

### 3.6 基礎の設計

#### 3.6.1 基礎地盤の安定

基礎地盤は、原則として岩盤とする。

解説

砂防えん堤の基礎地盤は、安全性等から岩盤が原則である。しかしながら、計画上やむを得ず砂礫基礎とする場合は、できる限りえん堤高 15m 未満に抑えるとともに、原則として均一な地層を選定しなければならない。

##### 1. 地盤支持力

えん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、えん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が、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。

##### 2. 剪断摩擦抵抗力

えん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堤体が受ける水平力に、安全率を乗じた値以上の剪断抵抗力や摩擦抵抗力を有しているか否かによって行うが、えん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。

##### 3. その他の地盤強度

えん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。

#### 3.6.2 基礎根入れ

えん堤の基礎の根入れは、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定めるものとし、岩盤の場合で 1m 以上、砂礫地盤の場合は 2m 以上とする。

解説

表 2-1-18 えん堤基礎地盤根入れ

土 質	根 入 れ	摘 要
砂 礫	2.0m 以上	表土が緩い粘土層の場合は支持層と考えない。
軟岩 I, II	1.5m 以上	極めて亀裂が多く風化の進んでいる軟岩は土砂と考える。
中硬岩、硬岩	1.0m 以上	

(注) やむをえず、支持力のない箇所にコンクリートえん堤を施工する場合は、適切な基

礎処理を行う

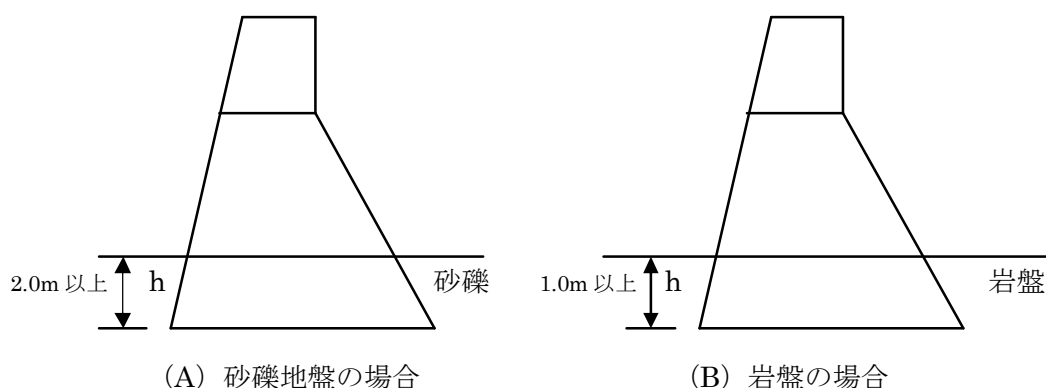


図 2-1-28 根入れ

岩盤の上に土砂が載っている場合には、次の等値換算係数を適用する。

表 2-1-19 等値換算係数

土 質	等値換算係数
砂 礫	1.0
軟岩 I, II	1.3
中硬岩以上	2.0

(注) 表 2-1-19 に示す等値換算係数は、各地盤の 1.0m 厚が土砂の何 m に相当するかを示す値である。

したがって、一般にえん堤の基礎根入れ  $h$  は次式を満足しなければならない。

$$(H_1) + 1.3 (H_2) + 2 (H_3) \geq 2.0m、(H_1) + (H_2) + (H_3) = h$$

ここに  $(H_1)$  : 土砂の厚さ、  
 $(H_2)$  : 軟岩 I 及び II の厚さ  
 $(H_3)$  : 中硬岩以上の厚さ

### 3.6.3 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

えん堤の基礎処理は、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、えん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。一般に用いられている工法としては、次のようなものがある。

#### 1. 地盤支持力、剪断摩擦抵抗力の改善

岩盤基礎の場合は、所定の強度が得られる深さまで掘削するか、えん堤の堤底幅を広く

して応力を分散させるかあるいは、グラウト、岩盤 PS 工等により改善を図る方法等がある。また、基礎の一部に弱層、風化層、断層等の軟弱部を挟む場合は、軟弱部をプラグで置き換えて補強するのが一般的である。

砂礫基礎の場合は、えん堤の堤底幅を広くして応力を分散させるか、基礎杭工法、ケーソン工法等により改善を図る方法がある。

表 2-1-20 砂礫層が深い場合の基礎工法比較一覧表

工法	全断面岩着工	イントルージョン工法	薬液注入工法	鋼矢板工法	ケーソン工法	イコス工法
略図						
止水効果 地盤支持力	止水効果および地盤支持力問題ない	効果確認の方法および永続性は信頼できないが空隙を完全に充てんすれば完全止水、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てれば完全止水である。併せて地盤強化の効果がある。	くい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浸透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、周囲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、信頼性あり	不確実	不確実	最も不確実	比較的確実	確認はできない
施工に対する難易性	施工全般に困難	削孔が数多く困難	削孔が数多く困難、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	孔壁崩落防止に技術を要する
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、注入効果判定がむずかしい	高価、注入効果不確実	施工不能となる可能性が大、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

## 2. その他の改善

えん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を図る。また、パイピングに対しては、浸透径路長が不足する場合はえん堤堤底幅を広くするか、止水壁、カットオフ等に設けて改善を図るのが一般的である。

えん堤下流部の洗掘に対しては、えん堤基礎を必要な深さまで下げるか、カットオフ、コンクリート水叩き、あるいは水褥地を設けて対処するのが一般的である。

## 3. 地盤改良における地盤改良の載荷重と載荷面積

砂防堰堤における地盤改良は、道路土工擁壁工指針に則ることとする。

道路土工擁壁工指針に則って改良強度・厚さを決め、安定計算時の地耐力検討は従来と同じ三角形分布の応力の最大値で検討する。

- ① 砂防堰堤底面での最大応力（三角形分布の最大値）によって改良強度を決める。
- ② 次に、軟弱地盤が厚い場合は、えん堤底面の合力を等分布荷重に置き換えて、荷重の分散と改良地盤下の地耐力を考慮して、改良厚さを決める。軟弱地盤が薄い場合は、全層改良。

#### 4. 地盤改良の载荷重と载荷面積

地盤改良各工種で定められた安全率、割増係数、目標強度等の諸数値を適用する。

「砂防ソイルセメント活用ガイドライン」(以下 ガイドラインとする)は ISM 工法、CSG 工法、INSEM 工法、砂防 CSG 工法(これらの工種を以下砂防ソイルセメントとする)のみに適用する。

##### (a) 安全率

(砂防ソイルセメント):安全率4。

(その他の地盤改良):工種毎に定めがなければ安全率3。

##### (b) 目標強度

(砂防ソイルセメント):ガイドラインに示された要求性能による目標強度は、砂防ソイルセメントのみに適用する。砂防ソイルセメントの目標強度の決定方法については、①「最大圧縮応力度による目標強度」と、②「ガイドラインに示された要求性能による目標強度の下限值」の大きい値とする。

(その他の地盤改良):工種毎に定めがなければ、①「最大圧縮応力度による目標強度」とする。

#### 5. グラウトによる改善

岩盤基礎のグラウチングは、止水目的と岩盤自体の補強、力学的弱さの改良として計画される。グラウチングの計画は、えん堤の規模(主として高さ)構造、地盤の状況等に基づいて行われるが、効果の判定は非常にむずかしく、グラウチングの前後の調査を十分行って判定しなければならない。

##### (a) グ라우チングの計画と実施に当たって注意すべき事項

(ア) 地質柱状図によって岩盤の硬さ、割れ目、透水性等について分布を知っておかなければならない。

(イ) グ라우チングによって処理すべき範囲と孔間隔、孔長の決定をしておく。

岩盤のあまりよくないえん堤は、数多くのカーテンあるいはコンソリデーションのグラウチングがえん堤全体の工程を左右することもあり、どちらかという本体工事の遅れにつながり、工程計画が複雑になる。

一般の治水・利水えん堤等高えん堤においては、カーテングラウトの目標値は1~2ルジオン、透水係数は $10^{-5}$ であるが、砂防えん堤では高さ、水抜き孔等の関係より目標値を多少下げて(10ルジオン未満)計画されている。

##### (b) カーテングラウト

砂防えん堤においてはえん堤上流のフィレットの間詰めより行い、岩盤の中に連結したグラウトカーテンを作り、水圧を持った浸透流を防止するもので、グラウト孔の深さ、孔の間隔、配列等はえん堤の高さ、岩盤状況によって定める。

グラウト深を定める式にはいろいろあって

$$d = \alpha \cdot H_{\max} \quad \dots (2-148)$$

d : 孔深 (m)

$H_{\max}$  : えん堤最大高 (m)

$\alpha$  : 定数 (0.5~1.0)

$$d = H/3 + C \quad \cdots (2-1-49)$$

d : 孔深 (m)

H : 孔位置でのえん堤高 (m)

C : 定数 (5~10m)

等である。

カーテングラウト孔は1列または数列孔を千鳥に配置し、孔間隔は1.0~3.0mとした例が多いが、砂防えん堤ではせいぜい2列ぐらいである。

(c) コンソリデーショングラウト

岩盤の強化、支持力の増加などの目的によって行われるもので、えん堤基礎の全面とか軟弱部分で注入深、注入間隔等を適当に変化させて、なるべく均等な岩盤が保たれるように計画する。また、えん堤の種類によっては荷重の集中する部分に対し特に強化することもある。

コンソリデーショングラウトは、カーテングラウトよりは注入深は浅く計画される。また、低圧ではあるが注入による岩盤、打設されたコンクリートの持ち上がり等の恐れがあるので注意が必要であり、2~3リフト打設後行うように設計する。

6. 水通し部における基礎部の長さの割増

主えん堤基礎部は、落下水による洗掘等を考慮し、水通し肩線垂直に下ろした線から余裕をもった長さとする。なお、水通し部における基礎部の長さの割り増しは、図2-1-29を標準とする。

表 2-1-21 基礎部の長さの割り増し

	砂 礫	軟岩 (I) (II)	中硬岩、硬岩
A	2.0m 以上	1.5m 以上	1.2m 以上
B	1.5m 以上	1.2m 以上	1.0m 以上

なお、A、Bの値は、表2-1-21により決定のこと。

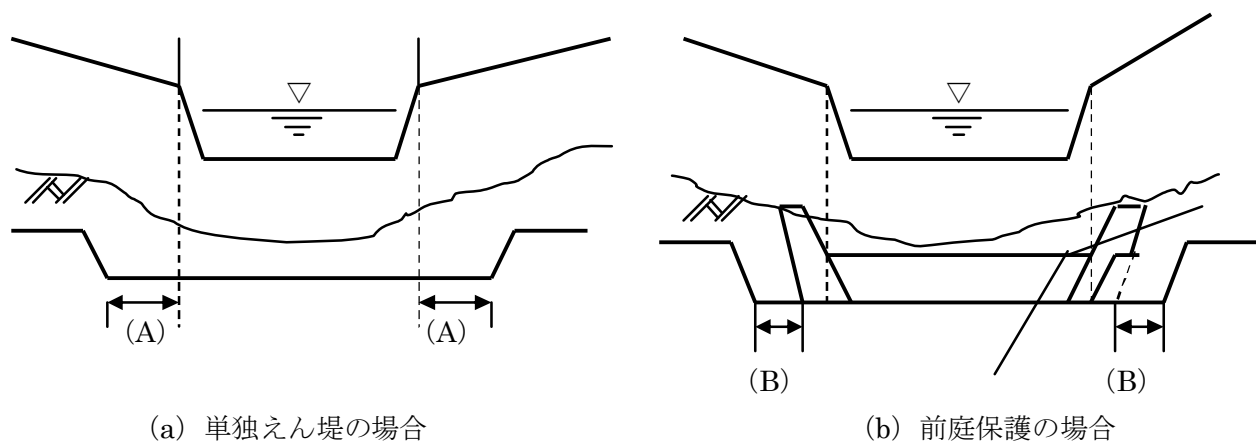


図 2-1-29 基礎部の長さの割増

3.6.4 カットオフの構造

カットオフは、遮水を目的とする場合、下流部の洗掘から基礎部を保護する場合等に計画する。カットオフは、その目的を明確にし計画を行う。

解説

① 遮水を目的で設置する場合

パイピングに対する検討を実施して計画する。

h : パイピング防止に必要な深さ

H : 軟岩 I, II 1.0m 以上

中硬岩以上 0.5m 以上

b<sub>1</sub> : h < 2.0m の場合 2.0m 程度

h ≥ 2.0m の場合 2.5m 程度

n : 土質による掘削勾配

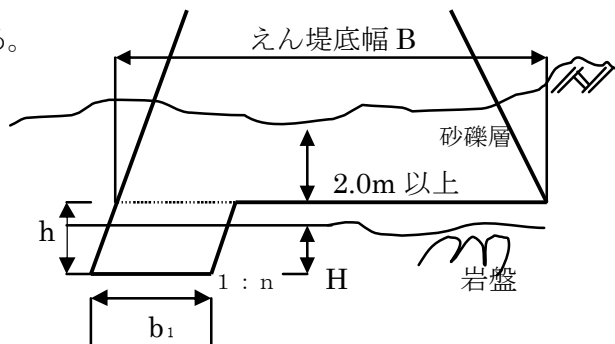


図 2-1-30

② 下流の洗掘に対する保護を目的で設置する場合

基礎が中硬岩・硬岩で、前庭保護工として水叩きを設置しない場合。

h : 1.0m を標準とする。

b<sub>1</sub> : 2.0m を標準とする。

ただし、b<sub>2</sub> ≥ B/3 の場合は b<sub>2</sub> = B/3 として

b<sub>1</sub> を決定する。

n : 土質による掘削勾配

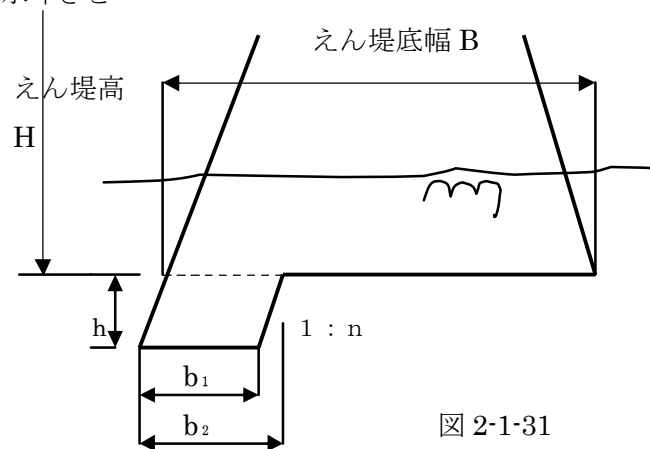


図 2-1-31

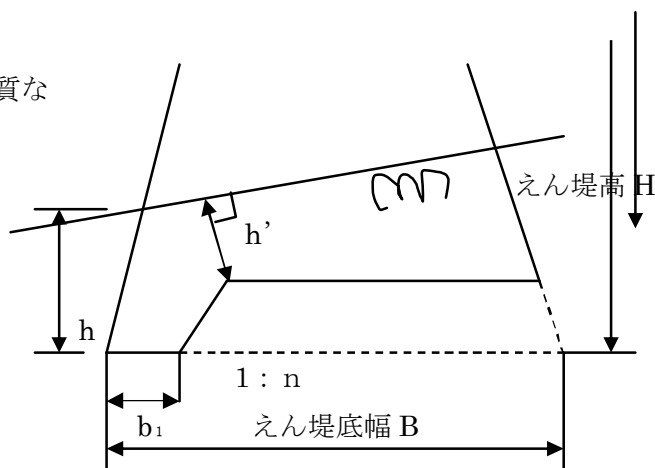
③ 断面節約を目的で設置する場合

岩着基礎の場合で、軟岩 II 程度以上の良質な岩盤に検討する。

h, h' : 土質による所定の根入れ深さ

b<sub>1</sub> : 2.0 ≤ b<sub>1</sub> かつ b<sub>1</sub> ≥ B/3

n : 土質による掘削勾配



### 3.7 袖の設計

えん堤の袖は、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、上流の現溪床勾配程度とする。
2. 袖は、原則として同勾配で地山に嵌入させるものとし、山際では水平とする。
3. 袖の両岸への嵌入は、えん堤基礎と同程度の安定性を有する地盤まで行う。
4. 屈曲部におけるえん堤の袖高は、偏流を考慮して定める。

#### 解説

袖天端の幅は、本来はそのえん堤に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るが、一般には水通し天端幅と同一かそれより若干小さいのが通常である。

#### 3.7.1 袖部の安定計算

特に流出土砂による衝撃を考慮する必要がある箇所等においては、水通し天端まで計画堆砂勾配で堆砂した状態を考え、土石流流体力及び礫の衝撃力と流木の衝撃力の大きい方を水平に作用させて、えん堤材料の許容応力に対する安定計算を行う。

#### 解説

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

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

袖部天端幅は本堤の天端幅に一致させるか、あるいは 1.5m を下限とする。また、必要に応じて鉄筋等による補強を行なう。

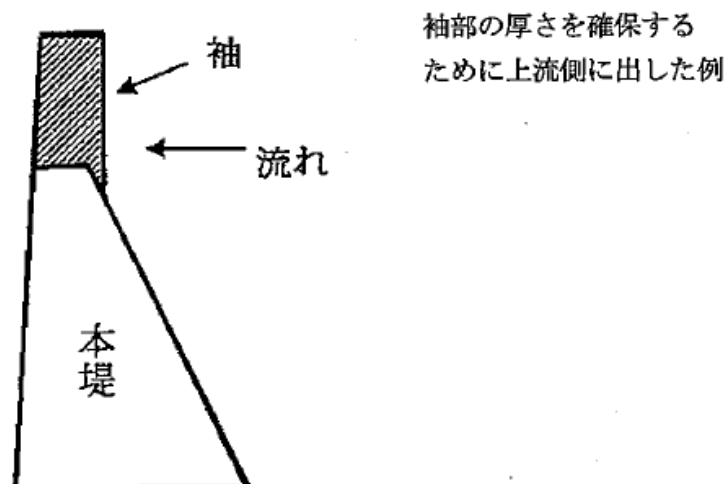


図 2-1-35 袖部の断面



(1) 安定条件

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。

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2-1-35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

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2-1-35)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2-1-35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ものとする。

(2) 安定計算

① 礫の衝撃力

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て安定計算を行う。

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

$$P = n \alpha^{3/2} \quad \cdots (2-1-50) \quad n = \sqrt{\frac{16R}{9\pi^2(K_1 + K_2)^2}} \quad \cdots (2-1-54)$$

$$K_1 = \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1} \quad \cdots (2-1-51) \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2} \quad \cdots (2-1-55)$$

$$\alpha = \left( \frac{5V^2}{4n_1 n} \right)^{2/5} \quad \cdots (2-1-52) \quad n_1 = \frac{1}{M_2} \quad \cdots (2-1-56)$$

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} \quad \cdots (2-1-53) \quad E = \frac{m_2 V^2}{m_1} \quad \cdots (2-1-57)$$

ここで、

$E_1, E_2$  : コンクリート及び礫の弾性係数 (kg/m<sup>2</sup>)

$\nu_1, \nu_2$  : コンクリート及び礫のポアソン比

$M_2$  : 礫の質量 (kg/m/sec<sup>2</sup>)

$R$  : 礫の半径 (m)

$\pi$  : 円周率 (=3.14)

$V$  : 礫の速度 (m/sec)

$\alpha$  : へこみ量 (m)

$K_1, K_2$  : 定数

である。礫の速度は土石流流速と等しいとし、礫径は最大礫径とする。また、礫は図 2-1-35 に示すように水通し天端まで堆積した状態 (計画堆砂勾配) で、土石流水面に浮いて衝突するものとする。土石流水深が礫径より小さい場合は、礫は堆砂面上を流下して衝突するものとする。

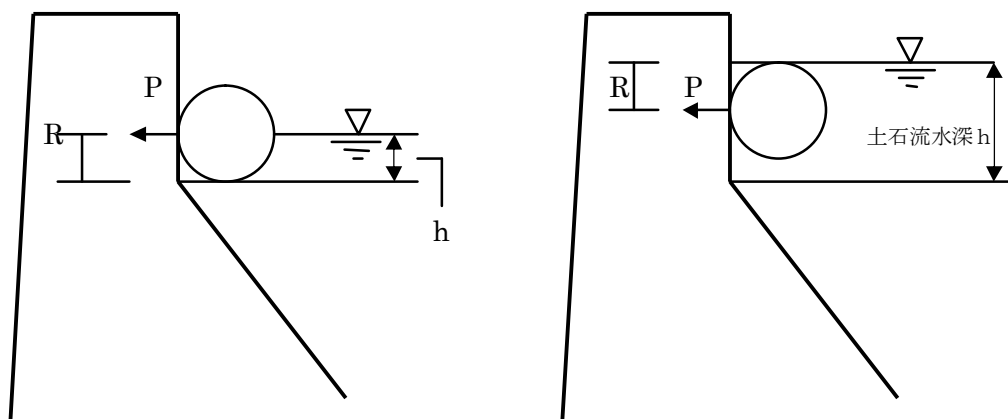


図 2-1-35 袖に対する礫の衝突荷重

(参考) 礫及びコンクリートの物理定数の例

礫の弾性係数  $E_2 = 5.0 \times 10^9 \times 9.8 \text{ N/m}^2$ , ポアソン比  $\nu_2 = 0.23$

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

コンクリートのポアソン比  $\nu_1 = 0.194$

・礫の衝突速度による補正

マスコンクリートに礫が衝突した場合、衝突速度が大きくなるとマスコンクリートに作用する衝撃力は小さくなることが知られているので、前述の衝撃力  $P$  を図 2-1-36 に従って実際に袖部のコンクリートに作用する衝撃力  $P_R$  を計算する。

$$P_R = \beta P \quad \dots (2-1-58)$$

ここに、

$P_R$  : 補正後の土石流衝撃力 (kN)

$P$  : 土石流衝撃力 (kN)

$\beta$  : 補正係数 (図 2-1-36)

$$\beta = (E + 1)^{-0.8} \quad \dots (2-1-59)$$

$E$  : 係数 ( $\text{m}^2/\text{sec}^2$ )

$$E = \frac{M_2}{M_1} V^2 \quad \dots (2-1-60)$$

$M_1$  : 打設ブロックごとの袖部コンクリートの質量 ( $\text{N}/\text{m}/\text{sec}^2$ )

$V$  : 衝突速度 (土石流ピーク流量時のフロント部の流速)

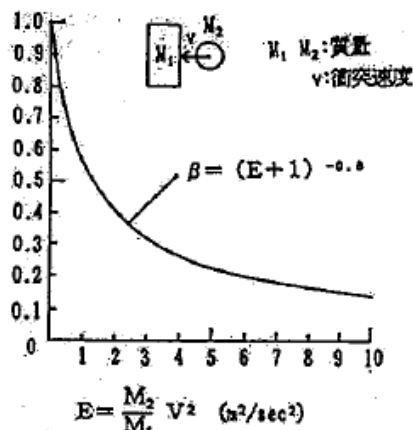


図 2-1-36 礫の衝突速度と衝撃力の補正係数

(水山、伊巻：砂防ダムに対する土石流衝撃力実験、土木技術資料 Vo122-No.11 の一部を改変)

・単位幅当りの土石流衝撃力

$$P_1 = P_R / L \quad \dots (2-1-61)$$

ここに、 $P_1$  : 単位幅当りの衝撃力 (kN/m)、 $L$  : 打設ブロックの平均長 (m)

②流木の衝撃力

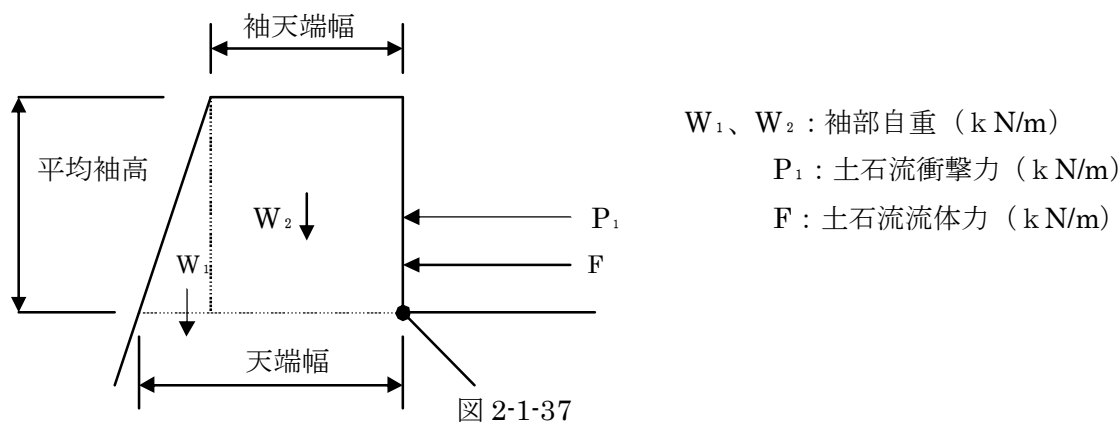
流木の衝撃力は、流木の諸数値を用いて、礫の衝撃力と同様の方法で検討する。なお、流木の物理定数については、「改訂 4 版木材工業ハンドブック 森林総合研究所監修」に準じる。

③土石流衝撃力

単位幅あたりの礫の衝撃力と流木の衝撃力を比較し、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安定検討

滑動、破壊に対する安定検討を行う。



3.7.2 袖部の補強

前項の安定計算結果、袖部の安定が確保できない場合には、鉄筋等により補強を行わなければならない。

解説

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

また、鉄筋に生じる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、コンクリート部に生じる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。

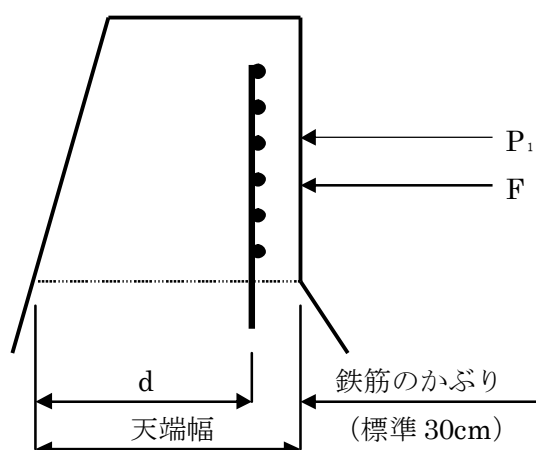


図 2-1-38

(1) 単位幅当りの必要鉄筋量

$$A_s = \frac{M_{\max}}{\sigma_{sa} \cdot \frac{7}{8} \cdot d} \quad \cdots (2-1-62)$$

$$M_{\max} = P_1 \times D_{95} / 2 + F \times h / 2 \quad \cdots (2-1-63)$$

ここに、

$A_s$  : 単位幅あ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 (kN/m)

$\sigma_{sa}$  : 鋼材の許容応力度に短期強度を考慮して 1.5 倍したもの (=234N/mm<sup>2</sup>)

$P_1$  : 単位幅当りの衝撃力 (kN/m)

$F$  : 土石流流体力 (kN/m)

$d$  : 水通し下流面から補強部材までの距離 (m)

(2) 鉄筋に働く付着力

$$\tau_0 = \frac{S_{\max}}{U \cdot \frac{7}{8} \cdot d} < \tau_{oa} \quad \cdots (2-1-64)$$

$$S_{\max} = P_1 + F \quad \cdots (2-1-65)$$

ここに、

$\tau_0$  : 鉄筋に働く付着応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_{oa}$  : 異形鉄筋の付着応力度 (=2.1N/mm<sup>2</sup>)

$S_{\max}$  : 最大せん断力 (kN/m)

$U$  : 引張鉄筋周長の総和 (cm)

(3) コンクリートに働くせん断応力度

$$\tau = \frac{S_{\max}}{b \cdot \frac{7}{8} \cdot d} < \tau_a \quad \cdots (2-1-66)$$

ここに、

$\tau$  : 鉄筋に働く付着応力 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_a$  : コンクリートの許容せん断応力度 (=0.4 N/mm<sup>2</sup>)

$b$  : 袖の単位幅 (=1.0m)

(4) 許容応力度等 (コンクリートの設計基準強度  $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$ )

・ 鋼材(SD295A)の許容引張応力度  $\sigma_{sa} = 156\text{N/mm}^2$

『コンクリートの設計基準強度  $\sigma_{ck} = 18\text{N/mm}^2$  未満の場合は、 $\sigma_{sa} = 156\text{N/mm}^2$  以下とする。;

(コンクリート標準示方書)』

- ・短期強度を考慮し 1.5 倍する  $\sigma_{sa} = 156 \times 1.5 = 234 \text{ N/mm}^2$   
(土石流の衝撃力のみに配慮することから短期荷重として 50%の割り増しをする。)
- ・異形鉄筋の付着応力度  $1.4 \text{ N/mm}^2$

表 2-1-22 許容付着応力度

単位：N/mm<sup>2</sup>

鉄筋の種類	設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )				
	18	21	24	27	30
異形鉄筋	1.4	1.4	1.6	1.7	1.8

- ・短期強度では  $1.4 \times 1.5 = 2.1 \text{ N/mm}^2$
- ・コンクリートの許容せん断応力度  $0.4 \text{ N/mm}^2$

表 2-1-23 鉄筋コンクリートの許容応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

部材の種類	設計基準強度	曲げ圧縮	せん断	
			はりの場合	スラブの場合
鉄筋コンクリート	18	7	0.4	0.8
	24	9	0.45	0.9

- ・短期強度では  $0.4 \times 1.5 = 0.6 \text{ N/mm}^2$
- ・鉄筋の定着長 (道路橋示方書参照)

$$l_a = \frac{\sigma_{sa}}{4 \cdot \tau_0} \cdot D \quad \dots (2-1-67) \quad \text{と } 20D \text{ の大きい値}$$

ここに、D：鉄筋の直径 (cm)

D13 (公称直径 12.7mm) の場合では

$$l_a = \frac{234}{4 \times 2.1} \times 12.7 = 354 \text{ mm}$$

$$20 \cdot D = 20 \times 12.7 = 254 \text{ mm}$$

以上より、定着長は 260mm とする。

### 3.7.3 袖天端勾配

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えん堤の本体の破壊の原因になりやすい。このため、袖はこれらに対処するため十分な袖勾配をつける。袖勾配は、現溪床勾配程度もしくはそれより急な勾配をつけることを原則とする。

解説

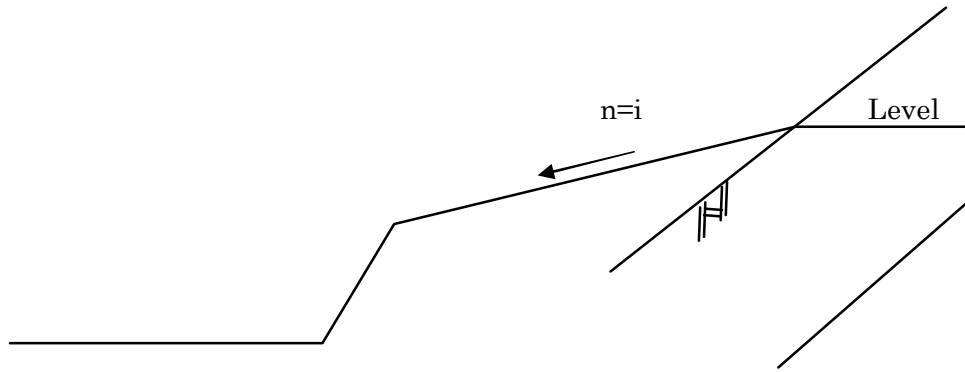


図 2-1-39

n : 袖勾配  
i : 現況溪床勾配程度もしくはそれより急勾配

1. 袖部の嵩上げ高

$0.5\text{m} \leq h \leq 2.0\text{m}$  とする。

但し、屈曲部における嵩上げ高は、グラシオーの式より求めた値を参考に決定する。

$$h = \frac{V^2}{g} \times 2.303 \times (\log R_2 - \log R_1) \quad \dots (2-1-68)$$

V : 水路曲線部の平均流速(m/sec)

g : 重力加速度(9.8m/sec<sup>2</sup>)

R<sub>1</sub> : 水路内側の曲率半径(m)

R<sub>2</sub> : 水路外側の曲率半径(m)

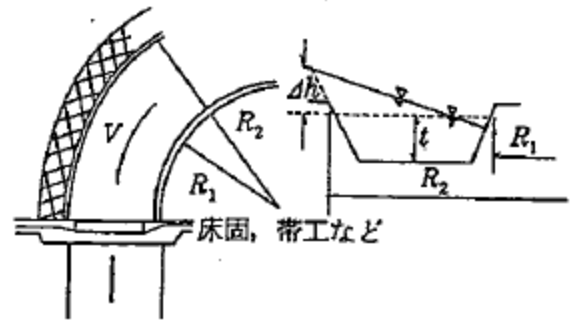


図 2-1-40 湾曲部の嵩上げ

2. 袖が長い場合の処理

袖が長くなる場合は、袖高で 5m もしくは長さで 15m に達した地点から水平とする。

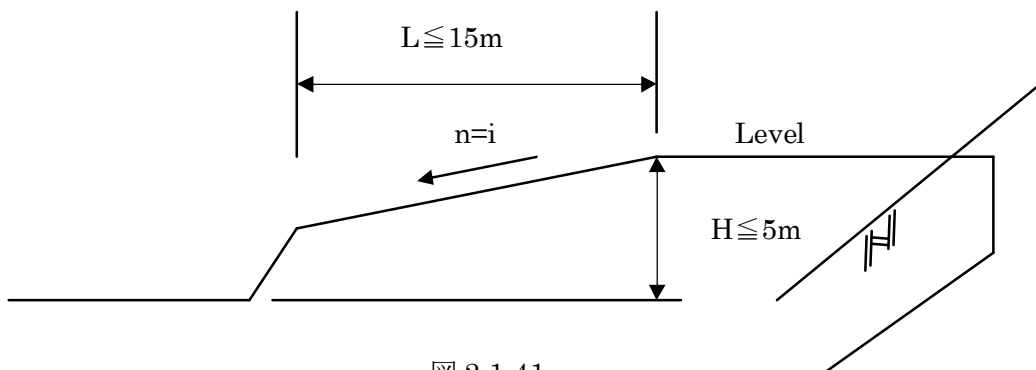


図 2-1-41

### 3.7.4 袖天端幅

袖天端の幅は、本来はそのえん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、水通し天端幅と同一かそれより若干小さくし、下限値を1.5mとする。

解説

袖天端幅は、水通し高や袖勾配の関係で袖高が高くなり1.5m未満になる場合がある。この場合には、不足分を上流側に腹付けを行うものとする。

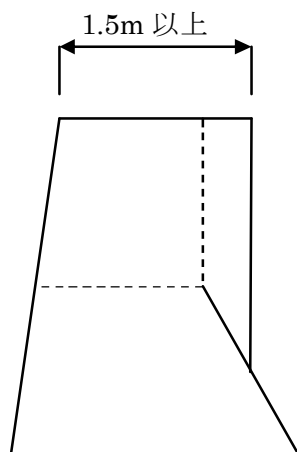


図 2-1-42 上流側の腹付け

### 3.7.5 袖の嵌入

袖の嵌入の深さは、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に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。

解説

袖の嵌入は、土質に応じた深さとする。

表 2-1-24 袖の嵌入深の標準

方 法	A 部	B 部
土 砂	3.0m 以上	2.0m 以上
軟岩 I, II	2.5m 以上	1.5m 以上
中硬岩、硬岩	2.0m 以上	1.0m 以上

\*C が 2.0m 以上となる場合は、上部 1.0m は垂直にとり、その下部は土質により安定勾配をとる。

岩盤の上に土砂が載っている場合には

$$A : T_1 + 1.2T_2 + 1.5T_3 \geq 3.0m$$

$$B : T_1 + 1.3T_2 + 2.0T_3 \geq 2.0m$$

ここに、 $T_1$  : 土砂の厚さ

$T_2$  : 軟岩 I 及び II の厚さ

$T_3$  : 中硬岩以上



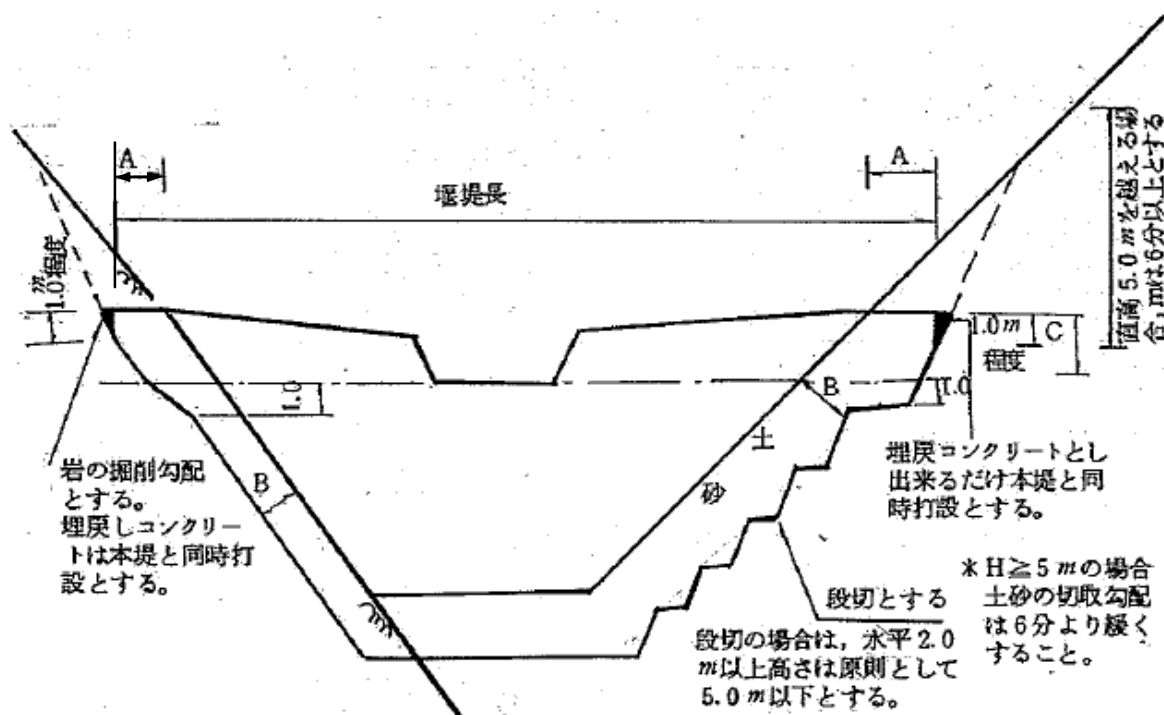


図 2-1-43

また、袖部地山嵌入部の形状は、地山の土質により労働安全衛生規則に準ずる。

表 2-1-25 段切勾配

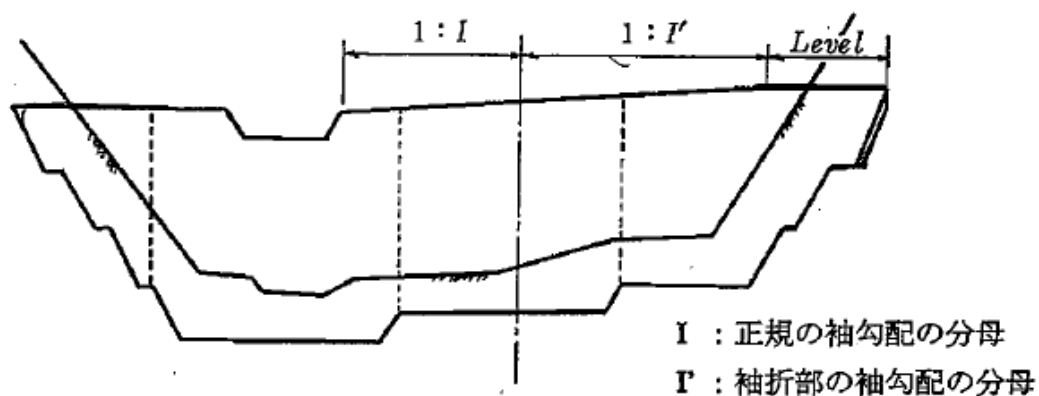
最急勾配	土質	段切勾配	段切勾配	備考
	土砂	5m 未満	1 : 0.5	
	5m 以上	1 : 0.6		
礫混り土、転石混り土	5m 未満	1 : 0.5		
	5m 以上	1 : 0.6		
軟岩 I・II	5m 未満	1 : 0.2	極めて亀裂が多くて風化の進んでいる軟岩は土砂と考える。	
	5m 以上	1 : 0.3		
中硬岩・硬岩	5m 未満	1 : 0.1		
	5m 以上	1 : 0.3		

### 3.7.6 袖折れえん堤の設計

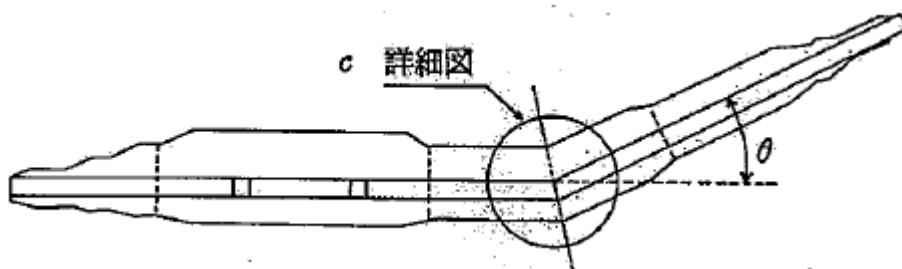
1. えん堤サイトの直下流の地形が谷状から急に開けて袖長が長くなる場合は、経済性を考慮して上流側に袖を折ることを検討する。(折れ角度は  $45^\circ$  以下とする。)
2. 折れ部より袖端部までの袖勾配は、次式より算出し、山際においては水平とする。
3. 袖部の折れ点には、継手工を設けず、少なくとも  $3.0\text{m}$  以上離し、袖部の軸方向に直角に設ける。

解説

a 正面図



b 平面図



c 詳細図

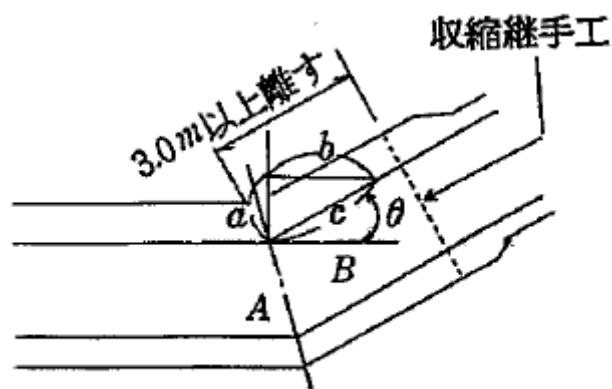


図 2-1-44

注 A, B 間のブロックは  $3.0\text{m}$  以上を一体として打設すること。

袖折部の袖勾配  $I'$  は、えん堤軸方向の袖勾配  $I$  とえん堤軸に直角方向堆砂勾配との合成勾配として考える

(例) 袖勾配の計算

土石流対策えん堤では、

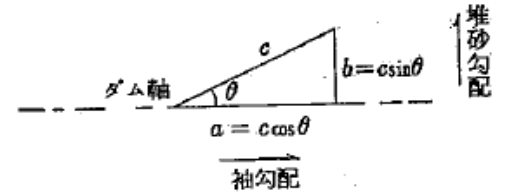
$$a \times \frac{1}{I} + b \times \frac{1}{2I} = \frac{2a+b}{2I} = \frac{c \cdot (2 \cos \theta + \sin \theta)}{2I} \quad \dots (2-1-69)$$

$$\text{高低差は} \quad \therefore \frac{1}{I'} = \frac{\frac{c(2 \cos \theta + \sin \theta)}{2I}}{c} = \frac{2 \cos \theta + \sin \theta}{2I} \quad \dots (2-1-70)$$

$$\therefore I' = \frac{2I}{2 \cos \theta + \sin \theta} \quad \dots (2-1-71)$$

その他のえん堤では地質に関わりなく

$$\therefore I' = \frac{I}{\cos \theta + \sin \theta} \quad \dots (2-1-72)$$



【袖折れえん堤割増しコンクリート (V') 及び型枠 (A') の算出法】

図 2-1-45

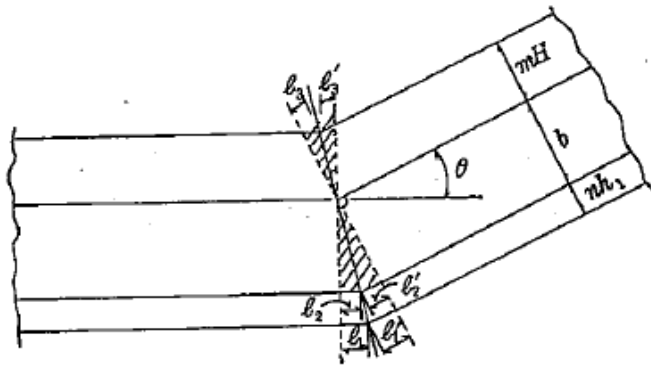
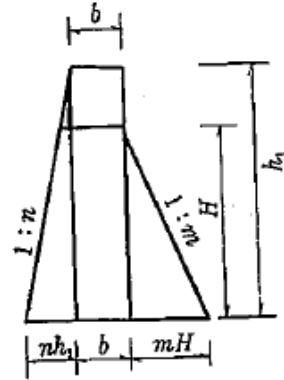


図 2-1-46



(イ) コンクリート

$$V' = l_2 b h_1 + \frac{1}{3} n h_1^2 (2l_2 + l_1) - \frac{1}{3} l_3 m H^2 \quad \dots (2-1-73)$$

注1. 式の誘導

$$l_1 = l_1' = (b + n h_1) \tan \frac{\theta}{2} \quad \dots (2-1-74)$$

$$l_2 = l_2' = b \tan \frac{\theta}{2} \quad \dots (2-1-75)$$

$$l_3 = l_3' = m H \tan \frac{\theta}{2} \quad \dots (2-1-76)$$

$$\begin{aligned} V' &= \frac{1}{2} l_2 b h_1 + \frac{1}{2} l_2' b h_1 + \frac{1}{6} n h_1^2 (2l_2 + l_1) + \frac{1}{6} n h_1^2 (2l_2' + l_1') - \frac{1}{6} l_3 m H^2 - \frac{1}{6} l_3' m H^2 \\ &= \frac{1}{2} l_2 b h_1 + \frac{1}{2} l_2 b h_1 + \frac{1}{6} n h_1^2 (2l_2 + l_1) + \frac{1}{6} n h_1^2 (2l_2 + l_1) - \frac{1}{6} l_3 m H^2 - \frac{1}{6} l_3 m H^2 \\ &= l_2 b h_1 + \frac{1}{3} n h_1^2 (2l_2 + l_1) - \frac{1}{3} l_3 m H^2 \quad \dots (2-1-77) \end{aligned}$$

(ロ) 型枠

$$A' = (l_1 + l_2) \cdot h_1 \sqrt{1 + n^2} - l_3 \cdot H \sqrt{1 + m^2} \quad \dots (2-1-78)$$

### 3.8 前庭保護工の設計

#### 3.8.1 前庭保護工

前庭保護工は、えん堤からの落下水、落下砂礫による基礎地盤の洗掘及び下流の河床低下の防止に対する所要の効果が発揮されるとともに、落下水、落下砂礫による衝突に対して安全なものとなるよう設計するものとする。

#### 解説

前庭保護工は副えん堤及び水褥池による減勢工、水叩き、側壁護岸、護床工等から成る。

砂防えん堤を越流する水脈は、一般に高段からの自由落下であり、水脈の落下地点における衝突水圧等によりえん堤基礎部が洗掘される。一方衝突した水脈は下流へ高流速で流下するため、現況河川の水利条件にもどる地点まで河床低下が生じる。このためえん堤基礎と下流の河床への悪影響をなくす目的で、前庭保護工を設けて対処している。

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。土石流が袖を越流すると予想される場合は、本指針第2編第1章 3.5.2 図 2-1-16 に示すように土石流の越流を考慮した構造とする。

副えん堤の下流のり勾配は、本指針第2編第1章 3.5.5 (2) の考え方に従う。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。構造は設計流量に対して河川砂防技術基準（案）設計編第3章に従い決定する。

副えん堤に設置される流木対策施設の土石流時の設計外力は、部分透過型における設計外力を準用する（本指針第2編第1章 5.1.2 図 2-1-86）。また、土石流の諸元は本えん堤の設計に用いた値とするが、土石流の波高、流速等の計算に用いる溪床勾配は計画堆砂勾配とする。

砂防えん堤からの越流水の減勢のためには、一般に副えん堤を設けることにより水褥池を形成した減勢工を用いることが多い。

表 2-1-26 前庭保護工法の適用区分表

高さ	地質	工 法	摘 要
H $\geq$ 15m	砂礫	副えん堤+水叩工	えん堤高再検討
	岩	副えん堤+水叩被覆工	良質な岩盤で大きな洗掘がない場合 (風化防止のため、水叩厚 0.5m を標準とする。)
		副えん堤+水叩工	
H<15m	砂礫	垂直壁+水叩工	
		副えん堤+水叩工	・水叩厚を計算式で算出して t>2.5m となる場合 ・流送砂礫の径が大
	岩	垂直壁+水叩工	
		副えん堤+水叩工	・水叩厚を算出して t>2.5m となる場合 ・流送砂礫の径が大 ・極端に岩質が脆弱

3.8.2 副えん堤工

副えん堤の位置及び天端の高さは、えん堤基礎地盤の洗掘及び下流河床低下の防止に対する効果が十分発揮されるよう定めるものとし、副えん堤の水通し、本体、基礎部、袖の設定は主えん堤に準じて行うものとする。

ただし、袖天端勾配は、水平を原則とする。

解説

副えん堤を計画する場合は、えん堤高 15m 以上の場合、垂直壁工法では水叩厚が 2.5m を越える場合、あるいは流送砂礫の径が大きく水叩工のみではもたない場合に計画する。

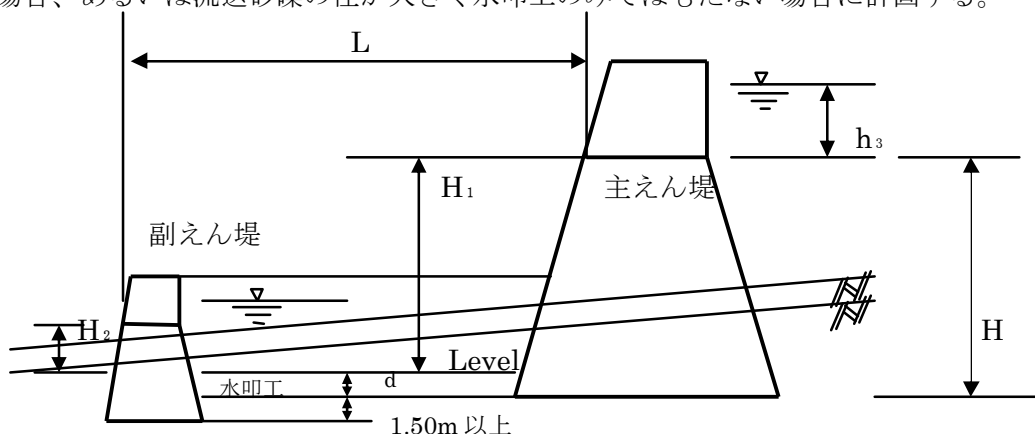


図 2-1-47 副えん堤と水叩工の併用

(注) ウォータークッション内の側壁工には、水抜孔を設けないこと。

副えん堤は、原則本えん堤と平行に設置する。ただし、地形の状況等によりこれにより難しい場合は、図 2-1-49 のとおりとすることができる。

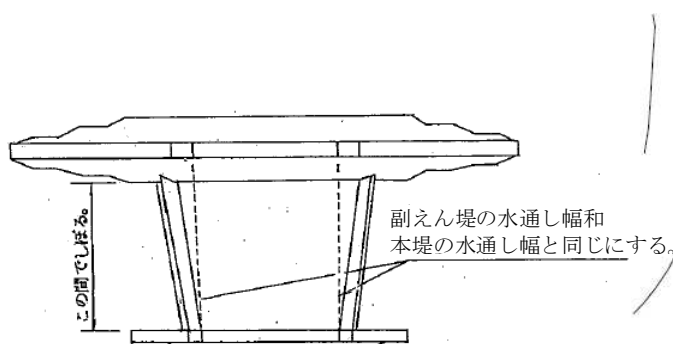


図 2-1-48 副えん堤平面図 (標準)

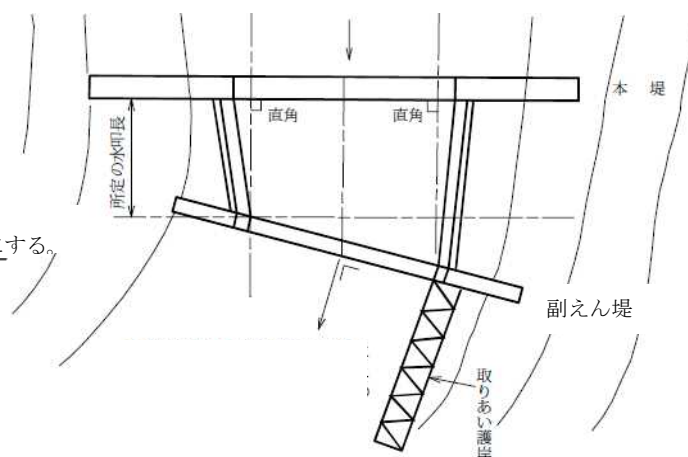


図 2-1-49 副えん堤平面図 (湾曲部)

1. 副えん堤の位置を求める式

(1) 経験式 (堤高 20m 未満)

$$L = \alpha (H_1 + h_3) \text{ [10cm 単位で切上げ]} \quad \dots (2-1-79)$$

L : 本、副えん堤間の長さ

(本えん堤天端下流端から副えん堤天端下流端までの長さ) (m)

H<sub>1</sub> : 水叩き天端

h<sub>3</sub> : 本えん堤の越流水深 (m)

α : 係数であり 1.5~2.0 の範囲とする。α は下記の式を参考に決定することができるが、鳥取県では α=1.5 を標準とする。

$$\alpha = 2.0 - \frac{1}{34}(H_1 - 3) \quad \dots (2-1-80)$$

(2) 半理論式 (堤高 20m 以上)

$$L \geq 1 + X + b_2 \quad \dots (2-1-81)$$

l : 水脈飛距離

$$l = V_0 \left\{ \frac{2(H_1 + \frac{1}{2}h_3)}{g} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad \dots (2-1-82)$$

V<sub>0</sub> : 本えん堤越流部流速(m/s)

$$V_0 = \frac{q_0}{h_3} \quad \dots (2-1-83)$$

q<sub>0</sub> : 本えん堤越流部単位幅当たり流量(m<sup>3</sup>/s)

h<sub>3</sub> : 本えん堤の越流水深(m)

H<sub>1</sub> : 水叩き天端又は基礎岩盤面からの本えん堤の高さ(m)

g : 重力の加速度(9.8m/s<sup>2</sup>)

X : 跳水の距離(m)

$$X = \beta hf \quad \dots (2-1-84)$$

β : 係数 (4.5~5.0)

hf : 水叩き天端又は基礎岩盤面から副えん堤の越流水面までの高さ(m)

$$hf = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1) \quad \dots (2-1-85)$$

h<sub>1</sub> : 水脈落下地点の跳水前の射流水深(m)

$$h_1 = q_1 / V_1 \quad \dots (2-1-86)$$

q<sub>1</sub> : 水脈落下地点の単位幅当たり流量(m<sup>3</sup>/s)

V<sub>1</sub> : 水脈落下地点流速(m/s)

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + h_3)} \quad \dots (2-1-87)$$

$F_1$  : 水脈落下地点の跳水前のフルード数

$$F_1 = V_1 / \sqrt{gh_1} \quad \dots (2-1-88)$$

$b_2$  : 副えん堤の天端幅(m)

2. 副えん堤の天端の高さを求める式

(1) 経験式

$$H_2 = (1/3 \sim 1/4)H \quad \dots (2-1-89)$$

$H_2$  : 本、副えん堤の重複高 (本えん堤堤底高と副えん堤天端高の差) (m)

$H$  : 本えん堤のえん堤高(m)

(2) 半理論式

$$H_2' = hf - h_2 \quad \dots (2-1-90)$$

$H_2'$  : 水叩き天端高 (又は基礎岩盤面) より副えん堤天端高までの高さ(m)

$h_2$  : 副えん堤の堰の公式によって求められる越流水深 (一般に本えん堤の越流水深と同一としている。) (m)

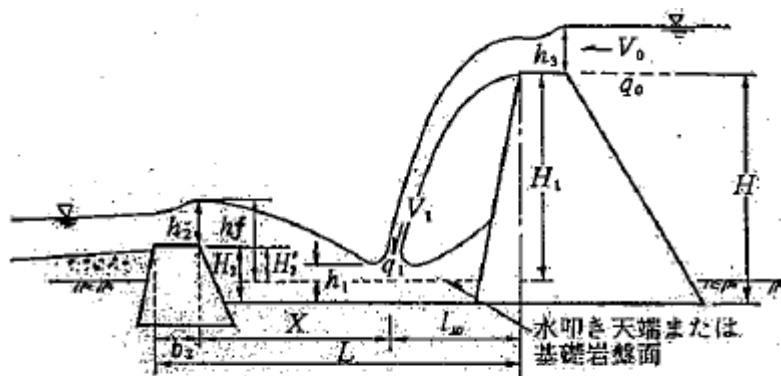


図 2-1-50 副えん堤の位置及び高さ

3. 水叩きに勾配をつける場合

$$L = \frac{\alpha(H_1 + h_3)}{1.0 - (1.5 \times I)} \quad \dots (2-1-91)$$

I : 水叩き勾配

$\alpha$ については、1.5を標準とする。

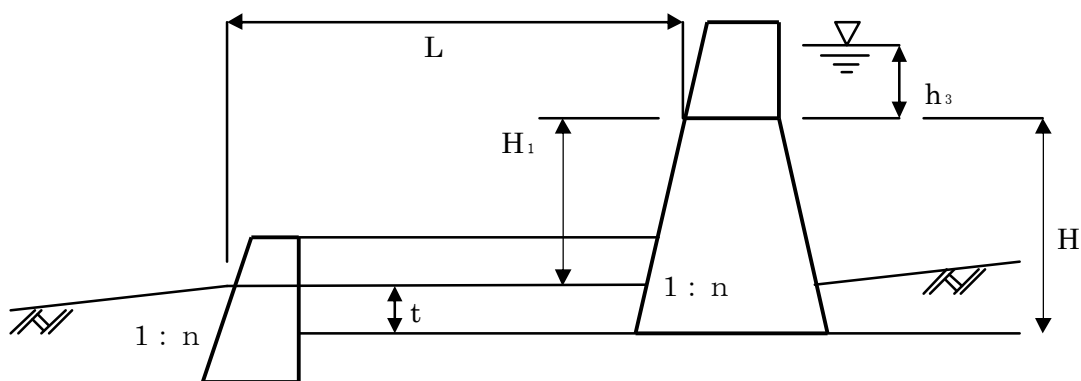


図 2-1-51

4. 多段式 (2段、3段目・・・) の場合

$$L_1 = 2.0 (H_1 + h_3)$$

$\alpha$ については、2.0~3.0の範囲であり、鳥取県では2.0を標準とする。

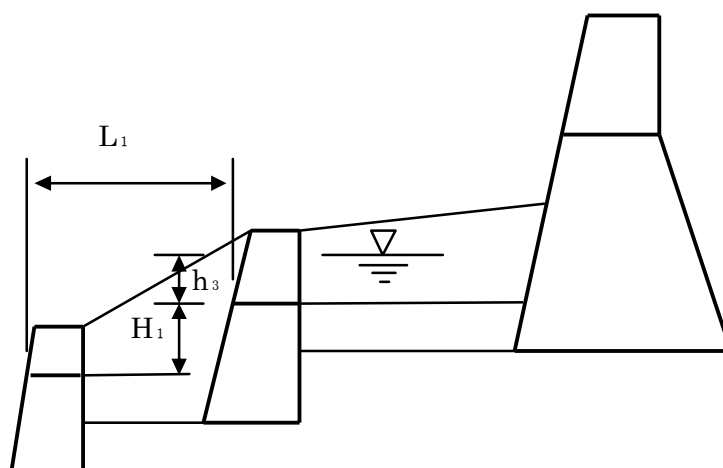


図 2-1-52

水叩きに勾配をつける場合は次式により求める。

$$L_1 = \frac{2.0(H_1 + h_3)}{1.0 - (2.0 \times I)} \quad \dots (2-1-92)$$