1/2 程度を目標とし、最大でも 1/10 より急にならないように計画する。この場合垂直壁から下流に落差を設けることも検討する。ただし、水叩き底面は現溪床高以下とすること。なお溪床が岩盤の場合は 1/10 の勾配にこだわる必要はない。

(5) 上記(3)(4)の両方が目的の場合

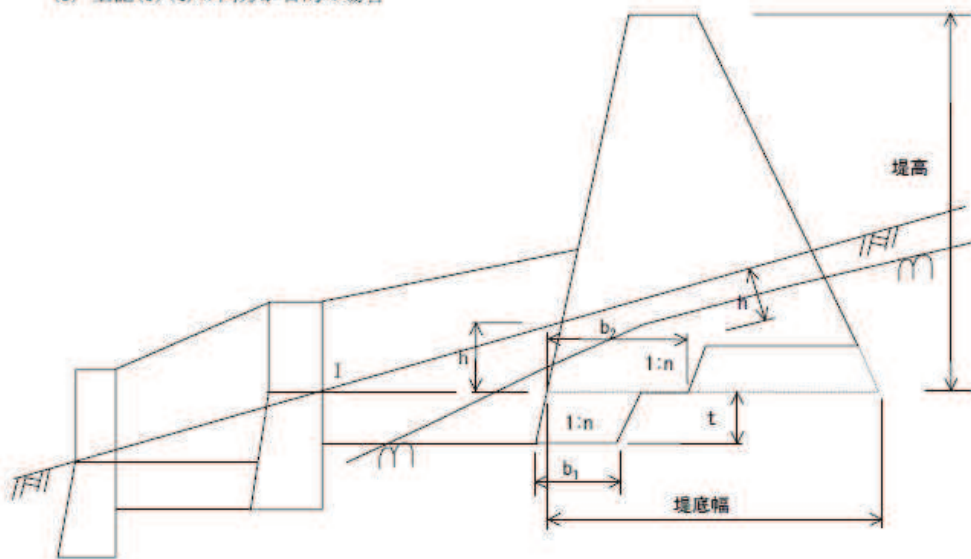


図4-1-22(5) カットオフ（断面節約と前庭保護の取り合いの複合目的）

- t : 水叩き厚以下とする
- b<sub>1</sub> : 2.0m 以上
- b<sub>2</sub> : 堰底幅の1/3 以上
- h : 土質・岩質による所定の根入れ
- n : 土質・岩質による掘削勾配
- I : (4)のIの項と同様とする

※カットオフと断面節約

カットオフと断面節約の違いは下表に示すとおりである。

表4-1-9 カットオフと断面節約の違い

項目	カットオフ	断面節約
施工箇所	比較的良好な岩盤基礎、及び良好な砂礫基礎地盤とする。	溪床勾配が一樣に急勾配で良質な基礎岩盤とする。
施工目的	基礎地盤のバイピング、及び堤体下流の洗掘に対して堤体本体の安定を図る。	堤体コンクリート、及び掘削土量を減じる。
設置幅(b)	堰敷長のB/3以上かつ2m以上	堰敷長のB/3以上かつ2m以上
安定計算	安定計算ではカットオフ部は堤体に含まない。	安定計算では断面節約部を堤体を含める。(断面節約の底面までを堤高とし、断面節約計面前の水平な基礎面を用いて計算を行う。)

## 3-3-3-3 基礎処理

基礎地盤が所要の強度を得ることができない場合は、想定される現象に対応できるよう適切な基礎処理を行うものとする。

## 【解説】

堰堤の基礎処理は、想定されるそれぞれの現象に対処できる工法から、経済性、施工性等も考慮して選定し設計しなければならないが、堰堤の規模や基礎の状態により工法も著しく異なるため、幾つかの工法を比較検討して適切な工法を選定し、その工法に合った設計法により設計する必要がある。

一般に基礎処理は、以下に示す工法等があり、実施に当たっては、河川砂防技術基準（案）を参照し、検討を進めることとする。

## (1) 地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤基礎の場合は、

- ① 所定の強度が得られる堰堤の地盤まで掘削する。
- ② 堤底幅を広くし、応力を分散させる。
- ③ グラウトにより改善を図る。
- ④ 岩盤PS工等により改善を図る。
- ⑤ 弱部をプラグで置き換えて補強する。

等が一般的である。

砂礫基礎の場合は、

- ① 堤底幅を広くして応力を分散させる。
- ② 基礎杭工法により改善を図る。
- ③ ケーソン工法等により改善を図る。
- ④ 砂防ソイルセメントを活用する。

等の方法がある。

## (2) その他の改善

堰堤の安定上透水性に問題がある場合は、グラウト等の止水工により改善する。またパイピングに対して所要の浸透径路長が不足する場合は、

- ① 堤体幅を広くする。
- ② 止水壁、カットオフ等を設けて改善を図る。

また、堰堤下流部の洗堀に対して、

- ① 堰堤基礎を必要な深さまで下げる。
- ② カットオフ等を設ける。
- ③ コンクリート水叩きを設ける。
- ④ 水褥池を設ける。
- ⑤ 砂防ソイルセメントを活用する。(砂防ソイルセメント活用ガイドライン参照)

等により対処する。



表 4-1-10 砂礫層が深い場合の基礎工法比較一覧表

工法	全断面岩盤工	インジェクション工法	薬液注入工法	鋼矢板工法	ケーソン工法	イコス工法
概略						
止水効果 地盤支持力	止水効果及び地盤維持慮空間問題ない。	効果確認の方法及び永続性は信頼できないが空隙を完全に充填すれば完全止水、地盤強化の効果がある。	効果確認の方法、永続性については信頼できないが空隙を充填すれば完全止水である。併せて地盤強化の効果がある。	杭の先端において玉石のため裂傷を受けることがあり局部的に侵食路ができ侵食されるおそれがある。	効果の確認可能	壁体完全施工すれば完全に止水、周期地盤に与える影響は全くない。
効果に対する信頼性	最も確実、信頼性もあり	不確実	不確実	最も不確実	比較的確実	確認できない
施工に対する難易性	施工全般に困難	前孔が数多く困難	前孔が数多く困難、注入材無効流出がある	打込み不可能	玉石等の障害排除に難	孔壁崩落防止技術を要する
長所	最も信頼性が望める	基礎支持力の増加が見込まれる		経済的である	効果、施工比較的確実	経済的である
短所	最も高価、施工困難	高価、注入効果判定が難しい	高価、注入効果不確実	施工不能となる可能性大、打込み可能でも地中で裂ける	やや高価	効果は構造に不安がある



### 3-3-4 越流部の安定性

不透過型砂防堰堤は堤体全体が転倒、滑動、支持力に対して安定でなければならない。また、堤体を構成する部材は土石流及び土砂とともに流出する流木に対して安全でなければならない。

#### 【解説】

安定計算は3-3-4-1に示した方法に基づき実施する。

堤体は3-3-4-3に示した方法に基づき安全な構造とする。なお、鋼製の部材を他の部材と複合して用いる場合、それぞれの部材が一体となって設計外力に抵抗し、安全となるよう設計する。

#### 3-3-4-1 安定条件

重力式コンクリート堰堤は、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全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。

1. 原則として、堰堤堤底端に引張応力が生じないように、堰堤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、滑動をおこさないこと。
3. 堰堤内に生じる最大応力度が、材料の許容応力度を超えないとともに、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. 堰堤堤底において引張応力を生じさせないように、堰堤自重及び外力の合力が堤底の中央1/3以内に入るようにしなければならない。
2. 堰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。堰堤の堤体と基礎地盤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。

$$n \leq \frac{f \cdot v + \tau_0 \cdot \lambda}{H}$$

n：安全率（堰堤高が15m未満の場合には剪断強度（堤体又は基礎地盤のうち小さいほうの剪断強度）を無視して、 $n=1.2$ とする。堰堤高が15m以上で岩盤基礎の場合は剪断強度を考慮した上で $n=4.0$ とし、砂礫基礎では剪断強度を無視して $n=1.5$ とする。）

f：摩擦係数

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方の剪断強度(kN/m<sup>2</sup>)

$\lambda$ ：剪断抵抗を期待できる長さ(m)

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応力度及び引張応力度が、その許容圧縮応力度及び引張応力度を超過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。また、堰堤高が15m以上の場合は最大圧縮応力度の算定に、

揚圧力を無視した計算を行っておく必要がある。

### 3-3-4-2 断面形状

重力式コンクリート堰堤の断面形状は、構造上の安全性、施工性等を考慮して決定するものとする。

**【解説】**

安定計算は3-3-4-1に示した条件に基づき実施する。

- ① 土石流対策砂防堰堤の越流部断面の下流法勾配を緩くすることは、巨石等による破損の面で問題があり慎重な検討が必要である。
- ② 非越流部の断面は、越流断面と同一とすることを標準とするが、越流部の断面と変える場合は、平常時・洪水時のほかに未満砂で満水してない状態で安全な断面とする。
- ③ 設計断面の位置は通常、越流部であるが、図4-1-23のように越流部より非越流部の堰堤高が高くなる場合は、最高堰堤高位置で断面設計を行う。  
(この場合堰堤高はこの位置の水通し高までをいう)
- ④ 設計に採用する上流のり勾配 $m$ は、3-3-4-3で示す設計荷重を組み合わせた安定計算を行い、切り上げて0.05単位とする。

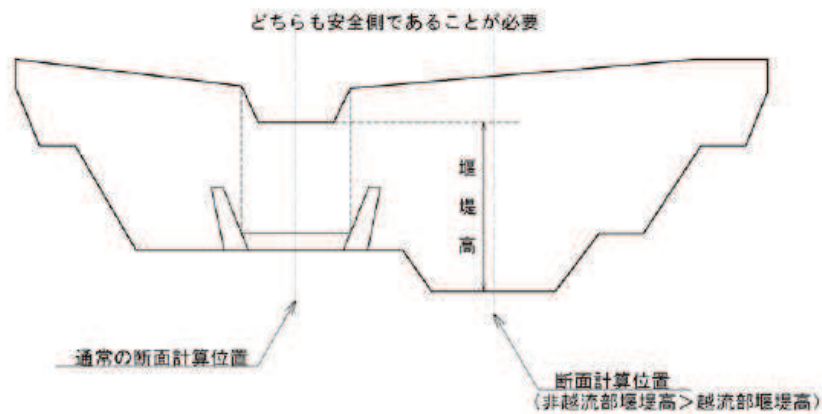


図4-1-23 断面計算位置

## 3-3-4-3 設計外力

不透過型砂防堰堤の設計で考慮する設計外力は、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。）である。

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砂防堰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Ⅱ第3章2-2-1に示した設計外力の組み合わせ（平常時、洪水時）に加えて、以下に示す土石流時における安定計算を実施し、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。

設計外力の組み合わせは砂防堰堤の自重の外は表4-1-11のとおりとする。本指針でいう、「設計外力（平常時、洪水時）」は河川砂防技術指針（案）設計編Ⅱ第3章でいう「安定計算に用いる荷重」によるものとする。

表4-1-11 不透過型砂防堰堤の安定計算に用いる設計外力

	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、 土石流流体力	静水圧、堆砂圧、 揚圧力

※堰堤高 15m 未満の砂防堰堤は、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、砂防堰堤の機能を喪失し、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。

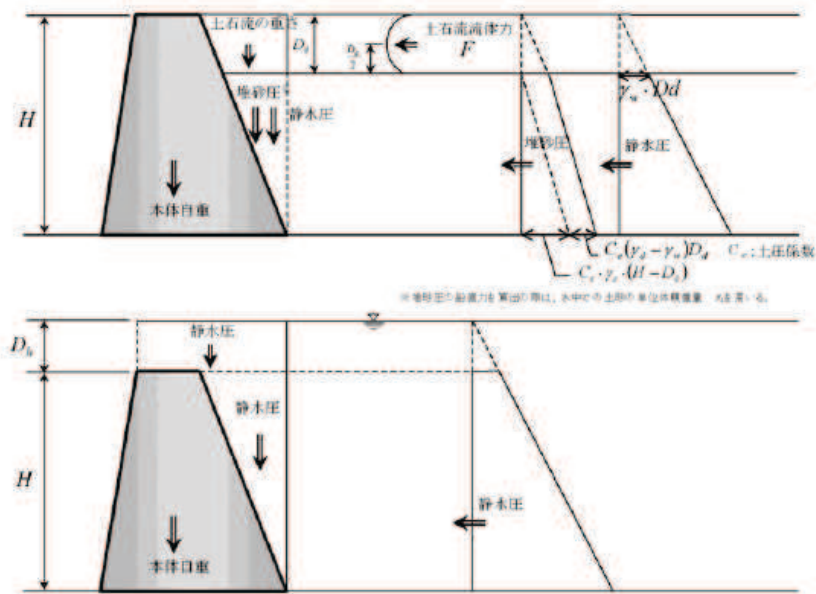


図 4-1-24 不透過型砂防堰堤 越流部の設計外力図

( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)

(1) 自重

堰堤堤体の自重は、堤体の体積に堤体築造に用いる材料の単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ ) を乗じて求められる。

$$W = W_c \cdot A \cdot \dots \dots (4-1-4)$$

$W$  : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 ( $\text{kN}$ )

$W_c$  : 堤体築造に用いるコンクリートの単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

$A$  : 堰堤堤体単位幅当たりの体積 ( $\text{m}^3$ )

(2) 静水圧

静水圧は、次式により求められる。ただし、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、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。

$$P = W_w \cdot h_w \cdot \dots \dots (4-1-5)$$

$P$  : 水深  $h_w$  の点における静水圧 ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$W_w$  : 水の単位体積重量 ( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

$h_w$  : 水面からの任意の点の水深 ( $\text{m}$ )



1) 洪水時

水平方向

$$F P_{H1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-6)$$

$$F P_{H2} = W_0 \cdot h_3 \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-7)$$

$F P_{H1}$  : 単位幅当たりの  $P_{H1}$  による荷重 (kN/m)

$F P_{H2}$  : 単位幅当たりの  $P_{H2}$  による荷重 (kN/m)

$H$  : 堰堤高 (m)

$h_3$  : 越流水深 (m)

垂直方向

$$F P_{V1} = W_0 \cdot b_1 \cdot h_3 \quad \dots \dots \dots (4-1-8)$$

$$F P_{V2} = W_0 \cdot m \cdot h_3 \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-9)$$

$$F P_{V3} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-10)$$

$F P_{V1}$  : 単位幅当たりの  $P_{V1}$  による荷重 (kN/m)

$F P_{V2}$  : 単位幅当たりの  $P_{V2}$  による荷重 (kN/m)

$F P_{V3}$  : 単位幅当たりの  $P_{V3}$  による荷重 (kN/m)

$b_1$  : 本体の天端幅 (m)

$m$  : 本体上流のり勾配

2) 土石流時

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ため、堆砂面下の部分だけ作用することになる。

水平方向

$$F P_{H1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-11)$$

$$F P_{H2} = W_0 \cdot D_d \cdot (H - D_d) \quad \dots \dots \dots (4-1-12)$$

$F P_{H1}$  : 単位幅当たりの  $P_{H1}$  による荷重 (kN/m)

$F P_{H2}$  : 単位幅当たりの  $P_{H2}$  による荷重 (kN/m)

$D_d$  : 土石流の水深 (m)

垂直方向

$$F P_{V1} = 1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-13)$$

$F P_{V1}$  : 単位幅当たりの  $P_{V1}$  による荷重 (kN/m)

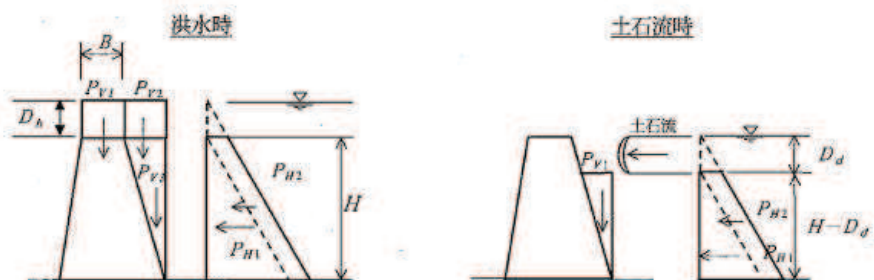


図4-1-25



(3) 堆砂圧

堆砂圧は、次式により求められる。

堆砂圧を算定するための堆砂面は、 $H < 15\text{m}$ の場合、計画堆砂面から土石流水深を差し引いた高さとし、 $H \geq 15\text{m}$ の場合、完成後1年以内で満砂する堰堤にあつては計画堆砂深を、その他にあつては施工時の埋戻深とする。

$$P_{av} = W_{s1} \cdot h_e \quad \dots \dots \dots (4-1-14)$$

$$P_{ah} = C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e \quad \dots \dots \dots (4-1-15)$$

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

$P_{ah}$  :  $\nu$  の水平分力 (kN/m<sup>2</sup>)

$W_{s1}$  : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$$H < 15\text{m} : W_{s1} = C_s \cdot (\sigma - \rho_w)$$

$\sigma$  : 礫の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\rho_w$  : 泥水単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$C_s$  : 堆積土砂の容積土砂濃度

$\sigma = 25.5 \text{ kN/m}^3$ ,  $\rho_w = 11.8 \text{ kN/m}^3$ ,  $C_s = 0.6$  のとき、

$$W_{s1} = 0.6 \times (25.5 - 11.8) = 8.22 \text{ kN/m}^3$$

$$H \geq 15\text{m} : W_{s1} = W_s - (1 - \nu) \cdot W_0$$

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

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

$W_0$  : 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>)

$h_e$  : 堆砂面からの任意の点までの堆積深 (m)

$C_e$  : 土圧係数

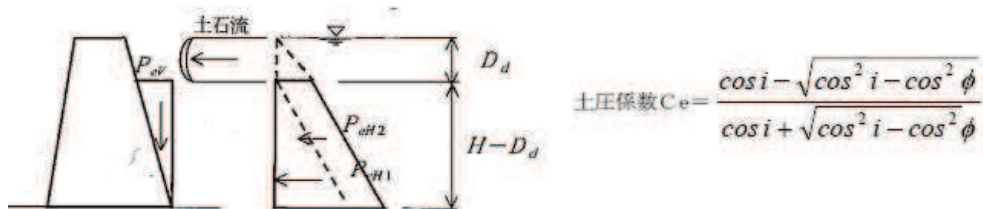


図 4-1-26 堆砂圧(土石流時)

堆砂面がほぼ平坦  $i = 0$  ( $i = 15^\circ$  ぐらいまで  $\cos 15^\circ = 0.9659 \approx 1$  と仮定する) とすれば

$$C_e = (1 - \sin \phi) / (1 + \sin \phi)$$

( $\phi$  : 堆砂土の水中での内部摩擦角) で示される。

1) 土石流時

土石流時は、堆砂面上に土石流重量が上裁荷重として作用し、堆砂圧はこの上裁荷重による土圧  $C_s(\gamma_d - W_0)D_d$  を加えた大きさとなる。

水平方向

$$F P_{\text{all}} = 1/2 \cdot C_s \cdot W_{s1} \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-16)$$

$$F P_{\text{all2}} = C_s \cdot (\gamma_d - W_0) \cdot D_d \cdot (H - D_d) \quad \dots \dots \dots (4-1-17)$$

$F P_{\text{all}}$  : 単位偏当たりの  $P_{\text{all}}$  による荷重 (kN/m)

$F P_{\text{all2}}$  : 単位偏当たりの  $P_{\text{all2}}$  による荷重 (kN/m)

$H$  : 堰堤高 (m)

$D_d$  : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)

$C_s$  : 土圧係数

$W_{s1}$  : 泥水中堆砂単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

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

$W_0$  : 水の密度 (kN/m<sup>3</sup>)

垂直方向

$$F P_{\text{ev1}} = 1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot (H - D_d)^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-18)$$

$F P_{\text{ev1}}$  : 単位幅当たりの  $P_{\text{ev1}}$  による荷重 (kN/m)

$m$  : 本体上流ののり勾配

$$\gamma_s = C_s (\sigma - \rho) g$$

$$\gamma_w = \rho g$$

$\gamma_s$  : 水中での土砂の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量(堰堤高が15m未満の場合は11.8kN/m<sup>3</sup>程度、堰堤高が15m以上の場合は9.8kN/m<sup>3</sup>程度)

$C_s$  : 溪床堆積土砂の容積濃度

$\rho$  : 水の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$\sigma$  : 礫の密度 (kg/m<sup>3</sup>)

$g$  : 重力加速度 (m/s<sup>2</sup>) (9.8m/s<sup>2</sup>)

(4) 揚圧力 (ハイダム時のみ)

揚圧力は、堰堤堤底全面に鉛直上向きに作用するものとし、表 4-1-12 を基準として計算する。

表 4-1-12 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	$(h_2 + \mu \Delta h) W_0$	$h_2 W_0$
砂礫盤	$h_1 W_0$	$h_2 W_0$

$\mu$  : 揚圧力係数

$h_1$  : 堰堤上流側水深 (m)

$h_2$  : 堰堤下流側水深 (m)

$\Delta h$  : 上・下流の水位差 (m)  $\Delta h = h_1 - h_2$

$W_0$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

任意の点 (X) における揚圧力は次式による。

$$UX = [h_2 + \mu \Delta h (1 - X/t)] W_0 \dots \dots \dots (4-1-19)$$

UX : X地点の揚圧力 (kN/m<sup>2</sup>)

t : 全浸透経路 (m)、 $t = b_2$  ただし、止水壁等を設ける場合は、 $t = b_2 + 2d$  とする。

$b_2$  : 堤底幅 (m)

d : 止水壁の長さ (m)

X : 上流端から X地点までの浸透経路長 (m)

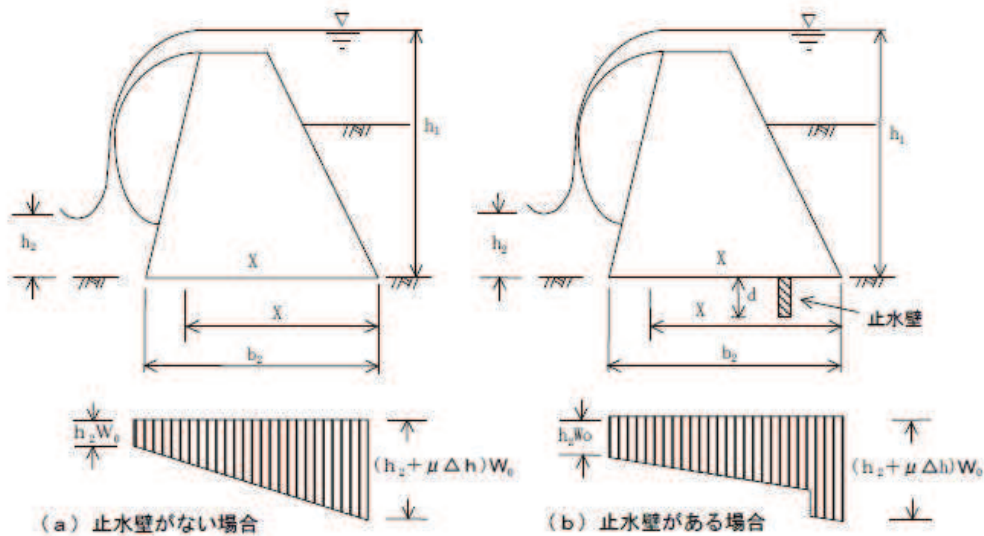


図 4-1-27 揚圧力の分布

(5) 地震時慣性力 (ハイダム時のみ)

地震時慣性力は、堤体に水平方向に作用するものとし、堰堤の自重に設計震度を乗じた値とし、次式により求められる。

$$I = KW \quad \dots \dots \dots (4-1-20)$$

I : 単位幅当たりの堰堤堤体に作用する地震時慣性力 (kN/m)

K : 設計震度

W : 単位幅当たりの堰堤堤体の自重 (kN/m)

設計震度は通常の岩盤の場合は表 4-1-13 の値を標準とする。

表 4-1-13 設計震度

堰堤の種類	設計震度
重力式コンクリート堰堤	0.10

(6) 地震時動水圧 (ハイダム時のみ)

地震時動水圧は、堰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 (Zanger式) により求めるものとする。

$$P_x = C \cdot W_o \cdot K \cdot H \quad \dots \dots \dots (4-1-21)$$

$$C = \frac{C_n}{2} \left\{ \frac{h_x}{H} \left[ 2 - \frac{h_x}{H} \right] + \sqrt{\frac{h_x}{H} \left[ 2 - \frac{h_x}{H} \right]} \right\} \quad \dots \dots (4-1-22)$$

$$P_d = \eta \cdot \frac{C_n}{2} \cdot W_o \cdot K \cdot H^2 \cdot \sec \theta \quad \dots \dots (4-1-23)$$

$$h_d = \lambda \cdot h_x \quad \dots \dots \dots (4-1-24)$$

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

$P_d$  : 貯留水面からX地点までの全地震動水圧 (kN/m)

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

K : 設計震度

H : 貯留水面から基礎地盤までの水深 (m)

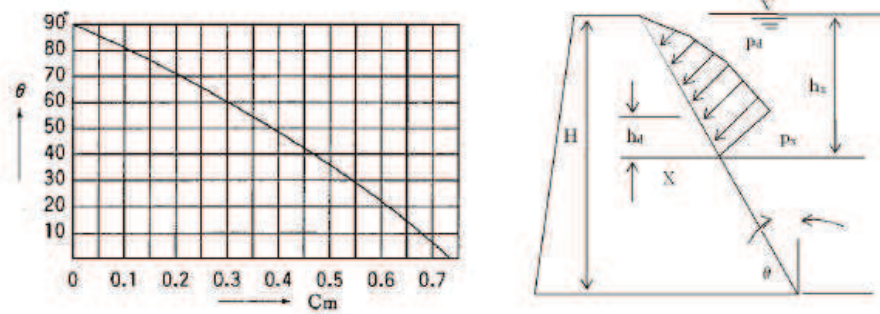
$h_x$  : 貯留水面からX地点までの水深 (m)

$C_n$  : Cが最大となるとき ( $P_x$ が最大になるとき)のCの値 (図 4-1-28(a)参照)

$h_d$  : X地点から  $P_d$ の作用点までの高さ (m)

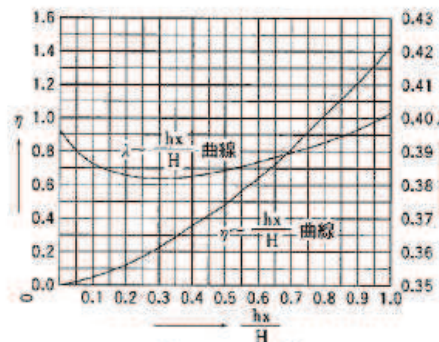
$\eta \lambda$  : 図 4-1-28(C)から求められる係数

C : 圧力係数



(a) Cmの値

(b) 地震時動水圧模式図



(c)  $\gamma$ 及び $\lambda$ の値

図 4-1-28 地震時動水圧の係数

(注) Zangerの式は堰堤の上流側の法面が傾斜している場合に使用するもので、堰堤上流側の法面が鉛直か鉛直に近い場合は、Westergaardの近似式を使用するものとする。

(同式については国土交通省河川砂防技術基準(案)参照のこと)

(7) 土石流流体力

$$F = K_h \cdot \gamma_d / g \cdot D_d \cdot U^2 \quad \dots \dots \dots (4-1-25)$$

- F : 単位当りの土石流の流体力 (kN/m)
- U : 堰堤地点における土石流の平均流速 (m/s)
- $D_d$  : 現溪床勾配を用いて算出した土石流の水深 (m)
- g : 重力加速度 (9.8m/s<sup>2</sup>)
- $K_h$  : 係数 (1.0とする)
- $\gamma_d$  : 土石流の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

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( $D_d$ )分だけ残して堆砂した状態で土石流が本堰堤を直撃したケースを想定する。土石流流体力は、 $D_d/2$ の位置に、水平に作用させる。

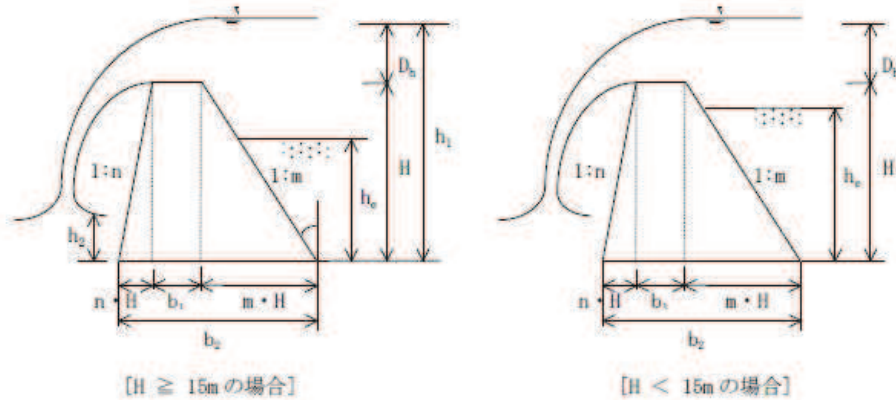


3-3-5 安定計算例

安定計算は、本章3-3-4-3の表4-1-11に示す設計荷重を組み合わせるものとする。

【解説】

表4-1-14~4-1-16、図4-1-30~4-1-32は砂防堰堤に作用する荷重等を示したものである。



- H : 堰堤高 (m)
- $b_1$  : 水通し天端幅 (m)
- $b_2$  : 堰体幅 (m)  $b_2 = b_1 + (m + n) \cdot H$
- m : 上流のり勾配  $m = \tan \theta$
- n : 下流のり勾配
- $D_s$  : 土石流水深 (m)
- $D_n$  : 越流水深 (m)
- $h_s$  : 堆砂深 (m)
- $W_c$  : 堰体コンクリートの単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $W_0$  : 流水の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  $H < 15\text{m}$  の時  $11.8 \text{ kN/m}^3$   
 $H \geq 15\text{m}$  の時  $9.8 \text{ kN/m}^3$
- $W_{s1}$  : 堆砂の水における単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  
 (ただし、土石流時では堆砂の泥水における単位体積重量とする。)
- $\gamma_d$  : 土石流の単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )
- $\rho_f$  : 土石流中の砂礫の泥水中単位体積重量 ( $\text{kN/m}^3$ )  $\rho_f = \gamma_d - W_0$
- $C_0$  : 土圧係数
- [※以下ハイダムに使用]
- $h_1$  : 上流側水深 (m)  $h_1 = H + h_s$
- $h_2$  : 下流側水深 (m)
- $\mu$  : 揚圧力係数
- k : 設計震度
- $\eta$ 、 $C_{av}$ 、 $\lambda$  : 本章3-3-4-3(6)参照

図4-1-29 安定計算諸元

表4-1-14 砂防堰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=VL+HL)
堤体の自重	$W$					
	$W_1$	$1/2 \cdot W_C \cdot n \cdot HF$	(+)		$ml + B + 1/3nl$	(+)
	$W_2$	$W_C \cdot B \cdot H$	(+)		$mH + 1/2B$	(+)
	$W_3$	$1/2 \cdot W_C \cdot m \cdot HF$	(+)		$2/3ml$	(+)
静水圧	$P$					
	$P_{V1}$	$W_0 \cdot b_1 \cdot D_h$	(+)		$ml + 1/2B$	(+)
	$P_{V2}$	$W_0 \cdot m \cdot D_h \cdot H$	(+)		$1/2ml$	(+)
	$P_{V3}$	$1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot HF$	(+)		$1/3ml$	(+)
	$P_{H1}$	$1/2 \cdot W_0 \cdot HF$		(+)	$1/3H$	(+)
	$P_{H2}$	$W_0 \cdot D_h \cdot H$		(+)	$1/2H$	(+)
堆砂圧 (ハイダムのみ)	$P_e$					
	$P_{eV}$	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_e^2$	(+)		$1/3mh_e$	(+)
	$P_{eH}$	$1/2 \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot h_e^2$		(+)	$1/3h_e$	(+)
揚圧力 (ハイダムのみ)	$U$					
	$U_1$	$1/2 \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H + D_h - h_2)$	(-)		$1/3b_2$	(-)
	$U_2$	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2b_2$	(-)
合計			$V$	$H$		$M$

※堰堤高15m未満の場合は堤体の自重Wおよび静水圧Pを用いる。

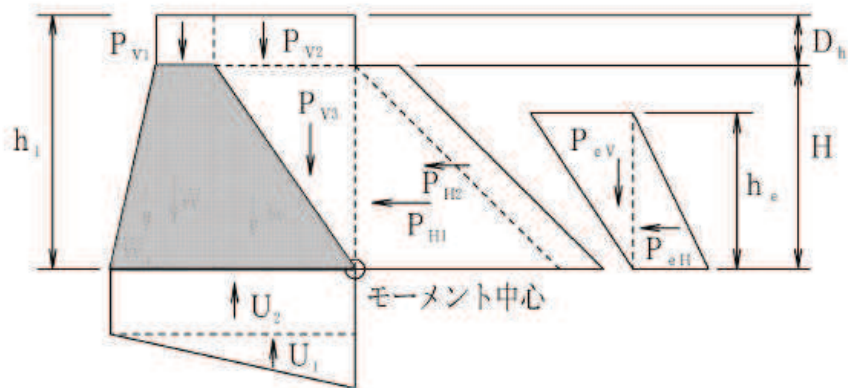


図4-1-30 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（洪水時）

表4-1-15 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（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=VL+HL)
堤体の自重	$W$					
	$W_1$	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$ml + B + 1/3nl$	(+)
	$W_2$	$W_c \cdot B \cdot H$	(+)		$ml + 1/2B$	(+)
	$W_3$	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3ml$	(+)
静水圧	$P$					
	$P_{v1}$	$1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot (H-D_d)^2$	(+)		$1/3m(H-D_d)$	(+)
	$P_{H1}$	$1/2 \cdot W_0 \cdot (H-D_d)^2$		(+)	$1/3(H-D_d)$	(+)
	$P_{H2}$	$W_0 \cdot D_d \cdot (H-D_d)$		(+)	$1/2(H-D_d)$	(+)
堆砂圧	$P_e$					
	$P_{ev1}$	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot (H-D_d)^2$	(+)		$1/3m(H-D_d)$	(+)
	$P_{eH1}$	$1/2 \cdot C_e \cdot W_{s1} \cdot (H-D_d)^2$		(+)	$1/3(H-D_d)$	(+)
	$P_{eH2}$	$C_e \cdot \rho_s \cdot D_d \cdot (H-D_d)$		(+)	$1/2(H-D_d)$	(+)
土石流の重さ	$P_d$					
	$P_{d1}$	$\gamma_d \cdot D_d \cdot m \cdot (H-D_d)$	(+)		$1/2m(H-D_d)$	(+)
	$P_{d2}$	$1/2 \cdot \gamma_d \cdot m \cdot D_d^2$	(+)		$m(H-D_d) + mD_d/3$	(+)
流体力	$F$	$a \cdot (\gamma_d/g) \cdot D_d \cdot U^2$		(+)	$(H-D_d) + D_d/2$	(+)
揚圧力 (ハイラムのみ)	$U$					
	$U_1$	$1/2 \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (h-h_2)$	(-)		$1/3b_2$	(-)
	$U_2$	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2b_2$	(-)
合計			$V$	$H$		$M$

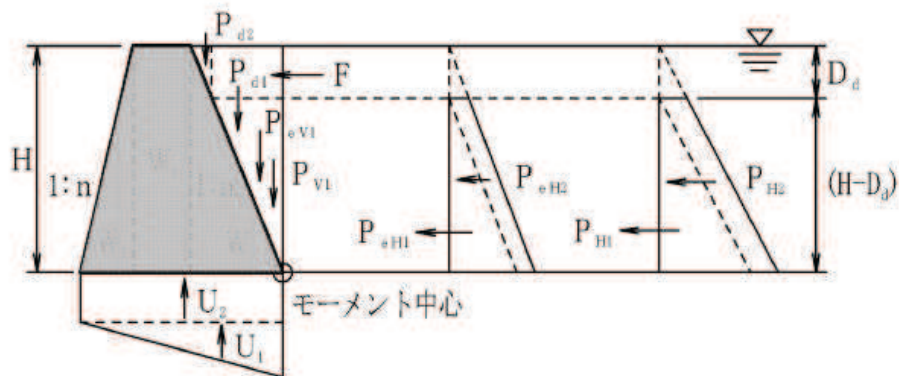


図4-1-31 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（土石流時）

表4-1-16 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時  $D_h=0$ ）（ハイダムのみ）

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=VL+HL)
堤体の自重	$W$					
	$W_1$	$1/2 \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$	(+)		$ml + B + 1/3nl$	(+)
	$W_2$	$W_c \cdot B \cdot H$	(+)		$ml + 1/2B$	(+)
	$W_3$	$1/2 \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$	(+)		$2/3ml$	(+)
静水圧	$P$					
	$P_{v1}$	$1/2 \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)		$1/3ml$	(+)
	$P_{H1}$	$1/2 \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)	$1/3H$	(+)
堆砂圧	$P_s$					
	$P_{sv}$	$1/2 \cdot W_{s1} \cdot m \cdot h_s^2$	(+)		$1/3mh_s$	(+)
	$P_{sH}$	$1/2 \cdot C_s \cdot W_{s1} \cdot h_s^2$		(+)	$1/3h_s$	(+)
揚圧力	$U$					
	$U_1$	$1/2 \cdot W_0 \cdot \mu \cdot b_2 \cdot (H-h_2)$	(-)		$1/3b_2$	(-)
	$U_2$	$W_0 \cdot b_2 \cdot h_2$	(-)		$1/2b_2$	(-)
地震時慣性力	$I$					
	$I_1$	$1/2 \cdot K \cdot W_c \cdot n \cdot H^2$		(+)	$1/3H$	(+)
	$I_2$	$K \cdot W_c \cdot b_1 \cdot H$		(+)	$1/2H$	(+)
	$I_3$	$1/2 \cdot K \cdot W_c \cdot m \cdot H^2$		(+)	$1/3H$	(+)
地震時動水圧	$P_d$					
	$P_{dv}$	$1/2 \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot m \cdot H^2$	(+)			(+)
	$P_{dH}$	$1/2 \cdot \eta \cdot C_m \cdot K \cdot W_0 \cdot H^2$		(+)		(+)
合計			$V$	$H$		$M$

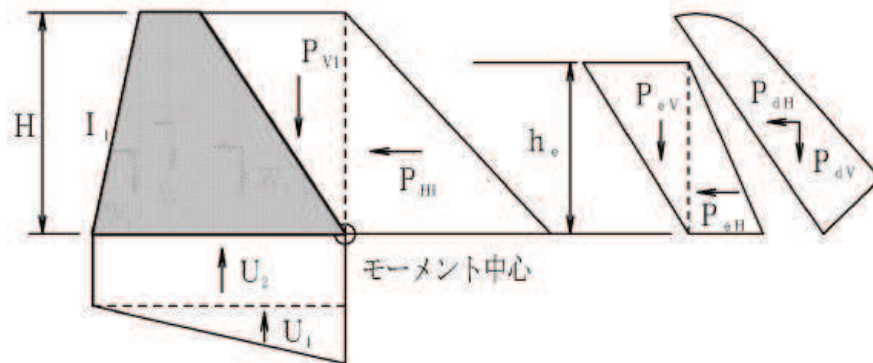


図4-1-32 砂防堰堤の単位幅当たり断面に作用する力（平常時  $D_h=0$ ）



(1) 転倒に対する安定計算

$$X = \frac{M}{V} \quad \dots \dots \dots (4-1-26)$$

$$0 \leq X \leq b_2$$

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/m)

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

b<sub>2</sub> : 堤底幅 (m)

砂防堰堤の転倒に対する安定は、荷重の合力の堤底における作用点が堤底内にあればよく、式に満足すれば砂防堰堤は転倒しない。

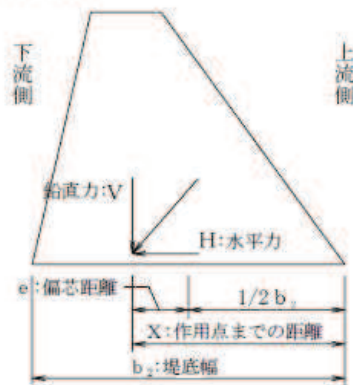


図4-1-33 砂防堰堤断面に作用する力 (転倒)

(2) 滑動に対する安定計算

$$n \leq \frac{f \cdot v + \tau_0 \cdot L}{H} \quad \dots \dots \dots (4-1-27)$$

n : 安全率

① 堰堤高 15m 未満	砂礫基礎	n=1.2、τ <sub>0</sub> =0
	岩盤基礎	n=4.0
② 堰堤高 15m 以上	砂礫基礎	n=1.5、τ <sub>0</sub> =0
	岩盤基礎	n=4.0

V : 単位幅当たり断面に作用する鉛直力の合計 (kN/m)

H : 単位幅当たり断面に作用する水平力の合計 (kN/m)

f : 堰堤堤体と基礎地盤との摩擦係数

τ<sub>0</sub> : 堰堤堤体または基礎地盤とのうち小さい方の剪断強度 (kN/m<sup>2</sup>)

f 及び τ<sub>0</sub> の値は 3-3-3 (2) を参照

L : 剪断抵抗を期待できる長さ (m)

一般に堰堤底幅 (b<sub>2</sub>) とする場合が多い。

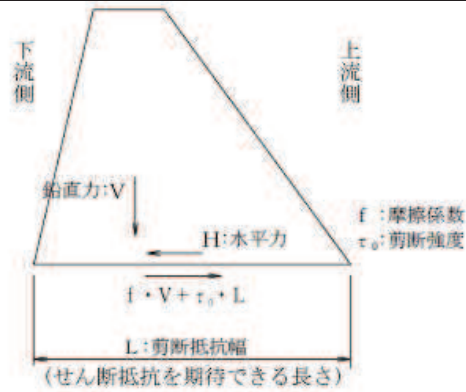


図4-1-34 砂防堰堤断面に作用する力（滑動）

(3) 堰堤堤体および基礎地盤の破壊に対する安定計算

$$\sigma = \frac{V}{b_2} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{b_2} \right) \dots \dots \dots (4-1-28)$$

$$e = X - 1/2 \cdot b_2 \dots \dots \dots (4-1-29)$$

$b_2$  : 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>)

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

$X$  : 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)

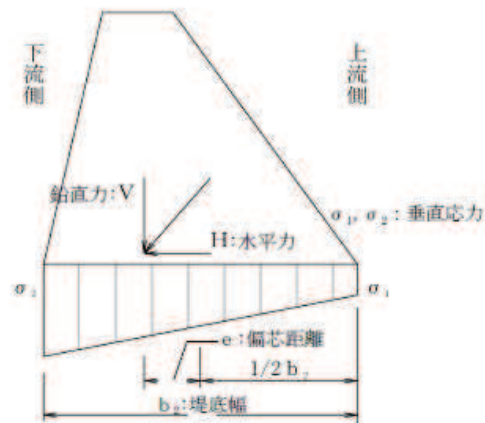


図4-1-35 砂防堰堤断面に作用する力（地盤反力）

$6e/b_2 > 1$  の時堤体上流端に引張応力が発生する。原則として引張応力を認めないため、合力の作用点は安全を確認する面の中央 1/3 以内におさめるよう断面を定める必要がある。よって「1. 転倒、引張応力に対する安定」において下記のようにすればよい。

$$\frac{1}{3}b_2 \leq X \leq \frac{2}{3}b_2$$

前頁で求めた  $\sigma$  の値が、堰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定である。

堰堤高 15m 以上の最大垂直応力算定には、揚圧力を無視した計算も行っておく必要がある。

堰堤堤体および基礎地盤の許容応力は、2-3-2 および 3-3-3 (1) を参照すること。

3-4 非越流部の安定性および構造

3-4-1 非越流部の安定計算

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。

【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3-3-4-1、設計外力は3-3-4-3に従うが、その作用位置は図4-1-36に従う。

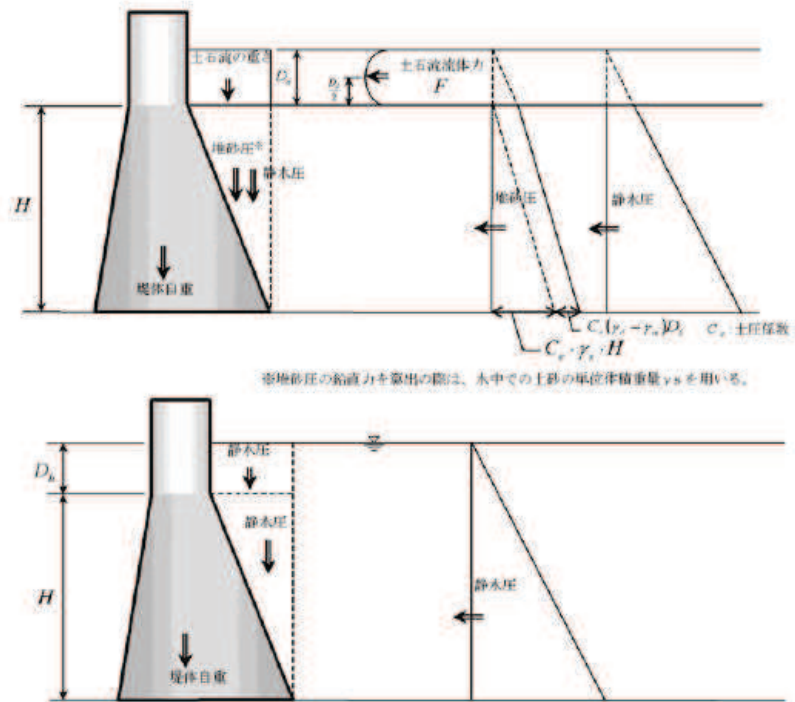


図4-1-36 不透過型砂防堰堤非越流部の設計外力図  
( $H < 15\text{m}$ 、上段：土石流時、下段：洪水時)



## 3-4-2 袖の設計

堰堤の袖は、洪水等を越流させないことを原則とし、想定される外力に対して安全な構造として設計するものとする。なお、その構造は、次によるものとする。

1. 袖天端の勾配は、現河床勾配と同程度かそれ以上とする。
2. 袖天端の幅は、水通し天端幅以下とし、構造上の安全性を考慮して定める。
3. 袖の両岸への嵌入は堰堤基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行う。
4. 屈曲部における堰堤の凹岸側の袖高は、偏流を考慮して定める。

## 【解説】

袖天端の幅は、本来はその堰堤に想定される外力に対して安全であり、かつ、管理上に支障のない幅で決定されるべきものであり、一般に1.5m程度確保できるようにする。

特に土石流対策で袖部の拡巾が必要な時は上流側において拡げることを原則とする。

袖の両岸は、洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流する場合も考えられ、これによる袖部の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤の本体の破壊の原因になりやすい。

袖はこれらに対処するため十分な袖勾配をとり、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する地盤までとし、特に砂礫地盤の場合は必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の基礎の安定を図るべきである。

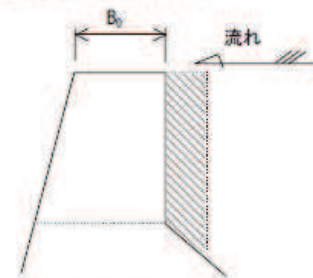
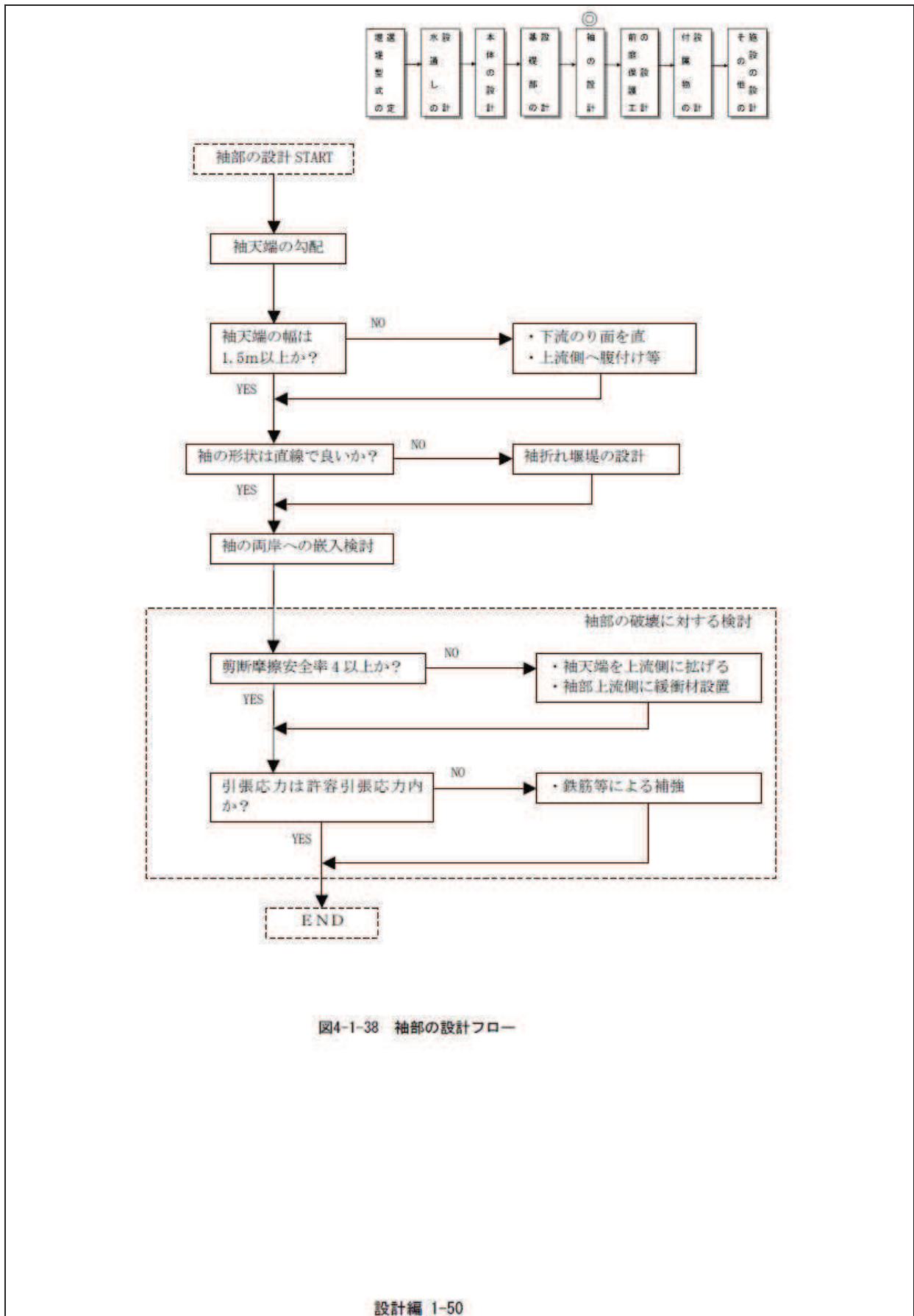


図 4-1-37 袖部の拡巾



(1) 袖天端の勾配

袖天端の勾配は、流出土砂形態が土石流を想定して設置する堰堤については、現況河床勾配程度を標準とする。(参考として、掃流区間の堰堤については計画堆砂勾配と同程度とする。)

尚、袖部の設計は下記を標準とする。(図4-1-39参照)

袖天端の勾配は、現河床勾配と同程度かそれ以上とするが、袖部の長さが現河床勾配の分母値程度の長さで現地盤に取付く場合は水平区間は設けない。

尚、分母値以上の長さの場合は分母値の長さを限度とし以上は水平区間とするのを標準とする。

又、天端高については偏流を考慮する場合等の特殊な場合を除き左右同高( $H_1=H_2$ )とする。

① 左右側とも現況河床勾配の分母(1)以下の長さの場合

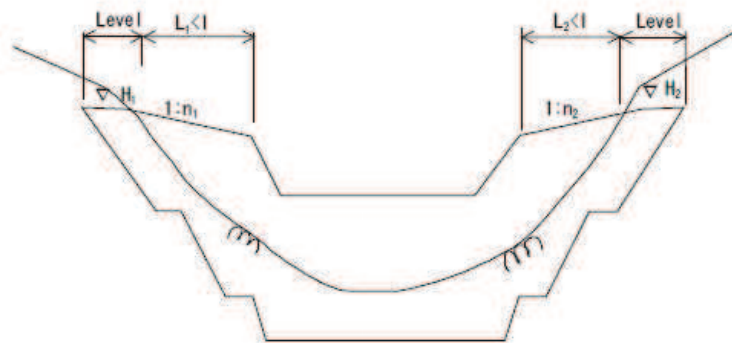


図 4-1-39(1) 袖天端の勾配

② 左右側が異なる場合 ( $L_2 > L_1$ ,  $n_1 > n_2$ )

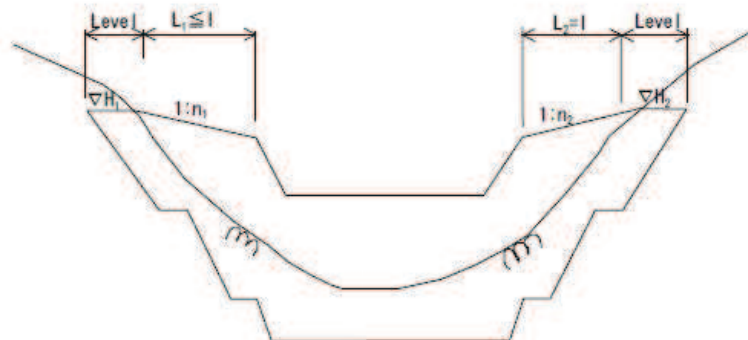


図 4-1-39(2) 袖天端の勾配

③ 左右共計画勾配（1）より長い場合（ $L_1=L_2$ ,  $n_1=n_2$ ）

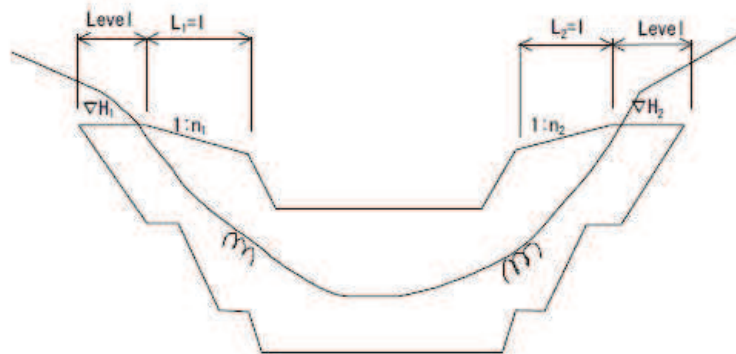


図 4-1-39(3) 袖天端の勾配

④ 洪水の越流の恐れがある場合

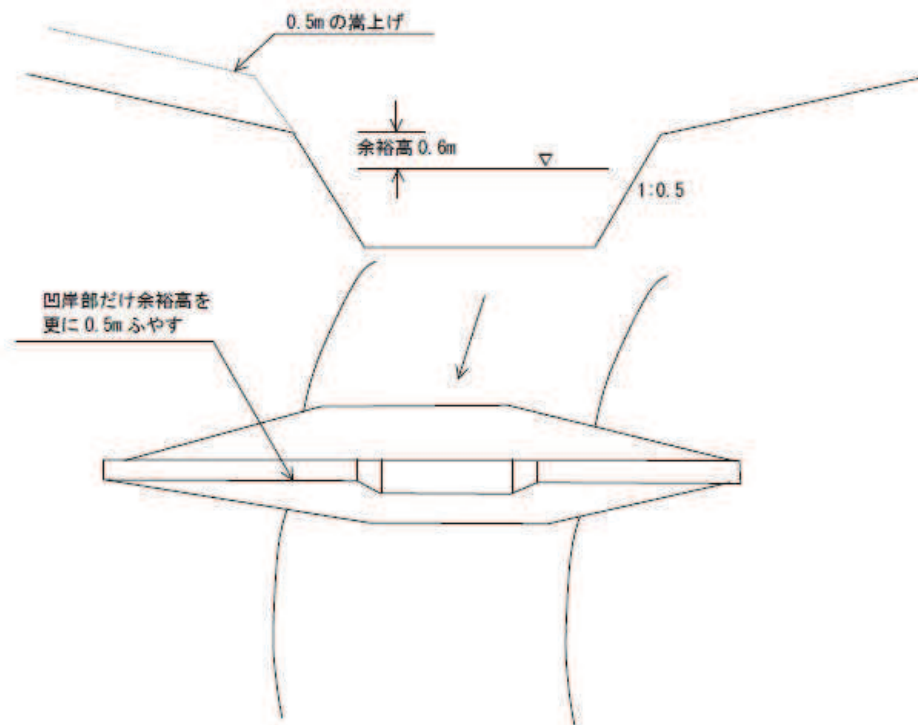
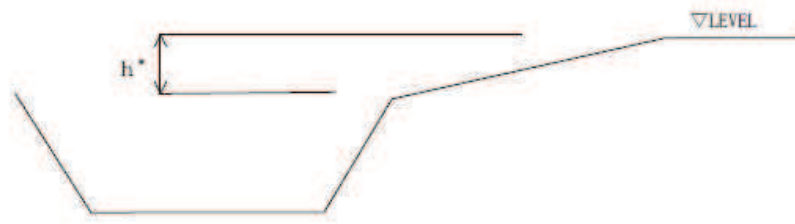


図 4-1-40 屈曲部袖天端の考え方

- 注意)
- $L_1$ ,  $L_2$  : 右岸、左岸袖勾配計画の範囲 (m)
  - $n_1$ ,  $n_2$  : 右岸、左岸袖勾配の分母
  - $l$  : 現河床勾配の分母 (参考: 掃流区間では計画河床勾配)
  - $h^*$  :  $L = l$  の場合、 $h^* = 1.0m$
  - $L < l$  の場合、 $h^* < 1.0m$





袖天端高：一般に $H_1=H_2$ とする。

図 4-1-41 袖の高さ

## (2) 袖天端の幅

袖天端の幅は、管理上に支障のない幅（1.5m程度）確保できるようにし、構造上の安定性も考慮して定める。

また、土石流等異常な外力が加わる恐れがある場合は、曲げせん断による破壊に対する安全を検討し、本体、袖部に鉄筋を入れたり、又は袖部の拡幅を考慮する等の対策を行うものとする。

## (3) 袖の両岸への嵌入

袖の両岸への嵌入は堰堤基礎と同程度の安全性を有する地盤まで行うものとする。

袖の両岸は、洪水流等の外力をしばしば受けるとともに、異常な洪水や土石流により越流することも考えられ、これによる袖の破壊あるいは下流部の洗掘は堰堤本体の破壊の原因になりやすい。袖はこれらに対処するため十分な袖勾配をとり、袖の嵌入の深さを本体と同程度の安定性を有する地盤までとし、特に砂礫地盤の場合は必要に応じて上下流に土留擁壁を施工して袖の基礎の安定を図るべきである。

袖の嵌入深さはこれらに対処するため、表4-1-17を標準とし、嵌入方法については図4-1-42を参考とする。

表 4-1-17 袖の嵌入深さ

土 質	袖の嵌入深さ ( $L_1$ )	袖サイド根入れ ( $L_2$ )	基礎底面の範囲 ( $b_1$ )	摘 要
砂 礫	2.0m～3.0m程度	2.5m～3.0m程度	1.5m以上	
軟 岩(I)、(II)	2.0m内外	1.5m～2.0m程度	1.5m以上	
中 硬 岩	1.5m～2.0m程度	1.0m～1.5m程度	1.5m以上	
硬 岩	1.5m内外	1.0m内外	1.5m内外	$b_1$ については現場条件による
被覆土のある岩盤	2.0m～3.0m程度	2.5m～3.0m程度	1.5m以上	被覆土が1.0m以上ある場合

注) 被覆土が1.0m未満の場合は、被覆土を考慮せず、軟岩、硬岩の場合の所定の根入れ深さをとることとする。

① 土砂の場合

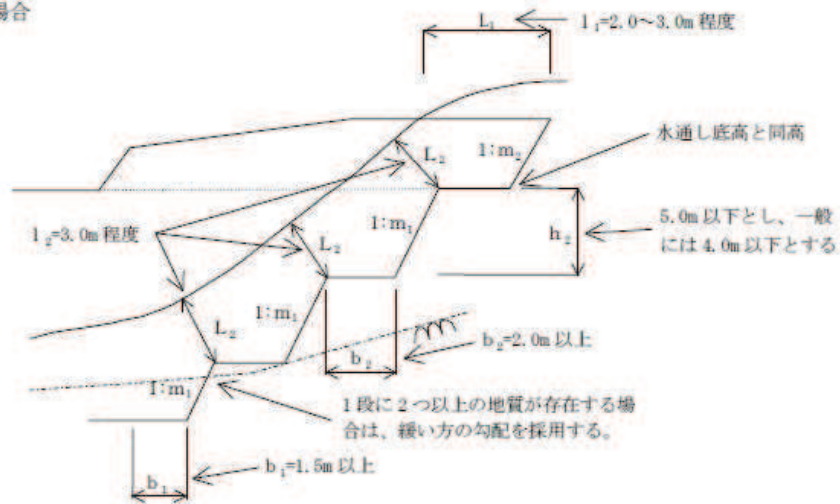


図 4-1-42(1) 土砂への嵌入

- ・砂礫地盤の場合、袖の嵌入方法は段切施工を標準とする。
- ・ $m_1$ 、 $m_2$ は、掘削高さ 5m 以上： $m_2=0.6$ 、5m 以下： $m_2=0.5$
- 注)  $L_1$ 、 $L_2$ は、本堰堤の埋戻しの保護として法面保護工等を実施する場合は、法面保護工等の位置、形状を考慮して決定すること。

② 岩盤（軟岩以上）の場合

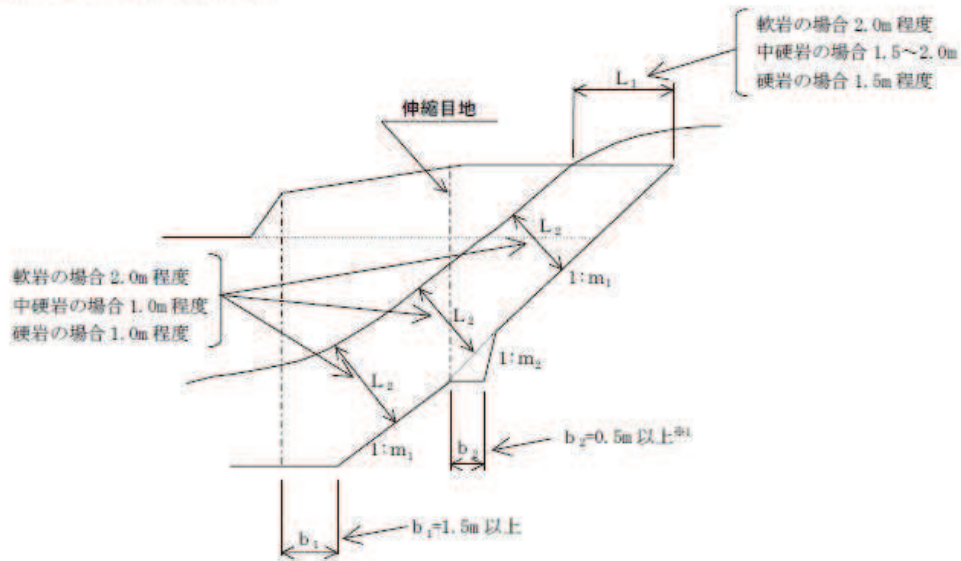


図 4-1-42(2) 岩盤への嵌入

- ・岩盤（軟岩以上）の場合、袖の嵌入方法は岩盤線に平行施工を原則とする。
- ・※1)  $b_2$ は、労働安全衛生規則を犯さない範囲で変更可能
- ・ $m_1$ は岩盤線とほぼ平行とする。 $m_2$ は土質による床掘勾配
- ・ $m_1$ 、 $m_2$ は 0.2 以上とする。

③ 被覆土のある岩区分の場合

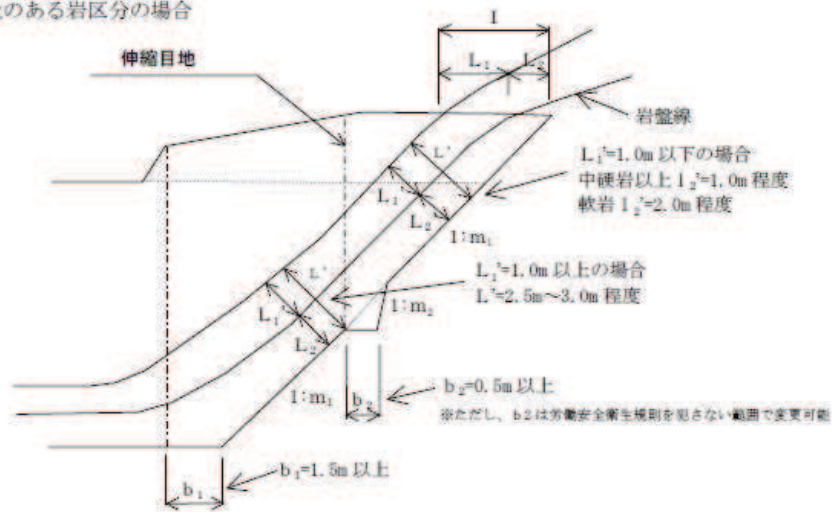


図 4-1-42(3) 岩盤（被覆土有り）への嵌入

・嵌入方法及び  $b_1$ 、 $b_2$ 、 $m_1$ 、 $m_2$ 、 $m_3$  は、図 4-1-44(1)、(2) に準ずるものとする。

注)  $L$ 、 $L'$  は、本堰堤の埋め戻しの保護として法面保護工等を実施する場合は、法面保護工等の位置、形状を考慮して決定すること。



## 3-4-3 袖部の破壊に対する構造計算

砂防堰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。

## 【解説】

## (1) 袖部断面形状の基本条件

袖部の断面は次の2つの条件を満たす形状とする。

- ① 袖部の上流のり勾配は直とすることを原則とする。
- ② 袖部の下流のり勾配は直または、本体の下流のり勾配に一致させる。
- ③ 袖部の下流のり勾配を本体の下流のり勾配に一致させた場合、袖部の天端幅は1.5mを下限とする。
- ④ 本項で後述する設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

## (2) 設計外力と作用位置

上記の検討に用いる設計外力は以下に示す三種類とし、それらが袖部に作用する位置は図4-1-44に示す通りとする。

- ・袖部の自重
- ・土石流流体力
- ・礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較して大きい衝撃力

## (3) 安定条件と対処方法

設計外力に対して、袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上とする。

上記の検討に際して袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率が4未満となる場合、そのせん断摩擦安全率が4以上となるように、袖部を上流側に出して袖の天端幅を拡げる(図4-1-43)か、あるいは、袖部の上流側に緩衝材等を設置して衝撃力を緩和する。なお、緩衝材により袖部を保護する場合、緩衝材の緩衝効果は試験により確認することが望ましい。

また、袖部破壊の主因である衝撃力は短期荷重であるため、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下とする。なお、袖部と本体の境界面上に生じる引張応力が許容引張応力を上回る場合、その引張応力を鉄筋あるいは鉄骨で受け持たせるものとし、それらの鉄筋あるいは鉄骨は袖部と本体の境界面をまたぐように配置する。

なお、礫の衝撃力および流木の衝撃力の算定にあたり、それらの速度は土石流の流速と等しいとし、礫径は最大礫径、流木の直径は最大直径とする。また、礫および流木は図4-1-46に示すように水通し天端まで堆積した状態で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流の水深が礫径および流木径より小さい場合は、礫および流木は堆砂面上を流下して衝突するものとする。土石流の流速と水深は計画編第1章2-1-8-5に示した方法に基づき算出するものとする。

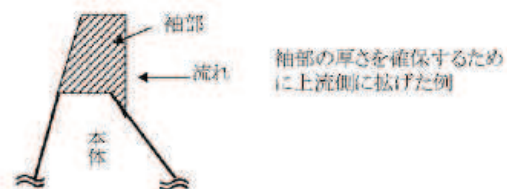


図4-1-43 袖部天端幅の拡幅例



図4-1-44 袖部と本体の境界面および設計外力とその作用点

(4) 安定計算

砂防堰堤の袖部は、打継目毎に1ブロックに対して土石流流体力および礫の衝撃力、流木の衝撃力に対して安全な構造とする必要がある。水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態で、打継目毎に1ブロックと考え、土石流流体力及び衝撃力を水平に与えて、袖部コンクリートの安定を自重だけで安定かどうか計算を行う。

袖部の1ブロックに衝突する巨礫の作用時間は1/100～1/1、000秒オーダーであり、極めて短時間であるので、同時に複数個の巨礫が衝突しないものと仮定し、単位幅当たりの衝撃力に対して安定計算を行う。

袖部の安定計算は次のとおりである。

- ① 単位幅あたりの礫の衝撃力 ( $P_1$ ) を算出する。

$$P_1 = \beta n \alpha^{3/2} \quad \dots \dots (4-1-30)$$

$$n = \frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)}$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left( \frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_2}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8}$$

$$E = \frac{m_2}{m_1} V^2$$

$E_1$  : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ( $0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ )

$E_2$  : 礫の弾性係数 ( $5.0 \times 9.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ )

$\nu_1$  : コンクリートのポアソン比 (0.194)

$\nu_2$  : 礫のポアソン比 (0.23)

$m_1$  : コンクリートの質量 (kg)     $m_2$  : 礫の質量 (kg)

$R$  : 礫の半径 (m)

$V$  : 礫の速度 (m/s)

$\alpha$  : へこみ量

$\beta$  : 実験定数

② 単位幅あたりの流木の衝撃力 ( $P_2$ ) を算出する。

$$P_{21} = \beta n \alpha^{3/2} \quad \dots \dots \dots (4-1-31)$$

$$n = \frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)}$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}$$

$$K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}$$

$$\alpha = \left( \frac{5V^2}{4n_1 \cdot n} \right)^{2/5}$$

$$n_1 = \frac{1}{m_2}$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.6}$$

$$E = \frac{m_2}{m_1} V^2$$

$E_1$  : コンクリートの終局強度割線弾性係数 ( $0.1 \times 2.6 \times 9.8 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ )

$E_2$  : 流木の弾性係数 ( $7.35 \times 10^9 \text{ N/m}^2$ )

$\nu_1$  : コンクリートのポアソン比 (0.194)

$\nu_2$  : 流木のポアソン比 (0.40)

$m_1$  : コンクリートの質量 (kg)     $m_2$  : 流木の質量 (kg)

$R$  : 礫の半径 (m)

$V$  : 礫の速度 (m/s)

$\alpha$  : へこみ量

$\beta$  : 実験定数

③ 単位幅あたりの礫の衝撃力 ( $P_1$ ) と流木の衝撃力 ( $P_2$ ) を比較し、大きい方を袖部の安定計算に用いる土石流衝撃力とする。

④ 滑動、転倒、破壊に対する安定計算を行う。

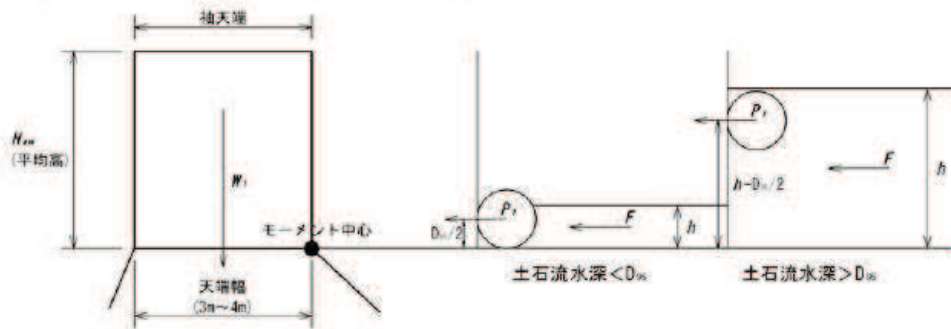


図4-1-45 袖に対する礫の衝突荷重

- I 転倒：「3.2.4(1)」参照。ただし、短期荷重として荷重の合力の作用位置は袖天端幅内として評価する。
- II 滑動に対する安定：「3.2.4(2)」参照。袖部と本体の境界面上におけるせん断摩擦安全率は4以上として評価する。
- III 破壊：「3.2.4(3)」参照。ただし、短期荷重として袖部と本体の境界面上に生じる引張応力は原則として許容引張応力以下として評価する。

⑤ せん断摩擦安全率の検討結果と袖部の補強に関する検討結果から、外力に対して袖部の安全性が確保できない場合は、袖部の補強を行う。

(5) 鉄筋による袖部の補強

鉄筋による補強においては、袖部を片持ち梁と考えてその安定を検討する。単位幅当たりに必要な鉄筋量は、袖部に働く単位幅当たりの最大曲げモーメントから算出する。

また、鉄筋に働く付着応力が鉄筋の付着応力度を上回らないことはもちろん、コンクリート部に働くせん断応力度がコンクリートの許容せん断応力度以下でなければならない。

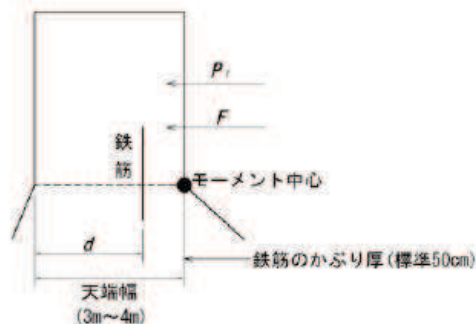


図4-1-46 鉄筋による袖部の補強



## ① 単位幅当たり必要な鉄筋量

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot 7/8 \cdot d} \quad \dots \dots \dots (4-1-32)$$

$A_s$  : 単位幅当たりに必要な鉄筋量 (cm<sup>2</sup>/m)

$M_{\max}$  : 最大曲げモーメント (N・m/m)

$$M_{\max} = P_1 \times D_{gs}/2 + F \times h/2 \quad (\text{土石流水深} < D_{gs} \text{の場合})$$

$P_1$  : 単位幅当たりの衝撃力 (N/m)

$F$  : 土石流流体力 (N/m)

$\sigma_{sa}$  : 鋼材の許容引張応力度に、短期強度を考慮して1.5倍したもの (N/cm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{sa} = \sigma_{sa} \times 1.5 = 264 \text{ N/mm}^2 = 26,400 \text{ N/cm}^2$$

$\sigma_{sa}$  : 鋼材 (SD295A) の許容引張応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$$\sigma_{sa} = 176 \text{ (N/mm}^2)$$

$d$  : 鉄筋の水通し前面からの距離 (cm)

## ② 鉄筋に働く付着力

$\tau_0 <$  異形鉄筋の付着応力度

$$\tau_0 = \frac{S_{\max}}{X \cdot 7/8 \cdot d} < 210 \text{ N/cm}^2$$

$\tau_0$  : 鉄筋に働く付着応力

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (N/m)

$$S_{\max} = P_1 + F$$

$X$  : 引張鉄筋周長の総和 (cm/m)

異形鉄筋の付着応力度 : 1.4 (N/mm<sup>2</sup>)

短期強度を考慮して1.5倍とする  $1.4 \times 1.5 = 2.1 \text{ (N/mm}^2) = 210 \text{ (N/cm}^2)$

## ③ コンクリート部に働くせん断応力度

$\tau <$  コンクリートの許容せん断応力度

$$\tau = \frac{S_{\max}}{X \cdot 7/8 \cdot d} < 82 \text{ N/cm}^2$$

コンクリートの許容せん断応力度 : 0.55 (N/mm<sup>2</sup>)

短期強度を考慮して1.5倍とする  $0.55 \times 1.5 = 0.825 \text{ (N/mm}^2) = 82.5 \text{ (N/cm}^2)$

## ④ 鉄筋の定着長

鉄筋の定着長は40φ以上(設計基準強度18N/mm<sup>2</sup>)とし、リフト高を考慮して決定する。

φ : 公称直径 (mm)



3-4-4 非越流部逆断面の設計

非越流部では、落下砂礫の衝撃及び磨耗を考慮する必要がない場合は、下流のり勾配を緩くすることができるものとする。

【解説】

非越流部の形状を越流部と変えるかどうかは、その安全性及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。また、このほかに非土石流地帯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。非越流部では、堰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時に空虚に近い状態となる堰堤では、下流部から働く地震時慣性力に安定を欠く恐れもあり、そのような状態が想定される堰堤では、上流部に多少のり勾配を付ける必要がある。

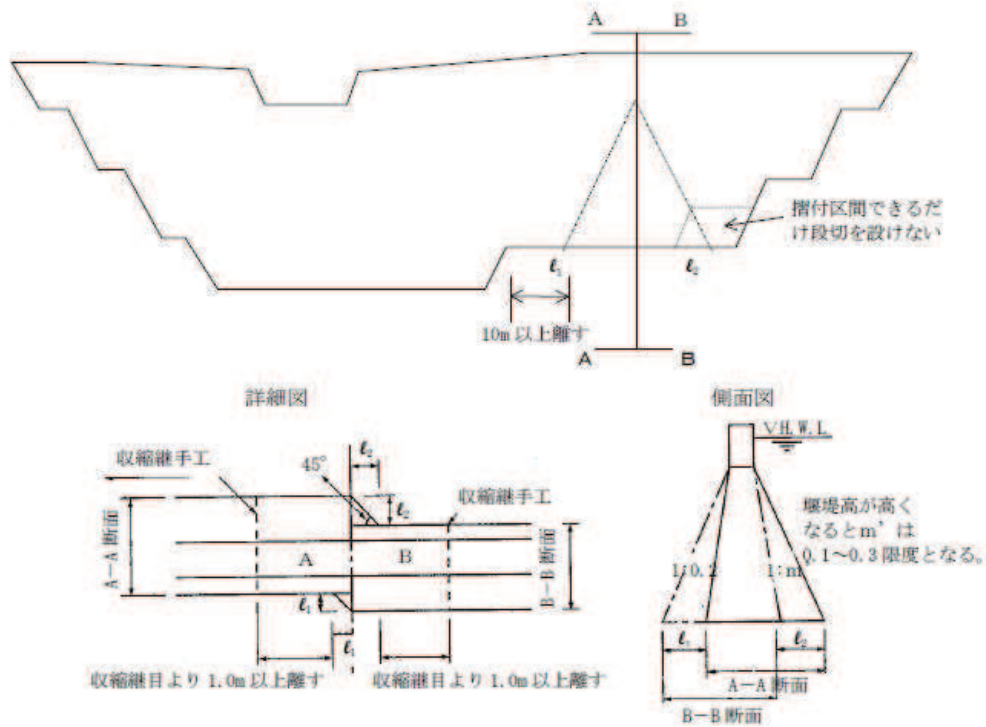


図4-1-47 非越流部逆断面

3-4-5 袖折れ堰堤の設計

袖の形状は、一般に直線を原則とするが、土石流対策砂防堰堤等、堰堤施工位置が限定され、かつ直線では良好な堰堤サイトが得られない場合は、袖折れ堰堤が計画できるものとする。

【解説】

堰堤施工位置が限定され、かつ直線では良好な堰堤サイトが得られない場合は、上流側へ袖を折った堰堤を計画することができるものとするが、異常な洪水や土石流等の外力を受けた場合、袖折れ部に予想外の応力が集中する恐れがあるため、折れ角度 $45^\circ$ 以下とし、折れ点は、伸縮目地から3.0m以上離すこととする。

また、折れ部より袖端部までの袖勾配は、本章3-4-2(1)の袖勾配に計画堆砂勾配を考慮して決定するものとする。

・ 土石流区間の堰堤の場合  $m = 2 \cdot n / (2 \cos \theta + \sin \theta)$

$n$  = 現況河床勾配程度

(参考) 掃流区間の堰堤の場合  $m = 2 \cdot n / (\cos \theta + \sin \theta)$

$n$  = 計画河床勾配程度

$\theta$  : 袖折れ角度  $\theta \leq 45^\circ$

$b_1, b_2$  : 伸縮目地と折れ点の距離  $b_1, b_2 \leq 3.0\text{m}$

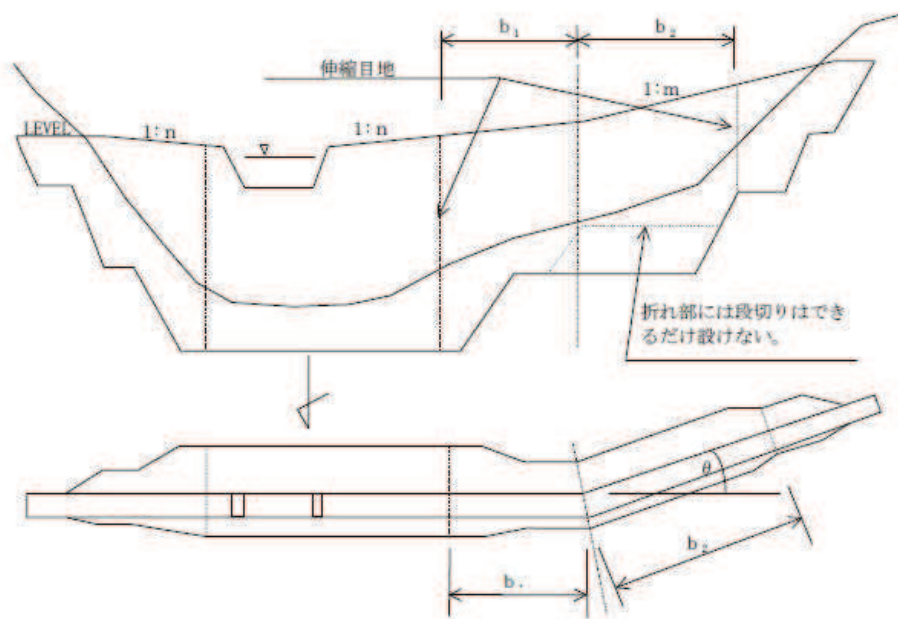
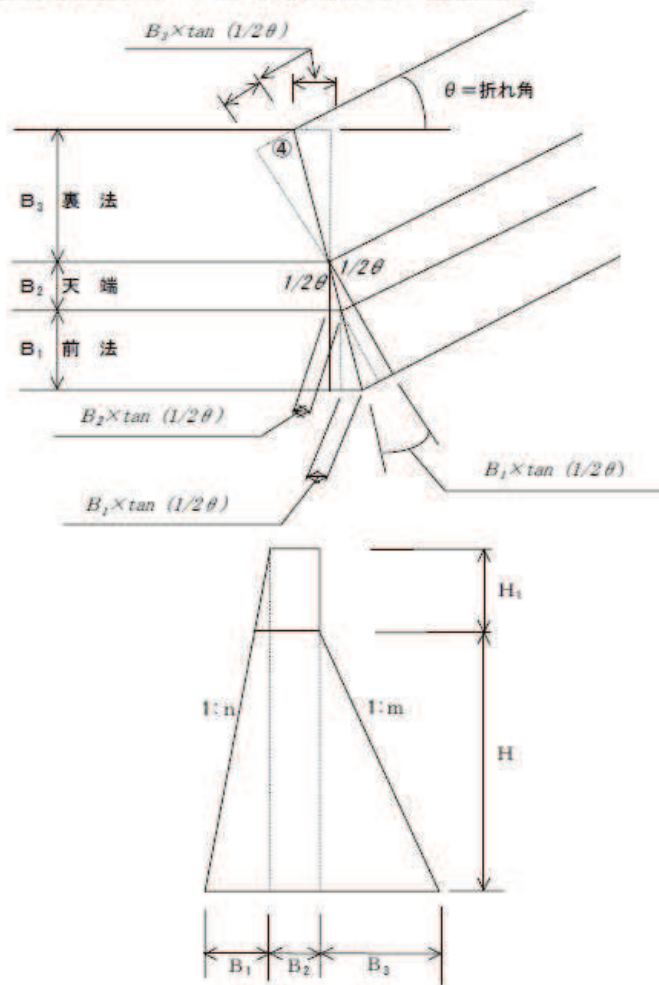


図 4-1-48 袖折れ堰堤の設計

<参考> 袖折れ堰堤割増しコンクリート（V）及び型枠（A）の算出法



図一参1 数量算出の考え方

(プラス) コンクリート  $1/2 \times B_2 \times B_2 \times \tan(1/2\theta) \times (H+H_1) = \Delta V_1$  ———— ①

$1/2 \times B_1 \times (H+H_1) \times B_2 \times \tan(1/2\theta) = \Delta V_2$  ———— ②

$1/2 \times B_1 \times B_1 \times \tan(1/2\theta) \times 1/3 \times (H+H_1) = \Delta V_3$  ———— ③

$V = (\Delta V_1 + \Delta V_2 + \Delta V_3) \times 2$

型 枠  $1/2 (2 \times B_2 \times \tan(1/2\theta) +$

$B_1 \tan(1/2\theta) \times (H+H_1) \times \sqrt{1+m^2} \times 2 = P_2$

(マイナス) コンクリート  $1/2 \times B_3 \times B_3 \times \tan(1/2\theta) \times 1/3 \times H = \Delta V_4$  ———— ④

$V = 2 \times \Delta V_4$

型 枠  $1/2 \times B_3 \times \tan(1/2\theta) \times \sqrt{1+n_2^2} \times H \times 2 = P_4$

注) 計算例は、堰堤上流法肩を基本に割り増しコンクリートの算出を行っている。

堰堤軸（水通下流法肩）を基本にする場合は、上記式を一部変更して用いる必要がある。

数量計算例<袖折れ部の計算>

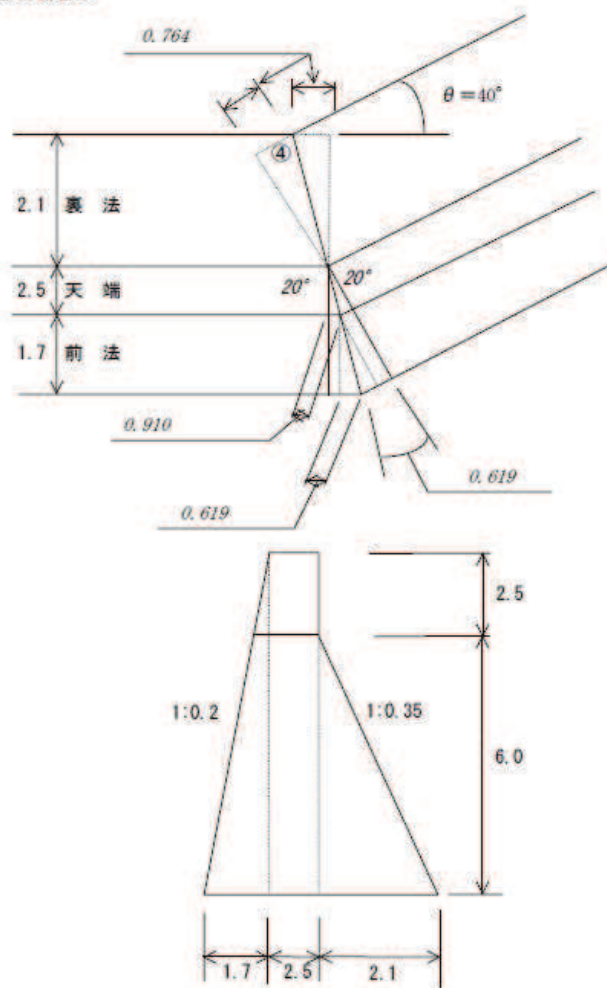


図-参2 袖折れ部計算例

(条件)

$\theta = 40^\circ$ , $H = 6.0$ , $H1 = 2.5$ , $m = 0.2$ , $n = 0.35$ , $B1 = 1.70$ , $B2 = 2.5$ , $B3 = 2.1$
---

(プラス) コンクリート  $1/2 \times 2.5 \times 0.910 \times (6.0 + 2.5) = 9.668$  ————— ①

$1/2 \times 1.7 \times (6.0 + 2.5) \times 0.910 = 6.574$  ————— ②

$1/2 \times 1.7 \times 0.619 \times 1/3 \times (6.0 + 2.5) = 1.490$  ————— ③

$V = (9.668 + 6.574 + 1.490) \times 2 = 35.464$

型 枠  $1/2 (2 \times 0.910 + 0.619) \times (6.0 + 2.5) \times 1.0198 \times 2 = 21.14$

(マイナス) コンクリート  $1/2 \times 2.1 \times 0.764 \times 1/3 \times 6.0 = 1.604$  ————— ④

$V = 2 \times 1.604 = 3.208$

型 枠  $1/2 \times 0.764 \times 6.0 \times 1.059 \times 2 = 4.854$